



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΗΣ ΟΙΚΟΔΟΜΗΣ

ΜΕ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

υπό

ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ ΜΟΣΧΟΒΟΥ

Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των

απαιτήσεων για την απόκτηση του

Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού

2017

Υπεύθυνος καθηγητής: Παπακωνσταντίνου Χρήστος

© 2017 ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ Κ. ΜΟΣΧΟΒΟΣ

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).

Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Πρώτος Εξεταστής Δρ. Παπακωνσταντίνου Χρήστος
(Επιβλέπων) Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο
Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής Δρ. Σοφιανόπουλος Δημήτριος
Αναπληρωτής Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Τρίτος Εξεταστής Δρ. Τζάρος Κωνσταντίνος
Λέκτορας ΠΔ407/80, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο
Θεσσαλίας

Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα, θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, Επίκουρο Καθηγητή κ. Παπακωνσταντίνου Χρήστο, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της δουλειάς μου. Επίσης, είμαι ευγνώμων στα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής της διπλωματικής εργασίας μου, Καθηγητές κκ. Τζάρο Κωνσταντίνο και Σοφιανόπουλο Δημήτρη για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας μου και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους. Ευχαριστώ τους γονείς μου Μόσχοβο Κωνσταντίνο και Κοκκινάκου Ιωάννα για την ηθική υποστήριξή τους. Επίσης, ευχαριστώ τους φίλους μου για την κατανόησή τους, ιδιαίτερα κατά τη διάρκεια των τελευταίων μηνών της προσπάθειάς μου. Πάνω απ' όλα, είμαι ευγνώμων στους γονείς μου, Κωνσταντίνο και Ιωάννα Μοσχόβου για την ολόψυχη αγάπη και υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια. Αφιερώνω αυτή την εργασία στην μητέρα μου και στον πατέρα μου.

Παναγιώτης Μόσχοβος

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ

ΚΑΝ.ΕΠΕ

Παναγιώτης Μόσχοβος

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2017

Επιβλέπων Καθηγητής: Παπακωνσταντίνου Χρήστος, Επίκουρος Καθηγητής Π.Θ

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση και η ενίσχυση βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. ενός πενταώροφου υφιστάμενου κτιρίου με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα, εφαρμόζοντας την ανελαστική στατική ανάλυση Pushover. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε για τη μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης είναι το στατικό πρόγραμμα Fespa της LH Λογισμική. Αρχικά, γίνεται μια εισαγωγή στο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και αναφέρονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι που χρειάζονται στη μελέτη αποτίμησης. Στη συνέχεια, παρατίθενται η δομή της διπλωματικής εργασίας και παρουσιάζονται οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών και οι στρατηγικές επέμβασης σε υφιστάμενα κτίρια. Έπειτα, γίνεται η παρουσίαση του υφιστάμενου κτιρίου, η εισαγωγή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών και του υφιστάμενου οπλισμού στο στατικό πρόγραμμα για τη κατάλληλη προσομοίωσή του. Ακολουθεί η μελέτη αποτίμησης με την ανελαστική στατική ανάλυση Pushover έχοντας ορίσει τις στάθμες επιτελεστικότητας και άλλες σημαντικές παραμέτρους. Από την εξαγωγή των αποτελεσμάτων της προκύπτει ότι το κτίριο δεν επαρκεί για σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση X, για τη στάθμη επιτελεστικότητας “Οιωνεί κατάρρευση” και δεν επαρκεί στη διεύθυνση Y για τις στάθμες επιτελεστικότητας “Σημαντικές βλάβες” και “Οιωνεί κατάρρευση”. Αυτό έχει ως συνέπεια την διερεύνηση πιθανών μεθόδων ενίσχυσης και ύστερα από διερεύνηση αποφασίστηκε να εφαρμοστούν δυο μέθοδοι ενίσχυσης, η μέθοδος ενίσχυσης A και η μέθοδος ενίσχυσης B. Μετά από την εφαρμογή κάθε μεθόδου έγινε ανάλυση Pushover που έδειξε ότι το κτίριο επαρκεί για κάθε μέθοδο και για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης. Τέλος, γίνεται σύγκριση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων για την υφιστάμενη και την ενισχυμένη κατάσταση του κτιρίου και παρατίθεται μια εκτίμηση του κόστους της κάθε μεθόδου για την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων.

Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	13
1.1. Εισαγωγή στο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)	13
1.1.1. Στάθμες Επιτελεσματικότητας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ	14
1.1.2. Μέθοδοι Ανάλυσης – Pushover	16
1.2. Οργάνωση Διπλωματικής Εργασίας.....	18
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΙΑΓΝΩΣΗΣ ΒΛΑΒΩΝ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	19
2.1. Διερεύνηση Φέροντος Οργανισμού Υφιστάμενου Κτιρίου.....	19
2.2. Μέθοδοι Διάγνωσης Βλαβών.....	20
2.2.1. Μη καταστροφικοί έλεγχοι.....	21
2.2.2. Ημικαταστροφικοί έλεγχοι	25
2.2.3. Επιτόπου χημικοί έλεγχοι	26
2.2.4. Έλεγχοι καθολικής φόρτισης.....	27
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ.....	28
3.1. Στρατηγικές επέμβασης.....	28
3.2 Συστήματα επεμβάσεων.....	29
3.2.1 Τοπικές επεμβάσεις σε μεμονωμένα μέλη.....	30
3.2.2 Συνολική ενίσχυση του κτιρίου	30
3.3 Ανάλυση μεθόδων συνολικής ενίσχυσης κτιρίου.....	32
3.3.1 Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων	32
3.3.2 Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων	34
3.3.3 Κατασκευή τοιχωμάτων – πτερυγίων.....	34
3.3.4 Ενίσχυση υποστυλωμάτων	36
3.3.5 Ενίσχυση τοιχωμάτων.....	38
3.3.6 Ενίσχυση δοκών.....	39
3.4 Χρήση Σύνθετων Υλικών	44
3.4.1 Κατηγορίες σύνθετων υλικών.....	45
3.4.2 Ιδιότητες σύνθετων υλικών.....	47
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	48
4.1. Γενικά – ιστορικά στοιχεία κτιρίου	48
4.2. Διαδικασία Αποτίμησης του κτιρίου	49
4.3. Περιγραφή υφιστάμενου κτιρίου	50
4.3.1 Στάθμες κτιρίου	50
4.3.2 Υλικά κτιρίου.....	57
4.3.3 Σεισμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου.....	57
4.3.4 Χαρακτηριστικά του εδάφους	58
4.3.5 Φορτία του κτιρίου	58
4.3.6 Χαρακτηριστικά στοιχεία δομικών μελών	59

4.4.	Στρεπτική ευαισθησία και Κανονικότητα σε κάτοψη	59
4.5.	Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων	61
4.6.	Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover).....	61
4.7.	Στάθμες επιτελεστικότητας.....	62
4.8.	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....	62
4.8.1	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για διεύθυνση X	62
4.8.2	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για διεύθυνση Y	66
4.9.	Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών.....	69
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ		72
5.1	Μέθοδος ενίσχυσης Α.....	72
5.1.1	ΒΗΜΑ 1 ^ο : Ενίσχυση Υποστυλωμάτων και Τοιχωμάτων.....	73
5.1.2	ΒΗΜΑ 2 ^ο : Ενίσχυση Δοκών.....	82
5.1.3	Στρεπτική ευαισθησία και Κανονικότητα σε κάτοψη	96
5.1.4	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης	98
5.1.5	Λόγοι Επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών	105
5.2	Μέθοδος ενίσχυσης Β.....	107
5.2.1	ΒΗΜΑ 1ο: Τοιχοματοποίηση Πλαισίων.....	108
5.2.2	ΒΗΜΑ 2ο: Ενίσχυση Υποστυλωμάτων και Τοιχωμάτων	110
5.2.3	ΒΗΜΑ 3ο: Ενίσχυση Δοκών.....	118
5.2.4	Στρεπτική ευαισθησία και Κανονικότητα σε κάτοψη	127
5.2.5	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης	129
5.2.6	Λόγοι Επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών	137
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....		140
6.1	Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση X.....	140
6.1.1.	Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ.....	140
6.1.2.	Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS)	145
6.2	Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση Y	150
6.2.1.	Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ.....	150
6.2.2.	Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS)	155
6.3	Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για κάθε μέθοδο ενίσχυσης	159
6.3.1.	Αξιολόγηση Αποτελεσμάτων για τη Μέθοδο Ενίσχυσης Α	159
6.3.2.	Αξιολόγηση Αποτελεσμάτων για τη Μέθοδο Ενίσχυσης Β	161
6.4	Εκτίμηση Κόστους κάθε Μεθόδου Ενίσχυσης	163
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....		165
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....		168
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....		169
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β		173

Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 1-1: Στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με το ΚΑΝ.ΕΠΕ (ΛΗ Λογισμική, 2013) ..	16
Σχήμα 2-1: Κρουσιμέτρηση σε υποστύλωμα (Σιδέρης,, Δομικοί Έλεγχοι).....	21
Σχήμα 2-2: Μέθοδος υπερήχων (Σιδέρης,, Δομικοί Έλεγχοι)	22
Σχήμα 2-3: Ανίχνευση οπλισμού με τη μαγνητική μέθοδο (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι).....	23
Σχήμα 2-4: Μέτρηση δυναμικού σιδηροπλισμού (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)	23
Σχήμα 2-5: Λήψη πυρήνα από δοκό (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)	25
Σχήμα 2-6: Δοκιμή εξόλκευσης ήλου (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)	26
Σχήμα 2-7: Ψεκάσμος σκυροδέματος με διάλυμα AgNO ₃ (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)	27
Σχήμα 3-1: Κατασκευή τοιχωμάτων και δικτυωτών συνδέσμων εντός πλαισίων του φέροντα οργανισμού (Δρίτσος, 2003)	31
Σχήμα 3-2: Ποιοτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης - μετακίνησης για κάθε στρατηγική ενίσχυσης (Δρίτσος, 2003)	32
Σχήμα 3-3: Τοίχωμα με πτερύγια με τη χρήση μονολιθικής σύνδεσης (Κούλης, 2008)	35
Σχήμα 3-4: Τοίχωμα με πτερύγια με τη χρήση βλήτρων για τη σύνδεση (Κούλης, 2008).....	35
Σχήμα 3-5: Ενίσχυση υποστυλώματος με χρήση κλειστού μανδύα (Σπυράκος, 2004).....	37
Σχήμα 3-6: Ενίσχυση υποστυλώματος με χρήση κλειστού μανδύα (Σπυράκος, 2004).....	37
Σχήμα 3-7: Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ανοικτού τύπου και αγκύρωση συνδετήρων με συγκόλληση σε γωνιακά βλητρωμένα στο υπάρχον στοιχείο (Σπυράκος, 2004)	37
Σχήμα 3-8: Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ανοικτού τύπου και αγκύρωση συνδετήρων με διαμπερή οπή και συγκόλληση (Σπυράκος, 2004)	37
Σχήμα 3-9: Καμπτική ενίσχυση τοιχώματος (Σπυράκος, 2004)	39
Σχήμα 3-10: Διατμητική ενίσχυση τοιχώματος με μανδύα ανοικτού τύπου(Σπυράκος, 2004)	39
Σχήμα 3-11: Ενίσχυση κάτω πέλματος (Σπυράκος, 2004).....	40
Σχήμα 3-12: Ενίσχυση δοκού με διατομή U (Σπυράκος, 2004).....	41
Σχήμα 3-13: Μείωση ανοίγματος δοκού με προσθήκη διαγώνιων συνδέσμων (Σιδέρης, Δομικοί έλεγχοι)	42
Σχήμα 3-14: Ενίσχυση δοκού με επικολλητικό χαλύβδινο έλασμα (Σπυράκος, 2004)	44
Σχήμα 3-15: Προσανατολισμένο σύνθετο υλικό (Σπυράκος, 2004)	45
Σχήμα 3-16: Μη προσανατολισμένο σύνθετο υλικό (Σπυράκος, 2004)	46
Σχήμα 3-17: Σύνθετο υλικό κατηγορίας πλεκτών ινών (Σπυράκος, 2004).....	46
Σχήμα 3-18: Σύνθετο υλικό κατηγορίας ασυνεχών ινών (Σπυράκος, 2004).....	46
Σχήμα 3-19: Σύνθετο υλικό κατηγορίας υβριδικών (Σπυράκος, 2004)	46
Σχήμα 3-20: Σύνθετο υλικό κατηγορίας συνεχών ινών (Σπυράκος, 2004).....	47
Σχήμα 4-1: Πρόσοψη κτιρίου	48
Σχήμα 4-2: Πλάγια όψη	48
Σχήμα 4-3: Τρισδιάστατο προσομοίωμα στο Fespa.....	48
Σχήμα 4-4: Ευλότυπος θεμελίωσης - Στάθμη -1	50
Σχήμα 4-5: Ευλότυπος οροφής υπογείου - στάθμη 0.....	51
Σχήμα 4-6: Ευλότυπος οροφής ισογείου - στάθμη 1.....	52
Σχήμα 4-7: Ευλότυπος οροφής 1ου ορόφου - στάθμη 2	53
Σχήμα 4-8: Ευλότυπος οροφής 2ου ορόφου - στάθμη 3	54
Σχήμα 4-9: Ευλότυπος οροφής 3ου ορόφου - στάθμη 4	55
Σχήμα 4-10: Ευλότυπος οροφής 4ου ορόφου - στάθμη 5	56
Σχήμα 4-11: Νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΑΚ2000).....	57

Σχήμα 4-12: Απεικόνιση ελέγχου δυστρεψιάς στη στάθμη 4 (οροφή 3ου ορόφου).....	60
Σχήμα 4-13: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	63
Σχήμα 4-14: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης.....	63
Σχήμα 4-15: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης.....	63
Σχήμα 4-16: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	63
Σχήμα 4-17: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά X.....	64
Σχήμα 4-18: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά X.....	65
Σχήμα 4-19: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά X.....	65
Σχήμα 4-20: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	66
Σχήμα 4-21: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης.....	66
Σχήμα 4-22: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	67
Σχήμα 4-23: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης.....	67
Σχήμα 4-24: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά Y.....	67
Σχήμα 4-25: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά Y.....	68
Σχήμα 4-26: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά Y.....	69
Σχήμα 5-1: Θέση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 1.....	73
Σχήμα 5-2: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1.....	74
Σχήμα 5-3: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K13.....	75
Σχήμα 5-4: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K15.....	76
Σχήμα 5-5: Ξυλότυπος οροφής 1ου ορόφου - στάθμη 2.....	76
Σχήμα 5-6: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1.....	77
Σχήμα 5-7: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K7.....	78
Σχήμα 5-8: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K8.....	79
Σχήμα 5-9: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K5.....	80
Σχήμα 5-10: Ξυλότυπος οροφής 2ου ορόφου - στάθμη 3.....	80
Σχήμα 5-11: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1.....	81
Σχήμα 5-12: Θέση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 1.....	82
Σχήμα 5-13: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 1.....	83
Σχήμα 5-14: Διατομή ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 1.....	84
Σχήμα 5-15: Θέση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 2.....	85
Σχήμα 5-16: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 2.....	86
Σχήμα 5-17: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.5 στη στάθμη 2.....	87
Σχήμα 5-18: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.4 στη στάθμη 2.....	88
Σχήμα 5-19: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 2.....	89
Σχήμα 5-20: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ10.1-Δ10.2 στη στάθμη 2.....	90
Σχήμα 5-21: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ14.1 στη στάθμη 2.....	91
Σχήμα 5-22: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ14.2-Δ14.3 στη στάθμη 2.....	92
Σχήμα 5-23: Ξυλότυπος οροφής 2ου ορόφου - στάθμη 3.....	93
Σχήμα 5-24: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 3.....	94
Σχήμα 5-25: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.5 στη στάθμη 3.....	95
Σχήμα 5-26: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 3.....	96
Σχήμα 5-27: Απεικόνιση ελέγχου δυστρεψιάς στη στάθμη 4 (οροφή 3ου ορόφου).....	97
Σχήμα 5-28: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	98
Σχήμα 5-29: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης.....	98

Σχήμα 5-30: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης.....	99
Σχήμα 5-31: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	99
Σχήμα 5-32: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά X	99
Σχήμα 5-33:Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά X	100
Σχήμα 5-34:Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά X	101
Σχήμα 5-35: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	102
Σχήμα 5-36: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης.....	102
Σχήμα 5-37: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	102
Σχήμα 5-38: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης.....	102
Σχήμα 5-39: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά Y	103
Σχήμα 5-40:Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά Y	104
Σχήμα 5-41:Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά Y	104
Σχήμα 5-42: Πίσω όψη - Φατνώματα πλαισίων που έγινε τοιχοματοποίηση	108
Σχήμα 5-43: Πρόσοψη - Φατνώματα πλαισίων που έγινε τοιχοματοποίηση.....	108
Σχήμα 5-44: Θέση υποστρωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 1	110
Σχήμα 5-45: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1	111
Σχήμα 5-46: Ενισχυόμενη διατομή υποστρώματος K13.....	112
Σχήμα 5-47: Ενισχυόμενη διατομή υποστρώματος K15.....	113
Σχήμα 5-48: Ξυλότυπος οροφής 1ου ορόφου - στάθμη 2.....	113
Σχήμα 5-49: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1	114
Σχήμα 5-50: Ενισχυόμενη διατομή υποστρώματος K13.....	115
Σχήμα 5-51: Ενισχυόμενη διατομή υποστρώματος K15.....	116
Σχήμα 5-52: Ξυλότυπος οροφής 2ου ορόφου - στάθμη 3	116
Σχήμα 5-53: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1	117
Σχήμα 5-54: Θέση υποστρωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 2	118
Σχήμα 5-55: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 2	119
Σχήμα 5-56: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.5 στη στάθμη 2	120
Σχήμα 5-57: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 2.....	121
Σχήμα 5-58: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ14.1 στη στάθμη 2	123
Σχήμα 5-59: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ14.2-Δ14.3 στη στάθμη 2.....	124
Σχήμα 5-60: Ξυλότυπος οροφής 2 ^{ου} ορόφου - στάθμη 3	124
Σχήμα 5-61: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 3	125
Σχήμα 5-62: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.5 στη στάθμη 3	126
Σχήμα 5-63: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 3.....	127
Σχήμα 5-64: Απεικόνιση ελέγχου δυστρεψιάς στη στάθμη 4 (οροφή 3ου ορόφου).....	128
Σχήμα 5-65: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	129
Σχήμα 5-66: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης.....	129
Σχήμα 5-67: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	130
Σχήμα 5-68: Αστοχία πρώτης τοιχοπλήρωσης.....	130
Σχήμα 5-69: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ.....	130
Σχήμα 5-70: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης.....	130
Σχήμα 5-71: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά X	131
Σχήμα 5-72:Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά X	132

Σχήμα 5-73: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά X	133
Σχήμα 5-74: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ	134
Σχήμα 5-75: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης	134
Σχήμα 5-76: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ	134
Σχήμα 5-77: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης	134
Σχήμα 5-78: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά Y	135
Σχήμα 5-79: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά Y	136
Σχήμα 5-80: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά Y	136
Σχήμα 6-1: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F και μετακίνησης οροφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	140
Σχήμα 6-2: Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης φορέα για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	142
Σχήμα 6-3: Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	142
Σχήμα 6-4: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	143
Σχήμα 6-5: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	143
Σχήμα 6-6: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	144
Σχήμα 6-7: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	145
Σχήμα 6-8: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας υφιστάμενης κατάστασης για σεισμική φόρτιση κατά X	145
Σχήμα 6-9: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για μέθοδο ενίσχυσης A για σεισμική φόρτιση κατά X	146
Σχήμα 6-10: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για μέθοδο ενίσχυσης B για σεισμική φόρτιση κατά X	146
Σχήμα 6-11: Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετακίνησης και ικανότητας μετακίνησης φορέα στη στάθμη επιτελεστικότητας SD για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	147
Σχήμα 6-12: Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετακίνησης και ικανότητας μετακίνησης φορέα στη στάθμη επιτελεστικότητας NC για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	148
Σχήμα 6-13: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	149
Σχήμα 6-14: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X	149
Σχήμα 6-15: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F και μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	150
Σχήμα 6-16: Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης φορέα για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	151
Σχήμα 6-17: Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	152

Σχήμα 6-18: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	153
Σχήμα 6-19: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	153
Σχήμα 6-20: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	154
Σχήμα 6-21: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	154
Σχήμα 6-22: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για υφιστάμενη κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	155
Σχήμα 6-23: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για μέθοδο ενίσχυσης A για σεισμική φόρτιση κατά Y	156
Σχήμα 6-24: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για μέθοδο ενίσχυσης B για σεισμική φόρτιση κατά Y	156
Σχήμα 6-25: Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετακίνησης και ικανότητας μετακίνησης φορέα στη στάθμη επιτελεστικότητας SD για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	157
Σχήμα 6-26: Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετακίνησης και ικανότητας μετακίνησης φορέα στη στάθμη επιτελεστικότητας NC για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y	158

Κεφάλαιο 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Εισαγωγή στο Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Η Ελλάδα χαρακτηρίζεται για την υψηλή σεισμική της δραστηριότητα, κάτι που απαιτεί τα νέα κτίρια να κατασκευάζονται ώστε να πληρούν αυστηρά κριτήρια των νέων κανονισμών. Στην Ελλάδα όμως υπάρχουν και υφιστάμενα κτίσματα που δημιουργήθηκαν με βάση παλαιότερους κανονισμούς (παλαιός του 1954 ή ο κανονισμός του 1984) και έχουν καταπονηθεί από πολλούς μεγάλους σεισμούς. Η έντονη σεισμική δραστηριότητα της χώρας μας καθώς και η ύπαρξη τέτοιων κτιρίων γέννησαν την ανάγκη σύνταξης ενός κανονισμού ο οποίος θα δίνει τη δυνατότητα στον υπεύθυνο μηχανικό να μελετά το υφιστάμενο κτίσμα, να το αποτιμά και να βγάζει σημαντικά συμπεράσματα για τη συμπεριφορά του έναντι ενός μεγάλου σεισμού. Επίσης σε πολλές υφιστάμενες κατασκευές μετά από μεγάλα σεισμικά γεγονότα στον Ελλαδικό χώρο δημιουργήθηκε η ανάγκη ενίσχυσης ή ανακατασκευής τους κάτι που ήταν πιο δύσκολο ακόμα και από τη δημιουργία ενός καινούργιου κτιρίου λόγω της έλλειψης ενός κανονισμού που θα καθοδηγεί τον υπεύθυνο μηχανικό στη πιο ορθολογική λύση. Έτσι το Μάρτιο του 2004 δημιουργήθηκε το πρώτο σχέδιο του κανονισμού επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και τέθηκε στη κρίση γνωστών διακεκριμένων μηχανικών της χώρας. Μέχρι και το 2013 είχε συνταχθεί το πέμπτο σχέδιο του κανονισμού το οποίο αποτελεί και το τελικό μέχρι σήμερα.

Στόχος του ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων κτιρίων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις πιθανές επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Για να γίνει αυτό ο κανονισμός περιέχει διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής που καθορίζουν:

- Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου
- Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας ανασχεδιασμένων κτιρίων ή μελών τους
- Τον ακριβή προσδιορισμό των τρόπων με τους οποίους μπορεί να γίνει η επέμβαση
- Τη συσχέτιση του ΚΑΝ.ΕΠΕ με άλλους κανονισμούς (υλικών, φορτίσεων κ.λπ.) (Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013)

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων αποτελεί ένα σημαντικό εργαλείο για τον υπεύθυνο μηχανικό καθώς ο ανασχεδιασμός ή η ενίσχυση ενός κτιρίου είναι μια πρόκληση γι' αυτόν. Αυτό οφείλεται στο ότι δεν σχεδιάζει ένα φορέα εκ του μηδενός στον οποίο θα δώσει τα στοιχεία που επιθυμεί αλλά επεμβαίνει σε έναν υφιστάμενο φορέα στον οποίο η οποιαδήποτε τροποποίηση δεν γνωρίζει τι αποτέλεσμα θα έχει. Επίσης σε έναν υφιστάμενο φορέα μπορεί να υπάρχουν αβεβαιότητες, από τον υπεύθυνο μηχανικό, για το κατά πόσο τα εγκεκριμένα σχέδια που υπάρχουν για το κτίσμα ανταποκρίνονται στη πραγματικότητα, για το αν χρησιμοποιήθηκαν τα υλικά που έχουν δηλωθεί κ.α. Όλες αυτές οι αβεβαιότητες περιλαμβάνονται στις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων. Επίσης ο κανονισμός περιλαμβάνει και κάποιους ακόμα σημαντικούς όρους που επηρεάζουν την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός κτίσματος και είναι οι στάθμες επιτελεστικότητας και οι στόχοι αποτίμησης. Επιπλέον στο κανονισμό συναντάμε κάποιες θεμελιώδεις έννοιες τις οποίες είναι βασικό να τις κατανοήσουμε.

- **Επέμβαση** είναι η οποιαδήποτε εργασία που οδηγεί στη στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει σαν αποτέλεσμα τη τροποποίηση της απόκρισής του.
- **Επισκευή** είναι η διαδικασία της επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.
- **Ενίσχυση** είναι η διαδικασία της επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, που αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

Ολοκληρώνοντας θα πρέπει να τονίσουμε ότι η μελέτη για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός κτιρίου μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους. Στη παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η στατική ανελαστική ανάλυση Pushover που έχει ως στόχο την εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. (Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013)

1.1.1. Στάθμες Επιτελεστικότητας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής διακρίνονται με βάση το είδος και το επίπεδο των βλαβών που αναπτύσσονται στη κατασκευή, δηλαδή στο φέροντα και μη φέροντα οργανισμό, από το σεισμό σχεδιασμού και ορίζονται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

- “Περιορισμένες βλάβες” (DL): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες (αραιές τριχοειδείς ρωγμές), με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρέυσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Αντίστοιχα, οι βλάβες στο μη φέροντα οργανισμό είναι ελάχιστες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες (Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013) (Σπυράκος, Αθήνα 2004). Σύμφωνα με την LH Λογισμική (2013) η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι:

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y \quad (1)$$

- “Σημαντικές βλάβες” (SD): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους και ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Αυτή η στάθμη επιτελεστικότητας επιτρέπει την εμφάνιση βλαβών στον ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό καθώς και σε διακοσμητικά αρχιτεκτονικά στοιχεία και περιορισμένη πιθανότητα πτώσης μη αγκυρούμενων αντικειμένων (Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013) (Σπυράκος, 2004). Σύμφωνα με την LH Λογισμική (Απρίλιος 2013) η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι:

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2\gamma_{Rd}} \text{ για πρωτεύοντα μέλη} \quad (2)$$

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2} \text{ για δευτερεύοντα μέλη}$$

- “Οιωνεί κατάρρευση” (NC): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι βλάβες που παρουσιάζονται θέτουν σε κίνδυνο τη σωματική ακεραιότητα των χρηστών. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες και ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία χωρίς να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης (Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013) (Σπυράκος, 2004).

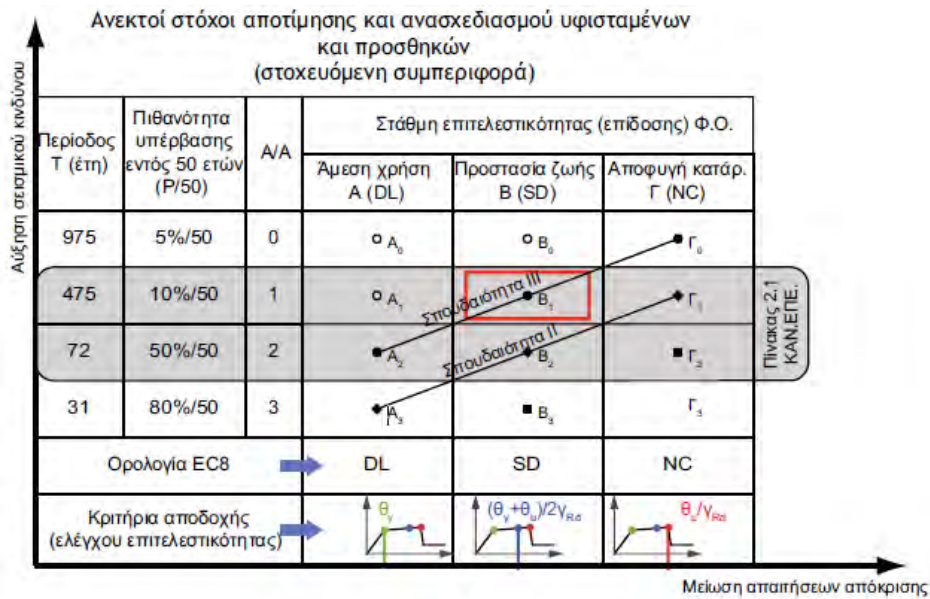
Σύμφωνα με την LH Λογισμική (2013) η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι:

$$\theta < \theta_{NC} = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}} \text{ για πρωτεύοντα μέλη} \quad (3)$$

$$\theta < \theta_{NC} = \theta_u \text{ για δευτερεύοντα μέλη}$$

Σε κάθε περίπτωση, σύμφωνα με το παράρτημα 9Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ στις στάθμες επιτελεστικότητας SD, NC οι δευτερεύουσες δοκοί επιτρέπεται να μην ελέγχονται.

Στο Σχήμα 1-1 παρατηρούμε συνοπτικά τις προαναφερθείσες στάθμες επιτελεστικότητας όπως αναφέρονται στο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στο κόκκινο πλαίσιο ορίζεται ο βασικός στόχος σχεδιασμού και αποτίμησης στον οποίο βασίζονται οι διατάξεις του EC8 και του ΕΑΚ2000. Ο στόχος αυτός είναι η προστασία ζωής των ενοίκων σε ένα σεισμικό γεγονός που έχει περίοδο επαναφοράς 10% στα 5^ο χρόνια. Επίσης παρατηρούμε ότι ανάλογα με τη σπουδαιότητά της μια υφιστάμενη κατασκευή παρουσιάζει διαφορετικούς στόχους αποτίμησης για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.



Σχήμα 1-1: Στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με το ΚΑΝ.ΕΠΕ (LH Λογισμική, 2013)

Γενικότερα, αξίζει να σημειωθεί ότι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσότερων συνήθων οικοδομικών έργων, που αντιστοιχούν σε κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ2000), επιλέγεται η δεύτερη στάθμη επιτελεστικότητας. Για κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας συνιστάται η υιοθέτηση αυστηρότερων κριτηρίων επιτελεστικότητας σε συνεργασία με τον Κύριο του έργου (Σπυράκος, 2004).

1.1.2. Μέθοδοι Ανάλυσης – Pushover

Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι οι εξής:

- Ελαστική στατική
- Ελαστική δυναμική
- Ανελαστική στατική (Pushover)
- Ανελαστική δυναμική

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης αναφέρονται σε γραμμική σχέση έντασης – παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής και τροποποιούν κατάλληλα τις μετακινήσεις και τα κριτήρια επιτελεστικότητας ώστε να λαμβάνεται υπόψιν η πιθανή εκδήλωση μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Η ελαστική στατική ανάλυση αντιστοιχεί στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο και η ελαστική δυναμική ανάλυση στη δυναμική φασματική μέθοδο των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (Σπυράκος, 2004).

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας) θεωρείται η πιο πλήρης και ρεαλιστική μέθοδος ανάλυσης για ένα δόμημα, αλλά απαιτεί κριτική ικανότητα και εμπειρία από το μηχανικό που διενεργεί τον έλεγχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής, καθώς και αξιόπιστη γνώση των μηχανικών ιδιοτήτων των δομικών υλικών. Για τους λόγους αυτούς δεν θεωρείται πρακτική για γενική χρήση. Όσον αφορά την **ανελαστική στατική μέθοδο** (Pushover), τείνει να καθιερωθεί ως η κατεξοχήν χρησιμοποιούμενη σε περιπτώσεις αποτίμησης και ανασχεδιασμού. Χρησιμοποιεί μια σειρά από διαδοχικές

ελαστικές αναλύσεις για να προσεγγίσει την ελαστοπλαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Κάθε ελαστική ανάλυση αποτελεί ξεχωριστό υπολογιστικό βήμα. Τα αποτελέσματα κάθε βήματος προστίθενται στα αποτελέσματα του προηγούμενου έτσι ώστε να προσεγγιστεί το συνολικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης (V) – μετακίνησης στη κορυφή της κατασκευής (δ) η οποία ονομάζεται καμπύλη ικανότητας. Μετά από κάθε ανάλυση το αναλυτικό προσομοίωμα τροποποιείται (δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων) ώστε να ληφθεί υπόψιν η πραγματική εντατική κατάσταση (ανακατανομή έντασης) και η μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Στη συνέχεια εφαρμόζεται μια νέα κατανομή μονοτονικά αυξημένων πλευρικών φορτίων και η ελαστική ανάλυση επαναλαμβάνεται μέχρι να διαρρεύσει μια νέα ομάδα δομικών στοιχείων. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται έως ότου η κατασκευή γίνει ασταθής ή η συνολική μετακίνηση της κατασκευής γίνει ίση με μια προκαθορισμένη οριακή τιμή (Σπυράκος, 2004). Οι παραμορφώσεις που προκύπτουν μετά από κάθε ανάλυση συγκρίνονται με τα όρια που θέτουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Οι στόχοι της μεθόδου είναι:

- Η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Η τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος a_u/a_1).
- Η εποπτεία της συμπεριφοράς των στοιχείων της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Με αυτό το τρόπο αποτυπώνεται η κατανομή των ζημιών στη κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης της ενέργειας καθώς και ο έλεγχος των επί μέρους σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως η δημιουργία ισχυρού υποστυλώματος έναντι ασθενής δοκού.

Η μέθοδος Pushover προτείνεται έναντι των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης καθώς έχει ορισμένα πλεονεκτήματα τα οποία την ισχυροποιούν και είναι τα εξής:

- Σαν μέθοδος είναι πιο ακριβής διότι εκτός από την δυσκαμψία των μελών χρησιμοποιεί και την αντοχή τους. Επίσης, καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης όπως αυτή διαμορφώνεται με βάση π.χ τη περίσφιξη και τη λεπτομέρεια όπλισης.
- Εξασφαλίζει οπτικά την κατανομή των βλαβών στο φορέα.
- Απαλλάσσει από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Μπορεί ο υπεύθυνος μηχανικός να ελέγξει ταυτόχρονα την επάρκεια του φορέα για πολλές διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας.
- Παρέχει πληροφορίες σχετικά με την ανεπάρκεια του μέλους και καθοδηγεί προς την ενίσχυση του μέλους είτε με αύξηση της αντοχής είτε με αύξηση της πλαστιμότητας ή με συνδυασμό τους. (LH Λογισμική, 2013)

1.2. Οργάνωση Διπλωματικής Εργασίας

Στο κεφάλαιο 1 γίνεται μια εισαγωγή στο Κανονισμό Επεμβάσεων που θα στηριχτεί η μελέτη μας και αναλύονται βασικοί όροι και έννοιες όπως είναι η επέμβαση, η επισκευή, η ενίσχυση, οι στάθμες επιτελεσματικότητας και οι μέθοδοι ανάλυσης μιας κατασκευής.

Στο κεφάλαιο 2 περιγράφεται η διαδικασία που πρέπει να ακολουθήσει ένας μηχανικός για να συγκεντρώσει όλα τα απαραίτητα στοιχεία για το υφιστάμενο δόμημα ώστε να το μελετήσει και να το αποτιμήσει. Γι' αυτό γίνεται αναφορά στη διερεύνηση του φέροντος οργανισμού και στις μεθόδους διάγνωσης βλαβών τα οποία οδηγούν σε μια πλήρη και άρτια μελέτη.

Στο κεφάλαιο 3 γίνεται αναφορά στις κύριες μεθόδους ενίσχυσης μεμονωμένων μελών αλλά και ολόκληρης της κατασκευής.

Στο κεφάλαιο 4 παρουσιάζεται η εισαγωγή του υφιστάμενου κτιρίου στο λογισμικό FESPA και μετά από μελέτη με ανελαστική στατική ανάλυση Pushover ελέγχεται αν ικανοποιεί τους στόχους που έχουν οριστεί για να συμπεράνουμε αν χρειάζεται επέμβαση στο δόμημα.

Στο κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται οι δύο διαδικασίες επέμβασης που έγιναν στο κτίριο γι' αυτό και αναλύεται η μέθοδος ενίσχυσης A και η μέθοδος ενίσχυσης B. Αξιολογούνται και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν μεταξύ τους και με το υφιστάμενο κτίσμα.

Στο κεφάλαιο 6 γίνεται σύγκριση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων για την υφιστάμενη κατάσταση, τη μέθοδο ενίσχυσης A και τη μέθοδο ενίσχυσης B για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης και παρατίθεται μια εκτίμηση του κόστους για τη κάθε μέθοδο.

Στο κεφάλαιο 7 παρατίθενται τα βασικά συμπεράσματα που προέκυψαν κατά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των μεθόδων επέμβασης με το υφιστάμενο κτίσμα.

Κεφάλαιο 2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΙΑΓΝΩΣΗΣ ΒΛΑΒΩΝ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1. Διερεύνηση Φέροντος Οργανισμού Υφιστάμενου Κτιρίου

Για να αποτιμήσουμε ένα υφιστάμενο κτίσμα απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωσή του σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη μας. Αυτό γίνεται γιατί όταν ξεκινάει η μελέτη ενός υφιστάμενου δομήματος ανακύπτουν ορισμένα βασικά ερωτήματα που αφορούν την αντοχή του σκυροδέματος, την ύπαρξη ή όχι οπλισμού στις προβλεπόμενες από το μελετητή θέσεις, τη διάμετρο και τις αποστάσεις μεταξύ των ράβδων του οπλισμού αλλά και τη πιθανότητα να έχει υποστεί διάβρωση ο οπλισμός. Υπάρχει και πληθώρα άλλων ερωτημάτων που σχετίζονται με πιθανές βλάβες και θα πρέπει να απαντηθούν άμεσα για να γίνει μια ρεαλιστική προσομοίωση του φορέα και μια σωστή στρατηγική επέμβασης. Η διερεύνηση του φορέα περιλαμβάνει τη διάγνωση πιθανών βλαβών, την αποτύπωση του φέροντος οργανισμού, τη σύνταξη του ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, καθώς και την εκτέλεση επί τόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων που θα δώσουν απαραίτητα στοιχεία για τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν και αν αυτά ανταποκρίνονται στις εγκεκριμένες τεχνικές εκθέσεις του μελετητή. Από τα παραπάνω αποτελέσματα θα εξαρτηθεί η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ) η οποία μπορεί να είναι ανεκτή, ικανοποιητική ή υψηλή. Η Σ.Α.Δ επηρεάζει με ειδικούς συντελεστές τις δράσεις και τις αντιδράσεις των δομικών στοιχείων της κατασκευής και εφαρμόζεται για τη πληρότητα της αποτύπωσης του φέροντος οργανισμού. (Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013) (Σπυράκος, 2004).

Η αξιοπιστία των δεδομένων εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως:

- Διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης
- Χρονική περίοδος κατασκευής δομήματος
- Επάρκεια διερεύνησης ποιότητας υλικών και τρόπου δομήσεως
- Λεπτομέρειες οπλίσεως, αγκυρώσεων και αναμονών
- Τρόπος κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων
- Δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών

Απαιτούμενες πληροφορίες που θα πρέπει να συλλέξει ο υπεύθυνος μηχανικός για το δόμημα που θα μελετήσει είναι οι εξής:

- Προσδιορισμός του δομητικού συστήματος
- Πληροφορίες σχετικά με τις πιθανές δομικές αλλαγές που έχουν γίνει από την εποχή της κατασκευής, οι οποίες πιθανόν μετέβαλλαν τη συμπεριφορά και την απόκριση του κτιρίου
- Προσδιορισμός του είδους του υπεδάφους
- Εύρεση τύπου θεμελίωσης και των χαρακτηριστικών της
- Προσδιορισμός της κατηγορίας των περιβαλλοντικών συνθηκών
- Στοιχεία σχετικά με τις διαστάσεις και τις διατομές των δομικών μελών του κτιρίου και σχετικά με τη κατάσταση των υλικών που τα συνθέτουν κ.α.
- Προσδιορισμός της κατηγορίας σπουδαιότητας με περιγραφή της πραγματικής χρήσης του κτιρίου
- Εκτίμηση των κινητών φορτίων, λαμβάνοντας υπόψιν τη πραγματική χρήση των διαφόρων χώρων του κτιρίου

- Στοιχεία για τη ποιότητα των υφιστάμενων υλικών
- Πληροφορίες σχετικά με το τύπο και την έκταση προηγούμενων και σημερινών δομητικών βλαβών ή φθορών (με μέθοδο που θα αναλυθεί στη συνέχεια) αλλά και πιθανών προηγούμενων μέτρων ενίσχυσης ή επισκευής
- Πληροφορίες σχετικά με σημαντικά σφάλματα στην υπάρχουσα μελέτη που αφορούν τη ποιότητα των υλικών
- Γεωμετρικές μετρήσεις που αφορούν α) χωροσταθμίσεις, μετρήσεις εκκεντροτήτων, αποκλίσεων κ.λπ. β) Παραμορφώσεις και ασυνεχείς σε αρμούς, μετατοπίσεις κ.α. γ) παραμένουσες παραμορφώσεις δ) Πιθανή εγκατάσταση αισθητήρων παρακολούθησης μετακινήσεων για τη χρονική εξέλιξη των ανωτέρω μετακινήσεων ιδιαίτερα λόγω μετασεισμών.

Βασική πηγή πληροφόρησης για το μελετητή αποτελούν τα εγκεκριμένα σχέδια από τον υπεύθυνο δημόσιο φορέα που αφορούν το δόμημα και όπου φαίνεται η χρονολογία κατασκευής επομένως και ο κανονισμός σύμφωνα με τον οποίο κατασκευάστηκε το κτίριο. Η αξιολόγηση αυτών έγκειται στον υπεύθυνο μηχανικό που καλείται να εξετάσει τα κατασκευαστικά σχέδια και τους υπολογισμούς που είχαν γίνει κατά το χρονικό διάστημα της κατασκευής. (Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013)

2.2. Μέθοδοι Διάγνωσης Βλαβών

Ένα πολύ βασικό στοιχείο που επηρεάζει τη μελέτη αποτίμησης ενός υφιστάμενου κτιρίου είναι η καταγραφή των βλαβών η οποία θα συμπληρώσει κατάλληλα την αποτύπωση του φέροντος οργανισμού και θα δώσει μια ολοκληρωμένη εικόνα της υφιστάμενης κατάστασης του κτιρίου που θα αποτιμήσουμε. Η δομική κατάσταση του σκυροδέματος πολύ δύσκολα μπορεί να προσδιοριστεί μόνο με οπτικό έλεγχο. Η αντοχή του σκυροδέματος για παράδειγμα μειώνεται με τη διάβρωση του οπλισμού, καθώς τα προϊόντα οξειδωσης επεκτείνονται στον όγκο του σκυροδέματος και προκαλούν αποφλοίωση και ρηγμάτωση. Οπτικά μπορούν να παρατηρηθούν μόνο τα σημάδια της προχωρημένης διάβρωσης, όπως είναι οι ρωγμές και η τοπική εκτίναξη του σκυροδέματος. Όμως για να έχουμε μια πλήρη εικόνα της συνολικής κατάστασης της κατασκευής και της έκτασης των βλαβών θα πρέπει να χρησιμοποιήσουμε πειραματικές μεθόδους διάγνωσης βλαβών. Τα συμπεράσματα που θα προκύψουν θα μας καθοδηγήσουν προς την πιο ορθολογική μορφή επισκευής και ενίσχυσης της κατασκευής.

Οι έλεγχοι και η διάγνωση των βλαβών αποσκοπεί στην εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος και στην επισήμανση περιοχών που χαρακτηρίζονται από μεγάλη διαπερατότητα, ρηγματώσεις, αποφλοιώσεις, μειωμένη πυκνότητα κ.α. Διακρίνονται τέσσερις κύριες κατηγορίες ελέγχων:

- Μη καταστροφικοί
- Ημικαταστροφικοί
- Επιτόπου χημικοί
- Καθολική φόρτιση
(Σπυράκος, 2004)

Αφού γίνουν οι έλεγχοι και εντοπιστούν οι βλάβες αποφασίζεται κατά πόσο είναι δυνατή η χρήση του κτιρίου διακρίνοντας τις εξής κατηγορίες βλαβών:

- Καθόλου ή μικρές βλάβες → Χρήση του κτιρίου χωρίς περιορισμούς
- Σοβαρές βλάβες → Περιορίζεται σημαντικά η δυνατότητα χρήσης του κτιρίου, μέχρι να γίνει πιο ακριβής εκτίμηση της κατάστασής του. Πιθανή λήψη μέτρων ασφαλείας και υποστήριξη ή αντιστήριξη ασταθών μελών
- Βαριές βλάβες με ή χωρίς κατάρρευση → Απαγόρευση πρόσβασης στο κτίριο και στη γύρω περιοχή, άμεση κατεδάφιση τμημάτων που τελούν υπό κατάρρευση και άμεσα μέτρα επέμβασης.

2.2.1. Μη καταστροφικοί έλεγχοι

Οι πιο σημαντικοί μη καταστροφικοί έλεγχοι για τον έλεγχο του σκυροδέματος ενός υφιστάμενου κτιρίου είναι:

- 1) **Κρουσιμέτρηση:** Αποτελεί τη συνηθέστερη μη καταστροφική μέθοδο. Βασίζεται στο συσχετισμό της σκληρότητας της επιφάνειας του σκυροδέματος με τη θλιπτική αντοχή του. Ουσιαστικά προσδιορίζεται η σκληρότητα της επιφάνειας του σκυροδέματος ανάλογα με το ύψος αναπήδησης του κρουσίμετρου. Η μέθοδος αυτή εξετάζει τη ποιότητα του σκυροδέματος της εξωτερικής επιφάνειας των υφιστάμενων κατασκευών και σε βάθος μέχρι 30mm και γίνεται με τη μέτρηση μιας τιμής αναπήδησης ενός χαλύβδινου σφυριού σε σκληρυμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 2-1: Κρουσιμέτρηση σε υποστύλωμα (Σιδέρης,, Δομικοί Έλεγχοι)

Ένα μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι χρειάζονται πολλές βαθμονομήσεις του οργάνου κάτι που εξαρτάται από το τύπο του τσιμέντου που πρόκειται να εξετάσουμε και το τύπο των αδρανών (μαλακά, σκληρά κ.λπ.). Επίσης πρέπει να τονίσουμε ότι σε λείες επιφάνειες η μέθοδος αυτή δίνει πολύ αξιόπιστα αποτελέσματα και συνιστάται οι εξεταζόμενες επιφάνειες να είναι και ξηρές για μεγαλύτερη αξιοπιστία. Ένα τελευταίο στοιχείο που έχει σημασία είναι ότι το βάθος ενανθράκωσης παίζει ιδιαίτερο ρόλο στον υπολογισμό της πραγματικής αντοχής του σκυροδέματος, γι' αυτό συνιστάται η αφαίρεση μιας επιφανειακής στρώσης πάχους έως 5mm από την επιφάνεια του μέλους που εξετάζεται. (Σπυράκος, 2004).

- 2) **Χρήση υπερήχων:** Η μέθοδος αυτή μπορεί να εκτιμήσει τη ποιότητα και την ομοιομορφία του σκυροδέματος της κατασκευής με την εκπομπή υπερήχων και μέτρηση της ταχύτητας διάδοσής τους. Τα αποτελέσματα εξαρτώνται από την υφή της επιφάνειας, την υγρασία, τη θερμοκρασία, το μήκος της διαδρομής αλλά κυρίως εξαρτώνται από τον οπλισμό και τις ενδεχόμενες εσωτερικές ατέλειες και ρωγμές του σκυροδέματος, καθώς και τη πυκνότητά του.



Σχήμα 2-2: Μέθοδος υπερήχων (Σιδέρης., Δομικοί Έλεγχοι)

Παρατηρούμε στο Σχήμα 2-2 ότι η διάταξη της συσκευής αποτελείται από μια γεννήτρια παραγωγής υπερηχητικών κυμάτων, από δύο κρυστάλλους που παίζουν το ρόλο του πομπού και του δέκτη και από ένα μετρητή του χρόνου που χρειάζεται ο υπέρηχος για να διανύσει το υπό εξέταση δείγμα. Επίσης βλέπουμε στην ίδια εικόνα μια λιπαντική ουσία τοποθετημένη ανάμεσα στους κρυστάλλους και το σκυρόδεμα η οποία καλύπτει τις ατέλειες της εξωτερικής επιφάνειας του στοιχείου. (Σπυράκος, 2004).

ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑ

- Χαμηλό κόστος οργάνων
- Ευκολία χρήσης οργάνων

ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑ

- Η πυκνότητα και οι διαβαθμίσεις στο μέγεθος των αδρανών του σκυροδέματος μπορούν να επηρεάσουν το αποτέλεσμα.

- 3) **Μαγνητικές μέθοδοι:** Με τη μέθοδο αυτή μπορεί να ανιχνευτεί με χρήση ενός μαγνητόμετρου, ο οπλισμός του σκυροδέματος και να εκτιμηθεί με αρκετά καλή προσέγγιση το πάχος της επικάλυψης, καθώς και η διάμετρος της ράβδου. Τα μαγνητόμετρα βασίζονται στην αλληλεπίδραση των ράβδων οπλισμού και ενός χαμηλής συχνότητας ηλεκτρομαγνητικού πεδίου. Ανάλογα με το είδος της συσκευής μέτρησης μπορούμε να μετρήσουμε την επικάλυψη με ένα σφάλμα της τάξης του 10% για βάθος μέχρι 180mm. Θα πρέπει να τονιστεί ότι τα όργανα αυτά έχουν ακρίβεια σε πλάκες με μία στρώση οπλισμού, ενώ σε πλάκες οπλισμένες με πλέγμα ή δοκούς και υποστυλώματα με πάνω από δυο στρώσεις οπλισμού η αξιοπιστία μειώνεται. Τέλος θα πρέπει να προσεχθεί η εφαρμογή της μεθόδου σε σκυρόδεμα που εμπεριέχει μαγνητικά στοιχεία, καθώς χρειάζεται ειδική βαθμονόμηση του οργάνου. (Σπυράκος, 2004).



Σχήμα 2-3: Ανίχνευση οπλισμού με τη μαγνητική μέθοδο (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)

4) Μέτρηση του ηλεκτρικού δυναμικού σιδηροπλισμού: Η μέτρηση του ηλεκτρικού δυναμικού ράβδων οπλισμού σκυροδέματος αποτελεί κριτήριο του κινδύνου διάβρωσης του οπλισμού και ένδειξη ότι έχουν γίνει ηλεκτροχημικές αντιδράσεις στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Η πιο συχνή διάταξη είναι η μέτρηση του δυναμικού με χρήση ηλεκτροδίου χαλκού / χαλκού – θειικού οξέος, το ένα άκρο του οποίου συνδέεται με βολτόμετρο και το άλλο με τη ράβδο του οπλισμού. Όπως αναφέρει το ASTM C 876-87 για τη διαφορά δυναμικού E :

- Όταν $E > -200$ mV με πιθανότητα 90% δεν συμβαίνει διάβρωση
- Όταν $E < -350$ mV με πιθανότητα 90% συμβαίνει διάβρωση
- Όταν -200 mV $< E < -350$ mV δεν είναι βέβαιο αν συμβαίνει διάβρωση ή όχι. (Σπυράκος, 2004) (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)



Σχήμα 2-4: Μέτρηση δυναμικού σιδηροπλισμού (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)

5) Ακτινογράφιση με ακτίνες X και Γ: Οι ακτίνες X χρησιμοποιούνται στην εύρεση της θέσης των ράβδων οπλισμού και στην εξέταση της πυκνότητας και της σύστασης του σκυροδέματος. Οι ακτίνες Γ χρησιμοποιούνται για να εντοπιστούν πιθανά κενά και για να υπολογιστεί η διάμετρος των ράβδων.

ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑ

- Εύκολη μεταφορά εξοπλισμού
- Αξιόπιστα αποτελέσματα για μια στρώση οπλισμού

ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑ

- Υψηλό κόστος
- Χαμηλή ακρίβεια για πάχη σκυροδέματος > 30cm
- Η αξιοπιστία των μετρήσεων μειώνεται για περισσότερες από μια στρώσεις οπλισμού
- Απαιτείται πρόσβαση και στις δυο πλευρές του στοιχείου

- 6) Μέτρηση του ποσοστού υγρασίας με εκπομπή νετρονίων:** Αποτελεί τη πιο αξιόπιστη μέθοδο μέτρησης του ποσοστού υγρασίας του σκυροδέματος με μόνο αρνητικό το υψηλό κόστος. Ένα φορητό όργανο εκπέμπει ροή νετρονίων στο σώμα του στοιχείου και καθώς η ταχύτητα της ακτινοβολίας μειώνεται με την υγρασία, το ποσοστό υγρασίας υπολογίζεται μετρώντας τη ταχύτητα των νετρονίων.

2.2.2. Ημικαταστροφικοί έλεγχοι

Οι ημικαταστροφικοί έλεγχοι έχουν περιορισμό στη βλάβη που επιτρέπεται να προκαλέσουν στην υπάρχουσα κατασκευή. Τέτοιοι έλεγχοι είναι:

- 1) **Λήψη πυρήνων:** Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται για να εκτιμηθεί η αντοχή του σκυροδέματος, να εξεταστεί η γενικότερη κατάσταση του σκυροδέματος, να βρεθεί η θέση και το μέγεθος των ράβδων οπλισμού και εντοπιστούν πιθανές ρωγμές ή άλλες αστοχίες στη μάζα του σκυροδέματος κ.α. Επίσης από τους πυρήνες μπορεί να αποσαφηνιστεί το είδος των αδρανών, η ύπαρξη χλωριόντων και η πιθανή διάβρωση των οπλισμών. Τα κυλινδρικά δοκίμια (καρότα) λαμβάνονται από τη κατασκευή με τη χρήση ειδικού διατρητικού μηχανήματος. Η διάμετρος των 'καρότων' πρέπει να είναι 10 – 15 cm, αλλά σε κάθε περίπτωση τριπλάσια του μεγέθους του μέγιστου αδρανούς του σκυροδέματος. Όσον αφορά το λόγο του ύψους προς τη διάμετρο του δοκιμίου θα πρέπει να είναι 0,95 – 2, με τις μικρότερες τιμές να αντιστοιχούν σε λήψη δοκιμίων από πλάκα σκυροδέματος. Επίσης η ελάχιστη απόσταση των πυρήνων από τις ακμές του εξεταζόμενου στοιχείου πρέπει να είναι 8 cm. Σύμφωνα με τις αμερικάνικες οδηγίες ATC 40 συνίσταται η λήψη δύο δοκιμίων ανά όροφο και οκτώ δοκιμίων κατ' ελάχιστο ανά κτίριο, εκτός αν τα αποτελέσματα παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά, οπότε απαιτείται η λήψη επιπλέον δοκιμίων (Σπυράκος, 2004) (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι).



Σχήμα 2-5: Λήψη πυρήνα από δοκό (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)

ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑ

- Η πλέον αξιόπιστη και διαδομένη μέθοδος για τον έλεγχο των ιδιοτήτων του σκυροδέματος υφιστάμενων κατασκευών

ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑ

- Υψηλό κόστος του εξοπλισμού
- Δυσκολία λήψης δοκιμίων από κατακόρυφα στοιχεία π.χ υποστυλώματα, τοιχώματα
- Χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή ώστε η λήψη των πυρήνων να μην επηρεάσει τη φέρουσα ικανότητα του μέλους και φυσικά της κατασκευής

- 2) **Εξόλκευση ήλου:** Η μέθοδος χρησιμοποιείται για την επιτόπου εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Ο υπολογισμός βασίζεται στη συσχέτιση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος με τη δύναμη που χρειάζεται για την εξαγωγή ενός ειδικού μπουλονιού (ήλος) από την επιφάνειά του.



Σχήμα 2-6: Δοκιμή εξόλκευσης ήλου (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)

Η μέθοδος αυτή πλεονεκτεί της προηγούμενης στο ότι μπορεί να γίνει πολύ πιο γρήγορα δίνοντας τις περισσότερες περιπτώσεις ικανοποιητικής ακρίβειας αποτελέσματα.

Μια παρόμοια μέθοδος είναι η εισαγωγή μεταλλικής ράβδου στο σκυρόδεμα με ειδικό όργανο και ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος συναρτήσει του βάθους διείδυσης της ράβδου. Η μέθοδος αυτή είναι πιο οικονομική και πιο απλή αλλά λιγότερο αξιόπιστη (Σπυράκος, 2004).

- 3) **Μέθοδος της πετρογραφικής ανάλυσης:** Η μέθοδος αυτή εντοπίζει χημικά ενεργά αδρανή και βλαβερές προσμίξεις στο σκυρόδεμα. Για να γίνει αυτό λαμβάνονται πυρήνες σκυροδέματος που κόβονται σε κομμάτια και αφού καθαριστούν εξετάζονται κάτω από μικροσκόπιο μεγάλης ανάλυσης για να προσδιοριστούν οι χημικές και φυσικές ιδιότητες του σκυροδέματος. Έτσι μπορεί να υπολογιστεί το βάθος ενανθράκωσης και το εύρος των ρωγμών του σκυροδέματος. Η διαδικασία αυτή είναι ιδιαίτερα αξιόπιστη αλλά απαιτεί ειδικό εξοπλισμό και έμπειρο συνεργείο (Σπυράκος, 2004).

2.2.3. Επιτόπου χημικοί έλεγχοι

Οι επιτόπου χημικοί έλεγχοι έχουν να κάνουν με τη διάρκεια ζωής του σκυροδέματος. Τέτοιοι έλεγχοι είναι:

- 1) **Προσδιορισμός του βάθους ενανθράκωσης:** Η επιφανειακή ενανθράκωση του σκυροδέματος προκαλεί απώλεια της αλκαλικής προστασίας της επικάλυψης σε διάβρωση. Η μέθοδος βασίζεται στη μεταβολή του pH του σκυροδέματος από τη παρουσία διοξειδίου του άνθρακα (CO₂). Η μέτρηση πραγματοποιείται με ψεκασμό, σε φρεσκοκομμένο πυρήνα σκυροδέματος, διαλύματος φαινολοφθαλείνης η οποία και χρωματίζει το μη ενανθρακωμένο σκυρόδεμα βυσσινί (τιμή pH > 9,5), ενώ παραμένει άχρωμη στη περιοχή του ενανθρακωμένου (τιμή pH < 9). (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι) (Σπυράκος, 2004)

- 2) **Έλεγχος χλωριόντων:** Η διείδυση των χλωριόντων είναι μια διαδικασία που συμβαίνει σε πλήρως ή μερικώς γεμάτους πόρους με νερό. Η ύπαρξη χλωριόντων στο σκυρόδεμα προέρχεται από ενδογενείς παράγοντες (ειδικά σε αδρανή που έχουν προέλθει από παραθαλάσσιες περιοχές) και ιδιαίτερα από εξωγενείς όπως η διείδυση σε παραθαλάσσια έργα μιας και το περιβάλλον είναι πλούσιο σε χλωριούχα νάτρια. Η παρουσία υδατοδιαλυτών πέρα από ένα συγκεκριμένο όριο (0,2% ανά μονάδα βάρους χλωριόντος σε μείγμα σκυροδέματος) στο σκυρόδεμα θεωρείται σοβαρή ένδειξη διάβρωσης για κατασκευές από σκυρόδεμα. Μία ταχεία μέθοδος εύρεσης της συγκέντρωσης χλωριόντων είναι ο ψεκάσμος με διάλυμα Νιτρικού Αργύρου 0,1M. (AgNO_3). (Σιδέρης, Δομικοί έλεγχοι)



Σχήμα 2-7: Ψεκάσμος σκυροδέματος με διάλυμα AgNO_3 (Σιδέρης, Δομικοί Έλεγχοι)

2.2.4. Έλεγχοι καθολικής φόρτισης

Η μέθοδος αυτή αποτελεί την έσχατη λύση για την αξιολόγηση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα των οποίων τα αρχικά σχέδια δεν είναι διαθέσιμα και η φέρουσα ικανότητα είναι ασαφής. Εφαρμόζεται συνήθως σε πλαίσιακούς φορείς με εμφανή σημάδια φθοράς και σε κατασκευές που έχουν ενδείξεις υπέρβασης επιτρεπόμενων τάσεων. Η κατασκευή φορτίζεται με μικροδονήσεις ή με άλλες αποδεκτές μεθόδους διέγερσης καθώς επίσης και με αρμονικές δονήσεις. Στη συνέχεια υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής ή κάποιου επιμέρους τμήματός της, όπως είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος και η απόσβεση, που μπορούν να δώσουν σημαντικές πληροφορίες για το επίπεδο των βλαβών. Σε ορισμένες περιπτώσεις χρησιμοποιείται και κατακόρυφη στατική φόρτιση η οποία δίνει πληροφορίες για τις μετακινήσεις και παραμορφώσεις των μελών της κατασκευής. (Σπυράκος, 2004)

Κεφάλαιο 3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Σε παγκόσμιο επίπεδο ένας μεγάλος αριθμός κατασκευών, με ή χωρίς βλάβες, πλησιάζουν τη συμβατική διάρκεια ζωής τους με αποτέλεσμα να χρειάζονται έλεγχο και ενδεχομένως επέμβαση για αποκατάσταση της στατικής τους επάρκειας. Ένας άλλος παράγοντας που προϋποθέτει τον έλεγχο της κατασκευής είναι η αλλαγή χρήσης της καθώς και η αύξηση της σεισμικής απαίτησης που επιβάλλεται από τους νέους αντισεισμικούς κανονισμούς. Ιδιαίτερα στην Ελλάδα που είναι μια χώρα με μεγάλη σεισμική δραστηριότητα και πολλά παλιά υφιστάμενα κτίρια ο έλεγχος στατικής επάρκειας και η πιθανή επέμβαση είναι πιο επίκαιρα από ποτέ.

Αρχικά ο μελετητής θα πρέπει να αποφασίσει ποια ενέργεια είναι κατάλληλη για το κτίριο που μελετά. Διότι οι πιθανές ενέργειες που μπορούν να γίνουν σε ένα υφιστάμενο κτίριο με ή χωρίς βλάβες είναι οι εξής:

- Επισκευή των βλαβών
- Ενίσχυση των μελών και όλης της κατασκευής
- Κατεδάφιση και ανακατασκευή

Η τελική απόφαση είναι μια συνάρτηση του κόστους της κάθε λύσης, της γνώμης του Κύριου του έργου και φυσικά της γνώσης του εκάστοτε μελετητή.

Σε ένα κτίριο που χρειάζεται επέμβαση ο μελετητής έχει μια πληθώρα στοιχείων να εξετάσει πριν λάβει τη τελική απόφαση για επέμβαση τα οποία είναι:

- Αποτίμηση της αντοχής των υφιστάμενων υλικών με τους ελέγχους που προαναφέρθηκαν
- Ρύθμιση στάθμης επιτελεστικότητας και θέσπιση στόχων συμπεριφοράς - μετακίνησης
- Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου κτιρίου με χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης Pushover
- Διερεύνηση αστοχίας μελών και δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων
- Επιλογή των χαρακτηριστικών των νέων υλικών
- Επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου επέμβασης για κάθε μέλος
- Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου κτιρίου με τις επεμβάσεις
- Αξιολόγηση και σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορετικών μεθόδων επέμβασης και χρήση της καταλληλότερης με γνώμονα τόσο την ασφάλεια της κατασκευής όσο και την οικονομία του έργου

3.1. Στρατηγικές επέμβασης

Για να μειωθεί η σεισμική διακινδύνευση μπορούν να εφαρμοστούν στρατηγικές } τεχνικής φύσης
} διαχειριστικής φύσης

Οι στρατηγικές **τεχνικής φύσης** στοχεύουν στη μεταβολή των βασικών παραμέτρων τόσο της σεισμικής απαίτησης όσο και της συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Αυτές μπορεί να είναι:

- Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης

- Μείωση της σεισμικής απαίτησης

Διεθνώς έχει επικρατήσει η φιλοσοφία επιλογής των επεμβάσεων με βασικό κριτήριο το περιορισμό των βλαβών που υφίστανται τα πρωτεύοντα καθώς και τα δευτερεύοντα μέλη της κατασκευής σε ανεκτά επίπεδα για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Ως πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση.

Οι στρατηγικές **διαχειριστικής φύσης** περιλαμβάνουν θέματα όπως:

- Πιθανή αλλαγή χρήσης του κτιρίου ώστε να είναι αποδεκτή η σεισμική διακινδύνευσή του χωρίς επεμβάσεις
- Προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η κατασκευή
- Να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου γίνουν οι εργασίες ενίσχυσης
- Να κατεδαφιστεί το κτίριο και να αντικατασταθεί από άλλο
- Απόφαση τέλεσης επεμβάσεων στο εξωτερικό του κτιρίου ώστε να μειωθούν οι αρνητικές επιπτώσεις στους ενοίκους του κτιρίου ή τέλεση επεμβάσεων στο εσωτερικό του κτιρίου ώστε να μην τροποποιηθεί η εξωτερική όψη του κτιρίου.

Γενικότερα αν και οι στρατηγικές διαχειριστικής φύσης δεν έχουν να κάνουν τόσο με υπολογιστικά ζητήματα εν τέλει μπορούν να αποδειχθούν πολύ σημαντικοί παράμετροι τόσο στην εφαρμοσιμότητα όσο και στο κόστος της προτεινόμενης τεχνικής στρατηγικής των επεμβάσεων. (Σπυράκος, 2004)

3.2 Συστήματα επεμβάσεων

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η μέθοδος επεμβάσεων που έχει επιλεγεί και χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει αποφασιστεί. Μια κατασκευή για να μπορέσει να έχει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να μπορεί να περιορίζει τις μετακινήσεις σε αποδεκτά όρια που εξαρτώνται από την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι:

- Η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και μη φέροντος οργανισμού
- Η ικανότητα παραμόρφωσης του φέροντος και μη φέροντος οργανισμού
- Η ενέργεια και το είδος της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή(Σπυράκος, 2004)

Διακρίνουμε τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής που θέλουμε να έχουμε:

- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων μελών ή με προσθήκη νέων στοιχείων στη κατασκευή
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής και της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας με ενίσχυση υφιστάμενων μελών
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης του δομήματος με προσθήκη για παράδειγμα σεισμικής μόνωσης
- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα

Γενικότερα, όπως είδαμε, υπάρχουν δύο εναλλακτικές λύσεις για την επέμβαση σε έναν φορέα:

- Τοπικές επεμβάσεις σε μεμονωμένα μέλη του δομήματος που παρουσίασαν βλάβες
- Συνολική ενίσχυση του κτιρίου (παράγραφος 3.2.2)
(Σπυράκος, 2004)

3.2.1 Τοπικές επεμβάσεις σε μεμονωμένα μέλη

Οι τοπικές επεμβάσεις εφαρμόζονται σε φορείς που μπορεί μεν να διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων αλλά στερούνται ορισμένων κατασκευαστικών λεπτομερειών που είναι απαραίτητες για τη βελτιστοποίηση του συστήματος και την εξασφάλιση της επιθυμητής συμπεριφοράς. Αυτές οι κατασκευές μπορεί να εμφανίζουν ικανότητα μετακίνησης που ικανοποιεί τη σεισμική απαίτηση αλλά πριν εμφανίσουν τη στοχευόμενη μετακίνηση παρατηρούνται τοπικές αστοχίες σε διάφορα μέλη της. Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες που στερούνται αυτές οι κατασκευές μπορεί να είναι:

- Ανεπαρκές μήκος έδρασης στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων
- Ανεπαρκής αγκύρωση ή σύνδεση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού τόσο μεταξύ τους όσο και με τα στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού

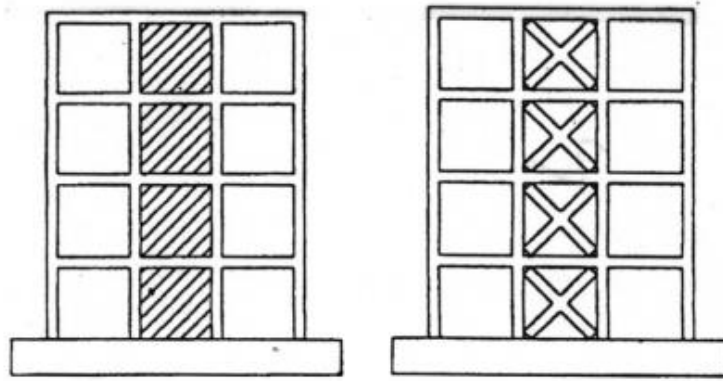
Οι τοπικές επεμβάσεις για τη διόρθωση αυτών των κατασκευαστικών ατελειών θα επέτρεπε στη κατασκευή να συμπεριφερθεί με τον επιθυμητό τρόπο. (Σπυράκος, 2004)

3.2.2 Συνολική ενίσχυση του κτιρίου

Η συνολική ενίσχυση της κατασκευής είναι η μόνη λύση όταν εμφανίζονται βλάβες σε πολλά μέλη της κατασκευής διότι θα πρέπει να αλλάξουν τα συνολικά χαρακτηριστικά της για να επέλθει βελτίωση. Ανάλογα με το στόχο που έχει τεθεί για τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την επέμβαση καταλήγουμε σε συγκεκριμένες μορφές επέμβασης:

A) **Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων** του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Η μέθοδος έχει ως αποτέλεσμα τη μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής

B) **Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων** του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Η μέθοδος έχει ως αποτέλεσμα τη μέτρια αύξηση της αντοχής και κυρίως την αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του δομήματος.



Σχήμα 3-1: Κατασκευή τοιχωμάτων και δικτυωτών συνδέσμων εντός πλαισίων του φέροντα οργανισμού (Δρίτσος, 2003)

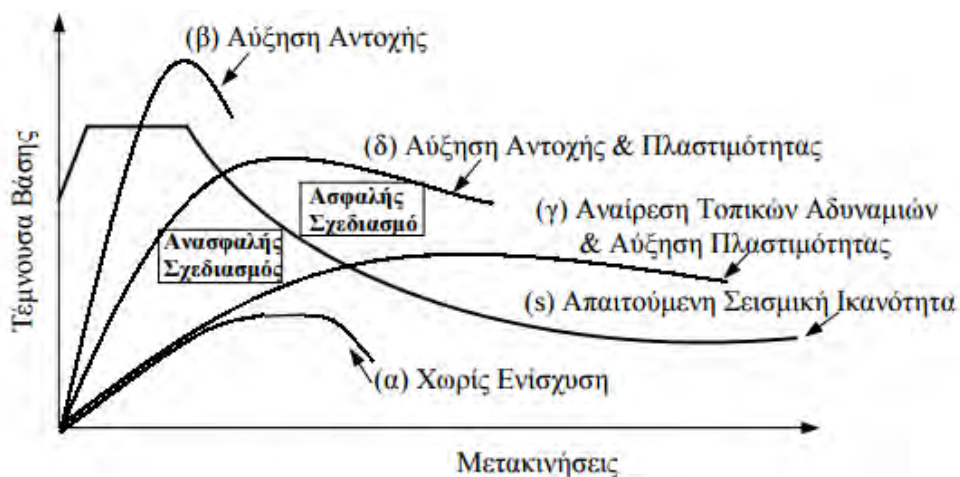
Γ) **Κατασκευή τοιχωμάτων – πτερυγίων** από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια των ήδη υφιστάμενων υποστυλωμάτων της κατασκευής. Η μέθοδος έχει ως αποτέλεσμα τη μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας και τη βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής.

Δ) **Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων** στη κατασκευή. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας, της αντοχής και της πλαστιμότητας της κατασκευής.

Ε) **Επιλεκτική ενίσχυση αδύναμων στοιχείων** του φορέα με στόχο την αποφυγή πρόωρων αστοχιών και την αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Τέτοιες ενισχύσεις μπορεί να είναι η κατασκευή μανδύα από ινοπλισμένα πολυμερή ή από χαλύβδινα στοιχεία σε κατακόρυφα μέλη. Σε περίπτωση που χρειάζεται και μικρή αύξηση της αντοχής κατασκευάζονται μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

ΣΤ) **Ενσωμάτωση στη κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας**, ιξώδους ή υστερητικής συμπεριφοράς που έχει ως στόχο τη μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής. (Δρίτσος, 2003)

Γενικότερα παρατηρούμε ότι υπάρχει μια πληθώρα στρατηγικών ενίσχυσης που έχει να κάνει είτε με την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας είτε με την αύξηση της ικανότητας της κατασκευής για μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις είτε με τη μείωση της εισαγόμενης σεισμικής δράσης. Στο Σχήμα 3-2 παρουσιάζονται ποιοτικά διαγράμματα Τέμνουσας βάσης – Μετακίνησης που αναφέρονται στην υφιστάμενη κατάσταση και στη κατάσταση της υπό ενίσχυση κατασκευής.



Σχήμα 3-2: Ποιοτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης - μετακίνησης για κάθε στρατηγική ενίσχυσης (Δρίτσος, 2003)

Η καμπύλη (σ) υποδηλώνει το όριο ανάμεσα στην ασφαλή και την ανασφαλή επιλογή της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή μια κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναφέρεται στη συμπεριφορά της βρίσκεται στη περιοχή πάνω από τη καμπύλη (σ). Σε διαφορετική περίπτωση απαιτείται ενίσχυση. (Δρίτσος, 2003)

3.3 Ανάλυση μεθόδων συνολικής ενίσχυσης κτιρίου

Στη συνέχεια θα αναλυθεί κάθε μέθοδος που χρησιμοποιείται για τη συνολική ενίσχυση ενός δομήματος. Οι μέθοδοι που θα αναλυθούν είναι:

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων
- Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων
- Κατασκευή τοιχωμάτων – περυγίων
- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων
- Ενσωμάτωση στη κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας
- Επιλεκτική ενίσχυση αδύναμων στοιχείων όπου θα μελετήσουμε τη χρήση μανδύα σε στοιχεία του κτιρίου και τη χρήση σύνθετων υλικών

Επισημαίνεται ότι η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων και η ενσωμάτωση συστημάτων απορρόφησης ενέργειας δεν θα αναλυθούν παρακάτω διότι δεν αποτελούν συνήθεις μεθόδους ενίσχυσης καθώς μεταβάλλουν εξ' ολοκλήρου το στατικό σύστημα του κτιρίου και χρησιμοποιούνται μόνο όταν χρειάζεται εκτεταμένη ενίσχυση του δομήματος. (Δρίτσος, 2003)

3.3.1 Κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων

Η κατασκευή τοιχωμάτων εντός πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής έχει ως αποτέλεσμα τη μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής. Η μέθοδος εφαρμόζεται και στη περίπτωση ύπαρξης σφαλμάτων σχεδιασμού που έχουν να κάνουν με τη μόρφωση του φορέα και πιο συγκεκριμένα με την έντονη ασυμμετρία κατανομής δυσκαμψίας ή αντοχής καθ' ύψος ή με την εκκεντρότητα δυσκαμψίας σε κάτοψη.

Τα είδη των τοιχωμάτων που χρησιμοποιούνται είναι:

- Τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα (έγχυτο ή εκτοξευόμενο)
- Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels)
- Τοιχοποιία από συμπαγείς οπτόπλινθους ή τσιμεντόπλινθους.
(Δρίτσος, 2003)

Στη συνέχεια μελετώνται οι δυο πρώτες τεχνικές. Η τρίτη τεχνική δεν χρησιμοποιείται συχνά στις κατασκευές που χρειάζονται ενίσχυση, γι' αυτό και δεν αναλύεται.

3.3.1.1 Τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα (έγχυτο ή εκτοξευόμενο)

Η μέθοδος έχει σαν αποτέλεσμα τη μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής. Σε περιπτώσεις που επιδιώκεται μια πιο πλαστική συμπεριφορά του δομήματος η σύνδεση γίνεται μόνο στις δοκούς, δηλαδή στο άνω και κάτω άκρο του τοιχώματος, ενώ στα πλάγια αφήνεται ένα κενό ανάμεσα στο τοίχωμα και στο υποστύλωμα. Επίσης σημαντικό είναι η θεμελίωση των νέων τοιχωμάτων να συνδέεται με την υπάρχουσα θεμελίωση.

Ένα ιδιαίτερα κρίσιμο σημείο της μεθόδου είναι η εξασφάλιση της μεταφοράς των οριζόντιων δράσεων στα νέα τοιχώματα. Δηλαδή πρέπει να ελεγχθεί σε κάθε στάθμη ορόφου αν οι δοκοί που συντρέχουν στο τοίχωμα, κατά την ισχυρή του διεύθυνση, έχουν τον απαιτούμενο διαμήκη οπλισμό για τη μεταβίβαση των οριζόντιων δράσεων του ορόφου. Αν αυτός ο οπλισμός κριθεί ανεπαρκής τότε πρέπει να γίνει προσθήκη νέων οριζόντιων στοιχείων σύνδεσης. Η μέθοδος που ακολουθείται για να γίνει αυτό παρουσιάζεται στη συνέχεια.

Κατασκευαστική μέθοδος: Στην αρχή αγκυρώνουμε νέες οριζόντιες διαμήκεις ράβδους στο νέο τοίχωμα στις στάθμη κάθε ορόφου με διεύθυνση τον ισχυρό άξονα του τοιχώματος. Έπειτα οι οπλισμοί αυτοί συγκολλούνται σε ισχυρές μεταλλικές πλάκες που έχουν αγκυρωθεί πάνω στις δοκούς που συντρέχουν στο τοίχωμα και έχουν την ίδια διεύθυνση που προαναφέρθηκε. Τέλος, οι οπλισμοί καλύπτονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αφού πρώτα η επιφάνεια της δοκού εκτραχυνθεί και καθαριστεί. (Δρίτσος, 2003)

3.3.1.2 Προκατασκευασμένα τοιχώματα (panels)

Η τεχνική αυτή παρουσιάζει ορισμένα θετικά και ορισμένα αρνητικά σημεία. Στα θετικά περιλαμβάνονται το μικρότερο κόστος και η πιο εύκολη τοποθέτησή τους, ενώ στα αρνητικά περιλαμβάνονται η μικρότερη αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας της κατασκευής σε σύγκριση με τη προηγούμενη τεχνική. Τα τοιχώματα αυτά συνδέονται με τις δοκούς και τα υποστυλώματα με τεχνικές αγκυρώσεις. Τα προκατασκευασμένα τοιχώματα μπορεί να είναι είτε συμπαγή είτε τύπου "σάντουιτς".

3.3.2 Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων

Η τεχνική αυτή έχει ως αποτέλεσμα την μέτρια αύξηση της αντοχής και την αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Τα συστήματα που χρησιμοποιούνται είναι κυρίως μεταλλικά καθώς η δυνατότητα ανελαστικής παραμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων είναι πολύ σημαντικός παράγοντας στην απορρόφηση σεισμικής ενέργειας. Μερικά συστήματα είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά αυτά παρατηρούνται σπανίως στις οικοδομές. Ένα μεγάλο πλεονέκτημα των μεταλλικών στοιχείων είναι το μικρό ίδιο βάρος, η ταχύτητα κατασκευής και ότι δεν αποτελούν εμπόδιο στην ύπαρξη ανοιγμάτων στο κτίριο. Ορισμένα κρίσιμα σημεία της μεθόδου είναι :

- Η αξιολόγηση ανακατανομής της έντασης: Νέα εντατικά μεγέθη εντοπίζονται ιδιαίτερα στα στοιχεία του περιβάλλοντος του πλαισίου.
- Η ύπαρξη επαρκούς αντοχής των κόμβων: Αυτό πρέπει να ικανοποιείται καθώς οι κόμβοι είναι οι περιοχές αλληλεπίδρασης των παλαιών με τα νέα στοιχεία. Πιθανή ανεπάρκεια απαιτεί τη τροποποίηση της κατασκευαστικής διάταξης της σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής.
- Έλεγχος λυγισμού στα μεταλλικά στοιχεία των δικτυωτών συστημάτων.

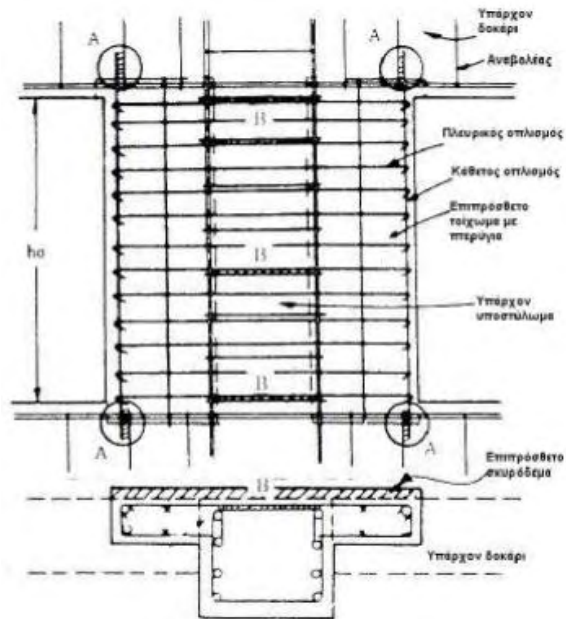
3.3.3 Κατασκευή τοιχωμάτων – πτερυγίων

Η τεχνική αυτή έχει ως αποτέλεσμα τη μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας και τη βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Αποτελεί οικονομικότερη μέθοδο ενίσχυσης από τις υπόλοιπες. Τα τοιχώματα που κατασκευάζονται αποτελούν συνέχεια των υφιστάμενων υποστυλωμάτων και έχουν ως στόχο τη βελτίωση της αντοχής τους. Η προσθήκη τοιχώματος πρέπει να γίνει προς την επιδιωκόμενη διεύθυνση αύξησης της αντίστασης της κατασκευής. Πολύ συχνά σε γωνιακά υποστυλώματα γίνεται προσθήκη τοιχωμάτων και προς τις δυο διευθύνσεις. Η σύνδεση του τοιχώματος με το υφιστάμενο υποστύλωμα γίνεται με δυο τρόπους:

- Μονολιθική σύνδεση των υφιστάμενων υποστυλωμάτων με τα τοιχία
- Σύνδεση των υφιστάμενων υποστυλωμάτων με τα τοιχώματα με χρήση βλήτρων

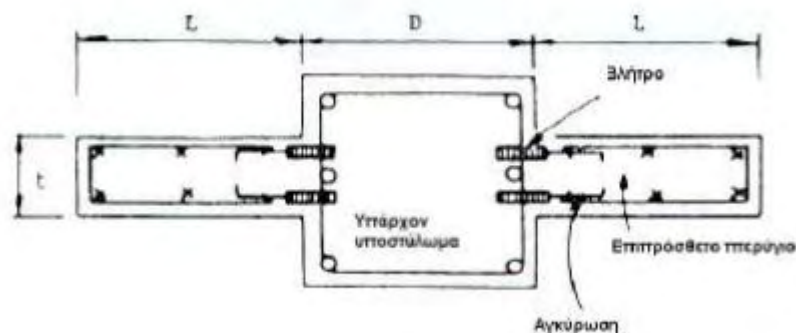
Κατασκευαστική μέθοδος για προσθήκη πλευρικών τοιγίων σε υποστύλωμα για κάθε προαναφερθέν τρόπο:

- Αρχικά αποκολλάται μέρος του παλιού σκυροδέματος του υφιστάμενου υποστυλώματος ώστε να υπάρχει καλή συνάφεια μεταξύ παλιού και νέου στοιχείου. Για την επίτευξη της μονολιθικής ενίσχυσης θα πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους και τα πλευρικά τοιχία κάτι που επιτυγχάνεται με αύξηση του πάχους και πλευρική ενίσχυση.



Σχήμα 3-3: Τοίχωμα με περύγιο με τη χρήση μονολιθικής σύνδεσης (Κούλης, 2008)

- Η σύνδεση των υπάρχοντων υποστυλωμάτων με τα πλευρικά τοιχεία γίνεται με τη χρήση βλήτρων. Είναι ιδιαίτερα σημαντικό η τοποθέτηση των βλήτρων να γίνει μέσα στο πυρήνα των δοκών και των υποστυλωμάτων ώστε να επιτευχθεί ισχυρή σύνδεση. (Κούλης, 2008)



Σχήμα 3-4: Τοίχωμα με περύγιο με τη χρήση βλήτρων για τη σύνδεση (Κούλης, 2008)

Η μέθοδος της κατασκευής τοιχωμάτων – περυγίων έχει κάποια σημεία που πρέπει να προσεχθούν κατά την εφαρμογή της που είναι:

A) Δεν εφαρμόζεται σε κτίρια που η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων είναι μικρή. Αυτό έχει να κάνει με την αποφυγή αστοχίας λόγω τέμνουσας των δοκαριών, καθώς τα πρόσθετα περύγια μειώνουν αισθητά το καθαρό άνοιγμα των δοκαριών.

B) Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στη σύνδεση του υφιστάμενου υποστυλώματος με τα περύγια ώστε να αποφευχθεί η παραμόρφωση εκτός του επιπέδου τους. Πιο συγκεκριμένα όσον αφορά στο πρώτο κατασκευαστικό τρόπο, που μελετήσαμε, τα περύγια τοποθετούνται έκκεντρα στο υποστύλωμα με συνέπεια να μην μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο τρόπος αυτός στη περίπτωση που η δοκός δεν είναι έκκεντρη. Επίσης στο πρώτο τρόπο πρέπει να τονιστεί ότι θα υπάρχει και μια αύξηση του πάχους του υφιστάμενου υποστυλώματος της τάξης των πέντε εκατοστών. Όσον αφορά το δεύτερο κατασκευαστικό τρόπο επειδή ουσιαστικά η σύνδεση που

γίνεται ανάμεσα στα νέα και παλιά στοιχεία δεν είναι εντελώς μονολιθική θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν ότι η συμπεριφορά του υποστυλώματος μπορεί να διαφέρει σημαντικά από οποιοδήποτε άλλο υποστύλωμα. Τέλος, θα πρέπει να προσεχθεί η ακρίβεια τοποθέτησης των βλήτρων.

3.3.4 Ενίσχυση υποστυλωμάτων

Η αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων έχει ως αποτέλεσμα την εξαγωγή συμπερασμάτων για την συμπεριφορά του κτιρίου καθώς και μεμονωμένων μελών υπό σεισμικά και στατικά φορτία. Όταν προκύπτει ότι τα μέλη παραλαμβάνουν φορτία μεγαλύτερα της αντοχής τους δημιουργείται η ανάγκη ενίσχυσης αυτών. Οι μέθοδοι ενίσχυσης των υποστυλωμάτων είναι δύο ειδών και έχουν να κάνουν με το αν γίνεται αύξηση της διατομής του υποστυλώματος ή όχι. Όσον αφορά τη πρώτη κατηγορία η ενίσχυση γίνεται με τη κατασκευή μανδύα γύρω από το υφιστάμενο στοιχείο με τη προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και πρόσθετου οπλισμού. Όσον αφορά τη δεύτερη κατηγορία, αυτή γίνεται με ενεργό περίσφιξη του στοιχείου διατηρώντας αμετάβλητες τις διαστάσεις του στοιχείου. (Σπυράκος, Αθήνα 2004)

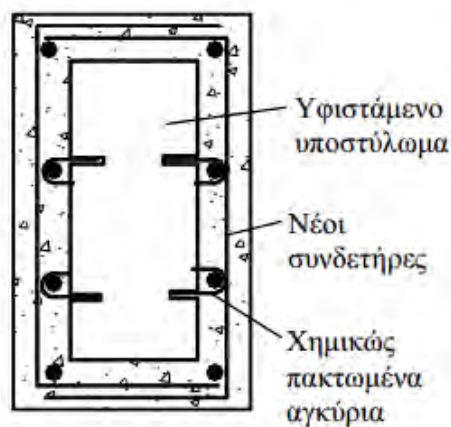
3.3.4.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με αύξηση της διατομής

Η τεχνική αυτή αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που παρουσιάζουν ανεπάρκεια στην αντοχή, τη δυσκαμψία και τη πλαστιμότητά τους. Βασικά πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι η αύξηση της δυσκαμψίας του στοιχείου και η μείωση της λυγηρότητας με την αύξηση της διατομής, η αύξηση της πυροπροστασίας καθώς και η αμετάβλητη αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής. Ανάλογα με το είδος του οπλισμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για τη κατασκευή του μανδύα στη πράξη διακρίνονται ορισμένα είδη μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος:

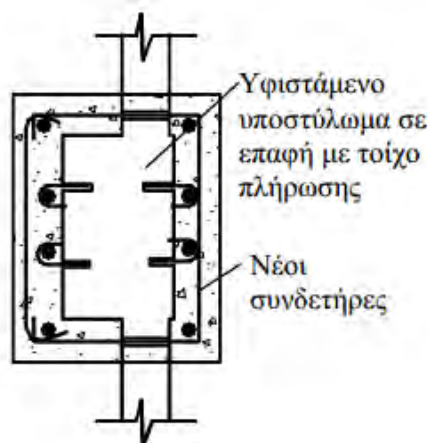
- 1) **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα:** Αυτός ο τύπος σκυροδέματος χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που θα κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8cm. Σε αυτή τη περίπτωση χρησιμοποιείται ξυλότυπος για τη σκυροδέτηση.
- 2) **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:** Αυτός ο τύπος σκυροδέματος χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που θα κατασκευαστεί έχει πάχος μικρότερο από 10cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Γι' αυτό συνίσταται η χρήση οδηγών. Στη κατηγορία αυτή παίζει σημαντικό ρόλο η συστολή ξήρανσης η οποία θα πρέπει να αντιμετωπιστεί μέσω κατάλληλης συντήρησης όπως θα δούμε παρακάτω.
- 3) **Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα:** Το πιο βασικό πλεονέκτημα αυτής της τεχνικής είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και υπό τη παρουσία πυκνών διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών. Αρχικά τοποθετούνται τα αδρανή σε καλούπια και στη συνέχεια ακολουθεί η πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο σκυρόδεμα υπό πίεση. Τα αδρανή πρέπει να έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15mm. Η συγκεκριμένη τεχνική μειώνει σημαντικά το πρόβλημα της συστολής ξήρανσης καθώς, τα αδρανή βρίσκονται ήδη σε επαφή περιορίζοντάς τη στο ελάχιστο. Παρά τα τόσα πλεονεκτήματά της, η τεχνική αυτή δεν χρησιμοποιείται πολύ συχνά λόγω της έλλειψης εξειδικευμένου προσωπικού και του υψηλού κόστους.

- 4) **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα:** Αυτοί οι τύποι σκυροδέματος χρησιμοποιούνται για την κατασκευή μανδύα πολύ μικρού πάχους. Μεγάλο μειονέκτημα της τεχνικής το υψηλό κόστος.

Ο μανδύας μπορεί να περιβάλλει όλη τη διατομή (κλειστός μανδύας) ή ένα τμήμα της (ανοικτός μανδύας). Στο Σχήμα 3-5 και 3-6 παρατηρούμε ένα κλειστό μανδύα.



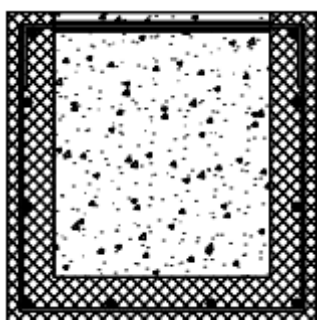
Σχήμα 3-6: Ενίσχυση υποστύλωματος με χρήση κλειστού μανδύα (Σπυράκος, 2004)



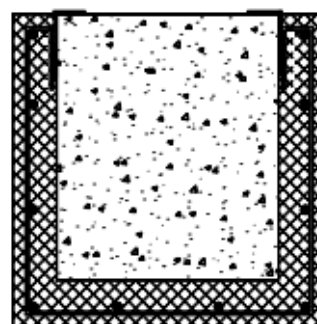
Σχήμα 3-5: Ενίσχυση υποστύλωματος με χρήση κλειστού μανδύα (Σπυράκος, 2004)

Στη 1^η περίπτωση γίνεται κατασκευή του μανδύα σε εσωτερικό υποστύλωμα, ενώ στη 2^η περίπτωση σε περιμετρικό υποστύλωμα. Και στις δυο περιπτώσεις το συμβιβαστό των παραμορφώσεων ικανοποιείται με ηλεκτροσυγκόλληση του νέου οπλισμού στο παλιό ή με τη χρήση βλήτρων. Στα δυο Σχήματα παρατηρείται η χρήση βλήτρων. Αξίζει να τονιστεί ότι για να εξασφαλιστεί η απόδοση της ενίσχυσης θα πρέπει να εκτραχυνθεί η επιφάνεια του σκυροδέματος, ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική στρώση του τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή. Στη συνέχεια καθαρίζεται επιμελώς η εκτραχυμένη επιφάνεια με αέρα υπό πίεση. Η εκτράχυνση πρέπει να έχει βάθος περίπου 6mm και να πρέπει να γίνει με ειδικό μηχανικό εξοπλισμό. Τέλος, η επιφάνεια του παλιού σκυροδέματος θα πρέπει να διαβρέχεται πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα.

Στις περιπτώσεις που ο μανδύας δεν μπορεί να περιβάλλει περιμετρικά όλη τη διατομή επιλέγεται η λύση του ανοικτού μανδύα. Στο Σχήμα 3-7 και 3-8 φαίνονται δυο συνήθεις περιπτώσεις αυτού του μανδύα.



Σχήμα 3-8: Ενίσχυση υποστύλωματος με μανδύα ανοικτού τύπου και αγκύρωση συνδετήρων με διαμερή οπή και συγκόλληση (Σπυράκος, 2004)



Σχήμα 3-7: Ενίσχυση υποστύλωματος με μανδύα ανοικτού τύπου και αγκύρωση συνδετήρων με συγκόλληση σε γωνιακά βλητρωμένα στο υπάρχον στοιχείο (Σπυράκος, 2004)

Τέλος, το ελάχιστο πάχος του μανδύα θα πρέπει να είναι το λιγότερο 5cm για μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, 8-12cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με μία σειρά οπλισμών και 12cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δυο σειρές οπλισμών.

3.3.4.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με περίσφιξη

Η ενίσχυση των υποστυλωμάτων μπορεί να γίνει χωρίς να αυξηθεί η διατομή τους. Σε αυτή τη περίπτωση χρησιμοποιούνται επικολητές χαλύβδινες διατομές. Η πλέον διαδεδομένη τεχνική είναι αυτή με τη χρήση μεταλλικού κλωβού, που υλοποιείται με τη τοποθέτηση τεσσάρων μεταλλικών γωνιακών στις κορυφές του υφιστάμενου υποστυλώματος, τα οποία συσφίγγονται με ειδικά κλειδιά ώστε να επιτευχθεί η περίσφιξη. Η σύνδεση των γωνιακών με το υποστυλώμα μπορεί να γίνει με είτε με συγκόλληση είτε με χρήση κατάλληλων χημικώς πακτωμένων αγκυρίων. Πάνω στα γωνιακά συγκολλούνται οριζόντια μεταλλικά ελάσματα. Έτσι με κατάλληλη θέρμανση των ελασμάτων (200-400°C) μπορούμε να πετύχουμε τη σύσφιξη των γωνιακών μέσω της απόψυξης των ελασμάτων. Το κενό μεταξύ του μεταλλικού κλωβού και του υποστυλώματος καλύπτεται με χρήση μη συρρικνωμένης κονίας. Η διαμόρφωση της τελικής επιφάνειας γίνεται με χρήση ισχυρής τσιμεντοκονίας που οπλίζεται με δομικό πλέγμα. Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι σε κοντά υποστυλώματα ($h/d \leq 3$) μπορούν να χρησιμοποιηθούν πλήρη χαλύβδινα φύλλα, αντί για μεταλλικά ελάσματα. (Σπυράκος, 2004)

Κατασκευαστικές λεπτομέρειες: Με βάση πειραματικά αποτελέσματα έχει αποδειχθεί ότι η διατομή των γωνιακών πρέπει να είναι τουλάχιστον L50x5. Επίσης το πάχος των οριζόντιων μεταλλικών ελασμάτων είναι συνήθως ίδιο με των γωνιακών, ενώ το πλάτος τους κυμαίνεται μεταξύ 25 και 60mm. Η μεταξύ τους απόσταση d για διατομή $b \times h$ πρέπει:

$$d \leq \min(\min(b, h), 15cm) \quad (4)$$

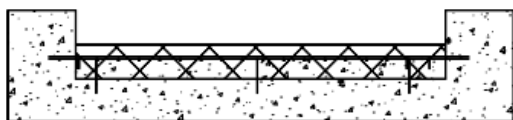
Επιπλέον, θα πρέπει να προσθέσουμε ότι ο μεταλλικός κλωβός μπορεί να αντικατασταθεί από επικολητά χαλύβδινα κολλάρα με πάχος 1-2mm εντός των οποίων εγκιβωτίζεται όλη η διατομή του ενισχυόμενου υποστυλώματος. Η απόδοση της περίσφιξης αυξάνει εφόσον τα μεταλλικά κολλάρα είναι προεντεταμένα.

3.3.5 Ενίσχυση τοιχωμάτων

Η ενίσχυση τοιχωμάτων γίνεται είτε με αύξηση της διατομής είτε με επιβολή εξωτερικής περίσφιξης. Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να συνυπολογίζονται η ιδιαίτερη συμπεριφορά των τοιχωμάτων στο σεισμό και οι γεωμετρικοί περιορισμοί που υπάρχουν.

3.3.6.1 Ενίσχυση τοιχωμάτων με αύξηση της διατομής

Η τεχνική αυτή αποτελεί τη πιο συνηθισμένη και αποδοτική μέθοδο ενίσχυσης τοιχωμάτων. Συνήθως οι μανδύες που κατασκευάζονται είναι ανοικτού τύπου σε αντίθεση με τα υποστυλώματα, όπου επιλέγεται συνήθως ο κλειστός τύπος μανδύα. Αυτό έχει να κάνει με το μεγάλο λόγο του μήκους του τοιχώματος ως προς το πλάτος του, που είναι μεγαλύτερος ή ίσος του τέσσερα. Για το λόγο αυτό συνήθως το τοίχωμα ενισχύεται διατμητικά με την αύξηση του πάχους του. Όσον αφορά τη καμπτική ενίσχυση του τοιχώματος, γίνεται με τη κατασκευή δυο κρυφοῦποστυλωμάτων. Στο σχήμα 3-10 παρουσιάζεται η διατμητική ενίσχυση τοιχώματος με κατασκευή ανοικτού μανδύα και στο σχήμα 3-9 η καμπτική ενίσχυση του τοιχώματος με κατασκευή κρυφοῦποστυλωμάτων. (Σπυράκος, 2004)



Σχήμα 3-10: Διατμητική ενίσχυση τοιχώματος με μανδύα ανοικτού τύπου(Σπυράκος, 2004)



Σχήμα 3-9: Καμπτική ενίσχυση τοιχώματος (Σπυράκος, 2004)

3.3.6.2 Ενίσχυση τοιχωμάτων με περίσφιξη

Η μέθοδος αυτή κατασκευαστικά δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες δυσκολίες αλλά γενικά δεν χρησιμοποιείται τόσο πολύ όσο η μέθοδος αύξησης της διατομής. Αυτό οφείλεται στο ότι η αποδοτικότητα της περίσφιξης μειώνεται λόγω του μεγάλου λόγου του μήκους του τοιχώματος ως προς το πλάτος του. Για τη μέθοδο της περίσφιξης χρησιμοποιείται η τεχνική του μεταλλικού κλωβού. Τα κύρια πλεονεκτήματα αυτής της τεχνικής είναι η αυξημένη ικανότητα παραλαβής τέμνουσας, αλλά και η χρήση της ως προσωρινής λύσης στη περίπτωση τοιχωμάτων που δεν μπορούν να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία λόγω βλαβών που έχουν υποστεί. Ο μεταλλικός κλωβός παραλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία αντικαθιστώντας έτσι τη λειτουργία του βλαμμένου τοιχώματος. Όταν χρησιμοποιείται ο μεταλλικός κλωβός μπορούμε να αυξήσουμε την απόδοση της περίσφιξης τοποθετώντας διαμπερές συνδέσμους σχήματος Π ή Ζ σε αποστάσεις της τάξης των 30cm μεταξύ τους, που ηλεκτροσυγκολλούνται στα αντιδιαμετρικά ελάσματα του κλωβού. (Σπυράκος, 2004)

3.3.6 Ενίσχυση δοκών

Η επιλογή της μεθόδου ενίσχυσης των δοκών εξαρτάται άμεσα από το στόχο που έχουμε θέσει. Με βάση τα αποτελέσματα της αποτίμησης εξάγονται σημαντικά συμπεράσματα για την καμπτική και διατμητική αντοχή των δοκών με βάση τις απαιτήσεις της εκάστοτε στάθμης επιτελεσματικότητας που έχει οριστεί. Ένας συνήθης λόγος που απαιτεί ενίσχυση των δοκών είναι η αύξηση των φορτίων που καλείται να παραλάβει η δοκός λόγω πιθανής αλλαγής χρήσης του κτιρίου. Γενικότερα, οι δοκοί ενισχύονται καμπτικά με:

- πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος
- προσθήκη νέων μεταλλικών μελών
- μείωση του ανοίγματος της δοκού
- προσθήκη κοχλιωμένου εφελκυσμένου οπλισμού
- προσθήκη επικολλητών χαλύβδινων ελασμάτων
- κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος (ενίσχυση τόσο καμπτική όσο και διατμητικά)

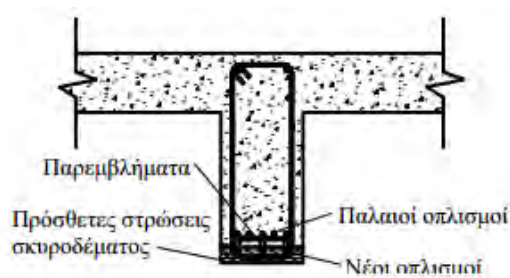
Όσον αφορά τη διατμητική ενίσχυση των δοκών, παρατηρούμε ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν παρόμοιες τεχνικές με αυτές της καμπτικής ενίσχυσης. Για παράδειγμα θα μπορούσαν να τοποθετηθούν μεταλλικά ελάσματα στις πλευρικές παρειές της δοκού και να συνδεθούν με τη δοκό μέσω κοχλιών που τη διαπερνούν εγκάρσια σε δυο τουλάχιστον θέσεις. Μια άλλη μέθοδος που εφαρμόζεται για την διατμητική ενίσχυση των δοκών είναι η προσθήκη νέων χαλύβδινων συνδετήρων που θα περισφίξουν τη δοκό εξωτερικά. Οι συνδετήρες μπορούν να τοποθετηθούν είτε κατακόρυφοι είτε υπό γωνία 45°. Ορισμένες δοκοί που παρουσιάζουν διατμητική ανεπάρκεια εμφανίζουν ρωγμές που ξεκινούν από την εσωτερική παρεία των στηρίξεων με κατεύθυνση προς το μέσον της δοκού. Έφόσον οι ρωγμές έχουν άνοιγμα

μεγαλύτερο από 0,5mm, ο μηχανισμός αλληλοεμπλοκής αδρανών μπορεί να μην είναι σε θέση να αποτρέψει τη σχετική ολίσθηση μεταξύ των παρεών των ρωγμών.' (Σπυράκος Κ, 2004) Σε αυτή τη περίπτωση η προσθήκη είτε πλευρικών ελασμάτων είτε εξωτερικών συνδετήρων δεν θα επαρκεί για την επισκευή της δοκού, καθώς απαιτείται η σύσφιξη των στοιχείων ενίσχυσης μέχρι αρνήσεως.

