

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ: «ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΠΑΛΑΙΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ
ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ –
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΒΕΛΤΙΩΣΗΣ ΤΗΣ ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗΣ

ΜΑΡΙΑ Ι. ΛΑΓΙΟΥ

Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής **Ιωάννης Τσομπανάκης**

ΧΑΝΙΑ, 2012

Πρόλογος

Η παρούσα διατριβή εκπονήθηκε στο πλαίσιο του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης «Εφαρμοσμένες Επιστήμες & Τεχνολογία» στον Τομέα Μηχανικής υπό την επίβλεψη του Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη. Συγκεκριμένα, μελετήθηκε η βελτίωση της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων μέσω εφαρμογής περίσφιξης με μανδύες Ινοπλισμένων Πολυμερών ως τεχνική ενίσχυσης παλιάς κατασκευής. Τα θέματα με τα οποία ασχολήθηκα στο πλαίσιο της εργασίας αυτής ήταν πολύ ενδιαφέροντα ακαδημαϊκά και ταυτόχρονα αποτελούν σημαντικό επαγγελματικό εφόδιο. Γενικά, το συγκεκριμένο μεταπτυχιακό πρόγραμμα στο σύνολό του διεύρυνε τις γνώσεις μου σε πολλά ζητήματα δομοστατικού μηχανικού τα οποία, ήδη, μου έχουν φανεί πολύ χρήσιμα.

Σε αυτό το σημείο, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα κ. Τσομπανάκη, τόσο για την επιστημονική καθοδήγηση όσο και για τη συνολική υποστήριξη που μου παρείχε όλο αυτό το διάστημα εκπόνησης της εργασίας αυτής. Η ενθάρρυνσή του υπήρξε σε πολλές περιπτώσεις καθοριστική για τη συνέχεια της προσπάθειας. Θα ήθελα, επίσης, να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και τη Λέκτορα κ. Μαρία Σταυρουλάκη για τις παρατηρήσεις τους και τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διατριβής μου, καθώς και όλα τα μέλη ΔΕΠ του Τομέα Μηχανικής για την ευκαιρία που μου έδωσαν να παρακολουθήσω αυτό το πρόγραμμα. Δεν μπορώ να μην αναφέρω και τη Γραμματεία του Τμήματος, η συνεργασία με την οποία υπήρξε άριστη.

Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω το συνάδελφο και συμφοιτητή Ευάγγελο Νιταδωράκη, ο οποίος με βοήθησε όποτε χρειάστηκε με μεγάλη προθυμία, καθώς επίσης τους συναδέλφους Γιώργο Λυρώνη για την πολύτιμη συνεισφορά του και Τάσο Ανδρεαδάκη για τις υποδείξεις του. Δεν ξεχνάω και τη συνάδελφο και συμφοιτήτρια

Σοφία Τραχαλάκη, η οποία με ενθάρρυνε εξ αρχής να παρακολουθήσω το πρόγραμμα, καθώς και τη συνάδελφο Μαρία Ελένη Δασίου για τις συμβουλές της. Τέλος, θέλω να ευχαριστήσω θερμά το σύζυγό μου που μου συμπαραστάθηκε όλο αυτόν τον καιρό και επιπλέον επιμελήθηκε των κειμένων μου, καθώς και τους γονείς μας για την κατανόησή τους.

Κλείνοντας, λυπάμαι που η διαδρομή μου ως φοιτήτρια του μεταπτυχιακού προγράμματος στο Πολυτεχνείο Κρήτης έφτασε στο τέλος, αλλά χαίρομαι για την ευκαιρία που είχα να γνωρίσω αρκετούς αξιόλογους ανθρώπους, τους οποίους εκτιμώ βαθιά.

Χανιά, 01 Νοεμβρίου 2012

Μαρία Ι. Λάγιου

Πίνακας Περιεχομένων

Πρόλογος	i
Πίνακας Περιεχομένων	iii
Περίληψη	x iii
Abstract	x vii
Κεφάλαιο 1^ο – Ενίσχυση Υφιστάμενων Κατασκευών	1
1.1 Εισαγωγή	1
1.2 Διαχρονική καταγραφή υφιστάμενων κατασκευών	1
<i>1.2.1 Κτίρια προγενέστερα του 1959</i>	<i>2</i>
<i>1.2.2 Κτίρια από το 1959 μέχρι το 1985</i>	<i>2</i>
1.2.2.1 Κτίρια της περιόδου 1960 – 1970	3
1.2.2.2 Κτίρια της περιόδου 1970-1985	3
<i>1.2.3 Κτίρια από το 1985 μέχρι το 1995</i>	<i>3</i>
<i>1.2.4 Κτίρια μετά το 1995</i>	<i>4</i>
1.3 Ανεπάρκειες υφιστάμενων κατασκευών πριν το 1980	4
1.3.1 Σχεδιασμός δομικού συστήματος	4
1.3.2 Ποιότητες υλικών	5
1.3.3 Ικανοτικός σχεδιασμός και κατασκευαστικές λεπτομέρειες	5
1.4 Πλαστιμότητα υφιστάμενων κατασκευών	6
1.5 Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κτιρίων – ΚΑΝ.ΕΠΕ.	9

1.6 Ενίσχυση υποστυλωμάτων	12
1.6.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με συμβατικές τεχνικές	12
1.6.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες σύνθετων υλικών	13
1.7 Περίσφιγξη υποστυλωμάτων	14
1.8 Κριτήρια αστοχίας	15
Κεφάλαιο 2^ο – ΚΑΝ.ΕΠΕ.: Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός	17
2.1 Σκοπός και αντικείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.	17
2.2 Βασικές αρχές για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό	18
2.2.1 Στάθμες επιτελεστικότητας	18
2.2.2 Ανάλυση για αποτίμηση και ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών	19
2.2.3 Κύρια ή πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία	20
2.2.4 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης	20
2.3 Διερεύνηση και τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού υφιστάμενου δομήματος	20
2.4 Ανίσωση ασφάλειας	22
2.4.1 Βασικές μεταβλητές ανίσωσης ασφάλειας	23
2.4.1.1 Δράσεις	23
2.4.1.2 Αντοχές	24
2.4.1.3 Συντελεστές ασφάλειας προσομοιώματος	25
2.4.2 Δείκτης συμπεριφοράς	25
2.4.2.1 Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς	25
2.4.2.1 Τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας	26
2.5 Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση	27
2.5.1 Ελαστική στατική ανάλυση	29
2.5.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση	29
2.5.3 Ανελαστική στατική ανάλυση	30
2.5.3.1 Προσομοίωση και ανάλυση	30
2.5.3.2 Στοχευμένη μετακίνηση	32

2.5.4	Ανελαστική δυναμική ανάλυση	35
2.6	Έλεγχοι ασφάλειας	35
2.6.1	Στάθμη επιτελεστικότητας A	36
2.6.2	Στάθμη επιτελεστικότητας B ή Γ	36
2.6.2.1	Ελαστική ανάλυση με χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας	36
2.6.2.2	Ελαστική ανάλυση με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς	37
2.6.2.3	Ανελαστική ανάλυση	37
2.7	Αποτίμηση ικανότητας δομικού στοιχείου	38
2.7.1	Γενικά στοιχεία	38
2.7.2	Προσδιορισμός συμπεριφοράς δομικού στοιχείου	38
2.7.2.1	Οιονεί ελαστικός κλάδος	39
2.7.2.1.1	Αντοχή διαρροής	39
2.7.2.1.2	Παραμόρφωση διαρροής	41
2.7.2.1.3	Τέμνουσα αντοχής διαρροής	44
2.7.2.1.4	Οιονεί ελαστική δυσκαμψία	45
2.7.2.2	Μετελαστικός κλάδος	46
2.7.2.2.1	Παραμορφώσεις αστοχίας μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα	46
2.7.2.3	Διατμητική αντοχή στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος	48
2.7.2.4	Δείκτης πλαστιμότητας σε όρους γωνιών στροφής χορδής	49
2.7.3	Σχόλια επί της μεθοδολογίας και των αποτελεσμάτων	50
2.7.3.1	Μεθοδολογία	50
2.7.3.2	Παραδοχές	51
2.7.3.3	Πλαστικοποίηση διατομής	52
Κεφάλαιο 3^ο	Ινοπλισμένα Σύνθετα Υλικά	53
3.1	Εισαγωγή	53
3.2	Ίνες και μήτρες	55
3.2.1	Ίνες ενίσχυσης	55

3.2.1.1 Ίνες άνθρακα	56
3.2.1.2 Ίνες υάλου	57
3.2.1.3 Οργανικές ίνες	58
3.2.1.4 Αντοχή ινών ενίσχυσης	58
3.2.1.4.1 Ανθεκτικότητα των ινών	58
3.2.1.4.2 Θλιπτική αντοχή των ινών	59
3.2.1.4.3 Θραύση των ινών και ελαστικότητα	59
3.2.2 Μήτρες	60
3.2.2.1 Θερμοσκληρυνόμενες μήτρες	60
3.2.2.2 Θερμοπλαστικές μήτρες	61
3.2.2.3 Αντοχή των θερμοσκληρυνόμενων μητρών	62
3.2.2.3.1 Επίδραση της μεθόδου πολυμερισμού	62
3.2.2.3.2 Επίδραση της θερμοκρασίας στις μήτρες	62
3.2.2.3.3 Ανθεκτικότητα θερμοσκληρυνόμενης μήτρας	64
3.3 Αρχιτεκτονική των ινών	65
3.3.1 Γενικά	65
3.3.2 Μακριές ίνες	65
3.3.2.1 Στρώματα	65
3.3.2.2 Υφασμένες και πλεγμένες ίνες	65
3.3.3 Κοντές ίνες	66
3.3.4 Κενά	67
3.3.5 Προσανατολισμός ινών κατά την επεξεργασία	67
3.4 Ελαστική παραμόρφωση σύνθετων υλικών με μακριές ίνες	67
3.4.1 Αξονική δυσκαμψία	68
3.4.2 Εγκάρσια δυσκαμψία	69
3.4.3 Μέτρο διάτμησης	71
3.4.4 Λόγος Poisson	72
3.5 Ελαστική παραμόρφωση των στρωμάτων	75

3.5.1 Νόμος του Hooke	75
3.5.2 Ελαστικές σταθερές φύλλου σε τυχαία γωνία	76
3.5.3 Ελαστική παραμόρφωση των στρωμάτων	76
3.5.4 Τάσεις και παραμορφώσεις στα στρώματα	77
3.6 Τάσεις και παραμορφώσεις σε σύνθετα με κοντές ίνες	78
3.7 Διεπιφάνεια ίνας και μήτρας	80
3.8 Αντοχή των σύνθετων	81
3.8.1 Τρόποι αστοχίας σε σύνθετα με μακριές ίνες	81
3.8.1.1 Αστοχία σε αξονικό εφελκυσμό	81
3.8.1.2 Αστοχία σε εγκάρσιο εφελκυσμό	84
3.8.1.3 Διατμητική αστοχία	85
3.8.1.4 Αστοχία σε θλίψη	86
3.8.2 Αστοχία φύλλου σε φορτία εκτός άξονα	86
3.8.3 Αντοχή των στρωμάτων	86
3.9 Επίδραση της θερμοκρασίας	86
3.10 Εφαρμογή των ΙΟΠ σε φορείς από ΟΣ	88
3.10.1 Συστήματα εξωτερικά επικολλητών ελασμάτων	91
3.10.2 Τεχνικές ενίσχυσης με ΙΟΠ	92
3.10.3 Πληρωτικά	92
3.10.4 Πρόσθετα	93
3.10.5 Συγκολλητικές ουσίες	93
3.11 Σχεδιασμός για σεισμικές εφαρμογές	94
3.11.1 Ψαθυροί τρόποι αστοχίας	94
3.11.2 Σχηματισμός μαλακού ορόφου	95
3.11.3 Ικανότητα τοπικής στροφής μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα	95
3.11.4 Ικανότητα παραμόρφωσης κατασκευής	95
3.11.5 Ικανοτικός σχεδιασμός	95
3.12 Αστοχία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με υλικά ΙΟΠ	96

3.12.1	<i>Συνάφεια σύνθετων υλικών και σκυροδέματος</i>	96
3.12.2	<i>Μηχανισμοί αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων σε κάμψη με σύνθετα υλικά</i>	96
3.12.2.1	<i>Διαρροή εφελκυσμένου χάλυβα, σύνθλιψη σκυροδέματος</i>	96
3.12.2.2	<i>Διαρροή εφελκυσμένου χάλυβα, θραύση σύνθετων υλικών</i>	96
3.12.2.3	<i>Σύνθλιψη σκυροδέματος</i>	97
3.12.2.4	<i>Διατμητική αστοχία</i>	97
3.12.2.5	<i>Αποκόλληση σε ρωγμή</i>	97
3.12.2.6	<i>Διατμητική αστοχία πέλματος – αποκόλληση της επικάλυψης</i>	97
3.12.2.7	<i>Υποστυλώματα</i>	97
3.12.3	<i>Μηχανισμοί αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων σε διάτμηση με σύνθετα υλικά</i>	98
3.12.3.1	<i>Διατμητική αστοχία με θραύση του ΙΟΠ</i>	98
3.12.3.2	<i>Διατμητική αστοχία χωρίς θραύση του ΙΟΠ</i>	98
3.12.3.3	<i>Διατμητική αστοχία λόγω αποκόλλησης του ΙΟΠ</i>	98
3.12.3	<i>Μηχανισμοί αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων σε περίσφιγξη με σύνθετα υλικά</i>	98
3.12	Τοποθέτηση	99
 Κεφάλαιο 4^ο – Περίσφιγξη Σκυροδέματος		101
4.1	Εισαγωγή	101
4.1.1	<i>Εφαρμογή εξωτερικής περίσφιγξης μέσω ΙΟΠ σε σκυρόδεμα υπό θλίψη</i>	102
4.1.2	<i>Περίσφιγξη υποστυλωμάτων</i>	105
4.2	Περίσφιγξη σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ 2000	106
4.3	Περίσφιγξη σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	108
4.3.1	<i>Περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω συνδετήρων</i>	108
4.3.2	<i>Περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω Ινοπλισμένων Πολυμερών</i>	109
4.4	Περίσφιγξη σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες EC2 και EC8	111
4.4.1	<i>Περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω συνδετήρων</i>	111
4.4.2	<i>Περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω ΙΟΠ</i>	112

4.5 Περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Κανονισμό ACI 440.2R-02	113
4.6 Περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ σύμφωνα με τις οδηγίες fib Bulletin 14	116
4.7 Περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ σύμφωνα με τον CNR-DT200	120
4.8 Διαστασιολόγηση επέμβασης για αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας	123
4.9 Αύξηση των αντοχών της διατομής	125
4.9.1 Γωνία στροφής χορδής στην αστοχία	125
4.9.2 Διατμητική αντοχή	126
4.10 Σύγκριση - σχολιασμός των διάφορων κανονισμών	127
Κεφάλαιο 5^ο – Μοντέλο Περίσφιγξης BGL	133
5.1 Μοντέλο περίσφιγξης BGL	133
5.1.1 Περίσφιγξη μέσω εγκάρσιων συνδετήρων	134
5.1.2 Περίσφιγξη μέσω μανδύων ΙΟΠ	139
5.2 Προσομοίωση μοντέλου BGL με το υλικό ConfinedConcrete01	140
5.3 Παραδείγματα εφαρμογής του ConfinedConcrete01	144
5.3.1 Τετραγωνική διατομή με απλό εγκάρσιο συνδετήρα και μανδύες ΙΟΠ (διατομή τύπου S1)	144
5.3.2 Τετραγωνική διατομή με πολλαπλούς εγκάρσιους συνδετήρες και μανδύες ΙΟΠ (διατομή τύπου S4α)	145
5.3.3 Ορθογωνική διατομή με απλό εγκάρσιο συνδετήρα και μανδύες ΙΟΠ (διατομή τύπου R)	146
Κεφάλαιο 6^ο – Αποτίμηση Υφιστάμενου Φορέα	149
6.1 Περιγραφή υφιστάμενου φορέα	149
6.2 Προσομοίωση του υφιστάμενου φορέα	158
6.2.1 Γεωμετρία φορέα	159
6.2.1.1 Δομικά μέλη φορέα	159
6.2.1.2 Διατομές μελών φορέα	160
6.2.2 Υλικά και φορτία του φορέα	163

6.2.2.1 Υλικά του υφιστάμενου φορέα	163
6.2.2.2 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων	167
6.2.2.3 Φορτία υφιστάμενου φορέα	167
6.3 Κριτήρια αστοχίας	168
6.4 Αποτελέσματα της ανάλυσης	169
6.4.1 Στατική ανελαστική ανάλυση υφιστάμενου φορέα	169
6.4.2 Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης	174
6.4.3 Έλεγχοι επάρκειας	175
Κεφάλαιο 7^ο – Ενίσχυση Υφιστάμενου Φορέα με ΙΟΠ – Αύξηση Πλαστιμότητας	183
7.1 Γεωμετρία και προσομοίωση ενίσχυσης	183
7.1.1 Διαστασιολόγηση ενίσχυσης	184
7.1.2 Προσομοίωση ενισχυμένου φορέα	189
7.2 Εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ.	190
7.2.1 Περιγραφή ενίσχυσης και ανάλυση	190
7.2.2 Αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ	192
7.3 Εφαρμογή του ACI 440.2R-02	195
7.3.1 Περιγραφή ενίσχυσης και ανάλυση	195
7.3.2 Αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα ACI	197
7.4 Εφαρμογή του fib Bulletin 14	200
7.4.1 Περιγραφή ενίσχυσης και ανάλυση	200
7.4.2 Αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα FIB	201
7.5 Εφαρμογή του CNR-DT200	204
7.5.1 Περιγραφή ενίσχυσης και ανάλυση	204
7.5.2 Αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα CNR	205
7.6 Σύγκριση αποτελεσμάτων	209

Κεφάλαιο 8^ο – Ενίσχυση Υφιστάμενου Φορέα με ΙΟΠ – Κάμψη και Περίσφιγξη	215
8.1 Γεωμετρία και προσομοίωση ενίσχυσης	215
8.1.1 Διαστασιολόγηση ενίσχυσης	218
8.1.2 Προσομοίωση ενισχυμένου φορέα	219
8.2 Πρώτη δοκιμή ενίσχυσης (KAN1)	221
8.3 Δεύτερη δοκιμή ενίσχυσης – τελική λύση (KAN2)	225
Κεφάλαιο 9^ο – Συμπεράσματα	233
9.1 Εισαγωγή	233
9.1.1 Αποτίμηση ικανότητας συνολικού φορέα και μεμονωμένων μελών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	234
9.1.2 Χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών στις κατασκευές	235
9.1.3 Εφαρμογή περίσφιγξης σε μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα	235
9.2 Αποτίμηση υφιστάμενου φορέα	236
9.3 Ενίσχυση με αύξηση της περίσφιγξης υποστρωμάτων	237
9.4 Ενίσχυση με αύξηση της καμπτικής ικανότητας και της περίσφιγξης υποστρωμάτων	240
9.4.1 Προσομοίωση ΙΟΠ υλικού	241
9.4.2 Αποτελέσματα ενίσχυσης	242
9.5 Ορισμός κριτηρίων αστοχίας	244
9.6 Μελλοντικές ερευνητικές κατευθύνσεις	245
Παράρτημα Α – OpenSees	247
Παράρτημα Β – Παράδειγμα Υπολογισμού Ικανότητας Δομικού Μέλους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	255
Β.1 Εισαγωγή	255
Β.2 Παραμόρφωση διαρροής	255

<i>B.2.1 Καμπυλότητα διαρροής</i>	255
B.2.1.1 Διαρροή εφελκόμενου οπλισμού	256
B.2.1.2 Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος	256
B.2.1.3 Ροπή διαρροής	257
<i>B.2.2 Γωνία στροφής χορδής</i>	257
B.3 Τέμνουσα αντοχής διαρροής	258
B.4 Οιονεί ελαστική δυσκαμψία	259
B.5 Εύρεση παραμορφώσεων αστοχίας	259
B.6 Διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής και συντελεστής πλαστιμότητας	261
B.7 Εύρεση διατμητικής αντοχής αστοχίας	261
B.8 Καθορισμός τρόπου αστοχίας	262
Παράρτημα Γ – Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης	265
Γ.1 Εισαγωγή	265
<i>Γ.1.1 Μεθοδολογία FEMA-356</i>	265
<i>Γ.1.2 Μεθοδολογία ΕΚΟΣΦΤ του ΑΠΘ</i>	267
<i>Γ.1.3 Μεθοδολογία ΚΑΝ.ΕΠΕ.</i>	268
Γ.3 Διγραμμικοποίηση ανελαστικής καμπύλης αντίστασης	269
Ευρετήριο Συμβόλων	275
Βιβλιογραφία	295

Περίληψη

Το μεγαλύτερο ποσοστό των κατασκευών της χώρας έχει σχεδιαστεί και κατασκευαστεί με απλές, ανεπαρκείς και παρωχημένες αντισεισμικές πρακτικές, ενώ πολλές από αυτές έχουν φθάσει ή και ξεπεράσει τη συμβατική διάρκεια ζωής τους. Στο πέρασμα των χρόνων, ισχυρά σεισμικά γεγονότα έχουν καταδείξει την ανάγκη ενίσχυσης τέτοιων κατασκευών και κυρίως των υποστυλωμάτων τους. Οι μέθοδοι ενίσχυσης, καθώς και οι τρόποι υπολογισμού τους καλύπτονται πλέον από το κανονιστικό πλαίσιο του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012). Μια δημοφιλής μέθοδος ενίσχυσης υποστυλωμάτων είναι η αύξηση της πλαστιμότητάς τους μέσω της περίσφιγξης με μανδύες σύνθετων υλικών ινοπλισμένων πολυμερών (ΙΟΠ).

Στην παρούσα διατριβή αποτιμάται, μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ένας τυπικός φορέας της δεκαετίας του 1970 και στη συνέχεια μελετάται η ενίσχυση των υποστυλωμάτων του με ολόσωμους μανδύες ΙΟΠ. Λόγω των ιδιοτήτων του ΙΟΠ υλικού έχει προταθεί στη βιβλιογραφία πληθώρα σχέσεων με σκοπό την καλύτερη προσομοίωση της περίσφιγξης. Κάποιες από αυτές υιοθετήθηκαν από σύγχρονους κανονισμούς, μεταξύ αυτών ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο ACI 440.2R-02, ο fib Bulletin 14 και ο CNR-DT200. Για τη μελέτη της ενίσχυσης μέσω μανδύων των υποστυλωμάτων του φορέα της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις υπολογισμού της περίσφιγξης των τεσσάρων αυτών κανονισμών (ενισχυμένοι φορείς ΚΑΝ, ACI, FIB και CNR, αντίστοιχα), ώστε να καταγραφούν οι διαφορές στα αποτελέσματα των αναλύσεων. Τέλος, ο αρχικός φορέας ενισχύεται ταυτόχρονα σε κάμψη και περίσφιγξη για να δειχθούν οι ιδιαιτερότητες μιας μελέτης επέμβασης με ΙΟΠ υλικά. Στην τελευταία περίπτωση, ο σχεδιασμός της ενίσχυσης έγινε αποκλειστικά σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το κύριο μέρος της διατριβής αποτελείται από εννέα κεφάλαια και συμπληρώνεται από τρία παραρτήματα με λεπτομέρειες για το λογισμικό που

χρησιμοποιήθηκε και διαδικασίες υπολογισμού απαραίτητων στοιχείων για την πραγματοποίηση της αποτίμησης των φορέων (αρχικού και ενισχυμένων). Αναλυτικότερα, η διάρθρωση της διατριβής παρατίθεται στη συνέχεια.

Στο **πρώτο κεφάλαιο** γίνεται μια γενική περιγραφή των χαρακτηριστικών των υφιστάμενων κατασκευών με έμφαση στις σεισμικές ανεπάρκειές τους. Επισημαίνεται η σημασία του ικανοτικού σχεδιασμού και της πλαστιμότητας και ταυτόχρονα καταδεικνύεται η ανάγκη ενίσχυσης των κατασκευών, η οποία πλέον μπορεί να μελετάται και να πραγματοποιείται με βάση το κανονιστικό πλαίσιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Γίνεται εισαγωγή στα σύνθετα ΙΟΠ υλικά και ειδικότερα στη χρήση τους ως μέσα περίσφιξης υποστρωμάτων. Τέλος, γίνεται αναφορά στη σημασία της εφαρμογής εξωτερικής περίσφιξης, ως μέσο αύξησης της πλαστιμότητας μιας διατομής και ορίζονται τα «κανονιστικά» κριτήρια αστοχίας, τοπικά και καθολικά.

Στο **δεύτερο κεφάλαιο** παρουσιάζεται συνοπτικά το κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Περιγράφεται ο σκοπός του, τα νέα στοιχεία της φιλοσοφίας του (στάθμες επιτελεστικότητας, στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, κλπ), οι έλεγχοι ασφάλειας, οι μέθοδοι ανάλυσης, καθώς και η διαδικασία αποτίμησης της αντοχής του συνολικού φορέα και μεμονωμένου μέλους. Η διαδικασία αυτή χρησιμοποιείται στα επόμενα κεφάλαια της παρούσας εργασίας. Το **τρίτο κεφάλαιο** αναφέρεται στη μηχανική των σύνθετων υλικών. Παρουσιάζονται στοιχεία για τις ίνες και τις μήτρες, καθώς και ο τρόπος υπολογισμού των βασικών ιδιοτήτων του σύνθετου υλικού. Περιγράφεται η αρχιτεκτονική των σύνθετων και οι μορφές αστοχίας τους, καθώς και οι περιβαλλοντικοί παράγοντες που επηρεάζουν τη λειτουργία τους. Τέλος, γίνεται αναφορά στη χρήση τους στις κατασκευές.

Το **τέταρτο κεφάλαιο** αναφέρεται στην περίσφιξη των υποστρωμάτων και περιγράφεται η συμπεριφορά του περισφιγμένου σκυροδέματος. Δίνεται έμφαση στην περίσφιξη υποστρωμάτων μέσω ολόσωμων μανδύων ΙΟΠ, ενώ για λόγους πληρότητας γίνεται αναφορά και στην περίσφιξη μέσω εγκάρσιου οπλισμού. Παρατίθενται οι σχέσεις υπολογισμού της περίσφιξης των κανονισμών ΚΑΝ.ΕΠΕ., ACI 440.2R-02, fib Bulletin 14 και CNR-DT200 που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις που παρατίθενται στα επόμενα κεφάλαια. Στο **πέμπτο κεφάλαιο** περιγράφεται το μοντέλο περίσφιξης BGL, το οποίο προσομοιώνεται μέσω του υλικού ConfinedConcrete01 του λογισμικού OpenSees (McKenna et al., 2000).

Στο **έκτο κεφάλαιο** εφαρμόζεται η διαδικασία αποτίμησης του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με σκοπό την αποτίμηση ενός πενταώροφου υφιστάμενου φορέα. Στόχος της αποτίμησης ορίστηκε η «Προστασία Ζωής» (στάθμη επιτελεστικότητας Β). Ο τρισδιάστατος φορέας μετατράπηκε σε δισδιάστατο (με κατάλληλους συνδέσμους δυσκαμψίας για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας) στον οποίο εφαρμόστηκε στατική ανελαστική ανάλυση όπου τα οριζόντια σεισμικά φορτία κατανεμήθηκαν με βάση την πρώτη ιδιομορφή. Από την ανάλυση προέκυψε ότι αστοχούν τα υποστυλώματα του 4^{ου} ορόφου. Στο **έβδομο κεφάλαιο** ενισχύονται τα υποστυλώματα του αρχικού φορέα μέσω εφαρμογής περίσφιγξης με χρήση μανδύων ΙΟΠ. Όπως προαναφέρθηκε, για τον υπολογισμό της περίσφιγξης χρησιμοποιούνται οι σχέσεις των τεσσάρων κανονισμών: ΚΑΝ.ΕΠΕ., ACI 440.2R-02, fib Bulletin 14 και CNR-DT200. Παρουσιάζονται και σχολιάζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα όλων των κανονιστικών μεθοδολογιών.

Στο **όγδοο κεφάλαιο** ενισχύονται σε κάμψη και περισφίγγονται τα υποστυλώματα του αρχικού φορέα με χρήση λωρίδων και ολόσωμων μανδύων ΙΟΠ. Αρχικά ενισχύονται τα υποστυλώματα του 4^{ου} ορόφου και σε δεύτερη φάση τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου, εξαιτίας της ανακατανομής της έντασης που προκάλεσε η καμπτική ενίσχυση των υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου. Σκοπός της διερεύνησης αυτού του τύπου επέμβασης ήταν ναδειχθεί ότι για τον ορθό σχεδιασμό της ενίσχυσης χρειάζεται η ανάπτυξη ενός όσο το δυνατόν ακριβέστερου προσομοιώματος, καθώς και δοκιμές διαφόρων επεμβάσεων για την επίτευξη μιας αποτελεσματικότερης λύσης. Στο **ένατο κεφάλαιο**, τέλος, γίνεται μια σύνοψη και παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων, καθώς και των συμπερασμάτων που προέκυψαν. Επίσης, προτείνονται κάποιες μελλοντικές κατευθύνσεις για τη συνέχιση της έρευνας σε αυτό το πεδίο.

Στο **Παράρτημα Α** γίνεται παρουσίαση του λογισμικού OpenSees (McKenna et al., 2000), που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις της παρούσας εργασίας. Πρόκειται για ένα ελεύθερο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ανοιχτού κώδικα που αναπτύχθηκε με στόχο τη ρεαλιστική προσομοίωση μεγάλων και σύνθετων προβλημάτων της μηχανικής. Στο **Παράρτημα Β** παρουσιάζεται ένα παράδειγμα υπολογισμού της ικανότητας ενός δομικού μέλους με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στο **Παράρτημα Γ** προτείνεται μια μεθοδολογία για τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Τέλος, παρατίθενται ένα εκτενές **ευρετήριο συμβόλων**, καθώς και η **βιβλιογραφία** που μελετήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας διατριβής.

Abstract

The vast majority of reinforced concrete (RC) frames in Greece and other countries with high seismicity worldwide have been designed and constructed several decades ago, prior to the introduction of modern seismic norms, thus with much less requirements both for their capacity and seismic demand. Furthermore, due to aging, deterioration, man-made and natural caused damages, interventions, etc there is a constantly increasing need for retrofitting and/or strengthening of such structures. Consequently, efficient retrofitting strategies have to be used to achieve the desired performance levels following the principles of contemporary performance-based design.

For this purpose, various approaches have been developed and among them confining wraps and jackets from various materials are popular and efficient schemes for seismic retrofitting of old structures and have been used very often to rehabilitate and strengthen members and joints in RC buildings. Such strengthening techniques and the related recommendations for effective retrofitting are included in the recently introduced Greek Retrofitting Regulation (KANEPE, 2012).

Column confinement using fiber-reinforced polymer (FRP) jackets is a popular strengthening technique in order to improve columns' ductility. In this study, the efficiency of such intervention schemes, i.e. using FRP composites to strengthen RC columns, is examined. An elaborate numerical procedure, capable of describing the enhanced non-linear behavior of the strengthened zones, due to the application of FRPs that substantially improve concrete confinement, has been followed utilizing the advanced capabilities of OpenSees computational platform.

In particular, the present study is focused on the assessment of a typical multi-story RC structure, as those built in Athens during the early 70's, which is retrofitted via

FRP jackets around its columns and upgrading their confinement. FRP confinement is a complex topic and several analytical, computational and experimental approaches have been proposed by various researchers to model the behavior of the confined concrete. The prevailing approaches have been adopted by modern regulations, such as KANEPE, ACI 440.2R-02, fib Bulletin 14 and CNR-DT200, among others. For the purposes of this thesis, the guidelines included in the aforementioned regulations are used to assess the increased concrete confinement due to FRPs in order to compare the numerical results and highlight the differences of each methodology. In addition, certain columns of the structure were further strengthened to improve also their flexural capacity using FRP stripes together with FRP jackets (to maintain increased confinement). In this case, calculations were performed according to KANEPE and were applied to each soft storey of the building in an iterative manner.

The purpose of this investigation was to demonstrate the complexity and specific difficulties of FRP-based column strengthening in seismic mitigation and retrofitting design. The overall findings of this thesis derived from a typical multi-storey and multi-bay RC frame in its as-built configuration compared to several retrofitted conditions, provide very promising results for the effectiveness of the adopted retrofitting strategy.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο

Ενίσχυση Υφιστάμενων Κατασκευών

1.1. Εισαγωγή

Πολλές από τις υφιστάμενες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα της χώρας ανεγέρθηκαν αρκετές δεκαετίες πριν, εφαρμόζοντας απλές, ανεπαρκείς και παρωχημένες αντισεισμικές πρακτικές σε σύγκριση με τα σημερινά δεδομένα, ενώ πλέον έχουν ξεπεράσει τη θεωρητική διάρκεια ζωής τους. Στη φυσική γήρανση των κατασκευών αυτών προστέθηκαν καταπονήσεις λόγω σεισμικών γεγονότων, που αναπόφευκτα προκάλεσαν βλάβες διαφόρων επιπέδων στο φέροντα οργανισμό τους, καθιστώντας απαραίτητη την ενίσχυσή τους. Ενισχύσεις των υφιστάμενων κατασκευών είναι επιβεβλημένες και σε περιπτώσεις εκσυγχρονισμού (π.χ., διάνοιξη οπών για φρεάτιο ανελκυστήρα), αλλαγής χρήσης (π.χ., επιβολή επιπλέον ωφέλιμων φορτίων), βλαβών τυχηματικού χαρακτήρα (π.χ., πρόσκρουση οχήματος), ενδεχόμενων σφαλμάτων τόσο στη φάση σχεδιασμού όσο και στην κατασκευή και επίδρασης περιβαλλοντικών παραγόντων (κύκλοι ψύξης – απόψυξης, ύγρανσης – ξήρανσης, πυρκαγιά, διάβρωση, κλπ.). Επιπροσθέτως, ισχυρά σεισμικά γεγονότα προκάλεσαν αυξημένες βλάβες έως και κατάρρευση τέτοιων κατασκευών και κατάδειξαν την ανάγκη για «αναβάθμιση» του φέροντος οργανισμού τους, ώστε να συμμορφώνεται κατά το δυνατό με τη φιλοσοφία των αρχών του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού.

1.2. Διαχρονική καταγραφή υφιστάμενων κατασκευών

Ο σχεδιασμός των κατασκευών στην Ελλάδα μέχρι το 1995, οπότε και τέθηκε σε εφαρμογή ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ.), πραγματοποιήθηκε είτε χωρίς καμία πρόβλεψη για την αντιμετώπιση των σεισμικών φορτίων (πριν τη

δεκαετία του 1960), είτε με αντισεισμικούς κανονισμούς προηγούμενης γενιάς (αντισεισμικός κανονισμός 1959, με τα πρόσθετα άρθρα του 1985) (Reparis et al., 2006). Τα κτίρια αυτά σχεδιάστηκαν με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων θεωρώντας χαμηλές τιμές συντελεστών για την εκτίμηση των πλευρικών δυνάμεων (υπολογισμός τέμνουσας βάσης) και προσομοιώθηκαν με απλουστευμένα μοντέλα, κυρίως τις δεκαετίες πριν την εμφάνιση και τη μετέπειτα ευρεία χρήση ηλεκτρονικών υπολογιστών και τεχνικού λογισμικού. Κατασκευαστικά χαρακτηρίζονται από τη χρήση χαμηλότερης ποιότητας υλικών (τόσο πιο χαμηλή όσο παλαιότερη είναι η κατασκευή) και τη μη εφαρμογή κατάλληλων λεπτομερειών όπλισης, όπως περιγράφεται αναλυτικότερα στη συνέχεια.

1.2.1 Κτίρια προγενέστερα του 1959

Πριν την έναρξη ισχύος του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 τα κτίρια σχεδιάζονταν ώστε να φέρουν αποκλειστικά κατακόρυφα φορτία, χωρίς να υπάρχει καμία πρόβλεψη για αντιμετώπιση των πλευρικών φορτίων του σεισμού. Μόνο σε κάποιες περιοχές της χώρας που είχαν πληγεί από σεισμούς εφαρμόστηκαν ορισμένα αντισεισμικά μέτρα, τα οποία τελικά κωδικοποιήθηκαν στον Κανονισμό του 1959 (Αντωνόπουλος, 2008).

1.2.2 Κτίρια από το 1959 μέχρι το 1985

Μετά την έναρξη ισχύος του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 τα κτίρια σχεδιάζονταν με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων επί απλουστευμένων μοντέλων, χωρίς την έννοια της κρίσιμης διατομής στοιχείου ή του ικανοτικού σχεδιασμού. Συγκεκριμένα ο Κανονισμός αυτός βασιζόταν στις γνώσεις της περιόδου 1920-1930, όπου η ανάλυση και ο έλεγχος γινόταν με το μοντέλο μονωρόφου (ανάλυση κατά Ρουσόπουλο) και αφορούσε περισσότερο μονώροφες κατασκευές. Ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης επί των υποστυλωμάτων, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πλαισιακή λειτουργία και η συμμετοχή των δοκών στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων. Ο σεισμικός σχεδιασμός, ο οποίος αφορούσε μόνο περιμετρικά στοιχεία, βασιζόταν σε ένα σύστημα τριών ζωνών, με ορισμό σεισμικών συντελεστών ε (4%, 6% και 8%, ανάλογα με την περιοχή) για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης ως ποσοστό της μάζας της κατασκευής. Η διαστασιολόγηση των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος γινόταν σύμφωνα με το Βασιλικό Διάταγμα του

1954, στην ουσία μια μετάφραση του Γερμανικού Κανονισμού του 1936 (DIN 1045), ο οποίος δεν περιλάμβανε διατάξεις πλαστιμότητας. Το σκυρόδεμα ήταν συνήθως κατηγορίας B160 που αντιστοιχεί σε κατηγορία C12 και ο χάλυβας λείος, συνήθως κατηγορίας StI που αντιστοιχεί σε κατηγορία S220 για τα σύγχρονα δεδομένα.

1.2.2.1 Κτίρια της περιόδου 1960-1970

Ο ξυλότυπος των κτιρίων αυτής της περιόδου χαρακτηρίζεται από πυκνό και κανονικό κάρναβο υποστυλωμάτων μικρών διαστάσεων, με μικρά ανοίγματα (της τάξεως των 3.0m έως 4.0m) και απουσία διατμητικών τοιχωμάτων. Περιμετρικά στις κατόψεις διατάσσονται άοπλες τοιχοποιίες από οπτοπλινθοδομή πάχους 25 cm, καλής ποιότητας κατασκευής, με ανοίγματα κουφωμάτων σε ίδιες θέσεις καθ' ύψος του κτιρίου. Στους χαμηλούς ορόφους, κυρίως, μπορεί να υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα κουφωμάτων που διακόπτουν την οπτοπλινθοδομή για δημιουργία προθηκών καταστημάτων. Τέλος, τα εσωτερικά χωρίσματα των κατόψεων κατασκευάζονται από οπτοπλινθοδομές πάχους 10 cm, οι οποίες λόγω μικρού πάχους υπολογίζονται μόνο ως μάζα της κατασκευής.

1.2.2.2 Κτίρια της περιόδου 1970-1985

Τα κτίρια αυτής της περιόδου μελετώνται με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959, με πιο πολύπλοκα μοντέλα κατασκευής. Η ποιότητα σκυροδέματος αυξάνεται σε B225 (C16) και του χάλυβα οπλισμού σε StIII (S400). Ο κάρναβος του ξυλοτύπου είναι κανονικός, με μεγαλύτερα ανοίγματα (της τάξεως των 6.0m με 7.0m), με εμφάνιση διατμητικών τοιχωμάτων για τη δημιουργία, κυρίως, φρεατίων ανελκυστήρων. Ασυνέχειες στην περιμετρική τοιχοποιία είναι πλέον πιο συνηθισμένες. Ακόμα δεν έχει εισαχθεί η έννοια της κρίσιμης διατομής στοιχείου και ο ικανοτικός σχεδιασμός.

1.2.3 Κτίρια από το 1985 μέχρι το 1995

Τα κτίρια αυτής της περιόδου σχεδιάστηκαν μετά από δύο σημαντικούς σεισμούς στη Θεσσαλονίκη το 1978 και στην Αθήνα το 1981, οι οποίοι κατέδειξαν την ανάγκη για αναθεώρηση του αντισεισμικού κανονισμού του 1959. Πράγματι, μετά τις τροποποιήσεις του 1984, ο σχεδιασμός περιέλαβε πλέον ενιαία μοντέλα πλαισίων με διατμητικά τοιχώματα και τριγωνική κατανομή των σεισμικών φορτίων, ενώ οι σεισμικοί συντελεστές παρέμειναν οι ίδιοι. Καθιερώνεται η χρήση κλειστών

συνδετήρων ως οπλισμών διάτμησης και μειώνεται η απόσταση μεταξύ τους στις κρίσιμες διατομές των μελών. Επίσης, ενισχύονται τα άκρα των υποστυλωμάτων, λαμβάνεται υπόψη η αντιστροφή της τέμνουσας στις δοκούς (μέσω ελέγχου της επιτρεπόμενης διατμητικής τάσης) και εισάγεται μια μορφή ικανοτικού σχεδιασμού. Η γεωμετρία των κτιρίων παραμένει η ίδια με την προηγούμενη περίοδο, με τα ανοίγματα να φτάνουν πλέον τα 7.0m, ενώ το ισόγειο συχνά αφήνεται ελεύθερο από τοιχοποιίες ώστε να δημιουργηθεί πυλωτή. Τα φρεάτια των ανελκυστήρων κατασκευάζονται από τοιχώματα και οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων μεγαλώνουν.

1.2.4 Κτίρια μετά το 1995

Τα κτίρια που κατασκευάστηκαν μετά το 1995 σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ν.Ε.Α.Κ. Οι έλεγχοι γίνονται με θεώρηση της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας και υιοθετείται η πλειοψηφία των σύγχρονων απαιτήσεων των κανονισμών για πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα. Χρησιμοποιείται ανελαστικό φάσμα απόκρισης, εισάγεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q , ενώ υιοθετούνται λεπτομερείς απαιτήσεις όπλισης για τοπική πλαστιμότητα και περίσφιγξη και προσαυξήσεις μεγεθών για ασυμμετρία του φορέα και στρέψη. Επιπρόσθετα, εισάγεται ο ικανοτικός σχεδιασμός ασθενούς δοκού - ισχυρού υποστυλώματος με στόχο την αποφυγή σχηματισμού «μαλακού» ορόφου. Τα ανοίγματα είναι πλέον πιο μεγάλα, είναι συχνή η ύπαρξη πυλωτής, με απαίτηση για επαρκή διατμητικά τοιχώματα και μεγαλύτερες διαστάσεις διατομών.

1.3. Ανεπάρκειες υφιστάμενων κατασκευών πριν το 1980

1.3.1 Σχεδιασμός δομικού συστήματος

Οι έννοιες της ανελαστικής συμπεριφοράς, της πλαστιμότητας και του ικανοτικού σχεδιασμού εισήχθησαν μετά το 1981, δηλαδή μετά τους σεισμούς της Θεσσαλονίκης το 1979 και των Αλκυονίδων το 1981, οπότε και αναδείχθηκαν οι δομικές αδυναμίες και η σεισμική τρωτότητα των κατασκευών. Όπως αναφέρθηκε, οι κατασκευές αυτές είχαν διαστασιολογηθεί ουσιαστικά για ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και η μόρφωση του δομικού συστήματος ακολουθούσε αυτή τη λογική. Συνεπώς, δεν προβλεπόταν η διαμόρφωση ενός ξεκάθαρα ορισμένου δομικού συστήματος ανάληψης των οριζόντιων

φορτίων κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, αλλά οι θέσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών υπαγορεύονταν αποκλειστικά από τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, με αποτέλεσμα την εφαρμογή εμμέσων στηρίξεων δοκών επί δοκών και την απουσία πλαισίων ή και μικτού συστήματος ανάληψης δυνάμεων. Επίσης, τα τοιχώματα μελετώνταν με την εσφαλμένη παραδοχή της πάκτωσης στη βάση και της άρθρωσης στην κορυφή (μοντέλο μονωρόφου).

Ταυτόχρονα, ο φέρων οργανισμός αποτελούνταν από πολλές δοκούς με μεγάλες διατομές που συνέτρεχαν σε υποστυλώματα μικρών διαστάσεων οδηγώντας σε σεισμικά ευάλωτο σύστημα «ισχυρών δοκών-ασθενών υποστυλωμάτων». Τέλος, δεν υπήρχε μέριμνα για τα κοντά υποστυλώματα, τα οποία ως γνωστόν εμφανίζουν έντονα ψαθυρό τρόπο αστοχίας και συνεπώς απαιτούν ιδιαίτερα προσεκτική όπλιση, ή ακόμα καλύτερα την αποφυγή τους σύμφωνα με το σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό.

1.3.2 Ποιότητες υλικών

Οι αντοχές τόσο του σκυροδέματος όσο και του χάλυβα ήταν πολύ χαμηλότερες από αυτές των σύγχρονων κατασκευών. Εξάλλου, η ποιότητα του σκυροδέματος ήταν αμφίβολη και ανομοιόμορφα κατανεμημένη στον φορέα, καθώς η παρασκευή του γινόταν επί τόπου στο εργοτάξιο, σε μη ελεγχόμενες συνθήκες και με πλήρη έλλειψη ποιοτικών ελέγχων. Ομοίως, και ο χάλυβας ήταν χαμηλότερης ποιότητας και πλαστιμότητας, χωρίς νευρώσεις, ενώ πολλές φορές διαμορφωνόταν στο εργοτάξιο όπου μεταφερόταν σε κουλούρες (ειδικά οι οπλισμοί διάτμησης).

1.3.3 Ικανοτικός σχεδιασμός και κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Τα ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού στις κατασκευές αυτές ήταν χαμηλά, καθώς ο σεισμικός συντελεστής υπολογισμού της τέμνουσας βάσης ήταν μικρός (περίπου στο 10%) σε σχέση με τα κατακόρυφα φορτία, δε γίνονταν έλεγχοι περίσφιγξης και δεν εφαρμόζονταν ειδικές κατασκευαστικές διατάξεις. Ειδικά για τα υποστυλώματα, προέκυπτε απαίτηση για χαμηλό ποσοστό διαμήκους οπλισμού, ο οποίος φτάνει γρήγορα στη διαρροή. Η ανεπάρκεια αυτή γίνεται κρίσιμη αν συνυπολογιστεί και η σύγχρονη απαίτηση του ικανοτικού σχεδιασμού (Μπουρνάς, 2008). Στα τοιχεία η εσφαλμένη παραδοχή πάκτωσης στη βάση και άρθρωσης στην κορυφή, οδηγούσε στην ανεπαρκή όπλιση. Καμία πρόβλεψη δεν υπήρχε και για την

όπλιση των κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων, οι οποίοι ήταν ελαφρά ή και καθόλου οπλισμένοι.

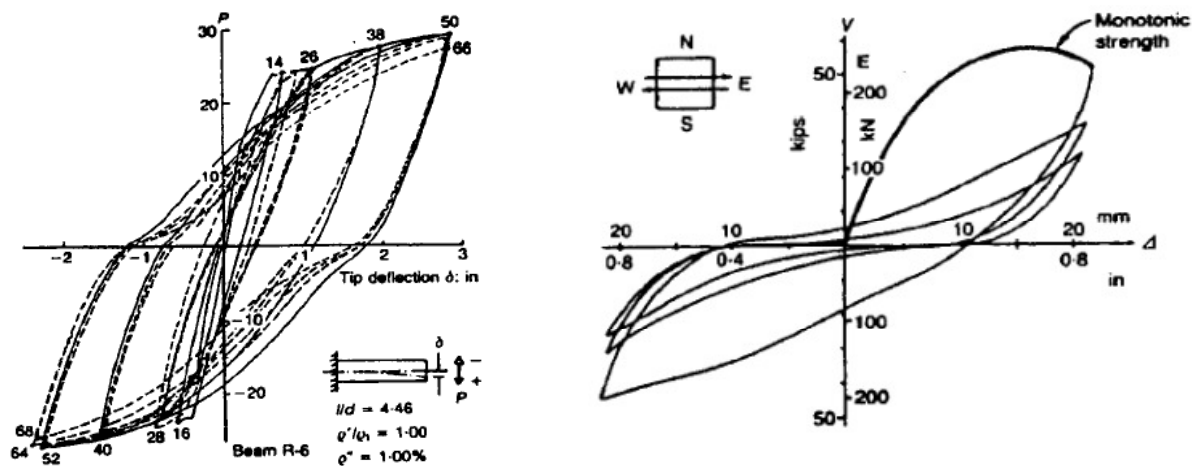
Στις κατασκευές που μελετήθηκαν και ανεγέρθηκαν με παλιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς δεν υιοθετήθηκαν πρακτικές για διαμόρφωση λεπτομερειών όπλισης που εξασφαλίζουν την ικανοτική απόκρισή τους. Συγκεκριμένα, αναφέρονται η χρήση συνδετήρων μικρής διαμέτρου ανά μεγάλες αποστάσεις, ανοικτών και κεκαμμένων κατά 90°, αντί για κλειστούς κεκαμμένους κατά 135°, τα ανεπαρκή μήκη αγκύρωσης και παράθεσης των διαμήκων ράβδων τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα, καθώς και η χρήση λείου χάλυβα αντί για χάλυβα με νευρώσεις. Η χρήση λείων συνδετήρων, μικρής διατομής και σε αραιές αποστάσεις, οδηγεί σε ανεπαρκή περίσφιγξη του πυρήνα της διατομής ενός υποστυλώματος, με αποτέλεσμα την απομείωση της καμπτικής αντοχής του σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Επιπροσθέτως, οι συνδετήρες στα υποστυλώματα δεν στερεώνονταν επαρκώς επί των διαμήκων ράβδων, με αποτέλεσμα κατά τη σκυροδέτηση να χάνουν τη θέση τους καθ' ύψος και να συγκεντρώνονται στη βάση του σκυροδετούμενου στύλου, στερώντας σημαντικό μέρος του υποστυλώματος από οπλισμό διάτμησης και περίσφιγξη. Επίσης, τα άκρα των τοιχίων δεν περισφίγγονταν με τη διαμόρφωση κρυφών υποστυλωμάτων. Ιδιαίτερα επιβαρυντικό ήταν και το γεγονός εφαρμογής μικρών επικαλύψεων και ανεπαρκών αγκυρώσεων.

1.4. Πλαστιμότητα υφιστάμενων κατασκευών

Η απαίτηση των νέων αντισεισμικών κανονισμών είναι η κατασκευή να είναι πλάστιμη, δηλαδή να λειτουργήσει ανελαστικά, οπότε και μέρος της σεισμικής ενέργειας θα καταναλωθεί μέσω της πλαστικής παραμόρφωσης των μελών της. Πλαστιμότητα είναι η ικανότητα μιας κατασκευής, μέλους της κατασκευής ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας (Αναγνωστόπουλος, 1984). Η πλαστιμότητα της κατασκευής είναι μη μετρήσιμο φυσικό μέγεθος, αλλά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών μελών του φέροντος οργανισμού. Αυτό συνεπάγεται ότι το εξεταζόμενο μέλος θα εμφανίσει αυξημένες παραμορφώσεις χωρίς ουσιαστική μείωση της αντοχής του σε μονοτονική φόρτιση, ενώ σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση οι υστερητικοί βρόχοι δύναμης – παραμόρφωσης θα είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος κύκλων παραμόρφωσης

(Αντωνόπουλος, 2008). Αντίθετα, όταν δεν υπάρχει επαρκής πλαστιμότητα παρουσιάζεται απότομη πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας μετά από μόλις δύο ή τρεις κύκλους φόρτισης (βλ. Σχήμα 1.1).

Όσον αφορά στις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, το σκυρόδεμα έχει μικρή έως μηδενική πλαστιμότητα και χαρακτηρίζεται ως ψαθυρό υλικό, ενώ ο χάλυβας έχει μεγάλη πλαστιμότητα και χαρακτηρίζεται ως όλκιμο υλικό. Είναι δυνατόν να επιτευχθεί πλάστιμη συμπεριφορά ενός δομικού μέλους οπλισμένου σκυροδέματος με την εφαρμογή κατάλληλων κατασκευαστικών λεπτομερειών όπλισης, κυρίως του εγκάρσιου οπλισμού.

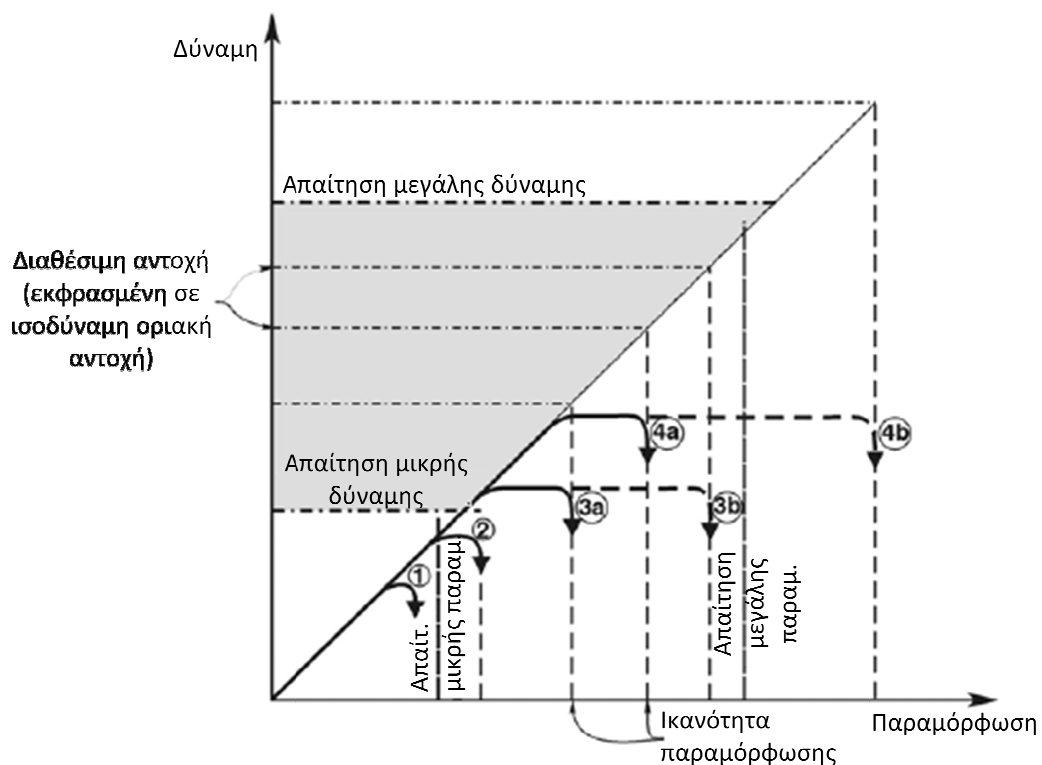


Σχήμα 1.1. α) Πλάστιμη συμπεριφορά, β) ψαθυρή συμπεριφορά (Φαρδής 2004).

Λαμβάνοντας υπόψιν όλα τα παραπάνω, γίνεται φανερό ότι οι υφιστάμενες κατασκευές που μελετήθηκαν πριν από το ΝΕΑΚ υστερούν σε πλαστιμότητα. Ακόμα και αν για μια υφιστάμενη κατασκευή υπολογιστεί θεωρητικά η μέγιστη επιβαλλόμενη τάση λαμβάνοντας υπόψιν τα σεισμικά φορτία σύμφωνα με τις σύγχρονες μεθόδους και προκύψει μικρότερη από την επιτρεπόμενη, δεν υπάρχει καμία εξασφάλιση έναντι μελλοντικών σεισμικών γεγονότων, ισχυρότερων των προβλεπόμενων από τους κανονισμούς. Τη στιγμή που η μέγιστη επιβαλλόμενη τάση θα ξεπεράσει την επιτρεπόμενη θα προκύψει πρακτικά, απουσία πλαστιμότητας, αστοχία. Σημειώνεται ότι πέραν της αβεβαιότητας για τα σεισμικά φορτία, υπάρχει μεγάλη αβεβαιότητα και ως προς τα υλικά και την ποιότητα της κατασκευής.

Παρόλ' αυτά, σε παλαιότερα πειραματικά αποτελέσματα υπό μονοτονική φόρτιση, παρατηρήθηκαν παραπλανητικά αυξημένες αντοχές μελών υφιστάμενων

κατασκευών, καθώς αγνοήθηκε η αλλαγή προσήμου υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η οποία απουσία περισφιγξης του σκυροδέματος οδηγεί σε δραματική μείωση της αντοχής και της παραμορφωσιμότητας, προκαλώντας την εμφάνιση διαγώνιου εφελκυσμού και επιταχύνοντας την αστοχία λόγω λυγισμού των ράβδων του οπλισμού. Τα υποστυλώματα υφιστάμενων κατασκευών μπορεί να εμφανίζουν ανεπαρκή καμπτική και διατμητική αντοχή, μειωμένη ικανότητα παραμόρφωσης και αμφίβολη πλαστιμότητα. Δεδομένης της απαίτησης του ικανοτικού σχεδιασμού για «ισχυρά υποστυλώματα-ασθενείς δοκούς», προτεραιότητα πρέπει να δίνεται στην ενίσχυση των υποστυλωμάτων κατά την αντισεισμική αναβάθμιση μιας υφιστάμενης κατασκευής. Οι καμπύλες στο Σχήμα 1.2 περιγράφουν ποιοτικά την πιθανή συμπεριφορά παλαιών πλαισιακών φορέων υπό σεισμικά φορτία. Οι καμπύλες προέκυψαν από την εφαρμογή της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (static pushover analysis) που παρουσιάζεται εκτενέστερα σε επόμενες ενότητες.



Σχήμα 1.2. Απλοποιημένες καμπύλες δύναμης - μετατόπισης πλαισιακών φορέων Ο.Σ. (NSZEE, 2006).

Στο Σχήμα 1.2 κάθε καμπύλη περιγράφει ένα μηχανισμό αστοχίας πλαισίου. Συγκεκριμένα:

1. Λυγισμός ράβδων υποστυλωμάτος (πρόωρη αστοχία υποστυλωμάτων).

2. Διατμητική αστοχία υποστυλώματος (προηγείται του σχηματισμού μηχανισμού).
3. Μηχανισμός πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων:
 - α. Μικρή διαθέσιμη πλαστιμότητα διατομής (εξαιτίας διατμητικής αστοχίας), και
 - β. Μεγάλη διαθέσιμη πλαστιμότητα.
4. Μηχανισμός πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς:
 - α. Μικρή διαθέσιμη πλαστιμότητα διατομής (εξαιτίας διατμητικής αστοχίας), και
 - β. Μεγάλη διαθέσιμη πλαστιμότητα.

Σημειώνεται ότι μπορεί να παρατηρηθούν μηχανισμοί αστοχίας που συνδυάζουν τους μηχανισμούς 3 και 4. Οι μηχανισμοί αστοχίας 3β και 4β παρατηρούνται σε κτίρια με μεγάλη πλαστιμότητα, συνεπώς δεν είναι πολύ πιθανό να συμβούν σε παλαιότερα κτίρια.

1.5. Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κτιρίων - ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο ανασχεδιασμός των υφιστάμενων κτιρίων αποτελεί μια διαφορετική και δυσκολότερη μελέτη σε σχέση με αυτή ενός νέου κτιρίου, καθώς απαιτείται μια διαφορετική διαδικασία προσέγγισης. Αντιμετωπίζονται προβλήματα για τα οποία είτε δεν υπάρχουν επαρκείς γνώσεις, είτε οι γνώσεις δεν είναι επαρκώς τεκμηριωμένες. Καθώς μέχρι πρόσφατα δεν είχε γίνει κωδικοποίηση των γνώσεων σε έναν κανονισμό, οι περισσότερες επεμβάσεις πραγματοποιούνταν με βάση την εμπειρία των μελετητών και των επιβλεπόντων μηχανικών, χωρίς να βασίζονται απαραίτητα σε κάποιο θεωρητικό υπόβαθρο. Επιπροσθέτως, τα συνεργεία που αναλαμβάνουν να εφαρμόσουν τις εμπειρικές τεχνικές δεν έχουν πάντα την κατάλληλη εκπαίδευση.

Βασικός παράγοντας που δυσχεραίνει το έργο της μελέτης ανασχεδιασμού ενός κτιρίου είναι ότι η μόρφωση του φορέα των υφιστάμενων κατασκευών μπορεί να κρίνεται απαράδεκτη σε σχέση με τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών, αλλά παρόλ' αυτά είναι υπαρκτή. Παράλληλα, πέραν των ανεπαρκειών των υφιστάμενων κατασκευών, ιδίως αυτών που κατασκευάστηκαν πριν το 1985 και που αναφέρθηκαν

στις προηγούμενες ενότητες, οι εκτιμήσεις των βασικών παραμέτρων που απαιτούνται για τη φάση της αρχικής τεκμηρίωσης εμπεριέχουν σημαντικές αβεβαιότητες.

Η κωδικοποίηση των σχετικών με τις επεμβάσεις γνώσεων στη χώρα μας έγινε στο τελικό κείμενο του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) που δημοσιεύθηκε στο ΦΕΚ 42 Β' (20/01/2012), ακολουθώντας αρκετά προσχέδια και αφού ολοκληρώθηκαν οι πιλοτικές εφαρμογές του σε πραγματικά κτίρια, οι οποίες έγιναν αφιλοκερδώς από μελετητικά γραφεία της Αθήνας, της Θεσσαλονίκης και της Πάτρας. Οι παρατηρήσεις και προτάσεις βελτιώσεων που έγιναν με βάση τα αποτελέσματα των εφαρμογών αυτών ενσωματώθηκαν στο κείμενο του κανονισμού. Παρά τη μεγάλη διάρκεια της διαδικασίας σύνταξης και την ευρεία έκταση της δοκιμαστικής εφαρμογής του ΚΑΝ.ΕΠΕ., τόσο από πανεπιστημιακές ομάδες όσο και από τα προαναφερθέντα μελετητικά γραφεία, δεν ήταν πρακτικά εφικτό να διερευνηθούν πλήρως όλες οι πτυχές του κανονισμού, ο οποίος καλύπτει το σύνολο της διαδικασίας αποτίμησης και ανασχεδιασμού των υφιστάμενων κατασκευών (Κάππος et al., 2008).

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. εισήγαγε νέες έννοιες στο σχεδιασμό, όπως είναι οι στάθμες και οι στόχοι επιτελεσματικότητας, που αποφασίζονται με τη συμμετοχή και του ιδιοκτήτη του έργου, οι στάθμες αξιοπιστίας των δεδομένων, η διάκριση των στοιχείων σε πλάστιμα και ψαθυρά και η συνεπαγόμενη προσαρμογή του ελέγχου ασφάλειας σε όρους παραμορφώσεων και όρους δυνάμεων αντίστοιχα. Επίσης, στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοπληρώσεις, η ελαστική ανάλυση σε όρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς, η εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς του δομήματος σε υφιστάμενες κατασκευές, οι ανελαστικές αναλύσεις και η διάκριση σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα από σεισμική άποψη στοιχεία. Τέλος, δίνονται οι μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης των κατασκευών και το υπολογιστικό υπόβαθρο για τον έλεγχο των επεμβάσεων (Δρίτσος, 2009).

Όπως αναφέρεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η διαδικασία ανασχεδιασμού ενός κτιρίου αποτελείται από πέντε στάδια: την τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατάστασης, την αποτίμηση της επάρκειας της κατασκευής, τη λήψη απόφασης επέμβασης μαζί με τον προσδιορισμό της λύσης επέμβασης, τον αρχικό σχεδιασμό της λύσης επέμβασης, και τέλος την κατασκευή του έργου. Η τεκμηρίωση του υφιστάμενου φορέα συνίσταται στον προσδιορισμό των αντοχών των υλικών, της διάταξης των οπλισμών, της γεωμετρίας τόσο του φορέα όσο και των θεμελίων, των πραγματικών φορτίων και των προηγούμενων βλαβών, φθορών ή ελαττωμάτων. Ανάλογα με τις μεθόδους εκτίμησης

και το πραγματοποιούμενο πλήθος δοκιμών για την τεκμηρίωση του υφιστάμενου φορέα, προσδιορίζεται η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ), από όπου προκύπτουν οι συντελεστές ασφάλειας των υφιστάμενων υλικών και εφαρμόζονται αντίστοιχα και οι κατάλληλες μέθοδοι ανάλυσης.

Για την αποτίμηση της επάρκειας της κατασκευής ορίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας και για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής ορίζεται ο στόχος επιτελεστικότητας, όπως προαναφέρθηκε, σε συνεργασία του μηχανικού με τον ιδιοκτήτη, οπότε αποφασίζεται αν θα πραγματοποιηθεί επέμβαση ή όχι. Σε νεότερα κτίρια λαμβάνεται μέριμνα κατά το σχεδιασμό να πληρούνται συγκεκριμένες προϋποθέσεις ώστε να μπορούν να εφαρμοστούν οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης. Αντίθετα, στις περισσότερες περιπτώσεις υφιστάμενων κτιρίων οι προϋποθέσεις αυτές δεν πληρούνται και τελικά απαιτείται η εφαρμογή μη-γραμμικών αναλύσεων (στατική μη-γραμμική ή υπερωθητική ανάλυση, δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας) (Δρίτσος, 2012). Ο τύπος της ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί τόσο για την αποτίμηση, όσο και για τη διαστασιολόγηση της επέμβασης εξαρτάται και από τη στάθμη επιτελεστικότητας.

Όσον αφορά στις τοιχοπληρώσεις, η τάση έως τώρα ήταν να αγνοούνται λόγω έλλειψης προδιαγραφών ποιότητας και τρόπου κατασκευής, καθώς και αβεβαιοτήτων στην προσομοίωσή τους. Σε αντίθεση με τις νέες κατασκευές, όπου οι τοιχοπληρώσεις δε συμμετέχουν σημαντικά στη συνολική αντοχή της κατασκευής, στις παλαιές κατασκευές ο ρόλος τους είναι σημαντικός, οπότε αν αγνοηθούν μπορεί να προκύπτει ανάγκη για σοβαρές ενισχύσεις, συχνά ανέφικτες (Δρίτσος, 2012).

Για πρώτη φορά περιλαμβάνεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. το υπολογιστικό υπόβαθρο για τη διαστασιολόγηση των επεμβάσεων. Περιλαμβάνονται ο έλεγχος διεπιφανειών και οι επεμβάσεις με στόχο την αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας, της δυσκαμψίας και της ικανότητας έναντι μεγεθών ορθής έντασης και τέμνουσας. Επίσης, προσδιορίζονται επεμβάσεις σε κόμβους πλαισίων και τοιχωμάτων, εμφάτνωσης πλαισίων, προσθήκης νέων παράπλευρων τοιχωμάτων και δικτυωμάτων, και επεμβάσεις για ενίσχυση της θεμελίωσης. Τέλος, οι έλεγχοι επάρκειας γίνονται ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας και την κατάταξη του στοιχείου ως πλάστιμο ή ψαθυρό.

1.6. Ενίσχυση υποστυλωμάτων

Ο ανεπαρκής σχεδιασμός του δομικού συστήματος, οι μειωμένες ποιότητες των υλικών, η απουσία ικανοτικού ελέγχου και η εσφαλμένη μόρφωση των κατασκευαστικών λεπτομερειών όπλισης έχουν σαν αποτέλεσμα να εμφανίζουν τα υποστυλώματα ανεπαρκή ή αβέβαιη καμπτική αντοχή, μειωμένη ικανότητα παραμόρφωσης, αβέβαιη πλαστιμότητα και ανεπαρκή διατμητική αντοχή. Συνεπώς, η ενίσχυση των υποστυλωμάτων μπορεί να αποσκοπεί είτε στην αύξηση της αντοχής τους, είτε στην αύξηση της πλαστιμότητάς τους. Οι επεμβάσεις μπορεί να γίνουν είτε με συμβατικές μεθόδους, είτε με χρήση προηγμένων υλικών (σύνθετων υλικών).

1.6.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με συμβατικές τεχνικές

Η αύξηση της αντοχής των υποστυλωμάτων μπορεί να γίνει με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέων οπλισμών, διαμορφώνοντας ένα μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος περιμετρικά στο αρχικό υποστυλώμα. Για την εφαρμογή της μεθόδου μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε έγχυτο, είτε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Παρόλο που πρόκειται για μια πολύ αποτελεσματική μέθοδο, είναι άκρως επεμβατική και παρουσιάζει πρακτικές δυσκολίες στην εφαρμογή της, καθώς προϋποθέτει επίπονη διαδικασία προετοιμασίας και διακοπή της λειτουργίας του έργου. Πέραν των κατασκευαστικών δυσχερειών, η εφαρμογή μανδύα σκυροδέματος αυξάνει τις διαστάσεις των προς ενίσχυση υποστυλωμάτων, με συνέπεια την αλλαγή της γεωμετρίας και της στατικότητας του συνολικού φορέα.

Η αύξηση της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων μπορεί να επιτευχθεί μέσω της εφαρμογής εξωτερικής περίσφιγξης με χρήση εξωτερικά επικολλούμενων μεταλλικών στοιχείων. Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης με μεταλλικά στοιχεία μπορεί να γίνει με προσθήκη ελασμάτων, με συνδυασμό γωνιακών και λαμών ανά αποστάσεις (μεταλλικός κλωβός) και στη συνέχεια κάλυψη των κενών μεταξύ μεταλλικού κλωβού και σκυροδέματος από ένα μη συρρικνούμενο κονίαμα, με τοποθέτηση εξωτερικού σπειροειδούς οπλισμού, με εφαρμογή μεταλλικών ελασμάτων (λωρίδων) ανά αποστάσεις και κατασκευή μεταλλικού μανδύα καθ' ύψος του υποστυλώματος. Βασικό μειονέκτημα της επέμβασης αυτής είναι η μειωμένη προστασία του εκτεθειμένου μεταλλικού οπλισμού ενίσχυσης έναντι διάβρωσης (Μπουρνάς, 2008).

1.6.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύες σύνθετων υλικών

Τα τελευταία 20 χρόνια έχουν αναπτυχθεί τεχνικές που βασίζονται στη χρήση σύνθετων υλικών τα οποία αποτελούνται από ίνες άνθρακα, ύαλου ή αραμιδίου, εμβαπτισμένες σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης. Τα σύνθετα υλικά είναι γνωστά και ως Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ), (Fiber Reinforced Polymers ή FRP) και χαρακτηρίζονται από εξαιρετικές ιδιότητες που τα καθιστούν ελκυστικά για χρήση σε εφαρμογές επεμβάσεων σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και φέρουσας τοιχοποιίας. Η τεχνική εφαρμογής τους συνιστάται στη μέσω εποξειδικών ρητινών επικόλληση των σύνθετων υλικών σε εξωτερικές επιφάνειες δομικών μελών, με προσανατολισμό ινών τέτοιο ώστε να παραλαμβάνουν εφελκυστικές δυνάμεις (Μπουρνάς, 2008). Μέσω της αξιοποίησης των ευνοϊκών ιδιοτήτων των υλικών αυτών, η ενίσχυση των δομικών μελών χαρακτηρίζεται από εξαιρετική ευκολία και ταχύτητα εφαρμογής, ακόμα και σε τμήματα με δύσκολη πρόσβαση.

Οι βασικότερες αρχές που διέπουν τη χρήση των σύνθετων υλικών ως υλικά ενίσχυσης κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος συνοψίζονται σε πλήθος σχετικών επιστημονικών μελετών (π.χ. από τους Τριανταφύλλου, 2004; Teng et al., 2002; Hull and Clyne, 1996; Halloway, 2010 και Fardis, 2009). Η πιο διαδεδομένη εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι η χρήση μανδύων, που έχει αποδειχθεί εξαιρετικά αποτελεσματική για την αναβάθμιση των ανεπαρκώς οπλισμένων υποστυλωμάτων. Σε αυτήν την περίπτωση τα ΙΟΠ εφαρμόζονται με τη μορφή ολόσωμων μανδύων ή λωρίδων τοποθετημένων ανά τακτές αποστάσεις με τις ίνες προσανατολισμένες κάθετα στο διαμήκη άξονα του υποστυλώματος. Με αυτή τη διάταξη αναλαμβάνεται αποτελεσματικά η τέμνουσα δύναμη και εφαρμόζεται επαρκής περίσφιγξη στη θλιβόμενη ζώνη του σκυροδέματος. Αυτά έχουν ως αποτέλεσμα την ενίσχυση των υποστυλωμάτων έναντι διατμητικής αστοχίας, αστοχίας λόγω σύνθλιψης του σκυροδέματος, αστοχίας λόγω λυγισμού των διαμήκων ράβδων και αστοχίας λόγω απώλειας της συνάφειας σε περιοχές ανεπαρκών ενώσεων των διαμήκων ράβδων. Η καμπτική ενίσχυση των υποστυλωμάτων επιτυγχάνεται μέσω της τοποθέτησης εξωτερικά επικολλημένων ΙΟΠ με τις ίνες διατεταγμένες κατά τη διεύθυνση του άξονα του υποστυλώματος. Βέβαια, η τοποθέτηση εξωτερικά επικολλημένων ΙΟΠ δεν είναι ιδιαίτερα εύκολη, καθώς προϋποτίθεται η συνέχιση και η αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού πέραν της κρίσιμης διατομής μέγιστης ροπής.

Στην παρούσα εργασία αντιμετωπίζεται το θέμα της περίσφιγξης υποστυλωμάτων μέσω ολόσωμων μανδύων ΙΟΠ. Κατ' αυτόν τον τρόπο περισφίγγονται οι περιοχές των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα του υποστυλώματος, με αποτέλεσμα να επιτυγχάνονται σημαντικά μεγάλοι δείκτες πλαστιμότητας μετακινήσεων, καθώς αυξάνεται η θλιπτική αντοχή και η παραμορφωσιμότητα του σκυροδέματος, καθυστερεί η εμφάνιση λυγισμού των διαμήκων ράβδων σε περιοχές με αραιή διάταξη συνδετήρων και βελτιώνεται η συνάφεια μεταξύ ράβδων οπλισμού και σκυροδέματος σε περιοχές με ανεπαρκή παράθεση των ράβδων οπλισμού.

1.7. Περίσφιγξη υποστυλωμάτων

Τα θετικά αποτελέσματα της περίσφιγξης των υποστυλωμάτων μελετήθηκαν για πρώτη φορά στις αρχές του 20^{ου} αιώνα από τον Considère (1902) και τους Richart et al. (1928), όπου αναφέρθηκε ότι στοιχεία περισφιγμένου σκυροδέματος κυκλικής διατομής παρουσίασαν σημαντικά αυξημένη αντοχή και μεγάλες παραμορφώσεις πριν την αστοχία, σε αντίθεση με μη περισφιγμένα στοιχεία που συμπεριφέρθηκαν με ψαθυρό τρόπο. Στο περισφιγμένο μέσω χάλυβα σκυροδέμα, η περίσφιγξη γίνεται μέσω συνδετήρων, μανδύων ή σπειροειδούς οπλισμού, με τη συμπεριφορά να επηρεάζεται από διάφορες παραμέτρους, όπως το ποσοστό της εγκάρσιας περίσφιγξης, η κατανομή του διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού και η διάταξή τους, η απόσταση του εγκάρσιου οπλισμού, το μέγεθος και η διάσταση της εγκάρσιας ενίσχυσης και τα χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Έκτοτε, προτάθηκαν από ερευνητές διάφορα εμπειρικά μοντέλα αξονικών τάσεων-παραμορφώσεων με το μοντέλο των Mander et al. (1988) να είναι το πιο διαδεδομένο, για να προβλεφθεί η συμπεριφορά του περισφιγμένου σκυροδέματος τόσο για περίσφιγξη μέσω χάλυβα όσο και για περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ. Σημειώνεται ότι η εγκάρσια τάση που εφαρμόζεται από τους συνδετήρες χάλυβα είναι σταθερή ή μεταβάλλεται ελάχιστα με την αύξηση της εγκάρσιας παραμόρφωσης του σκυροδέματος, ενώ η εγκάρσια παθητική τάση που εφαρμόζεται από τους μανδύες ΙΟΠ αυξάνεται με την αύξηση της εγκάρσιας παραμόρφωσης του σκυροδέματος όσο αυξάνεται το αξονικό φορτίο στο περισφιγμένο στοιχείο.

Τα μοντέλα που έχουν προταθεί κατά καιρούς για την περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ μπορούν να ταξινομηθούν σε δύο κατηγορίες: α) εμπειρικά μοντέλα και β) αναλυτικά

μοντέλα. Στην πρώτη κατηγορία, ανήκουν μοντέλα που χρησιμοποιούν σχέσεις οι οποίες βαθμονομήθηκαν με βάση πειραματικά αποτελέσματα για περισφιγμένο σκυρόδεμα μέσω ΙΟΠ, ενώ στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν μοντέλα που αναπτύχθηκαν μέσω αναλυτικών μεθόδων (Cui, 2009). Στη δεύτερη κατηγορία ανήκει το μοντέλο Spoolstra and Monti (1999), το οποίο αποτελεί επέκταση του μοντέλου των Mander et al. (1988) και το οποίο υιοθετείται από διάφορους κανονισμούς που αναφέρονται στην περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ (π.χ., ACI 440.2R-02 (2002), fib Bulletin 14 (2001)).

1.8. Κριτήρια αστοχίας

Για τον προσδιορισμό της περιορισμένης ικανότητας εγκάρσιας παραμόρφωσης και αντοχής ενός στοιχείου, καθώς και της συνολικής παραμορφωσιμότητας και πλαστιμότητας του φορέα, μπορεί να υιοθετηθούν τοπικά ή καθολικά κριτήρια αστοχίας. Πρόκειται για «κανονιστικά» κριτήρια αστοχίας που χρησιμοποιούνται για μια συντηρητική εκτίμηση της οριακής παραμόρφωσης της κατασκευής, συνεπώς η παραβίαση ενός από αυτά δε συνεπάγεται ότι επέρχεται πραγματική κατάρρευση. Τα κριτήρια αστοχίας που ελέγχονται στην παρούσα εργασία για την κατασκευή είναι:

1. Τοπικά κριτήρια αστοχίας:
 - α. τοπική ικανότητα ανελαστικής στροφής των άκρων κρίσιμων περιοχών των δοκών και των υποστυλωμάτων,
 - β. τοπική διατμητική αντοχή των μεμονωμένων μελών με ή χωρίς την παρουσία αξονικού φορτίου, ανάλογα με το εξεταζόμενο μέλος.
2. Καθολικά κριτήρια αστοχίας:
 - α. σχετικές μετακινήσεις μεταξύ ορόφων (drifts),
 - β. μείωση της τέμνουσας βάσης του φορέα σε σχέση με τη μέγιστη τέμνουσα βάση.

Όλα τα παραπάνω κριτήρια αστοχίας ελέγχονται σε κάθε βήμα της ανάλυσης και η μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης της κατασκευής προσδιορίζεται από τη μικρότερη μετακίνηση κόμβου ελέγχου στην οποία παύει να ικανοποιείται οποιοδήποτε από τα εξεταζόμενα κριτήρια. Σημειώνεται ότι είναι δυνατό να οριστούν και επιπλέον κριτήρια αστοχίας, όπως για παράδειγμα η τοπική διατμητική αντοχή κόμβου δοκού – υποστυλώματος (Reparis et al., 2006).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2ο

ΚΑΝ.ΕΠΕ.: Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός

2.1. Σκοπός και αντικείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σκοπός του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων, καθώς και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, με βάση τους οποίους θα γίνονται οι ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Υπό αυτό το πρίσμα, καθορίζονται τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου δομήματος, οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων δομημάτων ή μελών τους, οι τρόποι επεμβάσεων και η συσχέτιση του εν λόγω κανονισμού με άλλους κανονισμούς. Σημειώνεται ότι οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται από τις υφιστάμενες κατασκευές μπορεί, γενικά, να είναι μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των ισχυόντων κανονισμών σχεδιασμού νέων δομημάτων κατά το χρόνο της αποτίμησης.

Η υιοθέτηση «ελαστικότερων», αλλά ρεαλιστικών, απαιτήσεων για την αποτίμηση και την ενίσχυση των υφιστάμενων κτιρίων επιτρέπεται λόγω της δυνατότητας να διεξαχθεί λεπτομερέστερη και ακριβέστερη σεισμική ανάλυση με συνεκτίμηση της ευεργετικής συμμετοχής παραγόντων που αγνοούνται στις νέες κατασκευές υπέρ της ασφάλειας (τοιχοπληρώσεις, μη-γραμμική συμπεριφορά εδάφους θεμελίωσης, κλπ) και της δυνατότητας να γίνει αποδοχή της υπέρβασης παραμόρφωσης αστοχίας σε ορισμένα μέλη, αρκεί να μη μειώνεται η φέρουσα ικανότητά τους έναντι των κατακόρυφων φορτίων που τους αναλογούν. Άλλωστε, οι νέοι αντισεισμικοί κανονισμοί είναι τόσο συντηρητικοί ώστε προσδίδεται στα νέα κτίρια περιθώριο

ασφάλειας που αντιστοιχεί σε σεισμική ικανότητα τουλάχιστον 50% παραπάνω από το σεισμό σχεδιασμού (Φαρδής και Δρίτσος, 2003).

Οι αρχές, τα κριτήρια και οι κανόνες επεμβάσεων και ανασχεδιασμού που περιλαμβάνονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. μπορούν να έχουν γενικότερη εφαρμογή ανεξάρτητα από τα δομικά υλικά του σκελετού του εξεταζόμενου κτιρίου, ενώ οι κανόνες εφαρμογής αναφέρονται κυρίως σε κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, με βλάβες ή χωρίς βλάβες. Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η χρήση ενός δομήματος έναντι συνδυασμών δράσεων στις οποίες περιλαμβάνονται τυχηματικές δράσεις, γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται κατά το δυνατό η ικανοποίηση των απαιτήσεων που σχετίζονται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας. Τέτοιες απαιτήσεις μπορεί να είναι: α) η πιθανότητα κατάρρευσης του δομήματος ή τμημάτων του να είναι επαρκώς μικρή, β) οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντος οργανισμού υπό τις δράσεις σχεδιασμού να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες, γ) οι βλάβες για δράσεις μικρότερης έντασης να ελαχιστοποιούνται, και δ) να διασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος, ανάλογα με τη χρήση και τη σημασία του.

2.2. Βασικές αρχές για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό

2.2.1 Στάθμες επιτελεστικότητας

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες στοχευμένες συμπεριφορές ή αλλιώς «στάθμες επιτελεστικότητας» υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Ο συνδυασμός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού) ορίζει το στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1, όπου αναφέρονται τρεις στάθμες επιτελεστικότητας (Limit States – LS): «άμεση χρήση μετά το σεισμό» (damage limitation – DL), «προστασία ζωής» (significant damage – SD) και «αποφυγή οιονεί κατάρρευσης» (near collapse – NC). Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι και ενδέχεται ο στόχος ανασχεδιασμού να είναι υψηλότερος από το στόχο αποτίμησης.

Η «άμεση χρήση μετά το σεισμό» (DL) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δε διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από κάποιες λειτουργίες δευτερεύουσας σημασίας. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιαστούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στο φέροντα οργανισμό, καμπτικού κυρίως χαρακτήρα. Η «προστασία ζωής» (SD) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται να παρουσιαστούν επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου κατά το σεισμό σχεδιασμού, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών και χωρίς να συμβούν μεγάλες βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευμένα στο κτίριο υλικά. Τέλος, η «οιονεί κατάρρευση» (NC) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες, σοβαρές, μη επισκευάσιμες κατά την πλειονότητα βλάβες στο φέροντα οργανισμό, ο οποίος διατηρεί την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία, κατά το σεισμό σχεδιασμού και για ένα διάστημα μετά, χωρίς όμως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Μετά την αποτίμηση, η απόφαση για την πραγματοποίηση επεμβάσεων, τον τύπο και την έκταση αυτών λαμβάνεται ύστερα από συνεκτίμηση παραγόντων, όπως η ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων αντισεισμικού σχεδιασμού, η ελαχιστοποίηση του κόστους και η εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών.

Πίνακας 2.1. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (KAN.ΕΠΕ.).

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

2.2.2 Ανάλυση για αποτίμηση και ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη προσδιορίζονται μετά από επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης του φορέα, η οποία μπορεί να είναι ελαστική, (ισοδύναμη) στατική και δυναμική, με καθολικούς ή τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς, ή ανελαστική, στατική και δυναμική (ανάλυση χρονοϊστορίας). Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα, τις πιθανές βλάβες και την τρωτότητα του κτιρίου,

καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων. Συγκεκριμένα, οι ελαστικές μέθοδοι εφαρμόζονται ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων, ενώ οι ανελαστικές μέθοδοι εφαρμόζονται αφού διασφαλιστεί τουλάχιστον «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Οι έλεγχοι ασφάλειας γίνονται μέσω της θεώρησης ορθολογικών προσομοιωμάτων και της χρήσης συντελεστών ασφάλειας για την εκτίμηση αβεβαιοτήτων αντοχών υλικών και δράσεων και πρόσθετων αβεβαιοτήτων των προσομοιωμάτων σχετικά με τις αντοχές των ενισχυμένων κρίσιμων περιοχών και τη συνεργασία παλαιών και νέων υλικών.

2.2.3 Κύρια ή πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία

Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή που φορτίζονται μέσω πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε «κύρια» ή «πρωτεύοντα» και «δευτερεύοντα». Ως κύρια χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και στην ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία και ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς.

2.2.4 Συνεκτίμηση τοιχοποιιών πλήρωσης

Η συνεισφορά των τοιχοποιιών πλήρωσης αγνοείται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων, ενώ αντίθετα συνεκτιμάται μόνο στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, ιδίως αν η παρουσία τους συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα. Στην περίπτωση σύμμικτου φορέα φέρουσας τοιχοποιίας – στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, συνεκτιμάται υποχρεωτικά η συνεισφορά της φέρουσας τοιχοποιίας στην ανάληψη τόσο σεισμικών όσο και μη σεισμικών δράσεων.

2.3. Διερεύνηση και τεκμηρίωση φέροντος οργανισμού υφιστάμενου δομήματος

Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή κατασκευή επέμβασης, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος, ώστε να καταστούν όσο το δυνατό πιο

αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθούν οι μελέτες αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Η στάθμη αξιοπιστίας των αρχικών δεδομένων επηρεάζει τους υπολογισμούς των δράσεων και των αντοχών και εξαρτάται από μια σειρά παραγόντων, όπως είναι η διαθεσιμότητα της εγκεκριμένης μελέτης, η χρονική περίοδος κατασκευής, η επαρκής διερεύνηση της ποιότητας υλικών και του τρόπου δόμησης, οι λεπτομέρειες όπλισης, αγκύρωσης και αναμονών παράθεσης, ο τρόπος κατασκευής, πιθανές παρεμβάσεις, η κατάσταση και τα χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων και οι δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών.

Τα απαραίτητα δεδομένα συλλέγονται από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία, από σχετικές υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες και από επιτόπιες διερευνήσεις και ελέγχους. Συγκεκριμένα, γίνεται αποτύπωση του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων παράλληλα με την αρχιτεκτονική αποτύπωση, καταγράφεται το ιστορικό του δομήματος (φάσεις κατασκευής, μεταγενέστερες επεμβάσεις, εμφάνιση βλαβών, έκτακτες δράσεις), καταγράφονται οι βλάβες και οι κακοτεχνίες και εκτελούνται διερευνητικές μετρήσεις για την αποτύπωση αφανών στοιχείων, των χαρακτηριστικών των υλικών και του τρόπου δόμησης, του εδάφους θεμελίωσης και άλλων παραγόντων, όπως είναι το περιβάλλον του έργου, η γειτνίαση με παρακείμενα δομήματα ή υπόγεια έργα, η λειτουργία μηχανημάτων, κλπ.

Η επάρκεια των πληροφοριών σχετικά με το υφιστάμενο κτίριο εκφράζεται από τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.), η οποία δεν είναι αναγκαστικά ενιαία για όλο το κτίριο. Διακρίνονται τέσσερις Σ.Α.Δ.: «υψηλή», «ικανοποιητική», «ανεκτή» και «ανεπαρκής». Η τελευταία επιτρέπεται μόνο για δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία, καθώς και για κύρια στοιχεία όταν οι χρησιμοποιούμενες τιμές μπορούν να αιτιολογηθούν επαρκώς με βάση την πρότερη συμπεριφορά του κτιρίου, οπότε κατά την ανάλυσή του, εφαρμόζονται όσα ισχύουν για «ανεκτή» Σ.Α.Δ. Με βάση τη Σ.Α.Δ., επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφάλειας, γ_f , για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές και οι κατάλληλοι συντελεστές ασφάλειας, γ_m , για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους συντελεστές δράσεων και αντοχών, γ_{sd} και γ_{rd} , αντίστοιχα. Η Σ.Α.Δ. προσδιορίζεται ανάλογα με το πλήθος των σημείων δειγματοληψίας (πυρήνες οπλισμένου σκυροδέματος, δείγματα χάλυβα οπλισμού), το βαθμό συμμόρφωσης στις συστάσεις για τον τρόπο δειγματοληψίας και την κατανομή των σημείων αυτών. Επίσης, μπορούν να εφαρμοστούν και μη καταστρεπτικές μέθοδοι για τη συλλογή δεδομένων για το εξεταζόμενο δόμημα.

2.4. Ανίσωση ασφάλειας

Ο έλεγχος ασφάλειας κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. γίνεται μέσω της Σχέσης (2.1), η οποία έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στον ΕΑΚ, τον ΕΚΟΣ και τους Ευρωκώδικες. Η ανίσωση αυτή είναι γενική και αφορά σε εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη ή συνδυασμό τους. Το S αναφέρεται σε δρώντα εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη, το R στις διαθέσιμες αντίστοιχες αντοχές τους, ο δείκτης d αναφέρεται σε τιμές σχεδιασμού και επανελέγχου και ο δείκτης k αναφέρεται σε αντιπροσωπευτικές τιμές για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη. Ως εντατικά μεγέθη μπορούν να λαμβάνονται οι ορθές και τέμνουσες δυνάμεις ή οι καμπτικές και στρεπτικές ροπές. Ως παραμορφωσιακά μεγέθη μπορούν να λαμβάνονται οι κάθε είδους μεταθέσεις και μετακινήσεις (d), τα βέλη κάμψης, οι στροφές (θ) ραβδόμορφων στοιχείων και οι γωνιακές παραμορφώσεις (γ) τοιχίων ή οι καμπυλότητες ($1/r$) που προκύπτουν από τις επιβαλλόμενες δράσεις.

$$S_d < R_d \quad (2.1)$$

με $S_d = \gamma_{sd} \cdot S(S_k \cdot \gamma_f)$ και $R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R(R_k/\gamma_m)$, S_d και R_d είναι οι τιμές σχεδιασμού και επανελέγχου των δρώντων εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών και αντοχών εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών, αντίστοιχα. Ενώ, S_k και R_k είναι οι αντίστοιχες αντιπροσωπευτικές τιμές. Επίσης, γ_f και γ_m είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τους τιμές. Τέλος, γ_{sd} και γ_{Rd} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες, σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων, αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων των υφιστάμενων κτιρίων. Οι αυξημένες αυτές αβεβαιότητες οφείλονται στις επιπρόσθετες ανακρίβειες των παραμέτρων που υπεισέρχονται στην προσομοίωση των σεισμικών δράσεων σε υφιστάμενο φορέα. Για τα νέα κτίρια, οι συντελεστές αυτοί είναι συνήθως ενσωματωμένοι στους συντελεστές γ_f και γ_m .

Η εφαρμογή της ανίσωσης ασφάλειας (2.1) γίνεται ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης που έχει επιλεγεί, ενώ τόσο οι τιμές των μεγεθών όσο και οι συντελεστές ασφάλειας επιλέγονται ανάλογα με τον τρόπο αστοχίας και τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.). Στην περίπτωση γραμμικής μεθόδου ανάλυσης, ο έλεγχος μέσω της

παραπάνω ανίσωσης εφαρμόζεται κατά ΕΑΚ και ΕΚΟΣ, με όσα ειδικότερα αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενώ γενικά οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών. Στις μη-γραμμικές μεθόδους ανάλυσης, στις οποίες εστιάζεται η παρούσα εργασία, ο έλεγχος ασφάλειας πραγματοποιείται σε όρους δυνάμεων ή μετακινήσεων, μέσω της σύγκρισης της μέγιστης διαθέσιμης αντοχής τη στιγμή που επιτυγχάνεται η στοχευμένη απόκριση της «κορυφής» του δομήματος, έναντι των απαιτήσεων του φάσματος δυνάμεων και μετακινήσεων που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση επανελέγχου, συνολικά για το δόμημα, αλλά και για κάθε μέλος του φορέα ξεχωριστά.

Οι συντελεστές ασφάλειας των δράσεων, γ_f , επιλέγονται όπως προβλέπεται στους ΕΑΚ και ΕΚΟΣ, ενώ οι αντιπροσωπευτικές τιμές και οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας των ιδιοτήτων των υλικών, γ_m , και αξιοπιστίας των προσομοιωμάτων, γ_{Rd} , εξαρτώνται από τη φύση του ελεγχόμενου μεγέθους και τον τύπο της αστοχίας. Συγκεκριμένα, αν η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα μ_θ (ή μ_d) είναι ≥ 2.0 (ή αν $\mu_{1/r} \geq 3.0$) η συμπεριφορά θεωρείται οιονεί-πλάστιμη και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων, ενώ σε αντίθετη περίπτωση η συμπεριφορά θεωρείται ψαθυρή και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων. Απλοποιητικά, οι έλεγχοι ορθής έντασης (Μ και Ν) γίνονται σε όρους παραμορφώσεων και οι ενδεχόμενοι ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας, λόγω διάτμησης ή μικρού λόγου διάτμησης (π.χ., κοντά υποστυλώματα) ελέγχονται σε όρους δυνάμεων.

2.4.1 Βασικές μεταβλητές ανίσωσης ασφάλειας

2.4.1.1 Δράσεις

Γενικά, λαμβάνονται υπόψη όλες οι βασικές δράσεις, η ενδεχόμενη συνέργειά τους και ο απαιτούμενος συνδυασμός τους με συντελεστές ασφάλειας, όπως ορίζονται στους ισχύοντες Κανονισμούς (ΕΚΟΣ, κλπ.). Η κύρια τυχηματική δράση του σεισμού εξαρτάται από το στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που αναφέρθηκε παραπάνω και λαμβάνεται όπως περιγράφεται στον ΕΑΚ. Συγκεκριμένα, η σεισμική δράση που υπολογίζεται από τον ΕΑΚ αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, ενώ για πιθανότητα υπέρβασης 50% εντός των 50 ετών, που επιτρέπεται μόνο σε ειδικές περιπτώσεις, λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσης που υπολογίζεται για πιθανότητα υπέρβασης 10%. Γενικά χρησιμοποιούνται τα φάσματα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης του ΕΑΚ συναρτήσε

της ιδιοπεριόδου T του κτιρίου και του κρίσιμου ποσοστού απόσβεσης ζ . Στην περίπτωση γραμμικής μεθόδου ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα «φάσματα σχεδιασμού» με κατάλληλη ανύψωση του κατιόντος κλάδου και στις περιπτώσεις μη-γραμμικών μεθόδων ανάλυσης χρησιμοποιούνται ως έχουν τα ομαλοποιημένα «ελαστικά φάσματα» του παραρτήματος Α του ΕΑΚ.

Οι συνδυασμοί των δράσεων, τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας γίνονται σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς και με τους αντίστοιχους συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ_i . Συγκεκριμένα, για τις μεταβλητές δράσεις λαμβάνονται οι καθιερωμένες τιμές συντελεστών γ_f και ψ_i κατά τους κανονισμούς, ενώ για τις μόνιμες δράσεις ο συντελεστής γ_g διαφοροποιείται ανάλογα με τη Σ.Α.Δ.

2.4.1.2 Αντοχές

Ο έλεγχος ασφάλειας για τις αντοχές κάθε δομικού μέλους γίνεται με ιδιότητες υλικών που εξαρτώνται από τη φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους. Αν ο έλεγχος ασφάλειας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών, οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών ενός συγκεκριμένου δομικού στοιχείου λαμβάνονται ίσες με τις μέσες τιμές μειωμένες κατά την τυπική απόκλιση και των υλικών των επεμβάσεων από τις χαρακτηριστικές τους τιμές μειωμένες κατά ένα συντελεστή. Όταν ο έλεγχος γίνεται με εντατικά μεγέθη, τότε οι τιμές γ_m των υφιστάμενων υλικών για «ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. λαμβάνονται από τους ισχύοντες κανονισμούς, αυξημένες σε σχέση με τις τιμές των κανονισμών για «ανεκτή» Σ.Α.Δ. και μειωμένες για «υψηλή» Σ.Α.Δ.

Εάν κάποιος έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικά με τις μέσες τιμές τους και οι συντελεστές ασφάλειας των υφιστάμενων υλικών είναι ίσοι με τη μονάδα για «υψηλή» και «ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. και μεγαλύτεροι από τη μονάδα για «ανεκτή» Σ.Α.Δ. Για «συμβατικά» υλικά επεμβάσεων (σκυρόδεμα, χάλυβας), ο συντελεστής ασφάλειας λαμβάνεται αυξημένος σε σχέση με τα όσα ορίζονται στους ισχύοντες κανονισμούς, ανάλογα με τα πάχη των νέων υλικών που εφαρμόζονται (πολύ μικρά, συνήθη ή πολύ μεγάλα) και την προσπελασιμότητα στο σημείο της επέμβασης. Συγκεκριμένα, όσο πιο μεγάλα ή μικρά τα πάχη εφαρμογής σε σχέση με τα συνήθη πάχη για την κατηγορία των υλικών αυτών και όσο δυσκολότερη είναι η πρόσβαση στην περιοχή επέμβασης τόσο περισσότερο αυξάνεται ο συντελεστής ασφάλειας. Σημειώνεται ότι για νέα υλικά που

δεν καλύπτονται από ισχύοντες κανονισμούς λαμβάνεται υπόψη η εμπειρία από την εφαρμογή τους, καθώς και τα πάχη εφαρμογής και η προσπελασιμότητα στην περιοχή επέμβασης. Σε κάθε περίπτωση, η δυσκαμψία εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου και λαμβάνοντας υπόψη πιθανή ρηγμάτωση της διατομής, με μέσες τιμές υλικών, χωρίς συντελεστές ασφάλειας υλικών.

2.4.1.3 Συντελεστές ασφάλειας προσομοιώματος

Για τα προσομοιώματα ανάλυσης χρησιμοποιούνται κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας γ_{Sd} και γ_{Rd} , ώστε να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που υπεισέρχονται. Ο συντελεστής γ_{Rd} ορίζεται κατά περίπτωση, ενώ ο συντελεστής γ_{Sd} λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, όταν τουλάχιστον το 75% των σεισμικών δράσεων αναλαμβάνεται κυρίως από νέα μέλη του φέροντος οργανισμού. Όταν το υφιστάμενο δόμημα συμμετέχει στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, οι τιμές του συντελεστή γ_{Sd} εξαρτώνται από τη σοβαρότητα και την έκταση των βλαβών ή και των επεμβάσεων και ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων μπορούν να ληφθούν από τον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2. Τιμές του συντελεστή γ_{Sd} (KAN.ΕΠΕ.).

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή/και επεμβάσεις	1.20
Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή/και επεμβάσεις	1.10
Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις	1.00

2.4.2 Δείκτης συμπεριφοράς

2.4.2.1 Ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς

Όταν κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό γίνεται χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος, η τιμή του εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες που συνεισφέρουν στην απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Η μεθοδολογία εκτίμησης του ενιαίου δείκτη διαφέρει ανάλογα με το αν το υφιστάμενο δόμημα παρουσιάζει βλάβες ή όχι, καθώς και το αν είχε αρχικά σχεδιαστεί με σύγχρονους κανονισμούς οι οποίοι έχουν εισάγει την εφαρμογή του δείκτη συμπεριφοράς. Ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον

ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, λαμβάνονται διαφοροποιημένες τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q , ορίζοντας ως τιμή αναφοράς την τιμή q' που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας B (προστασία ζωής) και η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΑΚ 2000 όπως ισχύουν για το σχεδιασμό των νέων κτιρίων. Η διαφοροποίηση αυτή εκφράζεται από το λόγο q^*/q' , ανάλογα με το στόχο επανελέγχου για το φέροντα οργανισμό (βλ. Πίνακα 2.3).

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.3, ο τελικός δείκτης συμπεριφοράς για την Α στάθμη επιτελεστικότητας είναι λίγο μεγαλύτερος της μονάδας και οπωσδήποτε μικρότερος του 1.5. Κατά τον ανασχεδιασμό και σε περιπτώσεις διαμόρφωσης ισχυρών νέων φορέων ή και αναβάθμισης υφιστάμενων στοιχείων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι αντίστοιχες τιμές του δείκτη συμπεριφοράς που αναφέρονται στους σύγχρονους κανονισμούς, δεδομένου ότι τηρούνται και οι απαιτήσεις πλαστιμότητας των κανονισμών αυτών. Τέλος, κατά τον ανασχεδιασμό και σε περιπτώσεις «ήπιων» αλλά εκτεταμένων επεμβάσεων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατάλληλες τιμές του δείκτη συμπεριφοράς, μεγαλύτερες εκείνων που εφαρμόστηκαν στην αποτίμηση.

Πίνακας 2.3. Τιμές του λόγου q^/q' ανάλογα με το στόχο επανελέγχου για τον φέροντα οργανισμό (KAN.ΕΠΕ.).*

Στάθμη Επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Α)	Προστασία ζωής (Β)	Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)
0.6		
πάντως $1.0 < q^* < 1.5$	1.0	1.4

2.4.2.2 Τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας

Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές δομικών στοιχείων εκτιμάται μέσω των δεικτών m , οι οποίοι πρέπει να εκλέγονται και να βαθμονομούνται ώστε ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς να μην έχει τιμή μεγαλύτερη από αυτή που προκύπτει σύμφωνα με τα λεχθέντα στην προηγούμενη ενότητα. Στη στάθμη επιτελεστικότητας Α («άμεση χρήση μετά το σεισμό»), ο φέρων οργανισμός και ο οργανισμός των τοιχοπληρώσεων αναμένεται να έχουν οιονεί ελαστική συμπεριφορά και να μην

αναπτύξουν μετελαστικές παραμορφώσεις ή έντονες βλάβες σε κανένα, σχεδόν, δομικό στοιχείο. Στην ενδιάμεση στάθμη επιτελεστικότητας Β («προστασία ζωής»), ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει σημαντικές και εκτεταμένες μετελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτει επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια έναντι ενδεχόμενης εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας. Τέλος, στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ («αποφυγή κατάρρευσης»), ο φέρων οργανισμός αναπτύσσει μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις και επιτρέπεται να φτάσει ακόμα και σε εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας σε πολλά δομικά στοιχεία, χωρίς να καταρρεύσει υπό τα φορτία βαρύτητας.

2.5. Ανάλυση πριν και μετά την επέμβαση

Οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση είναι: η ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση, με καθολικούς ή τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς, η ελαστική δυναμική ανάλυση, με καθολικούς ή τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς, η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover analysis) και η ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας). Για την ορθότερη προσομοίωση, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι πραγματικές συνθήκες στήριξης στο έδαφος, ώστε να συνυπολογίζεται η αλληλεπίδραση εδάφους – θεμελίωσης (ΑΕΘ) για εκείνα τα κτίρια στα οποία η αύξηση της ιδιοπεριόδου λόγω ΑΕΘ οδηγεί σε αύξηση των φασματικών επιταχύνσεων. Ο κανονισμός προτείνει δύο διαδικασίες συνεκτίμησης της ΑΕΘ, την απλοποιημένη (βλ. ενότητα 5.4.8.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και τη λεπτομερή (ενότητα 5.4.8.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Επίσης, στις μη-γραμμικές μεθόδους ανάλυσης πρέπει να συμπεριλαμβάνονται και οι συνδέσεις που είναι ασθενέστερες ή λιγότερο πλάστιμες από τα στοιχεία που συνδέουν.

Στην περίπτωση τρισδιάστατων φορέων, είναι απαραίτητο να συνεκτιμάται, όπου απαιτείται, η επιρροή της στρέψης των διαφραγμάτων ανάλογα με το χαρακτηρισμό τους. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με την ενότητα 5.4.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ένα διάφραγμα χαρακτηρίζεται ως ευπαραμόρφωτο, απαραμόρφωτο ή δυσπαραμόρφωτο, μέσω ελέγχου της μέγιστης εντός του επιπέδου του οριζόντιας παραμόρφωσης σε σχέση με το μέσο σχετικό βέλος των κατακόρυφων φορέων του υποκείμενου ορόφου. Η προσομοίωση των κτιρίων με απαραμόρφωτα διαφράγματα πρέπει να λαμβάνει υπόψη την επιρροή της στρέψης, σύμφωνα με την ενότητα 5.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενώ στα κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα, η προσομοίωση του διαφράγματος ως φορέα γίνεται με επίπεδα στοιχεία των οποίων η δυσκαμψία είναι συμβατή με τα μηχανικά

χαρακτηριστικά των υλικών που συνθέτουν το διάφραγμα. Τέλος, σύμφωνα με την ενότητα 5.4.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. πρέπει να συνεκτιμώνται οι στατικές και δυναμικές επιρροές 2ας τάξεως. Σημειώνεται ότι για τις ανάγκες μιας ανελαστικής μεθόδου ανάλυσης, η αντοχή ενός στοιχείου υπολογίζεται με τις αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών, που αντιστοιχούν στον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας του. Όπως αναφέρθηκε, στην περίπτωση πλάστιμου τρόπου αστοχίας λαμβάνονται οι μέσες τιμές, ενώ στην περίπτωση ψαθυρού τρόπου αστοχίας λαμβάνονται οι μέσες τιμές μειωμένες κατά την τυπική απόκλιση.

Γενικά, το εξεταζόμενο κτίριο αναλύεται ως χωρικός φορέας, αποτελούμενος από επιμέρους φορείς και δομικά στοιχεία, ενώ εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί δισδιάστατο προσομοίωμα εφόσον το κτίριο περιλαμβάνει ευπαραμόρφωτα διαφράγματα ή απαραμόρφωτα διαφράγματα με μικρές στρεπτικές επιρροές. Αν χρησιμοποιηθούν δισδιάστατα προσομοιώματα, ο τρισδιάστατος χαρακτήρας των επιμέρους φορέων και στοιχείων συνεκτιμάται με κατάλληλο υπολογισμό της δυσκαμψίας και της αντοχής τους.

Όσον αφορά στην προσομοίωση των κύριων και δευτερευόντων στοιχείων, γενικά, εφόσον η αποτίμηση οδηγήσει σε απόφαση μη επέμβασης, επιτρέπεται να λαμβάνονται υπόψη όλα τα δομικά στοιχεία. Εάν πρόκειται να γίνει κάποια επέμβαση λαμβάνονται υπόψη μόνο τα κύρια στοιχεία, με την προϋπόθεση ότι η συνολική δυσκαμψία των δευτερευόντων στοιχείων δεν ξεπερνά το 25% της δυσκαμψίας των κύριων στοιχείων. Σε αντίθετη περίπτωση, επανεξετάζονται τα στοιχεία που είχαν αρχικά χαρακτηριστεί ως δευτερεύοντα και κάποια από αυτά αναβαθμίζονται σε πρωτεύοντα, έτσι ώστε η δυσκαμψία των δευτερευόντων στοιχείων να μην ξεπερνά το 25% της δυσκαμψίας των κύριων.

Ειδικά στην περίπτωση εφαρμογής ανελαστικής ανάλυσης, λαμβάνονται υπόψη τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, με χρήση κατάλληλων καταστατικών νόμων για την προσομοίωση της μείωσης της δυσκαμψίας τους στη μετελαστική φάση της απόκρισής τους. Στην περίπτωση που η στάθμη επιτελεστικότητας είναι η «Προστασία ζωής» ή η «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης», όταν στο κτίριο δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες και η συνολική δυσκαμψία των δευτερευόντων στοιχείων δεν υπερβαίνει το 25% των κύριων στοιχείων, το προσομοίωμα για την απλοποιημένη ανελαστική στατική ανάλυση, που εφαρμόζεται και στην παρούσα εργασία, μπορεί να

περιλαμβάνει μόνο τα κύρια στοιχεία χωρίς να προσομοιώνεται η εξασθένιση των αντοχών τους.

2.5.1 Ελαστική στατική ανάλυση

Η ελαστική στατική ανάλυση αντιστοιχεί στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο της ενότητας 3.5 του ΕΑΚ 2000. Εφαρμόζεται χωρίς προϋποθέσεις για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α («Άμεση χρήση μετά το σεισμό»), ενώ για τις στάθμες Β («Προστασία ζωής») και Γ («Αποφυγή κατάρρευσης») η εφαρμογή της μεθόδου αυτής επιτρέπεται μόνο εφόσον πληρούνται ταυτόχρονα κάποιες συνθήκες που αφορούν στην ανεπάρκεια των κύριων στοιχείων και ελέγχεται μέσω του σχετικού δείκτη ανεπάρκειας (βλ. ενότητες 2.4.3.3 και 5.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.), την κανονικότητα του κτιρίου, τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδό του, τις διαστάσεις των ορόφων του, την κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας και την ύπαρξη συστημάτων ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο κάθετες διευθύνσεις (ενότητα 5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Πάντως, ανεξάρτητα από το εάν πληρούνται οι παραπάνω συνθήκες και με μόνη προϋπόθεση να μην υπάρχουν σημαντικές βλάβες, επιτρέπεται η εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης, μόνο για την αποτίμηση και όχι για ενδεχόμενη ενίσχυση, με χρήση συντελεστών ασφάλειας προσομοιώματος, γ_{sd} , αυξημένων κατά 15%.

2.5.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση

Η ελαστική δυναμική ανάλυση αντιστοιχεί στη δυναμική φασματική μέθοδο της ενότητας 3.4 του ΕΑΚ. Εφαρμόζεται χωρίς προϋποθέσεις για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ενώ για τις στάθμες Β και Γ επιτρέπεται να εφαρμοστεί μόνο εφόσον πληρούνται ταυτόχρονα κάποιες συνθήκες που σχετίζονται με την ανεπάρκεια των κύριων στοιχείων και τη μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου. Πάντως, ανεξάρτητα από την ικανοποίηση των παραπάνω συνθηκών και με μόνη προϋπόθεση να μην υπάρχουν σοβαρές βλάβες, επιτρέπεται η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, μόνο για τους σκοπούς της αποτίμησης και όχι για ενδεχόμενη ενίσχυση, με χρήση συντελεστών ασφάλειας προσομοιώματος, γ_{sd} , αυξημένων κατά 15%.

2.5.3 Ανελαστική στατική ανάλυση

Μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, ή αλλιώς της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (pushover analysis), εκτιμάται το μέγεθος των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού. Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, που αυξάνονται μονοτονικά, μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο να μην είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία απεικονίζει τη σχέση τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην ανώτερη στάθμη του.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση, αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, ελέγχεται εάν για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί σε αυτή τη σεισμική δράση, η παραμόρφωση των πλάστιμων δομικών στοιχείων δε συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που είναι ανεκτός για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου. Συνιστάται η εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου, όταν διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, τότε επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση, ανεξαρτήτως εάν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της. Σε αυτή την περίπτωση, οι έλεγχοι γίνονται και για τις δύο αναλύσεις, ενώ επιτρέπεται αύξηση κατά 25% του ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς ή των επιμέρους συντελεστών πλαστιμότητας.

2.5.3.1 Προσομοίωση και ανάλυση

Η καμπύλη αντίστασης υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου που κυμαίνονται από το μηδέν έως και πάνω από την τιμή της μετακίνησης για την οποία θα γίνει ο έλεγχος (στοχευμένη μετακίνηση). Κατ' ελάχιστον, η καμπύλη χαράσσεται ως το 150% της στοχευμένης μετακίνησης, εφόσον δεν έχει στο μεταξύ επέλθει αστοχία του φορέα, αλλά συνιστάται η χάραξη «πλήρους» καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι τη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε δραστική μείωση της αντοχής του φορέα, οπότε

παρέχεται μια εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου. Στην απλοποιημένη ανελαστική στατική ανάλυση, η συμπεριφορά των κύριων στοιχείων περιγράφεται από διγραμμική σχέση έντασης – παραμόρφωσης. Ο κόμβος ελέγχου σε τρισδιάστατα μοντέλα λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της ανώτερης στάθμης του κτιρίου, ενώ σε δισδιάστατα μοντέλα, λαμβάνεται, συνήθως, ένας ακραίος κόμβος της ανώτερης στάθμης.

Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών των οριζόντιων σεισμικών φορτίων, έτσι ώστε να λαμβάνεται κατά το δυνατό υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Ως πρώτη κατανομή μπορεί να επιλέγεται, εναλλακτικά, η κατανομή καθ' ύψος με βάση τη Σχέση (3.15) του ΕΑΚ, η κατανομή σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής ή και η κατανομή που είναι συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών των ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από τη φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (ενότητα 3.4.2 ΕΑΚ). Η τελευταία αυτή κατανομή επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1.0 sec, ενώ εναλλακτικά μπορεί να εφαρμόζεται η ενότητα 3.5.2 του ΕΑΚ, κατά την οποία λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των δυνάμεων καθ' ύψος και μια πρόσθετη δύναμη V_H που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου. Ως δεύτερη κατανομή, μπορεί να επιλέγεται μια «ομοιόμορφη» κατανομή, αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης, ή μια «αναπροσαρμοζόμενη» κατανομή που μεταβάλλεται σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης του φορέα (Paranikolaou and Elnashai, 2005).

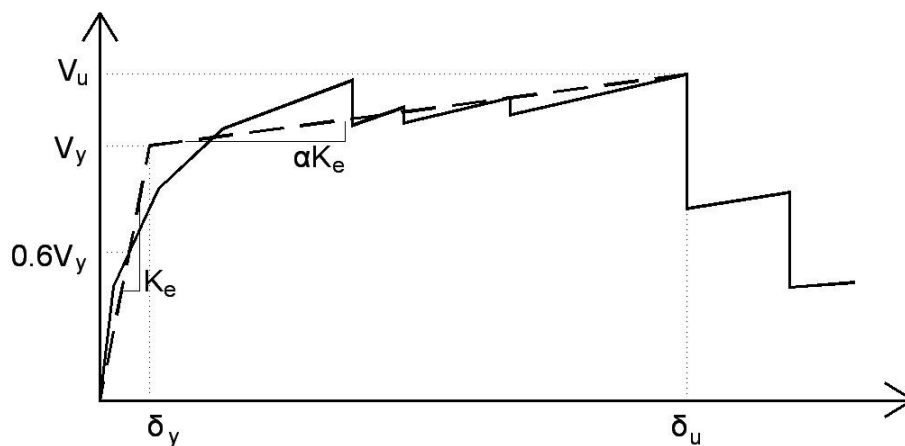
Η μη-γραμμική σχέση δύναμης – μετατόπισης που συνδέει την τέμνουσα βάσης και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνιστάται να είναι διγραμμική (βλ. Σχήμα 2.1), με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου αK_e . Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η

επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής, η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών της διγραμμικής καμπύλης.

Η ανηγμένη κλίση α του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μία ευθεία που διέρχεται από το σημείο της πραγματικής μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης και αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας, δ_u , πέραν την οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση, η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική και να κυμαίνεται από μηδέν έως 0.10. Αστοχία θεωρείται πως συμβαίνει όταν το ποσοστό μείωσης της αντοχής φτάσει το 15% ή όταν αστοχεί κάποιο κύριο κατακόρυφο στοιχείο, ό,τι εκ των δύο συμβεί πρώτο. Η ισοδύναμη βασική ιδιοπερίοδος, T_e , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T_0 \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad (2.2)$$

όπου T_0 είναι η ελαστική βασική ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται μέσω ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, K_0 είναι η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, και K_e είναι η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία που υπολογίζεται κατά τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης.



Σχήμα 2.1. Εξιδανίκευση της πραγματικής καμπύλης αντίστασης μιας κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

2.5.3.2 Στοχευμένη μετακίνηση

Η στοχευμένη μετακίνηση, δ_t , υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους τους παράγοντες που επηρεάζουν τη μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου.

Αυτό μπορεί να γίνει απλουστευτικά μέσω της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος (single degree of freedom - SDOF) με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου, το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Για το σκοπό αυτό, έχει υιοθετηθεί η μέθοδος του Συντελεστή Μετατοπίσεων (Μέθοδος DCM, FEMA 440) σύμφωνα με την οποία η στοχευμένη μετακίνηση, δ_t , υπολογίζεται για κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα από τη σχέση:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) \Phi_e \quad (2.3)$$

όπου Φ_e είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e , ενώ C_0 είναι ο συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του συντελεστή C_0 μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω Πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.4. Συντελεστής C_0 , ανάλογα με τον αριθμό ορόφων του φορέα (KAN.ΕΠΕ.).

Αριθμός ορόφων	1	2	3	5	≥10
C_0	1.0	1.2	1.3	1.4	1.5

Επίσης, $C_1 = \delta_{inel}/\delta_{el} \geq 1$ είναι ο συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από τη γραμμική ελαστική ανάλυση και λαμβάνεται από:

$$\begin{cases} C_1 = 1.0 & \text{για } T \geq T_2 \\ C_1 = [1.0 + (R - 1)T_2/T]/R & \text{για } T < T_2 \end{cases} \quad (2.4)$$

όπου T_2 είναι η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και $R = V_{el}/V_y$ είναι ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντοχή διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$R = \frac{\Phi_e/g}{V_y/W} C_m \quad (2.5)$$

με C_m συμβολίζεται ο συντελεστής δρώσας μάζας (για συνεκτίμηση της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών), ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0 για μονώροφα και διώροφα κτίρια, 0.9 για πλαίσια με τρεις και παραπάνω ορόφους, 0.8 για κτίρια με τοιχώματα με τρεις ή παραπάνω ορόφους και 1.0 στις υπόλοιπες περιπτώσεις. Απλοποιητικά και υπέρ της ασφάλειας, ο λόγος V_y/W μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαίσιακό σύστημα.

Ακόμα, C_2 είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση, οι τιμές του οποίου λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.5. Στον Πίνακα 2.5, ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια που έχουν κατασκευαστεί πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), οι οποίοι αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα, δηλαδή τους φορείς τύπου 2 (π.χ., κτίρια κατασκευασμένα από το 1985 και έπειτα ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Η διαφοροποίηση των τιμών ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας γίνεται καθώς η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα.

Πίνακας 2.5. Συντελεστής C_2 (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1 \text{ sec}$		$T \geq T_2$	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά το σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Τέλος, C_3 είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1 + 5(\theta - 0.1)/T$, όπου θ είναι ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (§4.1.2.2 ΕΑΚ, 2003). Στη συνήθη περίπτωση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται ίσος με $C_3 = 1.0$.

Για κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα, η στοχευμένη μετακίνηση επαυξάνεται κατά το λόγο της μέγιστης μετακίνησης της οροφής του κτιρίου, σε

οποιοδήποτε σημείο της, προς τη μετακίνηση στο κέντρο μάζας της οροφής. Εναλλακτικά, υπολογίζεται όπως και στα κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα για κάθε φορέα ανάληψης σεισμικών δράσεων, με κατάλληλο ορισμό των μαζών.

2.5.4 Ανελαστική δυναμική ανάλυση

Προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης είναι η επαρκής εμπειρία και εξειδίκευση του μελετητή, καθώς πρόκειται για πολύπλοκη διαδικασία. Για τη χρήση της συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. Το προσομοίωμα που αναπτύσσεται συνεκτιμά με τρόπο άμεσο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά της σχέσης έντασης παραμόρφωσης των στοιχείων του κτιρίου και υποβάλλεται σε σεισμική δράση υπό μορφή χρονοϊστοριών επιταχύνσεων βάσης (είτε από πραγματικές καταγραφές, είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα), για να υπολογιστούν τόσο τα εντατικά μεγέθη όσο και οι μετατοπίσεις. Οι χρονοϊστορίες απόκρισης υπολογίζονται συνήθως για οριζόντια επιβαλλόμενες επιταχύνσεις βάσης. Τα υπολογιζόμενα μεγέθη ελέγχονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού.

2.6. Έλεγχοι ασφάλειας

Τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφάλειας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών εξαρτώνται τόσο από τη μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιείται όσο και από τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας και ορίζονται διαφορετικά για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Σημειώνεται ότι όταν η αποτίμηση σκοπεύει στην επιβεβαίωση της στοχευμένης ικανότητας, τα σχετικά κριτήρια ελέγχου πρέπει να ικανοποιούνται για όλα τα δομικά στοιχεία, ενώ αν η αποτίμηση γίνεται για τη λήψη αποφάσεων ενίσχυσης τα σχετικά κριτήρια ελέγχου πρέπει να ικανοποιούνται για όλα τα δομικά στοιχεία μετά τον ανασχεδιασμό. Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζεται συνοπτικά η λογική των ελέγχων ασφάλειας ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας. Όπως προαναφέρθηκε, στα κτίρια που η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική επιτρέπεται εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης σε συνδυασμό με δυναμική ελαστική ανάλυση, οπότε διεξάγονται οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους και επιτρέπεται αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου. Τα μη-φέροντα

στοιχεία, εκτός των τοιχοπληρώσεων, ελέγχονται ως «προσαρτήματα» σύμφωνα με τις ενότητες 3.7 και 4.2.3 του ΕΑΚ.

2.6.1 Στάθμη επιτελεστικότητας A

Γενικά, για τη στάθμη επιτελεστικότητας A εφαρμόζεται γραμμική ελαστική ανάλυση χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό, δηλαδή για $q \approx m \approx 1.0 \sim 1.5$, ενώ οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων. Οι δράσεις αυξάνονται με το συντελεστή γ_{sd} και οι αντοχές μειώνονται με το συντελεστή γ_m και τους κατά περίπτωση αναφερόμενους γ_{Rd} . Σημειώνεται ότι ως αντοχές σχεδιασμού λαμβάνονται οι αντοχές διαρροής, οι οποίες πρέπει να είναι περίπου ίσες με τις αντοχές αστοχίας ($R_d = R_y \approx R_u$, όπου οι δείκτες y και u αναφέρονται σε διαρροή και αστοχία, αντίστοιχα) και γενικά ο συντελεστής γ_{Rd} λαμβάνει τιμή ίση με 1.0. Αν εφαρμοστεί μη-γραμμική ανάλυση και γίνει έλεγχος σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών για οιονεί πλαστικά στοιχεία και μόνο, τότε εφαρμόζεται συντελεστής $\gamma_{Rd} = 1.0$ για τις τιμές διαρροής των παραμορφωσιακών μεγεθών (γωνία στροφής χορδής θ_y , διατμητική παραμόρφωση γ_y , καμπυλότητα $(1/r)_y$). Οι δύο μέθοδοι, γραμμική και μη-γραμμική, είναι ισοδύναμες και πρέπει να καταλήγουν πρακτικά σε ίδια αποτελέσματα.

2.6.2 Στάθμη επιτελεστικότητας B ή Γ

2.6.2.1 Ελαστική ανάλυση με χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας

Για ψαθυρούς τρόπους συμπεριφοράς και αστοχίας ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων με ικανοτικό σχεδιασμό. Συγκεκριμένα, το εντατικό μέγεθος προκύπτει με βάση τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και την ισορροπία του στοιχείου όταν στις πλαστικές περιοχές που το επηρεάζουν αναπτύσσεται η υπεραντοχή τους $\gamma_{Rd} \times R_d$. Η αντοχή σχεδιασμού, R_d , σε όρους εντατικών μεγεθών υπολογίζεται με βάση τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με συντελεστές ασφάλειας υλικού, γ_m . Ο συντελεστής υπεραντοχής στοιχείου, γ_{Rd} , λαμβάνεται ανάλογα με τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) και την κατάταξη του στοιχείου για υποστυλώματα, δοκούς, τοιχώματα και θεμέλια σύμφωνα με τον Πίνακα 2.6.

Πίνακας 2.6. Τιμές συντελεστή υπεραντοχής γ_{Rd} (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Σ.Α.Δ.	Υψηλή	Ικανοποιητική	Ανεκτή
Πρωτεύοντα στοιχεία	1.25	1.4	1.5
Δευτερεύοντα στοιχεία	1.0	1.0	1.0

2.6.2.2 Ελαστική ανάλυση με χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς

Η γενική ανίσωση ελέγχου ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών με τις δράσεις για τα ψαθυρά στοιχεία να υπολογίζονται γενικά μέσω ικανοτικού σχεδιασμού, όπως ισχύει και για τη χρήση τοπικών δεικτών πλαστιμότητας, ενώ για τα οιονεί πλάστιμα στοιχεία χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό, αλλά με χρήση του κατάλληλου συντελεστή, γ_{sd} . Οι αντοχές υπολογίζονται σε όρους δυνάμεων, μέσω των αντιπροσωπευτικών τιμών τους, με χρήση των συντελεστών των υλικών, γ_m , ενώ γενικά λαμβάνεται $\gamma_{Rd} = 1.0$.

2.6.2.3 Ανελαστική ανάλυση

Η γενική ανίσωση ασφάλειας ελέγχεται για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς και για τις τοιχοπληρώσεις σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, με την τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης να μην είναι μεγαλύτερη από την αναμενόμενη οριακή παραμόρφωση. Η τιμή σχεδιασμού υπολογίζεται με βάση τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με κατάλληλο συντελεστή γ_{Rd} . Στη στάθμη επιτελεστικότητας B, η διαθέσιμη παραμόρφωση μπορεί να υπολογίζεται από τη Σχέση (2.6) για τα πρωτεύοντα στοιχεία και από τη Σχέση (2.7) για τα δευτερεύοντα στοιχεία και τις τοιχοπληρώσεις:

$$R_d = \delta_d = 0.50(\delta_y + \delta_u)/\gamma_{Rd} \quad (2.6)$$

$$R_d = \delta_d = \delta_u/\gamma_{Rd} \quad (2.7)$$

όπου ο δείκτης d αναφέρεται σε τιμή μεγέθους σχεδιασμού, ο δείκτης y σε τιμή μεγέθους κατά τη διαρροή και ο δείκτης u σε τιμή μεγέθους κατά την αστοχία.

Στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ η διαθέσιμη παραμόρφωση μπορεί να υπολογίζεται από τη Σχέση (2.7). Ο συντελεστής ασφάλειας γ_{Rd} ορίζεται κατά

περίπτωση στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τέλος, για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, η γενική ανίσωση ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με το εντατικό μέγεθος που προκύπτει από την ανελαστική ανάλυση να αυξάνεται με το συντελεστή γ_{sd} και την αντοχή σε όρους δυνάμεων να υπολογίζεται μέσω των αντιπροσωπευτικών τιμών ιδιοτήτων των υλικών και των συντελεστών ασφάλειας υλικού, γ_m .

2.7. Αποτίμηση ικανότητας δομικού στοιχείου

2.7.1 Γενικά στοιχεία

Η ποσοτική περιγραφή της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και ο υπολογισμός της «ικανότητάς» τους γίνονται μέσω κατάλληλων προσομοιωμάτων που περιλαμβάνονται στο 7^ο κεφάλαιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Μέσω αυτών προσδιορίζονται η αντοχή, η δυσκαμψία και η ικανότητα μετελαστικής παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων με ή χωρίς βλάβη. Συγκεκριμένα, η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου, μιας κρίσιμης περιοχής δομικού στοιχείου ή ενός κόμβου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους “F” συναρτήσει της παραμόρφωσης ή της σχετικής μετακίνησης. Τα μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τη μόρφωση του διαγράμματος αυτού εξαρτώνται από την εντατική κατάσταση που καθορίζει την ανελαστική συμπεριφορά του. Όταν καθοριστική είναι η κάμψη τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$, ενώ αν είναι καθοριστική η διάτμηση τότε κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η διατμητική παραμόρφωση γ . Για τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, η καταλληλότερη επιλογή είναι η ροπή και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου. Γενικά, η παραμόρφωση επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή του κόμβου.

2.7.2 Προσδιορισμός συμπεριφοράς δομικού στοιχείου

Στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζεται ένα ενδεικτικό διάγραμμα ανακυκλίσεων, από όπου λαμβάνεται η περιβάλλουσα των εξασθενημένων αποκρίσεων F, μετά από πλήρως ανακυκλιζόμενη επιβαλλόμενη παραμόρφωση $\pm\delta$, μέχρι και την απώλεια της ικανότητας να αναληφθούν τα φορτία βαρύτητας. Για τις ανάγκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η

περιβάλλουσα αυτή χαρακτηρίζει τη μηχανική συμπεριφορά στοιχείου, κρίσιμης περιοχής ή κόμβου και προσεγγίζεται μέσω του πολυγραμμικού διαγράμματος του Σχήματος 2.3. Διακρίνονται τρεις κλάδοι:

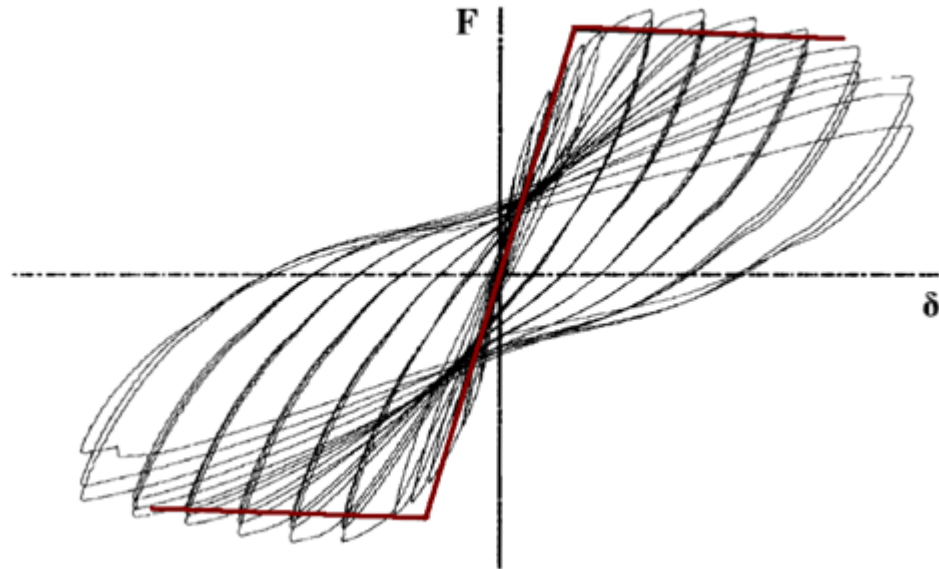
- ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος (οιονεί ελαστικός) εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη συμβατική (ή ενεργό) «διαρροή» του στοιχείου,
- ο δεύτερος κλάδος (μετελαστικός κλάδος) εκτείνεται οριζόντια ή με αρνητική κλίση, στην περίπτωση που αναμένεται έντονη εξασθένιση της απόκρισης με την ανακύκλιση, μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας, και
- ο τρίτος οριζόντιος κλάδος αναπαριστά την απομένουσα αντοχή F_{res} μετά την παραμόρφωση αστοχίας, μέχρι του σημείου που χάνεται η ικανότητα να φέρονται τα κατακόρυφα φορτία. Η απομένουσα αντοχή ενδιαφέρει μόνο για τις ανάγκες της προσομοίωσης της στάθμης επιτελεστικότητας Γ («Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης») και λαμβάνεται ίση με το 25% της οριακής αντοχής των στοιχείων.

2.7.2.1 Οιονεί ελαστικός κλάδος

2.7.2.1.1 Αντοχή διαρροής

Η αντοχή διαρροής μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντοχή για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Στην περίπτωση που το μέλος αστοχεί από κάμψη με ροπή στο άκρο ίση με M_u , λαμβάνεται ως αντοχή διαρροής η M_u , ή η αντίστοιχη V_{Mu} , ανάλογα αν το επιλεγόμενο μέγεθος F_y είναι η καμπτική ροπή ή η τέμνουσα. Στην περίπτωση που το μέλος αστοχεί λόγω τέμνουσας, είναι δηλαδή $V_u < V_{Mu}$, λαμβάνεται ως αντοχή διαρροής η αντίστοιχη M_{Vu} ή V_u , ανάλογα αν το επιλεγόμενο μέγεθος F_y είναι η ροπή ή η τέμνουσα. Τελικά, η αντοχή διαρροής προτείνεται να λαμβάνεται ίση με την οριακή αντοχή. Ειδικά για τα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνεται από τον ΕΚΟΣ 2000, με χρήση είτε μέσων τιμών αντοχής υλικών, είτε αντιπροσωπευτικών τιμών και συντελεστών ασφάλειας για έλεγχο κριτηρίων επιτελεστικότητας ψαθυρών τρόπων. Ειδικά για στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα και για αστοχία σε κάμψη, ένα κάτω όριο της F_y είναι η τιμή της ροπής που προκαλεί διαρροή στον εφελκυσόμενο χάλυβα. Για το λόγο αυτό είναι σημαντικό να προσδιορίζεται με ακρίβεια το πλάτος στις πλακοδοκούς για την απόδοση των ρεαλιστικών ιδιοτήτων της πλακοδοκού κατά την ανάλυση, είτε πρόκειται για τον καθορισμό της συνεργαζόμενης θλιβόμενης ζώνης, είτε για την

προσμέτρηση των επαρκώς αγκυρωμένων παράλληλων στη δοκό οπλισμών της πλάκας. Η ενδεχόμενη υιοθέτηση χαμηλής τιμής συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό είναι εις βάρος της ασφάλειας, καθώς με αυτό τον τρόπο θεωρείται εσφαλμένα ασθενέστερη δοκός κατά την πραγματοποίηση του ικανοτικού ελέγχου.



Σχήμα 2.2. Διάγραμμα ανακυκλίσεων. Η περιβάλλουσα των καμπυλών περιγράφει τη μηχανική συμπεριφορά δομικού στοιχείου, κρίσιμης περιοχής ή κόμβου (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).



Σχήμα 2.3. Πολυγραμμικό διάγραμμα προσεγγιστικής περιγραφής της συμπεριφοράς δομικού στοιχείου, κρίσιμης περιοχής ή κόμβου (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

2.7.2.1.2 Παραμόρφωση διαρροής

Στον υπολογισμό της παραμόρφωσης διαρροής λαμβάνεται υπόψη τόσο η συμβολή της κάμψης, όσο και της διάτμησης. Η συμβολή της κάμψης εκτιμάται με βάση την τιμή της καμπυλότητας διαρροής $(1/r)_y$, η οποία υπολογίζεται μέσω της υπόθεσης επιπεδότητας των διατομών και με γραμμικό νόμο σ - ϵ του χάλυβα και του σκυροδέματος σε θλίψη, λαμβάνοντας μηδενική εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος. Η καμπυλότητα διαρροής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη είναι δυνατό να υπολογιστεί με βάση τη μεθοδολογία που προτείνεται στο παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αυτή η διαδικασία υπολογισμού αναφέρεται σε ορθογωνικές διατομές ή σε διατομές μορφής Γ, Τ, Π, κλπ, αρκεί το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης να είναι σταθερό. Διακρίνονται δύο περιπτώσεις, ανάλογα με το αν η διαρροή της διατομής οφείλεται στη διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού ή στη μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, με την παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας να έχει ξεπεράσει την τιμή $\epsilon_c \approx 1.8(f_c/E_c)$.

Στον Πίνακα 2.7 φαίνεται η διαδικασία του αναλυτικού προσδιορισμού της καμπυλότητας διαρροής. Για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις, υπολογίζεται το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d από τη Σχέση (2.8). Οι ποσότητες A και B υπολογίζονται ανάλογα με το μηχανισμό διαρροής της διατομής. Για διαρροή λόγω χάλυβα, οι A και B δίνονται από τις Σχέσεις (2.9) και (2.10) και η αντίστοιχη καμπυλότητα διαρροής από τη Σχέση (2.11). Για διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος, οι A και B δίνονται από τις Σχέσεις (2.12) και (2.13) και η αντίστοιχη καμπυλότητα διαρροής από τη Σχέση (2.14). Τελικά, επιλέγεται η μικρότερη τιμή $(1/r)_y$ των Σχέσεων (2.11) και (2.14) και με βάση αυτή προκύπτει η αντίστοιχη ροπή M_y από τη Σχέση (2.15). Όσον αφορά στους συμβολισμούς στις Σχέσεις (2.8) έως (2.15): α) ρ , ρ' , ρ_n τα ποσοστά του εφελκυσμένου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους διατεταγμένου οπλισμού ανηγμένα στο γινόμενο bd , β) $\alpha = E_s/E_c$, γ) $\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, δ) b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης, ε) d το στατικό ύψος, και στ) N το αξονικό φορτίο που λαμβάνεται θετικό σε θλίψη. Για το αξονικό φορτίο συνήθως χρησιμοποιούνται οι τιμές που αντιστοιχούν στα κατακόρυφα φορτία, παραδοχή που σχολιάζεται στη συνέχεια. Σημειώνεται ότι τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την εφαρμογή των Σχέσεων (2.8) έως (2.15) συμφωνούν ικανοποιητικά με αποτελέσματα που προκύπτουν από τη χρήση ειδικού λογισμικού

διακριτοποίησης και ανάλυσης ροπών καμπυλοτήτων διατομών οπλισμένου σκυροδέματος (Αντωνόπουλος, 2008).

Πίνακας 2.7. Σχέσεις αναλυτικού υπολογισμού καμπυλότητας διαρροής διατομής ΟΣ με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

$$\xi_y = \sqrt{a^2 A^2 + 2aB} - aA \quad (2.8)$$

I. Διαρροή λόγω χάλυβα

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \quad (2.9)$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.50\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \quad (2.10)$$

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (2.11)$$

II. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8abdf_c} \quad (2.12)$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.50\rho_v(1 + \delta') \quad (2.13)$$

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (2.14)$$

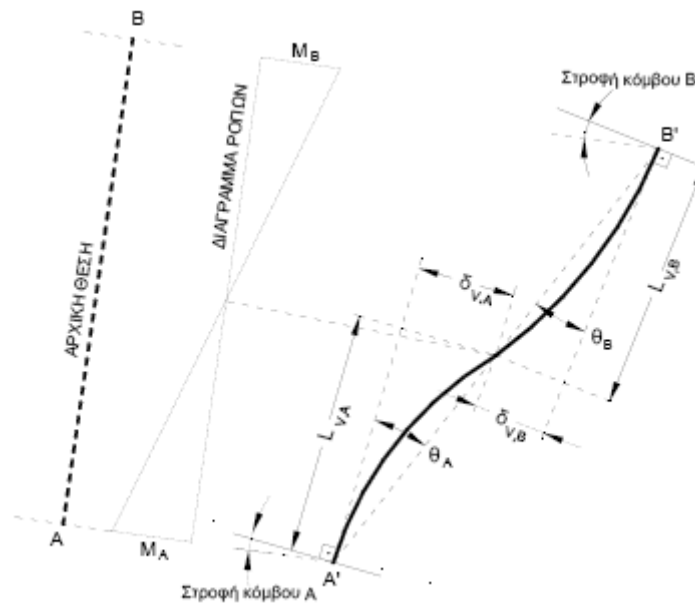
$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ \begin{array}{l} E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left[0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right] + \\ \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \end{array} \right\} \quad (2.15)$$

Αντί της παραπάνω διαδικασίας υπολογισμού της ροπής διαρροής, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ημί-εμπειρικές Σχέσεις (2.16) και (2.17) που εφαρμόζονται σε υποστυλώματα και δοκούς:

$$(1/r)_y = 1.77f_y/(E_s h) \quad (2.16)$$

$$(1/r)_y = 1.55f_y/(E_s d) \quad (2.17)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η γωνία στροφής χορδής, η οποία ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή του σημείου μηδενισμού των ροπών (Σχήμα 2.4). Εναλλακτικά, η γωνία στροφής χορδής είναι η γωνία που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσο με το διατμητικό μήκος (Ψυχάρης, 2010).



Σχήμα 2.4. Ορισμός γωνίας στροφής χορδής (Ψυχάρης, 2010).

Η συνολική γωνία στροφής χορδής θ οφείλεται στην καμπτική παραμόρφωση, στη διατμητική παραμόρφωση και στη στροφή της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου και υπολογίζεται για δοκούς και υποστυλώματα μέσω της σχέσης:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (2.18)$$

όπου α_v είναι ο συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 1 εάν η τέμνουσα V_{Rd1} , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου και αντιστοιχεί στην τέμνουσα αντοχής στοιχείου χωρίς οπλισμό διάτμησης, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$ και ίσος με 0 αν είναι μεγαλύτερη, z είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, που είναι ίσος με $d-d'$, h είναι το ύψος της

διατομής του στοιχείου, d_b είναι η μέση (ισοδύναμη) διάμετρος των εφελκόμενων διαμήκων ράβδων οπλισμού και f_y και f_c είναι οι αντοχές διαρροής χάλυβα και σκυροδέματος, αντίστοιχα, σε MPa.

Στη Σχέση (2.18), ο 1^{ος} όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2^{ος} όρος τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Το μήκος L_s είναι ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών. Προσεγγιστικά, το L_s μπορεί να λαμβάνεται για υποστυλώματα ίσο με το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ των δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης, παραδοχή που σχολιάζεται στη συνέχεια.

Η τέμνουσα V_{Rd1} λαμβάνεται σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ από τη σχέση:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40\rho_l) + 0.15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.19)$$

όπου b_w είναι το πλάτος του στοιχείου ($= b$), τ_{Rd} είναι η τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής, σύμφωνα με τον Πίνακα 11.1.1 του ΕΚΟΣ 2000, $k = 1.60 - d \geq 1.00$ (d σε m), $\rho_l = A_{sl}/b_w d \leq 0.02$, A_{sl} είναι η διατομή διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{Rd1} κατά $d + l_{b,net}$, $\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$, N_{sd} είναι η ορθή δύναμη λόγω φόρτισης ή και προέντασης (θλίψη θετική), $A_c = b_w \cdot h$, με h το ύψος της διατομής και d είναι το στατικό ύψος.

Τέλος, αν η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου V_R , υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Mu} = M_y/L_s$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση, οπότε η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως το γινόμενο της $(1/r)_y$ ή της θ_y , ανάλογα με ποιο είναι το επιλεγόμενο μέγεθος δ , επί $V_R L_s/M_y$.

2.7.2.1.3 Τέμνουσα αντοχής διαρροής

Σύμφωνα με τα παραπάνω, ως τέμνουσα αντοχής διαρροής μπορεί να ληφθεί η οριακή τέμνουσα του στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως υπολογίζεται από τον ΕΚΟΣ 2000. Πρόκειται για την τέμνουσα αντοχής V_{Rd3} λόγω συνδετήρων και λοιπών μηχανισμών ανάληψης τέμνουσας και δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Ry} = V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} \quad (2.20)$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.90 \times d \times f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (2.21)$$

όπου A_{sw} είναι η διατομή οπλισμού διάτμησης, s είναι η απόσταση μεταξύ ράβδων οπλισμού διάτμησης, f_{ywd} είναι η αντοχή διαρροής χάλυβα οπλισμού διάτμησης και α είναι η γωνία κλίσης του οπλισμού διάτμησης.

Στη Σχέση (2.20), ο πρώτος όρος εκφράζει τη συμβολή των συνδετήρων και υπολογίζεται από τη Σχέση (2.21) και ο δεύτερος όρος τη συμβολή των λοιπών μηχανισμών στην ανάληψη της τέμνουσας και υπολογίζεται από τη Σχέση (2.22). Στην περίπτωση που τα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν καταπονούνται από σεισμικές δυνάμεις, ο κανονισμός δέχεται ότι η συμβολή των λοιπών μηχανισμών είναι ίσος με την τέμνουσα αντοχής V_{Rd1} (Σχέση (2.19)), που αποτελεί την οριακή τιμή τέμνουσας αντοχής για να μην απαιτείται εγκάρσιος οπλισμός διάτμησης. Παρουσία σεισμικών καταπονήσεων, η τιμή αυτή ως γνωστόν μειώνεται στις κρίσιμες περιοχές με ένα συντελεστή, που για τις δοκούς λαμβάνεται 0.30 (γραμμικά, κυρίως καμπτόμενα στοιχεία) και για τα υποστυλώματα λαμβάνεται 0.90 (γραμμικά, υπό κάμψη με θλιπτική δύναμη στοιχεία):

$$V_{cd} = \begin{cases} 0.30V_{Rd1}, & \text{για κρίσιμες περιοχές δοκών} \\ 0.90V_{Rd1}, & \text{για κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων} \\ 1.00V_{Rd1}, & \text{εκτός κρίσιμων περιοχών} \end{cases} \quad (2.22)$$

όπου η V_{Rd1} υπολογίζεται από τη Σχέση (2.19).

2.7.2.1.4 Οιονεί ελαστική δυσκαμψία

Η οιονεί ελαστική δυσκαμψία K ορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$K = \frac{F_y}{\delta_y} \quad (2.23)$$

όπου ο υπολογισμός γίνεται με μέσες τιμές υλικών (ή με αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής και συντελεστές ασφάλειας για έλεγχο κριτηρίων επιτελεστικότητας ψαθυρών τρόπων), καθώς σε υφιστάμενες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα οι οπλισμοί είναι δεδομένοι. Οι τιμές των F_y , δ_y και K επιτρέπεται να καθορίζονται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου. Αν οι οπλισμοί του στοιχείου δεν είναι καθορισμένοι από πριν, δίνονται στον κανονισμό

εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού της ελαστικής δυσκαμψίας K για υποστρώματα, δοκούς, ορθογωνικά τοιχώματα και τοιχώματα διατομής Γ, Τ ή Π.

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s του στοιχείου δίνεται από τη σχέση:

$$K = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad (2.24)$$

όπου: M_y , θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής αντίστοιχα στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου. Η ενεργός δυσκαμψία του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με το μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από τη Σχέση (2.24) στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου, ενώ αν το στοιχείο έχει μη συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό, λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από τη Σχέση (2.24) για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

2.7.2.2 Μετελαστικός κλάδος

2.7.2.2.1 Παραμορφώσεις αστοχίας μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η καμπυλότητα διατομής για την αστοχία υπολογίζεται, όπως και για τη διαρροή, για δύο περιπτώσεις: αστοχία λόγω θραύσης του εφελκόμενου χάλυβα πριν την αποφλοιώση (Σχέση (2.25)), και λόγω θλιβόμενου σκυροδέματος (Σχέση (2.26)):

$$(1/r)_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{(1 - \xi_{su})d} \quad (2.25)$$

$$(1/r)_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_{cu}d} \quad (2.26)$$

όπου ξ_{su} και ξ_{cu} είναι τα ανηγμένα στο d ύψη της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του χάλυβα και του σκυροδέματος, αντίστοιχα, ε_{su} είναι η ομοιόμορφη μήκυνση αστοχίας του εφελκόμενου οπλισμού και ε_{cu} είναι η βράχυνση αστοχίας της ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος, που για τον περισφιγμένο πυρήνα μπορεί να εκτιμηθεί μέσω της σχέσης:

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.1a\omega_w \quad (2.27)$$

όπου ω_w είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιξης, ενώ a είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας που δίνεται από τη Σχέση (2.28). Αν οι συνδετήρες δεν

κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος, συνιστάται να αμελείται η περίσφιξη και να μηδενίζεται ο συντελεστής α .

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_c h_c}\right) \quad (2.28)$$

με s_h συμβολίζεται η απόσταση των συνδετήρων, ενώ b_c και h_c αντιστοιχούν στις διαστάσεις του πυρήνα και b_i τις (περίπου) ίσες αποστάσεις μεταξύ των διαμήκων ράβδων.

Η συνολική γωνία στροφής χορδής και η πλαστική γωνία στροφής χορδής μπορούν να λαμβάνονται αντίστοιχα από τις εμπειρικές Σχέσεις (2.29) και (2.30):

$$\theta_{um} = \left\{ 0.016 \cdot 0.3^v \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot a_s^{0.35} \cdot \right. \quad (2.29)$$

$$\left. \cdot 25^{[a\rho_s(f_{yw}/f_c)]} \cdot 1.25^{100\rho_d} \right\}$$

$$\theta_{um}^{pl} = (\theta_{um} - \theta_y)$$

$$= \left\{ 0.0145 \cdot 0.25^v \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \cdot a_s^{0.35} \cdot \right. \quad (2.30)$$

$$\left. \cdot 25^{[a\rho_s(f_{yw}/f_c)]} \cdot 1.275^{100\rho_d} \right\}$$

όπου $a_s = M/Vh = L_s/h$ είναι ο λόγος διάτμησης και L_s το μήκος διάτμησης, $\omega = A_s f_s / b_c h_c f_c$ και $\omega' = A_s' f_s / b_c h_c f_c$ είναι το μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού, αντίστοιχα, με τον ενδιάμεσο διαμήκη οπλισμό μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος να θεωρείται εφελκόμενος. Επίσης, $v = N/bh f_c$ είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο, με b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης, $\rho_s = A_{sh}/b_w s_h$ είναι το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης και ρ_d είναι το γεωμετρικό ποσοστό δισδιαγώνιου οπλισμού, εάν υπάρχει. Στις Σχέσεις (2.29) και (2.30) οι αντοχές σκυροδέματος f_c και χάλυβα f_y λαμβάνονται σε MPa. Όσον αφορά στην αξονική δύναμη N και το λόγο διάτμησης L_s , ισχύουν τα σχόλια που γίνονται σε επόμενη ενότητα.

Οι τιμές που υπολογίζονται από τις Σχέσεις (2.29) και (2.30) αφορούν σε κτίρια που έχουν διαστασιολογηθεί με τις μετά το 1985 αντισεισμικές διατάξεις. Για κτίρια που διαστασιολογήθηκαν με διατάξεις προ του 1985 και έγινε χρήση οπλισμών με νευρώσεις, οι τιμές που υπολογίζονται από τις Σχέσεις (2.29) και (2.30) χρειάζεται να

διαιρεθούν με ένα συντελεστή 1.20. Αν σε αυτά τα κτίρια έγινε χρήση λείου χάλυβα λαμβάνεται το 95% των τιμών, μετά τη διαίρεσή τους με το μειωτικό συντελεστή 1.20.

Αν το στοιχείο αστοχεί από τέμνουσα προτού διαρρεύσει σε κάμψη, συνθήκη που ελέγχεται μέσω της ανίσωσης $V_R < V_{My}$, επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής του ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής που αντιστοιχεί στην καμπτική διαρροή θ_y , όπως υπολογίστηκε από τη Σχέση (2.18). Κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις λαμβάνει χώρα σταδιακή εξασθένηση της αντοχής V_R σε τέμνουσα και ενδέχεται να προκληθεί αστοχία από τέμνουσα, ακόμα και στην περίπτωση που αρχικά προέκυπτε ότι το στοιχείο θα αστοχήσει πρώτα σε κάμψη. Για την εκτίμηση της εξασθένησης συνιστάται να απομειώνεται η τιμή της V_R συναρτήσει του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας επιβαλλόμενων μετακινήσεων ($\mu_\delta = \mu_\theta = \theta_d/\theta_y$), με τη διαδικασία που περιγράφεται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και παρουσιάζεται στη συνέχεια.

2.7.2.3 Διατμητική αντοχή στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος.

Ο υπολογισμός γίνεται για απομειωμένη διατμητική αντοχή, σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπου αναφέρεται ότι η διατμητική αντοχή ενός δομικού στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στη θέση της μέγιστης ροπής. Αν το μέγεθος αυτό αναχθεί στο μέγεθος της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή στο ίδιο σημείο, τότε προκύπτει ότι $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$. Το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής μ_θ^{pl} ισούται με το λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον τη γωνία στη διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στη διαρροή θ_y , όπως υπολογίζονται από τις Σχέσεις (2.30) και (2.18), αντίστοιχα.

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου όπως αυτή χαρακτηρίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του μ_θ^{pl} σύμφωνα με τη Σχέση (2.31):

$$V_R = \left\{ \begin{array}{l} \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0.55A_c f_c) + [1 - 0.05 \min(5; \mu_\theta^{pl})] \times \\ \times [0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) [1 - 0.16 \min(5; a_s)] \sqrt{f_c} A_c + V_w] \end{array} \right\} \quad (2.31)$$

όπου h είναι το ύψος της διατομής (σε m), $x = d \cdot \xi_y$ είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης (σε m) το οποίο μεταβάλλεται πολύ λίγο μετά τη διαρροή, N είναι το αξονικό φορτίο που λαμβάνεται θετικό για θλίψη και αρνητικό για εφελκυσμό (σε MN), α_s είναι ο λόγος διάτμησης. Επίσης, A_c είναι το εμβαδό της διατομής του σκυροδέματος, ίσο με $b_w d$ σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w (σε m) και στατικό ύψος d (σε m), f_c είναι η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (σε MPa), ρ_{tot} είναι το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού, εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου, ενώ τέλος V_w είναι η συμβολή του εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (2.32)$$

με z τον μοχλοβραχίονα των εσωτερικών δυνάμεων, που είναι ίσος με $d-d'$ και f_{yw} την τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

Η τιμή της διατμητικής αντοχής υποστυλώματος με λόγο διάτμησης $\alpha_s \leq 2.0$ δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο $V_{R,max}$ του στοιχείου, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$. Η $V_{R,max}$ προκύπτει από τη Σχέση (2.33), όπου οι μονάδες είναι σε MN και m:

$$V_{R,max} = \left\{ \begin{array}{l} (4/7) [1 - 0.02 \min(5; \mu_\theta^{pl})] \left(1 + 1.35 \frac{N}{A_c f_c} \right) \times \\ \times [1 + 0.45 (100 \rho_{tot})] \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin(2\delta) \end{array} \right\} \quad (2.33)$$

όπου δ είναι η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h/2L_s = 0.5/\alpha_s$).

2.7.2.4 Δείκτης πλαστιμότητας σε όρους γωνιών στροφής χορδής

Η διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής στην αστοχία μπορεί να υπολογιστεί, βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εμπειρικά, με τρεις τρόπους: α) μέσω της Σχέσης (2.29), η οποία εφαρμόστηκε και στην παρούσα εργασία, β) μέσω του α' σκέλους της Σχέσης (2.30), δηλαδή της Σχέσης (2.30α), όπου τα θ_y και θ_{um}^{pl} λαμβάνονται από τις Σχέσεις (2.18) και (2.30), αντίστοιχα και γ) μέσω της Σχέσης (2.34), αφού υπολογιστεί η καμπυλότητα αστοχίας από τις Σχέσεις (2.25) και (2.26).

$$\theta_{um} = \theta_{um}^{pl} + \theta_y \quad (2.30\alpha)$$

$$\theta_{um} = \theta_y + [(1/r)_u - (1/r)_y] \times L_{pl} \times \left(1 - \frac{L_{pl}}{L_s}\right) \quad (2.34)$$

όπου όπως προαναφέρθηκε η θ_y λαμβάνεται από τη Σχέση (2.18), $(1/r)_u = \min\{(1/r)_{su}; (1/r)_{cu}\}$, με $(1/r)_{su}$ και $(1/r)_{cu}$ να λαμβάνονται από τις Σχέσεις (2.25) και (2.26), αντίστοιχα και L_{pl} είναι το ιδεατό μήκος πλαστικής άρθρωσης, το οποίο δίνεται από:

$$L_{pl} = 0.25 \times L_s + 0.03 \times f_{y1} \times \Phi_{l1} \quad (2.35)$$

με L_s το μήκος διάτμησης, f_{y1} τη μέση τιμή αντοχής του χάλυβα και Φ_{l1} την ισοδύναμη μέση διάμετρο των εφελκόμενων ράβδων χάλυβα. Ο συντελεστής πλαστιμότητας σε όρους γωνιών στροφής χορδής υπολογίζεται από τη Σχέση (2.36).

$$\mu_\theta = \frac{\theta_{um}}{\theta_y} = \frac{\theta_{um}^{pl} + \theta_y}{\theta_y} = \frac{\theta_{um}^{pl}}{\theta_y} + 1 \quad (2.36)$$

2.7.3 Σχόλια επί της μεθοδολογίας και των αποτελεσμάτων

2.7.3.1 Μεθοδολογία

Για τον προσδιορισμό των οριακών παραμορφώσεων, σύμφωνα με την προαναφερθείσα πολύπλοκη διαδικασία, είναι φανερό ότι απαιτείται η γνώση της τιμής κάποιων μεγεθών, η οποία όμως δεν παραμένει σταθερή κατά την ανάλυση με σεισμικά φορτία, αλλά μεταβάλλεται σε κάθε βήμα της. Τέτοια είναι το αξονικό και το διατμητικό φορτίο και κατ' επέκταση το μήκος και ο λόγος διάτμησης, ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων και το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, μεγέθη που υπεισέρχονται συχνά στις παραπάνω σχέσεις. Επομένως, κατά την εφαρμογή της παραπάνω μεθοδολογίας είναι πολλές φορές απαραίτητη η πραγματοποίηση απλοποιητικών παραδοχών για τις τιμές των μεγεθών αυτών.

Η πολυπλοκότητα της διαδικασίας αυξάνεται με τις διαφοροποιήσεις που απαιτούνται ανάλογα με τον τρόπο διαρροής και αστοχίας, ο οποίος προσδιορίζεται μετά από έλεγχο των επικρατούντων σε κάθε στιγμή εντατικών μεγεθών. Συγκεκριμένα, η παραπάνω μεθοδολογία προϋποθέτει την πραγματοποίηση μιας

επαναληπτικής διαδικασίας σε κάθε βήμα της ανάλυσης, όπου υπολογίζεται με βάση το αξονικό φορτίο που προσδιορίστηκε στο συγκεκριμένο βήμα ο συντελεστής πλαστιμότητας μ_{θ} ο οποίος υπεισέρχεται στον υπολογισμό της απομειωμένης λόγω ανακυκλίσεων διατμητικής αντοχής του στοιχείου. Μόνο μετά τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής του στοιχείου μπορεί να προσδιοριστεί ο τρόπος αστοχίας, ανάλογα με το αν η διατμητική αντοχή είναι μεγαλύτερη από τη διατμητική δύναμη κατά τη στιγμή της διαρροής. Στην περίπτωση όμως διατμητικής αστοχίας, διορθώνονται ανάλογα τα παραμορφωσιακά μεγέθη, με αποτέλεσμα να μεταβάλλεται και ο συντελεστής πλαστιμότητας μ_{θ} .

2.7.3.2 Παραδοχές

Οι τιμές του αξονικού φορτίου N και της απόστασης των σημείων μηδενισμού των ροπών L_s στο στοιχείο πρέπει να αναθεωρούνται σε κάθε βήμα της ανάλυσης, καθώς μεταβάλλονται εξαιτίας της επιβολής των σταδιακά αυξανόμενων φορτίσεων που λαμβάνονται υπόψη στη σύνταξη της καμπύλης αντίστασης. Απλοποιητικά, επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος σε κάθε μέλος με τις αντίστοιχες τιμές που προκύπτουν κατά την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος. Οι παραπάνω δύο διαδικασίες, η ακριβής και η απλοποιητική, προϋποθέτουν την πραγματοποίηση μιας επαναληπτικής διαδικασίας, όπου, στη δεύτερη διαδικασία για παράδειγμα, πρέπει να υποτεθεί το σημείο κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος και να υπολογιστεί η καμπυλότητα η οποία προσδιορίζει την κρίσιμη μετακίνηση του δομήματος με βάση τις εκάστοτε τιμές N και L_s . Πάντως, για την περίπτωση χαμηλών κτιρίων ο κανονισμός επιτρέπει να λαμβάνεται υπόψη η τιμή της αξονικής δύναμης που οφείλεται μόνο στα κατακόρυφα φορτία, κι αυτό γιατί η σεισμική δράση σε τέτοια κτίρια δεν συνεπάγεται συνήθως μεταβολή αξονικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία.

Οι Μπάρος και Δρίτσος (2006) συμπεραίνουν στην εργασία τους ότι για πλαισιακά κτίρια με μέσες διαστάσεις κάτοψης και μικρό αριθμό ορόφων, ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς των δομικών μελών δεν έχει ουσιαστική εξάρτηση από αυτήν την παραδοχή και ως εκ τούτου, για να αποτιμηθεί η σεισμική ικανότητά τους με μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις μπορεί να γίνεται χρήση των προσεγγιστικών σταθερών τιμών του L_s , που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για συγκεκριμένες περιπτώσεις στοιχείων και του N που προκύπτει από την εφαρμογή των κατακόρυφων φορτίων. Ειδικά για τα υποστυλώματα, η προσέγγιση για τις τιμές του L_s κρίθηκε επαρκής. Όσον

αφορά στις δοκούς, οι Μπάρος και Δρίτσος (2006) κατέληξαν ότι η υιοθέτηση σταθερής τιμής του L_s υπερεκτιμά τις τιμές του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής θ_{um}^{pl} για αρνητική κάμψη, ενώ για θετική κάμψη οι τιμές που υπολογίστηκαν από την εφαρμογή των εξισώσεων με τρεις διαφορετικές παραδοχές παρουσίασαν μεγάλη διασπορά. Δεδομένου ότι στην παρούσα εργασία το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στα υποστυλώματα, τα N και L_s λαμβάνονται για τις δοκούς σταθερά, όπως υπολογίζονται από την ανάλυση μόνο με κατακόρυφα φορτία.

Εξαιτίας αυτών των παραδοχών υπάρχει η πιθανότητα να αγνοηθεί η ενδεχόμενη αύξηση στο αξονικό φορτίο που φέρει ένα κατά τα άλλα μη κρίσιμο υποστύλωμα κατά τη σταδιακή εφαρμογή των πλευρικών φορτίων, με αποτέλεσμα να προκύπτει μικρότερη διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής και τελικά να καταστεί κρίσιμο το υποστύλωμα αστοχώντας νωρίτερα από ό,τι αναμενόταν. Αντίστοιχα, μπορεί να μειωθεί το αξονικό φορτίο που φέρει ένα κρίσιμο υποστύλωμα και να μην αστοχήσει όσο νωρίς αναμενόταν. Οι μεταβολές στο αξονικό φορτίο υποστυλωμάτων συμβαίνουν ως επί το πλείστον σε περιμετρικά υποστυλώματα φορέα με μεγάλο λόγο ύψους προς μήκος κάτοψης στην υπόψη σεισμική διεύθυνση, ενώ στα εσωτερικά υποστυλώματα το αξονικό φορτίο μεταβάλλεται ελάχιστα (Αντωνόπουλος, 2008).

Σχετικά με τα υπόλοιπα μεγέθη των οποίων ο ακριβής προσδιορισμός των τιμών σε κάθε βήμα είναι υπολογιστικά ασύμφορος, προτείνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι παρακάτω παραδοχές: ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων z μπορεί να λαμβάνεται σταθερός και ίσος με $d-d'$ χωρίς να γίνεται κάποιος επιπλέον υπολογισμός και το ύψος της θλιβόμενης ζώνης x μπορεί να λαμβάνεται σταθερό και ίσο με $\xi_y d$, τιμή που αντιστοιχεί σε αυτή της διαρροής, δεδομένου ότι μετά τη διαρροή μεταβάλλεται πολύ λίγο. Ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων μπορεί να ληφθεί και ίσος με $0.90d$ (Αντωνόπουλος, 2008).

2.7.3.3 Πλαστικοποίηση διατομής

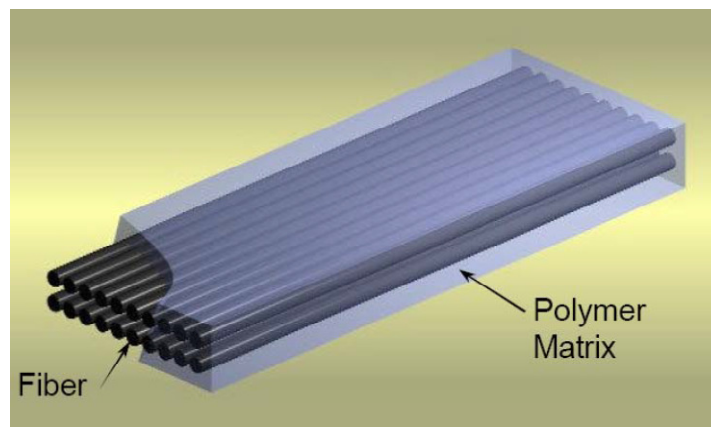
Πρέπει να σημειωθεί ότι η πλαστικοποίηση μιας διατομής, που τελικά την καθιστά πλαστική άρθρωση και ορίζει το σημείο διαρροής, δε συμβαίνει ακαριαία με την επίτευξη ενός κρίσιμου φορτίου, αλλά βαθμιαία με την περαιτέρω αύξηση του φορτίου. Συνεπώς, μπορεί να υπολογίζεται το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής, ακόμα και όσο το στοιχείο βρίσκεται μακροσκοπικά στον ελαστικό κλάδο του διαγράμματος συμπεριφοράς του.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο

Ινοπλισμένα Σύνθετα Υλικά

3.1. Εισαγωγή

Τα σύνθετα υλικά αναφέρονται στην εμφάνιση ενός υλικού σε επιμήκη μορφή με μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία σε ένα δεύτερο με μικρότερη αντοχή, το οποίο ονομάζεται μήτρα (βλ. Εικόνα 3.1). Εμφανίζουν μεγάλη ανισοτροπία στις ιδιότητές τους, κυρίως επειδή το υλικό ενίσχυσης είναι σε μορφή ινών, με τον άξονα της ίνας να έχει συγκεκριμένο προσανατολισμό, αλλά και επειδή μπορεί κάποιο από τα συστατικά να έχει κρυσταλλική μορφή. Η ανισοτροπία πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στο σχεδιασμό, αναμένοντας διαφορετική αντοχή και δυσκαμψία ανά διεύθυνση, καθώς και διαφορετική κατανομή τάσεων ανάλογα με την εξωτερική φόρτιση του υλικού (βλ. Σχήμα 3.1). Η παρασκευή του κάθε υλικού μπορεί να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να αναπτύσσονται οι επιθυμητές ιδιότητες.

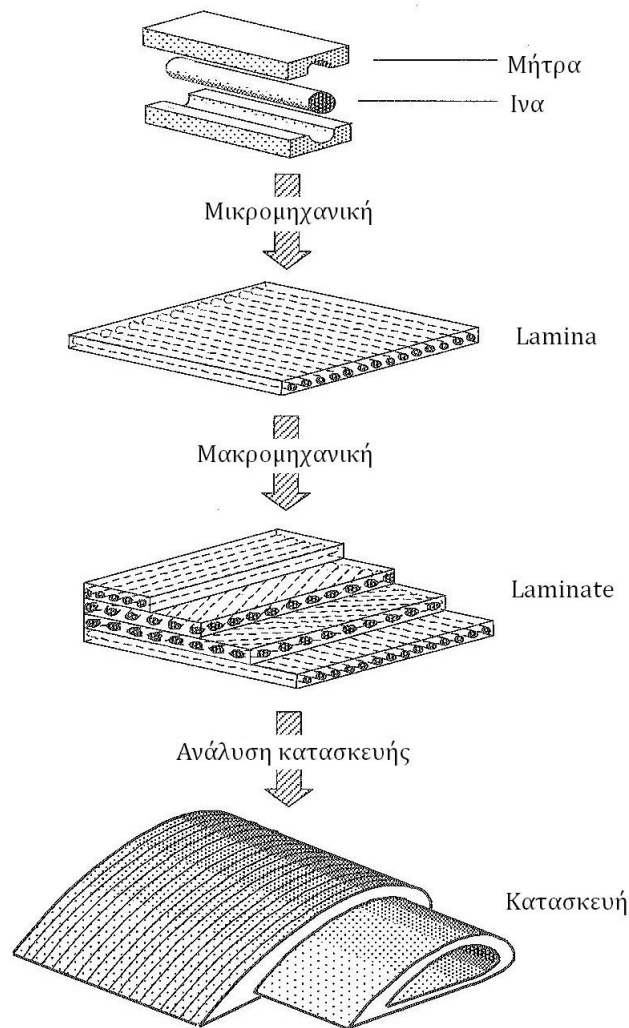


Εικόνα 3.1. Τυπική σύνθεση σύνθετου (Ινοπλισμένου - ΙΟΠ) υλικού (Barecchia, 2008).

Οι πιο σημαντικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών είναι η δυσκαμψία, η αντοχή, η ανθεκτικότητα, η πυκνότητα και οι θερμικές ιδιότητες (διαστολή και αγωγιμότητα). Ιδιαίτερα για τις τελευταίες, ενδεχόμενη μεταβολή της θερμοκρασίας κατά την παρασκευή του υλικού μπορεί να οδηγήσει σε διαφορετικούς ρυθμούς συστολοδιαστολών των επιμέρους συστατικών και στην ανάπτυξη εσωτερικών παραμενουσών τάσεων. Οι εσωτερικές τάσεις που αναπτύσσονται κατά την εφαρμογή εξωτερικού φορτίου μπορεί να διαφέρουν από σημείο σε σημείο, αλλά το ποσοστό ανάληψης φορτίου από κάθε συστατικό είναι ανάλογο του ποσοστού του όγκου του στο σύνθετο υλικό. Η σχέση ισορροπίας των εξωτερικών και εσωτερικών τάσεων γράφεται:

$$V_f \sigma_f + (1 - V_f) \sigma_m = \sigma_A \quad (3.1)$$

όπου V είναι το ποσοστό όγκου, σ είναι η τάση και οι δείκτες m , f και A αντιστοιχούν στη μήτρα, στις ίνες και στο σύνθετο υλικό, αντίστοιχα.



Σχήμα 3.1. Μηχανική των σύνθετων υλικών (Γκότσης, 2009).

Με βάση την παραδοχή ότι η απόκριση του σύνθετου υλικού θα παραμείνει ελαστική, η αναλογία συμμετοχής στην ανάληψη του εξωτερικού φορτίου θα παραμείνει σταθερή και θα εξαρτάται από το ποσοστό του όγκου του κάθε υλικού, το σχήμα και τον προσανατολισμό της ενίσχυσης, καθώς και τις ελαστικές παραμέτρους του κάθε συστατικού. Στόχος του βέλτιστου σχεδιασμού ενός σύνθετου υλικού είναι να αναλαμβάνεται το μεγαλύτερο ποσοστό φορτίου από το συστατικό με τη μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία, δηλαδή τις ίνες (βλ. Σχήμα 3.2).

3.2. Ίνες και μήτρες

3.2.1 Ίνες ενίσχυσης

Γενικά, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.1, πολλές μορφές και είδη ινών είναι διαθέσιμα για την παρασκευή σύνθετων υλικών. Οι τυπικές τιμές των ιδιοτήτων τους παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2, όπου φαίνεται ότι όλες οι ίνες έχουν υψηλό μέτρο ελαστικότητας και σχετικά χαμηλή πυκνότητα. Στα έργα πολιτικού μηχανικού, χρησιμοποιούνται κατά κύριο λόγο οι ίνες άνθρακα, υάλου και αραμιδίου.

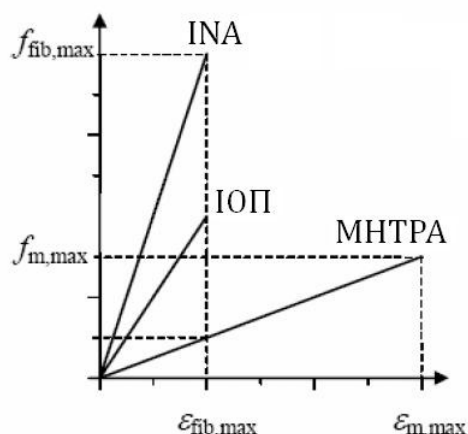
Πίνακας 3.1. Συνήθεις μορφές ινών ενίσχυσης (Hull and Clyne, 1996).

Μορφή	Μέγεθος (μm)		Μέθοδος παρασκευής	Παραδείγματα
	d	L		
Μεμονωμένο νημάτιο (μονές ίνες μεγάλης διαμέτρου)	100-150	∞	Μέθοδος CVD ¹ σε πυρήνα ινών (π.χ. άνθρακα ή βολφραμίου)	SiC (SCS-6™) Boron
Πολλά νημάτια (νήματα με έως και 14000 ίνες πλεγμένες μαζί ανά νήμα)	7-30	∞	Προένταση, πυρόλυση, τεχνική melt spinning	Άνθρακας (HS ² & HM ³), Υαλος, Nicalon™, Kevlar™ 49, FP™ αλουμίνια
Κοντές ίνες (ακατέργαστες ίνες ενσωματωμένες σε συστρωματώματα, ταινίες, κλπ)	1-10	50-5000	Περιστροφή πηλού ή διαλυμάτων, θερμική επεξεργασία	Saffil™, Kaowool, Fiberfrax™
Ίνες με νεύρα (καθαροί μονοί κρύσταλλοι σε χαλαρά αδρανή)	0.1-1	5-100	Φάση εξάτμισης ανάπτυξη / αντίδραση	SiC, Al ₂ O ₃
Κόκκοι (σκόνη)	5-20	5-20	Παραπροϊόν μεταλλουργίας, επεξεργασμένο μέταλλευμα, επεξεργασία διαλύματος-κολλοειδούς πήγματος, κλπ	SiC, Al ₂ O ₃ , B ₄ C, TiB ₂

¹ CVD : Chemical Vapor Deposition

² HS : High Strength (Υψηλής Αντοχής)

³ HM : High Modulus (Υψηλού Μέτρου Ελαστικότητας)



Σχήμα 3.2. Σχηματική απεικόνιση σχέσεων τάσεων - παραμορφώσεων ίνας, μήτρας και σύνθετου υλικού (CNR-DT200, 2004).

Πίνακας 3.2. Ιδιότητες ινών (Hull and Clyne, 1996).

Ίνα	Πυκνότητα	Μέτρο Ελαστικότητας	Λόγος Poisson	Εφελκ. Αντοχή	Παραμόρφ. Αστοχίας	Θερμικός συντελ.	Θερμική αγωγιμ/τα.
	ρ (MG m ⁻³)	E (GPa)	ν	σ (GPa)	ϵ (%)	α (10 ⁻⁶ K ⁻¹)	K (W m ⁻¹ K ⁻¹)
Νημάτιο SiC	3.00	400	0.20	2.4	0.6	4.0	10
Νημάτιο Boron	2.60	400	0.20	4.0	1.0	5.0	38
Άνθρακας HM	1.95	Αξον. 380 Εφαπτ. 12	0.20	2.4	0.6	Αξ. -0.7 Εφ. 10	Αξον. 105
Άνθρακας HS	1.75	Αξον. 230 Εφαπτ. 20	0.20	3.4	1.1	Αξ. -0.4 Εφ. 10	Αξον. 24
E-glass	2.56	76	0.22	2.0	2.6	4.9	13
Nicalon™	2.60	190	0.20	2.0	1.0	6.5	10
Kevlar™ 49	1.45	Αξον. 130 Εφαπτ. 10	0.35	3.0	2.3	Αξ. -6 Εφ. 54	Αξον. 0.04
FP™ ίνα	3.90	380	0.26	2.0	0.5	8.5	8
Saffil™	3.40	300	0.26	2.0	0.7	7.0	5
SiC με νεύρα	3.20	450	0.17	5.5	1.2	4.0	100
Σελουλόζη (ίνες)	1.00	80	0.30	2.0	3.0	-	-

3.2.1.1 Ίνες άνθρακα

Στην κρυσταλλική δομή του άνθρακα, τα άτομα διατάσσονται σε εξάγωνα και συγκρατούνται αφ' ενός στο βασικό επίπεδο με ισχυρούς ομοιοπολικούς δεσμούς, αφ' ετέρου στο άλλο επίπεδο με ασθενείς δεσμούς van der Waals. Αποτέλεσμα αυτής της διάταξης είναι να εμφανίζεται ισχυρή ανισοτροπία, με το εντός επιπέδου μέτρο ελαστικότητας να είναι της τάξης των 1000GPa και το εκτός επιπέδου μόνο 35GPa, με

αποτέλεσμα να είναι αναγκαίος ο σωστός προσανατολισμός τους για να επιτευχθεί υψηλό μέτρο ελαστικότητας και υψηλή αντοχή. Οι ίνες άνθρακα έχουν διάμετρο συνήθως 8μm.

Οι ίνες άνθρακα μπορούν να παρασκευαστούν από ίνες πολυακρυλονιτριλών (polyacrylonitrile PAN), μεσοφασική πίσσα και πυρολυτική απόθεση. Ανάλογα με τη μέθοδο παρασκευής, μπορεί να έχουν τυπικά μέτρα ελαστικότητας της τάξης των 230-240GPa, υψηλά μέτρα ελαστικότητας της τάξεως των 250-300GPa και πολύ υψηλά μέτρα ελαστικότητας της τάξεως των 350-500GPa. Όσο πιο μεγάλο είναι το μέτρο ελαστικότητας τόσο πιο χαμηλή είναι η παραμόρφωση αστοχίας. Το εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας είναι συνήθως 3-10% μικρότερο από το αντίστοιχο αξονικό. Τέλος, με κατάλληλη παρασκευή μπορεί να προκύψουν προϊόντα με πολύ υψηλή θερμική αγωγιμότητα.

3.2.1.2 Ίνες υάλου

Παράγονται κυρίως από πυρίτιο (SiO_2) και είναι άμορφα υλικά. Τρεις κοινοί τύποι ινών υάλου είναι οι E-glass, C-glass και S-glass (ο χαρακτηρισμός E, C ή S δίνεται ανάλογα με τη χημική σύσταση). Τυπικές τιμές των ιδιοτήτων τους φαίνονται στον Πίνακα 3.3. Οι ίνες E-glass είναι οι πιο κοινά χρησιμοποιούμενες, με πολύ καλή αντοχή, δυσκαμψία, ηλεκτρικές και αντιδιαβρωτικές ιδιότητες. Σε ορισμένες περιπτώσεις προτιμώνται οι ίνες C-glass, καθώς έχουν καλύτερες ιδιότητες έναντι διάβρωσης σε σχέση με τις E-glass, αλλά χαμηλότερη αντοχή. Τέλος, οι S-glass είναι ακριβότερες από τις E-glass, αλλά έχουν μεγαλύτερη αντοχή, μέτρο ελαστικότητας και αντοχή στις θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι ίνες E-glass έχουν διάμετρο συνήθως 8-15μm.

Πίνακας 3.3. Τυπικές ιδιότητες ινών υάλου (Hull and Clyne, 1996).

	E-glass	C-glass	S-glass
ρ (MG m ⁻³)	2.60	2.49	2.48
K (W m ⁻¹ K ⁻¹)	13	13	13
α (10 ⁻⁶ K ⁻¹)	4.9	7.2	5.6
σ (GPa)	3.45	3.30	4.60
E (GPa)	76.0	69.0	85.5
T _{max} (oC)	550	660	650

Σε αντίθεση με τις ίνες άνθρακα, οι ίνες υάλου είναι ισοτροπικές με ίδιο μέτρο ελαστικότητας κατά την αξονική και την εφαπτομενική διεύθυνση. Ο κύριος

παράγοντας καθορισμού της αντοχής τους είναι η θραύση των ινών κατά την τριβή μεταξύ τους. Για να μειωθεί η θραύση τους εφαρμόζεται μια λεπτή επίστρωση, η οποία προστατεύει τις ίνες από τη θραύση, τις δεσμεύει μεταξύ τους διευκολύνοντας την επεξεργασία, τις λιπαίνει εξαλείφοντας την τριβή μεταξύ τους, προσδίδει ιδιότητες κατά του στατικού ηλεκτρισμού και διευκολύνει τον μετέπειτα χημικό δεσμό με τη μήτρα.

3.2.1.3 *Οργανικές ίνες*

Οι πιο σημαντικές πολυμερικές ίνες προέρχονται από αρωματικά πολυαμίδια και καλούνται ίνες αραμιδίου. Οι πρώτες ίνες αραμιδίου εμφανίστηκαν στο εμπόριο με την επωνυμία Kevlar™. Έχουν μέτρο ελαστικότητας της τάξης των 220GPa παράλληλα με τον άξονα των πολυμερικών αλυσίδων. Όπως και στις ίνες άνθρακα, το εγκάρσιο μέτρο ελαστικότητας είναι πολύ μικρότερο από το αντίστοιχο παράλληλα στον άξονα. Συνεπώς, οι ίνες αραμιδίου είναι έντονα ανισοτροπικά υλικά και μόνο με κατάλληλες τεχνικές προσανατολισμού μπορεί να επιτευχθεί μέτρο ελαστικότητας έως και 70GPa.

3.2.1.4 *Αντοχή ινών ενίσχυσης*

Τιμές για την εφελκυστική αντοχή των ινών δόθηκαν στον Πίνακα 3.2. Παρακάτω αναφέρονται οι κύριοι παράγοντες που λαμβάνονται υπόψη για τον προσδιορισμό της αντοχής των ινών.

3.2.1.4.1 *Ανθεκτικότητα των ινών*

Απουσία αέρα ή άλλων οξειδωτικών παραγόντων οι ίνες άνθρακα εμφανίζουν ιδιαίτερα υψηλή αντοχή στη θερμότητα, διατηρώντας τις ιδιότητές τους σε θερμοκρασίες ακόμα και πάνω από 2000°C. Παρουσία οξυγόνου, όμως, οι ιδιότητες των ινών άνθρακα μειώνονται σε μεγάλο βαθμό. Οι E-glass ίνες υάλου παρουσιάζουν μείωση των ελαστικών σταθερών τους σε θερμοκρασίες άνω των 250 °C, ενώ οι ίνες αραμιδίου επηρεάζονται σε ακόμα χαμηλότερη θερμοκρασία. Παρόλ' αυτά, οι οργανικές πολυμερικές μήτρες παρουσιάζουν αστάθεια σε θερμοκρασίες άνω των 200 °C, έτσι ώστε η μέγιστη θερμοκρασία λειτουργίας του σύνθετου υλικού να καθορίζεται από τις μήτρες και όχι από τις ίνες. Για ανόργανες μήτρες, κύριο μέλημα αποτελεί η προστασία των ινών μέσω επιστρώσεων (Hull and Clyne, 1996).

Σε αλκαλικά περιβάλλοντα οι ίνες υάλου εμφανίζουν μείωση στις ιδιότητές τους, γεγονός που σε συνήθεις εφαρμογές πολιτικού μηχανικού δεν αποτελεί πρόβλημα, καθώς τα σύνθετα υλικά δεν εφαρμόζονται σε ιδιαίτερα ισχυρά αλκαλικά περιβάλλοντα. Αντίθετα, οι ίνες άνθρακα δεν επηρεάζονται από την αλκαλικότητα του περιβάλλοντος λειτουργίας τους, ενώ οι ίνες αραμιδίου παρουσιάζουν μικρή μείωση στην εφελκυστική αντοχή τους. Έχει αναφερθεί ότι σε ισχυρά όξινα περιβάλλοντα οι ίνες υάλου εμφανίζουν μειωμένες ιδιότητες (Halloway, 2010).

3.2.1.4.2 Θλιπτική αντοχή των ινών

Ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής των ινών είναι δυσχερής, καθώς η διάσταση του μήκους είναι εξαιρετικά μεγαλύτερη από αυτές της διατομής και η αστοχία προκύπτει με διάφορες μορφές λυγισμού (με πιθανότερο το λυγισμό τύπου Euler) και πολύ γρήγορα. Ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής των ινών εντός του σύνθετου υλικού είναι επίσης δυσχερής, καθώς οι ίνες είναι πλευρικά εξασφαλισμένες από τη μήτρα. Γενικά, ο λυγισμός των ινών προκύπτει τόσο γρηγορότερα όσο μικρότερη είναι η διατομή τους. Ο τύπος της ίνας είναι επίσης σημαντικός, καθώς έχει παρατηρηθεί ότι σε φύλλο lamina αραμιδίου η θλιπτική αντοχή είναι το 20% της αντίστοιχης εφελκυστικής, ενώ για ίνες άνθρακα και υάλου οι δύο αντοχές είναι ίδιες.

3.2.1.4.3 Θραύση των ινών και ελαστικότητα

Γενικά, οι ίνες αστοχούν με ψαθυρό τρόπο σε εφελκυσμό, χωρίς προγενέστερη διαρροή. Οι ίνες άνθρακα και υάλου είναι σχεδόν εντελώς ψαθυρές και αστοχούν χωρίς καμία μείωση της διατομής τους, ενώ οι ίνες αραμιδίου παρουσιάζουν πλάστιμη συμπεριφορά, παρόλο που τελικά η παραμόρφωση αστοχίας είναι μικρή. Η ικανότητα των ινών να παραμορφώνονται και να καμπυλώνονται εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τη διάμετρό τους, με τις ίνες υάλου να καμπυλώνονται πιο εύκολα από τις άλλες ίνες. Επιπροσθέτως, η καμπύλωση των ινών αραμιδίου δημιουργεί περιοχές με υψηλές εφελκυστικές και θλιπτικές τάσεις στα σημεία καμπύλωσης, οδηγώντας με αυτό τον τρόπο τις ίνες σε μόνιμες παραμορφώσεις μετά από διαρροή στις περιοχές θλίψης (η θλιπτική αντοχή των ινών αραμιδίου είναι χαμηλότερη από την αντίστοιχη εφελκυστική).

3.2.2 Μήτρες

Οι μήτρες μπορεί να είναι πολυμερικές (θερμοσκληρυνόμενες ή θερμοπλαστικές ρητίνες), μεταλλικές (αλουμίνιο, μαγνήσιο και τιτάνιο) ή κεραμικές (υαλώδεις, συμβατικές). Στον Πίνακα 3.4 παρουσιάζονται οι ιδιότητες μερικών υλικών που χρησιμοποιούνται ως μήτρες. Στις επόμενες ενότητες, το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στις πολυμερικές μήτρες, που είναι είτε θερμοσκληρυνόμενες είτε θερμοπλαστικές ρητίνες και ιδιαίτερα στις θερμοσκληρυνόμενες ρητίνες. Ιδιότητες των πολυμερικών ρητινών δίνονται συγκριτικά στον Πίνακα 3.4 και στον Πίνακα 3.5.

Πίνακας 3.4. Ιδιότητες διαφορετικών τύπων μητρών (Hull and Clyne, 1996).

Μήτρα	Πυκνότητα	Μέτρο Ελαστικότητας	Λόγος Poisson	Εφελκ. Αντοχή	Παραμόρφ. Αστοχίας	Θερμικός συντελ.	Θερμική αγωγιμότη.
	ρ (MG m ⁻³)	E (GPa)	ν	σ (GPa)	ϵ (%)	α (10 ⁻⁶ K ⁻¹)	K (W m ⁻¹ K ⁻¹)
<i>Θερμοσκληρυνόμενες</i>							
εποξ. ρητίνες	1.1-1.4	3-6	0.38-0.40	0.035-0.1	1-6	60	0.1
Πολυεστέρες	1.2-1.5	2.0-4.5	0.37-0.39	0.04-0.09	2	100-200	0.2
<i>Θερμοπλαστικές</i>							
Nylon 6.6	1.14	1.4-2.8	0.3	0.06-0.07	40-80	90	0.2
Πολυπροπυλένιο	0.90	1.0-1.4	0.3	0.02-0.04	300	110	0.2
PEEK	1.26-1.32	3.6	0.3	0.17	50	47	0.2
<i>Μεταλλικές</i>							
Al	2.70	70	0.33	0.2-0.6	6-20	24	130-230
Mg	1.80	45	0.35	0.1-0.3	3-10	27	100
Ti	4.5	110	0.36	0.3-1.0	4-12	9	6-22
<i>Κεραμικές</i>							
Βόριο-πυριτικό γυαλί	2.3	64	0.21	0.10	0.2	3	12
SiC	3.4	400	0.20	0.4	0.1	4	50
Al ₂ O ₃	3.8	380	0.25	0.5	0.1	8	30

3.2.2.1 Θερμοσκληρυνόμενες μήτρες

Οι θερμοσκληρυνόμενες ρητίνες είναι στην αρχική τους μορφή πολυμερή υγρά ή στερεά με χαμηλό σημείο τήξης που με την παρουσία ενός καταλύτη, θερμοκρασίας ή συνδυασμού τους σκληραίνουν και σχηματίζουν ένα πυκνά διασταυρούμενο πλέγμα. Εφόσον σκληρύνουν δεν μπορούν να μετατραπούν εκ νέου σε ρευστή μορφή. Καλύπτεται μεγάλο φάσμα φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων, με πιο κοινά χρησιμοποιούμενες ρητίνες τις εποξειδικές, τους ακόρεστους πολυεστέρες και τους βινυλεστέρες (Megalooikonomou, 2007).

Ως προς τις ιδιότητες των διαφορετικών θερμοσκληρυνόμενων ρητινών, οι εποξειδικές είναι γενικά πιο ανθεκτικές από τους πολυεστέρες και τους βινυλεστέρες, έχουν μεγαλύτερη αντοχή στη μεταβολή της θερμοκρασίας και έχουν μικρότερη ευαισθησία σε ερπυσμό. Γενικά, οι εποξειδικές ρητίνες έχουν συνολικά ανώτερες ιδιότητες από τις υπόλοιπες θερμοσκληρυνόμενες μήτρες οι οποίες, όμως, προτιμώνται λόγω χαμηλότερου κόστους (Hull and Clyne, 1996).

Πίνακας 3.5. Σύγκριση ιδιοτήτων θερμοσκληρυνόμενων και θερμοπλαστικών ρητινών σε περιβαλλοντικές επιδράσεις (Hull and Clyne, 1996).

Ιδιότητα	Θερμοσκληρυνόμενες		Θερμοπλαστικές		
	Εποξειδικές ρητίνες	Πολυεστέρες Βινυλεστέρες	Nylon 6.6	Πολυπροπυλένιο	PEEK
Θερμοκρασία τήξης (°C)	-	-	265	164	334
Θερμοκρασία παραμόρφωσης (°C)	50-200	50-110	120-150	80-120	150-200
Ερπυσμός κατά τη σκλήρυνση (%)	1-2	4-8	-	-	-
Απορρόφηση ύδατος (24h@20°C)(%)	0.1-0.4	0.1-0.3	1.3	0.03	0.1
Χημική αντίσταση	Καλή, ευάλωτα σε δυνατά οξέα	Ευάλωτα σε δυνατά οξέα και αλκάλια	Καλή, ευάλωτα σε δυνατά οξέα	Άριστη	Άριστη

3.2.2.2 Θερμοπλαστικές μήτρες

Οι θερμοπλαστικές ρητίνες είναι στερεά πολυμερή που μαλακώνουν με τη θέρμανσή τους και μπορεί να είναι κρυσταλλικά, άμορφα υλικά ή υγροί κρύσταλλοι. Πρόκειται για στερεά υλικά, καθώς ο πολυμερισμός τους έχει γίνει εξ' αρχής, οπότε είναι πιο δύσκολος ο χειρισμός τους κατά την παρασκευή των σύνθετων υλικών. Για να είναι κατεργάσιμα χρειάζεται να θερμανθούν, οπότε μεταβαίνουν σε ρευστή μορφή παρουσιάζοντας όμως και πάλι αυξημένο ιξώδες. Οι θερμοπλαστικές ρητίνες επηρεάζονται από τις υψηλές θερμοκρασίες και αλλάζουν φάση, δηλαδή μετατρέπονται σε ρευστό (Megalooikonomou, 2007).

Γενικά, τα θερμοπλαστικά επιδεικνύουν καλή αντίσταση σε χημικά και σχετική σταθερότητα σε αυξημένες θερμοκρασίες. Επίσης, δεν παρουσιάζουν υδροαπορροφητικότητα (εκτός από το Nylon 6.6). Εμφανίζουν μεγάλες παραμορφώσεις μέχρι τη θραύση τους, ενώ η παραμόρφωση θραύσης εξαρτάται από τις θερμοκρασιακές συνθήκες που επικρατούν. Κατά την εφαρμογή σταθερής φόρτισης, οι παραμορφώσεις τους τείνουν να αυξάνονται (ερπυσμός), οδηγώντας σε

ανακατανομή των τάσεων μεταξύ μήτρας και ινών στη διάρκεια ζωής του σύνθετου υλικού (Hull and Clyne, 1996).

3.2.2.3 Αντοχή των θερμοσκληρυνόμενων μητρών

Η αποδοτικότητα των θερμοσκληρυνόμενων μητρών κατά την εφαρμογή τους σε σύνθετα υλικά εξαρτάται από τη διαδικασία πολυμερισμού που ακολουθήθηκε κατά την παρασκευή τους, τη θερμοκρασία, την ανθεκτικότητα και τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά.

3.2.2.3.1 Επίδραση της μεθόδου πολυμερισμού

Στην πράξη, χρησιμοποιούνται δύο διαδικασίες πολυμερισμού: το σύστημα ψυχρής συμπίκνωσης (cold cured systems), όπου το πολυμερές συμπυκνώνεται επί τόπου σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος της τάξης των 10-30°C και το σύστημα θερμής συμπίκνωσης (hot cured systems), όπου το πολυμερές συμπυκνώνεται στο εργοστάσιο σε αυξημένες θερμοκρασίες της τάξης των 130°C (Halloway, 2010). Όταν ακολουθείται το σύστημα ψυχρής συμπίκνωσης είναι ωφέλιμο να αφήνονται οι ρητίνες εκτεθειμένες σε υψηλές θερμοκρασίες μετά τη σκλήρυνσή τους για να αποφευχθεί συρρίκνωση και αλλαγή των ιδιοτήτων τους κατά τη λειτουργία τους. Ο ερπυσμός κατά τη σκλήρυνση και η θερμική συστολή κατά την ψύξη μπορεί να προκαλέσουν παραμένουσες τάσεις στο σύνθετο υλικό. Όπως φαίνεται και από τον Πίνακα 3.5, οι θερμοσκληρυνόμενες ρητίνες έχουν μικρή παραμόρφωση αστοχίας, συνεπώς πρόκειται για ψαθυρά υλικά.

3.2.2.3.2 Επίδραση της θερμοκρασίας στις μήτρες

Η επίδραση της θερμοκρασίας στη μήτρα μπορεί να είναι βραχυχρόνια με προσωρινά και αναστρέψιμα αποτελέσματα ή μακροχρόνια, οπότε λαμβάνει χώρα αλλαγή στη χημική σύσταση του πολυμερούς, φαινόμενο γνωστό ως γήρανση. Οι ιδιότητες του πολυμερούς που σχετίζονται με τη θερμοκρασία, δηλαδή το σημείο υαλώδους μετάπτωσης και το σημείο τήξης, η θερμική διαστολή, η θερμική αγωγιμότητα, η αντοχή σε πυρκαγιά, η υπεριώδης ακτινοβολία και ο ερπυσμός μεταβάλλονται με την αλλαγή της θερμοκρασίας (Halloway, 2010).

Το σημείο υαλώδους μετάπτωσης είναι η θερμοκρασία κάτω από την οποία το πολυμερές συμπεριφέρεται ως στερεό σώμα και πάνω από την οποία συμπεριφέρεται ως ρευστό. Συνεπώς, τα πολυμερή κάτω από τη θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης

έχουν αντοχή και δυσκαμψία και πάνω από αυτή χάνουν τις μηχανικές τους ιδιότητες, ενώ μετά το σημείο τήξης χάνουν την κρυσταλλική δομή τους. Αναφορικά με τις δύο διαδικασίες πολυμερισμού, το σημείο υαλώδους μετάπτωσης είναι χαμηλότερο για ψυχρή συμπύκνωση σε σχέση με τα προϊόντα της θερμής συμπύκνωσης. Γενικά, συστήνεται να εκτίθενται τα πολυμερή σε υψηλές θερμοκρασίες για μεγάλη χρονική περίοδο μετά την ολοκλήρωση της ψυχρής συμπύκνωσης, έτσι ώστε να αυξάνεται το σημείο υαλώδους μετάπτωσης.

Όσον αφορά στη θερμική διαστολή, η αύξηση του μήκους ανά μονάδα αύξησης της θερμοκρασίας των πολυμερών είναι μιας τάξης μεγαλύτερη από τα συνήθη υλικά που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές, γεγονός που είναι αναγκαίο να λαμβάνεται υπόψη όταν εφαρμόζεται συνεργασία των σύνθετων υλικών με κάποιο ανόμοιο υλικό κατασκευής. Επίσης, η θερμική αγωγιμότητα των πολυμερών είναι χαμηλή και μπορούν να θεωρηθούν ως μονωτές. Για να μειωθεί περαιτέρω η αγωγιμότητα μπορεί να εφαρμοστεί το υλικό σε μορφή αφρού, ενώ για να αυξηθεί μπορούν να προστεθούν μεταλλικές ίνες κατά τον πολυμερισμό.

Τα πολυμερή που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές αποτελούνται κυρίως από μόρια άνθρακα, υδρογόνου και αζώτου, συνεπώς είναι εύφλεκτα σε διάφορους βαθμούς. Ο κυριότερος κίνδυνος για την υγεία σε περίπτωση πυρκαγιάς προκύπτει από τα τοξικά προϊόντα κατά την καύση των υλικών αυτών. Ο κίνδυνος αυτός μπορεί να αντιμετωπιστεί με διάφορους τρόπους:

- κατάσβεση, περιορισμός της πυρκαγιάς ή έλεγχος της έκθεσης σε πυρκαγιά,
- εισαγωγή πρόσθετων υλικών στη σύσταση της ρητίνης, και
- εφαρμογή συστημάτων παθητικής πυροπροστασίας μέσω επικάλυψης των επιφανειών με προστατευτικά υλικά.

Σημειώνεται ότι η έκθεση στην υπεριώδη ακτινοβολία προκαλεί αποχρωματισμό και ευθραυστότητα. Τέλος, δεδομένου ότι τα πολυμερή είναι βισκοελαστικά υλικά, η συμπεριφορά τους μεταβάλλεται με το χρόνο, καθώς εμφανίζονται φαινόμενα χαλάρωσης τάσεων, δηλαδή μείωση των τάσεων υπό σταθερή παραμόρφωση στο χρόνο και ερπυσμού, δηλαδή αύξηση της παραμόρφωσης υπό σταθερή τάση. Οπότε, η μηχανική απόκριση πολυμερών υπό φορτίο μπορεί να μεταβάλλεται με το χρόνο, εξαρτώμενη από διάφορους παράγοντες όπως είναι η χρονοϊστορία φόρτισης, η χρονική περίοδος και η θερμοκρασία. Ο μακροχρόνιος ερπυσμός μπορεί να προκαλέσει

εκτεταμένες παραμορφώσεις και ρωγμές, λυγισμό και κόπωση στο υλικό, οδηγώντας σε αστοχία (Banerjee, 2011).

3.2.2.3.3 Ανθεκτικότητα θερμοσκληρυνόμενης μήτρας

Ιδιαίτερα σημαντικός παράγοντας για την ανθεκτικότητα της μήτρας είναι η απορρόφηση υγρασίας και διαλυμάτων νερού ή η επαφή με αλκαλικά περιβάλλοντα. Πρόβλημα για τη μελέτη αυτών των ιδιοτήτων, οι οποίες, βέβαια, αλλάζουν με κάθε πρόσμικτο συστατικό που περιλαμβάνει το πολυμερές, είναι το εκτεταμένο χρονικό διάστημα που απαιτείται για να εκδηλωθούν τα φαινόμενα και να ληφθούν οι απαραίτητες πληροφορίες από πειράματα. Η απορρόφηση υγρασίας από το θερμοσκληρυνόμενο υλικό προκαλεί αλλαγές στις μηχανικές, χημικές και θερμοκρασιακές ιδιότητές του, οδηγώντας σε μόνιμα ή μη φαινόμενα πλαστικοποίησης, σαπωνοποίησης ή υδρόλυσης. Για την αποφυγή τέτοιων φαινομένων είναι αναγκαίο να ολοκληρωθεί πλήρως η σκλήρυνση της μήτρας. Σε ιδιαίτερες περιπτώσεις μπορεί να χρησιμοποιούνται ειδικά πρόσμικτα για τη βελτίωση της ικανότητας φραγμού. Η αντοχή της θερμοσκληρυνόμενης μήτρας σε φυσική και χημική διάβρωση εξαρτάται από τη χημική της σύνθεση και τη σύνδεση των μονομερών που την αποτελούν. Το φαινόμενο της διάβρωσης καθυστερεί όταν έχει προηγηθεί πλήρης σκλήρυνση της μήτρας.

Στοιχεία για την εφελκυστική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας των θερμοσκληρυνόμενων μητρών δόθηκαν στον Πίνακα 3.4. Η αντοχή των υλικών αυτών σε θλίψη είναι συνήθως 1.5 με 2.0 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη σε εφελκυσμό, καθώς η αντοχή σε εφελκυσμό μειώνεται λόγω μικροατελειών (μικρορωγμών) στη δομή του υλικού. Σημειώνεται ότι ενώ τα χαρακτηριστικά των σύνθετων υλικών σε εφελκυσμό καθορίζονται αποκλειστικά από τις ίνες, τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά σε θλίψη εξαρτώνται από το μέτρο ελαστικότητας και την αντοχή της μήτρας, τη διεπιφάνεια μήτρας-ίνας και την ενδεχόμενη εσφαλμένη διάταξη των ινών (Halloway, 2010).

3.3. Αρχιτεκτονική των ινών

3.3.1 Γενικά

Σημαντικά χαρακτηριστικά των σύνθετων υλικών είναι το ποσοστό όγκου και το ποσοστό μάζας. Σε μονοαξονικά φύλλα, τα χαρακτηριστικά αυτά εξαρτώνται από τη μορφή διάταξης των ινών και δεν μπορούν να υπερβούν για κάθε διάταξη κάποια συγκεκριμένη τιμή. Άλλωστε, όταν οι ίνες είναι διαταγμένες πολύ κοντά η μία στην άλλη είναι δυσχερής ο εμποτισμός τους με τη ρευστή μήτρα, ο οποίος μπορεί να επιτευχθεί μόνο με την έγχυση υπό πίεση, με κίνδυνο την καταστροφή των εύθραυστων ινών. Κατά συνέπεια, σε προϊόντα του εμπορίου είναι πρακτικά δύσκολο να επιτευχθεί ποσοστό όγκου μεγαλύτερο από 0.7 (Hull and Clyne, 1996).

3.3.2 Μακριές ίνες

3.3.2.1 Στρώματα

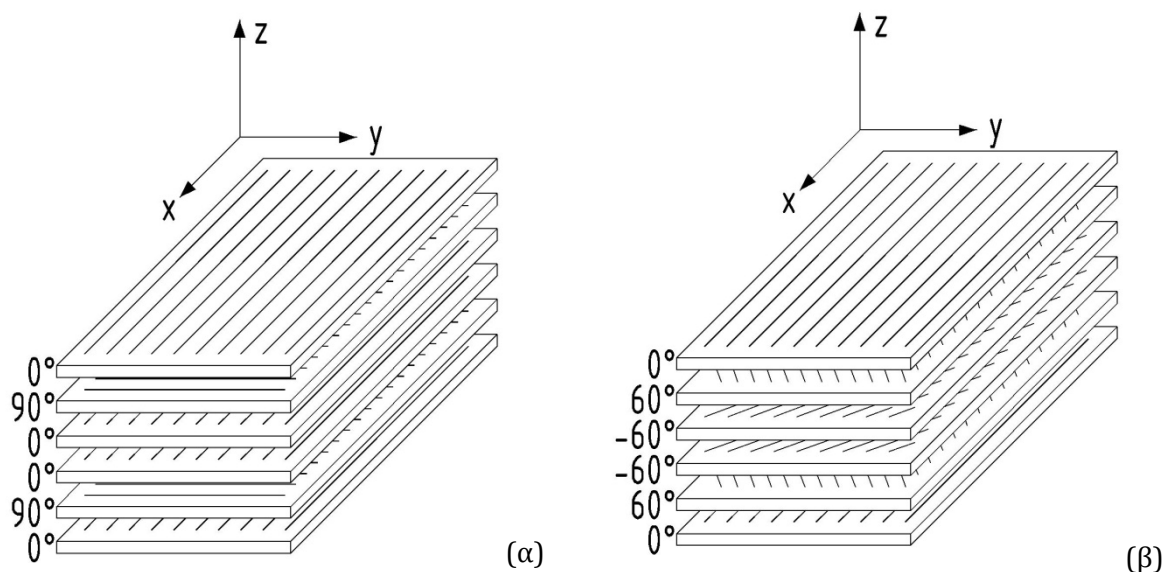
Τα πολυμερή σύνθετα αποτελούνται συνήθως από λεπτά laminae (φύλλα), τα οποία συγκολλούνται το ένα πάνω στο άλλο σε προδιαγεγραμμένες διατάξεις. Ένα μονοαξονικό έλασμα ονομάζεται φύλλο (lamina) και μια στοίβα ελασμάτων ονομάζεται laminate (στρώμα). Μια τυπική διάταξη είναι η συγκόλληση διαδοχικών μονοαξονικών laminae, με τρόπο που να σχηματίζουν οι διευθύνσεις των ινών γωνία 90°. Στο Σχήμα 3.3 φαίνονται δύο τέτοιες διατάξεις.

3.3.2.2 Υφασμένες και πλεγμένες ίνες

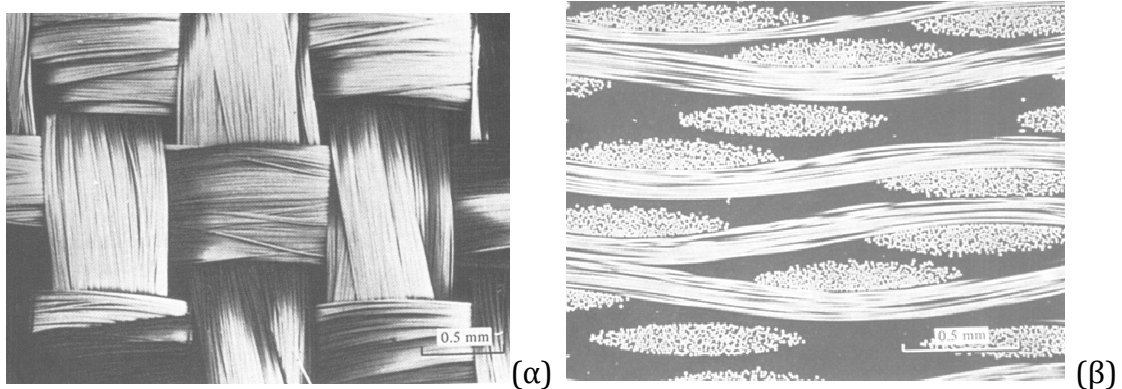
Χρησιμοποιούνται οι γνωστές τεχνικές παραγωγής υφασμάτων, όπως είναι η πλέξη και η ύφανση, όπου δέσμες από ίνες υφαινούνται σε κάθετες διευθύνσεις, με κάθε δέσμη να περνά εναλλάξ πάνω και κάτω από τις κάθετες σειρές που συναντά (βλ. Εικόνα 3.2). Μια συνηθισμένη μορφή κατανομής ινών που χρησιμοποιείται για τη μείωση του κόστους είναι το ύφασμα τεμαχισμένων ινών (chopped strand mat), όπου διατάσσονται δέματα σχετικά μακριών ινών με τυχαίους προσανατολισμούς στο επίπεδο (Εικόνα 3.3). Το ύφασμα αυτό είναι ιστροπικό και συνεπώς εύχρηστο, αλλά το ποσοστό ινών στο σύνθετο υλικό περιορίζεται σε χαμηλές τιμές (Hull and Clyne, 1996).

3.3.3 Κοντές ίνες

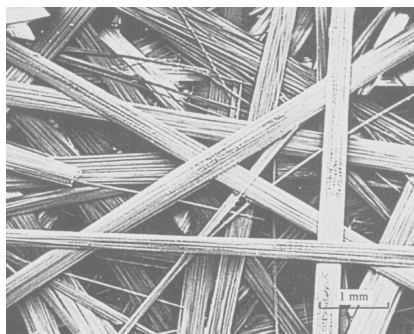
Συχνά οι κοντές ίνες δεν είναι διατεταγμένες εντός ενός επιπέδου, οπότε χρειάζεται να γίνει ο προσδιορισμός της κατανομής των ινών σε διάφορους προσανατολισμούς. Ο ακριβής προσδιορισμός είναι σε αυτή την περίπτωση αρκετά δυσχερής. Επίσης, καθώς κάποιες τεχνικές παρασκευής σύνθετων υλικών προκαλούν εκτεταμένη θραύση πολλών ινών, είναι απαραίτητος και ο προσδιορισμός της κατανομής του μήκους των ινών μέσω άμεσων ή έμμεσων μεθόδων.



Σχήμα 3.3. Διάταξη φύλλων (α) σε κάθετες διευθύνσεις και (β) σε διάφορες διευθύνσεις (Hull and Clyne, 1996).



Εικόνα 3.2. Υφασμένα νήματα πριν τον εμποτισμό τους με ρητίνη: (α) σε κάτοψη και (β) σε τομή (Hull and Clyne, 1996).



Εικόνα 3.3. Υφασμα τεμαχισμένων ινών πριν τον εμποτισμό του με ρητίνη (Hull and Clyne, 1996).

3.3.4 Κενά

Σε κάθε σύνθετο υλικό εμφανίζονται κενά, καθώς κατά τη διάρκεια της παρασκευής του μπορεί να δημιουργηθούν μεγάλες κοιλότητες λόγω ύπαρξης εμφανούς ατέλειας, ενώ μικρά κενά μπορεί να δημιουργηθούν σε επαφή με τις ίνες είτε λόγω ατελούς εμποτισμού, είτε λόγω της παραμόρφωσης του υλικού κατά τη φόρτιση. Κενά μπορεί να δημιουργηθούν και μεταξύ των ελασμάτων (laminae) των στρωμάτων (laminates). Το ποσοστό των κενών εντός του σύνθετου υλικού μπορεί να προσδιοριστεί με διάφορες μεθόδους.

3.3.5 Προσανατολισμός ινών κατά την επεξεργασία

Με τη ροή της μήτρας κατά την παρασκευή των σύνθετων υλικών, ο προσανατολισμός των ινών αλλάζει ανάλογα με τη φορά ροής, οπότε κάποιες ίνες μπορεί να περιστραφούν ή να ευθυγραμμιστούν. Κατά συνέπεια, πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι ο τελικός προσανατολισμός των ινών επηρεάζεται και από το ιξώδες της μήτρας.

3.4. Ελαστική παραμόρφωση σύνθετων υλικών με μακριές ίνες

Για τον υπολογισμό των μηχανικών ιδιοτήτων των σύνθετων υλικών βασιζόμενοι στις ιδιότητες των συστατικών τους γίνονται οι παρακάτω παραδοχές (Γκότσης, 2009):

- η ίνα και η μήτρα συμπεριφέρονται σαν ιδανικά ελαστικά υλικά,
- η διεπιφάνεια ανάμεσα στη μήτρα και την ίνα είναι απειροστά λεπτή,
- υπάρχει τέλεια συμβατότητα στις παραμορφώσεις των ινών και της μήτρας,

- η μήτρα είναι ομοιογενής, και
- οι ίνες είναι διανεμημένες σε κανονική διάταξη.

Επίσης, σύμφωνα με την αρχή για ενίσχυση υλικών μέσω ινών, η τάση στην ίνα θα είναι πολύ μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στη μήτρα, εφόσον το μέτρο ελαστικότητας της ίνας είναι πολύ μεγαλύτερο από το μέτρο ελαστικότητας της μήτρας.

3.4.1 Αξονική δυσκαμψία

Γίνεται η απλή παραδοχή ότι το σύνθετο υλικό αποτελείται από δύο παράλληλες πλάκες δύο συνθετικών (ίνες και μήτρα), με πάχος ανάλογο του ποσοστού όγκου του κάθε υλικού, που συνδέονται μεταξύ τους (μοντέλο Voigt). Σε αυτή την περίπτωση οι δύο πλάκες από ελαστικό υλικό έχουν ίσες παραμορφώσεις, για φόρτιση παράλληλα με τον άξονα των ινών (βλ. Σχήμα 3.4).

Σύμφωνα με τα παραπάνω, προκύπτουν οι σχέσεις:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{1f} = \frac{\sigma_{1f}}{E_f} = \varepsilon_{1m} = \frac{\sigma_{1m}}{E_m} \quad (3.2)$$

όπου ε είναι η παραμόρφωση, σ είναι η τάση, E είναι το μέτρο ελαστικότητας και m και f είναι δείκτες που αντιστοιχούν στη μήτρα και τις ίνες, αντίστοιχα. Τέλος, ο δείκτης 1 προσδιορίζει τη διεύθυνση 1 που είναι παράλληλη στον προσανατολισμό των ινών.

Δεδομένου ότι το υλικό της ίνας έχει πολύ μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας από τη μήτρα, η συνολική τάση στο σύνθετο υλικό είναι:

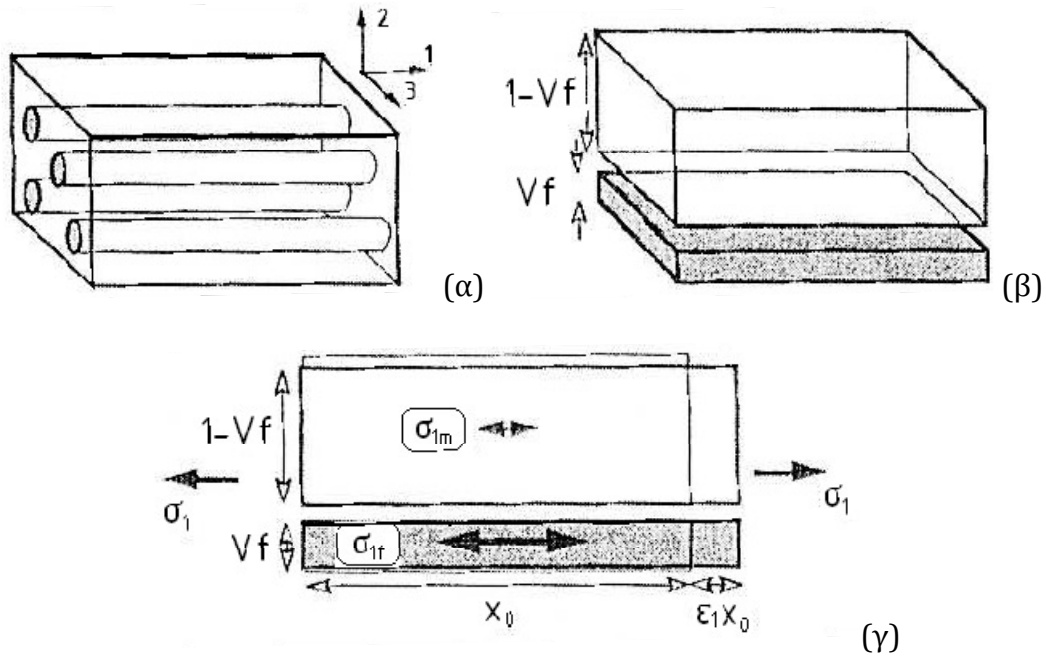
$$\sigma_1 = (1 - V_f)\sigma_{1m} + V_f\sigma_{1f} \quad (3.3)$$

όπου υπενθυμίζεται ότι V είναι το ποσοστό όγκου.

Το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού υπολογίζεται ως:

$$E_1 = (1 - V_f)E_m + V_fE_f \quad (3.4)$$

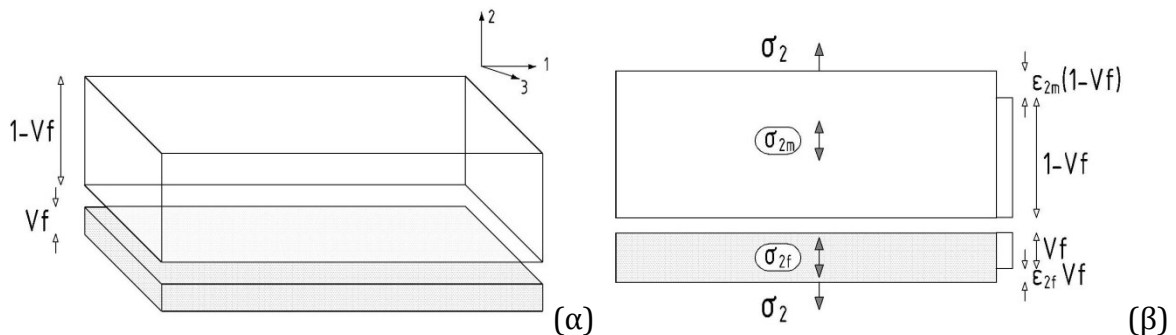
Η σχέση για το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού αποτελεί μια εφαρμογή του κανόνα των μιγμάτων (rule of mixtures) και έχει ικανοποιητικό ποσοστό ακρίβειας. Μικρές αποκλίσεις από τη σχέση αυτή προκύπτουν με την εμφάνιση τάσεων όταν τα δύο συνθετικά υλικά δεν έχουν ίδιο λόγο Poisson.



Σχήμα 3.4. Σχηματική απεικόνιση: (α) σύνθετου που περιλαμβάνει ποσοστό V_f συνεχών ινών και (β) αναπαράσταση σύνθετου μέσω συνδεδεμένων πλακών υλικού μήτρας και υλικού ινών. (γ) με την εφαρμογή τάσης σ_1 παράλληλα με τον άξονα των ινών, οι δύο πλάκες υφίστανται την ίδια αξονική παραμόρφωση ϵ_1 (Hull and Clyne, 1996).

3.4.2 Εγκάρσια δυσκαμψία

Ο προσδιορισμός της δυσκαμψίας κατά την εγκάρσια διεύθυνση είναι εξαιρετικά πιο δύσκολος σε σχέση με τη διεύθυνση παράλληλα στον άξονα των ινών. Στο Σχήμα 3.5 απεικονίζεται το απλοποιημένο μοντέλο σειράς (μοντέλο Rauss). Αναφερόμενοι στο Σχήμα 3.5, εγκάρσιες είναι οι διαφορετικές διευθύνσεις 2 και 3, με την διεύθυνση 3 να είναι σχηματικά αντίστοιχη με την παράλληλη διεύθυνση 1.



Σχήμα 3.5. Σχηματική απεικόνιση (α) του μοντέλου πλακών και (β) την υπόθεση «ίσων τάσεων» κατά την εγκάρσια φόρτιση (Hull and Clyne, 1996).

Ξεκινώντας από την παραδοχή ότι οι τάσεις στα δύο υλικά είναι ίσες κατά τη διεύθυνση 2, προκύπτουν οι σχέσεις:

$$\sigma_2 = \sigma_{2f} = \varepsilon_{2f} E_f = \sigma_{2m} = \varepsilon_{2m} E_m \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_2 = V_f \varepsilon_{2f} + (1 - V_f) \varepsilon_{2m} \quad (3.6)$$

$$E_2 = \frac{\sigma_2}{\varepsilon_2} = \left[\frac{V_f}{E_f} + \frac{(1 - V_f)}{E_m} \right]^{-1} \quad (3.7)$$

Αυτή η προσέγγιση είναι αρκετά απλή, αλλά δε δίνει καλή προσέγγιση της κατανομής των τάσεων και των παραμορφώσεων. Αυτό συμβαίνει επειδή οι ίνες βρίσκονται διάσπαρτες εντός του σύνθετου υλικού, συνεπώς δημιουργούνται μεταξύ τους περιοχές όπου υπάρχει μόνο υλικό μήτρας σε παράλληλη διάταξη με αυτές, το οποίο εμφανίζει πολύ μεγαλύτερη παραμόρφωση όπως υπολογίζεται από το προηγούμενο παράλληλο μοντέλο. Στο Σχήμα 3.6, V_{fs} είναι το ποσοστό των ινών που διατάσσονται σε σειρά, V_{ms} είναι το ποσοστό της μήτρας που διατάσσεται σε σειρά και V_{mp} είναι το ποσοστό της μήτρας που διατάσσεται παράλληλα. Έχουν προταθεί αρκετές εμπειρικές και ημί-εμπειρικές σχέσεις για τον υπολογισμό του εγκάρσιου μέτρου ελαστικότητας σύμφωνα με αυτή τη διάταξη, με τη σχέση των Halpin and Tsai (1967) να είναι η πιο επιτυχημένη:

$$E_2 = \frac{E_m(1 + \xi\eta V_f)}{(1 - \eta V_f)} \quad (3.8)$$

όπου είναι:

$$\eta = \frac{\left(\frac{E_f}{E_m} - 1 \right)}{\left(\frac{E_f}{E_m} + \xi \right)} \quad (3.9)$$

όπου το ξ είναι μεταβλητή παράμετρος με τάξη μεγέθους περίπου τη μονάδα. Ενδεικτικά, δίνεται μια έκφραση για το ξ για τετραγωνική διάταξη των ινών:

$$\xi = \frac{\pi d(a - d)}{a(4a - \pi d)} \quad (3.10)$$

με d να είναι η διάμετρος των ινών και a η απόσταση των κέντρων των ινών. Η παραπάνω σχέση δίνει ακριβή αποτελέσματα για $V_f = 0$ και $V_f = 1$ και γενικά, δίνει μια ικανοποιητική προσέγγιση συγκρινόμενη με πειραματικά αποτελέσματα.

3.4.3 Μέτρο διάτμησης

Οι συντελεστές διάτμησης των σύνθετων υλικών μπορούν να προσδιοριστούν με χρήση των παραδοχών που αναφέρθηκαν παραπάνω, όπως παρουσιάζεται σχηματικά στο Σχήμα 3.7. Ακολουθώντας το γνωστό συμβολισμό, όπου τ_{ij} ($i \neq j$) είναι η τάση που δρα στην i διεύθυνση σε επίπεδο κάθετο στην j διεύθυνση, και εφόσον οι διευθύνσεις 2 και 3 είναι αντίστοιχες για το προσανατολισμένο ινοπλισμένο υλικό, ισχύει ότι:

$$G_{12} = G_{21} = G_{13} = G_{31} \neq G_{23} = G_{32} \quad (3.11)$$

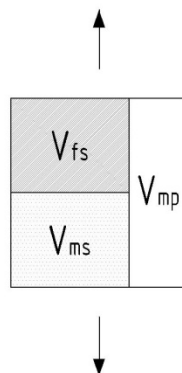
Τελικά προκύπτουν οι σχέσεις:

$$\gamma_{12} = (1 - V_f)\gamma_{12m} + V_f\gamma_{12f} \quad (3.12)$$

$$G_{12} = \frac{\tau_{12}}{\gamma_{12}} = \left[\frac{V_f}{G_f} + \frac{(1 - V_f)}{G_m} \right]^{-1} \quad (3.13)$$

$$G_{13} = V_f G_f + (1 - V_f) G_m \quad (3.14)$$

όπου G είναι το μέτρο διάτμησης και γ είναι η γωνιακή παραμόρφωση.



Σχήμα 3.6. Σχηματική απεικόνιση διάταξης υλικών σε εγκάρσια φόρτιση (Γκότσης, 2009)

Με χρήση των ημί-εμπειρικών σχέσεων Halpin and Tsai (1967), προκύπτει:

$$G_{12} = \frac{G_m(1 + \xi\eta V_f)}{(1 - \eta V_f)} \quad (3.15)$$

όπου είναι:

$$\eta = \frac{\left(\frac{G_f}{G_m} - 1\right)}{\left(\frac{G_f}{G_m} + \xi\right)} \quad (3.16)$$

ενώ η παράμετρος ξ είναι μεταβλητή και λαμβάνει τιμή κοντά στη μονάδα.

