Research Fund for Coal and Steel Ερευνητικό πρόγραμμα INNOSEIS RFCS-02-2015

# Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

2017

Επιμέλεια έκδοσης: Ιωάννης Βάγιας



#### Τίτλος Αγγλικής Έκδοσης: Innovative anti-seismic devices and systems

1<sup>st</sup> edition, 2017

#### Published by: ECCS – European Convention for Constructional Steelwork publications@steelconstruct.com www.steelconstruct.com

All rights reserved. No parts of this publication may be reproduced, stored in a retrieval sys-tem, 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 © 2017 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147- 136-2

Printed in Sersilito, Empresa Grafica Lda.

Legal deposit

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Οι σεισμοί λαμβάνουν χώρα από τη στιγμή που η θεά Αθηνά έθαψε έναν γίγαντα, τον Εγκέλαδο, κατά τη διάρκεια της Γιγαντομαχίας στο βουνό της Αίτνας στη Σικελία. Πρόσφατες έρευνες επιβεβαίωσαν ότι η σεισμική δραστηριότητα οφείλεται και σε άλλους λόγους, όπως η τεκτονική δραστηριότητα, εκτός από τις ηφαιστειακές εκρήξεις που προκαλούνται όταν ο Εγκέλαδος αισθάνεται άβολα στην Αίτνα. Από όλους τους φυσικούς κινδύνους, οι σεισμοί αποτελούν την μεγαλύτερη απειλή για τη ζωή και την απώλεια περιουσίας. Ωστόσο, παρόλο που οι σεισμοί δεν μπορούν να αποφευχθούν, οι καταστροφικές τους επιπτώσεις στα κτίρια μπορούν, εφόσον ακολουθηθούν οι κατάλληλες προδιαγραφές.

Ακολουθώντας τις διεθνείς τάσεις, εκτεταμένη έρευνα διεξήχθη στην Ευρώπη πάνω σε κατασκευές ανθεκτικές σε σεισμούς. Ορισμένα καινοτόμα συστήματα που βασίζονται στην απορρόφηση και την απόσβεση της σεισμικής ενέργειας επινοήθηκαν πρόσφατα ως αποτέλεσμα αυτών των εθνικών και ευρωπαϊκών ερευνητικών προγραμμάτων. Τα μέλη απορρόφησης ενέργειας, στα οποία είναι δυνατό να συγκεντρωθεί η ζημιά, είναι συνήθως μικρά και αποσυναρμολογούμενα ώστε να καταστεί εύκολη η αντικατάστασή τους μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Ωστόσο, αυτά τα συστήματα δεν έχουν χρησιμοποιηθεί ή ενταχθεί στην αγορά των μεταλλικών κατασκευών, καθώς δεν έχουν συμπεριληφθεί στους Ευρωκώδικες κατάλληλες διατάξεις για το σχεδιασμό τους, και μόνο λίγοι σχεδιαστές είναι επαρκώς σίγουροι ώστε να τις χρησιμοποιήσουν. Το ερευνητικό πρόγραμμα INNOSEIS, το οποίο έχει χρηματοδοτηθεί από το Ταμείο Έρευνας για τον Άνθρακα και το Χάλυβα (Research Fund for Coal and Steel - RFCS) με τη συμμετοχή 11 φορέων, έχει ως στόχο να αντιμετωπίσει αυτήν την έλλειψη. Ο στόχος του προγράμματος INNOSEIS είναι αφενός η διάδοση πληροφοριών και γνώσης σχετικά με τα 12 καινοτόμα συστήματα προκειμένου να επιτευχθεί ευρύτερη χρήση τους στον κατασκευαστικό τομέα και, αφετέρου, να προσφερθούν τα εργαλεία που θα οδηγήσουν στην επίσημη έγκριση από τον κανονισμό οποιουδήποτε νέου αντισεισμικού συστήματος μέσω μιας τυποποιημένης μεθοδολογίας για τον προσδιορισμό αξιόπιστων συντελεστών συμπεριφοράς και την επιβεβαίωση ότι ο σχετικός κίνδυνος βρίσκεται εντός αποδεκτών ορίων.

Ο τόμος αυτός παρουσιάζει 12 καινοτόμα συστήματα με τη μορφή ενημερωτικών φυλλαδίων, από τα οποία τα τρία θεωρήθηκαν αντισεισμικές συσκευές μετά την εκπλήρωση των απαιτήσεων του σχετικού ευρωπαϊκού προτύπου ΕΝ 15129. Τα ενημερωτικά φυλλάδια περιλαμβάνουν περιγραφή των συστημάτων, πειραματικές έρευνες, κανόνες σχεδιασμού, στατικές αναλύσεις και εφαρμογές. Τα συστήματα που παρουσιάζονται είναι οι συνδέσεις INERD με πείρο και με ελάσματα σχήματος U, δοκοί και πείροι σύζευξης FUSEIS, κοχλιωτές και συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS, αντικαταστάσιμοι σεισμικοί σύνδεσμοι, αντικαταστάσιμες διατμητικές πλάκες, πλαίσια με τροποποιημένους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, χαλύβδινες συσκευές με ικανότητα επαναφοράς, χαλύβδινες συσκευές απόσβεσης τριγωνικού σχήματος και σχήματος C (ή μισοφέγγαρου).

Εκτός από αυτόν τον τόμο, έχουν δημιουργηθεί και άλλα έγγραφα τα οποία περιλαμβάνουν την προετοιμασία κανόνων σχεδιασμού, την καθιέρωση μίας διαδικασίας για τον υπολογισμό συντελεστών συμπεριφοράς και την περιγραφή αναλυτικών παραδειγμάτων σχεδιασμού. Παράλληλα έχουν λάβει χώρα δράσεις όπως η διοργάνωση σεμιναρίων και συνεδρίων, για την καλύτερη διάδοση των αποτελεσμάτων του προγράμματος. Περισσότερες πληροφορίες για το έργο, τους δραστηριότητες τους περιλαμβάνονται συνεργάτες και τic στο site http://innoseis.ntua.gr. Το υλικό αυτού του τόμου προετοιμάστηκε από κοινού από όλους τους συνεργάτες του έργου. Ο συντάκτης του τόμου είναι ο συντονιστής του ερευνητικού προγράμματος και ο υπεύθυνος του αντίστοιχου πακέτου εργασίας. Οι συνεργαζόμενοι φορείς του INNOSEIS είναι οι εξής:

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο	Ελλάδα
Politehnica University of Timisoara	Ρουμανία
Politecnico di Milano	Ιταλία
Universita di Napoli Federico II	Ιταλία
Universita di Pisa	Ιταλία
Rheinisch Westfälische Technische Hochschule Aachen	Γερμανία
Instituto Superior Tecnico Lisbon	Πορτογαλία
University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy	Βουλγαρία
Universiteit Hasselt	Βέλγιο
Maurer Sohne Engineering GmbH&CO KG	Γερμανία
ECCS–European Convention for Constructional Steelwork	Βέλγιο

## ΣΥΓΓΡΑΦΕΙΣ

Η μετάφραση του τόμου από την αγγλική έκδοση στην ελληνική πραγματοποιήθηκε από τους υποψήφιους διδάκτορες του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών Ε.Μ.Π., Παναγιώτη Τσαρπαλή, Δημήτρη Τσαρπαλή, Κωνσταντίνο Βλαχάκη και Ακριβή Χατζηδάκη.

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο (ΕΜΠ) Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών 15780 Αθήνα, Ελλάδα Κεφάλαια 1, 4 Συγγραφείς: Ιωάννης Βάγιας, Παύλος Θανόπουλος, Παναγιώτης Τσαρπαλής, Δανάη Δημακογιάννη

HASSELT UNIVERSITY Construction Engineering Research Group Campus Diepenbeek, Agoralaan building H, BE3590 Diepenbeek Κεφάλαιο 2 Συγγραφείς: Jose Henriques, Herve Degee

RHEINISCH-WESTFAELISCHE TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN (RWTH) Institute of Steel Construction 52074 Aachen, Germany Κεφάλαιο 3 Συγγραφείς: Benno Hoffmeister, Marius Pinkawa

POLITECNICO DI MILANO (POLIMI) Department of Architecture, Built Environment and Construction Engineering Piazza Leonardo da Vinci, 32, 20133 Milan, Italy Κεφάλαιο 5 Συγγραφείς: 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 Κεφάλαιο 6 Συγγραφείς: 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 Κεφάλαια 7, 8 Συγγραφείς Κεφαλαίου 7: Adriana Chesoan, Aurel Stratan, Dan Dubina Συγγραφείς Κεφαλαίου 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 Κεφάλαιο 9 Συγγραφείς: Tzvetan Georgiev, Lora Raycheva, Dimo Zhelev, Nikolaj Rangelov

UNIVERSITY OF PISA (UNIPI) Department of Civil and Industrial Engineering 56122 Pisa, Italy Κεφάλαιο 10 Συγγραφείς: Francesco Morelli, Agnese Natali, Walter Salvatore

MAURER SOHNE ENGINEERING GMBH & CO. KG (MSE) Frankfurter Ring 193 80807 Munich, Germany Κεφάλαια 11, 12 Συγγραφείς Κεφαλαίου 11: Christiane Butz Συγγραφείς Κεφαλαίου 12 : Valentina Renzi, Christiane Butz, Renzo Medeot

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛ	ΟΓΟΣ	I
ΣΥΓΓF	ΡΑΦΕΙΣ	III
ΠΕΡΙΕ	XOMENA	V
1 ΣΥ	ΎΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ	1
1.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ	1
1.3	ΜΟΝΤΕΛΑ ΟΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ	3
1.4	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΣΤΙΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ	7
1.5	ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	14
1.6	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΕ 2Δ ΚΤΗΡΙΑΚΑ ΠΛΑΙΣΙΑ	24
1.7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	34
1.8	ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	
1.9		
1.10	ΒΙΒΛΙΟΙ ΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	
2 ΣΥ	ΎΔΕΣΕΙΣ INERD ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ U	39
2.1		20
2.1	ΕΙΖΑΙ ΩΙ Π	
2.2		
2.3	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΣΤΙΣ ΣΥΝΛΕΣΕΙΣ ΜΟΡΦΗΣ ΙΙ	41 41
2.5	ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΛΙΑΣΜΟΣ ΤΟΝ ΛΟΜΙΚΟΝ ΠΛΑΙΣΙΟΝ	42
2.6	ΠΕΛΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	49
2.7	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	
3 10		52
5 40		
3.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	
3.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΕΙΡΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS	
3.3	ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	
3.4	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS	
3.5		
3.0		
3.1		
3.0 3.0		90 00
3.10	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	
0.10		
4 ПЕ	ΕΙΡΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS	93
4.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	93
4.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΕΙΡΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS	
4.3	ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	
4.4	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΕΙΡΩΝ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS	97
4.5	ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ «FUSEIS1-2»	105
4.6	ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑ ΔΥΟ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ	

	4.7 4.8	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	133 134
	4.9 4.10	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	. 134
5	ко	ΧΛΙΩΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	137
	5.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	. 137
	5.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΤΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	. 137
	5.3	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ	. 139
	5.4	ΑΝΑΛΥΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	. 150
	5.5	ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	. 152
	5.6	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 2-Δ ΠΛΑΙΣΙΩΝ	. 163
	5.7	ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	. 177
	5.8	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	. 177
	5.9		. 177
	5.10	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	. 178
6	ΣΥΙ	ΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	179
	6.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	. 179
	6.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	. 180
	6.3	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΣΤΙΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ	
		FUSEIS	. 181
	6.4	ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΔΟΚΩΝ	
		FUSEIS	. 189
	6.5	ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΗΡΙΕΣ ΓΡΑΜΜΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	. 191
	6.6	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΕ 3Δ ΚΤΗΡΙΟ	. 200
	6.7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	. 214
	6.8	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	. 216
	6.9	ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑ Α	. 217
7	AN	ΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ	218
	7.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	. 218
	7.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ	. 218
	7.3	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ	
		ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ	. 220
	7.4	ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	. 227
	7.5	ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΩΝ (2D) ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΚΤΗΡΙΟΥ	. 235
	7.6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	. 251
	7.7	ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	. 252
	7.8	ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ	. 252
	7.9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	. 252
8	AN	ΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΠΛΑΚΕΣ	255
	8.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	. 255
	8.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΩΝ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΠΛΑΚΩΝ	. 255
	8.3	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ ΣΤΙΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΠΛΑΚΕΣ	. 258
	8.4	ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	. 266

		075
8.5		
8.6		
8.7	ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΙ ΗΣ	287
8.8	ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ	
8.9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	
9 ПЛ	ΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ	
ΔΥ	ΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)	290
Q 1	ΕΙΣΑΓΟΓΗ	290
9.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΉΜΑΤΟΣ CBE-MB	291
93	ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΠΡΟΣΜΟΙΟΜΑΤΑ	294
94	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΛΙΕΡΕΥΝΗΣΕΙΣ	296
9.5	ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΛΙΑΣΜΟΥ	306
9.0	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΛΙΑΣΜΟΣ ΛΙΣΛΙΑΣΤΑΤΟΝ ΠΛΑΙΣΙΟΝ	316
9.0	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	333
98	ΠΕΛΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	
99	ΛΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ	334
9.0 9.10	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	
0.10		
10 XA	ΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ	337
10.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	337
10.2	ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ (SSCD)	341
10.3	ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ SSCD	345
10.4	ΕΦΑΡΜΟΓΗ SSCD ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	356
10.5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	375
10.6	ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	377
10.7	ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ	377
10.8	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	377
11 XA	ΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΤΡΙΓΩΝΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ (TRS	5H)379
11 1	ΕΙΣΑΓΟΓΗ	379
11.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΧΑΛΥΒΛΙΝΗΣ ΣΥΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΤΡΙΓΟΝΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ	379
11.2		383
11.0	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΛΙΕΡΕΥΝΗΣΗ	
11.5	ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΛΙΑΣΜΟΥ	398
11.0	ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟ ΔΙΣΛΙΑΣΤΑΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ	403
11.0	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	412
11.8	ΠΕΛΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	413
11.9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	
12 XA	ΑΛΒΥΙΝΗ ΣΑΣΚΕΛΗ ΥΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΧΗΜΥΤΟΣ Ο (WSSH)	111
12.1		414
12.2	Ι ΙΕΡΙΙ ΡΑΦΗ ΤΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΗΣ ΣΥΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ	
		414
12.3		416
12.4	Ι ΙΕΙΡΑΜΑ Ι ΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΥΣΚΕΥΩΝ MSSH	420
12.5	ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	428

12.6	ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	434
12.7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	443
12.8	ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ	444
12.9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	444

## 1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ

### 1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο πλαίσιο του Ευρωπαϊκού Προγράμματος Έρευνας του Ταμείου Έρευνας για τον Άνθρακα και το Χάλυβα "Two Innovations for Earthquake Resistant Design" (ακρωνύμιο: INERD), με αριθμό συμβολαίου 7210-PR-316, εισήχθησαν δύο καινοτόμες πλάστιμες συνδέσεις, η σύνδεση σχήματος U και η σύνδεση με πείρο, η οποία παρουσιάζεται σε αυτό το ενημερωτικό φυλλάδιο.

Το πρόγραμμα INERD περιλάμβανε εκτεταμένες πειραματικές, αριθμητικές και αναλυτικές έρευνες της σύνδεσης πείρου που οδήγησε στην εκπόνηση ενός προκαταρκτικού Οδηγού Σχεδιασμού, οι οποίες παρουσιάζονται στις σχετικές Τεχνικές Εκθέσεις και στις δημοσιεύσεις σε επιστημονικά περιοδικά.

Το αντικείμενο αυτού του ενημερωτικού φυλλαδίου είναι η σύντομη περιγραφή της διαμόρφωσης της σύνδεσης INERD με πείρο. Παρουσιάζονται επίσης ορισμένα τυπικά πειραματικά και αναλυτικά αποτελέσματα, αλλά δίνεται κυρίως έμφαση στις οδηγίες μοντελοποίησης και στους κανόνες διαστασιολόγησης που απαιτούνται για την ανάλυση και το σχεδιασμό κατασκευών που περιέχουν συνδέσεις INERD με πείρο. Επίσης γίνεται αναφορά σε μια περίπτωση δοκιμών, όπου εφαρμόζονται οι κανόνες αυτοί.

#### 1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ

Η σύνδεση INERD με πείρο χρησιμοποιείται μεταξύ του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας ενός κτηρίου με το υποστύλωμά του και μπορεί να πραγματοποιηθεί με διάφορες διατάξεις, όπως αυτές που φαίνονται στο Σχ. 1.1. Αποτελείται από δυο εξωτερικές πλάκες, οι οποίες είναι κοχλιωμένες ή συγκολλημένες στα πέλματα των υποστυλωμάτων, και από μια ή δύο εσωτερικές πλάκες οι οποίες συγκολλούνται στο άκρο του συνδέσμου δυσκαμψίας. Ένας πείρος, ο οποίος έχει ορθογωνική, στρογγυλευμένη ή κυκλική διατομή, περνάει μέσα από όλες τις πλάκες μέσω οπών κατάλληλου μεγέθους. Ο ισχυρός άξονας της διατομής του πείρου μπορεί να είναι παράλληλος ή κάθετος προς τον άξονα του συνδέσμου δυσκαμψίας.

Ο αρχικός σχεδιασμός της σύνδεσης περιλάμβανε μια εσωτερική πλάκα και έναν ορθογωνικό πείρο (Σχ. 1.1α), αλλά στη συνέχεια τροποποιήθηκε για να συμπεριλάβει περισσότερες διατάξεις. Κατά τη διάρκεια του προγράμματος INERD ερευνήθηκαν οι συνδέσεις με δύο συγκολλημένες εσωτερικές και δύο κοχλιωτές εξωτερικές πλάκες (Σχ. 1.1β). Οι πείροι που χρησιμοποιήθηκαν ήταν ορθογωνικοί και στρογγυλευμένοι. Δοκιμές της διαμόρφωσης με μια εσωτερική πλάκα πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο ενός εθνικού ερευνητικού προγράμματος.

Η σύνδεση συμπεριφέρεται με έναν σχετικά απλό τρόπο, ο οποίος μπορεί να μοντελοποιηθεί με μια δοκό που υποβάλλεται σε κάμψη 3 ή 4 σημείων. Το στοιχείο που λειτουργεί ως δοκός είναι ο πείρος, ο οποίος στηρίζεται στις θέσεις των

## 2 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ

εξωτερικών πλακών. Η αξονική δύναμη του συνδέσμου δυσκαμψίας μεταφέρεται μέσω των εσωτερικών πλακών στα αντίστοιχα σημεία του πείρου και ενεργεί ως ένα ή δύο συγκεντρωμένα φορτία, ανάλογα με τον αριθμό των εσωτερικών πλακών. Εφόσον η αντίσταση της σύνδεσης έναντι της αξονικής δύναμης γίνεται μέσω της κάμψης του πείρου, είναι ανεξάρτητη από την κατεύθυνση της. Σαν αποτέλεσμα, προκειμένου να γίνει διάκριση των δύο περιπτώσεων, θα λέμε ότι "οι πλάκες της σύνδεσης ΙΝΕRD υποβάλλονται σε θλίψη και ότι "οι πλάκες της σύνδεσης ΙNERD υποβάλλονται σε εφελκυσμό" στην αντίθετη περίπτωση.





Η σύνδεση σχεδιάζεται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ), εξαιρουμένων των σεισμικών συνδυασμών, έτσι ώστε ο πείρος να παραμείνει ελαστικός. Ωστόσο, στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενεργοποιούνται και υποβάλλονται σε σημαντικές αξονικές δυνάμεις, οι οποίες οδηγούν στην πλαστικοποίηση του πείρου, προκειμένου να καταστραφεί η σεισμική ενέργεια. Η αντοχή της σύνδεσης, συμπεριλαμβανομένης της αναμενόμενης υπεραντοχής, είναι σχεδιασμένη να είναι μικρότερη από την αντοχή του συνδέσμου δυσκαμψίας έναντι λυγισμού και προφανώς και από την αντοχή του σε εφελκυσμό. Ως αποτέλεσμα, ο συνηθισμένος πλαστικός μηχανισμός ενός CBF (Centric Braced Frame, πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας), ο οποίος οφείλεται κυρίως στη διαρροή της εφελκυόμενης διαγώνιου, δεν επιτρέπεται να αναπτυχθεί. Αντ' αυτού, η πλαστικοποίηση περιορίζεται στις συνδέσεις INERD, όπου σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στον πείρο στη θέση των πλακών. Λόγω της μετατροπής της αξονικής δύναμης σε κάμψη του πείρου, ανεξάρτητα από την κατεύθυνση της δύναμης, οι συνδέσεις INERD συμπεριφέρονται με παρόμοιο τρόπο τόσο για τις εφελκυόμενες όσο και για τις θλιβόμενες διαγώνιους.

Η απόκριση μιας τυπικής σύνδεση INERD υπό εφελκυσμό φαίνεται στο Σχ. 1.2. Στο πρώτο στάδιο της φόρτισης, οι στηρίξεις λειτουργούν ως αρθρώσεις, οπότε η δοκός είναι απλά στηριζόμενη (Σχ.1.2α) και η ροπή του πείρου συγκεντρώνεται στο μέσον

του (κάμψη 3 ή 4 σημείων). Όταν η ενεργός ροπή γίνει ίση με την πλαστική καμπτική αντοχή του πείρου, σχηματίζονται αρθρώσεις στη θέση των εσωτερικών πλακών και παρατηρείται σημαντική παραμόρφωση στον πείρο (Σχ. 1.2β). Όπως παρατηρήθηκε στην πειραματική έρευνα, ο πείρος μπορεί να διευκολύνει πολύ μεγάλες μετατοπίσεις (της τάξης του ύψος του ή ακόμη μεγαλύτερες). Σαν αποτέλεσμα, στο δεύτερο στάδιο φόρτισης, τα ακραία στηρίγματα αρχίζουν να δρουν ως πακτωμένα οδηγώντας στην περαιτέρω αύξηση της αντοχής της σύνδεσης, μέχρις ότου να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις και στα στηρίγματα (Σχ. 1.2γ). Στο τελικό στάδιο της φόρτισης, η αντοχή του πείρου έχει αξιοποιηθεί πλήρως και η παραμένουσα δυσκαμψία της σύνδεσης, η οποία είναι σχετικά χαμηλή, οφείλεται κυρίως στην κράτυνση και στην επέκταση των πλαστικών ζωνών.





Είναι αυτονόητο ότι αυτό το απλοποιημένο μοντέλο μιας ιδανικής δοκού υπό κάμψη βασίζεται σε αρκετές παραδοχές, όπως η αγνόηση της αλληλεπίδρασης διάτμησης/κάμψης και της πλευρικής κάμψης ή της σχετικής στροφής των πλακών. Παρ' όλα αυτά, η ακρίβεια είναι ικανοποιητική για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό και, κυρίως, αποτελεί ένα σημαντικό στοιχείο για να επιδείξει τα βασικά χαρακτηριστικά και τις ιδιότητες της σύνδεσης.

Μεταβάλλοντας τον αριθμό των ενισχυμένων πλαισίων ανά κατεύθυνση, τη διαμόρφωση των πλακών και τις διαστάσεις των πείρων, το σύστημα σύνδεσης INERD με πείρο προσφέρει πολλές δυνατότητες για τον αποτελεσματικό σχεδιασμό μιας ανθεκτικής σε σεισμό μεταλλικής κατασκευής.

#### 1.3 ΜΟΝΤΕΛΑ ΟΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ

Για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των συνδέσεων INERD με πείρο και τη διαστασιολόγηση των μελών εισάγεται ένα απλοποιημένο μοντέλο δοκού. Αυτό το

#### 4 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

#### 1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ

μοντέλο βασίζεται στην παραδοχή ότι ο πείρος συμπεριφέρεται ως δοκός, είτε απλά στηριζόμενος είτε πακτωμένος, ανάλογα με το στάδιο φόρτισης, με συγκεντρωμένα φορτία στη θέση των εσωτερικών πλακών. Η ισοδύναμη δοκός (Σχ. 1.3 α) μοντελοποιεί τη συμπεριφορά της σύνδεσης με μια τρι-γραμμική καμπύλη, όπως φαίνεται στο Σχ. 1.3β. Το άνοιγμα *d*<sub>ext</sub> της δοκού είναι ίσο με την καθαρή απόσταση των εξωτερικών πλακών. Η αξονική δύναμη του συνδέσμου δυσκαμψίας μοντελοποιείται ως δυο συγκεντρωμένα φορτία που εφαρμόζονται σε μια απόσταση α από τις στηρίξεις, η οποία είναι ίση με την καθαρή απόσταση μεταξύ των εσωτερικών και εξωτερικών πλακών. Σημειώνεται ότι ο όρος αξονική σύνδεσης περιγράφει ένα διάνυσμα παράλληλο στον άξονα του συνδέσμου δυσκαμψίας.

Όπως φαίνεται στο Σχ. 1.3, η απόκριση της σύνδεσης μπορεί να μοντελοποιηθεί από δύο διαφορετικά στατικά συστήματα, το πρώτο για φόρτιση μεταξύ των σημείων Ο και Ι και το δεύτερο για φόρτιση μεταξύ των σημείων Ι και ΙΙ. Το προηγούμενο σύστημα αντιστοιχεί σε μια απλά στηριζόμενη δοκό που υποβάλλεται σε κάμψη 4 σημείων, πράγμα που σημαίνει ότι τα άκρα των δοκών μπορούν να στραφούν ελεύθερα ( $K_{sup} = 0$ ). Το σύστημα αυτό περιγράφει την απόκριση της σύνδεσης στο πρώτο στάδιο φόρτισης, μέχρις ότου σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στις θέσεις όπου εφαρμόζονται τα συγκεντρωμένα φορτία (σημείο Ι στο Σχ. 1.3β). Ακολούθως, η αξονική παραμόρφωση αυξάνεται με ταχύτερο ρυθμό και τα άκρα του πείρου πακτώνονται από τις εξωτερικές πλάκες ( $K_{sup} = \infty$ ), και δεν επιτρέπουν πλέον την ελεύθερη στροφή. Ως συνέπεια, αρχίζουν να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις και σε αυτά τα σημεία, μια κατάσταση που αντιστοιχεί στο σημείο ΙΙ του Σχ. 1.3β.



Σχ. 1.3: Απλοποιημένο αναλυτικό μοντέλο δοκού: (α) ισοδύναμο στατικό μοντέλο και (β) τριγραμμικό διάγραμμα αξονικής δύναμης-παραμόρφωσης

Οι εξισώσεις του απλοποιημένου αναλυτικού μοντέλου συνοψίζονται στον Πιν. 1.1, όπου παρέχονται επίσης εικόνες από αναλύσεις Π.Σ. προκειμένου να παρουσιαστεί η κατανομή των τάσεων στα στάδια φόρτισης που αντιστοιχούν στα σημεία Ι και ΙΙ. Για να διασφαλιστεί ότι αυτό το μοντέλο παρέχει ακριβή αποτελέσματα, είναι καλή πρακτική η διατήρηση ορισμένων απλών γεωμετρικών περιορισμών (π.χ. ελάχιστο πάχος πλάκας και απόστασης μεταξύ των πλακών), όπως αυτές που δίνονται στον Πιν. 1.3. Σε κάθε περίπτωση, πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι οι αποκλίσεις από τα αποτελέσματα του λεπτομερούς μοντέλου της §1.5.2 μπορεί να είναι σχετικά μεγάλες, επομένως οι τιμές που λαμβάνονται από το απλοποιημένο μοντέλο θα πρέπει να θεωρηθούν ενδεικτικές για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των συνδέσεων. 1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ



#### Πιν. 1.1: Σχεδιάγραμμα του απλοποιημένου μοντέλου σύνδεσης INERD με πείρο [28]

### **1.4 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΣΤΙΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ**

#### 1.4.1 Πειραματικές έρευνες σε μεμονωμένες συνδέσεις

#### 1.4.1.1 Πειραματική διάταξη, περιγραφή δοκιμίων και ιστορία φόρτισης

Οι δοκιμές σε μεμονωμένες συνδέσεις πραγματοποιήθηκαν στο IST της Λισαβόνας και περιγράφονται λεπτομερώς στην τελική έκθεση της Λισαβόνας [12]. Τα δοκίμια αποτελούνται από τέσσερις πλάκες και έναν πείρο ορθογωνικής ή στρογγυλευμένης διατομής. Οι εσωτερικές και εξωτερικές πλάκες συνδέονται μεταξύ τους μέσω πολύ παχύτερων πλακών, οι οποίες υποκαθιστούν τα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας, παρέχοντας άκαμπτη πλευρική στήριξη. Ταυτόχρονα, συνδέουν το δοκίμιο με τον εξοπλισμό της πειραματικής διάταξης, έτσι ώστε το φορτίο να μπορεί να εφαρμοστεί κάθετα στον άξονα του πείρου. Η πειραματική διάταξη για τις μεμονωμένες συνδέσεις φαίνεται στο Σχ. 1.4.





Συνολικά, εξετάστηκαν τέσσερις τύποι δοκιμίων για διάφορους συνδυασμούς της διατομή του πείρου και της απόστασης των εσωτερικών πλακών, όπως φαίνεται στον Πιν. 1.2. Οι ιδιότητες του χάλυβα των διαφόρων τμημάτων προέκυψαν από δοκιμές υλικών που πραγματοποιήθηκαν σε δείγματα που λήφθηκαν κατά την παραγωγή των διαφόρων τμημάτων της σύνδεσης.

Τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε τρεις τύπους φόρτισης, πάντα ελέγχοντας την επιβαλλόμενη μετατόπιση των εσωτερικών πλακών:

- Μονοτονική φόρτιση σε θλίψη.
- Ανακυκλιζόμενη φόρτιση με κύκλους αυξανόμενου μεγέθους σύμφωνα με τις διατάξεις του ECCS (European Convention for Constructional Steelwork) [20].
   Ειδικότερα, αν υποτεθεί ότι η μετατόπιση διαρροής είναι ίση με δ<sub>y</sub> (υπολογιζόμενη αναλυτικά ίση με 5 mm), αυτή η φόρτιση αποτελείται από μια σειρά απλών κύκλων φορτίου με μεγέθη ίσα με to ¼·δ<sub>y</sub>, ½·δ<sub>y</sub>, ¾·δ<sub>y</sub> και δ<sub>y</sub>, τα οποία εφαρμόζονται διαδοχικά και στις δύο κατευθύνσεις φόρτισης. Στη

συνέχεια, εφαρμόζονται τριπλοί κύκλοι φόρτισης για κάθε πολλαπλάσιο της μετατόπισης διαρροής (2·δ<sub>y</sub>, 3·δ<sub>y</sub>, 4·δ<sub>y</sub> etc.) μέχρι την αστοχία του δοκιμίου.

Ανακυκλιζόμενη φόρτιση με κύκλους σταθερού εύρους. Συγκεκριμένα, οι ορθογώνιοι πείροι υποβλήθηκαν σε κύκλους συνολικού πλάτους 30, 40, 50 και 60 mm, ενώ κύκλοι 40 και 60 mm εφαρμόστηκαν στους στρογγυλευμένους πείρους.



1.4.1.2 Αποτελέσματα μονοτονικών δοκιμών

Οι συνδέσεις πείρων έδειξαν μια όλκιμη συμπεριφορά με σημαντική αύξηση του φορτίου μετά την είσοδο στην πλαστική περιοχή, το οποίο προκαλείται λόγω της κράτυνσης και της αλλαγής του μηχανισμού των στηριγμάτων όπως εξηγείται στην §1.3. Τα δεδομένα που καταγράφηκαν ή υπολογίστηκαν σε όλες τις δοκιμές ήταν η ιστορία δύναμης-μετατόπισης, η ενέργεια που καταστράφηκε (ολική και πλαστική) και η δυσκαμψία της σύνδεσης. Τα ενδεικτικά αποτελέσματα φαίνονται στο Σχ. 1.5.



Σχ. 1.5: Ενδεικτικά αποτελέσματα μονοτονικής θλίψης – Δοκίμιο "Τύπου Β"

#### 1.4.1.3 Αποτελέσματα ανακυκλιζόμενων δοκιμών

Υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η σύνδεση πείρου παρουσίασε εξαιρετική πλάστιμη συμπεριφορά με μεγάλους βρόχους υστέρησης και σημαντική αντοχή έναντι ολιγοκυκλικής κόπωσης. Διαπιστώθηκε ότι η μονοτονική καμπύλη είναι πρακτικά ίδια με την περιβάλλουσα καμπύλη της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Παρατηρήθηκε επίσης ότι οι βρόχοι παρουσίασαν σημαντική μείωση της πληρότητας τους και ότι η αντίσταση σε θλίψη είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από την αντίσταση σε εφελκυσμό, το οποίο μπορεί να δικαιολογηθεί από την πλευρική κάμψη των πλακών και την διαφορετική δυσκαμψία που παρέχουν ως στηρίγματα.

Τα δεδομένα που καταγράφηκαν ή υπολογίστηκαν για όλες τις δοκιμές ήταν η ιστορία φορτίου-μετατόπισης, ο αριθμός των κύκλων μέχρι την αστοχία, η ενέργεια που καταστράφηκε (συνολική και ανά ημι-κύκλο) και η δυσκαμψία της σύνδεσης για κάθε κύκλο. Ενδεικτικά αποτελέσματα φαίνονται στο Σχ. 1.6.

Από τις δοκιμές σταθερού πλάτους (Σχ. 1.7) προέκυψαν με τη μέθοδο της καλύτερης προσαρμογής (best-fit) οι καμπύλες S-N προκειμένου να εκτιμηθεί η συμπεριφορά του πείρου σε ολιγοκυκλική κόπωση, η οποία αποδείχθηκε πολύ καλή, κυρίως λόγω της απουσίας συγκολλήσεων ή εγκοπών κοντά στις ζώνες πλαστικοποίησης.

#### 10 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

#### 1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ



Σχ. 1.6: Ενδεικτικά αποτελέσματα της φόρτισης ECCS – Δοκίμιο "Τύπου Β"



Σχ. 1.7: Ενδεικτικά αποτελέσματα φόρτισης σταθερού πλάτους (±30mm) – Δοκίμιο "ΤύπουΒ"

### 1.4.2 Πειραματικές έρευνες συνολικά στα πλαίσια

#### 1.4.2.1 Πειραματική διάταξη, περιγραφή δοκιμίων και ιστορία φόρτισης

Εκτός από τις δοκιμές σε μεμονωμένες συνδέσεις, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές πλήρους κλίμακας σε πλαίσιο που περιέχει συνδέσεις INERD προκειμένου να κατανοηθεί καλύτερα η συμπεριφορά των συνδέσεων ως μέρος μιας πιο ρεαλιστικής κατασκευής. Αυτές οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν στο Politecnico di Milano, και περιγράφονται λεπτομερώς στην τελική έκθεση του Μιλάνου [13]. Το πλαίσιο-δοκίμιο είχε ύψος 3.00 m και πλάτος 3.40 m (Σχ. 1.8) . Η διατομή των υποστυλωμάτων ήταν HEB 240, των δοκών HEB 200 και των συνδέσμων δυσκαμψίας HEB 160. Οι συνδέσεις INERD με πείρο ήταν οι ίδιες με αυτές που παρουσιάζονται στον Πιν. 1.2.



Σχ. 1.8: Πειραματική διάταξη Μιλάνου

Τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε δύο τύπους φόρτισης, πάντα ελέγχοντας την επιβαλλόμενη μετατόπιση στην κορυφή του πλαισίου:

 Ανακυκλιζόμενη φόρτιση με κύκλους αυξανόμενου πλάτους, σύμφωνα με τις διατάξεις του ECCS, όπως περιγράφεται στην §1.4.1.1. Η μετατόπιση διαρροής δ<sub>y</sub> υπολογίστηκε αναλυτικά ίση με 6 mm. Οι αρχικοί κύκλοι φόρτισης (μικρότεροι από δ<sub>y</sub>) παραλείφθηκαν για πρακτικούς λόγους.

#### 12 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

#### 1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ



Σχ. 1.9: Ενδεικτικά αποτελέσματα της ανακ/μενης φόρτισης ECCS(Μιλάνο) – Δοκίμιο "ΤύπουΒ"

 Ανακυκλιζόμενη φόρτιση που αντιστοιχεί στην απόκριση μιας κατασκευής σε έναν πραγματικό σεισμό. Συγκεκριμένα, η επιβαλλόμενη μετατόπιση αντιστοιχεί στην απόκριση του πρώτου ορόφου ενός τυπικού εξαώροφου κτηρίου, όπως ορίζεται από τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Λόγω των περιορισμών του εξοπλισμού, το φορτίο εφαρμόστηκε ως σχεδόν-στατικό κι όχι σε πραγματικό χρόνο.

#### 1.4.2.2 Αποτελέσματα δοκιμών

Στα αποτελέσματα των δοκιμών σε πλαίσια, παρατηρήθηκε επίσης ότι οι συνδέσεις πείρων εμφάνιζαν εξαιρετική πλάστιμη συμπεριφορά και επιβεβαιώθηκε ότι δεν αναμένονταν προβλήματα στην καθολική συμπεριφορά ενός πλαισίου που περιέχει τέτοιες συνδέσεις. Οι δοκιμές επιβεβαίωσαν επίσης ότι δεν προέκυψαν τοπικά προβλήματα στη σύνδεση π.χ. λόγω της σχετικής στροφής και της πλευρικής παραμόρφωσης των πλακών, της ολίσθησης ή στρέψης του πείρου κλπ.

Ενδεικτικά αποτελέσματα από τις δοκιμές σε πλαίσια φαίνονται στο Σχ. 1.9. Τα δεδομένα που καταγράφηκαν είναι παρόμοια με αυτά των μεμονωμένων συνδέσεων. Παρατηρείται ότι η "θετική" αντίσταση, η οποία αντιστοιχεί στο "τράβηγμα" του πλαισίου-δοκιμίου, είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από την "αρνητική" αντίσταση, η οποία αντιστοιχεί στην "ώθηση" του πλαισίου. Μια τέτοια απόκριση είναι χαρακτηριστική στις πειραματικές έρευνες δεδομένου ότι οι επιδράσεις των εκτός επιπέδου παραμορφώσεων εμφανίζονται όταν το πλαίσιο ωθείται, ενώ το πλαίσιο ισιώνει όταν τραβιέται.



Σχ. 1.10: Διάγραμμα αξονικής δύναμης P<sub>Ed</sub> – αξονικής παραμόρφωσης δ . Σύγκριση μεταξύ των πειραματικών και FEA αποτελεσμάτων για δοκίμιο "ΤύπουD"

#### 1.4.3 Βαθμονόμηση μοντέλου Π.Σ.

Στο Σχ. 1.10 καταγράφεται η απόκριση της σύνδεσης INERD από τα αποτελέσματα των δοκιμών σε σχέση με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση Π.Σ..

Ο νόμος τάσης-παραμόρφωσης του υλικού καθορίστηκε με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη το φαινόμενο Bauschinger το οποίο αποδείχθηκε σημαντικό στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η αξονική δύναμη και παραμόρφωση είναι θετικές όταν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θλίβονται.

Γίνεται εμφανές ότι η αντοχή της σύνδεσης σε θετική φόρτιση (σύνδεσμος δυσκαμψίας σε θλίψη) είναι υψηλότερη από τη σχετική αντοχή σε αρνητική φόρτιση (σύνδεσμος σε εφελκυσμό), λόγω της διαφορετικής στροφικής δυσκαμψίας των πλακών. Παρατηρείται μείωση της πληρότητας των βρόχων εξαιτίας της οβαλλοποίησης των οπών, διαφορετικά επιτυγχάνονται σταθεροί βρόχοι υστέρησης. Παρόμοια ικανοποιητική συμφωνία παρατηρήθηκε μεταξύ των πειραματικών και Π.Σ. αποτελεσμάτων. Οι αναλύσεις και οι δοκιμές έδειξαν ότι οι μονοτονικές καμπύλες αντιπροσωπεύουν τις περιβάλλουσες καμπύλες των ανακυκλιζόμενων, εκτός από τις μικρές παραμορφώσεις όπου οι τελευταίες είναι πιο δύσκαμπτες. Με βάση αυτό το βαθμονομημένο μοντέλο Π.Σ., έγινε μια εκτενής παραμετρική αριθμητική ανάλυση, για να διερευνηθούν διάφορες διαμορφώσεις της σύνδεσης.

### 1.5 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Τα συμπεράσματα από τις αναλυτικές και αριθμητικές μελέτες συνοψίστηκαν σε έναν οδηγό σχεδιασμού για πρακτική εφαρμογή. Ο οδηγός σχεδιασμού παρέχει συστάσεις σχετικά με τη διαστασιολόγηση των συνδέσεων INERD με πείρο και το σχεδιασμό ενός πλαισίου που περιέχει τέτοιες συνδέσεις. Η μεθοδολογία σχεδιασμού αυτού του οδηγού, βασίζεται στις διατάξεις του ΕΝ 1993-1-1 [17] και ΕΝ 1998-1 [19]. Ορισμένες ρήτρες του ΕΝ 1998-1-1 διορθώθηκαν κατάλληλα για να καλύψουν τη χρήση των πλάστιμων συνδέσεων. Περιλαμβάνει επίσης δομικές λεπτομέρειες και κατασκευαστικές συστάσεις.

## 1.5.1 Προκαταρκτικοί κανόνες σχεδιασμού και κατασκευής

Για την προκαταρκτική ταξινόμηση και διαστασιολόγηση των πείρων, θα πρέπει να αναπτυχθεί το απλοποιημένο μοντέλο οριακής κατάστασης που παρουσιάζεται στο §1.3 και συνοψίζεται στον Πιν. 1.1. Αυτή η γρήγορη και πρακτική μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επιλογή του απαιτούμενο αριθμού ενισχυμένων φατνωμάτων, της διατομής των πείρων, της απόστασης και των διαστάσεων των πλακών κλπ.

Ωστόσο, για να προσδιοριστούν οι ιδιότητες της σύνδεσης με αυξημένη ακρίβεια και να υπολογιστούν οι απαιτήσεις ολκιμότητας και υπεραντοχής του πλαισίου, πρέπει να εφαρμοστεί η λεπτομερής μεθοδολογία της §1.5.2.

Για να εξασφαλιστεί η αποτελεσματικότερη απόκριση των συνδέσεων, πρέπει να ικανοποιηθούν οι γεωμετρικές απαιτήσεις σύμφωνα με τον Πιν.1.3. Με αυτόν τον τρόπο διασφαλίζεται η εγκυρότητα των κανόνων σχεδιασμού, καθώς οι διστάσεις των συνδέσεων βρίσκονται μέσα στα όρια που καλύπτονται από τις πειραματικές

και αριθμητικές έρευνες. Επιπλέον, ο σχεδιαστής προστατεύεται από σφάλματα λεπτομέρειας που θα μπορούσαν να οδηγήσουν σε κακή συμπεριφορά της σύνδεσης, π.χ. επιλέγοντας λεπτές, εύκαμπτες πλάκες.

Σχήμα της δ	διατομής του πείρου	$h \le b \le 2 \cdot h$	
Ελάχιστη ατ	τόσταση μεταξύ των πλακών	a≥h	
Πάχος εξωτ	ερικών πλακών:	$t_{\text{ext}} \geq 0.75 \cdot h$	
Πάχος εσωτερικών πλακών: $t_{int} \ge 0.5 \cdot t_{ext}$ για δύο πλό		$t_{\text{int}} \geq 0.5 \cdot t_{\text{ext}}$ για δύο πλάκες	
$t_{int} \ge t_{ext}$ για μια πλάκα			
Βασικές διαστάσεις της σύνδεσης INERD με πείρο:			
b	το πλάτος του πείρου		
h	το ύψος του πείρου		
t <sub>ext</sub>	το πάχος της εξωτερικής πλάκας		
t <sub>int</sub>	το πάχος της εσωτερικής πλάκας		
d <sub>ext</sub>	η καθαρή απόσταση μεταξύ των εξωτερικών πλακών		
d <sub>int</sub>	η καθαρή απόσταση μεταξύ των εσωτερικών πλακών		
а	η καθαρή απόσταση εσωτερικών-εξωτερικών πλακών		

Πιν 1.3: Γεωμετρικές απαιτήσεις των συνδέσεων INERD με πείρο

Προκειμένου να αποφευχθεί η υπερβολική υπεραντοχή, ο χάλυβας των πλάστιμων πείρων θα πρέπει να έχει ελεγχόμενες ιδιότητες. Σύμφωνα με το EN 1998-1-1 [19] η αντοχή διαρροής πρέπει να έχει μέγιστη τιμή:

όπου γ<sub>ov</sub> = 1.25 είναι ο συντελεστής υπεραντοχής
f<sub>y</sub> είναι η ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής

Εάν οι ιδιότητες του υλικού των πείρων είναι ελεγχόμενες και η μέγιστη αντοχή διαρροής είναι εγγυημένα κάτω από εκείνη που περιγράφεται από την Εξ. (1.1), ο συντελεστής υπεραντοχής μπορεί να μειωθεί αναλόγως προκειμένου να επιτευχθεί ένας πιο οικονομικός σχεδιασμός.

#### 1.5.2 Σχεδιασμός για γραμμική ελαστική ανάλυση

Οι κανόνες σχεδιασμού έχουν σκοπό να εξασφαλίσουν ότι η διαρροή θα συμβεί στους πείρους των συνδέσεων INERD, πριν από οποιαδήποτε διαρροή ή λυγισμό οποιωνδήποτε άλλων στοιχείων. Ως εκ τούτου, ο σχεδιασμός κτηρίων με συνδέσεις INERD με πείρο βασίζεται στην υπόθεση ότι κυρίως οι πείροι θα καταστρέφουν ενέργεια μέσω του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων. Μπορεί να εφαρμοστεί η ακόλουθη μεθοδολογία σχεδιασμού:

1) Προσομοίωση

Ένα κτήριο με συνδέσεις INERD μπορεί να προσομοιωθεί από ένα συνηθισμένο

λογισμικό δομικής ανάλυσης, με ένα ελαστικό μοντέλο. Οι συνδέσεις μπορούν να μοντελοποιηθούν με γραμμικά ελατήρια μηδενικού μήκους των οποίων η σταθερά μπορεί να οριστεί όπως στις Εξισώσεις (1.2):

$$K_{pin} = \frac{32 \cdot E \cdot I}{I^3}$$
 για μια πλάκα Εξ. (1.2α)

$$K_{pin} = \frac{8 \cdot E \cdot I}{a \cdot l^2 \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)}$$
για δύο πλάκες Εξ. (1.2β)

Δεδομένου ότι ένα πλαίσιο με συνδέσεις INERD είναι ουσιαστικά ένα ενισχυμένο πλαίσιο, οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος είναι αρθρωτές έτσι ώστε να επιτυγχάνεται οικονομικός σχεδιασμός και να αποφεύγεται η αντίσταση των άλλων μελών σε σεισμικά φορτία. Οι βάσεις όλων των υποστυλωμάτων του κτηρίου είναι επίσης αρθρωτές.

### 2) Ανάλυση

Πραγματοποιείται στατική γραμμική ανάλυση υπό τα νεκρά και τα ωφέλιμα φορτία και τα μέλη του κύριου πλαισίου διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993-1-1 [17] για τους συνδυασμούς σε OKA και OKΛ. Οι εσωτερικές δυνάμεις που οφείλονται σε σεισμική φόρτιση υπολογίζονται με τη συμβατική μέθοδο της Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης, όπου ο αριθμός των ιδιομορφών ταλάντωσης που λαμβάνονται σε κάθε κατεύθυνση είναι τέτοιος ώστε το άθροισμα της ενεργούς μάζας είναι τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας. Το φάσμα σχεδιασμού θα πρέπει να ορίζεται με μέγιστο συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 4 για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση. Σε περίπτωση που η σύνδεση INERD χρησιμοποιείται μόνον στο ένα άκρο του συνδέσμου δυσκαμψίας, ο συντελεστής συμπεριφοράς θα πρέπει να μειώνεται ανάλογα (3 για KΠΥ και 2 για KΠΜ).

## 3) Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφων

Για μια σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από το σεισμό σχεδιασμού, είναι σημαντικό να ικανοποιηθεί η απαίτηση περιορισμού των βλαβών. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται ότι, για μια σεισμική δράση με μικρότερη περίοδο επαναφοράς, τα μη δομικά στοιχεία του κτηρίου δε θα υποστούν σοβαρές βλάβες και ότι το κτήριο θα παραμείνει λειτουργικό χωρίς καμία ή ελάχιστη επισκευή.

Σε γραμμικές αναλύσεις, οι μετατοπίσεις που προκαλούνται από το σεισμό σχεδιασμού *d*<sub>s</sub> θα πρέπει να υπολογιστούν με βάση τις ελαστικές παραμορφώσεις *d*<sub>e</sub> του δομικού συστήματος μέσω της έκφρασης:

$$d_{\rm s} = q \cdot d_{\rm e} \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (1.3)$$

Στην περίπτωση που η υπεραντοχή Ω των πλάστιμων στοιχείων είναι μικρή, ο υπολογισμός των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων σχεδιασμού με βάση το d<sub>s</sub> είναι συντηρητικός, και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα μειωτικός συντελεστής q<sub>Ω</sub>, ίσος με την υπεραντοχή των συνδέσεων, ως εξής:

Η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού κάθε ορόφου *d*<sub>r</sub> ορίζεται ως η διαφορά των μέσων τιμών των πλευρικών μετατοπίσεων στο πάνω και το κάτω μέρος κάθε ορόφου και πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με το EN1998-1. Η οριακή τιμή εξαρτάται από τον τύπο των μη δομικών μελών και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου.

#### 4) Φαινόμενα δευτέρας τάξης

Η πιθανή επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξης λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων θ σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ1998-1. Ο συντελεστής θ υπολογίζεται και για τις δύο κατευθύνσεις και για κάθε όροφο του κτηρίου:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 E§. (1.5)

όπου *P*<sub>tot</sub> είναι το συνολικό βαρυτικό φορτίο του ορόφου που εξετάζουμε *V*<sub>tot</sub> είναι η συνολική τέμνουσα βάσης του ορόφου

Εναλλακτικά, ο συντελεστής θ μπορεί να υπολογιστεί με ανάλυση γραμμικού λυγισμού μέσω του συντελεστή  $a_{cr}$ , ο συντελεστής με τον οποίο το φορτίο σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί προκειμένου να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Η ανάλυση διεξάγεται υπό τα σταθερά φορτία βαρύτητας του σεισμικού σχεδιασμού (1,0·G+0.3·φ·Q) και προκύπτουν οι ιδιομορφές λυγισμού. Επιλέγονται οι κυρίαρχες ιδιομορφές κατά τις κατευθύνσεις *x* και *y* και υπολογίζονται οι αντίστοιχες τιμές  $a_{cr}$  ως εξής:

όπου *F*<sub>cr</sub> είναι το κρίσιμο φορτίο ελαστικού λυγισμού για καθολική αστάθεια με βάση την αρχική ελαστική δυσκαμψία *F*<sub>Ed</sub> είναι το φορτίο σχεδιασμού για το σεισμικό σχεδιασμό

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι ανελαστικές μετατοπίσεις του κτηρίου, το *a*<sub>cr</sub> διαιρείται με το συντελεστή *q*:

Οι διατάξεις του EN1998-1 δηλώνουν ότι εάν ο συντελεστής ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων περιορίζεται σε  $\theta \le 0.1$ , τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να αγνοηθούν με ασφάλεια. Εάν 0.1 <  $\theta$  < 0.2, τα φαινόμενα δευτέρας τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη με τον πολλαπλασιασμό των αντίστοιχων σεισμικών δράσεων με συντελεστή ίσο με 1/(1– $\theta$ ). Εάν 0.2 <  $\theta$  < 0.3, θα πρέπει να γίνει πιο ακριβής ανάλυση δευτέρας τάξης. Δεν επιτρέπονται τιμές  $\theta$  > 0.3.

5) Έλεγχος πλάστιμων στοιχείων

#### Αξονική αντοχή

Η αντοχή των συνδέσεων πείρου υπολογίζεται στα σημεία διαρροής και αστοχίας προκειμένου να σχεδιαστεί η κατασκευή έναντι στατικών και σεισμικών φορτίων. Η καμπύλη αξονικής δύναμης – αξονικής παραμόρφωσης είναι πρακτικά τρι-γραμμική όπως φαίνεται στο Σχ. 1.11.

Η αντοχή διαρροής (Σημείο Ι) δίνεται ως το ελάχιστο δύο τιμών, ανάλογα με το αν ο πείρος συμπεριφέρεται κυρίως σε κάμψη ή διάτμηση:

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

όπου

Μ<sub>pl</sub> = W<sub>pl</sub> · f<sub>v</sub> είναι η πλαστική ροπή διαρροής του πείρου

 $a_{\rm red,I} = a - 0.5 \cdot h$  είναι ο μειωμένος μοχλοβραχίονας για το σημείο I

 $k_{pin} = 1 + 0.1 \cdot \frac{b}{h}$  είναι ο συντελεστής σχήματος πείρου  $1.1 \le k_{pin} \le 1.2$ 

γ<sub>py</sub> = 1.05 είναι ο συντελεστής ασφαλείας για τη διαρροή λόγω αβεβαιότητας του μοντέλου

Η αντοχή διαρροής της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των στατικών και συχνών σεισμικών συνδυασμών.



Σχ. 1.11: Ορθές τάσεις στον πείρο και διάγραμμα ροπών στο σημείο της πρώτης διαρροής

Για τον υπολογισμό της οριακής αντοχής της σύνδεσης, χρησιμοποιείται ο μειωμένος μοχλοβραχίονας του σημείου ΙΙΙ:

$$a_{red,III} = a - h \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (1.9)$$

Για *a<sub>red,III</sub>* ≤ 0 ο πείρος συμπεριφέρεται κυρίως διατμητικά, αν και μια τέτοια περίπτωση απαγορεύεται από τους γεωμετρικούς περιορισμούς του Πιν. 1.3, καθώς δε συνιστάται.

Η οριακή αντοχή σε αυτήν την περίπτωση είναι:

$$P_{u,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot h \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
 Eξ. (1.10)

όπου γ<sub>ρu</sub> = 1.1 συντελεστής ασφαλείας για το οριακό φορτίο λόγω αβεβαιότητας του μοντέλου

Για  $a_{red,III} > 0$  ο πείρος συμπεριφέρεται καμπτικά και διατμητικά (Σχ. 1.12) και η οριακή αντοχή της σύνδεσης λόγω κάμψης του πείρου δίνεται στην εξίσωση (1.11α). Η υπολειπόμενη αντοχή του πείρου για την παραλαβή της διάτμησης καθορίζει την οριακή αντίσταση της σύνδεσης σε διάτμηση, όπως δίνεται στην εξίσωση (1.11β). Ο συντελεστής  $\beta_{III}$  ορίζει το ποσοστό του πείρου που έχει υποστεί σημαντική πλαστική παραμόρφωση σε κάθε πλευρά, με  $0 \le \beta_{III} \le 0.5$ . Η οριακή αντοχή της σύνδεσης σε διατικής διαδικασίας μεταβάλλοντας το συντελεστή  $\beta_{III}$ , έτσι ώστε οι δύο τιμές των εξισώσεων (1.11α) και (1.11β) να γίνουν ίσες.

$$P_{u,V,Rd} = k_{pin} \cdot \frac{2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot \beta_{III}) \cdot h \cdot f_{y}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{pu}}$$
 Eξ. (1.11β)

όπου 
$$\begin{split} M_u &= W_{u,pl} \cdot f_{mid} \,\, \eta \,\, \pi \lambda a \sigma \tau i \kappa \dot{\eta} \,\, \rho \sigma \pi \dot{\eta} \,\, a \sigma \tau o \chi (a \varsigma \,\, \tau o \upsilon \,\, \pi \epsilon (\rho \upsilon \upsilon \upsilon ) \\ f_{mid} &= f_y + \left(f_u - f_y\right) \cdot \lambda_f \big/ 2 \,\, \eta \,\, \mu \dot{\epsilon} \gamma i \sigma \tau \eta \,\, o \rho \theta \dot{\eta} \,\, \tau \dot{\alpha} \sigma \eta \,\, \sigma \tau o \upsilon \,\, \pi \epsilon (\rho \upsilon \upsilon ) \\ \lambda_f &= \left(\frac{a-h}{2\cdot h}\right)^2 \,\, \dot{\epsilon} \nu a \varsigma \,\, \sigma \upsilon \nu \tau \epsilon \lambda \epsilon \sigma \tau \dot{\eta} \varsigma \,\, \gamma i a \,\, \tau \eta \nu \,\, \epsilon \pi i \rho \rho \sigma \dot{\eta} \,\, \tau \eta \varsigma \,\, 0 \leq \lambda_f \leq 1 \\ W_{u,pl} &= b \cdot h^2 \cdot \left[\beta_{III} - \beta_{III}^2 + \chi \cdot \left(0.5 - \beta_{III}\right)^2\right] \,\, \eta \,\, \pi \lambda a \sigma \tau i \kappa \dot{\eta} \,\, \rho \sigma \pi \dot{\eta} \,\, a \nu \tau i \sigma \tau a \sigma \eta \varsigma \,\, \tau \upsilon \upsilon \\ \pi \epsilon (\rho \upsilon , \,\, \lambda a \mu \beta \dot{\alpha} \nu \circ \nu \tau a \varsigma \,\, \upsilon \pi \dot{\phi} \eta \,\, \tau \eta \,\, \mu \epsilon (\omega \sigma \eta \,\, \lambda \dot{\phi} \gamma \omega \,\, \tau \omega \nu \,\, \delta i a \tau \mu \eta \tau i \kappa \dot{\omega} \nu \,\, \tau \dot{\alpha} \sigma \epsilon \omega \nu \\ \chi &= \sqrt{1 - \left(f_y / f_{mid}\right)^2} \end{split}$$

1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ

Η οριακή αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αξονική δύναμη των σεισμικών συνδυασμών σχεδιασμού και χρησιμοποιείται επίσης στο σχεδιασμό των συνδετικών μελών.



Σχ. 1.12: Ορθές και διατμητικές τάσεις του πείρου και διάγραμμα ροπών στο σημείο οριακής αντοχής

Παρατηρήθηκε γενικά ότι η αντοχή της σύνδεσης πείρου σε εφελκυσμό μπορεί να είναι κάπως μικρότερη από αυτήν σε θλίψη. Ωστόσο, αυτό το φαινόμενο ελαχιστοποιείται με σωστές λεπτομέρειες και δε λαμβάνεται υπόψη κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού.

Η αξονική αντοχή στο σημείο ΙΙ μπορεί να ληφθεί ως ο μέσος όρος των αντίστοιχων τιμών στα σημεία Ι και ΙΙ.

#### b) Καθολική πλάστιμη συμπεριφορά

Ένας συντελεστής υπεραντοχής ορίζεται για κάθε σύνδεση πείρου:

$$\Omega_i = \frac{P_{u,Rd,i}}{P_{Ed,i}}$$
 E§. (1.12)

Προκειμένου να επιτευχθεί μια ομοιογενής καθολική πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής θα πρέπει να ελεγχθεί ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω<sub>max</sub> σε ολόκληρη την κατασκευή δεν διαφέρει περισσότερο από 25% από την ελάχιστη Ω<sub>min</sub> :

c) Αξονικές παραμορφώσεις

Οι συνδέσεις INERD με πείρο πρέπει να αναλαμβάνουν σημαντικές παραμορφώσεις προκειμένου να καταστρέφουν ενέργεια, οπότε πρέπει να επαληθεύεται ότι έχουν επαρκή ικανότητα παραμόρφωσης. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τον περιορισμό της σχετικής παραμόρφωσης ορόφων:

όπου Η το ύψος του υπό εξέταση ορόφου φ η γωνία του συνδέσμου δυσκαμψίας με την οριζόντια γραμμή Θα πρέπει να σημειωθεί ότι εάν χρησιμοποιείται μια μόνον σύνδεση INERD στα άκρα του συνδέσμου, η οριακή τιμή της Εξ. (1.14) πρέπει να μειωθεί κατά 50%.

6) Έλεγχος μη πλάστιμων στοιχείων

Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του πλαισίου, καθώς και τα μη πλάστιμα στοιχεία των συνδέσεων (πλάκες, κοχλίες, συγκολλήσεις κλπ.) σχεδιάζονται με βάση την αντοχή των πείρων κι όχι με τη δράση που υπολογίζεται από την ανάλυση, προκειμένου να εξασφαλιστεί η καταστροφή ενέργειας και ο μηχανισμός αστοχίας.

 a) Η αντοχή *R*<sub>d</sub> των συγκολλήσεων ή των κοχλιών της σύνδεσης INERD με πείρο πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

όπου *P<sub>u,Rd</sub>* είναι η οριακή αντοχή της σύνδεση πείρου που εξετάζεται γ<sub>ov</sub> = 1.25 είναι ο προτεινόμενος συντελεστής υπεραντοχής

Για κοχλιωτές συνδέσεις, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται κοχλίες υψηλής ανθεκτικότητας έναντι τριβής (Κατηγορίες Β, C ή Ε σύμφωνα με το ΕΝ1993-1-8).

 b) Τα διαγώνια μέλη πρέπει να ελέγχονται σε διαρροή και λυγισμό υποθέτοντας την εξάντληση της αντοχής των πείρων στα άκρα τους:

όπου Ω<sub>max</sub> είναι η μέγιστη τιμή όλων των συνδέσεων με πείρο των διαγώνιων

c) Οι δοκοί και τα υποστυλώματα που είναι συνδεδεμένα στους συνδέσμους δυσκαμψίας με εύκαμπτες συνδέσεις INERD πρέπει να πληρούν την ακόλουθη ελάχιστη απαίτηση αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,E} \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. (1.17)$$

όπου N<sub>pl,Rd</sub> (M<sub>Ed</sub>) είναι η αξονική αντοχή σχεδιασμού του μέλους του πλαισίου σύμφωνα με το EN1993, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με την ροπή κάμψης M<sub>Ed</sub> N<sub>Ed,G</sub> είναι η αξονική δύναμη του μέλους του πλαισίου λόγω των μη σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών N<sub>Ed,E</sub> είναι η αξονική δύναμη του μέλους του πλαισίου λόγω των σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών Ω<sub>min</sub> η ελάχιστη τιμή όλων των συνδέσεων με πείρο των διαγωνίων

1.5.3 Σχεδιασμός για μη γραμμική ανάλυση (Στατική Ανελαστική Ανάλυση)

Το δομικό μοντέλο που χρησιμοποιείται για την ελαστική ανάλυση πρέπει να επεκταθεί ώστε να συμπεριλάβει την απόκριση των δομικών στοιχείων πέρα από την ελαστική περιοχή και να εκτιμήσει τους αναμενόμενους πλαστικούς μηχανισμούς και την κατανομή των βλαβών μέσω μιας στατικής ανελαστικής ανάλυσης.

Επειδή τα όλκιμα στοιχεία είναι οι συνδέσεις INERD με πείρο, τα γραμμικά ελατήρια που περιγράφηκαν θα αντικατασταθούν από μη γραμμικά ελατήρια των οποίων οι ιδιότητες καθορίστηκαν από τα πειραματικά αποτελέσματα και τις αναλύσεις Π.Σ. Ο προτεινόμενος νόμος υλικού των μη γραμμικών ελατηρίων φαίνεται στο in Σχ. 1.13. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η καμπύλη μπορεί να είναι συντηρητική σε σχέση με τις μονοτονικές καμπύλες των δοκιμών, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι ευνοϊκές επιδράσεις όπως η κράτυνση, φαινομένων τρίτης τάξης κλπ. Επιπλέον, στην καμπύλη καθορίζονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας, Άμεση Χρήση (IO), Προστασία Ζωής (LS) και Οιονεί Κατάρρευση (CP).

Οι τιμές που προτείνονται στο Σχ. 1.13 αναφέρονται στην απόκριση της σύνδεσης τόσο σε θλίψη όσο και σε εφελκυσμό, καθώς θεωρείται ότι οι γεωμετρικές απαιτήσεις του Πιν. 1.3 ικανοποιούνται, ή ότι η πλευρική κάμψη των πλακών εμποδίζεται με μηχανικά μέσα.

Σημείο	Р	δ <sub>pl</sub>	
A	0	0	
В	Pyd	0	P
С	P <sub>ud</sub>	0.5·h	
D	Pud	а	
E	0.5·P <sub>ud</sub>	а	в <mark>/ 10</mark> Е Е
F	0.5 Pud	1.5·a	
Κριτŕ	ήρια αποδοχή	ϳς (δ <sub>pl</sub> )	
IO	0.2	25·h	А
LS	0.	.6∙h	• <sup>&gt;</sup> δ <sub>pl</sub>
CP	0.8·a		

Σχ. 1.13: Προτεινόμενες ιδιότητες του μη γραμμικού ελατηρίου της σύνδεσης INERD με πείρο

Οι ιδιότητες των μη πλάστιμων στοιχείων υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις των σχετικών κωδίκων (π.χ. FEMA-356). Εφόσον το πλαίσιο είναι ενισχυμένο, όλα τα μέλη υποβάλλονται κυρίως σε αξονικές δυνάμεις. Ως εκ τούτου, τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να έχουν δυνατές "αρθρώσεις" που επιτρέπουν την διαρροή σε εφελκυσμό και το λυγισμό σε θλίψη (σε συνδυασμό με ροπή κάμψης, αν υπάρχει). Εναλλακτικά, τα μη πλάστιμα στοιχεία μπορούν να μοντελοποιηθούν χωρίς αρθρώσεις αρκεί να επαληθεύεται ότι όλες οι ενεργές δυνάμεις και ροπές παραμένουν κάτω από την αντίστοιχη πλαστική αντοχή.

#### 1.5.4 Σχεδιασμός για μη γραμμική δυναμική ανάλυση

Ο πιο ακριβής τρόπο διερεύνησης της σεισμικής απόκρισης ενός μεταλλικού κτηρίου με συνδέσεις INERD με πείρο είναι η εκτέλεση μιας μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης με σεισμικό επιταχυνσιογράφημα. Αυτός ο τύπος ανάλυσης παρέχει λεπτομερή καταγραφή της συνολικής απόκρισης της κατασκευής, της συσσωρευμένης βλάβης των συνδέσεων, της μέγιστης και υπολειπόμενης σχετικής παραμόρφωσης ορόφων κλπ.

Ο μη γραμμικός νόμος που χρησιμοποιήθηκε για τα ελατήρια της σύνδεσης INERD για τη μη γραμμική στατική ανάλυση, που περιγράφεται στην §1.5.3, πρέπει να επεκταθεί για να επιδείξει επαρκή υστερητική συμπεριφορά. Ο προτεινόμενος υστερητικός νόμος φαίνεται στο Σχ. 1.14. Καθορίστηκε στο λογισμικό OpenSees, με την παράλληλη χρήση δύο υστερητικών υλικών με διαφορετικούς νόμους δύναμης-παραμόρφωσης και μείωσης της πληρότητας των βρόχων, προκειμένου να βαθμονομήσει με ακρίβεια την υστερητική συμπεριφορά με τα αποτελέσματα των ανακυκλιζόμενων δοκιμών.



Σχ. 1.14: Υστερητική συμπεριφορά του μη γραμμικού ελατηρίου της σύνδεσης INERD με πείρο

Ως αποτέλεσμα της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής θα αναπτυχθούν σημαντικές αξονικές παραμορφώσεις μέσα στις συνδέσεις. Από την ιστορία της αξονικής δύναμης και της πλαστικής παραμόρφωσης της σύνδεσης, ο δείκτης βλάβης για κύκλους φόρτισης με μεταβλητό πλάτος μπορεί να προσδιοριστεί με το νόμο Palmgren-Miner για συσσωρευμένη βλάβη. Ο αριθμός των κύκλων που πρέπει να αντέχει το σύστημα υπαγορεύεται από τις απαιτήσεις σε ολιγοκυκλική κόπωση, στις οποίες χρησιμοποιούνται οι ιστορίες των παραμορφώσεων και όχι οι ιστορίες των τάσεων, που είναι περισσότερο κατάλληλες για κόπωση πολλών κύκλων. Τα εύρη των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων ανά κύκλο μπορούν να εφαρμοστούν στην πειραματική καμπύλη κόπωσης που προέκυψε κατά τη διάρκεια των δοκιμών της Λισαβόνας, προκειμένου να υπολογιστεί ο αριθμός των αντιπροσωπευτικών κύκλων Ν.

#### 1.6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΕ 2Δ ΚΤΗΡΙΑΚΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Όλα τα αναλυτικά μοντέλα, τα αποτελέσματα από την πειραματική και αριθμητική διερεύνηση και τους προτεινόμενους κανόνες σχεδιασμού, ελέγχθηκαν μέσω αριθμητικών αναλύσεων 2Δ κτηριακών πλαισίων με το λογισμικό OpenSees. Τα πλαίσια, αποτελούν μέρος ενός ρεαλιστικού 3Δ κτηρίου και εξετάστηκαν τόσο με κλασσικούς κεντρικούς συνδέσμους όσο και με συνδέσμους με συνδέσεις INERD με πείρο. Αρχικά τα πλαίσια σχεδιάστηκαν μέσω ελαστικής ανάλυσης σε ΟΚΑ και ΟΚΛ, συμπεριλαμβανομένου του σχεδιασμού σε αντοχή. Ακολούθησαν μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις για να διερευνηθεί η απόκρισή τους πέρα από την ελαστική περιοχή και για να επιβεβαιωθεί ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς.

#### 1.6.1 Περιγραφή του εξεταζόμενου κτηριακού πλαισίου

#### 1.6.1.1 Γεωμετρία και παραδοχές

Εξετάστηκαν διεξοδικά τρεις βασικές διαμορφώσεις 2Δ πλαισίων με στατικές και δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις, επιπλέον του σχεδιασμού τους σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό και τους κανόνες σχεδιασμού των συνδέσεων INERD με πείρο. Τα πλαίσια είχαν τρεις, έξι και εννέα ορόφους, όπως φαίνεται στο Σχ. 1.15. Επιπλέον, εξετάστηκε ένα εναλλακτικό 3Δ 6όροφο κτήριο (Σχ. 1.16), προκειμένου να επιδειχθεί η εφαρμογή των κανόνων σχεδιασμού. Σε όλες τις περιπτώσεις, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας εξετάστηκαν με συνδέσεις πλήρους αντοχής και πλάστιμες συνδέσεις INERD, για να συγκριθούν τα δύο δομικά συστήματα.

Τα πλάτη των φατνωμάτων κυμαίνονται μεταξύ 5.00 και 7.50 m, ενώ τα ύψη των ορόφων κυμαίνονται μεταξύ 3.20 m και 3.50 m.

Η ποιότητα του χάλυβα είναι S355 και χρησιμοποιήθηκαν διατομές Ι για όλα τα μέλη του πλαισίου, δηλαδή HEB για τα υποστυλώματα, IPE για τις δοκούς και HEA για τους συνδέσμους. Έγιναν ρεαλιστικές υποθέσεις για το μήκος λυγισμού όλων των μελών υπό θλίψη και/ή κάμψη. Για κάθε όροφο, αναπτύχθηκε ένα διάφραγμα μεταξύ όλων των κόμβων, μοντελοποιώντας έτσι την επίδραση της σύμμικτης πλάκας.





Σχ. 1.15: 2Δ κτηριακά πλαίσια για 3, 6 και 9 ορόφους



Σχ. 1.16: Διάταξη του 3Δ εξαώροφου κτηρίου

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είχαν είτε πλήρεις κοχλιωτές συνδέσεις είτε συνδέσεις INERD με πείρο, των οποίων τα χαρακτηριστικά βασίστηκαν στην αντοχή σε λυγισμό των διαγώνιων ή προέκυψαν μετά την εφαρμογή των προτεινόμενων κανόνων σχεδιασμού. Οι διατομές όλων των μελών καθώς επίσης και οι συνδέσεις ποικίλλουν καθ' ύψος των κτηρίων, προκειμένου να εξασφαλιστεί μια ομοιογενής πλάστιμη απόκριση καθώς κι ένας οικονομικός σχεδιασμός.

Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη στα πλαίσια συνοψίζονται στον Πιν. 1.4.

Φορτία βαρύτητας			
Νεκρό φορτίο (εξ. ίδιο βάρος χάλυβα) 6.0 kN/m²			
Ωφέλιμο φορτίο	3.0 kN/m² για 2Δ πλαίσια 5.0 kN/m² για 3Δ μελέτη περιπτώσεων		

Πιν. 1.4: Στατική	και σεισι	uiкń	φόρτιση	των υπό εξ	έταση	ι πλαισίων
	Kai ocio		φορποι	1001 0110 00	,01001	

1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ

Σεισμικά φορτία (Εθνικός Ελληνικός Κώδικας ΕΑΚ2000)			
Κατηγορία Εδάφους	B ( $T_B = 0.15$ ses, $T_C = 0.60$ sec)		
Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους	Α = 0.24⋅g (σεισμική ζώνη ΙΙ)		
Κατηγορίας σπουδαιότητας	Σ2 (γι = 1.0)		
	q = 3 για κλασσικά CBF		
Ζυντελεύτης υυμπεριφυράς	q = 4 με συνδέσεις INERD		
Συντελεστής θεμελίωσης	$\theta = 1.0$		
Συντελεστής απόσβεσης	4% (κοχλιωτές μεταλλικές κατασκευές)		
Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για τα ωφέλιμα φορτία	$\psi_2 = 0.30$		

#### 1.6.1.2 Προσομοίωση

Όλα τα μέλη μοντελοποιήθηκαν ως γραμμικά στοιχεία δοκού ή δικτυώματος, εκτός αν δηλώνεται διαφορετικά. Τα πλαίσια που εξετάστηκαν έχουν κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και επομένως όλες οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος και οι βάσεις των υποστυλωμάτων είναι σχεδιασμένες ως αρθρώσεις. Οι δοκοί του πλαισίου σχεδιάστηκαν ως χαλύβδινα στοιχεία, δηλαδή δε λήφθηκε υπόψη η σύμμικτη λειτουργία.

Η υστερητική συμπεριφορά όλων των πλάστιμων στοιχείων (σύνδεσμοι δυσκαμψίας, συνδέσεις INERD) προσομοιώθηκαν με τέτοιο τρόπο ώστε να παρέχει ακριβή αποτελέσματα για γραμμικές και μη γραμμικές, στατικές ή δυναμικές αναλύσεις. Ο υστερητικός νόμος των συνδέσμων δυσκαμψίας φαίνεται στο Σχ. 1.17, ενώ για τις συνδέσεις INERD (ελατήρια μηδενικού μήκους) εξηγήθηκε στην §1.5.4 και στο Σχ. 1.14. Και στις δύο περιπτώσεις, επιβεβαιώθηκε ότι η απόκριση σε μονοτονικό εφελκυσμό και θλίψη ήταν πολύ ακριβής. Για την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η απόκριση βαθμονομείται όσο το δυνατόν καλύτερα με πειραματικά αποτελέσματα [7, 12].



Σχ. 1.17: Υστερητική συμπεριφορά ενός τυπικού συνδέσμου δυσκαμψίας
### 1.6.2 Γραμμική και φασματική ανάλυση

Τα πλαίσια μπορούν να μοντελοποιηθούν με τη χρήση ενός συνηθισμένου λογισμικού δομικής ανάλυσης και να σχεδιαστούν με βάση τις διατάξεις των EC και τους κανόνες σχεδιασμού της §1.5.2. Σε περίπτωση που δεν είναι δυνατό να μοντελοποιηθούν τα τρία στοιχεία του συνδέσμου INERD (π.χ. λόγω ασταθειών), είναι δυνατόν να μοντελοποιηθούν με στοιχεία δικτυώματος. Η δυσκαμψία του συνδυασμένου στοιχείου μπορεί να υπολογιστεί αθροίζοντας την δυσκαμψία των τριών ελατηρίων εν σειρά (δύο συνδέσεις και ένας σύνδεσμος μήκους *L*<sub>br</sub>). Ο πλήρης σχεδιασμός του 3Δ κτηρίου παρουσιάζεται λεπτομερώς στο [28].

Για τα στατικά φορτία, μπορεί να γίνει γραμμική ανάλυση, ενώ τα σεισμικά φορτία αναλύονται με δυναμική φασματική ανάλυση. Τα αποτελέσματα δεν παρουσιάζονται. Στο Σχ. 1.19, φαίνεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος για την αρχική δυσκαμψία του κάθε πλαισίου. Ο χαρακτηρισμός κάθε πλαισίου είναι "όροφοι" × "φατνώματα", με το γράμμα "d" να χρησιμοποιείται για τα πλαίσια με συνδέσεις INERD, ενώ καμία ονομασία δεν αντιστοιχεί στα κλασσικά CBF.

#### 1.6.3 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Στατική Ανελαστική Ανάλυση)

Για τα έξι 2Δ πλαίσια με κλασσικές συνδέσεις CBF ή συνδέσεις INERD με πείρο (σημειωμένα "d"), έγιναν στατικές ανελαστικές αναλύσεις, με τριγωνική κατανομή δυνάμεων. Τα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχ. 1.18, όπου η συνολική τέμνουσα βάσης (εκφραζόμενη ως a % του συνολικού κατακόρυφου φορτίου) σχεδιάζεται ως συνάρτησης της μετακίνησης κορυφής (εκφραζόμενη ως a % του συνολικού ε παρατηρήσεις:

- Τα πλαίσια με κλασσικά CBF είναι πιο δύσκαμπτα από τα πλαίσια με συνδέσεις INERD με πείρο. Αυτό ισχύει λόγω της επίδρασης των θλιβόμενων διαγωνίων. Μετά το λυγισμό αυτών των διαγωνίων, το πλαίσιο χάνει γρήγορα την ευστάθειά του.
- Τα πλαίσια με κλασσικά CBF έχουν μεγαλύτερη πλευρική αντοχή. Αυτό είναι επίσης αναμενόμενο, καθώς η αντοχή των συνδέσεων INERD με πείρο περιορίζεται από την αντοχή σε λυγισμό της διαγώνιου. Επομένως, οι σύνδεσμοι με συνδέσεις INERD μπορούν να αντισταθούν σε μικρότερη τέμνουσα βάσης από την αντίστοιχη εφελκυόμενη και θλιβόμενη διαγώνιο.
- Τα πλαίσια με συνδέσεις INERD με πείρο δείχνουν σημαντική ολκιμότητα σε σύγκριση με τα αντίστοιχα πλαίσια με πλήρεις συνδέσεις. Ο κύριος λόγος για αυτό είναι η ικανότητα των πλάστιμων συνδέσεων να αναλαμβάνουν μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς πτώση της αντοχής τους, ενώ οι σύνδεσμοι προστατεύονται από λυγισμό. Ο λυγισμός της εφελκυόμενης διαγώνιου που επιτρέπεται σε ένα κλασσικό CBF, έχει ως αποτέλεσμα την ταχεία μείωση της πλευρικής δυσκαμψίας και την αύξηση του φορτίου της εφελκυόμενης διαγώνιου.

Η τελευταία παρατήρηση μπορεί να δικαιολογήσει την επιλογή μεγαλύτερου συντελεστή συμπεριφοράς q για τα πλαίσια με συνδέσεις INERD, σε σύγκριση με τα κλασσικά CBF.





#### 1.6.4 Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (χρονοϊστορία)

Η σεισμική απόκριση των πλαισίων ερευνήθηκε με μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις με πραγματικές σεισμικές καταγραφές, με το λογισμικό OpenSees. Χρησιμοποιήθηκαν τέσσερα φυσικά και δύο τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα με αρκετά διαφορετικά χαρακτηριστικά. Τα υπό κλίμακα φάσματα απόκρισης των σεισμικών καταγραφών φαίνονται στο Σχ. 1.19.



Σχ. 1.19: Υπό κλίμακα φάσματα απόκρισης των επιλεγμένων σεισμών

Εκτελέστηκε μια ικανοτική δυναμική ανάλυση για να διερευνηθεί η σεισμική απόκριση των πλαισίων για αυξανόμενη Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (MEE). Τα αποτελέσματα για τις σχετικές μετατοπίσεις ορόφων και μετακίνησης κορυφής των έξι πλαισίων φαίνονται στα Σχ. 1.20 και Σχ. 1.21. Κάθε σημείο της καμπύλης αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή μιας δυναμικής ανάλυσης. Μπορούν να γίνουν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

- Οι καταγραφές των Kobe και Vrancea ενεργοποιούν διαφορετικές ιδιοπεριόδους από αυτές του φάσματος του κώδικα. Για το λόγο αυτό, η δυναμική απόκριση των πλαισίων για τις καταγραφές των Kobe and Vrancea είναι σημαντικά χειρότερη.
- Η συνολική μετατόπιση όλων των πλαισίων είναι αποδεκτή για την επιτάχυνση του σεισμού σχεδιασμού (2.35 m/sec<sup>2</sup>). Επιπλέον, για τις καταγραφές εκτός των Kobe και Vrancea, οι σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αποδεκτές (κάτω από 2%).
- Οι σχετικές παραμορφώσεις ορόφων για συχνούς, μικρότερους σεισμούς, περίπου 50% του σεισμού σχεδιασμού, είναι αποδεκτές για την αποφυγή βλαβών των μη δομικών στοιχείων του κτηρίου (0.5-0.7%).
- Για ένα ακραίο σεισμικό γεγονός, περίπου 200% του σεισμού σχεδιασμού, τα πλαίσια με συνδέσεις INERD εμφανίζουν μικρότερες παραμορφώσεις.
- Η χρήση των συνδέσεων INERD με πείρο οδηγεί σε πιο ευσταθή και αξιόπιστη συμπεριφορά, εξαιτίας του ότι εμποδίζεται ο λυγισμός των συνδέσμων.

### 30 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

#### 1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ



Σχ. 1.20: Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση – συνολική σχετική παραμόρφωση δ<sub>top</sub> ως a % του συνολικού ύψους του κτηρίου

Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων αποδεικνύουν την ανώτερη συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση των συνδέσεων INERD με πείρο. Οι κλασσικοί σύνδεσμοι λυγίζουν σε θλίψη, γεγονός που οδηγεί στην "στιγμιαία" μεταφορά του αντίστοιχου πλευρικού φορτίου στις εφελκυόμενες διαγώνιους. Αυτό το γεγονός, σε συνδυασμό με την ταχεία υποβάθμιση του βρόχου υστέρησης του συνδέσμου μετά από μερικούς σημαντικούς κύκλους φόρτισης, μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλες παραμορφώσεις και κάπως ασταθή συμπεριφορά καθώς η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση αυξάνεται.

Από την άλλη πλευρά, ο υστερητικός βρόχος των συνδέσεων INERD είναι αρκετά ευσταθής και παρουσιάζει σημαντική απορρόφηση ενέργειας ακόμη και για μεγάλες επιταχύνσεις και πολλούς σημαντικούς κύκλους φόρτισης.

Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα | 31 1.6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΕ 2Δ ΚΤΗΡΙΑΚΑ ΠΛΑΙΣΙΑ



Σχ. 1.21: Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση - μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφων δ<sub>drift</sub> ως a % του συνολικού ύψους του κτηρίου

Στο Σχ. 1.22 φαίνεται για κάθε δυναμική ανάλυση η μέγιστη τέμνουσα βάσης σε σχέση με την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση. Είναι προφανές ότι οι σεισμικές δυνάμεις που ενεργούν στα πλαίσια με συνδέσεις INERD με πείρο είναι σημαντικά μειωμένες σε σύγκριση με τα πλαίσια με πλήρεις συνδέσεις. Αυτό οφείλεται στην μειωμένη δυσκαμψία του συστήματος INERD, η οποία επίσης οδηγεί σε αυξημένη ιδιοπερίοδο και καταστροφή ενέργειας.

#### 32 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ

#### 345 3x5d 2500 2500 2000 2000 Z<sup>1500</sup> This 물<sup>1500</sup> Algori L Kobe\_1 The Max V<sub>heet</sub> Kobs-1 Max V<sub>hee</sub> 1000 1000 Record1 X 500 500 12 ģ 12 PGA [m/sec'] PGA [m/sec'] 6x3 6x3d 2500 2500 Agen 1 Kobe 1 2000 2000 Record1 X <u> 문</u> 1500 1500 N Algan' L Max V<sub>tone</sub> Max V<sub>here</sub> Thessale kt - 1 1000 Kobe\_1 + Record1 ) 500 500 Record2 X Ŭ Ŭ 12 12 PGA [m/sec\*] PGA [m/sec'] 9x4d 904 5000 5000 4000 4000 C.Three ₹<sup>3000</sup> 톤<sup>3000</sup> Max V<sub>bine</sub> 2000 XRW 2000 Through Kobe 1 Vian 1000 1000 Becord1 3 12 12 PGA [m/sec/] PGA [m/sec']

Σχ. 1.22: Τέμνουσα Βάσης V<sub>base</sub> – Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση

Το κύριο συμπέρασμα των δυναμικών αναλύσεων είναι ότι, για το επίπεδο επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», τα πλαίσια με πλάστιμες συνδέσεις INERD συμπεριφέρονται καλύτερα από τα κλασσικά πλαίσια με συνδέσεις πλήρους αντοχής. Αυτό το κριτήριο αστοχίας, το οποίο ορίζεται για μια σχετική παραμόρφωση ορόφων ίση με 2.5%, αντιστοιχεί ουσιαστικά στο σεισμό σχεδιασμού που χρησιμοποιείται στους σύγχρονους κώδικες, όπως ο ΕΝ1998, και είναι προφανώς πιο σημαντικό. Συγκεκριμένα, οι μετατοπίσεις και οι εσωτερικές δυνάμεις που καταγράφονται είναι αρκετά μικρότερες στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσεις INERD. Επιπροσθέτως, για τα άλλα επίπεδα επιτελεστικότητας, με σχετική παραμόρφωση ορόφων 1.0% και 5.0% αντιστοίχως, αποδεικνύεται ότι τα πλαίσια με συνδέσεις INERD με πείρο ανταποκρίνονται με παρόμοιο τρόπο με το συμβατικό CBF. Το γεγονός αυτό έχει επίσης μεγάλη σημασία, αφού επιβεβαιώνεται ότι η

χρήση ενός σχετικά εύκαμπτου συστήματος στις άκρες των συνδέσμων δυσκαμψίας, δεν προκαλούν προβλήματα εξαιτίας υπερβολικών παραμορφώσεων, είτε σε σεισμούς λειτουργικότητας είτε σε εξαιρετικά ισχυρούς σεισμούς

1.6.5 Υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς πλαισίων με συνδέσεις INERD με πείρο

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς, εξετάζονται δύο διαφορετικοί ορισμοί του q. Ο πρώτος ορισμός είναι:

$$q_{1} = \frac{PGA_{ult}}{PGA_{v}}$$
 Eξ. (1.18)

όπου PGA<sub>ult</sub> είναι η MEE για την οποία ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας, δηλαδή η σχετική παραμόρφωση κάθε ορόφου είναι ίση 1.0, 2.5 ή 5.0%, ανάλογα με το επίπεδο επιτελεστικότητας. PGA<sub>y</sub> είναι η MEE για την οποία συμβαίνει η πρώτη "διαρροή" στην κατασκευή, η οποία θα μπορούσε να είναι λυγισμική ή εφελκυστική διαρροή μιας διαγώνιου (για κλασσικό CBF) ή διαρροή μιας σύνδεσης INERD σε εφελκυσμό ή θλίψη.

Για το δεύτερο ορισμό, υπολογίζεται αρχικά η ΜΕΕ για την οποία ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας. Στη συνέχεια, ο συντελεστής συμπεριφοράς δίνεται από την Εξ. (1.19):

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

όπου V<sub>base,ult,pl</sub> είναι η τέμνουσα βάσης του πλαισίου, όπου επιτρέπεται όλα τα πλάστιμα στοιχεία να συμπεριφέρονται μη γραμμικά, υπό την σεισμική καταγραφή με την ΜΕΕ που προκάλεσε αστοχία (δηλαδή σχετική παραμόρφωση κάθε ορόφου ίση με 1.0, 2.5 ή 5.0%)
 V<sub>base,ult,el</sub> είναι η τέμνουσα βάσης του πλαισίου, όπου τα πλάστιμα στοιχεία παραμένουν ελαστικά, υπό την ίδια σεισμική καταγραφή

Το βασικό πλεονέκτημα του δεύτερου ορισμού είναι ότι λαμβάνει υπόψη τις μειωμένες σεισμικές δυνάμεις λόγω πλαστικοποίησης της κατασκευής, με αποτέλεσμα την καλύτερη εκτίμηση των εσωτερικών δυνάμεων του πλαισίου. Με αυτόν τον τρόπο μπορούν να αξιοποιηθούν καλύτερα τα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, καθώς προσομοιώνεται με αυξημένη ακρίβεια η απόκριση της κατασκευής και η ικανότητά της σε απορρόφηση ενέργειας. Επιπλέον, ο δεύτερος ορισμός δεν απαιτεί τον υπολογισμό της ΜΕΕ που προκαλεί διαρροή, πράγμα που μπορεί να είναι αμφισβητήσιμο σε περίπτωση που δεν προσδιορίζεται εύκολα το σημείο διακλάδωσης, όπως συμβαίνει με τα πλαίσια με συνδέσεις INERD.

#### 34 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 1 ΣΥΝΔΕΣΗ INERD ΜΕ ΠΕΙΡΟ

Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων του δεύτερου ορισμού του *q* are απεικονίζονται στο Σχ. 1.23, καθώς αποδείχτηκαν πιο ρεαλιστικά και κατάλληλα για σύγκριση μεταξύ των δύο τύπων πλαισίων. Αν και ο ορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς μπορεί να αποτελέσει αντικείμενο συζήτησης, είναι προφανές από την εξέταση του λόγου του q των πλαισίων με συνδέσεις INERD με το q των κλασσικών CBF ότι μπορεί να ληφθεί αξιόπιστα μεγαλύτερος από 1.0, κυμαινόμενος μεταξύ 1.25 και 2.5 για τα πλαίσια που εξετάστηκαν. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι ένας συντελεστής συμπεριφοράς παρόμοιος με αυτόν που υποτίθεται για τα πλαίσια ροπής είναι κατάλληλος και για ενισχυμένα πλαίσια με συνδέσεις INERD, π.χ. πολλαπλασιάζοντας την τιμή του q που δίνεται για το κλασσικό CBF με έναν ελάχιστο λόγο 1.25. Μια τέτοια αύξηση θα οδηγούσε σε συντελεστή συμπεριφοράς ~4 για τον ΕΑΚ και 5 για τον ΕΝ1998-1. Εντούτοις, μέχρις ότου πρόσθετες αναλύσεις και δοκιμές δώσουν μια πιο εμπεριστατωμένη αιτιολόγηση μιας τέτοιας τιμής, συνιστώνται για πρακτικές εφαρμογές οι συντηρητικές τιμές του §1.5.2.



max δ<sub>drift</sub> [% H<sub>storey</sub>]

Σχ. 1.23: Λόγος συντελεστών συμπεριφοράς q<sub>2</sub> για πλαίσια με πλάστιμες και πλήρους αντοχής συνδέσεις

#### 1.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι καινοτόμες συνδέσεις INERD με πείρο αναπτύχθηκαν για χαλύβδινα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Ο κύριος σκοπός της χρήσης τους είναι η συγκέντρωση των βλαβών της κατασκευής σε προκαθορισμένες, εύκολα επισκευάσιμες ζώνες πλαστικοποίησης σε περίπτωση ισχυρού σεισμικού

γεγονότος, προστατεύοντας παράλληλα όλα τα συνδεδεμένα στοιχεία από διαρροή και λυγισμό.

Τα αποτελέσματα των πειραματικών, αναλυτικών και αριθμητικών διερευνήσεων που παρουσιάζονται συνοπτικά σε αυτό το φυλλάδιο και λεπτομερώς στη σχετική βιβλιογραφία [12, 13, 25, 26, 30], καταδεικνύουν τα πλεονεκτήματα των συστημάτων που περιέχουν συνδέσεις INERD με πείρο. Αυτά περιγράφονται παρακάτω:

- Οι συνδέσεις INERD με πείρο παρουσιάζουν μεγάλη δυσκαμψία για πλευρικό φορτίο μικρής έντασης και υψηλή ολκιμότητα για μεγαλύτερης έντασης.
- Οι συνδέσεις INERD με πείρο προστατεύουν τους συνδέσμους έναντι λυγισμού και διαρροής. Συνεπώς, όλες οι διαγώνιες παραμένουν ενεργές, με πρακτικώς σταθερές ιδιότητες, είτε φορτισμένες εφελκυστικά είτε θλιπτικά.
- Η πλαστικοποίηση της κατασκευής είναι περιορισμένη στην περιοχή των συνδέσεων και συγκεκριμένα στους πείρους. Η θέση των συνδέσεων επιτρέπει την άμεση επιθεώρηση τους και, εάν είναι απαραίτητο, την αντικατάστασή τους με χαμηλό κόστος και σε σύντομο χρονικό διάστημα. Εάν συμβεί αυτό, ένα ακόμη πλεονέκτημα των συνδέσεων INERD είναι ότι το βάρος του υλικού που θα αντικατασταθεί είναι μικρό, με αποτέλεσμα τη μείωση των απαιτήσεων χρόνου και εξοπλισμού.
- Έχουν εξαιρετική απόκριση σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ακόμη και για μεγάλες παραμορφώσεις. Ο κίνδυνος ψαθυρής αστοχίας λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης είναι χαμηλός, λόγω της έλλειψης συγκολλήσεων και εγκοπών κοντά στην ζώνες πλαστικοποίησης
- Ο αντισεισμικός σχεδιασμός πλαισίων με συνδέσεις INERD με πείρο μπορεί να γίνει με μια μεθοδολογία παρόμοια με αυτήν των συμβατικών πλαισίων.
   Επιπλέον, αυτός ο τύπος πλαισίων παρουσιάζει υψηλή ολκιμότητα, η οποία μπορεί να δικαιολογήσει μια μεγαλύτερη τιμή συντελεστή συμπεριφοράς, παρόμοια με αυτή που επιτρέπεται για τα πλαίσια ροπής και τα έκκεντρα ενισχυμένα πλαίσια. Ταυτόχρονα, το σύστημα έχει επαρκή δυσκαμψία για τη λειτουργικότητα και τους ισχυρούς σεισμούς, έτσι ώστε να μην αναπτύσσονται υπερβολικές παραμορφώσεις λόγω της χρήσης εύκαμπτων συνδέσεων.
- Η χρήση συνδέσεων INERD με πείρο μπορεί να οδηγήσει στη μείωση του ίδιου βάρους τους χαλύβδινου πλαισίου, το οποίο μπορεί να εξαλείψει το αυξημένο κόστος των πλάστιμων συνδέσεων. Αυτό οφείλεται κυρίως στις μειωμένες σεισμικές δυνάμεις που προκύπτουν ως αποτέλεσμα της μεγαλύτερης ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και των μειωμένων απαιτήσεων από το σχεδιασμό σε αντοχή.

Οι προτεινόμενοι κανόνες σχεδιασμού παρέχουν τη δυνατότητα σχεδίασης πλαισίων που περιέχουν συνδέσεις INERD με συνηθισμένα λογισμικά δομικής ανάλυσης. Η μεθοδολογία μπορεί να είναι κάπως πιο περίπλοκη σε σύγκριση με τα

συμβατικά CBF, αλλά δεν είναι απαγορευτική. Από την άλλη πλευρά, μπορεί να υπάρξουν βραχυπρόθεσμα οφέλη, λόγω της μείωσης των σεισμικών δυνάμεων και του βάρους του πλαισίου, καθώς και μακροπρόθεσμα οφέλη, λόγω του μειωμένου κόστους επισκευής σε περίπτωση ισχυρού σεισμικού γεγονότος.

### 1.8 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Οι καινοτόμες συνδέσεις INERD με πείρο μπορούν να εφαρμοστούν σε μικρά, μεσαία ή ψηλά κτήρια, καθώς παρουσιάζουν επαρκή δυσκαμψία και ολκιμότητα. Η αρχική τους εφαρμογή είναι για πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, αλλά με μερικές τροποποιήσεις μπορούν να αναπτυχθούν και άλλα δομικά συστήματα. Επιπλέον, οι σύνδεσμοι INERD θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση ή την αποκατάσταση υφιστάμενων κατασκευών, όχι απαραίτητα χαλύβδινων.

Θα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλα τα πλεονεκτήματα που περιγράφονται στην §7 και εάν η υλοποίηση του συστήματος INERD είναι ελπιδοφόρα, οι κανόνες σχεδιασμού που παρουσιάζονται συνοπτικά σε αυτό το φυλλάδιο μπορούν να εφαρμοστούν για τον αποτελεσματικό σχεδιασμό του πλαισίου και των συνδέσεών του.

### 1.9 ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΕΣ ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ

Κατά τη διάρκεια του προγράμματος INERD δημοσιεύθηκαν πολλές δημοσιεύσεις σε διεθνή περιοδικά και διεθνή συνέδρια που καλύπτουν τμήματα των διερευνήσεων του ερευνητικού προγράμματος

Δημοσιεύσεις σε διεθνή περιοδικά:

- Vayas I. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) pin connections for seismic resistant braced frames, 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.
- Vayas I., Thanopoulos P. and Castiglioni C.: Stabilitätsverhalten von Stahlgeschossbauten mit dissipativen INERD-Verbindungen unter Erdbebenbeanspruchung, Bauingenieur 82, März 2007.

### Παρουσιάσεις σε διεθνή συνέδρια:

- Vayas I., Calado L., Castiglioni C. A., Plumier A. and Thanopoulos P.: Innovative dissipative (INERD) connections for seismic resistant steel frames, Proceedings of 3rd International Symposium on Steel Structures, 10-11 March 2005, Seoul, Korea, 2005.
- Vayas I., Thanopoulos P., Plumier A., Castiglioni C. A. and Calado L.: Behaviour of seismic resistant braced frames 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 braced frames 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 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Κατά τη διάρκεια του προγράμματος INERD χρησιμοποιήθηκαν διάφορες βιβλιογραφικές αναφορές. Μια επιλογή των πιο σημαντικών παρατίθεται παρακάτω:

- 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.
- Aribert J. M. and Grecea D.: The base shear force approach, Moment resistant connections of steel frames in seismic areas, Mazzolani F. M. ed., Section 8.3, E & FN Spoon, London, England, 2000.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- Calado L. and Castiglioni C.A.: Low cycle fatigue testing of semi-rigid beam-to-column connections, 3<sup>rd</sup> 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.
- 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 frames in seismic areas, Detailed Report, IST Lisbon, 2004.
- Castiglioni C. A., Brescianini J., Crespi A., Dell' Anna S. and Lazzarotto L.: INERD Dissipative connections for concentric bracing systems for steel frames 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.

- 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 frames, E & FN Spon, London, UK, 1995.
- 23. Mazzolani F. M.: Design of moment resisting frames, 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.
- 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., Sommavilla 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 frames with energy absorbing devices, PhD Thesis, NTUA, 2006.
- 29. Vayas I.: Design of braced frames, 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 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ INERD ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ U

### 2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο πλαίσιο του Ευρωπαϊκού Προγράμματος Έρευνας 7210-PR-316 "Two INnovations for Earthquake Resistant Design – The INERD Project", εισήχθησαν δύο καινοτόμα πλάστιμα συστήματα συνδέσεων, ένα με πείρο κι ένα με έλασμα σχήματος U. Το παρών κεφάλαιο παρουσιάζει το υπόβαθρο του συστήματος σύνδεσης INERD με ελάσματα σχήματος U, καθώς και την εφαρμογή του σε ένα παράδειγμα.

#### 2.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ U

Η σεισμική αντοχή των μεταλλικών κατασκευών απαιτεί ακαμψία, αντοχή και ολκιμότητα. Ακαμψία απαιτείται προκειμένου να περιοριστούν οι καταστροφές στα μη δομικά μέλη του φορέα σε περίπτωση μικρών έως μέτριων σεισμών και να περιοριστούν τα φαινόμενα αστάθειας. Αντοχή έτσι ώστε να εξασφαλιστεί η ικανότητα της κατασκευής να αντισταθεί με ασφάλεια στις επιβαλλόμενες δράσεις. Τέλος, ολκιμότητα με σκοπό να καταστραφεί μέρος της σεισμικής ενέργειας μέσω ανελαστικής παραμόρφωσης κι έτσι να μειωθούν οι δράσεις. Τα συμβατικά πλαίσια, ενισχυμένα ή όχι, έχουν ορισμένα μειονεκτήματα όσον αφορά τα παραπάνω κριτήρια σχεδιασμού. Επιπροσθέτως, τα ενισχυμένα πλαίσια, τα οποία χρησιμοποιούνται ευρέως στην Ευρώπη, αντιμετωπίζουν τα εξής προβλήματα ύστερα από ασυνήθιστα ισχυρούς σεισμούς που έχουν προκαλέσει έναν βαθμό βλάβης : α)για κεντρικά ενισχυμένα πλαίσια, απαιτείται η ανάγκη ενίσχυσης ή αντικατάστασης των βλαμμένων και λυγισμένων συνδέσμων, οι οποίοι έχουν συγκεκριμένο μήκος και άρα είναι δύσκολη η διαχείρισή τους, β)για έκκεντρα ενισχυμένα πλαίσια, απαιτείται η ενίσχυση ή επισκευή των συνδέσεων ή των ράβδων που είναι και μέρος του βασικού συστήματος για την παραλαβή των φορτίων βαρύτητας. Συνεπώς, τέτοια έργα απαιτούν σημαντικές δεξιότητες και συνδέονται με υψηλά κόστη υλικών και εργασίας.

Μια διαφορετική προσέγγιση είναι να επιτραπεί η καταστροφή της σεισμικής ενέργειας στις συνδέσεις και όχι στα μέλη. Η εισαγωγή εύκαμπτων, μερικής αντοχής συνδέσεων είναι γνωστή για την καμπτική αντίσταση των πλαισίων υπό τα φορτία βαρύτητας. Ωστόσο, η εφαρμογή ημι-άκαμπτων συνδέσεων σε πλαίσια που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία μέσω κάμψης συνδέεται με σημαντικά προβλήματα. Πράγματι, τα πλαίσια ροπής είναι γενικώς εύκαμπτα στατικά συστήματα και άρα οι περιορισμοί των σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων στη φάση λειτουργικότητας αποτελεί σε πολλές πρακτικές περιπτώσεις το καθοριστικό κριτήριο σχεδιασμού. Η εισαγωγή μάλιστα ημι-άκαμπτων συνδέσεων αυξάνει επιπλέον την ευκαμψία του φορέα και επιδεινώνει τα προβλήματα, τα οποία δεν

40 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ INERD ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ U

επιλύονται με την επιλογή μεγαλύτερων διατομών στις δοκούς και στα υποστυλώματα.

Για τους παραπάνω λόγους, οι πλάστιμες συνδέσεις είναι περισσότερο κατάλληλες σε ενισχυμένα πλαίσια. Τέτοια πλαίσια είναι γενικώς στιβαρά έναντι πλευρικών μετακινήσεων και άρα η εισαγωγή εύκαμπτων συνδέσεων δε θα βλάψει τη συνολική συμπεριφορά τους. Αντίθετα, οι εύκαμπτες συνδέσεις μπορούν να προστατέψουν τους συνδέσμους δυσκαμψίας από το λυγισμό και άρα να αυξηθεί η συνολική ολκιμότητα. Επιπροσθέτως, οποιεσδήποτε εργασίες επισκευής μετά από ισχυρά σεισμικά γεγονότα θα επικεντρωθούν μόνο στις συνδέσεις και άρα θα είναι εύκολο να διαχειριστούν.

Στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος INERD, αναπτύχθηκαν πλάστιμες συνδέσεις (INERD) κατάλληλες για ενισχυμένα πλαίσια. Τα πλεονεκτήματα των ενισχυμένων πλαισίων με τη χρήση των συνδέσεων INERD σε σχέση με τα συμβατικά ενισχυμένα πλαίσια μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

- Καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τα κριτήρια σεισμικού σχεδιασμού.
- Προστασία των θλιβόμενων συνδέσμων δυσκαμψίας έναντι λυγισμού.
- Ενεργοποίηση όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας, είτε θλιβόμενων είτε εφελκυόμενων, ακόμη και για μεγάλες μετακινήσεις ορόφων.
- Περιορισμός των ανελαστικών δράσεων σε μικρά τμήματα του φορέα τα οποία είναι εύκολο να αντικατασταθούν.
- Δυνατότητα εύκολης και φθηνής επισκευής μετά από ισχυρούς σεισμούς, εάν απαιτείται.
- Μείωση του συνολικού κατασκευαστικού κόστους για το ίδιο επίπεδο επίδοσης.

Οι συνδέσεις U αποτελούνται από μια ή δυο κυρτές, σχήματος U παχιές πλάκες οι οποίες συνδέουν το σύνδεσμο δυσκαμψίας με το γειτονικό μέλος (Σχ. 2.1). Εδώ και πάλι, η απορρόφηση ενέργειας λαμβάνει χώρα στην κυρτή πλάκα.

Το πλεονέκτημα αυτών των συνδέσεων είναι ότι, με κατάλληλη διαστασιολόγηση, οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται μόνον σε προκαθορισμένες ζώνες, στους πείρους και στις πλάκες μορφής U, ενώ τα γειτονικά μέλη παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Κατά συνέπεια, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προστατεύονται έναντι λυγισμού και οι βλάβες περιορίζονται στους πείρους και στις πλάκες μορφής U. Αυτά είναι μικρά μέλη τα οποία είναι εύκολο να αντικατασταθούν εάν παραμορφωθούν σε μεγάλο βαθμό, μετά από έναν ασυνήθιστα ισχυρό σεισμό.





Σχ. 2.1: Συνδέσεις INERD με ελάσματα σχήματος U

#### 2.3 ΜΟΝΤΕΛΑ ΟΡΙΑΚΩΝ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων μορφής U ελέγχεται ουσιωδώς από την ικανότητα παραμόρφωσης. Η μέγιστη μετακίνηση η οποία θα μπορούσε να επιβληθεί με ασφάλεια στην κατασκευή είναι ίση με 120mm, εάν χρησιμοποιηθούν διαμορφώσεις συνδέσεων μορφής U που έχουν ελεγχθεί στο πλαίσιο του προγράμματος INERD. Κάποιες άλλες διαμορφώσεις μπορούν βεβαίως να αναπτυχθούν προκειμένου να επιτευχθούν ειδικές απαιτήσεις επίδοσης μεταβάλλοντας το πάχος και την ακτίνα καμπυλότητας των πλακών μορφής U, λαμβάνοντας υπόψη τους πρακτικούς περιορισμούς σχετικά με τις ιδιότητες των υλικών και την τεχνολογία παραγωγής. Πάντως, αυτές οι μη τυποποιημένες γεωμετρίες θα πρέπει να ελέγχονται ειδικά είτε με αριθμητικά μοντέλα με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων πλακών είτε με δοκιμές. Συνεπώς, προτείνεται να αξιολογείται πρώτα η δυνατότητα χρήσης των ήδη ελεγμένων διαμορφώσεων.

### 2.4 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΣΤΙΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΟΡΦΗΣ U

Οι συνδέσεις μορφής U έχουν εγκριθεί ευρέως με πειραματικές δοκιμές στο πλαίσιο του προγράμματος INERD. Δοκιμές έχουν διεξαχθεί τοπικά στις συνδέσεις αλλά και καθολικά στο ενισχυμένο πλαίσιο.

Οι παράμετροι που εξετάζονται (Σχ. 2.2) για τη βελτιστοποίηση μιας τέτοιας σύνδεσης είναι κυρίως γεωμετρικές:

- R : Ακτίνα
- Β : Μήκος πλάκας
- e : Πάχος
- Position : Φορά δύναμης

Το εύρος των ελεγμένων παραμέτρων δίνεται στον Πίνακα 2.1.



Σχ. 2.2: Ορισμός των παραμέτρων των συνδέσεων μορφής U

type	R	В	е	angle	position
2	100	160	25	45	$ \subset $
3	100	160	25	50	$\subset \Rightarrow$
4	100	160	30	50	$ \subset $
5	125	160	30	50	$\subset \Rightarrow$
6	125	160	25	30	$ \subset $
7	125	160	25	45	$\subset \Rightarrow$
8	125	160	25	50	$\subset$
9	125	160	25	30	
10	125	160	25	39	
11	125	160	25	45	
12	125	160	30	39	

Πίνακας 2.1:: Εύρος πιθανών διαστάσεων

Ακόμη και αν έχουν ελεγχθεί όλες οι παραπάνω διαμορφώσεις, δίδονται κάποιες προτάσεις σχετικά με την ιδανική επιλογή:

Η ακτίνα των 100mm επιτρέπει καλύτερη απορρόφηση ενέργειας σε σχέση με την ακτίνα των 125mm για το ίδιο πάχος (τόσο για 25mm όσο και για 30mm) και διαμόρφωση συστήματος (U1 ή U2). Η καλύτερη συμπεριφορά των συνδέσεων μορφής U επιτυγχάνεται με μεγαλύτερο πάχος (π.χ. 30mm) και μικρή ακτίνα (π.χ. 100mm). Αυτό είναι προφανές, επειδή η αύξηση του πάχους και η μείωση της διαμέτρου οδηγεί σε μεγαλύτερη ακαμψία του συστήματος. Έτσι, ως γενικό συμπέρασμα μπορούμε να πούμε ότι η καλύτερη απόδοση των συστημάτων μορφής U μπορεί να επιτευχθεί με την αύξηση του πάχους και τη μείωση της ακτίνας.

#### 2.5 ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Σε αυτήν την ενότητα παρουσιάζεται ένα παράδειγμα του σεισμικού σχεδιασμού ενός κτηρίου. Χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχες μέθοδοι πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με το EN1998-1-1. Εφόσον στο στάδιο αυτό δεν υπάρχει μοντέλο σχεδίασης, το σύστημα συνδέσεων σχήματος U των συνδέσμων δυσκαμψίας επιλέχθηκε με βάση τα αποτελέσματα του ερευνητικού προγράμματος INERD.

### 2.5.1 Περιγραφή του κτηρίου και της σύλληψης του φορέα Το κτήριο που χρησιμοποιήθηκε σε αυτό το σχεδιαστικό παράδειγμα αποτελείται από τέσσερεις ορόφους. Το Σχ. 2.3 περιέχει τις βασικές γεωμετρικές διαστάσεις του κτηρίου. Η κατηγορία χρήσης είναι κτήριο γραφείων.





Το στατικό σύστημα του κτηρίου αποτελείται από πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, όπου υλοποιούνται συνδέσεις σχήματος U μεταξύ των συνδέσμων και των υποστυλωμάτων. Η σύνδεση σχήματος U είναι το πλάστιμο στοιχείο του φορέα. Για κάθε διεύθυνση χρησιμοποιούνται 4 σύνδεσμοι δυσκαμψίας με κατανομή όπως φαίνεται στο Σχ 2.4. Αρχικά θεωρήθηκαν μόνον 2 σύνδεσμοι, λόγω όμως του μεγέθους των σεισμικών δυνάμεων και της περιορισμένης αντοχής των συνδέσεων σχήματος U, τοποθετήθηκαν 4 σε κάθε διεύθυνση. Εδώ παρουσιάζεται μόνον η τελική επιλογή.



Location of the Bracings

α) ΚάτοψηΣχ. 2.4: Στατικό σύστημα κτηρίου



b) Παράδειγμα ενισχυμένου πλαισίου (AL. 4)

44 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ INERD ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ U

Στον Πίνακα 1.2 συνοψίζονται τα υλικά των διαφόρων μελών του κτηρίου. Η σύμμικτη πλάκα θεωρείται ότι λειτουργεί σε μια διεύθυνση (Χ-διεύθυνση με βάση το Σχ. 2.4).

Μέλος	Υλικό	
Υποστυλώματα	S355	
Δοκοί		
Σύνδεσμοι δυσκαμψίας		
Πλάκα	Σύμμικτη	
	Σκυρόδεμα C20/25	
	1mm χαλυβδόφυλλο με 73mm ύψος	
	Συνολικό ύψος πλάκας 150mm	
Συνδέσεις σχήματος U	Με βάση το πρόγραμμα INERD	

#### Πίνακας 2.2: Υλικά των δομικών μελών

#### 2.5.2 Φορτίσεις και σεισμικές δράσεις

Οι φορτίσεις, οι οποίες αποτελούν τη βάση για τον υπολογισμό της σεισμικής μάζας, δίνονται στον Πίνακα 2.3 και στον Πίνακα 2.4.

Νεκρά φορτία		Λοιπά μόνιμα		
Ίδιο βάρος	78,5 kN/m <sup>3</sup> + 10% για τις	Γπάνδυση	Ενδιάμεσοι όροφοι	0,7 kN/m <sup>2</sup>
χαλυροινων μελών	συνδέσεις και τις ενισχύσεις	Ellevolori	Ανώτατος όροφος	1 kN/m <sup>2</sup>
Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας	2,75 kN/m <sup>2</sup>	Περιμετρικŕ	η τοιχοποιία	4 kN/m

#### Πίνακας 2.3: Μόνιμα φορτία

#### Πίνακας 2.4: Ωφέλιμα φορτία

Γραφεία	3 kN/m <sup>2</sup>
Κινητά χωρίσματα	0,8 kN/m²
Βατή στέγη	3 kN/m <sup>2</sup>

Το σεισμικό φορτίο δίνεται στον Πίνακα 2.5. Για το συντελεστή συμπεριφοράς των συνδέσεων σχήματος U δεν προσδιορίστηκε κάποια τιμή στο πρόγραμμα INERD, η τιμή που επιλέχθηκε υποτίθεται ότι βασίζεται στην εμπειρία και στα πειραματικά αποτελέσματα του προγράμματος INERD. Οι τιμές που επιλέχθηκαν θα πρέπει να επαληθευτούν αργότερα. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αμελήθηκε.

······································	······································							
Συντελεστής σπουδαιότητας, γι	1,0							
Μέγιστη επιτάχυνση εδάφους, a <sub>gR</sub>	0,24g							
Έδαφος κατηγορίας Β	S T <sub>B</sub> T <sub>C</sub> T <sub>D</sub>							
Φάσμα Τύπου 1	1,00	0,15s	0,50s	2,00s				
Συντελεστής κατώτερου ορίου, β	0,2							
Συντελεστής συμπεριφοράς, q	3							

Πίνακας 2.5: Ορισμός σεισμικών δράσεων

### 2.5.3 Προ-σχεδιασμός με βάση τα φορτία βαρύτητας

Πριν από το σεισμικό σχεδιασμό, τα υποστυλώματα και οι δοκοί προ-σχεδιάστηκαν σύμφωνα με το EN 1993-1.1. Τα αποτελέσματα του προ-σχεδιασμού των μελών αυτών δίνονται στον Πίνακα 2.6. Οι διατομές των υποστυλωμάτων επιλέχθηκαν με κάποιο περιθώριο αντοχής προκειμένου να παραλάβουν την αξονική δύναμη λόγω των σεισμικών φορτίων. Όσον αφορά την επιλογή των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων αποφασίστηκαν τα εξής: i) ομοιόμορφα υποστυλώματα, όλα ίδιας διατομής ii) δοκοί με διαφορετική διατομή αναλόγως τη διεύθυνση.

Υποστυλώματα	HEB 260
Δοκοί στη διεύθυνση Χ	IPE 500
Δοκοί στη διεύθυνση Υ	IPE 360

Πίνακας 2.6: Διατομές υποστυλωμάτων και δοκών

### 2.5.4 Σεισμικός υπολογισμός

Οι σεισμικές δυνάμεις στο φορέα του κτηρίου προσδιορίστηκαν σύμφωνα με τις αρχές της μεθόδου πλευρικής δύναμης που προδιαγράφεται από το EN 1998-1-1. Η διαδικασία μπορεί να χωριστεί σε διάφορα στάδια. Τα αποτελέσματα αυτών των υπολογισμών παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Προσδιορισμός σεισμικής μάζας

Η σεισμική μάζα προκύπτει από τις δράσεις βαρύτητας στο κτήριο και ποσοτικοποιείται από τον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\sum G_{k,j} " + " \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i}$$

4	δ   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
2	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ INERD ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ U	

Στον Πίνακα 2.7 δίδεται η συνολική σεισμική μάζα κάθε ορόφου που προσδιορίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (2.1) και τα φορτία που παρουσιάζονται στο 2.5.2.

Όροφος	Σεισμική μάζα, m [ton]			
1	323,67			
2	323,67			
3	323,67			
4	301,44			
Συνολικά	1272,45			

Πίνακας 2.7: Σεισμικές μάζες τετραώροφου κτηρίου

Προσδιορισμός της τέμνουσας βάσης

Σύμφωνα με τη μέθοδο της πλευρικής δύναμης και τη σεισμική δράση (Πίνακας 2.5), εκτιμήθηκε η Τέμνουσα Βάσης. Οι εξισώσεις (2.2) έως (2.6) χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό: της θεμελιώδους περιόδου της κατασκευής, της ψευδοεπιτάχυνσης σχεδιασμού και της τέμνουσας βάσης. Στον Πίνακα 2.8 δίνονται τα αποτελέσματα.

$T_1 = C_t H^{2/3}$	Εξ. (2.2)
$C_t = 0.05$	Εξ. (2.3)
$a_g = \gamma_I a_{gR}$	Εξ. (2.4)
$T_B \le T \le T_C \colon S_d(T) = a_g S_q^{\frac{2,5}{q}}$	Εξ. (2.5)
$F_b = S_d(T_1)m\lambda$	Εξ. (2.6)

Πίνακας 2.8: Αποτελέσματα υπολογισμού τέμνουσας βάσης

H [m]	Ct	T₁ [s]	a <sub>g</sub> [m/s2]	S <sub>d</sub> (T <sub>1</sub> ) [m/s <sup>2</sup> ]	λ	F <sub>b</sub> [kN]
16	0,05	0,4	2,35	1,96	0,85	2122,10

Κατανομή των σεισμικών φορτίων μέσω των ενισχυμένων πλαισίων

Τα ενισχυμένα πλαίσια έχουν την ίδια δυσκαμψία, επομένως θεωρήθηκε μια ομοιόμορφη κατανομή της τέμνουσας βάσης μεταξύ αυτών των πλαισίων. Εφόσον η κατασκευή είναι απόλυτα συμμετρική, λαμβάνεται υπόψη μόνο η τυχαία εκκεντρότητα (0,05L) στη συνολική στρέψη της κατασκευής και η συνακόλουθη ενίσχυση των οριζόντιων δυνάμεων. Στον Πίνακα 2.9 δίνονται οι δυνάμεις ανά ενισχυμένο πλαίσιο. Επειδή η κάτοψη του κτηρίου είναι τετράγωνη και τα ενισχυμένα πλαίσια είναι συμμετρικά κατανεμημένα σε σχέση με το γεωμετρικό κέντρο, οι κατανεμημένες δυνάμεις είναι ίσες και προς τις δύο διευθύνσεις.

Frame	F₀ [kN]	X [m]	L [m]	δ	F <sub>b</sub> ' [kN]
1					
4	1061.05	10	24	1.05	11111
A	1001,05	12	24	1,05	1114,1
D					

Πίνακας 2.9: Κατανομή των σεισμικών δυνάμεων ανά ενισχυμένο πλαίσιο

Κατανομή σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο

Η κατανομή των μαζών ανά όροφο γίνεται με βάση τη μάζα κάθε ορόφου και το ύψος του ορόφου από το έδαφος, όπως εκφράζεται στην (2.7). Στον Πίνακα 2.10 δίνονται οι δυνάμεις ανά όροφο.

$$F_i = F_b' \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$
 E§. (2.7)

Όροφος	z <sub>i</sub> [m]	m*z <sub>i</sub> [ton.m]	F <sub>i</sub> [kN]
1	4	1295	114,6
2	8	2589	229,1
3	12	3884	343,7
4	16	4823	426,7
	Σm*z <sub>i</sub>	12591	

Πίνακας 2.10: Κατανομή σεισμικών δυνάμεων ανά όροφο

### 2.5.5 Επιλογή της σύνδεσης σχήματος U

Η επιλογή της σύνδεσης σχήματος U για τη σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας με υποστύλωμα πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα των δοκιμών του ερευνητικού προγράμματος INERD. Σύμφωνα με τις σεισμικές δυνάμεις σε κάθε όροφο και σε κάθε ενισχυμένο πλαίσιο και λαμβάνοντας υπόψη ότι τόσο η θλίψη όσο και εφελκυσμός των συνδέσμων δυσκαμψίας ενεργοποιούνται, υπολογίστηκαν οι δυνάμεις σε κάθε σύνδεση. Υπενθυμίζεται ότι οι δυνάμεις στους συνδέσμους δυσκαμψίας αυξάνουν στους χαμηλότερους ορόφους. Στον Πίνακα 2.11 δίνονται οι δυνάμεις σε κάθε σύνδεση που χρησιμοποιήθηκε. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε η επιλογή της σύνδεσης σχήματος U σύμφωνα με την αντοχή της σύνδεσης που δοκιμάστηκε στο πρόγραμμα INERD και υπάρχει επίσης στον πίνακα. Το ID σύνδεσης είναι το όνομα του δοκιμίου που δοκιμάστηκε στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος INERD (Πίνακα 2.1).

Πινακάς 2.11: Επιλογή των συνοεσεών σχηματός Ο για τους συνοεσμούς ουσκαμψιά
--

Όροφος	F <sub>Brac,con</sub> [kN]	ID Σύνδεσης	F <sub>con,Test</sub> [kN]	
4	119	Mola 3	144	

#### 48 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ INERD ΜΕ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ U

3	215	Mola 10	260
2	279	Mola 12	390
1	311	Mola 12	390

#### 2.5.6 Σχεδιασμός κτηρίου σε σεισμική φόρτιση

Ο τελικός σχεδιασμός των μελών του κτηρίου (υποστυλώματα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας), ανάλογα με τα σεισμικά φορτία, έγινε σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό. Έτσι, τα φορτία σχεδιασμού δεν ήταν τα φορτία που προέκυψαν από τις σεισμικές δράσεις αλλά η αντοχή της σύνδεσης σχήματος U. Στη συνέχεια, επειδή η αντοχή της σύνδεσης σχήματος U είναι η πειραματική τιμή και όχι η ονομαστική τιμή σχεδιασμού, ο συντελεστής υπεραντοχής (γ<sub>ov</sub>) λήφθηκε ίσος με 1. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, ο σχεδιασμός των χαλύβδινων μελών έγινε σύμφωνα με το ΕΝ 1993-1-1. Εφόσον οι διατομές των υποστυλωμάτων δεν άλλαξαν από το σχεδιασμό που παρουσιάζεται στο 2.5.3, στον Πίνακα 2.12 δίνονται μόνον οι τελικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η καθολική επαλήθευση του σχεδιασμού των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι ο καμπτικός λυγισμός. Στον Πίνακα 2.12 δίνονται οι αντοχές.

Πίνακας 2.12:	Τελικός	σχεδιασμός	συνδέσμων	δυσκαμψίας
---------------	---------	------------	-----------	------------

Όροφος	Διατομή	N <sub>b,Rd</sub> [kN]	
4	HEA 120	186	
3	HEA 140	298	
2	HEA 160	447	
1	HEA 160	447	

Στον Πίνακα 2.13 και στον Πίνακα 2.14 δίνονται λεπτομέρειες σχετικά με τους ελέγχους που έγιναν για τον περιορισμό των φαινομένων Ρ-Δ σύμφωνα με το ΕΝ 1998-1-1. Η σχετική παραμόρφωση ορόφων, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την εξίσωση (2.8), είναι για όλους τους ορόφους αρκετά κάτω από το όριο (0,1) και άρα αμελούνται τα φαινόμενα δεύτερης τάξης.

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \le 0,10$$

Πίνακας 2.13: Ευαισθησία στα 2<sup>ης</sup> τάξης φαινόμενα στα πλαίσια στη Χ διεύθυνση

Eξ. (2.8)

Μέθοδος πλευρικής δύναμης		$E_s + G + \Psi_{Ei}$ .Q		G+ΨEi.Q			
Όροφος	d <sub>i</sub> [m]	d <sub>r</sub> [m] (di-di-1)	V <sub>i</sub> [kN]	V <sub>tot</sub> [kN]	Ptot [kN]	hi [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

Μέθοδος πλευρικής δύναμης		$E_s + G + \Psi_{Ei}.Q$		G+ΨEi.Q			
Όροφος	d <sub>i</sub> [m]	d <sub>r</sub> [m] (di-di-1)	V <sub>i</sub> [kN]	V <sub>tot</sub> [kN]	Ptot [kN]	hi [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

#### Πίνακας 2.14: Ευαισθησία στα 2<sup>ης</sup> τάξης φαινόμενα στα πλαίσια στη Υ διεύθυνση

#### 2.6 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Λόγω της μάλλον υψηλής ευπαραμορφωσιμότητας, η χρήση των συνδέσεων INERD με ελάσματα σχήματος U είναι κυρίως κατάλληλη για κατασκευές που δεν είναι πολύ ευαίσθητες σε απαιτήσεις μεγάλων μετακινήσεων, έτσι κυρίως πολυώροφα κτήρια με περιορισμένο αριθμό ορόφων (συνήθως μέγιστο 4 έως 6, ανάλογα με τη διαμόρφωση της σύνδεσης σχήματος U).

#### 2.7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- 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.
- 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.
- 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.
- Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc (2003): ABAQUS User's Manual, Version 6.3. Vol.1-3, 2003.
- Kanno R., Deierlein G.G. (2000): Design Model Of Joints For Rcs Frames. 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 Frames. 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- Plumier A., Stoychev L., Doneux C., "Composite columns to mitigate soft storey 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.
- 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.
- Doneux C., Plumier A., "Mitigation of seismic soft storey 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.
- Vayas I., Thanopoulos P., "Behaviour of seismic resistant braced frames 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.
- Plumier A., Doneux C., Stoychev T., Demarco T., "Mitigation of storey failures of RC Structures under Earthquake by Encased Steel Profiles ", in the Proceedings of the 4<sup>th</sup> 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 frames", in the Proceedings of the International Symposium on Steel Structures ISSS'05, Seoul, Korea, 2005.

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

## **3 ΔΟΚΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS**

### 3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames" (Ακρώνυμο: FUSEIS) δύο καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα FUSEIS1 και FUSEIS2 παρουσιάστηκαν και αναπτύχθηκαν σχετικοί οδηγοί σχεδιασμού [1], [12]. Ανάλογα με την γεωμετρία της ασφάλειας που χρησιμοποιείται, το σύστημα FUSEIS1 χωρίζεται σε δύο περαιτέρω κατηγορίες: δοκοί σύζευξης FUSEIS και πείροι σύζευξης FUSEIS. Το τρέχων κεφάλαιο παρουσιάζει τα αποτελέσματα των διερευνήσεων που έγιναν πάνω στην σεισμική απόκριση των δοκών σύζευξης FUSEIS, την διαδικασία σχεδιασμού μεταλλικών και συμμίκτων κτιρίων όπου οι δοκοί σύζευξης FUSEIS χρησιμοποιούνται ως αντισεισμικό σύστημα και τέλος, κάποια παραδείγματα με την μελέτη τέτοιων περιπτώσεων.

### 3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΕΙΡΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS

Το καινοτόμο αντισεισμικό σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS αποτελείται από ένα ζεύγος ισχυρών υποστυλωμάτων σε μικρή απόσταση που συνδέονται άκαμπτα με επάλληλες οριζόντιες δοκούς. Οι δοκοί που ενώνουν τα υποστυλώματα μπορούν να είναι υψίκορμες τύπου IPE, πλατύπελμες HE ή κοιλοδοκοί τύπου SHS, RHS και CHS. Η γενική διάταξη φαίνεται ενδεικτικά στο Σχ. 3.1. Το σύστημα αντιστέκεται των οριζόντιων φορτίων σαν κατακόρυφη δοκός Vierendeel, όπου οι κύριες δράσεις είναι η κάμψη και η τέμνουσα των δοκών καθώς και η κάμψη και αξονική των υποστυλωμάτων. Τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας που καθορίζουν τη δυσκαμψία του συστήματος είναι οι δοκοί μεταξύ των υποστυλωμάτων. Οι δοκοί αυτοί δεν αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία και τοποθετούνται μεταξύ των ορόφων.



