



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Συμπεριφορά και Ενίσχυση Υποωπλισμένων Τοιχωμάτων από Σκυρόδεμα

Διδακτορική διατριβή

Χριστίδη Κωνσταντίνου

Πολιτικού Μηχανικού ΕΜΠ, MSc

Επιβλέπων Καθηγητής: Κωνσταντίνος Τρέζος, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, 2017



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Διδακτορική Διατριβή με τίτλο:
Συμπεριφορά και Ενίσχυση
Υπωπλισμένων Τοιχωμάτων από Σκυρόδεμα

Χριστίδης Κωνσταντίνος

Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ (2009)
Μεταπτυχιακό Δίπλωμα Ειδίκευσης ΕΜΠ (2010)

Η Διατριβή υποβλήθηκε στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου
προς εκπλήρωση των προϋποθέσεων του τίτλου του Διδάκτορος Μηχανικού.

Ημερομηνία Εξέτασης: 11 Ιουλίου 2017

Μέλη Επταμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Κωνσταντίνος Τρέζος
Αναπλ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.
(Επιβλέπων)

Μιχαήλ Δ. Κωτσοβός
τ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.
(Συμβουλευτική Επιτροπή)

Εμμανουήλ Βουγιούκας
Λέκτορας Ε.Μ.Π.
(Συμβουλευτική Επιτροπή)

Ελισσάβετ Βιντζηλαίου
Καθηγήτρια Ε.Μ.Π.

Στέφανος Δρίτσος
Καθηγητής Παν. Πατρών

Χρήστος Καραγιάννης
Καθηγητής Δ.Π.Θ.

Χρήστος Ζέρης
Αναπλ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, 2017

Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. **Κωνσταντίνο Τρέζο**, Αναπλ. Καθηγητή ΕΜΠ, όχι μόνο για την δυνατότητα που μου παρείχε να πραγματοποιήσω την παρούσα διδακτορική διατριβή, αλλά και για την άψογη συνεργασία που είχαμε σε όλα τα στάδια των ακαδημαϊκών σπουδών μου από το 2008 έως και σήμερα. Η άρτια επιστημονική καθοδήγησή του, η εμπειρία του αλλά κυρίως η υποστήριξη και εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπό μου αποτέλεσαν καθοριστικό παράγοντα για την ολοκλήρωση της παρούσας διατριβής.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλονται και στα άλλα δύο μέλη της Τριμελούς Συμβουλευτικής Επιτροπής, στον κ. **Μιχαήλ Κωτσοβό**, τ. Καθηγητή ΕΜΠ, και στον κ. **Εμμανουήλ Βουγιούκα**, Λέκτορα ΕΜΠ, για την υποστηριξή τους και τις πολύτιμες συμβουλές και παρατηρήσεις που μου παρείχαν σε καίρια ζητήματα της διατριβής. Ευχαριστίες οφείλονται και στα λοιπά μέλη της Επταμελούς Εξεταστικής Επιτροπής κα **Ελισσάβετ Βιντζηλαίου**, Καθηγήτρια ΕΜΠ, κ. **Στέφανο Δρίτσο**, Καθηγητή Πανεπιστημίου Πατρών, κ. **Χρήστο Καραγιάννη**, Καθηγητή ΔΠΘ, και κ. **Χρήστο Ζέρη**, Αναπλ. Καθηγητή ΕΜΠ, για την ευγενή αποδοχή της πρόσκλησης συμμετοχής τους σε αυτήν.

Ειδικότερα, θα ήθελα επιπλέον να ευχαριστήσω τον κ. Μιχαήλ Κωτσοβό και την κα Ελισσάβετ Βιντζηλαίου, οι οποίοι με την ιδιότητα του τέως και νυν, αντίστοιχα, διευθυντή του Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ, μου παρείχαν τις εγκαταστάσεις και τον απαραίτητο εξοπλισμό του εργαστηρίου δίνοντας μου έτσι την δυνατότητα να ολοκληρώσω με επιτυχία όλες τις απαραίτητες πειραματικές διαδικασίες.

Στο αριθμητικό μέρος της διατριβής ιδιαίτερα χρήσιμες ήταν οι συμβουλές και οι παρατηρήσεις του κ. Χρήστου Ζέρη, ενώ δεν θα μπορούσα να παραλείψω να ευχαριστήσω την κα **Βάσω Αναγνωστοπούλου**, Υ.Δ. ΕΜΠ, για την συνεργασία που είχαμε σε αυτό το κομμάτι της διατριβής.

Φυσικά θα ήθελα να ευχαριστήσω όλο το επιστημονικό και τεχνικό προσωπικό του Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ για την βοήθεια και την στήριξη που μου παρείχε σε όλη την διάρκεια εκπόνησης της διατριβής. Ιδιαίτερα θα ήθελα ευχαριστήσω τους κκ. **Παναγιώτη Παπανδρέου** και **Παναγιώτη Κορνέζο**, τεχνικούς του εργαστηρίου, για

την σημαντική βοήθειά τους στην οργάνωση και την εκτέλεση της πειραματικής διαδικασίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την οικογένειά μου και τους στενούς φίλους μου που με στήριξαν σε όλη αυτή την πολυετή προσπάθεια.

Χριστίδης Κων/νος

Πίνακας Περιεχομένων

Ευχαριστίες.....	i
Πίνακας Περιεχομένων	iii
Ευρετήριο Πινάκων	vii
Ευρετήριο Σχημάτων	ix
Περίληψη.....	1
Κεφάλαιο 1	
Εισαγωγή	
1.1 Γενικά	5
1.2 Ιστορική αναδρομή.....	6
1.3 Συμπεριφορά και βλάβες τοιχίων Ω/Σ στον σεισμό	10
1.4 Αντικείμενο και διάρθρωση διατριβής.....	12
Κεφάλαιο 2	
Βιβλιογραφική Ανασκόπηση	
2.1 Γενικά	15
2.2 Λόγος διάτμησης	16
2.3 Συμπεριφορά τοιχίων Ω/Σ.....	17
2.4 Αποτίμηση μελών Ω/Σ.....	34
2.4.1 Ημι-εμπειρικά προσομοιώματα αποτίμησης καμπτικής συμπεριφοράς	34
2.4.2 Ημι-εμπειρικά προσομοιώματα αποτίμησης διατμητικής συμπεριφοράς.....	39
2.4.2.1 Διατμητική αντοχή τοιχίων.....	40
2.4.2.2 Τοιχία με πολύ χαμηλό λόγο διάτμησης.....	41
2.4.3 Προσομοιώματα EC8-3	42
2.5 Επισκευή και ενίσχυση τοιχίων Ω/Σ	45
2.5.1 Γενικά	45
2.5.2 Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ-FRP).....	46
2.5.3 Ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία	56
2.6 Αριθμητικές μέθοδοι προσομοίωσης.....	62
2.7 Συμπεράσματα	63

Κεφάλαιο 3

Πειραματική Διαδικασία

3.1	Γενικά	65
3.2	Σχεδιασμός - περιγραφή δοκιμών.....	65
3.3	Υλικά.....	74
3.3.1	Σκυρόδεμα.....	74
3.3.2	Χάλυβας.....	79
3.3.3	Υλικά ενίσχυσης.....	83
3.4	Φέρουσα ικανότητα δοκιμών	84
3.5	Πειραματική Διάταξη	86
3.6	Μέτρηση επιθυμητών μεγεθών	91
3.6.1	Προσδιορισμός μετακινήσεων καθ' ύψος.....	91
3.6.2	Προσδιορισμός καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων	93

Κεφάλαιο 4

Πειραματικά Αποτελέσματα – Μη ενισχυμένα τοιχία

4.1	Γενικά	95
4.2	Ομάδα W_1, W_2, W_5 και W_6	95
4.2.1	Τοιχίο W_1	96
4.2.2	Τοιχίο W_2	100
4.2.3	Τοιχίο W_5	102
4.2.4	Τοιχίο W_6	106
4.3	Ομάδα W_7, W_9, W_{11} και W_{13}	111
4.3.1	Τοιχίο W_7	112
4.3.2	Τοιχίο W_9	116
4.3.3	Τοιχίο W_{11}	122
4.3.4	Τοιχίο W_{13}	128
4.4	Σύνοψη - Συμπεράσματα κεφαλαίου	132
4.4.1	Συμπεριφορά, φέρουσα ικανότητα, μορφές αστοχίας.....	133
4.4.2	Πλαστιμότητα, δυσκαμψία, απορρόφηση ενέργειας.....	137

Κεφάλαιο 5

Πειραματικά Αποτελέσματα – Ενισχυμένα τοιχία

5.1	Γενικά	145
5.2	Ενίσχυση με ΙΟΠ	145

5.2.1	Τοιχίο W ₂ -FRP	146
5.2.2	Τοιχίο W ₃ -FRP	150
5.2.3	Τοιχίο W ₄ -FRP	153
5.3	Ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία	157
5.3.1	Τοιχίο W ₈ -SS	159
5.3.2	Τοιχίο W ₁₀ -SS	164
5.3.3	Τοιχίο W ₁₂ -SS	170
5.3.4	Τοιχίο W ₁₄ -SS	174
5.3.5	Τοιχίο W ₁₅ -SS	179
5.4	Σύνοψη - Συμπεράσματα κεφαλαίου	184
5.4.1	Συμπεριφορά, φέρουσα ικανότητα, μορφές αστοχίας	185
5.4.2	Πλαστιμότητα, δυσκαμψία, διάχυση ενέργειας	189

Κεφάλαιο 6

Αποτίμηση συμπεριφοράς τοιχίων Ω/Σ – Αναλυτική και αριθμητική προσέγγιση

6.1	Γενικά	195
6.2	Εφαρμογή προσομοιωμάτων αποτίμησης κατά EC8-3	196
6.3	Αριθμητική προσέγγιση	201
6.3.1	Force-Based Beam-Column Element	202
6.3.1.1	Επιρροή μήκους πλαστικής άρθρωσης	204
6.3.1.2	Επιρροή λυγισμού θλιβόμενων ράβδων	207
6.3.1.3	Επιρροή περίσφιγξης	207
6.3.2	Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element	208
6.3.2.1	Μοντελοποίηση – επιρροή παραμέτρων ανάλυσης	212
6.3.3	Αποτελέσματα ανάλυσης – Σύγκριση με πειραματικά αποτελέσματα	216
6.3.3.1	Ολική απόκριση μέλους	216
6.4	Προσδιορισμός καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων	220
6.4.1	Προσδιορισμός παραμορφώσεων μέσω πειραματικών μετρήσεων	221
6.4.1.1	Υπολογισμός συντελεστή καμπυλότητας α	223
6.4.1.2	Πειραματικές καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις	227
6.4.2	Αριθμητικός και αναλυτικός προσδιορισμός παραμορφώσεων	238
6.5	Σύνοψη - Συμπεράσματα κεφαλαίου	244

Κεφάλαιο 7

Συμπεράσματα διατριβής

7.1	Σκοπός διατριβής.....	249
7.2	Πρωτοτυπία και συμβολή διατριβής.....	250
7.3	Σύνοψη διατριβής - Κυριότερα συμπεράσματα	252
7.3.1	Πειραματικά συμπεράσματα	252
7.3.1.1	Μη ενισχυμένα τοιχία	252
7.3.1.2	Ενισχυμένα τοιχία	255
7.3.2	Θεωρητικά συμπεράσματα	258
7.3.2.1	Προσομοιώματα EC8-3.....	258
7.3.2.2	Force-Based Beam-Column Element.....	261
7.3.2.3	Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element	262
7.3.3	Λόγος διατμητικών προς καμπτικές παραμορφώσεις, δ_{sh}/δ_{fl}	263
	Βιβλιογραφία	265

Παράρτημα Α

Διαστάσεις, Οπλισμοί, Ενισχύσεις, Βελόμετρα και strain-gauges δοκιμίων	A-1
--	-----

Παράρτημα Β

Παραμορφώσεις προβόλου λόγω κάμψης - Υπολογισμός Συντελεστή κάμψης α	B-1
--	-----

Παράρτημα Γ

Κώδικες OpenSees.....	Γ-1
-----------------------	-----

Ευρετήριο Πινάκων

Πίνακας 2.1 Ενδεικτικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών (Σπυράκος, 2004).	47
Πίνακας 3.1 Βασικά χαρακτηριστικά δοκιμίων	67
Πίνακας 3.2 Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος κυλίνδρου 15x30	75
Πίνακας 3.3 Μηχανικά χαρακτηριστικά χάλυβα ράβδων σπλισμού τοιχίων.....	80
Πίνακας 3.4 Φέρουσα ικανότητα δοκιμίων	85
Πίνακας 4.1 Σύγκριση υπολογιστικών και πειραματικών τιμών δυνάμεων	133
Πίνακας 4.2 Απορρόφηση ενέργειας κύκλων υστέρησης τοιχίων (kNmm).....	141
Πίνακας 5.1 Σύγκριση υπολογιστικών και πειραματικών τιμών δύναμης.....	185
Πίνακας 5.2 Διάχυση ενέργειας κύκλων υστέρησης ενισχυμένων τοιχίων με μεταλλικά στοιχεία (kNmm)	192
Πίνακας 6.1 Τιμές αντοχών και μετατοπίσεων κατά EC8-3	199
Πίνακας 6.2 Μήκη πλαστικής άρθρωσης και μετατόπιση αστοχίας κατά EC8-3 και Εξ.3.20.....	200
Πίνακας 6.3 Μήκος πλαστικής άρθρωσης L_{pl} (m) για τα τοιχεία W_7 και W_{13}	206
Πίνακας 6.4 Μήκη πλαστικής άρθρωσης, L_{pl} , κατά Paulay and Priestley (1992).....	217
Πίνακας 6.5 Πειραματικές τιμές γωνίας ρωγμής, θ , εκτός πλαστικής περιοχής	241

Ευρετήριο Σχημάτων

Σχήμα 1.1 Τυπικές αστοχίες σε τοιχία Ω/Σ	11
Σχήμα 2.1 Καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις στην πλαστική περιοχή (Oesterle et al., 1984).....	18
Σχήμα 2.2 Διαμόρφωση οπλισμών δοκιμών (Salonikios et al., 1999)	20
Σχήμα 2.3 Ενδεικτικές καμπύλες υστέρησης δοκιμών (Salonikios et al., 1999)	21
Σχήμα 2.4 Διαμόρφωση οπλισμού δοκιμών (Sittipunt et al., 2001).....	22
Σχήμα 2.5 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών (Sittipunt et al., 2001)	23
Σχήμα 2.6 Διαμόρφωση οπλισμών δοκιμών (Shaingchin et al., 2007)	24
Σχήμα 2.7 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών (Shaingchin et al., 2007)	24
Σχήμα 2.8 Εξεταζόμενα δοκίμια κατά Kuang and Ho (2008).....	25
Σχήμα 2.9 Μήκος περισφιγμένης ζώνης κατά EC8-1 (CEN, 2005, 2009).....	27
Σχήμα 2.10 Περίσφιγξη πυρήνα σκυροδέματος κατά EC8-1 (CEN, 2004, 2009)	29
Σχήμα 2.11 Μοντέλο δικτύωματος κατά EC2 (CEN,2004).....	29
Σχήμα 2.12 Ορισμός γωνίας στροφής χορδής, θ	35
Σχήμα 2.13 Ορισμός πλαστικής περιοχής και πλαστικής άρθρωσης σε δομικό μέλος.	35
Σχήμα 2.14 Μετάθεση των τάσεων διαρροής λόγω λοξής ρηγματώσης (Μπισκίνης, 2007).....	37
Σχήμα 2.15 Προσδιορισμός παραμόρφωσης αστοχίας θ_{fail}	45
Σχήμα 2.16 Διαμόρφωση FRP σε τοιχία με $\alpha_s=1.0$ (Antoniades et al., 2003).....	47
Σχήμα 2.17 Διαμόρφωση FRP σε τοιχία με $\alpha_s=1.5$ (Antoniades et al., 2005).....	48
Σχήμα 2.18 Ενδεικτικές καμπύλες υστέρησης τεσσάρων δοκιμών (Antoniades et al., 2005)	48
Σχήμα 2.19 Τοιχίο χωρίς αντισεισμικές διατάξεις - Δοκίμιο αναφοράς (Specimen 1) (Altin et al., 2013a).....	49
Σχήμα 2.20 Διαμόρφωση ενισχύσεων (Altin et al., 2013a).....	50
Σχήμα 2.21 Περιβάλλουσες καμπυλών υστέρησης (Altin et al., 2013a).....	50
Σχήμα 2.22 Εξεταζόμενα δοκίμια (Nguyen et al., 2014).	51
Σχήμα 2.23 Διαμόρφωση ενισχύσεων (Nguyen et al., 2014).	51
Σχήμα 2.24 Καμπύλες P-δ δοκιμών (Nguyen et al., 2014).	52
Σχήμα 2.25 Διαμόρφωση ενισχύσεων (Shen et al., 2017)	53
Σχήμα 2.26 Περιβάλλουσες καμπύλων υστέρησης δοκιμών (Shen et al., 2017)	53
Σχήμα 2.27 Μέθοδοι ενίσχυσης με χρήση μεταλλικών στοιχείων κατά Elnashai και Pinho (1998).....	57
Σχήμα 2.28 Λεπτομέρειες διαμορφώσεων μεταλλικών ενισχύσεων (Elnashai και Pinho, 1998).....	58
Σχήμα 2.29 Καμπύλες P-δ δοκιμών για κάθε στόχο ενίσχυσης (Elnashai και Pinho, 1998).....	59
Σχήμα 2.30 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών κατά Taghdi et al. (2000).....	60
Σχήμα 2.31 Διαμόρφωση ενισχύσεων και περιβάλλουσες καμπυλών υστέρησης (Altin et al., 2013b).....	61
Σχήμα 3.1 Διαμόρφωση οπλισμών τοιχίων σχεδιασμένων με τους EC2-EC8.	68
Σχήμα 3.2 Διαμόρφωση οπλισμού τοιχίου W_3 με διαγώνιο οπλισμό.	68
Σχήμα 3.3 Διαμόρφωση οπλισμών τοιχίων σχεδιασμένων με παλαιότερους κανονισμούς.	69
Σχήμα 3.4 Σκυροδέτηση δοκιμών.....	69

Σχήμα 3.5 Ενδεικτικές φωτογραφίες κατά την εφαρμογή ενισχύσεων με ΙΟΠ.	72
Σχήμα 3.6 Ενδεικτικές φωτογραφίες κατά την εφαρμογή των ενισχύσεων με μεταλλικά στοιχεία.	73
Σχήμα 3.7 Δοκιμή σε μονοαξονική θλίψη σκυροδέματος	74
Σχήμα 3.8 Κατανομή υλικού σκυροδέματος ανά τύπο τοιχίου.	77
Σχήμα 3.9 Διαγράμματα θλιπτικών τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος τοιχίων	78
Σχήμα 3.10 Δοκιμή σε μονοαξονικό εφελκυσμό ράβδου σπλισμού.	79
Σχήμα 3.11 Πειραματικά και θεωρητικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα Φ12 (τοιχία W ₉ -W ₁₅) .	81
Σχήμα 3.12 Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα σπλισμού κατακόρυφων ράβδων δοκιμίων	83
Σχήμα 3.13 Πειραματική διάταξη Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΜΠ	86
Σχήμα 3.14 Διάταξη επιβολής φόρτισης και θεμελίωση δοκιμίων	87
Σχήμα 3.15 Διάταξη επιβολής αξονικού φορτίου δοκιμίου W ₆	88
Σχήμα 3.16 Διάταξη επιβολής αξονικού φορτίου δοκιμίου W ₆	89
Σχήμα 3.17 Ενδεικτικές φωτογραφίες από την διάταξη των βελομέτρων	90
Σχήμα 3.18 Ενδεικτικές φωτογραφίες από την τοποθέτηση strain-gauges στα μεταλλικά στοιχεία.....	91
Σχήμα 3.19 Τυπική διάταξη βελομέτρων	92
Σχήμα 3.20 Μετακίνηση δοκιμίου λόγω στροφής πεδίου.	93
Σχήμα 4.1 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης κορυφής δοκιμίου W ₁	96
Σχήμα 4.2 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W ₁	96
Σχήμα 4.3 Ρωγμές στους κύκλους ±10mm και ±20mm δοκιμίου W ₁	97
Σχήμα 4.4 Οριζόντια ρωγμή στην βάση κατά τον πρώτο κύκλο των ±20 mm τοιχίου W ₁	97
Σχήμα 4.5 Ρωγμές κοντά στην βάση του τοιχίου στους κύκλους ±30mm και ±40mm δοκιμίου W ₁	98
Σχήμα 4.6 Αποδιοργάνωση σκυροδέματος στην βάση του δοκιμίου W ₁	98
Σχήμα 4.7 Ρωγμές μετά το τέλος του πειράματος δοκιμίου W ₁	99
Σχήμα 4.8 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W ₁	99
Σχήμα 4.9 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W ₁	100
Σχήμα 4.10 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W ₂	100
Σχήμα 4.11 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W ₂	100
Σχήμα 4.12 Ρωγμές στους κύκλους ±20mm και ±30mm δοκιμίου W ₂	101
Σχήμα 4.13 Λυγισμός θλιβόμενων ράβδων δοκιμίου W ₂	101
Σχήμα 4.14 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W ₅	102
Σχήμα 4.15 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W ₅	102
Σχήμα 4.16 Ρωγμές στους κύκλους ±10mm και ±20mm δοκιμίου W ₅	104
Σχήμα 4.17 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης για μετακίνηση +20mm τοιχίου W ₅	104
Σχήμα 4.18 Ρωγμές στους κύκλους ±30mm δοκιμίου W ₅	105
Σχήμα 4.19 Λυγισμός σπλισμού στην θλιβόμενη περιοχή δοκιμίου W ₅	105
Σχήμα 4.20 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W ₅	106
Σχήμα 4.21 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W ₅	106
Σχήμα 4.22 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W ₆	107

Σχήμα 4.23 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_6	107
Σχήμα 4.24 Μέση παραμόρφωση μεταλλικών ντιζών αξονικής δύναμης δοκιμίου W_6	108
Σχήμα 4.25 Μεταβολή αξονικού φορτίου κατά την διάρκεια του πειράματος δοκιμίου W_6	108
Σχήμα 4.26 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_6	109
Σχήμα 4.27 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης κατά τον τρίτο κύκλο των $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_6	109
Σχήμα 4.28 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ δοκιμίου W_6	110
Σχήμα 4.29 Λυγισμός θλιβόμενων ράβδων δοκιμίου W_6	110
Σχήμα 4.30 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_6	111
Σχήμα 4.31 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_6	111
Σχήμα 4.32 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_7	112
Σχήμα 4.33 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_7	112
Σχήμα 4.34 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_7	113
Σχήμα 4.35 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_7	114
Σχήμα 4.36 Αστοχίες για μετακινήσεις $\pm 40\text{mm}$ και $\pm 50\text{mm}$ δοκιμίου W_7	114
Σχήμα 4.37 Μετακινήσεις εκτός επιπέδου τοιχίου W_7	115
Σχήμα 4.38 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_7	116
Σχήμα 4.39 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_7	116
Σχήμα 4.40 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_9	117
Σχήμα 4.41 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_9	117
Σχήμα 4.42 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_9	118
Σχήμα 4.43 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_9	118
Σχήμα 4.44 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_9	119
Σχήμα 4.45 Ρωγμές κατά την αστοχία δοκιμίου W_9	119
Σχήμα 4.46 Μετακινήσεις εκτός επιπέδου τοιχίου W_9	120
Σχήμα 4.47 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_9	121
Σχήμα 4.48 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_9	122
Σχήμα 4.49 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_{11}	122
Σχήμα 4.50 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_{11}	123
Σχήμα 4.51 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_9	124
Σχήμα 4.52 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_{11}	124
Σχήμα 4.53 Ρωγμές κατά την αστοχία δοκιμίου W_{11}	125
Σχήμα 4.54 Λυγισμός ράβδων και μετακινήσεις εκτός επιπέδου δοκιμίου W_{11}	125
Σχήμα 4.55 Ρηγμάτωση κορμού δοκιμίου W_{11}	126
Σχήμα 4.56 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_{11}	127
Σχήμα 4.57 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{11}	127
Σχήμα 4.58 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_{13}	128
Σχήμα 4.59 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_{13}	128
Σχήμα 4.60 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_{13}	129

Σχήμα 4.61 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_{13}	130
Σχήμα 4.62 Ρηγμάτωση κορμού δοκιμίου W_{13}	131
Σχήμα 4.63 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_{13}	132
Σχήμα 4.64 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{13}	132
Σχήμα 4.65 Σύγκριση υπολογιστικών και πειραματικών τιμών δυνάμεων μη ενισχυμένων τοιχίων	133
Σχήμα 4.66 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W_1 και W_5	134
Σχήμα 4.67 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W_1 και W_6	134
Σχήμα 4.68 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W_9 και W_{11}	135
Σχήμα 4.69 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W_7 και W_{11}	135
Σχήμα 4.70 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W_{11} και W_{13}	136
Σχήμα 4.71 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W_5 και W_6	137
Σχήμα 4.72 Διγραμμικοποίηση καμπυλών υστέρησης παρθένων δοκιμίων	139
Σχήμα 4.73 Πειραματικές τιμές πλαστιμότητας παρθένων δοκιμίων	139
Σχήμα 4.74 Πειραματικές τιμές ενεργού δυσκαμψίας παρθένων δοκιμίων	140
Σχήμα 4.75 Αρχικές δυσκαμψίες τοιχίων W_1 , W_2 , W_5 και W_6 (πάχος δοκιμίων 0.10m).....	141
Σχήμα 4.76 Αρχικές δυσκαμψίες τοιχίων W_7 , W_{11} και W_{13} (πάχος δοκιμίων 0.125m)	141
Σχήμα 4.77 Αθροιστική καμπύλη ενέργειας τοιχίων (1 ^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)	142
Σχήμα 4.78 Ενδεικτικό παράδειγμα υπολογισμού ανηγμένης ενέργειας για τα τοιχεία W_{11} και W_{13}	143
Σχήμα 4.79 Αθροιστική καμπύλη ανηγμένης ενέργειας τοιχίων (1 ^{ος} κύκλος μετατοπίσεων).....	143
Σχήμα 4.80 Αθροιστική καμπύλη ενέργειας τοιχίων W_9 και W_{11} (όλοι οι κύκλοι)	144
Σχήμα 5.1 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης κορυφής δοκιμίου W_2 -FRP	147
Σχήμα 5.2 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_2 -FRP.....	147
Σχήμα 5.3 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_2 -FRP	148
Σχήμα 5.4 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$ δοκιμίου W_2 -FRP	148
Σχήμα 5.5 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_2 -FRP	149
Σχήμα 5.6 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_2 -FRP.....	149
Σχήμα 5.7 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_3 -FRP.....	150
Σχήμα 5.8 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_3 -FRP.....	150
Σχήμα 5.9 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 20\text{mm}$ και $\pm 30\text{mm}$ δοκιμίου W_3 -FRP	151
Σχήμα 5.10 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 40\text{mm}$ και $\pm 50\text{mm}$ δοκιμίου W_3 -FRP	152
Σχήμα 5.11 Σκίσιμο FRP στη γωνία του δοκιμίου W_3 -FRP	152
Σχήμα 5.12 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_3 -FRP	153
Σχήμα 5.13 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_3 -FRP.....	153
Σχήμα 5.14 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_4 -FRP.....	154
Σχήμα 5.15 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_4 -FRP.....	154
Σχήμα 5.16 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_4 -FRP	155
Σχήμα 5.17 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$ δοκιμίου W_4 -FRP	155
Σχήμα 5.18 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$ δοκιμίου W_4 -FRP	156

Σχήμα 5.19 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_4 -FRP	157
Σχήμα 5.20 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_4 -FRP	157
Σχήμα 5.21 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_8 -SS	159
Σχήμα 5.22 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_8 -SS	159
Σχήμα 5.23 Ρωγμές στους κύκλους ± 10 mm και ± 20 mm δοκιμίου W_8 -SS	160
Σχήμα 5.24 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_8 -SS	161
Σχήμα 5.25 Αστοχίες για μετακινήσεις ± 50 mm δοκιμίου W_8 -SS	161
Σχήμα 5.26 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_8 -SS	162
Σχήμα 5.27 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_8 -SS	163
Σχήμα 5.28 Μετρήσεις strain-gauges δοκιμίου W_8 -SS	164
Σχήμα 5.29 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_{10} -SS	164
Σχήμα 5.30 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_{10} -SS	165
Σχήμα 5.31 Ρωγμές στους κύκλους ± 20 mm και ± 30 mm δοκιμίου W_{10} -SS	166
Σχήμα 5.32 Ρωγμές στους κύκλους ± 40 mm και ± 50 mm δοκιμίου W_{10} -SS	166
Σχήμα 5.33 Θραύση κατακόρυφων οπλισμών δοκιμίου W_{10} -SS	167
Σχήμα 5.34 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_{10} -SS	168
Σχήμα 5.35 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{10} -SS	168
Σχήμα 5.36 Μετρήσεις strain-gauges δοκιμίου W_{10} -SS	169
Σχήμα 5.37 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_{12} -SS	170
Σχήμα 5.38 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_{12} -SS	170
Σχήμα 5.39 Ρωγμές στους κύκλους ± 10 mm και ± 20 mm δοκιμίου W_{12} -SS	171
Σχήμα 5.40 Ρωγμές στους κύκλους ± 30 mm και ± 40 mm δοκιμίου W_{12} -SS	172
Σχήμα 5.41 Αστοχία θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_{12} -SS	173
Σχήμα 5.42 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_{12} -SS	174
Σχήμα 5.43 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{12} -SS	174
Σχήμα 5.44 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_{14} -SS	174
Σχήμα 5.45 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_{14} -SS	175
Σχήμα 5.46 Ρωγμές στους κύκλους ± 20 mm και ± 30 mm δοκιμίου W_{14} -SS	175
Σχήμα 5.47 Ρωγμές στους κύκλους ± 40 mm και ± 50 mm δοκιμίου W_{14} -SS	176
Σχήμα 5.48 Ανασέκωμα δοκιμίου W_{14} -SS	177
Σχήμα 5.49 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W_{14} -SS	178
Σχήμα 5.50 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{14} -SS	178
Σχήμα 5.51 Μετρήσεις strain-gauges δοκιμίου W_{14} -SS	179
Σχήμα 5.52 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_{15} -SS	179
Σχήμα 5.53 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_{15} -SS	180
Σχήμα 5.54 Ρωγμές στους κύκλους ± 20 mm και ± 30 mm δοκιμίου W_{15} -SS	181
Σχήμα 5.55 Ρωγμές στους κύκλους ± 40 mm και ± 50 mm δοκιμίου W_{15} -SS	181
Σχήμα 5.56 Ανασέκωμα δοκιμίου W_{15} -SS	182

Σχήμα 5.57 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων δοκιμίου W ₁₅ -SS.....	183
Σχήμα 5.58 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W ₁₅ -SS.....	183
Σχήμα 5.59 Μετρήσεις strain-gauges δοκιμίου W ₁₅ -SS	184
Σχήμα 5.60 Σύγκριση υπολογιστικών και πειραματικών τιμών δύναμης ενισχυμένων δοκιμίων	185
Σχήμα 5.61 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W ₁₂ -SS και W ₁₃	186
Σχήμα 5.62 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W ₁₀ -SS και W ₉	187
Σχήμα 5.63 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W ₁₄ -SS και W ₁₁	188
Σχήμα 5.64 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W ₁₄ -SS και W ₁₃	188
Σχήμα 5.65 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W ₁₄ -SS και W ₁₅ -SS	189
Σχήμα 5.66 Διγραμμικοποίηση καμπυλών υστέρησης ενισχυμένων δοκιμίων	190
Σχήμα 5.67 Πειραματικές τιμές πλαστιμότητας ενισχυμένων δοκιμίων	190
Σχήμα 5.68 Πειραματικές τιμές ενεργού δυσκαμψίας ενισχυμένων δοκιμίων	191
Σχήμα 5.69 Αρχικές δυσκαμψίες τοιχίων W ₁ , W ₂ , W ₂ -FRP, W ₃ -FRP, W ₄ -FRP (πάχος δοκιμίων 0.10m).....	192
Σχήμα 5.70 Αρχικές δυσκαμψίες τοιχίων W ₁₃ , W ₁₀ -SS, W ₁₂ -SS, W ₁₄ -SS, W ₁₅ -SS (πάχος δοκιμίων 0.125m).....	192
Σχήμα 5.71 Αθροιστική καμπύλη ενέργειας ομάδας W ₁ έως W ₆ (1 ^{ος} κύκλος μετατοπίσεων).....	193
Σχήμα 5.72 Αθροιστική καμπύλη ανηγμένης ενέργειας ομάδας W ₁ έως W ₆ (1 ^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)	193
Σχήμα 5.73 Αθροιστική καμπύλη ενέργειας τοιχίων W ₇ έως W ₁₅ -SS (1 ^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)	194
Σχήμα 5.74 Αθροιστική καμπύλη ανηγμένης ενέργειας τοιχίων W ₇ έως W ₁₅ -SS (1 ^{ος} κύκλος μετατοπίσεων) ...	194
Σχήμα 6.1 Διαγράμματα M-φ και P-δ υπό-ωπλισμένων τοιχίων	198
Σχήμα 6.2 Διαγράμματα P-δ και M-φ τοιχίων W ₇ και W ₁₃	203
Σχήμα 6.3 Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα τοιχίων W ₇ και W ₁₃	203
Σχήμα 6.4 Θέσεις και βάρη σημείων ολοκλήρωσης κατά την μοντελοποίηση με 2 στοιχεία	204
Σχήμα 6.5 Μοντελοποίηση τοιχίου W ₇ με ένα και δύο στοιχεία	205
Σχήμα 6.6 Επιρροή μήκους πλαστικής άρθρωσης στο τοιχίο W ₇	206
Σχήμα 6.7 Επιρροή μήκους πλαστικής άρθρωσης στο τοιχίο W ₁₃	207
Σχήμα 6.8 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W ₁₃ για διάφορους λόγους L/D.....	207
Σχήμα 6.9 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W ₉ με ή χωρίς περίσφιγξη	208
Σχήμα 6.10 Ορισμός του MVLEM και μοντελοποίηση τοιχίου (Massone et al., 2006; Orakcal et al., 2006)	209
Σχήμα 6.11 Τροποποιημένο MVLE – μεμβρανική λειτουργία (Massone et al., 2006).....	209
Σχήμα 6.12 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W ₇ για διάφορους αριθμούς στοιχείων με χρήση DBE	210
Σχήμα 6.13 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W ₇ για σταθερό μήκος του 1 ^{ου} στοιχείου με χρήση DBE	211
Σχήμα 6.14 Διακριτοποίηση τοιχίου W ₇ με δύο στοιχεία FBE και DBE.....	212
Σχήμα 6.15 Διακριτοποίηση διατομής σε n λωρίδες.....	213
Σχήμα 6.16 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W ₇ με δύο και πέντε στοιχεία FSI	213
Σχήμα 6.17 Ανάλυση τοιχίου W ₁₁ με πραγματικό, διπλάσιο και τριπλάσιο οπλισμό με χρήση FSI.....	214
Σχήμα 6.18 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W ₁₁ με τέσσερα και οκτώ στοιχεία με χρήση FSI.....	215
Σχήμα 6.19 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W ₇ με c=0.4 και c=0.5 με χρήση FSI	216
Σχήμα 6.20 Διαγράμματα P-δ – Πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα	218

Σχήμα 6.21 Διατμητική και καμπτική συνιστώσα μετακίνησης	220
Σχήμα 6.22 Καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις εντός πάνελ.....	221
Σχήμα 6.23 Παραμορφώσεις φορέα για σταθερή και μεταβλητή καμπυλότητα (Beyer et al., 2011)	222
Σχήμα 6.24 Κατανομή στροφής γωνίας χορδής, θ , καθ' ύψος (Hiraishi, 1984)	223
Σχήμα 6.25 Τριγωνική κατανομή καμπυλότητας εντός πλαστικής περιοχής.....	224
Σχήμα 6.26 Ορθογωνική κατανομή καμπυλότητας εντός πλαστικής άρθρωσης.....	226
Σχήμα 6.27 Πειραματικές τιμές στροφή διατομής, θ , τοιχίων	230
Σχήμα 6.28 Πειραματικές τιμές αδιόρθωτης διατμητικής μετατόπισης, d_{sh}	233
Σχήμα 6.29 Διορθωμένες πειραματικές τιμές διατμητικής μετατόπισης, d_{sh} , κάτω τμήματος τοιχίου W_9	233
Σχήμα 6.30 Καμπτικές και διατμητικές μετατοπίσεις τοιχίων	237
Σχήμα 6.31 Πειραματικοί λόγοι δ_{sh}/δ_{fl} τοιχίων.....	238
Σχήμα 6.32 Λόγοι δ_{sh}/δ_{fl} τοιχίων με χρήση FSI	239
Σχήμα 6.33 Καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις με βάση τον κύκλο του Mohr (Beyer et al., 2011)....	240
Σχήμα 6.34 Κατανομή ρωγμών καθ' ύψος του τοιχίου (Beyer et al., 2011)	241
Σχήμα 6.35 Καμπτικές και διατμητικές μετατοπίσεις τοιχίων	244
Σχήμα 6.36 Συγκεντρωτικές καμπύλες P- δ κατά EC8-3, FBE και FSI	246
Σχήμα A.1 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_1	A-1
Σχήμα A.2 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_2	A-2
Σχήμα A.3 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_2 -FRP	A-3
Σχήμα A.4 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_3 -FRP	A-4
Σχήμα A.5 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_4 -FRP	A-5
Σχήμα A.6 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_5	A-6
Σχήμα A.7 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_6	A-7
Σχήμα A.8 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_7	A-8
Σχήμα A.9 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_8 -SS.....	A-9
Σχήμα A.10 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_9	A-10
Σχήμα A.11 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_{10} -SS.....	A-11
Σχήμα A.12 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_{11}	A-12
Σχήμα A.13 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_{12} -SS.....	A-13
Σχήμα A.14 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_{13}	A-14
Σχήμα A.15 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_{14} -SS.....	A-15
Σχήμα A.16 Διαστάσεις και σπλισμοί – Δοκίμιο W_{15} -SS.....	A-16
Σχήμα A.17 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμια W_1 έως W_4 -FRP.....	A-17
Σχήμα A.18 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμια W_5 και W_6	A-18
Σχήμα A.19 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_7	A-19
Σχήμα A.20 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_8 -SS	A-20
Σχήμα A.21 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_9	A-21
Σχήμα A.22 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_{10} -SS	A-22

Σχήμα A.23 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_{11}	A-23
Σχήμα A.24 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_{12} -SS.....	A-24
Σχήμα A.25 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_{13}	A-25
Σχήμα A.26 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_{14} -SS.....	A-26
Σχήμα A.27 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_{15} -SS.....	A-27
Σχήμα A.28 Διάταξη strain-gauges – Δοκίμιο W_8 -SS.....	A-28
Σχήμα A.29 Διάταξη strain-gauges – Δοκίμια W_{10} -SS, W_{14} -SS, W_{15} -SS.....	A-29
Σχήμα B.1 Κατανομή καμπυλότητας, στροφής και μετατόπισης καθ' ύψος μέχρι την διαρροή	B-1
Σχήμα B.2 Κατανομή καμπυλότητας, στροφής και μετατόπισης μετά την διαρροή – Τριγωνική κατανομή	B-2
Σχήμα B.3 Διακύμανση της παραμέτρου α συναρτήσει της παραμέτρου κ	B-4
Σχήμα B.4 Κατανομή καμπυλότητας, στροφής και μετατόπισης μετά την διαρροή – Ορθογωνική κατανομή..	B-4
Σχήμα B.5 Διακύμανση της παραμέτρου α συναρτήσει της παραμέτρου κ στην κορυφή του τοιχίου	B-7

Περίληψη

Η παρούσα διατριβή αφορά την πειραματική και αριθμητική/αναλυτική μελέτη της συμπεριφοράς υποωπλισμένων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα αλλά και τους τρόπους ενίσχυσης αυτών. Με τον όρο «υποωπλισμένα» νοούνται τα τοιχία τα οποία έχουν σχεδιαστεί με βάση παλαιότερους κανονισμούς (στην Ελλάδα προ του 1985) και χαρακτηρίζονται από την απουσία διαμόρφωσης ακραίων κρυφοϋποστυλωμάτων αλλά και από μικρά ποσοστά διατμητικού οπλισμού, διαμορφώσεις οι οποίες πλέον θεωρούνται θεμελιώδεις στον σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό τοιχιών. Όσον αφορά τους τρόπους ενίσχυσής τους, εξετάστηκαν δύο τρόποι ενίσχυσης – η εφαρμογή υφάσματος (μανδύα) Ινοπλισμένων Πολυμερών (ΙΟΠ) και η εφαρμογή μεταλλικών στοιχείων (ελασμάτων και γωνιών).

Η *πειραματική διαδικασία* περιελάμβανε την διερεύνηση της συμπεριφοράς συνολικά 15 τοιχιών-δοκιμίων μεσαίας λυγηρότητας (λόγος διάτμησης ίσος με 2), τα οποία μελετήθηκαν ως πρόβολοι υπό στατική ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Από αυτά, τα οκτώ ήταν μη ενισχυμένα τοιχία – τα έξι υποωπλισμένα σχεδιασμένα με βάση παλαιότερους κανονισμούς και τα δύο σχεδιασμένα σύμφωνα με τις σύγχρονες αντισεισμικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 και 8 – τα υπόλοιπα επτά τοιχία περιελάμβαναν κάποια μορφή ενίσχυσης, ενώ, τέλος, ένα από τα μη ενισχυμένα τοιχία επισκευάστηκε, ενισχύθηκε με μανδύα ΙΟΠ και υποβλήθηκε εκ νέου σε δοκιμή.

Ο σχεδιασμός των μη ενισχυμένων τοιχιών έγινε με γνώμονα το να μελετηθούν διάφορες μορφές αστοχίας που συναντώνται σε υφιστάμενα τοιχία (π.χ. λυγισμός των διαμήκων ράβδων, διατμητική αστοχία κ.α.). Από τα έξι υποωπλισμένα τοιχία μόνο τα δύο αποτελούν τυπικά υποωπλισμένα τοιχία σχεδιασμένα με βάση παλαιότερους κανονισμούς,

αφού στα υπόλοιπα τέσσερα τοποθετήθηκαν επιπροσθέτως εσωτερικοί ανοικτοί συνδετήρες στα άκρα τους προκειμένου να αποφευχθεί το φαινόμενο του λυγισμού των διαμήκων ράβδων και να μελετηθεί αυτοτελώς η επιρροή που έχουν τα διαφορετικά ποσοστά διατμητικού σπλισμού στην συμπεριφορά τους. Όπως προέκυψε από την πειραματική δοκιμή των μη ενισχυμένων τοιχίων ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει την φέρουσα ικανότητα και την μετελαστική τους απόκριση είναι ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων. Όπως διαπιστώθηκε πειραματικά, λόγοι L/D μεγαλύτεροι από 10 (όπου το L είναι η, από κέντρο σε κέντρο, απόσταση δύο διαδοχικών συνδετήρων και D η διάμετρος της διαμήκου ράβδου) οδηγούν σε πρόωρη αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης με συνέπεια την άμεση πτώση της φέρουσας ικανότητας και την ανάπτυξη μικρών τιμών πλαστιμότητας. Όσον αφορά τον διατμητικό σπλισμό αυτός φάνηκε να επηρεάζει περισσότερο το εύρος της ρηγμάτωσης των τοιχίων (κύριες δισδιαγώνιες διατμητικές ρωγμές) και επομένως την μορφή των κύκλων υστέρησης (διάχυση ενέργειας) και λιγότερο την δυνατότητα παραμόρφωσης σε επίπεδο περιβάλλουσας. Σε όλες τις περιπτώσεις (υπό την προϋπόθεση περιορισμού του φαινομένου του λυγισμού των διαμήκων ράβδων) τα τοιχεία ανέπτυξαν σημαντικές μετελαστικές μετακινήσεις χωρίς απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητας τους (πλαστιμότητα), ανεξάρτητα αν η θεωρητική διατμητική τους αντοχή ήταν μικρότερη ή μεγαλύτερη από την καμπτική. Τέλος, μικρή φάνηκε να είναι η επιρροή της περίσφιγξης στην συμπεριφορά των τοιχίων.

Όσον αφορά τα ενισχυμένα τοιχεία, η επιλογή και ο τύπος της ενίσχυσης έγινε με βάση τις παρατηρήσεις που έγιναν στα μη ενισχυμένα τοιχεία. Η εφαρμογή ΙΟΠ και συγκεκριμένα υαλοϋφάσματος (GFRP) πραγματοποιήθηκε σε τρία δοκίμια μόνο στο κατώτατο 1/4 του ύψους τους με στόχο τον περιορισμό του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων. Η εφαρμογή του μανδύα ΙΟΠ πραγματοποιήθηκε σε τοιχεία με διατμητική αντοχή μεγαλύτερη της καμπτικής, επομένως δεν κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση του κορμού. Η χρήση μεταλλικών στοιχείων εφαρμόστηκε σε πέντε δοκίμια. Η ενίσχυση περιελάμβανε τέσσερις διαφορετικές διαμορφώσεις – εφαρμογή μόνο οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων σε όλο το ύψος (σε δύο δοκίμια), εφαρμογή μεταλλικών οριζόντιων ελασμάτων και κατακόρυφων μεταλλικών γωνιών σε όλο το ύψος, εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων και κατακόρυφων μεταλλικών γωνιών αλλά μόνο στο κατώτατο 1/4 του τοιχείου και τέλος, εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών λωρίδων και κατακόρυφων μεταλλικών γωνιών στο κατώτατο 1/4 του τοιχείου και δισδιαγώνιων μεταλλικών γωνιών στο υπόλοιπο ύψος. Με βάση τα

πειραματικά αποτελέσματα της συγκεκριμένης διατριβής, η ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία και με τις τέσσερις διαφορετικές διαμορφώσεις, κυρίως λόγω του περιορισμού του λυγισμού των θλιβόμενων διαμήκων ράβδων, φάνηκε να οδηγεί σε βελτιωμένη συμπεριφορά όσον αφορά την δυνατότητα ανάπτυξης μεγαλύτερων μετατοπίσεων και, επομένως, υψηλότερων τιμών πλαστιμότητας περίπου διπλάσιων σε σχέση με αυτές των υποωπλισμένων τοιχίων και αντίστοιχες με αυτές των τοιχίων σχεδιασμένων με τους σύγχρονους κανονισμούς. Δευτερευόντως, ο έλεγχος των διατμητικών ρωγμών του κορμού (είτε με οριζόντια ελάσματα είτε με χιαστί γωνίες) φάνηκε να οδηγεί σε κύκλους υστέρησης με μικρότερο στένωμα και επομένως σε μεγαλύτερες τιμές απορρόφησης ενέργειας.

Η αναλυτική και αριθμητική ανάλυση αφορά στην αποτίμηση/πρόβλεψη της συμπεριφοράς των τοιχίων, η οποία στα πλαίσια της παρούσας διατριβής, πραγματοποιήθηκε με δύο διαφορετικές προσεγγίσεις – αφενός με την εφαρμογή των αναλυτικών/εμπειρικών σχέσεων που περιλαμβάνονται στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 για την πρόβλεψη της φέρουσας ικανότητας και της μετατόπισης αστοχίας υφιστάμενων στοιχείων και αφετέρου με την χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων (beam elements) που περιλαμβάνονται στην βιβλιοθήκη του λογισμικού OpenSees.

Όσον αφορά την εφαρμογή των εμπειρικών και αναλυτικών σχέσεων του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, αυτές φάνηκαν να οδηγούν γενικά σε συντηρητικές τιμές κυρίως όσον αφορά την διατμητική αντοχή, αφού σε αρκετές περιπτώσεις, οι σχέσεις υπολογισμού οδηγούν σε μικρές τιμές διατμητικής αντοχής και, επομένως, σε πρόωρη διατμητική αστοχία πριν την καμπτική, κάτι το οποίο δεν επαληθεύτηκε πειραματικά.

Όσον αφορά την αριθμητική ανάλυση στα πλαίσια της διατριβής χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικά γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία για μη γραμμική ανάλυση: το Force-Based Beam-Column Element (FBE) που βασίζεται στην μη-γραμμική ανάλυση με την Μέθοδο των Δυνάμεων (Flexibility ή Force Method) και το Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element (FSI) το οποίο είναι ένα Displacement-Based Beam-Column Element (DBE) βασιζόμενο στην μη γραμμική ανάλυση με την Μέθοδο των Μετατοπίσεων (Stiffness ή Displacement Method) που ενσωματώνει επιπροσθέτως την επιρροή της διατμητικής συνιστώσας (ως δύναμη και ως παραμόρφωση). Και για τις δυο περιπτώσεις πραγματοποιήθηκε διερεύνηση ως προς τις παραμέτρους της ανάλυσης (επιρροή περίσφιγξης σκυροδέματος, λυγισμός θλιβόμενων ράβδων, αριθμός στοιχείων, σημεία ολοκλήρωσης, μήκος πλαστικής άρθρωσης) προκειμένου να επιτευχθεί η ορθότερη

προσομοίωση. Όπως διαπιστώθηκε κατά την διαδικασία της ανάλυσης το καμπτικό στοιχείο FBE γενικά προσεγγίζει με ικανοποιητική ακρίβεια την μετακίνηση αστοχίας στις περιπτώσεις επαρκώς ωπλισμένων τοιχίων έναντι διάτμησης, ενώ ειδικότερα στις περιπτώσεις έντονου λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων με ταυτόχρονη απουσία περισφιγμένου σκυροδέματος η ανάλυση με FBE οδήγησε σε έντονα φθιτούς μετελαστικούς κλάδους κάτι το οποίο παρατηρήθηκε και πειραματικά. Αντίθετα, στην περίπτωση των μη επαρκώς ωπλισμένων τοιχίων έναντι διάτμησης η χρήση του FSI προσεγγίζει καλύτερα την μικρή απομείωση της αντοχής στις μετελαστικές μετακινήσεις (shear degradation). Ωστόσο, σε κάποιες περιπτώσεις το FSI οδήγησε σε μεγάλη απομείωση της διατμητικής (και επομένως της συνολικής) αντοχής και σε έντονα φθιτούς κλάδους κάτι το οποίο δεν επιβεβαιώθηκε πειραματικά.

Τέλος, ξεχωριστή αναφορά γίνεται στην επιρροή των διατμητικών παραμορφώσεων στην συνολική μετατόπιση στον μετελαστικό κλάδο των τοιχίων. Ιδιαίτερη βαρύτητα δίνεται στην διαδικασία υπολογισμού των διατμητικών και των καμπτικών παραμορφώσεων και μετατοπίσεων όπου και προτείνονται απλές σχέσεις υπολογισμού τους με βάση τις διατιθέμενες πειραματικές μετρήσεις. Όπως προέκυψε πειραματικά ο λόγος των διατμητικών προς τις καμπτικές μετατοπίσεις τείνει να είναι μεγαλύτερος όσο μειώνεται το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού, κάτι το οποίο έρχεται σε συμφωνία με αντίστοιχες αναφορές στην διεθνή βιβλιογραφία. Ο λόγος αυτός συγκρίθηκε με τις τιμές που δίνει η εφαρμογή αναλυτικής σχέσης που προτείνεται στην βιβλιογραφία καθώς και με τα αποτελέσματα της ανάλυσης με το στοιχείο FSI. Και στις δύο περιπτώσεις υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις σε σχέση με τις πειραματικές. Η αναλυτική σχέση της βιβλιογραφίας έχει εφαρμογή μόνο στην περίπτωση τοιχίων με μεγάλα ποσοστά διατμητικού οπλισμού όπου η παραμόρφωση του χάλυβα διάτμησης παραμένει στην ελαστική περιοχή, ενώ η ανάλυση του FSI υπερεκτιμά σε μεγάλο βαθμό τις διατμητικές παραμορφώσεις στις περιπτώσεις μικρών ποσοστών διατμητικού οπλισμού (όπως ομοίως κάνει και με τις αντοχές) οδηγώντας σε πολύ μεγαλύτερους λόγους διατμητικών προς καμπτικές μετατοπίσεις σε σχέση με τους πειραματικούς.

Σημαντικό τμήμα των αποτελεσμάτων και συμπερασμάτων που προέκυψαν από την παραπάνω έρευνα έχει δημοσιευτεί σε τρία επιστημονικά άρθρα και δύο επιστημονικά συνέδρια.

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Οι περισσότεροι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί θέτουν συγκεκριμένους στόχους κατά τον σχεδιασμό μίας κατασκευής. Συνήθως ως ελάχιστος υποχρεωτικός στόχος ορίζεται η αποφυγή της οιονεί κατάρρευσης έστω και αν αυτό συνοδεύεται από εκτεταμένες και πολλές φορές μη αναστρέψιμες βλάβες. Σε ειδικά κτήρια (π.χ. μουσεία, νοσοκομεία κ.τ.λ.) υιοθετείται ο ελαστικός σχεδιασμός που αποσκοπεί πρακτικά στην αποφυγή οποιουδήποτε σχηματισμού βλάβης, ενώ στις συνήθεις κατασκευές, στις περισσότερες περιπτώσεις, ο στόχος ορίζεται σε ένα ενδιάμεσο σημείο και αποσκοπεί στον σχηματισμό σημαντικών μεν βλαβών αλλά αναστρέψιμων (επισκευάσιμων) μετά τον σεισμό. Η τήρηση του στόχου αυτού προϋποθέτει τον συνδυασμό επαρκούς αντοχής, δυσκαμψίας αλλά και πλαστιμότητας που θα επιτρέψει στο κτήριο να αποσβέσει την σεισμική ενέργεια μέσω της ανάπτυξης βλαβών χωρίς όμως να καταρρεύσει.

Η χρήση τοιχίων Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ω/Σ), δηλαδή επιμήκων κατακόρυφων στοιχείων με μεγάλη δυσκαμψία, έχει πλέον υιοθετηθεί στον σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό, δεδομένου ότι τα τοιχία αποτελούν ένα σύστημα ικανό να συμβάλει στην παραλαβή του μεγαλύτερου μέρους της σεισμικής δύναμης που καταπονεί την κατασκευή. Τα στοιχεία αυτά, όπως και όλα τα επιμέρους φέροντα δομικά στοιχεία της κατασκευής, ακολουθούν μία σειρά από υπολογιστικούς και εμπειρικούς κανόνες όπλισης που θα επιτρέψουν την ανάπτυξη πλαστικής συμπεριφοράς την ώρα του σεισμού. Οι κανόνες αυτοί για τα τοιχία συνοψίζονται κυρίως στην διαμόρφωση περισφιγμένων άκρων

(κρυφοϋποστρώματα) που στοχεύουν στην αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας αλλά και σε συγκεκριμένα ποσοστά οπλισμού διάτμησης που θα αποτρέψουν την πρόωρη διατμητική (ψαθυρή) αστοχία.

Εντούτοις, σε πολλές χώρες με υψηλή σεισμική έκθεση, μεταξύ αυτών και η Ελλάδα, υπάρχει ένας σημαντικός αριθμός κατασκευών σχεδιασμένων σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς. Οι κατασκευές αυτές περιλαμβάνουν τοιχία των οποίων η όπλιση δεν συμβαδίζει με την σύγχρονη λογική περί αντισεισμικού σχεδιασμού αφού αυτά χαρακτηρίζονται από την απουσία περισφιγμένων άκρων και μικρά ποσοστά οριζόντιου οπλισμού.

Η σημασία της αποτίμησης και του επανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών καταδεικνύεται από πολλούς σύγχρονους κανονισμούς (π.χ. EC8-3, ATC-40 κ.α.), οι οποίοι περιέχουν συγκεκριμένες διατάξεις για τη αποτίμηση και την επέμβαση σε δομικά στοιχεία. Η εφαρμογή των διατάξεων ενίσχυσης απαιτεί την επαρκή σεισμική αποτίμηση των δομικών μελών της υπάρχουσας κατασκευής, όπως τα τοιχία, η οποία δεν πραγματοποιείται μόνο σε όρους αντοχής, αλλά και σε όρους παραμορφώσεων (πλαστιμότητα) και δυσκαμψίας, παρέχοντας, επομένως, μια συνολική εικόνα για την συμπεριφορά των μελών προκειμένου να αναζητηθεί και η καταλληλότερη μέθοδος επισκευής ή/και ενίσχυσής τους, αν χρειάζεται.

Ο κύριος στόχος της παρούσας διδακτορικής διατριβής είναι αφ' ενός να συμβάλει στην αξιολόγηση της συμπεριφοράς των τοιχίων οπλισμένου σκυροδέματος με έμφαση στα σχεδιασμένα με παλαιότερους κανονισμούς και αφετέρου να ερευνήσει και να προτείνει τις αντίστοιχες μεθόδους ενίσχυσης.

1.2 Ιστορική αναδρομή

Η χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος, ως δομικό υλικό, κάνει κυρίως την εμφάνισή του στην Ελλάδα κατά την νεοκλασικιστική περίοδο (1920-1940) στην οποία κατασκευάστηκαν οι πρώτες κατοικίες από μεικτό φέρον σύστημα από σκυρόδεμα και τοιχοποιία. Οι κατοικίες αυτές χαρακτηρίζονταν από την ύπαρξη κατακόρυφων στοιχείων, εν μέρει γραμμικών από οπλισμένο σκυρόδεμα και εν μέρει από τοιχοποιία, κυρίως εξωτερικά περιμετρικά, ενώ οι πλάκες ήταν κυρίως από οπλισμένο σκυρόδεμα (Καραντώνη, 2004). Χαρακτηριστικό ήταν ότι για πρώτη φορά, σε αντίθεση με τα κτίρια κατασκευασμένα αποκλειστικά από φέρουσα τοιχοποιία, η χρήση σκελετού οδηγεί σε ασυμμετρίες, είτε στην

κάτοψη είτε καθ' ύψος. Έτσι, αν γίνει και η χονδροειδής προσέγγιση της «αντιστοιχίας» της περιμετρικής φέρουσας τοιχοποιίας με τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος, εμφανίζεται ένα δομικό σύστημα το οποίο εμφανίζει αρκετές ομοιότητες με τα σημερινά δεδομένα.

Ο σεισμός της Κορίνθου του Απριλίου του 1928 (M=6.3) οδήγησε στην σύνταξη του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού, έστω και με τοπικό χαρακτήρα (ΦΕΚ 234Α/7-11-28, «Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Κορίνθου-Λουτρακίου»), ο οποίος συμπληρώθηκε το 1931 (ΦΕΚ 375Α/29-10-31, «Περί του Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού της σεισμόπληκτης περιοχής Κορίνθου –Λουτρακίου») και επεκτάθηκε αρχικά στην περιοχή της Λάρισας το 1941 (ΦΕΚ 277Α/16-8-41, «Περί επεκτάσεως του Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού εις την περιοχήν Λαρίσης»), ύστερα από τον σεισμό του Μαρτίου του 1941 (M=6.3) και εν συνεχεία στην περιοχή της Κεφαλληνίας και της Ζακύνθου το 1954 (ΦΕΚ 134Α/26-6-54, «Περί επεκτάσεως του Οικοδομικού Αντισεισμικού Κανονισμού εις την περιοχή των νομών Κεφαλληνίας και Ζακύνθου») μετά τον καταστρεπτικό σεισμό του Αργοστολίου του Αυγούστου του 1953 (M=7.2).

Χαρακτηριστικό της τροποποίησης του 1931 είναι ότι για πρώτη φορά γίνεται αναφορά στην χρήση τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, ως στοιχείων ακαμψίας, συμμετρικά κατανεμημένων στην κάτοψη, ενώ περιλαμβάνονται και διατάξεις (τροποποιήσεις του 1928) περί επισκευής βλαμμένων στοιχείων, φέρουσας τοιχοποιίας ή οπλισμένου σκυροδέματος, από σεισμό.

Κατά την μεταπολεμική περίοδο το οπλισμένο σκυρόδεμα γνώρισε ευρεία, και σχεδόν αποκλειστική, χρήση και αποτέλεσε το κυριότερο οικοδομικό υλικό κατά την περίοδο της έντονης ανοικοδόμησης της Ελλάδας η οποία ξεκίνησε στα τέλη της δεκαετίας του 50'.

Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959

Κύριο πυλώνα στην ανοικοδόμηση αυτή αποτέλεσε η σύνταξη του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού με πανελλήνια ισχύ (ΦΕΚ 36Α/26-2-59, «Περί αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων»). Ο κανονισμός αυτός συσχέτιζε για πρώτη φορά την σεισμική δράση με την περιοχή και την κατηγορία εδάφους (ορθογωνική κατανομή) ενώ μεταξύ άλλων αναφερόταν στην μεταβίβαση δυνάμεων μέσω της πλάκας (διαφραγματική λειτουργία), προέβλεπε ειδικό έλεγχο των γωνιακών υποστυλωμάτων ενώ θέσπιζε και την «Ακριβή Ελληνική Μέθοδο» (βλ. και Βουγιούκας, 2006).

Όσον αφορά τα τοιχώματα Ω/Σ ο κανονισμός συνιστούσε την συμμετρική διάταξη τοιχίων ακαμψίας τα οποία θα έπρεπε να καταλήγουν, αν είναι δυνατόν, σε υποστυλώματα

ή εγκάρσια τοιχία. Μάλιστα, περιλαμβανόταν και ειδική διάταξη απαλλαγής από κάθε αντισεισμικό έλεγχο σε συνήθη οικοδομικά έργα με ανοίγματα και ύψη ορόφων μικρότερα των 6.5m και 5.5m αντίστοιχα για περιοχές σεισμικότητας I και II με $\epsilon \leq 0.08$, εφόσον προβλεπόταν συγκεκριμένη διάταξη τοιχωμάτων. Ειδικότερα, προβλεπόταν όσον το δυνατόν περιμετρική συμμετρική διάταξη, και κατά τις δύο διευθύνσεις, τοιχίων ακαμψίας, ώστε το ελαστικό κέντρο να προκύπτει κοντά στο κέντρο βάρους του ορόφου, σε όλο το ύψος του κτιρίου. Η ολική ελάχιστη διατομή των τοιχωμάτων αυτών οριζόταν στο 2‰ του αθροίσματος των επιφανειών των υπερκείμενων ορόφων για $0.04 < \epsilon \leq 0.08$ και 1.25‰ για $\epsilon = 0.04$, με ελάχιστα μήκη 1.20m και 1.00m αντίστοιχα και ελάχιστα πάχη 0.15m, για τοιχία που καταλήγουν σε υποστυλώματα ή εγκάρσια τοιχία, και 0.20m σε αντίθετη περίπτωση και γενικά όχι μικρότερα του 1/25 του ύψους ορόφου. Ο ελάχιστος οπλισμός οριζόταν σε διπλή εσχάρα $\Phi 8/25$ με δύο εγκάρσιους συνδέσμους $\Phi 6$ ανά m^2 και ακραίο κατακόρυφο οπλισμό 2 $\Phi 12$ έως 2 $\Phi 16$, εφόσον δεν υπάρχει υποστύλωμα.

Άλλες διατάξεις περί όπλισης των τοιχίων Ω/Σ δεν συμπεριλαμβανόταν ούτε στον τότε ισχύοντα Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 54 (ΦΕΚ 160Α/26-7-54, «Περί Κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος»). Συνεπώς, γίνεται σαφές ότι τα τοιχία της περιόδου αυτής περιελάμβαναν αισθητά μικρότερα ποσοστά οπλισμού σε σχέση με τις σύγχρονες αντισεισμικές διατάξεις.

Πρόσθετες διατάξεις του 1984

Οι διατάξεις αυτές (ΦΕΚ 239Β/16-4-84, «Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ. της 19/26 Φεβρουαρίου 1959 "περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων"»), αν και συμπληρωματικές του Κανονισμού του 59', άλλαξαν σε μεγάλο βαθμό τα δεδομένα στην όπλιση των στοιχείων Ω/Σ . Μεταξύ άλλων η αύξηση των σεισμικών δράσεων, το ακριβέστερο στατικό προσομοίωμα, ο ικανοτικός έλεγχος κόμβου και η θέσπιση αυστηρότερων κανόνων όπλισης οδήγησαν εν γένει σε αύξηση τόσο των διαστάσεων των μελών (κυρίως των κατακόρυφων) όσο και του απαιτούμενου οπλισμού. Όσον αφορά τα τοιχία, τομή στον σχεδιασμό τους αποτέλεσε η απαίτηση για διαμόρφωση ακραίων κρυφοϋποστυλωμάτων, ενώ θεσπίστηκε το κρίσιμο μήκος τοιχώματος καθώς και αυστηρότεροι έλεγχοι έναντι τέμνουσας ιδιαίτερα στην περίπτωση της εναλλασσόμενης φόρτισης. Επομένως, για πρώτη φορά η όπλιση των τοιχίων άρχισε να παίρνει την σημερινή

της μορφή, δηλαδή να χαρακτηρίζεται από την διαμόρφωση ακραίων υποστυλωμάτων αλλά και να περιλαμβάνει μεγαλύτερα ποσοστά διατμητικού οριζόντιου οπλισμού.

ΝΕΑΚ/ΝΚΟΣ 1992 – ΕΚΩΣ/ΕΑΚ 2000

Σημαντικές αλλαγές στον τρόπο υπολογισμού των δομικών μελών (π.χ. φάσματα σχεδιασμού, δυναμική φασματική ανάλυση, λόγος n_v , ικανοτική τέμνουσα, έλεγχοι σε όρους δυνάμεων κ.α.) επέφεραν και οι ακολουθήσαντες κανονισμοί (ΝΕΑΚ ΦΕΚ 613B/12-10-92, «Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» - ΝΚΩΣ ΦΕΚ 1068B/31-12-91, «Έγκριση Νέου Κανονισμού για την Μελέτη και την Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα») οι οποίοι θεσπίστηκαν στις αρχές της δεκαετίας του 90' αλλά και οι κανονισμοί του 2000 (ΕΑΚ ΦΕΚ 2184B/20-12-99, «Έγκριση Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού» - ΕΚΩΣ ΦΕΚ 1329B/6-11-2000, «Έγκριση Ελληνικού Κανονισμού για την Μελέτη και την Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα»). Όσον αφορά τα τοιχία, αύξηση του απαιτούμενου οπλισμού διάτμησης επέφερε ο ικανοτικός σχεδιασμός έναντι τέμνουσας, ενώ οι αυξημένες απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας στην βάση των τοιχίων, τα οποία αντιμετωπίζονται ως καμπτικοί πρόβολοι με δυνατότητα σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης στην βάση (ΦΕΚ 781B/18-6-03, «Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του "Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού – ΕΑΚ 2000"») οδηγούσαν σε μεγάλη πύκνωση των απαιτούμενων συνδετήρων περίσφιγξης άκρων.

Ευρωκώδικες

Από το 2014 ισχύει η εφαρμογή των Ευρωκωδίκων (EC), (ΦΕΚ 1457B/5-6-14, «Έγκριση εφαρμογής και χρήσης των Ευρωκωδίκων σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα»), σε παράλληλη ισχύ με τα ελληνικά κανονιστικά πλαίσια, και συγκεκριμένα του EC2 για κτήρια από σκυρόδεμα σε συνδυασμό πάντα με τον αντισεισμικό κανονισμό EC8. Αν και υπάρχουν διαφορές σε σχέση με τους Ελληνικούς Κανονισμούς η λογική σχεδιασμού παραμένει η ίδια. Χαρακτηριστική παραμένει η μεγάλη απαίτηση για οπλισμό περίσφιγξης άκρων προκειμένου να ικανοποιηθούν οι έλεγχοι για τοπική πλαστιμότητα ειδικά στις περιπτώσεις σχεδιασμού με θεώρηση Υψηλής Κατηγορίας Πλαστιμότητας (DCH).

Από τα παραπάνω γίνεται κατανοητό ότι στον Ελλαδικό χώρο τα κτήρια από Ω/Σ μπορούν να χωριστούν σε δύο κύριες κατηγορίες ανάλογα με την χρονολογία κατασκευής τους: στα **προ** και στα **μετά** του 1985. Αποτέλεσμα της διάκρισης αυτής είναι και τα τοιχία

των δύο αυτών περιόδων να είναι οπλισμένα με διαφορετικό τρόπο και λογική, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι δεν υπάρχουν διαφορές (κυρίως ως προς τα ποσοστά του κατακόρυφου και οριζόντιου οπλισμού και του οπλισμού περίσφιγξης) και τα επόμενα χρόνια. Φυσικά, αντίστοιχα συμπεράσματα προκύπτουν και για χώρες εκτός της Ελλάδας, με διαφοροποίηση βέβαια της χρονολογίας που κάθε χώρα υιοθέτησε αντίστοιχες αντισεισμικές διατάξεις. Χαρακτηριστικό της διάκρισης αυτής είναι ότι τόσο ο ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) όσο και άλλοι διεθνείς κανονισμοί (π.χ. EC8-3) κάνουν ρητή αναφορά στην διάκριση μεταξύ στοιχείων **με ή χωρίς** «αντισεισμικές διατάξεις».

1.3 Συμπεριφορά και βλάβες τοιχίων Ω/Σ στον σεισμό

Έχοντας κατατάξει τα τοιχία ανάλογα με τον τρόπο όπλισής τους, ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει ο τρόπος με τον οποίο αυτά συμπεριφέρονται στον σεισμό κάτι το οποίο φυσικά έπαιξε καθοριστική σημασία στην εξέλιξη των κανονισμών. Με βάση και την προηγούμενη ανάλυση περί όπλισης των τοιχίων η συμπεριφορά των τοιχίων «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις» στο σεισμό, θεωρητικώς, θα πρέπει να καθορίζεται (κυρίως) από τα τρία παρακάτω χαρακτηριστικά:

(α) Μικρότερη ικανότητα ανάπτυξης πλαστιμότητας: η απουσία οπλισμού περίσφιγξης άκρων οδηγεί σε μικρές τιμές οριακών παραμορφώσεων σκυροδέματος και επομένως σε χαμηλότερα επίπεδα τοπικής πλαστιμότητας

(β) Μικρή φέρουσα ικανότητα σε διάτμηση: τα μικρά ποσοστά του οριζόντιου οπλισμού δεν μπορούν να εγγυηθούν ότι η διατμητική αντοχή είναι μεγαλύτερη της καμπτικής οδηγώντας σε μια πρώιμη διατμητική ψαθυρή αστοχία με σχηματισμό αντίστοιχων (κυρίως χιαστί) ρωγμών

(γ) Λυγισμό των θλιβόμενων κατακόρυφων ράβδων: η απουσία πυκνών συνδετήρων – περίσφιγξης ή διάτμησης - οδηγεί σε πολύ μεγάλο μήκος λυγισμού, καθιστώντας τις ράβδους ευάλωτες σε λυγισμό, οδηγώντας σε πτώση της φέρουσας ικανότητας του τοιχίου.

Τυπικές αστοχίες τοιχίων Ω/Σ παρατίθενται ενδεικτικά στο Σχήμα 1.1. Όπως φαίνεται ειδικά στα Σχήματα 1.1(α) και 1.1(γ) κύριος παράγοντας που καθορίζει την συμπεριφορά των τοιχίων στο σεισμό είναι ο λυγισμός των διαμήκων ράβδων, αφού σε περιπτώσεις πλήρους ανεπάρκειας των συνδετήρων (αραιή διάταξη, ανεπάρκεια “δεσίματος”) το τοιχίο μπορεί να οδηγηθεί σε ακραίες μορφές αστοχίας (Σχήμα 1.1(γ)).



(α) Διατμητική αστοχία και λυγισμός θλιβόμενων
ράβδων



(β) Διατμητική αστοχία (χιαστί ρωγμές) περίπου στο
μέσο του τοιχίου



(γ) Πλήρης αποδιοργάνωση τοιχίου (αποδιοργάνωση
σκυροδέματος – λυγισμός ράβδων)



(δ) Τοιχίο σχεδιασμένο με σύγχρονους κανονισμούς

Σχήμα 1.1 Τυπικές αστοχίες σε τοιχία Ω/Σ

Αντίθετα, στο Σχήμα 1.1(δ) φαίνεται ότι, παρόλη την αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, η επιμελημένη και πυκνή τοποθέτηση συνδετήρων απέτρεψε την πλήρη αστοχία του τοιχίου. Φυσικά, οι παραπάνω μορφές αστοχίας παρατηρήθηκαν μετά από ιδιαίτερα έντονους και καταστρεπτικούς σεισμούς, ενώ πρέπει να τονιστεί ότι η αστοχία κάθε τοιχίου ξεχωριστά (και γενικά οποιουδήποτε μέλους) σχετίζεται και με την συνολική μόνωση του φορέα, γι' αυτό είναι συχνό το φαινόμενο μέλη με «ανεπαρκή» σπλισμό να έχουν επιδείξει παραδόξως ευχάριστα καλή συμπεριφορά ή και το αντίθετο.

Τέλος, ένα στοιχείο που πρέπει να αναφερθεί, και που καθιστά τα τοιχία ευάλωτα, είναι και το θέμα της εφαρμοσιμότητας των τότε ισχυόντων κανονισμών. Μετά από έντονους

καταστρεπτικούς σεισμούς ή κατά την διάρκεια αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών έχει αποδειχθεί επανειλημμένα η μη τήρηση ούτε των τότε ισχυόντων κανόνων όπλισης, κυρίως ως προς την τήρηση των αποστάσεων και την σωστή τοποθέτηση των συνδετήρων.

1.4 Αντικείμενο και διάρθρωση διατριβής

Στις προηγούμενες παραγράφους πραγματοποιήθηκε μία σύντομη ιστορική αναδρομή της εξέλιξης που είχαν οι διατάξεις περί όπλισης των τοιχίων τα τελευταία περίπου 60 χρόνια. Αυτό που αξίζει να σημειωθεί είναι ότι όλες οι προηγούμενες διατάξεις αφορούν τον σχεδιασμό νέων τοιχίων και για τον λόγο αυτό είναι αρκετά αυστηρές (ιδίως οι νεότερες) οδηγώντας σε συντηρητικά αποτελέσματα και οι οποίες φυσικά είναι δύσκολο, έως και αδύνατο, να εφαρμοστούν σε υφιστάμενα μέλη μέσω της διαδικασίας της ενίσχυσης. Επομένως, ανακύπτουν ερωτήματα στο κατά πόσο και πώς ο κάθε οπλισμός (κατακόρυφος, οριζόντιος, περίσφιγξης, διαγώνιος) επηρεάζει την συμπεριφορά του τοιχίου σε επίπεδο αντοχής και πλαστιμότητας (π.χ. επιρροή οπλισμού περίσφιγξης στην συνολική δυνατότητα παραμόρφωσης, ρόλος του διατμητικού οπλισμού στην αντοχή και στην παραμορφωσιμότητα του τοιχίου κ.α.). Τα ερωτήματα αυτά ενδεχομένως να μην έχουν «πρακτική αξία» πλέον τόσο στον σχεδιασμό νέων κατασκευών αλλά σίγουρα έχουν κατά την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών και την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης, η οποία οφείλει να είναι αποτελεσματική αλλά και ταυτόχρονα κατασκευαστικά εφικτή και πρακτική.

Απαντήσεις στα ερωτήματα αυτά έρχονται να δώσουν οι σύγχρονοι κανονισμοί οι οποίοι επικεντρώνονται στην αποτίμηση και στον επανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών (π.χ. ΚΑΝ.ΕΠΕ, EC8-3) και περιλαμβάνουν συγκεκριμένα προσομοιώματα και διατάξεις προσαρμοσμένα στις απαιτήσεις μίας υφιστάμενης κατασκευής. Τα προσομοιώματα και οι διατάξεις αυτές έχουν βασιστεί σε μεγάλο βαθμό σε πειραματικά δεδομένα και αποτελέσματα συστηματικής έρευνας, ο μεγαλύτερος όγκος της οποίας πραγματοποιήθηκε κυρίως την δεκαετία του 90'. Όπως, όμως, θα σχολιαστεί και στο Κεφάλαιο 2 η έρευνα αυτή προσανατολιζόταν τότε σχεδόν αποκλειστικά σε νέα τοιχία, ενώ αντίθετα η έρευνα που αφορούσε υφιστάμενα μέλη «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις» ήταν περιορισμένη, ιδίως όσον αφορά τοιχία Ω/Σ.

Σε αυτό το σημείο φιλοδοξεί να συμβάλει η συγκεκριμένη διατριβή, δηλαδή στο να διερευνήσει την συμπεριφορά τοιχίων Ω/Σ με έμφαση σε υφιστάμενα τοιχία σχεδιασμένα

με βάση παλαιότερους κανονισμούς (στην Ελλάδα πρακτικά σε κτήρια προ του 1985) αλλά και την ενίσχυση αυτών. Η μελέτη αυτή πραγματοποιείται σε δύο μέρη. Το πρώτο μέρος είναι το πειραματικό, το οποίο περιλαμβάνει την πειραματική μελέτη της συμπεριφοράς 15 τοιχίων-δοκιμίων (ενισχυμένων και μη). Το δεύτερο μέρος είναι το αναλυτικό το οποίο περιλαμβάνει ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία και παρουσίαση και αξιολόγηση προσομοιωμάτων αποτίμησης της συμπεριφοράς τοιχίων Ω/Σ. Πιο συγκεκριμένα η παρούσα διατριβή αποτελείται από επτά κεφάλαια και τρία Παραρτήματα:

Το *Κεφάλαιο 1* αποτελεί την εισαγωγή της διατριβής και περιλαμβάνει μία γενική περιγραφή της σημασίας, της χρήσης αλλά και των προβλημάτων που παρουσιάζουν τα υφιστάμενα (κυρίως) τοιχεία Ω/Σ.

Στο *Κεφάλαιο 2* επιχειρείται μια γενική παρουσίαση της διεθνούς βιβλιογραφίας που αφορά την μελέτη της συμπεριφοράς τοιχίων Ω/Σ από τις αρχές της δεκαετίας του 1970 έως και σήμερα. Σκοπός του κεφαλαίου αυτού δεν είναι η εκτενής ανάλυση όλων των εργασιών που έχουν πραγματοποιηθεί μέχρι σήμερα – κάτι το οποίο θα ήταν και πρακτικά αδύνατο – αλλά η παρουσίαση του γενικού πλαισίου μέσα στο οποίο κινούνται οι εργασίες, η παρουσίαση διαφορετικών αντιλήψεων και προσεγγίσεων αλλά και ο εντοπισμός βιβλιογραφικών κενών. Φυσικά, συγκεκριμένες εργασίες, τα αποτελέσματα των οποίων (π.χ. νόμοι υλικών, συγκεκριμένα προσομοιώματα ανάλυσης κ.α.) χρησιμοποιούνται, υιοθετούνται ή και αξιολογούνται στην παρούσα διατριβή, εκθέτονται και αναλύονται με περισσότερες λεπτομέρειες τόσο στο Κεφάλαιο 2 όσο και σε άλλα σημεία της διατριβής.

Τα *Κεφάλαια 3, 4 και 5* αποτελούν το πειραματικό μέρος της διατριβής. Αρχικά στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται τα βασικά στοιχεία της πειραματικής διαδικασίας (η περιγραφή των δοκιμίων και των υλικών, η περιγραφή της πειραματικής διάταξης, παραδοχές κ.α.) ενώ εν συνεχεία στα Κεφαλαία 4 και 5 παρουσιάζονται αναλυτικά όλα τα πειραματικά αποτελέσματα των τοιχίων, ενισχυμένων ή μη.

Το *Κεφάλαιο 6* αποτελεί το αναλυτικό/αριθμητικό τμήμα της διατριβής. Στο κεφάλαιο αυτό επιχειρείται αφενός η ανάλυση των τοιχίων με πεπερασμένα στοιχεία χρησιμοποιώντας το λογισμικό OpenSees του Πανεπιστημίου του Berkeley της Καλιφόρνια, αφετέρου αξιολογούνται τα προσομοιώματα που περιλαμβάνονται στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 που αφορούν την αποτίμηση της συμπεριφοράς τοιχίων Ω/Σ σε όρους δυνάμεων και παραμορφώσεων με σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα της συγκεκριμένης διατριβής.

Το *Κεφάλαιο 7* περιλαμβάνει μία σύνοψη της διατριβής και την συνοπτική παράθεση των βασικότερων αποτελεσμάτων και συμπερασμάτων της εργασίας.

Η διατριβή κλείνει με την παράθεση των παραρτημάτων τα οποία περιλαμβάνουν συμπληρωματικά, αν και σημαντικά, στοιχεία της μελέτης (π.χ. διατάξεις οπλισμών δοκιμίων, διατάξεις μετρητικών οργάνων κ.α.).

Κεφάλαιο 2

Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

2.1 Γενικά

Η σημασία των τοιχίων Ω/Σ στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων είχε ήδη αναγνωριστεί από τις αρχές της δεκαετίας του 1960. Για τον λόγο αυτό από την δεκαετία αυτή άρχισε εκτεταμένη έρευνα, κυρίως στις ΗΠΑ, που αφορούσε την μελέτη των μελών αυτών.

Οι έρευνες, στις περισσότερες περιπτώσεις, πραγματοποιούνταν στα πλαίσια της αναβάθμισης των τότε ισχυόντων κανονισμών (π.χ. ACI 318-71) και τα αποτελέσματά τους υιοθετήθηκαν τις επόμενες δύο δεκαετίες από τις διατάξεις των περισσότερων εξ αυτών. Χαρακτηριστικό των ερευνών αυτών ήταν ότι, ενώ ακόμα δεν είχε καθιερωθεί στην λογική του σχεδιασμού η έννοια της “πλαστικής ανάλυσης”, άρχισαν να γίνονται σαφείς αναφορές στην μετελαστική απόκριση των μελών (άρα και των τοιχίων), ενώ άρχισαν να εισάγονται έννοιες όπως η πλαστική άρθρωση, η γωνία στροφής χορδής, οι καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις κ.α., οι οποίες αποτελούν ακόμα και σήμερα τον βασικό κορμό του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού. Βεβαίως, κυρίαρχη θέση στην μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των τοιχίων κατείχε και ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας σε όρους δυνάμεων και δη της διατμητικής αντοχής, ο οποίος ακόμα και σήμερα συνεχίζει να αποτελεί αντικείμενο μελέτης. Τονίζεται, ωστόσο, ότι τα συμπεράσματα και τα προσομοιώματα που προέκυπταν και που υιοθετήθηκαν από τους κανονισμούς αναφέρονταν σε διατάξεις σχεδιασμού νέων μελών και όχι αποτίμησης υφιστάμενων.

Τις επόμενες δεκαετίες, η μελέτη της συμπεριφοράς μελών Ω/Σ άρχισε να εστιάζεται όχι μόνο στον σχεδιασμό αλλά και στην αποτίμηση/ανασχεδιασμό υφιστάμενων μελών. Η

αποτίμηση των μελών, στα πλαίσια των σύγχρονων αντιλήψεων περί ανάλυσης, εστιαζόταν όχι μόνο στην εκτίμηση των εντατικών μεγεθών που μπορούσαν να αναλάβουν αλλά και στα παραμορφωσιακά μεγέθη που μπορούσαν να αναπτύξουν. Προϊόν της έρευνας αυτής ήταν η συστηματική εμφάνιση από τις αρχές του 2000 ολοκληρωμένων προσομοιωμάτων περί αποτίμησης υφιστάμενων μελών, που αποτέλεσαν και το υπόβαθρο για την σύνταξη των σύγχρονων κανονισμών περί αποτίμησης και ανασχεδιασμού (π.χ. ATC-40, EC8-3, ΚΑΝ.ΕΠΕ κ.α.). Ωστόσο, πρέπει να τονιστεί ότι οι έρευνες αυτές βασίστηκαν στην πειραματική βάση δεδομένων των προηγούμενων δεκαετιών, η οποία όμως αποτελείτο κατά κύριο λόγο από μέλη «με αντισεισμικές διατάξεις».

Αξιόλογο ερευνητικό έργο μπορεί να βρεθεί και στον τομέα των επισκευών και ενισχύσεων υφιστάμενων μελών Ω/Σ. Η διεθνής βιβλιογραφία περιλαμβάνει ένα μεγάλο εύρος μεθόδων ενισχύσεων, από τις κλασσικές ενισχύσεις (π.χ. μανδύες) μέχρι την ενίσχυση με τις λεγόμενες σύγχρονες μεθόδους (π.χ. ΙΟΠ). Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ότι, σε αντίθεση με τα υποστυλώματα και τις δοκούς, το πλήθος των μελετών που περιλαμβάνουν ενίσχυση τοιχίων είναι σαφώς περιορισμένος.

Στην συνέχεια περιγράφεται πλήθος δημοσιεύσεων, που αποτελεί φυσικά τμήμα του συνόλου, από την διεθνή βιβλιογραφία. Ειδική μνεία και σχολιασμός με μεγαλύτερη λεπτομέρεια σε βιβλιογραφικές πηγές γίνεται καθ' όλη την έκταση της διατριβής, όπου αυτό κρίνεται απαραίτητο.

2.2 Λόγος διάτμησης

Η συμπεριφορά τοιχίων ωπλισμένου σκυροδέματος εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τον λόγο διάτμησης, α_s , ο οποίος ορίζεται ως $\alpha_s = M/h \cdot V$, όπου h είναι το μήκος του τοιχίου (ύψος διατομής). Στην περίπτωση προβόλων ο λόγος διάτμησης μεταφράζεται σε $\alpha_s = L_v/h$, όπου L_v είναι το διατμητικό ύψος του τοιχίου (βλ. και Σχήμα 2.12). Ο EC8-1 (CEN, 2004) διαχωρίζει τα τοιχία σε αυτά με λόγο διάτμησης μεγαλύτερο ή ίσο με 2.0 και σε αυτά με μικρότερο από 2.0. Στην διεθνή βιβλιογραφία τα πρώτα αναφέρονται ως «λυγηρά» (slender walls), ενώ τα δεύτερα ως «χθαμαλά» (low-rise walls). Ο διαχωρισμός αυτός μπορεί να θεωρηθεί γενικός και για τον λόγο αυτό στην διεθνή βιβλιογραφία συναντώνται και περαιτέρω κατηγοριοποιήσεις. Σε τοιχία με λόγο διάτμησης μεγαλύτερο του 4.0 οι διατμητικές παραμορφώσεις μπορούν να αγνοηθούν (π.χ. *Paulay and Priestley, 1992*). Τα τοιχία αυτά συναντώνται πολλές φορές με τον όρο «ψηλά» τοιχία (high-rise walls), με

αποτέλεσμα οι ενδιάμεσες περιπτώσεις ($2.0 < \alpha_s < 4.0$) να αναφέρονται συχνά ως «μεσαία» τοιχία (medium-rise walls) (π.χ. *Jiang and Kurama, 2010*). Επίσης, σε πολλές περιπτώσεις τα τοιχία με λόγο διάτμησης μικρότερο από 1.5 αναφέρονται ως «κοντά» (squat walls). Πρέπει να τονιστεί ότι όλες οι παραπάνω κατηγοριοποιήσεις δεν είναι απόλυτες και γι' αυτό συναντώνται συχνά διαφοροποιήσεις μεταξύ των συγγραφέων ως προς τον χαρακτηρισμό των δοκιμών τους. Για τον λόγο αυτό η πλέον ασφαλής μέθοδος «κατηγοριοποίησης» είναι η σαφής αναφορά του λόγου διάτμησης, α_s ¹.

2.3 Συμπεριφορά τοιχίων Ω/Σ

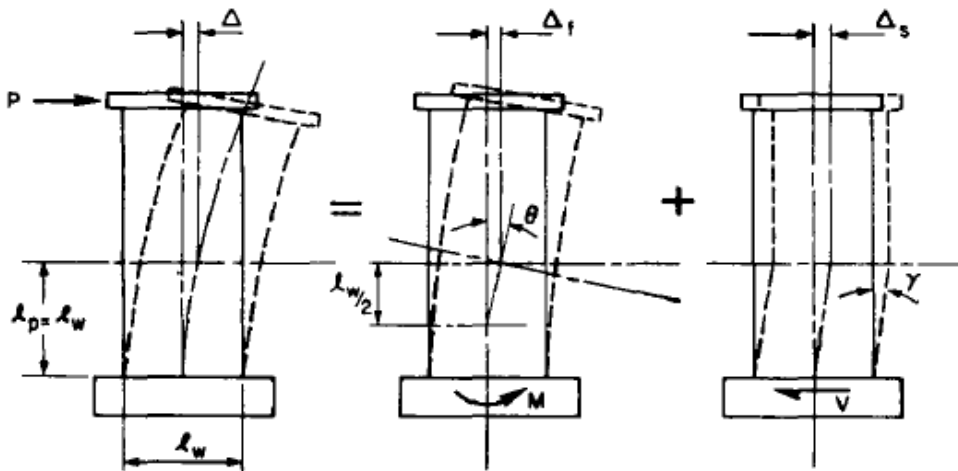
Μια από τις πρώτες και πλέον εκτεταμένες έρευνες πάνω στην συμπεριφορά τοιχίων Ω/Σ πραγματοποιήθηκε στα τέλη της δεκαετίας του 60' στο Portland Cement Association των ΗΠΑ. Η έρευνα αυτή στηρίχτηκε στην δοκιμή μίας σειράς 13 τοιχίων Ω/Σ ορθογωνικής διατομής, 6 δοκιμών με λόγους διάτμησης 1.92 και 3.35 και 7 δοκιμών με λόγο διάτμησης 1.1 (*Cardenas and Magura, 1972; Cardenas et al., 1973; Cardenas et al., 1980*). Τα συμπεράσματα της έρευνας αυτής οδήγησαν στην εξαγωγή σχέσεων υπολογισμού της καμπτικής και διατμητικής αντοχής και άνω ορίων των αναπτυσσόμενων διατμητικών τάσεων κορμού (π.χ. $0.83v_f c$ MPa) και αποτέλεσαν το υπόβαθρο για τις διατάξεις που αφορούσαν τοιχία Ω/Σ του κανονισμού ACI 318-71.

Σημαντική έρευνα συνεχίστηκε από τους *Barda et al. (1977)*, οι οποίοι εστίασαν σε 8 τοιχία διατομής διπλού ταυ (flanged) με λόγους διάτμησης από 0.25 έως 1.0, υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η συγκεκριμένη έρευνα κατέδειξε την αποτελεσματικότητα που έχει ο κατακόρυφος σπλισμός κορμού στην ανάληψη της τέμνουσας δύναμης για μικρούς λόγους διάτμησης (μεταξύ 0.25 και 0.5) αλλά και την αύξηση της διατμητικής αντοχής καθώς ο λόγος διάτμησης τείνει στο 0.25.

Οι εργασίες των *Oesterle et al. (1980,1984)* ήταν από τις πρώτες που εστίασαν στην μετελαστική συμπεριφορά των τοιχίων Ω/Σ, κάνοντας αναφορά σε όρους όπως η πλαστιμότητα, η πλαστική περιοχή, οι καμπτικές (στροφή) και διατμητικές παραμορφώσεις. Η έρευνα βασίστηκε σε μία σειρά 20 τοιχίων διατομών ορθογωνικής και διπλού ταυ (flanged και barbell), υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση, με λόγο διάτμησης 2.43. Από τις βασικές παραδοχές των εργασιών αυτών ήταν ότι η συνολική μετατόπιση κορυφής,

¹ Οι όροι ως προς τον χαρακτηρισμό των τοιχίων συναντώνται σχεδόν αποκλειστικά στην διεθνή βιβλιογραφία στην αγγλική γλώσσα. Η απόδοση τους στην ελληνική γλώσσα είναι προϊόν σχετικά ελεύθερης μετάφρασης και αυτή θα ακολουθηθεί στα πλαίσια της συγκεκριμένης διατριβής.

Δ , διακρίνεται σε δύο επιμέρους συνιστώσες, την μετατόπιση λόγω στροφής της διατομής στην κορυφή της πλαστικής περιοχής, Δ_f , και την διατμητική παραμόρφωση, Δ_s , η οποία συγκεντρώνεται μέσα στην πλαστική περιοχή (Σχήμα 2.1). Με βάση τα ίδια δοκίμια εξετάστηκε επίσης και η αστοχία του κορμού σε σύνθλιψη σκυροδέματος στην οποία φάνηκαν να είναι ευάλωτα μόνο τα τοιχεία διατομής διπλού ταυ, ενώ προτάθηκαν και σχέσεις για τον υπολογισμό της μέγιστης επιτρεπόμενης διατμητικής τάσης σκυροδέματος στον κορμό του τοιχείου ως συνάρτηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, της αξονικής δύναμης και της μετατόπισης της πλαστικής περιοχής.



Σχήμα 2.1 Καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις στην πλαστική περιοχή (Oosterle et al., 1984)

Σημαντική και εκτεταμένη έρευνα πάνω στην συμπεριφορά τοιχείων Ω/Σ πραγματοποιήθηκε και από τους *Paulay et al.* (1982) και *Paulay and Priestley* (1992,1993). Εκτελώντας πειραματικές δοκιμές και χρησιμοποιώντας και αποτελέσματα από άλλα πειράματα της βιβλιογραφίας (περιορισμένου όγκου εκείνη την εποχή) θίγουν την ανάγκη για ανάπτυξη πλαστιμότητας (ductile walls) ενώ κάνουν και εκτενή αναφορά και ανάλυση στο φαινόμενο της διατμητικής ολίσθησης (από πειράματα σε 4 κοντά τοιχεία διατομών ορθογωνικής και μορφής διπλού ταυ με λόγο $\alpha_s=0.57$ υπό στατική ανακυκλιζόμενη φόρτιση - *Paulay et al.*, 1982), ένας έλεγχος ο οποίος συμπεριλαμβάνεται πλέον σε πολλούς σύγχρονους κανονισμούς (π.χ. EC8-1). Ταυτόχρονα προτείνουν την χρήση διδιαγώνιου οπλισμού ως κατάλληλου για τον περιορισμό του φαινομένου της διατμητικής ολίσθησης και την επίτευξη μεγαλύτερης διάχυσης ενέργειας. Σημαντικό είναι επίσης ότι προτείνουν μία από τις πρώτες σχέσεις για την εκτίμηση του μήκους της πλαστικής άρθρωσης, L_{pl}

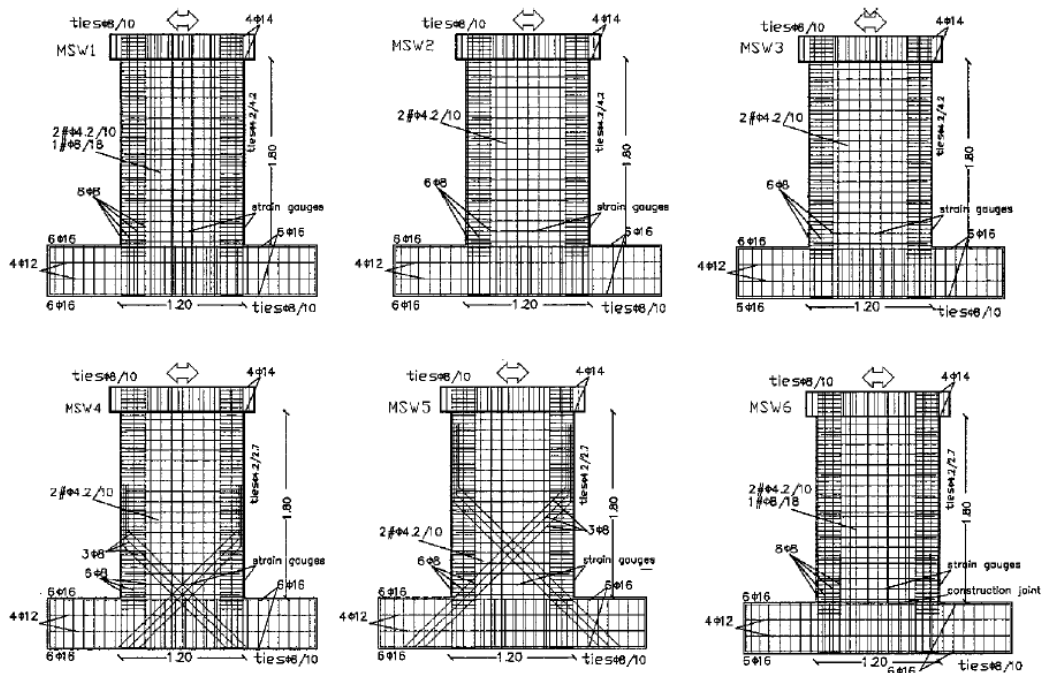
(*Paulay and Priestley, 1993*). Εκτενής και συγκεντρωτική ανάλυση για τοιχία Ω/Σ περιλαμβάνεται στο *Paulay and Priestley (1992)*.

Εκτενείς εργασίες όσον αφορά στην μελέτη της συμπεριφοράς τοιχίων οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούν και αυτές των *Lefas and Kotsovos (1990)* και *Lefas et al. (1990)*, στις οποίες μελετούνται τοιχία με λόγους διάτμησης, 1.0 και 2.0 υπό μονοτονική και ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Σημαντικό συμπέρασμα των δύο εργασιών είναι ότι η αστοχία των τοιχίων φάνηκε να είναι ανεξάρτητη του οριζόντιου οπλισμού διάτμησης, αφού ακόμα και σε περιπτώσεις με ποσοστά οπλισμού σχεδόν τα μισά από ότι προέβλεπαν οι τότε κανονισμοί (ACI 318) τα τοιχία ανέπτυξαν την καμπτική τους αντοχή και αστόχησαν καμπτικά με αστοχία της θλιβόμενης ζώνης. Η παρατήρηση αυτή οδήγησε στην ανάδειξη της θλιβόμενης ζώνης ως τον βασικό μηχανισμό ανάληψης (μεταφοράς) της τέμνουσας δύναμης κάτι το οποίο συμβαδίζει με τις αρχές της Θεωρίας της Θλιπτικής Τροχιάς (CFP) (*Compressive Force-Path Method - Kotsovos, 2014*).

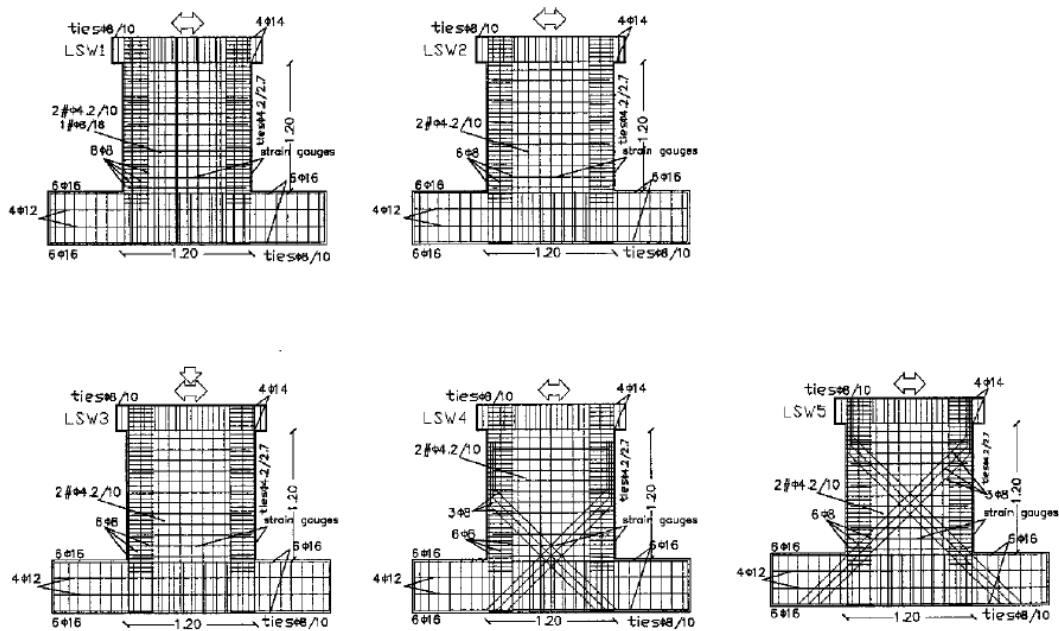
Οι *Pilakoutas and Elnashai (1995a, 1995b)* μελέτησαν την συμπεριφορά έξι τοιχίων Ω/Σ υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση με λόγο διάτμησης περίπου 2.0 και διαφορετικά ποσοστά οπλισμού περίσφιγξης και οπλισμού διάτμησης. Μεταξύ άλλων οι συγκεκριμένες δύο εργασίες κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι ο διατμητικός οπλισμός επηρεάζει την ικανότητα των τοιχίων για ανάπτυξη αντοχών, πλαστιμότητας και διάχυση ενέργειας, τονίζοντας ότι είναι απαραίτητο ένα ελάχιστο ποσοστό διατμητικού οπλισμού, ικανό να αποτρέψει την πρόωρη διατμητική αστοχία και να επιτρέψει στο τοιχίο να αναλάβει το μέγιστο καμπτικό φορτίο. Ωστόσο, τονίζουν ότι το ποσοστό αυτό δεν υπολογιζόταν σωστά από τους τότε κανονισμούς (συγκεκριμένα τον EC2), αφού ποσοστό μέχρι και το μισό από το προβλεπόμενο ήταν ικανό να εξασφαλίσει το τοιχίο από πρόωρη διατμητική αστοχία.

Τονίζεται ότι από τα παραπάνω τόσο οι *Lefas and Kotsovos (1990)* και *Lefas et al. (1990)* όσο και οι *Pilakoutas and Elnashai (1995a, 1995b)* καταλήγουν στο ίδιο βασικό συμπέρασμα. Και στις δύο περιπτώσεις τοιχία που περιλαμβάνουν οπλισμό ακόμα και τον μισό από τον προβλεπόμενο από τους κανονισμούς αναπτύσσουν επαρκή διατμητική αντοχή ώστε να αποφεύγεται η πρόωρη διατμητική αστοχία. Το συμπέρασμα αυτό οδηγεί στην ανάγκη επαναξιολόγησης του προσομοιώματος του δικτύωματος (δικτύωμα Mörsch) για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής, ένα προσομοίωμα το οποίο συνεχίζει να χρησιμοποιείται από τους σύγχρονους κανονισμούς (βλ και Σχήμα 2.11).

Σημαντική ερευνητική εργασία πραγματοποιήθηκε και από τους *Salonikios et al.* (1999,2000) οι οποίοι μελέτησαν την συμπεριφορά κοντών τοιχίων (πέντε τοιχία με $\alpha_s=1.0$ και έξι τοιχία με $\alpha_s=1.5$) σχεδιασμένων με βάση τους EC2 και EC8 (Σχήματα 2.2 και 2.3).



(α) Οπλισμοί τοιχίων με λόγο $\alpha_s=1.5$

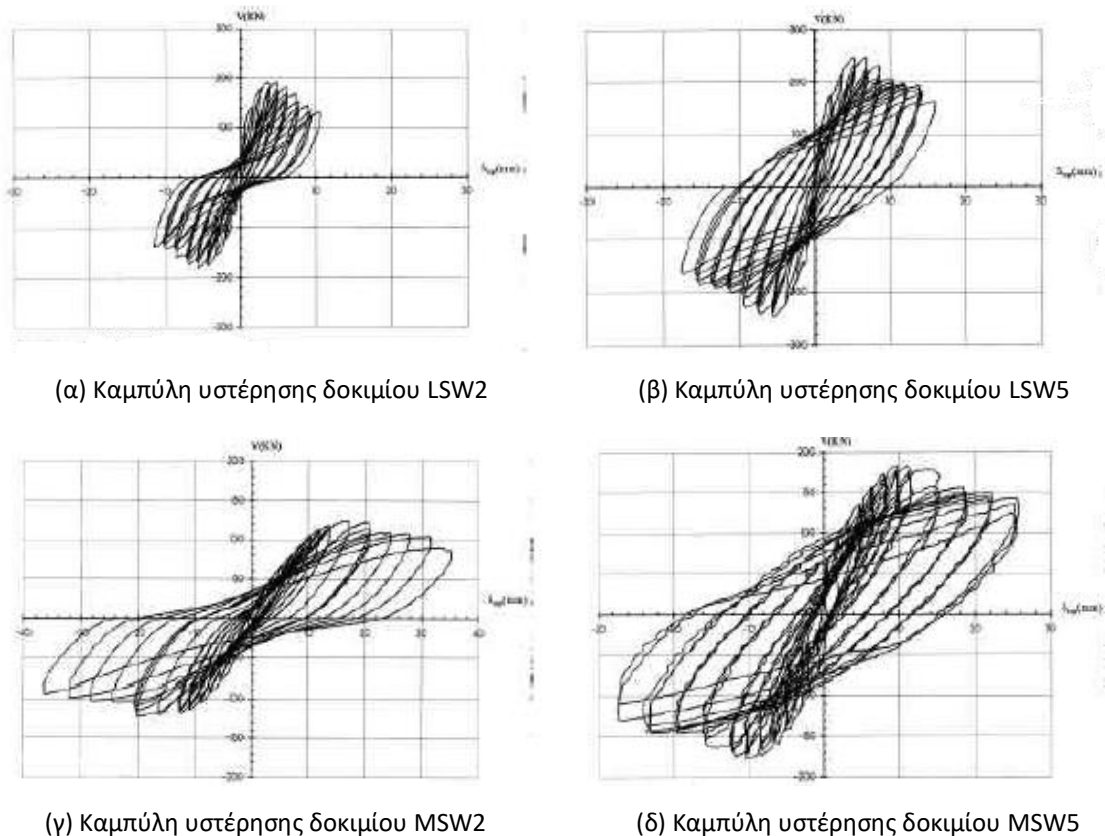


(β) Οπλισμοί τοιχίων με λόγο $\alpha_s=1.0$

Σχήμα 2.2 Διαμόρφωση οπλισμών δοκιμών (Salonikios et al., 1999)

Από τα πειραματικά αποτελέσματα οι παραπάνω εργασίες κατέληξαν ότι τα κοντά τοιχία (τόσο με λόγο διάτμησης 1.5 όσο ακόμα και με λόγο διάτμησης 1.0) μπορούν να

συμπεριφερθούν καμπτικά καθιστώντας έτσι κρίσιμη παράμετρο σχεδιασμού την περίσφιγξη άκρων. Ωστόσο, τονίζεται ότι το γεγονός ότι όλα τα τοιχεία είχαν (υπολογιστική) διατμητική αντοχή μεγαλύτερη ή ίση με την καμπτική αντοχή τους εμπόδισε την εξαγωγή συμπερασμάτων ως προς την επιρροή που έχει αυτός στην συμπεριφορά των τοιχείων (περίπτωση υφιστάμενων τοιχείων με ποσοστά διατμητικού οπλισμού μικρότερα από τα προβλεπόμενα από τους σύγχρονους κανονισμούς).

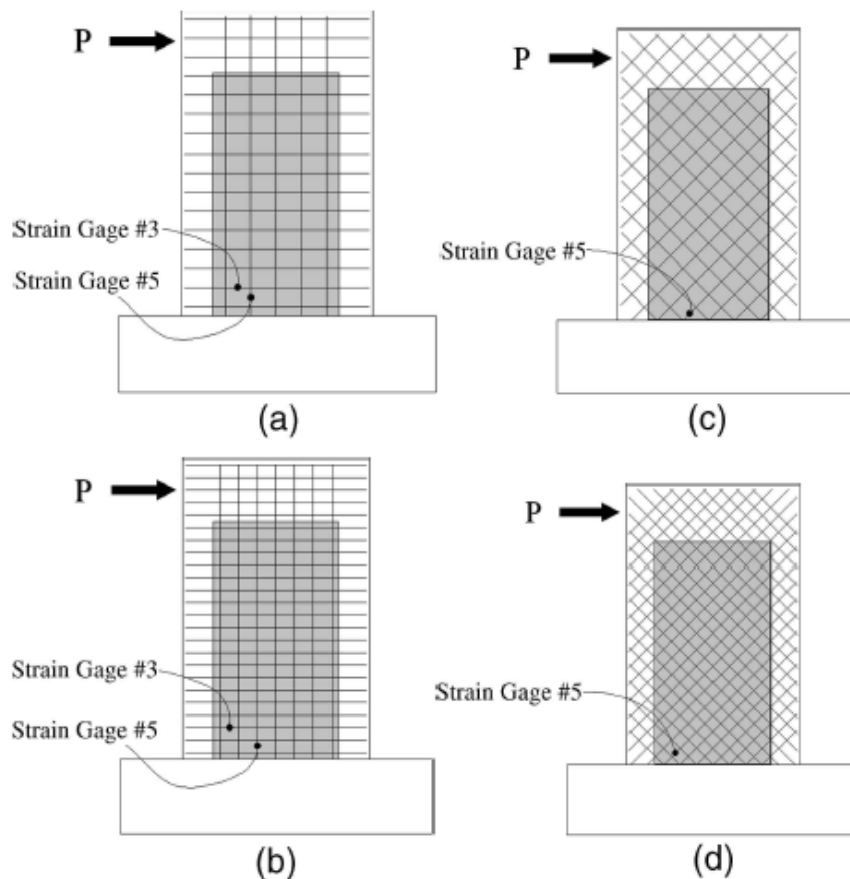


Σχήμα 2.3 Ενδεικτικές καμπύλες υστέρησης δοκιμίων (Salonikios et al., 1999)

Σημαντική, επίσης, είναι η αναφορά στον ρόλο του δισδιαγώνιου οπλισμού, η χρήση του οποίου είναι υποχρεωτική από τον EC8 για $\alpha_s < 2.0$, κυρίως για τον περιορισμό του φαινομένου της διατμητικής ολίσθησης και την μεγαλύτερη διάχυση ενέργειας. Από τα πειραματικά αποτελέσματα διαπιστώνεται ότι η χρήση δισδιαγώνιου οπλισμού ελέγχει το φαινόμενο της διατμητικής ολίσθησης, κυρίως όταν αυτός τέμνεται στην βάση του τοιχείου. Αντίθετα, όταν τέμνεται περίπου στην μέση του ύψους προσφέρει μεγαλύτερη αντοχή και διάχυση ενέργειας. Η παρουσία του διαγώνιου οπλισμού αποτυπώνεται και στις καμπύλες υστέρησης (Σχήμα 2.3β,δ) όπου φαίνεται ότι η χρήση διαγώνιου οπλισμού οδηγεί σε βρόχους υστέρησης χωρίς το χαρακτηριστικό «στένωμα» το οποίο σχετίζεται με φαινόμενα όπως η διατμητική ολίσθηση και η ολίσθηση των κατακόρυφων ράβδων. Πάντως, γενικά, η

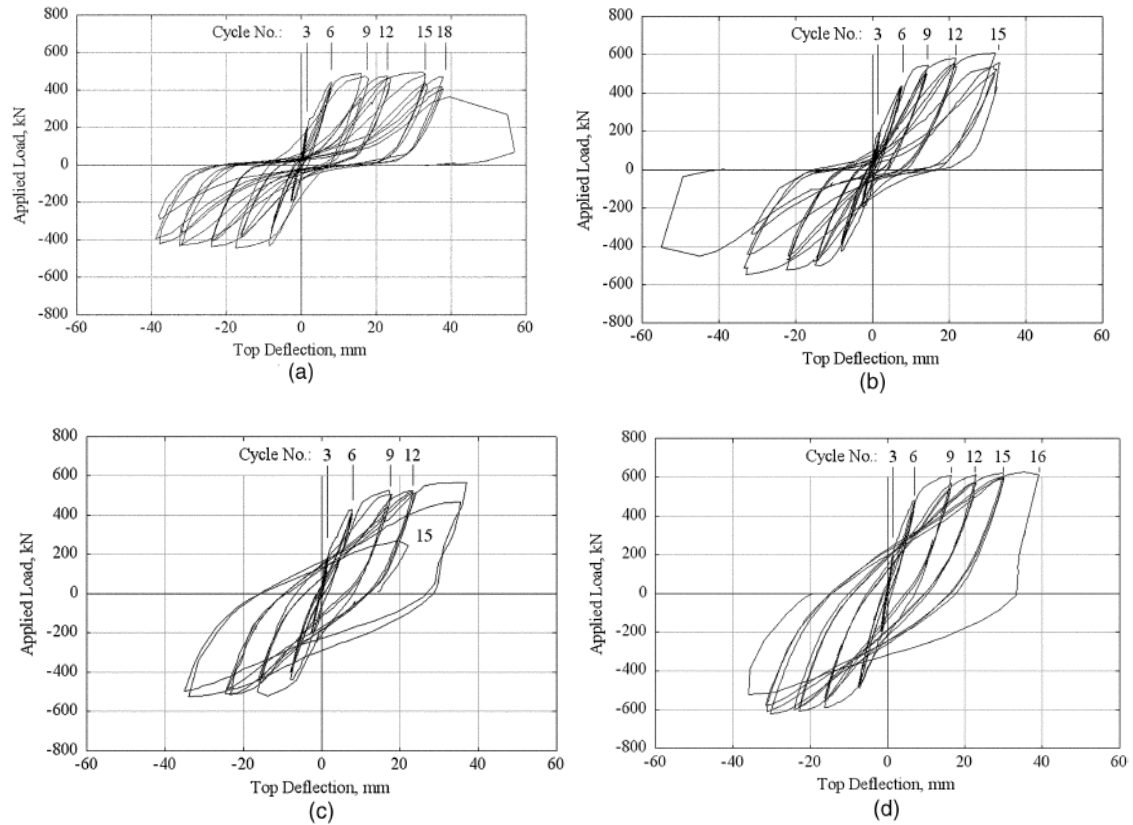
παρουσία του διαγώνιου οπλισμού κρίνεται ευεργετική αλλά όχι καθοριστική όσον αφορά την φέρουσα ικανότητα των τοιχίων (ιδίως στα τοιχία με $\alpha_s=1.5$).

Σε αντίστοιχα αποτελέσματα καταλήγει και η εργασία των *Sittipunt et al.* (2001) όπου και εδώ εξετάζεται η συμπεριφορά τοιχίων με διαγώνιο οπλισμό, αυτή τη φορά με μορφή εσχάρας. Στα πλαίσια της συγκεκριμένης μελέτης κατασκευάστηκαν τέσσερα τοιχία με λόγο $\alpha_s=1.43$ και διαμόρφωση κρυφοϋποστρωμάτων, τα δύο οπλισμένα με συμβατικό οπλισμό κορμού και τα άλλα δύο με δισδιαγώνιο οπλισμό (Σχήμα 2.4).



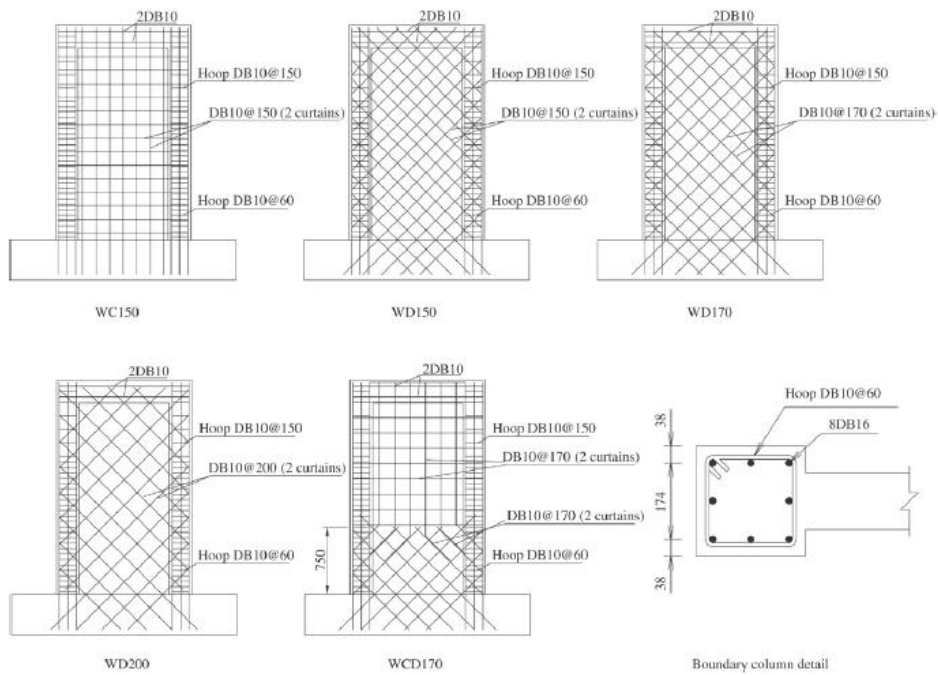
Σχήμα 2.4 Διαμόρφωση οπλισμού δοκιμίων (*Sittipunt et al.*, 2001)

Και εδώ τονίζεται η βελτιωμένη συμπεριφορά των τοιχίων ωπλισμένων με δισδιαγώνιο οπλισμό η οποία χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερη διάχυση της ενέργειας (Σχήμα 2.5), από μικρότερη διατμητική παραμόρφωση η οποία βεβαίως αυξάνεται μετά τη διαρροή του διαγώνιου οπλισμού, και από μικρότερο άνοιγμα ρωγμών. Η μεταφορά μέρους της διατμητικής δύναμης στη θεμελίωση γίνεται απ' ευθείας από τον δισδιαγώνιο οπλισμό, σε αντίθεση με τα συμβατικά τοιχία που γίνεται μέσω της δράσης βλήτρου του κατακόρυφου οπλισμού και τη θλίψη του σκυροδέματος.

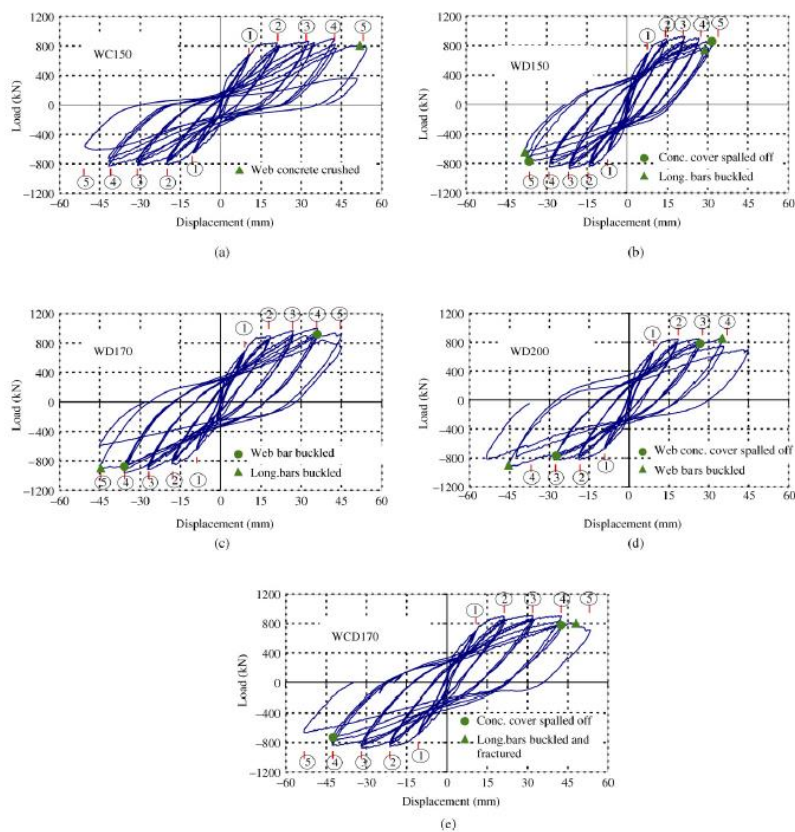


Σχήμα 2.5 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών (Sittipunt et al., 2001)

Παρόμοια εφαρμογή διαγώνιου οπλισμού παρουσιάστηκε και από τους *Shaingchin et al.* (2007). Στα πλαίσια αυτής της εργασίας σχεδιάστηκαν πέντε τοιχία, με λόγο $\alpha_s=1.43$ και διαμόρφωση κρυφοϋποστυλωμάτων. Το πρώτο τοιχίο οπλίστηκε με συμβατικό οπλισμό κορμού, τα άλλα τρία με διαγώνιο οπλισμό τύπου εσχάρας, ενώ ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το πέμπτο τοιχίο το οποίο στο κάτω 1/3 είναι οπλισμένο με διαγώνιο οπλισμό, ενώ στα υπόλοιπα 2/3 είναι διαμορφωμένος συμβατικός οπλισμός (Σχήμα 2.6). Τα αποτελέσματα είναι αντίστοιχα με αυτά των *Sittipunt et al.* (2001) αφού τα τοιχία με διαγώνιο οπλισμό επέδειξαν καλύτερη μετελαστική συμπεριφορά (πλάστιμος τρόπος αστοχίας) (Σχήμα 2.7), πιο ευσταθείς καμπύλες υστέρησης χωρίς σημαντικά στενώματα και άρα μεγαλύτερη διάχυση της ενέργειας, καθώς και μείωση της διατμητικής παραμόρφωσης έως και 20%. Τέλος το γεγονός ότι το τοιχίο με συνδυασμό συμβατικού και διαγώνιου οπλισμού επέδειξε παρόμοια καλή συμπεριφορά με τα τοιχία με μόνο διαγώνιο οπλισμό οδηγεί στο ότι η όπλιση αυτή αποτελεί μια ενδιαφέρουσα εναλλακτική λύση, με τους συγγραφείς όμως να τονίζουν ότι η διεπιφάνεια μεταξύ συμβατικού και διαγώνιου οπλισμού χρήζει ακόμα μελέτης.



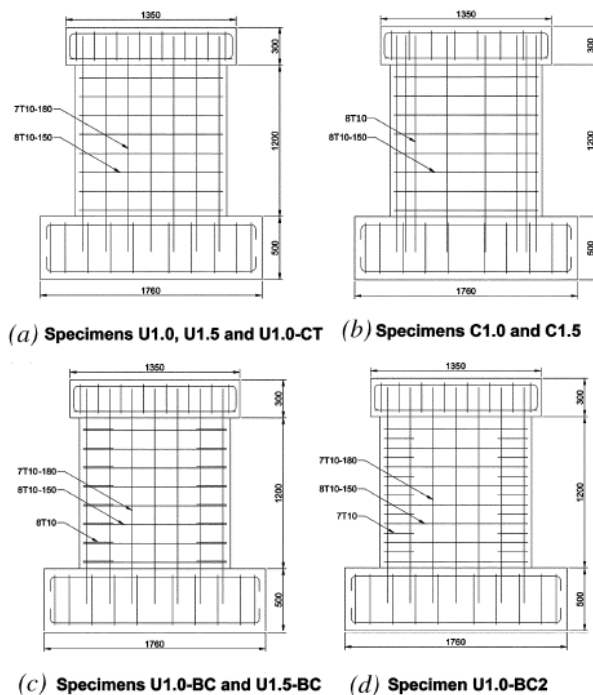
Σχήμα 2.6 Διαμόρφωση οπλισμών δοκιμών (Shaingchin et al., 2007)



Σχήμα 2.7 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών (Shaingchin et al., 2007)

Η συμπεριφορά τοιχίων «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις» μελετήθηκε από τους *Greifenhagen and Lestuzzi* (2005) και *Kuang and Ho* (2008). Οι *Greifenhagen and Lestuzzi* (2005) μελετώντας τέσσερα τοιχία με λόγους διάτμησης 0.69 και 0.77, χωρίς

κρυφοϋποστρώματα, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η φέρουσα ικανότητά τους καθορίζεται από την καμπτική τους αντοχή (ακόμα και σε περίπτωση τοιχίου χωρίς καθόλου οριζόντιο διατμητικό οπλισμό) ενώ αντίθετα η παραμορφωσιακή τους ικανότητα καθορίζεται από αστοχίες που σχετίζονται με διατμητικά φαινόμενα. Εντούτοις, δεν γίνεται αναφορά στο φαινόμενο του λυγισμού των διαμήκων ράβδων το οποίο φαίνεται, από τις φωτογραφίες της εργασίας, να έλαβε χώρα. Οι *Kuang and Ho* (2008) μελετώντας τοιχία με λόγους διάτμησης 1.0 και 1.5 εστίασαν περισσότερο στην επιρροή που έχει η διαμόρφωση κρυφοϋποστρώματων, εξασφαλίζοντας πάντα βέβαια τα τοιχία έναντι διατμητικής αστοχίας με επαρκή και σταθερό σε όλα τα δοκίμια διατμητικό οπλισμό. Από τα πειραματικά αποτελέσματα προέκυψε ότι, με την προσθήκη οπλισμού περίσφιγξης μεταξύ των οριζόντιων ράβδων διατμητικού οπλισμού επιτεύχθηκαν μεγαλύτερες τιμές πλαστιμότητας (βλ. σύγκριση Σχήμα 2.8a και 2.8d). Αντίθετα, όταν οι συνδετήρες (ίδιο ποσοστό περίσφιγξης) τοποθετήθηκαν στην ίδια στάθμη με τον οριζόντιο οπλισμό κορμού (βλ. σύγκριση Σχήμα 2.8a και 2.8c) η συμβολή τους στην ανάπτυξη πλαστιμότητας ήταν αμελητέα. Η παραπάνω παρατήρηση είναι πολύ σημαντική αφού εγείρει ερωτηματικά που αφορούν την αποδοτικότητα και την συμβολή της περίσφιγξης. Σύμφωνα με τους *Kuang and Ho* η αύξηση στις τιμές πλαστιμότητας αποδόθηκε αφενός στην βελτίωση της αποδοτικότητας της περίσφιγξης και αφετέρου στην μείωση του μήκους λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων στο μισό.



Σχήμα 2.8 Εξεταζόμενα δοκίμια κατά *Kuang and Ho* (2008)

Επιχειρώντας ένα σχόλιο πάνω στο προηγούμενο συμπέρασμα, θα μπορούσε να ειπωθεί ότι η τοποθέτηση οπλισμού στην ίδια στάθμη με τον οπλισμό κορμού όντως δεν προσδίδει περίσφιγξη. Στην πραγματικότητα η ύπαρξη και μόνο του οριζόντιου οπλισμού κορμού οδηγεί σε συνθήκες περίσφιγξης, ανεξάρτητα αν αυτός συχνά αμελείται κατά τους υπολογισμούς, αφού στην θλιβόμενη ζώνη αναπτύσσονται παράπλευρες τάσεις αφενός λόγω της παρουσίας των συνδετήρων και αφετέρου λόγω του παράπλευρου σκυροδέματος. Επομένως, η προσθήκη οπλισμού περίσφιγξης στην ίδια στάθμη πρακτικά οδηγεί στο ίδιο αποτέλεσμα. Αντίθετα, η προσθήκη συνδετήρων σε ενδιάμεση στάθμη μεγαλώνει σημαντικά το ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης αυξάνοντας επομένως την αποδοτικότητά της. Επίσης, εξίσου και ίσως ακόμα σημαντικότερη είναι η συνεισφορά των συνδετήρων αυτών στον υποδιπλασιασμό του μήκους λυγισμού των διαμήκων ράβδων, εξασφαλίζοντας πρακτικά πλήρως τα τοιχεία από την ανάπτυξη λυγισμού των διαμήκων ράβδων, ο οποίος όπως έχει ήδη αναφερθεί εμφανίζεται καθοριστικός στην συμπεριφορά των τοιχείων και γενικά των μελών.

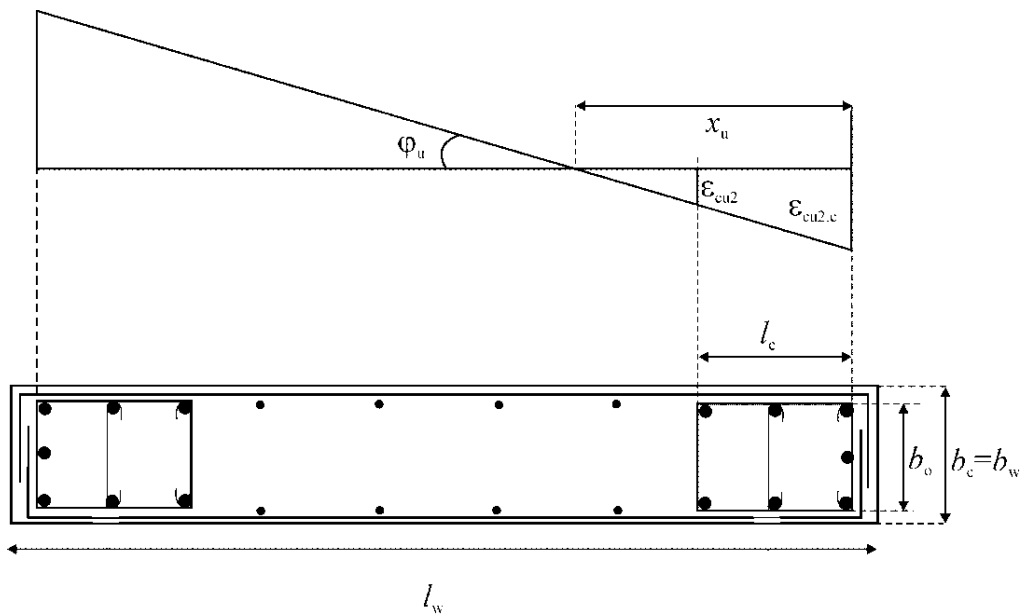
Τέλος, η επιρροή της διαμόρφωσης κρυφοϋποστυλωμάτων στην συμπεριφορά τοιχείων Ω/Σ μελετήθηκε από τους *Kotsovos et al.* (2011) για τοιχεία με λόγο 2.43 και από τους *Zygouris et al.* (2013) για τοιχεία με λόγο 1.27. Και οι δύο εργασίες σχεδιάζοντας τοιχεία με βάση την Θεωρία της Θλιπτικής Τροχιάς (CFP - *Kotsovos, 2014*) και συγκρίνοντας με συμβατικά τοιχεία σχεδιασμένα με βάση τους EC2 και EC8 καταλήγουν στο συμπέρασμα της υπερβολικής απαίτησης οπλισμού περίσφιγξης από τους κανονισμούς. Πράγματι, τα πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν ότι για τα κοντά τοιχεία (όπου η CFP δεν προβλέπει καν οπλισμό περίσφιγξης) η διαμόρφωση κρυφοϋποστυλωμάτων έχει μικρή συνεισφορά στην συνολική συμπεριφορά των τοιχείων, ενώ και στα λυγηρά τοιχεία το ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης που προβλέπει η CFP και το οποίο είναι πολύ μικρότερο από το αντίστοιχο με βάση τους EC2 και EC8 είναι ικανό να εξασφαλίσει την πλάστιμη συμπεριφορά των τοιχείων.

Η παραπάνω βιβλιογραφική σύνοψη περιελάμβανε την παράθεση ορισμένων από τις πιο χαρακτηριστικές εργασίες πάνω στην συμπεριφορά τοιχείων Ω/Σ που καλύπτουν ζητήματα όπως η διάκριση μεταξύ κοντών και λυγηρών τοιχείων, η χρήση του δισδιαγώνιου οπλισμού, η επιρροή του οπλισμού περίσφιγξης και του οπλισμού διάτμησης. Φυσικά η διεθνής βιβλιογραφία περιλαμβάνει πλήθος ακόμα εργασιών που αφορούν γενικά την συμπεριφορά τοιχωμάτων κάποιες από τις οποίες αναφέρονται και στα επόμενα κεφάλαια.

Διατάξεις EC2-1-1 και EC8-1

Εν συνεχεία παρατίθενται συνοπτικά οι βασικότερες διατάξεις του EC2-1-1 (CEN,2004) και EC8-1(CEN,2005) που αφορούν τον σχεδιασμό τοιχίων Ω/Σ. Ο EC2 περιλαμβάνει τις βασικές παραδοχές και σχέσεις υπολογισμού ενώ ο EC8-1 περιλαμβάνει επιπλέον κανόνες και ελέγχους για την περίπτωση του σχεδιασμού έναντι σεισμού.

Ο σχεδιασμός έναντι **κάμψης** ακολουθεί την γενική μεθοδολογία περί υπολογισμού διατομών κατά EC2 λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία περισφιγμένου σκυροδέματος στα ακραία κρυφοϋποστρώματα, η διαμόρφωση των οποίων επιβάλλεται από τον EC8-1.



Σχήμα 2.9 Μήκος περισφιγμένης ζώνης κατά EC8-1 (CEN, 2005, 2009)

Σύμφωνα με τον EC8-1 το περισφιγμένο τμήμα πρέπει να εκτείνεται τουλάχιστον σε μήκος (Σχήμα 2.9):

$$l_c = x_u (1 - \varepsilon_{cu2} / \varepsilon_{cu2,c}) \quad (2.1)$$

Όπου

$$x_u = (v_d + \omega_d) l_w \frac{b_c}{b_o} \quad (2.2)$$

Σε κάθε περίπτωση το μήκος του περισφιγμένου τμήματος δεν μπορεί να είναι μικρότερο από $0.15l_w$ ή $1.5b_w$. Τονίζεται ότι το πάχος του τοιχίου πρέπει να είναι $b_w \geq \max(0.15, h_s/20)$, όπου h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου.

Για τοιχώματα με ορθογωνική διατομή το απαραίτητο ποσοστό συνδετήρων περισφιγξης ω_{wd} , διαμορφωμένο μέσα στα κρυφοϋποστρώματα, πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_d)\epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \quad (2.3)$$

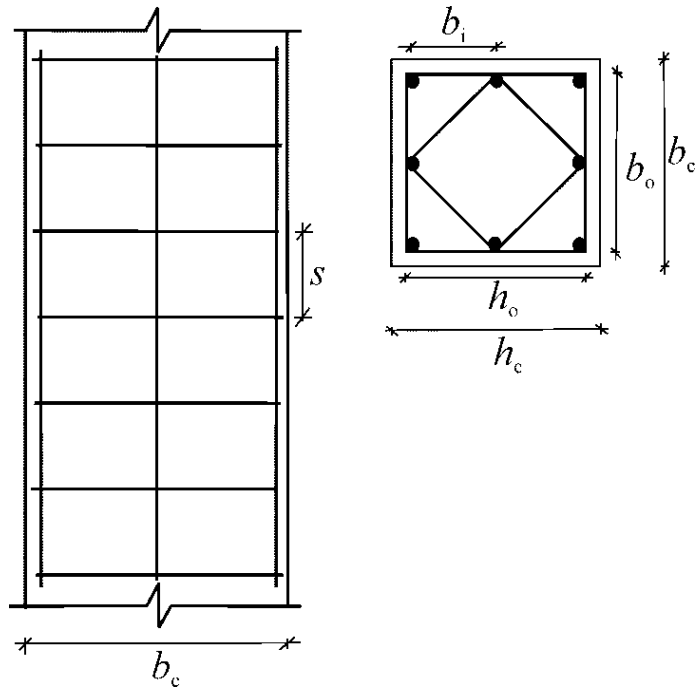
Στις παραπάνω σχέσεις ισχύουν:

- ϵ_{cu2} οριακή παραμόρφωση αστοχία απερίσφικτου σκυροδέματος
- $\epsilon_{cu2,c}$ οριακή παραμόρφωση αστοχία περισφιγμένου σκυροδέματος
- μ_{ϕ} η απαιτούμενη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων ($\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$)
- ϕ_u η καμπυλότητα στην αστοχία
- ϕ_u η καμπυλότητα στην διαρροή
- ω_v το μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού κορμού ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$)
- ρ_v γεωμετρικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού
- $f_{yd,v}$ τάση διαρροής σχεδιασμού κατακόρυφου οπλισμού
- f_{cd} θλιπτική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος
- $\omega_{wd} = (\text{όγκος κλειστών συνδετήρων} / \text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}) \times (f_{yd} / f_{cd})$
- $f_{yd,v}$ τάση διαρροής σχεδιασμού συνδετήρων περισφιγξης
- v_d η ανηγμένη αξονική δύναμη ($v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$)
- N_{Ed} δρώσα αξονική δύναμη ($N_{Ed} > 0$ για θλίψη)
- A_c εμβαδόν περισφιγμένου πυρήνα
- $\epsilon_{sy,d}$ η παραμόρφωση διαρροής σχεδιασμού του εφελκυσμένου οπλισμού
- h_c το μήκος ορθογωνικής διατομής
- h_o το μήκος του περισφιγμένου πυρήνα
- b_c το ύψος της ορθογωνικής διατομής
- b_o το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα
- α συντελεστής αποδοτικότητας περισφιγξης $\alpha = \alpha_n \alpha_s$

Για ορθογωνικές διατομές ισχύει $\alpha_n = 1 - \Sigma b_i^2 / 6b_o h_o$ και $\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o)$

όπου

- n ο αριθμός κορυφών συνδετήρων ή κόμβων με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους.
- b_i η απόσταση μεταξύ διαδοχικών κορυφών ή κόμβων



Σχήμα 2.10 Περίσφιγξη πυρήνα σκυροδέματος κατά EC8-1 (CEN, 2004, 2009)

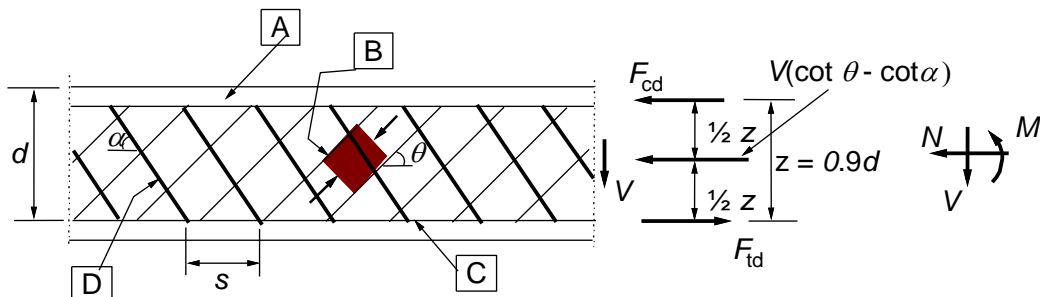
Η παραπάνω διαμόρφωση επιβάλλεται να πραγματοποιείται στην κρίσιμη περιοχή του τοιχίου, το ύψος της οποίας, h_{cr} , πάνω από τη βάση του τοιχίου ορίζεται ως:

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w/6] \quad (2.4)$$

και

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ \begin{cases} h_s \text{ για } n \leq 6 \text{ ορόφους} \\ 2h_s \text{ για } n \geq 7 \text{ ορόφους} \end{cases} \end{cases} \quad \text{όπου } h_s = \text{καθαρό ύψος ορόφου} \quad (2.5)$$

Ο σχεδιασμός έναντι **τέμνουσας** βασίζεται στο δικτύωμα Mörsch το οποίο φαίνεται στο Σχήμα 2.11.



Σχήμα 2.11 Μοντέλο δικτυώματος κατά EC2 (CEN,2004)

Στο σχήμα χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι συμβολισμοί :

- α η γωνία που σχηματίζει ο οπλισμός διάτμησης με την κάθετο προς τη διεύθυνση της τέμνουσας άξονα της δοκού
- θ η γωνία που σχηματίζουν οι λοξοί θλιπτήρες σκυροδέματος με την κάθετο προς τη διεύθυνση της τέμνουσας άξονα δοκού
- F_{td} η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης στο διαμήκη οπλισμό
- F_{cd} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης στο σκυρόδεμα στη διεύθυνση του διαμήκους άξονα του στοιχείου
- b_w το ελάχιστο πάχος του στοιχείου μεταξύ της εφελκυσμένης χορδής και του θλιβόμενου πέλματος του δικτυώματος
- z ο μοχλοβραχίονας της διατομής σε ένα στοιχείο σταθερού ύψους, ο οποίος αντιστοιχεί στην καμπτική ροπή που δρα στο στοιχείο. Στο σχεδιασμό έναντι διάτμησης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χωρίς αξονικό φορτίο, μπορεί εν γένει να ληφθεί για το μοχλοβραχίονα η προσεγγιστική τιμή $z=0,9d$.

Ο έλεγχος σε διάτμηση πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο $V_{Ed} > V_{Rd}$, όπου V_{Ed} είναι η δρώσα τέμνουσα και V_{Rd} είναι η αντοχή του μέλους Ω/S , η οποία μπορεί να πάρει τις εξής τιμές :

$V_{Rd,c}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα στοιχείων χωρίς οπλισμό διάτμησης.

$V_{Rd,s}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από τον οπλισμό διάτμησης τη στιγμή της διαρροής του.

$V_{Rd,max}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας που μπορεί να αναληφθεί από το στοιχείο όπως καθορίζεται από τη αστοχία των διαγώνιων θλιπτήρων σκυροδέματος.

-Η τιμή $V_{Rd,c}$ υπολογίζεται ως :

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (2.6)$$

με ελάχιστη τιμή την

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (2.7)$$

όπου

f_{ck} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (σε MPa)

k = $1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$ (d σε mm)

ρ_l = $A_{si} / b_w d \leq 0.02$

A_{si} είναι το εμβαδόν του εφελκόμενου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση $\geq (l_{bd} + d)$ πέρα από τη θεωρούμενη διατομή (l_{bd} =βασικό μήκος αγκύρωσης)

b_w ελάχιστο πλάτος διατομής στην εφελκόμενη ζώνη

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ (MPa)

N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη στη διατομή [σε N] ($N_{Ed} > 0$ για θλίψη). Η επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων στη N_E μπορεί να αγνοείται

A_c είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος σε mm^2

$V_{Rd,c}$ σε [N]

Σε περιοχές όπου $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ δεν απαιτείται υπολογιστικός οπλισμός διάτμησης.

-Η τιμή $V_{Rd,s}$ υπολογίζεται ως :

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) z f_{ywd} \cot \theta \quad (2.8)$$

A_{sw} το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού διάτμησης

s η απόσταση των συνδετήρων

f_{ywd} η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του οπλισμού διάτμησης

Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί ο EC2 αφήνει ελεύθερη την επιλογή κατάλληλης γωνίας θ με τον περιορισμό όμως $1 < \cot \theta < 2.5$.

Τέλος ο EC2 θεωρεί αμελητέα τη συνεισφορά της τιμής $V_{Rd,c}$ στη συνολική αντοχή σε τέμνουσα του στοιχείου και περιορίζεται απλώς σε έλεγχο αυτής. Από τη στιγμή που η τιμή της δρώσας τέμνουσας ξεπεράσει την τιμή αντοχή $V_{Rd,c}$ η τιμή αυτής αμελείται και θεωρείται ότι μοναδικός υπεύθυνος για την ανάληψη τέμνουσας είναι ο οπλισμός διάτμησης.

-Η τιμή $V_{Rd,max}$ υπολογίζεται ως :

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (2.9)$$

f_{cd} η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος (σε MPa)

v_1 δείκτης μείωσης της αντοχής για σκυρόδεμα ρηγματωμένο λόγω διάτμησης

$v_1 = 0.6$ για $f_{ck} \leq 60$ MPa

$v_1 = 0.9 - f_{ck}/200 > 0.5$ για $f_{ck} \geq 60$ MPa

α_{cw} συντελεστής για να ληφθεί υπόψη η εντατική κατάσταση στο θλιβόμενο πέλμα.

$\alpha_{cw} = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$ για $0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$

$\alpha_{cw} = 1.25$ για $0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$

$$\alpha_{cw}=2.5(1-\sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{για } 0.5 f_{cd}<\sigma_{cp}<1.0f_{cd}$$

όπου:

σ_{cp} είναι η μέση θλιπτική τάση του σκυροδέματος, λαμβανόμενη με θετικό πρόσημο, λόγω του αξονικού φορτίου σχεδιασμού.

Ο EC8-1 περιλαμβάνει για τοιχώματα επιπλέον κανόνες και σχέσεις οι βασικότεροι από τους οποίους συνοψίζονται στην συνέχεια:

- Η ανηγμένη αξονική v_d δεν πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές 0.40 και 0.35 για μέτριες (DCM) και υψηλές (DCH) απαιτήσεις πλαστιμότητας αντίστοιχα.
- Ο έλεγχος σε τέμνουσα τόσο για μέτριες (DCM) όσο και υψηλές (DCH) απαιτήσεις πλαστιμότητας γίνεται πάντα με την ικανοτική τέμνουσα η οποία προβλέπεται αυξημένη της τέμνουσας που προκύπτει από την ανάλυση κατά τουλάχιστον 50%.
- Για τον υπολογισμό της $V_{Rd,max}$ ισχύει ότι στην περίπτωση υψηλών απαιτήσεων πλαστιμότητας (DCH) εφαρμόζεται η Εξ.(2.9) αλλά με τον μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων $z=0.8l_w$ και την κλίση των λοξών θλιπτήρων $\theta=45^\circ$ ($\tan\theta=1$). Επίσης, εντός της κρίσιμης περιοχής ο έλεγχος καθίσταται αυστηρότερος αφού λαμβάνεται απομειωμένη τιμή 40% της $V_{Rd,max}$.
- Για τον υπολογισμό της $V_{Rd,s}$ διακρίνονται δύο περιπτώσεις ανάλογα με τον λόγο διάτμησης α_s .