Κατασκευαστική περιγραφή για τη διατμητική ενίσχυση: Ζεύγη κοχλιών τοποθετούνται σε κάθε πλευρά της ρηγματωμένης δοκού και εντείνονται αποτρέποντας τη διάρρηξη του σκυροδέματος κατά μήκος της ρωγμής. Ο μηχανισμός των αδρανών που περιγράψαμε παραπάνω μπορεί να αποκατασταθεί και με ρητινενέσεις μέσα στις ρωγμές. (Σπυράκος, 2004)

3.3.6.1 Ενίσχυση σε κάμψη με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος

Η τεχνική αυτή γίνεται με προσθήκη νέων διαμήκων οπλισμών στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, οι οποίοι καλύπτονται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε όλο το πλάτος της δοκού και εφαρμόζεται σε δοκούς που αστοχούν καμπτικά. Το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι συνήθως 7-10cm, ενώ σε σπάνιες περιπτώσεις ενίσχυσης της θλιβόμενης ίνας χρησιμοποιείται έγχυτο σκυρόδεμα. Η ενίσχυση του κάτω πέλματος διακρίνεται στο σχήμα 3-11. Σημαντικό είναι να γίνεται αποφόρτιση πριν την ενίσχυση της δοκού στο μέγιστο βαθμό.



Σχήμα 3-11: Ενίσχυση κάτω πέλματος (Σπυράκος, 2004)

Παρατηρούμε στο Σχήμα 3-11 ότι η σύνδεση του παλιού με το νέο οπλισμό γίνεται με τη χρήση παρεμβλημάτων, τα οποία μπορεί να είναι καβίλιες (μεταλλικοί αποστατήρες) ή αναρτήρες. Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθούν μονότμητα ή δίτμητα βλήτρα, ειδικά όταν το πάχος της νέας στρώσης είναι μεγάλο. Πλεονέκτημα της δεύτερης σύνδεσης είναι ότι αποφεύγονται οι αρνητικές συνέπειες της ηλεκτροσυγκόλλησης στις ιδιότητες του χάλυβα. Σημαντικό σημείο της μεθόδου είναι η εκτράχυνση του πέλματος της δοκού μέχρι να αποκαλυφθούν τα αδρανή. Αυτό γίνεται είτε με υδροβολή είτε με ειδικό μηχανικό εξοπλισμό. Ένα ακόμα σημείο που πρέπει να προσεχθεί είναι η σωστή προετοιμασία της διεπιφάνειας για τη σύνδεση του παλιού με το νέο οπλισμό, ώστε να αποφευχθεί η αποκόλληση των πρόσθετων στρώσεων σκυροδέματος τη στιγμή που η ενισχυμένη δοκός θα κληθεί να παραλάβει τα επιπλέον φορτία. (Σπυράκος, 2004)

Όσον αφορά τα μειονεκτήματα της μεθόδου αυτά είναι τα εξής:

- Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται για τη προσθήκη των νέων στρώσεων υπόκειται σε **συστολή ξήρανσης**, ενώ οι διαστάσεις του αρχικού στοιχείου παραμένουν σταθερές. Αυτό δημιουργεί στη διεπιφάνεια εφελκυστικές τάσεις διότι το παλιό και το νέο στοιχείο συνδέονται και λειτουργούν σαν ενιαία διατομή. Σε περίπτωση που αυτές οι τάσεις είναι σημαντικές τότε προκαλείται είτε ρηγμάτωση του προστιθέμενου στοιχείου

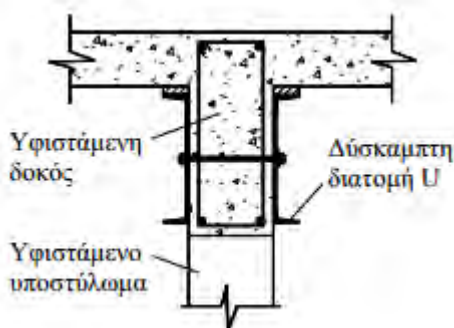
είτε αποκόλλησή του από την υφιστάμενη διατομή. Αυτό μπορεί να αντιμετωπιστεί με τη χρήση σκυροδέματος από κατάλληλα χημικά πρόσθετα ή με την αντικατάσταση του σκυροδέματος με μη συρρικνωμένη κονία.

- Ο νέος οπλισμός και τα βλήτρα που βρίσκονται σε επαφή με το παλιό σκυρόδεμα μπορούν να διαβρωθούν λόγω ηλεκτροχημικής διάβρωσης του σκυροδέματος αυτού. (Σπυράκος, 2004)

3.3.6.2 Ενίσχυση με προσθήκη νέων μεταλλικών μελών

Η μέθοδος αυτή είναι τόσο οικονομική όσο και αποδοτική και προτιμάται ιδιαίτερα για την ενίσχυση δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα μεταλλικά μέλη μπορούν να τοποθετηθούν είτε μεταξύ των υφιστάμενων δοκών είτε σε επαφή με τις πλευρικές παρειές της ανάλογα με την αντοχή της υπερκείμενης πλάκας και είναι πάχους 1-5mm. Στη πρώτη περίπτωση το κύριο πλεονέκτημα είναι η μείωση του ανοίγματος της πλάκας κάτι που αυξάνει αρκετά τη φέρουσα ικανότητα τόσο της πλάκας όσο και των δοκών. Στη δεύτερη περίπτωση το κύριο πλεονέκτημα είναι ότι δημιουργείται μια σύμμεκτη διατομή ισχυρότερη και πιο άκαμπτη από την αρχική. Η σωστή εφαρμογή της μεθόδου απαιτεί την ανύψωση της πλάκας με γρούλους ώστε να αναιρεθούν οι παραμορφώσεις που έχουν προκύψει από τα φορτία βαρύτητας και στη συνέχεια να τοποθετηθούν τα νέα μεταλλικά μέλη. Πρακτικά αυτό όμως δεν ωφελεί ιδιαίτερα και είναι αρκετά επίπονο.

Στη τοποθέτηση νέων μεταλλικών μελών στις πλευρικές παρειές της δοκού χρησιμοποιούνται διατομές U. Παρατηρούμε στο Σχήμα 3-12 ότι για να συμμετέχουν σαν μια διατομή οι τρεις δοκοί συνδέονται μεταξύ τους με αγκύρια που διαπερνούν το σώμα της δοκού και κοχλιώνονται στα νέα μέλη που προσθέσαμε.



Σχήμα 3-12: Ενίσχυση δοκού με διατομή U (Σπυράκος, 2004)

Γενικότερα η χρήση δύσκαμπτων διατομών U έχει ως μειονέκτημα το μεγάλο βάρος και έχοντας υπόψιν ότι η δυσκαμψία του νέου μέλους δεν χρειάζεται να είναι παρόμοια με του υφιστάμενου μέλους από σκυρόδεμα είναι προτιμότερο να χρησιμοποιούνται εύκαμπτες διατομές U, οι οποίες ανακουφίζουν εν μέρει τα υφιστάμενα μέλη από μέρος των φορτίων που παραλαμβάνουν.

Τέλος, πρέπει να τονιστεί ότι σε περιπτώσεις που η ενισχυμένη δοκός έχει αυξημένες απαιτήσεις πυροπροστασίας, που λόγοι αισθητικής επιβάλλουν τη παρουσία σκυροδέματος ή που το κόστος μεταφοράς του χάλυβα προκύπτει μεγαλύτερο από το κόστος κατασκευής επί τόπου του σκυροδέματος τότε επιλέγεται η πρώτη τεχνική που μελετήθηκε, δηλαδή η προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος στην εφελκόμενη παρειά της δοκού. (Σπυράκος Κ, 2004) (Σιδέρης, Δομικοί έλεγχοι)

3.3.6.3 Ενίσχυση με μείωση του ανοίγματος δοκού

Όταν εντοπίζουμε δοκούς που αστοχούν καμπτικά η λύση που προτείνεται είναι η μείωση του ανοίγματος των δοκών και με τη προϋπόθεση ότι βρίσκονται στο ισόγειο του κτιρίου αυτό μπορεί να γίνει με προσθήκη νέων υποστυλωμάτων. Αυτή η λύση, όμως, είναι απαγορευτική αν αναλογιστούμε την ανάγκη θεμελίωσης των νέων μελών που συνεπάγεται την ανάγκη απομάκρυνσης τμήματος της πλάκας ισογείου λόγω του μεγάλου κόστους. Επίσης έχουμε αναφέρει παραπάνω ότι η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων μεταβάλλουν εξ' ολοκλήρου το στατικό σύστημα του κτιρίου γι' αυτό και καλό είναι να αποφεύγεται. Η λύση που προτιμάται είναι η τοποθέτηση διαγώνιων συνδέσμων (σχήμα 3-13) από τη βάση των υφιστάμενων υποστυλωμάτων έως κάποιο σημείο της κάτω παρειάς της υφιστάμενης δοκού. Κατασκευαστικά πρέπει να επισημάνουμε ότι οι θέσεις των συνδέσεων θα είναι υπό θλίψη κάτι που πρέπει να προσεχθεί, γι' αυτό και η τοποθέτηση ζεύγους χαλύβδινων αγκυρίων κρίνεται επαρκής για την αγκύρωση των νέων μελών στα υφιστάμενα. Με τη χρήση των διαγώνιων συνδέσμων τα φορτία μεταφέρονται στη βάση των υποστυλωμάτων όπου μπορούν εύκολα να παραληφθούν από την υποκείμενη πλάκα. (Σπυράκος, 2004)



Σχήμα 3-13: Μείωση ανοίγματος δοκού με προσθήκη διαγώνιων συνδέσμων (Σιδέρης, Δομικοί έλεγχοι)

3.3.6.4 Ενίσχυση με προσθήκη κοχλιωμένου εφελκυσμένου οπλισμού

Η καμπτική ενίσχυση της δοκού μπορεί να γίνει με τη χρήση χαλύβδινων ελασμάτων ή και συγκολλητών μεταλλικών διατομών που κοχλιώνονται στη δοκό. Στη περίπτωση που το εμβαδόν του απαιτούμενου πρόσθετου οπλισμού είναι μεγάλο, τότε επιλέγεται η χρήση χαλύβδινου ελάσματος μορφής Π. Όσον αφορά τη τοποθέτηση των κοχλιών επισημαίνεται ότι το μέγεθος και η απόσταση μεταξύ των κοχλιών και της υφιστάμενης δοκού εξαρτώνται από το μέγεθος των φορτίων σχεδιασμού που θα μεταβιβαστούν από τα μεταλλικά στοιχεία στο σκυρόδεμα στις θέσεις των συνδέσεων. Επίσης η θέση που θα διανοιχτεί η οπή τοποθέτησης του κοχλία χρίζει ιδιαίτερης προσοχής καθώς συνιστάται η διάνοιξη της οπής σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερη απόσταση από τον άξονα του διαμήκους οπλισμού.

Μία τροποποίηση της μεθόδου θα μπορούσε να είναι η σύνδεση των μεταλλικών ελασμάτων στη κάτω παρειά της δοκού με χρήση κατακόρυφων χημικώς πακτωμένων αγκυρίων. Σημαντικό σημείο της τεχνικής αυτής είναι ο προσεχτικός εντοπισμός των διαμήκων ράβδων οπλισμού, ώστε κατά τη διάνοιξη των οπών να μην προκληθεί βλάβη σε αυτές.

Άλλη τροποποίηση της μεθόδου θα μπορούσε να είναι η προσθήκη δυο ελασμάτων, ενός στη κάτω και ενός στη πάνω παρειά της δοκού που θα συνδέονται μεταξύ τους μέσω κοχλιών που θα διαπερνούν κάθετα όλο το ύψος της δοκού. Αυτό γίνεται σε δοκούς με μεγάλη καμπτική

ανεπάρκεια. Κύριο μειονέκτημα της τεχνικής είναι η δυσκολία διάνοιξης των οπών καθ' ύψος της δοκού και η ανάγκη επικάλυψης της επιφάνειας της πλάκας πάνω από τη δοκό ώστε να καλυφθούν τόσο το άνω έλασμα όσο και τα αγκύριά του.

Γενικότερα, η μέθοδος επιφέρει αύξηση τόσο στην αντοχή όσο και στη δυσκαμψία της δοκού. Επίσης επισημαίνεται ότι αν κατά τον ανασχεδιασμό της δοκού προκύψει ανάγκη αύξησης του εφελκόμενου οπλισμού της, τότε η λύση θα είναι η χρήση πολλών κοχλιών με μεγάλο μέγεθος κάτι που θα είναι μη ρεαλιστικό. Σε αυτές τις περιπτώσεις χρησιμοποιείται κάποια άλλη μέθοδος ενίσχυσης. (Σπυράκος, 2004)

3.3.6.5 Ενίσχυση με προσθήκη επικολλητών χαλύβδινων ελασμάτων

Στη προηγούμενη τεχνική μελετήσαμε τη σύνδεση χαλύβδινων ελασμάτων με κοχλίες. Αντί για κοχλίες μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε εποξική κόλλα για την αύξηση της καμπτικής αντοχής της δοκού. Αυτή η τεχνική είναι πιο εύκολη από τη διάνοιξη οπών και πιο γρήγορη ώστε να μην δημιουργείται όχληση στους ενοίκους. Επίσης, έχει ως αποτέλεσμα τόσο την αύξηση της καμπτικής αντοχής όσο και την αύξηση της καμπτικής δυσκαμψίας. Σημαντικοί παράγοντες για τη σωστή εφαρμογή της μεθόδου είναι:

- Η κατάλληλη προετοιμασία της επιφάνειας του σκυροδέματος στην οποία θα τοποθετηθεί η κόλλα. Η προετοιμασία της επιφάνειας περιλαμβάνει εκτράχυνση και απομάκρυνση της επιφανειακής στρώσης σκυροδέματος, ειδικά αν εντοπίζονται ίχνη ενανθράκωσης. Αυτό γίνεται είτε με χρήση υδροβολής είτε με ειδικό μηχανικό εξοπλισμό.
- Η αντοχή συνάφειας της κόλλας πρέπει να είναι η ίδια με αυτή του σκυροδέματος. Επίσης πρέπει να επιλέγεται η κατάλληλη κόλλα συναρτήσει των περιβαλλοντικών συνθηκών του έργου.
- Το κατάλληλο μήκος και πλάτος του χαλύβδινου ελάσματος, ώστε να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία του με αποτέλεσμα την αποκόλλησή του από τη δοκό. (Σπυράκος, 2004)

Κατασκευαστικές λεπτομέρειες:

A) Η τοποθέτηση της εποξικής κόλλας μπορεί να γίνει είτε με ρητινέωση είτε με επάλειψη και στις δυο επιφάνειες που πρόκειται να συγκολληθούν.

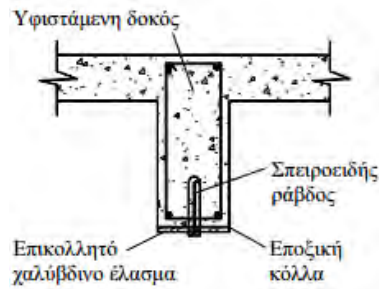
B) Η σύνδεση της δοκού με το χαλύβδινο έλασμα συνήθως απαιτεί την άσκηση πίεσης, ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή αντοχή της κόλλας.

Γ) Η ανάρτηση του ελάσματος και η παροχή πρόσθετης διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια μπορούν να γίνουν με τη χρήση σπειροειδών ράβδων όπως φαίνεται στο σχήμα 13.

Δ) Το πάχος των ελασμάτων δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από τα 4mm ή από το 2% του πλάτους του ελάσματος.

Ε) Η αγκύρωση των ελασμάτων γίνεται στα σημεία μηδενισμού του διαγράμματος ροπών και σε ικανή απόσταση από τη θέση μέγιστων ροπών. Το μήκος αγκύρωσης υπολογίζεται από τη σχέση(5):

$$l_b = \max\left(200\text{mm}, \frac{140}{b_l}, 200 \cdot t_l\right) \quad (5)$$



Σχήμα 3-14: Ενίσχυση δοκού με επικολητικό χαλύβδινο έλασμα (Σπυράκος, 2004)

Οι κυριότερες αδυναμίες της τεχνικής αυτής είναι:

- Οι υψηλές συγκεντρωμένες τάσεις στη περιοχή αγκύρωσης των άκρων των ελασμάτων. Αυτό μπορεί να προκαλέσει απόσχιση στη γειτονική προς το έλασμα περιοχή σκυροδέματος. Γι' αυτό πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκές μήκος αγκύρωσης του ελάσματος και να ελέγχονται οι συγκεντρώσεις τόσο των καμπτικών όσο και των διατμητικών τάσεων στα άκρα.
- Ο κίνδυνος διάβρωσης του χάλυβα στη περιοχή της διεπιφάνειας με το σκυρόδεμα. Η λύση της αντιδιαβρωτικής βαφής περισσότερο διογκώνει τα προβλήματα λόγω της χημικής αλληλεπίδρασής της με την εποξική κόλλα.
- Η χρήση εποξικής κόλλας κάτω από υψηλές θερμοκρασίες, κάτι που προκαλεί τη μείωση της αντοχής της. (Σπυράκος, 2004)

3.3.6.6 Ενίσχυση με κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος

Η μέθοδος αυτή ενισχύει τόσο καμπτικά όσο και διατμητικά μια ανεπαρκή δοκό. Όπως είδαμε και στα υποστυλώματα, πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα τοποθετούνται νέοι διαμήκεις οπλισμοί καθ' όλο το μήκος της δοκού στην εφελκόμενη παρειά και νέος εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες) περιμετρικά του μέλους. Σε περιπτώσεις που δεν μπορεί να γίνει θραύση της υπερκείμενης πλάκας έτσι ώστε να κατασκευαστεί κλειστός μανδύας, επιλέγεται η κατασκευή ανοικτού μανδύα. Τέλος, για τη κατασκευή του χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή έγχυτο και θα πρέπει να εξασφαλιστεί η επαρκής αγκύρωση των συνδετήρων. (Σπυράκος, 2004)

3.4 Χρήση Σύνθετων Υλικών

Η ραγδαία αύξηση της τεχνολογίας έδωσε την ευκαιρία στο Πολιτικό Μηχανικό να χρησιμοποιήσει προϊόντα από υλικά εντελώς διαφορετικά απ' ότι τα συμβατικά. Μεταξύ των προϊόντων αυτών είναι τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (Fiber Reinforced Polymer), τα οποία κατασκευάζονται από 'υφάσματα' από ινώδη οπλισμένα πολυμερή εμποτισμένα με εποξικές ρητίνες. Το προϊόν αυτό έχει πολύ υψηλή εφελκυστική αντοχή. Αυτό οφείλεται στη μικρή διάμετρο των ινών, σε σχέση με το μήκος τους, που επιτρέπει την πιο αποτελεσματική ενεργοποίηση των μηχανικών ιδιοτήτων του υλικού και μεγαλύτερη ικανότητα μεταφοράς φορτίων, με τη προϋπόθεση ότι θα χρησιμοποιηθεί ένα υλικό εμβάπτισης που θα επιτρέπει τη συνεργασία των ινών (Δρίτσος, Αλεξανδρούπολη 2006).

Τα σύνθετα υλικά χρησιμοποιούνται για:

- Ενίσχυση υποστρωμάτων με μανδύα και ενίσχυση κόμβων δοκού – υποστυλώματος.
- Έλεγχος ρηγματώσεως και συρραφή ρωγμών.
- Αύξηση της αντοχής σε κάμψη και τέμνουσα.
- Παθητική περίσφιξη για βελτιστοποίηση της ικανότητας ανάληψης σεισμικών φορτίων.

Στη συνέχεια θα γίνει αναφορά στα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της μεθόδου.

ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑ

- Μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο. Ελάχιστη όχληση στους χρήστες.
- Απλή εφαρμογή της μεθόδου.
- Αμετάβλητες διαστάσεις του υπό ενίσχυση μέλους λόγω του μικρού πάχους των σύνθετων υλικών.
- Μικρό βάρος σύνθετων υλικών.
- Μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν.
- Αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά αμετάβλητα. (Σπυράκος, 2004)

ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑ

- Έλλειψη ολκιμότητας.
- Είναι ευαίσθητα σε περιβαλλοντικές δράσεις όπως οι αυξομειώσεις της θερμοκρασίας.
- Χαμηλή αντίσταση σε μέτριες και υψηλές θερμοκρασίες. Άνω των 60°C η ρητίνη αλλοιώνεται. Άνω των 250°C αναφλέγεται.
- Όταν τα υλικά βρίσκονται σε μόνιμη τάση, η εφελκυστική τους αντοχή μειώνεται σημαντικά. (Δρίτσος, 2006)

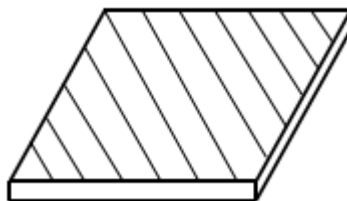
3.4.1 Κατηγορίες σύνθετων υλικών

Ανάλογα με το συνδυασμό των υλικών, τα συνθετικά υλικά διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- Σύνθετα υλικά ινών που αποτελούνται από ίνες εμποτισμένες σε ρητίνη ή μη.
- Σύνθετα υλικά στρωμάτων που αποτελούνται από επίπεδα διαφόρων υλικών.
- Σύνθετα υλικά σωματιδίων που αποτελούνται από σωματίδια διαφόρων υλικών σε ένα σώμα. (Σπυράκος, 2004)

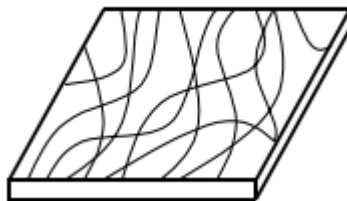
Παρατηρώντας τα Σχήματα 3-15 και 3-16 διακρίνονται δυο γενικές κατηγορίες σύνθετων υλικών συναρτήσει του προσανατολισμού των ινών που είναι:

- **Προσανατολισμένα:** Οι ίνες είναι συνεχείς και έχουν όλες την ίδια διεύθυνση.



Σχήμα 3-15: Προσανατολισμένο σύνθετο υλικό (Σπυράκος, 2004)

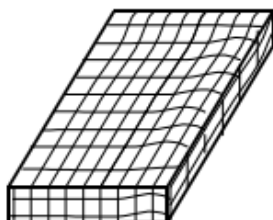
- **Μη προσανατολισμένα:** Οι ίνες είναι τυχαία τοποθετημένες στο συνδετικό υλικό.



Σχήμα 3-16: Μη προσανατολισμένο σύνθετο υλικό (Σπυράκος, 2004)

Ανάλογα με τις ανάγκες κάθε εφαρμογής αλλάζει ο τρόπος τοποθέτησης των ινών των σύνθετων υλικών. Έτσι διακρίνονται τέσσερις βασικές κατηγορίες που είναι:

- **Πλεκτών ινών** → αποτελούν συνεχές σώμα χωρίς επιμέρους στρώματα με αποτέλεσμα να μην υπάρχουν πιθανότητες αποκόλλησης. Παρουσιάζουν μειωμένη αντοχή λόγω της μεγάλης συγκέντρωσης τάσεων, αλλά και της χρήσης υψηλού ποσοστού ρητίνης.



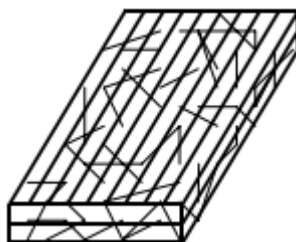
Σχήμα 3-17: Σύνθετο υλικό κατηγορίας πλεκτών ινών (Σπυράκος, 2004)

- **Ασυνεχών ινών** → έχουν κοντές διάσπαρτες ίνες μέσα στο συνδετικό υλικό. Παρουσιάζουν κατώτερες μηχανικές ιδιότητες από ότι τα αντίστοιχα με τις συνεχείς ίνες.



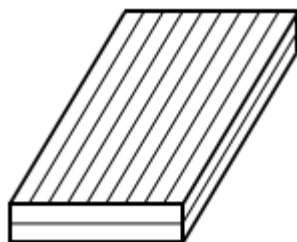
Σχήμα 3-18: Σύνθετο υλικό κατηγορίας ασυνεχών ινών (Σπυράκος, 2004)

- **Υβριδικά** → αποτελούνται είτε από συνεχείς και ασυνεχείς ίνες είτε από περισσότερους του ενός τύπου ινών.



Σχήμα 3-19: Σύνθετο υλικό κατηγορίας υβριδικών (Σπυράκος, 2004)

- **Συνεχών ινών** → στρώματα συνεχών ινών – ρητίνης τοποθετούνται στην επιθυμητή διεύθυνση και συνδέονται ώστε να συμπεριφέρονται σαν ένα σώμα. Παρουσιάζουν μεν μεγάλη αντοχή αλλά είναι πιθανή η αποκόλληση των στρωμάτων.



Σχήμα 3-20: Σύνθετο υλικό κατηγορίας συνεχών ινών (Σπυράκος, 2004)

Συνήθως χρησιμοποιούνται τα προσανατολισμένα σύνθετα υλικά συνεχών ινών, τα οποία λόγω του προσανατολισμού των ινών συμπεριφέρονται ανισοτροπικά όπως και το οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό δίνει τη δυνατότητα ενίσχυσης στο μελετητή στη διεύθυνση του μέλους που χρειάζεται (συγκέντρωση υψηλών τάσεων κατά τη μια διεύθυνση του μέλους) τοποθετώντας τις ίνες παράλληλα προς αυτή τη διεύθυνση. (Σπυράκος, 2004)

3.4.2 Ιδιότητες σύνθετων υλικών

Οι τυπικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών είναι:

- Χαμηλό ειδικό βάρος.
- Υψηλός λόγος αντοχής προς βάρος.
- Υψηλό λόγο μέτρου ελαστικότητας προς βάρος.
- Εξαιρετικά ανθεκτικά σε ηλεκτροχημική διάβρωση.
- Παρουσιάζουν σχεδόν γραμμική καμπύλη έντασης – παραμόρφωσης έως την αστοχία τους.
- Η συμπεριφορά τους καθορίζεται από τη συμπεριφορά των ινών, οι οποίες αποτελούν το κύριο μέσο μεταφοράς των φορτίων. Γι' αυτό πολύ σπάνια τα ινοπλισμένα πολυμερή εμφανίζουν πλαστική παραμόρφωση ή διαρροή. Η τυπική μορφή αστοχίας είναι η θραύση. (Σπυράκος, 2004)

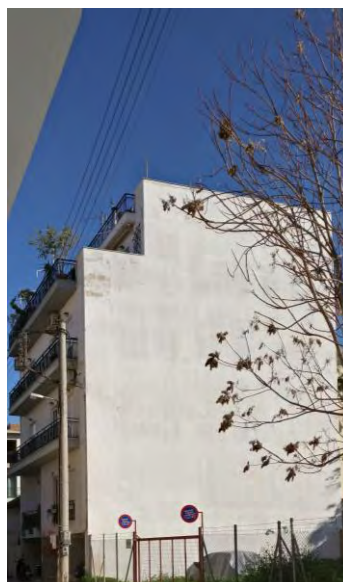
Κεφάλαιο 4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

4.1. Γενικά – ιστορικά στοιχεία κτιρίου

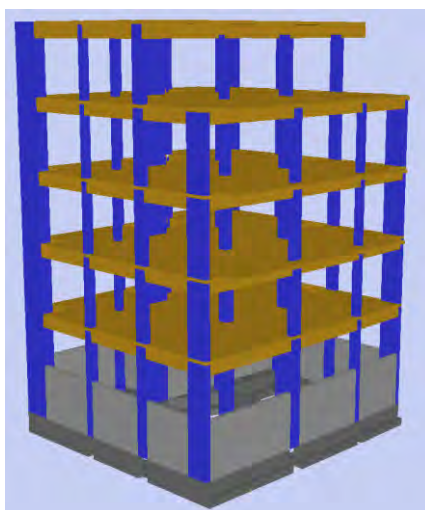
Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας γίνεται αποτίμηση και ενίσχυση πενταώροφου κτιρίου με τμήμα υπογείου που βρίσκεται στη πόλη της Πάτρας του Νομού Αχαΐας. Το κτίριο κατασκευάστηκε το Μάρτιο του 1980 σύμφωνα με το κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Το κτίριο που μελετάται χρησιμοποιείται ως κατοικία από τότε που κατασκευάστηκε. Επίσης, δεν έχει παρουσιάσει εμφανείς βλάβες από κάποιο σεισμό, αλλά κρίθηκε απαραίτητη η μελέτη αποτίμησής του βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ και η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του λόγω της παλαιότητάς του και επειδή η Πάτρα είναι μια από τις πιο σειсмоγενείς πόλεις της Ελλάδας. Η μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης έγινε με το πρόγραμμα Fespa V15 της LH Λογισμική.



Σχήμα 4-1: Πρόσοψη κτιρίου



Σχήμα 4-2: Πλάγια όψη



Σχήμα 4-3: Τρισδιάστατο προσομοίωμα στο Fespa

4.2. Διαδικασία Αποτίμησης του κτιρίου

Η μελέτη της ενίσχυσης ενός υφιστάμενου κτιρίου προϋποθέτει τη διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου και την επισήμανση των βλαβών του κάθε δομικού μέλους. Στη μελέτη ενίσχυσης του υφιστάμενου κτιρίου η γενική ακολουθία των βημάτων ήταν η εξής:

- 1) Εισαγωγή στο Fespa του προσομοιώματος της κατασκευής.
- 2) Επίλυση και όπλιση του προσομοιώματος με τον ισχύοντα κανονισμό κατά το χρόνο κατασκευής, ώστε να προκύψουν οπλισμοί οι οποίοι να μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως βάση εργασίας για να διευκολυνθεί η εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών στο μοντέλο. (LH Λογισμική, 2013)
- 3) Τροποποίηση των οπλισμών που προέκυψαν από τη διαστασιολόγηση και εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών.
- 4) Ορίζονται ως κανονισμοί ο Ευρωκώδικας 2 και ο Ευρωκώδικας 8 ως κανονισμός σκυροδέματος και ως αντισεισμικός κανονισμός αντίστοιχα.
- 5) Προσδιορίζονται τα παρακάτω στοιχεία:
 - Σεισμικά στοιχεία στο φάσμα.
 - Ιδιότητες νέων υλικών.
 - Χαρακτηρισμός ως υφιστάμενα των δομικών στοιχείων του κτιρίου.
 - Επιλογή στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων του κτιρίου.
 - Ρύθμιση χαρακτηριστικών της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover).
 - Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας και σεισμικής απαίτησης που αντιστοιχεί σ' αυτήν.
- 6) Επιλύσεις ώστε να προκύψουν η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, η στοχευόμενη μετακίνηση και οι συντελεστές επάρκειας κάθε μέλους για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας.
- 7) Αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και για το κτίριο συνολικά και για κάθε δομικό στοιχείο.
- 8) Εφαρμογή ενισχύσεων στη κατασκευή και επανάληψη επιλύσεων έως ότου λυθούν τα προβλήματα που είχαν προκύψει κατά την αρχική επίλυση αποτίμησης.
- 9) Σύγκριση των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν από την αρχική επίλυση αποτίμησης και από τις επιλύσεις που περιέχουν τις τελικές μεθόδους ενίσχυσης της κατασκευής.

Στην εργασία αυτή η μια μέθοδος ενίσχυσης περιλαμβάνει τοιχωματοποίηση πλαισίων, επομένως θα ήθελα να προσθέσω ότι στη περίπτωση αυτή μεταξύ του βήματος 7 και 8 εισάγονται ορισμένες τοιχοπληρώσεις ώστε να αξιολογηθεί η συμπεριφορά της κατασκευής.

4.3. Περιγραφή υφιστάμενου κτιρίου

Το κτίριο που μελετάται είναι μια πενταώροφη οικοδομή με τμήμα υπογείου και πυλωτή. Είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα και έχει διαστάσεις 13,00x11,50m. Το σχήμα του είναι παράγωνο και ο τυπικός όροφος έχει εμβαδόν 151,1m², ενώ ο 4^{ος} όροφος έχει εμβαδόν 118,95m². Τυπικοί όροφοι είναι ο 1^{ος}, ο 2^{ος} και ο 3^{ος}. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα εξής:

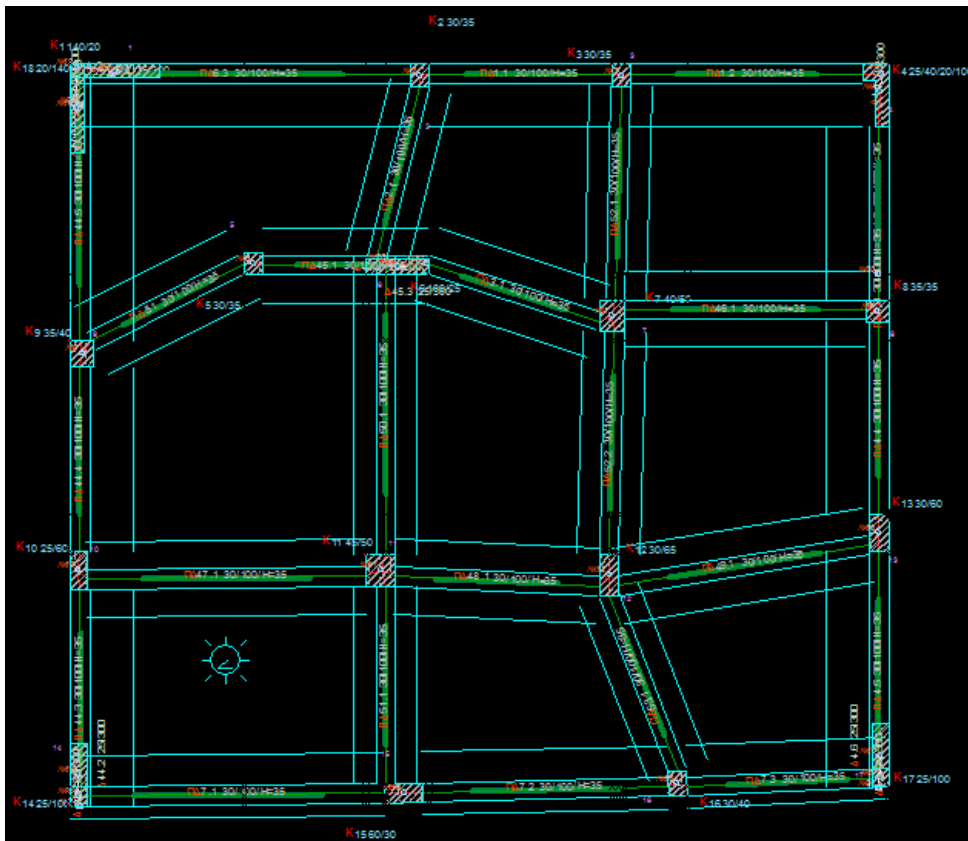
- Στάθμες κτιρίου.
- Υλικά του κτιρίου.
- Σεισμικά χαρακτηριστικά κτιρίου.
- Χαρακτηριστικά εδάφους.
- Φορτία κτιρίου.
- Χαρακτηριστικά προσομοίωσης δομικών μελών.

4.3.1 Στάθμες κτιρίου

Έχοντας ως βάση τα εγκεκριμένα κατασκευαστικά σχέδια έγινε εισαγωγή των γεωμετρικών δεδομένων κάθε στάθμης του κτιρίου στο στατικό πρόγραμμα Fespa για τη κατάλληλη προσομοίωσή του. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι στάθμες του κτιρίου τόσο από το προσομοίωμα του στατικού προγράμματος Fespa όσο και από τα εγκεκριμένα κατασκευαστικά σχέδια της κατασκευής (Παράρτημα Α).

4.3.1.1 Στάθμη θεμελίωσης

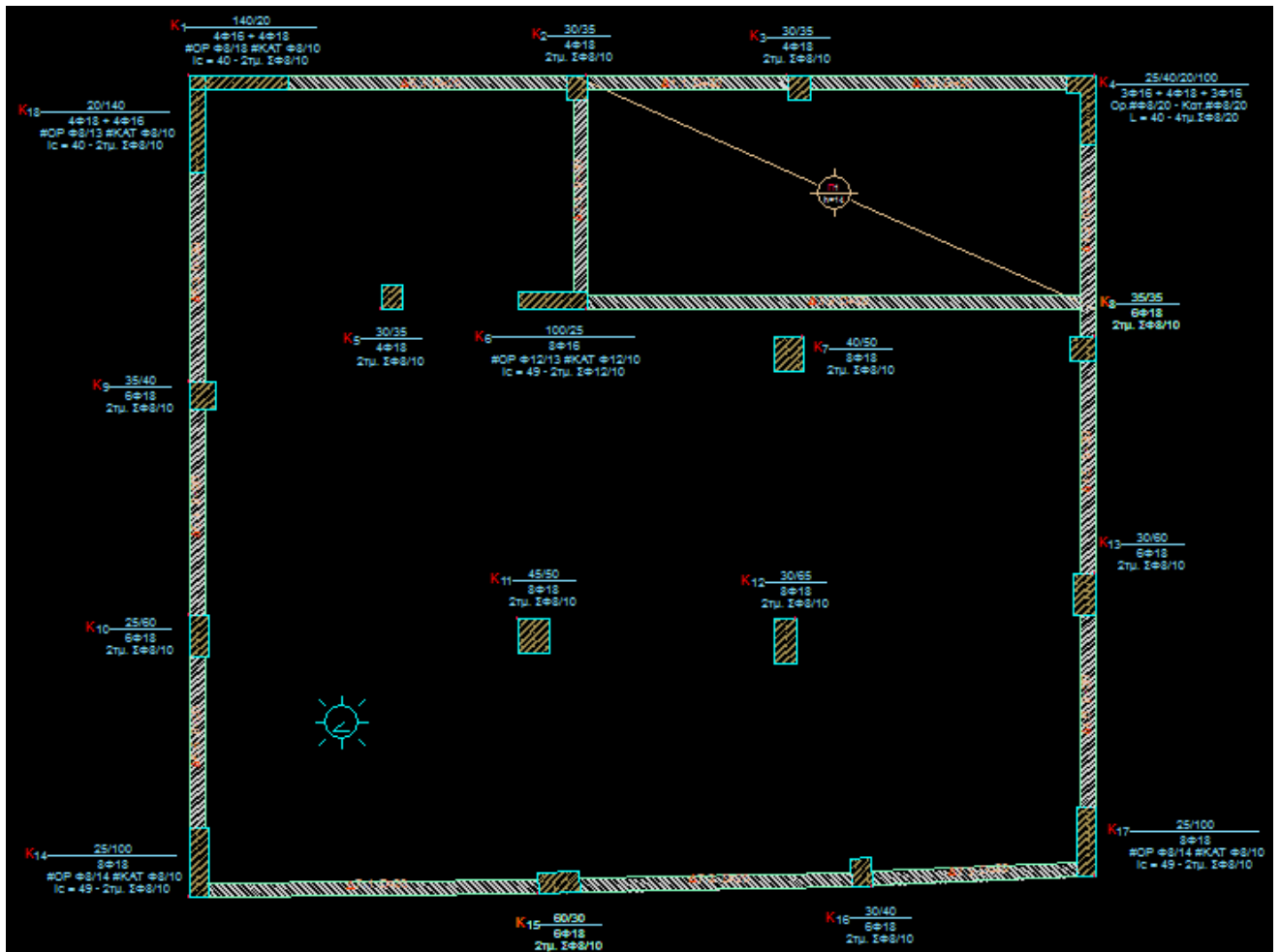
Η θεμελίωση του κτιρίου έγινε σε βάθος 3,50m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους και είναι στην ίδια στάθμη. Αποτελείται από πεδιλοδοκούς με ύψος 1m και πλάτος κορμού $b_w = 0,30m$. Στο σχήμα 4-4 παρατίθεται ο ξυλότυπος θεμελίωσης:



Σχήμα 4-4: Ξυλότυπος θεμελίωσης - Στάθμη -1

4.3.1.2 Στάθμη 0 (Οροφή υπογείου)

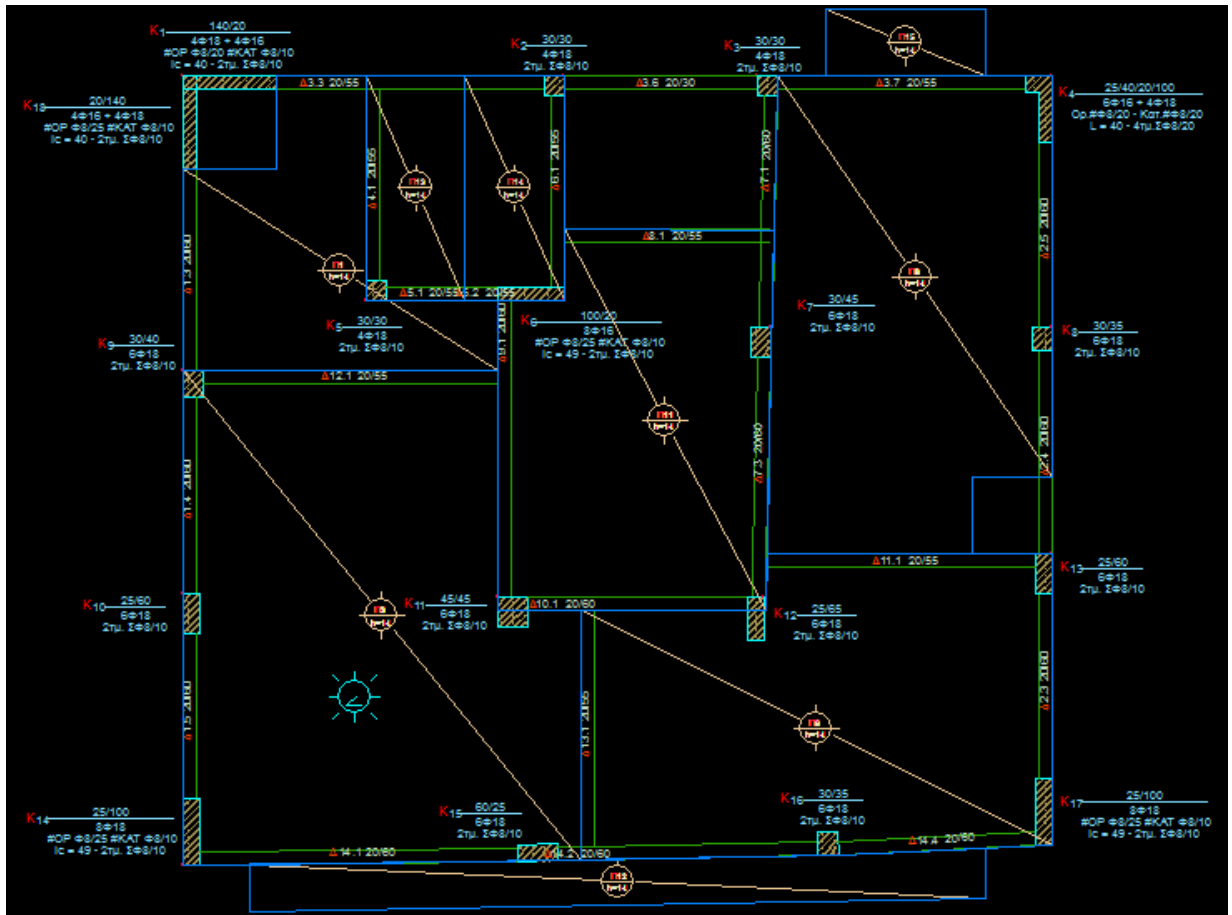
Η στάθμη οροφής υπογείου βρίσκεται σε υψόμετρο 0,00m από την επιφάνεια του εδάφους. Ο χώρος του υπογείου χρησιμοποιείται ως λεβητοστάσιο και βασικό του χαρακτηριστικό είναι ότι περιβάλλεται περιμετρικά από τοιχώματα πάχους $b_w = 0,20m$ κάτι που σε συνδυασμό με το ότι περιβάλλεται από χωμάτινες γαίες το κάνει πολύ δύσκαμπτο και δύστροπο. Η οροφή του υπογείου είναι η πυλωτή του κτιρίου που χρησιμοποιείται για θέσεις parking των ενοίκων. Ο ξυλότυπος οροφής υπογείου παρουσιάζεται στο Σχήμα 4-5:



Σχήμα 4-5: Ξυλότυπος οροφής υπογείου - στάθμη 0

4.3.1.4 Στάθμη 2 (Οροφή 1^{ου} ορόφου)

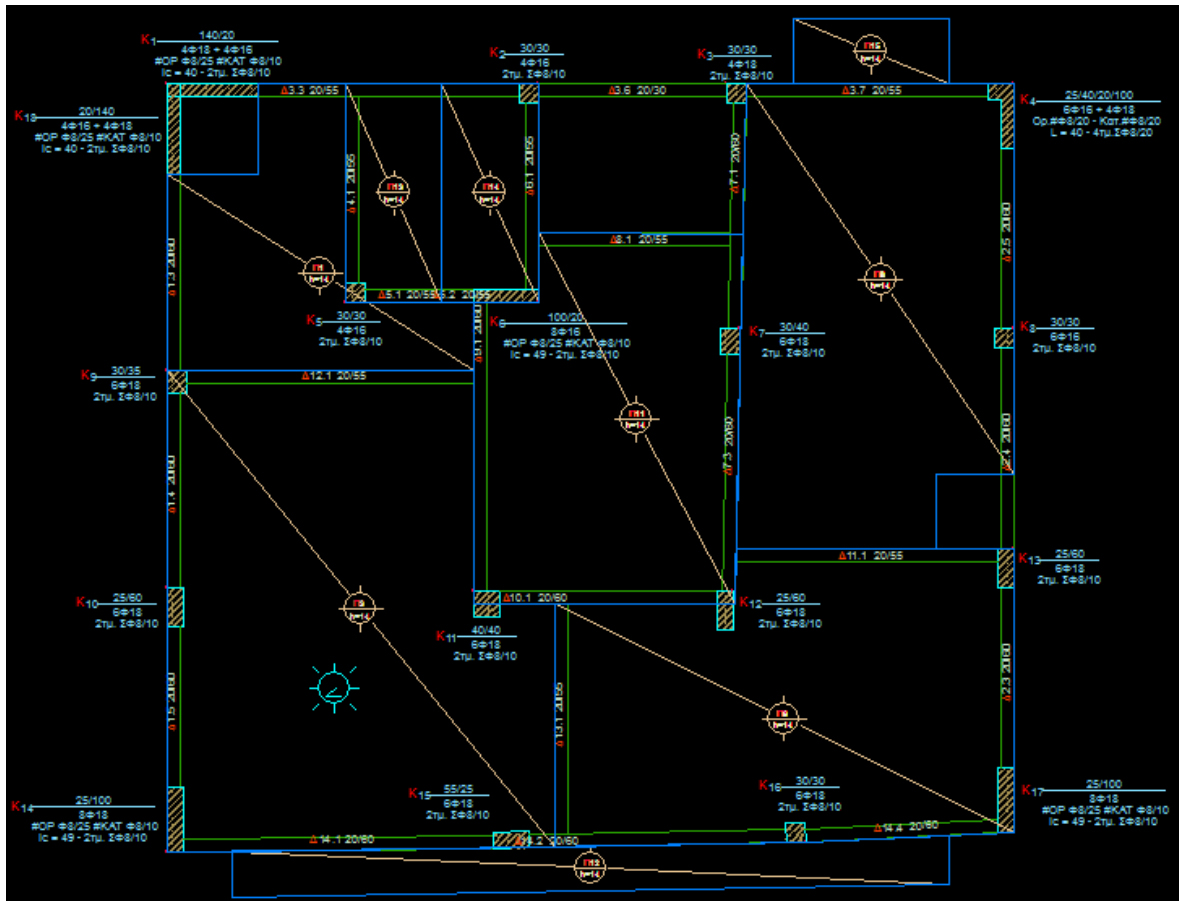
Η στάθμη αυτή βρίσκεται σε ύψος 5,60m από τη στάθμη του εδάφους. Χρησιμοποιείται ως κατοικία από τους χρήστες του κτιρίου και παρατηρείται η απομείωση των διατομών ορισμένων υποστυλωμάτων. Οι περισσότερες δοκοί έχουν ύψος 0,55m ή 0,60m και πλάτος $b = 0,20m$ και οι πλάκες έχουν πάχος 0,14m. Παρατηρούμε την ύπαρξη τουλάχιστον δύο τοιχωμάτων ανά κατεύθυνση και τη πλαισιακή λειτουργία στη περίμετρο, κάτι που στο εσωτερικό δεν ισχύει απόλυτα λόγω της σύνδεσης δοκού με δοκό σε πολλά σημεία. Ο ξυλότυπος οροφής 1^{ου} ορόφου παρουσιάζεται στο Σχήμα 4-7:



Σχήμα 4-7: Ξυλότυπος οροφής 1ου ορόφου - στάθμη 2

4.3.1.5 Στάθμη 3 (Οροφή 2^{ου} ορόφου)

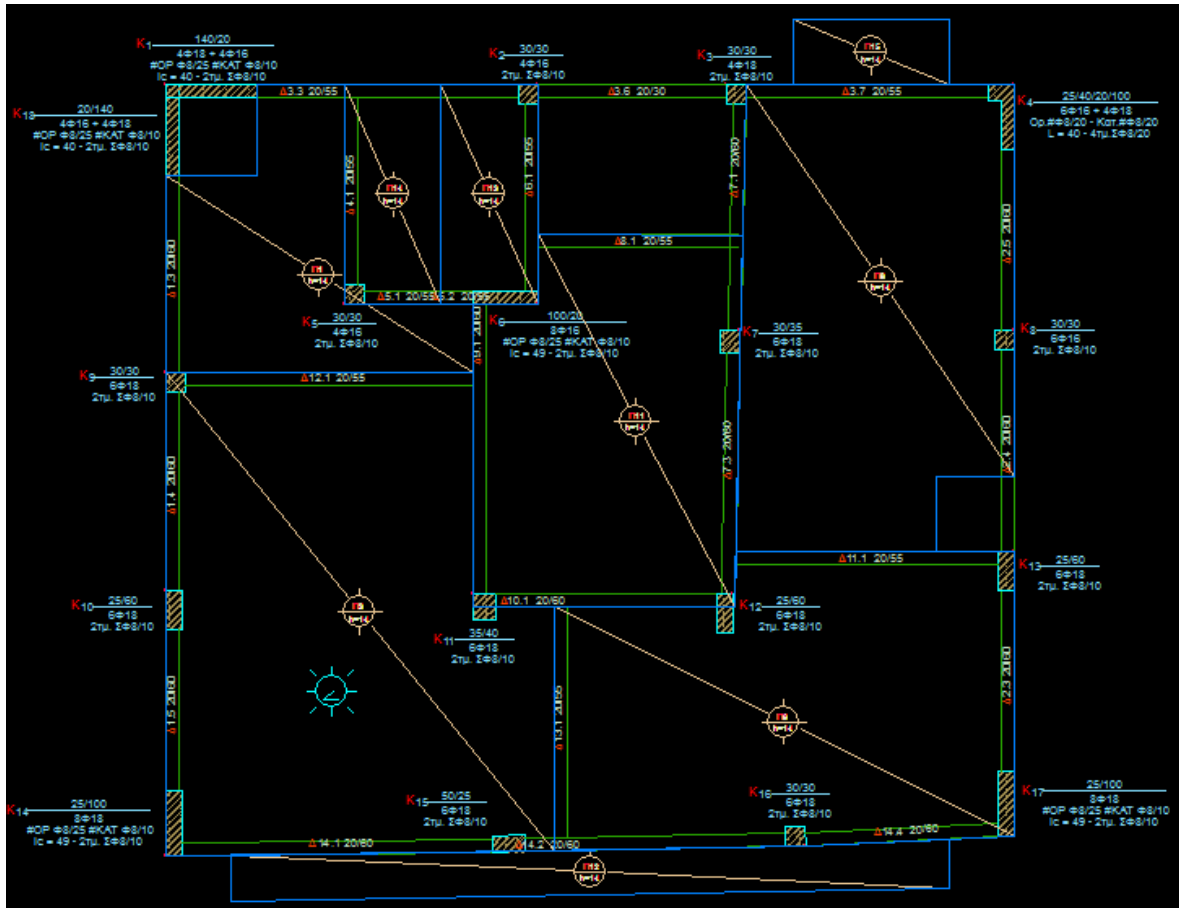
Η στάθμη αυτή βρίσκεται σε ύψος 8,80m από τη στάθμη του εδάφους. Χρησιμοποιείται ως κατοικία από τους χρήστες του κτιρίου και παρατηρείται η απομείωση των διατομών ορισμένων υποστυλωμάτων. Οι περισσότερες δοκοί έχουν ύψος 0,55m ή 0,60m και πλάτος $b = 0,20m$ και οι πλάκες έχουν πάχος 0,14m. Παρατηρούμε την ύπαρξη τουλάχιστον δύο τοιχωμάτων ανά κατεύθυνση και τη πλαισιακή λειτουργία στη περίμετρο, κάτι που στο εσωτερικό δεν ισχύει απόλυτα λόγω της σύνδεσης δοκού με δοκό σε πολλά σημεία. Ο ξυλότυπος οροφής 2^{ου} ορόφου παρουσιάζεται στο Σχήμα 4-8:



Σχήμα 4-8: Ξυλότυπος οροφής 2ου ορόφου - στάθμη 3

4.3.1.6 Στάθμη 4 (Οροφή 3^{ου} ορόφου)

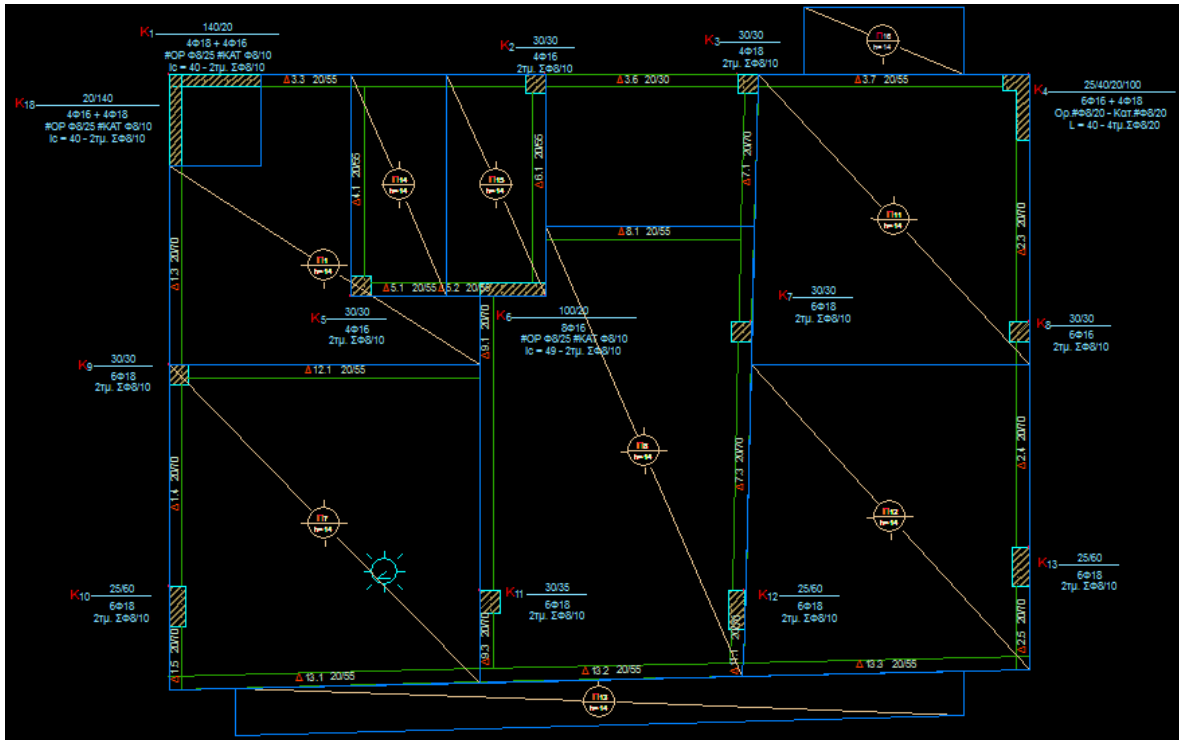
Η στάθμη αυτή βρίσκεται σε ύψος 12,00m από τη στάθμη του εδάφους. Χρησιμοποιείται ως κατοικία από τους χρήστες του κτιρίου και παρατηρείται η απομείωση των διατομών ορισμένων υποστυλωμάτων. Οι περισσότερες δοκοί έχουν ύψος 0,55m ή 0,60m και πλάτος $b = 0,20m$ και οι πλάκες έχουν πάχος 0,14m. Παρατηρούμε την ύπαρξη τουλάχιστον δύο τοιχωμάτων ανά κατεύθυνση και τη πλαισιακή λειτουργία στη περίμετρο, κάτι που στο εσωτερικό δεν ισχύει απόλυτα λόγω της σύνδεσης δοκού με δοκό σε πολλά σημεία. Ο ξυλότυπος οροφής 3^{ου} ορόφου παρουσιάζεται στο Σχήμα 4-9:



Σχήμα 4-9: Ξυλότυπος οροφής 3ου ορόφου - στάθμη 4

4.3.1.7 Στάθμη 5 (Οροφή 4^{ου} ορόφου)

Η στάθμη αυτή βρίσκεται σε ύψος 15,20m από τη στάθμη του εδάφους. Χρησιμοποιείται ως κατοικία από τους χρήστες του κτιρίου και παρατηρείται η απομείωση των διατομών ορισμένων υποστυλωμάτων. Οι περισσότερες δοκοί έχουν ύψος 0,55m ή 0,70m και πλάτος $b = 0,20m$ και οι πλάκες έχουν πάχος 0,14m. Παρατηρούμε την ύπαρξη τουλάχιστον δύο τοιχωμάτων ανά κατεύθυνση και τη πλαισιακή λειτουργία στη περίμετρο, κάτι που στο εσωτερικό δεν ισχύει απόλυτα λόγω της σύνδεσης δοκού με δοκό σε πολλά σημεία. Επίσης ο όροφος παρατηρούμε ότι έχει μικρότερες διαστάσεις και τοποθετείται πιο μέσα σε σχέση με τους υποκείμενους ορόφους. Ο ξυλότυπος οροφής 3^{ου} ορόφου παρουσιάζεται στο Σχήμα 4-10:



Σχήμα 4-10: Ξυλότυπος οροφής 4ου ορόφου - στάθμη 5

Παρατήρηση: Το κτίριο έχει την απόληξη του κλιμακοστασίου στο δώμα, η οποία για απλοποίηση παραλήφθηκε λαμβάνοντας όμως υπόψιν στα φορτία οροφής 4^{ου} ορόφου τα φορτία που μεταφέρονται από το δώμα. Αυτή η απλοποίηση έγινε γιατί η απόληξη του κλιμακοστασίου είχε τοιχοποιία περιμετρικά και το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε δεν είχε διαθέσιμη τη χρήση της οντότητας “τοιχοποιία”, καθώς το πρόγραμμα λειτουργούσε με την εκπαιδευτική άδεια για φοιτητές.

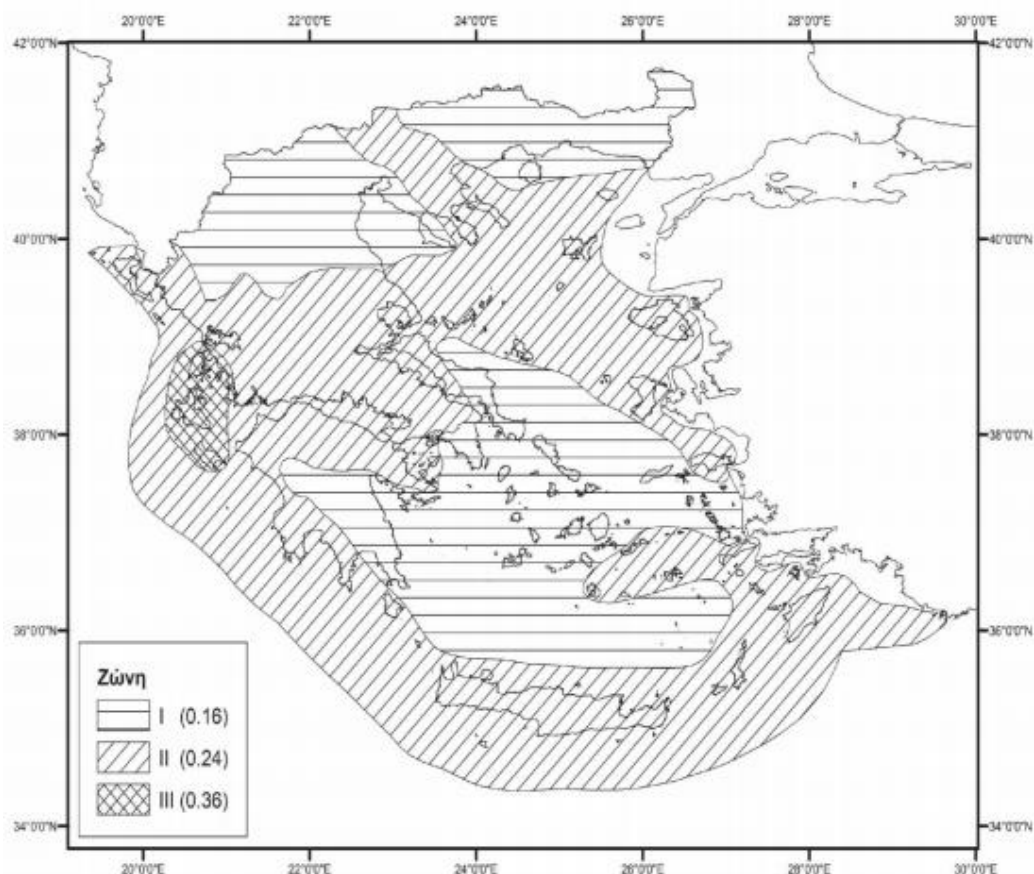
4.3.2 Υλικά κτιρίου

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τα κατασκευαστικά σχέδια. Ειδικότερα σύμφωνα με το τεύχος της μελέτης αναφέρονται τα εξής:

- Σκυρόδεμα ποιότητας: B225.
- Χάλυβας οπλισμού: St III (S400).
- Χάλυβας συνδετήρων: St I (S220).

4.3.3 Σεισμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός περιέχει ένα χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας για την Ελλάδα, που χωρίζει τη χώρα σε περιοχές ανάλογα με τη σεισμική δραστηριότητα κάθε περιοχής και σύμφωνα με μια χαρακτηριστική εδαφική επιτάχυνση που παρατηρείται σε αυτές. Οι ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας είναι τρεις. Οι τιμές εδαφικών επιταχύνσεων είναι 0,16g (ποσοστό της επιτάχυνσης της βαρύτητας g) για τη πρώτη ζώνη, 0,24g για τη δεύτερη ζώνη και 0,36g για τη τρίτη ζώνη. Η πόλη της Πάτρας ανήκει στο Νομό Αχαΐας, επομένως σύμφωνα με το Σχήμα 4-11 κατατάσσεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II. (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, 2006)



Σχήμα 4-11: Νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΑΚ2000)

Το κτίριο έχει τη χρήση κατοικιών, επομένως σύμφωνα με το πίνακα 2.3 του ΕΑΚ2000 ανήκει στη κατηγορία σπουδαιότητας II. Επίσης η κατηγορία εδάφους είναι Β. Έτσι προκύπτει από τον Ευρωκώδικα 8 το αντίστοιχο φάσμα σχεδιασμού.

4.3.4 Χαρακτηριστικά του εδάφους

Μελετώντας το τεύχος της μελέτης προκύπτει ότι η επιτρεπόμενη τάση εδάφους και ο δείκτης εδάφους είναι:

- $\sigma_{\varepsilon\pi} = 1,50 \text{ kg/cm}^2$ ή 150 kN/m^2
- $K_s \approx 100 \cdot \sigma_{\varepsilon\pi} = 15000 \text{ kN/m}^2$

4.3.5 Φορτία του κτιρίου

Τα δομικά στοιχεία του κτιρίου καταπονούνται από τις στατικές και από τις σεισμικές φορτίσεις. Στη συνέχεια θα αναλύσουμε τις στατικές φορτίσεις που δέχονται τα δομικά μέλη του κτιρίου. Οι στατικές φορτίσεις διακρίνονται σε μόνιμες και κινητές.

ΜΟΝΙΜΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

Σύμφωνα με το τεύχος υπολογισμών της μελέτης του κτιρίου οι μόνιμες δράσεις είναι:

- Ίδιο Βάρος

Το ίδιο βάρος υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα με βάσει τις γεωμετρικές ιδιότητες των δομικών στοιχείων και το ειδικό βάρος τους. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι $25,00 \text{ kN/m}^2$.

- Επικάλυψη κλιμακοστασίου

Το μόνιμο φορτίο του κλιμακοστασίου είναι $1,20 \text{ kN/m}^2$.

- Επικάλυψη δαπέδου

Το μόνιμο φορτίο στις πλάκες των δαπέδων και των εξωστών των ορόφων είναι $0,80 \text{ kN/m}^2$.

- Επικάλυψη δώματος

Το μόνιμο φορτίο στις πλάκες του δώματος είναι $1,50 \text{ kN/m}^2$.

- Μπατική οπτοπλινθοδομή

Το φορτίο που προέρχεται από την επιρροή της μπατικής οπτοπλινθοδομής είναι ίσο με $3,60 \text{ kN/m}^2$.

- Δρομική οπτοπλινθοδομή

Το φορτίο που προέρχεται από την επιρροή της δρομικής οπτοπλινθοδομής είναι ίσο με $2,10 \text{ kN/m}^2$.

ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

Σύμφωνα με το τεύχος υπολογισμών της μελέτης του κτιρίου οι κινητές δράσεις είναι:

- Φορτίο δαπέδου

Το κινητό φορτίο στις πλάκες των δαπέδων των ορόφων είναι $2,00 \text{ kN/m}^2$.

- Φορτίο δώματος

Το κινητό φορτίο στις πλάκες του δώματος είναι $1,50 \text{ kN/m}^2$.

- Φορτίο κλιμακοστασίου και εξώστών

Το κινητό φορτίο στα κλιμακοστάσια και στους εξώστες είναι $5,00 \text{ kN/m}^2$.

4.3.6 Χαρακτηριστικά στοιχεία δομικών μελών

Για τη προσομοίωση των δομικών στοιχείων στο στατικό πρόγραμμα Fespa είναι σημαντικό η περιγραφή των χαρακτηριστικών τους στοιχείων. Έτσι θα κατανοήσουμε πλήρως αυτό που έχουμε βάλει στο πρόγραμμα.

- **ΠΛΑΚΕΣ**

Οι πλάκες του κτιρίου έχουν σταθερό πάχος $0,14\text{m}$ σε όλους τους ορόφους. Για τη προσομοίωση των πλακών εισάγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους (π.χ. πάχος) και τα σημεία έδρασής τους. Θα πρέπει να προσεχθεί η πιθανή επικάλυψη της μιας πλάκας από την άλλη κάτι που οδηγεί σε λάθος προσομοίωμα. Επίσης σημαντικό είναι στη προσομοίωση του κλιμακοστασίου, εκτός από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, να ρυθμιστεί η παράμετρος της σκάλας στην αντίστοιχη καρτέλα της πλάκας ώστε το πρόγραμμα να κάνει σωστή κατανομή του φορτίου.

- **ΔΟΚΟΙ**

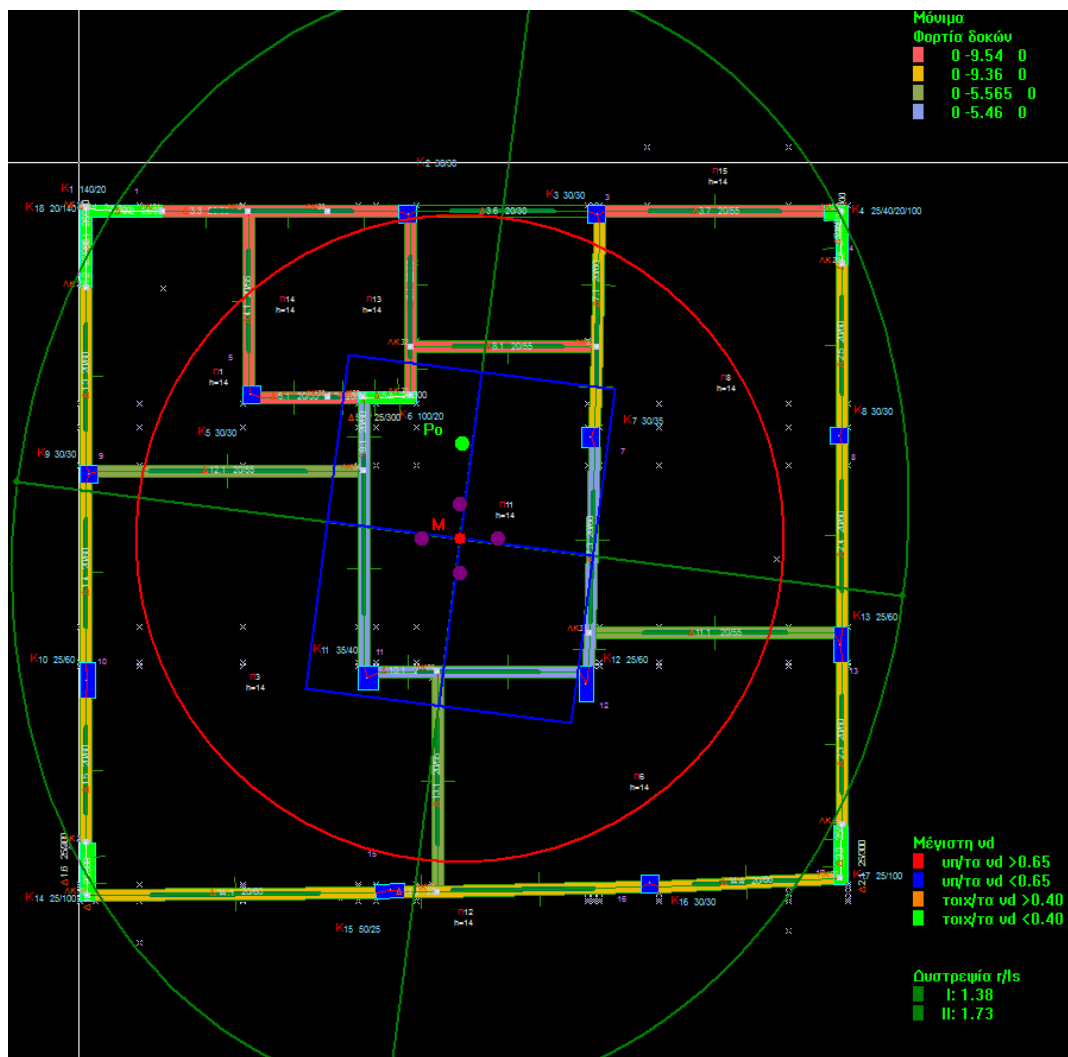
Οι δοκοί του κτιρίου προσομοιώνονται ως πλακοδοκοί στο πρόγραμμα και υπολογίζεται το συνεργαζόμενο πλάτος τους αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι περισσότερες δοκοί έχουν ύψος $0,60\text{m}$ και γενικότερα υπάρχουν δοκοί με ύψος $0,30\text{m}$, $0,55\text{m}$, και $0,70\text{m}$. Όλες οι δοκοί έχουν πλάτος $0,20\text{m}$.

- **ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ – ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ**

Το κτίριο που μελετάται αποτελείται από τέσσερα τοιχώματα στις γωνίες της κάτοψης και ένα ακόμα στο χώρο του κλιμακοστασίου. Επίσης αποτελείται και από υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία απομειώνονται καθ' ύψος μέχρι τη τελευταία στάθμη. Για τη προσομοίωση των υποστυλωμάτων – τοιχωμάτων επιλέγεται η σταθερή κορυφή και εισάγονται οι διαστάσεις τους και το υλικό τους.

4.4. Στρεπτική ευαισθησία και Κανονικότητα σε κάτοψη

Αφού ολοκληρωθεί η εισαγωγή του φορέα στο πρόγραμμα και ολοκληρωθεί η προσομοίωσή του, τότε μπορεί να γίνει ο έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας και η εποπτεία των φορτίων στο προσομοίωμα. Παρατηρώντας το φορέα θα μπορούσαμε να σχολιάσουμε ότι είναι κανονικό σε κάτοψη μιας και η κατανομή της δυσκαμψίας είναι ομοιόμορφη καθ' ύψος. Αυτό θα ελεγχθεί σύμφωνα με τις προϋποθέσεις του Ευρωκώδικα 8. Στη συνέχεια παρατίθενται ο έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας που έγινε στη πλησιέστερη στάθμη στο ύψος $h = 0,80 \times H$ που ήταν η στάθμη 4 (οροφή 3^{ου} ορόφου) και ο έλεγχος για κανονικότητα σε κάτοψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 4-12: Απεικόνιση ελέγχου δυστροπίας στη στάθμη 4 (οροφή 3ου ορόφου)

Στο Σχήμα 4-12 παρατηρούμε το σημείο M (κόκκινο σημείο) που είναι το κέντρο μάζας και το σημείο P₀ (κίτρινο σημείο) που είναι ο πόλος στροφής (σημείο τομής του ελαστικού άξονα με το διάφραγμα του ορόφου) του ορόφου. Μελετώντας τη θέση αυτών των σημείων συμπεραίνουμε ότι το P₀ βρίσκεται εντός του ορθογωνίου και ο κύκλος βρίσκεται εντός της έλλειψης αδρανείας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 γίνονται δύο έλεγχοι για τον έλεγχο κανονικότητας σε κάτοψη:

- Έλεγχος περιορισμού εκκεντρότητας ορόφων

Σε κάθε διεύθυνση συγκρίνεται το 30% της τιμής της ακτίνας δυστροπίας με τη στατική εκκεντρότητα (Ευρωκώδικας 8 μέρος 1, παράγραφος 4.2.3.2(6)). Ισχύει λόγω της θέσης του P₀, όπως προαναφέρθηκε.

- Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας ορόφων

Σε κτίρια από σκυρόδεμα συγκρίνεται η ακτίνα δυστροπίας r με την ακτίνα αδρανείας I_s , ώστε να ελεγχθεί εάν πρόκειται για στρεπτικά εύκαμπτο ($r < I_s$) ή στρεπτικά δύσκαμπτο σύστημα ($r > I_s$) (Ευρωκώδικας 8 μέρος 1, παράγραφος 5.2.2.1(4)P και (6)). Παρατηρώντας στο Σχήμα 4-3 το λόγο r / I_s παρατηρούμε ότι είναι μεγαλύτερος της μονάδας. Επομένως, το κτίριο είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Άρα ισχύει η κανονικότητα σε κάτοψη του κτιρίου.

4.5. Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

Τα δεδομένα που χρησιμοποιούνται για τη μελέτη αποτίμησης και ανασχεδιασμού μιας υφιστάμενης κατασκευής μπορεί να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα απ' ότι στις νέες κατασκευές. Οι Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων εφαρμόζονται για τη πληρότητα της αποτύπωσης του υφιστάμενου κτιρίου, ιδίως σε περιπτώσεις αφανών στοιχείων που δεν ξέρουμε αν τα στοιχεία της μελέτης ανταποκρίνονται στη πραγματικότητα. Οι επιπτώσεις αυτών των αβεβαιοτήτων μπορούν να ληφθούν υπόψιν στις δράσεις ή στις αντιστάσεις κατά περίπτωση. Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

- “Υψηλή”
- “Ικανοποιητική”
- “Ανεκτή”

Ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων επιλέγονται κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές και για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών.

Στο κτίριο που μελετάται στη παρούσα εργασία εφόσον βρέθηκαν τα εγκεκριμένα κατασκευαστικά σχέδια από την υπεύθυνη δημόσια Αρχή θεωρήθηκε ως στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων η “**Ικανοποιητική**”. Αυτό έχει να κάνει με το ότι δεν έγιναν επί τόπου έλεγχοι για την ακρίβεια των δεδομένων, οπότε κρίθηκε σωστό να μην επιλεγεί η “**Ισχυρή**” στάθμη αξιοπιστίας. (Κανονισμός Επεμβάσεων, 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013)

4.6. Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover)

Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί όπως ο Ευρωκώδικας 8, ο ASCE (πρότυπα Αμερικάνικου συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών για την αποκατάσταση υφιστάμενων κατασκευών) και ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων προτείνουν την ανελαστική στατική ανάλυση για τη μελέτη αποτίμησης, καθώς η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί στοιχεία τόσο από την ελαστική όσο και από τη πλαστική συμπεριφορά των υλικών. Έτσι αποδίδει πιο ρεαλιστικά τη συμπεριφορά των μελών και επομένως ο μελετητής αξιοποιεί αυτά τα αποτελέσματα για να βγάλει συμπεράσματα για τη γενικότερη συμπεριφορά του κτιρίου σε ένα σεισμό. Η μέθοδος εξασφαλίζει την εποπτεία κατανομής των βλαβών με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων και καθορίζει ουσιαστικά τη σειρά αστοχίας των μελών δίνοντας στο μελετητή τη δυνατότητα καθορισμού συγκεκριμένου τρόπου επέμβασης. (LH Λογισμική, 2013)

Στόχος είναι η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης, που αποτελεί τη βάση ελέγχου όλων των κριτηρίων επιτελεστικότητας όπως αυτά έχουν ορισθεί. Η μέθοδος εξάγει το διάγραμμα αντίστασης που αναφέραμε και το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας (ADRS). Το διάγραμμα αντίστασης συσχετίζει τη τέμνουσα βάσης F με τη μετακίνηση δ της οροφής του κτιρίου και σε συνδυασμό με την ταυτόχρονη απεικόνιση του φορέα δείχνει την αλληλουχία σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων για δεδομένη δύναμη και μετακίνηση οροφής. Το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας συσχετίζει την ικανότητα του κτιρίου σε παραμορφώσεις με την απαίτηση που έχει ορισθεί στις στάθμες επιτελεστικότητας. Ουσιαστικά ορίζοντας στάθμη επιτελεστικότητας ορίζουμε για ποια στοχευόμενη μετακίνηση θέλουμε τα δομικά μέλη του κτιρίου να μην υπερβαίνουν την οριακή τιμή της γωνίας στροφής χορδής. (LH Λογισμική, 2013)

Στο πρόγραμμα ρυθμίζουμε τις παραμέτρους της μεθόδου. Ορίζουμε την εφαρμογή σεισμικών φορτίσεων με ομοιόμορφη κατανομή και ιδιομορφική κατανομή. Επίσης ρυθμίζουμε

τυχηματική εκκεντρότητα μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση με συντελεστή συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης 30% ώστε να προκύψουν 32 ιδιομορφές. Παρατηρώντας τη παραμόρφωση του κτιρίου για κάθε σεισμική φόρτιση φαίνεται ότι η συμπεριφορά του κτιρίου εξαρτάται από τη διεύθυνση της φόρτισης γι' αυτό και θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα και κατά X και κατά Y. Στο τέλος, θα εξάγουμε και τα αποτελέσματα επάρκειας των μελών για να διαπιστώσουμε ποια θέλουν ενίσχυση και ποια όχι. Στη συνέχεια επιλέγονται οι στάθμες επιτελεστικότητας και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για κάθε διεύθυνση.

4.7. Στάθμες επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με το ΚΑΝ.ΕΠΕ για υφιστάμενα συνήθη κτίρια ορίζει ως ελάχιστο στόχο κατά την αποτίμηση τις στάθμες B2 ("Σημαντικές βλάβες") και Γ1 ("Οιονεί κατάρρευση"). Σύμφωνα με το πίνακα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ για τη στάθμη B2 αντιστοιχεί πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης, εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, 50%, ενώ για τη στάθμη Γ1 αντιστοιχεί πιθανότητα υπέρβασης 10%. Στο πρόγραμμα προκύπτει για τη πρώτη στάθμη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,128 και για τη δεύτερη στάθμη 0,240. Επομένως, έχοντας θέσει την απαίτηση για το υφιστάμενο κτίριο θα ελέγξουμε αν για την στοχευόμενη μετακίνηση θα υπάρξει δομικό μέλος που θα υπερβεί την οριακή γωνία στροφής χορδής. Από αυτό θα εξαρτηθεί αν θα χρειαστεί επέμβαση ή όχι στο κτίριο.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι στάθμες επιτελεστικότητας B2-Γ1 επιλέχθηκαν για τη πρώτη επίλυση του υφιστάμενου κτιρίου. Κατά την επίλυση αυτή παρατηρήθηκε ότι αστοχούσαν μόλις δυο δομικά μέλη, που ήταν οι δοκοί Δ5.1 και Δ5.2 στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου). Γι' αυτό κρίθηκε σκόπιμο να αυξηθεί η σεισμική φόρτιση επιλέγοντας τις στάθμες επιτελεστικότητας B1-Γ0, ώστε να μπορέσουμε να εφαρμόσουμε διάφορες μεθόδους ενίσχυσης. Για τη στάθμη B1 αντιστοιχεί πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης, εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, 10%, ενώ για τη στάθμη Γ0 αντιστοιχεί πιθανότητα υπέρβασης 5%. Στο πρόγραμμα προκύπτει για τη πρώτη στάθμη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,240 και για τη δεύτερη στάθμη 0,305.

4.8. Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Εφόσον ολοκληρώθηκε η εισαγωγή όλων των απαραίτητων παραμέτρων, όπως περιγράφηκε πριν, γίνεται η αποτίμηση του κτιρίου με την ανελαστική στατική μέθοδο Pushover και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα για την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης για κάθε διεύθυνση για το υφιστάμενο κτίριο.

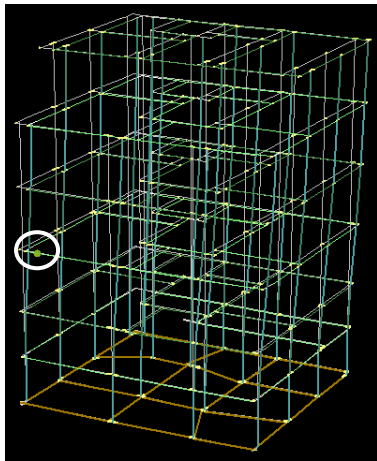
4.8.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για διεύθυνση X

Στη πρώτη περίπτωση που εξετάζεται το κτίριο φορτίζεται με ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών φορτίων στη διεύθυνση X. Κατά τη διεύθυνση X θα λειτουργήσουν τρία τοιχώματα που θα παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται και αναλύονται τα διαγράμματα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ και το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του κτιρίου από τα οποία εξάγονται συμπεράσματα για την επάρκεια του κτιρίου.

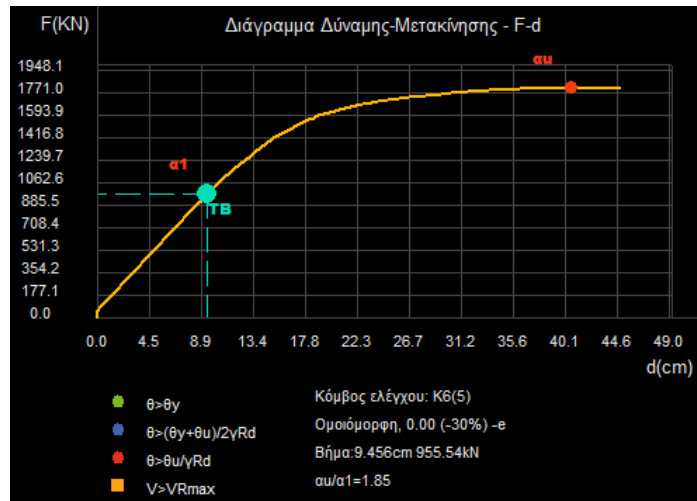
- **Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ**

Παρουσιάζεται για την υφιστάμενη κατάσταση το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης, όπου διακρίνεται η θέση δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης και η στιγμή της κατάρρευσης του κτιρίου.

1) Θέση Δημιουργίας 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 4-14: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης

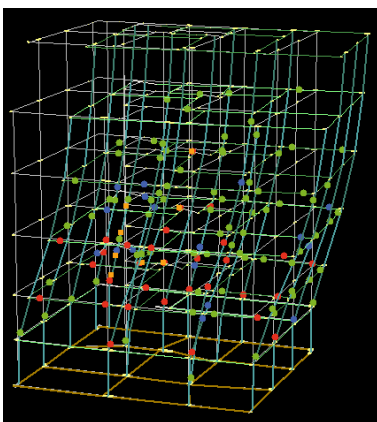


Σχήμα 4-13: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

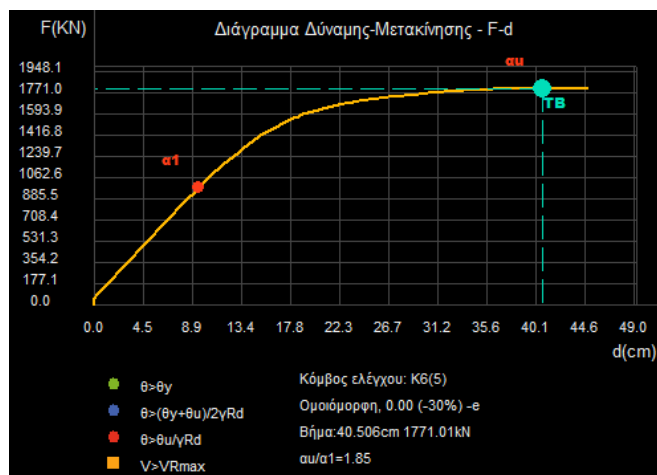
Στο Σχήμα 4-13 παρατηρούμε ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι το σημείο α1 παρατηρείται ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, καθώς κανένα δομικό μέλος δεν έχει διαρρεύσει. Μετά το σημείο αυτό δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του κτιρίου έως ότου καταρρεύσει.

Στο Σχήμα 4-14 διαπιστώνουμε πως η θέση δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης είναι στη δοκό Δ14.1 στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου). Η πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο άκρο της δοκού. Από το Σχήμα 4-4 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 955,54 \text{ kN}$ και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 9,456 \text{ cm}$ και ίσχυε $\theta > \theta_y$. Επίσης ο λόγος υπεραντοχής είναι 1,85.

2) Θέση Δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

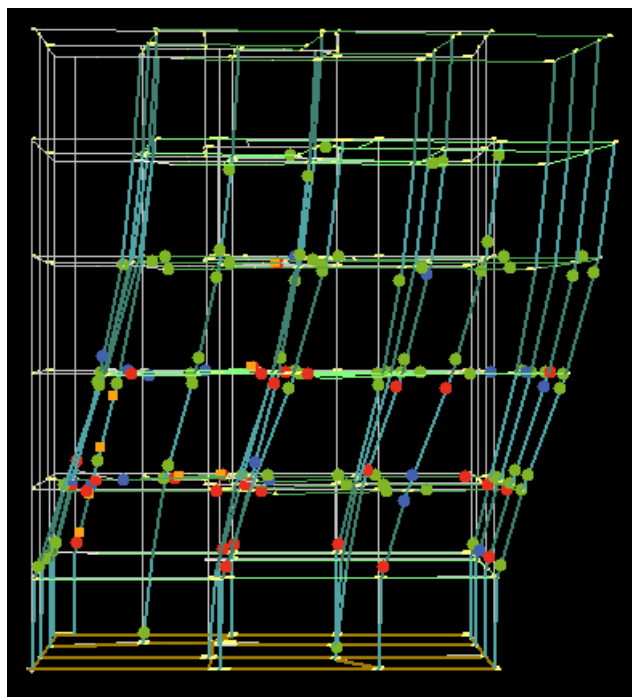


Σχήμα 4-15: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 4-16: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 4-16 παρατηρούμε ότι μετά τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης. Οι περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας NC και άλλες στην SD. Στο Σχήμα 4-15 παρατηρούνται γαλάζιες κουκίδες που αντιστοιχούν σε πλαστικές αρθρώσεις στη στάθμη επιτελεστικότητας SD και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$ και κόκκινες κουκίδες που αντιστοιχούν σε στάθμη επιτελεστικότητας NC και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > \theta_u / \gamma_{Rd}$ (κεφάλαιο 1 του παρόντος). Επίσης παρατηρούμε με κίτρινο κύβο να σημειώνονται οι διατμητικές αστοχίες των μελών που ικανοποιούν το κριτήριο $V > V_{Rmax}$. Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάση ήταν $F = 1771,01$ kN και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 40,506$ cm. Ο μηχανισμός κατάρρευσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 4-17:

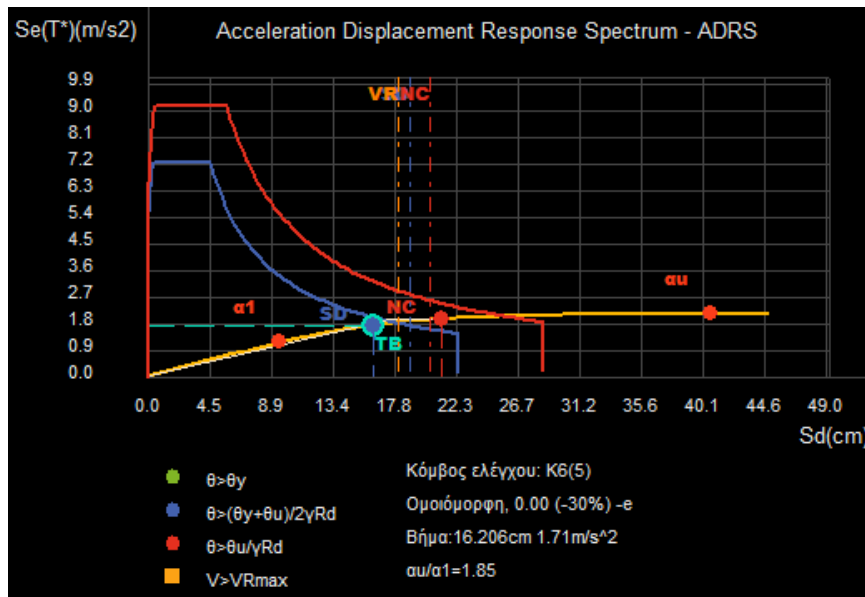


Σχήμα 4-17: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά X

Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης.

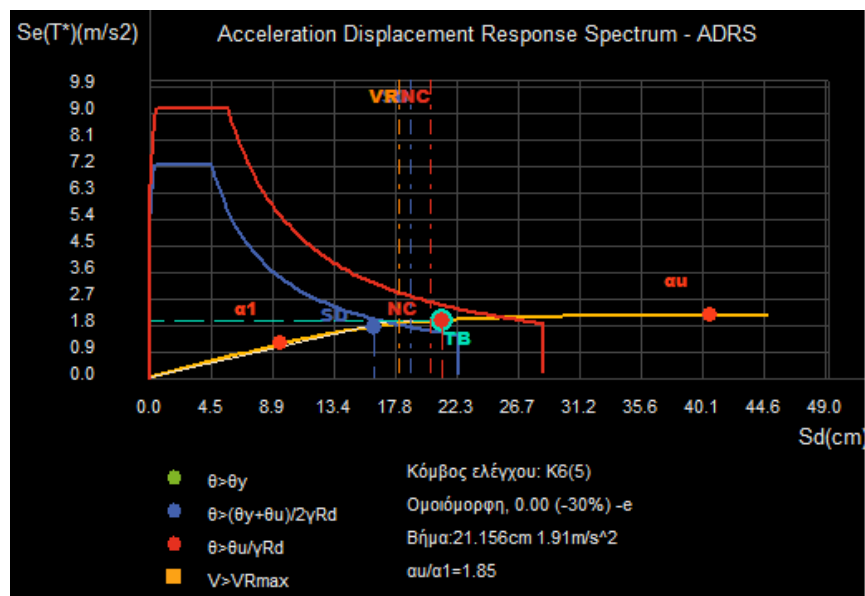
- **Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας (ADRS)**

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβάθμιου. Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Ουσιαστικά από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης δημιουργείται το διάγραμμα επιτάχυνσης – μετακίνησης ώστε να συσχετιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (LH Λογισμική, 2013). Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD και NC.



Σχήμα 4-18: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά X

Στο πρόγραμμα έχουμε ρυθμίσει ως μέθοδο επίλυσης τη μέθοδο ελέγχου των μετατοπίσεων. Αυτό σημαίνει ότι όταν ορίζουμε μια στάθμη επιτελεστικότητας ουσιαστικά ορίζουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση (μπλε και κόκκινη κουκίδα για SD και NC αντίστοιχα) για την οποία θέλουμε να επαρκεί το κτίριό μας. Με τη διακεκομμένη γραμμή (μπλε διακεκομμένη για στάθμη SD και κόκκινη διακεκομμένη για NC) παρουσιάζεται η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Εφόσον η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνησή του τότε το κτίριο επαρκεί. Σε αντίθετη περίπτωση θα χρειαστεί να εφαρμοστεί κάποια μέθοδος επέμβασης.



Σχήμα 4-19: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά X

Στο Σχήμα 4-18 και 4-19 παρατηρούμε ότι η μπλε κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη SD βρίσκεται πιο αριστερά από τη μπλε διακεκομμένη γραμμή που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη SD, ενώ η κόκκινη κουκίδα

που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη NC βρίσκεται πιο δεξιά από τη κόκκινη διακεκομμένη γραμμή που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη NC. Αυτό σημαίνει ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD το κτίριο επαρκεί, αλλά για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC το κτίριο παρουσιάζει βλάβες σε αρκετά δομικά μέλη με αποτέλεσμα να χρειάζεται κάποιας μορφής επέμβαση. Στα διαγράμματα αυτά παρατηρούμε και τη στιγμή της πρώτης διατμητικής αστοχίας που σημειώνεται με τη κατακόρυφη πορτοκαλί διακεκομμένη γραμμή.

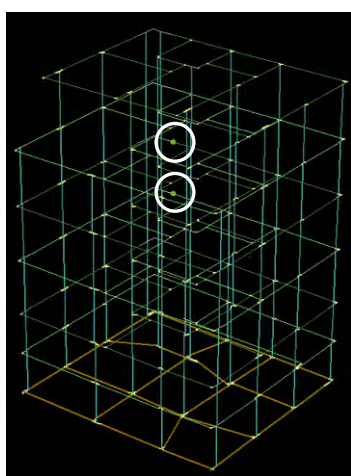
4.8.2 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για διεύθυνση Y

Στη δεύτερη περίπτωση που εξετάζεται το κτίριο φορτίζεται με ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών φορτίων στη διεύθυνση Y. Κατά τη διεύθυνση Y θα λειτουργήσουν τέσσερα τοιχώματα που θα παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται και αναλύονται τα διαγράμματα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ και το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του κτιρίου από τα οποία εξάγονται συμπεράσματα για την επάρκεια του κτιρίου.

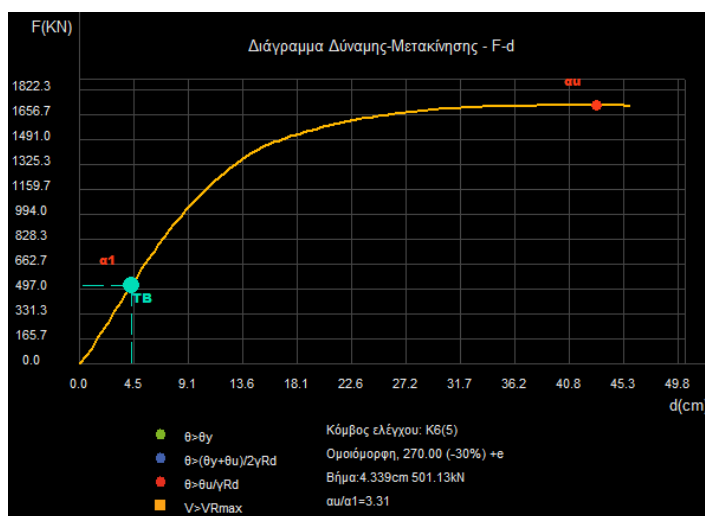
- **Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ**

Παρουσιάζεται για την υφιστάμενη κατάσταση το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης, όπου διακρίνεται η θέση δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης και η στιγμή της κατάρρευσης του κτιρίου.

1) Θέση Δημιουργίας 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης



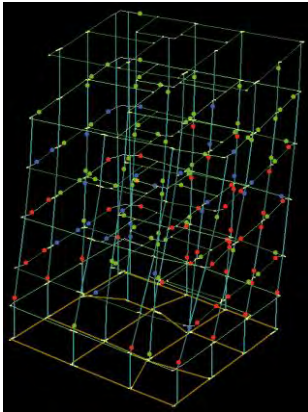
Σχήμα 4-21: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης



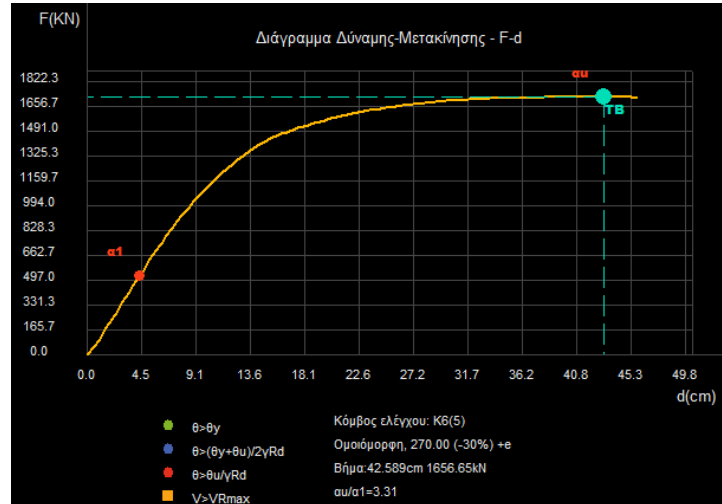
Σχήμα 4-20: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 4-20 παρατηρούμε ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι το σημείο α1 παρατηρείται ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, καθώς κανένα δομικό μέλος δεν έχει διαρρεύσει. Μετά το σημείο αυτό δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του κτιρίου έως ότου καταρρεύσει. Όσον αφορά το Σχήμα 4-21 διαπιστώνουμε πως στη δοκό Δ3.3 στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου) και στη στάθμη 3 (οροφή 2^{ου} ορόφου) δημιουργούνται ταυτόχρονα οι δυο πρώτες πλαστικές αρθρώσεις. Η πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο άκρο της κάθε δοκού. Από το Σχήμα 4-20 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 501,13 \text{ kN}$ και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 4,339 \text{ cm}$ και ίσχυε $\theta > \theta_y$. Επίσης ο λόγος υπεραντοχής είναι 3,31.

2) Θέση Δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

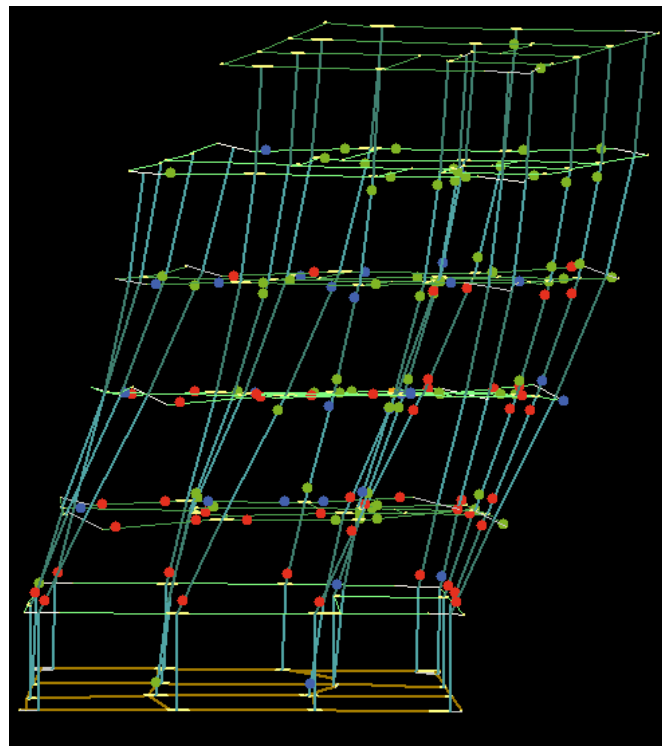


Σχήμα 4-23: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 4-22: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 4-22 παρατηρούμε ότι μετά τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης. Αρκετές πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας NC και άλλες στην SD. Στο Σχήμα 4-23 παρατηρούνται γαλάζιες κουκίδες που αντιστοιχούν σε πλαστικές αρθρώσεις στη στάθμη επιτελεστικότητας SD και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$ και κόκκινες κουκίδες που αντιστοιχούν σε στάθμη επιτελεστικότητας NC και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > \theta_u / \gamma_{Rd}$ (κεφάλαιο 1 του παρόντος). Επίσης παρατηρούμε στο ίδιο σχήμα με κίτρινο κύβο να σημειώνονται οι διατμητικές αστοχίες των μελών που ικανοποιούν το κριτήριο $V > V_{Rmax}$. Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 1656,65 \text{ kN}$ και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 42,589 \text{ cm}$. Ο μηχανισμός κατάρρευσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 4-24:

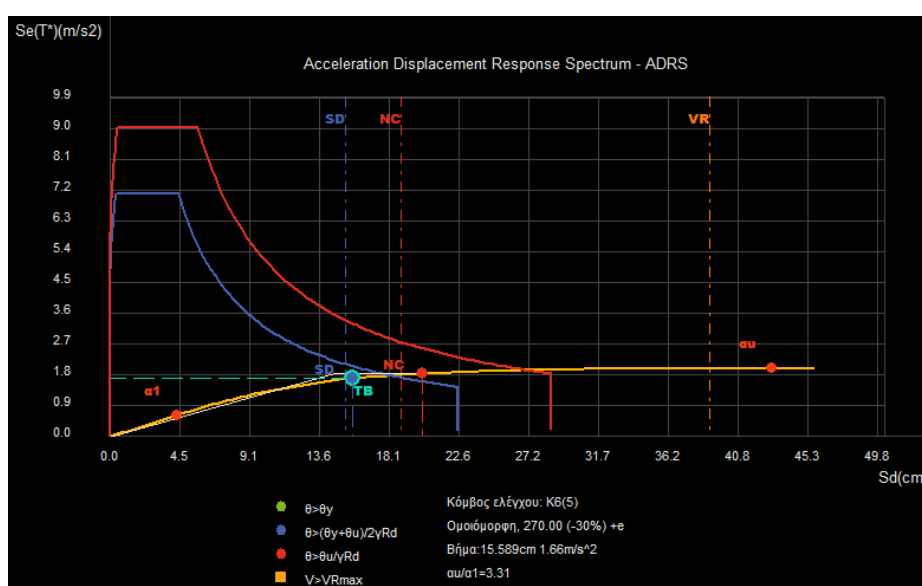


Σχήμα 4-24: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά Y

Παρατηρείται μια μικρή στροφή κατά την στιγμή της κατάρρευσης.