Σχ. 3.1: Γενική διάταξη του συστήματοςΣχ 3.2: Παράδειγμα εφαρμογής του συστήματος σεδοκών σύζευξης FUSEISμεταλλικό κτίριο

Η αντίσταση σε σεισμικά φορτία ενός κτιρίου μπορεί να καθοριστεί με τοποθέτηση ενός κατάλληλου αριθμού συστημάτων σε κάθε διεύθυνση. Στο Σχ 3.2 φαίνεται μια χαρακτηριστική διάταξη ενός μεταλλικού κτιρίου, με πολλαπλά συστήματα δοκών σύζευξης FUSEIS σε κάθε διεύθυνση. Ο αριθμός των συστημάτων FUSEIS που απαιτούνται σε ένα κτίριο εξαρτάται από την μορφή του κτιρίου και την ένταση του σεισμού. Το σύστημα μπορεί γενικά να συνδυαστεί με πλαίσια ροπής (moment resisting frame MRF) και σε αυτή την περίπτωση οι οριζόντιες δυνάμεις αναλαμβάνονται και από τα δύο συστήματα. Εναλλακτικά, ένα χρησιμοποιηθούν αρθρωτές συνδέσεις μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων, το σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS αναλαμβάνει εξ ολοκλήρου την σεισμική δράση. Και στις δύο περιπτώσεις, οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος μορφώνονται ως απλές στηρίξεις για να αποφύγουμε τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων σε σχέση με τα ισχυρά δοκάρια.

Προκειμένου να αποφευχθούν ζημιές στο σημείο της θεμελίωσης, η σύνδεση της βάσης του υποστυλώματος μορφώνεται ως αρθρωτή. Αναλυτικές διερευνήσεις σε πολυόροφα κτίρια έδειξαν ότι οι άκαμπτες ή αρθρωτές συνδέσεις στην βάση του υποστυλώματος δεν έχουν μεγάλη διαφορά στην συνολική συμπεριφορά του συστήματος. Οι συνδέσεις δοκού υποστυλώματος του συστήματος, μορφώνονται ως άκαμπτες για να ενεργοποιηθεί η συμπεριφορά του ως κατακόρυφη δοκός Vierendeel και σχεδιάζονται με επαρκή υπεραντοχή ώστε να πετύχουμε απορρόφηση σεισμικής ενέργειας μόνο μέσω των δοκών σύζευξης FUSEIS. Προτείνονται κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπική πλάκα που επιτρέπουν την εύκολη αντικατάσταση των δοκών σύζευξης.

```
54 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
3 ΔΟΚΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS
```

Οι δοκοί μπορούν να είναι κλειστής διατομής (RHS) ή ανοιχτής (τύπου Ι- ή Η-). Θεωρώντας ένα ύψος ορόφου 3.4 m, τέσσερα ή πέντε δοκοί σύζευξης μπορούν να τοποθετηθούν ανά όροφο. Το μέγεθος της διατομής των δοκών σύζευξης εξαρτάται από την απαιτούμενη δυσκαμψία και από την κατακόρυφη απόσταση μεταξύ τους. Οι διατομές τύπου RHS είναι πιο αποδοτικές από τις ανοιχτές εξαιτίας της μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους σε κάμψη και στρέψη. Οι διατομές των δοκών μπορεί να αλλάζουν ανά όροφο, ακολουθώντας την αύξηση της τέμνουσας καθ' ύψος του κτιρίου. Οι διατομές και το μήκος των δοκών μπορεί να αλλάζουν ακόμη και εντός του ορόφου. Τα υποστυλώματα μπορεί να είναι ανοιχτής ή κλειστής διατομής. Οι ανοιχτές διατομές προσφέρουν πιο εύκολη σύνδεση των δοκών.



Σχ. 3.3: Προσαρμογή του συστήματος FUSEIS σύμφωνα με την αύξηση της τέμνουσας ορόφου, μέσω διαφορετικής διατομής ή μήκους των δοκών

Το πιο σημαντικό μειονέκτημα των συνηθισμένων συστημάτων, όπως τα MRF, CBF ή EBF, είναι η αδυναμία τους σε επιδιόρθωση μετά από έναν ισχυρό σεισμό. Για παράδειγμα στα πλαίσια ροπής, ολόκληρες οι δοκοί και οι συνδέσεις τους θα πρέπει να αντικατασταθούν. Οι εργασίες αντικατάστασης είναι επίσης δύσκολες μιας και τα δύο στοιχεία συμβάλλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Στους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι σύνδεσμοι που είναι και μέρος των δοκών πρέπει να αντικατασταθούν. Οι ζημιές στους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας συγκεντρώνονται στα χιαστί, τα οποία έχουν μεγάλο μήκος και βάρος και επομένως είναι δύσκολο να αντικατασταθούν. Όλα αυτά τα συστήματα μπορούν να αντικατασταθούν από το καινοτόμο σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS. Παρακάτω δίνονται τα πλεονεκτήματα του καινοτόμου αυτού συστήματος:

- Οι ανελαστικές παραμορφώσεις εμφανίζονται μόνο στις πλάστιμες δοκούς του συστήματος
- Εάν πλαστικοποιηθούν, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να εύκολα να αντικατασταθούν μιας και δεν είναι μέλη που αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας.

- Αποτελεί μια ευέλικτη αρχιτεκτονική λύση για την εξασφάλιση της ευστάθειας κτιρίων σε εγκάρσια φορτία καθώς μπορεί να τοποθετηθεί σε μικρές περιοχές του κτιρίου χωρίς να παρεμποδίζει τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό
- Μπορεί ταυτόχρονα να είναι εμφανές τμήμα του κτιρίου υποδεικνύοντας το αντισεισμικό του σύστημα
- Με κατάλληλη επιλογή διατομών μπορεί να επιτευχθεί διαδοχική πλαστικοποίηση των συνδέσμων

Προκειμένου να επιβεβαιωθεί ότι η απορρόφηση ενέργειας γίνεται μόνο στις δοκούς σύζευξης, η σύνδεση μεταξύ των δοκών σύζευξης και των υποστυλωμάτων είναι άκαμπτη και έχουν επαρκή υπεραντοχή. Επίσης, οι δοκοί σύζευξης εφαρμόζονται μέσω μετωπικών πλακών, προσφέροντας εύκολη αντικατάσταση εάν η δοκός υποστεί σημαντικές ζημιές.

Προκειμένου να προστατεύσουμε την σύνδεση δοκού σύζευξης – υποστυλώματος, οι δοκοί σύζευξης FUSEIS σχεδιάζονται ώστε οι πλαστικές αρθρώσεις να εμφανιστούν μακριά από την περιοχή της σύνδεσης. Επομένως, απομειωμένες διατομές (RBS) προβλέπονται στις άκρες των δοκών σύζευξης, βλέπε Σχ. 3.4. Το σχήμα των αποτμήσεων μπορεί να είναι τραπεζοειδές, κυκλικό, μικτού τύπου. Προκειμένου να ελαχιστοποιηθεί η συγκέντρωση τάσεων και η πρόωρη εμφάνιση ρωγμών προτείνεται η χρήση κυκλικής απομείωσης. Μία εναλλακτική λύση στα RBS είναι η χρήση ενισχυτικών ελασμάτων στη σύνδεση (haunched beam).



Σχ. 3.4: Διάφοροι τύποι δοκών FUSEIS και αντίστοιχες απομειώσεις διατομής (RBS): RHS ή SHS, CHS και IPE- ή HEA-διατομή

### 3.3 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Πειραματικές διερευνήσεις έδειξαν ότι το σύστημα συμπεριφέρεται σαν κατακόρυφη δοκός Vierendeel. Αντιστέκεται των οριζόντιων φορτίων κυρίως μέσω κάμψης των οριζόντιων συνδέσμων και αξονικής δύναμης των υποστυλωμάτων Σχ. 3.5. Τα εντατικά μεγέθη λόγω οριζόντιας φόρτισης για ελαστική ανάλυση μπορούν να υπολογιστούν σύμφωνα με τις εξισώσεις της στατικής θεωρώντας αρθρώσεις στα μέσα των δοκών και των υποστυλωμάτων.

Υποστυλώματα

$$N_C = \frac{M_{ov}}{L}$$
 Eξ. (3.1)

$$V_C = \frac{V_{story}}{2}$$
 Eξ. (3.2)

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

Δοκοί

$$V_b = 2 \cdot M_C = \frac{M_b}{L/2} = V_{story} \cdot \frac{h}{L}$$
 Eξ. (3.5)

όπου

Mov = η ροπή ανατροπής του πλαισίου

V<sub>story</sub> = η τέμνουσα ορόφου

L = η αξονική απόσταση των υποστυλωμάτων του συστήματος Η = κατακόρυφη απόσταση των δοκών σύζευξης



Σχ. 3.5: Θεωρητικά εντατικά μεγέθη δοκών και υποστυλωμάτων σύμφωνα με το θεωρητικό προσομοίωμα δοκού Vierendeel

### 3.4 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS

### 3.4.1 Πειραματικές διερευνήσεις μεμονωμένων συστημάτων FUSEIS

### 3.4.1.1 Πειραματική διάταξη

Δοκιμές πάνώ σε συστήματα δοκών σύζευξης FUSEIS πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια δύο ερευνητικών ευρωπαϊκών προγραμμάτων, FUSEIS [12] και MATCH [26]. Συνολικά 40 δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε μεμονωμένες δοκούς σύζευξης FUSEIS, 23 κατά την διάρκεια του FUSEIS project και 17 κατά την διάρκεια του MATCH project. Η πειραματική διάταξη προσομοίωνε ένα πλαίσιο FUSEIS1-1 με ένα δοκίμιο στο μέσο. Το πλαίσιο αποτελούνταν από δύο οριζόντιες δοκούς (υποστυλώματα συστήματος) οι οποίες συνδέονταν στα άκρα τους με δυο εγκάρσιες δοκούς αρθρωτά μέσω πείρων, ώστε το πλαίσιο να μπορεί να μετακινείται ελεύθερα στο επίπεδό του. Η φόρτιση του συστήματος κατά τη διάρκεια της δοκιμής πραγματοποιούνταν μέσω ενός υδραυλικού εμβόλου οριζόντια τοποθετημένου στο ύψος της άνω δοκού. Για την καταγραφή της οριζόντιας μετακίνησης της άνω δοκού χρησιμοποιήθηκαν ηλεκτρονικά βελόμετρα.



Σχ. 3.6: Πειραματική διάταξη δοκιμών δοκών FUSEIS

#### 58 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 3 ΔΟΚΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS



Σχ 3.7: Φωτογραφίες από την διάταξη των δοκιμών

### 3.4.1.2 Δοκιμές υπό μονοτονική φόρτιση

Οι δοκιμές σε δοκούς μεγάλου μήκους 900 mm έδειξαν πολύ πλάστιμη συμπεριφορά σε μετακινήσεις πάνω από 150 mm. Σε σύγκριση, οι μέγιστες μετακινήσεις στα δοκίμια με πιο μικρό μήκος 500 mm, έφτασαν τα 80 mm, με τις δοκούς τύπου IPE να εμφανίζουν σημαντική κράτυνση αμέσως μετά την ελαστική περιοχή πιθανόν λόγω ανάπτυξης υψηλής διατμητικής καταπόνησης. Το Σχ. 3.8 δείχνει μία χαρακτηριστική καμπύλη φορτίου – μετακίνησης και μία φωτογραφία παραμορφωμένου δοκιμίου.





Σχ. 3.8: Χαρακτηριστική καμπύλη φορτίου – μετακίνησης και παραμορφωμένο δοκίμιο

### 3.4.1.3 Δοκιμές υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Σαν αναφορά για την διαδικασία των δοκιμών χρησιμοποιήθηκε το πρωτόκολλο της ECCS [14] για αξιολόγηση της συμπεριφοράς δομικών μεταλλικών στοιχείων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Παρόλο που όλα τα δοκίμια δεν έφτασαν τη μέγιστη μετακίνηση 4% (60mm), στο σύνολό τους επέδειξαν υψηλή ολκιμότητα και πολύ καλή

υστερητική συμπεριφορά διατηρώντας μέρος της αντοχής τους. Ορισμένα από αυτά εμφάνισαν πρόωρες ρωγμές και φαινόμενα λυγισμού σε μετακινήσεις 20 - 30mm, με αποτέλεσμα τη σταδιακή πτώση του φορτίου (degradation) και κατ' επέκταση τη μείωση της απορροφούμενης ενέργειας ανά κύκλο. Γενικά τα παρακάτω παρατηρήθηκαν:

- Οι καμπύλες φορτίου-μετατόπισης μεταξύ δοκιμίων του ίδιου τύπου είχαν σημαντικές διαφορές
- Ρωγμές εμφανίστηκαν πολύ νωρίς σε κάποια δοκίμια. Παρόλες τις ρωγμές που εμφανίστηκαν τα δοκίμια έδειξαν σημαντική παραμένουσα αντοχή

Το Σχ. 3.9 δείχνει κάποιες χαρακτηριστικές καμπύλες φορτίου – μετακίνησης και δοκίμια σε παραμορφωμένη κατάσταση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.



Σχ. 3.9: Καμπύλες φορτίου – μετακίνησης και δοκίμια σε παραμορφωμένη κατάσταση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση



Σχ. 3.10: Απορροφούμενη ενέργεια ανά κύκλο φόρτισης



Σχ. 3.11: Συσσωρευμένη απορροφούμενη ενέργεια



Σχ. 3.12: Συνολική απορροφούμενη ενέργεια ανά δοκιμή

# 3.4.2 Πειραματικές διερευνήσεις πλαισίων με δοκούς σύζευξης FUSEIS 3.4.2.1 Πειραματική διάταξη

Δύο πειραματικές διερευνήσεις πλαισίων με σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS πραγματοποιήθηκαν στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών ΕΜΠ [1]. Η πειραματική διάταξη περιλάμβανε ένα τρισδιάστατο πλαίσιο δοκιμών και ένα υδραυλικό έμβολο. Το εξεταζόμενο πλαίσιο αποτελούταν από δύο ισχυρά υποστυλώματα συνδεδεμένα με πέντε συνδέσμους, όπως φαίνεται στο Σχ. 3.13. Οι διαστάσεις των δομικών μελών αντιστοιχούσαν σε διαστάσεις πραγματικού κτιρίου: το ύψος ήταν 3.4 m και η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων 1.50 m. Τα υποστυλώματα του πλαισίου ήταν αρθρωτά συνδεδεμένα στην βάση τους με πείρους και ενισχύθηκαν με την προσθήκη διατομής τύπου Τ συγκολλημένη στην εσωτερική πλευρά.





Σχ. 3.13: Πειραματική διάταξη, σκαρίφημα όψηςπαράλληλα στο εξεταζόμενο πλαίσιο

### 3.4.2.2 Αποτελέσματα δοκιμών

Όλες οι δοκιμές έδειξαν μεγάλη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης. Είναι αξιοσημείωτο ότι η αντίσταση του συστήματος συνέχισε να αυξάνεται και μετά την πρώτη πλαστικοποίηση, κυρίως λόγω κράτυνσης, χωρίς να χάσει την ισορροπία του. Πλαστικές παραμορφώσεις εμφανίστηκαν μόνο στις δοκούς σύζευξης FUSEIS, ενώ τα υποστυλώματα παρέμειναν ελαστικά και χωρίς ζημιές σε όλες τις δοκιμές. Ο χρόνος που χρειάστηκε για την αντικατάσταση των δοκών σύζευξης ήταν περίπου 60 λεπτά.

Στους πρώτους κύκλους φόρτισης η διαρροή ξεκινούσε στην περιοχή της καμπύλης διαμόρφωσης των RBS ενώ με την αύξηση του φορτίου εμφανίζονταν οι πρώτες ρωγμές στην ίδια θέση της δοκού έπειτα από μεγάλη παραμόρφωση και μείωση του ύψους της. Αξίζει να σημειωθεί ότι ακόμα και μετά την εξάντληση της ελαστικής αντοχής και την είσοδό του στην πλαστική περιοχή το σύστημα διατηρούσε τη δομική του ακεραιότητα. Ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων κατά τη διάρκεια των δοκιμών φαίνεται και από την θερμοκρασία που ανέπτυξαν τα δοκίμια. Στις φωτογραφίες που ελήφθησαν με θερμοκάμερα παρατηρούνται υψηλότερες τιμές στις θέσεις των RBS (Σχ. 3.14). Μία χαρακτηριστική καμπύλη φορτίου κατακόρυφης μετακίνησης φαίνεται στο Σχ. 3.15.


(a) (b) (c)  $\Sigma\chi$ . 3.14 Φωτογραφίες παραμορφωμένων δοκιμίων: (a) IPE beams, (b) SHS beams, (c) CHS beams



Test A1 - IPE 120,140,160,180 - Length 600mm

Σχ. 3.15: Χαρακτηριστική καμπύλη φορτίου κατακόρυφης μετακίνησης

#### 3.4.2.3 Σύγκριση πειραματικών και θεωρητικών τεμνουσών βάσης

Πειραματικές διερευνήσεις έδειξαν ότι το σύστημα συμπεριφέρεται σαν κατακόρυφη δοκός Vierendeel. Αντιστέκεται των οριζόντιων φορτίων κυρίως μέσω κάμψης των οριζόντιων συνδέσμων και αξονικής δύναμης των υποστυλωμάτων. Τα εντατικά μεγέθη λόγω οριζόντιας φόρτισης για ελαστική ανάλυση μπορούν να υπολογιστούν σύμφωνα με τις εξισώσεις της στατικής θεωρώντας αρθρώσεις στα μέσα των δοκών σύζευξης και των υποστυλωμάτων. Η τέμνουσα δύναμη που αντιστοιχεί στη ροπή αντοχής των δοκών υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

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

όπου  $M_{pl,RBS,Rd} = W_{pl,RBS} \cdot f_y$  πλαστική ροπή αντίστασης του απομειωμένου τμήματος της δοκού σύζευξης,  $l_{RBS}$  είναι η απόσταση μεταξύ των μέσων των RBS

και *L* η αξονική απόσταση των υποστυλωμάτων. Μία σύγκριση των θεωριτικών και των πραγματικών μεγεθών φαίνεται στον Πίνακας 3.1. Τα αποτελέσματα εμφανίζουν μικρές αποκλίσεις που επιβεβαιώνουν την προσέγγιση της συμπεριφοράς του συστήματος με τη θεωρία δοκού Vierendeel.

Test label	V <sub>exp</sub>	V <sub>th</sub>	V <sub>exp</sub> / V <sub>th</sub>
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

Πίνακας 3.1: Σύγκριση πειραματικών και θεωρητικών τεμνουσών βάσης

## 3.4.2.4 Απορρόφηση ενέργειας – Κριτήριο αστοχίας

Προκειμένου να καταλάβουμε καλύτερα την επίδραση των διαφορετικών τύπων διατομής στην απορρόφηση ενέργειας, είναι σημαντικό να γίνει μία σύγκριση των συνολικών αποτελεσμάτων. Οι υστερητικές καμπύλες όλων των δοκιμών είναι αρκετά μεγάλες και δείχνουν την καλή δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας του συστήματος. Η περιοχή που βρίσκεται εντός μιας καμπύλης είναι ένα μέτρο υπολογισμού της ενέργειας που απορροφήθηκε από το σύστημα κατά την διάρκεια ενός κύκλου.

Κατά τον υπολογισμό αυτό δεν ελήφθησαν υπόψη οι ελαστικοί κύκλοι υστέρησης επειδή εκτιμήθηκε ότι η συνεισφορά τους στη συνολική απορρόφηση ενέργειας ήταν πολύ μικρή. Ως όριο της ελαστικής περιοχής θεωρήθηκε το φορτίο διαρροής του πλαισίου (V<sub>story</sub>), σύμφωνα με τον ECCS [14], το οποίο υπολογίστηκε με χρήση της πραγματικής τάσης διαρροής του χάλυβα (f<sub>y</sub>) των δοκιμών εφελκυσμού. Τα ιστογράμματα στο Σχ. 3.16 δίνουν την ποσότητα της μέσης απορροφούμενης ενέργειας ανά τριάδα κύκλων φόρτισης ίσου εύρους μετά τη διαρροή. Το Σχ. 3.17 δείχνει μία σύγκριση της απορροφούμενης ενέργειας για όλες τις δοκιμές.

Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα | 65

3.4 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΔΟΚΩΝ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS



Σχ. 3.16: Μέση απορροφούμενη ενέργεια ανά τριάδα κύκλων φόρτισης ίσου εύρους



Σχ. 3.17: Συνολικά απορροφούμενη ενέργεια ανά δοκιμή

Από την ποσότητα της απορροφούμενης ενέργειας ήταν επιπλέον δυνατή και η εκτίμηση της εξέλιξης της βλάβης εφαρμόζοντας το κριτήριο αστοχίας χαλύβδινων μελών που προτείνουν οι Calado και Castiglioni [27]. Αρχικά υπολογίστηκε ανά δοκιμή η αδιάσταστη παράμετρος η/η<sub>0</sub>, όπου η ορίζεται ο λόγος της ενέργειας που απορροφά το σύστημα σε κάθε κύκλο, προς την ενέργεια που θα απορροφούσε στον ίδιο κύκλο αν είχε ελαστική – πλήρως πλαστική συμπεριφορά (elastic-perfectly plastic - EPP) και η<sub>0</sub> ο ίδιος λόγος υπολογισμένος για τον κύκλο της διαρροής. Η αστοχία επέρχεται όταν η παράμετρος αυτή γίνει μικρότερη από τη σταθερή τιμή 0,5, η οποία συνιστάται για τον υπολογισμό της αντοχής σε κόπωση με συντηρητικές προβλέψεις και ικανοποιητική ακρίβεια. Στο Σχήμα 3.18 δίνονται οι καμπύλες η/ηο των δοκιμών για κάθε κύκλο φόρτισης. Παρατηρείται ότι οι καμπύλες είναι ανοδικές σχεδόν σε όλη τη διάρκεια των δοκιμών φτάνοντας μέχρι μια μέγιστη τιμή πέρα από την οποία εμφανίζουν πτώση. Με εξαίρεση την καμπύλη της δοκιμής SHS\_L=600mm, καμία από τις υπόλοιπες δεν τέμνει την οριακή τιμή 0,5, πράγμα που δείχνει τη σημαντική δυνατότητα ανακατανομής του συστήματος, ακόμα και μετά την αστοχία μιας επιμέρους δοκού ούτως ώστε το ως άνω κριτήριο να μη βρίσκει εφαρμογή στο εν λόγω σύστημα..



Figure 3.18: Κριτήριο αστοχίας

#### 3.5 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS1-1

Η μεθοδολογία και όλες οι απαραίτητες οδηγίες για το σχεδιασμό κτιρίων με το σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS περιλαμβάνονται αναλυτικά σε έναν Οδηγό Σχεδιασμού (Design Guide) που συντάχθηκε στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος. Ο Οδηγός βασίστηκε στις διατάξεις των Ευρωκωδίκων με κατάλληλες τροποποιήσεις σε ορισμένες από αυτές για να ληφθούν υπόψη τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των συσκευών του συστήματος, όπως αναδείχθηκαν κατά τις αναλυτικές και πειραματικές διερευνήσεις.

# 3.5.1 Προδιαστασιολόγηση

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS συμπεριφέρεται σαν μία κατακόρυφη δοκός Vierendeel. Με κριτήριο την αντοχή και θεωρώντας ότι το σύστημα FUSEIS είναι το μοναδικό αντισεισμικό σύστημα του κτιρίου ο αριθμός των συστημάτων και οι διατομές τους μπορούν να προσδιοριστούν εύκολα λαμβάνοντας υπόψη το ισοδύναμο στατικό προσομοίωμα

του συστήματος. Ο απαιτούμενος αριθμός συστημάτων m προκύπτει από την εξίσωση:

$$m = \frac{V_B}{V_{story}}$$
 Eξ. (3.7)

όπου V<sub>B</sub> η συνολική τέμνουσα βάσης του κτιρίου και V<sub>story</sub> η τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει κάθε σύστημα μέσω των δοκών. Αντίστοιχα οι διατομές των υποστυλωμάτων του συστήματος, θεωρώντας ότι εφαρμόζονται m ίδια συστήματα σε ένα κτίριο, προκύπτουν από την αξονική δύναμη που πρέπει να παραλάβουν η οποία δίνεται από την εξίσωση:

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

Όπου Μον είναι η ροπή ανατροπής υπό οριζόντια φόρτιση.

Τα παραπάνω δίνουν τις βασικές κατευθύνσεις για το σχεδιασμό, ωστόσο πρέπει εκτός από την αντοχή να ελέγχεται και η δυσκαμψία του συστήματος, πράγμα που επιτυγχάνεται με περιορισμό της σχετικής μετακίνησης ορόφων, καθώς και η επιρροή των φαινομένων 2ης τάξης σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ1998-1-1 όπως δίνονται αναλυτικά στην επόμενη παράγραφο.

# 3.5.2 Μεθοδολογία σχεδιασμού με ελαστική ανάλυση

(1) Για τον σχεδιασμό κτιρίων με συστήματα δοκών σύζευξης FUSEIS οι Ευρωκώδικες 6 και 8 μπορούν να χρησιμοποιηθούν. Οι παρακάτω κανόνες είναι πρόσθετοι σε όσα αναφέρουν οι Ευρωκώδικες.

(2) Η μέθοδος ανάλυσης που προτείνεται για σχεδιασμό υπό σεισμικά φορτία είναι η δυναμική φασματική με χρήση ενός γραμμικού ελαστικού μοντέλου. Η επιρροή των ανελαστικών παραμορφώσεων λαμβάνεται υπόψη με το συντελεστή συμπεριφοράς q=5.

(3) Πλαίσια με σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS πρέπει να σχεδιάζονται ώστε η απορρόφηση ενέργειας να γίνεται μέσω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς του συστήματος. Αν οι παρακάτω κανόνες επιβεβαιώνονται τότε η διαρροή θα λάβει μέρος στις δοκούς σύζευξης πριν από οποιοδήποτε άλλο σημείο.

(4) Οι ανελαστικές οριζόντιες μετακινήσεις d₅ για το σεισμό σχεδιασμού προκύπτουν από τη φασματική ανάλυση βάσει των ελαστικών μετακινήσεων d₀ σύμφωνα με την εξίσωση:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (3.9)$$

Σε περίπτωση που οι συντελεστές υπεραντοχής (Ω) είναι χαμηλοί, ο υπολογισμός ανελαστικών γωνιακών παραμορφώσεων ds είναι συντηρητικός και έτσι ένας μειωτικός συντελεστής (q<sub>Ω</sub>) μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως:

$$d_s = q_\mu \cdot q_\Omega \cdot d_e \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (3.10)$$

Για μη γραμμική ανάλυση, στατική ή δυναμική, οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από μία σεισμική δράση είναι αυτές που προκύπτουν από την ανάλυση.

(5) Τα μη πλάστιμα μέλη, οι συνδέσεις των δοκών σύζευξης FUSEIS με τα υποστυλώματα θα πρέπει να σχεδιάζονται με επαρκή υπεραντοχή

(6) Για την προσομοίωση ενός κτιρίου με σύστημα FUSEIS χρησιμοποιείται ένα χωρικό μοντέλο σύμφωνα με τα παρακάτω:

- a) Οι δοκοί σύζευξης FUSEIS προσομοιώνονται με κατάλληλα στοιχεία δοκού
- b) Άκαμπτα στοιχεία (rigid links) θα πρέπει να χρησιμοποιούνται από το κέντρο του υποστυλώματος μέχρι το πέλμα του για τον σωστό υπολογισμό της δυσκαμψίας του συστήματος.
- c) Το καθαρό μήκος της δοκού σύζευξης θα πρέπει να χωρίζεται σε πέντε τμήματα όπως φαίνεται στο Σχ. 3.19, προκειμένου να προσομοιωθούν τα τμήματα της πλήρους και της απομειωμένης διατομής
- d) Τα υπόλοιπα μέλη μπορούν να προσομοιωθούν με κατάλληλα πεπερασμένα στοιχεία
- e) Οι κόμβοι δοκού υποστυλώματος μπορούν να προσομοιωθούν ως άρθρωση ή ως πάκτωση ανάλογα με το την μορφολογία της σύνδεσης





# 3.5.2.1 Πλάστιμα μέλη συστήματος

(1) Οι δοκοί του συστήματος σχεδιάζονται για τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού που αναπτύσσονται εντός του RBS, όπου αναμένεται ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης.

(2) Έλεγχος σε κάμψη

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,RBS,Rd}} \le 1.0$$
 E§. (3.11)

#### Όπου

M<sub>Ed</sub> = η ροπή κάμψης σχεδιασμού

 $M_{pl,RBS,Rd}$  = η αντοχή σχεδιασμού της απομειωμένης διατομής σε κάμψη

(3) Έλεγχος σε διάτμηση

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} \le 1.0$$
 E§. (3.12)

όπου:

$$V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$$
 Eξ. (3.13)

*V<sub>CD,Ed</sub>* = η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού

*V<sub>b,pl,Rd</sub>* = η πλαστική διατμητική αντοχή της διατομής στη θέση της απομειωμένης διατομής

(4) Για να εξασφαλιστεί ότι η πλαστική ροπή αντίστασης M<sub>pl,pin,Rd</sub> δε θα απομειωθεί λόγω δυσμενούς επιρροής της τέμνουσας η επιλογή του μήκους της απομείωσης και του βάθους αποκοπής πρέπει να είναι τέτοια ώστε η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V<sub>CD,Ed</sub> να είναι μικρότερη ή ίση με το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής V<sub>pl,pin,Rd</sub>.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{b,pl,Rd}} > 0.5$$
 E§. (3.14)

Στην περίπτωση αυτή για το μήκος απομείωσης πρέπει να ισχύει η παρακάτω εξίσωση:

$$l_{RBS} < \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{V_{b,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,RBS}}{A_{\nu} / \sqrt{3}}$$
 E§. (3.15)

(5) Αντοχή σε κάμψη της πλήρους διατομής:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{b,pl,Rd}} \le 1.0$$
 E§. (3.16)

όπου

 $M_{CD,Ed} = \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd}$  = ікачотікή ропі́ ка́µψης σχεδιασµоύ  $M_{b,pl,Rd}$  = ачтоχή σχεδιασµού της πλήρους διατοµής του πείρου σε κа́µψη 3.5.2.2 Έλεγχος συνδέσεων δοκών µε υποστυλώµατα του συστήµατος (1) Αντοχή σε κάµψη

$$M_{CD,con,Ed} = max\{M_1, M_2\}$$
 E§. (3.17)

όπου

$$M_1 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{l_b}{l_{RBS}} \cdot M_{pl,RBS,Rd} \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (3.18)$$

$$M_2 = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{u,b}$$
 E§. (3.19)

όπου

$$M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \tag{3.20}$$

 $\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$  εάν το πραγματικό όριο διαρροής είναι γνωστό, αλλιώς  $\gamma_{ov} = 1.25$   $l_b = \kappa a \theta a \rho \delta$  μήκος δοκού  $l_{RBS} = a π \delta \sigma \tau a \sigma \eta$  μεταξύ των μέσων των RBS  $f_{y,act} = π \rho a \gamma \mu a \tau i κ \eta$  διαρροής  $f_u = \tau a \sigma \eta$  αστοχίας  $W_{pl,b} = π \lambda a \sigma \tau i κ \eta$  ροπή αντίστασης (2) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{2 \cdot M_{pl,RBS,Rd}}{l_{RBS}}$$
 E§. (3.21)

(3) Εάν δεν χρησιμοποιούνται RBS, αλλά ενισχύονται οι περιοχές των συνδέσεων:

$$M_{con,CD} = \frac{l_b}{l_{net}} \cdot M_{u,b}$$
 Eξ. (3.22)

όπου  $l_b = \kappa \alpha \theta \alpha \rho \phi$  μήκος δοκού  $l_{net} = \kappa \alpha \theta \alpha \rho \phi$  μήκος μη ενισχυμένης δοκού  $M_{u,b} = W_{pl,b} \cdot f_u$  Τέμνουσα σχεδιασμού:

$$V_{con,CD} = \frac{2 \cdot M_{con,CD}}{l_b}$$
 Eξ. (3.23)

(4) Θα πρέπει να σημειωθεί ότι από τις δύο μεθόδους πιο αποτελεσματική θεωρείται η χρήση RBS.



Figure 3.20: Πλαστικές αρθρώσεις με RBS και με χρήση ενισχύσεων στα άκρα των δοκών

# 3.5.2.3 Έλεγχοι μη πλάστιμων μελών

(1) Τα υποστυλώματα του συστήματος διαστασιολογούνται λαμβάνοντας υπόψη το συντελεστή υπεραντοχής Ω των πλάστιμων ζωνών. Τα ικανοτικά μεγέθη υπολογίζονται από τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$N_{CD,ED} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Eξ. (3.24)

$$M_{CD,ED} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$
 E§. (3.25)

$$V_{CD,ED} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 Eξ. (3.26)

όπου:

N<sub>Ed,G</sub>, V<sub>Ed,G</sub>, M<sub>Ed,G</sub> = η αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) των υποστυλωμάτων λόγω μη σεισμικών δράσεων που συμπεριλαμβάνονται στο σεισμικό συνδυασμό

N<sub>Ed,E</sub>, V<sub>Ed,E</sub>, M<sub>Ed,E</sub> = αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) των υποστυλωμάτων λόγω του σεισμού σχεδιασμού

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

 ελάχιστος συντελεστής υπεραντοχής όλων των δοκών σύζευξης FUSEIS του κτιρίου.

- 3.5.3 Μεθοδολογία σχεδιασμού με στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover Analysis)
- 1) Μπορεί να χρησιμοποιηθεί το ίδιο στατικό μοντέλο που κατασκευάστηκε για την

ελαστική ανάλυση με την εισαγωγή επιπλέον παραμέτρων ώστε να είναι δυνατή η αποτύπωση της συμπεριφοράς των στοιχείων του πέρα από την ελαστική περιοχή και η εκτίμηση των πλαστικών μηχανισμών αστοχίας και της κατανομής της βλάβης. (2) Εφόσον τα πλάστιμα μέλη είναι οι δοκοί σύζευξης του συστήματος, πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στο μέσο του απομειωμένου τμήματός τους. Οι ιδιότητες των πλαστικών αυτών αρθρώσεων είναι καμπτικού τύπου (M3 hinge) και οι παράμετροί τους προσδιορίστηκαν από τα βαθμονομημένα μοντέλα των δοκιμών και δίνονται στον Πίνακας 3.2.

(3) Εισάγονται πιθανές πλαστικές αρθρώσεις και στα υπόλοιπα μη πλάστιμα μέλη του συστήματος (υποστυλώματα συστήματος και κύριου πλαισίου, δοκοί του πλαισίου) για να εξεταστεί η μη γραμμική συμπεριφορά τους. Οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων υπολογίζονται βάσει του FEMA 356.

HINGE PROPERTIES ( $\alpha_{pl}$ =shape factor)							
		IPE	SHS CHS			CHS	
Point	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	
E-	-0.6	-45	-0.4	-30	-0.2	-30	
D-	-0.6	-40	-0.4	-25	-0.2	-25	
C-	-α <sub>pl</sub>	-40	-α <sub>pl</sub>	-25	-α <sub>pl</sub>	-25	
B-	1	0	-0.6	0	-1	0	
А	0	0	0	0 0		0	
В	1	0	0.6	0	1	0	
С	$\alpha_{\sf pl}$	40	$\alpha_{\sf pl}$	25	$\alpha_{\sf pl}$	25	
D	0.6	40	0.4	25	0.2	25	
E	0.6	45	0.4	30	0.2	30	
		ACC	CEPTANCE C	RITERIA			
		IPE		SHS		CHS	
10		15	5		6		
LS		25	12		10		
СР		35		18		16	

Πίνακας 3.2: Προτεινόμενη προσομοίωση μη γραμμικών ελατηρίων για μη γραμμική δυναμική ανάλυση

3.5.4 Μεθοδολογία σχεδιασμού με ανελαστική δυναμική ανάλυση

1) Μη γραμμική δυναμική ανάλυση διεξάγεται προκείμένου να προσδιοριστεί η απόκριση του κτιρίου στη διάρκεια της επιβολής πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων. Η ανάλυση παρέχει τη δυνατότητα περιορισμού των βλαβών μετά από ένα σεισμικό γεγονός και τη διαπίστωση των παραμενουσών παραμορφώσεων ώστε με κατάλληλο σχεδιασμό το κτίριο σχεδόν να επανέρχεται στην αρχική του θέση.

(2) Για τα πλάστιμα μέλη της κατασκευής θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν οι ιδιότητες

της πλαστικής άρθρωσης που δίνονται στον Πίνακας 3.2

(3) Για τα μη πλάστιμα μέλη της κατασκευής θα πρέπει οι ιδιότητες της πλαστικής άρθρωσης να υπολογιστούν σύμφωνα με τους κανονισμούς (e.g. FEMA-356).

(4) Οι μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις προσφέρουν πληροφορίες σχετικά με την δυνατότητα παραλαβής φορτίων μετά από ένα σεισμικό γεγονός με την αξιολόγηση και την εξάλειψη των παραμενουσών μετακινήσεων της κατασκευής. Αν το σύστημα FUSEIS σχεδιαστεί κατάλληλα, τότε προσφέρει την ικανότητα επαναφοράς του κτιρίου, με πρακτικά παραμένουσες παραμορφώσεις. Όταν συνδυαστεί με πλαίσιο ροπής (MRF) οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στις δοκούς σύζευξης FUSEIS και η υπόλοιπη κατασκευή παραμένει ελαστική, ενώ ταυτόχρονα το πλαίσιο ροπής βοηθάει την κατασκευή να επανέλθει στην αρχική της θέση. Αντίθετα, όταν χρησιμοποιούνται αρθρωτές συνδέσεις δοκού υποστυλώματος, η κατασκευή δεν έχει την ικανότητα να επανέλθει στην αρχική θέση μετά το σεισμικό γεγονός.

# 3.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑ ΔΥΟ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ

Οι προτεινόμενες τιμές των διαφόρων παραμέτρων και οι έλεγχοι του Οδηγού Σχεδιασμού επιβεβαιώθηκαν με πλήθος αναλύσεων σε πλαίσια πραγματικών κτιρίων με το σύστημα «FUSEIS1-2» με χρήση του λογισμικού SAP2000. Οι δισδιάστατοι αυτοί φορείς, απλοποίησαν την προσομοίωση, διευκόλυναν τις αλλαγές στο προσομοίωμα (φορτία, διατομές κ.α.) και μείωσαν σημαντικά το χρόνο ανάλυσης, δεν επηρέασαν όμως την ποιότητα των αποτελεσμάτων σε σχέση με τους τρισδιάστατους και ήταν αντιπροσωπευτικοί της συμπεριφοράς του συστήματος στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Αρχικά τα πλαίσια σχεδιάστηκαν μέσω ελαστικής ανάλυσης σε ΟΚΑ και ΟΚΛ και στη συνέχεια μέσω μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων διερευνήθηκε η μετελαστική συμπεριφορά τους και επαληθεύτηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς του συστήματος q=5.

# 3.6.1 Περιγραφή και προσομοίωση εξεταζόμενων πλαισίων

# 3.6.1.1 Γεωμετρία και παραδοχές

Το πλαίσιο που μελετήθηκε ανήκει σε ένα πενταώροφο σύμμικτο κτίριο, ο φέρων οργανισμός του οποίου στην εξεταζόμενη διεύθυνση αποτελείται από όμοια πλαίσια σε απόσταση 8m. Στο ένα άκρο του εφαρμόζεται ένα σύστημα για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειάς του έναντι σεισμού και οριζόντιων φορτίων. Ο υπόλοιπος φορέας είναι ένα ημιάκαμπτο πλαίσιο ροπής (Partially Fixed – PF) που συνδέεται αρθρωτά με το υποστύλωμα του συστήματος και αποτελεί το κύριο σύστημα παραλαβής των φορτίων βαρύτητας. Τα υποστυλώματα έχουν κοίλη ορθογωνική διατομή SHS 200x20 και οι δοκοί, που είναι σύμμικτες σε όλο το μήκος πλην των άκρων τους, αποτελούνται από χαλύβδινες διατομές HEA 260 συνδεόμενες με τις πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 15cm μέσω διατμητικών ήλων. Οι

εδράσεις όλων των υποστυλωμάτων είναι αρθρωτές. Το σύστημα FUSEIS1-1 αποτελείται από δύο υποστυλώματα κοίλης ορθογωνικής διατομής RHS 400x300x20 (επίσης ίδια σε όλα τα πλαίσια), με κεντροβαρική απόσταση 2,0m, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με πέντε οριζόντιες δοκούς σε κάθε όροφο με εξαίρεση το ισόγειο όπου τοποθετείται μια επιπλέον δοκός στη στάθμη του εδάφους



Σχ. 3.21: Γεωμετρία και διατομές τυπικού πλαισίου

	Υλικά				
Σκυρόδεμα	C25/30, g = 25 kN/m <sup>3</sup> , E = 31 000 Mpa				
Χάλυβας οπλισμού	B500C				
S235: Dissipative elements (FUSEIS beam links)					
Δομικός χαλύβας	S355: Non dissipa	ative elements (beams and columns)			
	Κατακόρ	υφα φορτία			
Μόνιμα φορτία εκτός του ί	διου βάρους – G	2.00 kN/m <sup>2</sup>			
Κινητά φορτία – Q		2.00 kN/m <sup>2</sup>			
	Σεισμικ	κά φορτία			
Τύπος φάσματος		Туре 1			
Ζώνη σεισμικής επικινδυνα	ότητας Ι	A=0.16g – 0.24g - 0.36g			
Κατηγορία σπουδαιότητας	11	$\gamma_{I} = 1.0$ (Ordinary buildings)			
Έδαφος		B ( $T_B = 0.15$ s, $T_C = 0.50$ s)			
Προτεινόμενος συντελεστή	ς συμπεριφοράς	5			
q		5			
Απόσβεση		5%			
Συντελεστές φορτίων λειτουργίας για το		φ=1.00 (roof),			
σεισμικό συνδυασμό.		$\varphi$ =0.80 (stories with correlated occupancies)			
Συντελεστής σεισμικού συ	νδυασμού για				
μακροχρόνιες («οιονεί μόν	ιμες») μεταβλητές	ψ <sub>2</sub> =0.30			
δράσεις					

Αρχικά το πλαίσιο σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, σε ΟΚΑ και ΟΚΛ, λαμβάνοντας υπόψη τους περιορισμούς λόγω φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός έγινε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Η γωνιακή παραμόρφωση ορόφου περιορίστηκε στην τιμή 0.0075h, για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία. Ο έλεγχος της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου έγινε με δυναμική φασματική ανάλυση, χρησιμοποιώντας ένα ελαστικό γραμμικό μοντέλο και το φάσμα σχεδιασμού. Η ανάλυση έδειξε ότι η χρήση των δύο πρώτων ιδιομορφών είναι αρκετή για να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας της κατασκευής. Οι διαστάσεις των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν για τις δοκούς σύζευξης FUSEIS για τρεις διαφορετικές επιταχύνσεις εδάφους δίνονται στον Πίνακας 3.4 (PGA = 0.16, 0.24 και 0.36).

Decrea	P	GA 0.16 & 0.2	24	PGA 0.36			
Ομοφος	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	

Πίνακας 3.4: Διατομές των δοκών σύζευξης FUSEIS

Η υστερητική συμπεριφορά των πλάστιμων μελών δεν επηρέασε την συνολική απόκριση του κτιρίου. Η πλαστική ροπή αντοχής των δοκών ελέγχθηκε ότι δεν χρειάζεται απομείωση λόγω αξονικής δύναμης ή τέμνουσας. Επομένως οι δοκοί σύζευξης FUSEIS των εξεταζόμενων πλαισίων, σχεδιάστηκαν να έχουν επαρκή πλαστιμότητα και να αντιστέκονται στις εσωτερικές δυνάμεις και ροπές σύμφωνα με την ανάλυση.

#### 3.6.1.2 Προσομοίωση

Η μεθοδολογία προσομοίωσης των δοκών σύζευξης FUSEIS είναι ως εξής: ελαστικά γραμμικά στοιχεία χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση του κυρίως πλαισίου, άκαμπτα στοιχεία χρησιμοποιούνται από το κέντρο των υποστυλωμάτων μέχρι τα πέλματά τους και το καθαρό μήκος των δοκών σύζευξης χωρίζεται σε 5 ζώνες. Οι συνδέσεις των δοκών σύζευξης FUSEIS με τα υποστυλώματα του συστήματος μορφώνονται ως συνδέσεις ροπής, για να ενεργοποιηθεί η λειτουργεία του συστήματος σύζευξης working του κατακόρυφη δοκός Vierendeel, και σχεδιάζονται με επαρκή υπεραντοχή για να πετύχουμε απορρόφηση σεισμικής ενέργειας μόνο μέσω των δοκών σύζευξης. Αρθρωτές συνδέσεις διαμορφώθηκαν στις βάσεις των υποστυλωμάτων με σκοπό να περιοριστούν οι βλάβες στα υποστυλώματα.

υποστυλωμάτων του κύριου πλαισίου, εισάχθηκαν στροφικά ελατήρια στις άκρες των κύριων δοκών. Τα χαρακτηριστικά των ελατηρίων υπολογίστηκαν συμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, μέρος 1.8, §6.3 και τον Ευρωκώδικα 4, μέρος 1 (Παράρτημα A), λαμβάνοντας υπόψη τον διαμήκη χάλυβα οπλισμού της πλάκας σκυροδέματος. Η δυσκαμψία των ελατηρίων στις συνδέσεις των δοκών με υποστυλώματα του συστήματος, ήταν αρκετά χαμηλότερη σε σχέση με τις υπόλοιπες. (βλ. Σχ. 3.21). Η ποιότητα χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε στα μη πλάστιμα δομικά μέλη ήταν S355 ενώ για τα πλάστιμα μέλη (δηλαδή τις δοκούς σύζευξης FUSEIS) ήταν S235 για να εξαλείψουμε τον κίνδυνο τα πλάστιμα μέλη να εμφανίσουν υπεραντοχή σε σχέση με τα υπόλοιπα.

# 3.6.2 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

# 3.6.2.1 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των πλαισίων

Στο μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε στην ελαστική ανάλυση εισήχθησαν πλαστικές αρθρώσεις προκειμένου να εξετασθεί η συμπεριφορά του πέραν της ελαστικής περιοχής, μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover). Κύριος στόχος αυτής της ανάλυσης ήταν να επιβεβαιωθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς q.

Η φόρτιση περιλάμβανε τα κατακόρυφα φορτία, μόνιμα και κινητά, του σεισμικού συνδυασμού και αυξανόμενα οριζόντια φορτία που επιβάλλονταν στην κορυφή του ανώτερου ορόφου του πλαισίου μέχρι τη μετακίνηση-στόχο. Η μετακίνηση αυτή θεωρήθηκε ίση με 1,20m, μεγαλύτερη από τη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε γωνιακή παραμόρφωση πλαισίου 5% στη στάθμη επιτελεστικότητας αποφυγή κατάρρευσης (CP) για πλαίσια ροπής κατά FEMA-356 [45]. Εφαρμόστηκαν δυο διαφορετικές κατανομές των εγκάρσιων φορτίων: μια «ομοιόμορφη» και μια «ιδιομορφική» βάσει της θεμελιώδους ιδιομορφής που προέκυψε από την ελαστική ανάλυση. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δεύτερης προσέγγισης. Η ανάλυση βασίστηκε στην παραδοχή ότι το σχήμα των ιδιομορφών παραμένει ίδιο και μετά την διαρροή. Στην ανάλυση Pushover η συμπεριφορά της κατασκευής χαρακτηρίζεται από την καμπύλη απαίτησης από τον σεισμό σχεδιασμού σύμφωνα με ΑTC-40 [28]. Το σημείο επιτελεστικότητας ορίζεται ως η τομή της καμπύλης ικανότητας (Σχ. 3.22).



Σχ. 3.22: Ορισμός του σημείου επιτελεστικότητας

Για την εκτέλεση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, η προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων είναι το πιο κρίσιμο βήμα. Το μοντέλο απαιτεί τον υπολογισμό των μη γραμμικών ιδιοτήτων για κάθε ένα μέλος της κατασκευής. Μη γραμμικές πλαστικές αρθρώσεις εισάγονται σε όλα τα δομικά μέλη. Όσων αφορά τις δοκούς σύζευξης πλαστικές αρθρώσεις εισήχθησαν στα απομειωμένα τμήματα των δοκών. Οι ιδιότητες τους ήταν αυτές που προτείνονται στον οδηγό σχεδιασμού και φαίνονται στον Πίνακας 3.2.

Πιθανές πλαστικές αρθρώσεις εισήχθησαν επίσης στα άκρα των σύμμικτων δοκών, στα υποστυλώματα του κύριου πλαισίου και του συστήματος, προκειμένου να ελεγχθεί η ανελαστική τους συμπεριφορά κατά την διάρκεια του σεισμού. Για αυτά τα ελατήρια, εξαιτίας της έλλειψης πειραματικών δεδομένων, οι ιδιότητες της πλαστικής άρθρωσης υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον FEMA-356. Συγκεκριμένα, η πλαστική ροπή αντοχής των σύμμικτων δοκών, προέκυψε από την πλαστική ροπή αντίστασης της μεταλλικής διατομής χωρίς να ληφθεί υπόψη η συμμετοχή του διαμήκους οπλισμού της πλάκας. Αυτή η παραδοχή είχε μικρή επίδραση στα αποτελέσματα, παρ' όλ' αυτά σε μία πιο λεπτομερή μελέτη θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν. Το Σχ. 3.23 δείχνει το παραμορφωμένο σχήμα του πλαισίου με δοκούς σύζευξης τύπου SHS στο σημείο επιτελεστικότητας. Είναι φανερό ότι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίστηκαν καθ' ύψος του συστήματος FUSEIS στα σημεία απομειωμένης διατομής των δοκών και όχι στην υπόλοιπη κατασκευή.



Σχ. 3.23: Παραμορφωμένο σχήμα πλαισίου με δοκούς FUSEIS τύπου SHS στο σημείο επιτελεστικότητας

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης pushover περιλαμβάνουν την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στο εξεταζόμενο πλαίσιο και τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας, όπως δίνονται στο Σχ. 3.26. Όπως αναμενόταν το φαινόμενο ισχυρό υποστύλωμα αδύναμης δοκού επιβεβαιώνεται σε όλα τα πλαίσια που εξετάστηκαν και η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων ξεκινάει από τα άκρα των δοκών των κάτω ορόφων. Η τέμνουσα βάσης (V), η ελεγχόμενη μετακίνηση (D), η φασματική επιτάχυνση (S<sub>a</sub>) και οι φασματικές μετακινήσεις (S<sub>d</sub>), των 9 διαφορετικών πλαισίων στο σημείο επιτελεστικότητας συγκεντρώνονται στον παρακάτω πίνακα.

FUSEIS		0.16g				0.24g				0.3	86g	
beam	V	D	Sa	$S_d$	V	D	Sa	$S_d$	V	D	Sa	$S_d$
link type	(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

Πίνακας 3.5: Παράμετροι απόκρισης των διάφορων πλαισίων

Εκτός από τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς του πλαισίου, η ανάλυση pushover προσφέρει την δυνατότητα υπολογισμού του συντελεστή συμπεριφοράς. Το σημείο επιτελεστικότητας θεωρείται σημείο κλειδί για τον υπολογισμό του συντελεστή πλαστιμότητας. Οπότε ο απαιτούμενος συντελεστής πλαστιμότητας ορίζεται ως ο λόγος της μετατόπισης στο σημείο επιτελεστικότητας d<sub>per</sub>, προς την μετατόπιση σχεδιασμού d<sub>des</sub>, όπως φαίνεται παρακάτω:

$$\mu_{dem} = \frac{d_{per}}{d_{des}}$$
 Eξ. (3.27)

$$d_{des} = \frac{S_{a,des} \cdot d_y}{S_{a,y}}$$
 Eξ. (3.28)

όπου, S<sub>a,des</sub> είναι η φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού για την βασική ιδιομορφή, S<sub>a,y</sub> είναι η φασματική επιτάχυνση και d<sub>y</sub> είναι η μετατόπιση την στιγμή που έχουν σχηματιστεί οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις. Προκειμένου να ελεγχθεί η σεισμική συμπεριφορά και να καθοριστεί ο δείκτης μ για διαφορετικές επιταχύνσεις εδάφους (0.16g, 0.24g και 0.36g), τρία σημεία επιτελεστικότητας (Limit states) ορίστηκαν: οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (OKA  $\lambda$  = 0.5), οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA  $\lambda$  = 1.0) και αποφυγής κατάρρευσης (AK  $\lambda$  = 1.5). Οι υπολογισμένοι συντελεστές συμπεριφοράς η δίνονται στο ιστόγραμμα του Σχ 3.24.





Μπορεί να παρατηρηθεί ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς αυξάνεται όταν το σύστημα περνάει από το σημείο επιτελεστικότητας ΟΚΛ στην ΟΚΑ, εξαιτίας της αύξησης της απορροφούμενης ενέργειας σε μεγαλύτερα σημεία επιτελεστικότητας. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο σημείο επιτελεστικότητας «αποφυγή κατάρρευσης» οι πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς σύζευξης FUSEIS ήταν στο σημείο προστασίας ζωής και οι πλαστικές αρθρώσεις στα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής ήταν κάτω του σημείο «άμεση χρήση», το οποίο σημαίνει ότι η κατασκευή έχει μικρές έως μέτριες ζημιές και ότι εργασίες αποκατάστασης χρειάζονται μόνο οι δοκοί σύζευξης FUSEIS. Στο διάγραμμα του Σχ 3.25 συγκρίνονται οι πειραματικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς. Οι πειραματικές τιμές είναι χαμηλότερες των αναλυτικών.



Σχ. 3.26: Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover σε πλαίσια με συστήματα δοκών σύζευξης FUSEIS διατομής SHS

## 3.6.3 Μη γραμμική δυναμική ανάλυση (time-history)

Προκειμένου να οριστεί η συμπεριφορά υπό πραγματικό σεισμικό φορτίο, συναρτήσει του χρόνου, μεταλλικών κτιρίων που έχουν σχεδιαστεί σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευρωκώδικα, πραγματοποιήθηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση σε ένα αντιπροσωπευτικό 2D πλαίσιο. Αυτά τα μοντέλα αντικατοπτρίζουν την απόκριση του κτιρίου σε ένα ευρύ φάσμα γεγονότων. Οι πρόσφατοι σεισμοί στην Ελλάδα, που προκάλεσαν σοβαρές ζημιές και απώλειες ανθρώπινων ζωών και ο σεισμός El Centro επιλέχθηκαν. Επιπρόσθετα, εξετάστηκαν δεδομένα τεχνητής επιτάχυνσης. Οι σχετικές πληροφορίες δίνονται στον Πίνακας 3.6 και στο Σχ. 3.27. Τα χαρακτηριστικά αυτών των καταγραφών ήταν αντιπροσωπευτικά του εξεταζόμενου πλαισίου και έτσι τα αποτελέσματα ήταν ικανοποιητικά όσον αφορά τις απαιτήσεις παραμόρφωσης. Οι καταγραφές κλιμακώθηκαν επαρκώς για να ταιριάξουν με τη σεισμική ζώνη 0.36g. Το Σχ. 3.28 συνδυάζει τα φάσματα επιτάχυνσης των επιλεγμένων καταγραφών μαζί με το φάσμα σχεδιασμού και τη βασική περίοδο του πλαισίου.

	······································						
Τύπος	Τοποθεσία	PGA[g]					
Κοντά στον Ευρωπαϊκό	Kalamata (1985)	0.294					
χώρο (από την Ελλάδα)	Athens (1999)	0.298					
Κοντά στο Διεθνές πεδίο	El. Centro	0.355					
5 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα	-	0.300					

Πίνακας 3.6:	Τύποι και	διαμορφώσεις	των σεισμικών	καταγραφών
		· · · · · · · · · · · · · · · ·		











Artificial 2





Athens 1999



Artificial 1



Artificial 3



Artificial 5







Όσον αφορά τις παραδοχές μοντελοποίησης, η κατάσταση φόρτωσης στην αρχική κατάσταση (G + 0,3Q) και οι μη γραμμικές ιδιότητες των αρθρώσεων που αντιστοιχούν στα υποστυλώματα, τα υποστυλώματα του συστήματος και τις δοκούς σύζευξης FUSEIS ήταν οι ίδιες όπως και για τις αναλύσεις pushover. Συγκεκριμένα, για τη σύμμικτη σύνδεση δοκού υποστυλώματος εξετάστηκαν δύο περιπτώσεις. Στην πρώτη περίπτωση οι σύμμικτες δοκοί ήταν μερικώς πακτωμένες (MRF) με στροφικά ελατήρια και στη δεύτερη είχαν αρθρωθεί. Οι πλαστικές αρθρώσεις που εισάχθηκαν στα άκρα των σύμμικτων δοκών ρυθμίστηκαν ώστε να ταιριάζουν στις ελευθερώσεις των άκρων. Ενδεικτικά, οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για το πλαίσιο δοκούς σύζευξης FUSEIS διατομής SHS παρουσιάζονται στη συνέχεια. Σε όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, η συμπεριφορά του πλαισίου ήταν παρόμοια με την ανάλυση pushover. Η εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων ξεκίνησε στα άκρα των δοκών από τους κατώτερους ορόφους προς τους ανώτερους, σύμφωνα με την κατανομή της απόσβεσης ενέργειας καθ' ύψος του κτιρίου. Από την άλλη πλευρά, οι σύμμικτες δοκοί και τα υποστυλώματα παρέμειναν ελαστικά. Το Σχ. 3.29 υποδεικνύει τη θέση των πλαστικών αρθρώσεων μέσα στο σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS.

Η ανάλυση παρείχε το ιστορικό των εσωτερικών ροπών, δυνάμεων και παραμορφώσεων που αναπτύχθηκαν στο κτίριο. Το Σχ. 3.30 απεικονίζει

αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα των ροπών και των στροφών στις πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίστηκαν υπό τον σεισμό της Αθήνας.



Σχ. 3.29: Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στην μη γραμμική δυναμική ανάλυση





Το Σχ 3.31 δείχνει το διάγραμμα ροπής-στροφής των πιο παραμορφωμένων δοκών σύζευξης FUSEIS στο ισόγειο του πλαισίου για το τεχνητό σεισμό 2. Μια λεπτομέρεια του βρόχου υστέρησης δίνεται στο αριστερό σχήμα ενώ η δεξιά εικόνα απεικονίζει τοποθέτησή του στην περιβάλλουσα καμπύλη. Ο βρόχος είναι κάτω του σημείου επιτελεστικότητας «άμεση χρήση», το οποίο σημαίνει ότι εμφανίζονται πολύ μικρές τοπικές διαρροές.



Σχ 3.31: Βρόχος υστέρησης ροπής-στροφής – τεχνητός σεισμός 2

Η δυναμική απόκριση του πλαισίου κάτω από σεισμικές διεγέρσεις εκτιμήθηκε σε όρους χρονοϊστορίας μετακινήσεων. Το Σχ 3.32 δείχνει τις μετατοπίσεις οροφής σε συνάρτηση με το χρόνο για όλες τις εξεταζόμενες κινήσεις εδάφους και για τις δύο περιπτώσεις που μελετήθηκαν, ημιάκαμπτες και αρθρωτές συνδέσεις δοκού υποστυλώματος. Τα διαγράμματα δείχνουν ότι το κτίριο δονείται σύμφωνα με την κίνηση του εδάφους. Μπορεί να παρατηρηθεί ότι όταν η δομή συνδυάζει τη δράση του πλαισίου ροπής (MRF) (ημιάκαμπτη σύνδεση) με την δράση του συστήματος FUSEIS, η καμπύλη επιστρέφει κοντά στην ουδέτερη θέση στο τέλος της προσομοίωσης. Αυτό συμβαίνει επειδή οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στο σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS και η υπόλοιπη δομή παραμένει ελαστική, ενώ η δράση του ημιάκαμπτου πλαισίου βοηθά τη κατασκευή να επιστρέψει στην αρχική της κατάσταση. Αντίθετα, όταν οι σύμμικτες δοκοί είναι αρθρωτές, παρόλο που οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στις δοκούς σύζευξης FUSEIS, η κατασκευή δεν είναι ικανή να επιστρέψει και αυτό εξηγεί τις μεγάλες μετατοπίσεις που είναι ορατές στα διαγράμματα μετά το σεισμό.





#### FRAME and HINGES

Σχ 3.32: Μετατοπίσεις για όλες τις εξεταζόμενες επιταχύνσεις εδάφους

Οι προαναφερθείσες παρατηρήσεις αποδεικνύουν τη ικανότητα του συστήματος δοκών σύζευξης FUSEIS να επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της θέση, στην περίπτωση που συνδυάζεται με δράση ημιάκαμπτου πλαισίου ροπής. Αυτό σημαίνει ότι το σύστημα έχει ελεγχόμενη κατανάλωση ενέργειας και είναι σε θέση να εξαλείψει τις παραμένουσες μετατοπίσεις. Μετά από ένα σεισμικό συμβάν, αν δεν παρατηρηθεί κάποια αστοχία, οι παραμένουσες μετακινήσεις μπορούν να αποτελέσουν σημαντικό κριτήριο για την αξιολόγηση ενός κτιρίου. Οι παραμένουσες μετακινήσεις, οι οποίες υπολογίζονται διαιρώντας τις υπολειπόμενες μετατοπίσεις στον άνω κόμβο με το ύψος του πλαισίου, για όλες τις σεισμικές καταγραφές και η σύγκριση των δύο εξεταζόμενων περιπτώσεων συνοψίζονται στον Πίνακας 3.7. Οι παραμένουσες μετατοπίσεις για την πρώτη περίπτωση είναι πολύ χαμηλότερες σε σύγκριση με την οριακή τιμή 1% που αντιστοιχεί σε πλαίσια ροπής στο σημείο επιτελεστικότητας «άμεσης χρήση» (FEMA-356). Επιπλέον, μπορεί να φανεί ότι οι απαιτήσεις περιορίζονται σε μια μέση τιμή ~0.002% και σε μία μέγιστη τιμή ~0.218%, επαληθεύοντας ότι το σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS είναι ένα σύστημα με δυνατότητα επαναφοράς. Ως αποτέλεσμα, δεν σημειώνεται κάποια σημαντική δομική ζημιά και θα απαιτούνται επισκευές σε καμία από τις περιπτώσεις που μελετήθηκαν.

Earthquake	Residual Drift frame (%)	Residual Drift hinges (%)	Ratio
El Centro	0.002	0.083	41.5
Athens	0.075	0.075	1.0
Kalamata	0.019	0.445	23.4
Artificial 1	0.181	0.054	0.3
Artificial 2	0.084	0.774	9.2
Artificial 3	0.079	0.045	0.6
Artificial 4	0.111	0.329	3.0
Artificial 5	0.218	1.184	5.4

Πίνακας 3.7: Παραμένουσες μετακινήσεις που καταγράφηκαν μετά από δυναμική ανάλυα	ση
χρονοϊστορίας	

Η συμπεριφορά του πλαισίου ροπής με σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS αξιολογήθηκε επίσης στα τρία σημεία επιτελεστικότητας (οριακές καταστάσεις): ΟΚΛ, ΟΚΑ και ΑΚ για τους σεισμούς El Centro, Καλαμάτας και τους τεχνητούς σεισμούς 2 & 4 (Σχ. 3.33). Οι παραμένουσες μετατοπίσεις για την οριακή κατάσταση αποφυγή κατάρρευσης ήταν υψηλότερες από ό, τι για τις άλλες οριακές καταστάσεις όπως αναμενόταν, αλλά σε όλες τις περιπτώσεις χαμηλότερες από την οριακή τιμή 1% διατηρώντας τα πλεονεκτήματα των συστημάτων με ικανότητα επαναφοράς. Το πλαίσιο έχει ιδιοπερίοδο T1 = 1.178> Tc = 0.5s, του τύπου εδάφους B. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής συμπεριφοράς (q) μπορεί να ληφθεί ίσος με τον συντελεστή πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων (μ). Με βάση αυτόν τον ορισμό, ο συντελεστής πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων του συστήματος

μπορεί να ληφθεί από την εξίσωση:

$$q = \mu = \frac{d_{max}}{d_{el}}$$
 Eξ. (3.29)

όπου d<sub>max</sub> είναι η μέγιστη πλαστική μετατόπιση που το σύστημα διατηρεί κατά τη διάρκεια των εξεταζόμενων σεισμών και d<sub>el</sub> είναι η μέγιστη μετατόπιση όπως προσδιορίζεται από γραμμική ανάλυση που βασίζεται στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού. Οι συντελεστές πλαστιμότητας για διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας δίνονται παρακάτω (Πίνακας 3.8).



Σχ. 3.33: Απόκριση μετατόπισης για τις οριακές καταστάσεις ΟΚΛ, ΟΚΑ και ΑΚ

Πίνακας 3.8: Ductility factors for various performance levels

Σεισμικές καταγραφές		ΟΚΛ	OKA	AK
-------------------------	--	-----	-----	----

<b>F</b> L Contro	d <sub>max</sub> [m]	0.049	0.087	0.126
El Centro	μ[-]	1.14	2.02	2.94
Athons	d <sub>max</sub> [m]	-	0.039	-
Athens	μ[-]	-	0.91	-
Kalamata	d <sub>max</sub> [m]	0.092	0.150	0.188
Kaldfildta	μ[-]	2.14	3.49	4.37
Art 1	d <sub>max</sub> [m]	-	0.100	-
Art. 1	μ[-]	-	2.33	-
	d <sub>max</sub> [m]	0.051	0.104	0.152
Art. Z	μ[-]	1.19	2.42	3.54
Art O	d <sub>max</sub> [m]	-	0.076	-
Art. 5	μ[-]	-	1.77	-
Art A	d <sub>max</sub> [m]	0.051	0.065	0.115
Art. 4	μ[-]	1.20	1.51	2.68
Art E	d <sub>max</sub> [m]	-	0.086	-
ALL 2	μ[-]	-	2.00	-

Σε μια σύγκριση των μέγιστων μετατοπίσεων για το 5-όροφο πλαίσιο και για τις δύο περιπτώσεις (μερικώς πακτωμένες και αρθρωτές σύμμικτες δοκοί) διαπιστώθηκε ότι οι τιμές μετατόπισης για το μερικώς πακτωμένο πλαίσιο είναι παρόμοιες και ελαφρώς χαμηλότερες από τις τιμές για το αρθρωτό πλαίσιο. Οι μέγιστες μετατοπίσεις ορόφου σε σύγκριση με τις παραμένουσες παραμορφώσεις του πλαισίου για τους εξεταζόμενους σεισμούς δίνονται στο Σχ. 3.34 και στον Πίνακας 3.9. Η διαφορά είναι ότι στο σύστημα MRF η μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται στον πρώτο όροφο, όπως αναμενόταν, ενώ η θέση μέγιστης μετατόπισης στην περίπτωση των αρθρωτών πλαισίων δεν είναι σαφώς καθορισμένη και δεν μπορεί να προβλεφθεί καθώς επηρεάζεται από διάφορες παραμέτρους όπως η κίνηση εδάφους. Επιπλέον, αυτά τα διαγράμματα δείχνουν την ικανότητα επαναφοράς του MRF, καθώς οι τιμές παραμένουσας μετατόπισης είναι κοντά στο μηδέν.



Frame-end Hinge-end Frame-max Hinge-max

Σχ. 3.34: Μέγιστες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου για τους εξεταζόμενους σεισμούς

	Max Int.	Max Int.	
Earthquake	Drift -	Drift -	Patio
record	Frame	Hinges	Ratio
	(%)	(%)	
El Centro	0.75	0.95	1.27
Athens	0.52	0.54	1.04
Kalamata	1.39	1.26	0.91
Artificial 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

Πίνακας 3.9: Σύγκριση των μέγιστων σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων

3.6.4 Συμπεράσματα από αριθμητικές προσομοιώσεις

Η παραπάνω μελέτη απεικονίζει την επιτυχή εφαρμογή του πλαισίου ροπής σε συνδυασμό με το σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS. Οι παράμετροι του σεισμικού σχεδιασμού συνοψίζονται εν συντομία. Έμφαση δόθηκε στη διαδικασία σεισμικού σχεδιασμού, μέσω ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων - εκτελώντας ανάλυση pushover στο πλαίσιο. Προκειμένου να εκτιμηθεί η ευαισθησία της κατασκευής σε υψηλότερα σεισμικά φορτία και η επίδραση της χρήσης συντελεστή συμπεριφοράς q = 5 στη διαδικασία σχεδιασμού, έγινε μια πιο λεπτομερής ανάλυση για διαφορετικό επίπεδο σεισμικής φόρτισης.

Από την ανάλυση των τυπικών 2D κτιρίων αξίζει να σημειωθούν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

- Η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του συστήματος δοκών σύζευξης FUSEIS επηρεάζει τη σεισμική συμπεριφορά με θετικό τρόπο μέσω της διαρροής των αντικαταστάσιμων μελών.
- Όσων αφορά την γενική συμπεριφορά του συστήματος, ελήφθησαν υπόψη ορισμένες από σημαντικές ιδιότητες, όπως υλικά, μέλη, συνδέσεις, καθολική και τοπική ευστάθεια και φαινόμενα P-delta. Η μελέτη αποκάλυψε μερικά από τα σημαντικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των συστημάτων δοκών σύζευξης FUSEIS σε καθολικό επίπεδο.
- Το σύστημα FUSEIS λειτουργεί ως ένα εξαιρετικό σύστημα πλευρικής ευστάθειας σε σεισμικές περιοχές, ικανό να εγγυηθεί έναν αποτελεσματικό τρόπο περιορισμού των σχετικών μετατοπίσεων.

# 3.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Πραγματοποιήθηκε μια σειρά πειραματικών και αριθμητικών αναλύσεων για την ανάπτυξη του συστήματος δοκών σύζευξης FUSEIS. Έχουν οριστεί κάποιες κρίσιμες παράμετροι για το σχεδιασμό αυτού του νέου αντισεισμικού συστήματος. Οι ακόλουθες γενικές παρατηρήσεις / συμπεράσματα μπορούν να σημειωθούν:

- Η σεισμική αντίσταση ενός κτιρίου μπορεί να επιτευχθεί με την προσθήκη κατάλληλου αριθμού συστημάτων FUSEIS στην κάθε διεύθυνση.
- Οι δοκοί σύζευξης και τα πλαίσια με σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS έχουν πολύ καλή συμπεριφορά: ισχυρά, άκαμπτα και με μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.
- Οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται αυστηρά στα πλάστιμα στοιχεία εμποδίζοντας την εμφάνιση βλαβών στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία (πλάκα, δοκοί, υποστυλώματα).
- Τα πλάστιμα στοιχεία μπορούν εύκολα να αντικατασταθούν εάν υποστούν βλάβη μετά από έναν ισχυρό σεισμό, αφού είναι μικρά και δεν αποτελούν μέρος του συστήματος παραλαβής κατακόρυφων φορτίων. Η συναρμολόγηση και η αποσυναρμολόγηση μετά από τις δοκιμές ήταν εύκολη από πρακτική άποψη: ο απαιτούμενος χρόνος για την αντικατάσταση δοκού σύζευξης FUSEIS είναι περίπου 60 λεπτά.
- Η μέθοδος για τον προσδιορισμό των σεισμικών φορτίων για πλαίσια κτιρίων είναι η δυναμική φασματική ανάλυση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, όπου ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q για το σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS είναι 5.
- Κανόνες σχεδιασμού για τον σεισμικό σχεδιασμό πλαισίων με το σύστημα FUSEIS έχουν διατυπωθεί και παρουσιάζονται σε έναν "Οδηγό Σχεδιασμού".

Ειδικότερα, μπορούν να αναφερθούν τα εξής:

• Το σύστημα αντιστέκεται τα πλευρικά φορτία ως κατακόρυφη δοκός Vierendeel.

- Μπορεί να σχεδιαστεί ως πιο εύκαμπτο / άκαμπτο ανάλογα με τον τύπο των διατομών και την κατανομή τους μεταξύ των ορόφων. Ο αριθμός των ορόφων και το βάρος της κατασκευής επηρεάζουν σημαντικά τις απαιτούμενες διατομές και τη γεωμετρία.
- Αποτελεί μια αρχιτεκτονικά ευέλικτη λύση για την πλευρική ευστάθεια των κτιριακών κατασκευών σε σύγκριση με τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας, καθώς μπορούν να τοποθετηθούν σε μικρές περιοχές του κτιρίου και να μην διακόψουν το αρχιτεκτονικό σχέδιο. Μπορούν επίσης να αποτελούν ορατά τμήματα του κτιρίου δείχνοντας το αντισεισμικό του σύστημα.
- Η διαδοχική πλαστικοποίηση μπορεί να επιτραπεί με κατάλληλη επιλογή των διατομών των πλάστιμων στοιχείων.
- Προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν οι ζημιές στις θέσεις θεμελίωσης, προτείνεται η αρθρωτή σύνδεση των υποστυλωμάτων. Σε πολυώροφα κτίρια οι βάσεις των υποστυλωμάτων μπορούν να είναι πακτωμένες ή αρθρωτές, αναλυτικές έρευνες έδειξαν ότι η διαφορά στην απόκριση δεν είναι σημαντική.
- Το σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS είναι σε θέση να εγγυηθεί έναν αποτελεσματικό έλεγχο των παραμορφώσεων και των σχετικών μετατοπίσεων.

Συμπερασματικά, μπορεί να σημειωθεί ότι η παρούσα έρευνα, σύμφωνα με τη διεθνή τάση στην σεισμική μηχανική, παρουσιάζει "έξυπνα" αντισεισμικά συστήματα που είναι ικανά να απορροφήσουν την σεισμική ενέργεια και μπορούν εύκολα να αντικατασταθούν και να επισκευαστούν, αν χρειαστεί. Η υιοθέτηση του συστήματος δοκών σύζευξης FUSEIS ενισχύει τα ήδη γνωστά πλεονεκτήματα του χάλυβα υπό σεισμικές συνθήκες και παρέχει καλύτερες λύσεις όσον αφορά την οικονομία και την ασφάλεια.

# 3.8 ΠΕΔΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Το καινοτόμο σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS μπορεί να εφαρμοστεί σε πολυώροφα χαλύβδινα κτίρια και να αντικαταστήσει τα συμβατικά συστήματα που χρησιμοποιούνται παγκοσμίως (όπως κεντρικοί και έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, στιγμιαία ανθεκτικά πλαίσια κλπ.), συνδυάζοντας ολκιμότητα, αρχιτεκτονική ευελιξία και ακαμψία. Με τον τρόπο αυτό, η εφαρμογή του συστήματος δοκών σύζευξης FUSEIS μπορεί να προσφέρει έναν πιο ορθό και λιγότερο ακριβό σχεδιασμό ενός κτιρίου.

# 3.9 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ

Δημοσιεύσεις σε διεθνή περιοδικά:

- D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel frames (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 frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", Engineering Structures, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

#### 3.10 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
- I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (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 Braced Frames. 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.
- 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., Sommavilla, 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.
- Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
- 8. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. 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 braced buildings with bucklingrestrained braces. 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.
- 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.
- 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 ΠΕΙΡΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS

# 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames" (Ακρώνυμο: FUSEIS) δύο καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα FUSEIS1 και FUSEIS2 παρουσιάστηκαν και αναπτύχθηκαν σχετικοί οδηγοί σχεδιασμού [11], [12]. Ανάλογα με την γεωμετρία της ασφάλειας που χρησιμοποιείται, το σύστημα FUSEIS1 χωρίζεται σε δύο περαιτέρω κατηγορίες: δοκοί σύζευξης FUSEIS και πείροι σύζευξης FUSEIS. Το τρέχων κεφάλαιο παρουσιάζει τα αποτελέσματα των διερευνήσεων που έγιναν πάνω στην σεισμική απόκριση των πείρων σύζευξης FUSEIS, την διαδικασία σχεδιασμού μεταλλικών και συμμίκτων κτιρίων όπου οι πείροι σύζευξης FUSEIS χρησιμοποιούνται ως αντισεισμικό σύστημα και τέλος, κάποια παραδείγματα με την μελέτη τέτοιων περιπτώσεων.

# 4.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΕΙΡΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS

Το καινοτόμο αντισεισμικό σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS, αποτελείται από ένα ζεύγος ισχυρών υποστυλωμάτων σε μικρή απόσταση, τα οποία ενώνονται μεταξύ τους με πολλαπλούς συνδέσμους καθ' ύψος του ορόφου (Σχ. 4.1). Κάθε σύνδεσμος αποτελείται από δύο δοκούς υποδοχείς ενωμένες με έναν κοντό, μεταλλικό πείρο, όπως φαίνεται στην Σχ. 4.1. Το σύστημα αντιστέκεται των οριζόντιων φορτίων σαν κατακόρυφη δοκός Vierendeel, όπου οι κύριες δράσεις είναι η κάμψη και η τέμνουσα των πείρων καθώς και η κάμψη και αξονική των υποστυλωμάτων. Κάτω από ισχυρή σεισμική διέγερση, ανελαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται στους πείρους, οι οποίοι απορροφούν μεγάλο μέρος της σεισμικής ενέργειας αφήνοντας την υπόλοιποι κατασκευή ελαστική και χωρίς βλάβες. Ιδιαίτερα σημαντικό είναι οι εύκολες εργασίες επιδιόρθωσης, καθώς περιορίζονται μόνο στους πείρους, οι οποίοι είναι εύκολα αντικαταστάσιμοι και δεν συμμετέχουν στην παραλαβή κατακόρυφων φορτίων.

Οι πείροι μπορούν να είναι κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής, ανάλογα με το αν οι δοκοί υποδοχείς είναι διατομής Ι ή Η. Προκειμένου να απομακρυνθεί η ανάπτυξη της πλαστικής άρθρωσης από το σημείο επαφής μεταξύ της μετωπικής πλάκας των δοκών υποδοχέων και των πείρων, η διατομή των πείρων μειώνεται στο μέσο. Για την προστασία των μετωπικών πλακών των δοκών-υποδοχέων από τοπικές αστοχίες στις θέσεις επαφής τους με τον πείρο, εξομαλύνεται η περίμετρος της οπής τους και η απομείωση του πείρων ξεκινά σε απόσταση από την πλάκα. Επιπρόσθετα, ο πείρος έχει σπείρωμα με αντίθετη φορά στα άκρα, πράγμα το οποίο διευκολύνει την προσαρμογή του μήκους του, την ακριβή τοποθέτηση και αφαίρεση του σε περίπτωση έντονης πλαστικοποίησης. Οι δοκοί υποδοχείς, τα υποστυλώματα και οι συνδέσεις τους σχεδιάζονται με υπεραντοχή, ώστε να εξασφαλιστεί η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων μόνο στους πείρους. Τα υποστυλώματα του συστήματος μπορεί να είναι ανοιχτής ή κλειστής διατομής. Οι ανοιχτές διατομές πλεονεκτούν από κατασκευαστικής άποψης καθώς η σύνδεση των δοκών είναι πιο εύκολη. Τα υποστυλώματα κλειστής διατομής μπορούν να χρησιμοποιηθούν στις γωνίες του κτιρίου, όπου υπάρχουν συστήματα FUSEIS και στις δύο διευθύνσεις.



Σχ. 4.1: Σύστημα πείρων σύζευξης FUSEISΣχ. 4.2: Σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS με δοκούς υποδοχείς

Ο αριθμός των συνδέσμων ανά όροφο, η επιλογή των διατομών, η αξονική απόσταση των υποστυλωμάτων του συστήματος και η διατομή τους, είναι καθοριστικοί παράγοντες για την αντοχή και την δυσκαμψία του συστήματος. Ο αριθμός των δοκών υποδοχέων και των πείρων καθ' ύψος ενός τυπικού ορόφου ύψους 3,4μ, είναι τέσσερα ή πέντε ανάλογα με το ύψος των δοκών υποδοχέων, τον χώρο που χρειάζεται για την εφαρμογή των πείρων και πιθανούς αρχιτεκτονικούς περιορισμούς.

Προκειμένου να αποφευχθεί η εγκατάσταση των δοκών υποδοχέων η οποία απαιτεί κάποια προσπάθεια κατεργασίας, σύνδεσμοι με ελαφρώς διαφορετική διάταξη εξετάσθηκαν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος MATCH, επίσης χρηματοδοτούμενο από τον RFCS [28]. Σε αυτή την περίπτωση, ο πείρος βιδώνεται απευθείας στις μετωπικές πλάκες οι οποίες ενώνονται με τα πέλματα των υποστυλωμάτων (Σχ. 4.3). Προκειμένου να απομακρύνουμε την ζημιά από την περιοχή της σύνδεσης, η διατομή του πείρου μειώνεται στο κέντρο. Σύνδεσμοι με τέτοια διάταξη απαιτούν λιγότερη εργασία στην διαμόρφωση και στην κατασκευή και οδηγούν σε παρόμοια αποτελέσματα.



Σχ. 4.3: Σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS χωρίς δοκούς υποδοχείς

Το σύστημα είναι ευέλικτο όσων αφορά την επιλογή της διατομής των πείρων και προσφέρει στον μελετητή την δυνατότητα να ελέγξει την σειρά με την οποία πλαστικοποιούνται οι πείροι. Αυτό μπορεί να πραγματοποιηθεί αλλάζοντας τις διατομές και το μήκος των πείρων καθ' ύψος ενός ορόφου και καθ' ύψος του κτιρίου. Στοχεύοντας να αποφευχθεί υπερβολική υπεραντοχή, ο χάλυβας που χρησιμοποιείται στους πείρους πρέπει να έχει ελεγχόμενες ιδιότητες. Σύμφωνα με τον ΕΝ 1998-1-1 [13] η τάση διαρροής του πρέπει να μην ξεπερνά μία μέγιστη τιμή, η οποία υπολογίζεται ως:

$$f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \times f_{y}$$
 E§. (4.1)

Όπου γ<sub>ov</sub> = 1.25 είναι συντελεστής υπεραντοχής και fy είναι η ονομαστική τιμή της τάσης διαρροής.

Η ονομαστική τάση διαρροής των πείρων θα πρέπει να είναι χαμηλή και κατά προτίμηση να μην ξεπερνάει τα 235MPa. Εάν οι ιδιότητες του υλικού των πείρων είναι ελεγχόμενες και η μέγιστη τάση διαρροής δεν ξεπερνάει την τιμή που υπολογίστηκε από την Εξ. (4.1), ο συντελεστής υπεραντοχής μπορεί να μειωθεί και να επιτευχθεί μία πιο οικονομική κατασκευή.

Ο αριθμός των συστημάτων FUSEIS που απαιτούνται σε ένα κτίριο εξαρτάται από την μορφή του κτιρίου και την ένταση του σεισμού (Σχ. 4.4). Το σύστημα μπορεί γενικά να συνδυαστεί με πλαίσια ροπής (moment resisting frame MRF) και σε αυτή την περίπτωση οι οριζόντιες δυνάμεις αναλαμβάνονται και από τα δύο συστήματα. Εναλλακτικά, ένα χρησιμοποιηθούν αρθρωτές συνδέσεις μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων, το σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS αναλαμβάνει εξ ολοκλήρου την σεισμική δράση. Και στις δύο περιπτώσεις, οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του συστήματος μορφώνονται ως απλές στηρίξεις για να αποφύγουμε τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων σε σχέση με τα ισχυρά δοκάρια.



Σχ. 4.4: Θέση του συστήματος πείρων σύζευξης FUSEIS σε ένα κτίριο

#### 4.3 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Πειραματικές διερευνήσεις έδειξαν ότι το σύστημα συμπεριφέρεται σαν κατακόρυφη δοκός Vierendeel. Αντιστέκεται των οριζόντιων φορτίων κυρίως μέσω κάμψης των οριζόντιων συνδέσμων και αξονικής δύναμης των υποστυλωμάτων (Σχ. 4.5). Τα εντατικά μεγέθη λόγω οριζόντιας φόρτισης για ελαστική ανάλυση μπορούν να υπολογιστούν σύμφωνα με τις εξισώσεις της στατικής θεωρώντας αρθρώσεις στα μέσα των πείρων και των υποστυλωμάτων. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA) οι πείροι του συστήματος ως στοιχεία απορρόφησης ενέργειας αναπτύσσουν στα άκρα του απομειωμένου τμήματος την πλαστική ροπή αντοχής τους *M*<sub>pl,pin</sub>. Η τέμνουσα δύναμη *V*<sub>pin</sub> που αντιστοιχεί στη ροπή αυτή υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$V_{pin} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin}}{I_{pin}}$$
 Eξ. (4.2)

Όπου I<sub>pin</sub> το μήκος του απομειωμένου τμήματος του πείρου,  $M_{pl,pin} = W_{pl,pin} \cdot f_y$ ,  $W_{pl,pin}$  την πλαστική ροπή αντίστασης του απομειωμένου τμήματος του πείρου και  $f_y$  το όριο διαρροής του χάλυβα.

Η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων Ν<sub>column</sub> είναι ίση με:

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

Όπου Μ<sub>ov</sub> είναι η ροπή ανατροπής του πλαισίου, V<sub>story</sub> είναι η τέμνουσα ορόφου, h<sub>story</sub> το ύψος του ορόφου και L η αξονική απόσταση των υποστυλωμάτων του συστήματος. Από τις εξισώσεις (4.2) και (4.3) προκύπτει η συνολική τέμνουσα ορόφου (Εξ. (4.4)).

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

Θεωρώντας άκαμπτες δοκούς υποδοχείς, η γωνία στροφής χορδής θ<sub>pl,pin</sub> υπολογίζεται από την Εξίσωση (4.5):

όπου θ<sub>gl</sub> είναι η γωνιακή παραμόρφωση του πλαισίου.



Σχ. 4.5: Ισοδύναμο στατικό σύστημα και θεωρητικές εσωτερικές δυνάμεις (θεωρία δοκού Vierendeel)

#### 4.4 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΕΙΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΕΙΡΩΝ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS

#### 4.4.1 Πειραματικές διερευνήσεις μεμονωμένων συστημάτων FUSEIS

#### 4.4.1.1 Πειραματική διάταξη

Συνολικά οχτώ δοκιμές πραγματοποιήθηκαν σε συνδέσμους πείρων, δύο υπό μονοτονική και έξι υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το κριτήριο για την επιλογή των δοκιμίων ήταν η δυνατότητά τους να απορροφούν ενέργεια μέσω κάμψης. Σαν αποτέλεσμα, ο σχεδιασμός της πειραματικής διάταξης εξαρτιόταν από την πλαστική ροπή αντίστασης των πείρων W<sub>pl,pin</sub>, που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό του μέγιστου ασκούμενου φορτίου. Τα δοκίμια που εξετάσθηκαν αποτελούνταν από έναν κυκλικό πείρο 400 mm με απομειωμένη διατομή στο μέσο και δύο δοκούς

υποδοχείς SHS120x10. Ο πείρος χωρίστηκε σε τρία μέρη. Η διάμετρος στα άκρα ήταν Φ60 και στο μέσο μειωνόταν σε Φ45mm. Το μήκος του απομειωμένου τμήματος ήταν τέτοιο ώστε να εξασφαλίσει την ανάπτυξη καμπτικού. Στο Σχ. 4.6 φαίνονται αρχικές φωτογραφίες με των δοκιμίων.





b) Φωτογραφία δοκιμίου



c)Λεπτομέρεια απομείωση

στην

Σχ. 4.6: Σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS

# 4.4.1.2 Αποτελέσματα δοκιμών υπό μονοτονική φόρτιση

Τα δοκίμια πείρων παρουσίασαν πλάστιμη συμπεριφορά με σημαντική αύξηση φορτίου μετά την ελαστική περιοχή. Αυτό το φαινόμενο δεν ήταν αποκλειστικά λόγω κράτυνσης του υλικού, αλλά και στην αλλαγή του μηχανισμού παραλαβής φορτίων. Για μικρές μετακινήσεις το φορτίο παραλαμβανόταν από τον πείρο μέσω κάμψης και διάτμησης ενώ για μεγαλύτερες μετακινήσεις αναπτύσσονταν αξονικές δυνάμεις που αύξαναν σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου.





Σχ. 4.7: Καμπύλες φορτίου – μετακίνησης και δοκίμια σε παραμορφωμένη κατάσταση υπό μονοτονική φόρτιση

# 4.4.1.3 Αποτελέσματα δοκιμών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Σαν αναφορά για την διαδικασία των δοκιμών χρησιμοποιήθηκε το πρωτόκολλο της ECCS [14] για αξιολόγηση της συμπεριφοράς δομικών μεταλλικών στοιχείων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η μέγιστη μετακίνηση των δοκιμίων ήταν σε όλες τις δοκιμές μικρότερη από τη μέγιστη μετακίνηση του πρωτοκόλλου φόρτισης 60 mm (4% σχετική παραμόρφωση ορόφου).


Σχ. 4.8: Καμπύλες φορτίου – μετακίνησης και δοκίμια σε παραμορφωμένη κατάσταση υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Τα Σχήματα 4.9 a και b, δείχνουν την υπεραντοχή και την ικανότητα στροφής των δοκιμών ως εξάρτηση του ανοιγμένου μήκους των πείρων ρ. Και οι δύο τιμές είναι αρκετές φορές μεγαλύτερες στην μονοτονική σε σχέση με την ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Αυτό δείχνει πως οι πείροι υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση αστοχούν λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης και εμφανίζουν σημαντικά λιγότερη λειτουργία καλωδίου (catenary action) σε σύγκριση με την μονοτονική φόρτιση.



Σχ. 4.9: Υπεραντοχή Ω και ικανότητα στροφής γ των δοκιμίων

# 4.4.2 Πειραματικές διερευνήσεις πλαισίων με σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS4.4.2.1 Πειραματική διάταξη

Δύο πειραματικές διερευνήσεις πλαισίων με σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS πραγματοποιήθηκαν στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών EMΠ. πειραματική διάταξη περιλάμβανε ένα τρισδιάστατο πλαίσιο δοκιμών και ένα υδραυλικό έμβολο. Το εξεταζόμενο πλαίσιο αποτελούταν από δύο ισχυρά υποστυλώματα συνδεδεμένα με πέντε συνδέσμους, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.9. Οι διαστάσεις των δομικών μελών αντιστοιχούσαν σε διαστάσεις πραγματικού κτιρίου, και ορίστηκαν σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ΕΝ1993-1-1 [17] και ΕΝ1998-1-1 [13]. Το ύψος του πλαισίου ήταν 3.40 m με αξονική απόσταση υποστυλωμάτων ίση με L=1.50 m. Τα υποστυλώματα του πλαισίου ήταν αρθρωτά συνδεδεμένα στην βάση τους με πείρους και ενισχύθηκαν με την προσθήκη διατομής τύπου Τ συγκολλημένη στην εσωτερική πλευρά. Όμοια με τις δοκιμές σε μεμονωμένους συνδέσμους πείρων, η ασφάλεια αποτελούταν από έναν πείρο 400 mm και δύο δοκούς υποδοχείς διατομής SHS, βλέπε Σχ. 4.10. Η γεωμετρία του απομειωμένου τμήματος του πείρου επιλέχτηκε έτσι ώστε να αναπτυχθεί καμπτικός μηχανισμός αστοχίας. Η δοκιμή Μ4 περιλάμβανε πείρους της ίδιας διαμέτρου (Φ45) και τρία διαφορετικά μήλη απομειωμένου τμήματος Ipin=90, 120, 150 mm > 39 mm και η δοκιμή Μ5 πείρους με διαφορετικές διαμέτρους Φ40, 45, 50 και το ίδιο μήκος απομειωμένου τμήματος Ipin=120 mm > 43,4 mm. Το υλικό που χρησιμοποιήθηκε στους πείρους ήταν χάλυβας ποιότητας S235 και στα υπόλοιπα μέλη S355. Για να διευκολυνθεί η εγκατάσταση και η αντικατάστασή τους, οι πείροι σχεδιάστηκαν με σπείρωμα αντίθετης φοράς στα άκρα.



Σχ. 4.10:Δοκιμές Πλαισίων

a) Σύνδεσμος πείρου



Σχ. 4.11: Δοκίμιο

#### 4.4.2.2 Αποτελέσματα δοκιμών

Οι δοκιμές των πλαισίων FUSEIS υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση έγιναν με πρωτόκολλο επιβολής μετακινήσεων σύμφωνα με τον ECCS. Ξεκινώντας με μετακίνηση εμβόλου στη βάση του υποστυλώματος ίση με 2,55 mm, η φόρτιση έφτανε έως μετακίνηση στόχο 170 mm, που αντιστοιχούσε σε γωνιακή παραμόρφωση ίση με 5%. Το πρωτόκολλο συνεχιζόταν με κύκλους σταθερού εύρους 170mm μέχρι την αστοχία. Το ασκούμενο φορτίο αυξανόταν στην αρχή της δοκιμής και για αρκετούς ακόμη κύκλους φόρτισης. Όταν εμφανίστηκαν οι πρώτες ρωγμές στις άκρες των απομειωμένων τμημάτων των πείρων, οι πείροι έσπασαν και το φορτίο έπεσε. Αυτό σημαίνει ότι υπήρχε τοπική συγκέντρωση τάσεων στα άκρα των απομειωμένων τμημάτων, όπως φαίνεται στις φωτογραφίες από θερμοκάμερα (Σχ. 4.12d). Η παραπάνω συμπεριφορά δικαιολογείται από τους μηχανισμούς που αναπτύχθηκαν. Συγκεκριμένα, οι πείροι στους πρώτους κύκλους φόρτισης είχαν κυρίως καμπτική καταπόνηση ενώ στην συνέχεια μετατράπηκε σε λειτουργία καλωδίου. Εμφάνισαν δηλαδή έντονες γωνιακές παραμορφώσεις και ανέπτυξαν σημαντικές αξονικές δυνάμεις, λόγω του σχετικά μικρού μήκους τους και της διπλής κοχλίωσης στα άκρα τους. Στην δοκιμή Μ4, παρατηρήθηκε ότι οι πείροι με το μικρότερο μήκος Ipin=90mm αστόχησαν μετά από περιορισμένο αριθμό κύκλων και για μικρές γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου (interstory drifts) καθώς εμφάνισαν μεγαλύτερες στροφές και σχετικά γρήγορη εξάντληση της αντοχής τους σε ολιγοκυκλική κόπωση (Σχ. 4.13). Στη δοκιμή Μ5, με πείρους με μεταβλητές διαμέτρους και ίσα μήκη απομειωμένου τμήματος, η αστοχία επήλθε με θραύση του πείρου με τη μικρότερη διάμετρο Φ40/120 στη Στάθμη 5 (Σχ. 4.14).



α) Πλαίσιο Μ4 πριν και μετά την δοκιμή

Σχ. 4.12: Φωτογραφίες κατά την διάρκεια τη δοκιμής Μ4



d) Φωτογραφία απόθερμοκάμερα









a) Πείρος L=150 b) Πείρος L=90 Σχ. 4.13: Δοκιμή Μ4 – φωτογραφίες αραμορφωμένου πείρου

a) Πείρος Φ40 b) Πείρος Φ50 Σχ. 4.14: Δοκιμή Μ5 – φωτογραφίες παραμορφωμένου πείρου

Στα τελικά διαγράμματα φαίνεται ότι η αντίσταση του συστήματος εξακολούθησε να αυξάνεται μετά την εξάντληση της ελαστικής αντοχής και την πλαστικοποίηση των πείρων χωρίς να χάσει το σύστημα την ευστάθειά του λόγω της λειτουργίας καλωδίου των πείρων (catenary) και της κράτυνσης του υλικού. Το σύστημα εμφάνισε ευρείς κύκλους υστέρησης υποδεικνύοντας ότι διαθέτει μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Η πρώτη σημαντική διαρροή στην πειραματική καμπύλη εμφανίστηκε σε γωνιακή παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) της τάξης του 0,66% και ορίζει την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (OKΛ-SLS). Μετά την είσοδο στη πλαστική περιοχή και για μέγιστο φορτίο, που εμφανίστηκε σε γωνιακή παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) της τάξης του 1,38% και ορίζει την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (OKA-ULS), η παραμόρφωση των πείρων συνεχιζόταν μέχρι την αστοχία που αντιστοιχούσε σε γωνιακή παραμόρφωση της τάξης του 2,25% και ορίζει την στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγή Κατάρρευσης (CPLS).

Η μείωση της πληρότητας των βρόχων υστέρησης (pinching) που παρατηρείται οφείλεται κυρίως στη δημιουργία διάκενου στα σημεία στήριξης των πείρων με τη μετωπική πλάκα της δοκού-υποδοχέα λόγω τραυματισμού, εκτεταμένης πλαστικής παραμόρφωσης του πείρου και του φαινομένου Poisson στην περίμετρό του. Σε μικρότερο βαθμό οφείλεται στην ολίσθηση των κοχλιών και στις κατασκευαστικές ατέλειες στην επαφή των δοκών-υποδοχέων με τα υποστυλώματα του συστήματος. Τη μείωση της πληρότητας του βρόχου υστέρησης (pinching) διαδέχεται σημαντική πτώση της αρχικής αντίστασης του συστήματος λόγω των μεγάλων αξονικών δυνάμεων που αναπτύχθηκαν κατά τον προηγούμενο κύκλο φόρτισης. Τα διαγράμματα δεν είναι συμμετρικά πιθανόν λόγω των ανοχών των κοχλιωτών συνδέσεων του συστήματος.



Σχ. 4.15: Διαγράμματα φορτίου – γωνιακής παραμόρφωσης πλαισίου

4.4.2.3 Σύγκριση πειραματικών και θεωρητικών τεμνουσών βάσης

Στη συνέχεια ελέγχθηκε η ορθότητα της προσέγγισης της συμπεριφοράς των πλαισίων με πείρους με τη θεωρία της δοκού Vierendeel. Αρχικά υπολογίστηκε μέσω της εξίσωσης (4.4) η θεωρητική τέμνουσα χρησιμοποιώντας την πραγματική τάση διαρροής του χάλυβα που προσδιορίστηκε από τις δοκιμές εφελκυσμού και συγκρίθηκε με τη μέγιστη αντίσταση των εξεταζόμενων πλαισίων κατά τη διάρκεια των δοκιμών V<sub>exp</sub>. Οι αποκλίσεις των τιμών ήταν μεγάλες με λόγους V<sub>exp</sub>/V<sub>th1</sub> περίπου 3 (Πίνακας 4.1).

Οι αποκλίσεις αυτές δικαιολογούνται από τη συμπεριφορά των πείρων κατά τη διάρκεια των δοκιμών, οι οποίες ενώ κατά τους πρώτους κύκλους φόρτισης συμπεριφέρθηκαν σαν καμπτόμενες δοκοί, μετά από μερικούς κύκλους άλλαξαν μηχανισμό αντίστασης και εμφάνισαν πλαστικές αρθρώσεις κάτω από συνθήκες μεγάλων παραμορφώσεων, θεωρία 3ης τάξης Οι πλαστικές στροφές των πείρων θ<sub>pl,pin</sub>, που προκύπτουν από την εξίσωση (4.5) θεωρώντας αμελητέα τη στροφή των δοκών-υποδοχέων οι οποίες παρέμειναν σχεδόν άκαμπτες σε όλη τη διάρκεια των δοκιμών, είναι πολύ μεγαλύτερες από τη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου θ<sub>α</sub> (interstory drift) λόγω του μικρού μήκους του πείρου lpin. Με την αύξηση των στροφών των πείρων αυξάνονται και οι αξονικές παραμορφώσεις τους και αναπτύσσουν την πλαστική αξονική τους αντίσταση Npl,pin η οποία καθορίζει τη συνολική αντίσταση του συστήματος. Στην περίπτωση αυτή η συνολική τέμνουσα βάσης Vth2 προκύπτει από την κατακόρυφη συνιστώσα της πλαστικής αξονικής δύναμης του πείρου Vpin βάσει των Εξισώσεων (4.6) και (4.7). Από τη σύγκριση των πειραματικών τεμνουσών βάσης Vexp με τις θεωρητικές, οι αποκλίσεις που προκύπτουν είναι μικρές με λόγους κοντά στη μονάδα (Πίνακας 4.1).

$$V_{pin} = N_{pl,pin} \cdot \left(\theta_{pl,pin} - \theta_{gl}\right) = N_{pl,pin} \cdot \theta_{gl} \cdot \left(\frac{L}{I_{pin}} - 1\right)$$
 E5. (4.6)

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

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η θεωρία 3ης τάξης αποτελεί καλύτερη προσέγγιση της ικανότητας του συστήματος σε σχέση με τη θεωρία της δοκού Vierendeel. Ωστόσο, αν και είναι ευεργετική στη συνολική απόκριση του συστήματος δεν εφαρμόζεται ευρέως από τους μελετητές λόγω της πολυπλοκότητάς της.

Test	V <sub>exp</sub>	$V_{th1}$	V <sub>exp</sub> /V <sub>th1</sub>	$V_{th2}$	$V_{exp}/V_{th2}$
M4	393.3	129.9	3.03	329.2	1.19
M5	354.1	129.4	2.74	314.4	1.13

Πίνακας 4.1: Σύγκριση πειραματικών και θεωρητικών τεμνουσών βάσης

4.4.2.4 Ολιγοκυκλική κόπωση

Οι αρχικές αναλύσεις και δοκιμές τόσο σε μεμονωμένες συσκευές (RWTH) όσο και σε πλαίσια (Ε.Μ.Π.) «FUSEIS1-2» έδειξαν ότι η συμπεριφορά των πείρων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση καθορίζεται από συνθήκες ολιγοκυκλικής κόπωσης Η συνάρτηση πρόβλεψης αστοχίας λόγω κόπωσης εκφράζεται με την εξίσωση:

$$logN = -mlog\Delta \varphi$$
 E§. (4.8)

Όπου Δφ είναι στροφή θράυσης των πείρων, N ο αριθμός των κύκλων που απαιτούνται για την αστοχία and m ταθερές που εξαρτώνται από τον τύπο και τις μηχανικές ιδιότητες του εξεταζόμενου μεταλλικού στοιχείου. Με χρήση του κριτηρίου αστοχίας των Palmgren – Miner για τη γραμμική συσσώρευση βλάβης λόγω κόπωσης (law of damage accumulation), μπορεί να υπολογιστεί ο βαθμός βλάβης του συστήματος (Damage index) που προκαλείται από δεδομένο αριθμό κύκλων με την παρακάτω εξίσωση

$$D = \frac{n_1}{N_{f1}} + \frac{n_2}{N_{f2}} + \dots + \frac{n_i}{N_{fi}} \ge 1$$
E§. (4.9)

Όπου n<sub>i</sub> αριθμός των κύκλων φόρτισης με δεδομένη στροφή σταθερού εύρους S<sub>i</sub>, N<sub>fi</sub> αντίστοιχος αριθμός των κύκλων σταθερού εύρους έως την αστοχία.

Εξαιτίας της έλλειψης δεδομένων από δοκιμές ανακυκλιζόμενης φόρτισης σταθερού εύρους, αρχικά θεωρήθηκαν δύο κλίσεις ευθειών m=3 και 2 όπως προτείνει ο EN 1993-1-9 [41]. Από τη σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων προέκυψε ότι η κλίση της ευθείας m=3 προσέγγιζε καλύτερα τα πειραματικά σημεία, με καμπύλες δοκιμών που σχεδόν ταυτίζονταν, και για αυτό υιοθετήθηκε στον προσδιορισμό των καμπυλών κόπωσης. Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών, προέκυψαν οι

καμπύλες κόπωσης των δοκιμών σε μεμονωμένες συσκευές και σε πλαίσια με συσκευές (Σχ. 4.16). Η καμπύλη που προήλθε από τα πειράματα σε μεμονωμένες συσκευές, εξίσωση (4.10) αποτέλεσε μια πιο συντηρητική προσέγγιση ενώ οι άλλες δύο που προήλθαν από τα πειράματα σε πλαίσια, εξίσωση (4.11), ήταν πιο αντιπροσωπευτικές λόγω της συνδυασμένης δράσης πολλών συσκευών. Ως προτεινόμενη καμπύλη σχεδιασμού επομένως επιλέχθηκε η εξίσωσή (4.11).

$$logN = -1.41 - 3 \cdot logΔφ$$
 Εξ. (4.10)

$$logN = -0.90 - 3 \cdot log\Delta \varphi \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. (4.11)$$



#### 4.5 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ «FUSEIS1-2»

Η μεθοδολογία και όλες οι απαραίτητες οδηγίες για το σχεδιασμό κτιρίων με το σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS περιλαμβάνονται αναλυτικά σε έναν Οδηγό Σχεδιασμού (Design Guide) που συντάχθηκε στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος. Ο Οδηγός βασίστηκε στις διατάξεις των Ευρωκωδίκων με κατάλληλες τροποποιήσεις σε ορισμένες από αυτές για να ληφθούν υπόψη τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των συσκευών του συστήματος, όπως αναδείχθηκαν κατά τις αναλυτικές και πειραματικές διερευνήσεις.

#### 4.5.1 Προδιαστασιολόγηση

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 4.2, το σύστημα FUSEIS1 συμπεριφέρεται σαν μία κατακόρυφη δοκός Vierendeel. Με κριτήριο την αντοχή και θεωρώντας ότι το σύστημα «FUSEIS1-2» είναι το μοναδικό αντισεισμικό σύστημα του κτιρίου ο αριθμός των συστημάτων και οι διατομές τους μπορούν να προσδιοριστούν εύκολα λαμβάνοντας υπόψη το ισοδύναμο στατικό προσομοίωμα του συστήματος (Παρ. 3). Ο απαιτούμενος αριθμός συστημάτων m προκύπτει από την εξίσωση:



$$m = \frac{V_B}{V_{story}}$$
 E§. (4.12)

όπου V<sub>B</sub> η συνολική τέμνουσα βάσης του κτιρίου και V<sub>story</sub> η τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει κάθε σύστημα μέσω των πείρων «FUSEIS1-2» όπως υπολογίζεται από την Εξίσωση 4.4. Αντίστοιχα οι διατομές των υποστυλωμάτων του συστήματος, θεωρώντας ότι εφαρμόζονται m ίδια συστήματα σε ένα κτίριο, προκύπτουν από την αξονική δύναμη που πρέπει να παραλάβουν η οποία δίνεται από την εξίσωση:

$$N_{column} = \frac{M_{ov}}{m \cdot L}$$
 E§. (4.13)

Όπου M<sub>ov</sub> είναι η ροπή ανατροπής υπό οριζόντια φόρτιση. Τα παραπάνω δίνουν τις βασικές κατευθύνσεις για το σχεδιασμό, ωστόσο πρέπει εκτός από την αντοχή να ελέγχεται και η δυσκαμψία του συστήματος, πράγμα που επιτυγχάνεται με περιορισμό της σχετικής μετακίνησης ορόφων, καθώς και η επιρροή των φαινομένων 2ης τάξης σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ1998-1-1 [13] όπως δίνονται αναλυτικά στην επόμενη παράγραφο.

### 4.5.2 Μεθοδολογία σχεδιασμού με ελαστική ανάλυση

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, σε ένα κτίριο με το σύστημα «FUSEIS1-2» η πλαστικοποίηση επιδιώκεται να ξεκινήσει από τους πείρους και πρέπει να σχεδιάζεται ώστε η απορρόφηση ενέργειας σε αυτά να πραγματοποιείται μέσω καμπτικού μηχανισμού. Ακολουθεί η προτεινόμενη μεθοδολογία σχεδιασμού:

# 1) Προσομοίωση

Ένα κτίριο με σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS μπορεί να προσομοιωθεί με ένα γραμμικό ελαστικό μοντέλο ραβδωτών στοιχείων. Τα στοιχεία δοκών που χρησιμοποιούνται για τις συσκευές «FUSEIS 1-2» χωρίζονται σε τρία τμήματα με διαφορετικές διατομές, τις δοκούς-υποδοχείς στα άκρα και την απομειωμένη διατομή του πείρου στη μέση. Προκειμένου να ενεργοποιηθεί η λειτουργία της δοκού Vierendeel Οι κόμβοι δοκών-υποδοχέων και υποστυλωμάτων του συστήματος μορφώνονται και προσομοιώνονται ως άκαμπτοι. Για να ληφθεί υπόψη το πραγματικό μήκος των συσκευών και η πραγματική δυσκαμψία τους χρησιμοποιούνται άκαμπτα στοιχεία μεταξύ των κέντρων των υποστυλωμάτων και των πελμάτων τους όπου βρίσκονται οι κόμβοι. Στις βάσεις των υποστυλωμάτων και των πελμάτων τους οποθετείται πάντα μια συσκευή για την αποφυγή μεταφοράς ροπών στη θεμελίωση. Οι συνδέσεις των δοκών του κύριου πλαισίου με το σύστημα υποστυλώματα του συστήματος. Οι υπόλοιπες συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα του κύριου πλαισίου μπορεί να είναι αρθρωτές (Hinged), οπότε το

«FUSEIS1-2» είναι το μοναδικό σύστημα πλευρικής ευστάθειας, άκαμπτες (Fixed) ή ημιάκαμπτες (Partially fixed), οπότε το σύστημα παραλαμβάνει τα πλευρικά φορτία σε συνεργασία με το κύριο πλαίσιο. Οι εδράσεις των υποστυλωμάτων όλου του κτιρίου προσομοιώνονται ως αρθρωτές. Οι αναλύσεις σε πλαίσια με το σύστημα έδειξαν ότι η πλαισιακή λειτουργία του κύριου πλαισίου με άκαμπτες συνδέσεις οδηγεί σε βαριές κατασκευές λόγω της πρόσθετης απαίτησης να σχεδιαστούν οι δοκοί του με υπεραντοχή σε σχέση με τους πείρους του συστήματος. Αντίστοιχα δυσμενής είναι και η χρήση αρθρωτών συνδέσεων όπου επειδή το σύστημα καλείται να παραλάβει εξ ολοκλήρου τα εγκάρσια φορτία ο σχεδιασμός οδηγεί τελικά σε ένα εξαιρετικά δύσκαμπτο και βαρύ σύστημα με μεγάλες διατομές που καθιστούν δύσκολη τόσο την εφαρμογή όσο και την επισκευή του, κάτι το οποίο αντίκειται στη βασική ιδέα σχεδιασμού του. Προτεινόμενη είναι η χρήση ημιάκαμπτων συνδέσεων οι οποίες ενώ προσφέρουν όλα τα πλεονεκτήματα των συνδέσεων ροπής διαθέτουν απλούστερη κατασκευαστική λεπτομέρεια και περιορίζουν τις βλάβες στους πείρους του συστήματος οδηγώντας σε πιο οικονομικό σχεδιασμό. Στην περίπτωση αυτή η ικανότητα στροφής της περιοχής της πλαστικής άρθρωσης θρ των δοκών του κύριου πλαισίου πρέπει να υπερβαίνει τα 40 mrad. Η οριακή αυτή τιμή προέκυψε από τις μη γραμμικές αναλύσεις σε πλαίσια με το σύστημα και είναι λίγο μεγαλύτερη από αυτές που ορίζει ο ΕΝ1998-1-1 [13] για συνδέσεις δοκού - υποστυλώματος πλαισιωτών φορέων προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι δεν θα διαρρεύσει η περιοχή αυτή πριν από τους πείρους του συστήματος.

2) Ανάλυση

Διεξάγεται στατική ελαστική ανάλυση υπό την επιβολή των μονίμων και κινητών φορτίων και πραγματοποιούνται οι έλεγχοι των μελών του κυρίου πλαισίου σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) και Αστοχίας (ΟΚΑ) βάσει του ΕΝ1993-1-1 [17]. Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών υπό σεισμικά φορτία εφαρμόζεται δυναμική φασματική ανάλυση (Multi Modal Response Spectrum Analysis) κατά ΕΝ1998-1-1 [30] λαμβάνοντας σε κάθε κύρια διεύθυνση του φορέα τόσες ιδιομορφές ώστε το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Για τον ορισμό του φάσματος σχεδιασμού προτείνεται μέγιστος συντελεστής συμπεριφοράς q=3 που εκτιμήθηκε από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις Pushover και επαληθεύτηκε από τις μη γραμμικές

3) Περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου

Ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου εξασφαλίζει την προστασία των μη φερόντων στοιχείων από βλάβες και αποτελεί βασικό έλεγχο του συστήματος «FUSEIS1-2» έναντι των σεισμικών δράσεων. Η γωνιακή παραμόρφωση ορόφου παρέχει μια εκτίμηση του επιπέδου των βλαβών σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας και καθορίζει την κατανομή της δυσκαμψίας των μελών στο φορέα και κατ' επέκταση το μέγεθος και τον τύπο των διατομών του συστήματος. Οι ανελαστικές οριζόντιες μετακινήσεις d<sub>s</sub> για το σεισμό σχεδιασμού προκύπτουν από τη φασματική ανάλυση βάσει των ελαστικών μετακινήσεων de σύμφωνα με την εξίσωση:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. (4.14)$$

Σε περίπτωση που οι συντελεστές υπεραντοχής (Ω) είναι χαμηλοί, ο υπολογισμός ανελαστικών γωνιακών παραμορφώσεων ds είναι συντηρητικός και έτσι ένας μειωτικός συντελεστής (q<sub>Ω</sub>) μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως:

Η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d<sub>r</sub> λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d<sub>s</sub> των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου. Ανάλογα με τον τύπο των μη φερόντων στοιχείων (ψαθυρά, όλκιμα, μη συνδεδεμένα) και τη σπουδαιότητα του κτιρίου η σχετική μετακίνηση του ορόφου d<sub>r</sub> συγκρίνεται με τα αντίστοιχα όρια του Κανονισμού. Ο βέλτιστος σχεδιασμός επιτυγχάνεται όταν οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων του κτιρίου βρίσκονται κοντά στα επιτρεπόμενα όρια. Δεδομένου ότι οι οριζόντιες μετακινήσεις πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή συμπεριφοράς q, ο έλεγχος του περιορισμού των γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου δεν εξαρτάται από αυτόν.

4) Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης

Για τον έλεγχο των επιρροών 2ης τάξης υπολογίζεται ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ για κάθε όροφο στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου από την εξίσωση:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 E§. (4.16)

όπου P<sub>tot</sub>, V<sub>tot</sub> η συνολική αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων

Εναλλακτικά, ο ελαστικός δείκτης σχετικής μεταθετότητας θε μπορεί να υπολογιστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια με γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (linear buckling analysis) μέσω του συντελεστή ευστάθειας αcr, από τη σχέση (4.17). Για την ανάλυση αυτή απαιτείται η χρήση κατάλληλου λογισμικού το οποίο μπορεί, υπό την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων του σεισμικού συνδυασμού, να προσδιορίσει τις ιδιομορφές λυγισμού και τους αντίστοιχους συντελεστές αcr. Έπειτα για τον

υπολογισμό του θε επιλέγονται οι δύο πρώτες ιδιομορφές που μετακινούν το κτίριο κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις x, y.

όπου F<sub>cr</sub> το ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού and F<sub>Ed</sub> το φορτίο σχεδιασμού του φορέα για το σεισμικό συνδυασμό

Η ανάλυση αυτή δε λαμβάνει υπόψη ότι οι ανελαστικές πλευρικές παραμορφώσεις είναι επαυξημένες με το συντελεστή συμπεριφοράς q και επομένως οι πραγματικές τιμές του θ για ανελαστική συμπεριφορά υπολογίζονται από την εξίσωση:

Οι επιρροές 2ης τάξης μπορούν να αμεληθούν όταν ο θ είναι μικρότερος του 0,1. Σε περίπτωση που 0,1 < θ < 0,2 τα φαινόμενα 2ης τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων με ένα συντελεστή ίσο με 1/(1-θ) στον οποίο εφαρμόζεται απλοποιητικά η μέγιστη τιμή του θ όλων των ορόφων για κάθε οριζόντια διεύθυνση. Όταν 0,2 < θ < 0,3 απαιτείται ακριβέστερη ανάλυση με θεωρία 2ης τάξης. Ο δείκτης θ δεν επιτρέπεται σε καμία περίπτωση να υπερβαίνει την τιμή 0,3.

5) Έλεγχος πλάστιμων μελών

Οι πείροι σχεδιάζονται ώστε να μπορούν να παραλαμβάνουν τα φορτία από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες: a) Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις

Με τον έλεγχο αυτό εξασφαλίζεται ότι δεν απαιτείται απομείωση στις αντοχές των διατομών σε τέμνουσα και ροπή.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \le 0.15$$
 E§. (4.19)

b) Έλεγχος σε διάτμηση

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται με κριτήρια ικανοτικού σχεδιασμού, θεωρώντας ότι αναπτύσσονται ταυτόχρονα πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα του απομειωμένου τμήματος του πείρου.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \le 1$$
 E§. (4.20)

όπου  $V_{CD,Ed} = \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{I_{pin}}$  η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού που οφείλεται στην

εφαρμογή των πλαστικών ροπών αντίστασης στα άκρα της απομειωμένης διατομής του πείρου M<sub>pl,pin,Rd</sub> με αντίθετα πρόσημα και V<sub>pl,pin,Rd</sub> η πλαστική διατμητική αντοχή της διατομής στη θέση της απομειωμένης διατομής.

c) Έλεγχος σε κάμψη

Κατά τη διάρκεια των δοκιμών παρατηρήθηκε ότι οι πείροι αναπτύσσουν την πλήρη ροπή αντίστασης παρά την παρουσία μεγάλων διατμητικών δυνάμεων. Τα καθοριστικά επομένως μεγέθη για τον προσδιορισμό της αντοχής των πείρων είναι η ροπή κάμψης και η γωνία στροφής χορδής θ. Για τον έλεγχο σε κάμψη πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη εξίσωση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \le \frac{1}{\Omega} \le 1.0$$
 E§. (4.21)

όπου Med η ροπή κάμψης σχεδιασμού, Mpl,pin,Rd η αντοχή σχεδιασμού της απομειωμένης διατομής του πείρου σε κάμψη και Ω είναι η υπεραντοχή της απομειωμένης διατομής του πείρου.

Για να εξασφαλιστεί ότι η πλαστική ροπή αντίστασης M<sub>pl,pin,Rd</sub> δε θα απομειωθεί λόγω δυσμενούς επιρροής της τέμνουσας η επιλογή του μήκους της απομείωσης και του βάθους αποκοπής πρέπει να είναι τέτοια ώστε στην εξίσωση (4.10) η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V<sub>CD,Ed</sub> να είναι μικρότερη ή ίση με το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής V<sub>pl,pin,Rd</sub>. Στην περίπτωση αυτή για το μήκος απομείωσης πρέπει να ισχύει η παρακάτω εξίσωση

$$I_{pin} \ge \frac{4 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{V_{pl,pin,Rd}} = \frac{4 \cdot W_{pl,pin}}{A_{v} / \sqrt{3}}$$
 E§. (4.22)

d) Καθολική ικανότητα απορρόφησης ενέργειας

Για να επιτευχθεί ομοιογενής ικανότητα απορρόφησης ενέργειας πρέπει οι λόγοι των μέγιστων προς τις ελάχιστες τιμές υπεραντοχής Ω των πείρων σε όλη την κατασκευή να μη διαφέρουν περισσότερο από 25%:

### e) Στροφές πείρου

Είναι προφανές ότι οι στροφές που αναπτύσσει ο πείρος κατά τη διάρκεια του σεισμού είναι σημαντικές λόγω του μικρού μήκους του *l*pin σε σχέση με την αξονική

απόσταση των υποστυλωμάτων του συστήματος. Για το λόγο αυτό απαιτείται ένας πρόσθετος έλεγχος που περιορίζει τις στροφές των πείρων θ<sub>pin</sub>. Θεωρώντας ότι οι δοκοί-υποδοχείς είναι σχετικά άκαμπτες σε σχέση με τον πείρο πρέπει να ισχύει:

$$\theta_{pin} \le \theta_{pl,pin} = \frac{L}{I_{pin}} \theta_{gl}$$
 E§. (4.24)

όπου:

θ<sub>gl</sub>=1,38% τιμή που προσδιορίστηκε από τις δοκιμές στα πλαίσια στην ΟΚΑ 6) Μη πλάστιμα μέλη συστήματος

Τα στοιχεία που δεν απορροφούν ενέργεια, τα υποστυλώματα του συστήματος, οι δοκοί-υποδοχείς και οι μεταξύ τους συνδέσεις, σχεδιάζονται ικανοτικά για προσαυξημένες τιμές δυνάμεων και ροπών σε σχέση με αυτές που προέκυψαν από την ανάλυση για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό για να εξασφαλιστεί ότι η φέρουσα ικανότητα τους θα υπερέχει των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας.

 d) Τα ικανοτικά μεγέθη των υποστυλωμάτων και των δοκών-υποδοχέων προκύπτουν από τις παρακάτω εξισώσεις

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 E§. (4.25)

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (4.26)$$

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \alpha \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 E§. (4.27)

όπου N<sub>Ed,G</sub> (M<sub>Ed,G</sub>, V<sub>Ed,G</sub>) η αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) των υποστυλωμάτων και των δοκών-υποδοχέων λόγω μη σεισμικών δράσεων που συμπεριλαμβάνονται στο σεισμικό συνδυασμό, N<sub>Ed,E</sub> (M<sub>Ed,E</sub>, V<sub>Ed,E</sub>) αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) των υποστυλωμάτων και των δοκών-υποδοχέων λόγω του σεισμού σχεδιασμού,

$$\Omega = min\Omega_i = min\left\{\frac{M_{pl,pin,Rd,i}}{M_{Ed,i}}\right\}$$
 ελάχιστος συντελεστής υπεραντοχής όλων των   
πείρων του κτιρίου, βλ. εξίσωση (5.10), ν<sub>ον</sub> =1.25 συντελεστής υπεραντοχής του

πείρων του κτιρίου, βλ. εξίσωση (5.10), γ<sub>ov</sub> =1.25 συντελεστής υπεραντοχής του υλικού, αν είναι γνωστό το πραγματικό όριο διαρροής του πείρου ο συντελεστής υπεραντοχής δίνεται από την εξίσωση (2.1), α=1.5 ένας πρόσθετος συντελεστής υπεραντοχής που προέκυψε από τη μη γραμμική ανάλυση για να εξασφαλιστεί ότι η πλήρης διαρροή των πείρων θα προηγηθεί της διαρροής των υπόλοιπων μελών. Ο συντελεστής επαύξησης του σεισμικού φορτίου που προκύπτει από τα παραπάνω δεν μπορεί σε καμία περίπτωση να υπερβαίνει το συντελεστή συμπεριφοράς της ανάλυσης (q=3). Για ένα οικονομικό σχεδιασμό πρέπει να

επιλέγονται οι διαστάσεις των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας με τρόπο ώστε ο συντελεστής Ω να μην είναι πολύ μεγαλύτερος από 1 και το πραγματικό όριο διαρροής του χάλυβα να μην απέχει σημαντικά της ονομαστικής τιμής του.

e) αντοχή σε κάμψη της πλήρους διατομής του πείρου στο άκρο πρέπει να ελέγχεται στις θέσεις επαφής του με τις μετωπικές πλάκες των δοκώνυποδοχέων με την παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1.0$$
 E§. (4.28)

όπου  $M_{CD,Ed} = \frac{I}{I_{pin}} M_{pl,pin,Rd}$  ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού με Ι το μήκος του

πείρου μεταξύ των μετωπικών πλακών των δοκών-υποδοχέων και M<sub>pl,Rd</sub> αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής του πείρου σε κάμψη.

f) Οι κοχλιωτές συνδέσεις των δοκών-υποδοχέων με τα υποστυλώματα του συστήματος μορφώνονται ως συνδέσεις τριβής κατηγορίας Β ή C με κοχλίες 8.8 ή 10.9 και θα πρέπει κατά κανόνα να έχουν επαρκή υπεραντοχή, ώστε να μη διαρρέουν πριν από την πλαστικοποίηση όλων των πείρων. Η ικανοτική ροπή κάμψης σχεδιασμού της σύνδεσης υπολογίζεται βάσει της απομειωμένης διατομής του πείρου ως εξής:

$$M_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{L_{net}}{I_{pin}} M_{pl,pin,Rd}$$
 Eξ. (4.29)

όπου L<sub>net</sub> το συνολικό μήκος του συνδέσμου μεταξύ των πελμάτων των υποστυλωμάτων. Η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση:

$$V_{CD,con,Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \frac{2 \cdot M_{pl,pin,Rd}}{I_{pin}}$$
 Eξ. (4.30)

4.5.3 Μεθοδολογία σχεδιασμού με στατική υπερωθητική ανάλυση (Pushover Analysis)

 Μπορεί να χρησιμοποιηθεί το ίδιο στατικό μοντέλο που κατασκευάστηκε για την ελαστική ανάλυση με την εισαγωγή επιπλέον παραμέτρων ώστε να είναι δυνατή η αποτύπωση της συμπεριφοράς των στοιχείων του πέρα από την ελαστική περιοχή και η εκτίμηση των πλαστικών μηχανισμών αστοχίας και της κατανομής της βλάβης. 2) Εφόσον τα πλάστιμα μέλη είναι οι πείροι του συστήματος, πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στα άκρα του απομειωμένου τμήματός τους. Οι ιδιότητες των πλαστικών αυτών αρθρώσεων είναι καμπτικού τύπου (M3 hinge) και οι παράμετροί τους προσδιορίστηκαν από τα βαθμονομημένα μοντέλα των δοκιμών.
3) Το Σχ. 4.17 συνοψίζει τις προτεινόμενες παραμέτρους των πλαστικών αρθρώσεων των πείρων. Οι μη γραμμικές ιδιότητές τους, που προέκυψαν από τις πειραματικές και αναλυτικές διερευνήσεις, είχαν υψηλά όρια διαρροής (B) και αστοχίας (C) καθώς λόγω κράτυνσης και φαινομένων 3ης τάξης (catenary action) οι πείροι επέδειξαν σημαντική υπεραντοχή στις δοκιμές. Για το σχεδιασμό κτιρίων με το σύστημα τα όρια αυτά υποβιβάστηκαν υπέρ της ασφαλείας ώστε οι πείροι να διαρρέουν όταν εξαντλείται η καμπτική αντοχή τους (θεωρία δοκού Vierendeel).

4) Εισάγονται πιθανές πλαστικές αρθρώσεις και στα υπόλοιπα μη πλάστιμα μέλη του συστήματος για να εξεταστεί η μη γραμμική συμπεριφορά τους. Οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών- υποδοχέων είναι καμπτικές (M3 hinge), ενώ στα υποστυλώματα λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση ροπής και αξονικής (P-M3 hinges) βάσει του FEMA 356 [18].

Point	M/M <sub>pl,pin</sub>	θ/θ <sub>pl,pin</sub>	101 VED
A	0	0	
В	1	0	10
С	2	100	в
D	0.5	100	
E	0.5	150	
Στάθμες ε	πιτελεστικότητ	τας (θ/θ <sub>pl,pin</sub> )	D. E
IO	:	30	
LS		45	•A
CP		60	

Σχ. 4.17: Προτεινόμενη προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων για μη γραμμική στατική ανάλυση

#### 4.5.4 Μεθοδολογία σχεδιασμού με ανελαστική δυναμική ανάλυση

1) Μη γραμμική δυναμική ανάλυση διεξάγεται προκειμένου να προσδιοριστεί η απόκριση του κτιρίου στη διάρκεια της επιβολής πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων. Η ανάλυση παρέχει τη δυνατότητα περιορισμού των βλαβών μετά από ένα σεισμικό γεγονός και τη διαπίστωση των παραμενουσών παραμορφώσεων ώστε με κατάλληλο σχεδιασμό το κτίριο σχεδόν να επανέρχεται στην αρχική του θέση.

2) Η προσομοίωση της μη γραμμικής απόκρισης των πείρων γίνεται ως εξής: στα άκρα του απομειωμένου τμήματος του πείρου εισάγονται δύο μη γραμμικά ελατήρια (multi-linear plastic link elements) μήκους περίπου ίσου με το 25% του μήκους του πείρου και το μεσαίο τμήμα προσομοιώνεται με στοιχείο δοκού (Σχήμα 4.18α). Το

μη γραμμικό ελατήριο ορίζεται σύμφωνα με το κινηματικό μοντέλο υστέρησης (Multilinear plastic kinematic model, Σχήμα 4.18β μόνο για το στροφικό βαθμό ελευθερίας κατά τον κύριο άξονα ενώ οι υπόλοιποι βαθμοί ελευθερίας προσομοιώνονται γραμμικά. Το Σχήμα 4.18γ περιλαμβάνει τις ιδιότητες του μη γραμμικού ελατηρίου. Πρόκειται για μια καμπύλη ροπής - στροφής οι τιμές της οποίας προκύπτουν συναρτήσει της πλαστικής ροπής αντίστασης και της αρχικής δυσκαμψίας του απομειωμένου τμήματος του πείρου.