1) Αν ο λόγος διάτμησης $\alpha_s \geq 2$ εφαρμόζεται η Εξ.(2.8) αλλά με τον μοχλοβραχίονα εσωτερικών δυνάμεων $z=0.8l_w$ και την κλίση των λοξών θλιπτήρων $\theta=45^\circ$ ($\tan\theta=1$)

2) Αν ο λόγος διάτμησης $\alpha_s < 2$ τότε ισχύουν τα παρακάτω:

α) ο οριζόντιος σπλισμός κορμού πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω εξίσωση:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0.75\rho_h f_{yd,h} b_{wo} \alpha_s l_w \quad (2.10)$$

όπου

ρ_h το ποσοστό οριζόντιου σπλισμού κορμού ($\rho_h = A_h / (b_{wo} s_h)$)

A_h το εμβαδόν του οριζόντιου σπλισμού κορμού σε ύψος s_h

s_h η κατακόρυφη απόσταση των οριζόντιων ράβδων

b_{wo} το πάχος κορμού

$f_{yd,h}$ το όριο διαρροής του οριζόντιου σπλισμού κορμού

$V_{Rd,c}$ η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής χωρίς σπλισμό διάτμησης

β) ο κατακόρυφος οπλισμός κορμού πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω εξίσωση:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{wo} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{ow} z + \min N_{Ed} \quad (2.11)$$

όπου

- ρ_v το ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού κορμού ($\rho_v = A_v / (b_{wo} s_v)$)
- A_h το εμβαδόν του κατακόρυφου οπλισμού κορμού σε μήκος s_v
- s_v η οριζόντια απόσταση των κατακόρυφων ράβδων
- $f_{yd,v}$ το όριο διαρροής του κατακόρυφου οπλισμού κορμού

- Επιβάλλεται η ικανοποίηση ενός επιπλέον ελέγχου σε αστοχία διατμητική ολίσθηση:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad (2.12)$$

Όπου $V_{Rd,S}$ η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής έναντι ολίσθησης.

Η $V_{Rd,S}$ υπολογίζεται ως το άθροισμα τριών επιμέρους αντοχών:

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (2.13)$$

όπου

- V_{dd} η δράση βλήτρου του κατακόρυφου οπλισμού
- V_{id} η αντοχή των δισδιαγώνιων ράβδων
- V_{fd} η αντίσταση τριβής

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \Sigma A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0.25 f_{yd} \Sigma A_{sj} \end{array} \right. \quad (2.14\alpha)$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} f_{yd} \cos \phi \quad (2.14\beta)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f (\Sigma A_{sj} f_{yd} + N_{Ed}) \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \\ 0,5 n f_{cd} \xi l_w b_{w0} \end{array} \right. \quad (2.14\gamma)$$

όπου

- μ_f ο συντελεστής τριβής σκυροδέματος υπό κυκλικές δράσεις που μπορεί να θεωρηθεί ίσος με 0.6 για λείες επιφάνειες και 0.7 για τραχείες όπως ορίζεται στον EC2, §6.2.5 (2)
- z ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων
- ξ είναι το ανηγμένο ύψος της ουδέτερης γραμμής
- ΣA_{sj} το άθροισμα των διατομών των κατακόρυφων οπλισμών του κορμού
- ΣA_{si} το άθροισμα των διατομών των κεκλιμένων ράβδων και των δύο διευθύνσεων
- ϕ η γωνία των διαγώνιων ράβδων ως προς την οριζόντια

$\eta = 0.6(1 - f_{ck}/250)$ με f_{ck} σε ΜΡα

N_{Ed} θετική την θλιπτική

Τονίζεται ότι στην περίπτωση των κοντών τοιχωμάτων επιβάλλεται από τον EC8-3 η διαμόρφωση δισδιαγώνιου σπλισμού (κυρίως για τον έλεγχο της διατμητικής ολίσθησης) αφού πρέπει να ικανοποιούνται τα ακόλουθα:

α) στη βάση του τοιχώματος η V_{id} πρέπει να είναι μεγαλύτερη του $V_{Ed}/2$

β) σε ψηλότερα επίπεδα η V_{id} πρέπει να είναι μεγαλύτερη του $V_{Ed}/4$

Οι λοξές αυτές ράβδοι πρέπει να αγκυρώνονται πλήρως και στις δύο πλευρές των πιθανών διεπιφανειών ολίσθησης και πρέπει να διασχίζουν όλες τις διατομές τοιχωμάτων μέσα σε απόσταση $0.5 \times l_w$ ή $0.5 \times h_w$, όποια είναι μικρότερη, επάνω από την κρίσιμη διατομή βάσεως, ενώ θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η αύξηση που επιφέρουν στην καμπτική αντοχή στην βάση του τοιχώματος, όταν η δρώσα τέμνουσα V_{Ed} υπολογίζεται σύμφωνα με τον κανόνα του ικανοτικού σχεδιασμού.

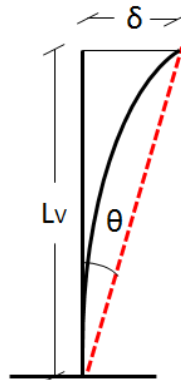
2.4 Αποτίμηση μελών Ω/Σ

Από τα τέλη της δεκαετίας του 90 ξεκίνησε συστηματική προσπάθεια έρευνας προς την κατεύθυνση της αποτίμησης υφιστάμενων δομημάτων Ω/Σ , η οποία μέχρι τότε βασιζόταν σε εφαρμογή κυρίως μεθόδων σχεδιασμού. Αποτέλεσμα της έρευνας αυτής ήταν η εξαγωγή συγκεκριμένων προσομοιωμάτων τα οποία στηρίζονταν στην εκτίμηση τόσο της φέρουσας ικανότητας σε όρους δυνάμεων όσο και της παραμορφωσιακής ικανότητας των μελών. Τα προσομοιώματα αυτά βασίστηκαν εν πολλοίς στην θεώρηση πλαστικής άρθρωσης (Plastic Hinge Analysis) η οποία είχε αρχίσει να μελετάται ήδη από τα προηγούμενα χρόνια (π.χ. *Paulay and Priestley, 1993*), ενώ ιδιαίτερη βαρύτητα δινόταν και στην επιρροή της τέμνουσας στα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά του μέλους. Στην συνέχεια παρατίθενται κάποια από τα προσομοιώματα αυτά καθώς και οι διατάξεις περί αποτίμησης του EC8-3 (CEN, 2005, 2010).

2.4.1 Ημι-εμπειρικά προσομοιώματα αποτίμησης καμπτικής συμπεριφοράς

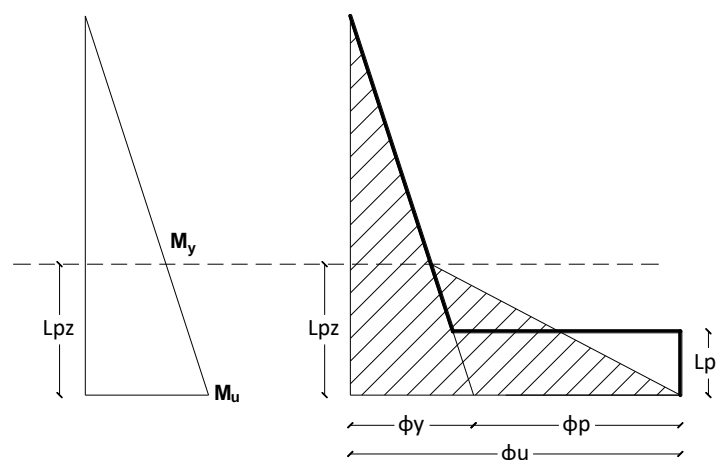
Η συνολική φέρουσα ικανότητα ενός μέλους σπλισμένου σκυροδέματος αξιολογείται συχνά σε όρους Ροπής-Γωνίας στροφής χορδής (M- θ). Σύμφωνα και με τον ορισμό του EC8-3 (CEN, 2005,2010) θ είναι η γωνία που σχηματίζεται μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα στο υπό διαρροή άκρο και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης. Η στροφή χορδής είναι δηλαδή ίση με τον λόγο της σχετικής παραμόρφωσης

του στοιχείου, δηλ. της οριζόντιας μετατόπισης στο άκρο του μήκους διάτμησης δια του μήκους αυτού, δηλ. $\theta = \delta / L_v$ (Σχήμα 2.12).



Σχήμα 2.12 Ορισμός γωνίας στροφής χορδής, θ

Η περιοχή του δομικού μέλους στην οποία ισχύει ότι η ροπή είναι μεγαλύτερη από την ροπή διαρροής ($M > M_y$) ονομάζεται πλαστική περιοχή, L_{pz} . Στην περιοχή αυτή, λόγω του ότι όλες οι διατομές έχουν περάσει στο στάδιο της διαρροής, η καμπυλότητα αναπτύσσει μεγάλες τιμές, ενώ η συνολική παραμόρφωση του μέλους οφείλεται πρακτικά πλέον στην στροφή του τμήματος αυτού. Η πραγματική κατανομή της καμπυλότητας μπορεί να προσεγγιστεί με μια γραμμική (τριγωνική) κατανομή (π.χ. *Dazio et al., 2009; Kazaz et al., 2012*). Για την ευκολία στους υπολογισμούς γίνεται η παραδοχή ότι η συνολική στροφή του μέλους συγκεντρώνεται σε ένα τμήμα μικρότερο της πλαστικής περιοχής, στο οποίο όμως η καμπυλότητα θεωρείται σταθερή και ίση με την μέγιστη τιμή της (Σχήμα 2.13). Η περιοχή αυτή ονομάζεται πλαστική άρθρωση, L_{pl} , το μήκος της οποίας είναι περίπου ίσο με $L_{pl} \approx 0.5L_{pz}$.



Σχήμα 2.13 Ορισμός πλαστικής περιοχής και πλαστικής άρθρωσης σε δομικό μέλος

Η τελική γωνία στροφής χορδής αστοχίας, θ_u , μπορεί να εκφραστεί ως το άθροισμα δύο επιμέρους ξεχωριστών όρων (π.χ. *Paulay and Priestley, 1992*): της γωνίας στροφής χορδής στην διαρροή, θ_y , και του πλαστικού μέρους της γωνίας στροφής χορδής, θ_{pl} , από την διαρροή μέχρι την αστοχία. Υποθέτοντας μία καθαρά καμπτική συμπεριφορά, δηλαδή αμελώντας τους όρους της τέμνουσας και της ολίσθησης των ράβδων, η τελική γωνία στροφής χορδής αστοχίας, θ_u , μπορεί να εκφραστεί ως:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{pl} = \phi_y \frac{L_V}{3} + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V} \right) \quad (2.15)$$

όπου

ϕ_y είναι η καμπυλότητα στην διαρροή

ϕ_u είναι η οριακή καμπυλότητα στην αστοχία

L_V είναι το διατμητικό μήκος ($L_V = M/V =$ ροπή/τέμνουσα στην ακραία διατομή)

L_{pl} είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης

Στην διεθνή βιβλιογραφία, στις περισσότερες των περιπτώσεων, το μήκος της πλαστικής άρθρωσης υπολογίζεται μέσω εμπειρικών ή ημι-εμπειρικών σχέσεων. Μία από τις πρώτες σχέσεις ήταν αυτή των *Paulay and Priestley (1992)*:

$$L_{pl} = 0.08L_V + 0.022d_b f_y \quad (2.16)$$

όπου ο δεύτερος όρος αποτελεί την συμβολή της ολίσθησης των διαμήκων ράβδων, εκφραζόμενος ως το γινόμενο της διαμέτρου των ράβδων, d_b , και της τάσης διαρροής του χάλυβα, f_y . Αν και η παραπάνω σχέση έχει γενική εφαρμογή προτάθηκε πάλι από τους *Paulay and Priestley (1992,1993)* εναλλακτική σχέση προσαρμοσμένη σε τοιχεία Ω/Σ :

$$L_{pl} = 0.2h + 0.044L_V \quad (2.17)$$

όπου h είναι το ύψος της διατομής του τοιχείου (το μήκος του τοιχείου).

Στην ίδια λογική της Εξ.(2.16) οι *Panagiotakos and Fardis (2001)*, προέτειναν μια τροποποιημένη σχέση υπολογισμού του μήκους της πλαστικής άρθρωσης, προσπαθώντας να βαθμονομήσουν την Εξ.(2.15) σύμφωνα με τα πειραματικά αποτελέσματα μίας εκτενούς βάσης δεδομένων. Οι *Panagiotakos and Fardis (2001)* διαχώρισαν τις περιπτώσεις της μονοτονικής και ανακυκλιζόμενης φόρτισης τονίζοντας ότι η επιρροή της διάτμησης, της ολίσθησης των ράβδων και της μετάθεσης των τάσεων της ακραίας διατομής σε διατομές

με μικρότερη ροπή (tension shift)(Σχήμα 2.14), θα λαμβάνονται υπόψη μέσω του υπολογισμού της πλαστικής άρθρωσης και οι σχέσεις που προέτειναν είναι:

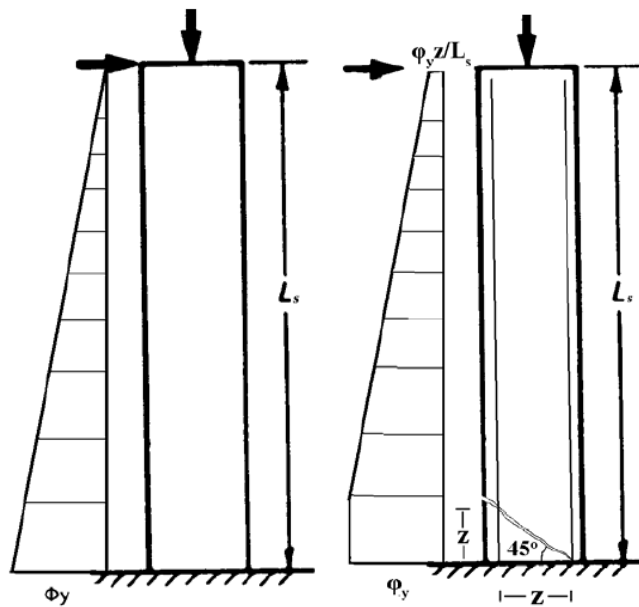
για μονοτονική φόρτιση

$$L_{pl}=0.18L_V+0.021a_{sl}d_b f_y \quad (2.18\alpha)$$

για ανακυκλιζόμενη φόρτιση

$$L_{pl}=0.12L_V+0.014a_{sl}d_b f_y \quad (2.18\beta)$$

όπου ο συντελεστής a_{sl} παίρνει τις τιμές 1 και 0 ανάλογα αν είναι δυνατή η ολίσθηση των ράβδων ή όχι.



Σχήμα 2.14 Μετάθεση των τάσεων διαρροής λόγω λοξής ρηγμάτωσης (Μπισκίνης, 2007)

Ο Μπισκίνης (2007) βασιζόμενος σε μία αναθεωρημένη βάση δεδομένων προέτεινε μια νέα σχέση για τον υπολογισμό του μήκους της πλαστικής άρθρωσης συναρτήσει μόνο των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των μελών. Η διαφορά με τις προηγούμενες προσεγγίσεις είναι ότι η συνεισφορά της τέμνουσας και της ολίσθησης των ράβδων λαμβάνεται υπόψη μέσω της σχέσης υπολογισμού της γωνίας στροφής χορδής στην διαρροή και την αστοχία. Το συγκεκριμένο μοντέλο υπολογισμού της ικανότητας παραμόρφωσης μελών Ω/Σ πήρε την τελική του μορφή στους *Biskinis and Fardis* (2010a,2010b), *Γραμματικού* (2013) και *Grammatikou et al.* (2014) ως:

$$\theta_u = \theta_y + a_{sl} \Delta \theta_{u,slip} + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V} \right) \quad (2.19)$$

Σύμφωνα με το συγκεκριμένο μοντέλο η γωνία στροφής χορδής στην διαρροή μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V + \alpha_V z}{3} + 0.0006 \left(1 + \frac{7}{6} \frac{h}{L_V} \right) + a_{sl} \phi_y \frac{d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (2.20)$$

όπου

$\alpha_V z$ η επιρροή της μετάθεσης των τάσεων της ακραίας διατομής σε διατομές με μικρότερη ροπή (tension shift)

z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων

$\alpha_V = 1$ εάν η διατμητική ρηγμάτωση προηγείται της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή (δηλ. εάν $M_V > L_V V_{R,c}$), αλλιώς $\alpha_V = 0$, όπου $V_{R,c}$ η διατμητική αντοχή του μέλους χωρίς οπλισμό διάτμησης σύμφωνα με τον EC2,

f_c είναι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

Στην προηγούμενη εξίσωση το $\Delta\theta_{u,slip}$ εκφράζει την στροφή εξαιτίας της ολίσθησης των ράβδων οπλισμού από την διαρροή μέχρι την αστοχία:

για μονοτονική φόρτιση

$$\Delta\theta_{u,slip} = 9.5 d_b \phi_u \quad (2.21\alpha)$$

για ανακυκλιζόμενη φόρτιση

$$\Delta\theta_{u,slip} = 5.5 d_b \phi_u \quad (2.21\beta)$$

Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, L_{pl} , μπορεί να υπολογιστεί ως:

για μονοτονική φόρτιση για μέλη με ή χωρίς αντισεισμικές διατάξεις

$$L_{pl} = h \left[1.1 + 0.04 \min\left(9; \frac{L_V}{h}\right) \right] \quad (2.22\alpha)$$

για ανακυκλιζόμενη φόρτιση για μέλη με αντισεισμικές διατάξεις

$$L_{pl} = 0.3h \left[1.0 + \frac{1}{6} \min\left(9; \frac{L_V}{h}\right) \right] \quad (2.22\beta)$$

Στο σημείο αυτό σημειώνεται ότι υπάρχει άμεση αλληλεπίδραση μεταξύ των μεγεθών L_{pl} and ϕ_u . Επομένως, κάθε έκφραση για τον υπολογισμό του μήκους πλαστικής άρθρωσης μπορεί να εφαρμοστεί μόνο σε συνδυασμό με ένα συγκεκριμένο προσομοίωμα περισφιγξης. Το μοντέλο των εξισώσεων (2.19) έως (2.22) βασίζεται στο μοντέλο

περίσφιγξης των *Newman and Newman* (1971), όπου η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος, f_{cc} , υπολογίζεται ως:

$$f_{cc}=f_c \left[1+3.7 \left(\frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0.86} \right] \quad (2.23)$$

όπου

$\rho_{sx}=A_{sx}/bs_h$ = το ποσοστό του οπλισμού του παράλληλου στην διεύθυνση φόρτισης (A_{sx} =εμβαδόν του οπλισμού και s_h = απόσταση των συνδετήρων)

f_{yw} το όριο διαρροή των συνδετήρων (MPa),

α ο συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγξης

Η παραμόρφωση σκυροδέματος, ε_{cc0} , που αντιστοιχεί στην αντοχή του σκυροδέματος μπορεί να υπολογιστεί ως (*Fardis, 2009*):

$$\varepsilon_{cc0}=\varepsilon_{c0} \left[1+5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} -1 \right) \right] \quad (2.24)$$

Η οριακή παραμόρφωση αστοχίας, ε_{ccu} , μπορεί να υπολογιστεί ως (*Biskinis and Fardis, 2010a*):

Για μονοτονική φόρτιση

$$\varepsilon_{ccu}=0.0035 + \left(\frac{10}{h_0} \right)^2 + 0.57 \frac{\alpha \rho_s f_{yw}}{f_{cc}} \quad (2.25\alpha)$$

Για ανακυκλιζόμενη φόρτιση

$$\varepsilon_{ccu}=0.0035 + \left(\frac{10}{h_0} \right)^2 + 0.40 \frac{\alpha \rho_s f_{yw}}{f_{cc}} \quad (2.25\beta)$$

όπου

h_0 το ύψος του περισφιγμένου πυρήνα (mm). Στην περίπτωση που το στοιχείο δεν περιλαμβάνει διαμόρφωση περισφιγξης το h_0 αντικαθίσταται από το ύψος της διατομής, h , και ο τρίτος όρος της Εξ.(2.25β) τίθεται ίσος με το 0.

2.4.2 Ημι-εμπειρικά προσομοιώματα αποτίμησης διατμητικής συμπεριφοράς

Η παραπάνω ικανότητα παραμόρφωσης (ιδιαίτερα της αστοχίας) μπορεί να επιτευχθεί υπό την προϋπόθεση ότι το δομικό μέλος δεν έχει προηγουμένως εξαντλήσει την διατμητική του αντοχή. Σε διαφορετική περίπτωση δεν μπορεί να φτάσει την καμπτική αντοχή του – ή ακόμα και την καμπτική διαρροή – και επομένως χαρακτηρίζεται από

περιορισμένη ικανότητα ανάπτυξης μετελαστικών παραμορφώσεων. Η διατμητική αντοχή μπορεί να ελέγχεται είτε από τον διατμητικό σπλισμό (λοξός εφελκυσμός – διαρροή σπλισμού) είτε από την αντοχή του σκυροδέματος σε λοξή θλίψη.

2.4.2.1 Διατμητική αντοχή τοιχίων

Οι *Biskinis et al.* (2004) προέτειναν σχέσεις υπολογισμού τόσο της αντοχής που καθορίζεται από τον σπλισμό, V_R , όσο και της αντοχής που καθορίζεται από την λοξή θλίψη σκυροδέματος, V_{Rmax} . Σύμφωνα με το προσομοίωμα αυτό οι τιμές και των δύο αντοχών μειώνονται με την ανακύκλιση, και καθώς αυξάνονται οι τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων. Οι ανελαστικές παραμορφώσεις εκφράζονται με το πλαστικό μέρος της συνολικής πλαστιμότητας, $\mu_{\theta,pl} = \mu_{\theta u} - 1$. Για την αντοχή V_R οι *Biskinis et al.* (2004) προέτειναν δύο εναλλακτικά προσομοιώματα σύμφωνα με τα οποία η συνολική διατμητική αντοχή καθορίζεται από τρεις επιμέρους παράγοντες: το αξονικό φορτίο, την αντοχή του σκυροδέματος και τον διατμητικό σπλισμό. Σύμφωνα με το πρώτο προσομοίωμα μόνο ο όρος του σκυροδέματος μειώνεται με την ανακύκλιση των ανελαστικών παραμορφώσεων και η V_R υπολογίζεται ως εξής:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + 0.16 \left(1 - 0.095 \min(4.5; \mu_{\theta}^{pl}) \right) * \\ * \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \quad (2.26)$$

όπου:

x είναι το βάθος της θλιβόμενης ζώνης,

N είναι η θλιπτική αξονική δύναμη (θετική, 0 για εφελκυσμό),

A_c είναι το εμβαδόν της διατομής,

ρ_{tot} είναι το συνολικό ποσοστό του διαμήκους σπλισμού,

V_w είναι η συνεισφορά του διατμητικού σπλισμού: $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$ (ρ_w είναι το ποσοστό του διατμητικού σπλισμού)

Σύμφωνα με το δεύτερο προσομοίωμα μειώνεται με τις ανελαστικές παραμορφώσεις όχι μόνο ο όρος του σκυροδέματος αλλά και ο όρος του διατμητικού σπλισμού. Επομένως, η V_{RS} υπολογίζεται ως:

$$V_R = \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min\left(5; \mu_{\theta}^{pl}\right)\right) * \\ * \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{f_c A_c + V_w} \right] \quad (2.27)$$

Αν και οι παραπάνω δύο εξισώσεις έχουν γενική εφαρμογή, σύμφωνα με μετέπειτα στατιστική επεξεργασία στηριζόμενη σε διευρυμένη βάση δεδομένων από τους *Grammatikou et al.* (2014) αποδεικνύεται ότι ταιριάζουν καλύτερα σε τοιχία με λόγο διάτμησης $1 < L_V/h < 4$ όπου αστοχούν διατμητικά σε λοξό εφελκυσμό μετά την καμπτική διαρροή.

Η διατμητική αντοχή που ελέγχεται από την αστοχία του κορμού σε θλίψη, $V_{R,max}$, σύμφωνα με τους *Biskinis et al.* (2004) μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$V_{R,max} = 0.85 \left(1 - 0.06 \min\left(5; \mu_{\theta}^{pl}\right)\right) \left(1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{A_c f_c}\right)\right) * \\ * \left(1 + 0.25 \max(1.75; 100\rho_{tot})\right) \left(1 - 0.2 \min\left(2; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{\min(f_c, 100)} b_w z \quad (2.28)$$

Τονίζεται ότι η Εξ.(2.28) έχει εξαχθεί από επεξεργασία τοιχίων με λόγο διάτμησης $L_V/h < 2.5$, δηλαδή για μεσαία και κοντά τοιχία (medium και low-rise) για τα οποία και η αστοχία αυτή είναι πιο σύνηθες να εμφανιστεί σε σχέση με τα λυγηρά.

2.4.2.2 Τοιχία με πολύ χαμηλό λόγο διάτμησης

Τα παραπάνω προσομοιώματα έχουν εξαχθεί για τοιχία με λόγους διάτμησης $L_V/h > 1$. Αντίθετα, τα τοιχία με πολύ χαμηλούς λόγους διάτμησης (< 1) χαρακτηρίζονται από έντονη διατμητική συμπεριφορά, η οποία μεταφράζεται σε φέρουσα ικανότητα που διέπεται από την αντοχή σε τέμνουσα αλλά και σε μεγάλες διατμητικές παραμορφώσεις σε σχέση με τις αντίστοιχες καμπτικές. Όπως έχει ήδη αναφερθεί στην §2.2, ο χαρακτηρισμός ενός τοιχίου ως “κοντού” είναι σχετικά αυθαίρετος. Η οριακή τιμή 2.0 που έχει θέσει ο EC8 κρίνεται μάλλον ως συντηρητική, αφού πρακτικά καθαρά διατμητική συμπεριφορά εμφανίζουν τα τοιχία με λόγους $\alpha_s < 1.5$.

Στην διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί μοντέλα για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής κοντών τοιχίων (π.χ. *Barda et al.*, 1977; *Krolicki et al.*, 2011). Ένα πρόσφατο προσομοίωμα είναι αυτό που προτάθηκε από τους *Grammatikou et al.* (2014) το οποίο έχει

εξαχθεί μετά από στατιστική επεξεργασία τοιχιών με λόγο διάτμησης $\alpha_s < 1.2$, δηλαδή για καθαρά κοντά (squat) τοιχία. Σύμφωνα με το συγκεκριμένο προσομοίωμα η συνολική διατμητική αντοχή είναι η συνεισφορά τριών επιμέρους όρων: του σκυροδέματος, του αξονικού φορτίου και του οπλισμού. Στην περίπτωση των κοντών τοιχιών λόγω της διεύθυνσης των κυρίων εφελκυστικών τάσεων η οποία τείνει προς την οριζόντιο, και κατ' επέκταση της ρηγμάτωσης, είναι ιδιαίτερα σημαντική και η συνεισφορά του κατακόρυφου οπλισμού στην ανάληψη της τέμνουσας δύναμης. Η συνολική τέμνουσα δύναμη εκτιμάται ως:

$$V_R = \left(1 - 0.07 \min \left(6; \mu_{\theta, pl} \right) \right) (V_c + V_w) \quad (2.29)$$

με

$$V_c = \left(0.52 \left(1 - 0.5 \frac{L_s}{h} \right) \sqrt{f_c} + \frac{N}{4b_w d} \right) b_w d \quad (2.30)$$

και

$$V_w = \min \left(1; \frac{L_V}{h} - 0.5 \right) \rho_w b_w \min \left(L_V; \frac{h-x}{\tan \theta_{cr}} \right) f_{yw} + \min \left(1.5 - \frac{L_V}{h}; 1 \right) \rho_v b_w \min (L_V \tan \theta_{cr}; d) f_{yv} \quad (2.31)$$

όπου ρ_w και ρ_v είναι τα ποσοστά οριζόντιου και κατακόρυφου (διαμήκους) οπλισμού αντίστοιχα.

Η γωνία ρηγμάτωσης θ_{cr} εκτιμάται ως:

$$\theta_{cr} = 60 - 15 \min \left(1; \frac{L_V}{h} \right) \quad (2.32)$$

2.4.3 Προσομοιώματα EC8-3

Ο EC8-3 (CEN, 2005, 2010) στο Παράρτημα Α προτείνει συγκεκριμένες σχέσεις για την αποτίμηση της συμπεριφοράς μελών οπλισμένου σκυροδέματος οι οποίες αναφέρονται στην ικανότητα παραμόρφωσής τους, σε όρους γωνίας στροφής χορδής, αλλά και σε όρους αντοχής και βασίζονται κυρίως στα προσομοιώματα των Εξισώσεων (2.19) έως (2.28). Ο EC8-3 ορίζει τρεις οριακές καταστάσεις, οι οποίες αναφέρονται στον βαθμό βλάβης του εκάστοτε μέλους – την στάθμη Περιορισμού Βλαβών (DL), την στάθμη Προστασίας Ζωής (SD) και την στάθμη της Οιονεί Κατάρρευσης (NC).

Η τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην διαρροή (στάθμη DL) , θ_y , υπολογίζεται από την Εξ.(2.33) και αντιστοιχεί στην ροπή διαρροής, M_y .

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v + \alpha_v z}{3} + 0.0013 + \phi_y \frac{d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (2.33)$$

Η τιμή της γωνίας στροφής στην αστοχία (στάθμη NC), θ_u , υπολογίζεται από την Εξ.(2.34) και αντιστοιχεί στην ροπή αστοχίας, M_u .

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d}) \quad (2.34)$$

όπου:

γ_{el} είναι συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.50 για κύρια σεισμικά μέλη και 1.0 για δευτερεύοντα.

$v = N/bhf_c$ είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη (b είναι το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης, N είναι η αξονική δύναμη θετική για θλίψη),

ω , ω' είναι τα μηχανικά ποσοστά του εφελκόμενου (συμπεριλαμβανομένου και του κορμού) και του θλιβόμενου, αντίστοιχα, διαμήκους σπλισμού,

ρ_d είναι το ποσοστό του διαγώνιου σπλισμού (εάν υπάρχει), σε κάθε κατεύθυνση.

Για τοιχία η παραπάνω τιμή, θ_u , πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το 0.58, ενώ για μέλη χωρίς αντισεισμική διαμόρφωση σπλισμού πρέπει επιπλέον να διαιρεθεί με το 1.2.

Η ενδιάμεση τιμή της γωνίας στροφής χορδής, θ_{SD} , στην στάθμη SD μπορεί να τεθεί ως το $0.75\theta_u$.

Εναλλακτικά προς την Εξ.(2.34), ο EC8-3 προτείνει μια αναλυτική έκφραση για τον υπολογισμό της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία (Εξ. (2.35)). Σημειώνεται, ότι η έκφραση έχει εφαρμογή μόνο σε υφιστάμενα μέλη με αντισεισμική διαμόρφωση σπλισμών, ενώ δεν προτείνεται αντίστοιχη σχέση για μέλη σχεδιασμένα χωρίς αντισεισμικές διατάξεις.

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \quad (2.35)$$

όπου το μήκος πλαστικής άρθρωσης εξαρτάται από το προσομοίωμα περίσφιγξης και υπολογίζεται ως:

για το προσομοίωμα περίσφιγξης του Eurocode 2 - Part 1-1 (CEN, 2004):

$$L_{pl}=0.1L_V+0.17h+0.24 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.36)$$

για το προσομοίωμα περίσφιγξης του EC8-3 (βασισμένο στο μοντέλο των *Newman and Newman, 1971*):

$$L_{pl}=\frac{L_V}{30}+0.20h+0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.37)$$

Το συγκεκριμένο προσομοίωμα περίσφιγξης του EC8-3 υιοθετεί τις Εξ.(2.23) και (2.24) για το f_{cc} και το ε_{cc0} αντίστοιχα ενώ, για την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, ε_{ccu} , προτείνει:

$$\varepsilon_{ccu}=0.004 + 0.5 \frac{\alpha \rho_s f_{yw}}{f_{cc}} \quad (2.38)$$

Όσον αφορά την αντοχή σε τέμνουσα ο EC8-3 ακολουθεί την λογική των προηγούμενων προσομοιωμάτων, δηλαδή της απομείωσης της διατμητικής αντοχής με την αύξηση των ανελαστικών παραμορφώσεων. Η διατμητική αντοχή V_R όπως ελέγχεται από τους συνδετήρες υπολογίζεται ως:

$$V_R=\frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N;0.55A_c f_c) + \left(1-0.05 \min(5;\mu_{\theta}^{pl}) \right) * \right. \\ \left. * \left[0.16 \max(0.5;100\rho_{tot}) \left(1-0.16 \min \left(5; \frac{L_V}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (2.39)$$

ενώ η αντοχή $V_{R,max}$ όπως ελέγχεται από την λοξή θλίψη υπολογίζεται ως:

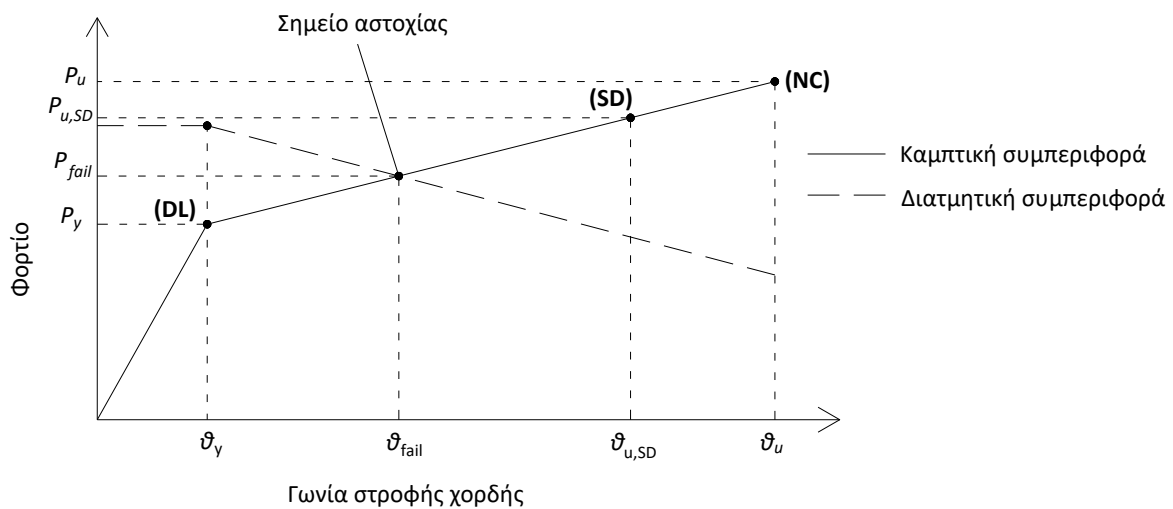
$$V_{R,max}=\frac{0.85 \left(1-0.06 \min(5;\mu_{\theta}^{pl}) \right)}{\gamma_{el}} \left(1+1.8 \min \left(0.15; \frac{N}{A_c f_c} \right) \right) * \\ * \left(1+0.25 \max(1.75;100\rho_{tot}) \right) \left(1-0.2 \min \left(2; \frac{L_V}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} b_w z \quad (2.40)$$

όπου

γ_{el} είναι συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.15 για πρωτεύοντα και 1.00 για δευτερεύοντα μέλη, αντίστοιχα.

Τονίζεται ότι, ενώ ο EC8-1 κατά τον σχεδιασμό περιλαμβάνει τον διαχωρισμό μεταξύ κοντών και λυγερών τοιχίων ($\alpha_s \leq 2$) και προτείνει αντίστοιχες σχέσεις υπολογισμού για κάθε περίπτωση, ο EC8-3 κατά την αποτίμηση δεν περιλαμβάνει κάτι αντίστοιχο και προτείνει ένα ενιαίο προσομοίωμα για όλες τις περιπτώσεις.

Σύμφωνα με τα παραπάνω γίνεται σαφές ότι τα προσομοιώματα, κανονιστικά και μη, προσπαθούν να εκτιμήσουν την παραμορφωσιακή ικανότητα των τοιχιών ΟΣ, και γενικά των μελών, με βάση την καμπτική τους συμπεριφορά λαμβάνοντας υπόψη όμως και την αρνητική επίδραση που μπορεί να έχει η ανεπάρκεια αντοχής σε τέμνουσα. Η επιρροή αυτή στην ικανότητα παραμόρφωσης μπορεί να προσδιοριστεί χρησιμοποιώντας ένα κοινό διάγραμμα σε όρους δύναμης-γωνίας στροφής χορδής (P-θ) που περιλαμβάνει τόσο την καμπύλη της καμπτικής συμπεριφοράς όσο και την καμπύλη της (συνεχώς απομειούμενης) διατμητικής δύναμης. Η τελική ικανότητα παραμόρφωσης μπορεί να οριστεί ως το σημείο τομής των δύο αυτών καμπυλών (βλ. Σχήμα 2.15).



Σχήμα 2.15 Προσδιορισμός παραμόρφωσης αστοχίας, θ_{fail}

2.5 Επισκευή και ενίσχυση τοιχιών Ω/Σ

2.5.1 Γενικά

Αναφορές πάνω στην επισκευή και ενίσχυση τοιχιών υπάρχουν ήδη από την δεκαετία του 80 (π.χ. Fiorato et al., 1983; Lefas and Kotsovos, 1990). Ωστόσο, οι έρευνες επικεντρώνονταν κυρίως στην εφαρμογή των «κλασσικών μεθόδων» που εκείνη την εποχή γνώριζαν σχεδόν αποκλειστική εφαρμογή στον τομέα των ενισχύσεων. Οι μέθοδοι αυτές περιελάμβαναν τεχνικές όπως η αποκατάσταση ρωγμών με εφαρμογή ρητινών ή η αντικατάσταση βλαμμένων περιοχών με επισκευαστικά κονιάματα έως και την διαμόρφωση εξωτερικών περισφιγμένων άκρων για την αύξηση της πλαστιμότητας. Εντούτοις, η μη αποτελεσματικότητα κάποιων μεθόδων (π.χ. αδυναμία αύξησης αντοχής με χρήση ρητινών παρά μόνο αποκατάσταση δυσκαμψίας) αλλά και η δυσκολία εφαρμογής

άλλων (π.χ. αύξηση διαστάσεων στην περίπτωση διαμόρφωσης μανδύα) οδήγησε στην αναζήτηση νέων μεθόδων που θα συνδύαζαν πρακτικότητα και αποτελεσματικότητα.

Επομένως, τα επόμενα χρόνια αναπτύχθηκαν οι λεγόμενες «σύγχρονες τεχνικές» οι οποίες περιελάμβαναν την χρήση *μεταλλικών στοιχείων* και *Ινοπλισμένων πολυμερών* (ΙΟΠ-FRP). Εντούτοις, ενώ οι τεχνικές αυτές γνώρισαν ευρεία εφαρμογή σε υποστυλώματα και δοκούς, τόσο ερευνητικά όσο και πρακτικά, σε τοιχία η χρήση τους ήταν περιορισμένη, επομένως περιορισμένος είναι και αριθμός των εργασιών που παρατίθενται στην συνέχεια (βλ. §2.5.2, §2.5.3).

Τέλος τα τελευταία χρόνια, χάρις στην τεχνολογική βελτίωση των τύπων σκυροδέματος (αυτοσυμπυκνούμενο, Ινοπλισμένο, υψηλών αντοχών κ.α.) επικρατεί η τάση για την εφαρμογή μανδύων ενίσχυσης με μικρό όμως πάχος (πολύ μικρότερο από το ελάχιστο 7εκ. ανά πλευρά με βάση τις συμβατικές μεθόδους) αλλά και ελαφρά οπλισμένους. Ωστόσο και αυτή η μέθοδος ερευνητικά έχει εφαρμοστεί ελάχιστα σε τοιχία, αλλά και γενικά σε μέλη Ω/Σ. Χαρακτηριστικά αναφέρεται η εργασία των *Marini and Meda (2009)* που αφορά την εφαρμογή λεπτού μανδύα Ινοπλισμένου σκυροδέματος ως μεθόδου ενίσχυσης τοιχίου Ω/Σ «χωρίς αντισεισμικές λεπτομέρειες».

Στην συνέχεια αναλύονται με περισσότερη λεπτομέρεια οι περιπτώσεις της χρήσης ΙΟΠ και μεταλλικών στοιχείων ως μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης, αφού αυτές οι δύο τεχνικές εφαρμόστηκαν και στην συγκεκριμένη διατριβή.

2.5.2 Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ-FRP)

Εν συντομία αναφέρεται ότι τα Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ) (Fiber Reinforced Polymer Composites – FRP) ή απλά Σύνθετα Υλικά αποτελούνται από ίνες (υάλου, άνθρακα ή πολυαραμίδη) εμποτισμένες με ειδικές ρητίνες (εποξικές, πολυεστερικές, βινυλεστερικές) οι οποίες λειτουργούν ως μήτρα. Αποτέλεσμα αυτού του συνδυασμού είναι η κατασκευή ενός σύνθετου υλικού με υψηλά μηχανικά χαρακτηριστικά (μέτρο ελαστικότητας και εφελκυστική αντοχή) αλλά και μικρά βάρη και πάχη, του οποίου χαρακτηριστική είναι η γραμμικά ελαστική συμπεριφορά μέχρι την θραύση. Περισσότερες πληροφορίες που αφορούν το θεωρητικό υπόβαθρο των ΙΟΠ μπορούν να αναζητηθούν σε πλήθος ελληνικών και διεθνών βιβλιογραφικών αναφορών (π.χ. *Σπυράκος, 2004; Τριανταφύλλου, 2004*).

Τα ΙΟΠ γνώρισαν αρχικά κυρίως εφαρμογή σε ΗΠΑ και Ιαπωνία σε μεγάλα τεχνικά έργα (π.χ. σε βάθρα γεφυρών) αλλά με την πάροδο του χρόνου επεκτάθηκαν και σε συμβατικά

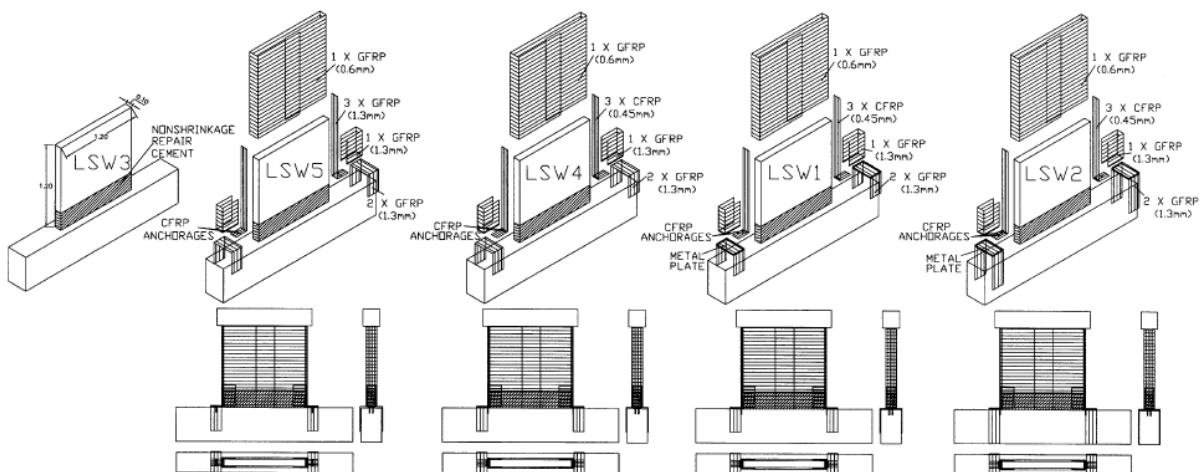
έργα πολιτικού μηχανικού. Ερευνητικά υπάρχει πλήθος εργασιών για εφαρμογή σε υποστυλώματα και δοκούς (ενδεικτικά αναφέρονται *Priestley et al., 1996; Triantafillou, 2001*), ενώ αντίθετα η εφαρμογή τους σε τοιχία είναι ακόμα σχετικά περιορισμένη.

Πίνακας 2.1 Ενδεικτικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών (Σπυράκος, 2004)

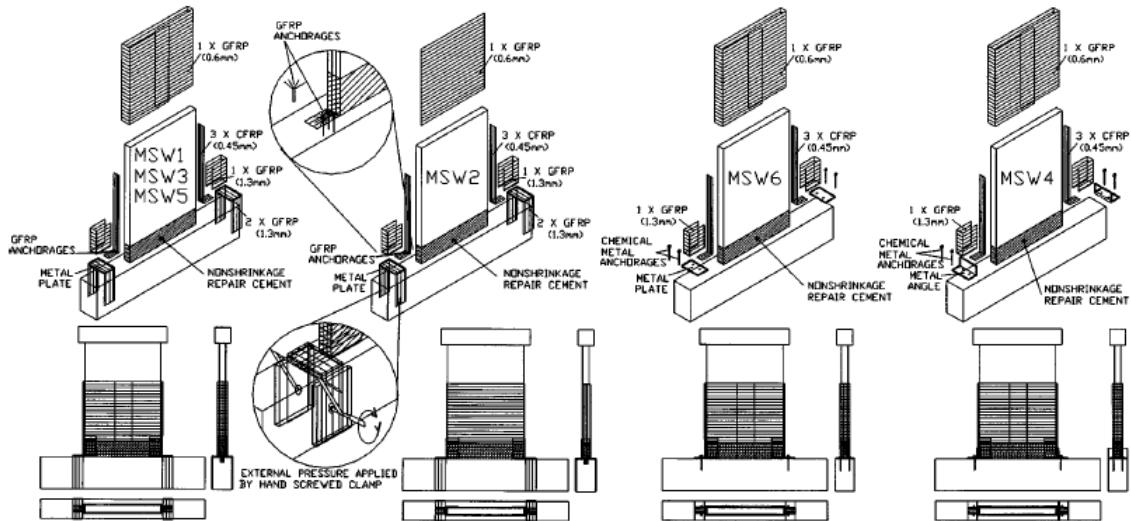
Τύπος σύνθετου υλικού	Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Πάχος στρώσης (mm)
Υαλονήματα και εποξική ρητίνη	1800 – 4300	65 – 80	0.30 – 1.30
Ανθρακονήματα υψηλής αντοχής και εποξική ρητίνη	2200 – 4300	200 – 450	0.12 – 0.60

Μία από τις πρώτες εργασίες πάνω στην εφαρμογή FRP σε τοιχία είναι αυτή των *Lombard et al. (2000)*, η οποία αν και έχοντας πρώιμο χαρακτήρα άνοιξε τον δρόμο για την περαιτέρω πειραματική και αναλυτική μελέτη της επιρροής των FRP στην συμπεριφορά των τοιχίων. Η έρευνα συνεχίστηκε από τους *Ghobarah and Khalil (2004)*, οι οποίοι μελέτησαν την επιρροή φύλλων CFRP στην διατμητική αντοχή κορμού και στην περίσφιγξη άκρων σε συνδυασμό με μεταλλικά βλήτρα ή βλήτρα από FRP.

Ο συνδυασμός φύλλων και λωρίδων FRP ως μέθοδος επισκευής και ενίσχυσης σε τοιχία με εκτεταμένες βλάβες μελετήθηκε ενδελεχώς από τους *Antoniades et al. (2003, 2005, 2007)*. Τα δοκίμια αναφοράς ήταν αυτά των *Salonikios et al. (1999,2000)* τα οποία παρουσιάστηκαν προηγουμένως (§2.3).

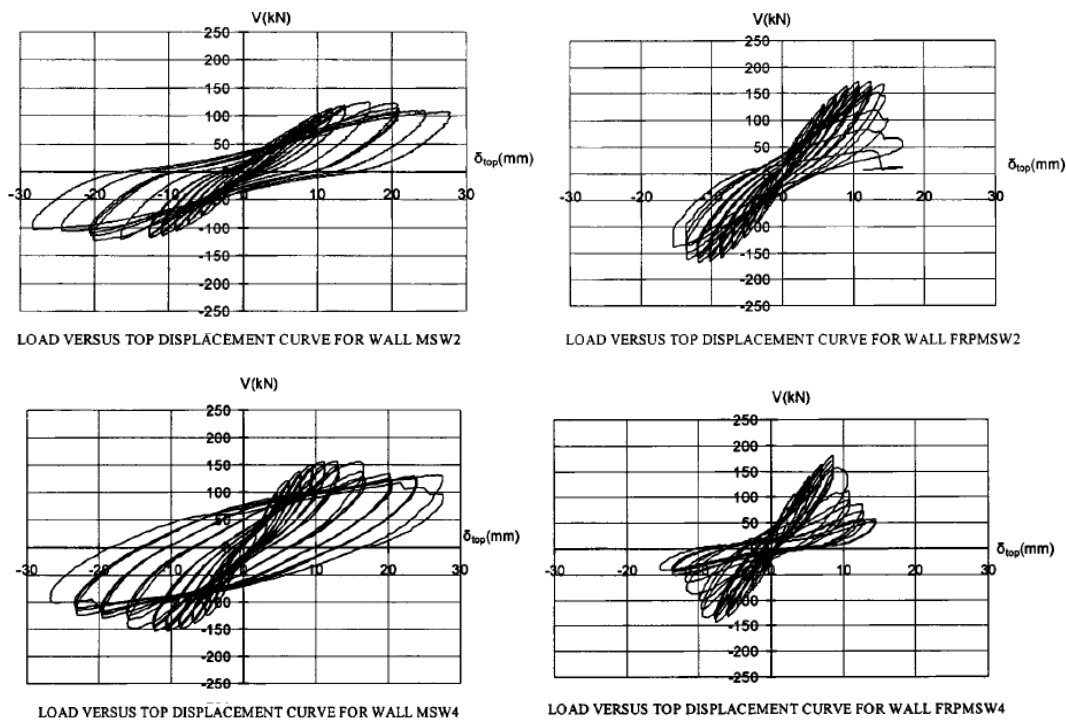


Σχήμα 2.16 Διαμόρφωση FRP σε τοιχία με $\alpha_s=1.0$ (Antoniades et al., 2003)



Σχήμα 2.17 Διαμόρφωση FRP σε τοιχεία με $\alpha_s=1.5$ (Antoniades et al., 2005)

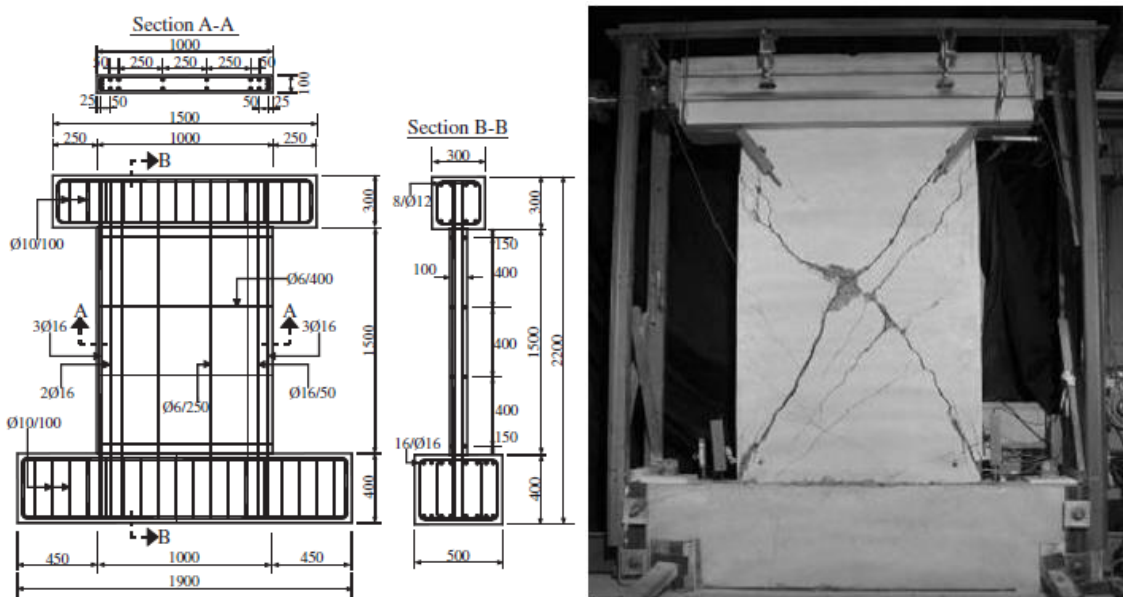
Οι συγκεκριμένες εργασίες εξετάζουν την αποτελεσματικότητα των σύνθετων υλικών στην αύξηση της διατμητικής και της καμπτικής αντοχής (γι αυτό εστιάζουν ιδιαίτερα στις μεθόδους αγκύρωσης των υφασμάτων με στόχο την ενεργοποίησή τους στην καμπτική ενίσχυση) καταλήγοντας πάντως στο συμπέρασμα ότι ενώ επιτυγχάνεται αύξηση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής αντοχής η συνολική συμπεριφορά των τοιχείων (σε επίπεδο παραμόρφωσης και διάχυσης ενέργειας) είναι υποβαθμισμένη σε σχέση με αυτή των παρθένων τοιχείων. Ενδεικτικά παρατίθενται στην συνέχεια οι καμπύλες τεσσάρων εκ των δοκιμών.



Σχήμα 2.18 Ενδεικτικές καμπύλες υστέρησης τεσσάρων δοκιμών (Antoniades et al., 2005)

Πάντως τονίζεται ότι αν και η συγκεκριμένη ομάδα εργασιών είναι ιδιαίτερα αναλυτική και ενδελεχής αναφέρεται σε τοιχεία που είχαν αρχικά σχεδιαστεί σύμφωνα με τις διατάξεις του EC2 και EC8 και όχι σε υφιστάμενα τοιχεία «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις».

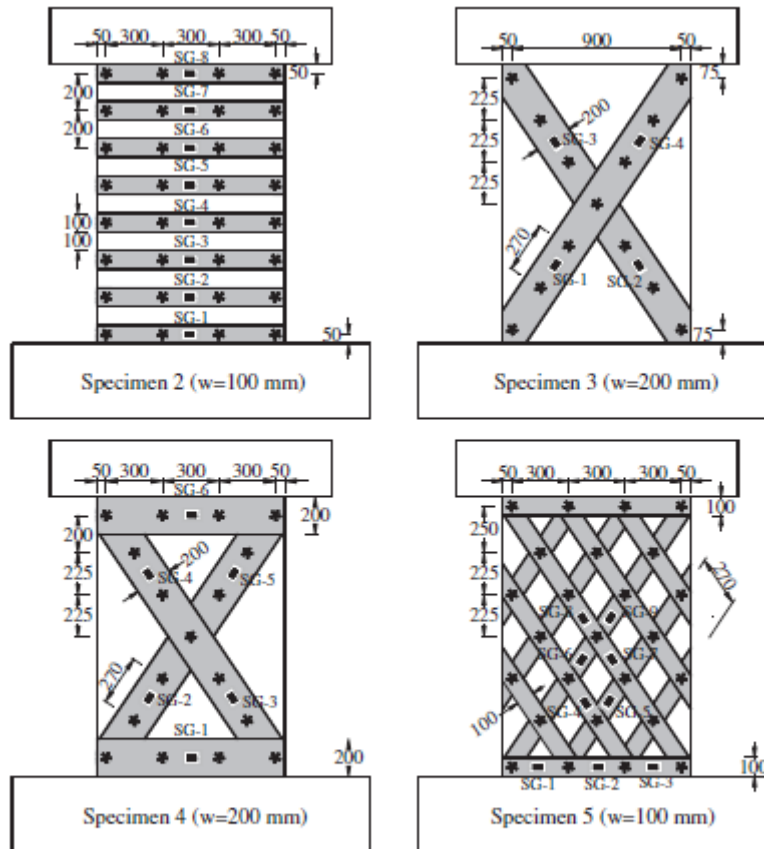
Αντίθετα, πιο πρόσφατα, οι *Altin et al.* (2013a) μελέτησαν την ενίσχυση, με χρήση ΙΟΠ, τοιχείων με λόγο διάτμησης $\alpha_s=1.5$ «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις», δηλαδή χωρίς την διαμόρφωση περισφιγμένων άκρων και με μικρά ποσοστά οπλισμού διάτμησης (Σχήμα 2.19). Χαρακτηριστικό του δοκιμίου αναφοράς είναι ότι σχεδιάστηκε με μικρή διατμητική αντοχή, σημαντικά μικρότερη της καμπτικής, με στόχο όπως αποδείχθηκε και πειραματικά να μην μπορέσει να αναπτύξει την καμπτική του αντοχή και να αστοχήσει διατμητικά.



Σχήμα 2.19 Τοιχείο χωρίς αντισεισμικές διατάξεις - Δοκίμιο αναφοράς (Specimen 1) (Altin et al., 2013a)

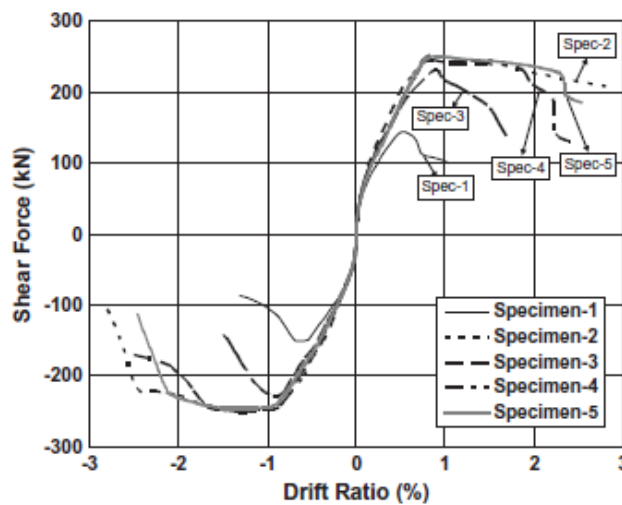
Σε αυτή τη μελέτη εξετάζεται η χρήση οριζόντιων λωρίδων CFRP, λωρίδων CFRP σε διαμόρφωση Χ αλλά και ο συνδυασμός των δύο (Σχήμα 2.20). Οι *Altin et al.* καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι η καλύτερη διαμόρφωση για την αποφυγή διατμητική αστοχίας και ανάπτυξη πλαστιμότητας ήταν η διαμόρφωση λωρίδων σε οριζόντιες στρώσεις (specimen 2), ενώ σημαντική βελτίωση στην συμπεριφορά επιτεύχθηκε και με την διαμόρφωση των παράλληλων χιαστί λωρίδων (specimen 5) αλλά και με τον συνδυασμό χιαστί και οριζόντιων λωρίδων (specimen 4). Αντίθετα, λιγότερο αποτελεσματική αποδείχθηκε η εφαρμογή μόνο χιαστί λωρίδων (specimen 3). Επιχειρώντας ένα σχόλιο στην παραπάνω διαπίστωση θα μπορούσε να ειπωθεί ότι η διαμόρφωση αυτή αδυνατεί να συγκρατήσει τον λυγισμό των διαμήκων ράβδων, κάτι το οποίο οδήγησε σε πρόωρη πτώση της αντοχής (Σχήμα 2.21), δεδομένου ότι και η θεωρητική διατμητική αντοχή (σύμφωνα πάντα με τους υπολογισμούς

που παρουσιάζονται στο άρθρο) είναι εφάμιλλη των άλλων τοιχίων και μεγαλύτερη από την καμπτική.



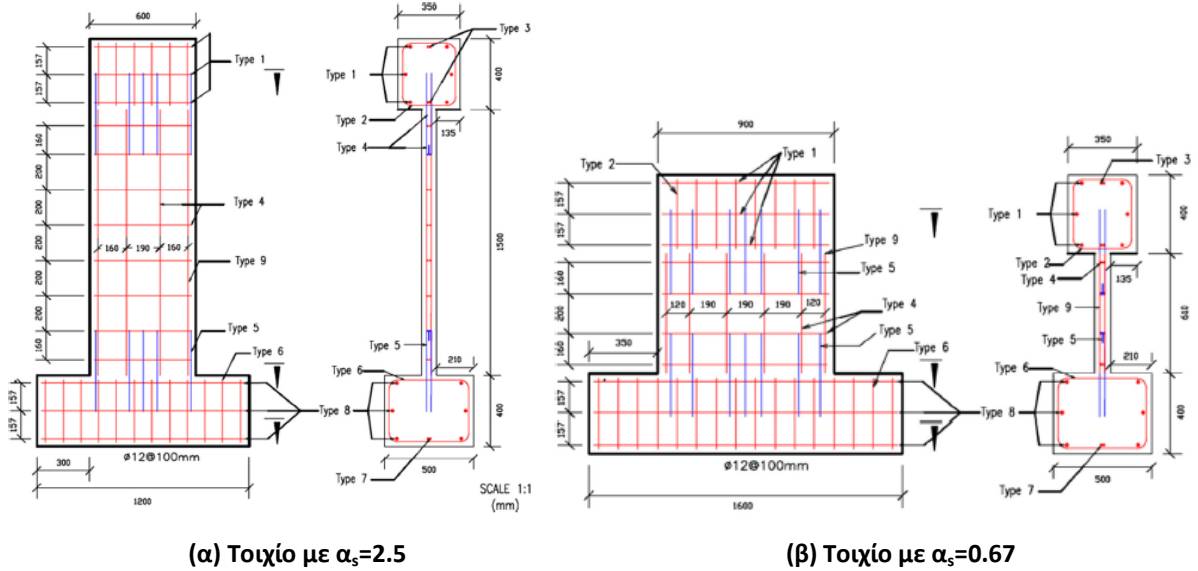
- Notes:
- w: cfrp strip width.
 - * This sign shows cfrp anchorage.
 - This sign shows strain gauge (SG).

Σχήμα 2.20 Διαμόρφωση ενισχύσεων (Altin et al., 2013a)

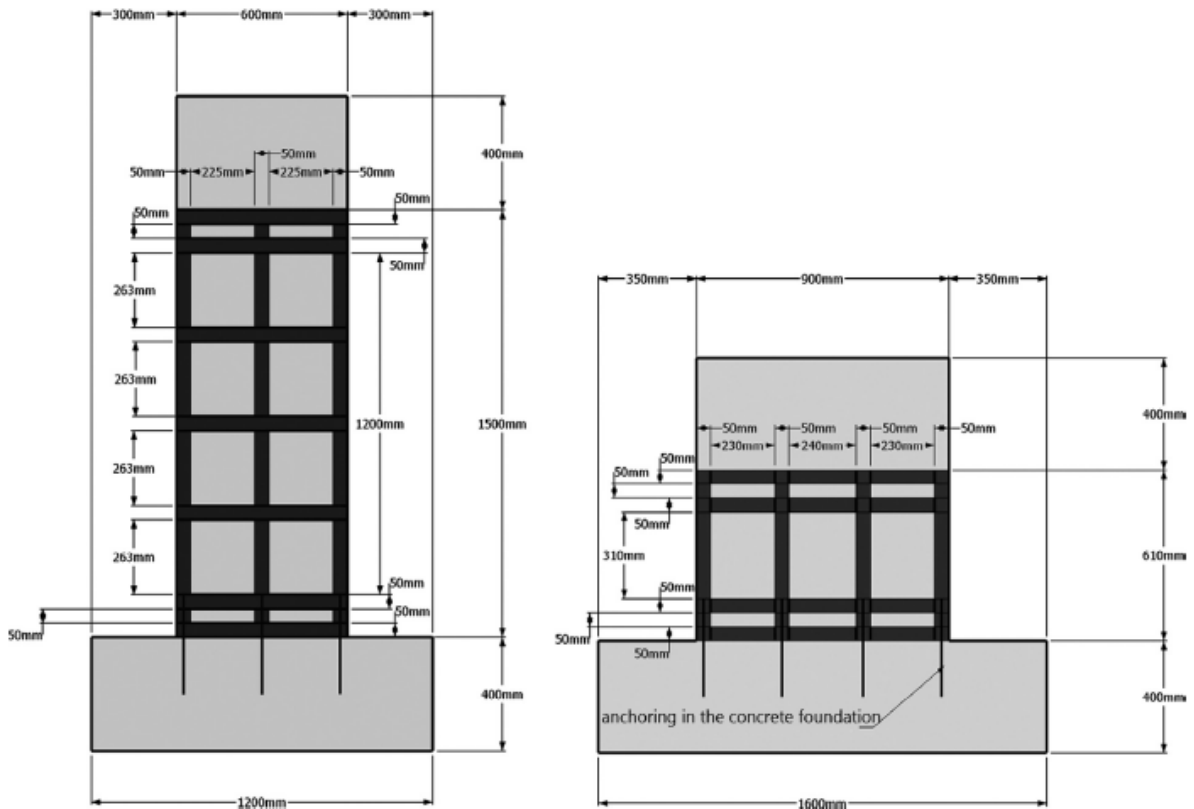


Σχήμα 2.21 Περιβάλλουσες καμπλών υστέρησης (Altin et al., 2013a)

Η επισκευή και ενίσχυση τοιχίων «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις» μελετήθηκε και από τους *Nguyen et al.* (2014). Η συγκεκριμένη εργασία, αν και εστιάζει κυρίως στην αριθμητική προσέγγιση, περιλαμβάνει και την πειραματική διερεύνηση δύο μόνο τοιχίων, με λόγους $\alpha_s=0.67$ και $\alpha_s=2.5$ (Σχήμα 2.22), επισκευασμένων και ενισχυμένων με κατακόρυφες και οριζόντιες λωρίδες FRP (Σχήμα 2.23).

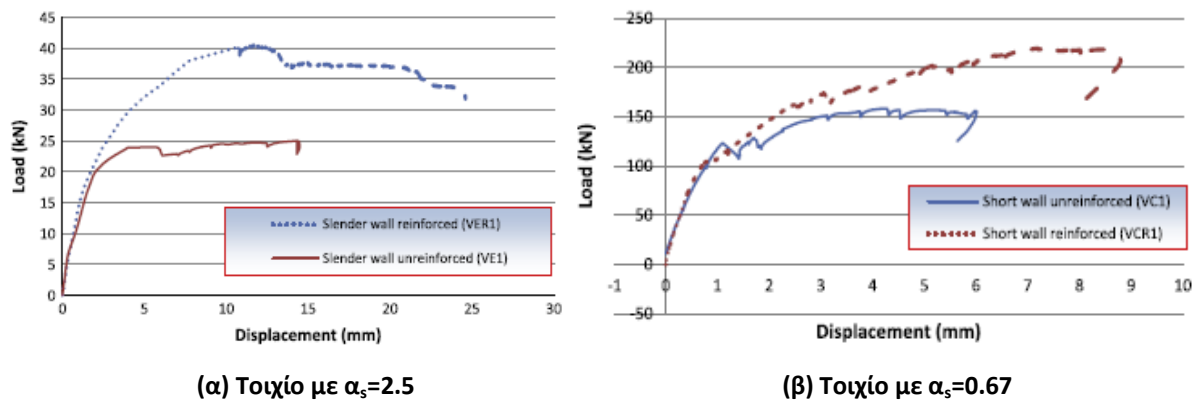


Σχήμα 2.22 Εξεταζόμενα δοκίμια (Nguyen et al., 2014)



Σχήμα 2.23 Διαμόρφωση ενισχύσεων (Nguyen et al., 2014)

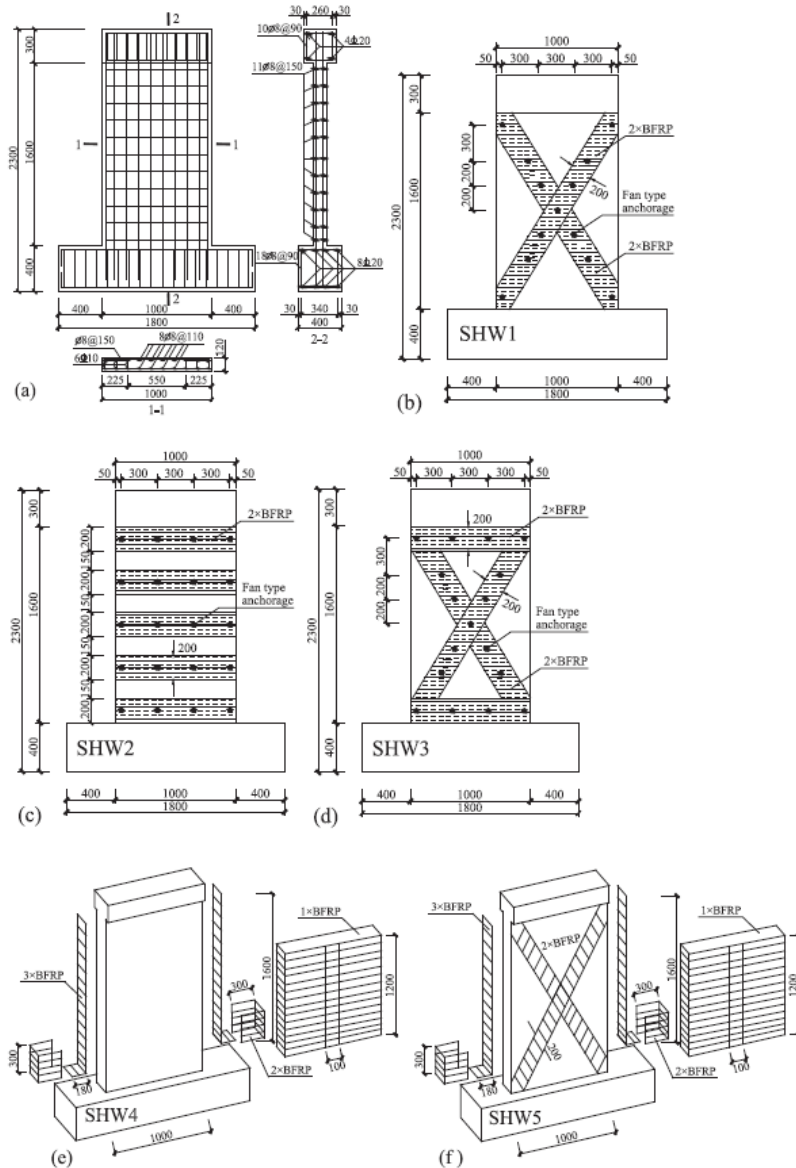
Η συγκεκριμένη εργασία κατέληξε στο συμπέρασμα ότι η διάταξη που εφαρμόστηκε στην συγκεκριμένη μελέτη οδηγεί τόσο σε αύξηση της αντοχής όσο και σε αύξηση της πλαστιμότητας (αύξηση παραμορφώσεων).



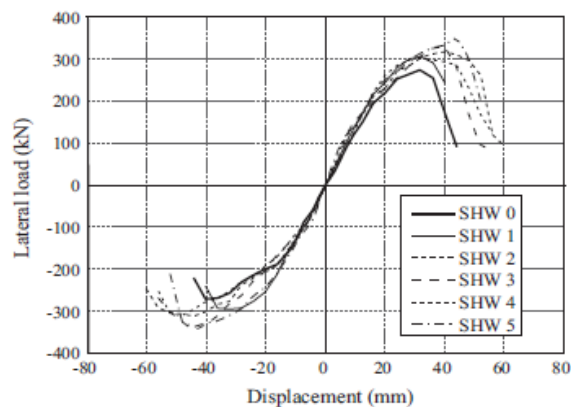
Σχήμα 2.24 Καμπύλες P-δ δοκιμών (Nguyen et al., 2014)

Πιο πρόσφατα οι *Shen et al.* (2017) μελέτησαν την επιρροή πέντε διαφορετικών διαμορφώσεων ενίσχυσης με χρήση FRP (Σχήμα 2.25). Το δοκίμιο αναφοράς ($\alpha_s = 1.75$) αποτελεί τοίχιο με αντισεισμικές διατάξεις (επαρκής διατμητικός οπλισμός, κρυφοϋποστυλώματα) και επομένως η αστοχία, όπως αναφέρεται και από τους συγγραφείς, επήλθε με καμπτικό τρόπο με την ταυτόχρονη παρουσία διαγώνιων διατμητικών ρωγμών που δεν φαίνεται να επηρέασαν σημαντικά την συμπεριφορά του τοιχίου. Ωστόσο, η συμπεριφορά του τοιχίου όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.26 συνοδεύτηκε από έντονα φθητό μετελαστικό κλάδο και χαρακτηριστικά μικρή τιμή πλαστιμότητας ($\mu_\delta = 1.57$), παρόλο που δεν αναφέρεται από τους συγγραφείς κάποια μορφή διατμητικής αστοχίας (τέμνουσα, διατμητική ολίσθηση).

Σύμφωνα με τους συγγραφείς μεταξύ των ενισχυμένων τοιχίων καλύτερη συμπεριφορά επέδειξε το τοίχιο ενισχυμένο με τις οριζόντιες λωρίδες το οποίο χαρακτηρίστηκε από αύξηση της πλαστιμότητας ($\mu_\delta = 1.72$) με ταυτόχρονη αύξηση του οριζόντιου φορτίου (από 272kN σε 305kN). Ωστόσο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.26, γενικά η εφαρμογή όλων των διαμορφώσεων στο συγκεκριμένο τοίχιο δεν φάνηκε να βελτιώνει ουσιαστικά την συμπεριφορά του. Η όποια αύξηση σε επίπεδο πλαστομότητας ή φέρουσας ικανότητας πρέπει να σχετίστηκε αποκλειστικά με την ενίσχυση της θλιβόμενης ζώνης που καθυστέρησε σε κάποιο βαθμό την αποδιοργάνωσή της.



Σχήμα 2.25 Διαμόρφωση ενισχύσεων (Shen et al., 2017)



Σχήμα 2.26 Περιβάλλουσες καμπύλων υστέρησης δοκιμών (Shen et al., 2017)

Τέλος, η μελέτη ενισχύσεων τοιχίων με σύνθετα υλικά έχει απασχολήσει ερευνητικά και σε επίπεδο ανάλυσης (numerical analysis). Ενδεικτικά αναφέρονται οι μελέτες των

Kheyroddin et al. (2008), *Mostofinejad and Aanaei* (2012), *Shaheen et al.* (2013) και *Nguyen et al.* (2014).

Όπως φαίνεται από την βιβλιογραφική ανασκόπηση η εφαρμογή σύνθετων υλικών σε τοιχία Ω/Σ ως μέθοδος επισκευής ή/και ενίσχυσης έχει αναπτυχθεί ερευνητικά μετά το 2000 και κυρίως την τελευταία δεκαετία. Ωστόσο τα πειραματικά δεδομένα και αποτελέσματα είναι ακόμα περιορισμένα και επομένως εκτιμάται ότι το κομμάτι αυτό θα απασχολήσει την διεθνή βιβλιογραφία και τα επόμενα χρόνια.

Διατάξεις EC8-3

Στην συνέχεια παρατίθενται οι διατάξεις του EC8-3 (CEN,2005,2010) που αφορούν την εφαρμογή FRP σε μέλη Ω/Σ. Τονίζεται ότι παρατίθενται μόνο οι τύποι που αφορούν την ενίσχυση σε διάτμηση, αφού σε τοιχώματα η εφαρμογή περιμετρικών μανδυνών (υφασμάτων), όπως εφαρμόστηκε στην συγκεκριμένη διατριβή, έχει πρακτικά πολύ μικρή αποδοτικότητα σε περισφιγξη λόγω της επιμήκους διατομής τους. Η συνολική αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να υπολογιστεί ως το άθροισμα της συνεισφοράς των συνδετήρων, V_s , όπως υπολογίζεται κατά τους EC2 και EC8 και της συνεισφοράς του FRP, V_f .

$$V_{sh}=V_s+V_f \quad (2.41)$$

Σε κάθε περίπτωση πρέπει να ελέγχεται ότι η συνολική τέμνουσα δεν υπερβαίνει την αντοχή σε τέμνουσα του μέλους σε λοξή θλίψη κορμού, $V_{R,max}$. Η τιμή του $V_{R,max}$ μπορεί να υπολογίζεται σύμφωνα με τον EC2. Ειδικά για τοιχώματα με λόγο διάτμησης, $\alpha_s \leq 2$, η τιμή του $V_{R,max}$ είναι η ελάχιστη μεταξύ της τιμής σύμφωνα με τον EC2 και της τιμής η οποία υπολογίζεται από την Εξ. (2.40) κατά EC8-3.

Για μέλη με ορθογωνική διατομή, και για πλήρη περιέλιξη με ύφασμα FRP η συμβολή του FRP, V_f , μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$V_f=0.9df_{fdd,e}2t_f \left(\frac{W_f}{S_f} \right)^2 (\cot\theta+\cot\beta)\sin\beta \quad (2.42)$$

όπου

d είναι το στατικό ύψος

θ είναι η γωνία κλίσης των διαγωνίων θλιπτήρων σκυροδέματος (θλιπτήρων)

$f_{fdd,e}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού του FRP σε αποκόλληση, η οποία εξαρτάται από τη διαμόρφωση της ενίσχυσης

t_f είναι το πάχος της λωρίδας του φύλλου (σε μία πλευρά)

- β είναι η γωνία μεταξύ της (ισχυρής) κατεύθυνσης των ινών του φύλλου και του άξονα του μέλους
- w_f είναι το πλάτος του φύλλου FRP, μετρούμενο κάθετα προς την (ισχυρή) κατεύθυνση των ινών και υπολογίζεται ως $w_f = \min(0.9d; h) \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$
- s_f είναι η απόσταση μεταξύ των λωρίδων FRP ($=w_f$ για φύλλα), μετρούμενη κάθετα προς την (ισχυρή) κατεύθυνση των ινών.

Για πλήρως περιτυλιγμένους μανδύες, η αντοχή σχεδιασμού σε αποκόλληση του FRP, $f_{fdd,e}$, μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$f_{fdd,e} = f_{fdd} \left[1 - k \frac{L_e \sin \beta}{2z} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,w(R)} - f_{fdd}) \left[1 - \frac{L_e \sin \beta}{z} \right] \quad (2.43)$$

όπου:

$$z = 0.9d$$

$$k = 1 - 2/\pi$$

γ_{fd} είναι συντελεστής ασφαλείας (προτείνεται ίσος με $\gamma_{fd} = 1.5$)

L_e είναι το ενεργό μήκος σύνδεσης το οποίο υπολογίζεται (μονάδες: N, mm):

$$L_e = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{4\tau_{max}}}} \quad (2.44)$$

όπου

E_f είναι το μέτρο ελαστικότητας των φύλλων FRP

τ_{max} είναι η μέγιστη αντοχή σύνδεσης (συνάφειας) $= 1,8 f_{ctm} k_b$

f_{ctm} είναι η μέση εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

k_b είναι ο συντελεστής επικάλυψης ο οποίος υπολογίζεται ως:

$$k_b = \sqrt{1.5 \left(\frac{2 - \frac{w_f}{s_f}}{1 + \frac{w_f}{100}} \right)} \quad (2.45)$$

f_{fdd} είναι η αντοχή σχεδιασμού σε αποκόλληση η οποία υπολογίζεται (μονάδες: N, mm):

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0.6 \frac{E_f f_{ctm} k_b}{t_f}} \quad (2.46)$$

$f_{fu,w(R)}$ είναι η οριακή αντοχή των φύλλων FRP που τυλίγονται γύρω από γωνία ακτίνας R, και δίδεται από:

$$f_{fu,w(R)} = f_{fdd} + (n_R f_{fu} - f_{fdd}) \quad (2.47)$$

όπου ο εντός αγκύλης όρος θα πρέπει να λαμβάνεται μόνον εάν είναι θετικός και όπου ο συντελεστής η_R εξαρτάται από την ακτίνα καμπυλότητας R και το πλάτος δοκού b_w , ως:

$$\eta_R = 0.2 + 1.6 \frac{R}{b_w}, \quad 0 < \frac{R}{b_w} \leq 0.5 \quad (2.48)$$

και f_{fu} είναι η οριακή αντοχή σε θραύση.

Σε μέλη στα οποία η περιοχή των πλαστικών αρθρώσεων είναι πλήρως περιτυλιγμένη από έναν μανδύα FRP μήκους τουλάχιστον ίσου με το ύψος της διατομής του μέλους, h , η διατμητική αντοχή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, V_R , μπορεί να θεωρηθεί ότι μειώνεται με το πλαστικό μέρος της απαίτησης πλαστιμότητας της στροφής της χορδής στο άκρο του μέλους όπως δηλαδή ισχύει και κατά την αποτίμηση ενός υφιστάμενου μέλους (βλ. §2.4.3). Η μείωση αυτή υπολογίζεται όπως στην Εξ.(2.39) προσθέτοντας στο V_w την συνεισφορά του μανδύα FRP. Η συμβολή του μανδύα FRP στο V_w μπορεί να υπολογιστεί θεωρώντας ότι η τάση του FRP προσεγγίζει την τιμή σχεδιασμού της οριακής αντοχής του μανδύα FRP, $f_{fu,d}$, στις ακραίες εφελκυσόμενες ίνες και μειώνεται γραμμικά στο μηδέν κατά μήκος του στατικού ύψους, d , ως:

$$V_{w,f} = 0.5 \rho_f b_w z f_{fu,d} \quad (2.49)$$

όπου:

$\rho_f = 2t_f / b_w$ είναι το γεωμετρικό ποσοστό του FRP

z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων, το οποίο λαμβάνεται ίσο με d

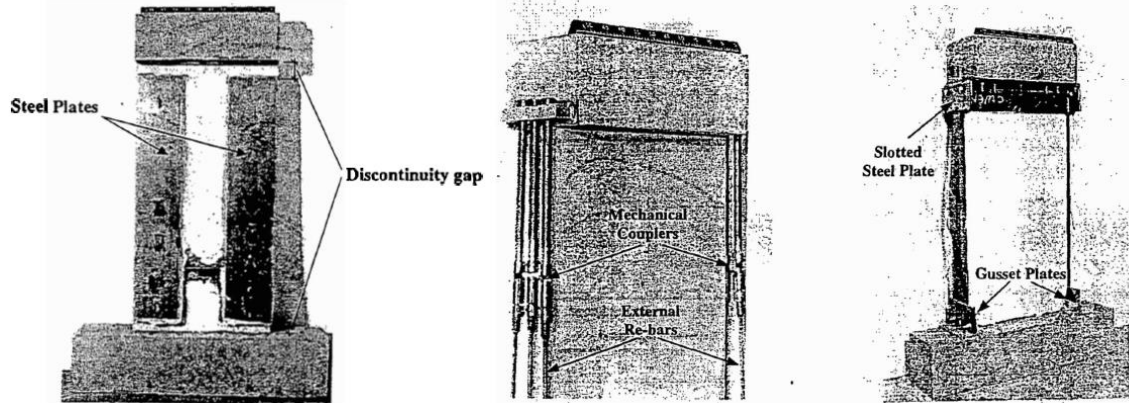
$f_{fu,d}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της οριακής αντοχής του FRP, που ισούται με την οριακή αντοχή FRP, f_{fu} , διαιρεμένη δια του επιμέρους συντελεστή $\gamma_{fd} = 1.5$ του FRP

2.5.3 Ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία

Ειδική μνεία γίνεται και στην χρήση μεταλλικών στοιχείων ως μέθοδο ενίσχυσης τοιχίων Ω/Σ , αφού η μέθοδος αυτή εφαρμόστηκε στην παρούσα διατριβή. Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα όπου μπορούν να βρεθούν αρκετές ερευνητικές εργασίες (*Aboutaha et al., 1999; Cirtek, 2001a, 2001b; Nagaprasad et al., 2009; Gimenez et al., 2009; Campione, 2012a, 2012b*) η εφαρμογή αυτής μεθόδου σε τοιχία είναι πολύ περιορισμένη.

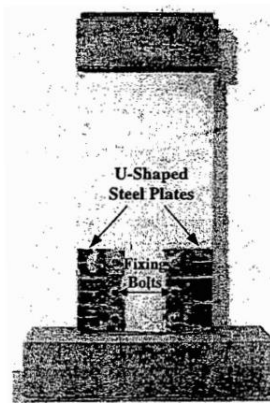
Μία από τις πρώτες μελέτες που επικεντρώνεται αποκλειστικά στην επισκευή και ενίσχυση τοιχίων Ω/Σ με μεταλλικά στοιχεία είναι αυτή των *Elnashai and Pinho (1998)*. Η συγκεκριμένη εργασία εστιάζει στην χρήση κυρίως μεταλλικών στοιχείων (λάμες)

στοχεύοντας κάθε φορά σε διαφορετικό αποτέλεσμα επισκευής/ενίσχυσης (αύξηση αντοχής, αύξηση δυσκαμψίας, αύξηση πλαστιμότητας) (Σχήμα 2.27).

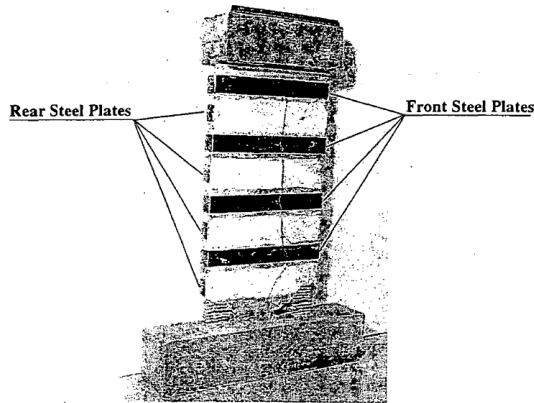


(α) Αύξηση δυσκαμψίας

(β) Αύξηση καμπτικής αντοχής



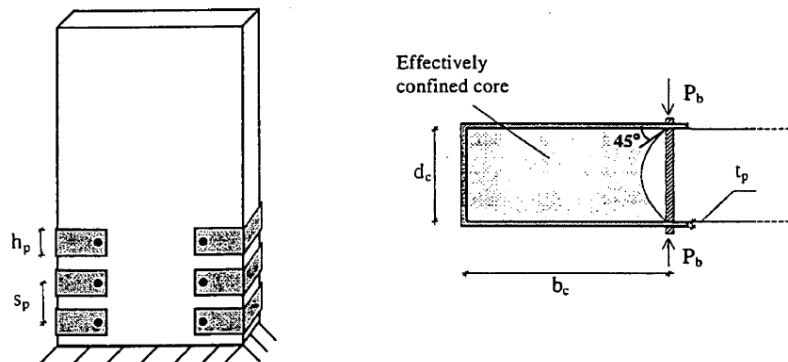
(γ) Αύξηση πλαστιμότητας



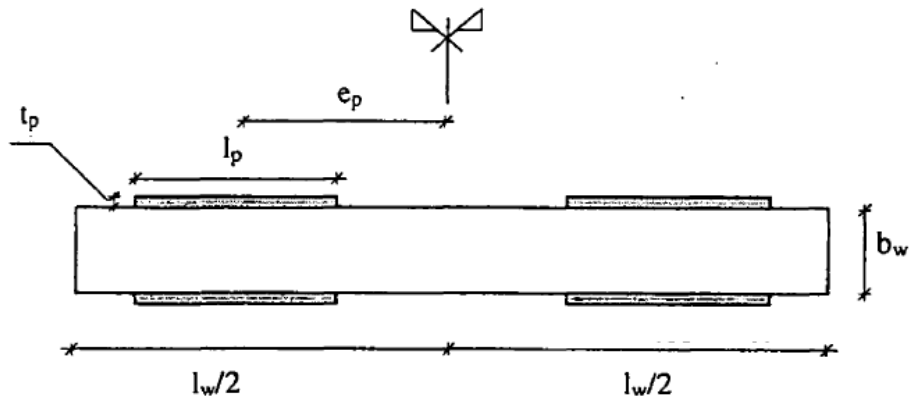
(δ) Αύξηση διατμητικής αντοχής

Σχήμα 2.27 Μέθοδοι ενίσχυσης με χρήση μεταλλικών στοιχείων κατά Elnashai και Pinho (1998).

Η συγκεκριμένη εργασία καταλήγει σε απλά προσομοιώματα υπολογισμού για κάθε μέθοδο ενίσχυσης αλλά και σε απλούς κανόνες εφαρμογής (Σχήμα 2.28). Εξάιρεση αποτελεί η ενίσχυση σε τέμνουσα (Σχήμα 2.27δ) η οποία δεν αναπτύσσεται επαρκώς από τους συγγραφείς.



(α) Λεπτομέρεια για διαμόρφωση οπλισμού περίσφιγξης



(β) Λεπτομέρεια για αύξηση δυσκαμψίας

Σχήμα 2.28 Λεπτομέρειες διαμορφώσεων μεταλλικών ενισχύσεων (Elnashai και Pinho, 1998)

Τα συμπεράσματα της εργασίας μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

Δυσκαμψία

Επιτυγχάνεται αποκατάσταση της δυσκαμψίας (Σχήμα 2.29α) με χρήση συνεχών μεταλλικών πλακών λόγω αποφυγής έντονης ρηγμάτωσης αλλά και αύξησης των διαστάσεων και του μέτρου ελαστικότητας. Η αποδοτικότητα εξαρτάται από το πάχος, την θέση και την έκταση καθ' ύψος των πλακών (Σχήμα 2.28β). Συνιστάται τοποθέτηση πλακών τουλάχιστον στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης όπου εμφανίζεται και η εντονότερη ρηγμάτωση. Επίσης υποχρεωτική είναι και η ύπαρξη κενού μεταξύ των υποκείμενων και υπερκείμενων στοιχείων (βάση και κορυφή) ώστε να μην αλλοιώνεται η καμπτική αντοχή (ενεργοποίησης πλακών σε κάμψη).

Καμπτική αντοχή

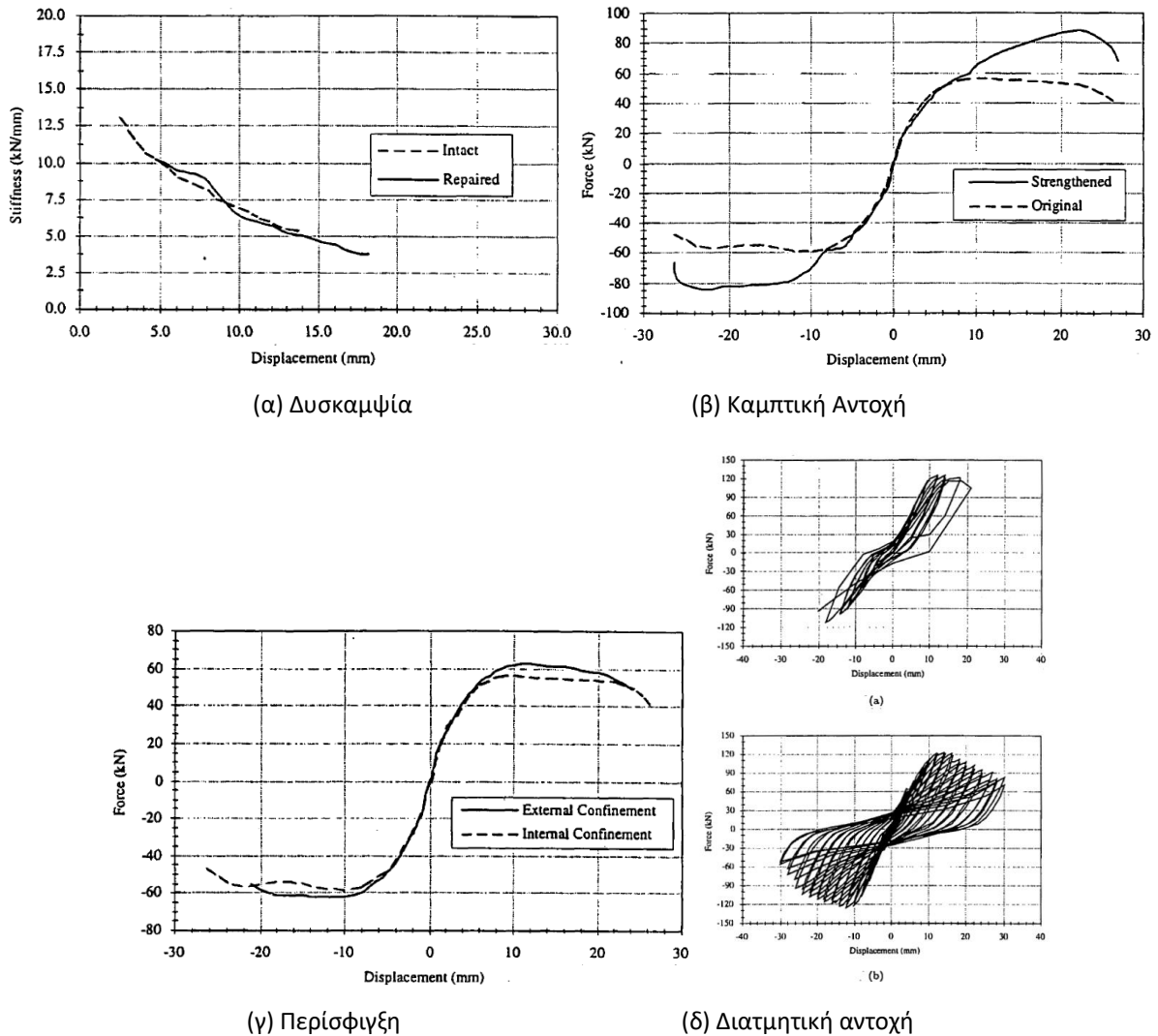
Επιτυγχάνεται αύξηση της καμπτικής αντοχής με χρήση μεταλλικών πλακών τοποθετημένων στο πλάτος, b_w , κατάλληλα αγκυρωμένων με χρήση πλακών αγκύρωσης.

Περίσφιγξη

Επιτυγχάνεται αποδοτικότητα εφάμιλλη με αυτήν της εσωτερικής περίσφιγξης (διαμόρφωση κρυφοϋποστυλωμάτων) με χρήση μεταλλικών ελασμάτων και μεταλλικών προεντεταμένων αγκυρίων-σφικτήρων (Σχήμα 2.29γ). Απαιτείται ένα ελάχιστο κενό μεταξύ των λωρίδων (όχι συνεχή μεταλλικά U) ώστε να επηρεάζεται η δυσκαμψία στο ελάχιστο (Σχήμα 2.28α).

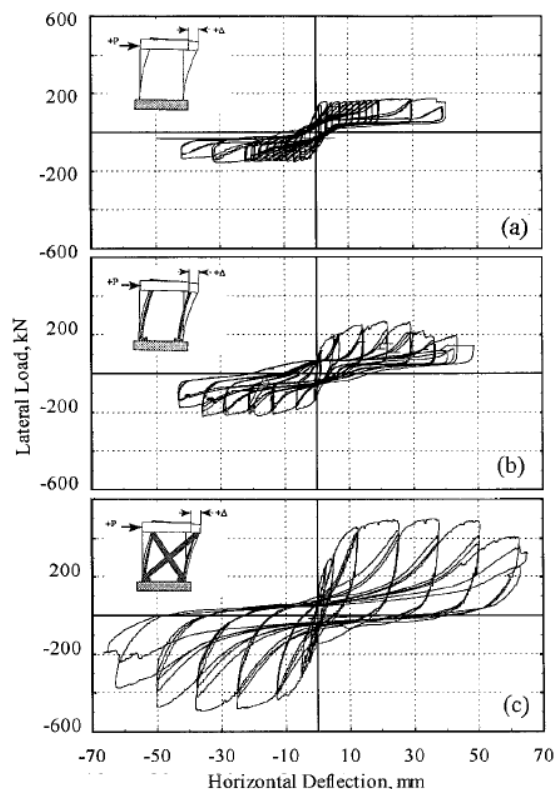
Τέμνουσα

Αν και πειραματικά επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής σε τέμνουσα και εξασφάλιση καμπτικής συμπεριφοράς (Σχήμα 2.29δ) με χρήση μεταλλικών ελασμάτων (λωρίδες), οι συγγραφείς δεν παραθέτουν ειδικούς κανόνες εφαρμογής.



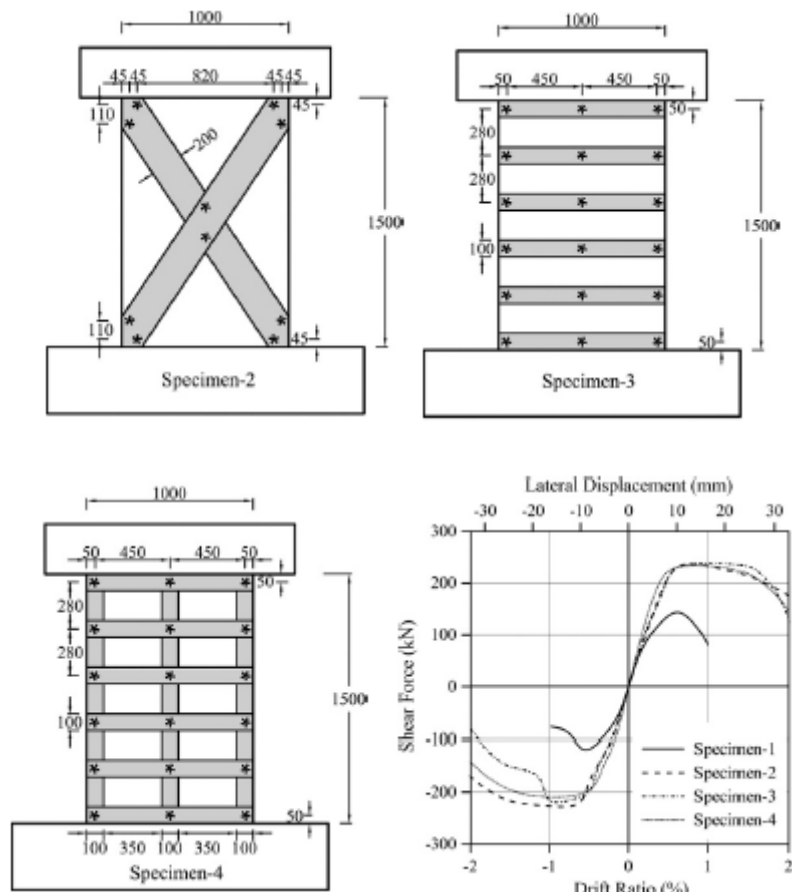
Σχήμα 2.29 Καμπύλες P-δ δοκιμών για κάθε στόχο ενίσχυσης (Elnashai και Pinho, 1998)

Οι *Taghdi et al.* (2000) μελέτησαν την εφαρμογή χιαστί μεταλλικών στοιχείων ως μέθοδο επισκευής κι ενίσχυσης σε κοντά τοιχία ($\alpha_s=1.0$) από τοιχοποιία και σκυρόδεμα. Ωστόσο η εφαρμογή σε τοιχίο Ω/Σ αφορά μόνο ένα δοκίμιο. Η πειραματική διαδικασία περιελάμβανε την δοκιμή του δοκιμίου αναφοράς (Σχήμα 2.30a), την επισκευή και ενίσχυση με χρήση μόνο κατακόρυφων λαμών ως ενίσχυση σε κάμψη (Σχήμα 2.30b) και την εκ νέου δοκιμή και, τέλος, την εφαρμογή της χιαστί διαμόρφωσης στο ίδιο δοκίμιο, αναδεικνύοντας την αποτελεσματικότητα της τελευταίας (Σχήμα 2.30c).



Σχήμα 2.30 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών κατά Taghdi et al. (2000)

Πιο πρόσφατα, οι *Altin et al.* (2013b) μελέτησαν την ενίσχυση, με χρήση μεταλλικών λαμών, τοιχίων με λόγο διάτμησης $\alpha_s=1.5$ «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις», δηλαδή χωρίς την διαμόρφωση περισφιγμένων άκρων και με μικρά ποσοστά σπλισμού διάτμησης (Σχήμα 2.31). Το δοκίμιο αναφοράς έχει παρουσιαστεί προηγουμένως (Σχήμα 2.19). Μελετήθηκαν τρεις εναλλακτικές διαμορφώσεις ενίσχυσης: χιαστί διαμόρφωση, διαμόρφωση οριζόντιων λωρίδων και συνδυασμός οριζόντιων και κατακόρυφων λωρίδων. Οι συγκεκριμένες διαμορφώσεις αν και σίγουρα κατάφεραν να βελτιώσουν αισθητά την συμπεριφορά των τοιχίων σε σχέση με το δοκίμιο αναφοράς και ως προς την ανάπτυξη αντοχών και ως προς την ανάπτυξη παραμορφώσεων, δεν επέφεραν τα αναμενόμενα αποτελέσματα ως προς την ανάπτυξη ικανοποιητικών τιμών πλαστιμότητας. Επιχειρώντας ένα σχόλιο πάνω στην συγκεκριμένη παρατήρηση θα μπορούσε να ειπωθεί ότι τόσο η αραιή διάταξη οριζόντιων λωρίδων στο δοκίμιο 3 (ανά 28 εκ.) όσο και η ανεπάρκεια περιορισμού του φαινομένου του λυγισμού οδήγησαν στην αποδιοργάνωση των τοιχίων και σε απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητάς τους.



Σχήμα 2.31 Διαμόρφωση ενισχύσεων και περιβάλλουσες καμπυλών υστέρησης (Altin et al., 2013b)

Διατάξεις EC8-3

Στην συνέχεια παρατίθενται οι διατάξεις του EC8-3 (CEN, 2005, 2010) που αφορούν την χρήση μεταλλικών στοιχείων. Οι διατάξεις αφορούν κυρίως την αύξηση της αντοχής σε τέμνουσα.

Η συμπεριφορά των μεταλλικών λωρίδων είναι εφάμιλλη με αυτή του συμβατικού οπλισμού διάτμησης, όπως αναφέρεται και στην βιβλιογραφία (π.χ. *Aboutaha et al., 1999*). Και οι δύο τύποι οπλισμού δεν εμποδίζουν το άνοιγμα των πρώτων διατμητικών ρωγμών αλλά ενεργοποιούνται καθώς το εύρος των ρωγμών τείνει να γίνει μεγαλύτερο. Επομένως, εξασφαλίζοντας ότι δεν θα αναπτύξουν μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις εμποδίζουν την επέκταση του εύρους των ρωγμών. Επομένως, προκειμένου να διαμορφωθεί μια επαρκής ενίσχυση, πρέπει να εξασφαλιστεί ότι οι οπλισμοί (λωρίδες) θα παραμένουν εντός ελαστικής περιοχής.

Ο EC8-3 (CEN, 2005, 2010) περιλαμβάνει ορισμένες θεμελιώδεις διατάξεις περί διαμόρφωσης μανδύα από μεταλλικά στοιχεία (κλωβοί) οι οποίες βέβαια παραπέμπουν περισσότερο για χρήση σε υποστυλώματα παρά σε τοιχία. Σύμφωνα με τις διατάξεις αυτές

η διαμόρφωση του κλωβού γίνεται με την διάταξη τεσσάρων μεταλλικών γωνιών στις γωνίες του τοιχίου, πάνω στις οποίες συγκολλούνται οι οριζόντιες μεταλλικές λάμες. Η συνεισφορά των λαμών, V_j , στην διατμητική αντοχή μπορεί να θεωρηθεί πρόσθετη σε αυτή που παρέχουν οι πρόσθετοι συνδετήρες, V_s , εξασφαλίζοντας πάντα ότι παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Για τον λόγο αυτό ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού ενίσχυσης (λωρίδες) γίνεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο το 50% της τάσης διαρροής του χάλυβα.

$$V_{sh}=V_s+V_j \quad (2.50)$$

Η συνεισφορά των μεταλλικών λωρίδων υπολογίζεται ως εξής:

$$V_j=0.5h \frac{2t_j b_j}{s_j} f_{y,j,d} (\cot\theta+\cot\beta) \sin\beta \quad (2.51)$$

όπου

t_j είναι το πάχος των χαλύβδινων λωρίδων

b_j είναι το πλάτος των χαλύβδινων λωρίδων

s_j είναι η απόσταση μεταξύ των χαλύβδινων λωρίδων

$f_{y,j,d}$ είναι η το όριο διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα

Η παραπάνω σχέση βασίζεται στην θεώρηση ότι το κάθε ζεύγος λωρίδων (μία σε κάθε πλευρά) λειτουργεί σαν συνδετήρας συνολικού εμβαδού $A_j=2t_j b_j$.

2.6 Αριθμητικές μέθοδοι προσομοίωσης

Στην προηγούμενη παράγραφο έγινε αναφορά σε απλά προσομοιώματα της βιβλιογραφίας τα οποία επιχειρούν να εκτιμήσουν την συμπεριφορά των τοιχίων (και γενικά των μελών) σε όρους δυνάμεων-παραμορφώσεων. Τα προσομοιώματα αυτά βασίζονται σε ένα όσο το δυνατόν απλό θεωρητικό υπόβαθρο και συχνά βαθμονομούνται με βάση πειραματικά αποτελέσματα της διεθνούς βιβλιογραφίας, ενώ στόχος τους είναι να προτείνουν πρακτικές σχέσεις οι οποίες να μπορούν να υιοθετηθούν από τους διάφορους κανονισμούς.

Η μελέτη των τοιχίων και γενικά των μελών αντιμετωπίζεται συχνά (ιδιαίτερα σε ερευνητικό επίπεδο) και με την εφαρμογή αριθμητικών μεθόδων προσομοίωσης (numerical analysis), οι οποίες ανάλογα με το μοντέλο προσομοίωσης και τις δυνατότητες αυτού προσεγγίζουν με λιγότερη ή περισσότερη ακρίβεια την πραγματικότητα. Η πλέον διαδεδομένη μέθοδος ανάλυσης είναι η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων (FEM), η

οποία με την σειρά της αντιμετωπίζει ποικιλοτρόπως την προσομοίωση μελών Ω/Σ (π.χ. γραμμικά, επιφανειακά ή τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία).

Εκτός από τις παραδοσιακές μεθόδους ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία έχουν προταθεί και άλλες εναλλακτικές μέθοδοι. Μία από αυτές έχει προταθεί από τους *Massone et al.* (2006) και *Orakcal et al.* (2006), η οποία επιχειρεί να συμπεριλάβει στην ανάλυση την αλληλεπίδραση μεταξύ κάμψης και διάτμησης. Το συγκεκριμένο προσομοίωμα έχει συμπεριληφθεί στην βιβλιοθήκη του λογισμικού OpenSees του Πανεπιστημίου του Berkeley της Καλιφόρνια (*McKenna et al.*, 2007). Ειδικότερη αναφορά και ανάλυση πραγματοποιείται στο Κεφάλαιο 5, το οποίο πραγματεύεται την αριθμητική ανάλυση των τοιχίων.

2.7 Συμπεράσματα

Στις προηγούμενες παραγράφους πραγματοποιήθηκε μία ενδεικτική παράθεση χαρακτηριστικών δημοσιεύσεων της διεθνούς βιβλιογραφίας που αφορούν την μελέτη τοιχίων Ω/Σ. Φυσικά οι παραπάνω δημοσιεύσεις (κυρίως της §2.3) αποτελούν τμήμα του συνόλου των εργασιών, αφού είναι πρακτικά αδύνατο να γίνει αναφορά σε όλες. Όπως διαπιστώθηκε οι περισσότερες εργασίες μελετούν την επιρροή που έχει η διαμόρφωση οπλισμού περίσφιγξης στην ανάπτυξη πλαστιμότητας, ενώ ιδιαίτερη βαρύτητα δίνεται και σε αστοχίες που σχετίζονται με διατμητικά φαινόμενα (διατμητική ολίσθηση, διαγώνια ρηγμάτωση, αστοχία διαγώνιου θλιπτήρα) σε τοιχία με μικρούς λόγους διάτμησης (κυρίως $\alpha_s < 1,5$). Αντίθετα, απουσιάζει η συστηματική μελέτη τοιχίων «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις» και συμπεράσματα προκύπτουν από μεμονωμένες αναφορές διάσπαρτες στην διεθνή βιβλιογραφία. Επίσης, όσον αφορά την επισκευή και ενίσχυση τοιχίων Ω/Σ, σε αντίθεση με τα υποστυλώματα και τα δοκάρια, ο αριθμός των δημοσιεύσεων που αφορούν την επισκευή ή/και την ενίσχυση τοιχίων είναι χαρακτηριστικά μικρός και υπάρχουν μόνο λίγες εργασίες που θίγουν την εφαρμογή μεθόδων όπως η χρήση ΙΟΠ ή μεταλλικών στοιχείων.

Επομένως, συμπερασματικά, από την μελέτη της διεθνούς βιβλιογραφίας προκύπτουν δύο βασικά συμπεράσματα. Πρώτον, ο μεγαλύτερος όγκος των πειραμάτων περιλαμβάνει τοιχία με διατάξεις που εναρμονίζονται με την λογική των σύγχρονων κανονισμών (διαμόρφωση κρυφοϋποστυλωμάτων, πυκνός διατμητικός οπλισμός) και στα οποία στηρίχτηκαν, σε πολλές περιπτώσεις, και τα προσομοιώματα περί αποτίμησης μελών.

Δεύτερον, τα πειράματα που περιλαμβάνουν ενίσχυση τοιχίων είναι αριθμητικά περιορισμένα.

Διαπιστώνοντας το συγκεκριμένο βιβλιογραφικό κενό, η παρούσα διατριβή φιλοδοξεί να συμβάλει στην μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης υφιστάμενων τοιχίων «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις». Φυσικά στο πλαίσιο μίας και μόνο διατριβής δεν είναι δυνατόν να καλυφθούν πειραματικά και θεωρητικά όλες οι περιπτώσεις αλλά σίγουρα τα αποτελέσματα της συγκεκριμένης εργασίας μπορούν να χρησιμοποιηθούν και να αξιοποιηθούν και από άλλους ερευνητές σε συνδυασμό πάντα με άλλα αποτελέσματα της διεθνούς βιβλιογραφίας.

Κεφάλαιο 3

Πειραματική Διαδικασία

3.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο περιλαμβάνεται η πλήρης περιγραφή της πειραματικής διαδικασίας, τόσο για τα μη ενισχυμένα όσο και για τα ενισχυμένα τοιχία. Ο σχεδιασμός των δοκιμών πραγματοποιήθηκε με σκοπό να μελετηθεί η επιρροή των διαφορετικών τρόπων όπλισης στην συμπεριφορά των τοιχίων – με έμφαση στα υφιστάμενα τοιχία σχεδιασμένα με βάση παλαιότερους κανονισμούς – ενώ η οργάνωση της πειραματικής διάταξης έγινε με γνώμονα τα επιθυμητά μετρούμενα μεγέθη (μετακινήσεις, στροφές). Για τον λόγο αυτό μελετήθηκε πλήθος βιβλιογραφίας στην οποία αναζητήθηκαν σχέσεις και προσομοιώματα υπολογισμού των μεγεθών αυτών. Στις επόμενες παραγράφους περιγράφονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των εξεταζόμενων τοιχίων, τα χρησιμοποιούμενα υλικά, η διάταξη των μετρητικών οργάνων που χρησιμοποιήθηκε αλλά και τα μεγέθη που επιδιώκεται να μετρηθούν.

3.2 Σχεδιασμός - περιγραφή δοκιμών

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στα Κεφάλαια 1 και 2 όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί, δίνουν μεγάλη βαρύτητα στην αντισεισμική διαμόρφωση του οπλισμού των τοιχίων επιδιώκοντας την εξασφάλιση ενός πλαστικού μηχανισμού αστοχίας. Αυτό εξασφαλίζεται κυρίως μέσω της διαμόρφωσης ακραίων περισφιγμένων κρυφοϋποστυλωμάτων αλλά και μέσω μιας διαδικασίας σχεδιασμού που οδηγεί σε υψηλά ποσοστά διατμητικού οπλισμού. Εντούτοις, σε πολλές χώρες με έντονη σεισμική δραστηριότητα, υπάρχει μεγάλο ποσοστό κτηρίων σχεδιασμένα με βάση παλαιότερους κανονισμούς, τα οποία περιλαμβάνουν τοιχία μη

συμβατά με τις σύγχρονες αντιλήψεις περί αντισεισμικού σχεδιασμού. Τα τοιχεία αυτά δεν περιλαμβάνουν ακραία περισφιγμένα υποστυλώματα και χαρακτηρίζονται από μικρά ποσοστά διατμητικού οπλισμού. Επομένως, θεωρητικά, η απουσία των συνδετήρων περισφιγξης οδηγεί σε χαμηλές τιμές παραμόρφωσης σκυροδέματος, και ως εκ τούτου σε χαμηλές τιμές πλαστιμότητας. Η αραιή διαμόρφωση διατμητικού οπλισμού δεν εξασφαλίζει ότι η διατμητική αντοχή υπερβαίνει την καμπτική, οδηγώντας σε πρώιμη διατμητική (ψαθυρή) αστοχία, ενώ η απουσία συνδετήρων (περίσφιγξης ή διάτμησης) καθιστά τα τοιχεία ευάλωτα σε λυγισμό των διαμήκων θλιβόμενων ράβδων.

Η πειραματική διαδικασία περιλαμβάνει την διερεύνηση της συμπεριφοράς συνολικά 15 τοιχιών-δοκιμίων. Από αυτά, τα 6 προσομοιώνουν τοιχεία σχεδιασμένα με βάση παλαιότερους κανονισμούς, τα 2 είναι σχεδιασμένα σύμφωνα με τις σύγχρονες αντισεισμικές διατάξεις (EC2-EC8), τα υπόλοιπα 7 τοιχεία περιλαμβάνουν κάποια μορφή ενίσχυσης ενώ, τέλος, ένα από τα μη ενισχυμένα τοιχεία επισκευάστηκε, ενισχύθηκε με μανδύα ΙΟΠ και επανυποβλήθηκε σε δοκιμή (βλ. και Πίνακα 3.1). Ο σχεδιασμός των τοιχιών έγινε με γνώμονα το να μελετηθούν διάφορες μορφές αστοχίας που συναντώνται σε υφιστάμενα τοιχεία ΟΣ (π.χ. λυγισμός των διαμήκων ράβδων, διατμητική αστοχία κ.α.). Επομένως, από τα έξι υφιστάμενα τοιχεία μόνο τα δύο (W_2 και W_{13}) αποτελούν τυπικά υφιστάμενα υποωπλισμένα τοιχεία σχεδιασμένα με βάση παλαιότερους κανονισμούς, αφού στα δοκίμια W_5, W_6, W_9 και W_{11} τοποθετήθηκαν επιπροσθέτως εσωτερικοί ανοικτοί συνδετήρες προκειμένου να αποφευχθεί το φαινόμενο του λυγισμού των διαμήκων ράβδων και να μελετηθεί η επιρροή που έχουν τα διαφορετικά ποσοστά διατμητικού οπλισμού στην συμπεριφορά τους. Επιπλέον, μελετήθηκε η συνεισφορά του δισδιαγώνιου (χιαστί) οπλισμού (W_3 -FRP), ως εσωτερικού οπλισμού, καθώς και η επιρροή της αξονικής δύναμης (W_6) στην συμπεριφορά των τοιχιών. Όσον αφορά τα ενισχυμένα τοιχεία, η επιλογή και ο τύπος της ενίσχυσης έγινε με βάση τις παρατηρήσεις που έγιναν στα υφιστάμενα τοιχεία, όπως θα συζητηθεί και στην συνέχεια της διατριβής. Τονίζεται ότι ο σχεδιασμός και η ανάλυση των τοιχιών έχει πραγματοποιηθεί με δεδομένο ότι ο λόγος διάτμησης όλων των δοκιμίων είναι σταθερός και ίσος με 2.0, επομένως τα συμπεράσματα και οι παρατηρήσεις που προκύπτουν από την πειραματική διερεύνηση της παρούσας διατριβής αφορούν τοιχεία χαρακτηρισμένα ως “μεσαία” (medium-rise).

Πίνακας 3.1 Βασικά χαρακτηριστικά δοκιμών

Δοκίμιο	b_w (m)	h (m)	L_v (m)	α^1	ρ_{tot} (%) ²	ρ_w (%) ³	Χαρακτηρισμός	Σχόλια
W₁	0.10	0.74	1.50	0.3290	13.92	7.18	Μη ενισχυμένο /EC2-EC8	-
W₂	0.10	0.74	1.50	-	15.27	3.35	Μη ενισχυμένο /Υπωπλισμένο	-
W₂-FRP	0.10	0.74	1.50	-	15.27	3.35	Επισκευασμένο /Ενισχυμένο	Όμοιο με W ₂ - Επισκευή με επισκευαστικό κονίαμα και ενίσχυση με ΙΟΠ
W₃-FRP	0.10	0.74	1.50	-	20.80	4.91	Ενισχυμένο	Διαγώνιος οπλισμός και ενίσχυση με ΙΟΠ
W₄-FRP	0.10	0.74	1.50	-	15.27	3.35	Ενισχυμένο	ΙΟΠ
W₅	0.10	0.74	1.50	0.0108	15.27	1.88	Μη ενισχυμένο /Υπωπλισμένο	Ανοιχτοί συνδετήρες
W₆	0.10	0.74	1.50	0.0108	15.27	1.88	Μη ενισχυμένο /Υπωπλισμένο	Ανοιχτοί συνδετήρες και αξονικό φορτίο
W₇	0.125	0.75	1.50	0.2330	14.33	6.69	Μη ενισχυμένο /EC2-EC8	-
W₈-SS	0.125	0.75	1.50	0.2330	14.33	6.69	Ενισχυμένο	Μεταλλικές λάμες (χωρίς γωνίες) σε όλο το ύψος
W₉	0.125	0.75	1.50	0.1240	12.06	2.01	Μη ενισχυμένο /Υπωπλισμένο	Ανοιχτοί συνδετήρες
W₁₀-SS	0.125	0.75	1.50	-	12.06	2.01	Ενισχυμένο	Μεταλλικές λάμες (χωρίς γωνίες) σε όλο το ύψος
W₁₁	0.125	0.75	1.50	0.1240	12.06	1.13	Μη ενισχυμένο /Υπωπλισμένο	Ανοιχτοί συνδετήρες
W₁₂-SS	0.125	0.75	1.50	-	12.06	1.13	Ενισχυμένο	Μεταλλικές λάμες + γωνίες στην βάση
W₁₃	0.125	0.75	1.50	-	12.06	1.13	Μη ενισχυμένο /Υπωπλισμένο	-
W₁₄-SS	0.125	0.75	1.50	-	12.06	1.13	Ενισχυμένο	Μεταλλικές λάμες + γωνίες σε όλο το ύψος
W₁₅-SS	0.125	0.75	1.50	-	12.06	1.13	Ενισχυμένο	Χιαστί + Μεταλλικές λάμες + γωνίες στην βάση

b_w =πάχος τοιχίου, h =Μήκος τοιχίου (ύψος διατομής), L_v =ύψος τοιχίου (διατμητικό μήκος)

¹ α Συντελεστής αποδοτικότητας περισφιγξης σύμφωνα με EC8-3-Εξ.Α.2

² ρ_{tot} = Ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού=Συνολικό εμβαδόν κατακόρυφου οπλισμού/Εμβαδόν διατομής=Σ $A_{s,l}$ /(b_w * h)

³ ρ_w = Ποσοστό διατμητικού οπλισμού=Εμβαδόν διατμητικού οπλισμού/(πάχος* απόστασησυνδετήρων)=Σ $A_{s,w}$ /(b_w * s)

Τα σχέδια όλων των τοιχίων-δοκιμίων (γεωμετρικά στοιχεία, οπλισμοί, ενισχύσεις) περιλαμβάνονται στο Παράρτημα Α. Τα δοκίμια W_1 - W_6 σκυροδετήθηκαν στις εγκαταστάσεις της εταιρίας ΠΡΟΕΤ Α.Ε. στον Ασπρόπυργο, ενώ η σκυροδέτηση των τοιχίων W_7 έως W_{15} -SS πραγματοποιήθηκε στον χώρο του Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ. Σημειώνεται ότι η σκυροδέτηση των δοκιμίων W_1 έως W_6 πραγματοποιήθηκε σε οριζόντια θέση ενώ αυτή των υπολοίπων τοιχίων σε κατακόρυφη (Σχήμα 3.4). Η εφαρμογή όλων των ενισχύσεων πραγματοποιήθηκε στο Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ. Στην συνέχεια παρατίθενται ενδεικτικές φωτογραφίες από την διαμόρφωση των οπλισμών και την σκυροδέτηση ορισμένων εκ των δοκιμίων.



(α) Διαμόρφωση οπλισμού τοιχίου W_1 (ΠΡΟΕΤ)



(β) Διαμόρφωση οπλισμού τοιχίου W_7 (ΕΜΠ)

Σχήμα 3.1 Διαμόρφωση οπλισμών τοιχίων σχεδιασμένων με τους EC2-EC8



(α) Διαμόρφωση διαγώνιου οπλισμού τοιχίου W_3 (ΠΡΟΕΤ)



(β) Λεπτομέρεια διαγώνιου οπλισμού τοιχίου W_7 (ΠΡΟΕΤ)

Σχήμα 3.2 Διαμόρφωση οπλισμού τοιχίου W_3 με διαγώνιο οπλισμό



(α) Διαμόρφωση σπλισμού τοιχίου W₂ (ΠΡΟΕΤ)



(β) Διαμόρφωση σπλισμού τοιχίου W₅ (ΠΡΟΕΤ)



(γ) Διαμόρφωση σπλισμού τοιχίου W₉ (ΕΜΠ)



(δ) Λεπτομέρεια σπλισμού τοιχίου W₁₀ (ΕΜΠ)

Σχήμα 3.3 Διαμόρφωση σπλισμών τοιχίων σχεδιασμένων με παλαιότερους κανονισμούς



(α) Σκυροδέτηση τοιχίων (ΠΡΟΕΤ) σε οριζόντια θέση



(β) Σκυροδέτηση τοιχίων (ΕΜΠ)

Σχήμα 3.4 Σκυροδέτηση δοκιμίων

Η διαδικασία της επισκευής/ενίσχυσης περιλαμβάνει την εφαρμογή υφάσματος (μανδύα) ΙΟΠ και μεταλλικών στοιχείων (γωνίες, οριζόντιες λάμες, χιαστί). Η αιτιολόγηση της επιλογής και του τύπου ενίσχυσης κάθε τοιχίου θα συζητηθεί στα επόμενα κεφάλαια και ιδιαίτερα στο Κεφάλαιο 5. Στο παρόν κεφάλαιο θα συζητηθεί η προετοιμασία των ενισχύσεων και κάποιες τεχνικές/κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

Η **εφαρμογή ΙΟΠ** και συγκεκριμένα υαλοϋφάσματος (GFRP) πραγματοποιήθηκε στα τοιχία W_2 -FRP, W_3 -FRP και W_4 -FRP. Ειδικά στο W_2 -FRP προηγήθηκε και επισκευή της βλαμμένης περιοχής η οποία περιελάμβανε την εξής διαδικασία (Σχήμα 3.5):

- α) καθαίρεση κατεστραμμένου σκυροδέματος σε μία ζώνη 20-25 cm από την βάση (Σχήμα 3.5α) και επανευθυγράμμιση διαμήκων ράβδων
- β) σκυροδέτηση της περιοχής αυτής με έγχυτο επισκευαστικό κονίαμα (Σχήμα 3.5β)
- γ) ξεκαλούπωμα και φινίρισμα επιφάνειας με σπατουλαριστό επισκευαστικό κονίαμα
- δ) λείανση επιφάνειας και καμπύλωση των τεσσάρων γωνιών με τροχό (Σχήμα 3.5γ)
- ε) καθαρισμός επιφάνειας με εφαρμογή πεπιεσμένου αέρα (Σχήμα 3.5δ)
- στ) εφαρμογή ρητίνης ασταρώματος (Σχήμα 3.5ε)
- ζ) εμποτισμός δύο φύλλων GFRP με κόλλα-ρητίνη εμποτισμού και εφαρμογή στο τοιχίο (Σχήμα 3.5στ)

Τονίζεται ότι δεν εφαρμόστηκε κάποια τεχνική αποκατάστασης των υπαρχουσών ρωγμών (π.χ. εφαρμογή ρητινέσεων) αφού το εύρος τους ήταν πολύ μικρό. Για τα τοιχία τα οποία ενισχύθηκαν εξ αρχής (W_3 -FRP και W_4 -FRP) εφαρμόστηκαν τα βήματα δ) έως ζ).

Η **χρήση μεταλλικών στοιχείων** ως μέθοδος ενίσχυσης εφαρμόστηκε στα τοιχία W_8 -SS, W_{10} -SS, W_{12} -SS, W_{14} -SS και W_{15} -SS. Η ενίσχυση περιελάμβανε τέσσερις διαφορετικές τεχνικές:

- α) εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων σε όλο το ύψος (W_8 -SS και W_{10} -SS)
- β) εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων και κατακόρυφων μεταλλικών γωνιών σε όλο το ύψος (W_{14} -SS)
- γ) εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων και κατακόρυφων μεταλλικών γωνιών αλλά μόνο στην πλαστική περιοχή περίπου σε μία ζώνη 40cm από την βάση (W_{12} -SS)
- δ) εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων και κατακόρυφων μεταλλικών γωνιών στην πλαστική περιοχή σε μία ζώνη 40cm από την βάση και εφαρμογή δισδιαγώνιων μεταλλικών γωνιών στο υπόλοιπο ύψος (W_{15} -SS).

Η εφαρμογή των μεταλλικών στοιχείων περιελάμβανε τα εξής στάδια (Σχήμα 3.6):

- α) λείανση επιφάνειας με τροχό και καθαρισμό της με εφαρμογή πεπιεσμένου αέρα
- β) επάλειψη μεταλλικών γωνιών (εάν προβλέπεται) με ρητίνη (πάστα) συγκόλλησης και τοποθέτηση στο τοιχίο με χρήση σφιγκτήρων για καλύτερη συγκόλληση μετάλλου-σκυροδέματος (Σχήμα 3.6δ)
- γ) προδιάτρηση κορμού στις θέσεις εφαρμογής βλήτρων (Σχήμα 3.6α)
- δ) επάλειψη ελασμάτων ή χιαστί γωνιών (εάν προβλέπεται) με ρητίνη και τοποθέτηση στον κορμό με οδηγό τις υπάρχουσες οπές – ταυτόχρονη τοποθέτηση σφιγκτήρων για καλύτερη συγκόλληση μετάλλου-σκυροδέματος (Σχήματα 3.6β και 3.6γ)
- ε) ηλεκτροσυγκόλληση ελασμάτων ή χιαστί γωνιών (εάν προβλέπεται) στα σημεία επαφής με τις γωνίες ή με τα πλαϊνά ελάσματα (Σχήμα 3.6ε και 3.6στ). Σε κάποιες περιπτώσεις έγινε χρήση μεταλλικού επιθέματος στον κόμβο συγκόλλησης για αύξηση της φέρουσας ικανότητας της σύνδεσης, όπως εξηγείται και στο Κεφάλαιο 5.

Τονίζεται ότι γενικά σε εφαρμογές ενισχύσεων με μεταλλικά στοιχεία γίνεται χρήση ειδικών βλήτρων (μηχανικών ή χημικών) τα οποία έχουν στόχο την αύξηση της φέρουσας ικανότητας της διεπιφάνειας μεταξύ του υλικού ενίσχυσης και του υφιστάμενου σκυροδέματος, σε συνδυασμό πάντα και με την συνεισφορά της ρητίνης συγκόλλησης. Ωστόσο, λόγω του γεγονότος ότι τα τοιχία της συγκεκριμένης διατριβής είναι υπό κλίμακα 1:2 οι διαστάσεις τους - και κυρίως το πάχος τους (12.5cm) - είναι σχετικά μικρές, θεωρήθηκε ότι η εφαρμογή τέτοιων αγκυρίων σε μεγάλη έκταση θα απομείωνε την διατομή του κορμού. Επομένως, η εφαρμογή βλήτρων στην παρούσα πειραματική διαδικασία συνίσταται μόνο στην χρήση λεπτών μπουλονιών-βιδών τα οποία τοποθετούνται και βιδώνονται στις οπές-οδηγούς αμέσως μετά την εφαρμογή της ρητίνης και έχουν στόχο (κυρίως) την άμεση επιβολή κάθετης πίεσης στο τοποθετούμενο μεταλλικό έλασμα ή γωνία για την σωστότερη εφαρμογή τους.



(α) Απομάκρυνση κατεστραμμένου σκυροδέματος



(β) Εφαρμογή επισκευαστικού κονιάματος



(γ) Λείανση επιφάνειας και καμπύλωση γωνιών



(δ) Καθαρισμός τοιχίου



(ε) Εφαρμογή ρητίνης «ασταρώματος»



(στ) Εφαρμογή υφάσματος

Σχήμα 3.5 Ενδεικτικές φωτογραφίες κατά την εφαρμογή ενισχύσεων με ΙΟΠ.



(α) Τοποθέτηση οριζόντιων λαμών



(β) Εφαρμογή ρητίνης



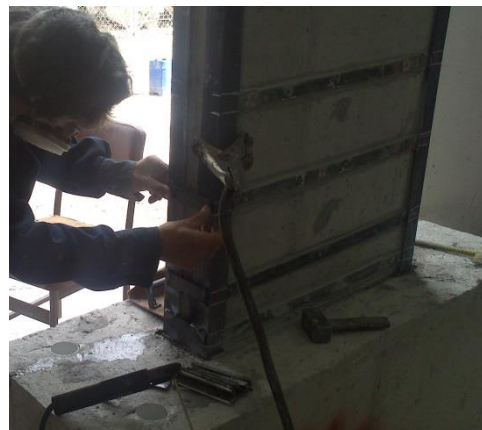
(γ) Χρήση σφικτήρων



(δ) Τοποθέτηση μεταλλικών γωνιών



(ε) Συγκόλληση λαμών στις γωνίες



(στ) Τοποθέτηση λαμών στο πλάτος του τοιχίου

Σχήμα 3.6 Ενδεικτικές φωτογραφίες κατά την εφαρμογή των ενισχύσεων με μεταλλικά στοιχεία.

3.3 Υλικά

Η αντοχή των δοκιμών εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τις αντοχές των χρησιμοποιούμενων υλικών. Στην περίπτωση των δοκιμών της συγκεκριμένης διατριβής η συνολική αντοχή των τοιχίων καθορίζεται από την αντοχή του σκυροδέματος, την αντοχή του χάλυβα αλλά και από την αντοχή των υλικών ενίσχυσης στην περίπτωση των ενισχυμένων τοιχίων.

3.3.1 Σκυρόδεμα

Η θλιπτική αντοχή του απερίσφικτου σκυροδέματος, f_c , προσδιορίστηκε με την εκτέλεση *Δοκιμής σε Μονοαξονική Θλίψη*, η οποία πραγματοποιήθηκε στην μηχανή θλίψης του Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ. Ο έλεγχος περιελάμβανε την θραύση έξι δοκιμών (μήτρες) ανά σκυροδέτηση, ενώ η τελική αντοχή προέκυπτε ως ο μέσος όρος των έξι επιμέρους τιμών. Τα δοκίμια ήταν είτε κυλινδρικά διαστάσεων $d \times h = 15 \times 30 \text{ cm}$ (τοιχία W_1 έως W_6), είτε κυβικά ακμής 10cm (τοιχία W_7 έως W_{15-SS}).



(α) Μονοαξονική θλίψη κυλινδρικού δοκιμίου



(β) Μονοαξονική θλίψη κυβικού δοκιμίου

Σχήμα 3.7 Δοκιμή σε μονοαξονική θλίψη σκυροδέματος

Σε κάθε περίπτωση οι υπολογισμοί των αντοχών των τοιχίων πραγματοποιήθηκαν με την αντοχή σε θλίψη που αντιστοιχεί σε κυλινδρικά δοκίμια 15x30, επομένως η τιμή στην περίπτωση των κυβικών δοκιμών τροποποιήθηκε σε αυτή που αντιστοιχεί σε κυλινδρικά

δοκίμια. Η τροποποίηση αυτή έγινε με βάση την μεθοδολογία που περιλαμβάνεται στον *Neville* (1995), η οποία περιλαμβάνει:

-Διαίρεση με το συντελεστή 1.04 για μετατροπή από κυβικά δοκίμια 10x10x10 σε κυβικά δοκίμια 15x15x15

-Πολλαπλασιασμό με το συντελεστή 0.8, για μετατροπή από κυβικά δοκίμια 15x15x15 σε κυλινδρικά δοκίμια 15x30

Στον Πίνακα 3.2 συνοψίζονται οι τιμές της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος ανά δοκίμιο. Τονίζεται ότι στην βιβλιογραφία υπάρχουν και άλλες μεθοδολογίες που οδηγούν σε διαφορετικά αποτελέσματα. Εντούτοις, οι διαφορές είναι σχετικά μικρές (της τάξης του 10%) και δεν επηρεάζουν τον υπολογισμό της αντοχής σε κάμψη (όπου ούτως ή άλλως η επιρροή της αντοχής του σκυροδέματος είναι πολύ μικρή) αλλά ούτε και την αντοχή σε λοξή θλίψη, αφού όπως θα αναφερθεί και στην συνέχεια, όλα τα τοιχεία έχουν μεγάλη επάρκεια σε αντοχή.

Πίνακας 3.2 Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος κυλίνδρου 15x30

Όνομα δοκιμίου	Θλιπτική αντοχή f_c (MPa)	Όνομα δοκιμίου	Θλιπτική αντοχή f_c (MPa)	Όνομα δοκιμίου	Θλιπτική αντοχή f_c (MPa)
W₁	33.74	W₆	26.35	W₁₁	31.12 (40.76)**
W₂	32.12 (23.00)*	W₇	31.12 (40.76)**	W_{12-SS}	31.12 (40.76)**
W_{3-FRP}	37.10	W_{8-SS}	31.12 (40.76)**	W₁₃	25.37 (32.99)**
W_{4-FRP}	30.12	W₉	31.12 (40.76)**	W_{14-SS}	25.37 (32.99)**
W₅	33.55	W_{10-SS}	31.12 (40.76)**	W_{15-SS}	25.37 (32.99)**

* η τιμή εντός παρένθεσης αναφέρεται στην τιμή του επισκευαστικού κονιάματος

** οι τιμές εντός παρένθεσης αναφέρονται στην πρωτογενή τιμή δοκιμίων 10x10x10

Σε κάθε τοιχείο χρησιμοποιούνται ένας, δύο ή τρεις διαφορετικοί νόμοι σκυροδέματος ανάλογα με το αν υπάρχει περισφιγμένο σκυρόδεμα ή όχι και ανάλογα με το αν μπορεί να υπάρξει αποφλοίωση της επικάλυψης ή όχι (Σχήμα 3.8). Ο πρώτος νόμος αφορά το σκυρόδεμα της επικάλυψης, για το οποίο υιοθετείται το προσομοίωμα των *Kent and Park* (1971) σύμφωνα με το οποίο ο ανιόντας κλάδος περιγράφεται με την παραβολή του *Hognestad* (1951):

$$\sigma_c = f_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

όπου η παραμόρφωση αστοχίας στην μέγιστη τάση σκυροδέματος ορίζεται ως $\varepsilon_{c0}=2\text{‰}$.

Για τον κατιόντα κλάδο η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων περιγράφεται από ευθεία που ορίζεται από το σημείο (f_c, ε_{c0}) και από το σημείο στο οποίο η αντοχή του σκυροδέματος έχει μειωθεί κατά 50% ($0.5f_c, \varepsilon_{50u}$) όπου:

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} \quad (3.2)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_{c0}} \quad (3.3)$$

και τελικά

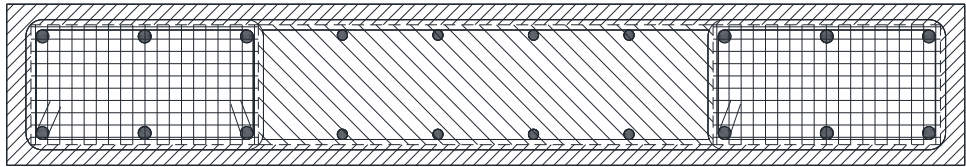
$$\sigma_c = f_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_{c0})] \quad (3.4)$$

όπου Z είναι η κλίση του φθιτού κλάδου. Στην περίπτωση του σκυροδέματος της επικάλυψης η μέγιστη παραμόρφωση θεωρείται ότι αντιστοιχεί σε μηδενική τάση σκυροδέματος. Τονίζεται ότι το συγκεκριμένο προσομοίωμα εν γένει οδηγεί σε συντηρητικές (μικρές) τιμές παραμορφώσεων κάτι το οποίο συνάδει με την συμπεριφορά του σκυροδέματος επικάλυψης.

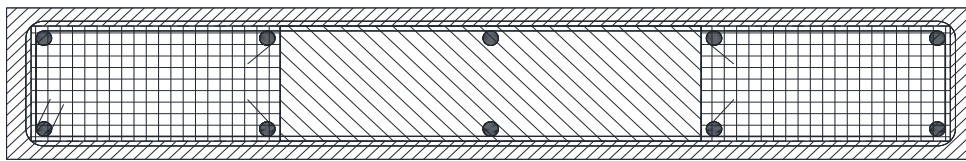
Ο δεύτερος νόμος αφορά το σκυρόδεμα των περισφιγμένων κρυφοϋποστυλωμάτων για το οποίο εφαρμόζεται το προσομοίωμα περίσφιγξης του EC8-3 που αναπτύχθηκε στην §2.4.3 (Εξ.(2.33) έως (2.37)).

Ο τρίτος νόμος αφορά το σκυρόδεμα του πυρήνα (εκτός της περισφιγμένης ζώνης). Αν και το συγκεκριμένο σκυρόδεμα είναι απερίσφικτο η εφαρμογή του προσομοιώματος Kent and Park θα οδηγούσε σε σχετικά συντηρητικά αποτελέσματα τα οποία, όπως εξηγήθηκε προηγουμένως, συνάδουν περισσότερο με σκυρόδεμα επικάλυψης. Επομένως, εφαρμόστηκαν οι σχέσεις των δύο προσομοιωμάτων περίσφιγξης με τον συντελεστή περίσφιγξης να λαμβάνεται ίσος με $\alpha=0$. Τονίζεται ότι στα προσομοιώματα αυτά η παραμόρφωση αστοχίας ε_{ccu} (ή ε_{cu}) αντιστοιχεί σε τάση σκυροδέματος ίση με $0.85f_{cc}$ (ή $0.85f_c$) και η μέγιστη παραμόρφωση αντιστοιχεί σε τάση σκυροδέματος ίση με $0.2f_{cc}$ (ή $0.2f_c$). Επίσης, τονίζεται ότι τόσο στο περισφιγμένο σκυρόδεμα όσο και στο σκυρόδεμα του κορμού για τον ανιόντα κλάδο εφαρμόζεται η Εξ.(3.1). Στην περίπτωση που δεν υπάρχει περισφιγμένο σκυρόδεμα (Σχήμα 3.1γ) τότε εφαρμόζεται ένα ενιαίο σκυρόδεμα για όλο τον

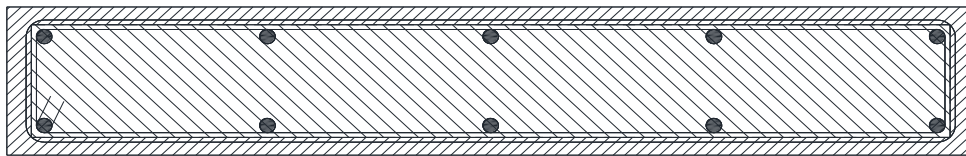
κορμό, όπως προηγουμένως, και ξεχωριστά το σκυρόδεμα της επικάλυψης. Τέλος, στην περίπτωση των ενισχυμένων τοιχίων με μεταλλικές γωνίες ή ΙΟΠ (Σχήμα 3.8δ), όπως παρατηρήθηκε πειραματικά, στην περιοχή εφαρμογής αυτών είτε δεν παρατηρήθηκε καθόλου αποκόλληση της επικάλυψης είτε αυτή εκδηλώθηκε σε μεγάλες μετατοπίσεις. Για τον λόγο αυτό επιλέγεται η χρήση σε όλη την διατομή του σκυροδέματος πυρήνα.



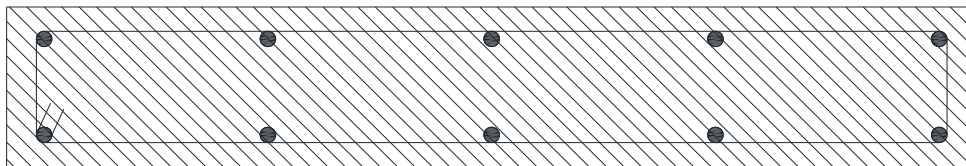
(α) Τοιχία σχεδιασμένα με EC2-EC8



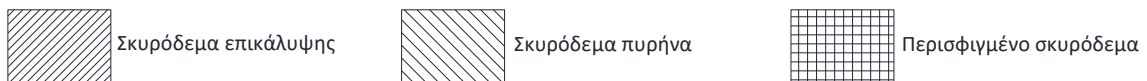
(β) Τοιχία με διαμόρφωση ανοικτών συνδετήρων



(γ) Τοιχία χωρίς διαμόρφωση ανοικτών συνδετήρων

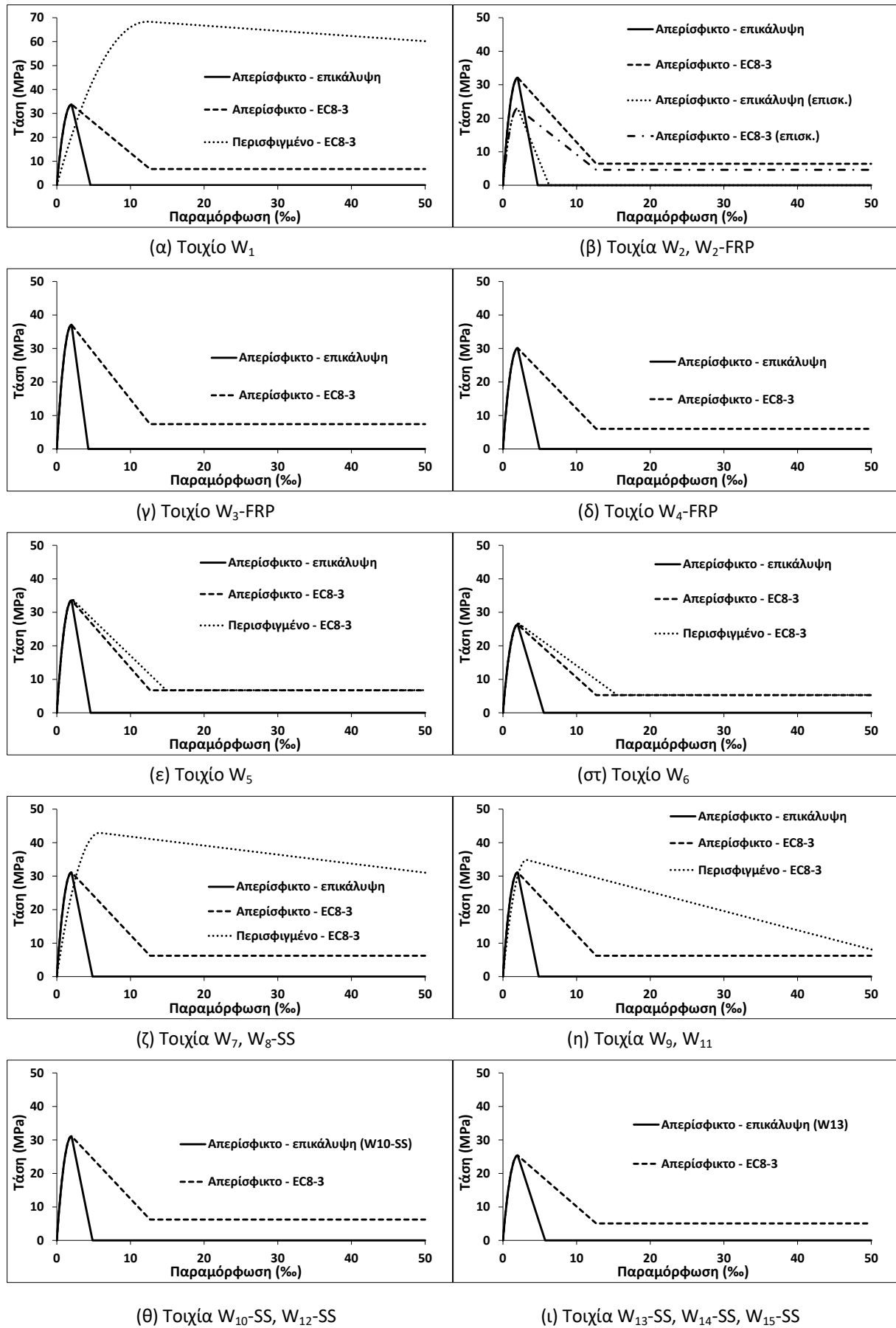


(δ) Τοιχία με διαμόρφωση μεταλλικών γωνιών ή ΙΟΠ



Σχήμα 3.8 Κατανομή υλικού σκυροδέματος ανά τύπο τοιχίου

Στο επόμενο σχήμα (Σχήμα 3.9) συνοψίζονται τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων (σ-ε) σκυροδέματος για όλα τα τοιχία με βάση τις παραπάνω παραδοχές.



Σχήμα 3.9 Διαγράμματα θλιπτικών τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος τοιχίων

3.3.2 Χάλυβας

Ο προσδιορισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών του χάλυβα οπλισμού πραγματοποιήθηκε με την εκτέλεση *Δοκιμής σε Μονοαξονικό Εφελκυσμό*. Οι δοκιμές για τα τοιχεία W_1 έως W_6 πραγματοποιήθηκαν στο Κεντρικό Εργαστήριο Δημοσίων Έργων (Κ.Ε.Δ.Ε.) ενώ για τα τοιχεία W_7 έως W_{15-SS} πραγματοποιήθηκαν εν μέρει στο Κ.Ε.Δ.Ε και εν μέρει στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών του ΕΜΠ. Ο έλεγχος περιελάμβανε την θραύση έξι (τουλάχιστον) ράβδων οπλισμού ανά παρτίδα, ενώ η τελική αντοχή προέκυπτε ως ο μέσος όρος των επιμέρους τιμών. Οι τιμές όλων των οπλισμών (διαμήκων, διάτμησης, περίσφιγξης) συνοψίζονται στον Πίνακα 3.3.