3.4.4 Λόγος Poisson

Ο λόγος Poisson ν_{ij} περιγράφει τη συστολή κατά τη j διεύθυνση υπό φόρτιση στην i διεύθυνση και δίνεται από τη σχέση:

$$\nu_{ij} = -\frac{\varepsilon_j}{\varepsilon_i} \quad (3.17)$$

Στο Σχήμα 3.8 δίνεται μια απεικόνιση για τον προσδιορισμό των λόγων του Poisson του υλικού. Επιπλέον ισχύουν:

$$\frac{\nu_{12}}{E_1} = \frac{\nu_{21}}{E_2} \quad (3.18)$$

$$G_{23} = \frac{E_2}{2(1 + \nu_{23})} \quad (3.19)$$

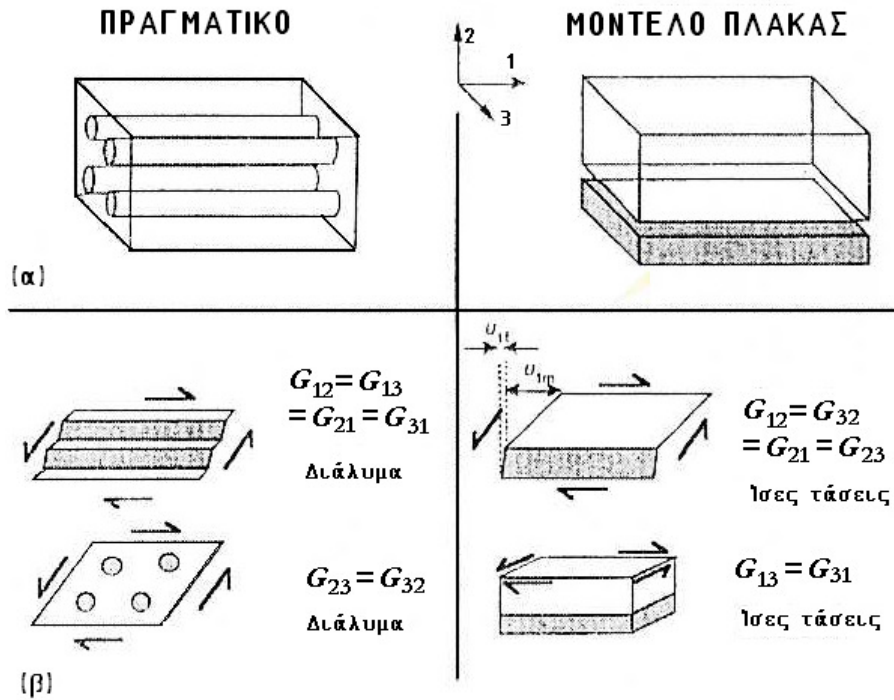
Το παράλληλο μοντέλο που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.8 μπορεί να δώσει μια έκφραση μόνο για το ν_{12} λόγο του Poisson. Σύμφωνα με το παράλληλο μοντέλο, οι παραμορφώσεις είναι ίσες για τα δύο υλικά και προκύπτει και πάλι η έκφραση του νόμου των διαλυμάτων:

$$\nu_{12} = -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = V_f \nu_f + (1 - V_f) \nu_m \quad (3.20)$$

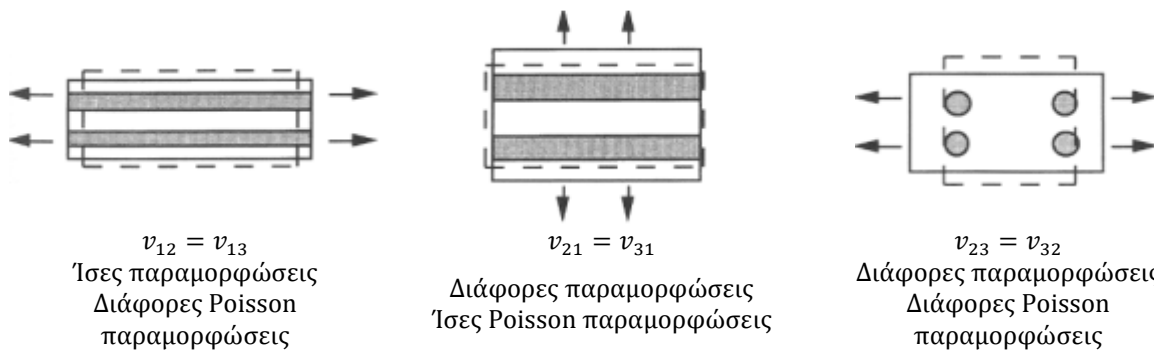
Η τιμή που υπολογίζεται θεωρείται αξιόπιστη για αξονική φόρτιση παράλληλα με τον άξονα προσανατολισμού των ινών. Από τη Σχέση (3.18) προκύπτει ότι:

$$\nu_{21} = [V_f \nu_f + (1 - V_f) \nu_m] \frac{E_2}{E_1} \quad (3.21)$$

Επειδή είναι $E_2 < E_1$, η τιμή του ν_{21} είναι μικρότερη του ν_{12} .



Σχήμα 3.7. Σχηματική απεικόνιση του προσδιορισμού των συντελεστών διάτμησης για το πραγματικό σύνθετο υλικό και για το αντίστοιχο προσομοίωμα με τις πλάκες, όπου φαίνεται η κατανομή των τάσεων και των παραμορφώσεων στα δύο σύνθετα υλικά για κάθε περίπτωση (Hull and Clyne, 1996).



Σχήμα 3.8. Σχηματική απεικόνιση του προσδιορισμού των τριών λόγων Poisson του σύνθετου υλικού (Hull and Clyne, 1996).

Για τον προσδιορισμό του ν_{23} , λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του όγκου του υλικού (Clyne, 1990):

$$\Delta = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{\sigma_H}{K} \quad (3.22)$$

όπου σ_H είναι η εφαρμοζόμενη υδροστατική πίεση και K είναι το μέτρο ισόποσης συμπίεσης (bulk modulus) του σύνθετου υλικού. Εφαρμόζεται μόνο η τάση σ_2 , οπότε:

$$\sigma_H \left(= \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) = \frac{\sigma_2}{3} \quad (3.23)$$

και τελικά προκύπτει:

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_2}{3K} - \varepsilon_1 - \varepsilon_2 \quad (3.24)$$

$$\nu_{23} = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_2} = -\frac{\sigma_2}{3K\varepsilon_2} + \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} + 1 \quad (3.25)$$

$$\nu_{23} = 1 - \nu_{21} - \frac{E_2}{3K} \quad (3.26)$$

Το μέτρο ισόποσης συμπίεσης του σύνθετου υλικού μπορεί να υπολογιστεί με βάση την υπόθεση των ίσων τάσεων, που στην προκειμένη περίπτωση είναι μια ακριβής προσέγγιση, οπότε:

$$\sigma_H = \Delta_f K_f = \Delta_m K_m \quad (3.27)$$

όπου Δ είναι η μεταβολή του ποσοστού όγκου και:

$$\Delta = V_f \Delta_f + (1 - V_f) \Delta_m \quad (3.28)$$

συνεπώς:

$$K = \frac{\sigma_H}{\Delta} = \left[\frac{V_f}{K_f} + \frac{(1 - V_f)}{K_m} \right]^{-1} \quad (3.29)$$

Το μέτρο ισόποσης συμπίεσης των σύνθετων υλικών συνδέεται με τις υπόλοιπες ελαστικές σταθερές μέσω της σχέσης:

$$K_f = \frac{E_f}{3(1 - 2\nu_f)} \quad (3.30)$$

Σημειώνεται ότι το E_2 στη Σχέση (3.26) λαμβάνεται από τη Σχέση (3.8) κι έτσι η ακρίβεια υπολογισμού των ελαστικών σταθερών σύνθετου υλικού με προσανατολισμένες μακριές ίνες είναι αρκετά ικανοποιητική.

3.5. Ελαστική παραμόρφωση των στρωμάτων

Πολλές εφαρμογές με κύρια καταπόνηση την αξονική καλύπτονται με τη χρήση σύνθετου υλικού με προσανατολισμένες σε μια διεύθυνση μακριές ίνες, οι ελαστικές σταθερές του οποίου υπολογίζονται όπως περιγράφηκε προηγουμένως. Σε αυτές τις περιπτώσεις, η φόρτιση στην εγκάρσια διεύθυνση είναι αμελητέα. Σε άλλες εφαρμογές, όμως, όπου η φόρτιση είναι επίπεδη, είναι ανάγκη να λειτουργεί το σύνθετο ικανοποιητικά και σε άλλες διευθύνσεις πέραν της αξονικής. Ισοτροπία σε όλες τις διευθύνσεις είναι δυνατό να επιτευχθεί διατάσσοντας τυχαία τις ίνες στο επίπεδο, όπως γίνεται στα υφάσματα τεμαχισμένων ινών. Για την επίτευξη ταυτόχρονα ισοτροπίας σε ικανοποιητικό βαθμό και αυξημένου ποσοστού όγκου ινών, διατάσσονται και κολλώνται μεταξύ τους σε διάφορες γωνίες λεπτά φύλλα ή ελάσματα (*laminae*), τα οποία συντίθενται από προσανατολισμένες σε μια διεύθυνση μακριές ίνες, δημιουργώντας ένα στρώμα (*laminate*) (βλ. Σχήμα 3.1).

Καθώς ο προσανατολισμός των ινών κάθε ανισότροπου φύλλου *lamina* εντός του στρώματος *laminate* διαφέρει τόσο σε σχέση με τον προσανατολισμό των προσκείμενων σε αυτό φύλλων *laminae*, όσο και με τη γωνία φόρτισης, η συμπεριφορά του στρώματος *laminate* προσδιορίζεται με εφαρμογή των νόμων του Hooke και μητρική ανάλυση των τανυστών.

3.5.1 Νόμος του Hooke

Σε κάθε φύλλο *lamina* γίνεται χρήση των τανυστών τάσεων και παραμορφώσεων και του μητρώου δυσκαμψίας στο τοπικό σύστημα αξόνων:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (3.31)$$

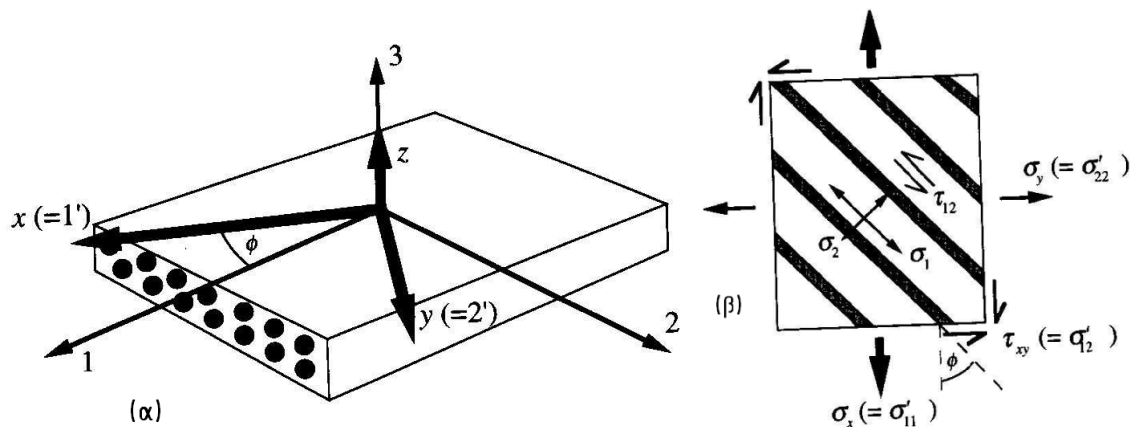
Το μητρώο δυσκαμψίας C_{ijkl} περιλαμβάνει $9 \times 9 = 81$ στοιχεία και η Σχέση (3.31) απεικονίζει 9 εξισώσεις. Το πρόβλημα παρουσιάζει συμμετρία λόγω των στατικών συνθηκών ισορροπίας και έτσι ισχύει ότι:

$$C_{ijkl} = C_{ijlk} = C_{jikl} = C_{jilk} \quad (3.32)$$

και τελικά η Σχέση (3.32) απεικονίζει 5 εξισώσεις, με το μητρώο δυσκαμψίας να περιλαμβάνει $6 \times 6 = 36$ στοιχεία. Σημειώνεται ότι ένα φύλλο lamina είναι τουλάχιστον ορθοτροπικό, εμφανίζοντας τρία κάθετα μεταξύ τους επίπεδα συμμετρίας, ενώ συχνά είναι και εγκάρσια ισότροπο. Κατά συνέπεια, ο αριθμός των ανεξάρτητων ελαστικών σταθερών που πρέπει να προσδιοριστούν μειώνεται σημαντικά.

3.5.2 Ελαστικές σταθερές φύλλου σε τυχαία γωνία

Γίνεται η παραδοχή ότι κάθε φύλλο lamina υπόκειται σε συνθήκες επίπεδης φόρτισης, όπου $\sigma_3 = \tau_{23} = \tau_{31} = 0$, που είναι ικανοποιητικά ακριβής για μικρά πάχη φύλλου. Στο Σχήμα 3.9 φαίνεται η περίπτωση όπου η γωνία φόρτισης του φύλλου lamina είναι διαφορετική από τον προσανατολισμό των ινών. Τότε γίνεται χρήση μητρώου μετασχηματισμού γωνίας και λαμβάνονται τα μετασχηματισμένα μητρώα δυσκαμψίας $[\bar{C}]$ και ευκαμψίας $[\bar{S}]$. Τελικά, οι ελαστικές σταθερές του φύλλου lamina στη γωνία φόρτισης μπορούν να προσδιοριστούν, εφόσον υπολογιστούν αυτά τα μητρώα.



Σχήμα 3.9. (α) Σχέση μεταξύ των τοπικών αξόνων (1, 2, 3) του φύλλου lamina και του συστήματος αξόνων (x, y, z) για τυχαία εντός επιπέδου φόρτιση, (β) Απεικόνιση του τρόπου που ένα εφαρμοζόμενο σύστημα τάσεων σ'_{ij} (σ_x , σ_y και τ_{xy}) παράγει τάσεις στο φύλλο lamina σ_{ij} (σ_1 , σ_2 και τ_{12}) (Hull and Clyne, 1996).

3.5.3 Ελαστική παραμόρφωση των στρωμάτων

Όπως αναφέρθηκε, κάθε φύλλο lamina εμφανίζει ιδιαίτερα ανισότροπες ελαστικές σταθερές. Η ανισοτροπία αυτή μπορεί να αμβλυνθεί με τη διάταξη πολλών φύλλων laminae με διαφορετικό προσανατολισμό ινών και τη σύνδεσή τους, σχηματίζοντας ένα

στρώμα laminate. Με την προϋπόθεση ότι η σύνδεση των φύλλων είναι επίπεδη και λεπτή, ώστε να μην αναπτύσσονται σε αυτήν τάσεις, μπορούν να υπολογιστούν οι ελαστικές σταθερές για το στρώμα laminate (βλ. και Σχήμα 3.10).

Η μέση τάση στη x διεύθυνση γράφεται ως συνάρτηση των επιμέρους τάσεων στα φύλλα ως εξής:

$$\sigma_{xg} = \frac{\sum_{k=1}^n (\sigma_{xk} t_k)}{\sum_{k=1}^n (t_k)} = \bar{C}_{11g} \varepsilon_{xg} + \bar{C}_{12g} \varepsilon_{yg} + \bar{C}_{16g} \gamma_{xyg} \quad (3.33)$$

όπου t_k είναι το πάχος του k-ιοστού φύλλου και ο δείκτης g αναφέρεται στην καθολική τιμή για όλο το στρώμα laminate. Οι εντός επιπέδου παραμορφώσεις είναι αναγκαστικά ίδιες για όλο το στρώμα laminate, συνεπώς:

$$\sigma_{xk} = \bar{C}_{11k} \varepsilon_{xg} + \bar{C}_{12k} \varepsilon_{yg} + \bar{C}_{16k} \gamma_{xyg} \quad (3.34)$$

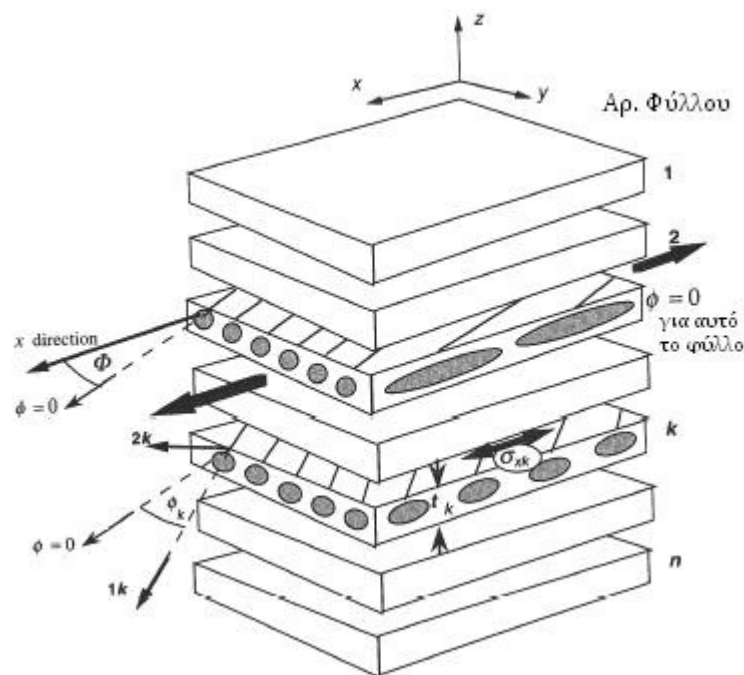
οπότε:

$$\bar{C}_{11g} = \frac{\sum_{k=1}^n (\bar{C}_{11k} t_k)}{\sum_{k=1}^n (t_k)} \quad (3.35)$$

Ανάλογες εκφράσεις μπορούν να προκύψουν και για τα υπόλοιπα στοιχεία των μητρώων.

3.5.4 Τάσεις και παραμορφώσεις στα στρώματα

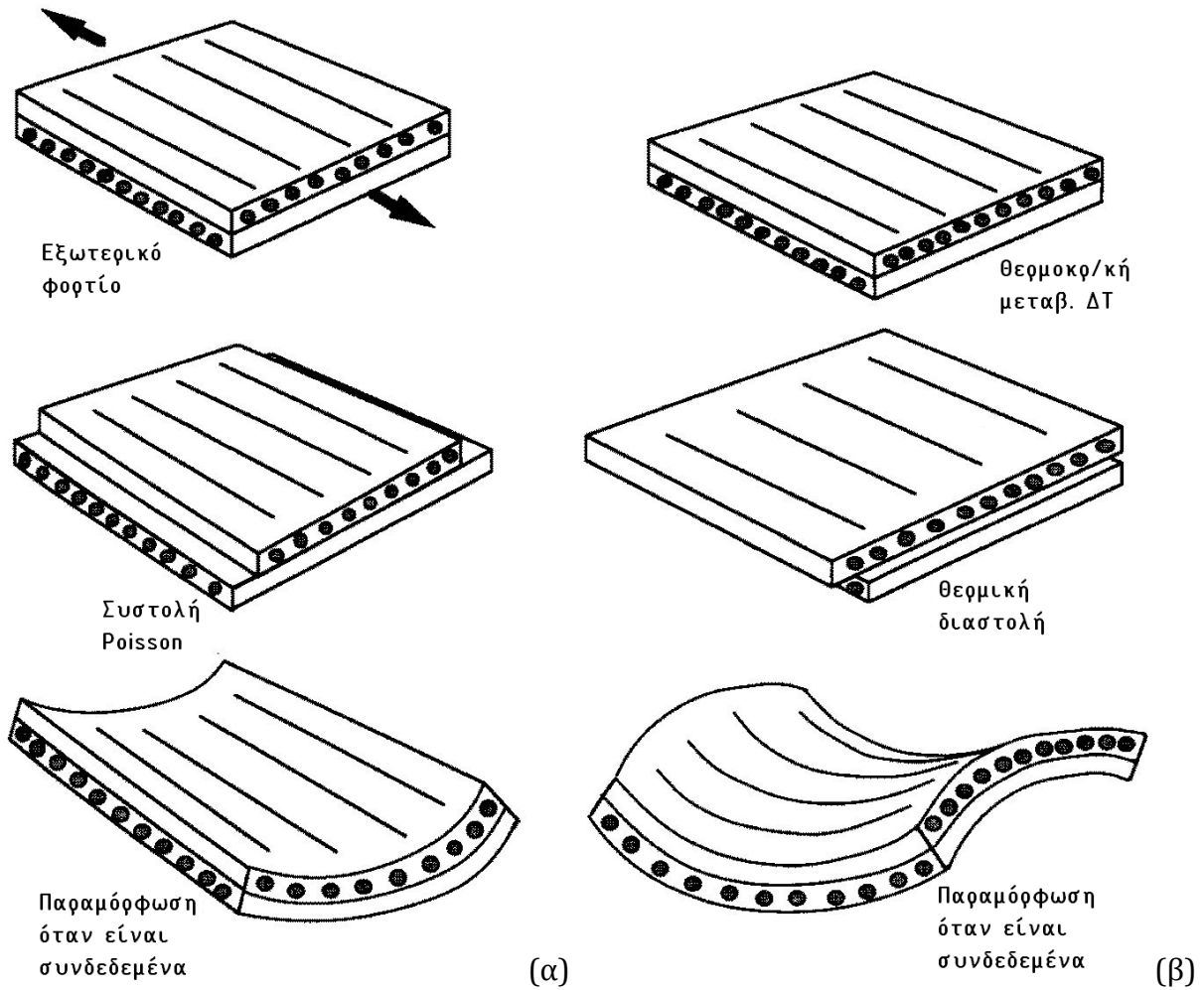
Η εξωτερική φόρτιση ενός στρώματος laminate προκαλεί περίπλοκες κατανομές τάσεων τόσο σε κάθε φύλλο lamina όσο και μεταξύ των φύλλων laminae και τελικά, μπορεί να προκληθεί παραμόρφωση του σχήματος του στρώματος και τοπικές αστοχίες. Παρόλ' αυτά, οι τάσεις που προκαλούνται μεταξύ των φύλλων είναι εξαιρετικά δύσκολο να περιγραφούν με ακρίβεια. Στο Σχήμα 3.11 φαίνεται σχηματικά η επίδραση εξωτερικής φόρτισης και μεταβολής της θερμοκρασίας σε ένα στρώμα laminate. Η διαφορά στους λόγους Poisson, καθώς και στους συντελεστές θερμικής διαστολής των δύο φύλλων παραμορφώνει το στρώμα και είναι αναγκαία η εφαρμογή εξωτερικών τάσεων για να διατηρηθεί η σύνδεση επίπεδη. Με την κατάλληλη επιλογή της διάταξης και της διαδοχής των φύλλων, μπορούν να αναιρεθούν οι εσωτερικές τάσεις εντός του στρώματος.



Σχήμα 3.10. Σχηματική απεικόνιση της γωνίας Φ μεταξύ της x -διεύθυνσης (άξονας φόρτισης) και της διεύθυνσης αναφοράς ($\varphi=0^\circ$) για ένα στρώμα αποτελούμενο από n φύλλα. Επίσης φαίνεται και η γωνία φ_k μεταξύ της διεύθυνσης αναφοράς και του άξονα των ινών του k -ιστού φύλλου (Hull and Clyne, 1996).

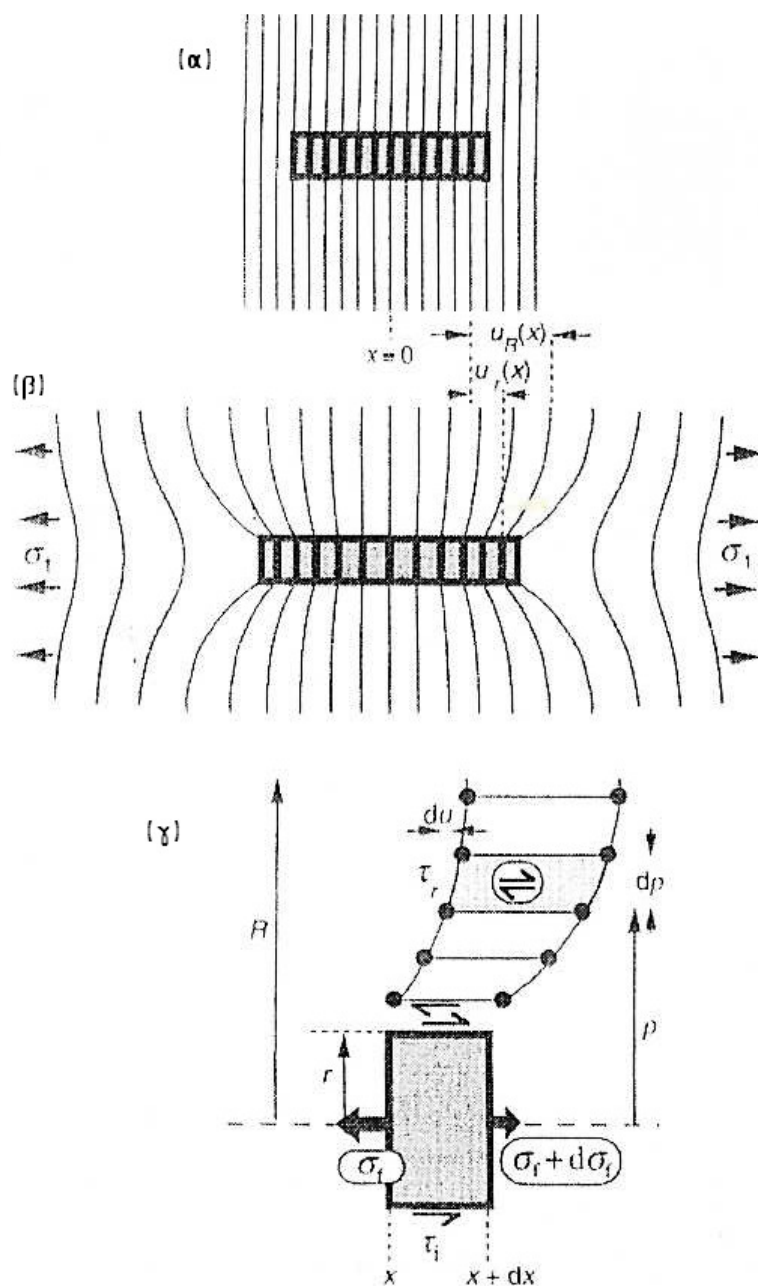
3.6. Τάσεις και παραμορφώσεις σε σύνθετα με κοντές ίνες

Ζητούμενο σε αυτήν την περίπτωση είναι η μεταφορά των τάσεων από την περιβάλλουσα μήτρα προς τις ίνες. Δύο προσεγγίσεις που αντιμετωπίζουν αυτό το πρόβλημα είναι το μοντέλο διατμητικής υστέρησης (shear lag model) και η μέθοδος Eshelby. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.12 οι αρχές του μοντέλου διατμητικής υστέρησης. Αρχικά, φαίνονται γραμμές αναφοράς οι οποίες σημειώθηκαν επί της ίνας και της περιβάλλουσας μήτρας και είναι σε πρώτη φάση ευθείες και κάθετες στον άξονα της ίνας (Σχήμα 3.12(α)). Μετά την εφαρμογή εξωτερικής δύναμης παράλληλα στον άξονα της ίνας (Σχήμα 3.12(β)), οι γραμμές αναφοράς παραμορφώνονται. Τελικά, στο Σχήμα 3.12(γ) εμφανίζονται οι διατμητικές παραμορφώσεις της μήτρας κοντά στην ίνα. Το συγκεκριμένο μοντέλο στηρίζεται στην εξέταση των διατμητικών τάσεων στη μήτρα και στη διεπιφάνεια.



Σχήμα 3.11. Σχηματική απεικόνιση του τρόπου που τείνει να παραμορφωθεί ένα στρώμα laminate σαν αποτέλεσμα των τάσεων που αναπτύσσονται μεταξύ των φύλλων laminae, στις περιπτώσεις: (α) εξωτερικής φόρτισης και (β) μεταβολής της θερμοκρασίας (Hull and Clyne, 1996).

Το μοντέλο Eshelby αναφέρεται σε μια υποθετική κατάσταση, όπου μια άπειρη σε μέγεθος μήτρα περιλαμβάνει ένα σώμα ελεύθερο τάσεων. Το σώμα αφαιρείται και υπόκειται σε αλλαγή μεγέθους και μορφής (παραμόρφωση χωρίς τάσεις), στη συνέχεια εφαρμόζονται σε αυτό τάσεις ώστε να επανέλθει στην αρχική του μορφή και επανατοποθετείται εντός της μήτρας. Τελικά, αφαιρούνται οι εξωτερικές δυνάμεις και αφήνεται το σώμα να παραμορφωθεί παραμορφώνοντας και τη μήτρα.



Σχήμα 3.12. Σχηματική απεικόνιση των βασικών αρχικών του μοντέλου διατμητικής υστέρησης (shear lag model), όπου φαίνεται: (α) το σύστημα πριν την φόρτιση, (β) οι αξονικές μετατοπίσεις u που προκαλούνται με την εφαρμογή εφελκυστικής τάσης παράλληλα με την ίνα, και (γ) κατανομή των διατμητικών τάσεων και παραμορφώσεων στη μήτρα (Hull and Clyne, 1996).

3.7. Διεπιφάνεια ίνας και μήτρας

Σε όλα τα παραπάνω έχει αγνοηθεί εντελώς ο δεσμός της διεπιφάνειας ίνας και μήτρας, ο οποίος θεωρείται τέλειος, χωρίς να υπάρχει αποκόλληση, ρηγμάτωση ή ολίσθηση. Στην πραγματικότητα μπορεί να αναπτυχθούν σημαντικά φαινόμενα στη διεπιφάνεια,

που εξαρτώνται από τη δομή της και τις τάσεις που αναπτύσσονται σε αυτή και τα οποία μπορεί να οδηγήσουν σε πλαστική παραμόρφωση της μήτρας αποτελώντας την απαρχή ενδεχόμενης αστοχίας.

3.8. Αντοχή των σύνθετων

3.8.1 Τρόποι αστοχίας σε σύνθετα με μακριές ίνες

Η εφαρμογή τυχαίου τανυστή τάσεων σε ένα φύλλο lamina μπορεί να το οδηγήσει σε αστοχία με έναν ή περισσότερους τρόπους αστοχίας. Οι τρεις πιο σημαντικοί τύποι αστοχίας φαίνονται στο Σχήμα 3.13. Μεγάλες εφελκυστικές τάσεις παράλληλα στις ίνες, σ_1 , οδηγούν σε θραύση των ινών και της μήτρας σε επίπεδο κάθετο στις ίνες (βλ. Σχήμα 3.13(α)), ενώ, καθώς η αντοχή είναι σημαντικά μικρότερη σε εγκάρσιο εφελκυσμό και διάτμηση, το σύνθετο θραύεται σε επιφάνειες παράλληλες με τις ίνες όταν εφαρμόζονται κατάλληλες τάσεις σ_2 και τ_{12} (Σχήματα 3.13 (β) και (γ)). Σε αυτές τις περιπτώσεις, η θραύση μπορεί να συμβεί αποκλειστικά εντός της μήτρας, στη διεπιφάνεια ίνας/μήτρας ή εντός της ίνας. Για την πρόβλεψη της μορφής αστοχίας, πρέπει να προσδιοριστούν οι κρίσιμες τιμές σ_{1u} , σ_{2u} και τ_{12u} .

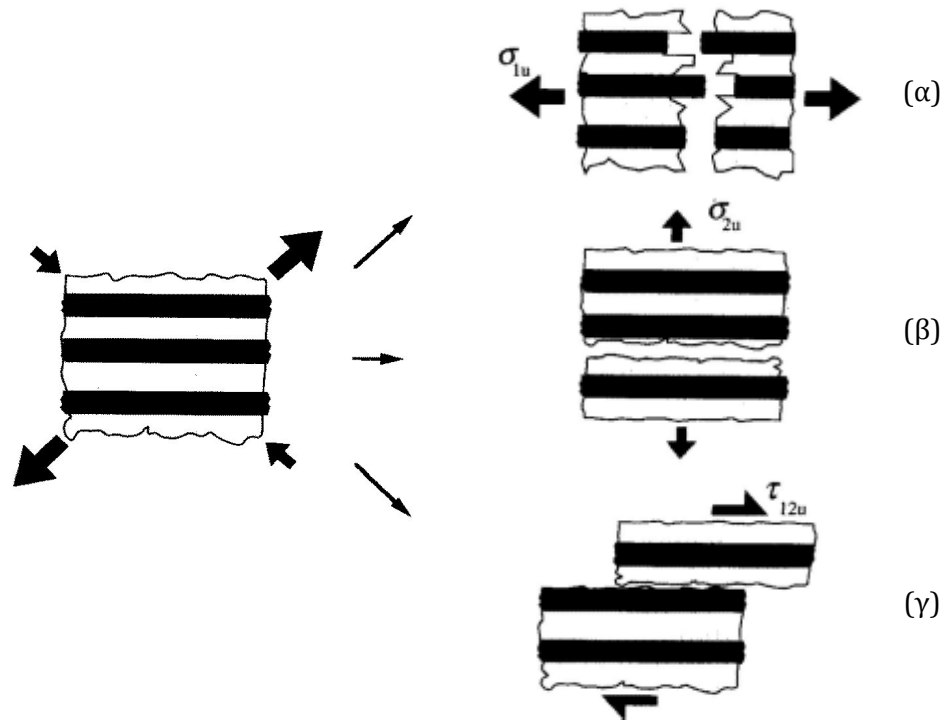
3.8.1.1 Αστοχία σε αξονικό εφελκυσμό

Η βασική διαδικασία αστοχίας υπό εφελκυστική τάση παράλληλα στις ίνες είναι απλή στην κατανόηση, δεδομένου ότι τα δύο υλικά, ίνα και μήτρα, αστοχούν εντελώς ψαθυρά. Όπως περιγράφηκε σε προηγούμενη ενότητα, υπόκεινται σε ίσες παραμορφώσεις και τάσεις ανάλογες με το μέτρο ελαστικότητάς τους. Διακρίνονται δύο περιπτώσεις ανάλογα με το ποιο υλικό εμφανίζει μικρότερη παραμόρφωση στην αστοχία (βλ. Σχήμα 3.14). Στην πρώτη περίπτωση, η μήτρα έχει μικρότερη παραμόρφωση αστοχίας ($\epsilon_{mu} < \epsilon_{fu}$), και για παραμορφώσεις μέχρι την ϵ_{mu} , οι τάσεις στο σύνθετο δίνονται από τον απλό κανόνα των μιγμάτων (Σχέση (3.3)).

Για μεγαλύτερες παραμορφώσεις, η μήτρα αρχίζει να εμφανίζει μικρορωγμές, προκαλώντας αλλαγή στην κλίση του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων στο Σχήμα 3.14(γ). Μετά από αυτό το σημείο το σύνθετο μπορεί να παραλάβει μικρή επιπλέον τάση. Καθώς η θραύση της μήτρας συνεχίζεται, το φορτίο μεταφέρεται σταδιακά στις ίνες. Όσο δεν επιτυγχάνεται η παραμόρφωση θραύσης των ινών ϵ_{fu} ,

περαιτέρω επιμήκυνση αυξάνει τις τάσεις στο σύνθετο και το επιπλέον φορτίο παραλαμβάνεται πλήρως από τις ίνες. Η τελική θραύση θα προκύψει όταν επιτευχθεί η παραμόρφωση ϵ_{fu} , και τότε η τάση αστοχίας θα είναι:

$$\sigma_{1u} = V_f \sigma_{fu} \quad (3.36)$$



Σχήμα 3.13. Σχηματική απεικόνιση του τρόπου αστοχίας που προκαλείται από ένα τυχαίο σενάριο φόρτισης σε ένα φύλλο lamina μετά την υπέρβαση των κρίσιμων τιμών: (α) αξονικής εφελκυστικής τάσης σ_{1u} , (β) εγκάρσιας εφελκυστικής τάσης σ_{2u} και (γ) διατμητικής τάσης τ_{12u} (Hull and Clyne, 1996).

Αν το ποσοστό ινών στο σύνθετο είναι χαμηλό και οι ίνες θραύονται πριν επεκταθεί η ρηγμάτωση της μήτρας σε τέτοιο βαθμό ώστε να μεταφερθεί το σύνολο του φορτίου σε αυτές, η τάση αστοχίας του σύνθετου δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{1u} = (1 - V_f) \sigma_{mu} + V_f \sigma_{fmu} \quad (3.37)$$

όπου σ_{fmu} είναι η τάση των ινών τη στιγμή που αρχίζει η ρηγμάτωση της μήτρας ($\epsilon_1 = \epsilon_{mu}$).

Η τάση αστοχίας του σύνθετου εξαρτάται, συνεπώς, και από το ποσοστό των ινών στο υλικό, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.14(γ). Το οριακό ποσοστό των ινών στο

σύνθετο, πάνω από το οποίο το σύνολο του φορτίου μεταφέρεται στις ίνες, προσδιορίζεται εξισώνοντας τις Σχέσεις (3.36) και (3.37), οπότε:

$$V_f' = \frac{\sigma_{mu}}{\sigma_{fu} - \sigma_{mfu} + \sigma_{mu}} \quad (3.38)$$

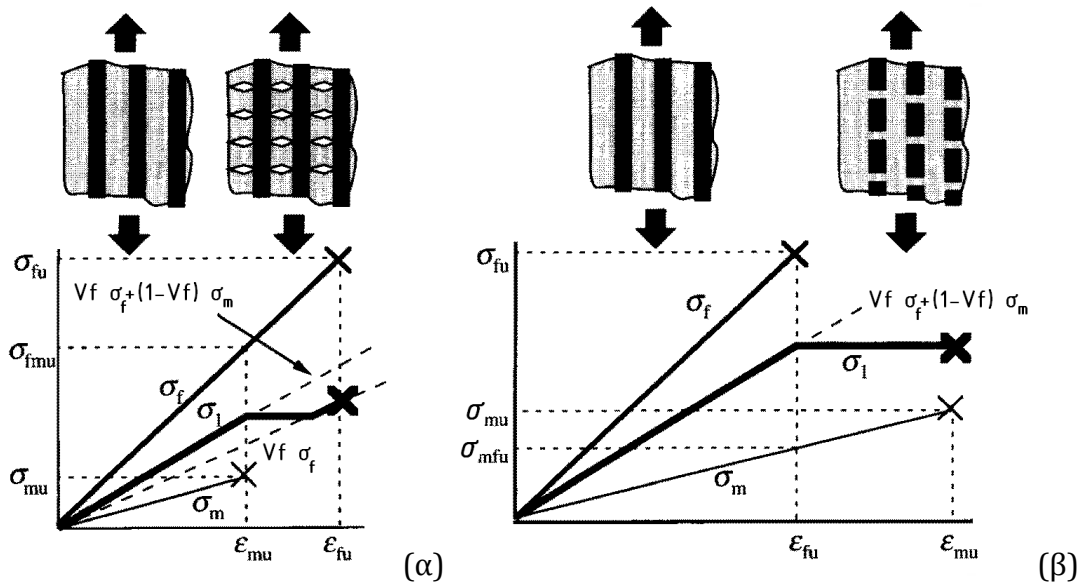
Στη δεύτερη περίπτωση, που περιγράφεται στα Σχήματα 3.14 (β) και (δ), ισχύει ότι $\varepsilon_{mu} > \varepsilon_{fu}$, οπότε οι ίνες αστοχούν νωρίτερα από τη μήτρα, όταν η παραμόρφωση του σύνθετου υλικού γίνει ε_{fu} . Μεγαλύτερη παραμόρφωση οδηγεί σε περαιτέρω θραύση των ινών σε μικρότερα μήκη και τη μεταφορά του φορτίου στη μήτρα μέχρι οι ίνες να αποκτήσουν μήκος ίσο με μια κρίσιμη τιμή πέραν της οποίας δεν μπορεί να συνεχιστεί η θραύση τους. Κάνοντας την απλή παραδοχή ότι η μήτρα φέρει όλο το φορτίο μέχρι να ολοκληρωθεί η διαδικασία θραύσης των ινών, θεωρείται ότι η αστοχία συμβαίνει για τάση $(1 - V_f)\sigma_{mu}$. Αν η θραύση της μήτρας συμβεί όσο οι ίνες παραλαμβάνουν ακόμα μέρος του φορτίου, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 3.14(β), η τάση αστοχίας του σύνθετου είναι:

$$\sigma_{1u} = V_f\sigma_{fu} + (1 - V_f)\sigma_{mfu} \quad (3.39)$$

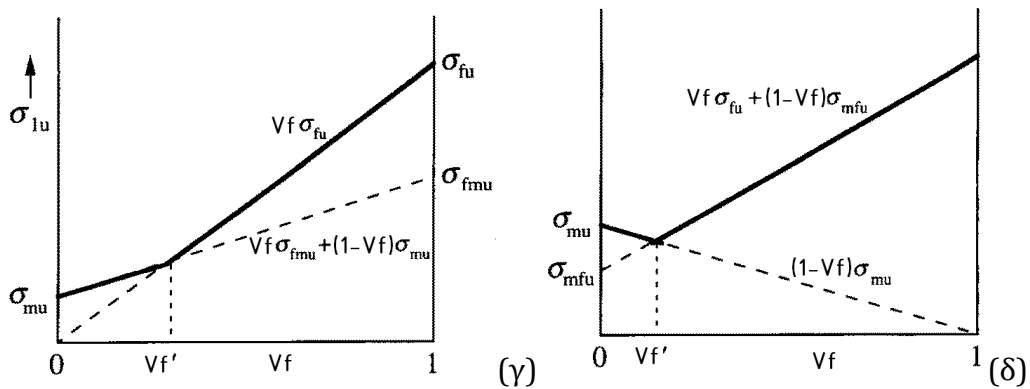
όπου σ_{mfu} είναι η τάση στη μήτρα κατά την έναρξη της θραύσης των ινών. Κατά βάση, η παραπάνω διαδικασία υποθέτει ότι η παρουσία μικρού ποσοστού ινών μειώνει την τάση αστοχίας του σύνθετου υλικού σε σχέση με αυτή της άοπλης μήτρας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.14. Αυτό συμβαίνει για ένα ποσοστό ινών, που προκύπτει θέτοντας τη Σχέση (3.39) ίση με $(1 - V_f)\sigma_{mu}$:

$$V_f' = \frac{\sigma_{mu} - \sigma_{mfu}}{\sigma_{fu} - \sigma_{mfu} + \sigma_{mu}} \quad (3.40)$$

Η παραπάνω διαδικασία αστοχίας είναι προφανώς υπεραπλουστευτική. Στην πραγματικότητα οι μικρορηγματώσεις της μήτρας δεν οδηγούν στην πλήρη αποφόρτισή της, ενώ οι ίνες εξακολουθούν να μεταφέρουν κάποιο ποσοστό φορτίου, ακόμα και αν είναι σπασμένες σε πολύ μικρά τεμάχια. Επίσης, έχει υποθεθεί ότι η αντοχή των ινών είναι σταθερή και ότι οι ίνες αστοχούν ανεξάρτητα η μία από την άλλη, ενώ η τάση αστοχίας των ινών δεν είναι ντετερμινιστικό μέγεθος και τελικά η πρώτη αστοχία θα εμφανιστεί στο ασθενέστερο σημείο. Συμπερασματικά, για την ακριβέστερη περιγραφή της διαδικασίας αστοχίας ενός σύνθετου υλικού σε εφελκυσμό χρειάζεται να γίνουν διορθώσεις στην παραπάνω μεθοδολογία.



X αστοχία μήτρας
 X αστοχία ινών
 X αστοχία σύνθετου



Σχήμα 3.14. Ενδεικτικά διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων για ιδεατά σύνθετα με μακριές ίνες, όπου και τα δύο υλικά είναι ψαθυρά. Τα (α) και (γ) αναφέρονται σε σύστημα που η ίνα έχει μεγαλύτερη παραμόρφωση αστοχίας από τη μήτρα και δείχνουν αντίστοιχα σχέσεις τάσης-παραμόρφωσης (της ίνας, της μήτρας και του σύνθετου) και τη σχέση της τάσης αστοχίας του σύνθετου με το ποσοστό ινών. Τα (β) και (δ) παρουσιάζουν αντίστοιχα διαγράμματα για την περίπτωση που η μήτρα έχει μεγαλύτερη παραμόρφωση αστοχίας από την ίνα (Hull and Clype, 1996).

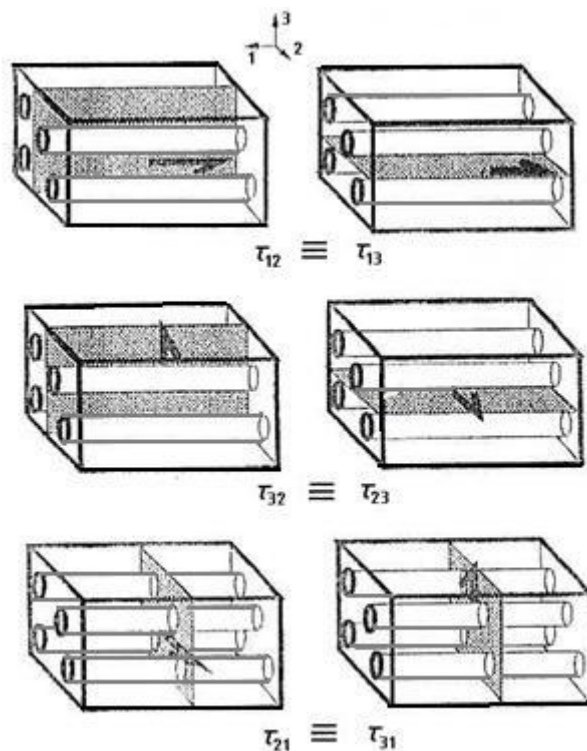
3.8.1.2 Αστοχία σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Δεν είναι δυνατό να δοθεί μια απλή έκφραση της τάσης αντοχής σ_{2u} του σύνθετου, όπως συμβαίνει για την τάση σ_{1u} , καθώς η εγκάρσια αντοχή του σύνθετου επηρεάζεται από πολλούς παράγοντες, όπως είναι η φύση των δεσμών διεπιφάνειας, η κατανομή των ινών, η παρουσία κενών, κλπ. Γενικά, η εν λόγω αντοχή είναι πολύ μικρότερη από την αντίστοιχη της άοπλης μήτρας και πολλές φορές τόσο μικρότερη ώστε να μειώνεται

δραματικά η παραμόρφωση αστοχίας, καθώς η μήτρα έχει την τάση να εμφανίζει τοπικά υψηλές τάσεις και παραμορφώσεις, ενώ οι ίνες δεν προσφέρουν καθόλου στην εγκάρσια αντοχή. Ένας πολύ προσεγγιστικός τρόπος μελέτης του ζητήματος είναι να θεωρηθεί ότι στις θέσεις των ινών εντός της μήτρας υπάρχουν κενά σχήματος κυλίνδρου.

3.8.1.3 Διατμητική αστοχία

Όπως και η αστοχία σε εφελκυσμό, έτσι και η διατμητική αστοχία τείνει να εμφανιστεί σε επίπεδα που καθορίζονται από τη διεύθυνση των ινών. Στο Σχήμα 3.15 φαίνονται οι έξι πιθανοί τρόποι διατμητικής αστοχίας, με τρεις αντίστοιχους συνδυασμούς. Στην πραγματικότητα, η αντοχή σε θραύση των ινών είναι σημαντική κι έτσι το ζεύγος τύπων αστοχίας τ_{21} και τ_{31} δεν είναι πολύ πιθανό να συμβεί. Γενικά, η αστοχία αυτού του τύπου επηρεάζεται από τους ίδιους παράγοντες όπως και η αστοχία σε εγκάρσιο εφελκυσμό, οι οποίοι, όμως, δρουν με διαφορετικό τρόπο, και τελικά οι τάσεις αυτής της μορφής εκτονώνονται πιο εύκολα.



Σχήμα 3.15. Διατμητικές τάσεις που δρουν σε σύνθετο με ευθυγραμμισμένες ίνες (Hull and Clyne, 1996).

3.8.1.4 Αστοχία σε θλίψη

Η αστοχία σε θλίψη εξαρτάται από τον τρόπο που εφαρμόζεται το φορτίο και από το βαθμό πλευρικής εξασφάλισης. Σε αξονική θλίψη οι ίνες τείνουν να λυγίσουν, ενώ για μικρά ποσοστά ινών λυγίζουν γειτονικές ίνες αποκτώντας την ίδια μορφή. Πάντως, ο πιο κοινός τύπος αυτής της αστοχίας είναι η συστροφή δέσμης ινών που δεν έχουν προσανατολισθεί με ακρίβεια.

3.8.2 Αστοχία φύλλου σε φορτία εκτός άξονα

Η αστοχία ενός φύλλου lamina σε τυχαίες εντός επιπέδου τάσεις μπορεί να περιγραφεί με τους τρεις τρόπους αστοχίας που παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.13. Βασική προϋπόθεση είναι ότι δεν υφίστανται μεγάλα θλιπτικά φορτία και τάσεις κάθετα στο επίπεδο του φύλλου. Με βάση αυτή τη θεώρηση, προτείνονται διάφορα κριτήρια αστοχίας, λαμβάνοντας υπόψη ότι μπορεί η αστοχία να προκύψει ως συνδυασμός των τρόπων που απεικονίζονται στο Σχήμα 3.13.

3.8.3 Αντοχή των στρωμάτων

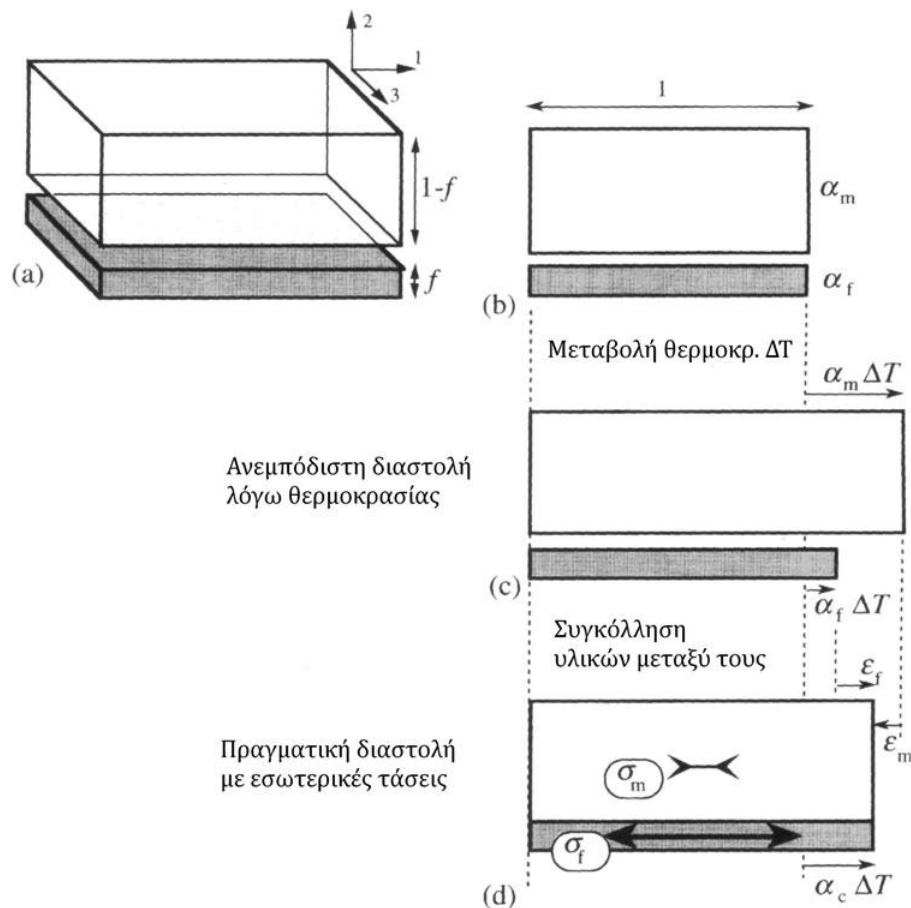
Η αντοχή των στρωμάτων laminates μπορεί να προβλεφθεί με βάση τα παραπάνω, εφαρμόζοντας τις μητρικές σχέσεις, που περιγράφηκαν στην ενότητα 3.5 και κατάλληλα κριτήρια αστοχίας. Σημειώνεται, πάντως, ότι η αστοχία ενός φύλλου lamina εντός του στρώματος laminate δεν καθιστά όλο το στρώμα μη λειτουργικό, καθώς μπορεί τα υπόλοιπα φύλλα να μπορούν να αναλάβουν τα σημαντικά πρόσθετα φορτία χωρίς να προκύψει καταστροφική αστοχία.

3.9. Επίδραση της θερμοκρασίας

Τα δύο υλικά που αποτελούν το σύνθετο εμφανίζουν διαφορετικούς θερμικούς συντελεστές, όπως συμπεραίνεται και από μια σύγκριση των Πινάκων 3.2 και 3.4, με αποτέλεσμα οι συστολές και διαστολές των δύο υλικών να διαφέρουν. Ταυτόχρονα, η συμπεριφορά της μήτρας ως πολυμερές υλικό εξαρτάται από τις επικρατούσες θερμοκρασιακές συνθήκες κατά την ανάληψη των φορτίων. Καθώς η παρασκευή του σύνθετου υλικού γίνεται σε υψηλές θερμοκρασίες, ενώ αντιθέτως κατά τη χρήση του επικρατούν αρκετά χαμηλότερες θερμοκρασίες, ψύχεται το σύνθετο υλικό και

αναπτύσσονται εσωτερικές παραμένουσες τάσεις. Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η μεταβολή της θερμοκρασίας μεταβάλλει τις εσωτερικές τάσεις στο σύνθετο και επιπλέον, επηρεάζει το ρυθμό ερπυσμού του υλικού.

Στην αξονική διεύθυνση είναι δυνατό να υπολογιστεί ο θερμικός συντελεστής του σύνθετου υλικού μέσω της διαδικασίας που περιγράφεται στο Σχήμα 3.16, καθώς ισχύει η παραδοχή για κοινές παραμορφώσεις, όπως και στην περίπτωση υπολογισμού του μέτρου ελαστικότητας σε αυτή τη διεύθυνση. Αρχικά, τα δύο συστατικά αφήνονται να διασταλούν ελεύθερα και στη συνέχεια δεσμεύονται να έχουν κοινό μήκος με εφαρμογή των κατάλληλων τάσεων. Η τελική καθαρή διαστολή οφείλεται σε δύο παράγοντες: την ανεμπόδιστη διαστολή (συνήθως θεωρείται το μήκος διαστολής της μήτρας) και μια επιπλέον συστολή ή διαστολή που προκαλείται από τις εσωτερικές τάσεις. Για την εγκάρσια διεύθυνση, λαμβάνονται προσεγγιστικοί τύποι, όπως και για το εγκάρσιο μέτρο ελαστικότητας.



Σχήμα 3.16. Σχηματική απεικόνιση της χρήσης του μοντέλου πλάκας για τον υπολογισμό του αξονικού θερμικού συντελεστή σύνθετου με μακριές ίνες, (a) διαστάσεις πλάκας, (b) αρχικό μήκος στη διεύθυνση των ινών, (c) ανεμπόδιστη διαστολή των δύο συστατικών και (d) τελικές διαστάσεις και εσωτερικές τάσεις, όταν διατηρείται η συγκόλληση στη διεπιφάνεια (Hull and Clyne, 1996).

Σε σύνθετα με ίνες προσανατολισμένες σε μια διεύθυνση η μεταβολή της θερμοκρασίας που συμβαίνει στις συνήθεις κατασκευές μπορεί να προκαλέσει σημαντικές εσωτερικές τάσεις και να οδηγήσει το υλικό να συμπεριφέρεται ανελαστικά. Ιδιαίτερα σημαντικά είναι τα προβλήματα που μπορεί να προκαλέσουν οι αναπτυσσόμενες εσωτερικές τάσεις στα στρώματα, καθώς διαφορετική διαστολή συμβαίνει όχι μόνο μεταξύ ίνας και μήτρας, αλλά και μεταξύ ελασμάτων με ίνες σε διαφορετική διεύθυνση. Να σημειωθεί ότι ο εγκάρσιος θερμικός συντελεστής είναι μεγαλύτερος απ' ό,τι στην αξονική διεύθυνση (βλ. Σχήμα 3.11(β)).

Τέλος, όπως προαναφέρθηκε, οι θερμοσκληρυνόμενες ρητίνες που χρησιμοποιούνται ως μήτρες σε σύνθετα υλικά υπόκεινται σε ερπυσμό, πάντως όχι τόσο σημαντικό όσο οι θερμοπλαστικές ρητίνες, ενώ αντίθετα οι ίνες δεν παρουσιάζουν αξιόλογο ερπυσμό. Όταν το υλικό της μήτρας αρχίσει να παρουσιάζει ερπυσμό, οι τάσεις μεταφέρονται σταδιακά στις ίνες και όταν οι ίνες φτάσουν να φέρουν όλο το φορτίο, ο ερπυσμός σταματάει. Γενικά, τα σύνθετα υλικά εμφανίζουν λιγότερο ερπυσμό από τη μήτρα.

3.10. Εφαρμογή των ΙΟΠ σε φορείς από ΟΣ

Τα ΙΟΠ εφαρμόζονται στην ενίσχυση των κατασκευών ως εξωτερικά επικολλούμενα ελάσματα (Externally Bonded Reinforcement – EBR) και αποτελούν βελτίωση «κλασικών» τεχνικών ενίσχυσης, όπως είναι η επικόλληση μεταλλικών πλακών στις εφελκυσόμενες ζώνες πλακών ή δοκών ή η περίσφιγξη της υφιστάμενης επιφάνειας οπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλικό κλωβό. Στην πρώτη τεχνική ο χάλυβας μπορεί να αντικατασταθεί από λωρίδες ΙΟΠ με πάχος περίπου 1mm και στη δεύτερη από ελαστικά φύλλα ή υφάσματα (μανδύες) με ίνες μιας ή και περισσότερων διευθύνσεων. Αποφεύγονται με αυτόν τον τρόπο προβλήματα από τη διάβρωση του χάλυβα, δυσκολίες στην εφαρμογή λόγω του υψηλού βάρους του, κλπ (fib, 2001). Στις Εικόνες 3.4 και 3.5 φαίνονται οι τυπικές εφαρμογές των ΙΟΠ ως υλικά ενίσχυσης κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η χρήση των ΙΟΠ στις κατασκευές προσφέρει πολλά πλεονεκτήματα, με την προϋπόθεση ότι όλοι οι εμπλεκόμενοι: ο μελετητής μηχανικός, ο κατασκευαστής και ο τελικός χρήστης, αντιλαμβάνονται τους περιορισμούς (περιβαλλοντικούς, φόρτισης και

ανθεκτικότητας) κατά την εφαρμογή αυτών των υλικών. Συγκεκριμένα πλεονεκτήματα των ΙΟΠ είναι (Megalooikonomou, 2007):

- μικρό ίδιο βάρος,
- μεγάλη αντοχή σε σχέση με το βάρος τους,
- συγκεκριμένη αντοχή ανά διεύθυνση,
- αντοχή σε διάβρωση,
- αντοχή σε καιρικά φαινόμενα,
- μη μεταβαλλόμενες διαστάσεις,
- χαμηλή θερμική αγωγιμότητα,
- χαμηλό συντελεστή θερμικής διαστολής,
- μη ανιχνεύσιμα από ραντάρ,
- μη μαγνητικά,
- αντοχή σε κρούση,
- υψηλή διηλεκτρική αντοχή (μονωτές),
- ελάχιστη συντήρηση,
- ανθεκτικότητα διάρκειας,
- στερεοποιούνται,
- δυνατότητα για μικρές ή μεγάλες γεωμετρικές διαστάσεις, και
- προσαρμοσμένο φινίρισμα τελικής επιφάνειας.

Αντίθετα, τα μειονεκτήματα των ΙΟΠ είναι (Megalooikonomou, 2007):

- υψηλό κόστος,
- ψαθυρά υλικά, αφού η συμπεριφορά τους είναι γραμμικά ελαστική μέχρι τη θραύση (η οποία συμβαίνει για μεγάλες παραμορφώσεις),
- μη συμβατός θερμικός συντελεστής διαστολής με το σκυρόδεμα ή την τοιχοποιία,
- ευαίσθητα σε πυρκαγιά και γενικά σε υψηλές θερμοκρασίες, και
- μείωση του μέτρου ελαστικότητας υπό μόνιμη διαβροχή ή σε αλκαλικό περιβάλλον.

Εκτός από τη μήτρα, που συνήθως είναι μια θερμοσκληρυνόμενη ρητίνη, και τις ίνες άνθρακα, υάλου ή αραμιδίου, τα σύνθετα υλικά που χρησιμοποιούνται στις κατασκευές μπορεί να περιλαμβάνουν πληρωτικά υλικά (fillers) και πρόσθετα (additives), καθώς και καταλύτες, επιταχυντές και επιβραδυντές. Η χρήση των

πληρωτικών υλικών και των πρόσθετων γίνεται τόσο για τη βελτίωση των ιδιοτήτων του υλικού, όσο και για τη διευκόλυνση της διαδικασίας εφαρμογής.



(α)



(β)



(γ)



(δ)



(ε)



(στ)

Εικόνα 3.4. Τυπικές εφαρμογές ΙΟΠ ως υλικά ενίσχυσης σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα: (α) καμπτική ενίσχυση πλάκας, (β) καμπτική ενίσχυση δοκού, (γ) και (δ) διατμητική ενίσχυση και περίσφιγξη υποστυλώματος, (ε) περιτύλιξη δεξαμενής, (στ) διατμητική ενίσχυση κόμβου δοκού - υποστυλώματος (fib, 2001).



Εικόνα 3.5. Παράδειγμα τυπικής εφαρμογής σύνθετων υλικών. Ενίσχυση πλάκας σε κάμψη και κρίσιμης περιοχής δοκών σε διάτμηση και πλαστιμότητα (Barecchia, 2008).

3.10.1 Συστήματα εξωτερικά επικολλητών ελασμάτων

Υπάρχουν διάφορα συστήματα εξωτερικά επικολλητών ελασμάτων ΙΟΠ, ανάλογα με τα υλικά που τα συνθέτουν, τη μορφή και την τεχνική ενίσχυσης. Γενικά, υποδιαιρούνται σε συστήματα «προπαρασκευασμένα» ή «προσκληρυμένα» (prefab ή precured) και σε συστήματα «υγρής εναπόθεσης» ή «επί τόπου σκλήρυνσης» (wet lay-up ή cured in-situ). «Προπαρασκευασμένα» είναι συστήματα με έτοιμες ίσιες λωρίδες ή εσχάρες, οι οποίες εγκαθίστανται με τη χρήση συγκολλητικών. Επίσης, σε αυτήν την κατηγορία συστημάτων ανήκουν και τα προκατασκευασμένα κελύφη, μανδύες ή γωνίες, που τοποθετούνται με τη χρήση συγκολλητικών. Πρόκειται για καμπυλωμένα ή κατάλληλα διαμορφωμένα στοιχεία που εφαρμόζονται γύρω από υποστυλώματα ή άλλα δομικά μέλη.

Ένα σύστημα «υγρής εναπόθεσης» είναι η εφαρμογή στεγνών μονοαξονικών φύλλων και ημί-μονοαξονικών υφασμάτων (υφασμένων ή πλεγμένων) όπου οι ίνες διατάσσονται κυρίως σε μία διεύθυνση και καλύπτουν πλήρως ή μερικώς το δομικό μέλος. Η τοποθέτηση στις επιφάνειες από οπλισμένο σκυρόδεμα απαιτεί τον εμποτισμό με ρητίνη, συνήθως μετά την εφαρμογή μίνιου. Η τοποθέτηση γίνεται είτε με την εφαρμογή του υφάσματος απευθείας επάνω στη ρητίνη που έχει εφαρμοστεί ομοιόμορφα επάνω στην επιφάνεια από οπλισμένο σκυρόδεμα, είτε με την εμβάπτιση του υφάσματος στη ρητίνη, μέσα σε ειδική μηχανή και στη συνέχεια εφαρμογή στην προετοιμασμένη με μίνιο επιφάνεια. Οι παραπάνω διαδικασίες μπορούν να εφαρμοστούν και για την περίπτωση υφάσματος με ίνες σε διάφορους προσανατολισμούς και για μη σκληρυμένο φύλλο ή ύφασμα με μονοαξονικό ή διαξονικό

προσανατολισμό ινών, το οποίο έχει προ-εμποτιστεί με ρητίνη, με ή χωρίς επιπλέον ρητίνη. Τέλος, μπορεί να χρησιμοποιούνται δεμάτια από ίνες τα οποία περιτυλίγονται στο στοιχείο και αν είναι στεγνά εμποτίζονται κατά την εφαρμογή τους με ρητίνη, ενώ αν είναι προ-εμποτισμένα ενδέχεται να μη χρειάζεται ο εμποτισμός τους με επιπλέον ρητίνη (fib, 2001).

3.10.2 Τεχνικές ενίσχυσης με ΙΟΠ

Η βασική τεχνική που εφαρμόζεται ευρέως περιλαμβάνει τη χειρωνακτική εφαρμογή «προπαρασκευασμένων» συστημάτων ή συστημάτων «υγρής εναπόθεσης» μέσω της επικόλλησης με εν ψυχρώ σκληρυμένα συγκολλητικά. Σε αυτήν την τεχνική η ενίσχυση επικολλάται στην επιφάνεια οπλισμένου σκυροδέματος με τις ίνες να είναι προσανατολισμένες κατά τη διεύθυνση των κυρίων τάσεων, όσο εφικτό είναι αυτό πρακτικά. Υπάρχουν επίσης και ειδικές τεχνικές εφαρμογής των εξωτερικά επικολλητών ελασμάτων, κάποιες εκ των οποίων έχουν κατοχυρωθεί από τις εταιρείες που τις έχουν αναπτύξει. Αναφέρονται ενδεικτικά: η αυτόματη περιτύλιξη (automated wrapping), τα προεντεταμένα ΙΟΠ (prestressed FRP), οι σημειακά συνδεδεμένες λωρίδες μέσω τήξης (fusion-bonded pin-loaded straps), η ταχεία σκλήρυνση επί τόπου με χρήση θερμαντικής συσκευής, τα προκατασκευασμένα σχήματα, τα ΙΟΠ με ίνες άνθρακα (CFRP) που τοποθετούνται εντός εγκοπής και ο εμποτισμός των ΙΟΠ σε κενό.

3.10.3 Πληρωτικά

Τα ανόργανα πληρωτικά υλικά (fillers) που χρησιμοποιούνται (ανθρακικό ασβέστιο, καολίνη, τριωδροξείδιο του αλουμινίου, θειικό ασβέστιο), αντιστοιχούν στο 40 έως 65% του συνολικού βάρους του ΙΟΠ και λειτουργούν όπως οι ποζολάνες στο τσιμέντο. Δεδομένου ότι είναι φθηνότερα από τα άλλα υλικά που συνθέτουν τα ΙΟΠ μειώνουν το κόστος παρασκευής, ενώ ταυτόχρονα προσδίδουν σημαντικές ιδιότητες:

- μειώνουν τη συρρίκνωση των συνθετικών του ΙΟΠ,
- βελτιώνουν την αντοχή σε πυρκαγιά,
- μειώνουν το κόστος με την αντικατάσταση της ακριβής ρητίνης,
- αυξάνουν τις μηχανικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών,
- μεταφέρουν τάσεις μεταξύ των ινών και της μήτρας, βελτιώνοντας τη μηχανική και φυσική συμπεριφορά,

- με κατάλληλη εφαρμογή, υπάρχει η δυνατότητα επίτευξης ομοιομορφίας, καθώς βοηθούν στην ευθυγράμμιση των ινών κατά την παρασκευή,
- αποτρέπουν την εμφάνιση ρωγμών, κυρίως σε ακμές όπου η παρουσία ρητίνης είναι σημαντική καθώς τα μικρά σωματίδιά τους προσφέρουν ενίσχυση,
- ο συνδυασμός μικρών και μεσαίων σωματιδίων βοηθά στην επίτευξη ομοιόμορφης ροής κατά την παρασκευή του σύνθετου υλικού.

3.10.4 Πρόσθετα

Χρησιμοποιείται ευρεία γκάμα πρόσθετων υλικών (additives) τα οποία, αν και συμμετέχουν σε μικρό κατά βάρος ποσοστό στο ΙΟΠ, βελτιώνουν σημαντικά την αποτελεσματικότητά του και προσδίδουν ιδιότητες στο σύνθετο. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι μπορεί να μειωθεί η συρρίκνωση, να αυξηθεί η αντοχή σε πυρκαγιά, να αποφευχθεί η προσρόφηση αέρα και η εκπομπή βλαπτικών αερίων κατά την παρασκευή, να μειωθεί το ιξώδες για διευκόλυνση της εφαρμογής, να επιτευχθεί ηλεκτρική αγωγιμότητα, να αυξηθεί η ανθεκτικότητα, να ανασχεθεί η οξείδωση του πολυμερούς, να αποφευχθεί ο στατικός ηλεκτρισμός που μπορεί να προκαλέσει πυρκαγιά. Επίσης, μπορεί να βελτιωθούν οι φυσικές και μηχανικές ιδιότητες, να διευκολυνθεί η αποκόλληση του παρασκευασμένου υλικού από το καλούπι και να σταθεροποιηθούν έναντι της θερμοκρασίας (για τις θερμοπλαστικές ρητίνες) και έναντι της υπεριώδους ακτινοβολίας.

3.10.5 Συγκολλητικές ουσίες

Οι συγκολλητικές ουσίες (adhesives) χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση των ΙΟΠ μεταξύ τους και την επικόλλησή τους επί των επιφανειών εφαρμογής. Τα στοιχεία που θα συγκολληθούν πρέπει να προετοιμαστούν κατάλληλα, ανάλογα με το είδος του συγκολλητικού υλικού που θα χρησιμοποιηθεί και η σύνδεση να υπολογιστεί με βάση τη δυσμενέστερη αναμενόμενη καταπόνηση. Ως συγκολλητικά υλικά χρησιμοποιούνται ακρυλικά για σύνδεση υψηλής αντοχής και ταχεία πήξη σε μέτριες θερμοκρασίες, εποξειδικά για σύνδεση πολύ υψηλής αντοχής σε υψηλές θερμοκρασίες και ουρεθάνες για ανθεκτική σύνδεση (Megalooikononou, 2007).

3.11. Σχεδιασμός για σεισμικές εφαρμογές

Ο σχεδιασμός μιας επέμβασης με χρήση ΙΟΠ αναφέρεται στην επιλογή του τύπου επέμβασης και της κατάλληλης τεχνικής και υλικών, στον εκ των προτέρων σχεδιασμό του συστήματος ΙΟΠ και στην πραγματοποίηση ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά της κατασκευής μετά την ενίσχυση με ΙΟΠ. Μία εφαρμογή είναι για ενίσχυση μελών οπλισμένου σκυροδέματος με στόχο την αύξηση της καμπτικής αντοχής του μέλους. Αυτό γίνεται με χρήση ΙΟΠ υλικού με διεύθυνση ινών κατά τον άξονα του μέλους. Επίσης, με χρήση ΙΟΠ υλικού με διεύθυνση ινών κάθετα στον άξονα του μέλους επιτυγχάνεται αύξηση της διατμητικής αντοχής του μέλους. Η αύξηση της πλαστιμότητας στα άκρα δοκών ή και υποστυλωμάτων, η βελτίωση της αποδοτικότητας των παραθέσεων των ράβδων οπλισμού και η αποφυγή του λυγισμού των διαμήκων ράβδων οπλισμού γίνεται με χρήση ΙΟΠ υλικού περιτυλιγμένου γύρω από τη διατομή του μέλους. Τέλος, για την αύξηση της εφελκυστικής αντοχής κόμβου δοκού-υποστυλώματος εφαρμόζεται το ΙΟΠ υλικό με διευθύνσεις ινών παράλληλες με τους άξονες των κυρίων τάσεων (βλ. Εικόνα 3.4).

Κατά το σχεδιασμό επεμβάσεων με ΙΟΠ υλικά μπορούν να αντιμετωπισθούν όλοι οι πιθανοί ψαθυροί μηχανισμοί αστοχίας, καθώς και η πιθανότητα σχηματισμού μαλακού ορόφου και γενικά να αυξηθεί η συνολική ικανότητα παραμόρφωσης της κατασκευής. Η συνολική ικανότητα παραμόρφωσης της κατασκευής βελτιώνεται είτε με αύξηση της ικανότητας στροφής των πλαστικών αρθρώσεων χωρίς αλλαγή της θέσης εμφάνισής τους, είτε με μεταφορά των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων με βάση τα κριτήρια του ικανοτικού σχεδιασμού (CNR-DT200, 2004).

3.11.1 Ψαθυροί τρόποι αστοχίας

Για την αποφυγή των ψαθυρών τρόπων αστοχίας μπορούν, κατ' αρχάς, να ενισχυθούν με ΙΟΠ όλα τα μέλη που αστοχούν σε διάτμηση. Επίσης, μπορούν να ενισχυθούν μέσω περίσφιγξης τόσο οι περιοχές παράθεσης διαμήκων ράβδων χάλυβα, όσο και οι περιοχές όπου ο εγκάρσιος οπλισμός δεν είναι επαρκής και μπορεί να αστοχήσουν λόγω λυγισμού των διαμήκων ράβδων χάλυβα. Τέλος, με ενίσχυση των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων μπορεί να αποφευχθεί η αστοχία από εφελκυστικές τάσεις.

3.11.2 Σχηματισμός μαλακού ορόφου

Ο σχηματισμός μαλακού ορόφου προκύπτει μετά το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις κορυφές και στις βάσεις υποστυλωμάτων σε κατασκευές χωρίς κατακόρυφα φέροντα τοιχώματα. Σε αυτήν την περίπτωση, η ενίσχυση με ΙΟΠ εφαρμόζεται για τη βελτίωση της καμπτικής αντοχής και της περίσφιγξης των κρίσιμων υποστυλωμάτων με σκοπό την αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων.

3.11.3 Ικανότητα τοπικής στροφής μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Η ικανότητα στροφής των δοκών και των υποστυλωμάτων μπορεί να υπολογιστεί μέσω της γωνίας στροφής χορδής, το πλαστικό τμήμα της οποίας περιορίζεται στα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα από την αστοχία του θλιβόμενου σκυροδέματος. Η περίσφιγξη με ΙΟΠ αυξάνει την παραμόρφωση αστοχίας του θλιβόμενου σκυροδέματος και συνεπώς βελτιώνεται η πλαστιμότητα του μέλους.

3.11.4 Ικανότητα παραμόρφωσης κατασκευής

Η ικανότητα παραμόρφωσης αστοχίας της κατασκευής, που είναι ένα μέγεθος ενδεικτικό της ικανότητας της κατασκευής να φέρει σεισμικά φορτία και προσδιορίζεται με μεθόδους μη-γραμμικών αναλύσεων (στατική ανελαστική μέθοδος) εξαρτάται από την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης κάθε μεμονωμένου μέλους (δοκός, υποστύλωμα, τοίχωμα).

3.11.5 Ικανοτικός σχεδιασμός

Στις περιπτώσεις ασθενούς υποστυλώματος-ισχυρής δοκού, που είναι συνήθεις σε κατασκευές που σχεδιάστηκαν μόνο για κατακόρυφα φορτία, τα υποστυλώματα έχουν υποδιαστασιολογηθεί σε διαμήκη οπλισμό. Με τη χρήση ΙΟΠ μπορεί να αυξηθεί η ικανότητα του υποστυλώματος έναντι συνδυασμένης κάμψης και αξονικής φόρτισης. Μετά την ενίσχυση για συνδυασμένη κάμψη και αξονική, είναι σημαντικό να διαπιστώνεται ότι το μέλος μπορεί να φέρει τα επιπλέον διατμητικά φορτία που προκύπτουν από την αυξημένη καμπτική αντοχή, και αν είναι απαραίτητο πρέπει να ενισχύεται το μέλος και σε διάτμηση για την αποφυγή πρόωρων ψαθυρών τρόπων αστοχίας.

3.12. Αστοχία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων με υλικά ΙΟΠ

3.12.1 Συνάφεια σύνθετων υλικών και σκυροδέματος

Η πλήρης συνεργασία των σύνθετων υλικών με το σκυρόδεμα προϋποθέτει την ύπαρξη ισχυρού δεσμού μεταξύ των δύο υλικών ο οποίος εξασφαλίζεται μέσω των εποξειδικών ρητινών. Η απώλεια συνάφειας αποτελεί κρίσιμη παράμετρο η οποία πρέπει να ληφθεί υπόψη στους ελέγχους των οριακών καταστάσεων. Δεδομένου ότι η διατμητική αντοχή της κόλλας ξεπερνά κατά πολύ αυτή του υποστρώματος, η αποκόλληση γίνεται λόγω ρηγμάτωσης του υποστρώματος κοντά στη στρώση της κόλλας. Κύριο χαρακτηριστικό της συμπεριφοράς του δεσμού σύνθετων υλικών – σκυροδέματος είναι ότι η θραύση των σύνθετων υλικών σπανίως προηγείται της αποκόλλησης, σε αντίθεση με τις ράβδους οπλισμού στο σκυρόδεμα οι οποίες σχεδιάζονται με επαρκές μήκος αγκύρωσης ώστε να εξασφαλίζεται η αστοχία τους (διαρροή) πριν την απώλεια συνάφειας. Η δύναμη που απαιτείται για την αποκόλληση αυξάνεται με το μήκος επικόλλησης, μέχρις ότου αυτό λάβει μια οριακή τιμή, πέρα από την οποία η δύναμη αποκόλλησης παραμένει πρακτικά αμετάβλητη (Τριανταφύλλου, 2006).

3.12.2 Μηχανισμοί αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων σε κάμψη με σύνθετα υλικά

3.12.2.1 Διαρροή εφελκυσμένου χάλυβα, σύνθλιψη σκυροδέματος

Σύμφωνα με το μηχανισμό αυτό που είναι ο πλέον επιθυμητός αλλά ενεργοποιείται σπάνια, πρώτα διαρρέει ο διαμήκης οπλισμός σε εφελκυσμό και ακολούθως υφίσταται σύνθλιψη το σκυρόδεμα στη θλιβόμενη ζώνη, χωρίς να υπάρχει αστοχία ή κάποιου είδους αποκόλληση στα σύνθετα υλικά.

3.12.2.2 Διαρροή εφελκυσμένου χάλυβα, θραύση σύνθετων υλικών

Ο μηχανισμός αστοχίας κατά τον οποίο μετά τη διαρροή του εφελκυσμένου χάλυβα ακολουθεί θραύση των σύνθετων υλικών είναι γενικά σπάνιος και ενδέχεται να εμφανιστεί αν το εμβαδόν διατομής των σύνθετων υλικών είναι πάρα πολύ μικρό.

3.12.2.3 *Σύνθλιψη σκυροδέματος*

Ο μηχανισμός σύμφωνα με τον οποίο η θραύση του σκυροδέματος στη θλιβόμενη ζώνη προηγείται οποιασδήποτε άλλης αστοχίας αντιστοιχεί σε ψαθυρή συμπεριφορά και δεν είναι αποδεκτός. Η μη ενεργοποίηση του εν λόγω μηχανισμού επιτυγχάνεται περιορίζοντας το εμβαδόν των σύνθετων υλικών κάτω από μια κρίσιμη τιμή, έτσι ώστε να εξασφαλισθεί η διαρροή του εφελκυσμένου χάλυβα.

3.12.2.4 *Διατμητική αστοχία*

Με την καμπτική ενίσχυση ενός στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος μέσω λωρίδων ΙΟΠ, μπορεί να καταστεί κρίσιμη η διατμητική αστοχία. Ο μηχανισμός αστοχίας, δηλαδή, καθορίζεται από τη διατμητική αντοχή του στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς οι εφελκυσμένες διαμήκεις λωρίδες του σύνθετου υλικού δε συμβάλλουν στη διατμητική αντοχή της δοκού. Συνεπώς, πρέπει να αυξάνεται η διατμητική αντοχή της δοκού.

3.12.2.5 *Αποκόλληση σε ρωγμή*

Ο μηχανισμός αυτός αναφέρεται σε αποκόλληση σε ρωγμή (ενδιάμεση καμπτική ρωγμή ή λοξή ρωγμή, ακραία ή ενδιάμεση). Απαιτείται ο υπολογισμός του απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης ώστε να μην επέλθει αποκόλληση.

3.12.2.6 *Διατμητική αστοχία πέλματος – αποκόλληση της επικάλυψης*

Αποτελεί τον πιο συχνό μηχανισμό αστοχίας σε δοκούς και πλάκες. Αφού εμφανιστεί η πρώτη ακραία καθ' ύψος διατμητική ρωγμή, επεκτείνεται μέχρι τον εφελκυσμένο οπλισμό και εξελίσσεται οριζόντια κατά μήκος των ράβδων χάλυβα, οπότε τελικά αποκολλάται το σκυρόδεμα επικάλυψης.

3.12.2.7 *Υποστυλώματα*

Ο μηχανισμός αστοχίας σε υποστυλώματα ενισχυμένα με σύνθετα υλικά μπορεί να είναι ένας από τους ακόλουθους: (α) διαρροή εφελκυσμένου χάλυβα – σύνθλιψη σκυροδέματος, (β) διαρροή εφελκυσμένου χάλυβα – αποκόλληση ή θραύση σύνθετων υλικών, και (γ) σύνθλιψη σκυροδέματος. Η αποτελεσματικότητα των σύνθετων υλικών

στην αύξηση της ροπής αντοχής εξαρτάται σημαντικά από το μέγεθος του αξονικού φορτίου και πάντως μειώνεται όσο αυτό αυξάνεται (Τριανταφύλλου, 2006).

3.12.3 Μηχανισμοί αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων σε διάτμηση με σύνθετα υλικά

3.12.3.1 Διατμητική αστοχία με θραύση του ΙΟΠ

Ο μηχανισμός αυτός αστοχίας είναι ψαθυρός και συμβαίνει μετά την εμφάνιση διαγώνιας διατμητικής ρωγμής, οπότε αυξάνονται οι παραμορφώσεις στο ΙΟΠ καθώς αυξάνεται το εύρος της ρωγμής. Τελικά, το ΙΟΠ θραύεται όταν επιτευχθεί η οριακή παραμόρφωση αστοχίας του.

3.12.3.2 Διατμητική αστοχία χωρίς θραύση του ΙΟΠ

Ο μηχανισμός αυτός είναι παρόμοιος με αυτόν της προηγούμενης ενότητας, με μόνη διαφορά ότι το ΙΟΠ δε θραύεται και μπορεί να φέρει φορτία μετά την αστοχία του σκυροδέματος.

3.12.3.3 Διατμητική αστοχία λόγω αποκόλλησης του ΙΟΠ

Πρόκειται για τον πιο κοινό μηχανισμό αστοχίας σε εφαρμογές επικόλλησης στις πλευρές του στοιχείου ή μανδύων τύπου U (στις δοκούς). Αρχικά αποκολλάται το ΙΟΠ στην άκρη της δοκού και στη συνέχεια αστοχεί η δοκός ψαθυρά (fib, 2006).

3.12.4 Μηχανισμοί αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος ενισχυμένων σε περίσφιγξη με σύνθετα υλικά

Στα στοιχεία που είναι ενισχυμένα σε περίσφιγξη με σύνθετα υλικά κρίσιμη είναι η αστοχία του μανδύα ΙΟΠ. Στην περίπτωση που ο μανδύας ΙΟΠ υπόκειται μόνο σε εγκάρσιες παραμορφώσεις αστοχεί σε εφελκυσμό εξαιτίας της θραύσης των ινών ή της αποκόλλησης (delamination) των ελασμάτων του ΙΟΠ. Στην τέλεια περίπτωση που ο μανδύας υπόκειται ταυτόχρονα σε εγκάρσιες και διαμήκεις τάσεις, η αντοχή και η παραμόρφωση αστοχίας του μειώνονται, με πιθανή εμφάνιση λυγισμού σε μικροσκοπικό επίπεδο και αποκόλληση των ελασμάτων (fib, 2001). Παρόλ' αυτά, σε αυξημένες αξονικές παραμορφώσεις του ΙΟΠ, που συνεπάγονται μεγάλες εγκάρσιες

παραμορφώσεις του σκυροδέματος, μπορεί να παρατηρηθεί αποδιοργάνωση του περισφιγμένου σκυροδέματος στη διεπιφάνεια και συνεπώς απώλεια συνάφειας με το υλικό ΙΟΠ.

3.13. Τοποθέτηση

Η αποδοτικότητα της ενίσχυσης με ΙΟΠ επηρεάζεται μεταξύ άλλων και από την κατάλληλη προετοιμασία της επιφάνειας και την τεχνική τοποθέτησής τους. Αρχικά, πρέπει να προσδιορίζεται η κατάσταση του σκυροδέματος που θα εφαρμοστεί το ΙΟΠ και ανάλογα να απομακρύνονται τα σαθρά και χαλαρά τμήματα, να καθαρίζεται και να προστατεύεται ο υφιστάμενος οπλισμός έναντι διάβρωσης και τελικά να προετοιμάζεται το υπόβαθρο για να δεχθεί το ΙΟΠ ενίσχυσης. Είναι δυνατό να χρησιμοποιούνται μέσα αγκύρωσης του ΙΟΠ τα οποία πρέπει να τοποθετούνται σύμφωνα με τις οδηγίες του κατασκευαστή σχετικά με το υλικό που χρησιμοποιείται για την προετοιμασία της επιφάνειας, τις περιβαλλοντικές συνθήκες και την πορεία της διαδικασίας.

Το υπόστρωμα από σκυρόδεμα μπορεί να έχει υποστεί φθορά φυσικοχημική, μηχανική ή από πρόσκρουση, οπότε πρέπει να αφαιρούνται οι κατεστραμμένες περιοχές. Μετά την αφαίρεση του φθαρμένου σκυροδέματος αποκαλύπτεται και αξιολογείται ο υπάρχων οπλισμός, ο οποίος αποκαθίσταται και προστατεύεται από διάβρωση ώστε να αποφευχθεί κατά το δυνατό το ενδεχόμενο φθοράς της νέας στρώσης σκυροδέματος. Η τοπική αποκατάσταση του σκυροδέματος γίνεται με μη συρρικνούμενο τσιμεντοειδές κονίαμα, αφού εξαλειφθεί και κάθε άλλος παράγοντας που ενδεχόμενα μπορεί να προκαλέσει μελλοντικές φθορές. Η τελική επιφάνεια πάνω στην οποία θα εφαρμοστεί το ΙΟΠ πρέπει να είναι απαλλαγμένη από μεγάλα εξογκώματα και ρωγμές. Στη συνέχεια, και αφού καθαριστεί κατάλληλα η επιφάνεια, γίνεται αμμοβολή για να εκτραχυνθεί και στρογγυλεύονται οι ακμές. Τέλος, η τοποθέτηση του ΙΟΠ πρέπει να γίνεται υπό κατάλληλες περιβαλλοντικές συνθήκες θερμοκρασίας και υγρασίας. Συνιστάται να λαμβάνονται μέτρα προστασίας για τη φωτιά και την ηλιακή ακτινοβολία για εφαρμογές σε εξωτερικό περιβάλλον. Δεδομένου ότι υπάρχουν περιορισμένα δεδομένα σχετικά με τη μακροχρόνια συμπεριφορά των συστημάτων ΙΟΠ, συστήνεται η παρακολούθηση παραγόντων όπως η θερμοκρασία λειτουργίας, η υγρασία περιβάλλοντος, οι μετακινήσεις και οι παραμορφώσεις της

ενισχυμένης κατασκευής, η πιθανή καταστροφή ινών και η διάδοση ατελειών και αποκολλήσεων στο σύστημα ΙΟΠ.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο

Περίσφιγξη Σκυροδέματος

4.1. Εισαγωγή

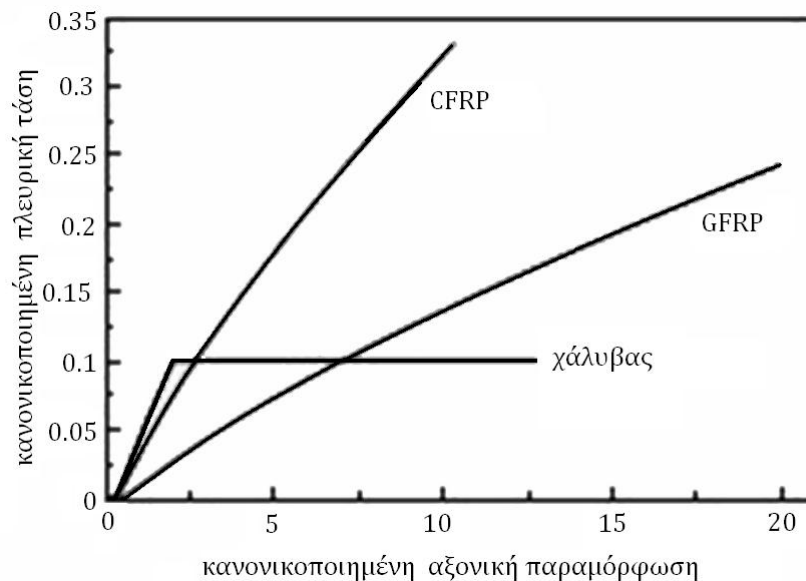
Η περίσφιγξη εφαρμόζεται γενικά σε μέλη υπό θλίψη, με στόχο την αύξηση της ικανότητάς τους να φέρουν φορτία ή/και την αύξηση της πλαστιμότητάς τους σε περιπτώσεις σεισμικής αναβάθμισης. Συγκεκριμένα, έχει διαπιστωθεί ότι μέσω της περίσφιγξης επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας του σκυροδέματος και αποφεύγεται η ολίσθηση και ο λυγισμός του διαμήκους οπλισμού. Οι τεχνικές που εφαρμόζονται σε περιπτώσεις σεισμικής αναβάθμισης υφιστάμενου κτιρίου, βασίζονται στην αύξηση της πίεσης περίσφιγξης είτε στην πιθανή θέση της πλαστικής άρθρωσης, είτε σε ολόκληρο το μέλος (Chai, 1991), είτε στις περιοχές παράθεσης των διαμήκων ράβδων οπλισμού.

Ο πιο κοινός τρόπος επίτευξης της περίσφιγξης είναι μέσω της τοποθέτησης συνδετήρων ή μανδυνών χάλυβα, ενώ η χρήση σύνθετων υλικών Ινοπλισμένων Πολυμερών (ΙΟΠ) έχει σχετικά πρόσφατα αναγνωριστεί ως αξιόπιστο μέσο περίσφιγξης για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Έχουν πραγματοποιηθεί αρκετές πειραματικές και αναλυτικές μελέτες, ενδεικτικά αναφέρονται: Saadatmanesh et al., 1994; Nanni and Bradford, 1995; Seible et al., 1995; Picher et al., 1996; Matthys et al., 1999 και Mirmiran and Shahawy, 1997; Saadatmanesh et al., 1997; Spoelstra and Monti, 1999; Matthys et al., 1999, αντίστοιχα. Οι πρώτες ασχολούνται με τη διερεύνηση της συμπεριφοράς του σκυροδέματος που περισφίγγεται μέσω ΙΟΠ και την επιβεβαίωση της αποδοτικότητας της λύσης αυτής, ενώ οι δεύτερες με τον προσδιορισμό κατάλληλων καταστατικών νόμων για τα μοντέλα περίσφιγξης με ΙΟΠ. Επίσης, έχουν πραγματοποιηθεί μελέτες, όπως των Seible et al., 1995, οι οποίοι ασχολήθηκαν με τη διατύπωση κατάλληλων

εξιώσεων που υπολογίζουν το βέλτιστο συνολικό πάχος στρώσεων μανδύα ΙΟΠ σε σχέση με το επιθυμητό επίπεδο αναβάθμισης. Σημειώνεται ότι τα ευεργετικά αποτελέσματα της περίσφιξης μέσω μανδύων ΙΟΠ δεν είναι τόσο σημαντικά στην αύξηση της αντοχής, όσο στην αύξηση της πλαστιμότητας (fib, 2001).

4.1.1 Εφαρμογή εξωτερικής περίσφιξης μέσω ΙΟΠ σε σκυρόδεμα υπό θλίψη

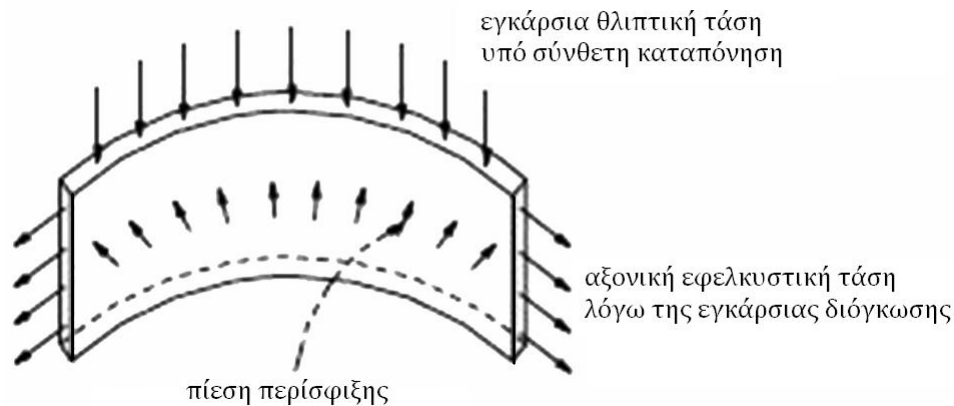
Η αύξηση της αξονικής αντοχής και της μέγιστης παραμόρφωσης του περισφιγμένου με ΙΟΠ σκυροδέματος εξαρτάται από την πίεση περίσφιξης που εφαρμόζεται, η οποία είναι συνάρτηση της διατομής του μέλους και της δυσκαμψίας του ΙΟΠ (CNR-DT200, 2004). Σε αντίθεση με το χάλυβα που προσφέρει σταθερή τάση περίσφιξης μετά τη διαρροή του, τα ΙΟΠ έχουν ελαστική συμπεριφορά μέχρι την αστοχία, συνεπώς η παθητική δράση περίσφιξης που ασκούν σε στοιχεία σκυροδέματος υπό θλίψη είναι διαφορετική σε σχέση με αυτή του χάλυβα.



Σχήμα 4.1. Σύγκριση των δράσεων περίσφιξης του χάλυβα και των ΙΟΠ υλικών με ίνες από άνθρακα (CFRP) και ίνες από ύαλο (GFRP) (fib, 2001).

Στο Σχήμα 4.1 φαίνεται ότι σε κάποια συγκεκριμένη τιμή της κανονικοποιημένης αξονικής παραμόρφωσης του σκυροδέματος ο χάλυβας φτάνει στη διαρροή του και από εκεί και πέρα ασκεί σταθερή πλευρική τάση (περίσφιξη), ενώ το ΙΟΠ ασκεί συνεχώς αυξανόμενη τάση περίσφιξης. Η τιμή της περίσφιξης που ασκείται εξαρτάται κάθε στιγμή από την πλευρική διόγκωση του σκυροδέματος, η οποία με τη σειρά της επηρεάζεται από την τάση περίσφιξης, οπότε τα μοντέλα που περιγράφουν τη συμπεριφορά του περισφιγμένου μέσω ΙΟΠ σκυροδέματος πρέπει να λαμβάνουν υπόψη

τους αυτή την αλληλεξάρτηση του πλευρικά διογκούμενου σκυροδέματος και του υλικού που περισφίγγει (fib, 2001). Σημειώνεται ότι το σκυρόδεμα διογκώνεται πλευρικά μόλις ρηγματωθεί και μόλις διαρρεύσει ο διαμήκης οπλισμός (CNR, 2004).



Σχήμα 4.2. Τριαξονική εντατική κατάσταση στους μανδύες ΙΟΠ (fib, 2001).

Η αντοχή αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ που περιτυλίγεται γύρω από το στοιχείο σκυροδέματος. Πειραματικά αποτελέσματα έχουν δείξει ότι η περιμετρική παραμόρφωση αστοχίας εμφανίζεται σε παραμορφώσεις μικρότερες από την παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ, ε_{fu} , όπως αυτή υπολογίζεται από τυποποιημένα πειράματα εφελκυσμού στο φύλλο ΙΟΠ, χωρίς όμως να υπάρχουν επαρκή δεδομένα για τον προσδιορισμό του ποσοστού μείωσης. Η μείωση της παραμόρφωσης αστοχίας οφείλεται:

- Στην ανάπτυξη τριαξονικής έντασης στο φύλλο ΙΟΠ. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2, το ΙΟΠ δρα σύνθετα, προσδίδοντας εγκάρσια περίσφιξη και ταυτόχρονα ικανότητα παραλαβής αξονικών φορτίων και η αποτελεσματικότητά του εξαρτάται από την κατανομή των ινών και τα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας, τα οποία με τη σειρά τους εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, όπως είναι η δυσκαμψία του συγκολλητικού ΙΟΠ υλικού και σκυροδέματος (κόλλα) και η σωστή προετοιμασία της διεπιφάνειας. Στην περίπτωση που δεν αναπτύσσεται μια τέτοια σύνθετη δράση, ο μανδύας ΙΟΠ υπόκειται μόνο σε εγκάρσιες παραμορφώσεις και αστοχεί σε εφελκυσμό εξαιτίας της θραύσης των ινών ή της αποκόλλησης (delamination) των ελασμάτων του ΙΟΠ για παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ υλικού, ε_{fu} , η οποία λαμβάνεται λίγο μικρότερη από την ε_{fu} , καθώς οι

διαφορετικές διευθύνσεις της τάσης στο μανδύα λόγω της τάσης περίσφιγξης επηρεάζουν την τελική αντοχή του ΙΟΠ. Στην περίπτωση που αναπτύσσεται η σύνθετη δράση, ο μανδύας υπόκειται ταυτόχρονα σε εγκάρσιες και διαμήκεις τάσεις και η αντοχή και η παραμόρφωση αστοχίας του μειώνονται, με πιθανή εμφάνιση λυγισμού σε μικροσκοπικό επίπεδο και αποκόλληση των ελασμάτων.

- Στην ποιότητα της εκτέλεσης της τεχνικής, εξαιτίας της οποίας μπορεί να μην τοποθετηθούν κατάλληλα οι ίνες, λόγω κενών ή ανεπαρκούς προετοιμασίας της διεπιφάνειας και συνεπώς μέρος της περιμετρικής παραμόρφωσης χρησιμοποιείται για την παραμόρφωση των ινών. Επίσης, μπορεί να καταστραφούν ίνες σε μη κατάλληλα στρογγυλεμένες άκρες ορθογωνικών διατομών ή σε σημεία που υπάρχουν εξογκώματα.
- Στο καμπυλωμένο σχήμα του μανδύα ΙΟΠ, κυρίως στις γωνίες με μικρή διάμετρο καμπύλωσης.
- Στην επίδραση των φαινομένων κλίμακας (size effect), όταν εφαρμόζονται πολλά στρώματα ΙΟΠ.

Η ενεργή πίεση περίσφιγξης, f_l , σε μονοαξονικά καταπονούμενα κυλινδρικά στοιχεία σκυροδέματος που περισφίγγονται μέσω συνδετήρων χάλυβα υπολογίζεται ως συνάρτηση του ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού, ρ_{st} , και της τάσης διαρροής του χάλυβα ως εξής:

$$f_l = \frac{1}{2} k_e \rho_{st} f_y \quad (4.1)$$

με:

$$\rho_{st} = \frac{4A_{st}}{sd_s} \quad (4.2)$$

όπου k_e είναι ο συντελεστής επίδρασης του φαινομένου άντυγας (arching effect), s είναι η απόσταση των συνδετήρων, A_{st} είναι το εμβαδόν της διατομής του εγκάρσιου οπλισμού και d_s είναι η διάμετρος του συνδετήρα.

Για την περίπτωση κυλινδρικών διατομών οπλισμένου σκυροδέματος περισφίγγμένων με μανδύα ΙΟΠ του οποίου οι ίνες είναι διατεταγμένες παράλληλα με την περίμετρο και ο οποίος καλύπτει το σύνολο της επιφάνειας του σκυροδέματος η εγκάρσια πίεση περίσφιγξης, σ_l , δίνεται, σε αναλογία με τη Σχέση (4.1), από τη Σχέση

(4.3). Η πίεση περίσφιγξης υπολογίζεται βάσει της εκάστοτε τάσης στο μανδύα ΙΟΠ ($\sigma_j = E_j \varepsilon_j \leq f_j = E_j \varepsilon_{ju}$) και τελικά, η μέγιστη εγκάρσια τάση περίσφιγξης δίνεται από τη Σχέση (4.5), όταν η παραμόρφωση του μανδύα ΙΟΠ φτάσει τη μέγιστη ε_{ju} :

$$\sigma_l = \frac{1}{2} \rho_j \sigma_j = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_{j=l} \quad (4.3)$$

με:

$$\rho_j = \frac{4t_j}{d_j} \quad (4.4)$$

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_j E_j \varepsilon_{ju} \quad (4.5)$$

όπου ρ_j είναι το ποσοστό όγκου του μανδύα ΙΟΠ, σ_j είναι η τάση στο μανδύα ΙΟΠ, E_j είναι το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού του μανδύα, $\varepsilon_{j=l}$ είναι η παραμόρφωση στην περίμετρο του μανδύα ΙΟΠ (λαμβάνεται ίση με την εγκάρσια παραμόρφωση του σκυροδέματος), t_j είναι το πάχος του μανδύα ΙΟΠ και d_j είναι η διάμετρος του μανδύα ΙΟΠ. Σημειώνεται ότι για κυλινδρικό μέλος σκυροδέματος πλήρως καλυμμένο με ΙΟΠ είναι $k_e = 1$.

Τα μοντέλα που αναπτύχθηκαν για να περιγράψουν τη συμπεριφορά του περισφιγμένου μέσω συνδετήρων χάλυβα σκυροδέματος αναφέρονται σε σταθερή πίεση εγκάρσιας περίσφιγξης, καθώς ο χάλυβας διαρρέει και η τάση του παραμένει σταθερή. Τα μοντέλα για προσομοίωση της περίσφιγξης μέσω μανδύων ΙΟΠ πρέπει να λαμβάνουν υπόψη τη διαφορετική συμπεριφορά του υλικού των ΙΟΠ μέχρι την αστοχία σε σχέση με το χάλυβα, υιοθετώντας μια επαναληπτική διαδικασία. Ανεξάρτητα πάντως από τη συνολική απόκριση σε όρους τάσεων-παραμορφώσεων που λαμβάνεται μέσω πολύπλοκων επαναληπτικών διαδικασιών, η τελική κατάσταση στην αστοχία μπορεί να υπολογιστεί, καθώς είναι γνωστές οι τάσεις και οι παραμορφώσεις αστοχίας του μανδύα ΙΟΠ (Spoelstra and Monti, 1999).

4.1.2 Περίσφιγξη υποστυλωμάτων

Οι κύριοι στόχοι της περίσφιγξης υποστυλωμάτων είναι: (α) η παρεμπόδιση της αποφλοίωσης του σκυροδέματος της επικάλυψης, η οποία οδηγεί σε μείωση της διατομής του σκυροδέματος, (β) η εγκάρσια στήριξη του διαμήκους οπλισμού, και (γ) η

βελτίωση της αντοχής και της ικανότητας παραμόρφωσης του σκυροδέματος. Η αποτελεσματικότητα της περίσφιγξης εξαρτάται από το σχήμα της διατομής (κυκλική ή ορθογωνική), από το λόγο των πλευρών (για ορθογωνική διατομή), από τη διάταξη των μανδυνών ΙΟΠ (σε όλο το μήκος ή με λωρίδες με κενά μεταξύ τους) και από τον προσανατολισμό των ινών.

Για να είναι αποδοτική η περίσφιγξη, οι ίνες πρέπει να τοποθετούνται κάθετα στον άξονα του μέλους. Για την περίπτωση των κυκλικών υποστυλωμάτων αυτό επιτυγχάνεται με την εφαρμογή εξωτερικών μανδυνών ΙΟΠ, είτε σε όλο το ύψος του υποστυλώματος, είτε σε λωρίδες τοποθετημένες ανά αποστάσεις μεταξύ τους. Στα ορθογωνικά υποστυλώματα η περίσφιγξη επιτυγχάνεται μέσω μανδυνών ορθογωνικού σχήματος αφού πρώτα στρογγυλευθούν οι άκρες. Η περίσφιγξη σε ορθογωνικά υποστυλώματα είναι λιγότερο αποτελεσματική καθώς η δράση της περίσφιγξης εντοπίζεται κυρίως στα άκρα, με αποτέλεσμα να απαιτείται η χρήση παχύτερης στρώσης μανδύα ΙΟΠ στις πλευρές για να αποφευχθεί η εγκάρσια διόγκωση του σκυροδέματος και ο λυγισμός των διαμήκων ράβδων οπλισμού του υποστυλώματος. Μια εναλλακτική τεχνική για βελτίωση της αποδοτικότητας της περίσφιγξης είναι η μετατροπή της ορθογωνικής διατομής του υποστυλώματος σε κυκλική ή οβάλ μέσω της προσθήκης σκυροδέματος περιμετρικά της αρχικής διατομής.

Για αύξηση της αντοχής του υποστυλώματος συνιστάται η χρήση ΙΟΠ με ίνες άνθρακα, ενώ για αύξηση της πλαστιμότητάς του συνιστάται η χρήση ΙΟΠ με ίνες υάλου ή αραμιδίου (fib, 2001). Τέλος, αν έχει εφαρμοστεί προένταση στο μανδύα ΙΟΠ η περίσφιγξη χαρακτηρίζεται ως ενεργή, ενώ σε αντίθετη περίπτωση ως παθητική. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι σχέσεις υπολογισμού που προτείνουν διάφοροι ελληνικοί και διεθνείς κανονισμοί για παθητική περίσφιγξη μέσω μανδυνών ΙΟΠ (ΕΚΟΣ 2000, ΚΑΝ.ΕΠΕ., EC2 και EC8, ACI, FIB, CNR), με έμφαση στα υποστυλώματα ορθογωνικών διατομών που περιτυλίγονται με μανδύες ΙΟΠ σε όλο το ύψος τους, τα οποία εξετάστηκαν στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας.

4.2. Περίσφιγξη σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ 2000

Ο ΕΚΟΣ 2000 αντιμετωπίζει μόνο την περίπτωση περίσφιγξης σκυροδέματος μέσω εγκάρσιων συνδετήρων και δεν αναφέρεται σε άλλες μεθόδους περίσφιγξης, όπως είναι τα σύνθετα υλικά. Ελέγχει την επάρκεια του οπλισμού περίσφιγξης στις κρίσιμες

περιοχές υποστυλωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, εξασφαλίζοντας την απαίτηση πλαστιμότητας μέσω της Σχέσης (4.6), όπου δίνεται η συνθήκη που πρέπει να ικανοποιεί το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης, ω_{wd} , όπως υπολογίζεται από τη Σχέση (4.7):

$$a\omega_{wd} = 0.85 \cdot v_d \cdot \left(0.35 \cdot \frac{A_c}{A_0} + 0.15 \right) - 0.035 \quad (4.6)$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{όγκος κλειστών συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{4 \cdot b_0 \cdot A_{sw}}{b_0^2 \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0.10 \quad (4.7)$$

όπου α είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης, που εξαρτάται από τη διάταξη και την απόσταση των συνδετήρων α_n και α_s αντίστοιχα:

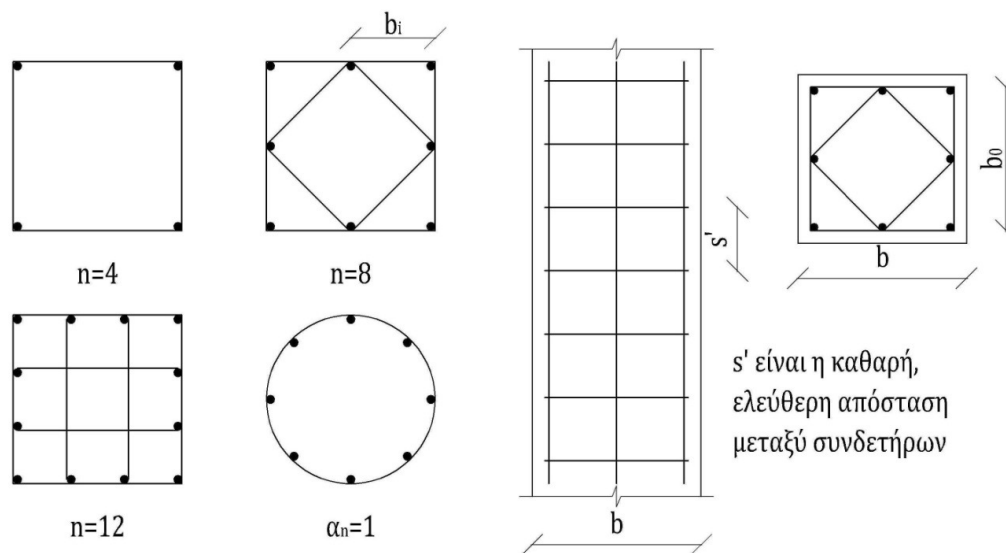
$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (4.8)$$

με $\alpha_n = [1 - \sum_1^n (b_i^2/6A_0)]$ συμβολίζεται ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της διάταξης των συνδετήρων στην αποδοτικότητα της περίσφιγξης και $\alpha_s = [1 - s'/(2b_0)]^2$ είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της απόστασης των συνδετήρων στην αποδοτικότητα της περίσφιγξης. Ειδικά για τετραγωνικές διατομές ισχύει: $b_i = 4b_0/n$, οπότε $\alpha_n = 1 - 8/3n$ και η Σχέση (4.8) γίνεται:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = \left(1 - \frac{8}{3n} \right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2b_0} \right)^2 \quad (4.9)$$

Στις παραπάνω σχέσεις ισχύει ότι $A_c = b^2$ το εμβαδόν ολόκληρης της διατομής του σκυροδέματος του υποστυλώματος, $A_0 = b_0^2$ το εμβαδόν της διατομής του περισφιγμένου σκυροδέματος («πυρήνας»), $v_d = N_{sd}/(A_c f_{cd})$ το ανηγμένο αξονικό φορτίο, το οποίο σε κάθε περίπτωση οφείλει να πληροί τη συνθήκη $v_d \leq 0.65$, N_{sd} η τιμή σχεδιασμού του μέγιστου θλιπτικού φορτίου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων. Επίσης, b είναι το πλάτος της διατομής του υποστυλώματος, b_0 το πλάτος του πυρήνα της διατομής, n ο αριθμός «κορυφών» συνδετήρων ή «κόμβων» με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους, b_i η απόσταση μεταξύ διαδοχικών «κορυφών» ή «κόμβων», s' η καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ συνδετήρων, A_{sw} το εμβαδόν διατομής συνδετήρα και f_{yd} και f_{cd} η αντοχή διαρροής χάλυβα και η θλιπτική αντοχή σκυροδέματος, αντίστοιχα.

Σημειώνεται ότι στην περίπτωση διατομών με διαφορετικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης κατά τους δύο άξονες, ο υπολογισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών του περισφιγμένου σκυροδέματος γίνεται βάσει του μικρότερου ποσοστού οπλισμού περίσφιγξης (ενότητα 18.4.4.2β.iv (ΕΚΟΣ 2000)). Τα γεωμετρικά δεδομένα που υπεισέρχονται στις παραπάνω σχέσεις υπολογισμού ορίζονται στο Σχήμα 4.3.



$A_0=b_0^2$: εμβαδόν πυρήνα, $A_c=b^2$: εμβαδόν υποστυλώματος

Σχήμα 4.3. Χαρακτηριστικά περίσφιγξης (οι διαστάσεις b_i και b_0 μετρώνται στα κέντρα των διαμήκων ράβδων) (ΕΚΟΣ 2000).

4.3. Περίσφιγξη σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.3.1 Περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω συνδετήρων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος όταν αυτό περισφίγγεται μέσω συνδετήρων χάλυβα μπορούν να υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$f_{cd,c} = \begin{cases} (1 + 2.5a\omega_{wd}) \cdot f_{cd}, & \text{για } a\omega_{wd} \leq 0.10 \\ (1.125 + 1.25a\omega_{wd}) \cdot f_{cd}, & \text{για } a\omega_{wd} \geq 0.10 \end{cases} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = 0.002 \cdot (f_{cd,c}/f_{cd})^2 \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1a\omega_{wd} \quad (4.12)$$

όπου $a\omega_{wd}$ είναι το ενεργό ποσοστό περίσφιγξης σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ 2000 (Σχέση (4.6)), $\varepsilon_{c2,c}$ είναι η ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην $f_{cd,c}$ και $\varepsilon_{cu,c}$ είναι η

ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί σε τάση σχεδιασμού $0.85f_{cd}$ μετρούμενη στο φθίνοντα κλάδο του διαγράμματος σ-ε του περισφιγμένου σκυροδέματος.

4.3.2 Περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω Ινοπλισμένων Πολυμερών

Στην περίπτωση που η περίσφιγξη επιτυγχάνεται μέσω Ινοπλισμένων Πολυμερών (ΙΟΠ-FRP), ο μηχανισμός αστοχεί όταν αστοχεί το σύνθετο υλικό που προσδίδει την περίσφιγξη και ακολουθεί φθίνων κλάδος πολύ μεγάλης κλίσης, ο οποίος δε λαμβάνεται υπόψη. Συνεπώς, ως παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος λαμβάνεται η παραμόρφωση $\varepsilon_{c2,c}$ που υπολογίζεται μέσω της Σχέσης (4.13), δηλαδή η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος $f_{cd,c}$, που υπολογίζεται μέσω της Σχέσης (4.14):

$$\varepsilon_{c2,c} = \gamma_{IOΠ} \cdot 0.0035 \cdot (f_{cd,c}/f_{cd})^2 \quad (4.13)$$

$$f_{cd,c} = (1.125 + 1.25a\omega_{wd}) \cdot f_{cd} \quad (4.14)$$

όπου είναι $\gamma_{IOΠ} = \begin{cases} 1.00, & \text{για ίνες άνθρακα} \\ 2.00, & \text{για ίνες υάλου} \end{cases}$

και κατ' αντιστοιχία με τη Σχέση (4.8) είναι $\alpha = \alpha_n \cdot a_s$, αλλά με $\alpha_s = 0.9$ και $\alpha_n = 1 - \frac{1}{3A_c} [b_c^2(1 - \beta)^2 + d_c^2(1 - \gamma)^2]$, όπου (βλ. Σχήμα 4.4) $A_c = b_c \cdot d_c$ είναι το εμβαδόν διατομής σκυροδέματος, $\beta = 2b_p/b_c$ και $\gamma = 2d_p/d_c$ είναι γεωμετρικές μεταβλητές και b_c και d_c είναι οι διαστάσεις διατομής περισφιγμένου σκυροδέματος. Επίσης, b_p και d_p είναι τα μήκη στρογγύλευσης των πλευρών b_c και d_c , αντίστοιχα, που προκύπτουν λόγω εξομάλυνσης των ακμών του στοιχείου κατά την εφαρμογή των μανδυνών ή των λωρίδων ΙΟΠ. Για το μηχανικό ποσοστό περίσφιγξης ισχύει ότι:

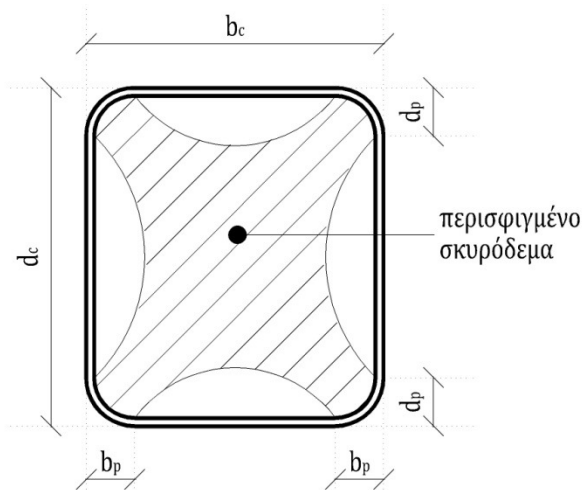
$$\begin{aligned} \omega_{wd} &= \frac{\text{όγκος IOΠ}}{\text{όγκος σκυροδέματος πυρήνα}} \cdot \frac{f'_{fd}}{f_{cd}} = \\ &= \frac{2 \cdot (b_c + d_c) \cdot t_f \cdot k \cdot h_f}{b_c \cdot d_c \cdot s} \cdot \frac{f'_{fd}}{f_{cd}} \end{aligned} \quad (4.15)$$

όπου t_f είναι το πάχος στρώσης ΙΟΠ, k είναι ο αριθμός στρώσεων μανδυνών ΙΟΠ, h_f είναι το ύψος εφαρμογής λωρίδας ΙΟΠ, s είναι η απόσταση διάταξης λωρίδων ΙΟΠ (για ολόσωμο μανδύα ΙΟΠ είναι $s = h_f = h_{\nu\pi\omicron\sigma\tau.}$), f'_{fd} είναι η διορθωμένη εφελκυστική

αντοχή του ΙΟΠ, που υπολογίζεται από την εφελκυστική αντοχή του ΙΟΠ, f_{fd} , και το συντελεστή ψ και είναι ίση με: $f'_{fd} = f_{fd} \cdot \psi$, με $\psi = k^{-1/4}$ για $k \geq 4$, αλλιώς $\psi = 1.0$.