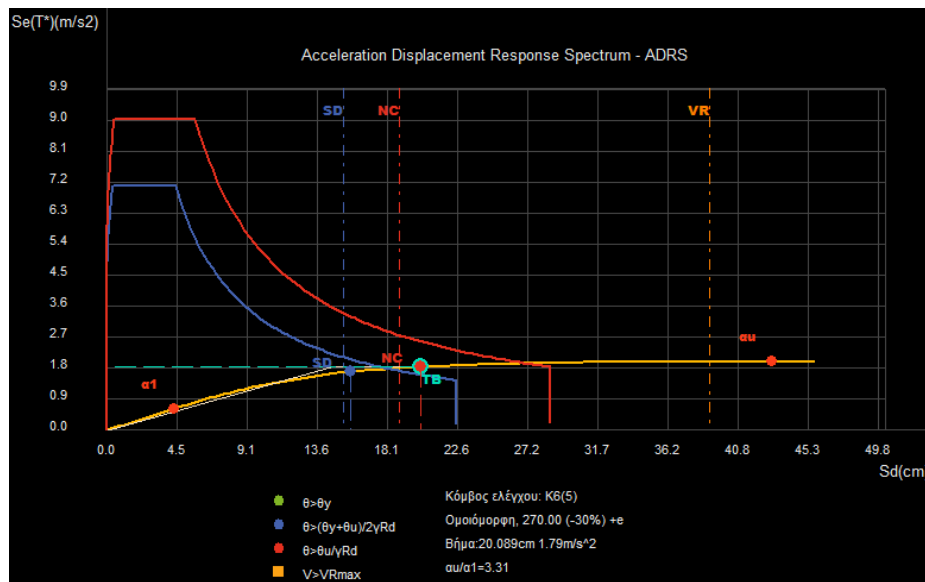
- **Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας (ADRS)**

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβάθμιου. Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Ουσιαστικά από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης δημιουργείται το διάγραμμα επιτάχυνσης – μετακίνησης ώστε να συσχετιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (LH Λογισμική, 2013). Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD και NC.



Σχήμα 4-25: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά Y

Στο πρόγραμμα έχουμε ρυθμίσει ως μέθοδο επίλυσης τη μέθοδο ελέγχου των μετατοπίσεων. Αυτό σημαίνει ότι όταν ορίζουμε μια στάθμη επιτελεστικότητας ουσιαστικά ορίζουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση (μπλε και κόκκινη κουκίδα για SD και NC αντίστοιχα) για την οποία θέλουμε να επαρκεί το κτίριό μας. Με τη διακεκομμένη γραμμή (μπλε διακεκομμένη για στάθμη SD και κόκκινη διακεκομμένη για NC) παρουσιάζεται η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Ο έλεγχος επάρκειας του κτιρίου στη διεύθυνση Y είναι αντίστοιχος με τη διεύθυνση X. Δηλαδή παρατηρούμε αν η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνησή του. Σε αντίθετη περίπτωση θα χρειαστεί να εφαρμοστεί κάποια μέθοδος επέμβασης.



Σχήμα 4-26: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά Y

Στο Σχήμα 4-25 και 4-26 παρατηρούμε ότι η μπλε κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη SD βρίσκεται πιο δεξιά από τη μπλε διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη SD και η κόκκινη κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη NC βρίσκεται πιο δεξιά από τη κόκκινη διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη NC. Αυτό σημαίνει ότι ούτε για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD το κτίριο επαρκεί, ούτε για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC με αποτέλεσμα να χρειάζεται κάποιας μορφής επέμβαση. Στα διαγράμματα αυτά παρατηρούμε και τη στιγμή της πρώτης διατμητικής αστοχίας που σημειώνεται με τη κατακόρυφη πορτοκαλί διακεκομμένη γραμμή.

4.9. Λόγοι Επάρκειας δομικών μελών

Οι λόγοι επάρκειας στο βήμα της στοχευόμενης μετακίνησης συνοψίζονται για το σύνολο των υποστυλωμάτων και των δοκών σε συγκεντρωτικούς πίνακες στο τεύχος του προγράμματος Fespa. Οι λόγοι επάρκειας για στροφή και διάτμηση υπολογίζονται από τις σχέσεις 6 και 7.

Έλεγχος στροφής:

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{lim}} \leq 1,00 \quad (6)$$

Έλεγχος διάτμησης:

$$\lambda = \frac{V}{V_{max}} \leq 1,00 \quad (7)$$

Μετά την επίλυση Pushover υπολογίζονται οι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών για την εξαγωγή συμπερασμάτων για την επάρκειά τους. Στο Πίνακα 4-1 και 4-4 παρατίθενται οι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών αντίστοιχα, που δεν επαρκούσαν για τις σεισμικές φορτίσεις που ασκήθηκαν και για τη στοχευόμενη μετακίνηση που ορίστηκε. Οι συγκεντρωτικοί πίνακες με τους λόγους επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών παρουσιάζονται στο παράρτημα Β.

- **ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ**

Πίνακας 4-1: Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων από Pushover

Μέλος	λSD αρχής	λSD τέλους	λNC αρχής	λNC τέλους	λVRy	λVRz
K1(1)	0.98	0.52	1.30	0.63	-	1.02
K1(2)	1.15	0.76	1.22	0.83	-	0.75
K7(2)	0.98	0.72	1.07	0.83	0.42	0.67
K8(2)	0.78	1.00	0.70	1.11	0.09	0.71
K13(1)	1.17	0.24	1.43	0.20	0.62	0.78
K15(1)	0.85	0.24	1.05	0.19	0.23	0.64

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων για τον έλεγχο στροφής και τον έλεγχο διάτμησης, όπως δίνονται στο πρόγραμμα Fespa στους Πίνακες 4-2 και 4-3:

Πίνακας 4-2: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων από Pushover για έλεγχο στροφής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	K13(1)	1.17
NC	K13(1)	1.43

Πίνακας 4-3: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων από Pushover για έλεγχο διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	K1(1)	0.91
NC	K1(1)	1.02

Παρατηρούμε ότι:

- 1) Τοίχωμα K1: Το τοίχωμα K1 στη στάθμη 1 (οροφή ισογείου) και στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου) υπερβαίνει το όριο ελέγχου, καθώς εμφανίζει και στις δυο στάθμες λόγο επάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας. Το πρώτο αστοχεί πριν αποκτήσει τη στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC και το δεύτερο πριν τη στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC. Επίσης το τοίχωμα K1 στη πρώτη στάθμη αστοχεί και διατμητικά (οριακά). Επομένως θα πρέπει να το ενισχύσουμε τόσο καμπτικά όσο και διατμητικά.
- 2) Υποστώλωμα K7 και K8: Τα υποστυλώματα K7 και K8 στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου) αστοχούν καμπτικά το μεν στον έλεγχο στροφής στη στάθμη SD και το δε στον έλεγχο στροφής στη στάθμη NC. Θα πρέπει να τα ενισχύσουμε καμπτικά.
- 3) Υποστώλωμα K13 και K15: Τα υποστυλώματα K13 και K15 στη στάθμη 1 (οροφή ισογείου) αστοχούν καμπτικά το μεν στον έλεγχο στροφής στη στάθμη SD και στη στάθμη NC και το δε στον έλεγχο στροφής στη στάθμη NC. Θα πρέπει να τα ενισχύσουμε καμπτικά.

- ΔΟΚΟΙ

Γενικά καλό είναι πρώτα να ενισχύονται τα υποστυλώματα καθώς λόγω της ανακατανομής της έντασης μπορεί να εμφανιστούν προβλήματα σε διαφορετικά δομικά στοιχεία. Η εμπειρία του μελετητή είναι ένας εξαιρετικά σημαντικός παράγοντας για το τρόπο ενίσχυσης των δομικών στοιχείων. Αφού τελειώσει η μελέτη ενίσχυσης των υποστυλωμάτων, ξεκινάει η μελέτη ενίσχυσης των δοκών.

Πίνακας 4-4: Λόγοι επάρκειας δοκών από Pushover

Μέλος	λSD αρχής	λSD τέλους	λNC αρχής	λNC τέλους	λVRγ αρχής	λVRγ τέλους
Δ2.3(1)	1.09	1.11	1.13	1.26	0.56	0.80
Δ2.5(1)	0.65	0.98	0.90	1.13	0.57	0.56
Δ5.1(1)	0.46	-	0.60	-	1.06	-
Δ5.2(1)	-	1.28	-	1.31	-	1.17
Δ2.3(2)	1.31	1.30	1.31	1.43	0.65	0.90
Δ2.5(2)	0.37	1.34	0.30	1.37	0.42	0.67
Δ5.1(2)	1.14	-	1.30	-	2.05	-
Δ5.2(2)	-	1.60	-	1.71	-	1.60
Δ10.1(2)	1.11	-	1.25	-	0.81	-
Δ14.1(2)	0.95	1.13	1.08	1.24	0.50	0.55
Δ14.2(2)	1.10	-	1.32	-	0.74	-
Δ2.3(3)	0.98	0.96	1.00	1.07	0.53	0.70
Δ2.5(3)	0.24	1.09	0.20	1.11	0.37	0.55
Δ5.1(3)	0.60	-	0.73	-	1.27	-
Δ5.2(3)	-	1.20	-	1.22	-	1.15

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών για τον έλεγχο στροφής και τον έλεγχο διάτμησης, όπως δίνονται στο πρόγραμμα Fespa στους Πίνακες 4-5 και 4-6:

Πίνακας 4-6: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών από Pushover για έλεγχο στροφής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	Δ5.2(2)	1.60
NC	Δ5.2(2)	1.71

Πίνακας 4-5: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών από Pushover για έλεγχο διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	Δ5.1(2)	1.59
NC	Δ5.1(2)	2.05

Παρατηρούμε ότι:

- 1) Οι δοκοί Δ2.3(1), Δ2.3(2), Δ2.5(2), Δ10.1(2), Δ14.1(2), Δ14.2(2) και Δ2.5(3) υπερβαίνουν το όριο ελέγχου αφού εμφανίζουν λόγο επάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας. Αστοχούν για έλεγχο στροφής τόσο στη στάθμη επιτελεστικότητας SD όσο και στη στάθμη NC. Θα χρειαστούν καμπτική ενίσχυση.
- 2) Οι δοκοί Δ2.5(1) και Δ2.3(3) υπερβαίνουν το όριο ελέγχου στροφής στη στάθμη επιτελεστικότητας και θα χρειαστούν καμπτική ενίσχυση.

- 3) Οι δοκοί Δ5.1 και Δ5.2 από τη στάθμη 1 έως και τη στάθμη 3 υπερβαίνουν τον έλεγχο στροφής (στάθμη SD και NC) και διάτμησης. Θα χρειαστούν καμπτική και διατμητική ενίσχυση. Οι δοκοί αυτοί αποτελούν δύσκολη περίπτωση, όπως αποδείχθηκε και στη πράξη, διότι συνθέτουν μία δοκό πολύ μικρού μήκους ανάμεσα σε ένα υποστυλώμα και ένα τοίχωμα που σημαίνει ότι καταπονούνται ιδιαίτερα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα οι λόγοι επάρκειας να είναι αρκετά υψηλοί.

Κεφάλαιο 5 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Στο κεφάλαιο 4 έγινε εισαγωγή του φορέα στο πρόγραμμα Fespa και ολοκληρώθηκε η προσομοίωσή του ρυθμίζοντας τα κατάλληλα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των μελών και τις κατάλληλες παραμέτρους που αφορούν τη μελέτη αποτίμησης με Pushover. Αφού έγινε η ανάλυση το πρόγραμμα υπολόγισε τους λόγους επάρκειας των μελών και διαπιστώσαμε ποια δομικά μέλη επαρκούν και ποια όχι. Παρακάτω θα αναλύσουμε τις δυο μεθόδους ενίσχυσης που επιλέχθηκαν για να βελτιωθεί η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Θα πρέπει να σημειώσουμε πως οι ιδιότητες των νέων υλικών που θα χρησιμοποιηθούν είναι οι εξής:

- Σκυρόδεμα ποιότητας: C30/37.
- Χάλυβας οπλισμού: B500C.
- Παρεμβλήματα (μεταλλικές καβίλιες).

Οι μέθοδοι ενίσχυσης που θα εφαρμοστούν είναι:

- **Μέθοδος ενίσχυσης Α**

Η μέθοδος ενίσχυσης Α περιέχει τις εξής τεχνικές ενίσχυσης:

- 1) Ενίσχυση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.
- 2) Ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.

- **Μέθοδος ενίσχυσης Β**

Η μέθοδος ενίσχυσης Β περιέχει τις εξής τεχνικές ενίσχυσης:

- 1) Τοιχωματοποίηση πλαισίων (Δημιουργία ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων).
- 2) Ενίσχυση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.
- 3) Ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.

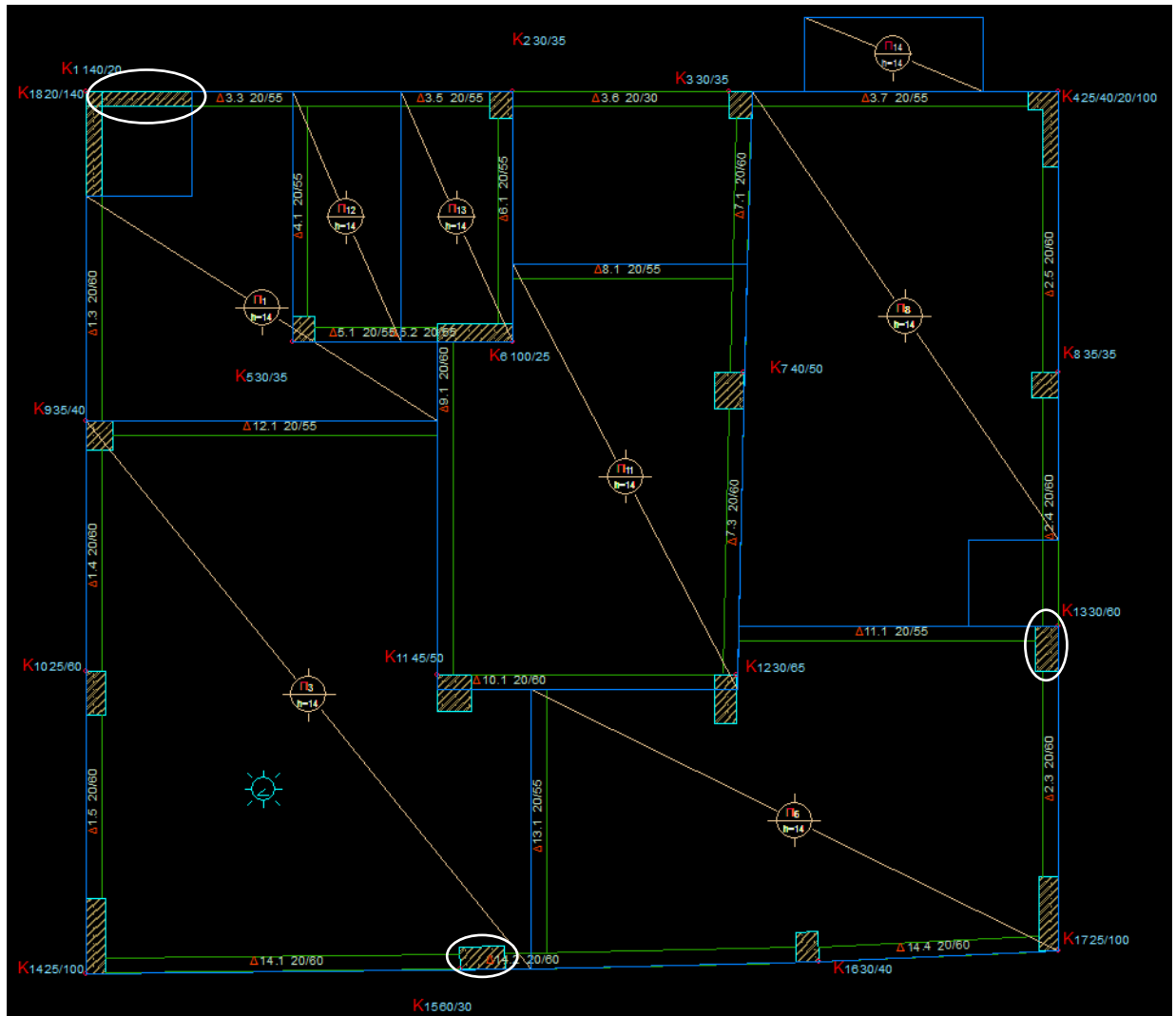
5.1 **Μέθοδος ενίσχυσης Α**

Με τη μελέτη αποτίμησης διαπιστώσαμε ότι ορισμένα υποστυλώματα, τοιχώματα και δοκοί ξεπερνούν το όριο επάρκειας και χρειάζονται ενίσχυση. Η στρατηγική της ενίσχυσης ήταν αρχικά να ενισχύονται τα τοιχώματα και ορισμένα από τα υποστυλώματα για να παρατηρήσουμε όταν γίνει ανακατανομή της έντασης αν παραμένουν τα προβλήματα στα υπόλοιπα στοιχεία ή αν μειώνονται. Η μέθοδος ενίσχυσης Α θα παρουσιαστεί βηματικά για τη καλύτερη κατανόηση της στρατηγικής που ακολουθήθηκε.

5.1.1 ΒΗΜΑ 1^ο: Ενίσχυση Υποστυλωμάτων και Τοιχωμάτων

- ΣΤΑΘΜΗ 1 (ΟΡΟΦΗ ΠΥΛΩΤΗΣ)

Στη στάθμη 1 (οροφή πυλωτής) έγινε ενίσχυση στο τοίχωμα K1 και στα υποστυλώματα K13 και K15. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-1.



Σχήμα 5-1: Θέση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 1

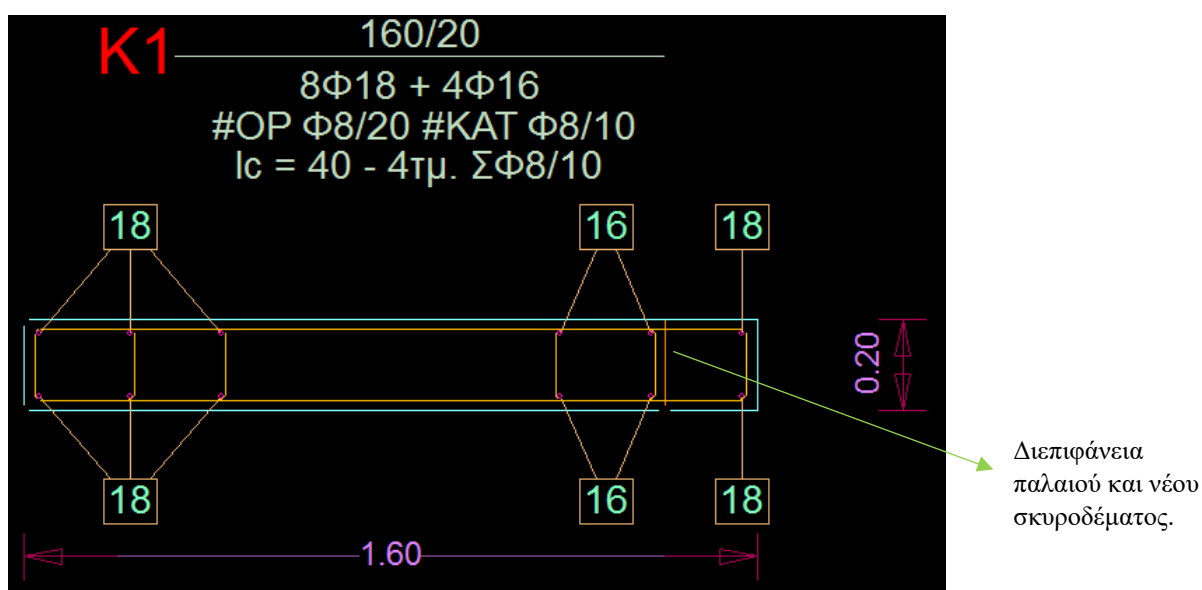
A) Τοίχωμα K1

Το τοίχωμα K1 δεν ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC, καθώς και της διάτμησης γι' αυτό και επιλέχθηκε η ενίσχυσή του με τη μέθοδο της κατασκευής του μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Για να λυθεί το πρόβλημα της διάτμησης χρησιμοποιήθηκε τετράτμητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-1.

Πίνακας 5-1: Χαρακτηριστικά τοιχώματος K1 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K1
Αρχικές διαστάσεις	20/140cm
Νέες διαστάσεις	20/160cm
Διαμήκης οπλισμός	4Φ16+4Φ18+4Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	4ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι το μήκος του τοιχώματος K1 αυξήθηκε κατά 0,20m και προστέθηκαν 2Φ18 στη νέα στρώση σκυροδέματος και 2Φ18 στο υφιστάμενο τοίχωμα, συνολικά 4Φ18 νέου διαμήκους οπλισμού. Επίσης για να αυξηθεί η διατμητική του αντοχή χρησιμοποιήσαμε τετράμητο συνδετήρα διαμέτρου Φ8 ανά 10cm για να συνδέσουμε το παλιό με το νέο οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-2.



Σχήμα 5-2: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1

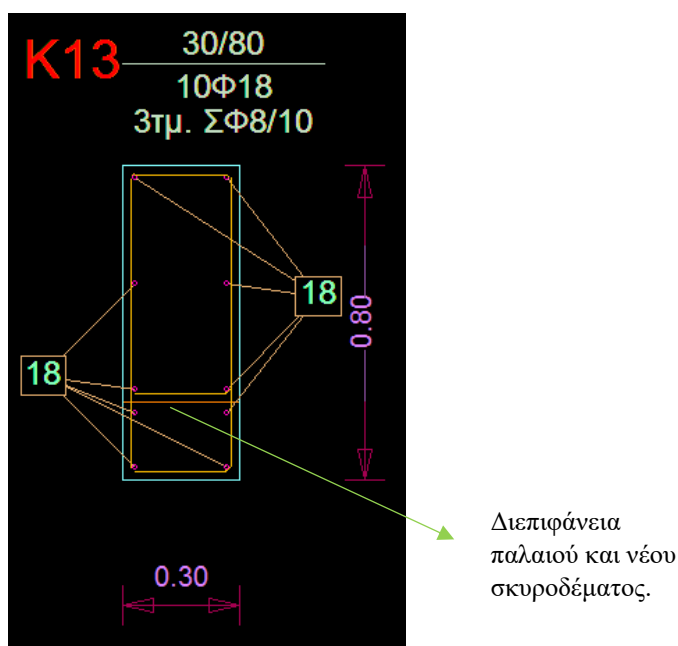
B) Υποστύλωμα K13

Το υποστύλωμα K13 δεν ικανοποιούσε το όριο επάρκειας για τον έλεγχο στροφής στη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC. Επομένως κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυσή του με τη κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για να ενισχυθεί καμπτικά. Προσθέτοντας τέσσερις διαμήκεις ράβδους με διάμετρο Φ18 προέκυψε πρόβλημα διάτμησης γι' αυτό και προτιμήθηκε η τοποθέτηση τρίμητου συνδετήρα για τη σύνδεση παλαιού και νέου οπλισμού. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-2.

Πίνακας 5-2: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος K13 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K13
Αρχικές διαστάσεις	30/60cm
Νέες διαστάσεις	30/80cm
Διαμήκης οπλισμός	6Φ18+4Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	3ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι η διάσταση του μήκους αυξήθηκε 0,20m και προστέθηκαν 4Φ18 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για την αύξηση της διατμητικής αντοχής τοποθετήσαμε τρίμητο συνδετήρα με διάμετρο Φ8 ανά 10cm για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-3.



Σχήμα 5-3: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K13

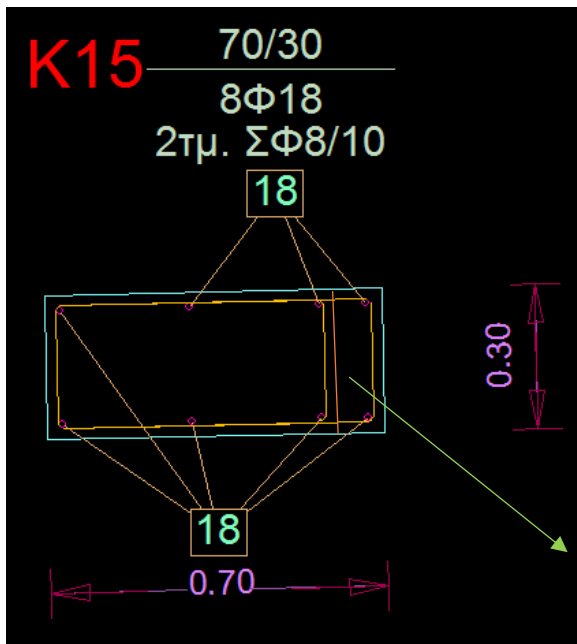
Γ) Υποστύλωμα K15

Το υποστύλωμα K15 δεν ικανοποιούσε το όριο επάρκειας για τον έλεγχο στροφής στη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Επομένως κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυσή του με τη κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για να ενισχυθεί καμπτικά. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-3.

Πίνακας 5-3: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος K15 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K15
Αρχικές διαστάσεις	60/30cm
Νέες διαστάσεις	70/30cm
Διαμήκης οπλισμός	6Φ18+2Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι η διάσταση του μήκους αυξήθηκε 0,10m και προστέθηκαν 2Φ18 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό τοποθετήσαμε δίμητο συνδετήρα με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-4.

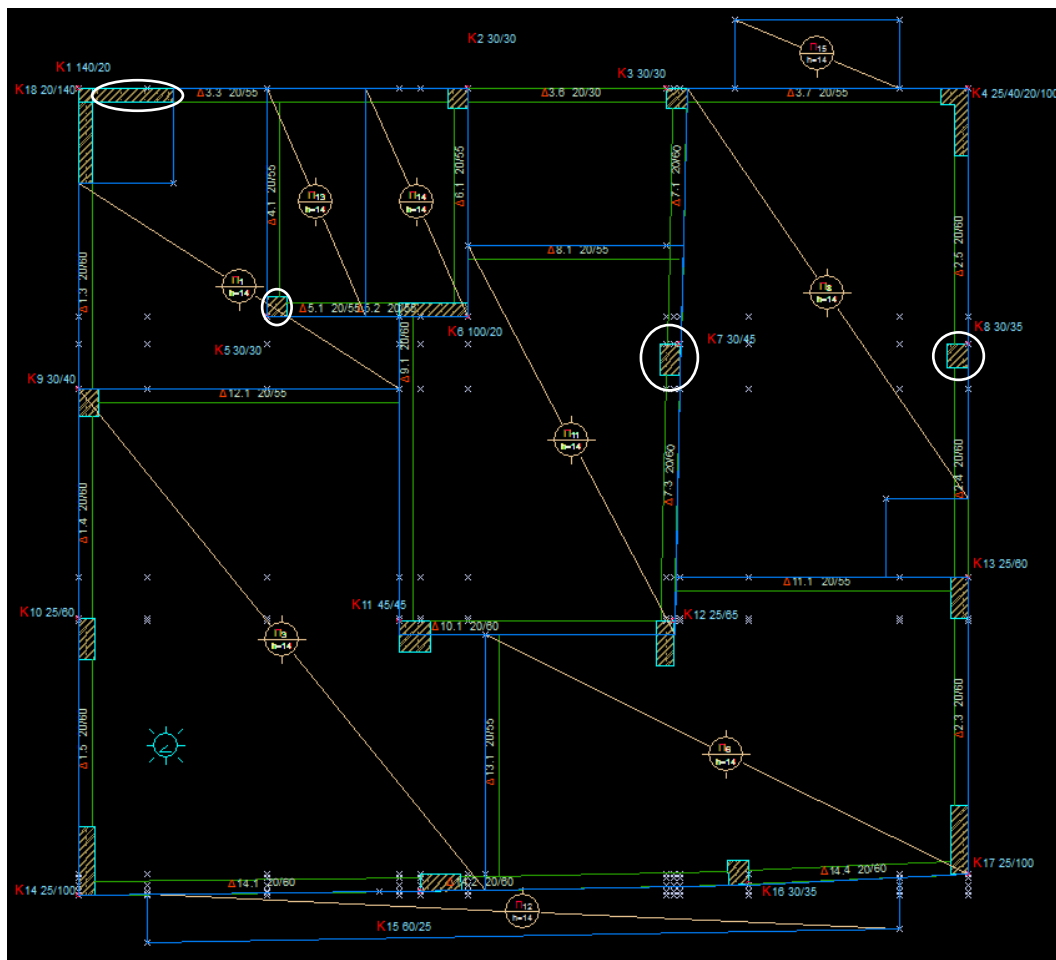


Διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος.

Σχήμα 5-4: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος Κ15

- ΣΤΑΘΜΗ 2 (ΟΡΟΦΗ 1^{ου} ΟΡΟΦΟΥ)

Στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου) έγινε ενίσχυση στο τοίχωμα Κ1 και στα υποστυλώματα Κ5, Κ7 και Κ8. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-5.



Σχήμα 5-5: Ξυλότυπος οροφής 1ου ορόφου - στάθμη 2

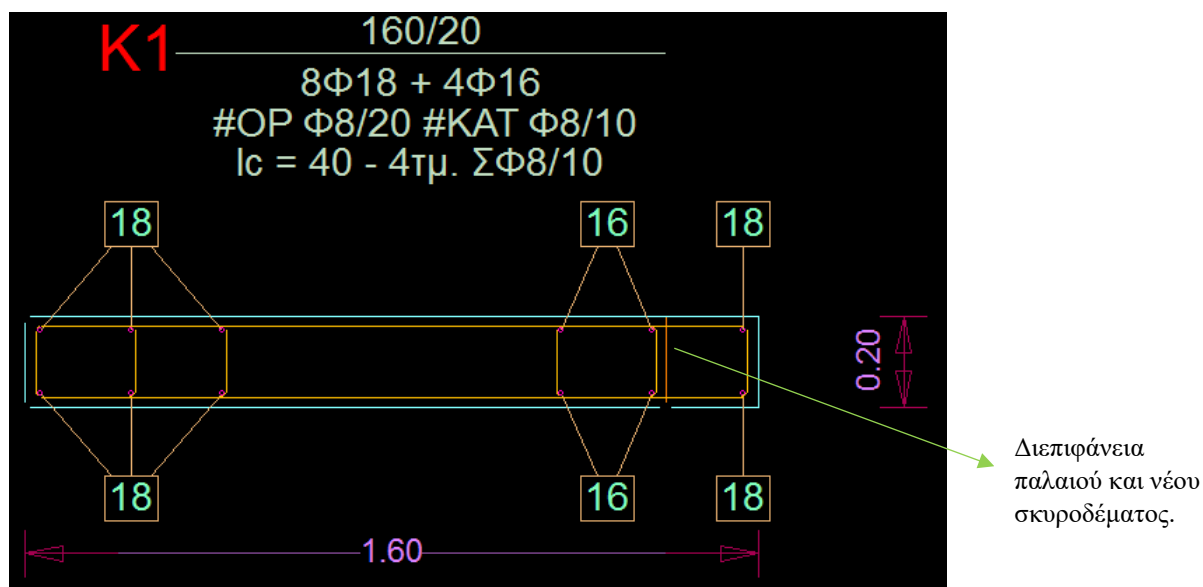
A) Τοίχωμα K1

Το τοίχωμα K1 δεν ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC, γι' αυτό και επιλέχθηκε η ενίσχυσή του με τη μέθοδο της κατασκευής του μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Για να μην υπάρξει πρόβλημα διάτμησης χρησιμοποιήθηκε τετράτμητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-4.

Πίνακας 5-4: Χαρακτηριστικά τοιχώματος K1 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K1
Αρχικές διαστάσεις	20/140cm
Νέες διαστάσεις	20/160cm
Διαμήκης οπλισμός	4 $\Phi 16$ +4 $\Phi 18$ +4 $\Phi 18$
Εγκάρσιος οπλισμός	4 $\Sigma \Phi 8/10$ cm

Παρατηρούμε ότι το μήκος του τοιχώματος K1 αυξήθηκε κατά 0,20m και προστέθηκαν 2 $\Phi 18$ στη νέα στρώση σκυροδέματος και 2 $\Phi 18$ στο υφιστάμενο τοίχωμα, συνολικά 4 $\Phi 18$ νέου διαμήκους οπλισμού. Επίσης για να αυξηθεί η διατμητική του αντοχή χρησιμοποιήσαμε τετράτμητο συνδετήρα διαμέτρου $\Phi 8$ ανά 10cm για να συνδέσουμε το παλιό με το νέο οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-6.



Σχήμα 5-6: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1

Β) Υποστύλωμα Κ7 και Κ8

Τα υποστυλώματα Κ7 και Κ8 δεν ικανοποιούσαν το όριο επάρκειας για τον έλεγχο στροφής στη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Επομένως κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυσή τους με τη κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυροδέμα για να ενισχυθούν καμπτικά. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-5 και 5-6 για κάθε υποστύλωμα.

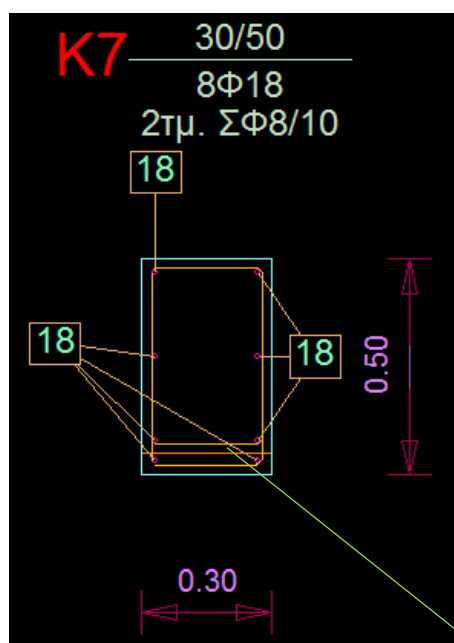
Πίνακας 5-6: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος Κ7 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Κ7
Αρχικές διαστάσεις	30/45cm
Νέες διαστάσεις	30/50cm
Διαμήκης οπλισμός	6Φ18+2Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/10cm

Πίνακας 5-5: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος Κ8 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Κ8
Αρχικές διαστάσεις	30/35cm
Νέες διαστάσεις	35/35cm
Διαμήκης οπλισμός	6Φ18+2Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/10cm

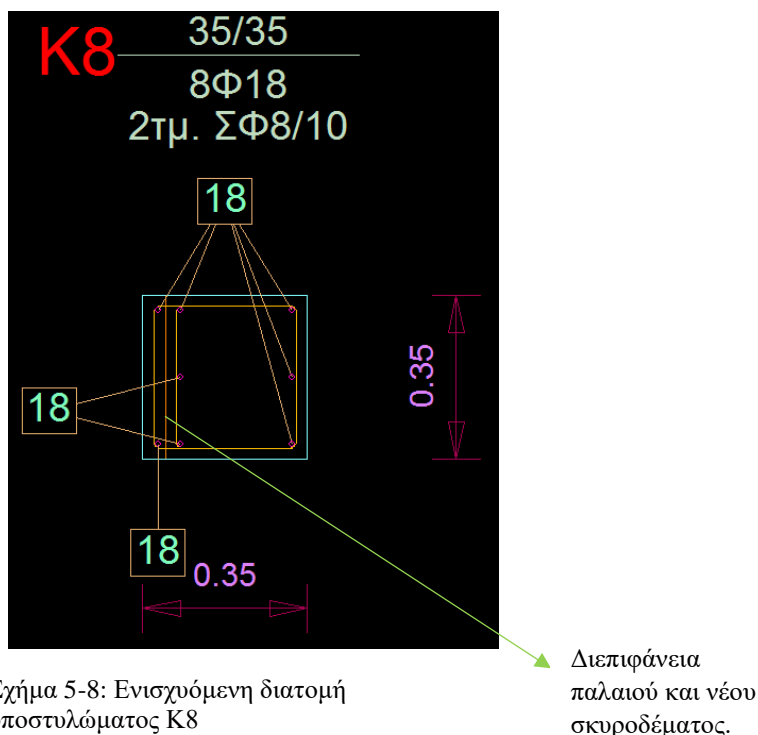
Παρατηρούμε για το Κ7 ότι η διάσταση του μήκους αυξήθηκε 0,05m και προστέθηκαν 2Φ18 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό τοποθετήσαμε δίτιμτο συνδετήρα με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-7.



Σχήμα 5-7: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος Κ7

Διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος.

Παρατηρούμε για το Κ8 ότι η διάσταση του πλάτους αυξήθηκε 0,05m και προστέθηκαν 2Φ18 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό τοποθετήσαμε δίτιμτο συνδετήρα με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-8.



Σχήμα 5-8: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος Κ8

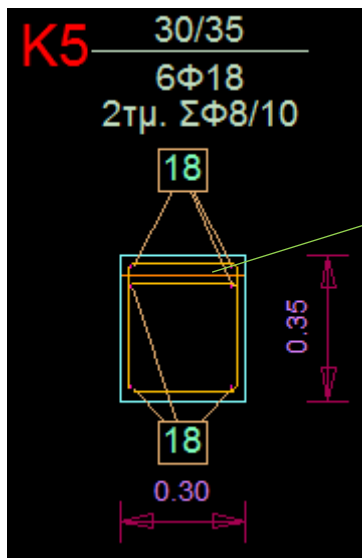
Γ) Υποστύλωμα Κ5

Το υποστύλωμα Κ5 χρειάστηκε ενίσχυση, επειδή η ενίσχυση των δοκών προκάλεσε ανακατανομή της έντασης και το υποστύλωμα εμφάνισε ανεπάρκεια στον έλεγχο στροφής. Επομένως κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυσή του με τη κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για να ενισχυθεί καμπτικά. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-7.

Πίνακας 5-7: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος Κ5 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Κ5
Αρχικές διαστάσεις	30/30cm
Νέες διαστάσεις	30/35cm
Διαμήκης οπλισμός	4Φ18+2Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι η διάσταση του μήκους αυξήθηκε 0,10m και προστέθηκαν 2Φ18 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό τοποθετήσαμε δίτημτο συνδετήρα με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-7.

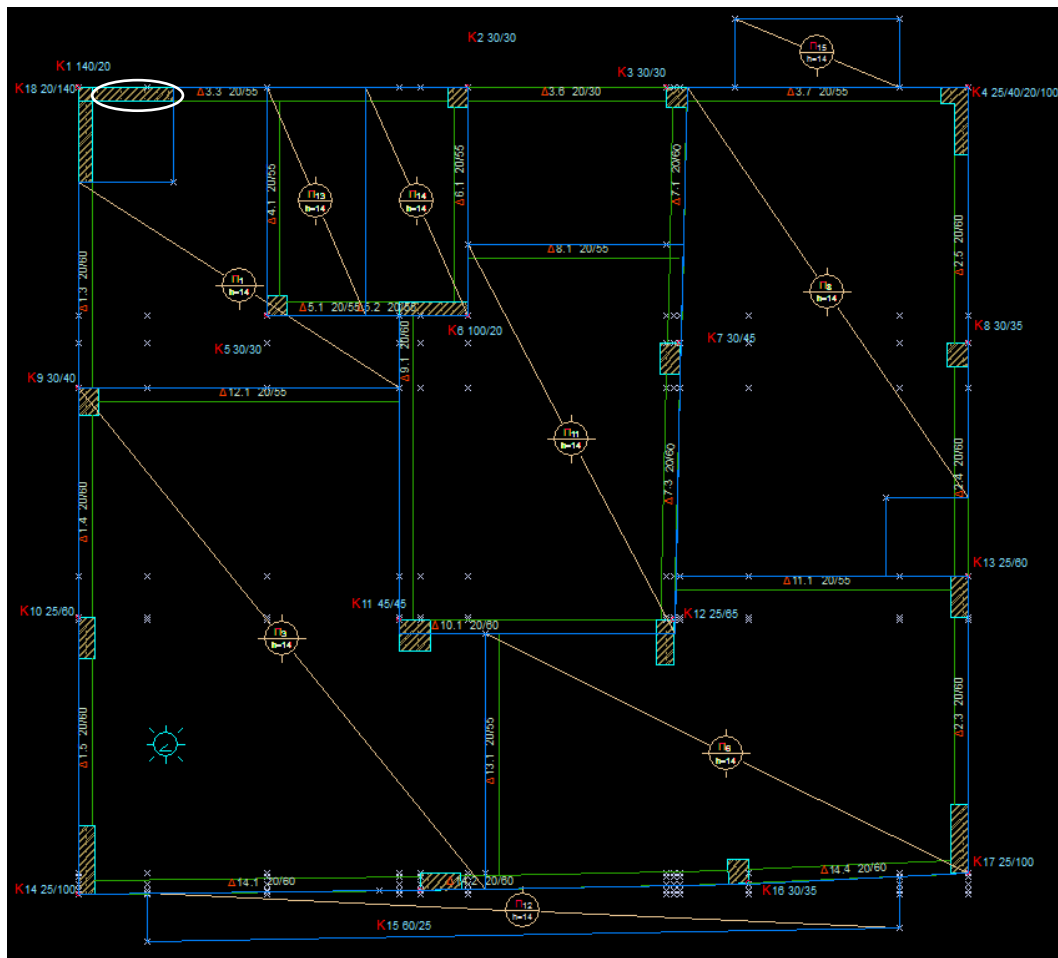


Διεπιφάνεια
παλαιού και νέου
σκυροδέματος.

Σχήμα 5-9: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος Κ5

- ΣΤΑΘΜΗ 3 (ΟΡΟΦΗ 2^{ου} ΟΡΟΦΟΥ)

Στη στάθμη 3 (οροφή 2^{ου} ορόφου) έγινε ενίσχυση στο τοίχωμα Κ1. Η θέση του στοιχείου στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-10.



Σχήμα 5-10: Ξυλότυπος οροφής 2ου ορόφου - στάθμη 3

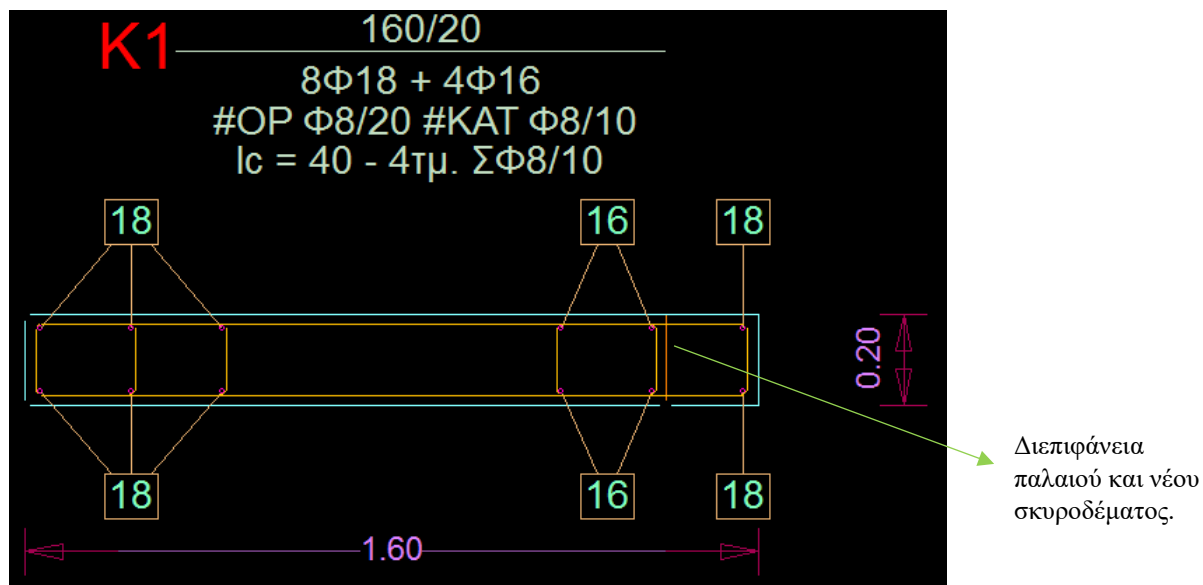
A) Τοίχωμα K1

Το τοίχωμα K1 δεν αντιμετώπιζε κάποιο πρόβλημα ανεπάρκειας αλλά ενισχύθηκε ώστε να βελτιώσει τη συμπεριφορά των δοκών του ορόφου μέσω της ανακατανομής της έντασης, καθώς ένα ενισχυμένο τοίχωμα θα μπορεί να απορροφήσει μεγαλύτερη σεισμική ενέργεια. Γι' αυτό και επιλέχθηκε η ενίσχυσή του με τη μέθοδο της κατασκευής του μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και η χρήση τετράτητου συνδετήρα για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 10cm ώστε να μην υπάρξει πρόβλημα σε στροφή και διάτμηση. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-8.

Πίνακας 5-8: Χαρακτηριστικά τοιχώματος K1 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K1
Αρχικές διαστάσεις	20/140cm
Νέες διαστάσεις	20/160cm
Διαμήκης οπλισμός	4 $\Phi 16$ +4 $\Phi 18$ +4 $\Phi 18$
Εγκάρσιος οπλισμός	4 $\Sigma \Phi 8$ /10cm

Παρατηρούμε ότι το μήκος του τοιχώματος K1 αυξήθηκε κατά 0,20m και προστέθηκαν 2 $\Phi 18$ στη νέα στρώση σκυροδέματος και 2 $\Phi 18$ στο υφιστάμενο τοίχωμα, συνολικά 4 $\Phi 18$ νέου διαμήκους οπλισμού. Επίσης για να αυξηθεί η διατμητική του αντοχή χρησιμοποιήσαμε τετράτημο συνδετήρα διαμέτρου $\Phi 8$ ανά 10cm για να συνδέσουμε το παλαιό με το νέο οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-11.

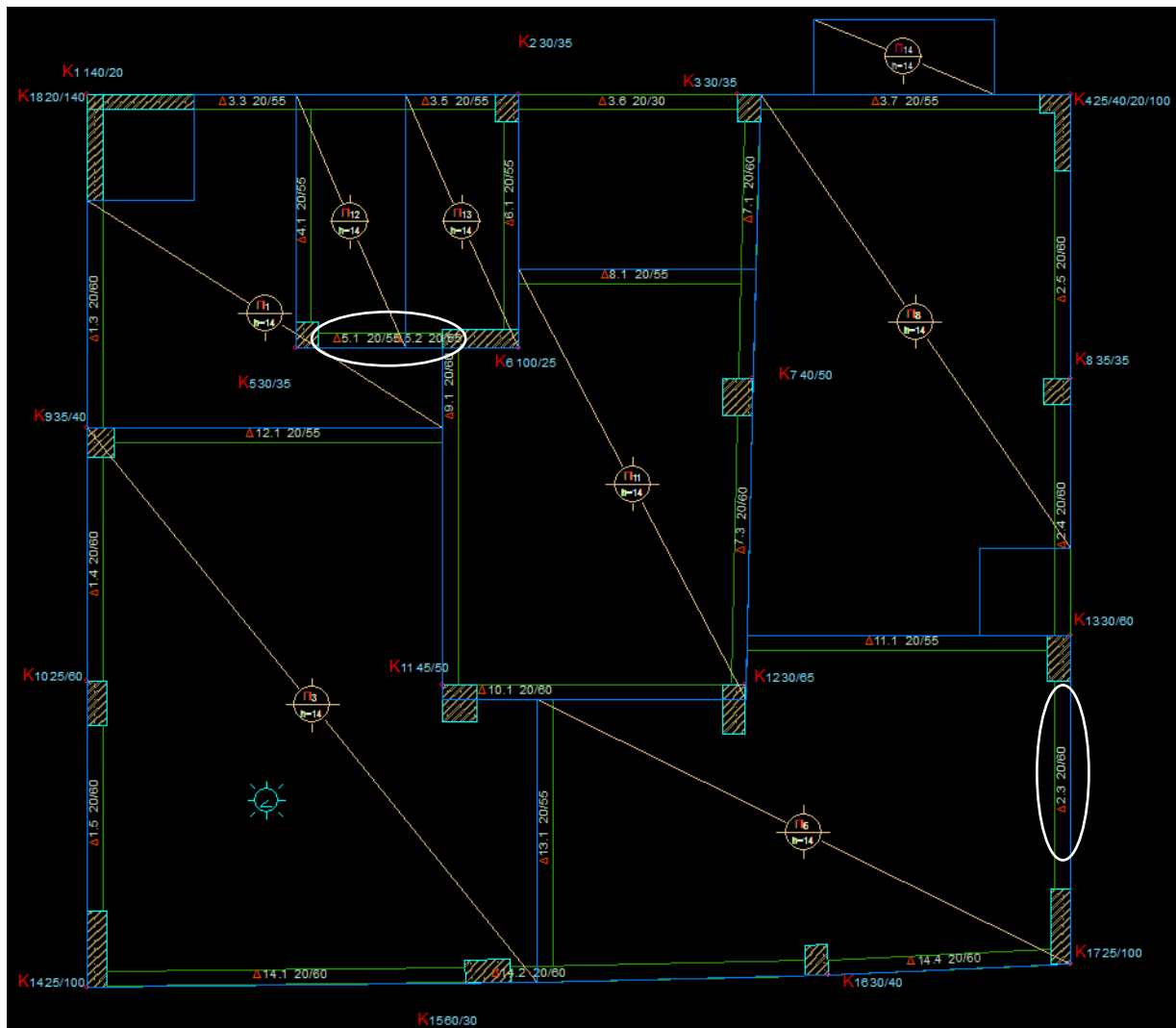


Σχήμα 5-11: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1

5.1.2 ΒΗΜΑ 2^ο: Ενίσχυση Δοκών

- ΣΤΑΘΜΗ 1 (ΟΡΟΦΗ ΠΥΛΩΤΗΣ)

Στη στάθμη 1 (οροφή πυλωτής) έγινε ενίσχυση των δοκών Δ2.3, Δ5.1 και Δ5.2. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-12.



Σχήμα 5-12: Θέση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 1

A) ΔΟΚΟΣ Δ2.3

Η δοκός Δ2.3 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-9 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-10 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-9: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ2.3
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-10: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+4Φ12	2Φ12	4Φ12+4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+4Φ12

Επισημαίνεται η προσθήκη 4Φ12 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και η παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-13: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 1

B) ΔΟΚΟΣ Δ5.1 – Δ5.2

Η δοκοί Δ5.1 και Δ5.2 (αποτελούν μια δοκό ουσιαστικά) δεν ικανοποιούν το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Επίσης εμφανίζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού τόσο καμπτικά όσο και διατμητικά με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-11 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή των δοκών και στο Πίνακα 5-12 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις των δοκών.

Πίνακας 5-11: Χαρακτηριστικά δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ5.1-Δ5.2
Αρχικές διαστάσεις	20/55cm
Νέες διαστάσεις	20/60cm
Εγκάρσιος οπλισμός	3ΣΦ8/15cm

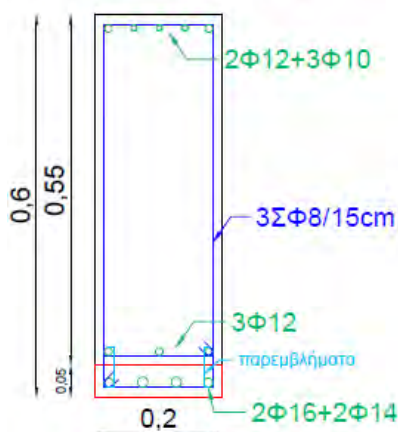
Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται για τη περίσφιξη του παλιού με το νέο οπλισμό είναι τρίμητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-12: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2Φ12+3Φ10	3Φ12+2Φ16+2Φ14	2Φ12+3Φ10	3Φ12+2Φ16+2Φ14	2Φ12+3Φ10	3Φ12+2Φ16+2Φ14

Παρατηρούμε τη προσθήκη 2Φ16+2Φ14 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού.