Point	Rotation	Moment
1	-1000 <sub>pl,pin</sub>	-2M <sub>pl,pin</sub>
2	-20θ <sub>pl,pin</sub>	-1M <sub>pl,pin</sub>
3	0	0
4	$20\theta_{pl,pin}$	1M <sub>pl,pin</sub>
5	100θ <sub>pl,pin</sub>	2M <sub>pl,pin</sub>

b) Ιδιότητες μη γραμμικού ελατηρίου

c) Κινηματικός νόμος υστέρησης

Σχ. 4.18: Προτεινόμενες ιδιότητες μη γραμμικού ελατηρίου για μη γραμμική δυναμική ανάλυση

3) Μέσω των μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας μπορεί επιπλέον να καθοριστεί ο βαθμός βλάβης της κατασκευής για κύκλου μεταβλητού εύρους με το κριτήριο αστοχίας των Palmgren – Miner (εξίσωση (4.9)). Ο αριθμός των κύκλων φόρτισης των πείρων μέχρι την αστοχία Ν υπολογίζεται από το εύρος στροφών Δφ εφαρμόζοντας την προτεινόμενη καμπύλη κόπωσης (εξίσωση (4.11)). Η παραπάνω μεθοδολογία εφαρμόζεται με την υπόθεση ότι οι δοκοί υποδοχείς παραμένουν σχεδόν άκαμπτες, επομένως οι στροφές των πείρων είναι μεγαλύτερες από τις πραγματικές και δεν απαιτείται η εισαγωγή επιπρόσθετου συντελεστή ασφαλείας για τον προσδιορισμό του βαθμού βλάβης τους.

### 4.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕ ΠΛΑΙΣΙΑ ΔΥΟ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ

Οι προτεινόμενες τιμές των διαφόρων παραμέτρων και οι έλεγχοι του Οδηγού Σχεδιασμού επιβεβαιώθηκαν με πλήθος αναλύσεων σε πλαίσια πραγματικών κτιρίων με το σύστημα «FUSEIS1-2» με χρήση του λογισμικού SAP2000 [20]. Οι δισδιάστατοι αυτοί φορείς, απλοποίησαν την προσομοίωση, διευκόλυναν τις αλλαγές στο προσομοίωμα (φορτία, διατομές κ.α.) και μείωσαν σημαντικά το χρόνο ανάλυσης, δεν επηρέασαν όμως την ποιότητα των αποτελεσμάτων σε σχέση με τους τρισδιάστατους και ήταν αντιπροσωπευτικοί της συμπεριφοράς του συστήματος στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Αρχικά τα πλαίσια σχεδιάστηκαν μέσω

ελαστικής ανάλυσης σε ΟΚΑ και ΟΚΛ και στη συνέχεια μέσω μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων διερευνήθηκε η μετελαστική συμπεριφορά τους και επαληθεύτηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς του συστήματος q=3.

## 4.6.1 Περιγραφή και προσομοίωση εξεταζόμενων πλαισίων

## 4.6.1.1 Γεωμετρία και παραδοχές

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε ένα πλαίσιο πενταώροφου σύμμικτου κτιρίου, Σχ. 4.19. Ο υπό εξέταση φορέας αποτελείται από ένα ημιάκαμπτο πλαίσιο ροπής τριών ανοιγμάτων μήκους 6m και ένα σύστημα σύζευξης πείρων FUSEIS για την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων. Οι κολώνες έχουν ορθογωνική κοίλη διατομή (RHS) και τα δοκάρια του κύριου πλαισίου έχουν διατομή τύπου Ι (HEA-Type) και λειτουργούν σύμμικτα με την πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος (C25/30, B500C), εκτός από τα άκρα όπου η πλάκα δεν ενώνονταν με το δοκάρι.

Το σύστημα FUSEIS αποτελούταν από ένα ζευγάρι ισχυρών υποστυλωμάτων με κεντροβαρική απόσταση 2.0 m και πέντε συνδέσμους ανά όροφο. Οι συσκευές αποτελούνται από πείρους κυκλικής διατομής και δοκούς-υποδοχείς κοίλης διατομής κατ' αντιστοιχία με τις δοκιμές. Το μήκος του πείρου μεταξύ των δοκών-υποδοχέων είναι 200mm. Ένας επιπλέον σύνδεσμος τοποθετείται στη στάθμη της θεμελίωσης. Η διατομή των δοκών του κύριου ημιάκαμπτου πλαισίου ήταν HEA260 και των υποστυλωμάτων SHS200x15, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.19. Ο Πίνακας 4.2 συνοψίζει τις διατομές των μελών του συστήματος που επιλέχθηκαν. Οι πλάστιμοι πείροι είχαν χαμηλότερη ποιότητα χάλυβα (S235) από τα υπόλοιπα δομικά μέλη (S355).

Stony	Dinc $\Phi(mm)$	System columns	Receptacle
Story	Fills Φ(IIIII)		beams
1	05	RHS 400x300x35	RHS
I	95		260x220x25
2	00	RHS 400x300x35	RHS
2	90		260x220x25
3	85	RHS 400x300x20	SHS 240x20
4	80	RHS 400x300x20	SHS 240x20
5	70	RHS 400x300x20	SHS 240x20

Πίνακας 4.2: Διατομές πείρων, υποστυλωμάτων συστήματος και δοκών υποδοχέων

#### 4 ΠΕΙΡΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS



Σχ. 4.19: 2D κτιριακό πλαίσιο

Ο Πίνακας 4.3 περιλαμβάνει τις παραδοχές για τα κατακόρυφα και τα σεισμικά φορτία. Τα μόνιμα και τα κινητά φορτία θεωρήθηκαν ίσα με 2.00kN/m2. Θεωρώντας ότι όμοια πλαίσια τοποθετούνται σε απόσταση 8 m εντός του κτιρίου, τα αντίστοιχα γραμμικά φορτία είναι 16.00kN/m.

Κατακόρυφα φορτία				
Μόνιμα φορτία εκτός του ίδιου βάρους – G	2.00kN/m <sup>2</sup>			
Κινητά φορτία – Q	2.00kN/m <sup>2</sup>			
Σεισμικά φορτία				
Τύπος φάσματος	Type 1			
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι	A=0.36g			
Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ	$\gamma_{I} = 1.0$ (Ordinary buildings)			
Έδαφος	B ( $T_B = 0.15$ s, $T_C = 0.50$ s)			
Προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q	3			
Απόσβεση	5%			
Συντελεστές φορτίων λειτουργίας για το σεισμικό	$\phi$ =1.,00 (roof), $\phi$ =0.80 (stories with			
συνδυασμό.	correlated occupancies)			
Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για μακροχρόνιες				
(«οιονεί μόνιμες») μεταβλητές	ψ <sub>2</sub> =0.30			
ορασεις				

#### Πίνακας 4.3: παραδοχές φορτίων

#### 4.6.1.2 Προσομοίωση

Η προσομοίωση του συστήματος έγινε με γραμμικό ελαστικό μοντέλο σύμφωνα με την μεθοδολογία της Παραγράφου 4.5.2 (1) ως ακολούθως:

1) Επειδή οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων ήταν ημιάκαμπτες, τοποθετήθηκαν στροφικά ελατήρια στις άκρες των δοκών, οι σταθερές των οποίων υπολογίστηκαν σύμφωνα με τους EN1994-1-1 [21] και EN1993-1-8 [22]. Η κατασκευή ορίστηκε ως FUSEIS+PF για να δείξουμε το γεγονός ότι το αντισεισμικό σύστημα είναι συνδυασμός του συστήματος FUSEIS και του ημιάκαμπτου πλαισίου. 2) Οι δοκοί του ημιάκαμπτου πλαισίου χωρίζονται σε τρία τμήματα. Στα ακραία τμήματα, όπου αναπτύσσονται αρνητικές ροπές, η συμμετοχή του σκυροδέματος είναι αμελητέα λόγω ρηγματωμένης ανάλυσης (EN1994-1-1 [46]) και για μήκος 0,15L από τη στήριξη λαμβάνεται υπόψη μόνο η μεταλλική διατομή και το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος beff,.

3) Τα στοιχεία δοκού που αντιπροσωπεύουν τους συνδέσμους FUSEIS χωρίστηκαν σε τρία τμήματα με διαφορετική διατομή: οι δοκοί υποδοχείς στις άκρες και ο πείρος στην μέση. Η σύνδεση μεταξύ των δοκών υποδοχέων και των υποστυλωμάτων του συστήματος θεωρείται ως άκαμπτη.

4) Η σύνδεση των δοκών του κύριου πλαισίου με τα υποστυλώματα του συστήματος σχεδιάστηκαν ως αρθρωτές. Η σύνδεση στην βάση των υποστυλωμάτων του συστήματος σχεδιάστηκε επίσης ως αρθρωτή για να αποφευχθεί η μεταφορά ροπής στην θεμελίωση.

### 4.6.2 Φασματική ιδιομορφική ανάλυση

Ο Πίνακας 4.4 περιλαμβάνει τα αποτελέσματα της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, ποσοστά ταλαντούμενης μάζας και ιδιοπεριόδους, για τις τρεις σεισμικές ζώνες. Σε όλες τις περιπτώσεις οι δύο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές συγκεντρώνουν περισσότερο από το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας και είναι.

Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (s)	Ποσοστό ταλαντούμενης μάζας (%)	Σύνολο (%)
1	0.990	74.80	03 60
2	0.295	18.80	93.00

Πίνακας 4.4: Ποσοστό ταλαντευόμενης μάζας και ιδιοπερίοδοι

Σύμφωνα με τον EN1998-1-1 [30] όταν TC≤T≤TD πρέπει να ελέγχεται το κατώτατο όριο για το φάσμα σχεδιασμού με την Εξίσωση (4.31):

Όπου Vtot είναι η τέμνουσα βάσης που προκύπτει από την φασματική ανάλυση, Ptot είναι η συνολική αξονική δύναμη που προκύπτει από την ενεργή μάζα του πλαισίου για το σεισμικό συνδυασμό και β=0.2 είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα. Ο έλεγχος επαληθεύεται και στις τρείς περιπτώσεις και επομένως δεν απαιτείται προσαύξηση της τέμνουσας βάσης (Πίνακας 4.5).

Τίν	νακας 4.5: Έλεγχ	ος κατώτατου α	ορίου για το φά	σμα σχεδιασμ	10
	V <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> /P <sub>tot</sub>	β.a <sub>g</sub>	
	716	4666	0.153	0.072	

#### Пí Ú

#### 4.6.3 Έλεγχοι σε σεισμικά φορτία

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία που περιγράφεται στην Παρ. 5.2 η επάρκεια των μελών του φορέα και η συνολική του ευστάθειά του σε σεισμικά φορτία εξασφαλίζονται όταν πληρούνται οι έλεγχοι που ακολουθούν.

### 4.6.3.1 Γωνιακή παραμόρφωση ορόφου

Θεωρώντας ότι τα εξεταζόμενα πλαίσια ανήκουν σε κτίριο με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, η παρακάτω εξίσωση πρέπει να ελεγχθεί:

$$d_r \cdot v \le 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 3400 = 25.5mm$$
 E§. (4.32)

όπου ν =0.5 ο μειωτικός συντελεστής λόγω της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτιρίου (συνήθη κτίρια) και h=3,40m το ύψος του προς εξέταση ορόφου. Ο Πίνακας 4.6 περιλαμβάνει τα αποτελέσματα των αναλύσεων όπου φαίνεται ότι ο έλεγχος επαληθεύεται σε όλους τους ορόφους και στις τρεις εξεταζόμενες περιπτώσεις σεισμικής επιτάχυνσης, με τιμές αρκετά μικρότερες από την οριακή 25,5mm. Η επιλογή των διατομών των υποστυλωμάτων και των δοκών-υποδοχέων του συστήματος έγινε με κριτήριο τον παραπάνω έλεγχο.

		2		<b>P</b> 00	
Όροφος	1	2	3	4	5
d <sub>e,top</sub> (mm)	8.20	19.10	32.80	47.50	61.00
d <sub>e,bottom</sub> (mm)	0.00	8.20	19.10	32.80	47.50
$d_r = (d_{e,top} - d_{e, bottom}) \cdot q (mm)$	24.6	32.70	41.10	44.10	40.50
d <sub>r</sub> . v	12.3	16.35	20.55	22.05	20.25

Πίνακας 4.6: Έλενχος νωνιακής παραμόρφωσης ορόφου

### 4.6.3.2 Επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης

Για τον έλεγχο των επιρροών 2ης τάξης διεξάγεται ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού για το σεισμικό συνδυασμό 1,0·G+0,3·φ·Q από την οποία προκύπτουν οι κρίσιμες ιδιομορφές και κατ' επέκταση οι κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού. Η κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού που μετακινεί το πλαίσιο κατά την οριζόντια διεύθυνση του πλαισίου με aq=0,36q φαίνεται στο Σχ. 4.20.



Σχ. 4.20: 1η πλευρική ιδιομορφή λυγισμού στο SAP2000 [20]

Από τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού υπολογίζονται στη συνέχεια οι δείκτες σχετικής μεταθετότητας ορόφου θ και ελέγχεται αν πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιρροές 2ης τάξης (Πίνακας 4.7). Εφόσον ισχύει ότι θ < 0.1, οι επιρροές 2ης τάξης μπορούν να αμεληθούν.

Πίνακας 4	.7: Έλεγχο	ος επιρροών	2ης τάξης

Κρίσιμος συντελεστής λυγισμού	$\alpha_{cr}$	θ	Συντελεστής επαύξησης σεισμικού φορτίου, β			
47.30	15.77	0.063	1.00			

#### 4.6.3.3 Πλάστιμα μέλη - Πείροι

Οι πείροι του συστήματος ελέγχονται για τα εντατικά μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού 1.0·G+0.3·φ·Q+Ex. Το ελάχιστο απαιτούμενο μήκος για να εξασφαλιστεί η ανάπτυξη μηχανισμού κάμψης στους πείρους όλων των πλαισίων προκύπτει από την εξίσωση (4.22) και κυμαίνεται μεταξύ 114mm - 154mm. Το μήκος του απομειωμένου τμήματος του πείρου {pin επιλέχθηκε σε όλους τους ορόφους ίσο με 200mm, μεγαλύτερο από το ελάχιστο απαιτούμενο. Οι πίνακες 4.8 έως 4.10 συνοψίζουν τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων των πείρων. Ο Πίνακας 4.10 περιλαμβάνει εκτός από τον έλεγχο των διατομών σε κάμψη τις τιμές των συντελεστών υπεραντοχής Ω των πείρων και τον έλεγχο της καθολικής ικανότητας απορρόφησης ενέργειας των πλαισίων, η οποία εξασφαλίζεται όταν οι τιμές του Ω των πείρων δε διαφέρουν περισσότερο από το 25% της ελάχιστης τιμής του.

Όροφο ς	N <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>pl,pin,Rd</sub> (kN)	$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,pin,Rd}} \le 0.15$				
1	59.40	1655.11	0.04				
2	76.00	1485.44	0.05				
3	74.40	1324.93	0.06				

Πίνακας 4.8: Έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις

#### 4 ΠΕΙΡΟΙ ΣΥΖΕΥΞΗΣ FUSEIS

4	75.00	1173.59	0.06
5	123.00	898.41	0.14

Πίνακας 4.9: Έλεγχος σε διάτμηση					
Όροφος	V <sub>Ed</sub> (kN)	V <sub>pl,pin,Rd</sub> (kN)	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,pin,Rd}} \le 0.50$		
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		

#### Πίνακας 4.10: Έλεγχος σε κάμψη

Όροφος	M <sub>Ed</sub> (kN.m)	M <sub>pl,pin,Rd</sub> (kN.m)	$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,pin,Rd}} \le 1.00$	$\Omega = \frac{M_{pl,pin,Rd}}{M_{Ed}}$	$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \le 1.25$
1	28.70	33.25	0.86	1.16	
2	26.30	28.27	0.93	1.07	
3	20.40	23.83	0.86	1.17	1.09
4	17.20	19.86	0.87	1.15	
5	11.40	13.30	0.86	1.17	

Επίσης ελέγχθηκε ότι στροφές των πείρων ήταν χαμηλότερα από αυτές που έφτασαν στις δοκιμές. Ελέγχθηκε ότι:

$$\theta_{pin} \le \theta_{pl,pin} = \frac{2000}{200} \cdot 1.38\% = 13.8\% (138mrad)$$
 Eξ. (4.33)

Οι τιμές των θ<sub>pin</sub> δίνονται στον Πίνακας 4.11, και μπορεί να παρατηρηθεί ότι είναι χαμηλότερες σε σχέση με την επιτρεπόμενη.

κας 4.11: <b>Στροφες πειρων</b> θ <sub>ρ</sub>				
Όροφος	$\theta_{pin}$ (%)			
1	1.19			
2	1.30			
3	1.21			
4	0.96			
5	0.72			

### Πίνα<u>κας 4.11: Στροφές πείρων θ<sub>pin</sub> (%)</u>

#### 4.6.3.4 Υποστυλώματα, δοκοί-υποδοχείς και πλήρης διατομή

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί-υποδοχείς του συστήματος ελέγχονται με υπεραντοχή σε σχέση με τους πείρους για τα ικανοτικά μεγέθη που προκύπτουν από τις εξισώσεις ( (4.25) - (4.27) λαμβάνοντας υπόψη την ελάχιστη τιμή του Ω όλων των πείρων του πλαισίου, το συντελεστή υπεραντοχής του υλικού γ<sub>ov</sub>=1,25, τον πρόσθετο συντελεστή υπεραντοχής α=1,5 και το συντελεστή επαύξησης β που προέκυψε από τον έλεγχο επιρροών 2ης τάξης. Ο Πίνακας 4.12 περιλαμβάνει τους λόγους εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων και των δοκών-υποδοχέων του συστήματος που υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993-1-1 [17] και είναι σε όλες τις περιπτώσεις μικρότεροι του 1.

Πίνακας 4.12: .	Λόγοι εκμετάλλευσης	; υποστυλω	μάτων και δοκι	ών-υποδοχέ	<u>ώ</u> ν συστήμα	τος
			Λοκοί μπο	δοιχοία		

Υποστυλώματα FUSEIS		Δοκοί-υποδοχείς	
RHS 0.776		RHS 240x240x20	0.758
RHS 400X300x35	0.903	RHS 260x220x25	0.854

Η ελάχιστη απαίτηση αντοχής σε κάμψη της πλήρους διατομής του πείρου στις θέσεις επαφής του με τις μετωπικές πλάκες των δοκών-υποδοχέων Mcd,ed προκύπτει από τη ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής Mpl,pin,Rd από την εξίσωση (4.28). Οι υπολογιζόμενες αντοχές είναι μεγαλύτερες των αντίστοιχων τιμών σχεδιασμού σε όλους τους ορόφους των πλαισίων, Πίνακας 4.13.

Όροφος	M <sub>Ed</sub> (kNm)	M <sub>pl,Rd</sub> (kNm)	$\frac{M_{CD,Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1.00$
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

Πίνακας 4.13: Έλεγχος πλήρους διατομής πείρου στα άκρα

# 4.6.4 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover

4.6.4.1 Αποτίμηση της συμπεριφοράς των πλαισίων

Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) πραγματοποιήθηκε για να επιβεβαιωθεί ο μηχανισμός κατάρρευσης και ο συντελεστής συμπεριφοράς που θεωρήθηκε κατά την γραμμική ανάλυση. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται παρακάτω είναι για κατανομή φορτίων σύμφωνα με την ιδιομορφική κατανομή και λαμβάνοντας υπόψιν τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης. Στα προσομοιώματα εισάγονται πιθανές πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των απομειωμένων τμημάτων των πείρων, όπως δίνονται στη μεθοδολογία σχεδιασμού (Σχ. 4.17). Για τα εξεταζόμενα πλαίσια τα όρια των στροφών των πείρων κυμαίνονται μεταξύ 55 to 109 mrad για τους λεπτούς πείρους με διάμετρο Φ95, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας (IO, LS, CP). Οι παραπάνω τιμές είναι αρκετά μικρότερες από τα 225 mrad.

Επιπλέον, εισάγονται πιθανές πλαστικές αρθρώσεις και στα υπόλοιπα μη πλάστιμα μέλη του φορέα για να εξεταστεί η μη γραμμική συμπεριφορά τους. Οι μη γραμμικές ιδιότητες των στροφικών ελατηρίων που προσομοιώνουν τους ημιάκαμπτους κόμβους κύριας δοκού – υποστυλώματος είναι καμπτικές (M3 hinge) και υπολογίζονται για θετικές και αρνητικές ροπές. Οι ιδιότητες των πλαστικών

αρθρώσεων των δοκών-υποδοχέων είναι επίσης καμπτικές (M3 hinge), ενώ στα υποστυλώματα λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση ροπής και αξονικής (P-M3 hinges) βάσει του FEMA 356.

Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων των παραμορφωμένων πλαισίων στην πρώτη διαρροή, στο σημείο επιτελεστικότητας και στη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου των δοκιμών δίνονται στο Σχ. 4.21. Όλα τα υποστυλώματα των πλαισίων παραμένουν ελαστικά μέχρι το τέλος της ανάλυσης και οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται στους πείρους και στα άκρα των δοκών του ημιάκαμπτου πλαισίου. Η ικανότητα παραμόρφωσης των πείρων εξαντλείται στους ορόφους 2 και 3 όπου σχηματίζονται και οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις. Αξίζει να σημειωθεί ότι για τη γωνιακή παραμόρφωση ορόφου των δοκιμών στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας οι πλαστικές αρθρώσεις των πείρων βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγή Διακοπής Λειτουργίας (ΙΟ).



Σχ. 4.21: Παραμορφωμένο πλαίσιο και σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων

Βάσει των τριών βασικών οριακών καταστάσεων σχεδιασμού, Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (OKA - SLS), Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (OKA - ULS) και Αποφυγή Κατάρρευσης (CPLS), ελέγχονται οι γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου για κλιμάκωση της επιτάχυνσης εδάφους του σεισμού σχεδιασμού (ag) με συντελεστές 0,5, 1,0 και 1,5 αντίστοιχα. Ο Πίνακας 4.14 συνοψίζει τις τιμές των μέγιστων γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου που υπολογίζονται για τα νέα σημεία επιτελεστικότητας σε σύγκριση με τις αντίστοιχες πειραματικές τιμές και τις οριακές τιμές του FEMA-356. Οι τιμές των αναλύσεων είναι σε όλες τις περιπτώσεις μικρότερες από τις πειραματικές, οι οποίες είναι παραπλήσιες με τις τιμές που προτείνει ο FEMA-356 για μεταλλικά κτίρια με συνδέσμους δυσκαμψίας.

Οοιακές			FEMA-356
Οριακες	Δοκιμές	Ανάλυση	Πλαίσια με συνδέσμους
καταστασεις			δυσκαμψίας
SLS	0.66	0.66	0.50
ULS	1.38	1.19	1.50
CPLS	2.25	1.82	2.00

Πίνακας 4.14: Σύγκριση πειραματικών, αναλυτικών και οριακών τιμών FEMA356 γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων (%)

Στο πλαίσιο εκτός από τις ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκών - υποστυλώματων του κύριου πλαισίου διερευνήθηκαν δύο ακόμη περιπτώσεις, απλές και άκαμπτες συνδέσεις, προκειμένου να αξιολογηθεί η επίδρασή τους στην απόκριση όλου του πλαισίου. Στην περίπτωση των απλών συνδέσεων εισάγονται αρθρώσεις στα άκρα των δοκών με μη γραμμικές ιδιότητες τύπου τέμνουσας (V2 hinge) και ο φορέας έχει το συμβολισμό «FUSEIS», που είναι και το μοναδικό αντισεισμικό σύστημα της κατασκευής. Στην περίπτωση των άκαμπτων συνδέσεων αφαιρούνται τα στροφικά ελατήρια και εισάγονται πιθανές καμπτικές πλαστικές αρθρώσεις (M3 hinge), το αντισεισμικό σύστημα είναι συνδυασμός του συστήματος και ενός πλαισίου ροπής και ο φορέας έχει το συμβολισμό «FUSEIS+FR», ενώ στην αρχική περίπτωση των ημιάκαμπτων συνδέσεων ο φορέας έχει το συμβολισμό «FUSEIS+PF» για να υποδηλώσει ότι το αντισεισμικό σύστημα του πλαισίου είναι συνδυασμός του συστήματος με ένα πλαίσιο ροπής με ημιάκαμπτος κόμβους.

Οι καμπύλες ικανότητας για τις τρεις παραπάνω περιπτώσεις πλαισίων «FUSEIS+PF», «FUSEIS+FR» και «FUSEIS» δίνονται στο Σχ. 4.22. Η μορφή των καμπύλων ικανότητας είναι όμοια και στις τρεις περιπτώσεις, καθώς η συμπεριφορά του πλαισίου καθορίζεται κυρίως από τη δυσκαμψία του συστήματος. Η πλαστικοποίηση μεμονωμένων πείρων φαίνεται ότι δεν επηρεάζει την κλίση της καμπύλης, η οποία όμως αλλάζει όταν πολλοί πείροι πλαστικοποιούνται ταυτόχρονα και η κατασκευή γίνεται πιο «μαλακή». παρατηρείται ότι η πλαισιακή λειτουργία, «FUSEIS+FR» ή «FUSEIS+PF», οδηγεί σε μικρότερες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου σε σχέση με το πλαίσιο με αρθρώσεις «FUSEIS» και ότι το πλαίσιο «FUSEIS+FR» έχει μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα λόγω της συμμετοχής του πλαισίου ροπής. Αυτά τα αποτελέσματα επιβεβαιώνουν την Παράγραφο 5.2 (2), δηλαδή ότι το ημιάκαμπτο πλαίσιο προτείνεται ως πιο κατάλληλο για να συνδυαστεί με το σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS, μιας και συνδυάζουν τα πλεονεκτήματα των συνδέσεων ροπής και των αρθρωτών συνδέσεων, παρέχοντας μεγάλη φέρουσα ικανότητα στο φορέα με περιορισμένες παραμορφώσεις και σχετικά εύκολη κατασκευή.





#### 4.6.4.2 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q

Από τις καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις υπολογίστηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς q του συστήματος ως το γινόμενο του δείκτη πλαστιμότητας qμ και της υπεραντοχής Ω με την ακόλουθη εξίσωση:

$$q = q_{\mu} \cdot \Omega \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (4.34)$$

Στο Σχ. 4.23a όπου δίνεται μια τυπική καμπύλη ικανότητας, ορίζονται οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό. Ο δείκτης πλαστιμότητας επομένως υπολογίζεται ως ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης κορυφής του πραγματικού πλαισίου προς τη μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου απεριόριστα ελαστικού συστήματος. Η μέγιστη ανελαστική μετακίνηση ορίζεται ως η μετακίνηση δ<sub>L</sub>s στην οποία οι πείροι βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ανθρώπινης Ζωής (LS) ή ως η μετακίνηση δ<sub>Exp</sub> στην οποία η κατασκευή φτάνει στην πειραματική γωνιακή παραμόρφωση ορόφου στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS), όποια είναι δυσμενέστερη.

Η υπεραντοχή Ω ορίζεται από την εξίσωση (4.37) ως ο λόγος της τέμνουσας διαρροής V<sub>LS</sub> ή V<sub>Exp</sub> του ισοδύναμου απεριόριστα ελαστικού συστήματος προς την τέμνουσα διαρροής V<sub>y</sub>:

$$\Omega = \frac{V_{LS,Exp}}{V_d}$$
 Eξ. (4.36)

$$V_d = n \cdot M \cdot S_d(T_1) \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (4.37)$$

Where n is the participating mass ratio of the fundamental mode, M is the total mass and  $S_d(T_1)$  is the spectral acceleration of the design spectrum at the fundamental period of vibration  $T_1$ .



Σχ. 4.23: Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς από την καμπύλη ικανότητας

Ο Πίνακας 4.15 περιλαμβάνει τις τιμές του δείκτη πλαστιμότητας, της υπεραντοχής και του συντελεστή συμπεριφοράς των πλαισίων «FUSEIS+PF». Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μεγαλύτερος του 3, η τιμή που θεωρήθηκε κατά τον σχεδιασμό.

<b>&gt;</b> ··· <b>c</b>		103001101		- P -
	qμ	Ω	q	
	1.48	2.08	3.07	

Πίνακας 4.15: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

#### 4.6.5 Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

Κάνοντας χρήση χαρακτηριστικών επιταχυνσιογραφημάτων από πραγματικές σεισμικές καταγραφές, πραγματοποιήθηκαν στη συνέχεια μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις του εξεταζόμενου πλαισίου της τρίτης περίπτωσης (ag=0,36g) για να επιβεβαιωθεί ότι ο ελαστικός σχεδιασμός ενός κτιρίου με το σύστημα με τον προτεινόμενο συντελεστή συμπεριφοράς δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα ως προς την απόκρισή του σε πραγματικό σεισμό. Όμοια με τη μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover, εκτός από τους ημιάκαμπτους κόμβους «FUSEIS+PF» εξετάζεται και η περίπτωση απλών συνδέσεων τέμνουσας μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων του κύριου πλαισίου «FUSEIS». Οι συνθήκες φόρτισης στην αρχική κατάσταση είναι ίδιες με της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης Pushover και περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού. Επιπλέον, στα άκρα των πείρων εφαρμόζονται κατάλληλα μη γραμμικά ελατήρια προκειμένου να αποτυπωθεί η υστερητική συμπεριφορά τους (Παρ. 5.4, Πίνακας 4.16).

		munus				
	Pin Φ70					
Point	θ(rad)	M(kNm)				
1	-0.181	-26.61				
2	-0.036	-13.30				
3	0	0				
4	0.036	13.30				
5	0.181	26.61				
Pin Φ90						

 $\theta$ (rad)

-0.141

-0.028

0

0.028

0.141

M(kNm)

-56.54

-28.27

0

28.27

56.54

Point

1

2

3

4

5

Πίνακας 4.16: Ιδιότητες μη γραμμικών ελατηρίων

Г

Pin Φ80				
Point	θ(rad)	M(kNm)		
1	-0.159	-39.72		
2	-0.032	-19.86		
3	0	0		
4	0.032	19.86		
5	0.159	39.72		
Рin Ф90				
	Pin Φ9	0		
Point	Pin Φ9 θ(rad)	0 M(kNm)		
Point 1	Pin Φ9 θ(rad) -0.141	0 M(kNm) -56.54		
Point 1 2	Pin Φ9 θ(rad) -0.141 -0.028	0 M(kNm) -56.54 -28.27		
Point 1 2 3	Pin Φ9 θ(rad) -0.141 -0.028 0	0 M(kNm) -56.54 -28.27 0		
Point 1 2 3 4	Pin Φ9 θ(rad) -0.141 -0.028 0 0.028	0 M(kNm) -56.54 -28.27 0 28.27		

Pin Φ85					
Point	θ(rad)	M(kNm)			
1	-0.150	-47.66			
2	-0.030	-23.83			
3	0	0			
4	0.030	23.83			
5	0.150	47.66			

#### 4.6.5.1 Επιταχυνσιογραφήματα

Στις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις εφαρμόζεται η μεθοδολογία που περιγράφεται στον FEMA - P695 [23] για την αποτίμηση κατάρρευσης κτιρίων σύμφωνα με την οποία το κτίριο υποβάλλεται σε μια ομάδα επιταχυνσιογραφημάτων της βάσης δεδομένων PEER NGA. Χρησιμοποιήθηκαν είκοσι δύο ζεύγη των ισχυρότερων οριζόντιων σεισμικών διεγέρσεων που καταγράφηκαν σε περιοχές που βρίσκονταν σε απόσταση μεγαλύτερη ή ίση με 10km από το ρήγμα (fault rupture).

Επειδή τα περισσότερα από τα ως άνω επιταχυνσιογραφήματα δεν είναι τόσο ισχυρά ώστε να προκαλέσουν κατάρρευση στα σύγχρονα κτίρια, απαιτείται να γίνει κλιμακωσή τους (scaling) στην επιθυμητή σεισμική ένταση. Στην παρούσα έρευνα για την κλιμάκωση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoMatch [24] το οποίο προσαρμόζει τις σεισμικές καταγραφές στο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1998-1-1 [13] για φυσικά επιταχυνσιογραφήματα (recorded accelerograms). Σύμφωνα με τους Vamvatsikos και Cornell [25] για να επιτευχθεί η απαιτούμενη ακρίβεια σε μεσαίου ύψους κτίρια αρκούν δέκα με είκοσι καταγραφές. Η διαδικασία της κλιμάκωσης πραγματοποιήθηκε για όλες τις καταγραφές και τελικά επιλέχθηκαν δώδεκα καταγραφές (Πίνακας 4.17) με κριτήριο οι τιμές του μέσου φάσματός τους στη ζώνη μεταξύ των ιδιοπεριόδων 0,2T1 και 2T1 (T1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος) να διαφέρουν λιγότερο από 10% από τις αντίστοιχες του ελαστικού, όπως ορίζει ο ΕΝ1998-1-1 [13]. Τα χαρακτηριστικά αυτών των καταγραφών ήταν αντιπροσωπευτικά για το εξεταζόμενο πλαίσιο όπως επιβεβαιώνεται και από τα αποτελέσματα των παραμορφώσεων που δίνονται στις Παρ. 4.6.5.2 - 4.6.5.3.

	F095 [25])					
No	Έτος	Οριζόντιες Καταγραφές	Σταθμός	max PGA (q)		
1	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	0.51		
2	1999	Duzce, Turkey	Bolu	0.82		
3	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	0.35		
4	1999	Hector Mine	Hector	0.34		
5	1979	Imperial Valley	Delta	0.35		
6	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	0.50		
7	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	0.36		
8	1992	Landers	Coolwater	0.42		
9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array	0.37		
10	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51		
11	1994	Northridge	Canyon Country- WLC	0.48		
12	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	0.26		

Πίνακας 4.17: Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών από τη βάση PEER-NGA (FEMA - P695 [23])

Στο Σχ. 4.24 δίνονται τα αρχικά φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων (normalized), τα φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων μετά από την κλιμάκωσή τους (matched) και το ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης. Το Σχ. 4.24b περιλαμβάνει επίσης τη μέση φασματική απόκριση (mean matched spectrum) των δώδεκα καταγραφών η οποία, στη ζώνη μεταξύ των ιδιοπεριόδων 0,2Τ1 και 2Τ1, έχει μέγιστη απόκλιση από το ελαστικό φάσμα 6,7%. Επειδή η προσαρμογή των επιταχυνσιογραφημάτων γίνεται στις ακραίες τιμές TOU ελαστικού φάσματος επιτάχυνσης тα τελικά επιταχυνσιογραφήματα μετά την κλιμάκωση είναι ισχυρότερα από τα αρχικά και κατ' επέκταση τα αποτελέσματα είναι πιο συντηρητικά. Ωστόσο, στην προκειμένη περίπτωση, που αξιολογείται η συμπεριφορά ενός καινοτόμου συστήματος και επιδιώκεται η επιβεβαίωση της μεθοδολογίας σχεδιασμού του, η προσέγγιση αυτή θεωρείται ικανοποιητική.



Σχ. 4.24: Φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων (Pseudo – accelerations response)

4.6.5.2 Παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις

Η δυναμική απόκριση του συστήματος υπό πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις αξιολογήθηκε αρχικά μέσω των χρονοϊστοριών μετακινήσεων κορυφής του

εξεταζόμενου πλαισίου για όλους τους σεισμούς. Στο Σχ. 4.25 δίνονται οι χρονοϊστορίες μετακίνησης για τις δύο περιπτώσεις σύνδεσης των

σύμμικτων δοκών με τα υποστυλώματα του κύριου πλαισίου, «FUSEIS+PF» και «FUSEIS», όπου παρατηρείται ότι η κατασκευή ακολουθεί τη σεισμική κίνηση και ότι στο τέλος της σεισμικής διέγερσης οι τιμές των διαγραμμάτων σχεδόν μηδενίζονται ανεξάρτητα από τον τύπο σύνδεσης.



Σχ. 4.25: Χρονοϊστορίες μετακινήσεων κορυφής πλαισίων

Στη συνέχεια, από το λόγο των μετακινήσεων κορυφής στο τέλος της σεισμικής διέγερσης προς το ύψος του πλαισίου (17m) υπολογίστηκαν οι παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις (residual global drifts) των δύο εξεταζόμενων περιπτώσεων, ο περιορισμός των οποίων είναι σημαντικό κριτήριο τόσο για το σχεδιασμό νέων κτιρίων όσο και για την αποτίμηση υφιστάμενων μετά από ένα σεισμικό γεγονός. Οι τιμές είναι σχεδόν μηδενικές και για τις δύο περιπτώσεις, με μέγιστη τιμή 0,156% στο πλαίσιο «FUSEIS» (Πίνακας 4.18).

FUSEIS + PF	FUSEIS
0.043	0.026
0.045	0.084
0.043	0.053
0.062	0.040
0.027	0.073
0.090	0.156
0.021	0.117
0.052	0.069
0.034	0.013
0.023	0.048
0.064	0.003
0.010	0.011
0.043	0.058
0.022	0.046
	FUSEIS + PF 0.043 0.045 0.043 0.062 0.027 0.090 0.021 0.052 0.034 0.023 0.064 0.010 0.043 0.022

Πίνακας	4.18: Παραμένουσες	καθο	λικές γ	γωνιακές	; παραμο	ρφύ	ύσεις	(%)

Είναι φανερό ότι το σύστημα μετά από μια ισχυρή σεισμική διέγερση σχεδόν επαναφέρει το πλαίσιο στην αρχική του θέση. Η επαναφορά της κατασκευής εξασφαλίζεται από τα ισχυρά υποστυλώματα και τις δοκούς-υποδοχείς χωρίς να επηρεάζεται σημαντικά από τον τύπο σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος του κύριου

πλαισίου. Επομένως, το σύστημα, εφόσον σχεδιαστεί κατάλληλα με ελεγχόμενη απορρόφηση ενέργειας, εξασφαλίζει ότι η κατασκευή σε περίπτωση ισχυρού σεισμού θα παραμείνει λειτουργική με μικρές έως μηδενικές παραμένουσες μετακινήσεις, χωρίς σημαντικές βλάβες και ενδεχομένως χωρίς την ανάγκη επισκευής.

#### 4.6.5.3 Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου

Μια επιπλέον παράμετρος που εξετάστηκε είναι η γωνιακή παραμόρφωση ορόφου (interstory drift). Στο Σχ. 4.26 οι καμπύλες των παραμενουσών και των μέγιστων γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου για τις σεισμικές διεγέρσεις Kobe και Duzce.



Σχ. 4.26: Μέγιστες και παραμένουσες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου

Οι καμπύλες είναι παρόμοιες και για τις δυο περιπτώσεις που μελετήθηκαν, «FUSEIS+PF» και «FUSEIS». Παρατηρείται ότι οι παραμένουσες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου είναι σχεδόν μηδενικές, όμοια με τις παραμένουσες καθολικές γωνιακές παραμορφώσεις, και οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου για το πλαίσιο «FUSEIS+PF» είναι λίγο μικρότερες σε σχέση με το πλαίσιο «FUSEIS» όπου το σύστημα παραλαμβάνει μόνο του τα σεισμικά φορτία. Ο Πίνακας 4.19 περιλαμβάνει τις μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις μεταξύ των πειραματικών οριακών τιμών ULS (1,38%) και CPLS (2,25).

Σεισμική διέγερση	FUSEIS+PF	FUSEIS	Λόγος
Chi-Chi, Taiwan	1.63	1.91	1.18
Duzce, Turkey	1.59	1.83	1.15
Friuli, Italy	1.47	1.79	1.22
Hector Mine	1.41	1.52	1.08
Imperial Valley	1.34	1.56	1.17
Kobe, Japan	1.37	1.61	1.18
Kocaeli, Turkey	1.47	1.61	1.10
Landers	1.53	1.79	1.16

Πίνακας 4.19: Μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου (%)

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 Ολιγοκυκλική κόπωση

Οι πείροι υπόκεινται σε μεγάλες πλαστικές στροφές λόγω του μικρού μήκους τους και είναι πιθανό να αστοχήσουν πρόωρα κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης. Μέσω των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων είναι δυνατό να προσδιοριστεί ο βαθμός βλάβης των πείρων (Damage index) βάσει του κριτηρίου αστοχίας των Palmgren – Miner για κύκλους μεταβλητού εύρους). Ο Πίνακας 4.20 δίνει το βαθμό βλάβης που υπολογίστηκε για το πλαίσιο «FUSEIS+PF» για καθεμία από τις εξεταζόμενες καταγραφές, όπως φαίνεται το κριτήριο των Palmgren – Miner ικανοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις και είναι D≤1.

Σεισμική διέγερση	Βαθμός βλάβης (D ≤ 1)			
Chi-Chi, Taiwan	0.09			
Duzce, Turkey	0.16			
Friuli, Italy	0.11			
Hector Mine	0.45			
Imperial Valley	0.88			
Kobe, Japan	0.15			
Kocaeli, Turkey	0.13			
Landers	0.26			
Loma Prieta	0.34			
Manjil, Iran	0.19			
Northridge	0.27			
Superstition Hills	0.15			

Πίνακας	4 20.	Βαθυός	βλάβης
Πνακάς	4.20.	συσμος	prupils

### 4.6.5.5 Προσαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA)

Η ανελαστική συμπεριφορά του συστήματος διερευνήθηκε περαιτέρω με την προσαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis, IDA), η μεθοδολογία είναι σύμφωνα με Vamvatsikos and Cornell [26] και FEMA 695 [23]. Για να παραχθούν οι καμπύλες IDA η κλιμάκωση των σεισμικών καταγραφών έγινε αρχικά στα πέντε επίπεδα έντασης της Παρ. 6.5.1 με τους συντελεστές 0,50/0,75/1,00/1,25/1,50 και συνεχίστηκε σε αυξανόμενες εντάσεις μέχρι την τελευταία αριθμητική σύγκλιση. Η καμπύλη IDA κάθε καταγραφής καθορίστηκε με τα πλέον αντιπροσωπευτικά μέτρα έντασης ΙΜ και απόκρισης EDP, τα οποία θεωρήθηκαν η φασματική επιτάχυνση στην πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής για απόσβεση 5%, S<sub>a</sub>(T<sub>1</sub>,5%), και η γωνιακή παραμόρφωση ορόφων (interstory drift), θ<sub>max</sub>, αντίστοιχα.

Το Σχ. 4.27 περιλαμβάνει τις καμπύλες IDA όλων των καταγραφών. Οι καμπύλες παρατηρείται ότι έχουν αρχικά ένα ελαστικό κλάδο με σταθερή κλίση μέχρι τη διαρροή στο S<sub>a</sub>(T<sub>1</sub>,5%)≈0,4g και θ<sub>max</sub>≈1,0%, στη συνέχεια ένα κλάδο με λίγο

μεγαλύτερη κλίση λόγω κράτυνσης και στο τέλος ένα οριζόντιο κλάδο (flatline), στον οποίο λόγω μη αριθμητικής σύγκλισης της μεθόδου οι παραμορφώσεις EDP αυξάνονται απεριόριστα και η κατασκευή εμφανίζει συνολική δυναμική αστάθεια. Επιπλέον, πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές ΙΜ των καμπυλών έχουν μικρή διασπορά λόγω της κλιμάκωσης των επιταχυνσιογραφημάτων με το λογισμικό SeismoMatch [24], το οποίο προσαρμόζει τις σεισμικές καταγραφές στο ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης.

Στις καμπύλες IDA ορίστηκαν και οι τρείς οριακές καταστάσεις Αποφυγή Διακοπής Λειτουργίας (IO), Προστασία Ανθρώπινης Ζωής (LS) και Αποφυγή Κατάρρευσης (CP) βάσει των μέγιστων πειραματικών γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου (SLS, ULS, CPLS). Ο Πίνακας 4.21 περιλαμβάνει τις αντίστοιχες τιμές των IM και EDP.



Μaximum interstory drift θ<sub>max</sub> (%) Σχ. 4.27: Καμπύλες IDA και πειραματικές τιμές γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου στις τρείς στάθμες επιτελεστικότητας (IO, LS, CP)

Πίνακας 4.21: Δείκτες έντασης (ΙΜ) και δείκτες απόκρισης (EDP) για όλες τις καταγραφέ
στις τρείς στάθμες

επιτελεστικότητας (ΙΟ, LS, CP)							
Σεισυμκό διένερση	Sa	(T <sub>1</sub> ,5%)	(g)	θ <sub>max</sub> (%)			
Ζεισμική σιεγεροή	10	LS	CP	10	LS	CP	
Chi-Chi, Taiwan	0.22	0.45	0.69				
Duzce, Turkey	0.23	0.48	0.87				
Friuli, Italy	0.21	0.54	0.91				
Hector Mine	0.20	0.47	0.77				
Imperial Valley	0.28	0.59	0.92				
Kobe, Japan	0.26	0.54	0.96	0.66	1.38	2.25	
Kocaeli, Turkey	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				

Οι παραπάνω καμπύλες IDA συνοψίζονται στη διάμεσο καμπύλη 50% και στις καμπύλες στο 16% και 84% των καταγραφών. Στο Σχ. 4.28 δίνεται μόνο η διάμεσος καμπύλη καθώς οι άλλες δύο λόγω της μικρής διασποράς των καταγραφών έχουν

μικρές διαφορές από αυτή. Στο ίδιο Σχήμα δίνονται και τα σημεία ΙΟ, LS και CP που προκύπτουν από τις πειραματικές γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου, θ<sub>max</sub>, και τις τιμές S<sub>a</sub>(T<sub>1</sub>,5%) του παραπάνω Πίνακα που αντιστοιχούν στο 50% των εξεταζόμενων σεισμικών καταγραφών σε αύξουσα σειρά (S<sub>a</sub>(T<sub>1</sub>,5%)=0,23g, 0,49g, 0,91g). Τα σημεία αυτά βρίσκονται πάνω στη διάμεσο καμπύλη επιβεβαιώνοντας τον ορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας.



Σχ. 4.28: Καμπύλη στη διάμεσο (median curve 50%)

#### 4.6.6 Comparison of the results between methods of analysis

Για τον έλεγχο της προτεινόμενης μεθοδολογίας σχεδιασμού θεωρήθηκε σκόπιμο να συγκριθούν τα αποτελέσματα της ελαστικής, της ανελαστικής στατικής (Pushover) και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης (IDA). Για τη σύγκριση αυτή επιλέχθηκε ως πιο αντιπροσωπευτική παράμετρος η γωνιακή παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) καθώς παρέχει μια εκτίμηση του επιπέδου των βλαβών σε διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας και είναι κρίσιμη για το σχεδιασμό.

In an attempt to check the proposed design methodology, except for the analytical results of elastic multi modal, non-linear static (Pushover) and non-linear dynamic time history analyses (IDA) given in previous sections, it was considered necessary to compare them. Interstory drift was selected as the most representative parameter for this comparison since it provides an evaluation of the damage level of the structures for different limit states and it was proven to be crucial for the design of FUSEIS pin link system. Or ywvrakéc παραμόρφωσεις ορόφου για τις τρεις μεθόδους ανάλυσης δίνονται στο  $\Sigma \chi$ . 4.29



Σχ. 4.29: Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφου από ελαστική, pushover (SPO) και IDA ανάλυση

Η διαγραμμισμένη περιοχή περιλαμβάνει τα αποτελέσματα της IDA και ορίζεται από τις καμπύλες IDA 16% και 84%. Η καμπύλη της ελαστικής φασματικής ανάλυσης βρίσκεται μεταξύ των ορίων των καμπυλών της IDA ενώ η καμπύλη Pushover (SPO) είναι ελαφρώς μικρότερη στους δύο ανώτερους ορόφους καθώς δε λαμβάνει υπόψη την επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Επιπλέον, στις δύο ως άνω καμπύλες οι μέγιστες τιμές των γωνιακών παραμορφώσεων ορόφου δεν ξεπερνούν την οριακή τιμή των δοκιμών στην ΟΚΑ 1,38% και σε καμία από τις αναλύσεις δεν σχηματίζεται «μαλακός όροφος», επιβεβαιώνοντας τους προτεινόμενους κανόνες σχεδιασμού.

### 4.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα μελέτη παρουσιάζει το καινοτόμο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων "πείροι σύζευξης FUSEIS και αναδείχθηκαν τα πλεονεκτήματα της εφαρμογής του σε μεταλλικά και σύμμικτα κτίρια σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας. Αποτέλεσμα της διερεύνησης ήταν ο καθορισμός των παρακάτω βασικών χαρακτηριστικών του συστήματος:

a) Μπορεί να εφαρμοστεί σε πολυώροφα μεταλλικά κτίρια σαν εναλλακτική λύση έναντι των συμβατικών συστημάτων αντισεισμικής προστασίας συνδυάζοντας την αντοχή με τη δυσκαμψία. Η πλευρική ευστάθεια ενός κτιρίου μπορεί να εξασφαλιστεί με πρόβλεψη ικανοποιητικού αριθμού συστημάτων και στις δύο διευθύνσεις.

b) Μπορεί να σχεδιαστεί πιο εύκαμπτο/δύσκαμπτο ανάλογα με τις διατομές που θα χρησιμοποιηθούν και κατανομή των συνδέσμων καθ' ύψος το ορόφου.

c) Αποτελεί μια ευέλικτη αρχιτεκτονική λύση για την εξασφάλιση της ευστάθειας κτιρίων σε εγκάρσια φορτία καθώς μπορεί να τοποθετηθεί σε μικρές περιοχές του κτιρίου χωρίς να παρεμποδίζει τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό. Μπορεί επίσης να είναι εμφανές τμήμα του κτιρίου υποδεικνύοντας το αντισεισμικό του σύστημα.

d) Οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται στους πείρους ενώ τα υπόλοιπα δομικά μέλη του κύριου πλαισίου και του συστήματος (δοκοί και υποστυλώματα) παραμένουν ελαστικά. Οι πείροι δεν αποτελούν τμήμα του συστήματος παραλαβής των φορτίων βαρύτητας και είναι μικροί με απλή κατασκευαστική λεπτομέρεια που διευκολύνει την παραγωγή, την τοποθέτηση και την αφαίρεσή τους μετά από ένα ισχυρό σεισμικό γεγονός.

e) Η μεθοδολογία και όλες οι απαραίτητες οδηγίες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων με το σύστημα περιλαμβάνονται στον Οδηγό Σχεδιασμού. Ο Οδηγός αυτός βασίστηκε στις διατάξεις των Ευρωκωδίκων με κατάλληλες τροποποιήσεις σε ορισμένες από αυτές για να ληφθούν υπόψη τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του συστήματος που αναδείχθηκαν κατά τις αναλυτικές και πειραματικές διερευνήσεις.

f) Αν σχεδιαστεί κατάλληλα μπορεί σχεδόν να επαναφέρει το κτίριο στην αρχική του θέση με πρακτικά μηδενικές παραμένουσες παραμορφώσεις και να επιτρέπει την ταχεία επαναλειτουργία του κτιρίου μετά το σεισμό.

Ολοκληρώνοντας, αξίζει να σημειωθεί ότι η παρούσα έρευνα σε συνδυασμό με την διεθνή τάση προς την αντισεισμική μηχανική, παρουσιάζει «έξυπνα» συστήματα τα οποία μπορούν να απορροφήσουν την σεισμική ενέργεια και έπειτα να μπορούν να επισκευαστούν και να αντικατασταθούν με ευκολία. Η υιοθέτηση του συστήματος πείρων σύζευξης FUSEIS ενισχύει τα ήδη γνωστά πλεονεκτήματα του χάλυβα και προτείνει καλύτερες λύσεις σε όρους οικονομίας και ασφάλειας.

### 4.8 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Το καινοτόμα σύστημα πείρων σύζευξης FUSEIS μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε πολυώροφα μεταλλικά κτίρια και να αντικαταστήσουν τα συνήθη συστήματα (όπως έκκεντροι και κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, πλαίσια ροπής κλπ) συνδυάζοντας πλαστιμότητα αρχιτεκτονική ευελιξία και στιβαρότητα.

# 4.9 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ

Δημοσιεύσεις σε διεθνή περιοδικά:

- 1. D. Dimakogianni, G. Dougka, I. Vayas, "Innovative seismic-resistant steel frames (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 frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS1-2)", Engineering Structures, Volume 90, pp. 83–95, 2015.

### 4.10 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Vayas I. and Thanopoulos P. Innovative Dissipative (INERD) Pin Connections for Seismic Resistant Braced Frames. 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., Sommavilla, 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.

- Christopoulos, C., Filiatrault, A., Folz, B., and Uang, C-M. Post-Tensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. ASCE Journal of Structural Engineering 2002; 128(9):1111-1120.
- 6. Saeki, E., Iwamatu, K., and Wada, A. Analytical study by finite element method and comparison with experiment results concerning buckling-restrained unbonded braces. 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 braced buildings with bucklingrestrained braces. 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.
- Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
- I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka, Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS). Research Fund for Coal and Steel, European Commission; EU 25901 EN 2013.
- 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 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

## 5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο πλαίσιο του Ευρωπαϊκού Προγράμματος Έρευνας RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Beam splices for Seismic Resistant Steel Frames" (Ακρωνύμιο: FUSEIS) εισήχθησαν δύο καινοτόμα πλάστιμα συστήματα, με όνομα FUSEIS1 και FUSEIS2 και αναπτύχθηκαν σχετικοί οδηγοί σχεδιασμού. Ο πρώτος τύπος (FUSEIS1) χρησιμοποιείται ως πλάστιμο "διατμητικό τοίχωμα", ενώ ο δεύτερος τύπος (FUSEIS2) μοιάζει με "αντικαταστάσιμες πλαστικές αρθρώσεις" για πλαίσια ροπής. Ανάλογα με τον τύπο σύνδεσης, το FUSEIS2 χωρίζεται περαιτέρω σε δύο συστήματα: κοχλιωτές ή συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS. Στην παρούσα έκθεση παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ερευνών σχετικά με τη σεισμική απόδοση των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS, εισάγονται οι διαδικασίες σχεδιασμού για χαλύβδινα και σύμμικτα κτήρια στα οποία αυτό το σύστημα χρησιμοποιείται για την παραλαβή των σεισμικών δράσεων και, στη συνέχεια, ακολουθεί ο σχεδιασμός μιας περίπτωσης δοκιμών.

## 5.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΤΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

Οι κοχλιωτές συνδέσεις δοκών FUSEIS είναι ένα είδος σεισμικών ασφαλειών για χαλύβδινα και σύμμικτα πλαίσια ροπής που προσφέρουν καλή σεισμική απόδοση και ευκολία στις εργασίες επισκευής. Περιλαμβάνουν την απομείωση της διατομής στα άκρα των δοκών σε μια καθορισμένη απόσταση από τη σύνδεση δοκούυποστυλώματος, αποφεύγοντας με αυτόν τον τρόπο πιθανές ψαθυρές αστοχίες στις συγκολλήσεις. Συμπεριφέρονται ως πλάστιμες σεισμικές ασφάλειες, υποχρεώνοντας το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στην ασφάλεια μέσω συγκέντρωσης της ανελαστικής συμπεριφοράς, αποτρέποντας όμως την εξάπλωση των βλαβών στις δοκούς και στα υποστυλώματα συγκεντρώνοντας αποτελεσματικά όλες τις ζημιές, ενώ είναι εύκολα αντικαταστάσιμες και άρα οι εργασίες επισκευής μετά το σεισμό περιορίζονται στην αντικατάσταση των ασφαλειών από καινούργιες κι έτσι εξασφαλίζεται χαμηλό κόστος και πολύ ταχείς εργασίες επισκευής. Η απλή λεπτομέρεια και υπολογιστική διαδικασία τις καθιστά εύκολα κατασκευάσιμες.



#### Σχ. 5.1: Κύρια στοιχεία της διατομής FUSEIS

Οι κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS επιτυγχάνουν αποδοτική σεισμική αντίσταση εισάγοντας μια ασυνέχεια στις σύμμικτες δοκούς ενός πλαισίου ροπής και συνδέοντας τα δύο τμήματα της δοκού με χαλύβδινα ελάσματα κοχλιωμένα στον κορμό και το πέλμα της δοκού. Οι συνδέσεις των χαλύβδινων ελασμάτων και των δοκών επιτυγχάνονται με τη χρήση κοχλιών υψηλής ανθεκτικότητας σε ολίσθηση (HSFG). Αυτοί οι κοχλίες προεντείνονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 14399-2:2005 [1]. Το τμήμα της δοκού κοντά στη σύνδεση ενισχύεται με επιπρόσθετα χαλύβδινα ελάσματα συγκολλημένα στον κορμό και το πέλμα της. Προκειμένου να επιτευχθεί μιας επαρκής υπεραντοχή και να συγκεντρωθούν οι βλάβες στην ασφάλεια, ενισχύεται επίσης το τμήμα του υποστυλώματος κοντά στη σύνδεση. Δεν υπάρχουν αυστηρές σχεδιαστικές υποδείξεις για αυτά τα ενισχυτικά ελάσματα, αλλά τα δοκίμια που εξετάστηκαν ήταν εφοδιασμένα με πλάκες ενίσχυσης με εμβαδό διατομής περίπου ίσο με εκείνο του αντίστοιχου τμήματος του χαλύβδινου προφίλ (κορμός ή πέλμα). Η επικάλυψη των εμβαδών του κορμού και του πέλματος εμποδίζει την παραμόρφωση που διαφορετικά θα μπορούσε να είχε αναπτυχθεί στις οπές, απλοποιώντας έτσι τις διαδικασίες επισκευής και περιορίζοντας την ολίσθηση των αντίστοιχων κοχλιών. Το Σχ. 5.1 δείχνει τη διαμόρφωση της ασφάλειας σε μια τυπική σύνδεση δοκού-υποστυλώματος.





Σχ. 5.2: Ασφάλεια σε ένα πλαίσιο ροπής

Για να αποφευχθεί η ρηγμάτωση του σκυροδέματος στη διατομή της ασφάλειας λόγω καμπτικής παραμόρφωσης, αφήνεται σε αυτό το σημείο ένα κενό στην πλάκα. Ο χαλύβδινος οπλισμός δεν διακόπτεται στο τμήμα του κενού. Στόχος του κενού αυτού είναι η συγκέντρωση των στροφικών παραμορφώσεων στη διατομή του κενού, αποφεύγοντας έτσι τόσο τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος όσο και τις βλάβες στα τελειώματα των δαπέδων (όπως πλακάκια ή άλλα). Για το λόγο αυτό, το κενό νοείται να υπάρχει οπουδήποτε απαιτείται συγκέντρωση στροφικών παραμορφώσεων σύμφωνα με το καθολικό παραμορφωμένο σχήμα του κτηρίου υπό σεισμική δράση, υπό την προϋπόθεση ότι εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία.

Τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός στην περιοχή του κενού προκειμένου να διασφαλιστεί η ελαστική συμπεριφορά την χαλύβδινης δοκού καθώς και ότι το κέντρο στροφής παραμένει μεταξύ των δύο στρώσεων. Αυτός ο πρόσθετος άνω και κάτω οπλισμός εξασφαλίζει τη διαφραγματική λειτουργία σε πραγματικές κατασκευές. Το μήκος των επιπρόσθετων ράβδων οπλισμού είναι τέτοιο ώστε να αναπτύσσεται η πλήρης συνάφειά τους με το σκυρόδεμα. Χάρη σε αυτή τη διευθέτηση, τα χαλύβδινα ελάσματα των ασφαλειών μπορούν εύκολα να παραμορφωθούν και να λυγίσουν, επιτυγχάνοντας απορρόφηση ενέργειας χωρίς τη βλάβη ολόκληρης της κατασκευής. Ταυτόχρονα, η πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν δέχεται σημαντικές βλάβες ακόμη και για μεγάλες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων.

## 5.3 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

5.3.1 Πειραματικές έρευνες σε μεμονωμένες πλάστιμες αποκαταστάσεις δοκών Πραγματοποιήθηκαν πειραματικές δοκιμές σε τρία διαφορετικά υποσυστήματα σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος στο εργαστήριο δομικής μηχανικής του Instituto Superior Tecnico του Πανεπιστημίου της Λισαβόνας.

## 5.3.1.1 Πειραματική διάταξη και γεωμετρία δοκιμίων

Η βασική διάταξη δοκιμής αποτελείται από ένα τυπικό υποσύστημα δοκούυποστυλώματος, το οποίο περιλάμβανε μια σύμμικτη δοκό διατομής IPE300 που στήριζε μια πλάκα σκυροδέματος πάχους 150mm και πλάτους 1450mm, με ένα υποστύλωμα διατομής HEB240.

Το πλάτος του κενού στο τμήμα του οπλισμένου σκυροδέματος της ασφάλειας μπορεί να είναι διαφορετικό από το χαλύβδινο τμήμα της ασφάλειας. Οι συνιστώμενες τιμές για το πλάτους του κενού στο οπλισμένο σκυρόδεμα (πλάκα) και στα χαλύβδινα τμήματα είναι αντίστοιχα 20% του ύψους της πλάκας και 10% του συνολικού ύψους της σύμμικτης διατομής. Η μη γραμμική συμπεριφορά αναμένεται να συγκεντρωθεί μόνον στα ελάσματα της ασφάλειας, τα οποία μπορούν να αντικατασταθούν εύκολα με ξεβίδωμα των βλαμμένων ελασμάτων και κοχλίωση νέων.

Η διαφορά μεταξύ των δοκιμίων είναι το ελεύθερο μήκος λυγισμού L<sub>0</sub> που ισούται με την απόσταση μεταξύ των εσωτερικών σειρών των κοχλιών της ασφάλειας. Εντός αυτού του μήκους τόσο τα ελάσματα πέλματος όσο και κορμού είναι αδέσμευτα κι επομένως ελεύθερα να λυγίσουν. Για κάθε υποσύστημα επιλέχθηκαν οι ακόλουθες τρεις διαφορετικές τιμές του L<sub>0</sub>: 140, 170 και 200 mm. Αυτές οι ασφάλειες διαφέρουν ως προς τις γεωμετρικές παραμέτρους των ελασμάτων πέλματος, ενώ τα ελάσματα κορμού, σχεδιασμένα να παραλαμβάνουν τις τέμνουσες δυνάμεις, θα πρέπει να έχουν τις ίδιες διαστάσεις σε όλες τις δοκιμές. Επομένως, οι μόνες διαστάσεις διατομής που άλλαζαν μεταξύ των δοκιμών, ήταν το πάχος (tf) και το πλάτος (bf) του ελάσματος πέλματος. Κάθε δοκιμή εκτελέστηκε μέχρι την πλήρη αστοχία του ελάσματος πέλματος της ασφάλειας, μετά την οποία τα ελάσματα αντικαταστάθηκαν από καινούργια και πραγματοποιήθηκε άλλη δοκιμή. Η σειρά δοκιμών είχε ως εξής: πρώτα τα ελάσματα D, A, B, και C, ακολουθούμενα από μια επανάληψη αυτής της ομάδας ελασμάτων, εκτελούμενη με την ίδια σειρά. Ο Πιν. 5.1 παρουσιάζει τις διαστάσεις των ελασμάτων πέλματος των δοκιμίων των ασφαλειών. Οι μονοτονικές δοκιμές διεξήχθησαν μετά την ολοκλήρωση των ανακυκλιζόμενων δοκιμών.



Σχ. 5.3: Πειραματική διάταξη α) επισκόπηση πειραματικής δοκιμής β) μήκος λυγισμού γ) θέση της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών

Έλασμα πέλματος	А	В	С	D
t <sub>f</sub>	10	10	12	8
b <sub>f</sub>	120	170	150	140

Πιν. 5.1: Διαστάσεις των ελασμάτων πέλματος των δοκιμίων των ασφαλειών (σε mm)

#### 5.3.1.2 Αποτελέσματα μονοτονικών δοκιμών

Η μονοτονική συμπεριφορά μπορεί να συγκριθεί με την ανακυκλιζόμενη στο Σχ. 5.4. Και τα δύο διαγράμματα είναι πολύ παρόμοια όσον αφορά την αρχική δυσκαμψία και τις ροπές διαρροής. Το μονοτονικό διάγραμμα φαίνεται να προσαρμόζεται καλά στο ανακυκλιζόμενο, για το ίδιο εύρος στροφών, μοιάζοντας αρκετά με την περιβάλλουσα καμπύλη της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Οι διαφορές ως προς την ικανότητα παραμόρφωσης που παρουσιάζουν οι μονοτονικές δοκιμές μπορούν να αποδοθούν στη συσσώρευση βλαβών λόγω των φαινομένων ολιγοκυκλικής κόπωσης. Αυτό το φαινόμενο παρατηρείται πιο έντονα στην περίπτωση αρνητικών ροπών, διότι η μονοτονική δοκιμή αρνητικής ροπής διεξήχθη μετά τη θετική, η οποία απαιτούσε μεγάλη πλαστιμότητα στα δοκίμια, με αποτέλεσμα την αυξημένη υποβάθμιση της πλάκας σκυροδέματος.



Σχ. 5.4: Σύγκριση μονοτονικών και ανακυκλιζόμενων δοκιμών που διεξάγονται στις ασφάλειες C-140 και B-140, για θετική και αρνητική ροπή αντίστοιχα

### 5.3.1.3 Αποτελέσματα ανακυκλιζόμενων δοκιμών

Η ανάλυση των αποτελεσμάτων βασίζεται στα διαγράμματα Ροπών-Στροφών των ασφαλειών (Μ-θ). Όπως φαίνεται στο Σχ. 5.5 η υστερητική συμπεριφορά των ασφαλειών είναι σταθερή, χαρακτηριζόμενη από ένα έντονο φαινόμενο μείωσης της πληρότητας των βρόχων, λόγω της ολίσθησης των κοχλιών και του λυγισμού των ελασμάτων της ασφάλειας.

Η ασυμμετρία του διαγράμματος όσον αφορά τις ροπές οφείλεται στην απώλεια αντοχής που προκαλείται από το λυγισμό των ελασμάτων της ασφάλειας, όταν υπόκεινται σε αρνητικές ροπές. Παρ' όλα αυτά, η απαίτηση σε παραμόρφωση επιτυγχάνεται, επειδή όλα τα δοκίμια είναι σε θέση να εκτελούν στροφές ±41 mrad, τιμή που είναι υψηλότερη από την ελάχιστη που συνιστάται από το EC8 (35 mrad για κατασκευές KΠY).

Η σύγκριση των διαγραμμάτων ροπών-στροφών μεταξύ δύο δοκιμών στο ίδιο δοκίμιο ασφάλειας δείχνει ελαφρά υποβάθμιση όσον αφορά την αντοχή και την απορρόφηση ενέργειας. Αυτό θα μπορούσε να οφείλεται στις συνέπειες από τη συσσώρευση βλαβών στα τμήματα των δοκιμίων που δεν αντικαθίστανται μεταξύ των δοκιμών, όπως η ρηγμάτωση στην πλάκα σκυροδέματος.

Το Σχ. 5.6 δείχνει ότι, για τις ασφάλειες με ίδιο μήκος λυγισμού αλλά με διαφορετικό εμβαδόν, η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη και συνεπώς παρατηρείται ένας ευρέως διαδεδομένος υστερητικός κύκλος για την Ασφάλεια C σε σχέση με την Ασφάλεια D, οι οποίες έχουν εμβαδόν 1800 mm<sup>2</sup> και 1120 mm<sup>2</sup>, αντίστοιχα.



Σχ. 5.5: Διάγραμμα Ροπών-Στροφών (Μ - θ) της ασφάλειας C





5.3.2 Πειραματικές έρευνες σε ολόκληρα πλαίσια με πλάστιμες αποκαταστάσεις δοκών

#### 5.3.2.1 Πειραματική διάταξη και γεωμετρία των δοκιμίων

Τα πλαίσια-δοκίμια αποτελούνται από τέσσερα χαλύβδινα υποστυλώματα HEB240, δύο χαλύβδινες δοκούς IPE300, και πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 150mm (βλέπε Σχ. 5.7). Η πλάκα στηρίζεται από δευτερεύουσες εγκάρσιες δοκούς IPE160 τοποθετημένες ανά 1.4m, επιπλέον ενός ζεύγους εγκάρσιων δοκών που τοποθετούνται σε κάθε σύνδεση δοκού-υποστυλώματος. Παρέχεται πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ της πλάκας και της χαλύβδινης δοκού με τη χρήση διατομών IPE100, συγκολλημένων στο άνω μέρος του πέλματος της δοκού, λειτουργώντας σαν διατμητικοί ήλοι. Ο σχεδιασμός της σύμμικτης πλάκας γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4. Χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες υψηλής ανθεκτικότητας σε ολίσθηση (HSFG) προκειμένου να επιτευχθεί η σύνδεση των χαλύβδινων ελασμάτων στις δοκούς των ασφαλειών. Οι κοχλίες προεντείνονται σύμφωνα με τις διατάξεις του BS EN 14399-2:2005. Ο διαμήκης οπλισμός (που έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τις διατάξεις του EC 8, Παράρτημα J) αποτελείται από ράβδους B450C

144   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
5 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	

Ø20/100 στην άνω στρώση και ράβδους Ø16/200 +Ø12/200 στην κάτω στρώση. Ο εγκάρσιος οπλισμός αποτελείται από ράβδους Ø12/72 κοντά στη διατομή της ασφάλειας και ράβδους Ø10/72 στην υπόλοιπη πλάκα.

Είναι προφανές ότι η σεισμική απόκριση ενός πλαισίου με κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS εξαρτάται κυρίως από τη δυσκαμψία και την αντοχή των ελασμάτων πέλματος. Επομένως, προκειμένου να επιτευχθεί μια ελεγχόμενη διαρροή των ελασμάτων και να βελτιωθεί η συμπεριφορά του πλαισίου σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, ο σχεδιασμός πρέπει να προσπαθεί να επιτύχει μια διαδοχική διαρροή των ασφαλειών. Κατά τη διάρκεια των δοκιμών πλήρους κλίμακας, τα ελάσματα κορμού και το ελεύθερο μήκος λυγισμού του ελάσματος πέλματος παρέμειναν σταθερά, ενώ άλλαζαν μόνον το πάχος (t<sub>f</sub>) και το πλάτος (b<sub>f</sub>) του ελάσματος.

Το πλαίσιο, επομένως, υποβάλλεται σε τέσσερις ανακυκλιζόμενες (σχεδόν στατικές σύμφωνα με το ECCS) φορτίσεις, όπου ελέγχονται οι μετατοπίσεις (δοκιμές pushover) με ταχύτητα 21 mm/min. Η δοκιμή θεωρείται ικανοποιητική όταν μπορεί να πραγματοποιηθεί σχετική παραμόρφωση η οποία προκαλεί στροφή στις κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών τουλάχιστον 35mrad, χωρίς όμως να προκληθεί ανελαστική παραμόρφωση στα δομικά μέλη και στην πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχ. 5.7: Διάταξη δοκιμής σε ολόκληρο πλαίσιο

#### 5.3.2.2 Αποτελέσματα δοκιμών

Πραγματοποιήθηκαν οκτώ ανακυκλιζόμενες δοκιμές στο σύμμικτο πλαίσιο με τέσσερις διαφορετικές ασφάλειες. Κάθε δοκιμή εκτελείται μέχρις ότου επιτευχθεί η πλήρης αστοχία του πέλματος της ασφάλειας, όποιο αστοχήσει πρώτο. Τα στοιχεία της ασφάλειας σχεδιάστηκαν με ασθενέστερη διατομή από τα γειτονικά μέλη προκειμένου να επιβληθεί ο περιορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στην ασφάλεια και να αποφευχθεί η εξάπλωση των βλαβών στις μη πλάστιμες ζώνες. Για να γίνει αυτό, εισήχθη η μόλις προηγουμένως περιγραφείσα παράμετρος δοκιμής α, η οποία σχετίζει την ικανότητα αντίστασης της ασφάλειας με την πλαστική αντοχή της διατομής της σύμμικτης δοκού.

Οι μετρήσεις των σχετικών στροφών και μετατοπίσεων κοντά στη σύνδεση δοκούυποστυλώματος έδειξαν ότι τα υποστυλώματα και οι δοκοί παρέμειναν στην ελαστική περιοχή χωρίς καμία ένδειξη πλαστικής παραμόρφωσης ή τοπικού λυγισμού. Οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος, οι οποίες είχαν μεγαλύτερη ροπή αντοχής από τα μέλη της ασφάλειας, παρέμειναν σχεδόν άκαμπτες. Στο τέλος κάθε δοκιμής, τα βλαμμένα ελάσματα αποσυνδεόντουσαν αμέσως και στη συνέχεια τοποθετιόταν νέο (ο χρόνος που απαιτείται για την αντικατάσταση μιας κοχλιωτής σύνδεσης δοκών ήταν περίπου 30 λεπτά).

Οι παραμορφώσεις στον χάλυβα οπλισμού δεν ξεπερνούσαν την ελαστική περιοχή, όπως αναμενόταν. Η μέγιστη σχετική μετατόπιση μεταξύ της πλάκας και της δοκού ήταν 0.5 mm, πράγμα που σημαίνει ότι η σύμμικτη λειτουργία μεταξύ της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος και της χαλύβδινης δοκού είχε επιτευχθεί ικανοποιητικά. Δεδομένου ότι το κέντρο στροφής (πλαστικός ουδέτερος άξονας) είναι αρκετά πάνω (ανάμεσα στις δύο στρώσεις του χαλύβδινου οπλισμού της πλάκας), όλη η παραμόρφωση συγκεντρώνεται στα ελάσματα των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών. Οι στροφές και οι ροπές υπολογίζονται στη μεσαία διατομή της ασφάλειας. Η μέγιστη στροφή που παρατηρήθηκε στις κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών ήταν 40 mrad και μετά από όλες τις δοκιμές που έγιναν δεν υπήρξε σημαντική βλάβη στην πλάκα σκυροδέματος (βλέπε Σχ. 5.9). Λαμβανομένου υπόψη του γεγονότος ότι οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 απαιτούν οι συνδέσεις να έχουν ικανότητα στροφής στην ζώνη πλαστικών αρθρώσεων τουλάχιστον 35 mrad (να επιτυγχάνεται με μείωση αντοχής μικρότερη από 20%) για κατασκευές με Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ) και 25 mrad για κατασκευές με Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ), μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι οι κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών συμπεριφέρονται καλά, επιτυγχάνοντας πλαστικές στροφές μεγαλύτερες από 35 mrad χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. То παραμορφωμένο σχήμα του πλαισίου μπορεί να παρατηρηθεί στο Σχ. 5.8.





Σχ. 5.8: Μετατόπιση του πλαισίου υπό φόρτιση κατά την α) –Χ και β) +Χ διεύθυνση

Η συνολική συμπεριφορά των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών συνοψίζεται με τη βοήθεια διαγραμμάτων ροπών-στροφών. Η υστερητική συμπεριφορά των ασφαλειών είναι ευσταθής και χαρακτηρίζεται από μια μείωση της πληρότητας των βρόχων, λόγω της ολίσθησης των κοχλιών και του λυγισμού των ελασμάτων της ασφάλειας όταν υποβάλλονται σε αρνητικές στροφές. Τα στοιχεία της ασφάλειας παραμορφώνονται πέρα από το όριο διαρροής και συμβάλλουν στην καταστροφή ενέργειας στο πλαίσιο.



Στροφή [mrad]

Σχ. 5.9: Παράδειγμα διαγράμματος ροπής στροφής (Μ-θ) (Έλασμα D).

Η απώλεια αντοχής στην αρνητική κάμψη, που μπορεί να παρατηρηθεί στην αρνητική πλευρά των διαγραμμάτων ροπών στροφών, προκαλείται από το λυγισμό του κάτω ελάσματος που συνδέεται με το πέλμα. Η μέγιστη πλαστική αντοχή που επιτυγχάνεται από την ασφάλεια ήταν μέχρι 335 kNm σε θετική και μέχρι 260 kNm σε αρνητική κάμψη των στοιχείων. Το εμβαδό κάτω από τους υστερητικούς βρόχους αντιπροσωπεύει την ενέργεια που διαχέεται στο σύστημα της ασφάλειας κατά την οριζόντια ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η μέγιστη μετατόπιση που επιτυγχάνεται χωρίς σημαντική βλάβη στην κατασκευή και στην σύμμικτη πλάκα ήταν 55mm στον

κορυφαίο κόμβο του πλαισίου, το οποίο αντιστοιχεί σε σχετική παραμόρφωση ορόφου 1.9%.

### 5.3.2.3 Σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών μοντέλων

Η συμπεριφορά της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών μελετάται μέσω δύο διαφορετικών αριθμητικών προσεγγίσεων. Προκειμένου να κατανοηθεί καλύτερα η απόκριση της σύνδεσης και να επιτραπεί η ανάπτυξη ενός απλού μηχανικού μοντέλου, πρώτα χρησιμοποιείται ένα πυκνό πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (χρησιμοποιώντας το πακέτο λογισμικού ABAQUS) στο οποίο το υπολογιστικό κόστος είναι πολύ δαπανηρό, αφού είναι απαραίτητο να αποδειχθεί ότι ολόκληρη η πλαστικοποίηση συμβαίνει μόνον στην ασφάλεια (βλέπε Σχ. 5.10). Στη συνέχεια, αναπτύσσεται ένα απλό μηχανικό μοντέλο με το εμπορικό λογισμικό SAP2000. Προκειμένου να γίνει αυτό, έχουν οριστεί πολυγραμμικές υστερητικές πλαστικές αρθρώσεις για να προσομοιώσουν την αντοχή ροπής-στροφής της ασφάλειας.



Σχ. 5.10: Τάσεις Von Misses στο παραμορφωμένο σχήμα

Σε αυτήν την περίπτωση, η συμπεριφορά της διατομής της ασφάλειας, που λαμβάνεται από το αναλυτικό μοντέλο με βάση τη σχέση τάσης-παραμόρφωσης των υλικών, δίνεται ως διάγραμμα ροπών-στροφών μαζί με τις παραμέτρους του μοντέλου της άρθρωσης που βαθμονομείται με βάση τις δοκιμές. Στη συνέχεια, τα αποτελέσματα των αναλύσεων συγκρίνονται με τα πειραματικά σε όρους καθολικής συμπεριφοράς δύναμης-μετατόπισης. Το μοντέλο αποτελείται από μια απλή δοκό και μια σύνδεση με την ίδια γεωμετρία που χρησιμοποιήθηκε στην πειραματική διάταξη. Το Σχ. 5.11 δείχνει τη σύγκριση μεταξύ πειραματικών και αναλυτικών διερευνήσεων με βάση το διάγραμμα ροπών-στροφών του ελάσματος D ως παράδειγμα.



Σχ. 5.11: Παράδειγμα διαγράμματος ροπών-στροφών (Έλασμα D)

## 5.3.2.4 Ολιγοκυκλική κόπωση

Η τάση του λόγου αντοχών σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση φαίνεται να είναι πολύ παρόμοια σε όλα τα δοκίμια και για τις δύο διευθύνσεις, παρουσιάζοντας μια σχετικά μικρή κράτυνση, με μέγιστες τιμές κοντά στη μονάδα για όλα τα δοκίμια. Σε όλες τις περιπτώσεις η μέγιστη αντοχή επιτυγχάνεται νωρίτερα σε αρνητικές ροπές παρά σε θετικές, καθώς η αντοχή σε αρνητικές είναι πάντα μικρότερη λόγω των φαινομένων λυγισμού. Στην πραγματικότητα, οι περισσότερες ασφάλειες παρουσιάζουν υποβάθμιση της αντοχής σε θετικές ροπές μόνον μετά από τον 30° κύκλο, ενώ η υποβάθμιση στις αρνητικές αρχίζει μεταξύ του 20°υ και του 30°υ κύκλου. Η απώλεια αντοχής οφείλεται στην αστάθεια των ελασμάτων της ασφάλειας, γεγονός που επισπεύδει την πρώιμη υποβάθμιση της αντοχής σε αρνητικές αρχίζει μεταξύ του 20°υ και του 30°υ κύκλου. Η απώλεια αντοχής οφείλεται στην αστάθεια των ελασμάτων της ασφάλειας, γεγονός που επισπεύδει την πρώιμη υποβάθμιση της αντοχής σε αρνητικές αρχίς του χρου και του 30°υ και του κλείσιο των φαινομένων αρινομένων ολιγοκυκλικής κόπωσης, τα οποία περιλαμβάνουν το άνοιγμα και το κλείσιμο των ρωγμών στα χαλύβδινα μέλη.

Η συνολικά κατεστραμμένη ενέργεια W υπολογίστηκε για κάθε δοκιμή και η διακύμανσή της σε σχέση με την τιμή του λόγου αντοχών φαίνεται στο Σχ. 5.12. Δεδομένου ότι ο ανακυκλιζόμενος λυγισμός μαζί με τα φαινόμενα ολιγοκυκλικής κόπωσης φαίνεται να έχουν θεμελιώδη επίδραση στην ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των δοκιμίων, επιλέχθηκε ο λόγος αντοχών σε αρνητικές ροπές α-.



Σχ. 5.12: Ποσότητα κατεστραμμένης ενέργειας vs. α-

Ωστόσο, τα φαινόμενα ολιγοκυκλικής κόπωσης που σχετίζονται με το λυγισμό στο μέγιστο πλάτος είναι πιο σοβαρά για την ασφάλεια με χαμηλότερη αντοχή σε αρνητικές ροπές, που είναι αυτή με το μικρότερο α<sup>-</sup> (ασφάλεια D-200). Ως εκ τούτου, η ασφάλεια C-200 άντεξε περισσότερους κύκλους (42 κύκλους) και, κατά συνέπεια, καταστρέφει περισσότερη ενέργεια από την ασφάλεια D-200, η οποία άντεξε 36 κύκλους. Ο αριθμός των κύκλων που άντεξε το κάθε δοκίμιο παρουσιάζεται στον Πιν. **5.2**.

Δοκίμιο	Αρ. κύκλων	Δοκίμιο	Αρ. κύκλων
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		

Πιν. 5.2 Αριθμός κύκλων μέχρι την αστοχία

Η εξέλιξη της απορρόφησης ενέργειας ανά κύκλο μπορεί επίσης να δώσει μια ιδέα για την εξέλιξη της συσσωρευμένης βλάβης κατά τη διάρκεια των δοκιμών. Για να μελετηθεί αυτό, υπολογίστηκε η αδιάστατη παράμετρος η/η<sub>0</sub>, όπου η είναι ο λόγος ενέργειας στο τέλος κάθε κύκλου και η<sub>0</sub> είναι ο ίδιος λόγος ενέργειας στο τέλος του πρώτου πλαστικού κύκλου. Σύμφωνα με το ECCS, ο λόγος ενέργειας η<sub>i</sub> στο τέλος ενός κύκλου *i* δίνεται από την Εξ. 5.1

$$\eta_i = \frac{w_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)}$$
 Eξ. (5.1)

Όπου W<sub>i</sub> είναι η κατεστραμμένη ενέργεια στον κύκλο *i*, ΔM<sub>y</sub> είναι το εύρος των ροπών διαρροής, Δθ<sub>i</sub> είναι το εύρος των επιβαλλόμενων στροφών στον κύκλο *i* και Δθ<sub>y</sub> είναι το εύρος των στροφών διαρροής. Στην πράξη, αυτή η παράμετρος είναι ο

150   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
5 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

λόγος μεταξύ της ενέργειας που απορροφάται από την ασφάλεια και της ενέργειας που απορροφάται από μια ισοδύναμη ασφάλεια, η οποία έχει μια τέλεια ελαστικήπλαστική συμπεριφορά (EP).

## 5.4 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Πειραματικές έρευνες έδειξαν ότι η ροπή αντοχής της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών μπορεί να εκτιμηθεί με τον καθορισμό της τιμής του λόγου αντοχών α της ασφάλειας. Γενικά, τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι ασφάλειες με υψηλότερους λόγους αντοχών (α) παρέχουν υψηλότερα επίπεδα επιδόσεων όσον αφορά την δυσκαμψία, την αντοχή, την πλαστιμότητα και την καταστροφή ενέργειας. Παρ' όλα αυτά, οι ασφάλειες με τιμές του α κοντά στη μονάδα και , επομένως, των οποίων η αντοχή είναι όπως αυτή της σύμμικτης δοκού, προκαλούν περισσότερες βλάβες στα αναντικατάστατα μέλη και άρα αποτυγχάνουν να συγκεντρώσουν την πλαστικοποίηση εντός του τμήματος της ασφάλειας. Συνεπώς, οι βέλτιστες τιμές αυτής της παραμέτρου για την επίτευξη της καλύτερης απόδοσης της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών, σε όρους αντοχής και απορρόφησης ενέργειας, θα πρέπει να λαμβάνονται ως:

$$0,60 \le \alpha^+ \le 0,75$$
  
 $0,30 \le \alpha^- \le 0,50$  E§. (5.2)

το α μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη εξίσωση

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

## Όπου

M<sub>pl,Rd,beam</sub> είναι οι τιμές των αντοχών των προκατασκευασμένων συμμίκτων δοκών M<sub>Rd,fuse</sub> είναι η ροπή αντοχής της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών

Η μέγιστη ροπή αντοχής των συμμίκτων δοκών *M*<sub>pl,Rd,beam</sub> είναι η μέγιστη αντοχή σε κάμψη σε αρνητικές και θετικές ροπές.

Να σημειωθεί ότι, προκειμένου να μειωθεί η σύνθλιψη της πλάκας και κατά συνέπεια να συγκεντρωθούν όλες οι βλάβες στις κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών, ο πλαστικός ουδέτερος άξονας που φαίνεται στο Σχ. 5.13 θα πρέπει να βρίσκεται μεταξύ των δύο στρώσεων οπλισμού της πλάκας.

Επειδή τα ελάσματα των ασφαλειών μπορούν να λυγίσουν σε αρνητικές στροφές, η καμπτική συμπεριφορά των ασφαλειών είναι ασύμμετρη στις περισσότερες περιπτώσεις. Κατά τη διάρκεια του σεισμού και οι δύο περιπτώσεις μπορεί να συμβούν και η καθολική συμπεριφορά καθορίζεται από τη χαμηλότερη αντίσταση. Συνεπώς, υπάρχει ανάγκη για υπολογισμό τόσο της θετικής όσο και της αρνητικής ροπής αντίστασης,  $M_{Rd,fuse}^+$  και  $M_{Rd,fuse}^-$ , αντίστοιχα.



Σχ. 5.13: Διάταξη οπλισμού

Η λυγισμική συμπεριφορά των ελασμάτων της ασφάλειας μπορεί να ελέγχεται από τη γεωμετρική λυγηρότητα, η οποία είναι συνάρτηση του ελεύθερου μήκους λυγισμού *L*<sub>0</sub> και του πάχους του ελάσματος πέλματος t<sub>f</sub>, που δίνεται από την Εξ. 5.4.

Όπου το L<sub>0</sub>, με βάση το μηχανισμό λυγισμού των FUSEIS (βλέπε Σχ 5.14), μπορεί να υπολογιστεί από την Εξ. 5.5.



Σχ 5.14: Μηχανισμός λυγισμού των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS με βάση πειραματικά αποτελέσματα



Σχ. 5.15: Μηχανισμός αστοχίας κατά τη διάρκεια πειραματικών δοκιμών Το αξονικό φορτίο που επενεργεί στο έλασμα πέλματος μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$P = \frac{M_p}{v} \qquad \qquad E\xi. (5.6)$$

Όπου *M<sub>p</sub>* είναι η πλαστική ροπή της ορθογωνικής διατομής του ελάσματος που μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση.

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

Για μικρές μετατοπίσεις:

$$\delta = L_0 * (1 - \cos \theta) \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. (5.9)$$

### 5.5 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Βάσει των πειραματικών και αναλυτικών ερευνών που διεξήχθησαν κατά τη διάρκεια του προγράμματος FUSEIS, αναπτύχθηκαν Κανόνες Σχεδιασμού οι οποίοι παρέχουν όλες τις απαραίτητες πληροφορίες για την ορθό σχεδιασμό. Ο σχεδιασμός ενός κτηρίου με κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS θα πρέπει να είναι σύμφωνος με τις απαιτήσεις του σχετικού ΕΝ, ιδίως με τον ΕΝ1993-1-8 [2]. Δεδομένου ότι η συγκέντρωση βλαβών και η απορρόφηση ενέργειας μπορούν να συμβούν μόνο λόγω ανελαστικής συμπεριφοράς των αντικαταστάσιμων τμημάτων, δηλαδή των αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS, τα αναντικατάστατα τμήματα, δηλαδή οι δοκοί και τα υποστυλώματα, θα πρέπει να σχεδιάζονται ελαστικά προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι θα παραμείνουν άθικτα όταν οι κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών φτάσουν στη μέγιστη αντοχή τους. Από την άλλη πλευρά, οι δοκοί θα πρέπει να ενισχυθούν στη "διεπαφή" με την ασφάλεια, για να μειωθούν τυχόν βλάβες που θα μπορούσαν να αναπτυχθούν στις οπές. Η τοπική ενίσχυση της δοκού μπορεί να αποτελείται από ένα πρόσθετο χαλύβδινο έλασμα συγκολλημένο και στις δύο πλευρές του κορμού και του κάτω πέλματος, με μήκος ίδιο με αυτό των ελασμάτων κάλυψης των ασφαλειών. Η ροπή αντοχής των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών μπορεί να υπολογιστεί με τον καθορισμό της τιμής του λόγου αντοχών α της ασφάλειας.

## 5.5.1 Σχεδιασμός για γραμμική ελαστική ανάλυση

Κατά τη διαδικασία σχεδιασμού ενός κτηρίου, θα πρέπει να προδιαστασιολογηθούν οι διατομές των σχετικών δομικών μελών για το ίδιο κτήριο αλλά χωρίς ασφάλειες, λαμβάνοντας υπόψη τις σχετικές οριακές καταστάσεις. Στη συνέχεια θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, σε όλα τα άκρα των δοκών που ανήκουν στο πλαίσιο ροπής, οι κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών.

## 5.5.1.1 Καμπτική αντοχή της ασφάλειας

Δεδομένου ότι τα ελάσματα των ασφαλειών μπορούν να λυγίσουν σε αρνητικές στροφές, η καμπτική συμπεριφορά των ασφαλειών είναι ασύμμετρη στις περισσότερες περιπτώσεις. Κατά τη διάρκεια του σεισμού και οι δυο περιπτώσεις μπορούν να συμβούν και η καθολική συμπεριφορά καθορίζεται από τη μικρότερη αντοχή. Συνεπώς, υπάρχει ανάγκη για υπολογισμό τόσο της θετικής όσο και της αρνητικής ροπής αντίστασης,  $M_{Rd,fuse}^+$  και  $M_{Rd,fuse}^-$ , αντίστοιχα. Η λυγισμική συμπεριφορά των ελασμάτων των ασφαλειών μπορεί να ελέγχεται από τη γεωμετρική λυγηρότητα, που δίνεται από την Εξ. 5.4. Υποθέτοντας μια πλαστική κατανομή δυνάμεων για την αλληλεπίδραση κάμψης-διάτμησης, μπορεί να αγνοηθεί η συμβολή των ελασμάτων κορμού της ασφάλειας στη ροπή αντοχής. Η καμπτική αντοχή των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών θα πρέπει να υπολογίζεται μέσω ελαστικής ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη μια επαρκή τιμή για το α.

### 5.5.1.2 Σχεδιασμός του ελάσματος πέλματος

Οι διαστάσεις του ελάσματος πέλματος των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών καθορίζουν την ροπή αντοχής της διατομής της ασφάλειας, η οποία συνεπώς εξαρτάται από την τιμή του λόγου αντοχών της συσκευής. Εάν ο πλαστικός ουδέτερος άξονας συμπίπτει με το κέντρο βάρους του διαμήκους οπλισμού, το εμβαδόν του ελάσματος πέλματος μπορεί να εκτιμηθεί κατά τον προ-σχεδιασμό από την έκφραση:

Όπου  $M^+_{Rd,fuse}$  είναι η θετική ροπή αντοχής της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών,  $f_{yd}$  είναι η τάση διαρροής σχεδιασμού του δομικού χάλυβα σύμφωνα με το EN1993-

1-1 και z είναι η απόσταση μεταξύ του ελάσματος πέλματος και του κέντρου βάρους των στρώσεων του οπλισμού (βλέπε Σχ. 5.13). Η αρνητική ροπή αντοχής της ασφάλειας  $M_{Rd,fuse}^-$  θα πρέπει να ληφθεί μέσω ελαστικής-πλαστικής ανάλυσης στη διατομή, με μία τροποποιημένη σχέση για το  $\sigma_{mod,b}(\varepsilon)$  του ελάσματος πέλματος, που δίνεται από την:

$$\sigma_{mod,b}(\varepsilon) = min\{\sigma_t(\varepsilon); \sigma_b(\varepsilon)\}$$
 Eξ. (5.11)

Όπου  $\sigma_t(\varepsilon)$  είναι η σχέση τάσης-παραμόρφωσης που προκύπτει από πειραματικές δοκιμές εφελκυσμού ή σύμφωνα με το Παράρτημα C.6 του EN1993-1-5 και  $\sigma_b(\varepsilon)$  είναι η σχέση τάσης-παραμόρφωσης κατά το λυγισμό που δίνεται από την:

Όπου λ<sub>f</sub> είναι η γεωμετρική λυγηρότητα του ελάσματος πέλματος.

5.5.2 Σχεδιασμός για μη γραμμική ανάλυση

## 5.5.2.1 Ορισμός του διαγράμματος ροπής-στροφής

Η υστερητική συμπεριφορά της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών θα πρέπει να οριστεί από ένα διάγραμμα Ροπών-Στροφών, το οποίο χρησιμοποιείται ως δεδομένο εισόδου για τον καθορισμό της μη γραμμικής συμπεριφοράς. Η συμβολή των ελασμάτων κορμού θα πρέπει να αμελείται. Συνεπώς, η γενική υστερητική συμπεριφορά της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών μπορεί να οριστεί όπως στο Σχ. 5.16.





### 5.5.2.1.1 Θετική ροπή

Προκειμένου να προσδιοριστεί η θετική ροπή της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η ακόλουθη παραδοχή:

- Η διατομή παραμένει επίπεδη
- Η ασφάλεια συμπεριφέρεται ελαστικά

Το Σχ. 5.17 απεικονίζει τη σχηματική όψη της θετικής ροπής του ελάσματος πέλματος της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών.



Σχ. 5.17: Σχηματική όψη της θετικής ροπής του ελάσματος πέλματος της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών

$$M_{y}^{+} = f_{y,fuse}Af(h_{tot} - x) + fy_{fuse}A_{s}\frac{x^{2}}{h_{tot} - x} + f_{y,fuse}A's\frac{(x - i)^{2}}{h_{tot} - x}$$
 Eξ. (5.13)

$$\theta y^{+} = \arctan\left(\frac{\varepsilon y_{f} L_{0} + \Delta}{h_{tot} - x}\right)$$
 E§. (5.14)

$$x = \frac{h_{tot} Af + i A's}{Af + As + A's}$$
 E§. (5.15)

Όπου

- L<sub>0</sub> Είναι το ελεύθερο μήκος λυγισμού
- Δ Είναι το κενό μεταξύ οπής και κοχλία
- *i* Είναι η απόσταση μεταξύ των δύο στρώσεων του οπλισμού
- *t*<sub>f</sub> Είναι το πάχος του ελάσματος πέλματος
- *b*<sub>f</sub> Είναι το πλάτος του ελάσματος πέλματος
- *h*<sub>tot</sub> Είναι η απόσταση μεταξύ των άνω ράβδων και του κ.β. του ελάσματος πέλματος

gap Είναι το κενό στην πλάκα σκυροδέματος

- *As* Είναι το εμβαδόν των άνω ράβδων οπλισμού
- A's Είναι το εμβαδόν των κάτω ράβδων οπλισμού
- *A*<sub>f</sub> Είναι το εμβαδόν του ελάσματος πέλματος

$$N = \theta = f_y A_f - A_s \sigma_s + A's \sigma's \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. (5.16)$$

$$M = M_y = f_y A_f (h_{tot} - x) - A_s$$
Et (5.17)

$$\sigma's = \mathcal{E}'s \ E's = \alpha \ (i - x) \ Es$$
 E§. (5.20)

$$\mathcal{E}_s, \mathcal{E}'s < \mathcal{E}_y$$
 E§. (5.21)

Η οριακή ροπή-στροφή του ελάσματος πέλματος μπορεί να υπολογιστεί με τον ακόλουθο τύπο.

Η οριακή στροφή ( $\theta_u^+$ ) προσδιορίζεται από τη βαθμονόμηση των πειραματικών αποτελεσμάτων και των αναλυτικών διερευνήσεων.

Το σημείο αστοχίας λαμβάνεται ως το σημείο στο οποίο το έλασμα πέλματος επιτυγχάνει τη μέγιστη εφελκυστική τάση.

$$M_f^+ = 0.8 \, M_u^+$$
 E§. (5.24)

$$\theta_f^+ = 2 \,\theta_u \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \,(5.25)$$

Αυτή η τιμή της στροφής έχει υποτεθεί θεωρητικά και επομένως πρέπει να επαληθευθεί από πειραματικά αποτελέσματα.

### 5.5.2.1.2 Αρνητική ροπή

Η αρνητική ροπή του ελάσματος πέλματος, το οποίο υποβάλλεται σε θλιπτικό φορτίο που προκαλεί λυγισμό (βλέπε Σχ 5.14), μπορεί να ληφθεί ως η τομή της ελαστικής ευστάθειας και του πλαστικού μηχανισμού. Το Σχ. 5.18 απεικονίζει μια επισκόπηση του πλαστικού μηχανισμού και της ελαστικής ευστάθειας, όπου ο πλαστικός μηχανισμός μπορεί να υπολογιστεί από την Εξ. 5.29 και Εξ. 5.30 αντίστοιχα.

$$N = N_{pl} * M_{pl} / (M_{pl} + N_{pl} * v)$$
 E§. (5.26)

$$v = \frac{1}{(1 - N/N_{cr})} * v_0$$
 Eξ. (5.27)

Όπου

$$v_0 = \frac{L_0}{1000}$$
 E§. (5.28)



Σχ. 5.18: Επισκόπηση του πλαστικού μηχανισμού και της ελαστικής ευστάθειας

Τελικά, η αρνητική ροπή-στροφή μπορεί να υπολογιστεί από τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$M_{y}^{-} = N_{buckling}(h_{tot} - \frac{i}{2})$$
 Eξ. (5.29)

$$\theta_y^- = M_y^- * \frac{1}{K_y^+}$$
 E§. (5.30)

Όπου

$$K_{y}^{+} = \frac{M_{y}^{+}}{\theta_{y}^{+}}$$
 Eξ. (5.31)

Το οριακό σημείο μπορεί να ληφθεί ως εξής:

$$\theta_u^- = 12 \, \theta_y^-$$
 E§. (5.32)

Η οριακή στροφή ( $\theta_u^-$ ) προσδιορίζεται από την βαθμονόμηση των πειραματικών αποτελεσμάτων και των αναλυτικών διερευνήσεων.

Με τη τομή των δύο καμπύλων (Σχ. 5.18) μπορεί να ληφθεί το v<sub>buckling</sub> το οποίο πολλαπλασιάζεται με ένα συντελεστή ίσο με 12 και δίνει την εγκάρσια μετατόπιση του ελάσματος πέλματος που σχετίζεται με την αστοχία (v<sub>lim</sub>). Αντικαθιστώντας αυτήν την τιμή στην Εξ. 5.32 μπορούμε να λάβουμε την τιμή της θλιπτικής δύναμης N<sub>lim</sub> τη στιγμή της αστοχίας του ελάσματος. Τελικά, η οριακή αρνητική ροπή προκύπτει ως:

$$M_u^- = M_y^- (N_{lim}/N_{buckling})$$
 E§. (5.33)

#### 5.5.2.2 Διαμήκης οπλισμός

Ο διαμήκης οπλισμός πρέπει να υπολογιστεί για να παραμείνει ελαστικός όταν αναπτύσσεται στην ασφάλεια η μέγιστη ροπή αντοχής. Προκειμένου να αποφευχθεί η διαρροή του οπλισμού, το εμβαδόν του πρέπει να υπολογιστεί έτσι ώστε ο πλαστικός ουδέτερος άξονας να βρίσκεται μεταξύ της άνω και της κάτω στρώσης του οπλισμού της πλάκας. Συνιστάται να τοποθετείται άνω στρώση οπλισμού με εμβαδόν διπλάσιο από αυτή της κάτω. Θα πρέπει να παρατηρηθεί ότι για τη καμπτική αντίσταση θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μόνον οι ράβδοι που βρίσκονται εντός του ενεργού πλάτους του πέλματος σκυροδέματος των συμμίκτων δοκών, στις διατομές κοντά στην ασφάλεια. Τα ενεργά πλάτη πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με τα ΕΝ1993-1-8 (7.6.3) και ΕΝ1994-1-1 (5.4.1.2). Η θέση του πλαστικού ουδέτερου άξονα πρέπει να λαμβάνεται μέσω μιας ελαστικήςπλαστικής ανάλυσης της διατομής, με τις ιδιότητες των υλικών να λαμβάνονται πειραματικά ή όπως ορίζονται στο παράρτημα C.6 του EN1993-1-5. Η κατάσταση αποφυγής της διαρροής πρέπει να επαληθεύεται με την επιβολή της πλαστικής καμπυλότητας χ<sub>p</sub> στη διατομή της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών σε θετική κάμψη, υποθέτοντας ότι έχει αναπτυχθεί η οριακή παραμόρφωση του δομικού χάλυβα  $\varepsilon_u$  στο έλασμα πέλματος. Η πλαστική καμπυλότητα δίνεται από  $\theta_p = L_0 \chi_p$ , θ<sub>p</sub> είναι η πλαστική στροφή. Η επαλήθευση περιλαμβάνει την όπου πραγματοποίηση μιας ελαστικής-πλαστικής ανάλυσης και τον έλεγχο ότι οι παραμορφώσεις και στις δύο στρώσεις οπλισμού ε<sub>s</sub> είναι μικρότερες από την παραμόρφωση διαρροής του υλικού ε<sub>sv</sub> σύμφωνα με το EN1993-1-1.

Τελικά, το συνολικό άνω και κάτω εμβαδόν του οπλισμού μπορεί να προσδιοριστεί από την ακόλουθη εξίσωση.

## 5.5.2.3 Σχεδιασμός των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών σε Διάτμηση

Στη διατμητική αντοχή της ασφάλειας θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μόνον τα ελάσματα κορμού. Η αντοχή των ελασμάτων κορμού θα πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN1993-1-1 (6.2.6), λαμβάνοντας υπόψη εμβαδό διάτμησης *A<sub>v</sub>* ίσο με το εμβαδόν της διατομής των ελασμάτων κορμού. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στον έλεγχο διατμητικής κύρτωσης, όπως καθορίζεται στο EN1993-1-5 (5). Η διατμητική ευπαραμορφωσιμότητα μπορεί να αγνοηθεί για τα κοινά ανοίγματα στα κτήρια. Ως εκ τούτου, το ελάχιστο εμβαδό του ελάσματος κορμού της ασφάλειας μπορεί να προσδιοριστεί από την ακόλουθη εξίσωση:

$$A_{w} = \frac{V_{Ed} \sqrt{3}}{f_{yd}}$$
 Eξ. (5.36)

Όπου V<sub>Ed</sub> είναι η συνολική τέμνουσα

$$V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G}$$
 E§. (5.37)

V<sub>Ed,M</sub> είναι η τέμνουσα λόγω της ροπής αντοχής της ασφάλειας

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{fuse,Rd}^{+} - M_{fuse,Rd}^{-}}{d}$$
 E§. (5.38)

V<sub>Ed,G</sub> είναι η τέμνουσα δύναμη λόγω των φορτίων βαρύτητας, *d* είναι η απόσταση μεταξύ των ασφαλειών. Ο έλεγχος της διατμητικής κύρτωσης μπορεί να εξεταστεί με την ακόλουθη εξίσωση:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yd}}}$$
 Eξ. (5.39)

Όπου η είναι μια παράμετρος που μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ίση με 1.2 για κατηγορίες χάλυβα μέχρι και S460. Για υψηλότερες κατηγορίες συνιστάται η = 1.00.

#### 5.5.2.4 Σχεδιασμός της κοχλιωτής σύνδεσης

Οι κοχλίες που συνδέουν τα ελάσματα της ασφάλειας με τη δοκό θα πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να παραμένουν ελαστικοί όταν η ασφάλεια φτάσει στη μέγιστη ροπή της. Παρότι είναι αντικαταστάσιμα μέλη, οι ανεπανόρθωτες παραμορφώσεις στους κοχλίες μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο τη διαδικασία ξεβιδώματος κατά την αντικατάσταση των ελασμάτων της ασφάλειας και γι' αυτό πρέπει να παραμένουν ελαστικοί και να αντιμετωπίζονται ως μη πλάστιμα μέλη. Η ακόλουθη έκφραση θα πρέπει να ικανοποιείται για μη πλάστιμες κοχλιωτές συνδέσεις:

$$F_{\nu,Rd} > \frac{F_{Sd}}{n}$$
 E§. (5.40)

Όπου  $F_{v,Rd}$  είναι η διατμητική αντοχή ανά επίπεδο διάτμησης, σύμφωνα με το EN1993-1-8 [2] (βλέπε Πιν. 5.3) υπολογιζόμενη με τη τάση διαρροής των κοχλιών  $f_{yd}$ ,  $F_{Sd}$  είναι η δύναμη σχεδιασμού των μη πλάστιμων συνδέσεων, n είναι ο αριθμός των κοχλιών που χρησιμοποιούνται για τη μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων. Οι κοχλίες πρέπει να είναι προεντεταμένοι και σχεδιασμένοι να συμπεριφέρονται ως διατμητικές συνδέσεις τύπου Β σύμφωνα με το EN1993-1-8 [2] (3.4 και 3.9). Σε περίπτωση υψηλής αντοχής κοχλίωσης για προένταση, η σύνδεση πρέπει να ικανοποιεί του κανόνες που περιλαμβάνονται στο EN 14399 [1].

1114. 5.5. 1		olappo	IS KUI U	o ložiu s		Num a	
Κατ. κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}[N/mm^2]$	400	400	500	500	600	800	1000

Πιν. 5.3: Αντοχή διαρροής και αστοχίας των κοχλιών

Οι κοχλίες θα πρέπει να ελέγχονται έναντι διάτμησης σύμφωνα με το EN1993-1-8 [2].

Όπου *n* είναι ο αριθμός των συνδεόμενων επιπέδων,  $\gamma_{M2}$  τίθεται ίσο με 1.25 και  $A_{res}$  είναι το ολικό εμβαδό μειωμένο λόγω της παρουσίας των οπών στη διατομή κάθετη στη δρώσα δύναμη. Το *k* είναι ίσο με 0.5 για κοχλίες κατηγορίας 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9 και 0.6 για κοχλίες κατηγορίας 4.6, 5.6 και 8.8.

## 5.5.2.5 Πρόσθετες παρατηρήσεις σε λεπτομέρειες

Οι κανόνες για λεπτομέρειες που δεν αναφέρονται στον παρόντα οδηγό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με τις διατάξεις του σχετικού ΕΝ. Συγκεκριμένα, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στις διατάξεις του ΕΝ1998-1 [3] σχετικά με τις λεπτομέρειες στην πλάκα σκυροδέματος της σύμμικτης δοκού. Η εγκάρσια ενίσχυση του πέλματος δοκού της σύμμικτης δοκού, θα πρέπει να υπολογιστεί σύμφωνα με τις διατάξεις των ΕΝ1994-1-1 [4] και ΕΝ1998-1 [3]. Συγκεκριμένα, θα πρέπει να σχεδιάζονται λαμβάνοντας υπόψη τη διατμητική αντοχή των διατμητικών ήλων και τις αξονικές δυνάμεις στο πέλμα σκυροδέματος και στη χαλύβδινη διατομή, σύμφωνα με τις διαδικασίες σχεδιασμού του ΕΝ1994-1-1[4] (6.6.6).

## 5.5.3 Σχεδιασμός για μη γραμμική στατική ανάλυση

Το δομικό μοντέλο που χρησιμοποιείται για την ελαστική ανάλυση πρέπει να επεκταθεί ώστε να συμπεριλάβει την απόκριση των δομικών στοιχείων πέρα από την ελαστική κατάσταση και να εκτιμήσει τους αναμενόμενους πλαστικούς μηχανισμούς και την κατανομή των βλαβών.

Για τα μη γραμμικά μοντέλα των πλαισίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί η προσέγγιση της συγκεντρωμένης πλαστιμότητας. Η μη γραμμική ιδιότητα του υλικού θα πρέπει να συγκεντρωθεί στα άκρα/μέσο των στοιχείων πλαισίου χρησιμοποιώντας συγκεκριμένα χαρακτηριστικά που παρέχονται από το λογισμικό για αυτόν τον σκοπό (δηλ. ιδιότητες συνδέσμου και άρθρωσης). Τα στοιχεία δοκού και υποστυλώματος πρέπει να προσομοιωθούν ως στοιχεία πλαισίου και η μη γραμμικότητα μπορεί να συγκεντρωθεί στις πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα/μέσον τους. Για να χαρακτηριστεί η μη γραμμική συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης, μπορούν να εφαρμοστούν οι γενικευμένες ιδιότητες δύναμης-παραμόρφωσης στο FEMA 356 [5]. Η ιδιότητα πλαστικής άρθρωσης των υποστυλωμάτων θεωρεί την

αλληλεπίδραση μεταξύ αξονικής δύναμης και ροπής κάμψης. Το πολυ-γραμμικό μοντέλο άρθρωσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως υστερητικός κανόνας για τις ασφάλειες. Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται για το υστερητικό μοντέλο θα πρέπει να οριστούν μετά το σχεδιασμό των διαστάσεων και των ιδιοτήτων της ασφάλειας. Το Σχ. 5.19 δείχνει το μοντέλο προσομοίωσης και τη θέση των διαφορετικού τύπου στοιχείων.



Base Restrain

Σχ. 5.19: Σύνοψη της προσέγγισης της προσομοίωσης με συγκεντρωμένη πλαστιμότητα

Θα πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο κατακόρυφες κατανομές των πλευρικών φορτίων:

- "Ομοιόμορφο" πρότυπο Φορτίου, με βάση πλευρικές δυνάμεις που είναι ανάλογες της μάζας ανεξάρτητα από το ύψος (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- "Πρώτης Ιδιομορφής" πρότυπο Φορτίου, ανάλογο με τις πλευρικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στην κατανομή των πλευρικών δυνάμεων στην κατεύθυνση που εξετάζεται στην ελαστική ανάλυση.

### 5.5.4 Σύνοψη της διαδικασίας σχεδιασμού

Για το σχεδιασμό ενός κτηρίου εφοδιασμένο με κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS θα πρέπει να εκτελεστούν διάφορα βήματα.

Πρώτα απ' όλα, τα συμβατικά κτήρια χωρίς πλάστιμα στοιχεία πρέπει να προσχεδιάζονται και να ελέγχονται σύμφωνα με τους EC2, EC4 και EC8. Στο τέλος αυτού του σταδίου έχουν επιλεγεί οι διατομές των χαλύβδινων υποστυλωμάτων και των συμμίκτων δοκών. Χρησιμοποιώντας ως φάσμα απόκρισης το ελαστικό μειωμένο κατά το συντελεστή συμπεριφοράς που λαμβάνεται (στην πρώτη επανάληψη) σύμφωνα με τον EC8, πραγματοποιείται σεισμική ανάλυση με φάσματα απόκρισης (response spectrum analysis, RSA) στο κτήριο και προσδιορίζεται η ροπή κάμψης M<sub>Ed</sub> στα άκρα των δοκών. Αυτές οι τιμές λαμβάνονται ως αναφορά για την αντίσταση που απαιτείται στις πλάστιμες αποκαταστάσεις δοκών σε όρους ροπής αντοχής (M<sub>Ed</sub> ≈ M<sub>y, fuse</sub>). Στην πραγματικότητα, στο κτήριο που υποβάλλεται στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού (OKA), πρέπει να διασφαλίζεται η εκμετάλλευση των μετελαστικών ικανοτήτων των πλάστιμων και αντικαταστάσιμων συνδέσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι η κατανομή της ροπής κάμψης που σχετίζεται με τις σεισμικές δράσεις δεν είναι ομοιόμορφη καθ' ύψος των ορόφων, με αποτέλεσμα να εντείνονται περισσότερο οι δοκοί των κατώτερων ορόφων από αυτές των ανώτερων. Αυτή η παρατήρηση οδηγεί στη χρήση αρκετών επιπέδων αντοχής για τις αποκαταστάσεις δοκών σε πολυώροφα κτήρια. Επομένως, η τελική διάταξη της κατασκευής θα πρέπει να χαρακτηρίζεται από την αύξηση των διαστάσεων των αποκαταστάσεων δοκών στα κατώτερα επίπεδα, προκειμένου να ενεργοποιηθεί ένας καθολικός μηχανισμός κατάρρευσης και να αποφευχθούν οι ψαθυροί μηχανισμοί "μαλακού ορόφου".

Με την Εξ. 5.1 είναι δυνατόν να υπολογιστεί το εμβαδόν των ελασμάτων πέλματος που σχετίζεται με την κάθε φορά απαιτούμενη ροπή αντοχής. Κρατώντας το πλάτος του ελάσματος πέλματος σταθερό και ίσο ή συγκρίσιμο με το πλάτος του πέλματος της διαστασιολογημένης χαλύβδινης δοκού, μπορεί να ληφθεί το πάχος του ελάσματος πέλματος. Κατά συνέπεια, το ελεύθερο μήκος λυγισμού των αποκαταστάσεων δοκών μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με την Εξ. 4.4. Η τιμή του ελεύθερου μήκους λυγισμού που λαμβάνεται για τις ασφάλειες του κατώτερου ορόφου πρέπει να υιοθετηθεί σε όλες τις διαφορετικές αποκαταστάσεις δοκών καθ' ήλο το ύψος της κατασκευής. Η συνολική ποσότητα διαμήκους οπλισμού Asl,total της πλάκας σκυροδέματος λαμβάνεται από την Εξ. 5.25.

Μετά τον καθορισμό των γεωμετρικών ιδιοτήτων των συνδέσεων, μπορεί να προκύψει το μη γραμμικό διάγραμμα ροπών-στροφών για την κάθε διαμόρφωση αποκατάστασης δοκών.

Σε αυτό το σημείο, διεξάγεται ανάλυση με φάσματα απόκρισης χρησιμοποιώντας, σε αντιστοιχία με τις αποκαταστάσεις δοκών, γραμμικά ελαστικά ελατήρια με δυσκαμψία που ορίζεται σύμφωνα με τον αρχικό κλάδο του διαγράμματος ροπώνστροφών.

Όλες οι έλεγχοι (περιορισμοί βλαβών, φαινόμενα δευτέρας τάξης, έλεγχοι ευστάθειας υποστυλωμάτων, κ.λπ.) διεξάγονται σύμφωνα με τον EC8. Εάν δεν ικανοποιούνται, επαναλαμβάνονται τα προηγούμενα βήματα με επαναληπτικό τρόπο, ξεκινώντας από έναν νέο καθορισμό του επιπέδου επίδοσης που απαιτείται στην πλάστιμη αποκατάσταση δοκών σε όρους καμπτικής αντίστασης και/ή ελαστικής δυσκαμψίας.

Εφόσον ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι, διεξάγεται μη γραμμική στατική ανάλυση προκειμένου να αξιολογηθεί η μη γραμμική συμπεριφορά των πλάστιμων στοιχείων, να επαληθευθεί η εμφάνιση πλαστικοποίησης στις αποκαταστάσεις δοκών σε όλο το κτήριο και να επιβεβαιωθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς που είχε υποτεθεί αρχικά.

## 5.6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 2-Δ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Προκειμένου να διερευνηθεί η συμπεριφορά των συμμίκτων πλαισίων που χρησιμοποιούν κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών (FUSEIS) και να εξεταστεί η συμβολή αυτών των ασφαλειών στην καταστροφή ενέργειας, θα εξεταστούν τρία κτήρια με διαφορετικά ύψη το κάθε ένα. Όλα τα κτήρια έχουν σύμμικτες πλάκες και δευτερεύουσες δοκούς, οι οποίες μεταφέρουν τα φορτία στα κύρια πλαίσια, όπου και εφαρμόζονται οι καινοτόμες κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών.

## 5.6.1 Μελέτες περιπτώσεων

Έχουν επιλεγεί τρεις διαμορφώσεις προτύπων που είναι κατακορύφως κανονικές και τετραγωνικές. Θεωρούνται ως κτήρια γενικής χρήσης (κατηγορία-Β) και σχεδιάζονται σύμφωνα με τα ΕΝ1993-1 [6] /ΕΝ1998-1 [3] και με τον ειδικό οδηγό σχεδιασμού του πλάστιμου συστήματος. Οι μελέτες περιπτώσεων περιλαμβάνουν τρεις διαμορφώσεις ως εξής:

- 2 όροφοι, χαμηλού ύψους κτήρια
- 4 όροφοι, μεσαίου ύψους κτήρια
- 8 όροφοι, υψηλά κτήρια

## 5.6.1.1 Γεωμετρία και γενικές παραδοχές

Έχει επιλεγεί μια κοινή κάτοψη για όλα τα κτήρια. Ο αριθμός των ανοιγμάτων και στις δύο διευθύνσεις είναι 3 με μήκος 8m. Το ύψος κάθε ορόφου είναι 4m. Αποτελούνται από ένα σύμμικτο πλαίσιο ροπής στη διεύθυνση Y και από χαλύβδινο πλαίσιο με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας τοποθετημένους στο μεσαίο άνοιγμα στη διεύθυνση X. Κατά τη διεύθυνση Y, τοποθετούνται στα άκρα όλων των δοκών κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS, ενώ συσκευές INERD<sup>TM</sup> τοποθετούνται στα άκρα όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση X. Το σύστημα με τους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας είναι τοποθετημένο κατά τον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων ενώ τα FUSEIS 2-1 είναι κατά τον ισχυρό τους. Τα Σχ. 5.20 και Σχ. 5.21 αντιπροσωπεύουν την πρότυπη κατασκευή και την καθ' ύψος τομή του εξεταζόμενου 2/4/8-ώροφου.

### 5.6.1.2 Υλικά

5.6.1.2.1 Μη πλάστιμες ζώνες

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται στα τρία κτήρια δίνονται παρακάτω:

- Δομικός χάλυβας: S355
- Σκυρόδεμα: C25/30
- Χαλυβδόφυλλο: Fe320
- Χάλυβας οπλισμού: Β500C

### 5.6.1.2.2 Πλάστιμες ζώνες

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναμένεται ότι οι πλάστιμες ζώνες θα διαρρεύσουν πριν από τις άλλες ζώνες, δηλαδή τις μη πλάστιμες ζώνες, και επομένως, σύμφωνα 164 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 5 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

το EC 1998-1, η αντοχή διαρροής *f*<sub>y,max</sub> των πλάστιμων ζωνών πρέπει να ικανοποιεί την Εξ. 5.42.

$$f_{y,max} \le 1, 1\gamma_{ov} f_y$$
 E§. (5.42)

όπου

γον είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, με συνιστώμενη τιμή1.25 *f*y είναι η ονομαστική αντοχή διαρροής του χάλυβα



Σχ. 5.20: Κάτοψη των 2/4/8-όροφων πρότυπων κατασκευών



Σχ. 5.21: Καθ' ύψος τομή του 2/4/8-ώροφου

5.6.1.3 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων

Ακολουθεί μια σύνοψη των επιβαλλόμενων φορτίων:

Νεκρά φορτία:

2.75 kN/m² σύμμικτη πλάκα + χαλυβδόφυλλο

• Πρόσθετα μόνιμα:

Επικάλυψη οροφής και πατώματος: 0.70 kN/m² για ενδιάμεσους ορόφους 1.00 kN/m² για τον πάνω όροφο Περιμετρική Τοιχοποιία 4.00 kN/m

Ωφέλιμα φορτία:

Γραφεία (Κατηγορία Β): 3.00 kN/m² Κινητά χωρίσματα 0.80 kN/m² Συνολικό ωφέλιμο: 3.80 kN/m² Φορτία χιονιού αγνοούνται

Σεισμική φορτίο:

Συντελεστής σπουδαιότητας:  $γ_I = 1.0$ Επιτάχυνση εδάφους:  $a_{gR} = 0.20 \cdot g$ Κατηγορία εδάφους C – φάσμα τύπου 1: S =1.15 TB = 0.20 sec TC = 0.60 sec TD = 2.00 sec Συντελεστής κατώτατου ορίου: β = 0.2Αγνοείται η κατακόρυφη συνιστώσα της εδαφικής επιτάχυνσης. Συντελεστής συμπεριφοράς q= 4

## 5.6.1.4 Προσομοίωση

Ένα κτήριο με FUSEIS 2-1 μπορεί να προσομοιωθεί με ένα γραμμικό ελαστικό μοντέλο με κατάλληλα στοιχεία δοκού. Η προσομοίωση έχει γίνει με βάση τους κανόνες σχεδιασμού, οι οποίοι αποσκοπούν στο να εξασφαλίσουν ότι η διαρροή θα πραγματοποιηθεί στην ασφάλεια πριν από οποιαδήποτε διαρροή ή αστοχία οπουδήποτε αλλού. Επομένως, ο σχεδιασμός κτηρίων με FUSEIS 2-1 βασίζεται στην υπόθεση ότι οι ασφάλειες είναι σε θέση να καταστρέφουν ενέργεια μέσω του σχηματισμού πλαστικών καμπτικών μηχανισμών.

Οι προσομοιώσεις των κτηρίων έγιναν με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000. Όλες οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν ως στοιχεία δοκού, ενώ χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία κελύφους χωρίς διατομή για την κατανομή των επιφανειακών φορτίων.

## 5.6.2 Σχεδιασμός κτηρίων με κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS

Η ανάλυση και ο σχεδιασμός των κτηρίων πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων SAP2000. Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν από το πρόγραμμα SymDeck Designer, το οποίο λαμβάνει υπόψη τις φάσεις κατασκευής τόσο για την οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Τα υποστυλώματα σχεδιάζονται ως χαλύβδινα μέλη, με τις διατομές τους να ποικίλουν ανάλογα με τον όροφο και το κτήριο. Οι επιλεγμένες διατομές δίνονται λεπτομερώς στους Πιν. 5.4, Πιν. 5.5 και Πιν. 5.6.

Για όλους τους ορόφους και τα κτήρια επιλέχθηκαν ΙΡΕ450 για τις κύριες σύμμικτες δοκούς. Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι σύμμικτες και απλά εδραζόμενες με χαλύβδινη διατομή ΗΕΑ200. Οι φάσεις κατασκευής ήταν κρίσιμες για το σχεδιασμό αυτών των

166   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
5 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	

δοκών, επομένως πρέπει να τοποθετηθούν προσωρινές υποστηρίξεις προκειμένου να μειωθούν οι καμπτικές παραμορφώσεις και οι διαστάσεις των διατομών. Οι πλάκες είναι σύμμικτες για όλους τους ορόφους. Έχουν σχεδιαστεί και ελεγχθεί σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 4, για όλες τις πιθανές καταστάσεις, και δε χρειάζονται προσωρινή υποστήριξη κατά τη διάρκεια των φάσεων κατασκευής. Το Σχ. 5.22 δείχνει τη σύμμικτη διατομή της πλάκας. Το πάχος του χαλυβδόφυλλου είναι 0.80mm και ο διαμήκης οπλισμός είναι Ø8/100. Η χαλύβδινη δοκός θεωρείται ότι συνδέεται με τη σύμμικτη πλάκα με πλήρη διατμητική σύνδεση.



Σχ. 5.22: Διατομή σύμμικτης πλάκας

Για τον έλεγχο τόσο των στατικών όσο και των σεισμικών συνδυασμών φόρτισεων για το κτήριο χωρίς πλάστιμες αποκαταστάσεις δοκών, οι χαλύβδινες διατομές που επιλέχθηκαν στα υποστυλώματα δίνονται στους ακόλουθους πίνακες.

#### Πιν. 5.4: Διατομές υποστυλωμάτων για το 2-ώροφο

Όροφος	Κεντρικά	Περιμετρικά
1-2	HEM360	HEB360

#### Πιν. 5.5: Διατομές υποστυλωμάτων για το 4-ώροφο

Όροφος	Κεντρικά	Περιμετρικά
1-2	HEM450	HEB450
3-4	HEM360	HEB360

#### Πιν. 5.6: Διατομές υποστυλωμάτων για το 8-ώροφο

Όροφος	Κεντρικά	Περιμετρικά
1-2	HEM550	HEB550
3-4	HEM500	HEB500
5-6	HEM450	HEB450
7-8	HEM360	HEB360

Όπως εξηγείται στην ενότητα 5.4, η διαδικασία σχεδιασμού για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των πλάστιμων αποκαταστάσεων δοκών είναι επαναληπτική. Κατά τη διαδικασία σχεδιασμού, δύο κύριες παράμετροι των συνδέσεων επηρεάζουν καθοριστικά τα αποτελέσματα των ελέγχων: η καμπτική αντοχή και η αρχική ελαστική δυσκαμψία των αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS.

Εφόσον ευρεθεί η καμπτική αντοχή και η δυσκαμψία που απαιτείται για τον έλεγχο της κατασκευής, έχουν οριστικοποιηθεί και οι γεωμετρικές ιδιότητες των αποκαταστάσεων δοκών.

Αναφέρεται ένα παράδειγμα για τον προσδιορισμό της αποκατάστασης δοκών Νο.1, η οποία χρησιμοποιήθηκε στους τέσσερις πρώτους ορόφους του 8-ώροφου κτηρίου. Με βάση την Εξ. 5.4, υπολογίζεται το εμβαδόν του ελάσματος πέλματος αναφορικά με την απαιτούμενη καμπτική αντοχή σε αρνητικές ροπές (230 kNm).

Ο μοχλοβραχίονας z υπολογίζεται από το κέντρο στροφής στο μέσον του οπλισμού και του ελάσματος πέλματος

$$z = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 450mm + 73mm + \frac{77}{2}mm = 561.5mm$$

$$A_{f,fuse} = \frac{M_{Rd,fuse}}{f_{yd} z} = \frac{230x \ 10^6 \ Nmm}{\frac{235}{1.15} \ \frac{N}{mm2} \ x \ 561.5 \ mm} = 2004 \ mm2$$

Κρατώντας το πλάτος του ελάσματος πέλματος σταθερό και ίσο με 170 mm, ελαφρώς μικρότερο από το πλάτος του πέλματος της χαλύβδινης δοκού IPE450 (190 mm): υπολογίζεται το πάχος του ελάσματος

$$t_{f,fuse} = \frac{2004 \ mm2}{170 \ mm} = 11.79 \ mm$$

Επομένως, επιλέγεται ένα πάχος 12 mm.

Πιν. 5.7: Διαστάσεις των ελασμάτων πέλματος και της κατανομής τους καθ' ύψος του 8-

ώροφου Αριθμός Διαστάσεις αποκατάστασης Όροφος (mm) δοκών 170x12 1-4 1 2 170x10 5-6 7-8 3 170x8

## Πιν. 5.8: Διαστάσεις των ελασμάτων πέλματος και της κατανομής τους καθ' ύψος του 4-

ώροφου			
Όροφος	Αριθμός αποκατάστασης δοκών	Διαστάσεις (mm)	
1-2	2	170x10	
3-4	3	170x8	

#### Πιν. 5.9: Διαστάσεις των ελασμάτων πέλματος και της κατανομής τους καθ' ύψος του 2-

ώροφου			
Όροφος	Αριθμός αποκατάστασης δοκών	Διαστάσεις (mm)	
1-2	3	170x8	

Το ελεύθερο μήκος λυγισμού υπολογίζεται με βάση την Εξ. 4.4 για την αποκατάσταση δοκών No.1, η οποία σχετίζεται με τον κατώτερο όροφο.

$$L_0 = \frac{2\sqrt{2} M_p}{Af_y \sqrt{\varepsilon}} = \frac{2\sqrt{2} x \left(\frac{1}{4}\right) x \, 170 \, mm \, x \, 12 \, mm^2 \, x \, 235 \, N/mm2}{12 \, mm \, x \, 170 \, mm \, x \, 235 \, N/mm2 \, x \, \sqrt{0.002}} = 189.73 \, mm$$

Επομένως, εφαρμόζεται σε όλες τις αποκαταστάσεις δοκών ένα ελεύθερο μήκους λυγισμού ίσο με 200 mm.