Το ενεργό ποσοστό περίσφιγξης $\alpha_{\omega_{wd}}$ υπολογίζεται από τις Σχέσεις (4.8) και (4.15), όπου η λογική υπολογισμού είναι η ίδια με την απλή περίπτωση της περίσφιγξης μέσω εγκάρσιων συνδετήρων. Κατά την εφαρμογή τεσσάρων ή περισσότερων στρώσεων ΙΟΠ, η εφελκυστική αντοχή του σύνθετου υλικού μειώνεται και η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη για τον υπολογισμό του ογκομετρικού ποσοστού περίσφιγξης, από το οποίο προκύπτει η ενεργή τάση περίσφιγξης $\sigma_2 = (\sigma_3)$ μέσω του συντελεστή ψ .

Ως προς τους συντελεστές ασφάλειας που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τα υφιστάμενα υλικά, τις δράσεις και το προσομοίωμα, γίνεται εκτενής αναφορά στο Κεφάλαιο 2 της παρούσας εργασίας. Για τους συντελεστές ασφάλειας των νέων μη «συμβατικών» υλικών, όπως είναι τα ΙΟΠ, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει να διαμορφώνονται οι τιμές των συντελεστών ασφάλειας ανάλογα με την εμπειρία από προηγούμενες εφαρμογές τους, επίσης εάν η εφαρμογή γίνεται με συνήθη ή όχι πάχη, καθώς και την προσπελασιμότητα στο σημείο επέμβασης. Τέλος, αναφέρεται ότι η εφαρμογή μανδύα ΙΟΠ είναι αποτελεσματική σε στοιχεία κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής σχετικά μικρών διαστάσεων, με λόγο πλευρών που δεν ξεπερνά το 2:1.



Σχήμα 4.4. Περίσφιγξη με ινοπλισμένα πολυμερή – στρογγύλευση γωνιών (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012).

4.4. Περίσφιγξη σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες EC2 και EC8

4.4.1 Περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω συνδετήρων

Σε αντιστοιχία με τον ΕΚΟΣ 2000, ο EC8 (2004) ελέγχει την επάρκεια του οπλισμού περίσφιγξης στις κρίσιμες περιοχές υποστυλωμάτων με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, εξασφαλίζοντας την απαίτηση πλαστιμότητας μέσω της Σχέσης (4.16), η οποία αποτελεί τη συνθήκη που πρέπει να ικανοποιεί το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης ω_{wd} , όπως υπολογίζεται από τη Σχέση (4.7):

$$a\omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (4.16)$$

όπου a είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας, που λαμβάνεται από τη Σχέση (4.9), ω_{wd} είναι το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης, που δίνεται από τη Σχέση (4.6), μ_{ϕ} είναι η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων, $v_d = N_{sd}/(A_c f_{cd})$ είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο σχεδιασμού. Επίσης, $\varepsilon_{sy,d}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής παραμόρφωσης διαρροής του χάλυβα, b_c είναι το συνολικό πλάτος της διατομής σκυροδέματος και b_0 είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα της διατομής. Να σημειωθεί ότι οι Σχέσεις (4.6) του ΕΚΟΣ 2000 και (4.16) του EC8 (2004) είναι πρακτικά ίδιες (Χρονόπουλος, 2009).

Σύμφωνα με τον EC2, η αντοχή περίσφιγξης του οπλισμένου σκυροδέματος, περισφιγμένου με εγκάρσιους συνδετήρες, καθώς και η παραμόρφωση στη μέγιστη αντοχή και στην αστοχία δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$f_{ck,c} = \begin{cases} f_{ck} \cdot (1.000 + 5.0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}), & \text{για } \sigma_2 < 0.05 f_{ck} \\ f_{ck} \cdot (1.125 + 2.5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}), & \text{για } \sigma_2 > 0.05 f_{ck} \end{cases} \quad (4.17)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (4.18)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (4.19)$$

όπου σ_2 είναι η ενεργή εγκάρσια τάση περίσφιγξης, f_{ck} η χαρακτηριστική αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος, ε_{c2} η παραμόρφωση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος

στη μέγιστη αντοχή και ε_{cu2} η μέγιστη παραμόρφωση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος.

4.4.2 Περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω ΙΟΠ

Όπως αναφέρεται στον EC8, η εφαρμογή των ΙΟΠ για την ενίσχυση κατασκευών από σπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να γίνει: για αύξηση της αντοχής σε διάτμηση μέσω της χρήσης επικολλητών λωρίδων ΙΟΠ, και για αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας και αποφυγή της αστοχίας παράθεσης διαμήκων ράβδων μέσω της χρήσης μανδύων ΙΟΠ. Η απαιτούμενη πίεση περίσφιγξης που ασκείται μέσω των μανδύων εξαρτάται από το λόγο I_x , μεταξύ του στοχευόμενου δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{x,tar}$ και του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{x,ava}$ και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_l = 0.4 \cdot I_x^2 \frac{f_{cd} \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1.5}} \quad (4.20)$$

όπου $I_x = \mu_{x,tar} / \mu_{x,ava}$, f_{cd} είναι η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος, ε_{cu} είναι η παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος, ε_{ju} είναι η παραμόρφωση αστοχίας του μανδύα ΙΟΠ, η οποία είναι μικρότερη από την παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ υλικού, ε_{fu} .

Για ορθογωνικές διατομές στις οποίες οι γωνίες έχουν στρογγυλευθεί για να περιτυλιχθούν από το μανδύα ΙΟΠ, η πίεση περίσφιγξης υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$f_l' = k_s f_l \quad (4.21)$$

με: $k_s = 2R_c/D$ και $f_l = 2E_j \varepsilon_{ju} t_j / D$, όπου D το μεγαλύτερο πλάτος της διατομής. Τέλος, για εφαρμογή μανδύα ΙΟΠ, η ενεργή παραμόρφωση δίνεται από:

$$\varepsilon_{f,e} = 0.17 \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_c \cdot \rho_f} \right) \cdot \varepsilon_{fu} \quad (4.22)$$

4.5. Περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Κανονισμό ACI 440.2R-02

Η θλιπτική αντοχή μιας διατομής σκυροδέματος που περιτυλίγεται με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τον ACI 440.2R-02 (ACI Committee, 2002) από τη Σχέση (4.23) που αναπτύχθηκε από τους Mander et al. (1988) και αναφερόταν αρχικά σε περίσφιγξη από μανδύες από χάλυβα:

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.25 \right] \quad (4.23)$$

όπου f'_c είναι η θλιπτική αντοχή σκυροδέματος και f_l είναι η τάση περίσφιγξης, λόγω της περιτύλιξης με μανδύα ΙΟΠ.

Για μη σεισμικές εφαρμογές συνιστάται να μη λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των μανδύων ΙΟΠ στην ανάληψη των θλιπτικών φορτίων όταν πρόκειται για ορθογωνικές διατομές, καθώς πειράματα σε αυτού του τύπου τις διατομές έδειξαν ότι η αύξηση στη θλιπτική αντοχή περιορίζεται εντός κάποιων ορίων, ενώ οι άγνωστες παράμετροι που υπεισέρχονται στις εφαρμογές μανδύων ΙΟΠ σε ορθογωνικές διατομές είναι πολλές. Το άνω όριο στην επιπρόσθετη θλιπτική αντοχή που προσδίδουν οι μανδύες ΙΟΠ προκύπτει και από πιθανή κατακόρυφη μετατόπιση (υποχώρηση στήριξης, σεισμός κατά τον κατακόρυφο άξονα), από διαστολή της διατομής (τριαξονική ένταση), από ρηγμάτωση και από περιορισμούς στην παραμόρφωση του μανδύα ΙΟΠ. Η αξονική δύναμη αντοχής της διατομής οπλισμένου σκυροδέματος, περισφιγμένου με ΙΟΠ, υπολογίζεται ως εξής:

$$\varphi P_n = 0.80\varphi[0.85\psi_f f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (4.24)$$

όπου A_g είναι το εμβαδόν διατομής σκυροδέματος, A_{st} είναι το εμβαδόν διαμήκους οπλισμού της διατομής, f_y είναι η αντοχή διαρροής χάλυβα και f'_{cc} είναι η αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος, που δίνεται από τη Σχέση (4.23). Ο μειωτικός συντελεστής φ ορίζεται στον ACI 318-08 (ACI Committee, 2008) και ο μειωτικός συντελεστής ψ_f λαμβάνεται ίσος με 0.95.

Ειδικά για υφιστάμενα στοιχεία των οποίων η συμπεριφορά έχει κατανοηθεί επαρκώς μέσω μετρήσεων και ελέγχων (κατ' αναλογία με την ικανοποιητική στάθμη

αξιοπιστίας δεδομένων του ΚΑΝ.ΕΠΕ.), μπορούν να χρησιμοποιούνται αυξημένοι μειωτικοί συντελεστές φ , όπως προκύπτουν από την ενότητα 20.2.5 του ACI 318-08. Σημειώνεται ότι η Σχέση (4.24) αναφέρεται σε στοιχεία με εγκάρσιους συνδετήρες και διαφοροποιείται για στοιχεία με σπειροειδή οπλισμό.

Καθώς η Σχέση (4.23) αναπτύχθηκε από τους Mander et al. (1988) για την περίσφιγξη από μανδύες χάλυβα, είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι το μοντέλο αρχικά θεωρούσε σταθερή τάση περίσφιγξης, σε αντιστοιχία με την τάση διαρροής του χάλυβα. Μεταγενέστερα, οι Spoelstra and Monti (1999) έδειξαν ότι η Σχέση (4.23) μπορεί να περιγράψει και την περίσφιγξη από μανδύες ΙΟΠ, αλλά η τάση περίσφιγξης πρέπει να θεωρηθεί γραμμικά μεταβαλλόμενη, έτσι ώστε αύξηση στην παραμόρφωση του μανδύα ΙΟΠ να έχει σαν αποτέλεσμα αύξηση στην τάση περίσφιγξης. Όπως αναφέρθηκε, μια ακριβέστερη προσομοίωση απαιτεί να καθοριστεί συνολικά η σχέση τάσης - παραμόρφωσης του περισφιγμένου με ΙΟΠ σκυροδέματος, με συσχέτιση της θλιπτικής παραμόρφωσης του σκυροδέματος (διαμήκης παραμόρφωση) με την παραμόρφωση που αναπτύσσεται στο μανδύα ΙΟΠ (εγκάρσια παραμόρφωση). Σε αυτή την περίπτωση, προσδιορίζεται η τάση περίσφιγξης μέσω της εγκάρσιας παραμόρφωσης και τελικά η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος.

Σε μια απλούστερη προσέγγιση, καθορίζεται η μέγιστη τιμή της τάσης περίσφιγξης ή της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος, με εφαρμογή της Σχέσης (4.25), με την οποία υπολογίζεται η πίεση f_l ως αποτέλεσμα της μέγιστης ενεργής παραμόρφωσης που μπορεί να αναπτυχθεί στο μανδύα ΙΟΠ:

$$f_l = \frac{\kappa_\alpha \rho_f f_{fe}}{2} = \frac{\kappa_\alpha \rho_f \varepsilon_{fe} E_f}{2} \quad (4.25)$$

όπου ε_{fe} είναι η ενεργή παραμόρφωση του μανδύα ΙΟΠ, που προκύπτει από τη Σχέση (4.28), E_f είναι το μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού, κ_α είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης μανδύα ΙΟΠ, που εξαρτάται από τη γεωμετρία της διατομής:

$$\kappa_\alpha = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (h - 2r)^2}{3bh(1 - \rho_g)} \quad (4.26)$$

με b και h τις διαστάσεις της ορθογωνικής διατομής, r την ακτίνα στρογγύλευσης των άκρων της ορθογωνικής διατομής και ρ_g το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού στη διατομή. Με ρ_f συμβολίζεται το ποσοστό του ΙΟΠ ενίσχυσης:

$$\rho_f = \frac{2nt_f(b+h)}{bh} \quad (4.27)$$

με b και h τις διαστάσεις της ορθογωνικής διατομής, n τον αριθμό των στρώσεων του ΙΟΠ και t_f το πάχος μιας στρώσης του ΙΟΠ.

Η ενεργή παραμόρφωση του ΙΟΠ υπολογίζεται ως εξής:

$$\varepsilon_{fe} = \min\{0.004; 0.75\varepsilon_{fu}\} \quad (4.28)$$

με $\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$ την παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ όπως προκύπτει μετά την εφαρμογή του μειωτικού συντελεστή C_E στην παραμόρφωση αστοχίας, ε_{fu}^* , που δίνεται από τον κατασκευαστή. Ο συντελεστής C_E λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες λειτουργίας (π.χ. τη διαβρωτική επίδραση του περιβάλλοντος) ανάλογα με τον τύπο των ινών και της μήτρας και λαμβάνεται από τον Πίνακα 8.1 της ενότητας 8.3.1 του ACI 440.2R-02.

Για μέλη που υπόκεινται ταυτόχρονα σε θλίψη και διάτμηση, η ενεργή παραμόρφωση του μανδύα ΙΟΠ περιορίζεται σύμφωνα με τη Σχέση (4.28). Ο ACI λαμβάνει υπόψη την ευεργετική επίδραση των μανδύων ΙΟΠ σε ορθογωνικές διατομές σκυροδέματος μόνο για την αύξηση της παραμόρφωσης αστοχίας και όχι για την αύξηση της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος. Συνεπώς, παρόλο που οι μανδύες ΙΟΠ δεν αυξάνουν την αξονική αντοχή στις ορθογωνικές διατομές, βελτιώνουν την πλαστιμότητα σε θλιβόμενα μέλη, με τη μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του περισφιγμένου στοιχείου να υπολογίζεται από τη Σχέση (4.29) (Mander et al., 1988):

$$\varepsilon'_{cc} = \frac{1.71(5f'_{cc} - 4f'_c)}{E_c} \quad (4.29)$$

όπου f'_{cc} είναι η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος από τη Σχέση (4.23), f'_c είναι η θλιπτική αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος και E_c είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

Επιπλέον, συνιστάται να αγνοείται η επίδραση της περίσφιγξης για ορθογωνικές διατομές στις οποίες ο λόγος των διαστάσεών τους είναι μεγαλύτερος από 1.5 ή όταν μία από τις διαστάσεις τους υπερβαίνει σε μέγεθος τα 90εκ.

4.6. Περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ σύμφωνα με τις οδηγίες fib Bulletin 14

Οι σχέσεις που προτείνονται στις οδηγίες fib Bulletin 14 (2001) για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής και της παραμόρφωσης αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος βασίζονται στο μοντέλο των Mander et al. (1988), το οποίο, όπως προαναφέρθηκε, επεκτάθηκε από τους Spoelstra and Monti (1999) για να περιγράψει την ιδιαίτερη συμπεριφορά της περίσφιγξης μέσω μανδύων ΙΟΠ και πρόκειται για τον ίδιο τύπο που δίνεται και στον αμερικάνικο κανονισμό. Προτείνονται «ακριβείς» αλλά και «εμπειρικές» σχέσεις οι οποίες προέκυψαν από την παρατήρηση κατά την πραγματοποίηση πειραμάτων ότι η αντοχή και η παραμόρφωση αστοχίας εξαρτώνται ευθέως από τη μέγιστη παραμόρφωση του υλικού περίσφιγξης ϵ_{ju} , τη μέγιστη εγκάρσια τάση περίσφιγξης f_l και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος E_c και είναι αντιστρόφως ανάλογες της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Τελικά προτείνονται οι ακριβείς Σχέσεις (4.30) για τη μέγιστη εγκάρσια τάση περίσφιγξης, (4.31) για τη μέγιστη θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος και (4.32) για την αντίστοιχη παραμόρφωση του περισφιγμένου σκυροδέματος:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_j f_j \quad (4.30)$$

$$f_{cc} = f_{c0} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_l}{f_{c0}} - 1.254 \right) \quad (4.31)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (4.32)$$

όπου f_l είναι η μέγιστη τάση περίσφιγξης, λόγω της περιτύλιξης με μανδύα ΙΟΠ, ρ_j είναι το ποσοστό του ΙΟΠ ενίσχυσης, f_{cc} είναι η μέγιστη θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος, f_{c0} είναι η θλιπτική αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος, ϵ_{cc} είναι η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου

σκυροδέματος και ε_{c0} είναι η παραμόρφωση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος στη μέγιστη αντοχή ($\varepsilon_{c0} = 0.002$).

Η μέγιστη παραμόρφωση και η αντίστοιχη τάση περίσφιγξης δίνονται από τις ακριβείς Σχέσεις (4.33) και (4.34), αντίστοιχα:

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} \left[\frac{E_{cc}(E_c - E_{sec,u})}{E_{sec,u}(E_c - E_{cc})} \right]^{1-E_{cc}/E_c} \quad (4.33)$$

$$f_{cu} = E_{sec,u} \varepsilon_{cu} \quad (4.34)$$

όπου ε_{ju} είναι η παραμόρφωση αστοχίας ΙΟΠ υλικού και

$$E_{cc} = f_{cc}/\varepsilon_{cc} \quad (4.35)$$

$$E_{sec,u} = \frac{E_c}{1 + 2\beta\varepsilon_{ju}} \quad (4.36)$$

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{|f_{c0}|}} - 500 \quad (4.37)$$

με f_{c0} σε MPa.

Εναλλακτικά, προτάθηκαν από τους Spoolstra and Monti (1999) οι εμπειρικές Σχέσεις (4.38) για την τάση περίσφιγξης στη μέγιστη παραμόρφωση και (4.39) για τη μέγιστη παραμόρφωση:

$$f_{cu} = f_{c0} \left(0.2 + 3 \sqrt{\frac{f_l}{f_{c0}}} \right) \quad (4.38)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c0} \left(2 + 1.25 \frac{E_c}{f_{c0}} \varepsilon_{ju} \sqrt{\frac{f_l}{f_{c0}}} \right) \quad (4.39)$$

όπου f_{cu} είναι η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος στη μέγιστη παραμόρφωση, f_{c0} είναι η θλιπτική αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος, ε_{cu} είναι η παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος, ε_{c0} είναι η αρχική παραμόρφωση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος στην ακραία θλιβόμενη ίνα (Σχέση (4.33)). Επίσης, E_c είναι το μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος, ε_{ju} είναι η παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ του μανδύα και f_l είναι η μέγιστη τάση περίσφιγξης

που υπολογίζεται από τη Σχέση (4.30) και διορθώνεται σύμφωνα με τη διαδικασία που περιγράφεται στη συνέχεια.

Αρχικά, ορίζεται η εγκάρσια τάση περίσφιγξης σ_l , η οποία εκφράζεται ως συνάρτηση της επικρατούσας τάσης σ_j στο μανδύα ΙΟΠ ανά πάσα στιγμή:

$$\sigma_l = k_s \cdot K_{conf} \cdot \varepsilon_l = k_s \cdot K_{conf} \cdot \varepsilon_j \quad (4.40)$$

όπου k_s είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης, $K_{conf} = \rho_j E_j$ είναι η δυσκαμψία του μανδύα ΙΟΠ, με ρ_j το ποσοστό του ΙΟΠ ενίσχυσης για κάθε διεύθυνση και E_j το μέτρο ελαστικότητας του ΙΟΠ και ε_l είναι η παραμόρφωση στην περίμετρο του σκυροδέματος, που ισούται με την παραμόρφωση του μανδύα ΙΟΠ, ε_j . Η παραμόρφωση στην περίμετρο αναφέρεται βεβαίως σε κυκλική διατομή υποστυλώματος, αλλά η θεώρηση της ίσης εγκάρσιας παραμόρφωσης του σκυροδέματος με την παραμόρφωση του μανδύα ΙΟΠ, ε_j , ισχύει για κάθε τύπο διατομής.

Στους υπολογισμούς υπεισέρχονται, επίσης, παράγοντες που σχετίζονται με την αποδοτικότητα της περίσφιγξης και τη δυσκαμψία του μανδύα ΙΟΠ. Σημειώνεται ότι η απόδοση της περίσφιγξης μανδύα ΙΟΠ στον πυρήνα μιας ορθογωνικής διατομής σκυροδέματος με στρογγυλεμένα τα άκρα της με ακτίνα r_c είναι περιορισμένη, καθώς ενεργοποιείται μόνο ένα τμήμα του πυρήνα που ορίζεται από παραβολικά τόξα στα μέσα των πλευρών της διατομής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.5. Ο συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης για ορθογωνικές διατομές δίνεται από τη Σχέση (4.41) (τα σχετικά γεωμετρικά δεδομένα παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.5):

$$k_s = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3A_g(1 - \rho_{sg})} = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (d - 2r)^2}{3A_g(1 - \rho_{sg})} \quad (4.41)$$

όπου b και d είναι οι διαστάσεις της διατομής, r η ακτίνα στρογγύλευσης των άκρων της ορθογωνικής διατομής για την οποία προτείνονται τιμές μεταξύ 1.5 και 2.5 cm, ή όποια τιμή προτείνει ο κατασκευαστής του ΙΟΠ, $\rho_{sg} = A_s/A_g$, όπου A_s είναι το εμβαδόν διαμήκων ράβδων χάλυβα οπλισμού και A_g είναι το εμβαδόν διατομής σκυροδέματος.

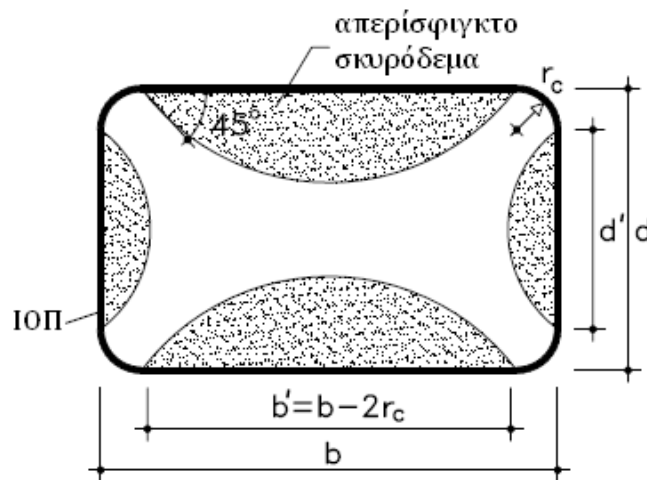
Τέλος, σε μια ορθογωνική διατομή το ποσοστό του ΙΟΠ ενίσχυσης (Σχέση (4.42)) δεν είναι ίδιο για τις δύο διευθύνσεις, με αποτέλεσμα σε κάθε διεύθυνση να διαφοροποιείται η δυσκαμψία (Σχέση (4.43)), συνεπώς και η τάση περίσφιγξης σ_l . Πιο συγκεκριμένα:

$$\begin{cases} \rho_{jx} = \frac{2b_f t_j}{s \cdot d} \\ \rho_{jy} = \frac{2b_f t_j}{s \cdot b} \end{cases} \quad (4.42)$$

με b και d τις διαστάσεις της διατομής κάθετα στις αντίστοιχες διευθύνσεις x και y , t_j και b_f το συνολικό πάχος και το πλάτος στρώσης μανδύα ΙΟΠ, αντίστοιχα, s την απόσταση των στρώσεων του μανδύα ΙΟΠ (για εφαρμογή του μανδύα σε όλο το ύψος h του υποστρώματος είναι $b_f = s = h$),

$$\begin{cases} K_{confx} = \rho_{jx} \cdot E_j \\ K_{confy} = \rho_{jy} \cdot E_j \end{cases} \quad (4.43)$$

με E_j το μέτρο ελαστικότητας του ΙΟΠ.



Σχήμα 4.5. Ενεργοποίηση της περίσφιγξης στον πυρήνα ορθογωνικής διατομής σκυροδέματος (fib, 2001).

Με κατάλληλη εφαρμογή της Σχέσης (4.40) υπολογίζεται η μέγιστη τάση περίσφιγξης, f_l , η οποία τελικά εισάγεται στις σχέσεις για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής και παραμόρφωσης του περισφιγμένου σκυροδέματος (4.31), (4.32), (4.38) και (4.39) ως εξής:

$$f_l = \min\{\rho_{jx}; \rho_{jy}\} \cdot k_s \cdot E_j \cdot \varepsilon_{ju} \quad (4.44)$$

Οι οδηγίες fib Bulletin 14 (2001) εφαρμόζουν συντελεστές ασφάλειας στα υλικά, χωρίς να εξετάζεται αν το υλικό είναι ήδη σε χρήση ή όχι. Για το σκυρόδεμα εφαρμόζεται ο μειωτικός συντελεστής $\alpha = 0.85$ και ο συντελεστής ασφάλειας $\gamma_c = 1.50$ και για το χάλυβα ο συντελεστής ασφάλειας $\gamma_s = 1.15$. Η εφελκυστική ελαστική

συμπεριφορά του ΙΟΠ υλικού ορίζεται ως: $\sigma_f = E_{fu} \varepsilon_f \leq f_{fd}$, με $E_{fu} = f_{fk} / \varepsilon_{fuk}$ το μέτρο ελαστικότητας στην αστοχία που υπολογίζεται από τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής και παραμόρφωσης στην αστοχία. Για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας ή οριακές καταστάσεις αστοχίας που αντιστοιχούν σε θραύση του σκυροδέματος ή σε αστοχία του συγκολλητικού υλικού, συνιστάται να λαμβάνεται μειωμένη παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ υλικού. Σε αυτές τις αρκετά συχνές περιπτώσεις, οι τάσεις του ΙΟΠ στην οριακή κατάσταση είναι σημαντικά μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή του και δεν καθίστανται κρίσιμες για αστοχία. Ο συντελεστής ασφάλειας υλικού του ΙΟΠ δίνεται ανάλογα με τον τύπο των ινών και του είδους του ΙΟΠ και των συνθηκών εφαρμογής της τεχνικής στον Πίνακα 3.1 της ενότητας 3.1.3.2. του fib Bulletin 14. Σημειώνεται ότι οι συντελεστές ασφάλειας που προτείνονται μπορεί να αναθεωρηθούν.

4.7. Περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ σύμφωνα με τον CNR-DT 200

Η θλιπτική δύναμη αντοχής για ένα στοιχείο σκυροδέματος περισφιγμένο με μανδύα ΙΟΠ που καταπονείται μόνο από θλίψη δίνεται από τη Σχέση (4.45):

$$N_{Rcc,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (4.45)$$

όπου γ_{Rd} είναι ο συντελεστής ασφάλειας που λαμβάνεται ίσος με 1.10, A_c και f_{ccd} είναι το εμβαδόν διατομής και η θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος αντίστοιχα και A_s και f_{yd} είναι το εμβαδόν και η αντοχή διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα του οπλισμού, αντίστοιχα.

Επίσης, υπολογίζεται αυξημένη αντοχή περισφιγξης από τη Σχέση (4.46), ενώ δεν προτείνεται σχέση για υπολογισμό αυξημένης παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία υπό θλίψη και κάμψη, ο κανονισμός θεωρεί ότι η αύξηση της αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος είναι πολύ μικρή, σε αντίθεση με την πλαστιμότητα η οποία αυξάνεται, οπότε δεν υπολογίζεται αυξημένη αντοχή, παρά μόνο αυξημένη παραμόρφωση αστοχίας από τη Σχέση (4.47):

$$f_{ccd} = f_{cd} \left[1 + 2.6 \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right] \quad (4.46)$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}} \quad (4.47)$$

όπου f_{ccd} είναι η θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος, ε_{ccu} είναι η παραμόρφωση αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος, f_{cd} είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος και $f_{l,eff}$ είναι η ενεργή εγκάρσια τάση περισφιγξης, όπως προσδιορίζεται από τη Σχέση (4.48).

Η περισφιγξη λαμβάνεται υπόψη όταν $f_{l,eff}/f_{cd} > 0.05$. Η ενεργή εγκάρσια τάση περισφιγξης είναι ένα ποσοστό της συνολικής εγκάρσιας τάσης περισφιγξης και το ποσοστό αυτό εξαρτάται από τις διαστάσεις της διατομής και τη διάταξη των μανδύων ΙΟΠ. Ο συντελεστής αποδοτικότητας, $k_{eff} \leq 1$, ορίζεται ως ο λόγος μεταξύ του όγκου του ενεργοποιημένου τμήματος του πυρήνα $V_{c,eff}$ και του συνολικού όγκου της διατομής σκυροδέματος V_c , οπότε:

$$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l \quad (4.48)$$

όπου f_l είναι η εγκάρσια τάση περισφιγξης:

$$f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} \quad (4.49)$$

και ρ_f είναι το γεωμετρικό ποσοστό του μανδύα ΙΟΠ προς το ποσοστό της διατομής σκυροδέματος, E_f είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του ΙΟΠ, $\varepsilon_{fd,rid}$ είναι η παραμόρφωση σχεδιασμού, μειωμένη σε σχέση με την παραμόρφωση αστοχίας του σύνθετου υλικού. Η $\varepsilon_{fd,rid}$ λαμβάνεται από τη Σχέση (4.50) για τον υπολογισμό της αντοχής περισφιγξης f_{ccd} σε στοιχεία υπό θλίψη και από τη Σχέση (4.51) για τον υπολογισμό της μέγιστης παραμόρφωσης ε_{ccu} σε στοιχεία υπό θλίψη και κάμψη:

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk}/\gamma_f; 0.004\} \quad (4.50)$$

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk}/\gamma_f; 0.6 \cdot \varepsilon_{fk}\} \quad (4.51)$$

με ε_{fk} συμβολίζεται η ονομαστική παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ υλικού, η_a ο συντελεστής ασφάλειας που λαμβάνει υπόψη τις περιβαλλοντικές συνθήκες και δίνεται στον Πίνακα 3.4 της ενότητας 3.5.1(7) του CNR-DT200 και γ_f ο συντελεστής ασφάλειας του ΙΟΠ υλικού που δίνεται στον Πίνακα 3.2 της ενότητας 3.4.1(1) του CNR-DT200.

Γενικά, η αστοχία μέλους οπλισμένου σκυροδέματος περισφιγμένου με ΙΟΠ συμβαίνει λόγω θραύσης των ινών, όμως πέρα από κάποια κρίσιμη τιμή αξονικής παραμόρφωσης το περισφιγμένο με μανδύες ΙΟΠ μέλος μπορεί να μετατραπεί σε φορέα με πολύ εύκαμπτα τοιχώματα από μη συνεκτικό υλικό. Μετά από αυτό το όριο το ενισχυμένο μέλος μπορεί να φέρει μόνο μικρές ή αμελητέες εγκάρσιες δυνάμεις. Συνεπώς, θεωρείται ότι η αστοχία μέλους οπλισμένου σκυροδέματος περισφιγμένου με μανδύα ΙΟΠ προκύπτει όταν η παραμόρφωση του υλικού του μανδύα φτάσει την τιμή 0.4%. Ο συντελεστής αποδοτικότητας περιλαμβάνει τρεις επιμέρους μειωτικούς συντελεστές που εξαρτώνται από τη μορφή της διατομής (κυκλική ή ορθογωνική), τη διάταξη των μανδύων (λωρίδες ανά αποστάσεις ή συνεχείς σε όλο το ύψος) και τη διεύθυνση των ινών του ΙΟΠ (οριζόντια διεύθυνση ή σπειροειδής). Για ορθογωνικές διατομές υποστυλωμάτων με μανδύες τοποθετημένους σε όλο το ύψος τους και οριζόντια διεύθυνση ινών του ΙΟΠ ο συντελεστής αποδοτικότητας γίνεται:

$$k_{eff} = k_H \cdot k_V \cdot k_a = \left(1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3A_g}\right) \times 1.0 \times 1.0 \Rightarrow$$

$$k_{eff} = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (d - 2r)^2}{3A_g} \quad (4.52)$$

όπου (βλ. Σχήμα 4.5) b και d είναι οι διαστάσεις της διατομής, κάθετα στις αντίστοιχες διευθύνσεις, με μέγιστο λόγο πλευρών $b/d \leq 1.5$ και διαστάσεις πλευρών όχι μεγαλύτερες από 0.90m, r είναι η ακτίνα στρογγύλευσης των άκρων της ορθογωνικής διατομής, μεγαλύτερη από 0.02m, και A_g είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος.

Τέλος, το γεωμετρικό ποσοστό του μανδύα ΙΟΠ προς το ποσοστό της διατομής σκυροδέματος ρ_f για ορθογωνική διατομή είναι:

$$\rho_f = \frac{2 \cdot t_f \cdot (b + d) \cdot b_f}{b \cdot d \cdot p_f} \quad (4.53)$$

με t_f και b_f το πάχος και το ύψος στρώσης ΙΟΠ και p_f την απόσταση μεταξύ στρώσεων ΙΟΠ. Στην περίπτωση τοποθέτησης μανδύων σε όλο το ύψος h του υποστυλώματος, είναι $b_f = p_f = h$.

Ο CNR-DT200 λαμβάνει υπόψη συντελεστές ασφάλειας υλικών χωρίς να ελέγχει αν τα υλικά χρησιμοποιούνται ήδη, με τη λογική ότι πρέπει να υπάρχει συμμόρφωση με

τον EC2 για νέες κατασκευές. Όταν οι ιδιότητες ενός υλικού σε χρήση προσδιορίζονται από επί τόπου δοκιμές και τις τιμές στην αρχική μελέτη, η τιμή που προκύπτει αντιμετωπίζεται στατιστικά, όπως περιγράφεται παρακάτω, ενώ μόνο η τιμή του μέτρου ελαστικότητας του υλικού του ΙΟΠ μπορεί να εκτιμηθεί από τις μέσες τιμές. Γενικά, οι ιδιότητες του ΙΟΠ λαμβάνονται από τη Σχέση (4.54) και οι ιδιότητες του υφιστάμενου υλικού από τη Σχέση (4.55):

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (4.54)$$

όπου X_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της X ιδιότητας, η είναι ο διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τον τύπο των ινών, σε συνδυασμό με τις ιδιαιτερότητες του προβλήματος (διαβρωτική επίδραση περιβάλλοντος) και δίνεται στον Πίνακα 3.4 της ενότητας 3.5.1(7) του CNR-DT200. Επίσης, $\gamma_m = \gamma_f$ είναι ο συντελεστής ασφάλειας ΙΟΠ υλικού που λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες εφαρμογής και τον τύπο αστοχίας και δίνεται στον Πίνακα 3.2 της ενότητας 3.4.1(1) του CNR-DT200, ενώ:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta}{\gamma_m} \cdot m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \quad (4.55)$$

όπου $X_{k(n)}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της X ιδιότητας όπως προκύπτει μετά την πραγματοποίηση n αριθμού επί τόπου ελέγχων, m_x είναι η μέση τιμή της ιδιότητας X όπως προκύπτει μετά την πραγματοποίηση n αριθμού επί τόπου ελέγχων. Επίσης, k_n είναι ο συντελεστής που λαμβάνεται ανάλογα με το πλήθος n των επί τόπου δοκιμών και λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.1 της ενότητας 3.3.3(7) του CNR-DT200, V_x είναι ο συντελεστής απόκλισης που λαμβάνεται ίσος με 0.10 για το χάλυβα και 0.20 για το σκυρόδεμα. Τέλος, η είναι ο συντελεστής που λαμβάνεται 0.85 για το σκυρόδεμα και 1.00 για το χάλυβα και γ_m είναι ο συντελεστής ασφάλειας υλικού που λαμβάνεται από τον EC2.

4.8. Διαστασιολόγηση επέμβασης για αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας

Οι κανονισμοί: ΚΑΝ.ΕΠΕ., fib Bulletin 14 και CNR-DT200 περιγράφουν παρόμοιες διαδικασίες για τη βελτίωση της πλαστικής συμπεριφοράς μέσω περισφίγξης με

μανδύα ΙΟΠ, κατά τις οποίες επιλέγεται το πάχος του μανδύα για ένα στοχευόμενο δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{1/r}$. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η προτεινόμενη μέθοδος από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο οποίος θέτει ως προϋπόθεση για εφαρμογή της μεθόδου την ικανοποίηση των ικανοτικών ελέγχων μετά την επέμβαση. Το απαιτούμενο μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης ω_{wd} προσδιορίζεται ανάλογα με την τιμή – στόχο του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{1/r}$. Ο στόχος ανασχεδιασμού μπορεί να εκφράζεται είτε σε όρους καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , είτε σε όρους τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m μέλους, είτε σε όρους γωνιών στροφής χορδής μ_θ .

Όταν ο στόχος ανασχεδιασμού εκφράζεται σε όρους καθολικού δείκτη συμπεριφοράς, ελέγχεται η ικανότητα όλων των δομικών μελών να επιδείξουν τοπικούς δείκτες συμπεριφοράς m ικανούς για την επίτευξη του συνολικού δείκτη q . Σημειώνεται ότι ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντα υπεραντοχής q_v και του παράγοντα πλαστιμότητας q_π , που είναι και ο ζητούμενος (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 4.2 και ΕΑΚ ενότητα 2.3.5 και εκτενή σχόλια της ενότητας 3.1.1). Για να συμβεί αυτό ακολουθείται η εξής διαδικασία:

- λαμβάνοντας υπόψη τον παράγοντα υπεραντοχής q_v του δομήματος, υπολογίζεται ο απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς $q_\pi = q/q_v$ λόγω πλαστιμότητας,
- υπολογίζεται ο απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας μ_δ του δομήματος σε όρους μετακινήσεων:

$$\mu_\delta = \begin{cases} q_\pi, & \text{όταν } T > T_2 \\ 1 + \frac{T_2}{T}(q_\pi - 1), & \text{όταν } T < T_2 \end{cases} \quad (4.56)$$

όπου T_2 είναι η περίοδος απ' την οποία αρχίζει ο φθίνων κλάδος του φάσματος σχεδιασμού,

- ελέγχεται ότι κάθε όροφος του κτιρίου μπορεί να επιδείξει τον ως άνω δείκτη πλαστιμότητας μ_δ , υπολογίζοντας για κάθε όροφο τους αντίστοιχους απαιτούμενους δείκτες $\mu_{\delta i}$ του κάθε πρωτεύοντος στοιχείου,
- για κάθε κρίσιμη διατομή του κάθε πρωτεύοντος δομικού στοιχείου, υπολογίζεται η απαιτούμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας σε όρους

καμπυλοτήτων $\mu_{1/r,απ.}$ συναρτήσει του ως άνω αντίστοιχου $\mu_{\delta i}$ μέσω αξιόπιστων συσχετίσεων,

- τέλος, υπολογίζεται η τιμή $\alpha\omega_{wd}$ για την οποία το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων της υπόψη διατομής θα παρουσιάσει τιμή $(1/r)_u/(1/r)_y = \mu_{1/r,απ.}$, όπου για το διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων του σκυροδέματος λαμβάνονται τα χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος.

Αντίστοιχες διαδικασίες γίνονται και όταν ο στόχος ανασχεδιασμού εκφράζεται σε όρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m ή επιθυμητής γωνίας στροφής χορδής μ_{θ} . Στην τελευταία περίπτωση, η αναγκαία ανά δομικό στοιχείο πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων πρέπει να υπολογίζεται με βάση αξιόπιστες συσχετίσεις του αντίστοιχου δείκτη πλαστιμότητας με το δείκτη πλαστιμότητας σε όρους γωνιών στροφής χορδής μ_{θ} :

$$\frac{\mu_{1/r} - 1}{\mu_{\delta} - 1} = 2 \quad (4.57)$$

$$\begin{cases} \mu_{1/r} = 3\mu_{\theta} - 2 \\ \mu_{1/r} = 2\mu_{\theta} - 1 \end{cases} \quad (4.58)$$

Οι Σχέσεις (4.57) και (4.58) προτείνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τη συσχέτιση του δείκτη πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων με αυτόν που αναφέρεται σε όρους καμπυλοτήτων και του δείκτη πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων με αυτόν σε όρους γωνιών στροφής χορδής, αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι η Σχέση (4.58α) χρησιμοποιείται στην περίπτωση, που από τον μ_{θ} πρέπει να υπολογιστεί ο $\mu_{1/r}$, ενώ η Σχέση (4.58β) στην αντίστροφη περίπτωση, δηλαδή όταν από τον $\mu_{1/r}$ πρέπει να υπολογιστεί ο μ_{θ} .

4.9. Αύξηση των αντοχών της διατομής

4.9.1 Γωνία στροφής χορδής στην αστοχία

Η περισφιγξη με ΙΟΠ επηρεάζει, όπως αναφέρθηκε, την τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία η οποία για μη ενισχυμένο φορέα μπορεί να υπολογίζεται από τη Σχέση (2.29). Συγκεκριμένα, μεταβάλλεται ο όρος της περισφιγξης (εκθέτης όρου

δύναμης του 25) και τελικά για μέλη ενισχυμένα με περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ η γωνία στροφής χορδής στην αστοχία μπορεί να υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (Κοσμόπουλος, 2005):

$$\theta_{um} = \left\{ 0.016 \cdot 0.3^v \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot a_s^{0.35} \cdot 25^{[\alpha \rho_s (f_{yw}/f_c) + \alpha_f \rho_f (f_{f,e}/f_c)]} \cdot 1.25^{100 \rho_d} \right\} \quad (4.59)$$

όπου οι συμβολισμοί είναι οι αντίστοιχοι της Σχέσης (2.29). Επιπλέον, α_f είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης από ΙΟΠ και δίνεται από τη Σχέση (4.60), ρ_f είναι το ποσοστό του ΙΟΠ παράλληλα στη διεύθυνση φόρτισης ($\rho_f = 2t_f/b_w$) και $f_{f,e}$ είναι η ενεργός τάση που δίνεται από τη Σχέση (4.61):

$$\alpha_f = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh} \quad (4.60)$$

όπου R είναι η γωνία στρογγύλευσης των ακμών και b, h είναι οι διαστάσεις της ορθογωνικής διατομής,

$$f_{f,e} = \min\{f_{u,f}; \varepsilon_{u,f} E_f\} \times \left[1 - \min\left\{0.5; 0.7 \min\left\{f_{u,f}; \varepsilon_{u,f} E_f\right\} \frac{\rho_f}{f_c}\right\}\right] \quad (4.61)$$

όπου $f_{u,f}$ και E_f είναι η ονομαστική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας των ΙΟΠ, αντίστοιχα και $\varepsilon_{u,f}$ είναι μια οριακή τιμή της παραμόρφωσης που ισούται με 0.015 για ΙΟΠ με ίνες άνθρακα (GFRP) και αραμιδίου (AFRP) και 0.020 για ΙΟΠ με ίνες ύαλου (GFRP) (Fardis, 2009).

4.9.2 Διατμητική αντοχή

Με την τοποθέτηση των μανδυνών ΙΟΠ με τις ίνες τους προσανατολισμένες κάθετα στον άξονα του μέλους επιτυγχάνεται, ταυτόχρονα με την αύξηση της πλαστιμότητας, αύξηση στη διατμητική αντοχή της διατομής. Συνεπώς, η τιμή της διατμητικής αντοχής που δίνεται από τη Σχέση (2.31) αυξάνεται μετά την ενίσχυση με τον όρο από την παρακάτω σχέση (Κοσμόπουλος, 2005):

$$V_{w,f} = 0.5 \rho_f b_w z f_{u,f} d \quad (4.61)$$

όπου οι συμβολισμοί είναι οι αντίστοιχοι της Σχέσης (2.31) και επιπλέον $f_{u,fd}$ είναι η τιμή σχεδιασμού αντοχής του ΙΟΠ (αντοχή ΙΟΠ διαιρεμένη με τον συντελεστή ασφαλείας).

4.10. Σύγκριση - σχολιασμός των διάφορων κανονισμών

Στις προηγούμενες ενότητες παρουσιάστηκαν οι μεθοδολογίες έξι έγκυρων σύγχρονων κανονισμών για την προσομοίωση και τον υπολογισμό της περίσφιγξης του σκυροδέματος, τόσο γενικά όσο και μέσω μανδύων ΙΟΠ. Από τους έξι κανονισμούς μόνο οι τέσσερις (KAN.ΕΠΕ., ACI 440.2R-02, fib Bulletin 14 και CNR-DT200) παρέχουν ολοκληρωμένες μεθοδολογίες σχεδιασμού, ενώ ο ΕΚΟΣ δεν περιλαμβάνει σχέσεις για τον υπολογισμό της περίσφιγξης μέσω ΙΟΠ, παρά μόνο για περίσφιγξη μέσω εγκάρσιων συνδετήρων χάλυβα. Ομοίως, ο EC8, αν και παρέχει σχέσεις για περίσφιγξη μέσω ΙΟΠ, δεν επεκτείνεται ιδιαίτερα σε αυτό το θέμα. Συνεπώς στη συνέχεια, συγκρίνονται οι τέσσερις κανονισμοί: KAN.ΕΠΕ., ACI 440.2R-02, fib Bulletin 14 και CNR-DT200. Ο ACI 440.2R-02 και ο fib Bulletin 14 βασίζονται στο ίδιο μοντέλο περίσφιγξης που προτάθηκε από τους Spoolstra and Monti (1999), οι οποίοι επέκτειναν το μοντέλο των Mander et al. (1988) με διαφοροποίηση στους συντελεστές ασφάλειας και στον υπολογισμό του ποσοστού του ΙΟΠ ενίσχυσης.

Μόνο ο κανονισμός fib Bulletin 14 θεωρεί ότι η σχέση τάσης-παραμόρφωσης φτάνει σε κάποια μέγιστη τιμή τάσης, η οποία στη συνέχεια μειώνεται μέχρι το σημείο που επιτυγχάνεται η μέγιστη παραμόρφωση του ΙΟΠ, ενώ οι άλλοι τρεις κανονισμοί θεωρούν ότι η μέγιστη τάση περίσφιγξης επιτυγχάνεται στο σημείο της μέγιστης παραμόρφωσης του ΙΟΠ. Σημειώνεται ότι ο ACI 440.2R-02 που είναι αρκετά συντηρητικός, όπως αναφέρεται και στο κείμενό του, θεωρεί ότι δεν υπάρχει επαρκής πειραματική διερεύνηση για τη δυσμενή επίδραση του ορθογωνικού σχήματος των υποστυλωμάτων στην περίσφιγξή τους και προτείνει να αγνοείται για αυτές τις διατομές η αύξηση στη θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος. Πολύ μικρή αύξηση της αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος δέχεται και ο CNR-DT200.

Ο ACI 440.2R-02 και ο CNR-DT200 θεωρούν πολύ μικρή τιμή της παραμόρφωσης αστοχίας του ΙΟΠ υλικού ($max(\epsilon_{ju}) = 0.004$). Αντίθετα, ο KAN.ΕΠΕ. και ο fib Bulletin 14 δεν υιοθετούν τόσο χαμηλές τιμές, αλλά μειώνουν την παραμόρφωση αστοχίας μέσω του συντελεστή του υλικού. Για στοιχεία υπό θλίψη ο CNR-DT200 υπολογίζει μόνο

αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος και για στοιχεία υπό θλίψη και κάμψη υπολογίζει μόνο παραμόρφωση αστοχίας. Σημειώνεται ότι ο fib Bulletin 14 θεωρεί ότι δεν υπάρχουν ακόμα επαρκή στοιχεία για την υιοθέτηση κάποιου μειωτικού συντελεστή της παραμόρφωσης του ΙΟΠ υλικού και πρέπει αυτός να εκτιμάται με βάση την εμπειρία του μελετητή. Επίσης, παρόλο που σε όλους τους κανονισμούς αναφέρεται ότι η μέγιστη παραμόρφωση του ΙΟΠ εξαρτάται από το πάχος και το πλήθος των στρώσεων, μόνο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. εισάγει τον αντίστοιχο μειωτικό συντελεστή ψ .

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. διαφοροποιείται, επίσης, σε σχέση με τους υπόλοιπους κανονισμούς ως προς το θέμα της τιμής των χαρακτηριστικών του απερίσφιγκτου υφιστάμενου σκυροδέματος. Πιο συγκεκριμένα, όταν η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι υψηλή ή ικανοποιητική (οπότε μπορεί να εφαρμοστεί η στατική ανελαστική μέθοδος) και για πλάστιμους τρόπους αστοχίας, τότε επιτρέπεται να γίνει χρήση των μέσων τιμών όπως προσδιορίστηκαν από επί τόπου μετρήσεις. Από τους υπόλοιπους κανονισμούς, ο fib Bulletin 14 αγνοεί το γεγονός ότι πρόκειται για παλαιά και όχι νέα υλικά, ενώ ο ACI 440.2R-02 και ο CNR-DT200 εφαρμόζουν μεγαλύτερες τιμές μειωτικών συντελεστών ασφάλειας όταν η αξιοπιστία των δεδομένων δεν είναι ικανοποιητική. Από τους δύο τελευταίους, ο ACI 440.2R-02 προτείνει σταθερή τιμή, ανάλογα με τη μορφή καταπόνησης του στοιχείου (διατομή σε εφελκυσμό, διατομή σε θλίψη με σπειροειδή εγκάρσιο οπλισμό ή εγκάρσιους συνδετήρες) και ο CNR-DT200 μειώνει τη χαρακτηριστική τιμή της ιδιότητας του υλικού ανάλογα με τον τύπο του υλικού (σκυρόδεμα, χάλυβας), το πλήθος των επί τόπου δοκιμών και σύμφωνα με όσα προτείνει ο EC2 για τις νέες κατασκευές.

Όλοι οι κανονισμοί εφαρμόζουν κάποιο μειωτικό συντελεστή για τις ιδιότητες του ΙΟΠ που εξαρτάται από τον τύπο του ΙΟΠ (ΚΑΝ.ΕΠΕ., ACI 440.2R-02, fib Bulletin 14 και CNR-DT200), από τις συνθήκες λειτουργίας (ACI 440.2R-02, fib Bulletin 14 και CNR-DT200) και τον τρόπο εφαρμογής των ΙΟΠ (fib Bulletin 14 και CNR-DT200). Ακόμα, όλοι οι κανονισμοί διορθώνουν την αποδοτικότητα της περισφιγξης μέσω ενός συντελεστή που εφαρμόζεται στον υπολογισμό της εγκάρσιας τάσης περισφιγξης και εξαρτάται από τη διάταξη του μανδύα και τη μορφή της διατομής του υποστυλώματος. Για τον ACI 440.2R-02 και τον fib Bulletin 14 ο συντελεστής αποδοτικότητας εξαρτάται από το ποσοστό του διαμήκους οπλισμού του υποστυλώματος, αλλά μόνο ως αφαιρούμενο εμβαδόν από τη συνολική διατομή σκυροδέματος, ενώ οι άλλοι δύο κανονισμοί αγνοούν την ύπαρξή του στον υπολογισμό της διατομής σκυροδέματος.

Όλοι οι κανονισμοί προτείνουν γεωμετρικούς περιορισμούς στις διαστάσεις των πλευρών ορθογωνικής διατομής, του λόγου των πλευρών και όρια για τη γωνία στρογγύλευσης των ακμών. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει μέγιστο λόγο πλευρών της ορθογωνικής διατομής και σχετικά μικρές διαστάσεις πλευρών για να είναι ευχερής η τεχνική της περίσφιγξης, χωρίς να καθορίζει συγκεκριμένα όρια διαστάσεων. Ο fib Bulletin 14 δίνει τιμές εντός των οποίων πρέπει να κυμαίνεται η γωνία στρογγύλευσης των ακμών. Οι άλλοι δύο κανονισμοί (ACI 440.2R-02 και CNR-DT200) προτείνουν όρια για τη γωνία στρογγύλευσης και μέγιστες τιμές γεωμετρικών διαστάσεων των ορθογωνικών πλευρών και του λόγου τους. Ο fib Bulletin 14 και ο CNR-DT200 δίνουν επιπλέον τη δυνατότητα να μειωθεί η αποδοτικότητα της περίσφιγξης ανάλογα με την κατεύθυνση των ινών του ΙΟΠ.

Πίνακας 4.1. Γεωμετρικοί περιορισμοί και προσομοιώματα των κανονισμών

Κανονισμός	Περιορισμοί	Τύπος Προσομοιώματος	
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	$b/h \leq 2.0$ μικρές διαστάσεις b, h	Αντοχή και παραμόρφωση	Δεν προσδιορίζεται
ACI	$b/h \leq 1.5$ $\max\{b; d\} \leq 0.9m$ $\min\{r_c\} = 0.013m$	Μόνο παραμόρφωση	Spoelstra and Monti (1999) (Mander et al., 1988)
fib	$0.015m \leq r_c \leq 0.025m$	Αντοχή και παραμόρφωση	Spoelstra and Monti (1999) (Mander et al., 1988)
CNR	$b/h \leq 2.0$ $\max\{b; d\} \leq 0.9m$ $\min\{r_c\} = 0.020m$	Αντοχή και παραμόρφωση	Δεν προσδιορίζεται

Τέλος, πρέπει να σημειωθεί ότι κανένας κανονισμός δε δίνει κατευθύνσεις για τη θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης της περίσφιγξης λόγω μανδυνών ΙΟΠ σε όλη τη διατομή του σκυροδέματος και της περίσφιγξης λόγω του διατμητικού οπλισμού στον πυρήνα της διατομής. Στο επόμενο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, παρουσιάζεται το μοντέλο περίσφιγξης BGL (Braga et al., 2006), όπου οι ερευνητές θεωρούν ότι οι δύο δράσεις μπορούν να ληφθούν ανεξάρτητα και να επαλληλιστούν μέσω της Σχέσης (4.62):

$$f_{rm} = \frac{A_i}{A_e} f_{ri} + f_{re} \quad (4.62)$$

όπου f_{rm} είναι η συνολική τάση περίσφιγξης, A_i είναι το «εσωτερικό» εμβαδόν πυρήνα διατομής, A_e είναι το «εξωτερικό» εμβαδόν πυρήνα διατομής, f_{ri} είναι η «εσωτερική» τάση περίσφιγξης από τον εγκάρσιο οπλισμό και f_{re} είναι η «εξωτερική» τάση περίσφιγξης από το μανδύα ΙΟΠ.

Στους Πίνακες 4.1 έως 4.3 παρουσιάζονται συνοπτικά, με βάση τα όσα περιγράφηκαν προηγουμένως οι κατευθύνσεις των τεσσάρων κανονισμών για ορθογωνικές διατομές.

Πίνακας 4.2. Συντελεστές ασφάλειας αντοχής και υλικών για διάφορους κανονισμούς.

Κανονισμός	Συντελεστής μείωσης αντοχής	Συντελεστής ασφάλειας υλικών	Επιπρόσθετοι συντελεστές για ΙΟΠ
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	γ_{Rd} : ανάλογα με την εξεταζόμενη περίπτωση	$\gamma_c = 1.50$ ή 1.00^* $\gamma_s = 1.15$ ή 1.00^* γ_f : από εμπειρία * ικανοποιητική ή υψηλή Σ.Α.Δ. και πλάστιμοι τρόποι αστοχίας	$\gamma_{IOΠ} = \begin{cases} 1.0 \text{ (GFRP)} \\ 2.0 \text{ (CFRP)} \end{cases}$ $\psi = k^{-1/4}$, για $k \geq 4$ $\psi = 1.00$, για $k < 4$
ACI	$\phi = 0.75$ ή 0.90^* , για σπειροειδή οπλισμό $\phi = 0.75$ ή 0.90^* , για εγκάρσιους συνδετήρες * για αξιόπιστα δεδομένα από επί τόπου ελέγχους	-	$\psi_f = 0.95$ C_E : από συνθήκες λειτουργίας, τύπο ίνας και μήτρας
fib	-	$\alpha = 0.85$ $\gamma_c = 1.50$ $\gamma_s = 1.15$ γ_f : από τύπο ΙΟΠ, σύστημα, συνθήκες και έλεγχο ποιότητας	
CNR	-	$\eta = \begin{cases} 0.85 \text{ (σκυρ.)} \\ 1.00 \text{ (χάλυβ.)} \end{cases}$ $\gamma_m = \begin{cases} 1.50 \text{ (σκυρ.)} \\ 1.15 \text{ (χάλυβ.)} \end{cases}$ $V_x = \begin{cases} 0.20 \text{ (σκυρ.)} \\ 0.10 \text{ (χάλυβ.)} \end{cases}$ k_n : από αριθμό επιτόπου ερευνών γ_f : από συνθήκες εφαρμογής και τύπο αστοχίας	η_a : από συνθήκες λειτουργίας, τύπο ίνας και μήτρας

Πίνακας 4.3. Συνοπτική παρουσίαση των βασικών σχέσεων των κανονισμών.

Κανονισμός	Ενεργή εγκάρσια τάση f_l	Θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος f_{cc}	Παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος ε_{cc}
KAN.ΕΠΕ.	-	$f_{cd,c} = (1.125 + 1.25a\omega_{wd}) \cdot f_{cd}$ $\alpha = \alpha_n \cdot a_s$ $\omega_{wd} = \frac{2 \cdot (b_c + d_c) \cdot t_f \cdot k \cdot h_f \cdot f'_{fd}}{b_c \cdot d_c \cdot s \cdot f_{cd}}$	$\varepsilon_{c2,c} = \gamma_{IOP} \cdot 0.0035 \cdot (f_{cd,c}/f_{cd})^2$
ACI	$f_l = \frac{\kappa_\alpha \rho_f \varepsilon_{fe} E_f}{2}$ $\varepsilon_{fe} = \min\{0.004; 0.75\varepsilon_{fu}\}$ $\kappa_\alpha = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (h - 2r)^2}{3bh(1 - \rho_g)}$	$f'_{cc} = f'_c \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.25 \right]$ <p>(μόνο για υπολογισμό ε'_{cc})</p>	$\varepsilon'_{cc} = \frac{1.71(5f'_{cc} - 4f'_c)}{E_c}$
fib	$f_l = \min\{\rho_{jx}; \rho_{jy}\} \cdot k_s \cdot E_j \cdot \varepsilon_{ju}$ $k_s = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (d - 2r)^2}{3A_g(1 - \rho_{sg})}$	$f_{cc} = f_{c0} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_l}{f_{c0}} - 1.254 \right)$ $f_{cu} = f_{c0} \left(0.2 + 3 \sqrt{\frac{f_l}{f_{c0}}} \right)$	$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right]$ $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c0} \left(2 + 1.25 \frac{E_c}{f_{c0}} \varepsilon_{ju} \sqrt{\frac{f_l}{f_{c0}}} \right)$
		<u>Στοιχεία υπό θλίψη:</u>	<u>Στοιχεία υπό θλίψη:</u>
CNR	$f_{l,eff} = k_{eff} \cdot f_l$ $f_l = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}$ $k_{eff} = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (d - 2r)^2}{3A_g}$	$f_{ccd} = f_{cd} \left[1 + 2.6 \left(\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}} \right)^{2/3} \right]$ $\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk}/\gamma_f; 0.004\}$	-
		<u>Στοιχεία υπό θλίψη και κάμψη</u>	<u>Στοιχεία υπό θλίψη και κάμψη</u>
		-	$\varepsilon_{ccu} = 0.0035 + 0.015 \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f_{cd}}}$ $\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk}/\gamma_f; 0.6 \cdot \varepsilon_{fk}\}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο

Μοντέλο Περίσφιγξης BGL

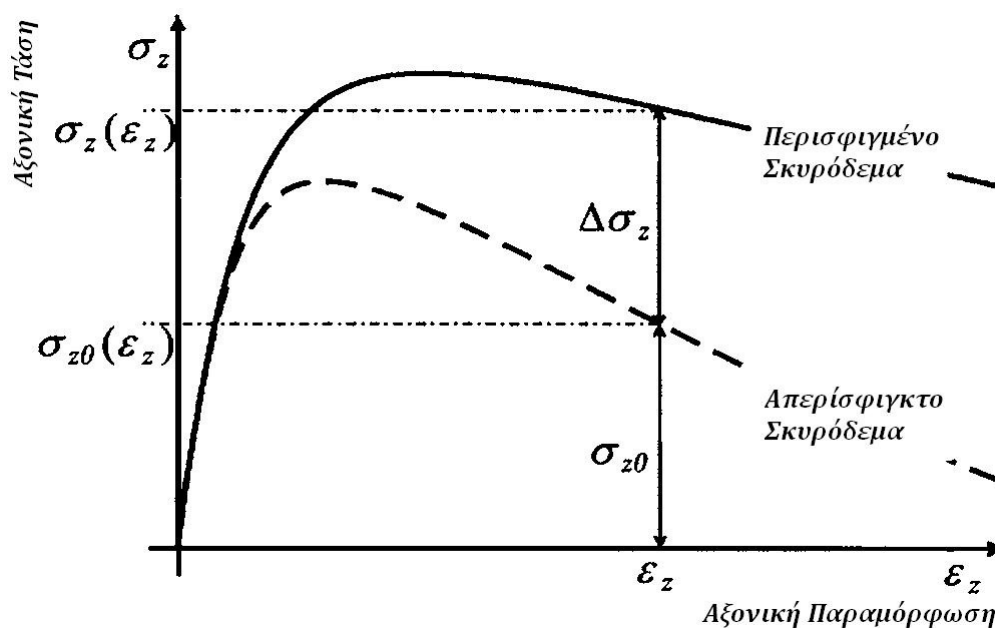
5.1. Μοντέλο περίσφιγξης BGL

Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, η πίεση περίσφιγξης που ασκείται εξαρτάται κάθε στιγμή από την πλευρική διόγκωση του σκυροδέματος, η οποία με τη σειρά της επηρεάζεται από την τάση περίσφιγξης, οπότε τα μοντέλα που περιγράφουν τη συμπεριφορά του περισφιγμένου μέσω χάλυβα ή ΙΟΠ σκυροδέματος πρέπει να λαμβάνουν υπόψη τους αυτή την αλληλεξάρτηση του πλευρικά διογκούμενου σκυροδέματος και του υλικού στο οποίο οφείλεται η περίσφιγξη (fib, 2001). Το μοντέλο περίσφιγξης BGL (Braga et al., 2006) αναπτύχθηκε για τον υπολογισμό της τάσης περίσφιγξης σε διατομή οπλισμένου σκυροδέματος από τους εγκάρσιους οπλισμούς διάτμησης και από μανδύα ΙΟΠ, λαμβάνοντας υπόψη σε κάθε στιγμή την αλληλεξάρτηση αυτή. Αρχικά, αναπτύσσονται σχέσεις υπολογισμού της τάσης περίσφιγξης μέσω εγκάρσιων συνδετήρων, οι οποίες στη συνέχεια επεκτείνονται για τον υπολογισμό της περίσφιγξης μέσω μανδυών ΙΟΠ.

Το μοντέλο λαμβάνει υπόψη δύο διαφορετικούς καταστατικούς νόμους για μια ολοκληρωμένη προσομοίωση της συμπεριφοράς του οπλισμένου σκυροδέματος: έναν για το περισφιγμένο σκυρόδεμα που βρίσκεται στον πυρήνα της διατομής και έναν για το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα που επικαλύπτει τον πυρήνα. Όσον αφορά στο σκυρόδεμα επικάλυψης, θεωρείται ότι το υλικό έχει θλιπτική αντοχή ίση με την θλιπτική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου, με αμελητέα εφελκυστική αντοχή. Αντίθετα, η παρουσία συνδετήρων και διαμήκων ράβδων ή και μανδυών ΙΟΠ περιμετρικά του πυρήνα της διατομής σκυροδέματος, εμποδίζει την πλευρική διόγκωση του σκυροδέματος δημιουργώντας συνθήκες τριαξονικής έντασης. Η βασική παραδοχή του μοντέλου είναι ότι η αύξηση της έντασης στη διατομή του σκυροδέματος δεν προκαλεί

παραμορφώσεις εκτός επιπέδου, συνεπώς, η περίσφιγξη λαμβάνει χώρα σε συνθήκες ορθής παραμόρφωσης (Braga et al., 2006). Επιπλέον, γίνονται οι παρακάτω παραδοχές:

- Ισχύουν μη-γραμμικοί καταστατικοί νόμοι υλικών και οι μέγιστες παραμορφώσεις εξαρτώνται από τη θεωρούμενη οριακή κατάσταση.
- Διατηρείται η επιπεδότητα των διατομών και μετά την κάμψη τους.
- Οι παραμορφώσεις του περισφιγμένου σκυροδέματος είναι συμβατές με αυτές του μη περισφιγμένου περιβάλλοντος.
- Αμελείται η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος για όλες τις οριακές καταστάσεις όπου έχει αρχίσει η ρηγμάτωση.



Σχήμα 5.1. Συνιστώσα τάσης λόγω περίσφιγξης (Braga et al., 2006).

5.1.1 Περίσφιγξη μέσω εγκάρσιων συνδετήρων

Η σχέση τάσης-παραμόρφωσης που περιγράφει τη συμπεριφορά διατομής περισφιγμένου σκυροδέματος παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1. Η μαθηματική έκφραση της σχέσης τάσης-παραμόρφωσης του Σχήματος 5.1 δίνεται από την παρακάτω σχέση:

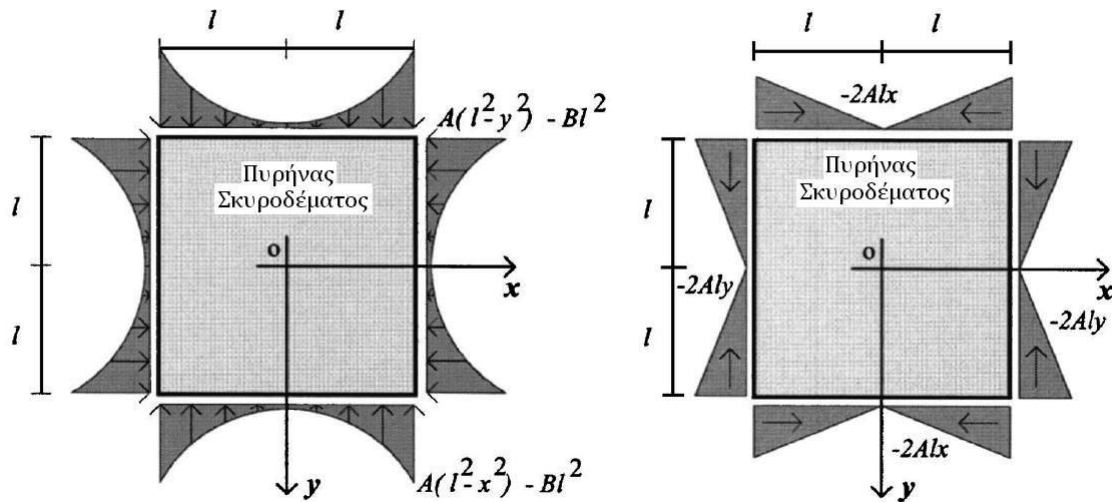
$$\sigma_z(\epsilon_z) = \sigma_{z0}(\epsilon_{z0}) + \Delta\sigma_z(\epsilon_z) \quad (5.1)$$

όπου με $\sigma_z(\epsilon_z)$ και $\sigma_{z0}(\epsilon_{z0})$ συμβολίζονται οι τάσεις περισφιγμένου και μη περισφιγμένου σκυροδέματος, αντίστοιχα, με ϵ_z η αντίστοιχη παραμόρφωση και με $\Delta\sigma_z(\epsilon_z)$ η αυξημένη τάση λόγω τριαξονικής έντασης. Σε συνθήκες ορθής

παραμόρφωσης και για δεδομένη παραμόρφωση ε_z , οι ποσότητες $\Delta\varepsilon_z$ και $\Delta\sigma_z$ δίνονται από τις παρακάτω Σχέσεις (5.2) και (5.3):

$$\Delta\varepsilon_z = \frac{1}{E_c} [\Delta\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] = 0 \quad (5.2)$$

$$\Delta\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) \quad (5.3)$$



Σχήμα 5.2. Εγκάρσιες τάσεις περίσφιγξης. (Braga et al., 2006).

Αν υποτεθεί ότι η πίεση περίσφιγξης είναι ίση με A , οι εγκάρσιες συνιστώσες της τάσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.2 και δίνονται από τη Σχέση (5.4). Η αύξηση της τάσης εξαρτάται ευθέως από τις εγκάρσιες πιέσεις περίσφιγξης που οφείλονται στους εγκάρσιους συνδετήρες και την κατανομή τους, καθώς και από τα χαρακτηριστικά και τις διαστάσεις του στοιχείου. Τελικά, η συνιστώσα $\Delta\sigma_z(\varepsilon_z)$ που αντιστοιχεί στην περίσφιγξη δίνεται από τη Σχέση (5.5), η οποία προέκυψε με αντικατάσταση των Σχέσεων (5.4) στη Σχέση (5.2) (Braga et al., 2006).

$$\begin{aligned} \sigma_x &= A(x^2 - y^2) - Bl^2 \\ \sigma_y &= A(y^2 - x^2) - Bl^2 \end{aligned} \quad (5.4)$$

$$\tau_{xy} = -2Axy$$

$$\Delta\sigma_z = 2\nu Bl^2 \quad (5.5)$$

όπου A είναι η τάση περίσφιγξης, B είναι μια σταθερά, l είναι το μισό μήκος πλευράς ορθογωνικής διατομής στύλου και ν είναι ο λόγος του Poisson για το σκυρόδεμα. Είναι:

$$A = \varepsilon_z \times \frac{21SE_c^2 E_s A_s \nu l}{25S^2 E_c^2 l^4 + 6SE_c E_s l [315I_s(\nu + 1) + 2l^2 A_s(2\nu + 5)] - 1890E_s^2 I_s A_s (\nu^2 - 1)} \quad (5.6)$$

$$B = \varepsilon_z \times \frac{18E_c E_s A_s \nu [SE_c l^3 + 105E_s I_s (\nu + 1)]}{l^2 \{25S^2 E_c^2 l^4 + 6SE_c E_s l [315I_s(\nu + 1) + 2l^2 A_s(2\nu + 5)] - 1890E_s^2 I_s A_s (\nu^2 - 1)\}} \quad (5.7)$$

όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας, A_m είναι το εμβαδόν διατομής υλικού m , I είναι η ροπή αδράνειας, c και s είναι δείκτες που αναφέρονται στο υλικό διατομής σκυροδέματος και στη ράβδο συνδετήρα, αντίστοιχα και S είναι η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων.

Στο Σχήμα 5.3 φαίνονται οι εγκάρσιες τάσεις περίσφιγξης σε πολικές συντεταγμένες, καθώς και η κατανομή των πιέσεων περίσφιγξης σε δύο περιφέρειες κύκλων (ακτίνας $r/R = 0.5$ και 1.0) εντός της τετράγωνης διατομής. Σημειώνεται ότι σε πολικές συντεταγμένες οι Σχέσεις (5.4) γράφονται:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= Ar^2(\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) - Bl^2 \\ \sigma_y &= -Ar^2(\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) - Bl^2 \\ \tau_{xy} &= -2Ar^2 \sin \varphi \cos \varphi \end{aligned} \quad (5.8)$$

Η τριαξονική ένταση τότε περιγράφεται πλήρως από τις Σχέσεις (5.9) και (5.10) για τις ακτινικές και εφαπτομενικές τάσεις, αντίστοιχα:

$$\sigma_n(r, \varphi) = \sigma_x \cos^2 \varphi + \sigma_y \sin^2 \varphi + 2\tau_{xy} \sin \varphi \cos \varphi = Ar^2 \cos 4\varphi - Bl^2 \quad (5.9)$$

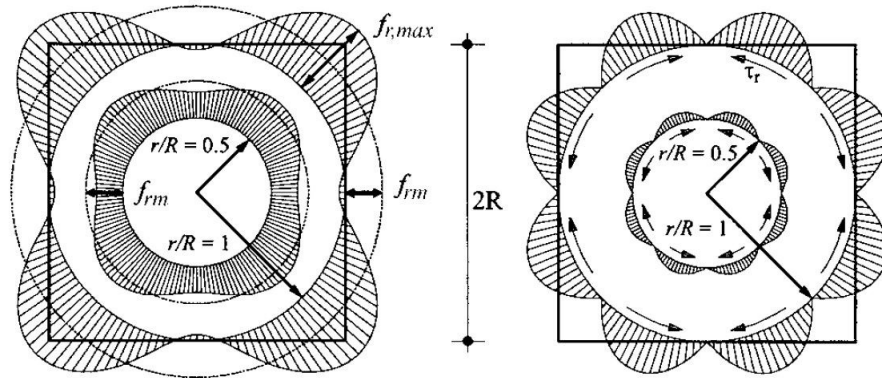
$$\tau_{nm}(r, \varphi) = (\sigma_x - \sigma_y) \sin \varphi \cos \varphi + \tau_{xy} (\sin^2 \varphi - \cos^2 \varphi) = Ar^2 \sin 4\varphi \quad (5.10)$$

Η μέση τάση περίσφιγξης f_{rm} σε μια οποιαδήποτε περιφέρεια με ακτίνα r εντός του περισφιγμένου πυρήνα δίνεται από τη Σχέση (5.9), που αφορά στο μισό της διατομής και λαμβάνεται θεωρώντας τη συμμετρία του προβλήματος. Η μέση τιμή των ακτινικών τάσεων σ_n , f_{rm} δεν εξαρτάται από την ακτίνα r , και για $r = 0$ είναι $\sigma_n = f_{rm}$ για κάθε φ , οπότε:

$$f_{rm} \cdot \pi = \int_0^\pi \sigma_n d\varphi \Rightarrow f_{rm} = -Bl^2 \quad (5.11)$$

Τελικά, η Σχέση (5.4) γίνεται:

$$\Delta\sigma_z(f_r, \tau_{nm}) = \Delta\sigma_z = -2\nu f_{rm} = \Delta\sigma_z(f_{rm}) \quad (5.12)$$



Σχήμα 5.3. Τάση περίσφιγξης κατά μήκος εσωτερικών περιμέτρων (Gigliotti, 1998).

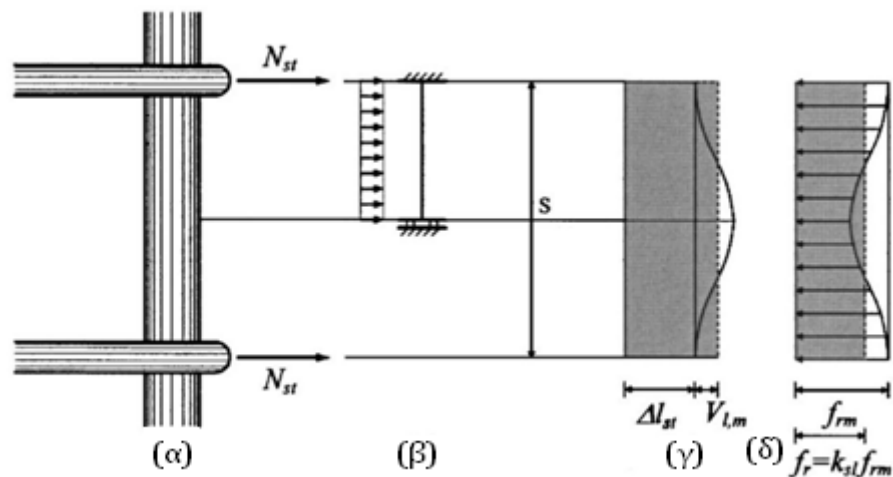
Η τάση περίσφιγξης f_{rm} , καλείται και «ισοδύναμη τάση περίσφιγξης» και καθώς είναι σταθερή σε κάθε ακτίνα που ορίζει κύλινδρο, είναι κατάλληλη παράμετρος για να περιγράψει την εντατική κατάσταση σε κάθε σημείο. Λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή των τάσεων μέσω των διαμήκων ράβδων οπλισμού (βλ. Σχήμα 5.4) και υποθέτοντας ότι οι τάσεις είναι ομοιόμορφες στο δομικό στοιχείο, εφαρμόζεται μείωση της μέσης τάσης περίσφιγξης μέσω του παρακάτω συντελεστή:

$$k_{sl} = \frac{45\xi_1^3}{45\xi_1^3 + \beta\xi_{st}} \quad (5.13)$$

όπου: $\xi_1 = \frac{\varphi_{lon}}{S}$, $\beta = \frac{\varphi_{st}}{\varphi_{lon}}$, $\xi_{st} = \frac{\varphi_{st}}{l}$, ενώ με φ_{lon} και φ_{st} συμβολίζονται οι διάμετροι των διαμήκων ράβδων και των συνδετήρων, αντίστοιχα.

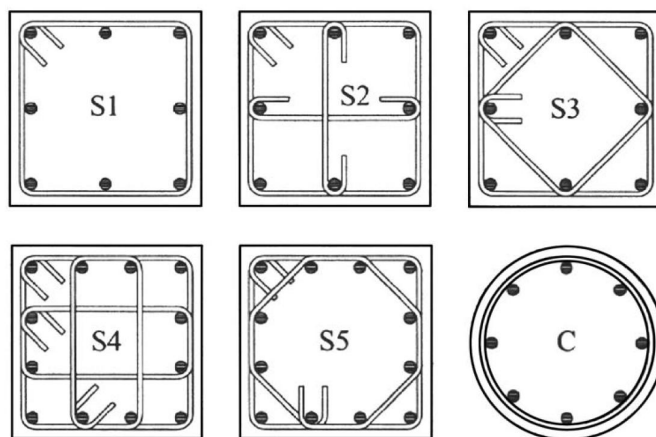
Ο παραπάνω συντελεστής λαμβάνει υπόψη δύο μηχανισμούς οι οποίοι έχουν ως αποτέλεσμα τη μείωση της μέσης τάσης περίσφιγξης: τη δράση τόξου μεταξύ δύο διαδοχικών συνδετήρων και τη μεταφορά των δυνάμεων των συνδετήρων μέσω των διαμήκων ράβδων οπλισμού οι οποίες τείνουν να λυγίσουν σε οριακές καταστάσεις (βλ. Σχήμα 5.4(γ)). Η εφαρμοζόμενη τάση περίσφιγξης γίνεται τελικά:

$$f_r = k_{sl} \cdot f_{rm} \quad (5.14)$$



Σχήμα 5.4. (α) Εγκάρσιοι και διαμήκεις οπλισμοί, (β) προσομοίωση διαμήκου ράβδου, (γ) παραμόρφωση διαμήκου ράβδου, (δ) κατανομή κατακόρυφων τάσεων περίσφιξης (Braga et al., 2006).

Τα παραπάνω ισχύουν σε τετραγωνική διατομή με έναν περιμετρικό συνδετήρα. Για τον υπολογισμό της εφαρμοζόμενης τάσης περίσφιγξης σε ορθογωνικές διατομές και περιπλοκότερες διατάξεις συνδετήρων, όπως αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 5.5, χρησιμοποιείται η αρχή της επαλληλίας για τα διάφορα περικλειόμενα από συνδετήρες εμβαδά της διατομής κατά το Σχήμα 5.6.



Σχήμα 5.5. Διάφορες διατάξεις συνδετήρων σε ορθογωνικές διατομές (Braga et al., 2006).

Στη συνέχεια, παρατίθεται ένα παράδειγμα υπολογισμού της περίσφιγξης για μια περίπτωση περίπλοκης διάταξης συνδετήρων. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 5.7 παρουσιάζεται μια διατομή τύπου S3 (διάταξη συνδετήρων όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.6), η οποία περιλαμβάνει έναν εξωτερικό συνδετήρα (e) και έναν εσωτερικό συνδετήρα (i) σε σχήμα ρόμβου. Το εμβαδόν διατομής που περικλείεται από τον

εξωτερικό συνδετήρα συμβολίζεται με A και το εμβαδόν που περικλείεται από τον εσωτερικό συνδετήρα συμβολίζεται με A_1 , οπότε η διαφορά είναι $A_2 = A - A_1$. Εφαρμόζοντας την αρχή της επαλληλίας ισχύει:

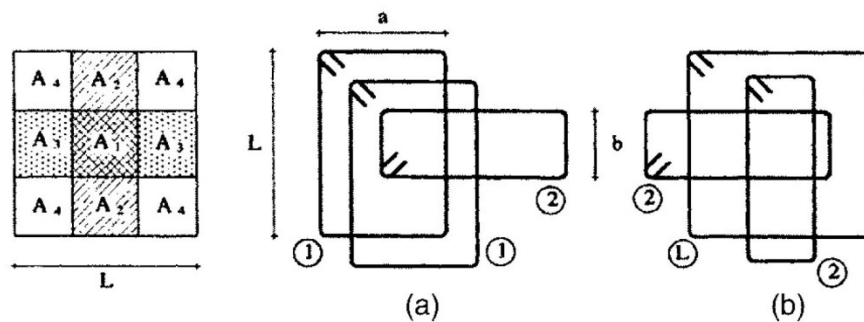
$$f_{rA1} = f_{ri} + f_{re} \quad (5.15)$$

$$f_{rA2} = f_{re} \quad (5.16)$$

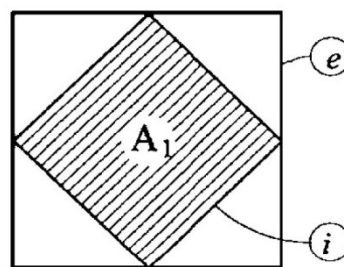
Από τις παραπάνω Σχέσεις (5.15) και (5.16) μπορεί να υπολογιστεί η μέση τάση περίσφιγξης f_r ως ο σταθμισμένος μέσος ως προς τα εμβαδά των επιφανειών ως εξής:

$$f_r = \frac{1}{A_e} (f_{rA1}A_1 + f_{rA2}A_2) = \frac{1}{A_e} (f_{ri}A_1 + f_{re}A_e) \quad (5.17)$$

Για περισσότερες λεπτομέρειες σχετικά με τον υπολογισμό της τάσης περίσφιγξης σε περίπλοκες διατάξεις συνδετήρων βλ. Braga et al., 2006 και Braga et al., 2008.



Σχήμα 5.6. Διατομή τύπου S4 (Braga et al., 2006).



Σχήμα 5.7. Διατομή τύπου S3 (Braga et al., 2006).

5.1.2 Περίσφιγξη μέσω μανδυών ΙΟΠ

Όπως αναφέρθηκε, η διαδικασία που παρουσιάστηκε βρίσκει εφαρμογή και για την περίσφιγξη μέσω μανδυών ΙΟΠ. Η τάση περίσφιγξης εξαιτίας της παρουσίας των

μανδύων ΙΟΠ, κάνοντας την παραδοχή ότι η ροπή αδράνειας της διατομής των μανδύων είναι αμελητέα ($I_m = 0$), δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$f_r(\varepsilon_z) = \frac{36E_c E_m t_m (b_m/S) \nu}{25E_c d + 24E_m t_m (b_m/S)(2\nu + 5)} \times \varepsilon_z \quad (5.18)$$

όπου d είναι η διάσταση τετραγωνικής διατομής, E είναι το μέτρο ελαστικότητας, c και m είναι δείκτες που αναφέρονται σε σκυρόδεμα και υλικό ενίσχυσης, αντίστοιχα. Επίσης, t_m , b_m και S είναι το πάχος και το πλάτος στρώσης και η απόσταση στρώσεων ΙΟΠ υλικού περίσφιξης, αντίστοιχα. Για ολόσωμο μανδύα είναι $b_m/S = 1$.

Σε μια διατομή ενισχυμένη με ΙΟΠ υφίστανται διαμήκειες ράβδοι οπλισμού, εγκάρσιοι οπλισμοί και μανδύες, οι οποίοι δρουν σύμφωνα με τα προηγούμενα. Οι δύο δράσεις θεωρούνται ανεξάρτητες και επαλληλίζονται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$f_{rm} = \frac{A_i}{A_e} f_{ri} + f_{re} \quad (5.15)$$

όπου A είναι το εμβαδόν κάθε περιοχής, i είναι ο δείκτης που αναφέρεται στην εσωτερική δράση των ράβδων οπλισμού και e είναι ο δείκτης που αναφέρεται στην εξωτερική δράση των μανδύων ΙΟΠ. Σημειώνεται ότι κανένας κανονισμός από αυτούς που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 4 της παρούσας εργασίας δεν έχει κάποια αντίστοιχη πρόβλεψη για τον υπολογισμό της ταυτόχρονης δράσης της περίσφιξης εγκάρσιων συνδετήρων χάλυβα και μανδύων ΙΟΠ.

5.2. Προσομοίωση μοντέλου BGL με το υλικό ConfinedConcrete01

Μια εφαρμογή του μοντέλου BGL γίνεται στο υλικό ConfinedConcrete01 του λογισμικού OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) (McKenna et al., 2000), το οποίο είναι μια ανοιχτή πλατφόρμα λογισμικού για προσομοιώσεις κατασκευών και τεχνικών έργων και υποστηρίζεται από τη γλώσσα προγραμματισμού Tcl. Το υλικό ConfinedConcrete01 έχει μηδενική εφελκυστική αντοχή και γραμμικά μειούμενη δυσκαμψία φόρτισης/αποφόρτισης, όπως προτάθηκε από τους Karsan and Jirsa (1969). Για να υπολογισθεί η περιβάλλουσα καμπύλη σε θλίψη ακολουθείται ελαστική

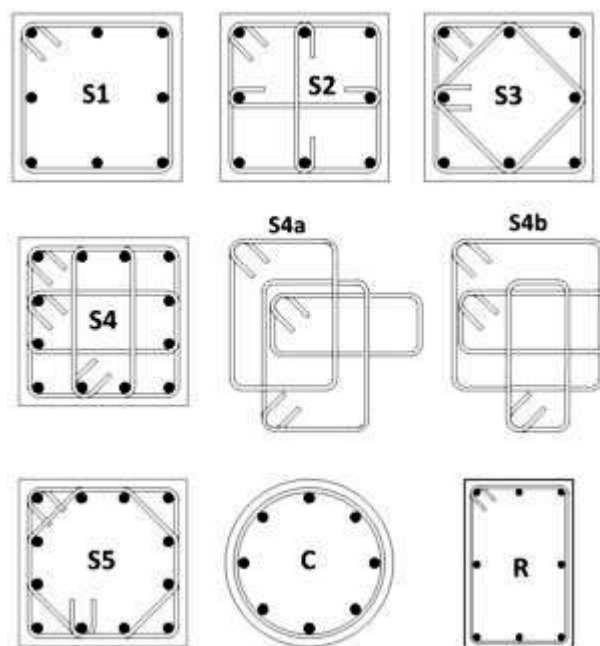
προσέγγιση σε κάθε βήμα της αξονικής παραμόρφωσης του υποστρώματος. Η επιθυμητή καμπύλη λαμβάνεται από τα σημεία τομής των διαφορετικών σχέσεων τάσης-παραμόρφωσης, κάθε μία εκ των οποίων αντιστοιχεί σε διαφορετικό επίπεδο περισφιγξης. Για το σκοπό αυτό εφαρμόζεται το μοντέλο των Attard and Setunge (1996), μέσω του οποίου υπολογίζεται κάθε φορά η καμπύλη του περισφιγμένου σκυροδέματος. Η σύνταξη της εντολής γίνεται ως εξής:

```
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 $tag $secType $fpc $Ec (<-epscu $epscu> OR <-gamma $gamma>) (<-nu $nu> OR <-varub> OR <-varnoub>) $L1 ($L2) ($L3) $phis $S $fyh $Es0 $haRatio $mu $phiLon <-internal $phisi $Si $fyhi $Es0i $haRatioi $mui> <-wrap $cover $Am $Sw $fuil $Es0w> <-gravel> <-silica> <-tol $tol> <-maxNumIter $maxNumIter> <-epscuLimit $epscuLimit> <-stRatio $stRatio>
```

όπου:

\$tag	χαρακτηριστικός αριθμός υλικού,
\$secType	τύπος διαμόρφωσης εγκάρσιας ενίσχυσης (βλ. Σημείωση 1),
\$fpc	αντοχή κυλίνδρου μη περισφιγμένου σκυροδέματος στοιχείου,
\$Ec	αρχικό μέτρο ελαστικότητας μη περισφιγμένου σκυροδέματος,
<-epscu \$epscu> OR <-gamma \$gamma>	παραμόρφωση αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος (βλ. Σημείωση 2),
(<-nu \$nu> OR <-varub> OR <-varnoub>	λόγος Poisson (βλ. Σημείωση 3),
\$L1	μήκος/διάμετρος ορθογωνικής/κυκλικής διατομής πυρήνα μετρούμενης στο κέντρο του συνδετήρα,
(\$L2) (\$L3)	επιπρόσθετες διαστάσεις διατομής όταν χρησιμοποιούνται πολλαπλοί συνδετήρες (βλ. Σημείωση 4),
\$phis	διάμετρος συνδετήρα (αν η διάταξη περιλαμβάνει πολλαπλούς συνδετήρες, αφορά στον εξωτερικό συνδετήρα),
\$S	απόσταση συνδετήρων,
\$fyh	τάση διαρροής χάλυβα συνδετήρων,
\$Es0	μέτρο ελαστικότητας χάλυβα συνδετήρων,
\$haRatio	λόγος κράτυνσης χάλυβα συνδετήρων,

\$mu	συντελεστής πλαστιμότητας χάλυβα συνδετήρων,
\$phiLon	διάμετρος διαμήκων ράβδων,
<-internal \$phisi \$Si \$fyhi \$Es0i \$haRatioi \$mui>	προαιρετικές παράμετροι για τον ορισμό της εσωτερικής ενίσχυσης, (αν δεν προσδιορίζονται θεωρούνται ίδιες με αυτές της εξωτερικής ενίσχυσης (για τους τύπους S2, S3, S4a και S5)),
<-wrap \$cover \$Am \$Sw \$ful \$Es0w>	προαιρετικές παράμετροι που απαιτούνται σε μια διατομή ενισχυμένη με μανδύες ΙΟΠ (βλ. Σημείωση 5),
<-stRatio \$stRatio>	ο λόγος της χαρακτηριστικής αντοχής κυλινδρικής διατομής σκυροδέματος προς την αντίστοιχη αντοχή κύβου.



Σχήμα 5.8. Διαθέσιμοι τύποι διάταξης εγκάρσιου οπλισμού (McKenna et al., 2000).

Σημειώσεις:

1) Οι διαθέσιμοι τύποι διατομών είναι οι εξής (Σχήμα 5.8):

- S1. τετράγωνη διατομή με διάταξη εγκάρσιου οπλισμού τύπου S1 με ή χωρίς εξωτερική περίσφιγξη από ΙΟΠ,
- S2. τετράγωνη διατομή με διάταξη εγκάρσιου οπλισμού τύπου S2 με ή χωρίς εξωτερική περίσφιγξη από ΙΟΠ,
- S3. τετράγωνη διατομή με διάταξη εγκάρσιου οπλισμού τύπου S3 με ή χωρίς εξωτερική περίσφιγξη από ΙΟΠ,
- S4a. τετράγωνη διατομή με διάταξη εγκάρσιου οπλισμού τύπου S4a με ή χωρίς εξωτερική περίσφιγξη από ΙΟΠ,
- S4b. τετράγωνη διατομή με διάταξη εγκάρσιου οπλισμού τύπου S4b με ή χωρίς εξωτερική περίσφιγξη από ΙΟΠ,

- S5. τετράγωνη διατομή με διάταξη εγκάρσιου οπλισμού τύπου S5 με ή χωρίς εξωτερική περίσφιγξη από ΙΟΠ,
- C. κυκλική διατομή με ή χωρίς εξωτερική περίσφιγξη από ΙΟΠ,
- R. ορθογωνική διατομή με ή χωρίς εξωτερική περίσφιγξη από ΙΟΠ.
- 2) Η οριακή παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος ορίζεται χρησιμοποιώντας την παράμετρο **-epscu** ή **-gamma**. Όταν ορίζεται η παράμετρος **-gamma**, τότε η τιμή **\$gamma** είναι ο λόγος της αντοχής που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση αστοχίας προς τη μέγιστη αντοχή της καμπύλης τάσης-παραμόρφωσης του περισφιγμένου σκυροδέματος. Αν δεν μπορεί να επιτευχθεί η τιμή **-gamma** στο πεδίο $[0, \text{\$epscuLimit}]$, τότε η τιμή **\\$epscuLimit** λαμβάνεται ως οριακή παραμόρφωση (εφόσον οριστεί, αλλιώς λαμβάνεται η προεπιλεγμένη τιμή: 0.05).
- 3) Ο λόγος του Poisson μπορεί να καθοριστεί με μία από τις εξής τρεις μεθόδους: α) δίνοντας σταθερή τιμή **\$nu** με χρήση της επιλογής **-nu**, β) χρησιμοποιώντας την επιλογή **-varUB**, κατά την οποία ο λόγος του Poisson καθορίζεται ως συνάρτηση της αξονικής παραμόρφωσης μέσω της σχέσης που προτάθηκε από τους Braga et. al. (2006) και άνω όριο την τιμή 0.5, ή χρησιμοποιώντας την επιλογή **-varNoUB** στην περίπτωση που ο λόγος Poisson ορίζεται ως συνάρτηση της αξονικής παραμόρφωσης μέσω της σχέσης που προτάθηκε από τους Braga et. al. (2006) χωρίς άνω όριο.
- 4) Οι παράμετροι \$L1 (2ℓ), \$L2 (a) και \$L3 (b) απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται μια από τις διατάξεις τύπου S4a ή S4b. Οι παράμετροι \$L1(2d) και \$L2 (2c) χρησιμοποιούνται για ορθογωνική διάταξη.
- 5) Όταν χρησιμοποιείται εξωτερική περίσφιγξη με μανδύα ΙΟΠ, πρέπει να οριστούν οι παρακάτω παράμετροι:

\$cover πάχος επικάλυψης μετρούμενο από την εξωτερική γραμμή του συνδετήρα,

\$Am ολική επιφάνεια των μανδύων ΙΟΠ (που ισούται με το συνολικό πάχος στρώσεων μανδύων x ύψος στρώσης μανδύα), ενώ για την περίπτωση ολόσωμου μανδύα το ύψος στρώσης μανδύα είναι ίσο με την τιμή του \$Sw, όπως ορίζεται στα επόμενα,

\$Sw απόσταση των μανδύων ΙΟΠ,

\$ful αντοχή αστοχίας των μανδύων ΙΟΠ,

\$Es0w μέτρο ελαστικότητας των μανδύων ΙΟΠ.

- 6) Για τις τάσεις και τις παραμορφώσεις μπορούν να οριστούν είτε θετικές είτε αρνητικές τιμές. Για τη σύνταξη όλων των εντολών δε γίνεται διάκριση κεφαλαίων–πεζών γραμμάτων (case insensitive).

Στις επόμενες ενότητες, παρουσιάζεται ένα παράδειγμα ενίσχυσης των υποστρωμάτων ενός απλού πλαισίου μέσω μανδύων ΙΟΠ για προσομοίωση με χρήση του υλικού ConfinedConcrete01 του OpenSEES.

5.3. Παραδείγματα εφαρμογής του ConfinedConcrete01

5.3.1 Τετραγωνική διατομή με απλό εγκάρσιο συνδετήρα και μανδύες ΙΟΠ (διατομή τύπου S1)

Το παράδειγμα αυτό αναφέρεται σε μια τετραγωνική διατομή με πυρήνα σκυροδέματος διάστασης $0.30 \times 0.30m$ (\$L1) με αντοχή απερίσφιγκτου σκυροδέματος $30MPa$ (\$fpc), μέτρο ελαστικότητας $26081 MPa$ (\$Ec) και παραμόρφωση αστοχίας -3% (\$epsucu). Ο λόγος Poisson υπολογίζεται εσωτερικά σε κάθε βήμα ανάλυσης. Περιλαμβάνει απλούς εγκάρσιους συνδετήρες διαμέτρου $10mm$ (\$phis) που διατάσσονται ανά $10cm$ (\$S) καθ' ύψος. Οι διαμήκεις ράβδοι έχουν διάμετρο $16mm$ και ο χάλυβας έχει εφελκυστική αντοχή $300MPa$ (\$fyh), μέτρο ελαστικότητας $206000 MPa$ (\$Es0), λόγο κράτυνσης 0.0 (\$haRatio) και συντελεστή πλαστιμότητας 1000.0 (\$mu). Τέλος, ο λόγος της χαρακτηριστικής αντοχής κυλινδρικής διατομής σκυροδέματος προς την αντίστοιχη αντοχή κύβου είναι 0.85 (\$stRatio). Τα δεδομένα δίνονται σε μονάδες N και mm και η σύνταξη της εντολής uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 είναι:

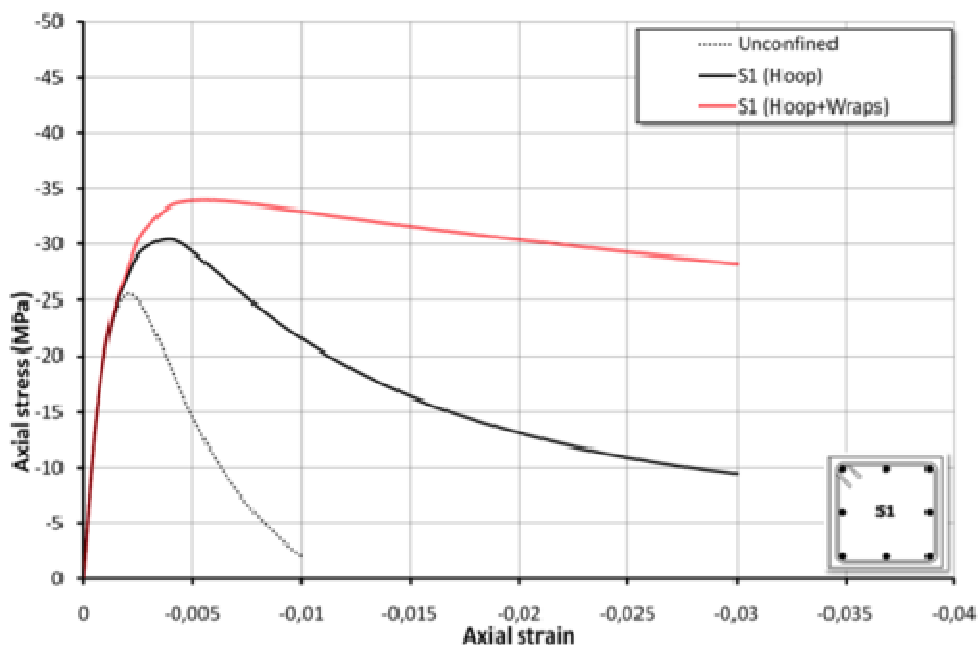
```
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 $tag $secType $fpc $Ec -epsucu $epsucu
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 1 S1 -30.0 26081.0 -epsucu -0.03
$nu $L1 $phis $S $fyh $Es0 $haRatio $mu $phiLon
-varub 300.0 10.0 100.0 300.0 206000.0 0.0 1000.0 16.0
-stRatio $stRatio
-stRatio 0.85
```

Στη συνέχεια η ίδια διατομή ενισχύεται με 3 στρώσεις μανδύα ΙΟΠ πάχους $0.17mm$ και ύψους $10cm$ (\$Am = $3 \times 0.17 \times 100 = 51mm$), που τοποθετούνται ανά $10cm$ (\$S), με αντοχή θραύσης ΙΟΠ $3900 MPa$ (\$ful) και μέτρο ελαστικότητας

230000 MPa ($\$Es0w$). Η επικάλυψη σκυροδέματος είναι 3cm ($\$cover$). Η σύνταξη της εντολής είναι:

```
uniaxialMaterial    ConfinedConcrete01    $tag    $secType    $fpc    $Ec    -epsctu $epsctu
uniaxialMaterial    ConfinedConcrete01    1        S1        -30.0    26081.0    -epsctu -0.03
$nu    $L1    $phis    $S    $fyh    $Es0    $haRatio    $mu    $phiLon
-varub    300.0    10.0    100.0    300.0    206000.0    0.0    1000.0    16.0
-wrap    $cover    $Am    $Sw    $ful    $Es0w    -stRatio $stRatio
-wrap    30.0    51.0    100.0    3900.0    230000.0    -stRatio 0.85
```

Στο Σχήμα 5.9 φαίνονται τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων για τη μη περισφιγμένη διατομή, για τη διατομή περισφιγμένη με εγκάρσιους συνδετήρες και τη διατομή περισφιγμένη με εγκάρσιους συνδετήρες και μανδύες ΙΟΠ.



Σχήμα 5.9. Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων παραδείγματος διατομής τύπου S1 (McKenna et al., 2000).

5.3.2 Τετραγωνική διατομή με πολλαπλούς εγκάρσιους συνδετήρες και μανδύες ΙΟΠ (διατομή τύπου S4a)

Το παράδειγμα αυτό αναφέρεται σε μια τετραγωνική διατομή με πυρήνα σκυροδέματος διάστασης $0.30 \times 0.30m$ ($\$L1$) με αντοχή απερίσφιγκτου σκυροδέματος $30MPa$ ($\$fpc$), μέτρο ελαστικότητας $26081 MPa$ ($\$Ec$) και παραμόρφωση αστοχίας -3% ($\$epsctu$). Ο λόγος Poisson υπολογίζεται εσωτερικά σε κάθε βήμα ανάλυσης. Περιλαμβάνει τρεις εγκάρσιους συνδετήρες διαμέτρου $10mm$ ($\$phis$) που διατάσσονται ανά $10cm$ ($\$S$) καθ' ύψος. Δύο εκ των συνδετήρων έχουν πλάτος $20cm$ ($\$L2$) και ο τρίτος έχει $10cm$ ($\$L3$). Οι διαμήκειες ράβδοι έχουν διάμετρο $16mm$ και ο χάλυβας έχει εφελκυστική αντοχή

300MPa (\$fyh), μέτρο ελαστικότητας 206000 MPa (\$Es0), λόγο κράτυνσης 0.0 (\$haRatio) και συντελεστή πλαστιμότητας 1000.0 (\$mu). Τέλος, ο λόγος της χαρακτηριστικής αντοχής κυλινδρικής διατομής σκυροδέματος προς την αντίστοιχη αντοχή κύβου είναι 0.85 (\$stRatio). Τα δεδομένα δίνονται σε μονάδες N και mm και η σύνταξη της εντολής uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 είναι:

```
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 $tag $secType $fpc $Ec -epscu $epscu
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 1 S1 -30.0 26081.0 -epscu -0.03
$nu $L1 $L2 $L3 $phis $S $fyh $Es0 $haRatio $mu
-varub 300.0 200.0 100.0 10.0 100.0 300.0 206000.0 0.0 1000.0
$phiLon -stRatio $stRatio
16.0 -stRatio 0.85
```

Στη συνέχεια η ίδια διατομή ενισχύεται με 3 στρώσεις μανδύα ΙΟΠ πάχους 0.17mm και ύψους 10cm (\$Am = 3 × 0.17 × 100 = 51mm), που τοποθετούνται ανά 10cm (\$S), με αντοχή θραύσης ΙΟΠ 3900 MPa (\$ful) και μέτρο ελαστικότητας 230000 MPa (\$Es0w). Η επικάλυψη σκυροδέματος είναι 3cm (\$cover). Η σύνταξη της εντολής είναι:

```
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 $tag $secType $fpc $Ec -epscu $epscu
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 1 S1 -30.0 26081.0 -epscu -0.03
$nu $L1 $L2 $L3 $phis $S $fyh $Es0 $haRatio $mu
-varub 300.0 200.0 100.0 10.0 100.0 300.0 206000.0 0.0 1000.0
$phiLon -wrap $cover $Am $Sw $ful $Es0w -stRatio $stRatio
16.0 -wrap 30.0 51.0 100.0 3900.0 230000.0 -stRatio 0.85
```

Στο Σχήμα 5.10 φαίνονται τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων για τη μη περισφιγμένη διατομή, για τη διατομή περισφιγμένη με εγκάρσιους συνδετήρες και τη διατομή περισφιγμένη με εγκάρσιους συνδετήρες και μανδύες ΙΟΠ.

5.3.3 Ορθογωνική διατομή με απλό εγκάρσιο συνδετήρα και μανδύες ΙΟΠ (διατομή τύπου R)

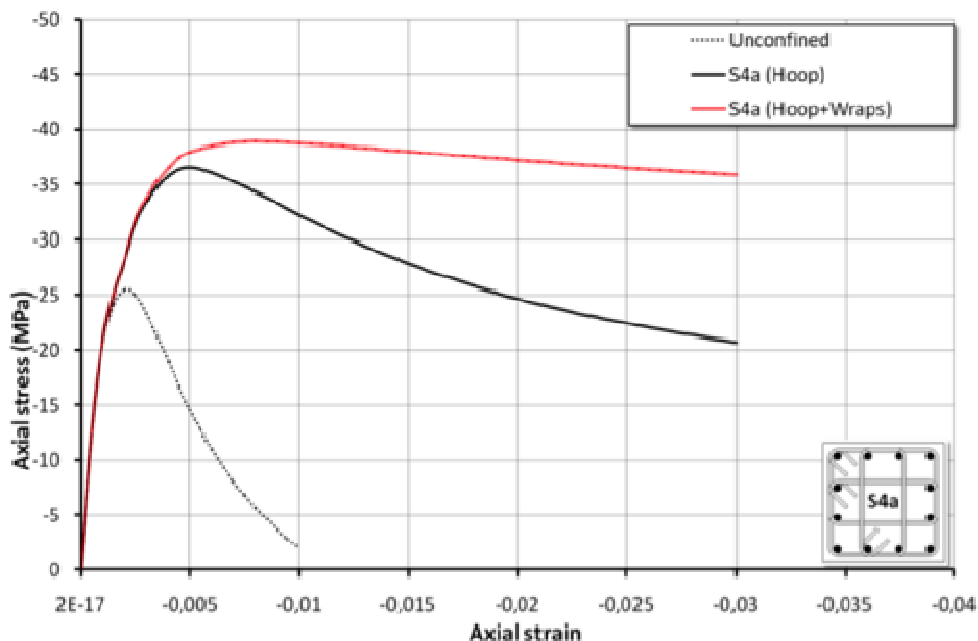
Το παράδειγμα αυτό αναφέρεται σε μια ορθογωνική διατομή με πυρήνα σκυροδέματος διάστασης 0.50 × 0.30m (\$L1, \$L2) με αντοχή απερίσφιγκτου σκυροδέματος 30MPa (\$fpc), μέτρο ελαστικότητας 26081 MPa (\$Ec) και παραμόρφωση αστοχίας -3% (\$epscu). Ο λόγος Poisson υπολογίζεται εσωτερικά σε κάθε βήμα ανάλυσης. Περιλαμβάνει έναν απλό εγκάρσιο συνδετήρα διαμέτρου 10mm (\$phis) και διατάσσεται ανά 10cm (\$S) καθ' ύψος. Οι διαμήκεις ράβδοι έχουν διάμετρο 16mm και ο χάλυβας έχει εφελκυστική αντοχή 300MPa (\$fyh), μέτρο ελαστικότητας 206000 MPa (\$Es0), λόγο κράτυνσης 0.0 (\$haRatio) και συντελεστή πλαστιμότητας 1000.0 (\$mu). Τέλος, ο λόγος

της χαρακτηριστικής αντοχής κυλινδρικής διατομής σκυροδέματος προς την αντίστοιχη αντοχή κύβου είναι 0.85 ($\$stRatio$). Τα δεδομένα δίνονται σε μονάδες N και mm και η σύνταξη της εντολής uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 είναι:

```
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 $tag $secType $fpc $Ec -eps cu $eps cu
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 1 S1 -30.0 26081.0 -eps cu -0.03
$nu $L1 $L2 $phis $S $fyh $Es0 $haRatio $mu $phiLon
-varub 500.0 300.0 10.0 100.0 300.0 206000.0 0.0 1000.0 16.0
-stRatio $stRatio
-stRatio 0.85
```

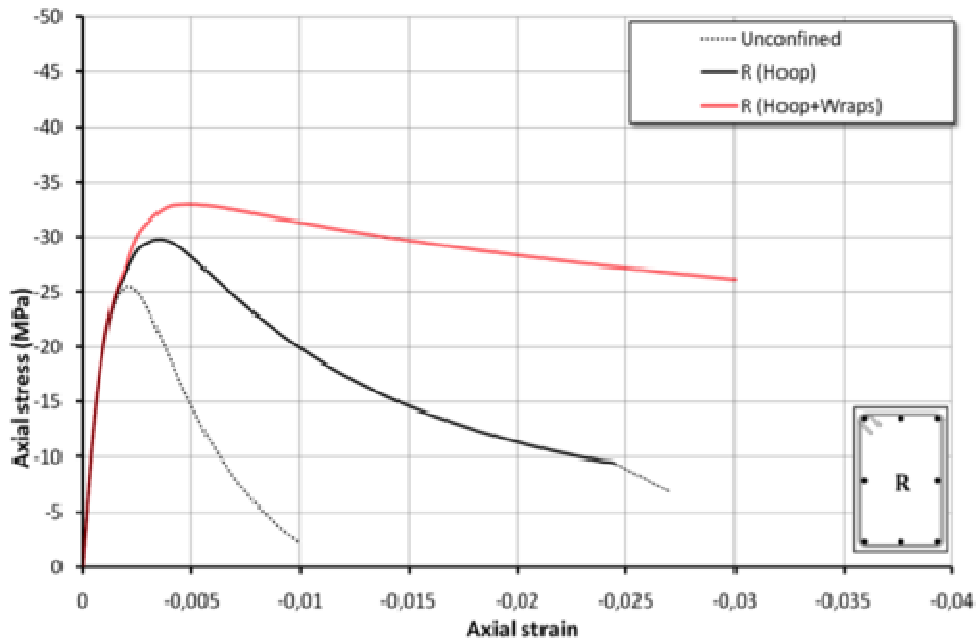
Στη συνέχεια η ίδια διατομή ενισχύεται με 3 στρώσεις μανδύα ΙΟΠ πάχους 0.17mm και ύψους 10cm ($\$Am = 3 \times 0.17 \times 100 = 51mm$), που τοποθετούνται ανά 10cm ($\$S$), με αντοχή θραύσης ΙΟΠ 3900 MPa ($\$ful$) και μέτρο ελαστικότητας 230000 MPa ($\$Es0w$). Η επικάλυψη σκυροδέματος είναι 3cm ($\$cover$). Η σύνταξη της εντολής είναι:

```
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 $tag $secType $fpc $Ec -eps cu $eps cu
uniaxialMaterial ConfinedConcrete01 1 S1 -30.0 26081.0 -eps cu -0.03
$nu $L1 $L2 $phis $S $fyh $Es0 $haRatio $mu $phiLon
-varub 500.0 300.0 10.0 100.0 300.0 206000.0 0.0 1000.0 16.0
-wrap $cover $Am $Sw $ful $Es0w -stRatio $stRatio
-wrap 30.0 51.0 100.0 3900.0 230000.0 -stRatio 0.85
```



Σχήμα 5.10. Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων παραδείγματος διατομής τύπου S4a (McKenna et al., 2000).

Στο Σχήμα 5.11 φαίνονται τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων για τη μη περισφιγμένη διατομή, για τη διατομή περισφιγμένη με εγκάρσιους συνδετήρες και τη διατομή περισφιγμένη με εγκάρσιους συνδετήρες και μανδύες ΙΟΠ.