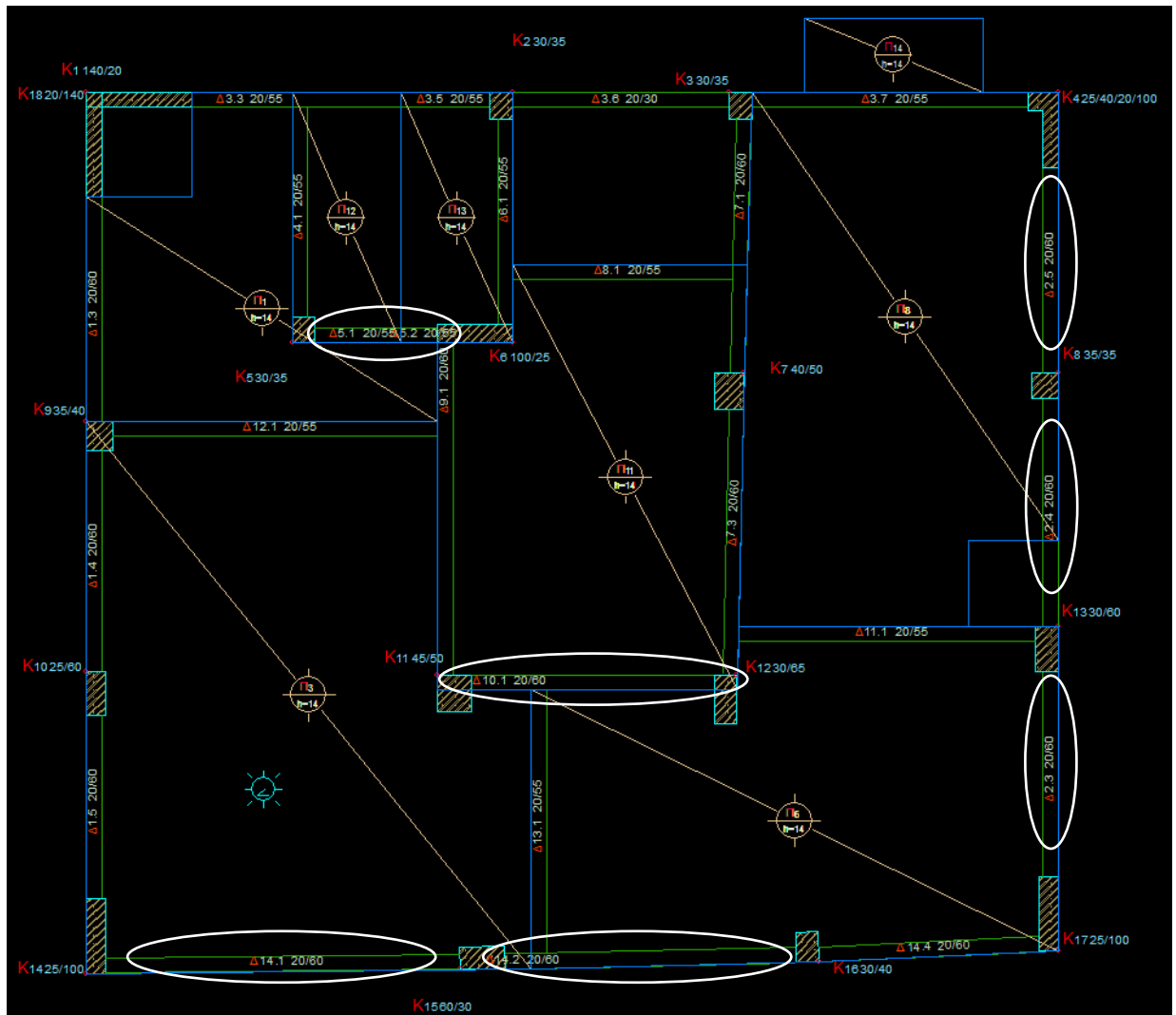
Τυπική τομή



Σχήμα 5-14: Διατομή ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 1

- ΣΤΑΘΜΗ 2 (ΟΡΟΦΗ 1^{ου} ΟΡΟΦΟΥ)

Στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου) έγινε ενίσχυση των δοκών Δ2.3, Δ2.4, Δ2.5, Δ14.1, Δ14.2, Δ14.3, Δ10.1, Δ10.2, Δ5.1 και Δ5.2. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-15.



Σχήμα 5-15: Θέση υποστλωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 2

A) ΔΟΚΟΣ Δ2.3

Η δοκός Δ2.3 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκυσόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-13 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-14 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-13: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

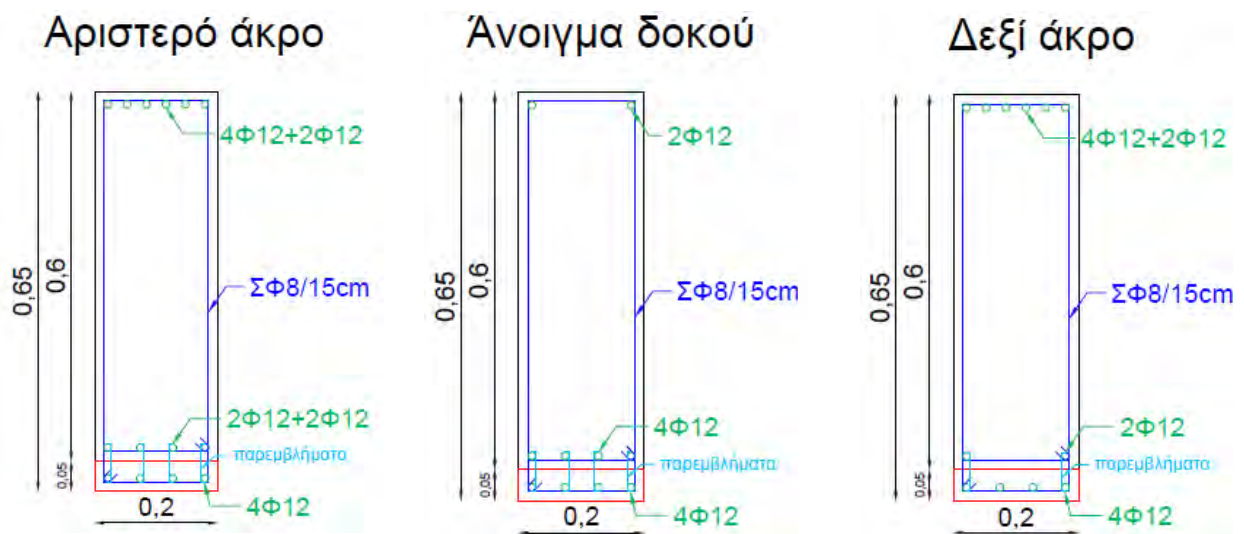
Μέλος	Δ2.3
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-14: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+4Φ12	2Φ12	4Φ12+4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+4Φ12

Παρατηρούμε τη προσθήκη 4Φ12 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και τη παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-16: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 2

B) ΔΟΚΟΣ Δ2.5

Η δοκός Δ2.5 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-15 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-16 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-15: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.5 μετά την ενίσχυση

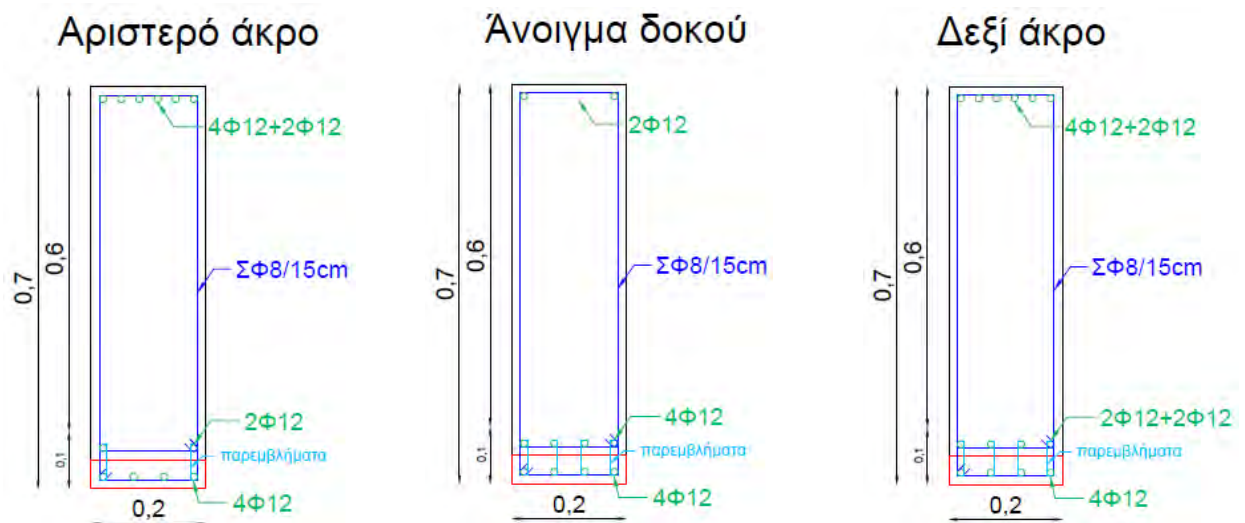
Μέλος	Δ2.5
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/70cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,10m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-16: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.5 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+4Φ12	2Φ12	4Φ12+4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+4Φ12

Παρατηρούμε τη προσθήκη 4Φ12 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και τη παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο δεξί άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-17: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.5 στη στάθμη 2

Γ) ΔΟΚΟΣ Δ2.4

Η δοκός Δ2.4 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στρώσης, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Αυτό προέκυψε κατά την ενίσχυση των υποστρωμάτων λόγω της ανακατανομής της έντασης. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-17 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-18 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-17: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.4 μετά την ενίσχυση

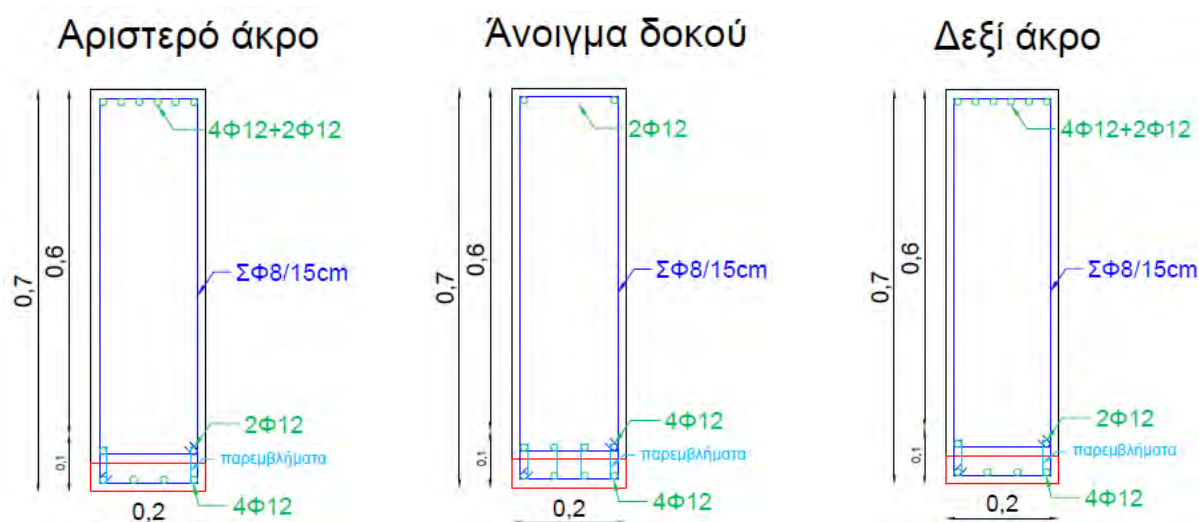
Μέλος	Δ2.4
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/70cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,10m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίμητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-18: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.4 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+4Φ12	2Φ12	4Φ12+4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+4Φ12

Παρατηρούμε τη προσθήκη 4Φ12 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού.



Σχήμα 5-18: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.4 στη στάθμη 2

Δ) ΔΟΚΟΣ Δ5.1 – Δ5.2

Οι δοκοί Δ5.1 και Δ5.2 (αποτελούν μια δοκό ουσιαστικά) δεν ικανοποιούν το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Επίσης εμφανίζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση των δοκών τόσο καμπτικά όσο και διατμητικά με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-19 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή των δοκών και στο Πίνακα 5-20 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις των δοκών.

Πίνακας 5-19: Χαρακτηριστικά δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ5.1-Δ5.2
Αρχικές διαστάσεις	20/55cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	4ΣΦ10/14cm

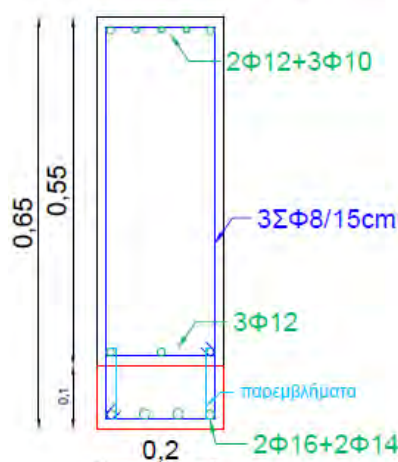
Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,10m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται για τη περίσφιξη του παλιού με το νέο οπλισμό είναι τετράμητος συνδετήρας με διάμετρο $\Phi 10$ ανά 14cm.

Πίνακας 5-20: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2 $\Phi 12$ +3 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$ +2 $\Phi 16$ +2 $\Phi 14$	2 $\Phi 12$ +3 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$ +2 $\Phi 16$ +2 $\Phi 14$	2 $\Phi 12$ +3 $\Phi 10$	3 $\Phi 12$ +2 $\Phi 16$ +2 $\Phi 14$

Παρατηρούμε τη προσθήκη 2 $\Phi 16$ +2 $\Phi 14$ διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού.

Τυπική τομή



Σχήμα 5-19: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 2

Ε) ΔΟΚΟΣ Δ10.1 – Δ10.2

Οι δοκοί Δ10.1 και Δ10.2 (αποτελούν μια δοκό ουσιαστικά) δεν ικανοποιούν το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση των δοκών καμπτικά με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-21 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή των δοκών και στο Πίνακα 5-22 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις των δοκών.

Πίνακας 5-21: Χαρακτηριστικά δοκών Δ10.1-Δ10.2 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ10.1-Δ10.2
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2 $\Sigma\Phi 8$ /15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται για τη περίσφιξη του παλιού με το νέο οπλισμό είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 15cm.

Πίνακας 5-22: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ10.1-Δ10.2 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2 $\Phi 16$ +2 $\Phi 12$	2 $\Phi 16$ +4 $\Phi 16$	2 $\Phi 12$	4 $\Phi 16$ +4 $\Phi 16$	2 $\Phi 16$ +2 $\Phi 12$	2 $\Phi 16$ +4 $\Phi 16$

Παρατηρούμε τη προσθήκη 4 $\Phi 16$ διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού.



Σχήμα 5-20: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ10.1-Δ10.2 στη στάθμη 2

ΣΤ) ΔΟΚΟΣ Δ14.1

Η δοκός Δ14.1 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-23 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-24 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-23: Χαρακτηριστικά δοκού Δ14.1 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ14.1
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 15cm.

Πίνακας 5-24: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ14.1 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2Φ12+2Φ14+2Φ12	2Φ14+4Φ14	2Φ12	4Φ14+4Φ14	4Φ14+2Φ12	2Φ14+4Φ14

Επισημαίνεται η προσθήκη 4Φ14 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και η παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-21: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ14.1 στη στάθμη 2

Z) ΔΟΚΟΣ Δ14.2-Δ14.3

Οι δοκοί Δ14.2-Δ14.3 θα αντιμετωπιστούν σαν μια δοκός λόγω του μικρού ανοίγματος της Δ14.2. Άρα η δοκός δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-25 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-26 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-25: Χαρακτηριστικά δοκού Δ14.2-Δ14.3 μετά την ενίσχυση

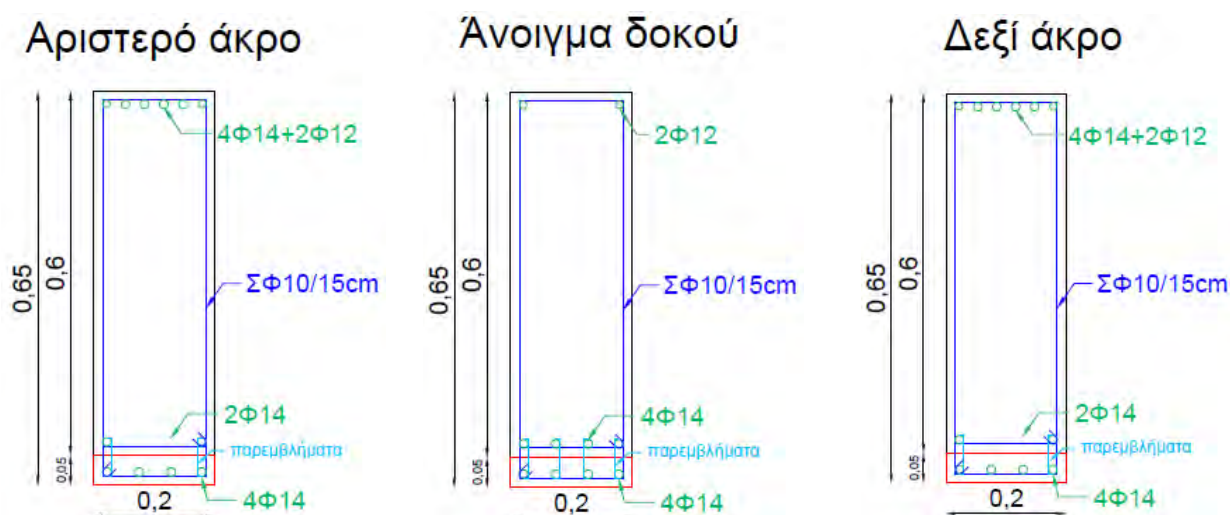
Μέλος	Δ14.2-Δ14.3
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ10/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ10 ανά 15cm.

Πίνακας 5-26: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ14.2-Δ14.3 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2Φ12+4Φ14	2Φ14+4Φ14	2Φ12	4Φ14+4Φ14	4Φ14+2Φ12	2Φ14+4Φ14

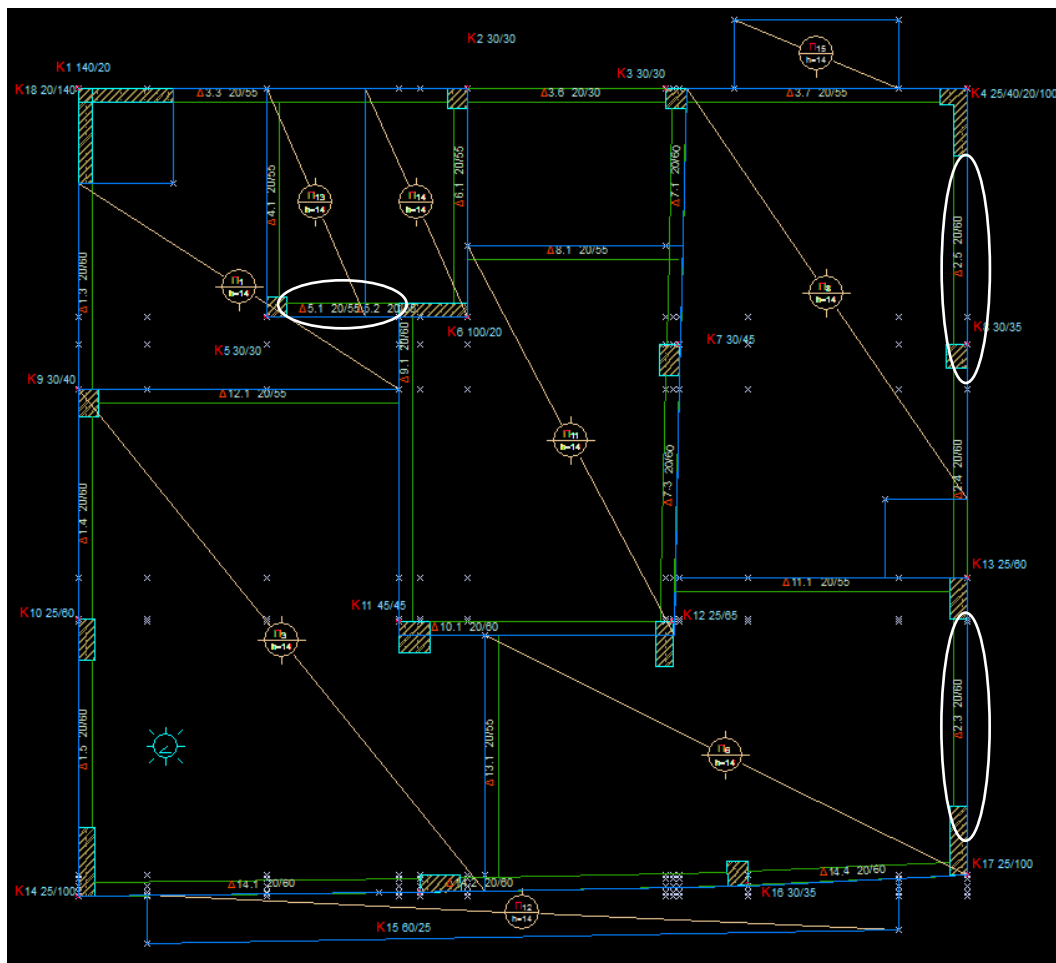
Επισημαίνεται η προσθήκη 4Φ14 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και η παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-22: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ14.2-Δ14.3 στη στάθμη 2

- ΣΤΑΘΜΗ 3 (ΟΡΟΦΗ 2^{ου} ΟΡΟΦΟΥ)

Στη στάθμη 3 (οροφή 2^{ου} ορόφου) έγινε ενίσχυση στις δοκούς Δ2.3, Δ2.5 και Δ5.1-Δ5.2. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-23.



Σχήμα 5-23: Ξυλότυπος οροφής 2ου ορόφου - στάθμη 3

A) ΔΟΚΟΣ Δ2.3

Η δοκός Δ2.3 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεσματικότητας NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελευσόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-27 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-28 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-27: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

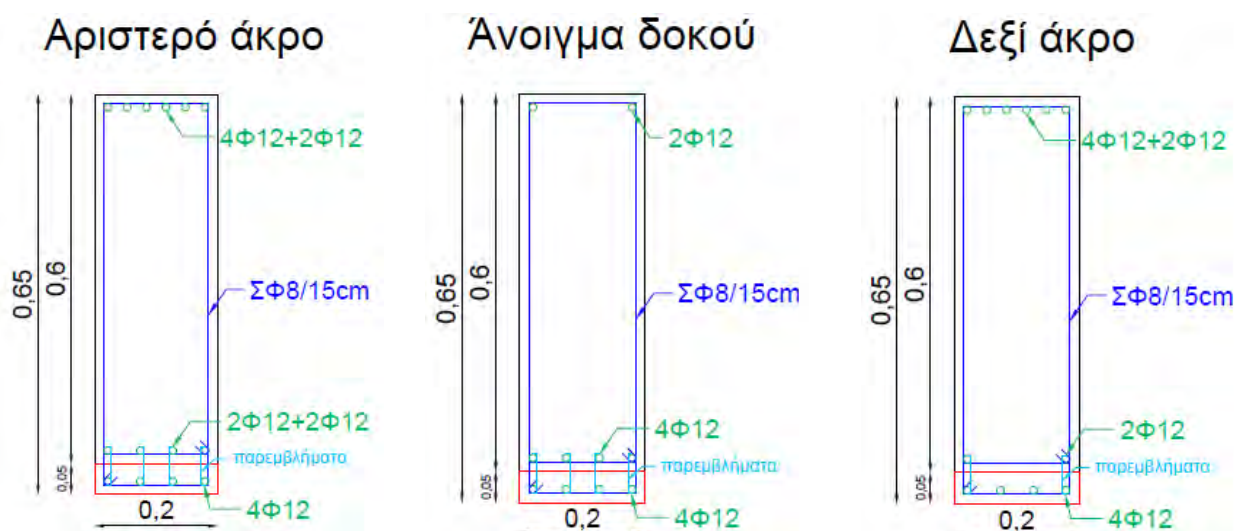
Μέλος	Δ2.3
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-28: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+4Φ12	2Φ12	4Φ12+4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+4Φ12

Επισημαίνεται η προσθήκη 4Φ12 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και η παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-24: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 3

B) ΔΟΚΟΣ Δ2.5

Η δοκός Δ2.5 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-29 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-30 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-29: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.5 μετά την ενίσχυση

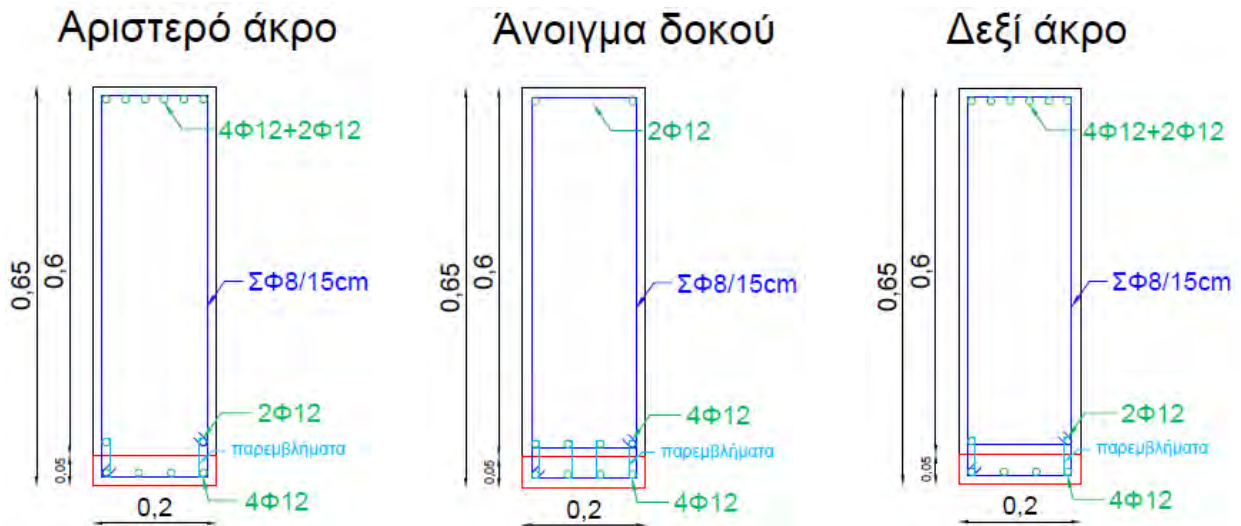
Μέλος	Δ2.5
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-30: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.5 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+4Φ12	2Φ12	4Φ12+4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+4Φ12

Επισημαίνεται η προσθήκη 4Φ12 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και η παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο δεξί άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-25: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.5 στη στάθμη 3

Γ) ΔΟΚΟΣ Δ5.1 – Δ5.2

Οι δοκοί Δ5.1 και Δ5.2 (αποτελούν μια δοκό ουσιαστικά) δεν ικανοποιούν το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Επίσης εμφανίζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση των δοκών τόσο καμπτικά όσο και διατμητικά με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-31 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή των δοκών και στο Πίνακα 5-32 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις των δοκών.

Πίνακας 5-31: Χαρακτηριστικά δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ5.1-Δ5.2
Αρχικές διαστάσεις	20/55cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	3Φ8/15cm

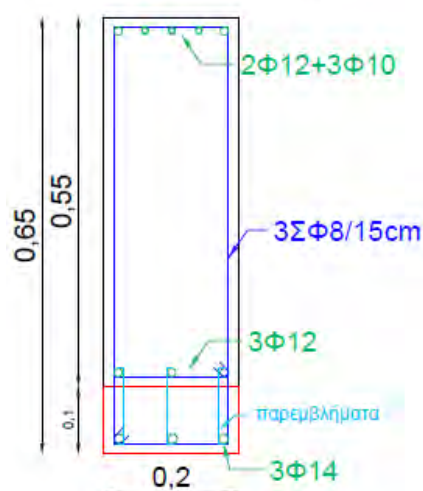
Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,10m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται για τη περίσφιξη του παλιού με το νέο οπλισμό είναι τρίμητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-32: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2Φ12+3Φ10	3Φ12+3Φ14	2Φ12+3Φ10	3Φ12+3Φ14	2Φ12+3Φ10	3Φ12+3Φ14

Επισημαίνεται η προσθήκη 4Φ12 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και η παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο δεξί άκρο της δοκού.

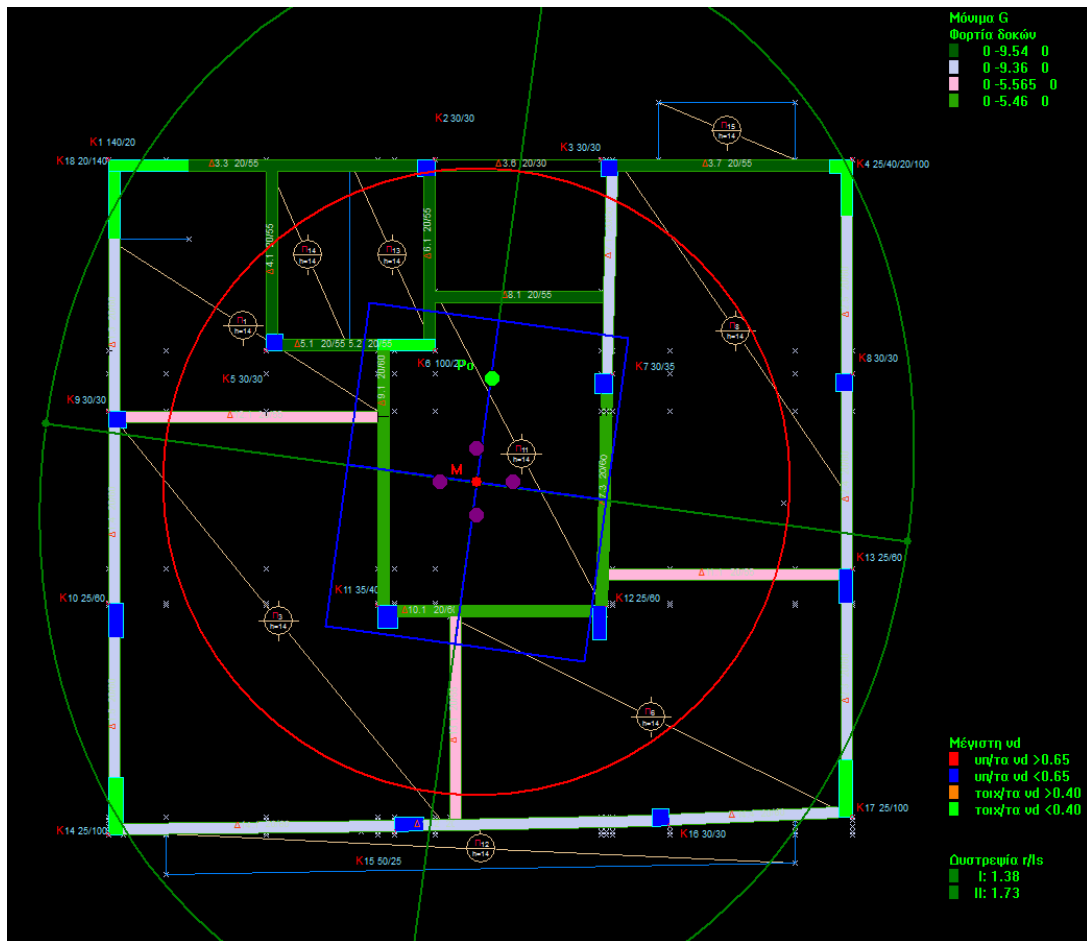
Τυπική τομή



Σχήμα 5-26: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 3

5.1.3 Στρεπτική ευαισθησία και Κανονικότητα σε κάτοψη

Αφού ολοκληρωθούν οι ενισχύσεις, γίνεται η μελέτη αποτίμησης του φορέα και παρατηρείται αν επαρκεί ή όχι. Οι ενισχύσεις που έγιναν δεν τροποποίησαν το στατικό σύστημα, κάτι που θα γινόταν σε περιπτώσεις προσθήκης νέων κατακόρυφων μελών ή προσθήκης συστημάτων απορρόφησης ενέργειας. Παρακάτω ελέγχεται η στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου και η κανονικότητα σε κάτοψη που αναμένουμε να ικανοποιείται ο έλεγχος, όπως στην υφιστάμενη κατάσταση. Παρατηρώντας το φορέα θα μπορούσαμε να σχολιάσουμε ότι είναι κανονικό σε κάτοψη μιας και η κατανομή της δυσκαμψίας είναι ομοιόμορφη καθ' ύψος. Αυτό θα ελεγχθεί σύμφωνα με τις προϋποθέσεις του Ευρωκώδικα 8. Στη συνέχεια παρατίθενται ο έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας που έγινε στη πλησιέστερη στάθμη στο ύψος $h = 0,80 \times H$ που ήταν η στάθμη 4 (οροφή 3^{ου} ορόφου) και ο έλεγχος για κανονικότητα σε κάτοψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 5-27: Απεικόνιση ελέγχου δυστροπίας στη στάθμη 4 (οροφή 3ου ορόφου)

Στο Σχήμα 5-27 παρατηρούμε το σημείο M (κόκκινο σημείο) που είναι το κέντρο μάζας και το σημείο P₀ (κίτρινο σημείο) που είναι ο πόλος στροφής (σημείο τομής του ελαστικού άξονα με το διάφραγμα του ορόφου) του ορόφου. Μελετώντας τη θέση αυτών των σημείων συμπεραίνουμε ότι το P₀ βρίσκεται εντός του ορθογωνίου και ο κύκλος βρίσκεται εντός της έλλειψης αδρανείας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 γίνονται δύο έλεγχοι για τον έλεγχο κανονικότητας σε κάτοψη:

- Έλεγχος περιορισμού εκκεντρότητας ορόφων

Σε κάθε διεύθυνση συγκρίνεται το 30% της τιμής της ακτίνας δυστροπίας με τη στατική εκκεντρότητα (Ευρωκώδικας 8 μέρος 1, παράγραφος 4.2.3.2(6)). Ισχύει λόγω της θέσης του P₀, όπως προαναφέρθηκε.

- Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας ορόφων

Σε κτίρια από σκυρόδεμα συγκρίνεται η ακτίνα δυστροπίας r με την ακτίνα αδρανείας I_s , ώστε να ελεγχθεί εάν πρόκειται για στρεπτικά εύκαμπτο ($r < I_s$) ή στρεπτικά δύσκαμπτο σύστημα ($r > I_s$) (Ευρωκώδικας 8 μέρος 1, παράγραφος 5.2.2.1(4)P και (6)). Παρατηρώντας στην εικόνα 5-7 το λόγο r / I_s παρατηρούμε ότι είναι μεγαλύτερος της μονάδας. Επομένως, το κτίριο είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Άρα ισχύει η κανονικότητα σε κάτοψη του υπό ενίσχυση κτιρίου.

5.1.4 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Εφόσον ολοκληρώθηκε η ενίσχυση των μελών που εμφάνιζαν ανεπάρκεια, όπως περιγράφηκε πριν, γίνεται η αποτίμηση του κτιρίου με την ανελαστική στατική μέθοδο Pushover και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα για την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης για κάθε διεύθυνση για το υφιστάμενο κτίριο.

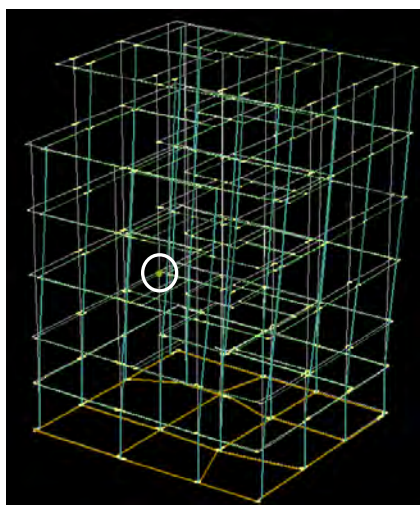
5.1.4.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για διεύθυνση X

Στη πρώτη περίπτωση που εξετάζεται το κτίριο φορτίζεται με ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών φορτίων στη διεύθυνση X. Κατά τη διεύθυνση X θα λειτουργήσουν τρία τοιχώματα που θα παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται και αναλύονται τα διαγράμματα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ και το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του κτιρίου από τα οποία εξάγονται συμπεράσματα για την επάρκεια του κτιρίου.

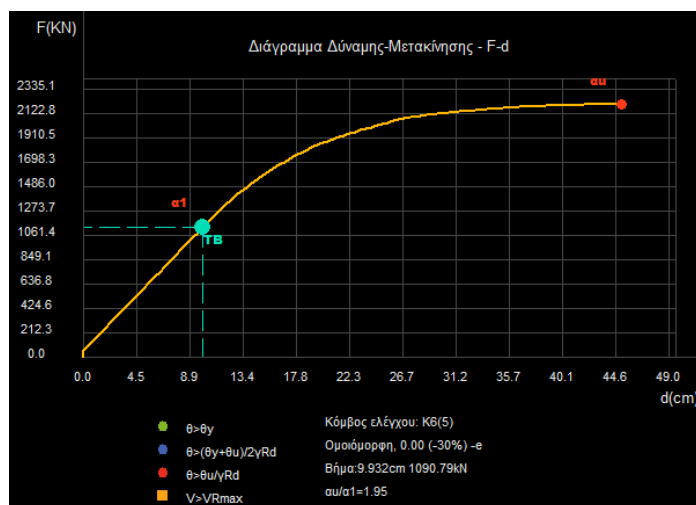
- **Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ**

Παρουσιάζεται για την κατάσταση του κτιρίου, μετά τη μέθοδο ενίσχυσης A, το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης, όπου διακρίνεται η θέση δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης και η στιγμή της κατάρρευσης του κτιρίου.

1) Θέση Δημιουργίας 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 5-29: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης

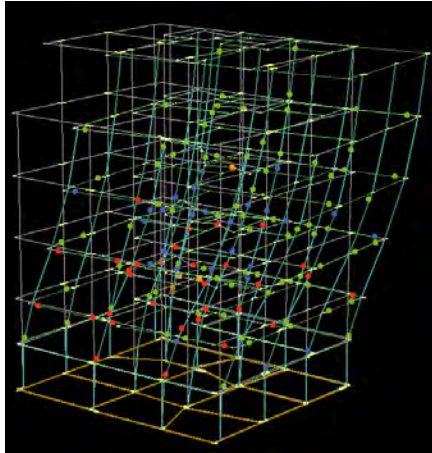


Σχήμα 5-28: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

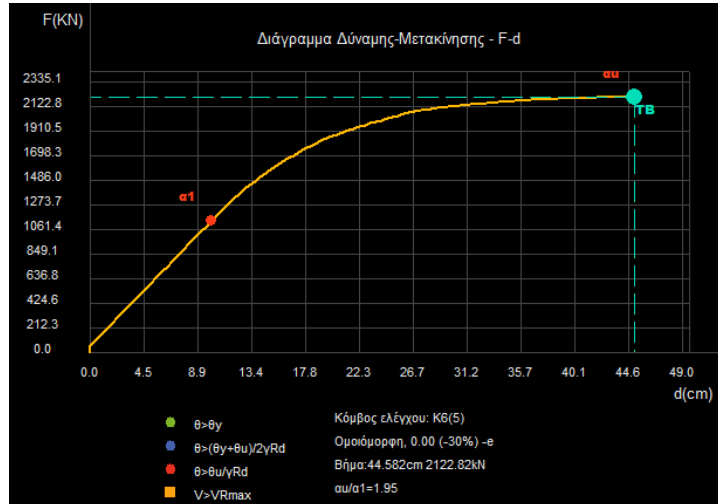
Στο Σχήμα 5-28 παρατηρούμε ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι το σημείο $a1$ παρατηρείται ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, καθώς κανένα δομικό μέλος δεν έχει διαρρεύσει. Μετά το σημείο αυτό δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του κτιρίου έως ότου καταρρεύσει.

Στο Σχήμα 5-29 διαπιστώνουμε πως η θέση δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης είναι στη δοκό Δ1.3 στη στάθμη 1 (οροφή πυλωτής). Η πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο άκρο της δοκού. Από το Σχήμα 5-28 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 1090,79$ kN και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 9,932$ cm και ίσχυε $\theta > \theta_y$. Επίσης ο λόγος υπεραντοχής είναι 1,95.

2) Θέση Δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

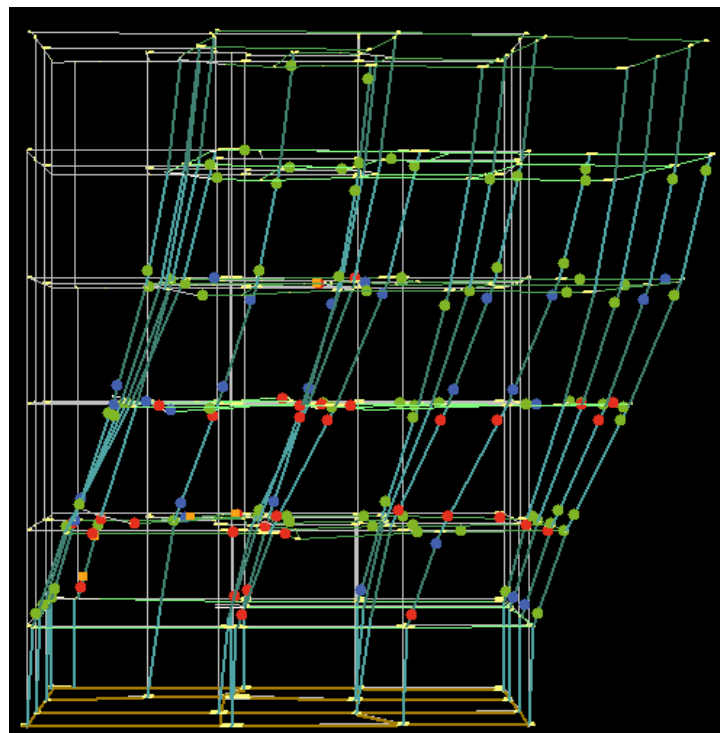


Σχήμα 5-30: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 5-31: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 5-31 παρατηρούμε ότι μετά τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης. Οι περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας NC και άλλες στην SD. Στο Σχήμα 5-30 παρατηρούνται γαλάζιες κουκίδες που αντιστοιχούν σε πλαστικές αρθρώσεις στη στάθμη επιτελεστικότητας SD και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$ και κόκκινες κουκίδες που αντιστοιχούν σε στάθμη επιτελεστικότητας NC και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > \theta_u / \gamma_{Rd}$ (κεφάλαιο 1 του παρόντος). Επίσης παρατηρούμε στο ίδιο σχήμα με κίτρινο κύβο να σημειώνονται οι διατμητικές αστοχίες των μελών που ικανοποιούν το κριτήριο $V > V_{Rmax}$. Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 2122,82 \text{ kN}$ και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 44,582 \text{ cm}$. Ο μηχανισμός κατάρρευσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5-32:

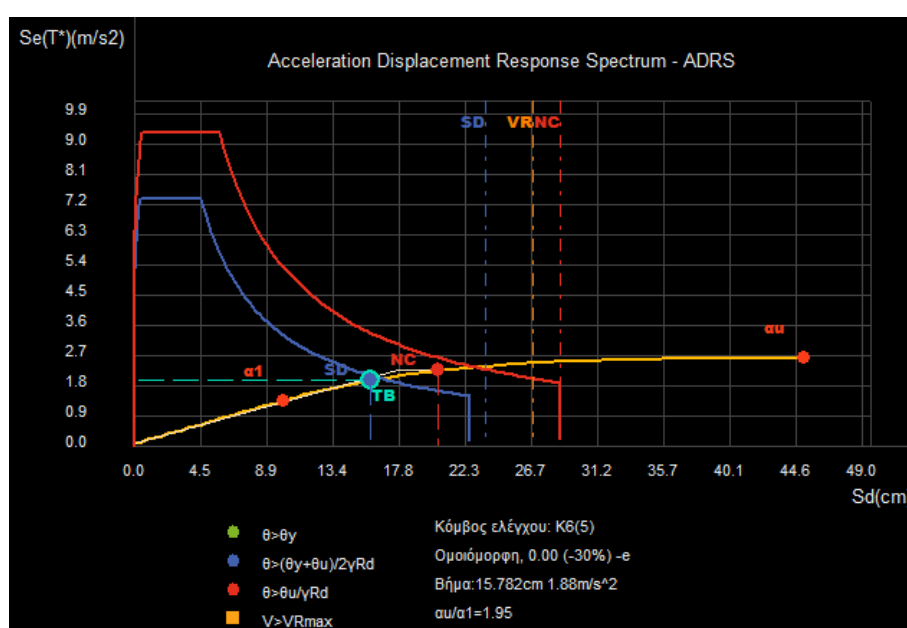


Σχήμα 5-32: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά X

Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική και λιγότερο στρεπτική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης.

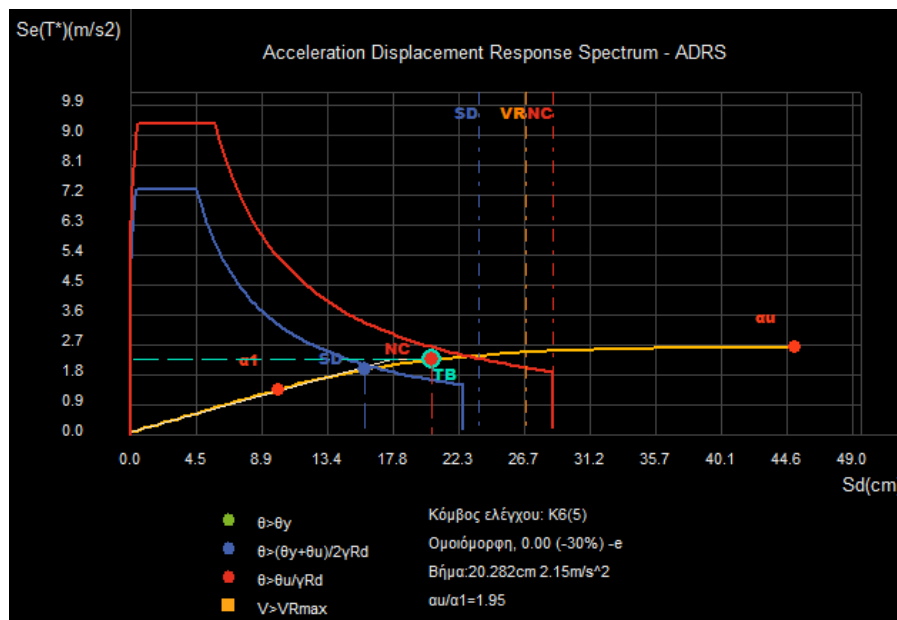
- **Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας (ADRS)**

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβάθμιου. Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Ουσιαστικά από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης δημιουργείται το διάγραμμα επιτάχυνσης – μετακίνησης ώστε να συσχετιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (LH Λογισμική, 2013). Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD και NC.



Σχήμα 5-33: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά X

Στο πρόγραμμα έχουμε ρυθμίσει ως μέθοδο επίλυσης τη μέθοδο ελέγχου των μετατοπίσεων. Αυτό σημαίνει ότι όταν ορίζουμε μια στάθμη επιτελεστικότητας ουσιαστικά ορίζουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση (μπλε και κόκκινη κουκίδα για SD και NC αντίστοιχα) για την οποία θέλουμε να επαρκεί το κτίριό μας. Με τη διακεκομμένη γραμμή (μπλε διακεκομμένη για στάθμη SD και κόκκινη διακεκομμένη για NC) παρουσιάζεται η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Εφόσον η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνησή του τότε το κτίριο επαρκεί. Σε αντίθετη περίπτωση θα χρειαστεί να εφαρμοστεί κάποια ακόμα μέθοδος ενίσχυσης.



Σχήμα 5-34: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά X

Στο Σχήμα 5-33 και 5-34 παρατηρούμε ότι η μπλε κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη SD βρίσκεται πιο αριστερά από τη μπλε διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη SD, και η κόκκινη κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη NC βρίσκεται πιο αριστερά από τη κόκκινη διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη NC. Αυτό σημαίνει ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC το κτίριο επαρκεί για τη μέθοδο ενίσχυσης A. Στα διαγράμματα αυτά παρατηρούμε και τη στιγμή της πρώτης διατμητικής αστοχίας που σημειώνεται με τη κατακόρυφη πορτοκαλί διακεκομμένη γραμμή.

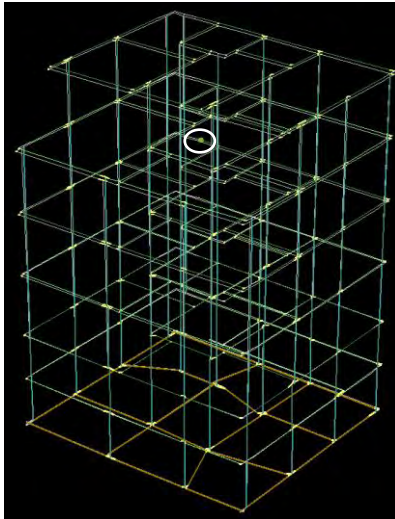
5.1.4.2 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για διεύθυνση Y

Στη δεύτερη περίπτωση που εξετάζεται το κτίριο φορτίζεται με ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών φορτίων στη διεύθυνση Y. Κατά τη διεύθυνση Y θα λειτουργήσουν τέσσερα τοιχώματα που θα παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται και αναλύονται τα διαγράμματα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ και το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του κτιρίου από τα οποία εξάγονται συμπεράσματα για την επάρκεια του κτιρίου μετά την εφαρμογή της μεθόδου A.

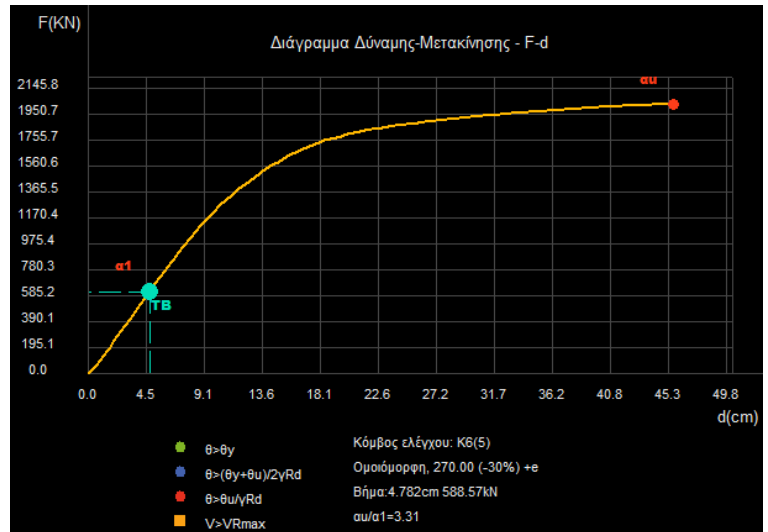
- **Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ**

Παρουσιάζεται για την κατάσταση του κτιρίου, μετά τη μέθοδο ενίσχυσης A, το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπου διακρίνεται η θέση δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης και η στιγμή της κατάρρευσης του κτιρίου.