Σχ. 5.23: Υστερητικός νόμος των αποκαταστάσεων δοκών σε όρους ροπών-στροφών 1) 170x12mm 2) 170x10mm 3) 170x8mm

Μόλις προσδιοριστούν όλες οι γεωμετρικές παράμετροι, χρησιμοποιώντας τον τύπο που παρουσιάζεται στην ενότητα 5.3.1, καθορίζεται εξ ολοκλήρου η μη γραμμική συμπεριφορά του διαγράμματος ροπών-στροφών των σχεδιασμένων αποκαταστάσεων δοκών.



Σχ. 5.24: Κατανομή των επιλεγμένων κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών

Οι κύριες ιδιότητες συνοψίζονται στα ακόλουθα σχήματα.



Σχ. 5.25: Λόγος αντοχών (α) και ελαστική δυσκαμψία των αποκαταστάσεων δοκών 1, 2 και 3 (β)

Τα ελάσματα κορμού των κοχλιωτών αποκαταστάσεων δοκών σχεδιάζονται για να αντιστέκονται μόνον στις τέμνουσες δυνάμεις. Σύμφωνα με τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού, οι μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις που θα μπορούσαν ενδεχομένως να αναπτυχθούν στα άκρα των δοκών εξαρτώνται από τις αντοχές των δοκών. Το ελάχιστο απαιτούμενο εμβαδόν του ελάσματος κορμού της κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών για τέμνουσα δύναμη σύμφωνα με το 5.5.2.3 προκύπτει ως εξής:

Διαστάσεις ελάσματος κορμού = 170 x 6 mm

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να εξασφαλίζει ότι οπλισμός παραμένει ελαστικός. Προκειμένου να βελτιστοποιηθεί η λύση, θα πρέπει να διεξαχθεί μια επαναληπτική διαδικασία, με στόχο την επίτευξη μικρότερης ποσότητας χρησιμοποιούμενου οπλισμού. Υπολογίστηκαν οι ακόλουθες τιμές. Θα πρέπει να παρατηρηθεί ότι θα ληφθεί υπόψη μόνον ο οπλισμός εντός του ενεργού πλάτους της πλάκας στον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής.

Αριθμός αποκατάστασης δοκών	Α,άνω οπλισμού (mm²)	Α,κάτω οπλισμού (mm²)
1	4800	2400
2	4000	2000
3	3200	1600

Πιν. 5.10: Εμβαδόν του διαμήκους οπλισμού στις αποκαταστάσεις δοκών

5.6.2.1 Περιορισμός της σχετικής παραμόρφωσης ορόφων

Ο περιορισμός της σχετικής παραμόρφωσης ορόφων εξασφαλίζει την προστασία των μη δομικών στοιχείων υπό σεισμική φόρτιση. Παρέχει μια εκτίμηση της βλάβης για διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας και καθορίζει την κατανομή της δυσκαμψίας στην κατασκευή και ενδεχομένως το μέγεθος και τον τύπο των διατομών που θα εφαρμοστούν στο σύστημα.

Το Σχ. 5.26 δείχνει τις σχετικές παραμορφώσεις ορόφων, οι οποίες περιορίζονται από τα καθορισμένα κριτήρια του EC8.



Σχ. 5.26: Μέγιστος λόγος σχετικών παραμορφώσεων ορόφων για συμβατικά πλαίσια και για κτήρια με αποκαταστάσεις δοκών

### 5.6.2.2 Φαινόμενα Ρ-δ

Σύμφωνα με τον EC8 η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξης μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη εξίσωση:

$$\theta = \frac{P_{tot}.\,d_r}{V_{tot}.\,h}$$
 Eξ. (5.43)

Όπου

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σε σχετική παραμόρφωση ορόφων

*P*tot είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην κατάσταση σεισμικού σχεδιασμού από τον υπό εξέταση όροφο και όλους τους από πάνω του

*d*<sup>r</sup> είναι η σχετική παραμόρφωση ορόφων σχεδιασμού, που υπολογίζεται ως η διαφορά της μέσης πλευρικής μετατόπισης *d*s στο ανώτερο και το κατώτερο σημείο του υπό εξέταση ορόφου

Vtot είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα ορόφου
### h είναι το ύψος του ορόφου

Σημειώνεται ότι η τιμή του συντελεστή θ δεν υπερβαίνει το 0,3. Οι Πιν. 5.11, Πιν. 5.12 και Πιν. 5.13 δείχνουν την υπολογισθείσα ευαισθησία σε σχετική παραμόρφωση ορόφων για όλα τα εξεταζόμενα κτήρια.

Desmoc	Μετατόπιση	Drift,πραγματικό	dr/h	Vtot	Ptot	٥	Elennor
Οροφος	(m)	(m)	ui/II	(kN)	(kN)	D	⊏∧εγχυς
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

Πιν. 5.11: Ευαισθησία σε σχετική παραμόρφωση στο 8-ώροφο

Πιν. 5.12: Ευαισθησία σε σχετική παραμόρφωση στο 4-ώροφο

0000000	Μετατόπιση	Drift,πραγματικό	dr/b	Vtot	Ptot	Δ	Έλεννος
Ομοφος	(m)	(m)	ui/II	(kN)	(kN)	0	μνεάχος
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

Όροφος	Μετατόπιση (m)	Drift,πραγματικό (m)	dr/h	Vtot (kN)	Ptot (kN)	θ	Έλεγχος
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

Πιν. 5.13: Ευαισθησία σε σχετική παραμόρφωση στο 2-ώροφο

#### 5.6.3 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις

Η ανάλυση Pushover είναι μια μη γραμμική στατική ανάλυση, η οποία διεξάγεται υπό συνθήκες σταθερών φορτίων βαρύτητας αλλά με μονοτονικά αυξανόμενα τα οριζόντια φορτία, και χρησιμοποιείται για την επαλήθευση ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου αντοχών  $({}^{\alpha_u}/{\alpha_1})$  και για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών.

Η Push-over (Μη γραμμική στατική ανάλυση) θα πρέπει πρώτα να εκτελεστεί προκειμένου να ληφθούν στατιστικά δεδομένα για την υπεραντοχή της κατασκευής "Ω" καθώς επίσης και για την χρονικά εξαρτώμενη πλαστιμότητα "μ". Αυτά τα δεδομένα ενδέχεται να αναθεωρηθούν από την επόμενη μη γραμμική ανάλυση.

172   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
5 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

#### 5.6.3.1 Αποτίμηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των πλαισίων

Τα αριθμητικά αποτελέσματα επισημαίνουν ότι ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων και η κατανομή τους καθ' ύψος είναι παρόμοια για τις διάφορες συμβατικές κατασκευές. Όπως αναμενόταν για τα συμβατικά πλαίσια, όλοι οι σχηματισμοί πλαστικών αρθρώσεων συνέβησαν στα άκρα των δοκών και στη βάση των κατώτερων υποστυλωμάτων, βάσει των κανόνων σχεδιασμού του EC8. Ενώ η πλαστική παραμόρφωση επικεντρώνεται κυρίως στις αποκαταστάσεις δοκών, τα κύρια στοιχεία παραμένουν στην ελαστική περιοχή και άρα προστατεύονται από κάθε είδους βλάβες. Πρέπει να σημειωθεί ότι ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού συμβαίνει λίγο πολύ ταυτόχρονα σε όλους τους ορόφους για τα πλαίσια που έχουν αποκαταστάσεις δοκών (βλέπε Σχ. 5.29), διασφαλίζοντας ότι δε θα πραγματοποιηθούν μηχανισμοί μαλακού ορόφου στις κατασκευές. Το Σχ. 5.27 δείχνει την καμπύλη pushover των εξεταζόμενων κτηρίων που έχουν κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών.



Σχ. 5.27: Καμπύλη Push-over για το 2,4 και 8-ώροφο



Σχ. 5.28: μη γραμμική ανάλυση pushover - ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων για μετατόπιση ίση με 60cm (δ= 60cm), (πάνω) συμβατικές κατασκευές (κάτω) κτήριο με κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών



Σχ. 5.29: Καθολικός πλαστικός μηχανισμός για δ= 60cm

#### 5.6.3.2 Αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q

Μια προκαταρκτική τιμή του συντελεστή q μπορεί να καθοριστεί από την ανάλυση, χρησιμοποιώντας την κλασσική υπεραντοχή (Ω) και το δείκτη συμπεριφοράς σε όρους πλαστιμότητας (q): q<sub>stat</sub> = q · Ω. Αν ο εκτιμώμενος συντελεστής q<sub>stat</sub> διαπιστωθεί ότι διαφέρει περισσότερο από 20% από αυτόν που αρχικά είχε υποτεθεί



για το σχεδιασμό οποιουδήποτε προτύπου κατασκευής, μπορεί να απαιτείται επανασχεδιασμός.

Σχ. 5.30 Πορεία αποτίμησης του συντελεστή συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι ένας συντελεστής μείωσης της δύναμης, με τον οποίον τα γραμμικά φάσματα τροποποιούνται σε ισοδύναμα μη γραμμικά φάσματα. Αυτός ο συντελεστής συμπεριφοράς, που ονομάζεται επίσης από ορισμένους ερευνητές παράγοντας μείωσης, διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στον υπολογισμό των δυνάμεων σχεδιασμού της κατασκευής. Η τιμή του συντελεστή q σχετίζεται άμεσα με την πλαστιμότητα, την υπερστατικότητα, την ιξώδη απόσβεση και την υπεραντοχή των μελών. Αυτές οι παράμετροι έχουν μεγάλη επίδραση στην ικανότητα απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς μπορεί να υπολογιστεί ως το γινόμενο της πλαστιμότητας και του συντελεστή υπεραντοχής με την ακόλουθη εξίσωση:

$$q = q_{\Omega}. q_{\mu}. q_{\xi} \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (5.44)$$

Όπου

 $q_{\Omega}$  είναι ένας συντελεστής που εξαρτάται από την υπεραντοχή, επίσης ονομαζόμενος ως συντελεστής μείωσης της αντοχής

q<sub>μ</sub> είναι ένας συντελεστής που εξαρτάται από την πλαστιμότητα, που εκφράζεται επίσης ως συνάρτηση της πλαστιμότητας μετατόπισης

*q*ξ είναι ο επιτρεπόμενος συντελεστής τάσης, που ονομάζεται συντελεστής μείωσης της απόσβεσης, ο οποίος θεωρητικά μπορεί να οριστεί ως μονάδα (υποθέτοντας τον ίδιο λόγο αποσβέσεων για την ελαστική και την ανελαστική ανάλυση) Μεταξύ των διαφόρων μεθόδων που προσφέρονται στη βιβλιογραφία και τους κώδικες για τον υπολογισμό αυτών των συντελεστών, μια από αυτές τις επιλογές παρουσιάζεται και εξηγείται προκειμένου να ποσοτικοποιηθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς των μελετών περιπτώσεων.



Σχ. 5.31 Ορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς

Αναφορικά με το Σχ. 5.31, μια κατάλληλη προσέγγιση της ποσοτικοποίησης του συντελεστή μείωσης της δύναμης μπορεί να υπολογιστεί ως:

Όπου:

*F<sub>y</sub>* είναι η αντοχή που αντιστοιχεί στην εξιδανικευμένη διγραμμική αντοχή διαρροής η οποία μπορεί να θεωρηθεί ως η μέγιστη τέμνουσα βάσης.

F<sub>m</sub> είναι η μέγιστη πραγματική αντοχή της κατασκευής

F1 είναι η αντοχή που αντιστοιχεί στην πρώτη σημαντική διαρροή, η οποία μπορεί να οριστεί ως το σημείο στο οποίο κάποιο μέλος της κατασκευής φτάσει πρώτη φορά στην πλαστική του ζώνη.

Ο δείκτης μείωσης της πλαστιμότητας q<sub>μ</sub> σύμφωνα με τους Newmark και Hall [7] μπορεί να εκφραστεί ως η πλαστιμότητα του συστήματος μ η οποία αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιοπερίοδο T και υπολογίζεται από τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$\begin{array}{ll} q_{\mu} = 1.0 & ( \forall \text{ia } \mathsf{T} < 0.03 \mathsf{s} ) \\ q_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} & ( \forall \text{ia } 0.03 \mathsf{s} < \mathsf{T} < 0.5 \mathsf{s} ) & \mathsf{E} \xi. \, ( 5.47 ) \\ q_{\mu} = \mu & ( \forall \text{ia } \mathsf{T} > 0.5 \mathsf{s} ) \end{array}$$

176 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα5 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

Η πλαστιμότητα του συστήματος μ μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη εξίσωση:

όπου

*d<sub>m</sub>* είναι η μέγιστη μετατόπιση που αντιστοιχεί στη μέγιστη πραγματική τέμνουσα βάσης

d<sub>y</sub> είναι η μετατόπιση που αντιστοιχεί στην εξιδανικευμένη διγραμμική αντοχή διαρροής

$$d_y = 2(d_m - \frac{E_m}{F_y})$$
 E§. (5.49)

E<sub>m</sub> είναι το εμβαδόν κάτω από την καμπύλη μέχρι το d<sub>m</sub>

Πιν. 5.14: Υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς για τα κτήρια 2,4 και 8 ορόφων

	8-ώροφο	4-ώροφο	2-ώροφο	
d <sub>m</sub> (mm)	660.55	412.35	193.16	
d <sub>y</sub> (mm)	329.06	222.68	131.88	
F <sub>m</sub> (kN)	870.73	1037.53	1335.92	
F <sub>y</sub> (kN)	870.73	1037.53	1335.92	
F1 (kN)	525.59	515.636	549.55	
d₁ (mm)	135.15	69.43	35.06	Μέση τιμή
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
			Διασπορά	4.3%

Ο Πιν. 5.14 αντιπροσωπεύει τη διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή συμπεριφοράς για τα τρία εξετασθέντα κτήρια με κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών. Η μέση τιμή του υπολογιζόμενου συντελεστή συμπεριφοράς είναι 3.53 με διασπορά 4.3.%. Ωστόσο, αξίζει να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός του συντελεστή συμπεριφοράς που συνοψίζεται στον Πιν. 5.14 βασίζεται μόνο σε μία μέθοδο που παρουσιάζεται στο παρόν κεφάλαιο. Στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος INNOSEIS έχει αναπτυχθεί μια πιο αξιόπιστη διαδικασία για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς του συντελεστή του παρουσιάζεται στο παρόν κεφάλαιο. Στο πλαίσιο του ερευνητικού προγράμματος INNOSEIS έχει αναπτυχθεί μια πιο αξιόπιστη διαδικασία για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς α, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι διάφορες μέθοδοι που παρουσιάζονται στη βιβλιογραφία και στους σύγχρονους αντισεισμικούς κώδικες για την ποσοτικοποίηση μιας αξιόπιστης διαδικασίας για τον υπολογισμό της τελικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς.

### 5.7 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Οι καινοτόμες πλάστιμες ασφάλειες μπορούν να εφαρμοστούν σε πολυώροφα σύμμικτα κτήρια. Μια βελτιστοποιημένη διαμόρφωση αποτελείται από ένα σύμμικτο πλαίσιο ροπής στη μια διεύθυνση (συνήθως στον ισχυρό άξονα των υποστυλωμάτων) και από κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη διεύθυνση (συνήθως στον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων). Σε αυτήν την διεύθυνση, η δομή είναι γενικά κρεμαστή, χαρακτηριζόμενη από απλές συνδέσεις στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων. Οι κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS περιλαμβάνονται στην κατασκευή στα άκρα όλων των δοκών κατά τη διεύθυνση του πλαισίου ροπής.

### 5.8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι αναπτυχθείσες κοχλιωτές ασφάλειες αποδείχθηκαν ότι είναι πολύ εύκολα αντικαταστάσιμες και έδειξαν καλούς δείκτες επίδοσης όσον αφορά την πλαστιμότητα, τη δυσκαμψία, την καταστροφή ενέργειας και την αντοχή. Οι κοχλιωτές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS προστάτευσαν με επιτυχία την πλειονότητα των αναντικατάστατων τμημάτων, όπου όπως είχε προβλεφθεί παρέμειναν γενικά στην ελαστική περιοχή, το οποίο επιτεύχθηκε συγκεντρώνοντας την ανελαστική συμπεριφορά στα ελάσματα της ασφάλειας. Αυτές οι ασφάλειες αποδείχθηκαν επίσης εύκολο να κατασκευαστούν, να συναρμολογηθούν και να αντικατασταθούν.

Τα πλάστιμα στοιχεία είναι εύκολα αντικαταστάσιμα εάν έχουν υποστεί βλάβες μετά από ισχυρό σεισμικό γεγονός. Η συναρμολόγηση και η αποσυναρμολόγηση μετά τη δοκιμή είναι εύκολη από πρακτική άποψη: ο χρόνος που απαιτείται για την αντικατάσταση μιας κοχλιωτής αποκατάστασης δοκών FUSEIS είναι 45 λεπτά (από το POLIMI Full Scale Test).

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πλαισίων με FUSEIS, έχουν διατυπωθεί σχεδιαστικοί κανόνες που βασίζονται σε κώδικες. Έχουν διατυπωθεί πρακτικές συστάσεις για την επιλογή των κατάλληλων ασφαλειών ως συνάρτηση των σημαντικότερων παραμέτρων και για τον έλεγχο των μελών. Ορίζονται επίσης οι δομικές λεπτομέρειες και τα κατασκευαστικά μέτρα.

#### 5.9 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ

- L. Calado, J.M. Proença, M. Espihna, C.A. Castiglioni & I. Vayas Hysteretic behavior of dissipative devices for seismic resistant steel frames (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 frames 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 frames. Eurosteel 2011, August 31- September 2, 2011, Budapest, Hungary.

[4] A. Kanyilmaz, C.A. Castiglioni, A. Drei, I. Vayas, L. Calado, T. Rauert – Nonlinear dynamic response of dissipative devices for seismic resistant steel frames: experimental behaviour and numerical simulation. Compdyn 2011, 26-28 May, Corfu, Greece.

#### 5.10 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

[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 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

### 6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σεισμική αντίσταση των χαλύβδινων κτηρίων επιτυγχάνεται συνδυάζοντας μια ποικιλία παραδοσιακών δομικών συστημάτων όπως τα πλαίσια ροπής, τα διατμητικά τοιχώματα, τα πλαίσια με κεντρικούς και έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας. Υπό ισχυρούς σεισμούς, αυτά τα συστήματα μπορεί να υποστούν σημαντικές βλάβες και να παρουσιάσουν μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις οδηγώντας σε απώλεια χρήσης και σε υψηλό κόστος επισκευής των κατασκευών.

Τα τελευταία χρόνια, έχουν προταθεί διάφορες πλάστιμες συνδέσεις, συστήματα και συσκευές που συνδυάζουν αντοχή, δυσκαμψία και ολκιμότητα. Είναι ικανές να περιορίσουν τις πλαστικές παραμορφώσεις σε αντικαταστάσιμες ασφάλειες, όπου όχι μόνο αποτρέπουν την κατάρρευση αλλά και περιορίζουν τις δομικές βλάβες. Επιπλέον, μερικές από αυτές είναι επίσης ικανές να εξαλείφουν τις παραμένουσες παραμορφώσεις έχοντας ικανότητες επαναφοράς. Από την άποψη αυτή, επιτρέπουν την άμεση χρήση της κατασκευής μετά τον σεισμό, υπό την προϋπόθεση ότι έχουν αντικατασταθεί οι βλαμμένες ασφάλειες.

Σο παρόν ενημερωτικό φυλλάδιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των διερευνήσεων για τη συμπεριφορά των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS σε σεισμικές δράσεις, εισάγονται διαδικασίες σχεδίασης για χαλύβδινα και σύμμικτα κτήρια στα οποία οι αποκαταστάσεις χρησιμοποιούνται στα αντισεισμικά συστήματα και ακολουθεί ένα παράδειγμα σχεδιασμού.

Οι συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS χρησιμοποιούν αντικαταστάσιμα ελάσματα κορμού και πέλματος προκειμένου να απορροφούν ενέργεια. Το σύστημα περιλαμβάνει τη διακοπή των δύο άκρων των συμμίκτων δοκών των MRF (Moment Resisting Frames, πλαίσια ροπής), οι οποίες στη συνέχεια συνδέονται με τον οπλισμό της πλάκας και τα αντικαταστάσιμα ελάσματα. Ενώ τα ελάσματα έχουν σχεδιαστεί για να επιστρατεύουν τη μέγιστη αντοχή τους, οι ράβδοι παραμένουν στην ελαστική περιοχή.

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των πειραματικών και αναλυτικών διερευνήσεων για μεμονωμένες ασφάλειες υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση που πραγματοποιήθηκαν στο IST. Οι δοκιμές παρείχαν στοιχεία για τις μη γραμμικές παραμέτρους των ασφαλειών, που χρησιμοποιούνται σε 2Δ μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις αντιπροσωπευτικών τρισδιάστατων κτηριακών πλαισίων με συγκολλητά FUSEIS.

Η χρήση των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS είναι μια οικονομική λύση και μπορεί να εφαρμοστεί σε πολυώροφα χαλύβδινα κτήρια προσφέροντας τα ακόλουθα πλεονεκτήματα:

(a) οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στις πλάστιμες ασφάλειες,

 180   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	

(b) μπορούν εύκολα να κατασκευαστούν, να εγκατασταθούν και να αφαιρεθούν, περιορίζοντας το κόστος και το χρόνο που απαιτούνται για να καταστεί το κτήριο λειτουργικό μετά το σεισμό.

### 6.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

Το καινοτόμο σεισμικό σύστημα συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS περιλαμβάνει τη διακοπή των δύο άκρων των συμμίκτων δοκών του MRF, οι οποίες στη συνέχεια συνδέονται με τον οπλισμό της πλάκας σκυροδέματος και τα αντικαταστάσιμα ελάσματα κορμού και πέλματος (Σχ 6.1). Αυτό το σύστημα παραλαβής οριζόντιων φορτίων είναι πολύ παρόμοιο με τα συμβατικά MRF. Ωστόσο, υπό ισχυρή σεισμική διέγερση, οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται στα ελάσματα κορμού και πέλματος, τα οποία καταστρέφουν ένα μεγάλο ποσοστό της εισερχόμενης ενέργειας, αφήνοντας την υπόλοιπη κατασκευή ελαστική και άθικτη. Δεδομένου ότι οι βλάβες περιορίζονται στις ασφάλειες, οι εργασίες επισκευής είναι σχετικά απλές και λιγότερο δαπανηρές συγκρινόμενες με αυτές ενός συμβατικού αντισεισμικού κτηρίου.





Το κενό στην πλάκα ακριβώς πάνω από την ασφάλεια προορίζεται για την αποφυγή βλαβών στο σκυρόδεμα, επιτρέποντας στην ασφάλεια να αναπτύξει μεγάλες στροφές, χωρίς την επαφή σκυροδέματος με σκυρόδεμα. Το πλάτος του κενού αυτού του οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να είναι διαφορετικό από το κενό στα χαλύβδινα μέλη της ασφάλειας. Οι συνιστώμενες τιμές για το πλάτος του κενού σπλισμένο σκυρόδεμα (πλάκα) και στα χαλύβδινα μέλη είναι αντίστοιχα 10% του ύψους της πλάκας και 10% του συνολικού ύψους της σύμμικτης διατομής.

Οι διαμήκεις ράβδοι είναι συνεχείς μέσα στο κενό, εξασφαλίζοντας έτσι τη μεταφορά των τάσεων. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι οπλισμοί είναι αναντικατάστατοι, αποτρέπεται η διαρροή τους εξαναγκάζοντας τον πλαστικό ουδέτερο άξονα να βρίσκεται μεταξύ της άνω και της κάτω στρώσης. Για να επιτευχθεί ο προαναφερόμενος στόχος, συνιστάται το συνολικό εμβαδόν του άνω οπλισμού να είναι μεγαλύτερο από το διπλάσιο του εμβαδού του ελάσματος πέλματος.

Η ζώνη ενισχυμένης δοκού είναι μια περιοχή ενισχυμένη με επιπρόσθετα συγκολλημένα ελάσματα, τόσο στον κορμό όσο και στο πέλμα της δοκού, με στόχο να αποφευχθούν τυχόν βλάβες (π.χ. εξάπλωση πλαστικότητας) στη σύνδεση και στα γειτονικά αναντικατάστατα χαλύβδινα τμήματα της δοκού. Δεν υπάρχουν αυστηρές υποδείξεις σχεδιασμού για τα ελάσματα ενίσχυσης εφόσον ικανοποιούνται οι προαναφερθείσες συνθήκες.

Το σύστημα είναι ευπροσάρμοστο όσον αφορά την επιλογή των αντικαταστάσιμων ελασμάτων κορμού και πέλματος και προσφέρει στο σχεδιαστή τη δυνατότητα να ελέγχει την ακολουθία πλαστικοποίησης των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με αλλαγή είτε της διατομής είτε του μήκους του αντικαταστάσιμου ελάσματος πέλματος.

Προκειμένου να αποφευχθεί υπερβολική υπεραντοχή, το χαλύβδινο υλικό των πλάστιμων ασφαλειών θα πρέπει να έχει ελεγχόμενες ιδιότητες. Σύμφωνα με το ΕΝ 1998-1-1, η τάση διαρροής του πρέπει να έχει μέγιστη τιμή:

$$f_{y,max} \le 1.1 \cdot \gamma_{\rm ov} \cdot f_y \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (6.1)$$

όπου  $\gamma_{ov} = 1.25$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής και  $f_y$  είναι η ονομαστική τάση διαρροής.

Η ονομαστική τάση διαρροής του αντικαταστάσιμου ελάσματος πέλματος πρέπει να είναι χαμηλή και κατά προτίμηση να μην υπερβαίνει τα 235 MPa. Εάν ελέγχονται οι ιδιότητες του υλικού των ασφαλειών και η μέγιστη τάση διαρροής τους είναι εγγυημένα κάτω από εκείνη που περιγράφεται στην Εξ. (6.1), ο συντελεστής υπεραντοχής μπορεί να μειωθεί και να επιτευχθεί ακόμη πιο οικονομικός σχεδιασμός.

### 6.3 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΕΡΕΥΝΕΣ ΣΤΙΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

### 6.3.1 Πειραματική διάταξη, δοκιμασμένες συσκευές και ιστορία φόρτισης

Η πειραματική διάταξη των δοκιμών φαίνεται σχηματικά στο Σχ. 6.2. Εκτός από τα βελόμετρα για τη μετατόπιση κορυφής και τις δυναμοκυψέλες για τον έλεγχο της δύναμης που απεικονίζονται στο Σχ. 6.2, τα δοκίμια είναι εφοδιασμένα με μια σειρά από 21 επιπλέον βελόμετρα, που φαίνονται στο Σχ. 6.3, για την παρακολούθηση των κινήσεων στερεού σώματος των στηριγμάτων, των στροφών και των εγκάρσιων



μετατοπίσεων σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος της δοκού και της ολίσθησης δοκού-πλάκας.





Η βασική διάταξη δοκιμής αποτελείται από ένα τυπικό υποσύστημα δοκούυποστυλώματος, το οποίο περιλαμβάνει μια σύμμικτη δοκό με διατομή IPE300 η οποία στηρίζει μια πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 150mm και πλάτους 1450mm, με έναν υποστύλωμα διατομής HEB240. Ο διαμήκης οπλισμός της πλάκας είναι Φ20//100 στην άνω στρώση, και Φ16//100 + Φ12//200, στην κάτω στρώση (διαστάσεις σε mm). Αν και δεν είναι επιτακτικό για τη μελέτη των υπό εξέταση ασφαλειών, τα δοκίμια κατασκευάζονται με εύκαμπτους (επίσης ονομαζόμενους όλκιμους) ήλους σχεδιασμένους για πλήρη διατμητική σύνδεση.

Για να εκτιμηθεί η απόδοση των ασφαλειών πραγματοποιήθηκαν συνολικά δέκα ανακυκλιζόμενες και δύο μονοτονικές πειραματικές δοκιμές στο μεμονωμένο υποσύστημα σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος με ασφάλειες διαφορετικών γεωμετρικών παραμέτρων. Κάθε δοκιμή διεξάγεται μέχρι την πλήρη αστοχία του αντικαταστάσιμου ελασμάτος πέλματος και στη συνέχεια το έλασμα αντικαθίσταται από καινούριο και εκτελείται νέα δοκιμή. Τα ελάσματα κορμού έχουν σχεδιαστεί για την παραλαβή των διατμητικών δυνάμεων κι έχουν τις ίδιες διαστάσεις σε όλες τις δοκιμές (200x4 mm<sup>2</sup>). Οι μόνες διαστάσεις που αλλάζουν μεταξύ των πειραμάτων είναι το πάχος ( $t_f$ ) και το πλάτος ( $b_f$ ) του ελάσματος πέλματος, δεδομένου ότι το μήκος λυγισμού των χαλύβδινων ελασμάτων είναι 170 mm για όλα τα δοκίμια. Η ευαισθησία στο λυγισμό περιγράφεται από τη γεωμετρική λυγηρότητα  $\lambda_G$ , που υπολογίζεται ως ο λόγος μεταξύ του ελεύθερου μήκος ( $L_0$ ) και του πάχους του ελάσματος πέλματος. Το  $L_0$  λαμβάνεται σταθερό έτσι ώστε η εφελκυστική

παραμόρφωση που επιβάλλεται στο έλασμα πέλματος, για τα προβλεπόμενα εύρη στροφής της ασφάλειας, να βρίσκεται επαρκώς εντός πλαστικής περιοχής αλλά μακριά από την αστοχία σε εφελκυσμό για μονοτονικές δοκιμές. Οι διαστάσεις που παρουσιάζονται στον Πιν. 6.1 επιλέγονται έτσι ώστε να προκύψουν ασφάλειες με διαφορετικές τιμές της παραμέτρου ελέγχου του σχεδιασμού, δηλαδή της αναλογίας αντοχών *α*, που ορίζεται από την Εξ. (6.2).

$$\alpha = \frac{M_{max,fuse}}{M_{pl,beam}}$$
 Eξ. (6.2)

όπου *M<sub>max,fuse</sub>* είναι η μέγιστη ροπή που ασκείται στις ασφάλειες και *M<sub>pl,beam</sub>* είναι η πλαστική ροπή αντοχής του μη ενισχυμένου τμήματος της σύνθετης διατομής της δοκού (μακριά από τις ασφάλειες, χωρίς τις πλάκες ενίσχυσης του κορμού και του πέλματος).

Πιν. 6.1: Διαστάσεις του ελάσματος πέλματος των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS (σε mm) και η αντίστοιχη γεωμετρική λυγηρότητα

Plate	А	В	С	D	E	F
$t_f$	10	10	12	8	12	8
$b_f$	80	130	110	100	150	140
$\lambda_G$	17.0	17.0	14.2	21.3	14.2	21.3

Οι αντίστοιχες τιμές του λόγου αντοχών παρουσιάζονται στον Πιν. 6.2 για τις θετικές (*α*<sup>+</sup>) και αρνητικές (*α*<sup>-</sup>) ροπές.

Plate	А	В	С	D	Е	F
$\alpha^+$	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

Πιν. 6.2: Λόγοι αντοχών συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS

Οι δοκιμές διεξάγονται σε τρεις κύριες φάσεις – πρώτα, ανακυκλιζόμενες, για τα ελάσματα D, A, B and C, με αυτήν τη σειρά, με επαναλήψεις – και στη συνέχεια, ανακυκλιζόμενες, για μια νέα ομάδα ελασμάτων – F και E, με αυτήν τη σειρά – και στο τέλος, μονοτονικές, θετικές και αρνητικές, για το έλασμα C. H ακολουθία των δοκιμών έχει σχεδιαστεί για να μειώσει τις επιπτώσεις της συσσωρευμένης βλάβης που προκαλείται από προηγούμενες δοκιμές, δηλαδή με τη σειρά αύξησης της αντοχής (αναλογία αντοχών) και, σε περιπτώσεις ισοδύναμης αντοχής, με τη σειρά μείωσης της γεωμετρικής λυγηρότητας.

Οι ανακυκλιζόμενες μετατοπίσεις επιβάλλονται στο δοκίμιο από τη δυναμοκυψέλη στην κορυφή της δοκού, σε κατακόρυφη απόσταση περίπου 1.5 m από το κέντρο της ασφάλειας. Η ιστορία φόρτισης βασίστηκε σε ένα πρωτόκολλο παρόμοιο με εκείνο που προτάθηκε στις Συστάσεις του ECCS (1986), μεταφρασμένο σε όρους

στροφών της αποκατάστασης (Krawlinker, 2009). Το πρωτόκολλο της ιστορίας φόρτισης περιγράφεται στον Πιν. 6.3 με βάση τον δείκτη βήματος n. Εάν δεν επιτευχθεί αστοχία μετά και την ολοκλήρωση των έντεκα βημάτων της προτεινόμενης ιστορίας φόρτισης, εκτελούνται κύκλοι με πλάτη στροφής 40mrad (60mm) έως ότου την πλήρη αστοχία του ελάσματος πέλματος.

Βήμα (n)	Επιβαλλόμενη μετακίνηση κορυφής (mm)	Προσεγγιστική στροφή της συσκευής θ (mrad)	Αριθμός κύκλων
1	2.25	1.5	3
2 ≤ n ≤ 6	3.75(n-1)	2.5(n-1)	3
6 ≤ n ≤ 11	7.50(n-3)	5.0(n-3)	3
n > 11	60	40	3

#### Πιν. 6.3: Πρωτόκολλο ιστορίας φόρτισης

### 6.3.2 Δοκιμές προσδιορισμού των ιδιοτήτων των υλικών

### 6.3.2.1 Δοκιμές εφελκυσμού σε χάλυβα

Ο προσδιορισμός της αντοχής του χάλυβα επιτυγχάνεται μέσω τυποποιημένων δοκιμών εφελκυσμού με βάση τις Ευρωπαϊκές συστάσεις του ΕΝ10002-1. Δοκιμές σε δείγματα με διαφορετικό πάχος δομικού χάλυβα και διαμέτρο χάλυβα οπλισμού πραγματοποιήθηκαν στο μηχάνημα δοκιμών Instrom. Οι μέσες τιμές διαρροής και αστοχίας που προκύπτουν από αυτές τις δοκιμές φαίνονται στον Πιν. 6.4 και Πιν. 6.5 για το δομικό χάλυβα και το χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα.

Πάχος (mm)	$f_{ym}$ (MPa)	$f_{um}$ (MPa)	$\varepsilon_{um}$ (%)
4	271.7	402.2	26.3
8	262.8	417.2	26.7
10	274.6	430.3	24.2
12	276.8	429.5	24.9

Πιν. 6.4: Παράμετροι μέσης διαρροής και αστοχίας του δομικού χάλυβα S275

#### Πιν. 6.5: Παράμετροι μέσης διαρροής και αστοχίας του χάλυβα οπλισμού Α500

$\phi$ (mm)	<i>f<sub>sm</sub></i> (MPa)	<i>f<sub>um</sub></i> (MPa)	ε <sub>um</sub> (%)	
10	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	

Λαμβάνοντας υπόψη της ληφθείσες τιμές, ο δομικός χάλυβας ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις για να θεωρείται ως S275 και ο χάλυβας οπλισμού ως A500.

### 6.3.2.2 Δοκιμές σκυροδέματος σε θλίψη

Η μέση αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος  $f_{cm}$  εκτιμάται μέσω μιας δοκιμής σε μονοαξονική θλίψη που διεξάγεται σε έξι κυβικά δοκίμια πλευράς 150mm στην ηλικία των ανακυκλιζόμενων δοκιμών. Οι ληφθείσες μορφές αστοχίας είναι επαρκείς. Τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πιν. 6.6. Από αυτά τα αποτελέσματα και σύμφωνα με τις προδιαγραφές της 3.1.2 του EN1992-1-1, η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής κυλινδρικού δοκιμίου σκυροδέματος σε θλίψη  $f_{ck}$  μπορεί να προσεγγιστεί από την έκφραση:  $f_{ck} = f_{cm} - 8$  (MPa). Με βάση αυτήν την έκφραση, συμπεραίνεται ότι το σκυρόδεμα είναι πιο κοντά στην κατηγορία αντοχής C30/37.

Αριθμός δοκιμίου	F (kN)	<i>f<sub>c</sub></i> (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

Πιν. 6.6: Αποτελέσματα δοκιμών θλίψης σκυροδέματος

# 6.3.3 Αξιολόγηση των πειραματικών αποτελεσμάτων

### 6.3.3.1 Συνολική υστερητική συμπεριφορά

Η ανάλυση των αποτελεσμάτων βασίζεται κυρίως στα διαγράμματα ροπώνστροφών (*M* – θ) των ασφαλειών των δοκιμίων. Για παράδειγμα, τα διαγράμματα *M* – θ για τις δύο δοκιμές στην ασφάλεια D φαίνονται στο Σχ. 6.4 (η στροφή θ υπολογίζεται προσεγγιστικά διαιρώντας τη μετατόπιση κορυφής κατά την απόσταση προς το κέντρο της ασφάλειας).



Σχ. 6.4: Διάγραμμα *M* – *θ* για το έλασμα D

Σχ. 6.5: Σύγκριση μεταξύ μονοτονικών και ανακυκλιζόμενων δοκιμών για την ασφάλεια C

Τα διαγράμματα δείχνουν ότι η υστερητική συμπεριφορά της ασφάλειας είναι σταθερή, χαρακτηριζόμενη από μια αξιοσημείωτη μείωση της πληρότητας των

186   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	

βρόχων, λόγω του λυγισμού των αντικαταστάσιμων ελασμάτων όταν υποβάλλονται σε αρνητικές ροπές, η οποία εξηγεί επίσης την ασυμμετρία του διαγράμματος ροπών. Η ικανότητα παραμόρφωσης των ασφαλειών αποδεικνύεται από το γεγονός ότι όλα τα δοκίμια ήταν σε θέση να στραφούν κατά ±35 mrad, η οποία είναι η ελάχιστη τιμή που συνιστάται από το ΕΝ1998-1-1.

Η σύγκριση των διαγραμμάτων  $M - \theta$  μεταξύ της πρώτης και της δεύτερης δοκιμής του ίδιου δοκιμίου ασφάλειας δείχνει ότι υπάρχει ελαφρά επιδείνωση όσον αφορά τη δύναμη και την καταστροφή ενέργειας. Αυτή η επιδείνωση είναι συνέπεια της συσσωρευμένης βλάβης στα τμήματα της πειραματικής διάταξης που δεν αντικαθίστανται μεταξύ των δοκιμών. Οι μορφές αστοχίας όλων των δοκιμών είναι παρόμοιες, περιλαμβάνοντας την ανάπτυξη ρωγμών στη μεσαία διατομή του ελάσματος πέλματος όταν υποβάλλεται σε εφελκυσμό.

Επιπλέον, οι μετρήσεις δείχνουν ότι τόσο το υποστύλωμα όσο και το σύμμικτο δοκάρι παρέμειναν στην ελαστική περιοχή, κινούμενα παρόμοια με στερεά σώματα με μικρές ελαστικές παραμορφώσεις. Τα δοκίμια κατέδειξαν σημαντική σύμμικτη συμπεριφορά, όπου η ολίσθηση στη διεπαφή πλάκας-δοκού αποδείχθηκε σχετικά μικρή, με τιμές κάτω από 0.20mm για όλα τα δοκίμια.

Η μονοτονική συμπεριφορά μπορεί να συγκριθεί με την ανακυκλιζόμενη μέσω της υπέρθεσης των αντίστοιχων διαγραμμάτων  $M - \theta$ , όπως φαίνεται στο Σ<sub>X</sub>. 6.5 για την ασφάλεια με το έλασμα C. Τα διαγράμματα είναι πολύ όμοια όσον αφορά την αρχική δυσκαμψία και τη ροπή διαρροής. Το μονοτονικό διάγραμμα φαίνεται να προσαρμόζεται καλά στο ανακυκλιζόμενο για το ίδιο εύρος στροφών, μοιάζοντας αρκετά με την περιβάλλουσα καμπύλη της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Ο συνδυασμός της κινηματικής κράτυνσης (που αυξάνει τη μονοτονική αντοχή) με την ολιγοκυκλική κόπωση (που μειώνει την ανακυκλιζόμενο αντοχή) δικαιολογεί τις διαφορές αντοχών που παρατηρούνται στη θετική διεύθυνση. Η αντοχή στην αρνητική διεύθυνση ελέγχεται από το φαινόμενο λυγισμού που συμβαίνει ανεξάρτητα από το αν οι δοκιμές είναι μονοτονικές ή ανακυκλιζόμενες. Η ικανότητα παραμόρφωσης των ανακυκλιζόμενων δοκιμών μειώνεται σημαντικά λόγω των επιδράσεων της συσσώρευσης βλαβών (π.χ. ολιγοκυκλική κόπωση του ελάσματος πέλματος).

#### 6.3.3.2 Δυσκαμψία

Τα αποτελέσματα που λήφθηκαν από την πρώτη ανακυκλιζόμενη δοκιμή για κάθε έλασμα ασφάλειας δείχνουν ότι η παράμετρος ξ, που ορίζεται στις Συστάσεις του ECCS (1986) ως ο λόγος μεταξύ της αφόρτιστης δυσκαμψίας στο τέλος κάθε κύκλου και της αρχικής ελαστικής δυσκαμψίας κάθε δοκιμίου, μειώνεται σταδιακά σε κάθε κύκλο το οποίο αντιστοιχεί σε μια συνεχή μείωση της δυσκαμψίας. Αυτή η απώλεια παρατηρείται κυρίως στις αρνητικές στροφές στις οποίες κυριαρχεί ο ανακυκλιζόμενος λυγισμός των αντικαταστάσιμων ελασμάτων. Επιπλέον, τα δοκίμια με μικρότερες τιμές του α έχουν μεγαλύτερο βαθμό μείωσης της δυσκαμψίας, ιδιαίτερα σε θετικές στροφές.

### 6.3.3.3 Αντοχή

Προκειμένου να απλοποιηθούν οι συγκρίσεις μεταξύ των δοκιμών, εισάγεται ο αδιάστατος λόγος αντοχών ε στο τέλος του κάθε κύκλου. Αυτός ο λόγος ορίζεται στις Συστάσεις του ECCS (1986) ως η ροπή κάμψης στο τέλος κάθε κύκλου διαιρούμενη με τη ροπή διαρροής του δοκιμίου στην αντίστοιχη διεύθυνση.

Η συμπεριφορά του λόγου αντοχών σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση φαίνεται να είναι πολύ παρόμοια για όλα τα δοκίμια για θετικές στροφές, παρουσιάζοντας μια σημαντική κράτυνση, η οποία σε ορισμένες περιπτώσεις φτάνει μια τιμή 1.5 φορές τη ροπή διαρροής. Αυτό το φαινόμενο οφείλεται κυρίως στην κράτυνση του ελάσματος πέλματος όταν υποβάλλεται σε εφελκυσμό.

Εντούτοις, για αρνητική στροφή, οι προαναφερθείσες επιδράσεις της κράτυνσης εξισορροπούνται από αυτές που οφείλονται στο λυγισμό του ελάσματος πέλματος. Ως αποτέλεσμα, ο λόγος αντοχών είναι γενικά μικρότερος της μονάδας. Η θετική και αρνητική αντοχή των ασφαλειών αναμένεται να ελέγχεται άμεσα από τις τιμές των λόγων των αντοχών  $\alpha^+$  και  $\alpha^-$ , αντίστοιχα. Αυτή η εξάρτηση μπορεί να φανεί στο Σχ. 6.6 και Σχ. 6.7.

M (kNm)







Σχ. 6.7: Αρνητική αντοχή -  $a^-$ 

Το διάγραμμα θετικής αντοχής υποδεικνύει ότι τόσο η διαρροή  $(M_y)$  όσο και η μέγιστη ροπή  $(M_{max})$ , που καθορίζονται σύμφωνα με τις συστάσεις του ECCS (1986), αυξάνουν για  $\alpha^+$ , δείχνοντας μια λογική συσχέτιση. Παρ΄ όλα αυτά, υπάρχουν κάποιες εξαιρέσεις, στις οποίες η ίδια τιμή του  $\alpha^+$  αντιστοιχεί σε διαφορετικές τιμές αντοχών. Αυτή η φαινομενικά αντιφατική συμπεριφορά παρατηρείται στα δοκίμια που εξετάστηκαν τελευταία και στα οποία οι επιδράσεις της συσσώρευσης βλάβης από προηγούμενες δοκιμές οδήγησαν σε μείωση της αντοχής, η οποία αγνοείται κατά τον υπολογισμό του  $\alpha$ .

Όσο για τις αρνητικές ροπές, το Σχ. 6.7 δείχνει ότι η αντοχή παρουσιάζει μια πιο σταθερή αύξηση με την αύξηση του λόγου αντοχών. Αυτό δείχνει ότι η αρνητική

188   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	

αντοχή της ασφάλειας είναι πιο ευαίσθητη σε μια μεταβολή της γεωμετρίας του ελάσματος πέλματος και κατά συνέπεια του α<sup>-</sup>.

### 6.3.3.4 Ικανότητα καταστροφής ενέργειας

Η ικανότητα καταστροφής ενέργειας διαδραματίζει έναν από τους σημαντικότερους ρόλους στην περιγραφή της σεισμικής απόδοσης των ασφαλειών. Η συνολική ποσότητα καταναλούμενης ενέργειας  $W_{total}$  φαίνεται να εξαρτάται από το α, υπογραμμίζοντας έτσι το γεγονός ότι η δριμύτητα της διαρροής και του λυγισμού των αντικαστάσιμων ελασμάτων έχει θεμελιώδη επίδραση στην απόδοση τους σε όρους καταναλούμενης ενέργειας.

Η εξέλιξη της υποβάθμισης μεταξύ των δοκιμών μπορεί επίσης να ερμηνευθεί μέσω ενεργειακών θεωρήσεων. Για το σκοπό αυτό, συγκρίνεται η συνολική ποσότητα καταναλούμενης ενέργειας σε διαφορετικά αντικαταστάσιμα ελάσματα στο τέλος της πρώτης και της δεύτερης δοκιμής κάθε ασφάλειας. Με εξαίρεση την πλάκα D, οι πρώτες δοκιμές των άλλων ασφαλειών μπόρεσαν να φτάσουν υψηλά επίπεδα καταστροφής ενέργειας. Αυτό δείχνει ότι η φθορά των αναντικατάστατων τμημάτων, ιδιαίτερα η ρωγμή της άνω επιφάνειας της πλάκας σκυροδέματος, επηρεάζει την ικανότητα καταστροφής ενέργειας.

Η εξέλιξη της καταστροφής ενέργειας μεταξύ των κύκλων μπορεί επίσης να δώσει μια ιδέα για την εξέλιξη της συσσωρευμένης βλάβης κατά τη διάρκεια των δοκιμών. Προκειμένου να μελετηθεί αυτό, υπολογίζεται η αδιάστατη παράμετρος  $\eta/\eta_0$ , όπου  $\eta$  είναι ο λόγος ενεργειών στο τέλος κάθε κύκλου και  $\eta_0$  είναι ο ίδιος λόγος ενεργειών στο τέλος κάθε κύκλου α με τις Συστάσεις του ECCS (1986), ο λόγος ενεργειών  $\eta_i$  στο τέλος κάθε κύκλου δίνεται από την Εξ. (6.3):

$$\eta_i = \frac{W_i}{\Delta M_y (\Delta \theta_i - \Delta \theta_y)}$$
 Eξ. (6.3)

όπου *W<sub>i</sub>* είναι η καταναλούμενη ενέργεια στον κύκλο *i*, *ΔM<sub>y</sub>* είναι το εύρος των ροπών διαρροής, *Δθ<sub>i</sub>* είναι το εύρος των επιβαλλόμενων στροφών στον κύκλο *i* και *Δθ<sub>y</sub>* είναι το εύρος των στροφών διαρροής. Το αντίστοιχο διάγραμμα παρουσιάζεται στο Σχ. 6.8 για την πρώτη δοκιμή κάθε δοκιμίου.



Σχ. 6.8: Σύγκριση μεταξύ πρώτης και δεύτερης δοκιμής σε όρους καταστροφής ενέργειας

Ένα πιθανό ενεργειακό κριτήριο αστοχίας μπορεί να προκύψει θέτοντας την παράμετρο η/η₀ σε μια σταθερή τιμή (πιθανώς εξαρτώμενη από τις γεωμετρικές και υλικές ιδιότητες του δοκιμίου) κάτω από την οποία συμβαίνει αστοχία. Αυτό το κριτήριο χρησιμοποιείται από τους Castiglioni και Pucinotti (2009) και Agatino (1995) για τη μοντελοποίηση της αστοχίας των χαλύβδινων μελών. Όπως προτάθηκε αρχικά από τους Calado και Castiglioni (1996), μια απλοποιημένη προσέγγιση είναι να τεθεί η παράμετρος σε σταθερή τιμή 0.5. Αυτό το όριο εμφανίζεται στο διάγραμμα ως η διακεκομμένης γραμμής καμπύλη, η οποία φαίνεται να ταιριάζει επαρκώς στα πειραματικά αποτελέσματα, ειδικά για αντικαταστάσιμα ελάσματα με υψηλότερες τιμές *α*. Το ίδιο διάγραμμα δείχνει επίσης ότι οι καμπύλες των αντικαταστάσιμων ελασμάτων Α και D τέμνουν αυτό το όριο νωρίτερα κατά τη δομική, με αναφορά στον πρώτο πλαστικό τους κύκλο. Τα αντίστοιχα αυτά ελάσματα τείνουν να λυγίζουν

Γενικά, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι ασφάλειες με υψηλότερες τιμές *α* παρέχουν υψηλότερα επίπεδα απόδοσης σε όρους δυσκαμψίας, αντοχής, καταναλούμενης ενέργειας και ρυθμό υποβάθμισης. Παρόλα αυτά, οι ασφάλειες με τιμές *α* κοντά στη μονάδα και των οποίων η αντοχή είναι παρόμοια με εκείνη της σύμμικτης δοκού, προκαλούν περισσότερη ζημία εκτός της περιοχής τους, αποτυγχάνοντας να συγκεντρώσουν την πλαστικοποίηση εντός της διατομής τους. Αυτή η συμπεριφορά έρχεται σε αντίθεση με μια από τις βασικές ιδέες των ασφαλειών. Επομένως, η τιμή του *α* θα πρέπει να περιορίζεται από ένα ανωτικατάστατα μέλη.

#### 6.4 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΩΝ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΩΝ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

#### 6.4.1 Παραδοχές προσομοίωσης

Αναπτύχθηκε στο Abaqus ένα σύνολο αριθμητικών προσομοιώσεων πεπερασμένων στοιχείων με στόχο την αναπαραγωγή των πειραματικών αποτελεσμάτων. Αυτά τα μοντέλα υποθέτουν ότι τόσο η δοκός όσο και το

190   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS	

υποστύλωμα είναι αρκετά δύσκαμπτα ώστε να θεωρούνται στερεά και η σύμμικτη δοκός παρουσιάζει πλήρη διατμητική σύνδεση. Δεδομένου ότι η συμπεριφορά των ασφαλειών εξαρτάται κυρίως από τη διαρροή και το λυγισμό των χαλύβδινων ελασμάτων και δεν παρατηρείται σημαντική ρηγμάτωση στις πρώτες δοκιμές, το σκυρόδεμα μοντελοποιείται με μια ελαστική συμπεριφορά, μειώνοντας σημαντικά το υπολογιστικό κόστος (Espinha, 2011). Η σχέση μονοαξονικής τάσηςπαραμόρφωσης που υιοθετήθηκε για το χάλυβα βασίζεται στα αποτελέσματα που προκύπτουν από πειραματικές δοκιμές εφελκυσμού που έγιναν σε δείγματα που λήφθηκαν από τις χαλύβδινες διατομές.

### 6.4.2 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων

Τα Σχ. 6.9(α) και (β) απεικονίζουν τις πλαστικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στην ασφάλεια όταν ασκούνται θετικές και αρνητικές ροπές αντίστοιχα.





Σχ. 6.9: Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων στην ασφάλεια υπό (α) θετικές και (β) αρνητικές ροπές

Τα σχήματα δείχνουν την πλαστική παραμόρφωση της ασφάλειας με τη βοήθεια ισοποσικών περιγραμμάτων πλαστικής παραμόρφωσης. Αυτά τα σχεδιαγράμματα απεικονίζουν την ικανότητα της ασφάλειας να συγκεντρώνει την πλαστικοποίηση εντός των ελασμάτων της. Οι αριθμητικές προσομοιώσεις αποτελούνταν από αυξανόμενη ιστορία φόρτισης (μονοτονική) μέσω της επιβολής μετατοπίσεων, επιτρέποντας τη σύγκριση με τις πειραματικές ανακυκλιζόμενες περιβάλλουσες.

Γενικά, τα μοντέλα προβλέπουν την πειραματική συμπεριφορά με σχετική ακρίβεια, ειδικά εντός της ελαστικής περιοχής. Όσον αφορά τη μέγιστη ροπή, παρατηρείται μια πιο σημαντική κράτυνση στο αριθμητικό μοντέλο, καθώς το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων φορτίζεται μονοτονικά από την απαραμόρφωτη και χωρίς βλάβες κατάσταση κι έτσι αποτυγχάνει να αναπαράξει την υποβάθμιση της αντοχής από τους προηγούμενους κύκλους που παρατηρείται στις πειραματικές δοκιμές. Όσον αφορά τη δυσκαμψία, το μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων είναι πιο δύσκαμπτο από αυτό που δοκιμάστηκε πειραματικά. Αυτή η υπεροχή της δυσκαμψίας εμφανίζεται περισσότερο στα ελάσματα C,E και F, τα οποία είναι τα τελευταία που δοκιμάστηκαν πειραματικά, υποδηλώνοντας ότι η διαφορά ίσως είναι συνέπεια της μείωσης της ελαστικής δυσκαμψίας που παρουσιάζουν αυτά τα δοκίμια, λόγω της συσσώρευσης βλαβών στα αναντικατάστατα τμήματα, των ρωγμών στο σκυρόδεμα και των επιδράσεων λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης.

Μια άλλη συμπεριφορά που κατέδειξαν τα αριθμητικά αποτελέσματα είναι ότι οι διατομές δεν παραμένουν επίπεδες παρά το γεγονός ότι ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται κοντά στο κέντρο βάρους των στρώσεων των οπλισμών. Υπό αυτήν την έννοια η παραδοχή του Bernoulli δεν είναι εντελώς έγκυρη, γεγονός που περιπλέκει την ανάπτυξη αναλυτικών σχεδιαστικών μοντέλων.

### 6.5 ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΗΡΙΕΣ ΓΡΑΜΜΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Τα συμπεράσματα από τις αναλυτικές και αριθμητικές μελέτες συνοψίζονται τώρα στον οδηγό σχεδιασμού που παρουσιάζεται εδώ για πρακτική εφαρμογή. Ο οδηγός σχεδιασμού δίνει συστάσεις για την επιλογή των κατάλληλων ασφαλειών ως συνάρτηση των σημαντικότερων παραμέτρων, όπως η διαμόρφωση του πλαισίου, η σεισμική ζώνη, το φάσμα και γενικότερα οι απαιτήσεις σε αντοχή και παραμόρφωση. Η μεθοδολογία σχεδιασμού, που περιγράφεται στον οδηγό σχεδιασμού, βασίζεται στις διατάξεις των ΕΝ1993-1-1, ΕΝ1994-1-1 και ΕΝ1998-1-1. Ορισμένες ρήτρες του ΕΝ1998-1-1 αναπροσαρμόζονται κατάλληλα ώστε να καλύπτουν τη χρήση των συσκευών από τις κανονικές διατάξεις του κώδικα.

# 6.5.1 Προκαταρκτικός σχεδιασμός

### 6.5.1.1 Προτεινόμενη διαδικασία

Είναι πιο περίπλοκο να σχεδιάζονται στοιχεία για να αντέχουν τις σεισμικές δράσεις. Οι επιδράσεις τους σε όρους εσωτερικών δυνάμεων είναι δύσκολο να προβλεφθούν επειδή η σοβαρότητα της δράσης εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά των στοιχείων. Επομένως, ο σχεδιασμός των αποκαταστάσεων δοκών είναι μάλλον μια επαναληπτική διαδικασία. Από την άποψη αυτή, το παρόν τμήμα στοχεύει να δώσει στο σχεδιαστή κάποιες συστάσεις σχετικά με τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των διαστάσεων των αποκαταστάσεων των δοκών.

Πρώτον, επειδή οι ασφάλειες χρησιμοποιούνται κυρίως για να αντισταθούν στα πλευρικά φορτία (η τοποθέτηση τους πρέπει να γίνεται κοντά στις ζώνες μηδενικής ροπής για το θεμελιώδη συνδυασμό φορτίσεων), η διατομή της σύμμικτης δοκού πρέπει να προσδιορίζεται με βάση το θεμελιώδη συνδυασμό φορτίσεων.

Δεύτερον, ο αντισεισμικός σχεδιασμός μιας συμβατικής κατασκευής (χωρίς συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS) πρέπει να πραγματοποιείται με έναν κατάλληλο συντελεστή q. Οι προκύπτουσες εσωτερικές ροπές στη θέση που θα

τοποθετηθούν οι αποκαταστάσεις των δοκών θα πρέπει να θεωρηθούν ως ροπές σχεδιασμού για τις αποκαταστάσεις . Με αυτές τις τιμές, μπορούμε επίσης να υπολογίσουμε τις τιμές προ-σχεδιασμού του α<sup>+</sup> για να ελέγξουμε εάν είναι αποδεκτές ή όχι. Ο σχεδιασμός των αποκαταστάσεων των δοκών πρέπει να γίνει έτσι ώστε η ακολουθία σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων τους να ακολουθεί περίπου την παραμόρφωση της κατασκευής που προκαλείται από σεισμικές δράσεις.

Τρίτον, υπολογίζεται η διατομή του πέλματος των αντικαταστάσιμων ελασμάτων για τη ροπή σχεδιασμού των αποκαταστάσεων δοκών και λαμβάνοντας υπόψη τον πλαστικό ουδέτερο άξονα που βρίσκεται στο κέντρο βάρους της άνω και κάτω στρώσης οπλισμού.

Τέλος, η απόσταση του κενού και το ελεύθερο μήκος *L*<sub>0</sub> καθορίζονται ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη της επιθυμητής στροφής χωρίς να προκαλείται σοβαρός λυγισμός στα αντικαταστάσιμα ελάσματα ή στον οπλισμό, εξασφαλίζοντας ότι η σύνδεση είναι όλκιμη.

Πέμπτον, υπό τον όρο ότι ο πλαστικός ουδέτερος άξονας παραμένει κατά προσέγγιση στην θεωρούμενη θέση, υπολογίζεται ταυτόχρονα η άνω και η κάτω στρώση οπλισμού καθώς και η οριακή αρνητική και θετική ροπή των αποκαταστάσεων των δοκών μέσω του μοντέλου αντοχής που περιγράφεται στο 5.1.2. Το υπολογίζόμενο εμβαδόν οπλισμού μπορεί να θεωρηθεί ως ένα κάτω όριο. Κάποιος μπορεί να χρησιμοποιήσει μεγαλύτερες ποσότητες οπλισμού για να επιτύχει έναν πιο συντηρητικό σχεδιασμό που εξασφαλίζει την παραμονή του στην ελαστική περιοχή, εφ' όσον η παραμόρφωση του ελάσματος πέλματος είναι μεγαλύτερη από την παραμόρφωση διαρροής του. Στη συνέχεια μπορούν να υπολογιστούν οι πραγματικές τιμές των  $α^+$  και  $α^-$ . Δε συνιστάται οι δύο αυτές τιμές να έχουν μεγάλες αποκλίσεις, λόγω της αρνητικής επίδρασης στη συμπεριφορά της κατασκευής, καθώς το διάγραμμα ροπών-στροφών πρέπει να είναι όσο το δυνατόν συμμετρικό.

Έκτον, με τις μέγιστες ροπές στα αντικαταστάσιμα ελάσματα μπορούν να προσδιοριστούν διάφορες πτυχές: (α) η μέγιστη τέμνουσα δύναμη μπορεί να υπολογιστεί με βάση τη θεώρηση ισορροπίας και τη θεώρηση μιας σταθερής τέμνουσας δύναμης κατά μήκος της δοκού κατά τη διάρκεια σεισμικών γεγονότων. Η τέμνουσα δύναμη επιτρέπει το σχεδιασμό των ελασμάτων κορμού, έτσι ώστε να αντέχουν το σύνολο της τέμνουσας. (b) Το μήκος και το απαραίτητο εμβαδόν για τα ενισχυτικά ελάσματα κορμού και πέλματος στις ζώνες ενισχυμένης δοκού μπορούν να υπολογιστούν για να εξασφαλίσουν, αφενός, την αντοχή τους στις επιβαλλόμενες δράσεις και, αφετέρου, ότι τα μη ενισχυμένα μέρη της δοκού παραμένουν ελαστικά. Τέλος, η ροπή διαρροής και η αντίστοιχη στροφή της (κατά συνέπεια, η δυσκαμψία της ασφάλειας) μπορούν να υπολογιστούν με τη μέθοδο που περιγράφεται στο

6.5.1.3. Η σχέση της υστερητικής συνιστώσας της ασφάλειας λαμβάνεται τελικά και χρησιμοποιείται τόσο σε γραμμικές όσο και σε μη γραμμικές αναλύσεις της τελικής κατασκευής, για να ελεγχθεί εάν επαληθεύει τις προϋποθέσεις ασφαλείας.

### 6.5.1.2 Μοντέλο αντοχής

Η μέγιστη θετική ροπή μπορεί να υπολογιστεί με βάση το σχήμα που απεικονίζεται στο Σχ. 6.10. Εδώ γίνονται δύο παραδοχές: α) τα ελάσματα κορμού δεν λαμβάνονται υπόψη (β) το μοντέλο υποθέτει την παραδοχή επίπεδων διατομών του Bernoulli.

Ωστόσο, ευρήματα από το αριθμητικό προσομοίωμα δείχνουν ότι η παραμόρφωση καθ' ύψος της διατομής της ασφάλειας δεν είναι καθόλου κοντά στη γραμμική, το οποίο μειώνει ή ακόμη αλλάζει το πρόσημο του διαγράμματος των ορθών τάσεων μειώνοντας την επιστρατευμένη ροπή αντίστασης.

Από την άλλη πλευρά, η θεώρηση μη γραμμικής κατανομής των παραμορφώσεων αντίκειται στη φιλοσοφία του πρακτικού σχεδιασμού επειδή περιπλέκει σημαντικά τον υπολογισμό της αντοχής των ασφαλειών.

Για το σκοπό αυτό και λαμβάνοντας υπόψη ότι η μείωση της επιστρατευμένης ροπής αντίστασης μπορεί να αντισταθμίσει κάπως την αγνόηση της αντίστασης των ελασμάτων κορμού, το προτεινόμενο μοντέλο μπορεί να θεωρηθεί ως μια καλή προσέγγιση για τον υπολογισμό της μέγιστης και ελάχιστης ροπής της ασφάλειας. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι το Σχ. 6.10 ισχύει για τις θετικές ροπές. Για αρνητικές ροπές, η διεύθυνση των δυνάμεων και της ροπής πρέπει να αντιστραφεί.



Σχ. 6.10: Μοντέλο για τον υπολογισμό της μέγιστης θετικής ροπής στην ασφάλεια

### Για θετικές ροπές:

Πρώτον, με σταθερή τη θέση του πλαστικού ουδέτερου άξονα, υπολογίζεται η οριακή καμπυλότητα της αποκατάστασης με την επιβολή της οριακής παραμόρφωσης του χάλυβα του ελάσματος πέλματος. Η μέγιστη αξονική δύναμη στο έλασμα πέλματος είναι  $R_{flange} = f_{u,flange} \cdot A$ , όπου A είναι το εμβαδόν της διατομής του στοιχείου και  $f_{u,flange}$  είναι η τάση αστοχίας σε εφελκυσμό του χάλυβα του ελάσματος.

Δεύτερον, η παραμόρφωση της άνω και κάτω στρώσης οπλισμού μπορεί να προσδιοριστεί μέσω του γραμμικού διαγράμματος παραμορφώσεων. Δεδομένου ότι ο οπλισμός παραμένει στην ελαστική περιοχή, οι τάσεις στον οπλισμό μπορούν να

194 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

ληφθούν πολλαπλασιάζοντας τις παραμορφώσεις τους επί το μέτρο ελαστικότητας Ε.

Τρίτον, το εμβαδόν της άνω και κάτω στρώσης του οπλισμού επιλέγεται τώρα για να ικανοποιήσει την κατάσταση ισορροπίας που εκφράζεται στην Εξ. (6.4). Η υπόθεση που έγινε για τη θέση του πλαστικού ουδέτερου άξονα ελέγχεται επίσης έμμεσα από την ικανοποίηση της Εξ. (6.4). Ως σημείο εκκίνησης, θα τοποθετηθεί στην άνω στρώση οπλισμού εμβαδό διπλάσιο από αυτό του ελάσματος πέλματος. Στη συνέχεια, το εμβαδόν της κάτω στρώσης του οπλισμού θα υπολογιστεί έτσι ώστε να επιτευχθεί η ισορροπία.

όπου R<sub>i</sub> η δύναμη που ασκείται σε κάθε στοιχείο i.

Τέταρτον, γνωρίζοντας τις δυνάμεις κάθε τμήματος, υπολογίζεται η οριακή ροπή της ασφάλειας από την Εξ. (6.5).

όπου z<sub>i</sub> είναι ο μοχλοβραχίονας του κάθε στοιχείου i.

Τελικά, η οριακή θετική στροφή μπορεί να ληφθεί πολλαπλασιάζοντας την οριακή καμπυλότητα της αποκατάστασης με το ελεύθερο μήκος των αντικαταστάσιμων ελασμάτων.

Για αρνητικές ροπές:

Πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στην εκτίμηση της μέγιστης θλιπτικής τάσης του πέλματος λόγω των επιδράσεων λυγισμού. Ο καθορισμός αυτή της τιμής μπορεί να γίνει με βάση το μοντέλο που προτάθηκε από τους Gomes και Appleton (1992) το οποίο παρουσιάζεται στο Σχ. 6.11. Η προκύπτουσα έκφραση δίνεται στην Εξ. (6.6).



Σχ. 6.11: Πλαστικός μηχανισμός

$$\sigma = \frac{2\sqrt{2}M_p}{AL_0} \frac{1}{\sqrt{\varepsilon}}$$
 Eξ. (6.6)

όπου *A* είναι το εμβαδόν της διατομής του αντικαταστάσιμου ελάσματος πέλματος, *σ* είναι η μεγίστη θλιπτική τάση, *L*<sub>0</sub> είναι το ελεύθερο μήκος λυγισμού, *M<sub>p</sub>* είναι η πλαστική ροπή του αντικαταστάσιμού ελάσματος πέλματος και *ε* είναι η παραμόρφωση. Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του χάλυβα του πέλματος σε θλίψη λαμβάνεται στη συνέχεια και απεικονίζεται στο Σχ. 6.12.



Σχ. 6.12: Ορισμός της τροποποιημένης καμπύλης  $\sigma - \varepsilon$  με λυγισμό

Για να απλοποιηθεί η εκτίμηση του αρνητικού κλάδου της υστερητικής καμπύλης της αποκατάστασης, το παρόν έγγραφο θεωρεί μια μέγιστη θλιπτική τάση του ελάσματος πέλματος ίση με τη τάση διαρροής του χάλυβα. Αυτό σημαίνει ότι η μέγιστη θλιπτική τάση είναι το ελάχιστο μεταξύ δύο τιμών: της τάσης που υπολογίζεται από την καμπύλη του μηχανισμού λυγισμού ή της τάσης διαρροής του χάλυβα.

Στη συνέχεια προσδιορίζεται η επιστρατευμένη θλιπτική δύναμη πολλαπλασιάζοντας την προκύπτουσα θλιπτική τάση με το εμβαδόν του ελάσματος πέλματος. Τέλος, η αρνητική ροπή προσεγγίζεται από το γινόμενο της δύναμης και της απόστασης μεταξύ των κέντρων βαρών του ελάσματος και του οπλισμού. Τέμνουσα δύναμη:

Όσον αφορά τα ελάσματα του κορμού, τα οποία θα πρέπει να αντιστέκονται αποκλειστικά στην τέμνουσα, η διατμητική αντοχή τους θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις της διατμητικής κύρτωσης, σύμφωνα με το 5.2 του EN1993-1-5:

$$V_{b,Rd} = \frac{\chi_w h_w t_w f_{y,w}}{\sqrt{3}}$$
 Eξ. (6.7)

όπου  $h_w$  είναι το ύψος της διατομής του ελάσματος κορμού,  $t_w$  είναι το πάχος της διατομής του ελάσματος κορμού,  $f_{y,w}$  είναι η τάση διαρροής του χάλυβα του κορμού,  $\chi_w$  είναι ο μειωτικός συντελεστής διατμητικής κύρτωσης.

Η τιμή του  $\chi_w$  είναι ίση με 1.0 εφόσον ισχύει η ακόλουθη συνθήκη:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{y,w}}}$$
 Eξ. (6.8)

όπου η είναι μια παράμετρος που πρέπει να ληφθεί ίση με 1.2, όπως συνίσταται από τον κώδικα. Πρέπει να σημειωθεί ότι η εξίσωση είναι έγκυρη μόνο για μη ενισχυμένα ελάσματα.

### 6.5.1.3 Μοντέλο δυσκαμψίας

Η μεθοδολογία για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών βασίζεται στο σχήμα του μοντέλου αντίστασης. Η ροπή διαρροής, η καμπυλότητα και η πρώτη προσέγγιση της στροφής διαρροής μπορούν να ληφθούν μόλις γίνει γνωστό το κέντρο ακαμψίας, υποθέτοντας την παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα για το έλασμα πέλματος.

Στη συνέχεια, η στροφή διαρροής επαναϋπολογίζεται με ένα συντελεστή που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της δυσκαμψίας που οφείλεται στις διατμητικές παραμορφώσεις. Η προκύπτουσα τιμή του συντελεστή, βαθμονομημένη με βάση τα εργαστηριακά ευρήματα που παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 3, είναι 6.26.

Αυτή η τιμή βαθμονομήθηκε από ένα εύρος διαστάσεων πλάκας που κυμαίνεται από 10x80 mm<sup>2</sup> έως 12x150 mm<sup>2</sup>. Προτείνεται να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή όταν σχεδιάζονται αποκαταστάσεις δοκών με διαστάσεις πέρα από το προκαθορισμένο αυτό εύρος. Παρ' όλα αυτά, διεξήχθη επίσης μια ανάλυση ευαισθησίας προκειμένου να ελεγχθεί πως η μεταβλητότητα της βαθμονομημένης τιμής επηρεάζει την καθολική συμπεριφορά της κατασκευής. Τα παρατηρούμενα αποτελέσματα αυτής της διακύμανσης στην καθολική συμπεριφορά το πολύ μικρά και συνεπώς μπορούν να αγνοηθούν.

# 6.5.2 Σχεδιασμός για γραμμική ελαστική ανάλυση

Οι κανόνες σχεδιασμούς αποσκοπούν στο να εξασφαλίζουν ότι η διαρροή στις ασφάλειες συμβαίνει πριν τη διαρροή ή την αστοχία οπουδήποτε αλλού. Με αυτήν την έννοια, ο σχεδιασμός των κτηρίων με συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS βασίζεται στην υπόθεση ότι οι ασφάλειες είναι σε θέση να καταστρέφουν ενέργεια με το σχηματισμό πλαστικών καμπτικών μηχανισμών.

# 6.5.2.1 Προσομοίωση και προκαταρκτική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς

Ένα κτήριο με συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS μπορεί να προσομοιωθεί με ένα γραμμικό ελαστικό μοντέλο με την εισαγωγή κατάλληλων

στροφικών ελατηρίων στις δύο άκρες των δοκών του πλαισίου ροπής. Η δυσκαμψία των ελατηρίων πρέπει να είναι ίση με αυτή που εκτιμήθηκε στο 5.1.3. Οι προκύπτουσες εσωτερικές δυνάμεις της ανάλυσης διαιρούνται στη συνέχεια με το συντελεστή συμπεριφοράς *q*. Δεδομένου ότι μόνο οι ασφάλειες αναμένεται να έχουν ανελαστική συμπεριφορά, ο συντελεστής *q* εξαρτάται κυρίως από τα αποθέματα ολκιμότητας των ασφαλειών και τον τύπο του φορέα και την κανονικότητα. Εδώ δίνονται κάποιες προκαταρκτικές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς, αλλά πρέπει να πραγματοποιηθούν περαιτέρω έρευνες με μη γραμμική ανάλυση για την κατάλληλη εκτίμηση του. Στη γενική περίπτωση, όταν οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος παρέχουν επαρκή σταθερότητα χωρίς να προκαλούν σοβαρά φαινόμενα δευτέρας τάξης, η τιμή του *q* μπορεί να ληφθεί ως 4.0 και 5.0 για κατηγορία μέσης και υψηλής πλαστιμότητας, αντίστοιχα. Σε περιπτώσεις όπου η συνολική δυσκαμψία της κατασκευή θα πρέπει να θεωρείται ως ανεστραμμένο εκκρεμές με συντελεστή συμπεριφοράς 2.0.

### 6.5.2.2 Ανάλυση και έλεγχος ασφάλειας

Πραγματοποιείται στατική γραμμική ανάλυση υπό νεκρά και ωφέλιμα φορτία και τα μέλη του κύριου πλαισίου σχεδιάζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1993-1-1 για ΟΚΑ και ΟΚΛ. Η συμβατική μέθοδος για τον υπολογισμό των εσωτερικών δυνάμεων υπό σεισμική φόρτιση είναι η διεξαγωγή Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης, όπου ο αριθμός των ιδιομορφών ταλάντωσης που λαμβάνονται σε κάθε διεύθυνση είναι τέτοιος ώστε το άθροισμα της ενεργούς μάζας να είναι τουλάχιστον ίσο με 90% της συνολικής μάζας.

#### 6.5.2.2.1 Φαινόμενα 2ας τάξης

Η πιθανή επίδραση των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης πρέπει να ελέγχεται από τον περιορισμό του συντελεστή ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων θ σε τιμές κάτω από τις οριακές που δίνονται από τον κώδικα. Ο συντελεστής θ υπολογίζεται από την Εξ. (6.9) για κάθε όροφο και για τις δύο διευθύνσεις του κτηρίου x και y.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Eξ. (6.9)

όπου  $P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας που ασκείται επί και πάνω από τον όροφο που εξετάζεται,  $V_{tot}$  είναι η σεισμική τέμνουσα του ορόφου,  $d_r$  είναι η σχετική μετατόπιση ορόφου και  $h_{story}$  είναι το ύψος του αντίστοιχου ορόφου.

Οι σχετικές διατάξεις του κώδικα απαιτούν στα κτήρια να περιορίζεται ο συντελεστής ευαισθησίας των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων σε  $\theta \le 0.1$ , εάν τα φαινόμενα δευτέρας τάξης αγνοηθούν. Εάν  $0.1 < \theta < 0.2$ , τα φαινόμενα δευτέρας τάξης

198   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

μπορούν να ληφθούν υπόψη με τον πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της σεισμικών δράσης με συντελεστή ίσο με  $1/(1 - \theta)$ . Εάν  $0.2 < \theta < 0.3$  θα πρέπει να εφαρμοστεί μια ακριβέστερη ανάλυση δεύτερης τάξης. Σε κάθε περίπτωση, η τιμή πρέπει να είναι μικρότερη από 0.3.

#### 6.5.2.2.2 Περιορισμός της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Σε γραμμικές ελαστικές αναλύσεις, οι πραγματικές μετατοπίσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση *d*<sub>s</sub> θα πρέπει να υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές παραμορφώσεις *d*<sub>e</sub> του δομικού συστήματος μέσω της έκφρασης:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (6.10)$$

Η σχετική παραμόρφωση ορόφου d<sub>r</sub> ορίζεται ως η διαφορά των μέσων τιμών των πλευρικών μετατοπίσεων στο άνω και κάτω μέρος του υπό εξέταση ορόφου. Ανάλογα με τον τύπο των μη δομικών στοιχείων (ψαθυρά υλικά, όλκιμα ή μη συνδεδεμένα) και την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου, η σχετική παραμόρφωση ορόφου d<sub>r</sub> συγκρίνεται με τις αντίστοιχες τιμές του κώδικα.

#### 6.5.2.2.3 Έλεγχος πλάστιμων στοιχείων

Οι συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS πρέπει να επαληθεύεται ότι αντέχουν στις εσωτερικές δυνάμεις και ροπές του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού και να πληρούν τις ακόλουθες συνθήκες: αντοχή σε αξονικές δυνάμεις, τέμνουσα και ροπή.

Πρώτον, πρέπει να επαληθευθεί ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και οι τέμνουσες δυνάμεις δε μειώνονται από τις θλιπτικές δυνάμεις μέσω της Εξ. (6.11):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,fuse,Rd}} \le 0.15 \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (6.11)$$

όπου N<sub>Ed</sub> είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού και N<sub>pl,fuse,Rd</sub> είναι αντοχή σχεδιασμού σε αξονική δύναμη των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS.

Η αντοχή σε διάτμηση πρέπει να επαληθεύεται με κριτήρια ικανοτικού σχεδιασμού, δεδομένου ότι αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις ταυτόχρονα στα δύο άκρα των δοκών των πλαισίων ροπής. Σημειώνεται ότι η αντοχή σε διάτμηση των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS θεωρείται ότι παρέχεται αποκλειστικά από τα ελάσματα του κορμού.

$$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,fuse,Rd}} \le 1.0$$
 E§. (6.12)

όπου  $V_{CD,Ed} = 2M_{max,fuse}/L_{fuses,ij}$  είναι η ικανοτική τέμνουσα,  $M_{max,fuse}$  είναι η μέγιστη που ασκείται στις ασφάλειες,  $L_{fuses,ij}$  είναι η απόσταση μεταξύ των ασφαλειών της ίδιας δοκού και  $V_{pl,fuse,Rd}$  είναι η αντοχή που παρέχεται από τα ελάσματα του κορμού.

Η αντοχή σε ροπή πρέπει να επαληθεύεται ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{max,fuse}} \le \frac{1}{\Omega} \le 1.0$$
 E§. (6.13)

όπου  $M_{Ed}$  είναι η ροπή σχεδιασμού,  $M_{max,fuse}$  είναι η μέγιστη ροπή στις ασφάλειες και Ω είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.

### 6.5.2.2.4 Καθολική πλάστιμη συμπεριφορά

Προκειμένου να επιτευχθεί μια καθολική πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής, θα πρέπει να ελεγχθεί ότι ο μέγιστος λόγος Ω σε ολόκληρη την κατασκευή δε διαφέρει από την ελάχιστη τιμή περισσότερο από 25%.

$$\frac{\max\Omega}{\min\Omega} \le 1.25$$
 E§. (6.14)

#### 6.5.2.2.5 Στροφές των ασφαλειών

Για να εξασφαλιστεί ότι η στροφή των ασφαλειών δεν υπερβαίνει τη μέγιστη τιμή που λήφθηκε από τα πειραματικά αποτελέσματα, αποφασίστηκε ο περιορισμός των στροφών των ασφαλειών στο 3%. Δεδομένου ότι η στροφής τους μπορεί να εκτιμηθεί απευθείας από τη σχετική παραμόρφωση ορόφου, προκύπτει ότι πρέπει να επιβληθεί περιορισμός των σχετικών παραμορφώσεων στο 3%.

#### 6.5.2.2.6 Έλεγχος μη πλάστιμων στοιχείων

Τα μη πλάστιμα στοιχεία (υποστυλώματα, τρέχουσες και ενισχυμένες σύμμικτες δοκοί) θα πρέπει να σχεδιαστούν ικανοτικά με αυξημένες τιμές των εσωτερικών δυνάμεων σε σχέση με αυτές που προέκυψαν από τις αναλύσεις, για να εξασφαλιστεί ότι η αστοχία θα συμβεί πρώτα στις συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS.

Τα στοιχεία πρέπει να λαμβάνουν υπόψη τις ακόλουθες ικανοτικές δράσεις:

$$N_{CD,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 E§. (6.15)

$$M_{CD,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$
 E§. (6.16)

$$V_{CD,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$
 E§. (6.17)

όπου  $N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  και  $V_{Ed,G}$  είναι αντίστοιχα οι αξονικές δυνάμεις, οι τέμνουσες δυνάμεις και οι ροπές κάμψης λόγω των μη σεισμικών δράσεων που

περιλαμβάνονται στο συνδυασμό δράσεων για το σεισμικό σχεδιασμό. Τα  $N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$  και  $V_{Ed,E}$  είναι αντίστοιχα οι αξονικές δυνάμεις, οι τέμνουσες δυνάμεις και οι ροπές κάμψης λόγω της σεισμικής δράσης του σχεδιασμού. Το  $\Omega = \min \Omega_i = \min\{M_{max,fuse,i}/M_{Ed,i}\}$  είναι ο ελάχιστος συντελεστής υπεραντοχής για όλες τις συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS, βλέπε Εξ. (6.14). Το  $\gamma_{ov} = 1.25$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του υλικού, βλέπε Εξ. (6.1).

# 6.5.3 Σχεδιασμός για μη γραμμική ανάλυση (Pushover)

Το δομικό μοντέλο που χρησιμοποιείται για την ελαστική ανάλυση πρέπει να επεκταθεί ώστε να συμπεριλάβει την απόκριση των δομικών στοιχείων πέρα από την ελαστική περιοχή και να εκτιμήσει τους αναμενόμενους πλαστικούς μηχανισμούς και την κατανομή των βλαβών.

Οι ιδιότητες των αρθρώσεων των πλάστιμων στοιχείων πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις των σχετικών κωδίκων (π.χ. FEMA-356). Οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων για τις δοκούς πρέπει να είναι τύπου κάμψης (M3 άρθρωση), ενώ για τα υποστυλώματα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ ροπών κάμψης και αξονικών δυνάμεων (P-M3 αρθρώσεις).

# 6.6 ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΣΕ 3Δ ΚΤΗΡΙΟ

Σε αυτό το κεφάλαιο επιβεβαιώνονται οι εξισώσεις, οι ιδιότητες των στοιχείων, οι συστάσεις σχεδιασμού, οι κρίσιμοι έλεγχοι και ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς που περιλαμβάνονται στον οδηγό σχεδιασμού μέσω αριθμητικών αναλύσεων σε τρισδιάστατα κτηριακά πλαίσια με συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS χρησιμοποιώντας το λογισμικό SAP2000.

# 6.6.1 Περιγραφή των εξεταζόμενων κτηριακών πλαισίων

# 6.6.1.1 Γεωμετρία

Η μελέτη που παρουσιάζεται στη συνέχεια βασίζεται σε ένα 8όροφο σύμμικτο κτήριο, του οποίου οι πλάγιες όψεις φαίνονται στα Σχ. 6.13(α) και (β) και η κάτοψη στο Σχ. 6.14. Η δομή προσομοιώνεται με τη χρήση 3Δ μοντέλου αλλά με τους Υ β.ε. Αποτελείται από ένα πλήρως πακτωμένο πλαίσιο ροπής με τρία ανοίγματα 8m στις δύο διευθύνσεις X και Y. Το ύψος κάθε ορόφου είναι σταθερό και ίσο με 4m και θεωρείται στερεά σύνδεση με τη θεμελίωση. Το Σχ. 6.15 παρουσιάζει τις διαστάσεις της σύμμικτης πλάκας της οποίας η προσομοίωση της σύμμικτης λειτουργίας της με τις δοκούς εξηγείται στο 6.6.1.4. Τα χρησιμοποιηθέντα στοιχεία και υλικά είναι: Στη διεύθυνση Y – πλαίσιο ροπής

- ΙΡΕ450 σύμμικτες δοκοί (S275 χάλυβας και C25/30, A500 NR σκυρόδεμα)
- ΗΕΑ200 σύμμικτες δοκοί (S355 χάλυβας και C25/30, A500 NR σκυρόδεμα) αντιστέκονται μόνον σε κατακόρυφα φορτία
- Υποστυλώματα με χάλυβα S355 (στον ισχυρό άξονα)

Στη διεύθυνση Χ (δεν μελετήθηκε) – σύνδεσμοι δυσκαμψίας

- IPE500 δοκοί (S355 χάλυβας)
- Υποστυλώματα με χάλυβα S355 (στον ασθενή άξονα)
- 2UPN120 και 140 /15/ σύνδεσμοι δυσκαμψίας με χάλυβα S355

Οι συγκολλητές ασφάλειες τοποθετούνται σε απόσταση 0.75m από τους κόμβους δοκού-στύλου, ενώ οι ενισχυμένες δοκοί φτάνουν μέχρι και τα 1.5m από τους ίδιους κόμβους. Οι πλάστιμες συσκευές έχουν χαμηλότερη ποιότητα χάλυβα (S235) από τα υπόλοιπα δομικά μέλη. Ο Πιν. 6.7 συνοψίζει τις διαστάσεις των ασφαλειών που χρησιμοποιήθηκαν.



Σχ. 6.13: Πλάγια όψη του προσομοιωμένου κτηρίου: (α) εσωτερικά πλαίσια και (β) εξωτερικά πλαίσια. Οι ζώνες ενισχυμένης δοκού επισημαίνονται με πορτοκαλί χρώμα και στις οποίες μπορούν να παρατηρηθούν τα σημάδια που αντιπροσωπεύουν τις συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS.

#### 202 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS





Σχ. 6.14: Η κάτοψη του προσομοιωμένου κτηρίου (οι ζώνες ενισχυμένης δοκού και οι συγκολλητές αποκαταστάσεις FUSEIS δε φαίνονται)



Πιν	6 7·	Ελάσιματα	ασω	αγειών	καιδ	διαστάσεις	οπλισι	uoú
	0.7.	LAUOPUIU	uυψ	aveima	RUI (	σιαστάσεις		μυυ

Όροφ ος	Όροφ Διαστάσεις ελάσματος ος πέλματος		Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμ ός	Διαστάσεις κορ	ελάσματος μού
-	<i>b<sub>f</sub></i> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	(mm)	(mm)	<i>h<sub>w</sub></i> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
1 - 4	170	12	12Ф16	8Φ10	170	8
5 - 6	170	10	12Φ16	8Φ12	170	8
7 - 8	170	8	12Φ16	12Φ12	170	8

#### 6.6.1.2 Φορτία

Τα φορτία ποσοτικοποιούνται σύμφωνα με τα ΕΝ1991-1-1, ΕΝ1993-1-1 και ΕΝ1994-1-1 στα οποία περιλαμβάνονται το νεκρό φορτίο της κατασκευής, τα πρόσθετα μόνιμα, τα ωφέλιμα φορτία, τα κινητά χωρίσματα και η περιμετρική τοιχοποιία.

Κατηγορία φορτίου	Τύπος φορτίου	Τιμή
Νεκρό φορτίο Σύμμικτες πλάκες με χαλυβδόφυλλο		2.75 kN/m
Ποόσθατα μόνιμα	Επικάλυψη οροφής και πατώματος	0.70/1.00 kN/m2 <sup>1</sup>
Προσειά μονιμά	Περιμετρική τοιχοποιία	4.00 kN/m
	Γραφεία (Κατηγορία Β)	3.00 kN/m2 <sup>2</sup>
τη από τη	Κινητά χωρίσματα	0.80 kN/m2

Πιν. 6.8: Ποσοτικοποίηση των επιβαλλόμενων φορτίων βαρύτητ	ας
--	----

Όσον αφορά τις σεισμικές δράσεις, αυτές μπορούν να ποσοτικοποιηθούν μέσω του ΕΝ1998-1-1 με τις σχετικές παραμέτρους που δίνονται στον Πιν. 6.9.

Συντελεστής σπουδαιότητας	γı=1.00				
(Κατηγορία ΙΙ)					
Επιτάχυνση εδάφους	agr=0.30g				
Κατηγορία εδάφους	С				
Smax	1.15				
Тв	0.20 sec				
Tc	0.60 sec				
TD	2.00 sec				

60.	Ποσοτικοποίε	-	T/->>/	ac.a		Σ.	oágein	
 0.9.	11000116011011	ισι	ιων	0130	μικων	0	νωσεων	
		-				-		

#### 6.6.1.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ακολουθώντας τις οδηγίες του ΕΝ1990-1-1, ο έλεγχος ασφάλειας ενός κτηρίου για την ΟΚΑ θα πρέπει να γίνει τόσο για το θεμελιώδη μόνιμο όσο και για το σεισμικό συνδυασμό που δίνονται από τις εξ. 6.10 και 6.12b του ΕΝ1990-1-1, αντίστοιχα. Επιπλέον, η συνολική μάζα της κατασκευής για την ποσοτικοποίηση των σεισμικών δράσεων θα πρέπει να προσδιορίζεται από την εξ. 3.17 του ΕΝ1998-1-1. Ο Πιν. 6.10 δίνει όλους τους συντελεστές για τους συνδυασμούς δράσεων.

Συντελεστής	Τιμή
$\gamma_G$	1.35
$\gamma_Q$	1.50
Ψ₂ Γραφεία (Κατηγορία Β)	0.30
Ψ₂ Οροφή	0.00
φ Σχετικοί όροφοι	0.80
φ Οροφή	1.00

Πιν. 6.10: Συντελεστές που χρησιμοποιήθηκαν στους συνδυασμούς δράσεων

 $<sup>^{1}</sup>$  0.70 kN/m² για ενδιάμεσους ορόφους 1.00 kN/m² για την οροφή

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Η στέγη θεωρείται βατή και, σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.4.1(2) του *ΕΝ1991-1-1*, έχει το ίδιο ωφέλιμο φορτίο με τους λειτουργικούς ορόφους.

### 6.6.1.4 Προσομοίωση

Η κατασκευή προσομοιώνεται με στοιχεία πλαισίου όπου η κατανεμημένη μάζα κάθε ορόφου είναι συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους του. Αυτή η μέθοδος απλοποιεί τους υπολογισμούς του μοντέλου και θεωρείται αποδεκτή προσέγγιση λόγω διαφόρων παραγόντων: (α) η κατασκευή έχει πολύ κανονική γεωμετρία (διπλή συμμετρία στο επίπεδο και χωρίς μεταβολές καθ' ύψος) (β) η μάζα κάθε ορόφου είναι καλά κατανεμημένη και άρα μπορούν να αμεληθούν οι κατακόρυφες σεισμικές ιδιομορφές (γ) η ακαμψία στο επίπεδο της σύμμικτης πλάκας είναι αρκετά υψηλή ώστε να θεωρηθεί διαφραγματική λειτουργία σε κάθε όροφο.

Το πρόγραμμα SAP2000 προσφέρει μια ποικιλία εμπορικών χαλύβδινων διατομών για τη χρησιμοποίησή τους στα στοιχεία πλαισίου. Ωστόσο, για να προσομοιωθεί η σύμμικτη λειτουργία μεταξύ της πλάκας και των δοκών IPE500 ή HEA200, ήταν απαραίτητο να καθοριστεί η διατομή τους στο σχεδιαστή διατομών που είναι διαθέσιμος στο πρόγραμμα. Ορίστηκαν δύο τύποι διατομών οι οποίες αντιπροσωπεύουν τις δοκούς που βρίσκονται στις περιοχές θετικών και αρνητικών ροπών. Στις περιοχές θετικών ροπών, όπου το σκυρόδεμα μπορεί να θεωρηθεί ως αρηγμάτωτο, λαμβάνεται υπόψη μόνον το σκυρόδεμα πάνω από το χαλυβδόφυλλο με ένα ενεργό πλάτος που καθορίζεται στην παράγραφο 5.4.1.2(5) του ΕΝ1994-1-1. Από την άλλη πλευρά, στις αρνητικές ροπές, το σκυρόδεμα είναι ρηγματωμένο και συνεπώς λαμβάνεται υπόψη μόνον ο οπλισμός. Με την εισαγωγή των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS οι δοκοί στις περιοχές των αρνητικών ροπών ενισχύονται με επιπλέον χαλύβδινα ελάσματα κορμού και πέλματος. Μια σχηματική αναπαράσταση των προσομοιωμένων διατομών για τις θετικές και τις αρνητικές ροπές παρουσιάζονται στα Σχ. 6.16(α) και (β).



Σχ. 6.16: Σχηματική αναπαράσταση των διατομών για ζώνες (α) θετικών και (β) αρνητικών ροπών των δοκών των πλαισίων ροπής

Για τη γραμμική ελαστική ανάλυση, οι συγκολλητές ασφάλειες προσομοιώνονται με support links όπου υπάρχει η δυνατότητα να εκχωρηθεί η στροφική δυσκαμψία. Η στροφική δυσκαμψία προσδιορίζεται εφαρμόζοντας τη μεθοδολογία που περιγράφεται στο 5.1.3 με τα στοιχεία που φαίνονται στο Σχ. 6.17.

0	Rebar
_	Flange plate

Σχ. 6.17: Σχηματική αναπαράσταση της διατομής της συγκολλητής αποκατάστασης δοκών FUSEIS για τον υπολογισμό της αντοχής και της δυσκαμψίας της

#### 6.6.2 Γραμμική Ελαστική Ανάλυση

#### 6.6.2.1 Δυναμική φασματική ανάλυση

Διεξάγεται δυναμική φασματική ανάλυση και τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον Πιν. 6.11. Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές, οι οποίες είναι μεταφορικές κατά Υ, ενεργοποίησαν περισσότερο από το 90% της μάζας.

Ιδιομορφή	Περίοδος (s)	Λόγοι μαζών	Αθροιστικοί λόγοι μαζών		
1	1.942	0.775	0.775		
2	0.629	0.108	0.883		
3	0.344	0.046	0.929		

Πιν. 6.11: Λόγοι δρωσών μαζών και περίοδοι

Σύμφωνα με το EN1998-1-1 για περίοδο μεγαλύτερη από *T*<sub>D</sub>, το κατώτερο όριο για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού πρέπει να ελεγχθεί από την Εξ. (6.18):

$$S_{d}(T) \begin{cases} = a_{g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{C}T_{D}}{T^{2}}\right] \\ \geq \beta \cdot a_{g} \end{cases}$$
 Eξ. (6.18)

όπου  $S_d(T)$  είναι η επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού, q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που τέθηκε ίσος με 4 και οι υπόλοιπες παράμετροι εξηγούνται στον Πιν. **6.9**. Δεδομένου ότι η προκύπτουσα τιμή της επιτάχυνσης του φάσματος σχεδιασμού είναι κάτω από το κατώτερο όριο που ορίζεται από το συντελεστή β λόγω της μεγάλης περιόδου της κατασκευής, αυτή θα λαμβάνεται ως η κατώτερη οριακή τιμή, πράγμα που σημαίνει ότι οι επόμενες IFM θα διέπονται από τη ίδια τιμή επίσης. Η συνολική τέμνουσα βάσης  $V_{tot}$ , το συνολικό κατακόρυφο φορτίο  $P_{tot}$ , οι λόγοι τους και ο συντελεστής κατώτερου ορίου δίνονται στον Πιν. **6.12**.

V (kN)	P (kN)	V/P	Κάτω όριο
1463.36	25256.26	0.058	0.060

Πιν.	6.12:	Έλενγοα	: του κάτω (	ορίου γ	/ια το ο	οιζόντιο	ωάσμα	σχεδιασι	uoú
	•••=•	-//01/02	,		1.0.100	P1301.10	<b>Y</b> ao ma	o Veorge L	

### 6.6.2.2 Σεισμικός σχεδιασμός

6.6.2.2.1 Περιορισμός των σχετικών παραμορφώσεων ορόφου

Θεωρώντας ότι το κτήριο έχει πλάστιμα μη δομικά μέλη, ο περιορισμός των σχετικών παραμορφώσεων ορόφου ελέγχεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$d_r \cdot \nu \le 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 4 = 0.03 m$$
 E§. (6.19)

όπου v = 0.5 είναι ένας μειωτικός συντελεστής των μετατοπίσεων σχεδιασμού λόγω της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτηρίου (στην περίπτωση αυτή συνηθισμένα κτήρια) και *h* είναι το ύψος του ορόφου. Ο Πιν. 6.13 παρουσιάζει τα αποτελέσματα της ανάλυσης στην οποία επαληθεύεται ο έλεγχος για όλους τους ορόφους. Η μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφων που επαληθεύεται από την ανάλυση, η οποία μπορεί να αποκτηθεί με την αφαίρεση του συντελεστή v του 3<sup>ου</sup> ορόφου από την τιμή  $d_r \cdot v$  και διαιρώντας το αποτέλεσμα με το ύψος του ορόφου, είναι 1.45% κι επομένως κάτω από τη μέγιστη στροφή των ασφαλειών που έχει καθοριστεί.

Όροφος	$d_r \cdot \nu$	$0.0075 \cdot h$	Επαλήθευση
0	0.0000	0.03	TRUE
1	0.0138	0.03	TRUE
2	0.0260	0.03	TRUE
3	0.0289	0.03	TRUE
4	0.0271	0.03	TRUE
5	0.0245	0.03	TRUE
6	0.0204	0.03	TRUE
7	0.0167	0.03	TRUE
8	0.0100	0.03	TRUE

Πιν. 6.13:Περιορισμός των σχετικών παραμορφώσεων ορόφων

#### 6.6.2.2.2 Φαινόμενα 2ας τάξης

Ο περιορισμός των φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης θεωρείται ως η βάση του παρόντος σχεδιασμού για τα υποστυλώματα και τις δοκούς. Η επαλήθευση πραγματοποιείται μέσω της Εξ. (6.9). Αν και ο συντελεστής ευαισθησίας είναι μεγαλύτερος από 0.2 στον 3° όροφο, η τιμή δεν υπερβαίνει τη μέγιστη που επιβάλλεται από τον κώδικα (0.3). Ωστόσο, πρέπει να διεξαχθούν περαιτέρω μελέτες με μη γραμμική ανελαστική ανάλυση.
Όροφος	Өу	Θy < 0.1	Θx < 0.2
1	0.115	FALSE	TRUE
2	0.199	FALSE	TRUE
3	0.208	FALSE	FALSE
4	0.181	FALSE	TRUE
5	0.144	FALSE	TRUE
6	0.101	FALSE	TRUE
7	0.066	TRUE	TRUE
8	0.030	TRUE	TRUE

Πιν. 6.14: Επαλήθευση επιρροών 2<sup>ας</sup> τάξης

6.6.2.2.3 Έλεγχος των συγκολλητών αποκαταστάσεων δοκών FUSEIS

Οι συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS έχουν σχεδιαστεί με βάση τις δρώσες ροπές της σύμμικτης διατομής της συμβατικής κατασκευής αλλά και έχοντας υπόψη τις τιμές των  $\alpha^+$  και  $\alpha^-$ . Ο Πιν. 6.15 δίνει τον έλεγχο των ασφαλειών σε κάθε όροφο και την αντίστοιχη υπεραντοχή  $\Omega = M_{max}/M_{ed}$ ,

Ο Πιν. 6.16 παρουσιάζει τις τιμές των α<sup>+</sup> και α<sup>-</sup> για κάθε τύπο ασφάλειας και ο Πιν. 6.17 παρουσιάζει τον έλεγχο των τεμνουσών δυνάμεων.

Όροφος	Med	Mrd⁻	$M_{rd}^+$	Med/ Mrd <sup>-</sup>	Med/ Mrd <sup>+</sup>	$\Omega^{-}$	$\Omega^+$
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

Πιν. 6.15: Έλεγχος ροπών κάμψης

Όροφος	$\alpha^-$ (δοκός $M_{pl}=511~kNm$ )	$\alpha^+$ (δοκός $M_{pl}=841~Nm$ )				
170 x 12	0.5338	0.5034				
170 x 10	0.4441	0.4341				
170 x 8	0.3185	0.3482				

Πιν. 6.16: Τιμές των α <sup>+</sup> και <i>ι</i>
--

Όροφος	V <sub>ed</sub> ικανοτικού	V <sub>ed</sub> βαρύτητας	V <sub>ed</sub> σχεδιασμού	$V_{rd}$	$V_{ed}/V_{rd}$
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

#### Πιν. 6.17: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων

#### 6.6.2.2.4 Καθολική πλάστιμη συμπεριφορά

Εκτός του τελευταίου ορόφου, ο λόγος max Ω / min Ω δίνει τιμή 1.26 για τις αρνητικές ροπές. Αν και λίγο πάνω από την επιθυμητή, είναι ακόμα δυνατόν να συμπεράνουμε ότι η κατασκευή παρουσιάζει μια αρκετά καλή πλάστιμη συμπεριφορά.

#### 6.6.2.2.5 Έλεγχος των μη πλάστιμων στοιχείων

Οι ενισχυμένες δοκοί και το άνοιγμά τους σχεδιάστηκαν έτσι ώστε να αντέχουν στην πλήρη ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στις ασφάλειες και επομένως επαληθεύουν τον έλεγχο ασφαλείας για τις επιβαλλόμενες σεισμικές δράσεις. Δεδομένου ότι τα υποστυλώματα βασίζονται στη συμβατική κατασκευή, πρέπει να ελέγχεται η ασφάλεια (Πιν. 6.18). Οι επιβαλλόμενες δράσεις στου στύλους εκτιμώνται μέσω της Εξ. (6.15) έως Εξ. (6.17). Δε λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση κάμψης-διάτμησης επειδή ο λόγος επιβαλλόμενης τέμνουσας προς πλαστική αντοχή σε διάτμηση είναι μικρότερος από 0.5.

Υπ/μα	P <sub>ed</sub> (kN)	V <sub>z,ed</sub> (kN)	V <sub>y,ed</sub> (kN)	M <sub>x,ed</sub> (kNm)	M <sub>y,ed</sub> (kNm)	M <sub>ny,rd</sub> (kNm)	M <sub>nx,rd</sub> (kNm)	Ποσοστό
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	16.15	44.35	1089.44	2816.22	687.64	0.21

Πιν. 6.18: Έλεγχος αντοχών των μη πλάστιμων στοιχείων

# 6.6.3 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

6.6.3.1 Αξιολόγηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής Εκτελείται μη γραμμική ανάλυση (pushover) προκειμένου να επαληθευθεί ο μηχανισμός κατάρρευσης και να ελεγχθεί ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στη γραμμική ανάλυση. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στη συνέχεια συμφωνούν με τη θεμελιώδη ιδιομορφή και την ομοιόμορφη κατανομή των δυνάμεων επιτάχυνσης, λαμβάνοντας υπόψη και στις δύο τα φαινόμενα P-δ. Η εκχώρηση πλαστικών αρθρώσεων στα μη πλάστιμα στοιχεία εξηγήθηκε ήδη στο 5.3. Όσο αφορά τις συγκολλητές αποκαταστάσεις FUSEIS, εκχωρούνται μη γραμμικές πλαστικές αρθρώσεις καμπτικού τύπου M3, με τις ιδιότητές τους να προσδιορίζονται από τη βαθμονόμηση των πειραματικών αποτελεσμάτων και των αναλυτικών διερευνήσεων (εξηγείται επίσης στο παρόν έγγραφο). Ένα διάγραμμα ροπών-στροφών παρουσιάζεται για μια από τις συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS στο Σχ. 6.18. Πρέπει να σημειωθεί ότι για τις πλαστικές αρθρώσεις επιλέχθηκε υστερητική καμπύλη τύπου Pivot.



Σχ. 6.18: Σχηματική αναπαράσταση του διαγράμματος ροπών-στροφών της άρθρωσης μιας συγκολλητής αποκατάστασης FUSEIS

Πιν. 6.19: Ιδιότητες άρθρωσης του ελάσματος πέλματος 170x10. SF – συντελεστής ασφαλείας

Point	Moment SF	Rotation SF
E	-0.750	-10.453
D	-0.750	-10.453
С	-0.750	-10.453
В	-1.000	-1.000
Α	0.000	0.000
В	1.000	1.000
С	1.595	10.453
D	1.276	13.501
E	1.276	13.501
Yield Moment for SF	228.93 kN - hog	ging and sagging
Yield Rotation for SF	0.0037 rad - hog	ging and sagging

Οι αρθρώσεις αντέχουν μια μέγιστη στροφή 38 έως 40 mrad, η οποία είναι πάνω από την ελάχιστη που επιβάλλεται από τον κώδικα. Τα κριτήρια ασφαλείας για την αξιολόγηση του σημείου επιτελεστικότητας καθορίστηκαν σύμφωνα με τον Πιν. 6.20 τα οποία είναι περίπου 10, 60 και 80 τοις εκατό της οριακής στροφής της αποκατάστασης.

Επίπεδο	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί
ασφαλείας	(AX)	(ΠZ)	Κατάρρευση (ΟΚ)
Στροφή αρθρώσεων SF	-1 / 1	-6 / 6	-8 / 8

#### Πιν. 6.20: Τιμές κριτηρίων ασφαλείας

210   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
6 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS

Κατασκευάζεται επίσης μια καμπύλη pushover χρησιμοποιώντας ιδιότητες συνδέσμων προκειμένου να αξιολογηθεί περαιτέρω η καμπύλη pushover που λήφθηκε από τη μέθοδο των πλαστικών αρθρώσεων. Οι ιδιότητες των συνδέσμων, ισοδύναμες με εκείνες που χρησιμοποιήθηκαν στην προσέγγιση με αρθρώσεις, δίνονται στο Σχ. 6.19 και Πιν. 6.21. Πρέπει να σημειωθεί ότι ο θετικός φθίνοντας κλάδος είναι απαραίτητος για την αναπαράσταση της μείωσης των δυνάμεων μετά την κατάρρευση των ασφαλειών, ενώ ο αρνητικός μιμείται κάπως τη μείωση των δυνάμεων λυγισμού.



Σχ. 6.19: Σχηματική αναπαράσταση διαγράμματος ροπών-στροφών ενός συνδέσμου συγκολλητής αποκατάστασης δοκών FUSEIS

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	61816 k	‹Nm/rad
analysis cases		

Πιν. 6.21: Ιδιότητες συνδέσμου του

ελάσματος πέλματος της ασφάλειας με

Οι προκύπτουσες καμπύλες pushover, που βασίζονται στην προσέγγιση με συνδέσμους, παρουσιάζονται στο Σχ. 6.20.



Σχ. 6.20: Καμπύλες pushover από την προσέγγιση με συνδέσμους

Εδώ, μελετάται περαιτέρω η καμπύλη που προκύπτει από την κατανομή της δύναμης σύμφωνα με την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή, λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα Ρ-δ.

Απεικονίζονται το σχετικό σημείο επιτελεστικότητας και η αλληλουχία σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων. Αυτά τα ευρήματα στη συνέχεια θα συγκριθούν με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την γραμμική ελαστική ανάλυση.

Το σημείο επιτελεστικότητας υπολογίζεται με τη μέθοδο N2 που αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 8. Η προκύπτουσα μετατόπιση, η περίοδος και ο επιστρατευμένος συντελεστής συμπεριφοράς (που υπολογίζεται από τη μέθοδο 1 όπως προτείνεται από το POLIMI3) παρουσιάζονται στον Πιν. **6.22** ενώ η μη εξιδανικευμένη και οι εξιδανικευμένες (1<sup>ης</sup> επανάληψης και σημείου επιτελεστικότητας) καμπύλες pushover του ισοδύναμου μονοβάθμιου απεικονίζονται στο Σχ. 6.21.

Μετακίνηση στο σημείο επιτελεστικότητας (m)	Αντίστοιχη ιδιοπερίοδος Τ* (s)	Επιστρατευμένο q στο σημείο επιτελεστικότητας
0.345	2.048	2.155

#### Πιν. 6.22: Χαρακτηριστικά σημείου επιτελεστικότητας



Σχ. 6.21: Καμπύλη ΡΟ ισοδύναμου μονοβάθμιου

Το Σχ. 6.22 δείχνει ότι οι καμπύλες pushover που προέκυψαν από τις δύο αναλύσεις (με σύνδεσμο και άρθρωση) βρίσκονται σχεδόν σε τέλεια αντιστοιχία. Συνεπώς, η αλληλουχία σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων, και συγκεκριμένα εκείνη στο σημείο επιτελεστικότητας, μπορεί να ληφθεί άμεσα με βάση την καμπύλη pushover με τη μέθοδο των πλαστικών αρθρώσεων.

Μέθοδος που παρουσιάζεται στο Προσάρτημα Α



Σχ. 6.22: Σύγκριση μεταξύ των καμπυλών pushover που προέκυψαν από τις δύο προσεγγίσεις

Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στην πρώτη διαρροή, στο σημείο επιτελεστικότητας και στη πρώτη κατάρρευση άρθρωσης, δίδεται στα Σ<sub>X</sub>. 6.23(α) έως (γ). Η πρώτη διαρροή σημειώθηκε σε μια συγκολλητή αποκατάσταση FUSEIS που βρίσκεται στο εσωτερικό του πλαισίου λόγω της κινητοποίησης μεγαλύτερων ροπών. Είναι δυνατόν να παρατηρήσουμε ότι οι αποκαταστάσεις των δοκών προστατεύουν αποτελεσματικά από διαρροή τα μη δομικά μέλη, σε όλη τη διαδικασία επιβολής φορτίου.



Σχ. 6.23: Αλληλουχία σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων (α) πρώτη άρθρωση, (β) στο σημείο επιτελεστικότητας και (γ) πρώτη αστοχία άρθρωσης

Το Σχ. 6.24 δείχνει ότι το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται στην περιοχή μεταξύ της άμεσης χρήσης και της προστασίας ζωής, γεγονός που υποδεικνύει κάπως την πιθανότητα να επαναχρησιμοποιηθεί το κτήριο με την εκτέλεση μόνο των

απαραίτητων επισκευών (αντικαθιστώντας σε αυτήν την περίπτωση τις αποκαταστάσεις των δοκών) μετά το σεισμό.



Σχ. 6.24: Εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας

6.6.3.2 Σχετική παραμόρφωση ορόφου στο σημείο επιτελεστικότητας Η σχετική παραμόρφωση κάθε ορόφου στο σημείο επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στον Πιν. 6.23. Οι τιμές δείχνουν ότι η μέγιστη σχετική παραμόρφωση είναι 2.15%, η οποία είναι κάτω από τη μέγιστη που καθορίζεται στο 6.5.2.2.5.

Όροφος	d (m)	dr (m)	h (m)	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

Πιν. 6.23: Σχετική παραμόρφωση ορόφου στο σημείο επιτελεστικότητας

6.6.3.3 Αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς

Η προσέγγιση, που προτάθηκε από το POLIMI<sup>4</sup>, για την αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς βασίζεται στις πληροφορίες την καμπύλης pushover της κατασκευής. Περιλαμβάνει είκοσι διαφορετικές μεθοδολογίες για τον καθορισμό των δύο μεταβλητών που είναι απαραίτητες για τον υπολογισμό του συντελεστή

<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> Μέθοδοι που παρουσιάζονται στο Προσάρτημα Α

συμπεριφοράς: την υπεραντοχή (Ω) και το δείκτη πλαστιμότητας (μ) (βλέπε Εξ. (6.20)).

$$q = \mu \cdot \Omega \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (6.20)$$

Εδώ επιλέχθηκαν πέντε από τις είκοσι και μεθόδους, για να ελεγχθεί εάν ο εφαρμοζόμενος συντελεστής συμπεριφοράς στη γραμμική ελαστική ανάλυση είναι αποδεκτός. Αυτές οι πέντε μέθοδοι θεωρήθηκαν ότι ταιριάζουν καλύτερα στην προτεινόμενη κατασκευή. Ο Πιν. 6.24 δίνει το συντελεστή συμπεριφοράς που υπολογίζεται από κάθε μια από τις πέντε μεθόδους.

Μέθοδος	q
1	3.81
4	4.63
5	4.40
6	3.43
7	3.26
Μέση τιμή	3.91

Πιν. 6.24: Αποτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς

Οι τιμές κυμαίνονται μεταξύ 3.26 και 4.63, με μέση τιμή 3.91. Ο εφαρμοζόμενος συντελεστής συμπεριφοράς είναι αποδεκτός επειδή η τιμή του βρίσκεται εντός του υπολογιζόμενου διαστήματος. Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι το διάστημα αυτό είναι μόνον μια χονδρική εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς, καθώς χρησιμοποιήθηκαν μόνο οι πέντε καλύτερα προσαρμοσμένες μέθοδοι. Θα πρέπει να γίνει μια ακριβέστερη μελέτη λαμβάνοντας υπόψη όλες τις μεθόδους. Παρ' όλα αυτά, μπορεί πάντα να γίνει ένας συντηρητικός σχεδιασμός χρησιμοποιώντας ένα χαμηλότερο συντελεστή συμπεριφοράς.

## 6.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Η παραπάνω μελέτη παρουσιάζει τα καινοτόμα πλαίσια ροπής με συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS, με ικανότητα να αντιστέκονται σε πλευρικές δυνάμεις, και περιγράφει την επιτυχή εφαρμογή τους σε χαλύβδινα και σύμμικτα κτήρια σε σεισμικές περιοχές. Διεξήχθη ένας αριθμός πειραματικών και αριθμητικών αναλύσεων για την αποτίμηση της συμπεριφοράς τους και τον προσδιορισμό των κρίσιμων παραμέτρων για το σχεδιασμό τους. Δόθηκε έμφαση στη διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού μιας αντιπροσωπευτικής πλαισιωτής κατασκευής με τη βοήθεια μη γραμμικών στατικών αναλύσεων με ΠΣ. Εστιάζοντας στην καθολική απόκριση, ελήφθησαν υπόψη ορισμένες σημαντικές δομικές ιδιότητες όπως υλικά, μέλη, συνδέσεις, καθολική και τοπική ευστάθεια και δυναμικά φαινόμενα Ρ-δ. Η μελέτη κατέδειξε μερικά από τα σημαντικά χαρακτηριστικά της καθολικής συμπεριφοράς του συστήματος, αξίζοντας να σημειωθούν οι ακόλουθες παρατηρήσεις:

a) Το σύστημα παρουσιάζει πολύ καλή συμπεριφορά υπό σεισμική φόρτιση: σχετικά ανθεκτική και άκαμπτη με μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

b) Επειδή ο κύριος στόχος είναι να λειτουργούν οι ασφάλειες στην πλαστική περιοχή, είναι πιο χρήσιμες σε χαμηλά κτήρια. Για υψηλά κτήρια με μεγάλη ευκαμψία, η παράμετρος που διέπει το σχεδιασμό είναι ο συντελεστής ευαισθησίας ή η τιμή της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε υπερδιαστασιολόγηση όσον αφορά την αντοχή. Σε αυτήν την περίπτωση και για να διασφαλιστεί ότι η παράμετρος *α* δε βρίσκεται κάτω από ένα ορισμένο όριο, οι αποκαταστάσεις των δοκών μπορεί να είναι πολύ ανθεκτικές κι έτσι να αποφευχθεί η διαρροή τους.

c) Οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται αυστηρά στις πλάστιμες ασφάλειες, εμποδίζοντας την εξάπλωση των βλαβών στα υπόλοιπα δομικά μέλη. Οι ασφάλειες κατασκευάζονται εύκολα, εγκαθίστανται και αφαιρούνται, καθώς είναι μικρές και απλές λεπτομέρειες. Με κατάλληλη επιλογή των διατομών τους είναι δυνατή η διαδοχική και ελεγχόμενη πλαστικοποίηση τους.

d) Κανόνες σχεδιασμού για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πλαισίων με συγκολλητές αποκαταστάσεις FUSEIS, συμπεριλαμβανομένων των πρακτικών συστάσεων για την επιλογή των κατάλληλων ασφαλειών και των ελέγχων των μελών, έχουν διατυπωθεί σε έναν οδηγό σχεδιασμού. Καθορίστηκαν επίσης δομικές λεπτομέρειες και κατασκευαστικά μέτρα.

Συμπερασματικά, μπορεί να σημειωθεί ότι η παρούσα διερεύνηση, σύμφωνα με τη διεθνή τάση στην αντισεισμική μηχανική, εισάγει "έξυπνα" συστήματα που είναι ικανά να καταστρέφουν την εισαγόμενη σεισμική ενέργεια και μπορούν εύκολα να αντικατασταθούν και να επισκευαστούν, αν χρειαστεί. Η υιοθέτηση πλαισίων ροπής με συγκολλητές αποκαταστάσεις δοκών FUSEIS ενισχύει τα γνωστά πλεονεκτήματα του χάλυβα υπό σεισμικές δράσεις και παρέχει καλύτερες λύσεις όσον αφορά την οικονομία και την ασφάλεια.

Οι καινοτόμες ασφάλειες μπορούν να εφαρμοστούν σε πολυώροφα χαλύβδινα κτήρια και να αντικαταστήσουν τα συμβατικά συστήματα που χρησιμοποιούνται παγκοσμίως (όπως πλαίσια με κεντρικούς και έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας, κλπ.) συνδυάζοντας πλαστιμότητα και αρχιτεκτονική διαφάνεια με δυσκαμψία. Η εφαρμογή αυτού του συστήματος παρέχει έναν ακριβέστερο και λιγότερο δαπανηρό σχεδιασμό ενός κτηρίου. Η ποιότητα του χάλυβα των πλάστιμων ασφαλειών μπορεί να ελεγχθεί κι έτσι η αντοχής τους μπορεί να βαθμονομηθεί αποφεύγοντας την υπερβολική υπεραντοχή. Επιπλέον, η εύκολη αντικατάστασή τους μετά το σεισμό εμποδίζει την πλήρη αντικατάσταση των κύριων δομικών μελών.

#### 6.8 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- [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. Method 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 frames (FUSEIS 2)". Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas – STESSA2012; 2012.
- [5] Calado L, Proenca JM, Espinha M and Castiglioni CA. "Hysteretic behavior of dissipative welded fuses for earthquake resistant composite steel and concrete frames." *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, selfweight, 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 frames", MSc Thesis, Instituto Superior Técnico, Technical University of Lisbon.
- [16] Gomes, A. and Appleton, J. (1997), "Nonlinear 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 ΠΡΟΣΑΡΤΗΜΑ Α

Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς όπως προτείνεται από το POLIMI Μέθοδος 1



Σχ Α.1: εκτίμηση του συντελεστή q όπως προτείνεται από το POLIMI - Μέθοδος 1

Μέθοδος 4 και 5



Σχ. Α.2: εκτίμηση του συντελεστή q όπως προτείνεται από το POLIMI - Μέθοδος 4 και 5

Μέθοδος 6 και 7



Σχ. Α.3: εκτίμηση του συντελεστή q όπως προτείνεται από το POLIMI - Μέθοδος 6 και 7

# 7 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ

# 7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η συμβατική φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού βασίζεται στην πλάστιμη απόκριση, η οποία έμμεσα αποδέχεται βλάβη της κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού και οδηγεί σε σημαντικές οικονομικές απώλειες. Η επισκευή της παρεμποδίζεται κατασκευής συχνά από τiς μόνιμες (παραμένουσες) παραμορφώσεις της κατασκευής. Προκειμένου να μειωθεί το κόστος επισκευής και ο χρόνος διακοπής της λειτουργίας μιας κατασκευής που επλήγη από ένα σεισμό και συνεπώς να επιτευχθεί μια πιο ορθολογική προσέγγιση σχεδιασμού στο πλαίσιο της βιωσιμότητας, χρησιμοποιήθηκαν οι έννοιες των αντικαταστάσιμων στοιχείων απορρόφησης ενέργειας και της ικανότητας επαναφοράς της κατασκευής. Αυτές οι έννοιες εφαρμόζονται σε έναν συζευγμένο φορέα, που υλοποιείται με το συνδυασμό χαλύβδινων πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (Eccentrically Braced Frames - EBF) με αντικαταστάσιμους σεισμικούς συνδέσμους και πλαίσια ροπής (Moment Resisting Frames - MRF). Οι σεισμικοί σύνδεσμοι προορίζονται να παρέχουν την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και να αντικαθίστανται εύκολα, ενώ τα πιο εύκαμπτα MRF θα παρέχουν την απαιτούμενη ικανότητα επαναφοράς στην κατασκευή. Τα συζευγμένα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (dual eccentrically braced frames - D-EBF) με ικανότητα επαναφοράς και αντικαταστάσιμους σεισμικούς συνδέσμους μελετήθηκαν και αναπτύχθηκαν στο παρελθόν από το Politehnica University Timisoara (UPT) στο πλαίσιο αρκετών ερευνητικών προγραμμάτων.

## 7.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

# 7.2.1 Αρχές των συζευγμένων συστημάτων με ικανότητα επαναφοράς

Οι περισσότερες κατάσκευές που σχεδιάζονται με σύγχρονούς κανονισμούς θα υποστούν ανελαστικές παραμορφώσεις ακόμα και υπό μέτρια σεισμική δράση, με μόνιμες (παραμένουσες) μετατοπίσεις μετά από σεισμό. Η επισκευή είναι δύσκολη σε αυτές τις περιπτώσεις. Υπάρχουν λύσεις που παρέχουν στην κατασκευή ικανότητα επαναφοράς, αλλά είναι απαιτητικές τεχνικά (προεντεταμένα αγκύρια, συσκευές από κράματα υλικών με "μνήμη" του αρχικού σχήματος, κλπ.). Μια εναλλακτική λύση είναι αυτή που παρέχει ικανότητα επαναφοράς μέσω αντικαταστάσιμων πλάστιμων στοιχείων και συζευγμένη (δύσκαμπτη-εύκαμπτη) φέρουσα διάταξη (σε αντίθεση με την ικανότητα επαναφοράς που οφείλεται στο ίδιο το αντισεισμικό σύστημα).

Μεγάλη προσοχή έχει δοθεί σε δομικά συστήματα που αποσκοπούν στη μείωση των βλαβών της κατασκευής, μέσω της συγκέντρωσης των πλαστικών

παραμορφώσεων σε αντικαταστάσιμα ή "επισκευάσιμα" ανταλλακτικά, και έχουν την ικανότητα να επιστρέφουν στο αρχικό απαραμόρφωτο σχήμα μετά από ένα σεισμό. Όπως προτάθηκε από τους Stratan και Dubina [1-2], προκειμένου να δοθεί η ικανότητα επαναφοράς μιας κατασκευής με πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας και αντικαταστάσιμα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, προτάθηκε η χρήση συζευγμένου φέροντος οργανισμού, που αποτελείται από συνδυασμό EBF και πλαισίων ροπής (MRF). Εάν τα πιο εύκαμπτα MRF διατηρηθούν ελαστικά (ένας πιθανός τρόπος για να ευνοηθεί αυτό είναι να κατασκευαστούν ορισμένα μέλη από χάλυβα υψηλής αντοχής), θα παρέχουν την αναγκαία δύναμη για την επαναφορά της κατασκευής μετά την αφαίρεση των κατεστραμμένων αντικαταστάσιμων συνδέσμων.

Ένα ιδεατό συζευγμένο σύστημα που αποτελείται από δύο ανελαστικά ελατήρια που συνδέονται παράλληλα φαίνεται στο Σχ. 7.1a. Προκειμένου να παρασχεθεί η ικανότητα επαναφοράς, το εύκαμπτο υποσύστημα θα πρέπει να διατηρείται στην ελαστική περιοχή μέχρι τις μετατοπίσεις στις οποίες το δύσκαμπτο υποσύστημα επιτυγχάνει την οριακή του ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης. Ωστόσο, ένα συμβατικό συζευγμένο σύστημα που ικανοποιεί αυτήν την συνθήκη δεν θα επιστρέψει στην αρχική θέση μετά από παραμορφώσεις στην ανελαστική περιοχή, ακόμα και αν οι μόνιμες παραμορφώσεις, δ<sub>pD</sub>, στο συζευγμένο σύστημα είναι μικρότερες από αυτές που θα προέκυπταν σε ένα δύσκαμπτο σύστημα μόνο του, δ<sub>pr</sub> (Σχ. 7.1b). Οι μόνιμες παραμορφώσεις μπορούν να απαλειφθούν αν το δύσκαμπτο υποσύστημα κατασκευαστεί να είναι αντικαταστάσιμο. Μετά την αποφόρτιση του συζευγμένου συστήματος, υπάρχει μια μόνιμη παραμόρφωση δ<sub>pD</sub>, και αντίστοιχες παραμένουσες δυνάμεις στο εύκαμπτο (*F*<sub>pf</sub>) και στο δύσκαμπτο (*F*<sub>pr</sub>) υποσύστημα. Μόλις τα αντικαταστάσιμα πλάστιμα μέλη αποσυναρμολογηθούν, η δυσκαμψία και η αντοχή του συστήματος παρέχεται μόνο από το εύκαμπτο υποσύστημα (Fp=0). Αν το εύκαμπτο υποσύστημα είναι ακόμα στην ελαστική περιοχή, το σύστημα θα επιστρέψει στην αρχική του θέση, που συνεπάγεται μηδενικές μόνιμες παραμορφώσεις (Σχ. 7.1c).



220   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
7 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ

Σχ. 7.1: Απλοποιητικό μοντέλο ενός γενικευμένου συζευγμένου συστήματος (a), και μόνιμες παραμορφώσεις σε ένα συμβατικό συζευγμένο σύστημα (b) και σε ένα συζευγμένο σύστημα με αντικαταστάσιμα πλάστιμα μέλη (c)

## 7.2.2 Περιγραφή των συστημάτων D-EBF

Η εφαρμογή της έννοιας των αντικαταστάσιμων πλάστιμων στοιχείων στα EBF, όπου οι σύνδεσμοι συμπεριφέρονται ως ζώνες απορρόφησης ενέργειας, παρουσιάζεται στο Σχ. 7.2. Η σύνδεση μεταξύ της δοκού και του σεισμικού συνδέσμου πραγματοποιείται μέσω μετωπικής πλάκας πλήρους ύψους και προεντεταμένους κοχλίες υψηλής αντοχής. Το βασικό πλεονέκτημα έναντι άλλων διατάξεων απορρόφησης ενέργειας είναι ότι οι αντικαταστάσιμοι σύνδεσμοι μπορούν να σχεδιαστούν χρησιμοποιώντας μεθόδους που είναι άμεσα διαθέσιμες στους δομοστατικούς μηχανικούς και μπορούν να κατασκευαστούν και να ανεγερθούν με τη χρήση τυποποιημένων διαδικασιών.



Σχ. 7.2: Έννοια αντικαταστάσιμου συνδέσμου

Η ικανότητα επαναφοράς του συστήματος επιτυγχάνεται με το σχεδιασμό του φορέα ως συζευγμένου, συνδυάζοντας EBF και MRF. Η ελαστική απόκριση του εύκαμπτου υποσυστήματος (MRF) παρέχει τις δυνάμεις επαναφοράς, μόλις αφαιρεθούν οι σύνδεσμοι που υπέστησαν βλάβη κατά τη διάρκεια του σεισμού. Για να είναι αποτελεσματική αυτή η παραδοχή το εύκαμπτο υποσύστημα πρέπει να παραμείνει στην ελαστική περιοχή.

Η λύση ελέγχθηκε πειραματικά πραγματοποιώντας δοκιμές μελών και συστημάτων. Ένα ερευνητικό πρόγραμμα πραγματοποιήθηκε στο UPT, CEMSIG Research Centre, για να προσδιοριστεί η συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση των μεμονωμένων σεισμικών συνδέσμων [1-2] και ένα άλλο στο European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) του Joint Research Centre (JRC) στην Ispra, Ιταλία, για να ελεγχθεί η δυνατότητα εφαρμογής της προτεινόμενης λύσης μέσω ψευδο-δυναμικών δοκιμών σε ένα προσομοίωμα πραγματικής κλίμακας μιας κατασκευής με συζευγμένα EBF [3].

## 7.3 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

7.3.1 Πειραματικές δοκιμές σε μεμονωμένους συνδέσμους

#### 7.3.1.1 Πειραματική διάταξη και δοκιμή σεισμικών συνδέσμων

Ένα ερευνητικό πρόγραμμα πραγματοποιήθηκε στο UPT, CEMSIG Research Centre, για να προσδιοριστεί η συμπεριφορά των σεισμικών συνδέσμων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση [1-2], για τους οποίους η πειραματική διάταξη για τον μεμονωμένο σύνδεσμο παρουσιάζεται στο Σχ. 7.3.



Σχ. 7.3: a) Πειραματική διάταξη και b) σχέση δύναμης-συνολικής παραμόρφωσης V–γτ για το δοκίμιο LH4-c1 [1].