Σχήμα 3.10 Δοκιμή σε μονοαξονικό εφελκυσμό ράβδου οπλισμού.

Για την περιγραφή του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων του χάλυβα στον εφελκυσμό υιοθετήθηκε το προσομοίωμα των *Chang and Mander (1994)* σύμφωνα με το οποίο:

$$\sigma_{st} = E_s \varepsilon_{st} \quad \text{για } 0 < \varepsilon_{st} < \varepsilon_y \quad (3.5\alpha)$$

$$\sigma_{st} = f_y \quad \text{για } \varepsilon_y < \varepsilon_{st} < \varepsilon_{sh} \quad (3.5\beta)$$

$$\sigma_{st} = f_u + (f_y - f_u) \left| \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{st}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}} \right|^p \quad \text{για } \varepsilon_{st} > \varepsilon_{sh} \quad (3.5\gamma)$$

όπου το P ορίζεται ως:

$$P = E_{sh} \frac{\epsilon_u - \epsilon_{sh}}{f_u - f_y} \quad (3.6)$$

Πίνακας 3.3 Μηχανικά χαρακτηριστικά χάλυβα ράβδων οπλισμού τοιχίων

Κατακόρυφοι οπλισμοί					
Όνομα δοκιμίου	Τάση διαρροής f_y (MPa)	Παραμόρφωση διαρροής ϵ_y (‰)	Παραμόρφωση στην έναρξη της κράτυνσης ϵ_{sh} (‰)	Τάση θραύσης* f_u (MPa)	Παραμόρφωση στην αστοχία* ϵ_u (‰)
W_1	587.60 (Φ10) 617.42 (Φ8)	2.90 (Φ10) 3.10 (Φ8)	13.63 (Φ10) 19.75 (Φ8)	696.75 (Φ10) 730.75 (Φ8)	94.00 (Φ10) 92.25 (Φ8)
W_2					
W_3 -FRP W_4 -FRP	574.33	2.90	13.17	678.08	92.50
W_5	580.67	2.90	19.00	703.17	101.00
W_6	575.33	2.90	19.50	697.67	103.83
W_7	604.19 (Φ10)	3.00 (Φ10)	26.20 (Φ10)	704.76 (Φ10)	100.20 (Φ10)
W_8 -SS	588.34 (Φ8)	2.90 (Φ8)	28.10 (Φ8)	680.91 (Φ8)	88.20 (Φ8)
W_9 έως W_{15} -SS	580.45	2.90	26.30	668.48	107.90

Οριζόντιοι οπλισμοί (περίσφιγξης και διάτμησης)					
Όνομα δοκιμίου	Τάση διαρροής f_y (MPa)	Παραμόρφωση διαρροής ϵ_y (‰)	Παραμόρφωση στην έναρξη της κράτυνσης ϵ_{sh} (‰)	Τάση θραύσης* f_u (MPa)	Παραμόρφωση στην αστοχία* ϵ_u (‰)
W_1	587.60 (Φ10) 617.42 (Φ8)	2.90 (Φ10) 3.10 (Φ8)	13.63 (Φ10) 19.75 (Φ8)	696.75 (Φ10) 730.75 (Φ8)	94.00 (Φ10) 92.25 (Φ8)
W_2					
W_3 -FRP W_4 -FRP	617.42	3.10	19.75	730.75	92.25
W_5	505.67 (Φ6) 598.50 (Φ8)	2.52 (Φ6) 3.00 (Φ8)	20.33 (Φ6) 18.00 (Φ8)	568.67 (Φ6) 712.00 (Φ8)	100.00 (Φ6) 98.50 (Φ8)
W_6	516.00 (Φ6) 535.57 (Φ8)	2.58 (Φ6) 2.68 (Φ8)	13.17 (Φ6) 15.42 (Φ8)	568.50 (Φ6) 594.86 (Φ8)	61.25 (Φ6) 98.50 (Φ8)
W_7 W_8 -SS	588.34	2.90	28.10	680.91	88.20
W_9 έως W_{15} -SS	567.44 (Φ6) 588.34 (Φ8)	2.80 (Φ6) 2.90 (Φ8)	27.20 (Φ6) 28.10 (Φ8)	653.56 (Φ6) 680.91 (Φ8)	110.60 (Φ6) 88.20 (Φ8)

*με τον όρο τάση θραύσης εννοείται η τιμή τάσης υπό το μέγιστο φορτίο που μετράται πειραματικά

Το συγκεκριμένο προσομοίωμα απαιτεί τον ορισμό χαρακτηριστικών σημείων, όπως το σημείο διαρροής (ϵ_y, f_y), το σημείο έναρξης της κράτνσης (ϵ_{sh}, f_y) και το σημείο αστοχίας (ϵ_u, f_u) αλλά και το αρχικό μέτρο ελαστικότητας στην κράτνση, E_{sh} , για τον υπολογισμό του P . Τα τρία πρώτα μεγέθη έχουν οριστεί ως οι μέσες τιμές όπως έχουν προκύψει από τις δοκιμές των ράβδων σε μονοαξονικό εφελκυσμό. Αντίθετα, ο υπολογισμός του αρχικού μέτρου ελαστικότητας στην έναρξη της κράτνσης, είναι δυσχερής. Επομένως, και προκειμένου να τηρηθεί ένας ενιαίος τρόπος υπολογισμού του P για όλες τις διαφορετικές διαμέτρους οπλισμού, υιοθετήθηκε ο εναλλακτικός τρόπος υπολογισμού του P κατά τους *Rodriguez et al.* (1999) σύμφωνα με τον οποίο:

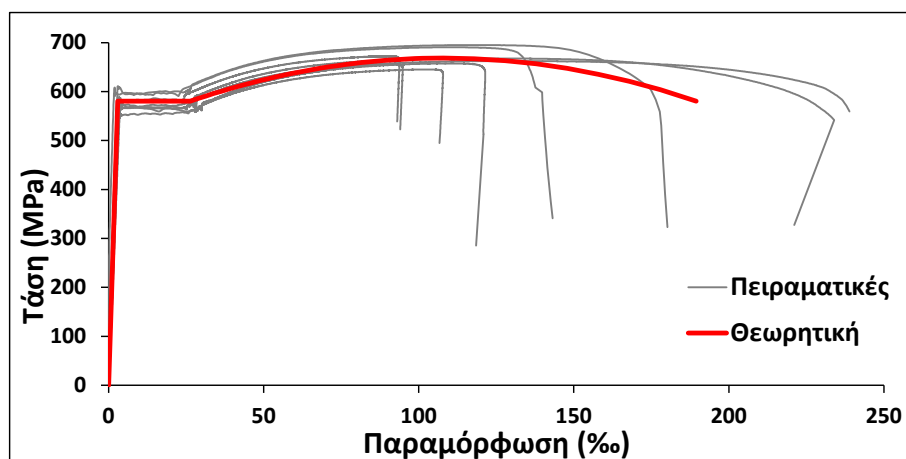
$$P = \frac{\log \frac{f_u - f_{sh1}}{f_u - f_y}}{\log \frac{\epsilon_u - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}}} \quad (3.7)$$

όπου το σημείο $(\epsilon_{sh1}, f_{sh1})$ είναι ένα ενδιάμεσο σημείο το οποίο με την σειρά του μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\epsilon_{sh1} = 0.5(\epsilon_{sh} + \epsilon_u) \quad (3.8)$$

$$f_{sh1} = f_y + 0.75(f_u - f_y) \quad (3.9)$$

Ενδεικτικά παρατίθενται στο Σχήμα 3.11 οι πειραματικές καμπύλες 8 δοκιμών χάλυβα διαμέτρου $\Phi 12$ όπως προέκυψαν από δοκιμή σε μονοαξονικό εφελκυσμό αλλά και η θεωρητική καμπύλη όπως προέκυψε από την εφαρμογή των Εξ.(3.5) έως (3.9).



Σχήμα 3.11 Πειραματικά και θεωρητικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα $\Phi 12$ (τοιχεία W_9 - W_{15})

Για την περιγραφή του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων του χάλυβα στην θλίψη λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του λυγισμού σύμφωνα με το μοντέλο των *Dhakal and Maekawa* (2002a, 2002b) όπου:

$$\sigma_{sc} = E_s \varepsilon_{sc} \quad \text{για } 0 < \varepsilon_{sc} < \varepsilon_y \quad (3.10)$$

$$\frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{st}} = 1 - \left(1 - \frac{f_i}{f_{it}}\right) \left(\frac{\varepsilon_{sc} - \varepsilon_y}{\varepsilon_i - \varepsilon_y}\right) \quad \text{για } \varepsilon_y < \varepsilon_{sc} < \varepsilon_i \quad (3.11)$$

$$\sigma_{sc} = f_i - 0.02 E_s (\varepsilon_{sc} - \varepsilon_i); \quad \sigma_{sc} \geq 0.2 f_y \quad \text{για } \varepsilon_{sc} > \varepsilon_i \quad (3.12)$$

όπου το (ε_i, f_i) είναι ένα χαρακτηριστικό σημείο το οποίο υπολογίζεται ως:

$$\frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}}; \quad \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_y} \geq 7 \quad (3.13)$$

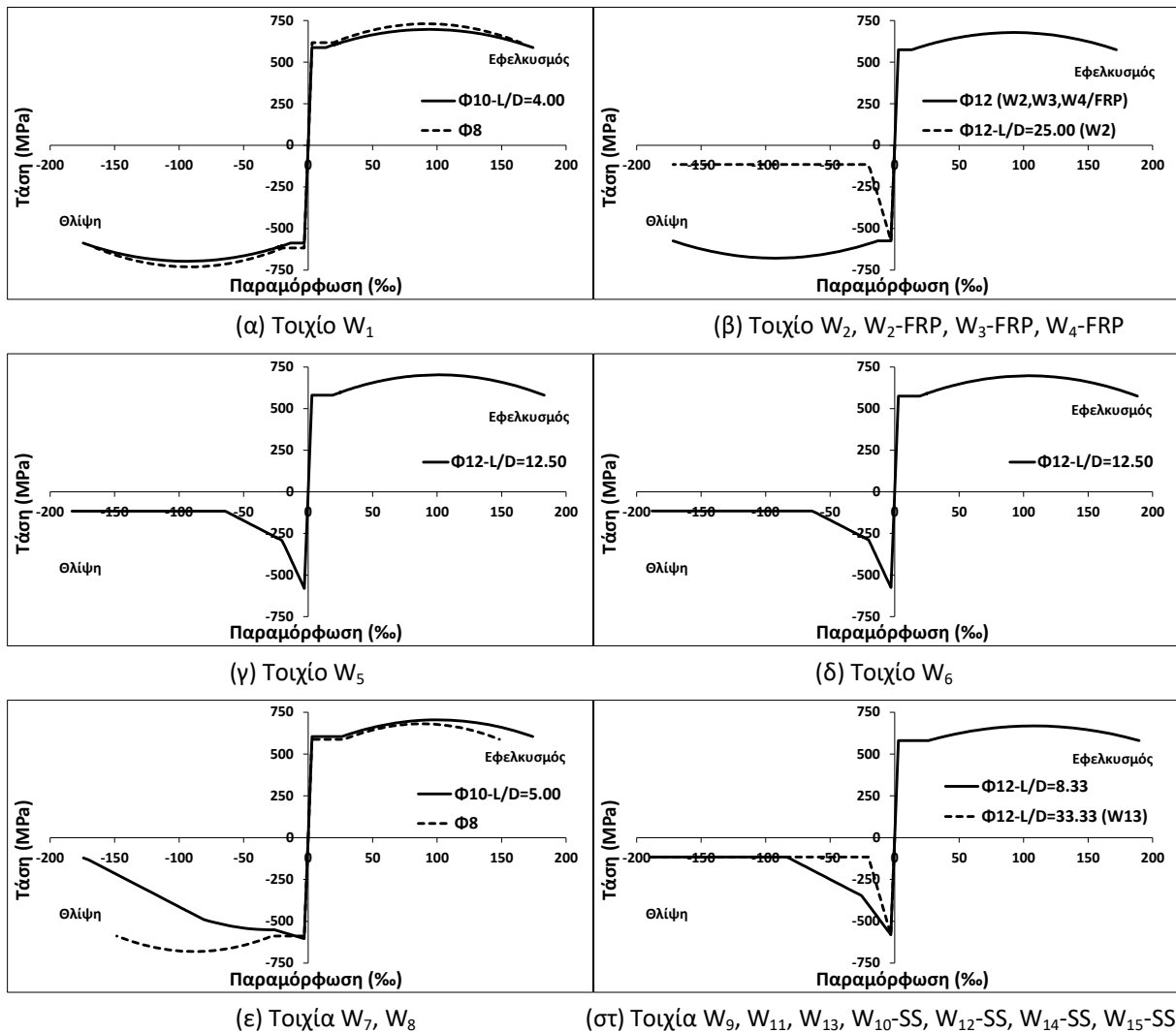
$$\frac{f_i}{f_{it}} = \alpha \left(1.1 - 0.016 \sqrt{\frac{f_y L}{100 D}}\right); \quad \frac{f_i}{f_y} \geq 0.2 \quad (3.14)$$

Ο υπολογισμός του σημείου αυτού εξαρτάται κυρίως από τον λόγο L/D - L είναι το ελεύθερο μήκος της ράβδου (μεταξύ δύο διαδοχικών συνδετήρων) και D είναι η διάμετρος της ράβδου – αλλά και από την παράμετρο α . Η παράμετρος αυτή εισάγεται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της κράτυνσης στον υπολογισμό της τάσης f_i και είναι ίση με 0.75 για ελαστικά-τέλεια πλαστικά διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων χάλυβα και 1.00 για ελαστικά-γραμμικά κρατυνόμενα διαγράμματα τάσεων παραμορφώσεων. Για τις ενδιάμεσες περιπτώσεις προτείνεται η εξής σχέση (*Dhakal and Maekawa, 2002a, 2002b*):

$$\alpha = 0.75 + \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}{300 \varepsilon_y}; \quad \alpha \leq \frac{f_u}{1.5 f_y}; \quad 0.75 \leq \alpha \leq 1.00 \quad (3.15)$$

Τονίζεται ότι το παραπάνω μοντέλο για το διάγραμμα σ - ε στον εφελκυσμό (Εξ.3.5-3.9) αν και πιο ακριβές (και ταυτόχρονα πιο σύνθετο) δεν οδηγεί σε μεγάλες διαφορές σε σχέση με την υιοθέτηση ενός π.χ. ελαστικού-οριζόντιου-γραμμικά κρατυνόμενου μοντέλου. Εντούτοις, υιοθετήθηκε προκειμένου να μπορεί να εφαρμοστεί με ακρίβεια και το προσομοίωμα που αφορά το σ - ε σε θλίψη (Εξ.3.10-3.15), το οποίο βασίζεται στο προηγούμενο μοντέλο. Στο επόμενο σχήμα (Σχήμα 3.12) συνοψίζονται τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα για όλες τις διαμέτρους όλων των τοιχίων. Τα συγκεκριμένα διαγράμματα αναφέρονται στους κατακόρυφους οπλισμούς, στους οποίους

επιδρά έντονα και το φαινόμενο του λυγισμού. Αντίθετα, για τους οριζόντιους σπλισμούς (διάτμησης και περίσφιγξης) έχει υιοθετηθεί ένα απλό ελαστικό-οριζόντιο μοντέλο τάσεων-παραμορφώσεων.



Σχήμα 3.12 Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα σπλισμού κατακόρυφων ράβδων δοκιμίων

3.3.3 Υλικά ενίσχυσης

Τα υλικά ενίσχυσης και οι τεχνικές εφαρμογής τους αναφέρθηκαν προηγουμένως. Στην παρούσα παράγραφο παρατίθενται τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς των αντοχών των δοκιμίων.

Επισκευαστικό κονίαμα

Η θλιπτική αντοχή του κονιάματος προσδιορίστηκε εργαστηριακά ίση με $f_c=23\text{MPa}$.

ΙΟΠ – Υαλοϋφασμα (GFRP)

Χρησιμοποιήθηκαν 2 στρώσεις υφάσματος υάλου με τα εξής χαρακτηριστικά:

Μέτρο Ελαστικότητας $E_j=65000\text{MPa}$

Πάχος $t_j=0.23\text{mm}$

Παραμόρφωση αστοχίας $\varepsilon_{ju}=26\%$

Οι παραπάνω τιμές βασίζονται στις Τεχνικές Προδιαγραφές του κατασκευαστή του υλικού.

Μεταλλικά στοιχεία

Η αντοχή σε εφελκυσμό (τάση διαρροής) των μεταλλικών στοιχείων προσδιορίστηκε με βάση δοκιμή σε Μονοαξονικό Εφελκυσμό που πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ. Η τάση διαρροής υπολογίστηκε ως $f_y=466\text{MPa}$.

Η ρητίνη συγκόλλησης των μεταλλικών στοιχείων στο σκυρόδεμα έχει, σύμφωνα με τις Τεχνικές Προδιαγραφές του κατασκευαστή, διατμητική αντοχή ίση με 14MPa (συνάφεια με σκυρόδεμα).

3.4 Φέρουσα ικανότητα δοκιμών

Με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των τοιχίων, τις διατάξεις οπλισμών και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των επιμέρους υλικών είναι δυνατόν να υπολογιστεί η φέρουσα ικανότητα σε κάμψη και τέμνουσα όλων των δοκιμών (μη ενισχυμένων και ενισχυμένων). Τονίζεται ότι αναλυτικότερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την εφαρμογή των προσομοιωμάτων αποτίμησης του EC8-3 που περιλαμβάνεται στο Κεφάλαιο 6, και ως προς τις τιμές αντοχών αλλά και ως προς τις παραμορφώσεις που αυτές επιτυγχάνονται (π.χ. απομείωση διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση). Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζονται συνοπτικά, υπό μορφή πίνακα, οι βασικότερες τιμές αντοχών που δίνει η εφαρμογή των διατάξεων του EC8-3, δηλαδή το προσομοίωμα που παρουσιάστηκε στην §2.4.3 του παρόντος, ώστε να είναι δυνατή μία πρώτη σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα όπως αυτά θα παρουσιαστούν στα Κεφάλαια 4 και 5. Επίσης τονίζεται ότι η τιμή της διατμητικής αντοχής που περιλαμβάνεται στον πίνακα αντιστοιχεί στην ελαστική περιοχή ($\mu_{\Delta pl}=0$) ενώ η τελική τιμή στην αστοχία ($\mu_{\Delta pl}>0$) θα είναι ακόμα μικρότερη.

Πίνακας 3.4 Φέρουσα ικανότητα δοκιμών

Αρχικά δοκίμια					
Όνομα δοκιμίου	Καμπτική αντοχή		Διατμητική αντοχή		V_R/P_f
	Καμπτική ροπή M_f (kNm)	Δύναμη που αντιστοιχεί στην καμπτική αντοχή P_f (kN)	Αντοχή σε λοξό εφελκυσμό V_R (kN) (Εξ.2.39)	Αντοχή σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$ (kN) (Εξ.2.40)	
W_1	202.15	134.77	327.01	252.10	2.43
W_2	197.25	131.50	191.68	245.97	1.46
W_5	199.98	133.32	127.18	251.39	0.95
W_6	219.34	146.22	141.52	250.96	0.97
W_7	248.17	165.45	377.15	306.73	2.28
W_9	207.51	138.34	157.28	306.73	1.14
W_{11}	207.51	138.34	116.72	306.73	0.84
W_{13}	203.39	135.59	110.05	276.95	0.81
Επισκευασμένα/Ενισχυμένα δοκίμια					
Όνομα δοκιμίου	Καμπτική αντοχή		Διατμητική αντοχή		
	Καμπτική ροπή M_f (kNm)	Δύναμη που αντιστοιχεί στην καμπτική αντοχή P_f (kN)	Αντοχή σε λοξό εφελκυσμό V_R ή V_{sh} (kN) FRP: Εξ.2.40 & 2.41 SS: Εξ.2.49 & 2.50	Αντοχή σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$ (kN) (Εξ.2.40)	
W_2 -FRP	193.66	129.10	191.68 (674.38)*	245.97 (208.14)	
W_3 -FRP	296.89	197.92	253.78 (731.30)*	264.35	
W_4 -FRP	203.84	135.88	189.49 (674.38)*	238.19	
W_8 -SS	248.17	165.45	557.71	306.73	
W_{10} -SS	208.14	138.75	438.17	306.73	
W_{12} -SS	215.01	143.34	116.72 (572.36)**	306.73	
W_{14} -SS	207.82	138.55	310.23	276.95	
W_{15} -SS	207.82	138.55	142.57 (572.36)**	276.95	

*οι τιμές εντός παρένθεσης αναφέρονται στην περιοχή εφαρμογής του ΙΟΠ

**οι τιμές εντός παρένθεσης αναφέρονται στην περιοχή εφαρμογής των μεταλλικών λαμών & γωνιών

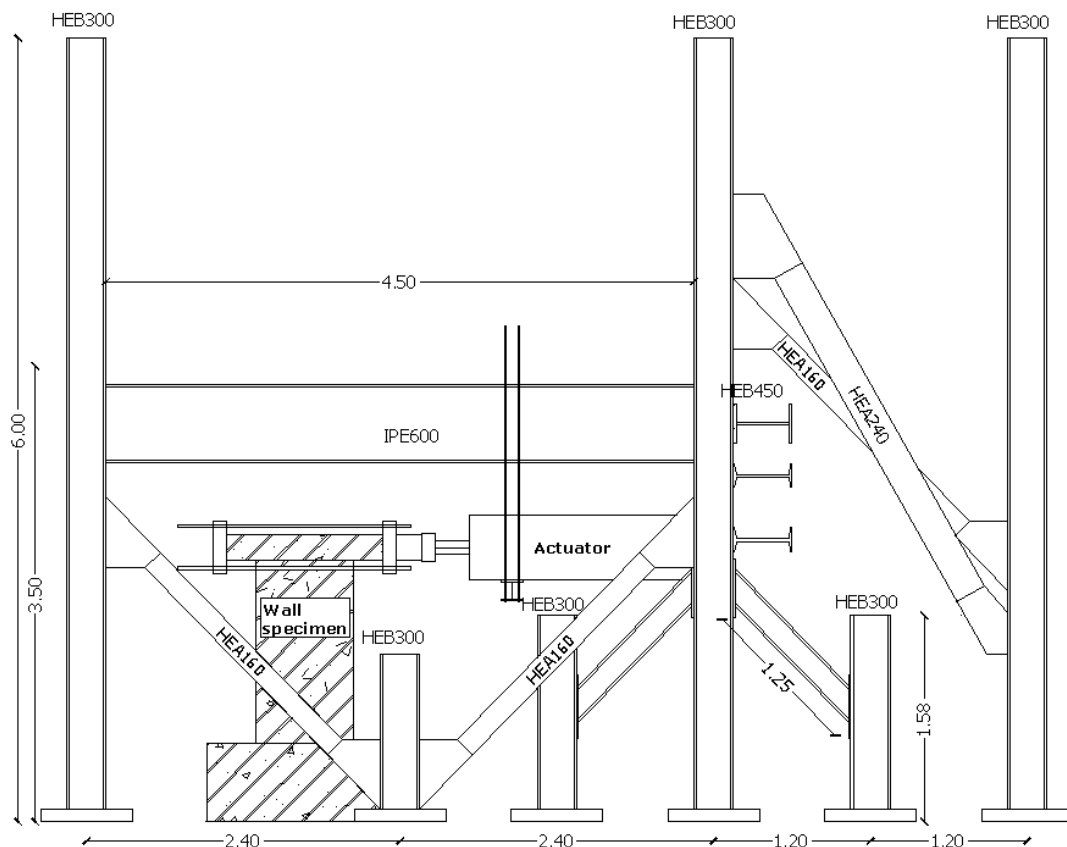
Όπως φαίνεται και από τις τιμές του πίνακα τα μη ενισχυμένα δοκίμια τα οποία αντιστοιχούν σε υφιστάμενα τοιχία «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις» έχουν σχεδιαστεί έτσι ώστε η διατμητική τους αντοχή να κυμαίνεται μεταξύ του 1.46 και του 0.81 της καμπτικής

αντοχής, έτσι ώστε να μελετηθεί η επιρροή που έχει ο διατμητικός οπλισμός στην συνολική συμπεριφορά του τοιχίου.

Όσον αφορά τα ενισχυμένα τοιχία, στην υφιστάμενη διατμητική αντοχή έχει προστεθεί και η συνεισφορά των μεταλλικών στοιχείων ή των ΙΟΠ. Ειδικά για τα ΙΟΠ τονίζεται ότι η αύξηση της αντοχής ισχύει για την περιοχή εφαρμογής του μανδύα. Ο κορμός των τοιχίων παραμένει (υπολογιστικά) αναλλοίωτος. Επίσης τονίζεται ότι για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής εφαρμόστηκαν οι σχέσεις σχεδιασμού και όχι αποτίμησης (δηλαδή απομείωση αντοχής με την ανακύκλιση), αφού άλλωστε τέτοια διάταξη περιλαμβάνεται μόνο για την περίπτωση των ΙΟΠ και όχι των μεταλλικών στοιχείων όπως αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 2 (βλ. §2.5.2 και §2.5.3).

3.5 Πειραματική Διάταξη

Τα πειράματα που περιλαμβάνονται στην παρούσα διδακτορική διατριβή πραγματοποιήθηκαν στον χώρο του Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ. Η πειραματική διάταξη του εργαστηρίου φαίνεται στο Σχήμα 3.13. Τα τοιχία μελετήθηκαν ως πρόβολοι πακτωμένοι στην βάση υπό στατική ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

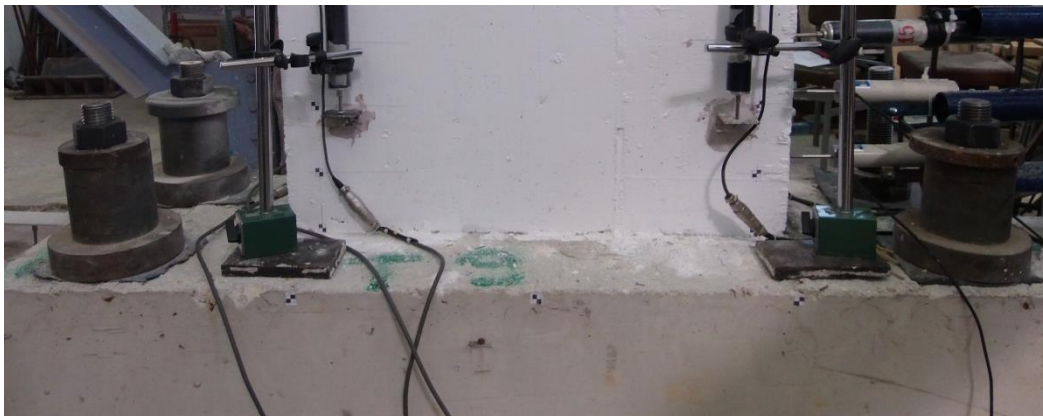


Σχήμα 3.13 Πειραματική διάταξη Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΜΠ

Η επιβολή της οριζόντιας δύναμης γίνεται μέσω υδραυλικού γρύλλου (επενεργητής) δυναμικότητας 1000kN και διαδρομής $\pm 25\text{cm}$, ο οποίος ασκεί δύναμη στην μία πλευρά του πρίσματος (δοκός) στην κορυφή του τοιχίου. Η πίεση ασκείται ομοιόμορφη σε όλη την διατομή του πρίσματος μέσω άκαμπτης μεταλλικής πλάκας. Εντούτοις, στην συνέχεια γίνεται η παραδοχή ότι η επιβολή της δύναμης γίνεται σημειακά στο μέσο του πρίσματος, επομένως, το ύψος του τοιχίου-προβόλου (που ταυτίζεται με το διατμητικό ύψος L_v) λαμβάνεται ίσο με 1.50m, μετρούμενο από την στέψη της θεωρητικής ακλόνητης βάσης-θεμελίου. Για την επίτευξη της ανακύκλισης τοποθετείται στην άλλη πλευρά του πρίσματος μεταλλική άκαμπτη πλάκα, η οποία συνδέεται με την πλάκα του εμβόλου μέσω τεσσάρων μεταλλικών ελκυστήρων (Σχήμα 3.14α). Η πάκτωση του θεμελίου στο δάπεδο επιτυγχάνεται μέσω τεσσάρων ισχυρών μεταλλικών αγκυρίων διαμέτρου 45mm, τα οποία βιδώνονται στα ειδικά διαμορφωμένα σπειρώματα του δαπέδου του εργαστηρίου (Σχήμα 3.14β).



(α) Διάταξη επιβολής ανακυκλιζόμενης φόρτισης



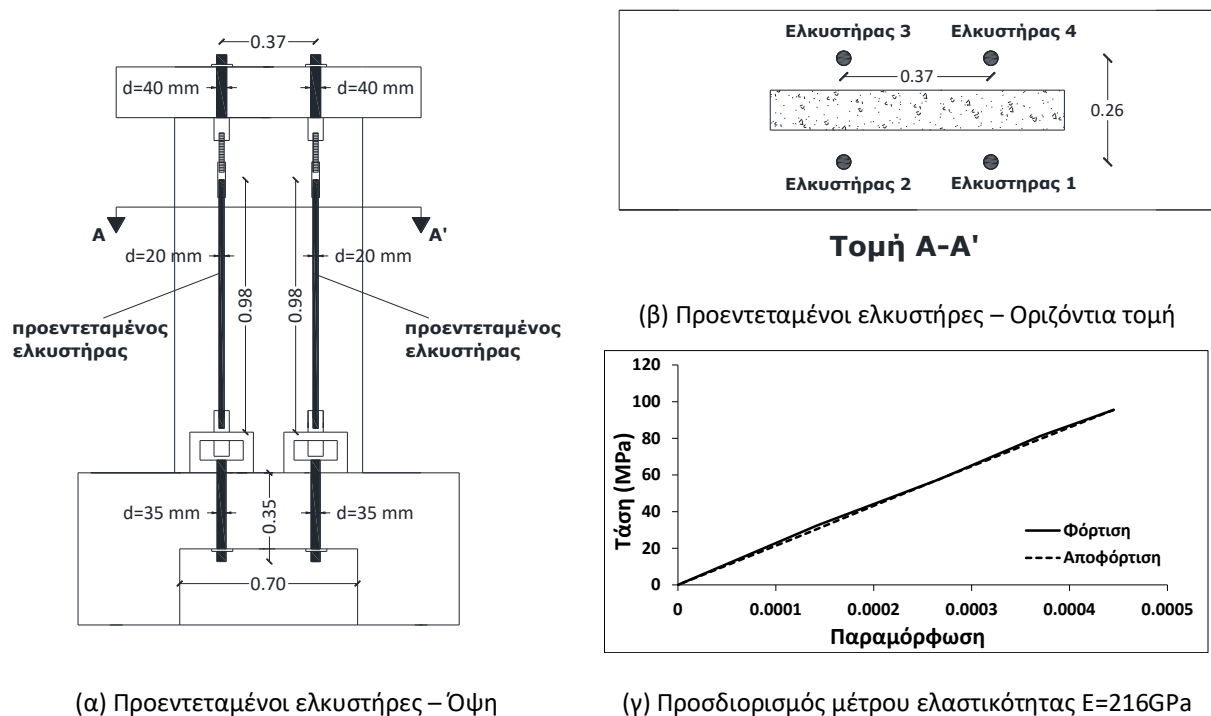
(β) Αγκύρια θεμελίου στο δάπεδο του εργαστηρίου

Σχήμα 3.14 Διάταξη επιβολής φόρτισης και θεμελίωση δοκιμίων

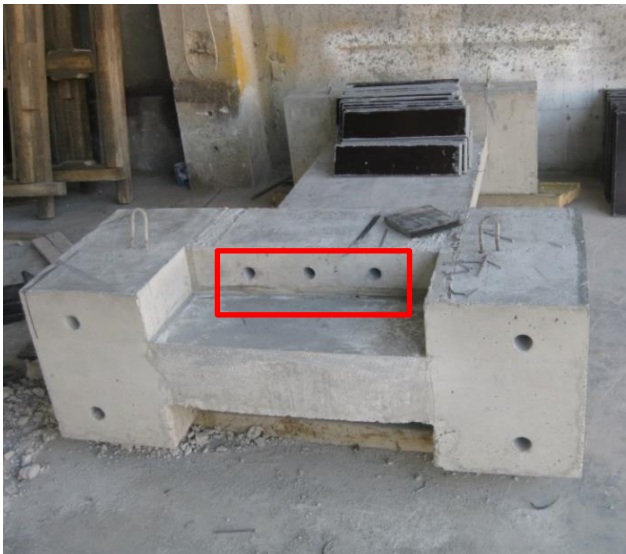
Τονίζεται ότι το έμβολο του επενεργητή καταλήγει σε άρθρωση που επιτρέπει στην μεταλλική πλάκα να στρέφεται ως προς την κατακόρυφο έως και περίπου $8\text{-}10^\circ$. Αυτό της

δίνει την δυνατότητα να ακολουθεί την στροφή της κορυφής του δοκιμίου και να επιτρέπει συνοριακές συνθήκες πλήρους ελευθερίας.

Ειδικά στο τοίχιο W_6 μελετήθηκε και η επιρροή του αξονικού φορτίου. Η επιβολή του αξονικού φορτίου έγινε μέσω τεσσάρων προεντεταμένων μεταλλικών ελκυστήρων (δύο σε κάθε πλευρά) οι οποίες είχαν αγκυρωθεί στην βάση και την κορυφή του δοκιμίου, στο θεμέλιο και στο πρίσμα του δοκιμίου, αντίστοιχα. Η διάταξη φαίνεται στα Σχήματα 3.15 και 3.16. Η αναπτυσσόμενη ένταση σε κάθε ελκυστήρα υπολογίστηκε με τη βοήθεια τριών ηλεκτρομηκνυσιόμετρων (strain-gauges) διατεταγμένων ανά 120° σε κάθε ελκυστήρα. Για τη σωστή μετατροπή της παραμόρφωσης σε δύναμη, πραγματοποιήθηκε βαθμονόμηση πριν από την έναρξη του πειράματος, κατά την οποία μετρήθηκαν ταυτόχρονα τόσο η επιβαλλόμενη παραμόρφωση μέσω των strain-gauges, όσο και η αντίστοιχη δύναμη μέσω δυναμοκυψέλης (load-cell). Τα strain-gauges, κατάλληλα για μετρήσεις σε μέταλλο, ήταν των 10 mm με αντίσταση $R=120\Omega$. Με βάση τις μετρήσεις προσδιορίστηκε το μέτρο ελαστικότητας του μεταλλικού ελκυστήρα (Σχήμα 3.15γ).



Σχήμα 3.15 Διάταξη επιβολής αξονικού φορτίου δοκιμίου W_6



(α) Οπές για την αγκύρωση των ντιζών



(β) Διάταξη

Σχήμα 3.16 Διάταξη επιβολής αξονικού φορτίου δοκιμίου W_6

Για τον πειραματικό προσδιορισμό των απαιτούμενων μετατοπίσεων χρησιμοποιήθηκαν σε κάθε τοιχίο έως και 19 επαγωγικά βελόμετρα. Συνολικά χρησιμοποιήθηκαν βελόμετρα τεσσάρων διαφορετικών μηκών – 200mm, 100mm, 50mm και 25mm. Με την χρήση των βελομέτρων μετρήθηκαν (βλ. Σχήμα 3.17):

- Οι μετατοπίσεις καθ' ύψος του τοιχίου και ιδιαίτερα της κορυφής
- Οι στροφή και η ολίσθηση της βάσης
- Οι διατμητικές παραμορφώσεις του κορμού
- Η στροφή σε επιλεγμένες διατομές
- Τυχόν μετατοπίσεις του μεταλλικού πλαισίου της διάταξης του εργαστηρίου
- Τυχόν εκτός επιπέδου μετατοπίσεις

Στο Παράρτημα Α περιλαμβάνεται σχηματικά η διάταξη των βελομέτρων για κάθε τοιχίο. Τονίζεται ότι έγινε προσπάθεια τα βελόμετρα σε κάθε τοιχίο να τοποθετούνται στις ίδιες (ανά περίπτωση) θέσεις. Ωστόσο υπάρχουν μικρές αποκλίσεις στις αποστάσεις (της τάξης του ενός cm) από τοιχίο σε τοιχίο που στις περισσότερες περιπτώσεις δεν επηρεάζουν τα αποτελέσματα, γι αυτό και δεν αναγράφονται (π.χ. ομάδες W_1 έως W_4 -FRP και W_5, W_6). Αν οι αποκλίσεις είναι μεγάλες ή κατασκευαστικοί λόγοι (π.χ. ύπαρξη ελασμάτων) επιβάλλουν την τοποθέτηση του αντίστοιχου βελομέτρου σε άλλη θέση, η ακριβής απόσταση

αναγράφεται στα σχέδια του Παραρτήματος Α. Ο ρόλος του κάθε βελομέτρου αναλύεται στην συνέχεια (§3.6).



(α) Τοποθέτηση βελομέτρων καθ' ύψος



(β) Μέτρηση ολίσθησης και στροφής βάσης



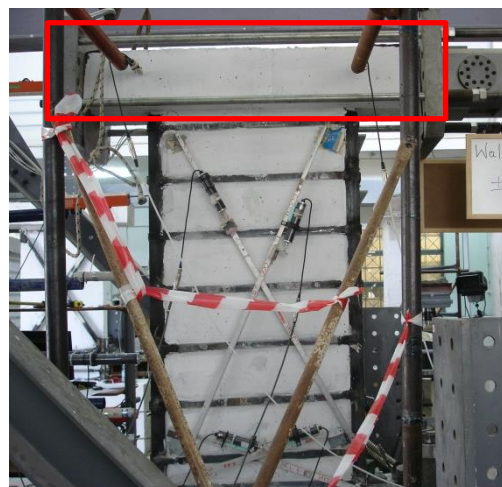
(γ) Μέτρηση διατμητικών παραμορφώσεων



(δ) Μέτρηση στροφής διατομής



(ε) Μέτρηση μετατόπισης του πλαισίου επενεργητή



(στ) Μέτρηση μετατοπίσεων εκτός επιπέδου

Σχήμα 3.17 Ενδεικτικές φωτογραφίες από την διάταξη των βελομέτρων

Επίσης στα τοιχία στα οποία έγινε εφαρμογή μεταλλικών στοιχείων χρησιμοποιήθηκαν strain-gauges (ειδικά για μετρήσεις σε μέταλλο, των 10 mm με αντίσταση $R=120\Omega$ - βλ. και Σχήμα 3.18) για την μέτρηση της παραμόρφωσής τους κατά την διάρκεια του πειράματος. Strain-gauges τοποθετήθηκαν σε όλα τα τοιχία εκτός του W_{12} -SS. Ειδικά στο τοιχίο W_8 -SS τοποθετήθηκαν strain-gauges και στις δύο πλευρές. Η διάταξη τους για κάθε δοκίμιο περιλαμβάνεται σχηματικά στο Παράρτημα Α.



(α) Τοποθέτηση strain-gauges σε οριζόντια λάμα



(β) Τέσσερα strain-gauges στην χιαστί ενίσχυση

Σχήμα 3.18 Ενδεικτικές φωτογραφίες από την τοποθέτηση strain-gauges στα μεταλλικά στοιχεία

3.6 Μέτρηση επιθυμητών μεγεθών

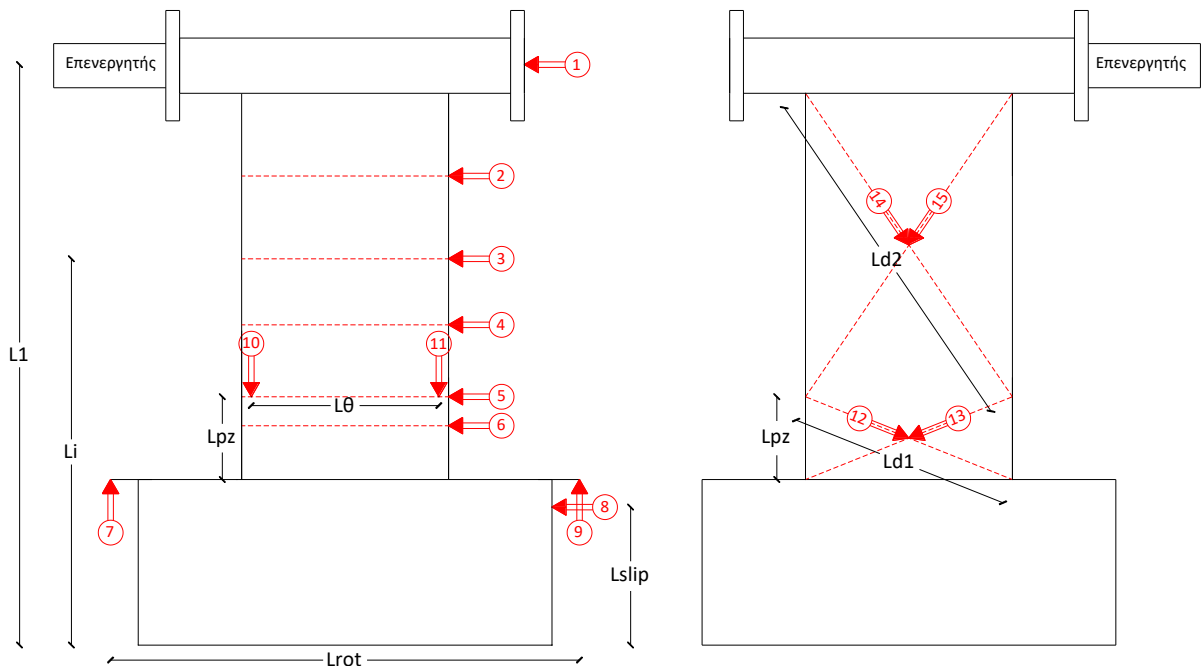
Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως σκοπός της χρήσης των βελομέτρων ήταν ο προσδιορισμός των αναγκαίων μετατοπίσεων για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς των δοκιμίων. Στην συνέχεια ακολουθεί ενδεικτικό σχήμα (Σχήμα 3.19) που περιλαμβάνει κάποια εκ των βελομέτρων και αναλυτική επεξήγηση των μετρήσεων που επιτυγχάνεται με καθένα εξ αυτών.

3.6.1 Προσδιορισμός μετακινήσεων καθ' ύψος

Η πρώτη βασική καταγραφή περιλαμβάνει την μέτρηση των μετακινήσεων καθ' ύψος του τοιχίου και ιδιαίτερα της μετακίνησης κορυφής, δ_{top} , από την οποία προκύπτει το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλη υστέρησης) κάθε δοκιμίου. Η μετακίνηση κορυφής μετράται μέσω του βελομέτρου 1. Ωστόσο, η τιμή αυτή χρειάζεται να διορθωθεί αφαιρώντας τις πρόσθετες μετακινήσεις λόγω ολίσθησης του πεδύλου, δ_{slip} , και στροφής

του δοκιμίου ως στερεό σώμα, δ_{rot} . Επομένως, η τελική μετακίνηση κορυφής, δ_{top} , είναι ίση με:

$$\delta_{top} = \delta_1 - \delta_{slip} - \delta_{rot} \quad (3.16)$$



Σχήμα 3.19 Τυπική διάταξη βελομέτρων²

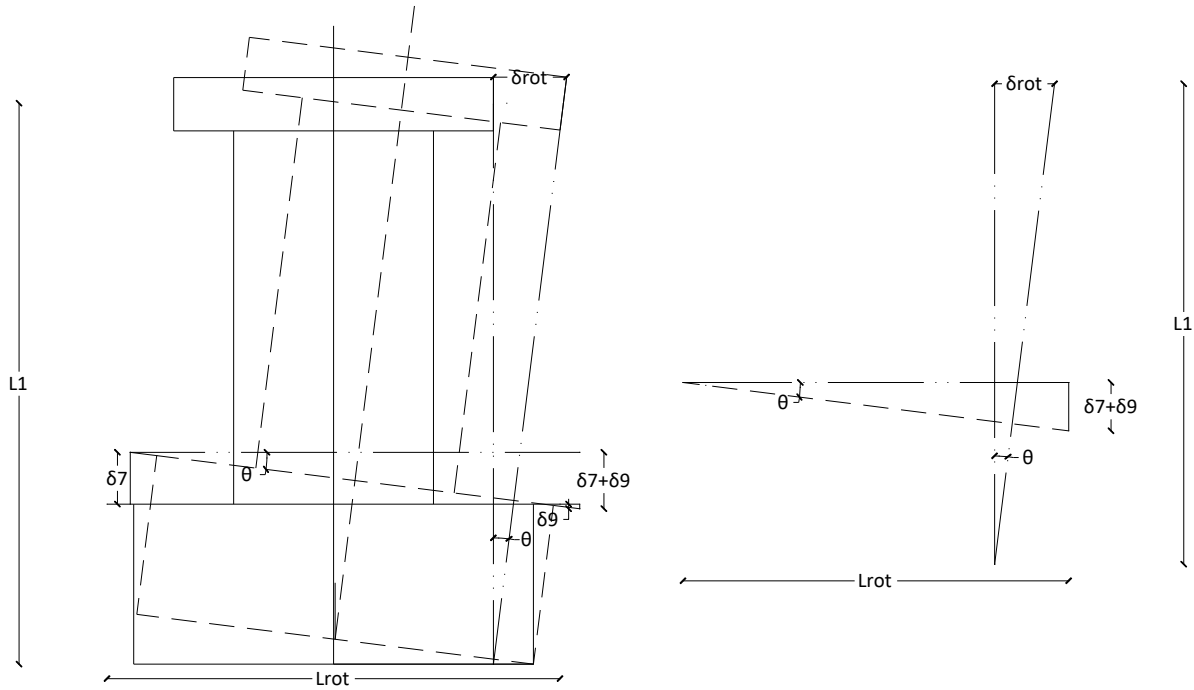
Στροφή θεμελίου-δοκιμίου ως στερεό σώμα, δ_{rot}

Παρά το γεγονός ότι το πέδιλο (βάση) του δοκιμίου είναι πακτωμένο στο δάπεδο μέσω τεσσάρων μεταλλικών αγκυρίων, κατά την διάρκεια του πειράματος υπάρχει το ενδεχόμενο ανασήκωσης του πεδίλου και επομένως στροφή του δοκιμίου ως στερεό σώμα, η οποία εισάγει μια επιπλέον μετακίνηση, δ_{rot} (βλ. Σχήμα 3.20). Η μετακίνηση αυτή μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\delta_{rot} = \frac{(\delta_7 + \delta_9)}{L_{rot}} L_1 \quad (3.17)$$

όπου L_{rot} είναι η απόσταση των βελομέτρων 7 και 9 και L_1 είναι το ύψος του βελομέτρου 1 μετρούμενο από το πάτωμα.

² Η αρίθμηση των βελομέτρων του σχήματος είναι ενδεικτική και χρησιμεύει μόνο για τις ανάγκες του συγκεκριμένου κεφαλαίου. Η αρίθμηση αυτή δεν ταυτίζεται με την πραγματική αρίθμηση των βελομέτρων κάθε τοιχίου, η οποία περιλαμβάνεται στο Παράρτημα Α.



Σχήμα 3.20 Μετακίνηση δοκιμίου λόγω στροφής πεδίου.

Ολίσθηση πεδίου, δ_{slip}

Εκτός από την ανασήκωση του πεδίου, είναι επίσης δυνατή και μία μικρή ολίσθησή του, η οποία μετράται μέσω του βελομέτρου 8. Ωστόσο, επειδή το συγκεκριμένο βελόμετρο δεν είναι δυνατόν να τοποθετηθεί στην στάθμη του δαπέδου η τιμή του περιλαμβάνει και την επιρροή της στροφής του στερεού σώματος κατά αντιστοιχία με τα προηγούμενα. Επομένως η καθαρή τιμή που αντιστοιχεί μόνον στην ολίσθηση μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\delta_{slip} = \delta_8 - \delta_{rot, L_{slip}} = \delta_8 - \frac{(\delta_7 + \delta_9)}{L_{rot}} L_{slip} \quad (3.18)$$

Επομένως η τελική διορθωμένη μετατόπιση κορυφής προκύπτει ως:

$$\delta_{top} = \delta_1 - \delta_8 - \frac{(\delta_7 + \delta_9)}{L_{rot}} (L_1 - L_{slip}) \quad (3.19)$$

Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζεται και η μετατόπιση καθ' ύψος για οποιοδήποτε βελόμετρο αντικαθιστώντας το L_1 με το L_i του εκάστοτε βελομέτρου.

3.6.2 Προσδιορισμός καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων

Όπως έχει ήδη αναφερθεί (§2.4.1) οι παραμορφώσεις μετά την διαρροή συγκεντρώνονται σε μία περιοχή, στην οποία ισχύει $M > M_y$ και η οποία καλείται πλαστική περιοχή. Στα προσομοιώματα υπολογισμού των παραμορφώσεων χρησιμοποιείται κατά

κύριο λόγο το “ισοδύναμο” ύψος της πλαστικής άρθρωσης, L_{pl} , για τον υπολογισμό του οποίου έχουν προταθεί κατά καιρούς πολλές ημι-εμπειρικές κυρίως σχέσεις.

Στην συγκεκριμένη διατριβή για τα τοιχία W_7 έως W_{15} -SS επιδιώκεται να μετρηθεί η στροφή σε επιλεγμένη θέση (διατομή), κάτι το οποίο επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση δύο κατακόρυφων βελομέτρων (10 και 11) στην διατομή αυτή (βλ. και Σχήμα 3.17δ). Η διατομή τοποθέτησης των βελομέτρων αυτών επιλέχθηκε περίπου στο μέσο του ύψους της πλαστικής περιοχής, L_{pz} . Για τον υπολογισμό του ύψους της πλαστικής περιοχής χρησιμοποιήθηκε ο κλασικός ορισμός σύμφωνα με τον οποίο (π.χ. *Chan, 1956*):

$$L_{pz} = L_v \left(1 - \frac{M_{y,1st}}{M_{max}} \right) \quad (3.20)$$

όπου $M_{y,1st}$ και M_{max} είναι η ροπή διαρροής του πλέον εφελκόμενου οπλισμού και η μέγιστη ροπή αστοχίας, αντίστοιχα. Η εφαρμογή της σχέσης αυτής για τα τοιχία W_7, W_8 -SS και W_9 έως W_{15} -SS δίνει $L_{pz}=0.54m$ και $L_{pz}=0.50m$, αντίστοιχα, και επομένως, το μέσο της ζώνης αυτής προσδιορίζεται στο 0.27m και 0.25m. Επιλέχθηκε η τοποθέτηση των βελομέτρων σε ύψος 0.30m και 0.20m. Εντούτοις, τονίζεται ότι οι δύο αυτές αποστάσεις δεν τηρήθηκαν κατά γράμμα σε όλα τα τοιχία αφού κατασκευαστικοί λόγοι επέβαλλαν την τοποθέτηση των βελομέτρων σε άλλη θέση. Ωστόσο, σε κάθε περίπτωση η θέση της διατομής βρίσκεται εντός της πλαστικής περιοχής.

Ο προσδιορισμός των διατμητικών παραμορφώσεων επιτυγχάνεται με την χρήση διαγώνιων βελομέτρων. Στα πλαίσια της διατριβής τοποθετήθηκαν δύο ζεύγη βελομέτρων 12-13 και 14-15 στο κάτω (πλαστική περιοχή) και άνω τμήμα του τοιχίου, αντίστοιχα (βλ. Σχήμα 3.19). Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ότι η διάταξη του Σχήματος 3.19 όσον αφορά την μέτρηση της στροφής διατομής και των διατμητικών παραμορφώσεων εφαρμόστηκε πλήρως για τα ενισχυμένα και μη τοιχία της δεύτερης ομάδας, ήτοι για τα δοκίμια W_7 έως και W_{15} -SS. Αντίθετα τα τοιχία της πρώτης ομάδας (W_1 έως W_6) παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις. Όλες οι μετρητικές διατάξεις όλων των τοιχίων περιλαμβάνονται αναλυτικά στο Παράρτημα Α. Ο προσδιορισμός των πειραματικών τιμών των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων μέσω των διαθέσιμων βελομέτρων συζητείται διεξοδικά στο Κεφάλαιο 6 (§6.4).

Κεφάλαιο 4

Πειραματικά Αποτελέσματα – Μη ενισχυμένα τοιχία

4.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η πειραματική διαδικασία των τοιχίων-δοκιμίων στα οποία δεν έχει εφαρμοστεί καμία μέθοδος επισκευής ή/και ενίσχυσης. Τα δοκίμια αυτά μπορούν να χωριστούν σε δύο ομάδες: την ομάδα W_1, W_2, W_5 και W_6 (βλ. Τρανούλης και Χριστίδης, 2009; Χριστίδης, 2010) και την ομάδα W_7, W_9, W_{11} και W_{13} . Η κύρια διαφορά των δύο ομάδων έγκειται στο πάχος τους, αφού τα τοιχία της πρώτης ομάδας είναι 20% λεπτότερα από αυτά της δεύτερης ομάδας (0.10m έναντι 0.125m). Οι υπόλοιπες διαστάσεις είναι ίδιες (βλ. Παράρτημα Α). Στο παρόν κεφάλαιο περιλαμβάνεται μία εκτενής παρουσίαση και ανάλυση των βασικότερων πειραματικών μετρήσεων και αποτελεσμάτων/παρατηρήσεων, που αφορούν κυρίως την συμπεριφορά, την μορφή αστοχίας και τον σχηματισμό ρωγμών, την πλαστιμότητα και την διάχυση ενέργειας των δοκιμίων. Ιδιαίτερη μνεία, όσον αφορά τις τοπικές παραμορφώσεις (στροφή διατομής και διατμητικές παραμορφώσεις) που ανέπτυξαν τα δοκίμια, γίνεται στο Κεφάλαιο 6. Στο τέλος του κεφαλαίου ακολουθεί συγκριτική παράθεση αποτελεσμάτων με σχόλια και συμπεράσματα.

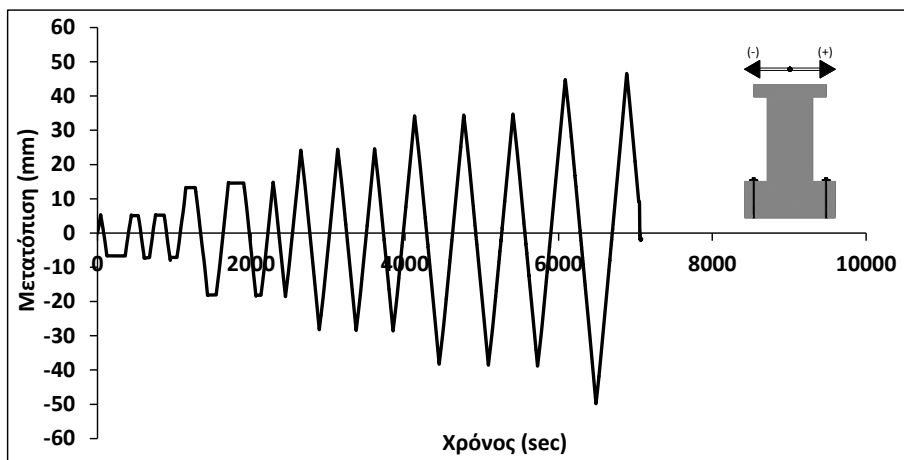
4.2 Ομάδα W_1, W_2, W_5 και W_6

Όπως σε όλη την πειραματική διαδικασία η επιβολή της φόρτισης έγινε με την μέθοδο των μετατοπίσεων. Επιλέχθηκε να επιβάλλονται μετατοπίσεις στην κορυφή των τοιχίων (στο μέσο του πρίσματος κεφαλής) οι οποίες ξεκινώντας από το μηδέν θα αυξάνονταν σταδιακά προς τα θετικά και τα αρνητικά με μέγιστες τιμές αρχικά αυτές των ± 10 mm ενώ,

στη συνέχεια, οι μέγιστες αυτές τιμές θα αυξάνονταν ανά ± 10 mm. Για κάθε τέτοια μέγιστη τιμή επιλέχθηκαν να πραγματοποιηθούν τρεις ανακυκλήσεις (τρεις κύκλοι). Τονίζεται ότι ειδικά για τα τοιχία W_1 και W_2 η επιβολή των κύκλων έγινε με βάση την μη διορθωμένη μετατόπιση (η διόρθωση πραγματοποιήθηκε εκ των υστέρων) για αυτό στα διαγράμματα στο τέλος του κάθε κύκλου αναγράφονται μικρότερες τιμές σε σχέση με τις ονομαστικές τιμές των κύκλων (± 10 mm, ± 20 mm, ± 30 mm κτλ).

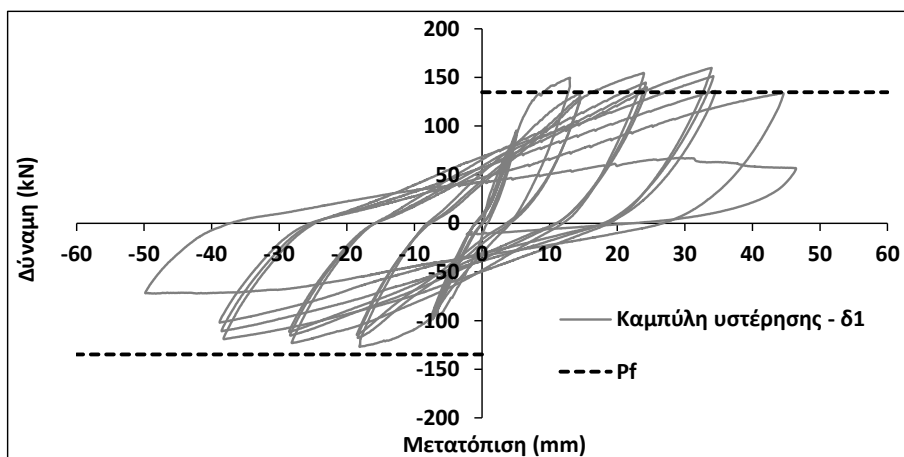
4.2.1 Τοιχίο W_1

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 18/9/09. Η χρονοϊστορία μετακινήσεων του τοιχίου W_7 φαίνεται στο Σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης κορυφής δοκιμίου W_1

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του επενεργητή προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_1

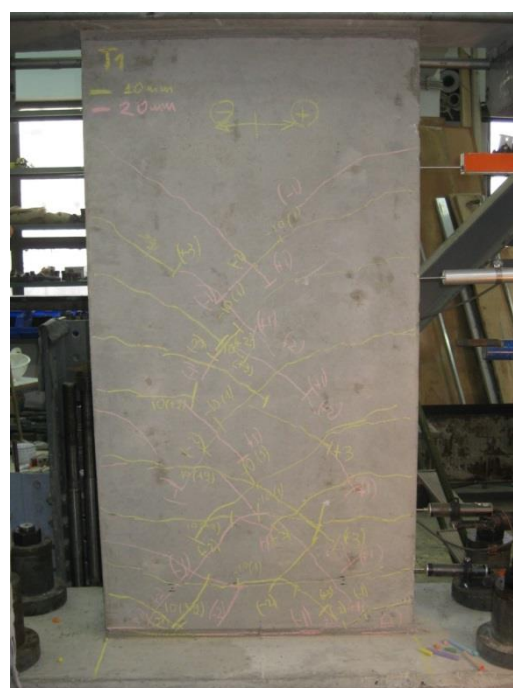
Σημ: Η αντοχή του τοιχίου σε τέμνουσα δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_R=327.01$ kN)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα με το Σχήμα 4.2 η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +40mm και ήταν ίσο με $F_{\max}^+ = 159.78\text{kN}$ (18% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχείο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -20mm ίση με $F_{\max}^- = 127.08\text{kN}$ (περίπου 5% μικρότερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όσον αφορά τον σχηματισμό ρωγμών και την μορφή αστοχίας από τους δύο πρώτους κύκλους των $\pm 10\text{mm}$ άρχισαν να σχηματίζονται ρωγμές πολύ μικρού εύρους (τριχοειδείς) τόσο οριζόντιες στην βάση του τοιχείου, όσο και κεκλιμένες σε μεγαλύτερο ύψος.



(α) Ρωγμές μετά το τέλος των $\pm 10\text{mm}$



(β) Ρωγμές μετά το τέλος των $\pm 20\text{mm}$

Σχήμα 4.3 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_1

Κατά τις μετακινήσεις των $\pm 20\text{mm}$ στον πρώτο κύκλο παρατηρήθηκαν καινούργιες κεκλιμένες ρωγμές αλλά και ο σχηματισμός μίας οριζόντιας ρωγμής ακριβώς στη βάση του τοιχείου (Σχήμα 4.4), ενώ κατά τον δεύτερο και τρίτο κύκλο παρατηρήθηκαν απλώς επεκτάσεις των προηγούμενων ρωγμών.



Σχήμα 4.4 Οριζόντια ρωγμή στην βάση κατά τον πρώτο κύκλο των $\pm 20\text{mm}$ τοιχείου W_1

Κατά τις μετακινήσεις των $\pm 30\text{mm}$ αλλά και κατά τον 1^ο κύκλο των $\pm 40\text{mm}$ παρατηρήθηκε ουσιαστικά η διεύρυνση των ήδη σχηματισμένων ρωγμών (Σχήμα 4.5). Ωστόσο, κατά τον 2^ο και 3^ο κύκλο των μετακινήσεων $\pm 40\text{mm}$ παρατηρήθηκε σημαντική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στην θλιβόμενη ζώνη, κάτι το οποίο συνοδεύτηκε και από πτώση της φέρουσας ικανότητας (Σχήμα 4.6).



(α) Ρωγμές στους τρεις κύκλους των $\pm 30\text{mm}$

(β) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο των $\pm 40\text{mm}$

Σχήμα 4.5 Ρωγμές κοντά στην βάση του τοιχίου στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$ δοκιμίου W_1



Σχήμα 4.6 Αποδιοργάνωση σκυροδέματος στην βάση του δοκιμίου W_1

Το πείραμα συνεχίστηκε και στις μετακινήσεις των $\pm 50\text{mm}$. Κατά τον πρώτο κύκλο παρατηρήθηκε έντονη αποδιοργάνωση της βάσης του τοιχίου, κυρίως με την μορφή αποκόλλησης της επικάλυψης στην θλιβόμενη ζώνη, αλλά και τον σχηματισμό πιο έντονων διαγώνιων ρωγμών (Σχήμα 4.7α). Η αντίστοιχη δύναμη παρουσίασε σημαντική πτώση ($F_{50(1)}^+ = 133.78\text{kN}$ πτώση περίπου 16% σε σχέση με την F_{\max}^+). Η πλήρης απώλεια της φέρουσας ικανότητας ήρθε στον 2^ο κύκλο ($F_{50(1)}^+ = 57.10\text{kN}$ πτώση 65% σε σχέση με την

F_{max}^+) όπου και αποφασίστηκε ο τερματισμός του πειράματος με επαναφορά της μετακίνησης σε μηδενική τιμή.



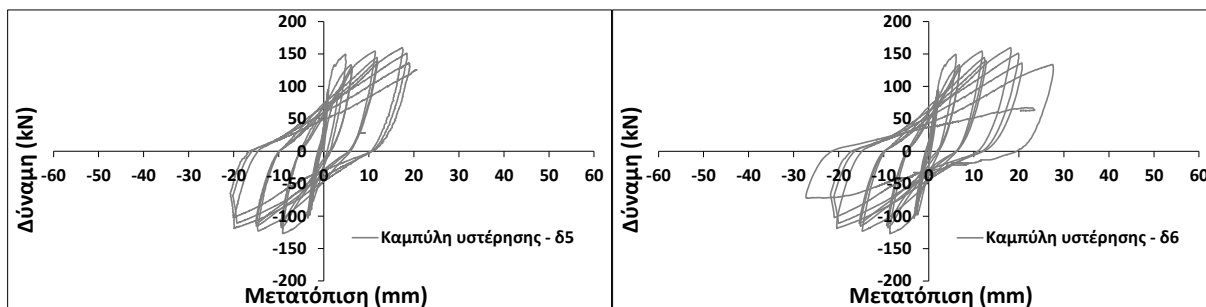
(α) Βάση του τοιχίου μετά το τέλος του πειράματος



(β) Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης

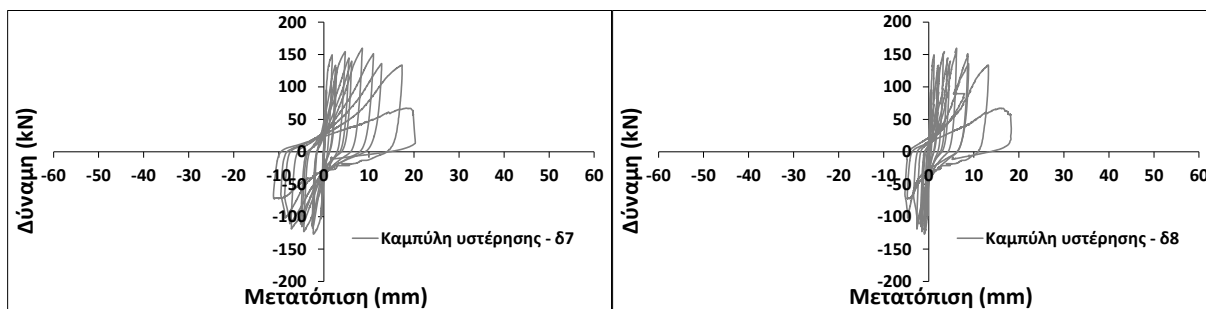
Σχήμα 4.7 Ρωγμές μετά το τέλος του πειράματος δοκιμίου W_1

Στην συνέχεια στα Σχήματα 4.8 και 4.9 παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.



(α) Βελόμετρο δ_5

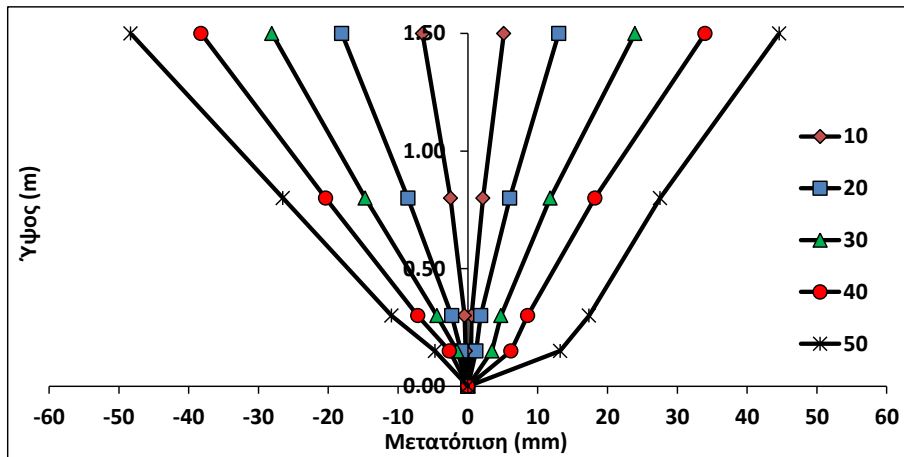
(β) Βελόμετρο δ_6



(γ) Βελόμετρο δ_7

(δ) Βελόμετρο δ_8

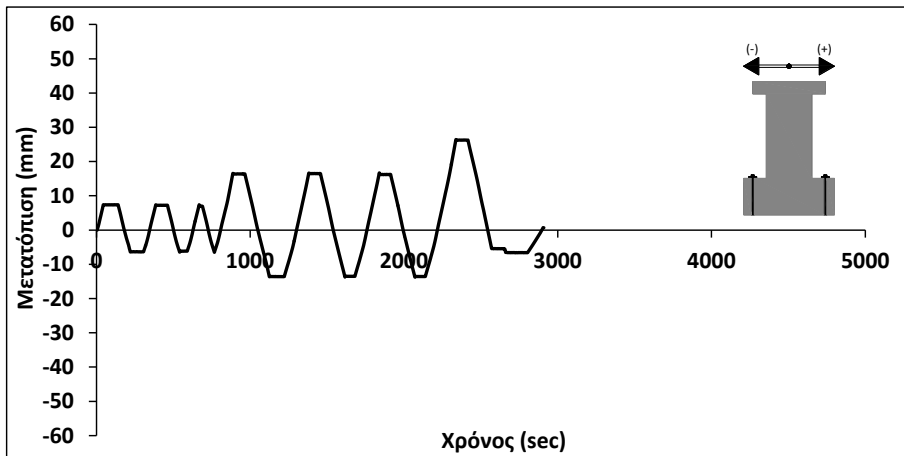
Σχήμα 4.8 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχίου W_1 (για θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα A.17)



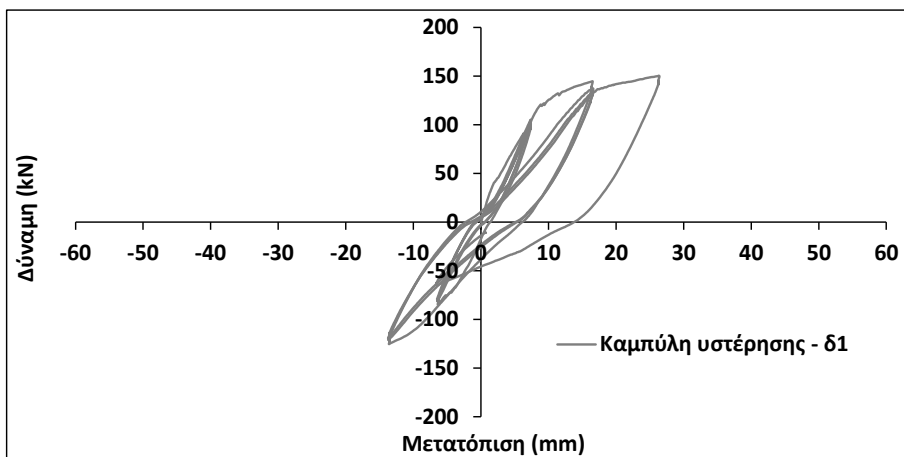
Σχήμα 4.9 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_1

4.2.2 Τοιχίο W_2

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 21/9/09. Στα σχήματα 4.10 και 4.11 φαίνεται η ιστορία μετακινήσεων και η καμπύλη δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, αντίστοιχα.

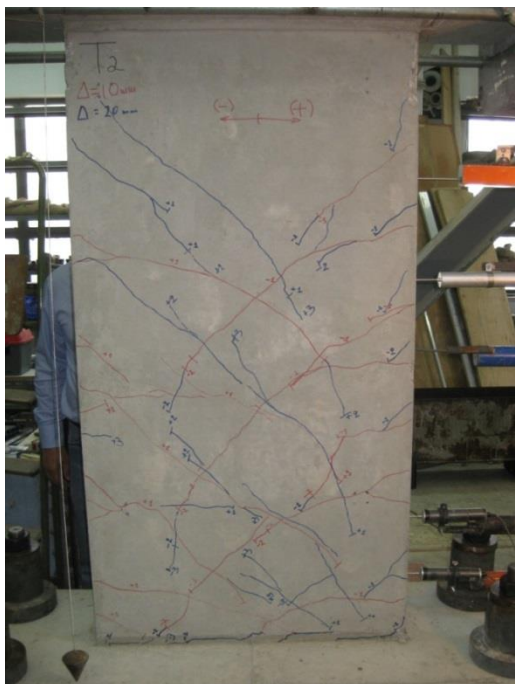


Σχήμα 4.10 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_2

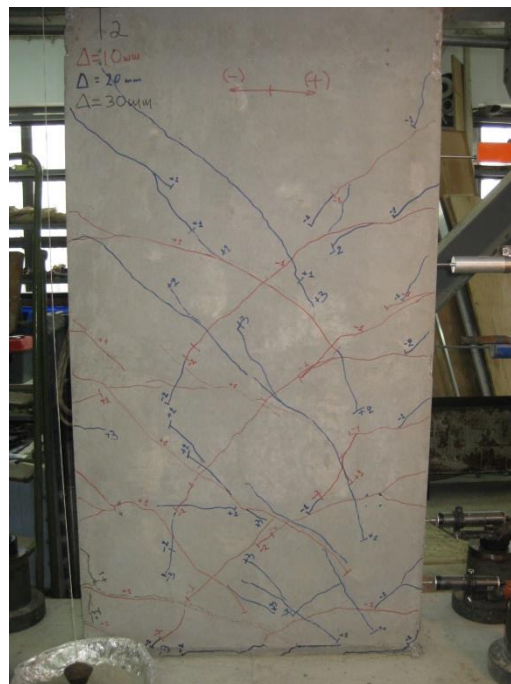


Σχήμα 4.11 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_2

Κατά την διάρκεια του πειράματος στους πρώτους δυο κύκλους των μετακινήσεων ± 10 mm εμφανίστηκαν οι πρώτες διαγώνιες τριχοειδείς ρωγμές στον κορμό του τοιχείου αλλά και κοντά στη βάση του, ενώ κάποιες ακόμα εμφανίζονται και κατά τη διάρκεια του 3^{ου} κύκλου. Κατά τις μετακινήσεις των ± 20 mm (Σχήμα 4.12α) συνεχίστηκε η εμφάνιση νέων διαγώνιων ρωγμών στον κορμό του τοιχείου αλλά και ο σχηματισμός οριζόντιων στη βάση. Το πείραμα συνεχίστηκε με τις μετακινήσεις των ± 30 mm (Σχήμα 4.12β). Κατά τον 1^ο θετικό κύκλο ουσιαστικά παρατηρήθηκε μικρή διεύρυνση των ήδη σχηματισμένων ρωγμών.

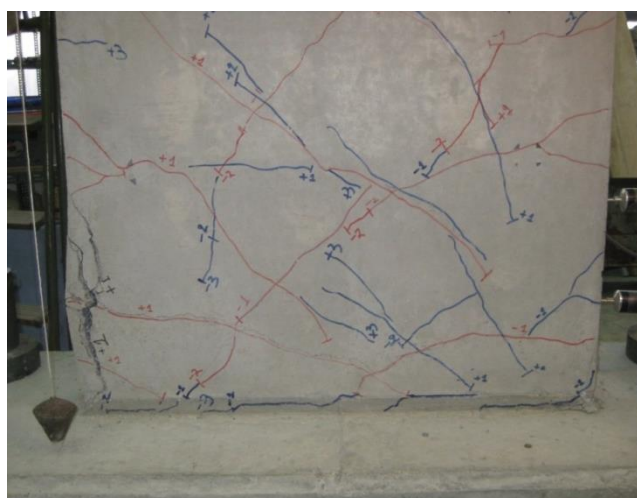


(α) Ρωγμές μετά το τέλος των ± 20 mm

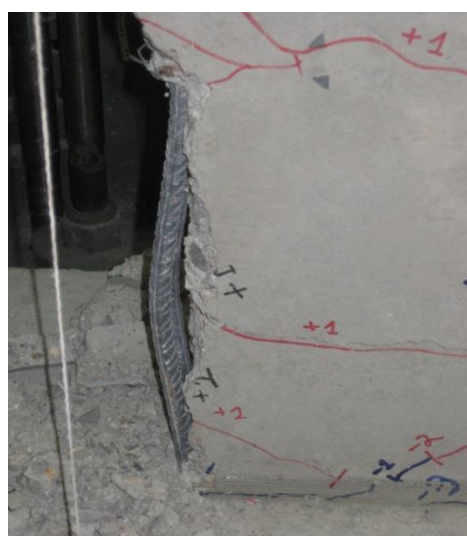


(β) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο των ± 30 mm

Σχήμα 4.12 Ρωγμές στους κύκλους ± 20 mm και ± 30 mm δοκιμίου W_2



(α) Αποκόλληση επικάλυψης



(β) Λυγισμός ράβδων

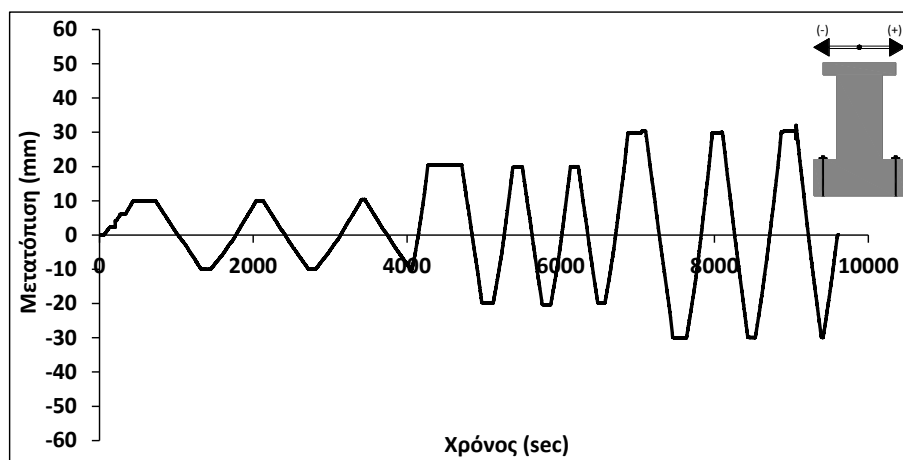
Σχήμα 4.13 Λυγισμός θλιβόμενων ράβδων δοκιμίου W_2

Αντίθετα, πριν προλάβει να ολοκληρωθεί ο 1^{ος} αρνητικός κύκλος και για μετακίνηση περίπου -8.6mm παρατηρήθηκε στη θλιβόμενη ζώνη έντονος λυγισμός των ακραίων ράβδων οπλισμού, όπως διακρίνεται και στις φωτογραφίες (Σχήματα 4.13α και 4.13β).

Ενώπιον αυτού του προβλήματος, παρόλο που δεν υπήρξε καμία πτώση της οριζόντιας δύναμης, αποφασίστηκε η παύση του πειράματος και η επισκευή και ενίσχυση του τοιχίου. Τα πειραματικά αποτελέσματα της εκ νέου δοκιμής θα παρουσιαστούν στο Κεφάλαιο 5.

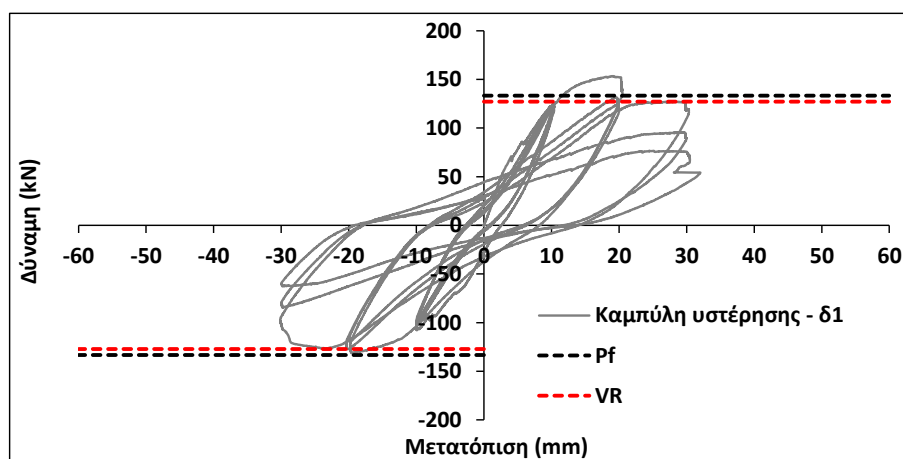
4.2.3 Τοιχίο W₅

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 25/9/2010. Η χρονοϊστορία φόρτισης του τοιχίου W₅ φαίνεται στο Σχήμα 4.14.



Σχήμα 4.14 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₅

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.15.



Σχήμα 4.15 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₅

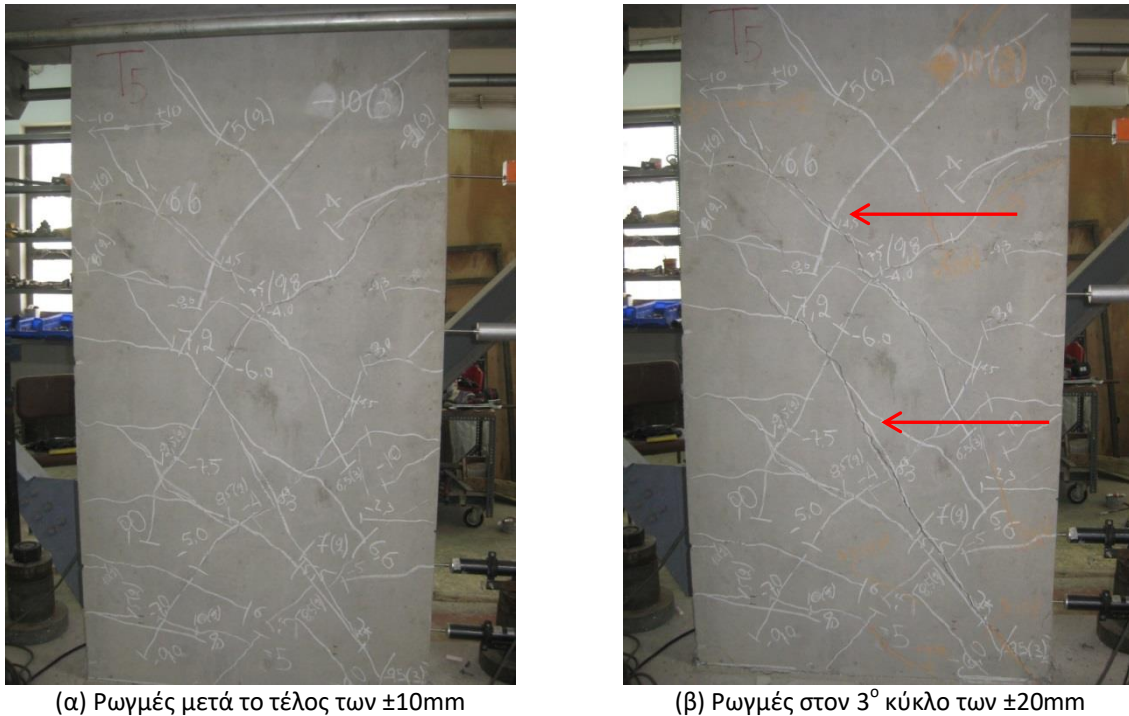
Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +20mm και ήταν ίσο με $F_{\max}^+ = 153.48 \text{ kN}$

(15% μεγαλύτερο από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχείο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -20mm ίση με $F_{\max} = 131.25\text{kN}$ (περίπου ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όσον αφορά τον σχηματισμό ρωγμών και τη μορφή αστοχίας ήδη από τον πρώτο κύκλο των $\pm 10\text{mm}$ και για μετακινήσεις περίπου 3.5mm με 4.5mm άρχισαν να σχηματίζονται οι πρώτες εμφανείς ρωγμές πολύ μικρού εύρους (τριχοειδείς), κεκλιμένες στον κορμό του τοιχείου. Στους επόμενους δύο κύκλους παρατηρήθηκε ο σχηματισμός λίγων καινούργιων κεκλιμένων ρωγμών αλλά κυρίως επέκταση των υπαρχουσών ρωγμών καθώς και διεύρυνση του πλάτους τους. Αποτέλεσμα είναι η εμφάνιση παραμενουσών ρωγμών, οι οποίες δεν κλείνουν με την εναλλαγή της φοράς φόρτισης.

Κατά τις μετακινήσεις των $\pm 20\text{mm}$ στον 1° κύκλο παρατηρήθηκε ο σχηματισμός τόσο καινούργιων κεκλιμένων ρωγμών όσο και μικρή διεύρυνση της ήδη υπάρχουσας οριζόντιας ρωγμής στη βάση του τοιχείου. Αυτό που έχει ιδιαίτερη σημασία είναι ότι άρχισαν να σχηματίζονται δύο κύριες διατμητικές ρωγμές με εύρος αισθητά μεγαλύτερο των υπολοίπων (Σχήμα 4.16β). Την ίδια συμπεριφορά επέδειξε το τοιχείο και κατά τις αρνητικές μετακινήσεις. Πάντως πρέπει να σημειωθεί ότι ο σχηματισμός των ρωγμών αυτών δεν συνοδεύτηκε από πτώση της αντοχής του τοιχείου, αντιθέτως στον 1° κύκλο των $\pm 20\text{mm}$ μετρήθηκε και η μεγαλύτερη τιμή οριζόντιας δύναμης. Στους επόμενους δύο κύκλους, και κατά τις δύο φορές φόρτισης, οι διαγώνιες αυτές ρωγμές γίνονται αισθητά εντονότερες ενώ ταυτόχρονα παρατηρείται και μία σχετική αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης (Σχήμα 4.17).

Η συμπεριφορά αυτή του τοιχείου συνοδεύτηκε από πτώση της αντοχής του (περίπου στα 123kN), χωρίς ωστόσο αυτή η πτώση να μπορεί ακόμα να χαρακτηριστεί ως απώλεια της φέρουσας ικανότητάς του.



Σχήμα 4.16 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_5



Σχήμα 4.17 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης για μετακίνηση $+20\text{mm}$ τοιχίου W_5

Κατά τον πρώτο κύκλο των μετακινήσεων των $\pm 30\text{mm}$ ουσιαστικά παρατηρήθηκε μεγάλη αύξηση του εύρους των κύριων διατμητικών ρωγμών και της αποδιοργάνωσης της θλιβόμενης ζώνης, χωρίς ωστόσο να παρατηρείται πτώση της δύναμης. Αντίθετα μεγάλη πτώση της δύναμης παρατηρείται κατά τον 2^ο και 3^ο κύκλο, το οποίο φτάνει την τιμή των 80 kN. Η πτώση αυτή σηματοδότησε και την πλήρη απώλεια της φέρουσας ικανότητας του τοιχίου. Το εύρος των διατμητικών ρωγμών είναι πλέον τόσο μεγάλο ώστε αυτές δεν προλαβαίνουν να κλείσουν με την εναλλαγή της φοράς φόρτισης με αποτέλεσμα μετά το τέλος του πειράματος οι ρωγμές αυτές να έχουν πάρει την μορφή χιαστί. Τέλος οι περιοχές

της θλιβόμενης ζώνης εμφανίζονται πλήρως αποδιοργανωμένες με έντονο λυγισμό του διαμήκους σπλισμού.



(α) Ρωγμές κατά τον 1^ο κύκλο των $\pm 30\text{mm}$



(β) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο των $\pm 30\text{mm}$

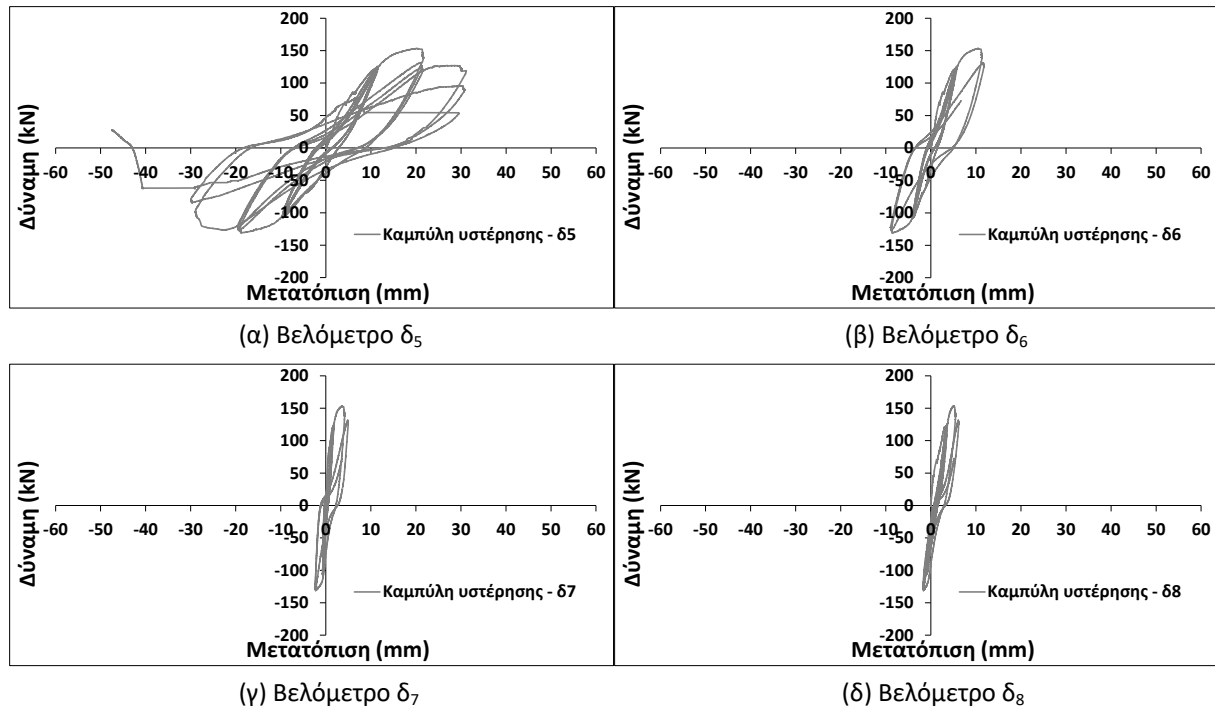
Σχήμα 4.18 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ δοκιμίου W_5



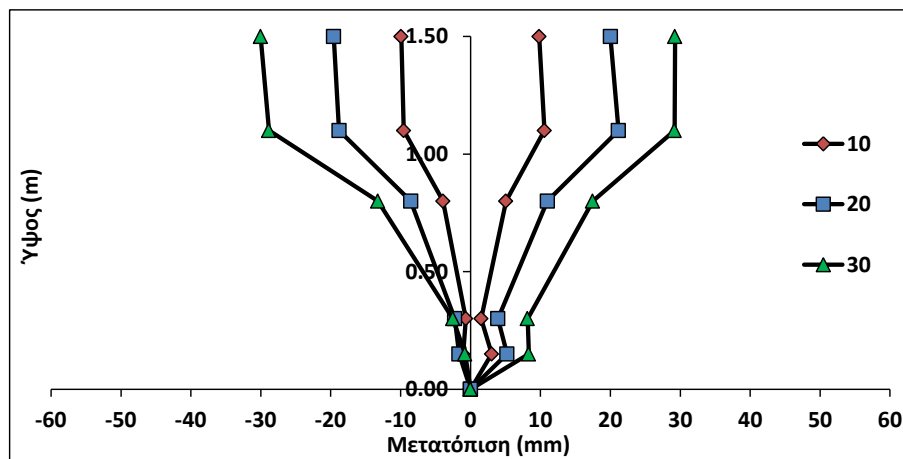
Σχήμα 4.19 Λυγισμός σπλισμού στην θλιβόμενη περιοχή δοκιμίου W_5

Το πείραμα τερματίστηκε μετά το τέλος του 3^{ου} κύκλου των $\pm 30\text{ mm}$ αφού ο γρύλλος επέστρεψε σε μηδενική μετακίνηση.

Στην συνέχεια, στα Σχήματα 4.20 και 4.21, παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.

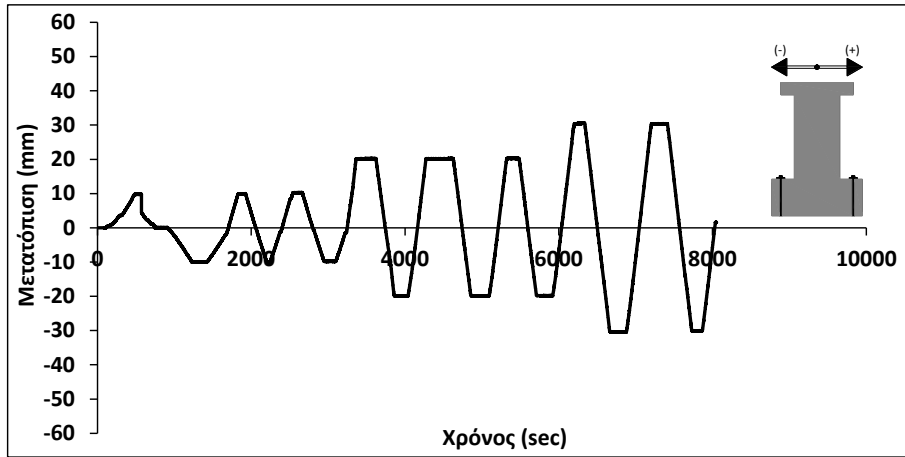


Σχήμα 4.20 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχίου W_5 (για θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα Α.18)



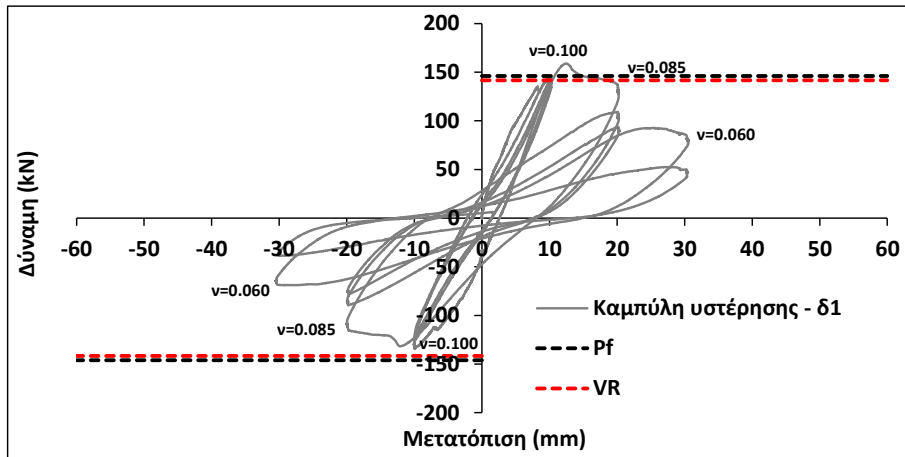
4.2.4 Τοιχίο W_6

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 7/10/2010. Η επιβολή της αξονικής δύναμης επιτεύχθηκε με την προένταση τεσσάρων χαλύβδινων ράβδων (ντίζες), όπως αναλύθηκε στην Παράγραφο 3.5. Στόχος του πειράματος ήταν η επιβολή ανηγμένης αξονικής δύναμης στο τοιχίο περίπου ίσης με $v=0.07$, η οποία μεταφράζεται σε αξονική δύναμη 137kN. Με βάση το μέτρο ελαστικότητας των αγκυρίων που προσδιορίστηκε προκύπτει παραμόρφωση σε κάθε αγκύριο ίση με 0.505‰. Η χρονοϊστορία φόρτισης του τοιχίου W_6 φαίνεται στο Σχήμα 4.22.



Σχήμα 4.22 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_6

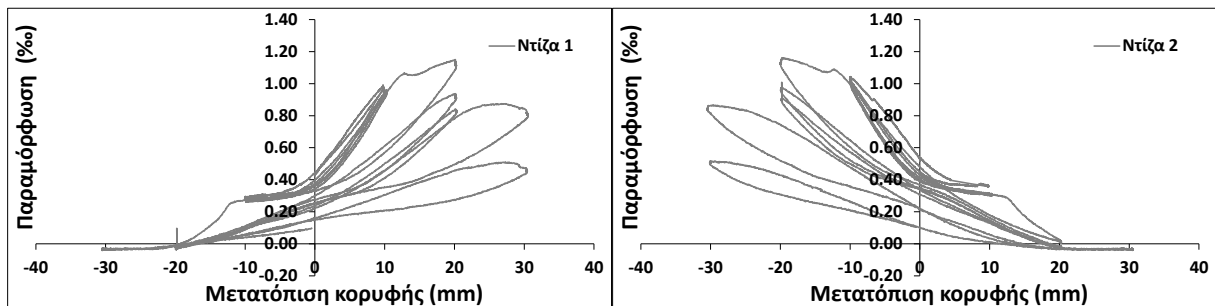
Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλη υστέρησης), P-δ, της κορυφής του δοκιμίου (Σχήμα 4.23).



Σχήμα 4.23 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_6

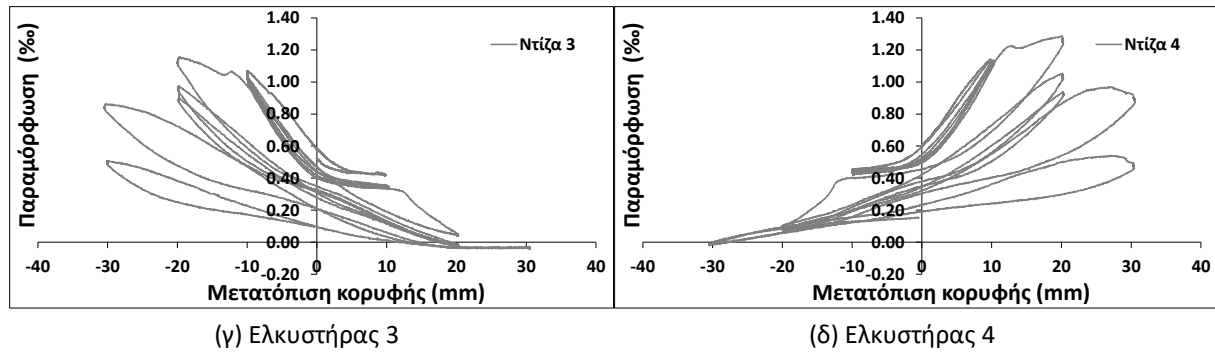
Σημ: Οι αντοχές είναι υπολογισμένες για ανηγμένη αξονική δύναμη $v=0.07$

Τονίζεται ότι κατά την διάρκεια του πειράματος η παραμόρφωση του ίδιου του τοιχείου είχε ως αποτέλεσμα την διαφοροποίηση της παραμόρφωσης των ελκυστήρων επιβολής της αξονικής δύναμης (Σχήμα 4.24). Ως εκ τούτου η αξονική δύναμη δεν μπορούσε να διατηρηθεί σταθερή αλλά μεταβαλλόταν κατά την διάρκεια του πειράματος (Σχήμα 4.25).



(α) Ελκυστήρας 1

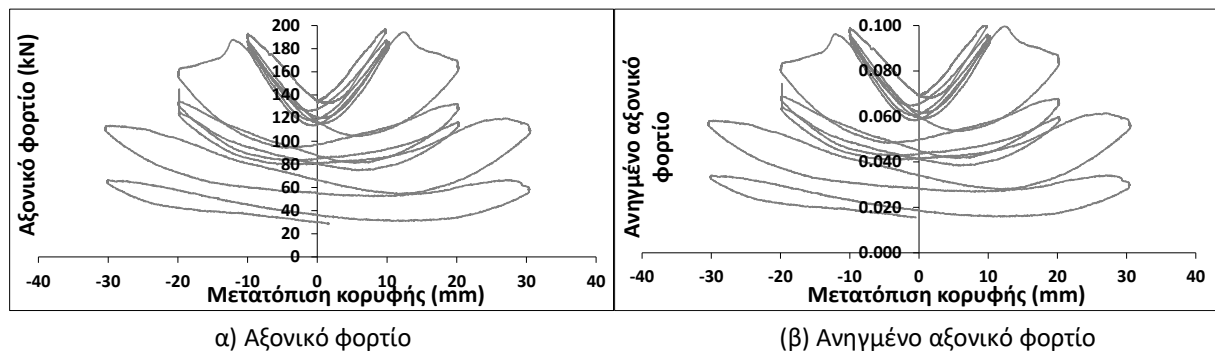
(β) Ελκυστήρας 2



Σχήμα 4.24 Μέση παραμόρφωση μεταλλικών ντιζών αξονικής δύναμης δοκιμίου W_6

Σημ: Οι παραπάνω τιμές έχουν προκύψει ως ο μέσος όρος των καταγραφών των τριών strain-gauges

Με βάση τις παραπάνω παραμορφώσεις έχει υπολογιστεί η συνολική αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στο τοιχίο.



Σχήμα 4.25 Μεταβολή αξονικού φορτίου κατά την διάρκεια του πειράματος δοκιμίου W_6

Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη οριζόντια δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των $+20\text{mm}$ και ήταν ίση με $F_{\max}^+ = 158.92\text{kN}$ (9% μεγαλύτερο από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχίο ανέπτυξε μικρότερες τιμές δύναμης σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -20mm ίση με $F_{\max}^- = 134.21\text{kN}$ (8% μικρότερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όσον αφορά το σχηματισμό ρωγμών και τη μορφή αστοχίας ήδη από τον πρώτο κύκλο των $\pm 10\text{mm}$ άρχισαν να σχηματίζονται οι πρώτες κεκλιμένες τριχοειδείς ρωγμές στον κορμό του τοιχίου. Στους επόμενους δύο κύκλους δεν παρατηρήθηκε ο σχηματισμός καινούργιων ρωγμών αλλά κυρίως επέκταση των υπάρχουσών ρωγμών καθώς και αισθητή αύξηση του πλάτους τους. Αποτέλεσμα είναι ο σχηματισμός παραμενουσών ρωγμών, οι οποίες δεν κλείνουν με την εναλλαγή της φοράς φόρτισης.

Μεγάλη αλλαγή στη συμπεριφορά του τοιχίου παρουσίασε κατά τις μετακινήσεις των $\pm 20\text{mm}$ (Σχήμα 4.26). Ενώ για μετακίνηση περίπου ίση με 12.5mm το τοιχίο αναπτύσσει

οριζόντια δύναμη ίση με $F=158.92\text{kN}$, δείχνοντας την τάση για ανάπτυξη υψηλών δυνάμεων, στη μετακίνηση αυτή παρατηρείται μία απότομη πτώση με αποτέλεσμα για μετακίνηση ίση με $+20\text{mm}$ η δύναμη να παίρνει την τιμή $F_{20(1)}^+=134.63\text{kN}$. Η ίδια συμπεριφορά εμφανίστηκε και προς τις αρνητικές μετακινήσεις. Η πτώση αυτή συνοδεύτηκε από την αισθητή διεύρυνση του εύρους των κύριων διατμητικών ρωγμών αλλά και από αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης. Στους επόμενους δύο κύκλους, και κατά τις δύο φορές φόρτισης, οι διατμητικές αυτές ρωγμές έγιναν αισθητά εντονότερες με αποτέλεσμα τη δημιουργία χιαστί ρωγμής, συνεχίστηκε η αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης ενώ μετρήθηκε και περαιτέρω πτώση της δύναμης ($F_{20(3)}^+=94.13\text{ kN}$).



(α) Ρωγμές μετά το τέλος των $\pm 10\text{mm}$



(β) Ρωγμές μετά το τέλος των $\pm 20\text{mm}$

Σχήμα 4.26 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_6



Σχήμα 4.27 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης κατά τον τρίτο κύκλο των $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_6

Η πλήρης αποδιοργάνωση του τοιχίου έλαβε χώρα κατά τον 1^ο και 2^ο κύκλο των μετακινήσεων των $\pm 30\text{mm}$, όπου παρατηρήθηκε η κατακόρυφη πτώση της δύναμης ($F_{30(2)}^+ = 49.10\text{kN}$) παράλληλα με την μεγάλη αύξηση του εύρους των κύριων διατμητικών ρωγμών και της αποδιοργάνωσης της θλιβόμενης ζώνης (Σχήματα 4.28 και 4.29).



(α) Ρωγμές στον 2^ο κύκλου των $\pm 30\text{mm}$



(β) Ρωγμές μετά το τέλος του πειράματος – Πίσω όψη

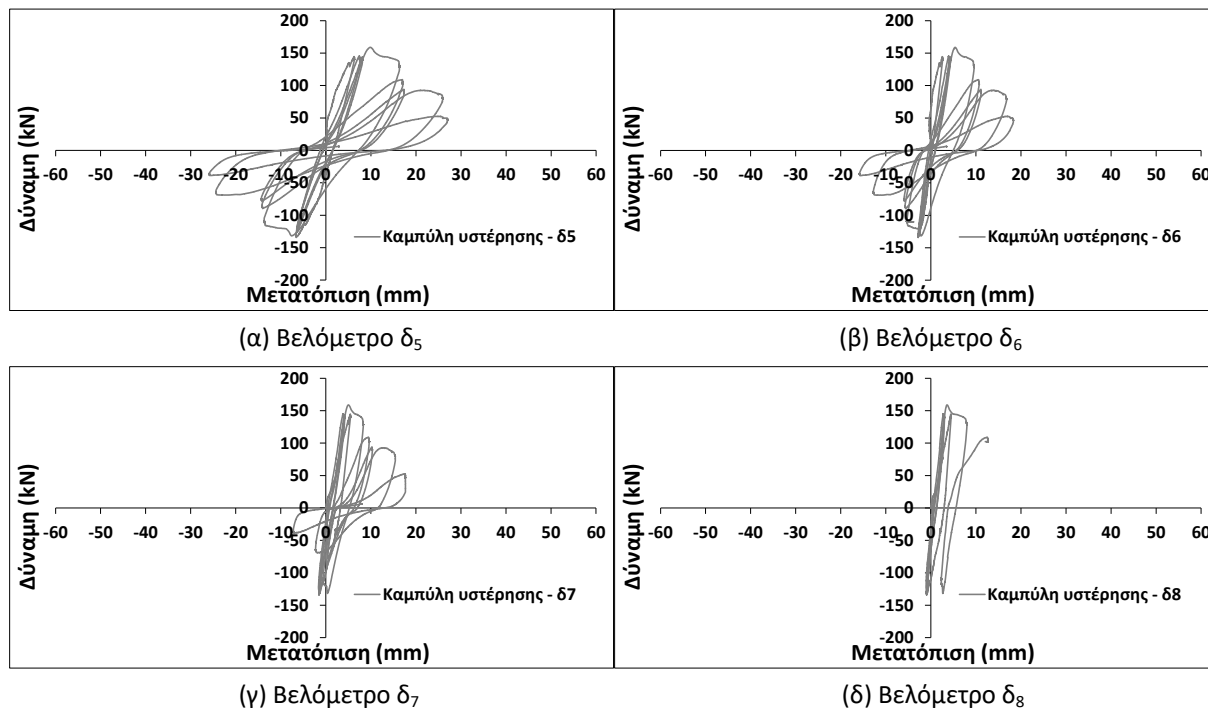
Σχήμα 4.28 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ δοκιμίου W_6

Το πείραμα τερματίστηκε μετά το τέλος του δεύτερου κύκλου των $\pm 30\text{ mm}$ αφού ο γρύλλος επέστρεψε σε μηδενική μετακίνηση.

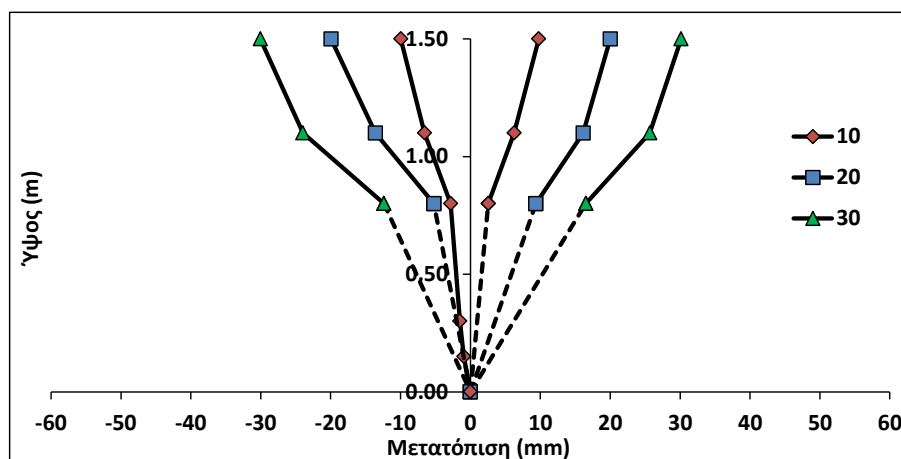


Σχήμα 4.29 Λυγισμός θλιβόμενων ράβδων δοκιμίου W_6

Στην συνέχεια στα Σχήματα 4.30 και 4.31 παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.



Σχήμα 4.30 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχείου W_6 (για θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα Α.18)



Σχήμα 4.31 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκίμιου W_6

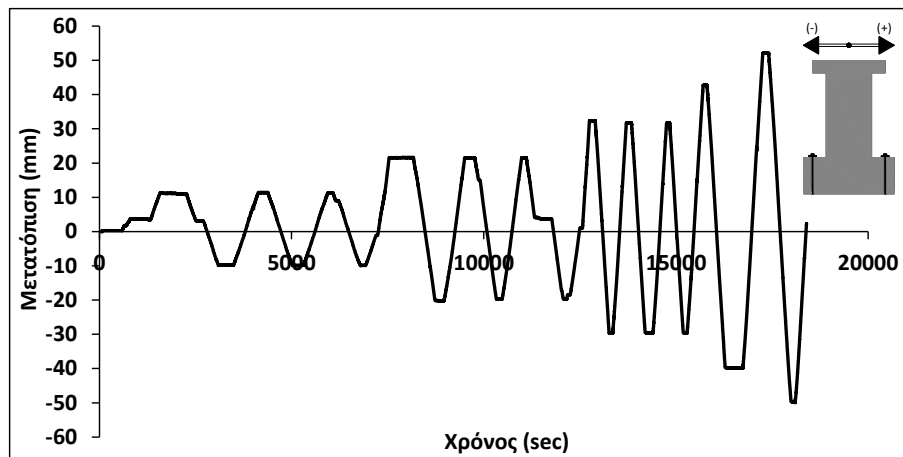
4.3 Ομάδα W_7, W_9, W_{11} και W_{13}

Όπως σε όλη την πειραματική διαδικασία η επιβολή της φόρτισης έγινε με την μέθοδο των μετατοπίσεων. Επιλέχθηκε να επιβάλλονται μετατοπίσεις οι οποίες ξεκινώντας από το μηδέν θα αυξάνονταν σταδιακά προς τα θετικά και τα αρνητικά με μέγιστες τιμές αρχικά αυτές των ± 10 mm ενώ στη συνέχεια οι μέγιστες αυτές τιμές θα αυξάνονταν ανά ± 10 mm.

Για κάθε τέτοια μέγιστη τιμή επιλέχθηκαν να πραγματοποιηθούν τρεις ανακυκλήσεις (τρεις κύκλοι).

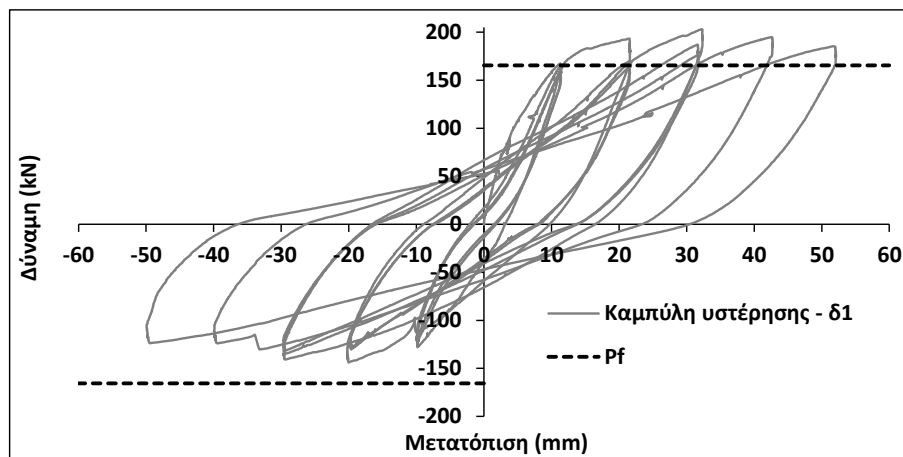
4.3.1 Τοιχίο W₇

Η δοκιμή του τοιχίου W₇ πραγματοποιήθηκε στις 17/6/2013, η χρονοϊστορία φόρτισης του οποίου φαίνεται στο Σχήμα 4.32.



Σχήμα 4.32 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₇

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.33.



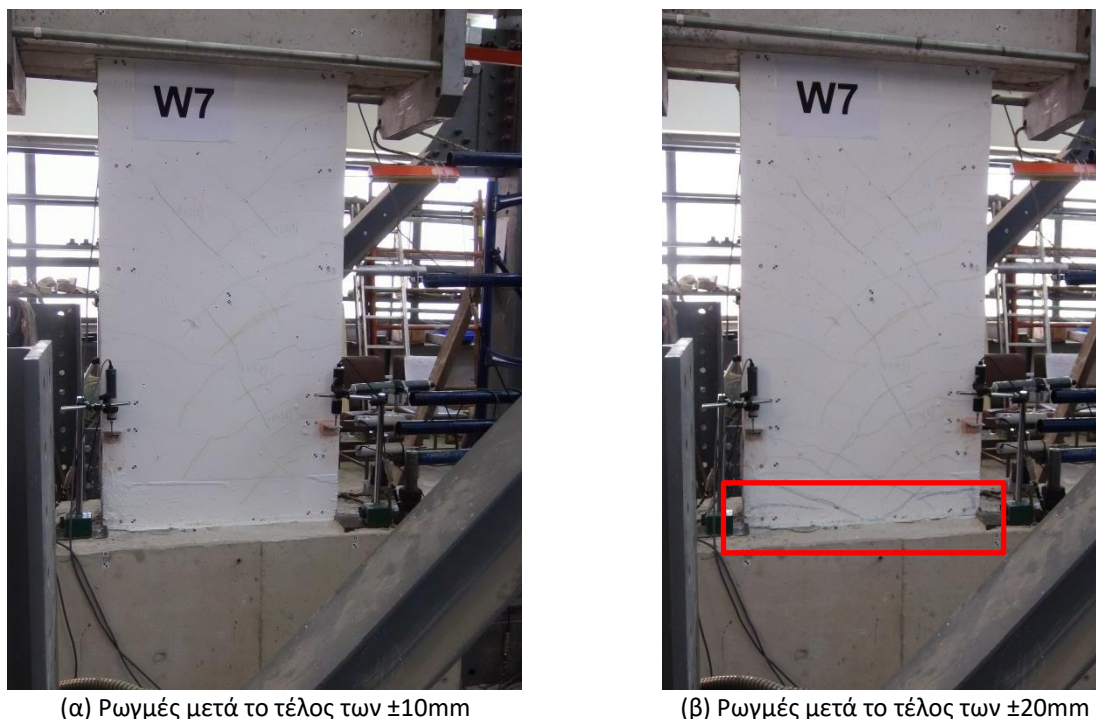
Σχήμα 4.33 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₇

Σημ: Η αντοχή του τοιχίου σε τέμνουσα δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_R=377.15\text{kN}$)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +30mm και ήταν ίσο με $F_{\max}^{\dagger}=203.03\text{kN}$ (περίπου 23% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχίο ανέπτυξε μικρότερες τιμές δυνάμεων σε όλο το φάσμα

των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -30mm ίση με $F_{\max} = 143.84\text{kN}$ (13% μικρότερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όσον αφορά το σχηματισμό ρωγμών και τη μορφή αστοχίας ήδη κατά την διάρκεια του πρώτου κύκλου των $\pm 10\text{mm}$ αρχίζουν να σχηματίζονται οι πρώτες εμφανείς ρωγμές πολύ μικρού εύρους (τριχοειδείς), κεκλιμένες στον κορμό του τοιχείου. Επίσης, κατά τους κύκλους των μετακινήσεων $\pm 20\text{mm}$ εμφανίζονται και οι πρώτες ρωγμές κοντά στην βάση του τοιχείου, ενώ παρατηρείται και αύξηση του εύρους των υπάρχουσών ρωγμών του κορμού.



(α) Ρωγμές μετά το τέλος των $\pm 10\text{mm}$

(β) Ρωγμές μετά το τέλος των $\pm 20\text{mm}$

Σχήμα 4.34 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W₇

Η πρώτη αξιοσημείωτη αστοχία του δοκιμίου παρατηρείται κατά την διάρκεια των κύκλων $\pm 30\text{mm}$ όπου και παρατηρείται μικρή αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης, η οποία γίνεται σαφώς εντονότερη στους κύκλους $\pm 40\text{mm}$ (Σχήμα 4.35β) και συνοδεύεται από λυγισμό των ακραίων θλιβόμενων ράβδων. Ωστόσο, η αποδιοργάνωση αυτή δεν συνοδεύεται από σημαντική πτώση της φέρουσας ικανότητας ($F_{40}^+ = 194.87\text{kN}$). Απότομη, αλλά παρόλα αυτά μικρή, πτώση της δύναμης παρατηρήθηκε στους αρνητικούς κύκλους όταν και για μετακίνηση περίπου -35mm παρατηρήθηκε θραύση του εφελκόμενου οπλισμού, ο οποίος προηγουμένως είχε λυγίσει. Ωστόσο, η πτώση αυτή δεν ήταν μόνιμη και το τοιχείο ανέκτησε την φέρουσα ικανότητά του (βλ. Σχήμα 4.33).



(α) Ρωγμές για μετακίνηση +40mm



(β) Λυγισμός θλιβόμενης ράβδου για μετακίνηση +40mm

Σχήμα 4.35 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W₇

Η φόρτιση του τοιχίου συνεχίστηκε για τους κύκλους μετακινήσεων $\pm 50\text{mm}$ (εκτελέστηκε ο πρώτος κύκλος) όπου και το πείραμα τερματίστηκε χωρίς ωστόσο να υπάρχει σημαντική πτώση της δύναμης ($F_{50}^+ = 184.72\text{kN}$ – πτώση 10% σε σχέση με F_{\max}^+).



(α) Θραύση σπλισμού

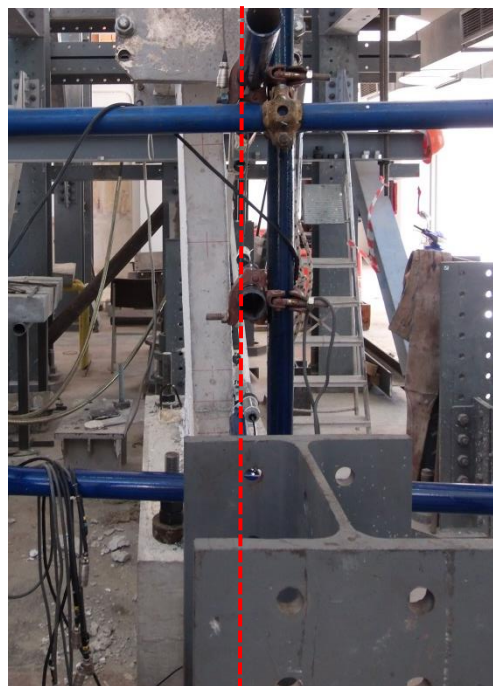


(β) Δοκίμιο μετά το τέλος του πειράματος

Σχήμα 4.36 Αστοχίες για μετακινήσεις $\pm 40\text{mm}$ και $\pm 50\text{mm}$ δοκιμίου W₇



(α) Πίσω όψη τοιχείου - ανασήκωμα

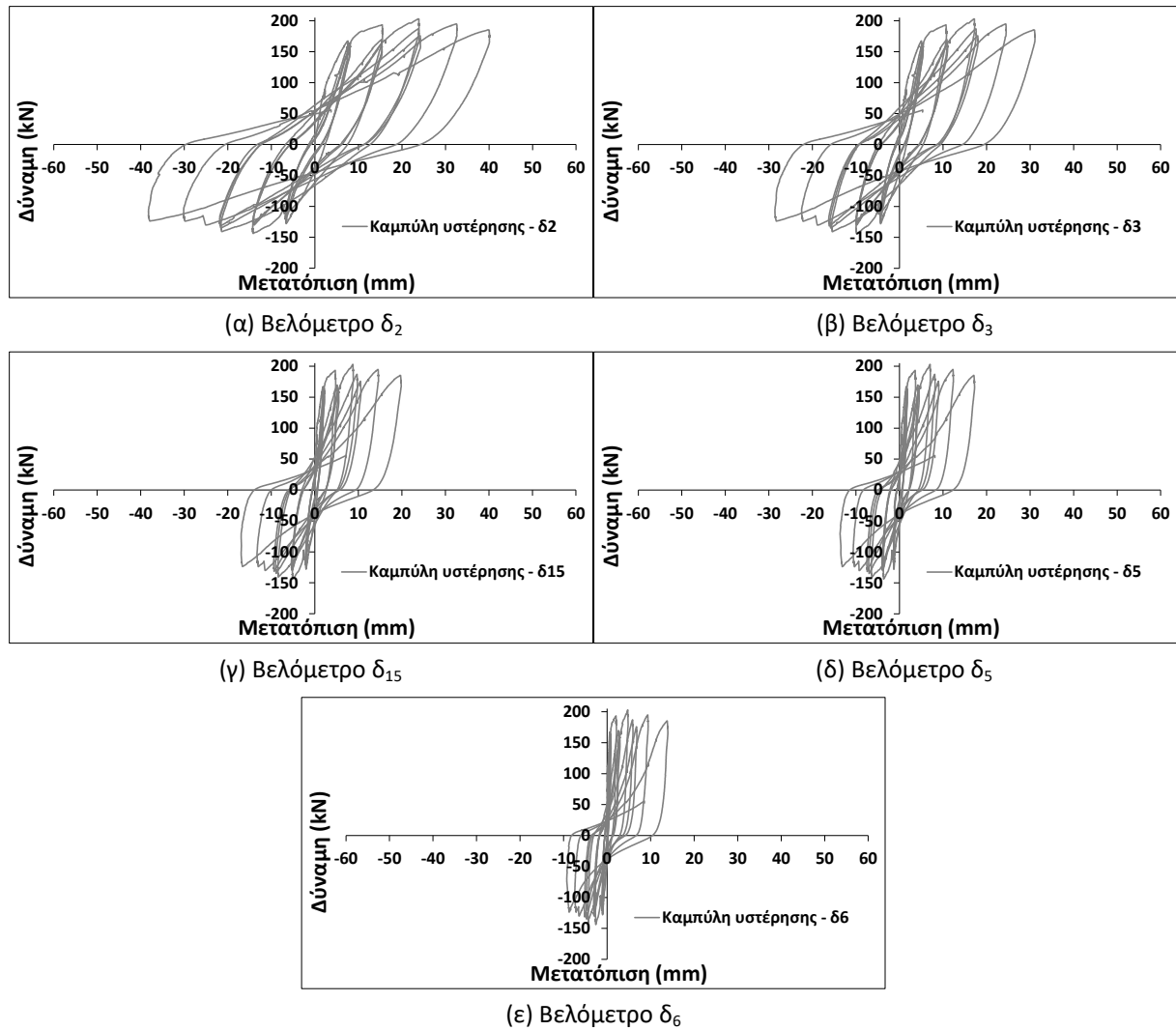


(β) Μετακίνηση τοιχείου εκτός επιπέδου

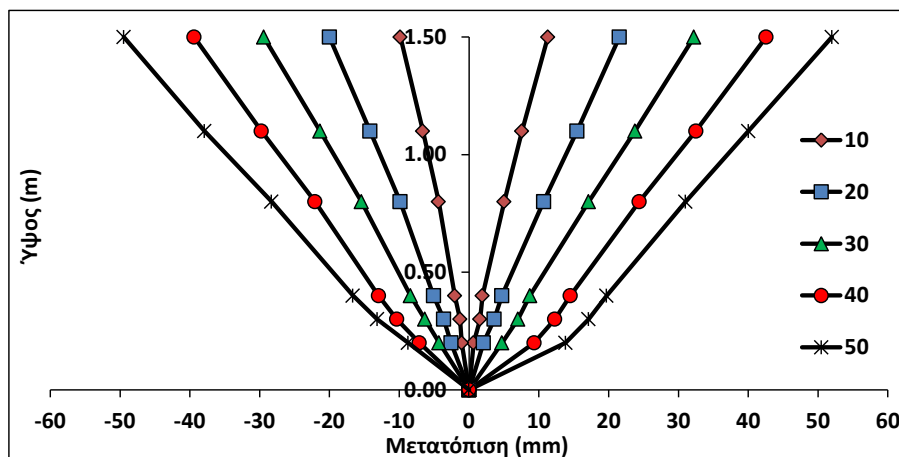
Σχήμα 4.37 Μετακινήσεις εκτός επιπέδου τοιχείου W_7

Όπως φαίνεται και από τις εικόνες, οι αστοχίες του τοιχείου έχουν συγκεντρωθεί όλες στην βάση με την μορφή κυρίως αποδιοργάνωσης της θλιβόμενης ζώνης. Ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων εμφανίστηκε ναι μεν αρκετά αργά (σε μετατόπιση άνω των 30mm), ωστόσο ήταν ιδιαίτερα έντονος κάτι το οποίο οφείλεται στο μικρό μήκος λυγισμού που οδηγεί σε έντονα παραμορφωμένη κατάσταση της ράβδου. Το φαινόμενο αυτό οδήγησε και στην θραύση της ράβδου όταν αυτή λειτούργησε ως εφελκυσόμενη. Η θραύση αυτή ωστόσο οδήγησε σε προσωρινή μόνο μείωση της φέρουσας της φέρουσας ικανότητας του τοιχείου. Τέλος, παρατηρήθηκε και μετατόπιση του τοιχείου εκτός επιπέδου (δεν μετρήθηκε – Σχήμα 4.37β), κάτι το οποίο εκδηλώθηκε και ως ανασήκωμα της πίσω πλευράς του (βλ. Σχήμα 4.37α), η οποία ωστόσο δεν φάνηκε να επηρεάζει την συμπεριφορά του. Η αστοχία του τοιχείου μπορεί να χαρακτηριστεί ως καμπτική, με πλάστιμη μετελαστική συμπεριφορά.

Στην συνέχεια (Σχήμα 4.38) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα, ενώ στο Σχήμα 4.39 παρατίθεται η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης.



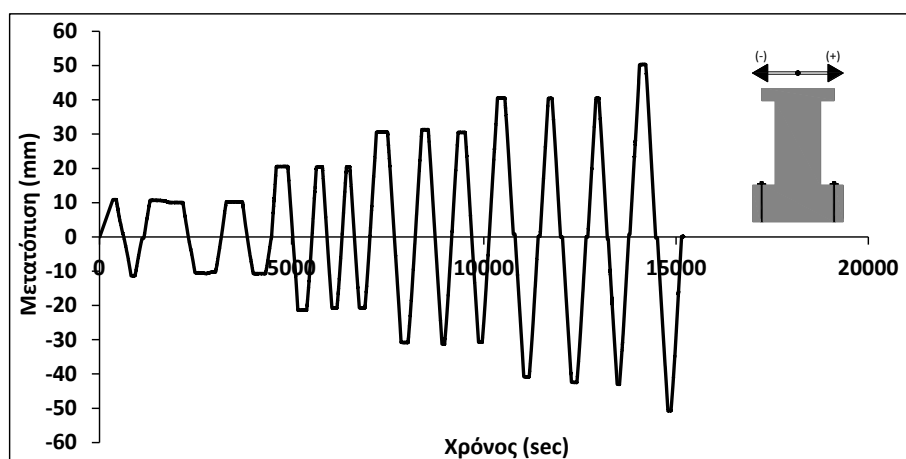
Σχήμα 4.38 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχίου W_7 (για θέσεις των βλ. Σχήμα Α.19)



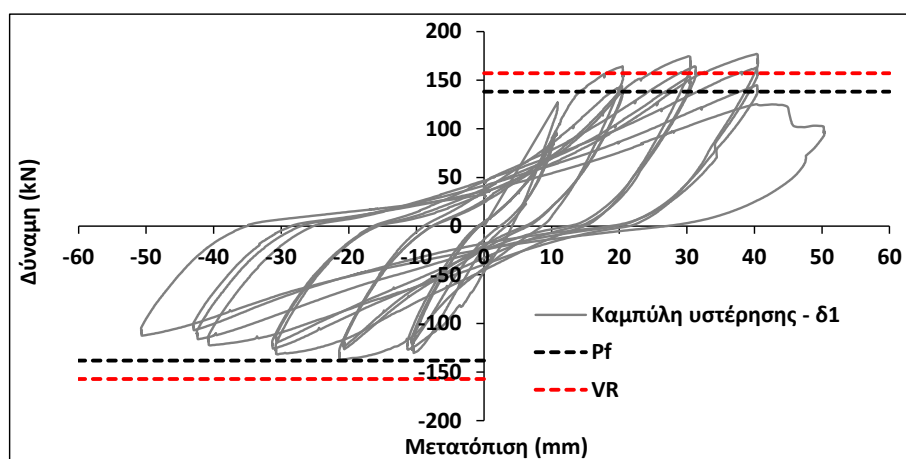
Σχήμα 4.39 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_7

4.3.2 Τοιχίο W_9

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 20/6/2013. Η χρονοϊστορία του τοιχίου W_9 φαίνεται στο Σχήμα 4.40.

Σχήμα 4.40 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₉

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, του δοκιμίου (Σχήμα 4.41).

Σχήμα 4.41 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₉

Κατά τη διάρκεια του πειράματος η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +40mm και ήταν ίση με $F_{\max}^+ = 177.02 \text{ kN}$ (28% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχείο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -20mm ίση με $F_{\max}^- = 137.44 \text{ kN}$ (ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όσον αφορά το σχηματισμό ρωγμών και τη μορφή αστοχίας κατά την διάρκεια του πρώτου κύκλου των $\pm 10 \text{ mm}$ αρχίζουν να σχηματίζονται οι πρώτες τριχοειδείς κεκλιμένες ρωγμές στον κορμό του τοιχείου, ενώ στους κύκλους των μετακινήσεων $\pm 20 \text{ mm}$ παρατηρείται κυρίως αύξηση του εύρους των ρωγμών του κορμού αλλά και η εμφάνιση νέων.



(α) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο των $\pm 10\text{mm}$



(β) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο των $\pm 20\text{mm}$

Σχήμα 4.42 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_9



(α) Ρωγμές για μετακίνηση $+30\text{mm}$



(β) Αποφλοίωση επικάλυψης για μετακίνηση $+30\text{mm}$

Σχήμα 4.43 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_9

Μικρή αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης (αποφλοίωση επικάλυψης) παρατηρήθηκε κατά την διάρκεια των κύκλων $\pm 30\text{mm}$. Παράλληλα παρατηρήθηκε αύξηση του εύρους των ρωγμών του κορμού με τον εν δυνάμει σχηματισμό μίας κύριας διαγώνιας ρωγμής στο κατώτατο τμήμα του τοιχίου.

Η αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης γίνεται εντονότερη στους κύκλους $\pm 40\text{mm}$ και συνοδεύεται από λυγισμό των ακραίων θλιβόμενων ράβδων (Σχήμα 4.44β) και αποκόλληση της επικάλυψης. Ωστόσο, η αποδιοργάνωση αυτή δεν συνοδεύεται από πτώση της φέρουσας ικανότητας αφού στους θετικούς κύκλους μετρήθηκε και η μέγιστη τιμή της δύναμης ενώ στους αρνητικούς κύκλους η πτώση της δύναμης είναι πολύ μικρή.



(α) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο των $\pm 40\text{mm}$



(β) Λυγισμός θλιβόμενης ράβδου για μετακίνηση +40mm

Σχήμα 4.44 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W₉

Η φόρτιση του τοιχίου συνεχίστηκε για τους κύκλους μετακινήσεων $\pm 50\text{mm}$ (εκτελέστηκε ο πρώτος κύκλος) όπου και το πείραμα τερματίστηκε όταν και μετρήθηκε σημαντική πτώση της δύναμης ($F_{50}^+ = 103.24\text{kN}$ – πτώση 42% σε σχέση με F_{\max}^+).



(α) Ρωγμές για μετακίνηση +50mm – Μπροστά όψη



(β) Ρωγμές για μετακίνηση +50mm – Πίσω όψη
(έχουν αφαιρεθεί τα χιαστί βελόμετρα)

Σχήμα 4.45 Ρωγμές κατά την αστοχία δοκιμίου W₉



(α) Λυγισμός θλιβόμενων ράβδων



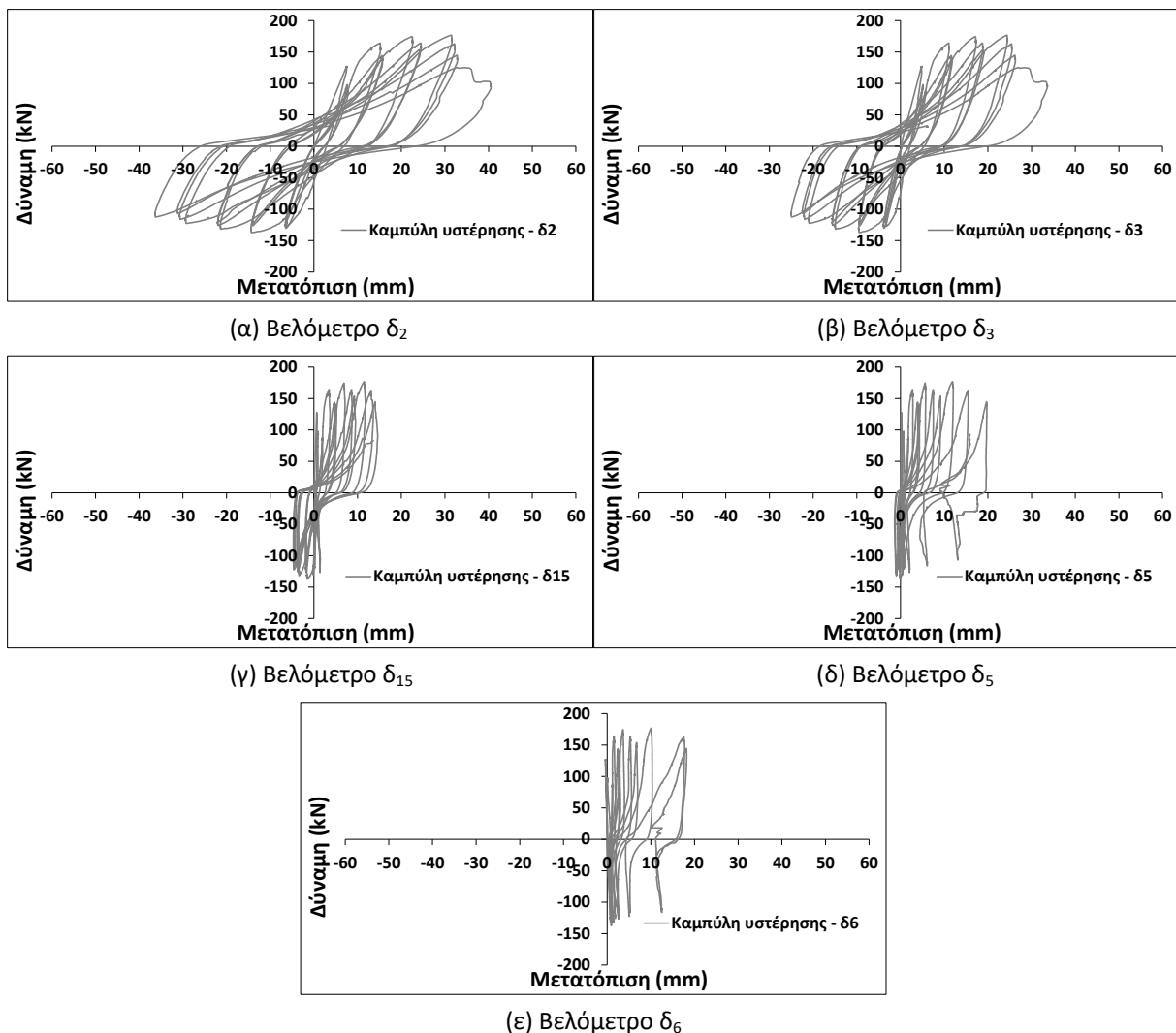
(β) Μετακίνηση τοιχίου εκτός επιπέδου

Σχήμα 4.46 Μετακινήσεις εκτός επιπέδου τοιχίου W_9

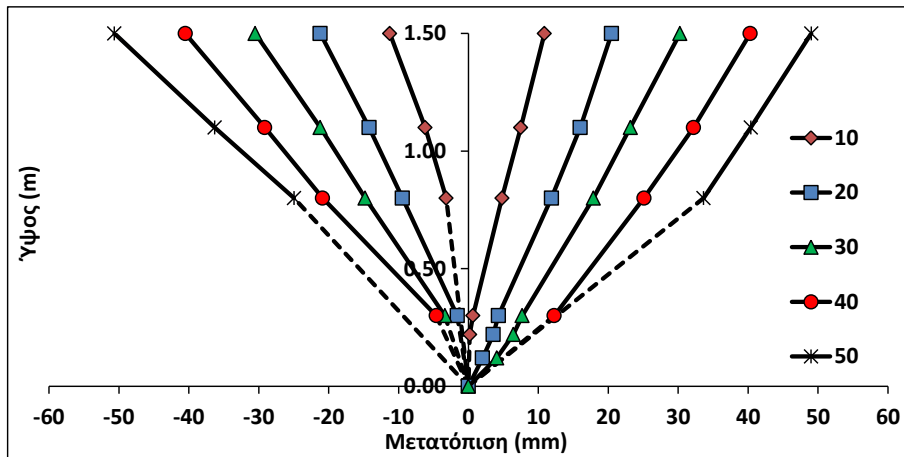
Όπως φαίνεται και από τις φωτογραφίες, η συμπεριφορά του τοιχίου W_9 διαφέρει από αυτήν του τοιχίου W_7 . Σημαντικό είναι το γεγονός ότι εκτός από την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης το τοιχίο εμφάνισε σημαντικές ρωγμές και στον κορμό (κοντά στην βάση). Βέβαια, τονίζεται ότι ο σχηματισμός αυτών των κύριων χιαστί ρωγμών δεν συνοδεύτηκε από άμεση πτώση της φέρουσας ικανότητας του τοιχίου. Ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων εμφανίστηκε όπως και στο τοιχίο W_7 , ωστόσο δεν επηρέασε την συμπεριφορά του τοιχίου παρά μόνο σε μετακίνηση 50mm, όπου και οδήγησε στην πλήρη αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης και την αστοχία του τοιχίου. Τονίζεται ότι ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων, αν και δεν συνοδεύθηκε από θραύση στους επόμενους κύκλους όπως στο δοκίμιο W_7 , επηρεάζει περισσότερο την συμπεριφορά του τοιχίου αφού εμφανίζεται σε μεγαλύτερη ζώνη (μεγαλύτερο μήκος λυγισμού) και επομένως οδηγεί σε αποδιοργάνωση μεγαλύτερο τμήμα του τοιχίου. Αντίθετα, στο δοκίμιο W_7 το φαινόμενο του λυγισμού έχει τοπικό χαρακτήρα, συνοδεύεται από θραύση του σπλισμού στον εφελκυσμό, αλλά τελικά οδηγεί σε μικρότερη αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης (το γεγονός ότι υπάρχει συγκεντρωμένος σπλισμός στα άκρα του τοιχίου επιτρέπει την διατήρηση της φέρουσας ικανότητας). Τέλος, όπως και στο τοιχίο W_7 , παρατηρήθηκε μετατόπιση του τοιχίου εκτός επιπέδου (δεν μετρήθηκε), στο οποίο συνετέλεσε και ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων περί τον ασθενή άξονα (εκτός επιπέδου) του τοιχίου (βλ.

Σχήμα 4.46β). Η αστοχία του τοιχίου μπορεί να χαρακτηριστεί ως καμπτική, αφού η πτώση της φέρουσας ικανότητας ουσιαστικά οφείλεται στην αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης. Ωστόσο, από άποψη ρηγματώσης, σχηματίστηκαν διαγώνιες διατμητικές ρωγμές που όμως δεν επηρέασαν την φέρουσα ικανότητα του δοκιμίου.

Στην συνέχεια (Σχήμα 4.47) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελομέτρα καθ' ύψος, ενώ στο Σχήμα 4.48 παρατίθεται η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης. Τονίζεται ότι οι ενδείξεις των βελομέτρων 15, 5 και 6 δεν είναι αξιόπιστες, αφού καθορίζονται κυρίως από την αποφλοιώση της επικάλυψης, η οποία και εκτείνεται σε ένα ύψος περίπου 30cm, στην ζώνη δηλαδή που βρίσκονται τα τρία βελομέτρα. Αυτό έχει ως συνέπεια ήδη από τους πρώτους κύκλους (ειδικά τα 5 και 6) να αναγράφουν κυρίως θετικές τιμές, ενώ από ένα σημείο και μετά (πλήρης αποδιοργάνωση της περιοχής) να σταματούν να καταγράφουν.



Σχήμα 4.47 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχίου W_9 (για θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα A.21)

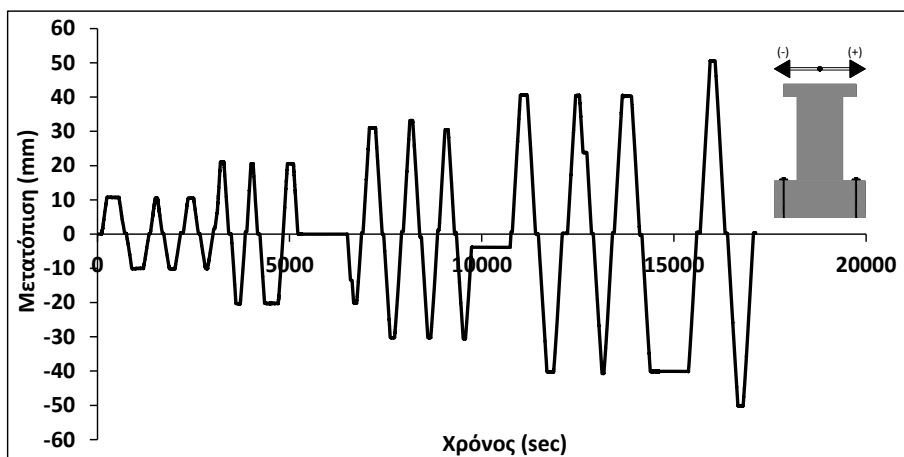


Σχήμα 4.48 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_9

Στο παραπάνω σχήμα περιλαμβάνονται οι όλες οι πειραματικές τιμές των βελομέτρων 1, 2 και 3 (δηλαδή από 0.8m έως και 1.5m), ενώ από τα βελόμετρα 15, 5 και 6 (δηλαδή από 0.0m έως και 0.8m) χρησιμοποιούνται όσες τιμές κρίνονται ως αξιοποιήσιμες (η αποφλοίωση της επικάλυψης στην περιοχή κοντά στην βάση του τοιχίου δεν επιτρέπει την λήψη σωστών τιμών οριζόντιας μετατόπισης). Όπου χρειάζεται το διάγραμμα συμπληρώνεται με ευθεία γραμμή (διακεκομμένο τμήμα).

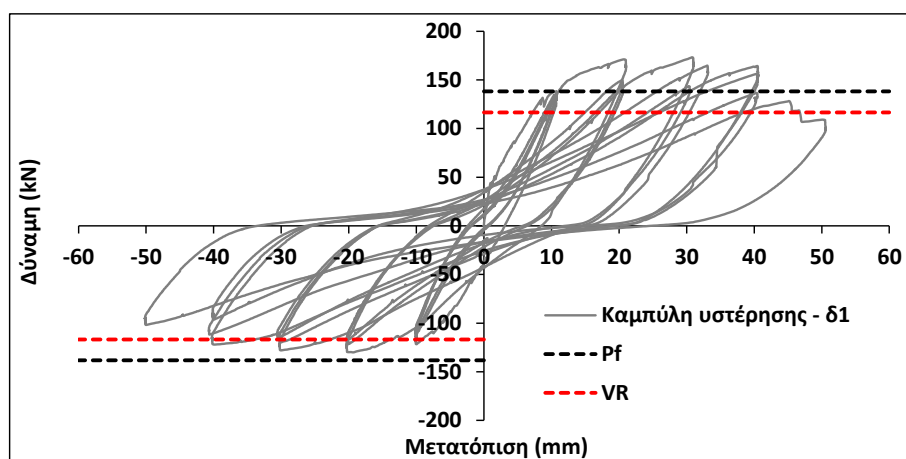
4.3.3 Τοιχίο W_{11}

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 27/6/2013. Η χρονοϊστορία του τοιχίου W_{11} φαίνεται στο Σχήμα 4.49.



Σχήμα 4.49 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_{11}

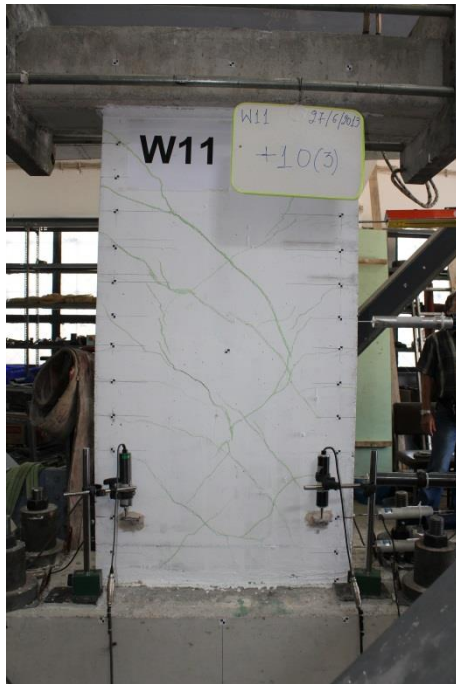
Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.50.