1) Θέση Δημιουργίας 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 5-36: Θέση δημιουργίας 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης

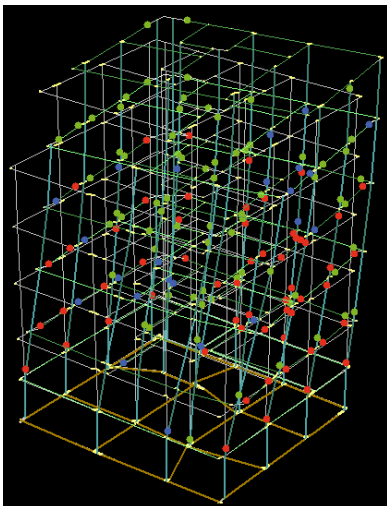


Σχήμα 5-35: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

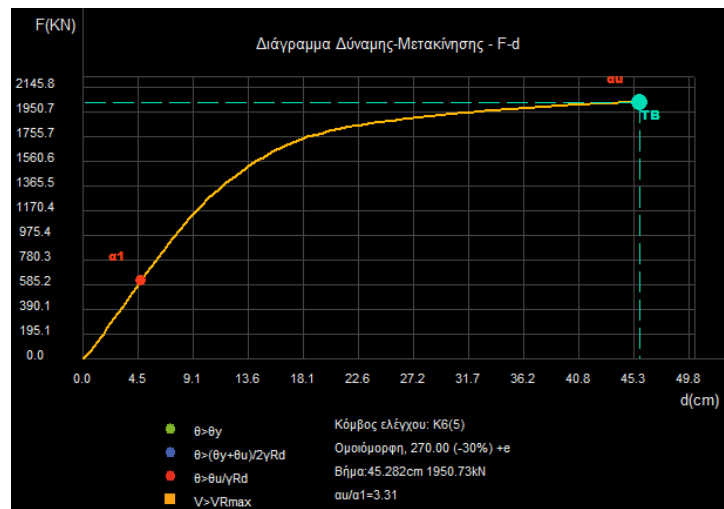
Στο Σχήμα 5-35 παρατηρούμε ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι το σημείο α1 παρατηρείται ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, καθώς κανένα δομικό μέλος δεν έχει διαρρεύσει. Μετά το σημείο αυτό δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του κτιρίου έως ότου καταρρεύσει.

Στο Σχήμα 5-36 διαπιστώνουμε πως στη δοκό Δ3.3 στη στάθμη 3 (οροφή 2^{ου} ορόφου) δημιουργείται η 1^η πλαστική άρθρωση. Η πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο άκρο της δοκού. Από το Σχήμα 5-35 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 588,57 \text{ kN}$ και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 4,782 \text{ cm}$ και ίσχυε $\theta > \theta_y$. Επίσης ο λόγος υπεραντοχής είναι 3,31.

2) Θέση Δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



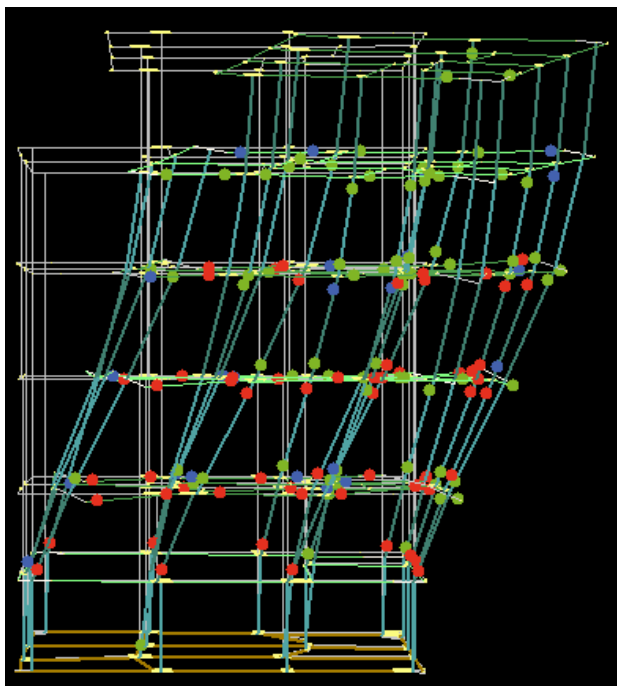
Σχήμα 5-38: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 5-37: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 5-37 παρατηρούμε ότι μετά τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης. Αρκετές πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας NC και άλλες στην SD. Στο Σχήμα 5-38 παρατηρούνται γαλάζιες κουκίδες που αντιστοιχούν σε πλαστικές αρθρώσεις στη στάθμη επιτελεστικότητας SD και

ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$ και κόκκινες κουκίδες που αντιστοιχούν σε στάθμη επιτελεστικότητας NC και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > \theta_u / \gamma_{Rd}$ (κεφάλαιο 1 του παρόντος). Επίσης παρατηρούμε στο ίδιο σχήμα με κίτρινο κύβο να σημειώνονται οι διατμητικές αστοχίες των μελών που ικανοποιούν το κριτήριο $V > V_{Rmax}$. Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 1950,73$ kN και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 45,282$ cm. Ο μηχανισμός κατάρρευσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5-39:

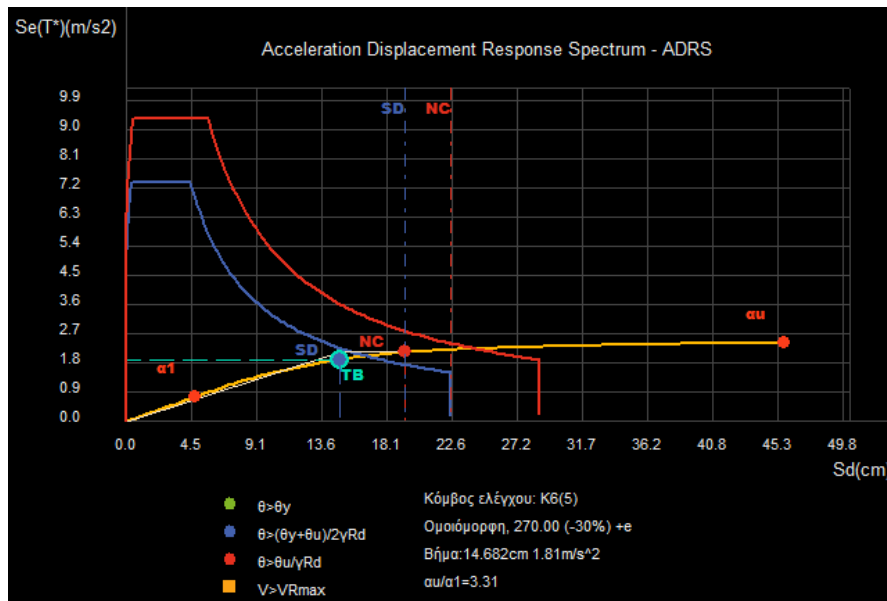


Σχήμα 5-39: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά Y

Παρατηρείται μια μικρή στροφή κατά την στιγμή της κατάρρευσης.

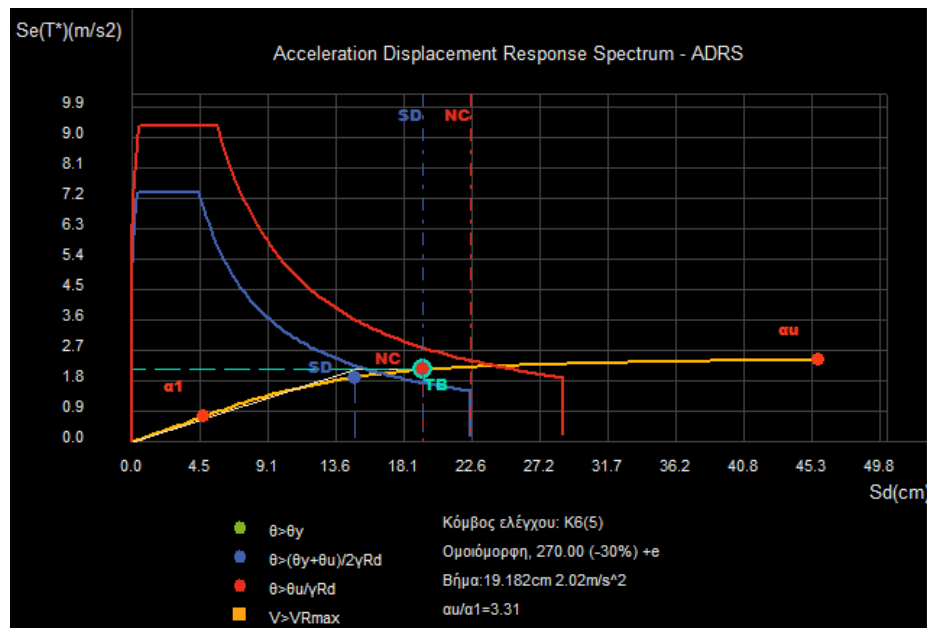
- **Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας (ADRS)**

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβάθμιου. Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Ουσιαστικά από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης δημιουργείται το διάγραμμα επιτάχυνσης – μετακίνησης ώστε να συσχετιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (LH Λογισμική, 2013). Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD και NC.



Σχήμα 5-40: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά Y

Στο πρόγραμμα έχουμε ρυθμίσει ως μέθοδο επίλυσης τη μέθοδο ελέγχου των μετατοπίσεων. Αυτό σημαίνει ότι όταν ορίζουμε μια στάθμη επιτελεστικότητας ουσιαστικά ορίζουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση (μπλε και κόκκινη κουκίδα για SD και NC αντίστοιχα) για την οποία θέλουμε να επαρκεί το κτίριό μας. Με τη διακεκομμένη γραμμή (μπλε διακεκομμένη για στάθμη SD και κόκκινη διακεκομμένη για NC) παρουσιάζεται η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Ο έλεγχος επάρκειας του κτιρίου στη διεύθυνση Y είναι αντίστοιχος με τη διεύθυνση X. Δηλαδή παρατηρούμε αν η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνησή του. Σε αντίθετη περίπτωση θα χρειαστεί να εφαρμοστεί κάποια ακόμα μέθοδος ενίσχυσης.



Σχήμα 5-41: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά Y

Στο Σχήμα 5-40 και 5-41 παρατηρούμε ότι η μπλε κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη SD βρίσκεται πιο αριστερά από τη μπλε διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη SD και η κόκκινη κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη NC βρίσκεται, επίσης, πιο αριστερά από τη κόκκινη διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη NC. Αυτό σημαίνει ότι τόσο για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD το κτίριο επαρκεί, ούτε και για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Στα διαγράμματα αυτά παρατηρούμε και τη στιγμή της πρώτης διατμητικής αστοχίας που σημειώνεται με τη κατακόρυφη πορτοκαλί διακεκομμένη γραμμή.

5.1.5 Λόγοι Επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών

Οι λόγοι επάρκειας στο βήμα της στοχευόμενης μετακίνησης συνοψίζονται για το σύνολο των υποστυλωμάτων και των δοκών σε συγκεντρωτικούς πίνακες στο τεύχος του προγράμματος Fespa μετά το τέλος της επίλυσης για την αποτίμηση του υπό ενίσχυση κτιρίου με την εφαρμογή της μεθόδου A. Οι λόγοι επάρκειας για στροφή και διάτμηση υπολογίζονται από τις σχέσεις 8 και 9.

Έλεγχος στροφής:

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{lim}} \leq 1,00 \quad (8)$$

Έλεγχος διάτμησης:

$$\lambda = \frac{V}{V_{max}} \leq 1,00 \quad (9)$$

Μετά την επίλυση Pushover υπολογίζονται οι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών για την εξαγωγή συμπερασμάτων για την επάρκειά τους. Στο Πίνακα 5-33 και 5-36 παρατίθενται οι λόγοι επάρκειας των ενισχυμένων υποστυλωμάτων και δοκών αντίστοιχα, που κατά την επίλυση της υφιστάμενης κατάστασης δεν επαρκούσαν για τις σεισμικές φορτίσεις που ασκήθηκαν και για τη στοχευόμενη μετακίνηση που ορίστηκε. Οι συγκεντρωτικοί πίνακες με τους λόγους επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών παρουσιάζονται στο παράρτημα Β.

- **ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ**

Πίνακας 5-33: Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων υποστυλωμάτων από Pushover

Μέλος	λSD αρχής	λSD τέλους	λNC αρχής	λNC τέλους	λVRy	λVRz
K1(1)	0.86	0.32	0.90	0.36	-	0.82
K1(2)	0.51	0.29	0.56	0.33	-	0.54
K7(2)	0.65	0.50	0.66	0.40	0.29	0.82
K8(2)	0.47	0.65	0.38	0.74	0.07	0.91
K13(1)	0.71	0.22	0.85	0.19	0.41	0.96
K15(1)	0.70	0.21	0.82	0.18	0.16	0.96

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένων υποστυλωμάτων για τον έλεγχο στροφής και τον έλεγχο διάτμησης, όπως δίνονται στο πρόγραμμα Fespa στους Πίνακες 5-34 και 5-35.

Πίνακας 5-35: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένων υποστυλωμάτων από Pushover για έλεγχο στροφής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	K1 (1)	0.86
NC	K15(2)	0.91

Πίνακας 5-34: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένων υποστυλωμάτων από Pushover για έλεγχο διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	K8(2)	0.87
NC	K15(1)	0.96

Παρατηρούμε ότι μετά τη Μέθοδο ενίσχυσης Α όλα τα υποστυλώματα επαρκούν με μέγιστο λόγο επάρκειας στον έλεγχο στροφής το 0.91 του K15(2) και στον έλεγχο διάτμησης το 0.96 του K15(1). Η παρατήρηση των λόγων επάρκειας όλων των υποστυλωμάτων – τοιχωμάτων που προέκυψαν από την επίλυση του φορέα για τη μέθοδο ενίσχυσης Α γίνεται στο παράρτημα Β.

- **ΔΟΚΟΙ**

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι λόγοι επάρκειας των δοκών που δεν ικανοποιούσαν το όριο επάρκειας στην υφιστάμενη κατάσταση.

Πίνακας 5-36: Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δοκών από Pushover

Μέλος	λSD αρχής	λSD τέλους	λNC αρχής	λNC τέλους	λVRy αρχής	λVRy τέλους
Δ2.3(1)	0.84	0.84	0.90	0.98	0.58	0.73
Δ2.5(1)	0.71	0.85	0.93	0.93	0.58	0.49
Δ5.1(1)	0.36	-	0.40	-	0.77	-
Δ5.2(1)	-	0.90	-	0.96	-	0.90
Δ2.3(2)	0.95	0.75	0.99	0.90	0.65	0.65
Δ2.5(2)	0.27	0.96	0.22	0.98	0.36	0.56
Δ5.1(2)	0.59	-	0.76	-	0.99	-
Δ5.2(2)	-	0.82	-	0.98	-	0.70
Δ10.1(2)	0.61	-	0.71	-	0.63	-
Δ14.1(2)	0.60	0.69	0.71	0.84	0.32	0.40
Δ14.2(2)	0.43	-	0.64	-	0.55	-
Δ2.3(3)	0.76	0.59	0.85	0.71	0.47	0.54
Δ2.5(3)	0.09	0.80	0.09	0.87	0.31	0.47
Δ5.1(3)	0.28	-	0.23	-	0.77	-
Δ5.2(3)	-	0.80	-	0.86	-	0.80

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δοκών για τον έλεγχο στροφής και τον έλεγχο διάτμησης, όπως δίνονται στο πρόγραμμα Fespa στο Πίνακα 5-37 και στο Πίνακα 5-38.

Πίνακας 5-38: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών από Pushover για έλεγχο στροφής μετά τη μέθοδο ενίσχυσης A

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	Δ3.3(3)	0.98
NC	Δ2.3(2)	0.99

Πίνακας 5-37: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών από Pushover για έλεγχο διάτμησης μετά τη μέθοδο ενίσχυσης A

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	Δ5.2(1)	0.77
NC	Δ5.1(2)	0.99

Παρατηρούμε ότι καμία δοκός δεν ξεπερνά το όριο επάρκειας, αν και οι δοκοί Δ5.2(1), Δ2.3(2), Δ5.1(2) και Δ3.3(3) επαρκούν οριακά. Η παρατήρηση των λόγων επάρκειας όλων των δοκών που προέκυψαν από την επίλυση του φορέα για τη μέθοδο ενίσχυσης A γίνεται στο παράρτημα B.

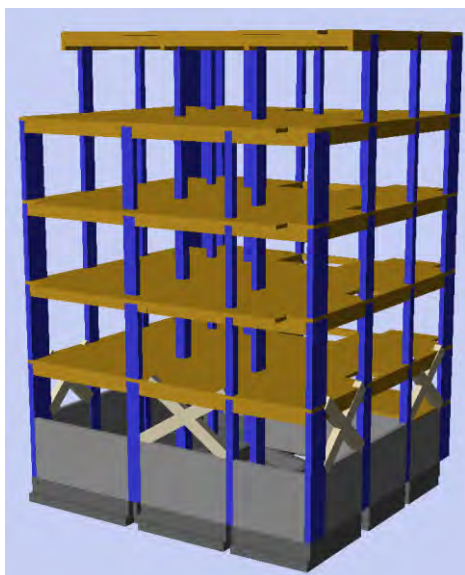
5.2 Μέθοδος ενίσχυσης B

Με τη μελέτη αποτίμησης διαπιστώσαμε ότι ορισμένα υποστυλώματα, τοιχώματα και δοκοί ξεπερνούν το όριο επάρκειας και χρειάζονται ενίσχυση. Η στρατηγική της ενίσχυσης B ήταν αρχικά να γίνει τοιχωματοποίηση ορισμένων πλαισίων στο επίπεδο της πυλωτής, ώστε με την ανακατανομή της έντασης να παρατηρηθεί αν τα υπόλοιπα στοιχεία εμφανίζουν μικρότερο λόγο επάρκειας με στόχο την ύπαρξη λιγότερων δομικών στοιχείων προς ενίσχυση. Στη συνέχεια ακολουθούσε η ενίσχυση των τοιχωμάτων και ορισμένων υποστυλωμάτων που

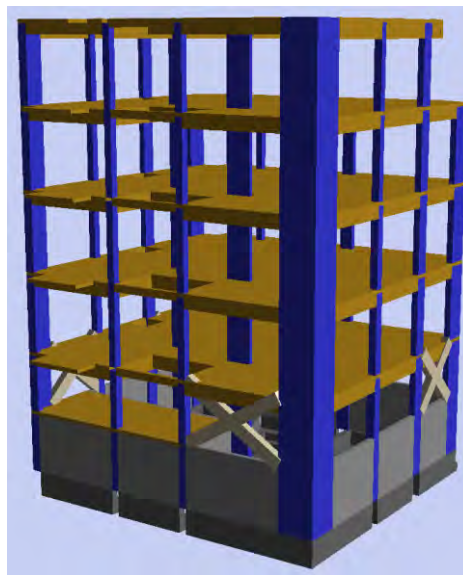
εμφάνισαν ανεπάρκεια στον έλεγχο στροφής ή διάτμησης και τέλος γινόταν η ενίσχυση των δοκών. Η μέθοδος ενίσχυσης Β θα παρουσιαστεί βηματικά για τη καλύτερη κατανόηση της στρατηγικής που ακολουθήθηκε.

5.2.1 ΒΗΜΑ 1ο: Τοιχωματοποίηση Πλαισίων

Αρχικά αποφασίστηκε να γίνει τοιχωματοποίηση των φανωμάτων των πλαισίων στη περίμετρο της πυλωτής, καθώς η πυλωτή λόγω των πολλών ανοιγμάτων είναι ένας από τους λόγους της ανεπάρκειας του κτιρίου σε επερχόμενο μεγάλο σεισμό. Με την εφαρμογή της τοιχωματοποίησης ουσιαστικά αυξάνεται σημαντικά η δυσκαμψία και η σεισμική αντίσταση του φορέα. Θα πρέπει να τονίσουμε τη σημασία της εξασφάλισης επαρκούς σύνδεσης του εμφανιζόμενου τοιχώματος με το περιβάλλον πλαίσιο με στόχο την διασφάλιση της καμπτικής συνέχειας καθ' ύψος. Σύμφωνα με τη παράγραφο 8.5.3 του Κανονισμού Επεμβάσεων συνίσταται η κατασκευή του νέου τοιχώματος καθ' όλο το ύψος του φορέα. Αυτό δεν έγινε στη περίπτωση μας καθώς η στρατηγική της ενίσχυσης που ακολουθήσαμε είχε να κάνει με σταδιακή τοιχωματοποίηση ενός φανώματος κάθε φορά και με σταδιακές επιλύσεις για να παρατηρήσουμε πότε εμφανίζονται οι λιγότερες ανεπάρκειες σε δομικά στοιχεία. Έπειτα από πολλές δοκιμές αποφασίστηκε να εφαρμοστεί τοιχωματοποίηση στα παρακάτω φανώματα των πλαισίων στο επίπεδο της πυλωτής όπως φαίνονται στο Σχήμα 5-42 και 5-43. Στο πρόγραμμα Fespa η τοιχωματοποίηση προσομοιάζεται με τοιχοπλήρωση. Το προσομοίωμα της τοιχοπλήρωσης είναι ένα χιαστί με κατάλληλο πάχος και πλάτος διαγωνίου που συνδέεται με το πάνω και κάτω άκρο αντίστοιχα κάθε υποστυλώματος – τοιχώματος. Κάθε φορά που εισάγεται τοιχοπλήρωση ρυθμίζεται το πάχος της 0,20m.



Σχήμα 5-43: Πρόσοψη - Φανώματα πλαισίων που έγινε τοιχωματοποίηση



Σχήμα 5-42: Πίσω όψη - Φανώματα πλαισίων που έγινε τοιχωματοποίηση

Στο πρόγραμμα Fespa ρυθμίστηκαν οι παράμετροι της τοιχωματοποίησης πλαισίου που είναι οι εξής:

- Παραμόρφωση διαρροής και αστοχίας τοιχωματοποίησης

Σύμφωνα με το Πίνακα 3.1 του Ευρωκώδικα 2, μέρος 1-1 η παραμόρφωση διαρροής και αστοχίας του διαγώνιου θλιπτήρα σκυροδέματος λαμβάνεται:

$$\varepsilon_y = 0,20\%$$

$$\varepsilon_u = 0,35\%$$

- Συντελεστής γ_{Rd} στη στάθμη SD

Ο συντελεστής γ_{RD} διαιρεί την οριακή παραμόρφωση ε_{NC} , ώστε να προκύψει η ανηγμένη αξονική παραμόρφωση ε_{SD} του ισοδύναμου θλιπτήρα τοιχοπλήρωσης, που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών (SD).

Για τοιχωματοποίηση πλαισίων προτείνεται $\gamma_{RD} = 1,2$.

- Συντελεστής υπολογισμού εναπομένουσας αντοχής $\alpha = F_{res} / F_{wc,s}$

Σύμφωνα με τη παράγραφο 8.5.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ ο συντελεστής $\alpha = 0,40$ για τοιχωματοποίηση πλαισίου.

- Χαρακτηριστική αντοχή γάλυβα εσχάρας

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

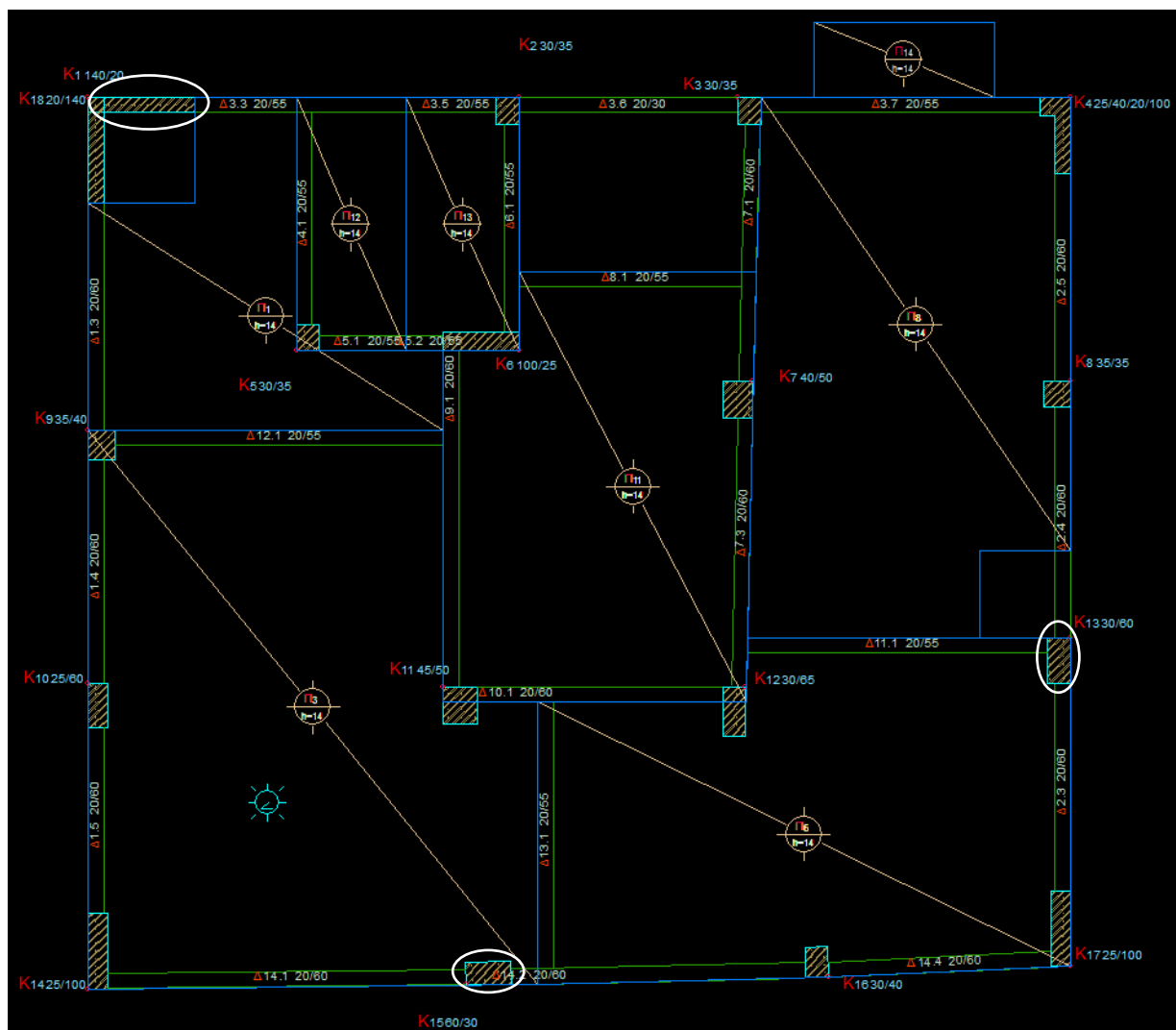
- Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

5.2.2 ΒΗΜΑ 2ο: Ενίσχυση Υποστυλωμάτων και Τοιχωμάτων

- ΣΤΑΘΜΗ 1 (ΟΡΟΦΗ ΠΥΛΩΤΗΣ)

Στη στάθμη 1 (οροφή πυλωτής) έγινε ενίσχυση στο τοίχωμα K1 και στα υποστυλώματα K13 και K15. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-44.



Σχήμα 5-44: Θέση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 1

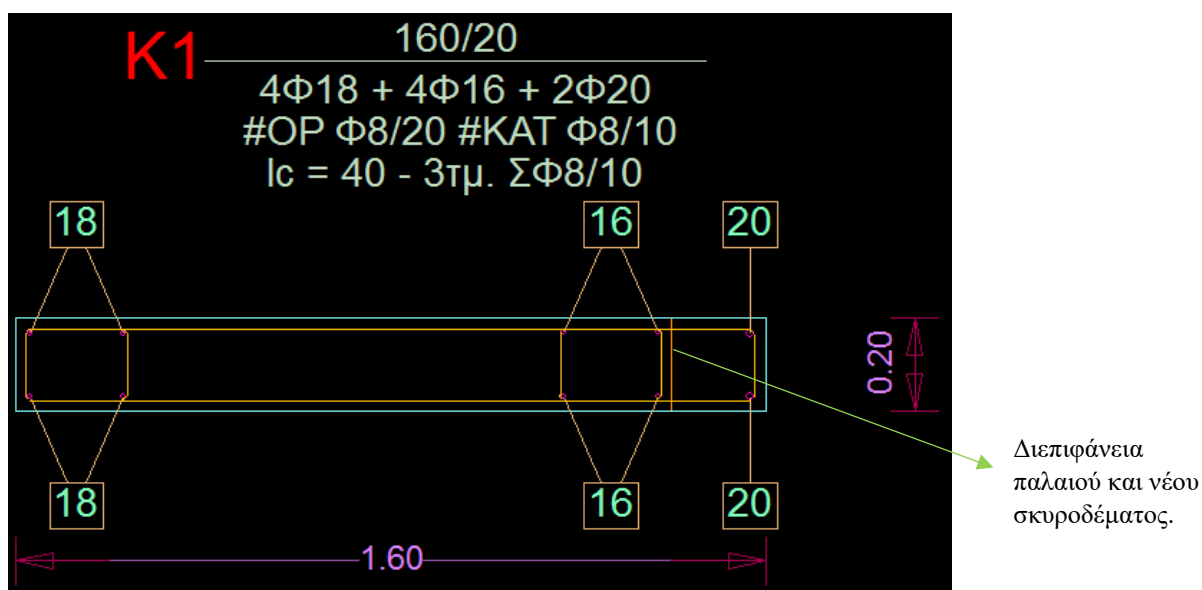
A) Τοίχωμα K1

Το τοίχωμα K1 ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς και της διάτμησης αλλά έπρεπε να αυξηθεί η διατομή του λόγω της ανεπάρκειάς του στις ανώτερες στάθμες. Για να μη δημιουργηθεί πρόβλημα διάτμησης χρησιμοποιήθηκε τρίμητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-40.

Πίνακας 5-39: Χαρακτηριστικά τοιχώματος K1 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K1
Αρχικές διαστάσεις	20/140cm
Νέες διαστάσεις	20/160cm
Διαμήκης οπλισμός	4Φ16+4Φ18+2Φ20
Εγκάρσιος οπλισμός	3ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι το μήκος του τοιχώματος K1 αυξήθηκε κατά 0,20m και προστέθηκαν 2Φ20 στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για να αυξηθεί η διατμητική του αντοχή χρησιμοποιήσαμε τρίμητο συνδετήρα διαμέτρου Φ8 ανά 10cm που χρησιμοποιήθηκε και για να συνδέσουμε το παλιό με το νέο οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-45.



Σχήμα 5-45: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1

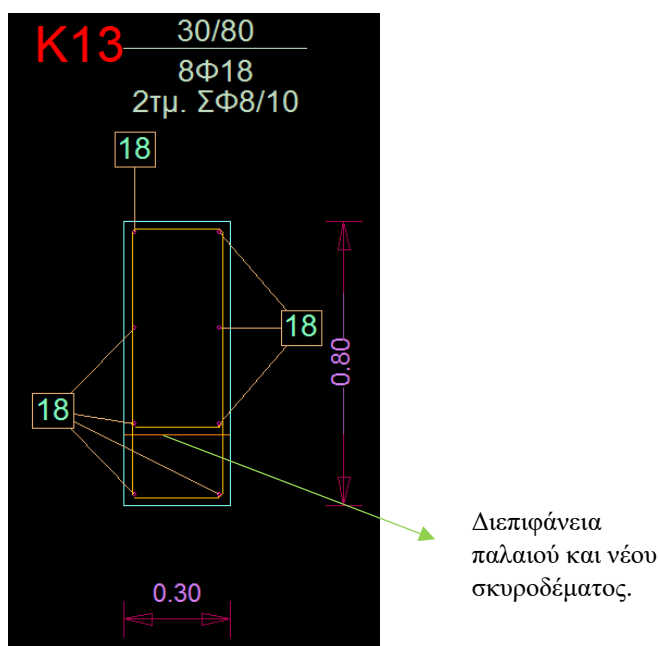
B) Υποστύλωμα K13

Το υποστύλωμα K13 ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς και της διάτμησης αλλά έπρεπε να αυξηθεί η διατομή του λόγω της ανεπάρκειάς του στις ανώτερες στάθμες. Για να μη δημιουργηθεί πρόβλημα διάτμησης χρησιμοποιήθηκε δίμητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-41.

Πίνακας 5-40: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος K13 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K13
Αρχικές διαστάσεις	30/60cm
Νέες διαστάσεις	30/80cm
Διαμήκης οπλισμός	6Φ18+2Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι η διάσταση του μήκους αυξήθηκε 0,20m και προστέθηκαν 2Φ18 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για την αύξηση της διατμητικής αντοχής τοποθετήσαμε τρίμητο συνδετήρα με διάμετρο Φ8 ανά 10cm για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-46.



Σχήμα 5-46: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K13

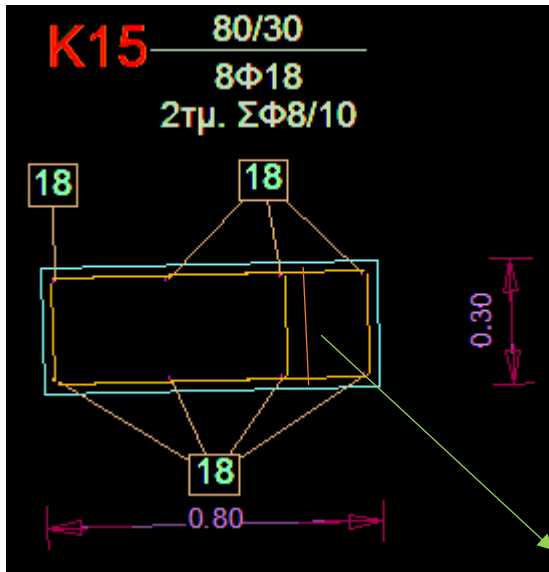
Γ) Υποστύλωμα K15

Το υποστύλωμα K15 ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς και της διάτμησης αλλά έπρεπε να αυξηθεί η διατομή του λόγω της ανεπάρκειάς του στις ανώτερες στάθμες. Για να μη δημιουργηθεί πρόβλημα διάτμησης χρησιμοποιήθηκε δίμητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-42.

Πίνακας 5-41: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος K15 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K15
Αρχικές διαστάσεις	60/30cm
Νέες διαστάσεις	80/30cm
Διαμήκης οπλισμός	6Φ18+2Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι η διάσταση του μήκους αυξήθηκε 0,20m και προστέθηκαν 2Φ18 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό τοποθετήσαμε δίμητο συνδετήρα με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-47.

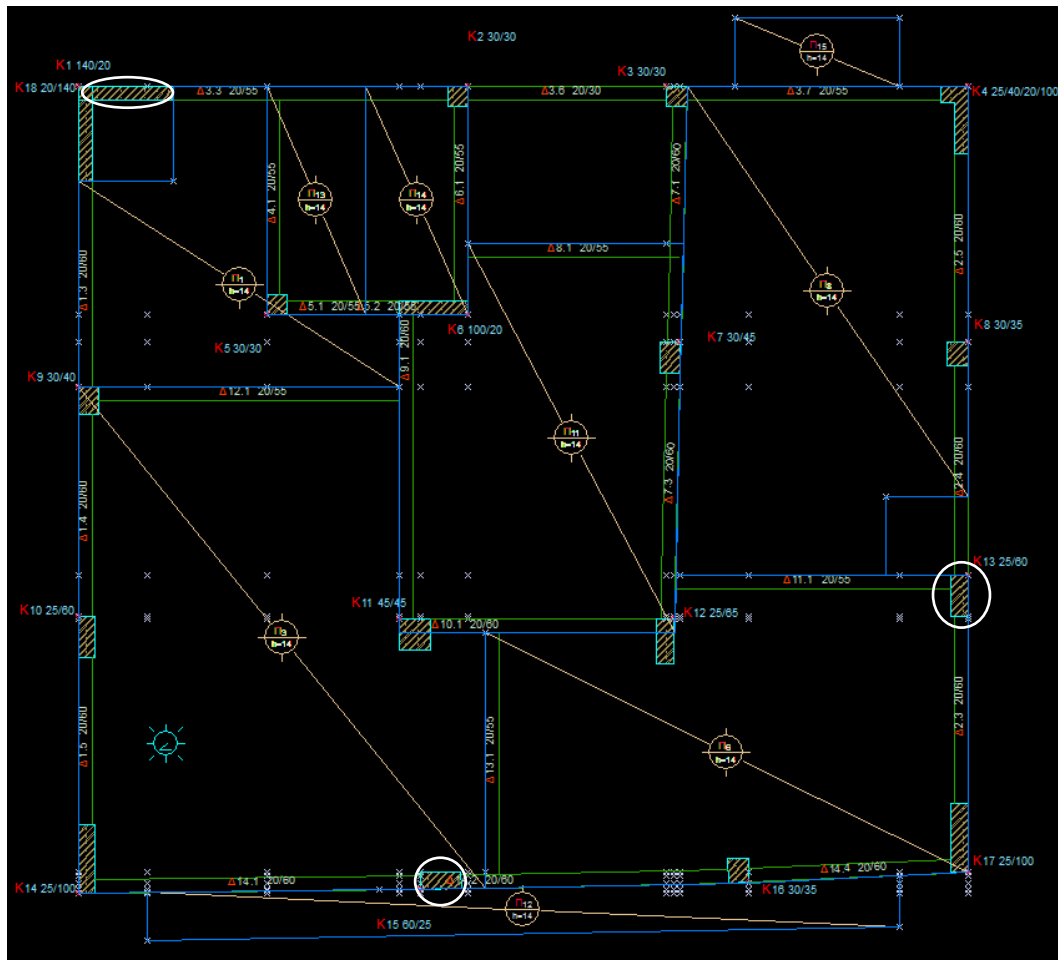


Σχήμα 5-47: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K15

Διεπιφάνεια
παλιού και νέου
σκυροδέματος.

- ΣΤΑΘΜΗ 2 (ΟΡΟΦΗ 1^{ου} ΟΡΟΦΟΥ)

Στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου) έγινε ενίσχυση στο τοίχωμα K1 και στα υποστυλώματα K13 και K15. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-48.



Σχήμα 5-48: Ξυλότυπος οροφής 1ου ορόφου - στάθμη 2

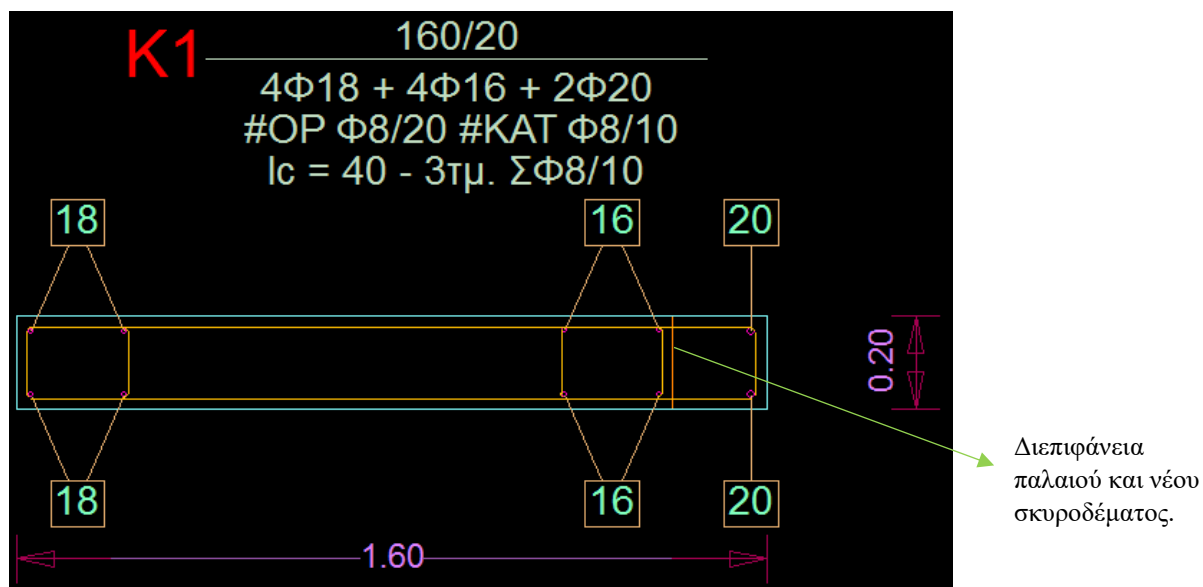
A) Τοίχωμα K1

Το τοίχωμα K1 δεν ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC, γι' αυτό και επιλέχθηκε η ενίσχυσή του με τη μέθοδο της κατασκευής του μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Για να μην υπάρξει πρόβλημα διάτμησης χρησιμοποιήθηκε τρίμητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-43.

Πίνακας 5-42: Χαρακτηριστικά τοιχώματος K1 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K1
Αρχικές διαστάσεις	20/140cm
Νέες διαστάσεις	20/160cm
Διαμήκης οπλισμός	4 $\Phi 16$ +4 $\Phi 18$ +2 $\Phi 20$
Εγκάρσιος οπλισμός	3 $\Sigma \Phi 8/10$ cm

Παρατηρούμε ότι το μήκος του τοιχώματος K1 αυξήθηκε κατά 0,20m και προστέθηκαν 2 $\Phi 20$ στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για να αυξηθεί η διατμητική του αντοχή χρησιμοποιήσαμε τρίμητο συνδετήρα διαμέτρου $\Phi 8$ ανά 10cm που χρησιμοποιήθηκε και για να συνδέσουμε το παλιό με το νέο οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-49.



Σχήμα 5-49: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1

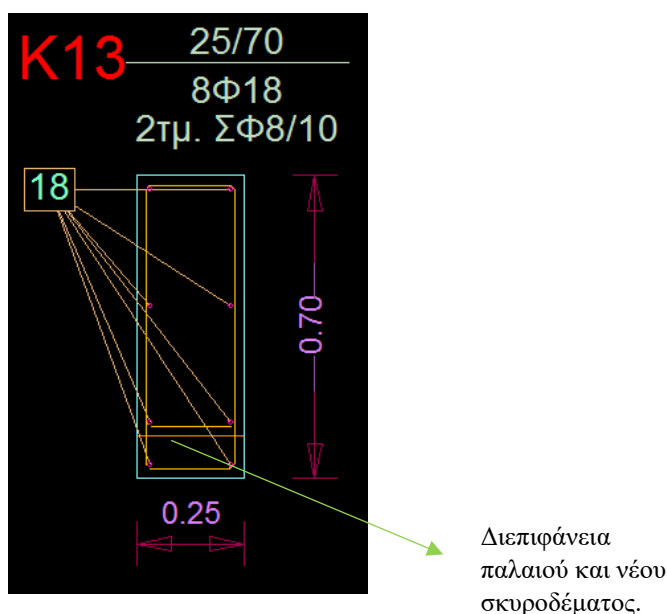
B) Υποστύλωμα K13

Το τοίχωμα K13 δεν ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC, γι' αυτό και επιλέχθηκε η ενίσχυσή του με τη μέθοδο της κατασκευής του μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Επίσης, χρησιμοποιήθηκε δίμητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-44.

Πίνακας 5-43: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος K13 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K13
Αρχικές διαστάσεις	25/60cm
Νέες διαστάσεις	25/70cm
Διαμήκης οπλισμός	6Φ18+2Φ18
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι η διάσταση του μήκους αυξήθηκε 0,10m και προστέθηκαν 2Φ18 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για την αύξηση της διατμητικής αντοχής τοποθετήσαμε δίτητο συνδετήρα με διάμετρο Φ8 ανά 10cm για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-50.



Σχήμα 5-50: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος K13

Γ) Υποστύλωμα K15

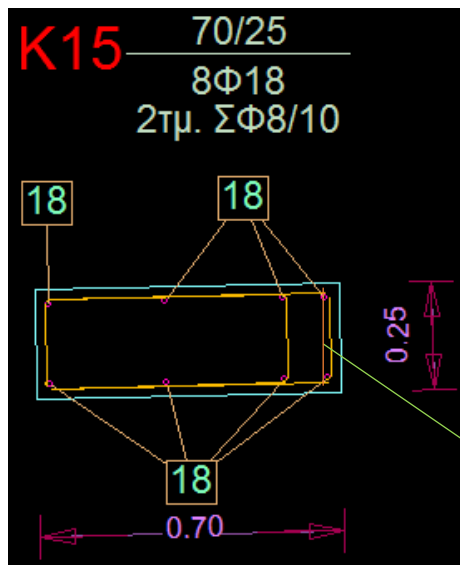
Το υποστύλωμα K15 δεν ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC, γι' αυτό και επιλέχθηκε η ενίσχυσή του με τη μέθοδο της κατασκευής του μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Χρησιμοποιήθηκε τρίτητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο Φ8 ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-45.

Πίνακας 5-44: Χαρακτηριστικά υποστυλώματος K15 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K15
Αρχικές διαστάσεις	60/25cm
Νέες διαστάσεις	70/25cm
Διαμήκης οπλισμός	6Φ18+2Φ20
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/10cm

Παρατηρούμε ότι η διάσταση του μήκους αυξήθηκε 0,10m και προστέθηκαν 2Φ20 νέου οπλισμού στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο

διαμήκη οπλισμό τοποθετήσαμε δίτητο συνδετήρα με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 10cm. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-51.

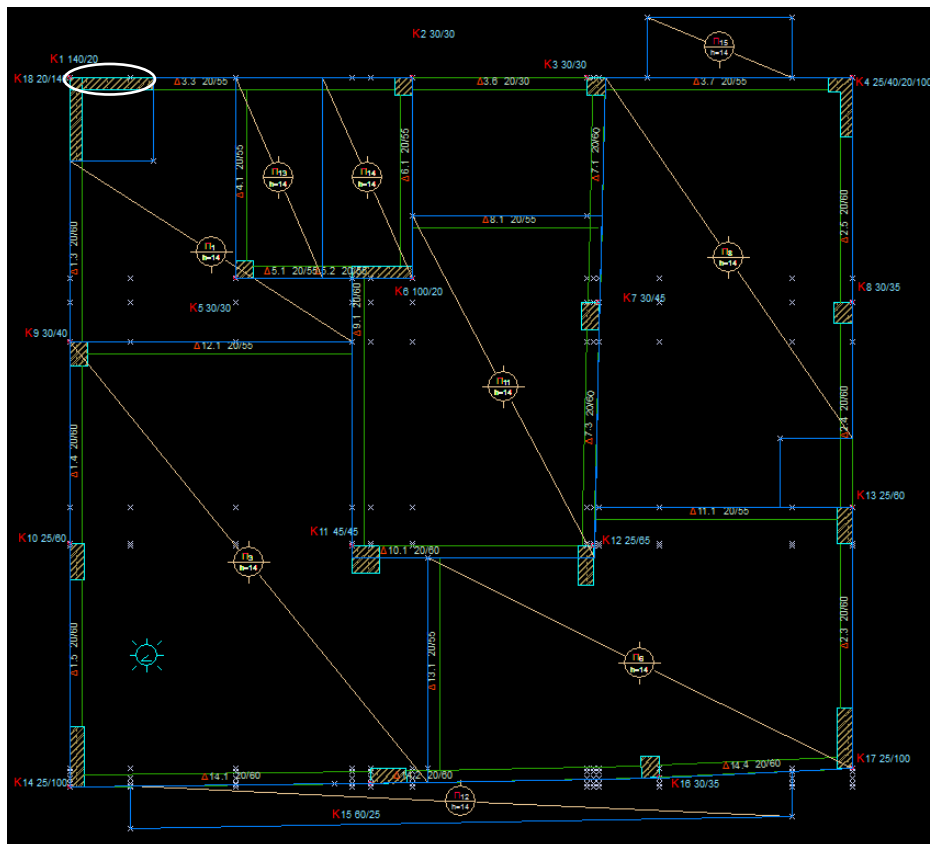


Διεπιφάνεια
παλαιού και νέου
σκυροδέματος.

Σχήμα 5-51: Ενισχυόμενη διατομή υποστυλώματος Κ15

- ΣΤΑΘΜΗ 3 (ΟΡΟΦΗ 2^{ου} ΟΡΟΦΟΥ)

Στη στάθμη 3 (οροφή 2^{ου} ορόφου) έγινε ενίσχυση στο τοίχωμα Κ1. Η θέση του στοιχείου στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-52.



Σχήμα 5-52: Ξυλότυπος οροφής 2ου ορόφου - στάθμη 3

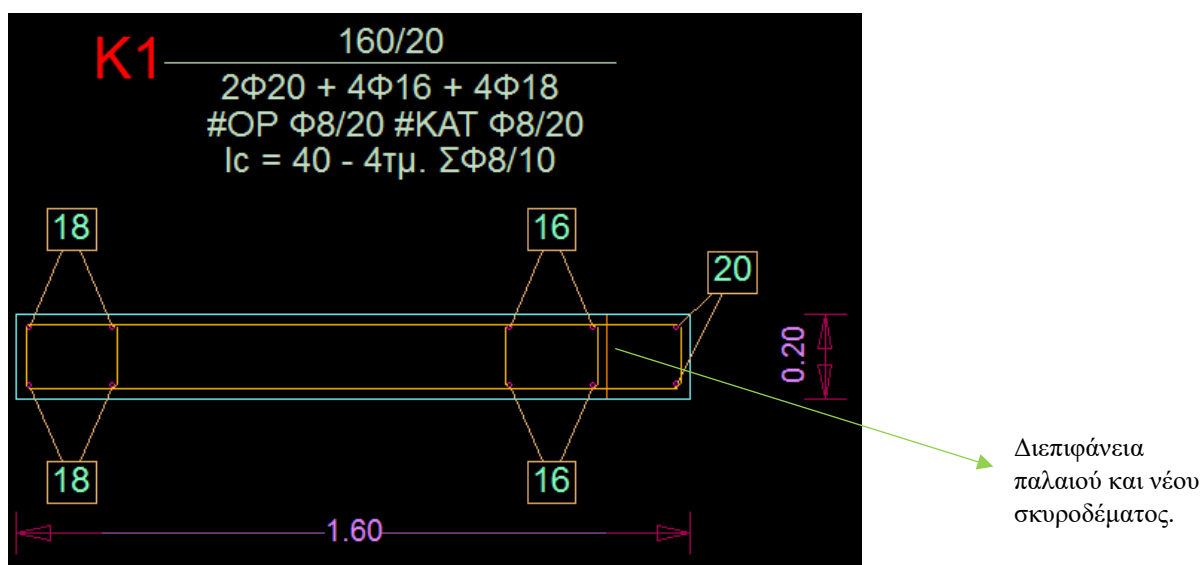
A) Τοίχωμα K1

Το τοίχωμα K1 δεν ικανοποιούσε το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC, γι' αυτό και επιλέχθηκε η ενίσχυσή του με τη μέθοδο της κατασκευής του μανδύα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Για να μην υπάρξει πρόβλημα διάτμησης χρησιμοποιήθηκε τρίμητος συνδετήρας για τη σύνδεση του παλαιού με το νέο διαμήκη οπλισμό με διάμετρο $\Phi 8$ ανά 10cm. Ο νέος διαμήκης οπλισμός που προστέθηκε, καθώς και οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν παρουσιάζονται στο Πίνακα 5-46.

Πίνακας 5-45: Χαρακτηριστικά τοιχώματος K1 μετά την ενίσχυση

Μέλος	K1
Αρχικές διαστάσεις	20/140cm
Νέες διαστάσεις	20/160cm
Διαμήκης οπλισμός	4 $\Phi 16$ +4 $\Phi 18$ +2 $\Phi 20$
Εγκάρσιος οπλισμός	3 $\Sigma \Phi 8$ /10cm

Παρατηρούμε ότι το μήκος του τοιχώματος K1 αυξήθηκε κατά 0,20m και προστέθηκαν 2 $\Phi 20$ στη νέα στρώση σκυροδέματος. Επίσης για να αυξηθεί η διατμητική του αντοχή χρησιμοποιήσαμε τρίμητο συνδετήρα διαμέτρου $\Phi 8$ ανά 10cm για να συνδέσουμε το παλιό με το νέο οπλισμό. Η ενισχυόμενη διατομή φαίνεται στο Σχήμα 5-53.