Σχήμα 5.11. Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων παραδείγματος διατομής τύπου R (McKenna et al., 2000).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6ο

Αποτίμηση Υφιστάμενου Φορέα

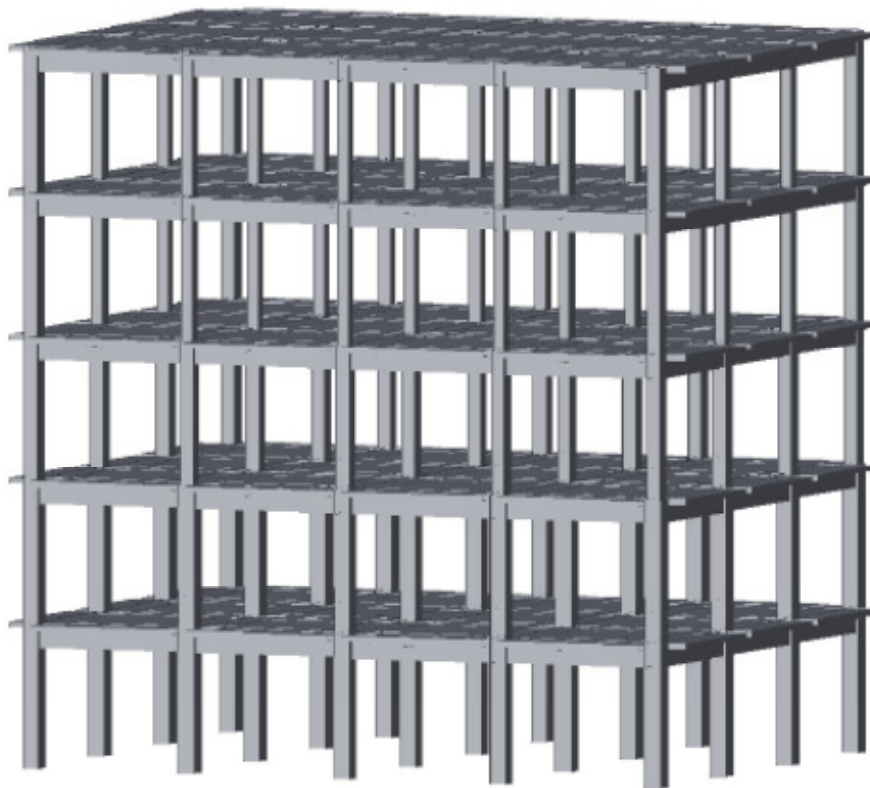
6.1. Περιγραφή υφιστάμενου φορέα

Στο πλαίσιο της παρούσας διερεύνησης εξετάστηκε ένα υφιστάμενο κτίριο με χρήση κατοικίας, κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα, με τις δοκούς μονολιθικά συνδεδεμένες με τις πλάκες, επί στύλων αποκλειστικά τετράγωνης διατομής, χωρίς την παρουσία φερόντων τοιχίων διάτμησης (βλ. Σχήμα 6.1). Το κτίριο, το οποίο υποτίθεται ότι βρίσκεται στην Αθήνα, διαστασιολογήθηκε με βάση τον Κανονισμό του 1959 (με το πρόγραμμα FESPA) στο πλαίσιο διδακτορικής διατριβής στο ΕΜΠ (Ρεπαπής, 2007), από όπου έχουν ληφθεί τα σχέδια των ξυλοτύπων (βλ. Σχήματα 6.2 έως 6.6). Πρόκειται για τυπικό δείγμα κτιρίου πολυκατοικιών, όπως κατασκευάζονταν τη δεκαετία του 1970, τόσο ως προς την ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν όσο και ως προς τα γεωμετρικά δεδομένα (απόσταση μεταξύ στύλων, τυπικές διαστάσεις δομικών στοιχείων, ανυπαρξία τοιχωμάτων, κλπ (Reparis et al., 2006)). Ο φορέας σε κάτοψη περιλαμβάνει τέσσερα πλαίσια με τέσσερα ανοίγματα κατά τη μια διεύθυνση (διεύθυνση Χ) και πέντε πλαίσια με τρία ανοίγματα κατά την άλλη διεύθυνση (διεύθυνση Υ) και αποτελείται από πέντε ορόφους. Τα θεωρητικά ανοίγματα των πλαισίων είναι 3.50m και το ύψος των ορόφων 3.00m. Οι πλάκες έχουν πάχος 12cm, οι δοκοί είναι διατομής 20/50 παντού, ενώ τα υποστυλώματα είναι τετράγωνα 35/35 για τον 1^ο και 2^ο όροφο, 30/30 για τον 3^ο όροφο και 25/25 τα μεσαία και 30/30 τα γωνιακά στους δύο τελευταίους ορόφους.

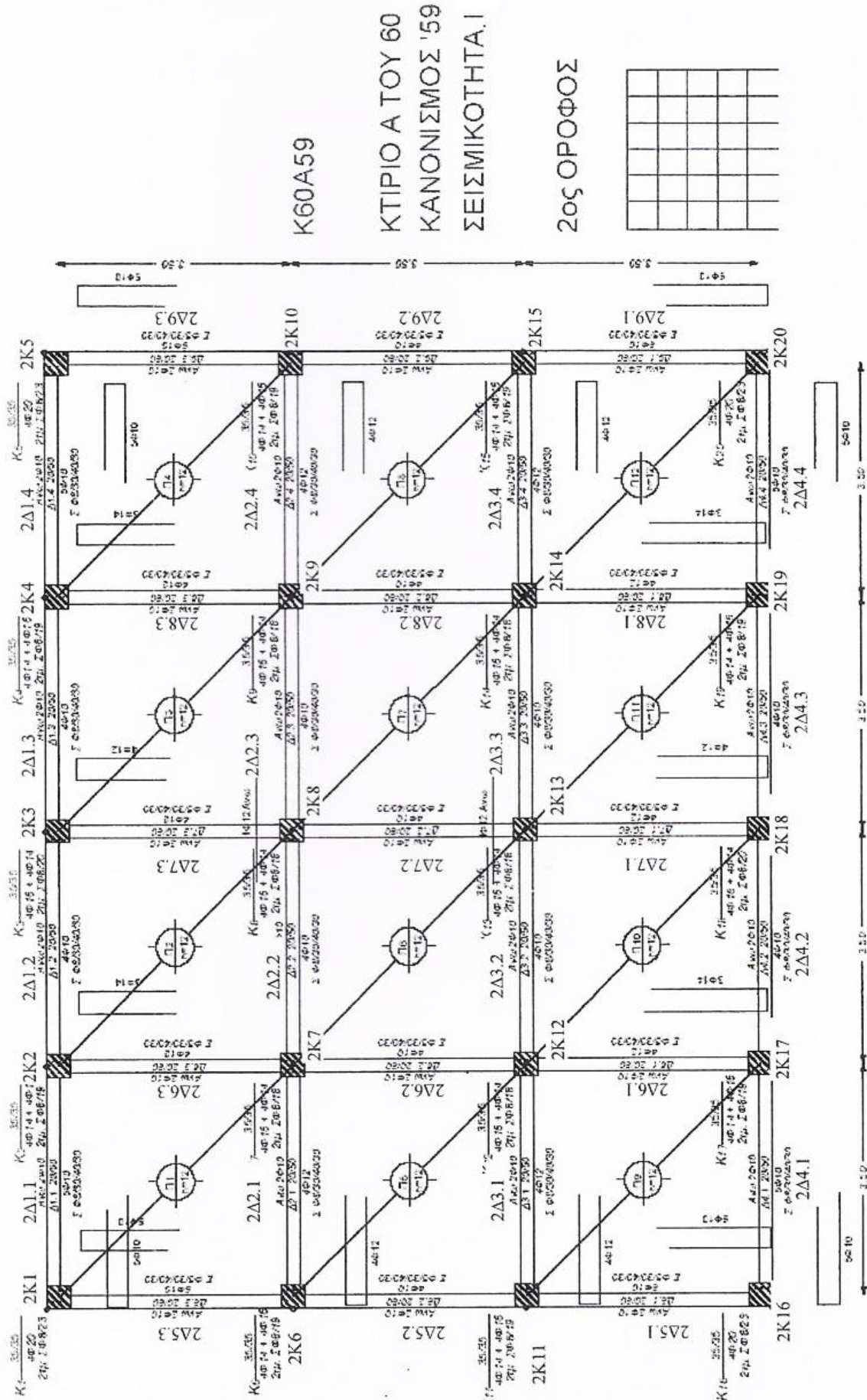
Οι τοιχοποιίες λαμβάνονται υπόψη μόνο ως φορτία και συγκεκριμένα, οι εξωτερικές τοιχοποιίες ως γραμμικά κατανεμημένα φορτία στις δοκούς και οι εσωτερικές ως ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο στην πλάκα. Οι εξωτερικές τοιχοποιίες, με βάση τα πρότυπα εκείνης της περιόδου, έχουν πάχος 25cm και αποτελούνται από δύο σειρές

οπτόπλινθων (από αργιλικό υλικό) σε πλήρη επαφή (σφηνωμένες) με το φέροντα οργανισμό. Θεωρείται ότι οι προσόψεις του κτιρίου δεν περιλαμβάνουν κανένα άνοιγμα. Τέλος, το κτίριο υποτίθεται ότι εδράζεται επί βράχου (οπότε θεωρείται ως πλήρως πακτωμένο) και είναι κατασκευασμένο με σκυρόδεμα B225 (C16/20) και νευροχάλυβα StI, με αντοχή διαρροής $f_y = 220MPa$ και αντοχή θραύσης $f_u = 340MPa$.

Στους Πίνακες (6.1) και (6.2) ομαδοποιούνται οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων, όπως φαίνονται στους ξυλοτύπους. Οι οπλισμοί των δοκών διαφοροποιούνται σε τρία σημεία στο μήκος τους για να περιγραφούν οι διαφορετικοί άνω και κάτω οπλισμοί των στηρίξεων και των ανοιγμάτων (δεξί (Δ), μεσαίο (Μ) και αριστερό (Α)). Στον Πίνακα (6.1) τα ονόματα των δοκών παρουσιάζονται με τη μορφή $x\Delta y.zX$, όπου x είναι ο αριθμός του ορόφου, Δ δηλώνει τη δοκό, y είναι το πλαίσιο στο οποίο ανήκει η δοκός (1 έως 4 για τη διεύθυνση x και 5 έως 9 για τη διεύθυνση y), z είναι ο αύξων αριθμός της δοκού στο πλαίσιο, ενώ ο δείκτης X δηλώνει το τμήμα της δοκού: Δ για δεξί, A για αριστερό ή M για μεσαίο. Στον Πίνακα (6.2) τα ονόματα των υποστυλωμάτων έχουν τη μορφή xKy , όπου x είναι ο αριθμός του ορόφου, K δηλώνει το υποσύλωμα και y είναι ο αύξων αριθμός του υποστυλώματος.



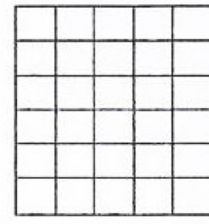
Σχήμα 6.1. Υφιστάμενος φορέας προς αποτίμηση και ενίσχυση.



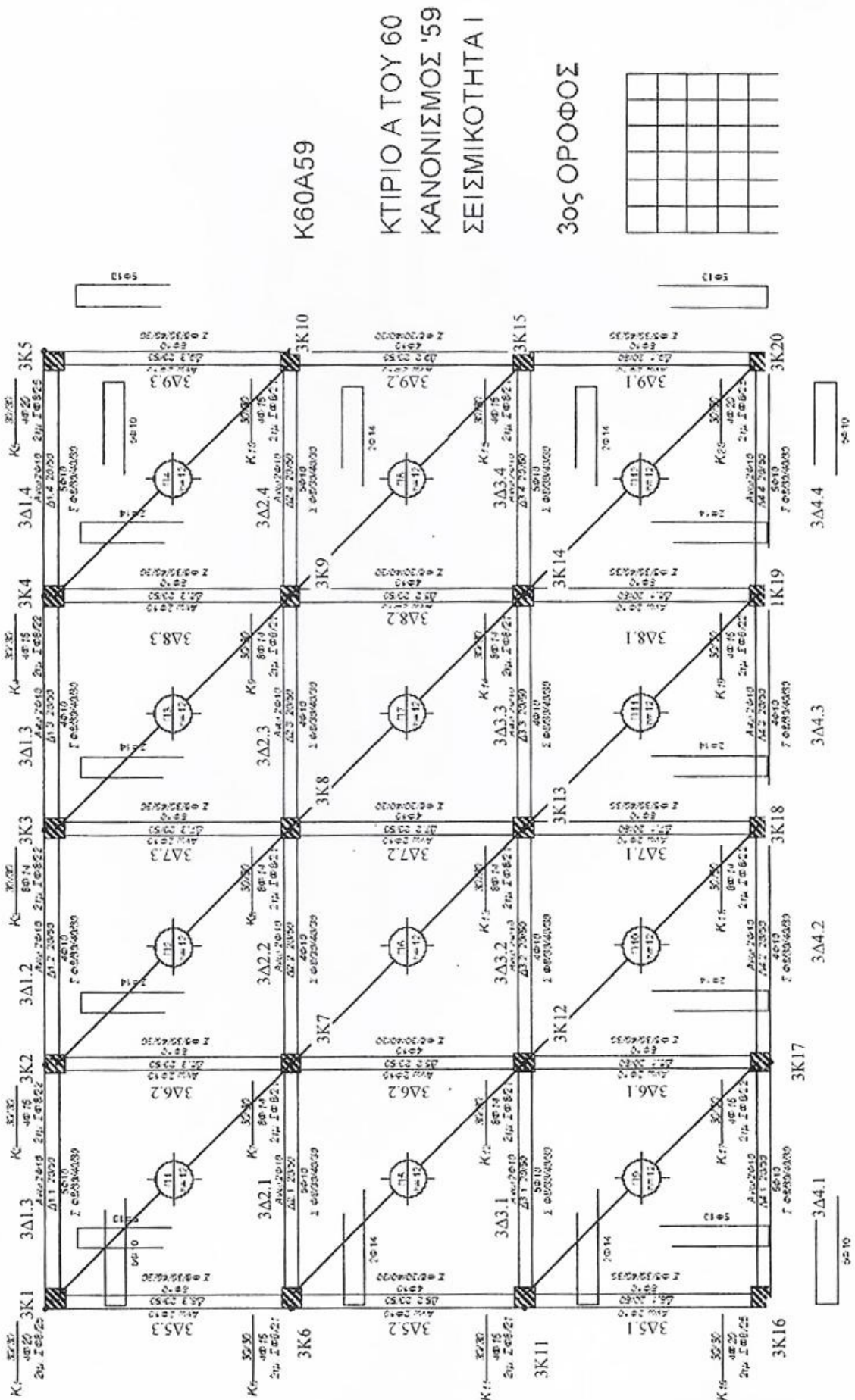
K60A59

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59
ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ.Ι

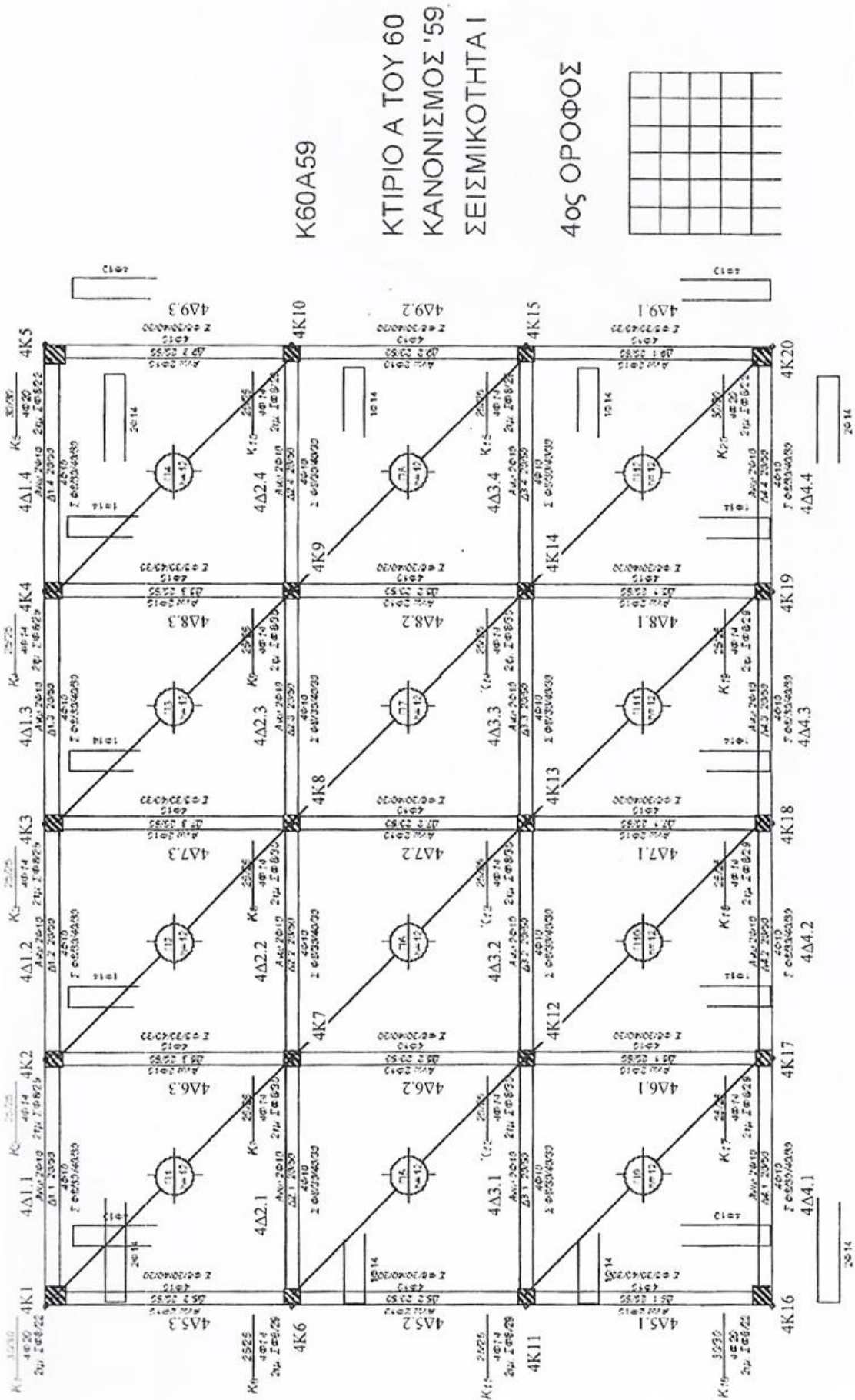
2ος ΟΡΟΦΟΣ



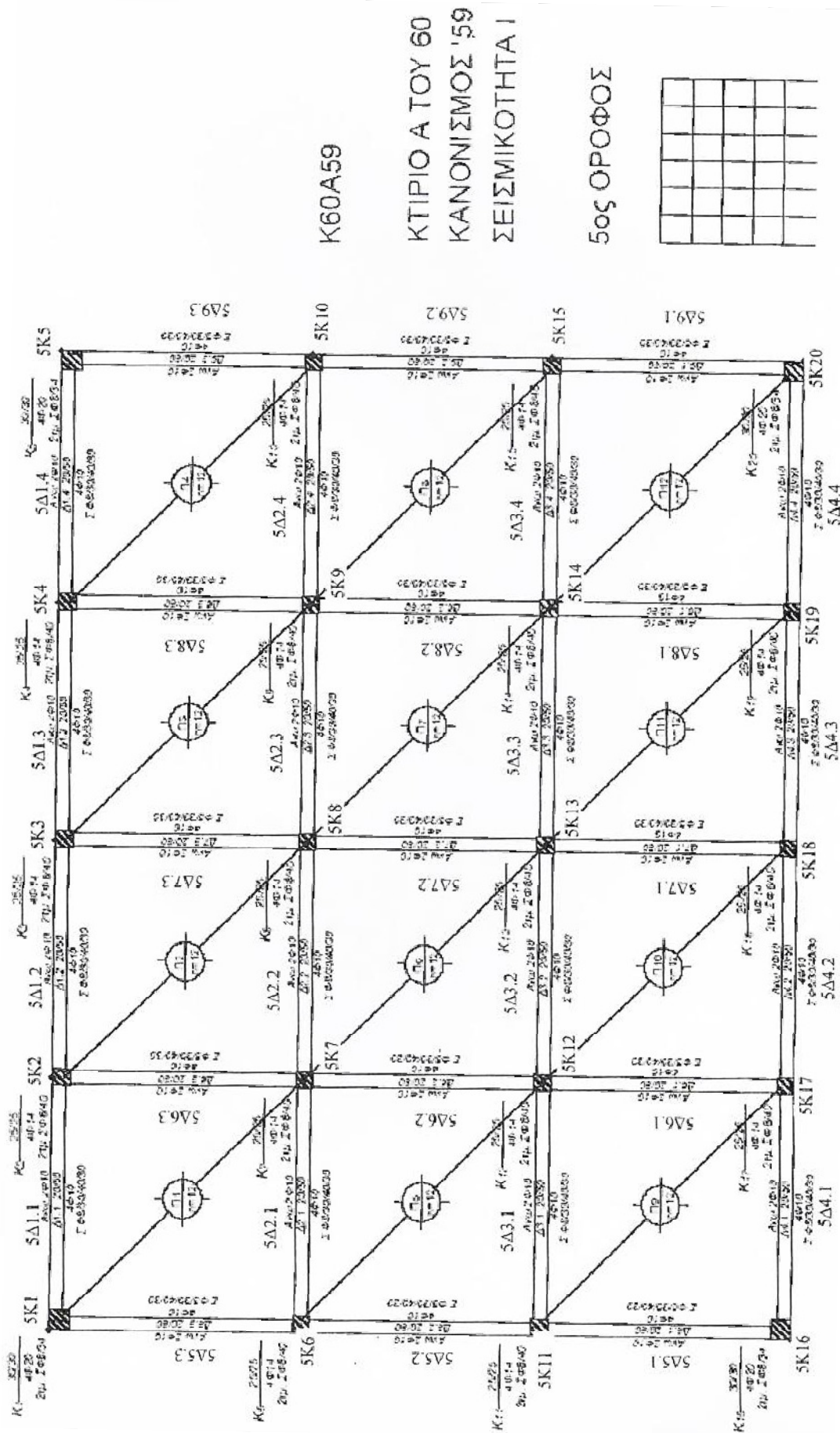
Σχήμα 6.3. Ευλότυπος β' όροφου (Ρεπαπής, 2007).



Σχήμα 6.4. Ευλότυπος γ' ορόφου (Ρεπατής, 2007).



Σχήμα 6.5. Ευλότυπος δ' ορόφου (Ρεπαής, 2007).



Σχήμα 6.6. Ευλότυπος ε' ορόφου (Ρεπατής, 2007).

Πίνακας 6.1. Ομαδοποίηση διατομών δοκών, όπως περιγράφονται στον ξυλότυπο (Ρεπαπής, 2007).

Ομάδα	Διατομές	Οπλ. Ανω	Οπλ. Κάτω	Οπλ. Διάτμησης.
Δ1	1Δ1.1Α-1Δ1.4Δ-1Δ5.3Δ-1Δ9.3Δ-1Δ4.1Α-1Δ4.4Δ-1Δ5.1Α-1Δ9.1Α	4Φ16 (8,04cm ²)	6Φ12 (6,78cm ²)	ΣΦ8/30
Δ2	1Δ1.1Μ-1Δ1.4Μ-1Δ4.1Μ-1Δ4.4Μ	2Φ10 (1,57cm ²)	4Φ14 (6,15cm ²)	ΣΦ8/40
Δ3	1Δ1.1Δ-1Δ1.2Α-1Δ1.3Δ-1Δ1.4Α-1Δ4.1Δ-1Δ4.2Α-1Δ4.3Δ-1Δ4.4Α	4Φ16 (8,04cm ²)	6Φ10 (4,71cm ²)	ΣΦ8/30
Δ4	1Δ1.2Μ-1Δ1.3Μ-1Δ9.2Μ-1Δ4.2Μ-1Δ4.3Μ-1Δ5.2Μ	2Φ10 (1,57cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/40
Δ5	1ΔΑ.2Δ-1Δ1.3Α-1Δ4.2Δ-1Δ4.3Α	5Φ14 (7,69cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/30
Δ6	1Δ2.1Α-1Δ3.1Α-1Δ6.1Α-1Δ7.1Α-1Δ8.1Α-1Δ3.4Δ-1Δ2.4Δ-1Δ8.3Δ-1Δ7.3Δ-1Δ6.3Δ	6Φ14 (9,23cm ²)	5Φ14 (7,69cm ²)	ΣΦ8/30
Δ7	1Δ2.1Μ-1Δ3.1Μ-1Δ2.4Μ-1Δ3.4Μ-1Δ6.1Μ-1Δ7.1Μ-1Δ8.1Μ-1Δ6.3Μ-1Δ7.3Μ-1Δ8.3Μ	2Φ10 (1,57cm ²)	4Φ14 (6,15cm ²)	ΣΦ8/40
Δ8	1Δ5.1Μ-1Δ5.3Μ-1Δ9.1Μ-1Δ9.3Μ-2Δ7.1Α-2Δ7.3Δ	2Φ10 (1,57cm ²)	5Φ12 (5,65cm ²)	ΣΦ8/40
Δ9	1Δ5.1Δ-1Δ5.2Α-1Δ5.2Δ-1Δ5.3Α-1Δ9.1Δ-1Δ9.2Α-1Δ9.2Δ-1Δ9.3Α	4Φ16 (8,04cm ²)	4Φ12 (4,52cm ²)	ΣΦ8/30
Δ10	2Δ2.1Α-2Δ3.1Α-2Δ2.4Δ-2Δ3.4Δ	4Φ16 (8,04cm ²)	6Φ12 (6,78cm ²)	ΣΦ8/30
Δ11	2Δ2.1Μ-2Δ2.4Μ-2Δ3.1Μ-2Δ3.4Μ-2Δ6.1Μ-2Δ7.1Μ-2Δ8.1Μ-2Δ6.3Μ-2Δ7.3Μ-2Δ8.3Μ	2Φ10 (1,57cm ²)	4Φ12 (4,52cm ²)	ΣΦ8/40
Δ12	2Δ2.1Δ-2Δ2.2Α-2Δ2.2Δ-2Δ2.3Α-2Δ2.3Δ-2Δ2.4Α-2Δ3.1Δ-2Δ3.2Α-2Δ3.2Δ-2Δ3.3Α-2Δ3.3Δ-2Δ3.4Α-2Δ6.1Δ-2Δ6.2Α-2Δ6.2Δ-2Δ6.3Α-2Δ7.1Δ-2Δ7.2Α-2Δ7.2Δ-2Δ7.3Α-2Δ8.1Δ-2Δ8.2Α-2Δ8.2Δ-2Δ8.3Α	6Φ12 (6,78cm ²)	5Φ10 (3,93cm ²)	ΣΦ8/30
Δ13	2Δ6.1Α-2Δ8.1Α-2Δ6.3Δ-2Δ8.3Δ	4Φ16 (8,04cm ²)	4Φ14 (6,15cm ²)	ΣΦ8/30
Δ14	2Δ1.1Α-2Δ1.4Δ-2Δ4.1Α-2Δ4.4Δ-2Δ5.1Α-2Δ5.3Δ-2Δ9.1Α-2Δ9.3Δ-3Δ1.1Α-3Δ1.4Δ-3Δ4.1Α-3Δ4.4Δ-3Δ5.1Α-3Δ5.3Δ-3Δ9.1Α-3Δ9.3Δ	4Φ16 (8,04cm ²)	5Φ12 (5,65cm ²)	ΣΦ8/30
Δ15	2Δ1.1Μ-2Δ1.4Μ-2Δ4.1Μ-2Δ4.4Μ-2Δ5.1Μ-2Δ5.3Μ-2Δ9.1Μ-2Δ9.3Μ-3Δ1.1Μ-3Δ1.4Μ-3Δ4.1Μ-3Δ4.4Μ-3Δ5.1Μ-3Δ5.3Μ-3Δ9.1Μ-3Δ9.3Μ	2Φ10 (1,57cm ²)	5Φ10 (3,93cm ²)	ΣΦ8/40
Δ16	2Δ1.1Δ-2Δ1.2Α-2Δ1.3Δ-2Δ1.4Α-2Δ4.1Δ-2Δ4.2Α-2Δ4.3Δ-2Δ4.4Α-2Δ5.1Δ-2Δ5.2Α-2Δ5.2Δ-2Δ5.3Α-2Δ9.1Δ-2Δ9.2Α-2Δ9.2Δ-2Δ9.3Α-3Δ1.1Δ-3Δ1.2Α-3Δ1.3Δ-3Δ1.4Α-3Δ4.1Δ-3Δ4.2Α-3Δ4.3Δ-3Δ4.4Α-3Δ5.1Δ-3Δ5.2Α-3Δ5.2Δ-3Δ5.3Α-3Δ9.1Δ-3Δ9.2Α-3Δ9.2Δ-3Δ9.3Α	6Φ12 (6,78cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/30
Δ17	3Δ2.1Α-3Δ2.4Δ-3Δ3.1Α-3Δ3.4Δ-3Δ6.1Α-3Δ7.1Α-3Δ8.1Α-3Δ6.3Δ-3Δ7.3Δ-3Δ8.3Δ	6Φ12 (6,78cm ²)	3Φ14 (4,62cm ²)	ΣΦ8/30
Δ18	3Δ2.1Μ-3Δ2.4Μ-3Δ3.1Μ-3Δ3.4Μ-3Δ6.1Μ-3Δ7.1Μ-3Δ8.1Μ-3Δ6.3Μ-3Δ7.3Μ-3Δ8.3Μ	2Φ10 (1,57cm ²)	5Φ10 (3,93cm ²)	ΣΦ8/40
Δ19	1Δ2.2Δ-1Δ2.3Α-1Δ3.2Δ-1Δ3.3Α-1Δ7.1Δ-1Δ7.2Α-1Δ7.2Δ-1Δ7.3Α-3Δ2.1Δ-3Δ2.2Α-3Δ2.3Δ-3Δ2.4Α-3Δ3.1Δ-3Δ3.2Α-3Δ3.3Δ-3Δ3.4Α-3Δ6.1Δ-3Δ6.2Α-3Δ6.2Δ-3Δ6.3Α-3Δ7.1Δ-3Δ7.2Α-3Δ7.2Δ-3Δ7.3Α-3Δ8.1Δ-3Δ8.2Α-3Δ8.2Δ-3Δ8.3Α	5Φ14 (7,69cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/30
Δ20	4Δ1.1Α-4Δ1.4Δ-4Δ4.1Α-4Δ4.4Δ	4Φ14 (6,15cm ²)	3Φ14 (4,62cm ²)	ΣΦ8/30
Δ21	4Δ2.1Α-4Δ2.4Δ-4Δ3.1Α-4Δ3.4Δ-4Δ6.1Α-4Δ7.1Α-4Δ8.1Α-4Δ6.3Δ-4Δ7.3Δ-4Δ8.3Δ	3Φ14 (4,62cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/30

Πίνακας 6.1. (συνέχεια). Ομαδοποίηση διατομών δοκών, όπως περιγράφονται στον ξυλότυπο (Ρεπαπής, 2007).

Ομάδα	Διατομές	Οπλ. Ανω	Οπλ. Κάτω	Οπλ. Διάτμησ.
Δ22	4Δ5.1Α-4Δ5.3Δ-4Δ9.1Α-4Δ9.3Δ	4Φ14 (6,15cm ²)	6Φ10 (1,57cm ²)	ΣΦ8/30
Δ23	5Δ1.1Α-5Δ1.4Δ-5Δ4.1Α-5Δ4.4Δ-5Δ5.1Α-5Δ5.3Δ- 5Δ9.1Α-5Δ9.3Δ	4Φ10 (3,14cm ²)	2Φ10 (1,57cm ²)	ΣΦ8/30
Δ24	2Δ1.2Μ-2Δ1.3Μ-2Δ4.2Μ-2Δ4.3Μ-2Δ5.2Μ-2Δ9.2Μ- 3Δ1.2Μ-3Δ1.3Μ-3Δ4.2Μ-3Δ4.3Μ-3Δ5.2Μ-3Δ9.2Μ- 4Δ4.1Μ-4Δ4.4Μ-4Δ1.4Μ-4Δ1.1Μ-4Δ4.2Μ-4Δ4.3Μ- 4Δ1.2Μ-4Δ1.3Μ-4Δ5.1Μ-4Δ5.3Μ-4Δ9.1Μ-4Δ9.3Μ- 4Δ5.2Μ-4Δ9.2Μ-5Δ1.1Μ-5Δ1.2Μ-5Δ1.3Μ-5Δ1.4Μ- 5Δ4.1Μ-5Δ4.2Μ-5Δ4.3Μ-5Δ4.4Μ-5Δ5.1Μ-5Δ5.2Μ- 5Δ5.3Μ-5Δ9.1Μ-5Δ9.2Μ-5Δ9.3Μ	2Φ10 (1,57cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/40
Δ25	2Δ1.2Δ-2Δ1.3Α-2Δ4.2Δ-2Δ4.3Α-3Δ1.2Δ-3Δ1.3Α- 3Δ4.2Δ-3Δ4.3Α-4Δ1.1Δ-4Δ1.2Α-4Δ1.2Δ-4Δ1.3Α- 4Δ1.3Δ-4Δ1.4Α-4Δ4.1Δ-4Δ4.2Α-4Δ4.2Δ-4Δ4.3Α- 4Δ4.3Δ-4Δ4.4Α-4Δ5.1Δ-4Δ5.2Α-4Δ5.2Δ-4Δ5.3Δ- 4Δ9.1Δ-4Δ9.2Α-4Δ9.2Δ-4Δ9.3Α-5Δ1.1Δ-5Δ1.2Α- 5Δ1.2Δ-5Δ1.3Α-5Δ1.3Δ-5Δ1.4Α-5Δ4.1Δ-5Δ4.2Α- 5Δ4.2Δ-5Δ4.3Α-5Δ4.3Δ-5Δ4.4Α-5Δ5.1Δ-5Δ5.2Α- 5Δ5.2Δ-5Δ5.3Α-5Δ9.1Δ-5Δ9.2Α-5Δ9.2Δ-5Δ9.3Α	4Φ14 (6,15cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/30
Δ26	5Δ2.1Α-5Δ2.4Δ-5Δ3.1Α-5Δ3.4Δ-5Δ6.1Α-5Δ7.1Α- 5Δ8.1Α-5Δ6.3Δ-5Δ7.3Δ-5Δ8.3Δ	4Φ10 (3,14cm ²)	2Φ10 (1,57cm ²)	ΣΦ8/30
Δ27	1Δ2.2Μ-1Δ2.3Μ-1Δ3.2Μ-1Δ3.3Μ-1Δ6.2Μ-1Δ7.2Μ- 1Δ8.2Μ-2Δ2.2Μ-2Δ2.3Μ-2Δ3.2Μ-2Δ3.3Μ-2Δ6.2Μ- 2Δ7.2Μ-2Δ8.2Μ-3Δ2.2Μ-3Δ2.3Μ-3Δ3.2Μ-3Δ3.3Μ- 3Δ6.2Μ-3Δ7.2Μ-3Δ8.2Μ-4Δ2.1Μ-4Δ2.2Μ-4Δ2.3Μ- 4Δ3.1Μ-4Δ3.2Μ-4Δ3.3Μ-4Δ6.1Μ-4Δ7.1Μ-4Δ8.1Μ- 4Δ6.2Μ-4Δ7.2Μ-4Δ8.2Μ-4Δ6.3Μ-4Δ7.3Μ-4Δ8.3Μ- 5Δ2.1Μ-5Δ2.2Μ-5Δ2.3Μ-5Δ2.4Μ-5Δ3.1Μ-5Δ3.2Μ- 5Δ3.3Μ-5Δ3.4Μ-5Δ6.1Μ-5Δ7.1Μ-5Δ8.1Μ-5Δ6.2Μ- 5Δ7.2Μ-5Δ8.2Μ-5Δ6.3Μ-5Δ7.3Μ-5Δ7.3Μ-5Δ8.3Μ	2Φ10 (1,57cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/40
Δ28	3Δ2.2Δ-3Δ2.3Α-3Δ3.2Δ-3Δ3.3Α-4Δ2.1Δ-4Δ2.2Α- 4Δ2.2Δ-4Δ2.3Α-4Δ2.3Δ-4Δ2.4Α-4Δ3.1Δ-4Δ3.2Α- 4Δ3.2Δ-4Δ3.3Α-4Δ3.3Δ-4Δ3.4Α-4Δ6.1Δ-4Δ7.1Δ- 4Δ8.1Δ-4Δ6.2Α-4Δ7.2Α-4Δ8.2Α-4Δ6.2Δ-4Δ7.2Δ- 4Δ8.2Δ-4Δ6.3Α-4Δ7.3Α-4Δ8.3Α-5Δ2.1Δ-5Δ2.2Α- 5Δ2.2Δ-5Δ2.3Α-5Δ2.3Δ-5Δ2.4Α-5Δ3.1Δ-5Δ3.2Α- 5Δ3.2Δ-5Δ3.3Α-5Δ3.3Δ-5Δ3.4Α-5Δ6.1Δ-5Δ7.1Δ- 5Δ8.1Δ-5Δ6.2Α-5Δ7.2Α-5Δ8.2Α-5Δ6.2Δ-5Δ7.2Δ- 5Δ8.2Δ-5Δ6.3Α-5Δ7.3Α-5Δ8.3Α	4Φ14 (6,15cm ²)	4Φ10 (3,14cm ²)	ΣΦ8/30
Δ29	1Δ2.1Δ-1Δ2.2Α-1Δ2.3Δ-1Δ2.4Α-1Δ3.1Δ-1Δ3.2Α- 1Δ3.3Δ-1Δ3.4Α-1Δ6.1Δ-1Δ6.2Α-1Δ6.2Δ-1Δ6.3Α- 1Δ8.1Δ-1Δ8.2Α-1Δ8.2Δ-1Δ8.3Α	5Φ14 (1,57cm ²)	3Φ14 (4,62cm ²)	ΣΦ8/30

Πίνακας 6.2. Ομαδοποίηση διατομών υποστυλωμάτων, όπως περιγράφονται στον ξυλότυπο (Ρεπαπής, 2007).

Ομάδα	Διατομές	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Οπλισμός Διάτμησης
K1	1K1-1K5-1K16-1K20	35/35	4Φ20	ΣΦ8/18
K2	1K2-1K4-1K17-1K19-1K6-1K10-1K11-1K15	35/35	6Φ16+2Φ18	ΣΦ8/16,5
K3	1K3-1K18	35/35	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/17
K4	1K7-1K9-1K12-1K14	35/35	12Φ18	ΣΦ8/16
K5	1K8-1K13	35/35	10Φ18	ΣΦ8/16
K6	2K1-2K5-2K16-2K20	35/35	4Φ20	ΣΦ8/23
K7	2K2-2K4-2K6-2K10-2K11-2K15-2K17-2K19-2K3-2K18-2K7-2K8-2K9-2K12-2K13-2K14	35/35	4Φ16+4Φ14	ΣΦ8/19
K8	3K1-3K5-3K16-3K20-4K1-4K5-4K16-4K20	30/30	4Φ20	ΣΦ8/25
K9	3K2-3K4-3K17-3K19-3K6-3K10-3K11-3K15	30/30	4Φ16	ΣΦ8/21,5
K10	3K3-3K18-3K7-3K8-3K9-3K12-3K13-3K14	30/30	8Φ14	ΣΦ8/21,5
K11	4K2-4K3-4K4-4K6-4K10-4K11-4K15-4K17-4K18-4K19-4K7-4K8-4K9-4K12-4K13-4K14	25/25	4Φ14	ΣΦ8/29
K12	5K1-5K5-5K16-5K20	30/30	4Φ20	ΣΦ8/34
K13	5K2-5K4-5K6-5K7-5K8-5K9-5K10-5K11-5K12-5K13-5K14-5K15-5K17-5K18-5K19	25/25	4Φ14	ΣΦ8/40

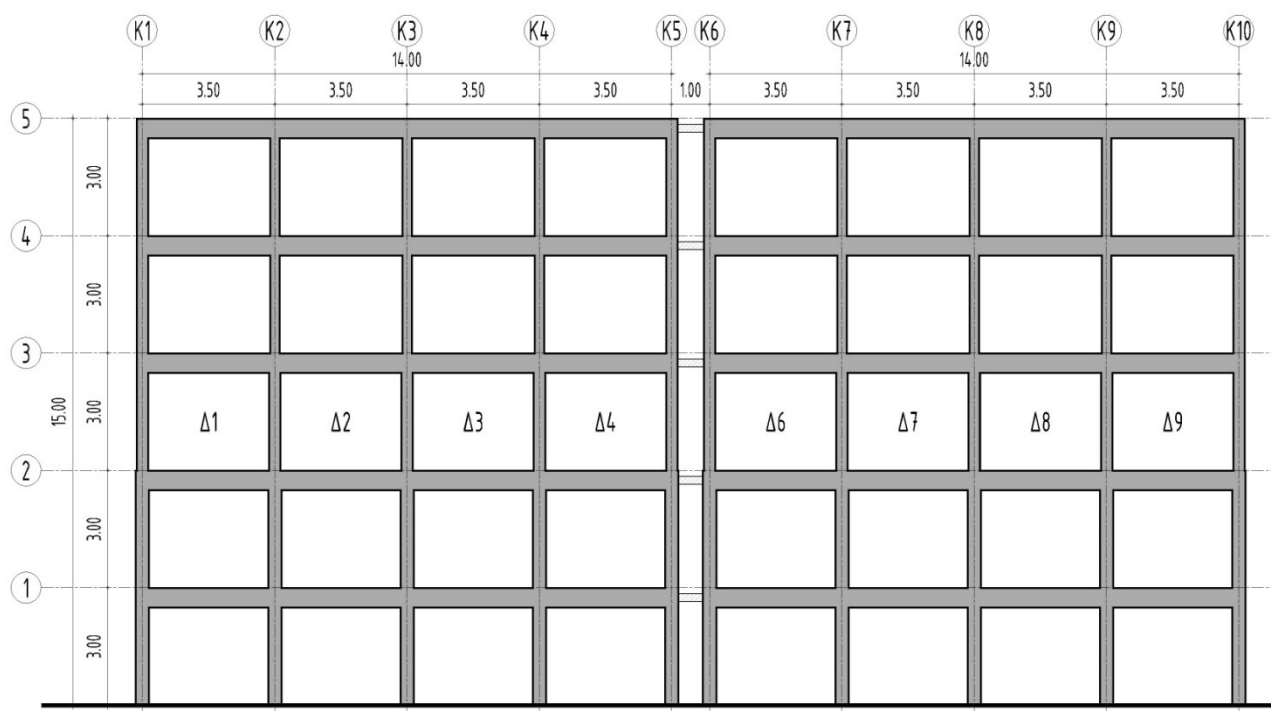
6.2. Προσομοίωση του υφιστάμενου φορέα

Ορίζεται ως στόχος αποτίμησης, σύμφωνα με την ενότητα 2.2.1 της παρούσας εργασίας, η στάθμη επιτελεστικότητας B1, δηλαδή η «Προστασία ζωής» με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% εντός 50 ετών. Η προσομοίωση και η ανάλυση έγινε με το λογισμικό πρόγραμμα OpenSees που αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Καθώς το κτίριο είναι διπλά συμμετρικό, ο πραγματικός τρισδιάστατος φορέας εξετάζεται ως δισδιάστατο μοντέλο μετά από «επιπεδοποίηση» (μέσω των άκαμπτων συνδέσμων του Σχήματος 6.7 που προσομοιάζουν τη διαφραγματική λειτουργία) και εκτελείται στατική ανελαστική ανάλυση κατά τη διεύθυνση x (ψευδό-τρειςδιάστατος φορέας). Το δισδιάστατο μοντέλο αποτελείται από δύο πλαίσια, ένα εξωτερικό και ένα εσωτερικό, συνδεδεμένα μεταξύ τους με έναν πολύ δύσκαμπτο σύνδεσμο σε κάθε στάθμη, για να ληφθεί υπόψη τόσο η διαφοροποίηση των γραμμικών φορτίων που προκύπτουν μετά

την κατανομή των φορτίων των πλακών όσο και η διαφορετική μορφή πλακοδοκού (μορφής Γ στα εξωτερικά και T στα εσωτερικά).

6.2.1 Γεωμετρία φορέα

Όπως αναφέρθηκε ο φορέας προσομοιώθηκε ως ψευδό-τρισεδιάστατος, επιλέγοντας δύο τυπικά πλαίσια, ένα εξωτερικό και ένα εσωτερικό, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με ένα σύνδεσμο τύπου ράβδου δικτυώματος πολύ μεγάλης δυσκαμψίας για να προσομοιωθεί η διαφραγματική λειτουργία των πλακών κάθε ορόφου. Ο δισεδιάστατος φορέας που αναλύεται παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.7. Τα υποστυλώματα K1 έως K5 και οι δοκοί Δ1 έως Δ4 ανήκουν στο ακραίο πλαίσιο, ενώ τα υποστυλώματα K6 έως K10 και οι δοκοί Δ6 έως Δ9 στο μεσαίο πλαίσιο. Το κτίριο εδράζεται σε βράχο και γι' αυτό προσομοιώνεται η έδρασή του με πακτωμένους στύλους στη βάση τους.



Σχήμα 6.7. Γεωμετρία ψευδό-τρισεδιάστατου φορέα.

6.2.1.1 Δομικά μέλη φορέα

Τα δομικά μέλη του δισεδιάστατου φορέα προσομοιώθηκαν με στοιχεία δύναμης (element forceBeamColumn), στα οποία η πλαστιμότητα λαμβάνεται κατανεμημένη. Η σχετική εντολή του OpenSees περιλαμβάνει υποχρεωτικά ορίσματα για τη συνδεσμολογία, τον αριθμό των σημείων ολοκλήρωσης, τις διατομές που περιλαμβάνονται στο στοιχείο αν

είναι διαφορετικές στο μήκος του και σε ποια σημεία ολοκλήρωσης εφαρμόζονται αυτές. Επίσης, περιλαμβάνονται ορίσματα για το γεωμετρικό μετασχηματισμό και προαιρετικά ορίσματα για τη μάζα ανά μήκος του στοιχείου, τον αριθμό επαναλήψεων για να επιτευχθεί εσωτερική σύγκλιση, την ανοχή για επίτευξη σύγκλισης και τον τύπο της αριθμητικής ολοκλήρωσης (Lobotto, Legendre, Redau, NewtonCotes, Trapezoidal) με προεπιλεγμένη τη μέθοδο Lobotto, ως ακολούθως:

```
element forceBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts -sections $secTag1 $secTag2 ...
$transfTag <-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol> <-integration $intType>
```

όπου:

\$eleTag	χαρακτηριστικός αριθμός μέλους,
\$iNode	κόμβος αρχής μέλους,
\$jNode	κόμβος τέλους μέλους,
\$numIntgrPts	αριθμός σημείων ολοκλήρωσης,
\$secTag1	χαρακτηριστικός αριθμός διατομής στο σημείο ολοκλήρωσης 1,
\$massDens	μάζα ανά μονάδα μήκους,
\$maxIters, \$tol	μέγιστος αριθμός επαναλήψεων για την επίτευξη εσωτερικής σύγκλισης (προεπιλογή: 10) και τιμή ανοχής, και
\$intType	τύπος αριθμητικής ολοκλήρωσης.

6.2.1.2 Διατομές μελών φορέα

Κανονικά, οι δοκοί κάθε πλαισίου πρέπει να χωριστούν σε πέντε ίσα τμήματα για να ληφθεί υπόψη η διαφοροποίηση του άνω και του κάτω οπλισμού στα ανοίγματα και στις στηρίξεις, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.1. Παρόλα αυτά, επιλέγεται η αντιμετώπιση των δοκών ως μέλη με ενιαία διατομή, τόσο για απλότητα, καθώς δεν ενδιαφέρουν οι δοκοί στην παρούσα εργασία, όσο και για ορθότερη εφαρμογή του τύπου του στοιχείου που χρησιμοποιήθηκε για τις δοκούς στο πρόγραμμα OpenSees (στοιχείο δύναμης (force-based element) και όχι παραμόρφωσης (displacement-based element)). Συνεπώς, αντί των 29 διαφορετικών διατομών που περιγράφονται στον Πίνακα (6.1), χρησιμοποιούνται τέσσερις διατομές πλακοδοκών: δύο μορφής Γ και Τ για τον 1^ο και 2^ο όροφο και δύο μορφής Γ και Τ για τους υπόλοιπους ορόφους.

Με βάση τα προαναφερθέντα, η επιλογή οπλισμού για τις δοκούς (αντιπροσωπευτικού της εποχής μελέτης του κτιρίου) έπρεπε να γίνει με δεδομένο ότι κάθε δοκός λαμβάνεται ως ενιαίο μέλος, οπότε εκ των πραγμάτων δεν μπορούσε να γίνει διαχωρισμός οπλισμού στήριξης και ανοίγματος όπως ήταν η αρχική διαστασιολόγηση. Ταυτόχρονα, οι δοκοί έπρεπε να μην είναι υπέρ-οπλισμένες ούτε υπό-οπλισμένες, ώστε η μεγάλη ή μικρή αντοχή τους, αντίστοιχα, να μην είναι καθοριστική για το τελικό αποτέλεσμα. Τελικά, οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν περιλαμβάνουν στο άνοιγμα οπλισμό άνω 2Φ10 και κάτω 6Φ14, από τα οποία τα 2Φ14 καμπυλώνονται και γίνονται άνω οπλισμός στήριξης, κατά τα πρότυπα εκείνης της εποχής. Τα 2Φ10 άνω σίδερα του ανοίγματος δεν αγκυρώνονται και γι' αυτό δεν υπολογίζονται στη στήριξη, στην οποία τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός 2Φ16 για τις δοκούς του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου και 2Φ14 για τις δοκούς των υπολοίπων ορόφων. Καθώς τα μέλη των δοκών ορίζονται από τους δύο κόμβους στα σημεία στήριξής τους επί των υποστυλωμάτων, οι διατομές των δοκών επιλέγεται να περιγραφούν με τον οπλισμό στήριξης. Αυτή η επιλογή συνεπάγεται ότι οι δοκοί έχουν περιορισμένη αντοχή σε κάμψη στο άνοιγμα. Με την προσομοίωση, όμως, του διαφράγματος μέσω των δύσκαμπτων συνδέσμων δεν καταπονούνται οι δοκοί σε αξονική δύναμη, αλλά μόνο σε κάμψη, με αποτέλεσμα να μην καθίστανται κρίσιμες στο φορέα.

Στην ανάλυση συμπεριλαμβάνεται επίσης η συνεισφορά τμήματος της πλάκας εκατέρωθεν της δοκού, χωρίς όμως να γίνουν ακριβείς υπολογισμοί για τις διαστάσεις του συνεργαζόμενου πλάτους της πλακοδοκού. Στους Πίνακες 6.3 και 6.4 παρουσιάζονται οι ομάδες διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων που τελικά περιλαμβάνονται στο δισδιάστατο προσομοίωμα. Η ονοματολογία των δοκών είναι πιο απλή μετά από αυτές τις απλουστεύσεις, έχοντας τη μορφή $x\Delta y$ όπου x είναι ο αριθμός του ορόφου και y ο αύξων αριθμός της δοκού (1 έως 4 για το ακραίο πλαίσιο και 5 έως 9 για το μεσαίο πλαίσιο), ενώ για τα υποστυλώματα ισχύει ό,τι και στον Πίνακα 6.2, μέρος του οποίου είναι ο Πίνακας 6.4.

Στα Σχήματα 6.8 και 6.9 φαίνονται οι γεωμετρίες των διατομών δοκών και των υποστυλωμάτων, αντίστοιχα. Η μοντελοποιημένη διατομή περιλαμβάνει ίνες (fibers), μορφής ορθογωνικής ή κυκλικής (ομάδες ινών - patches) και μορφής στρωμάτων (σειρές ινών - layers), στις οποίες αποδίδεται το υλικό, η επιφάνεια και η θέση τους στη διατομή. Κάθε ίνα μπορεί να αντιπροσωπεύει διαφορετικό υλικό και η συνδυασμένη αξονική και

καμπτική αντοχή και δυσκαμψία υπολογίζεται μέσω αριθμητικής ενοποίησης των παραμορφώσεων των ινών στη διατομή (Νιταδωράκης, 2011):

```

section Fiber $secTag {
  fiber...
  patch...
  layer...
  ...
}

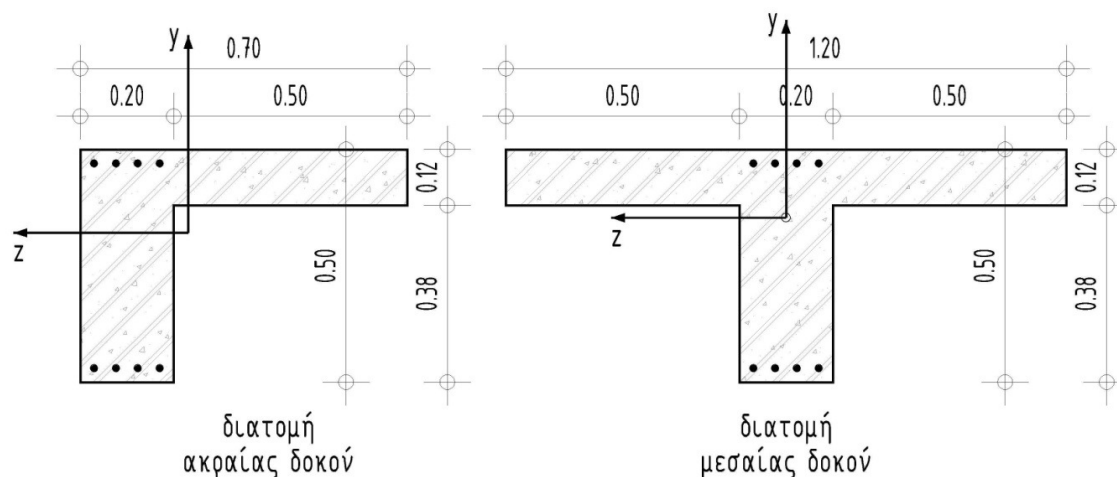
```

Πίνακας 6.3. Ομαδοποίηση διατομών δοκών δισδιάστατου προσομοιώματος.

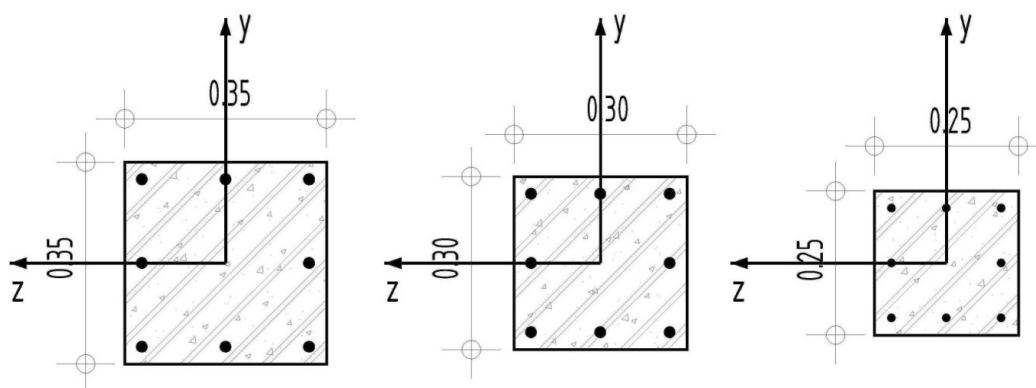
Ομάδα	Διατομές	Οπλ. Ανω	Οπλ. Κάτω	Οπλ. Διάτμησης.
Δ1	1Δ1, 1Δ2, 1Δ3, 1Δ4, 2Δ1, 2Δ2, 2Δ3, 2Δ4	2Φ14+2Φ16 (7.0 cm ²)	4Φ14 (6.2 cm ²)	ΣΦ8/30
Δ2	1Δ6, 1Δ7, 1Δ8, 1Δ9, 2Δ6, 2Δ7, 2Δ8, 2Δ9	2Φ14+2Φ16 (7.0 cm ²)	4Φ14 (6.2 cm ²)	ΣΦ8/30
Δ3	3Δ1, 3Δ2, 3Δ3, 3Δ4, 4Δ1, 4Δ2, 4Δ3, 4Δ4, 5Δ1, 5Δ2, 5Δ3, 5Δ4	2Φ14+2Φ16 (7.0 cm ²)	4Φ14 (6.2 cm ²)	ΣΦ8/30
Δ4	3Δ6, 3Δ7, 3Δ8, 3Δ9, 4Δ6, 4Δ7, 4Δ8, 4Δ9, 5Δ6, 5Δ7, 5Δ8, 5Δ9	2Φ14+2Φ16 (7.0 cm ²)	4Φ14 (6.2 cm ²)	ΣΦ8/30

Πίνακας 6.4. Ομαδοποίηση διατομών υποστυλωμάτων δισδιάστατου προσομοιώματος.

Ομάδα	Διατομές	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Οπλισμός Διάτμησης
K1	1K1-1K5	35/35	4Φ20	ΣΦ8/18
K2	1K2-1K4-1K17-1K19-1K6-1K10	35/35	6Φ16+2Φ18	ΣΦ8/16,5
K3	1K3	35/35	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/17
K4	1K7-1K9	35/35	12Φ18	ΣΦ8/16
K5	1K8	35/35	10Φ18	ΣΦ8/16
K6	2K1-2K5	35/35	4Φ20	ΣΦ8/23
K7	2K2-2K4-2K6-2K10-2K3-2K7-2K8-2K9	35/35	4Φ16+4Φ14	ΣΦ8/19
K8	3K1-3K5-4K1-4K5	30/30	4Φ20	ΣΦ8/25
K9	3K2-3K4-3K6-3K10	30/30	4Φ16	ΣΦ8/21,5
K10	3K3-3K7-3K8-3K9	30/30	8Φ14	ΣΦ8/21,5
K11	4K2-4K3-4K4-4K6-4K10-4K7-4K8-4K9	25/25	4Φ14	ΣΦ8/29
K12	5K1-5K5	30/30	4Φ20	ΣΦ8/34
K13	5K2-5K3-5K4-5K6-5K7-5K8-5K9-5K10	25/25	4Φ14	ΣΦ8/40



Σχήμα 6.8. Γεωμετρία διατομών ακραίας και μεσαίας δοκού.



Σχήμα 6.9. Γεωμετρία διατομών υποστυλωμάτων.

6.2.2 Υλικά και φορτία του φορέα

6.2.2.1 Υλικά του υφιστάμενου φορέα

Όπως αναφέρθηκε, οι ποιότητες των υλικών ακολουθούν τα πρότυπα της δεκαετίας του 1970. Το σκυρόδεμα είναι B225 με μέγιστη θλιπτική αντοχή περίπου ίση με $f_c = 16\text{MPa}$, μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση $\varepsilon_{c2} = 0.002$, αντοχή θραύσης $f_{cu} = 12\text{MPa}$ και παραμόρφωση στη θραύση $\varepsilon_{cu} = 0.0035$, δηλαδή αντιστοιχεί περίπου σε C16/20 για τα σημερινά δεδομένα. Ο χάλυβας είναι ποιότητας StI, με νευρώσεις που αντιστοιχεί στην ποιότητα S220 του EC2, με αρχικό μέτρο ελαστικότητας $E_0 = 200\text{GPa}$, αντοχή διαρροής $f_y = 220\text{MPa}$, αντοχή αστοχίας $f_u = 340\text{MPa}$, παραμόρφωση διαρροής $\varepsilon_y = 0.0011$ και παραμόρφωση αστοχίας $\varepsilon_u = 0.025$. Ο λόγος κράτυνσης, δηλαδή ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας μετά τη διαρροή προς το αντίστοιχο πριν τη διαρροή είναι $b = 0.0251$.

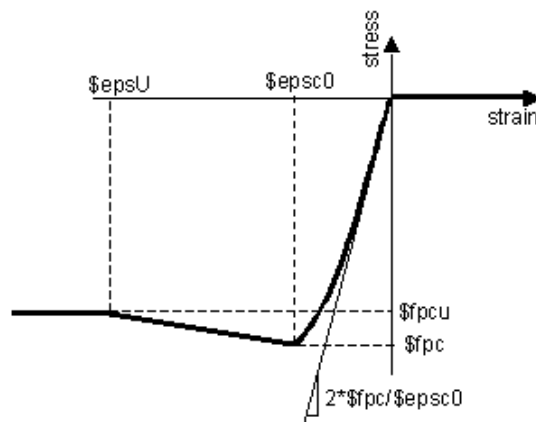
Στα υποστυλώματα υπάρχει επαρκής διατμητικός οπλισμός για επίτευξη περίσφιγξης, οπότε διορθώνεται κατάλληλα η αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος του πυρήνα, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο Κεφάλαιο 4 της παρούσας εργασίας. Στον Πίνακα 6.5 καταγράφονται οι αυξημένες, λόγω περίσφιγξης, ιδιότητες του σκυροδέματος του πυρήνα των υποστυλωμάτων για κάθε ομάδα κατηγορίας που περιγράφεται στον Πίνακα 6.4. Οι τιμές του Πίνακα 6.5 έχουν υπολογιστεί σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την περίσφιγξη, όπως αναφέρονται στην ενότητα 4.3.1 της παρούσας εργασίας.

Για την προσομοίωση του σκυροδέματος χρησιμοποιείται το μοντέλο Kent-Scott-Park, με γραμμικά φθίνουσα δυσκαμψία αποφόρτισης-επαναφόρτισης, με μηδενική εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος (βλ. Σχήμα 6.10). Ορίζονται η θλιπτική αντοχή 28 ημερών του σκυροδέματος και η αντοχή θραύσης, η παραμόρφωση στη μέγιστη αντοχή και η παραμόρφωση θραύσης:

uniaxialMaterial Concrete01 $\$matTag$ $\$fpc$ $\$epsc0$ $\$fpcu$ $\$epsU$

όπου:

$\\$matTag$	χαρακτηριστικός αριθμός υλικού,
$\\$fpc$	θλιπτική αντοχή 28 ημερών σκυροδέματος,
$\\$epsc0$	παραμόρφωση σκυροδέματος στη μέγιστη αντοχή,
$\\$fpcu$	αντοχή θραύσης, και
$\\$epsU$	παραμόρφωση θραύσης.



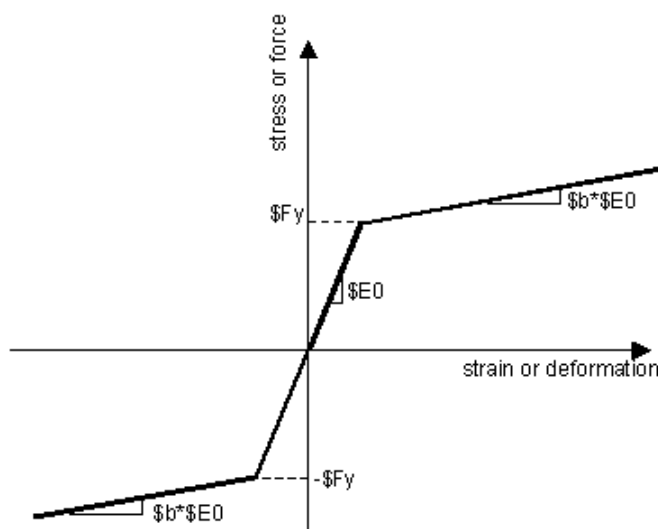
Σχήμα 6.10. Τυπική σχέση τάσης - παραμόρφωσης του υλικού Concrete01 (McKenna et al., 2000).

Για την προσομοίωση του χάλυβα χρησιμοποιείται ένα διγραμμικό μοντέλο υλικού χάλυβα, με κινηματική συμπεριφορά κράτynσης και προαιρετικά με ιστροπική κράτynση, που περιγράφεται από μια μη-γραμμικά μεταβαλλόμενη εξίσωση (βλ. Σχήμα 6.11). Ορίζονται η τάση διαρροής του χάλυβα, το αρχικό μέτρο ελαστικότητας, ο λόγος κράτynσης και προαιρετικά, παράμετροι για ιστροπική κράτynση:

uniaxialMaterial Steel01 $\$matTag$ $\$Fy$ $\$E0$ $\$b$ $\langle \$a1$ $\$a2$ $\$a3$ $\$a4 \rangle$

όπου:

- $\$matTag$** χαρακτηριστικός αριθμός υλικού,
 $\$Fy$ τάση διαρροής χάλυβα,
 $\$E0$ αρχικό μέτρο ελαστικότητας,
 $\$b$ λόγος κράτynσης, και
 $\$a1 \sim \$a4$ παράμετροι ιστροπικής κράτynσης.



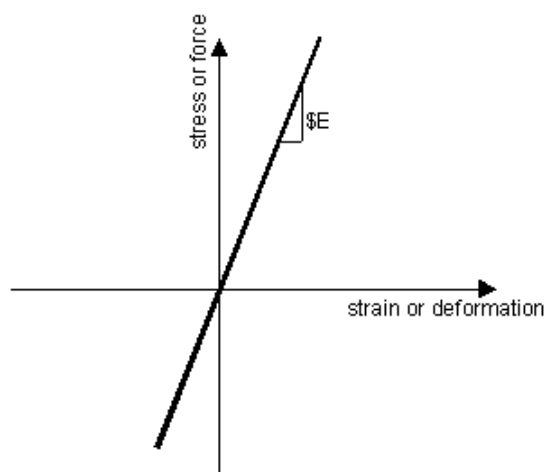
Σχήμα 6.11. Συμπεριφορά μοντέλου Steel01 (McKenna et al., 2000).

Τέλος, για το δύσκαμπτο σύνδεσμο μεταξύ των πλαισίων και μεταξύ των κόμβων των δοκών, χρησιμοποιείται μοντέλο ελαστικού μονοαξονικού υλικού με γραμμικό κλάδο (βλ. Σχήμα 6.12). Ορίζεται το μέτρο ελαστικότητας του υλικού και προαιρετικά η κλίση απόσβεσης, η οποία είναι προεπιλεγμένα μηδενική:

uniaxialMaterial Elastic $\$matTag$ $\$E$ $\langle \$eta \rangle$

όπου:

\$matTag χαρακτηριστικός αριθμός υλικού,
\$E μέτρο ελαστικότητας, και
\$eta κλίση απόσβεσης (damping tangent).



Σχήμα 6.12. Καταστατικός νόμος ελαστικού υλικού (McKenna et al., 2000).

Πίνακας 6.5. Ιδιότητες περισφιγμένου πυρήνα σκυροδέματος.

Ομάδα	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Οπλισμός Διάτμησης	$f_{cd,c}$ (kPa)	$f_{cdu,c}$ (kPa)	$\epsilon_{c2,c}$	$\epsilon_{cu,c}$
K1	35/35	4Φ20	ΣΦ8/18	16335.87	12251.90	0.002085	0.004340
K2	35/35	6Φ16+2Φ18	ΣΦ8/16,5	16394.39	12295.79	0.002100	0.004486
K3	35/35	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/17	16373.63	12280.22	0.002094	0.004434
K4	35/35	12Φ18	ΣΦ8/16	16416.58	12312.43	0.002106	0.004541
K5	35/35	10Φ18	ΣΦ8/16	16416.58	12312.43	0.002106	0.004541
K6	35/35	4Φ20	ΣΦ8/23	16201.25	12150.93	0.002051	0.004003
K7	35/35	4Φ16+4Φ14	ΣΦ8/19	16295.07	12221.30	0.002074	0.004238
K8	30/30	4Φ20	ΣΦ8/25	16141.06	12105.79	0.002035	0.003853
K9	30/30	4Φ16	ΣΦ8/21,5	16217.74	12163.30	0.002055	0.004044
K10	30/30	8Φ14	ΣΦ8/21,5	16217.74	12163.30	0.002055	0.004044
K11	25/25	4Φ14	ΣΦ8/29	16037.53	12028.14	0.002009	0.003594
K12	30/30	4Φ20	ΣΦ8/34	16038.43	12028.82	0.002010	0.003596
K13	25/25	4Φ14	ΣΦ8/40	16001.34	12001.01	0.002000	0.003503

6.2.2.2 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων

Για την αποτίμηση ενός πραγματικού κτιρίου, είναι αναγκαία, κατ' αρχήν, η διεξαγωγή διερευνητικών μετρήσεων για την αποτύπωση της πραγματικής κατάστασης του δομήματος, όπως περιγράφηκε στην ενότητα 2.3 της παρούσας εργασίας. Ο προς αποτίμηση φορέας αυτής της εργασίας, όμως, είναι ένα ιδεατό τυπικό κτίριο και όχι κάποια πραγματική κατασκευή, οπότε θεωρείται ότι όλα τα δεδομένα είναι γνωστά σε ικανοποιητικό βαθμό. Συνεπώς, θεωρείται ότι έχει επιτευχθεί «υψηλή» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και μπορούν να εφαρμοστούν όλες οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που προαπαιτούν πολύ καλή γνώση των δεδομένων. Άρα επιτρέπεται η εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και καθώς οι έλεγχοι θα γίνουν σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών με εφαρμογή μοναδιαίων μειωτικών συντελεστών υλικού ($\gamma_m = 1.00$). Εφαρμόζονται, πάντως, κανονικά οι προβλεπόμενοι συντελεστές ασφάλειας δράσεων και προσομοιώματος (γ_f, γ_{Rd} και γ_{Sd}) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

6.2.2.3 Φορτία υφιστάμενου φορέα

Ο φορέας αναλύεται για σεισμικό συνδυασμό δυνάμεων, όπου τα συνολικά φορτία βαρύτητας ορίζονται ως $1.00G + 0.30Q$ (G το μόνιμο φορτίο με $\gamma_g = 1.00$ και Q το κινητό φορτίο με $\gamma_q = 0.30$). Το κτίριο φέρει το ίδιο βάρος των μελών του, που υπολογίζεται λαμβάνοντας το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3 , το μόνιμο φορτίο επικάλυψης των πλακών 1.50 kN/m^2 , το μόνιμο κατανεμημένο στις πλάκες φορτίο λόγω των εσωτερικών τοιχοποιιών 1.00 kN/m^2 , το κινητό φορτίο των πλακών 2.00 kN/m^2 και το γραμμικό φορτίο επί των δοκών του εξωτερικού πλαισίου λόγω της εξωτερικής τοιχοποιίας 3.60 kN/m^2 όψης ($3.60 \text{ kN/m}^2 \times 2.50 \text{ m} = 9.00 \text{ kN/m}$), όπως αναλύονται παρακάτω:

- Ίδιο βάρος πλάκας πάχους 0.12m:
 $0.12 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3.00 \text{ kN/m}^2$
- Ίδιο βάρος δοκών, διαστάσεων 0.20m x 0.50m:
 $0.20 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2.50 \text{ kN/m}$
- Μόνιμο φορτίο επικάλυψης: 1.50 kN/m^2

- Μόνιμο φορτίο εσωτερικής τοιχοποιίας: $1.00kN/m^2$ (μηδενικό στην τελευταία στάθμη)
- Μόνιμο φορτίο εξωτερικής τοιχοποιίας (περιμετρικά με ύψος 2.50m):
 $2.50m \times 3.60kN/m^2 = 9.00kN/m$ (μηδενικό στην τελευταία στάθμη)
- Ωφέλιμο φορτίο κατοικίας (ενεργά φορτία 30%):
 $0.30 \times 2.00kN/m^2 = 0.60 kN/m^2$

Η κατανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς γίνεται με βάση το Σχήμα Σ.9.1 της ενότητας 9.1.5 του ΕΚΟΣ 2000. Το συνολικό φορτίο κάθε δοκού κατά τη x διεύθυνση, που εξετάζεται στο παρόν δισδιάστατο προσομοίωμα, αποδίδεται στους κόμβους του αντίστοιχου μέλους δοκού του προσομοιώματος ως συγκεντρωμένο φορτίο. Το συνολικό φορτίο κάθε δοκού της y διεύθυνσης, που δε μοντελοποιείται, εφαρμόζεται ως συγκεντρωμένο στους αντίστοιχους κόμβους ακραίου και μεσαίου πλαισίου. Τέλος, το φορτίο των υποστυλωμάτων εφαρμόζεται ως συγκεντρωμένο φορτίο στους δύο κόμβους του, με το μισό φορτίο να τίθεται στον άνω κόμβο και το άλλο μισό στον κάτω. Σημειώνεται ότι επιλέχθηκε να μη φορτιστούν οι δοκοί με ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο, αλλά να αποδοθεί το σύνολο των φορτίων στους αντίστοιχους κόμβους. Στους Πίνακες 6.6 έως 6.10, φαίνονται τα συνολικά φορτία στους κόμβους των υποστυλωμάτων ανά όροφο. Η μάζα κάθε κόμβου προκύπτει από το συνολικό φορτίο του κόμβου διαιρεμένο με την επιτάχυνση της βαρύτητας $9.81 m/sec^2$. Η συνολική μάζα για τον 1^ο όροφο υπολογίστηκε $101tn$, για τον 2^ο όροφο $100tn$, για τον 3^ο όροφο $98tn$, για τον 4^ο όροφο $97tn$ και για τον 5^ο όροφο $51tn$, με συνολική μάζα κατασκευής $447tn$. Σημειώνεται, ότι ο ψευδό-τρισδιάστατος φορέας περιλαμβάνει τη μισή μάζα της κατασκευής.

6.3. Κριτήρια αστοχίας

Τα κριτήρια αστοχίας παρουσιάστηκαν στην εισαγωγή της παρούσας εργασίας και διακρίνονται σε τοπικά (ικανότητα ανελαστικής στρωφής άκρων κρίσιμων περιοχών μελών και διατμητική αντοχή μελών) και καθολικά (σχετικές μετακινήσεις μεταξύ ορόφων και μείωση τέμνουσας βάσης σε σχέση με τη μέγιστη). Ο ακριβής προσδιορισμός της συμπεριφοράς του φορέα μετά την παραβίαση ενός τέτοιου κριτηρίου ξεφεύγει από τους στόχους αυτής της εργασίας. Επιπλέον, αν και τα τοπικά κριτήρια αστοχίας

ελέγχονται για όλα τα μέλη, στην παρούσα διερεύνηση, υποτίθεται ότι επέρχεται τοπική αστοχία μόνο στην περίπτωση υποστυλώματος, θεωρώντας ότι μια αστοχία δοκού δεν μπορεί να προκαλέσει ψαθυρό καταστροφικό τύπο αστοχίας της συνολικής κατασκευής λόγω της αναμενόμενης ανακατανομής της έντασης που συμβαίνει σε μια τέτοια περίπτωση.

Σε τοπικό επίπεδο, επιλέγεται η χρήση του παραμορφωσιακού μεγέθους της γωνίας στροφής χορδής και οι έλεγχοι παρουσιάζονται σε διαγράμματα γωνίας στροφής χορδής θ κόμβου, αρχής ή τέλους, μέλους – μετακίνησης δ κόμβου ελέγχου (κόμβος 501). Οι οριακές παραμορφωσιακές τιμές και οι διατμητικές αντοχές των μελών προσδιορίζονται με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως παρουσιάστηκαν στο σχετικό κεφάλαιο. Σημειώνεται ότι όπως προκύπτει από την ανάλυση, ο έλεγχος μεμονωμένου μέλους σε διάτμηση δεν είναι κρίσιμος σε καμία περίπτωση και δεν παρουσιάζεται στη συνέχεια.

Για τον προσδιορισμό καθολικού κριτηρίου αστοχίας, για το οποίο θεωρείται ότι εμφανίζονται σημαντικά φαινόμενα Ρ-Δ, καθώς και σημαντικές δομικές και μη δομικές βλάβες, ελέγχεται σε κάθε βήμα η σχετική μετακίνηση μεταξύ ορόφων (interstorey drift), που ορίζεται ως η διαφορά στις μετατοπίσεις δύο διαδοχικών πλακών ορόφων διαιρεμένη με το μεταξύ τους ύψος. Για υφιστάμενες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, μπορεί να υιοθετηθεί ως οριακή η τιμή 1.25% που βασίζεται σε πειραματικά προσδιορισμένες οριακές σχετικές μετακινήσεις, στις οποίες παρουσιάστηκε αστοχία τυπικών υποστυλωμάτων υφιστάμενων κατασκευών (Pincheira et al., 1999). Σημειώνεται ότι για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα σχεδιασμένες με τους σύγχρονους κανονισμούς η τιμή αυτή μπορεί να ληφθεί διπλάσια, καθώς τα μέλη τέτοιων κατασκευών μπορούν να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και τα φαινόμενα δευτέρας τάξης έχουν ήδη ληφθεί υπόψη κατά το σχεδιασμό. Τέλος, θεωρητική καθολική αστοχία θεωρείται ότι προκύπτει και όταν η τέμνουσα βάσης της κατασκευής φτάνει στο 85% της μέγιστης τέμνουσας βάσης, με βάση το ποσοστό μείωσης 15% που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

6.4. Αποτελέσματα της ανάλυσης

6.4.1 Στατική ανελαστική ανάλυση υφιστάμενου φορέα

Κατ' αρχάς, πριν γίνουν οι αναλύσεις, απαιτείται ο ορισμός του στόχου αποτίμησης του φορέα, βάσει της ενότητας 2.2.1 της παρούσας εργασίας και, όπως αναφέρθηκε,

επιλέγεται ως στόχος αποτίμησης η στάθμη επιτελεστικότητας B: «Προστασία Ζωής». Επίσης, επειδή η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι υψηλή και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων επιτρέπεται η στατική ανελαστική ανάλυση, η οποία και εφαρμόζεται. Τέλος, για αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας ο έλεγχος πραγματοποιείται με τη Σχέση (2.6) με βάση τη γωνία στροφής χορδής στα άκρα των στοιχείων και $\gamma_{Rd} = 1.5$ για ανελαστική ανάλυση πρωτεύοντων στοιχείων. Επιλέγεται ως κόμβος ελέγχου ο κόμβος 501, πρώτος κόμβος του ακραίου πλαισίου στον 5^ο όροφο και λαμβάνεται συντελεστής προσομοιώματος $\gamma_{sd} = 1.0$ (βλ. Πίνακα 2.2), καθώς πρόκειται για κτίριο χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις.

Πίνακας 6.6. Φορτία στους κόμβους των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου σε kN.

α/α	K1	K2	K3	K4	K5
Υποστ. Κάτω	4.594	4.594	4.594	4.594	4.594
Υποστ. Άνω	4.594	4.594	4.594	4.594	4.594
Δοκός Δεξ.	0.000	28.416	28.416	28.416	28.416
Δοκός Αρ.	28.416	28.416	28.416	28.416	0.000
Δοκός Υ	28.416	22.006	22.006	22.006	28.416
Σύνολο	66.020	88.025	88.025	88.025	66.020
α/α	K6	K7	K8	K8	K10
Υποστ. Κάτω	4.594	4.594	4.594	4.594	4.594
Υποστ. Άνω	4.594	4.594	4.594	4.594	4.594
Δοκός Δεξ.	0.000	37.756	37.756	37.756	37.756
Δοκός Αρ.	37.756	37.756	37.756	37.756	0.000
Δοκός Υ	56.831	44.013	44.013	44.013	56.831
Σύνολο	103.775	128.714	128.714	128.714	103.775

Πίνακας 6.7. Φορτία στους κόμβους των υποστυλωμάτων του 2^{ου} ορόφου σε kN.

α/α	K1	K2	K3	K4	K5
Υποστ. Κάτω	4.594	4.594	4.594	4.594	4.594
Υποστ. Άνω	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
Δοκός Δεξ.	0.000	28.416	28.416	28.416	28.416
Δοκός Αρ.	28.416	28.416	28.416	28.416	0.000
Δοκός Υ	28.416	22.006	22.006	22.006	28.416
Σύνολο	64.801	86.806	86.806	86.806	64.801
α/α	K6	K7	K8	K8	K10
Υποστ. Κάτω	4.594	4.594	4.594	4.594	4.594
Υποστ. Άνω	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
Δοκός Δεξ.	0.000	37.756	37.756	37.756	37.756
Δοκός Αρ.	37.756	37.756	37.756	37.756	0.000
Δοκός Υ	56.831	44.013	44.013	44.013	56.831
Σύνολο	102.556	127.495	127.495	127.495	102.556

Πίνακας 6.8. Φορτία στους κόμβους των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου σε kN.

α/α	K1	K2	K3	K4	K5
Υποστ. Κάτω	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
Υποστ. Άνω	3.375	2.344	2.344	2.344	3.375
Δοκός Δεξ.	0.000	28.416	28.416	28.416	28.416
Δοκός Αρ.	28.416	28.416	28.416	28.416	0.000
Δοκός Υ	28.416	22.006	22.006	22.006	28.416
Σύνολο	63.582	84.556	84.556	84.556	63.582
α/α	K6	K7	K8	K8	K10
Υποστ. Κάτω	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
Υποστ. Άνω	2.344	2.344	2.344	2.344	2.344
Δοκός Δεξ.	0.000	37.756	37.756	37.756	37.756
Δοκός Αρ.	37.756	37.756	37.756	37.756	0.000
Δοκός Υ	56.831	44.013	44.013	44.013	56.831
Σύνολο	100.306	125.245	125.245	125.245	100.306

Πίνακας 6.9. Φορτία στους κόμβους των υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου σε kN.

α/α	K1	K2	K3	K4	K5
Υποστ. Κάτω	3.375	2.344	2.344	2.344	3.375
Υποστ. Άνω	3.375	2.344	2.344	2.344	3.375
Δοκός Δεξ.	0.000	28.416	28.416	28.416	28.416
Δοκός Αρ.	28.416	28.416	28.416	28.416	0.000
Δοκός Υ	28.416	22.006	22.006	22.006	28.416
Σύνολο	63.582	83.525	83.525	83.525	63.582
α/α	K6	K7	K8	K8	K10
Υποστ. Κάτω	2.344	2.344	2.344	2.344	2.344
Υποστ. Άνω	2.344	2.344	2.344	2.344	2.344
Δοκός Δεξ.	0.000	37.756	37.756	37.756	37.756
Δοκός Αρ.	37.756	37.756	37.756	37.756	0.000
Δοκός Υ	56.831	44.013	44.013	44.013	56.831
Σύνολο	99.275	124.214	124.214	124.214	99.275

Πίνακας 6.10. Φορτία στους κόμβους των υποστυλωμάτων του 5^{ου} ορόφου σε kN.

α/α	K1	K2	K3	K4	K5
Υποστ. Κάτω	3.375	2.344	2.344	2.344	3.375
Υποστ. Άνω	0	0	0	0	0
Δοκός Δεξ.	0.000	11.134	11.134	11.134	11.134
Δοκός Αρ.	11.134	11.134	11.134	11.134	0.000
Δοκός Υ	11.134	18.944	18.944	18.944	11.134
Σύνολο	25.643	43.557	43.557	43.557	25.643
α/α	K6	K7	K8	K8	K10
Υποστ. Κάτω	2.344	2.344	2.344	2.344	2.344
Υποστ. Άνω	0	0	0	0	0
Δοκός Δεξ.	0.000	18.944	18.944	18.944	18.944
Δοκός Αρ.	18.944	18.944	18.944	18.944	0.000
Δοκός Υ	22.269	37.888	37.888	37.888	22.269
Σύνολο	43.557	78.120	78.120	78.120	43.557

Αρχικά, εκτελείται στατική ανάλυση με σταδιακή επιβολή των κατακόρυφων φορτίων και στη συνέχεια ιδιομορφική ανάλυση του φορέα για να ληφθούν τα δεδομένα των τριών πρώτων ιδιομορφών. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στον Πίνακα 6.11 και η μορφή της πρώτης ιδιομορφής του φορέα παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.13. Η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων για την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης γίνεται βάσει της πρώτης ιδιομορφής, μέσω της Σχέσης (6.1):

$$F_i = m_i \cdot \varphi_i \cdot \psi \cdot \Phi_i \quad (6.1)$$

που F_i είναι η οριζόντια σεισμική δύναμη για τον όροφο i (σε kN), m_i είναι η μάζα του ορόφου i (σε tn), φ_i είναι η ιδιομορφή του ορόφου i , ψ είναι ο συντελεστής συμμετοχής, που υπολογίζεται από τη Σχέση (6.2) και Φ_d είναι η φασματική επιτάχυνση (σε m/sec^2), οπότε:

$$m_i = \begin{bmatrix} 51.318 \\ 96.731 \\ 97.572 \\ 99.655 \\ 100.898 \end{bmatrix}$$

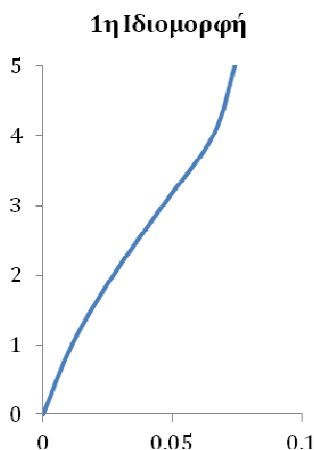
$$\varphi_i = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 0.886 \\ 0.625 \\ 0.366 \\ 0.150 \end{bmatrix}$$

$$\psi = \frac{\sum m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i^2} = 1.379 \quad (6.2)$$

Πίνακας 6.11. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης αποτίμησης υφιστάμενου φορέα για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές.

α/α Ιδιομορφής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα					
		Όροφος					
		1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	Πολ/στής ⁴
1η	0.993	0.150	0.366	0.625	0.886	1.000	0.07432
2η	0.370	-0.422	-0.802	-0.682	0.302	1.000	0.07301
3η	0.221	0.493	0.518	-0.430	-0.601	1.000	0.08017

⁴ Πολλαπλασιαστής κανονικοποίησης του ιδιοδιανύσματος (είναι η μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή της συνιστώσας κατά X, Y ή Z του ιδιοδιανύσματος).



Σχήμα 6.13. Σχήμα 1ης ιδιομορφής αρχικού φορέα.

Η φασματική επιτάχυνση λαμβάνεται από το ελαστικό φάσμα του Παραρτήματος Α του ΕΑΚ (ΕΑΚ, 2003), που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, όπως υπολογίστηκε από την ανάλυση με τα φορτία βαρύτητας και είναι ίση με $T_0 = 0.993 \text{ sec}$. Ο φορέας της παρούσας εργασίας είναι σύνηθες κτίριο κατοικιών και γραφείων, βρίσκεται στην 1^η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας και εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β. Στη Σχέση (6.3) δίνεται το ελαστικό φάσμα του Παραρτήματος Α του ΕΑΚ:

$$\left. \begin{aligned} \Phi_e(T) &= A\gamma_I \left[1 + (\eta\beta_0 - 1) \frac{T}{T_1} \right], & 0 \leq T < T_1 & \quad (\alpha) \\ \Phi_e(T) &= A\gamma_I\eta\beta_0, & T_1 \leq T < T_2 & \quad (\beta) \\ \Phi_e(T) &= A\gamma_I\eta\beta_0 \frac{T_2}{T}, & T_2 \leq T & \quad (\gamma) \end{aligned} \right\} \quad (6.3)$$

όπου $\Phi_e(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση, $T = T_0 = 0.993 \text{ sec}$ είναι η βασική ιδιοπερίοδος, T_1 και T_2 είναι οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος, που για κατηγορία εδάφους Β είναι $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ και $T_2 = 0.60 \text{ sec}$. (Πίνακας 2.4, ΕΑΚ). Επίσης, A είναι η σεισμική επιτάχυνση εδάφους, που για τη 1^η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας είναι $A = a \cdot g = 0.16g$ (Πίνακας 2.2 ΕΑΚ), γ_I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου, που για σύνηθες κτίριο κατοικιών και γραφείων είναι $\gamma_I = 1.00$ (Πίνακας 2.3 ΕΑΚ), $\beta_0 = 2.50$ είναι ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και η είναι ο διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης διάφορο του 5%, άρα είναι ίσος με $\eta = 1.00$ για το εξεταζόμενο κτίριο.

Επειδή $0.60 \text{ sec} = T_2 \leq T_0 = 0.993 \text{ sec}$, εφαρμόζεται η Σχέση (6.3γ):

$$\Phi_e(T) = A\gamma_I\eta\beta_0 \frac{T_2}{T} = 2.371 \text{ m/sec}^2$$

οπότε, τα οριζόντια φορτία που εφαρμόζονται για τη στατική ανελαστική ανάλυση είναι τα ακόλουθα:

$$F_i = \begin{bmatrix} 167.790 \\ 280.295 \\ 199.333 \\ 119.364 \\ 49.448 \end{bmatrix} \text{ (kN)}$$

Τα φορτία αυτά, που όπως αναφέρθηκε αφορούν στο μισό φορέα, εισάγονται στο προσομοίωμα ως οριζόντια φορτία στον ακραίο κόμβο κάθε ορόφου (κόμβοι 101, 201, 301, 401 και 501 που είναι και ο κόμβος ελέγχου) και εκτελείται στατική μη-γραμμική ανάλυση. Από αυτήν προκύπτει η ελαστική πλευρική δυσκαμψία ίση με $K_0 = 20260.6 \text{ kN/m}$, η μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_{max} = 866.7 \text{ kN}$, για μετακίνηση 0.224m του κόμβου ελέγχου και υπολογίζεται η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης του φορέα. Σημειώνεται ότι η στατική ανελαστική ανάλυση δεν ολοκλήρωσε τα 500 βήματα που είχαν αρχικά οριστεί, αλλά για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.40m προέκυψε απότομη πτώση της τέμνουσας βάσης (μείωση μεγαλύτερη του 15% της μέγιστης τέμνουσας βάσης) και στη συνέχεια ο φορέας μετατράπηκε σε μηχανισμό, οπότε η ανάλυση απέτυχε να συγκλίνει και τερματίστηκε.

Ο προσδιορισμός της εξιδανικευμένης διγραμμικής καμπύλης γίνεται με επαναληπτικό τρόπο και η διαδικασία παρουσιάζεται στο Παράρτημα Γ της παρούσας εργασίας. Από αυτήν υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης στη διαρροή $V_y = 833.0 \text{ kN}$, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.058m και η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία $K_e = 16582.3 \text{ kN/m}$. Η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος, βάσει της οποίας υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση, προκύπτει από τη Σχέση (2.2) (βλ. ενότητα 2.5.3.1 της παρούσας εργασίας) και ισούται με $T_e = 1.098 \text{ sec}$. Στο Σχήμα 6.14 φαίνεται η πραγματική και η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης του συνολικού φορέα και σημειώνεται η στοχευμένη μετακίνηση, όπως υπολογίζεται στην επόμενη ενότητα.

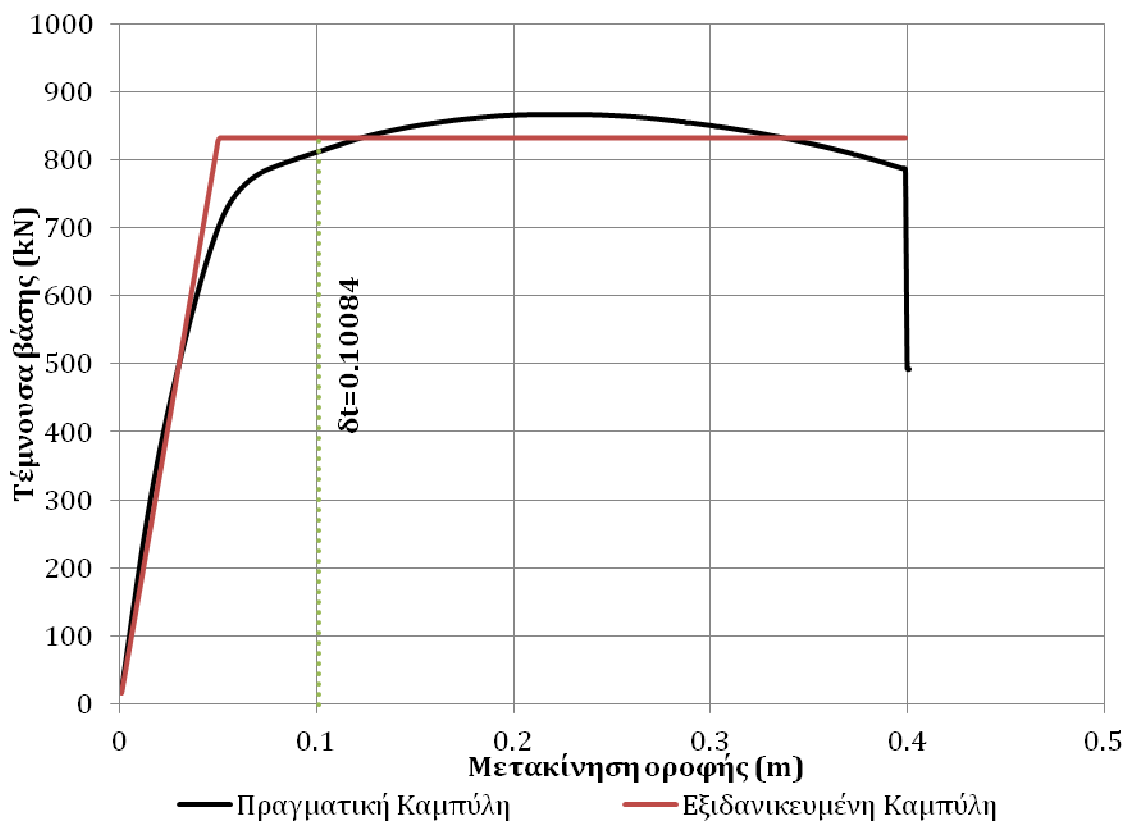
6.4.2 Υπολογισμός στοχευμένης μετακίνησης

Η στοχευμένη μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί από τη Σχέση (2.3) (βλ. ενότητα 2.5.3.2 της παρούσας εργασίας), με βάση την ελαστική φασματική επιτάχυνση Φ_e που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e . Ο συντελεστής C_0

λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.4 και για το φορέα 5 ορόφων είναι ίσος με $C_0 = 1.4$, ενώ ο συντελεστής C_1 λαμβάνεται από τη Σχέση (2.4) και για το φορέα είναι ίσος με $C_1 = 1.0$, με $T_e \geq T_2$ ($T_2 = 0.60 \text{ sec}$). Επίσης, ο συντελεστής C_2 λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.5 και για $T_e \geq T_2$, φορέα τύπου 1 (χαμηλής πλαστιμότητας) και στάθμη επιτελεστικότητας αποτίμησης «Προστασία ζωής» είναι ίσος με $C_2 = 1.1$. Τέλος, ο συντελεστής C_3 λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, $C_3 = 1.0$. Επειδή ισχύει ότι $0.60 \text{ sec} = T_2 \leq T_e = 1.098 \text{ sec}$, οπότε εφαρμόζεται η Σχέση (6.3γ):

$$\Phi_e(T_e) = A\gamma_1\eta\beta_0 \frac{T_2}{T_e} = 2.145 \text{ m/sec}^2$$

Συνεπώς, από τη Σχέση (2.3) προκύπτει ότι η στοχευμένη μετακίνηση είναι ίση με $\delta_t = 0.10084 \text{ m}$. Για αυτήν τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου γίνονται οι έλεγχοι επάρκειας.

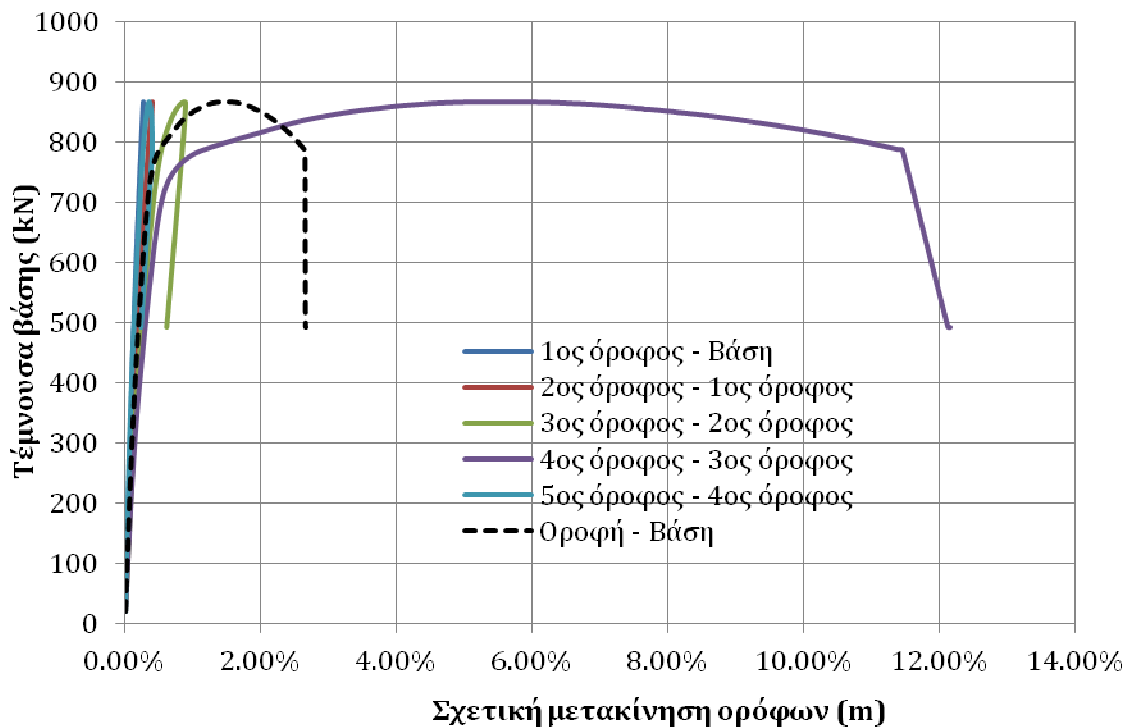


Σχήμα 6.14. Πραγματική και εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης του υφιστάμενου φορέα.

6.4.3 Έλεγχοι επάρκειας

Στο Σχήμα 6.15 παρουσιάζεται το διάγραμμα τέμνουσας βάσης-σχετικής μετακίνησης ορόφων (interstorey drift) και σχετικής μετακίνησης οροφής-βάσης. Οι σχετικές

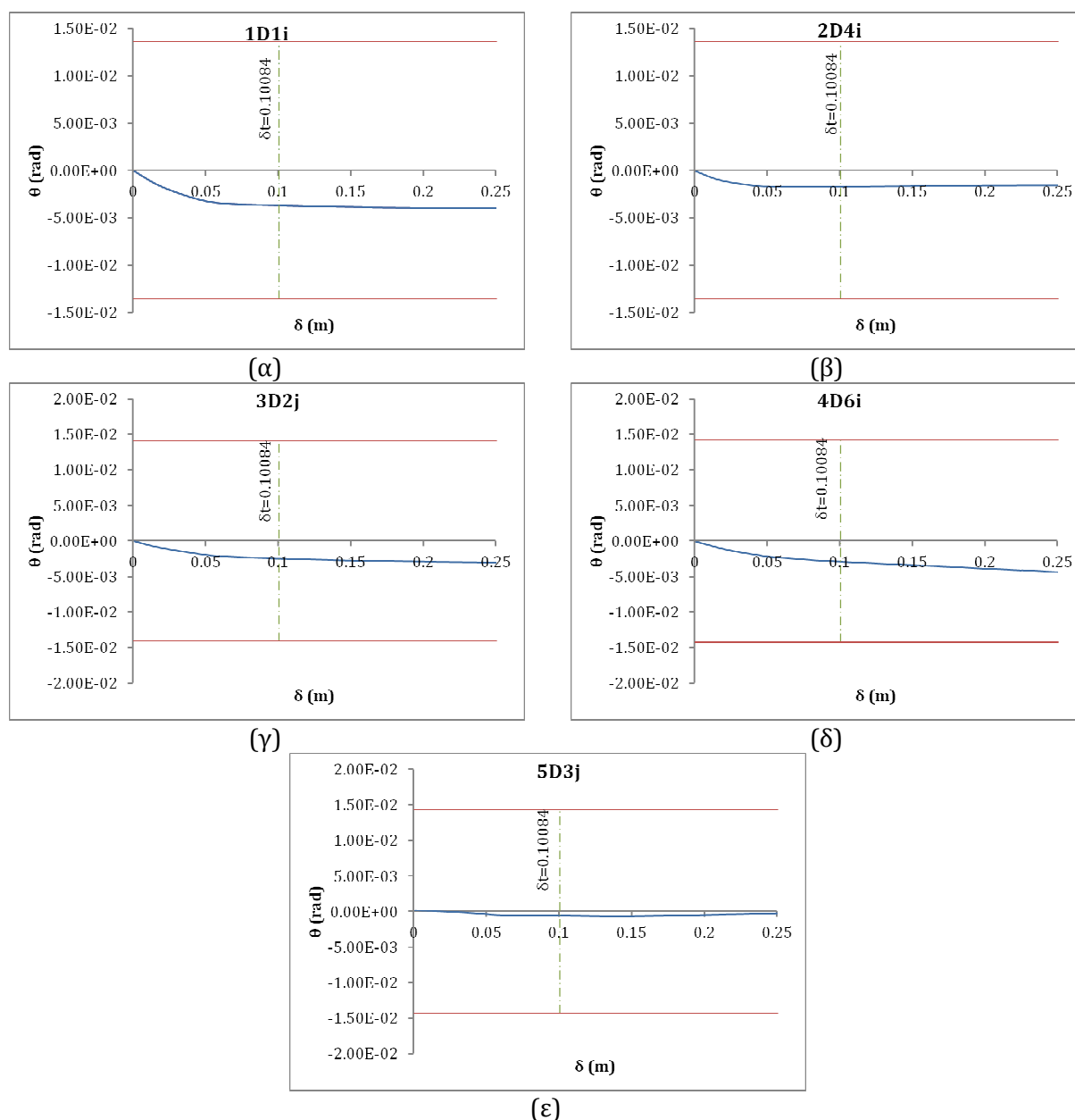
μετακινήσεις 3^{ου} ορόφου – 4^{ου} ορόφου είναι εμφανώς μεγαλύτερες, φτάνοντας στο τέλος της ανάλυσης 11.42%, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.40m. Για τη μέγιστη τέμνουσα βάσης η σχετική μετακίνηση 3^{ου} – 4^{ου} είναι 5.56%, ενώ για τους υπόλοιπους ορόφους κυμαίνεται μεταξύ 0.27% και 0.87% και η συνολική μεταξύ οροφής – βάσης είναι 1.49%. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση οροφής – βάσης είναι στο τέλος της ανάλυσης ίση με 2.67%. Σημειώνεται ότι η τιμή 1.25% που ορίστηκε ως οριακή για το καθολικό κριτήριο αστοχίας σχετικών μετακινήσεων μεταξύ ορόφων ξεπεράστηκε για τον 4^ο όροφο σε μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.079m, για τέμνουσα βάσης $V = 790.1kN$.



Σχήμα 6.15. Διάγραμμα τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης ορόφων υφιστάμενου φορέα.

Παρουσιάζονται τα διαγράμματα γωνίας στροφής χορδής θ κόμβου, αρχής ή τέλους, μέλους - μετακίνησης δ κόμβου ελέγχου (κόμβος 501), όπου αποτυπώνεται η στοχευμένη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου και η διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού των μελών. Γενικά, οι δοκοί επαρκούν και γι' αυτό παρατίθενται ενδεικτικά κάποια διαγράμματα δοκών του υφιστάμενου φορέα στο Σχήμα 6.16. Όσον αφορά στα υποστυλώματα, μετά τον έλεγχο επάρκειας φαίνεται ότι αστοχούν τα περισσότερα υποστυλώματα του 4^{ου} ορόφου, όπως άλλωστε διαφαινόταν από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης ορόφων. Παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα υποστυλωμάτων για τον 1^ο, 2^ο, 3^ο και 5^ο όροφο, στα Σχήματα 6.21 και 6.24 και ενδεικτικά τα διαγράμματα των υποστυλωμάτων K1, K4, K8 και K10 του 4^{ου} ορόφου,

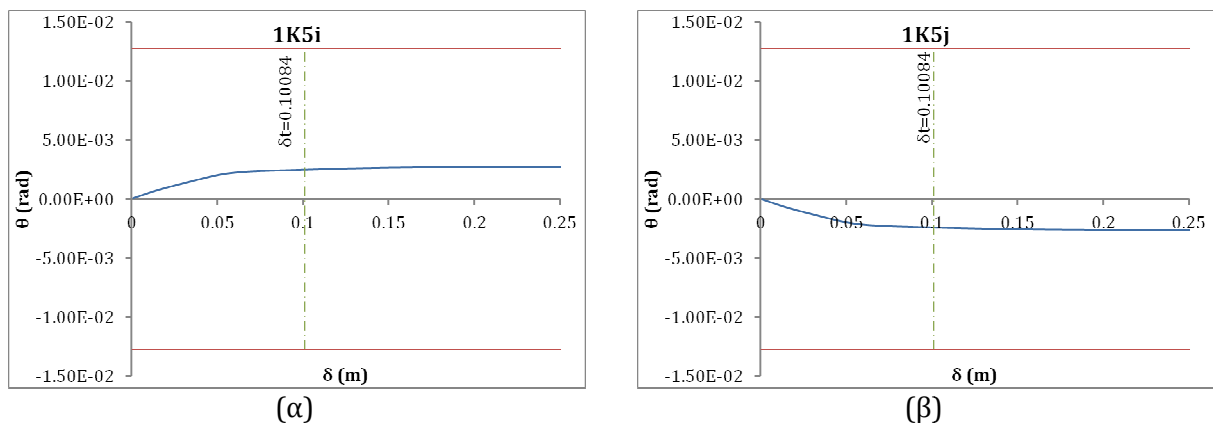
στα Σχήματα 6.19 έως 6.22. Τα διαγράμματα κωδικοποιούνται ως xYz, όπου x είναι ο αριθμός του ορόφου, Y είναι «D» για δοκό και «K» για υποστύλωμα, y είναι ο αριθμός του μέλους στον όροφο και z είναι i για κόμβο αρχής και j για κόμβο τέλους του μέλους. Τα διαγράμματα παρουσιάζουν τα αποτελέσματα για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου μέχρι 0.25m, τιμή που είναι σε όλες τις περιπτώσεις κατά πολύ μεγαλύτερη του 150% της στοχευμένης μετακίνησης δ_t .



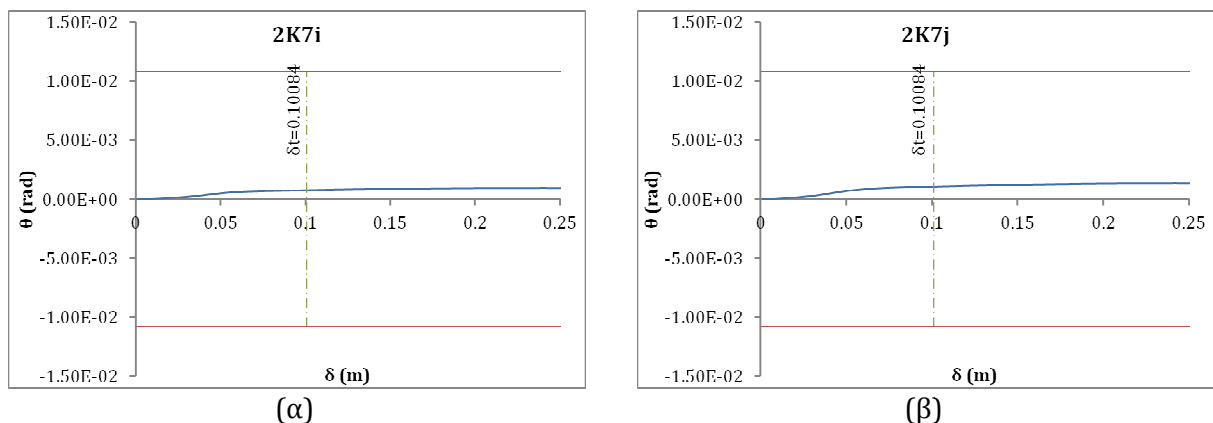
Σχήμα 6.16. Ενδεικτικές καμπύλες θ - δ δοκών 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου}, 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.

Η πρώτη αστοχία συμβαίνει για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.087m στον κόμβο τέλους του υποστυλώματος K4 (διάγραμμα 4K4j) του ακραίου πλαισίου. Η τοπική αστοχία προέκυψε λίγο μετά την «κανονιστική» καθολική αστοχία λόγω μεγάλης

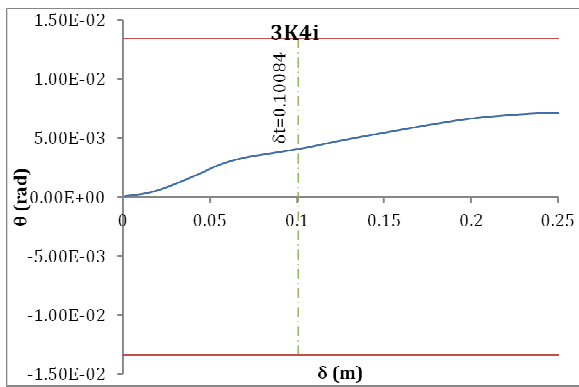
σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων η οποία είναι η κρίσιμη. Γενικά, στα διαγράμματα θ - δ των μελών ξεχωρίζουν δύο κλάδοι, για μετακίνηση από 0 έως περίπου 0.05m, όπου φαίνεται να τελειώνει το ελαστικό τμήμα της καμπύλης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου, και για μετακίνηση από 0.05m έως το τέλος του διαγράμματος (πλαστικό τμήμα). Η μορφή των δύο κλάδων διαφοροποιείται για τα μέλη που επαρκούν και για αυτά που αστοχούν. Σε αυτά που επαρκούν ο 1^{ος} κλάδος έχει μεγάλη κλίση και η γωνία στροφής χορδής αυξάνεται γρήγορα με την αύξηση της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, ενώ ο 2^{ος} κλάδος είναι γραμμικός με μικρή κλίση που κάποιες φορές τείνει στο μηδέν (οριζοντίωση). Αντίθετα, σε αυτά που δεν επαρκούν ο 1^{ος} κλάδος έχει πολύ μικρή κλίση και ο 2^{ος} κλάδος έχει μεγάλη κλίση οδηγώντας το μέλος σε αστοχία.



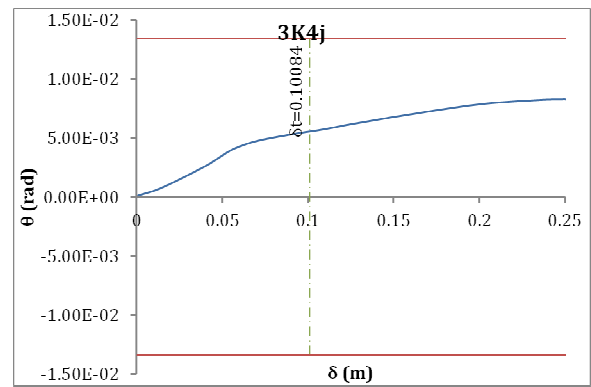
Σχήμα 6.17. Ενδεικτική καμπύλη θ - δ υποστύλωσης 1^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.



Σχήμα 6.18. Ενδεικτικές καμπύλες θ - δ υποστύλωσης 2^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.

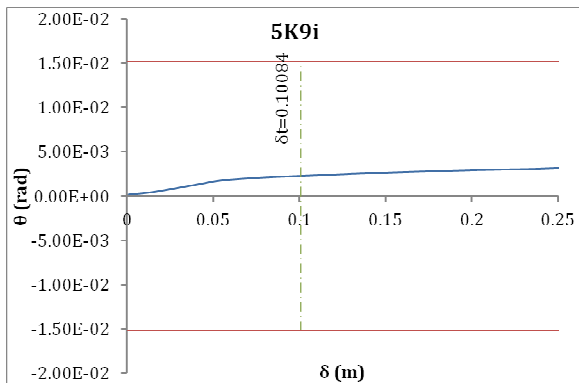


(α)

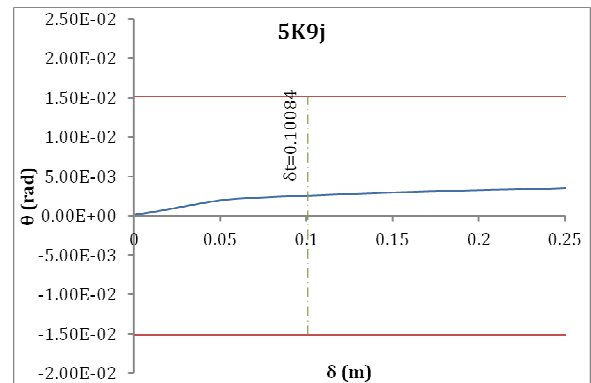


(β)

Σχήμα 6.19. Ενδεικτικές καμπύλες θ - δ υποστρώματος 3^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.