Σχήμα 4.50 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₁₁

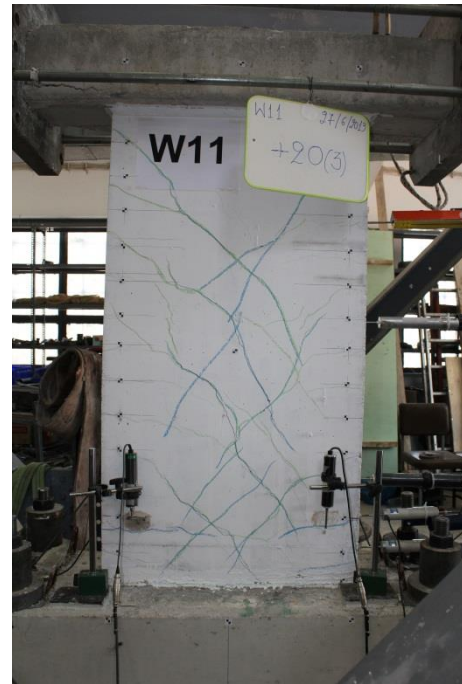
Κατά τη διάρκεια του πειράματος η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +30mm και ήταν ίσο με $F_{\max}^+ = 173.30\text{kN}$ (25% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχείο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -20mm ίση με $F_{\max}^- = 130.11\text{kN}$ (5.8% μικρότερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όσον αφορά το σχηματισμό ρωγμών κατά την διάρκεια του πρώτου κύκλου των $\pm 10\text{mm}$ αρχίζουν να σχηματίζονται οι πρώτες τριχοειδείς κεκλιμένες ρωγμές στον κορμό του τοιχείου, όπως και στα δοκίμια W₇ και W₉. Στους κύκλους των μετακινήσεων $\pm 20\text{mm}$ παρατηρείται αύξηση του εύρους των υπάρχουσών ρωγμών του κορμού αλλά και η εμφάνιση νέων ρωγμών. Χαρακτηριστικό των ρωγμών αυτών είναι ότι έχουν μεγαλύτερο εύρος από τις αντίστοιχες τόσο του τοιχείου W₇ όσο και του W₉ για τις ίδιες μετακινήσεις.

Σε αντίθεση με το δοκίμιο W₉, αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης (αποφλοιώση επικάλυψης) παρατηρήθηκε κατά την διάρκεια του 1^{ου} κύκλου των μετακινήσεων $\pm 40\text{mm}$, η έκταση της οποίας ήταν σχετικά μικρή (Σχήμα 4.52α). Ωστόσο, έγινε εντονότερη κατά την διάρκεια των δύο επόμενων κύκλων με αποτέλεσμα στο τέλος του 3^{ου} κύκλου να έχει αποφλοιωθεί τελείως η επικάλυψη σε μία ζώνη περίπου 20cm από την βάση. Ταυτόχρονα, χαρακτηριστική είναι η εμφάνιση έντονων ρωγμών στο κορμό του τοιχείου και κυρίως ο σχηματισμός δύο κύριων χιαστί ρωγμών που συγκλίνουν περίπου στο 1/3 του ύψους του τοιχείου (Σχήμα 4.52β). Ωστόσο, η κατάσταση αυτή του τοιχείου δεν συνοδεύτηκε από σημαντική πτώση της φέρουσας ικανότητας του ($F_{40}^+ = 164.38\text{kN}$).



(α) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο των $\pm 10\text{mm}$

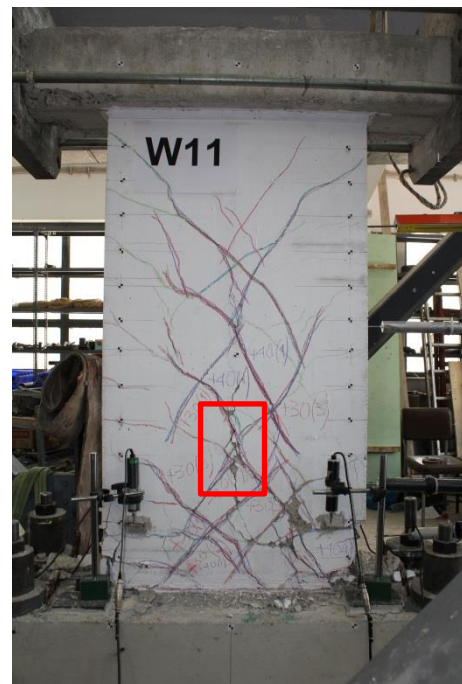


(β) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο των $\pm 20\text{mm}$

Σχήμα 4.51 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_9



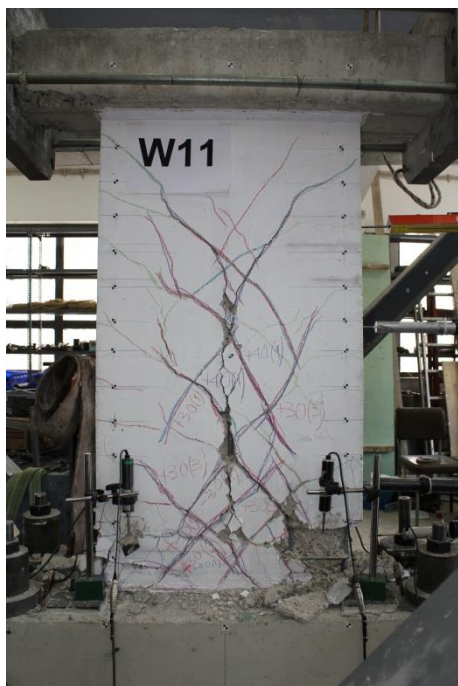
(α) Έναρξη αποφλοίωσης στον 1^ο κύκλο των $+40\text{mm}$



(β) Ρωγμές στο τέλος του 3^{ου} κύκλου των $\pm 40\text{mm}$

Σχήμα 4.52 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W_{11}

Η φόρτιση του τοιχίου συνεχίστηκε για τους κύκλους μετακινήσεων $\pm 50\text{mm}$ (εκτελέστηκε ο πρώτος κύκλος) όπου και το πείραμα τερματίστηκε όταν και μετρήθηκε σημαντική πτώση της δύναμης ($F_{50}^+ = 109.17\text{kN}$ – πτώση 37% σε σχέση με F_{\max}^+).



(α) Ρωγμές μετά το τέλος του πειράματος



(β) Πίσω όψη τοιχίου μετά το τέλος του πειράματος

Σχήμα 4.53 Ρωγμές κατά την αστοχία δοκιμίου W₁₁



(α) Λυγισμός ράβδων στην θετική παρειά



(β) Λυγισμός ράβδων στην αρνητική παρειά

Σχήμα 4.54 Λυγισμός ράβδων και μετακινήσεις εκτός επιπέδου δοκιμίου W₁₁

Η συμπεριφορά του τοιχίου W₁₁ ήταν παρόμοια με αυτή του W₉. Και τα δύο τοιχία παρουσίασαν πτώση της φέρουσας ικανότητάς τους στον 1^ο κύκλο των μετατοπίσεων $\pm 50\text{mm}$, όταν και σημειώθηκε σημαντική αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης. Και στις δύο περιπτώσεις η αποδιοργάνωση αυτή χαρακτηρίστηκε από τον έντονο λυγισμό των θλιβόμενων κατακόρυφων ράβδων.



(α) Κύριες χιαστί ρωγμές κορμού (πίσω όψη)



(β) Θραύση συνδετήρα

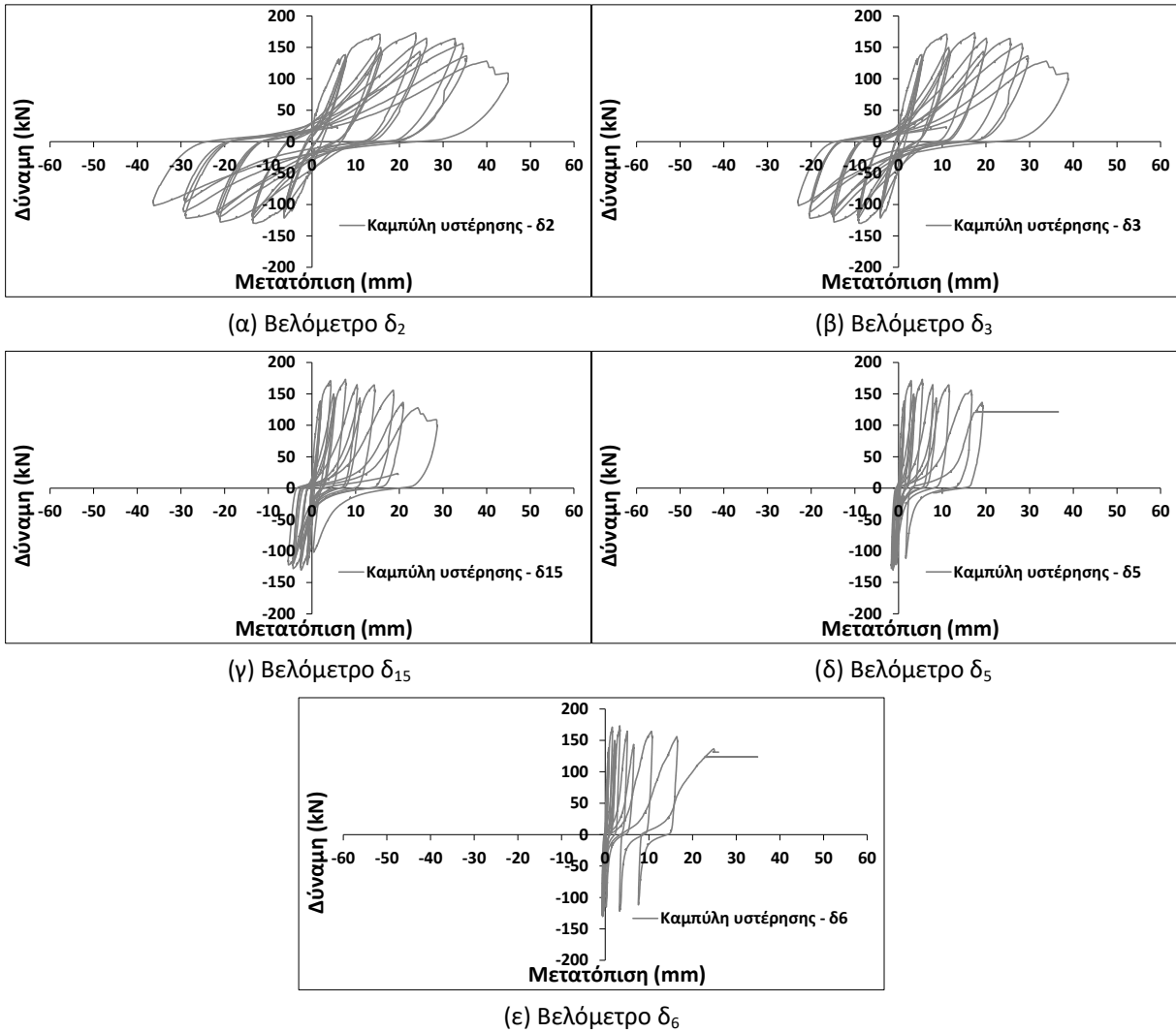
Σχήμα 4.55 Ρηγμάτωση κορμού δοκιμίου W₁₁

Ταυτόχρονα, και τα δύο τοιχία παρουσίασαν έντονη ρηγμάτωση στο κορμό τους. Ειδικά στο τοιχίο W₁₁, με τον λιγότερο διατμητικό σπλισμό (Φ6/400), η ρηγμάτωση αυτή ήταν εντονότερη και χαρακτηρίστηκε από τον σχηματισμό κύριων χιαστί ρωγμών. Μάλιστα, οι ρωγμές αυτές συνοδεύτηκαν και από την θραύση ενός συνδετήρα, περίπου στο μέσο του ύψους του τοιχίου (Σχήμα 4.55β), όταν όμως ήδη είχε αρχίσει η έντονη αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης και η πτώση της φέρουσας ικανότητας. Τέλος, όπως και στα τοιχία W₇ και W₉ παρατηρήθηκε μετατόπιση του τοιχίου και εκτός επιπέδου. Η μετατόπιση αυτή ήταν σχετικά μικρή (στα επίπεδα του τοιχίου W₇) και σαφώς μικρότερη από την αντίστοιχη του τοιχίου W₉, ενώ κυρίως εκδηλώθηκε ως στροφή εκτός επιπέδου.

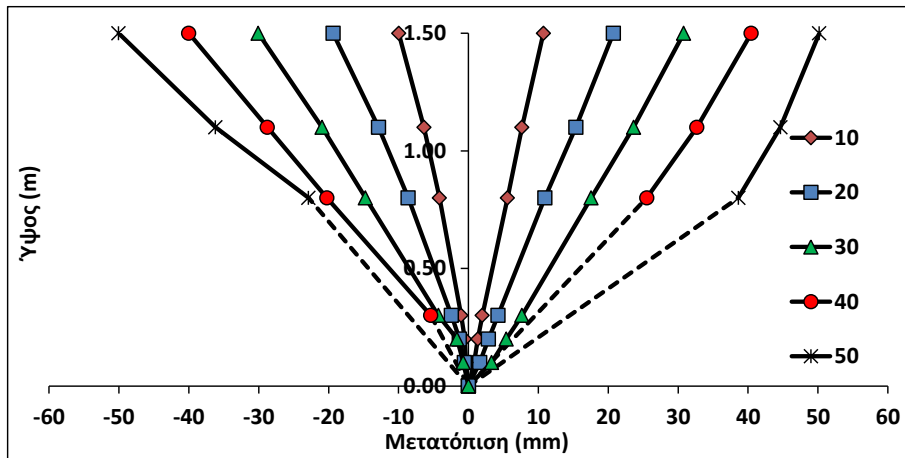
Η αστοχία του τοιχίου μπορεί να χαρακτηριστεί ως καμπτική, αφού η πτώση της φέρουσας ικανότητας ουσιαστικά οφείλεται στην αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης. Ωστόσο, ο αραιός διατμητικός σπλισμός οδήγησε στον σχηματισμό διαγώνιων διατμητικών ρωγμών που όμως δεν επηρέασαν την φέρουσα ικανότητα του δοκιμίου, τουλάχιστον μέχρι και τις μετατοπίσεις $\pm 40\text{mm}$.

Στην συνέχεια (Σχήμα 4.56) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελομέτρα καθ' ύψος, ενώ στο Σχήμα 4.57 παρατίθεται η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης. Όπως και το τοιχίο W₉ οι ενδείξεις των βελομέτρων 15, 5 και 6 δεν μπορούν να αξιολογηθούν με ασφάλεια αφού καθορίζονται κυρίως από την αποφλοιώση της

επικάλυψης, η οποία και εκτείνεται σε ένα ύψος περίπου 30cm, στην ζώνη δηλαδή που βρίσκονται τα τρία βελόμετρα.



Σχήμα 4.56 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχείου W_{11} (θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα Α.23)

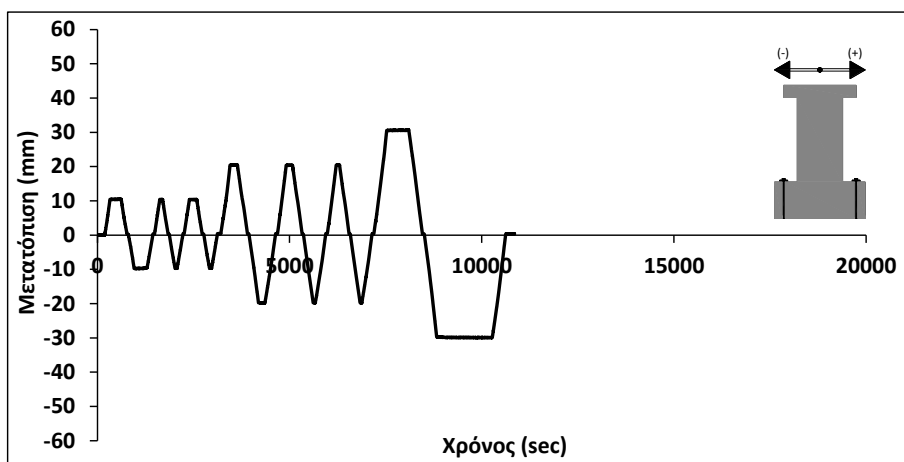


Σχήμα 4.57 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{11}

Στο παραπάνω σχήμα περιλαμβάνονται οι πειραματικές όλες οι τιμές των βελομέτρων 1, 2 και 3 (δηλαδή από 0.8m έως και 1.5m), ενώ από τα βελόμετρα 15, 5 και 6 (δηλαδή από 0.0m έως και 0.8m) χρησιμοποιούνται όσες τιμές κρίνονται σωστές. Όπου χρειάζεται το διάγραμμα συμπληρώνεται με ευθεία γραμμή (διακεκομμένο τμήμα).

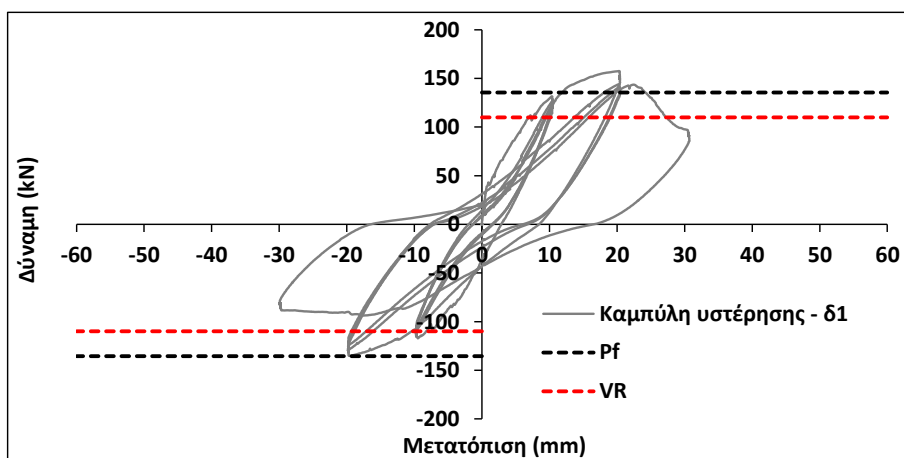
4.3.4 Τοιχίο W₁₃

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 3/6/2014. Αν και η πειραματική διαδικασία του συγκεκριμένου τοιχίου έπεται χρονικά άλλων δοκιμών (W₈-SS, W₁₀-SS) επιλέχθηκε να παρουσιαστεί σε αυτό το σημείο, αφού με το δοκίμιο αυτό ολοκληρώνεται η ομάδα τοιχίων χωρίς ενισχύσεις. Η χρονοϊστορία φόρτισης του τοιχίου W₁₃ φαίνεται στο Σχήμα 4.58.



Σχήμα 4.58 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₁₃

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.59.

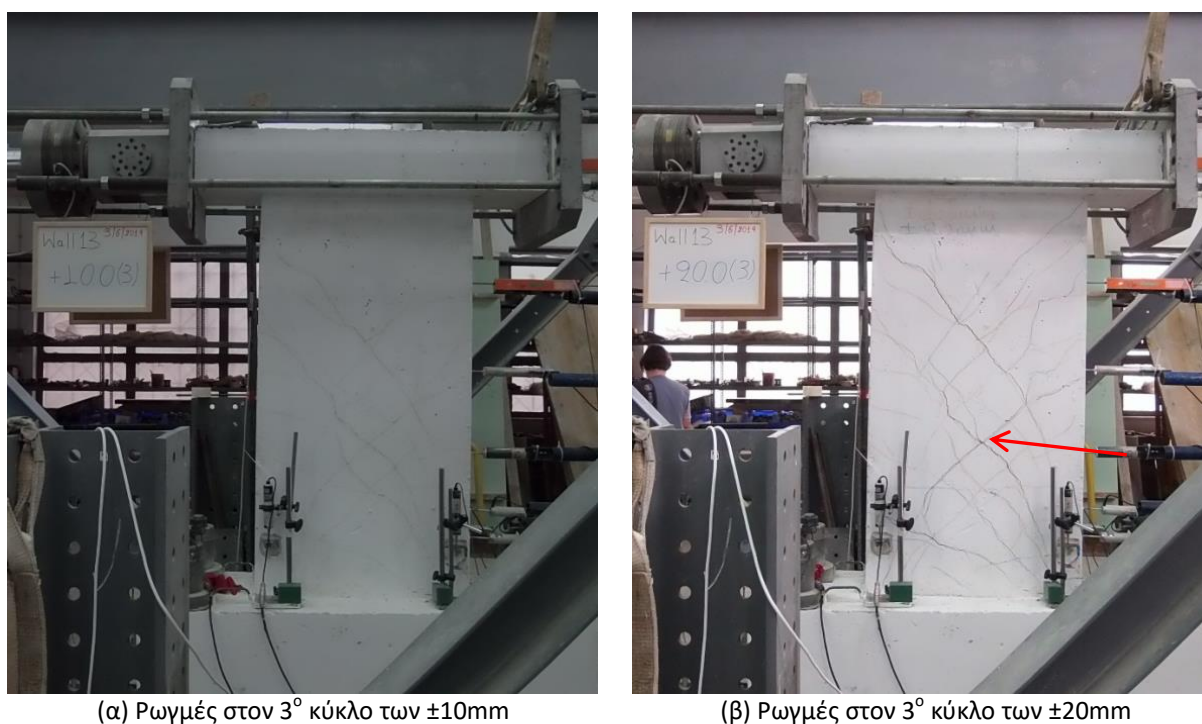


Σχήμα 4.59 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₁₃

Κατά τη διάρκεια του πειράματος η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +20mm και ήταν ίσο με $F_{\max}^+ = 157.58 \text{ kN}$ (16% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα

ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχίο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -20mm ίση με $F_{\max}^- = 135.26\text{kN}$ (ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όσον αφορά τον σχηματισμό ρωγμών κατά την διάρκεια του πρώτου κύκλου των $\pm 10\text{mm}$ αρχίζουν να σχηματίζονται οι πρώτες τριχοειδείς κεκλιμένες ρωγμές στον κορμό του τοιχίου, όπως και στα προηγούμενα δοκίμια. Στους κύκλους των μετακινήσεων $\pm 20\text{mm}$ παρατηρείται αύξηση του εύρους των υπάρχουσών ρωγμών του κορμού αλλά και ο σχηματισμός δύο κύριων χιαστί ρωγμών.

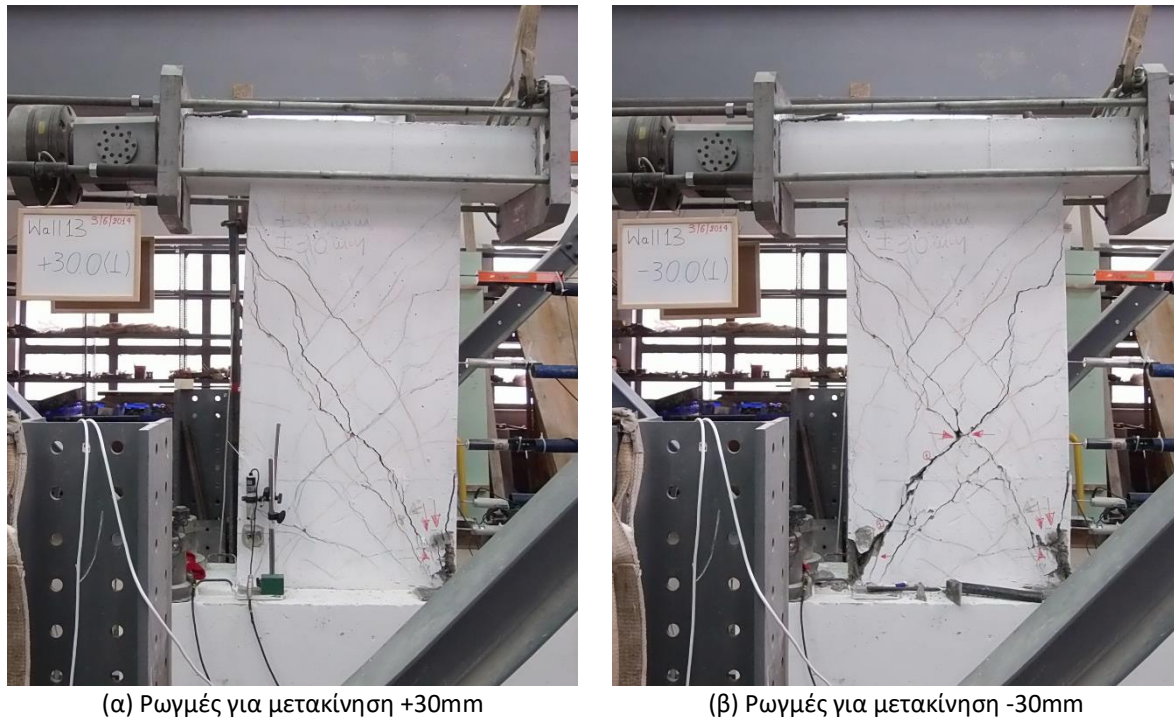


Σχήμα 4.60 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_{13}

Σημαντική πτώση της φέρουσας ικανότητας και λήξη του πειράματος σημειώθηκε απότομα στον 1^ο κύκλο των μετακινήσεων $\pm 30\text{mm}$. Σε μετακίνηση περίπου 22mm σημειώθηκε απότομη πτώση της δύναμης η οποία συνοδεύτηκε από τον ταυτόχρονο λυγισμό των θλιβόμενων ράβδων και την αύξηση του εύρους των χιαστί ρωγμών. Στο τέλος του 1^{ου} κύκλου για μετακίνηση $+30\text{mm}$ η δύναμη μετρήθηκε $F_{30}^+ = 98.45\text{kN}$ (πτώση 37% σε σχέση με την F_{\max}^+).

Υπενθυμίζεται ότι το δοκίμιο W_{13} αποτελεί τυπικό παράδειγμα υφιστάμενου τοιχίου αφού, εκτός του αραιού διατμητικού οπλισμού κορμού, δεν περιλαμβάνει ειδική μέριμνα για τον περιορισμό του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων, αντίθετα με τα τοιχεία W_9 και

W₁₁. Αυτή η διαφορά φαίνεται να επηρέασε σημαντικά την συμπεριφορά του τοιχείου W₁₃. Ενώ όσον αφορά τον κορμό παρουσίασε παρόμοια συμπεριφορά με το τοιχείο W₁₁ με τον σχηματισμό έντονων χιαστί ρωγμών (Σχήμα 4.61) και την θραύση ενός από τους συνδετήρες (Σχήμα 4.62β), η φέρουσα ικανότητά του καθορίστηκε από τον λυγισμό των ράβδων της θλιβόμενης ζώνης (Σχήμα 4.62α), ο οποίος έγινε ιδιαίτερα έντονος κατά τον πρώτο κύκλο των μετακινήσεων $\pm 30\text{mm}$, τόσο στις θετικές όσο και στις αρνητικές μετατοπίσεις, και οδήγησε στην αποδιοργάνωση μίας ζώνης ύψους περίπου 40cm.



Σχήμα 4.61 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W₁₃

Η συμπεριφορά του τοιχείου χαρακτηρίζεται αναμφίβολα από τον φθιτό μετελαστικό κλάδο που ανέπτυξε. Η συμπεριφορά του μπορεί μεν να χαρακτηριστεί ως καμπτική, αφού η πτώση της φέρουσας ικανότητας οφείλεται στην αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης, ωστόσο το τοιχείο δεν ήταν ικανό να αναπτύξει σημαντικές τιμές πλαστιμότητας. Επίσης, αν και κατά την διάρκεια του πειράματος οι διαγώνιες ρωγμές μεγάλου εύρους (της τάξης του 1.0cm με 1.5cm ανάλογα το σημείο) δεν φάνηκε να επηρεάζουν άμεσα την φέρουσα ικανότητα του τοιχείου εκτιμάται ότι η θραύση του συνδετήρα σύντομα θα οδηγούσε σε απομείωση της δύναμης.



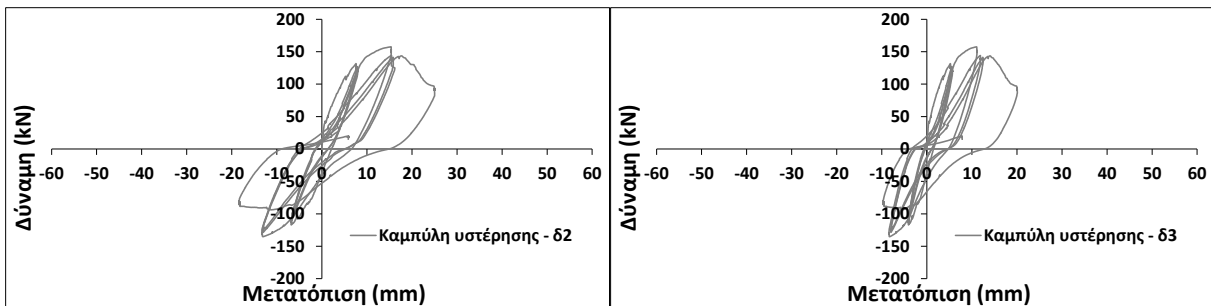
(α) Λυγισμός θλιβόμενων ράβδων στην αρνητική παρειά



(β) Θραύση συνδετήρα

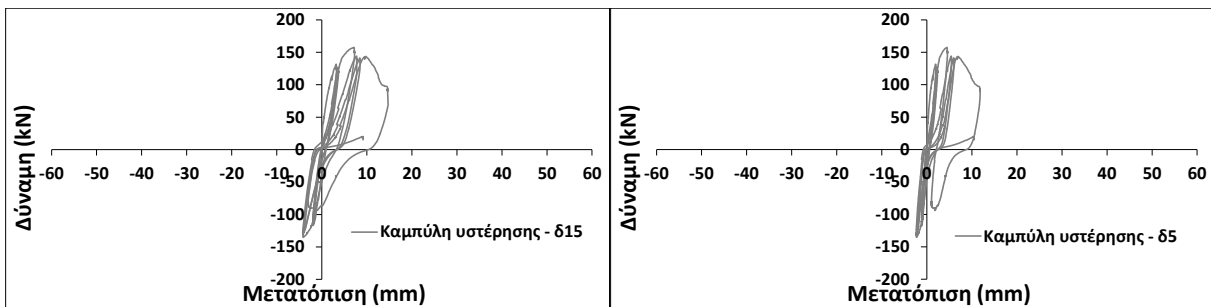
Σχήμα 4.62 Ρηγμάτωση κορμού δοκιμίου W_{13}

Στην συνέχεια (Σχήμα 4.63) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος ενώ στο Σχήμα 4.64 παρατίθεται η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης. Όπως και το τοιχεία W_9 και W_{11} οι ενδείξεις των βελομέτρων 5 και 6 δεν μπορούν να αξιολογηθούν με ασφάλεια (το βελόμετρο 15 έχει τοποθετηθεί ψηλότερα σε ύψος 50cm) αφού επηρεάζονται κυρίως από την αποφλοίωση της επικάλυψης, η οποία και εκτείνεται σε ένα ύψος περίπου 40cm.



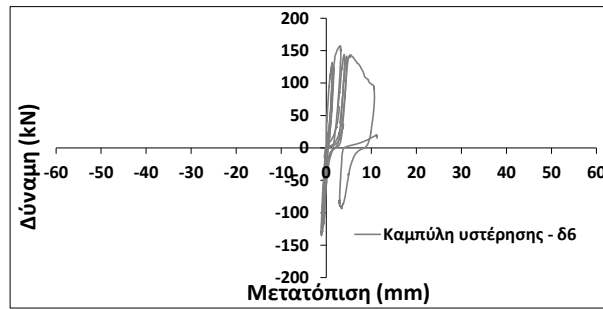
(α) Βελόμετρο δ_2

(β) Βελόμετρο δ_3



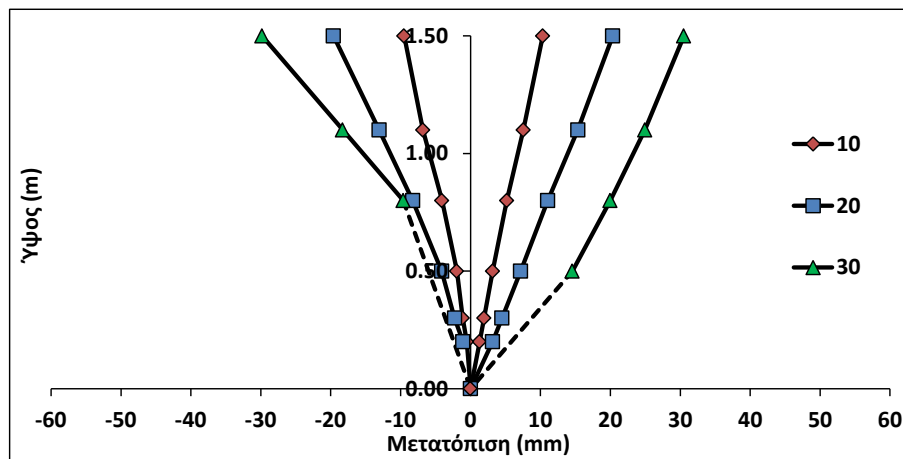
(γ) Βελόμετρο δ_{15}

(δ) Βελόμετρο δ_5



(ε) Βελοόμετρο δ₆

Σχήμα 4.63 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχίου W₁₃ (θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα Α.25)



Σχήμα 4.64 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W₁₃

Στο παραπάνω διάγραμμα περιλαμβάνονται οι πειραματικές τιμές μόνο των βελομέτρων 1, 2, 3 και 15 (δηλαδή από 0.5m έως και 1.5m), ενώ το διάγραμμα συμπληρώνεται με ευθεία γραμμή (διακεκομμένο τμήμα) μεταξύ των τιμών σε ύψος 0.0m και 0.50m. Εξαιρέση αποτελεί ο κύκλος των -30mm, όπου δεν συμπεριλαμβάνεται το βελοόμετρο 15.

4.4 Σύνοψη - Συμπεράσματα κεφαλαίου

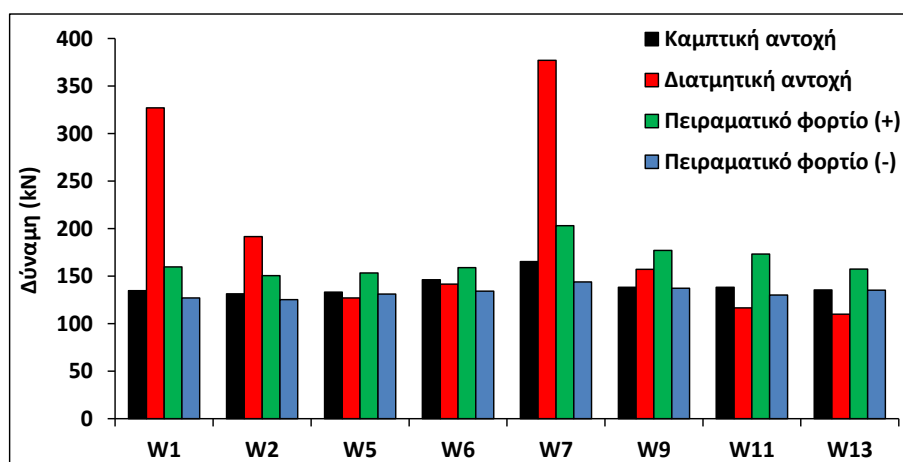
Στις προηγούμενες παραγράφους παρουσιάστηκαν συνολικά οκτώ τοιχία-δοκίμια με σταθερό λόγο διάτμησης $\alpha_s=2.0$ και δύο διαφορετικά πάχη $b_w=0.10m$ (W_1, W_2, W_5 και W_6) και $b_w=0.125m$ (W_7, W_9, W_{11} και W_{13}). Από αυτά, τα δύο είναι σχεδιασμένα με βάση τους EC2-EC8 (W_1 και W_7), ενώ τα υπόλοιπα έξι προσπαθούν να προσομοιώσουν υφιστάμενα τοιχία σχεδιασμένα με παλαιότερους κανονισμούς. Ιδιαίτερη βαρύτητα κατά την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων δίνεται στην επιρροή που έχει τόσο ο διατμητικός οπλισμός όσο και ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων στην συμπεριφορά των τοιχίων.

4.4.1 Συμπεριφορά, φέρουσα ικανότητα, μορφές αστοχίας

Όσον αφορά τον διατμητικό οπλισμό, φαίνεται να μην επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα των τοιχίων, αφού όλα τα δοκίμια ανέπτυξαν ή και ξεπέρασαν την καμπτική τους αντοχή ανεξάρτητα από την υπολογιστική τιμή της διατμητικής αντοχής τους (βλ. Πίνακα 4.1 και Σχήμα 4.65).

Πίνακας 4.1 Σύγκριση υπολογιστικών και πειραματικών τιμών δυνάμεων

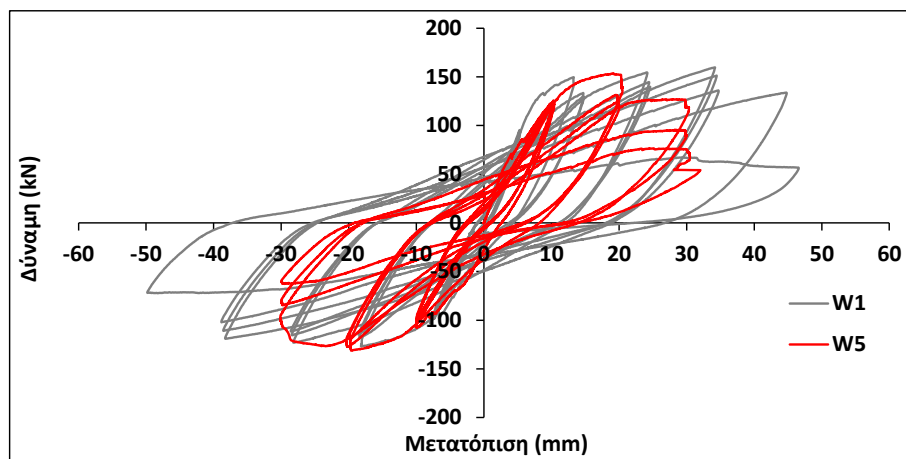
Όνομα δοκιμίου	Καμπτική αντοχή P_f (kN)	Διατμητική αντοχή V_R (kN)	Πειραματική δύναμη (+) P_{max}^+ (kN)	Πειραματική δύναμη (-) P_{max}^- (kN)
W ₁	134.77	327.01	159.78	127.08
W ₂	131.50	191.68	150.48	125.38
W ₅	133.32	127.18	153.48	131.25
W ₆	146.22	141.52	158.92	134.21
W ₇	165.45	377.15	203.03	143.84
W ₉	138.34	157.28	177.02	137.44
W ₁₁	138.34	116.72	173.30	130.11
W ₁₃	135.59	110.05	157.58	135.26



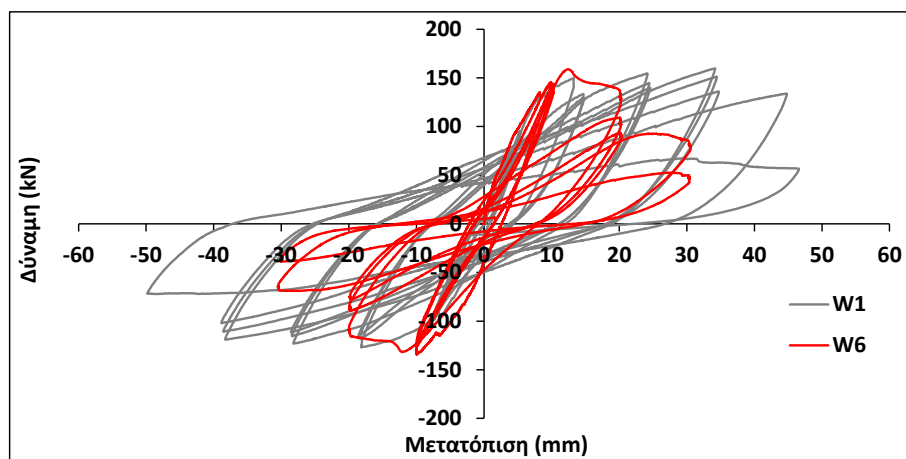
Σχήμα 4.65 Σύγκριση υπολογιστικών και πειραματικών τιμών δυνάμεων μη ενισχυμένων τοιχίων

Όσον αφορά την επιρροή που επιφέρει ο διατμητικός οπλισμός στον μετελαστικό κλάδο των τοιχίων, δηλαδή στην δυνατότητα ανάπτυξης μετακινήσεων χωρίς απότομη πτώση της οριζόντιας δύναμης, από την σύγκριση των υφιστάμενων τοιχίων της πρώτης ομάδας δεν προκύπτουν σαφή και ασφαλή συμπεράσματα. Συγκρίνοντας το τοιχίο W₁ με τα τοιχεία W₅ και W₆ (Σχήματα 4.66 και 4.67) με λόγο V_R/P_f ίσο με 0.95 και 0.97, αντίστοιχα, ο διατμητικός οπλισμός (η συνεισφορά του οποίου φθίνει με την αύξηση της πλαστιμότητας όπως θα αναλυθεί και σε επόμενα κεφάλαια) φάνηκε ανεπαρκής στο να εξασφαλίσει στο τοιχίο την

ανάπτυξη πλάστιμης συμπεριφοράς, αφού και στις δύο περιπτώσεις των W_5 και W_6 τα τοιχία παρουσίασαν μεγάλη πτώση της φέρουσας ικανότητας τους κατά τους κύκλους των $\pm 30\text{mm}$ με τον σχηματισμό έντονων χιαστί διατμητικών ρωγμών. Ωστόσο, στις μετακινήσεις αυτές εκδηλώθηκε έντονος λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων ($L/D=12.5$), ο οποίος οδήγησε σε αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης. Επομένως, το γεγονός ότι οι διατμητικές ρωγμές και ο λυγισμός εκδηλώθηκαν σχεδόν ταυτόχρονα δεν μπορεί να οδηγήσει σε ασφαλές συμπέρασμα για το ποιος παράγοντας επηρέασε καθοριστικά την συμπεριφορά των δοκιμών και οδήγησε στη αστοχία τους.



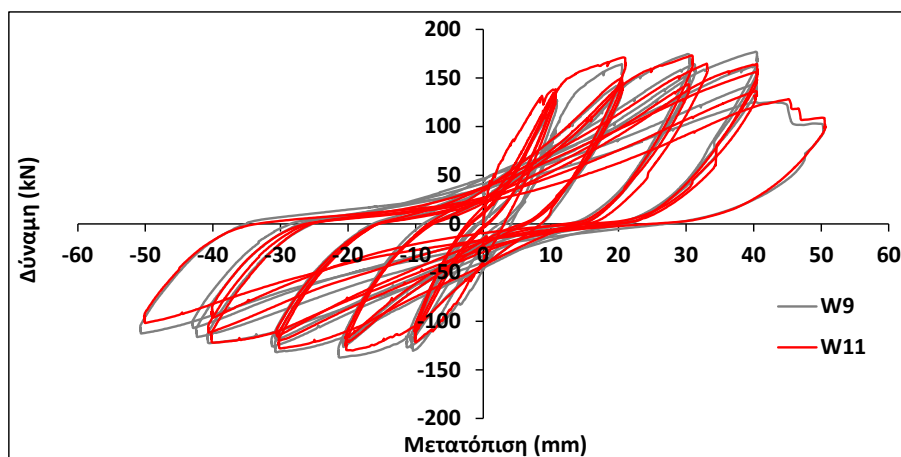
Σχήμα 4.66 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W_1 και W_5



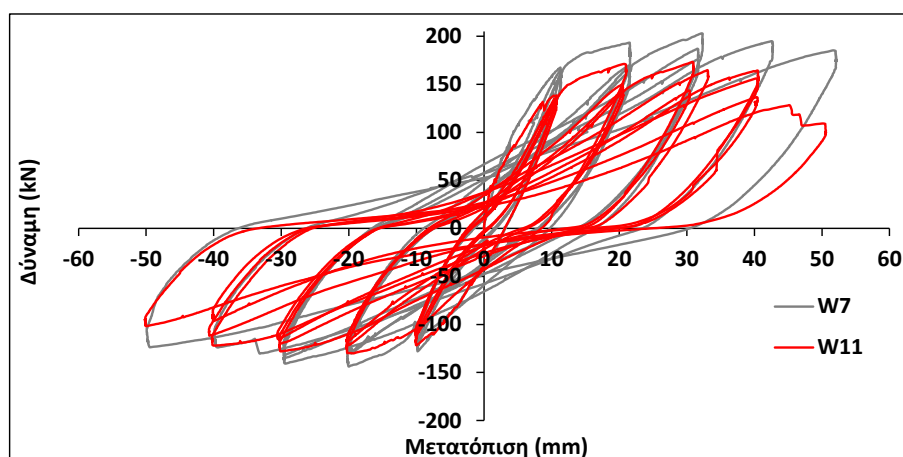
Σχήμα 4.67 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W_1 και W_6

Σε αντίθεση με τα τοιχία της πρώτης ομάδας, σύμφωνα με τα αποτελέσματα από την δεύτερη ομάδα τοιχίων ο διατμητικός σπλισμός φάνηκε να μην επηρεάζει καθοριστικά την συμπεριφορά των τοιχίων W_9 (με $V_R/P_f=1.14$ και $L/D=8.33$) και W_{11} (με $V_R/P_f=0.84$ και $L/D=8.33$), αφού τα δύο τοιχία παρουσίασαν παρόμοια συμπεριφορά και ως προς την φέρουσα ικανότητα αλλά και ως προς την μορφή του μετελαστικού τους κλάδου (Σχήμα

4.68). Η συμπεριφορά του, θεωρητικώς μη επαρκώς οπλισμένου έναντι διάτμησης, τοιχείου W_{11} ήταν αντίστοιχη με αυτή του τοιχείου W_7 (Σχήμα 4.69) όσον αφορά την μορφή του μετελαστικού κλάδου ενώ, πτώση της φέρουσας ικανότητάς του παρατηρήθηκε σε μεγάλες μετατοπίσεις όταν πλέον οι ανοιχτοί συνδετήρες δεν μπορούσαν να συγκρατήσουν τον λυγισμό των θλιβόμενων ράβδων.

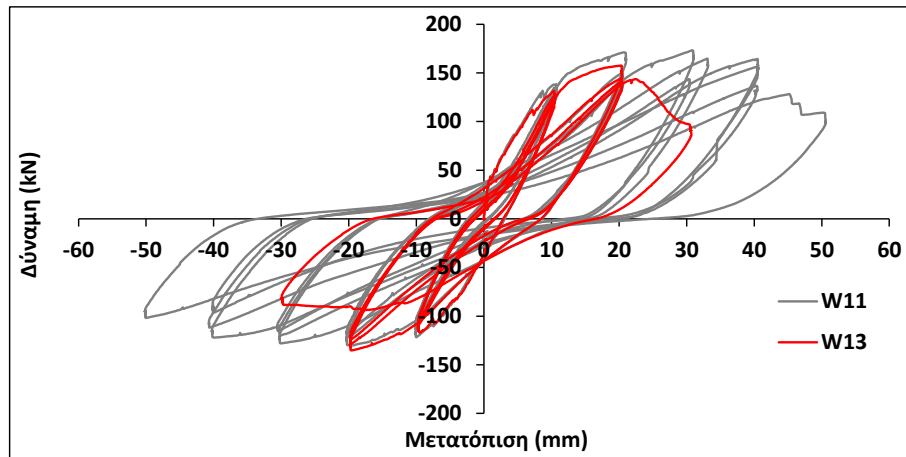


Σχήμα 4.68 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W_9 και W_{11}



Σχήμα 4.69 Καμπύλες υστέρησης δοκιμίων W_7 και W_{11}

Το παραπάνω συμπέρασμα ενισχύεται ακόμα περισσότερο με τη σύγκριση του δοκιμίου W_{11} με το δοκίμιο W_{13} , το οποίο περιλαμβάνει το ίδιο ποσοστό διατμητικού οπλισμού με το τοιχείο W_{11} αλλά όχι την διάταξη των ανοιχτών συνδετήρων ($L/D=33.33$). Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.70 τα δύο δοκίμια αναπτύσσουν σχεδόν την ίδια συμπεριφορά μέχρι το σημείο στο οποίο εκδηλώνεται ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων και οδηγεί στην αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης και την απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητας του δοκιμίου W_{13} (φθιτός μετελαστικός κλάδος).

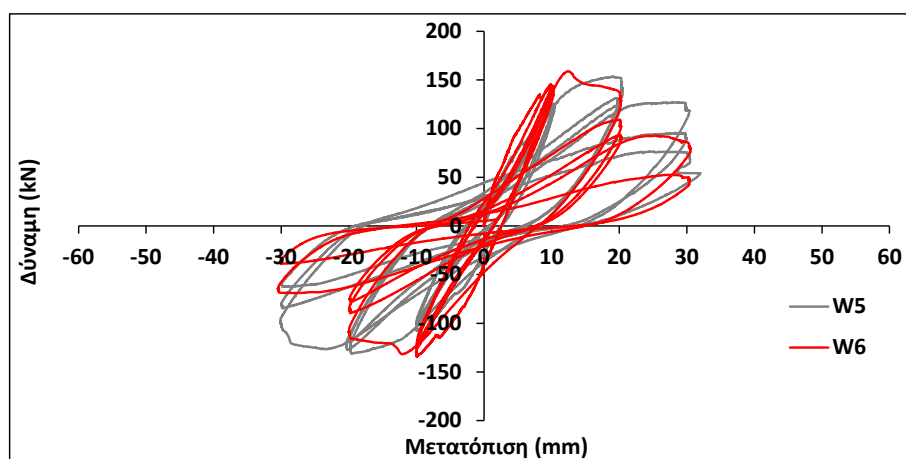


Σχήμα 4.70 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W_{11} και W_{13}

Η συμπεριφορά του τοιχίου W_{11} , ωστόσο, έρχεται σε αντίθεση με αυτήν των τοιχίων W_5 και W_6 τα οποία αν και είχαν μεγαλύτερο ποσοστό διατμητικού σπλισμού και μεγαλύτερη διατμητική αντοχή (ως ποσοστό της καμπτικής) επέδειξαν σαφώς χειρότερη συμπεριφορά. Σημαντικές διαφοροποιήσεις των δύο αυτών τοιχίων σε σχέση με το W_{11} είναι αφενός ο διαφορετικός λόγος L/D (12.5 έναντι 8.33) αλλά και το μικρότερο πάχος (0.10m έναντι 0.125m). Το μικρότερο πάχος των τοιχίων W_5 και W_6 τα καθιστά πιο ευάλωτα τόσο στην αποδιοργάνωση του κορμού τους όσο και σε άλλους απρόβλεπτους παράγοντες (π.χ. αθέλητες εκκεντρότητες, μετακινήσεις εκτός επιπέδου). Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό και με την εντονότερη ανάπτυξη του λυγισμού (ειδικά στην περίπτωση του W_6 με το αξονικό φορτίο) και την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης συνέβαλαν στην γρηγορότερη αστοχία τους.

Ωστόσο, το κοινό χαρακτηριστικό και των έξι «ανεπαρκώς» ωπλισμένων τοιχίων είναι η έντονη ανάπτυξη ρωγμών. Τα μικρά ποσοστά διατμητικού σπλισμού οδηγούν στην ανάπτυξη μεγαλύτερων ρωγμών σε όλον τον κορμό του τοιχίου και συχνά στον σχηματισμό κύριων χιαστί διατμητικών ρωγμών μεγάλου εύρους χωρίς, ωστόσο, αυτό να συνεπάγεται υποχρεωτικά την απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητας του (τοιχία W_9 , W_{11} και W_{13}).

Η επιρροή της αξονικής δύναμης μελετήθηκε σε ένα μόνο τοιχίο (W_6) και επομένως δεν μπορούν να εξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα. Πάντως από τη σύγκριση των, κατά τα άλλα όμοιων, τοιχίων W_5 και W_6 φαίνεται ότι η αξονική δύναμη επηρέασε αρνητικά την συμπεριφορά του τοιχίου W_6 , επιτείνοντας την ανάπτυξη του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων και επομένως την πρόωρη αστοχία του τοιχίου (βλ. και Σχήμα 4.71).

Σχήμα 4.71 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W₅ και W₆

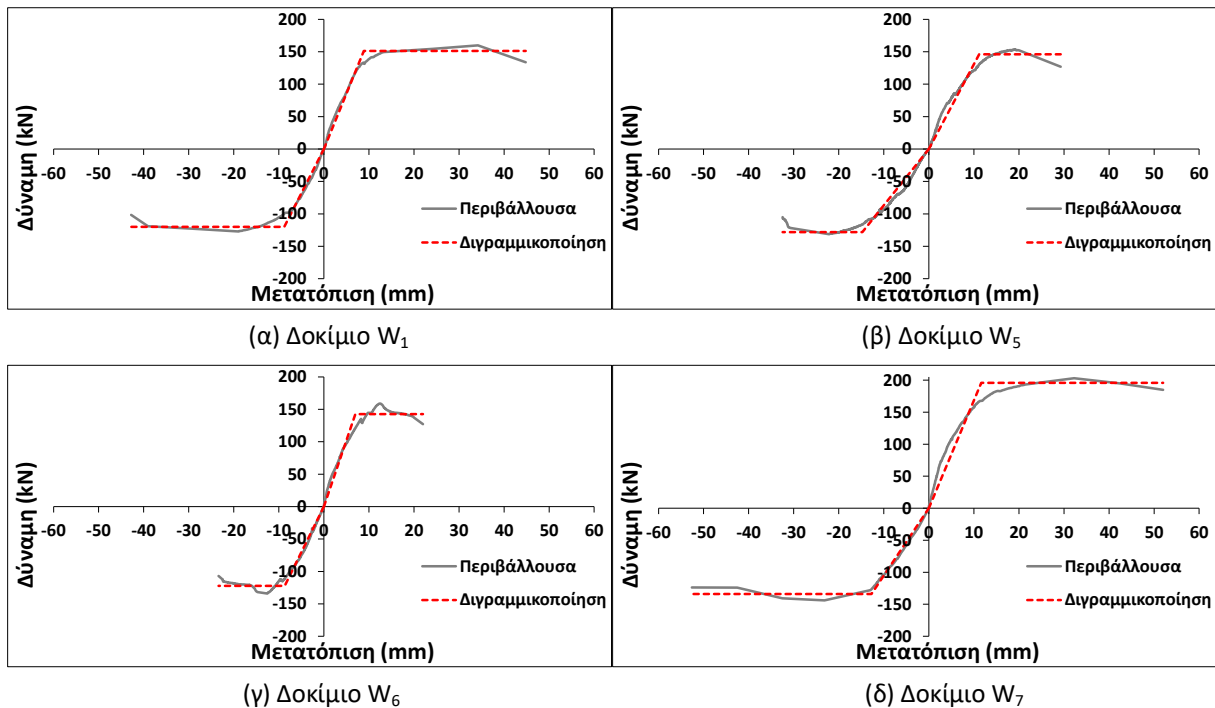
Συμπερασματικά, από την μελέτη των τοιχίων προκύπτει ότι ο καθοριστικότερος παράγοντας που οδηγεί στην πτώση της φέρουσας ικανότητας και επομένως στην αστοχία των τοιχίων είναι ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων αφού σε όλα τα δοκίμια η πτώση της φέρουσας ικανότητας συνοδεύτηκε από τον λυγισμό των ράβδων, την αποφλοίωση της επικάλυψης και την αποδιοργάνωση της θλιβόμενη ζώνης, ανεξάρτητα από την ταυτόχρονη ή όχι επιρροή της διάτμησης. Ο διατμητικός σπλισμός φαίνεται να έχει μικρότερη επιρροή στην ανάπτυξη μετελαστικών μετακινήσεων, ωστόσο, υπό προϋποθέσεις (όπως μικρό πάχος κορμού) ο αραιός διατμητικός σπλισμός οδηγεί σε εντονότερη ρηγμάτωση και επιτείνει την αποδιοργάνωση του κορμού. Τονίζεται ότι με τον όρο “αραιός” δεν γίνεται αναφορά μόνο στο ποσοστό του διατμητικού σπλισμού ή τη δύναμη που αυτός μπορεί να αναλάβει αλλά και στην απόσταση μεταξύ των διαδοχικών ράβδων. Οι αποστάσεις του οριζόντιου σπλισμού κορμού των υφιστάμενων τοιχίων που μελετήθηκαν ήταν 30cm και 40cm, οι οποίες είναι αρκετά μεγάλες και δεν αποτρέπουν την εμφάνιση διατμητικών ρωγμών.

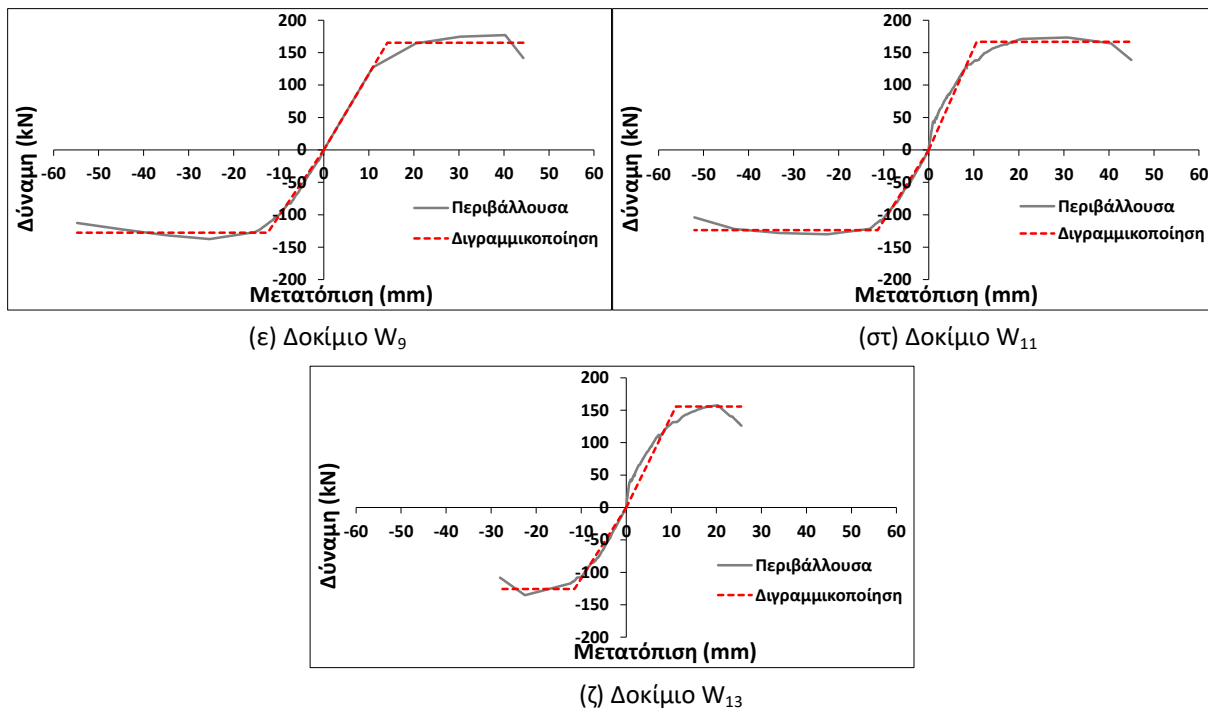
4.4.2 Πλαστιμότητα, δυσκαμψία, απορρόφηση ενέργειας

Τα παραπάνω συμπεράσματα μπορούν να ποσοτικοποιηθούν με τον υπολογισμό κάποιων χαρακτηριστικών μεγεθών όπως είναι η πλαστιμότητα, η δυσκαμψία και η απορρόφηση ενέργειας. Ο υπολογισμός της πειραματικής πλαστιμότητας, μ_δ , έγινε μέσω της διαδικασίας της διγραμμικοποίησης της περιβάλλουσας³ των καμπυλών υστέρησης. Για

³ Γενικά η κατασκευή της περιβάλλουσας περιλαμβάνει όλες τις τιμές του 1^{ου} κύκλου από μετατόπιση 0 έως $\pm 10\text{mm}$ και στην συνέχεια αυτές από $\pm 10\text{mm}$ έως $\pm 20\text{mm}$. Για τις μεγαλύτερες ομάδες μετατοπίσεων η περιβάλλουσα συμπληρώνεται με ευθείες που ενώνουν τις μέγιστες τιμές δύναμης του πρώτου κύκλου κάθε ομάδας.

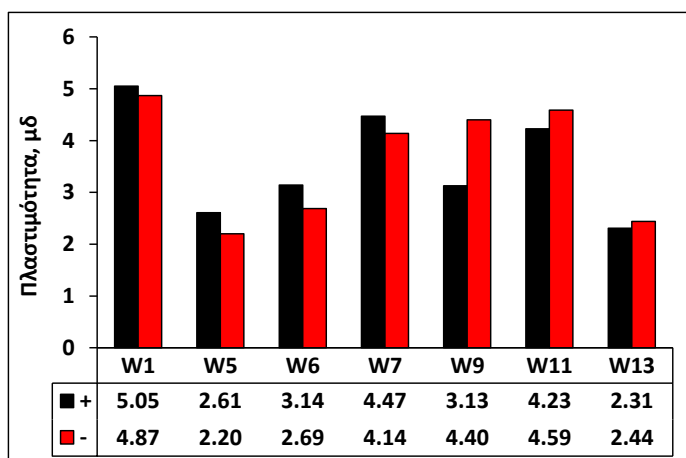
την διγραμμικοποίηση της περιβάλλουσας έχουν προταθεί στην βιβλιογραφία κατά καιρούς διάφορες μέθοδοι (Paulay and Priestley, 1992; EC8-2; FEMA 356 κ.α.) εκ των οποίων οι περισσότερες βασίζονται στην θεώρηση των ίσων εμβαδών μεταξύ της πραγματικής και της ισοδύναμης καμπύλης. Στην συγκεκριμένη διατριβή έχει επιλεγεί η διγραμμικοποίηση μέσω μιας ισοδύναμης καμπύλης χωρίς κράτυνση. Η τελική μετακίνηση ορίζεται ως η μετακίνηση που αντιστοιχεί σε πτώση 20% της μέγιστης δύναμης στην καμπύλη της περιβάλλουσας, όπου συμβατικά θεωρείται ότι επέρχεται η αστοχία του μέλους, μία παραδοχή η οποία έχει υιοθετηθεί στην διεθνή βιβλιογραφία και προτείνεται και από τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 2 (EC8-2). Η δύναμη διαρροής και η αντίστοιχη μετατόπιση υπολογίζονται μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας έτσι ώστε τα εμβαδά κάτω από την ισοδύναμη και την περιβάλλουσα καμπύλη να είναι ίσα, με τον αρχικό κλάδο (ελαστικό κλάδο) της διγραμμικής καμπύλης να ορίζεται έτσι ώστε να διέρχεται από το σημείο της πραγματικής καμπύλης που αντιστοιχεί στο 75% της προκύπτουσας δύναμης διαρροής, όπως προτείνεται από τους *Paulay and Priestley* (1992). Οι τιμές στις αρνητικές μετατοπίσεις έχουν μετατοπιστεί κατάλληλα ώστε να ξεκινούν από μετακίνηση 0 για τον πιο εύκολο υπολογισμό του εμβαδού. Ειδικά στο τοιχίο W_2 δεν πραγματοποιήθηκε διγραμμικοποίηση, αφού το πείραμα τερματίστηκε πρόωρα. Η διγραμμικοποίηση των περιβαλλουσών των τοιχίων φαίνεται στο Σχήμα 4.72.





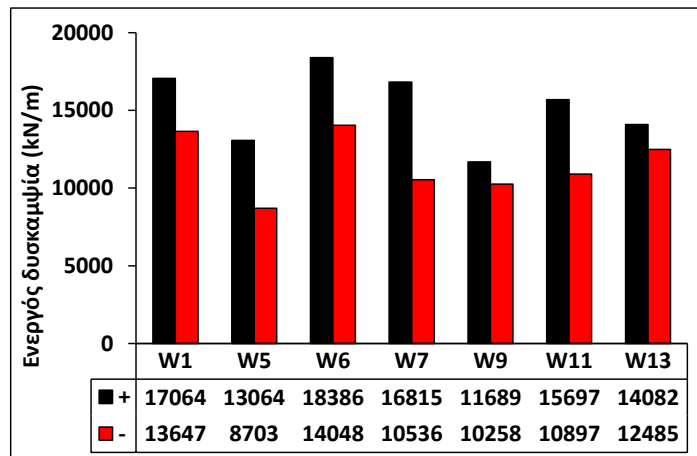
Σχήμα 4.72 Διγραμμικοποίηση καμπυλών υστέρησης παρθένων δοκιμίων

Οι πειραματικές τιμές πλαστιμότητας, μ_δ , συνοψίζονται στο Σχήμα 4.73. Όπως διαπιστώνεται τα τοιχεία W₁, W₇, W₉ και W₁₁ αναπτύσσουν παρόμοιες τιμές πλαστιμότητας, με την μέγιστη τιμή να αναπτύσσεται από το τοιχείο W₁ στους θετικούς κύκλους ($\mu_\delta=5.05$). Σημειώνεται ότι η τιμή πλαστιμότητας του τοιχείου W₉ στους θετικούς κύκλους ($\mu_\delta=3.13$) είναι σαφώς υποεκτιμημένη, αφού όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.72ε απουσιάζει το πραγματικό τμήμα τιμών από 0 έως 10mm (ενώνεται με ευθεία γραμμή) με αποτέλεσμα να μην συνυπολογίζεται το πραγματικό εμβαδόν του τμήματος αυτού στην διαδικασία διγραμμικοποίησης, κάτι που οδηγεί σε μικρότερες τιμές πλαστιμότητας. Τα τοιχεία W₅, W₆ και W₁₃, όπως αναμενόταν, ανέπτυξαν την μικρότερες τιμές πλαστιμότητας.



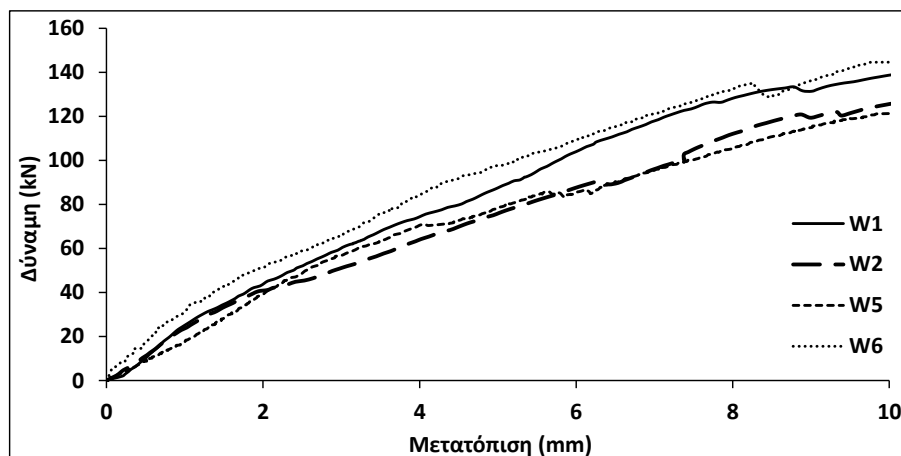
Σχήμα 4.73 Πειραματικές τιμές πλαστιμότητας παρθένων δοκιμίων

Από τις διγραμμικοποιημένες πειραματικές περιβάλλουσες προκύπτει και η πειραματική ενεργός δυσκαμψία, K_{eff} , για κάθε τοιχίο, οι τιμές της οποίας συνοψίζονται στο Σχήμα 4.74. Τονίζεται ότι, όπως και για την πλαστιμότητα, η τιμή της δυσκαμψίας στις θετικές μετατοπίσεις για το τοιχίο W_9 είναι υποεκτιμημένη. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.74, από την πρώτη ομάδα το τοιχίο W_5 είναι πιο εύκαμπτο από το W_1 (σε ποσοστό περίπου 23%) ενώ το τοιχίο W_6 παρουσιάζει αυξημένη δυσκαμψία μεγαλύτερη και από τοιχίο W_1 (σε ποσοστό περίπου 8%). Από την δεύτερη ομάδα τα τοιχία W_{11} και W_{13} είναι ελαφρώς πιο εύκαμπτα (της τάξης περίπου του 7~15%) σε σχέση με το W_7 (το W_9 δεν αξιολογείται). Στους αρνητικούς κύκλους όλα τα δοκίμια εμφανίζουν σημαντική μείωση της δυσκαμψίας τους (της τάξης από 10 έως και 35%) σε σχέση με αυτή των θετικών.

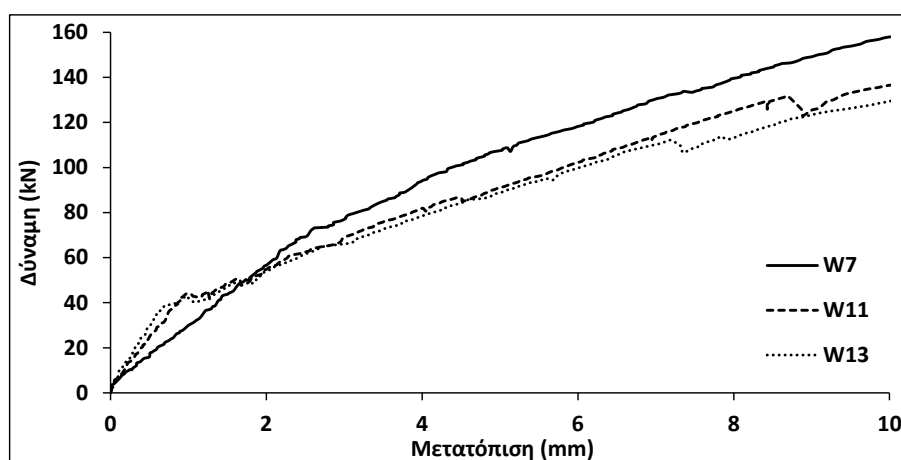


Σχήμα 4.74 Πειραματικές τιμές ενεργού δυσκαμψίας παρθένων δοκιμίων

Παρόλο που οι διαφορές στην ενεργό δυσκαμψία (με εξαίρεση το τοιχίο W_5) δεν είναι μεγάλες φαίνεται ότι ο διατμητικός σπλισμός επηρεάζει την δυσκαμψία μέχρι την διαρροή αφού, για δεδομένη οριζόντια δύναμη, στην συνολική μετατόπιση προστίθεται και η συνεισφορά της διατμητικής παραμόρφωσης, η οποία στην περίπτωση πυκνότερου διατμητικού σπλισμού είναι σαφώς μικρότερη. Τα παραπάνω συμπεράσματα επιβεβαιώνονται συγκρίνοντας και τις πραγματικές δυσκαμψίες μέχρι περίπου την διαρροή, όπως φαίνεται στην συνέχεια και στα διαγράμματα 4.75 και 4.76 που περιλαμβάνουν το τμήμα από 0mm έως +10mm του 1^{ου} κύκλου της μετατόπισης ± 10 mm.



Σχήμα 4.75 Αρχικές δυσκαμψίες τοιχείων W₁, W₂, W₅ και W₆ (πάχος δοκιμίων 0.10m)



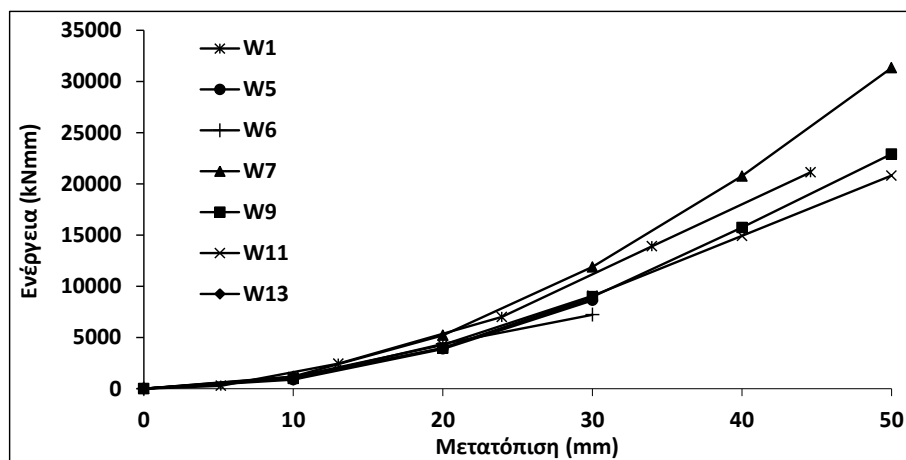
Σχήμα 4.76 Αρχικές δυσκαμψίες τοιχείων W₇, W₁₁ και W₁₃ (πάχος δοκιμίων 0.125m)

Τα παραπάνω συμπεράσματα όσον αφορά την πλαστιμότητα και την ενεργό δυσκαμψία αφορούν την περιβάλλουσα. Η επιρροή του οπλισμού σε επίπεδο ανακύκλισης φαίνεται μέσω του υπολογισμού της απορρόφησης ενέργειας, δηλαδή του εμβαδού που περικλείεται σε κάθε βρόγχο υστέρησης.

Πίνακας 4.2 Απορρόφηση ενέργειας κύκλων υστέρησης τοιχείων (kNmm)

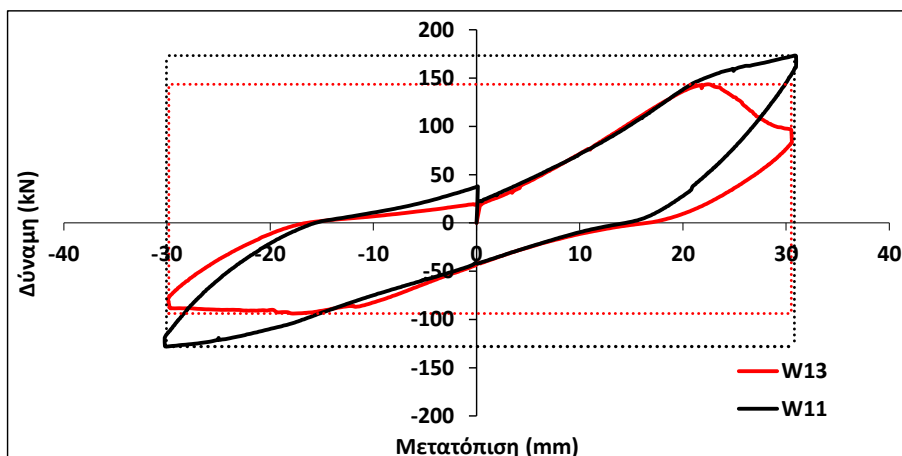
	±10mm			±20mm			±30mm			±40mm			±50mm		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
W ₁	280	124	106	2158	1862	1590	4564	4116	3816	6899	6255	5517	7244	-	-
W ₅	870	475	387	3002	2033	1685	4753	3133	2764	-	-	-	-	-	-
W ₆	984	559	435	3383	1842	1315	2849	1467	-	-	-	-	-	-	-
W ₇	1186	654	486	4026	2851	2575	6672	5672	5071	8876	-	-	10579	-	-
W ₉	988	554	368	2963	2130	1789	5018	4453	3702	6766	6052	5136	7175	-	-
W ₁₁	1126	415	311	3134	2056	1700	4805	4199	3141	5854	5257	3894	5888	-	-
W ₁₃	1041	435	339	2924	2052	1743	4788	-	-	-	-	-	-	-	-

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.2 η απορρόφηση ενέργειας παίρνει παρόμοιες τιμές στα περισσότερα τοιχία μόνο στον 1^ο κύκλο των μετακινήσεων $\pm 10\text{mm}$. Αντίθετα, σε όλους τους επόμενους κύκλους και μετακινήσεις φαίνεται ότι τα τοιχία με τον λιγότερο διατμητικό οπλισμό απορροφούν λιγότερη ενέργεια ανά κύκλο. Χαρακτηριστικότερη είναι η διαφορά μεταξύ του τοιχίου W₇ με τα υπόλοιπα τοιχία, αφού παρουσιάζει τιμές διάχυσης ενέργειας μεγαλύτερες μέχρι της τάξης του 80% (ανά κύκλο) στις μεγάλες μετακινήσεις. Οι διαφορές στις τιμές ενέργειας φαίνονται υπό μορφή αθροιστικής καμπύλης (Σχήμα 4.77), η οποία περιλαμβάνει μόνο τον 1^ο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αφού δεν επιβλήθηκαν σε όλα τα τοιχία ο ίδιος αριθμός κύκλων για κάθε ομάδα μετακίνησης.



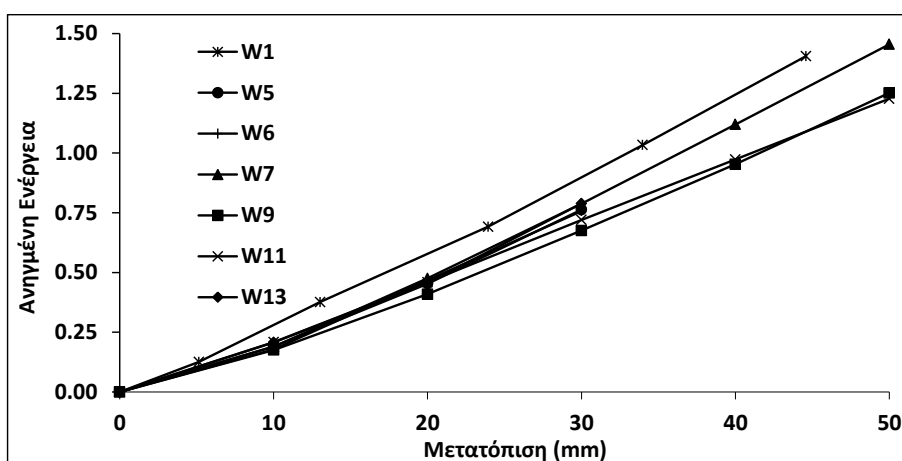
Σχήμα 4.77 Αθροιστική καμπύλη ενέργειας τοιχίων (1^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)

Ωστόσο, πρέπει να τονιστεί ότι η διαφορά στις απόλυτες τιμές ενέργειας οφείλονται κατά πολύ και στο γεγονός ότι τα τοιχία δεν έχουν την ίδια φέρουσα ικανότητα, ενώ ειδικά στην περίπτωση του τοιχίου W₁, ούτε τις ίδιες τιμές μετακινήσεων σε κάθε κύκλο. Για τον λόγο αυτό ορθότερη είναι η σύγκριση μεταξύ των τιμών της ανηγμένης ενέργειας. Η ανηγμένη ενέργεια υπολογίζεται ως το εμβαδόν του κάθε βρόγχου υστέρησης διαιρεμένο με το εμβαδόν του ορθογωνίου παραλληλογράμμου που περιβάλλει τον βρόχο, όπως ενδεικτικά φαίνεται στο Σχήμα 4.78 για τον πρώτο κύκλο της ομάδας μετακινήσεων $\pm 30\text{mm}$ για τοιχία W₁₁ και W₁₃.



Σχήμα 4.78 Ενδεικτικό παράδειγμα υπολογισμού ανηγμένης ενέργειας για τα τοιχεία W_{11} και W_{13}

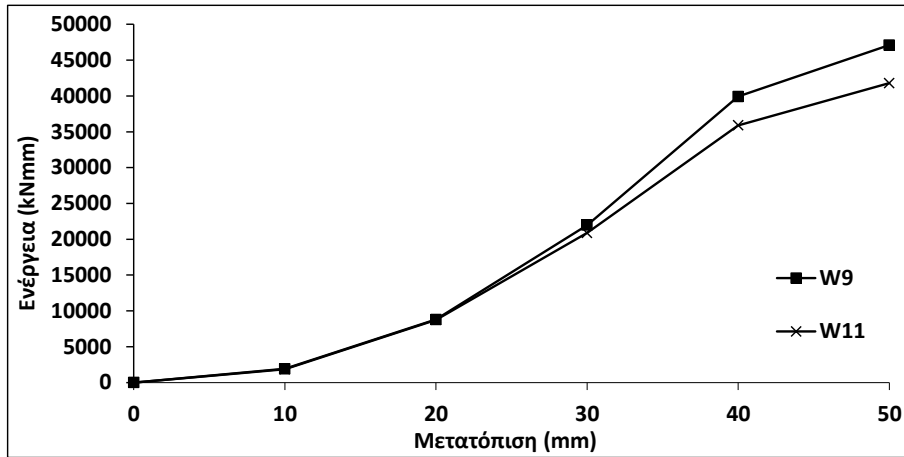
Στο Σχήμα 4.79 φαίνονται οι τιμές της ανηγμένης ενέργειας υπό μορφή αθροιστικής καμπύλης, η οποία περιλαμβάνει μόνο τον 1^ο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης. Σε επίπεδο πλέον ανηγμένης ενέργειας το τοιχείο W_1 αναπτύσσει τις μεγαλύτερες τιμές διάχυσης ενέργειας, ενώ μεταξύ των τοιχείων W_7 έως και W_{13} , στα οποία έχουν επιβληθεί ίδιες τιμές μετακινήσεων, φαίνεται ότι μέχρι και την μετακίνηση $\pm 30\text{mm}$ όλα τα τοιχεία αναπτύσσουν εφάμιλλες τιμές διάχυσης ενέργειας. Αντίθετα, αισθητή διαφορά φαίνεται να υπάρχει στις μετακινήσεις $\pm 40\text{mm}$ και $\pm 50\text{mm}$ όπου τα τοιχεία W_9 και W_{11} παρουσιάζουν μικρότερες τιμές ενέργειας, όπου πλέον η επιρροή της έντονης ρηγμάτωσης στην συμπεριφορά των τοιχείων είναι μεγαλύτερη (pinching effects). Η διαφορά στην διάχυση της ενέργειας φαίνεται και ποιοτικά από την μορφή των κύκλων υστέρησης, οι οποίες στα τοιχεία W_1 και W_7 παρουσιάζουν μικρότερο στένωμα σε σχέση με τα υπόλοιπα τοιχεία.



Σχήμα 4.79 Αθροιστική καμπύλη ανηγμένης ενέργειας τοιχείων (1^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)

Αντιπροσωπευτική για την επιρροή του διατμητικού σπλισμού και της ρηγμάτωσης είναι η σύγκριση μεταξύ των τοιχείων W_9 και W_{11} , με την ίδια φέρουσα ικανότητα σε κάμψη και

χρονοϊστορία φόρτισης, κατά την οποία το τοιχίο W_9 παρουσιάζει μέχρι και 22% μεγαλύτερη διάχυση ενέργειας στον 1^ο κύκλο των μετατοπίσεων $\pm 50\text{mm}$. Η διαφορά ωστόσο είναι μικρότερη σε επίπεδο αθροιστικής καμπύλης (12.7%), όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.80 στο οποίο περιλαμβάνονται όλοι οι κύκλοι μέχρι την λήξη του πειράματος.



Σχήμα 4.80 Αθροιστική καμπύλη ενέργειας τοιχίων W_9 και W_{11} (όλοι οι κύκλοι)

Κεφάλαιο 5

Πειραματικά Αποτελέσματα – Ενισχυμένα τοιχία

5.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται όλα τα πειραματικά αποτελέσματα των ενισχυμένων/επισκευασμένων τοιχίων-δοκιμίων. Σε αντιστοιχία με το Κεφάλαιο 4 τα δοκίμια αυτά χωρίζονται σε δύο ομάδες: την ομάδα W_2 -FRP, W_3 -FRP και W_4 -FRP και την ομάδα W_8 -SS, W_{10} -SS, W_{12} -SS, W_{14} -SS και W_{15} -SS. Η πρώτη ομάδα (βλ. Τρανούλης και Χριστίδης, 2009) βασίζεται στην πρώτη ομάδα του Κεφαλαίου 4 (πάχος δοκιμίων 0.10m) και περιλαμβάνει την εφαρμογή **Ινοπλισμένων Πολυμερών**. Αντίθετα, τα δοκίμια της δεύτερης ομάδας, βασίζονται στα δοκίμια της δεύτερης ομάδας του Κεφαλαίου 4 (πάχος δοκιμίων 0.125m) και περιλαμβάνουν την εφαρμογή **μεταλλικών ενισχύσεων**. Στην συνέχεια ακολουθεί η παρουσίαση των πειραματικών αποτελεσμάτων των παραπάνω τοιχίων. Το κεφάλαιο κλείνει με την συγκριτική παράθεση αποτελεσμάτων με σχόλια και συμπεράσματα.

5.2 Ενίσχυση με ΙΟΠ

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 4 βασικός παράγοντας για την συμπεριφορά των τοιχίων αποδείχθηκε ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων, που οδηγεί σε αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης και μείωση της φέρουσας ικανότητας. Σκοπός της χρήσης των φύλλων υαλοϋφάσματος ήταν ο περιορισμός του φαινομένου αυτού. Για τον λόγο αυτό η εφαρμογή τους περιορίστηκε στο κατώτατο 1/4 του ύψους, έτσι ώστε να μην αλλοιωθεί η

διατμητική αντοχή του κορμού. Τεχνικές λεπτομέρειες για την εφαρμογή των φύλλων έχουν ήδη παρουσιαστεί αναλυτικά στο Κεφάλαιο 3.

Επιπρόσθετα, επιχειρήθηκε η μελέτη της επιρροής του δισδιαγώνιου σπλισμού στην συμπεριφορά των τοιχίων και για τον λόγο αυτό σε ένα από τα δοκίμια (W_3 -FRP) τοποθετήθηκε εσωτερικά δισδιαγώνιος (χιαστί) σπλισμός.

Επομένως η πειραματική διαδικασία της ομάδας αυτής περιλαμβάνει τις εξής τρεις περιπτώσεις παρέμβασης, οι οποίες έχουν ως δοκίμιο αναφοράς το τοιχίο W_2 :

- Δοκίμιο W_2 -FRP: επισκευή του τοιχίου W_2 με αντικατάσταση του κατώτατου τμήματος του σκυροδέματος με επισκευαστικό κονίαμα και εφαρμογή υαλοϋφάσματος. Τονίζεται ότι δεν χρησιμοποιήθηκε καμία μέθοδος για την αποκατάσταση των, μικρού εύρους, ρωγμών του κορμού.

- Δοκίμιο W_3 -FRP: εφαρμογή υαλοϋφάσματος για τον περιορισμό του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων και τοποθέτηση 2 διαγώνιων ράβδων $\Phi 12$ ανά διεύθυνση.

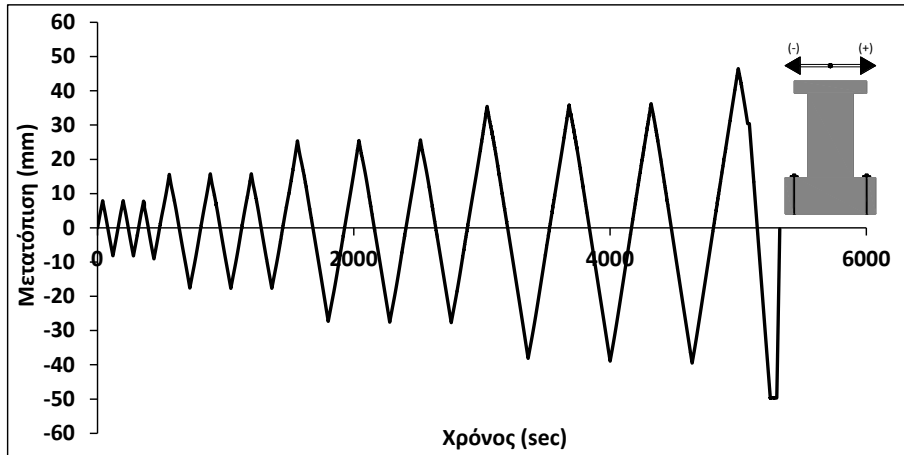
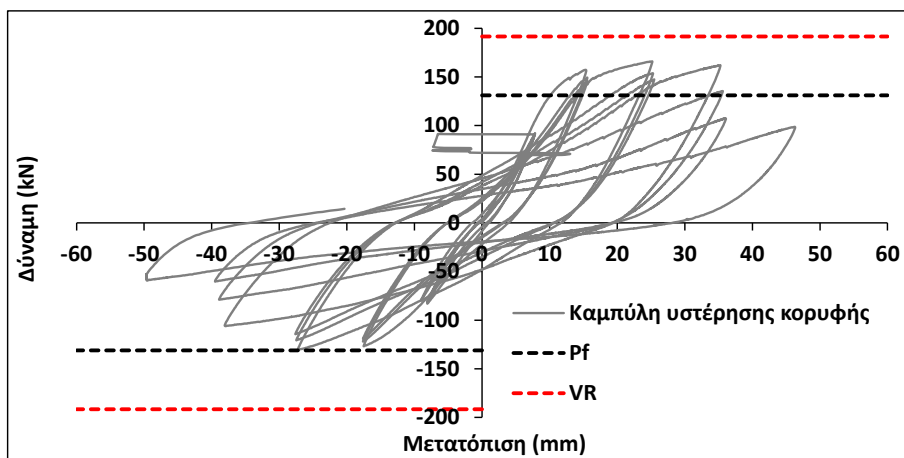
- Δοκίμιο W_4 -FRP: εφαρμογή υαλοϋφάσματος για τον περιορισμό του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων.

Όπως σε όλη την πειραματική διαδικασία η επιβολή της φόρτισης έγινε με την μέθοδο των μετατοπίσεων, όπως έχει ήδη περιγραφεί στο Κεφάλαιο 4. Τονίζεται ότι, όπως και στα δοκίμια W_1 και W_2 , η επιβολή των κύκλων έγινε με βάση την μη διορθωμένη μετατόπιση (η διόρθωση πραγματοποιήθηκε εκ των υστέρων) για αυτό στα διαγράμματα στο τέλος του κάθε κύκλου αναγράφονται μικρότερες τιμές σε σχέση με τις ονομαστικές τιμές.

5.2.1 Τοιχίο W_2 -FRP

Η πειραματική δοκιμή του τοιχίου W_2 -FRP πραγματοποιήθηκε στις 28/9/09, η χρονοϊστορία φόρτισης της οποίας φαίνεται στο Σχήμα 5.1. Από τις διορθωμένες μετρήσεις του επενεργητή προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.2.

Η μέγιστη οριζόντια δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +30mm (+25.38mm) και ήταν ίση με $F_{\max}^+ = 168.97\text{kN}$ (29% μεγαλύτερο από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχίο ανέπτυξε μικρότερες τιμές δυνάμεων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -30mm (-27.24mm) ίση με $F_{\max}^- = 130.36\text{kN}$ (περίπου ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Σχήμα 5.1 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης κορυφής δοκιμίου W₂-FRPΣχήμα 5.2 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₂-FRP

Σημ: Η αντοχή σε τέμνουσα εντός ζώνης FRP δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_{sh}=674.38\text{kN}$)

Οι πρώτες διαγώνιες τριχοειδείς ρωγμές εμφανίστηκαν κατά τον πρώτο κύκλο των $\pm 10\text{mm}$, όπως σε όλα τα δοκίμια, ενώ συνεχίστηκαν και στους επόμενους δύο κύκλους. Στις μετακινήσεις των $\pm 20\text{mm}$ παρατηρείται η εμφάνιση νέων διαγώνιων ρωγμών.

Στις μετακινήσεις των $\pm 30\text{mm}$ παρατηρήθηκαν απλώς κάποιες καινούργιες διαγώνιες ρωγμές. Βεβαίως σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί ότι η παρουσία των φύλλων του FRP δεν επιτρέπει την παρατήρηση ρωγμών που πιθανόν να έχουν ανοίξει στη βάση του τοιχείου ή κοντά σε αυτήν. Πάντως μέχρι αυτό το σημείο του πειράματος δεν υπάρχει κάποιο φούσκωμα του FRP ή κάποια άλλη ένδειξη που να υποδεικνύει την αποδιοργάνωση της βάσης. Επίσης πρέπει να τονιστεί ότι κατά τον πρώτο κύκλο των $\pm 30\text{mm}$ μετρήθηκε και η μέγιστη δύναμη τόσο προς τα θετικά όσο και προς τα αρνητικά.



(α) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο των $\pm 10\text{mm}$



(β) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο των $\pm 20\text{mm}$

Σχήμα 5.3 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου $W_2\text{-FRP}$



(α) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο των $\pm 30\text{mm}$



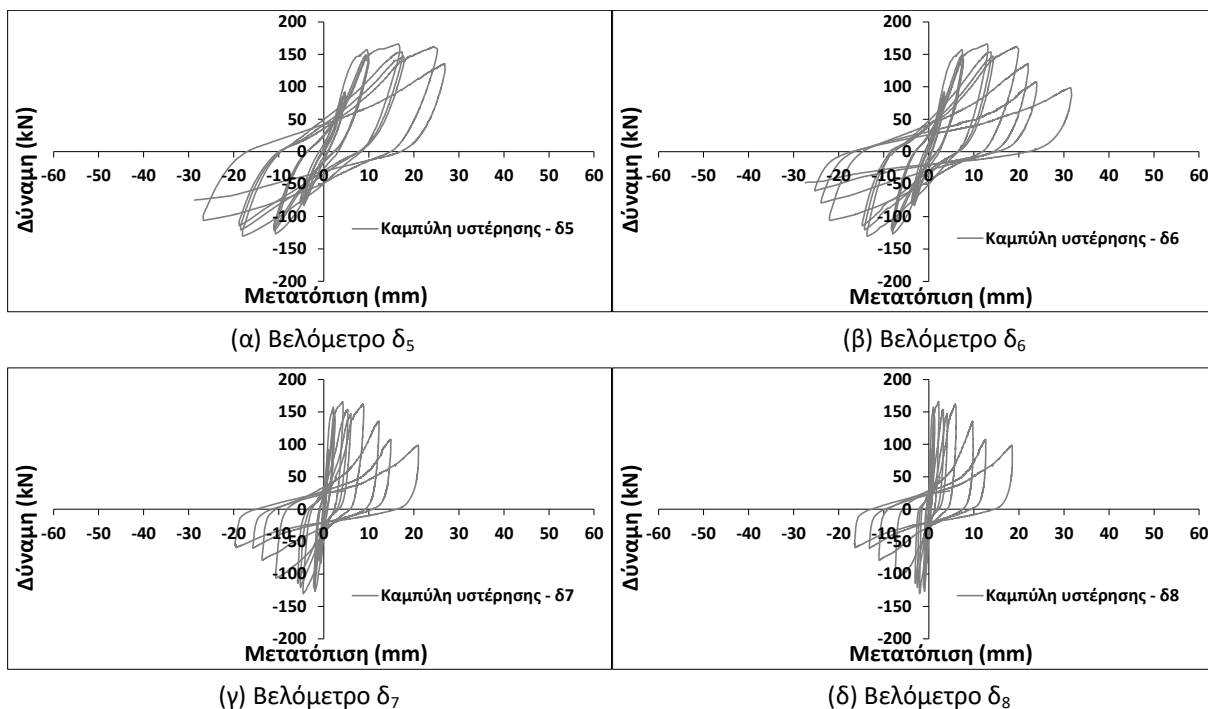
(β) Φούσκωμα FRP στον 1^ο κύκλο των $\pm 40\text{mm}$

Σχήμα 5.4 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$ δοκιμίου $W_2\text{-FRP}$

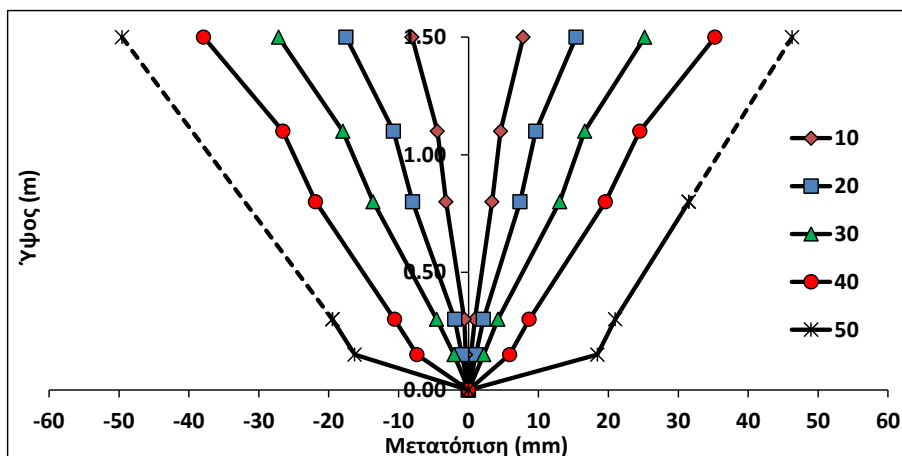
Στις μετακινήσεις των $\pm 40\text{ mm}$ δεν παρατηρήθηκαν νέες διαγώνιες ρωγμές, όμως στον πρώτο κύκλο παρατηρήθηκε «φούσκωμα» του υφάσματος, ένδειξη αποδιοργάνωσης της βάσης του τοιχίου, η οποία συνοδεύεται από αισθητή πτώση της φέρουσας ικανότητας κατά τον 2^ο και 3^ο κύκλο. Αντίθετα, μεγάλη πτώση της δύναμης παρατηρήθηκε στον πρώτο κύκλο των $\pm 50\text{ mm}$ όπου και για μετακίνηση $+50\text{mm}$ η οριζόντια δύναμη ήταν μόλις 96 kN.

Η αστοχία επήλθε καμπτικά κάτι που αποδεικνύεται και από την αποδιοργάνωση της βάσης του τοιχίου αλλά και από την απουσία σημαντικής διατμητικής ρωγμής στον κορμό του τοιχίου.

Στην συνέχεια στα Σχήματα 5.5 και 5.6 παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.



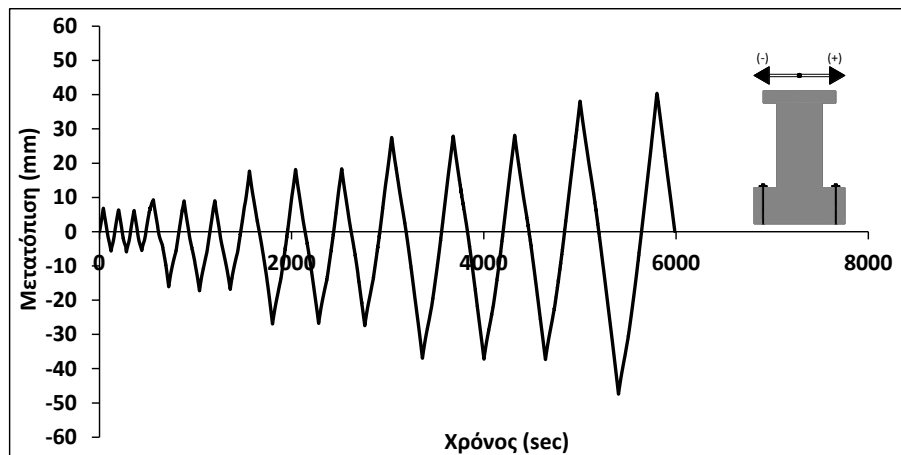
Σχήμα 5.5 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχίου W₂-FRP (θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα A.17)



Σχήμα 5.6 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W₂-FRP

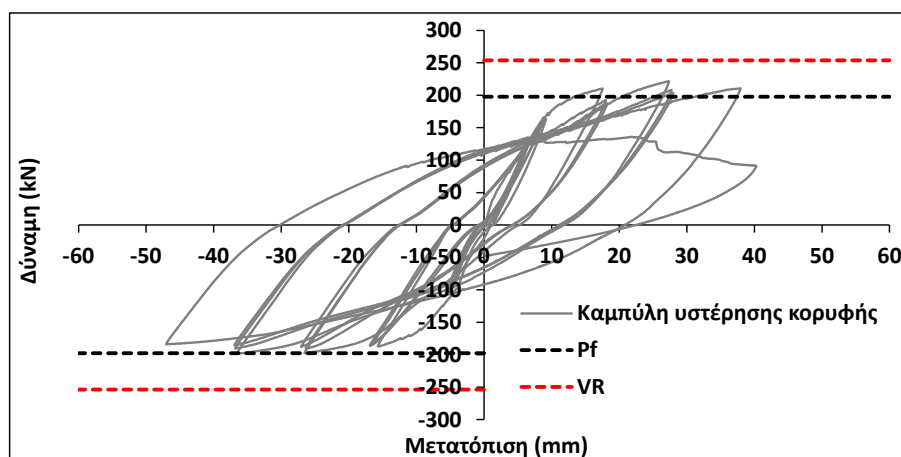
5.2.2 Τοιχίο W₃-FRP

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 30/9/09. Η χρονοϊστορία του τοιχίου W₃-FRP φαίνεται στο Σχήμα 5.7.



Σχήμα 5.7 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₃-FRP

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του επενεργητή προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.8.



Σχήμα 5.8 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₃-FRP

Σημ: Η αντοχή σε τέμνουσα εντός ζώνης FRP δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_{sh}=731.30\text{kN}$)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +40mm (+27.35mm) και ήταν ίση με $F_{\max}^+=221.76\text{kN}$ (12% μεγαλύτερο από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχίο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -40mm (-36.84mm) ίση με $F_{\max}^-=197.95\text{kN}$ (σχεδόν ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Κατά τις μετακινήσεις των $\pm 10\text{mm}$, $\pm 20\text{mm}$ και $\pm 30\text{mm}$ (Σχήμα 5.9) παρατηρήθηκε μόνο ο σχηματισμός διαγώνιων ρωγμών στον κορμό του τοιχείου, μικρού σχετικά εύρους, των οποίων αύξανε το εύρος τους με την αύξηση των μετακινήσεων. Τονίζεται ότι οι θετικοί κύκλοι των $+30\text{mm}$ έχουν πραγματική μετακίνηση περίπου $+18\text{mm}$, επομένως μέχρι εκεί η συμπεριφορά του τοιχείου αντιστοιχεί περισσότερο σε κύκλους των $+20\text{mm}$. Στα αρνητικά, αντίθετα, η πραγματική μετακίνηση είναι πολύ πιο κοντά στις ονομαστικές τιμές.



(α) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 20\text{mm}$



(β) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 30\text{mm}$

Σχήμα 5.9 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 20\text{mm}$ και $\pm 30\text{mm}$ δοκιμίου $W_3\text{-FRP}$

Στις μετακινήσεις των $\pm 40\text{mm}$ παρατηρήθηκε η εμφάνιση κάποιων νέων ρωγμών αλλά κυρίως η διεύρυνση του εύρους των ρωγμών κοντά στο σημείο που ξεκινά το FRP. Η ύπαρξη των λωρίδων FRP εμποδίζουν την παρατήρηση της περιοχής κοντά στη βάση του τοιχείου. Στον πρώτο κύκλο και για μετακίνηση $+40\text{mm}$ μετράται και η μέγιστη οριζόντια $F_{\text{max}+}=221\text{ kN}$.

Κατά τον πρώτο κύκλο των μετακινήσεων $\pm 50\text{mm}$ (πραγματική μετακίνηση $+38.08\text{mm}$ και -47.42mm στις θετικές και αρνητικές μετακινήσεις, αντίστοιχα) παρατηρήθηκε η εμφάνιση λίγων νέων ρωγμών, που συνοδεύτηκε από πολύ μικρή πτώση της δύναμης με τιμή ($F_{50(1)}^{\dagger}=210.76\text{kN}$). Αντίθετα η συμπεριφορά του τοιχείου αλλάζει κατά τον δεύτερο κύκλο των $\pm 50\text{mm}$, όπου και το πείραμα τερματίστηκε. Τα φύλλα FRP δεν είναι επαρκή να συγκρατήσουν την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης, κάτι το οποίο εκδηλώνεται με

αστοχία (σκίσιμο) του FRP στη γωνία του τοιχίου (Σχήμα 5.11) με παράλληλη απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητας του τοιχίου σε τιμή περίπου 50 kN.



(α) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 40\text{mm}$



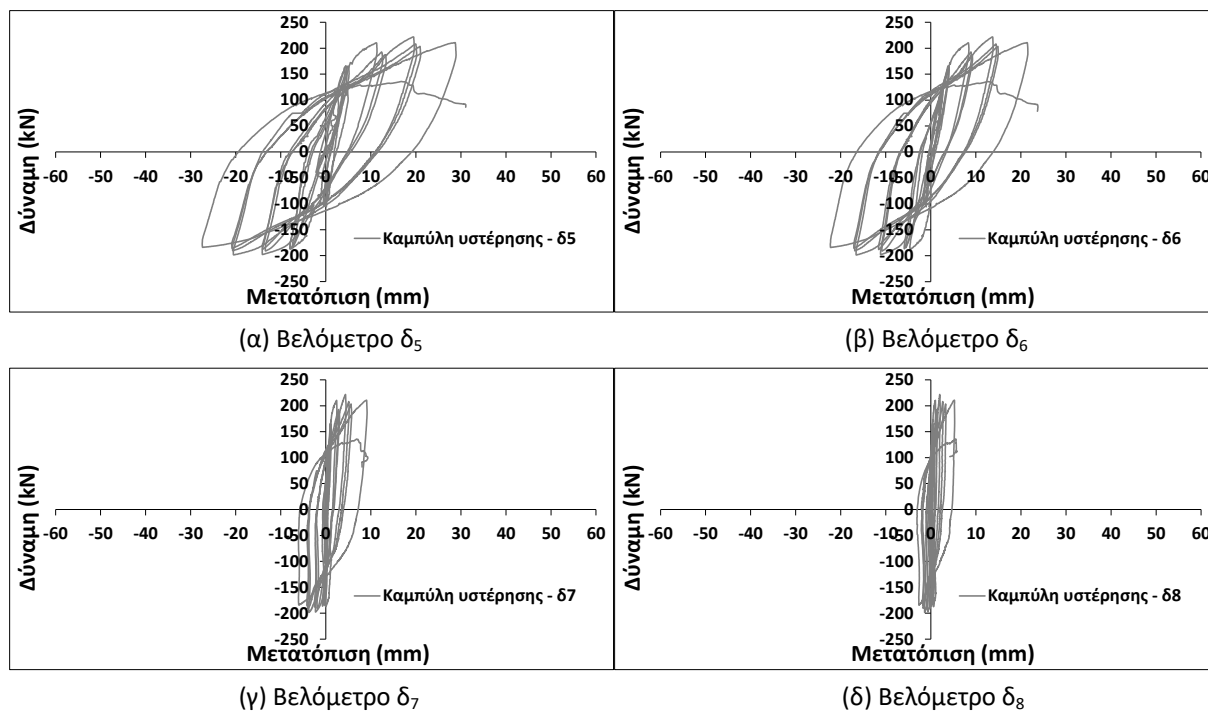
(β) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 50\text{mm}$

Σχήμα 5.10 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 40\text{mm}$ και $\pm 50\text{mm}$ δοκιμίου $W_3\text{-FRP}$

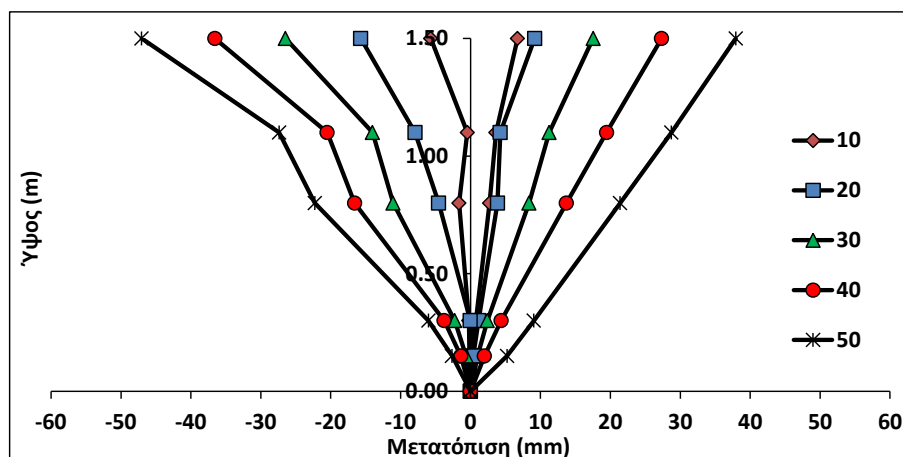


Σχήμα 5.11 Σκίσιμο FRP στη γωνία του δοκιμίου $W_3\text{-FRP}$

Στην συνέχεια στα Διαγράμματα 5.12 και 5.13 παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.



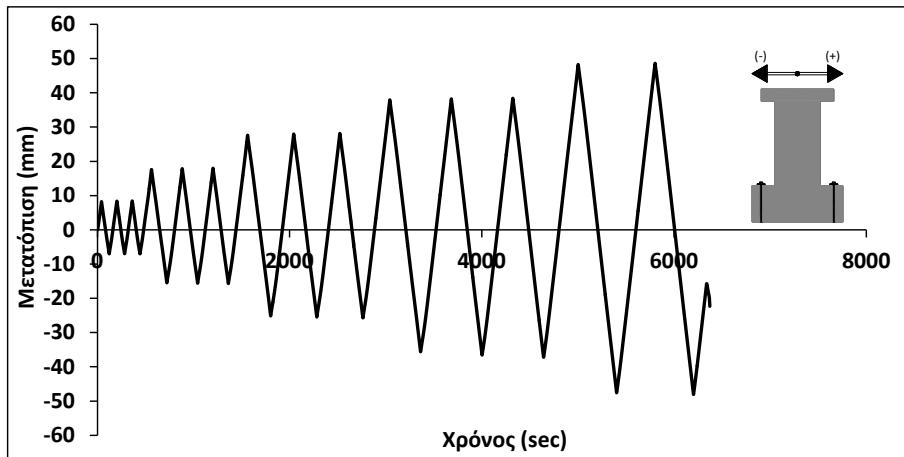
Σχήμα 5.12 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελοόμετρων τοιχίου W₃-FRP



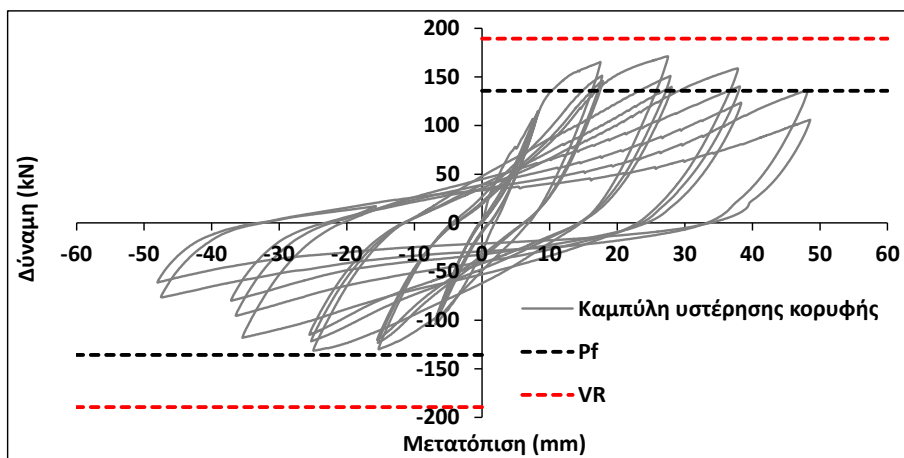
Σχήμα 5.13 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W₃-FRP (θέσεις βελοόμετρων βλ. Σχήμα Α.17)

5.2.3 Τοιχίο W₄-FRP

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 29/9/09. Η χρονοϊστορία του τοιχίου W₄-FRP φαίνεται στο Σχήμα 5.14. Από τις διορθωμένες μετρήσεις του επενεργητή προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλη υστέρησης), P-δ, της κορυφής του δοκιμίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.15.



Σχήμα 5.14 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₄-FRP



Σχήμα 5.15 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₄-FRP

Σημ: Η αντοχή σε τέμνουσα εντός ζώνης FRP δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_{sh}=674.38\text{kN}$)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +30mm (πραγματική μετατόπιση +27.52mm) και ήταν ίσο με $F_{max}^+=171.20\text{kN}$ (24% μεγαλύτερο από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχείο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -30mm (πραγματική μετατόπιση -25.13mm) ίση με $F_{max}^- =131.49\text{kN}$ (περίπου ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όπως και στα δοκίμια W₂-FRP και W₃-FRP, οι μετακινήσεις των $\pm 10\text{mm}$, $\pm 20\text{mm}$ και $\pm 30\text{mm}$ χαρακτηρίζονται από τον σχηματισμό μικρού εύρους κεκλιμένων ρωγμών στο κορμό του τοιχείου, οι οποίες απλώς αυξάνουν το εύρος τους με την αύξηση των μετακινήσεων, αλλά και μέτρηση υψηλών τιμών δύναμης (F_{max} στους κύκλους των $\pm 30\text{mm}$).



(α) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 10\text{mm}$

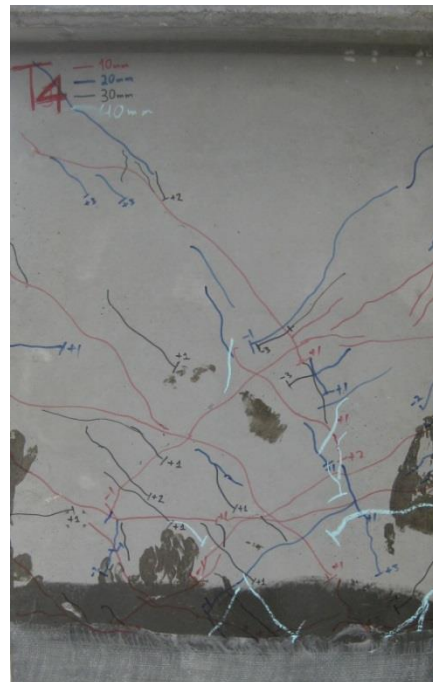


(β) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 20\text{mm}$

Σχήμα 5.16 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου $W_4\text{-FRP}$



(α) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 10\text{mm}$



(β) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 20\text{mm}$

Σχήμα 5.17 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$ δοκιμίου $W_4\text{-FRP}$

Στις μετακινήσεις των $\pm 40\text{ mm}$ παρατηρήθηκαν νέες διαγώνιες ρωγμές, ενώ στον 1° κύκλο παρατηρήθηκε φούσκωμα του υφάσματος, ένδειξη αποδιοργάνωσης της βάσης του τοιχίου.



(α) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 30\text{mm}$

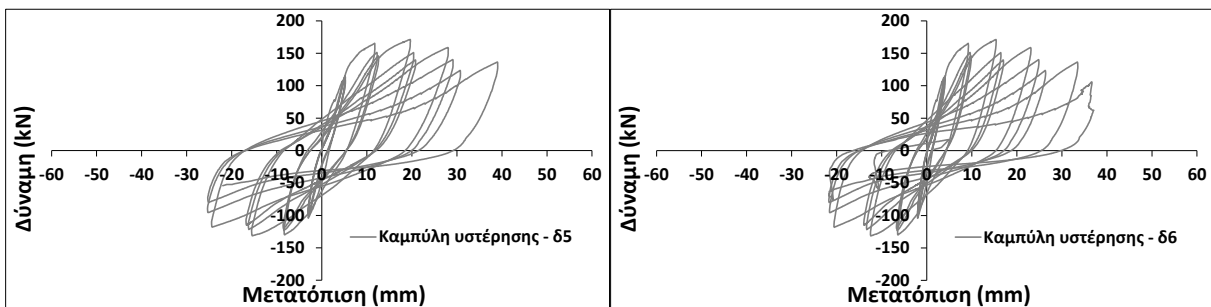


(β) Ρωγμές στους κύκλους των $\pm 40\text{mm}$

Σχήμα 5.18 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$ δοκιμίου $W_4\text{-FRP}$

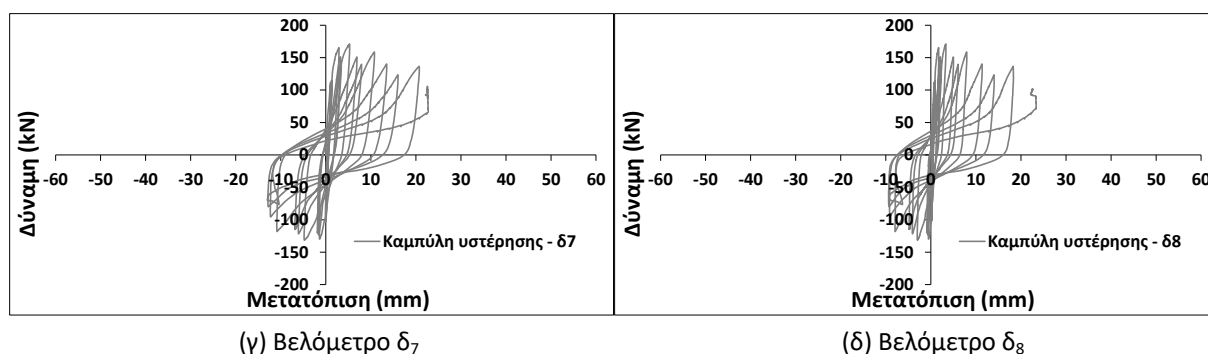
Όσον αφορά την οριζόντια δύναμη, το τοιχείο αρχίζει να μπαίνει στον φθιτό κλάδο αφού στον πρώτο κύκλο μετρήθηκε μικρή πτώση της δύναμης με τιμή $F_{40(1)}^+ = 158.82\text{kN}$, ενώ μεγαλύτερη πτώση της δύναμης παρουσιάστηκε στον 2^ο και 3^ο κύκλο με φορτία $F_{40(2)}^+ = 140.28\text{kN}$ και $F_{40(3)}^+ = 123.61\text{kN}$ αντίστοιχα. Πιο μεγάλη πτώση της οριζόντιας δύναμης παρατηρήθηκε στον πρώτο κύκλο των $\pm 50\text{ mm}$ όπου για μετακίνηση $+50\text{mm}$ απαιτήθηκε δύναμη $F_{50(1)}^+ = 136.55\text{kN}$. Ακόμα μεγαλύτερη πτώση παρατηρήθηκε στον 2^ο κύκλο με δύναμη μόλις $F_{50(2)}^+ = 105.91\text{kN}$. Η αστοχία επήλθε καμπτικά κάτι που αποδεικνύεται και από την αποδιοργάνωση της βάσης του τοιχείου αλλά και από την απουσία διατμητικής ρωγμής στον κορμό του τοιχείου.

Στην συνέχεια στα Διαγράμματα 5.19 και 5.20 παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.

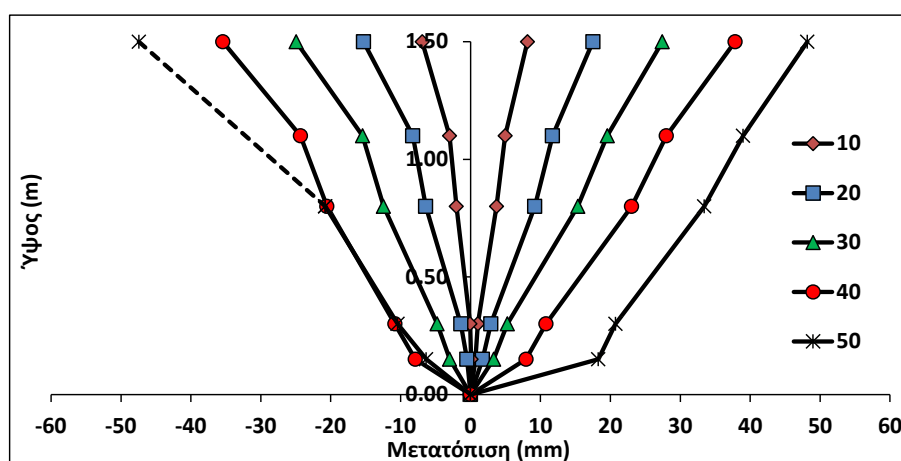


(α) Βελόμετρο δ_5

(β) Βελόμετρο δ_6



Σχήμα 5.19 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχείου W_4 -FRP (θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα A.17)



Σχήμα 5.20 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_4 -FRP

5.3 Ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία

Από την μελέτη των παρθένων τοιχίων του Κεφαλαίου 5 προκύπτει ότι ο καθοριστικότερος παράγοντας που οδηγεί στην πτώση της φέρουσας ικανότητας και επομένως στην αστοχία των τοιχίων είναι ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων αφού σε όλα τα δοκίμια η πτώση της φέρουσας ικανότητας συνοδεύτηκε από το φαινόμενο αυτό, ανεξάρτητα από την ταυτόχρονη ή όχι επιρροή της διάτμησης. Επίσης, φάνηκε ότι ο διατμητικός σπλισμός ακόμα και αν δεν επηρεάζει άμεσα την φέρουσα ικανότητα των τοιχίων (τοιχεία W_9 και W_{11}) σίγουρα επηρεάζει καθοριστικά την ρηγμάτωση του κορμού, η οποία, υπό προϋποθέσεις (όπως μικρό πάχος κορμού) επιτείνει την αποδιοργάνωση του τοιχείου.

Στην παρούσα παράγραφο μελετήθηκε η εφαρμογή μεταλλικών στοιχείων ως μέθοδος ενίσχυσης της συμπεριφοράς των τοιχίων. Τεχνικές λεπτομέρειες για την εφαρμογή των φύλλων έχουν ήδη παρουσιαστεί αναλυτικά στο Κεφάλαιο 3. Στόχος των ενισχύσεων ήταν

αφενός ο περιορισμός του φαινομένου του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων και αφετέρου η βελτίωση της συμπεριφοράς του κορμού όσον αφορά την ρηγμάτωση.

Επομένως η πειραματική διαδικασία της ομάδας αυτής περιλαμβάνει τις εξής πέντε περιπτώσεις παρέμβασης:

- Δοκίμιο W_8 -SS: εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών λαμών. Το τοιχίο έχει ως δοκίμιο αναφοράς το W_7 και έχει περισσότερο δοκιμαστικό χαρακτήρα, αφού είναι σχεδιασμένο με βάση τους EC2-EC8.

- Δοκίμιο W_{10} -SS: το τοιχίο έχει ως δοκίμιο αναφοράς το W_9 (χωρίς τους ανοιχτούς συνδετήρες) και περιλαμβάνει την εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών λαμών ανά 15cm, ενώ οι δύο πρώτες λάμες κοντά στην βάση έχουν τοποθετηθεί ανά 10cm για τον περιορισμό του λυγισμού των ράβδων.

- Δοκίμιο W_{12} -SS: το τοιχίο έχει ως δοκίμια αναφοράς το W_{11} (χωρίς τους ανοιχτούς συνδετήρες) και το W_{13} και περιλαμβάνει την εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών λαμών ανά 10cm σε συνδυασμό με μεταλλικές γωνίες, μόνο σε τμήμα περίπου 40cm από την βάση με στόχο μόνο τον περιορισμό του λυγισμού των ράβδων, αφήνοντας αναλλοίωτο τον κορμό του τοιχίου

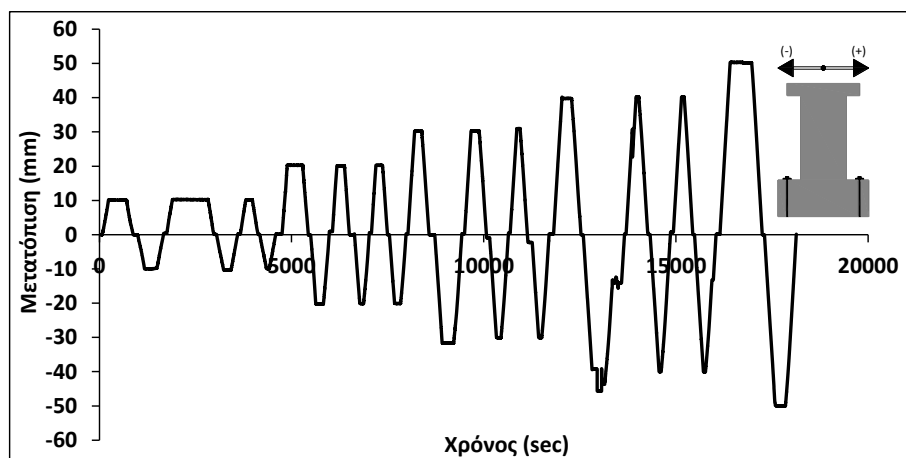
- Δοκίμιο W_{14} -SS: το τοιχίο έχει ως δοκίμια αναφοράς το W_{11} (χωρίς τους ανοιχτούς συνδετήρες) και το W_{13} και περιλαμβάνει την εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών λαμών ανά 20cm σε συνδυασμό με μεταλλικές γωνίες, σε όλο το ύψος του τοιχίου. Οι δύο πρώτες λάμες κοντά στην βάση έχουν τοποθετηθεί ανά 10cm για τον περιορισμό του λυγισμού των ράβδων.

- Δοκίμιο W_{15} -SS: το τοιχίο έχει ως δοκίμια αναφοράς το W_{11} (χωρίς τους ανοιχτούς συνδετήρες) και το W_{13} και περιλαμβάνει εφαρμογή οριζόντιων μεταλλικών λαμών ανά 10cm σε συνδυασμό με μεταλλικές γωνίες, μόνο σε τμήμα περίπου 40cm από την βάση με στόχο μόνο τον περιορισμό του λυγισμού των ράβδων, ενώ στον κορμό του τοιχίου επιχειρείται η ενίσχυση με εφαρμογή διαγώνιων μεταλλικών λαμών (μορφής L για την αποφυγή λυγισμού τους).

Όπως σε όλη την πειραματική διαδικασία η επιβολή της φόρτισης έγινε με την μέθοδο των μετατοπίσεων, όπως έχει ήδη περιγραφεί στο Κεφάλαιο 4.

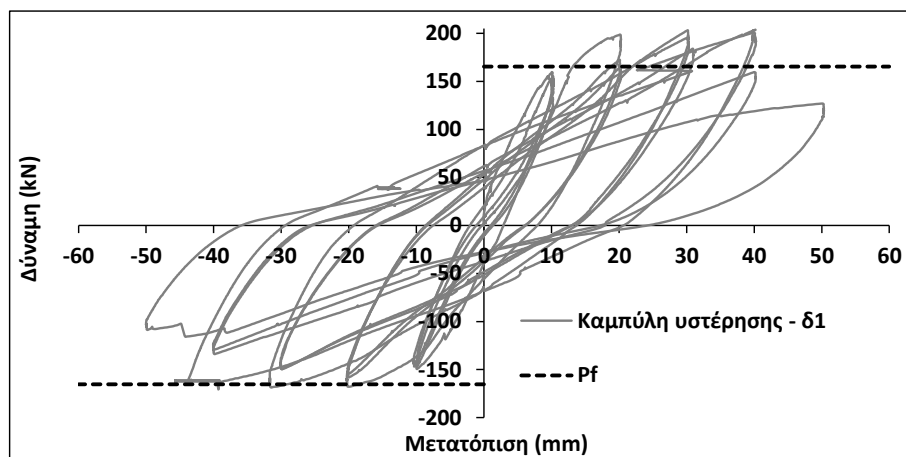
5.3.1 Τοιχίο W₈-SS

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 15/1/2014. Η χρονοϊστορία φόρτισης του τοιχίου W₈-SS φαίνεται στο Σχήμα 5.21.



Σχήμα 5.21 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₈-SS

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλη υστέρησης), P-δ, της κορυφής του δοκιμίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.22.

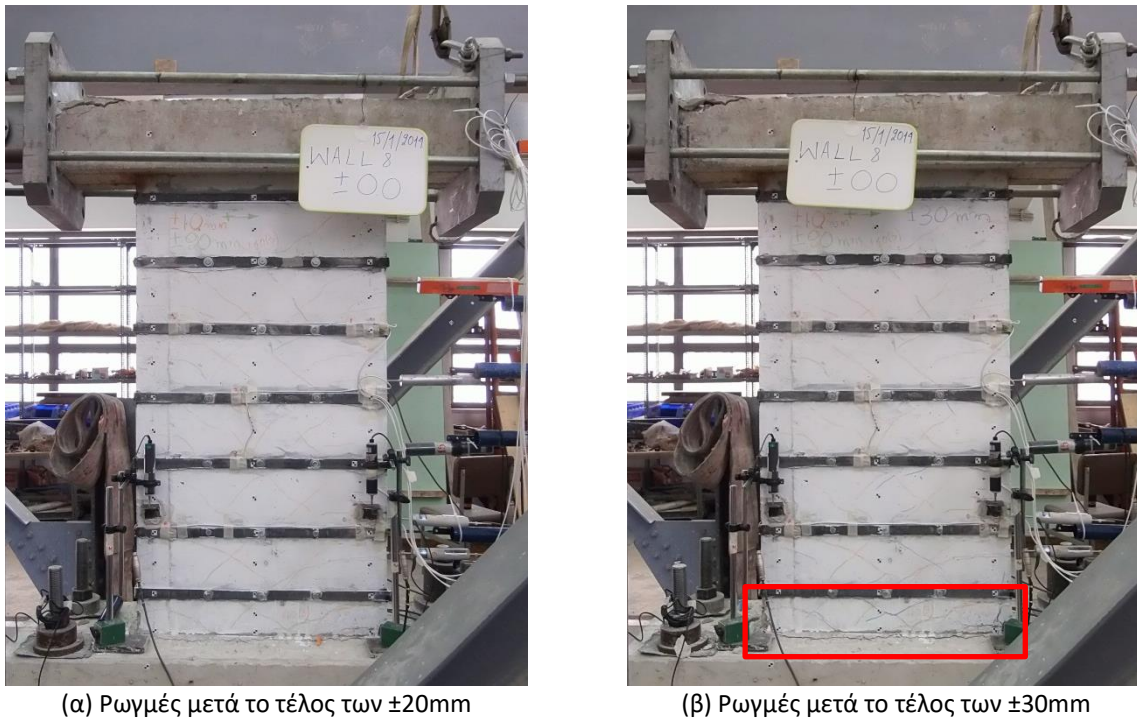


Σχήμα 5.22 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₈-SS

Σημ: Η αντοχή του τοιχίου σε τέμνουσα, V_{sh} , δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_{sh}=557.71\text{kN}$)

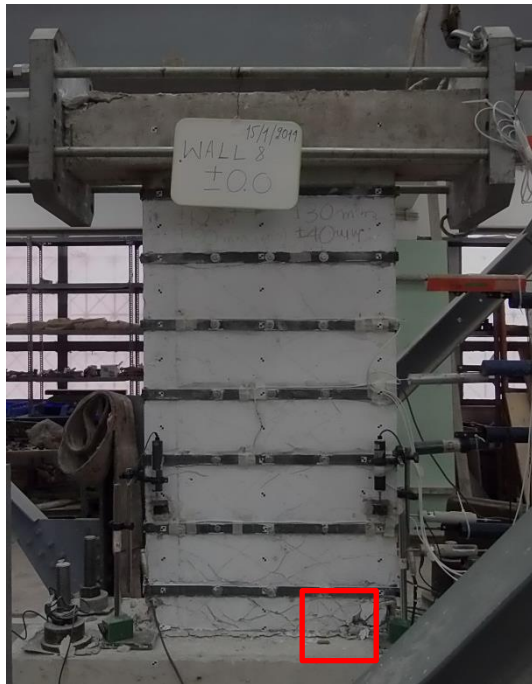
Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +30mm και ήταν ίση με $F_{max}^+ = 203.82\text{kN}$ (23% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχίο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -30mm ίση με $F_{max}^- = 170.75\text{kN}$ (περίπου ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όσον αφορά το σχηματισμό ρωγμών και τη μορφή αστοχίας μέχρι και το τέλος των κύκλων των μετατοπίσεων $\pm 20\text{mm}$ στο τοιχίο είχαν σχηματιστεί μόνο τριχοειδείς ρωγμές. Κατά τους κύκλους των μετακινήσεων $\pm 30\text{mm}$, αν και δεν σημειώνεται κάποια πτώση της φέρουσας ικανότητας, εμφανίζονται και οι πρώτες ρωγμές κοντά στην βάση του τοιχίου, αποτελώντας μία πρώτη ένδειξη ότι οι βλάβες τείνουν να συγκεντρωθούν στο κατώτατο τμήμα του τοιχίου ύψους 10cm, δηλαδή κάτω από την τελευταία μεταλλική λάμα .



Σχήμα 5.23 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου $W_8\text{-SS}$

Η πρώτη αξιοσημείωτη αστοχία του δοκιμίου λαμβάνει χώρα κατά την διάρκεια των κύκλων $\pm 40\text{mm}$ όπου και παρατηρείται αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης, λόγω λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων αλλά, και μία ρωγή κατά μήκος της βάσης, ένδειξη ανασηκώματος του κορμού από την θεμελίωση (Σχήμα 5.24α). Οι αστοχίες αυτές γίνονται εντονότερες κατά τις μετατοπίσεις $\pm 50\text{mm}$ (ένας κύκλος) και συνοδεύτηκαν από πτώση της φέρουσας ικανότητας που σήμανε και το τέλος του πειράματος ($F_{50}^+ = 126.89\text{kN}$ – πτώση 37% σε σχέση με F_{max}^+). Μάλιστα κατά την διάρκεια του αρνητικού κύκλου σημειώθηκε θραύση του εφελκυσμένου συνδετήρα όπως και στο τοιχίο W_7 , χωρίς ωστόσο να οδηγήσει σε σημαντική πτώση της φέρουσας ικανότητας.



(α) Ρωγμές μετά το τέλος των μετακινήσεων $\pm 40\text{mm}$



(β) Ρωγμές μετά το τέλος των μετακινήσεων $\pm 50\text{mm}$

Σχήμα 5.24 Αποδιοργάνωση θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου $W_8\text{-SS}$



(α) Θραύση εφελκόμενου οπλισμού



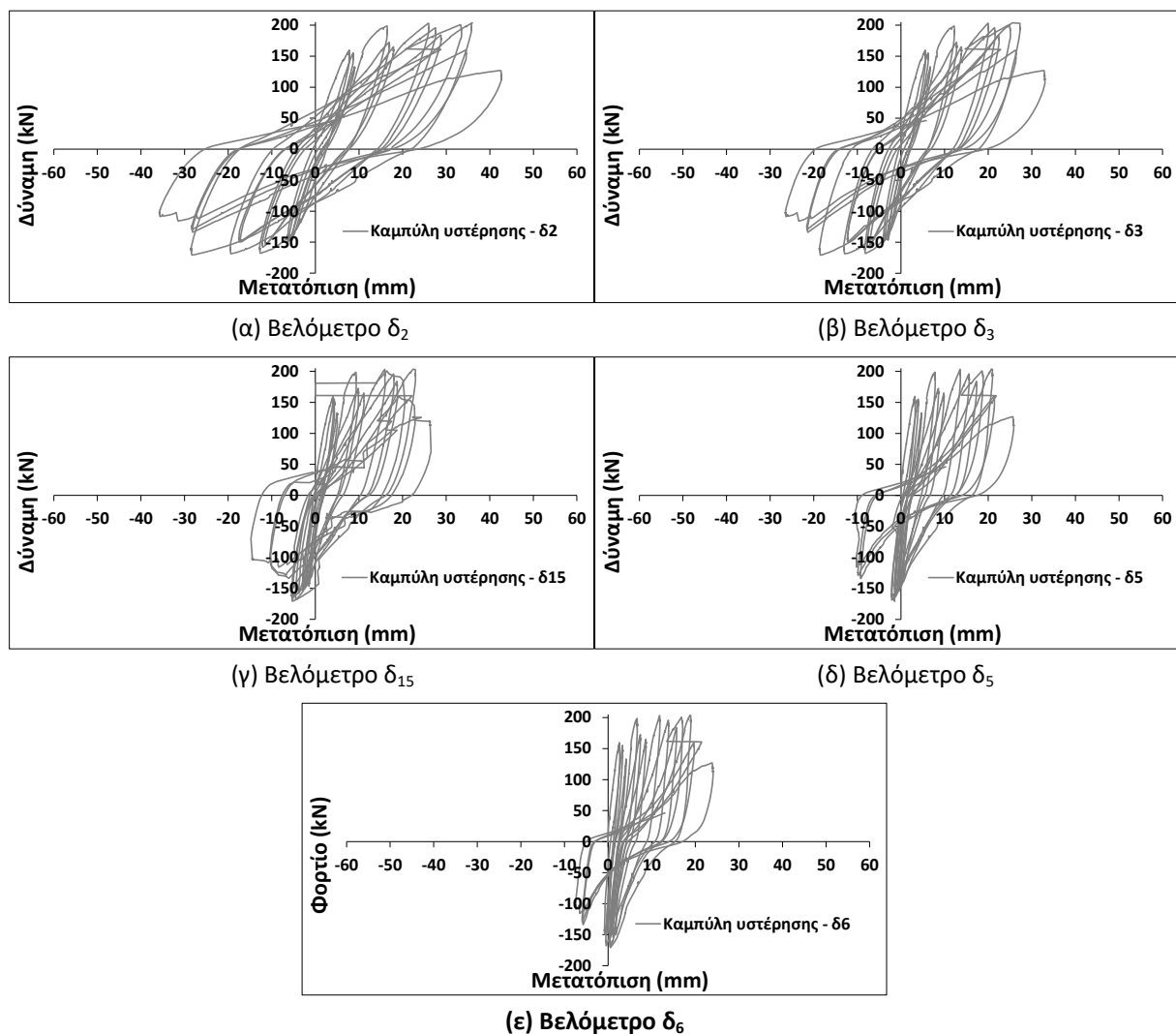
(β) Πίσω όψη τοιχείου για μετακίνηση -50mm

Σχήμα 5.25 Αστοχίες για μετακινήσεις $\pm 50\text{mm}$ δοκιμίου $W_8\text{-SS}$

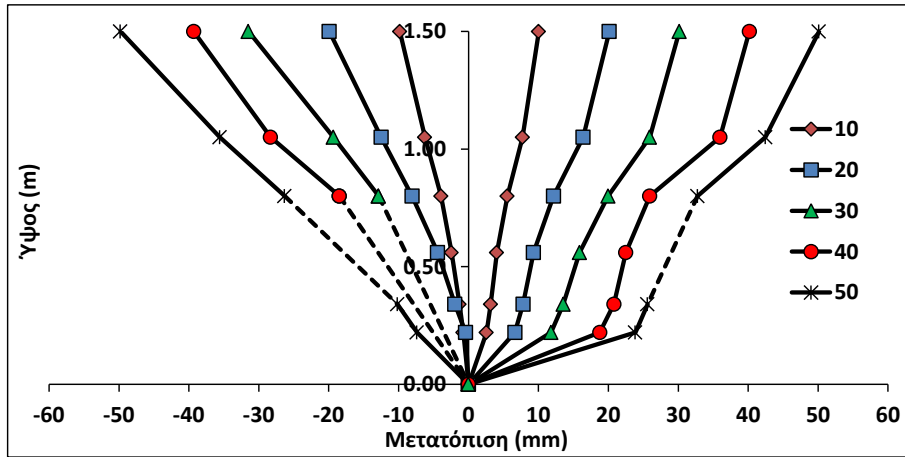
Τονίζεται ότι το τοιχείο $W_8\text{-SS}$ είχε περισσότερο δοκιμαστικό χαρακτήρα ως προς την εφαρμογή των μεταλλικών λαμών, αφού το τοιχείο είχε ήδη σχεδιαστεί με βάση τους EC2/EC8. Επομένως δεν μπορούν να προκύψουν συμπεράσματα ως προς την ενίσχυση υφιστάμενων τοιχείων με την συγκεκριμένη μέθοδο. Ωστόσο επιχειρώντας μία σύγκριση μεταξύ των τοιχείων W_7 και $W_8\text{-SS}$ μπορεί να βγει το συμπέρασμα ότι οι μεταλλικές λάμες

τελικά οδήγησαν το τοιχείο σε χειρότερη συμπεριφορά, αφού ενίσχυσαν υπερβολικά τον κορμό, ο οποίος έμεινε σχεδόν ανέπαφος, μεταφέροντας όλες τις βλάβες αποκλειστικά στο κατώτατο τμήμα του τοιχίου. Κατά αυτόν τον τρόπο οδήγησαν στην αποδιοργάνωση όχι μόνο της θλιβόμενης ζώνης αλλά σχεδόν όλης της βάσης του τοιχίου (Σχήμα 5.24β), κάτι το οποίο οδήγησε τελικά σε μεγάλη πτώση της φέρουσας ικανότητας του τοιχίου.

Στην συνέχεια (Σχήματα 5.26 και 5.27) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-d, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.

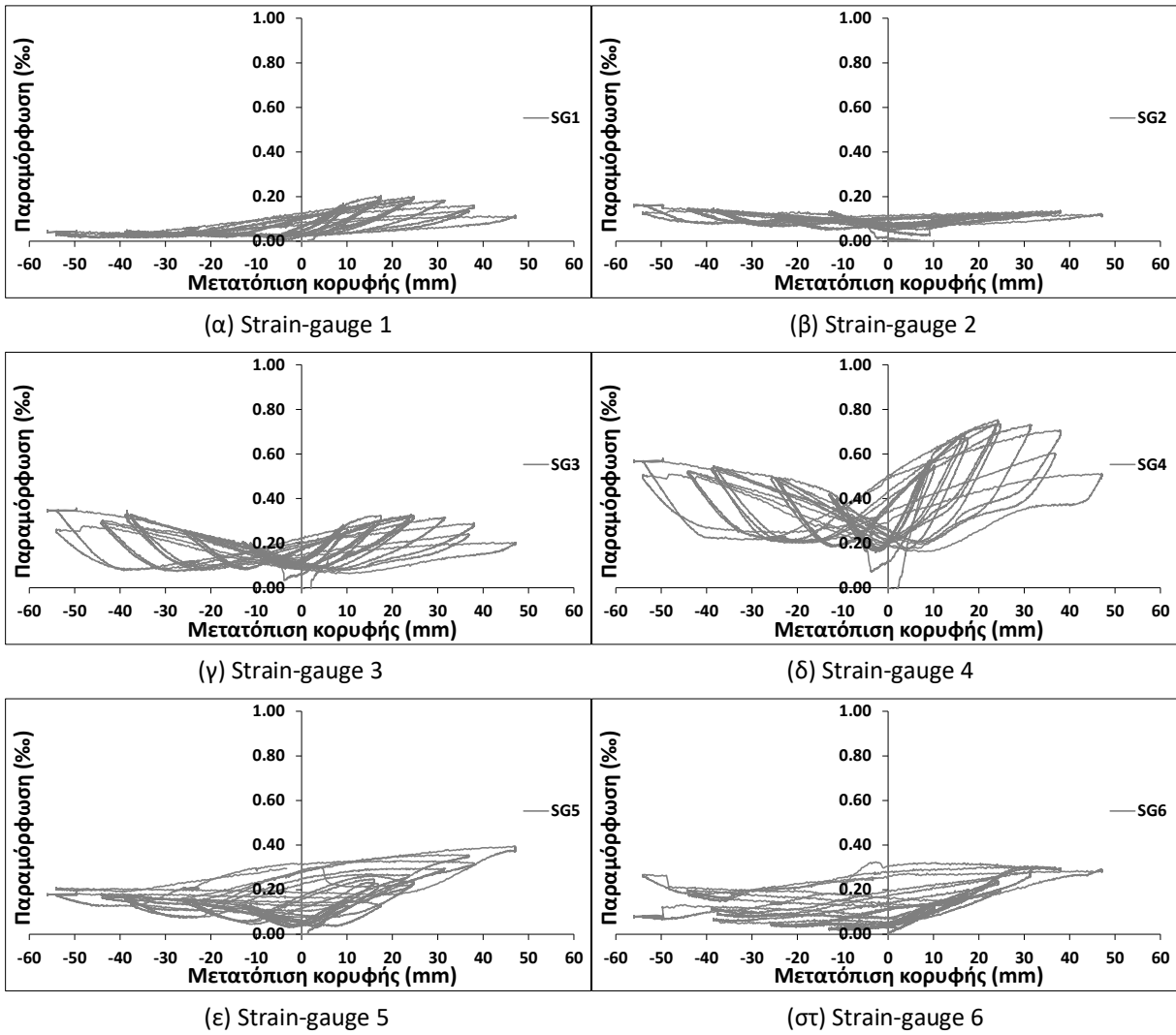


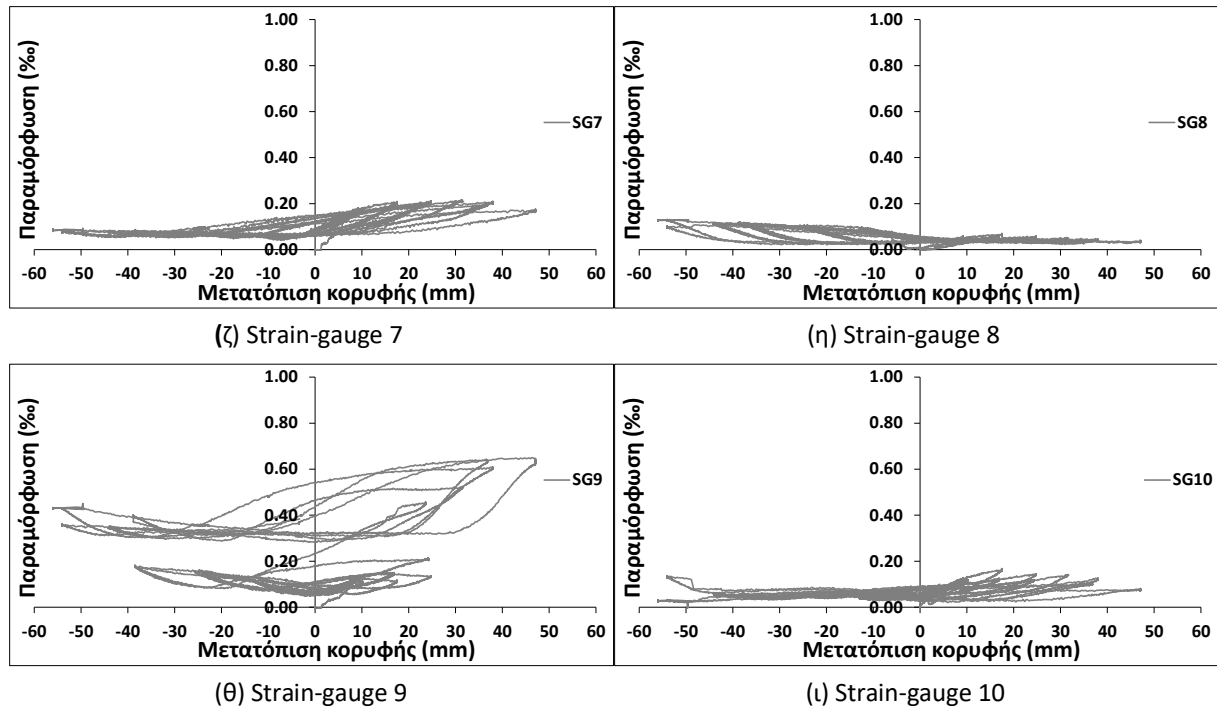
Σχήμα 5.26 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχίου W₈-SS (θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα A.20)



Σχήμα 5.27 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_8 -SS

Τέλος, στο Σχήμα 5.28 παρουσιάζονται οι μετρήσεις των strain-gauges που έχουν τοποθετηθεί σε επιλεγμένες θέσεις (Παράρτημα Α, Σχήμα Α.28).