Ο αντικαταστάσιμος σύνδεσμος κατασκευάστηκε με διατομή IPE240 από χάλυβα κατηγορίας S235, ενώ η υπόλοιπη κατασκευή από χάλυβα κατηγορίας S355. Εξετάστηκαν τέσσερα μήκη συνδέσμων: e<sub>0</sub>=400 (συμβολίζεται με 4), 500 (συμβολίζεται με 5), 600 (συμβολίζεται με 6) and 700 (συμβολίζεται με 7) mm, με "αραιή" (L) και "πυκνή" (H) διάταξη ενισχυτικών ελασμάτων, και όλοι οι σύνδεσμοι κατατάσσονται ως κοντοί σύνδεσμοι σύμφωνα με τον AISC [4] και EN1998-1-1 [5]. Κατά τη διάρκεια αυτού του ερευνητικού προγράμματος διερευνήθηκαν σύνδεσμοι με διατομές μικρού ύψους, ίδιες με αυτές στο πρόγραμμα DUAREM (διατομές με ύψος 240 mm). Στη συνέχεια εφαρμόστηκε η πλήρης μέθοδος φόρτισης ECCS 1985 [6], η οποία αποτελούταν από μία δοκιμή σε μονοτονική φόρτιση (m) και δύο δοκιμές σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (c1 και c2) για κάθε δοκίμιο. Εν τω μεταξύ, για μελλοντικές έρευνες σε συνδέσμους, ο AISC [4] έχει ένα ειδικό πρωτόκολλο φόρτισης που συνιστάται.

Η στρατηγική που ακολουθήθηκε για τον σχεδιασμό των συνδέσεων με μετωπική πλάκα πλήρους ύψους ήταν η παροχή επαρκούς υπεραντοχής της σύνδεσης έναντι της διατμητικής αντοχής του συνδέσμου. Παρατηρήθηκε μία μείωση στην συνολική αρχική δυσκαμψία του σεισμικού συνδέσμου σε σχέση με την κλασσική λύση, ως αποτέλεσμα τόσο της ημι-άκαμπτης πλάκας όσο και της ολίσθησης στη σύνδεση. Ως εκ τούτου, συνήχθη το συμπέρασμα ότι είτε η σαφής προσομοίωση της ημι-άκαμπτης συνδέσης είτε η εξέταση της ισοδύναμης δυσκαμψίας του συνδέσης είτε η εξέταση του των πλαισίων με σεισμικούς συνδέσμου.

## 7.3.1.2 Συμπεριφορά δοκιμίων

Ο Πιν. 7.1 δείχνει ότι η ανακυκλιζόμενη φόρτιση μείωσε κατά 40% έως 70% την ικανότητα στροφής, με τη μέγιστη μείωση για τους κοντούς συνδέσμους. Η ικανότητα στροφής αυξάνεται ελαφρώς για κοντύτερους συνδέσμους, με εξαίρεση τα δοκίμια LL4 και LH4.

				αραμορι		, ot ruu		
Δοκίμιο	LL7	LL6	LL5	LL4	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

Πιν. 7.1: Οριακή παραμόρφωση γτι, σε rad

Η συμπεριφορά των μακρών δοκιμίων επηρεάστηκε περισσότερο από την απόκριση της κοχλιωτής σύνδεσης (βλέπε Σχ. 7.4a), η οποία χαρακτηρίζεται από μία σταδιακή μείωση της αντοχής λόγω της φθοράς του σπειρώματος των κοχλιών και από μία συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση με μείωση της πληρότητας του βρόχου υστέρησης (pinching). Το τελευταίο φαινόμενο μείωσε την ενέργεια που απορροφήθηκε στους κύκλους φόρτισης σταθερού εύρους. Η πλήρης προένταση των κοχλιών μείωσε εν μέρει αυτή την επίδραση. Η απόκριση των κοντών δοκιμίων εξαρτάται από την αντοχή σε διάτμηση του κορμού του συνδέσμου (βλέπε Σχ. 7.4b), ο οποίος χαρακτηρίζεται από σημαντική κράτυνση και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, αλλά και μια πιο απότομη απώλεια της αντοχής μετά τη θραύση του κορμού. Η απόσταση των ενισχύσεων είχε μέγιστη σημασία για τους κοντούς συνδέσμους. Η συνεισφορά τους ήταν να μειωθεί ο πλαστικός τοπικός λυγισμός του κορμού, αυξάνοντας τη μέγιστη ικανότητα παραλαβής δυνάμεων και παραμόρφωσης, και να παρέχουν μια πιο σταθερή απόκριση σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Ωστόσο, μετά την επίτευξη της οριακής παραμόρφωσης, η αστοχία των δοκιμίων LH4 ήταν πιο άμεση σε σχέση με τα δοκίμια LL4.



Σχ. 7.4 Αστοχία λόγω μείωσης αντοχής σύνδεσης στο δοκίμιο LH6-c2 (a) και πλαστικού λυγισμού του κορμού στο δοκίμιο LL4-c1 (b) [1].

Επομένως, η επιλογή του μήκους του συνδέσμου έχει μεγάλη σημασία, διότι στην περίπτωση των μεγαλύτερων μηκών (e<1.6*M<sub>p,link</sub>/V<sub>p,link</sub>*, όπου *M<sub>p,link</sub>* είναι η ροπή αντοχής του συνδέσμου και *V<sub>p,link</sub>* είναι η αντοχή σε τέμνουσα του συνδέσμου) είναι δύσκολη η διαστασιολόγηση μιας ελαστικής σύνδεσης με μετωπική πλάκα πλήρους

ύψους, η οποία μπορεί να υποστεί βλάβη και να καταστήσει πιο δύσκολη την διαδικασία αντικατάστασης, σε αντίθεση με τη χρήση πολύ κοντών συνδέσμων (e<0.8*M<sub>p,link</sub>/V<sub>p,link</sub>*), όπως ίσχυε τόσο στις δοκιμές στο JRC όσο και στο UPT.

Από τις διαθέσιμες δοκιμές, τα δοκίμια των σεισμικών συνδέσμων με αραιή διάταξη ενισχύσεων παρουσίασαν σταθερή ικανότητα παραμόρφωσης τουλάχιστον 0.09 rad, ενώ αυτά με την πυκνή διάταξη ενισχύσεων παρουσίασαν σταθερή ικανότητα παραμόρφωση τουλάχιστον 0.11 rad. Στην περίπτωση των δοκιμίων LH5, με μήκος e=0.8*M*<sub>p,link</sub>/*V*<sub>p,link</sub>, η οριακή ικανότητα παραμόρφωσης έφτασε σε τιμή τουλάχιστον 0.17 rad.

## 7.3.2 Πειραματικές δοκιμές σε συζευγμένα πλαίσια με αντικαταστάσιμους σεισμικούς συνδέσμους

# 7.3.2.1 Πρόγραμμα πειραμάτων, διάταξη και δοκίμιο

Ο έλεγχος της προτεινόμενης λύσης πραγματοποιήθηκε μέσω μιας διαδικασίας ψευδο-δυναμικών δοκιμών ενός μοντέλου σε πραγματική κλίμακα μιας κατασκευής με συζευγμένα EBF στο European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) του Joint Research Centre (JRC) στην Ispra, Ιταλία στα πλαίσια του FP7 SERIES DUAREM Project ("Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links").

Το δοκίμιο του πειράματος παρουσιάζεται στο Σχ. 7.5. Υπάρχουν στην διεύθυνση της φόρτισης 2 EBF στο κέντρο και 4 MRF, που αντιπροσωπεύουν το αντισεισμικό σύστημα παραλαβής των οριζοντίων δυνάμεων.



Σχ. 7.5 Δοκίμιο πειράματος: a) τρισδιάστατη απεικόνιση b) διάταξη κάτοψης [3].

Τα στοιχεία του δομικού χάλυβα κατασκευάστηκαν από χάλυβα κατηγορίας S355, με δύο εξαιρέσεις. Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκε χάλυβας κατηγορίας S460 και οι σύνδεσμοι κατασκευάστηκαν από χάλυβα κατηγορίας S235. Η σειρά των δοκιμών στο μοντέλο στις εγκαταστάσεις του ELSA αποτελούνταν από ψευδο-δυναμικές δοκιμές (PsD), μαζί με μερικές δοκιμές μονοτονικής φόρτισης και αντικατάστασης συνδέσμου [3].

224   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
7 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ	

Στις ψευδο-δυναμικές δοκιμές επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί μια καταγραφή εδαφικής κίνησης (από τις επτά που είχαν επιλεχθεί και αντιστοιχούσαν στο ελαστικό φάσμα απόκρισης που χρησιμοποιήθηκε στο σχεδιασμό), προκειμένου να αξιολογηθεί η δομική συμπεριφορά της πειραματικής κατασκευής, η οποία εφαρμόστηκε με διάφορες τιμές που εισήχθησαν (βλέπε Πιν. 7.2, όπου *a*<sub>gr</sub> είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς και *a*<sub>g</sub> αντιπροσωπεύει τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αίχεθος σεισμού):

				21		
Στάθμη	Δοκιμές	Περίοδος	Πιθανότητα	ag/agr	a <sub>g</sub> /g	Πρόσθετες
επιτελεστικότητας	PsD	επαναφοράς,	εμφάνισης			δοκιμές
		σε χρόνια				μονοτονικής
						φόρτισης
Πλήρους	FO1,	-	-	0.062	0.020	
λειτουργικότητας	FO2,					
	FO3					
Περιορισμός	DL	95	10% / 10	0.59	0.191	
βλαβών			χρόνια			
Σημαντικές	SD	475	10% / 50	1.00	0.324	PO1
βλάβες			χρόνια			
Οιονεί	NC	2475	2% / 50	1.72	0.557	PO2, PO3
κατάρρευση			χρόνια			

ΤΠν. 7.2: Σταθμες	επιτελεστικοτητα	ις και αντιστοιχο	οι συντελεστες για τι	ι σεισμικη ενταση.

Το πρόγραμμα των δοκιμών ολοκληρώθηκε με δύο δοκιμές αντικατάστασης συνδέσμων:

• Πρώτη αντικατάσταση συνδέσμου (LR1) – μετά τη δοκιμή DL, όπου οι σύνδεσμοι αφαιρέθηκαν από την κατασκευή ξεβιδώνοντας τους κοχλίες.

 Δεύτερη αντικατάσταση συνδέσμου (LR2) – μετά τη δοκιμή PO1, όπου οι σύνδεσμοι αφαιρέθηκαν μέσω κοπής με χρήση φλόγας οξυγόνου.

#### 7.3.2.2 Αποτελέσματα δοκιμών

Πραγματοποιήθηκαν δοκιμές πλήρους λειτουργικότητας (Full Operation – FO) προκειμένου να εκτιμηθεί η ελαστική απόκριση της κατασκευής με κάθε νέα σειρά συνδέσμων, πριν τις κύριες ψευδο-δυναμικές δοκιμές περιορισμού των βλαβών (Damage Limitation – DL), σημαντικών βλαβών (Significant Damage – SD) και οιονεί κατάρρευσης (Near Collapse – NC). Η επιλεγμένη σεισμική καταγραφή πολλαπλασιάστηκε με συντελεστή ώστε να έχει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) 0.02g. Κατά τη διάρκεια αυτών των δοκιμών, η κατασκευή παρουσίασε ελαστική απόκριση.

Οι δοκιμές DL έγιναν, προκειμένου να προσομοιωθεί ένας μέτριος σεισμός, που προκαλεί μέτριες βλάβες στην κατασκευή. Η επιλεγμένη σεισμική καταγραφή πολλαπλασιάστηκε έτσι ώστε να έχει PGA 0.191g. Οι δοκιμές SD πραγματοποιήθηκαν για να προσομοιωθεί ένας ισχυρότερος σεισμός, που προκαλεί μεγαλύτερες βλάβες στην κατασκευή. Η επιλεγμένη σεισμική καταγραφή

πολλαπλασιάστηκε ώστε να έχει PGA 0.324g. Κατά τη διάρκεια αυτών των δοκιμών, δεν παρατηρήθηκε διαρροή στα μέλη εκτός σεισμικών συνδέσμων και προέκυψαν μικρές έως μέτριες μέγιστες πλαστικές παραμορφώσεις στους συνδέσμους. Παρατηρήθηκαν μικρές έως μέτριες ρωγμές στην πλάκα σκυροδέματος (βλέπε Σχ. 7.6). Η κατασκευή εμφάνισε μικρή παραμένουσα μετακίνηση στην κορυφή. Επίσης παρατηρήθηκαν μικρές παραμένουσες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου.

Ήταν απαραίτητη μία δοκιμή PO1 (μία δοκιμή μονοτονικής φόρτισης pushover μέχρι μία πρόσθετη μετακίνηση 55 mm) ξεκινώντας από την θέση στο τέλος της δοκιμής SD. Αυτό έγινε για να προκύψουν μεγαλύτερες παραμένουσες μετακινήσεις οι οποίες ήταν αναγκαίες για τον έλεγχο της εφαρμοσιμότητας της διαδικασίας αντικατάστασης του συνδέσμου και της επαναφοράς της κατασκευής. Κατά τη διάρκεια αυτής της δοκιμής, δεν παρατηρήθηκε διαρροή σε κάποιο μέλος εκτός των συνδέσμων. Προέκυψαν μεγαλύτερες μέγιστες πλαστικές παραμορφώσεις στους συνδέσμους (βλέπε Σχ. 7.6). Παρατηρήθηκαν περισσότερες εμφανείς ρωγμές στην πλάκα σκυροδέματος (βλέπε Σχ. 7.6). Μετά από αυτή τη δοκιμή, η κατασκευή Παρατηρήθηκαν μεγαλύτερες παραμένουσα μετατόπιση στην κορυφή.





Επειδή μετά την δοκιμή DL η κατασκευή παρουσίασε μικρή παραμένουσα μετατόπιση στη κορυφή και παρατηρήθηκαν μικρές παραμένουσες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου, πάρθηκε η απόφαση η αντικατάσταση της πρώτης σειράς συνδέσμων με βλάβη να γίνει με αφαίρεση των κοχλιών, με τη σειρά ανά όροφο, ξεκινώντας από τον χαμηλότερο έως τον ανώτερο. Η μικρή τιμή της παραμένουσας μετατόπισης στη κορυφή στο τέλος της δοκιμής DL μειώθηκε μετά την απομάκρυνση των συνδέσμων με βλάβη. Μια νέα σειρά καινούργιων συνδέσμων τοποθετήθηκε στη συνέχεια στην κατασκευή.

Επειδή μετά την δοκιμή PO1 η κατασκευή παρουσίασε σημαντικά μεγαλύτερη παραμένουσα μετατόπιση στην κορυφή και παρατηρήθηκαν μεγαλύτερες παραμένουσες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου, πάρθηκε η απόφαση η δεύτερη σειρά συνδέσμων με βλάβη να αφαιρεθούν με κοπή, τόσο του κορμού όσο και των πελμάτων των συνδέσμων, ξεκινώντας από τον ανώτερο όροφο έως τους χαμηλότερους. Η τιμή της παραμένουσας μετατόπισης στην κορυφή από το τέλος

της δοκιμής PO1 μειώθηκε μετά την απομάκρυνση των συνδέσμων με βλάβη. Μια νέα σειρά καινούργιων συνδέσμων τοποθετήθηκε στη συνέχεια στην κατασκευή.

Η δοκιμή NC προτάθηκε προκειμένου να προσομοιωθεί ένας αρκετά ισχυρότερος σεισμός και να επιτευχθούν εκτεταμένες βλάβες σε όλη την κατασκευή. Η ικανότητα επαναφοράς χάθηκε λόγω της διαρροής σε μέλη εκτός από τους συνδέσμους. Η επιλεγμένη σεισμική καταγραφή εφαρμόστηκε με συντελεστή 0.557. Αυτή η δοκιμή σταμάτησε πρόωρα επειδή η διαθέσιμη ικανότητα του εμβόλου (1000 kN ανά πλαίσιο σε κάθε όροφο) δεν ήταν αρκετή για να πραγματοποιηθεί με την επιβαλλόμενη μηδενική στρέψη σε κάθε όροφο.

Στη συνέχεια προτάθηκε μια άλλη δοκιμή pushover με ανακυκλιζόμενη φόρτιση (PO2) με μέγιστο εύρος μετατοπίσεων 150 mm μετά την απελευθέρωση της δύναμης από το έμβολο στη δοκιμή NC και μετά μια τελική δοκιμή pushover με ανακυκλιζόμενη φόρτιση (PO3) με μέγιστο εύρος μετατοπίσεων 400 mm. Οι τελευταίες τρεις δοκιμές επέφεραν εκτεταμένη πλαστική συμπεριφορά σε όλη την κατασκευή (βλέπε Σχ. 7.7).



Σχ. 7.7 Κατάσταση του δοκιμίου μετά την τελική δοκιμή [3]

Η μέγιστη απαίτηση παραμόρφωσης του συνδέσμου μετά τη δοκιμή PO1 είναι 0.075 rad (βλέπε Πιν. 7.3), μικρότερη από το κριτήριο αποδοχής για αυτήν τη στάθμη επιτελεστικότητας που υιοθετείται από τον FEMA356 [7], το οποίο είναι 0.11 rad.

Πιν. 7.3: Απαιτήσεις παραμόρφωσης για το	υς συνδέ	έσμους, α	ງε rad
Δοκιμή	DL	SD	PO1
Μέγιστη στροφή συνδέσμου [rad]	0.032	0.061	0.075
Παραμένουσα στροφή συνδέσμου [rad]	0.014	0.022	0.066

Μετά τη δοκιμή DL, η κατασκευή παρουσίασε μια μικρή παραμένουσα μετατόπιση στη κορυφή 5 mm (0.05%), με τη μέγιστη μετατόπιση στην κορυφή να είναι 32 mm. Επίσης, παρατηρήθηκε μια μικρή τιμή παραμένουσας σχετικής παραμόρφωσης ορόφου που κυμαίνεται έως μια μέγιστη τιμή 3 mm (μικρότερη από 0.1%). Στο τέλος της διαδικασίας LR1, παρατηρήθηκε μια πολύ μικρή παραμένουσα σχετική παραμόρφωση ορόφου (Η/5250 και για τα δύο πλαίσια) η οποία είναι μικρότερη από την κατασκευαστική ανοχή (Η/300). Η κατασκευή σχεδόν επανήλθε στην αρχική θέση της.

Μετά την ολοκλήρωση της δοκιμής PO1, η κατασκευή παρουσίασε μια σημαντικά μεγαλύτερη παραμένουσα μετατόπιση στην κορυφή 45 mm (0.43%), με τη μέγιστη μετατόπιση στη κορυφή να είναι 68 mm. Παρατηρήθηκαν μεγαλύτερες παραμένουσες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου που κυμαίνονται έως μια μέγιστη τιμή 18 mm (0.5%). Στο τέλος της διαδικασίας LR2, παρατηρήθηκε μια μικρή παραμένουσα σχετική παραμόρφωση ορόφου (H/5250 για το νότιο πλαίσιο και H/1750 για το βόρειο πλαίσιο) η οποία είναι μικρότερη από την κατασκευαστική ανοχή.

# 7.4 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

## 7.4.1 Διαδικασία σχεδιασμού

Η διαστασιολόγηση των συζευγμένων κατασκευών, οι οποίες επιτυγχάνονται συνδυάζοντας χαλύβδινα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας και αντικαταστάσιμους σεισμικούς συνδέσμους και πλαίσια ροπής μπορεί να πραγματοποιηθεί χρησιμοποιώντας την προσέγγιση των γενικών κανονισμών (βλέπε Παράγραφο 7.4.1.1), αλλά πρέπει να ληφθούν υπόψιν και κάποια συμπληρωματικά κριτήρια (βλέπε Παραγράφους 7.4.1.2 έως 7.4.1.6).

Ένα διάγραμμα ροής που περιγράφει σύντομα το σχεδιασμό των πλαισίων D-EBF φαίνεται στο Σχ. 7.8.



Σχ. 7.8 Διάγραμμα ροής σχεδιασμού πλαισίων EBF με αντικαταστάσιμους συνδέσμους και ικανότητα επαναφοράς [3]

## 7.4.1.1 Γενικοί κανόνες σχεδιασμού

Πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν φορτία βαρύτητας και η σεισμική δράση. Οι μάζες πρέπει να υπολογίζονται από τον συνδυασμό φόρτισης 1.0·Μόνιμα+0.3·Κινητά. Η αντοχή των φερόντων στοιχείων πρέπει να προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας τον ΕΝ1993-1 [8] σε οριακή κατάσταση αστοχίας και οι παραμορφώσεις να ελέγχονται σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, χρησιμοποιώντας τους συνδυασμούς φορτίσεων για μόνιμη κατάσταση.

Μπορεί να εφαρμοστεί ο ικανοτικός σχεδιασμός, σύμφωνα με τον EN1998-1 [5], για τον σχεδιασμό των πλαισίων ροπής (όπου οι δοκοί συμπεριφέρονται ως πλάστιμα

στοιχεία απορροφώντας ενέργεια μέσω της κάμψης) και των πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (όπου οι κοντοί σύνδεσμοι συμπεριφέρονται ως πλάστιμα στοιχεία απορροφώντας ενέργεια μέσω της διάτμησης). Προτείνεται η έννοια της πλάστιμης συμπεριφοράς. Πρέπει να επιτευχθεί μία συνολική πλάστιμη απόκριση της κατασκευής, ελέγχοντας ότι οι μεμονωμένες τιμές των λόγων Ω<sub>i</sub> για κάθε κοντό σύνδεσμο δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή Ω περισσότερο από 25% [5].

Οι εσωτερικές δυνάμεις υπό τη σεισμική φόρτιση προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας φασματική δυναμική ανάλυση, όπου ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψιν σε κάθε διεύθυνση είναι τέτοιος ώστε το άθροισμα των ενεργών μαζών να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας. Πρέπει να ελεγχθούν η αντοχή των φερόντων μελών σε ΟΚΑ και οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων σε ΟΚΛ, χρησιμοποιώντας τους σεισμικούς συνδυασμούς φορτίσεων.

Καθολικές και τοπικές ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψιν καθώς επίσης πρέπει να ελεγχθεί η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης.

#### 7.4.1.2 Διάταξη συζευγμένης λειτουργίας

Το ασθενέστερο, πιο εύκαμπτο υποσύστημα (MRF) πρέπει να παρέχει μια ελάχιστη αντοχή της κατασκευής. Επομένως πρέπει να ελέγχεται η συζευγμένη λειτουργία της κατασκευής εξασφαλίζοντας ότι τα πλαίσια MRF είναι ικανά να παραλάβουν τουλάχιστον το 25% της συνολικής σεισμικής δύναμης [9-11]:

$$F_{y}^{MRF} \ge 0.25 \ (F_{y}^{MRF} + F_{y}^{EBF})$$
 E§. (7.1)

$$F_{y}^{MRF} = \frac{4M_{\rho/b}}{H}$$
 Eξ. (7.3)

όπου: *F<sub>y</sub><sup>MRF</sup>* είναι η δύναμη διαρροής των MRF, *F<sub>y</sub><sup>EBF</sup>* είναι η δύναμη διαρροής των EBF, *L* είναι το άνοιγμα του πλαισίου, *H* είναι το ύψος ορόφου του πλαισίου, *V<sub>p,link</sub>* είναι η αντοχή σε διάτμηση του συνδέσμου και *M<sub>pl,b</sub>* είναι η πλαστική ροπή αντοχής της δοκού.



Σχ. 7.9: Βασικά στοιχεία πλαισίων a) EBF and b) MRF [11].

## 7.4.1.3 Αντικαταστάσιμοι σύνδεσμοι

Οι σύνδεσμοι πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να μπορούν να αφαιρεθούν και να αντικατασταθούν (κοχλιωτοί). Αυτό μπορεί να υλοποιηθεί με τη χρήση μιας σύνδεσης συνδέσμου-δοκού με μετωπική πλάκα πλήρους ύψους η οποία πρέπει να διατηρηθεί ελαστική. Αυτό σημαίνει ότι η σύνδεση πρέπει να σχεδιαστεί με τέμνουσα *V<sub>j,Ed</sub>* και καμπτική ροπή *M<sub>j,Ed</sub>* που αντιστοιχούν σε ένα σύνδεσμο που έχει διαρρεύσει και κρατυνθεί πλήρως, υπολογιζόμενες ως εξής:

$$M_{j,Ed} = \frac{V_{j,Ed}e}{2}$$
 Eξ. (7.5)

όπου γ<sub>ον</sub>είναι 1.25 και γ<sub>sh</sub> λαμβάνεται ως 1.8 για ΚΠΥ (σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος DUAREM) και 1.5 για ΚΠΜ.

Προκειμένου να επιτευχθεί η υπεραντοχή της σύνδεσης, χρησιμοποιήθηκαν πολύ κοντά πλάστιμα στοιχεία (με μήκη *e* της τάξεως του 0.8*M*<sub>p,link</sub>/V<sub>p,link</sub>, όπου *M*<sub>p,link</sub> είναι η ροπή αντοχής του συνδέσμου και *V*<sub>p,link</sub> είναι η αντοχή σε τέμνουσα του συνδέσμου).

Θεωρήθηκε ότι η κοχλιωτή σύνδεση δεν έχει επιρροή στην συνολική δυσκαμψία του συνδέσμου, λόγω της προέντασης των κοχλιών.

## 7.4.1.4 Ικανότητα επαναφοράς

Το θέμα των μόνιμων (παραμενουσών) παραμορφώσεων της κατασκευής μετά από έναν καταστροφικό σεισμό, το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε προβλήματα στην αντικατάσταση των αντικαταστάσιμων συνδέσμων, μπορεί να επιλυθεί με την υλοποίηση του φορέα ως συζευγμένου, συνδυάζοντας πλαίσια EBF και MRF. Εάν τα πιο εύκαμπτα MRF διατηρηθούν ελαστικά (ένας πιθανός τρόπος για να επιτευχθεί αυτό είναι να κατασκευαστούν ορισμένα μέλη από χάλυβα υψηλής αντοχής),και οι πλαστικές παραμορφώσεις περιοριστούν μόνο στα αντικαταστάσιμα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, τα MRF θα παρέχουν την αναγκαία δύναμη για την επαναφορά της κατασκευής μετά την αφαίρεση των κατεστραμμένων.

Προκείμενου να εξασφαλιστεί η ικανότητα επαναφοράς των κατασκευών με πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας και αντικαταστάσιμους συνδέσμους, η οριακή μετατόπιση των EBF (δ<sub>u</sub><sup>EBF</sup>) στην οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA) (που αντιστοιχεί στην ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του συνδέσμου) πρέπει να είναι μικρότερη από τη μετατόπιση διαρροής των MRF (δ<sub>y</sub><sup>MRF</sup>), το οποίο σημαίνει ότι η διαρροή στα MRF αποτρέπεται μέχρι την επίτευξη της οριακής ικανότητας παραμόρφωσης συνδέσμους. Αυτό μπορεί να γίνει αναλυτικά, χρησιμοποιώντας τους παρακάτω τύπους [11]:

$$\delta_{u}^{EBF} = \delta_{y}^{EBF} + \delta_{pl}^{EBF} = \frac{F_{y}^{EBF}}{K^{EBF}} + \frac{e}{L e} \quad H \quad \gamma_{pl\mu} < \delta_{y}^{MRF} = \frac{F_{y}^{MRF}}{K^{MRF}} \qquad E\xi. (7.6)$$

$$K_{br}^{EBF} = 2 \frac{E}{I_{br}}^{A} \cos^2 \alpha$$
 E§. (7.9)

$$K^{MRF} = \frac{4}{H^2 \left(\frac{L}{6 \ E \ I_b} + \frac{H}{12 \ E \ I_c}\right)}$$
 E§. (7.10)

όπου  $\delta_y^{EBF}$  είναι η μετατόπιση διαρροής του EBF,  $\delta_{pl}^{EBF}$  είναι η πλαστική μετατόπιση του EBF,  $K^{EBF}$  είναι η δυσκαμψία του EBF, *e*, *L* and *H* φαίνονται στο Σχ. 7.9, γ<sub>pl,u</sub> είναι η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του σεισμικού συνδέσμου,  $K^{MRF}$  είναι η δυσκαμψία των MRF,  $K_{link}^{EBF}$  είναι η δυσκαμψία του σεισμικού συνδέσμου,  $K_{br}^{EBF}$ είναι η δυσκαμψία των συνδέσμων δυσκαμψίας, *G* είναι το μέτρο διάτμησης,  $A_s$  είναι η επιφάνεια διάτμησης του σεισμικού συνδέσμου, *E* είναι το μέτρο ελαστικότητας, *A* είναι το εμβαδόν διατομής των συνδέσμων δυσκαμψίας, *l*<sub>br</sub> είναι το μήκος των συνδέσμων δυσκαμψίας, *α* είναι η γωνία των συνδέσμων δυσκαμψίας.

Αυτή η αναλυτική διαδικασία πρέπει να χρησιμοποιείται για τον προ-σχεδιασμό της ικανότητας επαναφοράς και συνιστάται για κατασκευές χαμηλού ύψους, όπου η πλευρική παραμόρφωση της κατασκευής κυριαρχείται από διατμητικού τύπου παραμόρφωση. Θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί επίσης για τον προ-σχεδιασμό σε μέσου-ύψους και μεγάλου-ύψους κτήρια (όπου μπορεί να προκύψει καθολική καμπτική συμπεριφορά καθ' ύψος), αλλά η ικανότητα επαναφοράς τους συνιστάται οπωσδήποτε να ελέγχεται μέσω μη γραμμικής στατικής ανάλυσης και/ή ανάλυσης χρονοϊστορίας.

Επειδή η χρήση των τύπων είναι μία προσεγγιστική και απλοποιητική μέθοδος, συνιστάται η μη γραμμική στατική και/ή δυναμική ανάλυση για όλες τις κατασκευές προκειμένου να ελεγχθεί η ικανότητα επαναφοράς. Η προσομοίωση για αυτού του τύπου τις αναλύσεις παρουσιάζεται στις παραγράφους 7.4.2 και 7.4.3.

#### 7.4.1.5 Κατάλληλος συντελεστής συμπεριφοράς

Η αναγκαιότητα να έχουμε πολύ κοντούς συνδέσμους (της τάξεως του *e*=0.8*M*<sub>p,link</sub>/*V*<sub>p,link</sub>) εξαιτίας της χρήσης κοχλιωτής σύνδεσης με μη πλάστιμη μετωπική πλάκα πλήρους ύψους (βλέπε παράγραφο 7.4.1.3), οδηγεί σε μεγαλύτερες απαιτήσεις παραμόρφωσης στους συνδέσμους για τη σεισμική διέγερση σχεδιασμού. Ως αποτέλεσμα, τα πλαίσια EBF με πολύ κοντούς συνδέσμους δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις επιτελεστικότητας στην OKA όταν σχεδιάζονται με συντελεστή συμπεριφοράς q=6 για KΠY. Προκειμένου να μειωθούν αυτές οι απαιτήσεις και να επιτευχθεί αποδεκτή συμπεριφορά είναι αναγκαίο να περιοριστεί ο συντελεστής συμπεριφοράς q στο 4 για KΠY. Σε περιπτώσεις KΠM προτείνεται συντελεστής συμπεριφοράς 2.5.

## 7.4.1.6 Έλεγχος συνδέσμου

Όλες οι επιπρόσθετες απαιτήσεις σχεδιασμού που παρουσιάζονται παραπάνω οδηγούν στην αναγκαιότητα προεπιλογής κοντών αντικαταστάσιμων σεισμικών συνδέσμων (έλεγχος) [12]. Από την στιγμή που υπάρχει μόνο ένας περιορισμένος αριθμός πειραματικών δοκιμών σε κοντούς σεισμικούς συνδέσμους που περιλαμβάνουν αυτό τον τύπο της σύνδεσης (μετωπική πλάκα πλήρους ύψους) και διατομή συνδέσμου (διατομή Ι με ύψος 240 mm), όταν χρησιμοποιούνται άλλοι τύποι διατομών και συνδέσεων συνιστάται να επαληθεύεται η συμπεριφορά των συνδέσμων μέσω πειραματικού ελέγχου και/ή αριθμητικών δοκιμών.

## 7.4.2 Προσομοίωση για μη γραμμική στατική (pushover) ανάλυση

Προκειμένου να υλοποιηθεί η μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover),πρέπει να οριστεί μη γραμμική συμπεριφορά, τόσο για τα υλικά που χρησιμοποιούνται όσο και για τα φέροντα μέλη.

Για τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας (πλάστιμα) πρέπει να χρησιμοποιούνται οι αναμενόμενες (με βάση το *γ*<sub>ov</sub>) ιδιότητες του υλικού και για τα μη πλάστιμα στοιχεία οι ονομαστικές ιδιότητες του υλικού.

Πρέπει να οριστούν μη γραμμικές πλαστικές αρθρώσεις καμπτικού τύπου M3 στα άκρα των δοκών στα MRF και καμπτικού τύπου με αξονική δύναμη P-M3 στα άκρα των υποστυλωμάτων και των δοκών στα EBF. Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας, μη γραμμικές πλαστικές αρθρώσεις αξονικού τύπου P μπορούν να χρησιμοποιηθούν, οι οποίες ορίζονται στο μέσο των ράβδων. Αυτές οι ιδιότητες μπορούν να υπολογιστούν σύμφωνα με τον ASCE41-13 [13].

Πραγματοποιήθηκε βαθμονόμηση του αριθμητικού μοντέλου των D-EBF με αντικαταστάσιμους συνδέσμους, με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα του προγράμματος DUAREM, επιτυγχάνοντας μια καλή αντιστοιχία όσον αφορά την καθολική απόκριση και την απόκριση στον όροφο (βλέπε Σχ. 7.10).



Σχ. 7.10: a) Καθολική απόκριση και b) απόκριση στον όροφο.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψιν μη γραμμική συμπεριφορά σε διάτμηση για τους κοντούς συνδέσμους (V2), πρέπει να οριστούν μη γραμμικά ελατήρια (multi-linear plastic link elements), με μη γραμμική διατμητική συμπεριφορά, που περιγράφεται από την ακόλουθη καμπύλη (Σχ. 7.11):



Σχ. 7.11: Διατμητική μη γραμμική συμπεριφορά συνδέσμων.

όπου: *K*<sup>1</sup> είναι η αρχική (ελαστική) δυσκαμψία του συνδέσμου (που αντιστοιχεί στη διατμητική και την καμπτική δυσκαμψία), *V*<sub>y</sub> είναι η αντοχή σε διάτμηση των συνδέσμων (*V*<sub>p,link</sub>), *V*<sub>u</sub> λαμβάνεται ίση με 1.8 *V*<sub>y</sub> για ΚΠΥ και 1.5 *V*<sub>y</sub> για ΚΠΜ, γ<sub>u</sub> είναι η οριακή διατμητική παραμόρφωση και θεωρείται ίση με 0.15 rad για ΚΠΥ και 0.1 rad για ΚΠΜ και γ<sub>f</sub> θεωρήθηκε ίσο με 0.17 rad για ΚΠΥ και 0.11 rad για ΚΠΜ.

Πρέπει να τοποθετηθούν ελατήρια με τις παραπάνω ιδιότητες μεταξύ των άκρων κάθε σεισμικού συνδέσμου και τα ραβδωτά στοιχεία των κοντών συνδέσμων πρέπει να είναι αρθρωτά στα άκρα τους.

Η μη γραμμική στατική ανάλυση πρέπει να υλοποιείται με την επιβολή μετατόπισης, μέχρι να επιτευχθεί η μετατόπιση που μετριέται στην κορυφή της κατασκευής. Αρχικά, ασκούνται τα φορτία βαρύτητας (από τον συνδυασμό φόρτισης 1.0·Μόνιμα+0.3·Κινητά) μέσω επιβολής φορτίου και στη συνέχεια στα πλαίσια που

μέσω επιβολής φορτίου και στη συνέ;

234   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
7 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ

έχουν αναλυθεί, ασκούνται οι πλευρικές δυνάμεις, με κατανομή σύμφωνα με μία ιδιομορφή, μέσω επιβολής μετατόπισης.

#### 7.4.3 Προσομοίωση για μη γραμμική δυναμική ανάλυση (χρονοϊστορίας)

Όπως και στην περίπτωση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, πρέπει να καθοριστεί μη γραμμική συμπεριφορά τόσο για τα υλικά που χρησιμοποιούνται όσο και για τα δομικά μέλη όταν εκτελούνται δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις (χρονοϊστορίας).

Τα μη γραμμικά ελατήρια, που ορίστηκαν για την ανάλυση pushover για να ληφθεί υπόψιν η μη γραμμική συμπεριφορά σε διάτμηση των κοντών συνδέσμων, πρέπει να τροποποιηθούν κατάλληλα ώστε να συμπεριλάβουν την υστερητική συμπεριφορά. Ένας «ομαλός» βρόχος υστέρησης, όπως περιγράφεται από τους Sivaselvan και Reinhorn [14-15], χρησιμοποιήθηκε επιτυχώς κατά την βαθμονόμηση των πειραματικών αποτελεσμάτων από το ερευνητικό πρόγραμμα DUAREM, χρησιμοποιώντας ανάλυση χρονοϊστορίας (βλέπε Σχ. 7.12). Έχουν διατυπωθεί εξισώσεις για τη μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής και για το φαινόμενο της μείωσης της πληρότητας του βρόχου υστέρησης (pinching). Είκοσιδύο παράμετροι χρειάζεται να προσδιοριστούν προκειμένου να χαρακτηριστεί πλήρως αυτή η καμπύλη απόκρισης. Υπάρχουν δύο ομάδες παραμέτρων: οι κοινές παράμετροι, που σχετίζονται με την μη γραμμική καμπύλη, και μετά οι ειδικές παράμετροι για τους κανόνες υστέρησης. Το σύνολο των παραμέτρων για τους κανόνες υστέρησης που χρησιμοποιήθηκαν για την βαθμονόμηση που αναφέρθηκε προηγουμένως παρουσιάζονται παρακάτω.

Ειδική παράμετρος	Τιμή
Παράμετρος μείωσης δυσκαμψίας	20
Παράμετρος μείωσης αντοχής με βάση την πλαστιμότητα	0.001
Παράμετρος μείωσης αντοχής με βάση την υστερητική ενέργεια	0.001
Παράμετρος ομαλής μετάβασης από την ελαστική στην ανελαστική περιοχή	0.5
Παράμετρος για την μορφή της αποφόρτισης	0.2
Παράμετρος μήκους ολίσθησης	0
Παράμετρος τραχύτητας ολίσθησης	100
Παράμετρος για τη μέση ροπή ολίσθησης	0
Δείκτης ελατηρίου για κλείσιμο ρωγμής	10
Παράμετρος καμπύλης για κλείσιμο ρωγμής	1000
Συντελεστής δυσκαμψίας για κλείσιμο ρωγμής	1

Πı	. 7.4: Παράδειγμα παραμέτρω	/ για την υστερητική σι	υμπεριφορά ενός «ομα	λού» βρόχου



Σχ. 7.12: Αριθμητική βαθμονόμηση διατμητικού συνδέσμου.

## 7.5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΩΝ (2D) ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΚΤΗΡΙΟΥ

Η εφαρμογή της διαδικασίας σχεδιασμού που περιγράφεται στην παράγραφο 7.4 σε ένα παράδειγμα εφαρμογής παρουσιάζεται παρακάτω. Αρχικά τα πλαίσια σχεδιάστηκαν μέσω ελαστικής ανάλυσης σε ΟΚΑ και ΟΚΛ. Για να ερευνηθεί η συμπεριφορά τους πέρα από την ελαστική περιοχή έγιναν στη συνέχεια μη γραμμικές στατικές αναλύσεις.

## 7.5.1 Περιγραφή των εξεταζόμενων πλαισίων

#### 7.5.1.1 Γεωμετρία και παραδοχές

Το παράδειγμα εφαρμογής που παρουσιάζεται εδώ αποτελείται από τον σχεδιασμό και την ανάλυση δύο τετραώροφων και δύο οκταώροφων κτιρίων. Η κοινή κάτοψη των κτηρίων παρουσιάζεται στο Σχ. 7.13a. Ο αριθμός των φατνωμάτων και στις δύο διευθύνσεις είναι 3, με μήκος ανοίγματος 8m. Το ύψος κάθε ορόφου είναι 4m. Το κύριο σύστημα παραλαβής οριζόντιων δυνάμεων αποτελείται από 4 MRF και 2 EBF στην εγκάρσια διεύθυνση και 2 MRF και 2 EBF στη διαμήκη διεύθυνση. Τα εξωτερικά πλαίσια στην εγκάρσια διεύθυνση αποτελούνται από συζευγμένα χαλύβδινα πλαίσια, που συνδυάζουν 2 πλαίσια ροπής (MRF) (τα οποία παρέχουν την αναγκαία ικανότητα επαναφοράς στην κατασκευή, εξασφαλίζοντας τις δυνάμεις επαναφοράς μετά από ένα σεισμό) με ένα πλαίσιο με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας (EBF) με αντικαταστάσιμους σεισμικούς συνδέσμους (οι οποίοι προορίζονται να παρέχουν την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και να είναι εύκολα αντικαταστάσιμοι) (Σχ. 7.13b-c). Αυτά είναι τα πλαίσια σε ένα επίπεδο, τα οποία θα σχεδιαστούν και αναλυθούν στη συνέχεια. Όλα τα υπόλοιπα πλαίσια είναι συστήματα που παραλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας (με αμφιαρθρωτές σύμμικτες δοκούς ΗΕ200Α). Οι βασικές δοκοί, υποστυλώματα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κατασκευασμένα από ευρωπαϊκού τύπου διατομές Ι (IPE, HEA, HEB και HEM), ενώ οι αντικαταστάσιμοι σύνδεσμοι είναι κατασκευασμένοι από συγκολλητές διατομές Ι. Το υλικό που χρησιμοποιείται για τα φέροντα μέλη είναι χάλυβας \$355.



Σχ. 7.13: Περιγραφή κατασκευών: a) κάτοψη διάταξης, b) όψη τετραώροφου πλαισίου και c) όψη οκταώροφου πλαισίου.

Ο Πιν. 7.5 περιλαμβάνει τις παραδοχές για τα φορτία βαρύτητας και σεισμού. Τα φορτία βαρύτητας ασκήθηκαν ως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία στις δευτερεύουσες δοκούς και μεταφέρθηκαν ως συγκεντρωμένα φορτία στα κύρια πλαίσια. Το μόνιμο φορτίο περιλαμβάνει τη σύμμικτη πλάκα και το χαλυβδόφυλλο, με τιμή 2.75 kN/m<sup>2</sup>. Θεωρήθηκαν πρόσθετα μόνιμα φορτία από τον εξοπλισμό, την οροφή και την επικάλυψη δαπέδου με τιμή 0.7 kN/m<sup>2</sup> στους ενδιάμεσους ορόφους και 1.0 kN/m<sup>2</sup> στην τελική οροφή. Μόνιμο φορτίο 4.0 kN/m<sup>2</sup> ελήφθη υπόψιν για τους περιμετρικούς τοίχους. Το κινητό φορτίο λαμβάνει υπόψιν τη χρήση των κτιρίων ως γραφεία (κατηγορία Β) και κινητούς διαχωριστικούς τοίχους, με τιμή 3.8 kN/m<sup>2</sup>. Όλα τα φορτία βαρύτητας που εφαρμόστηκαν στα πλαίσια που αναλύθηκαν αντιστοιχούν στο μισό φάτνωμα (4m). Ελήφθησαν δύο διαφορετικές περιπτώσεις σχεδιασμού: μέσης (εξετάζοντας ΚΠΜ) και υψηλής (εξετάζοντας ΚΠΥ) σεισμικότητας. Το φάσμα τύπου 1-C επελέγη για το σχεδιασμό εξετάζοντας δύο τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης: 0.3g για την περίπτωση υψηλής σεισμικότητας και 0.15g για την περίπτωση μέσης σεισμικότητας (Σχ. 7.14).



Σχ. 7.14: Φάσμα απόκρισης για δύο κατηγορίες σεισμικότητας: a) ελαστικό και b) σχεδιασμού.

Συντελεστής συμπεριφοράς q=4 ελήφθη για ΚΠΥ (βλέπε παράγραφο 7.4.1.5). Για ΚΠΜ ελήφθη συντελεστής συμπεριφοράς q=2.5.

Κατακόομφα φορτία	<b>, , , , , , , , , , , , , , , , , , , </b>	
Μόνιμα φορτία (σύμμικτη πλάκα + χαλυβδόφυλλο)	2.75 kN/m <sup>2</sup>	
Μόνιμα πρόσθετα φορτία (Εξοπλισμός, οροφή,	0.7 kN/m² – ενδιάμεσοι όροφοι	
επικάλυψη δαπέδου)	1.0 kN/m² – τελική οροφή	
Περιμετρικοί τοίχοι	4.0 kN/m <sup>2</sup>	
Κινητά φορτία – (γραφεία κατηγορία Β + κινητά διαχωριστικά)	3.00+0.800=3.8 kN/m <sup>2</sup>	
<ul> <li>Σχεδιασμός για ΚΠΥ:</li> </ul>		
Ελαστικό φάσμα απόκρισης	Τύπου 1	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση	a <sub>gR</sub> =0.3g	
Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ	γι = 1.0 (Κανονικά κτήρια)	
Κατηγορία εδάφους	C ( $T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s}$ )	
Προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q (ΚΠΥ)	4	
Λόγος απόσβεσης	5%	
Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για την οιονεί μόνιμη τιμή των μεταβλητών δράσεων	ψ2=0.30	
<ul> <li>Σχεδιασμός για ΚΠΜ:</li> </ul>		
Ελαστικό φάσμα απόκρισης	Τύπου 1	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση	a <sub>gR</sub> =0.15g	
Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ	γι = 1.0 (Κανονικά κτήρια)	
Κατηγορία εδάφους	C ( $T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s}$ )	
Προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q (ΚΠΜ)	2.5	
Λόγος απόσβεσης	5%	
Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για την οιονεί μόνιμη τιμή των μεταβλητών δράσεων	ψ2=0.30	

Πιν. 7.5: Λεπτομέρειες φορτίων

238   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
7 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ

# 7.5.1.2 Προσομοίωση για τη γραμμική ελαστική ανάλυση

Η προσομοίωση, ανάλυση και σχεδιασμός των κτηρίων πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 [16]. Το προσομοίωμα ήταν ένα γραμμικό ελαστικό δισδιάστατο προσομοίωμα.

Τοποθετήθηκαν άκαμπτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη για να ληφθεί υπόψιν η επίδραση των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος.

Η μάζα της κατασκευής (σε τόνους), που υπολογίστηκε από το ήμισυ του συνολικού φατνώματος του κτηρίου (12m), εφαρμόστηκε στους κόμβους των πλαισίων, αφού μόνο τα εξωτερικά πλαίσια μπορούν να παραλάβουν οριζόντια φορτία (Σχ. 7.15).



Σχ. 7.15: Μάζα κατασκευής: a) υπολογιζόμενη για τη μισή κατασκευή b) εφαρμόστηκε στους κόμβους του δισδιάστατου προσομοιώματος.

# 7.5.2 Μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού

## 7.5.2.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Τα MRF σχεδιάστηκαν από τον βασικό συνδυασμό φόρτισης σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (OKA) 1.35·G+1.5·Q, όπου G είναι τα σταθερά φορτία (μόνιμο φορτίο) και Q είναι τα μεταβλητά φορτία (κινητό φορτίο). Ελήφθησαν διατομές IPE330 για τις δοκούς, HE160B για τα υποστυλώματα των τετραώροφων κτηρίων και HE200B για τα υποστυλώματα των κτηρίων.

## 7.5.2.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Τα βέλη κάμψης των δοκών ελέγχθηκαν για το βασικό συνδυασμό φόρτισης 1.0·G+1.0·Q. Η διατομή τους έπρεπε να αυξηθεί σε IPE360 ώστε να έχουν βέλη κάμψης μικρότερα από L/350 (22.86mm).

# 7.5.3 Φασματική δυναμική ανάλυση

Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική φασματική δυναμική ανάλυση και τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον Πιν. 7.6. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές, για τα τετραώροφα κτήρια και οι τρεις πρώτες ιδιομορφές, για τα οκταώροφα κτήρια, ενεργοποίησαν περισσότερο από το 90% της συνολικής μάζας.

Η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού των πλαισίων που αναλύθηκαν παρουσιάζεται στον Πιν. 7.6. Παρατηρείται ότι η οκταώροφη κατασκευή έχει παραπλήσια τέμνουσα βάσης σχεδιασμού με την τετραώροφη κατασκευή. Παρόλο που η οκταώροφη κατασκευή έχει περίπου τη διπλάσια μάζα σε σχέση με την τετραώροφη, η μεγαλύτερη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της πρώτης οδηγεί σε μικρότερη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού.

Πλαίσιο	a <sub>g</sub>	Τέμνουσα βάσης σχεδιασμού, V₀ [kN]	Ιδιομορφή Νο	Ιδιοπερίοδος (s)	Ποσοστό συμμετοχής μάζας (%)	Συνολικό (%)	
	0.30a	2035 45	1	0.517	78.89	95.09	
4-ώροφο.	0.009	2933.43	2	0.193	16.2		
	0.15g	1754.12	1	0.576	79.32	04.90	
			2	0.213	15.57	94.09	
8-ώροφο.	0.30g	3082.59	1	1.126	71.58		
			2	0.385	17.76	94.85	
			3	0.221	5.51		
	0.15g	2064.79	1	1.246	72.56		
			2	0.437	17.25	94.91	
			3	0.253	5.1		

Πιν. 7.6: Αποτελέσματα φασματικής δυναμικής ανάλυσης

7.5.4 Καθολικές ατέλειες και φαινόμενα δευτέρας τάξεως

Οι καθολικές ατέλειες εξετάστηκαν στην στατική ανάλυση, σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-1, μέσω ισοδύναμων πλευρικών δυνάμεων *Η*<sub>i</sub>, από το συνδυασμό 1.35·Μόνιμα + 1.5·Κινητά. Αυτές οι δυνάμεις υπολογίστηκαν με βάση τα συνολικά φορτία βαρύτητας και την αρχική καθολική ατέλεια φ, σε κάθε στάθμη, και εισήχθησαν σε κάθε συνδυασμό φόρτισης στη συνέχεια. Εφαρμόστηκαν μικρές ισοδύναμες πλευρικές δυνάμεις με τιμή 8.7 kN για τις στάθμες ορόφων και 8.9 kN για τη στάθμη της τελικής οροφής.

Φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν ελήφθησαν υπόψιν στο σχεδιασμό επειδή ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής παραμόρφωσης ορόφου θ υπολογίστηκε σύμφωνα με τον ΕΝ1998-1-1 και βρέθηκε να είναι μικρότερος από 0.1.

# 7.5.5 Αντισεισμικός σχεδιασμός

## 7.5.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Στοιχεία απορρόφησης ενέργειας

Οι διατμητικοί σεισμικοί σύνδεσμοι είναι τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας του συστήματος. Είναι σχεδιασμένα από συγκολλητές διατομές Ι (h x b x t<sub>f</sub> x t<sub>w</sub>) κατηγορίας 1.

Προκειμένου να επιτευχθεί η υπεραντοχή της σύνδεσης, χρησιμοποιήθηκαν πολύ κοντά στοιχεία απορρόφησης ενέργειας (βλέπε παράγραφο 7.4.1.3). Επομένως, οι

240   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα	
7 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ	

σύνδεσμοι έχουν μήκη 0.5 m στην περίπτωση των 4-όροφων κτηρίων και 0.9 m στην περίπτωση των 8-όροφων κτηρίων.

Οι διατομές των συνδέσμων επιλέχθηκαν για τον ακόλουθο κανονιστικό σεισμικό συνδυασμό φόρτισης: 1.0·G+0.3·Q+1.0·A<sub>Ed</sub> (όπου A<sub>Ed</sub> είναι η σεισμική δράση) και παρουσιάζονται στους επόμενους πίνακες:

Πλαίσιο	ag	Όροφος	Διατομή συνδέσμου	Ωi	$\text{Min }\Omega_i$	Ω
	0.3g	1	350x190x18x9	2.28	2.13	2.67
		2	350x190x18x9	2.42		
		3	290x190x16x8	2.23		
4-όροφο		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		

Πιν. 7.7: Πλάστιμα στοιχεία 4-όροφου πλαισίου

#### Πιν. 7.8: Πλάστιμα στοιχεία 8-όροφου πλαισίου

Πλαίσιο	a <sub>g</sub>	Όροφος	Διατομή συνδέσμου	$\Omega_{i}$	$\text{Min }\Omega_i$	Ω
		1	490x260x20x8	2.44	1.96	2.45
		2	490x260x20x8	2.41		
		3	440x230x20x7	2.09		
	0.2 a	4	440x230x20x7	2.31		
	0.3 <u>y</u>	5	390x200x20x6	1.96		
		6	390x200x20x6	2.29		
		7	330x210x16x5	2.25		
9 áoomo		8	250x190x14x4	1.97		
ο-οροφο	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		

Για κάθε κτήριο, εξασφαλίστηκε μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά μεταξύ των συνδέσμων (25%). Η υπεραντοχή υπολογίστηκε ως εξής [5]:

$$\Omega = \gamma_{ov} \Omega_i \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. (7.11)$$

$$\Omega_{i} = \gamma_{sh} \frac{V_{p,linkj}}{V_{Ed,i}}$$
 Eξ. (7.12)

όπου: γ<sub>ον</sub> είναι 1.25 και γ<sub>sh</sub> ελήφθη 1.8 για ΚΠΥ (σύμφωνα με τα αποτελέσματα του ερευνητικού προγράμματος DUAREM [1]) και 1.5 για ΚΠΜ.

#### 7.5.5.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Μη πλάστιμα στοιχεία

Τα υποστυλώματα, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι δοκοί των EBF είναι τα μη πλάστιμα στοιχεία του συστήματος και σχεδιάστηκαν για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης που εξασφαλίζει υπεραντοχή (Ω) σε αυτά τα στοιχεία σε σχέση με τα πλάστιμα στοιχεία: 1.0·G+0.3·Q+Ω·A<sub>Ed</sub>. Οι διατομές αυτές παρουσιάζονται παρακάτω:

Πλαίσιο	ag	Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Δοκοί	Υποστυλώματα
	0.3g	1	HE280B	HE360A	HE320B
		2	HE280B	HE360A	HE320B
4-όροφο		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

Πιν. 7.9: Μη πλάστιμα στοιχεία 4-όροφου πλαισίου

Πιν. 7.10: Μη πλάστιμα στοιχεία 8-όροφου πλαισίου

Πλαίσιο	ag	Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Δοκοί	Υποστυλώματα
		1	HE320B	HE500A	HE340M
		2	HE320B	HE500A	HE340M
		3	HE300B	HE450A	HE300M
	0.30	4	HE280B	HE450A	HE300M
	0.59	5	HE280B	HE400A	HE300B
		6	HE260B	HE400A	HE300B
		7	HE240B	HE340A	HE280B
8-60000		8	HE200B	HE260A	HE280B
ο-ομοφο	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 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου)

Θεωρώντας ότι τα κτήρια έχουν πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, ελέγχεται η ακόλουθη Εξ. (7.13).

$$d_r * v \le 0.0075 * h = 0.0075 * 4000 = 30mm$$
 E§. (7.13)

όπου *d*<sub>r</sub> είναι η σχετική παραμόρφωση σχεδιασμού ορόφου, *v*=0.5 είναι ένας μειωτικός συντελεστής στις μετατοπίσεις σχεδιασμού λόγω της κατηγορίας σπουδαιότητας του κτηρίου (κανονικά κτήρια) και *h* είναι το ύψος ορόφου. Ο Πιν. 7.11 περιλαμβάνει τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Ο έλεγχος ικανοποιείται για όλους τους ορόφους με τιμές πολύ μικρότερες από την οριακή τιμή 30mm.

1114.7.11.	πιν. π. περιορισμος σχετικής παραμορφωσής σροφου				
Πλαίσιο	ag	Σχετική παραμόρφωση ορόφου [mm]			
4-όροφο	0.3g	11.26			
	0.15g	14.62			
8-όροφο	0.3g	15.3			
	0.15g	7.83			

Πιν. 7.11: Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

7.5.5.4 Διαμόρφωση συζευγμένης λειτουργίας

Η συζευγμένη λειτουργία των κατασκευών ελέγχθηκε, εξασφαλίζοντας ότι τα MRF είναι ικανά να παραλάβουν τουλάχιστον το 25% της συνολικής σεισμικής δύναμης (βλέπε Παράγραφο 7.4.1.2).

Προκειμένου τα πλαίσια να λειτουργούν ως συζευγμένα, οι διατομές των δοκών των MRF αυξήθηκαν ως εξής:

Πλαίσιο	Όροφος	Διατομές
	1	IPE400
1 600/00	2	IPE400
4-υρυψυ	3	IPE360
	4	IPE360

#### Πιν. <u>7.12: Δοκοί 4-όροφου πλαισίου M</u>RF

#### Πιν. 7.13: Δοκοί 8-όροφου πλαισίου MRF

Πλαίσιο	ag	Όροφος	Διατομές
	0.3g	1	IPE450
		2	IPE450
		3	IPE400
° 60000		4	IPE400
ο-υμυψυ		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360
		1	IPE400
--	-------	---	--------
		2	IPE400
	0.15g	3	IPE360
		4	IPE360
		5	IPE360
		6	IPE360
		7	IPE360
		8	IPE360

# 7.5.5.5 Ικανοτικός σχεδιασμός

Οι διατομές των υποστυλωμάτων από όλα τα κτήρια μεγάλωσαν προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση του ικανοτικού σχεδιασμού:

$$\sum M_{Rc} \ge 1.3 \sum M_{Rb}$$
 E§. (7.14)

όπου: Σ*M<sub>Rc</sub>* είναι το άθροισμα των ροπών αντοχής άνω και κάτω υποστυλωμάτων και Σ*M<sub>Rb</sub>* είναι η ροπή αντοχής της δοκού του MRF.

Οι τελικές διατομές των υποστυλωμάτων των MRF από τον ελαστικό σχεδιασμό είναι οι ακόλουθες:

Πλαίσιο	Όροφος	Διατομές
4-όροφο	1	HE240B
	2	HE240B
	3	HE220B
	4	HE220B

#### Πιν. 7.14: Υποστυλώματα 4-όροφου πλαισίου MRF

#### Πιν. 7.15: Υποστυλώματα 8-όροφου πλαισίου MRF

Πλαίσιο	ag	Όροφος	Διατομές
		1	HE260B
		2	HE260B
		3	HE240B
	0.20	4	HE240B
	0.3 <u>y</u>	5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
8-60000		8	HE220B
ο-οροφο		1	HE240B
		2	HE240B
			3
	0.150	4	HE220B
	0.159	5	HE220B
		6	HE220B
		7	HE220B
		8	HE220B

## Οι διατομές των πλαισίων μετά από τον ελαστικό σχεδιασμό είναι οι ακόλουθες:

$a_g$ $Dροφορ$ Σεισμικοί         Σύνδεσμοι $Δοκοί$ $Υποστυλώματα$ $Δοκοί$ $Υποστυλώματα$ 1         350x190x18x9         HE280B         HE360A         HE320B         IPE400         HE240B           0.3g         2         350x190x18x9         HE280B         HE360A         HE320B         IPE400         HE240B           3         290x190x16x8         HE240B         HE300A         HE300B         IPE30B         IPE30B										
1         350x190x18x9         HE280B         HE360A         HE320B         IPE400         HE240B           0.3g         2         350x190x18x9         HE280B         HE360A         HE320B         IPE400         HE240B           3         290x190x16x8         HE240B         HE300A         HE300B         IPE300         HE220B	ag	Όροφος	Σεισμικοί σύνδεσμοι	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Δοκοί	Υποστυλώματα	Δοκοί MRF	Υποστυλώματα MRF		
2         350x190x18x9         HE280B         HE360A         HE320B         IPE400         HE240B           3         290x190x16x8         HE240B         HE300A         HE300B         IPE360         HE220B		1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B		
0.3g 3 290x190x16x8 HE240B HE300A HE300B IPE360 HE220B	0.24	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE320B	IPE400	HE240B		
	a <sub>g</sub> 0.3g 0.15g	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE300B	IPE360	HE220B		
4 230x140x16x6 HE200B HE240A HE300B IPE360 HE220B		4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE300B	IPE360	HE220B		
1 350x130x18x6 HE240B HE360A HE260B IPE400 HE240B		1	350x130x18x6	HE240B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B		
2 350x130x18x6 HE220B HE360A HE260B IPE400 HE240B	0.15a	2	350x130x18x6	HE220B	HE360A	HE260B	IPE400	HE240B		
3         290x140x16x6         HE220B         HE300A         HE240B         IPE360         HE220B	0.159	3	290x140x16x6	HE220B	HE300A	HE240B	IPE360	HE220B		
4 230x120x16x5 HE180B HE240A HE240B IPE360 HE220B		4	230x120x16x5	HE180B	HE240A	HE240B	IPE360	HE220B		

#### Πιν. 7.16: Διατομές 4-όροφου πλαισίου

#### Πιν. 7.17: Διατομές 8-όροφου πλαισίου

ag	Όροφος	Σεισμικοί	Σύνδεσμοι	Δοκοί	Υποστυλώματα	Δοκοί	Υποστυλώματα
		συνοεσμοι	ουσκαμψιας			MRF	MKF
	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE340M	IPE450	HE260B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
0.20	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
0.S <u>y</u>	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
	1	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	2	440x230x20x7	HE260B	HE450A	HE300M	IPE400	HE240B
	3	390x220x18x6	HE260B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
0.15a	4	390x220x18x6	HE240B	HE400A	HE280M	IPE360	HE220B
0.159	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 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

Επειδή το ύψος των μελετώμενων πλαισίων είναι σχετικά χαμηλό, τα κτήρια είναι κανονικά σε κάτοψη και καθ' ύψος και οι μεγαλύτερες ιδιομορφές δεν επηρεάζουν τη απόκριση του κτηρίου, η εκτίμηση της απόκρισης σε σεισμό έγινε με τη χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover).

#### 7.5.6.1 Προσομοίωση πλαισίων για μη γραμμική στατική ανάλυση

Οι μη γραμμικές στατικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για να ελεγχθεί η ικανότητα επαναφοράς, με τη χρήση του SAP2000.

Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover analyses-PO) πραγματοποιήθηκαν τόσο για τα 4-όροφα όσο και για τα 8-όροφα πλαίσια, θεωρώντας κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων με βάση τις ιδιομορφές. Τα φαινόμενα Ρ–Δ συμπεριελήφθησαν επίσης στις PO αναλύσεις.

Μια σειρά πρόσθετων υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε στην προσομοίωση για να ληφθούν υπόψιν τα φορτία βαρύτητας που ασκούνται στα εσωτερικά πλαίσια (Σχ. 7.16).



Σχ. 7.16: Προσέγγιση με πρόσθετα υποστυλώματα: a) φορτία βαρύτητας στο εσωτερικό πλαίσιο και b) προσομοίωση με σειρά πρόσθετων υποστυλωμάτων.

Οι αναμενόμενες ιδιότητες των υλικών χρησιμοποιήθηκαν για τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, με βάση τον συντελεστή υπεραντοχής γ<sub>ov</sub>=1.25 και οι ονομαστικές ιδιότητες των υλικών για τα μη πλάστιμα στοιχεία.

Μη γραμμικές πλαστικές αρθρώσεις καμπτικού τύπου M3 τοποθετήθηκαν στα άκρα των δοκών των MRF και καμπτικού τύπου με αξονική δύναμη P-M3 στα άκρα των υποστυλωμάτων και των δοκών των EBF. Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας, χρησιμοποιήθηκαν μη γραμμικές πλαστικές αρθρώσεις αξονικού τύπου P, τοποθετούμενες στο μέσο των ραβδωτών στοιχείων. Αυτές οι ιδιότητες υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον ASCE41-13 [13].

Προκειμένου να ληφθεί υπόψιν η μη γραμμική συμπεριφορά σε διάτμηση (V2) των κοντών συνδέσμων, ορίστηκαν μη γραμμικά ελατήρια, με μη γραμμική συμπεριφορά σε δύο κατευθύνσεις όπως παρουσιάζεται παρακάτω:

Πλαίσιο	ag	Όροφος	<i>K</i> ₁ [kN/m]	$V_{y}$ [kN]
4-όροφο		1	433680	612
	0.3g	2	433680	612
		3	310683	449
		4	174867	263

Πιν. 7.18: Μη γραμμικές ιδιότητες συνδέσμου για 4-όροφο πλαίσιο

	0.15a	1	289798	408
		2	289798	408
	0.159	3	232550	337
	4	146315	219	

Πιν. 7.19	9: Mŋ	γραμι	μικές ι	διότητ	ες συν	δέσμου	για	8-όροφα	ο πλαίσιο

Πλαίσιο	a <sub>g</sub>	Όροφος	<i>K</i> ₁ [kN/m]	$V_{y}$ [kN]
		ΌροφοςK₁ [kN/m]1255735225573531910664191066515108661510867115904865865117946621794663140361414036151464016114501797069	771	
		2	255735	771
		3	191066	603
	0.20	4	191066	603
	0.39	5	151086	455
		6	151086	455
		7	115904	322
8 60000		8	65865	193
8-орофо	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

Χρησιμοποιήθηκαν ελατήρια με τις παραπάνω ιδιότητες μεταξύ των άκρων κάθε συνδέσμου και παράλληλα ραβδωτά στοιχεία κοντού συνδέσμου προσομοιώθηκαν έτσι ώστε να έχουν μόνο αξονική δυσκαμψία (αρθρώσεις στα άκρα).

# 7.5.6.2 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

Μετά την εκτέλεση των PO αναλύσεων στα ελαστικά σχεδιασμένα πλαίσια, στις περιπτώσεις των 4-όροφων και 8-όρορφων κτηρίων, για KΠY, παρατηρήθηκε διαρροή στα MRF πριν από την επίτευξη της οριακής ικανότητας παραμόρφωσης στα EBF με αντικαταστάσιμους συνδέσμους. Ως εκ τούτου, ορισμένες διατομές αντικαταστάθηκαν ως εξής: για το 4-όροφο πλαίσιο, τα υποστυλώματα των EBF μεγάλωσαν και για το 8-όροφο πλαίσιο, τα MRF έγιναν από χάλυβα S690.

Τα νέα πλαίσια ελέγχθηκαν ξανά για όλες τις συνθήκες του ελαστικού σχεδιασμού (βασικοί συνδυασμοί, σεισμικοί συνδυασμοί, συζευγμένη λειτουργία, ικανοτικός σχεδιασμός) και οι τελικές διατομές για το 4-όροφο και το 8-όροφο πλαίσιο για ΚΠΥ είναι οι ακόλουθες:

Πλαίσιο	000000	Σεισμικοί	Σύνδεσμοι	Δοκοί	Υποστιλώματα	Δοκοί	Υποστυλώματα
TIMUIOIO	Οροφος	σύνδεσμοι	δυσκαμψίας	μίας	Ποστολωματά	MRF	MRF
	1	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
4-	2	350x190x18x9	HE280B	HE360A	HE280M	IPE400	HE240B
όροφο	3	290x190x16x8	HE240B	HE300A	HE280B	IPE360	HE220B
	4	230x140x16x6	HE200B	HE240A	HE280B	IPE360	HE220B
	1	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	2	490x260x20x8	HE320B	HE500A	HE300M	IPE360	HE220B
	3	440x230x20x7	HE300B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
8-	4	440x230x20x7	HE280B	HE450A	HE260M	IPE360	HE220B
όροφο	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

Πιν. 7.20: Τελικές διατομές πλαισίων για ΚΠΥ

Επιπρόσθετα, παρατηρείται ότι δεν εμφανίζεται διαρροή προτού η γωνιακή παραμόρφωση των συνδέσμων φθάσει την τιμή 0.15 rad για ΚΠΥ και 0.1 rad για ΚΠΜ (Σχ. 7.17).



a) 0.15 rad – σύνδεσμος 3<sup>ου</sup> ορόφου





b) 0.1 rad – σύνδεσμος 2<sup>ου</sup> ορόφου



 c) 0.15 rad – σύνδεσμος 5<sup>ου</sup> ορόφου
 d) 0.1 rad – σύνδεσμος 3<sup>ου</sup> ορόφου
 Σχ. 7.17: Παραμορφωμένα πλαίσια στη ΡΟ με ιδιομορφική κατανομή: a) 4-όροφο για ΚΠΥ, b) 4όροφο για ΚΠΜ, c) 8-όροφο για ΚΠΥ και d) 8-όροφο για ΚΠΜ.

Παρατηρήθηκε ότι δεν εμφανίζεται διαρροή σε κανένα άλλο φέρον στοιχείο προτού η γωνιακή παραμόρφωση των συνδέσμων φθάσει την τιμή 0.15 rad για ΚΠΥ και 0.1 rad για ΚΠΜ. Για τα πλαίσια ΚΠΥ, όταν η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση του συνδέσμου φθάσει το 0.15 rad, επιτυγχάνεται πλήρης πλαστικός μηχανισμός με πλαστικές γωνιακές παραμορφώσεις στους άλλους συνδέσμους, που κυμαίνονται μεταξύ 0.102 rad και 0.128 rad για το 4-όροφο πλαίσιο και μεταξύ 0.066 rad και 0.149 rad για το 8-όροφο πλαίσιο. Για τα πλαίσια ΚΠΜ, όταν η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση του συνδέσμου φθάσει το 0.1 rad, οι άλλοι σύνδεσμοι παρουσιάζουν παραμορφώσεις, που κυμαίνονται μεταξύ 0.061 rad και 0.094 rad για το 4-όροφο πλαίσιο και μεταξύ 0.024 rad και 0.095 rad για το 8-όροφο πλαίσιο.



Οι καμπύλες Pushover για όλα τα πλαίσια παρουσιάζονται στο Σχ. 7.18.

Σχ. 7.18: Καμπύλες Pushover.

Τα πλαίσια που σχεδιάστηκαν για ΚΠΥ, έχουν μεγαλύτερη αντοχή και πλαστιμότητα σε σχέση με αυτά που σχεδιάστηκαν για ΚΠΜ. Τα 8-όροφα πλαίσια έχουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα σε σχέση με τα 4-όροφα πλαίσια και σχεδιάστηκαν να παραλαμβάνουν παραπλήσιες σεισμικές δυνάμεις (για την ίδια κατηγορία πλαστιμότητας) (βλέπε παράγραφο 7.5.3).

Οι καμπύλες παρουσιάζονται μέχρι τη οριακή ικανότητα παραμόρφωσης (όταν οι σύνδεσμοι φθάνουν την οριακή διατμητική παραμόρφωση τους), επειδή για μεγαλύτερες μετατοπίσεις δεν επιτεύχθηκε σύγκλιση.

Ο στόχος της μη διαρροής στα MRF πριν την επίτευξη της παραμόρφωσης SD στους αντικαταστάσιμους συνδέσμους (0.14 rad) των EBF επιτυγχάνεται, το οποίο αντιπροσωπεύει την βασική απαίτηση σχεδιασμού για τα συζευγμένα πλαίσια με αντικαταστάσιμα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας. Τα MRF παρέχουν την ικανότητα επαναφοράς του δοκιμίου μέχρι την οριακή παραμόρφωση των συνδέσμων (0.15 rad).

# 7.5.6.3 Εκτίμηση σεισμικής απόκρισης

Η σεισμική απόκριση των μελετώμενων πλαισίων εκτιμήθηκε χρησιμοποιώντας την μέθοδο N2 [17], με τη διγραμμικοποίηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ώστε να αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία του συστήματος (προσέγγιση Ρ100 [10]).

Η απόκριση της κατασκευής αποτιμήθηκε για τις στάθμες επιτελεστικότητας που φαίνονται στον Πιν. 7.2 (DL, SD και NC) και παρουσιάζεται στο Σχ. 7.19. Οι στοχευόμενες μετατοπίσεις (Dt) που υπολογίστηκαν για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας καθώς και οι αντίστοιχες γωνιακές παραμορφώσεις των συνδέσμων παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχ. 7.19: Εκτίμηση σεισμικής απόκρισης.

Πιν. 7.21: Εκτιμηση αποκρισης του 4-όροφου πλαισίου.									
Κατηγορία πλαστιμότητας	Στάθμη επιτελεστικότητας	Dt [mm]	Στροφή συνδέσμου σε Dt [rad]	Αποδεκτή στροφή [rad]	Αντίστοιχη μετακίνηση στη κορυφή [mm]				
	DL	36.8	0.016	0.005	23.5				
KΠY	SD	69.7	0.053	0.14	151.5				
	NC	127.4	0.115	0.16	-				
	DL	26.5	0.009	0.003	19.5				
КПМ	SD	46.3	0.037	0.09	99.5				
Κατηγορία πλαστιμότητας ΚΠΥ ΚΠΜ	NC	81.3	0.074	0.11	-				

# Πιν. 7.22: Εκτίμηση απόκρισης του 8-όροφου πλαισίου.

Κατηγορία Στάθμη πλαστιμότητας επιτελεστικότητας	Dt [mm]	Στροφή συνδέσμου σε Dt [rad]	Αποδεκτή στροφή [rad]	Αντίστοιχη μετακίνηση στη κορυφή [mm]
---	------------	------------------------------------	-----------------------------	--

КПҮ	DL	107.3	0.031	0.005	59.9
	SD	182.2	0.062	0.14	404.9
	NC	313.3	0.109	0.16	-
КПМ	DL	41.9	0.003	0.003	44.9
	SD	71.2	0.009	0.09	259.9
	NC	122.4	0.036	0.11	-

Οι στόχοι επιτελεστικότητας επιτυγχάνονται για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC. Όμως δεν είναι ικανοποιητικοί για DL με τη χρήση της μεθόδου N2. Ο στόχος της μη διαρροής στα MRF πριν την επίτευξη της παραμόρφωσης SD στους αντικαταστάσιμους συνδέσμους (0.14 rad) των EBF επιτυγχάνεται, το οποίο αντιπροσωπεύει την βασική απαίτηση σχεδιασμού για τα συζευγμένα πλαίσια με αντικαταστάσιμα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας. Τα MRF παρέχουν την ικανότητα επαναφοράς του δοκιμίου μέχρι την οριακή παραμόρφωση των συνδέσμων (0.15 rad).

#### 7.5.6.4 Αφαίρεση συνδέσμων και επαναφορά πλαισίων

Όσον αφορά την αφαίρεση των σεισμικών συνδέσμων και την επαναφορά των πλαισίων, χρησιμοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση στη φάση κατασκευής στο SAP2000 σε ένα 4-όροφο πλαίσιο, για ΚΠΥ. Τα βήματα της ανάλυσης είναι τα εξής: Αρχικά το πλαίσιο φορτίζεται με τα φορτία βαρύτητας και στη συνέχεια με τις πλευρικές δυνάμεις (μέχρι να επιτευχθεί η οριακή παραμόρφωση στους συνδέσμους), τότε αποφορτίζεται, έπειτα οι σύνδεσμοι αφαιρούνται με τη σειρά σε κάθε όροφο, ξεκινώντας από τον πρώτο εώς την κορυφή [18]. Μετά την αφαίρεση και του τελευταίου συνδέσμου, η κατασκευή επανέρχεται στην αρχική θέση της (βλέπε Σχ. 7.20).



Σχ. 7.20: Επαναφορά πλαισίου μετά την αφαίρεση του συνδέσμου: a) μετατόπιση στην κορυφή συναρτήσει του χρόνου b) τέμνουσα βάσης συναρτήσει μετατόπισης στην κορυφή.

Ο τεχνικά ευκολότερος τρόπος αφαίρεσης των συνδέσμων είναι μέσω κοπής με φλόγα του κορμού και των πελμάτων του συνδέσμου [19], αν προκύψουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου ή διαφορετικά, ξεβιδώνοντας με τη σειρά από όροφο σε όροφο [20], όπως αποδείχθηκε από την διαδικασία που ακολουθήθηκε για την πειραματική κατασκευή στο ερευνητικό πρόγραμμα DUAREM.

Η διαδικασία είναι παρόμοια και για τα άλλα 3 πλαίσια που μελετώνται.

### 7.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα συζευγμένα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας και αντικαταστάσιμους συνδέσμους, με ικανότητα επαναφοράς αποτελούν μια αποτελεσματική λύση για τη μείωση του κόστους επισκευής λόγω βλαβών στο φέρον σύστημα, που προκαλούνται κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Προτείνεται μια διαδικασία σχεδιασμού, η οποία περιλαμβάνει μερικούς επιπρόσθετους ελέγχους πέραν των συμβατικών.

Η κατασκευή με τα συζευγμένα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας επέδειξε εξαιρετική συμπεριφορά για τους σεισμούς σε ΟΚΛ και ΟΚΑ στο πλαίσιο του πειραματικού προγράμματος. Καταγράφηκαν μικρές μόνιμες παραμορφώσεις και για τα δύο επίπεδα σεισμικής έντασης, οι οποίες είναι μέσα στα όρια των ανοχών ανέγερσης που ορίζονται στο ΕΝ 1090. Αυτή η συμπεριφορά οφείλεται κυρίως στη μεγάλη μετελαστική δυσκαμψία του συστήματος, που παρέχεται από τα MRF. Οι μικρές μόνιμες παραμορφώσεις σημαίνουν ουσιαστικά ότι η κατασκευή έχει ικανότητα επαναφοράς, που οφείλεται στο ίδιο το αντισεισμικό σύστημα σε κάποιο βαθμό.

Παρουσιάζεται μια διαδικασία σχεδιασμού και παρέχονται συστάσεις για τα συζευγμένα πλαίσια EBF με αντικαταστάσιμους σεισμικούς συνδέσμους και ικανότητα επαναφοράς. Επιπρόσθετα των υφιστάμενων προδιαγραφών των κανονισμών για το σχεδιασμό αυτού του συστήματος, προτείνονται συγκεκριμένες διατάξεις σχεδιασμού προκειμένου να εξασφαλιστεί η ικανότητα επαναφοράς και η συζευγμένη λειτουργία των πλαισίων των παραδειγμάτων εφαρμογής.

Είναι απαραίτητος ο έλεγχος των κοντών αντικαταστάσιμων συνδέσμων. Επειδή υπάρχει περιορισμένος αριθμός πειραματικών δοκιμών σε κοντούς σεισμικούς συνδέσμους, που να περιλαμβάνουν αυτόν τον τύπο σύνδεσης (μετωπική πλάκα πλήρους ύψους) και αυτή τη διατομή (διατομή Ι με 240 mm ύψος), όταν χρησιμοποιούνται άλλοι τύποι διατομών και συνδέσεων συνιστάται η επαλήθευση της συμπεριφοράς των συνδέσμων μέσω πειραματικού ελέγχου και/ή αριθμητικών δοκιμών βάσει παραμετρικών μελετών.

Συνιστώνται μη γραμμικές στατικές και/ή δυναμικές αναλύσεις προκειμένου να ελεγχθεί η ικανότητα επαναφοράς του συστήματος. Η σεισμική απόκριση των εξεταζόμενων πλαισίων αποτιμήθηκε με τη χρήση της μεθόδου Ν2. Οι στόχοι

επιτελεστικότητας επιτυγχάνονται για τις στάθμες SD και NC. Παρόλο που οι στόχοι επιτελεστικότητας δεν ικανοποιούνται για την DL με την προσέγγιση της N2, ο στόχος της μη διαρροής στα MRF πριν από την επίτευξη της παραμόρφωσης SD στους αντικαταστάσιμους συνδέσμους (0.14 rad) των EBF επιτυγχάνεται, το οποίο αντιπροσωπεύει τη βασική απαίτηση σχεδιασμού για τα συζευγμένα πλαίσια με αντικαταστάσιμα μέλη απορρόφησης ενέργειας.

# 7.7 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Τα συζευγμένα EBF με αντικαταστάσιμους σεισμικούς συνδέσμους και ικανότητα επαναφοράς μπορούν να εφαρμοστούν σε πολυώροφα μεταλλικά κτήρια, προκειμένου να μειωθεί το κόστος επισκευής και μη χρήσης του κτηρίου ως συνέπεια ενός ισχυρού σεισμού. Η ελαστική απόκριση του εύκαμπτου υποσυστήματος (MRF) παρέχει τις δυνάμεις επαναφοράς, αφού αφαιρεθούν οι σύνδεσμοι που έχουν υποστεί βλάβες κατά τη διάρκεια του σεισμού.

### 7.8 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ

- A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. Poljanšek, F. J. Molina, F. Taucer, P. Pegon, G. Sabău, "Experimental validation of re-centering capability of eccentrically braced frames with removable links", Engineering Structures, Volume 113, pp. 335-346, 2016;
- A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, "Re-centering dual eccentrically braced frames with removable links" - Proceedings of the Romanian Academy - series A: Mathematics, Physics, Technical Sciences, Information Science, volume 17, number 2/2016, pp. 169-177;
- Gabriel-Alexandru Sabau, Martin Poljansek Fabio Taucer, Pierre Pegon, Francisco-Javier Molina, Daniel Tirelli, Bernard Viaccoz, Aurel Stratan, Adriana Ioan-Chesoan, Dan Dubina, Final Report FP7 SERIES DUAREM Project – "Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links" (2014)

(http://publications.jrc.ec.europa.eu/repository/handle/JRC93136).

 Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;

# 7.9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Stratan A, Dubina D. Bolted links for eccentrically braced steel frames. In: Bijlaard FSK, Gresnigt AM, van der Vegte GJ (Eds.), Proc. of the fifth AISC/ECCS international workshop "connections in steel structures V. behavior, strength & design", June 3–5, Delft University of Technology, The Netherlands; 2004. p. 223–32;
- Dubina D, Stratan A, Dinu F. Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, Volume 37, pp. 1703–1720, 2008;
- Ioan A., Stratan A., Dubina D., Poljansek M., Molina F. J., Taucer F., Pegon P., Sabau G., Experimental validation of re-centring eccentrically braced frames with removable links, Engineering Structures 113 (2016) 335–346;
- 4. AISC. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2002;
- 5. EN1998-1-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1, Gen-eral rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European Committee for Stand-ardization, 2004;

- ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behavior of Struc-tural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45;
- 7. Federal Emergency Management Agency and American Society of Civil Eng., Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Wash-ington DC, USA, 2000;
- 8. 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;
- NEHRP (2003). NEHRP Recommended provisions for new buildings and other struc-tures (FEMA 450). Part 1: Provisions and Part 2: Commentary. Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.;
- 10. P100-1/2013 (2013). Seismic design code Part 1: Rules for buildings;
- Stratan A., Dinu F., Dubina D., "Replacement of bolted links in dual eccentrically braced frames", 14th European Conference on Earthquake Engineering, August 30 – September 3, 2010, Ohrid, Republic of Macedonia;
- Dubina D., Stratan A., Ioan-Chesoan A., Design of steel frames with replaceable bolted links eccentric bracing systems, 1st EU-Sino Workshop on Earthquake-resistance of Steel Structures Shanghai, China, October 27, 2016;
- 13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-13, 2013;
- 14. Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [1999] "Hysteretic models for cyclic behavior of deteriorating inelastic structures," Report MCEER-99-0018, MCEER/SUNY/Buffalo;
- Sivaselvan M., Reinhorn A.M. [2001] "Hysteretic models for deteriorating inelastic structures," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, No. 6, pp. 633-640, with discussion by Wang and Foliente and closure in Vol. 127, No. 11;
- 16. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., <u>www.csiberkeley.com;</u>
- 17. Fajfar P., A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earth-quake Spectra, 16(3):573-592, 2000;
- A. Ioan, A. Stratan, D. Dubina, M. D'Aniello and R. Landolfo, "Seismic performance and recentring capability of dual eccentrically braced frames with replaceable links", 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas Shanghai, China, July 1-3, 2015;
- Stratan, A., Ioan, A., Dubina, D. 2012. Re-centring capability of dual eccentrically braced frames with removable bolted links. STESSA 2012 (Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas) Conference, 9-11 January 2012, Santiago, Chile, pp. 723-728;
- Ioan, A., Stratan, A., Dubina, D. 2012. Evaluation of restoring capacity of dual steel EBFs with removable links. The 8th International PhD & DLA Symposium, 29-30 October 2012, Pecs, Hungary.

254 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 7 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ

# 8 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΠΛΑΚΕΣ

## 8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο πλαίσιο του Ευρωπαϊκού Ερευνητικού Προγράμματος RFSR-CT-2008-00032 "Dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames" παρουσιάστηκε ένα καινοτόμο σύστημα απορρόφησης ενέργειας, που ονομάζεται αντικαταστάσιμες διατμητικές πλάκες, και αναπτύχθηκαν οι σχετικές οδηγίες σχεδιασμού. Το παρόν κεφάλαιο παρουσιάζει τα αποτελέσματα των ερευνών σχετικά με τη σεισμική απόκριση του συστήματος, εισάγει τις διαδικασίες σχεδιασμού για τις μεταλλικές κατασκευές, στις οποίες το σύστημα χρησιμοποιείται ως αντικαταστάσιμο αντισεισμικό σύστημα, και προχωρά στον σχεδιασμό μερικών παραδειγμάτων εφαρμογής.

### 8.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΩΝ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

8.2.1 Αρχές των συστημάτων με συζευγμένα πλαίσια και ικανότητα επαναφοράς Οι περισσότερες κατασκευές που σχεδιάζονται με σύγχρονους κανονισμούς θα υποστούν ανελαστικές παραμορφώσεις ακόμα και υπό μέτρια σεισμική δράση, με μόνιμες (παραμένουσες) μετατοπίσεις μετά από σεισμό. Η επισκευή είναι δύσκολη σε αυτές τις περιπτώσεις. Υπάρχουν λύσεις που παρέχουν στην κατασκευή ικανότητα επαναφοράς, αλλά είναι απαιτητικές τεχνικά (προεντεταμένα αγκύρια, συσκευές από κράματα υλικών με "μνήμη" του αρχικού σχήματος, κλπ.). Μια εναλλακτική λύση είναι αυτή που παρέχει ικανότητα επαναφοράς μέσω αντικαταστάσιμων πλάστιμων στοιχείων και συζευγμένο (άκαμπτο – εύκαμπτο) φέρον σύστημα (σε αντίθεση με την ικανότητα επαναφοράς που οφείλεται στο ίδιο το αντισεισμικό σύστημα).

Μεγάλη προσοχή έχει δοθεί σε φέροντα συστήματα που αποσκοπούν στη μείωση των βλαβών της κατασκευής, μέσω της συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε αντικαταστάσιμα ή "επισκευάσιμα" ανταλλακτικά και έχουν την ικανότητα να επιστρέφουν στο αρχικό απαραμόρφωτο σχήμα μετά από ένα σεισμό. Όπως προτάθηκε από τους Stratan και Dubina [1], προκειμένου να δοθεί η ικανότητα επαναφοράς μιας κατασκευής με αντικαταστάσιμα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, προτάθηκε η χρήση συζευγμένης φέρουσας διάταξης, που αποτελείται από συνδυασμό ενός πλαισίου ροπής (moment resisting frame - MRF) με αντικαταστάσιμες διατμητικές πλάκες. Αν τα πιο εύκαμπτα MRF διατηρηθούν ελαστικά, θα παρέχουν την αναγκαία δύναμη για την επαναφορά της κατασκευής μετά την αφαίρεση των κατεστραμμένων αντικαταστάσιμων πλακών. Ένας τρόπος για να ευνοηθεί αυτό είναι να κατασκευαστούν οι διατμητικές πλάκες με χάλυβα με μικρό όριο διαρροής.

Ένα ιδεατό συζευγμένο σύστημα αποτελούμενο από δύο ανελαστικά ελατήρια συνδεδεμένα παράλληλα φαίνεται στο Σχ. 8.1a. Προκειμένου να παρασχεθεί η

ικανότητα επαναφοράς, το εύκαμπτο υποσύστημα θα πρέπει να διατηρείται στην ελαστική περιοχή μέχρι τις μετατοπίσεις στις οποίες το δύσκαμπτο υποσύστημα επιτυγχάνει την οριακή του ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης. Ωστόσο, ένα συμβατικό συζευγμένο σύστημα που ικανοποιεί αυτήν την συνθήκη δεν θα επιστρέψει στην αρχική θέση μετά από παραμορφώσεις στην ανελαστική περιοχή, ακόμα και αν οι μόνιμες παραμορφώσεις, δ<sub>pD</sub>, στο συζευγμένο σύστημα είναι μικρότερες από αυτές που θα προέκυπταν στο δύσκαμπτο σύστημα μεμονωμένο, δ<sub>pr</sub> (Σχ. 8.1b). Οι μόνιμες παραμορφώσεις μπορούν να απαλειφθούν αν το δύσκαμπτο (πλάστιμο) υποσύστημα κατασκευαστεί να είναι αντικαταστάσιμο. Μετά την αποφόρτιση του συζευγμένου συστήματος, υπάρχει μια μόνιμη παραμόρφωση  $\delta_{pD}$ , και αντίστοιχες παραμένουσες δυνάμεις στο εύκαμπτο ( $F_{pf}$ ) και στο δύσκαμπτο  $(F_{pr})$ αντικαταστάσιμα υποσύστημα. Μόλις тα πλάστιμα μέλη αποσυναρμολογηθούν, η δυσκαμψία και η αντοχή του συστήματος παρέχεται μόνο από το εύκαμπτο υποσύστημα (Fpr=0). Αν το εύκαμπτο υποσύστημα είναι ακόμα στην ελαστική περιοχή, το σύστημα θα επιστρέψει στην αρχική του θέση, που συνεπάγεται μηδενικές μόνιμες παραμορφώσεις (Σχ. 8.1c).



#### 8.2.2 Περιγραφή συστήματος

Τα συστήματα με αντικαταστάσιμες διατμητικές πλάκες είναι αποτελεσματικά συστήματα παραλαβής οριζόντιων πλευρικών δυνάμεων και μπορούν να λειτουργήσουν ως εναλλακτική λύση στα παραδοσιακά συστήματα. Ανάλογα με την λυγηρότητα τους, οι διατμητικές πλάκες μπορεί να διαρρεύσουν υπό την επιβαλλόμενη διάτμηση πριν να κυρτωθούν ή μπορεί να κυρτωθούν ενώ είναι σχεδόν ελαστικές.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των λυγηρών διατμητικών πλακών είναι η οικονομία σε βάρος χάλυβα λόγω των λεπτότερων κορμών, ο μικρός χρόνος κατασκευής και η ευκολότερη ανακατασκευή της [2]. Επιπλέον, με τον κατάλληλο σχεδιασμό και λεπτομέρειες, τα συστήματα μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως πλάστιμα συστήματα. Οι κατασκευές με αντικαταστάσιμες διατμητικές πλάκες που έχουν σχεδιαστεί σύμφωνα με τους κανονισμούς μπορούν να ικανοποιήσουν επίσης τους περιορισμούς των σχετικών παραμορφώσεων ορόφου όταν υπόκεινται σε εδαφικές διεγέρσεις που προσεγγίζουν τη διέγερση σχεδιασμού [3]. Ωστόσο, υπάρχουν κάποιες ανησυχίες σχετικά με τη σεισμική απόκριση των συστημάτων, επειδή κυρτώνονται κατά τα πρώτα βήματα της εφαρμογής της οριζόντιας φόρτισης, ως εκ τούτου το σύστημα χαρακτηρίζεται από τη μείωση της πληρότητας του βρόγχου υστέρησης (pinching effect). Το φαινόμενο αυτό έχει συνέπεια τη μείωση της απορρόφησης ενέργειας. Προκειμένου να περιοριστεί το φαινόμενο της μείωσης της πληρότητας του βρόγχου υστέρησης (pinching) και να αυξηθεί η απορρόφηση ενέργειας, οι πλάκες μπορούν να συνδυαστούν με πλαίσια που έχουν άκαμπτες συνδέσεις ροπής μεταξύ των περιμετρικών στοιχείων. Η δράση του πλαισίου που προκύπτει παρέχει κάποια δυσκαμψία για μηδενική σχετική παραμόρφωση ορόφου [4].

Ένα συζευγμένο σύστημα περιλαμβάνει είτε ένα μεμονωμένο πλαίσιο με διατμητικές πλάκες (Σχ. 8.2a) είτε ένα διπλό σύστημα με παράλληλα πλαίσια ροπής (Σχ. 8.2b). Για μεγάλα φατνώματα, μια μεμονωμένη διατμητική πλάκα μέσα σε ένα πλαίσιο ροπής έχει ως αποτέλεσμα ένα μεγάλο λόγο μήκους προς ύψος (L/h), το οποίο μπορεί να κάνει την διατμητική πλάκα να είναι υπερβολικά εύκαμπτη. Το διπλό σύστημα είναι ένα ειδικό συζευγμένο σύστημα, όπου μία δοκός σύζευξης συνδέει δύο φατνώματα με διατμητικές πλάκες.





a) Μεμονωμένο σύστημα
 b) Διπλά
 Σχ. 8.2: Συζευγμένα συστήματα με διατμητικές πλάκες

b) Διπλό σύστημα

Το καινοτόμο σύστημα είναι ένα ιδιαίτερο σύστημα, που αποτελείται από δύο διατμητικές πλάκες μέσα σε πλαίσια ροπής, με σκοπό να παρέχουν πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία (Σχ. 8.3). Οι διατμητικές πλάκες περιβάλλονται από πρόσθετα κατακόρυφα στοιχεία (ορθοστάτες) που έχουν στα άκρα τους απλές συνδέσεις με τις δοκούς. Η δοκός έξω από τις πλάκες συμπεριφέρεται ως ένας κοντός, μέσος ή μακρύς σύνδεσμος, ανάλογα με το πλάτος της πλάκας και του φατνώματος.



Κατά τη διάρκεια σοβαρών σεισμών, οι πλάκες εμφανίζουν διατμητική κύρτωση και διαρροή εντός του εφελκυστικού πεδίου που αναπτύσσεται, μαζί με πλαστικές παραμορφώσεις στα άκρα της δοκού.

Τέτοια συστήματα μπορούν να εφαρμοστούν για καινούργιες κατασκευές και επίσης για την αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας υφιστάμενων κατασκευών. Αυτά τα συστήματα έχουν καλή απόκριση σε σεισμό, μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και μικρές παραμένουσες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου. Η χρήση τους μπορεί επίσης να βελτιώσει τη δυσκαμψία ανατροπής και να μειώσει την απαιτούμενη αξονική δύναμη στα κατακόρυφα περιμετρικά στοιχεία της πλάκας (vertical boundary elements - VBE).

Μια σημαντική πτυχή αυτού του συστήματος σχετίζεται με τη μείωση των παραμενουσών μετατοπίσεων μετά από ένα σεισμό ώστε να μειωθεί το κόστος επέμβασης. Οι παραμένουσες ή μόνιμες μετατοπίσεις θεωρούνται επιβλαβείς επειδή υποδηλώνουν ζημιά της κατασκευής. Η επισκευή κατεστραμμένων φερόντων στοιχείων μπορεί να είναι τεχνικά δύσκολη αν όχι αδύνατη, ωστόσο η διαδικασία είναι δαπανηρή. Αν η βλάβη περιοριστεί σε εύκολα αντικαταστάσιμα μέλη, η επισκευή είναι ευκολότερη και κοστίζει λιγότερο. Επιπρόσθετα, η επαναφορά της κατασκευής επιτρέπει την εύκολη αντικατάσταση των κατεστραμμένων μελών ή αυτών που επιλέχθηκαν να συγκεντρώσουν τις βλάβες. Η συγκεκριμένη συμπεριφορά του συστήματος το καθιστά κατάλληλο για τέτοιες εφαρμογές [5], [6].

Αυτή η λύση ελέγχθηκε εν μέρει μέσω πειραματικών δοκιμών. Ένα ερευνητικό πρόγραμμα αναπτύχθηκε στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών στο Politehnica University Timisoara ([7], [8]) προκειμένου να ελέγξει την τεχνική λύση και να ληφθούν τα στοιχεία αναφοράς για την βαθμονόμηση των υπολογιστικών προσομοιωμάτων για μεταλλικές κατασκευές με διατμητικές πλάκες.

# 8.3 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ ΣΤΙΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΠΛΑΚΕΣ

# 8.3.1 Πειραματικά μοντέλα και διάταξη δοκιμών

Σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν τέσσερα δοκίμια. Τα δοκίμια ελήφθησαν από το δεύτερο και τρίτο όροφο ενός εξαώροφου κτηρίου αναφοράς. (Σχ. 8.4a).



Λόγω των περιορισμών του εργαστηρίου, τα δοκίμια έγιναν σε κλίμακα 1:2. Αυτή η επιλογή κλίμακας οδήγησε σε δοκίμια πλαισίου που ήταν ύψους 3500mm και πλάτους 4200mm μεταξύ των κέντρων των μελών (Σχ. 8.4b). Το πάχος των διατμητικών πλακών θεωρήθηκε 2 mm. Η αναλογία διαστάσεων της διατμητικής πλάκας, L/h, ήταν 0.8, ενώ ο συντελεστής λυγηρότητας L/t<sub>w</sub> ήταν 595. Μπορεί να σημειωθεί ότι το κατασκευαστικό σύστημα αποτελείται από ένα πλαίσιο ροπής, δύο διατμητικές πλάκες που προσαρμόζονται στις δοκούς, και δύο πρόσθετους ορθοστάτες που τοποθετούνται ως κατακόρυφα περιμετρικά μέλη. Κάθε δοκίμιο συνδέθηκε με το πλαίσιο αγκύρωσης όπως φαίνεται στο Σχ. 8.5.



Σχ. 8.5: Διάταξη δοκιμής

Το πλαίσιο αγκύρωσης ενισχύθηκε για να μειωθούν οι παραμορφώσεις εντός επιπέδου. Στα επίπεδα του πρώτου και δεύτερου ορόφου, τοποθετήθηκαν δοκοίοδηγοί που επέτρεπαν την μετατόπιση των δοκιμίων εντός επιπέδου. Χρησιμοποιήθηκε ένα πλευρικό σύστημα ενίσχυσης για να αποτραπούν οι παραμορφώσεις εκτός επιπέδου των δοκών-οδηγών.

Εφαρμόστηκαν δύο είδη κοχλιωτών συνδέσεων των HBE–VBE με μετωπική πλάκα για να διερευνηθεί η επιρροή του τύπου της σύνδεσης στη συνολική απόκριση του πλαισίου. Ο πρώτος τύπος είναι μια κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα πλήρους ύψους (Σχ. 8.6a), ενώ ο δεύτερος είναι μια κοχλιωτή σύνδεση με προεξέχουσα μετωπική πλάκα (Σχ. 8.6b). Το Σχ. 8.6c δείχνει τη σύνδεση μεταξύ των ορθοστατών και της δοκού.







a) Ημι-άκαμπτη σύνδεση δοκούυποστυλώματος (SR)

ς) Σύνδεση δοκού-υποστυλώματος (R)

c) Σύνδεση ορθοστάτη-δοκού

Σχ. 8.6: Τύπος συνδέσεων που χρησιμοποιούνται στα πλαίσια του πειράματος

Σύμφωνα με την ταξινόμηση του EN1993-1-8 [9], αυτή η σύνδεση μπορεί να θεωρηθεί ως αρθρωτή σύνδεση. Η σύνδεση δοκού-υποστυλώματος με μετωπική πλάκα πλήρους ύψους είναι ημι-άκαμπτη και μερικής αντοχής ( $M_{j,Rd} = 0.53M_{b,Rd}$ ) (στο εξής θα αναφέρεται ως semi-rigid SR), και η σύνδεση με προεξέχουσα μετωπική πλάκα είναι άκαμπτη και μερικής αντοχής, αλλά με αντοχή περίπου ίση με αυτή της συνδεόμενης δοκού ( $M_{j,Rd} = 0.96M_{b,Rd}$ ), (στο εξής θα αναφέρεται ως rigid R) (Σχ. 8.7).



Σχ. 8.7: Κατηγοριοποίηση συνδέσεων για τα δοκίμια των πλαισίων [9]

Οι πλάκες συνδέθηκαν με κοχλίες στα περιμετρικά μέλη σε όλες τις πλευρές με τη χρήση ελασμάτων σύνδεσης πάχους 6mm, πλάτους 120mm και κοχλιών M20 κατηγορίας 8.8 ανθεκτικούς σε ολίσθηση (Σχ. 8.8). Οι κοχλιωτές συνδέσεις θεωρήθηκαν καταλληλότερες από τις συγκολλητές λόγω των δυσκολιών στην εκτέλεση και στον έλεγχο της ποιότητας της συγκόλλησης επιτόπου. Επιπλέον, με τις κοχλιωτές συνδέσεις, η αντικατάσταση των πλακών που έχουν υποστεί βλάβες είναι ευκολότερη. Η συγκόλληση των πλακών μπορεί να είναι μια λύση, αλλά δεν θεωρείται πρακτική σε σύγκριση με την κοχλιωτή σύνδεση λόγω των συνθηκών που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Για να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητα των πλακών, και στη μία πλευρά των πλακών προκειμένου να αποφευχθεί η αστοχία τους. Συνεπώς, οι πλάκες των 2 mm είχαν πρόσθετα ελάσματα πάχους 4 mm, συγκολλημένα με συγκόλληση ενεργού αερίου. Η ένταση του ρεύματος συγκόλλησης προσαρμόσθηκε



#### κατάλληλα για να αποτραπεί η καύση του υλικού της λεπτής πλάκας.



#### a) Διατομή

b) Εμπρόσθια όψη

#### Σχ. 8.8: Σύνδεση μεταξύ διατμητικών πλακών και περιμετρικών στοιχείων

#### 8.3.2 Πρωτόκολλο φόρτισης

Πραγματοποιήθηκε δοκιμή οιονεί στατικής ανακυκλιζόμενης φόρτισης σύμφωνα με τις συστάσεις του ECCS [10]. Αρχικά εκτελέστηκε μια δοκιμή μονοτονικής φόρτισης καμπύλης δύναμης-μετατόπισης για δημιουργία της (Σχ. 8.9a). тην Χρησιμοποιώντας αυτή την καμπύλη, υπολογίστηκε η μετατόπιση διαρροής D<sub>y</sub>, στο σημείο τομής της εφαπτομένης με κλίση 20% της κλίσης της αρχικής δυσκαμψίας με την ευθεία της αρχικής δυσκαμψίας, βλέπε [8]. Η μετατόπιση διαρροής στη συνέχεια χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της ανακυκλιζόμενης φόρτισης, η οποία περιλαμβάνει τη δημιουργία τεσσάρων διαδοχικών κύκλων με εύρος πλάτους ανακύκλισης, ±0.25D<sub>y</sub>, ±0.5D<sub>y</sub>, ±0.75D<sub>y</sub>, και ±1.0D<sub>y</sub>, που ακολουθούνται περαιτέρω μέχρι την αστοχία από σειρά τριών κύκλων με πλάτος ± 2n × D<sub>y</sub>, όπου n = 1,2,3... (Σχ. 8.9.b).









Το οριζόντιο πλευρικό φορτίο εφαρμόστηκε με την επιβολή μετατόπισης, με τριγωνική κατανομή. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι η D<sub>y</sub> δεν έχει τυποποιημένο ή έστω ταιριαστό ορισμό για αυτά τα συστήματα. Η διαδικασία του ECCS [10] για την εκτίμηση του D<sub>y</sub> αρχικά αναπτύχθηκε για τον έλεγχο κόμβων δοκούυποστυλώματος, και επομένως, εξαιτίας της διαφορετικής συμπεριφοράς των διατμητικών πλακών, η D<sub>y</sub> πρέπει να ποσοτικοποιηθεί με τη χρήση άλλων μεθόδων.

262   Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
8 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΠΛΑΚΕΣ

Στην πραγματικότητα, επειδή στην απόκριση του πλαισίου συμπεριλαμβάνονται τόσο η διατμητική κύρτωση όσο και η αντοχή των κοχλιωτών συνδέσεων, μπορεί κανείς να αναφερθεί σε "μετατόπιση ψευδο-διαρροής".

## 8.3.3 Αποτελέσματα μονοτονικών δοκιμών

Στο πρώτο δοκίμιο (R-M-T2), χρησιμοποιήθηκαν R συνδέσεις δοκούυποστυλώματος και διατμητικές πλάκες 2-mm. Το Σχ. 8.10 δείχνει ένα διάγραμμα οριζόντιας δύναμης και μετατόπισης στην κορυφή. Οι παραμορφώσεις εκτός επιπέδου καταγράφηκαν στην αριστερά πλάκα του 1<sup>ου</sup> ορόφου χρησιμοποιώντας οπτικό σύστημα μέτρησης. Το Σχ. 8.11 παρουσιάζει την αρχική κατάσταση της πειραματικής δοκιμής. Καταγράφηκε μία αρχική εκτός επιπέδου παραμόρφωση 8.1 mm. Αυτές οι αρχικές παραμορφώσεις προέκυψαν κατά τη διάρκεια της κατασκευής όπως επίσης και μετά την εγκατάσταση της πειραματικής διάταξης.



Σχ. 8.10: Καμπύλη ικανότητας του πειραματικού πλαισίου με συνδέσεις R



Σχ. 8.11: Αρχική κατάσταση

Το δοκίμιο παρουσίασε ελαστική συμπεριφορά μέχρι και σχετική παραμόρφωση ορόφου 0.6%. Οι πλάκες διέρρευσαν πρώτα, και αυτό υποδεικνύεται από μία αλλαγή στη δυσκαμψία (Σχ. 8.10 σημείο a). Σε αυτό το σημείο, η τέμνουσα βάσης έφθασε τα 482 kN και η αντίστοιχη μετατόπιση στην κορυφή ήταν 20.7 mm. Η παραμόρφωση εκτός επιπέδου ήταν 23.6 mm (Σχ. 8.12).



Σχ. 8.12: Στάδιο διαρροής

Μέχρι σχετική παραμόρφωση ορόφου 2%, δεν υπήρχαν πλαστικές παραμορφώσεις στα περιμετρικά στοιχεία και στις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος. Για σχετικές παραμορφώσεις ορόφου μεγαλύτερες από 2%, πλαστικές παραμορφώσεις αναπτύχθηκαν στο θλιβόμενο πέλμα στο άκρο της δοκού. Η ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων στο άκρο της δοκού για σχετική παραμόρφωση ορόφου 2% έρχεται σε συμφωνία με την αλλαγή της κλίσης της καμπύλης δύναμης-μετατόπισης που φαίνεται στο Σχ. 8.10 σημείο b. Σε σχετική παραμόρφωση ορόφου 2%, εμφανίστηκαν ορισμένες ρωγμές στις γωνίες των πλακών, και στη συνέχεια αυτές οι ρωγμές εξαπλώθηκαν στις εξωραφές συγκολλήσεων που συνέδεαν τις πλάκες με τα πρόσθετα ελάσματα σύνδεσης (Σχ. 8.13.b).



b) Ρωγμές στις γωνίες

Δεν υπήρχαν ενδείξεις μείωσης της φέρουσας ικανότητας λόγω αυτής της τοπικής ρηγμάτωσης. Βρέθηκε ότι οι ρωγμές οφείλονταν κυρίως στην ανεπαρκή απόσταση μεταξύ των δύο γειτονικών ελασμάτων σύνδεσης, τα οποία έρχονταν σε επαφή όταν η δοκός περιστρεφόταν σε σχέση με το υποστύλωμα. Η μέγιστη φέρουσα ικανότητα επιτεύχθηκε για σχετική παραμόρφωση ορόφου 6% (ή μετατόπιση στην κορυφή ίση με 210 mm) που αντιστοιχούσε σε τέμνουσα βάσης 1094 kN (Σχ. 8.10.a). Στο σημείο μέγιστης ικανότητας οι παραμορφώσεις εκτός επιπέδου ήταν 36.1 mm και οι ρωγμές στις γωνίες ξεκίνησαν να διαδίδονται προς το μέσον της πλάκας. Η δοκιμή σταμάτησε στα 240 mm, όχι εξαιτίας αστοχίας του δοκιμίου αλλά εξαιτίας του περιορισμού της κίνησης του εμβόλου.

a) Βλάβη στη δοκό
 Σχ. 8.13: Σχετική παραμόρφωση ορόφου 2%



Σχ. 8.14: Στάδιο μέγιστης φέρουσας ικανότητας

#### 8.3.4 Αποτελέσματα ανακυκλιζόμενης φόρτισης

Όλα τα δοκίμια (R-C-T2 και SR-C-T2) παρουσίασαν σταθερή απόκριση δύναμηςμετατόπισης, με κάποια μείωση της πληρότητας των βρόχων υστέρησης η οποία είναι σύμφωνη με τα χαρακτηριστικά που συνήθως παρατηρούνται σε άλλες δοκιμές. Τα διαγράμματα οριζόντιας δύναμης-μετατόπισης στην κορυφή των δοκιμίων που εξετάστηκαν σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση φαίνονται στο Σχ. 8.15.



Το Σχ. 8.16 παρουσιάζει τις παραμορφώσεις που καταγράφηκαν κατά τη διάρκεια της δοκιμής ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Οι αρχικές παραμορφώσεις εκτός επιπέδου επηρέασαν την αρχική δυσκαμψία και την αντοχή σε διαρροή των πλακών, αλλά είχαν αμελητέα επίδραση στην οριακή αντοχή τους. Τα δοκίμια διέρρευσαν σε σχετική παραμόρφωση ορόφου 0.65% και 0.7% αντίστοιχα. Αυτό υποδεικνύει ότι μέχρι τη διαρροή, η δυσκαμψία του κόμβου δοκού-υποστυλώματος έχει λίγη επίδραση στη συνολική συμπεριφορά. Κάποιες τοπικές ρωγμές εμφανίστηκαν στις γωνίες των πλακών σε σχετική μετακίνηση ορόφου περίπου 2%, οι οποίες στη συνέχεια διαδόθηκαν στην εξωραφή συγκόλλησης των πλακών στα πρόσθετα ελάσματα σύνδεσης. Στο ίδιο επίπεδο σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, παρατηρήθηκαν τοπικές πλαστικές παραμορφώσεις στο θλιβόμενο πέλμα της δοκού για τις άκαμπτες συνδέσεις. Για τα δοκίμια με τις ημι-άκαμπτες συνδέσεις

αναπτύχθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις στις συνδέσεις για σχετική παραμόρφωση ορόφου περίπου 2.5% εξαιτίας της κάμψης της μετωπικής πλάκας της δοκού. Όλα τα δοκίμια επέδειξαν σταθερή συμπεριφορά έως και τους κύκλους με σχετική παραμόρφωση ορόφου 4%, όπου στο σημείο αυτό η αντοχή μειώθηκε. Η οριακή σχετική παραμόρφωση ορόφου των δοκιμίων είναι περίπου 4.5%, όχι λόγω αστοχίας του δοκιμίου αλλά εξαιτίας του περιορισμού του εμβόλου. Η συνεισφορά του πλαισίου στην συνολική απόκριση αυξάνεται με την οριζόντια μετατόπιση.

Επομένως, η διαφορά μεταξύ των SR-C-T2 και R-C-T2 όσο αφορά την αντοχή σε διαρροή και τη μετατόπιση διαρροής ήταν μικρή, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, αλλά η οριακή αντοχή μειώθηκε κατά 20% όταν χρησιμοποιήθηκαν συνδέσεις με μικρή δυσκαμψία. Όσον αφορά το μέγιστο επίπεδο σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, υπήρχε μια μικρή διαφορά μεταξύ των άκαμπτων και ημι-άκαμπτων δοκιμίων.



a) Κατεστραμμένη διατμητική πλάκα βάσης



b) Λεπτομέρειες πλαισίου



c) Σύνδεση ορθοστατών στην κύρια δοκόΣχ. 8.16: Πειραματικές δοκιμές

Ένας στόχος του ερευνητικού προγράμματος ήταν η εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q, για λεπτομέρειες βλέπε [7]. Ο μέσος συντελεστής q προέκυψε από τα πειραματικά αποτελέσματα ίσος με 6.2.

# 8.3.5 Τελικές παρατηρήσεις

Έχει διερευνηθεί η συμπεριφορά πλαισίων με διατμητικές πλάκες, δοκούς σύζευξης (σεισμικούς συνδέσμους) και διαφορετικές δυσκαμψίες των συνδέσεων δοκούυποστυλώματος. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι το σύστημα των διατμητικών πλακών είναι ένα αποτελεσματικό σύστημα για την παραλαβή σεισμικών φορτίων, λόγω της σταθερής συμπεριφοράς τους σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση και της καλής πλαστιμότητας. Οι ημι-άκαμπτες συνδέσεις μειώνουν την οριακή αντοχή και την απορροφώμενη ενέργεια σε σχέση με τις άκαμπτες συνδέσεις, όμως οι απλούστερες λεπτομέρειές τους τις κάνει πιο συμβατές με τις λεπτομέρειες των γωνιών των πλακών. Να σημειωθεί επίσης ότι το συζευγμένο πλαίσιο με κοχλιωτές μεταλλικές πλάκες και αρθρωτούς περιμετρικούς ορθοστάτες αποδείχτηκε ένα αποτελεσματικό σύστημα του πλευρικών φορτίων.

# 8.4 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

# 8.4.1 Διαδικασία σχεδιασμού

Η διαστασιολόγηση των συζευγμένων φορέων, που υλοποιούνται με τον συνδυασμό πλαισίων ροπής και αντικαταστάσιμων μεταλλικών διατμητικών πλακών, μπορεί να υλοποιηθεί με την προσέγγιση των γενικών κανονισμών, αλλά πρέπει να ληφθούν υπόψιν κάποια επιπρόσθετα κριτήρια (8.4.1.1 έως 8.4.1.7). Ένα διάγραμμα ροής που παρουσιάζει σύντομα το σχεδιασμό του συστήματος με ικανότητα επαναφοράς με διατμητικές πλάκες φαίνεται στο Σχ. 8.18.



Σχ. 8.17: Διάγραμμα ροής σχεδιασμού για το σύστημα με ικανότητα επαναφοράς με διατμητικές πλάκες

#### 8.4.1.1 Γενικοί κανόνες σχεδιασμού

Για την προμελέτη, ένας αριθμός αναλυτικών προσεγγίσεων είναι ικανός για την επίτευξη της αντοχής σχεδιασμού και τον προσδιορισμό του μεγέθους των οριζόντιων και κατακόρυφων οριακών στοιχείων των πλακών (HBE και VBE) συμπεριλαμβανομένου του πάχους της διατμητικής πλάκας. Μια από αυτές τις μεθόδους είναι η προσέγγιση με ένα κατακόρυφο δικτύωμα με διαγώνια εφελκυόμενα μέλη μόνο (στο εξής αναφέρεται ως ισοδύναμο πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας) (Σχ. 8.18), σύμφωνα με τον AISC 2010 [13].





a) Πλαίσια κτηρίου με διατμητικές πλάκες

b) Ισοδύναμα πλαίσια με συνδέσμους
 δυσκαμψίας

Σχ. 8.18: Προσέγγιση των διατμητικών πλακών του πλαισίου με ένα κατακόρυφο δικτύωμα

Σύμφωνα με τις διατάξεις του AISC 2010 [13] για τον σχεδιασμό αυτού του συστήματος η δυνατότητα εφαρμογής περιορίζεται σε πλάκες με λόγο διαστάσεων 0.8 < L/h < 2.5. Αυτό το όριο βασίζεται σε προηγούμενη πειραματική έρευνα που έγινε στις ΗΠΑ μέχρι την έκδοση του AISC του 2005 [14]. Έκτοτε, ο σχεδιασμός είναι σύμφωνος με αυτές τις διατάξεις και μικρότεροι λόγοι διαστάσεων έχουν διαπιστωθεί ότι έχουν ικανοποιητική συμπεριφορά. Για παράδειγμα, δοκίμια με λόγο L/h ίσο με 0.6 (Lee και Tsai, 2008 [15]) παρουσίασαν πλάστιμη υστερητική συμπεριφορά συγκρίσιμη με αυτή των πλακών με μεγαλύτερους λόγους διαστάσεων.

Δεν υπάρχει θεωρητικά ανώτερο όριο για το λόγο L/h, αλλά όσο ο λόγος διαστάσεων μεγαλώνει, θα απαιτούνται προοδευτικά μεγαλύτερα HBE, με γνώμονα τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού που είναι ενσωματωμένες στις απαιτήσεις σχεδιασμού. Αυτό θα δημιουργήσει πρακτικά ένα όριο πάνω από το οποίο ο σχεδιασμός της διατμητικής πλάκας θα είναι αντιοικονομικός και ανεφάρμοστος, και δεν χρειάζεται να προσδιοριστεί κανένα αυθαίρετο όριο (όπως το 2.5) με την προϋπόθεση ότι ο μηχανικός εξασφαλίζει ότι όλα τα διαγώνια στοιχεία διαρρέουν στην επιθυμητή σχετική μετακίνηση ορόφου (Bruneau και Bhagwagar, 2002 [16]).

Επειδή οι διατμητικές πλάκες δεν λαμβάνονται υπόψιν για τα φορτία βαρύτητας, η αντοχή των φερόντων στοιχείων των MRF πρέπει να προσδιορίζεται με τη χρήση του ΕΝ1993-1 [11] σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και οι παραμορφώσεις πρέπει να ελέγχονται σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, χρησιμοποιώντας τους συνδυασμούς φόρτισης για μόνιμη κατάσταση.

Μπορεί να πραγματοποιηθεί ικανοτικός σχεδιασμός, σύμφωνα με τον ΕΝ1998-1 [13], για τον σχεδιασμό των πλαισίων ροπής (όπου οι δοκοί λειτουργούν ως πλάστιμα στοιχεία απορροφώντας ενέργεια μέσω της κάμψης) και του ισοδύναμου πλαισίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας (όπου οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας λειτουργούν ως πλάστιμα στοιχεία απορροφώντας ενέργεια μέσω εφελκυσμού). Συνιστάται η πλάστιμη συμπεριφορά.

Πρέπει να επιτυγχάνεται καθολική πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής, ελέγχοντας ότι οι μεμονωμένες τιμές του λόγου Ω<sub>i</sub> για κάθε κοντό σύνδεσμο δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή Ω περισσότερο από 25% [13].

Οι εσωτερικές δυνάμεις από τη σεισμική φόρτιση προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας φασματική δυναμική ανάλυση, όπου ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψιν σε κάθε διεύθυνση είναι τέτοιος ώστε το άθροισμα των ενεργών μαζών να είναι ίσο τουλάχιστον με το 90% της συνολικής μάζας.

Πρέπει να ελεγχθούν η αντοχή των δομικών μελών σε ΟΚΑ και οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων σε ΟΚΛ, χρησιμοποιώντας τους σεισμικούς συνδυασμούς φορτίσεων.

Καθολικές και τοπικές ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψιν καθώς επίσης πρέπει να ελεγχθεί η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ας</sup> τάξης.

Συστήνεται μία τιμή μέγιστου μειωτικού συντελεστή ίση με 6.5, με βάση την πειραματική και αριθμητική ανάλυση που έγινε στο PUT Timisoara, στη Ρουμανία [8].

8.4.1.2 Κατακόρυφα και οριζόντια περιμετρικά στοιχεία διατμητικών πλακών (VBE και HBE)

Σύμφωνα με το AISC 2010 [13] τα οριζόντια και κατακόρυφα περιμετρικά στοιχεία σχεδιάζονται να αντέχουν τις μέγιστες δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω του πεδίου τάσεων που δημιουργείται στις πλάκες που έχουν διαρρεύσει. Αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες δυνάμεις και καμπτικές ροπές αναπτύσσονται στα περιμετρικά στοιχεία λόγω της ανάπτυξης τάσεων ολικής ανατροπής, διάτμησης, και εφελκυσμού στις πλάκες. Τα HBE και τα VBE πρέπει να παραμένουν ουσιαστικά ελαστικά για τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στο περίμετρικά ελάστικά για τις δυνάμεις που αναπτύσσονται από τις πλάκες που έχουν διαρρεύσει πλήρως, επιτρέπονται όμως καμπτικές πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των HBE.

- HBE

Προκειμένου να ληφθεί υπόψιν η ανισοκατανομή της φόρτισης που αναπτύσσεται από τις πλάκες που βρίσκονται κάτω και πάνω από τα HBE, τα HBE πρέπει να έχουν ροπή αδράνειας στον άξονα κάθετα στο επίπεδο του κορμού, I<sub>b</sub>, τουλάχιστον:

όπου L είναι το πλάτος της πλάκας, h είναι το ύψος της πλάκας και Δt<sub>w</sub> είναι η διαφορά μεταξύ του πάχους των πλακών δύο διαδοχικών ορόφων.

Για μεγάλα ανοίγματα, η εγκάρσια φόρτιση λόγω του εφελκυσμού της διατμητικής πλάκας μπορεί να είναι δύσκολο να παραληφθεί από το ανώτερο και κατώτερο HBE (όπου συνδέεται μία μόνο πλάκα επομένως δεν υπάρχει κατανεμημένο φορτίο που να την αντισταθμίζει). Η φόρτιση στο κατώτερο HBE είναι συνήθως πιο μεγάλη, διότι η πλάκα έχει συχνά πιο μεγάλο πάχος εκεί (ειδικά για ψηλότερα κτήρια). Όπου μπορούν να χρησιμοποιηθούν πάσσαλοι στο σύστημα θεμελίωσης, ένας ή δύο από αυτούς μπορούν να τοποθετηθούν μεταξύ των υποστυλωμάτων για να μειωθεί η απαιτούμενη καμπτική αντοχή στο κατώτερο HBE.

### - VBE

Προκειμένου να αποφευχθούν μεγάλες παραμορφώσεις που οδηγούν σε πρόωρη κύρτωση των πλακών λόγω των αναπτυσσόμενων τάσεων, η ελάχιστη ροπή αδράνειας των VBE, I<sub>c</sub>, πρέπει να υπολογίζεται με τη χρήση της ακόλουθης εξίσωσης. Εάν χρησιμοποιούνται διαφορετικές διατομές για τα περιμετρικά στοιχεία (υποστυλώματα και αμφιαρθρωτοί ορθοστάτες), τότε μπορούν να χρησιμοποιηθούν στους υπολογισμούς οι μέσες τιμές των ροπών αδρανείας.

$$I_c \ge \frac{0.00307t_w h^4}{L}$$
 E§. (8.2)

# 8.4.1.3 Σύνδεση ΗΒΕ και VBE

Οι αναλύσεις στα πλαίσια του κτηρίου με αυτό το σύστημα έδειξαν ότι η χρήση απλών συνδέσεων μεταξύ των περιμετρικών δοκών και υποστυλωμάτων μειώνει την δύναμη επαναφοράς, συνεπώς, οι άκαμπτες συνδέσεις ροπής μπορεί να αποδειχθούν πιο ωφέλιμες. Όταν οι διατμητικές πλάκες τοποθετούνται μέσα σε ένα πλαίσιο ροπής, οι γωνίες των πλακών συμπεριφέρονται σαν κομβοελάσματα πάνω και κάτω από τη σύνδεση ροπής και οδηγούν σε σημαντικά μικρότερη απαίτηση στροφής στις άκαμπτες συνδέσεις. Αυτή η συγκεκριμένη συμπεριφορά υποδηλώνει ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν συνδέσεις με χαμηλότερη δυσκαμψία (π.χ., ημιάκαμπτες συνδέσεις) αντί για τις άκαμπτες. Επιπλέον, οι ημι-άκαμπτες συνδέσεις μειώνουν το κόστος και βελτιώνουν την κατασκευασιμότητα.

Η απαιτούμενη διατμητική αντοχή της σύνδεσης HBE-VBE πρέπει να βασίζεται στους συνδυασμούς φόρτισης που δίνονται στον EN 1998 [13] που περιλαμβάνει επαυξημένο σεισμικό φορτίο. Για τον προσδιορισμό του επαυξημένου σεισμικού φορτίου, η επίδραση των οριζοντίων δυνάμεων συμπεριλαμβανομένου της υπεραντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως η διάτμηση που υπολογίζεται σύμφωνα με τον EN1998 [13] μαζί με την διάτμηση που προκύπτει από την διαρροή σε εφελκυσμό των πλακών που διαρρέουν σε γωνία α (βλέπε παράγραφο 8.4.1.4).

Για συνδέσεις μερικής αντοχής, ισχύει η ίδια απαίτηση αλλά λαμβάνεται υπόψιν η μέγιστη οριακή ροπή που μπορεί να παραλάβει η σύνδεση. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, η αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της αντοχής της συνδεόμενης δοκού. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν επίσης απλές συνδέσεις.

# 8.4.1.4 Διατμητικές πλάκες

Μετά τη διαστασιολόγηση των δοκών, υποστυλωμάτων και ορθοστατών, οι ισοδύναμοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μετατρέπονται σε διατμητικές πλάκες με πάχος, tw, που υπολογίζεται με την Εξ. 8.3, σύμφωνα με τον AISC 2010 [13]:

$$t_{w} = \frac{2 \cdot A_{brace} \cdot \Omega_{s} \cdot sin\theta}{L \cdot sin2\alpha}$$
 Eξ. (8.3)

Όπου Abrace είναι το εμβαδόν διατομής του ισοδύναμου συνδέσμου δυσκαμψίας, Ωs είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του συστήματος, θ είναι η γωνία μεταξύ του κατακόρυφου και του διαμήκη άξονα του ισοδύναμου διαγώνιου συνδέσμου δυσκαμψίας (Σχ. 8.19) και α είναι η γωνία κλίσης του πεδίου εφελκυστικών τάσεων μετρούμενη από την κατακόρυφο, μπορεί να λαμβάνεται ίση με 40°, ή μπορεί να υπολογίζεται με την Εξ. 8.4 [13].



Σχ. 8.19: Γωνία κλίσης του ισοδύναμου συνδέσμου δυσκαμψίας

$$tan^{4}\alpha = \frac{1 + \frac{t_{w} \cdot L}{2 \cdot A_{c}}}{1 + t_{w} \cdot h \cdot \left(\frac{1}{A_{b}} + \frac{h^{3}}{360 \cdot I_{c} \cdot L}\right)}$$
 Eξ. (8.4)

όπου, *I*<sub>c</sub> είναι η ροπή αδρανείας του υποστυλώματος, *A*<sub>b</sub> και *A*<sub>c</sub> είναι το εμβαδόν διατομής των δοκών και των υποστυλωμάτων αντίστοιχα.

Η πλαστική αντοχή σε διάτμηση της πλάκας λαμβάνεται με την Εξ.8.5 βασιζόμενη στην παραδοχή ότι κάθε πλάκα μπορεί να προσομοιωθεί από μια σειρά κεκλιμένων αμφιαρθρωτών λωρίδων, βλέπε παράγραφο 4.4:

$$V_n = 0.42 \cdot F_V \cdot t_W \cdot L_{cf} \cdot \sin 2\alpha \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (8.5)$$

όπου L<sub>cf</sub> είναι το καθαρό μήκος της πλάκας μεταξύ των ΗΒΕ και F<sub>y</sub> είναι η δύναμη διαρροής της πλάκας.

#### 8.4.1.5 Σύνδεση διατμητικής πλάκας με τα περιμετρικά στοιχεία

Η απαιτούμενη αντοχή της σύνδεσης της πλάκας με τα περιμετρικά HBE και VBE πρέπει να ισούται με την αναμενόμενη αντοχή σε διαρροή σε εφελκυσμό του κορμού της πλάκας. Δύο τυπικές λεπτομέρειες σύνδεσης των μεταλλικών διατμητικών πλακών με τις περιμετρικές δοκούς και υποστυλώματα φαίνονται στο Σχ. 8.20. Η συγκολλητή σύνδεση (Σχ. 8.20a) πρέπει να σχεδιαστεί έτσι ώστε τα ελάσματα σύνδεσης (fin plates) και οι συγκολλήσεις να αναπτύσσουν την ίδια διατμητική

αντοχή με την πλάκα. Εάν είναι επιθυμητή η ικανότητα επαναφοράς, συνιστώνται κοχλιωτές συνδέσεις (Σχ. 8.20b). Οι κοχλίες πρέπει να είναι ανθεκτικοί σε ολίσθηση και ικανοί να αναπτύσσουν την διατμητική αντοχή των πλακών. Ακόμα και αν η κοχλίωση είναι ανθεκτική στην ολίσθηση, αναμένεται ότι κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζόμενης φόρτισης των πλακών, οι κοχλίες ολισθαίνουν πριν την διαρροή της πλάκας εντός του εφελκυστικού πεδίου που αναπτύσσεται. Επομένως, πρέπει να ελεγχθεί επίσης η διατμητική και καμπτική αντοχή σχεδιασμού [9].





a) Συγκολλητή σύνδεση

b) Κοχλιωτή σύνδεση

Σχ. 8.20: Συνδέσεις διατμητικών πλακών με τα περιμετρικά στοιχεία

# 8.4.1.6 Διαμόρφωση συζευγμένης λειτουργίας

Η συζευγμένη λειτουργία της κατασκευής πρέπει να εξασφαλίζεται μέσω του ελέγχου ότι τα MRF μπορούν να παραλάβουν τουλάχιστον το 25% της συνολικής σεισμικής δύναμης (Εξ.8.6).

$$F_{v}^{MRF} > 0.25 \cdot (F_{y}^{MRF} + F_{y}^{SP}) \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (8.6)$$

όπου, *Fy<sup>MRF</sup>* είναι η δύναμη διαρροής των MRF, *Fy<sup>SP</sup>* είναι η δύναμη διαρροής των διατμητικών πλακών.