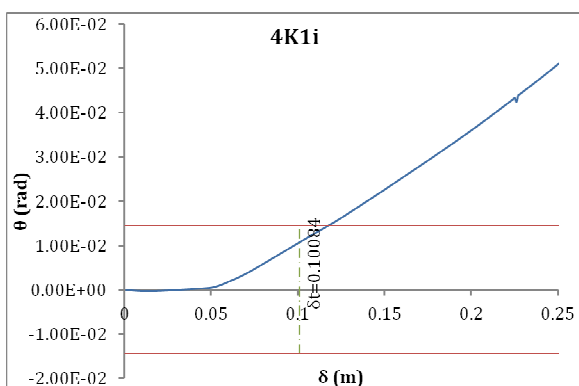


(α)

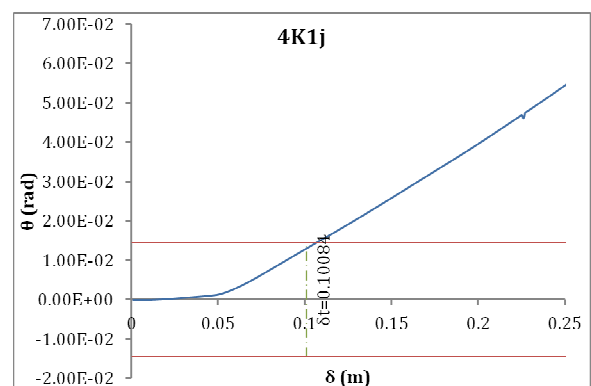


(β)

Σχήμα 6.20. Ενδεικτικές καμπύλες θ - δ υποστρώματος 5^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.

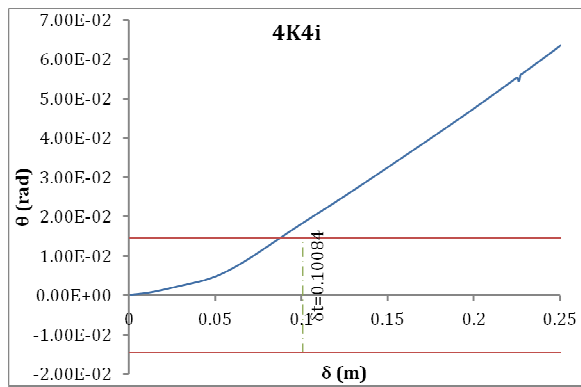


(α)

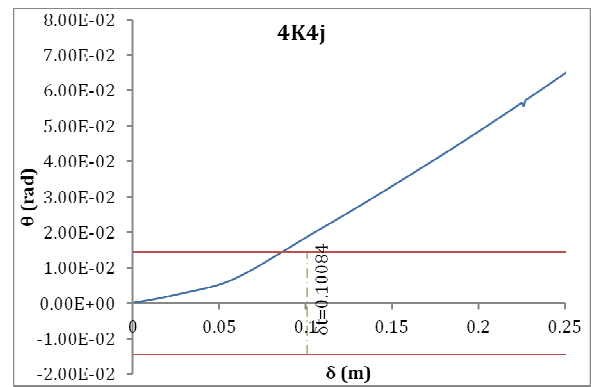


(β)

Σχήμα 6.21. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστρώματος K1 4^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.

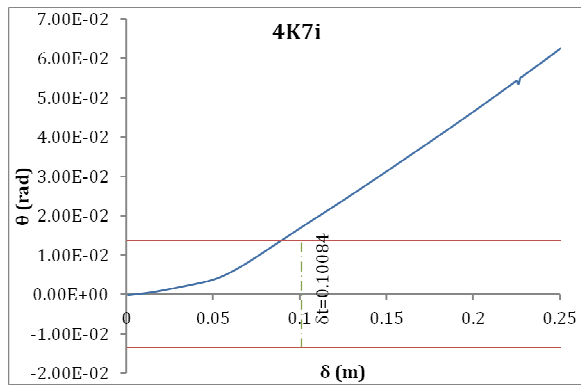


(α)

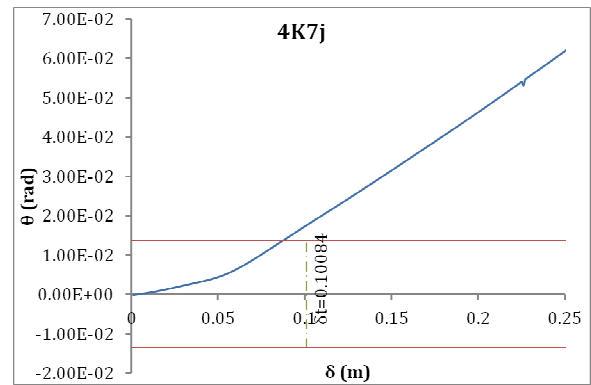


(β)

Σχήμα 6.22. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστρώματος K4 4^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.

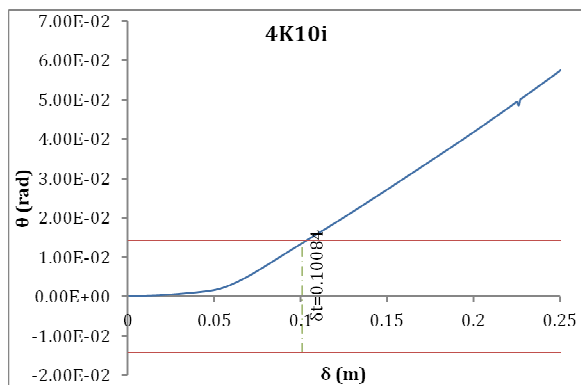


(α)

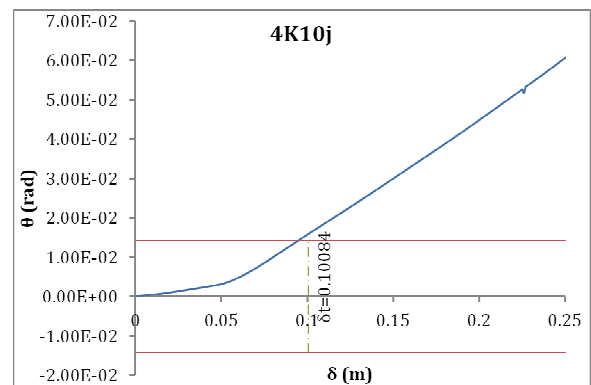


(β)

Σχήμα 6.23. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστρώματος K7 4^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.



(α)



(β)

Σχήμα 6.24. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστρώματος K10 4^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.

Πίνακας 6.12. Διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού και δείκτης πλαστιμότητας υποστυλωμάτων 4^{ου} ορόφου.

	4K1	4K4	4K7	4K10
θ_y (rad)	0.00523	0.00582	0.00616	0.00592
θ_{um} (rad)	0.03812	0.03775	0.03444	0.03672
θ_d (rad)	0.01445	0.01452	0.01353	0.01421
μ_θ	2.763	2.495	2.197	2.401

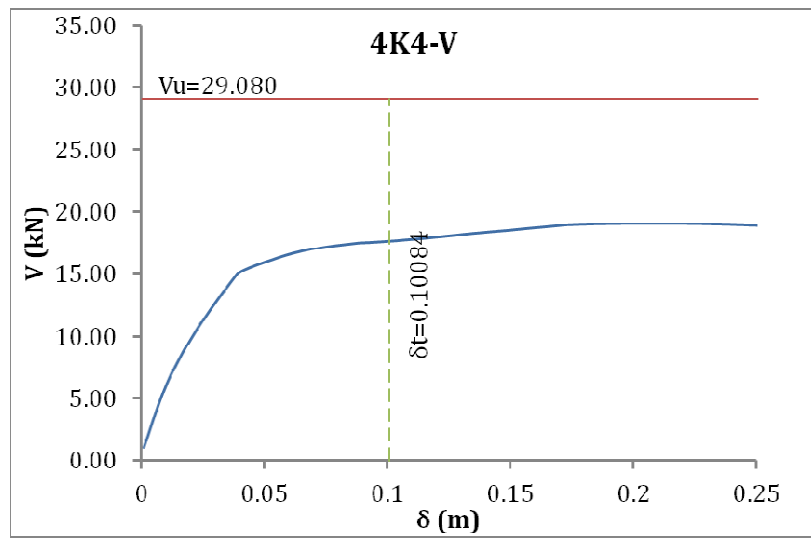
Η διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε μέλος από τη Σχέση (6.4):

$$\theta_d = 0.50(\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd} \quad (6.4)$$

Πρόκειται για τη Σχέση (2.6) με υπολογιζόμενο μέγεθος παραμόρφωσης τις γωνίες στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας B1, με $\gamma_{Rd} = 1.5$ για ανελαστική ανάλυση πρωτεύοντων στοιχείων. Οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας υπολογίζονται με βάση τη μεθοδολογία που παρουσιάστηκε στην ενότητα 2.7.2 της παρούσας εργασίας και είναι ίδιες για τα δύο άκρα του στοιχείου. Αυτό ισχύει επειδή με τον τρόπο που ορίστηκαν τα φορτία των υποστυλωμάτων δε μεταβάλλονται οι εσωτερικές αξονικές και διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος του μέλους. Στον Πίνακα 6.12 παρουσιάζονται οι διαθέσιμες γωνίες στροφής χορδής σχεδιασμού για τα τέσσερα υποστύλωματα που παρουσιάζονται στα Σχήματα 6.19 έως 6.22 και οι αντίστοιχοι δείκτες πλαστιμότητας, όπως υπολογίζονται από τη Σχέση (6.5):

$$\mu_\theta = \frac{\theta_d}{\theta_y} \quad (6.5)$$

Τέλος, παρατίθεται στο Σχήμα 6.25, ενδεικτικά, το διάγραμμα τέμνουσας δύναμης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου για το δυσμενέστερο υποστύλωμα του 4^{ου} ορόφου (K4). Από το διάγραμμα γίνεται φανερό αυτό που αναφέρθηκε σε προηγούμενη ενότητα ότι η διατμητική αντοχή μεμονωμένων μελών δεν καθίσταται κρίσιμο μέγεθος αστοχίας για το συγκεκριμένο φορέα και για το λόγο αυτό δεν αναλύεται περαιτέρω στη συνέχεια.



Σχήμα 6.25. Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου, υποστυλώματος K4 4^{ου} ορόφου του υφιστάμενου φορέα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7ο

Ενίσχυση Υφιστάμενου Φορέα με ΙΟΠ - Αύξηση Πλαστιμότητας

7.1. Γεωμετρία και προσομοίωση ενίσχυσης

Στο παρόν κεφάλαιο, γίνεται μελέτη ενίσχυσης του εξεταζόμενου πενταώροφου κτιρίου με βελτίωση της πλαστιμότητας των ασθενών υποστυλωμάτων με μανδύες ΙΟΠ με ίνες άνθρακα (GFRP), με στόχο την ενίσχυση για επίτευξη της στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» με πιθανότητα υπέρβασης 10% εντός 50 ετών. Το υλικό ΙΟΠ που χρησιμοποιείται έχει εφελκυστική αντοχή $f_j = 3720\text{MPa}$ και παραμόρφωση αστοχίας $\varepsilon_j = 1.55\%$, όπως παρουσιάζεται από τους Rousakis et al. (2007). Η επιπρόσθετη αντοχή λόγω περισφιγξης των ενισχυμένων υποστυλωμάτων υπολογίζεται αρχικά με βάση τις σχέσεις που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2012) και στη συνέχεια με τις σχέσεις που προτείνουν οι ACI 440.2R-02 (2002), fib Bulletin 14 (2001) και CNR-DT200 (2004). Στις ιδιότητες του ΙΟΠ υλικού εφαρμόζονται οι συντελεστές ασφάλειας κάθε κανονισμού στις αντίστοιχες σχέσεις υπολογισμού περισφιγξης που χρησιμοποιούνται.

Σε κάθε περίπτωση, η ενίσχυση του φορέα αποτιμάται με τη διαδικασία και τους συντελεστές ασφάλειας για τα υφιστάμενα υλικά και το προσομοίωμα ($\gamma_f, \gamma_m, \gamma_{Sd}, \gamma_{Rd}$) που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., ώστε να μπορούν να συγκριθούν τα αποτελέσματα από τις διαφορετικές προτεινόμενες σχέσεις. Συγκεκριμένα, υιοθετούνται οι εξής τιμές γ_f : $\gamma_g = 1.0$, για τις μόνιμες δράσεις και $\gamma_q = 0.3$, για τα ωφέλιμα φορτία, η τιμή $\gamma_m = 1.0$ για τα υφιστάμενα υλικά, η τιμή $\gamma_{Sd} = 1.1$ για κτίριο με ελαφρές επισκευές, από τον Πίνακα 2.2 της παρούσας εργασίας και η τιμή $\gamma_{Rd} = 1.5$ για ανελαστική ανάλυση με στόχο της ενίσχυσης τη στάθμη επιτελεστικότητας B1 σε πρωτεύοντα στοιχεία. Τα κριτήρια αστοχίας είναι αυτά που περιγράφηκαν για τον αρχικό φορέα και οι έλεγχοι

επάρκειας των μελών γίνονται με τη Σχέση (6.4). Να σημειωθεί ότι ο έλεγχος μεμονωμένου μέλους σε διάτμηση δεν είναι κρίσιμος σε καμία περίπτωση και γι' αυτό δεν παρατίθενται τα σχετικά διαγράμματα. Ο ενισχυμένος φορέας είναι πιο πλάστιμος από τον αρχικό και γι' αυτό γίνεται δεκτή διπλάσια κρίσιμη τιμή σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων που ορίζει τη «σχεδιαστική» αστοχία (2.50% έναντι 1.25%) (Reparis et al., 2006).

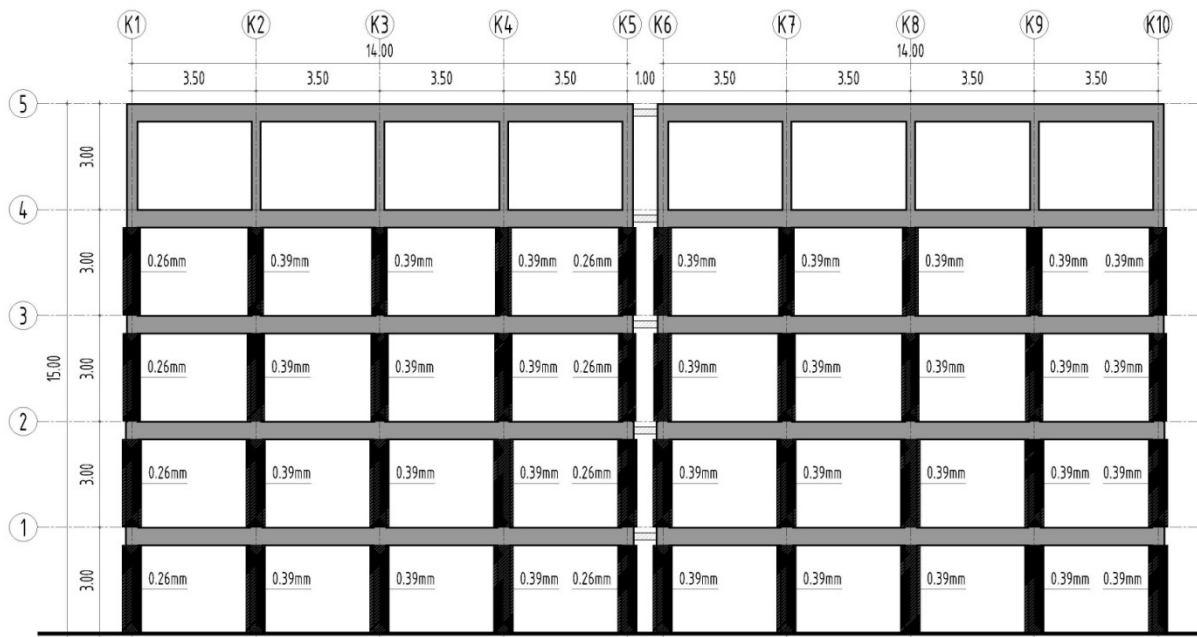
Για να είναι συγκρίσιμα τα αποτελέσματα, οι διατομές και οι θέσεις εφαρμογής των μανδύων ΙΟΠ είναι οι ίδιες για όλους τους κανονισμούς. Σημειώνεται ότι στα αποτελέσματα διαφοροποιούνται οι συμβολισμοί των μεγεθών της περίσφιγξης από τους αντίστοιχους των κανονισμών που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4, με στόχο την καλύτερη εποπτεία κατά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων. Τέλος, κωδικοποιούνται οι αναλύσεις του ενισχυμένου φορέα και αναφέρονται ως KAN, ACI, FIB ή CNR ανάλογα με τον κανονισμό που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της περίσφιγξης.

Σε κάθε ανάλυση, μεταβάλλεται η συμπεριφορά του φορέα και πρέπει κάθε φορά να βρίσκονται οι νέες μορφές των ιδιομορφών και να υπολογίζονται εκ νέου τα οριζόντια σεισμικά φορτία για την πραγματοποίηση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης από όπου προκύπτει η καμπύλη αντίστασης και η στοχευμένη μετακίνηση. Εκ νέου, βέβαια, πρέπει να υπολογίζονται και οι οριακές γωνίες στροφής χορδής για κάθε υποστύλωμα, για να ληφθούν υπόψη τόσο τα νέα εντατικά μεγέθη για κάθε διαφορετική επίλυση όσο και η μεταβολή των χαρακτηριστικών του σκυροδέματος εξαιτίας του μανδύα ΙΟΠ.

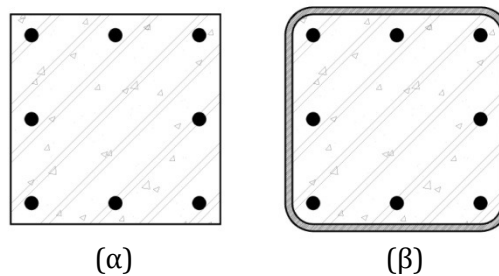
7.1.1 Διαστασιολόγηση ενίσχυσης

Το πάχος κάθε στρώσης του μανδύα ΙΟΠ που εφαρμόζεται είναι παντού ίσο με $t_j = 0.13mm$. Ενισχύονται όλα τα υποστυλώματα του 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου ως εξής: για τον 1^ο όροφο, εφαρμόζεται στα ακραία υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου μία στρώση μανδύα ΙΟΠ, ενώ στα υπόλοιπα υποστυλώματα εφαρμόζονται δύο στρώσεις μανδύα ΙΟΠ. Για το 2^ο, 3^ο και 4^ο όροφο, εφαρμόζονται στα ακραία υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου δύο στρώσεις μανδύα ΙΟΠ, ενώ στα υπόλοιπα υποστυλώματα εφαρμόζονται τρεις στρώσεις μανδύα ΙΟΠ. Η διάταξη των μανδύων φαίνεται στο Σχήμα 7.1, ενώ στο Σχήμα 7.2 φαίνεται μια τυπική διατομή υποστυλώματος απερίσφιγκτη και περισφιγμένη. Η ανάλυση έδειξε ότι και πάλι οι σχετικές μετακινήσεις 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου είναι αυξημένες, αλλά πλέον δεν προέκυψε

τοπική αστοχία λόγω στροφών των άκρων υποστυλωμάτων, εξαιτίας της αύξησης της πλαστιμότητάς τους.



Σχήμα 7.1. Διάταξη μανδύων IOI.



Σχήμα 7.2. Τυπικές διατομές υποστυλωμάτων (α) χωρίς περίσφιγξη, (β) με περίσφιγξη μανδύων IOI και στρογγυλεμένες άκρες.

Στον Πίνακα 7.1 παρουσιάζονται οι ομάδες διατομών υποστυλωμάτων που χρειάζονται ενίσχυση, στον Πίνακα 7.2 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά και στους Πίνακες 7.3 έως 7.6 παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος για κάθε κανονισμό. Στους Πίνακες 7.3 έως 7.6, η θλιπτική αντοχή θραύσης υπολογίζεται με τον ίδιο τύπο που υπολογίζεται η μέγιστη θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος, εκτός από την περίπτωση του fib Bulletin 14 που δίνεται από διαφορετική σχέση. Αντίστοιχα, η παραμόρφωση αστοχίας λαμβάνεται ελάχιστα μεγαλύτερη από την παραμόρφωση στη μέγιστη αντοχή, εκτός από την περίπτωση του fib Bulletin 14 που διαφοροποιείται.

Πίνακας 7.1. Υποστυλώματα που ενισχύονται με μανδύες ΙΟΠ.

Ομάδα	Νέα Ομάδα	Διατομές	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Οπλισμός Διάτμησης
K1	K21	1K1-1K5-1K16-1K20	35/35	4Φ20	ΣΦ8/18
K2	K22	1K2-1K4-1K17-1K19-1K6-1K10-1K11-1K15	35/35	6Φ16+2Φ18	ΣΦ8/16,5
K3	K23	1K3-1K18	35/35	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/17
K4	K24	1K7-1K9-1K12-1K14	35/35	12Φ18	ΣΦ8/16
K5	K25	1K8-1K13	35/35	10Φ18	ΣΦ8/16
K6	K26	2K1-2K5-2K16-2K20	35/35	4Φ20	ΣΦ8/23
K7	K27	2K2-2K4-2K6-2K10-2K11-2K15-2K17-2K19-2K3-2K18-2K7-2K8-2K9-2K12-2K13-2K14	35/35	4Φ16+4Φ14	ΣΦ8/19
K8	K28	3K1-3K5-3K16-3K20-4K1-4K5-4K16-4K20	30/30	4Φ20	ΣΦ8/25
K9	K29	3K2-3K4-3K17-3K19-3K6-3K10-3K11-3K15	30/30	4Φ16	ΣΦ8/21,5
K10	K30	3K3-3K18-3K7-3K8-3K9-3K12-3K13-3K14	30/30	8Φ14	ΣΦ8/21,5
K11	K31	4K2-4K3-4K4-4K6-4K10-4K11-4K15-4K17-4K18-4K19-4K7-4K8-4K9-4K12-4K13-4K14	25/25	4Φ14	ΣΦ8/29

Στους Πίνακες 7.2 έως 7.6, b και h είναι οι διαστάσεις της διατομής σκυροδέματος υποστυλώματος, A_g το εμβαδό της διατομής σκυροδέματος του υποστυλώματος, t_j το πάχος μεμονωμένης στρώσης ΙΟΠ, ρ_l το γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού στη διατομή και ρ_j το γεωμετρικό ποσοστό του ΙΟΠ ενίσχυσης. Επίσης, ε_{ju} είναι η παραμόρφωση σχεδιασμού του ΙΟΠ, f_{ju} η οριακή αντοχή σχεδιασμού του ΙΟΠ, α είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης (KAN.ΕΠΕ.), ω_{wd} είναι το μηχανικό ποσοστό περίσφιγξης (KAN.ΕΠΕ.) και k_s είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης (ACI, FIB,CNR). Τέλος, f_l είναι η μέγιστη εγκάρσια τάση περίσφιγξης, f_{cc} η μέγιστη θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος, ε_{cc} η αντίστοιχη παραμόρφωση, f_{ccu} η θλιπτική αντοχή αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος και ε_{ccu} η μέγιστη παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος. Παρατηρείται ότι για τον ίδιο αριθμό στρώσεων μανδύων ΙΟΠ, η επιρροή της περίσφιγξης είναι μεγαλύτερη σε διατομές μικρότερων διαστάσεων.

Πίνακας 7.2. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένων διατομών.

Ομάδα	b (cm)	h (cm)	Στρώσεις	t_j (mm)	A_g (cm ²)	ρ_l (%)
K21	35	35	1	0.13	1225	1.026
K22	35	35	2	0.13	1225	1.313
K23	35	35	2	0.13	1225	1.334
K24	35	35	2	0.13	1225	2.493
K25	35	35	2	0.13	1225	1.662
K26	35	35	2	0.13	1225	1.026
K27	35	35	3	0.13	1225	1.159
K28	30	30	2	0.13	900	1.396
K29	30	30	3	0.13	900	0.894
K30	30	30	3	0.13	900	1.368
K31	25	25	3	0.13	625	0.985

Πίνακας 7.3. Χαρακτηριστικά περισιγμένου με μανδύα ΙΟΠ σκυροδέματος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ομάδα	ε_{ju} (%)	f_{ju} (MPa)	α	ω_{wd}	$a\omega_{wd}$	f_{cc} (kPa)	f_{ccu} (kPa)	ε_{cc} (%)	ε_{ccu} (%)
K21	1.292	3100	0.488	0.288	0.141	20 809.96	15 607.47	0.5921	0.5922
K22	1.292	3100	0.488	0.576	0.281	23 619.91	17 714.93	0.7628	0.7629
K23	1.292	3100	0.488	0.576	0.281	23 619.91	17 714.93	0.7628	0.7629
K24	1.292	3100	0.488	0.576	0.281	23 619.91	17 714.93	0.7628	0.7629
K25	1.292	3100	0.488	0.576	0.281	23 619.91	17 714.93	0.7628	0.7629
K26	1.292	3100	0.488	0.576	0.281	23 619.91	17 714.93	0.7628	0.7629
K27	1.292	3100	0.488	0.864	0.422	26 429.87	19 822.40	0.955	0.9551
K28	1.292	3100	0.516	0.672	0.347	24 931.60	18 698.70	0.8498	0.8499
K29	1.292	3100	0.516	1.008	0.520	28 397.40	21 298.05	1.1025	1.1026
K30	1.292	3100	0.516	1.008	0.520	28 397.40	21 298.05	1.1025	1.1026
K31	1.292	3100	0.553	1.209	0.669	31 382.18	23 536.63	1.3465	1.3466

Πίνακας 7.4. Χαρακτηριστικά περισιγμένου με μανδύα ΙΟΠ σκυροδέματος σύμφωνα με τον ACI 440.2R-02

Ομάδα	ε_{ju} (%)	f_{ju} (MPa)	k_s	f_l (kPa)	f_{cc} (kPa)	f_{ccu} (kPa)	ε_{cc} (%)	ε_{ccu} (%)
K21	0.4	960	0.538	383.36	(18 492.85)	-	0.1770	0.1771
K22	0.4	960	0.536	764.81	(20 724.39)	-	0.2464	0.2465
K23	0.4	960	0.536	764.67	(20 723.62)	-	0.2464	0.2465
K24	0.4	960	0.531	756.81	(20 679.75)	-	0.2450	0.2451
K25	0.4	960	0.535	762.46	(20 711.30)	-	0.2460	0.2461
K26	0.4	960	0.538	766.73	(20 735.08)	-	0.2467	0.2468
K27	0.4	960	0.537	1 148.76	(22 770.09)	-	0.3100	0.3101
K28	0.4	960	0.567	943.97	(21 701.60)	-	0.2768	0.2769
K29	0.4	960	0.569	1 421.44	(24 120.71)	-	0.3520	0.3521
K30	0.4	960	0.567	1 416.27	(24 095.80)	-	0.3512	0.3513
K31	0.4	960	0.611	1 830.37	(26 010.73)	-	0.4107	0.4108

(Σημείωση: η αντοχή f_{cc} δε λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση.)

Πίνακας 7.5. Χαρακτηριστικά περισιγμένου με μανδύα ΙΟΠ σκυροδέματος σύμφωνα με τον fib Bulletin 14.

Ομάδα	ε_{ju} (%)	f_{ju} (MPa)	k_s	f_l (kPa)	f_{cc} (kPa)	f_{ccu} (kPa)	ε_{cc} (%)	ε_{ccu} (%)
K21	1.292	3100	0.538	1 237.95	23 281.69	16 551.56	0.6551	1.9438
K22	1.292	3100	0.536	2 469.69	28 798.31	22 058.30	0.9999	2.5805
K23	1.292	3100	0.536	2 469.25	28 796.53	22 056.61	0.9998	2.5803
K24	1.292	3100	0.531	2 443.85	28 694.76	21 959.38	0.9934	2.5691
K25	1.292	3100	0.535	2 462.12	28 768.00	22 029.35	0.9980	2.5772
K26	1.292	3100	0.538	2 475.89	28 823.08	22 081.95	1.0014	2.5833
K27	1.292	3100	0.537	3 709.52	33 302.20	26 312.15	1.2814	3.0724
K28	1.292	3100	0.567	3 048.25	31 006.26	24 151.07	1.1379	2.8225
K29	1.292	3100	0.569	4 590.06	36 048.82	28 909.31	1.4531	3.3727
K30	1.292	3100	0.567	4 573.36	35 999.63	28 862.49	1.4500	3.3673
K31	1.292	3100	0.611	5 910.58	39 637.35	32 374.02	1.6773	3.7733

Πίνακας 7.6. Χαρακτηριστικά περισφιγμένου με μανδύα ΙΟΠ σκυροδέματος σύμφωνα με τον CNR-DT200.

Ομάδα	ε_{ju} (%)	f_{ju} (MPa)	k_s	f_l (kPa)	f_{cc} (kPa)	f_{ccu} (kPa)	ε_{cc} (%)	ε_{ccu} (%)
K21	0.4	960	0.542	386.75	(16 663.53)	-	0.5832	0.5833
K22	0.4	960	0.542	773.49	(17 314.10)	-	0.6798	0.6799
K23	0.4	960	0.542	773.49	(17 314.10)	-	0.6798	0.6799
K24	0.4	960	0.542	773.49	(17 314.10)	-	0.6798	0.6799
K25	0.4	960	0.542	773.49	(17 314.10)	-	0.6798	0.6799
K26	0.4	960	0.542	773.49	(17 314.10)	-	0.6798	0.6799
K27	0.4	960	0.542	1 160.24	(17 952.67)	-	0.7539	0.7540
K28	0.4	960	0.573	954.03	(17 613.62)	-	0.7163	0.7164
K29	0.4	960	0.573	1 431.04	(18 393.10)	-	0.7986	0.7987
K30	0.4	960	0.573	1 431.04	(18 393.10)	-	0.7986	0.7987
K31	0.4	960	0.615	1 841.85	(19 051.38)	-	0.8589	0.8590

(Σημείωση: η αντοχή f_{cc} δε λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση.)

7.1.2 Προσομοίωση ενισχυμένου φορέα

Η προσομοίωση του ενισχυμένου φορέα γίνεται και πάλι με το πρόγραμμα OpenSees και η μόνη διαφοροποίηση σε σχέση με αυτή του υφιστάμενου φορέα αφορά στα χαρακτηριστικά του ενισχυμένου σκυροδέματος. Η διατομή είναι πλέον στο σύνολό της περισφιγμένη και απαιτείται ο διαχωρισμός σκυροδέματος πυρήνα και επικάλυψης μόνο για τους κανονισμούς ACI και CNR, για τους οποίους δε λαμβάνεται υπόψη αύξηση στη θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος. Η αυξημένη αντοχή λόγω περισφιγξης απ' το μανδύα υπολογίζεται κάθε φορά από τις σχέσεις του κάθε κανονισμού. Χρησιμοποιείται και πάλι η εντολή *section Fiber*, όπως περιγράφηκε στην αντίστοιχη ενότητα του 6^{ου} κεφαλαίου της παρούσας εργασίας.

Το περισφιγμένο σκυρόδεμα ορίζεται μέσω του *uniaxialMaterial Concrete01*, με αυξημένα χαρακτηριστικά αντοχών (όπου εφαρμόζεται) και παραμορφώσεων. Για μεγαλύτερη ακρίβεια πρέπει να χρησιμοποιείται υλικό με ειδικό καταστατικό νόμο που περιγράφει ειδικά τη συμπεριφορά του περισφιγμένου σκυροδέματος, δηλαδή το γεγονός ότι με την αύξηση της φόρτισης ρηγματώνεται το σκυρόδεμα και διαρρέει ο διαμήκης οπλισμός, οπότε αρχίζει η διόγκωση της διατομής και μόνο τότε ενεργοποιείται η περισφιγξη από το μανδύα. Συνεπώς, η πλευρική τάση λόγω της

παθητικής περίσφιγξης του μανδύα δεν είναι σταθερή, αλλά αυξάνεται με την περαιτέρω αύξηση της διόγκωσης. Τέτοιο υλικό είναι το *uniaxialMaterial ConfinedConcrete01* που παρουσιάστηκε στο 5^ο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, το οποίο, όμως, περιλαμβάνει πολλές μεταβλητές που υπολογίζονται εσωτερικά κατά την ανάλυση. Αυτό γίνεται χωρίς να υπάρχει η δυνατότητα παρέμβασης του χρήστη, οπότε το υλικό δεν μπόρεσε να ανταποκριθεί στις απαιτήσεις του εξεταζόμενου φορέα στις αναλύσεις που έγιναν. Επιπρόσθετα, δε θα ήταν δυνατό να γίνει παραμετρική διερεύνηση, αφού ο υπολογισμός των χαρακτηριστικών του περισφιγμένου σκυροδέματος γίνεται μόνο μέσω του μοντέλου BGL (Braga et al., 2006).

Τέλος, οι στρώσεις του υλικού ΙΟΠ αγνοούνται, καθώς δεν υπάρχει κατάλληλο υλικό στο OpenSees που να μπορεί να προσομοιώσει την ανισοτροπία του σύνθετου υλικού που χρησιμοποιείται. Το ελαστικό υλικό προϋποθέτει ίδια τιμή μέτρου ελαστικότητας σε όλες τις διευθύνσεις που μπορεί να ισχύει μόνο σε ειδικά παρασκευασμένα υφάσματα με κοντές ίνες σε τυχαία διάταξη ή σε στρώματα (laminates) με κατάλληλα διατεταγμένα φύλλα (lamina). Σε αυτές τις περιπτώσεις το ενιαίο μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού έχει αρκετά μειωμένη τιμή σε σχέση με την αντίστοιχη τιμή του μέτρου ελαστικότητας των ινών. Στο επόμενο κεφάλαιο, όπου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα όταν ο φορέας ενισχύεται και σε κάμψη με ταυτόχρονη χρήση διαμήκων λωρίδων και μανδύων ΙΟΠ, χρησιμοποιείται το ελαστικό υλικό του OpenSees με «προσάρτηση» του «υλικού» *uniaxialMaterial MinMax*, όπως περιγράφεται στην αντίστοιχη ενότητα.

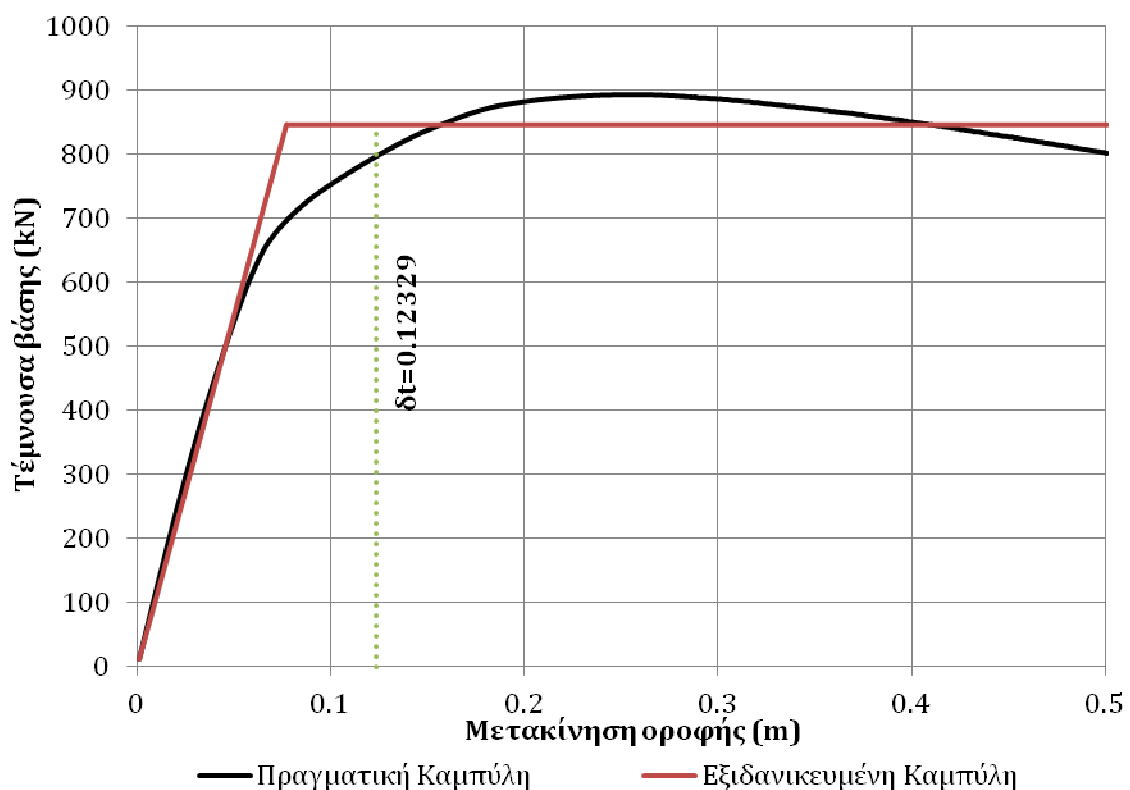
7.2. Εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

7.2.1 Περιγραφή ενίσχυσης και ανάλυση

Ο συντελεστής ασφάλειας του ΙΟΠ υλικού λαμβάνεται ίσος με $\gamma_m = 1.2$. Τα χαρακτηριστικά των ενισχυμένων διατομών ορίζονται για την ανάλυση όπως φαίνονται στον Πίνακα 7.3. Όπως και στον απλό φορέα, εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση και η κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων με την οποία εκτελείται στατική ανελαστική ανάλυση γίνεται και πάλι με βάση την πρώτη ιδιομορφή, ως εξής:

$$F_i = \begin{bmatrix} 129.509 \\ 223.804 \\ 149.858 \\ 86.305 \\ 36.604 \end{bmatrix} (kN)$$

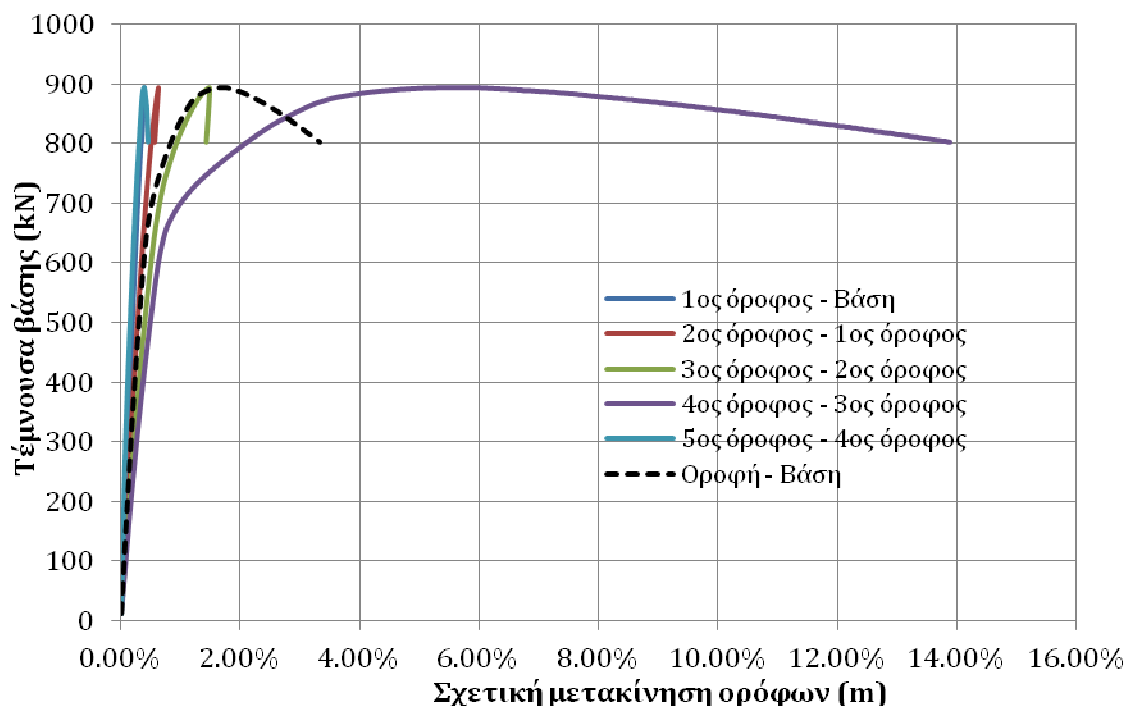
Στον Πίνακα 7.7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές. Στο Σχήμα 7.3, φαίνεται η πραγματική και η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης του ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ. Για την πραγματική καμπύλη αντίστασης του φορέα, η ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι ίση με $K_0 = 12307.4 \text{ kN/m}$, έναντι 20260.6 kN/m που ήταν για τον υφιστάμενο φορέα και η μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_{max} = 893.2 \text{ kN}$, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.251m , έναντι 866.7 kN , που ήταν για τον υφιστάμενο φορέα. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία είναι $K_e = 10973.4 \text{ kN/m}$, έναντι 16582.3 kN/m που ήταν για τον υφιστάμενο φορέα. Η τέμνουσα βάσης στη διαρροή προέκυψε $V_y = 845.0 \text{ kN}$ για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.077m . Η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος υπολογίζεται τελικά ίση με $T_e = 1.342 \text{ sec}$ και η στοχευμένη μετακίνηση $\delta_t = 0.12329 \text{ m}$, όπως σημειώνεται στο Σχήμα 7.3. Η μείωση της τέμνουσας βάσης ήταν πολύ μικρότερη του κρίσιμου ποσοστού (15%).



Σχήμα 7.3. Πραγματική και εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ.

Πίνακας 7.7. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης αποτίμησης τελικού ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ με περίσφιγξη με μανδύες ΙΟΠ για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές.

α/α Ιδιομ/φής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα					
		Όροφος					
		1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	Πολ/στής ⁵
1η	1.268	0.144	0.343	0.609	0.917	1.000	0.074
2η	0.481	-0.525	-1.000	-0.873	0.490	0.977	0.060
3η	0.274	0.785	0.753	-1.000	-0.247	0.859	0.062



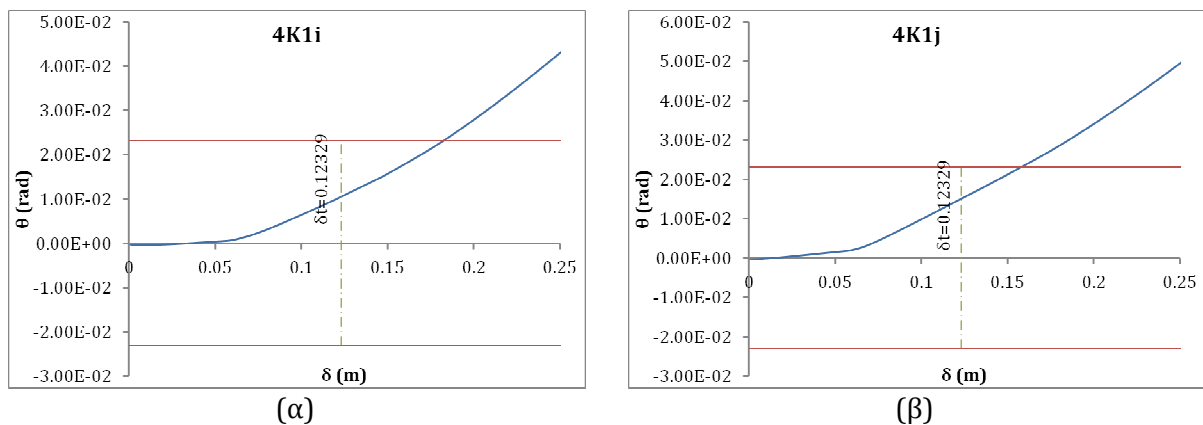
Σχήμα 7.4. Διάγραμμα τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης ορόφων του ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ.

7.2.2 Αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ

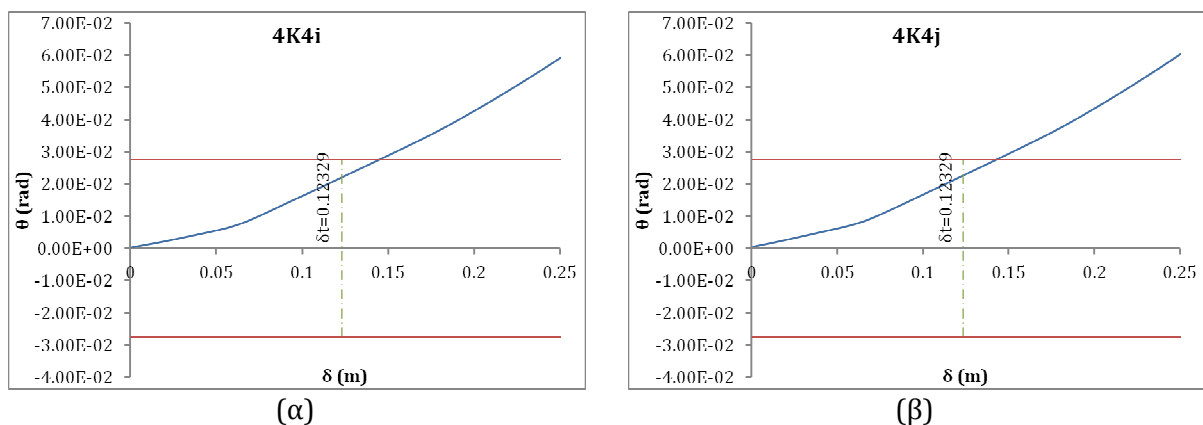
Με αυτή τη λύση επέμβασης δεν υπάρχουν τοπικές αστοχίες στα υποστυλώματα του φορέα. Από το Σχήμα 7.4 φαίνεται ότι και πάλι είναι αυξημένες οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ του 3^{ου} - 4^{ου} ορόφου. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση, 13.90%, συμβαίνει μεταξύ του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση οροφής - βάσης είναι ίση με 3.34%. Στη μέγιστη τέμνουσα βάσης, η σχετική μετακίνηση 3^{ου} - 4^{ου} ορόφου είναι 5.48%, η αντίστοιχη οροφής - βάσης είναι 1.67%, ενώ για τους άλλους ορόφους οι σχετικές μετακινήσεις είναι χαμηλές και κυμαίνονται

⁵ Πολλαπλασιαστής κανονικοποίησης του ιδιοδιανύσματος (είναι η μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή της συνιστώσας κατά X, Y ή Z του ιδιοδιανύσματος).

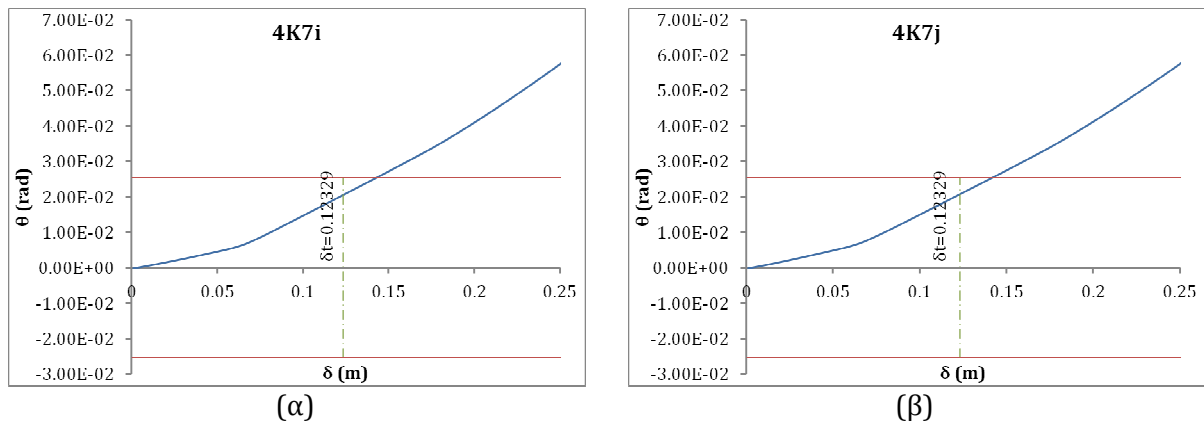
από 0.38% έως 1.48%. Η τιμή 2.50% που ορίστηκε ως οριακή για τον ενισχυμένο φορέα για το καθολικό κριτήριο αστοχίας σχετικών μετακινήσεων μεταξύ ορόφων ξεπεράστηκε στον 4^ο όροφο για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.143m (τέμνουσα βάσης $V = 828.4kN$), που είναι μεγαλύτερη από τη στοχευμένη μετακίνηση. Στα Σχήματα 7.5 έως 7.8 παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα θ - δ για δύο υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου και δύο υποστυλώματα του εσωτερικού πλαισίου του 4^{ου} ορόφου.



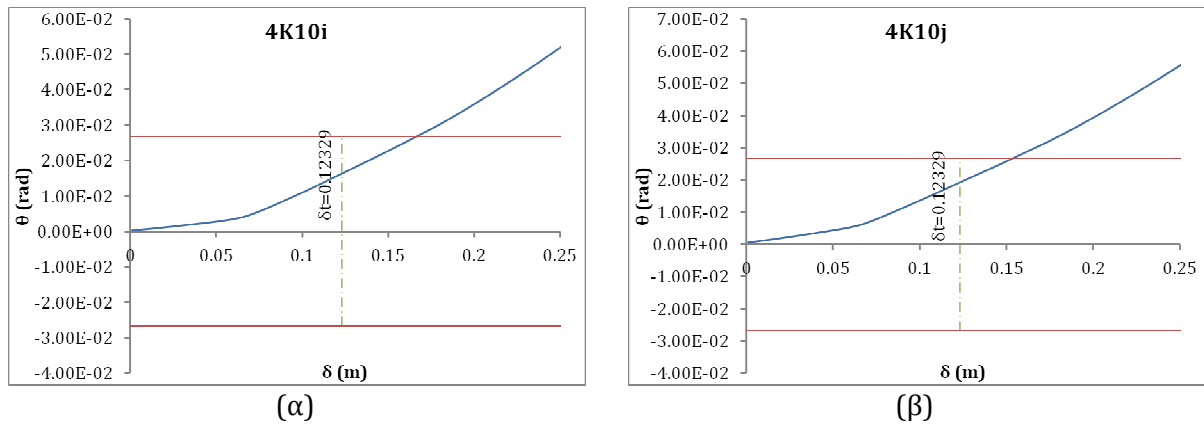
Σχήμα 7.5. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K1 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα KAN.



Σχήμα 7.6. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K4 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα KAN.



Σχήμα 7.7. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K7 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα KAN.



Σχήμα 7.8. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K10 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα KAN.

Πίνακας 7.8. Διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού και δείκτης πλαστιμότητας υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα KAN.

	4K1	4K4	4K7	4K10
θ_y (rad)	0.00525	0.0058	0.00615	0.00593
θ_{um} (rad)	0.06417	0.07689	0.06989	0.07437
θ_d (rad)	0.02312	0.02759	0.02536	0.02675
μ_θ	4.404	4.757	4.123	4.511

Η διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε μέλος για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και με $\gamma_{Rd} = 1.5$ (ανελαστική ανάλυση πρωτεύοντων στοιχείων) από τη Σχέση (6.4). Οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας υπολογίζονται με βάση τη μεθοδολογία που παρουσιάστηκε στην ενότητα 2.7.2 της παρούσας εργασίας και είναι ίδιες για τα δύο άκρα του στοιχείου, καθώς με τον τρόπο που ορίστηκαν τα φορτία των υποστυλωμάτων δε μεταβάλλονται οι εσωτερικές αξονικές και διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος του μέλους. Στον Πίνακα 7.8 παρουσιάζονται οι διαθέσιμες γωνίες στροφής χορδής σχεδιασμού για τα τέσσερα υποστυλώματα που παρουσιάζονται στα Σχήματα 7.5 έως 7.8 και οι αντίστοιχοι δείκτες πλαστιμότητας όπως υπολογίζονται από τη Σχέση (6.5).

7.3. Εφαρμογή του ACI 440.2R-02

7.3.1 Περιγραφή ενίσχυσης και ανάλυση

Ο συντελεστής ασφάλειας του ΙΟΠ υλικού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 8.1 του ACI 440.2R-02 (2002) για GFRP ίσος με $C_E = 0.95$. Τα χαρακτηριστικά των ενισχυμένων διατομών ορίζονται για την ανάλυση όπως φαίνονται στον Πίνακα 7.4. Εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση και η κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων, με την οποία εκτελείται στατική ανελαστική ανάλυση, γίνεται και πάλι με βάση την πρώτη ιδιομορφή, ως εξής:

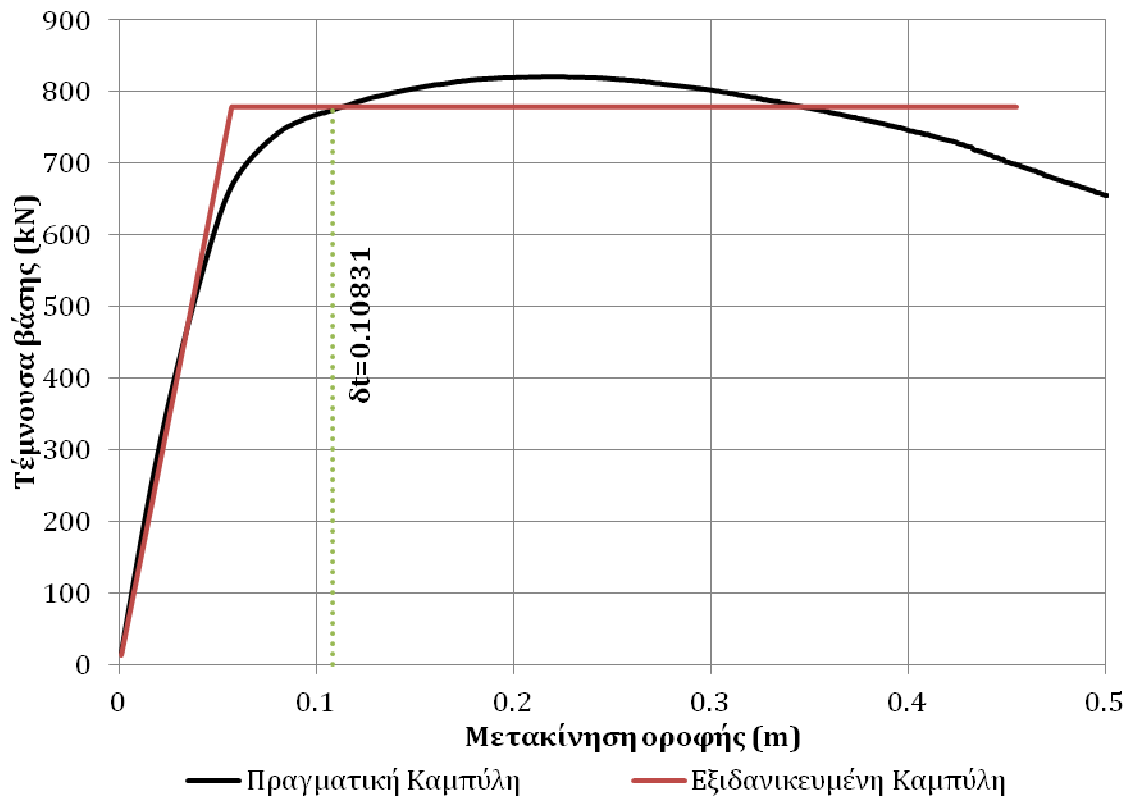
$$F_i = \begin{bmatrix} 151.087 \\ 256.207 \\ 170.584 \\ 95.485 \\ 37.387 \end{bmatrix} (kN)$$

Στον Πίνακα 7.9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές. Στο Σχήμα 7.9 φαίνεται η πραγματική και η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης του ενισχυμένου φορέα ACI. Για την πραγματική καμπύλη αντίστασης του φορέα, η ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι ίση με $K_0 = 15858.8 \text{ kN/m}$ έναντι 20260.6 kN/m που ήταν για τον αρχικό φορέα. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι ίση με $V_{max} = 820.7 \text{ kN}$, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.217m , έναντι 866.7 kN που ήταν για τον αρχικό φορέα. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία είναι $K_e = 13681 \text{ kN/m}$ έναντι 16582.3 kN/m που ήταν αρχικά. Η τέμνουσα βάσης στη διαρροή προέκυψε

$V_y = 778.7 \text{ kN}$ για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.057m . Η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ότι είναι ίση με $T_e = 1.179 \text{ sec}$ και η στοχευμένη μετακίνηση $\delta_t = 0.10831 \text{ m}$, όπως σημειώνεται στο Σχήμα 7.9. Η μείωση της τέμνουσας βάσης έφτασε στο κρίσιμο ποσοστό (15%) για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.455m .

Πίνακας 7.9. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης αποτίμησης τελικού ενισχυμένου φορέα ACI, για περισφιγξη με μανδύες ΙΟΠ, για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές.

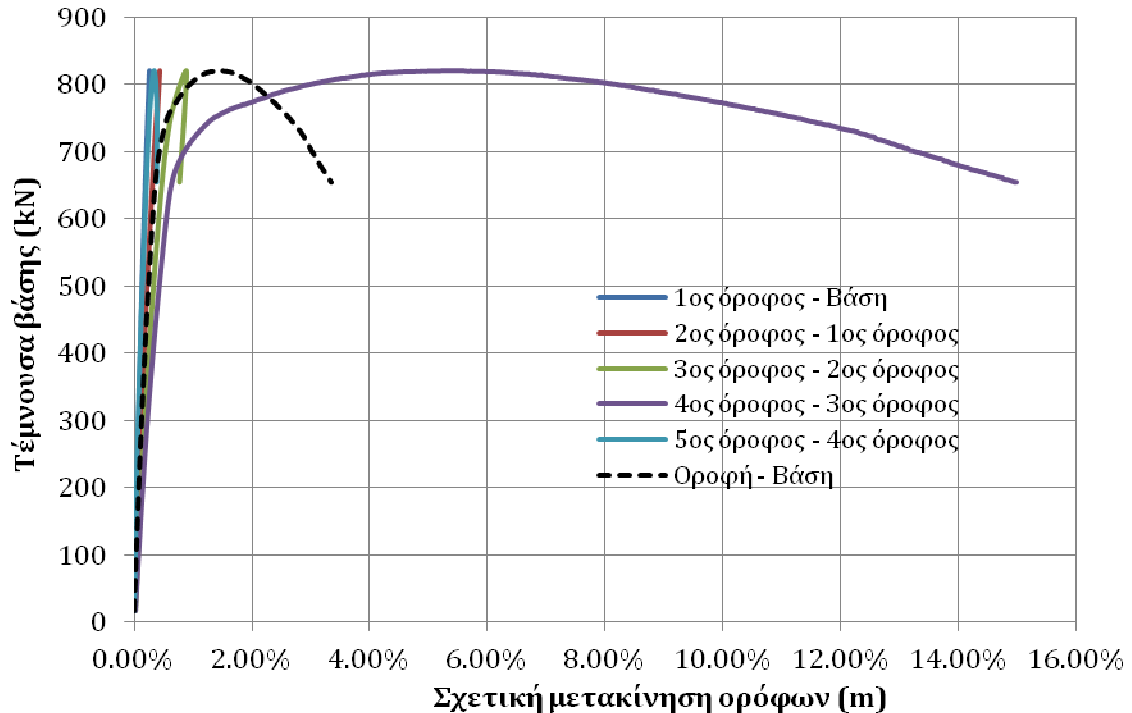
α/α Ιδιομ/φής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα					
		Όροφος					
		1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	Πολ/στής
1η	1.095	-0.126	-0.325	-0.594	-0.900	-1.000	0.07534
2η	0.412	-0.441	-0.915	-0.857	0.385	1.000	0.0645
3η	0.239	0.525	0.610	-0.562	-0.520	1.000	0.07598



Σχήμα 7.9. Πραγματική και εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα ACI.

Η μικρότερη τιμή τέμνουσας βάσης προκύπτει εξαιτίας της ενεργοποίησης σημαντικά μικρότερης μάζας του φορέα στην πρώτη ιδιομορφή σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Μετά την ενίσχυση, το σκυρόδεμα των υποστρωμάτων όλων των ορόφων πλην του τελευταίου έχει αρκετά μεγαλύτερη μέγιστη παραμόρφωση και

παραμόρφωση αστοχίας σε σχέση με τον αρχικό φορέα, χωρίς αντίστοιχη διαφοροποίηση στις θλιπτικές αντοχές. Συνεπώς, λόγω των παραδοχών που θεωρεί ο κανονισμός και εφόσον το προσομοίωμα υλικού είναι ίδιο με του αρχικού φορέα, μεταβλήθηκαν οι ιδιότητες του υλικού και τελικά προέκυψε πιο εύκαμπτος φορέας.



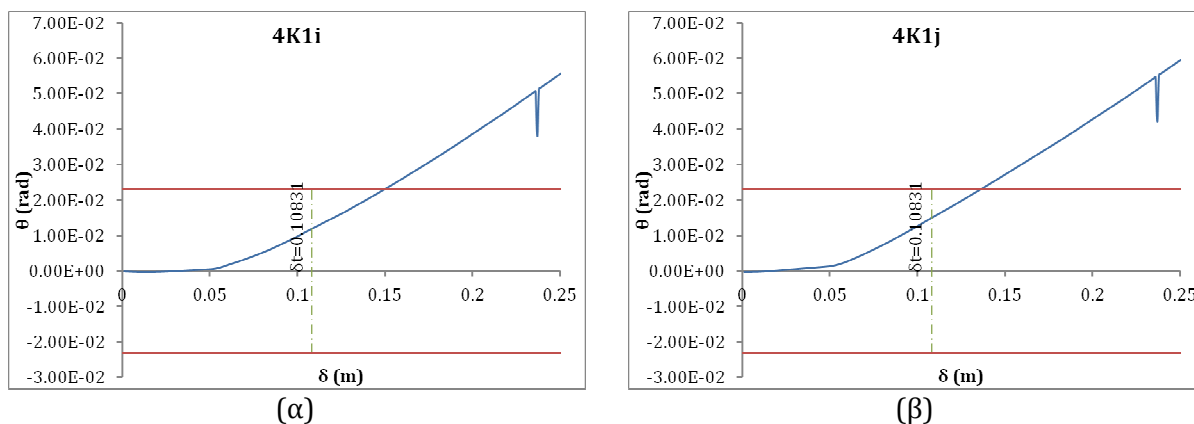
Σχήμα 7.10. Διάγραμμα τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης ορόφων του ενισχυμένου φορέα ACI.

7.3.2 Αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα ACI

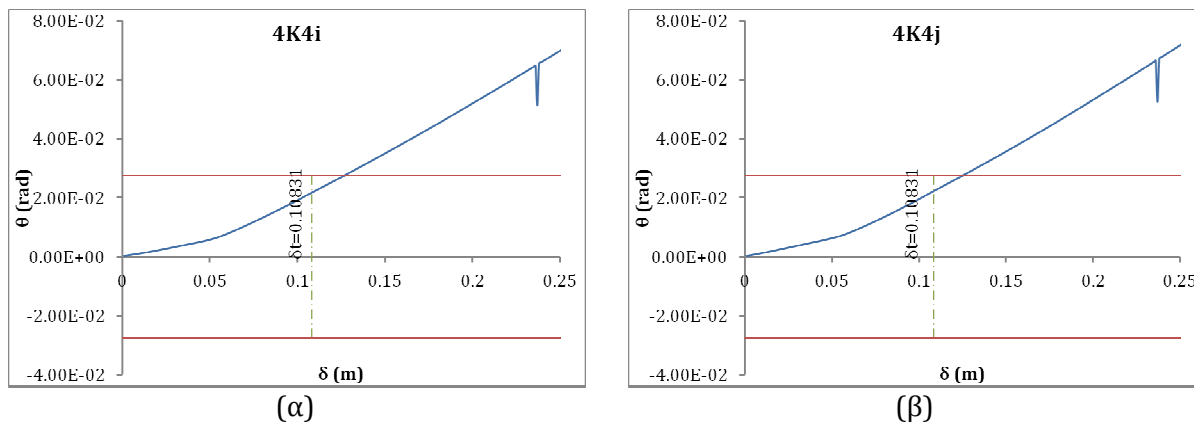
Με αυτή τη λύση επέμβασης δεν υπάρχουν αστοχίες στα υποστυλώματα του φορέα. Από το Σχήμα 7.10 φαίνεται ότι και πάλι είναι αυξημένες οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση, 15.00%, συμβαίνει μεταξύ του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση οροφής - βάσης είναι ίση με 3.34%. Στη μέγιστη τέμνουσα βάσης, η σχετική μετακίνηση 3^{ου} - 4^{ου} ορόφου είναι 5.43%, η αντίστοιχη οροφής - βάσης είναι 1.47%, ενώ για τους άλλους ορόφους οι σχετικές μετακινήσεις είναι χαμηλές και κυμαίνονται από 0.27% έως 0.89%. Η τιμή 2.50% που ορίστηκε ως οριακή για τον ενισχυμένο φορέα για το καθολικό κριτήριο αστοχίας σχετικών μετακινήσεων μεταξύ ορόφων ξεπεράστηκε στον 4^ο όροφο για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.126m (τέμνουσα βάσης $V = 789.7kN$), που είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση. Στα Σχήματα 7.11

έως 7.14 παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα θ - δ για δύο υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου και δύο υποστυλώματα του εσωτερικού πλαισίου του 4^{ου} ορόφου.

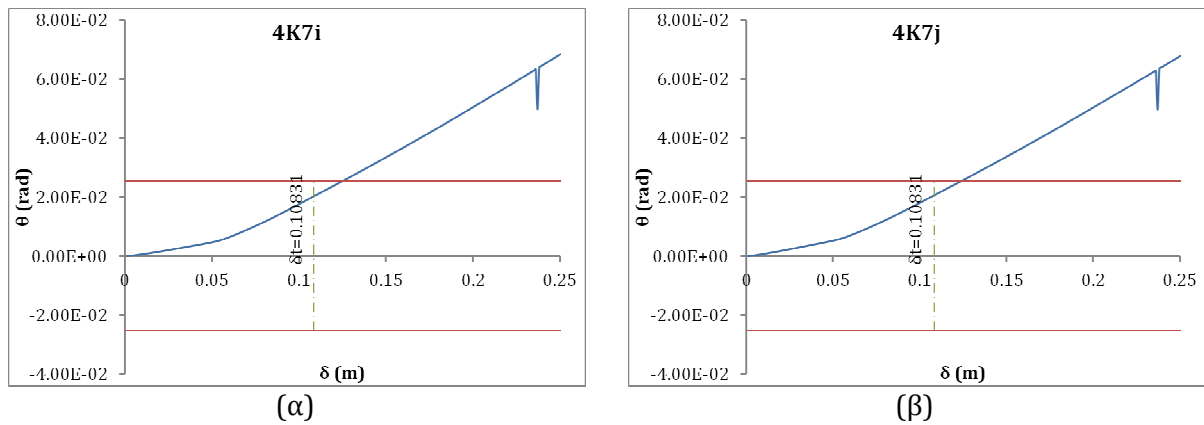
Η διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε μέλος για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και με $\gamma_{Rd} = 1.5$ (ανελαστική ανάλυση πρωτεύοντων στοιχείων) από τη Σχέση (6.4). Οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας υπολογίζονται με βάση τη μεθοδολογία που παρουσιάστηκε στην ενότητα 2.7.2 της παρούσας εργασίας και είναι ίδιες για τα δύο άκρα του στοιχείου, καθώς με τον τρόπο που ορίστηκαν τα φορτία των υποστυλωμάτων δε μεταβάλλονται οι εσωτερικές αξονικές και διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος του μέλους. Στον Πίνακα 7.10 παρουσιάζονται οι διαθέσιμες γωνίες στροφής χορδής σχεδιασμού για τα τέσσερα υποστυλώματα που παρουσιάζονται στα Σχήματα 7.11 έως 7.14 και οι αντίστοιχοι δείκτες πλαστιμότητας, όπως υπολογίζονται από τη Σχέση (6.5). Σημειώνεται ότι ενώ η αυξημένη θλιπτική δύναμη του περισφιγμένου σκυροδέματος αγνοήθηκε στην ανάλυση, εν τούτοις λήφθηκε υπόψη κατά την εφαρμογή της Σχέσης (6.4).



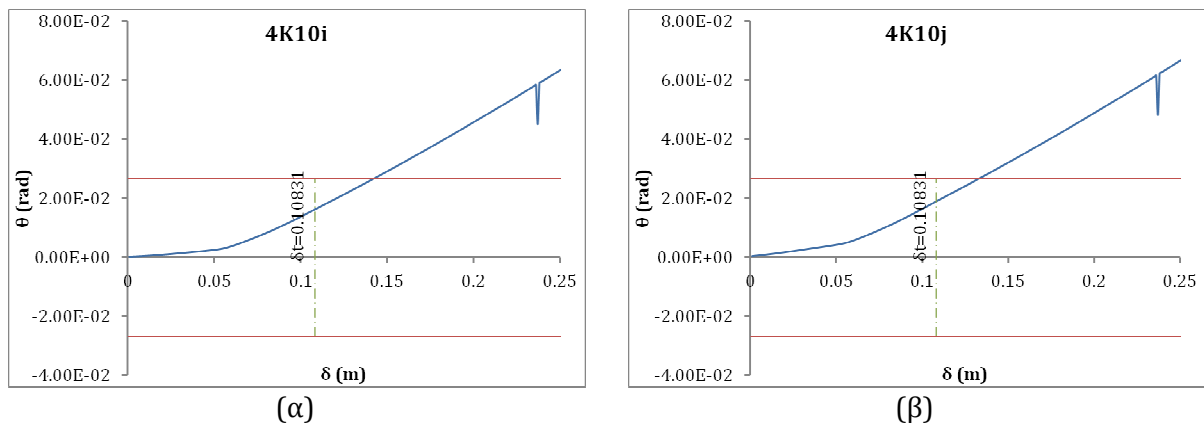
Σχήμα 7.11. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K1 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα ACI.



Σχήμα 7.12. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K4 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα ACI.



Σχήμα 7.13. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K7 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα ACI.



Σχήμα 7.14. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K10 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα ACI.

Πίνακας 7.10. Διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού και δείκτης πλαστιμότητας υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα ACI.

	4K1	4K4	4K7	4K10
θ_y (rad)	0.00524	0.0058	0.00615	0.00593
θ_{um} (rad)	0.06434	0.07696	0.06997	0.07444
θ_d (rad)	0.02314	0.02756	0.02535	0.02677
μ_θ	4.408	4.752	4.121	4.514

7.4. Εφαρμογή του fib Bulletin 14

7.4.1 Περιγραφή ενίσχυσης και ανάλυση

Ο συντελεστής ασφάλειας του υλικού ΙΟΠ λαμβάνεται ίσος με $\gamma_m = 1.2$. Τα χαρακτηριστικά των ενισχυμένων διατομών ορίζονται για την ανάλυση όπως φαίνονται στον Πίνακα 7.5. Εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση και η κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων, με την οποία εκτελείται στατική ανελαστική ανάλυση, γίνεται και πάλι με βάση την πρώτη ιδιομορφή, ως εξής:

$$F_i = \begin{bmatrix} 127.901 \\ 221.330 \\ 149.505 \\ 86.463 \\ 36.640 \end{bmatrix} (kN)$$

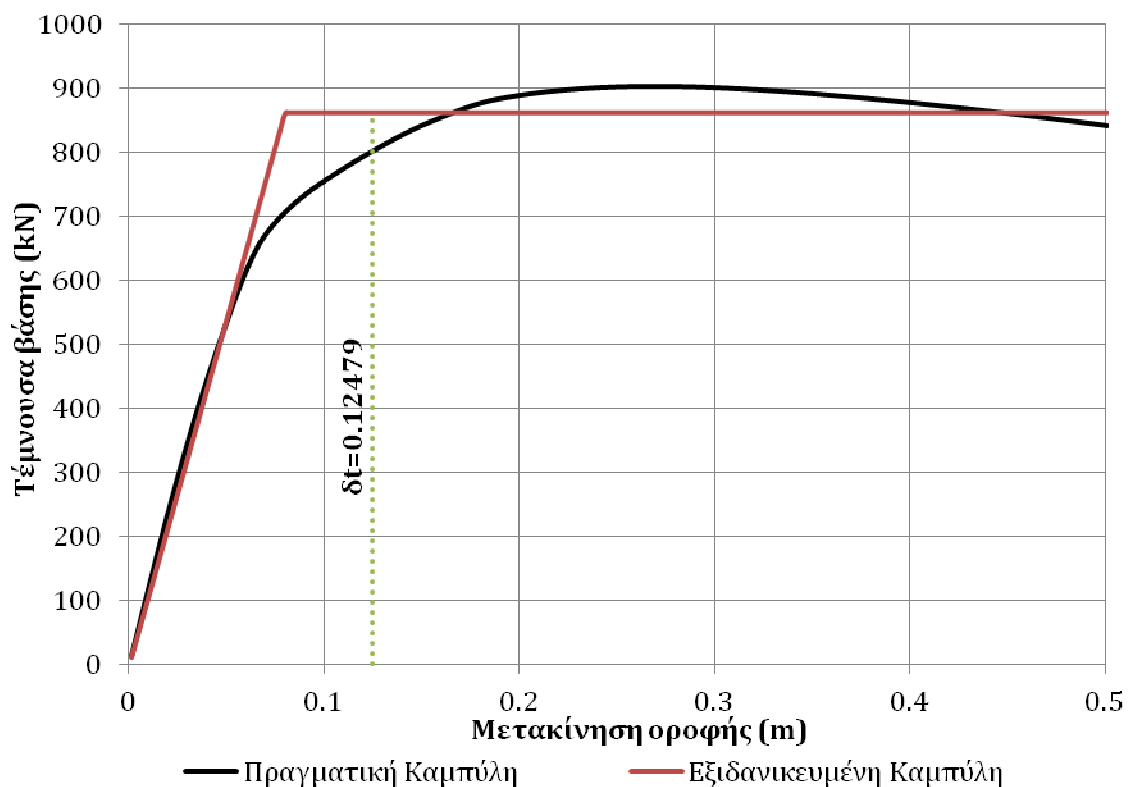
Στον Πίνακα 7.11 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές. Στο Σχήμα 7.15 φαίνεται η πραγματική και η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης του ενισχυμένου φορέα FIB. Για την πραγματική καμπύλη αντίστασης του φορέα, η ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι ίση με $K_0 = 12181.3 \text{ kN/m}$ έναντι 20260.6 kN/m που ήταν για τον αρχικό φορέα. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι ίση με $V_{max} = 903.6 \text{ kN}$, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.268m , έναντι 866.7 kN που ήταν για τον αρχικό φορέα. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία είναι $K_e = 10832.3 \text{ kN/m}$ έναντι 16582.3 kN/m που ήταν αρχικά. Η τέμνουσα βάσης στη διαρροή προέκυψε $V_y = 862.8 \text{ kN}$ για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.080m . Η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ότι είναι ίση με $T_e = 1.359 \text{ sec}$ και η στοχευμένη μετακίνηση $\delta_t = 0.12479 \text{ m}$, όπως σημειώνεται στο Σχήμα 7.15. Η μείωση της τέμνουσας βάσης ήταν πολύ μικρότερη του κρίσιμου ποσοστού (15%).

Πίνακας 7.11. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης αποτίμησης τελικού ενισχυμένου φορέα FIB, για περίσφιγξη με μανδύες ΙΟΠ, για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές.

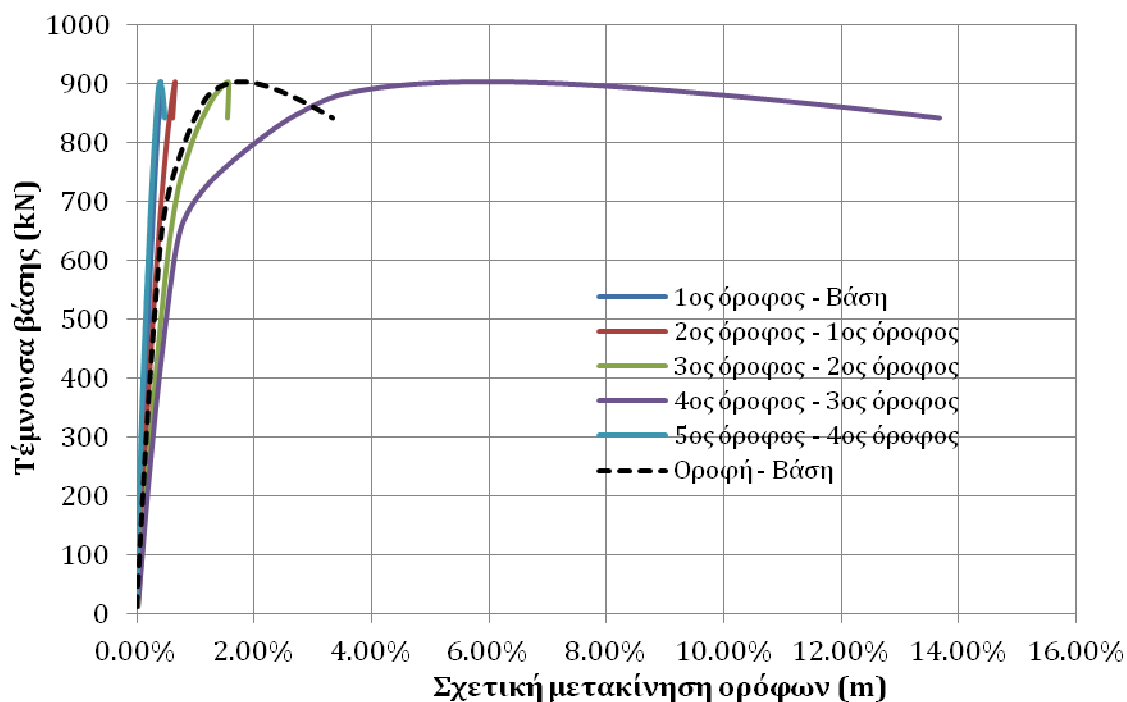
α/α Ιδιομ/φής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα					Πολ/στής
		Όροφος					
		1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	
1η	1.281	0.146	0.348	0.615	0.918	1.000	0.07373
2η	0.485	-0.527	-1.000	-0.860	0.494	0.975	0.06059
3η	0.277	0.780	0.738	-1.000	-0.225	0.835	0.06276

7.4.2 Αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα FIB

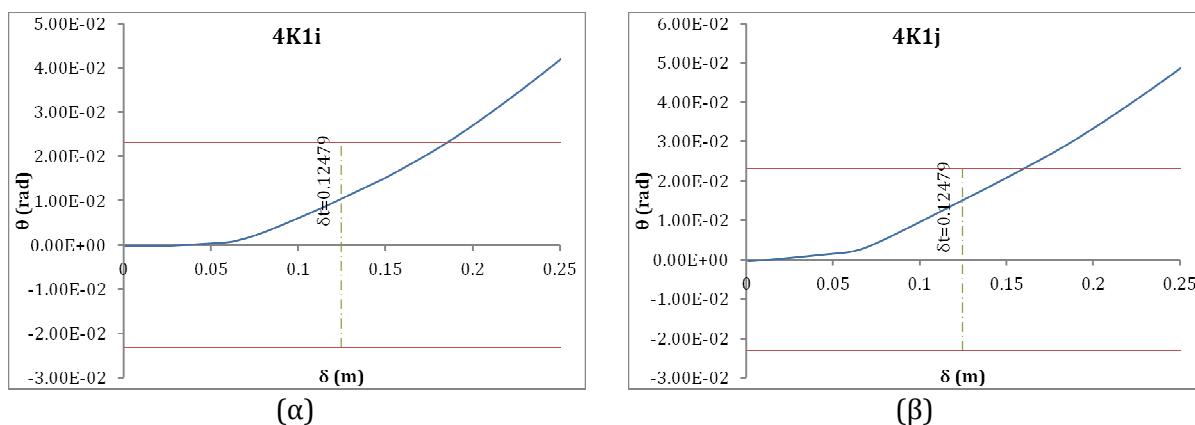
Με αυτή τη λύση επέμβασης δεν υπάρχουν αστοχίες στα υποστυλώματα του φορέα. Από το Σχήμα 7.16 φαίνεται ότι και πάλι είναι αυξημένες οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ του 3^{ου} - 4^{ου} ορόφου. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση, 13.68%, συμβαίνει μεταξύ του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση οροφής - βάσης είναι ίση με 3.34%. Στη μέγιστη τέμνουσα βάσης, η σχετική μετακίνηση 3^{ου} - 4^{ου} ορόφου είναι 5.58%, η αντίστοιχη οροφής - βάσης είναι 1.77%, ενώ για τους άλλους ορόφους οι σχετικές μετακινήσεις είναι χαμηλές και κυμαίνονται από 0.39% έως 1.55%. Η τιμή 2.50% που ορίστηκε ως οριακή για τον ενισχυμένο φορέα για το καθολικό κριτήριο αστοχίας σχετικών μετακινήσεων μεταξύ ορόφων ξεπεράστηκε στον 4^ο όροφο για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.148m (τέμνουσα βάσης $V = 835.7kN$), που είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση. Στα Σχήματα 7.17 έως 7.20 παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα θ-δ για δύο υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου και δύο υποστυλώματα του εσωτερικού πλαισίου του 4^{ου} ορόφου.



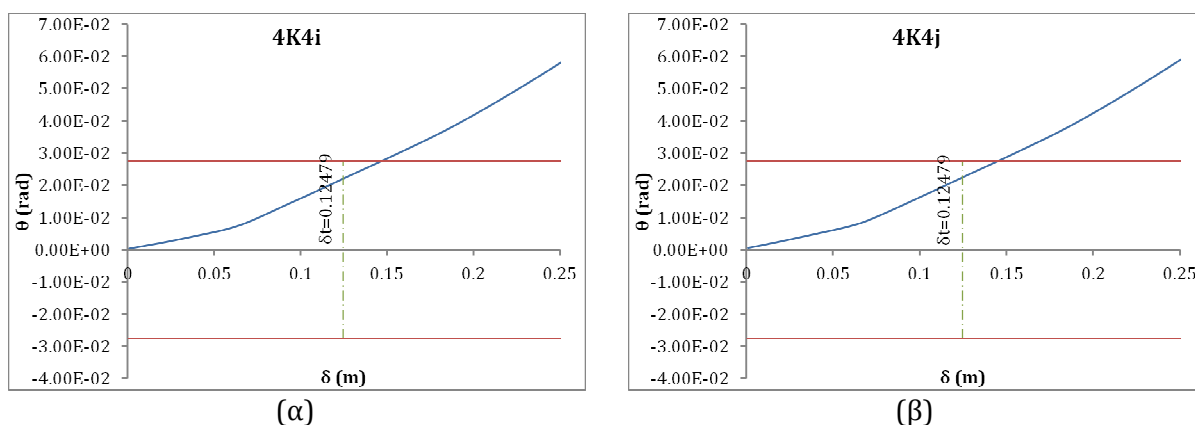
Σχήμα 7.15. Πραγματική και εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα FIB.



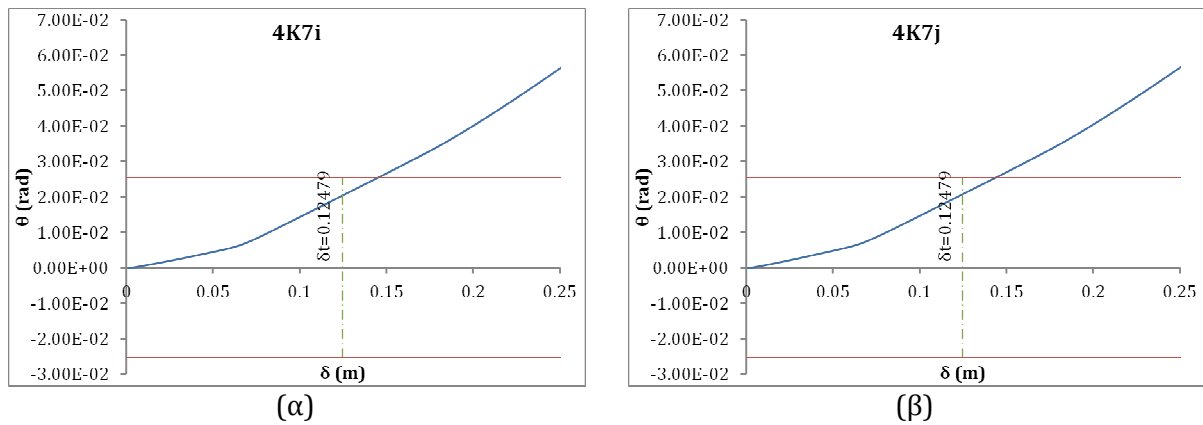
Σχήμα 7.16. Διάγραμμα τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης ορόφων του ενισχυμένου φορέα FIB.



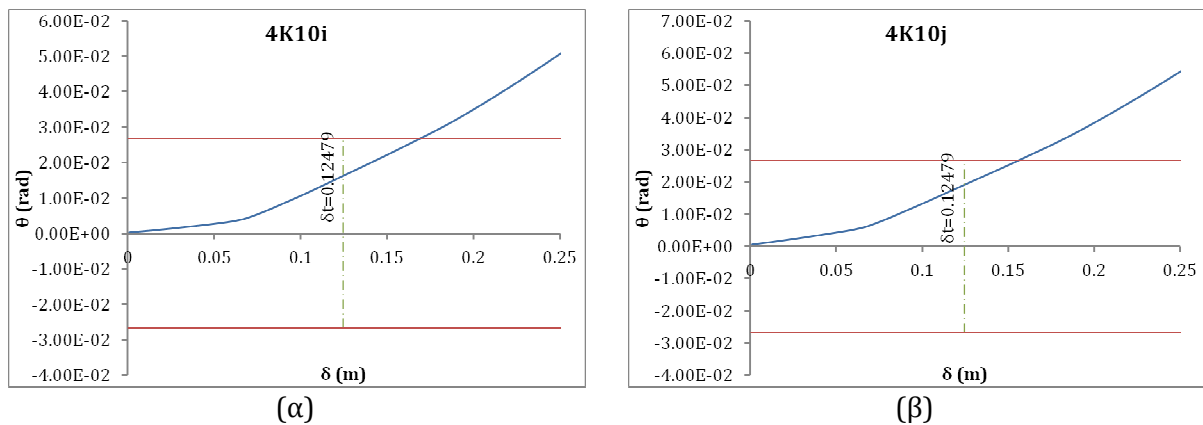
Σχήμα 7.17. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστύλωματος K1 του 4ου ορόφου του ενισχυμένου φορέα FIB.



Σχήμα 7.18. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστύλωματος K4 του 4ου ορόφου του ενισχυμένου φορέα FIB.



Σχήμα 7.19. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K7 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα FIB.



Σχήμα 7.20. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K10 του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα FIB.

Η διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε μέλος για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και με $\gamma_{Rd} = 1.5$ (ανελαστική ανάλυση πρωτεύοντων στοιχείων) από τη Σχέση (6.4). Οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας υπολογίζονται με βάση τη μεθοδολογία που παρουσιάστηκε στην ενότητα 2.7.2 της παρούσας εργασίας και είναι ίδιες για τα δύο άκρα του στοιχείου, καθώς με τον τρόπο που ορίστηκαν τα φορτία των υποστυλωμάτων δε μεταβάλλονται οι εσωτερικές αξονικές και διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος του μέλους. Στον Πίνακα 7.12 παρουσιάζονται οι διαθέσιμες γωνίες στροφής χορδής σχεδιασμού για τα τέσσερα υποστυλώματα που παρουσιάζονται στα Σχήματα 7.17 έως 7.20 και οι αντίστοιχοι δείκτες πλαστιμότητας, όπως υπολογίζονται από τη Σχέση (6.5).

Πίνακας 7.12. Διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού και δείκτης πλαστιμότητας υποστρωμάτων του 4^{ου} ορόφου του ενισχυμένου φορέα FIB.

	4K1	4K4	4K7	4K10
θ_y (rad)	0.00525	0.0058	0.00615	0.00593
θ_{um} (rad)	0.06412	0.07699	0.06991	0.07432
θ_d (rad)	0.02312	0.02760	0.02535	0.02675
$\mu\theta$	4.404	4.758	4.122	4.511

7.5. Εφαρμογή του CNR-DT200

7.5.1 Περιγραφή ενίσχυσης και ανάλυση

Ο συντελεστής ασφάλειας του υλικού ΙΟΠ λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.2 του CNR-DT200 (2004) ίσος με $\gamma_f = 1.2$, για αστοχία από αποκόλληση του μανδύα και εφαρμογή πιστοποιημένη σε όλα τα στάδιά της (εκπαιδευμένα συνεργεία και προδιαγεγραμμένη διαδικασία εφαρμογής από τον παραγωγό του υλικού). Ο περιβαλλοντικός συντελεστής λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.4 του CNR-DT200 ίσος με $\eta_a = 0.85$ για GFRP, επί το δυσμενέστερο. Τα χαρακτηριστικά των ενισχυμένων διατομών ορίζονται για την ανάλυση όπως φαίνονται στον Πίνακα 7.6. Εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση και η κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων, με την οποία εκτελείται στατική ανελαστική ανάλυση, γίνεται και πάλι με βάση την πρώτη ιδιομορφή, ως εξής:

$$F_i = \begin{bmatrix} 123.726 \\ 214.483 \\ 141.782 \\ 79.649 \\ 33.834 \end{bmatrix} (kN)$$

Στον Πίνακα 7.13 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές. Στο Σχήμα 7.21 φαίνεται η πραγματική και η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης του ενισχυμένου φορέα CNR. Για την πραγματική καμπύλη αντίστασης του φορέα, η ελαστική πλευρική δυσκαμψία είναι ίση με $K_0 = 11027 \text{ kN/m}$ έναντι 20260.6 kN/m που ήταν για τον αρχικό φορέα. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι ίση με

$V_{max} = 804.7 \text{ kN}$, για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.214m , έναντι 866.7 kN που ήταν για τον αρχικό φορέα. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία είναι $K_e = 10063.4 \text{ kN/m}$ έναντι 16582.3 kN/m που ήταν αρχικά. Η τέμνουσα βάσης στη διαρροή προέκυψε $V_y = 754.3 \text{ kN}$ για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.075m . Η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος υπολογίζεται ότι είναι ίση με $T_e = 1.386 \text{ sec}$ και η στοχευμένη μετακίνηση $\delta_t = 0.12728\text{m}$, όπως σημειώνεται στο Σχήμα 7.21. Η μείωση της τέμνουσας βάσης έφτασε στο κρίσιμο ποσοστό (15%) για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.486m .

Η μικρότερη τιμή τέμνουσας βάσης προκύπτει εξαιτίας της ενεργοποίησης σημαντικά μικρότερης μάζας του φορέα στην πρώτη ιδιομορφή σε σχέση με τον αρχικό φορέα. Μετά την ενίσχυση, το σκυρόδεμα των υποστυλωμάτων όλων των ορόφων πλην του τελευταίου έχει αρκετά μεγαλύτερη μέγιστη παραμόρφωση και παραμόρφωση αστοχίας σε σχέση με τον αρχικό φορέα, χωρίς αντίστοιχη διαφοροποίηση στις θλιπτικές αντοχές. Συνεπώς, λόγω των παραδοχών που θεωρεί ο κανονισμός και εφόσον το προσομοίωμα υλικού είναι ίδιο με του αρχικού φορέα, μεταβλήθηκαν οι ιδιότητες του υλικού και τελικά προέκυψε πιο εύκαμπτος φορέας.

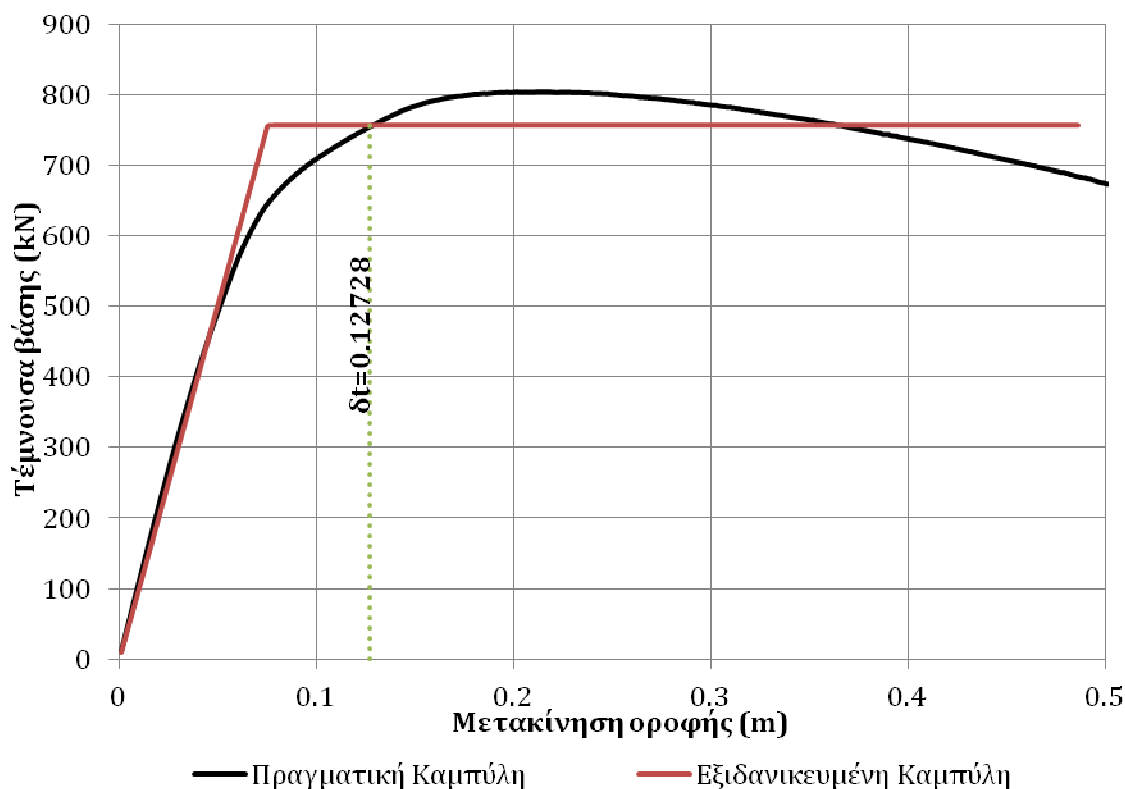
Πίνακας 7.13. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης αποτίμησης τελικού ενισχυμένου φορέα CNR, για περίσφιγξη με μανδύες ΙΟΠ, για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές.

α/α Ιδιομ/φής	T (sec)	Ιδιοδιανύσματα					
		Όροφος					
		1ος	2ος	3ος	4ος	5ος	Πολ/στής
1η	1.324	0.139	0.332	0.603	0.920	1.000	0.07422
2η	0.503	-0.527	-1.000	-0.889	0.496	0.946	0.06034
3η	0.290	0.775	0.739	-1.000	-0.160	0.736	0.06416

7.5.2 Αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα CNR

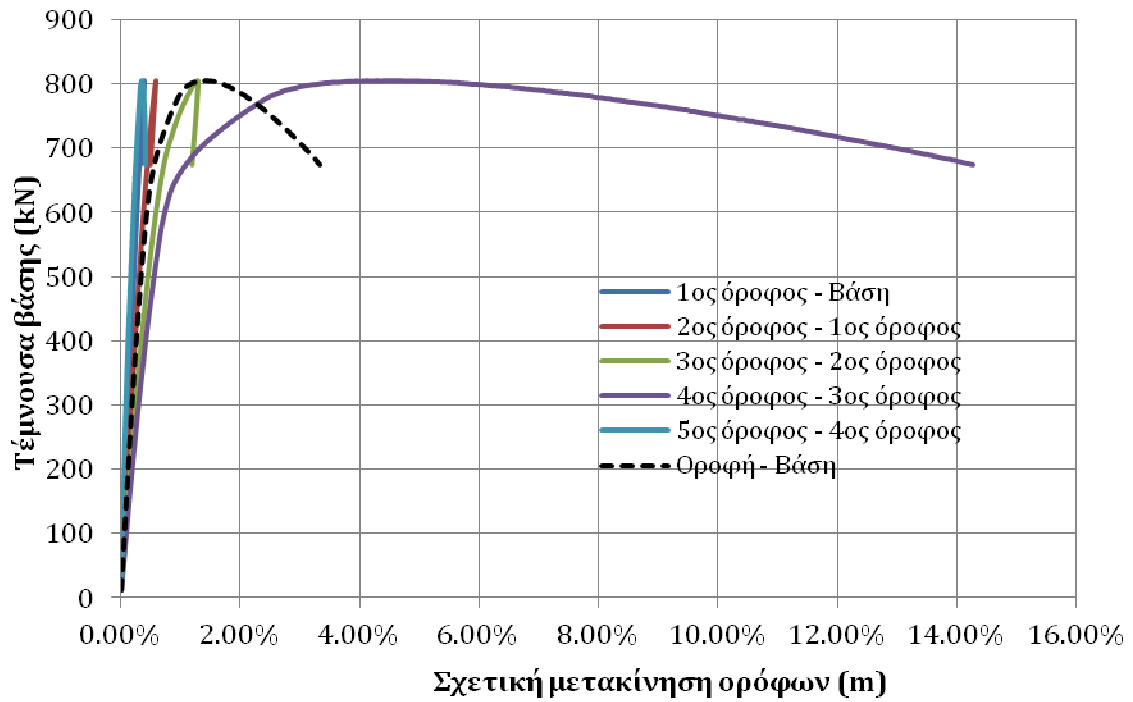
Με αυτή τη λύση επέμβασης δεν υπάρχουν αστοχίες στα υποστυλώματα του φορέα. Από το Σχήμα 7.22 φαίνεται ότι και πάλι είναι αυξημένες οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ του 3^{ου} - 4^{ου} ορόφου. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση, 14.28%, συμβαίνει μεταξύ του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση οροφής - βάσης είναι ίση με 3.34%. Στη μέγιστη τέμνουσα βάσης, η σχετική μετακίνηση 3^{ου} - 4^{ου} ορόφου είναι 4.52%, η αντίστοιχη οροφής - βάσης είναι 1.43%, ενώ για τους άλλους ορόφους οι σχετικές μετακινήσεις είναι χαμηλές και κυμαίνονται από 0.34% έως 1.28%. Η τιμή 2.50% που ορίστηκε ως οριακή για τον ενισχυμένο φορέα για το καθολικό κριτήριο αστοχίας σχετικών μετακινήσεων μεταξύ ορόφων

ξεπεράστηκε στον 4^ο όροφο για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.146m (τέμνουσα βάσης $V = 780.7kN$), που είναι μεγαλύτερη από τη στοχευμένη μετακίνηση. Στα Σχήματα 7.23 έως 7.26 παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα θ - δ για δύο υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου και δύο υποστυλώματα του εσωτερικού πλαισίου του 4^{ου} ορόφου.

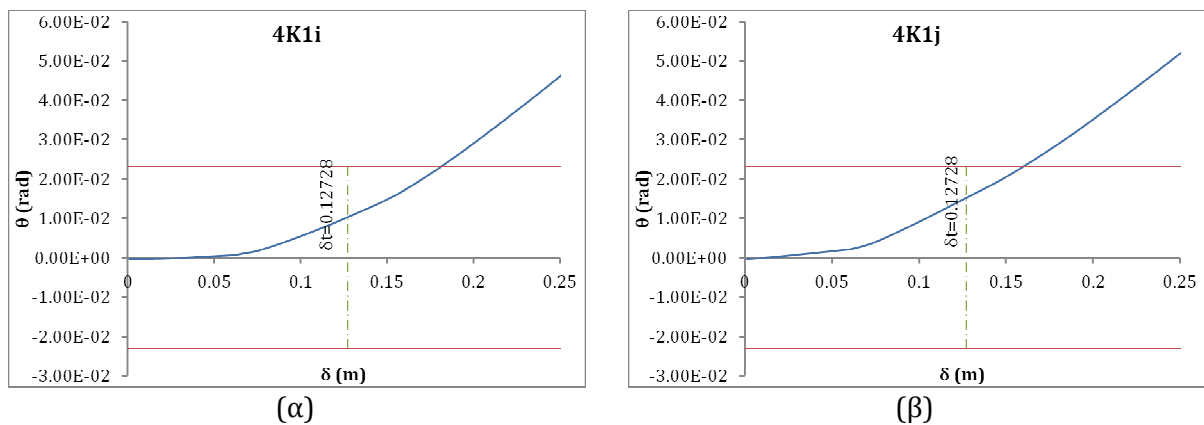


Σχήμα 7.21. Πραγματική και εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα CNR.

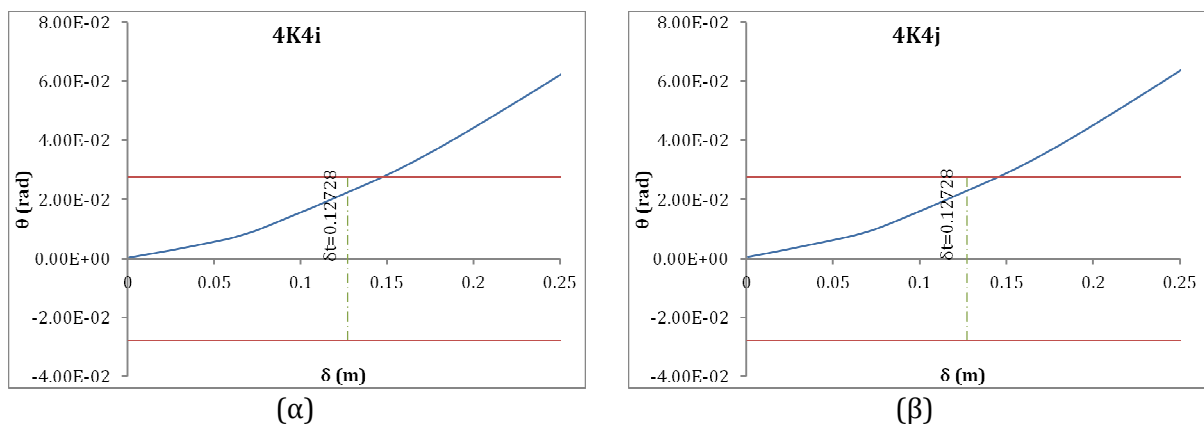
Η διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε μέλος για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και με $\gamma_{Rd} = 1.5$ (ανελαστική ανάλυση πρωτεύοντων στοιχείων) από τη Σχέση (6.4). Οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας υπολογίζονται με βάση τη μεθοδολογία που παρουσιάστηκε στην ενότητα 2.7.2 της παρούσας εργασίας και είναι ίδιες για τα δύο άκρα του στοιχείου, καθώς με τον τρόπο που ορίστηκαν τα φορτία των υποστυλωμάτων δε μεταβάλλονται οι εσωτερικές αξονικές και διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος του μέλους. Στον Πίνακα 7.14 παρουσιάζονται οι διαθέσιμες γωνίες στροφής χορδής σχεδιασμού για τα τέσσερα υποστυλώματα που παρουσιάζονται στα Σχήματα 7.23 έως 7.26 και οι αντίστοιχοι δείκτες πλαστιμότητας, όπως υπολογίζονται από τη Σχέση (6.5). Σημειώνεται ότι και στην περίπτωση του CNR-DT200 ενώ η αυξημένη θλιπτική δύναμη περισφιγμένου σκυροδέματος αγνοήθηκε στην ανάλυση, εν τούτοις λήφθηκε υπόψη κατά την εφαρμογή της Σχέσης (6.4).



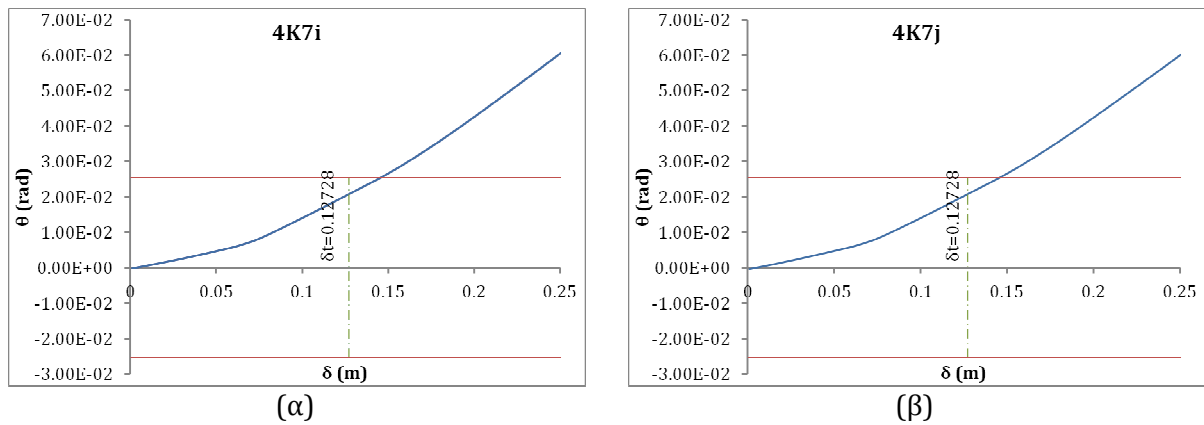
Σχήμα 7.22. Διάγραμμα τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης ορόφων του ενισχυμένου φορέα CNR.



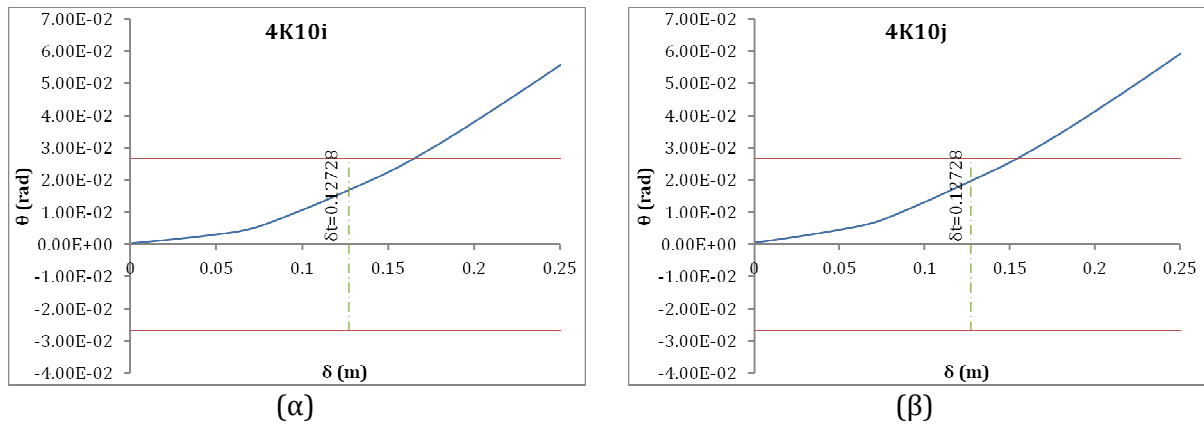
Σχήμα 7.23. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστύλωματος K1 του 4ου ορόφου του ενισχυμένου φορέα CNR.



Σχήμα 7.24. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστύλωματος K4 του 4ου ορόφου του ενισχυμένου φορέα CNR.



Σχήμα 7.25. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K7 του 4ου ορόφου του ενισχυμένου φορέα CNR.



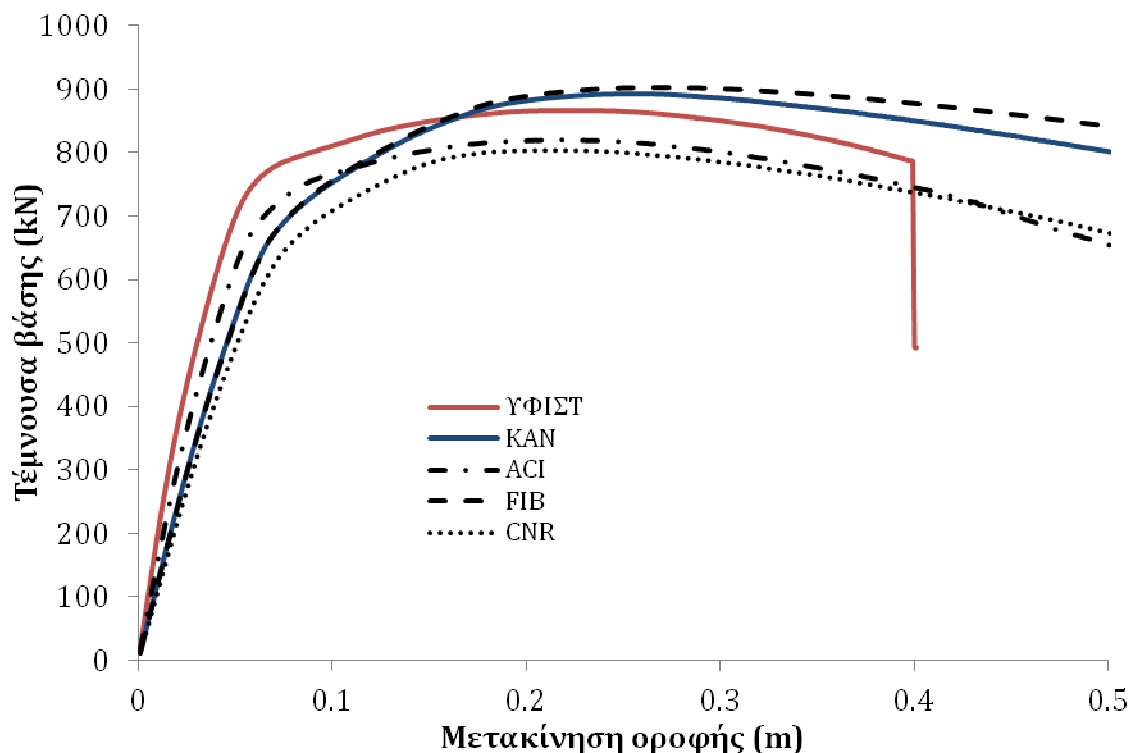
Σχήμα 7.26. Καμπύλες θ - δ κόμβων αρχής και τέλους υποστυλώματος K10 του 4ου ορόφου του ενισχυμένου φορέα CNR.

Πίνακας 7.14. Διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής σχεδιασμού και δείκτης πλαστιμότητας υποστυλωμάτων του 4ου ορόφου του ενισχυμένου φορέα CNR.

	4K1	4K4	4K7	4K10
θ_y (rad)	0.00525	0.00579	0.00615	0.00593
θ_{um} (rad)	0.06408	0.07706	0.06993	0.0743
θ_d (rad)	0.02311	0.02762	0.02536	0.02674
μ_θ	4.402	4.770	4.124	4.510

7.6. Σύγκριση αποτελεσμάτων

Από το Σχήμα 7.27, όπου παρουσιάζονται συγκεντρωτικά όλες οι καμπύλες αντίστασης, γίνεται προφανές, κατ' αρχήν, ότι η προσθήκη μανδυνών ΙΟΠ σε υποστυλώματα μεταβάλλει την αρχική κλίση του διαγράμματος τέμνουσας βάσης - μετακίνησης οροφής, καθώς ο φορέας γίνεται πιο εύκαμπτος. Το γεγονός αυτό αποδίδεται στη μεταβολή του διαγράμματος τάσεων - παραμορφώσεων του περισφιγμένου σκυροδέματος λόγω της υιοθέτησης των διαφορετικών παραδοχών κάθε κανονισμού για την περίσφιξη μέσω ΙΟΠ. Σημειώνεται ότι χρησιμοποιήθηκε το ίδιο προσομοίωμα υλικού (Concrete01) για την περιγραφή του σκυροδέματος τόσο της αρχικής διατομής των υποστυλωμάτων, όσο και της ενισχυμένης. Ιδιαίτερα για τους ACI και CNR, η αγνόηση της αύξησης της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου σκυροδέματος, ενώ λαμβάνεται υπόψη η αντίστοιχη αύξηση της θλιπτικής παραμόρφωσης αντοχής, οδηγεί σε μεγάλη μείωση του οριζόμενου μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος.



Σχήμα 7.27. Σύγκριση καμπυλών αντίστασης του αρχικού φορέα και των ενισχυμένων φορέων KAN, ACI, FIB και CNR.

Μετά τον ελαστικό κλάδο της καμπύλης αντίστασης ο ενισχυμένος φορέας παρουσιάζει αυξημένη κράτυνση μέχρι το σημείο της μέγιστης τέμνουσας βάσης. Τέλος, η προσθήκη μανδύων ΙΟΠ μεταβάλλει τη μέγιστη τέμνουσα βάση σε σχέση με την αντίστοιχη του αρχικού φορέα και παρατηρείται είτε αύξηση για τις περιπτώσεις που λήφθηκε υπόψη αυξημένη θλιπτική αντοχή ταυτόχρονα με αυξημένη παραμόρφωση σκυροδέματος (KAN και FIB), είτε μείωση για τις περιπτώσεις που λήφθηκε υπόψη μόνο αυξημένη παραμόρφωση σκυροδέματος (ACI και CNR). Στους τελευταίους φορείς η ανακατανομή της δυσκαμψίας που προκύπτει με τη μεταβολή της μέγιστης παραμόρφωσης και της παραμόρφωσης αστοχίας του σκυροδέματος, χωρίς αντίστοιχη μεταβολή στις αντοχές του, οδηγεί σε ενεργοποίηση μικρότερης μάζας του φορέα στην πρώτη ιδιομορφή σε σχέση με τον αρχικό φορέα και τελικά υπολογίζεται μικρότερη μέγιστη τέμνουσα βάση.