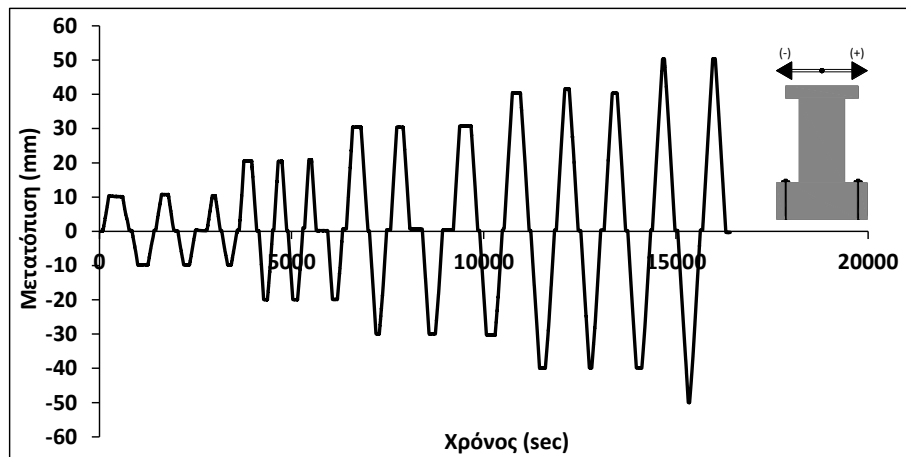




Σχήμα 5.28 Μετρήσεις strain-gauges δοκιμίου W_8 -SS

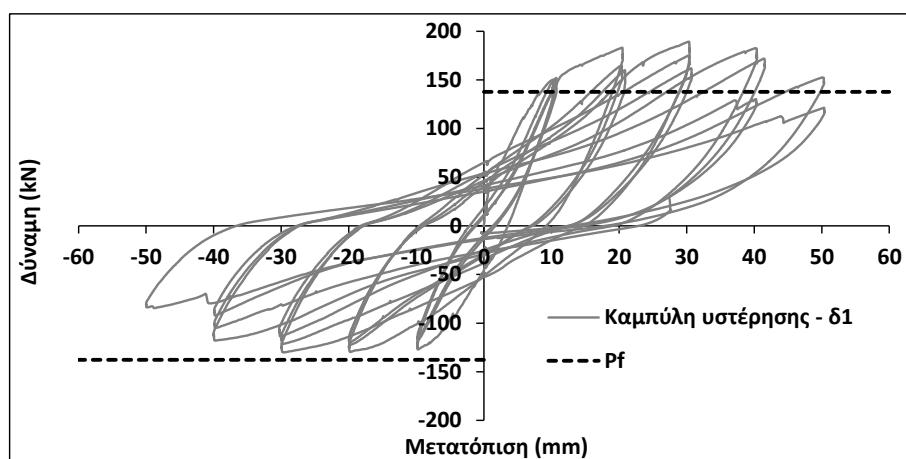
5.3.2 Τοιχίο W_{10} -SS

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 7/2/2014. Η χρονοϊστορία του τοιχίου W_{10} -SS φαίνεται στο Σχήμα 5.29.



Σχήμα 5.29 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W_{10} -SS

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.30.

Σχήμα 5.30 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₁₀-SS

Σημ: Η αντοχή του τοιχείου σε τέμνουσα, V_{sh} , δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_{sh}=438.17\text{kN}$)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των $+30\text{mm}$ και ήταν ίσο με $F_{\max}^+ = 189.34\text{kN}$ (37% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχείο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -30mm ίση με $F_{\max}^- = 130.09\text{kN}$ (περίπου 6% μικρότερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όπως και στο τοιχείο W₈-SS, μέχρι και το τέλος των κύκλων των μετατοπίσεων $\pm 20\text{mm}$ είχαν σχηματιστεί κυρίως τριχοειδείς ρωγμές, αν και κατά τον 3^ο κύκλο άρχισε ο σχηματισμός μίας οριζόντιας ρωγμής κατά μήκος της βάσης του τοιχείου (Σχήμα 5.31β).

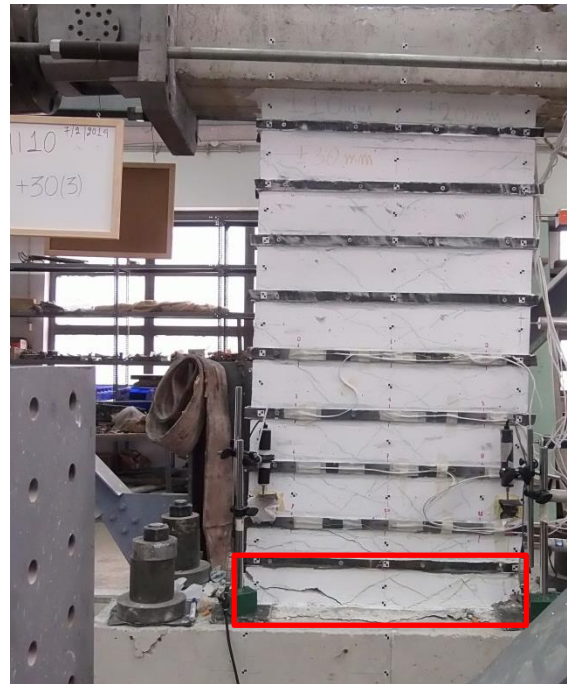
Η ρωγμή αυτή, η οποία είχε περισσότερο την μορφή αποκόλλησης από την βάση, έγινε σαφώς εντονότερη κατά τους κύκλους των μετακινήσεων $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$, παράλληλα με την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης λόγω λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων, αλλά και γενικότερα του κατώτατου τμήματος του τοιχείου. Μάλιστα, κατά τον 3^ο κύκλο της μετακίνησης $+40\text{mm}$ σημειώθηκε θραύση της μίας ακραίας ράβδου του εφελκόμενου οπλισμού χωρίς, ωστόσο, αυτή κάθε αυτή να συνδυαστεί με μεγάλη απότομη πτώση της οριζόντιας δύναμης (της τάξης του 10%). Πάντως, η γενικότερη αποδιοργάνωση της βάσης του τοιχείου και η μείωση της δυσκαμψίας οδήγησε στο τέλος του 3^{ου} σε αισθητά μειωμένη φέρουσα ικανότητα ($F_{40(3)}^+ = 130.37\text{kN}$ – πτώση 30% σε σχέση με F_{\max}^+).

Το πείραμα συνεχίστηκε και τερματίστηκε με την εκτέλεση δύο θετικών και ενός αρνητικού κύκλου για μετακινήσεις $\pm 50\text{mm}$. Κατά τον πρώτο θετικό κύκλο σημειώθηκε πτώση της φέρουσας ικανότητας οριακά ίση με 20% σε σχέση με την μέγιστη μετρημένη ($F_{50(1)}^+ = 152.54\text{kN}$ – πτώση 19.5% σε σχέση με F_{\max}^+) για τον λόγο αυτό αποφασίστηκε η

συνέχιση του πειράματος. Ωστόσο, κατά τον αρνητικό κύκλο αλλά και τον δεύτερο θετικό σημειώθηκε η θραύση δύο ακόμα ράβδων (μία σε κάθε παρειά) και, επομένως, αποφασίστηκε η διακοπή του πειράματος.



(α) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο +20mm



(β) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο +30mm

Σχήμα 5.31 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 20\text{mm}$ και $\pm 30\text{mm}$ δοκιμίου W_{10-SS}



(α) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο +40mm



(β) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο -50mm

Σχήμα 5.32 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 40\text{mm}$ και $\pm 50\text{mm}$ δοκιμίου W_{10-SS}



(α) Θραύση εφελκόμενων οπλισμών αρνητικής
παρειάς

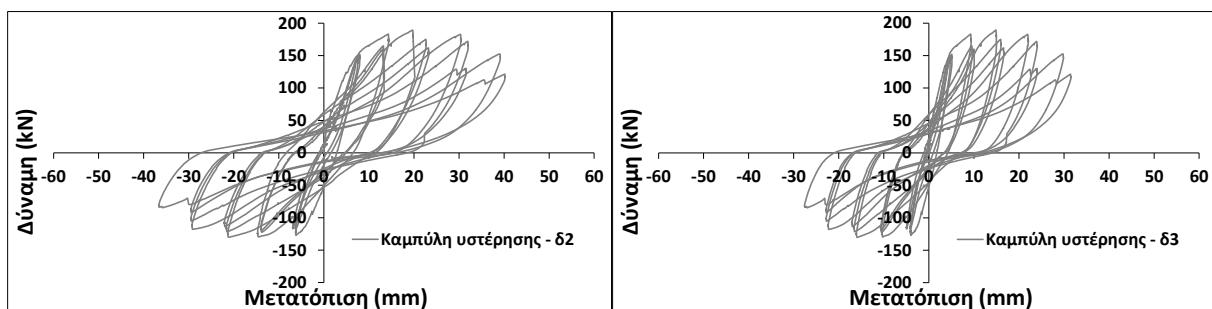


(β) Θραύση εφελκόμενου οπλισμού θετικής
παρειάς

Σχήμα 5.33 Θραύση κατακόρυφων οπλισμών δοκιμίου W₁₀-SS

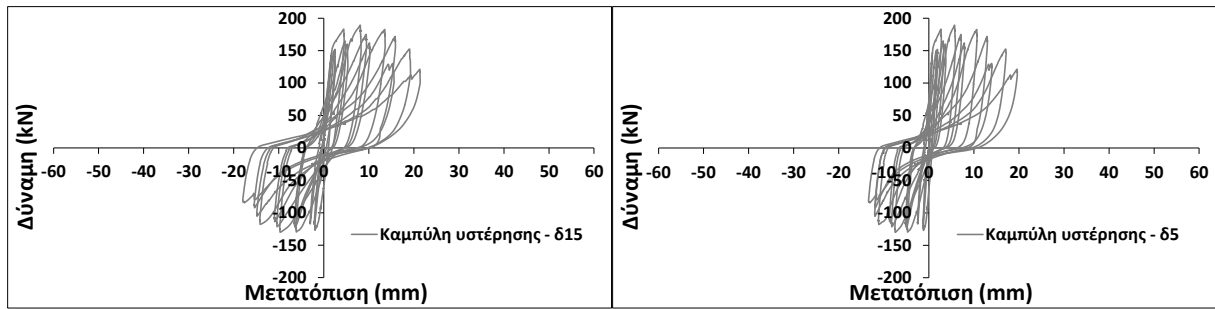
Η συμπεριφορά του τοιχίου παρουσιάζει πολλές ομοιότητες με αυτήν του τοιχίου W₈-SS, αφού και στις δύο περιπτώσεις η αστοχία χαρακτηρίζεται από την έντονη αποδιοργάνωση του κατώτατου τμήματος του τοιχίου κοντά στην βάση, κάτω από το την τελευταία οριζόντια λάμα.

Στην συνέχεια (Σχήματα 5.34 και 5.35) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.



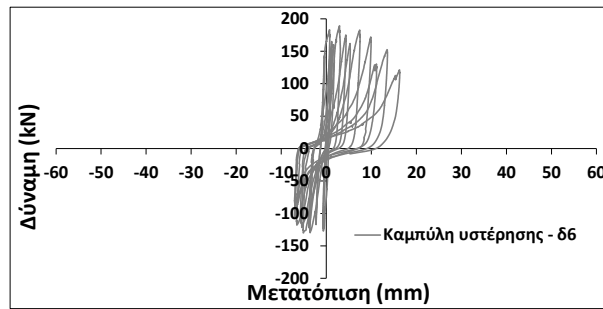
(α) Βελόμετρο δ₂

(β) Βελόμετρο δ₃



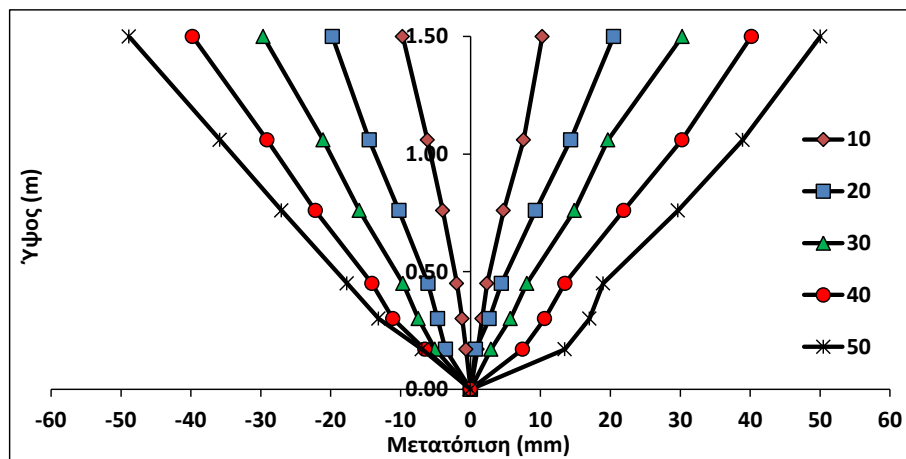
(γ) Βελόμετρο δ_{15}

(δ) Βελόμετρο δ_5



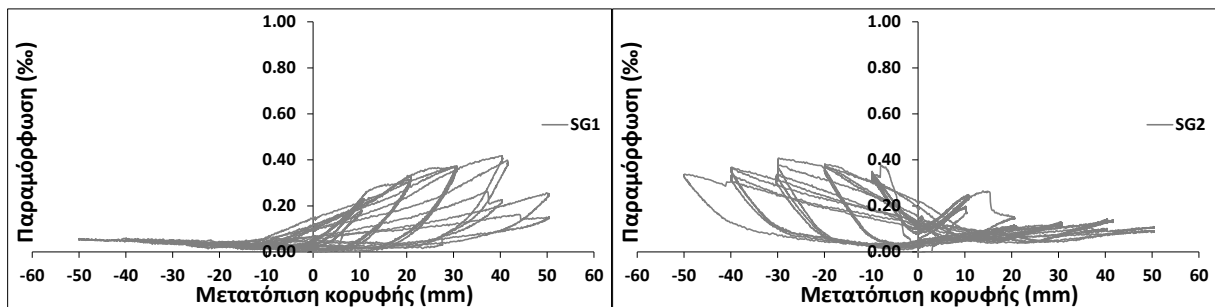
(ε) Βελόμετρο δ_6

Σχήμα 5.34 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχείου W_{10} -SS (θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα Α.22)



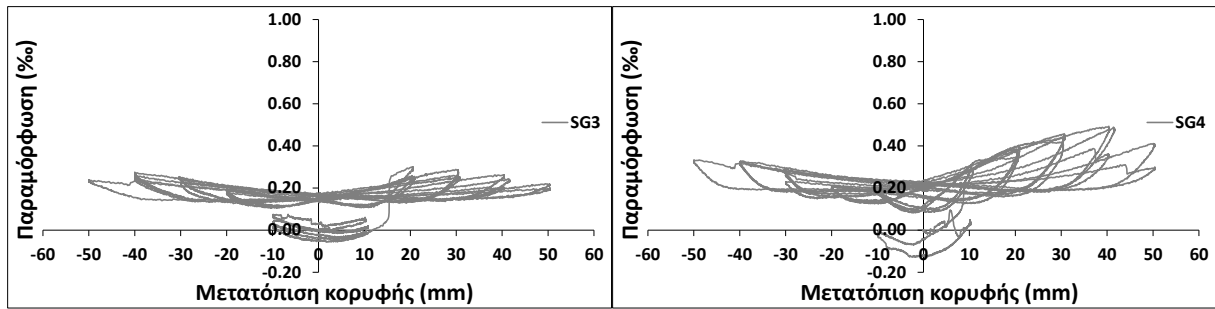
Σχήμα 5.35 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{10} -SS

Τέλος, στο Σχήμα 5.36 παρουσιάζονται οι μετρήσεις των strain-gauges που έχουν τοποθετηθεί σε επιλεγμένες θέσεις (Παράρτημα Α, Σχήμα Α.29α).



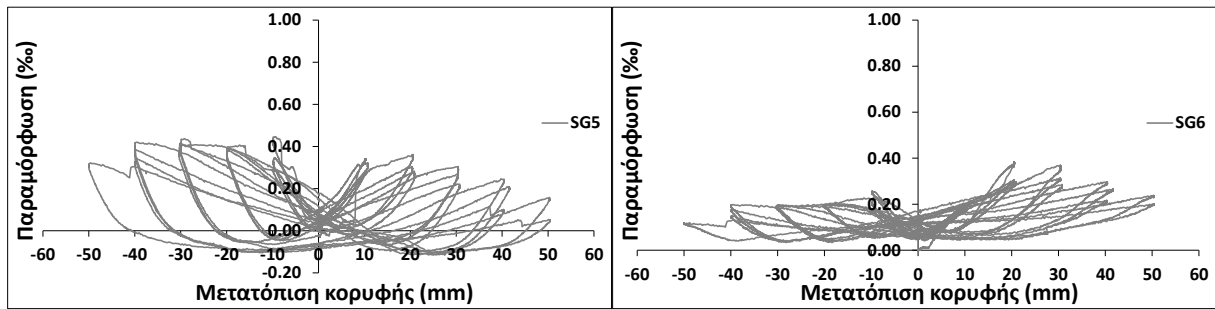
(α) Strain-gauge 1

(β) Strain-gauge 2



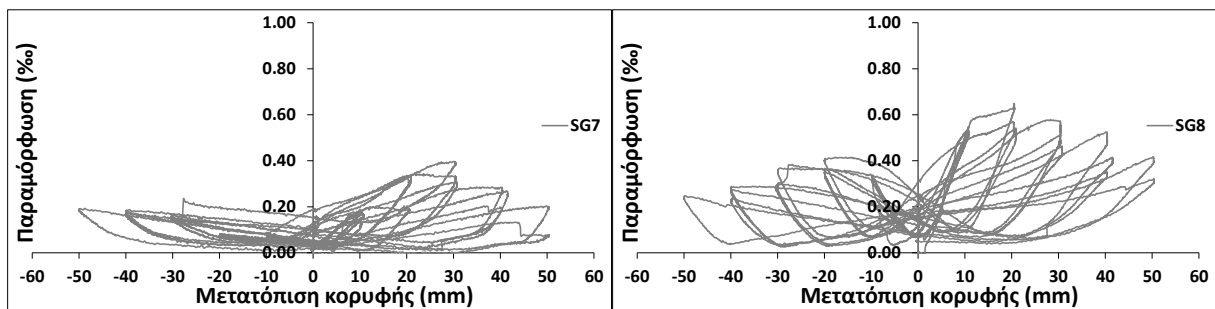
(γ) Strain-gauge 3

(δ) Strain-gauge 4



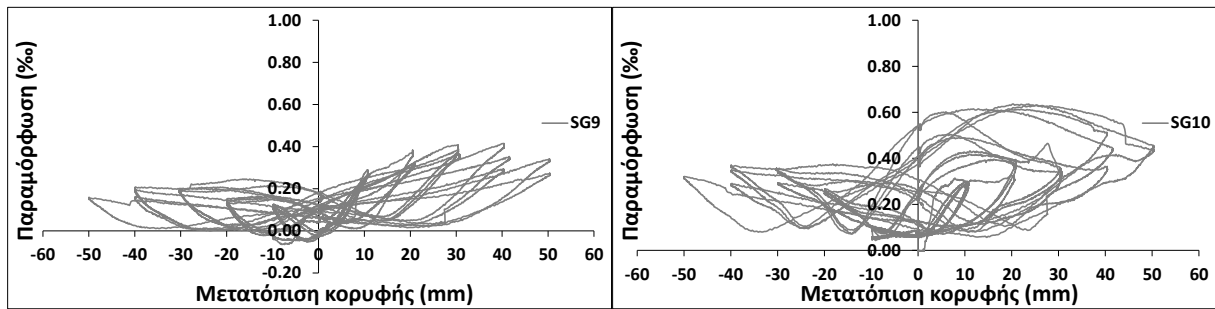
(ε) Strain-gauge 5

(στ) Strain-gauge 6



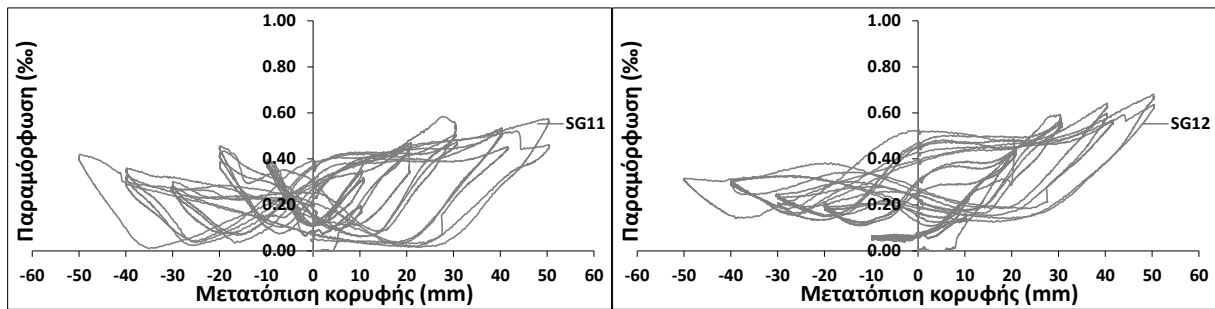
(ζ) Strain-gauge 7

(η) Strain-gauge 8



(θ) Strain-gauge 9

(ι) Strain-gauge 10



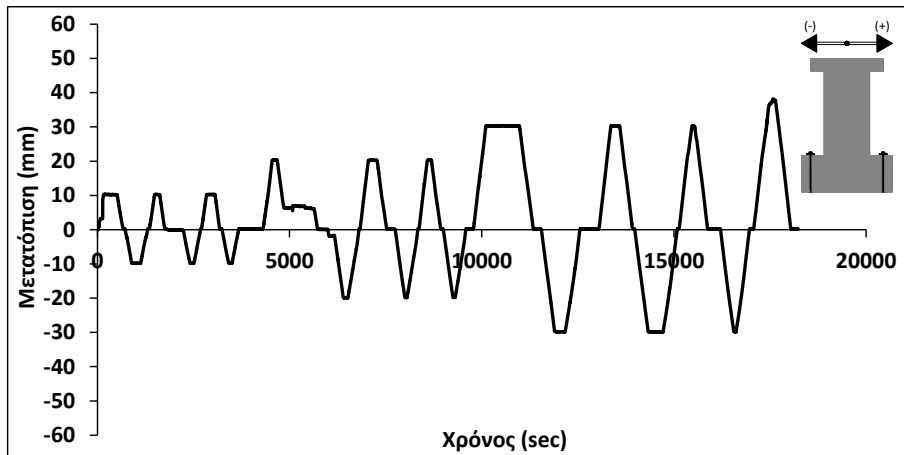
(κ) Strain-gauge 11

(λ) Strain-gauge 12

Σχήμα 5.36 Μετρήσεις strain-gauges δοκιμίου W₁₀-SS

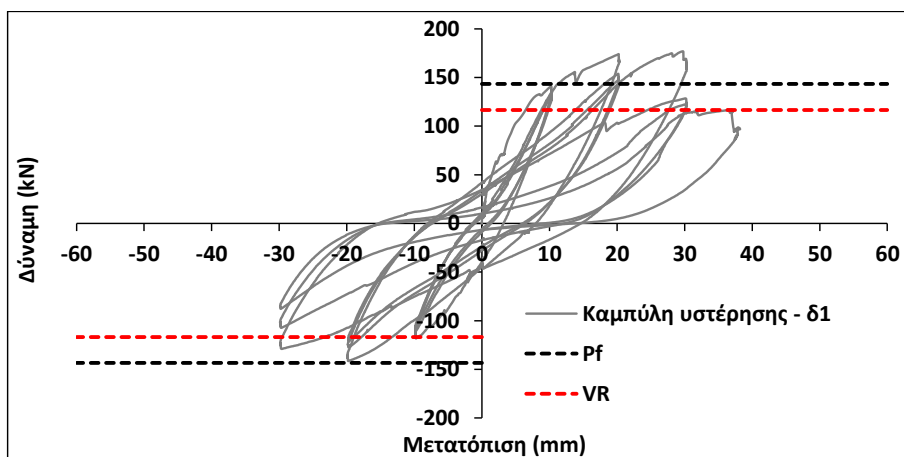
5.3.3 Τοιχίο W₁₂-SS

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 29/5/2014. Η χρονοϊστορία φόρτισης του τοιχίου W₁₂-SS φαίνεται στο Σχήμα 5.37.



Σχήμα 5.37 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₁₂-SS

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης κορυφής (καμπύλη υστέρησης), P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.38.



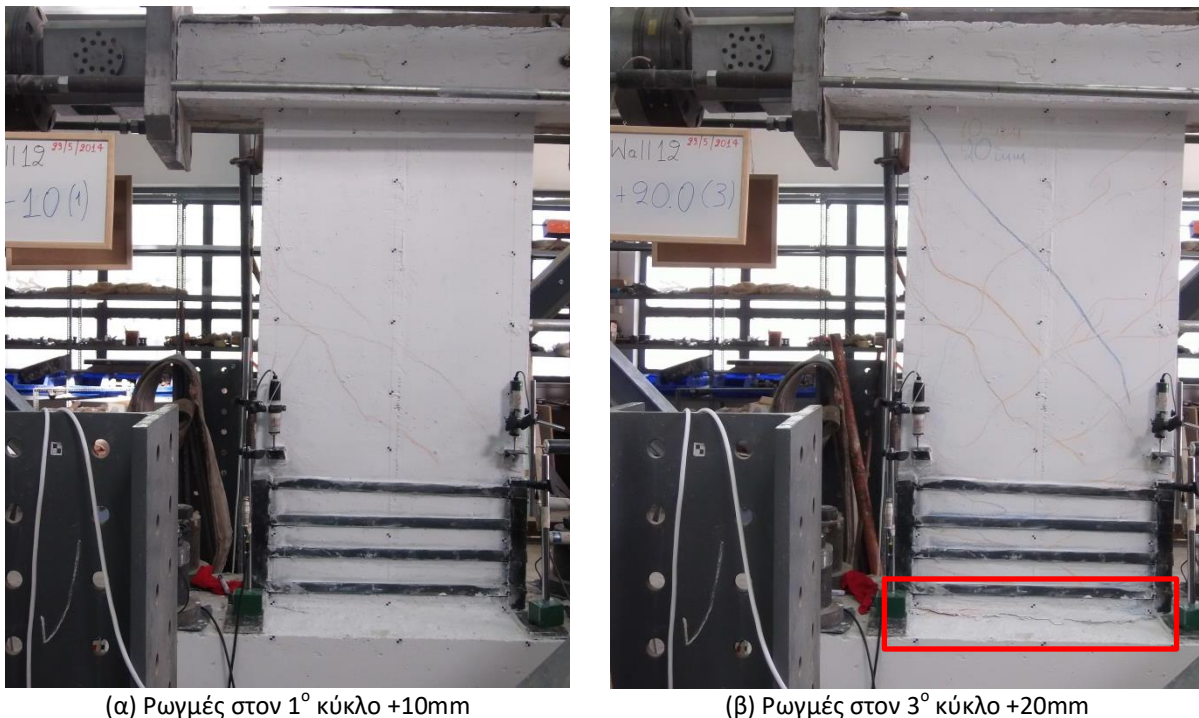
Σχήμα 5.38 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₁₂-SS

Σημ.1: Η αντοχή V_R αφορά το τμήμα του κορμού πάνω από τα ελάσματα

Σημ.2: Η αντοχή V_{sh} εντός της περιοχής των ελασμάτων δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη (V_{sh}=572.36kN)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των +30mm και ήταν ίσο με F_{max}⁺=176.83kN (23% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχίο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -20mm ίση με F_{max}⁻=141.55kN (περίπου ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

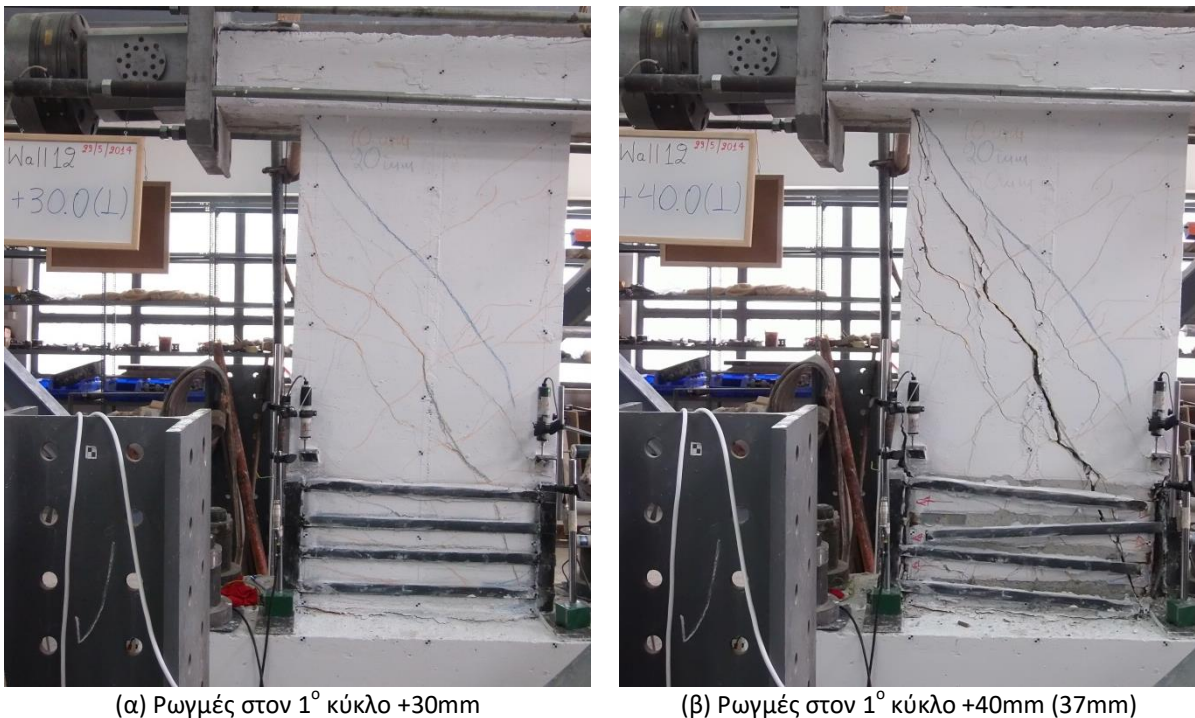
Αντίθετα με τα δοκίμια W_8 -SS και W_{10} -SS, η απουσία μεταλλικών λαμών στο κορμό του τοιχείου οδήγησε στον σχηματισμό εντονότερης ρηγμάτωσης ακόμα και στις μικρές μετακινήσεις των $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$. Ωστόσο, στις μετακινήσεις αυτές η παρουσία των μεταλλικών λαμών στο κατώτερο περίπου $1/3$ του τοιχείου περιόρισε το φαινόμενο του λυγισμού με αποτέλεσμα να μην εκδηλωθεί οποιαδήποτε αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης και το τοιχείο να διατηρήσει την φέρουσα ικανότητά του. Βέβαια, κατά την διάρκεια των κύκλων $\pm 20\text{mm}$ άρχισε ο σχηματισμός μίας οριζόντιας ρωγμής κατά μήκος της βάσης του τοιχείου, όπως ακριβώς και στα δοκίμια W_8 -SS και W_{10} -SS.



Σχήμα 5.39 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 10\text{mm}$ και $\pm 20\text{mm}$ δοκιμίου W_{12} -SS

Η λειτουργία των μεταλλικών λαμών διατηρήθηκε μέχρι και τον πρώτο κύκλο των μετακινήσεων $\pm 30\text{mm}$, όπου αν και σχηματίστηκε μία διαγώνια ρωγμή μεγάλου εύρους, ο περιορισμός του λυγισμού των ράβδων και η συγκράτηση της θλιβόμενης ζώνης διατήρησε την φέρουσα ικανότητα του τοιχείου (όπου πήρε και την μέγιστη τιμή της). Ωστόσο, κατά τον 2° και 3° κύκλο των $\pm 30\text{mm}$ παρατηρήθηκε η σταδιακή αστοχία της συγκόλλησης με τις γωνίες πολλών εκ των μεταλλικών λαμών, με αποτέλεσμα στο τέλος του $3^{\text{ου}}$ κύκλου να έχουν αποκολληθεί οι περισσότερες λάμες. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την σταδιακή αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης και την σημαντική πτώση της φέρουσας ικανότητας στο τέλος του $3^{\text{ου}}$ κύκλου ($F_{30(3)}^+ = 122.68\text{kN}$ – πτώση 31% σε σχέση με F_{max}^+).

Το πείραμα αποφασίστηκε να συνεχιστεί και στους κύκλους $\pm 40\text{mm}$. Ωστόσο, κατά τον πρώτο θετικό κύκλο και για μετακίνηση περίπου $+37\text{mm}$ σημειώθηκε θραύση ενός από τους συνδετήρες με απότομη πτώση της φέρουσας ικανότητας και αποφασίστηκε η επαναφορά σε μετατόπιση 0.0mm και ο τερματισμός του πειράματος. Χαρακτηριστικό ωστόσο είναι ότι, αν και η απότομη αυτή πτώση ταυτίστηκε με την θραύση του συνδετήρα, μέχρι και την μετακίνηση αυτή η δύναμη ήταν στα επίπεδα του 3^{ου} κύκλου των $\pm 30\text{mm}$, κάτι το οποίο καταδεικνύει την αποδιοργάνωση του τοιχίου και την αδυναμία ανάληψης μεγαλύτερων φορτίων.



Σχήμα 5.40 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$ δοκιμίου W_{12-SS}

Η συμπεριφορά του τοιχίου χαρακτηρίζεται από την ευεργετική παρουσία των μεταλλικών ελασμάτων, οι οποίες, όσο λειτουργούσαν, εμπόδισαν την εκδήλωση του φαινομένου του λυγισμού και οδήγησαν στην ανάπτυξη μεγαλύτερων τιμών πλαστιμότητας. Ωστόσο, μετά την αστοχία των συγκολλήσεων η συμπεριφορά του ήταν παρόμοια με αυτή του τοιχίου W_{13} , και χαρακτηρίστηκε από την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης (Σχήμα 5.41γ). Ο σχηματισμός διαγώνιας διατμητικής ρωγμής και η αστοχία του συνδετήρα επέφεραν πτώση της φέρουσας ικανότητας, όταν όμως ήδη το τοιχίο είχε δείξει ανεπάρκεια ανάληψης μεγαλύτερων φορτίων.



(α) Αστοχία συγκόλλησης



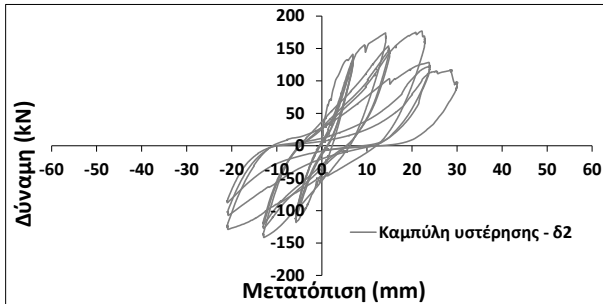
(β) Αποκολλημένο τμήμα



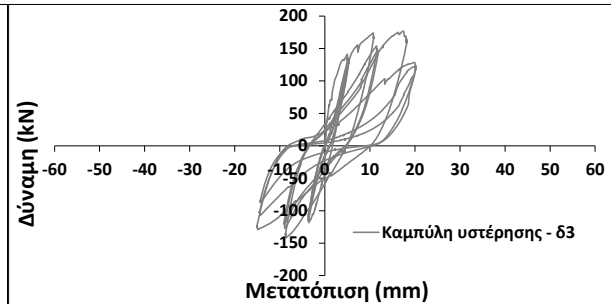
(γ) Λυγισμός ράβδων

Σχήμα 5.41 Αστοχία θλιβόμενης ζώνης δοκιμίου W₁₂-SS

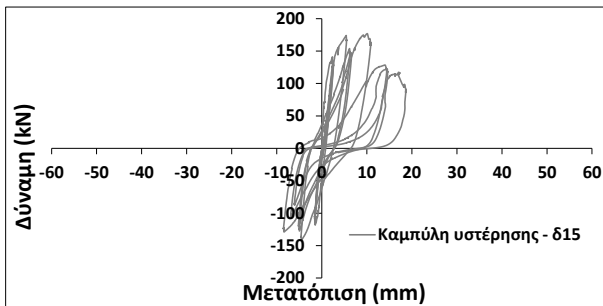
Στην συνέχεια (Σχήματα 5.42 και 5.43) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.



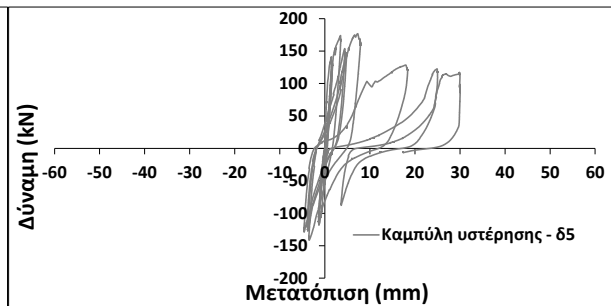
(α) Βελόμετρο δ₂



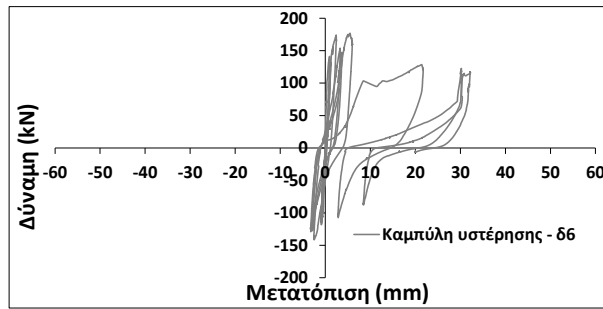
(β) Βελόμετρο δ₃



(γ) Βελόμετρο δ₁₅

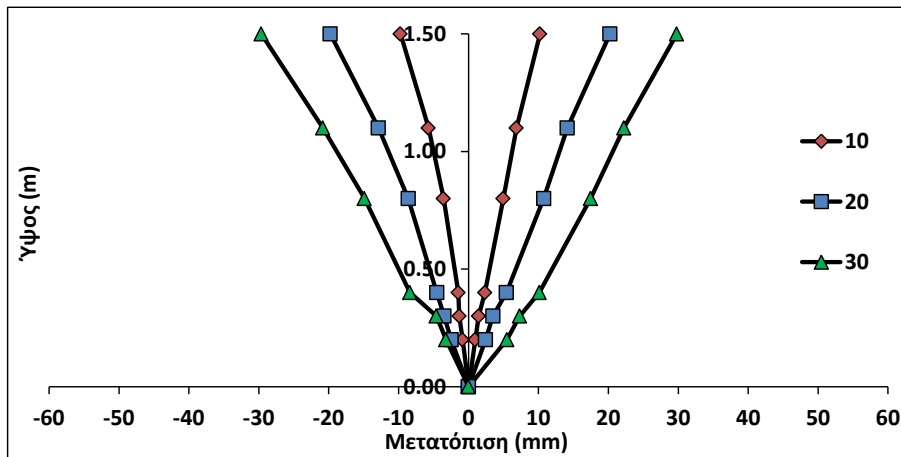


(δ) Βελόμετρο δ₅



(ε) Βελοόμετρο δ₆

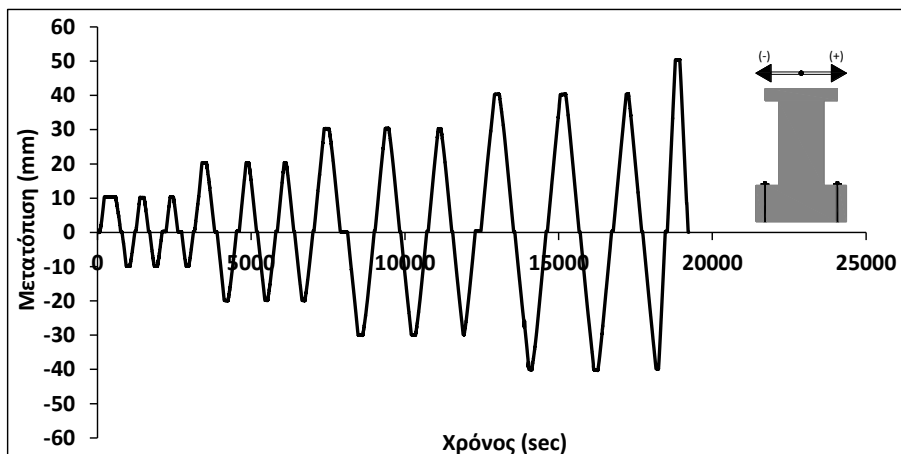
Σχήμα 5.42 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελοόμετρων τοιχίου W₁₂-SS (θέσεις βελοόμετρων βλ. Σχήμα Α.24)



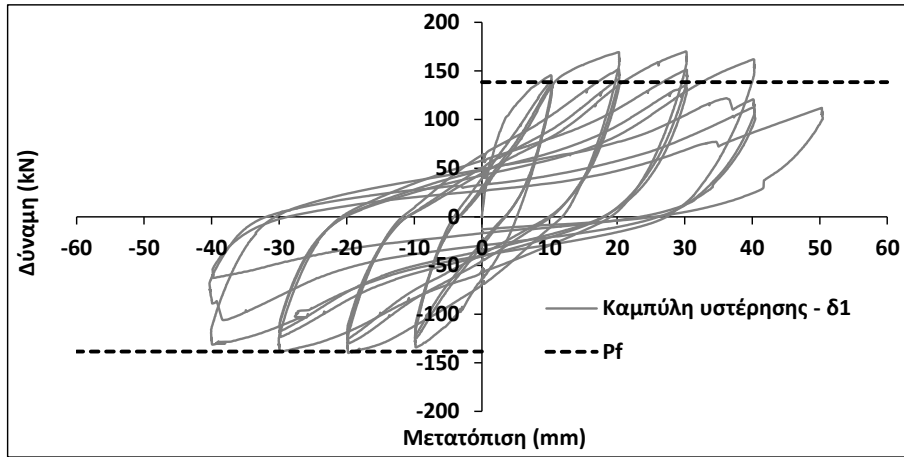
Σχήμα 5.43 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W₁₂-SS

5.3.4 Τοιχίο W₁₄-SS

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 11/6/2014. Η χρονοϊστορία φόρτισης του τοιχίου W₁₄-SS φαίνεται στο Σχήμα 5.44, ενώ το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλη υστέρησης), P-δ, της κορυφής του δοκιμίου φαίνεται στο Σχήμα 5.45.



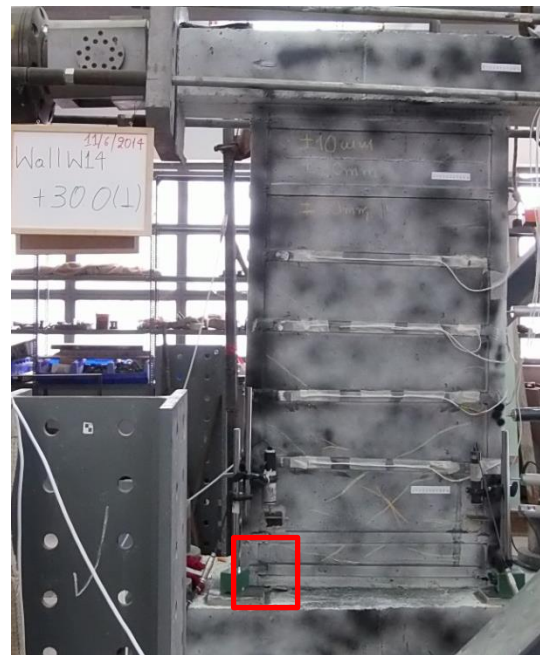
Σχήμα 5.44 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₁₄-SS

Σχήμα 5.45 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W₁₄-SS

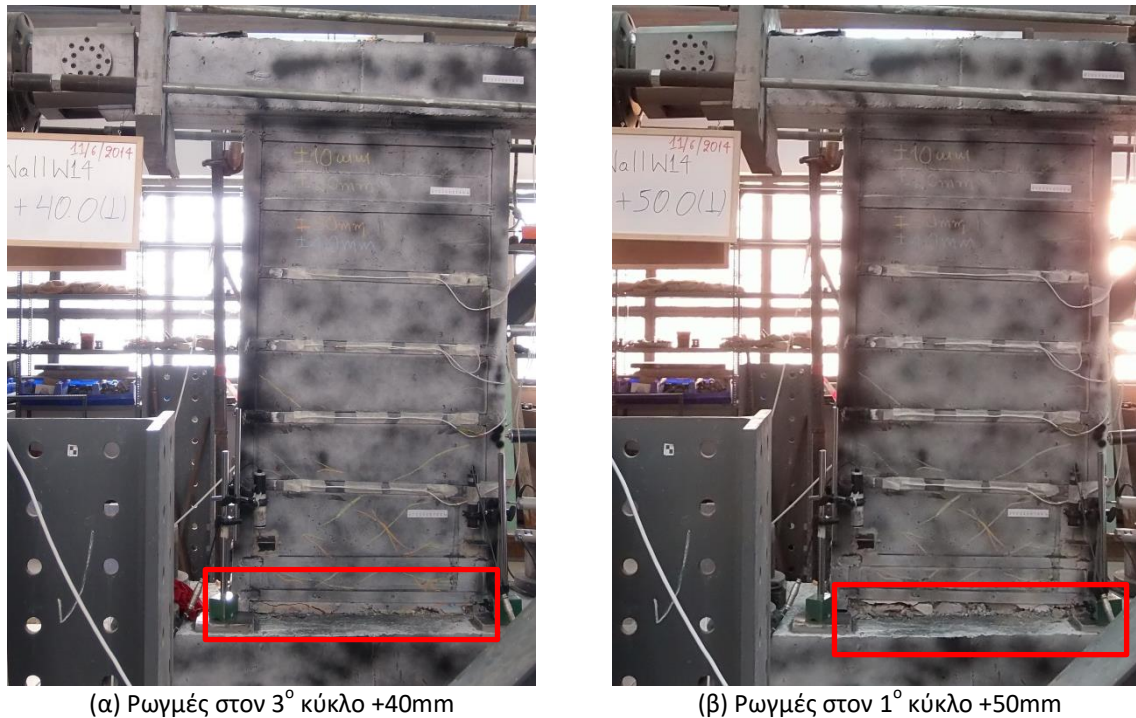
Σημ: Η αντοχή του τοιχείου σε τέμνουσα, V_{sh} , δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_{sh}=310.23\text{kN}$)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των $+30\text{mm}$ και ήταν ίσο με $F_{\max}^+ = 170.13\text{kN}$ (23% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοίχιο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των -20mm ίση με $F_{\max}^- = 140.04\text{kN}$ (περίπου ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Όπως και στο τοίχιο W₈-SS, μέχρι και το τέλος των κύκλων των μετατοπίσεων $\pm 20\text{mm}$ είχαν σχηματιστεί κυρίως τριχοειδείς ρωγμές, αν και ήδη κατά τον 2^ο κύκλο άρχισε ο σχηματισμός μίας οριζόντιας ρωγμής κατά μήκος της βάσης του τοιχείου.

(α) Ρωγμές στον 2^ο κύκλο $+20\text{mm}$ (β) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο $+30\text{mm}$ Σχήμα 5.46 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 20\text{mm}$ και $\pm 30\text{mm}$ δοκιμίου W₁₄-SS

Η ρωγμή αυτή, η οποία είχε περισσότερο την μορφή ανασηκώματος του κορμού από την βάση (Σχήμα 5.48), έγινε σαφώς εντονότερη κατά τους κύκλους των μετακινήσεων $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$, παράλληλα όμως και με την γενικότερη αποδιοργάνωση του κατώτατου τμήματος του τοιχείου, κάτω από το τελευταίο μεταλλικό έλασμα. Η αποδιοργάνωση αυτή έγινε ιδιαίτερα έντονη στον 2^ο και 3^ο κύκλο των $\pm 40\text{mm}$, κάτι το οποίο οδήγησε στο τέλος του 3^{ου} κύκλου σε αισθητά μειωμένη φέρουσα ικανότητα ($F_{40(3)}^+ = 112.52\text{kN}$ – πτώση 34% σε σχέση με F_{\max}^+).



(α) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο +40mm

(β) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο +50mm

Σχήμα 5.47 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 40\text{mm}$ και $\pm 50\text{mm}$ δοκιμίου $W_{14}\text{-SS}$

Το πείραμα συνεχίστηκε και τερματίστηκε με την εκτέλεση του πρώτου θετικού κύκλου των μετακινήσεων $\pm 50\text{mm}$, όταν και σημειώθηκε σημαντική πτώση της φέρουσας ικανότητας ($F_{50(1)}^+ = 111.98\text{kN}$ – πτώση 34% σε σχέση με F_{\max}^+).

Η συμπεριφορά και ο τρόπος αστοχίας του δοκιμίου $W_{14}\text{-SS}$ χαρακτηρίστηκε από το κοινό σημείο που παρουσίασαν και τα υπόλοιπα δοκίμια με μεταλλικές λάμες (ιδίως τα $W_8\text{-SS}$ και $W_{10}\text{-SS}$): την έντονη αποδιοργάνωση του κατώτατου τμήματος του τοιχείου που εκφράζεται κυρίως την τάση ανασηκώματος (αποκόλλησης) του κορμού από την βάση του τοιχείου, η οποία μάλιστα ήταν σαφώς εντονότερη στο συγκεκριμένο τοιχείο. Η παρουσία των γωνιακών στοιχείων αλλά και το γεγονός ότι η κατώτατη λάμα τοποθετήθηκε μόνο στα 5cm από την βάση του τοιχείου φάνηκε να περιορίζει την εκδήλωση του φαινομένου του λυγισμού, αφού παρεμπόδισε την αποκόλληση της επικάλυψης. Ωστόσο, αυτό δεν φάνηκε

να βελτιώνει την συμπεριφορά του (σε σχέση με τα δοκίμια W_8 -SS και W_{10} -SS), αφού η αστοχία του τοιχίου συνδυάστηκε με την προαναφερθείσα αποδιοργάνωση του κατώτατου τμήματος.



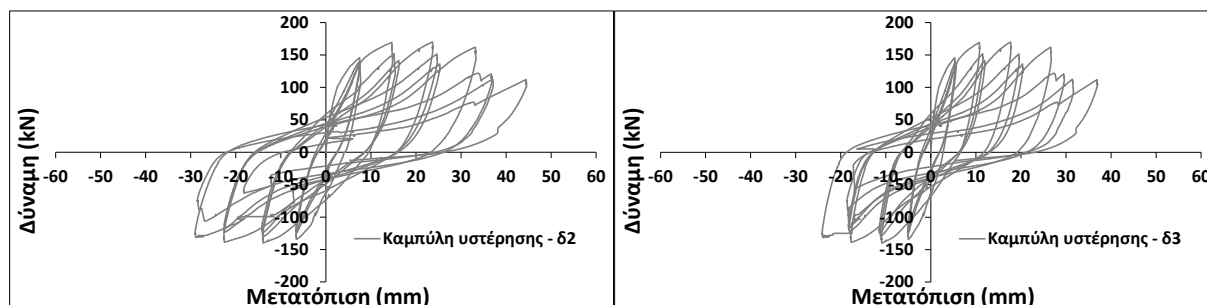
(α) Ανασήκωμα για μετακίνηση +30mm



(β) Ανασήκωμα και αποδιοργάνωση βάσης δοκιμίου για μετακίνηση +50mm

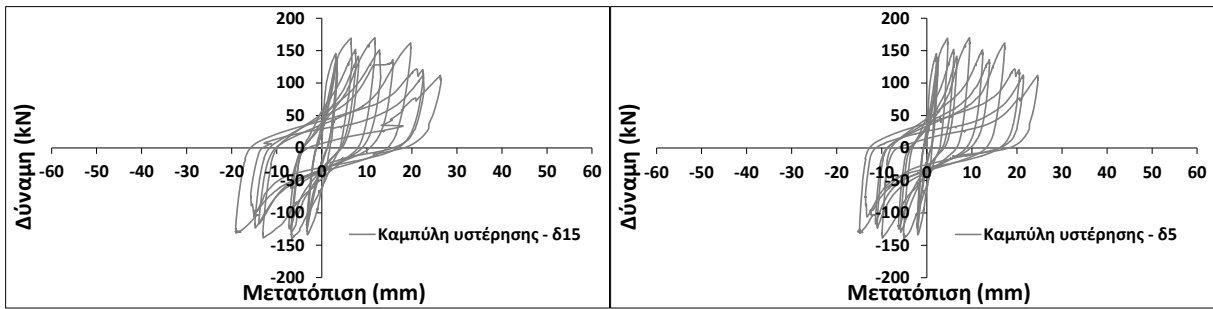
Σχήμα 5.48 Ανασήκωμα δοκιμίου W_{14} -SS

Στην συνέχεια (Σχήματα 5.49 και 5.50) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.



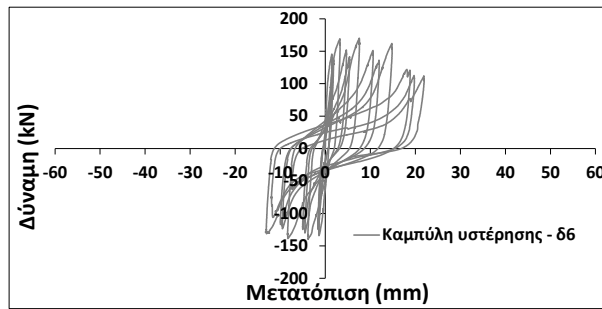
(α) Βελόμετρο δ_2

(β) Βελόμετρο δ_3



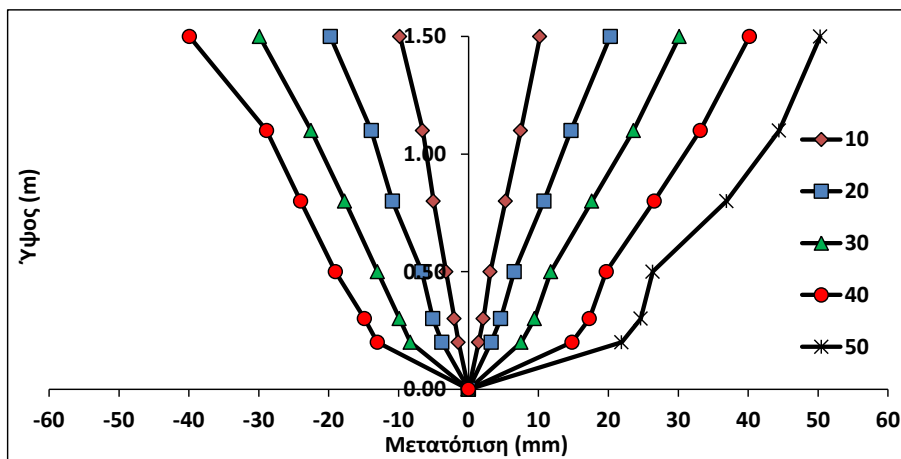
(γ) Βελόμετρο δ_{15}

(δ) Βελόμετρο δ_5



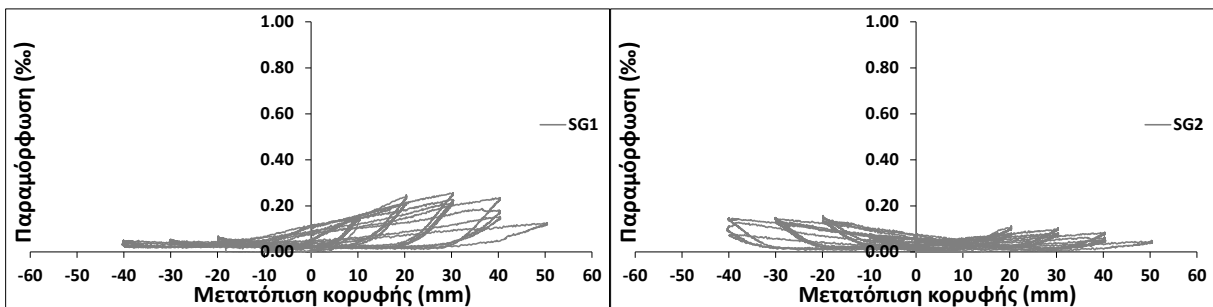
(ε) Βελόμετρο δ_6

Σχήμα 5.49 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχείου W_{14-SS} (θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα Α.26)



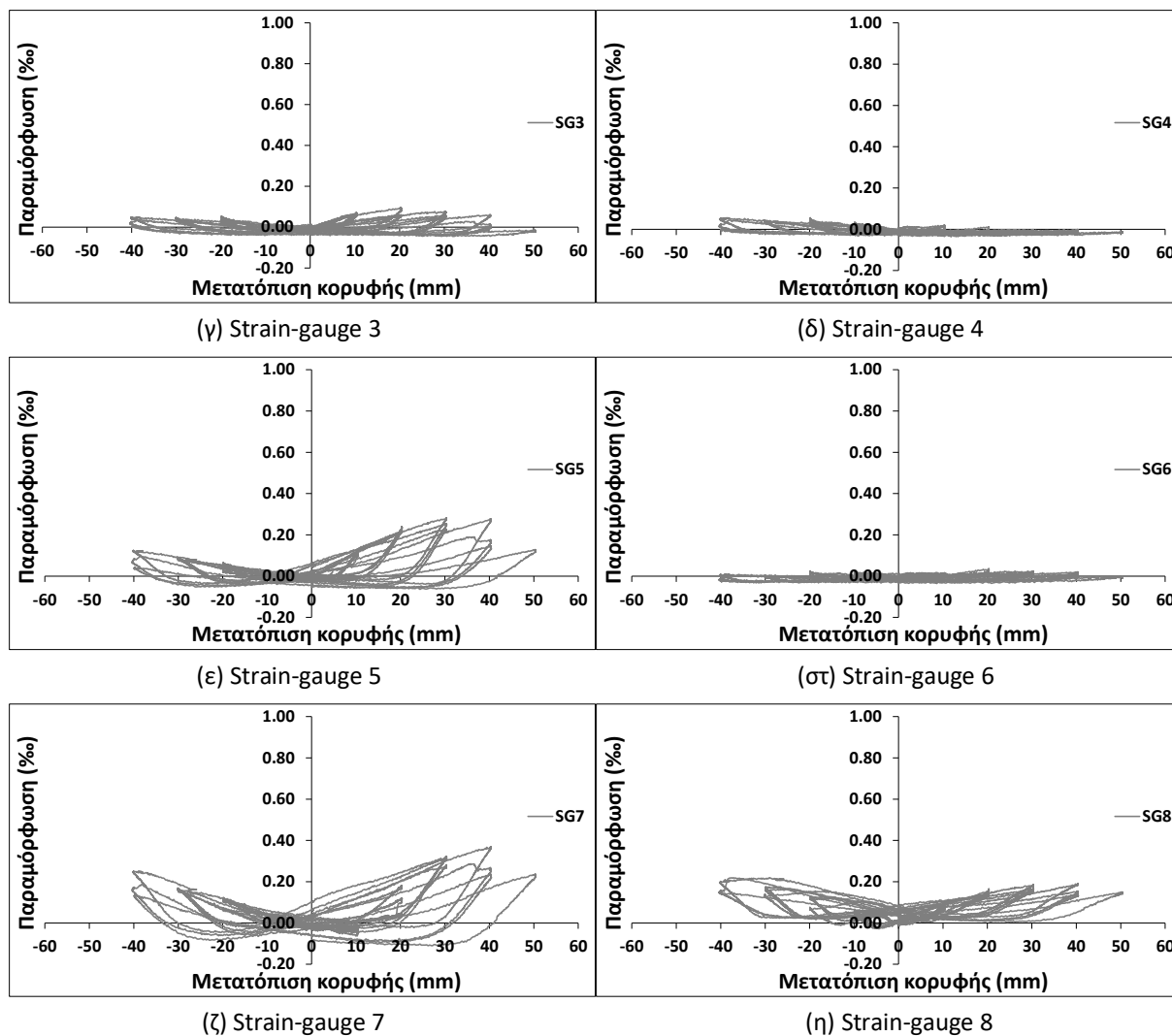
Σχήμα 5.50 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{14-SS}

Τέλος, στο Σχήμα 5.51 παρουσιάζονται οι μετρήσεις των strain-gauges που έχουν τοποθετηθεί σε επιλεγμένες θέσεις (Παράρτημα Α, Σχήμα Α.29β).



(α) Strain-gauge 1

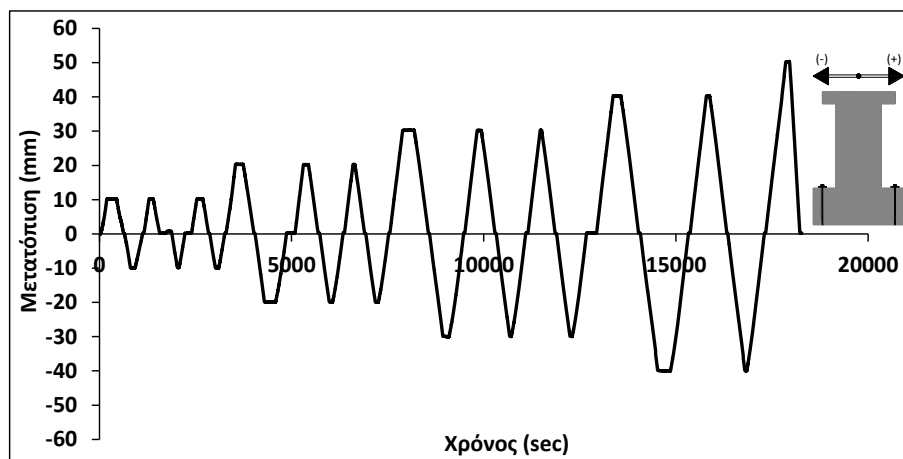
(β) Strain-gauge 2



Σχήμα 5.51 Μετρήσεις strain-gauges δοκιμίου W₁₄-SS

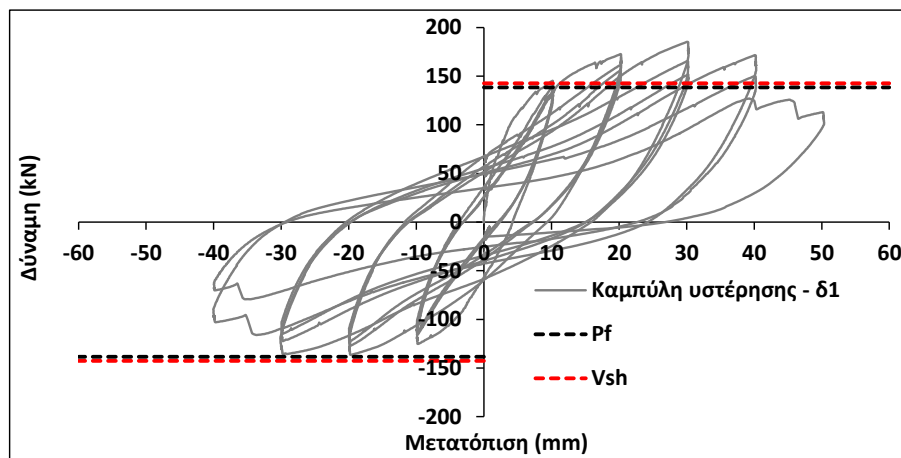
5.3.5 Τοιχίο W₁₅-SS

Η δοκιμή του τοιχίου πραγματοποιήθηκε στις 13/6/2014. Η χρονοϊστορία του τοιχίου W₁₄-SS φαίνεται στο Σχήμα 5.52.



Σχήμα 5.52 Διάγραμμα χρόνου – μετατόπισης δοκιμίου W₁₅-SS

Από τις διορθωμένες μετρήσεις του βελομέτρου 1 προέκυψε το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλη υστέρησης), P-δ, της κορυφής του δοκιμίου (Διάγραμμα 5.53).



Σχήμα 5.53 Καμπύλη υστέρησης δοκιμίου W_{15-SS}

Σημ.1: Η αντοχή V_{sh} αφορά το τμήμα του κορμού με τις δισδιαγώνιες γωνίες

Σημ.2: Η αντοχή V_{sh} εντός της περιοχής των ελασμάτων δεν αναγράφεται καθώς είναι πολύ μεγαλύτερη ($V_{sh}=572.36kN$)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος και σύμφωνα και με το παραπάνω διάγραμμα η μέγιστη δύναμη μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των $+30mm$ και ήταν ίσο με $F_{max}^+ = 185.30kN$ (34% μεγαλύτερη από την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη). Αντίθετα, στους αρνητικούς κύκλους το τοιχείο ανέπτυξε μικρότερες τιμές φορτίων σε όλο το φάσμα των μετακινήσεων και η μέγιστη τιμή μετρήθηκε στον πρώτο κύκλο των $-20mm$ ίση με $F_{max}^- = 136.54kN$ (περίπου ίση με την υπολογιστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη).

Τονίζεται ότι το συγκεκριμένο τοιχείο περιλαμβάνει την ίδια διαμόρφωση μεταλλικών λαμών στο κατώτατο τμήμα του με το τοιχείο W_{12-SS} , με την διαφορά ότι έχει χρησιμοποιηθεί ένα επιπλέον μεταλλικό επίθεμα στην σύνδεση λάμας-γωνίας προκειμένου να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητα της σύνδεσης, η οποία αποδείχθηκε καθοριστική για την συμπεριφορά του τοιχείου W_{12-SS} . Πράγματι οι συνδέσεις αυτές λειτούργησαν πολύ καλά σε όλες τις ομάδες μετατοπίσεων, με αποτέλεσμα να συγκρατήσουν με ευκολία την επικάλυψη και να εμποδίσουν την εκδήλωση του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων. Όπως και στο προηγούμενα δοκίμια, μέχρι και το τέλος των κύκλων των μετατοπίσεων $\pm 20mm$ είχαν σχηματιστεί κυρίως τριχοειδείς ρωγμές, ενώ κατά τον 2^ο κύκλο άρχισε ο σχηματισμός μίας οριζόντιας ρωγμής κατά μήκος της βάσης του τοιχείου.

(α) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο +20mm(β) Ρωγμές στον 3^ο κύκλο +30mm**Σχήμα 5.54 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 20\text{mm}$ και $\pm 30\text{mm}$ δοκιμίου W_{15-SS}**

Όπως και στα προηγούμενα τοιχία η ρωγμή αυτή, έγινε σαφώς εντονότερη κατά τους κύκλους των μετακινήσεων $\pm 30\text{mm}$ και $\pm 40\text{mm}$, παράλληλα και με την γενικότερη αποδιοργάνωση του κατώτατου τμήματος του τοιχίου, κάτω από την τελευταία μεταλλική λάμα. Μάλιστα και στους δύο αρνητικούς κύκλους των $\pm 40\text{mm}$ σημειώθηκαν αστοχίες του εφελκόμενου σπλισμού (από μία θραύση σε κάθε κύκλο) οι οποίες οδήγησαν πτώση της φέρουσας ικανότητας του δοκιμίου.

(α) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο +40mm(β) Ρωγμές στον 1^ο κύκλο +50mm**Σχήμα 5.55 Ρωγμές στους κύκλους $\pm 40\text{mm}$ και $\pm 50\text{mm}$ δοκιμίου W_{15-SS}**

Το πείραμα συνεχίστηκε και τερματίστηκε με την εκτέλεση του πρώτου θετικού κύκλου των μετακινήσεων $\pm 50\text{mm}$, όταν και σημειώθηκε διπλή θραύση των εφελκόμενων οπλισμών και σημαντική πτώση της φέρουσας ικανότητας ($F_{50(1)}^+ = 113.08\text{kN}$ – πτώση 38% σε σχέση με F_{\max}^+).



(α) Ανασήκωμα για μετακίνηση +30mm

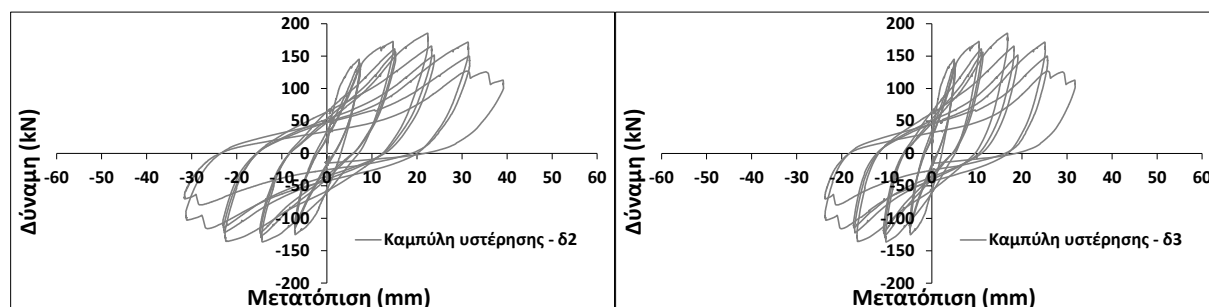


(β) Θραύση εφελκόμενου οπλισμού για μετακίνηση +50mm

Σχήμα 5.56 Ανασήκωμα δοκιμίου W₁₅-SS

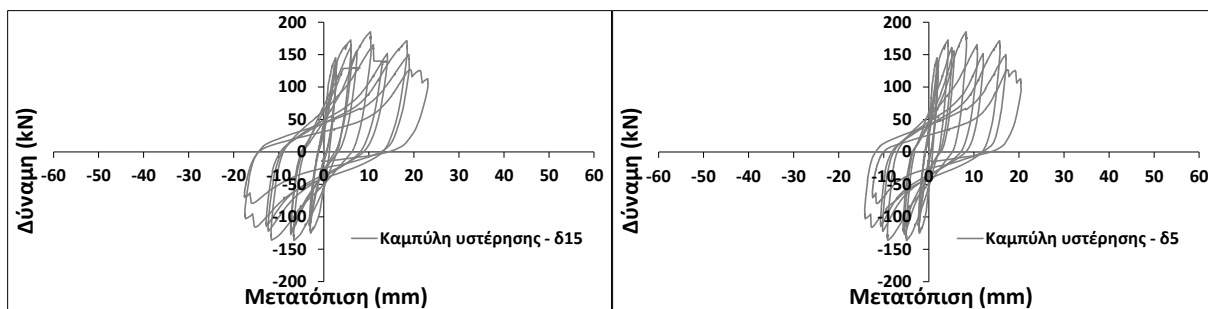
Η παρουσία του διαγώνιου οπλισμού φάνηκε να βελτιώνει σημαντικά την συμπεριφορά του κορμού, αφού περιόρισε σε μεγάλο βαθμό την ρηγμάτωση οδηγώντας στο ίδιο αποτέλεσμα με την χρήση οριζόντιων λαμών. Εντούτοις, και σε αυτό το τοιχίο η αστοχία σηματοδοτήθηκε από την αποδιοργάνωση του κατώτατου τμήματος του τοιχίου και τη θραύση του εφελκόμενου οπλισμού.

Στην συνέχεια (Σχήματα 5.57 και 5.58) παρατίθενται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης (καμπύλες υστέρησης), P-δ, για όλα τα βελόμετρα καθ' ύψος και η παραμορφωσιακή κατάσταση καθ' ύψος για τον πρώτο κύκλο κάθε ομάδας μετατόπισης, αντίστοιχα.



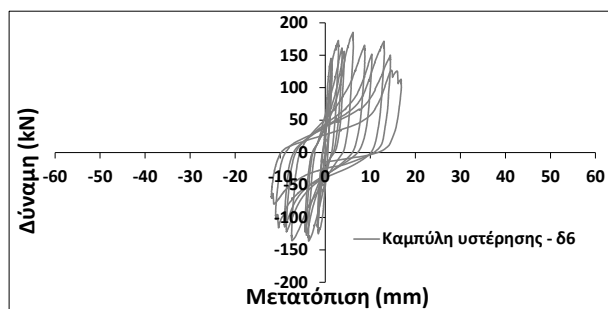
(α) Βελόμετρο δ₂

(β) Βελόμετρο δ₃



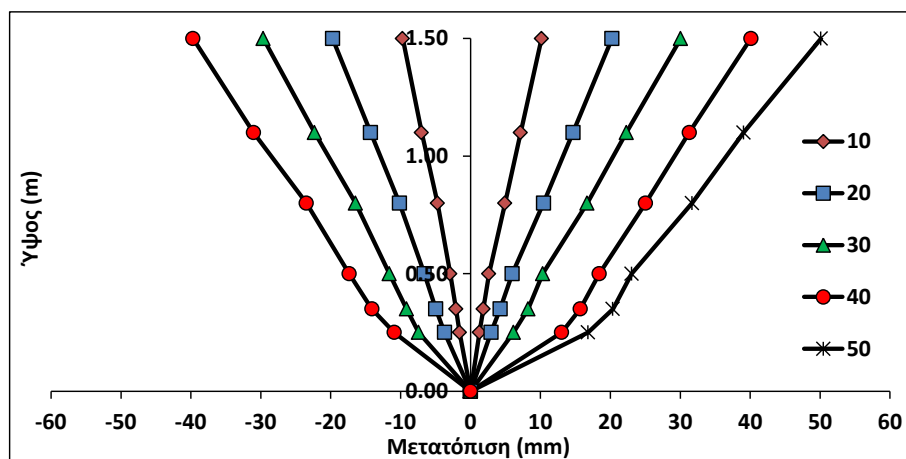
(γ) Βελοόμετρο δ_{15}

(δ) Βελοόμετρο δ_5



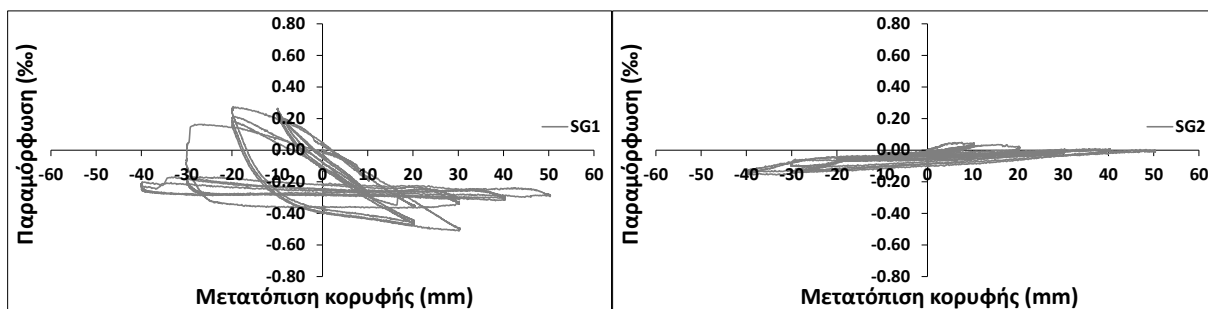
(ε) Βελοόμετρο δ_6

Σχήμα 5.57 Καμπύλες υστέρησης όλων των βελομέτρων τοιχείου W_{15-SS} (θέσεις βελομέτρων βλ. Σχήμα Α.27)



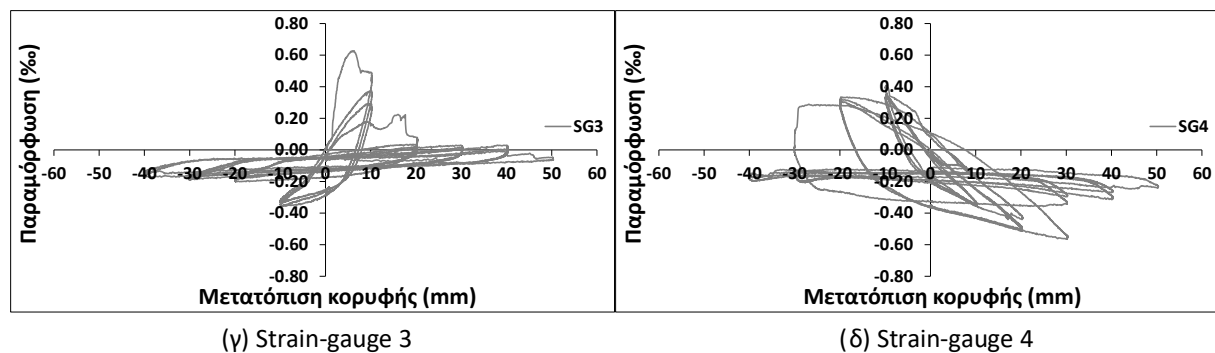
Σχήμα 5.58 Παραμορφωσιακή κατάσταση δοκιμίου W_{15-SS}

Τέλος, στο Σχήμα 5.59 παρουσιάζονται οι μετρήσεις των strain-gauges που έχουν τοποθετηθεί σε επιλεγμένες θέσεις (Παράρτημα Α, Σχήμα Α.29γ).



(α) Strain-gauge 1

(β) Strain-gauge 2

Σχήμα 5.59 Μετρήσεις strain-gauges δοκιμίου W₁₅-SS

5.4 Σύνοψη - Συμπεράσματα κεφαλαίου

Στις προηγούμενες παραγράφους παρουσιάστηκαν συνολικά οκτώ τοιχεία-δοκίμια με σταθερό λόγο διάτμησης $\alpha_s=2.0$, στα οποία εφαρμόστηκαν δύο διαφορετικοί τρόποι ενίσχυσης – Ινοπλισμένα Πολυμερή και μεταλλικά στοιχεία. Η εφαρμογή των ενισχύσεων έγινε με γνώμονα τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το Κεφάλαιο 4 και την μελέτη των μη ενισχυμένων τοιχείων, τα οποία μπορούν να συνοψιστούν σε δύο βασικά συμπεράσματα: Πρώτον, ο καθοριστικότερος παράγοντας που οδηγεί στην πτώση της φέρουσας ικανότητας και επομένως στην αστοχία των τοιχείων είναι ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων αφού σε όλα τα δοκίμια η πτώση της φέρουσας ικανότητας συνοδεύτηκε από το φαινόμενο αυτό, ανεξάρτητα από την ταυτόχρονη ή όχι επιρροή της διάτμησης. Δεύτερον, ο διατμητικός σπλισμός ακόμα και αν δεν επηρεάζει άμεσα την φέρουσα ικανότητα των τοιχείων σίγουρα επηρεάζει καθοριστικά την ρηγμάτωση του κορμού, η οποία, υπό προϋποθέσεις (όπως μικρό πάχος κορμού) επιτείνει την αποδιοργάνωση του τοιχείου. Επομένως, στόχος των ενισχύσεων ήταν αφενός ο περιορισμός του φαινομένου του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων και αφετέρου η βελτίωση της συμπεριφοράς του κορμού όσον αφορά την ρηγμάτωση. Τονίζεται ότι η καμπτική αντοχή επιχειρήθηκε να μείνει αναλλοίωτη σε σχέση με τα αρχικά δοκίμια, ώστε να μην οδηγήσει σε λανθασμένα συμπεράσματα όσον αφορά την επιρροή των ενισχύσεων στον λυγισμό και στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα. Επομένως, υπάρχουν μικρές μόνο διαφορές στην καμπτική αντοχή των αρχικών και ενισχυμένων τοιχείων που οφείλονται σε διαφορετική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος και στην αλλαγή του λόγου L/D των θλιβόμενων ράβδων. Εξαιρέση αποτελεί το τοιχείο W₃-FRP, όπου η παρουσία του διαγώνιου σπλισμού οδηγεί αναγκαστικά σε σημαντική αύξηση της καμπτικής αντοχής (βλ. Πίνακα 3.4) .

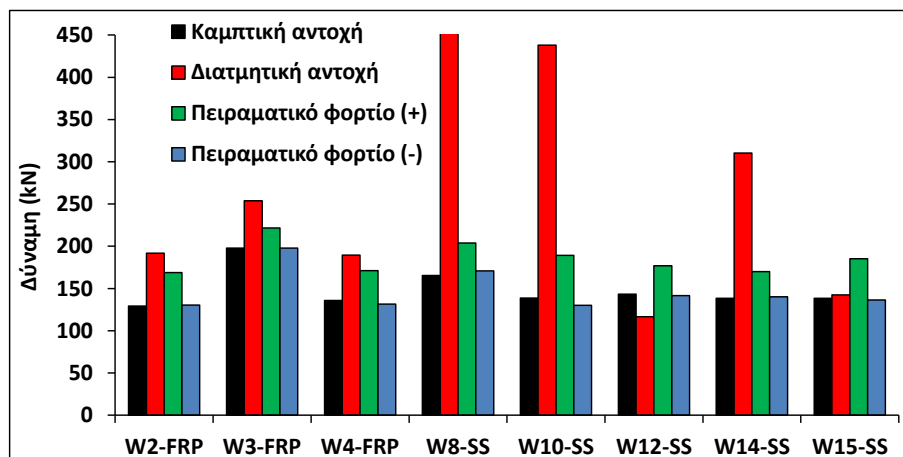
5.4.1 Συμπεριφορά, φέρουσα ικανότητα, μορφές αστοχίας

Όπως αναμενόταν καμία από τις επεμβάσεις δεν φάνηκε να επηρεάζει την μέγιστη φέρουσα ικανότητα των τοιχίων αφού σε όλες τις περιπτώσεις τα δοκίμια ανέπτυξαν περίπου την ίδια φέρουσα ικανότητα με τα αντίστοιχα παρθένα τοιχεία, η οποία αντιστοιχεί στην καμπτική αντοχή τους.

Πίνακας 5.1 Σύγκριση υπολογιστικών και πειραματικών τιμών δύναμης

Όνομα δοκιμίου	Καμπτική αντοχή P_f (kN)	Διατμητική αντοχή V_R (ή V_{sh}) (kN)	Πειραματική δύναμη (+) P_{max}^+ (kN)	Πειραματική δύναμη (-) P_{max}^- (kN)
W ₂ -FRP	129.10	191.68	168.97	130.36
W ₃ -FRP	197.92	253.78	221.76	197.95
W ₄ -FRP	135.88	189.49	171.20	131.49
W ₈ -SS	165.45	557.71	203.82	170.75
W ₁₀ -SS	138.75	438.17	189.34	130.09
W ₁₂ -SS	143.34	116.72	176.83	141.55
W ₁₄ -SS	138.55	310.23	170.13	140.04
W ₁₅ -SS	138.55	142.57	185.30	136.54

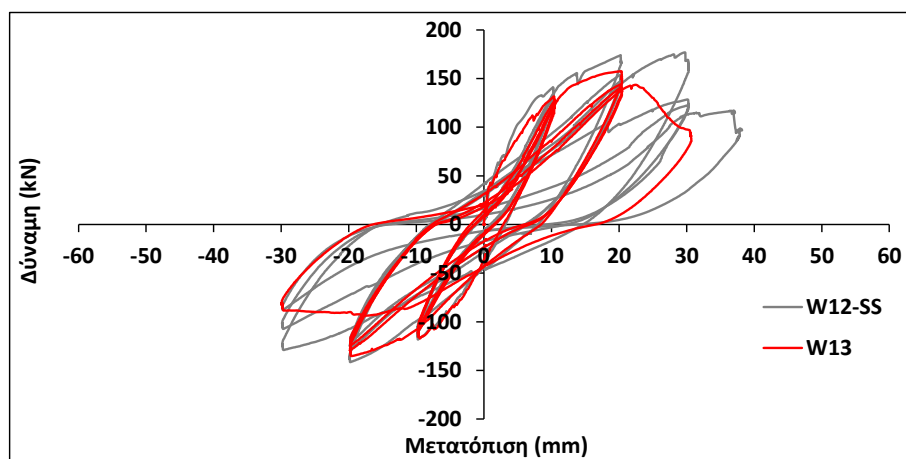
Όπως παρατηρήθηκε και στα παρθένα τοιχεία, όλα τα δοκίμια στις θετικές μετατοπίσεις ανέπτυξαν σταθερά μία “υπεραντοχή”, η οποία κυμαίνεται περίπου από 15% έως 30% της θεωρητικής υπολογιστικής αντοχής (Πίνακας 5.1, Σχήμα 5.60), ενώ αντίθετα στις αρνητικές μετατοπίσεις οι πειραματικές και οι θεωρητικές τιμές συγκλίνουν με μεγάλη ακρίβεια.



Σχήμα 5.60 Σύγκριση υπολογιστικών και πειραματικών τιμών δύναμης ενισχυμένων δοκιμίων

Ο περιορισμός αποκλειστικά μόνο του φαινομένου του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων επιχειρήθηκε με την τοποθέτηση είτε υφάσματος FRP (W₂-FRP, W₃-FRP, W₄-FRP) είτε μεταλλικών λαμών (W₁₂-SS) στο κατώτατο μόνο τμήμα των τοιχίων. Κοινό

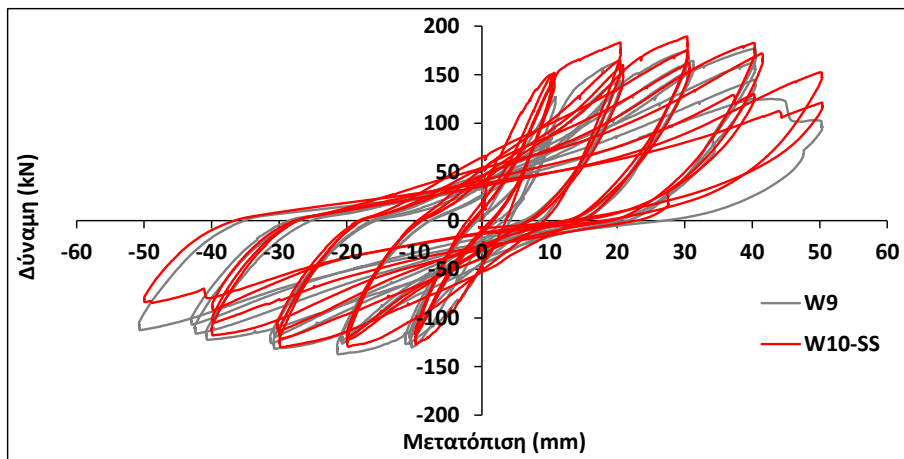
χαρακτηριστικό αυτών των τοιχίων είναι ότι ο κορμός τους έχει μείνει αναλλοίωτος. Όπως διαπιστώθηκε πειραματικά η τοποθέτηση FRP ήταν ικανή να αποτρέψει τον πρόωρο λυγισμό των ράβδων με αποτέλεσμα αυτός να εκδηλωθεί σε μεγαλύτερες μετακινήσεις. Ο λυγισμός, και επομένως η αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης, ήταν εντονότερος στο δοκίμιο W_3 -FRP, κάτι το οποίο εκδηλώθηκε με την αστοχία του υφάσματος στην γωνία του τοιχίου. Όσον αφορά την αποδοτικότητα των μεταλλικών στοιχείων στον περιορισμό του λυγισμού των ράβδων, άμεση σύγκριση μπορεί να γίνει μεταξύ των τοιχίων W_{12} -SS και W_{13} . Πάρα το γεγονός ότι κατά τους κύκλους των ± 30 mm και ± 40 mm αστόχησαν πολλές από τις συνδέσεις (συγκολλήσεις) ελάσματος-γωνίας, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.61 τα ελάσματα στον βαθμό που λειτούργησαν ήταν ικανά να περιορίσουν τον λυγισμό και να βελτιώσουν την συμπεριφορά του τοιχίου. Η αστοχία των συγκολλήσεων καταδεικνύει την σημασία που έχει για την αποδοτικότητα της ενίσχυσης η σύνδεση μεταξύ ελάσματος και γωνίας. Στα τοιχεία W_{14} -SS και W_{15} -SS χρησιμοποιήθηκε επιπλέον μεταλλικό επίθεμα για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας της σύνδεσης.



Σχήμα 5.61 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W_{12} -SS και W_{13}

Ωστόσο, η ενίσχυση με μεταλλικές λάμες μόνο στο κατώτατο τμήμα αν και φαίνεται να βελτιώνει την συμπεριφορά του τοιχίου σίγουρα δεν συμβάλλει στον περιορισμό της ρηγματώσης του κορμού. Ενώ στα δοκίμια W_2 -FRP και W_4 -FRP ο υπάρχων διατμητικός σπλισμός κορμού (στον κορμό $V_R/P_f=1.46$) ήταν επαρκής για τον περιορισμό των ρωγμών, στο δοκίμιο W_{12} -SS (στον κορμό $V_R/P_f=0.81$) παρατηρήθηκε ο σχηματισμός κύριας διαγώνιας ρωγμής στον κορμό του, η οποία ξεκινούσε σχεδόν από την κορυφή του τοιχίου και κατέληγε μέσα στην περιοχή εφαρμογής των ελασμάτων επιτείνοντας έτσι και την αστοχία των συνδέσεων.

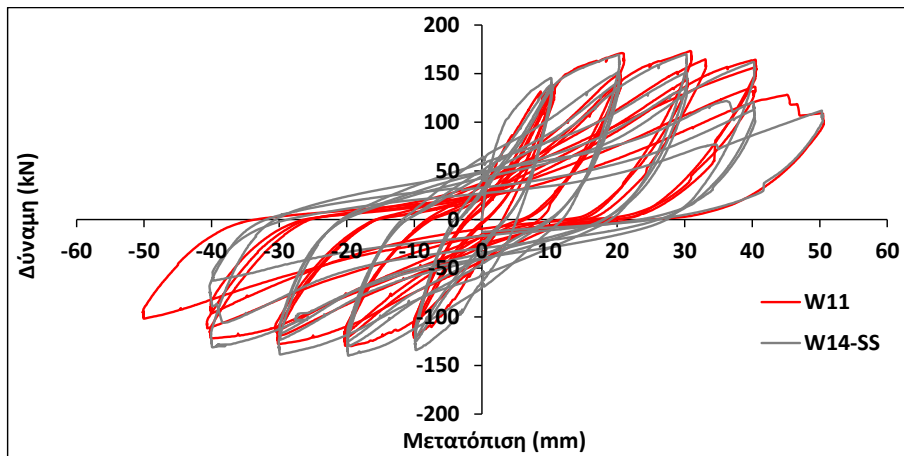
Ο περιορισμός ταυτόχρονα τόσο του λυγισμού των ράβδων όσο και της ρηγμάτωσης του κορμού επιχειρήθηκε στα δοκίμια W_{10-SS} , W_{14-SS} και W_{15-SS} . Άμεση σύγκριση του τοιχείου W_{10-SS} μπορεί να γίνει με το τοιχείο W_9 , αφού τα δύο δοκίμια περιλαμβάνουν τον ίδιο αρχικό διατμητικό οπλισμό. Όπως διαπιστώθηκε πειραματικά, μία τιμή του λόγου L/D περίπου ίση με 8.0 είναι ικανή να μεταθέσει την επιρροή του λυγισμού σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις. Η τιμή αυτή υιοθετήθηκε και στην εφαρμογή της ενίσχυσης του τοιχείου W_{10-SS} με την τοποθέτηση λαμών ανά 10cm στο κατώτατο τμήμα του ($L/D=8.33$). Όπως φάνηκε πειραματικά η διάταξη αυτή περιόρισε τον λυγισμό (όπως με την εξαρχής τοποθέτηση ανοιχτών συνδετήρων στο W_9) ενώ, επιπρόσθετα, η ρηγμάτωση του κορμού του ήταν σχεδόν αμελητέα. Επιπλέον, πειραματικά μετρήθηκε μικρή αύξηση της φέρουσας ικανότητας στις θετικές μετατοπίσεις (στις αρνητικές μετατοπίσεις πρακτικά είναι ίσες).



Σχήμα 5.62 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W_{10-SS} και W_9

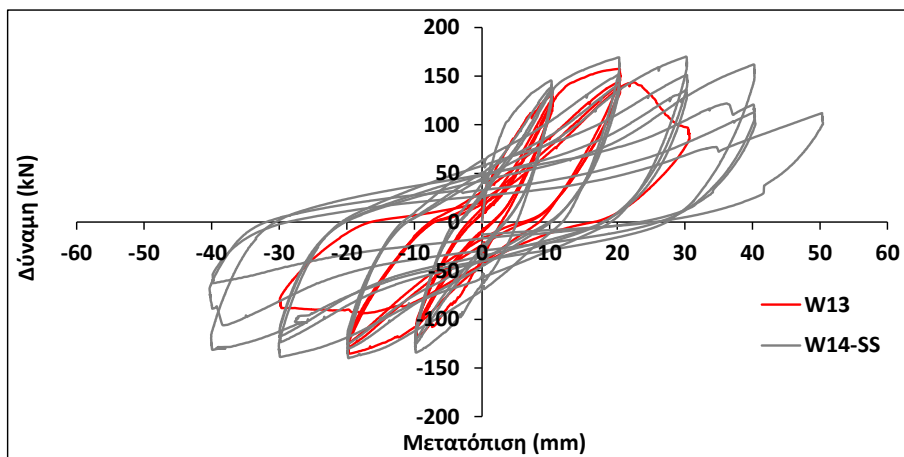
Σε αντίστοιχα αποτελέσματα οδηγεί και η σύγκριση του τοιχείου W_{14-SS} με το τοιχείο W_{11} , αφού οι ανοιχτοί εσωτερικοί συνδετήρες (W_{11}) και η τοποθέτηση μεταλλικών γωνιών-λαμών (W_{14-SS}) περιόρισαν τον λυγισμό των θλιβόμενων ράβδων επιτρέποντας στα τοιχεία να αναπτύξουν μεγάλες μετακινήσεις. Ωστόσο, σημαντικός είναι και ο τρόπος αστοχίας των δύο τοιχείων. Το τοιχείο W_{11} χαρακτηρίζεται να μην από την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης λόγω λυγισμού των ράβδων στις μεγάλες μετατοπίσεις, αλλά και από τον σχηματισμό σημαντικών διαγώνιων ρωγμών ήδη σε μικρότερες μετακινήσεις, έστω και αν αυτές δεν συνεπάγονται άμεση πτώση της φέρουσας ικανότητας. Αντίθετα, στο τοιχείο W_{14-SS} με την χρήση τόσο των λαμών όσο και των γωνιών, ο κορμός έμεινε σχεδόν ανέπαφος (μόνο τριχοειδείς ρωγμές μεταξύ των λαμών), ενώ όλη η αστοχία συγκεντρώθηκε στο κατώτατο τμήμα του τοιχείου κάτω από την τελευταία λάμα, με τον σχηματισμό μίας οριζόντιας ρωγμής κατά μήκος της βάσης, που είχε περισσότερο την μορφή ανασηκώματος

από το θεμέλιο. Τονίζεται ότι αντίστοιχη συμπεριφορά παρουσίασαν τόσο το τοιχίο W_{15} -SS όσο και το W_{12} -SS (σε μικρότερο βαθμό αφού αστόχησαν πρόωρα οι συνδέσεις). Κοινό χαρακτηριστικό των τριών δοκιμών είναι η χρήση των μεταλλικών γωνιών. Αντίθετα, στα τοιχία W_8 -SS και W_{10} -SS (μόνο οριζόντια ελάσματα) η αποδιοργάνωση στην βάση του τοιχίου εκδηλώθηκε περισσότερο με την αποκόλληση της επικάλυψης και την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης.



Σχήμα 5.63 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W_{14} -SS και W_{11}

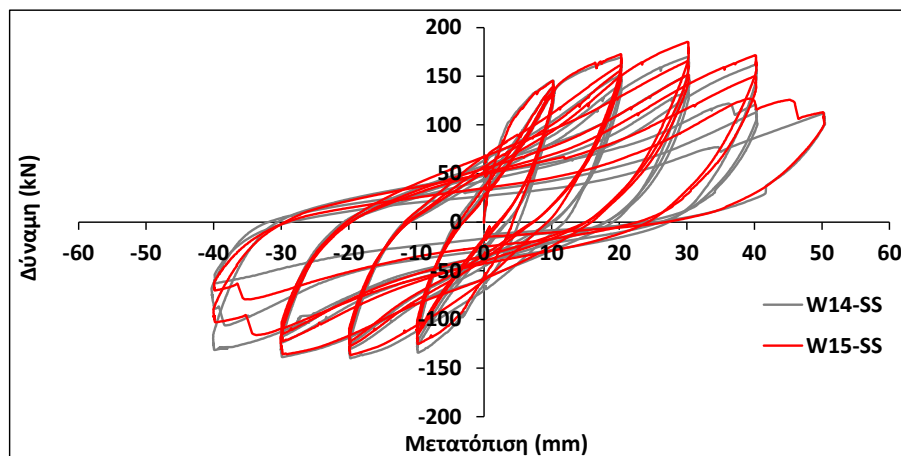
Βεβαίως, επειδή η εφαρμογή των μεταλλικών αυτών στοιχείων προτείνεται στα πλαίσια ενίσχυσης υφιστάμενων παλαιών τοιχιών, ορθολογικότερη είναι η σύγκριση του δοκιμίου W_{14} -SS με το τυπικό W_{13} , όπου πλέον είναι ξεκάθαρη η βελτίωση της συμπεριφοράς που επιφέρει η εν λόγω διάταξη ενίσχυσης ανεξάρτητα από την μορφή αστοχίας.



Σχήμα 5.64 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W_{14} -SS και W_{13}

Ένας εναλλακτικός τρόπος ενίσχυσης του κορμού αποτελεί η χρήση διαγώνιων στοιχείων, που περιλαμβάνεται στο τοιχίο W_{15} -SS, στο κατώτατο τμήμα του οποίου έχει επίσης εφαρμοστεί ο συνδυασμός γωνιών και λαμών, όπως ακριβώς και στο δοκίμιο W_{12} -

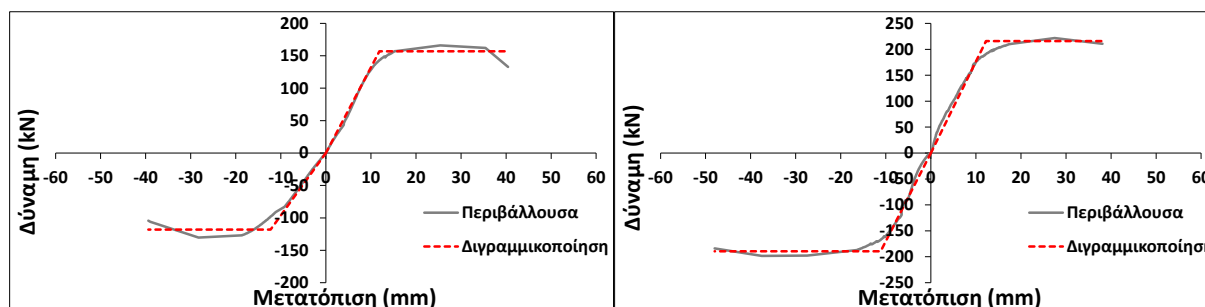
SS. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.65 τα τοιχεία W_{14} -SS και W_{15} -SS παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά τόσο στην μορφή αστοχίας (οριζόντια ρωγμή στην βάση) όσο και στην μορφή των καμπυλών υστέρησης (δυσκαμψία και πλαστιμότητα, όπως θα συζητηθεί και στην συνέχεια). Πρακτικά, το τοιχείο W_{15} -SS υπερτερεί στο γεγονός ότι η χρήση δύο και μόνο διαγώνιων στοιχείων ανά διεύθυνση (μία σε κάθε πλευρά) είναι επαρκέστατη στο να περιορίσει την εξέλιξη των ρωγμών του κορμού, αποφεύγοντας έτσι την χρήση πολλών και πυκνών οριζόντιων λαμών (σε συνδυασμό ή όχι με μεταλλικές γωνίες σε όλο το ύψος).



Σχήμα 5.65 Καμπύλες υστέρησης δοκιμών W_{14} -SS και W_{15} -SS

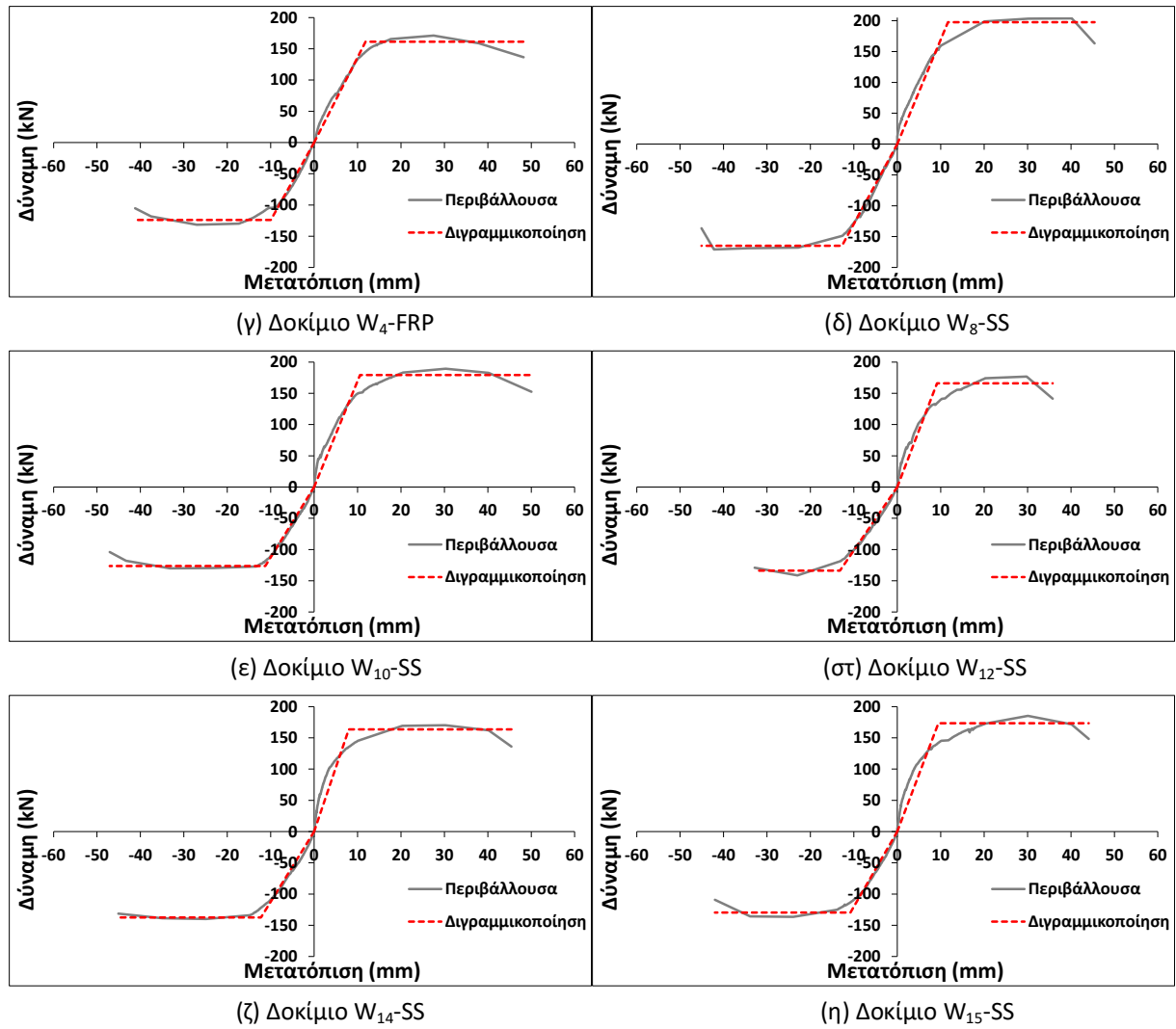
5.4.2 Πλαστιμότητα, δυσκαμψία, διάχυση ενέργειας

Όπως και στα μη ενισχυμένα τοιχεία έτσι και στα ενισχυμένα, η πλαστιμότητα αλλά και η ενεργός δυσκαμψία προσδιορίστηκαν μέσω της διαδικασίας διγραμμικοποίησης (Σχήμα 5.66) όπως αυτή περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 4. Οι τιμές πλαστιμότητας των ενισχυμένων τοιχείων συνοψίζονται στο Σχήμα 5.67 ενώ η ενεργός δυσκαμψία στο Σχήμα 5.68.

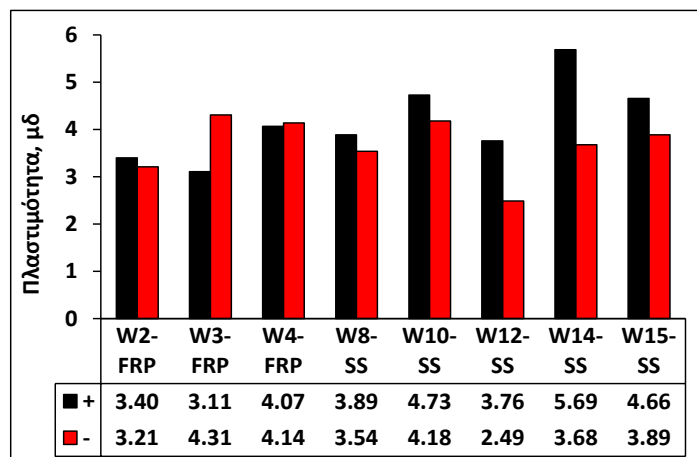


(α) Δοκίμιο W_2 -FRP

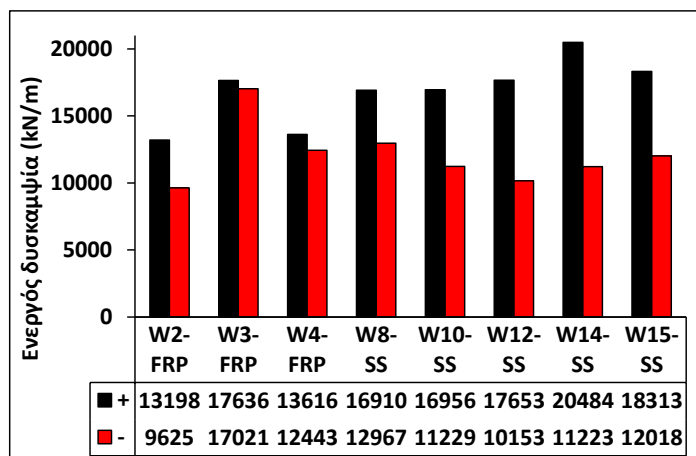
(β) Δοκίμιο W_3 -FRP



Σχήμα 5.66 Διγραμμικοποίηση καμπυλών υστέρησης ενισχυμένων δοκιμών



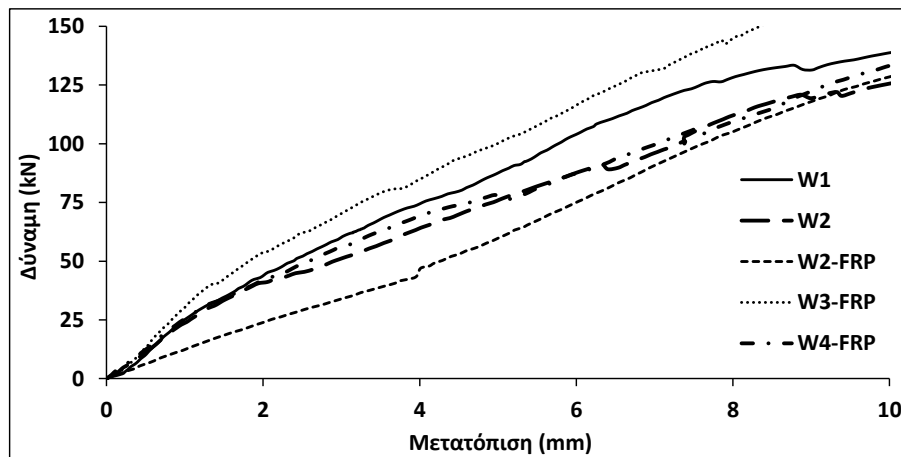
Σχήμα 5.67 Πειραματικές τιμές πλαστιμότητας ενισχυμένων δοκιμών



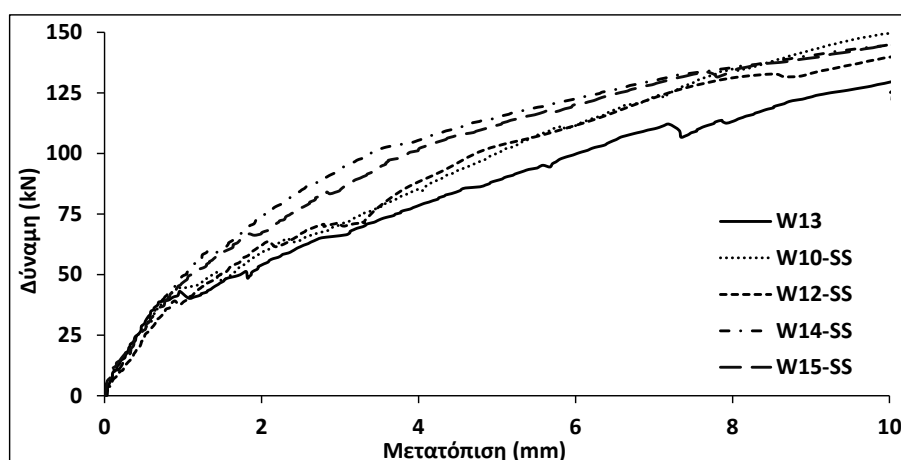
Σχήμα 5.68 Πειραματικές τιμές ενεργού δυσκαμψίας ενισχυμένων δοκιμίων

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.67 η βελτίωση της συμπεριφοράς των ενισχυμένων τοιχίων αποτυπώνεται και σε όρους πλαστιμότητας (βλ. και Σχήμα 4.73), αφού όλα τα ενισχυμένα τοιχία ανέπτυξαν σημαντικές τιμές πλαστιμότητας αντίστοιχες σε κάποιες περιπτώσεις με αυτές των τοιχίων με βάση τους EC. Χαρακτηριστική είναι η σύγκριση των ενισχυμένων με μεταλλικά στοιχεία τοιχίων σε σχέση με το τυπικό υπό-οπλισμένο τοιχίο W_{13} από την οποία φαίνεται ότι αυτά αναπτύσσουν μέχρι και περίπου 2.5 φορές μεγαλύτερη πλαστιμότητα (δοκίμιο W_{14} -SS), ενώ ακόμα και στην περίπτωση του τοιχίου W_{12} -SS καταγράφηκε κατά 63% μεγαλύτερη πλαστιμότητα σε σχέση με το W_{13} (3.76 έναντι 2.31), παρά την πρόωρη αστοχία των συνδέσεων. Ωστόσο, τονίζεται ότι η διαφορά στις τιμές πλαστιμότητας αυτές οφείλεται εν μέρει και στο γεγονός ότι τα τοιχία με τα μεταλλικά στοιχεία παρουσιάζουν μεγαλύτερη αρχική δυσκαμψία μέχρι την διαρροή οδηγώντας σε μικρότερες τιμές του συμβατικού ορίου διαρροής κατά την διαδικασία της διγραμμικοποίησης.

Πράγματι, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.69, η παρουσία των μεταλλικών στοιχείων οδηγεί στην αύξηση της αρχικής δυσκαμψίας τόσο λόγω της αύξησης της διατομής με την παρουσία κυρίως των γωνιών όσο και, κυρίως, λόγω του περιορισμού της ρηγμάτωσης του κορμού. Η αυξημένη αυτή δυσκαμψία ποσοτικοποιείται με τον υπολογισμό της ενεργού δυσκαμψίας ($=P_y/\delta_y$), όπως προκύπτει από την διαδικασία της διγραμμικοποίησης (Σχήμα 5.68), σύμφωνα με τον οποίο τα τοιχία W_{14} -SS και W_{15} -SS αναπτύσσουν μεγαλύτερη δυσκαμψία κατά περίπου 45% και 30%, αντίστοιχα, από το τοιχίο W_{13} , ενώ τα τοιχία W_{10} -SS και W_{12} -SS παρουσιάζουν αναπτύσσουν μεγαλύτερη δυσκαμψία κατά περίπου 20% και 25%, αντίστοιχα, από το τοιχίο W_{13} .



Σχήμα 5.69 Αρχικές δυσκαμψίες τοιχείων W_1 , W_2 , W_2 -FRP, W_3 -FRP, W_4 -FRP (πάχος δοκιμίων 0.10m)



Σχήμα 5.70 Αρχικές δυσκαμψίες τοιχείων W_{13} , W_{10} -SS, W_{12} -SS, W_{14} -SS, W_{15} -SS (πάχος δοκιμίων 0.125m)

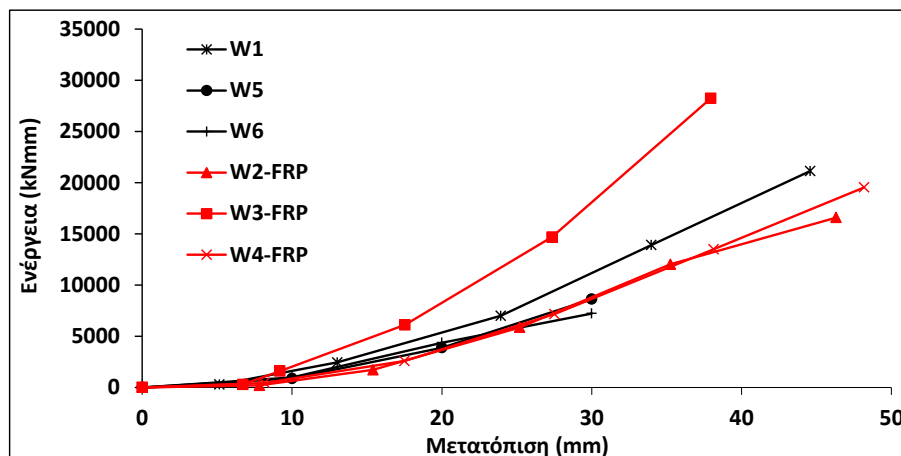
Η συμβολή του διατμητικού οπλισμού στον περιορισμό της ρηγματώσης αποτυπώνεται και στην διάχυση της ενέργειας, οι τιμές της οποίας συγκεντρώνονται στον Πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2 Διάχυση ενέργειας κύκλων υστέρησης ενισχυμένων τοιχείων με μεταλλικά στοιχεία (kNmm)

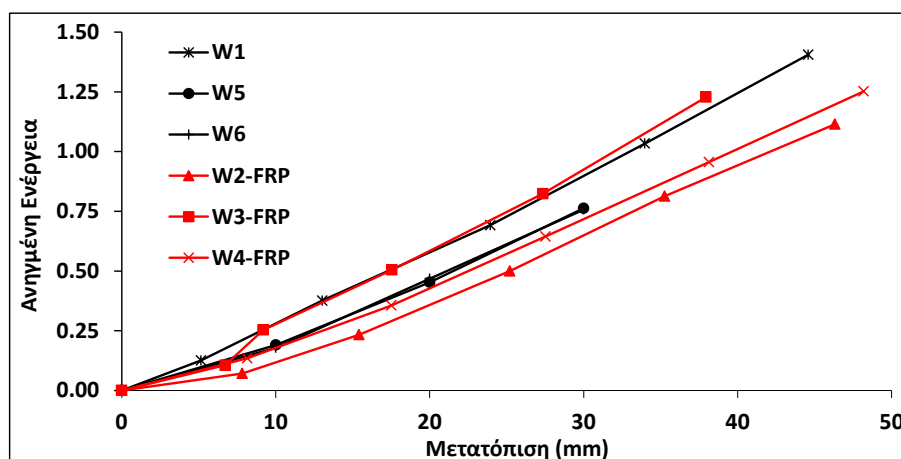
	±10mm			±20mm			±30mm			±40mm			±50mm		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
W_2 -FRP	198	116	49	1516	1189	1086	4147	3615	3264	6162	4795	3575	4576	-	-
W_3 -FRP	295	129	50	1288	816	684	4526	4021	3935	8574	8237	8054	13548	-	-
W_4 -FRP	438	172	125	2143	1725	1532	4585	4025	3588	6328	5471	4645	6043	-	-
W_{13}	1041	435	339	2924	2052	1743	4788	-	-	-	-	-	-	-	-
W_{10} -SS	1201	588	405	3541	2700	2512	5831	5053	4311	6615	5940	4192	5751	-	-
W_{12} -SS	1054	390	276	3013	2267	1951	4926	3241	1819	-	-	-	-	-	-
W_{14} -SS	1832	1142	1000	4439	3460	3005	6454	5101	4465	7439	6111	3952	-	-	-
W_{15} -SS	1608	906	797	4044	3280	2942	6558	5400	4655	7621	5575	-	-	-	-

Η σύγκριση των τιμών διάχυσης ενέργειας γίνεται τόσο σε επίπεδο απόλυτων τιμών ενέργειας όσο και σε επίπεδο ανηγμένων τιμών (ορθότερο), όπως εξηγήθηκε και στην §4.4,

ενώ πραγματοποιείται ξεχωριστά για τις δύο ομάδες τοιχείων W_1 έως W_6 (Σχήματα 5.71 και 5.72) και W_7 έως W_{15} -SS (Σχήματα 5.73 και 5.74). Όσον αφορά την πρώτη ομάδα, όπως φαίνεται κυρίως στο Σχήμα 5.72, όλα τα τοιχεία, ενισχυμένα και μη, αναπτύσσουν εφάμιλλες τιμές ενέργειας. Τις μικρότερες τιμές αναπτύσσει το προρηγματωμένο τοιχείο W_2 -FRP, ενώ τις μεγαλύτερες το τοιχείο W_3 -FRP λόγω την επιρροής του διαγώνιου σπλισμού. Σε κάθε περίπτωση η παρουσία του FRP στο κάτω μέρος των τοιχείων δεν φαίνεται να συνεισφέρει στην διάχυση ενέργειας παρόλο που ελέγχει σε ένα βαθμό την ρηγμάτωση των τοιχείων.



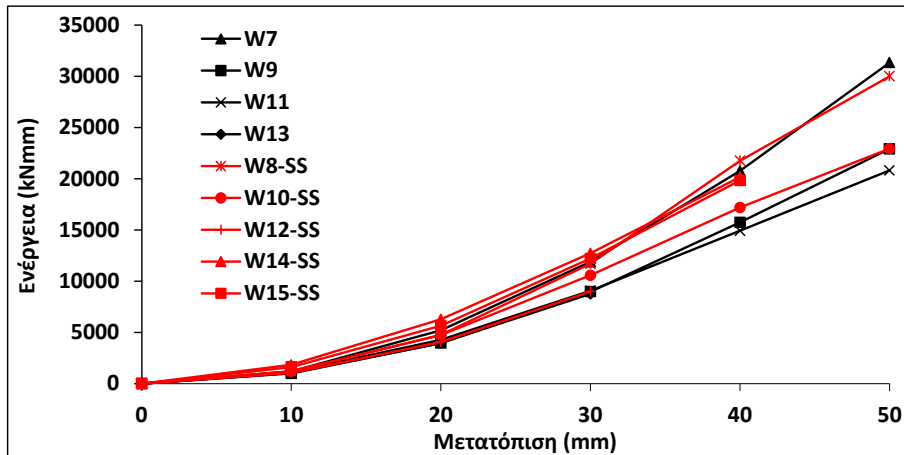
Σχήμα 5.71 Αθροιστική καμπύλη ενέργειας ομάδας W_1 έως W_6 (1^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)



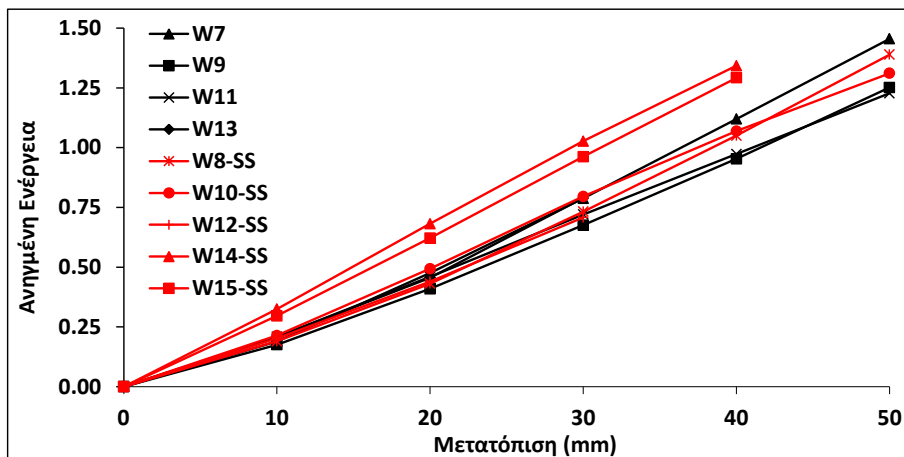
Σχήμα 5.72 Αθροιστική καμπύλη ανηγμένης ενέργειας ομάδας W_1 έως W_6 (1^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)

Όσον αφορά την δεύτερη ομάδα από το Σχήμα 5.74 φαίνεται ότι η ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία συνεισφέρει σημαντικά στην απορρόφηση ενέργειας των τοιχείων. Η ενίσχυση μόνο με οριζόντια μεταλλικά ελάσματα (τοιχείο W_{12} -SS) επέφερε μικρή αύξηση στην διάχυση της ενέργειας έως και περίπου 5% σε σχέση με τα τοιχεία W_9 και W_{11} , ωστόσο πολύ πιο αισθητή αύξηση παρατηρήθηκε στα δύο τοιχεία με παρουσία κατακόρυφων μεταλλικών γωνιών (W_{14} -SS και W_{15} -SS). Η ταυτόχρονη παρουσία κατακόρυφων γωνιών και

οριζόντιων ελασμάτων ή χιαστί γωνιών περιορίσει στο ελάχιστο την ρηγμάτωση του κορμού των τοιχίων (πρακτικά αρηγμάτωτα) με αποτέλεσμα τα τοιχία αυτά να αναπτύξουν περίπου 30 με 40% μεγαλύτερη διάχυση ενέργειας. Τέλος, να σημειωθεί ότι το τοιχίο W₁₂-SS δεν μπορεί να αξιολογηθεί με ασφάλεια αφού όπως περιγράφηκε στην §5.3.3 υπήρξε πρόωρη αστοχία στην σύνδεση μεταξύ γωνίας και ελάσματος. Από τις τιμές πάντως στις πρώτες ομάδες μετακινήσεων φαίνεται ότι η συνεισφορά των μεταλλικών γωνιών στην διάχυση ενέργειας δεν θα ήταν τόσο σημαντική όπως στα τοιχία W₁₄-SS και W₁₅-SS.



Σχήμα 5.73 Αθροιστική καμπύλη ενέργειας τοιχίων W₇ έως W₁₅-SS (1^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)



Σχήμα 5.74 Αθροιστική καμπύλη ανηγμένης ενέργειας τοιχίων W₇ έως W₁₅-SS (1^{ος} κύκλος μετατοπίσεων)

Κεφάλαιο 6

Αποτίμηση συμπεριφοράς τοιχίων Ω/Σ – Αναλυτική και αριθμητική προσέγγιση

6.1 Γενικά

Όλες οι σύγχρονες αντιλήψεις περί αντισεισμικού σχεδιασμού ή/και αποτίμησης κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος δίνουν ιδιαίτερη βαρύτητα όχι μόνο στον υπολογισμό της αντοχής σε όρους δυνάμεων των επιμέρους μελών αλλά και στον προσδιορισμό της ικανότητας παραμόρφωσής τους. Σε αντίθεση με τον υπολογισμό των αντοχών σε όρους δυνάμεων, όπου οι υπάρχουσες μεθοδολογίες προσεγγίζουν τις τιμές που μετρούνται πειραματικά (τουλάχιστον ως προς την κάμψη), ο υπολογισμός των αντίστοιχων παραμορφώσεων είναι πιο δυσχερής. Η δυσκολία έγκειται όχι μόνο στον υπολογισμό της συνολικής παραμόρφωσης, αλλά και στον διαχωρισμό της συνεισφοράς κάθε επιμέρους μηχανισμού (κάμψη, τέμνουσα, εξόλκευση κτλ) σε αυτήν. Το πρόβλημα αυτό συχνά αντιμετωπίζεται με την εφαρμογή αριθμητικών μεθόδων προσομοίωσης (numerical analysis), όπως με την Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων (FEM), οι οποίες ανάλογα με το μοντέλο προσομοίωσης και τις δυνατότητες αυτού προσεγγίζουν με λιγότερη ή περισσότερη ακρίβεια την πραγματικότητα. Εντούτοις, η εφαρμογή των μεθόδων αυτών δεν είναι πάντα εύκολη, κυρίως λόγω του υπολογιστικού φόρτου που απαιτείται.

Στην διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί εναλλακτικές μέθοδοι οι οποίες καταλήγουν σε πρακτικές σχέσεις υπολογισμού των παραμορφωσιακών μεγεθών. Οι περισσότερες εξ αυτών είναι αναλυτικές/ήμι-εμπειρικές, βασιζόμενες στην παραδοχή της συγκεντρωμένης

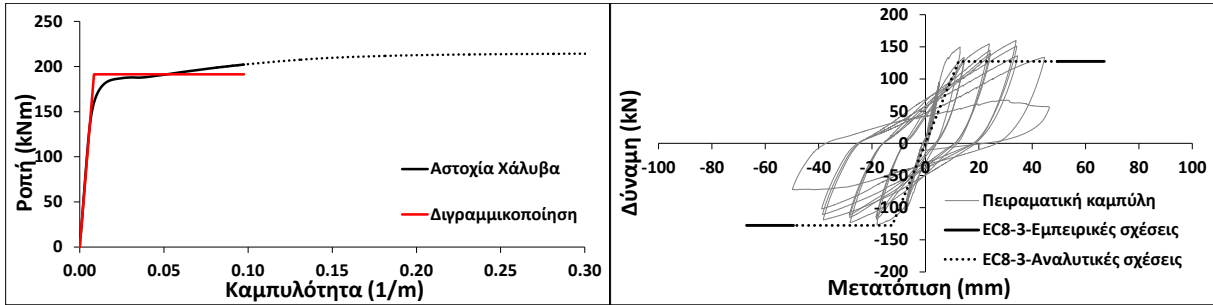
πλαστιμότητας (δηλ. ότι οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται σε συγκεκριμένες θέσεις του στοιχείου με την μορφή πλαστικής άρθρωσης - plastic hinge analysis) και κατάλληλα στατιστικά προσαρμοσμένες σε πειραματικά αποτελέσματα βάσεων δεδομένων. Παράλληλα, έχουν αναπτυχθεί αντίστοιχες καθαρά εμπειρικές σχέσεις οι οποίες δεν βασίζονται σε κάποιο φυσικό μοντέλο και στην εξαγωγή σχέσεων από αυτό, αλλά αποκλειστικά στην στατιστική επεξεργασία πειραμάτων της βιβλιογραφίας. Επομένως, παρά το γεγονός ότι συχνά οδηγούν σε ικανοποιητικά αποτελέσματα, αδυνατούν να εξηγήσουν το φυσικό πρόβλημα και τα αίτια αστοχίας ενός μέλους. Τέτοια προσομοιώματα αποτίμησης, εμπειρικά και ήμι-εμπειρικά, έχουν παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο 2 (§2.4).

Στο παρόν κεφάλαιο επιχειρείται η αποτίμηση/πρόβλεψη της συμπεριφοράς των τοιχίων, τα πειραματικά αποτελέσματα των οποίων παρουσιάστηκαν αναλυτικά στα προηγούμενα κεφάλαια. Η αποτίμηση/πρόβλεψη αυτή πραγματοποιείται με δύο διαφορετικές προσεγγίσεις – με την χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων (beam elements) με το λογισμικό OpenSees του Πανεπιστημίου του Berkeley (*McKenna et al.*, 2007) αλλά και με την εφαρμογή των προσομοιωμάτων του EC8-3.

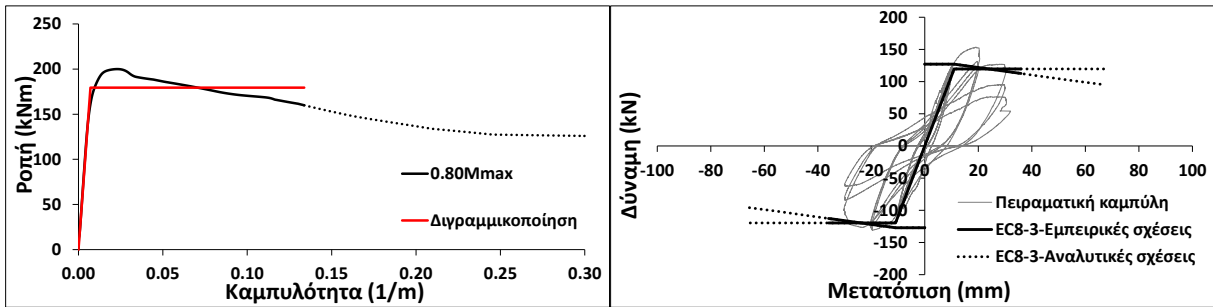
6.2 Εφαρμογή προσομοιωμάτων αποτίμησης κατά EC8-3

Προκειμένου να εφαρμοστούν τα προσομοιώματα αποτίμησης του EC8-3 (βλ. και §2.4.3) απαιτείται αρχικά ο υπολογισμός των διαγραμμάτων Ροπών-καμπυλοτήτων (Μ-φ). Η εξαγωγή των διαγραμμάτων αυτών πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό OpenSees. Οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας τα υλικά σκυροδέματος και χάλυβα όπως αυτά παρουσιάστηκαν στην §3.3. Η εφαρμογή των ημι-εμπειρικών και αναλυτικών σχέσεων του EC8-3 απαιτούν την χρήση του σημείου διαρροής (ϕ_y, M_y) ή/και του σημείου αστοχίας (ϕ_u, M_u). Τα δύο αυτά σημεία προσδιορίστηκαν συμβατικά για κάθε τοίχιο διαγραμμικοποιώντας το αρχικό διάγραμμα Μ-φ. Η διαγραμμικοποίηση πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας ένα ισοδύναμο διγραμμικό διάγραμμα (γραμμικά ελαστικό - τέλεια πλαστικό, $M_y=M_u$) εξισώνοντας τα εμβαδά (ενέργεια) των δύο καμπυλών. Τονίζεται ότι η κλίση (δυσκαμψία) του ελαστικού τμήματος λαμβάνεται ίση με την κλίση από την αρχή των αξόνων μέχρι την διαρροή του πρώτου εφελκόμενου χάλυβα (ϕ_{y1}, M_{y1}) ενώ, η παραμόρφωση αστοχίας λαμβάνεται ως η παραμόρφωση που αντιστοιχεί σε πτώση της ροπής κάμψης κατά 20% ή αυτή που αντιστοιχεί στην αστοχία του χάλυβα. Ως αστοχία του χάλυβα λαμβάνεται η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο $0.60\epsilon_{su}$ όπως προτείνεται από τον

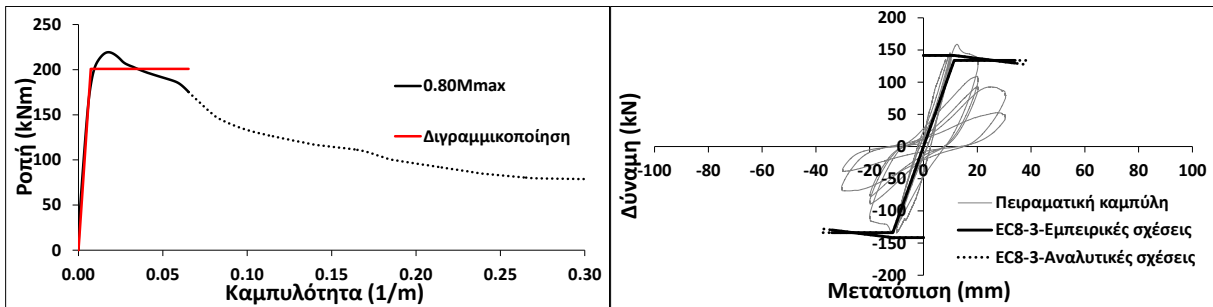
EC8-3, λαμβάνοντας έτσι υπόψη την επιρροή της ανακύκλισης στην συμπεριφορά του χάλυβα. Στην συνέχεια παρουσιάζονται όλα τα διαγράμματα Μ-φ όπως προέκυψαν από την ανάλυση στο OpenSees αλλά και οι ισοδύναμες διγραμμικοποιημένες καμπύλες. Ταυτόχρονα παρατίθενται και οι καμπύλες της καμπτικής και της διατμητικής συμπεριφοράς σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8-3 μαζί με τις πειραματικές καμπύλες Ρ-δ (Σχήμα 6.1). Οι τιμές συνοψίζονται και υπό μορφή πίνακα (Πίνακας 6.1).



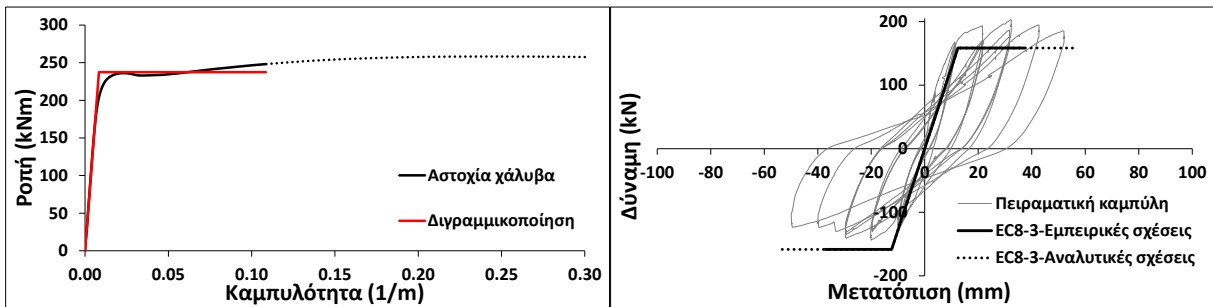
(α) Τοιχίο W₁



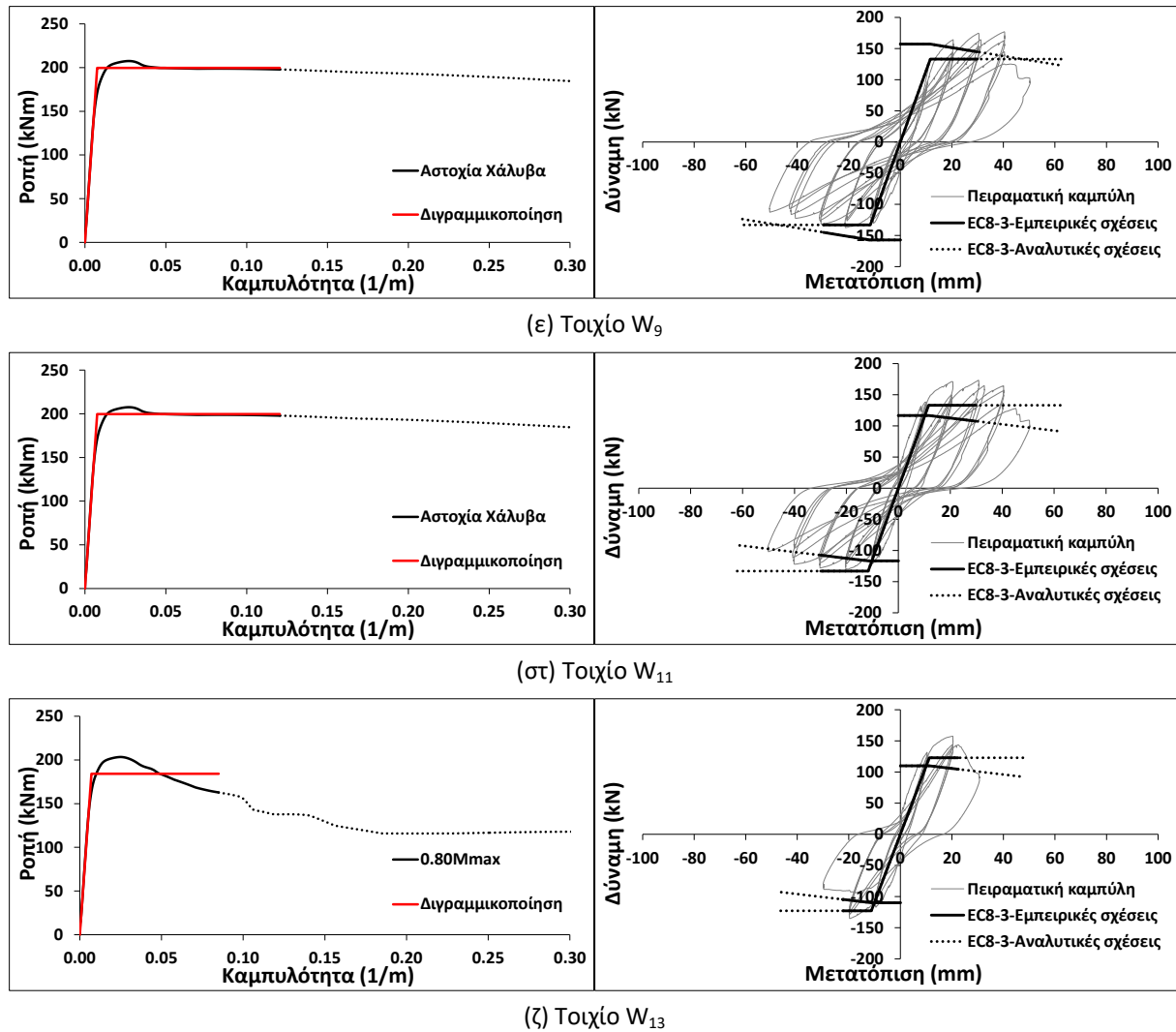
(β) Τοιχίο W₅



(γ) Τοιχίο W₆



(δ) Τοιχίο W₇



Σχήμα 6.1 Διαγράμματα Μ-φ και Ρ-δ υπό-ωπλισμένων τοιχίων

Όπως φαίνεται από το Σχήμα 6.1 οι εμπειρικές σχέσεις του EC8-3 φαίνεται να υποεκτιμούν την μετατόπιση αστοχίας των τοιχίων στις περισσότερες των περιπτώσεων. Η υποεκτίμηση αυτή οφείλεται σε δύο βασικούς παράγοντες. Ο πρώτος παράγοντας είναι η υποεκτίμηση της διατμητικής αντοχής των τοιχίων που έχει αποτέλεσμα την πρόωρη τομή των καμπυλών διάτμησης και κάμψης ορίζοντας ένα σημείο αστοχίας σε σχετικά μικρή μετατόπιση, ανεξάρτητα της τιμής που προβλέπεται από την καμπτική συμπεριφορά (τοιχία W_5 , W_6 , W_{11} και W_{13}). Ο δεύτερος παράγοντας είναι η αυτή κάθε αυτή υποεκτίμηση της καμπτικής μετατόπισης αστοχίας, αφού ακόμα και σε περιπτώσεις που δεν προβλέπεται πρόωμη διατμητική αστοχία (τοιχίο W_9) η καμπτική παραμόρφωση αστοχίας είναι μικρότερη από την πειραματική. Τονίζεται ότι η εμπειρική σχέση υπολογισμού της καμπτικής μετατόπισης (Εξ.2.34) είναι ευαίσθητη στην επιρροή της περίσφιγξης, δηλαδή στην ποσότητα $\alpha_{r_{sk}}$. Χαρακτηριστικές είναι οι περιπτώσεις των τοιχίων W_1 , W_7 και W_9 για τα

οποία ισχύει $V_R/P_f > 1$. Η εμπειρική σχέση προβλέπει μετατόπιση (καμπτικής) αστοχίας (Πίνακας 6.1) 67.03mm, 37.21mm και 29.90mm, αντίστοιχα, διαφορές οι οποίες ωφείλονται σχεδόν αποκλειστικά στην επιρροή της περίσφιγξης ($\alpha_{sx}=0.013$, $\alpha_{sx}=0.0038$ και $\alpha_{sx}=0.001$, αντίστοιχα). Για παράδειγμα, η μετατόπιση αστοχίας για το τοιχίο W_1 με $\alpha_{sx}=0.0038$ (όπως του τοιχίου W_7) προκύπτει 40.07mm. Ωστόσο, η επιρροή της περίσφιγξης σε τέτοιο βαθμό δεν επιβεβαιώθηκε πειραματικά.

Πίνακας 6.1 Τιμές αντοχών και μετατοπίσεων κατά EC8-3

Καμπτική συμπεριφορά						
Όνομα δοκιμίου	Καμπτική ροπή $M_y=M_u$ (kNm)	Καμπυλότητα διαρροής ϕ_y (1/m)	Καμπυλότητα αστοχίας ϕ_u (1/m)	Μετατόπιση διαρροής δ_y (mm)	Μετατόπιση αστοχίας δ_u (mm) Εμπειρικό Εξ.(2.34)	Μετατόπιση αστοχίας δ_u (mm) Αναλυτικό Εξ.(2.35)
W_1	191.28	0.0085	0.0975	12.40	67.03	49.45
W_5	179.40	0.0071	0.1338	10.96	29.96 (35.96)*	66.81
W_6	200.80	0.0073	0.0653	11.42	28.43 (34.12)*	38.03
W_7	237.51	0.0083	0.1085	12.38	37.21	55.23
W_9	199.53	0.0075	0.1205	11.64	24.92 (29.90)*	62.37
W_{11}	199.53	0.0075	0.1205	11.64	24.92 (29.90)*	62.37
W_{13}	184.21	0.0071	0.085	11.26	22.39	47.57
Διατμητική συμπεριφορά						
Όνομα δοκιμίου	Λοξός εφελκυσμός V_R (kN) (Εξ.2.39) $\mu=0$	Λοξός εφελκυσμός V_R (kN) (Εξ.2.39) $\mu=τελικό$ Εμπειρικό	Λοξός εφελκυσμός V_R (kN) (Εξ.2.39) $\mu=τελικό$ Αναλυτικό	Αντοχή σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$ (kN) (Εξ.2.40) $\mu=0$	Αντοχή σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$ (kN) (Εξ.2.40) $\mu=τελικό$ Εμπειρικό	Αντοχή σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$ (kN) (Εξ.2.40) $\mu=τελικό$ Αναλυτικό
W_1	327.01	254.93	278.13	252.10	185.42	206.88
W_5	127.18	116.16 (112.68)*	95.39	251.39	225.24 (216.99)*	179.97
W_6	141.52	132.56 (129.57)*	127.51	250.96	228.54 (221.04)*	215.89
W_7	377.15	339.33	311.87	306.73	269.82	243.03
W_9	157.28	148.31 (144.78)*	123.00	306.73	285.73 (277.84)*	226.50
W_{11}	116.72	110.06 (107.56)*	91.27	306.73	285.73 (277.84)*	226.50
W_{13}	110.05	104.61	92.30	276.95	260.52	223.35

* οι τιμές εντός παρενθέσεων αναφέρονται στις τιμές για την περίπτωση «με αντισεισμικές διατάξεις»

Αντίθετα, η αναλυτική σχέση υπολογισμού της μετατόπισης αστοχίας (Εξ.2.35), που ενσωματώνει στους υπολογισμούς την καμπυλότητα αστοχίας, προβλέπει τιμές αστοχίας πιο κοντά στις πειραματικές. Οι τιμές βέβαια αυτές περιορίζονται πάλι από την υποεκτίμηση της διατμητικής συμπεριφοράς. Επισημαίνεται ότι κανονιστικά οι αναλυτικές σχέσεις του EC8-3 δεν έχουν εφαρμογή στα υποωπλισμένα τοιχία (δηλαδή στα τοιχία W_5 , W_6 , W_9 , W_{11} , W_{13}) αφού η εξίσωση υπολογισμού της πλαστικής άρθρωσης ισχύει μόνο για τοιχία «με αντισεισμικές διατάξεις». Εντούτοις, για λόγους πληρότητας εφαρμόστηκαν οι αναλυτικές σχέσεις σε όλα τα τοιχία και παρουσιάστηκαν προηγουμένως. Η αναλυτική σχέση υπολογισμού της (καμπτικής) μετατόπισης αστοχίας είναι ευαίσθητη σε δύο παραμέτρους – στο μήκος της πλαστικής άρθρωσης και στην τιμή της καμπυλότητας αστοχίας. Όσον αφορά το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, εναλλακτικά της εξίσωσης που προτείνεται από τον EC8-3, εφαρμόστηκε και η Εξ.3.20 για όλα τα τοιχία, ανεξαρτήτως του τρόπου όπλισής τους. Οι τιμές του μήκους της πλαστικής άρθρωσης που προκύπτουν με την χρήση και των δύο σχέσεων και οι αντίστοιχες μετατοπίσεις αστοχίας συνοψίζονται στον Πίνακα 6.2. Όπως προκύπτει από τον Πίνακα 6.2 η Εξ.3.20 οδηγεί σε μικρότερα μήκη πλαστικής άρθρωσης, μειώνοντας αντιστοίχως και τις προβλεπόμενες τιμές της μετατόπισης αστοχίας, οι οποίες προσεγγίζουν περισσότερο τις πειραματικά μετρημένες.