# 8.4.1.7 Ικανότητα επαναφοράς

Η ικανότητα επαναφοράς των πλαισίων με διατμητικές πλάκες πρέπει να επιβεβαιώνεται με τη χρήση μη γραμμικής στατικής και/ή δυναμικής ανάλυσης. Τα προσομοιώματα για αυτού του τύπου τις αναλύσεις παρουσιάζονται στις παραγράφους 8.4.2 και 8.4.3.

# 8.4.2 Προσομοίωση για μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover)

Προκειμένου να εκτελεστεί μη γραμμική στατική ανάλυση, πρέπει να οριστεί μη γραμμική συμπεριφορά τόσο για τα υλικά που χρησιμοποιούνται όσο και για τα φέροντα μέλη.

Οι αναμενόμενες ιδιότητες των υλικών (με βάση το γ<sub>ov</sub>) πρέπει να χρησιμοποιηθούν για τις δοκούς των MRF και οι ονομαστικές ιδιότητες των υλικών για τα μη πλάστιμα μέλη (υποστυλώματα). Συνιστάται οι διατμητικές πλάκες να έχουν χαμηλότερη αντοχή σε διαρροή από τα υπόλοιπα στοιχεία.

Για να διευκολυνθεί η ανάλυση και ο σχεδιασμός των φερόντων στοιχείων για εφαρμογές, συμπεριλαμβανομένου των βαρυτικών δοκών κτηριακές και υποστυλωμάτων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια απλοποιημένη μεθοδολογία προσομοίωσης των διατμητικών πλακών. Οι διατμητικές πλάκες αντικαθίστανται από τουλάχιστον 10 κεκλιμένα αρθρωτά μέλη-λωρίδες με γωνία α σε σχέση με την κατακόρυφο, ικανά παραλάβουν μόνο εφελκυστικές δυνάμεις να και προσανατολισμένα στην διεύθυνση των κυρίων εφελκυστικών τάσεων της πλάκας (προσομοίωμα λωρίδων - strip model) [18]. Το Σχ. 8.21 δείχνει την αναπαράσταση του προσομοιώματος λωρίδων μιας τυπικής διατμητικής πλάκας.



Σχ. 8.21: Προσομοίωμα με λωρίδες για τη μη γραμμική στατική ανάλυση

Οι λωρίδες μπορούν να προσομοιωθούν ως αμφιαρθρωτά γραμμικά στοιχεία με τριγραμμική πλαστική άρθρωση αξονικού τύπου Ρ στο μέσον (Σχ. 8.22 και Πιν. 8.1). Κριτήρια αποδοχής για τη μη γραμμική συμπεριφορά δίνονται στον Πιν. 8.2 (με βάση τις διατάξεις του ASCE 41-13 [19] και τα αποτελέσματα του ερευνητικού προγράμματος στο PUT, Timisoara, Romania [8]).



Σχ. 8.22: Προτεινόμενη εφελκυστική πλαστική άρθρωση λωρίδας

πιν. δ. τ. προτεινομένες πμές εφελκύο πκης πλαό πκης αρθρωσης λωριόας										
	A		В		С		D		E	
Σημείο	<u>P</u>	$\Delta$	P	$\Delta$	<u>P</u>	$\Delta$	<u>P</u>	$\Delta$	<u>P</u>	$\Delta$
	$P_{y}$	$\Delta_y$	$P_{y}$	$\Delta_y$	$P_{y}$	$\Delta_y$	$P_{y}$	$\Delta_y$	$P_{y}$	$\Delta_y$
Εφελκυσμός	0	0	0.8	0	1.4	14	1.4	20	1.2	27

Κριτήρια	10	LS	CP
$\Delta / \Delta_y$	0.5	13	19

Πιν. 8.2: Προτεινόμενα κριτήρια αποδοχής

Η επιφάνεια των λωρίδων μπορεί να υπολογιστεί ως ακολούθως [13]:

όπου, *n* είναι ο αριθμός των λωρίδων ανά πλάκα.

Μη γραμμικές πλαστικές αρθρώσεις καμπτικού τύπου M3 μπορούν να τοποθετηθούν στα άκρα των δοκών των MRF και καμπτικού τύπου με αξονική δύναμη P-M3 στα άκρα των υποστυλωμάτων και των ορθοστατών. Επιπρόσθετα, πλαστικές αρθρώσεις τύπου V2 μπορούν να τοποθετηθούν στα άκρα των δοκών μεταξύ των διατμητικών πλακών. Αυτές οι ιδιότητες πρέπει να υπολογιστούν σύμφωνα με τον ASCE41-13 [19]. Προκειμένου να ελεγχθούν οι πλαστικοί μηχανισμοί και η ικανότητα επαναφοράς, η στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε οριακή κατάσταση αστοχίας (σχεδιασμού) απαιτείται να προσδιοριστεί με τη χρήση της μεθόδου N2 [20]. Η διαδικασία μη γραμμικής προσομοίωσης ελέγχθηκε στο [8] και παρουσιάζεται στο Σχ. 8.23.



Σχ. 8.23: Προσομοίωμα με λωρίδες για μη γραμμική στατική ανάλυση

Η μη γραμμική στατική ανάλυση πρέπει να υλοποιείται με επιβολή μετακινήσεων, μέχρι την επίτευξη μιας ελεγχόμενης μετατόπισης στην κορυφή της κατασκευής. Αρχικά, τα φορτία βαρύτητας (από το συνδυασμό φόρτισης 1.0·Μόνιμα+0.3·Κινητά) εφαρμόζονται με επιβολή φορτίου και έπειτα, οι οριζόντιες δυνάμεις με ιδιομορφική κατανομή εφαρμόζονται στα πλαίσια, που έχουν ήδη αναλυθεί, με επιβολή μετακινήσεων.

# 8.4.3 Προσομοίωση για μη γραμμική δυναμική ανάλυση

Προκειμένου να υλοποιηθεί η μη γραμμική δυναμική ανάλυση το πλαίσιο προσομοιώνεται με τον ίδιο τρόπο όπως στη μη γραμμική στατική ανάλυση, αλλά σε αυτή την περίπτωση οι ίδιες εφελκυόμενες μόνο λωρίδες είναι προσανατολισμένες και στις δύο διευθύνσεις Σχ. 8.24a. Οι πλαστικές αρθρώσεις της

λωρίδας έχουν υστερητική συμπεριφορά τύπου Takeda που παρουσιάζεται στο Σχ. 8.24b





a) Προσομοίωμα με διπλές λωρίδες

b) Υστερητική συμπεριφορά τύπου Takeda

Σχ. 8.24: Προσομοίωμα λωρίδων για μη γραμμική δυναμική ανάλυση

Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση πρέπει να πραγματοποιείται προκειμένου να προσδιοριστεί η απόκριση συναρτήσει του χρόνου των μεταλλικών κτηρίων όταν σχεδιάζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ1998-1-1 [13] για συνθήκες πραγματικού σεισμού.

### 8.5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕ 2D ΠΛΑΙΣΙΑ ΚΤΗΡΙΩΝ

Η εφαρμογή της διαδικασίας σχεδιασμού που περιγράφτηκε στην παράγραφο 8.4 σε ένα παράδειγμα εφαρμογής παρουσιάζεται ακολούθως. Αρχικά τα πλαίσια σχεδιάστηκαν μέσω ελαστικών αναλύσεων σε ΟΚΑ και ΟΚΛ. Ακολούθησαν μη γραμμικές στατικές αναλύσεις για να διερευνηθεί η συμπεριφορά τους μετά την ελαστική περιοχή.

# 8.5.1 Περιγραφή των εξεταζόμενων κτηριακών πλαισίων

# 8.5.1.1 Γεωμετρία και παραδοχές

Το παράδειγμα εφαρμογής που παρουσιάζεται στη συνέχεια βασίστηκε στην εξαγωγή ενός εξωτερικού πλαισίου από ένα 4-όροφο και 8-όροφο σύμμικτο κτήριο, Σχ. 8.25. Το πλαίσιο αποτελείται από δύσκαμπτα πλαίσια ροπής (MRF) με τρία ανοίγματα 8 m με δύο διατμητικές πλάκες πλάτους 3 m τοποθετημένες στο εσωτερικό άνοιγμα. Το ύψος ορόφου για όλα τα κτήρια θεωρήθηκε ίσο με 4 m. Ο λόγος διαστάσεων των πλακών L/h ήταν ίσος με 0.75.

Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι ορθοστάτες κατασκευάστηκαν από πλατύπελμες διατομές Ι (IPE, HEB και HEM).

Οι διατμητικές πλάκες ήταν από χάλυβα χαμηλότερης κατηγορίας (S235) σε σχέση με τα υπόλοιπα φέροντα μέλη (S355). Η κατασκευή των δοκών δεν θεωρήθηκε πλήρως ελεγχόμενη, έτσι ώστε οι ιδιότητες του υλικού της δοκού να συμμορφώνονται με τις συστάσεις του EN1993-1-1 [11] με γ<sub>ov</sub> =1.25.



Σχ. 8.25: Γεωμετρία των κτηρίων

Ο Πιν. 8.3 περιλαμβάνει τα βαρυτικά και σεισμικά φορτία που λαμβάνονται υπόψιν. Τα φορτία βαρύτητας εφαρμόστηκαν ως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία στις δευτερεύουσες δοκούς και στη συνέχεια ως συγκεντρωμένα φορτία στα κύρια πλαίσια. Το μόνιμο φορτίο λαμβάνει υπόψιν τη σύμμικτη πλάκα και το χαλυβδόφυλλο, με αποτέλεσμα 2.75 kN/m<sup>2</sup>. Ελήφθησαν κάποια πρόσθετα φορτία λόγω εξοπλισμού, οροφής και δαπέδου ίσα με 0.7 για ενδιάμεσους ορόφους και 1 για την τελική οροφή αντίστοιχα. Φορτίο 4.0 kN/m<sup>2</sup> ελήφθη για τους περιμετρικούς τοίχους. Το κινητό φορτίο λαμβάνει υπόψιν την κατηγορία χρήσης των κτηρίων (γραφεία - κατηγορία Β) και τα κινητά εσωτερικά χωρίσματα, με αποτέλεσμα 3.8 kN/m<sup>2</sup>.

Θεωρήθηκαν δύο διαφορετικές περιπτώσεις σχεδιασμού: μέσης σεισμικότητας με πλαίσια κτηρίου μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΜ) και υψηλής σεισμικότητας με πλαίσια κτηρίου υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΥ). Επιλέχθηκε φάσμα σχεδιασμού τύπου 1-C (Σχ. 8.26a) [6] θεωρώντας δύο μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις 0.3 για την περίπτωση υψηλής σεισμικότητας και 0.15 για τη μέση σεισμικότητα αντίστοιχα (Σχ. 8.26b και c). Επειδή δεν δίνονται συστάσεις για τον συντελεστή συμπεριφοράς, q, στον ΕΝ1998 [13], ελήφθη τιμή ίση με 5 για την κατασκευή υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας, με βάση προηγούμενη έρευνα [8], [7]. Στην περίπτωση της μέσης σεισμικότητας όπου απαιτείται κατασκευή μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας συντελεστής συμπεριφοράς 3.



a) Ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 1 [13]



b) Ελαστικό φάσμα

Σχ. 8.26: Φάσμα απόκρισης για υψηλή και μέση σεισμικότητα

Піх	8.3.	Λεπτο	υέοειες	φοοτίων
	0.0.	7161110	hebeies	φυριίων

Κατακόρυφα φορτία			
Μόνιμα φορτία (Σύμμικτη πλάκα + χαλυβδόφυλλο)	2.75 kN/m <sup>2</sup>		
Μόνιμα πρόσθετα φορτία (εξοπλισμός, δάπεδο, οροφή)	0.7 kN/m² – ενδιάμεσοι όροφοι 1.0 kN/m² – τελική οροφή		
Περιμετρικοί τοίχοι	4.0 kN/m <sup>2</sup>		
Κινητό φορτίο – (γραφεία κατ. Β + κινητά χωρίσματα)	3.00+0.800=3.8 kN/m <sup>2</sup>		
<ul> <li>КПҮ</li> </ul>			
Ελαστικό φάσμα απόκρισης	Τύπου 1		
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση	A=0.3g		
Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ	γι = 1.0 (Συνήθη κτήρια)		
Κατηγορία εδάφους	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$		
Προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q (ΚΠΥ)	5		
Λόγος απόσβεσης	5%		
Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για την οιονεί μόνιμη τιμή των κινητών φορτίων	ψ2=0.30		
• КПМ	•		
Ελαστικό φάσμα απόκρισης	Τύπου 1		
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση	A=0.15g		
Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ	γι = 1.0 (Συνήθη κτήρια)		
Κατηγορία εδάφους	$C (T_B = 0.2 \text{ s}, T_C = 0.60 \text{ s})$		
Προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q (ΚΠΜ)	3		
Λόγος απόσβεσης	5%		
Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για την οιονεί μόνιμη τιμή των κινητών φορτίων	ψ2=0.30		

Το πλαίσιο με τις διατμητικές πλάκες αντικαθίστανται με ένα κατακόρυφο δικτύωμα με εφελκυόμενα διαγώνια μέλη (Σχ. 8.27). Στη συνέχεια η ισοδύναμη αυτή κατασκευή σχεδιάζεται σύμφωνα με τους κανονισμούς [11], [12] και [13].



Σχ. 8.27: Ισοδύναμο πλαίσιο

8.5.1.2 Προσομοίωση για γραμμική ελαστική ανάλυση

Η προσομοίωση, ανάλυση και σχεδιασμός των κτηρίων πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 [22]. Το δομικό προσομοίωμα είναι ένα γραμμικό-ελαστικό 2D προσομοίωμα με γραμμικά στοιχεία δοκού. Τοποθετήθηκαν άκαμπτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη για να ληφθεί υπόψιν η επίδραση των πλακών οπλισμένου σκυροδέματος.

Οι συγκεντρωμένες μάζες της κατασκευής (σε τόνους) υπολογίστηκαν για το μισό του συνολικού ανοίγματος της κατασκευής (12m) και εφαρμόστηκαν στους κόμβους του πλαισίου, αφού μόνο τα εξωτερικά πλαίσια αντιπροσωπεύουν το σύστημα παραλαβής οριζοντίων πλευρικών δυνάμεων, βλέπε Σχ. 8.28.





a) Υπολογιζόμενες για τη μισή κατασκευή

 b) Εφαρμοσμένες στους κόμβους του 2D προσομοιώματος.

# Σχ. 8.28: Συγκεντρωμένες μάζες κατασκευής

# 8.5.2 Μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού

Αφού οι διατμητικές πλάκες δεν σχεδιάζονται για την παραλαβή των φορτίων βαρύτητας, το πλαίσιο ροπής σχεδιάστηκε σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας για τη μόνιμη κατάσταση σχεδιασμού.
## 8.5.2.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Τα MRF σχεδιάστηκαν με βάση το βασικό συνδυασμό φόρτισης. Επιλέχθηκαν διατομές IPE360 για τις δοκούς, διατομές HEB260 (εξωτ.) και HEB300 (εσωτ.) για τα υποστυλώματα του τετραώροφου και οκταώροφου κτηρίου.

## 8.5.2.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι παραμορφώσεις των δοκών ελέγχθηκαν για το βασικό συνδυασμό φόρτισης και βρέθηκαν να είναι μικρότερες από το όριο, *L*/350.

#### 8.5.3 Φασματική δυναμική ανάλυση

Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική φασματική δυναμική ανάλυση και τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον Πιν. 8.4, όπου παρουσιάζονται οι ιδιομορφές που ενεργοποίησαν ποσοστό μεγαλύτερο από το 90% της συνολικής μάζας.

Πλαίσιο	Κατηγορία σεισμικότητας σχεδιασμού	Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (s)	Ποσοστό συμμετοχής δρώσας μάζας (%)	Σύνολο (%)	
	Vunλή	1	0.929	81.1	0/ 3	
4-60000	ιφιμη	2	0.321	13.2	54.5	
4-0ρ0φ0	Μέση	1	1.001	80.6	04.1	
		2	0.345	13.5	94.1	
	Υψηλή	1	1.701	74.4		
		2	0.539	14.8	94.0	
8-όροφο		3	0.208	4.8		
	Mégn	1	1.865	76.1	00.7	
	ινιεση	2	0.584	14.6	90.7	

#### Πιν. 8.4: Ποσοστό συμμετοχής δρώσας μάζας

## 8.5.4 Καθολικές ατέλειες και φαινόμενα 2ας τάξεως

Θεωρήθηκαν καθολικές ατέλειες στην ανάλυση, σύμφωνα με τον ΕΝ1993-1-1, μέσω ισοδύναμων οριζοντίων δυνάμεων, από τον συνδυασμό φόρτισης 1.35·G + 1.5·Q. Αυτές οι δυνάμεις υπολογίστηκαν με βάση το συνολικό φορτίο βαρύτητας και αρχική ατέλεια φ, σε κάθε στάθμη, και ελήφθησαν σε όλους τους συνδυασμούς φόρτισης στη συνέχεια.

Φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν ελήφθησαν υπόψιν στο σχεδιασμό επειδή ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής παραμόρφωσης ορόφου θ, υπολογιζόμενος σύμφωνα με τον ΕΝ1998-1-1 [13], βρέθηκε να είναι μικρότερος από 0.1.

## 8.5.5 Αντισεισμικός σχεδιασμός

## 8.5.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Σχεδιασμός πλάστιμων στοιχείων

Οι ισοδύναμοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σχεδιάστηκαν να παραλαμβάνουν τις δυνάμεις του πιο δυσμενή συνδυασμού. Ο Πιν. 8.5 παρουσιάζει τις ελάχιστες και τις μέγιστες τιμές υπεραντοχής Ω. Προκειμένου να ικανοποιηθεί η απαίτηση για

ομοιογενή πλάστιμη συμπεριφορά των διαγώνιων μελών, εξασφαλίστηκε ένα όριο 25% μεταξύ της μέγιστης τιμής υπεραντοχής Ω<sub>max</sub> και της ελάχιστης τιμής Ω<sub>min</sub>.

Πλαίσιο	Κατηγορία σεισμικότητας σχεδιασμού	$\Omega_{min}$	$\Omega_{max}$	Ομοιογένεια
4-όροφο	Υψηλή	1.27	1.69	25%
	Μέση	1.32	1.75	25%
8-όροφο	Υψηλή	1.56	2.00	21%
	Μέση	1.54	1.90	19%

#### Πιν. 8.5: Ομοιογενής συμπεριφορά ισοδύναμων συνδέσμων δυσκαμψίας

8.5.5.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας – Σχεδιασμός μη πλάστιμων στοιχείων

Τα μη πλάστιμα στοιχεία, τα υποστυλώματα των MRF και τα VBE ελέγχθηκαν για τον πιο δυσμενή σεισμικό συνδυασμό, για να εξασφαλιστεί ότι η αστοχία των διατμητικών πλακών συμβαίνει πρώτα. Η ελάχιστη ροπή αδράνειας των VBE, σε έναν άξονα κάθετο στο επίπεδο του κορμού, ελέγχθηκε και βρέθηκε να είναι μεγαλύτερη από τα κατώτερα όρια.

#### 8.5.6 Περιορισμός σχετικών παραμορφώσεων ορόφων

Θεωρώντας ότι το κτήριο έχει πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία η σχετική παραμόρφωση ορόφου περιορίζεται σε 0.0075. Οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων υπολογίστηκαν με το Sap2000 [22] και παρουσιάζονται στον Πιν. 8.6.

	Κατηγορία	Σχετική παραμόρφωση
Πλαίσιο	σεισμικότητας	ορόφου,
	σχεδιασμού	mm/mm
	Υψηλή	0.0047
4-οροφο	Μέση	0.0049
0 /	Υψηλή	0.0060
ο-ομοφο	Μέση	0.0064

Πιν. 8.6: Μέγιστες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων

#### 8.5.6.1 Διαμόρφωση συζευγμένης λειτουργίας

Η συζευγμένη λειτουργία των κατασκευών ελέγχθηκε εξασφαλίζοντας ότι τα MRF μπορούν να παραλάβουν τουλάχιστον το 25% της συνολικής σεισμικής δύναμης. Απαιτήθηκαν προσαρμογές στα φέροντα στοιχεία προκειμένου να ικανοποιηθούν τα ελάχιστα κριτήρια για ένα συζευγμένο σύστημα (Πιν. 8.7 και Πιν. 8.8).

Κατηγορία			Δοκοί		Υποστυλώματα			
Πλαίσιο	σεισμικότητας σχεδιασμού	Όροφος	Εξωτ.	Εσωτ.	Εξωτ.	Εσωτ.	Ορθοστάτες	
4- Υψηλή όροφο		1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320	
	νωρλά	2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB320	
	τψηλη	3	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB300	
		4	IPE450	IPE360	HEB260	HEB320	HEB280	

Πιν. 8.7: Τετραώροφο πλαίσιο

		1	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
Μέση	Mégn	2	IPE450	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB300
		4	IPE400	IPE360	HEB260	HEB300	HEB280

Πιν. 8.8: Οκταώροφο πλαίσιο							
	Κατηγορία		Δο	κοί	Υποστυ	ιλώματα	
Πλαίσιο	σεισμικότητας σχεδιασμού	Όροφος	Εξωτ.	Εσωτ.	Εξωτ.	Εσωτ.	Ορθοστάτες
		1	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
	Vuun ká	4	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
	Υ ψη <b>∧</b> η	5	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		6	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
		7	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB400
8-		8	IPE450	IPE400	HEB260	HEB400	HEB300
όροφο		1	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		2	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
		3	IPE400	IPE360	HEB260	HEB400	HEB400
	Mégn	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 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ελέγχθηκε η συνθήκη του ικανοτικού σχεδιασμού και βρέθηκε ότι ικανοποιεί τις απαιτήσεις που δίνονται στον ΕΝ 1993-1 [11].

## 8.5.7 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

Επειδή το ύψος των εξεταζόμενων πλαισίων είναι σχετικά χαμηλό, και τα κτήρια είναι κανονικά σε κάτοψή και καθ' ύψος οι ανώτερες ιδιομορφές ταλάντωσης δεν επηρεάζουν την απόκριση της κατασκευής. Έτσι, η εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης έγινε με τη χρήση μόνο μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover).

## 8.5.7.1 Προσομοίωση πλαισίου για μη γραμμική στατική ανάλυση

Πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) για να εξακριβωθεί ο μηχανισμός κατάρρευσης και η ικανότητα επαναφοράς. Φαινόμενα Ρ–Δ ελήφθησαν υπόψιν επίσης. Μια σειρά πρόσθετων υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε στην

προσομοίωση (Σχ. 8.29) για να εισαχθούν τα φορτία βαρύτητας από την υπόλοιπη μισή κατασκευή (8 m) τα οποία δεν είχαν ληφθεί υπόψιν στην ανάλυση.





a) Τρισδιάστατη κατασκευή b) Αριθμητικό προσομοίωμα Σχ. 8.29: Καμπύλες ικανότητας για όλα τα πλαίσια του κτηρίου

Στον Πιν. 8.9 δίνονται οι παράμετροι που απαιτούνται για την προσομοίωση των λωρίδων (επιφάνεια λωρίδας A<sub>s</sub>, γωνία κλίσης λωρίδων α και διάμετρος λωρίδας, D).

Πλαίσιο	Κατηγορία σεισμικότητας σχεδιασμού	α [°]	Όροφοι	As [mm <sup>2</sup> ]	D [mm]
			1,2	535.6	26.1
	Υψηλή	40	3	486.9	24.9
4-			4	340.8	20.8
όροφο			1,2	486.9	24.9
	Μέση	40	3	389.5	22.3
			4	292.2	19.3
	Υψηλή	40	1,2,3	973.9	35.2
			4,5,6	730.4	30.5
			7	584.3	27.3
8-			8	486.9	24.9
όροφο			1,2,3	730.4	30.5
	Mégn	40	4,5,6	584.3	27.3
	ινιεση	40	7	486.9	24.9
			8	340.8	20.8

Πιν. 8.9: Παράμετροι μη γραμμικής προσομοίωσης λωρίδων

# 8.5.7.2 Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover

Περαιτέρω προσαρμογές των φερόντων υποστυλωμάτων απαιτούνται προκείμενου να επιτευχθεί η ικανότητα επαναφοράς στην οριακή κατάσταση αστοχίας (σχεδιασμού). Τα Σχ. 8.30 και Σχ. 8.31 παρουσιάζουν την τελική διάταξη των πλαισίων του κτηρίου. Στη συνέχεια παρουσιάζονται μόνο τα αποτελέσματα της τελικής διάταξης για τα πλαίσια του κτηρίου.



a) Υψηλή κατηγορία σεισμικότητας
 Σχ. 8.30: Τετραώροφο κτηριακό πλαίσιο



a) Υψηλή κατηγορία σεισμικότηταςΣχ. 8.31: Οκταώροφο κτηριακό πλαίσιο



Οι στοχευόμενες μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA) υπολογίστηκαν με τη χρήση της μεθόδου N2 [20]. Ο Πιν. 8.10 παρουσιάζει τις στοχευόμενες μετακινήσεις (μετακίνηση στην κορυφή) και το μέγιστο λόγο σχετικής παραμόρφωσης ορόφου που αντιστοιχούν στην οριακή κατάσταση αστοχίας (μπλε τελεία στο Σχ. 8.32) και τη μέγιστη μετακίνηση επαναφοράς, drecentering (κόκκινη τελεία στο Σχ. 8.32) με τον αντίστοιχο λόγο σχετικής παραμόρφωσης ορόφου. Μετά από αυτό το σημείο (dre-centering), εμφανίζονται πλαστικές παραμορφώσεις στις δοκούς ή τα υποστυλώματα των MRF ανάλογα με το πλαίσιο.



b) Μέση κατηγορία σεισμικότητας



	Κατργορία	C	)KA	d <sub>re-centering</sub>		
Πλαίσιο	σεισιμκότητας	Μετακίνηση	Λόγος σχετικής	Μέγιστη	Λόγος σχετικής	
T Maiolo	σχεδιασμού	στην κορυφή,	παραμόρφωσης	μετακίνηση,	παραμόρφωσης	
οχεοιασμου		m	ορόφου, %	m	ορόφου, %	
4-	Υψηλή	0.209	1.6	0.217	1.7	
όροφο	Μέση	0.117	0.9	0.216	1.8	
8-	Υψηλή	0.310	1.3	0.334	1.4	
όροφο	Μέση	0.156	0.6	0.339	1.5	

Πιν. 8.10: Στοχευόμενη μετακίνηση σε ΟΚΑ, μέγιστη μετακίνηση επαναφοράς και αντίστοιχος λόγος σχετικής παραμόρφωσης ορόφου.

Το Σχ. 8.32 παρουσιάζει τις καμπύλες ικανότητας και για τα τέσσερα πλαίσια του κτηρίου σε όρους τέμνουσας βάσης-μετατόπισης στην κορυφή, θεωρώντας μια ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή οριζόντιου φορτίου. Τα πλαίσια που σχεδιάστηκαν για ΚΠΥ, έχουν μεγαλύτερη αντοχή και πλαστιμότητα από αυτά που σχεδιάστηκαν για ΚΠΜ. Τα οκταώροφα πλαίσια έχουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα από τα τετραώροφα και σχεδιάστηκαν να μπορούν να παραλάβουν παραπλήσιες σεισμικές δυνάμεις (εντός της ίδιας κατηγορίας πλαστιμότητας).



Προκειμένου να αξιολογηθεί η ικανότητα επαναφοράς των πλαισίων, παρουσιάζονται οι πλαστικοί μηχανισμοί που εμφανίζονται στην στοχευόμενη μετακίνηση στην ΟΚΑ (Σχ. 8.33 εώς Σχ. 8.36). Επίσης, πραγματοποιήθηκε ανάλυση επαναφοράς του συστήματος, φορτίζοντας τα πλαίσια μέχρι την στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην ΟΚΑ και μετά αποφορτίζοντας εντελώς. Μπορεί να παρατηρηθεί ότι οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται μόνο στις διατμητικές πλάκες χωρίς ζημιά στα MRF. Έτσι, τα MRF μπορούν να αναπτύξουν την απαιτούμενη δύναμη για την επαναφορά των πλαισίων του κτηρίου και στη συνέχεια για την αντικατάσταση των κατεστραμμένων διατμητικών πλακών. Αυτό επίσης επιβεβαιώθηκε από την ανάλυση επαναφοράς που έγινε, η οποία έδειξε ότι μετά την αποφόρτιση δεν εμφανίζεται παραμένουσα σχετική παραμόρφωση ορόφου.





b) Λόγος σχετικής παραμόρφωσης ορόφου ανά όροφο



Σχ. 8.33: Πλαίσιο τετραώροφου κτηρίου για κατηγορία υψηλής σεισμικότητας σχεδιασμού



a) Πλαστικός μηχανισμός









c) Ικανότητα επαναφοράς



b) Λόγος σχετικής παραμόρφωσης ορόφου ανά όροφο



Σχ. 8.35: Πλαίσιο οκταώροφου κτηρίου για κατηγορία υψηλής σεισμικότητας σχεδιασμού



b) Λόγος σχετικής παραμόρφωσης ορόφου ανά όροφο



286 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 8 ΑΝΤΙΚΑΤΑΣΤΑΣΙΜΕΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΕΣ ΠΛΑΚΕΣ

## 8.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το παρόν κεφάλαιο εισάγει το καινοτόμο σύστημα παραλαβής οριζοντίων δυνάμεων που αποτελείται από ένα συζευγμένο πλαίσιο με διατμητικές πλάκες και αποκαλύπτει μερικά από τα σημαντικά χαρακτηριστικά της καθολικής συμπεριφοράς του. Αξίζει να σημειωθούν οι εξής παρατηρήσεις:

a) Οι αντικαταστάσιμες διατμητικές πλάκες είναι ένα αποτελεσματικό δομικό σύστημα το οποίο αυξάνει την αντοχή και τη δυσκαμψία έχοντας μεγαλύτερη πλαστιμότητα και σταθερή συμπεριφορά σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (π.χ. μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας).

b) Με τον κατάλληλο σχεδιασμό, οι ανελαστικές παραμορφώσεις μπορούν να αναπτυχθούν μόνο στις πλάστιμες διατμητικές πλάκες.

c) Δεδομένου ότι τα πλαίσια ροπής σχεδιάζονται να παραμένουν ελαστικά κατά τη διάρκεια του σεισμού, θα παρέχουν την απαιτούμενη δύναμη για την επαναφορά της κατασκευής μετά την αφαίρεση των διατμητικών πλακών που έχουν υποστεί βλάβες (μέλη-"ανταλλακτικά").

d) Οι διατμητικές πλάκες μπορούν να αντικατασταθούν εύκολα, ακόμα και αν έχουν υποστεί βλάβες μετά από ένα σημαντικό σεισμικό γεγονός, αφού είναι πολύ λεπτές και δεν αποτελούν μέρος του συστήματος παραλαβής των φορτίων βαρύτητας.

e) Το σύστημα μπορεί να ελεγχθεί αποτελεσματικά, τόσο για τις σχετικές παραμορφώσεις ορόφου όσο και για τις μετακινήσεις, παρουσιάζοντας ικανότητα επαναφοράς που οφείλεται στο ίδιο αντισεισμικό σύστημα επιτρέποντας την άμεση χρήση μετά από ένα σεισμό.

f) Η απαίτηση μη διαρροής στα MRF πριν από την επίτευξη της OKA, είναι η βασική απαίτηση σχεδιασμού για τα συζευγμένα πλαίσια με αντικαταστάσιμα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας.

g) Οι σχετικοί κανονισμοί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των πλαισίων με αντικαταστάσιμες διατμητικές πλάκες, έχουν διατυπωθεί σε έναν Οδηγό Σχεδιασμού. Προσδιορίστηκαν επίσης κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

h) Η ικανότητα επαναφοράς των πλαισίων με διατμητικές πλάκες πρέπει να επιβεβαιωθεί με τη χρήση προηγμένων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων. Η αντικατάσταση της διατμητικής πλάκας με ένα απλοποιητικό προσομοίωμα λωρίδων για τη μη γραμμική προσομοίωση επιτρέπει τη χρήση συμβατικών λογισμικών ανάλυσης.

#### 8.7 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Το καινοτόμο συζευγμένο πλαίσιο με διατμητική πλάκα μπορεί να εφαρμοστεί σε υφιστάμενα και καινούργια πολυώροφα κτήρια από χάλυβα και σκυρόδεμα και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως ένα αποτελεσματικό, τόσο τεχνικά όσο και οικονομικά, αντισεισμικό σύστημα (όπως οι αντικαταστάσιμοι σύνδεσμοι, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με περιορισμό λυγισμού, κλπ.).

#### 8.8 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ

- 1. Dubina D., Dinu F. Experimental evaluation of dual frame 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 frames with replaceable dissipative shear walls. Mathematical Modelling in Civil Engineering 2015; 11(3): 23-30.

#### 8.9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- 1. Dubina D., Stratan A. and Dinu F. Re-centering capacity of dual-steel frames. 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.
- 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 frame structures with thin-walled steel panels. Thin-Walled Structures 2013; 78:57-69.
- 8. Neagu C. Multi-story building frames 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.
- 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., Tsa 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 Frames 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.
- 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 nonlinear analysis method 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 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

## 9.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Concentrically braced frames -CBF) είναι το παραδοσιακό αντισεισμικό σύστημα στις μεταλλικές κατασκευές. Χρησιμοποιούνται για την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων λόγω του ανέμου, του σεισμού, κλπ. Αυτό το σύστημα έχει αποδείξει την αποτελεσματικότητά του για τα οριζόντια φορτία παρέχοντας επαρκή δυσκαμψία και αντοχή λόγω της λειτουργίας του εξολοκλήρου ως δικτύωμα. Αυτή είναι και η κύρια αιτία που το κάνει δημοφιλές. Σήμερα, τα CBF χρησιμοποιούνται ευρέως σε μονώροφα βιομηχανικά κτήρια, σε πολυώροφα κτήρια και βιομηχανικές εγκαταστάσεις. Η εφαρμογή τους σε νέες κατασκευές έχει επεκταθεί για αντισεισμική ενίσχυση σε μεταλλικές και σύμμικτες κατασκευές καθώς και σε κατασκευές από σκυρόδεμα.

Ο σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός απαιτεί το σύστημα παραλαβής οριζοντίων δυνάμεων να έχει επαρκή αντοχή και δυσκαμψία, αλλά επίσης και επαρκή πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Οι απαιτήσεις πρέπει να προσαρμόζονται σύμφωνα με τη σεισμικότητα της περιοχής και τη στάθμη επιτελεστικότητας που πρέπει να επιτευχθεί. Έχει καταστεί προφανές από προηγούμενους σεισμούς στο παρελθόν ότι ορισμένοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα CBF παρουσιάζουν σημαντική συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων στο μέσο του μήκους τους. Το αποτέλεσμα αυτής της απόκρισης είναι η ανεπαρκής πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας που φαίνεται από την πρόωρη θραύση του συνδέσμου δυσκαμψίας και την αστοχία του πλαισίου. Αυτή η μη ικανοποιητική απόκριση στο σεισμό απαιτεί την βελτίωση του σχεδιασμού.

Αναζητώντας για την κατάλληλη συμπεριφορά στο σεισμό, η τελευταία γενιά των κανονισμών συχνά θέτει απαιτήσεις οι οποίες σε πολλές περιπτώσεις είναι προβληματικές και δύσκολο να επιτευχθούν με τη συμβατική προσέγγιση σχεδιασμού. Σε αναζήτηση μιας πρακτικής και οικονομικής λύσης για τον σχεδιασμό των CBF, κατά τη περίοδο 2011-2012 στο University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG) στη Σόφια διεξήχθη ένα εθνικό ερευνητικό πρόγραμμα. Ήταν επικεντρωμένο στην βελτίωση της σεισμικής απόκρισης των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Κατά τη διάρκεια του προγράμματος σχεδιάστηκαν, δοκιμάστηκαν και αναλύθηκαν πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας με τροποποίηση βασίζεται στην εισαγωγή διαφορετικών διατομών κατά μήκος του συνδέσμου δυσκαμψίας, επιτρέποντας στον μηχανικό με μια απλή τεχνολογικά προσέγγιση να επιτύχει την απαιτούμενη δυσκαμψία και αντοχή,

αυξημένη πλαστιμότητα, επαρκή απορρόφηση ενέργειας και ικανότητα επαναφοράς του συστήματος.

## 9.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΉΜΑΤΟΣ CBF-MB

Το σύστημα CBF-MB αναπτύχθηκε βασιζόμενο στα παραδοσιακά X-CBF με δύο είδη καινοτομιών. Ένα τυπικό μονώροφο πλαίσιο του προτεινόμενου συστήματος αποτελείται από υποστυλώματα, διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, δοκό ορόφου και δοκό διάζευξης (Σχ. 9.1). Τα υποστυλώματα και οι δοκοί είναι μη πλάστιμα στοιχεία. Τα υποστυλώματα μπορούν να σχεδιαστούν από διατομή θερμής έλασης HEA ή HEB και ο κύριος άξονάς τους μπορεί να είναι εντός ή εκτός του επιπέδου του πλαισίου. Προκειμένου να διευκολυνθεί ο σχεδιασμός των κόμβων και των συνδέσεων του πλαισίου, είναι προτιμότερος ο προσανατολισμός του υποστυλώματος ώστε ο κορμός του να συμπίπτει με το επίπεδο του πλαισίου. Οι δοκοί τοποθετούνται στα επίπεδα των ορόφων και μπορούν να είναι διατομής IPE ή HEA. Τα διαγώνια μέλη είναι τα κύρια πλάστιμα στοιχεία ενώ η δοκός διάζευξης μπορεί να συμμετέχει μερικώς σε ορισμένες περιπτώσεις.

Το πρώτο είδος καινοτομίας απαιτεί την τοποθέτηση στο πλαίσιο ενός οριζόντιου ενδιάμεσου μέλους που ονομάζεται δοκός διάζευξης. Έχει στόχο να διαχωρίσει τα διαγώνια μέλη έτσι ώστε να καθίστανται πανομοιότυπα και να μην αλληλεπιδρούν (Σχ. 9.1). Εκτός από την αποφυγή περιπλοκών λεπτομερειών του κόμβου μεταξύ των διαγωνίων, η δυσκαμψία της δοκού διάζευξης έχει μεγάλη σημασία. Η δοκός διάζευξης σε συνεργασία με τα υποστυλώματα έχουν μεγάλη επίδραση στην αλληλουχία λυγισμού των συνδέσμων δυσκαμψίας και στον τύπο του καθολικού πλαστικού μηχανισμού. Αυτό το θέμα θα συζητηθεί περαιτέρω και θα επεξηγηθεί στην παράγραφο 3 αυτού του κεφαλαίου.





Σχ. 9.1: σύστημα CBF-MB

Το δεύτερο είδος καινοτομίας αφορά στην τοποθέτηση μιας μεταβλητής συγκολλητής διατομής σχήματος "Η" για τις διαγωνίους. Στο εξής οι διαγώνιοι θα ονομάζονται τροποποιημένοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (modified braces - MB). Τα πέλματα και ο κορμός των MB μεταβάλλονται κατά μήκος του μέλους, έτσι οι ζώνες 9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

με διαφορετικές διατομές προσδιορίζονται όπως φαίνεται στο Σχ. 9.2. Οι ζώνες των άκρων των διαγωνίων γίνονται πιο ισχυρές με την αύξηση του πλάτους και του πάχους των πελμάτων και ονομάζονται ισχυρές διατομές (strong sections - SS). Αυτό επίσης επιτρέπει τον εύκολο σχεδιασμό της σύνδεσης και παρέχει πλήρως ελαστική απόκριση των ακραίων ζωνών. Στο μεσαίο τμήμα της διαγωνίου τοποθετείται μια τροποποιημένη διατομή (modified cross-section - MS). Χαρακτηρίζεται από μειωμένη καμπτική δυσκαμψία και αυξημένο εμβαδόν διατομής, έτσι η MS γίνεται πιο αδύναμη στην κάμψη και πιο ισχυρή στις αξονικές δυνάμεις (Σχ. 9.2). Η απομειωμένη διατομή (Reduced cross section - RS), η οποία χαρακτηρίζεται από μικρότερη αντοχή σε αξονικές δυνάμεις σε σχέση με τη MS, τοποθετείται μεταξύ της ακραίας ζώνης και το μεσαίου τμήματος. Ανάμεσα στις MS, RS και SS σχεδιάζονται διατομές προσαρμογής (transition sections - TS). Ο σκοπός είναι η προκαθορισμένη ιδιομορφή λυγισμού σε θλίψη του συνδέσμου δυσκαμψίας και η πλήρης συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων λόγω κάμψης στη μεσαία MS. Στην αντιστροφή του φορτίου, εμφανίζεται αξονική δύναμη και το στοιχείο γίνεται ξανά ευθύγραμμο. Οι πλαστικές παραμορφώσεις κατευθύνονται στην απομειωμένη διατομή (RS) παρά στην MS (Σχ. 9.3). Έτσι η διαγώνιος σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε η διαρροή σε εφελκυσμό και οι καμπτικές πλαστικές παραμορφώσεις λόγω του λυγισμού να εμφανίζονται σε διαφορετικές ζώνες κατά μήκος του συνδέσμου δυσκαμψίας. Αυτή η διαφοροποίηση των ζωνών με τις ανελαστικές παραμορφώσεις οδηγεί σε βελτίωση της αντοχής σε ολιγοκυκλική κόπωση και σε αποφυγή πρόωρης αστοχίας των διαγωνίων. Τελικά, αυτό αντανακλά στη συνολική βελτίωση της υστερητικής συμπεριφοράς του συστήματος. Η τοποθέτηση των συγκολλητών διατομών σχήματος "Η" επιτρέπει στο σχεδιαστή να μεταβάλλει το πάχος, τα ύψη και το πλάτος των πελμάτων και του κορμού και συνεπώς να προσαρμόζει το σχεδιασμό του MB με βάση τις συγκεκριμένες ανάγκες της κατασκευής.



Σχ. 9.2: Επισκόπηση του τροποποιημένου συνδέσμου δυσκαμψίας

Με αυτόν τον τρόπο οι επίμαχες απαιτήσεις των κανονισμών για τους περιορισμούς της λυγηρότητας των συνδέσμων δυσκαμψίας και την ομοιογενή πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων σε όλους τους ορόφους είναι πιο εύκολο να επιτευχθούν.



Σχ. 9.3: Αρχή της ανελαστικής συμπεριφοράς του MB

Μεγάλη υπεραντοχή του χάλυβα για τα πλάστιμα στοιχεία οδηγεί σε αντιοικονομικό σχεδιασμό των μη πλάστιμων στοιχείων. Από αυτή την άποψη, οι συγκολλητές διατομές μπορεί να αποτελούνται από χαλύβδινα ελάσματα από χάλυβα S235 το οποίο δεν ισχύει για τις διατομές θερμής έλασης.

Συνιστάται οι συνδέσεις μεταξύ των MB και των στοιχείων του πλαισίου να σχεδιάζονται με εφαρμοσμένους κοχλίες παρέχοντας απλό και ελεύθερο μηχανισμό στροφής κατά τη διάρκεια του λυγισμού του συνδέσμου δυσκαμψίας. Για την πρακτική εφαρμογή αυτής της προσέγγισης, μπορεί να συγκολληθούν επιτόπου ελάσματα στα υποστυλώματα και τις δοκούς, με αποτέλεσμα την αντιστάθμιση τυχόν ανοχών λόγω της κατασκευής και ανέγερσης.

Ο αριθμός των συστημάτων CBF-MB που απαιτούνται σε μία κτηριακή κατασκευή εξαρτάται από τη θέση του κτηρίου και την ένταση του σεισμού. Το σύστημα μπορεί να ενσωματωθεί στο μεταλλικό σκελετό για τα κατακόρυφα φορτία (Σχ. 9.4, a και b) ή μπορεί να εισαχθεί στην κατασκευή δρώντας ανεξάρτητα (Σχ. 9.4, c). Το προτεινόμενο σύστημα CBF-MB μπορεί γενικά να συνδυαστεί με πλαίσια ροπής (moment resisting frame - MRF) εάν οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος στα φατνώματα που δεν έχουν συνδέσμους δυσκαμψίας είναι άκαμπτες ή ημι-άκαμπτες. Σε αυτή την περίπτωση δημιουργείται ένα συζευγμένο σύστημα και οι οριζόντιες δυνάμεις κατανέμονται μεταξύ του συστήματος των MRF και των CBF-MB. Εναλλακτικά, εφόσον χρησιμοποιούνται απλές συνδέσεις (διατμητικές συνδέσεις) μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων των ορόφων, το σύστημα των CBF-MB παραλαμβάνει το σύνολο της σεισμικής δράσης. Πρέπει να προτιμάται η δράση του CBF μόνο, ως περισσότερο προβλέψιμη, επειδή εμφανίζει καλύτερα τα πλεονεκτήματα των CBF-MB και διευκολύνει τον σχεδιασμό. Επομένως, η εφαρμογή των CBF-MB σε συζευγμένα συστήματα δεν θα εξεταστεί σε αυτό το κεφάλαιο.



Σχ. 9.4: Πλαισιωτοί σχηματισμοί με την εφαρμογή των CBF-MB

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η δυσκαμψία της δοκού διάζευξης πρέπει να προσαρμοστεί στην αντοχή σε λυγισμό του συνδέσμου δυσκαμψίας. Επιπλέον, συνιστάται οι δοκοί διάζευξης να συνδέονται άκαμπτα ή ημι-άκαμπτα στα υποστυλώματα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της δυσκαμψίας της δοκού και επιπρόσθετα, σε συνεργασία με τα υποστυλώματα, αυξάνει τη συνολική δυσκαμψία του πλαισίου, βελτιώνει την ανελαστική συμπεριφορά των CBF-MB και παρέχει ικανότητα επαναφοράς στο σύστημα. Η εμπειρία από προηγούμενη έρευνα σε CBF-MB δείχνει σαφώς ότι οι δοκοί διάζευξης πρέπει να διατηρούνται πλήρως ελαστικές με πιθανή ανάπτυξη κάποιων καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων μετά τη στάθμη της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

## 9.3 ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΠΡΟΣΜΟΙΩΜΑΤΑ

Η παραδοσιακή προσέγγιση στην Ευρώπη για τον υπολογισμό των CBF, με διαγώνια μέλη που τέμνονται, μέσω ελαστικής ανάλυσης είναι η χρήση του αντίστοιχου δικτυώματος με εφελκυστικά διαγώνια μέλη μόνο (Σχ. 9.5). Βασίζεται στην παραδοχή ότι αφότου το θλιβόμενο διαγώνιο μέλος έχει λυγίσει, έχει αμελητέα συμβολή στην πλευρική δυσκαμψία και αντοχή του πλαισίου. Οι εσωτερικές δυνάμεις μπορούν να προκύψουν από την ισορροπία δυνάμεων σαν συνάρτηση της τέμνουσας ορόφου (Σχ. 9.5) και Εξ. (9.1).Οι δυνάμεις των υποστυλωμάτων μπορούν να υπολογιστούν από την Εξ. (9.2) και η σχέση μεταξύ της οριζόντιας μετατόπισης ορόφου και της επιμήκυνσης της διαγωνίου δίνεται από την Εξ. (9.3). Στην περίπτωση των CBF-MB, όλες 01 ανελαστικές επιμηκύνσεις πραγματοποιούνται στη RS ενώ η βράχυνση της θλιβόμενης διαγωνίου πραγματοποιείται μέσω λυγισμού με κάμψη της MS (Σχ. 9.3).



Σχ. 9.5: Στατικό σύστημα και εσωτερικές δυνάμεις με βάση τη θεωρία δικτυώματος

Προκειμένου να προσδιοριστεί η αναλυτική σχέση μεταξύ της οριζόντιας μετατόπισης ορόφου, Δ, και της εγκάρσιας μετατόπισης λυγισμού, f, της μεσαίας διατομής ως μία σχέση μεταξύ της συνολικής πλαστιμότητας του ορόφου και της τοπικής πλαστιμότητας του κρίσιμου μέλους (MB), έγιναν ορισμένες παραδοχές:

- Το παραμορφωμένο σχήμα της θλιβόμενης διαγωνίου αντιπροσωπεύεται από μια πολυγωνική γραμμή (Σχ. 9.6, a και b). Αυτή η παραδοχή έχει επαληθευτεί από τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν.
- Η συνολική βράχυνση της διαγωνίου δ μοιράζεται εξίσου μεταξύ της άνωαριστερά και της κάτω-δεξιά διαγωνίου ή δ=2δd (Σχ. 9.6, a & b). Αυτή η παραδοχή είναι δικαιολογημένη σε περίπτωση κατάλληλου σχεδιασμού της δυσκαμψίας της δοκού διάζευξης [2]. Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω προκύπτει η ακόλουθη Εξ. (9.4):

Επιπλέον χρησιμοποιώντας την Εξ. (9.3) με την παραδοχή ότι δ=2δ<sub>d</sub>, είναι εύκολο να προκύψει η σχέση μεταξύ της συνολικής πλαστιμότητας ορόφου που συμβολίζεται με Δ και της τοπικής πλαστιμότητας του μέλους σε όρους *f*. Αυτή η σχέση δίνεται από την Εξ. (9.5).





## 9.4 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΕΣ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΕΙΣ

Το πειραματικό πρόγραμμα υλοποιήθηκε στο Εργαστήριο Μεταλλικών και Ξύλινων Κατασκευών στο UACEG. Ήταν μέρος ενός εθνικού ερευνητικού προγράμματος που εστίαζε στην βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς των πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας [2]







b)

Σχ. 9.7: Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας με: a) απομειωμένες διατομές συνδέσμων b) τροποποιημένους συνδέσμους

Δύο είδη πλαισίων είχαν διερευνηθεί: Πλαίσια με τροποποιημένους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (concentrically braced frames with modified braces - CBF-MB) και πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας με απομειωμένη διατομή (concentrically braced frames with reduced brace sections - CBF-RBS), όπως φαίνεται στο Σχ. 9.7. Σε αυτό το κεφάλαιο μόνο τα CBF-MB θα αναλυθούν και θα παρουσιασθούν.

# 9.4.1 Πειραματική έρευνα σε πλαίσιο με τροποποιημένους συνδέσμους δυσκαμψίας

# 9.4.1.1 Κλίμακα και κατασκευή των δοκιμίων

Τα δοκίμια διαστάσεων 4000 mm ύψος και 3000 mm άνοιγμα μεταξύ των υποστυλωμάτων θεωρήθηκαν κατάλληλα και αντιστοιχούν κατά προσέγγιση σε ένα πλαίσιο ορόφου από ένα πολυώροφο κτήριο σε πραγματική κλίμακα (όπως φαίνεται

στο Σχ. 9.4 c) ή από ένα βιομηχανικό κτήριο σε κλίμακα 1:2. Η κατασκευή και η δοκιμαστική ανέγερση των δοκιμίων ανατέθηκαν σε έναν επαγγελματία κατασκευαστή, ενώ ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της ποιότητας υλοποιήθηκαν από την ερευνητική ομάδα.

#### 9.4.1.2 Γεωμετρία δοκιμίου και πειραματική διάταξη

Το περίγραμμα του πλαισίου του δοκιμίου (υποστυλώματα και δοκοί) σχεδιάστηκε ακολουθώντας τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού σύμφωνα με το [1] έτσι ώστε να παραμένουν ελαστικά κατά τη διάρκεια του πειράματος. Τα υποστυλώματα σχεδιάστηκαν με HEA320 από S275JR και οι δοκοί ήταν HEA240 από S275JR [3]. Τα υποστυλώματα προσανατολίστηκαν με τον ασθενή άξονά τους στο επίπεδο του πλαισίου, ενώ η δοκός προσανατολίστηκε κλασσικά με τον ισχυρό άξονά της. Οι μεταξύ ημι-άκαμπτες συνδέσεις δοκού της και των υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκαν με δύο συγκολλητές πλάκες σύνδεσης. Η σύνδεση μεταξύ του υποστυλώματος και του εργαστηριακού πλαισίου αγκύρωσης σχεδιάστηκε επίσης ως ημι-άκαμπτη διότι είναι πιο κοντά στην συνήθη πρακτική. Η δοκός διάζευξης κατασκευάστηκε από HEA140 από S275JR. Τα διαγώνια μέλη, τα οποία είναι τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, σχεδιάστηκαν ως μέλη με συγκολλητές διατομές μορφής "Η". Λόγω των διαστάσεων τους οι τροποποιημένοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατασκευάστηκαν με μη αυτόματη διαδικασία συναρμολόγησης και συγκόλλησης. Σύμφωνα με το σκεπτικό, ο κορμός του συνδέσμου δυσκαμψίας διακόπτεται στο μεσαίο τμήμα και ένα παχύτερο έλασμα κορμού τοποθετείται εκεί. Η τελευταία διεργασία είναι επίσης μη αυτόματη, έτσι αναμένεται η ύπαρξη γεωμετρικών ατελειών που δεν συμμορφώνονται πλήρως με τις τυπικές ανοχές [4] καθώς και φαινομένων παραμενουσών τάσεων μετά τη συγκόλληση. Η παραπάνω παρατήρηση είναι σημαντική για την περίπτωση δημιουργίας προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων με αρχικές ατέλειες στους συνδέσμους δυσκαμψίας. Μερικές χρήσιμες οδηγίες μπορούν να βρεθούν στο [19]. Οι αρθρωτές συνδέσεις μεταξύ των συνδέσμων δυσκαμψίας και του πλαισίου υλοποιήθηκαν με εφαρμοσμένους κοχλίες M36 κατηγορίας 10.9. Η ανοχή μεταξύ του κοχλία και της οπής ήταν 0.3 mm.

Η πειραματική διάταξη φαίνεται στο Σχ. 9.8. Αποτελείται από το σύστημα έδρασης, το σύστημα φόρτισης (υδραυλικό έμβολο), το σύστημα σταθεροποίησης και το πειραματικό μοντέλο (δοκίμιο). Το πείραμα έγινε σε οριζόντιο επίπεδο. Το φορτίο εφαρμόζεται οιονεί στατικά μέσω ελεγχόμενης μετατόπισης στην κορυφή του πλαισίου. Το πρωτόκολλο φόρτισης είναι ένα συμμετρικό ιστορικό μετατοπίσεων με σταδιακά αυξανόμενα πλάτη, σύμφωνα με τις συστάσεις του ECCS [5]. Για να ληφθούν πληροφορίες σχετικά με τις παραμορφώσεις και τις μετατοπίσεις των διαγωνίων, εγκαταστάθηκαν μετρητές παραμορφώσεως (strain gauges - SGs) και επαγωγικοί μετατροπείς μετατόπισης (inductive transducers - ITs).



#### Legend

- 1 Supporting stand;
- 2 Hydraulic actuator;
- 3 Stabilizing frame;
- 4 Specimen.

Σχ. 9.8: Πειραματική διάταξη

## 9.4.1.3 Δοκιμές εφελκυσμού υλικού

Πραγματοποιήθηκαν τυποποιημένες εφελκυστικές δοκιμές για όλα τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τα πλάστιμα στοιχεία (διαγώνιοι) του συστήματος. Ελήφθησαν δύο τυπικά επίπεδα δοκίμια από το φύλλο των 4 mm και τέσσερα από το φύλλο των 5 mm. Οι δοκιμές έγιναν σύμφωνα με το ISO 6892-1 [6] με ρυθμό παραμόρφωσης 3 mm/λεπτό. Τα δοκίμια του υλικού επέδειξαν πλάστιμη συμπεριφορά, τυπική για χάλυβα χαμηλής περιεκτικότητας σε άνθρακα, όμως το πραγματικό όριο διαρροής του χαλύβδινου φύλλου πάχους 5 mm διέφερε σημαντικά από τη δηλωθείσα τιμή στο πιστοποιητικό του υλικού.

## 9.4.1.4 Αποτελέσματα δοκιμών ανακυκλιζόμενης φόρτισης

Πραγματοποιήθηκαν δοκιμές πλήρους ανακυκλιζόμενης φόρτισης σύμφωνα με τις συστάσεις του ECCS [5]. Όλα τα κρίσιμα στοιχεία (σύνδεσμοι δυσκαμψίας) φορτίστηκαν διαδοχικά σε θλίψη και εφελκυσμό. Οι υστερητικές καμπύλες που ελήφθησαν χαρακτηρίζονται με το τυπικό για τα CBF φαινόμενο μείωσης πληρότητας του βρόχου υστέρησης. Παρατηρήθηκε σχεδόν σταθερή μείωση της αντοχής στο δεύτερο και τρίτο κύκλο με σταθερό πλάτος. Η μείωση της αρχικής αντοχής εμφανίστηκε να είναι περίπου 15%. Η ίδια πτώση της περιβάλλουσας καμπύλης (back-bone curve) προτείνεται στα προσομοιώματα με τα μη γραμμικά ελατήρια, που αναπτύσσονται στις παραγράφους 5 και 6 του κεφαλαίου αυτού.

Είχε σχεδιαστεί η ανακυκλιζόμενη φόρτιση να συνεχιστεί μέχρι τη θραύση της διαγωνίου λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης ή την επίτευξη της μέγιστης πλαστιμότητας των συνδέσμων δυσκαμψίας. Όμως, η προαναφερθείσα οριακή κατάσταση δεν επιτεύχθηκε και η δοκιμή τερματίστηκε λόγω της εξάντλησης του μέγιστου μήκους του εμβόλου. Το σύνολο των καμπυλών υστέρησης του πλαισίου και η καμπύλη ενός κύκλου φαίνονται στο Σχ. 9.9. Δυστυχώς, εξαιτίας τεχνικού προβλήματος στις συσκευές καταγραφής, οι κύκλοι φόρτισης στην θετική κατεύθυνση μετά τη μετατόπιση κορυφής των 70 mm δεν έχουν καταγραφεί σωστά. Αυτή είναι η κύρια αιτία για την παρουσία ευθείων γραμμών στο πρώτο τεταρτημόριο του Σχ. 9.9. Είναι σημαντικό να δοθεί έμφαση στο γεγονός ότι κατά τη διάρκεια της δοκιμής δεν παρατηρήθηκε τοπικός λυγισμός είτε στη RS είτε στη MS – Σχ. 9.10. Η μέγιστη

εγκάρσια μετατόπιση της μεσαίας διατομής του συνδέσμου δυσκαμψίας αποτέλεσε επίσης ένα σημείο ενδιαφέροντος. Εξαιτίας του σχετικά μεγάλου μεγέθους της, αυτή μετρήθηκε μη αυτόματα.



Σχ. 9.9: Καμπύλες υστέρησης πλαισίου, a) ολόκληρη χρονοϊστορία φόρτισης b) 15°ς κύκλος μόνο





Σχ. 9.10: Τελευταία ομάδα κύκλων, a) σχήμα λυγισμού του ζεύγους των συνδέσμων δυσκαμψίας, b) Κάμψη της MS κατά το λυγισμό του συνδέσμου δυσκαμψίας

Τα πειράματα έδειξαν ότι η δυσκαμψία της δοκού διάζευξης είναι σημαντική και επηρεάζει άμεσα τον τύπο του πλαστικού μηχανισμού του CBF. Ανάλογα με τη δυσκαμψία και την αντοχή της δοκού διάζευξης, δύο είδη μηχανισμών εντοπίστηκαν: είτε και οι δύο διαγώνιοι λυγίζουν σαν ζεύγος είτε μόνο η μία διαγώνιος λυγίζει – Σχ. 9.11.



Σχ. 9.11: Επίδραση δοκού διάζευξης, a) δυσμενής πλαστικός μηχανισμός b) κάμψη της δοκού διάζευξης

Ο δεύτερος μηχανισμός πρέπει να αποφεύγεται, διότι οδηγεί σε συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων και σε πρόωρη επίτευξη της μέγιστης πλαστιμότητας του συνδέσμου δυσκαμψίας ή σε μείωση της διάρκειας ζωής του συνδέσμου σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

## 9.4.1.5 Αποτελέσματα δοκιμών μονοτονικής φόρτισης

Κλασσικές δοκιμές μονοτονικής φόρτισης δεν περιλαμβάνονταν στο ερευνητικό πρόγραμμα, αλλά οι καμπύλες ικανότητας ελήφθησαν από το αποτέλεσμα κάθε πρώτου κύκλου από την ομάδα των τριών. Τα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχ. 9.12. Προστέθηκε επίσης και η διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης.



Σχ. 9.12: Καμπύλη ικανότητας, a) θετική διεύθυνση; b) αρνητική διεύθυνση

## 9.4.1.6 Δοκιμή του περιγράμματος του πλαισίου

Η συμμετοχή του περιγράμματος του πλαισίου στην αντοχή, δυσκαμψία και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του CBF είναι ένα ενδιαφέρον θέμα. Διερευνήθηκε πραγματοποιώντας μια δοκιμή ανακυκλιζόμενης φόρτισης ενός κύκλου στο περίγραμμα του πλαισίου μεμονωμένο (χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας). Εφαρμόστηκαν δύο πλήρεις κύκλοι φόρτισης με διαφορετικά εύρη. Η πειραματική διάταξη και τα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχ. 9.13.



Σχ. 9.13: Περίγραμμα πλαισίου, a) πειραματική διάταξη b) αντιπαραβολή βρόγχων υστέρησης

Όπως αναμενόταν το περίγραμμα του πλαισίου έχει πολύ μικρότερη δυσκαμψία συγκριτικά με την περίπτωση που είναι ενισχυμένο με συνδέσμους δυσκαμψίας. Παρά ταύτα, η δυσκαμψία του έχει πολύ θετική επίδραση στον περιορισμό του φαινομένου μείωσης της πληρότητας του βρόχου υστέρησης και βελτιώνει την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του συστήματος. Αξίζει να σημειωθεί ότι προκειμένου να επιτευχθεί μερική ικανότητα επαναφοράς του συστήματος, το περίγραμμα του πλαισίου πρέπει να διατηρηθεί σχεδόν ελαστικό, και η πάκτωση της δοκού διάζευξης στα υποστυλώματα φαίνεται να έχει πλεονεκτήματα. Το θέμα αυτό θα παρουσιασθεί στην παράγραφο 9.6 όπου θα υπάρχουν και μερικά πρόσθετα σχόλια.

#### 9.4.2 Αριθμητικές προσομοιώσεις

Πραγματοποιήθηκε σειρά αριθμητικών αναλύσεων με τα λογισμικά Seismostruct [7] και ANSYS [8] με στόχο την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του δοκιμίου σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η σύγκριση μεταξύ της πειραματικής καμπύλης υστέρησης και αυτής που προέκυψε αριθμητικά δείχνει μια καλή συσχέτιση (Σχ. 9.14).





Το αριθμητικό προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκε για την εξαγωγή των σχέσεων της συμπεριφοράς του μεμονωμένου συνδέσμου δυσκαμψίας σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, που αποτελούν την βάση για τον υπολογισμό της περιβάλλουσας καμπύλης (backbone curve) που χρησιμοποιήθηκε για τη μη γραμμική ανάλυση που έγινε στην παράγραφο 6. Το προσομοίωμα στο ANSYS χρησιμοποιήθηκε για μια πιο προηγμένη ανάλυση της συμπεριφοράς του μεμονωμένου συνδέσμου δυσκαμψίας. Χρησιμοποιήθηκαν βαθμονομημένο προσομοίωμα υλικού Chaboche [9] και πεπερασμένα στοιχεία τύπου SHELL181 με μέγεθος διακριτοποίησης 10 mm. Το FEM προσομοίωμα έδειξε ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις που 9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

προκαλούνται από τον λυγισμό του συνδέσμου δυσκαμψίας κατευθύνονται στη MS ενώ οι παραμορφώσεις που προκαλούνται από τον εφελκυσμό πραγματοποιούνται μέσα στη RS. Η ισχυρή διατομή (SS) επιδεικνύει ελαστική συμπεριφορά επαληθεύοντας την αρχική σχεδίαση. Το προσομοίωμα στο ANSYS (Σχ. 9.15) χρησιμοποιήθηκε επίσης για να ληφθεί το ιστορικό του εύρους των τάσεων στις κρίσιμες διατομές και να υλοποιηθούν οι έλεγχοι για ολιγοκυκλική κόπωση.



Σχ. 9.15: FEA στο ANSYS, a) πλαστικές παραμορφώσεις σε θλίψη b) πλαστικές παραμορφώσεις σε εφελκυσμό

#### 9.4.3 Σύγκριση μεταξύ πειραματικών και αναλυτικών προσομοιωμάτων

Ο έλεγχος του αναλυτικού προσομοιώματος δικτυώματος εξετάστηκε μέσω της σύγκρισης θεωρητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων για την τέμνουσα βάσης. Η θεωρητική τέμνουσα βάσης και η μετατόπιση στην κορυφή υπολογίστηκαν με τη χρήση των Εξ. (9.1) και Εξ. (9.3), αντίστοιχα, με τις πραγματικές ιδιότητες του υλικού. Οι πειραματικές καμπύλες και οι διγραμμικές προσεγγίσεις φαίνονται στο Σχ. 9.12. Ο Πιν. 9.1 δείχνει τη σύγκριση μεταξύ των πειραματικών και των θεωρητικών τεμνουσών. Ο υπολογισμός του Δy βασίζεται στην παραδοχή ότι όλο το μήκος της διαγωνίου επιμηκύνεται ελαστικά μέχρι παραμορφώσεις ε<sub>y</sub>=0,002. Тα αποτελέσματα των δοκιμών για τα δοκίμια Η3 χρησιμοποιήθηκαν για τη σύγκριση, όπου οι συντομογραφίες Η3"+" και Η3"-" υποδεικνύουν τη θετική και την αρνητική διεύθυνση της φόρτισης. Πρέπει να αναφερθεί ότι το θεωρητικό προσομοίωμα συμμορφώνεται πλήρως με τις συστάσεις του [1] για τα CBF με τεμνόμενες διαγωνίους. Είναι αναμενόμενο ότι τα θεωρητικά αποτελέσματα για την αντοχή του πλαισίου είναι μικρότερα σε σχέση με τα αποτελέσματα από τη δοκιμή μονοτονικής φόρτισης λόγω της απουσίας του θλιβόμενου ζεύγους των διαγωνίων και του περιγράμματος του πλαισίου στο θεωρητικό προσομοίωμα. Αυτό επιβεβαιώνεται από τη σύγκριση των τεμνουσών βάσης που αναφέρονται στον Πιν. 9.1. Αξίζει να σημειωθεί ότι το θεωρητικό προσομοίωμα εντοπίζει πολύ ικανοποιητικά το σημείο διαρροής στη διγραμμική καμπύλη ικανότητας, που φαίνεται με την κόκκινη τελεία στο Σχ. 9.12. Λόγω της απλότητας και της συμμόρφωσης με το [1], το προσομοίωμα δικτυώματος με εφελκυστικές μόνο διαγωνίους θεωρείται το πιο κατάλληλο για τον αρχικό σχεδιασμό των CBF-MB.

Δοκίιμο	Vv πειο–	Vv θεώο	/ν πειο/	Δν πειο–	Δν θεώο	Δν πειο/
Δοκιμίο	v y, neip	vy,ocwp	vy,neip/	ду, псір	Ду,осшр	ду, псір/
	οιγραμμ.		νγ,θεωρ	οιγραμμ.		Δy,θεωρ
-	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

Πιν. 9.1: Πειραματική και θεωρητική τέμνουσα

Μια άλλη πτυχή ενδιαφέροντος είναι η σχέση μεταξύ της συνολικής (σχετική παραμόρφωση ορόφου) και της τοπικής (πλαστικές παραμορφώσεις) πλαστιμότητας του συστήματος. Η μεθοδολογία για τον υπολογισμό της τελικής πλαστικής επιμήκυνσης στο τμήμα της απομειωμένης διατομής των συνδέσμων δυσκαμψίας περιγράφεται στο [30]. Η μέση επιμήκυνση στα ζεύγη των διαγωνίων μελών εκτιμήθηκε σε 3.315% και 3.195% αντίστοιχα.

Το τελευταίο σημείο ενδιαφέροντος είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων για τη μέγιστη εγκάρσια μετατόπιση *f* της μεσαίας διατομής του συνδέσμου δυσκαμψίας. Η μετατόπιση *f* μετρήθηκε κατά τη διάρκεια της δοκιμής και στη συνέχεια συγκρίνεται με τα θεωρητικά αποτελέσματα που προέκυψαν από την Εξ. (9.4). Αξίζει να ξανατονιστεί ότι η Εξ. (9.4) είναι σωστή όταν η δοκός διάζευξης είναι αρκετά δύσκαμπτη ώστε να προκαλεί σχεδόν τον ταυτόχρονο λυγισμό και στις δύο θλιβόμενες διαγωνίους. Δεδομένου ότι δεν ίσχυε αυτό στη δοκιμή, έγιναν μερικές τροποποιήσεις στην βράχυνση του συνδέσμου δυσκαμψίας μέσα στο ζεύγος. Η σύγκριση των θεωρητικών και των πειραματικών αποτελεσμάτων φαίνεται στον Πιν. 9.2.

Αρ. κύκλου	f,πειρ	Μετατόπιση στην κορυφή.	δ <sub>d</sub>	f,θεωρ	f,θεωρ/ f,πειρ
-	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

Πιν. 9.2: Πειραματική και θεωρητική εγκάρσια μετακίνηση στη μεσαία διατομή

Από την τελευταία στήλη προκύπτει ότι με την αύξηση της μετατόπισης στην κορυφή, βελτιώνεται η ταύτιση των αποτελεσμάτων. Αυτό αποδίδεται στο γεγονός ότι η υπόθεση για την Εξ. (9.4) βασίζεται στο θεωρημένο εξ' αρχής πολυγωνικό παραμορφωμένο σχήμα του λυγισμένου συνδέσμου δυσκαμψίας. Όσο η σχετική μετακίνηση ορόφου αυξάνεται, το παραμορφωμένο σχήμα του ζεύγους των θλιβόμενων διαγωνίων πλησιάζει στο σχήμα που φαίνεται στο Σχ. 9.6.

#### 9.4.4 Οριακές καταστάσεις στην δοκιμή ανακυκλιζόμενης φόρτισης

Η δοκιμή ανακυκλιζόμενης φόρτισης πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με το αρχικό πρωτόκολλο φόρτισης και τερματίστηκε με την εξάντληση της οριακής ικανότητας

304 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

του εμβόλου. Αξίζει να σημειωθεί ότι το δοκίμιο δεν υπέστη ούτε θραύση ούτε καθολική κατάρρευση. Από την άλλη, η δοκιμή πραγματοποιήθηκε χωρίς να ληφθούν υπόψιν αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα του πλαισίου, έτσι φαινόμενα *P-Δ* δεν συμπεριελήφθησαν στην δοκιμή. Για τον προσδιορισμό των οριακών καταστάσεων ακολουθήθηκαν οι συστάσεις του FEMA-356 [10]. Η σχέση μεταξύ των ορισμών του FEMA-356 και αυτού του κεφαλαίου σχεδιασμού δίνονται στον Πιν. 9.3. Επιπρόσθετα, εφαρμόστηκαν μερικές συντηρητικές παραδοχές λόγω της έλλειψης φυσικών ενδείξεων για την επίδραση των φαινομένων *P-Δ* στην πειραματική συμπεριφορά του πλαισίου.

Піv. 9.3: Оріс	ικές καταστάσεις
----------------	------------------

Στάθμες επιτελεστικότητας	FEMA 356	Οριακές καταστάσεις	Πειραματική
σύμφωνα με το FEMA 356	λόγος σχετικής	στο παρόν κεφάλαιο	εκτίμηση
	παραμόρφωσης		
	ορόφου		
Άμεσης χρήσης (ΙΟ)	0.50%	ΟΚΛ	0.625%
Προστασίας ζωής (LS)	1.50%	OKA	1.89%
Αποφυγής κατάρρευσης (CP)	2.00%	Αποφυγή κατάρρευσης	3.00%

Η πρώτη σημαντική διαρροή των συνδέσμων δυσκαμψίας στη διάρκεια του πειράματος εμφανίστηκε στον 12° κύκλο, για σχετική μετακίνηση ορόφου 25 mm η οποία αντιστοιχεί σε λόγο σχετικής παραμόρφωσης ορόφου ίσο με 0.625%. Σε αυτό το σημείο ορίστηκε η ΟΚΛ. Στην ΟΚΛ οι θλιβόμενες διαγώνιοι έχουν λυγίσει και η εσωτερική εφελκυστική δύναμη είχε σαν αποτέλεσμα την πρώτη διαρροή. Η ΟΚΑ προσδιορίστηκε στον 15° κύκλο όταν παρατηρήθηκε πρόσθετη εφελκυστική διαρροή των συνδέσμων δυσκαμψίας και κάποια μικρή αστοχία στη συγκόλληση των ημι-άκαμπτων συνδέσεων του πλαισίου. Η ΟΚΑ καταγράφηκε για σχετική μετακίνηση ορόφου 75.8 mm που αντιστοιχεί σε λόγο σχετικής παραμόρφωσης ορόφου ίσο με 1.89%. Η αποφυγή κατάρρευσης θεωρήθηκε στον 18° κύκλο, για σχετική μετακίνηση ορόφου 121 mm που αντιστοιχεί σε λόγο σχετικής παραμόρφωσης ορόφου ίσο με 3.00%. Στην αποφυγή κατάρρευσης δεν παρατηρήθηκε τοπικός λυγισμός ή θραύση της διατομής στους συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι συγκολλήσεις στις ημι-άκαμπτες συνδέσεις του πλαισίου αστόχησαν. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι ανωτέρω τιμές σχετικής παραμόρφωσης ορόφου στις τρεις βασικές οριακές καταστάσεις είναι παραπλήσιες με τις τιμές που προτείνονται από το FEMA-356 [10] για κτήρια με CBF (0.5%, 1.5%, 2.0%) με σημαντική διαφορά στην αποφυγή κατάρρευσης.

#### 9.4.5 Ολιγοκυκλική κόπωση

Δεν πραγματοποιήθηκε δοκιμή ανακυκλιζόμενης φόρτισης σταθερού πλάτους για τον μεμονωμένο σύνδεσμο δυσκαμψίας κατά τη διάρκεια του ερευνητικού προγράμματος. Προκειμένου να βρεθούν κάποιες σχέσεις μεταξύ της αντοχής του MB σε ανακυκλιζόμενη επιμήκυνση και βράχυνση, έγινε μια σειρά αναλύσεων FEA

σε προσομοιώματα στο ANSYS. Το εύρος της αξονικής βράχυνσης και επιμήκυνσης του συνδέσμου δυσκαμψίας, δ<sub>d</sub> ήταν μεταβλητό και ελήφθη το ιστορικό της παραμόρφωσης. Δεδομένα για την αντοχή σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση παρόμοιων υλικών βρέθηκαν στην βιβλιογραφία [11], [12], [13] – Σχ. 9.16. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα για το μέγιστο εύρος τάσεων και τον αριθμό των κύκλων από την αριθμητική ανάλυση καθώς και τα βιβλιογραφικά δεδομένα προτάθηκε ο τύπος της Εξ. (9.6). Παρουσιάζει τη σχέση του εύρους της αξονικής παραμόρφωσης, δ<sub>d</sub> που αντιστοιχεί στον αριθμό των κύκλων για την αστοχία, Ν. Ο προτεινόμενος τύπος μετατοπίστηκε προς την ασφαλή περιοχή με μέση τιμή 0.533 και τυπική απόκλιση 0.339.

$$δ_d(N) = 110 - 52log(N)$$
Εξ. (9.6)

Τα αποτελέσματα της δοκιμής ανακυκλιζόμενης φόρτισης για το CBF-MB σύμφωνα με το πρωτόκολλο φόρτισης του ECCS [5] και τα δεδομένα που μετρήθηκαν για τη μέγιστη εγκάρσια μετατόπιση του συνδέσμου δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο της αξιοπιστίας της Εξ. (9.6). Ο δείκτης βλαβών (The Damage Index - DI) για το σύνδεσμο δυσκαμψίας με τη μεγαλύτερη καταπόνηση από το δοκίμιο H3 προσδιορίστηκε με την Εξ. (9.6) και τον κανόνα Palmgren–Miner [14], [15], [16]. Υπολογίστηκε μια τιμή DI=0.752. Στη συνέχεια οι MS από το δοκίμιο H3 ελέγχθηκαν για επιφανειακές και κοντινές μη επιφανειακές ασυνέχειες μέσω δοκιμής μαγνητικών σωματιδίων (Magnetic Particle Inspection -MPI) και υπερήχων.



Σχ. 9.16: Σχέση μεταξύ αξονικής παραμόρφωσης συνδέσμων δυσκαμψίας και αριθμού κύκλων για την αστοχία

Δύο από τις διαγωνίους με τη μεγαλύτερη καταπόνηση υποβλήθηκαν σε MPI και δεν εντοπίστηκαν επιφανειακές ρωγμές στα πέλματα ή στο κορμό των στοιχείων. Λαμβάνοντας υπόψιν ότι το πάχος των πελμάτων των MS είναι μόλις 5 mm, μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι δεν υπάρχουν ρωγμές στο πέλμα στην περιοχή της 306 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

μέγιστης καμπυλότητας και ότι η Εξ. (9.6) είναι αρκετά συντηρητική και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για το σχεδιασμό των CBF-MB για ολιγοκυκλική κόπωση.

## 9.5 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Σε αυτή την παράγραφο συνοψίζονται μερικές σύντομες οδηγίες σχεδιασμού για τα CBF-MB. Δίνονται συστάσεις για τον αρχικό σχεδιασμό κατάλληλων τροποποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας και τον σχεδιασμό των δοκών διάζευξης. Δεδομένου ότι τα CBF-MB ανήκουν στα δομικά συστήματα που καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα η προτεινόμενη διαδικασία σχεδιασμού είναι σύμφωνη με τις διατάξεις [17] και [1].

## 9.5.1 Προκαταρκτικός σχεδιασμός

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως (παράγραφος 3), το σύστημα των CBF-MB μπορεί να θεωρηθεί ότι λειτουργεί ως κατακόρυφο δικτύωμα με μόνο εφελκυόμενους διαγωνίους. Μία χονδροειδής εκτίμηση του απαιτούμενου αριθμού συστημάτων συνδέσμων δυσκαμψίας για ένα κτήριο σε κάθε διεύθυνση (*m*) μπορεί να γίνει με την Εξ. (9.7).

$$m = V_{building} / V_{storey}$$
 E§. (9.7)

Όπου Vbuilding είναι η συνολική τέμνουσα βάσης του κτηρίου και Vstorey είναι η τέμνουσα ενός συστήματος CBF-MB, με βάση το προσομοίωμα κατακόρυφου δικτυώματος – Εξ. (9.1). Η διατομή του υποστυλώματος του πρώτου ορόφου πρέπει να επιλεγεί έτσι ώστε το μέλος να αντέχει αξονική δύναμη ίση με:

$$N_{column} = M_{ov} / m.B$$
 E§. (9.8)

Όπου *M*<sub>ov</sub> είναι η ροπή ανατροπής του κτηρίου και *B* είναι η απόσταση μεταξύ των αξόνων των υποστυλωμάτων του CBF-MB. Μία πρώτη επιλογή απομειωμένης διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας στον ν-οστό όροφο, μπορεί να γίνει με την Εξ. (9.9), όπου *V*<sub>storey,i</sub> είναι η τέμνουσα βάσης για τον ν-οστό όροφο και το *α*<sub>i</sub> προσδιορίζεται στο Σχ. 9.5.

Η παραπάνω μεθοδολογία δίνει μόνο τις βασικές γενικές κατευθύνσεις για τον σχεδιασμό του συστήματος.

9.5.2 Σχεδιασμός των τροποποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας και της δοκού διάζευξης

Οι τροποποιημένοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι τα κρίσιμα μέλη του συστήματος. Πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια του κεφαλαίου 6 του [1], και τις συγκεκριμένες

συστάσεις που περιγράφονται σε αυτό το κεφάλαιο. Όπως φαίνεται στο Σχ. 9.2, πρέπει να οριστούν μερικές ζώνες με διαφορετικές διατομές κατά μήκος του τροποποιημένου συνδέσμου δυσκαμψίας. Για τον σωστό σχεδιασμό τους προτείνεται η ακόλουθη διαδικασία.

#### 9.5.2.1 Μήκος των MS, RS και TS

Η πρώτη εκτίμηση του μήκους του τροποποιημένου συνδέσμου δυσκαμψίας *l*<sub>d</sub> είναι (0.375-0.40)*l*, όπου *l* είναι το γεωμετρικό μήκος από άξονα σε άξονα της διαγωνίου. Οι συστάσεις για το μήκος της τροποποιημένης διατομής (MS) συνοψίζονται στην Εξ. (9.10), όπου *l*<sub>MS</sub> είναι το μήκος της MS. Δεν πρέπει να είναι ούτε πολύ κοντή αφού αναμένονται σημαντικές καμπτικές παραμορφώσεις να αναπτυχθούν εκεί, ούτε πολύ μεγάλη διότι αυτό μπορεί να προκαλέσει μορφή λυγισμού διπλής καμπυλότητας. Η Εξ. (9.11) δίνει μία κατεύθυνση για την επιλογή του μήκους της απομειωμένης διατομής (RS) *l*<sub>RS</sub>.

$$I_{\rm MS} = (0.067 \div 0.085) I_d$$
 E§. (9.10)

$$I_{RS} \approx (0.3)I_d$$
 E§. (9.11)

#### 9.5.2.2 Λόγος εμβαδών

Το εμβαδόν της RS μπορεί να υπολογιστεί με την Εξ. (9.9). Προκειμένου να διασφαλιστεί ότι η απομειωμένη διατομή θα διαρρεύσει σε εφελκυσμό νωρίτερα από την τροποποιημένη διατομή, η ακόλουθη Εξ. (9.12) πρέπει να ικανοποιείται.

όπου *A*<sub>MS</sub> το εμβαδόν της τροποποιημένης διατομής και *A*<sub>RS</sub> είναι το εμβαδόν της απομειωμένης διατομής. Οι διαστάσεις και το εμβαδόν της ισχυρής διατομής (SS) πρέπει να επιλεγούν ώστε να παρέχουν πλήρως ελαστική απόκριση στην καθαρή διατομή στην περιοχή της αρθρωτής σύνδεσης και να ικανοποιούνται οι έλεγχοι αντοχής των κοχλιών.

#### 9.5.2.3 Λόγος ροπών αντίστασης

Προκειμένου να διασφαλιστεί ότι η τροποποιημένη διατομή έχει μικρότερη αντοχή σε κάμψη από την απομειωμένη διατομή ακόμα και στο στάδιο των μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων και της κράτυνσης, η ακόλουθη Εξ. (9.13) πρέπει να ικανοποιείται:

$$K_{M} = W_{pl,RS} / W_{pl,MS} \ge 2.0$$
 E§. (9.13)

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

όπου, *W*<sub>pl,RS</sub> και *W*<sub>pl,MS</sub> είναι οι πλαστικές ροπές αντίστασης της απομειωμένης και της τροποποιημένης διατομής, αντίστοιχα.

#### 9.5.2.4 Μήκος λυγισμού του τροποποιημένου συνδέσμου δυσκαμψίας

Από την στιγμή που υπάρχει μία τροποποιημένη διατομή τοποθετημένη στο μέσο του μήκους, το ισοδύναμο μήκος λυγισμού  $I_{cr} = \mu . I_{d}$  θα είναι μεγαλύτερο από το  $I_{d}$ . Ένας τύπος για το μήκος λυγισμού προτείνεται στην Εξ. (9.14), όπου  $K_{I} = I_{RS}/I_{MS}, K_{I} = I_{MS}/I_{RS}$ .

$$\mu = I_{cr} / 1 = 0.88 K_{L}^{(0.033)} K_{L}^{(0.1\ln(K_{L}) - 0.36)}$$
 E§. (9.14)

Η Εξ. (9.14) μπορεί να δώσει αποκλίσεις μέχρι και 10%, ανάλογα με τη γεωμετρία. Παρόλ' αυτά, μπορεί να εκτελεστεί μια γρήγορη ελαστική ανάλυση λυγισμού ενός μεμονωμένου συνδέσμου δυσκαμψίας, με βάση ένα προσομοίωμα πλαισίου με πεπερασμένα στοιχεία, για τον υπολογισμό της συγκεκριμένης παραμέτρου μ για αυτή την περίπτωση σχεδιασμού.

#### 9.5.2.5 Περιορισμός λυγηρότητας

Σύμφωνα με το [1] οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας των CBF με διάταξη X πρέπει να έχουν ανηγμένη λυγηρότητα στο εύρος  $1.3 \le \overline{\lambda} \le 2.0$ . Η ενεργή λυγηρότητα προσδιορίζεται από την Εξ. (9.15).

όπου μ είναι ο συντελεστής μήκους λυγισμού που υπολογίζεται με την Εξ. (9.14) και is είναι η ακτίνα αδράνειας του ασθενή άξονα της απομειωμένης διατομής.

#### 9.5.2.6 Αρχική επιλογή της δοκού διάζευξης

Προηγούμενες δοκιμές και αριθμητικές αναλύσεις έχουν καταδείξει σχηματισμό δύο τύπων πιθανών πλαστικών μηχανισμών ορόφου που αποκαλούνται ευμενής και δυσμενής (Σχ. 9.17). Ο ευμενής μηχανισμός είναι όταν και οι δύο θλιβόμενοι διαγώνιοι λυγίζουν ως ζεύγος και οι πλαστικές επιμηκύνσεις εντοπίζονται στο ζεύγος των εφελκυόμενων διαγωνίων. Ο δυσμενής μηχανισμός είναι όταν λυγίζει μια από το ζεύγος των θλιβόμενων διαγωνίων και επιπλέον εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στη δοκό διάζευξης ή ακόμα και στα υποστυλώματα (Σχ. 9.17 b, c). Οι δυσμενείς μηχανισμοί μπορούν να αποφευχθούν με τον κατάλληλο σχεδιασμό της δοκού διάζευξης, εξασφαλίζοντας επαρκή αντοχή και καμπτική δυσκαμψία.



Σχ. 9.17: Πλαστικοί μηχανισμοί: a) Ευμενής b) Εύκαμπτη δοκός διάζευξης c) Εύκαμπτα υποστυλώματα

Το CBF-MB προτείνεται να σχεδιάζεται με τη δοκό διάζευξης πακτωμένη στα υποστυλώματα σχηματίζοντας έτσι ένα πλαίσιο σχήματος "Η". Η δοκός διάζευξης και τα υποστυλώματα πρέπει να παραμένουν ελαστικά μέχρι την επίτευξη της ΟΚΑ. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνονται μερικά σημαντικά οφέλη:

- Με το ελαστικό πλαίσιο "Η" η ικανότητα επαναφοράς του CBF-MB μετά από σημαντικές σεισμικές διεγέρσεις βελτιώνεται
- Το πλαίσιο "Η" παρέχει θετική εφαπτομενική δυσκαμψία στο εύρος των μηδενικών οριζόντιων μετατοπίσεων του CBF-MB όταν αναπτύσσονται ανελαστικές παραμορφώσεις στους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Η οριακή κατάσταση όπου το πλαίσιο σχήματος "Η" παρέχει επαρκή ελαστική δυσκαμψία και έτσι αναγκάζει τη διαγώνιο που δεν έχει λυγίσει να λυγίσει τελικά φαίνεται στο Σχ. 9.18. Θεωρώντας δυσμενώς ότι οι εφελκυόμενες διαγώνιοι φορτίζονται εξίσου και ότι η μεταλυγισμική αντοχή του συνδέσμου δυσκαμψίας που λύγισε πρώτος είναι μηδαμινή, η ικανοποίηση των εξισώσεων ισορροπίας του κόμβου αποκαλύπτει το σχηματισμό μη ισόρροπων κατακόρυφων και οριζόντιων δυνάμεων. Μπορούν να υπολογιστούν με τις Εξ. (9.16) και Εξ. (9.17), όπου *Ν*<sub>b,Rd</sub> (Εξ. (9.18)) είναι η αντοχή σε λυγισμό του συνδέσμου δυσκαμψίας σύμφωνα με το [17] και χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού υπολογιζόμενη με το *λ*<sub>eff</sub>.



Σχ. 9.18: a) Στάδιο λίγο πριν το λυγισμό b) Μη ισορροπία δυνάμεων c) Εσωτερικές ροπές (*M*<sub>UNB</sub>) που δημιουργούνται από τις μη ισόρροπες δυνάμεις (περίπτωση φόρτισης UNB)

$$H_{UNB} = N_{b,Rd}.cosa$$
 E§. (9.17)

Στο θεωρούμενο στάδιο λίγο πριν το λυγισμό εμφανίζεται μια περίπτωση με πρόσθετες καμπτικές ροπές και αξονικές δυνάμεις (περίπτωση φόρτισης UNB) μέσα στο πλαίσιο ορόφου σχήματος "Η" – Σχ. 9.18 c. Αυτή η κατάσταση πρέπει να ληφθεί υπόψιν στο σχεδιασμό. Μπορεί να προσομοιωθεί σε ένα προσομοίωμα για ελαστική ανάλυση με την εισαγωγή των μη ισόρροπων δυνάμεων ξεχωριστά για κάθε όροφο ή συνολικά για όλους τους ορόφους μαζί.

Είναι επίσης σημαντικό να δοθεί έμφαση ότι η δοκός διάζευξης πρέπει να σχεδιαστεί έτσι ώστε να αποφεύγονται φαινόμενα πλευρικού στρεπτικού λυγισμού, π.χ. ικανοποιώντας την Εξ. (9.19).

Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του 4.4.2.3 (4) [1], οι διατομές της δοκού διάζευξης και των υποστυλωμάτων πρέπει να ικανοποιούν την Εξ. (9.20). Εξασφαλίζει ότι σε όλες τις καταστάσεις, οι πλαστικές αρθρώσεις θα εμφανιστούν στη δοκό διάζευξης, όχι στο υποστύλωμα.

$$2.M_{Rc} \ge 1.3M_{Rb}$$
 E§. (9.20)

όπου *M*<sub>Rc</sub> και *M*<sub>Rb</sub> είναι η καμπτική ροπή αντοχής σχεδιασμού του υποστυλώματος και της δοκού διάζευξης. Οι δοκοί διάζευξης πρέπει να σχεδιάζονται με προσοχή ακολουθώντας τις προτεινόμενες αρχές, καθώς επηρεάζουν τον περιορισμό των βλαβών και πρέπει να διατηρούνται ελαστικές και αρκετά δύσκαμπτες προκειμένου να αποφευχθεί η δημιουργία δυσμενών πλαστικών μηχανισμών ορόφου και ιδιομορφών λυγισμού του συνδέσμου δυσκαμψίας εκτός του επιπέδου του πλαισίου.

#### 9.5.2.7 Σχεδιασμός μη πλάστιμων στοιχείων

Τα μη πλάστιμα στοιχεία του CBF είναι τα υποστυλώματα, οι δοκοί ορόφου και οι δοκοί διάζευξης. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί διάζευξης συνδέονται άκαμπτα ενώ τα υποστυλώματα και οι δοκοί ορόφου μπορούν να συνδεθούν με συνδέσεις απλές, μερικής ή πλήρους αντοχής. Όλοι οι κόμβοι πρέπει να προσομοιωθούν κατάλληλα και η ύπαρξη καμπτικών ροπών και τεμνουσών στα υποστυλώματα και τις δοκούς, που προσδιορίζονται από τις Εξ. (9.21) έως Εξ. (9.29), πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν στο σχεδιασμό. Οι εσωτερικές δυνάμεις, συμπεριλαμβανομένου φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξεως, *Μ*ε, *V*ε και *Ν*ε στη περίπτωση σεισμικής φόρτισης που

λαμβάνονται μέσω ελαστικής ανάλυσης (Σχ. 9.19), πρέπει να πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή αντοχής 1.1γονΩΜΙΝΡ. Οι πρώτες τρεις παράμετροι είναι προκαθορισμένες σύμφωνα με το [1] και η παράμετρος ρ=1.15 προτείνεται να λαμβάνεται για την διαθέσιμη υπεραντοχή του συστήματος και την πιθανή μεγαλύτερη πραγματική αντοχή σε λυγισμό του συνδέσμου δυσκαμψίας. Οι μη ισόρροπες δυνάμεις, που δημιουργούνται στο στάδιο λίγο πριν το λυγισμό και προσδιορίστηκαν στο 5.2.6. και φαίνονται στο Σχ. 9.18 πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν στην κατάσταση σχεδιασμού. Οι πρόσθετες εσωτερικές δυνάμεις που δημιουργούνται στη συνέχεια με τον δείκτη "UNB".

Τα υποστυλώματα πρέπει να σχεδιάζονται για τις εσωτερικές δυνάμεις μέσω των Εξ. (9.21) έως Εξ. (9.23). Πρέπει επίσης να ικανοποιούν την Εξ. (9.20).

$$N_{col.Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (N_E + N_{UNB})$$
 E§. (9.21)

$$M_{col,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB})$$
 Eξ. (9.22)

$$V_{col,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} . \Omega_{min} . \rho. (V_E + V_{UNB})$$
 Eξ. (9.23)

Οι δυνάμεις σχεδιασμού για τις δοκούς διάζευξης πρέπει να λαμβάνονται από τις Εξ. (9.24) έως Εξ. (9.26). Επίσης πρέπει να ικανοποιούνται οι Εξ. (9.20) και Εξ. (9.19).

$$N_{sb,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV}.\Omega_{min}.\rho.(N_{E} + N_{UNB})$$
 Eξ. (9.24)

$$M_{\rm sb,Ed} = M_{\rm Ed,G} + 1.1 \gamma_{\rm OV} . \Omega_{\rm min} . \rho. (M_{\rm E} + M_{\rm UNB})$$
 E§. (9.25)

$$V_{sb,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB})$$
 Eξ. (9.26)

Οι δυνάμεις σχεδιασμού για τις δοκούς ορόφου πρέπει να λαμβάνονται από τις Εξ. (9.27) έως Εξ. (9.29).

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} . \Omega_{min} . \rho. (N_E + N_{UNB})$$
 E§. (9.27)

$$M_{b,Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (M_E + M_{UNB})$$
 Eξ. (9.28)

$$V_{b,Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{OV} \cdot \Omega_{min} \cdot \rho \cdot (V_E + V_{UNB})$$
 Eξ. (9.29)

#### 9.5.3 Σχεδιασμός για γραμμική ελαστική ανάλυση

Το CBF-MB είναι ένα δομικό φέρον σύστημα που ανήκει στην οικογένεια των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Με αυτή την έννοια οι απαιτήσεις για τον ελαστικό σχεδιασμό του CBF-MB πρέπει να συμφωνούν με τον EN 1998-1 [1]. Σε αυτή την παράγραφο θα τονιστούν μόνο ορισμένες ιδιαιτερότητες.

## 9.5.3.1 Προσομοίωση

Το CBF-MB μπορεί να αναλυθεί ικανοποιητικά από ένα γραμμικό ελαστικό προσομοίωμα με κατάλληλα πεπερασμένα στοιχεία δοκού. Τα στοιχεία προσομοίωσης των συνδέσμων δυσκαμψίας ορίζονται με συνεχή διατομή μορφής "Η" με τα χαρακτηριστικά της RS και συνδέονται στο πλαίσιο με απλές αρθρωτές συνδέσεις. Τα υποστυλώματα προσομοιώνονται ως συνεχή καθ' ύψος των ορόφων. Οι κόμβοι των υποστυλωμάτων και της δοκού ορόφου και οι βάσεις των υποστυλωμάτων προσομοιώνονται ως αρθρωτοί.

Όσον αφορά τη γεωμετρία του συστήματος, προτείνονται δύο διαφορετικά είδη προσομοιωμάτων. Στο πρώτο η σύνδεση των μελών γίνεται από κέντρο βάρους σε κέντρο βάρους διατομών και ονομάζεται centreline-to-centreline (CL-to-CL) και στο δεύτερο εισάγονται άκαμπτα στοιχεία στα άκρα των μελών προκειμένου να ληφθεί υπόψιν το πραγματικό τους μήκος (joint offset truss model). Στην δεύτερη περίπτωση συνιστάται να εισάγονται τα άκαμπτα στοιχεία μόνο στα άκρα των συνδέσμων δυσκαμψίας και των κύριων δοκών των πλαισίων, Σχ. 9.19.



Σχ. 9.19: Προσομοιώματα για ελαστική ανάλυση. a) προσομοίωμα CL-to-CL b) Προσομοίωμα Joint offset

## 9.5.3.2 Ανάλυση φέροντος συστήματος και συντελεστής συμπεριφοράς

Η κατασκευή σχεδιάστηκε να έχει πλάστιμη συμπεριφορά και να ανήκει στην υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΥ). Συνιστάται η χρήση ιδιομορφικής φασματικής δυναμικής ανάλυσης, με προτεινόμενο συντελεστή συμπεριφοράς *q* = 5.0.

## 9.5.3.3 Περιορισμός σχετικών παραμορφώσεων ορόφου και φαινόμενα 2ης τάξεως

Ο περιορισμός της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου πρέπει να ικανοποιεί το 4.4.3.2. και η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξεως πρέπει να ελέγχεται και να λαμβάνεται αντίστοιχα σύμφωνα με το 4.4.2.2. [1].

# 9.5.3.4 Διαγώνια μέλη

Η ανηγμένη ενεργή λυγηρότητα των συνδέσμων δυσκαμψίας που υπολογίζεται με την Εξ. (9.15) πρέπει να ικανοποιεί την Εξ. (9.30).

$$1.3 \le \bar{\lambda}_{eff} \le 2.0$$
 E§. (9.30)

Σύμφωνα με την 6.7.3 του ΕΝ 1998-1[1] ο σχεδιασμός των διαγωνίων πρέπει να βασίζεται στην εφελκυστική αντοχή σε διαρροή *Ν*<sub>pl,Rd</sub> της συνολικής διατομής, η οποία για τον ΜΒ είναι

Οι συνδέσεις των διαγωνίων με τις δοκούς ορόφου και τις δοκούς διάζευξης πρέπει να ικανοποιούν τους κανόνες σχεδιασμού του 6.5.5. του [1].

#### 9.5.3.5 Συνολική πλάστιμη συμπεριφορά

Προκειμένου να επιτευχθεί μια συνολική ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά της κατασκευής, ο μέγιστος λόγος υπεραντοχής Ω<sub>max</sub> σε ολόκληρη τη κατασκευή δεν πρέπει να διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω<sub>min</sub> περισσότερο από 25% όπως φαίνεται στην Εξ. (9.32).

$$\Omega_{MAX}/\Omega_{MIN} \le 1.25$$
 E§. (9.32)

Συνιστάται οι ανώτεροι δύο όροφοι του κτηρίου να εξετάζονται με την παράγραφο 6.7.3 (4) του [1] καθώς η Εξ. (9.30) στις περισσότερες περιπτώσεις είναι πολύ συντηρητική.

#### 9.5.4 Σχεδιασμός για μη γραμμική στατική ανάλυση

Το προσομοίωμα "joint offset" που προτάθηκε στην παράγραφο 5 πρέπει να επεξεργαστεί περαιτέρω για τη μη γραμμική στατική ανάλυση με συγκεντρωμένη πλαστιμότητα και το εύρος απόκρισης των στοιχείων πρέπει να επεκταθεί στην μετελαστική και μεταλυγισμική συμπεριφορά, με την εισαγωγή διαφορετικών τύπων πλαστικών αρθρώσεων. Η κατανομή των οριζόντιας φόρτισης που υιοθετείται σε αυτό το κεφάλαιο είναι ανάλογη με τη πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής. Τα φαινόμενα  $P-\Delta$  μπορούν να ληφθούν υπόψιν με την προσομοίωση μιας σειράς πρόσθετων υποστυλωμάτων ('leaning column'). Σύμφωνα με την 5.3.2 (3) του EN-1993-1-1 [17], η αρχική ατέλεια του πλαισίου λαμβάνεται υπόψιν μέσω αρχικής κλίσης του υποστυλώματος Φ=Φ<sub>0</sub>.*α*<sub>h</sub>.*α*<sub>m</sub>. Σε κάθε κόμβο του πρόσθετου υποστυλώματος ('leaning column') ασκείται μία κατακόρυφη δύναμη που αντιστοιχεί στη μάζα του ορόφου. Το Σχ. 9.20 δείχνει το στατικό προσομοίωμα για τη μη γραμμική στατική ανάλυση.

Το προσομοίωμα που παρουσιάζεται εδώ έγινε στο SAP2000 [18]. Δύο είδη πλαστικών αρθρώσεων προτείνονται στο προσομοίωμα. Η ανελαστική απόκριση του συνδέσμου δυσκαμψίας προσομοιώνεται μέσω αξονικής πλαστικής άρθρωσης



9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

(P-hinge) που εισάγεται στο μέσον του. Για τις διατομές δοκού και υποστυλώματος με πιθανές πλαστικές καμπτικές παραμορφώσεις, χρησιμοποιούνται πλαστικές αρθρώσεις P-M (Σχ. 9.20, b). Η περιβάλλουσα καμπύλη της πλαστικής άρθρωσης (P-hinge) του συνδέσμου δυσκαμψίας φαίνεται στο Σχ. 9.21. Προέκυψε από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τα χαρακτηριστικά λυγηρότητας των συνδέσμων δυσκαμψίας και την ονομαστική αντοχή του υλικού – Πιν. 9.4. Τα χαρακτηριστικά μετελαστικά και μεταλυγισμικά σημεία λαμβάνονται σύμφωνα με το FEMA-356 [10]. Η περιβάλλουσα καμπύλη ανακυκλιζόμενης φόρτισης που ελήφθη από ένα προσομοίωμα κατανεμημένης πλαστιμότητας ενός μεμονωμένου συνδέσμου δυσκαμψίας στο Seismostruct [7], το οποίο βαθμονομήθηκε με πειραματικά αποτελέσματα.



Σχ. 9.20: Προσομοίωμα πλαισίου για μη γραμμική στατική ανάλυση. a) Γενική επισκόπηση b)Τοποθεσίες πλαστικών αρθρώσεων



Σχ. 9.21: Περιβάλλουσα καμπύλη: a) σύγκριση με πειραματικά βαθμονομημένο προσομοίωμα b)περιβάλλουσα καμπύλη για την ανάλυση
Σημείο	Εφελκυσμός		Σημείο	Θλίψη	
	Δύναμη	Μετατόπιση		Δύναμη	Μετατόπιση
А	0	0	А	0	0
В	F <sub>y</sub> =A <sub>RS</sub> .f <sub>y</sub>	Δу	В	N <sub>b,Rd</sub>	Δc
С	F <sub>SH</sub>	11∆y	С	0.5N <sub>b,Rd</sub>	3∆c
D	0.8Fy	13∆у	D	0.3N <sub>b,Rd</sub>	8∆c
Е	0.8F <sub>v</sub>	14∆y	E	0.2N <sub>b.Rd</sub>	14∆y

Πιν. 9.4: Χαρακτηριστικά σημεία περιβάλλουσας.

Οι ακόλουθες Εξ. (9.33) έως Εξ. (9.37) χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών σημείων. Η *Ν*<sub>b,Rd</sub> είναι η δύναμη αντοχής σε λυγισμό του συνδέσμου δυσκαμψίας σύμφωνα με το [17] και χ είναι ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού.

$$F_{SH} = F_y + (F_y / \Delta_y \ 0.005).(11\Delta_y)$$
 E§. (9.35)

$$\Delta_{C} = N_{b,Rd} \Delta_{y} / F_{y}$$
 E§. (9.37)

Οι πλαστικές αρθρώσεις για τις δοκούς διάζευξης και τα υποστυλώματα είναι τύπου P-M3. Η καμπύλη αλληλεπίδρασης 'αξονικής δύναμης – καμπτικής ροπής' μπορεί να προσδιοριστεί με τη χρήση των [17] ή [10]. Τα χαρακτηριστικά σημεία μετά τη διαρροή είναι σύμφωνα με το [10].

#### 9.5.5 Σχεδιασμός για μη γραμμική δυναμική ανάλυση

Προκειμένου να ερευνηθεί η απόκριση σε χρονοϊστορία όλου του συστήματος και των κρίσιμων μελών, πρέπει να πραγματοποιηθεί μη γραμμική δυναμική ανάλυση (non-linear dynamic analysis - NDA). Αυτή παρέχει πληροφορίες σχετικά με τις παραμένουσες συνολικές και σχετικές παραμορφώσεις ορόφου και επιτρέπει στον σχεδιαστή να αξιολογήσει τον δείκτη βλαβών των συνδέσμων δυσκαμψίας που προκαλείται από μια δεδομένη σεισμική καταγραφή. Το στατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για τη μη γραμμική στατική ανάλυση πρέπει να τροποποιηθεί αντικαθιστώντας τους συνδέσμους δυσκαμψίας και τις αξονικές πλαστικές αρθρώσεις με μη γραμμικά ελατήρια με νόμο υστέρησης Pivot – Σχ. 9.22.

Τα φαινόμενα *P*–∆ πρέπει να ληφθούν υπόψιν, όπως εξηγήθηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Τα μη γραμμικά ελατήρια που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα στο SAP2000 αποτελούνται από διάφορες παραμέτρους βαθμονομημένες με τα πειραματικά αποτελέσματα. Τα σημεία που ορίζουν την καμπύλη υστέρησης pivot

υπολογίζονται με τις παραμέτρους *α*<sub>1</sub>, *α*<sub>2</sub>, *β*<sub>1</sub> και *β*<sub>2</sub>, που παρουσιάζονται στον Πιν. 9.5 ([18], [20]). Για τον σωστό ορισμό της υστερητικής συμπεριφοράς, το μη γραμμικό ελατήριο απαιτεί τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας καμπύλης (backbone curve) (παράγραφος 5.4.). Τα πειραματικά δεδομένα και τα αριθμητικά αποτελέσματα υποδηλώνουν ότι υπάρχει μια μείωση της αντοχής σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση περίπου 15%, η οποία λαμβάνεται υπόψιν (Σχ. 9.22 b).



Σχ. 9.22: Προσομοίωμα για NDA: a) Επισκόπηση προσομοιώματος; b) Καμπύλη περιβάλλουσας

Παράμετροι σημείων Pivot	$lpha_{_1}$	$lpha_{_2}$	$\beta_1$	$eta_2$	η	
Τιμή	100	0.1	0.02	0.4	0.0	

Πιν. 9.5: Ορισμός καμπύλης υστέρησης Pivot

## 9.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Οι εξισώσεις, οι ιδιότητες των στοιχείων, οι απαιτήσεις σχεδιασμού, οι κρίσιμοι έλεγχοι και ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς, που περιλαμβάνονται σε αυτό το κεφάλαιο, ελέγχθηκαν μέσω αριθμητικών αναλύσεων πραγματικών δισδιάστατων κτηριακών πλαισίων με CBF-MB με τη χρήση του SAP2000. Αρχικά, τα πλαίσια σχεδιάστηκαν μέσω ελαστικής ανάλυσης για ΟΚΑ και ΟΚΛ. Ακολούθησαν μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις για να διερευνηθεί η συμπεριφορά τους μετά την ελαστική περιοχή και να επιβεβαιωθεί ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q=5.

## 9.6.1 Παραδείγματα εφαρμογής

## 9.6.1.1 Γεωμετρία και γενικές παραδοχές

Το παράδειγμα εφαρμογής που παρουσιάζεται στη συνέχεια βασίζεται σε ένα επίπεδο πλαίσιο CBF-MB που εξάγεται από ένα τριώροφο κτήριο, Σχ. 9.23. Το πλαίσιο αποτελείται από τρία ανοίγματα των 8m με αρθρωτές συνδέσεις δοκώνυποστυλωμάτων και αρθρωτές βάσεις των υποστυλωμάτων. Τα συστήματα CBF-MB τοποθετούνται όπως φαίνεται στο σχήμα. Χρησιμοποιούνται διατομές θερμής έλασης HEA για τα υποστυλώματα και IPE για τις δοκούς ορόφου. Δεν λαμβάνεται υπόψιν σύμμικτη λειτουργία με την πλάκα σκυροδέματος. Κάθε CBF-MB είναι ενσωματωμένο στο μέσον του φατνώματος. Με αυτό τον τρόπο τα υποστυλώματα του πλαισίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας φορτίζονται κυρίως με αξονικές δυνάμεις που προκύπτουν από τη σεισμική δράση και τα υπόλοιπα υποστυλώματα του πλαισίου φέρουν τα φορτία βαρύτητας. Παρόμοια προσέγγιση φέροντος συστήματος μπορεί να βρεθεί στο σύστημα Fuseis-2 που προτάθηκε από τους Vayas et al. [21], [22], [23].



Σχ. 9.23: Δισδιάστατο πλαίσιο κτηρίου και κάτοψη κτηρίου

Πραγματοποιείται ένας προκαταρκτικός σχεδιασμός για τα κατακόρυφα φορτία. Ο Πιν. 9.6 συνοψίζει τις διατομές των κυρίων πλαισίων και τις διατομές του προτεινόμενου αντισεισμικού συστήματος. Αυτές οι διατομές θα διορθωθούν στη συνέχεια μέσω ιδιομορφικής φασματικής δυναμικής ανάλυσης (RSA).

#### 9.6.1.2 Υλικά

Για τον σχεδιασμό των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας (τροποποιημένοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) χρησιμοποιείται χάλυβας S235 και για τα υποστυλώματα χάλυβας S355. Οι δοκοί ορόφου και διάζευξης σχεδιάζονται από χάλυβα S275. Οι πλάκες των ορόφων σχεδιάζονται με χαλυβδόφυλλο Hi-Bond που χρησιμοποιείται μόνο ως μεταλλότυπος, σκυρόδεμα C25/30 και χάλυβας οπλισμού B500B.

	CBF - MB			גח	\αίσιο κτηρίου		
Όροφος	Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Υποστυλώματα	Δοκοί	Δοκοί διάζευξης	Εξωτερικά υποστυλώ- ματα	Εσωτερικά υποστυλώ- ματα	Δοκοί
1	F95.6W120. 5-M180.45- T16	HEA 260	HEA 240	HEA 260	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500

Πιν. 9.6: Διατομές του CBF και του κτηριακού πλαισίου

318 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

2	F85.5W120. 5-M180.35- T14	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500
3	F75.4W90.4 -M180.35- T12	HEA 260	HEA 240	HEA 240	HEB 500	HEB 500	IPE 360 IPE 500

#### 9.6.1.3 Φορτία και συνδυασμοί φόρτισης

Ο Πιν. 9.7 συνοψίζει τις παραδοχές για τα φορτία βαρύτητας και τις παραμέτρους για τη σεισμική δράση. Τα φορτία του τελευταίου ορόφου λαμβάνονται όπως ορίζονται από τον κανονισμό για βατές στέγες.

Піv. 9.7:	Φορτία κα	ι δράσεις
-----------	-----------	-----------

Κατακόρυφα φορτία	
Ίδιο βάρος κατασκευής (G <sub>k1</sub> )	3.00 kN/m <sup>2</sup>
Άλλα πρόσθετα μόνιμα φορτία (οροφής, δαπέδου), (G <sub>k2</sub> )	
– Ενδιάμεσοι όροφοι	0.75 kN/m <sup>2</sup>
– Οροφή	1.35 kN/m <sup>2</sup>
Περιμετρικοί τοίχοι, ύψος ορόφου 4 m (G <sub>k3</sub> )	2.40 kN/m
Κινητά φορτία (κατηγορία Β + κινητά χωρίσματα):	
– ενδιάμεσοι όροφοι (Q <sub>k,1</sub> )	3.00 kN/m <sup>2</sup>
– οροφή (Q <sub>k,2</sub> )	2.00 kN/m <sup>2</sup>
Σεισμική δράση	
Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση	Type 1
Εδαφική μέγιστη επιτάχυνση αναφοράς	$a_{g,R} = 0.32g$
Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ (Συνήθη κτήρια)	$\gamma_1 = 1.0$
Κατηγορία εδάφους	B ( $T_B = 0.15 \text{ s}, T_C = 0.50 \text{ s}$ )
Προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς <i>q</i>	5.0
Λόγος απόσβεσης	5%
	φ = 0.80 (όροφοι με
Συντελεστής για την φόρτιση των ορόφων σε	συσχετισμένες χρήσεις
κατάσταση σχεδιασμού σε σεισμό	συμπεριλαμβανομένου της
	οροφής)
Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού για την οιονεί	$W_2 = 0.60  W_E = 0.48$
μόνιμη τιμή των μεταβλητών δράσεων	$\psi_{2}^{2}$ 0.00, $\psi_{2}^{-}$ 0.10

Οι μάζες των ορόφων για κάθε πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας συνοψίζονται στον Πιν.9.8. Γίνεται η παραδοχή ότι η συνολική μάζα του σεισμού κατανέμεται ίσα μεταξύ και των δύο CBF-MB στους άξονες 1 και 4. Φαινόμενα στρέψης από τις εκκεντρότητες των μαζών των ορόφων δεν λαμβάνονται υπόψιν σε αυτό το παράδειγμα.

Πιν.9.8: Σεισμικές μάζες για κάθε πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας						
Μάζα 1 <sup>ου</sup> ορόφου = 82.05 t	Μάζα 2 <sup>ου</sup> ορόφου = 82.05 t	Μάζα 3 <sup>ου</sup> ορόφου = 82.35 t				

## 9.6.1.4 Προσομοιώσεις

Το γραμμικό ελαστικό προσομοίωμα δημιουργήθηκε σύμφωνα με τους κανόνες που δίνονται στην παράγραφο 9.5.3.1. Όλοι οι κόμβοι μεταξύ των δοκών ορόφων και των υποστυλωμάτων των CBF-MB είναι αρθρωτοί όπως επίσης και οι κόμβοι μεταξύ των υποστυλωμάτων του κτηρίου και των δοκών ορόφων στους άξονες 1, 2, 3 και 4. Το τελευταίο σημαίνει ότι όλα τα πλευρικά οριζόντια φορτία θα παραληφθούν από τα συστήματα CBF-MB μόνο. Οι κόμβοι υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας είναι αρθρωτοί. Οι κόμβοι μεταξύ των δοκών διάζευξης και των υποστυλωμάτων θεωρούνται άκαμπτοι πλήρους αντοχής συνεπώς και προσομοιώνονται ως συνεχείς. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί μέσω συγκολλητής ή κοχλιωτής σύνδεσης. Τα πλεονεκτήματα αυτής της προσέγγισης σχεδιασμού αναφέρθηκαν στην παράγραφο 9.5.2.6. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων σχεδιάστηκαν και αναλύθηκαν ως αρθρωτές. Η ελαστική ανάλυση απαιτεί ένα προσομοίωμα με μόνο εφελκυστικές διαγωνίους [1], ενώ τα προσομοιώματα μη γραμμικής στατικής και δυναμικής ανάλυσης περιλαμβάνουν και τα δύο ζεύγη συνδέσμων δυσκαμψίας.

## 9.6.2 Σχεδιασμός για τους στατικούς συνδυασμούς

Χαρακτηριστικό στοιχείο του φέροντος δομικού σχηματισμού που παρουσιάστηκε σε αυτό το παράδειγμα εφαρμογής είναι το γεγονός ότι το προτεινόμενο αντισεισμικό σύστημα (CBF-MB) είναι διατεταγμένο έτσι ώστε να μην παραλαμβάνει φορτία βαρύτητας, εκτός από το ίδιο βάρος του. Δεδομένου ότι αυτό είναι αμελητέο, δεν παρουσιάζεται ο σχεδιασμός για τα φορτία βαρύτητας. Είναι προφανές ότι η σεισμική κατάσταση σχεδιασμού είναι κυρίαρχη για το σύστημα των CBF-MB και επομένως δεν θα ληφθεί υπόψιν συνδυασμός ανέμου.

#### 9.6.3 Σχεδιασμός για τους σεισμικούς συνδυασμούς

Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική φασματική δυναμική ανάλυση. Τα αποτελέσματα από την ανάλυση συνοψίζονται στον Πιν. 9.9. Η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή ενεργοποίησαν περισσότερο από το 90% της συνολικής μάζας.

Αρ. ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος (s)	Ποσοστό συμμετοχής δοώσας μάζας (%)	Συνολική μάζα που ενεονοποιείται (%)
1	0.881	83.8	
2	0.309	13.4	97.2

Πιν.	9.9: Ποσοστά	συμμετοχής	δρωσών	μαζών κα	ι ιδιοπερίοδοι
		· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·		r · ) · ·	

Σύμφωνα με το [1] όταν *T*<sub>C</sub> ≤ *T* ≤ *T*<sub>D</sub> η φασματική επιτάχυνση πρέπει να είναι ίση ή μεγαλύτερη από το κατώτερο όριο. Επειδή η πρώτη ιδιομορφή κυριαρχεί στην απόκριση, ο έλεγχος μπορεί να γίνει με την Εξ. (9.38):

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

όπου V<sub>tot</sub> είναι η συνολική τέμνουσα βάσης από τη ιδιομορφική φασματική ανάλυση,  $P_{tot}$  είναι το συνολικό κατακόρυφο φορτίο, που αντιστοιχεί στην δρώσα μάζα του πλαισίου στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και  $\beta = 0,2$  είναι ο συντελεστής κατώτερου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Ο έλεγχος έδειξε ότι δεν απαιτείται αύξηση της τέμνουσας βάσης (Πιν. 9.10).

Πιν. 9.10: Έλεγχος κατώτερου ορίου για	το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού
--	-------------------------------

V <sub>tot</sub> (kN)	P <sub>tot</sub> (kN)	V <sub>tot</sub> / P <sub>tot</sub>	$eta a_{ m g}$
234.2	2417.7	0.097	0.064

#### 9.6.4 Λεπτομερής σχεδιασμός

9.6.4.1 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου Θεωρώντας ότι το κτήριο έχει πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία ο έλεγχος είναι:

$$d_r \cdot v \le 0.0075h = (0.0075) \cdot 4000 = 30.0 \, mm,$$
 E§. (9.39)

όπου *ν* = 0.5 είναι ο μειωτικός συντελεστής [1], *h* είναι το ύψος ορόφου και *d*<sup>*r*</sup> είναι η σχετική παραμόρφωση ορόφου σχεδιασμού. Ο Πιν. 9.11 περιλαμβάνει τα αποτελέσματα από την ανάλυση για κάθε όροφο.

Όροφος	1	2	3
d <sub>e,top</sub> (mm)	8.2	18.0	27.6
d <sub>e,bottom</sub> (mm)	0.0	8.2	18.2
$d_{\rm r} = (d_{\rm e,top} - d_{\rm e, bottom}) q (\rm mm)$	41.0	49.0	47.0
d <sub>r</sub> v	20.5	24.5	23.5

Πιν. 9.11: Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

#### 9.6.4.2 Φαινόμενα Ρ-Δ

Η ευαισθησία σε φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης (P–Δ) εκτιμάται με τον συντελεστή ευαισθησίας σχετικής παραμόρφωσης ορόφου θ που δίνεται από την Εξ. (9.40), όπου Ptot και Vtot είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στον όροφο και πάνω από αυτόν που λαμβάνεται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και η σεισμική τέμνουσα του ορόφου, αντίστοιχα, στον μελετώμενο όροφο. Οι υπολογιζόμενες τιμές του θ δίνονται στον Πιν. 9.12.

Όροφος	1	2	3
$d_{\rm r} = (d_{\rm e,top} - d_{\rm e, bottom}) q (\rm mm)$	41.0	49.0	4.,0
Ptot / Vtot	2417.7 / 234.2	1612.8 / 193.1	807.9 / 129.6
θ	0.11	0.10	0.07

Πιν. 9.12: Φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης

Η μέγιστη τιμή του συντελεστή ευαισθησίας είναι  $0.1 < \theta = 0.11 < 0.2$  και τα φαινόμενα  $2^{\eta\varsigma}$  τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψιν προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αποτελέσματα από τη περίπτωση σεισμικής φόρτισης με τον πολλαπλασιαστή  $k_{\theta} = 1/(1-\theta) = 1.12$ .

## 9.6.4.3 Σχεδιασμός μελών απορρόφησης ενέργειας

Η απαιτούμενη διατομή των τροποποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας προσδιορίζεται με έλεγχο της διαθέσιμης πλαστικής αντοχής της απομειωμένης διατομής (RS):  $N_{pl,Rd} \ge N_{Ed}$ . Τα φορτία σχεδιασμού λαμβάνονται από τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης 1.0.G<sub>k,j</sub> + 0.48.Q<sub>k,i</sub> + E. O Πιν. 9.13 συνοψίζει τις διατομές που προέκυψαν για τους συνδέσμους δυσκαμψίας κάθε ορόφου. Επίσης περιλαμβάνει τον έλεγχο για την συνολική ομοιογενή πλάστιμη συμπεριφορά του συστήματος που επιτυγχάνεται όταν οι τιμές υπεραντοχής  $\Omega$  των συνδέσμων δυσκαμψίας δεν διαφέρουν περισσότερο από 25% της ελάχιστης τιμής τους.

Πιν. 9.13: Έλεγχος συνδέσμων δυσκαμψίας και έλεγχος για ομοιογενή πλάστιμη
συμπεριφορά

Όροφος	Διατομή συνδέσμου δυσκαμψίας	Εμβαδόν διατομής (mm²)	<i>N<sub>Ed</sub></i> (kN)	N <sub>pl,RS,Rd</sub> (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	
2	F85.5W120.5- M180.35-T14	1450	279.9	324.5	1.16	1.063
3	F75.4W90.4- M180.35-T12	960	180.0	214.9	1.19	

Ο Πιν. 9.14 συνοψίζει τις τιμές της ενεργούς λυγηρότητας λ<sub>z,eff</sub> των τροποποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας που προέκυψαν από την Εξ. (9.15) οι οποίες συγκρίνονται με τις τιμές που προέκυψαν από την ανάλυση λυγισμού του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων του μεμονωμένου συνδέσμου δυσκαμψίας στο SAP2000 [18].

Όροφος	Διατομή συνδέσμου δυσκαμψίας	λ <sub>z,eff</sub> Εξ. (5-7)	λ <sub>z,eff</sub> λυγισμού	απόκλιση [%]	$1.3 \le \overline{\lambda}_{z,eff} \le 2.0$
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

Πιν. 9.14: Ενεργή λυγηρότητα των συνδέσμων δυσκαμψίας

#### 9.6.4.4 Ικανοτικός σχεδιασμός μη πλάστιμων μελών

Τα μη πλάστιμα μέλη του CBF (υποστυλώματα, δοκοί ορόφου και δοκοί διάζευξης) σχεδιάζονται ακολουθώντας τα κριτήρια του ικανοτικού σχεδιασμού σύμφωνα με την παράγραφο 5.2.7 και τις Εξ. (9.21) – Εξ. (9.29). Ο συνολικός επαυξητικός συντελεστής για τις εσωτερικές δυνάμεις στις περιπτώσεις φόρτισης σεισμού και

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

UNB είναι  $1.1\gamma_{ov} \Omega_{min} \rho$ , όπου  $\rho = 1.15$ . Η συνολική ικανοτική επαύξηση είναι 1.771. Αξίζει να σημειωθεί ότι όλες οι εσωτερικές δυνάμεις έχουν ήδη επαυξηθεί επίσης με  $k_{\theta} = 1.12$ . Οι συντελεστές χρησιμοποίησης των υποστυλωμάτων, των δοκών ορόφων και διάζευξης υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του [17]. Οι Πιν. 9.15, Πιν. 9.16 και Πιν. 9.17 παρουσιάζουν τους ελέγχους των μη πλάστιμων μελών.

Όροφος	Διατομή υποστυλώματος / Υλικό	$N_{\rm col,Ed}$	$M_{ m col,Ed}$	Συντελεστής χρησιμοποίησης	
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	

Піv. 9.15:	Έλεγχος	υποστυλωμάτων	CBF
------------	---------	---------------	-----

Για το σχεδιασμό της δοκού διάζευξης ελέγχθηκε το κριτήριο της Εξ. (9.19). Αξίζει να σημειωθεί ότι οι διατομές πρέπει να ελέγχονται με την ελαστική ροπή αντίστασης.

		-			
ဴဝဂ္ဂ္လ္က၀င္	Διατομή δοκού διάζεμεης / Υλικό	N <sub>sh Ed</sub>	Msh Ed	Ποσοστό	$\overline{\lambda}_{_{LT}}$
		30,Eu	1113 <u>0</u> ,Eu	χρήσης	
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

Πιν. 9.16: Έλεγχος	δοκού διάζευξης
--------------------	-----------------

Όροφος	Διατομή δοκού ορόφου / Υλικό	$N_{\rm b,Ed}$	$M_{ m b,Ed}$	Συντελεστής χρησιμοποίησης
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

#### Πιν. 9.17: Έλεγχος δοκού ορόφου

Συνιστάται το μέγεθος του μέλους να μην μεταβάλλεται ανάλογα με την απαίτηση για τις εσωτερικές δυνάμεις, αλλά καλύτερα να διατηρείται σχεδόν σταθερό σε όλους τους ορόφους, αφού οι δοκοί διάζευξης μαζί με τα υποστυλώματα παρέχουν την ελαστική δυσκαμψία του πλαισίου, η οποία είναι σημαντική για την ικανότητα επαναφοράς του συστήματος μετά τη διαρροή των διαγωνίων.

## 9.6.5 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις

#### 9.6.5.1 Εκτίμηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των πλαισίων

Η μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) πραγματοποιείται για την εκτίμηση της σειράς και των θέσεων των πλαστικών αρθρώσεων και του πραγματοποιούμενου μηχανισμού κατάρρευσης. Διερευνάται επίσης η επιρροή των διαφορετικών τύπων ημι-άκαμπτων κόμβων μεταξύ δοκών ορόφου και υποστυλωμάτων. Μέσω της ανάλυσης pushover ελέγχεται επίσης ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς. Δημιουργείται ένα προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων "joint offset" στο SAP2000 [18] όπως περιγράφεται στο 5.3. Χρησιμοποιείται ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή των οριζόντιων αυξανόμενων δυνάμεων και τα φαινόμενα *P*-Δ

λαμβάνονται υπόψιν με την προσομοίωση μιας πρόσθετης σειράς υποστυλωμάτων (leaning column). Σύμφωνα με τους κανόνες σχεδιασμού που παρουσιάστηκαν στο 5.3, εφαρμόζονται πλαστικές αρθρώσεις αξονικού τύπου στους συνδέσμους δυσκαμψίας και πλαστικές αρθρώσεις τύπου P-M3 στα υποστυλώματα και στις δοκούς διάζευξης. Οι θέσεις τους στο αναλυτικό προσομοίωμα φαίνονται στο Σχ. 9.20.



Σχ. 9.24: Παραμορφωμένο σχήμα και δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις στάθμες επιτελεστικότητας του FEMA 356.

Οι ιδιότητες του προσομοιώματος συγκεντρωμένης πλαστιμότητας που χρησιμοποιήθηκε για τα υποστυλώματα και τις δοκούς διάζευξης προσδιορίζονται σύμφωνα με τις προδιαγραφές του [10] και η θεωρούμενη σχέση αλληλεπίδρασης M–N είναι σύμφωνα με το [17]. Η κατανομή των αναπτυσσόμενων πλαστικών αρθρώσεων παρουσιάζεται στο Σχ. 9.24. Αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις στους τροποποιημένους συνδέσμους δυσκαμψίας και σε μεγάλες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου (1.5% πάνω από την ΟΚΑ) εμφανίζεται διαρροή επίσης στις δοκούς διάζευξης στον πρώτο και το δεύτερο όροφο.