Συγκρίνοντας την εφαρμογή των διαφορετικών σχέσεων των κανονισμών, μπορεί να διαπιστωθεί ότι τα διαγράμματα στους φορείς KAN και FIB, μέχρι μετακίνηση οροφής 0.05m, είναι σχεδόν ταυτόσημα. Στη συνέχεια παρουσιάζουν αρκετά μεγάλη κράτυνση μέχρι τη μέγιστη τιμή τέμνουσας βάσης. Λόγω της εφαρμογής των σχέσεων που προτείνει ο fib Bulletin 14 επιτυγχάνεται η μεγαλύτερη τιμή της μέγιστης τέμνουσας βάσης σε σχέση με όλους τους άλλους κανονισμούς. Οι καμπύλες του φορέα ACI και του αρχικού φορέα εμφανίζουν μετά τη διαρροή τον ίδιο λόγο κράτυνσης. Τέλος, η καμπύλη του φορέα CNR εμφανίζει τη μικρότερη αρχική δυσκαμψία και τη μικρότερη μέγιστη τέμνουσα βάση σε σχέση με όλους τους άλλους φορείς.

Όπως αναφέρθηκε, η μεγαλύτερη μέγιστη τέμνουσα βάση παρατηρείται στο φορέα FIB, για τον οποίο υπολογίζεται η μεγαλύτερη αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος, όπως φαίνεται στον Πίνακα 7.15, όπου παρουσιάζονται οι θλιπτικές αντοχές που προέκυψαν από την εφαρμογή των κανονισμών (βλ. 4^ο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας για τις σχέσεις υπολογισμού). Στον Πίνακα 7.15 φαίνεται, επίσης, ότι η μικρότερη αντοχή περισφιγμένου μέσω ΙΟΠ σκυροδέματος προκύπτει από τον κανονισμό CNR-DT200. Για τις αναλύσεις του φορέα CNR δε λήφθηκε υπόψη η αυξημένη αντοχή σκυροδέματος, αλλά η θλιπτική αντοχή σκυροδέματος ήταν ίδια με τον αρχικό φορέα. Σημειώνεται ότι τα υποστυλώματα του αρχικού φορέα περισφίγγονται από εγκάρσιο οπλισμό χάλυβα (συνδετήρες) και οι ιδιότητες του σκυροδέματός τους υπολογίζονται με βάση τον KAN.ΕΠΕ. Όπως αναφέρθηκε, κανένας κανονισμός δε δίνει κατευθύνσεις για την ταυτόχρονη δράση μανδύων ΙΟΠ και

εγκάρσιου οπλισμού στον πυρήνα της διατομής σκυροδέματος, οπότε οι τιμές που υπολογίστηκαν τόσο για την αυξημένη αντοχή, όσο και για την αυξημένη παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος είναι μικρότερες από τις πραγματικές.

Πίνακας 7.15. Αυξημένη αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος.

f_{cc} (kPa)	Μέσο περίσφιγξης	4K1	4K4, 4K7, 4K10
ΥΦΙΣΤ.	Συνδετήρες	16141.06	16037.53
KAN	ΙΟΠ	24931.60	31382.18
ACI	ΙΟΠ	(21701.60)	(26010.73)
FIB	ΙΟΠ	31006.26	29637.35
CNR	ΙΟΠ	(17613.62)	(19051.38)

Πίνακας 7.16. Αυξημένη παραμόρφωση στη μέγιστη αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος.

ϵ_{cc} (%)	Μέσο περίσφιγξης	4K1	4K4, 4K7, 4K10
ΥΦΙΣΤ.	Συνδετήρες	0.2035	0.2009
KAN	ΙΟΠ	0.8498	1.3465
ACI	ΙΟΠ	0.2768	0.4107
FIB	ΙΟΠ	1.1379	1.6773
CNR	ΙΟΠ	0.7163	0.8589

Στον Πίνακα 7.16 παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στη μέγιστη αντοχή σκυροδέματος. Μεγαλύτερες παραμορφώσεις υπολογίζει ο fib και μικρότερες ο ACI. Ειδικά στην περίπτωση του ακραίου υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου (4K1), η υπολογισθείσα αύξηση της παραμόρφωσης σκυροδέματος από τον ACI είναι αρκετά κοντά στην αντίστοιχη τιμή για περισφιγμένο σκυρόδεμα μόνο με

εγκάρσιο οπλισμό (αρχικός φορέας), σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές που υπολογίζονται από τους άλλους κανονισμούς.

Πίνακας 7.17. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναλύσεων του αρχικού φορέα και των ενισχυμένων φορέων KAN, ACI, FIB και CNR.

	T_0 (sec)	δ_t (m)	K_0 (kN/m)	V_y (kN)	V_{max} (kN)
Υφιστάμενος	0.993	0.10084	20260.6	833.0	866.7
KAN	1.268	0.12329	12307.4	845.0	893.2
ACI	1.095	0.10831	15858.8	768.0	820.7
FIB	1.281	0.12479	12181.3	862.8	903.6
CNR	1.324	0.12728	11027.0	754.3	804.7

Πίνακας 7.18. Σύγκριση γωνιών στροφής χορδής αστοχίας αρχικού φορέα και ενισχυμένων φορέων KAN, ACI, FIB, CNR.

θ_d (rad)	4K1	4K4	4K7	4K10
ΥΦΙΣΤ.	0.01445	0.01452	0.01353	0.01421
KAN	0.02312	0.02759	0.02536	0.02675
ACI	0.02314	0.02756	0.02535	0.02677
FIB	0.02312	0.02760	0.02535	0.02675
CNR	0.02311	0.02762	0.02536	0.02674

Στον Πίνακα 7.17, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της υπερωθητικής ανάλυσης κάθε φορέα, από τα οποία διαπιστώνεται η μείωση της αρχικής δυσκαμψίας των ενισχυμένων φορέων σε σχέση με τον αρχικό, καθώς και η αντίστοιχη αύξηση της αρχικής ιδιοπεριόδου. Ταυτόχρονα, αυξάνεται σε κάθε ενισχυμένο φορέα και η

στοχευμένη μετατόπιση. Παρόλ' αυτά, η τέμνουσα βάσης διαρροής και η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες του αρχικού φορέα μόνο για την περίπτωση των ενισχυμένων φορέων KAN και FIB. Ο φορέας ACI παρουσίασε μικρή αύξηση στην ιδιοπερίοδο και στη στοχευμένη μετατόπιση σε σχέση με τον αρχικό φορέα, ενώ ο CNR παρουσίασε τις μεγαλύτερες τιμές για τα αντίστοιχα μεγέθη. Από την τελευταία παρατήρηση προκύπτει ότι δεν μπορεί να συσχετισθεί η αρχική ιδιοπερίοδος, η στοχευμένη μετατόπιση και η αρχική δυσκαμψία του ενισχυμένου φορέα με τη μεταβολή της θλιπτικής αντοχής και της παραμόρφωσης του σκυροδέματος.

Πίνακας 7.19. Σύγκριση συντελεστών πλαστιμότητας αρχικού φορέα και ενισχυμένων φορέων KAN, ACI, FIB, CNR.

μ_{θ}	4K1	4K4	4K7	4K10
ΥΦΙΣΤ.	2.763	2.495	2.197	2.401
KAN	4.404	4.757	4.123	4.511
ACI	4.408	4.752	4.121	4.514
FIB	4.404	4.758	4.122	4.511
CNR	4.402	4.770	4.124	4.510

Πίνακας 7.20. Μέση τιμή και ποσοστό αύξησης του συντελεστή πλαστιμότητας αρχικού φορέα, λόγω ενίσχυσης με μανδύες ΙΟΠ.

μ_{θ}	4K1	4K4	4K7	4K10
ΥΦΙΣΤ.	2.763	2.495	2.197	2.401
Μέση Τιμή	4.405	4.759	4.123	4.512
%	59.4	90.7	87.7	87.9

Στους Πίνακες 7.18 και 7.19, παρουσιάζονται οι γωνίες στροφής χορδής αστοχίας και οι αντίστοιχοι συντελεστές πλαστιμότητας του αρχικού φορέα και των ενισχυμένων

φορέων. Οι γωνίες στροφής χορδής και οι συντελεστές πλαστιμότητας υπολογίστηκαν από τις Σχέσεις (6.4) και (6.5), αντίστοιχα, τόσο για τον αρχικό φορέα όσο και για τους ενισχυμένους φορείς, δηλαδή δεν προέκυψαν από τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Για τους ενισχυμένους φορείς, οι γωνίες στροφής χορδής και κατ' επέκταση οι συντελεστές πλαστιμότητας έχουν παρόμοιες τιμές για όλους τους κανονισμούς ενίσχυσης (αφού υπολογίστηκαν με την ίδια σχέση) και αρκετά αυξημένες τιμές σε σχέση με τις αντίστοιχες του αρχικού φορέα. Η αύξηση στο δείκτη πλαστιμότητας που επιτεύχθηκε με την ενίσχυση μέσω ΙΟΠ, παρουσιάζεται σαν ποσοστό στον Πίνακα 7.20, όπου συγκρίνεται ο αντίστοιχος συντελεστής για τον αρχικό φορέα με τη μέση τιμή αυτών που υπολογίστηκαν για κάθε κανονισμό. Σε κάθε περίπτωση η πλαστιμότητα που προσδόθηκε στη διατομή είναι σημαντική. Σημειώνεται ότι το ποσοστό βελτίωσης για το υποστύλωμα 4K1 είναι μικρότερο τόσο γιατί η διατομή έχει μεγαλύτερες διαστάσεις (βλ. ενότητα 7.1.1), όσο και γιατί εφαρμόστηκαν δύο στρώσεις ΙΟΠ έναντι τριών, που εφαρμόστηκαν στις υπόλοιπες διατομές.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8ο

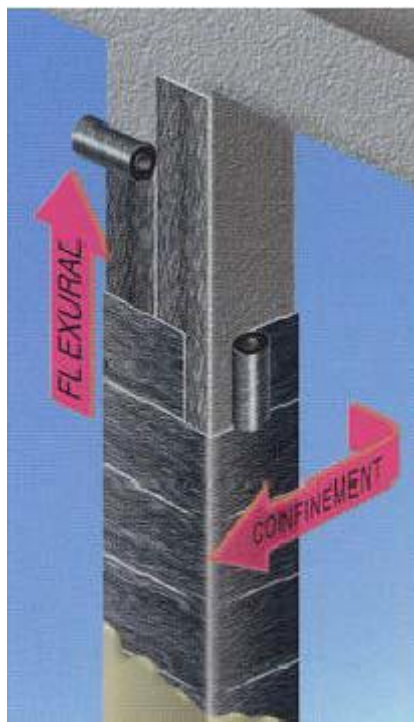
Ενίσχυση Υφιστάμενου Φορέα με ΙΟΠ – Κάμψη και Περίσφιγξη

8.1. Γεωμετρία και προσομοίωση ενίσχυσης

Στο προηγούμενο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, ενισχύθηκε ο αρχικός φορέας με εφαρμογή κατάλληλης εξωτερικής περίσφιγξης στα υποστυλώματα 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου. Όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα, η αύξηση της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων ήταν αρκετή για να μην προκύπτει τοπική αστοχία, αλλά οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου ήταν και πάλι αυξημένες, χωρίς να είναι κρίσιμες. Στη συνέχεια, γίνεται μελέτη ενίσχυσης του φορέα για βελτίωση της πλαστιμότητας, με ταυτόχρονη αύξηση της αντοχής των ασθενών υποστυλωμάτων με λωρίδες ΙΟΠ με ίνες άνθρακα (GFRP), με στόχο την αποτίμηση της ενίσχυσης για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (βλ. Εικόνα 8.1). Το υλικό ΙΟΠ που χρησιμοποιείται έχει εφελκυστική αντοχή $f_j = 3720\text{MPa}$ και παραμόρφωση αστοχίας $\varepsilon_j = 1.55\%$, όπως παρουσιάζεται από τους Rousakis et al. (2007). Η επιπλέον αντοχή λόγω περίσφιγξης των ενισχυμένων υποστυλωμάτων υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2012).

Η ενίσχυση του φορέα αποτιμάται με τη διαδικασία και τους συντελεστές ασφάλειας για τα υφιστάμενα υλικά και το προσομοίωμα ($\gamma_f, \gamma_m, \gamma_{sd}, \gamma_{rd}$) που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα, υιοθετούνται οι τιμές συντελεστών $\gamma_f: \gamma_g = 1.0$, για τις μόνιμες δράσεις και $\gamma_q = 0.3$, για τα ωφέλιμα φορτία, η τιμή $\gamma_m = 1.0$ για τα υφιστάμενα υλικά, η τιμή $\gamma_{sd} = 1.1$ για κτίριο με ελαφρές επισκευές, από τον Πίνακα 2.2 της παρούσας εργασίας και η τιμή $\gamma_{rd} = 1.5$ για ανελαστική ανάλυση σε πρωτεύοντα στοιχεία με στόχο αποτίμησης της ενίσχυσης τη στάθμη επιτελεστικότητας B1. Τα κριτήρια

αστοχίας είναι αυτά που περιγράφηκαν για τον αρχικό φορέα και οι έλεγχοι επάρκειας των μελών γίνονται με τη Σχέση (6.4). Να σημειωθεί ότι ο έλεγχος μεμονωμένου μέλους σε διάτμηση δεν είναι κρίσιμος σε καμία περίπτωση και γι' αυτό δεν παρουσιάζονται τα σχετικά διαγράμματα. Τα ενισχυμένα υποστυλώματα του φορέα είναι πιο πλαστικά σε σχέση με του αρχικού και γι' αυτό γίνεται δεκτή διπλάσια κρίσιμη τιμή σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων που ορίζει τη «σχεδιαστική» αστοχία μόνο για τον ενισχυμένο όροφο (2.50% έναντι 1.25%). Για τον υπόλοιπο φορέα εξακολουθεί να είναι οριακή η τιμή 1.25%.



Εικόνα 8.1. Ταυτόχρονη καμπτική ενίσχυση και εφαρμογή περίσφιγξης (Megalooikonομου, 2007).

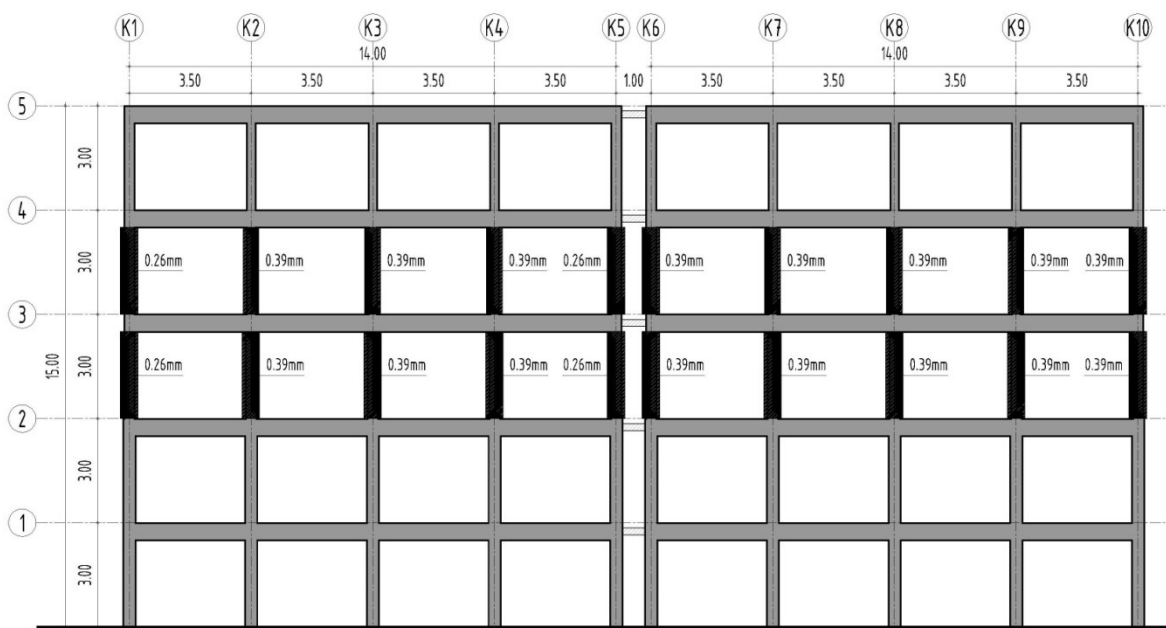
Όπως θα δειχθεί στη συνέχεια, με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων μόνο του ασθενέστερου ορόφου (στην προκειμένη περίπτωση του 4^{ου} ορόφου) η ένταση στο φορέα ανακατανέμεται, με αποτέλεσμα να καθίσταται άλλος όροφος «μαλακός» (σε αυτή την περίπτωση αρχικά ο 3^{ος} όροφος, στη συνέχεια ο 2^{ος}, κ.ο.κ.), συνεπώς χρειάζονται περισσότερες από μία δοκιμές για να βρεθεί η βέλτιστη λύση. Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται δύο δοκιμές (KAN1 και KAN2), για τις οποίες παρατίθενται τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου, τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης – σχετικών μετακινήσεων ορόφων και ενδεικτικά τα διαγράμματα

γωνίας στροφής χορδής – μετακίνησης κόμβου ελέγχου του Κ4 υποστυλώματος σε όλους τους ορόφους για τον ενισχυμένο και τον αρχικό φορέα για σύγκριση.



Εικόνα 8.2. Διαμόρφωση οπών σε πλάκα για τη συνέχιση και αγκύρωση των λωρίδων ΙΟΠ (Barecchia, 2008).

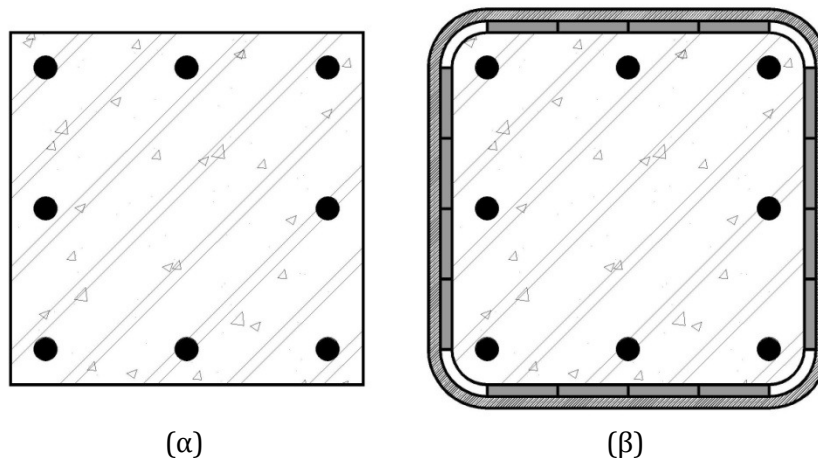
Σημειώνεται ότι οι λωρίδες και ο μανδύας ΙΟΠ αυξάνουν την αντοχή και την πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων, αντίστοιχα, συνεπώς μεταβάλλεται η συμπεριφορά του φορέα και πρέπει κάθε φορά να βρίσκονται οι νέες μορφές των ιδιομορφών και να υπολογίζονται εκ νέου τα οριζόντια φορτία για την πραγματοποίηση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, από όπου προκύπτει η καμπύλη αντίστασης και η στοχευμένη μετακίνηση. Εκ νέου, βέβαια, πρέπει να υπολογίζονται και οι διαθέσιμες γωνίες στροφής χορδής για κάθε υποστυλώμα, για να ληφθούν υπόψη τόσο τα νέα εντατικά μεγέθη για κάθε διαφορετική επίλυση, όσο και η μεταβολή των χαρακτηριστικών του σκυροδέματος παρουσία του μανδύα ΙΟΠ. Όπως αναφέρθηκε, η αγκύρωση των κατακόρυφων λωρίδων ΙΟΠ σε υποστυλώματα είναι πρακτικά δυσχερής αλλά όχι αδύνατη. Μια λύση είναι η δημιουργία οπών στην πλάκα και στη δοκό στην περιοχή γύρω από τα υποστυλώματα από όπου θα περάσουν οι κατακόρυφες ίνες και θα αγκυρωθούν (Εικόνα 8.2). Στο Σχήμα 8.1 φαίνεται η διάταξη των μανδύων στον 3^ο και 4^ο όροφο και στο Σχήμα 8.2 φαίνονται μία απερίσφιγξη και μία περισφιγμένη διατομή.



Σχήμα 8.1. Διάταξη ενίσχυσης με μανδύες και λωρίδες ΙΟΠ.

8.1.1 Διαστασιολόγηση ενίσχυσης

Ο συντελεστής ασφάλειας του ΙΟΠ υλικού λαμβάνεται ίσος με $\gamma_m = 1.2$. Αρχικά, ενισχύονται τα υποστυλώματα του 4^{ου} ορόφου με στρώσεις μανδύα και λωρίδων ΙΟΠ, πάχους $t_j = 0.13mm$ η κάθε μία, ως εξής: δύο στρώσεις στα ακραία υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου και τρεις στρώσεις στα υπόλοιπα υποστυλώματα. Η κατεύθυνση των ινών των λωρίδων είναι παράλληλη με τον άξονα του διαμήκους μέλους (κατακόρυφες). Η ανάλυση της πρώτης δοκιμής έδειξε ότι οι σχετικές μετακινήσεις του 3^{ου} – 4^{ου} ορόφου περιορίστηκαν, αλλά είναι πλέον αυξημένες οι σχετικές μετακινήσεις 2^{ου} – 3^{ου} ορόφου. Στη συνέχεια, επιλέγεται ενίσχυση των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου, εφαρμόζοντας την ίδια λογική δύο στρώσεων στα ακραία υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου και τριών στα υπόλοιπα. Οι ομάδες διατομών υποστυλωμάτων που χρειάζονται ενίσχυση και τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά παρουσιάζονται στους Πίνακες 8.1 και 8.2, αντίστοιχα, ενώ τα χαρακτηριστικά του περισφιγμένου σκυροδέματος, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., παρουσιάζονται στον Πίνακα 8.3. Οι Πίνακες 8.1 έως 8.3 αποτελούν μέρος των αντίστοιχων Πινάκων 7.1 έως 7.3 που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.



Σχήμα 8.2. Τυπικές διατομές υποστυλωμάτων (α) χωρίς περίσφιγξη, (β) με λωρίδες ΙΟΠ και περίσφιγξη μανδύων ΙΟΠ και στρογγυλεμένες άκρες.

8.1.2 Προσομοίωση ενισχυμένου φορέα

Η προσομοίωση του ενισχυμένου φορέα με λωρίδες ΙΟΠ γίνεται και πάλι με το πρόγραμμα OpenSees. Η μόνη διαφοροποίηση σε σχέση με την προσομοίωση του υφιστάμενου φορέα και των ενισχυμένων φορέων μόνο σε περίσφιγξη αφορά στην περιγραφή των νέων διατομών των υποστυλωμάτων. Οι ενισχυμένες διατομές περιλαμβάνουν πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος με αυξημένη αντοχή λόγω περίσφιγξης από το μανδύα (όπως υπολογίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και περιβάλλονται από τις στρώσεις των λωρίδων ΙΟΠ. Χρησιμοποιείται και πάλι η εντολή *section Fiber*, όπως περιγράφηκε σε προηγούμενη ενότητα.

Πίνακας 8.1. Υποστυλώματα που ενισχύονται με μανδύες ΙΟΠ.

Ομάδα	Νέα Ομάδα	Διατομές	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Οπλισμός Διάτμησης
K8	K28	3K1-3K5-3K16-3K20-4K1-4K5-4K16-4K20	30/30	4Φ20	ΣΦ8/25
K9	K29	3K2-3K4-3K17-3K19-3K6-3K10-3K11-3K15	30/30	4Φ16	ΣΦ8/21,5
K10	K30	3K3-3K18-3K7-3K8-3K9-3K12-3K13-3K14	30/30	8Φ14	ΣΦ8/21,5
K11	K31	4K2-4K3-4K4-4K6-4K10-4K11-4K15-4K17-4K18-4K19-4K7-4K8-4K9-4K12-4K13-4K14	25/25	4Φ14	ΣΦ8/29

Πίνακας 8.2. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενισχυμένων διατομών.

Ομάδα	b (cm)	h (cm)	Στρώσεις	t_j (mm)	A_g (cm ²)	ρ_l (%)
K28	30	30	2	0.13	900	1.396
K29	30	30	3	0.13	900	0.894
K30	30	30	3	0.13	900	1.368
K31	25	25	3	0.13	625	0.985

Πίνακας 8.3. Χαρακτηριστικά περισιφιγμένου με μανδύα ΙΟΠ σκυροδέματος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ομάδα	ϵ_{ju} (%)	f_{ju} (MPa)	α	ω_{wd}	$a\omega_{wd}$	f_{cc} (kPa)	f_{ccu} (kPa)	ϵ_{cc} (%)	ϵ_{ccu} (%)
K28	1.292	3100	0.516	0.672	0.347	24 931.60	18 698.70	0.8498	0.8499
K29	1.292	3100	0.516	1.008	0.520	28 397.40	21 298.05	1.1025	1.1026
K30	1.292	3100	0.516	1.008	0.520	28 397.40	21 298.05	1.1025	1.1026
K31	1.292	3100	0.553	1.209	0.669	31 382.18	23 536.63	1.3465	1.3466

Το περισιφιγμένο σκυρόδεμα ορίζεται μέσω του υλικού *uniaxialMaterial Concrete01*, με αυξημένα χαρακτηριστικά αντοχών. Σε αυτή την περίπτωση που επιδιώκεται και καμπτική ενίσχυση των υποστρωμάτων χρησιμοποιείται για το υλικό των ΙΟΠ το ελαστικό υλικό του OpenSees. Καθώς, όμως, οι ιδιότητες του ελαστικού υλικού εκτείνονται στο άπειρο δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί αυτούσιο, αλλά χρειάζεται μια προσαρμογή για τη σωστή προσομοίωση του ΙΟΠ υλικού. Για το σκοπό αυτό, χρησιμοποιείται το «υλικό» *uniaxialMaterial MinMax*, το οποίο «προσαρτάται» στο ελαστικό υλικό, δηλώνοντας άνω και κάτω όριο της ελαστικής καμπύλης. Για την εξεταζόμενη περίπτωση ορίστηκε μέγιστη τιμή παραμόρφωσης η παραμόρφωση αστοχίας σχεδιασμού του ΙΟΠ υλικού, ενώ δεν ορίστηκε ελάχιστη τιμή. Επίσης, θεωρήθηκε ότι με τη διάταξη των λωρίδων και των μανδύων ΙΟΠ επιτυγχάνεται ίδιο μέτρο ελαστικότητας κατά την εγκάρσια και τη διαμήκη διεύθυνση.

uniaxialMaterial MinMax \$matTag \$otherTag <-min \$minStrain> <-max \$maxStrain>

όπου:

\$matTag χαρακτηριστικός αριθμός νέου υλικού,

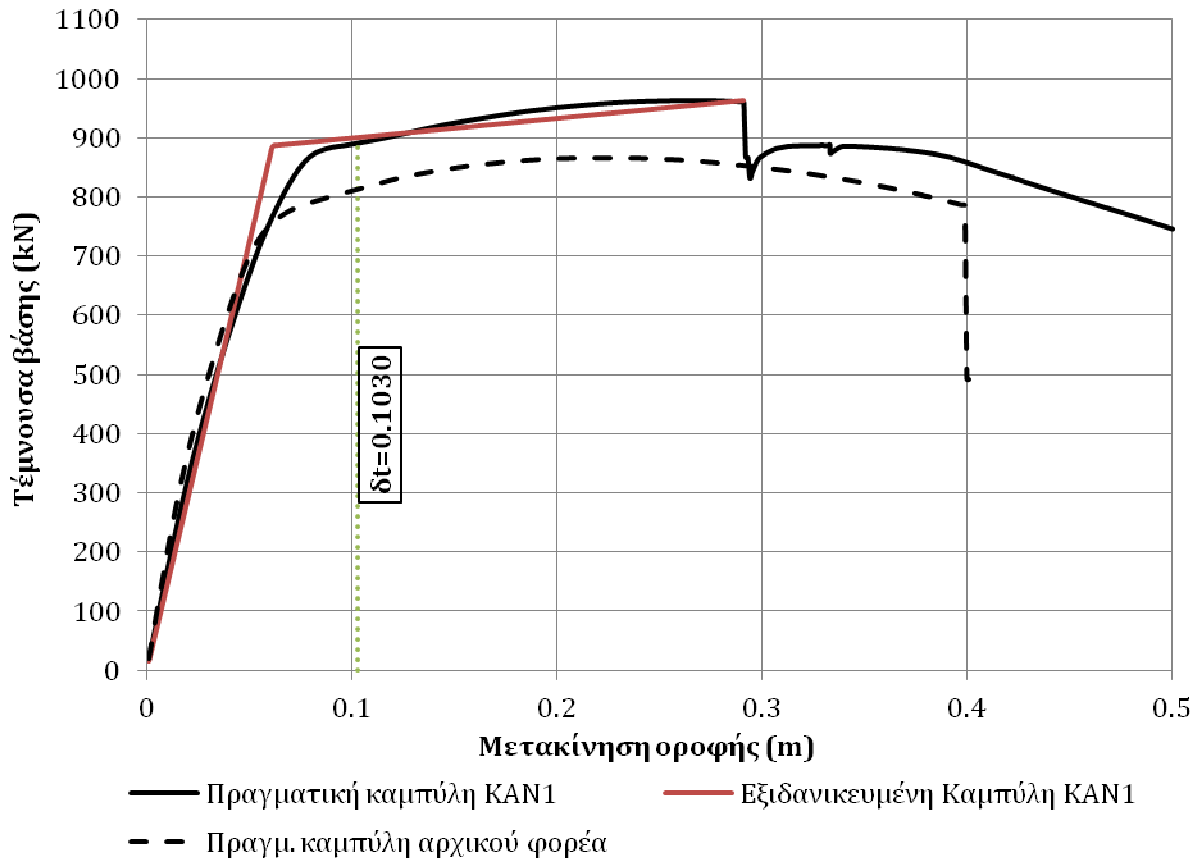
\$otherTag	χαρακτηριστικός αριθμός αρχικού υλικού,
<-min \$minStrain>	ελάχιστη τιμή παραμόρφωσης (προεπιλογή $-1.0e16$),
<-max \$maxStrain>	μέγιστη τιμή παραμόρφωσης (προεπιλογή $1.0e16$).

8.2. Πρώτη δοκιμή ενίσχυσης (KAN1)

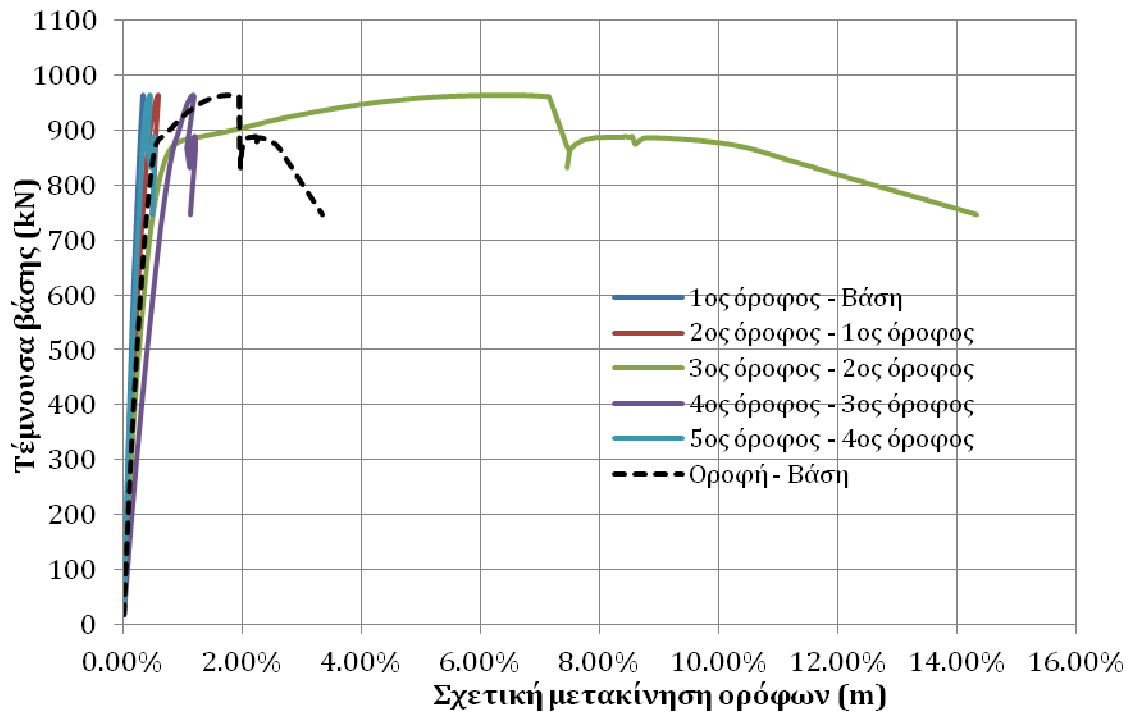
Μετά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου, η ανακατανομή της έντασης καθιστά τον 3^ο όροφο «μαλακό». Από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου του Σχήματος 8.3, στο οποίο απεικονίζεται και η αντίστοιχη καμπύλη του αρχικού φορέα, προκύπτει ότι, όπως αναμενόταν, με την ενίσχυση σε περίσφιγξη και κάμψη ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη μέγιστη τέμνουσα βάσης ($V_{max} = 963.4 \text{ kN}$). Ο ενισχυμένος φορέας έχει λίγο μικρότερη αρχική δυσκαμψία σε σύγκριση με τον αρχικό φορέα και παρόλο που παρατηρείται απότομη πτώση της τέμνουσας βάσης για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.292m δεν υφίσταται θεωρητική αστοχία του (μείωση μικρότερη του 85% της τέμνουσας βάσης). Επίσης, παρατηρείται ότι μετά τη διαρροή και μέχρι τη θεωρητική αστοχία εμφανίζεται κράτυνση.

Στο διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ορόφων του Σχήματος 8.4, φαίνεται ότι είναι, πλέον, περιορισμένη η σχετική μετακίνηση μεταξύ 3^{ου} – 4^{ου} ορόφου, αλλά είναι πολύ αυξημένη η σχετική μετακίνηση 2^{ου} – 3^{ου} ορόφου. Η τιμή 1.25% που ορίστηκε ως οριακή για ορόφους με μη ενισχυμένα υποστυλώματα ξεπεράστηκε για τον 3^ο όροφο σε μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.096m (τέμνουσα βάσης $V = 886.8\text{kN}$) που είναι μικρότερη από τη στοχευμένη. Συνεπώς, σύμφωνα με το καθολικό κριτήριο αστοχίας σχετικών μετακινήσεων μεταξύ ορόφων προέκυψε αστοχία.

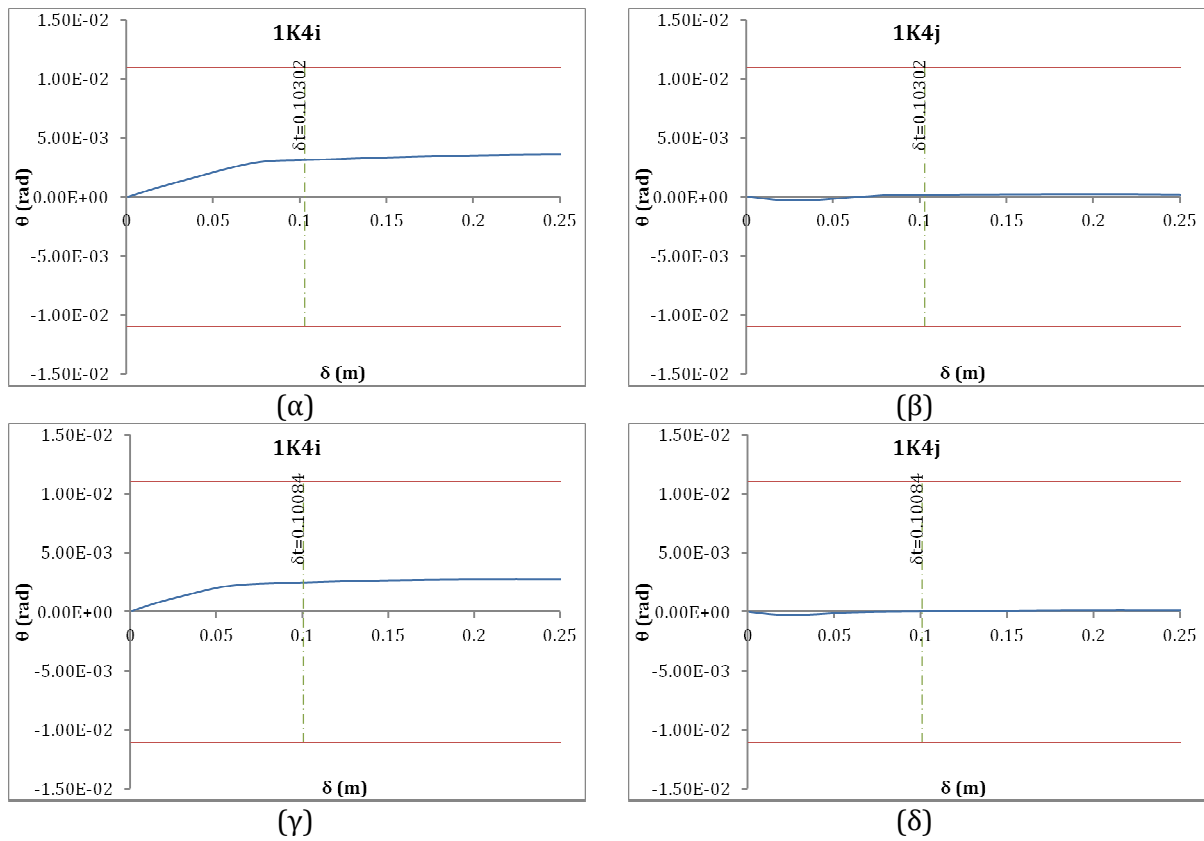
Στα Σχήματα 8.5 έως 8.9 παρατίθενται, ενδεικτικά, τα διαγράμματα θ - δ για το υποστυλώμα K4 σε όλους τους ορόφους για τον ενισχυμένο και τον αρχικό φορέα, όπου φαίνεται ότι ενώ, μετά την ενίσχυση δεν αστοχεί το υποστυλώμα στον 4^ο όροφο, προκύπτει αστοχία για τον 3^ο όροφο. Πιο συγκεκριμένα, η αστοχία συμβαίνει για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.098m στον κόμβο τέλους του υποστυλώματος K4 του 3^{ου} ορόφου. Η τοπική αστοχία προέκυψε λίγο μετά τη συμβατική καθολική αστοχία λόγω μεγάλης σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων η οποία είναι κρίσιμη.



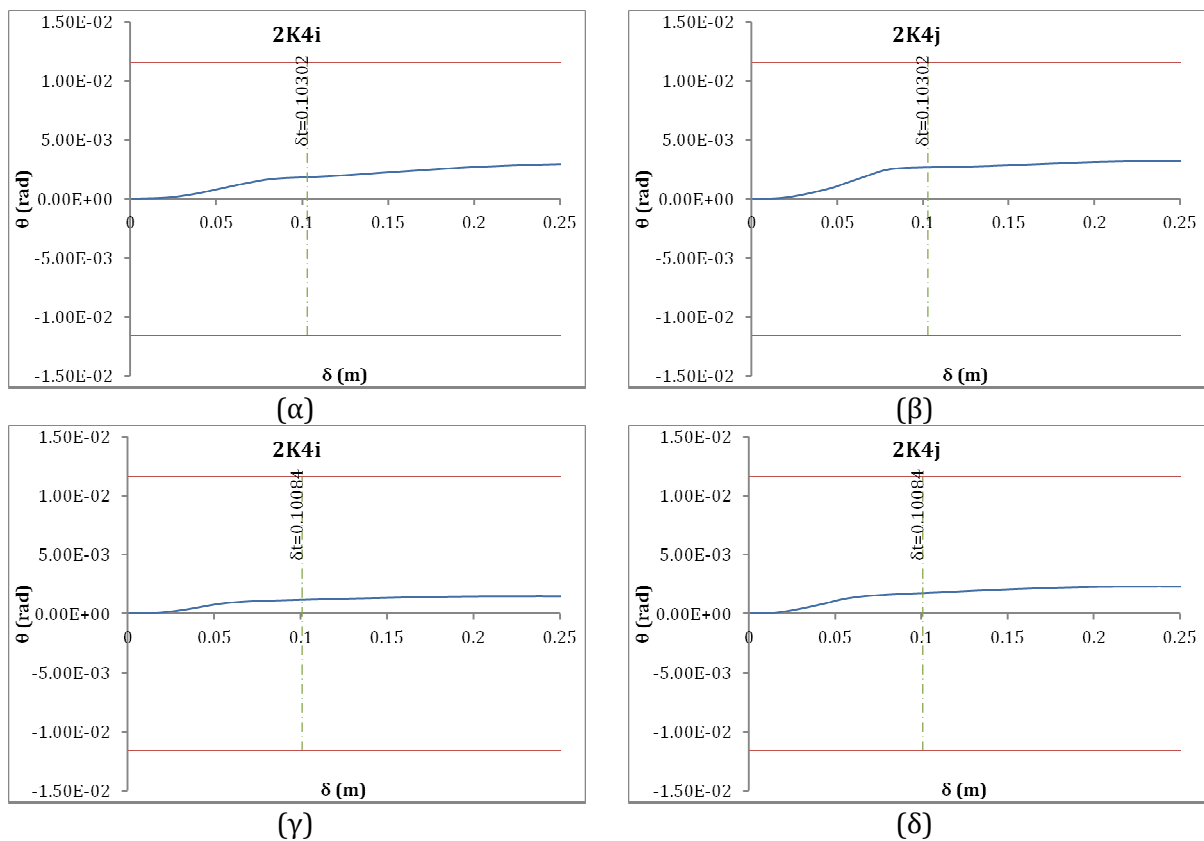
Σχήμα 8.3. Πραγματική και εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης πρώτης δοκιμής ενίσχυσης φορέα (KAN1).



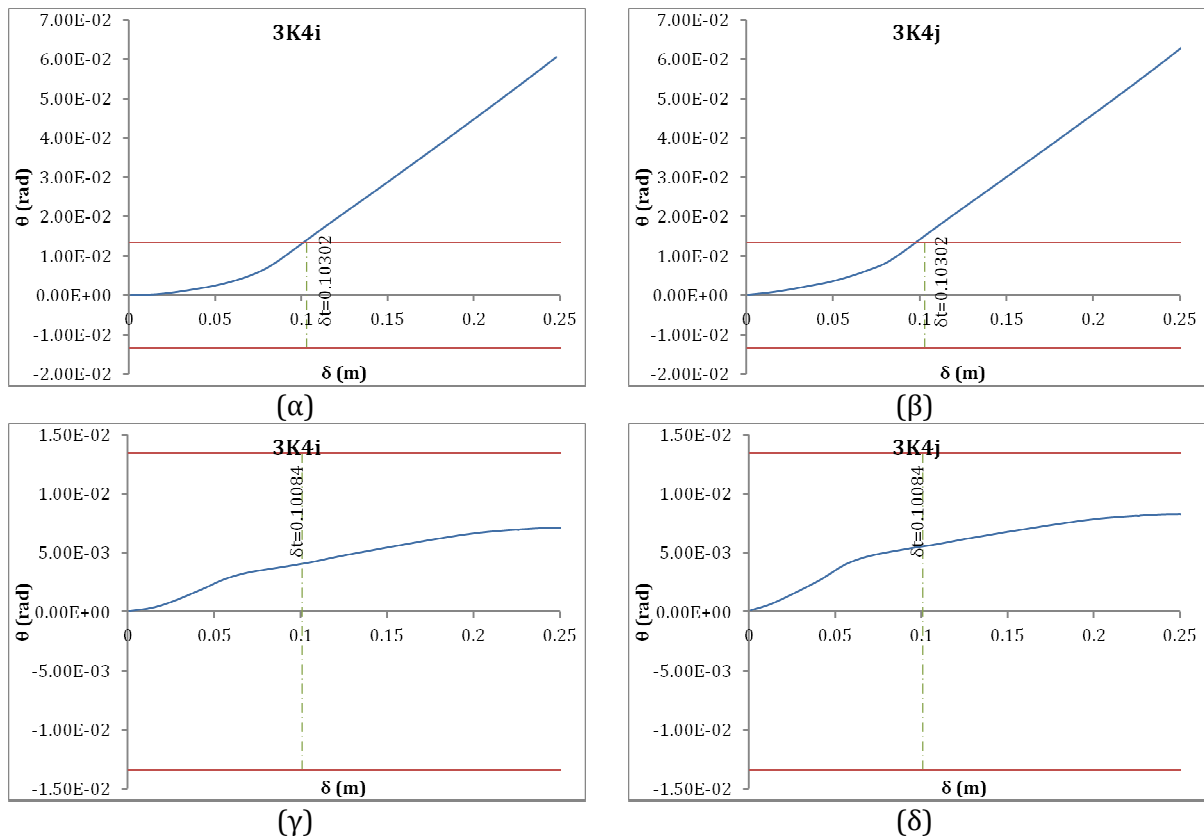
Σχήμα 8.4. Διάγραμμα τέμνουσας βάσης - σχετικής μετακίνησης ορόφων πρώτης δοκιμής ενίσχυσης φορέα (KAN1).



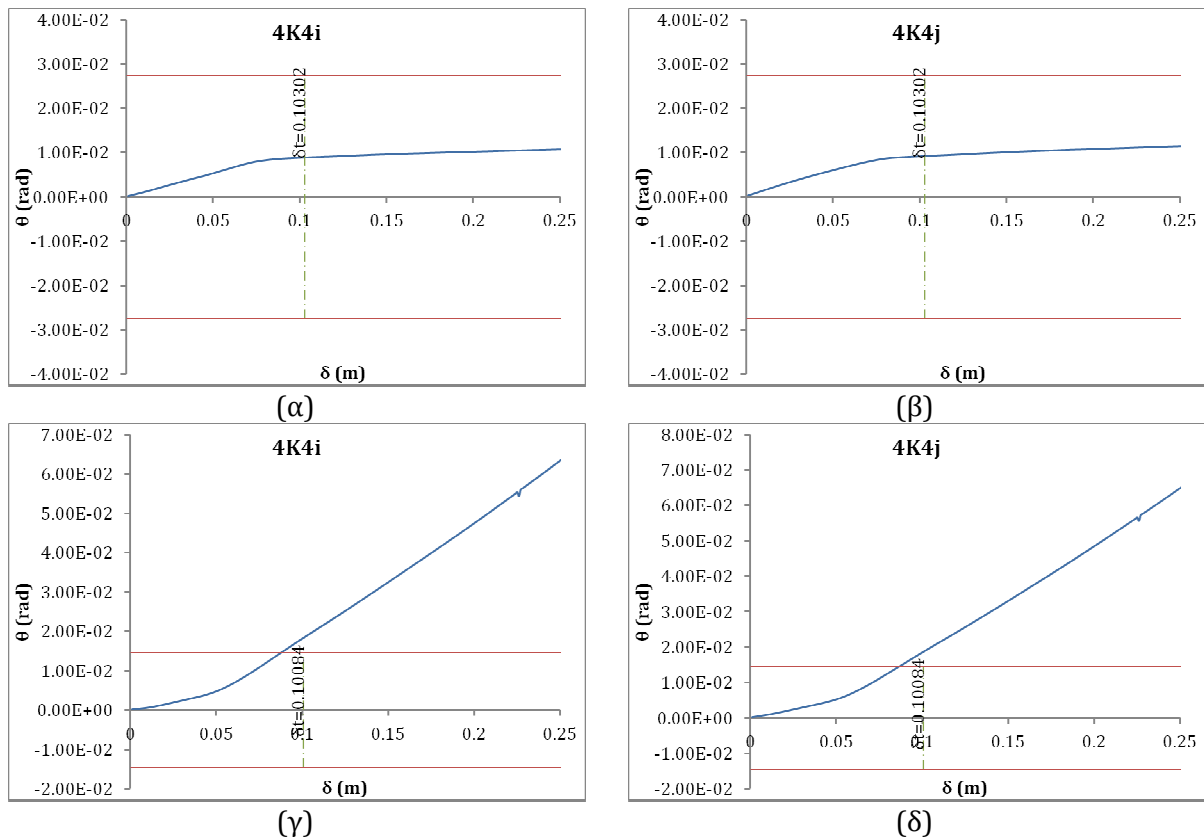
Σχήμα 8.5. Καμπύλες θ - δ υποστ. K4 του 1^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα KAN1, και αρχής (γ) και τέλους (δ) του αρχικού φορέα.



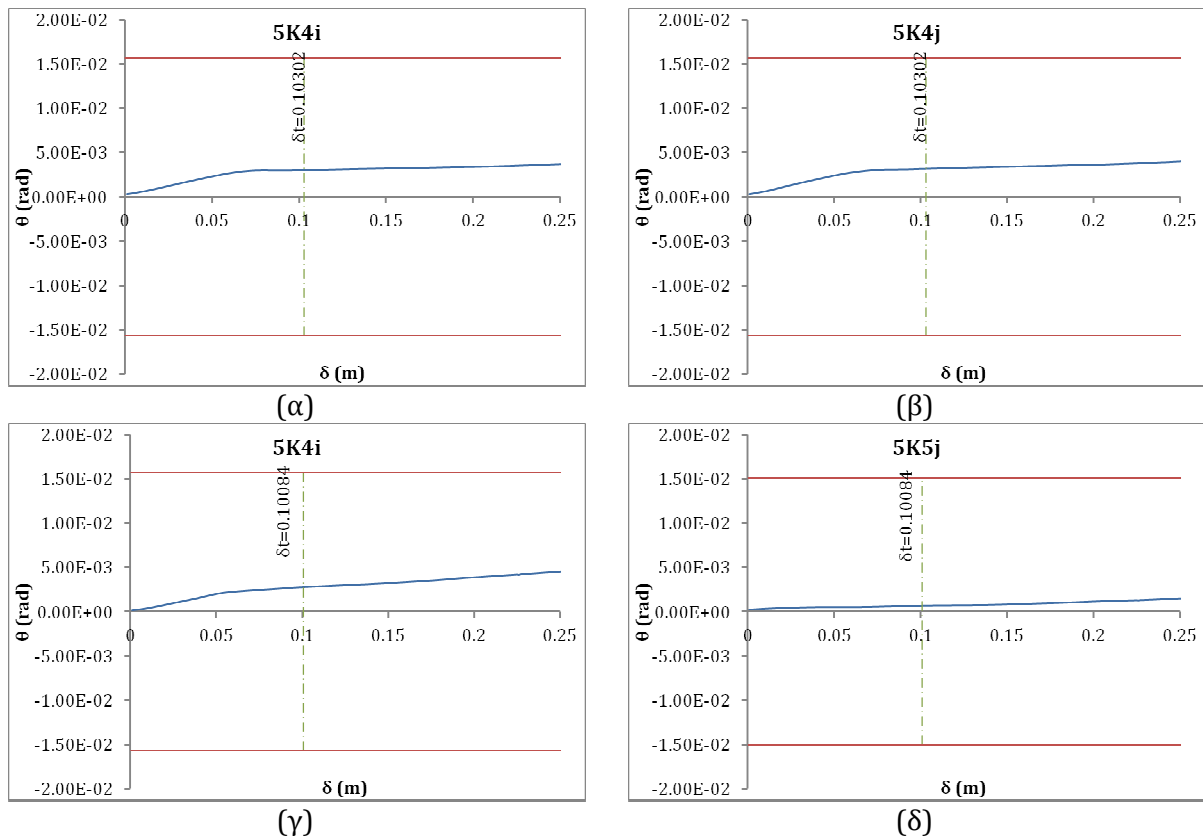
Σχήμα 8.6. Καμπύλες θ - δ υποστ. K4 του 2^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα KAN1, και αρχής (γ) και τέλους (δ) του αρχικού φορέα.



Σχήμα 8.7. Καμπύλες θ - δ υποστ. Κ4 του 3^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ1, και αρχής (γ) και τέλους (δ) του αρχικού φορέα.



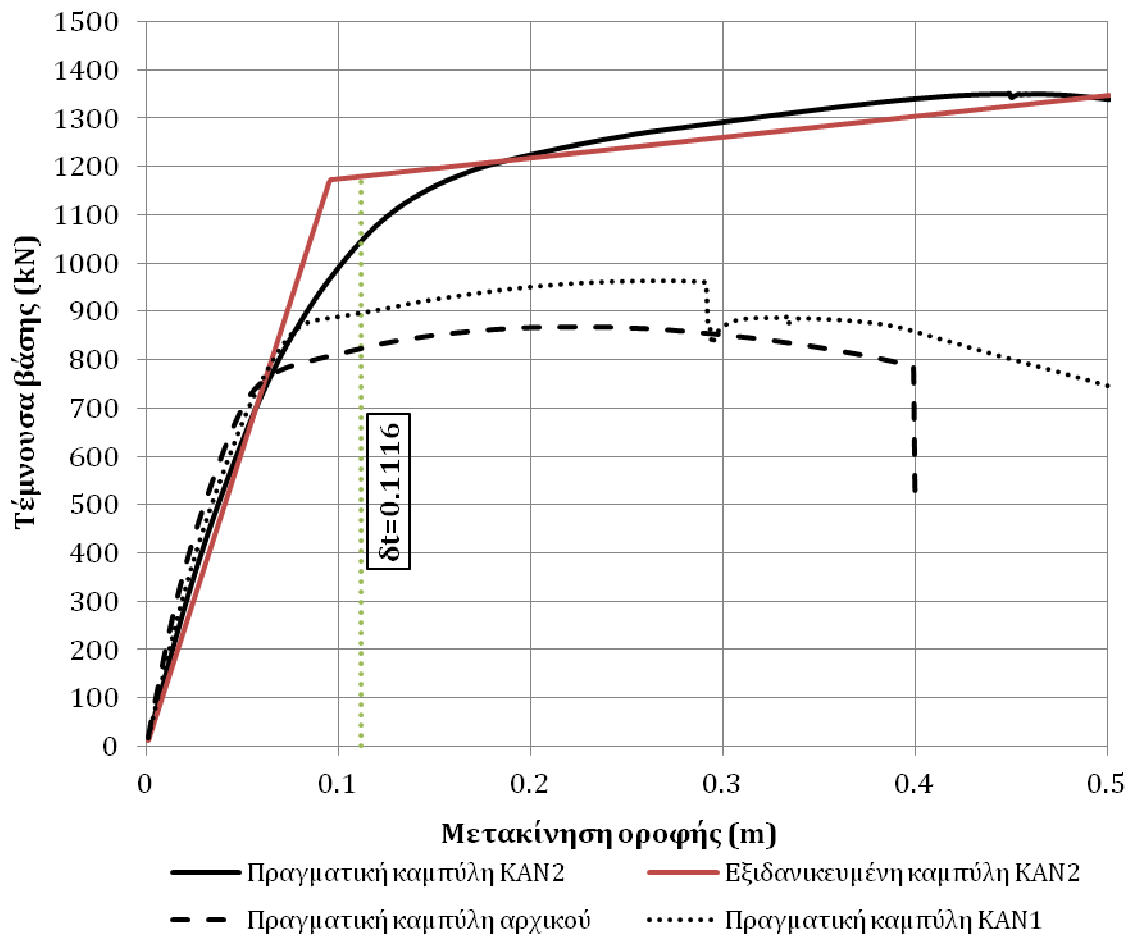
Σχήμα 8.8. Καμπύλες θ - δ υποστ. Κ4 του 4^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ1, και αρχής (γ) και τέλους (δ) του αρχικού φορέα.



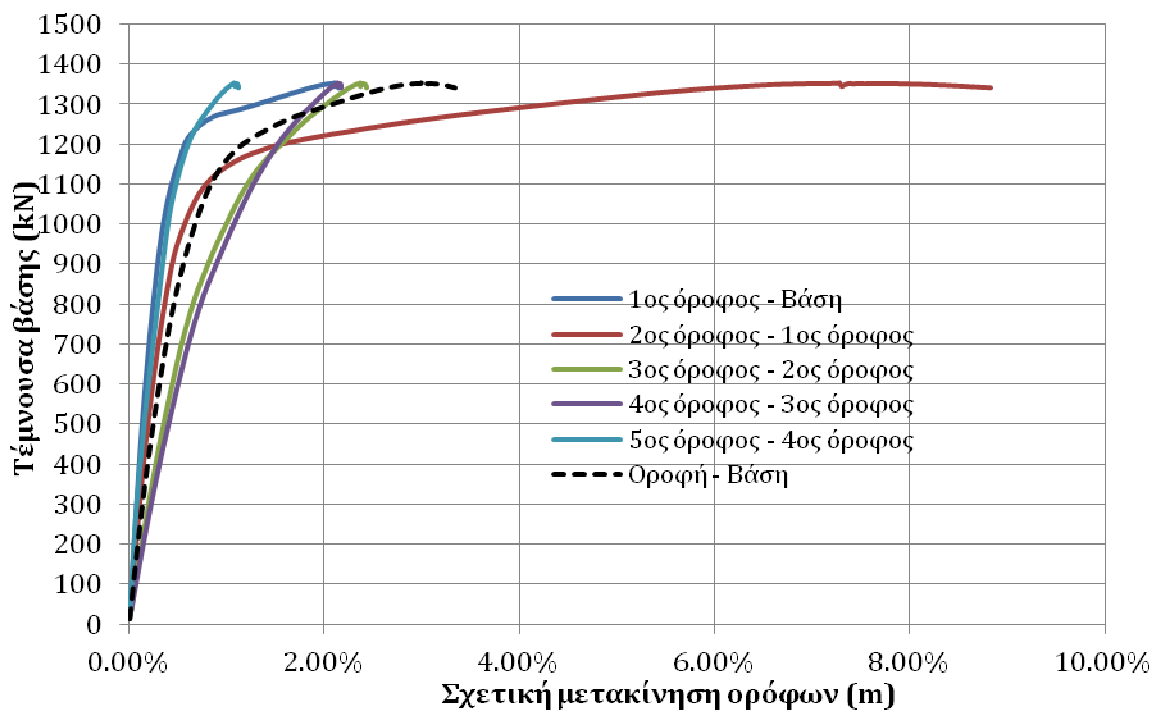
Σχήμα 8.9. Καμπύλες θ - δ υποστ. Κ4 του 5^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα ΚΑΝ1, και αρχής (γ) και τέλους (δ) του αρχικού φορέα.

8.3. Δεύτερη δοκιμή ενίσχυσης - τελική λύση (ΚΑΝ2)

Στη συνέχεια ενισχύονται και τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου, με στρώσεις μανδύα και λωρίδων ΙΟΠ, πάχους $t_j = 0.13mm$ η κάθε μία, ως εξής: δύο στρώσεις στα ακραία υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου και τρεις στρώσεις στα υπόλοιπα υποστυλώματα. Μετά την ενίσχυση και των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου, η ανακατανομή της έντασης καθιστά τον 2^ο όροφο «μαλακό». Από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης - μετακίνησης του κόμβου ελέγχου του Σχήματος 8.10, στο οποίο απεικονίζεται και η αντίστοιχη καμπύλη του αρχικού φορέα και του φορέα πρώτης δοκιμής ενίσχυσης (ΚΑΝ1), προκύπτει ότι με την ενίσχυση σε περίσφιγξη και κάμψη ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη μέγιστη τέμνουσα βάσης $V_{max} = 1352.9 kN$. Ο ενισχυμένος φορέας ΚΑΝ2 έχει μικρότερη αρχική δυσκαμψία τόσο σε σχέση με τον αρχικό φορέα, όσο και σε σχέση με τον ενισχυμένο φορέα ΚΑΝ1 και δεν παρουσιάζει καθολική αστοχία λόγω μείωσης της τέμνουσας βάσης. Επίσης, μετά τη διαρροή και μέχρι το τέλος της ανάλυσης παρουσιάζει κράτυνση.

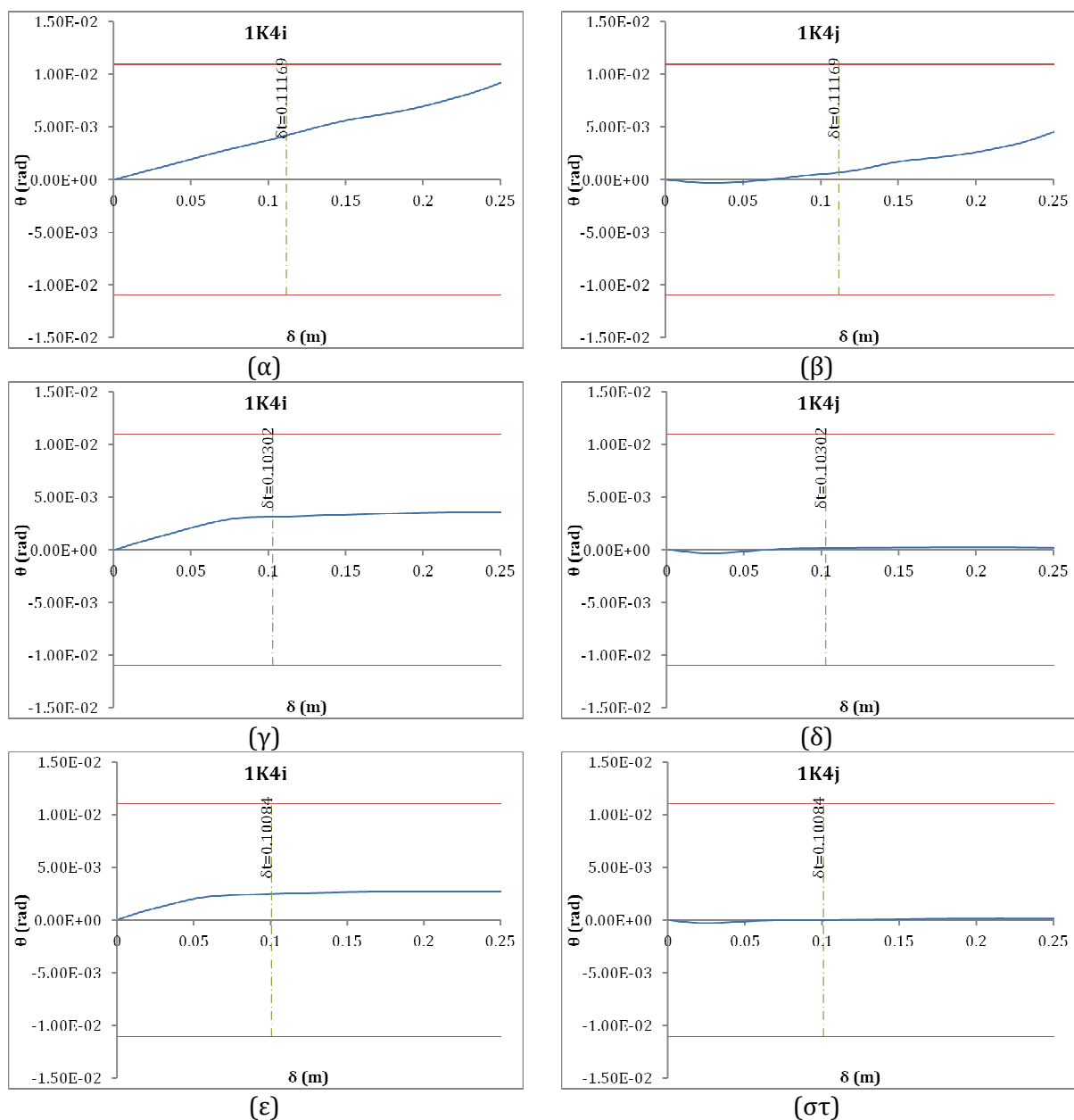


Σχήμα 8.10. Πραγματική και εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης στατικής ανελαστικής ανάλυσης τελικής δοκιμής ενίσχυσης φορέα (ΚΑΝ2).

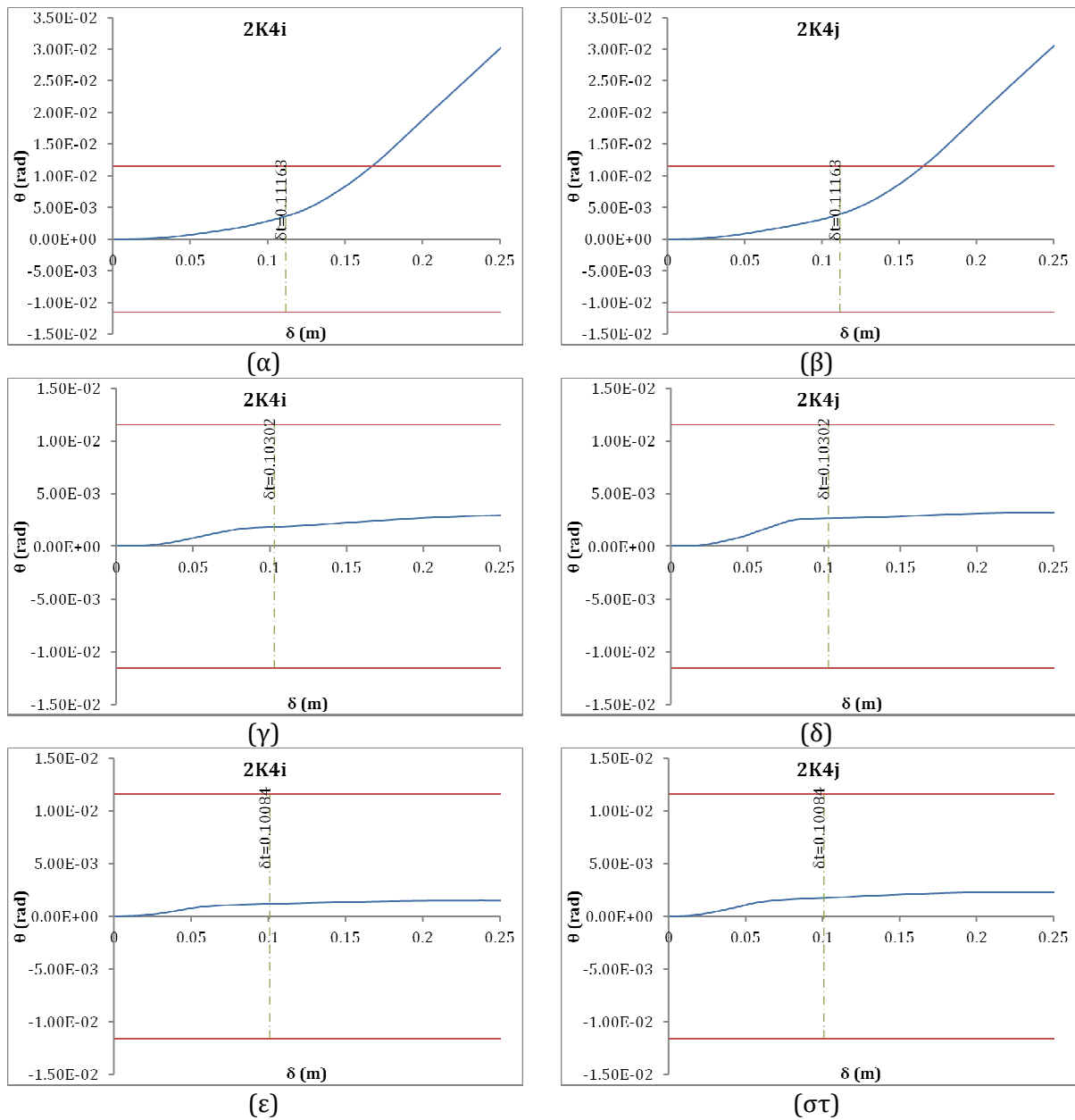


Σχήμα 8.11. Διάγραμμα τέμνουσας βάρσης - σχετικής μετακίνησης ορόφων τελικής δοκιμής ενίσχυσης φορέα (ΚΑΝ2).

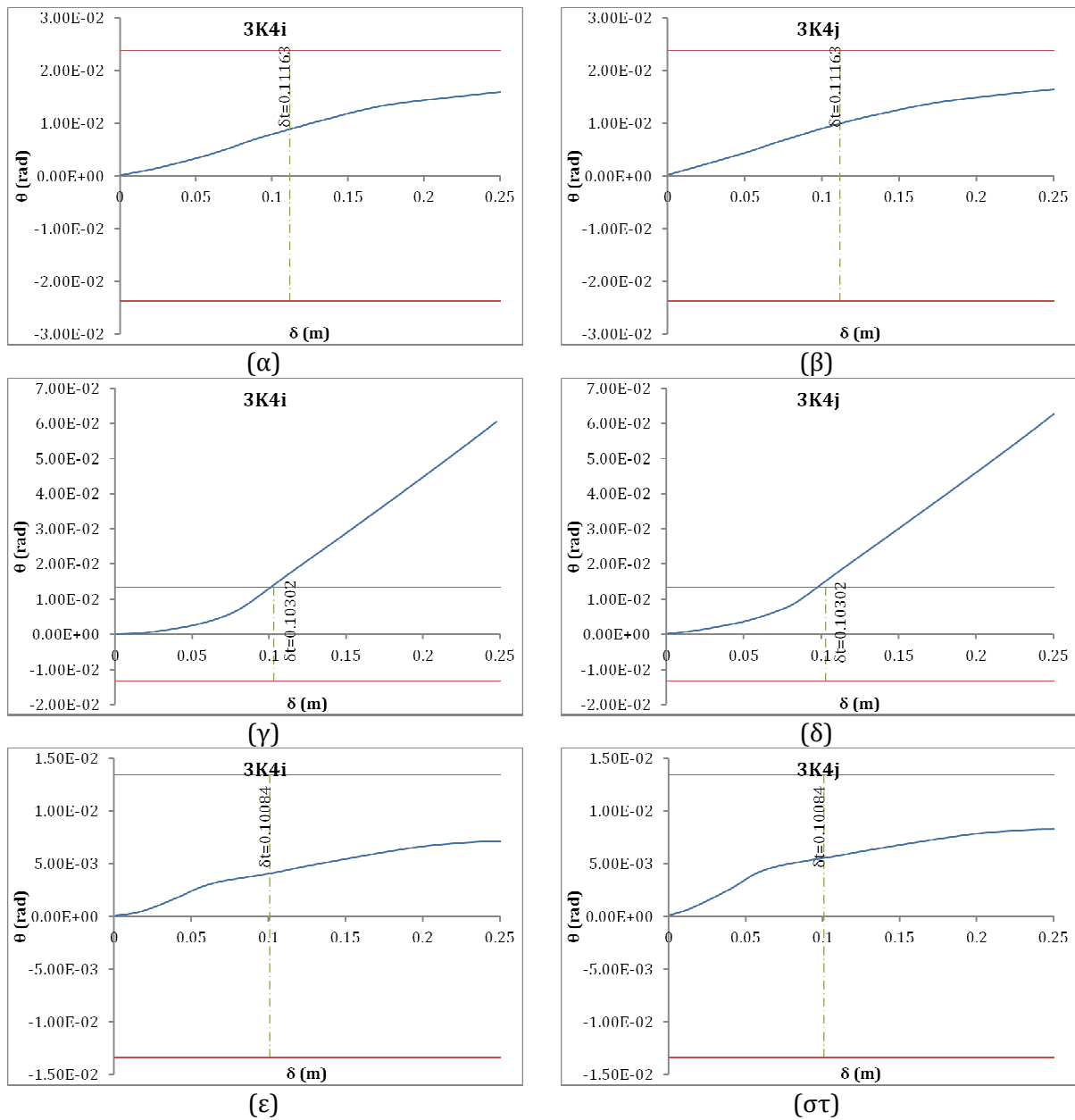
Στο διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ορόφων του Σχήματος 8.11, φαίνεται ότι είναι, πλέον, περιορισμένη η σχετική μετακίνηση 3^{ου} – 4^{ου} ορόφου και 2^{ου} – 3^{ου} ορόφου, αλλά είναι πολύ αυξημένη η σχετική μετακίνηση 1^{ου} – 2^{ου} ορόφου. Η τιμή 1.25% που ορίστηκε ως οριακή για ορόφους με μη ενισχυμένα υποστυλώματα ξεπεράστηκε για τον 2^ο όροφο για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 0.158m (τέμνουσα βάσης $V = 1175.0kN$) που είναι μεγαλύτερη από τη στοχευμένη. Συνεπώς, σύμφωνα με το καθολικό κριτήριο αστοχίας σχετικών μετακινήσεων μεταξύ ορόφων δεν προέκυψε αστοχία. Σημειώνεται ότι η οριακή τιμή του αντίστοιχου κριτηρίου για τον 3^ο και 4^ο όροφο είναι 2.50%.



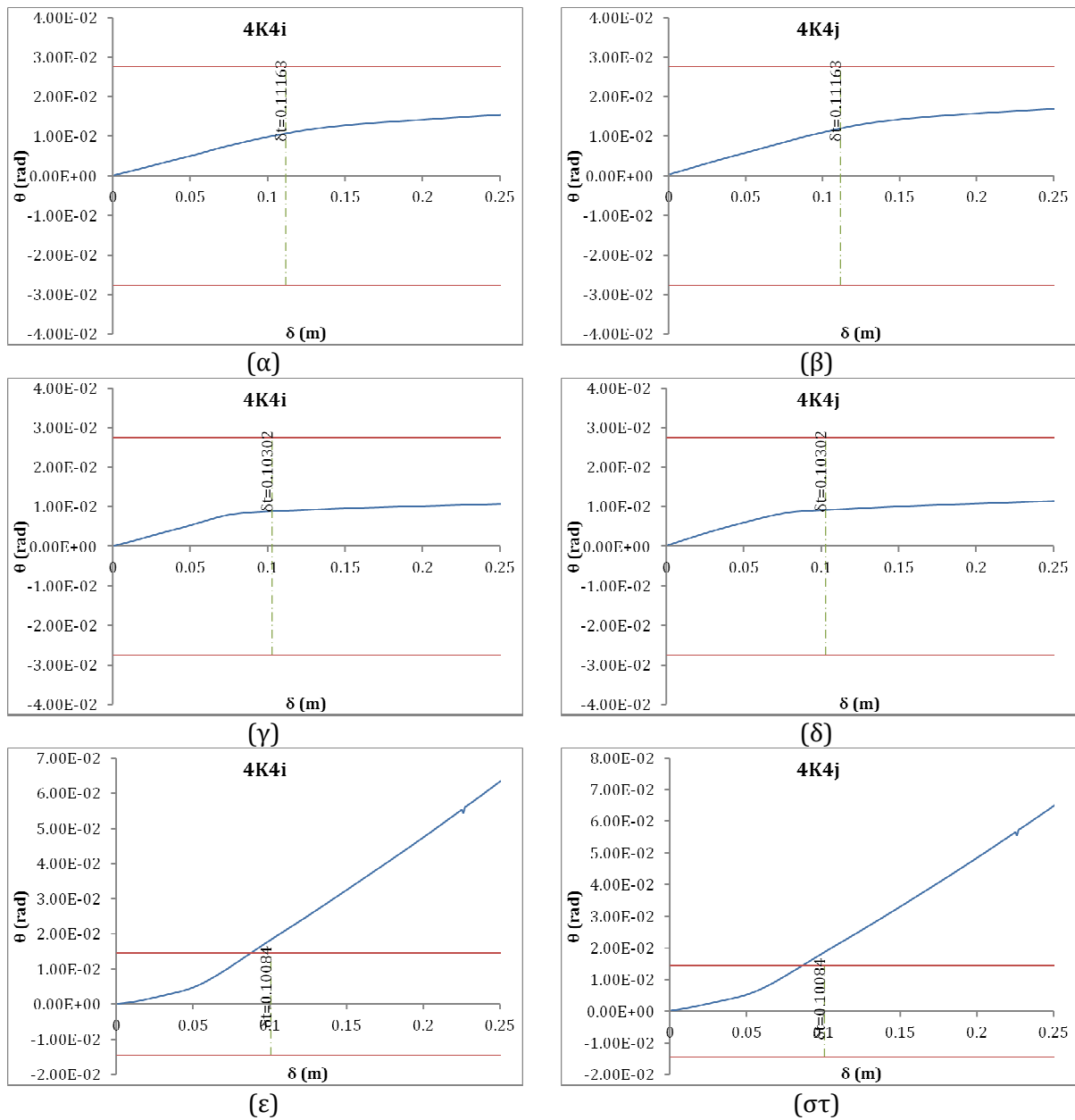
Σχήμα 8.12. Καμπύλες θ - δ υποστυλώματος K4 του 1^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα KAN2, κόμβων αρχής (γ) και τέλους (δ) του ενισχυμένου φορέα KAN1, και αρχής (ε) και τέλους (στ) του αρχικού φορέα.



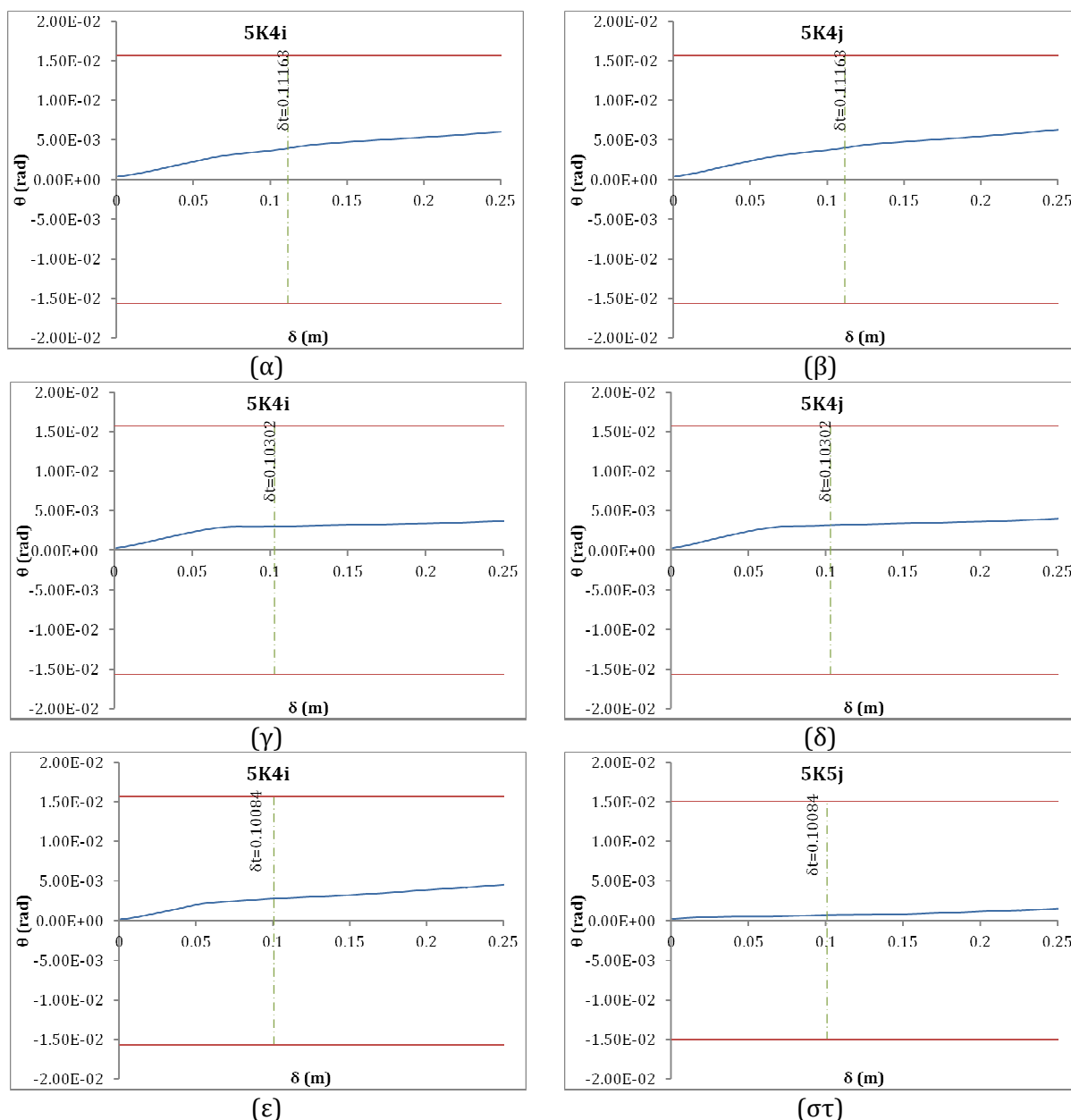
Σχήμα 8.13. Καμπύλες θ - δ υποστυλώματος K4 του 2^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα KAN2, κόμβων αρχής (γ) και τέλους (δ) του ενισχυμένου φορέα KAN1, και αρχής (ε) και τέλους (στ) του αρχικού φορέα.



Σχήμα 8.14. Καμπύλες θ - δ υποστυλώματος K4 του 3^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα KAN2, κόμβων αρχής (γ) και τέλους (δ) του ενισχυμένου φορέα KAN1, και αρχής (ε) και τέλους (στ) του αρχικού φορέα.



Σχήμα 8.15. Καμπύλες θ - δ υποστυλώματος K4 του 4^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα KAN2, κόμβων αρχής (γ) και τέλους (δ) του ενισχυμένου φορέα KAN1, και αρχής (ε) και τέλους (στ) του αρχικού φορέα.



Σχήμα 8.16. Καμπύλες θ - δ υποστυλώματος K4 του 5^{ου} ορόφου, κόμβων αρχής (α) και τέλους (β) του ενισχυμένου φορέα KAN2, κόμβων αρχής (γ) και τέλους (δ) του ενισχυμένου φορέα KAN1, και αρχής (ε) και τέλους (στ) του αρχικού φορέα.

Στα Σχήματα 8.12 έως 8.16 παρατίθενται, ενδεικτικά, τα διαγράμματα θ - δ για το υποστύλωμα K4 σε όλους τους ορόφους, για τον ενισχυμένο KAN2, τον ενισχυμένο KAN1 και τον αρχικό φορέα, όπου φαίνεται ότι μετά και την δεύτερη ενίσχυση δεν αστοχεί το υποστύλωμα K4, παρόλο που η γωνία στροφής χορδής στο 2^ο όροφο είναι αυξημένη.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9ο

Συμπεράσματα

9.1. Εισαγωγή

Στην παρούσα διατριβή εξετάστηκαν οι κυριότερες πτυχές της αποτίμησης και ενίσχυσης παλαιών κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η έμφαση δόθηκε στην περιγραφή των σύγχρονων κανονισμών και κυρίως του ΚΑΝ.ΕΠΕ., σε θέματα περίσφιγξης, καθώς και στην ενίσχυση μέσω ΙΟΠ. Επίσης, αναπτύχθηκε με όλες τις απαιτούμενες λεπτομέρειες ένα πρόβλημα. Συγκεκριμένα, αποτιμήθηκε η σεισμική επάρκεια ενός τυπικού παλαιού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, σχεδιασμένου σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και τον τότε ισχύοντα Κανονισμό Μελετών Έργων από Σκυρόδεμα και στη συνέχεια ενισχύθηκε με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (ΙΟΠ). Πρόκειται για ένα 5ώροφο κτίριο με τέσσερα ανοίγματα κατά τη διεύθυνση x και τρία ανοίγματα κατά τη διεύθυνση y, με ύψος ορόφων 3m και θεωρητικό μήκος ανοίγματος πλαισίου 3.5m Η μορφή του κτιρίου είναι τυπική των πολυκατοικιών που μελετούνταν στη χώρα τη δεκαετία του 1970. Ο τρισδιάστατος φορέας μετά από «επιπεδοποίηση» μελετήθηκε στις δύο διαστάσεις. Ο ψευδο-τρειςδιάστατος φορέας αποτελείται από δύο επίπεδα πλαίσια της x διεύθυνσης του κτιρίου, ένα εξωτερικό και ένα εσωτερικό. Μελετήθηκαν δύο τύποι ενίσχυσης: περίσφιγξη υποστυλωμάτων με μανδύες ΙΟΠ και περίσφιγξη υποστυλωμάτων με μανδύες ΙΟΠ σε συνδυασμό με καμπτική ενίσχυσή τους με λωρίδες ΙΟΠ.

Η αποτίμηση και ο σχεδιασμός των επεμβάσεων ενίσχυσης πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με το νέο κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Επιλέχθηκαν τέσσερα κριτήρια αστοχίας, δύο τοπικά (περιορισμός γωνίας στροφής χορδής άκρου και διατμητικής αντοχής μέλους) και δύο καθολικά (ποσοστό μείωσης μέγιστης τέμνουσας βάσης και μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων (drifts)). Για τα μεν τοπικά κριτήρια αστοχίας οι οριακές

τιμές υπολογίζονται μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τα δε καθολικά κριτήρια αστοχίας ορίστηκαν ως εξής: μείωση της τέμνουσας βάσης 15% της μέγιστης τέμνουσας βάσης (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και οριακή σχετική μετακίνηση μεταξύ ορόφων 1.25% για ορόφους με μη ενισχυμένα μέλη και 2.50% (διπλάσια) για ορόφους με ενισχυμένα πλάστιμα μέλη (Reparis et al., 2006).

9.1.1 Αποτίμηση ικανότητας συνολικού φορέα και μεμονωμένων μελών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει τη διαδικασία αποτίμησης αρχικού και ενισχυμένου φορέα. Πρέπει να τονισθεί το γεγονός ότι για πρώτη φορά στη χώρα μας, περιλαμβάνονται σε κανονιστικό κείμενο μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης κατασκευών και το υπολογιστικό υπόβαθρο για τον έλεγχο των επεμβάσεων (Δρίτσος, 2009). Υπό αυτό το πρίσμα, εισήχθησαν νέες έννοιες στο σχεδιασμό, όπως είναι οι στάθμες και οι στόχοι επιτελεσματικότητας (performance-based design), τα οποία αποφασίζονται με τη συμμετοχή του ιδιοκτήτη του έργου, οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, η διάκριση των στοιχείων σε πλάστιμα και ψαθυρά και η συνεπαγόμενη προσαρμογή του ελέγχου ασφάλειας σε όρους παραμορφώσεων και όρους δυνάμεων, αντίστοιχα. Επίσης, λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοπληρώσεις, η ελαστική ανάλυση σε όρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς, η εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς του δομήματος σε υφιστάμενες κατασκευές, οι ανελαστικές αναλύσεις και η διάκριση σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα από σεισμική άποψη στοιχεία.

Η μεθοδολογία που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την αποτίμηση της ικανότητας δομικού μέλους είναι πολύπλοκη, καθώς για την εφαρμογή της απαιτείται η γνώση μεγεθών, τα οποία δεν παραμένουν σταθερά κατά την ανάλυση με σεισμικά φορτία, αλλά μεταβάλλονται σε κάθε βήμα της. Επομένως, είναι πολλές φορές απαραίτητη η πραγματοποίηση απλοποιητικών παραδοχών για τις τιμές τέτοιων μεγεθών. Η πολυπλοκότητα της διαδικασίας αυξάνεται με τις διαφοροποιήσεις που απαιτούνται ανάλογα με τον τρόπο διαρροής και αστοχίας, ο οποίος προσδιορίζεται μετά από έλεγχο των επικρατούντων σε κάθε στιγμή εντατικών μεγεθών. Τέλος, καθώς κάποιες σχέσεις υπολογισμού, π.χ. των οριακών τιμών της γωνίας στροφής χορδής στο άκρο μέλους και κατ' επέκταση του αντίστοιχου συντελεστή πλαστιμότητας, είναι εμπειρικές, τα αποτελέσματα μπορεί να διαφοροποιούνται λίγο ανάλογα με την επιλογή της εμπειρικής σχέσης.

9.1.2 Χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών στις κατασκευές

Τα τελευταία 20 χρόνια έχουν αναπτυχθεί τεχνικές που βασίζονται στη χρήση σύνθετων υλικών τα οποία αποτελούνται από ίνες άνθρακα, ύαλου ή αραμιδίου, εμβαπτισμένες σε μήτρα εποξειδικής ρητίνης. Τα σύνθετα υλικά είναι γνωστά και ως Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ), (Fiber Reinforced Polymers ή FRP) και χαρακτηρίζονται από εξαιρετικές ιδιότητες, που τα καθιστούν ελκυστικά για χρήση σε εφαρμογές επεμβάσεων σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και φέρουσας τοιχοποιίας (Μπουρνάς, 2008). Τέτοια υλικά εφαρμόζονται στις κατασκευές με διάφορες μορφές, με πιο διαδεδομένες τους μανδύες (ολόσωμους ή ανά αποστάσεις) και τις λωρίδες ΙΟΠ.

Πρόκειται για υλικά έντονα ανισότροπα, με διαφορετικό θερμικό συντελεστή σε σχέση με το σκυρόδεμα και το χάλυβα (η παραπλήσια τιμή του θερμικού συντελεστή σκυροδέματος και χάλυβα είναι από τους κύριους λόγους επιτυχημένης εφαρμογής του οπλισμένου σκυροδέματος (Γκρος, 2004) που θεωρείται επίσης σύνθετο υλικό). Η ανισοτροπία του υλικού, καθώς και η τεράστια γκάμα ινών, μητρών, πληρωτικών υλικών, πρόσθετων, κλπ και συνδυασμών τους επιτρέπουν τη χρήση των ΙΟΠ σε πολλές εφαρμογές, αλλά ταυτόχρονα απαιτούν πολύ καλή γνώση των ιδιοτήτων και των περιορισμών τους από τους μηχανικούς, τους τεχνίτες και το χρήστη του έργου.

9.1.3 Εφαρμογή περίσφιγξης σε μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα

Ήδη από τις αρχές του 20^{ου} αιώνα ήταν γνωστή η θετική επίδραση της περίσφιγξης σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, που προκαλεί αύξηση της πλαστιμότητας του στοιχείου. Η κλασική εφαρμογή περίσφιγξης γίνεται μέσω του εγκάρσιου οπλισμού (συνδετήρες, μανδύες και σπειροειδής οπλισμός), ενώ έχουν αναπτυχθεί κι άλλες τεχνικές όπως είναι η περίσφιγξη με εξωτερικά επικολλούμενα μεταλλικά στοιχεία (μεταλλικός κλωβός, εξωτερικός σπειροειδής οπλισμός, μεταλλικά ελάσματα, κλπ) και μανδύες ΙΟΠ.

Η αύξηση της πλαστιμότητας περισφιγμένου στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί το κίνητρο για την εφαρμογή περίσφιγξης σε μέλη φορέων «παλαιού» τύπου. Οι φορείς αυτοί είχαν διαστασιοποιηθεί και κατασκευαστεί με παλαιούς αντισεισμικούς κανονισμούς και κρίνονται ως ανεπαρκείς με βάση τα σημερινά δεδομένα, παρουσιάζοντας μεταξύ άλλων και χαμηλή πλαστιμότητα. Τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει πολλές επιστημονικές εργασίες με στόχο την ορθή προσομοίωση της

περίσφιγξης από μανδύα ΙΟΠ σε ένα μέλος, με αποτέλεσμα να έχει προταθεί πληθώρα σχέσεων υπολογισμού της. Οι σχέσεις αυτές προέκυψαν είτε από διαβάθμιση πειραματικών δεδομένων, είτε από ανάπτυξη αναλυτικών θεωρητικών μοντέλων υπολογισμού. Κάποιες από αυτές υιοθετήθηκαν από διεθνείς κανονισμούς επεμβάσεων με κατάλληλη διαβάθμιση. Μια τέτοια ερευνητική εργασία αφορά στο μοντέλο περίσφιγξης BGL (Braga et al., 2006) που υπολογίζει την περίσφιγξη λόγω εγκάρσιου οπλισμού, μανδυών ΙΟΠ και συνδυασμού τους. Μια εφαρμογή αυτού του μοντέλου αποτελεί το υλικό ConfinedConcrete01 που περιλαμβάνεται στο λογισμικό OpenSees.

9.2. Αποτίμηση υφιστάμενου φορέα

Η ανάλυση αποτίμησης του υπό μελέτη φορέα έδειξε ότι για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.399m προέκυψε απότομη πτώση της τέμνουσας βάσης σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15% σε σχέση με τη μέγιστη τέμνουσα βάσης ($V_{max} = 866.7 \text{ kN}$), παραβιάζοντας το αντίστοιχο καθολικό κριτήριο αστοχίας πολύ μετά τη στοχευμένη μετακίνηση $\delta_t = 0.10084 \text{ m}$. Επιπλέον, από το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικών μετακινήσεων ορόφων (Σχήμα 6.15) είναι εμφανές ότι οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου είναι πολύ αυξημένες. Το αντίστοιχο κριτήριο αστοχίας παραβιάστηκε για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.079m και τέμνουσα βάσης $V = 790.1 \text{ kN}$, δηλαδή πριν τη στοχευμένη μετακίνηση. Παρατηρείται, δηλαδή, αντίφαση στα δύο καθολικά κριτήρια αστοχίας που αφορούν στην τέμνουσα βάσης και στις σχετικές μετακινήσεις μεταξύ ορόφων.

Σε τοπικό επίπεδο, ο φορέας εμφάνισε αυξημένες γωνίες στροφής χορδής άκρων στην πλειοψηφία των υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου, αποτέλεσμα συμβατό με τις αυξημένες σχετικές μετακινήσεις του συγκεκριμένου ορόφου. Πρώτη αστοχία προέκυψε για μετακίνηση κόμβου ελέγχου 0.087m στον κόμβο τέλους του υποστυλώματος K4 στον 4^ο όροφο, το οποίο είναι ένα από τα μεσαία υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου. Το κριτήριο αστοχίας γωνίας στροφής χορδής παραβιάστηκε μετά το καθολικό κριτήριο σχετικής μετακίνησης μεταξύ ορόφων, οπότε θεωρείται ότι η μετακίνηση κόμβου ελέγχου κατά 0.079m είναι η κρίσιμη που ορίζει την αστοχία του φορέα. Σημειώνεται ότι σε κανένα μέλος η τέμνουσα δύναμη που εφαρμόστηκε λόγω εξωτερικής φόρτισης δεν ξεπέρασε τη διατμητική αντοχή τους, δηλαδή το αντίστοιχο κριτήριο δεν παραβιάστηκε για κανένα μέλος.

Στον Πίνακα 9.1 παρουσιάζεται για κάθε κριτήριο αστοχίας η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στην οποία έγινε η πρώτη παραβίαση και η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης του φορέα. Σημειώνεται, επίσης, η στοχευμένη μετακίνηση (σημείο ελέγχου των κριτηρίων) και η μέγιστη τέμνουσα βάσης, καθώς και οι οριακές τιμές κάθε κριτηρίου. Οι οριακές τιμές της γωνίας στροφής χορδής και διατμητικής αντοχής υπολογίζονται για κάθε μέλος με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και οι τιμές που παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.1 αντιστοιχούν στο δυσμενέστερο μέλος Κ4 του 4^{ου} ορόφου (4Κ4). Ως κριτήριο 1 ορίζεται η μείωση της τέμνουσας βάσης, κριτήριο 2 η σχετική μετακίνηση μεταξύ ορόφων, κριτήριο 3 η γωνία στροφής χορδής και κριτήριο 4 η τέμνουσα δύναμη.

Πίνακας 9.1. Αποτελέσματα αρχικού (υφιστάμενου) φορέα.

Μέγιστη τέμνουσα βάσης	$V_{max} = 866.7 \text{ kN}$			
Στοχευμένη μετακίνηση δ_t	$\delta_t = 0.10084 \text{ m}$			
Κριτήριο αστοχίας	1	2	3	4
Οριακή τιμή	$85\%V_{max} = 736.7 \text{ kN}$	$max \text{ drift} = 1.25\%$	$\theta_d(4K4) = 0.01452 \text{ rad}$	$V_d(4K4) = 20.001 \text{ kN}$
Μετακίνηση κόμβου ελέγχου στην αστοχία	0.399m	0.079m	0.087m	-
Τέμνουσα βάσης φορέα στην αστοχία	786.3 kN	790.1 kN	798.5 kN	-

9.3. Ενίσχυση με αύξηση της περίσφιγξης υποστυλωμάτων

Όσον αφορά στην περίσφιγξη υποστυλωμάτων, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει μια σχέση υπολογισμού της αυξημένης θλιπτικής αντοχής και παραμόρφωσης του σκυροδέματος, η οποία αφού εφαρμόστηκε, αντικαταστάθηκε για λόγους σύγκρισης από τις αντίστοιχες σχέσεις που προτείνουν τρεις διεθνείς κανονισμοί (ACI 440.2R-02, fib Bulletin 14 και CNR-DT200). Δεδομένου ότι οι συντελεστές ασφάλειας κάθε κανονισμού έχουν διαβαθμιστεί με βάση τις παραδοχές του κάθε κανονισμού, εφαρμόστηκαν κατά

την ανάλυση και τη διαδικασία αποτίμησης της ενίσχυσης οι συντελεστές ασφάλειας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (δράσεων, προσομοιώματος, ιδιοτήτων υλικών). Μόνο ο συντελεστής ασφάλειας του ΙΟΠ υλικού διαφοροποιήθηκε σύμφωνα με τα όσα ορίζει ο κάθε κανονισμός.

Η διάταξη των μανδύων ΙΟΠ είναι ίδια για όλες τις περιπτώσεις φορέων με διαφορετική σχέση υπολογισμού περίσφιγξης (ΚΑΝ για ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΑCΙ για ΑCΙ 440.2R-02, FIB για fib Bulletin 14 και CNR για CNR-DT200): στον 1^ο όροφο μία στρώση μανδύα ΙΟΠ στα ακραία υποστυλώματα εξωτερικού πλαισίου και δύο στα υπόλοιπα και στους 2^ο, 3^ο και 4^ο όροφο δύο στρώσεις μανδύα ΙΟΠ στα ακραία υποστυλώματα εξωτερικού πλαισίου και τρεις στα υπόλοιπα. Ορίζονται τα ίδια τέσσερα κριτήρια αστοχίας με τον υφιστάμενο φορέα με διαφοροποιήσεις στις οριακές τιμές του 2^{ου} (σχετικές μετακινήσεις), 3^{ου} (γωνία στροφής χορδής άκρου μέλους) και 4^{ου} (διατμητική αντοχή μέλους). Συγκεκριμένα η οριακή τιμή της σχετικής μετακίνησης ορόφων ορίστηκε διπλάσια (2.50%) λόγω αύξησης της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων και επειδή λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως στην ανάλυση (Reparis et al., 2006). Αντίστοιχα, για τον υπολογισμό των οριακών τιμών γωνίας στροφής χορδής άκρου και διατμητικής αντοχής μέλους έγινε η κατάλληλη προσαύξηση λόγω περίσφιγξης. Κανένας ενισχυμένος φορέας δεν παρουσίασε αστοχία σε καθολικό ή τοπικό επίπεδο. Η οριακή τιμή του 1^{ου} κριτηρίου (τέμνουσα βάσης) είναι ίδια (15% μείωση της μέγιστης τέμνουσας βάσης).

Σε κανένα φορέα δεν παραβιάστηκε κάποιο από τα κριτήρια αστοχίας, συνεπώς η ενίσχυση κρίθηκε επιτυχής για όλες τις σχέσεις περίσφιγξης. Παρατηρήθηκε μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του ενισχυμένου φορέα σε σχέση με τον αρχικό και αντίστοιχη αύξηση της αρχικής ιδιοπεριόδου και της στοχευμένης μετακίνησης του κόμβου ελέγχου. Το γεγονός αυτό αποδίδεται στην υιοθέτηση των διαφορετικών παραδοχών κάθε κανονισμού για την περίσφιγξη σκυροδέματος μέσω ΙΟΠ, οπότε η χρήση ίδιου προσομοιώματος υλικού του σκυροδέματος για την αρχική και την ενισχυμένη διατομή οδηγεί σε διαφοροποίηση (μείωση) του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος των ενισχυμένων διατομών. Τελικά, ο ενισχυμένος φορέας προκύπτει (λιγότερο ή περισσότερο) πιο εύκαμπτος από τον αρχικό. Αυτό έχει ως συνέπεια τη μεταβολή των δεδομένων και των αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής ανάλυσης του φορέα και καθιστά λιγότερο ακριβή την υπερωθητική (pushover) ανάλυση με βάση την πρώτη ιδιομορφή,

οπότε είναι σκόπιμο να διερευνηθεί εάν αυτό μπορεί να διορθωθεί με τη χρήση ιδιομορφικής υπερωθητικής (modal pushover) ανάλυσης.

Μετά τη διαρροή των ενισχυμένων φορέων, εκτός του ACI, παρουσιάστηκε κράτυνση μέχρι τη μέγιστη τέμνουσα βάσης. Η τιμή της τελευταίας μεταβλήθηκε σε σχέση με τον αρχικό φορέα και είτε αυξήθηκε για τους φορείς KAN και FIB, είτε μειώθηκε για τους φορείς ACI και CNR. Για τους φορείς KAN και FIB οι καμπύλες αντίστασης είναι παρόμοιες έως τη διαρροή και στη συνέχεια υπάρχει μικρή διαφοροποίηση.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει για τους ενισχυμένους φορείς ACI και CNR το παράδοξο ότι ενώ δε γίνεται καμία παραβίαση κάποιου κριτηρίου αστοχίας και άρα η επέμβαση είναι αποτελεσματική, επιτυγχάνεται μικρότερη μέγιστη τέμνουσα βάσης από τον αρχικό φορέα. Το αποτέλεσμα αυτό αποδίδεται στον τρόπο ορισμού των βελτιωμένων ιδιοτήτων του περισφιγμένου σκυροδέματος όπως ορίζει ο εκάστοτε κανονισμός. Πράγματι, σύμφωνα με τους ACI 440.2R-02 και CNR-DT200 δεν επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του περισφιγμένου με ΙΟΠ σκυροδέματος, παρά μόνο η αύξηση της παραμόρφωσής του. Συνεπώς, το διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων του περισφιγμένου με ΙΟΠ σκυροδέματος στα ενισχυμένα υποστυλώματα αντιστοιχεί, όπως αναφέρθηκε, σε πολύ πιο εύκαμπτο υλικό σε σχέση με το σκυρόδεμα του αρχικού φορέα. Για το λόγο αυτό ενεργοποιείται μικρότερη μάζα στην πρώτη ιδιομορφή, βάσει της οποίας έγινε η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων και εφαρμόζεται μικρότερη τέμνουσας βάσης.

Όπως αναλύθηκε, για κάθε κανονισμό υπολογίζονται διαφορετικές τιμές θλιπτικής αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, ο fib Bulletin 14 ορίζει τις μεγαλύτερες τιμές για τα δύο μεγέθη αντοχής και παραμόρφωσης, ενώ ο μεν CNR-DT200 ορίζει τη μικρότερη τιμή θλιπτικής αντοχής περισφιγμένου σκυροδέματος, ο δε ACI 440.2R-02 ορίζει τη μικρότερη τιμή παραμόρφωσης. Η τιμή παραμόρφωσης που υπολογίζεται μέσω του ACI 440.2R-02 και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που προκύπτει για αυτόν τον φορέα είναι πολύ κοντά στα αντίστοιχα μεγέθη του αρχικού φορέα. Τέλος, παρόλο που η θλιπτική αντοχή και παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος διαφέρει αρκετά ανάλογα με το ποια σχέση κανονισμού θα εφαρμοστεί, τα αποτελέσματα όσον αφορά στην αύξηση της πλαστιμότητας είναι παρεμφερή, λόγω της ίδιας σχέσης υπολογισμού της γωνίας στροφής χορδής αστοχίας ενισχυμένων μελών. Πράγματι, υπολογίζονται παραπλήσιες τιμές γωνίας στροφής χορδής άκρου

μέλους αστοχίας (θ_d) και για τους τέσσερις κανονισμούς επεμβάσεων. Κατ' επέκταση, είναι παραπλήσιες οι τιμές του νέου συντελεστή πλαστιμότητας του κάθε μέλους, ο οποίος όπως αναμενόταν αυξήθηκε σημαντικά μετά την ενίσχυση. Σημειώνεται ότι η αύξηση της πλαστιμότητας που ποσοτικοποιείται μέσω της οριακής γωνίας στροφής χορδής και του συντελεστή πλαστιμότητας για τα ενισχυμένα μέλη προκύπτει ανεξάρτητα από τη στατική ανελαστική ανάλυση, οπότε δεν επηρεάζεται από το αποτέλεσμα της.

Συμπερασματικά, είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν και να ενταχθούν στους κανονισμούς γενικώς αποδεκτά μοντέλα προσομοίωσης της περίσφιγξης σκυροδέματος με ΙΟΠ και όχι απλές σχέσεις που προσδιορίζουν τις οριακές τιμές αντοχής του. Σε αυτό το πλαίσιο, είναι απαραίτητο να διευκρινιστεί επαρκώς και η επίδραση της περίσφιγξης μέσω ΙΟΠ στα ορθογωνικά υποστυλώματα που αποτελούν και τη συντριπτική πλειοψηφία των υποστυλωμάτων σε κτιριακά έργα. Κυρίως πρέπει να προσδιοριστεί με ποιο τρόπο θα λαμβάνεται υπόψη η αύξηση στη θλιπτική αντοχή των ορθογωνικών υποστυλωμάτων λόγω της εγκάρσιας περίσφιγξης μέσω ΙΟΠ, καθώς η μη συνεκτίμησή της διαφοροποιεί, συνήθως σε σημαντικό βαθμό, τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

9.4. Ενίσχυση με αύξηση της καμπτικής ικανότητας και της περίσφιγξης υποστυλωμάτων

Παρόλο που από τεχνική άποψη είναι δύσκολη η αγκύρωση κατακόρυφων επικολλητών λωρίδων ΙΟΠ σε ένα υφιστάμενο υποστύλωμα, επιλέχθηκε μια λύση επέμβασης με συνδυασμό καμπτικής ενίσχυσης υποστυλωμάτων μέσω λωρίδων ΙΟΠ και αύξησης της πλαστιμότητάς τους με μανδύες ΙΟΠ, για να τονιστούν δύο σημαντικές παράμετροι του σχεδιασμού επεμβάσεων: της ανάγκης σωστής προσομοίωσης και της ανάγκης πραγματοποίησης μελέτης ενίσχυσης. Η αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα και ο υπολογισμός της περίσφιγξης σκυροδέματος έγινε και πάλι σύμφωνα με τα όσα ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αρχικά επιλέγεται να ενισχυθούν τα υποστυλώματα του 4^{ου} ορόφου του αρχικού φορέα ο οποίος όπως αναφέρθηκε είναι ο ασθενέστερος («μαλακός» όροφος), ενώ στη συνέχεια ενισχύθηκε και ο 3^{ος} όροφος, καθώς λόγω της ανακατανομής της έντασης παρουσίασε έντονα προβλήματα. Η ενίσχυση περιλαμβάνει ταυτόχρονη χρήση λωρίδων και μανδύων φορέα ίδιου πάχους με την εξής διάταξη: δύο στρώσεις στα ακραία

υποστυλώματα του εξωτερικού πλαισίου και τρεις στρώσεις στα υπόλοιπα υποστυλώματα. Η προσομοίωση περιλάμβανε την κατάλληλη αύξηση των χαρακτηριστικών του περισφιγμένου σκυροδέματος και επιπλέον την περιγραφή των στρώσεων λωρίδων ΙΟΠ περιμετρικά των ενισχυμένων διατομών.

9.4.1 Προσομοίωση ΙΟΠ υλικού

Τα ΙΟΠ είναι ανισότροπα και ελαστικά μέχρι τη θραύση τους υλικά (ψαθυρά υλικά) και χρειάζεται μεγάλη προσοχή όταν πρόκειται να προσομοιωθούν άμεσα οι στρώσεις τους γύρω από μια διατομή. Σε μια πρώτη προσέγγιση ένα υλικό κατάλληλο να περιγράψει τα ΙΟΠ είναι ένα ελαστικό υλικό (*UniaxialMaterial Elastic*) που περιλαμβάνεται στο OpenSees και περιγράφει ελαστικές ιδιότητες σε κάθε κατεύθυνση που εκτείνονται στο άπειρο. Όμως, το μέτρο ελαστικότητας ενός ΙΟΠ υλικού με ίνες προσανατολισμένες σε μια διεύθυνση (όπως εφαρμόζονται πολύ συχνά στις επεμβάσεις) είναι διαφορετικό στην παράλληλη από ότι στις εγκάρσιες διευθύνσεις. Τέλος, τα ΙΟΠ υλικά θραύονται κι αυτά σε κάποιο σημείο, οπότε οι ελαστικές τους ιδιότητες δεν μπορούν να εκτείνονται στο άπειρο.

Στη συγκεκριμένη εφαρμογή, το μεν πρώτο πρόβλημα αντιμετωπίστηκε με το συνδυασμό λωρίδων με κατακόρυφα διατεταγμένες ίνες και μανδύων με εγκάρσια διατεταγμένες ίνες σε σχέση με τον άξονα του μέλους από ίδιο υλικό ΙΟΠ, οπότε το μέτρο ελαστικότητας θεωρείται ίδιο στις δύο κύριες διευθύνσεις και μπορεί να χρησιμοποιηθεί το ελαστικό υλικό. Για το δεύτερο πρόβλημα του άνω ορίου στις ελαστικές ιδιότητες των ΙΟΠ, «προσαρτήθηκε» στο ελαστικό υλικό του λογισμικού OpenSees ένα δεύτερο «υλικό» μέσω του οποίου ορίστηκε το σημείο θραύσης (*uniaxialMaterial MinMax*). Σύμφωνα με τα παραπάνω, σε περίπτωση που γίνεται χρήση ΙΟΠ υλικού με ίνες διατεταγμένες σε μια μόνο διεύθυνση (μανδύες ή λωρίδες) προτείνεται να αποφεύγεται η προσομοίωση των ΙΟΠ υλικών άμεσα, αλλά μόνο έμμεσα μέσω της επίδρασης που έχουν στις ιδιότητες του σκυροδέματος (όπως εφαρμόστηκαν στις αναλύσεις του 7^{ου} κεφαλαίου της παρούσας εργασίας). Στην περίπτωση όμως που χρησιμοποιείται συνδυασμός υλικών με ίνες διατεταγμένες σε διάφορες κατευθύνσεις χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στην προσομοίωση του ΙΟΠ υλικού.

9.4.2 Αποτελέσματα ενίσχυσης

Μετά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου παρουσιάστηκε αστοχία των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου, ο οποίος έγινε πλέον, «μαλακός». Αυτό συνέβη επειδή ενισχύθηκαν καμπτικά τα υποστυλώματα του 4^{ου} ορόφου κι έτσι προέκυψε ανακατανανομή της έντασης με αποτέλεσμα την αύξηση της σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων 2^{ου} και 3^{ου} (αντί 3^{ου} και 4^{ου} του αρχικού φορέα) και των γωνιών στροφής χορδής στα άκρα των υποστυλωμάτων του. Στον Πίνακα 9.2 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα του ενισχυμένου φορέα (KAN1) ομαδοποιημένα κατά κριτήρια αστοχίας. Για τα τοπικά κριτήρια αστοχίας παρουσιάζονται και πάλι οι τιμές του δυσμενέστερου υποστυλώματος που είναι το K4 του 3^{ου} ορόφου (3K4). Σημειώνεται ότι η οριακή σχετική μετακίνηση για τον 4^ο όροφο που περιλαμβάνει ενισχυμένα υποστυλώματα είναι 2.50% και για τους υπόλοιπους ορόφους 1.25%. Στον Πίνακα 9.2 δίνονται σε παρενθέσεις οι αντίστοιχες τιμές του αρχικού φορέα (όπου εφαρμόζονται). Αστοχία προέκυψε με κρίσιμο κριτήριο τη σχετική μετακίνηση μεταξύ 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου.

Πίνακας 9.2. Αποτελέσματα πρώτης δοκιμής ενισχυμένου φορέα σε κάμψη και πλαστιμότητα (KAN1).

Μέγιστη τέμνουσα βάσης	$V_{max} = 963.4 \text{ kN} (866.7 \text{ kN})$			
Στοχευμένη μετακίνηση δ_t	$\delta_t = 0.10302 \text{ m} (0.10084 \text{ m})$			
Κριτήριο αστοχίας	1	2	3	4
Οριακή τιμή	$85\%V_{max} = 818.9 \text{ kN} (736.7 \text{ kN})$	$max \text{ drift} = 1.25\%$	$\theta_d(3K4) = 0.01337 \text{ rad}$	$V_d(3K4) = 47.798 \text{ kN}$
Μετακίνηση κόμβου ελέγχου στην αστοχία	-	0.096m (0.079m)	0.098m	-
Τέμνουσα βάσης φορέα στην αστοχία	-	886.8 kN (790.1 kN)	888.0 kN	-

Από τα παραπάνω προέκυψε ότι χρειάζεται νέα δοκιμή, με πρόσθετη ενίσχυση και των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου. Η ενίσχυση των υποστυλωμάτων έχει ακριβώς την ίδια λογική με την αντίστοιχη των υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου. Ομοίως, προέκυψε και πάλι ανακατανομή της έντασης καθιστώντας το 2^ο όροφο «μαλακό». Στον Πίνακα 9.3 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα του νέου ενισχυμένου φορέα (KAN2), όπου για τα τοπικά κριτήρια αστοχίας παρατίθενται οι οριακές τιμές του δυσμενέστερου υποστυλώματος K4 του 2^{ου} ορόφου. Στις παρενθέσεις δίνονται οι αντίστοιχες τιμές του αρχικού φορέα (όπου εφαρμόζονται). Δεν παραβιάζεται κανένα κριτήριο για το φορέα αυτόν, οπότε η λύση αυτή θεωρείται ως η τελική.

Πίνακας 9.3. Αποτελέσματα δεύτερης δοκιμής ενισχυμένου φορέα σε κάμψη και πλαστιμότητα (KAN2).