Πίνακας 6.2 Μήκη πλαστικής άρθρωσης και μετατόπιση αστοχίας κατά EC8-3 και Εξ.3.20

Όνομα δοκιμίου	EC8-3		Εξ.3.20		Πειραματικές τιμές
	L_{pl} (m)	δ_u (mm) (βλ. και Πίνακα 6.1)	L_{pl} (m)	δ_u (mm)	δ_u (mm)
W_1	0.309	49.45	0.288	47.20	44.80
W_5	0.330	66.81	0.240	52.86	29.25
W_6	0.346	38.03	0.185	26.54	22.00
W_7	0.319	55.23	0.271	47.33	52.01
W_9	0.337	62.37	0.248	50.19	44.30
W_{11}	0.337	62.37	0.248	50.19	44.99
W_{13}	0.352	47.57	0.248	37.86	25.50

Όσον αφορά την καμπυλότητα αστοχίας αυτή εξαρτάται κατά πολύ από το κριτήριο αστοχίας της διατομής, το οποίο στις περιπτώσεις του μη φθιτού κλάδου είναι η αστοχία του εφεκλυόμενου χάλυβα. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η αστοχία του χάλυβα λαμβάνεται στην παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο $0.60\varepsilon_{su}$ όπως προτείνεται από τον EC8-3, λαμβάνοντας έτσι υπόψη την επιρροή της ανακύκλισης στην συμπεριφορά του. Όπως φάνηκε και κατά τους υπολογισμούς η θεώρηση αυτή οδηγεί σε ρεαλιστικές τιμές

μετατόπισης αστοχίας (για παράδειγμα η μετατόπιση αστοχίας του τοιχίου W_7 για ε_{su} προκύπτει 87.30mm), ενώ σε κάποιες περιπτώσεις η αστοχία του χάλυβα για αυτές τις μετατοπίσεις επιβεβαιώνεται και πειραματικά (περίπτωση W_7 ή ακόμα και τοιχία W_8 -SS και W_{15} -SS από τα ενισχυμένα δοκίμια).

6.3 Αριθμητική προσέγγιση

Στην συγκεκριμένη διατριβή η αριθμητική προσομοίωση κάθε τοιχίου πραγματοποιείται με την χρήση μίας σειράς γραμμικών στοιχείων (elements). Η βιβλιοθήκη του OpenSees προσφέρει δύο διαφορετικά στοιχεία για μη-γραμμική ανάλυση με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία: το Displacement-Based Beam-Column Element (DBE) και το Force-Based Beam-Column Element (FBE). Τα δύο αυτά στοιχεία αναφέρονται, αντίστοιχα, στις δύο πιο διαδεδομένες μεθόδους μη-γραμμικής ανάλυσης: την Μέθοδο των Μετατοπίσεων (Stiffness ή Displacement Method) και την Μέθοδο των Δυνάμεων (Flexibility ή Force Method), η διαφοροποίηση των οποίων έγκειται στην θεώρηση των συναρτήσεων συναρμογής κατά την ολοκλήρωση των ιδιοτήτων της διατομής στο μήκος του κάθε στοιχείου (element). Το θεωρητικό υπόβαθρο των μεθόδων αυτών μπορεί να αναζητηθεί στην διεθνή βιβλιογραφία (π.χ. *Taucer et al.*, 1991; *Spracone et al.*, 1992; *Neuenhofer and Filippou*, 1997 κ.α.). Στην συγκεκριμένη διατριβή χρησιμοποιείται το FBE αφού, όπως έχει αποδειχθεί από άλλους ερευνητές (π.χ. *Zeris and Mahin*, 1988; *Correia et al.*, 2008), οδηγεί σε πιο ακριβή αποτελέσματα, ιδίως σε περιπτώσεις φθιτής απόκρισης του μέλους.

Τονίζεται ότι τα παραπάνω μοντέλα αφορούν μόνο την καμπτική συμπεριφορά, αφού βασίζονται στην επίλυση της διατομής, και επομένως δεν περιλαμβάνουν την επιρροή της διάτμησης ούτε στην αντοχή ούτε στην παραμόρφωση του στοιχείου. Η συνεισφορά της διάτμησης στην συνολική παραμόρφωση ενός μέλους (υπό την προϋπόθεση ότι είναι επαρκώς οπλισμένο έναντι τέμνουσας) μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα στην περίπτωση συνήθων υποστρωμάτων και δοκών. Ωστόσο, σε συνήθη τοιχία η συνεισφορά της διάτμησης δεν μπορεί να αγνοηθεί και τείνει να γίνει μεγαλύτερη όσο ο λόγος διάτμησης γίνεται μικρότερος. Ειδικά στην περίπτωση των τοιχίων της συγκεκριμένης διατριβής όπου μελετώνται, μεταξύ άλλων, τοιχία με μικρά ποσοστά διατμητικού οπλισμού, πρέπει να εξεταστεί και η επιρροή της διάτμησης στην φέρουσα ικανότητα των τοιχίων.

Ένα άλλο στοιχείο το οποίο περιλαμβάνεται στην βιβλιοθήκη του OpenSees είναι το Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element (FSI), βασισμένο στην

μελέτη των *Massone et al.*(2006) και *Orakcal et al.*(2006), το οποίο, σε αντίθεση με τα προαναφερθέντα στοιχεία, λαμβάνει υπόψη και την επιρροή της διατμητικής συνιστώσας.

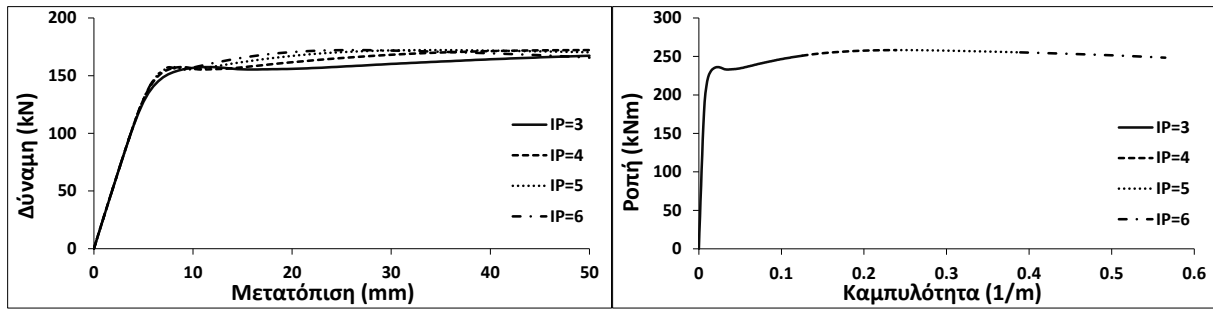
6.3.1 Force-Based Beam-Column Element

Το FBE, αν και μπορεί να αντιμετωπίσει ορθότερα την περίπτωση του φθιτού κλάδου σε σχέση με το DBE, παρουσιάζει προβλήματα μοναδικότητας της λύσης (size effect) (*Zeris and Mahin, 1988; Coleman and Spacone, 2001*). Πιο συγκεκριμένα, για δεδομένη στοχευόμενη μετατόπιση, η απαίτηση καμπυλότητας ποικίλλει ανάλογα με τον αριθμό των σημείων ολοκλήρωσης (Integration Points – IPs). Στην περίπτωση του προβόλου, το πλαστικό μέρος της καμπυλότητας μετά την διαρροή συγκεντρώνεται στην περιοχή μεταξύ των πρώτων δύο σημείων ολοκλήρωσης κοντά στην βάση, το οποίο ταυτίζεται με την περιοχή της πλαστικής ζώνης. Αντίθετα, όλα τα υπόλοιπα σημεία ολοκλήρωσης παραμένουν στην ελαστική περιοχή επηρεάζοντας επομένως κατά πολύ λιγότερο την καμπυλότητα, την μετακίνηση και την ροπή.

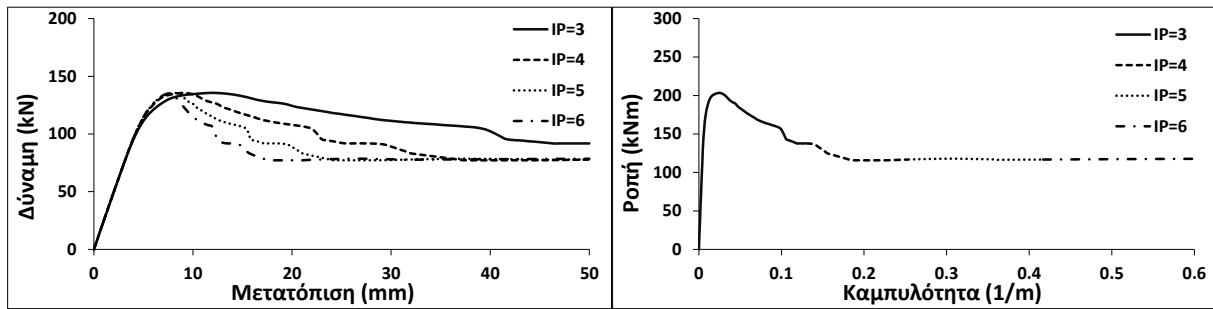
Τα σημεία ολοκλήρωσης ορίζονται ανάλογα με την μέθοδο ολοκλήρωσης. Μία από τις πλέον χρησιμοποιούμενες μεθόδους είναι η Gauss-Lobatto, σύμφωνα με την οποία σε κάθε στοιχείο τοποθετούνται τουλάχιστον δύο σημεία ολοκλήρωσης στα δύο άκρα, ενώ οι θέσεις, x_i , και τα βάρη, w_i , του κάθε σημείου καθορίζονται άμεσα από τον αριθμό τους⁴. Όσο περισσότερα είναι τα σημεία ολοκλήρωσης τόσο μικρότερο είναι το μήκος μεταξύ των πρώτων δύο σημείων και επομένως τόσο μεγαλύτερη είναι και η απαίτηση σε καμπυλότητα.

Το πρόβλημα της μοναδικότητας της λύσης γίνεται ακόμα εντονότερο στην περίπτωση μελών με φθιτή απόκριση. Ενώ στην περίπτωση της απόκρισης με κράτυνση το πρόβλημα εντοπίζεται μόνο στην απαίτηση καμπυλότητας στα άκρα (το P-δ συγκλίνει σε μία λύση με την αύξηση των σημείων ολοκλήρωσης) στην περίπτωση του φθιτού κλάδου η κλίση του επηρεάζεται σημαντικά από τον αριθμό των σημείων. Όσο περισσότερα είναι τα σημεία ολοκλήρωσης τόσο πιο φθιτή είναι και η απόκριση του μέλους (*Coleman and Spacone, 2001; Scott and Fenves, 2006*). Ενδεικτικά, στο Σχήμα 6.2 παρατίθενται οι καμπύλες P-δ και οι αντίστοιχες απαιτήσεις καμπυλότητας στην βάση για δύο περιπτώσεις (α) μετελαστικού κλάδου με κράτυνση και (β) φθιτού μετελαστικού κλάδου (τοιχία W_7 και W_{13} αντίστοιχα).

⁴ Για τις θέσεις και τα βάρη των σημείων της μεθόδου Gauss-Lobatto (όπως και για άλλες μεθόδους) βλέπε Abramowitz M. and Stegun C.A., editors. Handbook of Mathematical Functions with Formulas, Graphs, and Mathematical Tables. Dover, New York, NY, 9th edition, 1972.

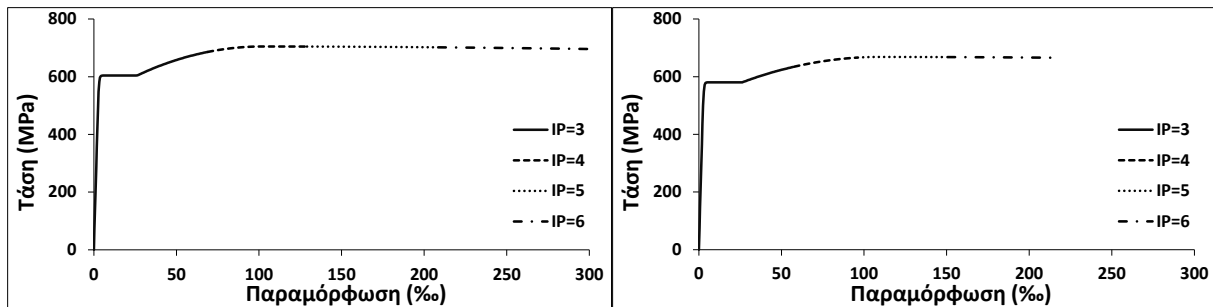


(α) Τοιχίο W_7



(β) Τοιχίο W_{13}

Σχήμα 6.2 Διαγράμματα P-δ και M-φ τοιχίων W_7 και W_{13}



(α) Τοιχίο W_7

(β) Τοιχίο W_{13}

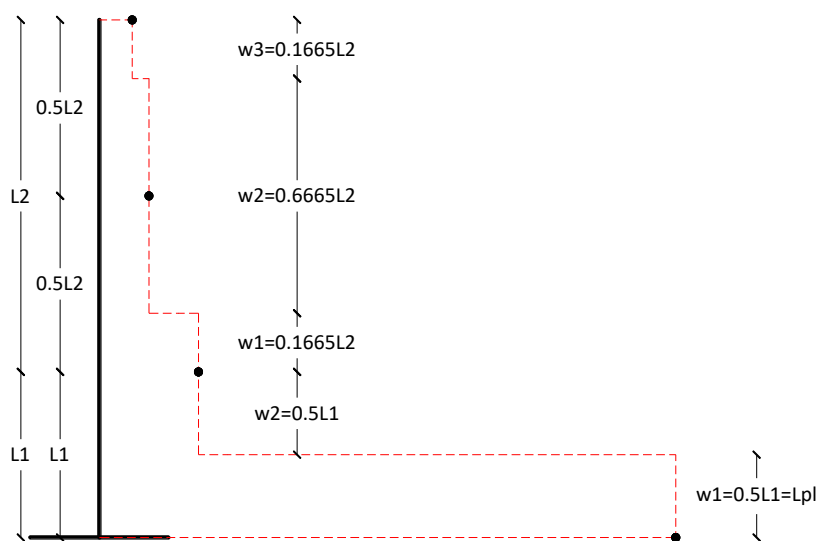
Σχήμα 6.3 Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα τοιχίων W_7 και W_{13}

Ο ορισμός ενός αντικειμενικού κριτηρίου που θα ορίζει την “ορθότητα” της τελικής λύσης είναι ιδιαίτερα δυσχερές. Μία ενεργειακή προσέγγιση έχει προταθεί από τους *Coleman and Sracone* (2001), σύμφωνα με την οποία τροποποιείται το διάγραμμα σ - ϵ του σκυροδέματος έτσι ώστε να παραμένει σταθερή η απώλεια ενέργειας μετά την έναρξη του φθιτού κλάδου, ενώ ταυτόχρονα γίνεται διόρθωση της τελικής απαίτησης καμπυλότητας. Η τροποποίηση του σ - ϵ και η διόρθωση της καμπυλότητας γίνεται συναρτήσει του μήκους $L_{IP} = w_1 L_v$, δηλαδή του μήκους (finite length) του πρώτου σημείου ολοκλήρωσης όπως αυτό προκύπτει ανάλογα με τον αριθμό των σημείων που επιλέγεται. Ωστόσο, ανεξάρτητα από την εφαρμογή ή όχι κάποιου υπολογιστικού κριτηρίου είναι δυνατή και η ποιοτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που δίνει κάθε ανάλυση. Για παράδειγμα, οι (μεγάλες) απαιτήσεις καμπυλότητας για IP=5 και IP=6 (βλ. Σχήμα 6.2) οδηγούν σε παραμορφώσεις

χάλυβα πολύ πέραν του ορίου αστοχίας (Σχήμα 6.3), δηλαδή σε αποτελέσματα χωρίς φυσική πλέον σημασία.

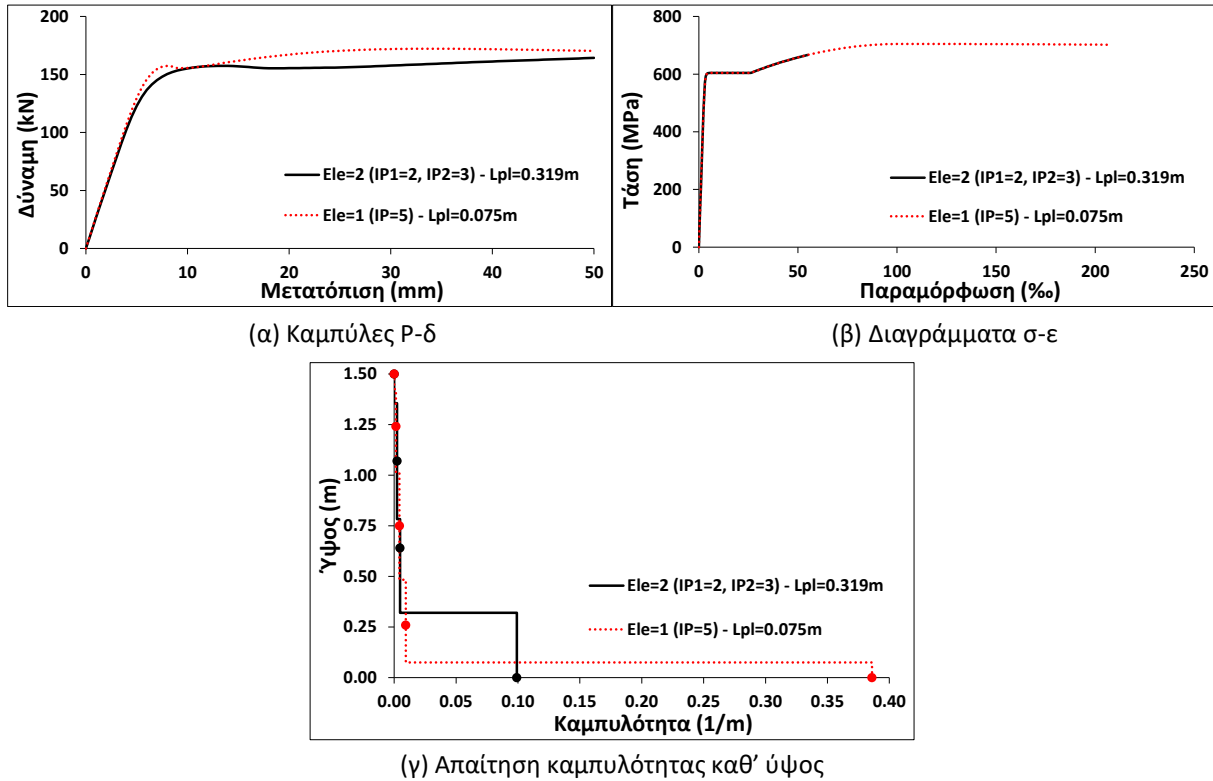
6.3.1.1 Επιρροή μήκους πλαστικής άρθρωσης

Κατά την προσομοίωση ενός μέλους με ένα FBE με την μέθοδο Gauss-Lobatto ο αριθμός των σημείων ολοκλήρωσης μπορεί να επιλεγεί τέτοιος ώστε το “μήκος” (finite length) του πρώτου σημείου ολοκλήρωσης $L_{IP1}=w_1*L_V$ να ταυτίζεται με το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, L_{pl} . Ωστόσο, επειδή οι θέσεις και τα βάρη είναι προκαθορισμένα για κάθε αριθμό σημείων ολοκλήρωσης, στις περισσότερες των περιπτώσεων είναι αδύνατος ο ορισμός τόσων σημείων ώστε να προκύπτει $L_1=L_{pl}$. Έτσι, στην περίπτωση αυτή είναι υποχρεωτική η χρησιμοποίηση κι άλλων επιπλέον στοιχείων, που όμως αυξάνουν τον υπολογιστικό φόρτο. Στα πλαίσια της συγκεκριμένης διατριβής, κατά την οποία μελετούνται μεμονωμένα στοιχεία και όχι κτήρια, η διαφορά στον υπολογιστικό φόρτο μεταξύ των διάφορων μοντελοποιήσεων είναι αμελητέα. Επομένως, για την σωστότερη προσομοίωση του τοιχίου χρησιμοποιούνται δύο στοιχεία. Το μήκος, L_1 , του πρώτου στοιχείου με $IP_1=2$ επιλέγεται τέτοιο ώστε το $L_{IP1}=w_1*L_1=0.5*L_1$ να ταυτίζεται με το μήκος πλαστικής άρθρωσης. Ο αριθμός των σημείων ολοκλήρωσης του δεύτερου στοιχείου έχει μικρή σημασία στην συνολική συμπεριφορά (καμπυλότητα, ροπή, μετακίνηση) αφού πρακτικά παραμένει στην ελαστική περιοχή. Για το δεύτερο στοιχείο, μήκους L_2 , επιλέγεται $IP_2=3$ όπου δίνει $x_1=-1$, $x_2=0$, $x_3=1$ δηλαδή $x_1=0$, $x_2=0.5L_2$, $x_3=L_2$ ενώ για τα βάρη ισχύει $w_1=0.333$, $w_2=1.333$, $w_3=0.333$ δηλαδή $w_1=0.1665L_2$, $w_2=0.6665L_2$ και $w_3=0.1665L_2$ (Σχήμα 6.4).



Σχήμα 6.4 Θέσεις και βάρη σημείων ολοκλήρωσης κατά την μοντελοποίηση με 2 στοιχεία

Η επιρροή της διαφορετικής προσομοίωσης φαίνεται στο Σχήμα 6.5 στο οποίο παρατίθενται ενδεικτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης του τοιχίου W_7 χρησιμοποιώντας δύο στοιχεία σύμφωνα με το Σχήμα 6.4 (με $L_{pl}=0.32m$ κατά τον EC8-3) είτε χρησιμοποιώντας ένα τυπικό μοντέλο με ένα στοιχείο και πέντε σημεία ολοκλήρωσης.



Σχήμα 6.5 Μοντελοποίηση τοιχίου W_7 με ένα και δύο στοιχεία

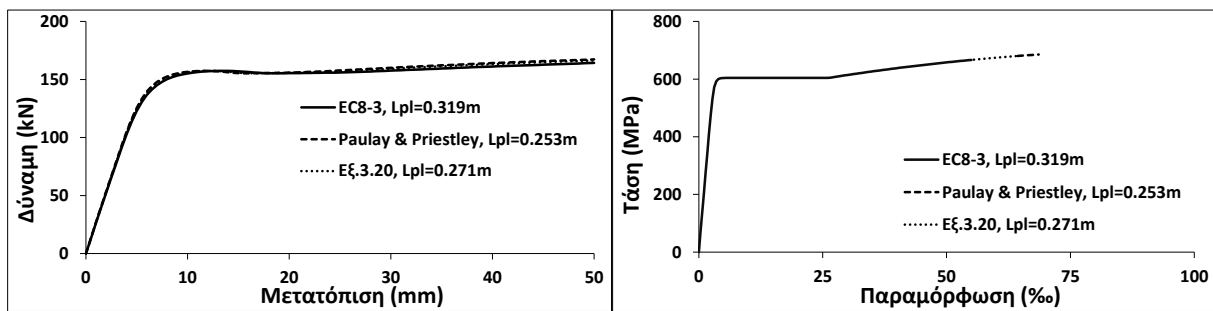
Όπως διαπιστώνεται η χρήση δύο στοιχείων οδηγεί σε ρεαλιστικές τιμές απαίτησης καμπυλότητας (0.099 έναντι 0.385) (Σχήμα 6.5γ) και αντίστοιχα σε ρεαλιστικές τιμές παραμόρφωσης χάλυβα (55‰ έναντι 206‰) (Σχήμα 6.5β).

Για τον υπολογισμό του μήκους της πλαστικής άρθρωσης έχουν προταθεί διάφορες εμπειρικές σχέσεις, κάποιες από τις οποίες έχουν παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο 2. Από αυτές θα χρησιμοποιηθούν η εκτίμηση των Paulay and Priestley (Εξ.2.16) και του EC8-3 (Εξ.2.37) μαζί με το αντίστοιχο προσομοίωμα περίσφιγξης, η οποία όμως έχει εφαρμογή μόνο σε τοιχία «με αντισεισμικές» διατάξεις. Επίσης, εκτίμηση του μήκους της πλαστικής άρθρωσης μπορεί να γίνει και μέσω της Εξ.3.20 η οποία πρώτα απαιτεί τον υπολογισμό του διαγράμματος M-φ ώστε να προσδιορισθούν τα σημεία της διαρροής του πρώτου εφελκόμενου χάλυβα και η αντοχή της διατομής. Οι τρεις παραπάνω τρόποι θα εφαρμοστούν για λόγους σύγκρισης στα τοιχία W_7 και W_{13} (Πίνακας 6.3).

Πίνακας 6.3 Μήκος πλαστικής άρθρωσης L_{pl} (m) για τα τοιχεία W_7 και W_{13}

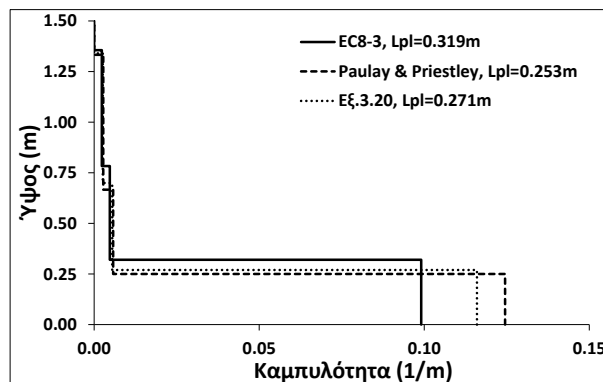
Όνομα δοκιμίου	Paulay and Priestley	EC8-3	Εξ.3.20
W_7	0.253	0.319	0.271
W_{13}	0.273	-	0.248

Όπως διαπιστώνεται από τα Σχήματα 6.6 και 6.7 οι διαφορετικές εκτιμήσεις του μήκους πλαστικής άρθρωσης οδηγούν σε παρόμοιες καμπύλες P-δ χωρίς να αλλάζουν σημαντικά ούτε την απαίτηση σε καμπυλότητα ούτε τις αντίστοιχες παραμορφώσεις του χάλυβα, οδηγώντας πάντα σε ρεαλιστικά αποτελέσματα. Επομένως, για τις ανάγκες της ανάλυσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις παραπάνω εκτιμήσεις χωρίς μεγάλες αποκλίσεις.



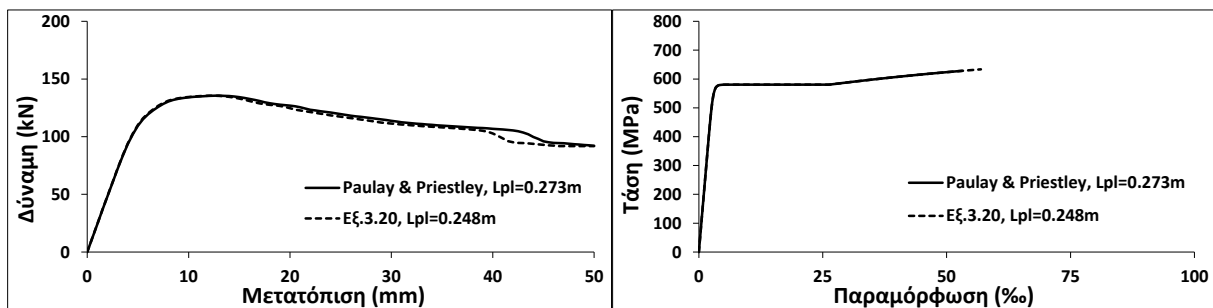
(α) Καμπύλες P-δ

(β) Διαγράμματα σ-ε



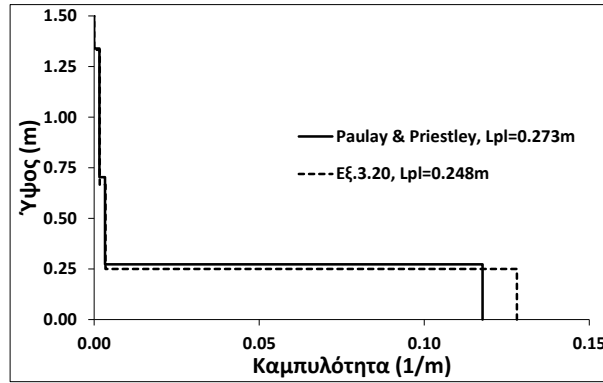
(γ) Απαίτηση καμπυλότητας καθ' ύψος

Σχήμα 6.6 Επιρροή μήκους πλαστικής άρθρωσης στο τοιχείο W_7



(α) Καμπύλες P-δ

(β) Διαγράμματα σ-ε

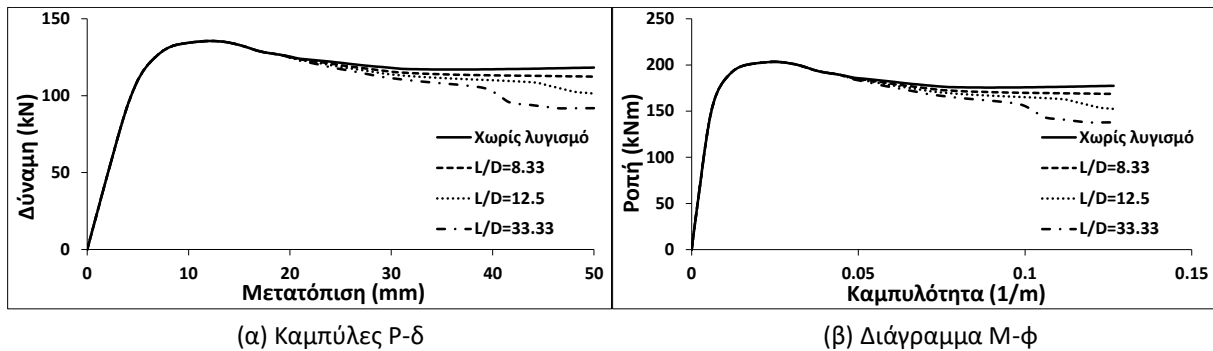


(γ) Απαίτηση καμπυλότητας καθ' ύψος

Σχήμα 6.7 Επιρροή μήκους πλαστικής άρθρωσης στο τοιχίο W_{13}

6.3.1.2 Επιρροή λυγισμού θλιβόμενων ράβδων

Η επιρροή του λυγισμού εισάγεται ως απομείωση των τάσεων του θλιβόμενου χάλυβα σύμφωνα με το μοντέλο των *Dhakai and Maekawa* (2002a,2002b), όπως έχει περιγραφεί στο Κεφάλαιο 3 (§3.3.5). Η απομείωση αυτή είναι συνάρτηση του λόγου L/D όπου L είναι η απόσταση των συνδετήρων (από κέντρο σε κέντρο) και D η διάμετρος της διαμήκου ράβδου. Στο Σχήμα 6.8 παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του τοιχίου W_{13} για τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις – χωρίς λυγισμό, $L/D=8.33$, $L/D=12.5$ και $L/D=33.33$ (ο πραγματικός λόγος). Όπως διαπιστώνεται από τα αποτελέσματα της ανάλυσης ο λυγισμός επηρεάζει τις καμπύλες P-δ, οδηγώντας σε πιο φθιτούς κλάδους. Ωστόσο η επιρροή αυτή είναι εμφανής κυρίως μετά τις μετατοπίσεις των 30mm όταν και πειραματικά το φαινόμενο του λυγισμού είχε ήδη εκδηλωθεί.



(α) Καμπύλες P-δ

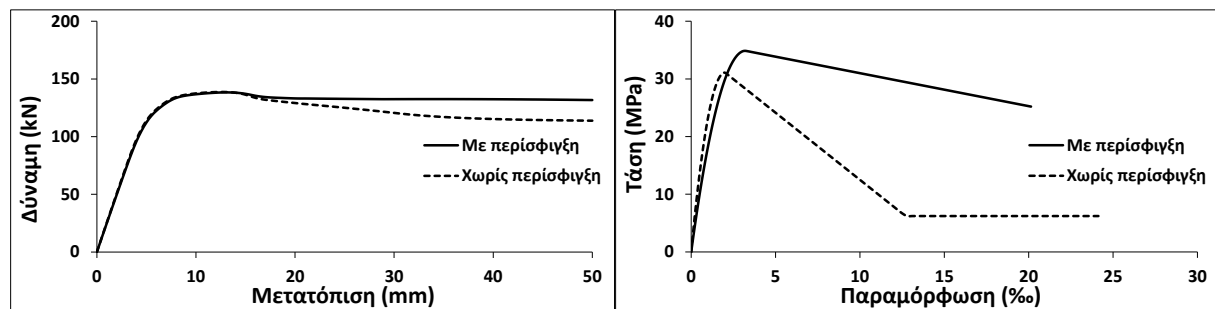
(β) Διάγραμμα M-φ

Σχήμα 6.8 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W_{13} για διάφορους λόγους L/D

6.3.1.3 Επιρροή περίσφιγξης

Ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης P-δ εξαρτάται, εκτός από τον λυγισμό των θλιβόμενων ράβδων, και από την δυνατότητα παραμόρφωσης του σκυροδέματος. Στο

Σχήμα 6.9 φαίνονται τα αποτελέσματα της επίλυσης του τοιχίου W_9 (ή W_{11}) αμελώντας ή όχι την παρουσία των ανοιχτών συνδετήρων ως σπλισμό περίσφιγξης.



(α) Καμπύλες P-δ

(β) Διάγραμμα σ-ε σκυροδέματος

Σχήμα 6.9 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W_9 με ή χωρίς περίσφιγξη

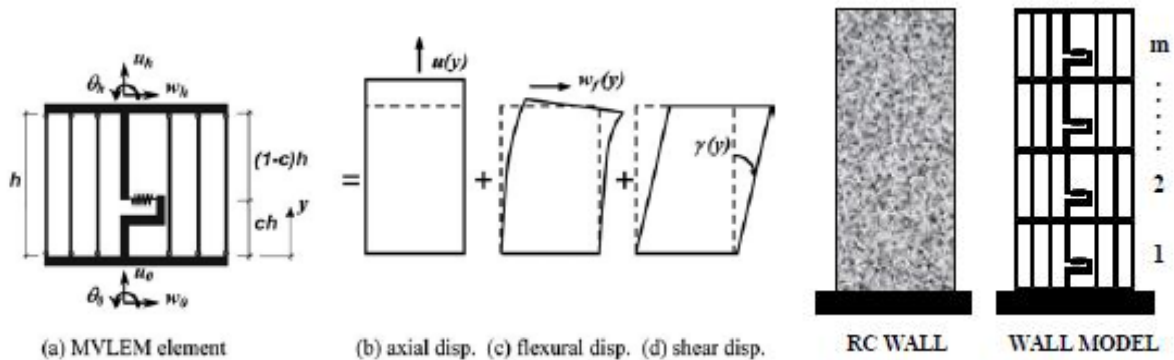
Όπως διαπιστώνεται η σημαντική διαφορά στην δυνατότητα παραμόρφωσης του σκυροδέματος χωρίς σημαντική πτώση της αντοχής του (Σχήμα 6.9β) οδηγεί σε πτώση της φέρουσας ικανότητας του τοιχίου (χωρίς ωστόσο να επηρεάζεται σημαντικά η τελική απαίτηση σε καμπυλότητα και η παραμόρφωση του χάλυβα). Τονίζεται ότι η επιρροή αυτή αφορά μόνο τον μετελαστικό κλάδο του P-δ και δεν επηρεάζει την μέγιστη φέρουσα ικανότητα (αντοχή) του τοιχίου.

Στις προηγούμενες παραγράφους εξετάστηκε η επιρροή που έχουν σε επίπεδο ανάλυσης διάφοροι παράμετροι μοντελοποίησης και υλικών χρησιμοποιώντας το FBE. Όλα τα αποτελέσματα της ανάλυσης τόσο των αρχικών όσο και των ενισχυμένων τοιχίων παρατίθενται συγκεντρωτικά στην συνέχεια (§6.3.3.1, Σχήμα 6.20) σε σύγκριση με τις πειραματικές καμπύλες.

6.3.2 Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element

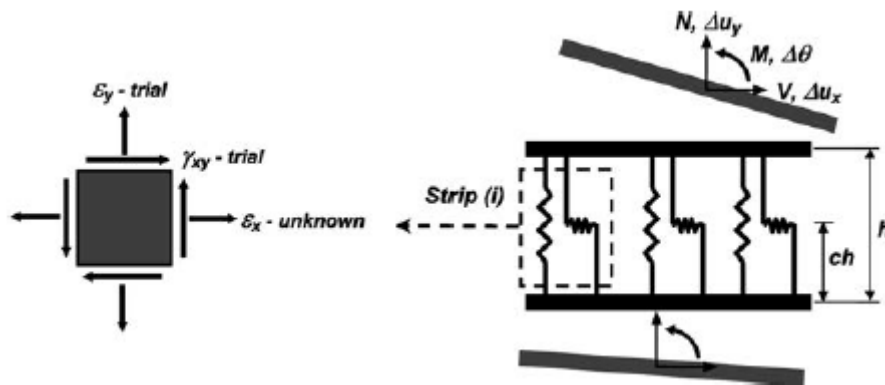
Ένα εναλλακτικό αριθμητικό μοντέλο που εστιάζει ειδικά στην προσομοίωση τοιχίων σπλισμένου σκυροδέματος είναι αυτό που προτείνεται από τους *Massone et al.* (2006). Η βάση της παραπάνω προσομοίωσης είναι ένα μακροσκοπικό μοντέλο ινών (fiber model), που αναφέρεται ως Multiple-Vertical-Line-Element-Model (MVLEM), το οποίο είχε προταθεί από τους *Vulcano et al.* (1988). Σύμφωνα με αυτή την προσέγγιση ένα τοίχιο μοντελοποιείται ως μια στοίβα πολλών στοιχείων (MVLEs), τοποθετημένα το ένα πάνω στο άλλο. Κάθε MVLE προσομοιώνεται από μια σειρά από μονοαξονικά στοιχεία (ίνες) συνδεδεμένα με άκαμπτες δοκούς, προκειμένου να προσομοιωθεί η καμπτική συμπεριφορά, και από ένα οριζόντιο ελατήριο, προκειμένου να προσομοιωθεί η διατμητική

συμπεριφορά (Σχήμα 6.10). Ωστόσο, αυτή η προσομοίωση δεν λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση μεταξύ διάτμησης και κάμψης.



Σχήμα 6.10 Ορισμός του MVLEM και μοντελοποίηση τοιχίου (Massone et al., 2006; Orakcal et al., 2006)

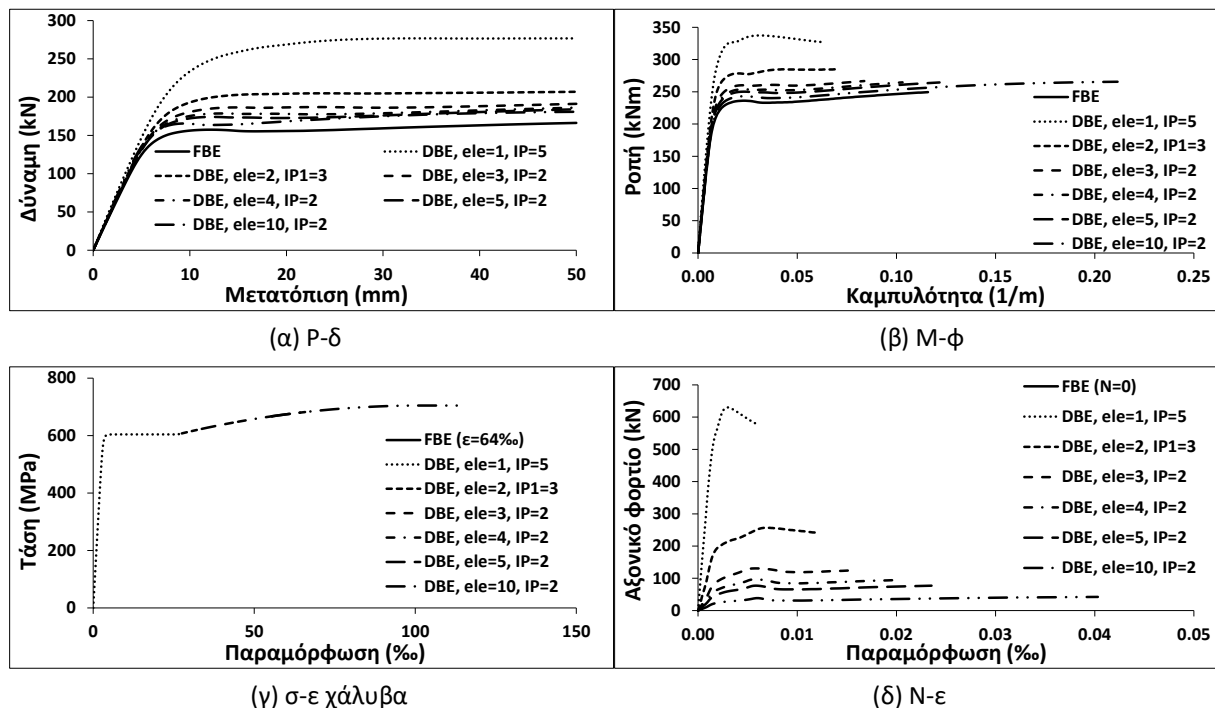
Εν όψει του περιορισμού αυτού, οι *Massone et al.* (2006) και *Orakcal et al.* (2006) πρότειναν ένα βελτιωμένο μοντέλο, αποδίδοντας ένα διατμητικό ελατήριο σε κάθε ένα ξεχωριστά, επιτυγχάνοντας έτσι λειτουργία μεμβράνης για κάθε στοιχείο MVLE. Το παραπάνω μοντέλο έχει ενσωματωθεί στην μεθοδολογία επίλυσης ενός κλασικού DBE και περιλαμβάνεται στην βιβλιοθήκη στοιχείων του OpenSees ως Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element (FSI).



Σχήμα 6.11 Τροποποιημένο MVLE – μεμβρανική λειτουργία (Massone et al., 2006)

Όσον αφορά το κλασικό στοιχείο DBE η ακρίβεια της ανάλυσης καθορίζεται πρωτίστως από τον αριθμό των στοιχείων (και όχι τόσο από τον αριθμό των σημείων ολοκλήρωσης όπως στο FBE). Για παράδειγμα, για το τοιχίο W₇ χαρακτηριστική είναι η σύγκριση της χρήσης ενός μόνο στοιχείου FBE (Σχήμα 6.5) και ενός μόνο στοιχείου DBE (Σχήμα 6.12) και τις δύο φορές με πέντε σημεία ολοκλήρωσης (IP=5). Η χρήση ενός μόνο στοιχείου DBE οδήγησε σε πολύ μεγάλο αξονικό φορτίο (N=0 για FBE) με συνέπεια την ανάπτυξη μεγάλης ροπής και κατ'επέκταση οριζόντιας δύναμης. Η επιρροή του αριθμού των στοιχείων

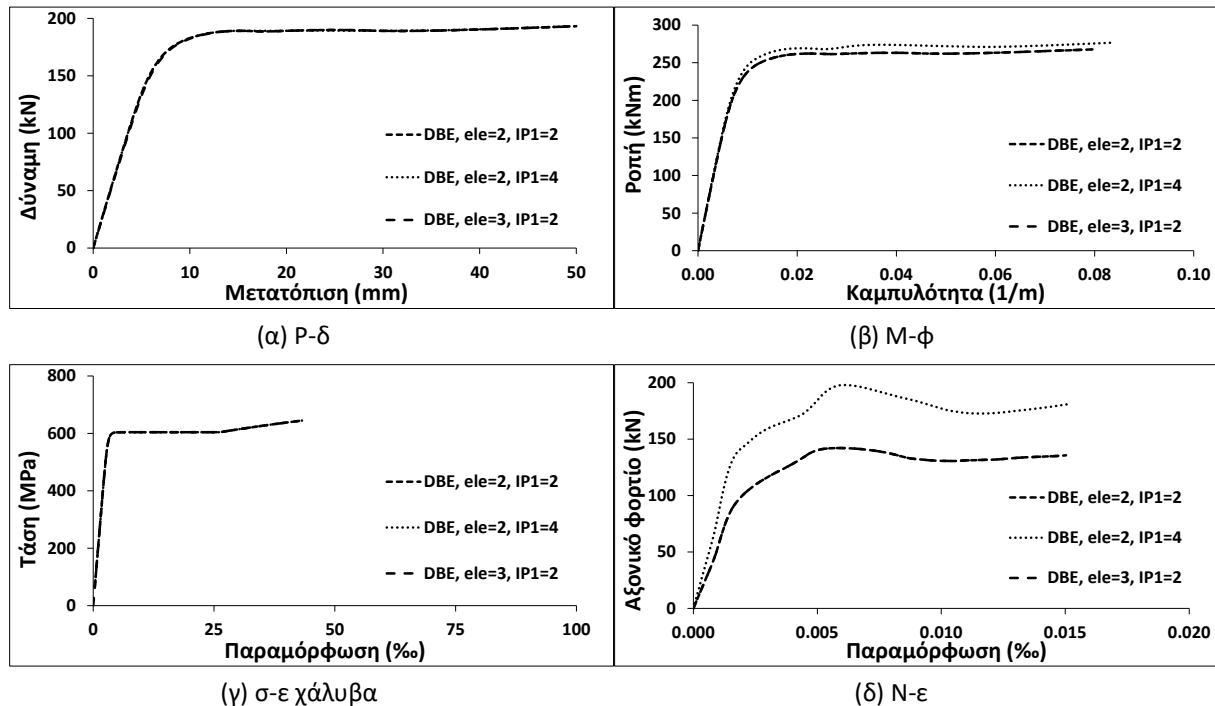
φαίνεται στο Σχήμα 6.12 στο οποίο το συνολικό ύψος του τοιχίου W_7 ισομοιράζεται ανάλογα με τον αριθμό των στοιχείων και, επομένως, αλλάζει αναλόγως και το μήκος του πρώτου στοιχείου. Όπως προκύπτει από τις αναλύσεις η καμπύλη P-δ συγκλίνει σε μία λύση με την αύξηση του αριθμού των στοιχείων (και επομένως με την μείωση του μήκους του πρώτου στοιχείου). Με την αύξηση του αριθμού των στοιχείων μειώνεται η τιμή του αξονικού φορτίου στο πρώτο στοιχείο και επομένως η λύση σε επίπεδο φέρουσας ικανότητας προσεγγίζει αυτήν με τη χρήση του FBE (με χρήση δύο στοιχείων). Ωστόσο, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.12β η χρήση πολλών στοιχείων (π.χ. 10 στοιχεία) οδηγεί σε μεγάλες απαιτήσεις καμπυλότητας και αντίστοιχα σε μεγάλες τιμές παραμόρφωσης χάλυβα, μεγαλύτερες και από την παραμόρφωση θραύσης του χάλυβα, καθιστώντας έτσι παράλληλα και τις αντίστοιχες ολικές μετατοπίσεις στην κορυφή του τοιχίου μη αποδεκτές. Αντίθετα, η χρήση τεσσάρων ή πέντε στοιχείων οδηγεί σε ικανοποιητική καμπύλη P-δ με απαιτήσεις καμπυλότητας και παραμορφώσεις χάλυβα αντίστοιχες με αυτές της προσομοίωσης με χρήση FBE.



Σχήμα 6.12 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W_7 , για διάφορους αριθμούς στοιχείων με χρήση DBE

Για σταθερό το μήκος του πρώτου στοιχείου ο χωρισμός του υπόλοιπου τμήματος (ο αριθμός των στοιχείων) παίζει ασήμαντο ρόλο στα αποτελέσματα της ανάλυσης και ως προς την ολική απόκριση του μέλους (P-δ) και ως προς την απαίτηση καμπυλότητας στην βάση (M-φ) (Σχήμα 6.13 για ele=2 και ele=3 με $IP_1=2$ και σταθερό το μήκος του πρώτου

στοιχείου). Ο αριθμός των σημείων ολοκλήρωσης σε κάθε στοιχείο (και κυρίως στο πρώτο) επηρεάζει αλλά σε σχετικά μικρό βαθμό την απαίτηση καμπυλότητας και ελάχιστα την καμπύλη P-δ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.13 (για ele=2 με $IP_1=2$ και $IP_1=4$ και σταθερό το μήκος του πρώτου στοιχείου).

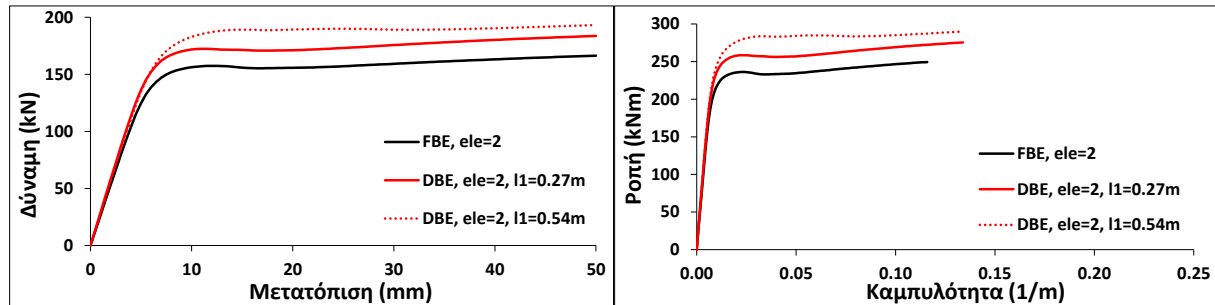


Σχήμα 6.13 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W_7 για σταθερό μήκος του $1^{ου}$ στοιχείου με χρήση DBE

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, επομένως, προκύπτει ότι κατά την διακριτοποίηση μεγάλη σημασία έχει το μήκος του πρώτου στοιχείου (είτε με διακριτοποίηση με δύο στοιχεία, είτε με πολλά στοιχεία και επομένως μικρό μήκος του πρώτου). Στο Σχήμα 6.14 φαίνονται τα αποτελέσματα δύο αναλύσεων του τοιχίου W_7 κατά τις οποίες η διακριτοποίηση έγινε με δύο στοιχεία (και $IP_1=IP_2=2$) αλλά με διαφορετικό μήκος του πρώτου στοιχείου κάθε φορά, $l_1=L_{pz}=0.54m$ και $l_1=L_{pl}=0.27m$, αντίστοιχα. Στο συγκεκριμένο σχήμα ενδιαφέρον παρουσιάζει όχι μόνο η απαίτηση καμπυλότητας στην βάση του τοιχίου αλλά και η κατανομή της καμπυλότητας καθ' ύψος, η οποία παρατίθεται στο (γ) ενδεικτικά για μετατόπιση κορυφής $\delta=30cm$.

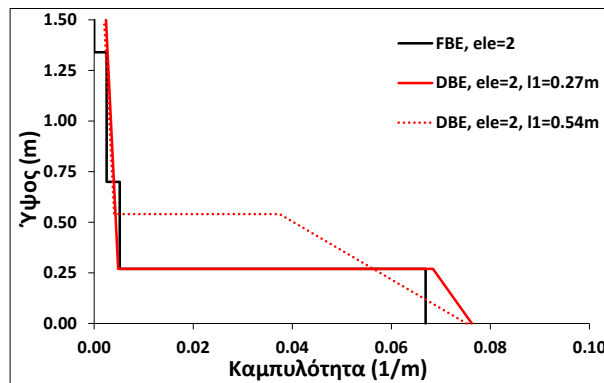
Συμπερασματικά από τα παραπάνω προκύπτει ότι η διακριτοποίηση του τοιχίου εξαρτάται ως ένα βαθμό και από τα αποτελέσματα που χρειάζεται να αξιολογηθούν. Αν κριτήριο είναι η φέρουσα ικανότητα τότε μία διακριτοποίηση με πολλά ίσου μήκους στοιχεία (ή διαφορετικά όσο μικρότερο μήκος έχει το πρώτο στοιχείο) οδηγεί σε λύσεις που συγκλίνουν στην φέρουσα ικανότητα με χρήση του FBE. Ωστόσο, σε τοπικό επίπεδο

(απαίτηση καμπυλότητας) μπορεί να προκύψουν αποτελέσματα χωρίς φυσική σημασία, όπως μεγαλύτερες παραμορφώσεις χάλυβα από την παραμόρφωση θραύσης, και επομένως μη αποδεκτές ολικές μετατοπίσεις. Αντίθετα, αν κριτήριο είναι η καλύτερη απεικόνιση της τοπικής συμπεριφοράς (απαίτηση και κατανομή καμπυλότητας, μικρότερες τιμές παραμορφώσεων χάλυβα) τότε μία αποδεκτή προσέγγιση είναι η διακριτοποίηση με το μήκος του πρώτου στοιχείου να είναι ίσο με το εκτιμώμενο μήκος της πλαστικής άρθρωσης (και $n_{p1}=2$).



(α) Καμπύλες P-δ

(β) M-φ

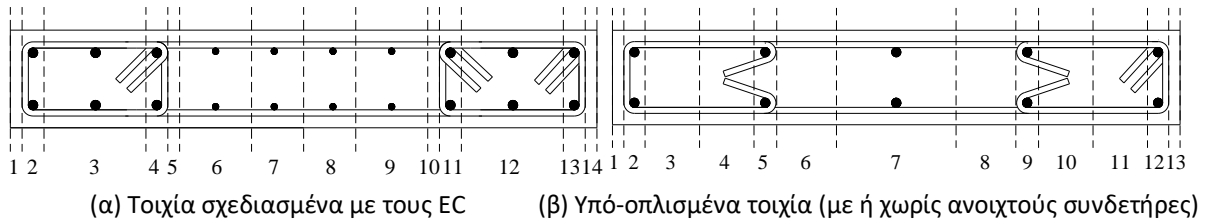
(γ) Κατανομή καμπυλότητας καθ' ύψος για $\delta=30\text{cm}$

Σχήμα 6.14 Διακριτοποίηση τοιχίου W, με δύο στοιχεία FBE και DBE

6.3.2.1 Μοντελοποίηση – επιρροή παραμέτρων ανάλυσης

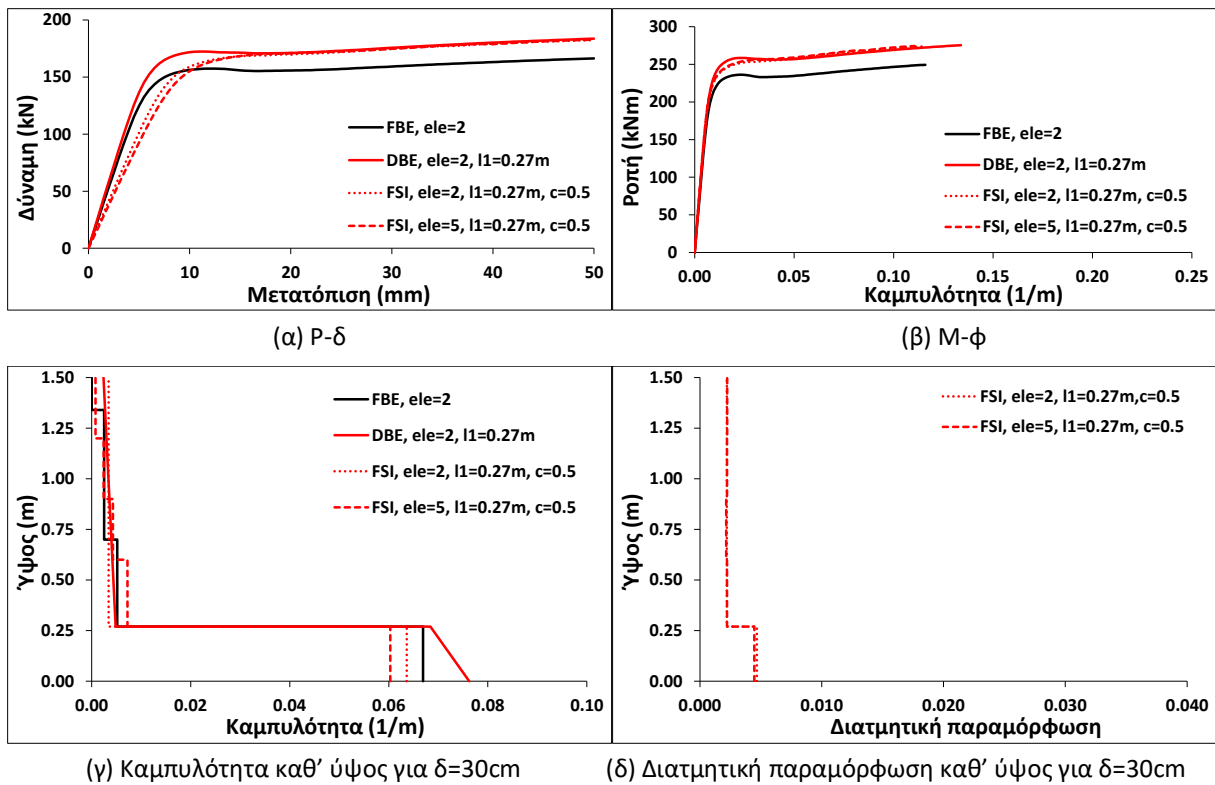
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης χρησιμοποιώντας το FSI είναι ευαίσθητα σε τρεις παράγοντες μοντελοποίησης: στο πλήθος των λωρίδων (ίνες), n , της διατομής, στον αριθμό, m , των στοιχείων καθ' ύψος και τέλος στην παράμετρο c , που είναι το κέντρο στροφής (ή αλλιώς το κέντρο βάρους της κατανομής της καμπυλότητας καθ' ύψος) κάθε στοιχείου.

Όσον αφορά την διακριτοποίηση της διατομής, αυτή επιλέχθηκε με σκοπό την βέλτιστη προσομοίωση της πραγματικής διατομής δηλαδή, τις ακριβείς θέσεις των οπλισμών και τον διαχωρισμό μεταξύ περισφιγμένου και απερίσφικτου σκυροδέματος.



Σχήμα 6.15 Διακριτοποίηση διατομής σε n λωρίδες

Όσον αφορά την διακριτοποίηση σε m στοιχεία καθ' ύψος, όπως στο κλασικό DBE έτσι και στο FSI η ακρίβεια της ανάλυσης καθορίζεται από τον αριθμό των στοιχείων και κυρίως από το μήκος του πρώτου στοιχείου. Ωστόσο στο FSI υπάρχει η επιπλέον παράμετρος του διατμητικού οπλισμού. Στο Σχήμα 6.16 φαίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του τοιχίου W₇ με χρήση δύο και πέντε στοιχείων FSI με σταθερό το μήκος του πρώτου στοιχείου $l_1=0.27m$. Τονίζεται ότι σε κάθε περίπτωση κάθε επιμέρους στοιχείο περιλαμβάνει τόσο εμβαδόν διατμητικού οπλισμού ώστε να οδηγεί στο πραγματικό ποσοστό οπλισμού, ρ_w , του τοιχίου.

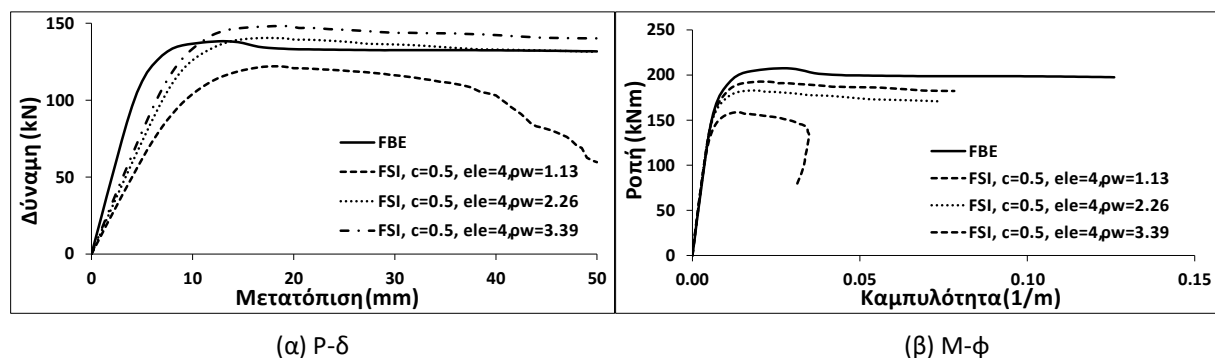


Σχήμα 6.16 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W₇ με δύο και πέντε στοιχεία FSI

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.16 η χρήση δύο ή πέντε στοιχείων (με σταθερό το μήκος του πρώτου στοιχείου και σταθερό ποσοστό διατμητικού οπλισμού) τόσο σε ολικό όσο και σε τοπικό επίπεδο οδηγεί σε παρόμοια αποτελέσματα. Όσον αφορά τις καμπύλες P-δ, μικρή διαφορά εμφανίζεται μόνο στην δυσκαμψία του ελαστικού κλάδου. Οι καμπύλες

προσεγγίζουν με μεγάλη ακρίβεια την αντίστοιχη καμπύλη DBE σε επίπεδο φέρουσας ικανότητας ενώ, φυσιολογικά, εμφανίζεται διαφορά στις αντίστοιχες παραμορφώσεις η οποία αποτυπώνεται καλύτερα στην δυσκαμψία μέχρι την διαρροή όπου έχουν πλέον συμπεριληφθεί και οι διατμητικές παραμορφώσεις. Σε τοπικό επίπεδο η χρήση δύο στοιχείων οδηγεί σε ελαφρώς μεγαλύτερη απαίτηση καμπυλότητας με αντίστοιχη μικρή μείωση στην απαίτηση διατμητικής παραμόρφωσης. Το γεγονός ότι μέρος της συνολικής παραμόρφωσης αποδίδεται πλέον και στις διατμητικές παραμορφώσεις οδηγεί σε μείωση των τιμών καμπυλότητας στην βάση σε σχέση με τις αντίστοιχες με χρήση DBE.

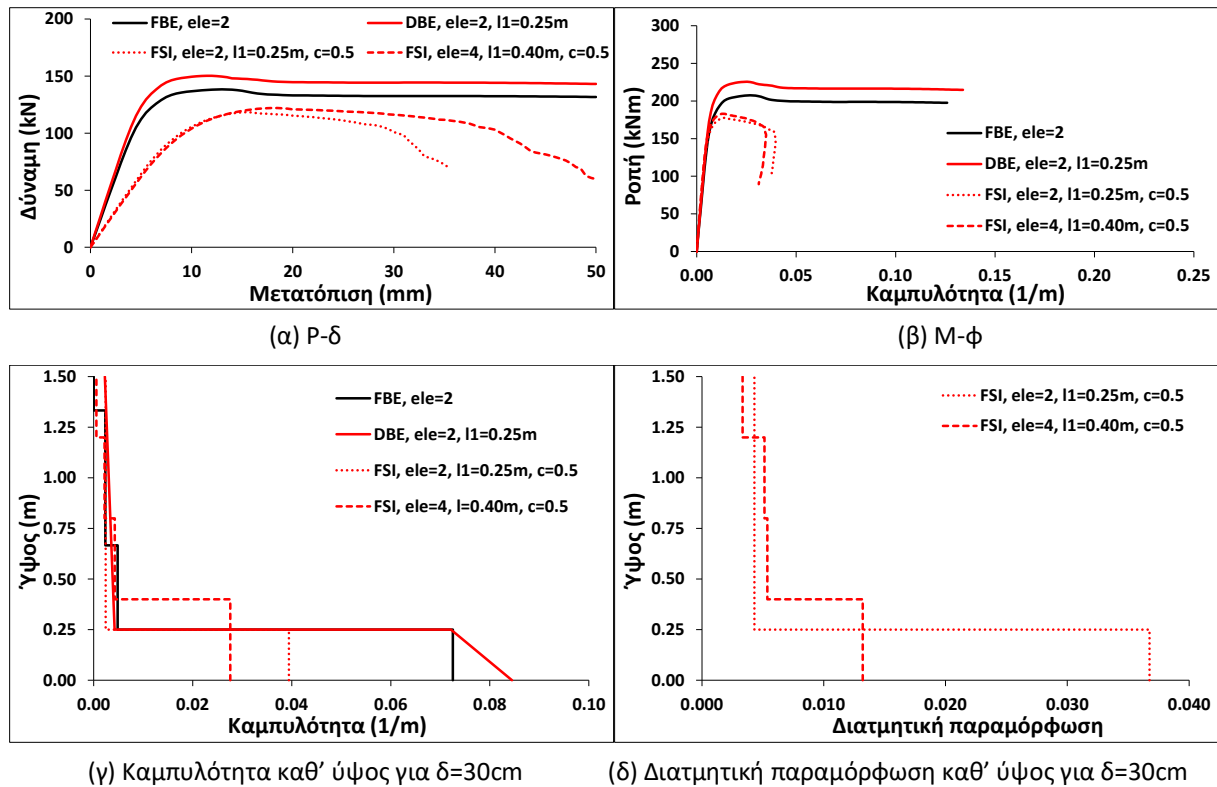
Τονίζεται ότι το παραπάνω τοίχιο W_7 περιλαμβάνει μεγάλο ποσοστό διατμητικού οπλισμού ($\rho_w=6.69\%$), οπότε και η διαφορά μεταξύ FSI και DBE έγκειται κυρίως στον συνυπολογισμό ή όχι των διατμητικών μετατοπίσεων. Η διαφορά σε επίπεδο φέρουσας ικανότητας γίνεται εμφανής σε τοίχια με αισθητά λιγότερο διατμητικό οπλισμό. Ενδεικτικά, στο Σχήμα 6.17 φαίνεται πως επηρεάζεται η φέρουσα ικανότητα του τοιχίου W_{11} χρησιμοποιώντας το πραγματικό ($\rho_w=1.13\%$), το διπλάσιο ($\rho_w=2.26\%$) και το τριπλάσιο ($\rho_w=3.39\%$) ποσοστό διατμητικού οπλισμού.



Σχήμα 6.17 Ανάλυση τοιχίου W_{11} με πραγματικό, διπλάσιο και τριπλάσιο οπλισμό με χρήση FSI

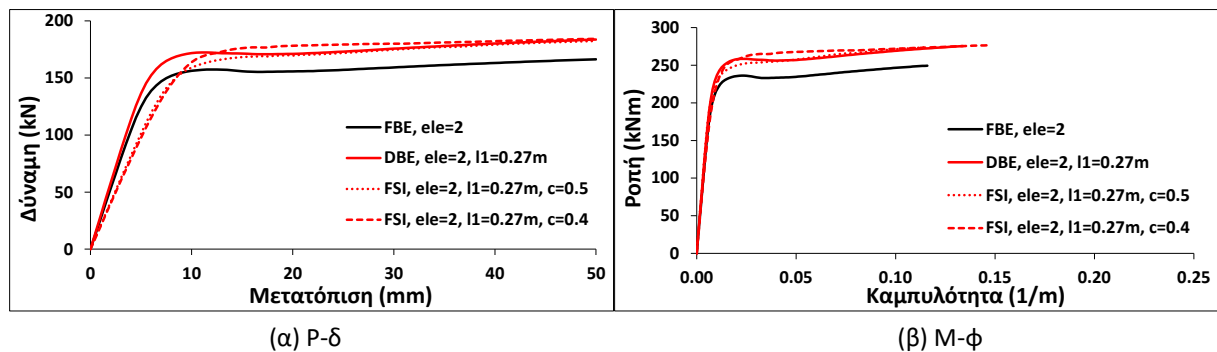
Επίσης, στην περίπτωση μικρών ποσοστών διατμητικού οπλισμού αρκετά σημαντικό ρόλο φαίνεται να έχει και η διακριτοποίηση του τοιχίου καθ' ύψος (δηλ. η χρήση περισσότερων στοιχείων με λιγότερο εμβαδόν διατμητικού οπλισμού ή λιγότερων στοιχείων με περισσότερο εμβαδόν διατμητικού οπλισμού προκειμένου να μένει σταθερό το ποσοστό οπλισμού αλλά και η επιλογή του μήκους αυτών). Στο Σχήμα 6.18 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του τοιχίου W_{11} με χρήση δύο και τεσσάρων στοιχείων FSI καθ' ύψος με μήκος πρώτου στοιχείου $l_1=L_{pl}=0.25m$ και $l_1=0.40m$, αντίστοιχα, χρησιμοποιώντας κάθε φορά και το κατάλληλο εμβαδόν διατμητικού οπλισμού ώστε το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού να παραμένει σταθερό. Όπως φαίνεται από το σχήμα η

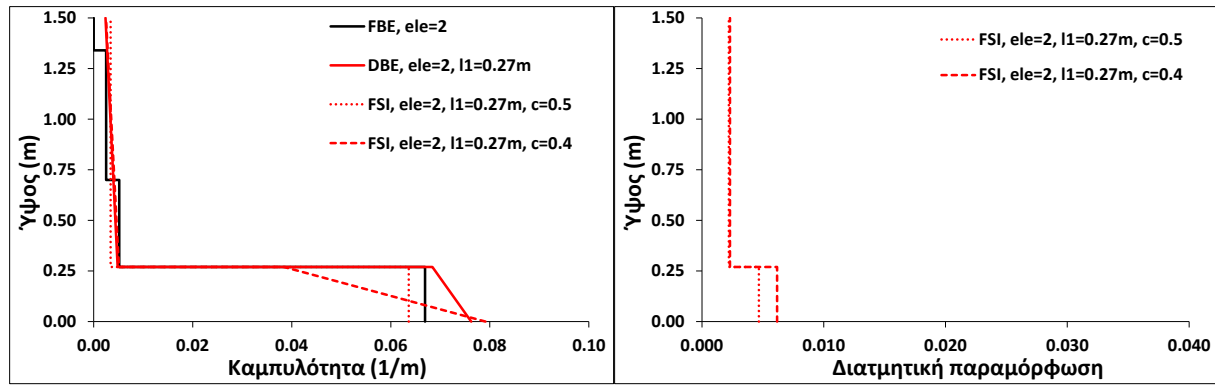
διακριτοποίηση που ακολουθήθηκε μέχρι στιγμής για τα DBE και το FSI (δηλ. ο χωρισμός σε δύο στοιχεία με μήκος του πρώτου ίσο με το μήκος της πλαστικής άρθρωσης) οδήγησε σε πολύ δυσμενέστερα αποτελέσματα και σε τοπικό επίπεδο (πολύ μεγάλη απαίτηση διατμητικής παραμόρφωσης) αλλά κυρίως σε ολικό επίπεδο όπου οδήγησε σε πολύ έντονο φθιτό κλάδο.



Σχήμα 6.18 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W_{11} με δύο και τέσσερα στοιχεία με χρήση FSI

Τέλος, όσον αφορά τη θέση του κέντρου στροφής, η τιμή $c=0.4$ είχε αρχικά προταθεί από τους *Vulcano et al.* (1988), ενώ, όπως αναφέρουν οι *Orakcal et al.* (2006) η χρήση ενός μεγάλου αριθμού στοιχείων καθ' ύψος του τοίχου, μειώνει την επίδραση αυτής της παραμέτρου για την προβλεπόμενη απόκριση. Στο Σχήμα 6.19 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του τοιχίου W_7 με δύο στοιχεία ($l_1=0.27m$) για $c=0.5$ και $c=0.4$.





(γ) Καμπυλότητα καθ' ύψος για δ=30cm

(δ) Διατμητική παραμόρφωση καθ' ύψος για δ=30cm

Σχήμα 6.19 Αποτελέσματα ανάλυσης τοιχίου W₇ με c=0.4 και c=0.5 με χρήση FSI

Η εφαρμογή της τιμής $c=0.4$ στο τοίχιο W₇ αν και οδήγησε σε μια υπερεκτίμηση του διαγράμματος M-φ (Σχήμα 6.19β) και αντίστοιχα του διαγράμματος P-δ αλλά και σε λίγο μεγαλύτερη απαίτηση της διατμητικής παραμόρφωσης γενικά δεν φαίνεται να επηρεάζει καταλυτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Σε αντίστοιχα αποτελέσματα, οδηγεί η χρήση της τιμής $c=0.4$ και στα υπόλοιπα τοίχια. Στα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρατίθενται στην συνέχεια έχει υιοθετηθεί η τιμή $c=0.5$, χωρίς η τιμή αυτή να θεωρείται γενικά καθοριστική.

6.3.3 Αποτελέσματα ανάλυσης – Σύγκριση με πειραματικά αποτελέσματα

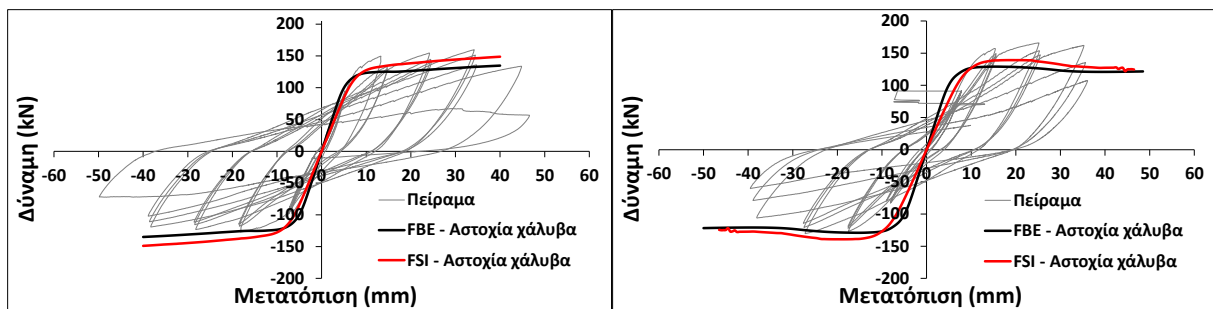
6.3.3.1 Ολική απόκριση μέλους

Στις προηγούμενες παραγράφους εξετάστηκαν οι παράμετροι ανάλυσης δύο μοντέλων με συνεκτίμηση (FSI) ή όχι (FBE) της διάτμησης. Στην συνέχεια παρατίθενται συγκεντρωτικά όλα τα αποτελέσματα της ανάλυσης τόσο των αρχικών όσο και των ενισχυμένων τοιχίων (Σχήμα 6.20) σε επίπεδο συνολικής απόκρισης μέλους (καμπύλες P-δ) σε σύγκριση και με τις πειραματικές καμπύλες. Ως μετατόπιση αστοχίας ορίζεται το σημείο που αντιστοιχεί στην αστοχία του εφελκόμενου χάλυβα ή το σημείο που αντιστοιχεί σε πτώση της φέρουσας ικανότητας κατά 20% σε σχέση με την μέγιστη τιμή (συμβατικό όριο). Η αστοχία του χάλυβα θεωρήθηκε ότι επέρχεται στο $0.6\epsilon_u$ όπως προτείνεται από τον EC8-3. Για το μήκος της πλαστικής άρθρωσης χρησιμοποιήθηκε η ευρείας αποδοχής Εξ.2.16 των *Paulay and Priestley* (1992) (βλ. Πίνακα 6.4) η οποία και έχει εφαρμογή σε όλες τις περιπτώσεις τοιχίων σε αντίθεση με τις σχέσεις του EC8-3 που έχουν εφαρμογή μόνο στην περίπτωση τοιχίων με αντισεισμικές διατάξεις. Εναλλακτικά θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί η Εξ.3.20,

χωρίς ωστόσο ουσιαστική διαφορά στα αποτελέσματα των αναλύσεων, όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως.

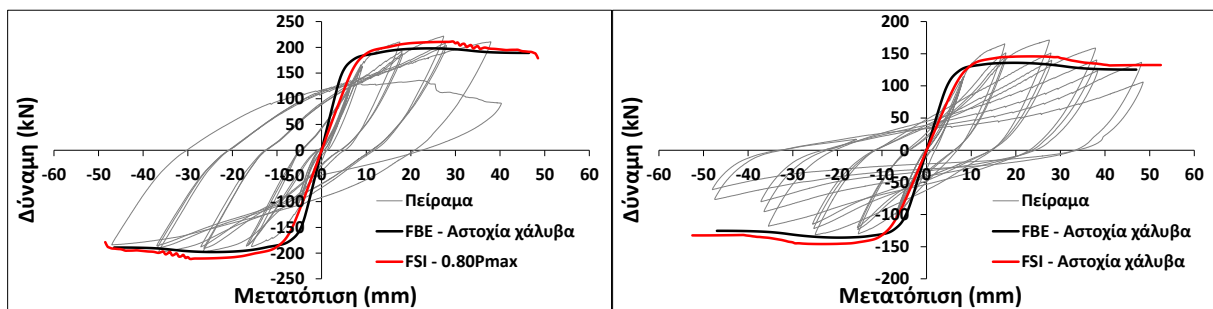
Πίνακας 6.4 Μήκη πλαστικής άρθρωσης, L_{pl} , κατά Paulay and Priestley (1992)

Όνομα δοκιμίου	L_{pl} (m)	Όνομα δοκιμίου	L_{pl} (m)	Όνομα δοκιμίου	L_{pl} (m)
W_1	0.249	W_6	0.272	W_{11}	0.273
W_2	0.272	W_7	0.253	W_{12} -SS	0.273
W_3 -FRP	0.272	W_8 -SS	0.253	W_{13}	0.273
W_4 -FRP	0.272	W_9	0.273	W_{14} -SS	0.273
W_5	0.272	W_{10} -SS	0.273	W_{15} -SS	0.273



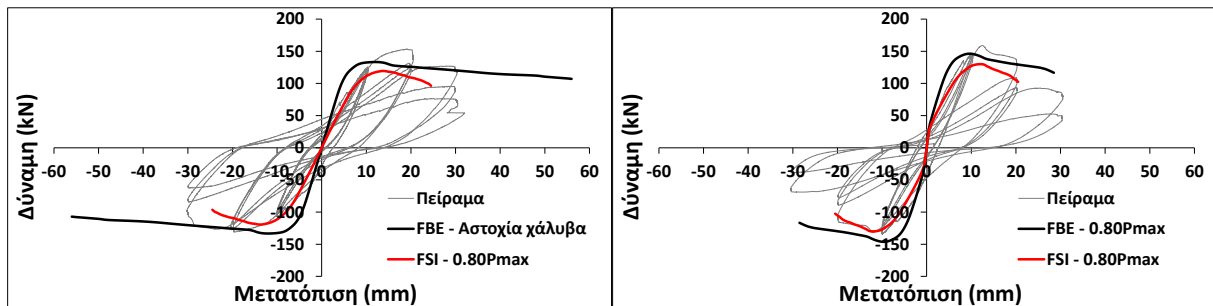
(α) Τοιχίο W_1

(β) Τοιχίο W_2 -FRP



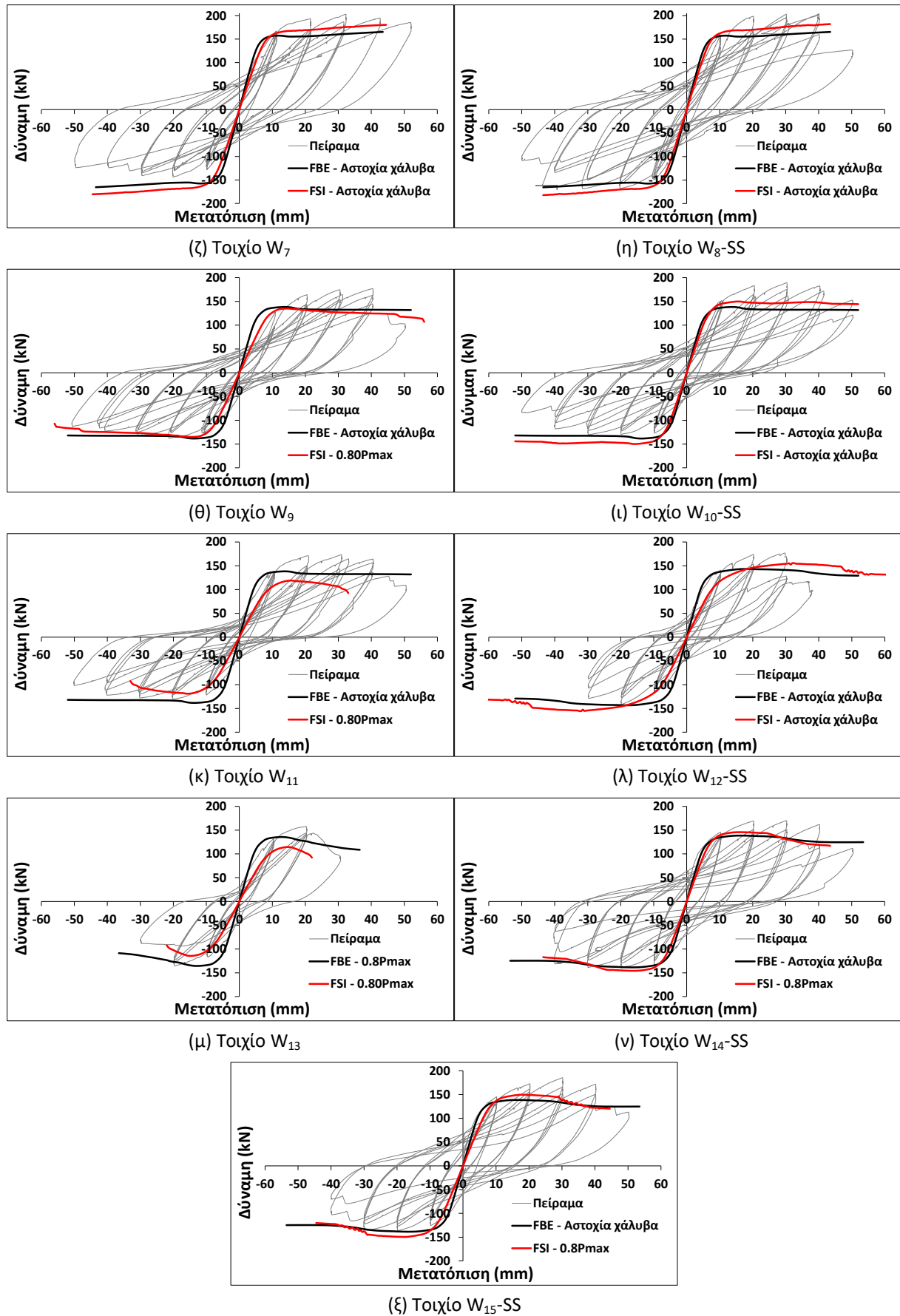
(γ) Τοιχίο W_3 -FRP

(δ) Τοιχίο W_4 -FRP



(ε) Τοιχίο W_5

(στ) Τοιχίο W_6



Σχήμα 6.20 Διαγράμματα P-δ – Πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα

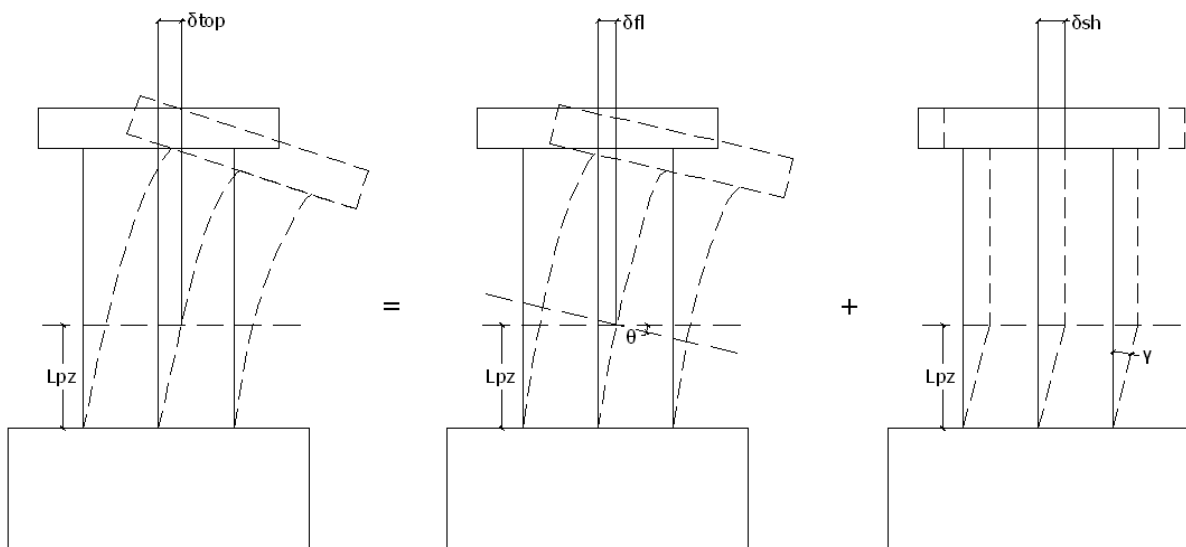
Όσον αφορά τα επαρκώς οπλισμένα έναντι διάτμησης τοιχία (W_1 , W_2 -FRP, W_3 -FRP, W_4 -FRP, W_7 , W_8 -SS, W_{10} -SS, W_{14} -SS, W_{15} -SS), όπως φαίνεται από το Σχήμα 6.20, η χρήση του FBE και του FSI οδηγεί γενικά σε παρόμοια αποτελέσματα. Μικρή διαφορά εντοπίζεται στην αρχική δυσκαμψία όπου τα τοιχία με την χρήση FSI εμφανίζουν, όπως αναμενόταν, ελαφρώς μικρότερη δυσκαμψία λόγω των διατμητικών παραμορφώσεων. Σε όλες τις περιπτώσεις η αστοχία των τοιχίων με χρήση του FBE καθορίζεται από το κριτήριο αστοχίας του πλέον εφελκυσμένου χάλυβα. Στις περιπτώσεις των τοιχίων χωρίς περισφιγμένο σκυρόδεμα (W_2 -FRP, W_3 -FRP, W_4 -FRP, W_{10} -SS, W_{14} -SS και W_{15} -SS) ο μετελαστικός κλάδος είναι ελαφρώς φθιτός με την αστοχία του εφελκυσμένου χάλυβα, ωστόσο, και πάλι να προηγείται του κριτηρίου $0.80P_{max}$. Η χρήση του FSI οδηγεί στα ίδια αποτελέσματα, ωστόσο σε κάποιες περιπτώσεις (κυρίως W_{14} -SS, W_{15} -SS και οριακά W_3 -FRP) η αστοχία ελέγχεται από το κριτήριο $0.80P_{max}$.

Στις περιπτώσεις έντονου λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων (μεγάλη μείωση θλιπτικών τάσεων χάλυβα – τοιχία W_5 , W_6 και W_{13}) η ανάλυση με FBE με απουσία περισφιγμένου σκυροδέματος οδήγησε σε έντονα φθιτούς μετελαστικούς κλάδους. Η χρήση στα ίδια τοιχία του FSI οδήγησε σε πιο έντονους φθιτούς κλάδους αλλά και γενικά σε μικρότερες τιμές φέρουσας ικανότητας κάτι το οποίο δεν επαληθεύεται πειραματικά. Τέλος, η χρήση του FSI στα τοιχία W_9 και W_{11} των οποίων η μετελαστική συμπεριφορά καθορίζεται κυρίως από τον διατμητικό οπλισμό οδήγησε σε διαφορετικά αποτελέσματα. Στο τοιχίο W_9 ($\rho_w=2\%$) η χρήση του FSI οδήγησε σε παρόμοια αποτελέσματα με αυτά της ανάλυσης με FBE με περίπου ίδια φέρουσα ικανότητα και ελαφρώς πιο φθιτό μετελαστικό κλάδο κάτι το οποίο έρχεται σε σύμπτωση και με τα πειραματικά αποτελέσματα. Αντίθετα στο τοιχίο W_{11} ($\rho_w=1.13\%$) η χρήση του FSI οδήγησε σε αισθητά μικρότερες τιμές φέρουσας ικανότητας κάτι το οποίο δεν επαληθεύεται πειραματικά.

Συμπερασματικά στις περιπτώσεις των τοιχίων με οπλισμό περίσφιγξης και επαρκώς ωπλισμένων έναντι διάτμησης η χρήση FSI και FBE οδηγούν σε παρόμοια αποτελέσματα με το FSI να οδηγεί σε ελαφρώς μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα (όπως εξηγήθηκε και στην §6.3.2.1) και μικρότερη δυσκαμψία. Αντίθετα, στις περιπτώσεις τοιχίων με μικρά ποσοστά διατμητικού οπλισμού σε συνδυασμό με απουσία περισφιγμένου σκυροδέματος ή/και λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων η χρήση του FSI οδηγεί σε μειωμένες τιμές φέρουσας ικανότητας με αποτέλεσμα συχνά να οδηγεί σε υποεκτίμηση της συμπεριφοράς τους.

6.4 Προσδιορισμός καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων

Εκτός από την συμπεριφορά σε επίπεδο μέλους μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζουν και οι απαιτήσεις παραμόρφωσης σε τοπικό επίπεδο. Η συνολική μετακίνηση κορυφής, δ_{top} , μπορεί να αποδοθεί σε κυρίως σε δύο επιμέρους συνιστώσες, την καμπτική συνιστώσα, δ_{fl} , και την διατμητική συνιστώσα, δ_{sh} . (αμελώντας δευτερεύοντες μηχανισμούς όπως η εξόλκευση των διαμήκων ράβδων). Ανάλογα με το λόγο διάτμησης του τοιχίου, α_s , οι δύο αυτές συνιστώσες έχουν μικρότερο ή μεγαλύτερο ποσοστό συμμετοχής στην συνολική μετακίνηση. Για τοιχία με μεγάλους λόγους διάτμησης ($\alpha_s > 4$) η συνιστώσα της διατμητικής παραμόρφωσης είναι πολύ μικρή και πρακτικά μπορεί να αμεληθεί (Paulay and Priestley, 1992). Αντίθετα, για μικρούς λόγους ($\alpha_s < 1,5$) η κύρια συνιστώσα είναι αυτή της διάτμησης. Για συνήθεις λόγους διάτμησης (π.χ. $2 < \alpha_s < 3$) συμμετέχουν και οι δύο συνιστώσες. Στην περίπτωση αυτή η συνολική μετατόπιση της κορυφής είναι το άθροισμα της μετατόπισης λόγω καμπτικής παραμόρφωσης του δοκιμίου μέχρι την διαρροή και στροφής της πλαστικής άρθρωσης μετά την διαρροή και της μετατόπισης του φορέα λόγω διατμητικής παραμόρφωσης. Η παραμόρφωση αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι συγκεντρώνεται στο χαμηλότερο τμήμα του τοιχίου και επομένως μπορεί να υπολογιστεί μέσα στην ζώνη πλαστικοποίησης, L_{pz} .



(α) Συνολική μετατόπιση κορυφής, δ_{top}

(β) Καμπτική συνιστώσα, δ_{fl}

(γ) Διατμητική συνιστώσα, δ_{sh}

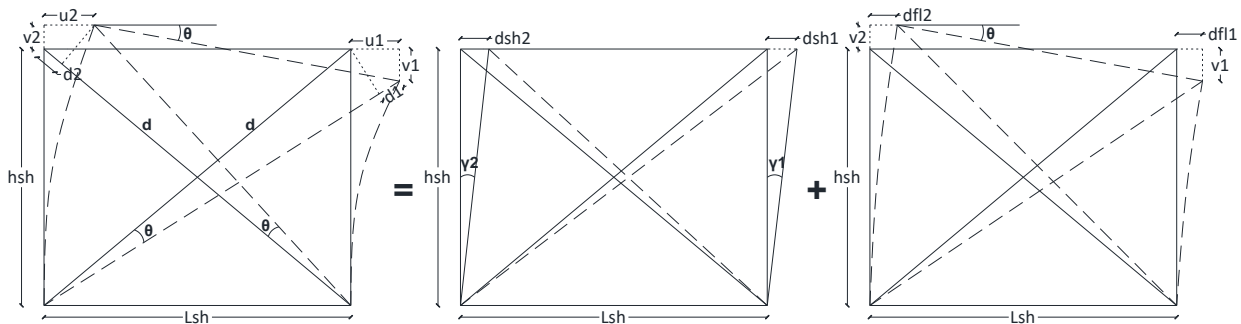
Σχήμα 6.21 Διατμητική και καμπτική συνιστώσα μετακίνησης

Στην παρούσα παράγραφο γίνεται ειδική μνεία στον προσδιορισμό των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων τόσο σε πειραματικό επίπεδο όσο και σε επίπεδο πρόβλεψης (αριθμητικά και αναλυτικά).

6.4.1 Προσδιορισμός παραμορφώσεων μέσω πειραματικών μετρήσεων

Σύμφωνα με τα προηγούμενα η συνολική οριζόντια μετατόπιση, δ_{tot} , στην κορυφή ενός τμήματος (πάνελ) με ύψος, h_{sh} , και μήκος, L_{sh} , μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι το άθροισμα δύο ξεχωριστών όρων – της καμπτικής, δ_{fl} , και της διατμητικής, δ_{sh} , μετατόπισης (βλ. Σχήμα 6.22). Η συνολική μετατόπιση, δ_{tot} , μπορεί επίσης να θεωρηθεί ότι είναι η μέση τιμή των δύο οριζόντιων μετατοπίσεων u_1 και u_2 (Εξ.6.1).

$$\delta_{tot} = \delta_{sh} + \delta_{fl} = \frac{1}{2}(u_1 + u_2) \quad (6.1)$$



Σχήμα 6.22 Καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις εντός πάνελ

Η μέτρηση των διατμητικών παραμορφώσεων πειραματικά επιτυγχάνεται παραδοσιακά με την χρήση διαγώνιων βελομέτρων (χιαστί διάταξη), ικανών να μετρήσουν τις μεταβολές d_1 και d_2 στα αρχικά μήκη των δύο διαγωνίων d . Η μέση διατμητική παραμόρφωση γ (βλ. Σχήμα 6.22) για το τμήμα τοποθέτησης των βελομέτρων ύψους h_{sh} ορίζεται γενικά ως:

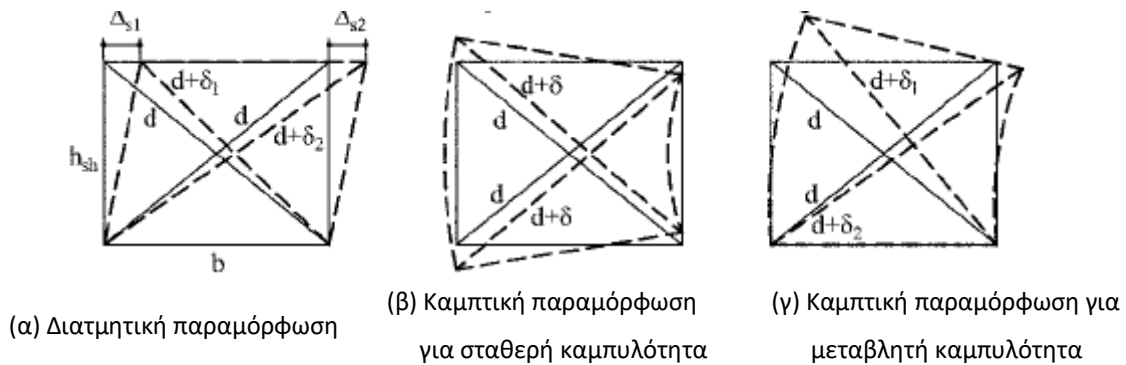
$$\gamma = \frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} = \frac{\delta_{sh}}{h_{sh}} \quad (6.2)$$

Για τον υπολογισμό του δ_{sh} έχει ευρέως προταθεί (π.χ. *Sittipunt and Wood, 1995*) η εξής σχέση:

$$\delta_{sh} = \frac{d(d_1 - d_2)}{2L_{sh}} \quad (6.3)$$

Ωστόσο, ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού ισχύει μόνο στην περίπτωση κατά την οποία η κατανομή της καμπυλότητας είναι σταθερή καθ' ύψος επομένως και τα διαγώνια μήκη παραμένουν σταθερά λόγω της καμπτικής παραμόρφωσης (*Massone and Wallace, 2004; Beyer et al., 2011*). Αντίθετα, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.23γ στην περίπτωση μεταβλητής καμπυλότητας (όπως στην περίπτωση του προβόλου) τα διαγώνια μήκη μεταβάλλονται όχι μόνο λόγω διατμητικής παραμόρφωσης αλλά και καμπτικής. Επομένως,

ο υπολογισμός της διατμητικής παραμόρφωσης ο οποίος προκύπτει μέσω των δύο διαγώνιων βελομέτρων πρέπει να διορθωθεί.



(α) Διατμητική παραμόρφωση

(β) Καμπτική παραμόρφωση για σταθερή καμπυλότητα

(γ) Καμπτική παραμόρφωση για μεταβλητή καμπυλότητα

Σχήμα 6.23 Παραμορφώσεις φορέα για σταθερή και μεταβλητή καμπυλότητα (Beyer et al., 2011)

Ο Hiraishi (1984) απέδειξε ότι η διορθωμένη διατμητική μετατόπιση πρέπει να υπολογίζεται ως:

$$\delta_{sh} = \frac{d(d_1 - d_2)}{2L_{sh}} - \left[\delta_{fl} + \frac{h_{sh}}{2L_{sh}} (v_1 - v_2) \right] \quad (6.4)$$

Η στροφή της διατομής στην κορυφή του πάνελ, θ , μπορεί να υπολογιστεί από την Εξ.6.5 χρησιμοποιώντας τις μετρήσεις v_1 και v_2 των δύο κατακόρυφων βελομέτρων.

$$\theta = \frac{v_2 - v_1}{L_{sh}} \quad (6.5)$$

Η καμπτική μετατόπιση, δ_{fl} , μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\delta_{fl} = \int_0^{h_{sh}} \theta(x) dx = \alpha \theta h_{sh} \quad (6.6)$$

Ως θ ορίζεται η διαφορά των στροφών στα δύο άκρα του τμήματος h_{sh} . Επιπλέον εισάγεται ο συντελεστής, α , ο οποίος λαμβάνει υπόψη του την κατανομή της καμπυλότητας στο τμήμα h_{sh} . Συνδυάζοντας τις Εξισώσεις 6.4 έως 6.6 η διορθωμένη διατμητική μετατόπιση υπολογίζεται ως:

$$\delta_{sh} = \frac{d(\delta_1 - \delta_2)}{2L_{sh}} - (\alpha - 0.5) \theta h_{sh} \quad (6.7)$$

Η συνολική μετατόπιση στο ύψος, h_{sh} , μπορεί να υπολογιστεί ως το άθροισμα της καμπτικής και διατμητικής συνιστώσας ως εξής:

$$\delta_{tot} = \delta_{fl} + \delta_{sh} = \alpha \theta_{h_{sh}} h_{sh} + \gamma h_{sh} \quad (6.8)$$

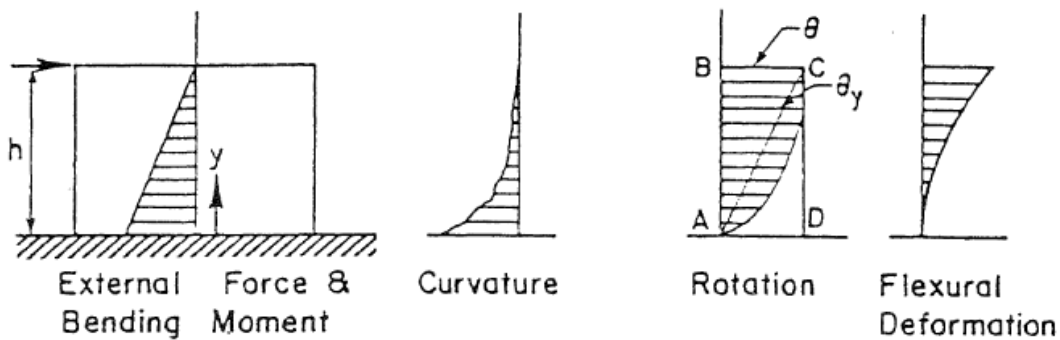
⁵ Η απόδειξη του τύπου περιλαμβάνεται αναλυτικά στο Hiraishi Hisahiro, *Evaluation of Shear and Flexural Deformations of Flexural Type Shear Walls*, Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 17, No.2, 1984.

6.4.1.1 Υπολογισμός συντελεστή καμπυλότητας α

Ο συντελεστής καμπυλότητας, α , λαμβάνει υπόψη του την κατανομή της καμπυλότητας καθ' ύψος του τοιχίου. Σύμφωνα με τον *Hiraishi* (1984) ισούται με:

$$\alpha = \frac{\int_0^{h_{sh}} \theta(x) dx}{\theta_{h_{sh}} h_{sh}} \quad (6.9)$$

ή αλλιώς ορίζεται ως το εμβαδόν του γραμμοσκιασμένου τμήματος προς το εμβαδόν ABCD του Σχήματος 6.24 και κυμαίνεται μεταξύ $1/2 < \alpha < 1$. Στην περίπτωση σταθερής καμπυλότητας η κατανομή της στροφής είναι τριγωνική (τρίγωνο ABC) και επομένως $\alpha=1/2$ (οπότε και μηδενίζεται ο όρος της κάμψης). Στην περίπτωση που οι ρωγμές είναι συγκεντρωμένες στην βάση του τοιχίου (συγκεντρωμένη καμπυλότητα στην βάση) η κατανομή της στροφής τείνει να είναι σταθερή και ίση με το ορθογώνιο ABCD, επομένως $\alpha=1$. Από τους *Thomsen and Wallace* (2004) έχει προταθεί η τιμή $\alpha=0.67$ που αντιστοιχεί στην περίπτωση τριγωνικής κατανομής της καμπυλότητας.



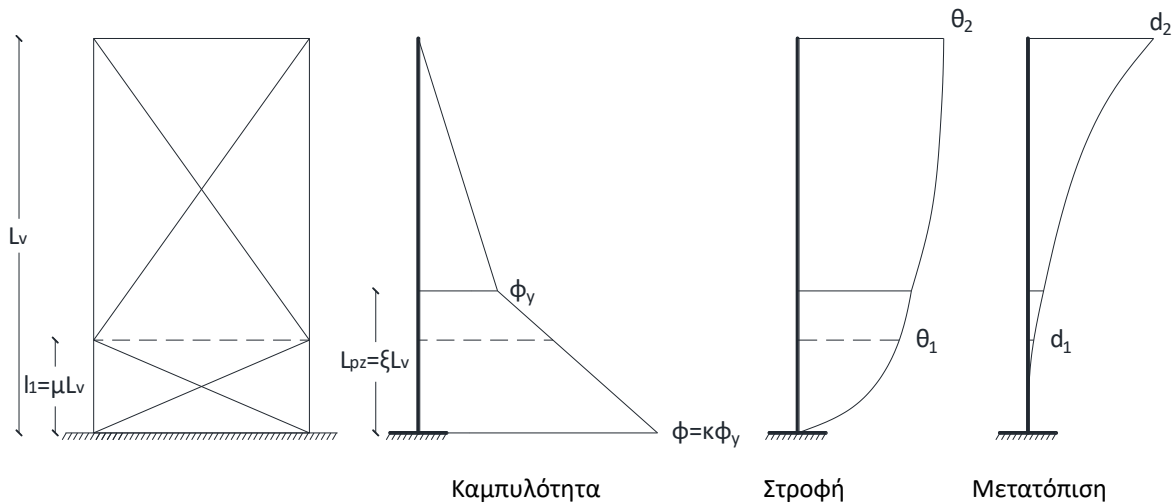
Σχήμα 6.24 Κατανομή στροφής γωνίας χορδής, θ , καθ' ύψος (Hiraishi, 1984)

Πειραματική εκτίμηση της τιμής του συντελεστή καμπυλότητας, α , μπορεί να πραγματοποιηθεί με την απ' ευθείας μέτρηση της κατανομής της στροφής καθ' ύψος του τοιχίου, η οποία απαιτεί την χρήση ζευγών κατακόρυφων βελομέτρων σε ένα ικανοποιητικό αριθμό θέσεων καθ' ύψος (σε τέσσερις με έξι θέσεις σύμφωνα με τους *Thomsen and Wallace*, 2004). Στα πλαίσια της συγκεκριμένης διατριβής διατίθεται η μέτρηση σε μία μόνο θέση (διατομή). Για τα τοιχία W_1 έως W_4 -FRP η στροφή έχει μετρηθεί στην κορυφή του τοιχίου, ενώ για τα τοιχία W_7 έως W_{15} -SS σε μία διατομή εντός του κορμού του τοιχίου μέσα στην πλαστική περιοχή. Για τα τοιχία W_5 και W_6 δεν διατίθεται καμία τιμή της στροφής σε καμία θέση, επομένως δεν αξιοποιούνται οι τιμές της διατμητικής παραμόρφωσης. Στην συνέχεια παρατίθενται οι σχέσεις υπολογισμού της στροφής, της μετατόπισης και του συντελεστή καμπυλότητας, α , για δύο βασικές παραδοχές κατανομής της καμπυλότητας

καθ' ύψος – για γραμμική κατανομή στο ύψος της πλαστικής περιοχής και ορθογωνική στο ύψος της πλαστικής άρθρωσης. Η απόδειξη των σχέσεων αυτών περιλαμβάνεται στο Παράρτημα Β. Η τιμή του συντελεστή α που προκύπτει και στις δύο περιπτώσεις, παρόλο που δεν έχει την ακρίβεια της απευθείας μέτρησης της στρόφης σε πολλές θέσεις, θεωρείται ικανοποιητική προσέγγιση για τις ανάγκες διόρθωσης της διατμητικής μετατόπισης.

Γραμμική κατανομή καμπυλότητας στο μήκος της πλαστικής περιοχής

Στην περίπτωση της γραμμικής κατανομής της καμπυλότητας η μέτρηση της στρόφης εντός του κορμού του τοιχίου (σε ύψος $l_1 = \mu L_v$) (τοιχία W_7 έως W_{15-SS}) πραγματοποιήθηκε σε όλες τις περιπτώσεις εντός της πλαστικής περιοχής (Σχήμα 6.25).



Σχήμα 6.25 Τριγωνική κατανομή καμπυλότητας εντός πλαστικής περιοχής

Η στρόφη, θ_1 , και η μετατόπιση δ_1 , στην κορυφή του κάτω τμήματος δίνονται από τις σχέσεις:

$$\theta_1 = A_1 \phi_y l_1 \tag{6.10}$$

$$\delta_1 = B_1 \phi_y l_1^2 \tag{6.11}$$

όπου

$$A_1 = \frac{(1-\kappa)\mu + 2\xi\kappa}{2\xi} \tag{6.12}$$

$$B_1 = \frac{(1-\kappa)\mu + 3\xi\kappa}{6\xi} \tag{6.13}$$

Ο συντελεστής καμπυλότητας του κάτω τμήματος, α_1 , δίνεται από την σχέση:

$$\alpha_1 = \frac{B_1}{A_1} \quad (6.14)$$

Η στροφή, θ_2 , και η μετατόπιση δ_2 , στην κορυφή του τοιχίου τμήματος δίνονται από τις σχέσεις:

$$\theta_2 = A_2 \phi_y L_v \quad (6.15)$$

$$\delta_2 = B_2 \phi_y L_v^2 \quad (6.16)$$

όπου

$$A_2 = \frac{1}{2} (\kappa\xi + 1) \quad (6.17)$$

$$B_2 = \frac{1}{6} (-\kappa\xi^2 + 3\xi\kappa - \xi + 2) \quad (6.18)$$

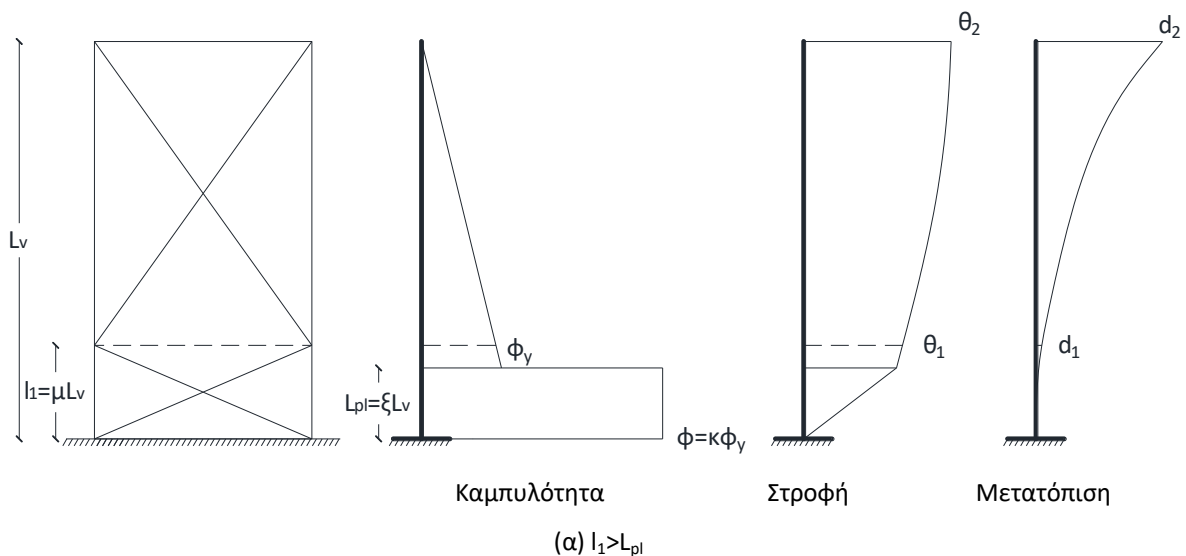
Οι συντελεστές καμπυλότητας όλου του τοιχίου, α_{tot} , και του άνω τμήματος, α_{tot} , δίνονται από τις Εξισώσεις 6.19 και 6.20, αντίστοιχα :

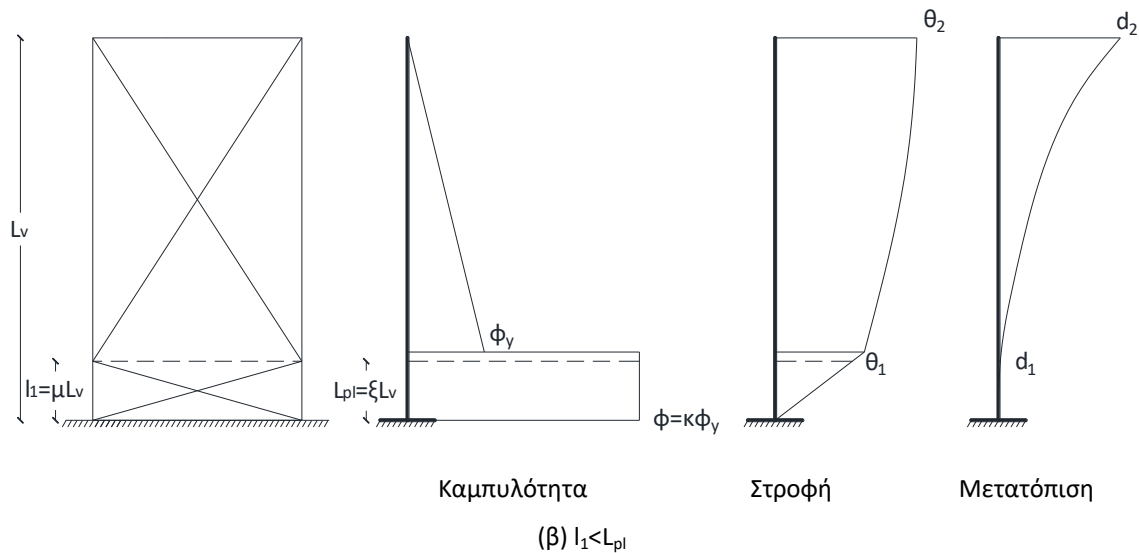
$$\alpha_{tot} = \frac{B_2}{A_2} \quad (6.19)$$

$$\alpha_2 = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\theta_2 (L_v - l_1)} \quad (6.20)$$

Ορθογωνική κατανομή καμπυλότητας στο μήκος της πλαστικής άρθρωσης

Σε αντίθεση με την τριγωνική κατανομή της καμπυλότητας στην ορθογωνική κατανομή η διατομή μέτρησης της στροφής, θ_1 , μπορεί να βρίσκεται εντός ή εκτός του μήκους πλαστικής άρθρωσης ανάλογα με το τοίχιο. Για τον λόγο αυτό εξετάζονται δύο ξεχωριστές περιπτώσεις.





Σχήμα 6.26 Ορθογωνική κατανομή καμυλότητας εντός πλαστικής άρθρωσης

- Αν $l_1 < L_{pl}$ τότε:

Η στροφή, θ_1 , και η μετατόπιση δ_1 , στην κορυφή του κάτω τμήματος δίνονται από τις σχέσεις:

$$\theta_1 = \kappa \phi_y l_1 \quad (6.21)$$

$$\delta_1 = \frac{1}{2} \kappa \phi_y l_1^2 \quad (6.22)$$

Ο συντελεστής καμυλότητας του κάτω τμήματος, α_1 , είναι ίσος με:

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} \quad (6.23)$$

Η στροφή, θ_2 , και η μετατόπιση δ_2 , στην κορυφή του τοιχίου τμήματος δίνονται από τις σχέσεις:

$$\theta_2 = A_2 \phi_y L_v \quad (6.24)$$

$$\delta_2 = B_2 \phi_y L_v^2 \quad (6.25)$$

όπου

$$A_2 = \kappa \xi - \xi + \frac{1}{2} \quad (6.26)$$

$$B_2 = \frac{1}{3} \xi^2 - \frac{1}{2} \xi^2 - \frac{2}{3} \xi + \kappa \xi + \frac{1}{3} \quad (6.27)$$

Ο συντελεστής καμυλότητας όλου του τοιχίου, α_{tot} , δίνεται από την σχέση:

$$\alpha_{tot} = \frac{B_2}{A_2} \quad (6.28)$$

ενώ ο συντελεστής καμπυλότητας του πάνω τμήματος, α_2 , δίνεται από την σχέση:

$$\alpha_2 = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\theta_2 (L_V - l_1)} \quad (6.29)$$

- Αν $l_1 > L_{pl}$ τότε:

Η στροφή, θ_1 , και η μετατόπιση δ_1 , στην κορυφή του κάτω τμήματος δίνονται από τις σχέσεις:

$$\theta_1 = A_1 \phi_y l_1 \quad (6.30)$$

$$\delta_1 = B_1 \phi_y l_1^2 \quad (6.31)$$

όπου

$$A_1 = \frac{2(1-\xi)k\xi - \mu^2 + 2\mu + \xi^2 - 2\xi}{2(1-\xi)\mu} \quad (6.32)$$

$$B_1 = \frac{\frac{1}{2}k\xi^2 + k\xi\mu - k\xi^2 + \frac{1}{6(1-\xi)}(-2\xi^3 + 3\xi^2 + 3\xi^2\mu - 6\xi\mu + 3\mu^2 - \mu^3)}{\mu^2} \quad (6.33)$$

Ο συντελεστής καμπυλότητας του κάτω τμήματος, α_1 , δίνεται από την σχέση:

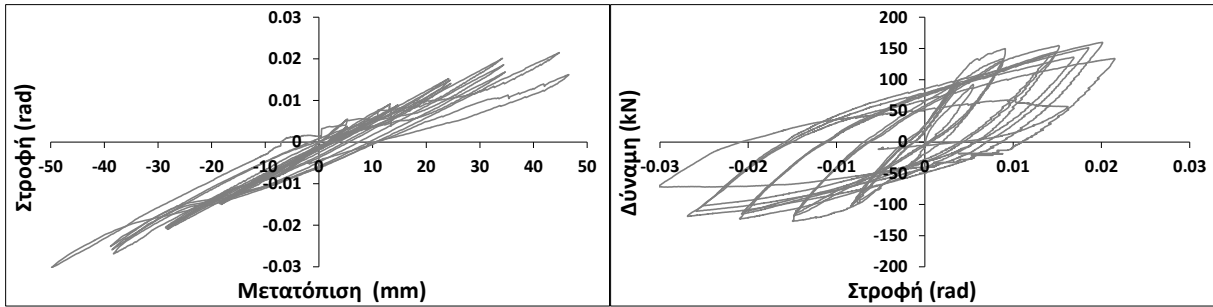
$$\alpha_1 = \frac{B_1}{A_1} \quad (6.34)$$

Τα υπόλοιπα μεγέθη υπολογίζονται από τις Εξισώσεις 6.24 έως 6.29.

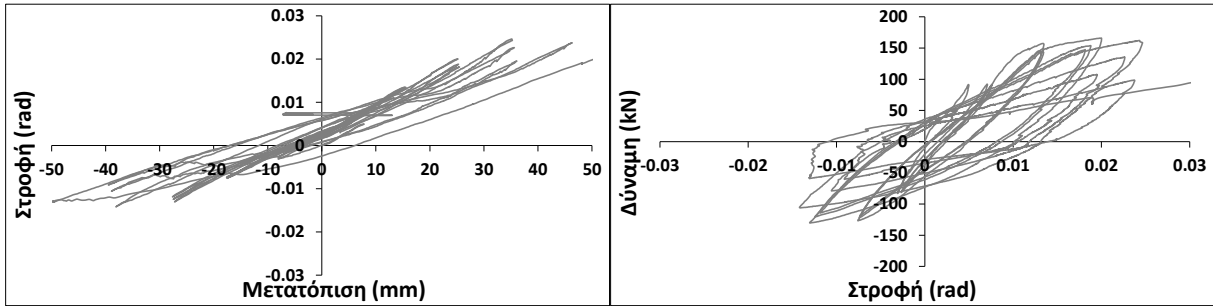
Τονίζεται ότι για την περίπτωση των τοιχίων W_1 έως W_4 -FRP είναι απαραίτητος ο υπολογισμός μόνο του συντελεστή α_{tot} , ο οποίος γίνεται με βάση τις προηγούμενες σχέσεις.

6.4.1.2 Πειραματικές καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις

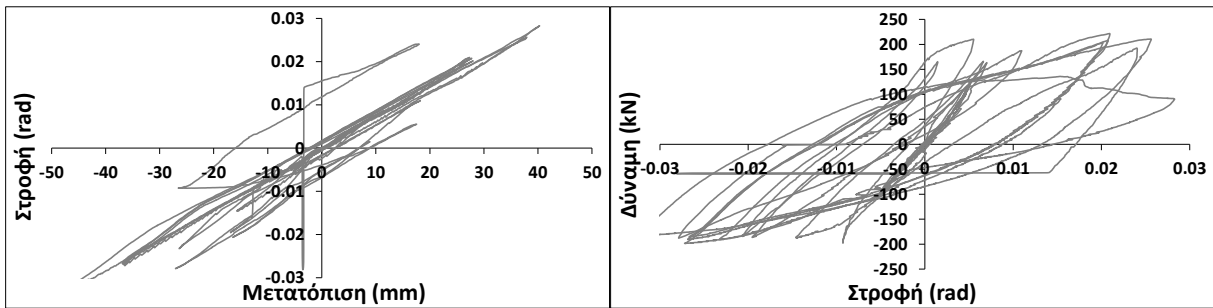
Στην συνέχεια (Σχήμα 6.27) παρατίθενται τα διαγράμματα της στροφής συναρτήσει τόσο της οριζόντιας δύναμης όσο και της μετατόπισης κορυφής, όπως έχουν υπολογιστεί από την Εξ.6.5. Για τα τοιχεία W_1 έως W_4 -FRP η στροφή αφορά την κορυφή του τοιχίου ενώ για τα τοιχεία W_7 έως W_{15} -SS αφορά διατομή μέσα στην πλαστική περιοχή. Ειδικά για τα τοιχεία W_5 και W_6 δεν διατίθενται τιμές στροφής για καμία διατομή.



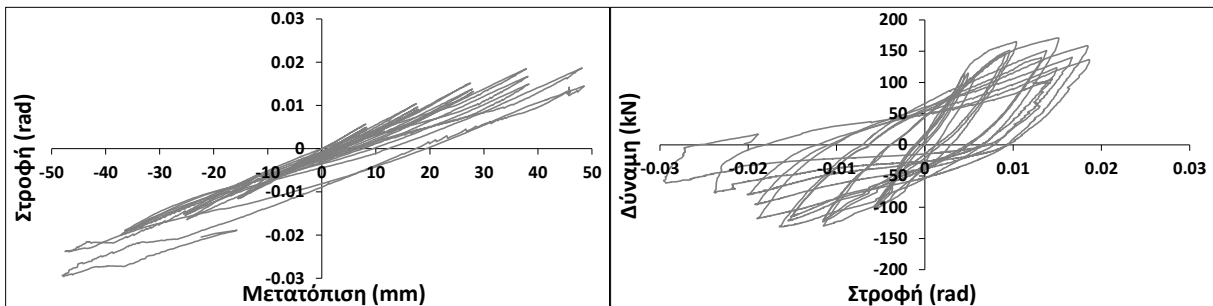
(α) Τοιχίο W₁



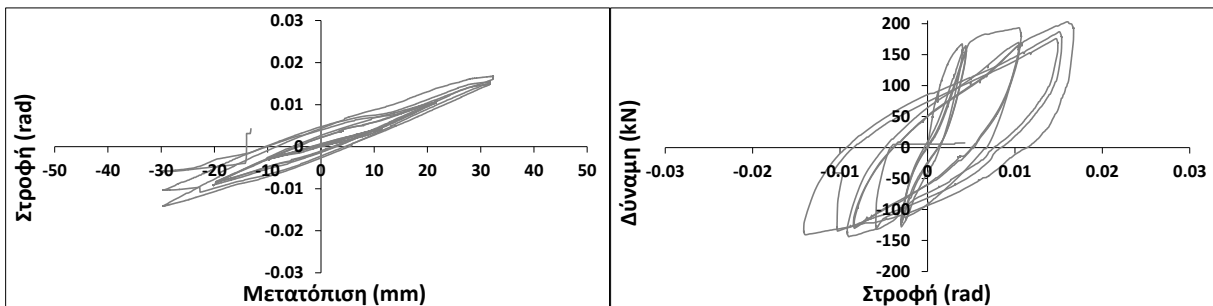
(β) Τοιχίο W₂-FRP



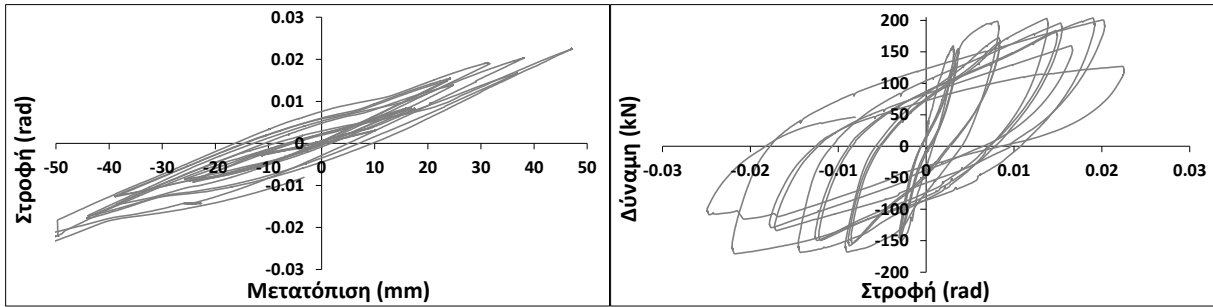
(γ) Τοιχίο W₃-FRP



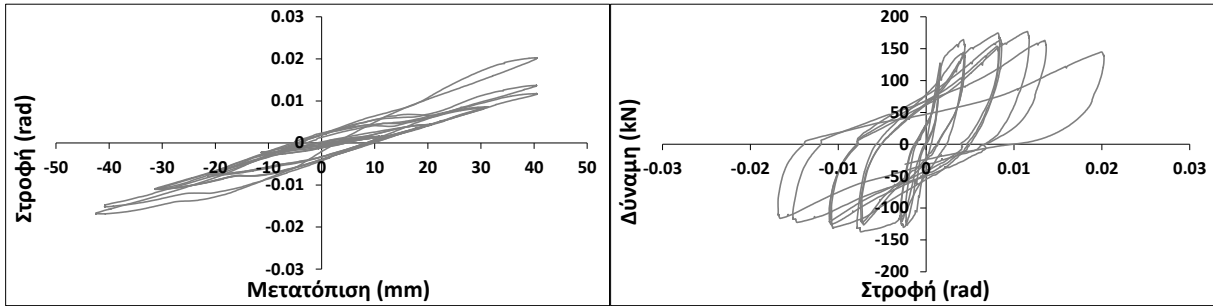
(δ) Τοιχίο W₄-FRP



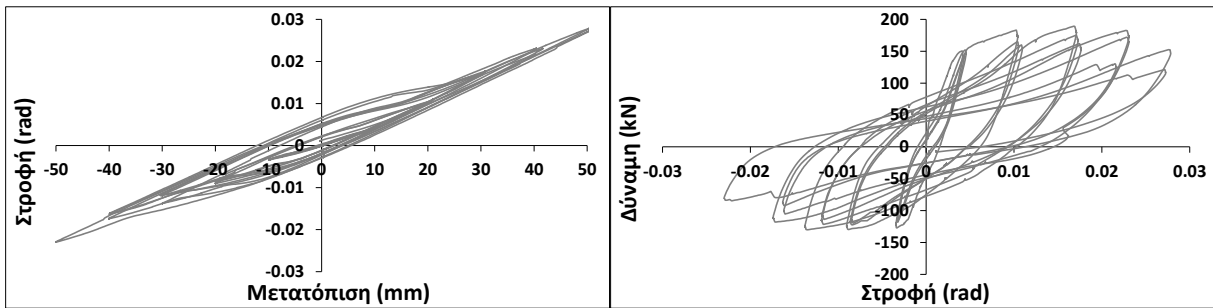
(ε) Τοιχίο W₇



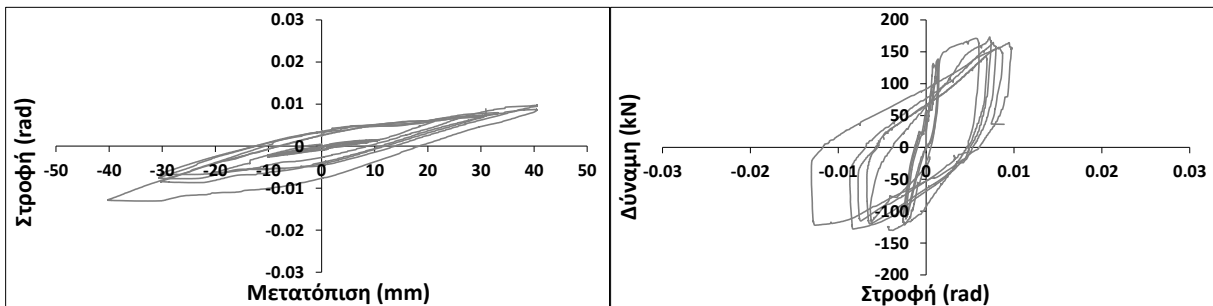
(στ) Τοίχιο W_8 -SS



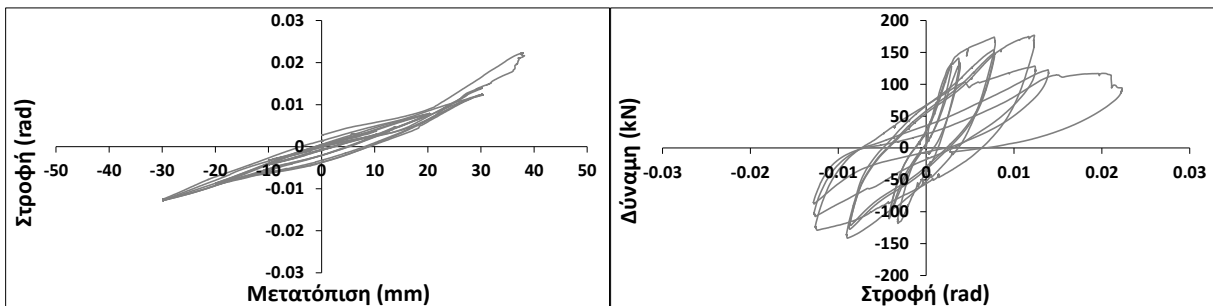
(ζ) Τοίχιο W_9



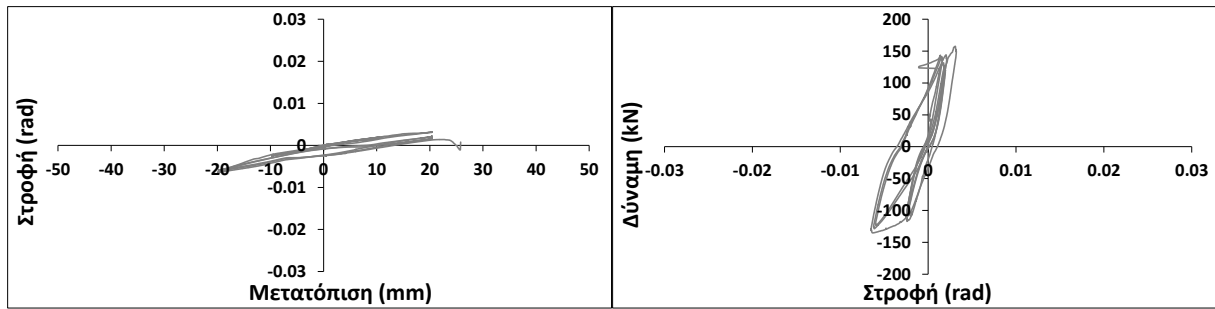
(η) Τοίχιο W_{10} -SS



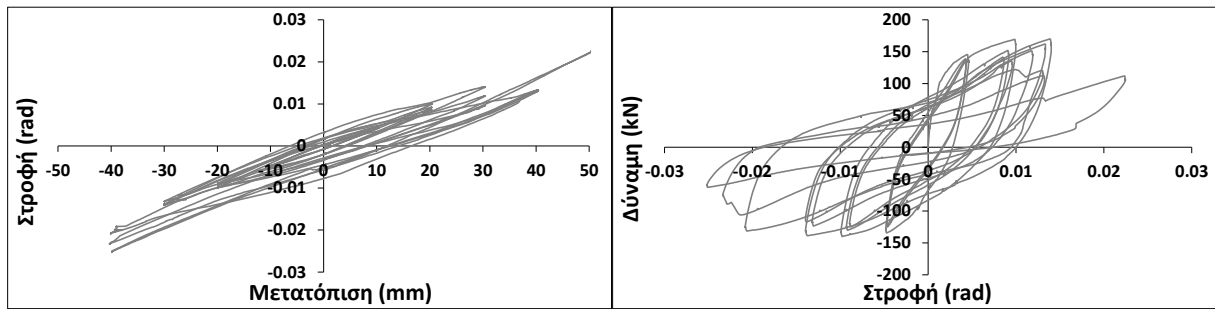
(θ) Τοίχιο W_{11}



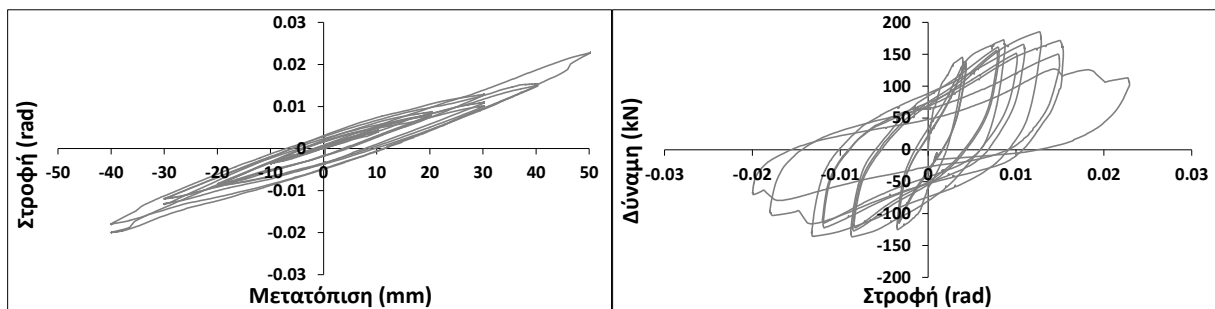
(ι) Τοίχιο W_{12} -SS



(κ) Τοίχιο W₁₃



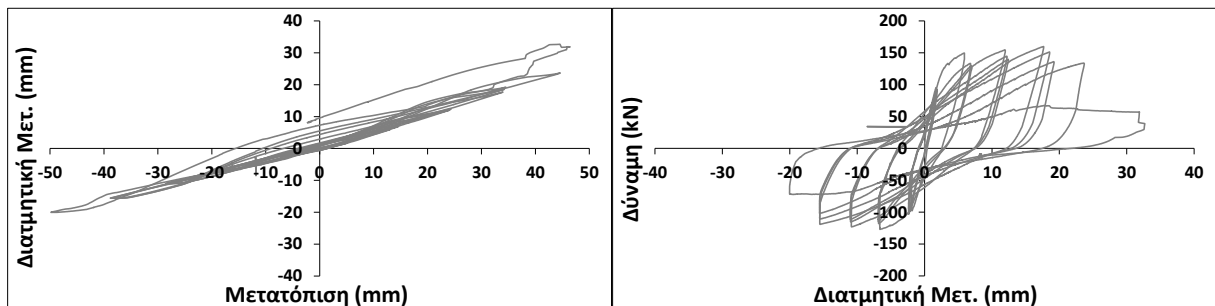
(λ) Τοίχιο W_{14-SS}



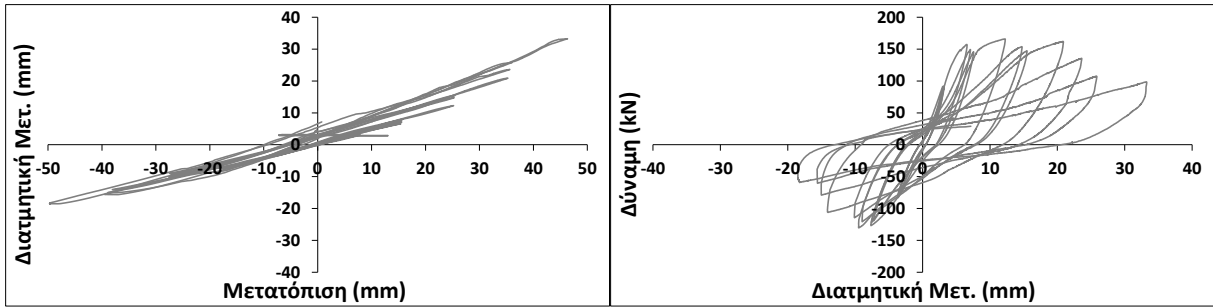
(μ) Τοίχιο W_{15-SS}

Σχήμα 6.27 Πειραματικές τιμές στροφή διατομής, θ , τοιχίων

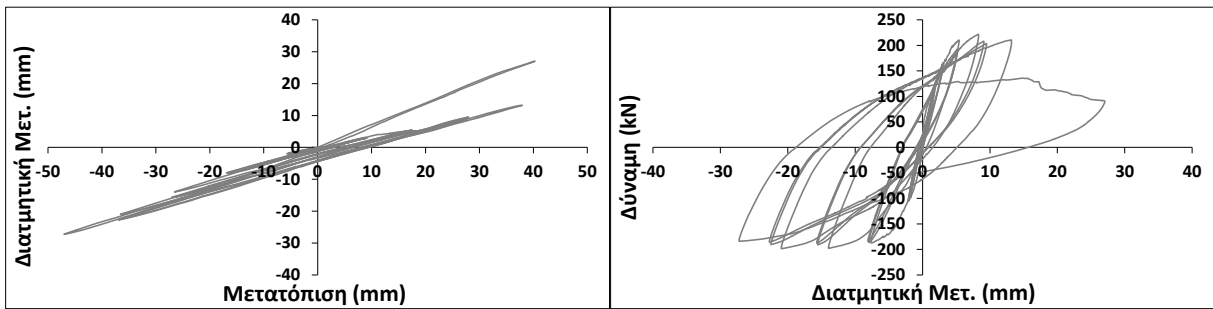
Εν συνεχεία (Σχήμα 6.28) παρατίθενται οι πειραματικές τιμές της διατμητικής μετατόπισης, δ_{sh} , πριν την διόρθωση, δηλαδή σύμφωνα με την Εξ.6.3. Για τα τοιχία W₇ έως W_{15-SS} περιλαμβάνονται οι τιμές τόσο του κάτω όσο και του άνω τμήματος. Για τα τοιχία W₅ και W₆ δεν παρατίθενται οι διατμητικές μετατοπίσεις αφού δεν διατίθενται μετρήσεις στροφής για την διόρθωσή τους και, επομένως, δεν αξιολογούνται.



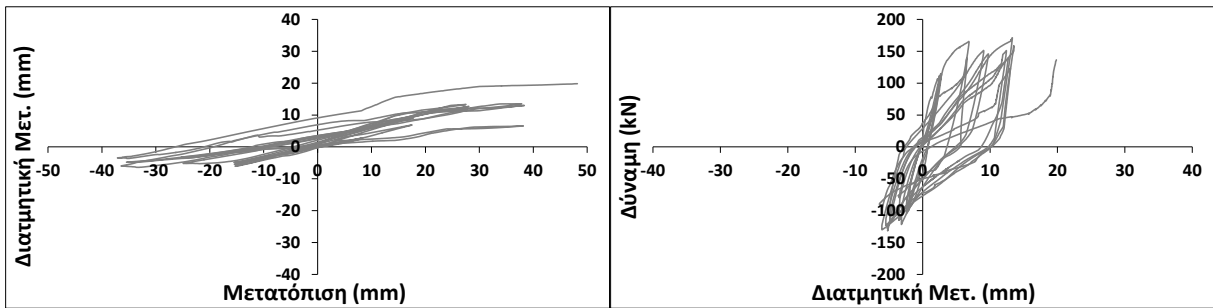
(α) Τοίχιο W₁



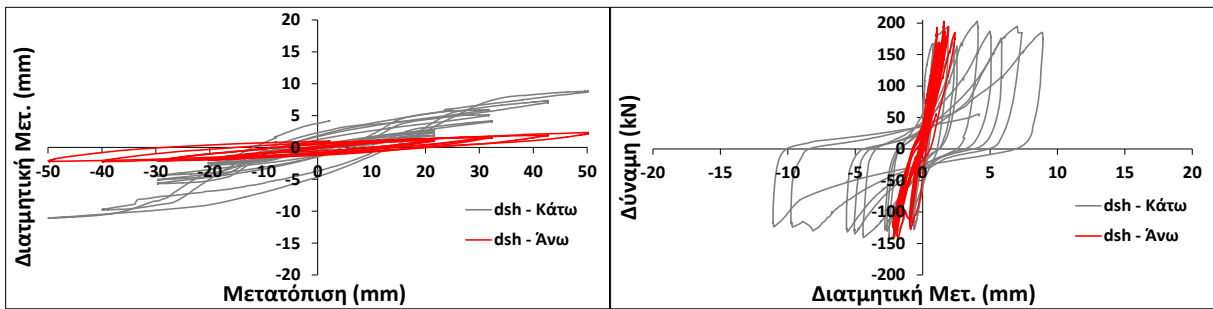
(β) Τοιχίο W₂-FRP



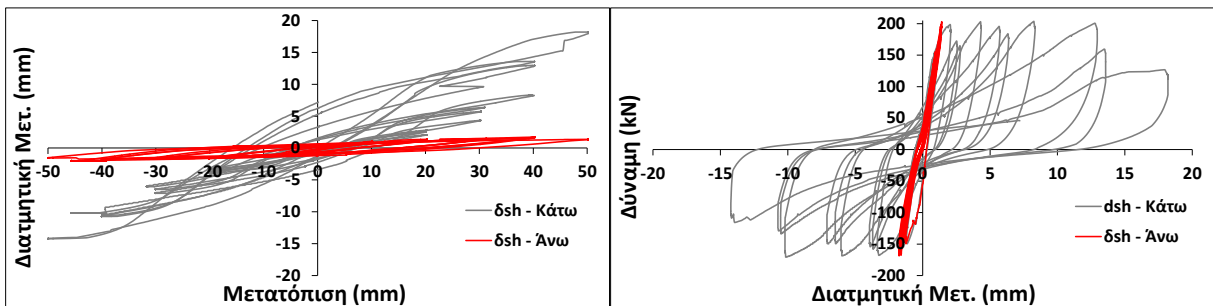
(γ) Τοιχίο W₃-FRP



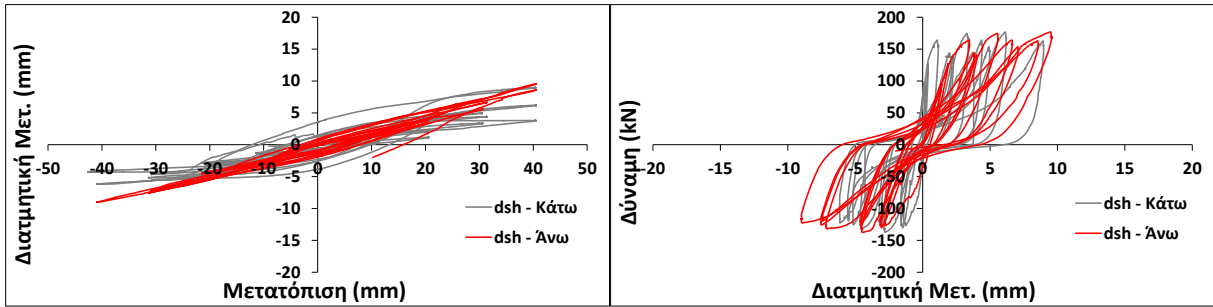
(δ) Τοιχίο W₄-FRP



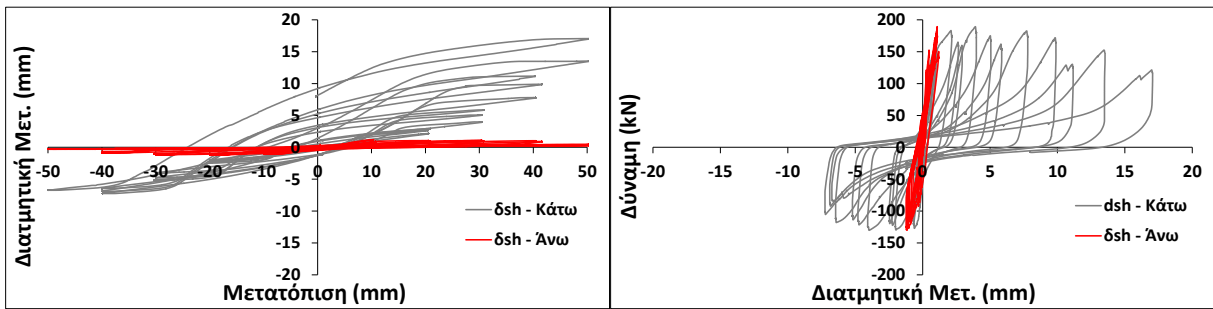
(ε) Τοιχίο W₇



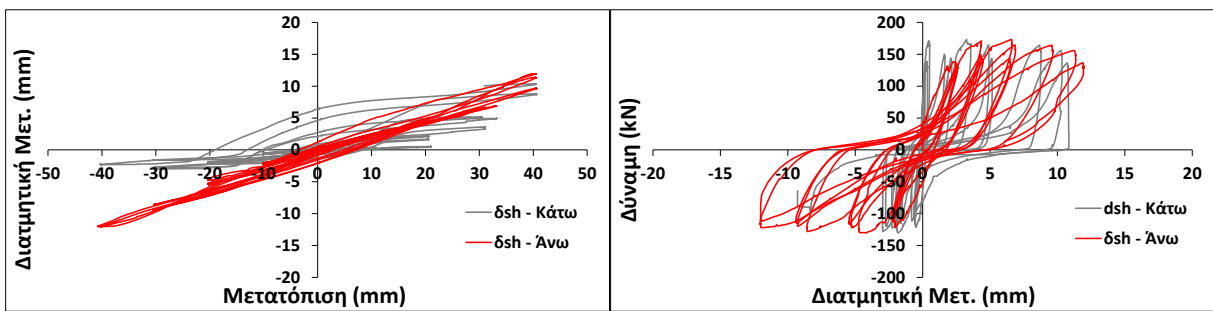
(στ) Τοιχίο W₈-SS



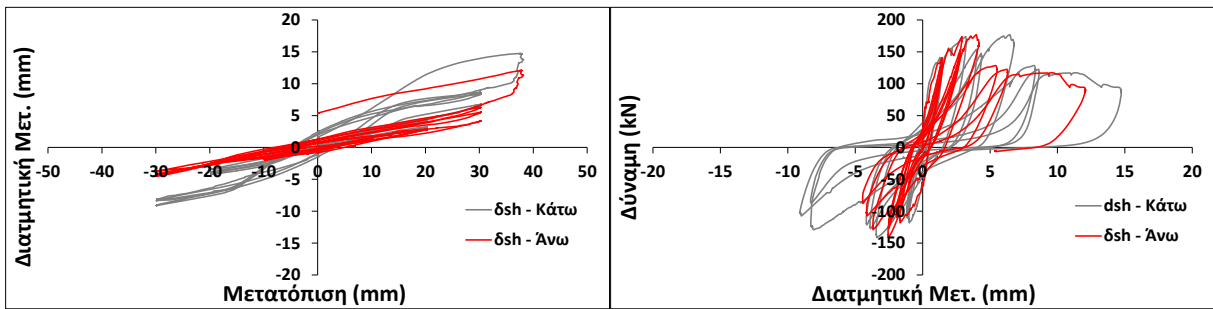
(ζ) Τοιχίο W_9



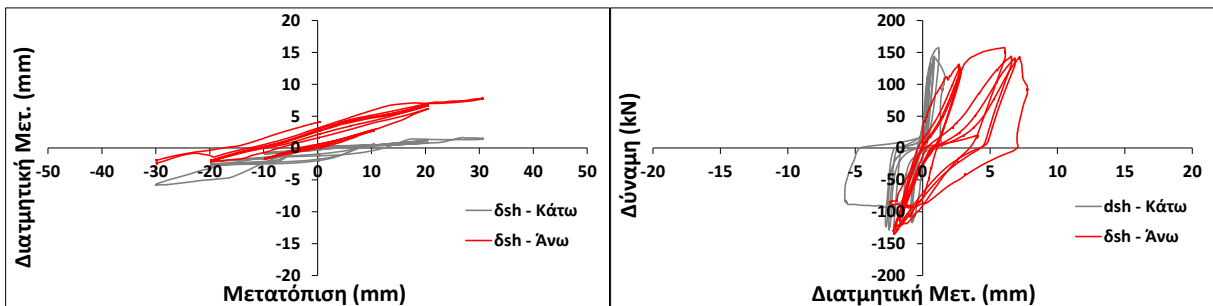
(η) Τοιχίο W_{10-SS}



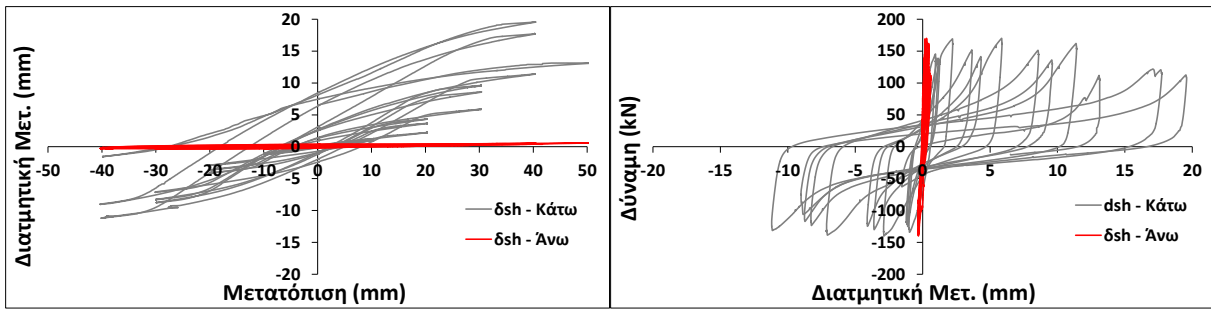
(θ) Τοιχίο W_{11}



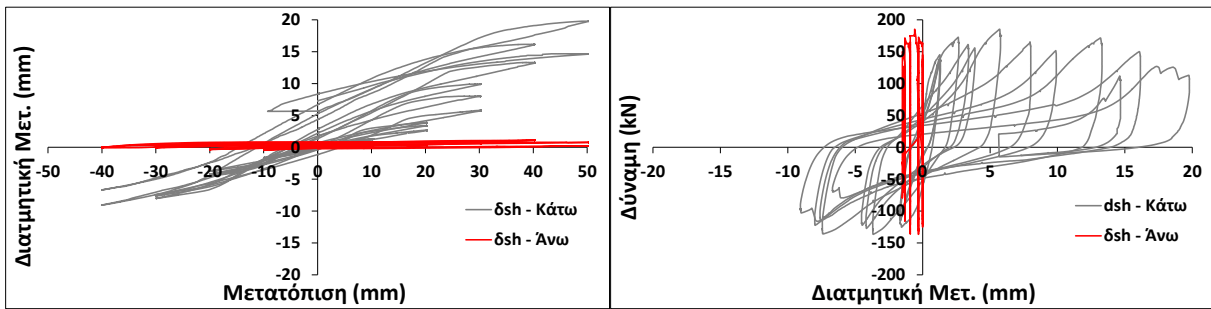
(ι) Τοιχίο W_{12-SS}



(κ) Τοιχίο W_{13}



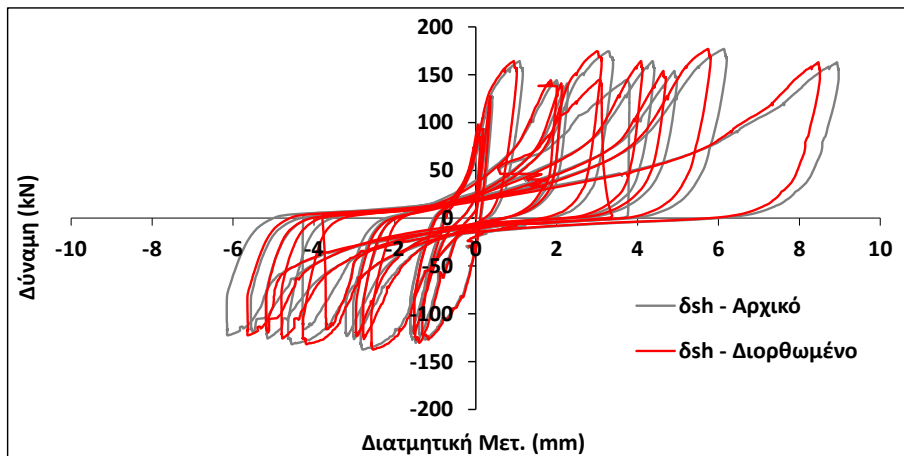
(λ) Τοίχιο W₁₄-SS



(μ) Τοίχιο W₁₅-SS

Σχήμα 6.28 Πειραματικές τιμές αδιόρθωτης διατμητικής μετατόπισης, d_{sh}

Τα παραπάνω διαγράμματα μπορούν να διορθωθούν με βάση την Εξ.6.7. Σημασία για την διόρθωση έχει η επιλογή της τιμής του συντελεστή καμπυλότητας α . Στην συνέχεια (Σχήμα 6.29) παρατίθεται ενδεικτικά το διορθωμένο διάγραμμα του κάτω τμήματος για το τοίχιο W₉ με την εφαρμογή της τιμής $\alpha=0.67$ (τριγωνική κατανομή) για όλο το εύρος των τιμών.