Προκειμένου να εκτιμηθεί η συμπεριφορά σε διάφορες σεισμικές διεγέρσεις θεωρήθηκε ότι εισήχθησαν τρία επίπεδα σχεδιασμού που αντιστοιχούν στις οριακές καταστάσεις ΟΚΛ, ΟΚΑ και αποφυγή κατάρρευσης. Η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε με επισημασμένες τις οριακές καταστάσεις και τους αντίστοιχους πλαστικούς μηχανισμούς φαίνεται στο Σχ. 9.25. Η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στην ΟΚΑ χαρακτηρίζεται από σημαντική και φυσιολογική διαρροή των εφελκυόμενων συνδέσμων δυσκαμψίας και λυγισμό στους θλιβόμενους μέσα στο ύψος του ορόφου, το περίγραμμα του πλαισίου παραμένει ελαστικό. Η οριακή κατάσταση αποφυγής κατάρρευσης χαρακτηρίζεται από διαρροή των συνδέσμων δυσκαμψίας και λυγισμό στους θλιβόμενους μέσα στο ύψος του ορόφου, το περίγραμμα του πλαισίου παραμένει ελαστικό. Η οριακή κατάσταση αποφυγής κατάρρευσης χαρακτηρίζεται από διαρροή της δοκού διάζευξης και συγκέντρωση των ανελαστικών επιμηκύνσεων των συνδέσμων δυσκαμψίας στον πρώτο όροφο. Δεν εξαντλείται η οριακή ικανότητα

324	Καινοτόμα	αντισεισμικά	συστήματα
-----	-----------	--------------	-----------

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

παραμόρφωσης των συνδέσμων δυσκαμψίας και όλα τα υποστυλώματα παραμένουν ελαστικά. Προκύπτει ο αναμενόμενος πλαστικός μηχανισμός με κατανεμημένη πλαστιμότητα σε όλο το ύψος του πλαισίου.

Οι προδιαγραφές των δύο προσεγγίσεων σχεδιασμού που βασίζονται στις στοχευόμενες μετακινήσεις του ΕΝ 1998-1 [1], [24] και στα όρια σχετικής παραμόρφωσης ορόφου του FEMA 356 συγκρίθηκαν και παρουσιάζονται στον Πιν. 9.18 για κάθε μία οριακή κατάσταση. Τα αποτελέσματα είναι γενικά παρόμοια με μεγαλύτερη διαφορά για την ΟΚΑ, η οποία μπορεί να εντοπιστεί ακόμα στην κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων που φαίνεται στα Σχ. 9.24 b και Σχ. 9.25 b.



Σχ. 9.25: Μη γραμμική στατική ανάλυση σύμφωνα με τον ΕΝ 1998-1

	Μετατόπιση κορυφής, [m]		
Οριακές καταστάσεις	EN 1998-1 μέθοδος N2	FEMA 356 λόγος σχετικής	
	ΕΝ 1990-1, μεύουος Ν2	παραμόρφωσης	
ΟΚΛ	0.0578	0.0513	
OKA	0.116	0.150	
Αποφυγή κατάρρευσης	0.174	0.181	

Πιν. 9.18: Σύγκριση μεταξύ ΕΝ 1998-1 και FEMA 356

9.6.5.2 Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς προσδιορίστηκε από την Εξ. (9.41) ως το γινόμενο της πλαστιμότητας *q*<sub>μ</sub> και της υπεραντοχής Ω [25].

$$q = q_{\mu} \Omega$$
 E§. (9.41)

Η τυπική καμπύλη ικανότητας και οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς φαίνονται στο Σχ. 9.26.

Η πλαστιμότητα *q*<sub>μ</sub> ορίζεται ως ο λόγος της στοχευόμενης μετακίνησης για την ΟΚΑ και της μετατόπισης διαρροής δ<sub>el</sub> στο ισοδύναμο διγραμμικό σύστημα:

$$q_{\mu} = \delta_{\text{ULS}} / \delta_{\text{el}}$$
 E§. (9.42)

Η υπεραντοχή (Εξ. (9.43)) ορίζεται ως ο λόγος της δύναμης διαρροής V<sub>y</sub> από τη διγραμμική σχέση "τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής" και της δύναμης σχεδιασμού V<sub>d</sub> η οποία υπολογίζεται από την φασματική επιτάχυνση του συστήματος και την ιδιομορφική μάζα της πρώτης ιδιομορφής όπως ορίζεται από την Εξ. (9.44).



Πιν. 9.19: Συντελεστής συμπεριφοράς q

$q_{\mu}$	3.30
Ω	1.67
q	5.51

Σχ. 9.26: Εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς από την καμπύλη ικανότητας

$$Ω = V_y / V_d$$
 Eξ. (9.43)  
 $V_d = n M S_d (T_1)$ , Eξ. (9.44)

Όπου *n* είναι ο λόγος συμμετοχής δρώσας μάζας για την θεμελιώδη ιδιομορφή, *M* είναι η συνολική μάζα και *S*<sub>d</sub>(*T*<sub>1</sub>) είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο *T*<sub>1</sub>. Η υπολογιζόμενη πλαστιμότητα, υπεραντοχή και συντελεστές συμπεριφοράς του προτεινόμενου MB-CBF δίνονται στον Πιν. 9.19. Ο συντελεστής *q* που υπολογίστηκε ξεπερνά την τιμή 5.0, η οποία προτάθηκε για αυτό το σύστημα.

#### 9.6.6 Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

Προκειμένου να εκτιμηθεί αν ο ελαστικός σχεδιασμός του CBF-MB με τον προτεινόμενο συντελεστή συμπεριφοράς ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις αντισεισμικής συμπεριφοράς, πραγματοποιήθηκαν δέκα μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (NDA) με πραγματικές ισχυρές διεγέρσεις. Το προσομοίωμα

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

πεπερασμένων στοιχείων "joint offset" στο SAP2000 που χρησιμοποιήθηκε για τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (SNA) τροποποιήθηκε ελαφρώς. Η υστερητική μη γραμμική συμπεριφορά των τροποποιημένων συνδέσμων δυσκαμψίας προσομοιώνεται στο μοντέλο με μη γραμμικά ελατήρια με νόμο υστέρησης pivot. Οι ιδιότητες των μη γραμμικών ελατηρίων που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται σύντομα στους. Πιν. 9.20 και Πιν. 9.21 Οι αρχικές συνθήκες φόρτισης είναι οι ίδιες με την SNA λαμβάνοντας τα φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού.

Οροφος 1		Οροφος	2	Οροφος 3		
Παραμόρφωση	Δύναμη	Παραμόρφωση	Δύναμη	Παραμόρφωση	Δύναμη	
[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	

Πιν.	9.20: I	Mn γραμμικ	ή σχέση	δύναμης	-μετατόπισης	; ελατηρίων
	••					,

#### Πιν. 9.21: Ορισμός σημείων καμπύλης Pivot

Παράμετρος σημείου καμπύλης pivot	$\alpha_{_{1}}$	$\alpha_{_2}$	$eta_1$	$eta_2$	η
Τιμή	100	0.1	0.02	0.4	0

## 9.6.6.1 Καταγραφές εδαφικής κίνησης

Πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις (χρονοϊστορία με άμεση ολοκλήρωση). Το εξεταζόμενο πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας υποβλήθηκε σε μια ομάδα καταγραφών εδαφικών διεγέρσεων που ελήφθησαν από το σύνολο των καταγραφών μακρινού πεδίου με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) όχι μεγαλύτερη από 0.32g. Αυτή η ομάδα καταγραφών θεωρήθηκε κατάλληλη για την εκτίμηση της κατάρρευσης του εξεταζόμενου πλαισίου. Η ομάδα αυτή περιλαμβάνει δέκα πραγματικές καταγραφές με τις ισχυρότερες οριζόντιες εδαφικές διεγέρσεις από τη βάση δεδομένων PEER NGA και αναφέρεται σε τοποθεσίες που βρίσκονται σε απόσταση μεγαλύτερη ή ίση από 10 km από τη διάρρηξη του ρήγματος, με μέγεθος όλων μεγαλύτερο ή ίσο από 6.5. Οι τελευταίες τρεις καταγραφές κανονικοποιήθηκαν σύμφωνα με τις συστάσεις του [28] ενώ οι πρώτες εφτά καταγραφές ήταν όπως καταγράφηκαν. Η προσαρμογή των επιλεγμένων ισχυρών εδαφικών διεγέρσεων επιτεύχθηκε μέσω του λογισμικού SeismoMatch [29] το οποίο μπορεί να επεξεργάζεται καταγραφές εδαφικής κίνησης έτσι ώστε η φασματική επιτάχυνση της απόκρισης να ταιριάζει με το στοχευόμενο φάσμα απόκρισης (target response

spectrum - TRS). Η αντιστοίχιση των καταγραφών βασίστηκε στους κανόνες για τα καταγεγραμμένα επιταχυνσιογραφήματα [1]. Η διαδικασία προσαρμογής πραγματοποιήθηκε και για τα δέκα σήματα. Οι καταγραφές No 2, 3 και 5 αρχικά μεγεθύνθηκαν με συντελεστές 1.3, 1.5 και 1.5 αντίστοιχα, και οι υπόλοιπες καταγραφές δεν επεξεργάστηκαν. Το κριτήριο του [1], που δηλώνει ότι στο εύρος περιόδων μεταξύ  $0.2T_1$  και  $2T_1$  καμία τιμή του μέσου φάσματος δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, ικανοποιήθηκε – Σχ. 9.28. Η λίστα με τις επιλεγμένες καταγραφές ισχυρών εδαφικών διεγέρσεων και τα βασικά χαρακτηριστικά τους φαίνεται στον Πιν. 9.22.

Σεισμός		Σταθμός καταγραφής	Καταγεγραμμένη εδαφική κίνηση		Αντίστοιχη εδαφική κίνηση			
					PGA	PGV	PGA	PGV
Αρ.	М	Έτος	Όνομα	Όνομα	max	max	max	max
					(g)	(cm/s)	(g)	(cm/s)
1	7.1	1999	Hector Mine, USA	Hector (90)	0.34	42	0.52	32
2	6.9	1995	Kobe, Japan	Kakogawa (CUE90)	0.34	23	0.33	31
3	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce (270)	0.35	11	0.67	31
4	6.9	1989	Loma Prieta, USA	090 CDMG	0.39	45	0.34	45
5	6.5	1987	Superst. Hills, USA	Poe Road (temp)	0.35	10	0.52	40
6	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU 045	0.36	22	0.52	49
7	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo (000)	0.35	22	0.52	69
8	7.3	1992	Landers, USA	Coolwater	0.33	30	0.34	32
9	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	0.51	54	0.44	40
10	6.6	1971	San Fernando, USA	LA-Hollywood Stor	0.21	19	0.49	38

Πιν. 9.22: Λίστα επιλεγμένων καταγραφών ισχυρών εδαφικών διεγέρσεων

Ως TRS χρησιμοποιήθηκε το φάσμα απόκρισης (Response Spectrum - RS) του Ευρωκώδικα τύπου 1, με βάση PGA 0.32g και κατηγορία εδάφους B. Το Σχ. 9.27 δείχνει τα RS των καταγεγραμμένων επιταχυνσιογραφημάτων και τα TRS. Το αντίστοιχο μέσο RS των αντίστοιχων επιταχυνσιογραφημάτων, το TRS και το 90% του TRS φαίνονται στο Σχ. 9.28. Η μέση φασματική απόκριση, υπολογιζόμενη και από τις δέκα καταγραφές σε ένα εύρος περιόδων μεταξύ 0.18 s και 2.0 s, αποκλίνει λιγότερο από 2% από τις αντίστοιχες τιμές του TRS. Η μέγιστη απόκλιση είναι 5.1%. Η επεξεργασία των καταγραφών που έγινε είναι πλήρως σύμφωνη με τις προδιαγραφές του EN 1998-1 και θεωρείται κατάλληλη για την εκτίμηση της συμπεριφοράς και τον έλεγχο της μεθοδολογίας σχεδιασμού του συστήματος των CBF-MB.



Σχ. 9.27: Φάσματα απόκρισης των καταγεγραμμένων επιταχυνσιογραφημάτων και στοχευόμενο RS



Σχ. 9.28: Στοχευόμενο φάσμα απόκρισης (TRS), 90% TRS και αντίστοιχο μέσο RS

#### 9.6.6.2 Παραμένουσες συνολικές παραμορφώσεις ορόφου

Η αρχική αξιολόγηση της δυναμικής απόκρισης του CBF-MB για σεισμικές διεγέρσεις γίνεται μέσω της χρονοϊστορίας μετατόπισης κορυφής για κάθε ένα από τα αντίστοιχα σήματα. Το Σχ. 9.29 δείχνει την χρονοϊστορία μετατόπισης στην κορυφή για τις σεισμικές καταγραφές του Kobe και Loma Prieta. Ο Πιν. 9.23 συνοψίζει τους λόγους παραμένουσας συνολικής παραμόρφωσης ορόφου για κάθε μια σεισμική καταγραφή, υπολογιζόμενοι διαιρώντας την παραμένουσα μετατόπιση της οροφής με το ύψος του MB-CBF (12 m). Πρέπει να σημειωθεί ότι ο λόγος παραμένουσας συνολικής παραμένουσας συνολικής παραμένουσας συνολικής του διαιρώντας την παραμένουσα μετατόπιση της οροφής με το ύψος του MB-CBF (12 m). Πρέπει να σημειωθεί ότι ο λόγος παραμένουσας συνολικής παραμόρφωσης ορόφου δεν υπερβαίνει το 0.16% το οποίο είναι τρεις φορές μικρότερο από την οριακή τιμή 0.5% του FEMA-356 [10] για χαλύβδινα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας για Άμεση Χρήση. Αυτό είναι είναι απαραίτητο για την εκτίμηση της επιτελεστικότητας μετά από ένα σημαντικό σεισμικό γεγονός. Αυτό το αποτέλεσμα αποδίδεται στην οριζόντια δυσκαμψία του CBF-MB με δοκούς διάζευξης πακτωμένους στα υποστυλώματα.



Σχ. 9.29: Χρονοϊστορίες μετατόπισης οροφής

Σεισμική καταγραφή	MB-CBF	Σεισμική καταγραφή	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%
Average	0.06%	Standard deviation	0.056%

Πιν. 9.23: Λόγοι παραμένουσας συνολικής παραμόρφωσης ορόφου (%)

#### 9.6.6.3 Σχετικές παραμορφώσεις ορόφου

Η συμπεριφορά του CBF-MB εξετάστηκε επίσης όσον αφορά τις σχετικές παραμορφώσεις ορόφου. Στο Σχ. 9.30, ο λόγος της παραμένουσας και της μέγιστης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου δίνονται ενδεικτικά για τις καταγραφές του Kobe και Loma Prieta.



Σχ. 9.30: Μέγιστες και παραμένουσες σχετικές παραμορφώσεις ορόφου για τους σεισμούς του Kobe και Loma Prieta

Όπως φαίνεται οι τιμές της παραμένουσας σχετικής παραμόρφωσης ορόφου είναι κοντά στο μηδέν, παρόμοιες με τις παραμένουσες συνολικές σχετικές παραμορφώσεις. Οι κρίσιμοι όροφοι με τις μέγιστες σχετικές παραμορφώσεις είναι ο 1°ς ή ο 3°ς ανάλογα με τα χαρακτηριστικά των σεισμικών καταγραφών. Η μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου για κάθε μία από τις δέκα σεισμικές καταγραφές συνοψίζονται στον Πιν. 9.24.

Σεισμική καταγραφή	MB-CBF	Σεισμική καταγραφή	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%
Average	1.66%	Standard deviation	0.371%

Πιν. 9.24: Λόγοι μέγιστης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου (%)

330 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

Οι μέγιστες τιμές της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου εμφανίζεται μεταξύ των δύο οριακών τιμών του FEMA-356 για OKA (1.5%) και για αποφυγή κατάρρευσης (2.0%) με την εξαίρεση των τιμών για τις σεισμικές καταγραφές του Loma Prieta (2.06%) και San Fernando (2.23%). Εξαιτίας των υψηλότερων ορίων που ελήφθησαν πειραματικά για το σύστημα των CBF-MB (1.89% για OKA και 3.00% για αποφυγή κατάρρευσης (παράγραφος 4.4)) συμπεραίνεται ότι αυτές οι τιμές δεν υποδεικνύουν κατάρρευση.

#### 9.6.6.4 Ολιγοκυκλική κόπωση

Προκειμένου να γίνει η εκτίμηση διάρκειας ζωής σε ολιγοκυκλική κόπωση του συστήματος, χρησιμοποιείται η Εξ. (9.6). Δίνει μια συντηρητική σχέση μεταξύ του εύρους της αξονικής παραμόρφωσης *δ*<sub>d</sub> που αντιστοιχεί στον αριθμό των κύκλων για την αστοχία *N*. Η χρονοϊστορία της αξονικής επιμήκυνσης και βράχυνσης των συνδέσμων δυσκαμψίας λαμβάνονται από το αποτέλεσμα για τα μη γραμμικά ελατήρια του μη γραμμικού προσομοιώματος "joint offset" στο SAP 2000. Ο αριθμός των κύκλων υπολογίστηκε με τη μέθοδο rainflow, αγνοώντας όλους τους κύκλους με εύρη μικρότερα από 5mm. Αυτό έγινε διότι ο προτεινόμενος τύπος είναι πολύ συντηρητικός για εύρη μικρότερα από 5mm – (Σχ. 9.16). Με βάση την Εξ. (9.6) και τον κανόνα του Miner, υπολογίστηκε ο δείκτης βλαβών και καταγράφηκε στον Πιν. 9.25. Σε όλες τις περιπτώσεις ο δείκτης βλαβών εμφανίζεται πολύ μικρότερος της μονάδας, αποδεικνύοντας μία πολύ καλή συμπεριφορά του προτεινόμενου συστήματος σε ολιγοκυκλική κόπωση.

Σεισμική καταγραφή	Δείκτης βλαβών ( <i>D</i> < 1,0)	Σεισμική καταγραφή	Δείκτης βλαβών ( <i>D</i> < 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. Superstition Hills	0.048	10. San Fernando	0.127

Πιν. 9.25: Δείκτης βλαβών

#### 9.6.6.5 Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (IDA)

Μία άλλη μέθοδος για την αξιολόγηση της μη γραμμικής απόκρισης του συστήματος των CBF-MB είναι η Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis - IDA). Η διαδικασία της ανάλυσης παρουσιάζεται από τους Vamvatsikos και Cornell [26], [27] και FEMA-P695 [28]. Η διαδικασία βασίζεται στη σχέση μεταξύ του μεγέθους της έντασης (Intensity Measure – IM) της πιο αντιπροσωπευτικής εδαφικής διέγερσης και του μεγέθους των βλαβών (Damage Measure - DM). Για το εξεταζόμενο σύστημα το IM αντιπροσωπεύεται από την αντιστοιχισμένη φασματική επιτάχυνση της διέγερσης που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιομορφή θεωρώντας 5% ιξώδη απόσβεση  $S_a(T_1,5\%)$  και το DM προσδιορίζεται μέσω της μέγιστης σχετικής

παραμόρφωσης ορόφου θ<sub>max</sub>. Προκειμένου να προκύψουν οι καμπύλες IDA οι εδαφικές διεγέρσεις της παραγράφου 6.6.1 πολλαπλασιάστηκαν με συντελεστές 0.50, 0.75, 1.00, 1.25, 1.50 και υψηλότερους μέχρι την μη επίτευξη αριθμητικής σύγκλισης.

Οι καμπύλες IDA και για τις δέκα καταγραφές που εξετάστηκαν φαίνονται στο Σχ. 9.31. Οι καμπύλες που προέκυψαν χαρακτηρίζονται από ένα ελαστικό μέρος με σταθερή κλίση μέχρι την διαρροή, η οποία συμβαίνει σε S<sub>a</sub>( $T_{1}$ ,5%) ≈ 0.25g και  $\theta_{max} \approx 0.6\%$ , το οποίο ακολουθείται από μία ζώνη με μεταβαλλόμενη κλίση που οφείλεται στην ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων, και ένα ευθύγραμμο τελικό τμήμα που αφορά τα τελευταία σημεία της αριθμητικής σύγκλισης όπου εμφανίστηκε καθολική δυναμική αστάθεια και κάθε αύξηση του IM θα οδηγούσε πρακτικά σε απόκριση με άπειρο DM.



Σχ. 9.31: Καμπύλες IDA για κάθε σεισμική καταγραφή που χρησιμοποιήθηκε και οι στάθμες επιτελεστικότητας που προέκυψαν πειραματικά (IO, LS, CP)

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς του συστήματος, οι τρεις στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση χρήση (Immediate Occupancy - IO), Προστασία Ζωής (Life Safety - LS) και Αποφυγή Κατάρρευσης (Collapse Prevention - CP) προσδιορίστηκαν για τις καμπύλες IDA. Αυτές βασίζονται στις μέγιστες πειραματικές σχετικές παραμορφώσεις ορόφου (ΟΚΛ, ΟΚΑ, Αποφυγή Κατάρρευσης). Οι αντίστοιχες τιμές IM και DM για κάθε μία από τις σεισμικές καταγραφές δίνονται στον Πιν. 9.26.

Πιν. 9.26: Τιμές ΙΜ και DM και για τις δέκα καταγραφές και αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας (ΙΟ, LS, CP)

	S <sub>a</sub> ( <i>T</i> <sub>1</sub> , 5%) (g)			θ <sub>max</sub> (%)		
Σεισμική καταγραφή	10	LS	CP	10	LS	CP
1. Hector Mine, California	0.242	0.597	1.141		1.89	3.00
2. Kobe, Japan	0.223	0.729	1.193	0.625		
3. Kocaeli, Turkey	0.195	0.566	0.812			

332 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

9 ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (CBF-MB)

4. Loma Prieta, California	0.224	0.509	0.797			
5. Superstition Hills, California	0.174	0.495	0.657			
6. Chi-Chi, Taiwan	0.226	0.674	0.874			
7. Friuli, Italy	0.240	0.535	0.765			
8. Landers, USA	0.444	0.860	1.152			
9. Manjil, Iran	0.269	0.695	0.794			
10. San Fernando, USA	0.237	0.442	0.627			
16 % percentile	0.207	0.501	0.705			
50% percentile	0.232	0.582	0.804	0.625	1 90	2.00
84% percentile	0.257	0.714	1.147	0.025	1.69	3.00
Arithmetic Mean	0.248	0.610	0.881			

Οι καμπύλες IDA παρουσιάζονται στα εκατοστημόρια τους 16%, 50% και 84%. Το Σχ. 9.32 δείχνει την αντιπροσωπευτική μέση καμπύλη (50%). Το σχήμα επίσης περιλαμβάνει τα σημεία IO, LS και CP, προσδιορισμένα από τις σχετικές παραμορφώσεις ορόφου  $\theta_{max}$  που προέκυψαν πειραματικά και τις αριθμητικά μέσες τιμές της  $S_a(T_{1},5\%)$  που λαμβάνονται από τον Πιν. 9.26 αφού διαταχθούν σε αύξουσα σειρά ( $S_a$  ( $T_{1},5\%$ )=0.25g, 0.61g, 0.88g). Παρατηρείται ότι αυτά τα τρία σημεία είναι πολύ κοντά στην μέση καμπύλη επαληθεύοντας τον ορισμό αυτών των σταθμών επιτελεστικότητας.





#### 9.6.7 Σύγκριση των μεθόδων ανάλυσης

Προκειμένου να ελεγχθούν οι προτεινόμενοι κανόνες για τον σχεδιασμό του CBF-MB, γίνεται μια σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν. Η σχετική παραμόρφωση ορόφου δίνει μια εκτίμηση του επιπέδου των βλαβών της κατασκευής για τις τρεις οριακές καταστάσεις που ορίστηκαν (ΟΚΛ, ΟΚΑ και αποφυγή κατάρρευσης). Το Σχ. 9.33 δείχνει τη μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου που προέκυψε από την ελαστική ιδιομορφική φασματική ανάλυση (RSA), τη μη γραμμική στατική ανάλυση (SNA) και την προσαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA). Οι τιμές που ελήφθησαν από την IDA παρουσιάζονται από την περιοχή που βρίσκεται εντός των καμπυλών των εκατοστημορίων 16% και 84%.

Μπορεί να παρατηρηθεί ότι και οι δύο καμπύλες SNA και RSA βρίσκονται μέσα στο εύρος που ορίζεται από τις καμπύλες IDA κυρίως στο μεσαίο τμήμα, γεγονός το οποίο μπορεί να θεωρηθεί ενδεικτικό για την συμφωνία των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τα τρία είδη ανάλυσης. Μεγαλύτερη απόκλιση μεταξύ της SNA (Pushover) και των άλλων δύο μεθόδων παρατηρείται στον τρίτο όροφο. Μπορεί να αποδοθεί στην επιρροή των μεγαλύτερων ιδιομορφών. Στην SNA χρησιμοποιήθηκε η κατανομή φορτίου μόνο της πρώτης ιδιομορφής για το σταδιακά αυξανόμενο φορτίο. Καμία τιμή σχετικής παραμόρφωσης ορόφου δεν ξεπερνά στην ΟΚΑ την οριακή τιμή του 1.89% που προέκυψε πειραματικά. Τελικά, μπορεί να σημειωθεί ότι οι προτεινόμενοι κανόνες σχεδιασμού αποδείχθηκαν επαρκείς.





#### 9.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το παρόν κεφάλαιο παρουσιάζει το σύστημα παραλαβής οριζοντίων δυνάμεων με πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας με την καινοτόμα τροποποίηση των συνδέσμων δυσκαμψίας, που ονομάζεται CBF-MB. Αυτό το κεφάλαιο καταδεικνύει την επιτυχή εφαρμογή του σε μεταλλικές κατασκευές σε σεισμογενείς περιοχές. Η έρευνα εμφάνισε κάποια από τα ειδικά χαρακτηριστικά του συστήματος που σχετίζονται με την βελτιωμένη αντισεισμική συμπεριφορά του. Τα κύρια συμπεράσματα συνοψίζονται παρακάτω:

 Το προτεινόμενο σύστημα είναι παρόμοιο με παραδοσιακά πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας με τεμνόμενες διαγωνίους. Καταφέρνει να διατηρεί τα πλεονεκτήματά τους και να ξεπερνά τις αδυναμίες τους χωρίς υπερβολική περιπλοκότητα στον σχεδιασμό, στην κατασκευή και στην ανέγερση.

- Οι τροποποιημένοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που σχεδιάστηκαν από συγκολλητές διατομές "Η" επιτρέπουν στον σχεδιαστή να μεταβάλλει τις ιδιότητες της διατομής και συνεπώς να προσαρμόζει τον σχεδιασμό του MB σύμφωνα με τις συγκεκριμένες απαιτήσεις της κατασκευής. Με αυτόν τον τρόπο, είναι πολύ πιο εύκολο να επιτευχθεί η ομοιόμορφη διαρροή των εφελκυόμενων διαγωνίων σε όλους τους ορόφους.
- Οι τροποποιημένοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας εμφανίζουν αυξημένη αντοχή σε ολιγοκυκλική κόπωση και αποφεύγεται η πρόωρη θραύση των διαγωνίων, οδηγώντας σε συνολική βελτίωση της υστερητικής συμπεριφοράς του συστήματος.
- Οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται στους τροποποιημένους συνδέσμους δυσκαμψίας και τις δοκούς διάζευξης, έτσι αποτρέπεται η επέκταση των βλαβών στα υπόλοιπα φέροντα μέλη. Εάν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι δοκοί διάζευξης υποστούν βλάβες μετά από ένα ισχυρό σεισμικό γεγονός, μπορούν να αφαιρεθούν και να αντικατασταθούν αφού δεν είναι τμήμα του φέροντος συστήματος για τα φορτία βαρύτητας.
- Το σύστημα μπορεί να εγγυηθεί έναν αποτελεσματικό περιορισμό τόσο στις σχετικές παραμορφώσεις ορόφου όσο και στις παραμένουσες μετατοπίσεις. Παρουσιάζει ικανότητα επαναφοράς επιτρέποντας την άμεση χρήση μετά από ένα σεισμό.

## 9.8 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Τα συστήματα CBF-MB είναι αντιπροσωπευτικά της οικογένειας των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Η τυπολογία τους δεν διαφέρει σημαντικά από αυτή των κλασσικών πλαισίων με τεμνόμενους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Με αυτή την έννοια, μπορεί να υλοποιηθούν με επιτυχία σε κτήρια γραφείων και εμπορικά κτήρια, καθώς και σε βιομηχανικές κατασκευές σε βιομηχανικές εγκαταστάσεις.

## 9.9 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ

- 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 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- 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.
- Metallic materials Tensile testing Part 1: Method of test at room temperature; ISO 6892-1:2009
- Seismosoft [2014] "SeismoStruct v7.0 A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from <u>http://www.seismosoft.com</u>.
- 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," Univercity 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.
- Giulio Ballio, Carlo Castiglioni, "A Unified Aproach 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: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 18. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., <u>www.csiberkeley.com</u>.
- M. D'Aniello, G. La Manna Ambrosino, F. Portioli and R. Landolfo, "Modelling aspects of the seismic response of steel concentric braced frames", 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.
- Georgia Dougka, Danai Dimakogiannia and Ioannis Vayas, "Seismic behavior of frames with innovative energy dissipation systems (FUSEIS 1-1)", Earthquakes and Structures, Vol. 6, No. 5 (2014) pp. 561-580.
- 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 Method 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 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

## 10.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο ικανοτικός σχεδιασμός (capacity design), εξασφαλίζει την ύπαρξη πλάστιμων στοιχείων στα κτήρια. Στα στοιχεία αυτά αναμένεται να εμφανιστούν οι πλαστικές αρθρώσεις, που αποτελούν μηχανισμό απορρόφησης της ενέργειας που εισάγεται στο κτήριο κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η χρήση συντελεστών υπεραντοχής στα υλικά (γ<sub>ov</sub>) και στις δράσεις (Ω) οδηγεί στην υπερδιαστασιολόγηση των κρίσιμων μελών με αποτέλεσμα να αποτρέπεται η εμφάνιση καθολικού μηχανισμού κατάρρευσης.

Τα κτήρια που σχεδιάζονται σύμφωνα με τις ικανοτικές απαιτήσεις αναμένεται να εμφανίσουν σημαντικές παραμένουσες παραμορφώσεις μετά από ένα σεισμό. Αυτό μπορεί να οδηγήσει σε μερική ή ακόμα και ολική απώλεια της λειτουργικότητας. Επιπλέον, σε αρκετές περιπτώσεις το κόστος αποκατάστασης των βλαβών που προκαλούνται είναι αρκετά μεγάλο.

Για το λόγο αυτό, τις τελευταίες δεκαετίες έχουν αναπτυχθεί νέα αντισεισμικά συστήματα που επιτυγχάνουν υψηλό επίπεδο ασφάλειας έναντι σεισμών, ελαχιστοποιώντας το ενδεχόμενο κόστος επισκευής. Πιο συγκεκριμένα, οι σύγχρονες προσεγγίσεις προβλέπουν τη χρήση παθητικών συστημάτων απορρόφησης ενέργειας. Με τα συστήματα αυτά περιορίζεται η ενέργεια που εισάγεται στο κτήριο κατά το σεισμό ή εναλλακτικά επιτρέπεται η απορρόφηση της από συγκεκριμένα στοιχεία. Στο πλαίσιο έχουν αναπτύχθει τα συστήματα μόνωσης και *απόσβεσης*, λόγω της υψηλής τους απόδοσης και των οικονομικών πλεονεκτημάτων που συνδέονται με αυτή.

## 10.1.1 Συστήματα παθητικής προστασίας

Σε αντίθεση με τα συστήματα ενεργητικού και ημι – ενεργητικού ελέγχου, για τη λειτουργία των συσκευών παθητικού ελέγχου δεν απαιτείται παροχή ηλεκτρικής ή άλλης μορφής ενέργειας.

Τα συστήματα παθητικού ελέγχου είναι πολύ αποτελεσματικά έναντι σεισμικών δράσεων και δεν απαιτούν ειδικούς χειρισμούς μετά από την τοποθέτησή τους στα κτήρια. Σαφώς όμως είναι απαραίτητη η αντικατάσταση των δομικών στοιχείων που καταστρέφονται ή χάνονται μετά από ένα σεισμό. Με την τοποθέτηση αυτών των συστημάτων μεταβάλλονται σημαντικές παράμετροι της κατασκευής όπως η δυσκαμψία, η πλαστιμότητα και οι παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα τελικά να βελτιώνεται συνολικά η απόδοση του κτηρίου.

Η απόδοση των συστημάτων παθητικής προστασίας σε γενικές γραμμές βελτιστοποιείται για σεισμικά γεγονότα υψηλής έντασης, ενώ για σεισμούς χαμηλής έντασης η αποδοτικότητά τους μειώνεται. Προκειμένου να λυθεί το συγκεκριμένο

338 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

10 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

πρόβλημα, συνήθως τα συστήματα αυτά τοποθετούνται στα κτήρια από κοινού με συστήματα ενεργητικού ή ημι – ενεργητικού ελέγχου.

Από την εξίσωση ενεργειακού ισοζυγίου που έχει προταθεί από τους Uang και Bertero<sup>5</sup> (Uang C.M., Bertero V.V. (1990)) συμπεραίνεται ότι οι συσκευές παθητικού ελέγχου μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε για τη μείωση των δράσεων, εάν τοποθετηθούν συσκευές μόνωσης, είτε για την αύξηση της αντοχής της κατασκευής, ε'αν τοποθετηθούν συστήματα απορρόφησης ενέργειας. Τα συστήματα αυτά επηρεάζουν την υστερητική ενέργεια που απορροφάται με αποτέλεσμα να μεταβάλλονται οι πλαστικές παραμορφώσεις της κατασκευής.

10.1.1.1 Συστήματα απορρόφησης ενέργειας με ικανότητα επαναφοράς (SSCD) Αναφορικά με τα συστήματα παθητικής προστασίας, εκτεταμένη έρευνα έχει πραγματοποιηθεί σχετικά με τις συσκευές απορρόφησης ενέργειας με ικανότητα επαναφοράς (*Self-Centering Energy Dissipative devices* – *SSCD*) (Priestley et al 1999; Christopoulos et al 2002 a,b ; Christopoulos and Filiatrault 2006; Christopoulos et al 2008a; Maetal 2011; Braconi et al 2012). Με την τοποθέτηση αυτού του είδους των συσκευών, μειώνονται και μπορεί ακόμα και να εξαλείφθούν οι παραμένουσες παραμορφώσεις των κτηρίων μετά από σεισμούς.

Παρόλο που τα πρώτα παραδείγματα κατασκευών με ικανότητα επαναφοράς έχουν εμφανιστεί από τα αρχαία χρόνια (όπως για παράδειγμα συμβαίνει στους Ελληνικούς ναούς όπου το βάρος δρα ως δύναμη επαναφοράς) και παρόμοιες αρχές υιοθετήθηκαν τη δεκαετία του 80 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας σιδηροδρομικής γέφυρας (Cormack 1988), μόνο τα τελευταία χρόνια τα συστήματα αυτά έχουν αποτελέσει αντικείμενο συστηματικής ανάπτυξης και εφαρμογής στις κατασκευές. Ειδικότερα, στις σύγχρονες κατασκευές με ικανότητα επαναφοράς χρησιμοποιούνται κατάλληλες συσκευές επαναφοράς όπως για παράδειγμα κατάλληλα υλικά (DeRoches and Smith 2004) ή συστήματα μετατάνυσης (Filiatrault et al 2000).

Τα συστήματα μετατάνυσης με ικανότητα επαναφοράς έχουν εφαρμοστεί με επιτυχία σε προκατασκευασμένες και μεταλλικές κατασκευές (Priestley et al 1999), στις οποίες συνδυάζονται προεντεταμένα στοιχεία με κατάλληλα συστήματα απορρόφησης ενέργειας. Με την εισαγωγή των συστημάτων αυτών, η συμπεριφορά της κατασκευής μεταβάλλεται και ο βρόχος υστέρησης της αποκτά «σχήμα σημαίας». Έτσι, μειώνονται σημαντικά οι παραμένουσες παραμορφώσεις στο τέλος κάθε υστερητικού κύκλου και πλέον η κατασκευή διαθέτει ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

Η ιδεατή σχέση δύναμης – παραμόρφωσης (F/d) μίας συσκευής απορρόφησης ενέργειας με ικανότητα επαναφοράς παρουσιάζεται στο Σχ. 10.1 β). Η καμπύλη αυτή ορίζεται από τις δυνάμεις και παραμορφώσεις διαρροής και αστοχίας αλλά και από τις παραμέτρους *α* και *β*, που αντιστοιχούν στο συντελεστή μετελαστικής δυσκαμψίας και στο συντελεστή απορρόφησης ενέργειας. Η παράμετρος β επηρεάζει δραστικά τη συμπεριφορά του συστήματος και το σχήμα του βρόχου υστέρησης. Η κατώτατη τιμή β=0 αντιστοιχεί σε διγραμμική ελαστική συμπεριφορά χωρίς ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, ενώ η ανώτατη τιμή β=1 αποτελεί άνω όριο για την ικανότητα επαναφοράς του συστήματος.



Σχ. 10.1: Ιδεατή καμπύλη Δύναμης/Παραμόρφωσης για: a) συσκευή με ικανότητα επαναφοράς και b) σύστημα υστέρησης με ικανότητα επαναφοράς.

Η γενική ιδέα των συστημάτων απορρόφησης ενέργειας με ικανότητα επαναφοράς προτάθηκε από τους Christopoulos et al (2008a) και βασίζεται στην παραπάνω αρχή. Τα συστήματα αυτά αποτελούνται από δύο συνδέσμους δυσκαμψίας, έναν αριθμό από μετατανυσμένα στοιχεία, ένα σύστημα απορρόφησης ενέργειας και δύο στοιχεία κατάληξης (Σχ. 10.2). Αυτά είναι κατάλληλα διατεταγμένα ώστε με τη σχετική μετακίνηση των στοιχείων δυσκαμψίας να απορροφάται ενέργεια από το σύστημα ενώ παράλληλα εισάγεται δύναμη από τα μετατανυσμένα στοιχεία που τείνει να τα επαναφέρει στις αρχικές τους θέσεις.



Σχ. 10.2: Γενική ιδέα συστήματος SCED (Christopoulos et al 2008a).

Όπως φαίνεται στο Σχ. 10.2, αυτού του είδους τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας μπορούν να μορφωθούν με τη χρήση αποσβεστήρων τριβής, διατάξεων ιξώδους απόσβεσης, διατάξεων διαρροής ή με κατάλληλο συνδυασμό των ανωτέρω. Η μηχανική συμπεριφορά των συσκευών SCED, δηλαδή η ικανότητα επαναφοράς που διαθέτουν ή το επίπεδο της δύναμης στο οποίο αρχίζει η σχετική μετακίνηση των στοιχείων δυσκαμψίας, εξαρτάται από τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των μεμονωμένων στοιχείων από τα οποία αποτελούνται. Στο ακόλουθο ενημερωτικό κείμενο, περιγράφεται ο σχεδιασμός και η πειραματική διερεύνηση των χαλύβδινων συσκευών με ικανότητα επαναφοράς (Steel Self Centering Device - SSCD). Οι SSCD συσκευές αναπτύχθηκαν στο πλαίσιο των προγραμμάτων PRECASTEEL (PREfabriCAted STEEL structures for low-rise buildings in seismic areas, Alderighi et al 2010) και STEELRETRO (STEELsolutions for seismic RETROfit and upgrade of existing constructions, Bonessio et al 2010; Caprili et al 2012). Τα προγράμματα αυτά εντάσσονται στο ερευνητικό πρόγραμμα Research Fund for Coal and Steel που χρηματοδοτήθηκε από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή.

Η συσκευή διαμορφώνεται σύμφωνα με τη βασική ιδέα που προτάθηκε από τους Christopoulos et al (2008a). Απαρτίζεται από ένα σύστημα απορρόφησης ενέργειας με υστερητική συμπεριφορά και ένα χαλύβδινο σύστημα προέντασης που της προσδίδει την ικανότητα επαναφοράς. Η προτεινόμενη συσκευή αποτελείται αποκλειστικώς από χαλύβδινα στοιχεία και μπορεί εύκολα να κατασκευαστεί σε κάθε χαλυβουργείο. Το σύστημα απορρόφησης ενέργειας συνίσταται από χαλύβδινες ανταλλακτικά που είναι εύκολο να αντικατασταθούν μετά τη χρήση. Τα χαρακτηριστικά αυτά καθιστούν την προτεινόμενη συσκευή SSCD κατάλληλη για την προστασία τόσο των νέων όσο και των υφιστάμενων κτηρίων. Η κατοχύρωση της ευρεσιτεχνίας για την SSCD εκκρεμεί προς το παρόν.

### 10.2 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ (SSCD)

Η χαλύβδινη συσκευή με ικανότητα επαναφοράς (Braconi et al.) αποτελείται από τριών ειδών στοιχεία: το Σκελετό, τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας και τα Προεντεταμένα Στοιχεία, κάθε ένα από τα οποία έχει συγκεκριμένη λειτουργία. Ο Σκελετός μεταφέρει και κατανέμει τις εξωτερικές δυνάμεις μεταξύ των Στοιχείων Απορρόφησης Ενέργειας και των Προεντεταμένων Στοιχείων. Στο Σχ. 10.3 φαίνονται τα κύρια στοιχεία από τα οποία αποτελείται ο Σκελετός (δηλαδή το Εξωτερικό Πλαίσιο, το Εσωτερικό Πλαίσιο Ολίσθησης και οι Μετωπικές Πλάκες), τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας και τα Προεντεταμένα Στοιχεία.

Το Εσωτερικό Πλαίσιο Ολίσθησης τοποθετείται εντός του Εξωτερικού Πλαισίου. Το τελευταίο διαθέτει στοιχεία καθοδήγησης που επιτρέπουν στο Εσωτερικό Πλαίσιο Ολίσθησης να κινείται μόνο κατά την αξονική διεύθυνση ενώ παράλληλα σε αυτά σταματάει η κίνηση των Μετωπικών Πλακών κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Οι Μετωπικές Πλάκες βρίσκονται αρχικά σε επαφή με τα άκρα του Εσωτερικού Πλαισίου Ολίσθησης.

Τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας αποτελούνται από χαλύβδινη διατομή με εγκοπές (dog bone), βρίσκονται εντός του σκελετού και συνδέουν το Εσωτερικό Πλαίσιο με τις Μετωπικές Πλάκες. Είναι εξοπλισμένα με σύστημα που τους προσφέρει ευστάθεια έναντι πλευρικού λυγισμού. Τα Προεντεταμένα Στοιχεία αποτελούνται από προεντεταμένα καλώδια που τοποθετούνται εντός του σκελετού και συνδέονται με τις Μετωπικές Πλάκες και στα δύο τους άκρα.

Όλα τα στοιχεία τοποθετούνται και συνδέονται μεταξύ τους με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η ίδια συμπεριφορά της συσκευής SSCD υπό εφελκυστικές και θλιπτικές αξονικές δυνάμεις.



Σχ. 10.3 Κύρια στοιχεία από τα οποία συνίσταται το προτεινόμενο σύστημα.



Σχ. 10.4: Συμπεριφορά SSCD για θλιπτική εξωτερική δύναμη.

Στο Σχ. 10.4 φαίνεται η συμπεριφορά του συστήματος SSCD για θλιπτική εξωτερική δύναμη. Η συμπεριφορά του μπορεί να χωριστεί σε τρία στάδια:

α. Το στάδιο της φόρτισης στο οποίο η εξωτερική δύναμη *P* είναι μικρότερη από τη δύναμη προέντασης *PTE*,

- β. Το στάδιο φόρτισης στο οποίο η εξωτερική δύναμη P είναι μεγαλύτερη από τη δύναμη προέντασης PTE,
- γ. Το στάδιο αποφόρτισης.

Στο πρώτο στάδιο (φάση α) η εξωτερική θλιπτική δύναμη πιέζει το Εσωτερικό Πλαίσιο έναντι της Μετωπικής Πλάκας Α, αλλά λόγω της παρουσίας της δύναμης προέντασης δεν επιτρέπεται η ολίσθηση της. Έτσι παρεμποδίζεται η σχετική μετατόπιση των Μετωπικών Πλακών και του Εσωτερικού Πλαισίου, με αποτέλεσμα να μην ενεργοποιούνται τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας. Η δύναμη που ενεργεί στο Εσωτερικό Πλαίσιο μεταδίδεται από τη Μετωπική Πλάκα Α στη Μετωπική Πλάκα Β και έπειτα στο Εξωτερικό Πλαίσιο μέχρι το σημείο Α, μέσω των Προεντεταμένων Στοιχείων. Σε αυτό το στάδιο η συμπεριφορά του SSCD είναι γραμμική ελαστική.

Όταν η εξωτερική δύναμη υπερβεί τη δύναμη προέντασης (φάση β), η Μετωπική Πλάκα Α, ωθούμενη από το Εσωτερικό Πλαίσιο, χάνει την επαφή της με τα στοιχεία καθοδήγησης του Εξωτερικού Πλαισίου και αρχίζει να ολισθαίνει κατά τη διεύθυνση της δύναμης. Λόγω της σχετικής μετακίνησης μεταξύ του Εσωτερικού Πλαισίου και της Μετωπικής Πλάκας Β, ενεργοποιούνται τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας που παραμορφώνονται εφελκυστικά, με παραμόρφωση ανάλογη της εξωτερικώς επιβαλλόμενης δύναμης. Σε αυτό το στάδιο, η εξωτερική δύναμη ισορροπεί με τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στα Προεντεταμένα Καλώδια και στα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας. Κατά τη μετάβαση από το στάδιο (α) στο στάδιο (β) παρατηρείται απότομη μείωση της δυσκαμψίας που οφείλεται στην αποσυμπίεση του Εξωτερικού Πλαισίου και στη διαρροή των Στοιχείων Απορρόφησης Ενέργειας. Με τη μείωση της εξωτερικής δύναμης (στάδιο c), η Μετωπική Πλάκα Α τείνει να επανέρθει στην αρχική της θέση χάρις στη δύναμη που ασκείται από τα Προεντεταμένα Καλώδια. Έτσι, тα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας παραμορφώνονται θλιπτικά ενώ προστατεύονται έναντι λυγισμού καθώς διαθέτουν από το σύστημα πλευρικής εξασφάλισης που διαθέτουν. Σε αυτό το στάδιο μεταβάλλεται απότομα η δυσκαμψία του συστήματος εξαιτίας της διαρροής των Στοιχείων Απορρόφησης Ενέργειας λόγω της θλιπτικής τους καταπόνησης. Εάν το αρχικό επίπεδο προέντασης τους είναι αρκούντως υψηλό ώστε να έχουν διαρρεύσει σε θλίψη, με το μηδενισμό της εξωτερικής δύναμης η Μετωπική Πλάκα Α έρχεται ξανά σε επαφή με το Εσωτερικό Πλαίσιο και σταματάει στα στοιχεία καθοδήγησης του Εξωτερικού Πλαισίου.

Τελικά, η καμπύλη υστέρησης του SSCD σε ανακύκληση έχει «σχήμα σημαίας» με μηδενική παραμένουσα παραμόρφωση.



Σχ. 10.5: Ιδεατή καμπύλη υστέρησης «σχήματος σημαίας», κανονικοποιημένη ως προς την αρχική δυσκαμψία k<sub>0</sub>: (α) β=0; (β) 0<β<1; (γ) β>1.

Η μορφή της καμπύλης υστέρησης του SSCD εξαρτάται από το λόγο της δύναμης προέντασης των Στοιχείων Απορρόφησης Ενέργειας προς τη δύναμη διαρροής τους. Ανάλογα με την τιμή αυτού του λόγου, μεταβάλλεται το ποσοστό της ενέργειας που απορροφάται από το σύστημα, η παραμένουσα μετακίνηση και η παραμένουσα δύναμη επαναφοράς, όπως φαίνεται στο Σχ. 10.5. Η μορφή της καμπύλης υστέρησης ορίζεται από τις παραμέτρους α και β που αντιστοιχούν στην κράτυνση και στην ικανότητα επαναφοράς που διαθέτει το σύστημα (Christopoulos and Filiatrault 2006). Η δεύτερη μπορεί να ληφθεί ίση με το λόγο της δύναμης διαρροής των Στοιχείων Απορρόφησης Ενέργειας προς την αρχική δύναμη προέντασης τους. Η καμπύλη υστέρησης για β=0 αντιστοιχεί σε διάταξη SSCD χωρίς Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας, οπότε η συμπεριφορά του συστήματος είναι γραμμική ελαστική χωρίς ικανότητα απορρόφησης ενέργειας. Αντίθετα, τιμές β>1 συνεπάγονται παραμένουσες παραμορφώσεις (όταν η εξωτερική δύναμη μηδενίζεται) και σχετικώς «παχείς» κύκλους υστέρησης. Αυτό συμβαίνει επειδή η αρχική δύναμη προέντασης δεν είναι αρκετά μεγάλη ώστε να διαρρεύσουν τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας σε θλίψη, με αποτέλεσμα η Μετωπική Πλάκα να μην έρχεται ξανά σε επαφή με τα στοιχεία καθοδήγησης του Εξωτερικού Πλαισίου και με το Εσωτερικό Πλαίσιο. Η παραμένουσα παραμόρφωση υπολογίζεται από το σημείο τομής του φθίνοντος κλάδου του διαγράμματος με τον οριζόντιο άξονα.

Για τιμές του β μεταξύ 0 και 1 η συσκευή διαθέτει δυνατότητα επαναφοράς αλλά η ικανότητα της για απορρόφηση ενέργειας εξαρτάται από την τιμή του β. Για τιμές β κοντά στο μηδέν έχει μικρή ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, αλλά μεγάλη ικανότητα επαναφοράς. Για τιμές β κοντά στο ένα έχει μεγάλη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας αλλά μικρή παραμένουσα δύναμη επαναφοράς. Σε αυτές τις περιπτώσεις το σημείο τομής του φθίνοντος κλάδου του διαγράμματος με τον ελαστικό κλάδο φόρτισης αντιστοιχεί στην παραμένουσα ικανότητα επαναφοράς της συσκευής. Στο πλαίσιο του αντισεισμικού σχεδιασμού, αυτή μπορεί να ληφθεί ίση με τη δύναμη που μεταφέρεται στην κατασκευή όταν η παραμένουσα παραμόρφωσή της συσκευής είναι η ελάχιστη. Όπως φαίνεται στο Σχ. 10.6, η συμπεριφορά του SSCD είναι αντίστοιχη και όταν η εξωτερική δύναμη είναι εφελκυστική, με τη μόνη διαφορά ότι σε αυτή την περίπτωση το Εσωτερικό Πλαίσιο ωθεί την Μετωπική Πλάκα Β και διαρρέουν λόγω εφελκυστικής τάσης τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας που συνδέονται με την Μετωπική Πλάκα Α.



Σχ. 10.6: Συμπεριφορά SSCD για εφελκυστική εξωτερική δύναμη.

#### 10.3 ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΥ SSCD

#### 10.3.1 Θεωρητική φόρμουλα: ημι-αναλυτικό μοντέλο

Ένα πολύ λεπτομερές ημι-αναλυτικό μοντέλο για το SSCD προτάθηκε από τον Banushi (Banushi G. (2010)). Απλοποιημένες παραλλαγές του έχουν αναπτυχθεί και υιοθετηθεί κατά την εφαρμογή της συσκευής σε διάφορες περιπτώσεις κτηρίων. Για τον προσδιορισμό της μηχανικής συμπεριφοράς του SSCD, τα κύρια στοιχεία από τα οποία αποτελείται προσομοιώνονται με ελατήρια με συγκεκριμένη δυσκαμψία και καταστατικό νόμο. Η δυσκαμψία *k*<sub>i</sub> κάθε μεμονωμένου στοιχείου υπολογίζεται από τη σχέση:

όπου *Ε* είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού, *Α*<sub>i</sub> το εμβαδόν της διατομής και *L*<sub>i</sub> το μήκος του στοιχείου.

Στον Πιν. 10.1 παρουσιάζονται συνοπτικά τα κύρια στοιχεία που απαρτίζουν το SSCD και ο καταστατικός νόμος που ακολουθεί το κάθε ένα.

# Πιν. 10.1: Κύρια στοιχεία από τα οποία αποτελείται το SSCD και καταστατικός νόμος που ακολουθεί το καθένα

Στοιχείο		Καταστατική συμπεριφορά
Πλαίσιο 1	C1	Γραμμική Ελαστική
Πλαίσιο	C2	Γραμμική ελαστική (μόνο θλίψη)
Πλαίσιο ολίσθησης	ТМ	Γραμμική Ελαστική
Έμβολο	Р	Γραμμική ελαστική
Μετωπική πλάκα (left)	CT <sub>SX</sub>	k=∞ (μόνο θλίψη)
Μετωπική πλάκα (right)		k=∞ (μόνο θλίψη)
Προεντεταμένα καλώδια	PT	Διγραμμική Ελαστική
Στοιχείο απορρόφησης ενέργειας (δεξιά)	DE <sub>sx</sub>	Ελαστική απολύτως πλαστική
Στοιχείο απορρόφησης ενέργειας (αριστερά)	DE <sub>DX</sub>	Ελαστική απολύτως πλαστική

Ο φορέας μπορεί να χωριστεί δύο μέρη: το πρώτο (C1) αποτελείται από το κύριο τμήμα μεταξύ των 8 φλαντζών και το δεύτερο (C2) περιλαμβάνει τα εναπομείναντα στοιχεία μέχρι την αγκύρωση της συσκευής στην κατασκευή. Επειδή το τελευταίο θεωρείται πως έχει *k*=∞ αμελείται στους υπολογισμούς.

Το SSCD προσομοιώνεται ως ένα σύστημα ελατηρίων κατάλληλα συνδεδεμένων μεταξύ τους, κάθε ένα από τα οποία ακολουθεί το δικό του καταστατικό νόμο. Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του SSCD υπό θλίψη ή εφελκυσμό χρησιμοποιούνται διαφορετικές διατάξεις των ελατηρίων (Σχ. 10.7), αφού η κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων στα μεμονωμένα στοιχεία διαφέρει.



Σχ. 10.7: α) Προσομοίωμα για θλιπτική φόρτιση, β) προσομοίωμα για εφελκυστική φόρτιση.

Η ισοδύναμη δυσκαμψία του συστήματος υπολογίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \sum_{i} \frac{1}{K_{i}}$$
για ελατήρια συνδεδεμένα εν σειρά Εξ. (10.2)  
$$K_{eq} = \sum_{i} K_{i}$$
για ελατήρια συνδεδεμένα εν παραλλήλω Εξ. (10.3)

Το λεπτομερές προσομοίωμα του Σχ. 10.7 προσομοιώνει ικανοποιητικά τη συμπεριφορά του SSCD και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ερμηνεία του ημιαναλυτικού μοντέλου που προτάθηκε από τον Banushi. Πράγματι, η καμπύλη Δύναμης/Παραμόρφωσης που προκύπτει από αυτό βρίσκεται σε συμφωνία με την αντίστοιχη καμπύλη που παρατηρήθηκε κατά την πειραματική δοκιμή του SSCD (Σχ. 10.8). Παρόλα αυτά, δεν είναι εύκολη η εφαρμογή του εν λόγω μοντέλου στην πράξη αφού απαιτούνται πολλές παράμετροι για τον προσδιορισμό της καμπύλης Δύναμης / Παραμόρφωσης (Πιν. 10.2).

Πιν. 10.2: Παράμετροι που απαιτούνται για τον προσδιορισμό της καμπύλης Δύναμης/Παραμόρφωσης

Προεντεταμένα	καλώδια	Στοιχεία απορρόφησης ενέργειας		
φ	διάμετρος καλωδίων	A <sub>DE</sub>	συνολικό εμβαδόν	
$A_{PTE} = n \frac{\pi \phi^2}{4}$	συνολικό εμβαδόν	f <sub>yDE</sub>	τάση διαρροής	
f <sub>Ypte</sub>	τάση διαρροής	$f_{DE} = A_{DE} \cdot f_{y_{PTE}}$	εφελκυστική δύναμη	
ρρτε	ποσοστό προέντασης	L <sub>DE</sub>	μήκος	
$f_{PTE} = \rho_{PTE} \cdot f_{y_{PTE}}$	τάση προέντασης			
$F_{PTE} = A_{PTE} \cdot f_{PTE}$	δύναμη προέντασης			
L <sub>PTE</sub>	μήκος			
$E_{PTE}$	μέτρο ελαστικότητας			
$d_{PTE} = \frac{f_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} \cdot L_{PTE}$	μετατόπιση			



α)

β)

Σχ. 10.8: α) Ημι-αναλυτικό μοντέλο κατά Banushi και β) καμπύλη F/D πειραματικής δοκιμής SSCD.

#### 10.3.2 Απλοποιημένο μοντέλο SSCD

Λόγω της περιπλοκότητας του λεπτομερούς μοντέλου, αναπτύχθηκε ένα απλοποιημένο προσομοίωμα που λαμβάνει υπόψη την ισοδύναμη δυσκαμψία των στοιχείων.

Για να προσδιοριστεί η καμπύλη F/D του απλοποιημένου προσομοιώματος (Σχ. 10.9), πρέπει να έχει προηγηθεί η προδιαστασιολόγηση των βασικών στοιχείων που απαρτίζουν το σύστημα SSCD. Οι διατομές κατά την εγκάρσια έννοια του Εξωτερικού Πλαισίου, του Εσωτερικού Πλαισίου Ολίσθησης και του Εμβόλου

πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να αποφεύγονται φαινόμενα λυγισμού υπό σεισμικά φορτία, ενώ τα Προεντεταμένα Καλώδια και τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να ικανοποιούν τη σεισμική απαίτηση. Οι διαστάσεις των κύριων στοιχείων από τα οποία αποτελείται το εν λόγω σύστημα SSCD φαίνονται στον Πιν. 10.3.

Στοιχείο	A <sub>i</sub> [mm²]	L <sub>i</sub> [mm]	k <sub>i</sub> [ki	N/mm]
Πλαίσιο 1	11088	3700	kc	629,32
Πλαίσιο 2	-	690	k <sub>C2</sub>	∞
Πλαίσιο ολίσθησης	1538,72	3500	k <sub>тм</sub>	92,32
Έμβολο	861,55	3500	k <sub>₽</sub>	51,69
Μετωπική Πλάκα (αριστερά)	66538	50	k	∞
Μετωπική Πλάκα (δεξιά)	60048	70	<b>∧</b> CT	∞
Προεντεταμένα Καλώδια	226,19	3500	<b>k</b> PT	12,67
Στοιχείο Απορρόφησης				
Ενέργειας (αριστερά)	320	170	k	205 20
Στοιχείο Απορρόφησης	320	170	NDE	395,29
Ενέργειας (δεξιά)				

Πιν. 10.3: Διαστάσεια	στοιχείων	από τα οποία	συνίσταται το	σύστημα SSCD.

Οι αρχικές διαστάσεις των στοιχείων επιλέγονται έτσι ώστε να προκύψουν οι παράμετροι *k<sub>el</sub>*, *k<sub>pe</sub>*, *F<sub>y</sub>*, *F<sub>u</sub>*, *d<sub>y</sub>*, *d<sub>u</sub>*, *α* και β που καθορίζουν τα χαρακτηριστικά της καμπύλης υστέρησης «σχήματος σημαίας»:

- k<sub>el</sub> Ελαστική δυσκαμψία
- k<sub>pe</sub> Μετελαστική δυσκαμψία
- F<sub>y</sub> Δύναμη διαρροής συστήματος
   F<sub>u</sub> Μέγιστη δύναμη που μπορεί να
- F<sub>u</sub> Μέγιστη δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί στο σύστημα
- d<sub>y</sub> Μετατόπιση διαρροής
- d<sub>u</sub> Μετατόπιση αστοχίας
- α Συντελεστής μετελαστικής δυσκαμψίας
- β Συντελεστής απορρόφησης ενέργειας



Σχ. 10.9: Ιδεατή σχέση δύναμης – παραμόρφωσης συστήματος απόσβεσης με ικανότητα επαναφοράς.

Η κλίση του ελαστικού κλάδου της καμπύλης ισούται με την ελαστική δυσκαμψία *k*<sub>el</sub>, και υπολογίζεται από την Εξ. (10.4). Σε αυτή τη σχέση υπεισέρχεται η δυσκαμψία του ελατηρίου που προσομοιώνει το έμβολο (*k*<sub>p</sub>) και είναι συνδεδεμένο εν παραλλήλω με τα ελατήρια που αντιστοιχούν στο Εξωτερικό Πλαίσιο (*k*<sub>c</sub>) και στο Πλαίσιο Ολίσθησης (*k*<sub>TM</sub>).

$$k_{el} = \frac{k_P (k_c + k_{TM})}{k_P + k_C + k_{TM}}$$

$$F \longrightarrow \underset{K_P}{\overset{K_P}{\longrightarrow}} \underset{K_{TM}}{\overset{K_C}{\longrightarrow}} F$$

$$E\xi. (10.4)$$

Ο μετελαστικός κλάδος του διαγράμματος F/D ξεκινά από το σημείο διαρροής και έχει κλίση ίση με τη μετελαστική δυσκαμψία kpe. Το kpe υπολογίζεται από τις Εξ.(10.5) και Εξ. (10.6) για θλιπτική και εφελκυστική εξωτερική δύναμη, αντίστοιχα. Και στις δύο περιπτώσεις αμελείται η συμβολή των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας αφού διαρρέουν μετά την πρώτη φόρτιση

$$k_{pec} = \frac{k_P \cdot k_{PT} \cdot k_C}{k_P k_{PT} + k_P k_C + k_{PT} k_C}$$

$$F \longrightarrow (M) \longrightarrow (M)$$

Εξ.(10.5): Θλίψη (k<sub>pec</sub>): σύνδεση σε σειρά ελατηρίων που προσομοιώνουν το έμβολο (k<sub>p</sub>), τα προεντεταμένα καλώδια (k<sub>PT</sub>) και το εξωτερικό πλαίσιο (k<sub>C</sub>)

Εξ. (10.6): Εφελκυσμός (*k<sub>pet</sub>*): σύνδεση σε σειρά ελατηρίων που προσομοιώνουν το έμβολο (*k<sub>p</sub>*), τα προεντεταμένα καλώδια (*k<sub>PT</sub>*) και το εξωτερικό πλαίσιο (*k<sub>C</sub>*)

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η συμπεριφορά του συστήματος SSCD μπορεί να θεωρηθεί ακριβώς ίδια υπό εφελκυσμό και υπό θλίψη, οπότε η μετελαστική δυσκαμψία λαμβάνεται ίση με το μέσο όρο των *k*<sub>pec</sub> και *k*<sub>pet</sub> (Εξ. (10.7)):

$$k_{pe} = \frac{k_{pet} + k_{pec}}{2}$$
 E§. (10.7)

όπου τα *k<sub>pec</sub>* και *k<sub>pet</sub>* εξαρτώνται μόνο από τη δυσκαμψία των στοιχείων του συστήματος που παραμένουν ελαστικά κατά το σεισμό.

Η καμπύλη υστέρησης προσδιορίζεται από τις παραμέτρους α και β που υπολογίζονται σύμφωνα με τις Εξισώσεις Εξ. (10.8) και Εξ. (10.9):

$$\alpha = \frac{k_{pe}}{k_{el}}$$
 συντελεστής μετελαστικής δυσκαμψίας Εξ. (10.8)

$$\beta = \frac{F_{yDE}}{F_{PTE}}$$
 συντελεστής απορρόφησης ενέργειας Εξ. (10.9)

όπου *F<sub>yDE</sub>* είναι η δύναμη διαρροής των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας και *F<sub>PTE</sub>* είναι η δύναμη των προεντεταμένων στοιχείων. Ο συντελεστής β υπολογίζεται από την Εξ. (10.10):

όπου *A<sub>PTE</sub>* και *A<sub>DE</sub>* είναι η διατομή των προεντεταμένων στοιχείων και των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, αντίστοιχα, και *ρ<sub>PTE</sub>* είναι το ποσοστό προέντασης. Συνεπώς ο συντελεστής β εξαρτάται από τη διατομή και τη δύναμη προέντασης των καλωδίων καθώς και από τη διατομή των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας κατά την εγκάρσια έννοια.

Ανάλογα με την επιθυμητή μορφή της καμπύλης F/D, επιλέγεται ο κατάλληλος συνδυασμός των παραμέτρων α και β (Σχ. 10.10).



Σχ. 10.10: Μορφή καμπύλης υστέρησης «σχήματος σημαίας» για διάφορες τιμές των παραμέτρων α και β.

Ο λόγος της αρχικής δύναμης προέντασης προς τη δύναμη διαρροής των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας καθορίζει το σχήμα της καμπύλης υστέρησης του SSCD, αφού ανάλογα με αυτόν μεταβάλλεται το ποσοστό της ενέργειας που απορροφάται από το σύστημα, η παραμένουσα παραμόρφωση και η παραμένουσα δύναμη επαναφοράς, όπως αναφέρθηκε στην Παράγραφο 10.2.

Το σύστημα διαρρέει όταν η τιμή της εξωτερικής δύναμης γίνει μεγαλύτερη από τη δύναμη προέντασης, οπότε η δυσκαμψία μεταβάλλεται από την ελαστική στη μετελαστική τιμή της. Η δύναμη διαρροής ισούται με:
$$F_{y} = F_{PTE} = A_{PTE} \cdot \rho_{PTE} \cdot f_{yPTE}$$
 E§. (10.11)

Η μετατόπιση *d*<sub>y</sub> που αντιστοιχεί στη δύναμη *F*<sub>y</sub> ισούται με:

$$d_y = \frac{F_y}{k_{el}}$$
 E§. (10.12)

Η μετατόπιση αστοχίας του συστήματος (μέγιστη μετατόπιση) *d*<sub>u</sub> ισούται με τη μέγιστη παραμόρφωση των προεντεταμένων καλωδίων, και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$d_{u} = d_{PTE} = \frac{F_{yPTE} \cdot (1 - \rho_{PTE})}{E_{PTE}} L_{PTE}$$
 Eξ. (10.13)

Όπως φαίνεται στην παραπάνω σχέση, η d<sub>u</sub> μπορεί να αυξηθεί ή να μειωθεί με την μεταβολή ορισμένων παραμέτρων. Εάν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών διατηρηθούν σταθερά (*F*<sub>yPTE</sub> και *E*<sub>PTE</sub>), η μέγιστη παραμόρφωση εξαρτάται από το μήκος και το <sub>PPTE</sub>. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα πειράματος που εκτελέστηκε σε δοκίμιο πραγματικής κλίμακας (Braconi et al. (2012)), η τιμή 0.5 αυτής της παραμέτρου προσδίδει καλή ικανότητα επαναφοράς στο σύστημα καθώς και καλό επίπεδο ισοδύναμης απόσβεσης της κατασκευής συνολικά.

Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί στο σύστημα *F<sub>u</sub>* υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_{u} = F_{y} + (d_{u} - d_{y}) \cdot k_{pe}$$
 E§. (10.14)

Στη διαδικασία που αναπτύχθηκε οι διατομές του εξωτερικού πλαισίου, του πλαισίου ολίσθησης και οι διαστάσεις των μετωπικών πλακών διατηρήθηκαν σταθερές. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών θεωρήθηκαν ίδια για όλα τα στοιχεία που απαρτίζουν το SSCD, δηλαδή για τα στοιχεία του πλαισίου, των καλωδίων και τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, όπως φαίνεται στον Πιν. 10.4.

Έτσι, μειώθηκε ο απαιτούμενος αριθμός παραμέτρων για τη διαστασιολόγηση του SSCD, όπως φαίνεται στον Πιν. 10.5. Τα αποτελέσματα των προκαταρτικών αναλύσεων δείχνουν ότι για χαμηλές τιμές δύναμης διαρροής των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, το σύστημα διαθέτει ικανοποιητική πλαστιμότητα και ταυτόχρονα αποτελεσματική ικανότητα επαναφοράς όταν μηδενίζεται η εξωτερική δύναμη.

Παράμετρος		Τιμή
A <sub>c1</sub>	11088	mm <sup>2</sup>
A <sub>TM</sub>	1539	mm <sup>2</sup>
A <sub>P</sub>	862	mm <sup>2</sup>
A <sub>CT</sub>	66538	mm²
E	210000	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yPTE</sub>	1670	N/mm <sup>2</sup>
E <sub>PTE</sub>	196000	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yDE</sub>	240	N/mm <sup>2</sup>
L <sub>DE</sub>	170	mm

Πιν.	10.4:	Παράμετροι	που	διατηρήθηκαν
σταθ	εροί κ	ατά το σχεδια	<b>σμό</b> 1	rou SSCD

Піv. '	10.5:	Πα	ράμετροι	που	με	ταβλήθ	ηκαν
κατά	то	σ	χεδια <b>σ</b> μό	τοι	J	SSCD	και
εξαρτ	ώμεν	ες	παράμετ	ροι <sup>.</sup>	της	καμπ	ύλης
δύναμ	μης/π	αρα	αμόρφωσ	ης			

Παράμετρος	Εξαρτώμενη παράμετρος
L <sub>C1</sub>	k <sub>el</sub> , d <sub>y</sub>
L <sub>TM</sub>	k <sub>el</sub> , d <sub>y</sub>
L <sub>P</sub>	k <sub>el</sub> , d <sub>y</sub>
L <sub>PTE</sub>	$k_{pe},  \alpha,  d_u,  F_u$
φ	$k_{el},k_{pe},\alpha,d_{u},F_{u}$
ρ	F <sub>u</sub> , d <sub>y</sub>
A <sub>DE</sub>	β

# 10.3.3 Πειραματική διερεύνηση του πρωτοτύπου SSCD

Δύο διαφορετικών ειδών δοκιμές διεξήχθησαν στο πρωτότυπο SSCD: αρχικά έγιναν προκαταρκτικές δοκιμές σε SSCD χωρίς στοιχεία απορρόφησης ενέργειας προκειμένου να υπολογιστεί η πραγματική τιμή της δύναμης επαναφοράς που ασκείται από τα προεντεταμένα καλώδια, και έπειτα πραγματοποιήθηκαν τελικές δοκιμές στο SSCD με στοιχεία απορρόφησης ενέργειας ώστε να γίνει έλεγχος της συνολικής απόδοσης της συσκευής. Διερευνήθηκαν διάφορες τιμές της αρχικής δύναμης προέντασης και της διατομής των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας ώστε να εξεταστεί η επίδραση αυτών των παραμέτρων στη συνολική συμπεριφορά της συσκευής. Ο πειραματικός έλεγχος του πρωτοτύπου SSCD πραγματοποιήθηκε στο "Laboratorio Ufficiale per le Esperienze dei Materiali da Costruzione" στο πανεπιστήμιο της Πίζα. Η πειραματική διάταξη που διαμορφώθηκε παρουσιάζεται στο Σχ. 10.11.



Σχ. 10.11: Πειραματική διάταξη δοκιμών SSCD.

Η εξωτερική δύναμη εφαρμόστηκε μέσω υδραυλικού γρύλου 400 kN, που ήταν εξοπλισμένος με αισθητήρες δύναμης και μετακίνησης. Ο γρύλος, τοποθετήθηκε οριζόντια και συνδέθηκε στη μία πλευρά με τοίχο αντίστασης και στην άλλη πλευρά με μεταλλικό στοιχείο που επιτρέπει τις οριζόντιες μετατοπίσεις. Το πρωτότυπο SSCD συνδέθηκε αρθρωτά στο ένα άκρο με τη μεταλλική κατασκευή που επιτρέπει τις οριζόντιες μετακινήσεις (Σχ. 10.12 a) και στο άλλο με μεταλλικό στοιχείο αντίστασης που παρεμποδίζει τις κατακόρυφες και οριζόντιες μετακινήσεις της συσκευής (Σχ. 10.12 b). Για να μετρηθούν και να καταγραφούν οι μετακινήσεις, οι παραμορφώσεις και τα φορτία, το πρωτότυπο εξοπλίστηκε με 8 αισθητήρες μετατόπισης LVDT, 20 μετρητές τάσης και μία δυναμοκυψέλη, που διατάχτηκαν όπως φαίνεται στο Σχ. 10.13. Οι προκαταρτικές δοκιμές έγιναν για ένα πλήρη κύκλο φόρτισης – αποφόρτισης υπό εφελκυστική και θλιπτική καταπόνηση, με ελεγχόμενες μετατοπίσεις μέχρι μέγιστη/ελάχιστη τιμή ίση με ±5 mm. Τα πειραματικά αποτελέσματα φαίνονται στο Σχ. 10.14 για διάφορες τιμές της ροπής σύσφιγξης που χρησιμοποιήθηκε για την προένταση.



Σχ. 10.12: a) Μεταλλική κατασκευή που επιτρέπει τις οριζόντιες μετακινήσεις και b) μεταλλικό στοιχείο αντίστασης.



Σχ. 10.13: Διάταξη αισθητήρων μετατόπισης (Ext.1, Ext.2 και Α έως F) και μηκυνσιομέτρων (1 έως 20, εντός των παρενθέσεων αναγράφονται αυτά που τοποθετήθηκαν από την απέναντι πλευρά του SSCD).



Σχ. 10.14: Καμπύλη δύναμης/μετατόπισης SSCD χωρίς στοιχεία απορρόφησης ενέργειας.

Στο Σχ. 10.14 παρουσιάζεται η δύναμη που επιβάλλεται από το γρύλο συναρτήσει της σχετικής μετακίνησης του Εξωτερικού με το Εσωτερικό Πλαίσιο, όπως καταγράφηκε από τους LVDT αισθητήρες μετακίνησης C και D (Σχ. 10.13). Το SSCD παρουσιάζει διγραμμική συμπεριφορά για κάθε τιμή ροπής σύσφιγξης. Η δύναμη προέντασης λήφθηκε ίση με την τιμή που αντιστοιχεί στο σημείο μεταβολής της δυσκαμψίας. Ο πρώτος κλάδος της διγραμμικής καμπύλης αφορά τη συμπεριφορά του SSCD έως ότου οι Μετωπικές Πλάκες εξαναγκαστούν από τα Προεντεταμένα Καλώδια να έρθουν σε επαφή με το Εσωτερικό Πλαίσιο. Όταν η εξωτερική δύναμη γίνει μεγαλύτερη από τη δύναμη προέντασης, οι Μετωπικές Πλάκες χάνουν την επαφή τους με το Εσωτερικό Πλαίσιο και η δυσκαμψία μειώνεται. Τα αποτελέσματα που εξήχθησαν τόσο για εφελκυστική όσο και για θλιπτική καταπόνηση καταγράφονται στον Πιν. 10.6.

Διάμετρος	Ροπή σύσφιξης	Δύναμη προ	οέντασης (kN)
προεντεαμενου καλωδίου (mm)	(Nm)	Εφελκυσμός	Θλίψη
12	150	41	49
12	250	66	67
12	300	72	77

Πιν. 10.6: Δύναμη προέντασης για διάφορες τιμές της ροπής σύσφιξης

Οι τελικές δοκιμές έγιναν σύμφωνα με τη σύντομη διαδικασία ελέγχου που περιγράφεται από το ECCS group (ECCS TWG 1.3 1986). Στο πρώτο στάδιο της δοκιμής η μετατόπιση αυξανόταν σταδιακά κατά 0.1 mm ώστε να εκτελεστούν τουλάχιστον τέσσερεις πλήρεις κύκλοι πριν διαρρεύσουν τα Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας. Έπειτα, το βήμα αύξησης της μετακίνησης αυξήθηκε στο 1 mm, και για κάθε διαδοχικό επίπεδο πραγματοποιήθηκαν τρείς πλήρεις κύκλοι. Η ταχύτητα του υδραυλικού επενεργητή ρυθμίστηκε ίση με 3mm/min και εκτελέστηκαν τρείς δοκιμές ανακύκλισης, με διαφορετικά τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των Προεντεταμένων Καλωδίων και των Στοιχείων Απορρόφησης Ενέργειας. Στα Σχ. 10.15 και Σχ. 10.16 φαίνεται η συμπεριφορά του πρωτοτύπου SSCD σε ανακύκληση, για διάφορες τιμές της αρχικής δύναμης προέντασης. Είναι φανερό ότι στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης – αποφόρτισης οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι πρακτικώς μηδενικές (αφού σε κάθε περίπτωση είναι μικρότερες από 0.5 mm), άρα το SSCD παρουσιάζει βέλτιστη ικανότητα επαναφοράς. Επιπλέον, για κάθε επίπεδο μέγιστης μετακίνησης, η συσκευή SSCD παρουσίασε σταθερούς βρόχους υστέρησης εξασφαλίζοντας έτσι σταθερό επίπεδο απορρόφησης ενέργειας. Τέλος, με την προσθήκη των Στοιχείων Απορρόφησης Ενέργειας στο σύστημα, αυξήθηκε σημαντικά το εμβαδόν των κύκλων υστέρησης ενώ η κλίση της καμπύλης έμεινε περίπου ίδια με αυτή του SSCD χωρίς Στοιχεία Απορρόφησης Ενέργειας.

Τα πειραματικά αποτελέσματα επαληθεύουν τα αποτελέσματα της αριθμητικής παραμετρικής διερεύνησης. Στο Σχ. 10.17 α) φαίνεται n καμπύλη Δύναμης/Μετατόπισης που προέκυψε για δύο διαφορετικές διατομές των Στοιχείων Απορρόφησης Ενέργειας (δοκιμή 1 και 2) καθώς και για την περίπτωση που αυτά απουσιάζουν. Παρατηρείται πως με την αύξηση της διατομής αυξάνεται το ποσοστό της ενέργειας που απορροφάται, αλλά παράλληλα αυξάνονται και οι παραμένουσες μετακινήσεις. Στο Σχ. 10.17 β) φαίνεται η συμπεριφορά του SSCD για δύο τιμές της ροπής σύσφιγξης (δοκιμές 2 και 3). Και στις δύο περιπτώσεις η ενέργεια που απορροφάται είναι πρακτικώς η ίδια, παρόλο που η δύναμη διαρροής του SSCD μεγαλώνει καθώς αυξάνεται η τιμή της ροπής σύσφιξης



Σχ. 10.15: Καμπύλη Δύναμης/Μετατόπισης SSCD με στοιχεία απορρόφησης ενέργειας: α) δοκιμή 1 και β) δοκιμή 2.



Σχ. 10.16: Καμπύλη Δύναμης/Μετατόπισης SSCD χωρίς στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, δοκιμή 3.



Σχ. 10.17: Καμπύλη Δύναμης/Μετατόπισης: α) δοκιμές 1 και 2 και β) δοκιμές 2 και 3.

Μετά την περιγραφή της μηχανικής συμπεριφοράς του συστήματος και την πειραματική διερεύνηση του πρωτοτύπου, μπορεί να αναλυθεί η εφαρμογή του σε διαφορετικές περιπτώσεις μελέτης. Είναι απαραίτητο να σημειωθεί ότι στην πραγματικότητα δεν υπάρχουν συγκεκριμένα πρότυπα που πρέπει να τηρούνται κατά το σχεδιασμό κατασκευών με συστήματα παθητικής προστασίας, αφού για παράδειγμα δεν υπάρχουν οδηγίες σχετικά με το συντελεστή συμπεριφοράς q που πρέπει να υιοθετηθεί στην προδιαστασιολόγηση κλπ.

# 10.4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ SSCD ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

# 10.4.1 Γενική περιγραφή του κτηρίου

Το εμπορικό κτήριο βρίσκεται στη Μιράντολα (Εμίλια-Ρομάνια, MO). Το κτήριο έχει μία υβριδική δομή αποτελούμενη από τα ακόλουθα κύρια στοιχεία (Σχ. 10.18):

 Τοίχους από Οπλισμένο Σκυρόδεμα στις τέσσερεις γωνίες του κτηρίου, που παραλαμβάνουν την οριζόντια σεισμική δράση,

- Εσωτερικά αρθρωτά πλαίσια από χάλυβα, που φέρουν τα κατακόρυφα φορτία,
- SSCD συστήματα υστέρησης για την σύνδεση των τοίχων από οπλισμένο σκυρόδεμα με τα χαλύβδινα πλαίσια κατά την οριζόντια διεύθυνση.

Η διαδικασία που ακολουθείται για το σχεδιασμό αυτών των στοιχείων είναι επαναληπτική και οφείλει να γίνεται με ακρίβεια, αφού τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά των στοιχείων (ιδίως των τοίχων από οπλισμένο σκυρόδεμα) επηρεάζουν σημαντικά τη δυσκαμψία και τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Εκτελέστηκαν γραμμικές αναλύσεις για την προδιαστασιολόγηση των διαφόρων στοιχείων και μη γραμμικές αναλύσεις για το σχεδιασμό της κατασκευής και τον έλεγχο της συμπεριφοράς της στο τρισδιάστατο μοντέλο του κτηρίου, με τη βοήθεια του λογισμικού SAP2000.

Το κτήριο αποτελείται από 4 ορόφους ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων 50x36 m. Το ελεύθερο ύψος των ορόφων ισούται με 4.50 m. Ο 1<sup>ος</sup> και ο 2<sup>ος</sup> όροφος προορίζονται για εμπορική χρήση, ενώ το υπόγειο θα αποτελέσει χώρο στάθμευσης. Παρόλο που τα τέσσερα κλιμακοστάσια βρίσκονται στις γωνίες του κτηρίου, υπάρχουν στο εσωτερικό ράμπες με αποτέλεσμα να διαφοροποιείται η διάταξη των δομικών στοιχείων και των πλακών στο υπόγειο (επίπεδο P1) σε σχέση με του άλλους ορόφους (P2, P3 και P4), (Σχ. 10.19). Όλες οι πλάκες είναι διατεταγμένες με τον ίδιο τρόπο, με μέγιστο άνοιγμα 6.0 m. Στο Σχ. 10.20 φαίνεται μία τυπική τομή του κτηρίου.



Σχ. 10.18: Τρισδιάστατο προσομοίωμα κτηρίου.





Σχ. 10.19: Τυπικές κατόψεις: α) P1, β) P2 και P3.

358 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα10 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ



Σχ. 10.20: Τυπική τομή κτηρίου.

# Ο σχεδιασμός βασίζεται στη λογική ότι οι τοίχοι από οπλισμένο σκυρόδεμα και τα χαλύβδινα πλαίσια θα συμπεριφερθούν ελαστικά, ενώ η συσκευή SSCD θα είναι εκείνη που θα συμπεριφερθεί μη γραμμικά.

Το πλαίσιο είναι κατασκευασμένο από χάλυβα ποιότητας S275, με ανοίγματα που κυμαίνονται από 6.00 έως 8.00 m. Στο μοντέλο εισήχθησαν διάκενα 10 cm ώστε να μη συνδέονται τα πλαίσια με τους τοίχους οπλισμένου σκυροδέματος.

Οι τοίχοι από Ο.Σ. σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τον EN1998-1:2005, ως μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχία. Στη συγκεκριμένη περίπτωση πρέπει να μπορούν να φέρουν και τις δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω της σύνδεσης τους με τα SSCD. Τα τοιχία κατασκευάζονται από σκυρόδεμα C25/30 και ράβδους οπλισμού B450C.

Τα συστήματα SSCD εισήχθησαν ώστε σε περίπτωση σεισμού να μπορεί να απορροφηθεί η σεισμική ενέργεια και να περιοριστούν οι μετατοπίσεις και παραμορφώσεις της κατασκευής. Τα συστήματα αυτά συνδέουν και αποσυνδέουν τα πλαίσια με τα τοιχία. Επί της ουσίας, μπορεί να τα συνδέουν όσον αφορά τη γεωμετρία αλλά στην πραγματικότητα τους επιτρέπουν να κινούνται ανεξάρτητα, και ενεργοποιούνται με τη σχετική τους μετακίνηση.

Το αρχικό μήκος του συστήματος απορρόφησης ενέργειας λήφθηκε ίσο με 3.5 m (όσο ήταν και το μήκος των πρωτοτύπων που ελέγχθηκαν πειραματικά και παρουσιάστηκαν από τους Braconi et al.). Όλα τα στοιχεία του SSCD είναι κατασκευασμένα από χάλυβα S355JR με εξαίρεση τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας που έχουν μικρότερη τάση διαρροής.

# 10.4.2 Προδιαστασιολόγηση κτηρίου

#### 10.4.2.1 Προσδιορισμός Δράσεων

Τα στατικά και τα σεισμικά φορτία υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον Ιταλικό Κανονισμό (D.M.14/01/2008). Στο Σχ. 10.21 φαίνεται το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιήθηκε στη γραμμική ανάλυση. Οι τιμές των δράσεων που λήφθηκαν στο σχεδιασμό παρουσιάζονται παρακάτω:

- G1= 1,90 kN/m<sup>2</sup> Μόνιμο φορτίο πλάκας ορόφων (νεκρό);
- $G_2 = 2,45 \text{ kN/m}^2$  Μόνιμο φορτίο πλάκας ορόφων;
- G1= 0.15 kN/m<sup>2</sup> Μόνιμο φορτίο πλάκας δώματος (νεκρό);

- G<sub>2</sub>= 0.20 kN/m<sup>2</sup> Μόνιμο φορτίο πλάκας δώματος;
- Q<sub>k</sub> = 5,00 kN/m<sup>2</sup> Κινητό φορτίο για εμπορικές δραστηριότητες (όροφοι);
- Q<sub>k</sub> = 1.20 kN/m<sup>2</sup> Φορτίο χιονιού (δώμα);
- V<sub>N</sub> = 50 years
   Ovoµαστική διάρκεια ζωής του κτηρίου;
- C<sub>U</sub> = 1,5 "Coefficiente d'uso", ισοδύναμος με το "συντελεστή σπουδαιότητας", όπως ορίζεται στις παρ. 2.1(3) και 4.2.5, Eurocode 8, UNIEN 1998-1 (2004);
- $V_R = V_N C_U = 75$  Περίοδος αναφοράς;



Σχ. 10.21: Φάσμα απόκρισης σύμφωνα με το D.M. 14/01/2008 για τις στάθμες Προστασίας Ζωής και Περιορισμού Βλαβών.

#### 10.4.2.2 Προδιαστασιολόγηση – Πλαίσια ανάληψης βαρυτικών φορτίων

Τα χαλύβδινα πλαίσια σχεδιάστηκαν ώστε να φέρουν μόνο κατακόρυφα φορτία, και διαστασιολογήθηκαν για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, δηλαδή για το συνδυασμό της Εξ. (10.15).

$$q = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{O1}Q_{k1} + \gamma_{O2}\psi_{02}Q_{k2}$$
 E§. (10.15)

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων που επιλέχθηκαν ήταν ίσες με τις ελάχιστες απαιτούμενες σύμφωνα με τις προδιαγραφές του D.M.14/01/2008, και παρουσιάζονται στον Πιν. 10.7.

Στοιχείο	L [m]	q [kN/m]	Διατομή
Δοκοί ορόφου	6.0	40.94	HEB220
Δοκοί ορόφου	8.0	40.94	HEB280
Δοκοί δώματος	6.0	6.9	HEB160
Δοκοί δώματος	8.0	6.9	HEB160
Υποστυλώματα			HEB220

Πιν. 10.7: Διατομές στοιχείων μεταλλικού πλαισίου

# 10.4.2.3 Προδιαστασιολόγηση – SSCD

Το αρχικό μήκος του SSCD λήφθηκε ίσο με 3.50 m, βάσει των πειραματικών αποτελεσμάτων. Οι διατομές κατά την εγκάρσια έννοια του Εξωτερικού Πλαισίου, των Εμβόλων, του Πλαισίου Ολίσθησης και των Προεντεταμένων Στοιχείων επηρεάζουν τη συμπεριφορά του συστήματος SSCD και επιλέχθηκαν έτσι ώστε η κλίση της διγραμμικής καμπύλης F/D να είναι η επιθυμητή. Οι παράμετροι που αφορούν την ικανότητα απορρόφησης ενέργειας του συστήματος αρχικά, οι συσκευές SSCD όλων των επιπέδων θεωρήθηκαν ίδιες. Τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό της διγραμμικής καμπύλης F/D συνοψίζονται στον Πιν. 10.8.

Για την εισαγωγή των συστημάτων απορρόφησης ενέργειας στο SAP2000 χρησιμοποιήθηκε η μη γραμμική ελαστική καμπύλη που παρουσιάζεται στο Σχ. 10.22

k <sub>el</sub>	144,658	kN/mm
k <sub>pe</sub>	28,886	kN/mm
Fy	634,822	kN
dy	4,388	mm
Fu	938,765	kN

14,911

mm

du

Πιν. 10.8: Αρχικές παράμετροι καμπύλης δύναμης/μετατόπισης συστημάτων SSCD



Σχ. 10.22: Διγραμμική ελαστική καμπύλη του SSCD.

# 10.4.2.4 Προδιαστασιολόγηση – Τοίχοι Ο.Σ.

Το πλάτος των τοίχων Ο.Σ. λήφθηκε ίσο με 6.0 m, σύμφωνα με τα αρχιτεκτονικά σχέδια. Πραγματοποιήθηκε ισοδύναμη στατική ανάλυση για τον αρχικό προσδιορισμό του πάχους τους. Το τοιχίο προσομοιώθηκε ως πρόβολος με

συγκεντρωμένα φορτία και χρησιμοποιήθηκε ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς. Αυτό σημαίνει ότι οι συσκευές SSCD συμπεριφέρθηκαν ως «άκαμπτα στοιχεία» που δεν απορροφούσαν σεισμική ενέργεια αλλά τη μετέφεραν απευθείας στους τοίχους. Οι δράσεις σχεδιασμού και τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν συνοψίζονται στον Πιν. 10.9.

Πιν. 10.9: Στατικές δυνάμεις για q=1, αναπτυσσόμενες δράσεις σχεδιασμού και σχηματική απεικόνιση προσομοιώματος τοιχίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

4= F <sub>P4</sub>	F <sub>h</sub> [kN]	Όροφος	z <sub>i</sub> [m]	
		P1	4,5	-
	00000 4	P2	9,00	-
10	23838,1	P3	13,5	
ster F		P4	18,00	
4 Ap2	W <sub>i</sub> [kN]	F <sub>i</sub> [kN]		
	15449,74	F <sub>P1</sub>	969,63	
$ = F_{p_1} $	13590,34	F <sub>P2</sub>	1705,86	
	14214,94	F <sub>P3</sub>	2676,38	
	2420,58	$F_{P4}$	607,66	

Δράσεις Σχεδιασμού					
V <sub>ed</sub> 4935 kN					
M <sub>ed</sub> 30964 kNm					

Σύμφωνα με τις διατάξεις των ΕΝ1998-1:2005 και D.M.14/01/2008 πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

Το πάχος της διατομής b<sub>w</sub> δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 150 mm ή από h<sub>s</sub>/20, όπου h<sub>s</sub> είναι το ελεύθερο ύψος του ορόφου. Για το υπό εξέταση κτήριο πρέπει να ισχύει:

$$b_w \geq 225 \text{ mm}$$

Η απόσταση των διαμήκων ράβδων από την εξωτερική παρειά του τοίχου πρέπει να είναι το πολύ ίση με 300 mm, και η διάμετρος τους πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση (Εξ. (10.16)):

Τα δύο ακραία περισφιγμένα άκρα του τοίχου πρέπει να έχουν μήκος τουλάχιστον ίσο με:

$$l_c = 0, 20 \ l_w \ge 1, 5 \ b_w = 1, 20 \ m$$
 E§. (10.17)

Το ποσοστό των κατακόρυφων ράβδων οπλισμού στις ζώνες αυτές πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη συνθήκη (Εξ. (10.18)):

$$1\% \le \rho \le 4\%$$
 E§. (10.18)

Λαμβάνοντας υπόψη τις παραπάνω απαιτήσεις, το πάχος του τοιχίου λαμβάνεται ίσο με 600 mm. Στα περισφιγμένα άκρα η διάμετρος των ράβδων οπλισμού είναι 24 mm και τοποθετούνται ανά 100 mm, ενώ στο εναπομείνων τμήμα η απόσταση τους αυξάνεται στα 250 mm.

# 10.4.3 Προσομοίωμα και ανάλυση του κτηρίου

# 10.4.3.1 Προσομοίωμα και γραμμική ανάλυση

Από τη δυναμική ιδιομορφική ανάλυση (στην οποία χρησιμοποιήθηκε το φάσμα που φαίνεται στο Σχ. 10.21) παρατηρήθηκε παρόμοια συμπεριφορά του κτηρίου στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y (δηλαδή παρόμοιες ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές). Η συμπεριφορά του κτηρίου είναι καμπτική με υψηλό ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας (Σχ. 10.23).



Σχ. 10.23: Πρώτη ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Υ και κατά τη διεύθυνση Χ.

Η οριζόντια μετατόπιση του κτηρίου εξαρτάται άμεσα από το βαθμό στον οποίο θα ενεργοποιηθούν τα SSCD της αντίστοιχης διεύθυνσης. Οι ελαστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται είναι ανάλογες της μετατόπισης κάθε ορόφου.

Η συμπεριφορά του συστήματος θα βελτιστοποιηθεί εάν επιτευχθεί ιδιομορφική παραμορφωμένη κατάσταση κατά το δυνατόν περισσότερο ομοιόμορφη. Αυτό σημαίνει ότι η παραμορφωμένη εικόνα πρέπει να είναι σχεδόν «κατακόρυφη» πάνω από τον πρώτο όροφο. Έτσι, όλα τα συστήματα SSCD θα λειτουργούν στο ίδιο επίπεδο δυνάμεων και παραμορφώσεων, με πρακτικά μηδενικές σχετικές μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων που βρίσκονται πάνω από τον πρώτο (Σχ. 10.24).



P3

P4

13,50

18,00

Σχ. 10.24: Επιθυμητή ιδιομορφική παραμορφωμένη κατάσταση.

Προκειμένου να επιτευχθεί η επιθυμητή κατάσταση παραμόρφωσης, μεταβλήθηκε η ελαστική δυσκαμψία των συσκευών SSCD (*k<sub>el</sub>*) με παραμέτρους ελέγχου τις μετατοπίσεις *x<sub>i</sub>* του κτηρίου στα επίπεδα των SSCD (x<sub>1</sub>, x<sub>2</sub>, x<sub>3</sub>, x<sub>4</sub>).

Αρχικά, τροποποιήθηκε μόνο το μήκους του εμβόλου *L<sub>P</sub>* ώστε να μεταβληθεί η δυσκαμψία *k<sub>el</sub>*. Η διαδικασία ήταν επαναληπτική μέχρις ότου το αποτέλεσμα της γραμμικής ιδιομορφικής ανάλυσης έγινε το επιθυμητό.

Λόγω της μειωμένης δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων, αφού έχουν σχεδιαστεί ώστε να φέρουν μόνο βαρυτικά φορτία, δεν υπάρχει η δυνατότητα να αναπτυχθεί ισχυρή σύνδεση μεταξύ των ορόφων. Αυτό σημαίνει ότι κάθε όροφος λειτουργεί ως ανεξάρτητος (δηλαδή οι μάζες συμπεριφέρονται ανεξάρτητα). Στην περίπτωση όπου ο ένας όροφος είναι ανεξάρτητος από τον άλλον, η ιδιοπερίοδος της μεμονωμένης μάζας του i-opóφou, υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξ. (10.19).

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_i}}$$
 E§. (10.19)

144,66

48,02

Για να συμπεριφέρονται όλοι οι όροφοι με τον ίδιο τρόπο (για παράδειγμα για να έχουν την ίδια μετατόπιση), είναι απαραίτητο να έχουν την ίδια ιδιοπερίοδο. Με γνωστή τη σεισμική μάζα κάθε ορόφου μπορούν εύκολα να υπολογιστούν οι δυσκαμψίες των SSCD (Πιν. 10.10).

της γραμμικής δυναμικής ανάλυσης							
Όροφος	Όροφος z <sub>i</sub> [m] m <sub>i</sub> [kN] k <sub>el</sub> SSCD						
P1	4,50	15449,74	144,66				
P2	P2 9,00 13590,34 144,66						

14214,94

2420,58

Πιν. 10.10: Δυσκαμψία συσκευής SSCD κάθε ορόφου που προκύπτει από τα αποτελέσματα της γραμμικής δυναμικής ανάλυσης

10 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

Στην παρούσα μελέτη, οι σεισμικές μάζες των τριών πρώτων ορόφων είναι περίπου ίδιες, οπότε μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ίδιες συσκευές SSCD για τα επίπεδα P1, P2 και P3, ενώ μόνο για το P4 χρησιμοποιείται διαφορετική.

Για τις τιμές της δυσκαμψίας που παρουσιάζονται στον Πιν. 10.10, η ιδιομορφική παραμορφωμένη εικόνα που προέκυψε φαίνεται στο Σχ. 10.25 και πλησιάζει την επιθυμητή σχεδόν κατακόρυφη κατάσταση του Σχ. 10.24. Στον Πιν. 10.11 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της γραμμικής ιδιομορφικής ανάλυσης.



Σχ. 10.25: Ιδιομορφικές παραμορφωμένες εικόνες που αντιστοιχούν στην πρώτη ιδιομορφή της διεύθυνσης Υ και της διεύθυνσης Χ.

Ιδιο- μορφή	Ιδιοπερίοδος [s]	% Μάζα Χ	% Μάζα Υ	% Μάζα Ζ	% Άθροισμα Μx	% Άθροισμα Μy
1	0,315126	0,00	81,36	0,00	0,00	81,36
2	0,313854	84,10	0,00	0,00	84,10	81,36
3	0,284094	0,00	17,47	0,00	84,10	98,82
4	0,276967	15,59	0,00	0,00	99,69	98,82

Πιν. 10.11: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Οι δράσεις που ασκούνται στα SSCD στην ελαστική φάση μπορούν να υπολογιστούν από τη σεισμική δράση της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.). Μπορεί λοιπόν να εκτιμηθεί η μέγιστη αναμενόμενη μετατόπιση κάθε συσκευής SSCD. Οι δράσεις που ασκούνται στη βάση των τοίχων από Ο.Σ. υπολογίζονται και συγκρίνονται με αυτές που θεωρήθηκαν αρχικά, και τελικά βελτιστοποιείται το πάχος του στοιχείου.

Η τελική διαστασιολόγηση του SSCD ολοκληρώνεται με τον προσδιορισμό της διατομής των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας κατά την εγκάρσια διεύθυνση, τα οποία είχαν αρχικά αγνοηθεί. Η διατομή τους επηρεάζει την παράμετρο β, την ενέργεια που απορροφάται και το σχήμα της καμπύλης F/D. Τα κύρια χαρακτηριστικά των SSCD κάθε επιπέδου συνοψίζονται στους Πιν. 10.12, και Πιν. 10.14. Στο Σχ. 10.26 παρουσιάζονται οι βρόχοι υστέρησης «σχήματος σημαίας» που προέκυψαν.

Πιν. 10.12: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά προεντεταμένων καλωδίων

Προεντεταμένα καλώδια					
	P1, P2, P3	P4			

<sup>364 |</sup> Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

Πλήθος	n	2		2	
Διάμετρος	φ	22	mm	12	mm
Εμβαδόν διατομής	A <sub>PTE</sub>	380,13	mm²	113,10	mm²
Συνολικό εμβαδόν	A <sub>PTE,tot</sub>	760,27	mm²	226,19	mm²
Τάση διαρροής	f <sub>y,PTE</sub>	1670,00	N/mm²	1670,00	N/mm²
Προένταση	ρ <sub>PTE</sub> =f <sub>PTE</sub> /f <sub>y,PTE</sub>	0,50		0,50	
Τάση προέντασης	f <sub>PTE</sub>	835,00	N/mm²	835,00	N/mm²
Δύναμη προέντασης	<b>F</b> <sub>PTE</sub>	634,82	kN	188,87	kN
Μήκος	L <sub>PTE</sub>	3500	mm	3500	mm
Μέτρο ελαστικότητας	E <sub>PTE</sub>	196000	N/mm²	196000	N/mm²
Μέγιστη παραμόρφωση	dpte	14,91	mm	14,91	mm

Πιν. 10.13: Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά στοιχείων απορρόφησης ενέργειας.

Στοιχεία απορρόφησης ενέργειας (Χάλυβας ΒΟ40)						
		P1, I	P2, P3	P4		
Πλήθος	n	4		4		
Εμβαδόν διατομής	$A_{ED}$	120	mm²	80	mm²	
Συνολικό εμβαδόν	$A_{\text{ED,tot}}$	480	mm²	320	mm²	
Τάση διαρροής	$\mathbf{f}_{y,ED}$	240	N/mm²	240	N/m	
Δύναμη διαρροής	$F_{y,ED}$	115,2	kN	76,8	kN	
Επιμήκυνση αστοχίας	$A_{\text{gt},\text{ED}}$	24,67	%	24,67	%	
Μήκος μειωμένης διατομής	$L_{ED}$	170	mm	170	mm	

#### Πιν. 10.14: Παράμετροι SSCD επιπέδων P1, P2 και P3

Καμπύλη δύναμης/μετατόπισης						
Παράμετροι	P1, P2	2, P3	P4			
k <sub>el</sub>	144,658	kN/mm	48,237	kN/mm		
<b>k</b> <sub>pe</sub>	28,886 kN/mm		9,588	kN/mm		
Fy	634,822 kN		188,873	kN		
dy	4,388 mm		3,9155	mm		
Fu	938,765	kN	294,295	kN		
d <sub>u</sub>	14,911	mm	14,911	mm		
$\alpha = k_{pe}/k_{el} =$	0,20	00	0,1	99		
$\beta = F_{y,ED}/F_{PTE}$	0,18	81	0,4	07		



Σχ. 10.26: Καμπύλες Δύναμης/Παραμόρφωσης SSCD ορόφων: α) P1, P2 και P3; β) P4.

Προκειμένου να εισαχθούν οι συσκευές SSCD στο αριθμητικό προσομοίωμα του κτηρίου, χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία σύνδεσης με συγκεκριμένο καταστατικό νόμο. Το μοντέλο SSCD προσομοιώνεται με δύο διαφορετικά στοιχεία συνδεδεμένα εν παραλλήλω (Σχ. 10.27): το ένα έχει διγραμμική συμπεριφορά από την οποία καθορίζονται οι πρώτοι δύο κλάδοι της καμπύλης, που έχουν κλίση ίση με  $k_{el}$  και  $k_{pe}$  αντίστοιχα, δύναμη διαρροής  $F_y$  και μέγιστη παραμόρφωση  $d_u$  (Σχ. 10.28a). Το δεύτερο στοιχείο αναφέρεται ως «πλαστικό» και καθορίζει τους κύκλους υστέρησης των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας, δηλαδή την παράμετρο  $k_{DE}$  και την αντίστοιχη δύναμη  $F_{yDE}$  (Σχ. 10.28b).



Σχ. 10.27: Απλοποιημένο προσομοίωμα SSCD αποτελούμενο από δύο στοιχεία συνδεδεμένα εν παραλλήλω.



Σχ. 10.28: α) Διγραμμικός ελαστικός και β) Πλαστικός καταστατικός νόμος.

α)

10.4.3.2 Ανελαστικό μοντέλο και μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

Στη συνέχεια εκτελέστηκαν μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις ώστε να διερευνηθεί η συμπεριφορά της κατασκευής στη μετελαστική κατάσταση. Πραγματοποιήθηκε Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση (*Incremental Dynamic Analysis – IDA*) σύμφωνα με τη διαδικασία που προτάθηκε από τους Vamvatsikos and Cornell. Η ΙΔΑ περιγράφεται συνοπτικά στα ακόλουθα βήματα:

- Προσδιορισμός των μη κλιμακωμένων επιταχυνσιογραφημάτων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν: a<sub>1</sub>(ti);
- Προσδιορισμός του Συντελεστή Κλιμάκωσης (Scale Factor SF) που θα εφαρμοστεί σε κάθε επιταχυνσιογράφημα: a<sub>λ</sub> = λ a<sub>1</sub>;
- Επιλογή Μέτρου Έντασης (Intensity Measure IM) που αυξάνεται μονοτονικά με την αύξηση του συντελεστή κλιμάκωσης λ (για παράδειγμα μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής κλπ)
- 4. Επιλογή Μέτρου Βλάβης (Damage Measure DM) που χαρακτηρίζει την απόκριση της κατασκευής σε μία σεισμική φόρτιση (για παράδειγμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μέγιστη τέμνουσα βάσης V<sub>b</sub>, η μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση ορόφου κλπ)
- 5. Μόρφωση της καμπύλης Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης (IDA curve) δηλαδή της καμπύλης του Μέτρου Έντασης συναρτήσει του Μέτρου Βλάβης που προκύπτει για δεδομένο επιταχυνσιογράφημα.

Στην παρούσα μελέτη ως Μέτρο Έντασης επιλέχθηκε η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (PGA).

Χρησιμοποιήθηκαν τα ακόλουθα δύο Μέτρα Βλάβης: η μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου *d<sub>rmax</sub>* και η μέγιστη παραμόρφωση του SSCD *d<sub>dmax</sub>*. Υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας του Περιορισμού Βλαβών (Damage

368 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα10 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

Limitation – DL) συμβαίνει όταν η μέγιστη σχετική μετατόπιση ορόφου υπερβεί την τιμή που ορίζεται στο D.M. 14/01/2008 (Εξ. (10.20)):

$$d_r \leq 0,01 h$$
 E§. (10.20)

όπου h είναι το ελεύθερο ύψος του ορόφου. Έτσι, η προηγούμενη σχέση τροποποιείται ως εξής Εξ. (10.21):

$$d_r \leq 45 \ mm$$
 E§. (10.21)

Η στάθμη επιτελεστικότητας της Προστασίας Ζωής (Life Safety – LS) εμφανίζεται όταν η αξονική παραμόρφωση του SSCD γίνει μεγαλύτερη από τη μέγιστη επιτρεπόμενη επιμήκυνση στην οποία διαρρέουν τα προεντεταμένα καλώδια και χάνεται η ικανότητας επαναφοράς του συστήματος. Η οριακή αυτή τιμή μπορεί να ληφθεί ίση με (Εξ. (10.22)):

$$d_{SSCD} \leq 14,91 \, mm$$
 E§. (10.22)

Είναι απαραίτητο να υπογραμμιστεί ότι ο περιορισμός αυτός δεν συνδέεται άμεσα με την οριακή κατάσταση αστοχίας, αφού από στατικής απόψεως τα SSCD εξακολουθούν να παρέχουν στην κατασκευή επαρκή εναπομείνουσα αντοχή έναντι κατάρρευσης. Το πρόβλημα συνίσταται κυρίως στην απώλεια της ικανότητας επαναφοράς (παρόλο που εξακολουθεί να υπάρχει μειωμένη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας). Επιπλέον, η στάθμη Προστασίας Ζωής δεν εμφανίζεται ταυτόχρονα σε όλα τα συστήματα SSCD, άρα μόνο μερικά από αυτά χάνουν την αποτελεσματικότητα τους.

Για την Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν επτά επιταχυνσιογραφήματα κάθε ένα από τα οποία κλιμακώθηκε με διαφορετικό συντελεστή κλιμάκωσης. Το Μέτρο Έντασης κλιμακώθηκε έως τα 0.40 g (Πιν. 10.15).

Επιταχυνσιο- γράφημα	PGA <sub>max</sub>	0,05 g	0,10 g	0,15 g	0,20 g	0,25 g	0,30 g	0,35 g	0,40 g
0520ME	0,2591	0,19	0,38	0,57	0,77	0,96	1,15	1,35	1,54
0529ME	0,2672	0,18	0,37	0,56	0,74	0,93	1,12	1,31	1,49
SPC1	0,3127	0,16	0,32	0,48	0,64	0,79	0,95	1,11	1,27
SPC2	0,2508	0,19	0,39	0,59	0,79	0,99	1,19	1,39	1,59
SPC3	0,2855	0,17	0,35	0,52	0,70	0,87	1,05	1,22	1,40

Πιν. 10.15: Συντελεστές κλιμάκωσης κάθε επιταχυνσιογραφήματος

SPC4	0,3374	0,14	0,29	0,44	0,59	0,74	0,88	1,03	1,18
SPC5	0,2507	0,19	0,39	0,59	0,79	0,99	1,19	1,39	1,59

Στα Σχ. 10.29 και Σχ. 10.30 παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση που εκτελέστηκε για τα 7 επιταχυνσιογραφήματα. Είναι προφανές ότι η μέγιστη επιμήκυνση των συσκευών  $(d_{dmax})$ απορρόφησης ενέργειας δεν είναι ίδια για διάφορα тα επιταχυνσιογραφήματα. Για τιμές του Μέτρου Έντασης έως 0.15 g τα SSCD εμφανίζουν παρόμοια συμπεριφορά, ενώ καθώς αυξάνεται το Μ.Ε. οι διαφορές στα αποτελέσματα είναι μεγαλύτερες. Αντίστοιχα συμπεράσματα προκύπτουν και για τη μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου (drmax), η οποία σχετίζεται με τον Περιορισμό Βλαβών. Από τις μέσες τιμές που λήφθηκαν, σύμφωνα με όσα ορίζονται στο D.M.14/01/2008, συμπεραίνεται ότι η κατασκευή μπορεί να ικανοποιήσει την απαίτηση του Περιορισμού Βλαβών για PGA έως 0.30 g, ενώ για τη στάθμη της Προστασίας Ζωής η μέγιστη PGA κυμαίνεται από 0.25 g για την ικανοποίηση και 0.30 g για την υπέρβαση της.

Εν συνεχεία υπολογίστηκαν οι παραμένουσες παραμορφώσεις προκειμένου να ελεγχθεί η αποτελεσματικότητα του μοντέλου (Πιν. 10.16). Αυτές τελικώς ήταν μικρότερες από το 2% της μέγιστης παραμόρφωσης ορόφου, κάτι που οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η ικανότητα επαναφοράς του συστήματος μπορεί να θεωρηθεί βέβαιη. Όπως γίνεται αντιληπτό από το Σχ. 10.30, για τις διάφορες τιμές της PGA τα επίπεδα P1, P2 και P4 παρουσίασαν παρόμοια συμπεριφορά ενώ στο επίπεδο P3 η μετατόπιση ήταν μεγαλύτερη. Η διαρροή και στις τέσσερεις καμπύλες εμφανίζεται σχεδόν στο ίδιο σημείο, εντός του εύρους [0.10g; 0.15g], άρα η συμπεριφορά του κτηρίου είναι αρκετά συνεπής.



Σχ. 10.29: Μέσα αποτελέσματα 7 επιταχυνσιογραφημάτων: α) μέγιστη παραμόρφωση SSCD (Προστασία Ζωής) και β) μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου (Περιορισμός Βλαβών).



Σχ. 10.30: Αποτελέσματα Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης: σχετική μετακίνηση ορόφου σε σχέση με την PGA (μέσα αποτελέσματα 7 επιταχυνσιογραφημάτων).

Όροφος	d <sub>r</sub> [mm]	d <sub>rmax</sub> [mm]	d <sub>r</sub> [%]
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

Πιν. 10.16: Μέσες παραμένουσες παραμορφώσεις κτηρίου (PGA ίση με 0.25g).

Οι χαλύβδινες διατομές μεταβλήθηκαν καθώς δεν ικανοποιούταν οι έλεγχοι ασφάλειας που προβλέπονται από τις κανονιστικές διατάξεις, για τη στάθμη Προστασίας Ζωής και PGA ίση με 0.25 g. Οι νέες διατομές παρουσιάζονται στον Πιν. 10.17. Δεν απαιτήθηκαν αλλαγές στις διαστάσεις και στον οπλισμό των τοίχων Ο.Σ.

Πιν. 10.17: Τροποποίηση χαλύβδινων διατομών ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις της μη γραμμικής ανάλυσης

Στοιχείο	Αρχική Διατομή	Τροποποίηση	Αιτία
Χαλύβδινες δοκοί ορόφου	HEB280	HEA340	Καμπτική αστοχία
Χαλύβδινες δοκοί οροφής	HEB160	HEB180	Καμπτική αστοχία
Υποστυλώματα	HEB220	HEB240	Λυγισμός

10.4.4 Βελτιστοποίηση προτεινόμενης λύσης

Από τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων παρατηρείται ότι η συμπεριφορά του συστήματος εξαρτάται άμεσα από τη μέγιστη επιμήκυνση των SSCD, η οποία σχετίζεται με τη στάθμη της Προστασίας Ζωής. Ωστόσο, η σχετική παραμόρφωση ορόφου, που σχετίζεται με τη στάθμη του Περιορισμού Βλαβών, συνήθως ήταν αρκετά χαμηλότερη από την οριακή τιμή άρα δεν αποτελεί περιοριστικό παράγοντα για τον προσδιορισμό της πραγματικής ικανότητας του συστήματος.

Με τη μεταβολή ορισμένων παραμέτρων μπορεί να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της Προστασίας Ζωής για Μέτρα Έντασης μεγαλύτερα του 0.25g. Στη συνέχεια περιγράφονται οι δυνατότητες που υπάρχουν προς αυτή την κατεύθυνση.

#### 10.4.4.1 Περίπτωση 1 – Αύξηση του μήκους του SSCD

α)

Διάφορες εναλλακτικές επιλογές έχουν προταθεί και ελεγχθεί, όσον αφορά το μήκος του SSCD. Σε αυτή την περίπτωση, το αρχικό μήκος των 3.5 m που χρησιμοποιήθηκε κατά την πειραματική διερεύνηση του πρωτοτύπου SSCD (Σχ. 10.31) τροποποιήθηκε. Το νέο μήκος της συσκευής επιλέχθηκε ίσο με 5.30 m και το μήκος των προεντεταμένων καλωδίων ίσο με 5.20 m. Όπως φαίνεται από το Σχ. 10.32, η αύξηση του μήκους του SSCD δεν επηρεάζει σημαντικά τη συμπεριφορά της κατασκευής, αφού η μέγιστη επιτρεπόμενη PGA παραμένει ίση με 0.25 g. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι η αύξηση του μήκους συνοδεύεται και από τη μείωση της ελαστικής δυσκαμψίας (Σχ. 10.31).



Σχ. 10.31: Περίπτωση 1 – αλλαγή μήκους SSCD: τροποποιημένη καμπύλη υστέρησης για α) επίπεδα P1, P2 και P3 και β) P4.



Σχ. 10.32: Μέσα αποτελέσματα Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης α) μέγιστη παραμόρφωση του SSCD (Προστασία Ζωής) και β) σχετική μετακίνηση ορόφου (Περιορισμός Βλαβών).

10.4.4.2 Περίπτωση 2 – Αύξηση της διαμέτρου των προεντεταμένων καλωδίων Η διάμετρος των προεντεταμένων καλωδίων αυξάνεται στα 4.0 mm, ενώ το συνολικό μήκος του SSCD και σε αυτή την περίπτωση λαμβάνεται αυξημένο και ίσο 372 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

α)

10 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

με 5.30 m. Η στοχευόμενη μετατόπιση της στάθμης Προστασίας Ζωής παραμένει ίση με 21.93 μ, αφού δεν επηρεάζεται από τη διάμετρο του καλωδίου. Η μεταβολή της διαμέτρου επηρεάζει ωστόσο τις δυνάμεις διαρροής και αστοχίας καθώς και τον ελαστικό και το μετελαστικό κλάδο της καμπύλης υστέρησης (Σχ. 10.33).

Όπως είναι φανερό, με την ταυτόχρονη μεταβολή της διαμέτρου και του μήκους του SSCD μπορεί να αυξηθεί η ικανότητα του συστήματος. Η μέγιστη επιτρεπόμενη PGA της στάθμης Προστασίας Ζωής μεταβάλλεται στα 0.30 g. Ωστόσο, δεν παρατηρείται μεταβολή στη στάθμη του Περιορισμού Βλαβών.

Συγκρίνοντας τον 1° και το 2° όροφο, δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές για Μέτρο Έντασης μικρότερο ή ίσο με 0.15 g. Αυτό σημαίνει ότι για PGA μικρότερη από την τιμή αυτή, η διάμετρος των προεντεταμένων καλωδίων δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα. Αντίθετα, για μεγαλύτερες τιμές PGA η μετελαστική συμπεριφορά των SSCD μεταβάλλεται λόγω της αλλαγής της διαμέτρου των καλωδίων.



Σχ. 10.33: Περίπτωση 2 – μεταβολή διαμέτρου καλωδίων και μήκους SSCD: καμπύλες υστέρησης α) επιπέδων P1, P2 και P3 και β) P4.





10.4.4.3 Περίπτωση 3 – Αύξηση ικανότητας απορρόφησης ενέργειας - β=0,50 Με την αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας των συσκευών SSCD μπορεί να βελτιωθεί η συμπεριφορά της κατασκευής. Μέχρι τώρα ο συντελεστής β που καθορίζει τη μορφή των καμπύλων υστέρησης ισούταν με 0.18 για τα επίπεδα P1, P2 και P3 και 0.40 για το P4. Στην Περίπτωση 3, το μήκος των SSCD λαμβάνεται ίσο με 3.50 m, ενώ αυξάνονται οι διατάσεις των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας ώστε να επιτευχθεί β=0.50. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά παραμένουν αμετάβλητα (Σχ. 10.35).

Από το Σχ. 10.36 συμπεραίνεται ότι η λύση αυτή είναι αποτελεσματική, αφού η μέγιστη επιτρεπόμενη PGA για την Προστασία Ζωής αυξάνεται στα 0.35g ενώ η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων μειώνεται κατά 50%. Επιπλέον, η δυσκαμψία των SSCD παραμένει αμετάβλητη ενώ μειώνεται η σχετική μετακίνηση ορόφων. Τέλος, το μικρότερο μήκος της συσκευής επιτρέπει μικρότερο κόστος και μεγαλύτερη ευκολία στην εφαρμογή.



Σχ. 10.35: Περίπτωση 3 – β=0.50: καμπύλη υστέρησης για τα επίπεδα Ρ1, Ρ2 και Ρ3.



Σχ. 10.36: Μέσα αποτελέσματα Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης: α) μέγιστη παραμόρφωση SSCD (Προστασία Ζωής) και β) σχετική μετακίνηση ορόφων (Περιορισμός Βλαβών) – Περίπτωση 3.

10.4.4.4 Περίπτωση 4 – Αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας - β=1.25 Αύξηση του συντελεστή β πάνω από 0.90, όπως παρατηρείται και από τα πειραματικά αποτελέσματα, οδηγεί σε απώλεια της τυπικής συμπεριφοράς «σχήματος σημαίας» των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας (Σχ. 10.37). Από την Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση συμπεραίνεται ότι παρά την αύξηση της διατομής τους, η συνολική ικανότητα του κτηρίου μειώθηκε, αφού η μέγιστη επιτρεπόμενη PGA ισούται με 0.30 g (Σχ. 10.38). Αυτό σημαίνει ότι από ένα όριο και πάνω, η περεταίρω



10 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

αύξηση του μεγέθους των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας δεν μπορεί να βελτιώσει την απόδοση του κτηρίου.

Στις προηγούμενες περιπτώσεις που εξετάστηκαν, οι συσκευές SSCD του επιπέδου P4 ήταν εκείνες που επηρεάστηκαν λιγότερο από τη μεταβολή των παραμέτρων. Στη συγκεκριμένη περίπτωση όμως υφίστανται τις μεγαλύτερες επιμηκύνσεις για αυτό άλλωστε μειώνεται η ικανότητα της κατασκευής. Από την καμπύλη ικανότητας για τα διάφορα επίπεδα (Σχ. 10.39) παρατηρείται ότι οι συσκευές SSCD του επιπέδου P4 διαρρέουν για PGA ίσο με 0.10g ενώ των υπολοίπων επιπέδων εμφανίζουν σχεδόν γραμμική συμπεριφορά. Αυτό σημαίνει ότι στο επίπεδο P4 οι συσκευές φτάνουν στην οριακή τους κατάσταση, ενώ οι υπόλοιπες βρίσκονται στην ελαστική περιοχή.



Σχ. 10.37: Περίπτωση 5 – β=1.25: καμπύλες υστέρησης επιπέδων α) Ρ1, Ρ2 και Ρ3 και β) Ρ4.



Σχ. 10.38: Μέσα αποτελέσματα Ικανοτικής Δυναμικής Ανάλυσης: α) μέγιστη παραμόρφωση SSCD (Προστασία Ζωής) και β) σχετική μετακίνηση ορόφου (Προστασία Ζωής) – Περίπτωση 5.



Σχ. 10.39: Καμπύλη ικανότητας ορόφων – περίπτωση 5.

Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι παραμένουσες παραμορφώσεις. Για τιμές β μεγαλύτερες από 1.0 τα SSCD χάνουν την ικανότητα επαναφοράς, με αποτέλεσμα στο κτήριο να αναπτύσσονται παραμένουσες παραμορφώσεις. Οι μέσες τιμές που αντιστοιχούν σε PGA ίση με 0.30g συνοψίζονται στον Πιν. 10.18.

Όροφος		β=1.25 d <sub>r</sub> [mm] d <sub>rmax</sub> [mm] d <sub>r</sub> [%]			β=2.00		
#	d <sub>r</sub> [mm]				d <sub>r</sub> [mm] d <sub>rmax</sub> d		
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	

Πιν. 10.18: Μέσες τιμές παραμένουσας παραμόρφωσης για PGA=0.30g.

Αντίστοιχα συμπεράσματα προκύπτουν και στην περίπτωση όπου β=2.0, αφού και πάλι η αύξηση του μεγέθους των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας και οδηγεί σε απώλεια της συμπεριφοράς υστέρησης «σχήματος σημαίας».

#### 10.5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Το προτεινόμενο σύστημα SSCD χρησιμοποιήθηκε για το σχεδιασμό ενός εμπορικού κτηρίου που αποτελείται από υβριδικό σύστημα οπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα. Η διαδικασία του σχεδιασμού, όπως παρουσιάστηκε, είναι επαναληπτική και περιλαμβάνει τόσο γραμμικές όσο και μη γραμμικές αναλύσεις.

Το πρωτότυπο SSCD με τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά που περιγράφονται από τους Braconi et al, χρησιμοποιήθηκε για το σχεδιασμό του κτηρίου και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που προέκυψε ήταν 0.25g. Η τιμή αυτή ικανοποιεί τις απαιτήσεις των κανονισμών για τις στάθμες Περιορισμού Βλαβών και Προστασίας Ζωής. Η διάταξη αυτή παρέχει επιπλέον καλή ικανότητα επαναφοράς του συστήματος ενώ οι παραμένουσες μετακινήσεις που αναπτύσσονται περιορισμένες. 10 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

Όπως φάνηκε προηγουμένως, με την μεταβολή παραμέτρων όπως του μήκους της συσκευής, της διαμέτρου των καλωδίων και του μεγέθους των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας μπορεί να βελτιωθεί η απόδοση του κτηρίου.

Μπορούν να πραγματοποιηθούν παραμετρικές αναλύσεις για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του συστήματος SSCD – κυρίως του μήκους των προεντεταμένων καλωδίων και της διατομής των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας κατά την εγκάρσια έννοια – για τα οποία βελτιστοποιείται η συμπεριφορά του όσον αφορά τις απαιτήσεις που επιβάλλονται για το κτήριο.

Η τοποθέτηση του SSCD κατά την οριζόντια διεύθυνση (συνδέοντας τα τοιχία Ο.Σ. με τα χαλύβδινα πλαίσια) επιτρέπει τον έλεγχο της συμπεριφοράς του κτηρίου και ίσως τη διαμόρφωση κατάλληλου παραμορφωμένου ιδιομορφικού σχήματος ώστε να επιτευχθούν ίσες μετακινήσεις σε κάποιους ορόφους, όπως συνέβη και στο κτήριο που εξετάστηκε.

Από τη σύγκριση των πειραματικών με τα αριθμητικά αποτελέσματα συμπεραίνεται ότι με τις απλοποιήσεις που έγιναν στο μοντέλο (όπως για παράδειγμα το ότι αμελήθηκε η τριβή και δεν λήφθηκαν υπόψη τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας κατά τον προσδιορισμό της ισοδύναμης δυσκαμψίας) εισήχθησε μία πηγή σφάλματος που επηρέασε κυρίως την ποσότητα της ενέργειας που απορροφάται. Ωστόσο, οι εκτιμώμενες παραμένουσες παραμορφώσεις δεν είχαν μεγάλες διαφορές.

Ο σημαντικότερος περιορισμός του συστήματος SSCD σχετίζεται με τη μειωμένη ικανότητα μετατόπισης που διαθέτει. Συγκεκριμένα, η μέγιστη μετακίνηση που μπορεί να αναπτυχθεί ισούται με 25 mm. Το ποσοστό της ενέργειας που απορροφάται εξαρτάται από τις μετατοπίσεις καθώς και τις δυνάμεις που δρουν στη συσκευή: οι μετατοπίσεις μπορούν να αυξηθούν είτε με την αύξηση των διαστάσεων των προεντεταμένων καλωδίων είτε με την αύξηση του μήκους της συσκευής, η οποία όμως είναι δύσκολο να εφαρμοστεί στην πράξη. Συνεπώς, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των στοιχείων SSCD αυξάνεται με την αύξηση των διαστάσεων των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας που συντελεστής β δεν υπερβαίνει το 0.90.

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι η απουσία προτύπων για τον προσδιορισμό των πλάστιμων στοιχείων δεν επιτρέπει την άμεση σύγκριση της συμπεριφοράς ενός «παραδοσιακού» συστήματος με ένα κτήριο με σύστημα απορρόφησης ενέργειας. Η προτεινόμενη συσκευή SSCD έχει σχεδιαστεί και ελεγχθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο στατικές όσο και σεισμικές συνθήκες, αλλά δεν είναι σαφής ο τρόπος προσδιορισμού των σταθμών επιτελεστικότητας της Άμεσης Χρήσης, του Περιορισμού Βλαβών, της Προστασίας Ζωής και της Κατάρρευσης, καθώς και του συντελεστή συμπεριφοράς *q*, ο οποίος στην προκειμένη περίπτωση λήφθηκε ίσος με 1.0.

<sup>376 |</sup> Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

# 10.6 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Η χαλύβδινη συσκευή απόσβεσης με ικανότητα επαναφοράς μπορεί να εφαρμοστεί σε υπάρχοντα και νέα κτήρια. Είναι ειδικά προσαρμοσμένη ώστε να ενσωματώνεται σε πλαίσια σκυροδέματος ή χάλυβα.

#### 10.7 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ

Δημοσιεύσεις σε διεθνή περιοδικά:

- Braconi A, Morelli F, Salvatore W (2012) Seismic protection of structures trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test. In: Proceedings of the 15<sup>th</sup> world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal, September 24–28.
- 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.
- 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 Methods 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 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- [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 trough an innovative steel-based self-centering hysteretic device: numeric analysis and test. In: Proceedings of the 15<sup>th</sup> 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 frames. 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 braces, buckling restrained braces and moment resisting frames.

378 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα10 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΜΕ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ

- [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 tecniche per le Costruzioni. Gazzetta Ufficiale n. 29, February 4, 2008, Suppl. Ordinario n.30, Italy (in Italian).
- [15] Priestley MJN, Sritharan S, Conley JR, Pampanin S (1999) Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-storey 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 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΤΡΙΓΩΝΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ (TRSH)

# 11.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι χαλύβδινες συσκευές απόσβεσης τριγωνικού σχήματος αναπτύχθηκαν στο πλαίσιο του Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος "RISK MITIGATION FOR EARTHQUAKES AND LANDSLIDES" (με ακρωνύμιο LESSLOSS, ID GOCE-CT-2003-505448) και διερευνήθηκαν οι δυνατότητες εφαρμογής τους ως συμπληρωματικά στοιχεία απορρόφησης ενέργειας στα συστήματα μόνωσης βάσεως [1, 2]. Οι συναφείς ερευνητικές δραστηριότητες υπάγονται στο 6° υποπρόγραμμα με τίτλο "Development and manufacturing of energy dissipation devices and seismic isolators".

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ερευνών που αφορούν τη σεισμική απόδοση των συσκευών TRSH. Επιπλέον, περιγράφεται η διαδικασία που προτείνεται να ακολουθείται κατά το σχεδιασμό χαλύβδινων και σύμμικτων κτηρίων με συστήματα πλευρικής ευστάθειας με συσκευές TRSH.

# 11.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΗΣ ΣΥΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΤΡΙΓΩΝΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ

Με τις Χαλύβδινες Συσκευές Απόσβεσης (Steel Hysteretic Devices – SHD) μπορεί να αυξηθεί σημαντικά η ικανότητα της κατασκευής για απορρόφηση σεισμικής ενέργειας. Από τις SHD συσκευές, αυτές με το τριγωνικό σχήμα (TRiangular Steel Hysteretic device – TRSH) φαίνονται στο Σχ. 11.1. Πρόκειται για αποτελεσματικά στοιχεία που εφαρμόζονται στο σύστημα πλευρικής ευστάθειας του κτηρίου. Για τις TRSH ισχύουν τα ακόλουθα:

- Η καμπυλότητα εκ κάμψεως εξαιτίας εγκάρσιας δύναμης που δρα στο άκρο της τριγωνικής πλάκας είναι σταθερή καθ' ύψος της πλάκας, όπως φαίνεται στο Σχ. 11.2,
- Μπορούν να υποστούν μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να παρουσιάζονται συγκεντρώσεις καμπυλοτήτων (Σχ. 11.2).