Μέγιστη τέμνουσα βάσης	$V_{max} = 1352.9 \text{ kN} (866.7 \text{ kN})$			
Στοχευμένη μετακίνηση δ_t	$\delta_t = 0.11163 \text{ m} (0.10084 \text{ m})$			
Κριτήριο αστοχίας	1	2	3	4
Οριακή τιμή	$85\%V_{max} =$ 1149.9 kN (736.7kN)	$max \text{ drift} =$ 1.25%	$\theta_d(2K4) =$ 0.01154rad	$V_d(2K4) =$ 83.097kN
Μετακίνηση κόμβου ελέγχου στην αστοχία	-	-	-	-
Τέμνουσα βάσης φορέα στην αστοχία	-	-	-	-

Τέλος, στον Πίνακα 9.4 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων του αρχικού φορέα και των ενισχυμένων φορέων KAN1 και KAN2. Παρατηρείται αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και της στοχευμένης μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, αντίστοιχα, και μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του φορέα. Υπενθυμίζεται ότι παρόμοια αποτελέσματα προέκυψαν και από τις αναλύσεις του 7^{ου} κεφαλαίου, όπου η ενίσχυση των υποστυλωμάτων έγινε μόνο με μανδύες ΙΟΠ.

Το σημαντικότερο συμπέρασμα που προέκυψε από την εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας είναι η αδυναμία ασφαλούς εμπειρικής πρόβλεψης των επιπτώσεων μιας επέμβασης σε μια υφιστάμενη κατασκευή. Αξίζει να σημειωθεί ότι η εφαρμογή τεχνικών με ΙΟΠ υλικά θεωρείται ελαφρού τύπου επέμβαση και ελάχιστα επεμβατική σε σύγκριση π.χ. με τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος ή τα μεταλλικά στοιχεία. Είναι απαραίτητος λοιπόν ο ορθολογικός σχεδιασμός των επεμβάσεων που βασίζεται τόσο στην εμπειρία όσο και σε ενδεδειγμένη μελέτη εκ μέρους του μελετητή. Το γεγονός αυτό τονίζει τη σημασία ύπαρξης ενός κανονιστικού κειμένου, όπως είναι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., πάνω στον οποίο μπορεί ο μελετητής να στηριχθεί κατά την πραγματοποίηση μιας μελέτης επεμβάσεων.

Πίνακας 9.4. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναλύσεων του αρχικού φορέα και των ενισχυμένων φορέων ΚΑΝ, ΑCΙ, FIB και CNR.

	T_0 (sec)	δ_t (m)	K_0 (kN/m)	V_y (kN)	V_{max} (kN)
Υφιστάμενος	0.993	0.10084	20260.6	833.0	866.7
KAN1	1.042	0.10302	16752.6	885.8	963.4
KAN2	1.105	0.11163	14861.0	1173.5	1352.9

9.5. Ορισμός κριτηρίων αστοχίας

Ως γνωστόν, στους ελέγχους αποτίμησης εξετάζονται δύο κατηγορίες «κανονιστικών» κριτηρίων αστοχίας: τοπικά και καθολικά. Οι Desprez et al. (2012) στην εργασία τους έδειξαν ότι τα ΙΟΠ μείωσαν τις βλάβες στο κτίριο που εξέτασαν (σε τοπικό επίπεδο), αλλά προκάλεσαν μεταβολές στην καμπτική συμπεριφορά του, με αποτέλεσμα να παρατηρηθούν σημαντικά αυξημένες μετακινήσεις οροφής και σχετικές μετακινήσεις μεταξύ ορόφων (καθολικά κριτήρια). Δηλαδή, προέκυψαν αντικρουόμενα αποτελέσματα σε τοπικό και καθολικό επίπεδο μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης.

Συνεπώς, είναι ανάγκη να υιοθετούνται κατάλληλες τιμές των κριτηρίων αστοχίας σε τοπικό και καθολικό επίπεδο, έτσι ώστε να προκύπτουν εναρμονισμένα αποτελέσματα. Υπό αυτό το πρίσμα, αξίζει να σημειωθεί ότι οι οριακές τιμές των

τοπικών δεικτών αστοχίας αποτελούν καλύτερη ένδειξη της κατάστασης του φορέα, ενώ οι καθολικοί δείκτες είναι πιο εποπτικοί κατά την εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης ή μετρήσεων στην κατασκευή. Παρόλο που ο χαρακτηρισμός ενός κριτηρίου ως καθολικού υπονοεί την επιλογή ενιαίας οριακής τιμής για το σύνολο του φορέα, στην παρούσα εργασία η οριακή τιμή σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων διαφοροποιήθηκε ανά όροφο ανάλογα με το αν τα υποστυλώματά του ήταν ενισχυμένα ή όχι (2.50% και 1.25%, αντίστοιχα). Εάν δε λαμβανόταν υπόψη η αύξηση στις «επιτρεπόμενες» σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων στην περίπτωση ενισχυμένων μελών, θα προέκυπτε αστοχία σύμφωνα με αυτό το κριτήριο. Όμως, με αυτή την παραδοχή προέκυψαν εναρμονισμένα αποτελέσματα σε τοπικό και καθολικό επίπεδο. Από την άλλη πλευρά, η υιοθέτηση ενιαίας οριακής τιμής σχετικών μετακινήσεων 2.50% για όλο το φορέα, θα οδηγούσε αναπόφευκτα στην ενίσχυση του συνόλου των υποστυλωμάτων του φορέα, δηλαδή σε μία συντηρητική και αντιοικονομική επιλογή.

9.6. Μελλοντικές ερευνητικές κατευθύνσεις

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας πραγματοποιήθηκε μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης μέσω περίσφιγξης με ΙΟΠ τυπικού φορέα «παλαιού» τύπου με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επιχειρήθηκε σύγκριση των σχέσεων για υπολογισμό της περίσφιγξης μελών οπλισμένου σκυροδέματος μέσω ΙΟΠ που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. με τις αντίστοιχες σχέσεις που προτείνουν τρεις σύγχρονοι διεθνείς κανονισμοί. Αυτή η σύγκριση πραγματοποιήθηκε γιατί η σωστή προσομοίωση της περίσφιγξης αναδείχθηκε σε κύριο πρόβλημα, καθώς οι προτεινόμενες από τη βιβλιογραφία σχέσεις που αναπτύχθηκαν είτε εμπειρικά είτε αναλυτικά για αυτόν το σκοπό είναι αρκετές και διαφορετικές μεταξύ τους. Στην αποτίμηση του αρχικού φορέα αγνοήθηκε η συμβολή της τοιχοποιίας, που για αυτές τις κατασκευές είναι σημαντική. Συνεπώς, ορισμένες προτάσεις μελλοντικής διερεύνησης είναι οι ακόλουθες:

- Περαιτέρω έρευνα στο θέμα της περίσφιγξης μελών οπλισμένου σκυροδέματος ώστε να προκύψουν γενικά αποδεκτά μοντέλα και σχέσεις υπολογισμού της περίσφιγξης.
- Μελέτη της συμπεριφοράς ενισχύσεων με μανδύες ΙΟΠ σε οριακές καταστάσεις, ώστε να προσδιοριστεί με ακρίβεια η επίδραση του μανδύα στην

αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος σε ορθογωνικά υποστυλώματα και να προσδιοριστεί αν μπορεί να λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του ή όχι.

- Προσδιορισμός σχέσεων υπολογισμού ταυτόχρονης επίδρασης περισφιγξης από εγκάρσιο οπλισμό και μανδύες ΙΟΠ (ή οποιαδήποτε άλλη μορφή περισφιγξης) και εισαγωγή τους στα κανονιστικά κείμενα.
- Ακριβέστερος προσδιορισμός των ιδιοτήτων σχεδιασμού των ΙΟΠ υλικών. Υπενθυμίζεται ότι τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και ο fib Bulletin 14 βασίζονται στην εμπειρία του μελετητή για τον ορισμό του συντελεστή ασφάλειας του υλικού ενίσχυσης.
- Ανάπτυξη κώδικα νέων «υλικών» στο τεχνικό λογισμικό σε ερευνητικό αλλά και πρακτικό επίπεδο, με κατάλληλους καταστατικούς νόμους για την ορθή προσομοίωση των ΙΟΠ.
- Ακριβέστερη αποτίμηση του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα με προσομοίωση διάφορων διατάξεων εξωτερικών τοιχοπληρώσεων (τοιχοπληρώσεις σε όλα τα εξωτερικά ανοίγματα, δημιουργία «μαλακού» ορόφου, κλπ) και στη συνέχεια παραμετρική διερεύνηση της βέλτιστης ενίσχυσής του. Στόχος είναι η διαπίστωση της συμβολής της τοιχοποιίας στη σεισμική ικανότητα του φορέα και πως επηρεάζει την προτεινόμενη επέμβαση.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

OpenSees

Το OpenSees⁶ (συντομογραφία του Open System for Earthquake Engineering Simulation) είναι ένα αντικειμενοστραφές (object-oriented) λογισμικό, «ανοικτού» κώδικα (open source), κατάλληλο για προσομοιώσεις μεγάλης κλίμακας, σύνθετων δομοστατικών και γεωτεχνικών προβλημάτων, το οποίο βασίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Το OpenSees αναπτύχθηκε και συνεχίζει να αναπτύσσεται από το ερευνητικό και εκπαιδευτικό κέντρο PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center⁷) του Πανεπιστημίου Berkeley της Καλιφόρνιας, αλλά και από πολλούς χρήστες του σε όλο τον κόσμο λόγω της «ανοικτής» δομής του, και χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς.

Το OpenSees είναι ένα σύνολο από αλληλοσχετιζόμενες ενότητες εντολών (classes), όπως domains (data structures), models, elements, solution algorithms, integrators, equation solvers και databases. Οι ενότητες εντολών είναι όσο το δυνατόν ανεξάρτητες για τον ευχερή συνδυασμό διαφόρων τμημάτων του (modules) για την επίλυση μιας ευρείας γκάμας προβλημάτων που καλύπτουν μεγάλο φάσμα εφαρμογών της μηχανικής. Η αρχιτεκτονική του προγράμματος αλλά και ο ανοικτός του κώδικας δίνει πολλά πλεονεκτήματα και προχωρημένες δυνατότητες προσομοίωσης δομικών και γεωτεχνικών συστημάτων με ρεαλιστικά μοντέλα ανελαστικής συμπεριφοράς.

Κύριο πλεονέκτημα του OpenSees είναι ότι η διαδικασία προσομοίωσης επιτρέπει την επιλογή και το συνδυασμό πολλών διαφορετικών τύπων μελών και υλικών (element & material formulations), αλλά και προσεγγίσεων ώστε να ληφθούν υπ' όψιν μεγάλες μετακινήσεις ή φαινόμενα P-Δ και άλλα σύνθετα φαινόμενα. Ο ανοικτός του κώδικας επιτρέπει επίσης στο χρήστη να έχει πρόσθετες δυνατότητες

⁶ <http://opensees.berkeley.edu/>

⁷ <http://peer.berkeley.edu/index.html>

(τροποποίησης, συμπλήρωσης, κλπ). Επίσης, υπάρχει στη διάθεση του κάθε χρήστη μια πληθώρα μεθόδων και αλγορίθμων επίλυσης (solution procedures, algorithms), για την επίλυση δύσκολων μη-γραμμικών προβλημάτων για στατικές και δυναμικές φορτίσεις. Το πρόγραμμα βασίζεται σε μια σχετικά απλή και πλήρως προγραμματιζόμενη γλώσσα «κειμένου» (script language), την Tcl, για τον καθορισμό των προσομοιωμάτων, των αλγορίθμων επίλυσης, και της επεξεργασίας των αποτελεσμάτων που δίνουν τη δυνατότητα αντιμετώπισης απλών έως και πολύ προχωρημένων παραμετρικών αναλύσεων πολύπλοκων συστημάτων. Παρέχεται, τέλος, η δυνατότητα να αξιοποιηθεί η υπολογιστική ισχύς ακόμα και πολύ εξελιγμένων υπολογιστικών συστημάτων με δυνατότητες παράλληλου υπολογισμού (parallel computing) για τη ρεαλιστική αντιμετώπιση προβλημάτων μεγάλης κλίμακας.

Το βασικότερο ίσως μειονέκτημα του OpenSees είναι ότι προς το παρόν δε διαθέτει εξελιγμένο γραφικό περιβάλλον, αν και υπάρχουν μερικές αξιόλογες προσπάθειες προς την κατεύθυνση αυτή (OpenSees Navigator⁸, BuildingTcl⁹, nvStructural¹⁰). Επίσης, το εγχειρίδιο χρήσης του¹¹ δεν είναι ιδιαίτερα επεξηγηματικό και δεν ενημερώνεται με γρήγορο ρυθμό, αντίστοιχο με αυτόν που αναβαθμίζεται συνεχώς το πρόγραμμα, με αποτέλεσμα πολλές δυνατότητες του προγράμματος (ιδιαίτερα οι πιο πρόσφατες εντολές) να μην είναι άμεσα γνωστές σε όλους τους χρήστες και να απαιτείται πρόσθετη αναζήτηση πληροφοριών ή διευκρινήσεων on-line στον «πίνακα ανακοινώσεων» (message board) του προγράμματος¹².

Ενδεικτικά θα αναφερθούν παρακάτω μερικές από τις δυνατότητες που παρέχει το πρόγραμμα. Κάθε μία από τις εντολές που χρησιμοποιούνται στο OpenSees σχετίζεται με μια συνάρτηση C++ (procedure) η οποία καλείται κατά την εκτέλεση του προγράμματος για τις διαδικασίες της ανάλυσης. Οι εντολές μπορούν να ομαδοποιηθούν σε τέσσερις κατηγορίες.

- Οι εντολές **προσομοίωσης** (Modeling Commands) που δημιουργούν το υπολογιστικό προσομοίωμα με πεπερασμένα στοιχεία.
- Οι εντολές **υπολογισμού** (Analysis Commands) οι οποίες καθορίζουν τη διαδικασία ανάλυσης (analysis procedure).

⁸ <http://peer.berkeley.edu/OpenSeesNavigator/>

⁹ <http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/BuildingTcl>

¹⁰ <http://novelcae.com/?page=home>

¹¹ http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Command_Manual

¹² <http://opensees.berkeley.edu/community/index.php>

- Οι εντολές **καταγραφής αποτελεσμάτων** (Output Commands) για την παρακολούθηση των αποτελεσμάτων κατά τη διαδικασία της ανάλυσης.
- Διάφορες εντολές που βοηθούν στην παρακολούθηση και τροποποίηση των προσομοιωμάτων και των υπολογισμών κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης του OpenSees.

Η προσομοίωση γίνεται από τις κατηγορίες εντολών model, node, element, SP_constraint (fix), MP_constraint (equalDOF, rigidDiaphragm, rigidLink), timeseries και pattern. Ειδικότερα, ανάλογα με τις ανάγκες του εκάστοτε προβλήματος, μπορούν να χρησιμοποιηθούν δομικά μέλη (elements) όπως:

- Στοιχεία δοκού – υποστυλώματος (Beam-column elements: Elastic Beam Column, Beam With Hinges, Displacement-Based Beam-Column, Force-Based Beam-Column, κλπ).
- Στοιχείου «μηδενικού» μήκους (Zero length elements: zeroLength, zeroLengthND, zeroLengthSection, zeroLengthContact, κλπ).
- Στοιχεία δικτυώματος (Truss elements: truss, corotational truss).
- Στοιχεία κόμβων (Joint elements: BeamColumnJoint, ElasticTubularJoint).
- Στοιχεία «σύνδεσης» (Link elements: 2-node).
- Στοιχεία σεισμικής μόνωσης (Bearing elements: elastomeric, flat slider, κλπ).
- Τετραπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία (Quadrilateral elements: Quad, Shell, κλπ).
- Τριγωνικά πεπερασμένα στοιχεία (Triangular elements: Tri31).
- Τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία (Brick Elements: 20-node, 27-node, κλπ).
- Πεπερασμένα στοιχεία προσομοίωσης εδάφους (up Elements: Quad u-p, Brick u-p, Brick Large Displacement u-p, bbarQuad u-p, κλπ).
- Διάφορα στοιχεία (Miscellaneous elements: ShallowFoundationGen, SurfaceLoad).
- Στοιχεία «επαφής» (Contact elements: SimpleContact2D, SimpleContact3D, κλπ).

Επίσης, παρέχεται η δυνατότητα χρήσης διαφόρων καταστατικών νόμων προηγμένων υλικών, δηλαδή σχέσεων τάσης-παραμόρφωσης, όπως ενδεικτικά:

- Για δομικό χάλυβα και χάλυβα σπλισμού (Steel01, Steel02, Hysteretic, Reinforcing Steel).

- Για σκυρόδεμα (Concrete01, Concrete02, Concrete04, Concrete06, Concrete07, ConfinedConcrete01, κλπ).
- Συνήθη γενικά μονοαξονικά (Uniaxial) υλικά (Elastic, Uniaxial Elastic-Perfectly Plastic, Elastic-Perfectly Plastic, Gap, Elastic-No Tension, Parallel Series).
- Αλλά μονοαξονικά υλικά (Bilin, BARSLIP, Fatigue, Hardening, Pinching4, SelfCentering Viscous, κλπ).
- Και πολλά άλλα, όπως π.χ., για την προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (PySimple1 Material, TzSimple1 Material, QzSimple1 Material, PyLiq1 Material, TzLiq1 Material).

Υπάρχει ακόμα η δυνατότητα προσομοίωσης σχέσεων δύναμης-παραμόρφωσης σε επίπεδο διατομών με χρήση των παρακάτω εντολών:

- Elastic Section (γραμμική σχέση δύναμης-παραμόρφωσης).
- Uniaxial Section (μη-γραμμική σχέση για δύναμη-παραμόρφωση, ροπή-καμπυλότητα, κλπ).
- Fiber Section (διακριτοποιημένη σε ίνες διατομή, καθεμία από τις οποίες έχει το δικό της καταστατικό νόμο, δηλαδή σχέση δύναμης-παραμόρφωσης, ροπής-καμπυλότητας, κλπ).
- Section Aggregator (συνδυάζει σε μια σύνθετη διατομή πολλούς καταστατικούς νόμους που ανταποκρίνονται σε ένα βαθμό ελευθερίας ο καθένας).
- Wide Flange Section (προσομοιώνει μεταλλική πλατύπελμη διατομή).
- Elastic Membrane Plate Section (ισοτροπική διατομή για ανάλυση πλακών και κελύφων).
- Plate Fiber Section (για ανάλυση πλάκας με στοιχεία ινών).
- Bidirectional Section (για την προσομοίωση στοιχείου σεισμικής μόνωσης).
- Isolator2spring Section (για την προσομοίωση του λυγισμού ελαστομερούς στοιχείου σεισμικής μόνωσης).

Σε ότι αφορά στις δυνατότητες ανάλυσης παρέχονται κατηγορίες εντολών όπως:

- analysis Command για τον καθορισμό του τύπου της ανάλυσης που εκτελείται. Ο τύπος της ανάλυσης μπορεί να είναι στατική (static), δυναμική σταθερού χρονικού βήματος (transient) και δυναμική μεταβλητού χρονικού βήματος (VariableTransient).
- eigen Command για την εκτέλεση ιδιομορφικής ανάλυσης.

- `analyze Command` για την εκτέλεση της ανάλυσης, στην οποία ορίζονται και τα βήματα στα οποία θα γίνει η ανάλυση και ειδικά για την περίπτωση δυναμικών αναλύσεων, τα χρονικά βήματα dt τα οποία μπορούν να είναι σταθερά ή μεταβλητά (σε αυτήν την περίπτωση ορίζεται η μέγιστη και η ελάχιστη τιμή τους).
- `constraints Command` για τον καθορισμό του τρόπου επιβολής των σχέσεων καταναγκασμού οι οποίες επιβάλλουν μια συγκεκριμένη τιμή σε έναν βαθμό ελευθερίας ή μια σχέση μεταξύ βαθμών ελευθερίας. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί η `constraints Plain` όταν υπάρχουν σχέσεις συμβιβαστού ενός σημείου ή μεταξύ περισσότερων σημείων, όπου μπορεί να χρησιμοποιηθεί η εντολή `constraints Transformation` που χρησιμοποιεί τη μέθοδο μετασχηματισμού για να δημιουργήσει σχέσεις συμβιβαστού ενός σημείου, κ.α.
- `numberer Command` για τον καθορισμό της αρίθμησης των βαθμών ελευθερίας. Συνήθως χρησιμοποιείται η `numberer Plain`, εκτός και αν πρόκειται για αναλύσεις μεγάλων προσομοιωμάτων, όπου χρησιμοποιούνται αλγόριθμοι επίλυσης των εξισώσεων ισορροπίας διαφορετικοί από αλγορίθμους τύπου `sparse solvers`.
- `system Command` που χρησιμεύει για τον τρόπο αποθήκευσης και επίλυσης του συστήματος εξισώσεων.
- `test Command` για την εξακρίβωση αν η σύγκλιση έχει επιτευχθεί στο τέλος κάθε βήματος επανάληψης που ορίζεται από τον αλγόριθμο επίλυσης. Ουσιαστικά πρόκειται για το κριτήριο σύγκλισης, δηλαδή την τιμή ανοχής που καθορίζει πόσο καλά η λύση ικανοποιεί τις εξισώσεις του προβλήματος. Διακρίνονται κριτήρια σύγκλισης που συγκρίνουν ενέργεια (`EnergyIncr`), μετατοπίσεις (`NormDispIncr`) και δυνάμεις/ροπές (`NormUnbalance`).
- `algorithm Command`, αλγόριθμοι για τον καθορισμό των διαδοχικών βημάτων επίλυσης των μη-γραμμικών εξισώσεων ισορροπίας. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί γραμμικός αλγόριθμος (`linear`) με ένα βήμα επανάληψης για την επίλυση, ο αλγόριθμος `Newton-Raphson (Newton)` που είναι αρκετά ευσταθής και έχει σχετικά μικρό υπολογιστικό κόστος, ο τροποποιημένος αλγόριθμος `Newton-Raphson (ModifiedNewton)` ο οποίος χρησιμοποιεί περισσότερα βήματα επανάληψης, και μερικοί ακόμα αλγόριθμοι όπως ο `Krylov-Newton (KrylovNewton)`, `Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno (BFGS)`, `Broyden`, κ.α.

- integrator Command για τον καθορισμό των όρων του συστήματος των μητρικών εξισώσεων ισορροπίας $Ax=B$, δηλαδή για τη χρησιμοποιούμενη μέθοδο ολοκλήρωσης των εξισώσεων κίνησης. Για στατική ανάλυση μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι σταθερών βημάτων δύναμης (load control) ή μετακίνησης (displacement control). Για δυναμική ανάλυση μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο έμμεσες μέθοδοι (CentralDifference) όσο και άμεσες (Newmark).

Υπάρχει τέλος η δυνατότητα καταγραφής των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την ανάλυση. Μερικές από τις εντολές που μπορούν να «επιστρέψουν» τιμές είναι οι:

- analyze (εκτέλεση ανάλυσης),
- getTime (χρόνος),
- nodeDisp (μετακίνηση κόμβων), nodeAccel (επιτάχυνση κόμβων), nodeVel (ταχύτητα κόμβων), nodeEigenvector (ιδιοδιανύσματα),
- eleResponse (απόκριση ενός ή περισσότερων στοιχείων ανάλογα με το είδος του στοιχείου, π.χ. δυνάμεις, παραμορφώσεις, στροφές, κλπ).

Με τη χρήση των εντολών αυτών μπορούν να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα στην οθόνη ή να εγγραφούν σε κάποιο αρχείο με εντολές όπως:

- recorder για καταγραφή κατά τη διάρκεια της ανάλυσης και δημιουργία αρχείου εξαγωγής. Η εντολή μπορεί να χρησιμοποιηθεί για μέλη (recorder element) και να καταγράψει ανάλογα με το είδος του στοιχείου φορτία διατομής, παραμορφώσεις, τάσεις ινών, κλπ, για κόμβους (καταγραφή μετακινήσεων, επιταχύνσεων, κλπ), αλλά και για περιβάλλουσες μεγεθών των μελών ή των κόμβων (recorder EnvelopeNode, recorder EnvelopeElement), ή ακόμα και για σχετικές μετακινήσεις κόμβων (recorder Drift).
- print για εμφάνιση αποτελεσμάτων στην οθόνη ή την εγγραφή τους σε αρχείο.
- puts για εμφάνιση αποτελεσμάτων στην οθόνη ή την εγγραφή τους σε αρχείο.
- RealTime Output Commands για παρουσίαση αποτελεσμάτων σε πραγματικό χρόνο.

Το πρόγραμμα βρίσκεται προς το παρόν στην έκδοση 2.4.0 (Οκτώβριος 2012), αλλά οι δυνατότητες του επεκτείνονται συνεχώς με αλλαγές στον κώδικα (νέες εντολές, υλικά, κλπ). Δεν είναι απίθανο να υπάρξουν προβλήματα ασυμβατότητας μεταξύ

αρχείων παλαιών εφαρμογών και νεότερων εκδόσεων του λογισμικού, αλλά αυτά είναι μάλλον σπάνια. Πάντως, επειδή οι νεότερες εκδόσεις περιέχουν εκτός από τις αναβαθμισμένες και πολλές νέες εντολές, καλό είναι να χρησιμοποιείται κάθε φορά η τελευταία έκδοση του προγράμματος, ειδικά όταν προσομοιώνονται πιο σύνθετα προβλήματα. Για τις ανάγκες της παρούσας διατριβής χρησιμοποιήθηκε η έκδοση 2.3.2, η οποία ήταν η τρέχουσα έκδοση κατά την έναρξη της διεξαγωγής των αναλύσεων.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Παράδειγμα Υπολογισμού Ικανότητας Δομικού Μέλους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

B.1 Εισαγωγή

Στις επόμενες ενότητες θα παρουσιαστεί ένα παράδειγμα υπολογισμού των οριακών τιμών γωνίας στροφής χορδής και διατμητικής αντοχής υποστυλώματος κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα θα υπολογιστούν τα κρίσιμα μεγέθη παραμορφώσεων του υποστυλώματος Κ4 στην τέταρτη στάθμη (3^{ος} - 4^{ος} όροφος). Το καθαρό ύψος του υποστυλώματος από το δάπεδο έως τη δοκό είναι 2.50 m, είναι διαστάσεων 25X25 cm, με διαμήκη οπλισμό 2Φ14+2Φ14 και εγκάρσιο ΣΦ8/29. Η επικάλυψη οπλισμού είναι 3cm, η αντοχή διαρροής του χάλυβα και η αντοχή του σκυροδέματος είναι 220MPa και 16MPa, αντίστοιχα, και το μέτρο ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος είναι 200GPa και 27.5GPa, αντίστοιχα. Από την ανάλυση μόνο με φορτία βαρύτητας προέκυψε αξονική δύναμη ίση με 122.50 kN και τέμνουσα ίση με 0.46 kN.

B.2 Παραμόρφωσης διαρροής

B.2.1 Καμπυλότητα διαρροής

Αρχικά, υπολογίζεται η καμπυλότητα διαρροής, με βάση τη μεθοδολογία που προτείνεται στο παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και περιγράφεται στην ενότητα 2.7.2.1.2 της παρούσας εργασίας. Διακρίνονται δύο περιπτώσεις: η διαρροή της διατομής να οφείλεται είτε σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, είτε σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, με την παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας να έχει ξεπεράσει την τιμή $\epsilon_c \approx 1.8(f_c/E_c)$. Για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις υπολογίζεται το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ξ_y ,

αηγημένο στο στατικό ύψος d , από τη Σχέση (2.8). Τα A και B υπολογίζονται ανάλογα με το μηχανισμό διαρροής της διατομής.

B.2.1.1 Διαρροή εφελκυσμένου οπλισμού

Για διαρροή λόγω χάλυβα, τα A και B της Σχέσης (2.8) δίνονται από τις Σχέσεις (2.9) και (2.10) και η αντίστοιχη καμπυλότητα διαρροής από τη Σχέση (2.11), με βάση τις οποίες γίνονται οι ακόλουθοι υπολογισμοί:

$$\rho = \frac{2 \times 3.14 \times 1.4^2 / 4}{22 \times 25} = \frac{3.0788}{550} = 0.005598 \text{ (2}\Phi\text{14)}$$

$$\rho' = \frac{2 \times 3.14 \times 1.4^2 / 4}{22 \times 25} = \frac{3.0788}{550} = 0.005598 \text{ (2}\Phi\text{14)}$$

$$\rho_v = 0$$

$$\delta' = d'/d = 0.03/0.22 = 0.13636$$

$$a = E_s/E_c = 200/27.5 = 7.27273$$

Τελικά, οι (2.8), (2.9), (2.10) και (2.11) δίνουν:

$$A = 0.005598 + 0.005598 + 0 + \frac{122.50}{0.25 \times 0.22 \times 220000} = 0.02132$$

$$B = 0.005598 + 0.005598 \times 0.13636 + 0 + \frac{122.50}{0.25 \times 0.22 \times 220000} = 0.01649$$

$$\xi_y = \sqrt{7.27273^2 \times 0.02132^2 + 2 \times 7.27273 \times 0.01649} - 7.27273 \times 0.02132 = 0.35865$$

$$(1/r)_y = \frac{220}{200000(1 - 0.35865) \times 0.22} = 0.00780 \text{ (1/m)}$$

B.2.1.2 Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος

Για διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος, τα A και B δίνονται από τις Σχέσεις (2.12) και (2.13) και η αντίστοιχη καμπυλότητα διαρροής από τη Σχέση (2.14), οπότε:

$$A = 0.005598 + 0.005598 + 0 - \frac{122.50}{1.8 \times 7.27273 \times 0.25 \times 0.22 \times 16000} = 0.00056$$

$$B = 0.005598 + 0.005598 \times 0.13636 + 0 = 0.00636$$

$$\xi_y = \sqrt{7.27273^2 \times 0.00056^2 + 2 \times 7.27273 \times 0.00636} - 7.27273 \times 0.00056 = 0.30011$$

$$(1/r)_y = \frac{1.8 \times 16}{27500 \times 0.30011 \times 0.22} = 0.01586 \text{ (1/m)}$$

B.2.1.3 Ροπή διαρροής

Από τις δύο τιμές καμπυλότητας διαρροής που προκύπτουν για τις δύο παραπάνω περιπτώσεις διαρροής λαμβάνεται η μικρότερη, που στην προκειμένη περίπτωση είναι η $0.00780(1/m)$ και αντιστοιχεί στη διαρροή του εφελκυόμενου χάλυβα, καθώς και το αντίστοιχο ξ_y . Με βάση την καμπυλότητα διαρροής, προκύπτει η αντίστοιχη ροπή M_y από τη Σχέση (2.15) λαμβάνοντας $(1/r)_y = 0.00780(1/m)$ και $\xi_y = 0.35865$, όπως υπολογίστηκαν για διαρροή εφελκυόμενου οπλισμού, οπότε προκύπτει ότι:

$$M_y = 25.14 \text{ kNm}$$

B.2.2 Γωνία στροφής χορδής

Η συνολική γωνία στροφής χορδής θ οφείλεται στην καμπτική παραμόρφωση, στη διατμητική παραμόρφωση και στη στροφή της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου και υπολογίζεται για δοκούς και υποστυλώματα μέσω της Σχέσης (2.18). Ο συντελεστής α_v λαμβάνεται ίσος με 1 εάν η τέμνουσα V_{Rd1} , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου και αντιστοιχεί στην τέμνουσα αντοχής στοιχείου χωρίς οπλισμό διάτμησης (λαμβάνεται σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ 2000 από την Σχέση (2.19)), υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$ και ίσος με 0 αν είναι μεγαλύτερη. Συνεπώς με βάση τα ανωτέρω:

$$\tau_{Rd} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$k = 1.60 - d = 1.60 - 0.22 = 1.38 \text{ m} \geq 1.00$$

$$\rho_l = \rho = 0.005598 \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{122.50}{0.25 \times 0.25} = 1960 \text{ kN/m}^2$$

και η Σχέση (2.19) τελικά δίνει:

$$V_{Rd1} = [220 \cdot 1.38 \cdot (1.20 + 40 \times 0.005598) + 0.15 \times 1960] \cdot 0.25 \cdot 0.22 = 39.95 \text{ kN}$$

$$L_s = 2.50/2 = 1.25 \text{ m}$$

$$V_{Mu} = 25.14/1.25 = 20.11 \text{ kN} < 39.95 \text{ kN} = V_{Rd1} \Rightarrow$$

$$a_v = 0$$

$$(1/r)_y = 0.00780 \text{ (1/m)}$$

$$z = d - d' = 0.22 - 0.03 = 0.19 \text{ m}$$

Ο εφελκόμενος οπλισμός αποτελείται από ράβδους ίδιας διαμέτρου, οπότε:

$$d_b = 0.014 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \theta_y &= 0.00780 \times \frac{1.25 + 0}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{0.25}{1.25} \right) + \frac{0.00780 \times 0.014 \times 220}{8\sqrt{16}} \\ &= 0.00582 \text{ rad} \end{aligned}$$

Στη συνέχεια, αφού υπολογιστεί η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου, V_R , ελέγχεται αν υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Mu} = M_y/L_s$, οπότε το καθοριστικό εντατικό μέγεθος διαρροής είναι η διάτμηση και η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως το γινόμενο της θ_y επί $V_R L_s/M_y$.

B.3 Τέμνουσα αντοχής διαρροής

Πρόκειται για την τέμνουσα αντοχής V_{Rd3} λόγω συνδετήρων και λοιπών μηχανισμών ανάληψης τέμνουσας και δίνεται από την Σχέση (2.20). Στη Σχέση (2.20) ο πρώτος όρος εκφράζει τη συμβολή των συνδετήρων και υπολογίζεται από τη Σχέση (2.21) και ο δεύτερος όρος τη συμβολή των λοιπών μηχανισμών στην ανάληψη της τέμνουσας και υπολογίζεται από τη Σχέση (2.22). Η τέμνουσα αντοχής, V_{Rd1} , (Σχέση (2.19)) αποτελεί την οριακή τιμή τέμνουσας αντοχής για να μην απαιτείται εγκάρσιος οπλισμός διάτμησης. Οι αντίστοιχοι υπολογισμοί είναι οι ακόλουθοι:

$$A_{sw} = 2 \times 3.14 \times 0.008^2 / 4 = 0.00010048 \text{ m}^2$$

$$s = 0.29 \text{ m}$$

$$a = 90^\circ \Rightarrow \sin a = 1 \Rightarrow \cot a = 0$$

συνεπώς:

$$V_{wd} = \frac{0.00010048}{0.29} \times 0.90 \times 0.22 \times 220000 = 15.09 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0.90 \times 39.95 = 35.96 \text{ kN}$$

και τελικά:

$$V_{Ry} = 15.09 + 35.96 = 51.05 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα κατά την καμπτική διαρροή είναι:

$$V_{Mu} = 20.11 \text{ kN} < 51.05 \text{ kN} = V_{Ry}$$

Συμπερασματικά, το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη, οπότε δε χρειάζεται διόρθωση της τιμής της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή θ_y .

B.4 Οιονεί ελαστική δυσκαμψία

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s του στοιχείου δίνεται από τη Σχέση (2.24), όπου M_y και θ_y είναι η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου:

$$M_y = 25.14 \text{ kN}$$

$$L_s = 1.25 \text{ m}$$

$$\theta_y = 0.00582 \text{ rad}$$

$$K = \frac{25.14 \times 1.25}{3 \times 0.00582} = 1800 \text{ kPa}$$

B.5 Εύρεση παραμορφώσεων αστοχίας

Η συνολική γωνία στροφής χορδής και η πλαστική γωνία στροφής χορδής λαμβάνονται αντίστοιχα από τις εμπειρικές Σχέσεις (2.29) και (2.30), βάσει των ακόλουθων υπολογισμών:

$$a_s = L_s/h = 1.25/0.25 = 5.0$$

$$\omega = \frac{A_s f_s}{b_c d_c f_c} = \frac{(2 \times 3.14 \times 1.4^2/4) \times 220}{19 \times 19 \times 16} = \frac{677.327}{5776} = 0.11727$$

$$\omega' = \frac{A_s' f_s}{b_c d_c f_c} = \frac{(23.14 \times 1.4^2/4) \times 220}{19 \times 19 \times 16} = \frac{677.327}{5776} = 0.11727$$

με $b_c = 25 - 2 \times 3 = 19 \text{ cm}$ και $h_c = 25 - 2 \times 3 = 19 \text{ cm}$, προκύπτουν:

$$v = N/bh f_c = 122.50/(0.25 \times 0.25 \times 16000) = 0.1225$$

$$\rho_s = A_{sh}/b_w s_h = (2 \times 3.14 \times 0.8^2/4)/(25 \times 29) = 0.00139$$

$$\rho_d = 0$$

Επειδή $s_h = 29 \text{ cm}$ και $b_i = 19 \text{ cm}$:

$$\alpha = \left(1 - \frac{29}{2 \times 19}\right) \left(1 - \frac{29}{2 \times 19}\right) \left(1 - \frac{4 \times 19^2}{6 \times 19 \times 19}\right) = 0.01870$$

Τελικά, οι Σχέσεις (2.29) και (2.30) γίνονται:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^{0.1225} \cdot \left[\frac{\max(0.01; 0.11727)}{\max(0.01; 0.11727)} \cdot 16 \right]^{0.225} \cdot 5^{0.35} \cdot 25^{[0.01870 \times 0.00139(220/16)]}$$

$$\begin{aligned} \theta_{um} &= 0.016 \cdot 0.3^{0.1225} \cdot \left[\frac{0.11727}{0.11727} \cdot 16 \right]^{0.225} \cdot 5^{0.35} \cdot 25^{[0.01870 \times 0.00139(220/16)]} \\ &= 0.04530 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_{um}^{pl} &= 0.0145 \cdot 0.25^{0.1225} \cdot \left[\frac{\max(0.01; 0.11727)}{\max(0.01; 0.11727)} \right]^{0.3} \cdot 16^{0.2} \cdot 5^{0.35} \\ &\cdot 25^{[0.01870 \times 0.00139(220/16)]} \cdot 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_{um}^{pl} &= 0.0145 \cdot 0.25^{0.1225} \cdot \left[\frac{0.11727}{0.11727} \right]^{0.3} \cdot 16^{0.2} \cdot 5^{0.35} \cdot 25^{[0.01870 \times 0.00139(220/16)]} \\ &= 0.03746 \end{aligned}$$

Οι τιμές που υπολογίζονται από τις Σχέσεις (2.29) και (2.30) αφορούν σε κτίρια που έχουν διαστασιολογηθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για την αντισεισμικότητα (χάλυβας StIII με νευρώσεις). Για κτίρια που διαστασιολογήθηκαν με διατάξεις προ του 1985, με χρήση νευροχάλυβα, οι τιμές που υπολογίζονται από τις Σχέσεις (2.29) και (2.30) χρειάζεται να διαιρεθούν με ένα συντελεστή 1.20. Συνεπώς:

$$\theta_{um} = 0.03775 \text{ rad}$$

$$\theta_{um}^{pl} = 0.03122 \text{ rad}$$

Ακολούθως, αφού υπολογιστεί η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου, V_R , ελέγχεται αν υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Mu} = M_y/L_s$, οπότε επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του υποστυλώματος μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή θ_y , όπως υπολογίστηκε από τη Σχέση (2.18).

B.6 Διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής και συντελεστής πλαστιμότητας

Η διαθέσιμη παραμόρφωση μπορεί να υπολογίζεται από τη Σχέση (2.6) για ανελαστική ανάλυση πρωτευόντων στοιχείων, η οποία για μέγεθος παραμόρφωσης τη γωνία στροφής χορδής λαμβάνει τη μορφή της Σχέσης (6.4) και ο αντίστοιχος συντελεστής πλαστιμότητας υπολογίζεται από τη Σχέση (6.5). Ο συντελεστής γ_{Rd} λαμβάνεται ίσος με 1.50, οπότε:

$$\theta_d = 0.5(0.03775 + 0.00582)/1.5 = 0.01452 \text{ rad}$$

$$\mu_\theta = \frac{0.01452}{0.00582} = 2.495$$

B.7 Εύρεση διατμητικής αντοχής αστοχίας

Κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζόμενης δυναμικής καταπόνησης, όταν το μέλος είναι στη μετελαστική περιοχή λαμβάνει χώρα σταδιακή εξασθένηση της διατμητικής αντοχής, V_R , οπότε ενδέχεται να προκληθεί αστοχία από τέμνουσα, ακόμα και στην περίπτωση που αρχικά προέκυπτε ότι το στοιχείο θα αστοχήσει πρώτα σε κάμψη. Για την εκτίμηση της εξασθένησης, απομειώνεται η τιμή της V_R συναρτήσει του απαιτούμενου δείκτη πλαστιμότητας επιβαλλόμενων μετακινήσεων ($\mu_\delta = \mu_\theta = \theta_u/\theta_y$), με τη διαδικασία που περιγράφεται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και την ενότητα 2.7.2.3 της παρούσας εργασίας. Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή χαρακτηρίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του μ_θ^{pl} σύμφωνα με τη Σχέση (2.31), όπου:

$$h = 0.25m$$

$$x = d \cdot \xi_y = 0.22 \times 0.35865 = 0.07890 \text{ m}$$

$$N = 0.12550 \text{ MN}$$

$$a_s = 5.0$$

$$A_c = b_w d = 0.25 \times 0.22 = 0.055 \text{ m}^2$$

$$f_c = 16 \text{ MPa}$$

$$\rho_{tot} = \rho + \rho' + \rho_v = 0.005598 + 0.005598 + 0 = 0.011196$$

$$\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1 = \frac{\theta_d}{\theta_y} - 1 = \frac{0.01452}{0.00582} - 1 = 1.495$$

Η τέμνουσα V_w δίνεται από τη Σχέση (2.32) για $\rho_w = \rho_s = 0.00139$ και $z = d - d' = 0.19m$, οπότε:

$$V_w = 0.00139 \times 0.25 \times 0.19 \times 220 = 0.01453 \text{ MN}$$

κι έτσι προκύπτει ότι:

$$V_R = \frac{0.25 - 0.0789}{2 \times 1.25} \min(0.1225; 0.55 \times 0.055 \times 16) + [1 - 0.05 \min(5; 1.50)] \\ \times [0.16 \max(0.5; 100 \times 0.011196) [1 - 0.16 \min(5; 5)] \sqrt{16} \times 0.055 \\ + 0.01453]$$

$$V_R = \frac{0.25 - 0.0789}{2 \times 1.25} \times 0.1225 + (1 - 0.05 \times 1.50) \\ \times [0.16 \times 1.1196 \times (1 - 0.16 \times 5) \sqrt{16} \times 0.055 + 0.01453]$$

$$V_R = 0.0291 \text{ MN}$$

Η τιμή της διατμητικής αντοχής υποστυλώματος με λόγο διάτμησης $\alpha_s \leq 2.0$ δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$. Για το παράδειγμα που εξετάζεται είναι $\alpha_s = 5.0 > 2$, οπότε δε χρειάζεται να ελεγχθεί η $V_{R,max}$. Συνεπώς, η διατμητική αντοχή είναι $V_R = 0.0291 \text{ MN} = 29.1 \text{ kN}$. Αξίζει να αναφερθεί ότι η τέμνουσα αντοχής που υπολογίστηκε σε αυτό το βήμα είναι μικρότερη της τέμνουσας αντοχής σε διαρροή που υπολογίστηκε με βάση τις σχέσεις του ΕΚΟΣ.

B.8 Καθορισμός τρόπου αστοχίας

Η διατμητική δύναμη τη στιγμή της διαρροής είναι:

$$V_{Mu} = M_y / L_s = 25.14 / 1.25 = 20.11 \text{ kN} < 29.1 \text{ kN} = V_R$$

Συνεπώς, το στοιχείο διαρρέει λόγω κάμψης και τα παραμορφωσιακά μεγέθη, καθώς και η οιονεί ελαστική δυσκαμψία είναι συνοπτικά τα εξής:

$$\theta_y = 0.00582 \text{ rad}$$

$$\theta_{um} = 0.03775 \text{ rad}$$

$$\theta_{um}^{pl} = 0.03122 \text{ rad}$$

$$\theta_d = 0.01452 \text{ rad}$$

$$\mu_\theta = 2.495$$

$$K = 1800 \text{ kPa}$$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης

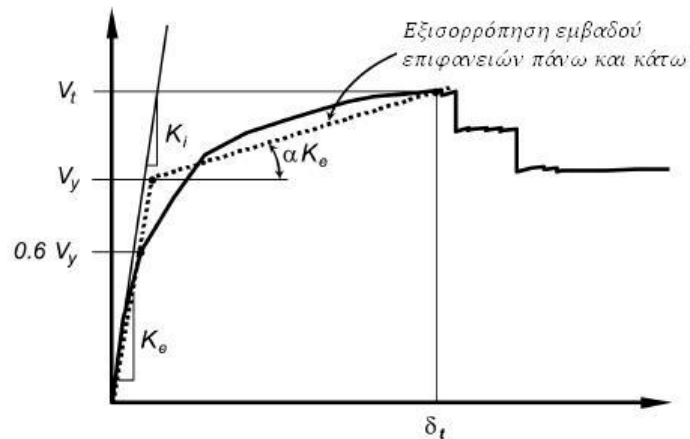
Γ.1 Εισαγωγή

Όπως αναφέρθηκε στο 2^ο κεφάλαιο, η μη-γραμμική σχέση δύναμης – μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσης και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του φορέα. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη προσδιορίζονται γραφικά, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου αK_e . Η επικρατέστερη, ίσως, μέθοδος διγραμμικοποίησης που χρησιμοποιείται διεθνώς είναι αυτή που παρουσιάστηκε αρχικά στις κανονιστικές διατάξεις FEMA-273 (1997), το οποίο οριστικοποιήθηκε σε τελική μορφή ως FEMA-356 (2000) και αποτέλεσε τη βάση του Αμερικανικού κανονισμού σεισμικής αναβάθμισης των κτιρίων (ASCE/SEI, 2007) (Παναγόπουλος και Κάππος, 2009). Η μέθοδος αναφέρεται στη διγραμμική προσέγγιση καμπυλών αντίστασης προσομοιωμάτων κατασκευών και συνοψίζεται στο Σχήμα 2.1. Στη συνέχεια περιγράφονται τρεις μέθοδοι διγραμμικοποίησης: κατά FEMA-356 (2000), του Εργαστηρίου Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας (ΕΚΟΣΦΤ) του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης (ΑΠΘ) και του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

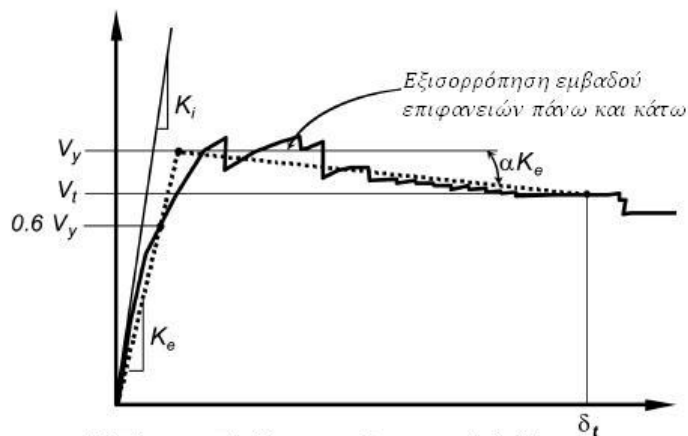
Γ.1.1 Μεθοδολογία FEMA-356

Τελικός στόχος της διγραμμικής προσέγγισης είναι ο υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης για δεδομένη σεισμική δράση μέσω της ενεργού δυσκαμψίας και της τέμνουσας διαρροής V_y . Σύμφωνα με τη μεθοδολογία κατά FEMA-356, η ενεργός δυσκαμψία K_e και η τέμνουσα βάσης του φορέα V_y υπολογίζονται μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας, έτσι ώστε αφενός τα εμβαδά των διαγραμμάτων κάτω από

τη διγραμμική και την πραγματική καμπύλη να είναι περίπου ίσα, αφετέρου ο αρχικός κλάδος της διγραμμικής καμπύλης να διέρχεται από το σημείο της πραγματικής καμπύλης που αντιστοιχεί στο 60% της προκύπτουσας V_y . Σημαντικό σημείο στη μεθοδολογία αυτή είναι ότι η διγραμμική προσέγγιση ορίζεται με βάση τη στοχευόμενη μετακίνηση δ_t , ουσιαστικά δηλαδή για δεδομένη στάθμη της σεισμικής διέγερσης και δεν είναι ανεξάρτητη από αυτήν. Η κλίση α του μεταελαστικού κλάδου προκύπτει μέσω της θεώρησης των ίσων εμβαδών και του σημείου της πραγματικής καμπύλης που αντιστοιχεί στη δ_t και είναι δυνατό να πάρει ακόμα και αρνητικές τιμές, ενώ δεν επιτρέπεται η τέμνουσα διαρροής να ληφθεί μεγαλύτερη από τη μέγιστη τιμή της τέμνουσας στην πραγματική καμπύλη. Στο Σχήμα Γ.1 παρουσιάζεται σχηματικά η μεθοδολογία κατά FEMA.



(α) Θετική κλίση μεταελαστικού κλάδου



(β) Αρνητική κλίση μεταελαστικού κλάδου

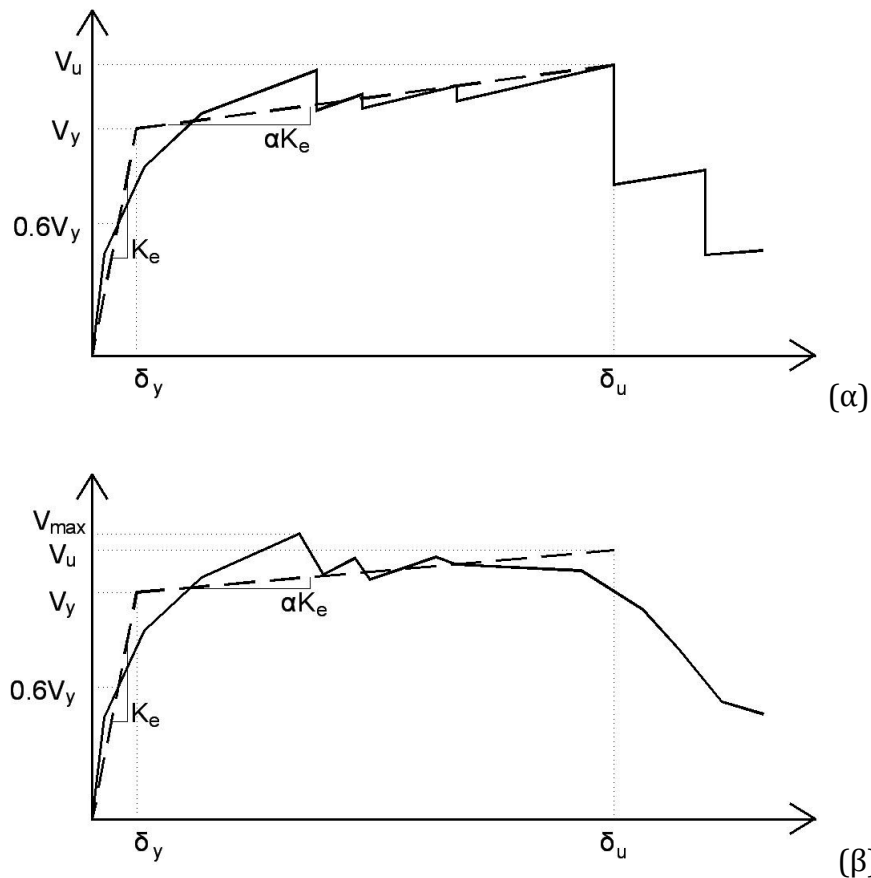
Σχήμα Γ.1. Γενική μορφή διγραμμικοποίησης κατά FEMA-356 για διαγράμματα με (α) θετική και (β) αρνητική κλίση μεταελαστικού κλάδου FEMA-356 (2000).

Γ.1.2 Μεθοδολογία ΕΚΟΣΦΤ του ΑΠΘ

Η μεθοδολογία διγραμμικοποίησης που ακολουθείται στο Εργαστήριο Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας (ΕΚΟΣΦΤ) του ΑΠΘ (Παναγόπουλος και Κάππος, 2009) είναι η ίδια είτε πρόκειται για καμπύλη αντίστασης, είτε για διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων (δηλαδή, η ίδια διαδικασία μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για τη διγραμμική προσέγγιση οποιουδήποτε άλλου διαγράμματος παρόμοιας μορφής). Υιοθετεί ορισμένες από τις προτάσεις της μεθόδου FEMA, παρουσιάζει όμως κάποιες τροποποιήσεις που διαφοροποιούν σημαντικά τη διαδικασία. Στο Σχήμα Γ.2 παρουσιάζεται σχηματικά η μεθοδολογία του ΕΚΟΣΦΤ του ΑΠΘ. Τα βασικά σημεία της μεθόδου συνοψίζονται στα εξής:

- Θεώρηση ίσων εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης.
- Το σημείο της θεωρητικής αστοχίας υπολογίζεται μέσω μιας προδιαγεγραμμένης πτώσης αντοχής η οποία λαμβάνεται ίση με 15% έως 25% της μέγιστης τιμής της τέμνουσας βάσης V_{max} . Η προσέγγιση αυτή είναι σημαντικό σημείο της μεθόδου, καθώς με τον τρόπο αυτόν η διγραμμική καμπύλη αντίστασης χαρακτηρίζει τη συνολική σεισμική συμπεριφορά του φορέα, κάτι που δεν ισχύει στη μέθοδο της FEMA στην οποία το τελικό σημείο της καμπύλης ορίζεται μέσω της εξαρτώμενης από τη στάθμη της σεισμικής διέγερσης στοχευμένης μετακίνησης.
- Η ενεργός δυσκαμψία K_e και η τέμνουσα διαρροής του φορέα V_y υπολογίζονται μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας, έτσι ώστε ο αρχικός κλάδος της διγραμμικής καμπύλης να διέρχεται από το σημείο της πραγματικής καμπύλης που αντιστοιχεί στο 60% της προκύπτουσας V_y .
- Η τιμή της τέμνουσας βάσης στη θεωρητική αστοχία υπολογίζεται από τη σχέση: $V_u = (2 \cdot V_{max} + V_{τελ})/3$, όπου $V_{τελ}$ είναι η τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας δ_u . Το σημείο που προκύπτει μπορεί να βρίσκεται πάνω στην πραγματική καμπύλη ή και όχι, ανάλογα με τη μορφή που παρουσιάζει ο μετελαστικός κλάδος του διαγράμματος.
- Δεν επιτρέπεται η μετελαστική κλίση $\alpha \cdot K_e$ να πάρει αρνητικές τιμές και αν προκύψει κάτι τέτοιο τότε λαμβάνεται $\alpha = 0$ οπότε και $V_y = V_u$. Είναι προφανές ότι θεωρητικά δεν υπάρχει πρόβλημα στην προσέγγιση των αρνητικών κλίσεων (άλλωστε ορισμένες μέθοδοι την προτείνουν), ωστόσο

είναι προβληματική η χρήση της στα διάφορα πακέτα λογισμικού που δεν περιλαμβάνουν αλγορίθμους που χειρίζονται φθίνοντες κλάδους.

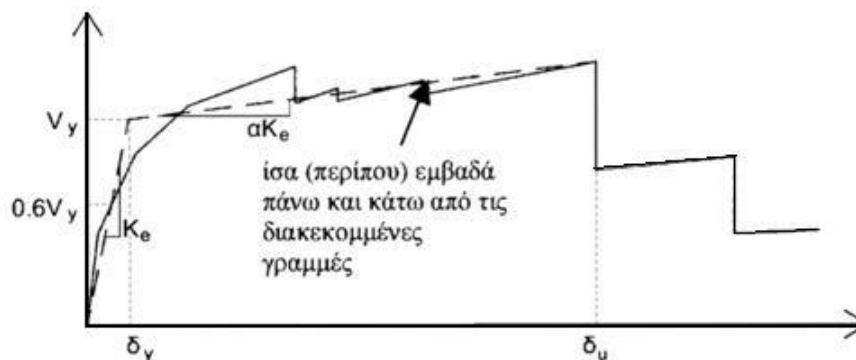


Σχήμα Γ.2. Διγραμμική προσέγγιση καμπυλών αντίστασης βάσει της μεθόδου του ΑΠΘ για (α) απότομη και (β) σταδιακή πτώση αντοχής στο σημείο «αστοχίας» (Παναγόπουλος και Κάππος, 2009).

Γ.1.3 Μεθοδολογία ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η διγραμμικοποίηση της πραγματικής καμπύλης γίνεται με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής, η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών της διγραμμικής καμπύλης. Η ανηγμένη κλίση α του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μία ευθεία που διέρχεται από το σημείο της πραγματικής μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης και αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας δ_u , πέραν την οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση, η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική και να κυμαίνεται από μηδέν έως 0.10. Αστοχία θεωρείται πως συμβαίνει όταν το ποσοστό μείωσης της

αντοχής φτάσει το 15%, ή όταν αστοχήσει κάποιο κύριο κατακόρυφο στοιχείο, ό,τι εκ των δύο συμβεί πρώτο. Η ισοδύναμη κυρίαρχη ιδιοπερίοδος, T_e , του φορέα υπολογίζεται από τη Σχέση (2.2). Στο Σχήμα Γ.3 παρουσιάζεται σχηματικά η μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχήμα Γ.3. Διγραμμική προσέγγιση καμπυλών αντίστασης βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2012).

Γ.2 Διγραμμικοποίηση ανελαστικής καμπύλης αντίστασης

Στην παρούσα εργασία, η διγραμμικοποίηση της πραγματικής καμπύλης αντίστασης, ώστε να προκύψει η εξιδανικευμένη καμπύλη πραγματοποιήθηκε με βάση τη μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. συμπληρωμένη με κάποια στοιχεία της μεθοδολογίας του ΕΚΟΣΦΤ και περιγράφεται στη συνέχεια. Η συνάρτηση της διγραμμικής καμπύλης ορίζεται ως εξής:

$$f(\delta) = \begin{cases} K_e \cdot \delta, & 0 \leq \delta \leq \delta_y \\ aK_e \cdot \delta + \gamma, & 0 \leq \delta \leq \delta_u \end{cases} \quad (\Gamma.1)$$

Στη Σχέση (Γ.1) άγνωστες είναι η τέμνουσα διαρροής V_y και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στη διαρροή που ορίζουν το σημείο αλλαγής κλίσης της καμπύλης (δ_y, V_y) , η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e , η κλίση του μετελαστικού κλάδου a και η σταθερά γ . Ο υπολογισμός των αγνώστων παραμέτρων της Σχέσης (Γ.1) βασίζεται στη συνέχεια της συνάρτησης $f(\delta)$ στο δ_y , οπότε ισχύει ότι:

$$V_y = f(\delta_y) = K_e \cdot \delta_y = aK_e \cdot \delta_y + \gamma \quad (\Gamma.2)$$

Ένα κοινό σημείο της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης είναι το σημείο $(\delta_{0.60V_y}, 0.60V_y)$. Το εμβαδόν του σχήματος, E , που περικλείεται από την πραγματική

καμπύλη αντίστασης όπως προέκυψε από την ανάλυση είναι ίσο με το εμβαδόν του σχήματος που περικλείεται από την εξιδανικευμένη καμπύλη:

$$E = \int_0^{\delta_u} f(\delta) d\delta = K_e \cdot \frac{\delta_y^2}{2} + aK_e \cdot \frac{\delta_u^2}{2} + \gamma\delta_u - aK_e \cdot \frac{\delta_y^2}{2} - \gamma\delta_y \quad (\Gamma.3)$$

Το εμβαδόν E είναι δυνατό να υπολογιστεί αναλυτικά από τα σημεία της πραγματικής καμπύλης. Επίσης, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στο σημείο της αστοχίας (ή του τέλους της ανάλυσης, όποιο συμβεί πρώτο), δ_u , είναι γνωστή. Γνωστή θεωρείται, επίσης, και η τέμνουσα βάσης στην αστοχία που υπολογίζεται ως (Παναγόπουλος και Κάππος, 2009):

$$V_u = (2 \cdot V_{max} + V_{\tau\epsilon\lambda})/3 \quad (\Gamma.4)$$

όπου V_{max} είναι η μέγιστη τέμνουσα βάσης της πραγματικής καμπύλης και $V_{\tau\epsilon\lambda}$ είναι η τέμνουσα βάσης στο τελευταίο σημείο της πραγματικής καμπύλης. Το σημείο (δ_u, V_u) είτε αντιστοιχεί στην αστοχία, είτε στο τελευταίο βήμα της ανελαστικής ανάλυσης σε περίπτωση που η ανάλυση ολοκληρώνεται χωρίς αστοχία. Η κλίση α μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη σχέση:

$$\alpha = (V_u - V_y)/(\delta_u - \delta_y) \leq 0.1 \quad (\Gamma.5)$$

Τέλος, η Σχέση (Γ.3) απλοποιείται μέσω της Σχέσης (Γ.2) ως εξής:

$$E = aK_e \cdot \frac{\delta_u^2}{2} + \gamma \left(\delta_u - \frac{\delta_y}{2} \right) \quad (\Gamma.6)$$

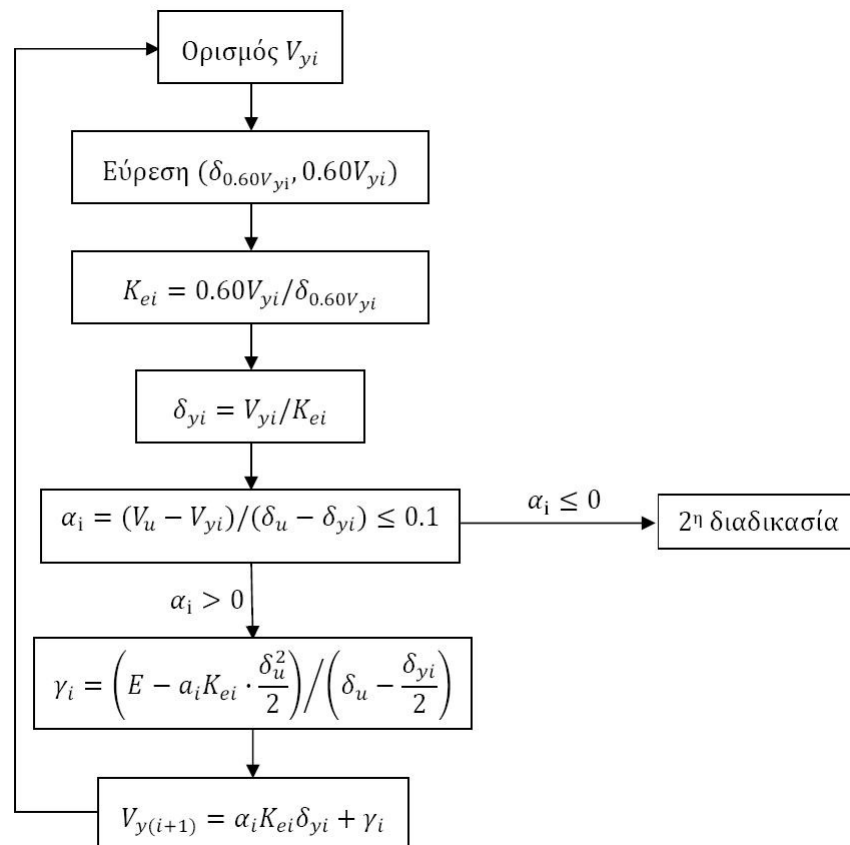
συνεπώς:

$$\gamma = \left(E - aK_e \cdot \frac{\delta_u^2}{2} \right) / \left(\delta_u - \frac{\delta_y}{2} \right) \quad (\Gamma.7)$$

Η επαναληπτική διαδικασία αποτελείται από τα εξής βήματα:

1. Υποτίθεται ότι η τέμνουσα βάσης στη διαρροή, V_{yi} , είναι γνωστή.
2. Από τα ζεύγη τιμών της πραγματικής καμπύλης επιλέγεται το σημείο για το οποίο η τέμνουσα βάσης προσεγγίζει καλύτερα την τιμή $0.60V_{yi}$. Σε αυτό το βήμα, το σημείο $(\delta_{0.60V_{yi}}, 0.60V_{yi})$ θεωρείται ότι είναι το σημείο τομής των δύο καμπυλών.

3. Από τον πρώτο κλάδο της συνάρτησης της εξιδανικευμένης καμπύλης (Σχέση (Γ.1α)), υπολογίζεται το K_{ei} ως: $K_{ei} = 0.60V_{yi}/\delta_{0.60V_{yi}}$.
4. Υπολογίζεται η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στη διαρροή ως: $\delta_{yi} = V_{yi}/K_{ei}$.
5. Υπολογίζεται η V_u από τη Σχέση (Γ.4).
6. Προσδιορίζεται η κλίση α_i από τη Σχέση (Γ.5) και γίνεται έλεγχος εάν η τιμή της κυμαίνεται μεταξύ 0 και 0.10.
7. Προσδιορίζεται το γ_i από τη Σχέση (Γ.7).
8. Από τη Σχέση (Γ.2) προσδιορίζεται η $V_{y(i+1)}$ της επόμενης προσέγγισης ως: $V_{y(i+1)} = \alpha_i K_{ei} \cdot \delta_{yi} + \gamma_i$.
9. Ξεκινά καινούργια προσέγγιση με τιμή τέμνουσας βάσης τη $V_{y(i+1)}$, κοκ.



Σχήμα Γ.4. Σχηματική απεικόνιση της επαναληπτικής διαδικασίας διγραμμικοποίησης πραγματικής καμπύλης για την περίπτωση θετικής κλίσης μετελαστικού κλάδου.

Η προαναφερθείσα διαδικασία, που παρουσιάζεται σχηματικά στο διάγραμμα ροής του Σχήματος Γ.4, δε συγκλίνει γρήγορα σε λύση και χρειάζεται πολλές επαναλήψεις. Στην περίπτωση που η μετελαστική κλίση της εξιδανικευμένης καμπύλης

$\alpha \cdot K_e$ πάρει αρνητικές τιμές τότε λαμβάνεται $\alpha = 0$, οπότε και $V_y = V_u$. Η συνάρτηση της διγραμμικής καμπύλης είναι σε αυτή την περίπτωση απλούστερη:

$$f(\delta) = \begin{cases} K_e \cdot \delta, & 0 \leq \delta \leq \delta_y \\ \gamma, & 0 \leq \delta \leq \delta_u \end{cases} \quad (\Gamma.8)$$

Στη Σχέση (Γ.8) άγνωστες είναι η τέμνουσα διαρροής V_y και η μετακίνηση κόμβου ελέγχου στη διαρροή που ορίζουν το σημείο αλλαγής κλίσης της καμπύλης (δ_y, V_y) , η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e και η σταθερά γ . Ο υπολογισμός των αγνώστων παραμέτρων της Σχέσης (Γ.8) βασίζεται στη συνέχεια της συνάρτησης $f(\delta)$ στο δ_y , οπότε ισχύει ότι:

$$V_y = f(\delta_y) = K_e \cdot \delta_y = \gamma \quad (\Gamma.9)$$

Ένα κοινό σημείο της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης είναι το σημείο $(\delta_{0.60V_y}, 0.60V_y)$. Το εμβαδόν του σχήματος, E , που περικλείεται από την πραγματική καμπύλη αντίστασης όπως προέκυψε από την ανάλυση είναι ίσο με το εμβαδόν του σχήματος που περικλείεται από την εξιδανικευμένη καμπύλη:

$$E = \int_0^{\delta_u} f(\delta) d\delta = K_e \cdot \frac{\delta_y^2}{2} + \gamma\delta_u - \gamma\delta_y \quad (\Gamma.10)$$

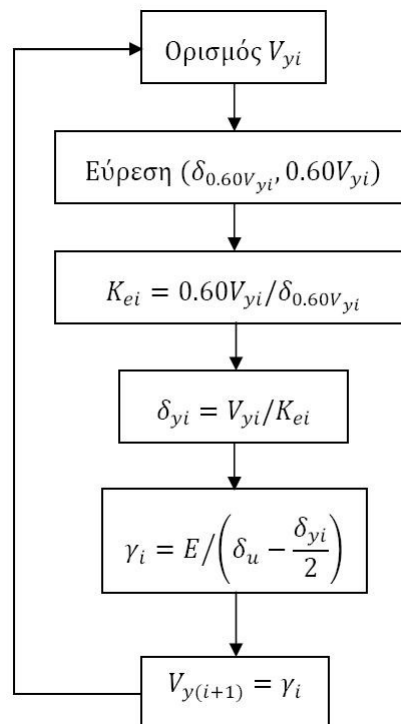
Το εμβαδόν E είναι δυνατό να υπολογιστεί αναλυτικά από τα σημεία της πραγματικής καμπύλης. Επίσης, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στο σημείο της αστοχίας, δ_u , είναι γνωστή. Η Σχέση (Γ.7) σε συνδυασμό με τη Σχέση (Γ.6):

$$E = \gamma \left(\delta_u - \frac{\delta_y}{2} \right) \quad (\Gamma.11)$$

Η επαναληπτική διαδικασία για αυτήν την περίπτωση αποτελείται από τα εξής βήματα:

1. Υποτίθεται ότι η τέμνουσα βάσης στη διαρροή, V_{yi} , είναι γνωστή.
2. Από τα ζεύγη τιμών της πραγματικής καμπύλης επιλέγεται το σημείο για το οποίο η τέμνουσα βάσης προσεγγίζει καλύτερα την τιμή $0.60V_{yi}$. Σε αυτό το βήμα, το σημείο $(\delta_{0.60V_{yi}}, 0.60V_{yi})$ θεωρείται ότι είναι το σημείο τομής των δύο καμπυλών.

3. Από τον πρώτο κλάδο της συνάρτησης της εξιδανικευμένης καμπύλης (Σχέση (Γ.1α)), υπολογίζεται το K_{ei} ως: $K_{ei} = 0.60V_{yi}/\delta_{0.60V_{yi}}$.
4. Υπολογίζεται η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στη διαρροή ως: $\delta_{yi} = V_{yi}/K_{ei}$.
5. Προσδιορίζεται το γ_i από τη Σχέση (Γ.11): $\gamma_i = E/\left(\delta_u - \frac{\delta_{yi}}{2}\right)$.
6. Από τη Σχέση (Γ.9) προσδιορίζεται η $V_{y(i+1)}$ της επόμενης προσέγγισης ως: $V_{y(i+1)} = \gamma_i$.
7. Ξεκινά καινούργια προσέγγιση με τιμή τέμνουσας βάσης τη $V_{y(i+1)}$, κοκ.



Σχήμα Γ.5. Σχηματική απεικόνιση επαναληπτικής διαδικασίας διγραμμικοποίησης πραγματικής καμπύλης για την περίπτωση μηδενικής κλίσης μετελαστικού κλάδου.

Η προαναφερθείσα διαδικασία, που παρουσιάζεται σχηματικά στο διάγραμμα ροής του Σχήματος Γ.5, για την περίπτωση που η μετελαστική κλίση της εξιδανικευμένης καμπύλης είναι μηδενική συγκλίνει πολύ γρήγορα σε λύση και δε χρειάζεται πολλές επαναλήψεις. Υπενθυμίζεται ότι για αυτήν την περίπτωση είναι $V_y = V_w$, με δ_u να ορίζεται ως η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στο σημείο αστοχίας ή στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης αν εν τω μεταξύ δεν προκύψει αστοχία.

Ευρετήριο Συμβόλων

Κεφάλαιο 1ο

- q συντελεστής συμπεριφοράς
 ε σεισμικός συντελεστής Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959

Κεφάλαιο 2ο

- $(1/r)$ καμπυλότητα
 $(1/r)_{cu}$ καμπυλότητα διατομής στην αστοχία λόγω θλιβόμενου σκυροδέματος
 $(1/r)_{su}$ καμπυλότητα διατομής στην αστοχία λόγω θραύσης του εφελκυόμενου χάλυβα
 $(1/r)_y$ καμπυλότητα στη διαρροή
 A_{sw} εμβαδόν οπλισμού διάτμησης
 b πλάτος της θλιβόμενης ζώνης
 b_w πλάτος του στοιχείου
 C_0 συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα
 C_1 συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από τη γραμμική ελαστική ανάλυση
 C_2 συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση

C_3	συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ)
C_m	συντελεστής δρώσας μάζας
d	μετακίνηση
d	στατικό ύψος διατομής
d'	απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος
d_b	μέση (ισοδύναμη) διάμετρος των εφελκόμενων διαμήκων ράβδων οπλισμού
E_c	μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος
E_s	μέτρο ελαστικότητας χάλυβα οπλισμού
F	εντατικό μέγεθος
f_c	θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
F_y	εντατικό μέγεθος διαρροής
f_y	αντοχή διαρροής χάλυβα
f_{ywd}	αντοχή διαρροής χάλυβα οπλισμού διάτμησης
F_u	εντατικό μέγεθος αστοχίας
g	επιτάχυνση της βαρύτητας ($= 9.81 \text{ m/sec}^2$)
h	ύψος της διατομής του στοιχείου
K	οιονεί ελαστική δυσκαμψία
K_0	ελαστική αρχική πλευρική δυσκαμψία
K_e	ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία
L_s	απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών
M	ροπή κάμψης
m	τοπικός δείκτης πλαστιμότητας
M_u	ροπή κάμψης αστοχίας
M_{Vu}	ροπή κάμψης που αντιστοιχεί στην τέμνουσα δύναμη αστοχίας
M_y	ροπή κάμψης διαρροής

N	αξονικό φορτίο που λαμβάνεται θετικό σε θλίψη
q	ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς
q'	τιμή αναφοράς ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς
q^*	ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς δομήματος (διαφοροποιημένος)
R	λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντοχή διαρροής του φορέα
R_d	αντοχή σχεδιασμού
R_k	αντιπροσωπευτική τιμή αντοχής
R_u	αντοχή αστοχίας
R_y	αντοχή διαρροής
s	απόσταση μεταξύ ράβδων οπλισμού διάτμησης
S_d	δράση σχεδιασμού
S_k	αντιπροσωπευτική τιμή δράσης
T	ιδιοπερίοδος κτιρίου
T_0	ελαστική βασική ιδιοπερίοδος
T_2	τιμή ιδιοπερίοδου στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης
T_e	ισοδύναμη βασική ιδιοπερίοδος
V	τέμνουσα δύναμη
V_{cd}	τέμνουσα αντοχής λόγω λοιπών μηχανισμών ανάληψης τέμνουσας
V_{Mu}	τέμνουσα δύναμη που αντιστοιχεί στη ροπή κάμψης αστοχίας
V_R	τέμνουσα αντοχής του στοιχείου
$V_{R,max}$	οριακή τιμή τέμνουσα που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο
V_{Rd1}	τέμνουσα αντοχής στοιχείου χωρίς οπλισμό διάτμησης
V_{Rd3}	τέμνουσα αντοχής λόγω συνδετήρων και λοιπών μηχανισμών ανάληψης τέμνουσας
V_{Ry}	τέμνουσα αντοχής διαρροής
V_u	τέμνουσα δύναμη αστοχίας

V_{wd}	τέμνουσα αντοχής λόγω συνδετήρων
V_y	τέμνουσα δύναμη διαρροής
V_y	τέμνουσα βάσης διαρροής
x	ύψος της θλιβόμενης ζώνης
z	μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων
A	ποσότητα που υπολογίζεται ανάλογα με το μηχανισμό διαρροής της διατομής
a	συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης
a	γωνία κλίσης του οπλισμού διάτμησης
a	ανηγμένη κλίση δεύτερου κλάδου εξιδανικευμένης καμπύλης
a_s	λόγος διάτμησης
B	ποσότητα που υπολογίζεται ανάλογα με το μηχανισμό διαρροής της διατομής
γ	γωνιακή παραμόρφωση
γ_f	συντελεστής ασφάλειας δράσεων
γ_g	συντελεστής ασφάλειας μόνιμης δράσης
γ_m	συντελεστής ασφάλειας υλικών
γ_{Rd}	συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος αντοχών
γ_{Rd}	συντελεστής υπεραντοχής στοιχείου
γ_{Sd}	συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος δράσεων
γ_y	διατμητική παραμόρφωση στη διαρροή
δ	γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του
δ_d	παραμόρφωση σχεδιασμού
δ_t	στοχευμένη μετακίνηση κόμβου ελέγχου
δ_u	παραμόρφωση αστοχίας
δ_u	μετακίνηση αστοχίας κόμβου ελέγχου
δ_y	παραμόρφωση διαρροής
ε_c	παραμόρφωση σκυροδέματος

ε_{cu}	βράχυνση αστοχίας της ακραίας θλιβόμενης ίνας σκυροδέματος
ε_{su}	ομοιόμορφη μήκυνση αστοχίας του εφελκυόμενου οπλισμού
ζ	κρίσιμο ποσοστό απόσβεσης
θ	δείκτης σχετικής μεταθετότητας της §4.1.2.2 του ΕΑΚ 2003 (για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης)
θ	στροφή ραβδόμορφου στοιχείου
θ_d	διαθέσιμη τιμή γωνίας στροφής χορδής
θ_{um}	συνολική γωνία στροφής χορδής
θ_{um}^{pl}	πλαστική γωνία στροφής χορδής
θ_y	γωνία στροφής χορδής στη διαρροή
$\mu_{1/r}$	συντελεστής πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων
μ_d	συντελεστής πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων
μ_δ	συντελεστής πλαστιμότητας παραμορφώσεων
μ_θ	συντελεστής πλαστιμότητας σε όρους γωνιών στροφής χορδής
μ_θ^{pl}	πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής
v	ανηγμένο αξονικό φορτίο
ξ_{cu}	ανηγμένο στο d ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του σκυροδέματος
ξ_{su}	ανηγμένο στο d ύψος της θλιβόμενης ζώνης κατά την αστοχία του χάλυβα
ξ_y	ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή
ρ	γεωμετρικό ποσοστό εφελκυόμενου οπλισμού
ρ'	γεωμετρικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού
ρ_d	γεωμετρικό ποσοστό δισδιαγώνιου οπλισμού
ρ_s	γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης
ρ_{tot}	συνολικό γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού
ρ_v	γεωμετρικό ποσοστό του ενδιάμεσου οπλισμού
σ_{cp}	ορθή δύναμη λόγω φόρτισης ή και προέντασης (θλίψη θετική)

τ_{Ra}	τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής σύμφωνα με τον ΕΚΟΣ 2000
Φ_e	ελαστική φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e
Φ_{I1}	ισοδύναμη μέση διάμετρος των εφελκόμενων ράβδων χάλυβα
ψ_i	συντελεστής συνδυασμού μεταβλητής δράσης i
ω	μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού
ω'	μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού
ω_w	μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιξης

Κεφάλαιο 3ο

α	απόσταση του κέντρου των ινών
C	μητρώο δυσκαμψίας lamina
d	διάμετρος των ινών
E	μέτρο ελαστικότητας σύνθετου υλικού
E_f	μέτρο ελαστικότητας των ινών
E_m	μέτρο ελαστικότητας της μήτρας
G	μέτρο διάτμησης σύνθετου υλικού
G_f	μέτρο διάτμησης των ινών
G_m	μέτρο διάτμησης της μήτρας
K	μέτρο ισόποσης συμπίεσης (bulk modulus) του σύνθετου υλικού
K_f	μέτρο ισόποσης συμπίεσης (bulk modulus) των ινών
K_m	μέτρο ισόποσης συμπίεσης (bulk modulus) της μήτρας
S	μητρώο ευκαμψίας lamina
ν	λόγος Poisson σύνθετου υλικού
V_f	ποσοστό όγκου ινών
ν_f	λόγος Poisson των ινών
V_m	ποσοστό όγκου μήτρας

ν_m	λόγος Poisson της μήτρας
γ	γωνιακή παραμόρφωση σύνθετου υλικού
γ_f	γωνιακή παραμόρφωση των ινών
γ_m	γωνιακή παραμόρφωση της μήτρας
Δ	μεταβολή όγκου του σύνθετου υλικού
Δ_f	μεταβολή όγκου των ινών
Δ_m	μεταβολή όγκου της μήτρας
ε	παραμόρφωση στο σύνθετο υλικό
ε_f	παραμόρφωση των ινών
ε_{fu}	παραμόρφωση αστοχίας των ινών
ε_m	παραμόρφωση της μήτρας
ε_{mu}	παραμόρφωση αστοχίας της μήτρας
σ	συνολική τάση στο σύνθετο υλικό
σ_A	συνολική τάση στο σύνθετο υλικό
σ_f	τάσεις στις ίνες
σ_{fmu}	τάση των ινών τη στιγμή που αρχίζει η ρηγμάτωση της μήτρας
σ_{fu}	τάση αστοχίας ινών
σ_H	εφαρμοζόμενη υδροστατική πίεση
σ_m	τάση στη μήτρα
σ_{mfu}	τάση στη μήτρα κατά την έναρξη της θραύσης των ινών
σ_{mu}	τάση αστοχίας μήτρας
σ_u	τάση αστοχίας σύνθετου υλικού

Κεφάλαιο 4ο

A_c	εμβαδόν ολόκληρης της διατομής του σκυροδέματος του υποστυλώματος
A_0	εμβαδόν της διατομής του περισφιγμένου σκυροδέματος («πυρήνας»)
A_c	εμβαδόν διατομής περισφιγμένου σκυροδέματος
A_e	«εξωτερικό» εμβαδόν πυρήνα διατομής
A_i	«εσωτερικό» εμβαδόν πυρήνα διατομής
A_s	εμβαδόν χάλυβα οπλισμού
A_{st}	εμβαδό της διατομής του εγκάρσιου οπλισμού
A_{sw}	εμβαδόν διατομής συνδετήρα
b	πλάτος της διατομής του υποστυλώματος
b_0	πλάτος του πυρήνα της διατομής
b_f	ύψος στρώσης ΙΟΠ
b_i	απόσταση μεταξύ διαδοχικών «κορυφών» ή «κόμβων»
b_p	μήκος στρογγύλευσης της πλευράς b_c υποστυλώματος
C_E	μειωτικός συντελεστής παραμόρφωσης αστοχίας του ΙΟΠ (ACI 440.2R-02)
d_j	διάμετρος του μανδύα ΙΟΠ
d_p	μήκος στρογγύλευσης της πλευράς d_c υποστυλώματος
d_s	διάμετρος του συνδετήρα
E_c	μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος
E_f	μέτρο ελαστικότητας του σύνθετου υλικού
E_j	μέτρο ελαστικότητας του ΙΟΠ
f_{c0}	αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος
f_{cc}	μέγιστη θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος
f'_{cc}	θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος (ACI 440.2R-02)
f_{ccd}	θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος
f_{cd}	θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

$f_{cd,c}$	θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος
f_{ck}	χαρακτηριστική αντοχή του απερίσφιγκτου σκυροδέματος (EC2)
f_{cu}	τάση περισφιγξης στη μέγιστη παραμόρφωση
f'_{fd}	διορθωμένη εφελκυστική αντοχή του ΙΟΠ
$f_{f,e}$	ενεργός τάση
f_l	ενεργή πίεση περισφιγξης
$f_{l,eff}$	ενεργή εγκάρσια τάση περισφιγξης
f_{re}	«εξωτερική» τάση περισφιγξης από το μανδύα ΙΟΠ
f_{ri}	«εσωτερική» τάση περισφιγξης από τον εγκάρσιο οπλισμό
f_{rm}	συνολική τάση περισφιγξης
$f_{u,f}$	ονομαστική αντοχή των ΙΟΠ
$f_{u,fd}$	τιμή σχεδιασμού αντοχής του ΙΟΠ
f_y	τάση διαρροής του χάλυβα
f_{yd}	αντοχή διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα
h_f	ύψος εφαρμογής λωρίδας ΙΟΠ
I_x	λόγος του στοχευόμενου δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{x,tar}$ και του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων $\mu_{x,ava}$
k	αριθμός στρώσεων μανδύων ΙΟΠ
K_{conf}	δυσκαμψία του μανδύα ΙΟΠ
k_e	συντελεστής επίδρασης του φαινομένου άντυγας
k_{eff}	συντελεστής αποδοτικότητας (CNR-DT200)
k_n	συντελεστής που λαμβάνεται ανάλογα με το πλήθος n των επί τόπου δοκιμών
k_s	συντελεστής αποδοτικότητας της περισφιγξης
m	τοπικός δείκτης πλαστιμότητας μέλους
m_x	μέση τιμή της ιδιότητας X όπως προκύπτει μετά την πραγματοποίηση n αριθμού επί τόπου ελέγχων

n	αριθμός «κορυφών» συνδετήρων ή «κόμβων» με εγκάρσιους συνδέσμους που συγκρατούν διαμήκεις ράβδους
$N_{Rcc,d}$	θλιπτική δύναμη αντοχής στοιχείου σκυροδέματος περισφιγμένου με μανδύα ΙΟΠ
N_{sd}	τιμή σχεδιασμού του μέγιστου θλιπτικού φορτίου υπό το σεισμικό συνδυασμό δράσεων
p_f	απόσταση μεταξύ στρώσεων ΙΟΠ
q	καθολικός δείκτης συμπεριφοράς
q_π	παράγοντας πλαστιμότητας
q_v	παράγοντας υπεραντοχής
r_c	ακτίνα στρογγύλευσης ακμών ορθογωνικού υποστυλώματος
s	απόσταση των συνδετήρων
s	απόσταση διάταξης λωρίδων ΙΟΠ
s'	καθαρή ελεύθερη απόσταση μεταξύ συνδετήρων
T	ιδιοπερίοδος δομήματος
T_2	περίοδος απ' την οποία αρχίζει ο φθίνων κλάδος του φάσματος σχεδιασμού
t_f	πάχος μιας στρώσης του ΙΟΠ
t_j	πάχος του μανδύα ΙΟΠ
V_c	όγκος της διατομής σκυροδέματος
$V_{c,eff}$	όγκος του ενεργοποιημένου τμήματος του πυρήνα
$V_{w,f}$	όρος αύξησης διατμητικής αντοχής λόγω περίσφιγξης με μανδύες ΙΟΠ
V_x	συντελεστής απόκλισης
X_d	τιμή σχεδιασμού της X ιδιότητας υλικού (CNR-DT200)
X_k	χαρακτηριστική τιμή της X ιδιότητας υλικού (CNR-DT200)
$X_{k(n)}$	χαρακτηριστική τιμή της X ιδιότητας όπως προκύπτει μετά την πραγματοποίηση n αριθμού επί τόπου ελέγχων
a	συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης
α_f	συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης από ΙΟΠ

α_n	συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της διάταξης των συνδετήρων
a_s	συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της απόστασης των συνδετήρων
γ_f	ο συντελεστής ασφάλειας του ΙΟΠ υλικού (CNR-DT200)
γ_m	συντελεστής ασφάλειας υλικού
γ_{Rd}	συντελεστής ασφάλειας (CNR-DT200)
ε_{c0}	παραμόρφωση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος στη μέγιστη αντοχή
ε_{c2}	παραμόρφωση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος στη μέγιστη αντοχή (EC2)
$\varepsilon_{c2,c}$	ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην $f_{cd,c}$
ε_{cc}	παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος
ε'_{cc}	θλιπτική παραμόρφωση του περισφιγμένου στοιχείου
ε_{ccu}	παραμόρφωση αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος
ε_{cu}	παραμόρφωση αστοχίας του σκυροδέματος
ε_{cu2}	μέγιστη παραμόρφωση του απερίσφιγκτου σκυροδέματος (EC2)
$\varepsilon_{cu,c}$	ανηγμένη παραμόρφωση που αντιστοιχεί σε τάση σχεδιασμού $0.85f_{cd}$ μετρούμενη στο φθίνοντα κλάδο του διαγράμματος σ-ε του περισφιγμένου σκυροδέματος
$\varepsilon_{fd,rid}$	παραμόρφωση σχεδιασμού, μειωμένη σε σχέση με την παραμόρφωση αστοχίας του σύνθετου υλικού.
ε_{fe}	ενεργή παραμόρφωση του μανδύα ΙΟΠ
ε_{fk}	ονομαστική παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ υλικού
ε_{fu}	παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ
ε_{fu}	μειωμένη παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ (ACI 440.2R-02)
ε_{fu}^*	παραμόρφωση αστοχίας του ΙΟΠ
ε_j	παραμόρφωση στην περίμετρο του μανδύα ΙΟΠ
ε_{ju}	εγκάρσια παραμόρφωση μανδύα ΙΟΠ στην αστοχία
ε_l	παραμόρφωση στην περίμετρο του σκυροδέματος

$\varepsilon_{sy,d}$	τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής παραμόρφωσης διαρροής του χάλυβα (EC8)
$\varepsilon_{u,f}$	οριακή τιμή παραμόρφωσης των ΙΟΠ
η	διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τον τύπο των ινών, σε συνδυασμό με τις ιδιαιτερότητες του προβλήματος
η_a	συντελεστής ασφάλειας που λαμβάνει υπόψη τις περιβαλλοντικές συνθήκες (CNR-DT200)
θ_{um}	γωνία στροφής χορδής στην αστοχία
κ_α	συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης μανδύα ΙΟΠ (ACI 440.2R-02)
$\mu_{1/r}$	δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων
$\mu_{x,ava}$	διαθέσιμος δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων
$\mu_{x,tar}$	στοχευόμενος δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων
μ_δ	δείκτης πλαστιμότητας δομήματος σε όρους μετακινήσεων
μ_θ	δείκτης πλαστιμότητας γωνιών στροφής χορδής
μ_φ	απαιτούμενη τιμή του συντελεστή πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων (EC8)
v_d	ανηγμένο αξονικό φορτίο
ρ_f	γεωμετρικό ποσοστό του μανδύα ΙΟΠ προς το ποσοστό της διατομής σκυροδέματος
ρ_g	γεωμετρικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού
ρ_j	γεωμετρικό ποσοστό του ΙΟΠ ενίσχυσης για κάθε διεύθυνση
ρ_{st}	γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού
σ_2	ενεργή εγκάρσια τάση περίσφιγξης (EC2)
σ_j	εγκάρσια πίεση περίσφιγξης
ψ	συντελεστής διόρθωσης της εφελκυστικής αντοχής του ΙΟΠ
ω_{wd}	μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό του οπλισμού περίσφιγξης (ΕΚΩΣ 2000)

Κεφάλαιο 5ο

A	τάση περίσφιξης
A_c	εμβαδόν διατομής σκυροδέματος
A_e	«εξωτερικό» εμβαδόν πυρήνα διατομής
A_i	«εσωτερικό» εμβαδόν πυρήνα διατομής
A_s	εμβαδόν διατομής χάλυβα
B	σταθερά
b_m	πλάτος στρώσης ΙΟΠ υλικού περίσφιξης
d	διάσταση τετραγωνικής διατομής
E_c	μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος
E_m	μέτρο ελαστικότητας υλικού ενίσχυσης
E_s	μέτρο ελαστικότητας χάλυβα
f_r	εφαρμοζόμενη τάση περίσφιξης
f_{re}	«εξωτερική» τάση περίσφιξης από το μανδύα ΙΟΠ
f_{ri}	«εσωτερική» τάση περίσφιξης από τον εγκάρσιο οπλισμό
f_{rm}	μέση τάση περίσφιξης
I_s	ροπή αδράνειας χάλυβα
k_{sl}	μειωτικός συντελεστής
l	μισό μήκος πλευράς ορθογωνικής διατομής στύλου
S	απόσταση μεταξύ των συνδετήρων
S	απόσταση στρώσεων ΙΟΠ υλικού περίσφιξης
t_m	πάχος στρώσης ΙΟΠ υλικού περίσφιξης
$\Delta\sigma_z(\varepsilon_z)$	αυξημένη τάση λόγω τριαξονικής έντασης
ε_z	αξονική παραμόρφωση
ν	λόγος Poisson για το σκυρόδεμα
σ_x	τάσεις κατά τη x διεύθυνση

σ_y	τάσεις κατά την y διεύθυνση
$\sigma_z(\varepsilon_z)$	τάσεις περισφιγμένου σκυροδέματος
$\sigma_{z0}(\varepsilon_{z0})$	τάσεις μη περισφιγμένου σκυροδέματος,
φ_{ion}	διάμετρος των διαμήκων ράβδων
φ_{st}	διάμετρος των συνδετήρων

Κεφάλαιο 6ο

A	σεισμική επιτάχυνση εδάφους
b	λόγος κράτυνσης χάλυβα
C_0	συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα
C_1	συντελεστής που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από τη γραμμική ελαστική ανάλυση
C_2	συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση
C_3	συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P- Δ)
f_c	θλιπτική αντοχή σκυροδέματος
f_{cu}	θλιπτική αντοχή σκυροδέματος στη μέγιστη παραμόρφωση
F_i	οριζόντια σεισμική δύναμη για τον όροφο i
f_u	αντοχή θραύσης χάλυβα
f_y	αντοχή διαρροής χάλυβα
g	επιτάχυνση της βαρύτητας
K_0	ελαστική πλευρική δυσκαμψία
K_e	ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία
m_i	μάζα του ορόφου i
η	διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης διάφορο του 5%

T	ιδιοπερίοδος κτιρίου
T_0	θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου
T_1	χαρακτηριστική περίοδος φάσματος
T_2	χαρακτηριστική περίοδος φάσματος
T_e	ισοδύναμη ιδιοπερίοδος
V	τέμνουσα βάσης
V_{max}	μέγιστη τέμνουσα βάσης
V_y	τέμνουσα βάσης στη διαρροή
β_0	συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
γ_f	συντελεστής ασφάλειας δράσεων
γ_g	συντελεστής ασφάλειας μόνιμων δράσεων
γ_I	συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
γ_m	συντελεστής ασφάλειας υλικών
γ_{Ra}	συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος αντοχών
γ_{Sd}	συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος δράσεων
γ_q	συντελεστής ασφάλειας κινητών δράσεων
δ	μετακίνηση κόμβου ελέγχου
δ_t	στοχευμένη μετακίνηση
ε_{c2}	θλιπτική παραμόρφωση στη μέγιστη αντοχή
ε_{cu}	παραμόρφωση θραύσης σκυροδέματος
ε_u	παραμόρφωση αστοχίας χάλυβα
ε_y	παραμόρφωση διαρροής χάλυβα
θ	γωνία στροφής χορδής
θ_d	διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής
θ_{um}	γωνία στροφής χορδής στην αστοχία
θ_y	γωνία στροφής χορδής στη διαρροή
μ_θ	δείκτης πλαστιμότητας γωνιών στροφής χορδής

Φ_d	φασματική επιτάχυνση
$\Phi_e(T)$	φασματική επιτάχυνση
φ_i	ιδιομορφή του ορόφου i
ψ	συντελεστής συμμετοχής

Κεφάλαιο 7ο

A_g	εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος του υποστυλώματος
b	διάσταση διατομής υποστυλώματος
C_E	μειωτικός συντελεστής παραμόρφωσης αστοχίας του ΙΟΠ (ACI 440.2R-02)
f_{cc}	μέγιστη θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος
f_{ccu}	θλιπτική αντοχή αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος
F_i	οριζόντια σεισμική δύναμη για τον όροφο i
f_j	εφελκυστική αντοχή μανδύα ΙΟΠ
f_{ju}	οριακή αντοχή σχεδιασμού του ΙΟΠ
f_l	μέγιστη εγκάρσια τάση περίσφιγξης
h	διάσταση διατομής υποστυλώματος
K_0	ελαστική πλευρική δυσκαμψία
K_e	ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία
k_s	συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης (ACI, FIB, CNR)
η_a	περιβαλλοντικός συντελεστής
T	ιδιοπερίοδος κτιρίου
T_0	θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου
T_e	ισοδύναμη ιδιοπερίοδος
t_j	πάχος μεμονωμένης στρώσης ΙΟΠ
V	τέμνουσα βάση
V_{max}	μέγιστη τέμνουσα βάση

V_y	τέμνουσα βάσης στη διαρροή
α	συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης (KAN.ΕΠΕ.)
γ_f	συντελεστής ασφάλειας δράσεων
γ_g	συντελεστής ασφάλειας μόνιμων δράσεων
γ_m	συντελεστής ασφάλειας υλικών
γ_{Rd}	συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος αντοχών
γ_{Sd}	συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος δράσεων
γ_q	συντελεστής ασφάλειας κινητών δράσεων
δ	μετακίνηση κόμβου ελέγχου
δ_t	στοχευμένη μετακίνηση
ε_{cc}	παραμόρφωση στη μέγιστη θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος
ε_{ccu}	μέγιστη παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος
ε_j	παραμόρφωση αστοχίας μανδύα ΙΟΠ
ε_{ju}	παραμόρφωση σχεδιασμού του ΙΟΠ
θ	γωνία στροφής χορδής
θ_d	διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής
θ_{um}	γωνία στροφής χορδής στην αστοχία
θ_y	γωνία στροφής χορδής στη διαρροή
μ_θ	δείκτης πλαστιμότητας γωνιών στροφής χορδής
ρ_j	γεωμετρικό ποσοστό του ΙΟΠ ενίσχυσης
ρ_l	γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού στη διατομή
ω_{wd}	μηχανικό ποσοστό περίσφιγξης (KAN.ΕΠΕ.)

Κεφάλαιο 8ο

A_g	εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος του υποστυλώματος
b	διάσταση διατομής υποστυλώματος

f_{cc}	μέγιστη θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος
f_{ccu}	θλιπτική αντοχή αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος
f_j	εφελκυστική αντοχή μανδύα ΙΟΠ
f_{ju}	οριακή αντοχή σχεδιασμού του ΙΟΠ
h	διάσταση διατομής υποστυλώματος
t_j	πάχος μεμονωμένης στρώσης ΙΟΠ
V	τέμνουσα βάσης
V_{max}	μέγιστη τέμνουσα βάσης
V_y	τέμνουσα βάσης στη διαρροή
α	συντελεστής αποδοτικότητας περίσφιγξης (KAN.ΕΠΕ.)
γ_f	συντελεστής ασφάλειας δράσεων
γ_g	συντελεστής ασφάλειας μόνιμων δράσεων
γ_m	συντελεστής ασφάλειας υλικών
γ_{Rd}	συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος αντοχών
γ_{Sd}	συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος δράσεων
γ_q	συντελεστής ασφάλειας κινητών δράσεων
δ	μετακίνηση κόμβου ελέγχου
δ_t	στοχευμένη μετακίνηση
ε_{cc}	παραμόρφωση στη μέγιστη θλιπτική αντοχή περισφιγμένου σκυροδέματος
ε_{ccu}	μέγιστη παραμόρφωση περισφιγμένου σκυροδέματος
ε_j	παραμόρφωση αστοχίας μανδύα ΙΟΠ
ε_{ju}	παραμόρφωση σχεδιασμού του ΙΟΠ
θ	γωνία στροφής χορδής
θ_d	διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής
θ_{um}	γωνία στροφής χορδής στην αστοχία
θ_y	γωνία στροφής χορδής στη διαρροή
μ_θ	δείκτης πλαστιμότητας γωνιών στροφής χορδής

ρ_j	γεωμετρικό ποσοστό του ΙΟΠ ενίσχυσης
ρ_l	γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους σπλισμού στη διατομή
ω_{wd}	μηχανικό ποσοστό περίσφιγξης (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Κεφάλαιο 9ο

K_0	ελαστική πλευρική δυσκαμψία
T	ιδιοπερίοδος κτιρίου
T_0	θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου
V	τέμνουσα βάση
V_{max}	μέγιστη τέμνουσα βάση
V_y	τέμνουσα βάση στη διαρροή
δ	μετακίνηση κόμβου ελέγχου
δ_t	στοχευμένη μετακίνηση
θ	γωνία στροφής χορδής
θ_d	διαθέσιμη γωνία στροφής χορδής
μ_θ	δείκτης πλαστιμότητας γωνιών στροφής χορδής

Βιβλιογραφία

- American Concrete Institute (ACI). (2008). *ACI 318-08-Building Code Requirements For Structural Concrete*. Farming Hills, Mi, USA.
- American Concrete Institute (ACI). (2002). *ACI 440.2R-02-Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening of Concrete Structures*. Farmington Hills, Mi, USA.
- ATC, (1997). *Fema 273-NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington DC, USA.
- ATC, (2005). *Fema 440-Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington DC, USA.
- ASCE. (2000). *Fema 356-Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC, USA.
- Attard, M.M. & Setunge, S. (1996). Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete. *Material Journal ACI*, 93(5), 432-444.
- Banerjee, S. (2011). Creep response of polymeric honeycombs. *19th International Symposium on Processing and Fabrication of Advanced Materials (PFAM XIX)*. Auckland, New Zealand. pp. 560-567.
- Barecchia, E. (2008). *The Use of FRP Materials For The Seismic Upgrading of Existing RC Structures*. Doctoral Thesis, Facolta di Ingegneria, Universita degli Studi di Napoli Federico II, Napoli, Italy.
- Braga, F., Gigliotti, R. & Laterza, M. (2006). Analytical Stress-Strain Relationship for Concrete Confined. *Journal Of Structural Engineering ASCE*, 132(9), 1402-1416.

- Braga, F., Gigliotti, R., Laterza, M. & D'Amato, M. (2008). An Analytical Formulation of Stress-Block Parameters for Confined Concrete. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 2, 156-165.
- Chai, Y. H., Priestley, M. J. N. & Seible, F. (1991). Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance. *ACI Structural Journal*, 88(5), 572-584.
- Clyne, T.W. (1990). A Compressibility-Based Derivation of Simple Expressions For The Transverse Poisson's Ratio And Shear Modulus of An Aligned Long Fibre Composite. *Journal of Material Science Letters*, 9, 336-9.
- Considerere, A. (1903), *Experimental Research on Reinforced Concrete*. McGraw Publishing Co. New York, USA.
- Cui, C. (2009). *Behaviour of the Normal and High Strength Concrete Confined With Fiber Reinforced Polymers (FRP)*. Doctoral Thesis. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada.
- Desprez, C., Mazars, J. & Kotronis, P. (2012). Seismic Vulnerability of RC Structures: Assessment Before And After FRP Retrofitting (Case Study). *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Eurocode 2 (EC2). European Committee of Standardization. (2004). *EN1992-Design of Concrete Structures*.
- Eurocode 8 (EC8). European Committee of Standardization. (2004). *EN1998-Design of Structures for Earthquake Resistance*.
- Fardis, N. M. (2009). *Seismic Design, Assessment, and Retrofitting of Concrete Buildings*. Springer.
- Federation International du Beton (fib). (2001). *fib Bulletin 14-Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. Technical Report. Lausanne, Switzerland.
- Federation International du Beton (fib). (2006). *fib Bulletin 35-Retrofitting of Concrete Structures By Externally Bonded FRPs*. Technical Report. Lausanne, Switzerland.
- Filippou, F., Mazzoni, S., & McKenna, F. (2012). *OpenSees Command Manual*. Retrieved from OpenSees: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Command_Manual. Accessed 15/09/2012.

- Gigliotti, R. (1998). Concrete Confinement and Ductility of the RC Members. Doctoral Thesis. Department of Structural Engineering, Univ. della Basilicata, Potenza, Italy.
- Halloway, L.C. (2010). A Review of the Present and Future Utilisation of FRP Composites in the Civil Infrastructure with Reference to their Important In-Service Properties. *Construction And Building Materials* 24, 2419-2445.
- Hull, D. & Clyne T.W. (1996). *An Introduction To Composite Materials*. Second Edition. Cambridge University Press. Cambridge, UK.
- Karsan, I.D. & Jirsa, J.O. (1969). Behavior of Concrete Under Compressive Loadings. *Journal of Structural Division ASCE*, 95(12), 2543-2563.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Matthys, S., Taerwe, L. & Audenaert, K. (1999). Tests on axially loaded concrete columns confined by FRP sheet wrapping. *Proceedings of the 4th International Symposium on FRP for Reinforced Concrete Structures*. Baltimore, USA. pp 217-228.
- McKenna, F., Fenves , G., & Scott , M. (2000). *OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation*. University of Berkeley, California, USA.
- Megalooikonomou, K. G. (2007). *Modelling of FRP-Confinement of Rectangular RC Sections*. Master Dissertation. Rose School, Italy.
- Mirmiran, A. & Shahawy, M. (1997). Behavior of concrete columns confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 123(5), 583-590.
- Nanni, A. & Bradford, N. M. (1995). FRP jacketed concrete under uniaxial compression. *Construction and Building Materials*, 9(2), 115-124.
- National Research Council (CNR). (2004). *CNR-DT200-Guide For The Design and Construction of Eternally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*. National Research Council, Rome, Italy.
- New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE). (2006). *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes - Prioritisation, Initial Evaluation, Detailed Assesment, Improvement Measures*. Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings, New Zealand.

- Papanikolaou, V.K. & Elnashai, A.S. (2005) Evaluation of Conventional And Adaptive Pushover Analysis I: Methodology. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(6), 923-941.
- Picher, F., Rochette, P. & Labossière, P. (1996). Confinement of concrete cylinders with CFRP. *Proceedings of 1st International Conference on Composite Infrastructures*. Tucson, Arizona, USA. pp 829-841.
- Pincheira, J.A., Dotiwala, F.S. & D'Souza, J.T. (1999). Seismic Analysis of Older Reinforced Concrete Columns. *Earthquake Spectra*, 15(2), 247-272.
- Repapis, C., Vintzileou, E. & Zeris, C. (2006). Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC Buildings: I Suggested Methodology. *European Journal of Earthquake Engineering*, 10(2), 265-288.
- Repapis, C., Zeris, C. & Vintzileou, E. (2006). Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC Buildings: II A Case Study for Regular and Vertically Irregular Buildings. *European Journal of Earthquake Engineering*, 10(3), 429-452.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A., & Brown, R.L. (1928). A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses. *Engineering Experimental Station, Bulletin No.185* . University of Illinois. Urbana-Champaign, IL, USA.
- Rousakis, T.C., Karabinis, A.I., Kiouisis, P.D. (2007). FRP-confined concrete members: Axial compression experiments and plasticity modelling. *Engineering Structures*, 29, 1343-1353.
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R. & Li, M. W. (1994). Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps. *ACI Structural Journal*, 91(4), 434-447.
- Saadatmanesh, H., Ehsani, M. R., & Jin, L. (1997). Seismic strengthening of circular bridge piers with fiber composites. *ACI Structural Journal*, 93(6), 639-647.
- Seible, F., Priestley, M. J. N. & Innamorato, D. (1995). *Earthquake retrofit of bridge columns with continuous fiber jackets*. Design guidelines, Report No. ACTT-95/08. Advanced composite technology transfer consortium. University of California, San Diego, USA.
- Sheikh, S.A., & Uzumeri, S.M. (1980). Stength and Ductility of Tied Concrete Columns. *Journal of Structural Division ASCE*, 106(5), 1079-1112.

- Spoelstra, M. R. & Monti, G. (1999). FRP-confined concrete model. *Journal of Composites for Construction*, 3(3), 143-150.
- Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. & Lam, L. (2002). *FRP: Strengthened RC Structures*. John Wiley & Sons Inc.
- Triantafyllou, T. C. (2001). Seismic retrofitting of structures using FRPs. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3(1), 57-65.
- Αναγνωστόπουλος, Σ.Α. (1984). Πλαστιμότητα: Μια Βασική Ιδιότητα της Αντισεισμικής Κατασκευής Με Πολλούς Ορισμούς και Συχνές Παρερμηνείες. *Πρακτικά Συνεδρίου "Σεισμοί και Κατασκευές"*, Αθήνα, Τόμος 1ος, 747-758.
- Αντωνόπουλος, Θ. (2008). *Σεισμική Συμπεριφορά Παλαιών Κτιρίων με Pilotis και Πρακτικές Προτάσεις Βελτίωσης της*. Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Γκότσης, Α. (2009). Σύνθετα και Νανοσύνθετα Υλικά. *Παρουσιάσεις Μαθήματος Μεταπτυχιακού Προγράμματος*. Γενικό Τμήμα, Τομέας Μηχανικής, Πολυτεχνείο Κρήτης.
- Γκρος, Γ.Ρ. (2004). *Οπλισμένο Σκυρόδεμα κατά τον Ελληνικό Κανονισμό 2000*. Συμμετρία. Αθήνα.
- Δρίτσος, Στ. (2009). Ευρωκώδικας 8 - Μέρος 3 και ΚΑΝ.ΕΠΕ. *Ημερίδα ΤΕΕ, τμ. Κέρκυρας: "Αποτίμηση Υφιστάμενων Κατασκευών και Επεμβάσεις"*. Ανακτήθηκε από: http://library.tee.gr/digital/ker/ker_m336/ker_m336_Dritsos.pdf (πρόσβαση 04/10/2012).
- Δρίτσος, Στ. (2012). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012 στο Πλαίσιο των Ευρωκωδίκων. *Ημερίδα ΤΕΕ, ΟΑΣΠ: "Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)"*. Ανακτήθηκε από: http://library.tee.gr/digital/m2590/m2590_dritsos.pdf (πρόσβαση 04/10/2012).
- Κάππος, Α.Ι., Γεωργίου, Α. & Πάπιστα Σ. (2008). Συγκριτικά Αποτελέσματα Αποτίμησης Οικοδομής Βάσει του ΚΑΝΕΠΕ με Διαφορετικές Παραδοχές Δυσκαμψίας - Σύγκριση Ελαστικών και Ανελαστικών Μεθόδων Ανάλυσης. *3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, Αθήνα.
- Κοσμόπουλος, Α.Ι. (2005). Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση Μη-Κανονικών σε Κάτοψη Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος. *Διατριβή*

- Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.*
- Λυρώνης, Γ. (2010). Αύξηση Πλαστιμότητας Τυπικού Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος Σχεδιασμένου Με Παλαιότερους Κανονισμούς. *Διπλωματική Εργασία*. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Μπάρος, Δ.Κ. & Δρίτσος Σ.Η. (2006). Αξιολόγηση Παραδοχών Προσομοίωσης Συμπεριφοράς Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος Σε Μη-Γραμμικές Αναλύσεις. *15ο Συνέδριο Σκυροδέματος*. Αλεξανδρούπολη.
- Μπισκίνης, Δ.Ε. (2007). Αντοχή Και Ικανότητα Παραμόρφωσης Μελών Οπλισμένου Σκυροδέματος, Με ή Χωρίς Ενίσχυση. *Διδακτορική Διατριβή*. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Μπουρνάς, Δ. (2008). Ενίσχυση Υποστυλωμάτων Οπλισμένου Σκυροδέματος Με Νέα Υλικά: Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας, Οπλισμοί Σύνθετων Υλικών ή Ανοξειδωτου Χάλυβα σε Εγκοπές. *Διδακτορική Διατριβή*. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Νιταδωράκης, Ε.Γ. (2011). Ανελαστική Ανάλυση Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυροδέμα και Μελέτη της Αλληλεπίδρασης Θεμελίωσης-Ανωδομής. *Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος*, Γενικό Τμήμα, Πολυτεχνείο Κρήτης.
- ΟΑΣΠ. (2001). *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000*. ΟΑΣΠ.
- ΟΑΣΠ. (2000). *Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος*. ΟΑΣΠ.
- ΟΑΣΠ. (2012). *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)*. ΟΑΣΠ.
- Παναγόπουλος, Γ. & Κάππος, Α.Ι. (2009). Διγραμμική Προσέγγιση Διαγραμμάτων Μεγεθών Δυνάμεων - Παραμορφώσεων. *16ο Συνέδριο Σκυροδέματος*. Πάφος, Κύπρος.
- Ρεπαπής, Κ. (2007). Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυροδέμα. *Διδακτορική διατριβή*, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Τριανταφύλλου, Αθ. Χ. (2004). *Ενίσχυση Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος με Σύνθετα Υλικά (Ινοπλισμένα Πολυμερή)*. Αυτοέκδοση. Πάτρα.
- Τριανταφύλλου, Αθ. Χ. (2006). *Ενισχύσεις Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας με Σύνθετα Υλικά*. Αυτοέκδοση. Πάτρα.

-
- Φαρδής, Μ. & Δρίτσος, Στ. (2003). *Σεισμικές Βλάβες, Επισκευές και Ενισχύσεις Τόμος Α'*. ΣΜΑ61, Ε.Α.Π. Πάτρα.
- Χρονόπουλος, Μ.Π. (2009). EC8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός. *Ημερίδα ΤΕΕ, τμ.Ανατολικής & Δυτικής Κρήτης "Εθνική Πρωτοβουλία διάδοσης Ευρωκωδίκων"*. Ανακτήθηκε από: http://library.tee.gr/digital/m2384/m2384_hronopoulos.pdf (πρόσβαση 04/10/2012).
- Ψυχάρης, Ι. (2010). *Αντισεισμικός Σχεδιασμός Με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις για το μάθημα του 9ου Εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία 2. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εκδόσεις Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου, Αθήνα.*

Για διευκρινίσεις και σχόλια σχετικά με τη διατριβή μπορείτε να επικοινωνήσετε με τη γράφουσα στη διεύθυνση ηλεκτρονικού ταχυδρομείου: **marlagiou@yahoo.com**