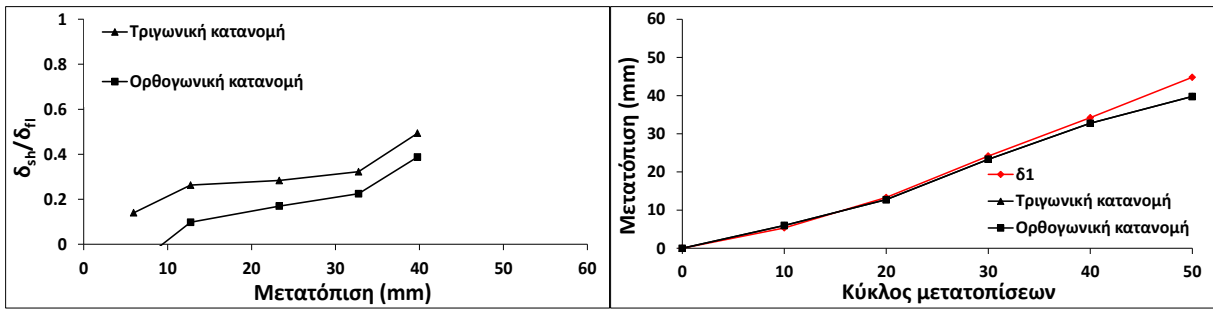
Σχήμα 6.29 Διορθωμένες πειραματικές τιμές διατμητικής μετατόπισης, d_{sh} , κάτω τμήματος τοιχίου W₉

Για την καλύτερη παρουσίαση της διορθωμένης διατμητικής παραμόρφωσης επιλέγεται η παρουσίαση των θετικών τιμών στο τέλος 1^{ου} κύκλου κάθε ομάδας μετακίνησης +10mm, +20mm κτλ. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.28 οι τιμές που αντιστοιχούν στο τέλος του 1^{ου} κύκλου δεν είναι υποχρεωτικά και οι μεγαλύτερες πειραματικά μετρημένες. Οι αυξημένες

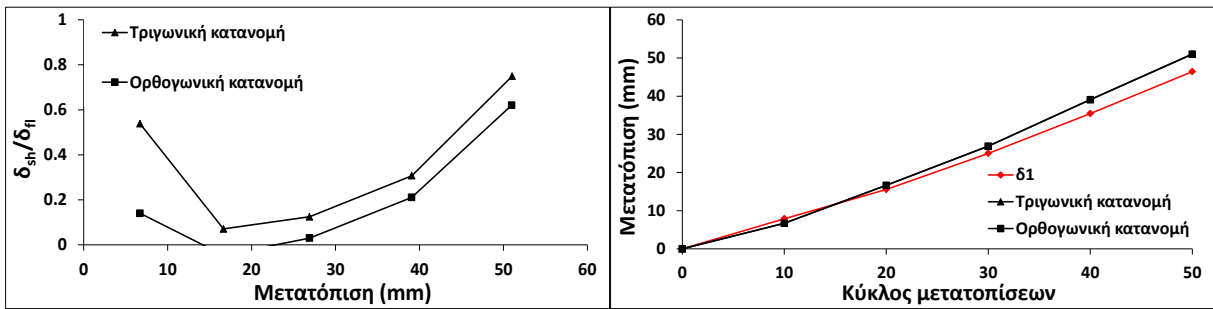
τιμές των επόμενων κύκλων οφείλεται στο γεγονός ότι η ανακύκλιση ακόμα και για την ίδια ομάδα μετακινήσεων επιφέρει μεγαλύτερη τοπική αποδιοργάνωση σε σημεία που μετρούν τα βελόμετρα όσο και γενικότερα αύξηση του εύρους των ήδη σχηματισμένων ρωγμών, με αποτέλεσμα οι ενδείξεις των βελομέτρων να είναι συχνά μεγαλύτερες. Σε κάθε περίπτωση αντιπροσωπευτικότερες θεωρούνται οι τιμές που αντιστοιχούν στο τέλος του πρώτου κύκλου και αυτές παρουσιάζονται στην συνέχεια. Η διόρθωση της διατμητικής μετατόπισης πραγματοποιείται με βάση τις εξισώσεις της §6.4.1.1. Για την πειραματικά μετρηθείσα τιμή της στροφής στην δεδομένη διατομή υπολογίζεται η καμπυλότητα στην βάση του τοιχίου. Επομένως, με δεδομένη πλέον την κατανομή της κατανομή της καμπυλότητας καθ' ύψος του τοιχίου υπολογίζεται ο συντελεστής καμπυλότητας, α , και στην συνέχεια οι καμπτικές και διατμητικές μετατοπίσεις σε οποιοδήποτε σημείο του τοιχίου.

Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ότι σε όλα τα τοιχία πλην των W_9 , W_{11} και W_{12} -SS οι (αδιόρθωτες) διατμητικές παραμορφώσεις του πάνω τμήματος είναι αισθητά μικρότερες από αυτές του κάτω τμήματος. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι τα τοιχία αυτά, όντας επαρκώς οπλισμένα έναντι διάτμησης, εμφανίζουν περιορισμένη εκδήλωση διατμητικών ρωγμών μόνο κοντά στην βάση. Επομένως η συνεισφορά του άνω τμήματος στην ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων είναι σαφώς μικρή.

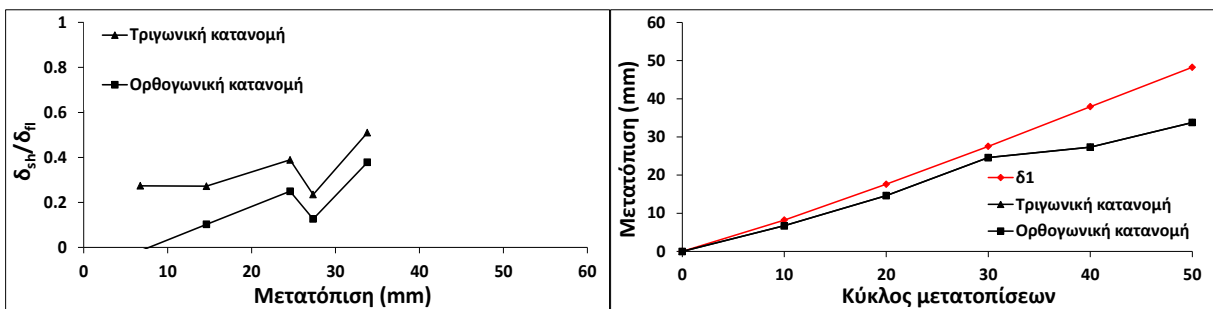
Με βάση τις μετρήσεις της στροφής σε μία διατομή και τις μετρήσεις από τα χιαστί βελόμετρα του κάτω και άνω τμήματος υπολογίζονται οι καμπτικές και διατμητικές μετατοπίσεις στην κορυφή του τοιχίου. Στο Σχήμα 6.30 εκτός από τον λόγο των διατμητικών προς τις καμπτικές παραμορφώσεις, δ_{sh}/δ_{fl} , περιλαμβάνεται επίσης και η συνολική μετατόπιση που προκύπτει στην κορυφή. Η τιμή αυτή συγκρίνεται με την τιμή του δίνει απευθείας το βελόμετρο 1 της κορυφής, με σκοπό να φανεί αν κάποια από τις δύο μεθοδολογίες προσεγγίζει την πραγματική μετρηθείσα μετατόπιση στην κορυφή του τοιχίου. Στον άξονα x φαίνεται η ονομαστική τιμή των κύκλων μετακινήσεων (10mm, 20mm κτλ) ενώ στον άξονα y οι πραγματικές τιμές που προκύπτουν. Στα παρακάτω διαγράμματα δεν περιλαμβάνονται τα τοιχία W_5 και W_6 αφού δεν διατίθενται πειραματικές μετρήσεις της στροφής για την διόρθωση των διατμητικών μετατοπίσεων, το τοιχίο W_{13} αφού τελικά διατίθενται μόνο δύο χαρακτηριστικές τιμές και, τέλος, το τοιχίο W_3 -FRP αφού μετά την διόρθωση προκύπτουν τιμές οι οποίες σχεδόν στο σύνολό τους είναι εμφανώς λάθος (αρνητικές τιμές).



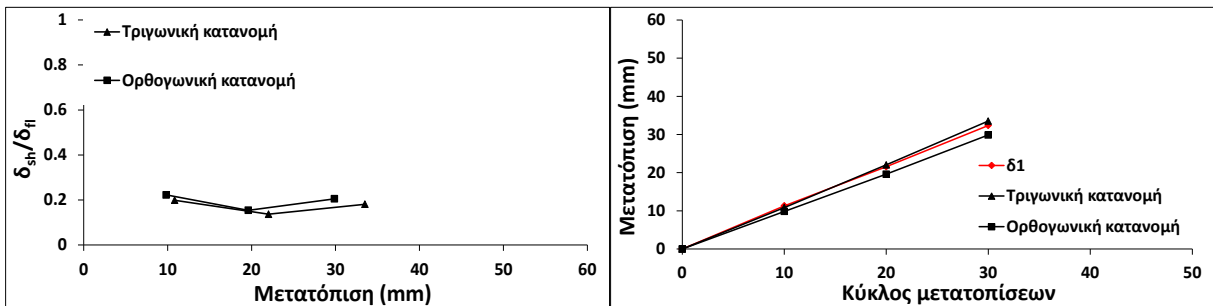
(α) Τοιχίο W_1



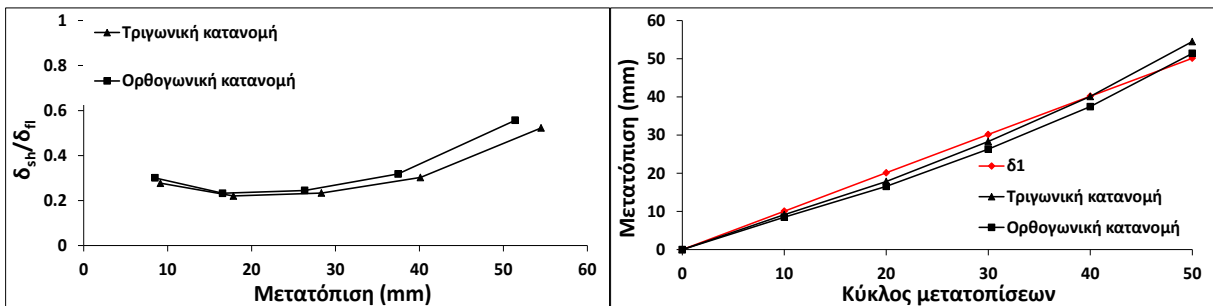
(β) Τοιχίο W_2 -FRP



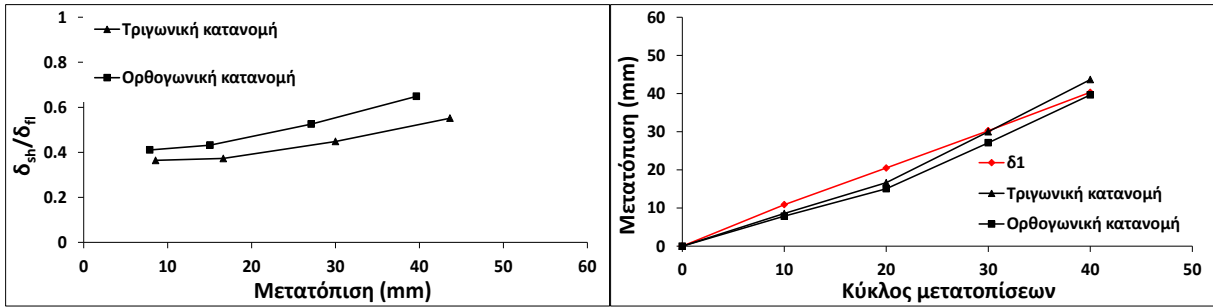
(γ) Τοιχίο W_4 -FRP



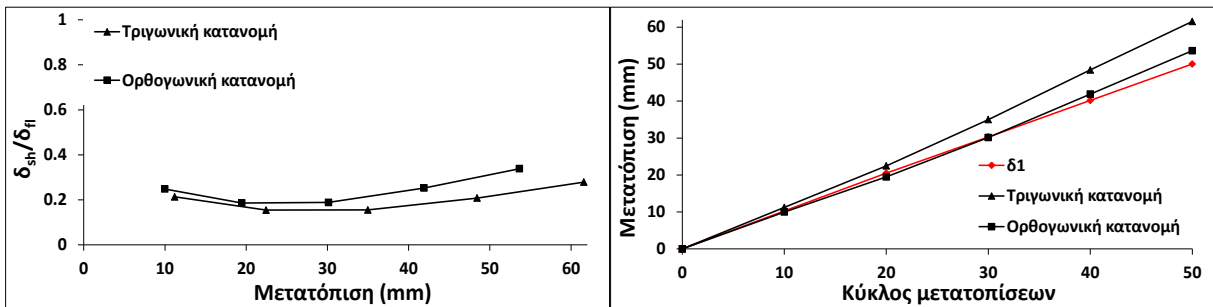
(δ) Τοιχίο W_7



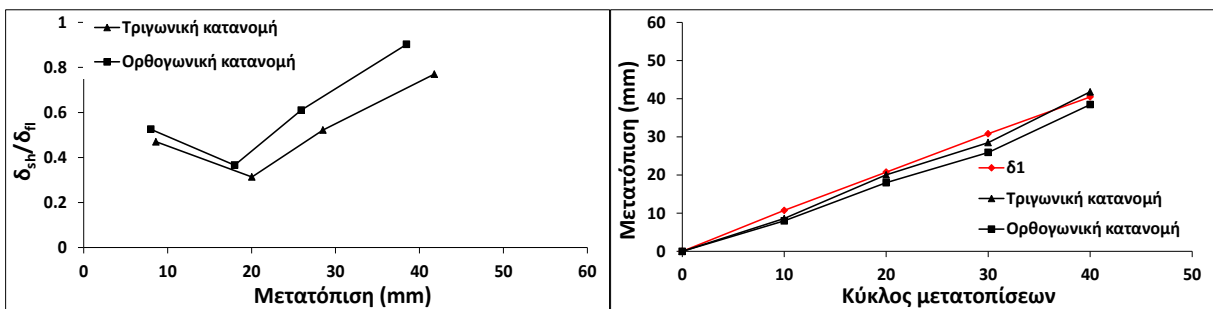
(ε) Τοιχίο W_8 -SS



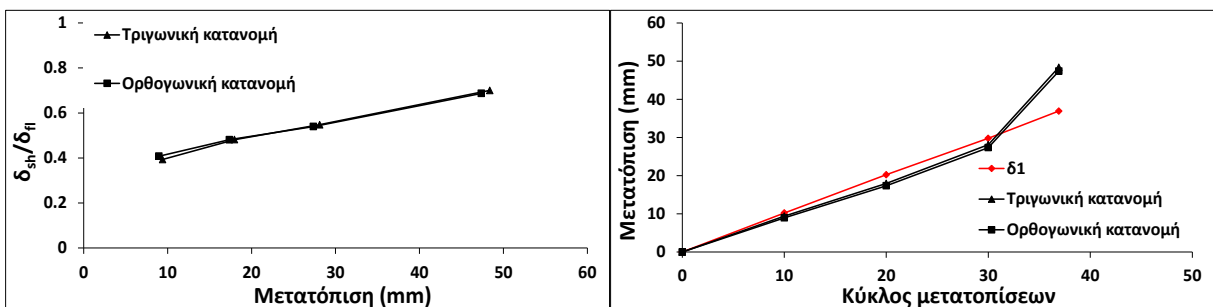
(ζ) Τοιχίο W_9



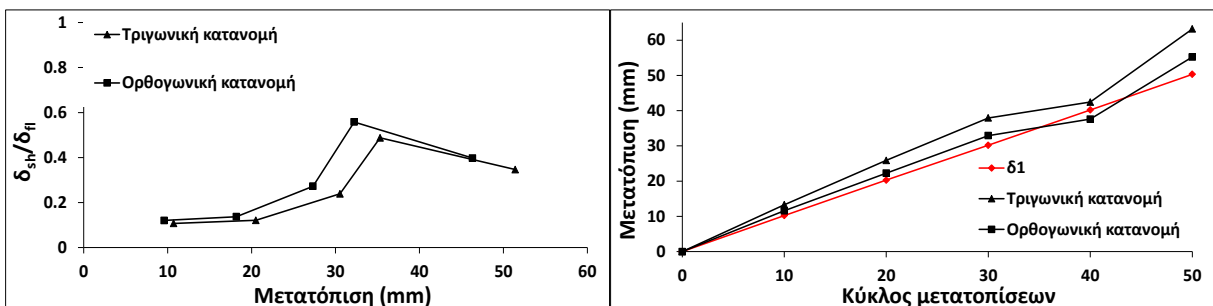
(η) Τοιχίο W_{10-SS}



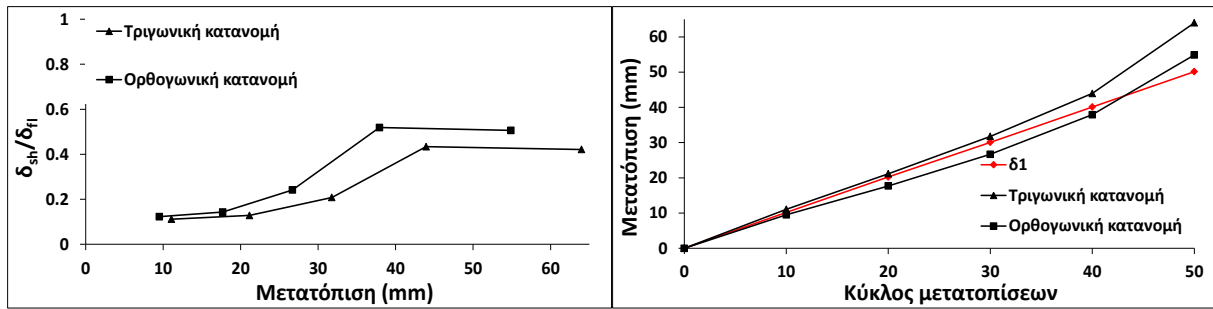
(θ) Τοιχίο W_{11}



(ι) Τοιχίο W_{12-SS}

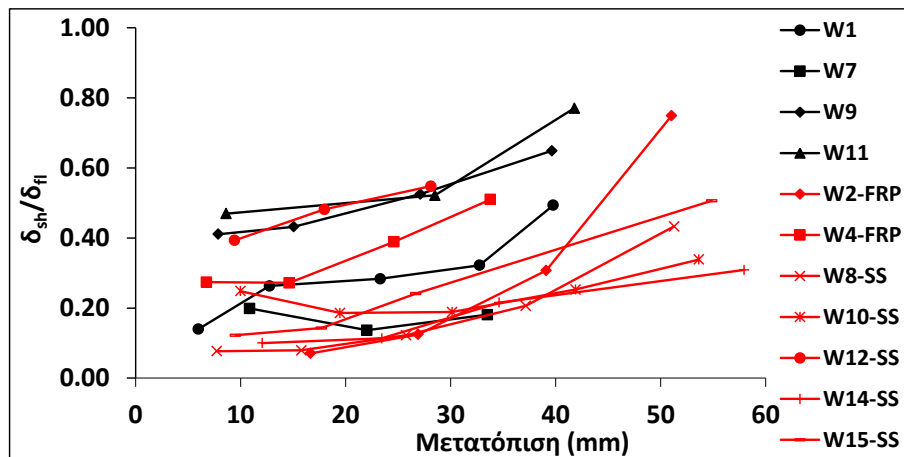


(κ) Τοιχίο W_{14-SS}

(λ) Τοιχίο W₁₅-SS

Σχήμα 6.30 Καμπτικές και διατμητικές μετατοπίσεις τοιχίων

Όπως διαπιστώνεται από το Σχήμα 6.30 στα τοιχία όπου η στροφή έχει πειραματικά μετρηθεί στη κορυφή τους οι δύο παραδοχές καμπυλότητας οδηγούν, όπως αναμενόταν, στην ίδια ολική μετατόπιση κορυφής ενώ αλλάζει μόνο ο λόγος των επιμέρους συνιστωσών, με την τριγωνική κατανομή να οδηγεί σε μεγαλύτερους λόγους δ_{sh}/δ_{fl} . Στα υπόλοιπα τοιχία όπου η τιμή της στροφής έχει μετρηθεί σε μία διατομή εντός του κορμού και η στροφή στην κορυφή αποτελεί εκτίμηση με βάση την κατανομή της καμπυλότητας οι δύο παραδοχές δεν οδηγούν στην ίδια ολική μετατόπιση κορυφής (παρά μόνο στην διατομή που μετρήθηκε η στροφή). Από την σύγκριση των ολικών μετατοπίσεων στην κορυφή των τοιχίων δεν προκύπτει ότι κάποια από τις δύο παραδοχές προσεγγίζει με περισσότερη ακρίβεια την μετατόπιση του βελομέτρου 1. Γενικά στα συγκεκριμένα τοιχία με την παραδοχή της ορθογωνικής κατανομής εντός της πλαστικής άρθρωσης προκύπτουν μεγαλύτεροι λόγοι δ_{sh}/δ_{fl} (έως και περίπου 20% στο τοιχίο W₁₁). Ωστόσο αυτό που προκύπτει εμφανώς είναι ότι και με τις δύο παραδοχές καμπυλότητας τα τοιχία με τον λιγότερο διατμητικό σπλισμό, συμπεριλαμβανομένου του τοιχίου W₁₂-SS, παρουσιάζουν μεγαλύτερους λόγους δ_{sh}/δ_{fl} . Το παραπάνω συμπέρασμα φαίνεται ακόμα πιο καθαρά στο Σχήμα 6.31 στο οποίο παρατίθενται οι λόγοι δ_{sh}/δ_{fl} για τα 11 υπό εξέταση τοιχία. Τονίζεται ότι ενώ η τριγωνική κατανομή εντός της πλαστικής περιοχής αποτελεί πιο ρεαλιστική προσέγγιση της πραγματικής κατανομής της καμπυλότητας και επομένως του συντελεστή καμπυλότητας, α , σε κάποιες περιπτώσεις (π.χ. τοιχία W₁₄-SS και W₁₅-SS) οδήγησε σε σημαντικές διαφορές σε σχέση με τις μετατοπίσεις του βελομέτρου 1. Επομένως στο Σχήμα 6.31 περιλαμβάνονται αυτές οι τιμές του λόγου δ_{sh}/δ_{fl} των οποίων η παραδοχή της κατανομής της καμπυλότητας προσέγγισε με μεγαλύτερη ακρίβεια τις τιμές του βελομέτρου 1. Τέλος επισημαίνεται ότι από το διάγραμμα για λόγους ευκρίνειας έχουν αφαιρεθεί κάποιες τιμές του λόγου δ_{sh}/δ_{fl} οι οποίες είναι εμφανώς λάθος.

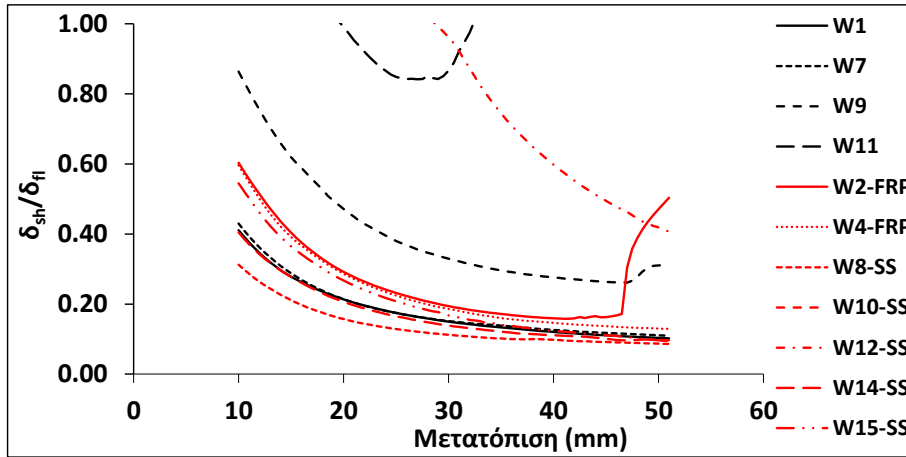


Σχήμα 6.31 Πειραματικοί λόγοι δ_{sh}/δ_{fi} τοιχίων

Τα παραπάνω συμπεράσματα έρχονται σε συμφωνία και με άλλα αποτελέσματα της βιβλιογραφίας (π.χ. Beyer et al., 2011) σύμφωνα με τα οποία στο ανελαστικό εύρος των μετατοπίσεων ο λόγος των διατμητικών προς τις καμπτικές μετατοπίσεις, δ_{sh}/δ_{fi} , παραμένει περίπου σταθερός και μικρότερος στις περιπτώσεις τοιχίων επαρκώς ωπλισμένων έναντι διάτμησης.

6.4.2 Αριθμητικός και αναλυτικός προσδιορισμός παραμορφώσεων

Όσον αφορά την αριθμητική προσέγγιση, εκτίμηση των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων μπορεί να γίνει με την χρήση του γραμμικού στοιχείου FSI. Στο στοιχείο αυτό η καμπυλότητα ακολουθεί σταθερή κατανομή ανά στοιχείο (για $c=0.5$) όπως επίσης και η διατμητική παραμόρφωση (βλ. και §6.3.2). Η καμπτική συνιστώσα της μετατόπισης προκύπτει με την διπλή ολοκλήρωση της καμπυλότητας καθ' ύψος ενώ η διατμητική με το άθροισμα των γινομένων της διατμητικής παραμόρφωσης επί το ύψος κάθε στοιχείου. Στο Σχήμα 6.32 παρουσιάζονται οι λόγοι των διατμητικών προς τις καμπτικές παραμορφώσεις, δ_{sh}/δ_{fi} , όπως έχουν προκύψει από τα αποτελέσματα της ανάλυσης με χρήση του στοιχείου FSI.



Σχήμα 6.32 Λόγοι δ_{sh}/δ_{fi} τοιχίων με χρήση FSI

Όπως φαίνεται από το Σχήμα 6.32 επιβεβαιώνεται το ποιοτικό συμπέρασμα ότι ο λόγος των διατμητικών προς τις καμπτικές παραμορφώσεις βαίνει αυξανόμενος καθώς το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού μειώνεται, ωστόσο οι τιμές που προκύπτουν από την ανάλυση των τοιχίων με χρήση του FSI διαφέρουν σημαντικά σε σχέση με τις πειραματικές ιδιαίτερα στις περιπτώσεις των τοιχίων με μικρό ποσοστό διατμητικού οπλισμού.

Εκτός από την εκτίμηση των παραμορφώσεων με βάση αριθμητικά μοντέλα προσπάθειες έχουν γίνει για την αναλυτική εκτίμηση των παραμορφώσεων με χρήση αναλυτικών μοντέλων προσαρμοσμένων σε πειραματικά αποτελέσματα (π.χ. *Oesterle et al., 1984; Hines et al., 2004; Beyer et al., 2011; Eom and Park., 2013*).

Οι *Oesterle et al. (1984)*, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις που συνδέουν τις διατμητικές και καμπτικές παραμορφώσεις από τον κύκλο του Mohr (βλ. και Σχήμα 6.33), εξέφρασαν την μέση διατμητική παραμόρφωση, γ , ως:

$$\gamma = \frac{\epsilon_t + \epsilon_c}{2 \tan \theta} + \epsilon_s \tan \theta - \frac{2\epsilon_d}{\sin 2\theta} \quad (6.35)$$

όπου:

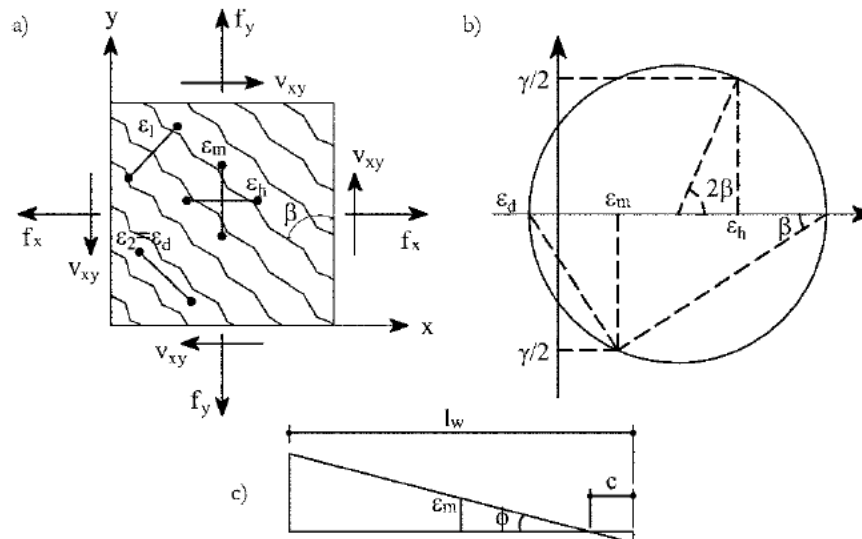
ϵ_c είναι η θλιπτική παραμόρφωση στην διατομή

ϵ_t είναι η εφελκυστική παραμόρφωση στην διατομή

ϵ_s είναι η εφελκυστική παραμόρφωση του οπλισμού διάτμησης

ϵ_d είναι η θλιπτική παραμόρφωση του διαγώνιου θλιπτήρα

θ είναι η γωνία του ρωγμής



Σχήμα 6.33 Καμπτικές και διατμητικές παραμορφώσεις με βάση τον κύκλο του Mohr (Beyer et al., 2011)

Οι Beyer et al. (2011), βασιζόμενοι τόσο σε δικά τους όσο και σε άλλα πειραματικά δεδομένα, επιχείρησαν την εφαρμογή της παραπάνω σχέσης σε τοιχία διαφορετικών διατομών (ορθογωνικής, μορφής T, μορφής Π) με λόγους διάτμησης, a_s , από 2.3 έως και 4.0. Η εφαρμογή ωστόσο έγινε σε τοιχία με επαρκή διατμητική αντοχή τόσο σε λοξή θλίψη όσο και λοξό εφελκυσμό, δηλαδή με σταθερό περίπου λόγο δ_{sh}/δ_{fl} . Επομένως, αμελώντας του όρους ϵ_s και ϵ_d και θεωρώντας προσεγγιστικά ότι $\delta_{fl} \approx \phi L_V L_{pl}$, $\delta_{sh} \approx \gamma L_{pl}$ και $\epsilon_m = (\epsilon_c + \epsilon_t)/2$ ως την μέση παραμόρφωση της διατομής εξέφρασαν τον λόγο δ_{sh}/δ_{fl} ως:

$$\frac{\delta_{sh}}{\delta_{fl}} = 1.5 \frac{\epsilon_m}{\phi \tan \theta L_V} \quad (6.36)$$

όπου ϕ είναι η καμπυλότητα της διατομής και το 1.5 είναι διορθωτικός συντελεστής για την καλύτερη προσαρμογή στα πειραματικά αποτελέσματα.

Τονίζεται ότι στην Εξ.6.32 η γωνία θ αναφέρεται στην γωνία εκτός της πλαστικής περιοχής (βλ. Σχήμα 6.12) όπου οι ρωγμές είναι περίπου παράλληλες μεταξύ τους. Οι Beyer et al. (2011) προτείνουν ότι για λόγους σχεδιασμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή $\theta = 45^\circ$. Διαφορετικά προτείνουν η γωνία θ μπορεί να εκτιμηθεί σύμφωνα με τους Collins and Mitchell (1997) ως:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{z}{V} \left(f_1 b_w + \frac{A_{sw} f_{yw}}{s} \right) \right) < 90^\circ \quad (6.37)$$

όπου

z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων

V είναι η τέμνουσα δύναμη

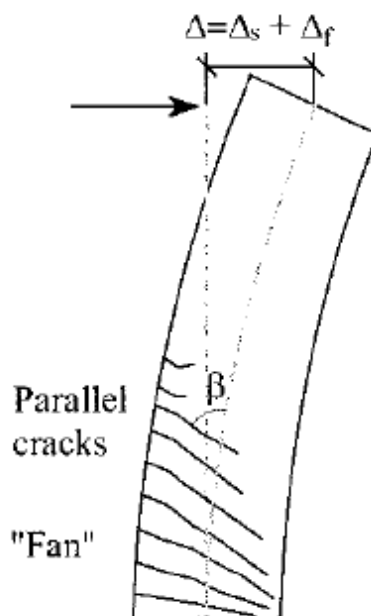
f_1 είναι η εφελκυστική (βλ. Collins and Mitchell, 1997)

b_w είναι το πάχος του τοιχίου

A_{sw} είναι το εμβαδόν του διατμητικού οπλισμού

f_{yw} είναι η τάση διαρροής του διατμητικού οπλισμού

s είναι η απόσταση των συνδετήρων

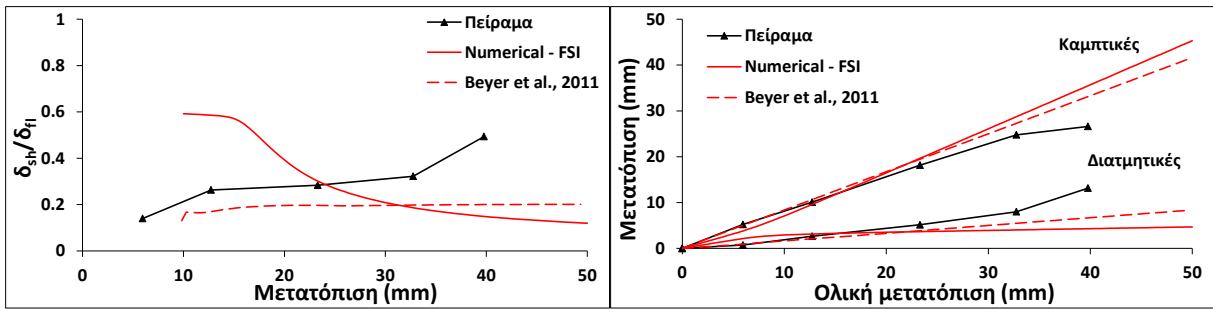


Σχήμα 6.34 Κατανομή ρωγμών καθ' ύψος του τοιχίου (Beyer et al., 2011)

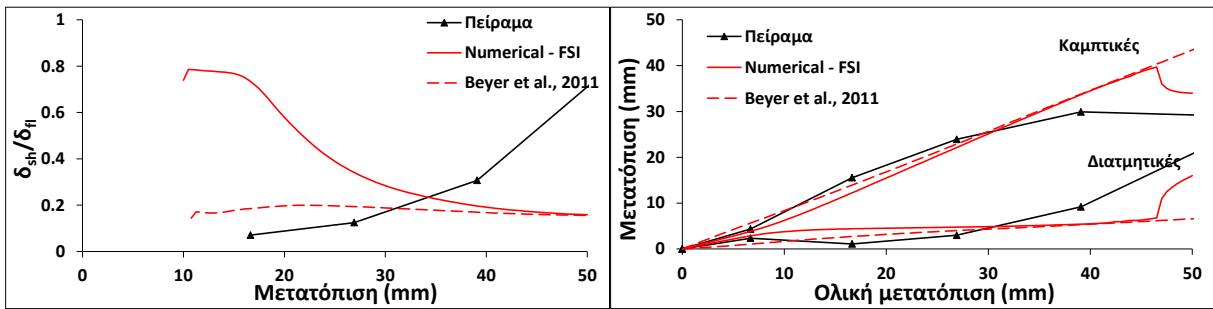
Στο Σχήμα 6.35 περιλαμβάνονται οι πειραματικές, οι αριθμητικές (FSI) και οι αναλυτικές (Beyer et al., 2011) τιμές του λόγου δ_{sh}/δ_{fi} . Για την εφαρμογή της Εξ.6.31 χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές της γωνίας θ όπως προέκυψαν από τα πειράματα οι οποίες περιλαμβάνονται στον Πίνακα 6.5. Οι γωνίες αυτές μετρήθηκαν για όλα τα τοιχία στην περιοχή εκτός πλαστικής περιοχής όπου οι ρωγμές ήταν (περίπου) παράλληλες.

Πίνακας 6.5 Πειραματικές τιμές γωνίας ρωγμής, θ , εκτός πλαστικής περιοχής

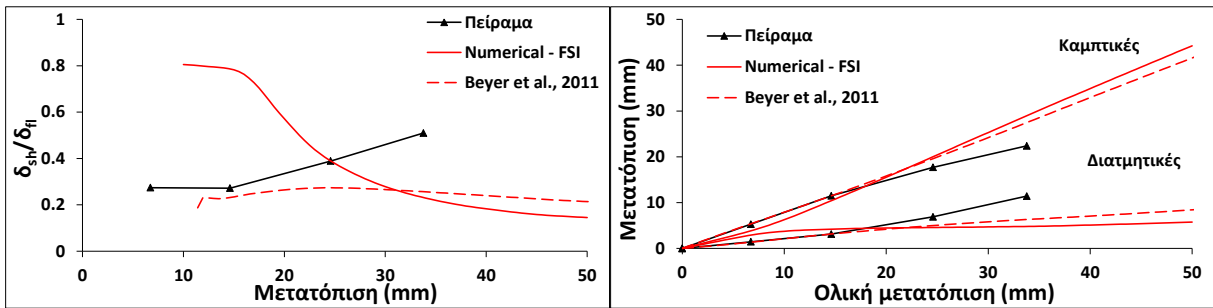
Τοιχίο	Γωνία (°)	Τοιχίο	Γωνία (°)
W_1	50	W_{10-SS}	58
W_2-FRP	46	W_{11}	44
W_4-FRP	40	W_{12-SS}	26
W_7	46	W_{14-SS}	53
W_8-SS	51	W_{15-SS}	57
W_9	33		



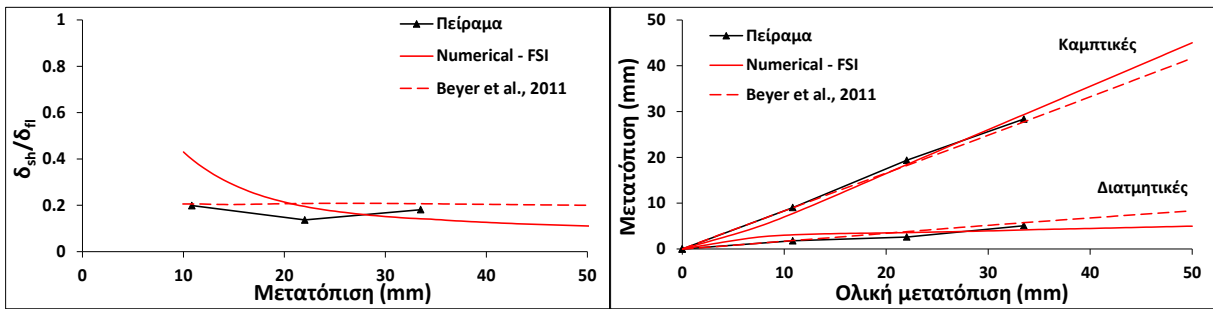
(α) Τοιχίο W_1



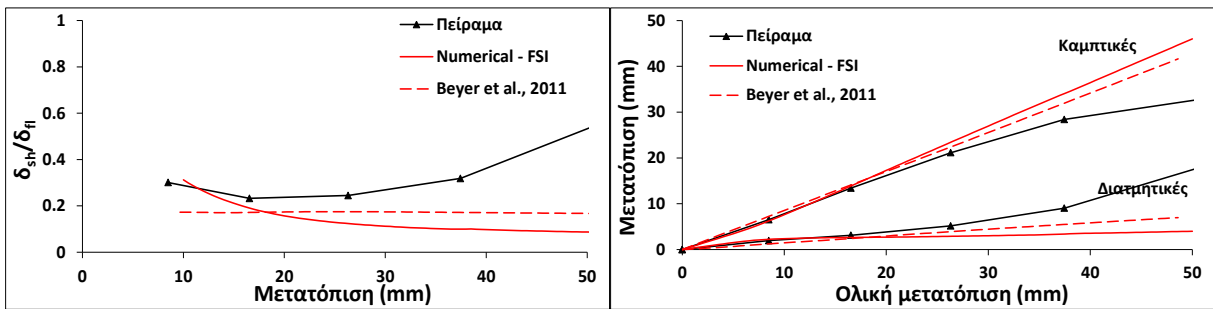
(β) Τοιχίο W_2 -FRP



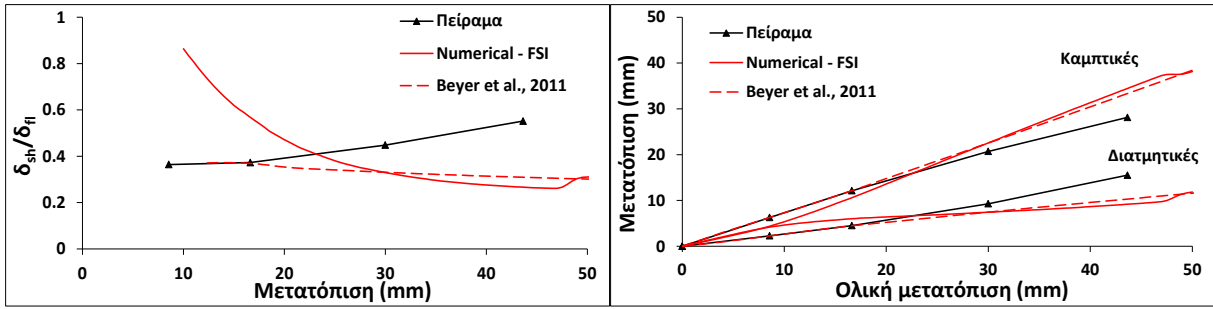
(γ) Τοιχίο W_4 -FRP



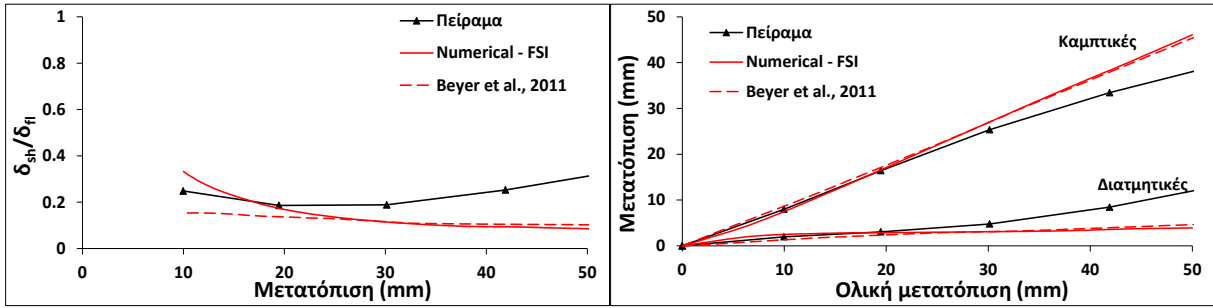
(δ) Τοιχίο W_7



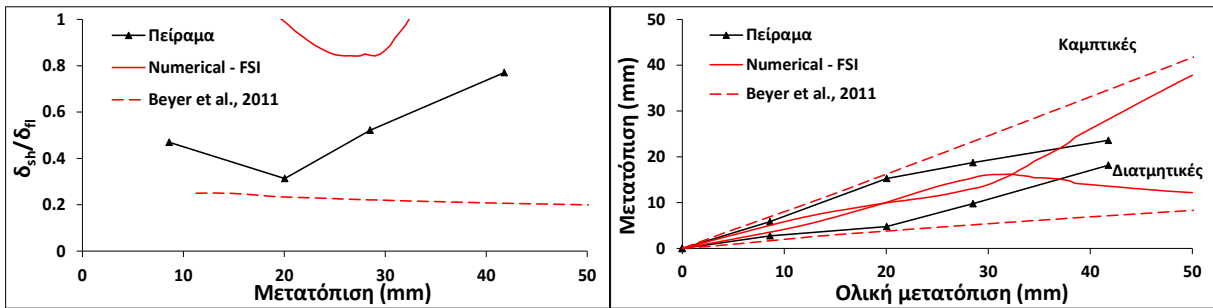
(ε) Τοιχίο W_8 -SS



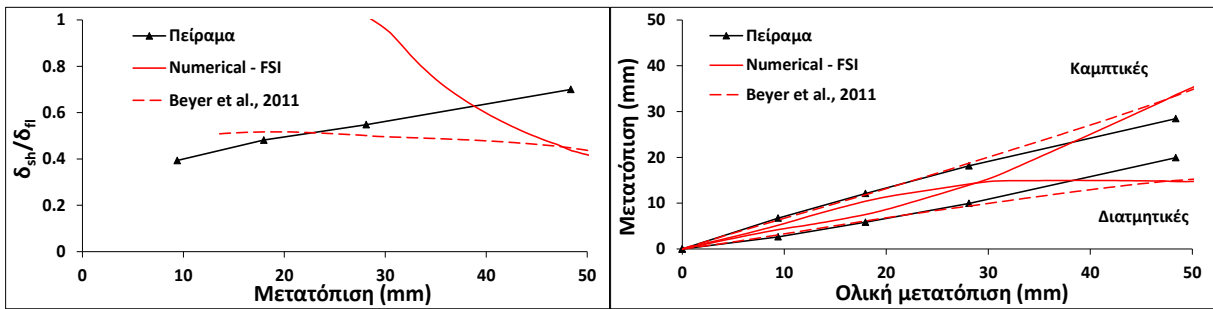
(ζ) Τοιχίο W_9



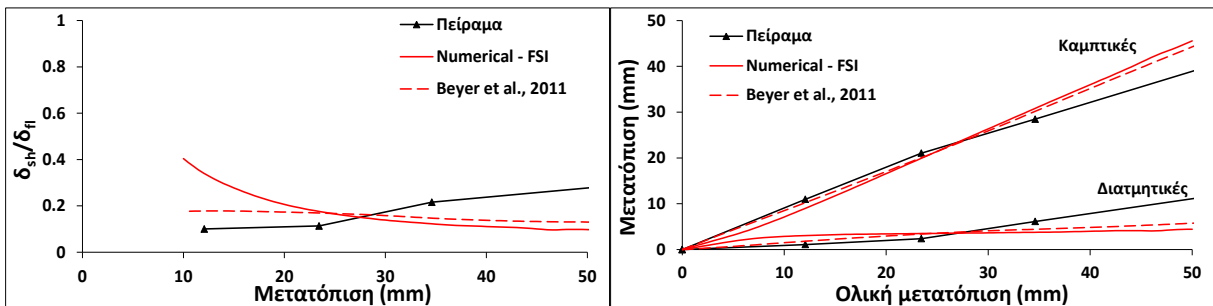
(η) Τοιχίο W_{10-SS}



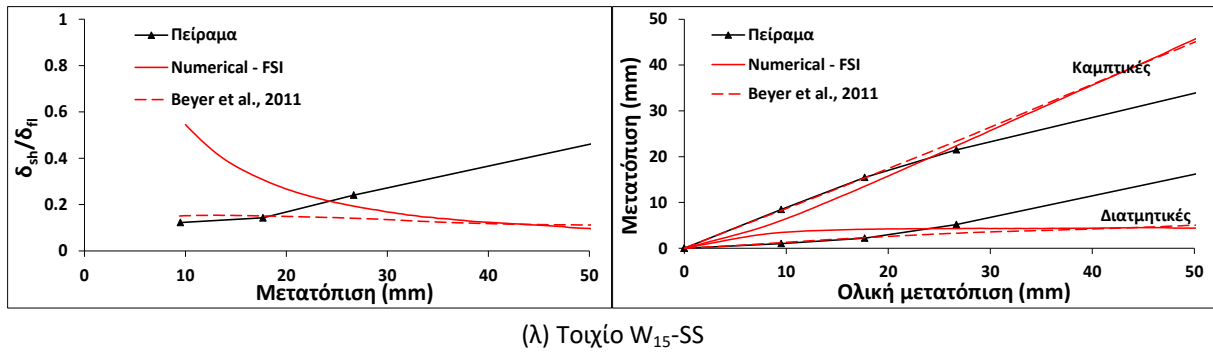
(θ) Τοιχίο W_{11}



(ι) Τοιχίο W_{12-SS}



(κ) Τοιχίο W_{14-SS}

(λ) Τοίχιο W₁₅-SS

Σχήμα 6.35 Καμπτικές και διατμητικές μετατοπίσεις τοιχίων

Όπως προκύπτει από το Σχήμα 6.35 μεγαλύτερη σύγκλιση μεταξύ πειραματικών και αναλυτικών/αριθμητικών εκτιμήσεων παρουσιάζεται μόνο στα επαρκώς οπλισμένα σε όλο το ύψος έναντι διάτμησης τοιχία (W₁, W₇, W₈-SS, W₁₀-SS, W₁₄-SS, W₁₅-SS). Αντίθετα, στα υπόλοιπα τοιχία παρουσιάζονται μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ πειραματικών τιμών και εκτιμήσεων. Όσον αφορά την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία με χρήση του FSI οδηγεί γενικά σε υπερεκτίμηση των διατμητικών παραμορφώσεων ιδιαίτερα στην περίπτωση των τοιχίων με χαμηλά ποσοστά διατμητικού οπλισμού. Όσον αφορά την Εξ.6.36 προσεγγίζει τις πειραματικές τιμές μόνο στην περίπτωση των επαρκώς ωπλισμένων τοιχίων, δηλαδή όταν η παραμορφώσεις του διατμητικού οπλισμού παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα εντός της ελαστικής περιοχής.

6.5 Σύνοψη - Συμπεράσματα κεφαλαίου

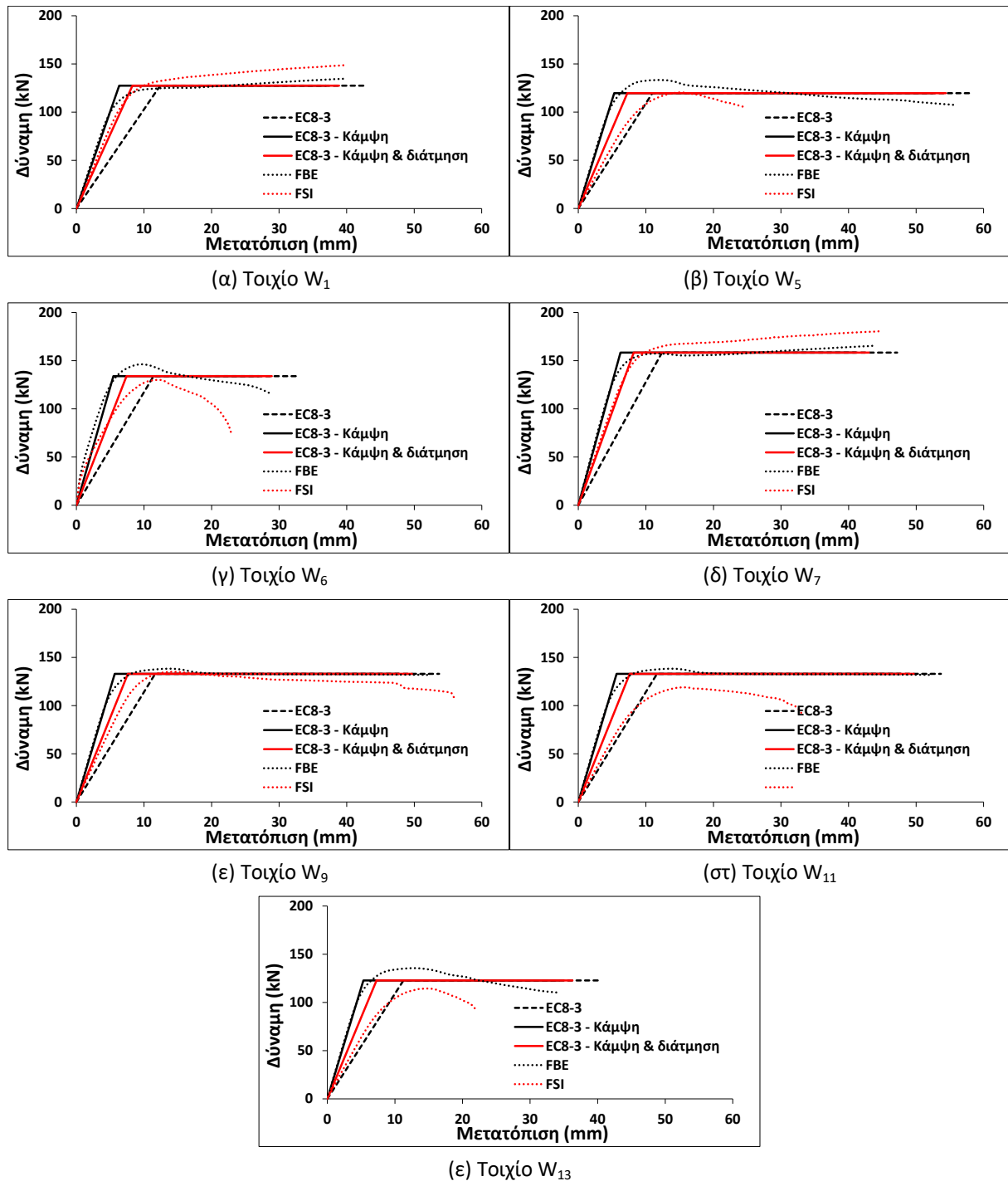
Στις προηγούμενες παραγράφους παρουσιάστηκε η αποτίμηση/πρόβλεψη της συμπεριφοράς των υπό εξέταση τοιχίων της διατριβής με δύο διαφορετικές προσεγγίσεις – με την χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων με το λογισμικό OpenSees αλλά και με την εφαρμογή των σχέσεων αποτίμησης του EC8-3, οι οποίες εφαρμόστηκαν σε όλα τα μη ενισχυμένα τοιχία.

Η εμπειρική σχέση του EC8-3 (Εξ.2.34) προσπαθεί να συσχετίσει την μετατόπιση αστοχίας του μέλους, όπως αυτή παρατηρήθηκε και μετρήθηκε πειραματικά, με κάποια αντικειμενικά μεγέθη όπως το ποσοστό του οπλισμού, την αντοχή του σκυροδέματος, την παρουσία περίσφιγξης ή όχι κ.α. Αν και η σχέση αυτή δεν βασίζεται σε κάποιο φυσικό προσομοίωμα προσφέρει μία συντηρητική πρόβλεψη της μετατόπισης αστοχίας, η οποία στις περισσότερες περιπτώσεις είναι μικρότερη από την πειραματικά μετρημένη. Εναλλακτικά της παραπάνω εμπειρικής σχέσης, ο EC8-3 περιλαμβάνει μία αναλυτική/ήμι-εμπειρική σχέση υπολογισμού της μετατόπισης αστοχίας (Εξ.2.35), η οποία βασίζεται στην

ανάλυση με βάση την πλαστική άρθρωση αλλά ταυτόχρονα εξαρτάται και από την εμπειρική εκτίμηση του μήκους της πλαστικής άρθρωσης. Ωστόσο, εκτός του ότι η σχέση αυτή έχει εφαρμογή μόνο στην περίπτωση τοιχίων «με αντισεισμικές διατάξεις», αφού μόνο για αυτήν την περίπτωση προτείνεται σχέση υπολογισμού του μήκους της πλαστικής άρθρωσης, επιπλέον δεν ορίζεται ξεκάθαρα η καμπυλότητα αστοχίας, με τον κίνδυνο η χρήση μεγάλων τιμών καμπυλότητας να οδηγήσει σε μεγάλες μετατοπίσεις αστοχίας χωρίς φυσικό νόημα. Για λόγους πληρότητας, η παραπάνω ημι-εμπειρική σχέση εφαρμόστηκε τόσο για τα τοιχεία «με» όσο και για αυτά «χωρίς» αντισεισμικές διατάξεις. Η καμπυλότητα αστοχίας ορίστηκε ως η καμπυλότητα που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση αστοχίας του εφελκυσμένου χάλυβα ($0.60\varepsilon_{su}$ όπως προτείνει ο EC8-3) χωρίς ωστόσο να ξεπερνά την παραμόρφωση που αντιστοιχεί σε πτώση της ροπής κάμψης κατά 20%. Η εφαρμογή των παραπάνω ορίων στην αναλυτική σχέση του EC8-3 οδήγησε γενικά σε ρεαλιστικές τιμές μετατόπισης αστοχίας, οι οποίες προσεγγίζουν με ικανοποιητική ακρίβεια τις πειραματικά μετρημένες. Η επιρροή της διατμητικής παραμόρφωσης και της ολίσθησης των ράβδων κατά τον EC8-3 είναι μικρή σε σχέση με την συνολική μετατόπιση, ωστόσο επηρεάζει σημαντικά την μετατόπιση διαρροής και επομένως και την δυσκαμψία μέχρι την διαρροή (ενεργός δυσκαμψία). Το παραπάνω συμπέρασμα φαίνεται στο Σχήμα 6.36 όπου παρατίθενται οι τιμές του EC8-3 για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις – συμπεριλαμβάνοντας μόνο τους καμπτικούς όρους (αγνοώντας την μετάθεση των τάσεων της ακραίας διατομής σε διατομές με μικρότερη ροπή - tension shift, διάτμηση και ολίσθηση ράβδων), συμπεριλαμβάνοντας μόνο τους καμπτικούς και τους διατμητικούς όρους και, τέλος, συμπεριλαμβάνοντας όλους τους όρους. Οι παρακάτω τιμές έχουν προκύψει για μήκος πλαστικής άρθρωσης σύμφωνα με την Εξ.2.16 (Paulay and Priestley, 1992) ώστε να είναι άμεσα συγκρίσιμες με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων.

Όσον αφορά την προσομοίωση των τοιχίων με την χρήση του FBE, τα τοιχεία μοντελοποιήθηκαν κατάλληλα (με χρήση δύο στοιχείων) ώστε να είναι δυνατή η εισαγωγή του επιθυμητού μήκους πλαστικής άρθρωσης. Κατά τις αναλύσεις ως μετατόπιση αστοχίας ορίστηκε το σημείο που αντιστοιχεί στην αστοχία του εφελκυσμένου χάλυβα ($0.60\varepsilon_{su}$ όπως προτείνει ο EC8-3) ή το σημείο που αντιστοιχεί σε πτώση της φέρουσας ικανότητας κατά 20% σε σχέση με την μέγιστη τιμή. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.36, η ανάλυση με χρήση του FBE και η χρήση των σχέσεων του EC8-3 (με ίδιο μήκος πλαστικής άρθρωσης) οδήγησαν σε παρόμοια αποτελέσματα όσον αφορά την μετατόπιση αστοχίας. Το γεγονός ότι το FBE είναι

ένα καμπτικό στοιχείο αλλά και το ότι η απαίτηση καμπυλότητας συγκεντρώνεται στο πρώτο σημείο ολοκλήρωσης (πλαστική άρθρωση) καθιστά τα δύο μοντέλα εφάμιλλα. Ωστόσο σημαντικές διαφορές προκύπτουν στον ελαστικό κλάδο μέχρι την διαρροή. Ενώ στην περίπτωση αγνόησης όλων των όρων πλην των καμπτικών, η ενεργός δυσκαμψία ($=P_V/\delta_V$) κατά EC8-3 προκύπτει αντίστοιχη με αυτή του FBE, με τον συνυπολογισμό των διατμητικών ή και των υπόλοιπων όρων η δυσκαμψία μειώνεται σημαντικά.



Σχήμα 6.36 Συγκεντρωτικές καμπύλες P-δ κατά EC8-3, FBE και FSI

Η μείωση της ενεργού δυσκαμψίας εκτιμάται καλύτερα με την προσομοίωση με χρήση του FSI, ένα μοντέλο το οποίο συνεκτιμά την επίδραση των διατμητικών παραμορφώσεων χωρίς ωστόσο να συμπεριλαμβάνει φαινόμενα όπως την μετάθεση των τάσεων της ακραίας διατομής σε διατομές με μικρότερη ροπή (tension shift) και την ολίσθηση ράβδων. Πράγματι στην περίπτωση αγνόησης των δύο αυτών παραμέτρων η δυσκαμψία των τοιχίων κατά EC8-3 συμπίπτει σε μεγάλο βαθμό με αυτή της ανάλυσης με χρήση του FSI. Ωστόσο, οι δύο αυτές δυσκαμψίες ταυτίζονται περισσότερο όσο μεγαλύτερο είναι το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού (τοιχία W_1 και W_7). Αντίθετα, στις περιπτώσεις ιδιαίτερα μικρών ποσοστών διατμητικού οπλισμού (τοιχία W_5 , W_6 , W_9 και κυρίως W_{11} και W_{13}) το FSI υπερεκτιμά τις διατμητικές παραμορφώσεις οδηγώντας σε χαρακτηριστικά πιο εύκαμπτο αρχικό κλάδο.

Η επιρροή των διατμητικών παραμορφώσεων στην συνολική μετατόπιση μελετήθηκε και στον μετελαστικό κλάδο της απόκρισης των τοιχίων, όπου προσδιορίστηκε πειραματικά ο λόγος των διατμητικών προς τις καμπτικές παραμορφώσεις δ_{sh}/δ_{fl} . Όπως προκύπτει πειραματικά ο λόγος των διατμητικών προς τις καμπτικές παραμορφώσεις προκύπτει μεγαλύτερος όσο μειώνεται το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού. Το συμπέρασμα αυτό συμφωνεί και με αντίστοιχες αναφορές της βιβλιογραφίας (Beyer et al., 2011). Ο λόγος όπως προέκυψε πειραματικά συγκρίθηκε με τον αντίστοιχο λόγο όπως προκύπτει από την εφαρμογή σχέσης της βιβλιογραφίας (Εξ.6.36 - Beyer et al., 2011) καθώς και με τον λόγο που δίνει η ανάλυση με το στοιχείο FSI. Και στις δύο περιπτώσεις υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις σε σχέση με τις πειραματικές. Η Εξ.6.36 έχει εφαρμογή μόνο στην περίπτωση τοιχίων με μεγάλα ποσοστά διατμητικού οπλισμού όπου η παραμόρφωση του χάλυβα διάτμησης παραμένει στην ελαστική περιοχή, ενώ η ανάλυση του FSI υπερεκτιμά σε μεγάλο βαθμό τις διατμητικές παραμορφώσεις στις περιπτώσεις μικρών ποσοστών διατμητικού οπλισμού οδηγώντας σε πολύ μεγαλύτερους λόγους δ_{sh}/δ_{fl} σε σχέση με τους πειραματικούς.

Τέλος, όσον αφορά την συμβολή της αντοχής σε τέμνουσα στη συμπεριφορά των τοιχίων, όπως φάνηκε από την πειραματική διερεύνηση τα μικρά ποσοστά διατμητικού οπλισμού μπορεί να μην επηρεάζουν άμεσα την φέρουσα ικανότητα, ωστόσο, λόγω κυρίως της ρηγμάτωσης επιτείνουν την αποδιοργάνωση του τοιχίου και επομένως επηρεάζουν σε κάποιο βαθμό και την μετατόπιση αστοχίας. Η επίδραση της τέμνουσας λαμβάνεται υπόψη από τον EC8-3 ξεχωριστά ως αντοχή σε τέμνουσα, η οποία θεωρείται ότι μειώνεται με την

αύξηση των μετατοπίσεων (shear degradation). Ωστόσο, η εφαρμογή των σχέσεων αυτών οδηγεί σε πολύ συντηρητικές τιμές, συχνά προβλέποντας πρόωρη διατμητική αστοχία κάτι το οποίο δεν επιβεβαιώνεται πειραματικά. Οι περιπτώσεις αυτές προσομοιώνονται ορθότερα με την χρήση του FSI, το οποίο λαμβάνει και αυτό υπόψη την σταδιακή μείωση της φέρουσας ικανότητας λόγω τέμνουσας. Ωστόσο, όπως προέκυψε από τις αναλύσεις στις περιπτώσεις μικρών ποσοστών διατμητικού σπλισμού η αλληλεπίδραση κάμψης-τέμνουσας είχε ως αποτέλεσμα την υποεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας (σε σχέση με την περίπτωση της καθαρής κάμψης σύμφωνα με το FBE), κάτι το οποίο δεν επιβεβαιώθηκε πειραματικά.

Κεφάλαιο 7

Συμπεράσματα διατριβής

7.1 Σκοπός διατριβής

Η παρούσα διατριβή αποτελεί συμβολή στην διερεύνηση της συμπεριφοράς υποωπλισμένων τοιχωμάτων από σκυρόδεμα και στην ενίσχυση αυτών. Ο όρος “υποωπλισμένα” αναφέρεται σε τοιχία που έχουν σχεδιαστεί με βάση παλαιότερους κανονισμούς – στον ελλαδικό χώρο πρακτικά προ του 1985 – και δεν συνάδουν με την λογική του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού. Οι σύγχρονοι κανονισμοί περιλαμβάνουν διατάξεις η εφαρμογή των οποίων αποσκοπεί στην εξασφάλιση της καμπτικής συμπεριφοράς των επιμέρους μελών και στην επίτευξη αξιόλογων τιμών πλαστιμότητας. Ειδικά για τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος οι παραπάνω διατάξεις μπορούν να συνοψιστούν σε δύο λεπτομέρειες διαμόρφωσης οπλισμού. Η πρώτη είναι η διαμόρφωση ακραίων περισφιγμένων υποστυλωμάτων (κρυφοϋποστυλώματα) με σκοπό την αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας και η δεύτερη είναι η πυκνή διάταξη διατμητικού οπλισμού που εξασφαλίζει την αποφυγή της διατμητικής αστοχίας του τοιχίου.

Στα πλαίσια της παρούσας διατριβής η διερεύνηση της συμπεριφοράς των τοιχίων πραγματοποιήθηκε τόσο σε πειραματικό όσο και σε θεωρητικό επίπεδο. Στο πειραματικό μέρος παρουσιάζεται η πειραματική αποτίμηση της συμπεριφοράς μίας ομάδας 15 τοιχίων-δοκιμίων. Από αυτά, τα οκτώ ήταν μη ενισχυμένα τοιχία – τα έξι υποωπλισμένα σχεδιασμένα με βάση παλαιότερους κανονισμούς και τα δύο σχεδιασμένα σύμφωνα με τις σύγχρονες αντισεισμικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 και 8 – τα υπόλοιπα επτά τοιχία περιελάμβαναν κάποια μορφή ενίσχυσης (ΙΟΠ ή μεταλλικά στοιχεία), ενώ, τέλος, ένα από

τα μη ενισχυμένα τοιχία επισκευάστηκε, ενισχύθηκε με μανδύα ΙΟΠ και υποβλήθηκε εκ νέου σε δοκιμή.

Στο θεωρητικό τμήμα επιχειρείται η αποτίμηση/πρόβλεψη της συμπεριφοράς τόσο των μη ενισχυμένων όσο και των ενισχυμένων τοιχίων με βάση δύο διαφορετικές προσεγγίσεις. Η μία είναι με την χρήση των αναλυτικών εμπειρικών/ήμι-εμπειρικών προσομοιωμάτων του EC8-3 και η δεύτερη είναι με την χρήση αριθμητικών μεθόδων προσομοίωσης με το λογισμικό OpenSees του Πανεπιστημίου του Berkeley.

7.2 Πρωτοτυπία και συμβολή διατριβής

Όπως αναπτύχθηκε κατά την ανασκόπηση της βιβλιογραφίας (Κεφάλαιο 2), παρόλο που η διερεύνηση της συμπεριφοράς τοιχίων οπλισμένου σκυροδέματος έχει απασχολήσει πειραματικά την διεθνή βιβλιογραφία, υπάρχει έλλειμμα και ως προς την μελέτη της συμπεριφοράς συγκεκριμένα υποοπλισμένων τοιχίων αλλά και ως προς την αξιολόγηση μεθόδων ενίσχυσης αυτών. Επομένως σε πειραματικό επίπεδο η διατριβή συμβάλλει:

- Στην μελέτη της συμπεριφοράς ειδικά υποοπλισμένων τοιχίων δίνοντας ιδιαίτερη έμφαση τόσο στην επιρροή του διατμητικού οπλισμού σε επίπεδο αντοχής, παραμόρφωσης και ρηγμάτωσης όσο και στην επιρροή του λυγισμού των διαμήκων θλιβόμενων ράβδων, ένα φαινόμενο η σημασία του οποίου συχνά υποβαθμίζεται κατά την αποτίμηση της συμπεριφοράς αλλά και τον σχεδιασμό των ενισχύσεων.
- Στην αξιολόγηση δύο μεθόδων ενίσχυσης – ΙΟΠ και μεταλλικών στοιχείων – δίνοντας έμφαση τόσο σε πιο συμβατικές τεχνικές (π.χ. μεταλλικός κλωβός) όσο και σε εναλλακτικές διαμορφώσεις (π.χ. ενίσχυση μόνο της περιοχής της πλαστικής ζώνης με μεταλλικές λάμες ή υφάσματα ΙΟΠ, διαγώνιος οπλισμός) από την οποία παρήχθησαν χρήσιμα συμπεράσματα όσον αφορά την αποτελεσματικότητα κάθε διαμόρφωσης (τρόποι αστοχίας, περιορισμός ρηγμάτωσης, αύξηση διατμητικής αντοχής, περιορισμός λυγισμού).

Η αποτίμηση/πρόβλεψη της συμπεριφοράς τοιχίων Ω/Σ μπορεί να γίνει είτε με την χρήση αριθμητικών μεθόδων προσομοίωσης είτε με την χρήση σχετικά απλών εμπειρικών/ήμι-εμπειρικών προσομοιωμάτων της βιβλιογραφίας, κάποια από τα οποία έχουν συμπεριληφθεί και στους σύγχρονους κανονισμούς, όπως ο EC8-3. Σε θεωρητικό επίπεδο η διατριβή συμβάλλει:

- Στην αξιολόγηση των αριθμητικών μεθόδων προσομοίωσης. Στην διατριβή μελετήθηκαν δύο διαφορετικοί τρόποι προσομοίωσης, χωρίς και με την συνεκτίμηση της συνιστώσας της διάτμησης.
- Στην αξιολόγηση των εμπειρικών/ήμι-εμπειρικών προσομοιωμάτων του EC8-3. Ιδιαίτερη βαρύτητα δόθηκε στην αποτίμηση της καμπτικής συμπεριφοράς με βάση την αναλυτική σχέση του EC8, η οποία έχει εφαρμογή μόνο σε τοιχία με αντισεισμικές διατάξεις.

Τονίζεται ότι παρόλο που η παρούσα διατριβή εστιάζει περισσότερο στα υποωπλισμένα τοιχία, πολλά από τα συμπεράσματα έχουν γενικότερη εφαρμογή σε τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος. Σημαντικό τμήμα των αποτελεσμάτων και συμπερασμάτων που προέκυψαν από την παραπάνω έρευνα έχει δημοσιευτεί σε τρία επιστημονικά άρθρα και δύο επιστημονικά συνέδρια.

Διεθνή Επιστημονικά Περιοδικά

1. Christidis K, Vougioukas E and Trezos KG. Seismic assessment of existing RC shear walls noncompliant with current code provisions, Magazine of Concrete Research, 65(17): 1059–1072, 2013
2. Christidis KI, Vougioukas E and Trezos KG. Strengthening of non-conforming RC shear walls using different steel configurations, Engineering Structures, 124: 258–268, 2016
3. Christidis KI and Trezos KG. Experimental investigation of existing non-conforming RC shear walls, Engineering Structures, 140: 26–38, 2017

Επιστημονικά Συνέδρια

1. Christidis K, Vougioukas E and Trezos KG. Deformation capacity of older RC shear walls: Experimental assessment and comparison with Eurocode 8 - Part 3 provisions, 2ECEES - 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, M.A. Ansal and M. Nurlu (eds.), Istanbul, Turkey, Aug. 24-29, 2014
2. Christidis KI, Anagnostopoulou VV, Trezos KG and Zeris CA. Deformation capacity of non-conforming RC shear walls: Analytical and numerical estimation – Test verification, COMPDYN 2015 - 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, M. Papadrakakis, V. Papadopoulos, V. Plevris (eds.), Crete Island, Greece, May 25-27, 2015

7.3 Σύνοψη διατριβής - Κυριότερα συμπεράσματα

Στην συνέχεια ακολουθεί μία σύνοψη της διατριβής καθώς και τα κυριότερα συμπεράσματα, τα οποία χωρίζονται σε αυτά που προέκυψαν από την πειραματική διαδικασία και παρατήρηση και σε αυτά που προέκυψαν από την θεωρητική προσέγγιση.

7.3.1 Πειραματικά συμπεράσματα

7.3.1.1 Μη ενισχυμένα τοιχία

- **Επιρροή οπλισμού περίσφιγξης**

Η διαμόρφωση των συνδετήρων περίσφιγξης γενικά συνδέεται με την βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος (κυρίως αύξηση των παραμορφώσεων) που συνεπάγεται την επίτευξη υψηλότερων τιμών πλαστιμότητας. Ωστόσο, όπως διαπιστώνεται πειραματικά, η βελτίωση της παραμορφωσιμότητας του περισφιγμένου σκυροδέματος δεν μεταφράζεται υποχρεωτικά στην ανάπτυξη μεγαλύτερων τιμών πλαστιμότητας, αφού σε πολλές περιπτώσεις τοιχία με μικρότερους λόγους αποδοτικότητας περίσφιγξης, α (W_{11} με $\alpha=0.124$ σε σύγκριση με W_7 με $\alpha=0.233$), αλλά με εξασφάλιση του θλιβόμενου οπλισμού έναντι λυγισμού, ανέπτυξαν περίπου ίδιες τιμές πλαστιμότητας. Το παραπάνω συμπέρασμα ενισχύεται στην συνέχεια και από την μελέτη των ενισχυμένων τοιχίων όπου τοιχία με αμελητέα αποδοτικότητα περίσφιγξης (W_{14-SS} και W_{15-SS}) ανέπτυξαν έως και περίπου 30% μεγαλύτερη τιμή πλαστιμότητας σε σχέση με το αντίστοιχο τοιχίο σχεδιασμένο με τους EC (W_7). Η παρουσία του οπλισμού περίσφιγξης συμβάλλει μεν στην επιβράδυνση της αποδιοργάνωσης της θλιβόμενης ζώνης χωρίς ωστόσο αυτό να αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για την συμπεριφορά του τοιχίου. Αντίθετα, η παρουσία του κρίνεται καθοριστική στον περιορισμό του φαινομένου του λυγισμού των διαμήκων θλιβόμενων ράβδων, όπως εξηγείται και στην συνέχεια. Αντίστοιχα συμπεράσματα έχουν αναφερθεί και σε πηγές της βιβλιογραφίας (π.χ. Kuang and Ho, 2008).

- **Επιρροή διατμητικού οπλισμού**

Στην παρούσα διατριβή εξετάστηκαν τοιχία με λόγους διατμητικής/καμπτική αντοχή από $V_R/P_f=2.26$ έως και $V_R/P_f=0.81$ (όπου το V_R αναφέρεται στην τιμή που προκύπτει από την Εξ.2.26 με βάση τον EC8-3 για $\mu_{\Delta,pl}=0$). Όπως προκύπτει από τα πειραματικά αποτελέσματα ο διατμητικός οπλισμός φαίνεται να μην επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα (τη μέγιστη πειραματική δύναμη) αφού σε όλες τις περιπτώσεις τα δοκίμια ανέπτυξαν την καμπτική

τους αντοχή ανεξαρτήτως της διατμητικής αντοχής τους. Όσον αφορά την μετατόπιση αστοχίας, και επομένως την ανάπτυξη πλαστιμότητας, το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού επηρεάζει την μετελαστική απόκριση των τοιχίων χωρίς ωστόσο να είναι καθοριστικός παράγοντας. Όπως παρατηρήθηκε πειραματικά στις περιπτώσεις των τοιχίων με μικρά ποσοστά διατμητικού οπλισμού, αλλά με εξασφάλιση του θλιβόμενου οπλισμού έναντι λυγισμού (τοιχία W_9 και W_{11}), η παραμόρφωση αστοχίας (και γενικά η απόκριση) ήταν αντίστοιχη με αυτή του τοιχίου σχεδιασμένου με τους EC (W_7).

Αντίθετα, ο διατμητικός οπλισμός ξεκάθαρα φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά την ρηγμάτωση των τοιχίων, αφού στις περιπτώσεις όπου ισχύει $V_R/P_f \approx 1.00$ (τοιχία W_5 , W_6 , W_9 , W_{11} , W_{13}) τα τοιχία ανέπτυξαν σημαντικές διατμητικές δισδιαγώνιες ρωγμές (παραμένουσες), οι οποίες σε κάποιες περιπτώσεις συνοδεύτηκαν και από θραύση συνδετήρων. Ωστόσο, οι ρωγμές αυτές δεν συνοδεύτηκαν από άμεση πτώση της φέρουσας ικανότητας. Σημαντικός παράγοντας στον σχηματισμό ρωγμών αποτελεί, επίσης, και το πάχος του τοιχίου, αφού όπως διαπιστώθηκε πειραματικά τα τοιχία με το μικρότερο πάχος (10cm έναντι 12.5cm) ανέπτυξαν εξίσου σημαντικές διαμπερείς ρωγμές παρόλο που περιελάμβαναν, ως ποσοστό, περισσότερο διατμητικό οπλισμό (1.88% έναντι 1.13%). Το μικρότερο πάχος των τοιχίων τα καθιστά πιο ευάλωτα τόσο στην αποδιοργάνωση του κορμού τους όσο και σε άλλους απρόβλεπτους παράγοντες (π.χ. αθέλητες εκκεντρότητες, μετακινήσεις εκτός επιπέδου).

Επίσης, ο διατμητικός οπλισμός φαίνεται να επηρεάζει την δυσκαμψία (κλίση) του ελαστικού κλάδου των τοιχίων. Όπως διαπιστώθηκε πειραματικά, σε όρους ενεργούς δυσκαμψίας ($=P_V/\delta_V$), τα τοιχία με τον λιγότερο διατμητικό οπλισμό τείνουν να αναπτύξουν και μικρότερες τιμές δυσκαμψίας. Για τα τοιχία της συγκεκριμένης διατριβής η μείωση αυτή έφτασε μέχρι και ποσοστό περίπου 23%.

Τα προηγούμενα συμπεράσματα αφορούν κυρίως την συμπεριφορά των τοιχίων σε επίπεδο περιβάλλουσας. Σε επίπεδο ανακύκλισης η επιρροή του διατμητικού οπλισμού μπορεί να ποσοτικοποιηθεί με τον υπολογισμό της διάχυσης (απορρόφησης) ενέργειας, δηλαδή το εμβαδόν που περικλείεται σε κάθε κύκλο υστέρησης. Παρόλο που η απουσία πυκνού διατμητικού οπλισμού δεν επηρεάζει άμεσα την φέρουσα ικανότητα των τοιχίων, οδηγεί στην σταδιακή απομείωση της φέρουσας ικανότητας (strength degradation) κυρίως όμως σε κύκλους υστέρησης με μεγαλύτερο στένωμα (pinching effects) κατά την ανακύκλιση και, επομένως, σε μικρότερες τιμές διάχυσης ενέργειας. Σε επίπεδο ανηγμένης

αθροιστικής ενέργειας του 1^{ου} κύκλου κάθε ομάδας μετατοπίσεων για τα δοκίμια της συγκεκριμένης διατριβής η επιρροή αυτή μεταφράζεται σε έως και 22% μικρότερες τιμές ενέργειας (για τις μεγάλες μετατοπίσεις άνω των 40mm) σε σχέση με τα τοιχεία σχεδιασμένα με τους Ευρωκώδικες (τοιχείο W_{11} σε σύγκριση με τοίχιο W_1).

- **Λυγισμός διαμήκων θλιβόμενων ράβδων**

Όσον αφορά τον λυγισμό των θλιβόμενων διαμήκων ράβδων τα τοιχεία έχουν κατηγοριοποιηθεί με βάση τον λόγο L/D όπου το L είναι η, από κέντρο σε κέντρο, απόσταση δύο διαδοχικών συνδετήρων και D η διάμετρος της διαμήκου ράβδου. Με βάση τις διατάξεις οπλισμών των τοιχείων της διατριβής προκύπτουν έξι διαφορετικές περιπτώσεις – $L/D=4.00$, $L/D=5.00$, $L/D=8.33$, $L/D=12.50$, $L/D=25.00$ και $L/D=33.33$. Όπως φάνηκε από τα πειραματικά αποτελέσματα ο λυγισμός των κατακόρυφων θλιβόμενων ράβδων αποδεικνύεται καθοριστικός για την ανάπτυξη της φέρουσας ικανότητας των τοιχείων, αφού τα τοιχεία με τους μεγαλύτερους λόγους L/D παρουσίασαν έντονα φθιτούς μετελαστικούς κλάδους και μικρότερες τιμές πλαστιμότητας. Το συμπέρασμα αυτό είναι ξεκάθαρο συγκρίνοντας όμοια τοιχεία με μόνη διαφορά τον λόγο L/D (W_{11} με $L/D=8.33$ και W_{13} με $L/D=33.33$) όπου το τοίχιο με τον μικρότερο λόγο L/D ανέπτυξε 83% μεγαλύτερη πλαστιμότητα. Όπως διαπιστώνεται πειραματικά, λόγοι $L/D \leq 10$ μπορούν να θεωρηθούν επαρκείς ώστε να μεταθέσουν το φαινόμενο του λυγισμού σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις και να επιτρέψουν στο τοίχιο να αναπτύξει την μετελαστική του συμπεριφορά.

Συμπερασματικά, όπως προκύπτει από την πειραματική μελέτη των υποωπλισμένων τοιχείων ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει την φέρουσα ικανότητα και την μετελαστική τους απόκριση είναι ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων. Αντίθετα, ο διατμητικός οπλισμός επηρεάζει περισσότερο την ρηγμάτωση των τοιχείων και επομένως την μορφή των κύκλων υστέρησης (διάχυση ενέργειας) και λιγότερο την δυνατότητα παραμόρφωσης (πλαστιμότητα) σε επίπεδο περιβάλλουσας, ενώ δεν φαίνεται να επηρεάζει κάθολου την φέρουσα ικανότητα. Επισημαίνεται ότι τα παραπάνω συμπεράσματα για τον διατμητικό οπλισμό αφορούν τα συγκεκριμένα ποσοστά οπλισμού και λόγων διατμητικής/καμπτική αντοχή που μελετήθηκαν στην παρούσα διατριβή. Σε διαφορετικές περιπτώσεις ακόμα μικρότερων διατμητικών αντοχών ενδέχεται η επιρροή του διατμητικού

οπλισμού να ήταν σημαντικότερη. Τέλος μικρή φαίνεται να είναι η επιρροή της περίσφιγξης στην συμπεριφορά των τοιχίων.

7.3.1.2 Ενισχυμένα τοιχία

Με βάση τα πειραματικά συμπεράσματα από την μελέτη των μη ενισχυμένων τοιχίων επιλέχθηκαν και οι τρόποι/στόχοι ενίσχυσης των τοιχίων.

- **Περιορισμός λυγισμού διαμήκων θλιβόμενων ράβδων**

Ο πρώτος τρόπος ενίσχυσης αποσκοπεί αποκλειστικά στον περιορισμό του φαινομένου του λυγισμού των θλιβόμενων διαμήκων ράβδων. Για τον σκοπό αυτό επιλέχθηκε η ενίσχυση μόνο της περιοχής κοντά στην βάση του τοιχίου αφήνοντας τον κορμό ανέπαφο. Η ενίσχυση της περιοχής αυτής πραγματοποιήθηκε με δύο τρόπους: είτε με την εφαρμογή μανδύα (υφάσματος) ΙΟΠ (W_2 -FRP, W_3 -FRP, W_4 -FRP) είτε με την εφαρμογή μεταλλικών στοιχείων (κατακόρυφες γωνίες και οριζόντια ελάσματα) (W_{12} -SS).

- Όσον αφορά την εφαρμογή ΙΟΠ, ο μανδύας κατέστη επαρκής ώστε να περιορίσει το φαινόμενο του λυγισμού, αφού η εφαρμογή του τόσο στο επισκευασμένο (W_2 -FRP) όσο και στα παρθένα τοιχία (W_3 -FRP και W_4 -FRP) επέτρεψαν την ανάπτυξη ικανοποιητικών τιμών πλαστιμότητας ($\mu_\Delta=3.40$, $\mu_\Delta=3.11$ και $\mu_\Delta=4.07$, αντίστοιχα). Σε επίπεδο διάχυσης ενέργειας η εφαρμογή του μανδύα ΙΟΠ δεν οδήγησε σε κάποια βελτίωση. Ειδικά το τοιχίο W_3 -FRP ανέπτυξε τιμές εφάμιλλες με το τοιχίο W_7 ωστόσο η βελτίωση αυτή αποδίδεται αποκλειστικά στην παρουσία του διαγώνιου οπλισμού, όπως έχει αποδειχθεί και σε άλλες πειραματικές εργασίες (Salonikios et al., 1999; Sittirunt et al., 2001; Shaingchin et al., 2007). Επισημαίνεται ότι η εφαρμογή του μανδύα πραγματοποιήθηκε σε τοιχία με λόγο $V_R/P_f \geq 1.46$ επομένως, ούτως ή άλλως δεν κρίθηκε απαραίτητη η ενίσχυση του κορμού.
- Αντίθετα, η εφαρμογή των μεταλλικών στοιχείων (συνδυασμός οριζόντιων ελασμάτων και κατακόρυφων γωνιών) πραγματοποιήθηκε σε δοκίμιο (W_{12} -SS) για οποίο ισχύει $V_R/P_f=0.81$. Εντούτοις, σκοπίμως επιλέχθηκε η μη ενίσχυση του κορμού έναντι διάτμησης. Η εφαρμογή και μόνο της ενίσχυσης αυτής οδήγησε σε βελτίωση της συμπεριφοράς του τοιχίου και επομένως σε αύξηση της τιμής πλαστιμότητας (της τάξης του 60%), παρόλο που η ενίσχυση σταμάτησε σταδιακά να λειτουργεί λόγω διαδοχικής αστοχίας των συνδέσεων ελάσματος-γωνίας. Τονίζεται, ωστόσο, ότι η διαφορά αυτή στις τιμές πλαστιμότητας δεν οφείλεται μόνο σε αύξηση της μετατόπισης αστοχίας αλλά και

σε μείωση του συμβατικού σημείου διαρροής κατά την διαδικασία διγραμμικοποίησης της περιβάλλουσας της καμπύλης P-δ λόγω αύξησης της αρχικής δυσκαμψίας του τοιχίου. Σε επίπεδο διάχυσης της ενέργειας το τοιχίο παρουσίασε παρόμοιες τιμές με αυτά των W_9 , W_{11} και W_{13} .

Σε κάθε περίπτωση, το γεγονός ότι η εφαρμογή των δύο τύπων μανδύα μόνο στην περιοχή κοντά στην βάση βελτίωσε αισθητά την συμπεριφορά των τοιχίων σε επίπεδο πλαστιμότητας ενισχύει το συμπέρασμα της σημασίας του λυγισμού των διαμήκων θλιβόμενων ράβδων, όπως είχε διαπιστωθεί και από την μελέτη των μη ενισχυμένων τοιχίων.

- **Περιορισμός λυγισμού διαμήκων θλιβόμενων ράβδων και ταυτόχρονη ενίσχυση κορμού**

Ο δεύτερος στόχος ενίσχυσης αποσκοπεί στην ταυτόχρονη ενίσχυση τόσο της περιοχής κοντά στην βάση όσο και του κορμού του τοιχίου. Για τον σκοπό αυτό εφαρμόστηκαν **τρεις** διαφορετικές διατάξεις ενισχύσεων με μεταλλικά στοιχεία:

- Η πρώτη (τοιχίο W_{10} -SS) περιελάμβανε την εφαρμογή μόνο οριζόντιων ελασμάτων σε όλο το ύψος του τοιχίου με πύκνωση στο κατώτατο 1/4 του ύψους. Όπως διαπιστώθηκε πειραματικά η παρουσία ελασμάτων στο κατώτατο τμήμα ($L/D=8.33$) μετέθεσε το φαινόμενο του λυγισμού σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις όταν πλέον το τοιχίο είχε αναπτύξει αξιόλογη τιμή πλαστιμότητας (περίπου διπλάσια σε σχέση με το παρθένο τοιχίο). Η παρουσία των ελασμάτων περιόρισε αισθητά τον σχηματισμό χιαστί διατμητικών ρωγμών, ενώ η αστοχία είχε καμπτικό χαρακτήρα συσχετιζόμενη με την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης στο κατώτατο τμήμα του τοιχίου (κάτω από το τελευταίο έλασμα).
- Η δεύτερη διάταξη τοιχίο (W_{10} -SS) περιελάμβανε την εφαρμογή μεταλλικών κατακόρυφων γωνιών στις τέσσερις ακμές του τοιχίου σε όλο το ύψος σε συνδυασμό με μεταλλικές οριζόντιες λάμες. Η παρουσία των ελασμάτων περιόρισε, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, τον σχηματισμό διατμητικών ρωγμών στον κορμό. Ωστόσο, η εφαρμογή των μεταλλικών γωνιών διαφοροποίησε την μορφή αστοχίας αφού εμπόδισε εξολοκλήρου τον λυγισμό των ράβδων, την αποφλοίωση του σκυροδέματος και γενικά την αποδιοργάνωση της θλιβόμενης ζώνης μεταφέροντας την αστοχία στην βάση με την μορφή υπερύψωσης από το πακτωμένο θεμέλιο (οριζόντια ρωγμή στην βάση). Γενικά, το

τοιχίο παρουσίασε αισθητή βελτίωση της συμπεριφοράς του τόσο σε επίπεδο πλαστιμότητας (περίπου 2.5 φορές μεγαλύτερη σε σχέση με το παρθένο τοιχίο) όσο και σε επίπεδο διάχυσης ενέργειας (μεγαλύτερη κατά περίπου 30% σε σχέση με τα W_9 και W_{11}).

- Η τρίτη διάταξη περιελάμβανε την εφαρμογή μεταλλικών κατακόρυφων γωνιών στις τέσσερις ακμές στο κατώτατο 1/4 του τοιχίου σε συνδυασμό με δισδιαγώνιο (χιαστί) διάταξη μεταλλικών γωνιών στο υπόλοιπο τμήμα. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση η αστοχία του τοιχίου μεταφέρθηκε στην βάση με την μορφή υπερύψωσης από την θεμελίωση. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσίασε η λειτουργία του χιαστί οπλισμού ο οποίος περιόρισε, όπως και στην περίπτωση των οριζόντιων ελασμάτων, τον σχηματισμό διατμητικών ρωγμών στον κορμό. Ως αποτέλεσμα το τοιχίο παρουσίασε αισθητή βελτίωση της συμπεριφοράς του τόσο σε επίπεδο πλαστιμότητας (περίπου διπλάσια σε σχέση με το παρθένο τοιχίο) όσο και σε επίπεδο διάχυσης ενέργειας (μεγαλύτερη κατά περίπου 30% σε σχέση με τα W_9 και W_{11}).

Τονίζεται, ωστόσο, ότι στις δύο περιπτώσεις της διαμόρφωσης μεταλλικών στοιχείων, οι αυξημένες τιμές πλαστιμότητας δεν οφείλονται μόνο σε αύξηση της μετατόπισης αστοχίας αλλά και σε μείωση του συμβατικού σημείου διαρροής κατά την διαδικασία διγραμμικοποίησης της περιβάλλουσας της καμπύλης P-δ λόγω αύξησης της αρχικής (μέχρι την διαρροή) δυσκαμψίας του τοιχίου.

Συμπερασματικά, με βάση τα πειραματικά αποτελέσματα της συγκεκριμένης διατριβής, η ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία οδηγεί σε βελτιωμένη συμπεριφορά όσον αφορά την δυνατότητα ανάπτυξης μεγαλύτερων μετατοπίσεων και επομένως υψηλότερων τιμών πλαστιμότητας, κυρίως λόγω του περιορισμού του λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων. Δευτερευόντως, ο έλεγχος των διατμητικών ρωγμών οδηγεί σε κύκλους υστέρησης με μικρότερο στένωμα και επομένως σε μεγαλύτερη διάχυση ενέργειας. Τέλος, χωρίς ωστόσο αυτό να κρίνεται ως καθοριστικό για την συμπεριφορά των τοιχίων, ο περιορισμός των ρωγμών του κορμού οδηγεί σε μείωση των διατμητικών μετατοπίσεων τόσο στον μετελαστικό όσο και στον ελαστικό κλάδο με αποτέλεσμα την αύξηση της αρχικής δυσκαμψίας των τοιχίων.

7.3.2 Θεωρητικά συμπεράσματα

Σε θεωρητικό επίπεδο επιχειρήθηκε η αποτίμηση/πρόβλεψη της συμπεριφοράς των υπό εξέταση τοιχείων της διατριβής με δύο διαφορετικές προσεγγίσεις – με την χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων με το λογισμικό OpenSees αλλά και με την εφαρμογή των σχέσεων αποτίμησης υφιστάμενων μελών Ω/Σ που περιλαμβάνονται στο Παράρτημα Α του EC8-3. Για την αριθμητική προσέγγιση αξιολογήθηκαν δύο διαφορετικά προσομοιώματα *χωρίς* (Force-Based Beam-Column Element) και *με* (Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element) συνεκτίμηση της διάτμησης, τα οποία περιλαμβάνονται στην βιβλιοθήκη στοιχείων του OpenSees.

7.3.2.1 Προσομοιώματα EC8-3

- **Μετατόπιση διαρροής**

Όσον αφορά την παραμόρφωση διαρροής αυτή περιλαμβάνει τρεις διαφορετικούς όρους – της καμπτικής συμπεριφοράς, της διατμητικής συμπεριφοράς και της συνεισφοράς της ολίσθησης (εξόλκευση ράβδων).

Κάμψη: η παραμόρφωση προκύπτει από ολοκλήρωση της καμπυλότητας διαρροής ενώ περιλαμβάνεται και η συνεισφορά του την μετάθεση των τάσεων της ακραίας διατομής σε διατομές με μικρότερη ροπή (tension shift).

Διάτμηση: η διατμητική παραμόρφωση θεωρείται ίση με 0.0013. Τα πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν ότι οι διατμητικές παραμορφώσεις εξαρτώνται και από το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού. Όσο μικρότερο είναι το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού τόσο μεγαλύτερες τείνουν να είναι οι διατμητικές παραμορφώσεις. Ωστόσο, όπως διαπιστώθηκε πειραματικά (αλλά και με την ανάλυση με χρήση του στοιχείου FSI) οι διατμητικές παραμορφώσεις αυξάνουν κυρίως μετά την διαρροή και ιδιαίτερα στις μεγάλες μετατοπίσεις. Επομένως, η χρήση της τιμής 0.0013 για την διαρροή μπορεί να θεωρηθεί ως μια επαρκής εκτίμηση.

Ολίσθηση (εξόλκευση ράβδων): κατά την πειραματική διαδικασία δεν παρατηρήθηκε εξόλκευση των διαμήκων κατακόρυφων ράβδων κάτι το οποίο δικαιολογείται και από το επαρκές μήκος αγκύρωσής τους στο θεμέλιο βάσης. Άλλωστε και σύμφωνα με τον EC8-3 η συνεισφορά στην παραμόρφωση διαρροής είναι σχετικά μικρή (της τάξης του 10 με 15%).

- **Ενεργός Δυσκαμψία**

Η επιρροή της διατμητικής παραμόρφωσης και της ολίσθησης των ράβδων κατά τον EC8-3 είναι μικρή σε σχέση με την συνολική μετατόπιση, ωστόσο επηρεάζει σημαντικά την μετατόπιση διαρροής και επομένως και την δυσκαμψία μέχρι την διαρροή (ενεργός δυσκαμψία= P_y/δ_y). Η δυσκαμψία, από την εφαρμογή των σχέσεων του EC8-3, προκύπτει σημαντικά μικρότερη από την πειραματική (έως και περίπου 40%). Αντίθετα, καλύτερη σύγκλιση φαίνεται να έχουν οι πειραματικές τιμές με τις τιμές που προκύπτουν συμπεριλαμβάνοντας μόνο τους καμπτικούς και τους διατμητικούς όρους, αγνοώντας δηλαδή την μετάθεση των τάσεων της ακραίας διατομής σε διατομές με μικρότερη ροπή – (tension shift) και την ολίσθηση ράβδων.

- **Μετατόπιση αστοχίας**

Η εμπειρική σχέση του EC8-3 (Εξ.2.34) συσχετίζει την παραμόρφωση αστοχίας, η οποία παρατηρήθηκε και μετρήθηκε πειραματικά, με διάφορα χαρακτηριστικά μεγέθη (ποσοστά οπλισμών, αντοχές υλικών κ.α.). Αν και η σχέση αυτή δεν στηρίζεται σε κάποιο φυσικό προσομοίωμα εμμέσως συμπεριλαμβάνει φαινόμενα όπως ο λυγισμός των ράβδων, η αποδιοργάνωση λόγω ρηγμάτωσης κ.α., όπου αυτά παρατηρήθηκαν πειραματικά, και προσφέρουν μία συντηρητική πρόβλεψη της μετατόπισης αστοχίας, υπέρ της ασφαλείας, η οποία στις περισσότερες των περιπτώσεων είναι σημαντικά μικρότερη (έως και υποδιπλάσια) της πειραματικά μετρηθείσας.

Εναλλακτικά της παραπάνω εμπειρικής σχέσης, ο EC8-3 περιλαμβάνει μία αναλυτική σχέση υπολογισμού της μετατόπισης αστοχίας (Εξ.2.35), η οποία βασίζεται στην ανάλυση με βάση την πλαστική άρθρωση και προϋποθέτει και την εμπειρική εκτίμηση του μήκους της πλαστικής άρθρωσης. Η σχέση αυτή αποδίδει όλο το πλαστικό μέρος της παραμόρφωσης στην στροφή της πλαστικής άρθρωσης, ενώ η συνεισφορά των διατμητικών παραμορφώσεων και της ολίσθησης των ράβδων περιορίζεται στην μετατόπιση διαρροής. Ωστόσο, εκτίμηση του μήκους της πλαστικής άρθρωσης δίνεται μόνο στην περίπτωση τοιχίων «με αντισεισμικές διατάξεις», ενώ, επιπλέον δεν ορίζεται επακριβώς η καμπυλότητα αστοχίας, με τον κίνδυνο η χρήση μεγάλων τιμών καμπυλότητας να οδηγήσει σε μεγάλες μετατοπίσεις αστοχίας χωρίς φυσικό νόημα.

Στα πλαίσια της διατριβής εξετάστηκε:

- η εφαρμογή της παραπάνω σχέσης με εκτίμηση του μήκους της πλαστικής άρθρωσης σύμφωνα με την Εξ.3.20. Η εκτίμηση του μήκους αυτού είναι συνάρτηση της ροπής διαρροής του πρώτου εφελκόμενου χάλυβα και της ροπής αντοχής, επομένως έχει γενική εφαρμογή για οποιοδήποτε προσομοίωμα σκυροδέματος και για οποιοδήποτε τύπο όπλισης. Η σχέση αυτή δίνει γενικά μικρότερες τιμές μήκους πλαστικής άρθρωσης σε σύγκριση με την σχέση του EC8-3 (αν εφαρμοστεί κατά παρέκκλιση και για τοιχία «χωρίς αντισεισμικές διατάξεις») και οδηγεί και σε πιο ρεαλιστικές (μικρότερες) τιμές μετατόπισης αστοχίας.
- ο προσδιορισμός της καμπυλότητας αστοχίας όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση της διατομής (διάγραμμα M-φ). Η καμπυλότητα αστοχίας ορίζεται ως η καμπυλότητα που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση αστοχίας του χάλυβα, η οποία με την σειρά της λαμβάνεται ως το 60% της παραμόρφωσης αστοχίας όπως προκύπτει από την δοκιμή σε μονοαξονικό εφελκυσμό, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανακύκλισης στην συμπεριφορά του χάλυβα σύμφωνα και με τον EC8-3. Ταυτόχρονα, η καμπυλότητα αστοχίας δεν μπορεί να ξεπεράσει την καμπυλότητα που αντιστοιχεί σε πτώση της ροπής κάμψης κατά 20% της μέγιστης τιμής.
- η ενσωμάτωση του φαινομένου του λυγισμού των θλιβόμενων διαμήκων ράβδων, το οποίο πειραματικά φάνηκε να καθορίζει σε μεγάλο βαθμό την φέρουσα ικανότητα και γενικά την συμπεριφορά των τοιχιών. Ο λυγισμός ελήφθη υπόψη ως απομείωση των θλιπτικών τάσεων του χάλυβα σύμφωνα με το μοντέλο των *Dhakar and Maekawa* (2002α,2002β). Η απομείωση αυτή εξαρτάται κυρίως από τον λόγο L/D, όπου L είναι η απόσταση των συνδετήρων (από κέντρο σε κέντρο) και D η διάμετρος της διαμήκους ράβδου. Ο ενσωμάτωση του λυγισμού σε επίπεδο τάσεων φάνηκε να οδηγεί σε πιο φθιτούς μετελαστικούς κλάδους M-φ και επομένως σε μικρότερες τιμές καμπυλότητας αστοχίας, χωρίς ωστόσο να μπορεί να αποδώσει σωστά σε όλες τις περιπτώσεις την πραγματική επιρροή του φαινομένου.

Γενικά η εφαρμογή της αναλυτικής σχέσης του EC8-3 (τόσο για το μήκος του πλαστικής άρθρωσης του EC8-3 όσο και για το μήκος σύμφωνα με τη Εξ.3.20) λαμβάνοντας υπόψη και τις προηγούμενες παραδοχές/περιορισμούς οδήγησε γενικά σε ρεαλιστικότερες τιμές μετατόπισης αστοχίας σε σχέση με την αντίστοιχη εμπειρική εξίσωση, πολύ πιο κοντά στις πειραματικά μετρημένες.

- **Αντοχή σε τέμνουσα**

Όσον αφορά την συμβολή της αντοχής σε τέμνουσα στη συμπεριφορά των τοιχίων, όπως φάνηκε από την πειραματική διερεύνηση τα μικρά ποσοστά διατμητικού σπλισμού μπορεί να μην επηρεάζουν άμεσα την φέρουσα ικανότητα, ωστόσο, λόγω κυρίως της ρηγμάτωσης επιτείνουν την αποδιοργάνωση του τοιχίου και επομένως επηρεάζουν σε κάποιο βαθμό και την μετατόπιση αστοχίας. Η επίδραση της τέμνουσας λαμβάνεται υπόψη από τον EC8-3 ξεχωριστά ως αντοχή σε τέμνουσα, η οποία θεωρείται ότι μειώνεται με την αύξηση των μετατοπίσεων (shear degradation). Ωστόσο, η εφαρμογή των σχέσεων αυτών οδηγεί σε πολύ συντηρητικές τιμές, συχνά προβλέποντας πρόωρη διατμητική αστοχία κάτι το οποίο δεν επιβεβαιώθηκε πειραματικά στα δοκίμια της παρούσας διατριβής.

7.3.2.2 Force-Based Beam-Column Element

Όσον αφορά την προσομοίωση των τοιχίων με την χρήση του Force-Based Beam-Column Element (FBE) στην παρούσα διατριβή εξετάστηκε:

- ο τρόπος προσομοίωσης των τοιχίων. Τα τοιχία προσομοιώθηκαν με χρήση δύο στοιχείων (το κάτω στοιχείο με δύο σημεία ολοκλήρωσης, το άνω στοιχείο με τρία σημεία ολοκλήρωσης κατά Gauss-Lobatto) εν αντιθέσει με την κοινή πρακτική προσομοίωσης με χρήση ενός στοιχείου και περισσότερα σημεία ολοκλήρωσης. Με αυτό τον τρόπο είναι δυνατή η εισαγωγή του επιθυμητού μήκους πλαστικής άρθρωσης, και επομένως ο περιορισμός των, χωρίς φυσική σημασία, απαιτήσεων καμπυλότητας στην βάση (localization issues).
- Η επιρροή στα αποτελέσματα ανάλυσης διαφόρων παραγόντων όπως είναι η εκτίμηση της πλαστικής άρθρωσης, η περισφίγξη του σκυροδέματος και ο λυγισμός των θλιβόμενων διαμήκων ράβδων, ο οποίος ελήφθη υπόψη ως απομείωση των θλιπτικών τάσεων του χάλυβα.

Κατά τις αναλύσεις ως μετατόπιση αστοχίας ορίστηκε το σημείο που αντιστοιχεί στην αστοχία του εφελκυόμενου χάλυβα ($0.60\epsilon_{su}$ όπως προτείνει ο EC8-3) ή το σημείο που αντιστοιχεί σε πτώση της φέρουσας ικανότητας κατά 20% σε σχέση με την μέγιστη τιμή. Όπως φάνηκε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων η χρήση του FBE στις περισσότερες των περιπτώσεων (με εξαίρεση το τοιχίο W_5) κατάφερε να προβλέψει την πραγματική μετατόπιση αστοχίας όπως αυτή μετρήθηκε πειραματικά. Στις περιπτώσεις έντονου λυγισμού των θλιβόμενων ράβδων ή πλήρους απουσίας περισφίγξης και ταυτόχρονης

αποδιοργάνωσης της θλιβόμενης ζώνης η ανάλυση οδηγεί σε φθιτό μετελαστικό κλάδο και επομένως η αστοχία ελέγχεται από το κριτήριο της πτώσης της φέρουσας ικανότητας στο $0.80P_{max}$ και συνοδεύεται από μικρότερες τιμές μετατόπισης αστοχίας, κοντά στις πειραματικές. Αντίθετα, στις περιπτώσεις που περιορίζεται το φαινόμενο του λυγισμού (μικρή ή καθόλου μείωση των θλιπτικών τάσεων) και υπάρχει η συνεισφορά της περισφιγξης ή περιορίζεται η αποφλοίωση της επικάλυψης, η ανάλυση δεν οδηγεί σε τόσο έντονα φθιτό μετελαστικό κλάδο. Σε αυτές τις περιπτώσεις η μετατόπιση αστοχίας ελέγχεται από την αστοχία του εφελκόμενου οπλισμού, κάτι το οποίο επιβεβαιώθηκε σε ορισμένες περιπτώσεις και πειραματικά.

Η ανάλυση με χρήση του FBE και η χρήση της αναλυτικής σχέσης του EC8-3 (χρησιμοποιώντας την ίδια τιμή μήκους πλαστικής άρθρωσης) οδήγησαν σε παρόμοια αποτελέσματα τόσο όσον αφορά την δυσκαμψία μέχρι την διαρροή όσο και όσον αφορά την μετατόπιση αστοχίας. Το γεγονός ότι το FBE είναι ένα καθαρά καμπτικό στοιχείο αλλά και το ότι η απαίτηση καμπυλότητας συγκεντρώνεται στο πρώτο σημείο ολοκλήρωσης (πλαστική άρθρωση) καθιστά τα δύο μοντέλα εφάμιλλα.

7.3.2.3 Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element (FSI)

Η ανάλυση με χρήση του Flexure-Shear Interaction Displacement-Based Beam-Column Element (FSI) οδήγησε σε παρόμοια αποτελέσματα με αυτά του FBE στα επαρκώς οπλισμένα τοιχία έναντι διάτμησης. Όσον αφορά την δυσκαμψία του ελαστικού κλάδου αυτή εκτιμάται καλύτερα με την χρήση του FSI αφού στην μετατόπιση διαρροής συμπεριλαμβάνεται πλέον και ο όρος της διάτμησης. Ωστόσο, κατά την ανάλυση με το FSI δεν λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα όπως η μετάθεση των τάσεων της ακραίας διατομής σε διατομές με μικρότερη ροπή (tension shift) και η ολίσθηση ράβδων. Πράγματι στην περίπτωση αγνόησης των δύο αυτών παραμέτρων η δυσκαμψία των τοιχίων κατά EC8-3 συμπίπτει σε μεγάλο βαθμό με αυτή της ανάλυσης με χρήση του FSI. Ωστόσο, οι δύο αυτές δυσκαμψίες ταυτίζονται περισσότερο όσο μεγαλύτερο είναι το ποσοστό του διατμητικού οπλισμού. Αντίθετα, στις περιπτώσεις αραιού διατμητικού οπλισμού το FSI τείνει να υπερεκτιμήσει τις διατμητικές παραμορφώσεις οδηγώντας σε χαρακτηριστικά πιο εύκαμπτο αρχικό κλάδο.

Σημαντικότερες διαφορές προκύπτουν για τα τοιχία με μικρά ποσοστά διατμητικού οπλισμού (τοιχία W_{11} και W_{13}). Θεωρητικά, οι περιπτώσεις αυτές προσομοιώνονται

καλύτερα με την χρήση του FSI, το οποίο λαμβάνει υπόψη και την απομείωση της φέρουσας ικανότητας λόγω διάτμησης (shear strength degradation). Ωστόσο, όπως φάνηκε από τα αποτελέσματα της ανάλυσης η χρήση του FSI οδήγησε σε υποεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας και του μετελαστικού κλάδου κάτι το οποίο δεν συνάδει με τα πειραματικά αποτελέσματα.

7.3.3 Λόγος διατμητικών προς καμπτικές παραμορφώσεις, δ_{sh}/δ_{fi}

Η επιρροή των διατμητικών παραμορφώσεων στην συνολική μετατόπιση κορυφής μελετήθηκε στον μετελαστικό κλάδο της απόκρισης των τοιχείων, όπου προσδιορίστηκε πειραματικά ο λόγος των διατμητικών προς τις καμπτικές παραμορφώσεις δ_{sh}/δ_{fi} . Πειραματικά, οι διατμητικές μετατοπίσεις προσδιορίστηκαν με την διάταξη δισδιαγώνιων βελομέτρων τοποθετημένων στον κορμό των δοκιμίων, ενώ οι τιμές διορθώθηκαν σύμφωνα με την Εξ.6.7 κατά *Hiraishi* (1984). Παράμετρος για την διόρθωση είναι η εκτίμηση του συντελεστή καμπυλότητας, α , ο οποίος μπορεί να προσδιοριστεί με την τοποθέτηση ικανοποιητικού αριθμού κατακόρυφων βελομέτρων με σκοπό την αποτύπωση της κατανομής της στροφής καθ' ύψος. Στην παρούσα διατριβή προτείνονται απλές σχέσεις για την εκτίμηση του συντελεστή καμπυλότητας, α , βασιζόμενες στη μέτρηση της στροφής σε μία μόνο θέση (Εξισώσεις 6.10 έως 6.34, §6.4.4.1). Όπως διαπιστώθηκε πειραματικά, όσο μικρότερο είναι το ποσοστό του διατμητικού σπλισμού τόσο μεγαλύτερος τείνει να είναι ο λόγος των διατμητικών προς τις καμπτικές μετατοπίσεις, δ_{sh}/δ_{fi} , ο οποίος για τα μη ενισχυμένα τοιχία κυμαίνεται από 0.13 έως 0.20 για το τοιχίο W_7 ($\rho_w=6.69\%$, $V_R/P_f=2.28$) μέχρι και 0.47 έως 0.77 για το τοιχίο W_{11} ($\rho_w=1.13\%$, $V_R/P_f=0.83$). Επίσης, ανεξάρτητα του διατμητικού σπλισμού τα τοιχία τείνουν να εμφανίσουν μεγαλύτερες τιμές του λόγου δ_{sh}/δ_{fi} στις μεγάλες μετατοπίσεις (για $\mu_\Delta > 2$) σε σχέση με τις αντίστοιχες στις μικρότερες μετατοπίσεις. Αν και ο πειραματικός προσδιορισμός του λόγου των διατμητικών προς τις καμπτικές παραμορφώσεις εξετάζεται σε μικρό ποσοστό του συνόλου της βιβλιογραφίας (κυρίως η ανάλυση επικεντρώνεται στις ολικές μετατοπίσεις της κορυφής) αντίστοιχα συμπεράσματα έχουν βρεθεί και σε άλλες πηγές (π.χ. *Beyer et al.*, 2011). Στα ενισχυμένα τοιχία οι τιμές του λόγου εξαρτώνται από την μέθοδο και την διάταξη ενίσχυσης. Τα τοιχία στα οποία τοποθετήθηκε μανδύας ΙΟΠ παρουσίασαν σημαντική αύξηση του λόγου δ_{sh}/δ_{fi} στις μεγάλες μετατοπίσεις που συνδέονται με την αύξηση των παραμορφώσεων στο ΙΟΠ. Το τοιχίο W_{12} -SS (κατακόρυφες γωνίες και ελάσματα στο κατώτατο μόνο τμήμα)

παρουσίασε σημαντικές τιμές του λόγου δ_{sh}/δ_{fl} (από 0.40 έως 0.55 για $\mu_{\Delta}\approx 3.30$) οι οποίες οφείλονται αφενός στο γεγονός της πρόωρης διακοπής της λειτουργίας των ελασμάτων και αφετέρου στο γεγονός ότι το άνω μη ενισχυμένο τμήμα ανέπτυξε σημαντικές διατμητικές μετατοπίσεις. Αντίθετα στα υπόλοιπα τοιχία οι λόγοι ήταν σαφώς μικρότεροι, εφάμιλλοι αυτών των τοιχίων σχεδιασμένων σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Την μεγαλύτερη τιμή αναπτύσσει το τοιχίο W_{15-SS} για $\mu_{\Delta}=4.66$. Ωστόσο, ειδικά για τα τοιχία W_{14-SS} και W_{15-SS} το σημαντικότερο τμήμα των διατμητικών μετατοπίσεων οφείλεται κυρίως στην αποκόλληση του κορμού από την βάση του τοιχίου.

Ο λόγος δ_{sh}/δ_{fl} , όπως προέκυψε πειραματικά, συγκρίθηκε με τις τιμές που προκύπτουν από την εφαρμογή της Εξ.6.36 (Beyer et al., 2011) καθώς και με τον λόγο που δίνει η ανάλυση με το στοιχείο FSI. Και στις δύο περιπτώσεις υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις σε σχέση με τις πειραματικές. Η Εξ.6.36 έχει εφαρμογή μόνο στην περίπτωση τοιχίων με μεγάλα ποσοστά διατμητικού σπλισμού όπου η παραμόρφωση του χάλυβα διάτμησης παραμένει στην ελαστική περιοχή, ενώ έχει και ως βασική παραδοχή ότι οι διατμητικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης κάτι το οποίο, όπως φάνηκε και πειραματικά, δεν ισχύει στην περίπτωση των τοιχίων με μικρό ποσοστό διατμητικού σπλισμού. Τέλος, η ανάλυση του FSI υπερεκτιμά σε μεγάλο βαθμό τις διατμητικές παραμορφώσεις στις περιπτώσεις μικρών ποσοστών διατμητικού σπλισμού οδηγώντας σε σημαντικά μεγαλύτερους λόγους δ_{sh}/δ_{fl} σε σχέση με τους πειραματικούς.

Βιβλιογραφία

Επιστημονικά άρθρα

1. Aboutaha R.S., Engelhardt M.D., Jirsa J.O., and Kreger M.E., Rehabilitation of Shear Critical Concrete Columns by Use of Rectangular Steel Jackets, *ACI Structural Journal*, 96(1): 68-78, 1999
2. Altin S., Anil Ö., Kopraman Y., and Kara M.E., Hysteretic behavior of RC shear walls strengthened with CFRP strips, *Composites Part B: Engineering*, 44(1): 321-329, 2013a
3. Altin S., Kopraman Y., and Baran M., Strengthening of RC walls using externally bonding of steel strips, *Engineering Structures*, 49: 686-695, 2013b
4. Antoniadis K.K., Salonikios T.N., and Kappos A.J., Cyclic Tests on Seismically Damaged Reinforced Concrete Walls Strengthened Using Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 100(11): 510-518, 2003
5. Antoniadis K.K., Salonikios T.N., and Kappos A.J., Tests on Seismically Damaged Reinforced Concrete Walls Repaired and Strengthened Using Fiber-Reinforced Polymers, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 9(3): 236-246, 2005
6. Antoniadis K.K., Salonikios T.N., and Kappos A.J., Evaluation of hysteretic response and strength of repaired R/C walls strengthened with FRPs, *Engineering Structures*, 29(9): 2158-2171, 2007
7. Barda F., Hanson J.M., and Corley W.G., Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements, *ACI Special Publication*, 53: 149-202, 1977

8. Belmouden Y. and Lestuzzi P., Analytical model for predicting nonlinear reserved cyclic behaviour of reinforced concrete structural walls, *Engineering Structures*, 29(7): 1263-1276, 2007
9. Beyer K., Dazio A. and Priestley M.J.N, Shear Deformations of Slender Reinforced Concrete Walls under Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, 108(2): 167-177, 2011
10. Biskinis D. and Fardis M.N., Deformations at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars, *Structural Concrete*, 11:127-138, 2010a
11. Biskinis D. and M.N. Fardis M.N., Flexure-controlled ultimate deformations of members with continuous or lap-spliced bars, *Structural Concrete*, 11:93-108, 2010b
12. Bohl A. and Perry Adebar P., Plastic Hinge Lengths in High-Rise Concrete Shear Walls, *ACI Structural Journal*, 108(2): 148-157, 2011
13. Campione G., Load carrying capacity of RC compressed columns strengthened with steel angles and strips, *Engineering Structures*, 40: 457-465, 2012
14. Campione G., Strength and ductility of RC columns strengthened with steel angles and battens, *Construction and Building Materials*, 35: 800-807, 2012
15. Cardenas A.E., Hanson J.M., Corley W.G., and Hognestad E., Design Provisions for Shear Walls, *ACI Journal*, 70(3): 221-230, 1973
16. Cardenas A.E. and Magura D.D., Strength of High-Rise Shear Walls - Rectangular Cross Section, *ACI Special Publication*, 36: 119-150, 1972
17. Cardenas A.E., Russell H.G, and Corley W.G., Strength of Low-Rise Structural Walls, *ACI Special Publication*, 63: 221-241, 1980
18. Chan W.W.L., The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks, *Magazine of Concrete Research*, 7(21): 121-132, 1955
19. Cirtek L., RC columns strengthened with bandage – experimental programme and design recommendations, *Construction and Building Materials*, 15 (8): 341-349, 2001
20. Cirtek L., Mathematical model of RC banded column behaviour, *Construction and Building Materials*, 15(8): 351-359, 2001
21. Coleman J. and Spacone E., Localization issues in Force-based frame elements, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127(11): 1257-1265, 2001
22. Dazio A., Beyer K., and Bachmann H., Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls, *Engineering Structures*, 31(7): 1556-1571, 2009

23. Dhakal R.P. and Maekawa K., Modeling for Post-yield Buckling of reinforcement, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(9): 1139-1147, 2002a
24. Dhakal R.P. and Maekawa K., Path-dependent cyclic stress–strain relationship of reinforcing bar including buckling, *Engineering Structures*, 24(11): 1383–1396, 2002b
25. Elnashai A.S. and Pinho R., Repair and Retrofitting of RC Walls using Selective Techniques, *Journal of Earthquake Engineering*, 2(4): 525-568, 1998
26. Eom T.S. and Park H.G., Evaluation of Shear Deformation and Energy Dissipation of Reinforced Concrete Members Subjected to Cyclic Loading, *ACI Structural Journal*, 110(5): 845-854, 2013
27. Fiorato A.E., Oesterle R.G., and Corley W.G., Behavior of Earthquake Resistant Structural Walls Before and After Repair, *ACI Journal*, 80(5): 403-413, 1983
28. Giménez E., Adam J.M., Ivorra S., and Calderón P.A., Influence of strips configuration on the behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips, *Materials and Design*, 30(10): 4103-4111, 2009
29. Greifenhagen C. and Lestuzzi P., Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls, *Engineering Structures*, 27(11): 1703-1712, 2005
30. Hidalgo P.A., Ledezma C., Jordan R.M., Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear walls, *Earthquake Spectra*, 18(2):287–308, 2002
31. Hines E.M., Restrepo J.I., and Seible F., Force-Displacement Characterization of Well-Confined Bridge Piers, *ACI Structural Journal*, 101(4): 537-548, 2013
32. Hiraishi H., Evaluation of Shear and Flexural Deformations of Flexural Type Shear Walls, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 17(2):135-144, 1984
33. Hognestad E., Study of Combined bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, *University of Illinois Bulletin*, 49(22), 1951
34. Hung CC., Li H., and Chen HC., High-strength steel reinforced squat UHPFRC shear walls: Cyclic behavior and design implications, *Engineering Structures*, 141: 59-74, 2017
35. Jiang H. and Kurama Y.C., Analytical Modeling of Medium-Rise Reinforced Concrete Shear Walls, *ACI Structural Journal*, 107(4): 400-410, 2010
36. Kazaz I., Gülkan P., and Yaku A., Performance limits for structural walls: An analytical perspective, *Engineering Structures*, 43:105-119, 2012

37. Kent D.C and Park R., Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, 97(7):1969-1990, 1971
38. Kotsovos G.M., Cotsovos D.M., Kotsovos M.D., and Kounadis A.N., Seismic Behaviour of RC Walls: An Attempt to Reduce Reinforcement Congestion, Magazine of Concrete Research, 63(4): 235-246, 2011
39. Kowalsky M.J. and Priestley M.J., Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions, ACI Structural Journal, 97(3): 388-396, 2000
40. Krolicki J., Maffei J., and Calvi G.M., Shear Strength of Reinforced Concrete Walls Subjected to Cyclic Loading, Journal of Earthquake Engineering, 15(S1): 30-71, 2011
41. Kuang J.S. and Ho Y.B., Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Nonseismic Detailing, ACI Structural Journal, 105(2): 225-231, 2008
42. Le Nguyen K., Brun M., Limam A., E. Ferrier E., and Michel L., Pushover experiment and numerical analyses on CFRP-retrofit concrete shear walls with different aspect ratios, Composite Structures, 113: 403-418, 2014
43. Lefas I.D. and Kotsovos M.D., Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Walls under Load Reversals, ACI Structural Journal, 87(6): 716-726, 1990
44. Lefas I.D., Kotsovos M.D. and Ambraseys N.N., Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism, ACI Structural Journal, 87(1): 23-31, 1990
45. Lopez M.S., Experimental shear-dominated response of RC walls, Part I: Objectives, methodology and results, Engineering Structures, 23(3): 229-239, 2001a
46. Lopez M.S., Experimental shear-dominated response of RC walls, Part II: Discussion of results and design implications, Engineering Structures, 23(5): 564-574, 2001b
47. Marini A. and Meda A., Retrofitting of R/C Shear Walls by Means of High Performance Jackets, Engineering Structures, 31(12): 3059-3064, 2009
48. Massone L.M. and Wallace J.W., Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls, ACI Structural Journal, 101(1): 103-113, 2004
49. Massone L.M., Orakcal K., and Wallace J.W., Shear-Flexure Interaction for Structural Walls, ACI Special Publication, 236: 127- 150, 2006
50. Mostofinejad D. and Aanei M.M., Effect of Confining of Boundary Elements of Slender RC Shear wall by FRP Composites and Stirrups, Engineering Structures, 41: 1-13, 2009

51. Nagaprasad P., Sahoo D.R., and Rai D.C, Seismic strengthening of RC columns using external steel cage, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38: 1563–1586, 2009
52. Neuenhofer A. and Filippou F.C., Evaluation of Non-linear Frame Finite-element Models, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 123(7): 958-966, 1997
53. Oesterle R.G., Fiorato A.E., Aristizabal-Ochoa J.D., and Corley W.G., Hysteretic Response of Reinforced Concrete Structural Walls, *ACI Special Publication*, 63: 243-273, 1980
54. Oesterle R.G., Aristizabal-Ochoa J.D., Shiu K.N., and Corley W.G., Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls, *ACI Journal*, 81(3): 231-241, 1984
55. Panagiotakos T.B. and Fardis M.N., Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, *ACI Structural Journal*, 98(2): 135-148, 2001
56. Pang X. and Hsu T., Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear, *ACI Structural Journal*, 92(6): 665-667, 1995
57. Paulay T. and Priestley M.J.N., Stability of Ductile Structural walls, *ACI Structural Journal*, 90(4): 385-392, 1993
58. Paulay T., Priestley M.J.N., and Syngé A.J., Ductility in earthquake Resisting Squat Shear Walls, *ACI Journal*, 79(4): 257-269, 1982
59. Petrangeli M., Pinto P.E., and Ciampi, V., A Fibre Element for Cyclic Bending and Shear. I: Theory, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 125(9): 994–1001, 1999
60. Pilakoutas K. and Elnashai A., Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Cantilever Walls, Part I: Experimental Results, *ACI Structural Journal*, 92(3): 271-281, 1995a
61. Pilakoutas K. and Elnashai A.S., Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Cantilever Walls, Part II: Discussions and Theoretical Comparisons, *ACI Structural Journal*, 92(4): 425-433, 1995b
62. Rodriguez M., Botero J., and Villa J., Cyclic Stress-Strain Behavior of Reinforcing Steel Including Effect of Buckling, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 125(6): 605–612, 1999
63. Spacone E., Ciampi V. and Filippou F.C, Mixed Formulation of Nonlinear Beam Finite Element, *Computers and Structures*, 58(1): 71-83, 1996
64. Priestley M.J.N., Displacement-based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1):157–92, 1997

65. Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A., and Penelis G.G., Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and Test Results, *ACI Structural Journal*, 96(4): 649-660, 1999
66. Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A., and Penelis G.G., Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Failure Modes, Strength and Deformation Analysis, and Design Implications, *ACI Structural Journal*, 97(1): 132-142, 2000
67. Scott M.H and Fenves G.L., Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam–Column Elements, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 132(2): 244-252, 2006
68. Shaingchin S., Lukkunaprasit P. and Wood S.L., Influence of diagonal web reinforcement on cyclic behavior of structural walls, *Engineering Structures*, 29(4): 498-510, 2007
69. Shen D., Yang Q., Jiao Y., Cui Z., and Zhang J., Experimental investigations on reinforced concrete shear walls strengthened with basalt fiber-reinforced polymers under cyclic load, *Construction and Building Materials*, 136: 217-229, 2017
70. Sittipunt C. and Wood S.L., Influence of Web Reinforcement on the Cyclic Response of Structural Walls, *ACI Structural Journal*, 92(6): 745-756, 1995
71. Sittipunt C., Wood S.L., Lukkunaprasit P., and Pattararattanakul P., Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls with Diagonal Web Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 98(4): 554-562, 2001
72. Taghdi M., Bruneau M., and Saatcioglu M., Seismic Retrofitting of Low-rise Masonry and Concrete Walls using Steel Strips, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(9): 1017-1025, 2000
73. Takahashi S., Yoshida K., Ichinose T., Sanada Y., Matsumoto K., Fukuyama H., and Suwada H., Flexural Drift Capacity of Reinforced Concrete Wall with Limited Confinement, *ACI Structural Journal*, 110(1): 95-104, 2013
74. Thomsen J.H. and Wallace J.W., Experimental verification of displacement-based design procedures for slender reinforced concrete structural walls, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 130(4): 618–630, 2004
75. Triantafillou T.C., Seismic retrofitting of structures with fiber reinforced polymers, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3(1): 57-65, 2001
76. Wang B., Jiang H., and Lu X., Experimental and numerical investigations on seismic behavior of steel truss reinforced concrete core walls, *Engineering Structures*, 140: 164-176, 2017

77. Yang K.H., Mun J.H., Hwang Y.H., and Song J.K., Cyclic tests on slip resistance of squat heavyweight concrete shear walls with construction joints, *Engineering Structures*, 141: 596-606, 2017
78. Yuniarsyah E., Kono S., Tani M., Taleb P., Watanabe H., Obara T., and Mukai T., Experimental study of lightly reinforced concrete walls upgraded with various schemes under seismic loading, *Engineering Structures*, 138: 131-145, 2017
79. Zeris C.A and Mahin S.A, analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitation, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114(4): 804-820, 1988
80. Zeris C.A and Mahin S.A, Behavior of reinforced concrete structures subjected to biaxial excitation, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 117(9): 2657-2673, 1991a
81. Zeris C.A and Mahin S.A, Behavior of reinforced concrete structures subjected to uniaxial excitation, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 117(9): 2640-2656, 1991b
82. Zygouris N.S., Kotsovos G.M., and Kotsovos M.D., Effect of transverse reinforcement on short structural wall behaviour, *Magazine of Concrete Research*, 65(17): 1034-1043, 2013

Επιστημονικά συνέδρια

1. Aaleti S., Dai H., and Sritharan S., Ductile design of slender reinforced concrete structural walls, 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, Jul. 21-25, 2014
2. Constantin R., and Beyer K., Quasi-static cyclic tests on u-shaped reinforced concrete walls subjected to diagonal loading, 2ECEES - 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, M.A. Ansal and M. Nurlu (eds.), Istanbul, Turkey, Aug. 24-29, 2014
3. Correia A.A, Almeida J.P., and Pinho R., Force-based versus displacement-based formulations in the cyclic nonlinear analysis of RC frames, 14WCEE – 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Oct. 12-17, 2008
4. Endo T., Adachi H., and Nakanishi M., Force-Deformation Hysteresis Curves of Reinforced Concrete Shear Walls, 7WCEE – 7th World Conference on Earthquake Engineering, Instabul, Turkey, Sept., 1980

5. Ghobarah A. and Khalil A.A., Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Walls using Fibre Composites, 13WCEE – 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Aug. 1-6, 2004
6. Grammatikou S., Biskinis D., and Fardis M.N., Strength, deformation capacity and failure mode of RC walls in cyclic loading, 4th International fib Congress and Exhibition, Mumbai, India, February 10-13, 2014
7. Hannewald P. and Beyer K., Plastic hinge models for the seismic assessment of reinforced concrete wall – Type piers with detailing deficiencies, 15WCEE – 12th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, Sep. 24-28, 2012
8. Kheyroddin A., Naderpour H., and Hoseini Vaez S.R., Hysteretic evaluation of seismic behavior of RC shear walls strengthened with FRP sheets, 14WCEE – 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Oct. 12-17, 2008
9. Lombard J., Lau D.T., Humar J.L., Foo S., and Cheung M.S., Seismic Strengthening and Repair of Reinforced Concrete Shear Walls, 12WCEE – 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Jan. 30 – Feb.4, 2000
10. Newman K. and Newman J.B., Failure Theories and Design Criteria for Plain Concrete, Proc., Int. Civil Engrg. Mat. Conference on Structure, Solid Mech. and Engrg. Des. Wiley, New York, pp. 936-995, 1971
11. Shaheen I.K., Cruz-Noguez C.A., and Lau D.T., Seismic Retrofit of R.C. Shear Walls with Externally Bonded FRP Tow-Sheets, 3rd Specialty Conference on Disaster Prevention and Mitigation, Montréal, Québec, May 29 to June 1, 2013
12. Tarquini D., Almeida J., and Beyer K., From plastic hinge to shell models: Recommendations for RC wall models, 2ECEES - 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, M.A. Ansal and M. Nurlu (eds.), Istanbul, Turkey, Aug. 24-29, 2014
13. Tran T.A. and Wallace J.W., Experimental Study of Nonlinear Flexural and Shear Deformations of Reinforced Concrete Structural Walls, 15WCEE – 12th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal, Sep. 24-28, 2012
14. Vulcano A., Bertero V.V, and Colotti V., Analytical modeling of R/C shear walls, 9WCEE – 9th World Conference on Earthquake Engineering , Tokyo-Kyoto, Japan, August 2-9, 1988
15. Παναγόπουλος Γεώργιος και Κάππος Ανδρέας, Διγραμμική προσέγγιση διαγραμμάτων μεγεθών δυνάμεων – παραμορφώσεων, 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Πάφος, 2009

Επιστημονικά Βιβλία

1. Abramowitz M. and Stegun C.A., (editors), Handbook of Mathematical Functions with Formulas, Graphs, and Mathematical Tables. Dover, New York, NY, 9th edition, 1972.
2. Collins, M. P., and Mitchell, D., Prestressed Concrete Structures, Response Publications, Toronto, ON, Canada, 1997.
3. Fardis M.N., Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode8, Springer Dordrecht Heidelberg, 2009
4. Kotsovos M.D., Compressive Force-Path Method, Springer, 2014
5. Neville A.M., Properties of Concrete, Longman Scientific & Technical, 1995
6. Paulay T. and Priestley M.J.N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992
7. Priestley M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky M.J., Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, 2007
8. Priestley M.J.N., Seible F., and Calvi, G.M., Seismic design and retrofit of bridges, Wiley, New York, 1996
9. Δρίτσος Σ., Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, γ' Έκδοση, Πάτρα, 205
10. Καραγιάννης Χ., Σχεδιασμός – Συμπεριφορά Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα έναντι Σεισμού, Εκδόσεις σοφία, Θεσσαλονίκη, 2013
11. Καραντώνη Φ., Κατασκευές από Τοιχοποιία, Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα, 2004
12. Σπυράκος Κ., Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία, ΤΕΕ, Αθήνα, 2004
13. Τριανταφύλλου Α., Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με Σύνθετα Υλικά, Πάτρα, 2004

Κανονισμοί

1. ATC-40, Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, 1996
2. CEN, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1), European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004

3. CEN, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1), European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004
4. CEN, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2: Bridges (EN 1998-2), European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005
5. CEN, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings (EN 1998-3), European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005
6. CEN, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings (EN 1998-3:2005/AC), European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2010
7. FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, 2000
8. ΚΑΝ.ΕΠΕ, Κανονισμός Επεμβάσεων (1^η Αναθεώρηση), ΟΑΣΠ, 2013
9. ΦΕΚ 234Α/7-11-28, Περί Αντισεισμικού Κανονισμού Κορίνθου-Λουτρακίου
10. ΦΕΚ 375Α/29-10-31, Περί του Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού της σεισμόπληκτης περιοχής Κορίνθου –Λουτρακίου
11. ΦΕΚ 277Α/16-8-41, Περί επεκτάσεως του Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού εις την περιοχήν Λαρίσης
12. ΦΕΚ 134Α/26-6-54, Περί επεκτάσεως του Οικοδομικού Αντισεισμικού Κανονισμού εις την περιοχή των νομών Κεφαλληνίας και Ζακύνθου
13. ΦΕΚ 36Α/26-2-59, Περί αντισεισμικού Κανονισμού οικοδομικών έργων
14. ΦΕΚ 160Α/26-7-54, Περί Κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος
15. ΦΕΚ 239Β/16-4-84, Τροποποίηση και συμπλήρωση του Β.Δ. της 19/26 Φεβρουαρίου 1959 «Περί αντισεισμικού κανονισμού οικοδομικών έργων»
16. ΦΕΚ 613Β/12-10-92, Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός
17. ΝΚΩΣ ΦΕΚ 1068Β/31-12-91, Έγκριση Νέου Κανονισμού για την Μελέτη και την Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα
18. ΦΕΚ 2184Β/20-12-99, Έγκριση Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού
19. ΦΕΚ 1329Β/6-11-2000, Έγκριση Ελληνικού Κανονισμού για την Μελέτη και την Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα

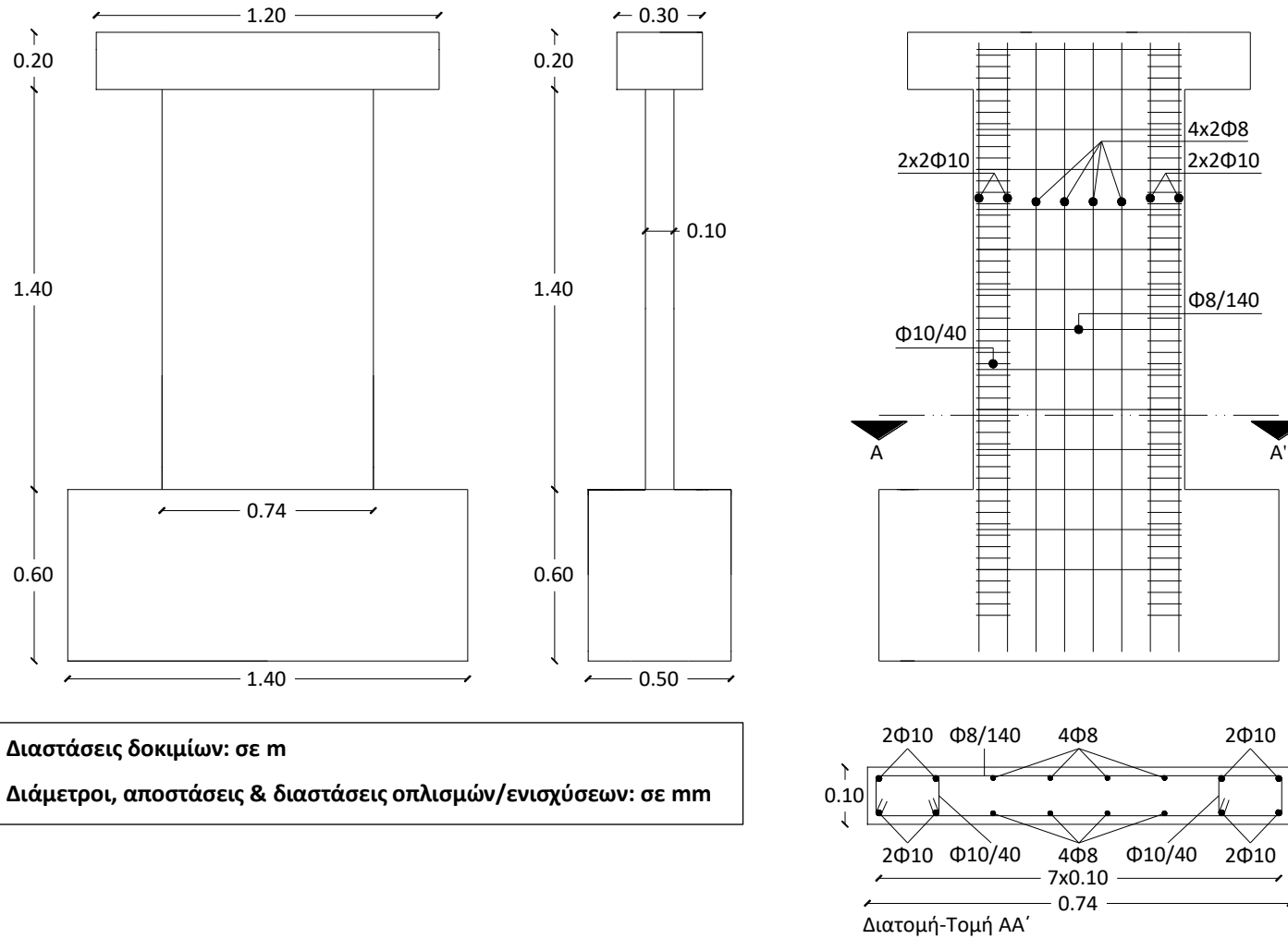
20. ΦΕΚ 781B/18-6-03, Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού – ΕΑΚ 2000»
21. ΦΕΚ 1457B/5-6-14, Έγκριση εφαρμογής και χρήσης των Ευρωκωδίκων σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα

Άλλες δημοσιεύσεις

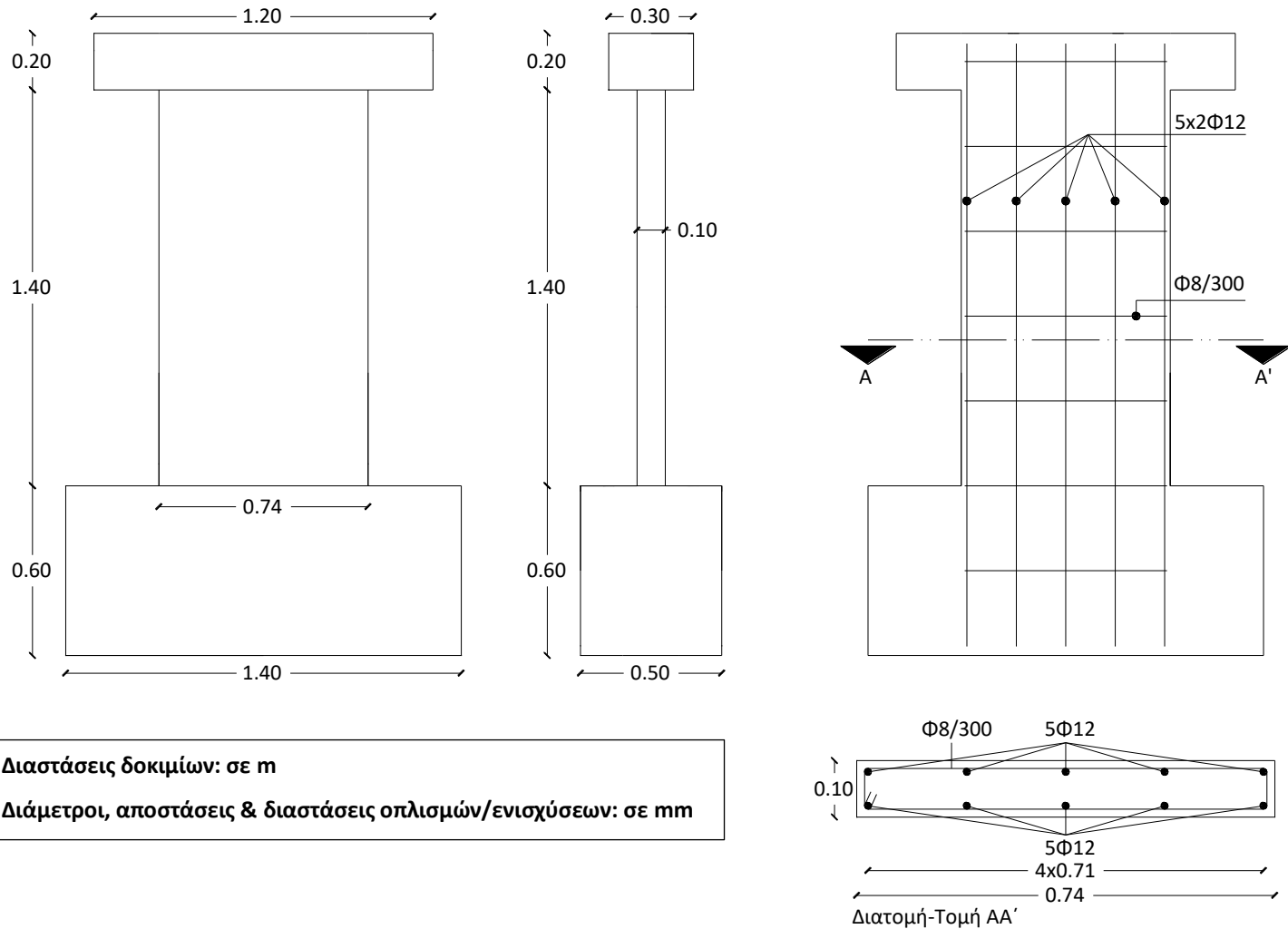
1. Chang G.A. and Mander J.B., Seismic Energy Basic Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I – Evaluation of Seismic Capacity, Technical Report NCEER-94-0006, State University of New York at Buffalo, 1994
2. McKenna F., Fenves G.L., Jeremic B., and Scott M.H., OpenSees Command Language Manual, <http://opensees.berkeley.edu>, 2007
3. Orakcal K., Massone L.M., and Wallace J.W., Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled– Shear-Flexural Responses, PEER Report 2006/2007, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, 2006
4. Taucer F.F, Spacone E., and Filippou F.C., A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures, Rep. 91/17, EERC, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, California, 1991
5. Βουγιούκας Ε., Συμβολή στη διερεύνηση της φέρουσας ικανότητας και της πλαστιμότητας δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα, Διδακτορική Διατριβή, ΕΜΠ, Αθήνα, 2006
6. Μπισκίνης Δ., Αντοχή και ικανότητα παραμόρφωσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος, με ή χωρίς ενίσχυση, Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2007
7. Γραμματικού Σ., Αντοχή, ικανότητα παραμόρφωσης και τρόποι αστοχίας τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος υπό σεισμική φόρτιση, Μεταπτυχιακή εργασία, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 2013
8. Τρανούλης Ν. και Χριστίδης Κ., Πειραματική διερεύνηση ανεπαρκώς ωπλισμένων τοιχίων, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα, 2009
9. Χριστίδης Κ., Ανεπαρκώς οπλισμένα τοιχία Ω/Σ υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, Μεταπτυχιακή Εργασία, ΕΜΠ, Αθήνα, 2010

Παράρτημα Α

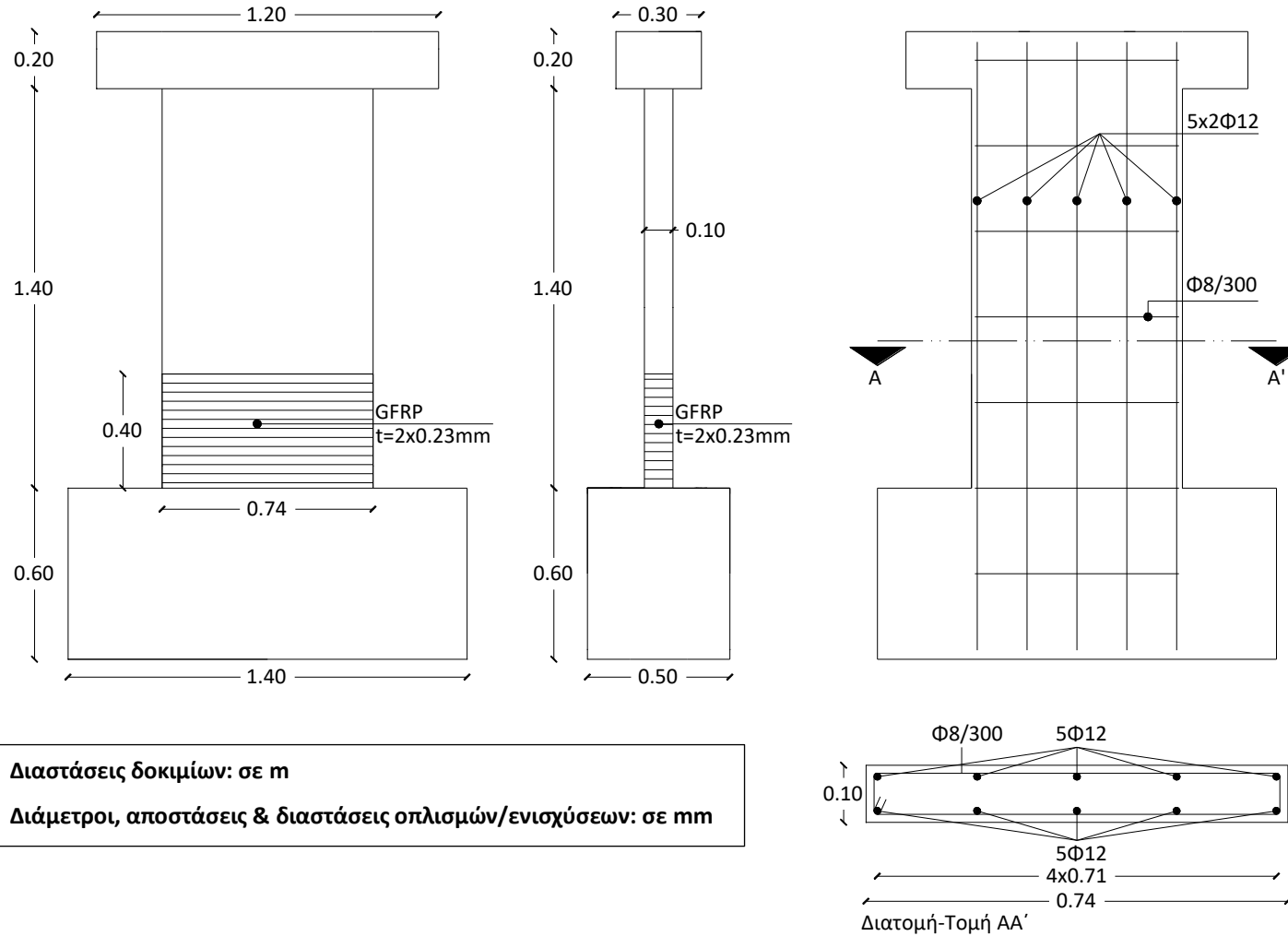
Διαστάσεις, Οπλισμοί, Ενισχύσεις, Βελόμετρα και strain-gauges δοκιμίων



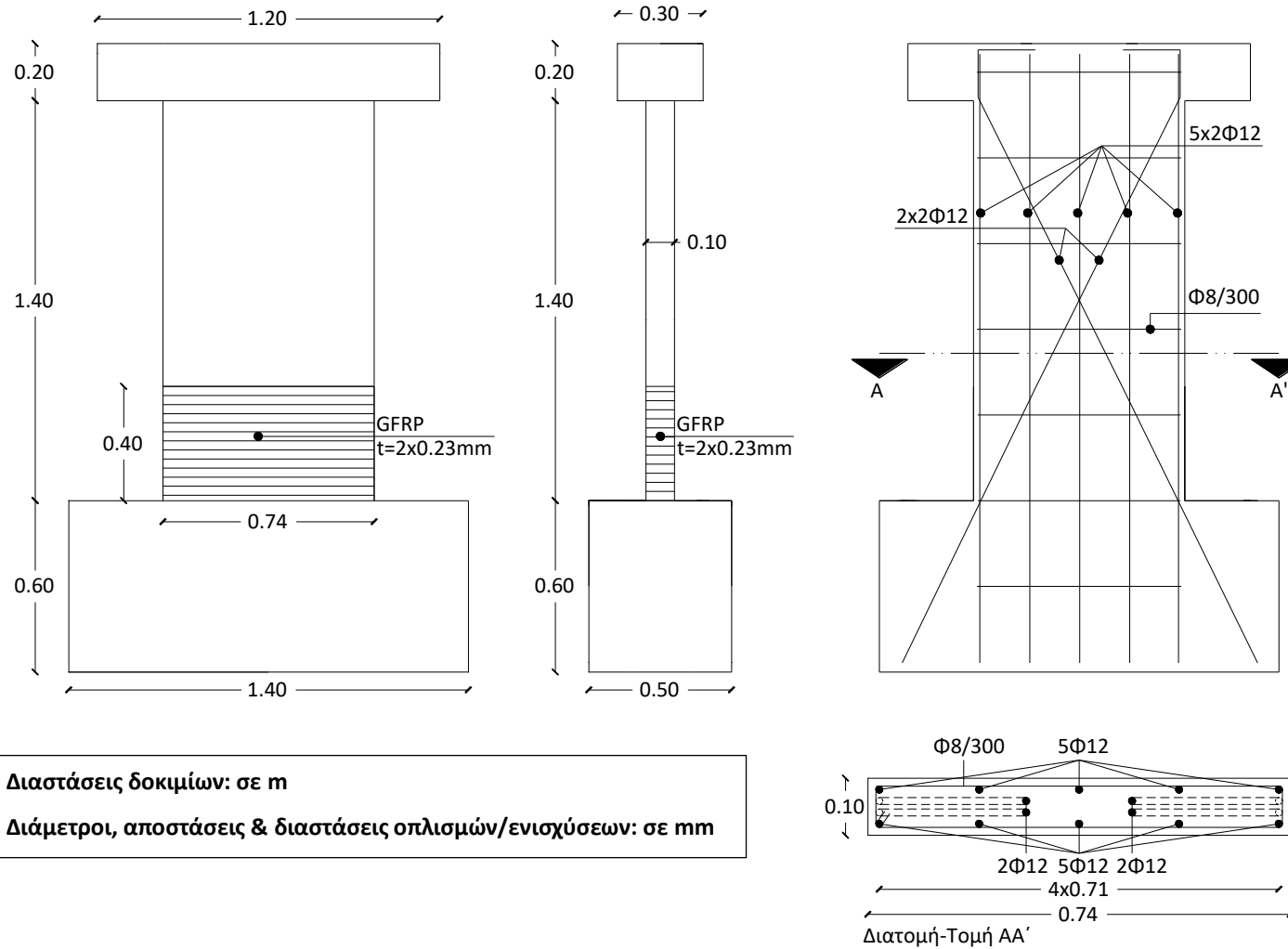
Σχήμα Α.1 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W_1



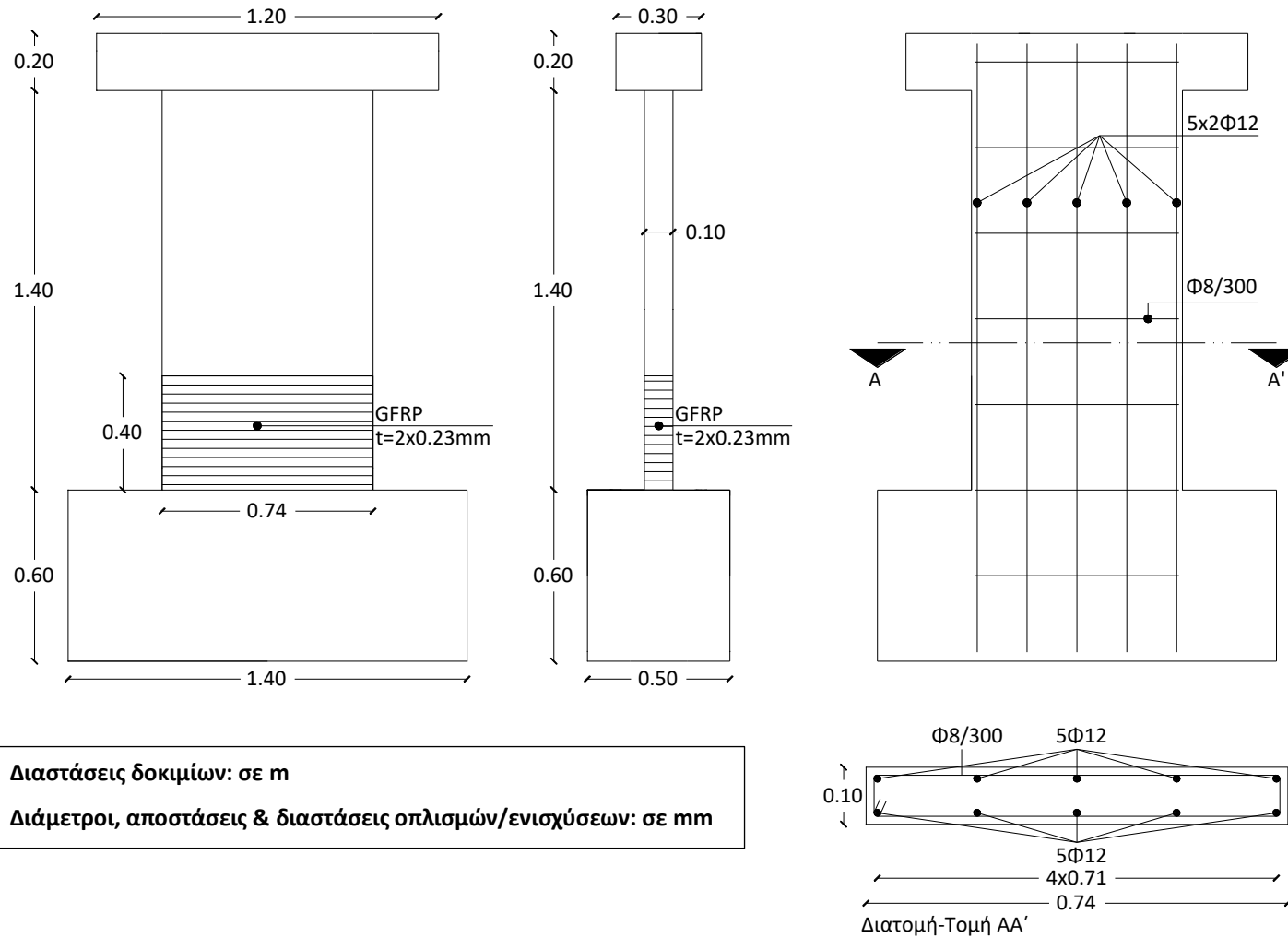
Σχήμα Α.2 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₂



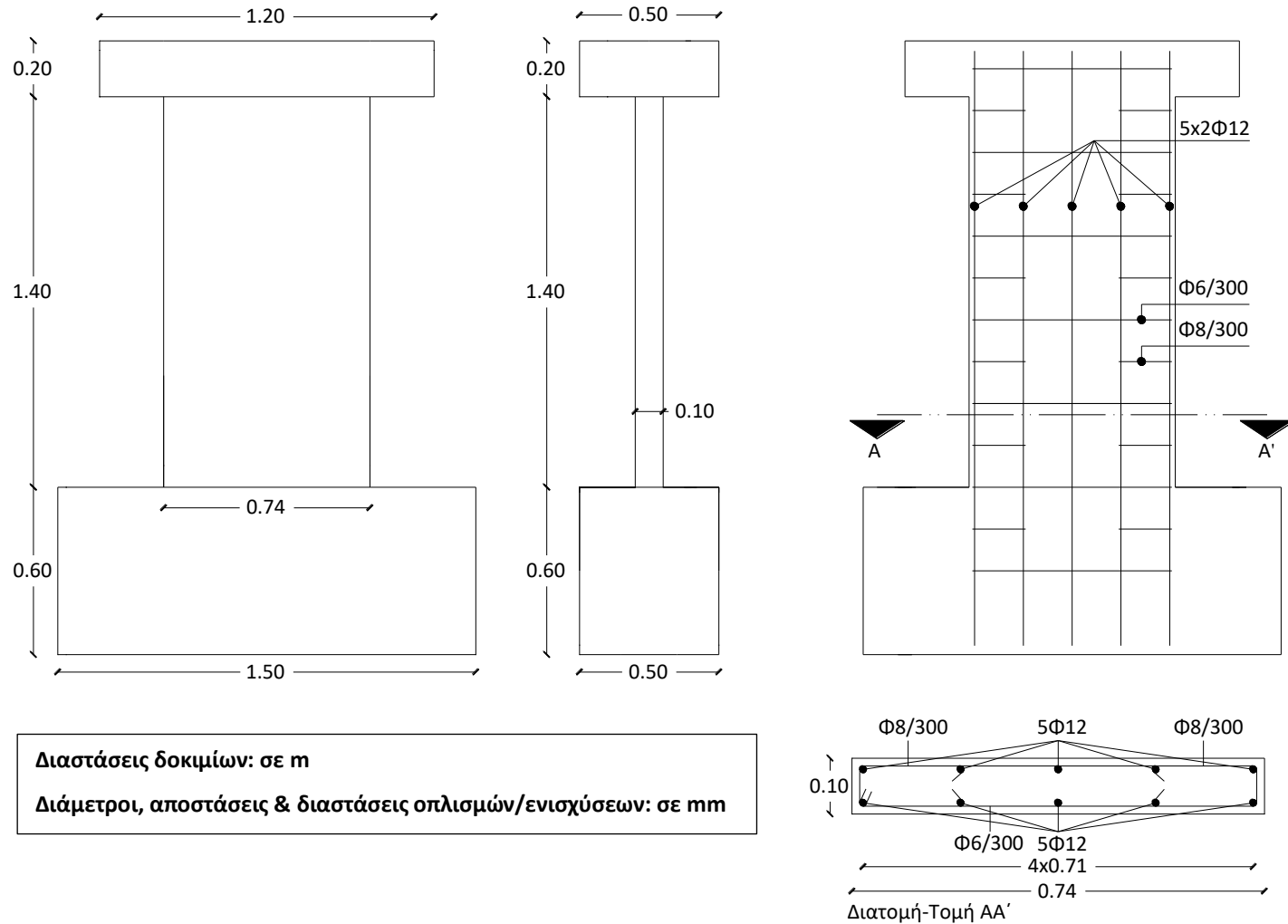
Σχήμα Α.3 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₂-FRP



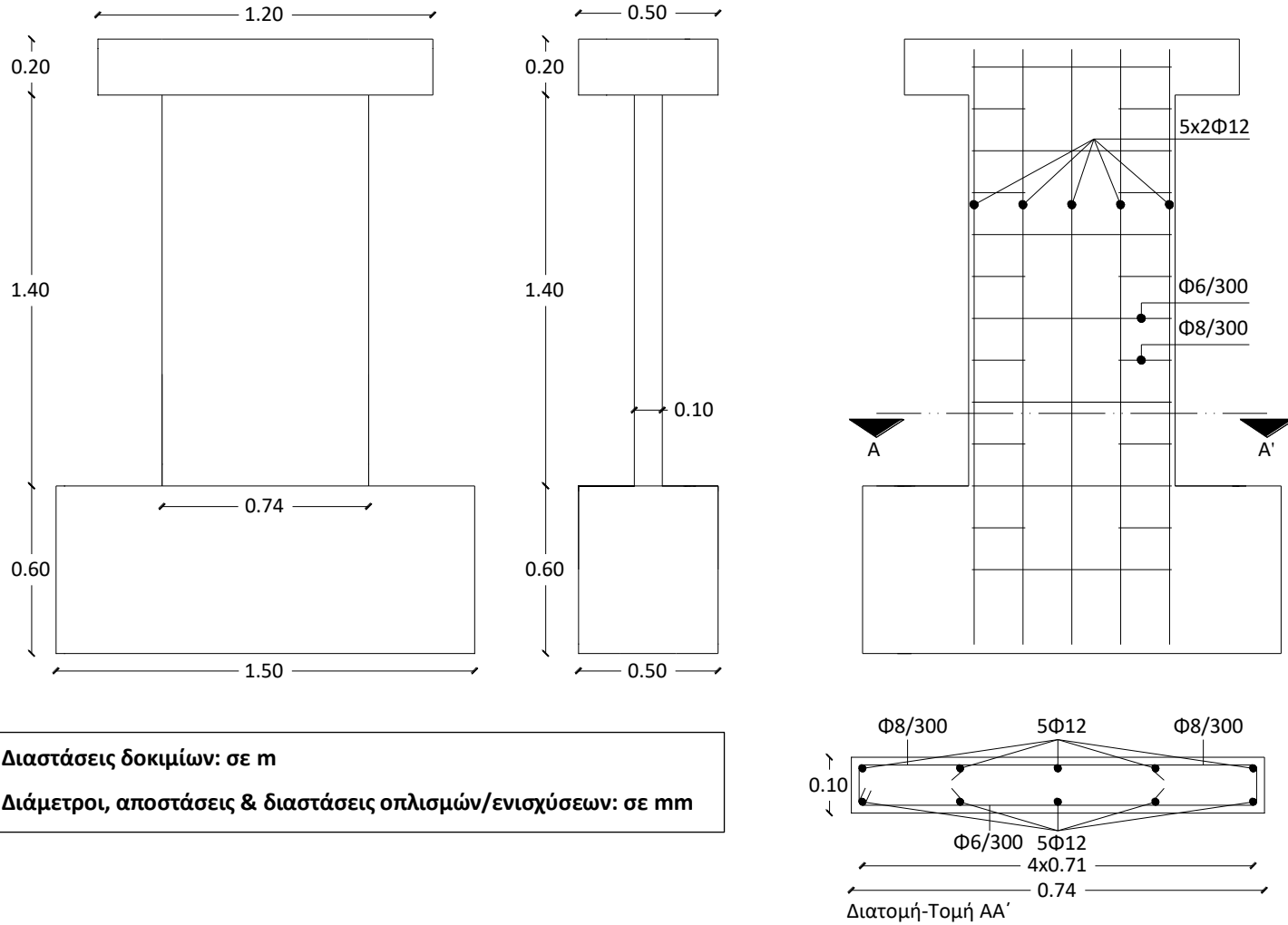
Σχήμα Α.4 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W_3 -FRP



Σχήμα Α.5 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₄-FRP

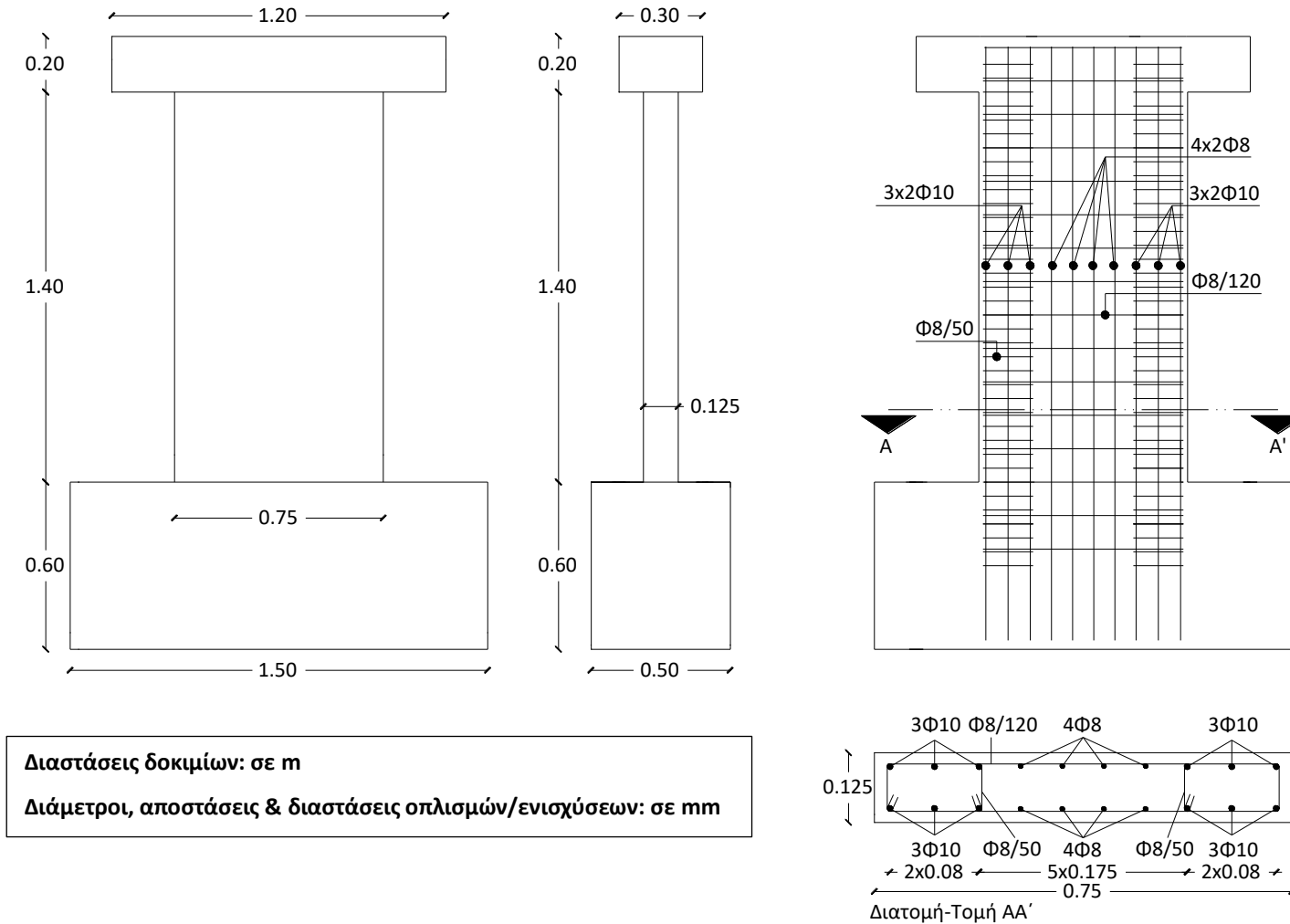


Σχήμα Α.6 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμο W₅

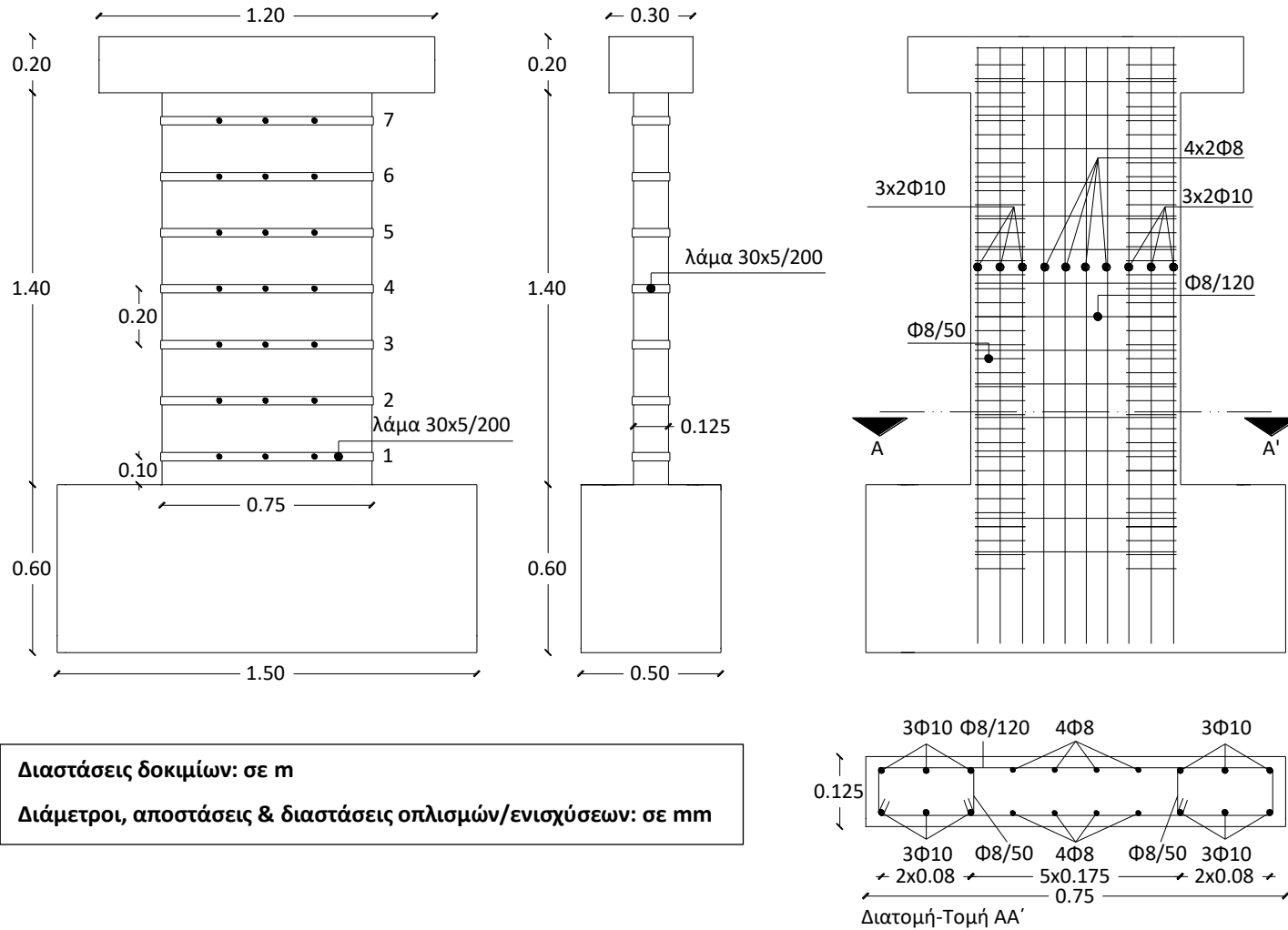


Διαστάσεις δοκιμίων: σε m
 Διάμετροι, αποστάσεις & διαστάσεις οπλισμών/ενισχύσεων: σε mm

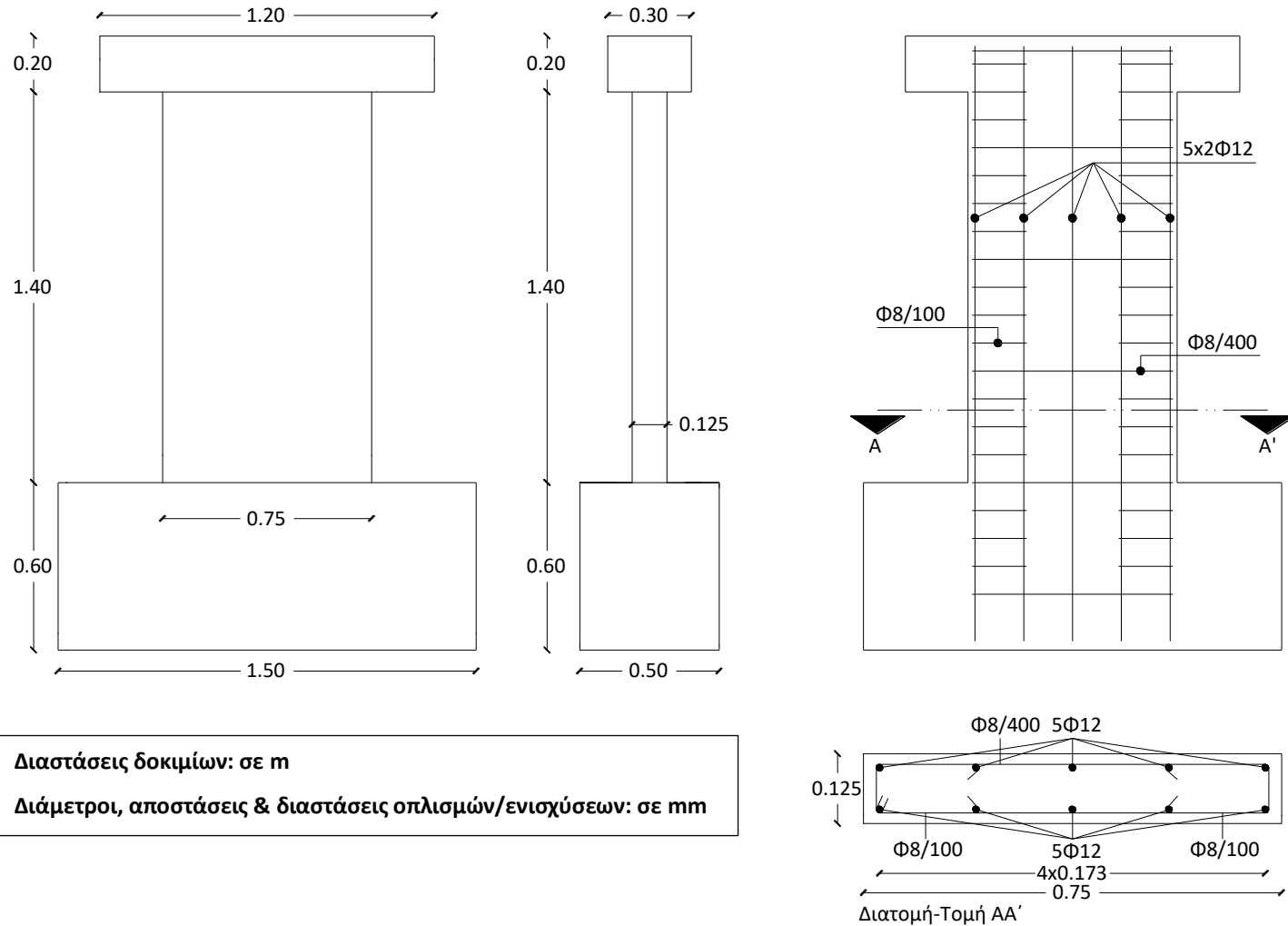
Σχήμα Α.7 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₆



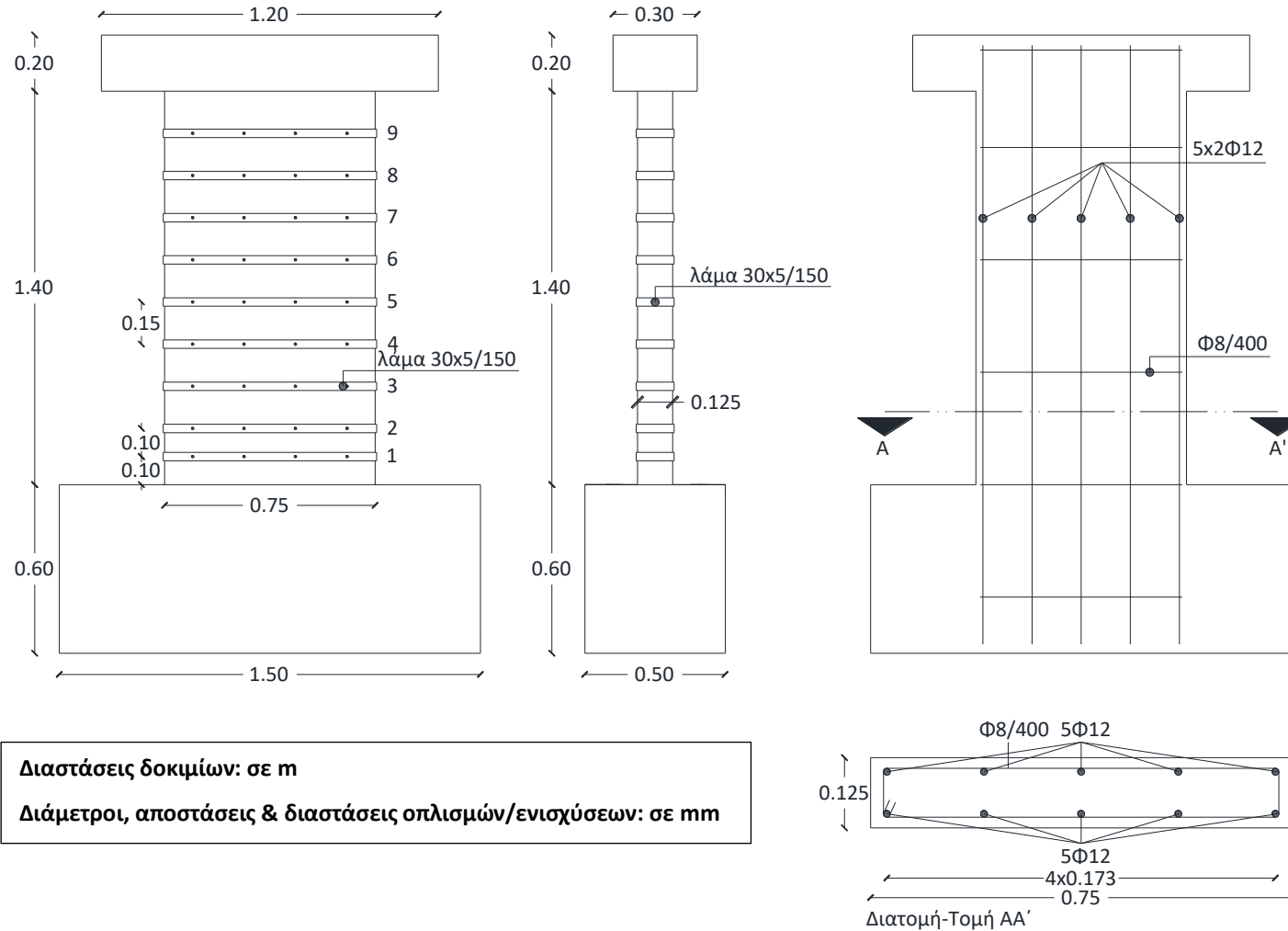
Σχήμα Α.8 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₇



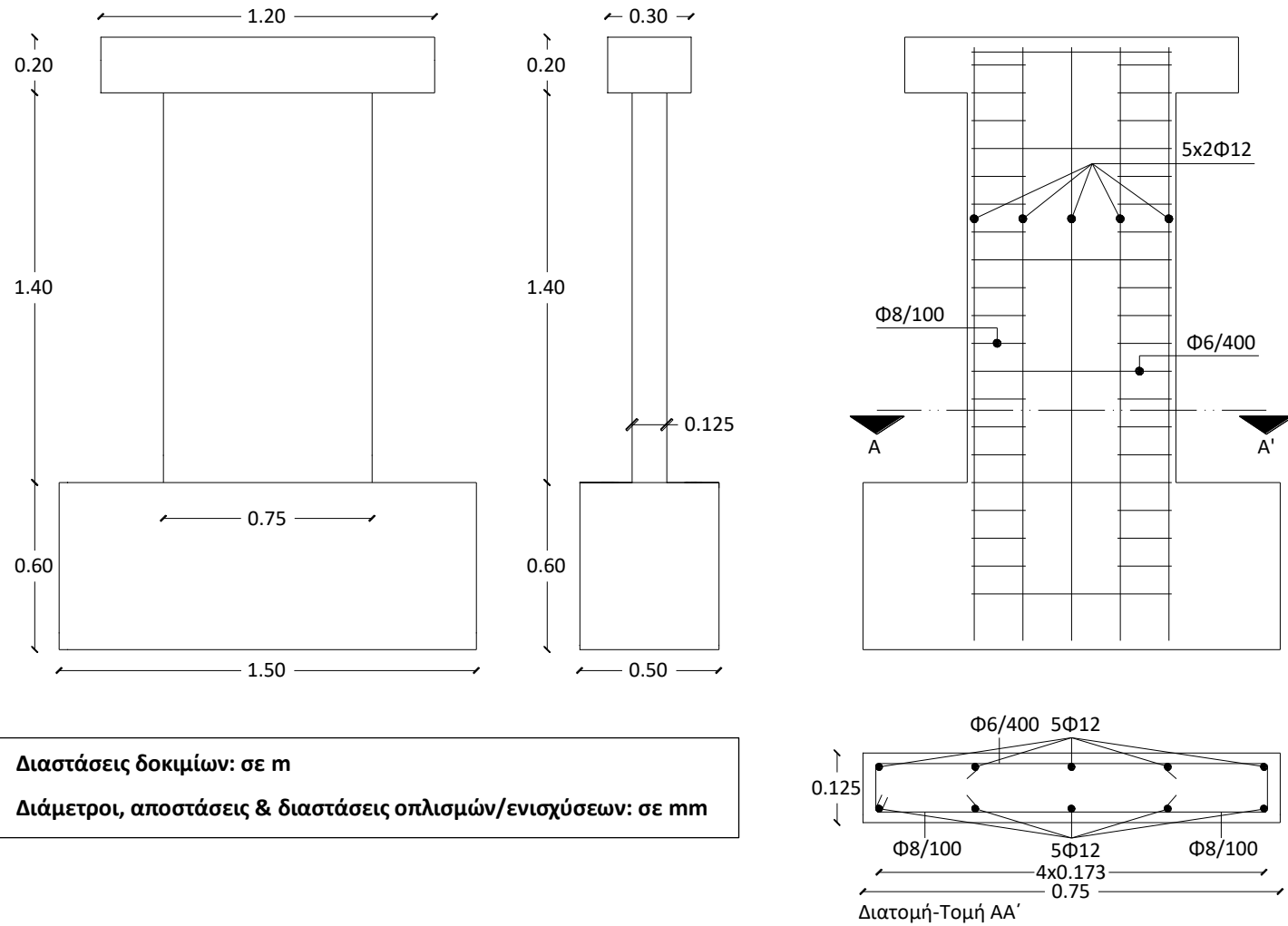
Σχήμα Α.9 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₈-SS



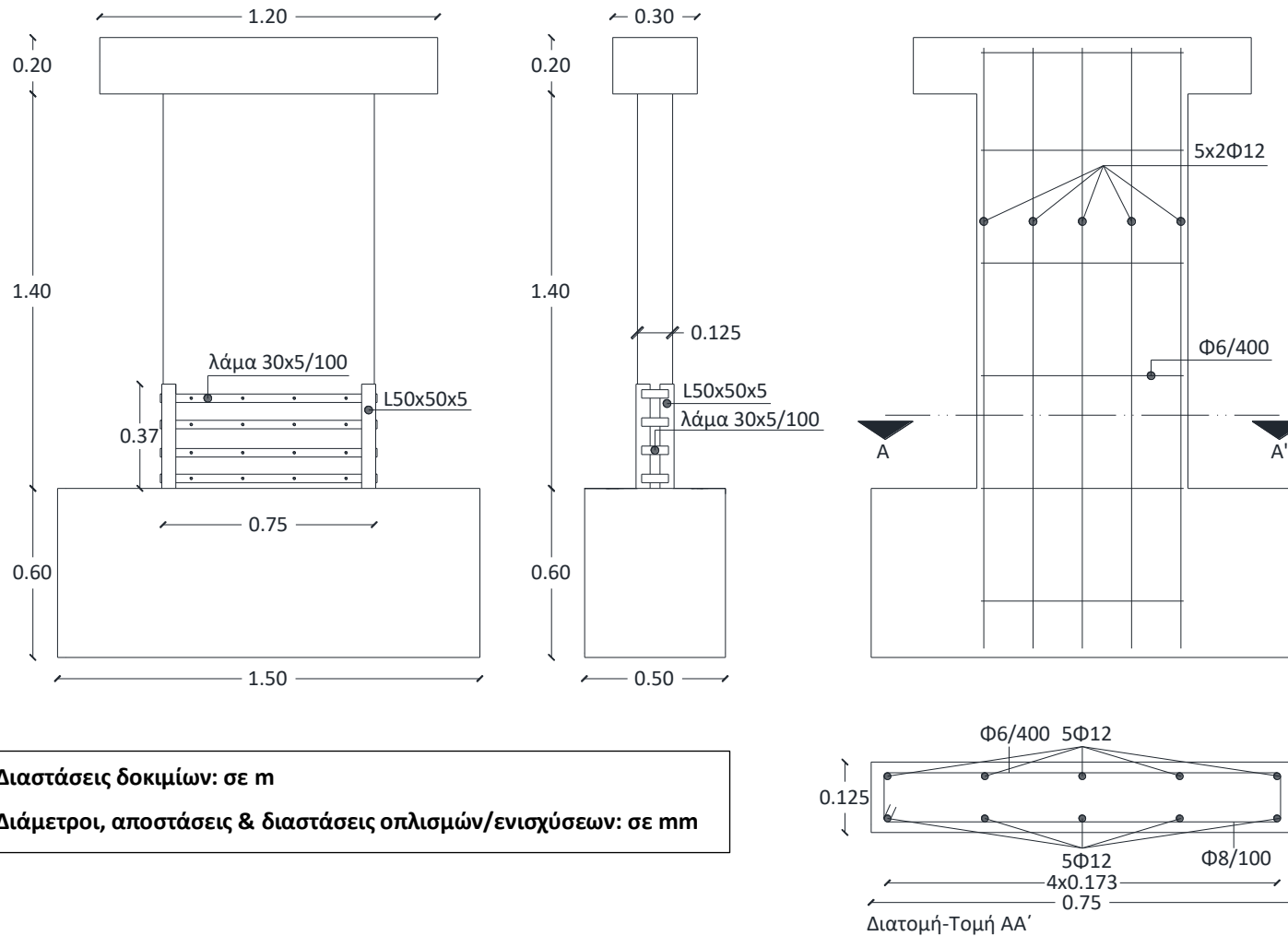
Σχήμα Α.10 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₉



Σχήμα Α.11 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W_{10-SS}

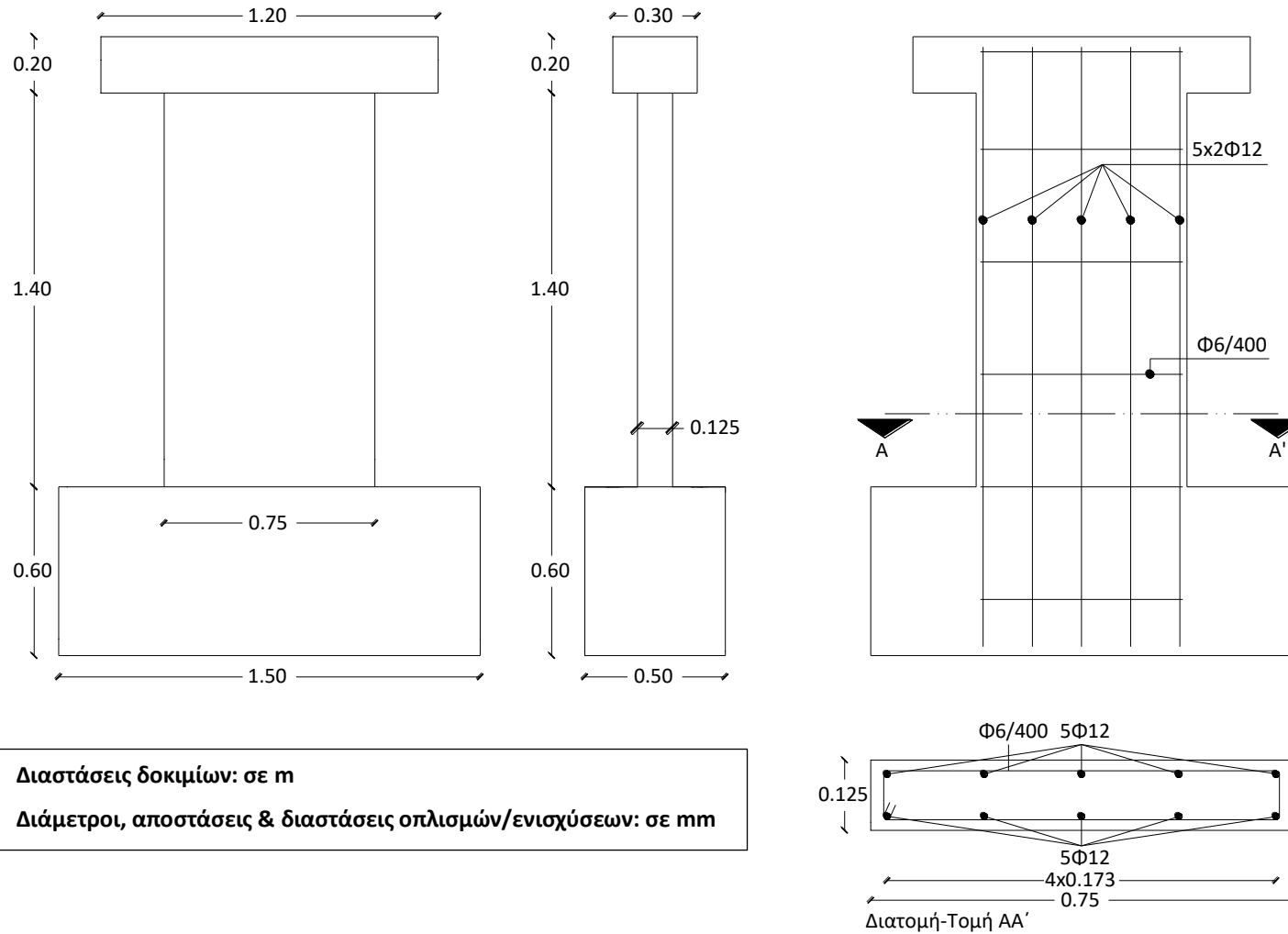


Σχήμα Α.12 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₁₁

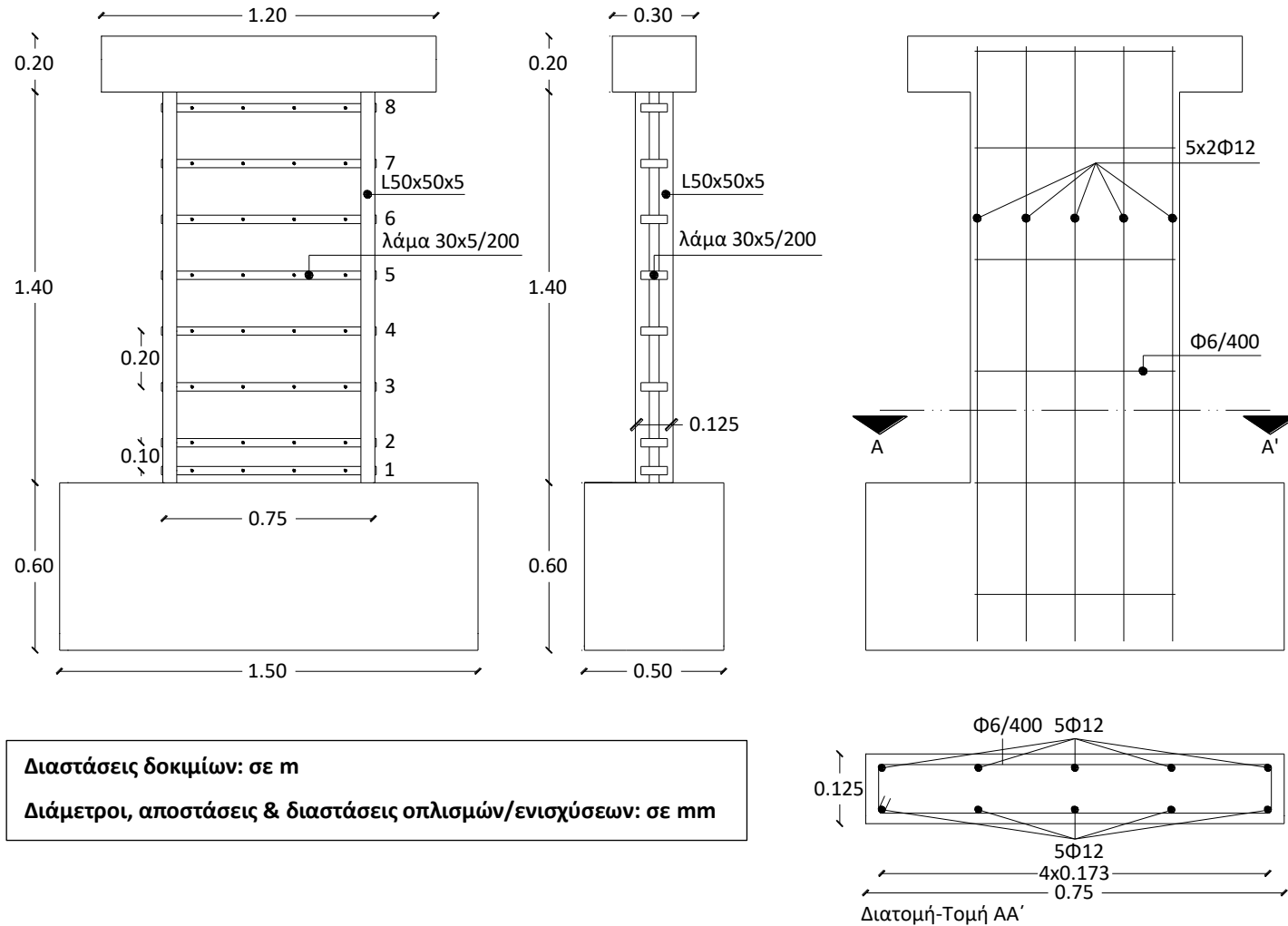


Διαστάσεις δοκιμών: σε m
 Διάμετροι, αποστάσεις & διαστάσεις οπλισμών/ενισχύσεων: σε mm

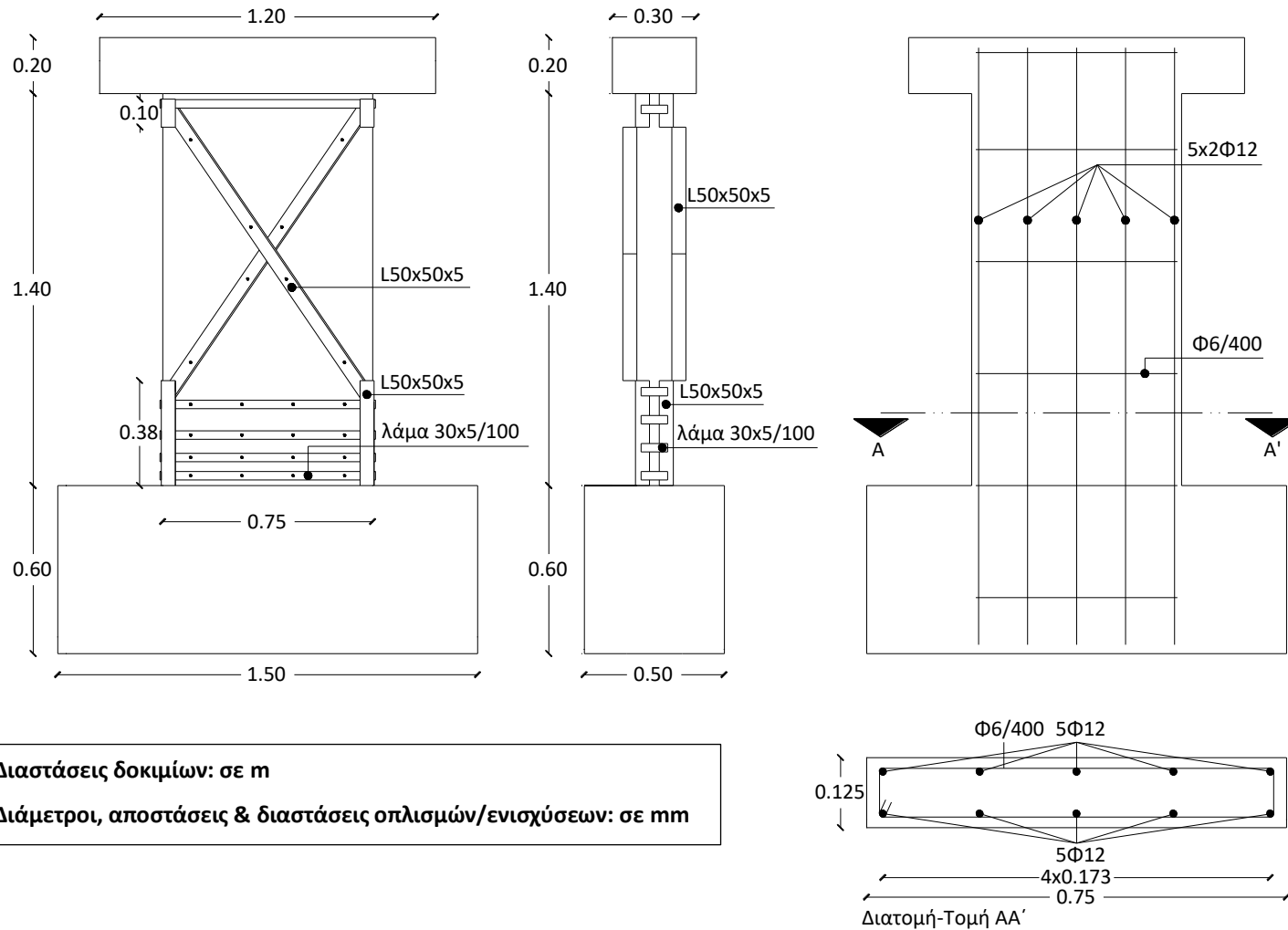
Σχήμα Α.13 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₁₂-SS



Σχήμα Α.14 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W₁₃



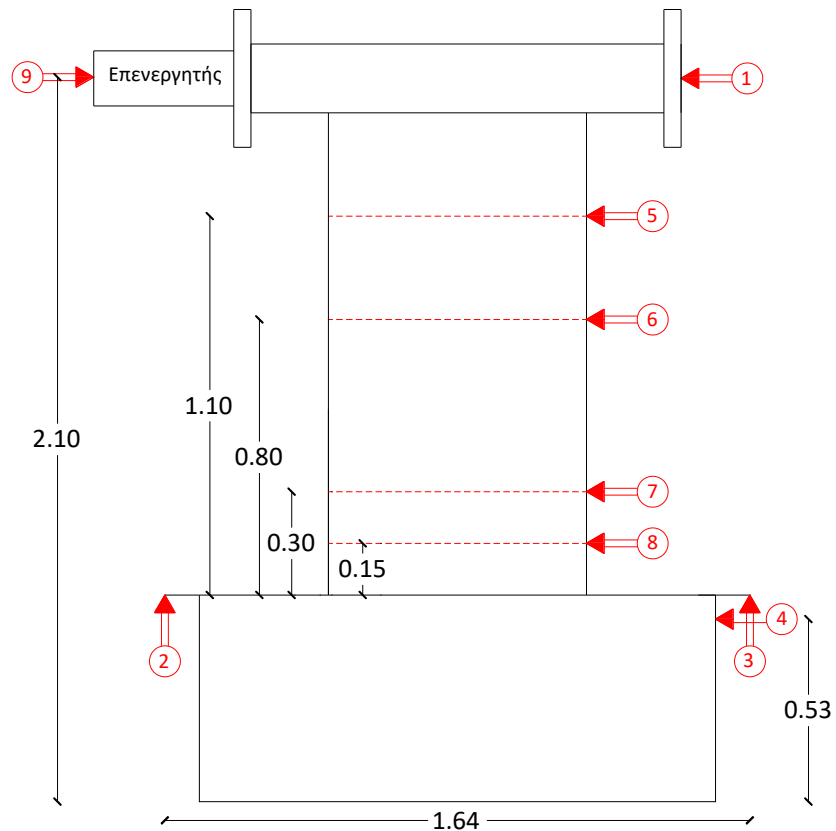
Σχήμα Α.15 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W_{14-SS}



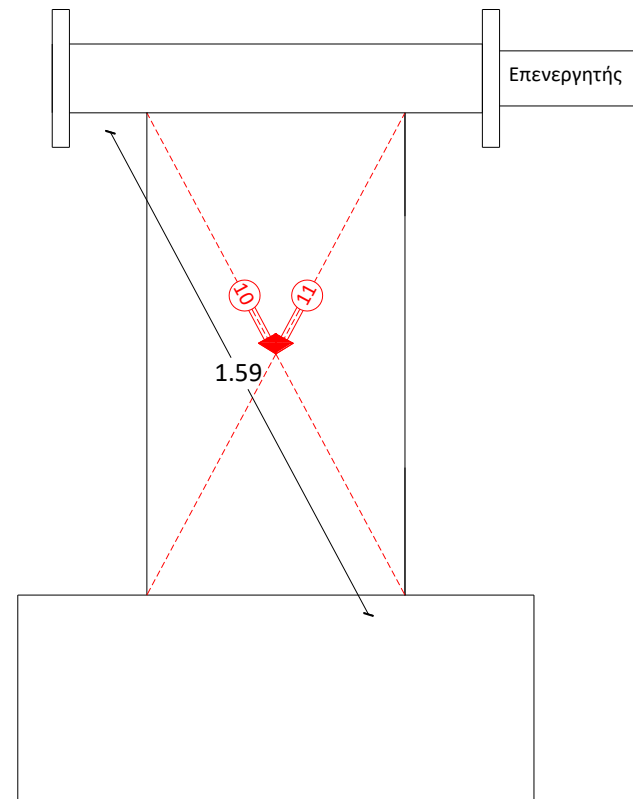
Διαστάσεις δοκιμίων: σε m

Διάμετροι, αποστάσεις & διαστάσεις οπλισμών/ενισχύσεων: σε mm

Σχήμα Α.16 Διαστάσεις και οπλισμοί – Δοκίμιο W_{15-SS}

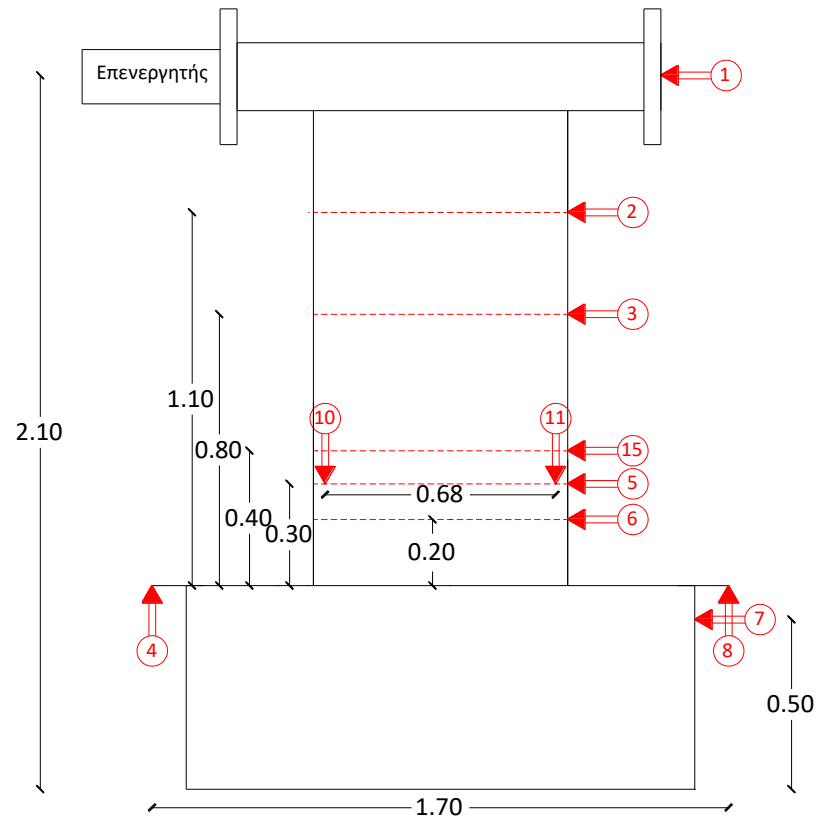


(α) Μπροστά Όψη

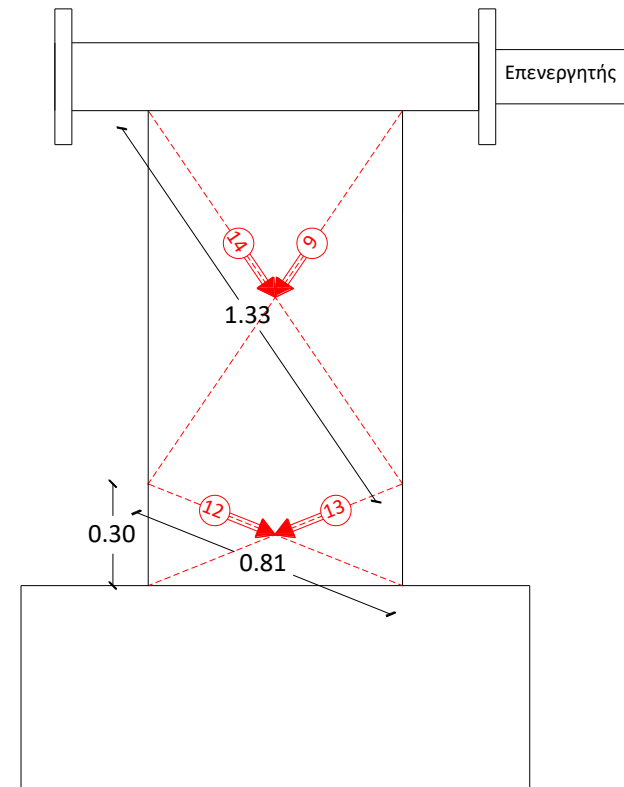


(β) Πίσω Όψη

Σχήμα Α.18 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμια W₅ και W₆

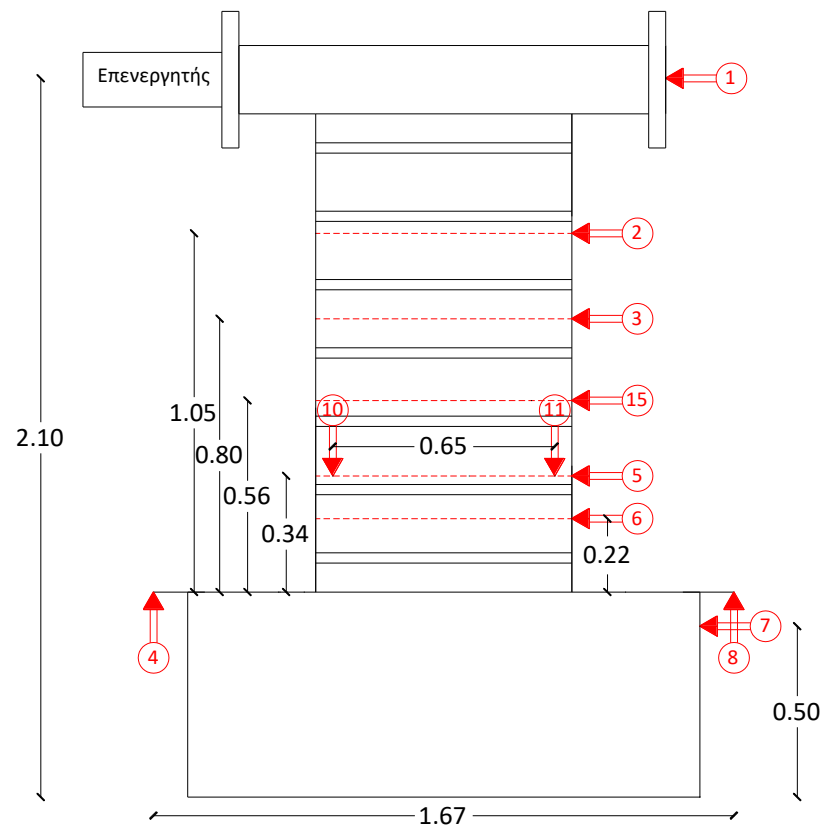


(α) Μπροστά Όψη

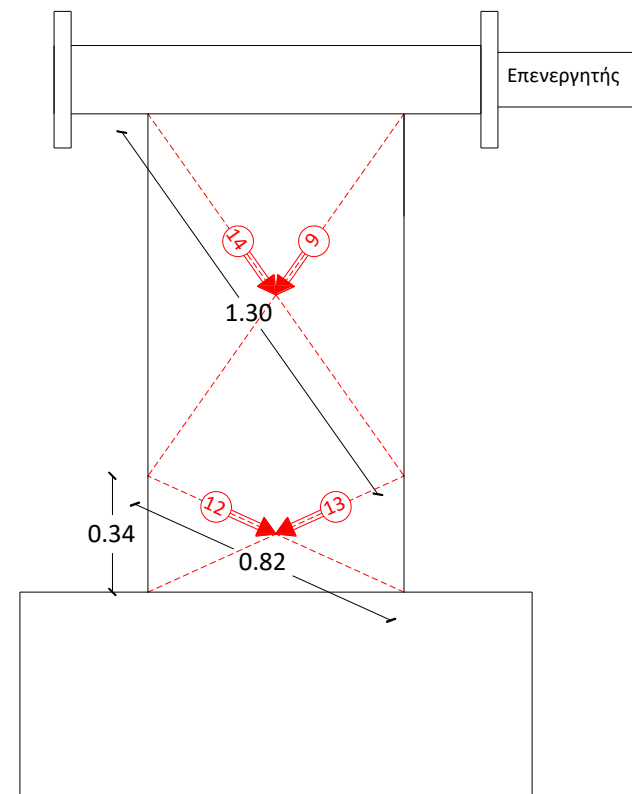


(β) Πίσω Όψη

Σχήμα Α.19 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W₇

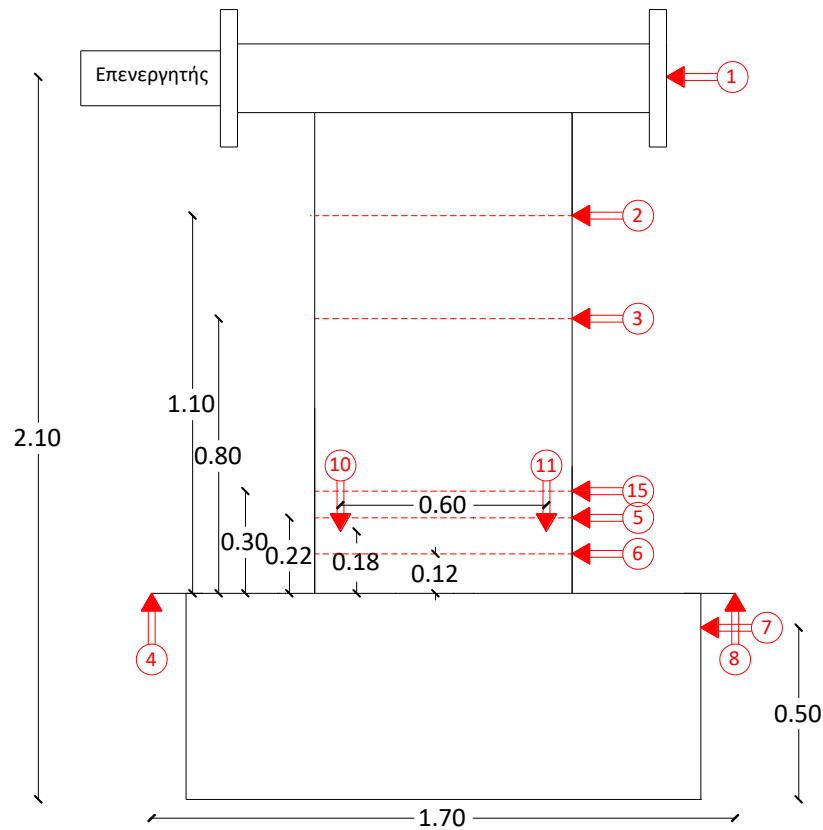


(α) Μπροστά Όψη

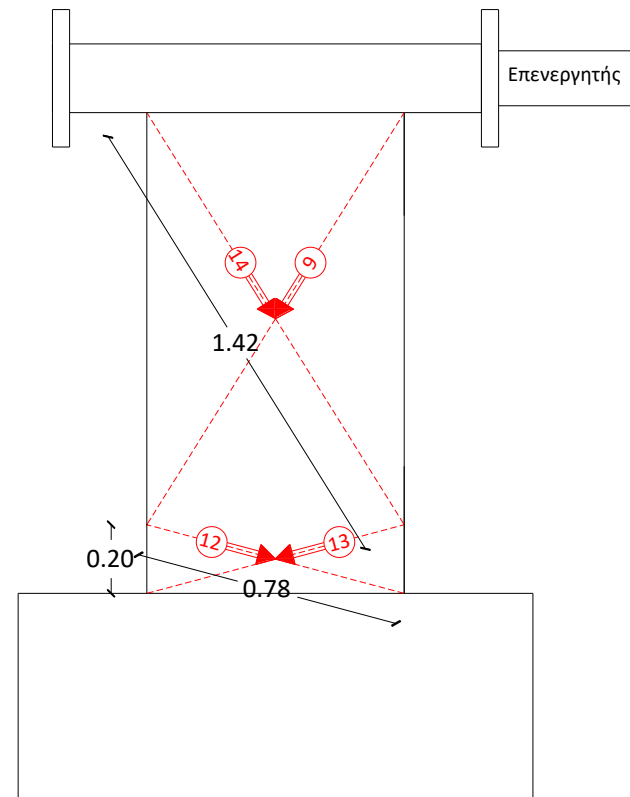


(β) Πίσω Όψη

Σχήμα Α.20 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W₈-SS

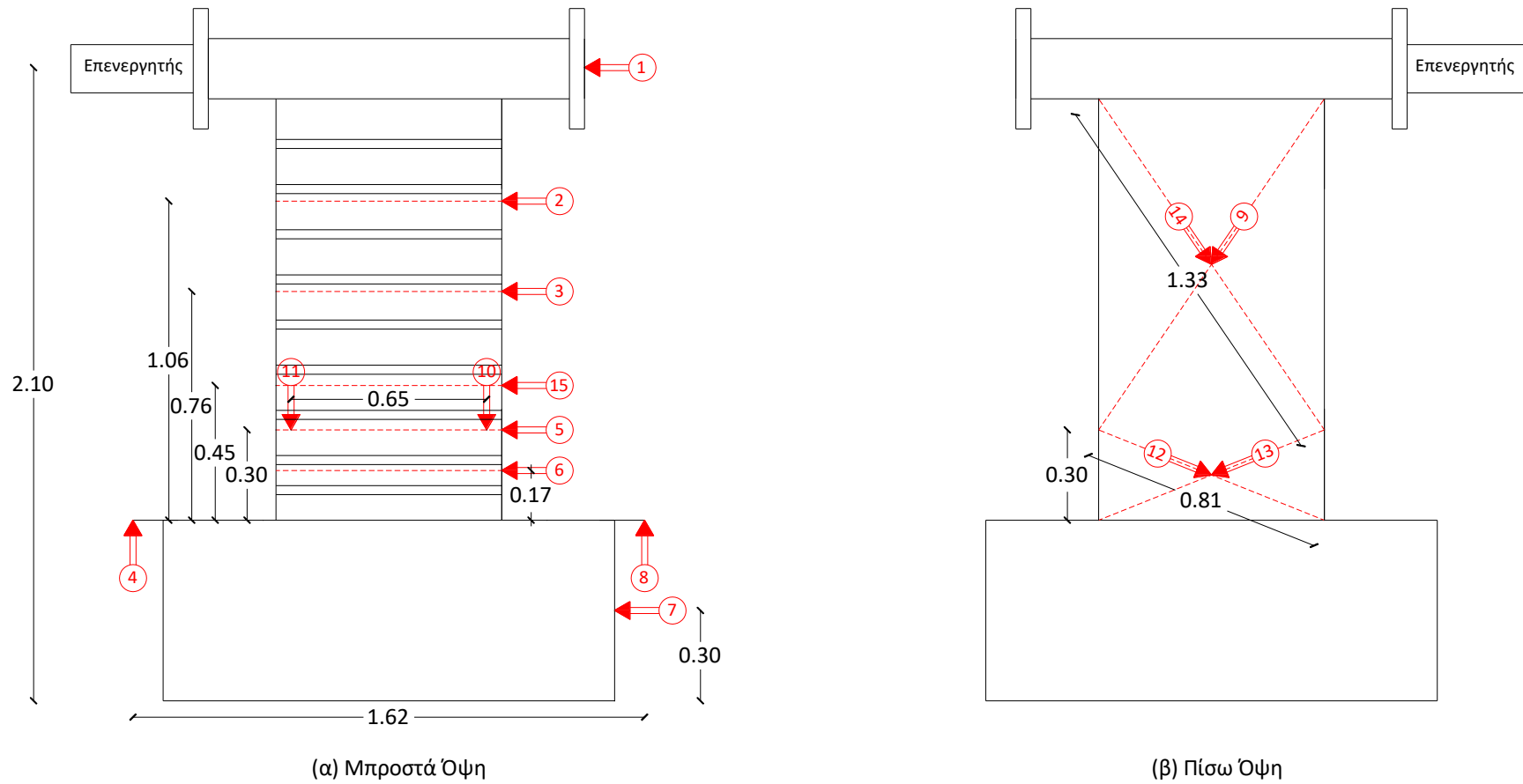


(α) Μπροστά Όψη

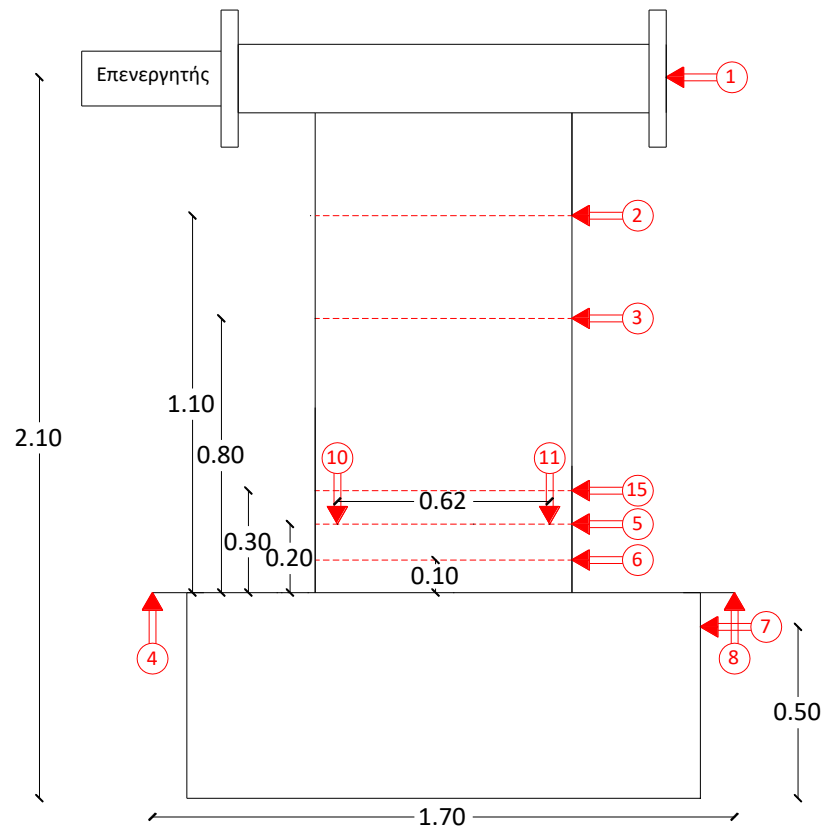


(β) Πίσω Όψη

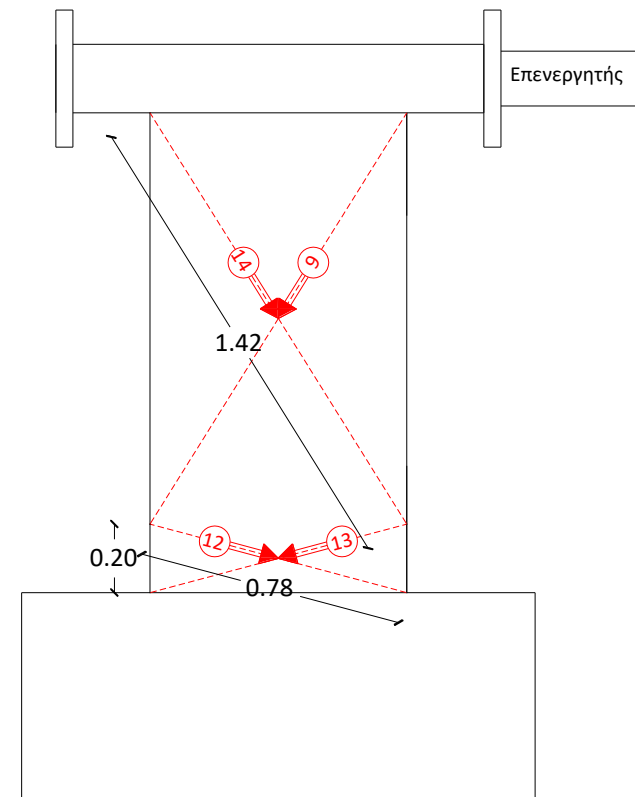
Σχήμα Α.21 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_3



Σχήμα Α.22 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W₁₀-SS

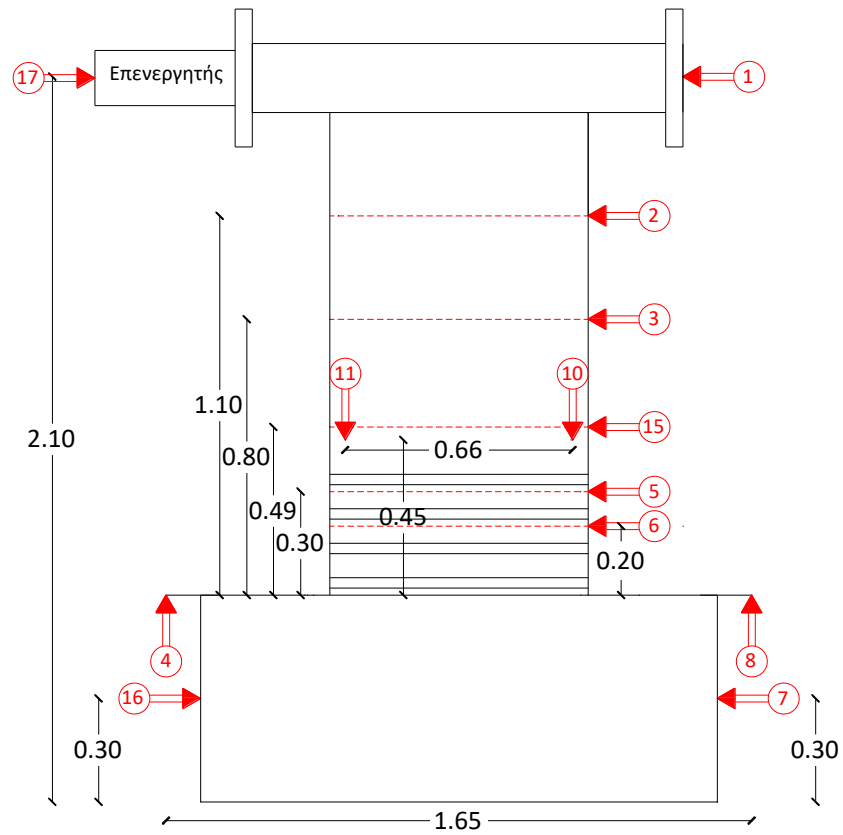


(α) Μπροστά Όψη

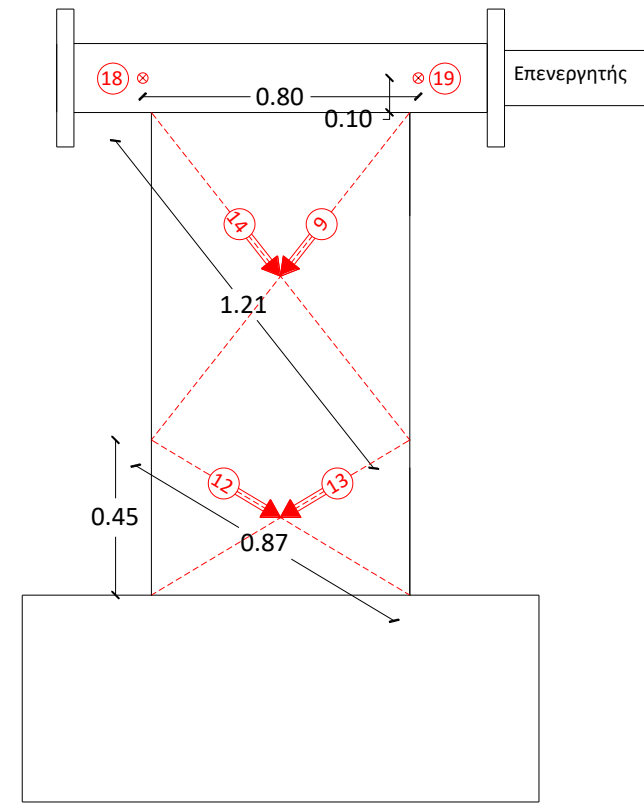


(β) Πίσω Όψη

Σχήμα Α.23 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_{11}

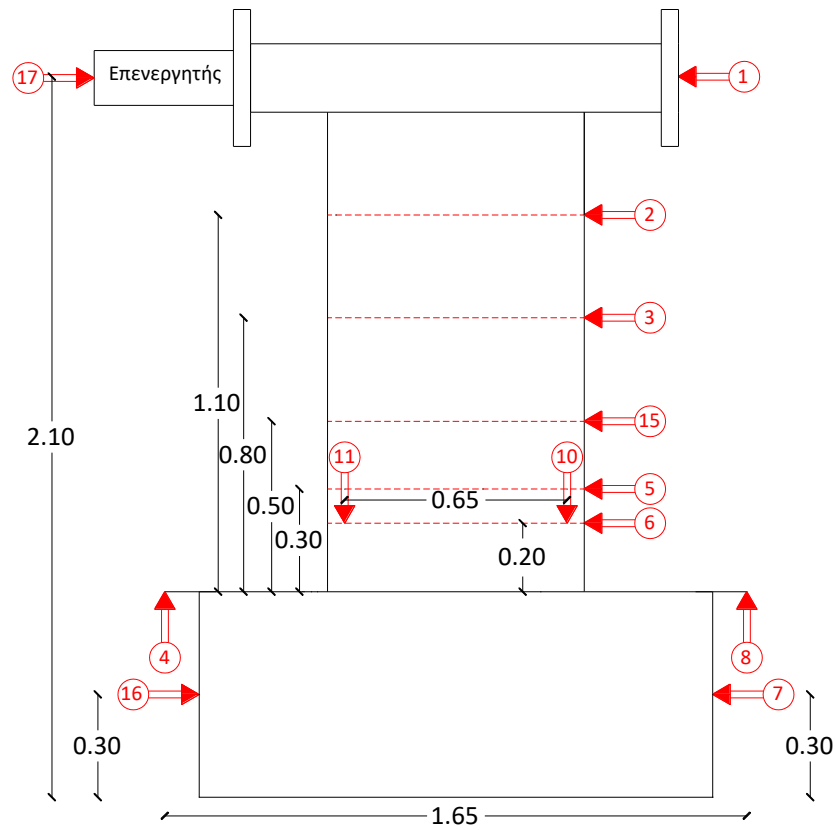


(α) Μπροστά Όψη

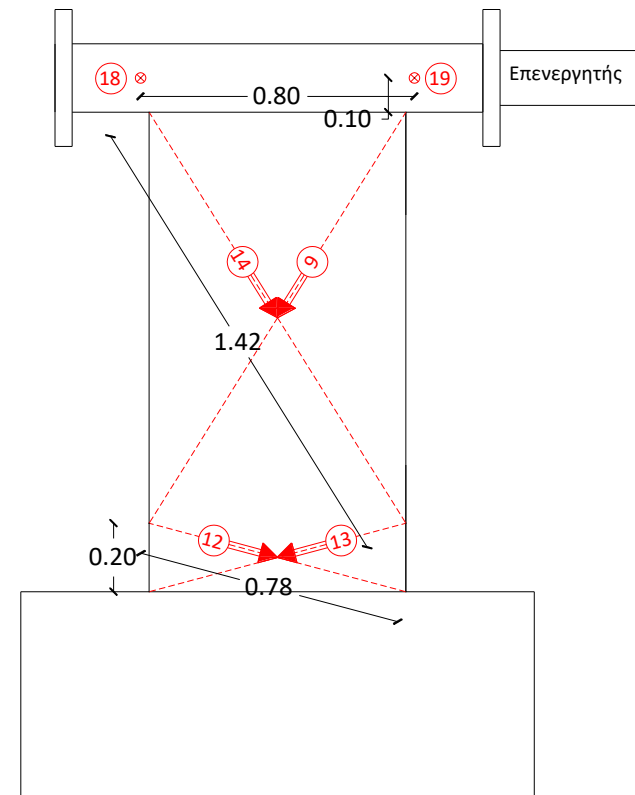


(β) Πίσω Όψη

Σχήμα Α.24 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W₁₂-SS

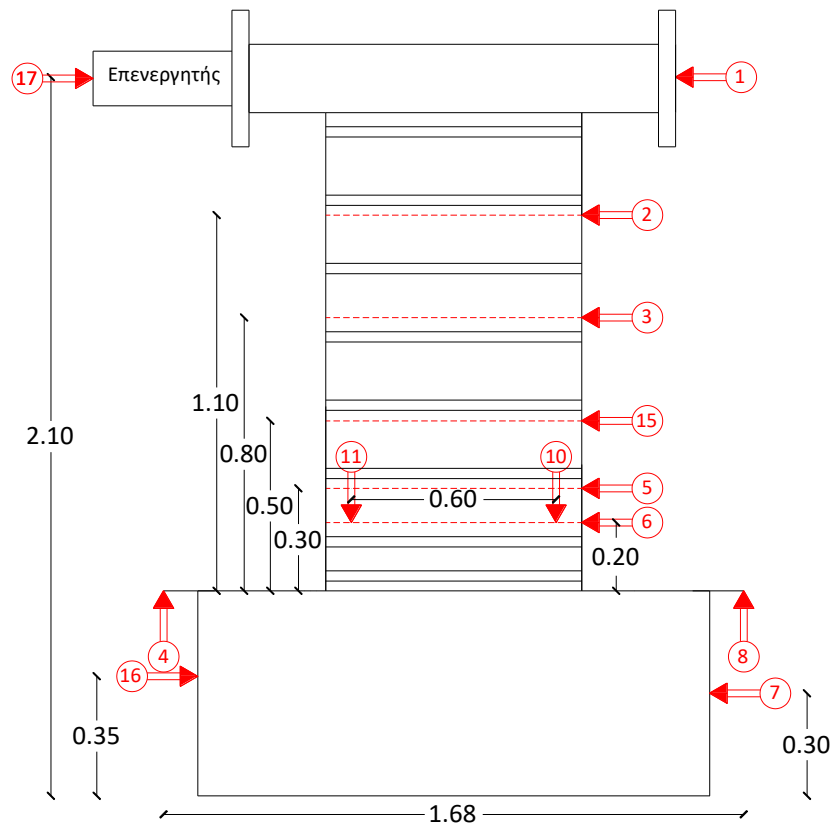


(α) Μπροστά Όψη

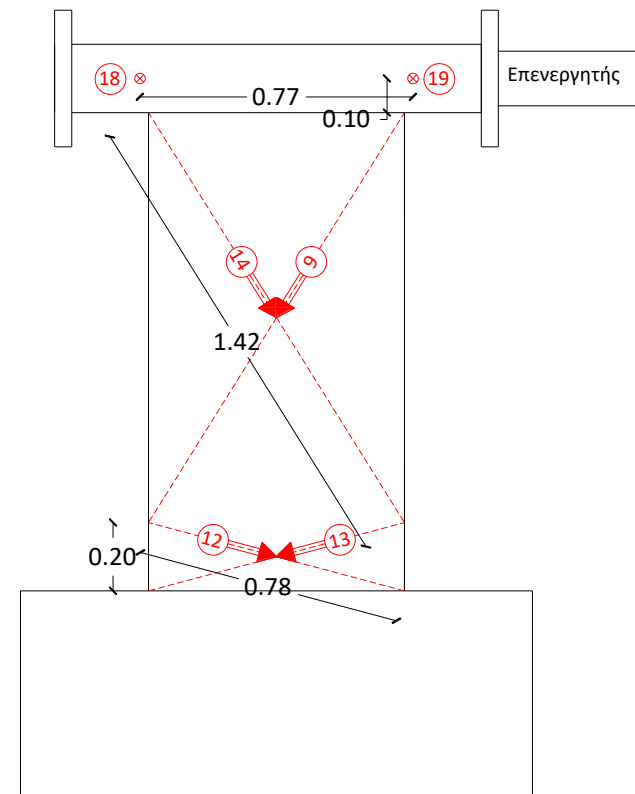


(β) Πίσω Όψη

Σχήμα Α.25 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W_{13}

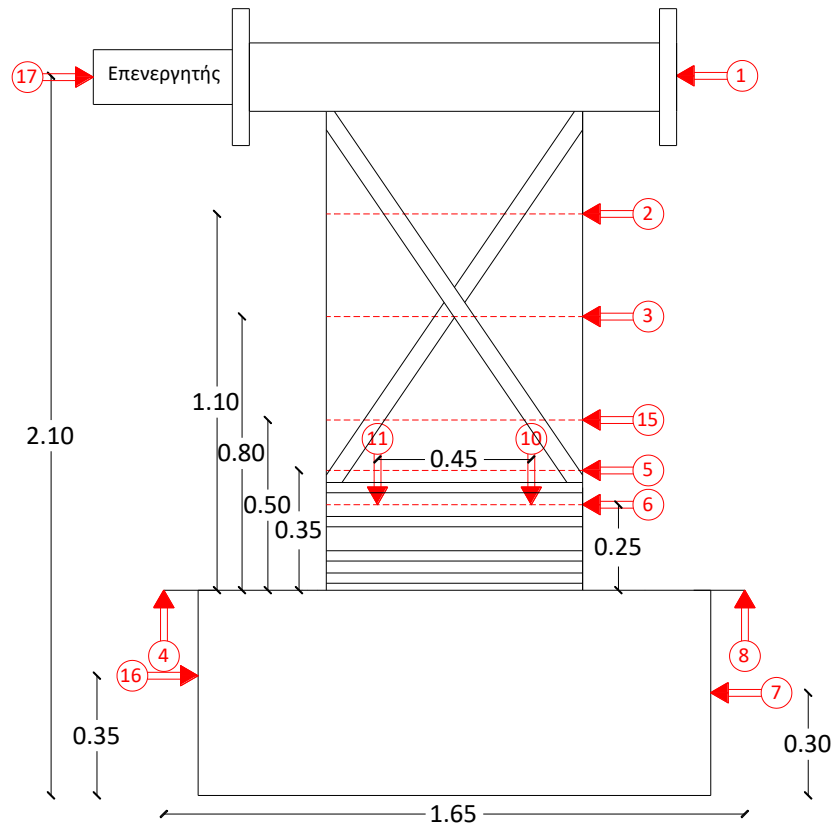


(α) Μπροστά Όψη

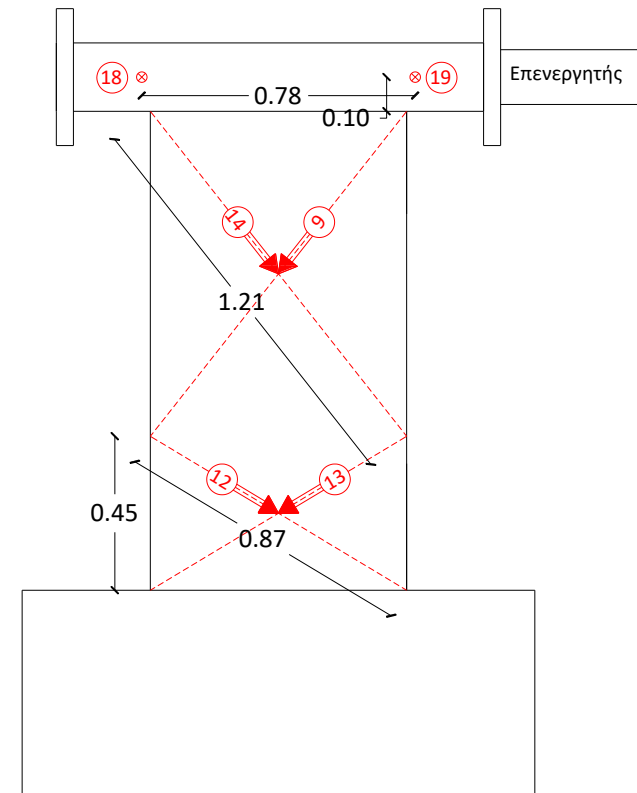


(β) Πίσω Όψη

Σχήμα Α.26 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W₁₄-SS

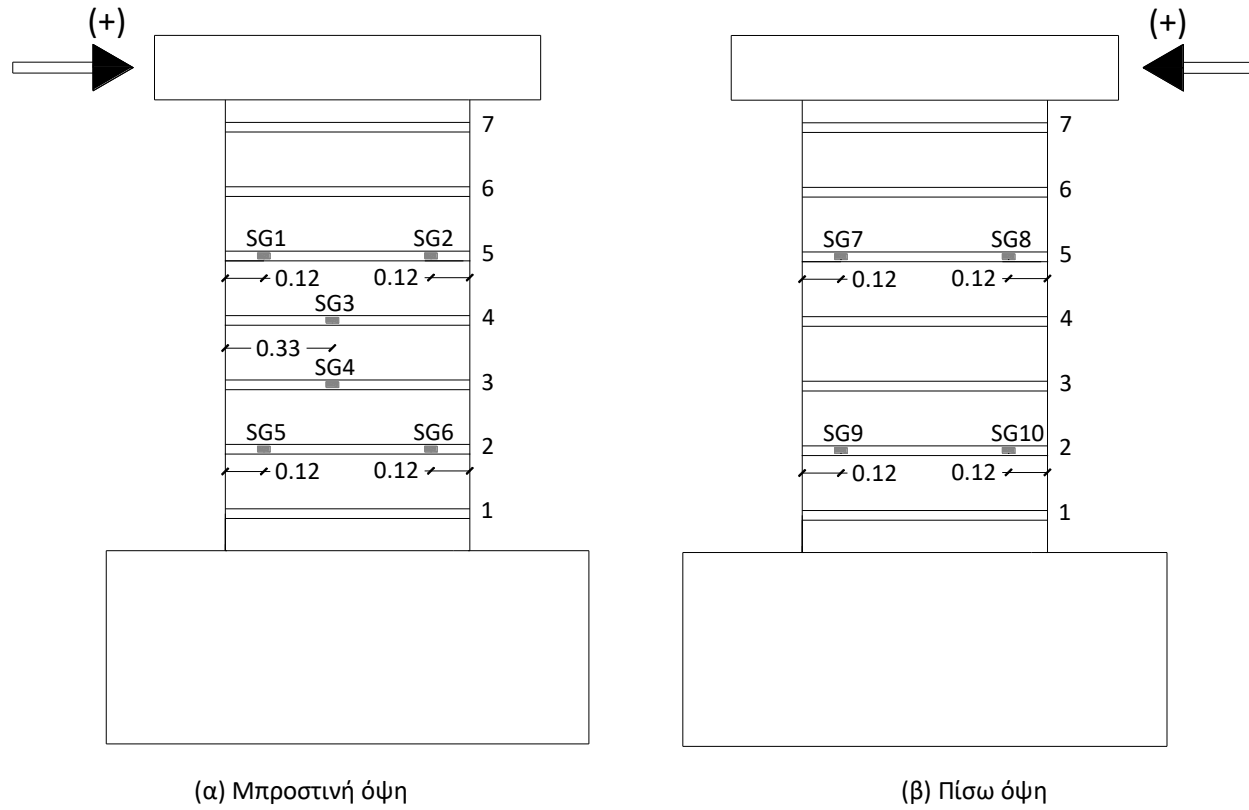


(α) Μπροστά Όψη

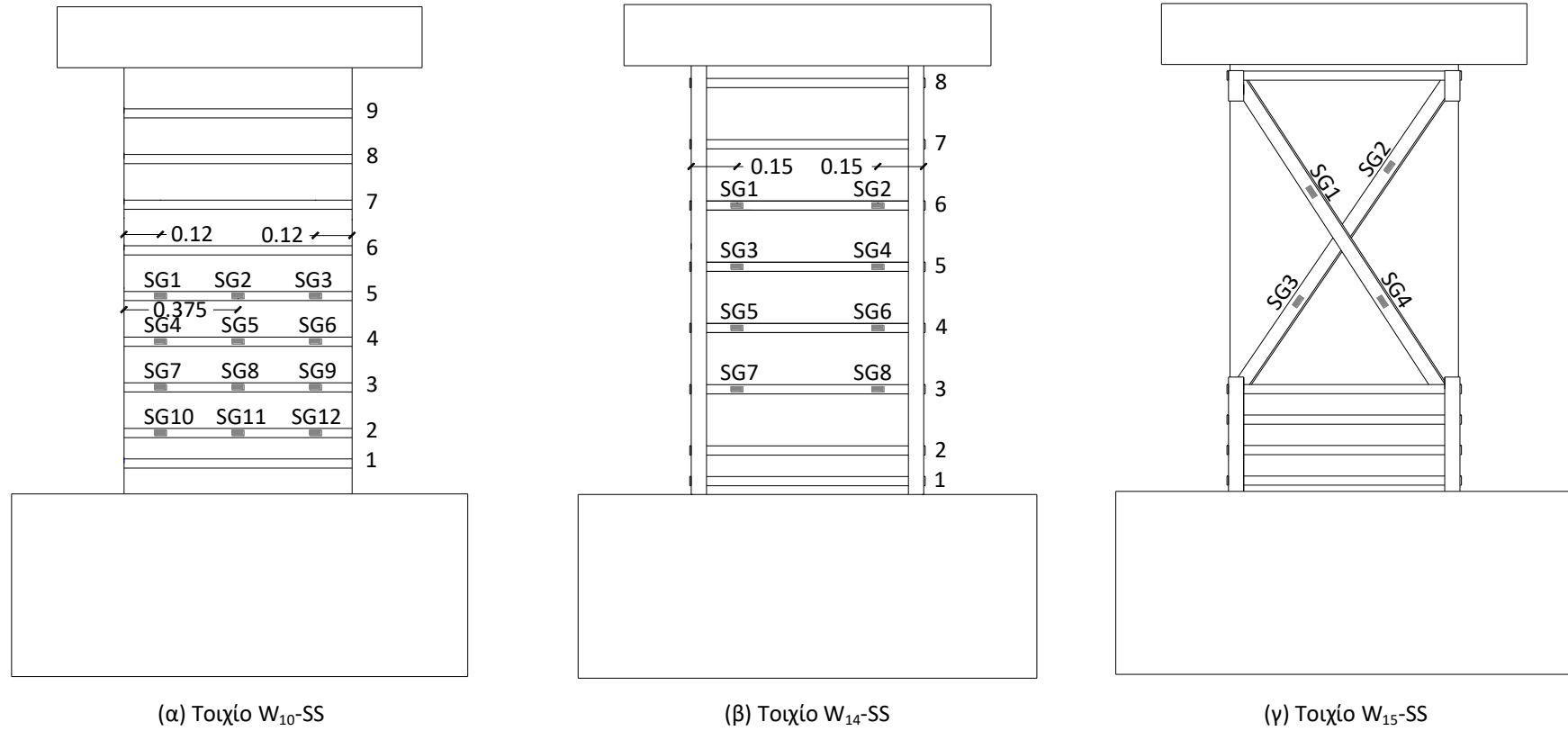


(β) Πίσω Όψη

Σχήμα Α.27 Διάταξη βελομέτρων – Δοκίμιο W₁₅-SS



Σχήμα Α.28 Διάταξη strain-gauges – Δοκίμιο W_g-SS

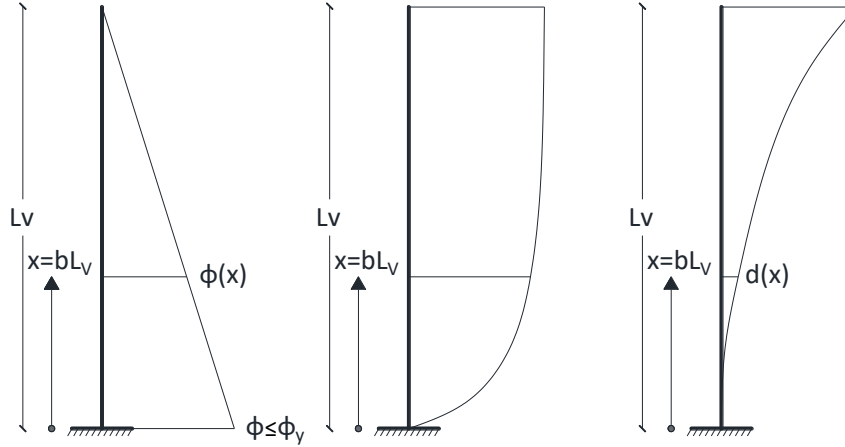


Σχήμα Α.29 Διάταξη strain-gauges – Δοκίμια W_{10-SS} , W_{14-SS} , W_{15-SS}

Παράρτημα Β

Παραμορφώσεις προβόλου λόγω κάμψης - Υπολογισμός Συντελεστή καμπυλότητας α

(α) Πριν την διαρροή



Σχήμα Β.1 Κατανομή καμπυλότητας, στροφής και μετατόπισης καθ' ύψος μέχρι την διαρροή

Για καμπυλότητα στην βάση του τοιχείου $\phi \leq \phi_y$ η τριγωνική κατανομή της καμπυλότητας καθ' ύψος του τοιχείου δίνεται από την σχέση:

$$\phi(x) = -\frac{\phi}{L_v} x + \phi \quad (B.1)$$

Η στροφή, $\theta(x)$, καθ' ύψος του τοιχείου δίνεται από την σχέση:

$$\theta(x) = \int_0^x \phi(x) dx = -\frac{\phi}{2L_v} x^2 + \phi x \quad (B.2)$$

και η μετατόπιση, $d(x)$, καθ' ύψος του τοιχείου δίνεται από την σχέση:

$$\delta(x) = \int_0^x \theta(x) dx = -\frac{\phi}{6L_v} x^3 + \phi \frac{x^2}{2} \quad (B.3)$$

Σε ύψος, $x=b \cdot L_v$, από την βάση συνδυάζοντας τις Εξισώσεις Β.2 και Β.3 η μετατόπιση $d(x)$ παίρνει την μορφή:

$$\delta(x) = \frac{1}{3} \frac{3-b}{2-b} \theta(x) x \quad (B.4)$$

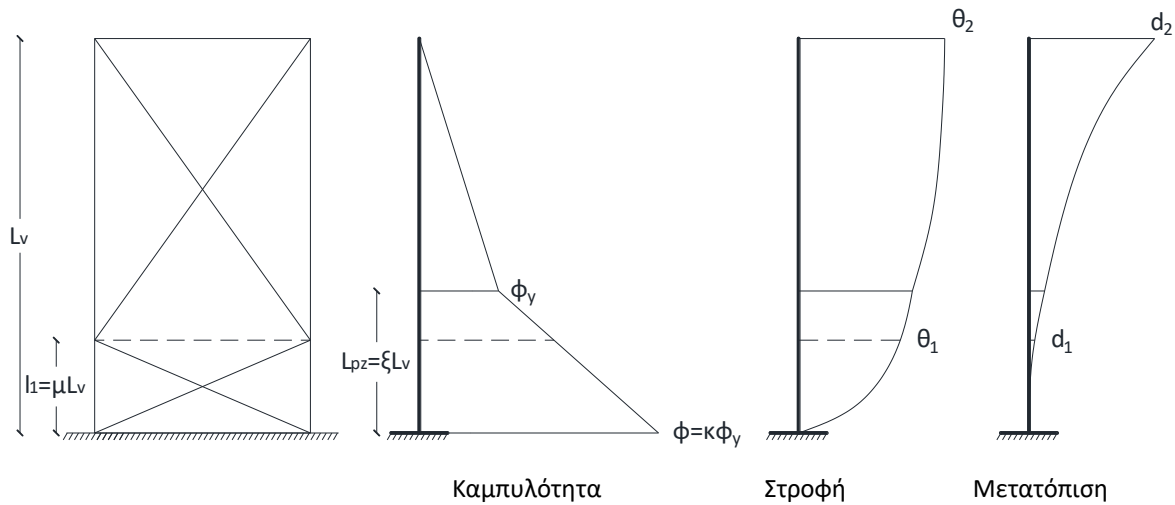
και επομένως η παράμετρος α έχει την τιμή:

$$\alpha = \frac{1}{3} \frac{3-b}{2-b} \quad (B.5)$$

Για $x=L_v$ ($b=1$) ο συντελεστής α ισούται με $\alpha=0.67$, δηλαδή η τιμή που αναμενόταν για τριγωνική κατανομή.

(β) Μετά την διαρροή

β1) Τριγωνική κατανομή εντός πλαστικής περιοχής



Σχήμα Β.2 Κατανομή καμπυλότητας, στροφής και μετατόπισης μετά την διαρροή – Τριγωνική κατανομή

Για καμπυλότητα στην βάση του τοιχίου $\phi > \phi_y$ η κατανομή της καμπυλότητας καθ' ύψος του τοιχίου δίνεται από την σχέση:

$$\phi(x) = \frac{\phi_y - \phi}{L_{pz}} x + \phi \quad \text{για } 0 \leq x \leq L_{pz} \quad (\text{B.6}\alpha)$$

$$\phi(x) = \frac{\phi_y}{L_V - L_{pz}} x + \frac{\phi_y L_{pz}}{L_V - L_{pz}} + \phi_y \quad \text{για } L_{pz} \leq x \leq L_V \quad (\text{B.6}\beta)$$

Η στροφή $\theta(x)$, καθ' ύψος του τοιχίου δίνεται από την σχέση:

$$\theta(x) = \int_0^x \phi(x) dx = \frac{\phi_y - \phi}{2L_{pz}} x^2 + \phi x \quad \text{για } 0 \leq x \leq L_{pz} \quad (\text{B.7}\alpha)$$

$$\begin{aligned} \theta(x) &= \int_0^{L_{pz}} \phi(x) dx + \int_{L_{pz}}^x \phi(x) dx = \\ &= \frac{1}{2} (\phi + \phi_y) L_{pz} - \phi_y L_{pz} - \frac{\phi_y}{L_V - L_{pz}} \frac{x^2}{2} - \frac{\phi_y}{L_V - L_{pz}} \frac{L_{pz}^2}{2} + \frac{\phi_y L_{pz}}{L_V - L_{pz}} x + \phi_y x \quad \text{για } L_{pz} \leq x \leq L_V \end{aligned} \quad (\text{B.7}\beta)$$

και η μετατόπιση, $\delta(x)$, καθ' ύψος του τοιχίου δίνεται από την σχέση:

$$\delta(x) = \int_0^x \theta(x) dx = \frac{\phi_y - \phi}{6L_{pz}} x^3 + \phi \frac{x^2}{2} \quad \text{για } 0 \leq x \leq L_{pz} \quad (\text{B.8}\alpha)$$

$$\delta(x) = \int_0^{L_{pz}} \theta(x) dx + \int_{L_{pz}}^x \theta(x) dx =$$

$$= \frac{L_{pz}^2}{6} (\phi_y + 2\phi) + \frac{1}{2} \phi L_{pz} x - \frac{1}{2} \phi_y L_{pz} x - \frac{1}{2} \phi L_{pz}^2 + \phi_y \frac{x^2}{2} - \frac{\phi_y}{6(L_V - L_{pz})} (x - L_{pz})^3 \quad \text{για } L_{pz} \leq x \leq L_V \quad (\text{B.8}\beta)$$

Θεωρώντας ότι $l_1 = \mu L_V$, $L_{pz} = \xi L_V$ και $\phi = \kappa \phi_y$, στην θέση μέτρησης του κάτω τμήματος $x = l_1 = \xi L_V$ η στροφή θ_1 και η μετατόπιση δ_1 με βάση τις εξισώσεις Β.7α και Β.8α αντίστοιχα ισούνται με:

$$\theta_1 = \frac{(1-\kappa)\mu + 2\xi\kappa}{2\xi} \phi_y l_1 = A_1 \phi_y l_1 \quad (\text{B.9})$$

$$\delta_1 = \frac{(1-\kappa)\mu + 3\xi\kappa}{6\xi} \phi_y l_1^2 = B_1 \phi_y l_1^2 \quad (\text{B.10})$$

Διαιρώντας την Εξ.Β.9 με την Εξ.Β.8 προκύπτει:

$$\delta_1 = \frac{B_1}{A_1} \theta_1 l_1 \quad (\text{B.11})$$

Επομένως:

$$\alpha_1 = \frac{B_1}{A_1} \quad (\text{B.12})$$

Στην κορυφή του τοιχίου $x = L_V$ η στροφή θ_2 και η μετατόπιση δ_2 με βάση τις εξισώσεις Β.7β και Β.8β αντίστοιχα ισούνται με:

$$\theta_2 = \frac{1}{2} (\kappa\xi + 1) \phi_y L_V = A_2 \phi_y L_V \quad (\text{B.13})$$

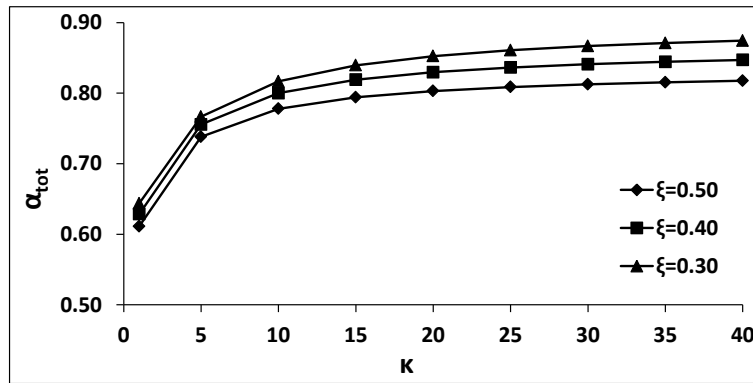
$$\delta_2 = \frac{1}{6} (-\kappa\xi^2 + 3\xi\kappa - \xi + 2) \phi_y L_V^2 = B_2 \phi_y L_V^2 \quad (\text{B.14})$$

Διαιρώντας την Εξ.Β.14 με την Εξ.Β.13 προκύπτει:

$$\delta_2 = \frac{B_2}{A_2} \theta_2 L_V \quad (\text{B.15})$$

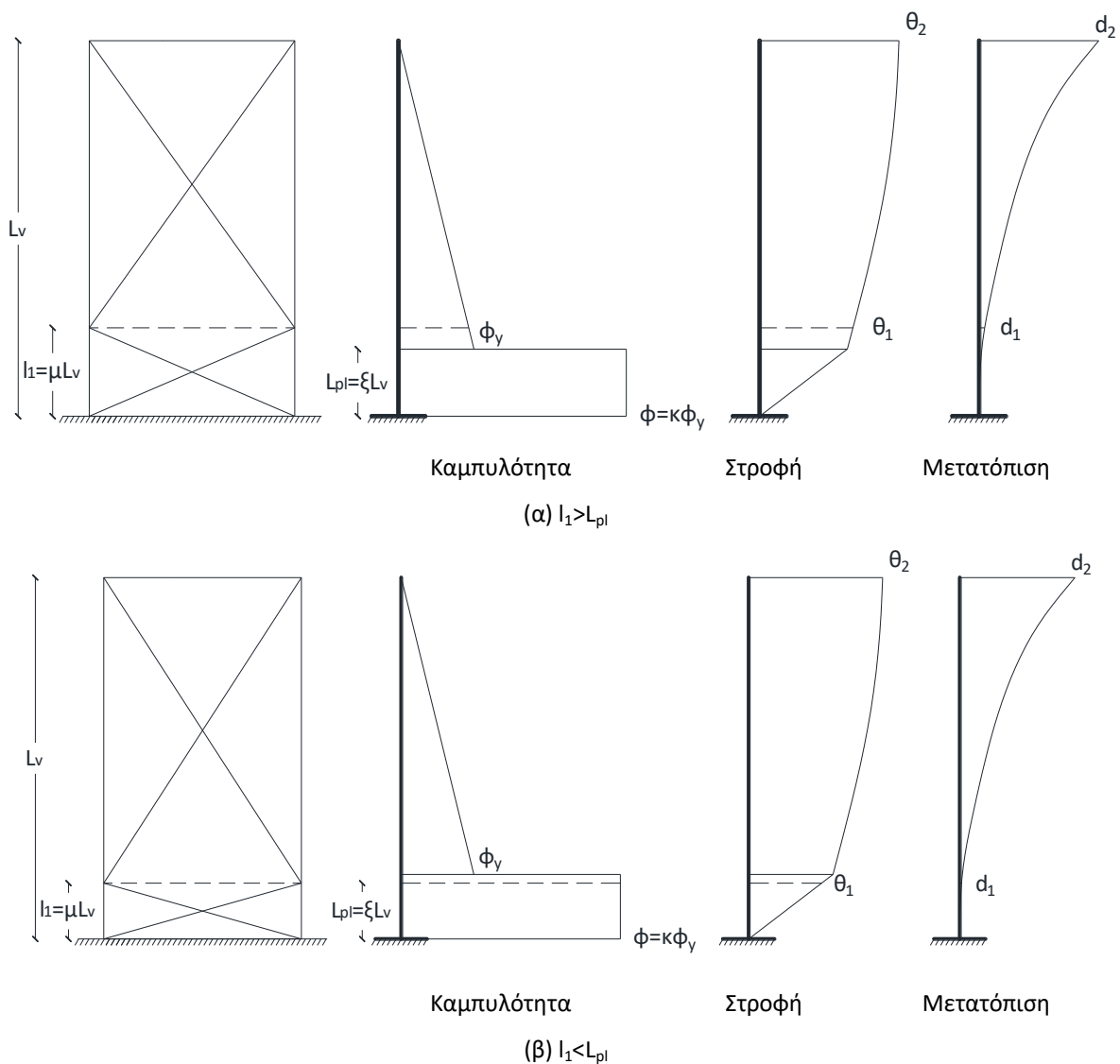
Επομένως:

$$\alpha_{\text{tot}} = \frac{B_2}{A_2} \quad (\text{B.16})$$



Σχήμα Β.3 Διακύμανση της παραμέτρου α συναρτήσει της παραμέτρου κ

β2) Ορθογωνική κατανομή εντός πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα Β.4 Κατανομή καμπυλότητας, στροφής και μετατόπισης μετά την διαρροή – Ορθογωνική κατανομή

Για καμπυλότητα στην βάση του τοιχείου $\phi > \phi_y$ η κατανομή της καμπυλότητας καθ' ύψος του τοιχείου δίνεται από την σχέση:

$$\phi(x)=\phi \quad \text{για } 0 \leq x \leq L_{pl} \quad (\text{B.17}\alpha)$$

$$\phi(x) = -\frac{\phi_y}{L_V - L_{pl}}x + \frac{\phi_y}{L_V - L_{pl}}L_V \quad \text{για } L_{pl} \leq x \leq L_V \quad (\text{B.17}\beta)$$

Η στροφή $\theta(x)$, καθ' ύψος του τοιχίου δίνεται από την σχέση:

$$\theta(x) = \int_0^x \phi(x)dx = \phi x \quad \text{για } 0 \leq x \leq L_{pl} \quad (\text{B.18}\alpha)$$

$$\begin{aligned} \theta(x) &= \int_0^{L_{pl}} \phi(x)dx + \int_{L_{pl}}^x \phi(x)dx = \\ &= \phi L_{pl} - \frac{\phi_y}{L_V - L_{pl}} \frac{x^2}{2} + \frac{\phi_y L_V}{L_V - L_{pl}} x + \frac{\phi_y}{L_V - L_{pl}} \frac{L_{pl}^2}{2} - \frac{\phi_y L_V L_{pl}}{L_V - L_{pl}} \quad \text{για } L_{pl} \leq x \leq L_V \end{aligned} \quad (\text{B.18}\beta)$$

και η μετατόπιση, $\delta(x)$, καθ' ύψος του τοιχίου δίνεται από την σχέση:

$$\delta(x) = \int_0^x \theta(x)dx = \phi \frac{x^2}{2} \quad \text{για } 0 \leq x \leq L_{pl} \quad (\text{B.19}\alpha)$$

$$\begin{aligned} \delta(x) &= \int_0^{L_{pl}} \theta(x)dx + \int_{L_{pl}}^x \theta(x)dx = \\ &= \phi \frac{L_{pl}^2}{2} + \phi L_{pl} x - \phi L_{pl}^2 + \\ &+ \frac{\phi_y}{6(L_V - L_{pl})} (-x^3 + L_{pl}^3 + 3x^2 L_V - 3L_V L_{pl}^2 + 3L_{pl}^2 x - 3L_{pl}^3 - 6L_V L_{pl} x + 6L_V L_{pl}^2) \quad \text{για } L_{pl} \leq x \leq L_V \end{aligned} \quad (\text{B.19}\beta)$$

Για την ορθογωνική κατανομή καμπυλότητας εντός του μήκους πλαστικής άρθρωσης διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

- Αν $l_1 \leq L_{pl}$

Θεωρώντας ότι $l_1 = \mu L_V$, $L_{pl} = \xi L_V$ και $\phi = \kappa \phi_y$, στην θέση μέτρησης του κάτω τμήματος $x = l_1 = \leq L_{pl}$ η στροφή θ_1 και η μετατόπιση δ_1 με βάση τις εξισώσεις B.18α και B.19α αντίστοιχα ισούνται με:

$$\theta_1 = \kappa \phi_y l_1 \quad (\text{B.20})$$

$$\delta_1 = \frac{1}{2} \kappa \phi_y l_1^2 \quad (\text{B.21})$$

Διαιρώντας την Εξ. B.21 με την Εξ. B.20 προκύπτει:

$$\delta_1 = \frac{1}{2} \theta_1 l_1 \quad (\text{B.22})$$

Επομένως:

$$\alpha_1 = \frac{1}{2} \quad (\text{B.23})$$

Στην κορυφή του τοιχίου $x=L_V$ η στροφή θ_2 και η μετατόπιση δ_2 με βάση τις εξισώσεις B.18β και B.19β αντίστοιχα ισούνται με:

$$\theta_2 = \left(\kappa\xi - \xi + \frac{1}{2} \right) \phi_{yL_V} = A_2 \phi_{yL_V} \quad (\text{B.24})$$

$$\delta_2 = \left(\frac{1}{3} \xi^2 - \frac{1}{2} \kappa\xi^2 - \frac{2}{3} \xi + \kappa\xi + \frac{1}{3} \right) \phi_{yL_V}^2 = B_2 \phi_{yL_V}^2 \quad (\text{B.25})$$

Διαιρώντας την Εξ. B.25 με την Εξ. B.24 προκύπτει:

$$\delta_2 = \frac{B_2}{A_2} \theta_2 L_V \quad (\text{B.26})$$

Επομένως:

$$\alpha_{\text{tot}} = \frac{B_2}{A_2} \quad (\text{B.27})$$

- $A_V I_1 > L_{pl}$

Θεωρώντας ότι $l_1 = \mu L_V$, $L_{pl} = \xi L_V$ και $\phi = \kappa \phi_y$, στην θέση μέτρησης του κάτω τμήματος $x=l_1 < L_{pl}$ η στροφή θ_1 και η μετατόπιση δ_1 με βάση τις εξισώσεις B.18β και B.19β αντίστοιχα ισούνται με:

$$\theta_1 = \frac{2(1-\xi)\kappa\xi - \mu^2 + 2\mu + \xi^2 - 2\xi}{2(1-\xi)\mu} \phi_{yl_1} = A_1 \phi_{yl_1} \quad (\text{B.28})$$

$$\delta_1 = \frac{\frac{1}{2} \kappa\xi^2 + \kappa\xi\mu - \kappa\xi^2 + \frac{(-2\xi^3 + 3\xi^2 + 3\xi^2\mu - 6\xi\mu + 3\mu^2 - \mu^3)}{6(1-\xi)}}{\mu^2} \phi_{yl_1}^2 = \phi_{yl_1}^2 \quad (\text{B.29})$$

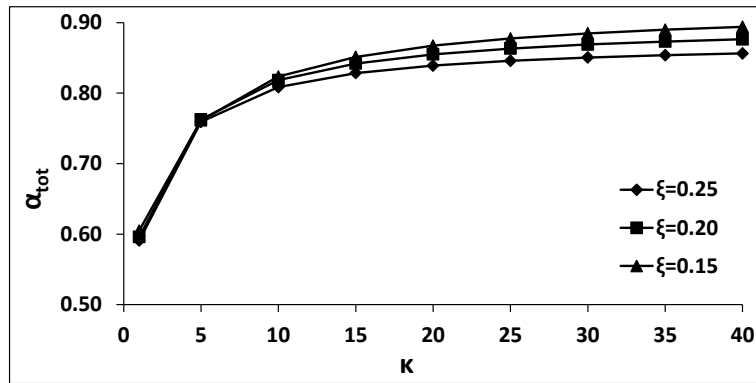
Διαιρώντας την Εξ. B.29 με την Εξ. B.28 προκύπτει:

$$\delta_1 = \frac{A_1}{B_1} \theta_1 l_1 \quad (\text{B.30})$$

Επομένως:

$$\alpha_1 = \frac{A_1}{B_1} \quad (\text{B.31})$$

Στην κορυφή του τοιχίου $x=L_V$ η στροφή θ_2 και η μετατόπιση δ_2 και ο συντελεστής καμπυλότητας, α , δίνονται από τις Εξισώσεις B.24 και B.25.



Σχήμα Β.5 Διακύμανση της παραμέτρου α συναρτήσει της παραμέτρου κ στην κορυφή του τοιχίου

Παράρτημα Γ

Κώδικες OpenSees

Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων – Παράδειγμα για το τοίχιο W₇

```
#----- Wall W7 -----
wipe
source MomentCurvature.tcl
# EC8
#units m, kN, sec
#
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3
# DATA FOR UNCONFINED COVER CONCRETE - Kent and Park
set fpc1 31120.0
set epsc01 0.002
set fpcu1 0.0
set epscu1 0.00485
# DATA FOR UNCONFINED CORE CONCRETE - EC8
set fpc2 31120.0
set epsc02 0.002
set fpcu2 6220.0
set epscu2 0.0127
#DATA FOR CONCRETE CONFINED - EC8
set fpcc 42940.0
set epsc0c 0.0058
set fpccuc 8590.0
set epscuc 0.1332
# DATA FOR STEEL f10
set fy1 604190.0
set fu1 704760.0
set Es1 200000000.0
set Esh1 2719000.0
set esh1 0.0262
set eult1 0.101
set lsr1 5.00
set alpha1 0.78
# DATA FOR STEEL f8
set fy2 588340.0
set fu2 680910.0
set Es2 200000000.0
set Esh2 3081000.0
set esh2 0.0281
set eult2 0.0882
set lsr2 15.0
set alpha2 0.77
#
#COVER CONCRETE
uniaxialMaterial Concrete01 1 -$fpc1 -$epsc01 -$fpcu1 -$epscu1
#CORE CONCRETE
uniaxialMaterial Concrete01 2 -$fpc2 -$epsc02 -$fpcu2 -$epscu2
#CONFINED CONCRETE
uniaxialMaterial Concrete01 3 -$fpcc -$epsc0c -$fpccuc -$epscuc
#STEEL-F10
uniaxialMaterial ReinforcingSteel 4 $fy1 $fu1 $Es1 $Esh1 $esh1 $eult1 -DMBuck $lsr1 $alpha1
#STEEL-F8
uniaxialMaterial ReinforcingSteel 5 $fy2 $fu2 $Es2 $Esh2 $esh2 $eult2;# -DMBuck $lsr2 $alpha2
#Cross-section geometry#
set sectag 1
#
section Fiber 1 {
  patch quad 1 1 10 -0.375 0.0625 -0.375 -0.0625 -0.347 -0.0625 -0.347 0.0625; #1
  patch quad 3 1 100 -0.347 0.0375 -0.347 -0.0375 -0.187 -0.0375 -0.187 0.0375; #2
```



```

patch quad 1 1 100 -0.347 0.0625 -0.347 0.0375 -0.187 0.0375 -0.187 0.0625; #3
patch quad 1 1 100 -0.347 -0.0375 -0.347 -0.0625 -0.187 -0.0625 -0.187 -0.0375; #4
patch quad 2 1 200 -0.187 0.0375 -0.187 -0.0375 0.187 -0.0375 0.187 0.0375; #5
patch quad 1 1 200 -0.187 0.0625 -0.187 0.0375 0.187 0.0375 0.187 0.0625; #6
patch quad 1 1 200 -0.187 -0.0375 -0.187 -0.0625 0.187 -0.0625 0.187 -0.0375; #7
patch quad 3 1 100 0.187 0.0375 0.187 -0.0375 0.347 -0.0375 0.347 0.0375; #8
patch quad 1 1 100 0.187 0.0625 0.187 0.0375 0.347 0.0375 0.347 0.0625; #9
patch quad 1 1 100 0.187 -0.0375 0.187 -0.0625 0.347 -0.0625 0.347 -0.0375; #10
patch quad 1 1 10 0.347 0.0625 0.347 -0.0625 0.375 -0.0625 0.375 0.0625; #11
layer straight 4 3 0.0000785 -0.3470 0.0375 -0.1870 0.0375; #ls1
layer straight 4 3 0.0000785 -0.3470 -0.0375 -0.1870 -0.0375; #ls2
layer straight 4 3 0.0000785 0.1870 0.0375 0.3470 0.0375; #ls3
layer straight 4 3 0.0000785 0.1870 -0.0375 0.3470 -0.0375; #ls4
layer straight 5 4 0.00005024 -0.1122 0.0385 0.1122 0.0385; #ls5
layer straight 5 4 0.00005024 -0.1122 -0.0385 0.1122 -0.0385; #ls6
}
#Moment-Curvature calculation - MomentCurvature.tcl#
#
set P 0
puts " Analysis for axial load $P kN"
set maxK 0.5
set numIncr 2000
MomentCurvature $sectag $P $maxK $numIncr
#
puts "finish section analysis"
#-----

#----- MomentCurvature.tcl file -----
proc MomentCurvature {secTag axialLoad maxK numIncr} {
# nodes
node 1 0.0 0.0
node 2 0.0 0.0
fix 1 1 1 1
fix 2 0 1 0
# element
#
ndI ndJ secTag
element zeroLengthSection 1 1 2 $secTag
# recorders
recorder Node -file section_M_1_r_W7.out -time -node 2 -dof 3 disp
recorder Element -file element_Global_Forces_W7.out -time -ele 1 force
recorder Element -file element_epsilon_W7.out -time -ele 1 deformation
#
recorder Element -file fiber_stress_strain_concrete1.out -time -ele 1 section fiber -0.375 0.0 1 stressStrain
recorder Element -file fiber_stress_strain_concrete2.out -time -ele 1 section fiber 0.375 0.0 1 stressStrain
#
recorder Element -file fiber_stress_strain_steel_layer1.out -time -ele 1 section fiber -0.347 0.0375 4 stressStrain
recorder Element -file fiber_stress_strain_steel_layer10.out -time -ele 1 section fiber 0.347 0.0375 4 stressStrain
#
# axial load
pattern Plain 1 Constant {
load 2 $axialLoad 0.0 0.0
}
#moment load
pattern Plain 2 Linear {
load 2 0.0 0.0 1.0
}
#analysis parameters
integrator LoadControl 0.01
system BandGeneral
test NormDispIncr 1.0e-3 200 1
numberer RCM

```

```
constraints Plain
algorithm Newton
analysis Static
analyze 100
#curvature increment
set dK [expr $maxK/$numIncr]
#                               $node $dof $incr
integrator DisplacementControl 2 3 $dK
analyze $numIncr
}
#-----
```

FBE – Παράδειγμα για το τοίχιο W7

```
#----- Wall W7 -----
wipe
# EC8,monotonic
#units m, kN, sec
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3
#
# DATA FOR UNCONFINED COVER CONCRETE - Kent and Park
set fpc1 31120.0
set epsc01 0.002
set fpcu1 0.0
set epscu1 0.00485
# DATA FOR UNCONFINED CORE CONCRETE - EC8
set fpc2 31120.0
set epsc02 0.002
set fpcu2 6220.0
set epscu2 0.0127
#set lambda2 0.5
#set ft2 1570.0
#set Ets2 1674000.0
#DATA FOR CONCRETE CONFINED - EC8
set fpcc 42940.0
set epsc0c 0.0058
set fpcc 8590.0
set epscuc 0.1332
#set lambdac 1
#set ftc 1570.0
#set Ets 1674000.0
# DATA FOR STEEL f10
set fy1 604190.0
set fu1 704760.0
set Es1 200000000.0
set Esh1 2719000.0
set esh1 0.0262
set eult1 0.101
set lsr1 5.00
set alpha1 0.78
# DATA FOR STEEL f8
set fy2 588340.0
set fu2 680910.0
set Es2 200000000.0
set Esh2 3081000.0
set esh2 0.0281
set eult2 0.0882
set lsr2 15.0
set alpha2 0.77
#COVER CONCRETE
uniaxialMaterial Concrete01 1 -$fpc1 -$epsc01 -$fpcu1 -$epscu1
#CORE CONCRETE
```

```

uniaxialMaterial Concrete01 2 -$fpc2 -$eps02 -$fpcu2 -$eps02
#CONFINED CONCRETE
uniaxialMaterial Concrete01 3 -$fpc3 -$eps03 -$fpcu3 -$eps03
#STEEL-F10
uniaxialMaterial ReinforcingSteel 4 $fy1 $fu1 $Es1 $Esh1 $esh1 $eult1 -DMBuck $lsr1 $alpha1
#STEEL-F8
uniaxialMaterial ReinforcingSteel 5 $fy2 $fu2 $Es2 $Esh2 $esh2 $eult2;# -DMBuck $lsr2 $alpha2
#
#Cross-section geometry#
set sectag 1
section Fiber 1 {
  patch quad 1 1 10 -0.375 0.0625 -0.375 -0.0625 -0.347 -0.0625 -0.347 0.0625; #1
  patch quad 3 1 100 -0.347 0.0375 -0.347 -0.0375 -0.187 -0.0375 -0.187 0.0375; #2
  patch quad 1 1 100 -0.347 0.0625 -0.347 0.0375 -0.187 0.0375 -0.187 0.0625; #3
  patch quad 1 1 100 -0.347 -0.0375 -0.347 -0.0625 -0.187 -0.0625 -0.187 -0.0375; #4
  patch quad 2 1 200 -0.187 0.0375 -0.187 -0.0375 0.187 -0.0375 0.187 0.0375; #5
  patch quad 1 1 200 -0.187 0.0625 -0.187 0.0375 0.187 0.0375 0.187 0.0625; #6
  patch quad 1 1 200 -0.187 -0.0375 -0.187 -0.0625 0.187 -0.0625 0.187 -0.0375; #7
  patch quad 3 1 100 0.187 0.0375 0.187 -0.0375 0.347 -0.0375 0.347 0.0375; #8
  patch quad 1 1 100 0.187 0.0625 0.187 0.0375 0.347 0.0375 0.347 0.0625; #9
  patch quad 1 1 100 0.187 -0.0375 0.187 -0.0625 0.347 -0.0625 0.347 -0.0375; #10
  patch quad 1 1 10 0.347 0.0625 0.347 -0.0625 0.375 -0.0625 0.375 0.0625; #11
  layer straight 4 3 0.0000785 -0.3470 0.0375 -0.1870 0.0375; #ls1
  layer straight 4 3 0.0000785 -0.3470 -0.0375 -0.1870 -0.0375; #ls2
  layer straight 4 3 0.0000785 0.1870 0.0375 0.3470 0.0375; #ls3
  layer straight 4 3 0.0000785 0.1870 -0.0375 0.3470 -0.0375; #ls4
  layer straight 5 4 0.00005024 -0.1122 0.0385 0.1122 0.0385; #ls5
  layer straight 5 4 0.00005024 -0.1122 -0.0385 0.1122 -0.0385; #ls6
}
#
#nodes#
node 1 0 0.0
node 2 0 1.50
node 3 0 0.54
#node 4 0 0.80
#node 5 0 1.00
#node 6 0 1.20
fix 1 1 1 1
#
#element definition
geomTransf Linear 1
#
#Force element definition - integration method#
set np1 2;
set np2 3;
#          method name  section  int.points
set integration1 "Lobatto 1 $np1" ;
set integration2 "Lobatto 1 $np2" ;
#          ele_number  node_i  node_j  transformation  integration
element forceBeamColumn 1 1 3 1 $integration1
element forceBeamColumn 2 3 2 1 $integration2
#
#Recorders#
recorder Node -file node_disp2.out -time -node 2 -dof 1 2 3 disp
#
recorder Element -file moment_curvature.out -time -ele 1 section 1 forceAndDeformation
recorder Element -file global_forces_ele1.out -time -ele 1 force
#
recorder Element -file C1.out -time -ele 1 section 1 forceAndDeformation
recorder Element -file C1_2.out -time -ele 1 section 2 forceAndDeformation
recorder Element -file C2.out -time -ele 2 section 1 forceAndDeformation
recorder Element -file C3.out -time -ele 2 section 2 forceAndDeformation
recorder Element -file C4.out -time -ele 2 section 3 forceAndDeformation

```

```
#
recorder Element -file fiber_stress_strain_concrete_1.out -time -ele 1 section fiber -0.375 0.0 1 stressStrain
recorder Element -file fiber_stress_strain_concrete_2.out -time -ele 1 section fiber 0.375 0.0 1 stressStrain
#
recorder Element -file fiber_stress_strain_steel_layer1.out -time -ele 1 section fiber -0.3470 0.0375 4 stressStrain
recorder Element -file fiber_stress_strain_steel_layer10.out -time -ele 1 section fiber 0.3470 0.0375 4 stressStrain
#
# set lateral load
# Create a Plain load pattern with a Linear TimeSeries
pattern Plain 1 Linear {
  # Create nodal loads at node 2
      # nd FX FY MZ
      load 2 1.0 0.0 0.0
}
#
#Analysis#
system BandGeneral
constraints Transformation
numberer RCM
test NormDisplIncr 1.0e-5 1000 1
algorithm Newton
integrator DisplacementControl 2 1 0.0005
analysis Static
analyze 200
puts "End Analysis"
#-----
```

FSI – Παράδειγμα για το τοιχίο W7

```
#----- Wall_W7-----
wipe;
# EC8, Flexure-Shear Interaction, nInt=10, c=0.5
model basicBuilder -ndm 2 -ndf 3;
#
# DATA FOR UNCONFINED COVER CONCRETE - Kent and Park
set fpc1 31120.0
set epsc01 0.002
set fpcu1 0.0
set epscu1 0.00485
# DATA FOR UNCONFINED CORE CONCRETE - EC8
set fpc2 31120.0
set epsc02 0.002
set fpcu2 6220.0
set epscu2 0.0127
#DATA FOR CONCRETE CONFINED - EC8
set fpc 42940.0
set epsc0c 0.0058
set fpcuc 8590.0
set epscuc 0.1332
# DATA FOR STEEL f10
set fy1 604190.0
set fu1 704760.0
set Es1 200000000.0
set Esh1 2719000.0
set esh1 0.0262
set eult1 0.101
set lsr1 5.00
set alpha1 0.78
# DATA FOR STEEL f8
set fy2 588340.0
set fu2 680910.0
set Es2 200000000.0
```

```

set Esh2 3081000.0
set esh2 0.0281
set eult2 0.0882
set lsr2 15.0
set alpha2 0.77
#
#COVER CONCRETE
uniaxialMaterial Concrete01 1 -$fpc1 -$epsc01 -$fpcu1 -$epscu1
#CORE CONCRETE
uniaxialMaterial Concrete01 2 -$fpc2 -$epsc02 -$fpcu2 -$epscu2
#CONFINED CONCRETE
uniaxialMaterial Concrete01 3 -$fpc3 -$epsc03 -$fpcu3 -$epscu3
#steel#
uniaxialMaterial ReinforcingSteel 1002 $fy1 $fu1 $Es1 $Esh1 $esh1 $eult1 -DMBuck $lsr1 $alpha1; #f10
uniaxialMaterial ReinforcingSteel 1003 $fy2 $fu2 $Es2 $Esh2 $esh2 $eult2;# -DMBuck $lsr2 $alpha2; #f8
#Horizontal Reinforcing steel
uniaxialMaterial Steel01 1004 $fy2 200000000.0 0.00;
#Define cross-section#
set t1 0.125; set NStrip1 4; # thickness 1
set t2 0.125; set NStrip2 6; # thickness 2
set t3 0.125; set NStrip3 4; # thickness 3
#
geomTransf LinearInt 1
set nplnt 2; # int. points
set C 0.5; # center of rotation
#
#section definition
section FiberInt 1 -NStrip $NStrip1 $t1 $NStrip2 $t2 $NStrip3 $t3 {
#
#vertical fibers
fiber -0.3675 0.0 0.0019 1; #strip 1
fiber -0.3470 0.0 0.0012 1; fiber -0.3470 0.0 0.0019 3; fiber -0.3470 0.0 0.00015700 1002; #strip 2
fiber -0.2670 0.0 0.0066 1; fiber -0.2670 0.0 0.0101 3; fiber -0.2670 0.0 0.00015700 1002; #strip 3
fiber -0.1870 0.0 0.0014 1; fiber -0.1870 0.0 0.0019 3; fiber -0.1870 0.0 0.00015700 1002; #strip 4
fiber -0.1618 0.0 0.0012 1; fiber -0.1618 0.0 0.0018 2; #strip 5
fiber -0.1122 0.0 0.0038 1; fiber -0.1122 0.0 0.0056 2; fiber -0.1122 0.0 0.00010048 1003; #strip 6
fiber -0.0374 0.0 0.0038 1; fiber -0.0374 0.0 0.0056 2; fiber -0.0374 0.0 0.00010048 1003; #strip 7
fiber 0.0374 0.0 0.0038 1; fiber 0.0374 0.0 0.0056 2; fiber 0.0374 0.0 0.00010048 1003; #strip 8
fiber 0.1122 0.0 0.0038 1; fiber 0.1122 0.0 0.0056 2; fiber 0.1122 0.0 0.00010048 1003; #strip 9
fiber 0.1618 0.0 0.0012 1; fiber 0.1618 0.0 0.0018 2; #strip 10
fiber 0.1870 0.0 0.0014 1; fiber 0.1870 0.0 0.0019 3; fiber 0.1870 0.0 0.00015700 1002; #strip 11
fiber 0.2670 0.0 0.0066 1; fiber 0.2670 0.0 0.0101 3; fiber 0.2670 0.0 0.00015700 1002; #strip 12
fiber 0.3470 0.0 0.0012 1; fiber 0.3470 0.0 0.0019 3; fiber 0.3470 0.0 0.00015700 1002; #strip 13
fiber 0.3675 0.0 0.0019 1; #strip 14
#horiz. reinf.
Hfiber 0 0 0.00025120 1004; #2.5x2f8 (at 30 cm)
}
#
#node definition#
node 1 0 0.0
node 2 0 1.50
node 3 0 0.30
node 4 0 0.60
node 5 0 0.90
node 6 0 1.20
fix 1 1 1 1
#
#element definition
element dispBeamColumnInt 1 1 3 $nplnt 1 1 $C
element dispBeamColumnInt 2 3 4 $nplnt 1 1 $C
element dispBeamColumnInt 3 4 5 $nplnt 1 1 $C
element dispBeamColumnInt 4 5 6 $nplnt 1 1 $C
element dispBeamColumnInt 5 6 2 $nplnt 1 1 $C

```

```
#
#Recorders#
recorder Node -file nodeTop.out -time -node 2 -dof 1 disp
#
recorder Element -file elesX1.out -time -ele 1 globalForce
#
recorder Element -file Sect_FandD1bot.out -ele 1 section 1 forceAndDeformation
#
recorder Element -file Sect_eY.out -ele 1 section 1 eY
recorder Element -file Sect_sY.out -ele 1 section 1 sY
#
# set lateral load
#
pattern Plain 2 Linear {
  load 2 1.0 0.0 0.0;
}
#
system BandGeneral;
constraints Transformation;
numberer RCM;
test NormDisplIncr 1.0e-5 1000 1;
algorithm Newton
integrator DisplacementControl 2 1 0.0005
analysis Static
analyze 200
puts "end"
#-----
```