Στο Σχ. 11.3 φαίνονται δύο πιθανές διατάξεις του συστήματος TRSH: μεμονωμένο στοιχείο (αριστερά) ή τοποθέτηση των συσκευών TRSH σε σειρά με σύζευξη της ομάδας (δεξιά).



Σχ. 11.1: Στοιχείο TRSH με κεφαλή σχήματος μισοφέγγαρου [1].



Σχ. 11.2: Γεωμετρικές παράμετροι και μηχανική συμπεριφορά του στοιχείου TRSH [1].



Σχ. 11.3: Διάταξη TRSH: a) μεμονωμένο στοιχείο, b) σύνδεση σε σειρά [1].

Ο τρόπος λειτουργίας του συστήματος πλευρικής ευστάθειας με συσκευές TRSH καθώς και η ποιοτική παραμορφωμένη εικόνα του φαίνεται στο Σχ. 11.4. Μία πιθανή διάταξη της σύνδεσης της δοκού με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, με χρήση στοιχείων TRSH, παρουσιάζεται στα Σχ. 11.5 και Σχ. 11.6. Η σεισμική ενέργεια που εισάγεται από την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής δράσης, απορροφάται από

την τριγωνική πλάκα ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα της έντασης μεταφέρεται μεταξύ μέσω του ολισθαίνοντος οδηγού (sliding guide) στα στοιχεία δυσκαμψίας.



Σχ. 11.4: Αρχή λειτουργίας και παραμορφωμένη εικόνα του συστήματος πλευρικής ευστάθειας με TRSH.



Σχ. 11.5: Κύρια στοιχεία που απαρτίζουν το σύστημα πλευρικής ευστάθειας με TRSH – όψη.





Από τις αρχές του 90 άρχισε να διερευνάται η σεισμική απόκριση των κατασκευών που περιλαμβάνουν συστήματα TRSH, τόσο αριθμητικά όσο και πειραματικά [3-8]. Σύμφωνα με αυτές τις μελέτες, η ελαστική πλευρική δυσκαμψία  $k_{el,t}$ , η καμπυλότητα στην ελαστική περιοχή  $\chi_{el,t}$  (σταθερή), η δύναμη διαρροής  $F_{y,t}$ , η δύναμη αστοχίας  $F_{u,t}$ , και η παραμόρφωση διαρροής  $\Delta_{y,t}$  της συσκευής TRSH υπολογίζονται ως εξής [6]:

$$k_{el,t} = \frac{nEbt^3}{6h^3}$$
 Eq. (11.1)

$$\chi_{el,t} = \frac{12Fh}{Ebt^3}$$
Eq. (11.2)

$$F_{y,t} = \frac{n\sigma_y bt^2}{6h}$$
 Eq. (11.3)

$$F_{u,t} = \frac{n\sigma_y bt^2}{4h}$$
 Eq. (11.4)

$$\Delta_{y,t} = \frac{F_{y,t}}{K_{el,t}} = \frac{\sigma_y h^2}{Et}$$
 Eq. (11.5)

όπου *b*, *h* και *t* είναι τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που φαίνονται στο Σχ. 11.2, *n, E* και σ<sub>y</sub> είναι το πλήθος, το μέτρο ελαστικότητας και η τάση διαρροής του χάλυβα του TRSH, αντίστοιχα.

Αποδεικνύεται ότι η συνολική πλευρική ελαστική δυσκαμψία  $k_{el,T+B}$  ενός συστήματος πλευρικής ευστάθειας που περιλαμβάνει στοιχεία TRSH ισούται με:

$$k_{el,t+b} = \frac{k_{el,t} \cdot k_{el,b}}{k_{el,t} + k_{el,b}}$$
 Eq. (11.6)

όπου  $k_{el,b} = 2(EA_b/l_b)\cos^2 \alpha$ είναι η πλευρική δυσκαμψία των συνδέσμων δυσκαμψίας χωρίς στοιχεία απορρόφησης ενέργειας.

# 11.3 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ

11.3.1 Διγραμμική προσέγγιση του βρόχου Δύναμης – Παραμόρφωσης Για τις ανάγκες του σχεδιασμού, οι βρόχοι Δύναμης – Παραμόρφωσης συνήθως προσεγγίζονται με διγραμμικούς υστερητικούς βρόχους με αρχική δυσκαμψία *k*<sub>1</sub>, δυσκαμψία μετά τη διαρροή ίση με *k*<sub>2</sub> και δύναμη διαρροή ίση με *Fy*. Ο τρόπος με τον οποίο διγραμμικοποιούνται οι βρόχοι υστέρησης φαίνεται στο Σχ. 11.7.



Σχ. 11.7: Διγραμμική προσέγγιση υστερητικού βρόχου.

Ο βρόχος Α΄Β΄CABC΄Α΄ δεν είναι συμμετρικός ως προς το 0. Οι συντεταγμένες των σημείων Α και Α΄ ισούνται με τη μέγιστη μετατόπιση ±s<sub>u</sub> και τη μέγιστη δύναμη ±*F*<sub>u</sub>. Η κλίση των ΑΒ και Α΄Β΄ λαμβάνεται ίση με την αρχική δυσκαμψία *k*<sub>1</sub>, με τα Β και Β΄ να είναι τα σημεία τομής του βρόχου με τον άξονα των x.

Η κλίση των AC και A´C´ ισούται με τις δυσκαμψίες *K*<sub>2</sub>+ και *K*<sub>2</sub>- αντίστοιχα, όπου CC´ είναι το ευθύγραμμο τμήμα που διέρχεται από το 0 και έχει κλίση ίση με *k*<sub>1</sub>.

Οι συντεταγμένες του σημείου C είναι (s<sub>y</sub>, F<sub>y</sub>), δηλαδή ισούνται με τη μετατόπιση και τη δύναμη διαρροής της διγραμμικοποιημένης καμπύλης υστέρησης.

1 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΤΡΙΓΩΝΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ (TRSH)

Οι παράμετροι του διγραμμικού βρόχου μεταβάλλονται ταχέως με τη μεταβολή του μεγέθους ε<sub>u</sub> για χαμηλές τιμές τάσεων, ενώ για υψηλότερες τιμές η μεταβολή συμβαίνει πιο αργά. Επί της ουσίας, η μεταβολή των παραμέτρων δεν εισάγει μεγάλα σφάλματα στους υπολογισμούς που γίνονται βάσει των διγραμμικών βρόχων, αφού η σεισμική καταπόνηση των κτηρίων συνήθως συνεπάγεται σχετικά μεγάλες ανηγμένες παραμορφώσεις, για τις οποίες οι παράμετροι μεταβάλλονται αργά. Οι διγραμμικοί βρόχοι που προκύπτουν για σταθερές τιμές *K*<sub>1</sub>, *K*<sub>2</sub> και *F*<sub>y</sub> αποτελούνται από ευθείες με σταθερές κλίσεις *K*<sub>1</sub> και *K*<sub>2</sub> και σταθερό σημείο εκκίνησης.

Συχνά για να απλοποιηθεί η διγραμμική συμπεριφορά, χρησιμοποιείται η ισοδύναμη δυσκαμψία keff και η ισοδύναμη απόσβεση ξeff, που υπολογίζονται ως εξής:

$$k_{eff} = \frac{F_y}{s_u} + k_2$$
 Eq. (11.7)

$$\xi_{eff} = \frac{4F_y \left( s_u - \frac{F_y}{k_1 - k_2} \right)}{2\pi \cdot k_{eff} \cdot s_u^2}$$
 Eq. (11.8)

#### 11.3.2 «Μέθοδος του Συντελεστή Κλιμάκωσης»

Η γεωμετρία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού από το οποίο κατασκευάζονται οι χαλύβδινοι αποσβεστήρες, επηρεάζουν τον τρόπο απόκρισης τους. Η «Μέθοδος του Συντελεστή Κλιμάκωσης» (Scaling Factor Method – SFM) βασίζεται στη θεώρηση ότι καμπύλη δύναμης – παραμόρφωσης των Χαλύβδινων Συσκευών Απόσβεσης (Steel Hysteretic Devices – SHD) μπορεί να παραχθεί εάν κλιμακωθεί, με χρήση κατάλληλων συντελεστών κλιμάκωσης, η καμπύλη τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων ( $\sigma - \varepsilon$ , Σχ. 11.8) του χάλυβα από τον οποίον κατασκευάζεται το στοιχείο.



Σχ. 11.8: Κλιμακωμένες καμπύλες τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων (αριστερά) και αντίστοιχοι

<sup>30 |</sup> Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

βρόχοι δύναμης – παραμόρφωσης (δεξιά) συσκευής TRSH κατασκευασμένης από μαλακό χάλυβα θερμής εξέλασης.

Ορίζονται οι ακόλουθες παράμετροι:

- s η μετατόπιση συσκευής
- F η δύναμη απόσβεσης της συσκευής
- ε η ανηγμένη παραμόρφωση του χάλυβα
- σ η ονομαστική τάση του χάλυβα (θεωρείται σταθερή σε όλη τη διατομή).

Για να παραχθούν οι κλιμακωμένες καμπύλες χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$s = \delta \cdot \varepsilon$$
 Eq. (11.9)

$$F = \varphi \cdot \sigma \cdot (1 + \alpha \cdot s^2)$$
 Eq. (11.10)

όπου ο συντελεστής δυνάμεων *φ*, ο συντελεστής παραμορφώσεων δ και ο διορθωτικός συντελεστής (λόγω μεγάλων παραμορφώσεων) *α* για τη συσκευή TRSH που φαίνεται στο Σχ. 11.9 υπολογίζονται ως ακολούθως:

$$\varphi = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h}$$
 Eq. (11.11)

$$\delta = \frac{n-c}{t}$$
 Eq. (11.12)  
 $\alpha = \frac{2}{(h+c)^2}$  Eq. (11.13)



Σχ. 11.9: Γεωμετρικές παράμετροι στοιχείου TRSH [9].

Εάν είναι γνωστά τα αποτελέσματα δοκιμής TRSH σε εφελκυσμό (όπως για παράδειγμα φαίνεται στον Πιν. 11.1), η ελαστική *k*<sup>1</sup> και η μετελαστική δυσκαμψία *k*<sup>2</sup> μπορούν να υπολογιστούν με τη «μέθοδο του συντελεστή κλιμάκωσης» ως εξής:

$$k_1 = \frac{\varphi}{\delta} E_1 \qquad \qquad \text{Eq. (11.14)}$$

$$k_2 = \frac{\varphi}{\delta} E_2 + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)$$
 Eq. (11.15)

1 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΤΡΙΓΩΝΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ (TRSH)

Οι σχέσεις αυτές υπολογίστηκαν ως εξής:

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{F_y}{s_y} = \frac{\sigma_y \varphi}{\varepsilon_y \delta} = E_1 \frac{\varphi}{\delta} \\ k_2 &= \frac{F_u - F_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi \cdot \sigma_u + \varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2 - \varphi \cdot \sigma_y}{s_u - s_y} = \frac{\varphi(\sigma_u - \sigma_y)}{\delta(\varepsilon_u - \varepsilon_y)} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u^2}{s_u(1 - \frac{s_y}{s_u})} \\ &= E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u})} \cdot \frac{\left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)}{\left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right)} = E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \frac{\varphi \cdot \sigma_u \cdot \alpha \cdot s_u}{(1 - \frac{\varepsilon_y^2}{\varepsilon_u^2})} \\ &\cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \cong E_2 \frac{\varphi}{\delta} + \alpha F_y s_u \left(1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}\right) \end{aligned}$$

όπου:  $E_1 = \sigma_y / \varepsilon_y$ ,  $E_2 = \sigma_u - \sigma_y / \varepsilon_u - \varepsilon_y$ , και  $\varepsilon_y^2 / \varepsilon_u^2 \cong 0$ .

Πιν. 11.1: Παράμετροι Μεθόδου Συντελεστή Κλιμάκωσης για συσκευή TRSH από μαλακό χάλυβα

	$arepsilon_u$ [-]	ε <sub>y</sub> [-]	σ <sub>y</sub> [N/mm²]	E <sub>1</sub> [N/mm²]	E <sub>2</sub> [N/mm²]
Ī	0,01	0,0036	270	70000	12200
ſ	0,02	0,0055	370	70000	2560
ſ	0,03	0,0059	406	70000	1220
ľ	0,04	0,0061	424	70000	758
ſ	0,05	0,0063	442	70000	534
ľ	0,06	0,0065	452	70000	479
ľ	0,07	0,0066	458	70000	465

Η μέθοδος του συντελεστή κλιμάκωσης περιλαμβάνει 4 βασικές ανακρίβειες:

- Οι πραγματικές ιδιότητες, δηλαδή η δύναμη διαρροής και οι παραμορφώσεις ε<sub>y</sub> και ε<sub>u</sub>, του υλικού της συσκευής TRSH που σχεδιάζεται και του πρωτοτύπου από το οποίο προέκυψαν οι τιμές που λαμβάνονται στο σχεδιασμό αποκλίνουν (βλέπε Πιν. 11.1),
- Η ελαστική δυσκαμψία εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη δυσκαμψία της συσκευής σύσφιγξης και τον τρόπο εφαρμογής της δύναμης. Η απόκλιση μπορεί να είναι ακόμα και 50%.
- Η κράτυνση της συσκευής TRSH μπορεί να αυξηθεί λόγω της σταδιακής αλλαγής της διατομής για μεγάλες παραμορφώσεις.
- 4. Άλλα φαινόμενα δευτέρας τάξεως μπορεί να επηρεάσουν την υστερητική συμπροφορά του συστήματος.

Εάν κανείς ήθελε να κρίνει αυστηρά τη μέθοδο, θα υποστήριζε ότι με τη μέθοδο του συντελεστή κλιμάκωσης μπορεί προβλεφθεί αξιόπιστα η διγραμμική συμπεριφορά στοιχείων TRSH που είναι κατασκευασμένα από την ίδια ακριβώς παρτίδα χάλυβα
με αυτή του πρωτοτύπου από το οποία εξήχθησαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στον Πιν. 11.1.

## 11.3.3 Παράδειγμα Σχεδιασμού

Στην ακόλουθη ενότητα εξετάζεται το στοιχείο TRSH του Σχ. 11.10. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του παρουσιάζονται στον Πιν. 11.2.



Σχ. 11.10: Γεωμετρία του υπό εξέταση στοιχείου TRSH.

Πιν. 11.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του υπό εξέταση TRSH

h	b	с	t
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
190	70	70	35

Η μετατόπιση s της συσκευής TRSH που αντιστοιχεί σε μέγιστη ανηγμένη παραμόρφωση ίση με  $\varepsilon_u = 0.04$  είναι:

$$s = \frac{h^2 - c^2}{t} \cdot \varepsilon_u = \frac{190^2 - 70^2}{35} \cdot 0.04 = 35.7 \ [mm]$$

Η αντίστοιχη δύναμη διαρροής *F<sub>y</sub>*, η δύναμη απόσβεσης *F*, η ελαστική *k*<sup>1</sup> και η μετελαστική δυσκαμψία *k*<sub>2</sub> είναι:

$$F_y = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma_y = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 = 47,8 \ [kN]$$

30 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

1 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΤΡΙΓΩΝΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ (TRSH)

$$F = \frac{b \cdot t^2}{4 \cdot h} \cdot \sigma \cdot \left(1 + \frac{2}{(h+c)^2} \cdot s\right) = \frac{70 \cdot 35^2}{4 \cdot 190} \cdot 424 \cdot \left(1 + \frac{2}{(190+70)^2} \cdot 35,7^2\right) \cdot 10^{-3}$$
  
= 49,6 [kN]

$$k_1 = \frac{b \cdot t^3}{4 \cdot h \cdot (h^2 - c^2)} \cdot E_1 = \frac{70 \cdot 35^3}{4 \cdot 190 \cdot (190^2 - 50^2)} \cdot 70000 = 8227,1 \ [N/mm]$$

$$k_{2} = \frac{b \cdot t^{3}}{4 \cdot h \cdot (h^{2} - c^{2})} \cdot E_{2} + \frac{2}{(h + c)^{2}} \cdot F_{y} \cdot s \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y}}{\varepsilon_{u}}\right)$$
  
=  $\frac{70 \cdot 35^{3}}{4 \cdot 190 \cdot (190^{2} - 70^{2})} \cdot 758 + \frac{2}{(190 + 70)^{2}} \cdot 47800 \cdot 35,7 \cdot \left(1 + \frac{0,0061}{0,04}\right)$   
= 107,6 [N/mm]

#### 11.4 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Στο πλαίσιο του Ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος LESSLOSS [1], πραγματοποιήθηκε εκτεταμένος πειραματικός έλεγχος των συσκευών TRSH. Η αξιοπιστία εφαρμογής τους στις κατασκευές αξιολογήθηκε τόσο με δοκιμές ελέγχου μετατοπίσεων όσο και με δοκιμές σε σεισμική τράπεζα.

Εξετάστηκαν πρωτότυπα TRSH με διαφορετική γεωμετρία και διαφορετική ποιότητα χάλυβα ώστε να διερευνηθεί ο τρόπος απόκρισης τους. Οι παράμετροι σχεδιασμού των πρωτοτύπων φαίνονται στον Πιν. 11.3. Και οι δύο συσκευές TRSH που εξετάστηκαν είχαν κεφαλή σχήματος μισοφέγγαρου και έφεραν έδρανο κύλισης ώστε να καταγράφεται η συμπεριφορά τους χωρίς να αναπτύσσονται παρασιτικές τριβές (βλέπε Σχ. 11.11 και Σχ. 11.12).

TRSH	h	b	С	t	Ποιότητα χάλυβα
#	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	#
7	250	70	50	40	S355J2 (1.0570),
13	190	100	50	14	X2CrNiMoN22-5-3 (1.4462)

Πιν. 11.3: Γεωμετρικές παράμετροι πρωτοτύπων TRSH που εξετάστηκαν





TR-Damper 190x 100x 14

TR-Damper 250x 70x 40

α)Τεχνικό σχέδιο του TRSH νούμερο 13 (αριστερά) και νούμερο 7 (δεξιά).



#### β) Δοκίμια TRSH

Σχ. 11.11 α)-β): Δοκίμια TRSH με κεφαλή σχήματος μισοφέγγαρου [9].



α) Τεχνικό σχέδιο β) Δοκίμιο Σχ. 11.12 α) –β): Πειραματικό δοκίμιο συσκευής TRSH με έδρανο κύλισης [9].

```
30 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα
```

Οι δοκιμές των πρωτοτύπων TRSH πραγματοποιήθηκαν στο Universitaet der Bundeswehr του Μονάχου.

Στο Σχ. 11.13 παρουσιάζεται ο εξοπλισμός που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα: το άνω μέρος της συσκευής TRSH έχει αγκυρωθεί ενώ η οριζόντια μετακίνηση επιβάλλεται με τη βοήθεια εμβόλου στο κάτω μέρος της. Το έδρανο κύλισης στην κορυφή της συσκευής TRSH μπορεί να περιστραφεί μέσα σε ένα ειδικά διαμορφωμένο γραμμικό οδηγό, ο οποίος έχει τη δυνατότητα ολίσθησης. Το οριζόντιο έμβολο επιβάλλει την επιθυμητή μετατόπιση με ημιτονική κυματομορφή. Πραγματοποιήθηκαν στατικές και δυναμικές δοκιμές των πρωτοτύπων TRSH και καταγράφηκαν οι βρόχοι δύναμης – παραμόρφωσης τους. Επιπλέον, καταγράφηκε και η θερμοκρασία κατά τη διάρκεια των δυναμικών δοκιμών με τη βοήθεια θερμικής κάμερας.



Σχ. 11.13: Πειραματική διάταξη [9].

Στο Σχ. 11.14 φαίνεται ο βρόχος υστέρησης που προέκυψε από τη δυναμική δοκιμή του TRSH – στοιχείο 7 – από χάλυβα 1.0570 (δηλαδή S355J2).



Σχ. 11.14: Δυναμική δοκιμή TRSH νούμερο 7 – 1.0570 (μέγιστη μετακίνηση 60mm) [10].

Στο Σχ. 11.15 φαίνεται ο βρόχος υστέρησης που προέκυψε από τη δυναμική δοκιμή του TRSH – στοιχείο 7 – από χάλυβα 1. 4301 (δηλαδή X5CrNI18-10).



Σχ. 11.15: Δυναμική δοκιμή TRSH νούμερο 7 – 1.4301 (μέγιστη μετακίνηση 60mm) [10].

Στο Σχ. 11.16 και Σχ. 11.17 παρουσιάζονται οι βρόχοι υστέρησης που προέκυψαν από τη δυναμική δοκιμή του TRSH – στοιχείο 13 – από χάλυβα 1. 0570 (δηλαδή S355J2).

30 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

1 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΤΡΙΓΩΝΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΟΣ (TRSH)



Σχ. 11.16: Δυναμική δοκιμή TRSH 190 – 1.0570 (μέγιστη μετακίνηση 20-70mm) [10].



Σχ. 11.17: Δυναμική δοκιμή TRSH 190 – 1.0570 (μέγιστη μετακίνηση 70mm) [10].

Στο Σχ. 11.18 φαίνεται ο βρόχος υστέρησης που προέκυψε από τη δυναμική δοκιμή του TRSH – στοιχείο 190 – από χάλυβα 1. 4301.





Οι τιμές της ελαστικής δυσκαμψίας k<sub>1</sub>, της μετελαστικής δυσκαμψίας k<sub>2</sub>, της δύναμης διαρροής *F<sub>y</sub>*, της μετατόπισης διαρροής s<sub>y</sub>, της δύναμης αστοχίας *F<sub>u</sub>* και της μετατόπισης αστοχίας s<sub>u</sub> που καταγράφηκαν κατά τις πειραματικές δοκιμές παρουσιάζονται στον Πιν. 11.4 για κάθε πρωτότυπο TRSH.

Ch	matariatia data	Elements	\$ 1.0570	Elements 1.4462		Elements 1.4301	
Cha	alacteristic data	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)	TR 190 (13)	TR 250 (7)
K <sub>1</sub>	[N/mm]	1100,00	5000,00	930,00	4850,00	670,00	4700,00
K <sub>2</sub>	[N/mm]	80,00	180,00	82,00	(800)	72,00	160,00
Fy	[N]	12000,00	50000,00	13000,00	58000,00	8000,00	47000,00
sy	[mm]	11,00	10,00	14,00	12,00	12,00	10,00
Fu	[N]	18000,00	59000,00	18000,00	63000,00	12500,00	55000,00
Su	[mm]	85,00	60,00	75,00	18,00	75,00	60,00

	Πιν. 1 <sup>-</sup>	1.4: Πειραματικά	αποτελέσματα για	κάθε πρωτότυπο	TRSH [10]
--	---------------------	------------------	------------------	----------------	-----------

# Σύγκριση αποτελεσμάτων μεθόδου συντελεστή κλιμάκωσης με πειραματικά αποτελέσματα

Στο Σχ. 11.19 φαίνεται η σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων με αυτά που προέκυψαν από την εφαρμογή της μεθόδου του συντελεστή κλιμάκωσης για τα TRSH νούμερο 7 και TRSH νούμερο 13.



α) TRSH νούμερο 7 με κεφαλή σχήματος
 μισοφέγγαρου

β) TRSH νούμερο 13 με κεφαλή σχήματος μισοφέγγαρου

Σχ. 11.19 α)-β): Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων συσκευών TRSH από χάλυβα S355J2 με αποτελέσματα που προέκυψαν από την εφαρμογή της μεθόδου του συντελεστή κλιμάκωσης.

Ο βρόχος υστέρησης που καταγράφηκε κατά την πειραματική δοκιμή ελέγχου μετατοπίσεων της συσκευής TRSH 7 είναι κοντά σε αυτόν που προέκυψε από την εφαρμογή της μεθόδου του Συντελεστή Κλιμάκωσης. Ωστόσο, για το TRSH 13 οι δύο καμπύλες παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές, οι οποίες οφείλονται στους λόγους που αναπτύχθηκαν στην Παράγραφο 11.3.2.

Τα στοιχεία TRSH που είναι κατασκευασμένα από διαφορετικής ποιότητας χάλυβα από αυτόν για τον οποίον προέκυψαν οι τιμές που παρουσιάζονται στον Πιν. 11.1, έδωσαν πολύ διαφορετικούς βρόχους υστέρησης κατά τις πειραματικές δοκιμές σε σχέση με αυτούς που προέκυψαν από τη μέθοδο του συντελεστή κλιμάκωσης. Είναι λοιπόν απαραίτητο να υπολογιστούν οι αντίστοιχες τιμές και για διαφορετικές ποιότητες χάλυβα.

## 11.4.1 Πειράματα σε σεισμική τράπεζα

Στο πλαίσιο του προγράμματος LESSLOSS [1] διενεργήθηκαν και πειράματα σε σεισμική τράπεζα. Εξετάστηκε ένα μονοβάθμιο σύστημα (Single Degree Of Freedom – SDOF) που αποτελείται από μία πλάκα μεγάλης μάζας η οποία διαθέτει σύστημα μόνωσης βάσεως με στοιχεία TRSH που δρουν στην ίδια διεύθυνση με αυτό [9]. Η πειραματική διάταξη παρουσιάζεται στο Σχ. 11.20 και περιλαμβάνει:

- χαλύβδινο πλαίσιο (Σχ. 11.21);
- 4 PTFE εφεδρανα οριζόντιας μετακίνησης (Σχ. 11.22);
- από 1 έως 3 στοιχεία απόσβεσης TRSH (Σχ. 11.23)
- μία πλάκα (12,2 έως 16,4 τόνους).

Η βάση στήριξης των δοκιμίων διαθέτει τέσσερεις οδηγούς που περιορίζουν την κίνηση της σε μία μόνο διεύθυνση, και άλλα πρόσθετα εξαρτήματα ασφαλείας.



Σχ. 11.20: Βάση στήριξης δοκιμίων σε σεισμική τράπεζα.



Σχ. 11.21: Λεπτομέρεια συστήματος αγκύρωσης και μεταλλικού πλαισίου με στοιχεία TRSH.

30 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα



Σχ. 11.22: Λεπτομέρεια εφέδρανου ολίσθησης PTFE.



Σχ. 11.23: Πείραμα ελέγχου τριών στοιχείων TRSH.

Εξετάστηκαν τρία πρωτότυπα TRSH: TR(7) και TR(13) από χάλυβα S355J2. Για κάθε διάταξη ακολουθήθηκε η παρακάτω διαδικασία:

- αρχικά υποβλήθηκαν σε ημιτονοειδή διέγερση ώστε να καθοριστεί η ελαστική δυσκαμψία της συσκευής TRSH,
- στη συνέχεια το σύστημα μόνωσης υποβλήθηκε σε σταδιακά αυξανόμενη εδαφική κίνηση (π.χ. Σχ. 11.24) ώστε να ληφθούν χρονοϊστορίες μετατοπίσεων με διαφορετικούς συντελεστές πλαστιμότητας (από 1 έως 13).



Σχ. 11.24: Χρονοϊστορία μετατοπίσεων στοιχείου TR (7) που υποβλήθηκε σε τεχνητό επιταχυνσιογράφημα.

Τα αποτελέσματα των πειραμάτων που εκτελέστηκαν στη σεισμική τράπεζα αποδεικνύουν ότι οι συσκευές TRSH παρουσιάζουν σταθερή και επαναλαμβανόμενη συμπεριφορά ακόμα και όταν υποβάλλονται σε ισχυρή σεισμική κίνηση (συμπεριλαμβανομένων ακόμα και υψηλών συντελεστών πλαστιμότητας έως και 13), χωρίς να προκαλείται αστοχία ή σημαντική μείωση της μετελαστικής τους δυσκαμψίας.

#### 11.4.2 Παρατηρήσεις

Όπως αποδείχθηκε από τις δοκιμές ελέγχου μετατοπίσεων και από τα πειράματα που εκτελέστηκαν στη σεισμική τράπεζα, οι συσκευές TRSH μπορούν να χρησιμοποιηθούν στις κατασκευές ως δυνητικές πηγές υστερητικής απόσβεσης. Ακόμα και για μεγάλες μέγιστες μετατοπίσεις (δείκτης πλαστιμότητας έως 13) η συσκευή TRSH παρουσίασε σταθερή και επαναλαμβανόμενη συμπεριφορά.

Η μέθοδος του συντελεστή κλιμάκωσης δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για το σχεδιασμό στοιχείων TRSH διαφορετικής γεωμετρίας από το πρωτότυπο, υπό την προϋπόθεση ότι έχουν παρόμοιες ιδιότητες υλικού και παρόμοιο βαθμό πακτώσεως. Σημειώνεται ότι με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται αντιπροσωπευτικές τιμές και όχι ένα ανώτατο ή κατώτατο όριο των τιμών που αφορούν τα χαρακτηριστικά της συσκευής, ούτε η ανοχή αυτών των τιμών, όπως θα έπρεπε να ισχύει σύμφωνα με τον ΕΝ 15129 [13] προκειμένου να μπορούν να εφαρμοστούν με αξιοπιστία στις κατασκευές. Για αυτό συνιστάται πριν την εφαρμογή τους να πραγματοποιούνται επιπρόσθετες δοκιμές σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ΕΝ 15129 [13].

## 11.5 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

## 11.5.1 Γενικά

Η διαδικασία σχεδιασμού που περιγράφεται παρακάτω βασίζεται στις διατάξεις των EN 1993-1 [11], EN 1998-1 [13] και EN 15129 [13]. Ορισμένες από τις απαιτήσεις του EN 1998-1-1 τροποποιήθηκαν κατάλληλα ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο συγκεκριμένος κανονισμός για στοιχεία TRSH και στη συνέχεια συγκρίθηκαν με τις κανονιστικές διατάξεις του EN 15129 [13].

Η προδιαστασιολόγηση μίας κατασκευής που περιλαμβάνει στοιχεία TRSH μπορεί να γίνει με έναν από τους δύο ακόλουθους τρόπους:

- Μέσω ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας την ελαστική δυσκαμψία k<sub>1</sub> των συσκευών TRSH καθώς και έναν κατάλληλο συντελεστή συμπεριφοράς q.
- Μέσω ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας την ισοδύναμη δυσκαμψία k<sub>eff</sub> των συσκευών TRSH και έναν κατάλληλο συντελεστή συμπεριφοράς q.

Η μέθοδος που ακολουθήθηκε είναι η πρώτη και παρουσιάζεται αναλυτικά παρακάτω.

## 11.5.2 Προδιαστασιολόγηση

Τα βαρυτικά φορτία του συνδυασμού της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας  $(1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5Q)$  θεωρείται ότι παραλαμβάνονται αποκλειστικώς από τις δοκούς και τα υποστυλώματα των ορόφων. Το σύστημα πλευρικής ευστάθειας με στοιχεία TRSH διαστασιολογείται αρχικά ώστε να μπορεί να φέρει τη συνολική σεισμική δύναμη. Σύμφωνα με τον ΕΝ 1998-1 (§ 4.3.3.2.2 και 4.3.3.2.3), η σεισμική δύναμη  $F_i$  που δρα στον όροφο *i* (αδρανειακή δύναμη) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$
 Eq. (11.16)

όπου:

$F_b = S_a(T_1) \cdot m \cdot \lambda$	η σεισμική τέμνουσα βάσης,
$S_a(T_1) = \left(\frac{1}{q}\right) \cdot S_{ae}(T_1)$	το ανελαστικό φάσμα,
$S_{ae}(T_1)$	το ελαστικό φάσμα αναφοράς,
q = 3.0	ο εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς,
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$	η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτηρίου.

Η τέμνουσα που ασκείται στη βάση του υποστυλώματος κάθε ορόφου *F<sub>b,i</sub>* ισούται με το άθροισμα των αδρανειακών δυνάμεων των από πάνω ορόφων. Έτσι οι συσκευές TRSH διαστασιολογούνται ώστε να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}$$
 Eq. (11.17)

όπου  $F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i}$  είναι η δύναμη αντοχής της συσκευής TRSH (με  $F_{y,t,i}$ , και  $n_i$  να είναι αντίστοιχα η δύναμη διαρροής και το πλήθος των τριγωνικών στοιχείων από τα οποία απαρτίζεται η συσκευή), γx=1,2 είναι ο συντελεστής αξιοπιστίας και γb=1,1 είναι ο μερικός συντελεστής που αφορά τη συσκευή, σύμφωνα με τον EN 15129 [13].

Στην περίπτωση πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής V πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και η εφελκυόμενη αλλά και η θλιβόμενη διαγώνιος. Η διατομή τους επιλέγεται ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$N_{Ed,b,i} = \frac{F_{b,i} \cdot cos\alpha}{2} \le 0.5 \cdot N_{Rd,b,i}$$
 Eq. (11.18)

$$\lambda_{b,i} = \sqrt{A_{b,i} \cdot f_y / N_{cr,b,i}} \le 2.0$$
 Eq. (11.19)

όπου N<sub>Ed,b,i</sub> είναι η δρώσα αξονική δύναμη; N<sub>Rd,b,i</sub>, N<sub>cr,b,i</sub> είναι η αξονική δύναμη αντοχής και το κρίσιμο φορτίο λυγισμού του συνδέσμου δυσκαμψίας αντίστοιχα και λ<sub>b,i</sub> είναι ο αδιάστατος συντελεστής λυγηρότητας (η οριακή τιμή του οποίου είναι 2.0 για συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής V σύμφωνα με τον EN 1993-1 [11]).

## 11.5.3 Σχεδιασμός – Γραμμική ελαστική ανάλυση

## Ιδιομορφική φασματική ανάλυση

Η προσομοίωση ενός κτηρίου που διαθέτει σύστημα πλευρικής ευστάθειας με στοιχεία TRSH μπορεί να γίνει με τη χρήση γραμμικών ελαστικών στοιχείων με πλευρική δυσκαμψία που υπολογίζεται σύμφωνα με την Παράγραφο 11.2.

Τα στοιχεία που συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας καθώς και οι δοκοί και τα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του σεισμικού συνδυασμού ( $G_1 + G_2 + \psi Q + E$ ). Οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω αυτού, υπολογίζονται μέσω Φασματικής Ιδιομορφικής Ανάλυσης. Σε κάθε διεύθυνση λαμβάνονται υπόψη οι ιδιομορφές που χρειάζονται ώστε το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας να είναι τουλάχιστον ίσο με 85%, χωρίς να αμελείται καμία με δρώσα μάζα μεγαλύτερη από 5%. Το φάσμα σχεδιασμού υπολογίζεται για συντελεστή συμπεριφοράς με μέγιστη τιμή 3.0, τιμή που επιβεβαιώθηκε από τις μη γραμμικές προσαυξητικές αναλύσεις (Pushover).

## Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Η σχετική παραμόρφωση των ορόφων δεν πρέπει να υπερβαίνει μία οριακή τιμή για να μην αστοχήσουν τα μη φέροντα στοιχεία του κτηρίου. Ο περιορισμός αυτός συνιστά βασικό κριτήριο σχεδιασμού των συσκευών TRSH. Επιπλέον μέσω αυτού

μπορούν να εκτιμηθούν οι αναπτυσσόμενες βλάβες για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας και να προσδιοριστεί η κατανομή της δυσκαμψίας εντός της κατασκευής και τελικά το μέγεθος και το είδος των διατομών που θα χρησιμοποιηθούν.

Σε κτήριο με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, η μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου *d*<sub>r</sub> πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$d_r \cdot v \le 0.0075 \cdot h$$
 Eq. (11.20)

όπου *v* =0.5 είναι συντελεστής μείωσης των μετατοπίσεων που εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου (για κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ v=0.5) και *h* είναι το ύψος του ορόφου.

Οι μετατοπίσεις που αναπτύσσονται λόγω της σεισμικής δράσης *d<sub>s</sub>*, υπολογίζονται πολλαπλασιάζοντας τις ελαστικές μετατοπίσεις του συστήματος *d<sub>e</sub>* επί τον συντελεστή συμπεριφοράς *q*, δηλαδή:

Εάν οι τιμές του Ω για τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας είναι μικρές, τότε πρέπει να εφαρμόζεται μειωτικός συντελεστής  $q_{\Omega} = \Omega$  κατά τον υπολογισμό των σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων γιατί σε αυτή την περίπτωση οι τιμές που προκύπτουν από την προηγούμενη σχέση είναι συντηρητικές, δηλαδή:

$$d_s = q \cdot q_\Omega \cdot d_e$$
 Eq. (11.22)

Η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου *d*<sub>r</sub> λαμβάνεται ίση με τη διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων του άνω και κάτω δαπέδου του υπό εξέταση ορόφου. Ανάλογα με το είδος των μη φέροντων στοιχείων του κτηρίου (ψαθυρά, πλάστιμα ή μη συνδεδεμένα) και την κατηγορία σπουδαιότητας του, η τιμή του *d*<sub>r</sub> συγκρίνεται με διαφορετικές τιμές που δίνονται στον Κανονισμό. Για να είναι βέλτιστος ο σχεδιασμός, οι τιμές των *d*<sub>r</sub> πρέπει να είναι κοντά στις οριακές τιμές.

#### Φαινόμενα δευτέρας τάξης

Ο έλεγχος των φαινομένων δευτέρας τάξεως γίνεται σύμφωνα με την Εξ<u>ίσωση</u> (11.23), όπου θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου. Ο συντελεστής θ δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή που δίνεται στον κανονισμό και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

<sup>30 |</sup> Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$
 Eq. (11.24)

όπου  $P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκειμένων ορόφων,  $V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου,  $d_r$  είναι η ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου και  $h_{story}$  είναι το ύψος του ορόφου.

Εναλλακτικά ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ μπορεί να υπολογιστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια μέσω γραμμικής ανάλυσης λυγισμού. Το φορτίο σχεδιασμού πολλαπλασιασμένο επί το συντελεστή *α<sub>cr</sub>* που προκύπτει από αυτή την ανάλυση, προκαλεί καθολική ελαστική αστάθεια του συστήματος. Με σταθερά τα βαρυτικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού (1,0·G+0,3·φ·Q) υπολογίζονται οι ιδιομορφές λυγισμού, από τις οποίες επιλέγονται αυτές που προκαλούν μετατόπιση του κτηρίου κατά τις διευθύνσεις x και y. Οι αντίστοιχες τιμές *α<sub>cr</sub>* υπολογίζονται από την ακόλουθη σχέση:

$$\alpha_{cr} = \frac{1}{\theta} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}}$$
 Eq. (11.25)

όπου *F<sub>cr</sub>* είναι το κρίσιμο φορτίο λυγισμού που προκαλεί ελαστική αστάθεια και υπολογίζεται σύμφωνα με την αρχική ελαστική δυσκαμψία του κτηρίου και *F<sub>Ed</sub>* είναι το φορτίο σχεδιασμού του σεισμικού συνδυασμού.

Για να ληφθούν υπόψη και οι ανελαστικές μετακινήσεις του κτηρίου ο συντελεστής *α<sub>cr</sub>* διαιρείται με το συντελεστή συμπεριφοράς *q*. Σε αυτή την περίπτωση το *θ* υπολογίζεται ως εξής:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$
 Eq. (11.26)

Στις αντίστοιχες διατάξεις του EC3 [11] αναφέρεται ότι εάν ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου είναι μικρότερος από 0.1 τότε δεν λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Εάν  $0.1 < \theta < 0.2$  τότε λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1 - \theta)$ , ενώ αν  $0.2 < \theta < 0.3$  πρέπει να εφαρμοστεί μία ακριβέστερη ανάλυση δευτέρας τάξεως. Σε κάθε περίπτωση η τιμή του  $\theta$  δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0.3.

## Στοιχεία απορρόφησης ενέργειας (συσκευές TRSH)

Η σεισμική δράση  $F_{Ed,i}$  κάθε ορόφου i πολλαπλασιασμένη επί το συντελεστή αξιοπιστίας  $\gamma_x$  και το μερικό συντελεστή της συσκευής TRSH  $\gamma_b$  δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού της συσκευής TRSH,  $F_{Rd,t,i}$  (βλέπε EN 15129, Παράγραφος 4.1.2), δηλαδή:

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_b \cdot \gamma_x \cdot F_{Ed,i}$$
 Eq. (11.27)

Επιπλέον, η μέγιστη τιμή του Ω των συσκευών TRSH του κτηρίου δεν πρέπει να διαφέρει από την ελάχιστη τιμή του Ω περισσότερο από 25% ώστε να κατανέμεται ομοιόμορφα η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας σε όλους τους ορόφους. Για τον έλεγχο αυτό είναι σημαντικό λαμβάνονται υπόψη τα ανώτατα και κατώτατα όρια των ιδιοτήτων σχεδιασμού των TRSH που δίνονται από τον κατασκευαστή:

όπου  $\Omega_i = (n_i \cdot F_{y,t,i}) / F_{Ed,i}$ .

Ακριβέστερα, το F<sub>y,t,i</sub> πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις ανώτατες και κατώτατες τιμές που δίνονται από τους κατασκευαστές αναφορικά με τα χαρακτηριστικά των συσκευών TRSH. Επομένως και στις δύο προηγούμενες εξισώσεις πρέπει να χρησιμοποιούνται οι τιμές σχεδιασμού και όχι οι χαρακτηριστικές τιμές.

<u>Έλεγχοι στοιχείων που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας:</u> σύνδεσμοι δυσκαμψίας, δοκοί και υποστυλώματα.

Για να συγκεντρωθούν οι πλαστικοποιήσεις μόνο στα στοιχεία TRSH, τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας) πρέπει να διαστασιολογούνται για μεγαλύτερες τιμές εσωτερικών δράσεων από αυτές που προκύπτουν από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό:

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$
Eq. (11.29)

όπου:

- N<sub>Rd</sub> (M<sub>Rd</sub>, V<sub>Rd</sub>) είναι η αξονική (η ροπή και η τέμνουσα) αντοχής του δομικού μέλους,
- $N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) είναι η δρώσα αξονική (ροπή ή τέμνουσα) που ασκείται στο μέλος και οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις,
- N<sub>Ed,E</sub> (M<sub>Ed,E</sub>, V<sub>Ed,E</sub>) είναι η δρώσα αξονική (ροπή ή τέμνουσα) που ασκείται στο μέλος και οφείλεται σε σεισμικές δράσεις,
- $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής ( $\gamma_{ov} = 1,25$  για χάλυβα S355);
- $Ω = min(N_{Rd,i}/N_{Ed,E,i})$  από όλους τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

11.5.4 Σχεδιασμός – Μη γραμμική προσαυξητική ανάλυση (Pushover)

Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στην ελαστική ανάλυση επεκτείνεται ώστε να λαμβάνει υπόψη την απόκριση των δομικών στοιχείων και μετά την ελαστική περιοχή για να εκτιμηθεί η κατανομή των πλαστικοποιήσεων και των βλαβών. Τα TRSH προσομοιώνονται με στοιχεία δοκού με διγραμμική συμπεριφορά κατά την οριζόντια διατμητική διεύθυνση, ενώ για τα υπόλοιπα μέλη χρησιμοποιούνται γραμμικά στοιχεία. Οι μηχανικές ιδιότητες των TRSH υπολογίζονται σύμφωνα με το αναλυτικό μοντέλο της Παραγράφου 11.3.1. Εφόσον εκτελείται ψευδο-στατική ανάλυση, αμελείται η υστερητική συμπεριφορά των TRSH (Σχ. 11.25), όμως λαμβάνεται υπόψη η αστοχία του στοιχείου λόγω υπέρβασης της παραμόρφωσης αστοχίας.



Σχ. 11.25: Ποιοτικό διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης των στοιχείων TRSH για ανάλυση Pushover.

## 11.6 ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ

Οι εξισώσεις, οι μηχανικές ιδιότητες, οι συστάσεις για το σχεδιασμό, οι κρίσιμοι έλεγχοι και ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς που περιλαμβάνονται στον Κανονισμό, επαληθεύονται μέσω αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιούνται στο διασδιάστατο προσομοίωμα κτηρίου που περιλαμβάνει στοιχεία TRSH. Αρχικά, πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση με ισοδύναμα πλευρικά φορτία και διαστασιολογείται το πλαίσιο. Στη συνέχεια, ακολουθεί μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) για να διερευνηθεί η συμπεριφορά των στοιχείων TRSH στην ανελαστική περιοχή και να καθοριστεί ο συντελεστής συμπεριφοράς *q*. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στο εμπορικό λογισμικό RFEM v5.08 [14].

11.6.1 Περιγραφή πλαισίου

<u>Γεωμετρία</u>

Το 2D προσομοίωμα που μελετήθηκε φαίνεται στο Σχ. 11.26. Το πλάτος της επιφάνειας επιρροής του πλαισίου κατά την εγκάρσια έννοια λήφθηκε ίσο με 8.0 m για τον υπολογισμό των φορτίων.





## <u>Φορτία</u>

Μόνιμα Φορτία (G):

Ίδιο βάρος χάλυβα: 78.5 kN/m<sup>3</sup>

Σύμμικτη πλάκα:

Ίδιο βάρος σκυροδέματος: 25.0 kN/m<sup>3</sup> Xαλυβδόφυλλο: height 73 mm, thickness 1 mm Συνολικό πάχος πλάκας: 150 mm Ισοδύναμο πάχος πλάκας: 110 mm  $g_{2,c} = 2.75 \, kN/m^2$  (συμπεριλαμβανομένου του χαλυβδόφυλλου) Πρόσθετα μόνιμα φορτία (όπως ψευδοροφές κ.ά.):  $g_{2,fl} = 0.70 \, kN/m^2$  για ενδιάμεσους ορόφους  $g_{2,rf} = 1.00 \, k N / m^2$  για την πλάκα της οροφής Περιμετρικοί τοίχοι  $(1.00 kN/m^2)$ :  $g_{2,per} = 4.00 \, kN/m$ Κινητά φορτία (q) για γραφεία (Κατηγορία B):  $q = 3.00 \text{ kN/m}^2$ Μετακινήσιμα χωρίσματα ( $\leq 2.00 \ kN/m^2$ ):  $q_{add} = 0.80 \, kN/m^2$ Συνολικό κινητό φορτίο:  $q_{add} = 3.80 \, kN/m^2$ Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού:  $\psi_2 = 0.6$ Τα δώμα είναι βατό.

<sup>30 |</sup> Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

Το φορτίο χιονιού αμελείται.

Σεισμική Δράση (Ε):

Συντελεστής σπουδαιότητας:  $\gamma_I = 1.0$ 

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση:  $a_{gR} = 0.36g$ 

Κατηγορία εδάφους Β – Φάσμα Τύπου Ι:

 $S = 1.2, S = 1.2, T_B = 0.15s, T_C = 0.50s, T_D = 2.00s$ 

Η κατακόρυφη συνιστώσα της εδαφικής επιτάχυνσης αμελήθηκε.

11.6.2 Προδιαστασιολόγηση

Τα φέροντα στοιχεία του πλαισίου (δηλαδή τα υποστυλώματα, οι δοκοί και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) διαστασιολογήθηκαν αρχικά για τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (1.3*G*<sub>1</sub> + 1.5*G*<sub>2</sub> + 1.5*Q*). Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους ενώ οι συνδέσεις δοκού – υποστυλώματος είναι αρθρωτές. Οι διατομές που επιλέχθηκαν είναι IPE450 για τις δοκούς και HEB280 για τα υποστυλώματα όλων των ορόφων (Πιν. 11.5).

	Υποστύλωμα	Δοκός	Χάλυβας
1 <sup>ος</sup> όροφος	HEB 280	IPE 450	S 355
2 <sup>ος</sup> όροφος	HEB 280	IPE 450	S 355
3 <sup>ος</sup> όροφος	HEB 280	IPE 450	S 355
4 <sup>ος</sup> όροφος	HEB 280	IPE 450	S 355

Πιν. 11.5: Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων σε κάθε όροφο

Στη συνέχεια προδιαστασιολογήθηκε το πλευρικό σύστημα δυσκαμψίας που περιλαμβάνει συσκευές TRSH, σύμφωνα με τη διαδικασία που περιγράφηκε στην Παράγραφο 11.5.2. Οι αδρανειακές και διατμητικές δυνάμεις που ασκούνται στα υποστυλώματα παρουσιάζονται στον Πιν. 11.6.

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.0075 \cdot 16^{\frac{3}{4}} = 0.14s$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς για κτήρια με συσκευές TRSH λαμβάνεται ίσος με *q* = 3.0 (βλέπε Παράγραφο 11.6.4).

$$S_a(T_1) = \frac{S_{ae}(T_1)}{q} = 0.35g$$
$$F_b(T_1) = m_{tot} \cdot \lambda \cdot S_a(T_1) \cong 868kN$$
$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

	$m_i$	$F_i$	F <sub>b,i</sub>
	[kg]	[kN]	[kN]
Όροφος 1	67635	98.5	867.9
Όροφος 2	67635	196.9	769.5
Όροφος 3	67635	295.4	572.5
Όροφος 4 (οροφή)	47595	277.2	277.2

Πιν. 11.6: Κατανομή μαζών και αδρανειακών δυνάμεων στους ορόφους

Οι συσκευές TRSH που χρησιμοποιούνται σε κάθε όροφο επιλέγονται με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα του προγράμματος LESSLOSS (βλέπε Πιν. 11.4). Συνεπώς οι τιμές του Πιν. 11.4 μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για αυτά. Τα ανώτατα και κατώτατα όρια των ιδιοτήτων σχεδιασμού των TRSH πρέπει να δίνονται από τον κατασκευαστή και να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό.

Το απαιτούμενο πλήθος των στοιχείων απόσβεσης τριγωνικού σχήματος υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$n_i = \frac{\gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}}{F_{y,LBDP,t,i}}$$

όπου *F<sub>y,LBDP,t,i</sub>* είναι το κάτω όριο της δύναμης διαρροής του μεμονωμένου στοιχείου, γ<sub>x</sub> είναι ο συντελεστής αξιοπιστίας και γ<sub>b</sub> ο μερικός συντελεστής για τα TRSH που δίνεται στον Κανονισμό.

Δεδομένου ότι τα ανώτατα και κατώτατα όρια των ιδιοτήτων των TRSH δεν είναι γνωστά σε αυτό το στάδιο, το πλήθος των συσκευών TRSH υπολογίζεται αγνοώντας τα γ<sub>x</sub> και γ<sub>b</sub>. Εάν υπάρχουν ακριβέστερες πληροφορίες σχετικά με τα TRSH οι συντελεστές αυτοί δεν πρέπει να αμελούνται.

Στον Πιν. 11.7 συνοψίζονται οι παράμετροι σχεδιασμού των συσκευών TRSH κάθε ορόφου.

	Τύπος ΤΡΟΗ	$F_{y,t,i}$	$F_{u,t,i}$	n°	$n \cdot F_{y,t,i}$	$n \cdot F_{u,t,i}$
		[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]
Όροφος 1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062
Όροφος 2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944
Όροφος 3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708
Όροφος 4 (οροφή)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354

Πιν. 11.7: Συσκευές TRSH που χρησιμοποιούνται σε κάθε όροφο

Οι διατομές των στοιχείων δυσκαμψίας επιλέχτηκαν ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις που σχετίζονται με την αξονική τους αντοχή και τον αδιάστατο

συντελεστή λυγηρότητας (βλέπε Παράγραφο 11.5.2) και παρουσιάζονται στον Πιν. 11.8.

	Διατοιμό	N <sub>Ed,i</sub>	N <sub>Rd,i</sub>	lo	N <sub>cr,i</sub>	$\lambda_{b,i}$
	Διατομη	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[-]
Όροφος 1	2 UPN300	228.0	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
Όροφος 2	2 UPN300	202.1	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
Όροφος 3	2 UPN300	150.4	2x3795	5.26	2x943.5	2.0
Όροφος 4 (οροφή)	2 UPN300	72.8	2x3795	5.26	2x943.5	2.0

Πιν. 11.8: Διατομή συνδέσμων δυσκαμψίας κάθε ορόφου





## 11.6.3 Γραμμική ελαστική ανάλυση

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πρέπει να πληρούνται οι διατάξεις της Παραγράφου 11.5.3 και του ΕΝ 1998-1-1 [11]. Όλα τα στοιχεία πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του σεισμικού συνδυασμού ( $G_1 + G_2 + \psi Q + E$ ).

## Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση

Πραγματοποιήθηκε Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση. Τα ισοδύναμα οριζόντια φορτία υπολογίστηκαν λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις τρείς πρώτες ιδιομορφές, αφού με αυτές ενεργοποιείται το 97% της συνολικής μάζας του κτηρίου (Πιν. 11.9).

πιν. π.θ. ισισπερίοσοι και σρώσες ισισμορφικές μαζές							
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [s]	Δρώσα μάζα [%]	Συνολικά [%]				
1	0.613	0.811					
2	0.239	0.117	97.0				
3	0.147	0.042					

Πιν. 11.9: Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες

## Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Γίνεται η παραδοχή ότι το κτήριο διαθέτει πλάστιμα μη δομικά στοιχεία, οπότε η ανηγμένη σχετική παραμόρφωση ορόφου *d*<sup>*r*</sup> πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση (βλέπε Παράγραφο 11.5.3):

#### $d_r \cdot \mathbf{v} \le 0.0075 \cdot \mathbf{h} = 30$ mm

Ο έλεγχος ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους, με τη μέγιστη τιμή να είναι κατά πολύ μικρότερη από το όριο των 30.0 mm (Πιν. 11.10).

πιν. π.το. Ελεγχοι σχεπκών παραμορφωσεών οροφων							
Όροφος	1	2	3	4			
$d_{e,top}$ [mm]	8.8	19.6	29.2	37.9			
d <sub>e,bottom</sub> [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			

Πιν. 11.10: Έλεγχοι σχετικών παραμορφώσεων ορόφων

Φαινόμενα δευτέρας τάξεως

Ο έλεγχος των φαινομένων δευτέρας τάξεως γίνεται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στην Παράγραφο 11.5.3. Ο συντελεστής θ δεν πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές που δίνονται στον κανονισμό και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h_{story}}$$

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν φαίνονται στον Πιν. 11.11. Παρατηρείται ότι για κάθε όροφο ισχύει ότι θ < 0.1 οπότε τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως αγνοούνται.

Όροφος	P <sub>tot</sub> [kN]	$d_r$ [mm]	V <sub>tot</sub> [kN]	h <sub>story</sub> [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

Πιν. 11.11: Έλεγχοι φαινομένων δευτέρας τάξεως

Στοιχεία απορρόφησης ενέργειας (συσκευές TRSH)

Η σεισμική δύναμη που ασκείται στη συσκευή TRSH κάθε ορόφου  $\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i}$ είναι μικρότερη από τη δύναμη αντοχής της  $F_{Rd,t,i}$  (βλέπε Παράγραφο 11.5.3):

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{Ed,i}$$

<sup>30 |</sup> Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

Όροφος	Τύπος TRSH	<i>F<sub>y,t,i</sub></i> [kN]	<i>F<sub>u,t,i</sub></i> [kN]	n° [-]	n ∙ F <sub>y,t,i</sub> [kN]	n ∙ F <sub>u,t,i</sub> [kN]	F <sub>Ed,i</sub> [kN]	$\gamma_x \gamma_b F_{Ed,i,i}$ [kN]
Όροφος 1	TR 250(7) - 1.0570	50	59	18	900	1062	498.2	658
Όροφος 2	TR 250(7) - 1.0570	50	59	16	800	944	515.4	681
Όροφος 3	TR 250(7) - 1.0570	50	59	12	600	708	374.8	495
Όροφος 4 (οροφή)	TR 250(7) - 1.0570	50	59	6	300	354	195.6	258

Τα σχετικά αποτελέσματα καταγράφονται στον Πιν. 11.12.

Τιν. 11.12: Έλεγχος <b>(</b>	αντοχή	ς στοιχ	(είω\	/ TRSH ĸ	άθε ορό	φου

Επιπρόσθετα, για να επιτευχθεί ομοιόμορφη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας σε όλους τους ορόφους, πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη απαίτηση που σχετίζεται με τους συντελεστές υπεραντοχής Ω των στοιχείων TRSH της κατασκευής συνολικά (βλέπε Παράγραφο 11.5.3):

$$\frac{max\Omega_i}{min\Omega_i} \le 1.25$$

Είναι σημαντικό να υπογραμμιστεί ότι οι ανώτατες και οι κατώτατες τιμές των ιδιοτήτων των συσκευών TRSH δεν είναι γνωστές. Σε περίπτωση εφαρμογής τους σε πραγματικές κατασκευές, οι παράμετροι αυτοί θα πρέπει να είναι γνωστές κατά το σχεδιασμό.

Τα σχετικά αποτελέσματα καταγράφονται στον Πιν. 11.13.

Όροφος	F <sub>Ed,i</sub> [kN]	$(n_i \cdot F_{y,t,i})$ [kN]	Ω <sub>i</sub> [-]	$\frac{\max \Omega_i}{\min \Omega_i}$ [-]
1	498.2	900	1.81	
2	515.4	800	1.55	1 1 0
3	374.8	600	1.60	1.10
4	195.6	300	1.53	

Πιν. 11.13: Συντελεστής υπεραντοχής στοιχείου TRSH κάθε ορόφου

<u>Έλεγχοι στοιχείων που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας:</u> δοκοί, υποστυλώματα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για να συγκεντρωθούν όλες οι πλαστικοποιήσεις στις συσκευές TRSH, τα υπόλοιπα στοιχεία που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας (δηλαδή οι δοκοί, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και τα υποστυλώματα) πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες απαιτήσεις (βλέπε Παράγραφο 11.5.3):

$$\begin{cases} N_{Rd} \geq N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{cases}$$

Τα αποτελέσματα για τα στοιχεία με τη μεγαλύτερη ένταση καταγράφονται στους Πιν. 11.14 έως και Πιν. 11.16.

#### Πιν. 11.14: Έλεγχοι αξονικής δύναμης στοιχείων που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας

Στοιχείο	N <sub>Rd</sub> [kN]	$N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$ [kN]
Υποστύλωμα - ΗΕΒ280	4241.0	1233.0
Δοκός – ΙΡΕ450	-	-
Σύνδεσμος δυσκαμψίας – 2UPN300	3795.0	448.7

Πιν. 11.15: Έλεγχοι ροπής κάμψεως στοιχείων που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμ	μó
απορρόφησης ενέργειας	

Στοιχείο	M <sub>Rd</sub> [kNm]	$M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$ [kNm]
Υποστύλωμα - ΗΕΒ280	495.1	69.1
Δοκός – ΙΡΕ450	549.3	192.2
Σύνδεσμος δυσκαμψίας – 2UPN300	_	_

Πιν. 11.16: Έλεγχοι διατμητικής δύναμης στοιχείων που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας

Στοιχείο	V <sub>Rd</sub> [kN]	$V_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$ [kN]
Υποστύλωμα - ΗΕΒ280	1878.0	19.7
Δοκός – ΙΡΕ450	1034.0	96.1
Σύνδεσμος δυσκαμψίας – 2UPN300	_	-

## 11.6.4 Μη γραμμική στατική προσαυξητική ανάλυση – Pushover

## Καθορισμός μη γραμμικής συμπεριφοράς πλαισίου

Πραγματοποιήθηκε Μη γραμμική Στατική Προσαυξητική Ανάλυση για δύο διαφορετικές κατανομές πλευρικού φορτίου: ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή, όπως φαίνεται στην στο Σχ. 11.28, σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 [13]. Η συμπεριφορά των συσκευών TRSH παρουσιάζεται στο Σχ. 11.25 και τα χαρακτηριστικά της είναι αυτά που καταγράφονται στον Πιν. 11.7. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν για τις δύο κατανομές του φορτίου διαφέρουν μεταξύ τους (Σχ. 11.29).





Σχ. 11.28: Ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή πλευρικού φορτίου.





## Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς α

Ο συντελεστής συμπεριφοράς *q* υπολογίζεται σύμφωνα με τις διατάξεις της FEMA P695 [23], (Σχ. 11.30), δηλαδή ισούται με το γινόμενο του συντελεστή υπεραντοχής Ω επί τον δείκτη πλαστιμότητας μ. Το Ω ισούται με το λόγο της μέγιστης αναπτυσσόμενης τέμνουσας βάσης *V<sub>max</sub>* προς την τέμνουσα διαρροής *V*. Η πλαστιμότητα μ ισούται με το λόγο της μέγιστης σχετικής παραμόρφωσης ορόφου *d*<sub>u</sub> προς την ενεργό παραμόρφωση διαρροής *d*<sub>y,eff</sub>.



Σχ. 11.30: Μέθοδος υπολογισμού συντελεστή συμπεριφοράς q σύμφωνα με τον κανονισμό FEMA 695.

Οι συντελεστές συμπεριφοράς *q* που προέκυψαν για την ιδιομορφική και την ομοιόμορφη κατανομή του πλευρικού φορτίου παρουσιάζονται στον Πιν. 11.17.

Πιν. 11.17: Συντελεστές συμπεριφοράς q για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή του πλευρικού φορτίου

Κατανομή	V <sub>max</sub> [kN]	<i>V</i> [kN]	Ω [-]	<i>d<sub>u</sub></i> [mm]	$d_{y,eff}$ [mm]	μ [-]	q [-]
Ιδιομορφική	1092	894	1.22	216	74	2.92	3.57
Ομοιόμορφη	1792	1372	1.31	194	76	2.55	3.33

Ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς *q* λαμβάνεται ίσος με τη μικρότερη τιμή από αυτές που προέκυψαν, άρα *q* = 3.3.

## 11.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα πειραμάτων που εκτελέστηκαν σε συσκευές TRSH. Είναι φανερό ότι τα στοιχεία αυτά παρουσιάζουν σταθερή και επαναλαμβανόμενη μη γραμμική συμπεριφορά ακόμα και όταν υποβάλλονται σε μεγάλες μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις (συντελεστές πλαστιμότητας έως 13.0). Επιπλέον προτείνεται η μεθοδολογία σχεδιασμού που συνιστάται να ακολουθείται σε περίπτωση τοποθέτησης των συσκευών TRSH σε πολυώροφα κτήρια με συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής V. Η μεθοδολογία αυτή εφαρμόζεται στη συνέχεια για το σχεδιασμό ενός κτηρίου. Αρχικά πραγματοποιείται γραμμική στατική ανάλυση με τα ισοδύναμα φορτία που υπολογίζονται μέσω Ιδιομορφικής Φασματικής Ανάλυσης και γίνεται έλεγχος ικανοποίησης των απαιτήσεων για τα πλάστιμα και μη στοιχεία. Στη συνέχεια εκτελείται μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) ώστε να υπολογιστεί ο συντελεστής συμπεριφοράς *q*. Από την παρούσα μελέτη προέκυψε μία προκαταρτική εκτίμηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας των κατασκευών με συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής V και συσκευές TRSH, (*q*=3.0÷3.5), ωστόσο πρέπει να πραγματοποιηθεί περεταίρω έρευνα. Οι χαρακτηριστικές τιμές για τις ιδιότητες των συσκευών TRSH λήφθηκαν ίδιες με αυτές των πρωτοτύπων. Όμως πριν την τοποθέτηση των TRSH στις κατασκευές πρέπει να είναι γνωστά περισσότερα στοιχεία, όπως τα άνω και κάτω όρια των ιδιοτήτων σχεδιασμού και για το λόγο αυτό πρέπει να πραγματοποιηθούν περεταίρω πειράματα (βλέπε EN 15129 [13]).

## 11.8 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Οι καινοτόμες συσκευές TRSH μπορούν να εφαρμοστούν σε συστήματα δυσκαμψίας μορφής V πολυώροφων κτηρίων ώστε να αυξηθεί σημαντικά η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των κατασκευών, αφού συνδυάζουν την πλαστιμότητα με τη δυσκαμψία.

## 11.9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- 1. LESSLOSS 2007/03 Innovative Anti-Seismic Systems Users Manual. Available online at <a href="http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports">http://elsa.jrc.ec.europa.eu/events.php?id=4#reports</a>.
- Medeot, R. Re-centring capability of seismic isolation systems based on energy concepts. Proceedings of the 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 2004.
- 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 Engineerinf Research, National Taiwan University, Taipei 1992.
- 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.
- 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.
- 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 Πιν. 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.
- 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 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ C (MSSH)

## 12.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Με τις Χαλύβδινες Συσκευές Απόσβεσης (Steel Hysteretic Devices – SHD) μπορεί να αυξηθεί σημαντικά η ικανότητα της κατασκευής για απορρόφηση σεισμικής ενέργειας. Αυτό συμβαίνει λόγω των πλαστικών παραμορφώσεων που μπορούν να αναπτυχθούν εξαιτίας της διαρροής αυτών των στοιχείων. Η διαρροή τους μπορεί προκληθεί λόγω μονοαξονικού εφελκυσμού (ή θλίψης), διάτμησης, στρέψης ή κάμψης.

Η χαλύβδινη συσκευή απόσβεσης σχήματος μισοφέγγαρου (Moon Shaped Steel Hysteretic – MSSH) φαίνεται στο Σχ. 12.1. Πρόκειται για αποσβεστήρα που χρησιμοποιείται στη σεισμική μόνωση βάσεων των κατασκευών. Το σύστημα μόνωσης αποτελείται από μία οριζόντια επιφάνεια ολίσθησης, ένα ελαστομερές εφέδρανο και συσκευές MSSH (βλέπε Σχ. 12.2).





Σχ. 12.1: Γεωμετρία Χαλύβδινης Συσκευής Απόσβεσης Σχήματος Μισοφέγγαρου.

Σχ. 12.2: Σύστημα μόνωσης αποτελούμενο από χαλύβδινη συσκευή απόσβεσης σχήματος μισοφέγγαρου συνδεδεμένη με ελαστομερές εφέδρανο.

Οι αποσβεστήρες που χρησιμοποιούνται στα συστήματα μόνωσης πρέπει να έχουν μεγάλη ικανότητα παραμόρφωσης για χαμηλές έως μέτριες αναπτυσσόμενες δυνάμεις. Ένας από τους στόχους του INNOSEIS είναι η εισαγωγή των συσκευών MSSH στα συστήματα απορρόφησης ενέργειας καθώς και η ανάπτυξη κατευθυντήριων γραμμών σχετικά με τη διαδικασία σχεδιασμού που συνιστάται να ακολουθείται κατά την εφαρμογή τους στα κτήρια.

## 12.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΗΣ ΣΥΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ ΜΙΣΟΦΕΓΓΑΡΟΥ

Στο Σχ. 12.3 παρουσιάζεται η Χαλύβδινη Συσκευή Απόσβεσης Σχήματος Μισοφέγγαρου (MSSH) στην οποία στη μία περίπτωση ασκείται εφελκυστική οριζόντια δύναμη F<sub>1</sub>, ενώ στην άλλη θλιπτική οριζόντια δύναμη F<sub>2</sub>. Η συσκευή είναι συμμετρική ως προς τον άξονα των Υ. Τα διαγράμματα ροπών κάμψεως Μ(θ) και αξονικής δύναμης Ν(θ) μεταβάλλονται ανάλογα με το ημίτονο της γωνίας, ενώ το διάγραμμα τεμνουσών Q(θ) μεταβάλλεται ανάλογα με το συνημίτονο.

Η συμπεριφορά του στοιχείου δεν είναι συμμετρική για εφελκυστική και θλιπτική φόρτιση, όπως παρατηρείται από το Σχ. 12.3, τουλάχιστον όχι στην πλαστική περιοχή όπου οι παραμορφώσεις είναι σημαντικές (Σχ. 12.4). Αντίθετα, στην ελαστική περιοχή, όπου οι παραμορφώσεις είναι αμελητέες, η συμπεριφορά μπορεί να θεωρηθεί συμμετρική. Αυτό συμβαίνει επειδή όταν ασκείται η εφελκυστική δύναμη, μειώνεται το ύψος του στοιχείου (άρα και ο μοχλοβραχίονας) με αποτέλεσμα να απαιτείται μεγαλύτερη δύναμη για να αναπτυχθεί η μέγιστη παραμόρφωση της συσκευής. Το αντίθετο συμβαίνει όταν ασκείται θλιπτική δύναμη αφού αυξάνεται το ύψος του στοιχείου (άρα και ο μοχλοβραχίονας) και η δύναμη



Σχ. 12.3: Απαραμόρφωτη και παραμορφωμένη κατάσταση καθώς και διαγράμματα αξονικής, τέμνουσας και ροπής στοιχείου MSSH που υποβάλλεται σε οριζόντια εφελκυστική (άνω) και θλιπτική (κάτω) δύναμη.

Για να μπορέσει να αναπτυχθεί μεγάλη παραμόρφωση στη συσκευή MSSH χωρίς να αστοχήσει το υλικό, ο χάλυβας που θα χρησιμοποιηθεί πρέπει να έχει κατάλληλα χαρακτηριστικά. Η κλίση της καμπύλης υστέρησης διαφοροποιείται ανάλογα με το σχεδιασμό του στοιχείου. Στο Σχ. 12.4 φαίνεται η καμπύλη δύναμης – παραμόρφωσης ενός στοιχείου MSSH που σχεδιάστηκε και εξετάστηκε ως αποσβεστήρας σε σύστημα μόνωσης βάσης.



416 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

12 XA/YBΔINH ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ C (MSSH)

Σχ. 12.4: Καμπύλη δύναμης – παραμόρφωσης συσκευής MSSH.

Τα αντισεισμικά συστήματα με συσκευές MSSH είναι καινοτόμα αφού οι συσκευές αυτές εισάγονται σε όλους τους ορόφους του κτηρίου: σε κατασκευές με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα οι συσκευές MSSH τοποθετούνται στο άκρο των συνδέσμων. Σε περίπτωση ισχυρής εδαφικής κίνησης, οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται μόνο στις συσκευές MSSH, οι οποίες απορροφούν μεγάλο μέρος της σεισμικής ενέργειας, ενώ τα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής παραμένουν στην ελαστική περιοχή και δεν υφίστανται βλάβες.

Η επισκευή είναι εύκολη αφού οι βλάβες περιορίζονται μόνο στα στοιχεία MSSH, τα οποία δεν φέρουν κατακόρυφα φορτία εφόσον είναι τοποθετημένα μεταξύ των επιπέδων των ορόφων.

Τα MSSH μπορούν να κατασκευαστούν και να αντικατασταθούν εύκολα και αποτελούν μία οικονομική λύση.

## 12.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ MSSH

## 12.3.1 Καταστατικός νόμος συσκευής MSSH

12.3.1.1 Διγραμμικός βρόχος Δύναμης – Παραμόρφωσης που προκύπτει από αποτελέσματα δοκιμών

Η απόκριση των χαλύβδινων αποσβεστήρων εξαρτάται από τη γεωμετρία τους και από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού από το οποίο είναι κατασκευασμένα. Κατά τη πειραματική διερεύνηση των χαλύβδινων συσκευών απόσβεσης καταγράφηκε η μη γραμμική συμπεριφορά τους. Τα πειράματα έγιναν σύμφωνα με τις διατάξεις της Παραγράφου 12.6 του ΕΝ 15129 [1].

Για να εισαχθεί μια συσκευή απόσβεσης στο αριθμητικό μοντέλο της κατασκευής, ο βρόχος δύναμης – παραμόρφωσής της πρέπει να διγραμμικοποιηθεί. Η νέα καμπύλη που θα προκύψει πρέπει να μπορεί να περιγράψει ικανοποιητικά τη μη γραμμική συμπεριφορά της συσκευής. Τα χαρακτηριστικά της διγραμμικοποιημένης καμπύλης φαίνονται στο Σχ. 12.5 και είναι τα ακόλουθα: αρχική δυσκαμψία *K*<sub>1</sub>, μετελαστική δυσκαμψία *K*<sub>2</sub> και δύναμη διαρροής *F*<sub>y</sub>.



α) Σκίτσο διαδικασίας διγραμμικοποίησης
 Σχ. 12.5 α)-β): Διγραμμικοποίηση βρόχου υστέρησης.

β) Διγραμμικοποίηση καμπύλης
 συμπεριφοράς συσκευής απόσβεσης

Ο βρόχος Α΄Β΄CABC΄Α δεν είναι συμμετρικός ως προς το 0. Οι συντεταγμένες των σημείων Α και Α΄ ισούνται με τη μέγιστη μετατόπιση ±s<sub>u</sub> και τη μέγιστη δύναμη ±*F*<sub>u</sub>.

- Η κλίση των ΑΒ και Α΄Β΄ λαμβάνεται ίση με την αρχική δυσκαμψία k<sub>1</sub>, με τα Β και
   Β΄ να είναι τα σημεία τομής του βρόχου με τον άξονα των x.
- Η κλίση των AC και A'C' ισούται με τις δυσκαμψίες K<sub>2</sub><sup>+</sup> και K<sub>2</sub><sup>-</sup> αντίστοιχα, όπου CC' είναι το ευθύγραμμο τμήμα που διέρχεται από το 0 και έχει κλίση ίση με k<sub>1</sub>.
- Οι συντεταγμένες του σημείου C είναι (s<sub>y</sub>, F<sub>y</sub>), δηλαδή ισούνται με τη μετατόπιση και τη δύναμη διαρροής της διγραμμικοποιημένης καμπύλης υστέρησης, αντίστοιχα.

Οι παράμετροι του διγραμμικού βρόχου μεταβάλλονται ταχέως με τη μεταβολή του μεγέθους ε<sub>u</sub> για χαμηλές τιμές τάσεων, ενώ για υψηλότερες τιμές η μεταβολή συμβαίνει πιο αργά. Επί της ουσίας, η μεταβολή των παραμέτρων δεν εισάγει μεγάλα σφάλματα στους υπολογισμούς που γίνονται βάσει των διγραμμικών βρόχων, αφού η σεισμική καταπόνηση των κτηρίων συνήθως συνεπάγεται σχετικά μεγάλες ανηγμένες παραμορφώσεις, για τις οποίες οι παράμετροι μεταβάλλονται αργά. Οι διγραμμικοί βρόχοι που προκύπτουν για σταθερές τιμές *K*<sub>1</sub>, *K*<sub>2</sub> και *F*<sub>y</sub> αποτελούνται από ευθείες με σταθερές κλίσεις *K*<sub>1</sub> και *K*<sub>2</sub> και σταθερό σημείο εκκίνησης.

## 12.3.1.2 Διγραμμικός βρόχος Δύναμης – Παραμόρφωσης σύμφωνα με τη Μέθοδο του Συντελεστή Κλιμάκωσης

Η απόκριση των χαλύβδινων αποσβεστήρων εξαρτάται από τη γεωμετρία τους, από το υλικό από το οποίο είναι κατασκευασμένοι και από τις συνθήκες στήριξης τους. Οι βρόχοι δύναμης – παραμόρφωσης των αποσβεστήρων που συμπεριφέρονται καμπτικά μπορούν να κλιμακωθούν σύμφωνα με ένα απλό μοντέλο ώστε να παραχθεί ένα σύνολο καμπυλών τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων. Από τις κλιμακωμένες αυτές καμπύλες, προκύπτουν οι προσεγγιστικοί βρόχοι δύναμης – παραμόρφωα χαλύβδινων αποσβεστήρων.

Οι συντελεστές κλιμάκωσης φ και δ έχουν προκύψει από ένα απλοποιημένο μοντέλο δοκού που διαρρέει. Οι ανηγμένες παραμορφώσεις των ακραίων ινών ε<sub>SC</sub> υπολογίζονται βάσει του σχήματος που θα αποκτούσε η δοκός εάν παρέμενε πλήρως ελαστική. Η τάση σ<sub>SC</sub> θεωρείται σταθερή καθ' ύψος της διατομής και σχετίζεται με το συντελεστή κλιμάκωσης των δυνάμεων φ. Ο δείκτης SC εισάγεται για να δοθεί έμφαση στο γεγονός ότι για τον υπολογισμό των τάσεων και των παραμορφώσεων έχει γίνει η παραδοχή ότι οι τάσεις είναι ομοιόμορφες, άρα ουσιαστικά πρόκειται για ονομαστικές τιμές.

Οι ιδιότητες του διγραμμικοποιημένου διαγράμματος δύναμης – παραμόρφωσης υπολογίζονται ως εξής:

$$k_1 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{1,SC}$$
 E§. (12.1)

$$k_2 \approx \frac{\varphi}{\delta} \cdot E_{2,SC} + \alpha \cdot F_y \cdot s_b \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{y,SC}}{\varepsilon_{b,SC}}\right) \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (12.2)$$

 $F_y \approx \varphi \cdot \sigma_{SC}$  E§. (12.3)

$$s_u \approx \delta \cdot \varepsilon_{b,SC}$$
 Eξ. (12.4)

 $s_y \approx k_1 \cdot F_y$  Eξ. (12.5)

$$F_b \approx F_y + k_2 \cdot \left(s_u - s_y\right) \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (12.6)$$

Οι ιδιότητες της κλιμακωμένης καμπύλης τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων υπολογίζονται σύμφωνα με όσα περιγράφονται στην Παράγραφο 12.4.4.

Οι συντελεστές κλιμάκωσης *φ*, *α* και δ εξαρτώνται από τη γεωμετρία της συσκευής MSSH.



Σχ. 12.6: Γεωμετρικές παράμετροι συσκευής MSSH.

Η γεωμετρία του πρωτοτύπου αναφοράς καθορίζεται από τις παραμέτρους *t*, *b*, *h*, *L* καθώς και από τη μορφή του περιγράμματος του στοιχείου. Αυτό μπορεί να έχει παραβολική, ελλειπτική ή κυκλική μορφή, με την τελευταία να είναι απλούστερη άρα και περισσότερο χρησιμοποιούμενη.

Ο συντελεστής κλιμάκωσης των δυνάμεων για ορθογωνική διατομή ύψους b/t και μοχλοβραχίονα h είναι:

$$\varphi = \frac{tb^2}{6h} \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (12.7)$$

Ο συντελεστής κλιμάκωσης των μετατοπίσεων υπολογίζεται από τη σχέση:

Διορθωτικός συντελεστής λόγω μεγάλων παραμορφώσεων:

Ο συντελεστής α λαμβάνει υπόψη τη μεταβολή της κλίσης του διαγράμματος δύναμης – παραμόρφωσης για μεγάλες τιμές μετατόπισης διαρροής. Τα στοιχεία MSSH παρουσιάζουν συμμετρική συμπεριφορά στην ελαστική περιοχή, κάτι που δε

συμβαίνει και μετά τη διαρροή. Για μεγάλες τιμές παραμόρφωσης διαρροής, τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν μπορούν να θεωρηθούν αμελητέα αφού το *h* μεταβάλλεται έντονα κατά τους κύκλους φόρτισης.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{+1}{|s|(2h-s)} & E\varphi \varepsilon \lambda \kappa \upsilon \sigma \mu \acute{0}\varsigma \\ \frac{-1}{|s|(2h-s)} & \Theta \lambda \acute{1}\psi \eta \end{cases}$$
 Eξ. (12.9)

Σημειώνεται ότι υπάρχουν τέσσερεις πηγές σφάλματος στους βρόχους υστέρησης και στις παραμέτρους που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό τους:

- Οι ιδιότητες του υλικού που χρησιμοποιήθηκε για την παραγωγή των βρόχων τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων διαφέρουν με αυτές του πρωτοτύπου.
- Η επιρροή των άκρων και οι παραμορφώσεις που δεν περιγράφονται από προσομοίωμα δοκού. Η επιρροή των άκρων μπορεί να μειώσει την αρχική δυσκαμψία έως και 50%.
- Σε μεγάλες παραμορφώσεις μεταβάλλεται το σχήμα του αποσβεστήρα, άρα για δεδομένη μετατόπιση το φορτίο μπορεί να είναι διαφορετικό. Η αλλαγή του σχήματος συνεπάγεται τη μεταβολή της μετελαστικής δυσκαμψίας.
- Μικρές αλλαγές στους βρόχους του αποσβεστήρα προκαλούνται λόγω δευτερευουσών δυνάμεων.

Εάν οι βρόχοι υστέρησης αφορούν μοντέλα με παρόμοιες αναλογίες και ακριβώς την ίδια παρτίδα υλικού με το πρωτότυπο, τότε εξαλείφονται σε ένα βαθμό οι τέσσερεις πηγές σφάλματος που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Σε αυτή την περίπτωση, μπορεί να εφαρμοστεί η εν λόγω μέθοδος και να μειωθεί ο απαιτούμενος αριθμός δοκιμών. Βέβαια πριν από την τοποθέτηση των συσκευών MSSH στις κατασκευές, πρέπει να ακολουθείται η διαδικασία ελέγχου που περιγράφεται στον ΕΝ 15129 [1].

## 12.3.2 Προσομοίωση συστήματος πλευρικής ευστάθειας με MSSH

Οι συσκευές MSSH είναι τα πλάστιμα στοιχεία του συστήματος και σχεδιάζονται ώστε να παραμορφώνονται και με την παραμόρφωσή τους να απορροφάται η σεισμική ενέργεια. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία σχεδιάζονται ώστε να παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Στη συνέχεια εξετάζεται ένα μεμονωμένο πλαίσιο για να διερευνηθεί η συμπεριφορά του συστήματος στην οριακή κατάσταση αστοχίας (βλέπε Σχ. 12.7).



Σχ. 12.7: Σχηματική συμπεριφορά πλαισίου.

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνδέονται απευθείας με τις συσκευές απόσβεσης, άρα η αξονική τους δύναμη στην οριακή κατάσταση αστοχίας ισούται με αυτή που αναπτύσσεται στις συσκευές MSSH.

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταφέρουν στη δοκό κατακόρυφη διατμητική δύναμη, που υπολογίζεται λαμβάνοντας την αντοχή της εφελκυόμενης διαγωνίου ίση με Ν<sub>pl,Rd,MSSH</sub> και της θλιβόμενης ίση με 0.3·N<sub>pl,Rd,MSSH</sub>. Ο συντελεστής 0.3 εισάγεται για να υπολογιστεί η μεταλυγισμική αντοχή της διαγωνίου σε θλίψη, σύμφωνα με τον EN1998-1-1 [2].

$$V_{Ed,Beam} = \frac{0.7}{\sin(\alpha)} N_{Rd,MSSH}$$
 E§. (12.11)

Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα υπολογίζονται από τις εξισώσεις ισορροπίας, λαμβάνοντας υπόψη τη συμμετρία του συστήματος:

$$N_{Ed,Columns} = \frac{Fh}{L} - \frac{N_{Rd,MSSH}}{\sin(\alpha)}$$
 Eξ. (12.12)

όπου:

- h το ύψος του ορόφου;
- L η απόσταση των υποστυλωμάτων;
- F η εξωτερική δύναμη που ασκείται, όπως φαίνεται στο Σχ. 12.7
- α η κλίση των διαγώνιων συνδέσμων.

## 12.4 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΥΣΚΕΥΩΝ MSSH

## 12.4.1 Γενικά

Τα MSSH στοιχεία απορροφούν ενέργεια λόγω:

 Της διαρροής τους εξαιτίας της υψηλής καμπτικής παραμόρφωσης του στοιχείου, και  Της μετατροπής της κινητικής ενέργειας σε θερμική και σε ενέργεια παραμόρφωσης.

Η συσκευή MSSH σχήματος μισοφέγγαρου φαίνεται στα Σχ. 12.8 και Σχ. 12.9. Ο συνηθέστερος τρόπος έντασης των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας MSSH είναι μέσω κάμψης.

## 12.4.2 Δοκίμιο και πρωτόκολλο φόρτισης

Τα δύο διαφορετικά δοκίμια που εξετάστηκαν φαίνονται στα Σχ. 12.8 και Σχ. 12.9. Είναι κατασκευασμένα από χάλυβα S355J2+N και υποβλήθηκαν σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση με τα χαρακτηριστικά που φαίνονται στον Πιν. 12.1.



Σχ. 12.8: Γεωμετρία «μικρής» συσκευής MSSH.





Σχ. 12.9: Γεωμετρία «μεγάλης» συσκευής MSSH.

Πιν. 12.1: Πρωτόκολλο φόρτισης δοκιμών των MSSH

Αριθμός κύκλων	Συσκευή ΜS	SH "μικρή"	Συσκευή MSSH "μεγάλη"		
	Τιμή	Τιμή Ταχύτητα		Ταχύτητα	
	[mm]	[mm/s]	[mm]	[mm/s]	
3	± 3	4			

422 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα 12 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ C (MSSH)

	± 5		± 15	10
	± 20		± 60	10
	± 40	10	± 115	
	± 60	10	± 175	25
9	± 80		± 230	

Τα πειράματα διεξήχθησαν με χρήση σερβουδραυλικής μηχανής (Zwick servohydraulic Universal Testing Machine) στο Εργαστήριο Δοκιμών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστήμιου του Μονάχου (βλέπε Σχ. 12.10).



α) «Μεγάλο» δοκίμιο Σχ. 12.10 α)-β): Πειραματικά δοκίμια MSSH.

β) «Μικρό» και «μεγάλο» δοκίμιο

## 12.4.3 Αποτελέσματα πειραμάτων

Από τα πειραματικά αποτελέσματα παρατηρείται ότι η μετελαστική δυσκαμψία είναι σταθερή και πολύ υψηλή (Σχ. 12.11). Παράλληλα, το μεγάλο πλατό είναι ενδεικτικό της καλής αντισεισμικής συμπεριφοράς του συστήματος.


Σχ. 12.11: Διαγράμματα Δύναμης – Παραμόρφωσης που προκύπτουν από την πειραματική διερεύνηση της «μεγάλης» συσκευής MSSH (3°ς κύκλος φόρτισης).

Οι χαλύβδινοι αποσβεστήρες πρέπει να μπορούν να αναπτύξουν ικανοποιητική πλαστιμότητα κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Έτσι, είναι απαραίτητο οι εναλλασσόμενες πλαστικοποιήσεις να μην οδηγούν σε ολιγοκυκλική κόπωση ή σε αστοχία του στοιχείου. Σε γενικές γραμμές, οι μαλακοί χάλυβες μπορούν να απορροφούν σημαντικό ποσοστό ενέργειας, όπως φαίνεται στο Σχ. 12.12. Ο αριθμός των κύκλων που μπορούν να πραγματοποιηθούν εξαρτάται από την ταχύτητα της παραμόρφωσης (σημειώνεται ότι στον κατακόρυφο άξονα του Σχ. 12.12 η κλίμακα είναι λογαριθμική).

Επομένως, είναι απαραίτητη η γνώση του επιπέδου των ανηγμένων παραμορφώσεων ιδίως στις κρίσιμες περιοχές της συσκευής προκειμένου να ελεγχθεί η λειτουργικότητα και η αξιοπιστία της. Για να εξεταστεί η επίδραση ενός φορτίου στη συσκευή MSSH είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν αναλύσεις χρονοϊστορίας με φυσικά ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα.





Σχ. 12.12: Χαρακτηριστική καμπύλη ολιγοκυκλικής κόπωσης μαλακού χάλυβα (Επίπεδο ανηγμένων παραμορφώσεων – απαιτούμενος αριθμός κύκλων για αστοχία).

12.4.4 Μοντελοποίηση βασισμένη σε πειράματα με χρήση συντελεστών κλιμάκωσης Οι βρόχοι δύναμης – παραμόρφωσης που προέκυψαν κατά την πειραματική διερεύνηση των συσκευών MSSH χρησιμοποιήθηκαν για να παραχθούν οι κλιμακωμένες καμπύλες τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων (βλέπε Σχ. 12.13 και Σχ. 12.14). Οι συντελεστές κλιμάκωσης *α*, *δ* και *φ* που χρησιμοποιήθηκαν υπολογίζονται σύμφωνα με την Παράγραφο 12.3.1.2. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν για παραμορφώσεις έως 9% καταγράφονται στους Πιν. 12.2 και Πιν. 12.3, όπου σημειώνεται το ελαστικό και το μετελαστικό μέτρο ελαστικότητας καθώς και η τάση και η ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής.





α) Βρόχοι δύναμης – παραμόρφωσης
 «μεγάλης» συσκευής MSSH



β) Κλιμακωμένες καμπύλες τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων «μεγάλης» συσκευής MSSH





a) Βρόχοι δύναμης – παραμόρφωσης
 «μικρής» συσκευής MSSH



Σχ. 12.13: Βρόχοι Δύναμης – παραμόρφωσης και κλιμακωμένες καμπύλες τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων «μικρής» και «μεγάλης» συσκευής MSSH.



Σχ. 12.14: Κλιμακωμένες καμπύλες τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων «μικρής» και «μεγάλης» συσκευής MSSH.

#### Πιν. 12.2: Μέτρο ελαστικότητας, τάσεις και ανηγμένες παραμορφώσεις έως 9% - Διατομή Α

Διατομή Α (θ = 90°; ε <sub>min</sub> )									
ε <sub>sc</sub>	E <sub>1,SC</sub>	$\begin{array}{c c} E_{1,SC} & E_{2,Sc}^{+} & E_{2,SC}^{-} & \sigma_{y,SC} & \epsilon_{y,SC} \end{array}$							
[%]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]				
1		25769	17201	394	0,38				
2		8740	7039	436	0,42				
3		4643	4174	477	0,46				
4	102667	2964	2881	519	0,50				
5	103667	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	1013	727	0,70				

Πιν. 12.3: Μέτρο ελαστικότητας, τάσεις και ανηγμένες παραμορφώσεις έως 9% - Διατομή Α

	Διατομή Β (θ = θ <sub>0</sub> ; ε <sub>max</sub> )							
ε <sub>sc</sub>	E <sub>1,SC</sub>	$E_{2,SC}^+$	$E_2^-$	$\sigma_{y,SC}$	ε <sub>y,SC</sub>			
[%]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]			
1		32738	18110	316	0,71			
2		11095	7406	334	0,75			
3		5892	4390	352	0,79			
4	11507	3760	3029	370	0,83			
5	44527	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			

Συγκρίνοντας τα διαγράμματα α) με γ), καθώς και β) με δ) του Σχ. 12.13 συμπεραίνεται ότι με την εφαρμογή της μεθόδου του συντελεστή κλιμάκωσης εξαλείφονται οι μεγάλες αυξήσεις των ονομαστικών τάσεων που παρατηρούνται στους βρόχους δύναμης – παραμόρφωσης. Τα διαγράμματα F – s για κάθε κύκλο φόρτισης φαίνονται στα Σχ. 12.15 και Σχ. 12.16, όπου συγκρίνονται τα πειραματικά αποτελέσματα (συνεχής γκρι γραμμή) με αυτά που προέκυψαν από τη μέθοδο του συντελεστή κλιμάκωσης (διακεκομμένη γραμμή).



Σχ. 12.15 α)-γ): Καμπύλες δύναμης – παραμόρφωσης «μεγάλης» συσκευής MSSH: σύγκριση μεθόδου συντελεστή κλιμάκωσης με πειραματικά αποτελέσματα.

Υπογραμμίζεται ότι οι τιμές που καταγράφονται στους Πιν. 12.2 και Πιν. 12.3 μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην προμελέτη συσκευών MSSH με παρόμοια χαρακτηριστικά υλικού και συνθήκες στήριξης. Τα αποτελέσματα που εξάγονται από τη μέθοδο του συντελεστή κλιμάκωσης δεν μπορούν να περιγράψουν αξιόπιστα τη συμπεριφορά της συσκευής MSSH, και για αυτόν το λόγο μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο για την προδιαστασιολόγηση τους. Θα πρέπει λοιπόν να πραγματοποιούνται δοκιμές πρωτοτύπου καθώς και δοκιμές ελέγχου παραγωγής στο εργοστάσιο σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ 15129 [1] πριν την εφαρμογή των MSSH στις κατασκευές.





Σχ. 12.16 α)-γ): Καμπύλες δύναμης – παραμόρφωσης «μικρής» συσκευής MSSH: σύγκριση μεθόδου συντελεστή κλιμάκωσης με πειραματικά αποτελέσματα.

### 12.5 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

#### 12.5.1 Γενικά

Οι συσκευές MSSH που χρησιμοποιούνται ως αποσβεστήρες σε συστήματα μόνωσης βάσεως πρέπει να έχουν μικρή ελαστική δυσκαμψία ώστε να αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής όσο το δυνατόν περισσότερο. Οι MSSH εφαρμόζονται όμως και στις κατασκευές με συστήματα πλευρικής ευστάθειας, όπου συνδέονται εν σειρά με τους συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε να λειτουργούν όταν αυτοί υποβάλλονται σε αξονική δύναμη. Σε σύγκριση με τις συσκευές MSSH του συστήματος μόνωσης βάσεως, αυτές που χρησιμοποιούνται στο σύστημα πλευρικής ευστάθειας, όπου συνδέονται εν σειρά με τους συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε να λειτουργούν όταν αυτοί υποβάλλονται σε αξονική δύναμη. Σε σύγκριση με τις συσκευές MSSH του συστήματος μόνωσης βάσεως, αυτές που χρησιμοποιούνται στο σύστημα πλευρικής ευστάθειας πρέπει να έχουν ικανότητα απορρόφησης ενέργειας για μικρές μετατοπίσεις, άρα και για μικρές σχετικές παραμορφώσεις ορόφου, ώστε τα γειτονικά μέλη να παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Για να επιτευχθεί αυτό, τροποποιείται η γεωμετρία που περιγράφηκε στην Παράγραφο 12.4, και συνδέονται παράλληλα πολλές συσκευές ώστε να αυξηθεί η αντοχή και η δυσκαμψία των «κόμβων».

Με τις αλλαγές αυτές βελτιώνονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά του συστήματος χωρίς να μειώνεται η πλαστιμότητα και το εμβαδόν των κύκλων υστέρησης. Η πλαστιμότητα και η απόσβεση είναι σημαντικές ιδιότητες του συστήματος μόνωσης βάσεως και εξακολουθούν να είναι απαραίτητες και στο νέο σύστημα. Το σχήμα του βρόχου υστέρησης μεταβάλλεται, αφού μειώνονται οι μετατοπίσεις ενώ αυξάνεται η αντίσταση, άρα τελικά εξακολουθεί να υπάρχει επαρκής ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

Τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αναλυτικές και αριθμητικές μελέτες συνοψίζονται σε έναν οδηγό για πρακτικές εφαρμογές. Η μεθοδολογία που συνιστάται να ακολουθείται στο σχεδιασμό βασίζεται στους ΕΝ 1993-1-1, ΕΝ 1998-1-1 [2] και ΕΝ15129 [1]. Ορισμένες διατάξεις του ΕΝ 1998-1-1 τροποποιήθηκαν κατάλληλα ώστε να μπορούν να εφαρμοστούν για στοιχεία MSSH.

12.5.2 Προδιαστασιολόγηση συσκευών MSSH

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το σύστημα MSSH λειτουργεί ως σύστημα πλευρικής ευστάθειας. Θεωρώντας ότι οι συσκευές MSSH αντιστέκονται μόνο στα πλευρικά φορτία της κατασκευής, μπορεί γίνει μία χονδροειδής εκτίμηση του απαιτούμενου αριθμού των συσκευών που απαιτούνται σε κάθε κατεύθυνση του κτηρίου καθώς και της διατομής τους. Ο υπολογισμός αυτός βασίζεται στην υπόθεση ότι όλες οι συσκευές MSSH φτάνουν στην οριακή κατάσταση αστοχίας όταν ξεπεραστεί η αξονική τους ικανότητα.

$$N_{Ed} \le N_{Rd} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_i \cdot \frac{\sin(\alpha)}{4}$$
 E§. (12.13)

όπου:

- Fi είναι η οριζόντια δύναμη που ασκείται στον όροφο i και υπολογίζεται σύμφωνα με τον EN1998-1-1, παράγραφος 4.3.3.2.3 [2]
- 4 είναι το πλήθος των ομάδων MSSH σε κάθε όροφο
- α είναι η κλίση των συνδέσμων δυσκαμψίας (45° για την εξεταζόμενη περίπτωση).

$$F_{Rd,t,i} = n_i \cdot F_{y,t,i} \ge \gamma_x \cdot \gamma_b \cdot F_{b,i}$$
 E§. (12.14)

γx=1,2 είναι ο συντελεστής αξιοπιστίας και γb=1,1 είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας της συσκευής σύμφωνα με τον ΕΝ 15129 [13].

# 12.5.3 Σχεδιασμός – γραμμική ελαστική ανάλυση

Ο σχεδιασμός πρέπει να είναι τέτοιος ώστε οι συσκευές απόσβεσης να διαρρέουν πριν από τη διαρροή ή την αστοχία οποιουδήποτε άλλου στοιχείου. Έτσι, οι MSSH πρέπει να μπορούν να απορροφούν ενέργεια μέσω πλαστικοποιήσεων. Η διαδικασία σχεδιασμού που ακολουθείται περιγράφεται παρακάτω:

# 1) Προσομοίωση

Χρησιμοποιείται γραμμικό ελαστικό μοντέλο για την προσομοίωση μίας κατασκευής με συσκευές MSSH. Το σύστημα πλευρικής ευστάθειας προσομοιώνεται κατάλληλα ως εξής: τα στοιχεία που προσομοιώνουν τους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίζονται σε δύο τμήματα ίδιας διατομής, που συνδέονται στο μέσο τους με κατάλληλα διαμορφωμένη σύνδεση που αντιπροσωπεύει τη συμπεριφορά της συσκευής MSSH. Η σύνδεση δεν επιτρέπει τη στροφή και τη διατμητική παραμόρφωση αλλά επιτρέπει την αξονική παραμόρφωση, όπως συμβαίνει στην πραγματικότητα με τις συσκευές MSSH, άρα συμπεριφέρεται ως γραμμικό ελατήριο. Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να συμπεριφερθούν ελαστικά, διαστασιολογούνται για μεγαλύτερες τιμές αξονικών δυνάμεων σε σχέση με τις συσκευές MSSH.

# 2) Ανάλυση

Πραγματοποιείται στατική γραμμική ανάλυση για τα μόνιμα και κινητά φορτία. Τα

430 | Καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα

12 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ C (MSSH)

μέλη του πλαισίου διαστασιολογούνται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ1993-1-1 [17] σε ΟΚΑ και ΟΚΛ. Οι εσωτερικές σεισμικές δυνάμεις υπολογίζονται από Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση στην οποία για κάθε κατεύθυνση λαμβάνονται οι ιδιομορφές που χρειάζονται ώστε το ποσοστό της δρώσας μάζας να είναι τουλάχιστον ίσο με 85%, χωρίς να παραλείπεται καμία με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη από 5%. Για το φάσμα σχεδιασμού χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς το πολύ ίσος με 3. Η τιμή αυτή επιβεβαιώθηκε από μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (Pushover).

3) Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Η σχετική παραμόρφωση των ορόφων πρέπει να είναι κάτω από ένα όριο για να μην αστοχήσουν τα μη φέροντα στοιχεία του κτηρίου. Ο περιορισμός αυτός συνιστά βασικό κριτήριο σχεδιασμού των συσκευών MSSH. Επιπλέον μέσω αυτού μπορούν να εκτιμηθούν οι αναπτυσσόμενες βλάβες για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας και να προσδιοριστεί η κατανομή της δυσκαμψίας εντός της κατασκευής και τελικά το μέγεθος και το είδος των διατομών που θα χρησιμοποιηθούν.

Οι μετατοπίσεις που αναπτύσσονται εξαιτίας της σεισμικής δράσης *d*<sub>s</sub> υπολογίζονται εάν πολλαπλασιαστούν οι ελαστικές μετατοπίσεις του συστήματος *d*<sub>e</sub> επί τον συντελεστή συμπεριφοράς *q*, δηλαδή:

$$d_s = q \cdot d_e \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (12.15)$$

Η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου *d*<sub>r</sub> λαμβάνεται ίση με τη διαφορά της μέσης οριζόντιας μετακίνησης του άνω με το κάτω δάπεδο του υπό εξέταση ορόφου. Ανάλογα με το είδος των μη φέροντων στοιχείων του κτηρίου (ψαθυρά, πλάστιμα ή μη συνδεδεμένα) και την κατηγορία σπουδαιότητας του, η τιμή του *d*<sub>r</sub> συγκρίνεται με διαφορετικές τιμές που δίνονται στον Κανονισμό. Για να είναι βέλτιστος ο σχεδιασμός οι τιμές των *d*<sub>r</sub> πρέπει να είναι κοντά στις οριακές τιμές.

#### 4) Φαινόμενα δευτέρας τάξεως

Ο έλεγχος των φαινομένων δευτέρας τάξεως γίνεται σύμφωνα με την Εξ. (12.16), όπου θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου που υπολογίζεται για τις διευθύνσεις x και y κάθε ορόφου. Ο συντελεστής θ δεν πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές που δίνονται στον κανονισμό και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\boldsymbol{\theta} = \frac{P_{tot} \cdot \boldsymbol{d}_r}{V_{tot} \cdot \boldsymbol{h}_{story}}$$
 Eξ. (12.16)

όπου *P*<sub>tot</sub> είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκειμένων ορόφων και *V*<sub>tot</sub> είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.

Εναλλακτικά ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ μπορεί να υπολογιστεί ακριβέστερα μέσω γραμμικής ανάλυσης λυγισμού. Το φορτίο σχεδιασμού πολλαπλασιασμένο επί το συντελεστή *α*<sub>cr</sub> που προκύπτει από αυτή την ανάλυση, προκαλεί καθολική ελαστική αστάθεια του συστήματος. Με σταθερά τα βαρυτικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού (1,0·G+0,3·φ·Q) υπολογίζονται οι ιδιομορφές λυγισμού, από τις οποίες επιλέγονται αυτές που προκαλούν μετατόπιση του κτηρίου κατά τις διευθύνσεις x και y. Οι αντίστοιχες τιμές *α*<sub>cr</sub> υπολογίζονται από την ακόλουθη σχέση:

όπου *F<sub>cr</sub>* είναι το κρίσιμο φορτίο λυγισμού που προκαλεί ελαστική αστάθεια και υπολογίζεται από την αρχική ελαστική δυσκαμψία του κτηρίου και *F<sub>Ed</sub>* είναι το φορτίο σχεδιασμού του σεισμικού συνδυασμού.

Για να ληφθούν υπόψη οι ανελαστικές μετακινήσεις του κτηρίου ο συντελεστής *a<sub>cr</sub>* διαιρείται με το συντελεστή συμπεριφοράς *q*. Σε αυτή την περίπτωση το θ υπολογίζεται ως εξής:

Στις αντίστοιχες διατάξεις του EN1998-1-1 αναφέρεται ότι εάν ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου είναι μικρότερος από 0.1 τότε δεν λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Εάν  $0.1 < \theta < 0.2$  τότε λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1 - \theta)$ , ενώ αν  $0.2 < \theta < 0.3$  πρέπει να εφαρμοστεί μία ακριβέστερη ανάλυση δευτέρας τάξεως. Σε κάθε περίπτωση η τιμή του  $\theta$  δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0.3.

5) Έλεγχοι στοιχείων απορρόφησης ενέργειας και συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι συσκευές MSSH και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει μπορούν να φέρουν τις δυνάμεις που αναπτύσσονται από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Οι ακόλουθες απαιτήσεις πρέπει να ικανοποιούνται:

f) Λυγηρότητα

Σε πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής V ο αδιάστατος συντελεστής λυγηρότητας πρέπει να είναι μικρότερος ή ίσος του 2.0.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$
 Eξ. (12.19)

# g) Αξονική δύναμη

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογούνται για αυξημένες τιμές δυνάμεων σε σχέση με αυτές που προκύπτουν από την ανάλυση του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού, ώστε να προηγείται η αστοχία των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας. Η πλαστική αντοχή της διατομής των διαγώνιων N<sub>pl,Rd</sub> πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$N_{Pl,Rd,brace} \ge 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \qquad \qquad \mathsf{E}\xi. \ (12.20)$$

όπου:

- γον είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που λαμβάνεται ίσος με γον =1,25 για χάλυβα S355
- ο N<sub>pl,Rd,MSSH</sub> είναι η αντοχή της συσκευής MSSH που συνδέεται με τη διαγώνιο.
- h) Ομοιόμορφη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας καθ' ύψος

Για να επιτευχθεί ομοιόμορφη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας σε όλους τους ορόφους, πρέπει η μέγιστη τιμή του συντελεστή Ω να μην διαφέρει περισσότερο από 25% από την ελάχιστη τιμή του Ω.

$$\frac{max\Omega}{min\Omega} \le 1.25$$
 Eξ. (12.21)

 Έλεγχοι στοιχείων που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας: υποστυλώματα

Τα στοιχεία που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας, δηλαδή οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι συνδέσεις μεταξύ τους πρέπει να διαστασιολογούνται για αυξημένες τιμές δράσεων σε σχέση με αυτές που προκύπτουν από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, ώστε να αστοχούν πρώτα τα πλάστιμα στοιχεία.

 g) Τα υποστυλώματα πρέπει να μπορούν να φέρουν τα φορτία του ικανοτικού συνδυασμού:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 Eξ. (12.22)

όπου:

 N<sub>pl,Rd(MEd)</sub> είναι η αντοχή της δοκού ή του υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με τη ροπή λόγω του σεισμικού συνδυασμού, σύμφωνα με τον EN 1993,

- Ν<sub>Ed,G</sub> είναι η αξονική δύναμη που ασκείται στη δοκό ή στο υποστύλωμα λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού,
- Ν<sub>Ed,E</sub> είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή στο υποστύλωμα λόγω του σεισμικού συνδυασμού,
- γον είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (γον =1,25 για χάλυβα S355),
- Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου Ω<sub>i</sub> = N<sub>Pl,Rd,i</sub> / N<sub>Ed,i</sub> ανάμεσα σε όλες τις συσκευές MSSH του συστήματος, όπου:
  - N<sub>pl,Rd,i</sub> είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της συσκευής MSSH i;
  - N<sub>Ed,i</sub> είναι η αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στην ίδια συσκευή MSSH
     λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού.
- Έλεγχοι στοιχείων που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας: δοκοί.
- Οι δοκοί είναι σύμμικτες αφού υπάρχει συνεργασία μεταξύ της πλάκας σκυροδέματος και της σιδηροδοκού. Η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής υπολογίζεται όπως φαίνεται στο Σχ. 12.17.



Σχ. 12.17: Κατανομή πλαστικών τάσεων στη διατομή για θετικές ροπές.

Μετά το λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου εφαρμόζεται κάθετη σεισμική δύναμη στη δοκό από τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η δράση αυτή υπολογίζεται χρησιμοποιώντας το Ν<sub>pl,Rd,MSSH</sub> για την εφελκυόμενη και γ<sub>pb</sub> · N<sub>pl,Rd,MSSH</sub> για τη θλιβόμενη διαγώνιο:

$$V_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd,MSSH} \cdot \frac{1 - \gamma_{pb}}{sin(\alpha)}$$
 E§. (12.23)

#### 12.5.4 Σχεδιασμός – μη γραμμική ανάλυση (Στατική προσαυξητική ανάλυση)

 Το μοντέλο που χρησιμοποιείται στην ελαστική ανάλυση επεκτείνεται αφού πρέπει να λαμβάνει υπόψη και την απόκριση των δομικών στοιχείων μετά την ελαστική περιοχή, ώστε να μπορούν να προκύψουν οι πλαστικοποιήσεις του κτηρίου και η κατανομή των βλαβών.

2) Η στατική προσαυξητική ανάλυση πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό RFEM v5.07.11 της Dlubal. Όλα τα στοιχεία θεωρήθηκαν απολύτως ελαστικά, με εξαίρεση τα MSSH στα οποία λήφθηκε υπόψη η μη γραμμικότητα. Η υστερητική συμπεριφορά των MSSH αμελήθηκε αφού πρόκειται για μια ψεύδο-στατική ανάλυση.



Σχ. 12.18: Ποιοτική μη γραμμική συμπεριφορά στοιχείων απορρόφησης ενέργειας.

Πιν. 12.4: Τιμές που περιγράφουν τη μη γραμ	μμική συμπεριφορά των συσκευών MSSH κά	θε
ορ	όφου	

Μετατόπιση	Δύναμη [kN]						
[mm]	1 <sup>ος</sup> όροφος	2 <sup>ος</sup> όροφος	3 <sup>ος</sup> όροφος	4 <sup>ος</sup> όροφος			
-0,173	-1509	-1132	-755	-377			
-0,139	-1407	-1055	-704	-352			
-0,104	-1318	-989	-659	-330			
-0,069	-1250	-937	-625	-312			
-0,035	-1187	-890	-594	-297			
-0,013	-829	-622	-415	-207			
0	0	0	0	0			
0,013	829	622	415	207			
0,035	1187	890	594	297			
0,069	1250	937	625	312			
0,104	1318	989	659	330			
0,139	1407	1055	704	352			
0,173	1509	1132	755	377			

# 12.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Οι εξισώσεις, οι ιδιότητες των στοιχείων, οι προτάσεις για το σχεδιασμό, οι κρίσιμοι έλεγχοι και ο προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς που περιλαμβάνονται στις παραπάνω οδηγίες, επαληθεύτηκαν μέσω αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο δισδιάστατο προσομοίωμα ενός πλαισίου που περιλαμβάνει συσκευές MSSH, με τη χρήση του λογισμικού RFEM v.5.07.11 της Dlubal. Αρχικά εκτελέστηκε ελαστική ανάλυση και διαστασιολογήθηκε το πλαίσιο για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μη γραμμική ανάλυση ώστε να διερευνηθεί η συμπεριφορά του μετά την ελαστική περιοχή και να επαληθευτεί ο συντελεστής συμπεριφοράς q=3.

# 12.6.1 Περιγραφή πλαισίου

#### 12.6.1.1 Γεωμετρία και παραδοχές

Το υπό εξέταση πλαίσιο ανήκει στο τετραώροφο κτήριο που φαίνεται στο Σχ. 12.19. Τα υποστυλώματα έχουν κοίλη ορθογωνική διατομή (SHS 200x200x16 στους δύο πρώτους ορόφους και SHS 180x180x16 στον τρίτο και τέταρτο όροφο) και οι δοκοί είναι σύμμικτες με σιδηροδοκό IPE 400 και πλάκα σκυροδέματος ποιότητας C20/25, B450C. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι αποτελούνται από διπλές διατομές UPN300.

Τα υποστυλώματα είναι αρθρωμένα στη βάση και οι συνδέσεις των δοκών με αυτά καθώς και των δοκών με τους διαγώνιους συνδέσμους είναι αρθρωτές. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι ποιότητας S355. Τα χαρακτηριστικά των συσκευών MSSH λαμβάνονται ίδια με αυτά των δοκιμίων που εξετάστηκαν και παρουσιάζονται στην Παράγραφο 12.4. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι ποιότητας S355J2+N. Η συμπεριφορά των MSSH και τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιείται σε αυτές είναι γνωστά από τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν.

Πιν. 12.6 συνοψίζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των συσκευών MSSH.

	b [mm]	h [mm]	t [mm]			
MSSH	110	390	60			

#### The AO F. Francisco - - - - - - MOOL

#### Πιν. 12.6: Πλήθος στοιχείων MSSH σε κάθε όροφο και συνολική δυσκαμψία

Πλήθ	Πλήθος MSSH ανά όροφο		
4 <sup>th</sup>	2 MSSH	15138	
3 <sup>rd</sup>	4 MSSH	30276	
2 <sup>nd</sup>	6 MSSH	45414	
1 <sup>st</sup>	8 MSSH	60551	



Σχ. 12.19: Γεωμετρία κατόψεως κτηρίου και δισδιάστατο πλαίσιο.

```
12.6.1.2
              Φορτία
Μόνιμα φορτία (G):
       Ίδιο βάρος χάλυβα: 78.5 kN/m<sup>3</sup>
       Σύμμικτη πλάκα:
              Ίδιο βάρος σκυροδέματος: 25.0 kN/m<sup>3</sup>
              Χαλυβδόφυλλο: ύψους 73 mm και πάχους 1 mm
              Συνολικό πάχος πλάκας: 150 mm
              Ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος πλάκας: 110 mm
              g_{2,c} = 2.75 \, kN/m^2 (συμπεριλαμβανομένου του χαλυβδόφυλλου)
       Πρόσθετα μόνιμα φορτία:
              g_{2,fl} = 0.70 \, k N / m^2 για ενδιάμεσους ορόφους
              g_{2,rf} = 1.00 \, k N / m^2 για την πλάκα της οροφής
       Περιμετρικοί τοίχοι (1.00 kN/m^2):
              g_{2,per} = 4.00 \, kN/m
Κινητό φορτίο (q) για γραφεία (Κατηγορία B):
              q = 3.00 \text{ kN/m}^2
       Μετακινήσιμα χωρίσματα (\leq 2.00 \, kN/m^2):
              q_{add} = 0.80 \, kN/m^2
       Συνολικό κινητό φορτίο:
              q_{add} = 3.80 \, kN/m^2
       Συντελεστής σεισμικού συνδυασμού: ψ2 = 0.6
       Η στέγη είναι βατή
       Το φορτίο χιονιού αμελείται.
Σεισμικό φορτίο (Ε):
       Συντελεστής σπουδαιότητας: \gamma_I = 1.0
       Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση: a_{aR} = 0.36g
       Κατηγορία εδάφους Β – Φάσμα Τύπου Ι:
              S = 1.2, S = 1.2, T_B = 0.15s, T_C = 0.50s, T_D = 2.00s
```

Η κατακόρυφη συνιστώσα της εδαφικής επιτάχυνσης αγνοήθηκε.

# 12.6.2 Φασματική ιδιομορφική ανάλυση

Τα αποτελέσματα της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης συνοψίζονται στον Πιν. 12.7. Οι τρεις πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές και ενεργοποιούν περισσότερο από το 95% της μάζας, άρα είναι βέβαιο ότι δεν αμελήθηκε καμία ιδιομορφή με δρώσα μάζα μεγαλύτερη από 5%.

		I I I	
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [s]	Δρώσα μάζα [%]	Σύνολο [%]
1	0.781	77.6	
2	0.325	14.5	97.4
3	0.200	5.3	

Πιν. 12.7: Ιδιομορφές, ιδιοπερίοδοι και δρώσα ιδιομορφική μάζα

# 12.6.3 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών πρέπει να πληρούνται οι ακόλουθες συνθήκες που βασίζονται σε αυτά που περιγράφηκαν στην Παράγραφο 5.2 καθώς και στις διατάξεις του ΕΝ 1998-1-1 [13].

### 12.6.3.1 Περιορισμός σχετικής μετακίνησης ορόφου

Το κτήριο έχει πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, άρα πρέπει να ικανοποιείται η Ανίσωση (12.24):

$$d_r \cdot v \le 0.0075 \cdot h = 30 \ [mm]$$
 E§. (12.24)

όπου v=0.5 είναι μειωτικός συντελεστής που εφαρμόζεται στις μετατοπίσεις σχεδιασμού και εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου (για κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ v=0.5) και h είναι το ύψος του ορόφου. Στον Πιν. 12.8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Οι έλεγχοι ικανοποιούνται σε όλους τους ορόφους αφού οι τιμές που προκύπτουν είναι πολύ μικρότερες από την οριακή τιμή των 30mm. Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων επιλέχθηκαν έτσι ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος αυτός.

Όροφος	1	2	3	4
d <sub>e,top</sub> [mm]	9.5	21	34.1	48.6
d <sub>e,bottom</sub> [mm]	0.00	9.5	21	34.1
$d_r = (d_{e,top} - d_{e, bottom}) \cdot q \text{ [mm]}$	28.5	34.5	39.3	43.5
d <sub>r</sub> · v [mm]	14.25	17.25	19.65	28.2

Πιν. 12.8: Περιορισμός σχετικών παραμορφώσεων ορόφου

# 12.6.3.2 Φαινόμενα δευτέρας τάξεως

Πραγματοποιήθηκε γραμμική ανάλυση λυγισμού για να ελεγχθούν τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Από την ανάλυση προέκυψαν οι ιδιομορφές λυγισμού και οι αντίστοιχοι συντελεστές λυγισμού.

Από τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού υπολογίστηκαν οι τιμές του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ (Πιν. 12.9). Τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως αμελούνται αφού σε όλες τις περιπτώσεις ισχύει ότι θ < 0.1.

την. τ2.3. Ελεγχοι φαινομένων σεστέρας ταςέως							
Όροφος	P [kN]	d <sub>r</sub> [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	

#### Πιν. 12.9: Έλεγχοι φαινομένων δευτέρας τάξεως

### Συσκευές MSSH και Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι συσκευές MSSH σχεδιάστηκαν για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό 1.0·G+0.3·φ·Q+Ex. Στους Πιν. 12.10,

Πιν. 12.11 και

Πιν. 12.12 συνοψίζονται τα αποτελέσματα και οι έλεγχοι των συνδέσμων δυσκαμψίας και των συσκευών MSSH. Στον Πιν. 12.12 καταγράφονται επιπλέον οι συντελεστές υπεραντοχής Ω. Όπως παρατηρείται η μέγιστη τιμή του Ω για τις συσκευές MSSH όλων των ορόφων δεν διαφέρει περισσότερο από 25% από την ελάχιστη τιμή.

#### Πιν. 12.10: Έλεγχος λυγηρότητας συνδέσμων δυσκαμψίας

	А	fy	EI	lo	N <sub>cr</sub>	λ
	[cm <sup>2</sup> ]	[kN/cm <sup>2</sup> ]	[kNcm <sup>2</sup> ]	[cm]	[kN]	[adm]
2UPN 300	117.6	30,87	56700000	565.7	1887	2
			0			

#### Πιν. 12.11: Έλεγχος αντοχής συνδέσμων δυσκαμψίας συγκριτικά με τις συσκευές MSSH

	A	fy	N <sub>Rd,B</sub>	N <sub>Rd,MSSH,max</sub>	N <sub>Rd,MSSH,max</sub> /N <sub>Rd,B</sub>
	[cm <sup>2</sup> ]	[kN/cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[adm]
2UPN 300	117.6	30,87	3630.3	1509	0.42

#### Πιν. 12.12: Έλεγχος αξονικής δύναμης και συντελεστή υπεραντοχής συσκευών MSSH

Όροφος	$  N_{Ed,C}  =  N_{Ed,T}  $ [kN]	$N_{Rd,C} = N_{Rd,T}$ [kN]	N <sub>Ed</sub> / N <sub>Rd</sub> [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 Στοιχεία που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας: Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού συνδυασμού, άρα:

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
 E§. (12.25)

Η διατομή των υποστυλωμάτων δεν είναι σταθερή καθ' ύψος του κτηρίου. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στις διατομές με τη μεγαλύτερη ένταση.

1°ς και 2°ς όροφος: SHS 200x200x16:

$$N_{Ed,G} = 688 [kN]$$

$$N_{Ed,E} = 507 [kN]$$

$$N_{Ed} = 688 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 507 = 1594 [kN]$$

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) = 3550 [kN]$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} = \frac{1594}{3550} = 0.45$$

3°ς και 4°ς όροφος: SHS 180x180x16:

$$\begin{split} N_{Ed,G} &= 307 \ [kN] \\ N_{Ed,E} &= 113 \ [kN] \\ N_{Ed} &= 307 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 113 = 509 \ [kN] \\ N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) &= 3149 \ [kN] \\ \frac{N_{Ed}}{N_{Pl,Rd}(M_{Ed})} &= \frac{509}{3149} = 0.16 \end{split}$$

12.6.3.4 Στοιχεία που δεν συμμετέχουν στο μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας: Δοκοί

<u>Κατακόρυφα φορτία:</u>

Πρόκειται για σύμμικτες δοκούς αφού η σιδηροδοκός συνεργάζεται με την πλάκα σκυροδέματος. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στη δοκό με τη δυσμενέστερη ένταση.

Κύρια δοκός (ΙΡΕ400):

beff= min(Le/8;bi) = min(1000;2000) = 1000 [mm] ou $\delta$ t $\epsilon$ po $\zeta$   $d\xi$ ov $\alpha\zeta$  ( $\epsilon$ v $\tau$ o $\zeta$   $\tau$ n $\zeta$   $\sigma$ i $\delta$ npo $\delta$ okou) (y): A<sub>concrete</sub> · f<sub>cd</sub> + t<sub>wIPE400</sub> · f<sub>yd</sub> · y = (400-y) · t<sub>wIPE400</sub> · f<sub>yd</sub> y= 0 [mm] M<sub>pl,Rd</sub> = Nc · b = N<sub>pl,a</sub> · b = 949,2 [kNm] M<sub>Ed,max</sub> = 621 [kNm]  $\frac{M_{Ed,max}}{M_{pl,Rd}} = 0,65$ 

# <u>Σεισμικό φορτίο:</u>

Μετά το λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου εφαρμόζεται κάθετη σεισμική δύναμη στη δοκό από τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Για τον υπολογισμό της χρησιμοποιείται η αντοχή Ν<sub>pl,Rd,MSSH</sub> για την εφελκυόμενη και γ<sub>pb</sub> · N<sub>pl,Rd,MSSH</sub> για τη θλιβόμενη διαγώνιο. Ο συντελεστής γ<sub>pb</sub> εισάγεται για να εκτιμηθεί η μεταλυγισμική αντοχή των θλιβόμενων διαγωνίων και η προτεινόμενη τιμή του είναι 0.3.

Πλήθος MSSH	N <sub>pl,Rd</sub> [kN]	$V_{Ed} = N_{pl,Rd} \cdot \frac{0.7}{\sin(\alpha)}$ [kN]	Διατομή	V <sub>Rd</sub> [kN]	$V_{Ed}/V_{Rd}$
4	1509	746	IPE400	761	0.98

Πιν. 12.13: Έλεγχος	διατμητικής δύναμης τ	του ασκείτα	ι στις δοι	ωύς

# 12.6.4 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover)

12.6.4.1 Προσδιορισμός μη γραμμικής συμπεριφοράς πλαισίων Πραγματοποιήθηκε Στατική Προσαυξητική Ανάλυση με δύο διαφορετικές κατανομές του πλευρικού φορτίου. Το φορτίο ασκήθηκε βήμα προς βήμα και εκτελέστηκε μη

γραμμική στατική ανάλυση.

Ο ΕΝ1998-1-1 προτείνει να εξεταστούν δύο κατανομές του πλευρικού φορτίου, η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική, όπως φαίνεται στο Σχ. 12.20. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι καμπύλες που προκύπτουν από τις δύο αναλύσεις δεν είναι ίδιες, όμως και οι δύο περιγράφουν την πραγματική συμπεριφορά του κτηρίου.



Σχ. 12.20: Ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή του πλευρικού φορτίου.



Σχ. 12.21: Αποτελέσματα Στατικής Προσαυξητικής Ανάλυσης.

Σύμφωνα με τον κανονισμό FEMA, σε κατασκευές με συνδέσμους δυσκαμψίας η μέγιστη σχετική παραμόρφωση ορόφου στην κατάσταση αστοχίας ισούται με 2% του ύψους του ορόφου, δηλαδή d<sub>max</sub>=0.02·4000=80 [mm]. Για να προσδιοριστεί η οριακή αυτή κατάσταση, δημιουργήθηκαν οι καμπύλες ικανότητας κάθε ορόφου για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή του πλευρικού φορτίου και σημειώθηκε σε αυτές η οριακή τιμή  $d_{max}$  (Σχ. 12.22 και Σχ. 12.23).



Σχ. 12.22: Καμπύλη ικανότητας ορόφου για ιδιομορφική κατανομή του πλευρικού φορτίου



Σχ. 12.23: Καμπύλη ικανότητας ορόφου για ομοιόμορφη κατανομή του πλευρικού φορτίου.

Η τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετατόπιση *d<sub>max</sub>* φαίνεται στις ακόλουθες καμπύλες ικανότητας. Έτσι προσδιορίζεται η οριακή κατάσταση αστοχίας του κτηρίου (Σχ. 12.24).



Σχ. 12.24: Καμπύλες ικανότητας και οριακή κατάσταση αστοχίας.

# 12.6.4.2 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q

Στη συνέχεια υπολογίστηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς *q* σύμφωνα με τη μεθοδολογία της FEMA 695 [11], με σκοπό να προσδιοριστεί η πλαστιμότητα της κατασκευής. Σύμφωνα με το FEMA 695 ο συντελεστής υπεραντοχής ισούται με το

λόγο της μέγιστης τέμνουσας βάσης *V<sub>max</sub>* προς την τέμνουσα διαρροής *V* ενώ η πλαστιμότητα μ ισούται με το λόγο της μέγιστης μετατόπισης οροφής d<sub>u</sub> προς την ισοδύναμη μετατόπιση διαρροής οροφής d<sub>y,eff</sub>, όπως φαίνεται στο Σχ. 12.25.



Σχ. 12.25: Μεθοδολογία υπολογισμού συντελεστή συμπεριφοράς q σύμφωνα με το FEMA 695 Ο συντελεστής q υπολογίστηκε και για την ομοιόμορφη και για την ιδιομορφική κατανομή του φορτίου και τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται στον Πιν. 12.14.

		<b>J</b> · · · · · · · ·	
Κατανομή	$q_{\mu}$	Ω	q
Ιδιομορφική	1.51	1.88	2.83
Ομοιόμορφη	1.47	2.29	3.37

Πιν. 12.14: Συντελεστής συμπεριφοράς q

Στις περισσότερες περιπτώσεις ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται ίσος με τη μικρότερη τιμή που προκύπτει. Συνεπώς εδώ θα έπρεπε να ληφθεί ίσος με 2.8. Βέβαια η απόκριση του κτηρίου όταν υποβάλλεται σε μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις στις οποίες λαμβάνεται υπόψη και η υστερητική συμπεριφορά, αναμένεται να προσεγγίζεται καλύτερα από τη συμπεριφορά του υπό ομοιόμορφο πλευρικό φορτίο. Για αυτό η επίδραση της υστέρησης αναμένεται να μετατοπίσει τις καμπύλες ικανότητας προς τα πάνω, οπότε η τιμή q=3.0 μπορεί να θεωρηθεί υπέρ της ασφαλείας.

# 12.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παραπάνω μελέτη εισάγει τις συσκευές MSSH στα συστήματα απορρόφησης ενέργειας. Αξίζει να σημειωθούν τα ακόλουθα:

 a) Το σύστημα παρουσιάζει αρκετά καλή συμπεριφορά υπό σεισμικά φορτία: είναι στιβαρό και έχει μεγάλη αντοχή και ικανότητα απορρόφησης σεισμικής 12 ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΣΥΣΚΕΥΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΧΗΜΑΤΟΣ C (MSSH)

ενέργειας. Η αντίσταση του κτηρίου στα σεισμικά φορτία εξαρτάται από το πλήθος των συστημάτων που ενεργοποιούνται σε κάθε κατεύθυνση.

- b) Το σύστημα μπορεί να σχεδιαστεί ως περισσότερο εύκαμπτο ή άκαμπτο ανάλογα με τις διατομές που επιλέγονται και την κατανομή τους στους ορόφους
- c) Οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται μόνο στις συσκευές απορρόφησης ενέργειας οπότε οι βλάβες δεν εξαπλώνονται στα υπόλοιπα στοιχεία. Οι συσκευές MSSH κατασκευάζονται, εγκαθίστανται και αντικαθίστανται εύκολα σε περίπτωση καταστροφής τους μετά από σεισμό.
- d) Έχει διαμορφωθεί ένας Οδηγός για το σχεδιασμό πλαισίων με συστήματα πλευρικής ευστάθειας και συσκευές MSSH στον οποίον περιλαμβάνονται οι σχετικές διατάξεις του Κανονισμού, ορισμένες συστάσεις για την επιλογή των κατάλληλων χαρακτηριστικών τους καθώς και οι έλεγχοι ασφαλείας.
- e) Οι συσκευές MSSH αποτελούν μία οικονομικά αποδοτική λύση ακόμα και για τη σεισμική ενίσχυση των κατασκευών.

# 12.8 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Οι συσκευές MSSH μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε πολυώροφα μεταλλικά κτήρια και να αντικαταστήσουν τα συμβατικά συστήματα που χρησιμοποιούνται ευρέως (όπως είναι τα πλαίσια με κεντρικούς ή έκκεντρους συνδέσμους, τα πλαίσια ροπής κλπ.) αφού συνδυάζουν την ικανότητα αντίστασης στα ελαστικά φορτία του ανέμου μαζί με την ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Οι συσκευές αυτές κατασκευάζονται και αντικαθίστανται εύκολα και αποτελούν μια οικονομικά αποδοτική λύση.

#### 12.9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- 1. EN15129: Anti-seismic Devices. Brussels: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 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.
- 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: Comitee Europeen de Normalisation (CEN); 2003.
- 6. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings. Washington; 2000.
- 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.

FEMA – P695: Quantification of building seismic performance factors, Washington; 2009.
 Seismomatch v.2.1.0, Seismosoft, www.seismosoft.com.