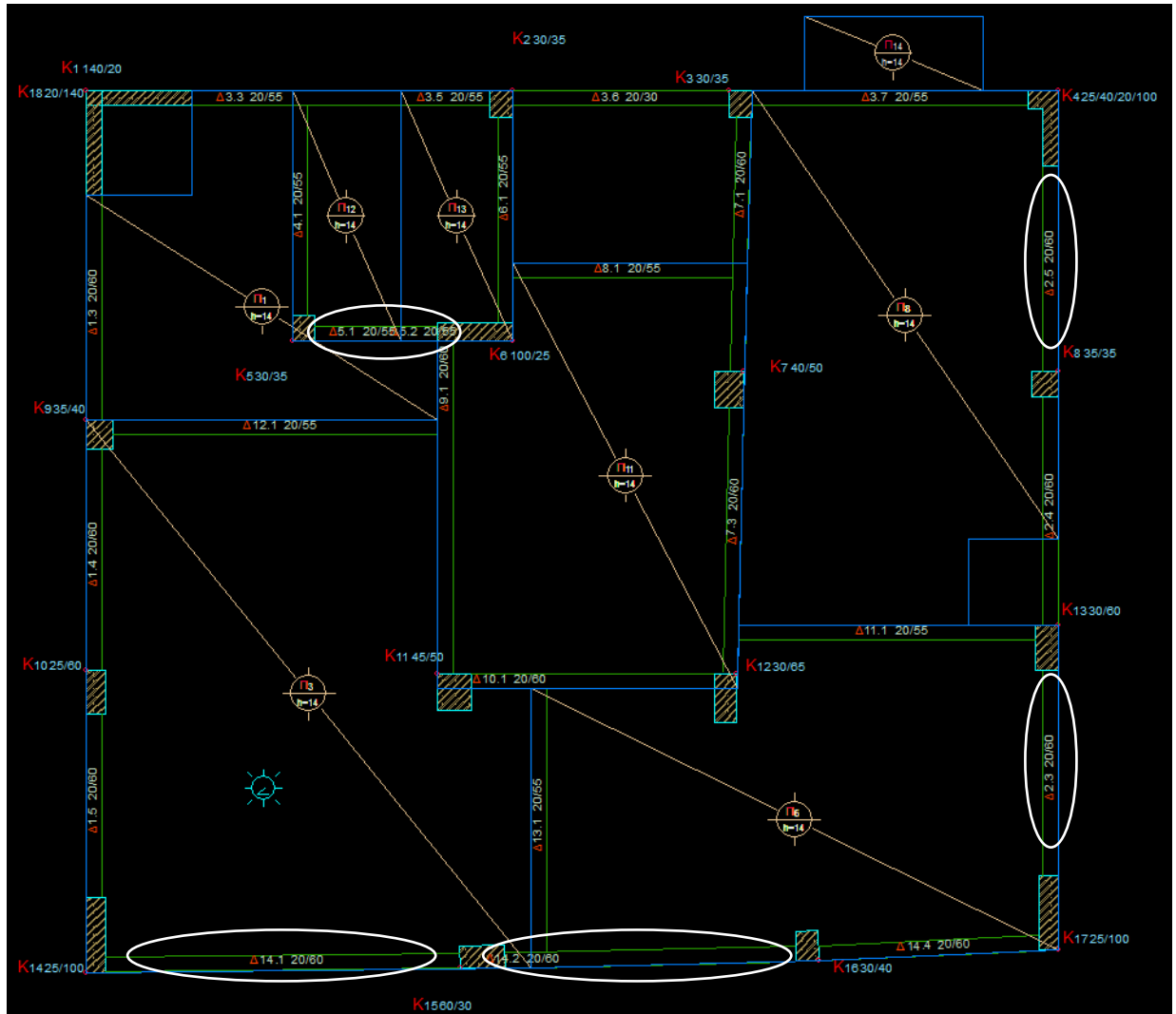


Σχήμα 5-53: Ενισχυόμενη διατομή τοιχώματος K1

5.2.3 ΒΗΜΑ 3ο: Ενίσχυση Δοκών

- ΣΤΑΘΜΗ 2 (ΟΡΟΦΗ 1^{ου} ΟΡΟΦΟΥ)

Στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου) έγινε ενίσχυση των δοκών Δ2.3, Δ2.5, Δ14.1, Δ14.2, Δ14.3, Δ5.1 και Δ5.2. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-54.



Σχήμα 5-54: Θέση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων προς ενίσχυση στην στάθμη 2

A) ΔΟΚΟΣ Δ2.3

Η δοκός Δ2.3 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-47 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-48 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-46: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ2.3
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-47: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ14	2Φ12	4Φ12+2Φ14	4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ14

Παρατηρούμε τη προσθήκη 2Φ14 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και τη παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-55: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 2

B) ΔΟΚΟΣ Δ2.5

Η δοκός Δ2.5 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-49 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-50 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-48: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.5 μετά την ενίσχυση

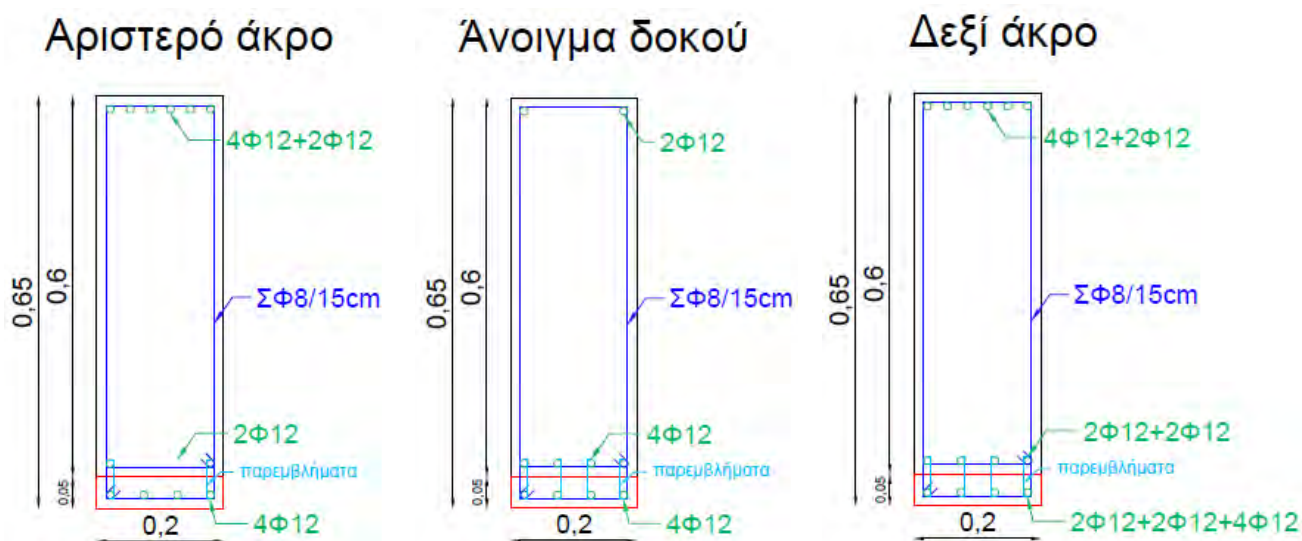
Μέλος	Δ2.5
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-49: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.5 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+4Φ12	2Φ12	4Φ12+4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+4Φ12

Παρατηρούμε τη προσθήκη 4Φ12 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και τη παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο δεξί άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-56: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.5 στη στάθμη 2

Γ) ΔΟΚΟΣ Δ5.1 – Δ5.2

Οι δοκοί Δ5.1 και Δ5.2 (αποτελούν μια δοκό ουσιαστικά) δεν ικανοποιούν το όριο επάρκειας στον έλεγχο στρωφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Επίσης εμφανίζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση των δοκών τόσο καμπτικά όσο και διατμητικά με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-51 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή των δοκών και στο Πίνακα 5-52 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις των δοκών.

Πίνακας 5-50: Χαρακτηριστικά δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ5.1-Δ5.2
Αρχικές διαστάσεις	20/55cm
Νέες διαστάσεις	20/60cm
Εγκάρσιος οπλισμός	3ΣΦ8/10cm

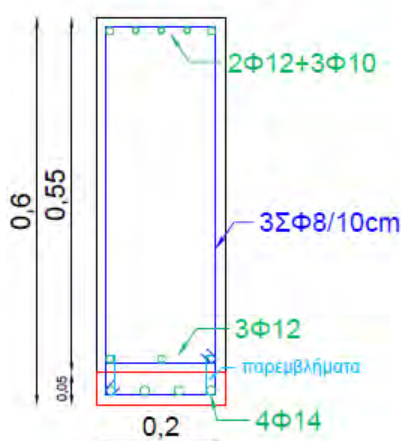
Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται για τη περίσφιξη του παλιού με το νέο οπλισμό είναι τρίμητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 10cm.

Πίνακας 5-51: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2Φ12+3Φ10	3Φ12+4Φ14	2Φ12+3Φ10	3Φ12+4Φ14	2Φ12+3Φ10	3Φ12+4Φ14

Παρατηρούμε τη προσθήκη 4Φ14 στην εφελκόμενη κάτω ίνα της δοκού.

Τυπική τομή



Σχήμα 5-57: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 2

Δ) ΔΟΚΟΣ Δ10.1 – Δ10.2

Οι δοκοί Δ10.1 και Δ10.2 (αποτελούν μια δοκό ουσιαστικά) δεν ικανοποιούσαν το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Ενισχύοντας όμως τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα παρατηρήσαμε ότι λόγω της ανακατανομής της έντασης η δοκός χαρακτηρίστηκε επαρκής στις επόμενες επιλύσεις μετά την ολοκλήρωση της ενίσχυσης των κατακόρυφων δομικών στοιχείων.

Ε) ΔΟΚΟΣ Δ14.1

Η δοκός Δ14.1 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-53 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-54 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-52: Χαρακτηριστικά δοκού Δ14.1 μετά την ενίσχυση

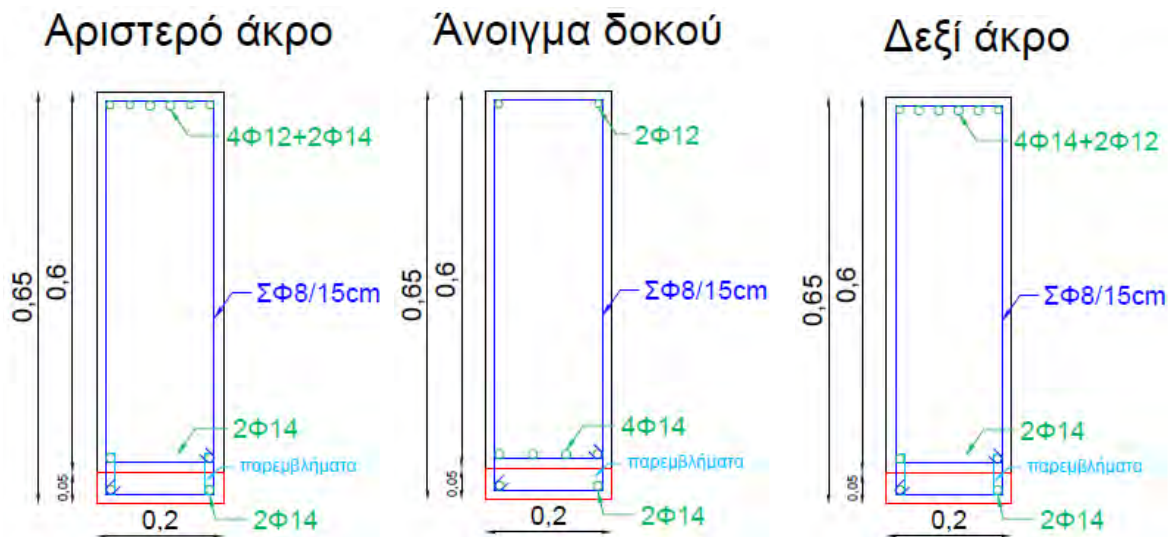
Μέλος	Δ14.1
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίμητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-53: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ14.1 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2Φ12+2Φ14+2Φ12	2Φ14+2Φ14	2Φ12	4Φ14+2Φ14	4Φ14+2Φ12	2Φ14+2Φ14

Παρατηρούμε τη προσθήκη 2Φ14 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και τη παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-58: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ14.1 στη στάθμη 2

ΣΤ) ΔΟΚΟΣ Δ14.2-Δ14.3

Οι δοκοί Δ14.2-Δ14.3 θα αντιμετωπιστούν σαν μια δοκός λόγω του μικρού ανοίγματος της Δ14.2. Η δοκός δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-55 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-56 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-54: Χαρακτηριστικά δοκού Δ14.2-Δ14.3 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ14.2-Δ14.3
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ10/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτημος συνδετήρας με διάμετρο Φ10 ανά 15cm.

Πίνακας 5-55: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ14.2-Δ14.3 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2Φ12+4Φ14	2Φ14+2Φ14	2Φ12	4Φ14+2Φ14	4Φ14+2Φ12	2Φ14+2Φ14

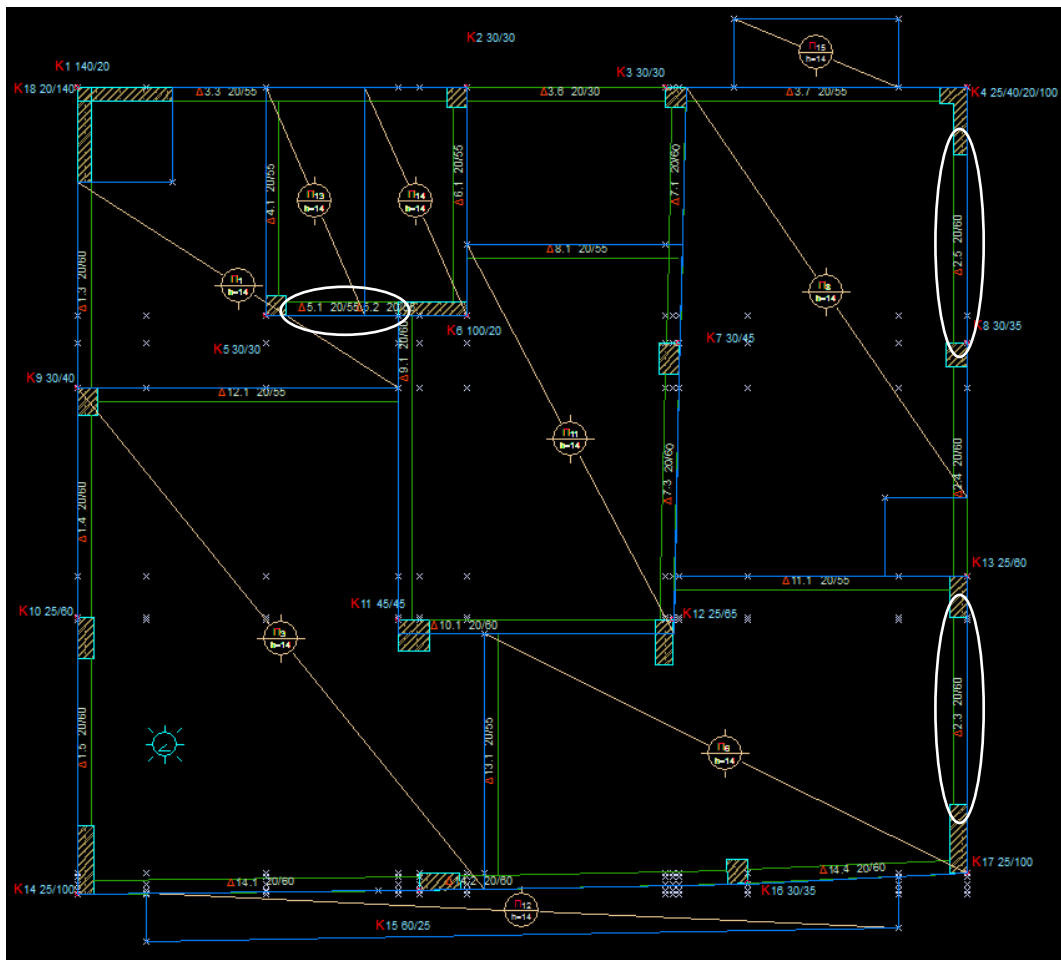
Παρατηρούμε τη προσθήκη 2Φ14 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και τη παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-59: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ14.2-Δ14.3 στη στάθμη 2

- ΣΤΑΘΜΗ 3 (ΟΡΟΦΗ 2^{ου} ΟΡΟΦΟΥ)

Στη στάθμη 3 (οροφή 2^{ου} ορόφου) έγινε ενίσχυση στις δοκούς Δ2.3, Δ2.5 και Δ5.1-Δ5.2. Η θέση των στοιχείων στο ξυλότυπο φαίνεται στο Σχήμα 5-60.



Σχήμα 5-60: Ξυλότυπος οροφής 2^{ου} ορόφου - στάθμη 3

A) ΔΟΚΟΣ Δ2.3

Η δοκός Δ2.3 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC και SD, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-57 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-58 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

Πίνακας 5-56: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ2.3
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-57: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.3 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ14	2Φ12	4Φ12+2Φ14	4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ14

Σημειώνεται η προσθήκη 2Φ14 διαμήκους οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα της δοκού, καθώς και η παρουσία πρόσθετου υπάρχοντος οπλισμού στο αριστερό άκρο της δοκού.



Σχήμα 5-61: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.3 στη στάθμη 3

B) ΔΟΚΟΣ Δ2.5

Η δοκός Δ2.5 δεν ικανοποιεί το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση της δοκού με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-59 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή της δοκού και στο Πίνακα 5-60 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις της δοκού.

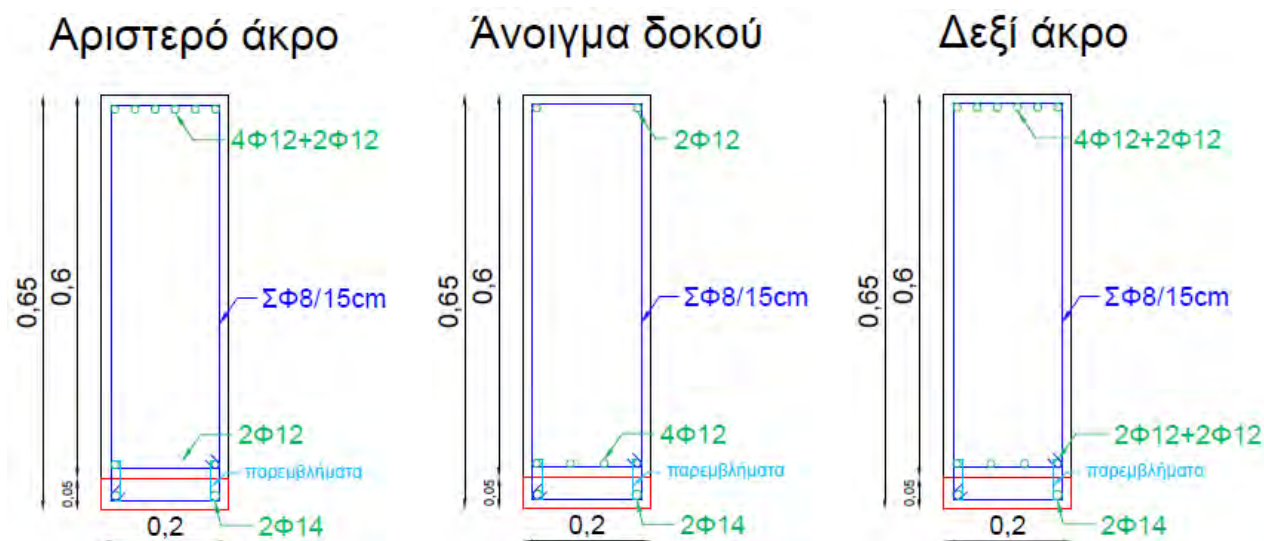
Πίνακας 5-58: Χαρακτηριστικά δοκού Δ2.5 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ2.5
Αρχικές διαστάσεις	20/60cm
Νέες διαστάσεις	20/65cm
Εγκάρσιος οπλισμός	2ΣΦ8/15cm

Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται είναι δίτητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-59: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκού Δ2.5 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ14	2Φ12	4Φ12+2Φ14	4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ14



Σχήμα 5-62: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ2.5 στη στάθμη 3

Γ) ΔΟΚΟΣ Δ5.1 – Δ5.2

Οι δοκοί Δ5.1 και Δ5.2 (αποτελούν μια δοκό ουσιαστικά) δεν ικανοποιούν το όριο επάρκειας στον έλεγχο στροφής για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς ο λόγος επάρκειας της διατομής είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα. Επίσης εμφανίζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση. Γι' αυτό κρίθηκε αναγκαία η ενίσχυση των δοκών τόσο καμπτικά όσο και διατμητικά με

προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και νέου διαμήκη οπλισμού στην εφελκόμενη ίνα, που θα συνδέεται με τον υπάρχοντα οπλισμό μέσω παρεμβλημάτων. Στο Πίνακα 5-61 παρουσιάζονται οι γεωμετρικές αλλαγές που έγιναν στη διατομή των δοκών και στο Πίνακα 5-62 παρατίθενται οι υφιστάμενοι και νέοι διαμήκεις οπλισμοί σε χαρακτηριστικές θέσεις των δοκών.

Πίνακας 5-60: Χαρακτηριστικά δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Μέλος	Δ5.1-Δ5.2
Αρχικές διαστάσεις	20/55cm
Νέες διαστάσεις	20/60cm
Εγκάρσιος οπλισμός	3ΣΦ8/15cm

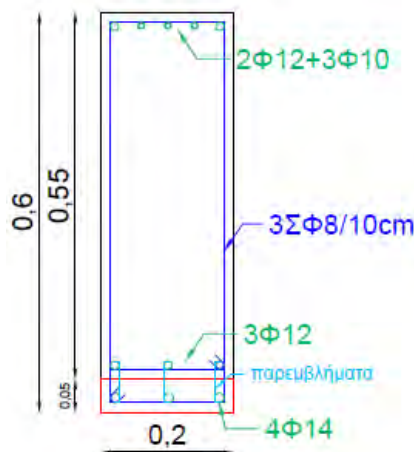
Παρατηρούμε ότι μεταβλήθηκε το ύψος της δοκού κατά 0,05m ώστε να ενισχυθεί καμπτικά η δοκός. Ο εγκάρσιος οπλισμός που χρησιμοποιείται για τη περίσφιξη του παλιού με το νέο οπλισμό είναι τρίμητος συνδετήρας με διάμετρο Φ8 ανά 15cm.

Πίνακας 5-61: Χαρακτηριστικά οπλισμών δοκών Δ5.1-Δ5.2 μετά την ενίσχυση

Οπλισμός αριστερού άκρου δοκού		Οπλισμός ανοίγματος δοκού		Οπλισμός δεξιού άκρου δοκού	
Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Άνω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
2Φ12+3Φ10	3Φ12+3Φ14	2Φ12+3Φ10	3Φ12+3Φ14	2Φ12+3Φ10	3Φ12+3Φ14

Παρατηρείται η προσθήκη 3Φ14 στην εφελκόμενη κάτω ίνα των δοκών.

Τυπική τομή

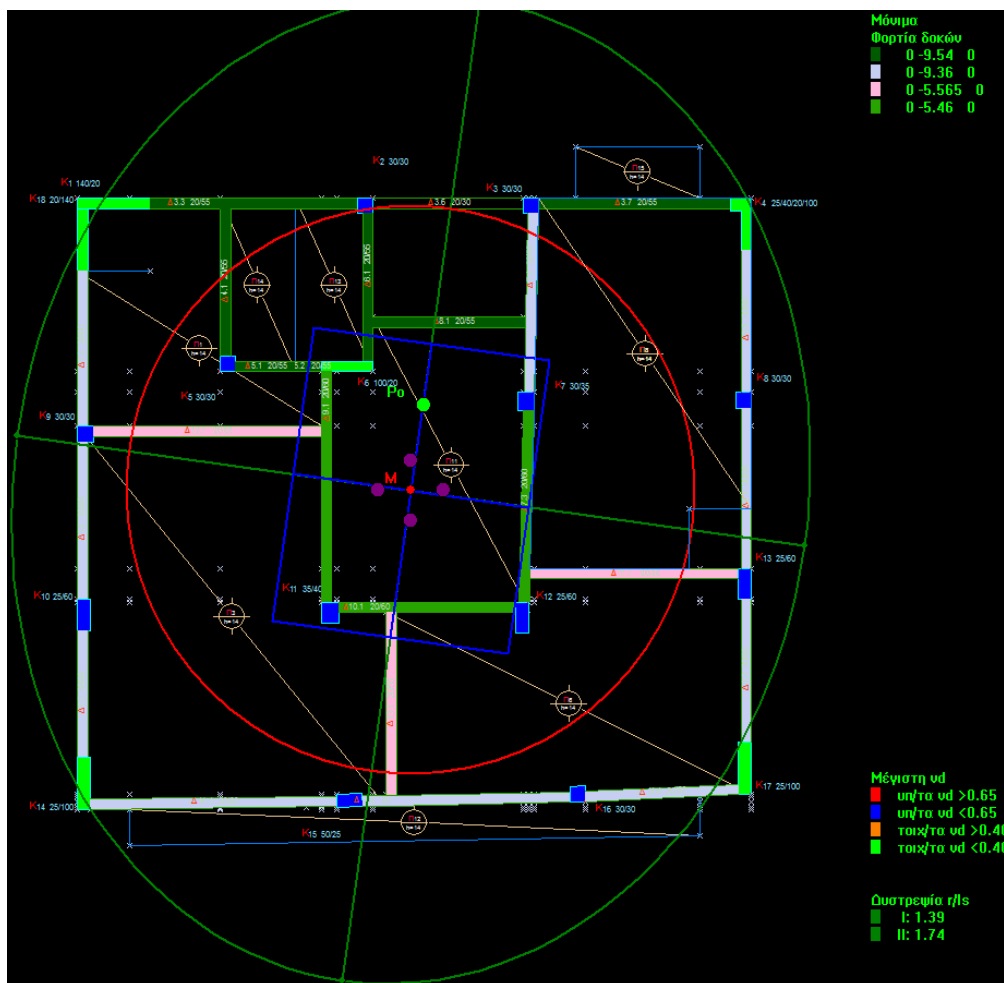


Σχήμα 5-63: Διατομές ενισχυμένης δοκού Δ5.1-Δ5.2 στη στάθμη 3

5.2.4 Στρεπτική ευαισθησία και Κανονικότητα σε κάτοψη

Αφού ολοκληρωθούν οι ενισχύσεις, γίνεται η μελέτη αποτίμησης του φορέα και παρατηρείται αν επαρκεί ή όχι. Παρακάτω ελέγχεται η στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου και η κανονικότητα σε κάτοψη που αναμένουμε να ικανοποιείται ο έλεγχος, όπως στην υφιστάμενη κατάσταση. Παρατηρώντας το φορέα θα μπορούσαμε να σχολιάσουμε ότι είναι κανονικό σε κάτοψη μιας και η κατανομή της δυσκαμψίας είναι ομοιόμορφη καθ' ύψος. Αυτό θα ελεγχθεί σύμφωνα με τις προϋποθέσεις του Ευρωκώδικα 8. Στη συνέχεια παρατίθενται ο έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας που έγινε στη πλησιέστερη στάθμη στο ύψος $h = 0,80xH$ που ήταν η στάθμη

4 (οροφή 3^{ου} ορόφου) και ο έλεγχος για κανονικότητα σε κάτοψη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.



Σχήμα 5-64: Απεικόνιση ελέγχου δυστροπιάς στη στάθμη 4 (οροφή 3ου ορόφου)

Στο Σχήμα 5-64 παρατηρούμε το σημείο M (κόκκινο σημείο) που είναι το κέντρο μάζας και το σημείο P₀ (κίτρινο σημείο) που είναι ο πόλος στροφής (σημείο τομής του ελαστικού άξονα με το διάφραγμα του ορόφου) του ορόφου. Μελετώντας τη θέση αυτών των σημείων συμπεραίνουμε ότι το P₀ βρίσκεται εντός του ορθογωνίου και ο κύκλος βρίσκεται εντός της έλλειψης αδρανείας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 γίνονται δύο έλεγχοι για τον έλεγχο κανονικότητας σε κάτοψη:

- Έλεγχος περιορισμού εκκεντρότητας ορόφων

Σε κάθε διεύθυνση συγκρίνεται το 30% της τιμής της ακτίνας δυστροπιάς με τη στατική εκκεντρότητα (Ευρωκώδικας 8 μέρος 1, παράγραφος 4.2.3.2(6)). Ισχύει λόγω της θέσης του P₀, όπως προαναφέρθηκε.

- Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας ορόφων

Σε κτίρια από σκυρόδεμα συγκρίνεται η ακτίνα δυστροπιάς r με την ακτίνα αδρανείας I_s , ώστε να ελεγχθεί εάν πρόκειται για στρεπτικά εύκαμπτο ($r < I_s$) ή στρεπτικά δύσκαμπτο σύστημα ($r > I_s$) (Ευρωκώδικας 8 μέρος 1, παράγραφος 5.2.2.1(4)P και (6)). Παρατηρώντας στην εικόνα 5-7 το λόγο r / I_s παρατηρούμε ότι είναι μεγαλύτερος της μονάδας. Επομένως, το κτίριο είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Άρα ισχύει η κανονικότητα σε κάτοψη του υπό ενίσχυση κτιρίου.

5.2.5 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Εφόσον ολοκληρώθηκε η ενίσχυση των μελών που εμφάνιζαν ανεπάρκεια, όπως περιγράφηκε πριν, γίνεται η αποτίμηση του κτιρίου με την ανελαστική στατική μέθοδο Pushover και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα για την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης για κάθε διεύθυνση για το υφιστάμενο κτίριο.

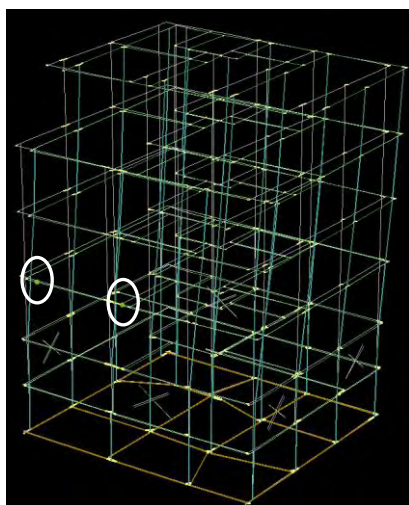
5.2.5.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για διεύθυνση X

Στη πρώτη περίπτωση που εξετάζεται το κτίριο φορτίζεται με ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών φορτίων στη διεύθυνση X. Κατά τη διεύθυνση X θα λειτουργήσουν τρία τοιχώματα που θα παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται και αναλύονται τα διαγράμματα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ και το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του κτιρίου από τα οποία εξάγονται συμπεράσματα για την επάρκεια του κτιρίου.

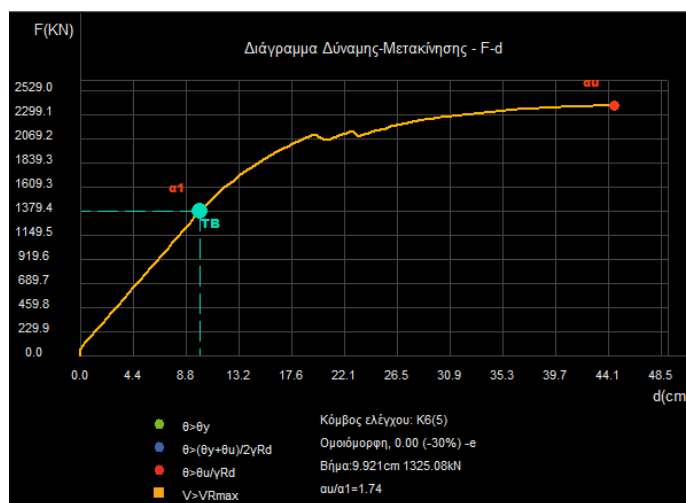
- **Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ**

Παρουσιάζεται για την κατάσταση του κτιρίου, μετά τη μέθοδο ενίσχυσης B, το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης, όπου διακρίνεται η θέση δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης και η στιγμή της κατάρρευσης του κτιρίου.

1) Θέση Δημιουργίας 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης



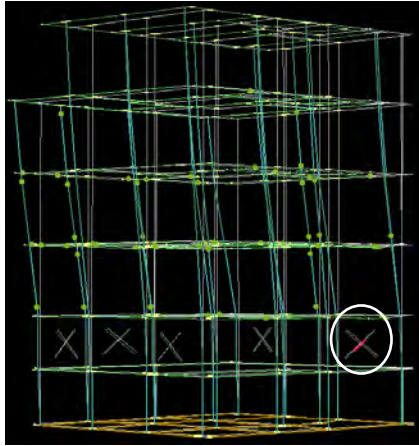
Σχήμα 5-66: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης



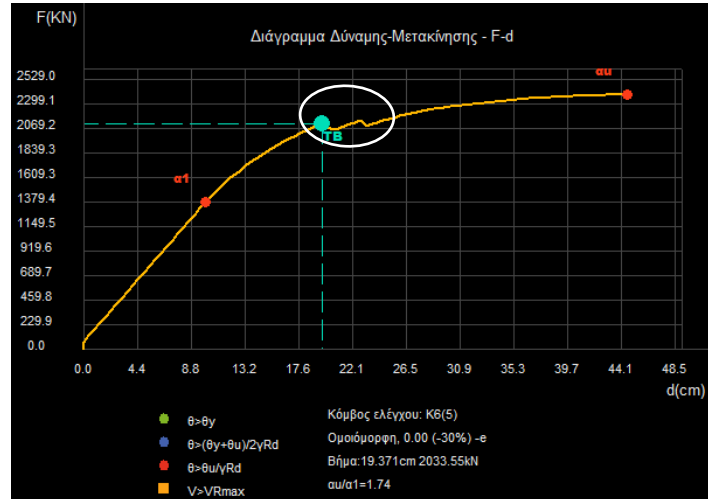
Σχήμα 5-65: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 5-65 παρατηρούμε ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι το σημείο α_1 παρατηρείται ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, καθώς κανένα δομικό μέλος δεν έχει διαρρεύσει. Μετά το σημείο αυτό δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του κτιρίου έως ότου καταρρεύσει. Όσον αφορά το Σχήμα 5-66 διαπιστώνουμε πως η θέση δημιουργίας των δυο πρώτων πλαστικών αρθρώσεων (ταυτόχρονη δημιουργία) είναι στη δοκό Δ14.1 και στη δοκό Δ14.2 στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου). Οι πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται στο άκρο της δοκού. Από το Σχήμα 5-65 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 1325,08$ kN και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 9,921$ cm και ίσχυε $\theta > \theta_y$. Επίσης ο λόγος υπεραντοχής είναι 1,74.

2) Θέση αστοχίας πρώτης τοιχοπλήρωσης



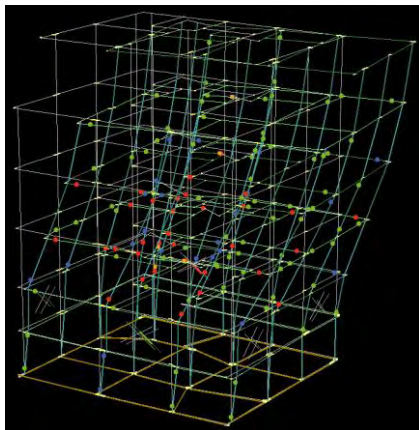
Σχήμα 5-68: Αστοχία πρώτης τοιχοπλήρωσης



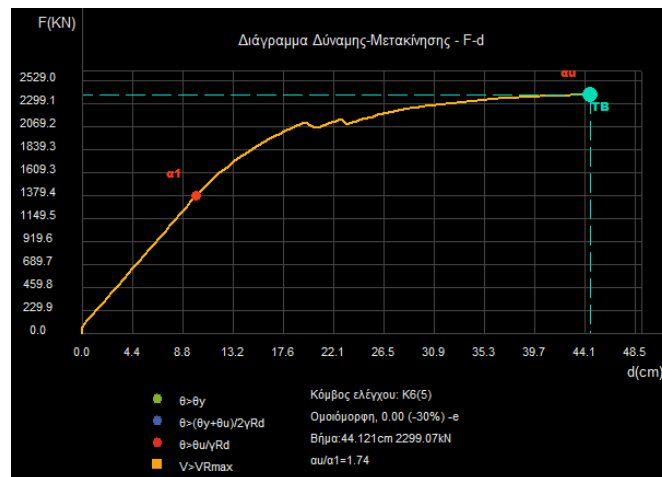
Σχήμα 5-67: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 5-68 παρατηρούμε τη πρώτη τοιχοπλήρωση που αστοχεί. Είναι στο φάντωμα που ορίζεται από το τοίχωμα K1, τη δοκοσειρά Δ3.3-Δ3.6 και το υποστύλωμα K2 και βρίσκεται στη πυλωτή. Επίσης στο ίδιο σχήμα παρατηρούνται γαλάζιες κουκίδες που αντιστοιχούν σε πλαστικές αρθρώσεις στη στάθμη επιτελεστικότητας SD και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$ και πράσινες κουκίδες που αντιστοιχούν σε υπέρβαση του ορίου επάρκειας σε στροφή και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > \theta_y$ (κεφάλαιο 1 του παρόντος). Όσον αφορά το Σχήμα 5-67 παρατηρείται μια αστάθεια στο σημείο που δείχνουμε τη καμπύλη του διαγράμματος δύναμης – μετακίνησης, η οποία οφείλεται στην αστοχία των τοιχοπληρώσεων. Οι τοιχοπληρώσεις στη περίπτωση μας προσομοιάζουν τη τοιχωματοποίηση πλαισίων που έχουν γίνει στα πλαίσια της ενίσχυσης του φορέα. Ουσιαστικά τα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα που δημιουργήθηκαν παραλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της σεισμικής δύναμης και κάποια στιγμή διαρρέουν και έπειτα αστοχούν με αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας του φορέα όπως αποτυπώνεται στο διάγραμμα. Τη στιγμή της αστοχίας της πρώτης τοιχοπλήρωσης η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 2033,55 \text{ kN}$ και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 19,371 \text{ cm}$. Τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία συνεχίζουν να παραλαμβάνουν σεισμική δύναμη έως ότου δημιουργηθεί ικανός αριθμός πλαστικών αρθρώσεων με αποτέλεσμα το μηχανισμό κατάρρευσης.

3) Θέση Δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

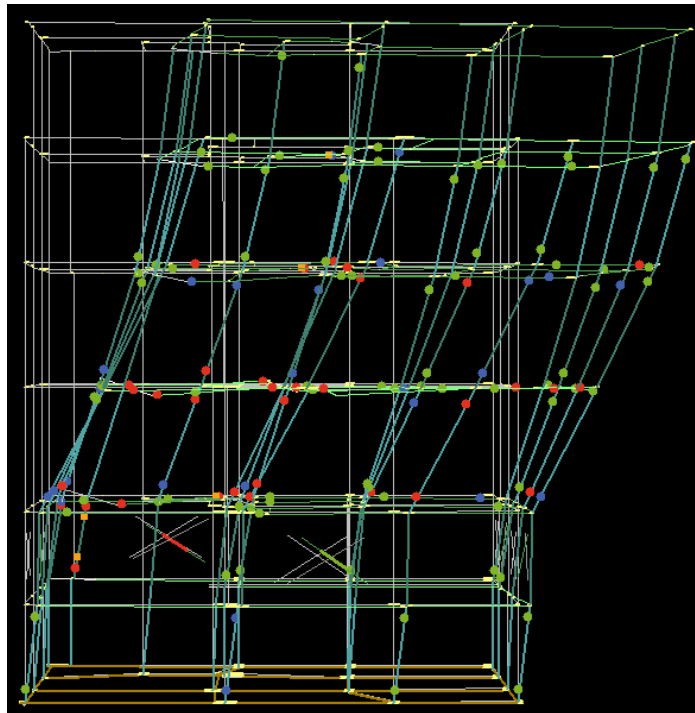


Σχήμα 5-70: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 5-69: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 5-70 παρατηρούμε ότι μετά τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης. Οι περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας NC και άλλες στην SD. Επίσης παρατηρούνται γαλάζιες κουκίδες που αντιστοιχούν σε πλαστικές αρθρώσεις στη στάθμη επιτελεστικότητας SD και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd}$ και κόκκινες κουκίδες που αντιστοιχούν σε στάθμη επιτελεστικότητας NC και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > \theta_u / \gamma_{Rd}$ (κεφάλαιο 1 του παρόντος). Επίσης με κίτρινο κύβο να σημειώνονται οι διατμητικές αστοχίες των μελών που ικανοποιούν το κριτήριο $V > V_{Rmax}$. Σύμφωνα με το σχήμα 5-69 ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 2299,07$ kN και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 44,121$ cm. Ο μηχανισμός κατάρρευσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5-71:

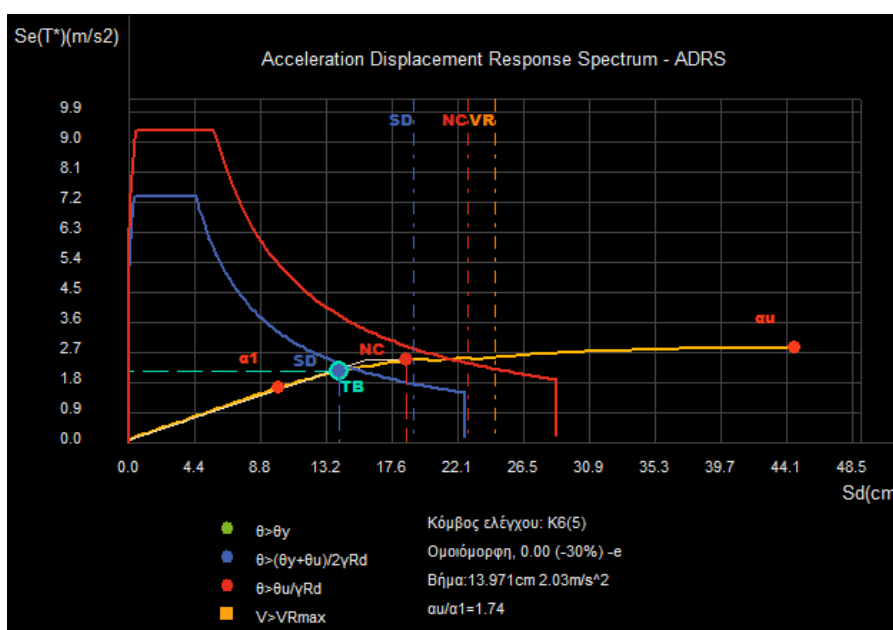


Σχήμα 5-71: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά X

Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική και λιγότερο στρεπτική κατά τη στιγμή δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης.

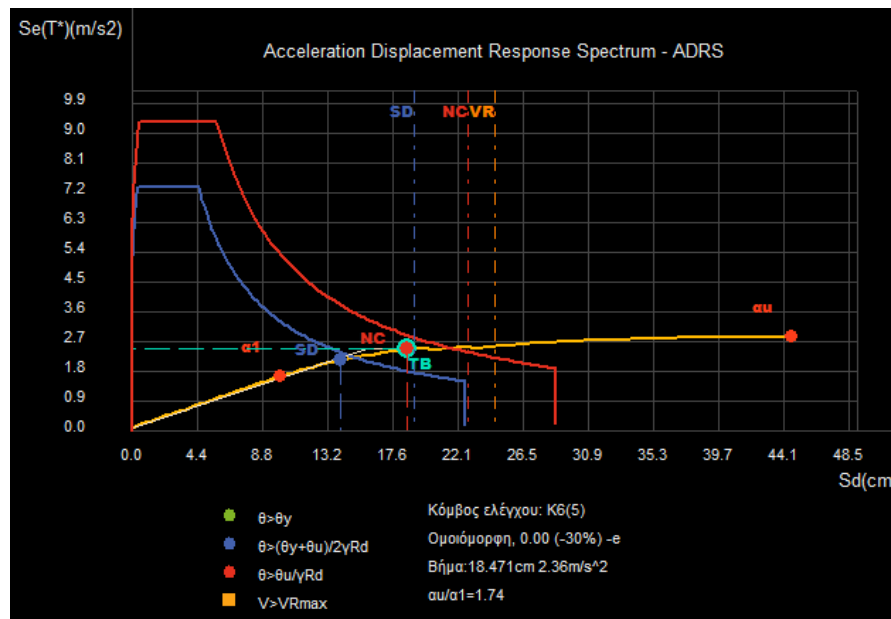
- **Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας (ADRS)**

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβάθμιου. Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Ουσιαστικά από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης δημιουργείται το διάγραμμα επιτάχυνσης – μετακίνησης ώστε να συσχετιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (LH Λογισμική, 2013). Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD και NC.



Σχήμα 5-72: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά X

Στο πρόγραμμα έχουμε ρυθμίσει ως μέθοδο επίλυσης τη μέθοδο ελέγχου των μετατοπίσεων. Αυτό σημαίνει ότι όταν ορίζουμε μια στάθμη επιτελεστικότητας ουσιαστικά ορίζουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση (μπλε και κόκκινη κουκίδα για SD και NC αντίστοιχα) για την οποία θέλουμε να επαρκεί το κτίριό μας. Με τη διακεκομμένη γραμμή (μπλε διακεκομμένη για στάθμη SD και κόκκινη διακεκομμένη για NC) παρουσιάζεται η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Εφόσον η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνησή του τότε το κτίριο επαρκεί. Σε αντίθετη περίπτωση θα χρειαστεί να εφαρμοστεί κάποια ακόμα μέθοδος ενίσχυσης.



Σχήμα 5-73: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά X

Στο Σχήμα 5-72 και 5-73 παρατηρούμε ότι η μπλε κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη SD βρίσκεται πιο αριστερά από τη μπλε διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη SD, και η κόκκινη κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη NC βρίσκεται πιο αριστερά από τη κόκκινη διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη NC. Αυτό σημαίνει ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC το κτίριο επαρκεί για τη μέθοδο ενίσχυσης B. Στα διαγράμματα αυτά παρατηρούμε και τη στιγμή της πρώτης διατμητικής αστοχίας που σημειώνεται με τη κατακόρυφη πορτοκαλί διακεκομμένη γραμμή.

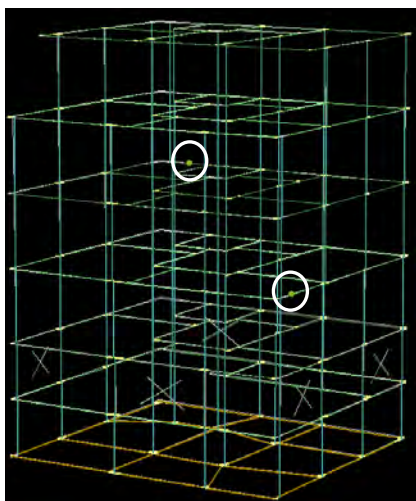
5.2.5.2 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για διεύθυνση Y

Στη δεύτερη περίπτωση που εξετάζεται το κτίριο φορτίζεται με ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών φορτίων στη διεύθυνση Y. Κατά τη διεύθυνση Y θα λειτουργήσουν τέσσερα τοιχώματα που θα παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται και αναλύονται τα διαγράμματα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ και το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας του κτιρίου από τα οποία εξάγονται συμπεράσματα για την επάρκεια του κτιρίου μετά την εφαρμογή της μεθόδου B.

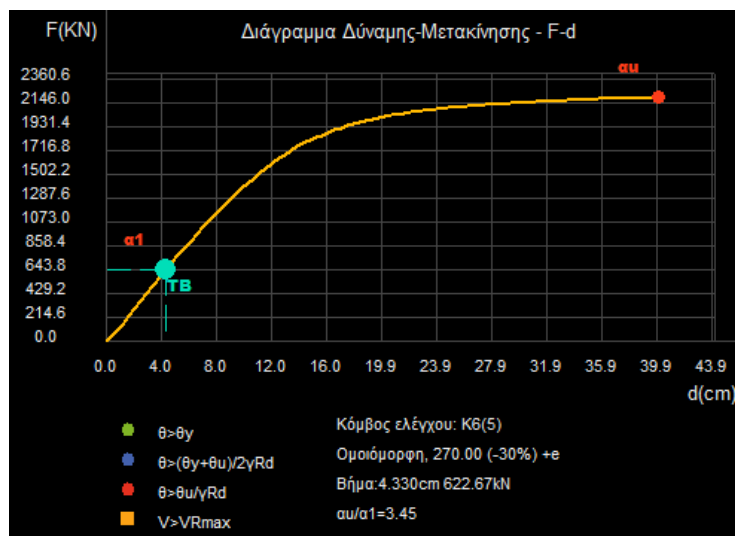
- **Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ**

Παρουσιάζεται για την κατάσταση του κτιρίου, μετά τη μέθοδο ενίσχυσης B, το διάγραμμα δύναμης – μετατόπισης όπου διακρίνεται η θέση δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης, η θέση αστοχίας της πρώτης τοιχοπλήρωσης και η στιγμή της κατάρρευσης του κτιρίου.

1) Θέση Δημιουργίας 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 5-75: Θέση δημιουργίας 1ης πλαστικής άρθρωσης

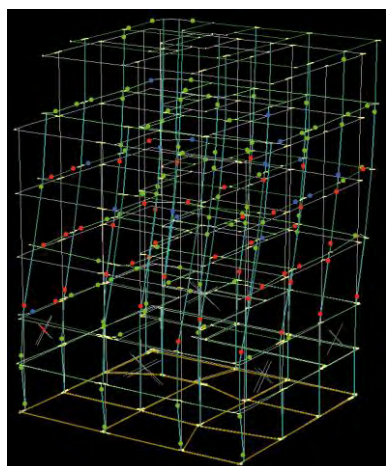


Σχήμα 5-74: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

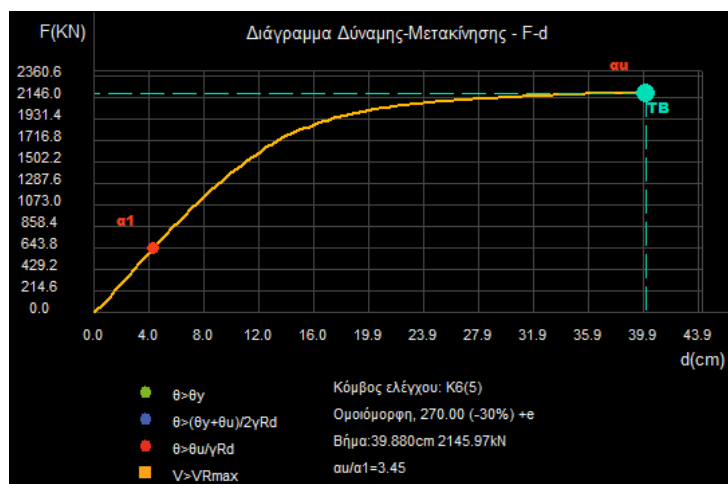
Στο Σχήμα 5-74 παρατηρούμε ότι από την αρχή των αξόνων μέχρι το σημείο α1 παρατηρείται ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, καθώς κανένα δομικό μέλος δεν έχει διαρρεύσει. Μετά το σημείο αυτό δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις και σε άλλα δομικά μέλη του κτιρίου έως ότου καταρρεύσει.

Στο Σχήμα 5-75 διαπιστώνουμε πως η θέση δημιουργίας των δυο πρώτων πλαστικών αρθρώσεων (ταυτόχρονη δημιουργία) είναι στη δοκό Δ2.3 και στη δοκό Δ3.3 στη στάθμη 2 (οροφή 1^{ου} ορόφου) και στη στάθμη 3 (οροφή 2^{ου} ορόφου) αντίστοιχα. Οι πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται στο άκρο της δοκού. Από το Σχήμα 5-74 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 622,67 \text{ kN}$ και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 4,330 \text{ cm}$ και ίσχυε $\theta > \theta_y$. Επίσης ο λόγος υπεραντοχής είναι 3,45.

2) Θέση Δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης



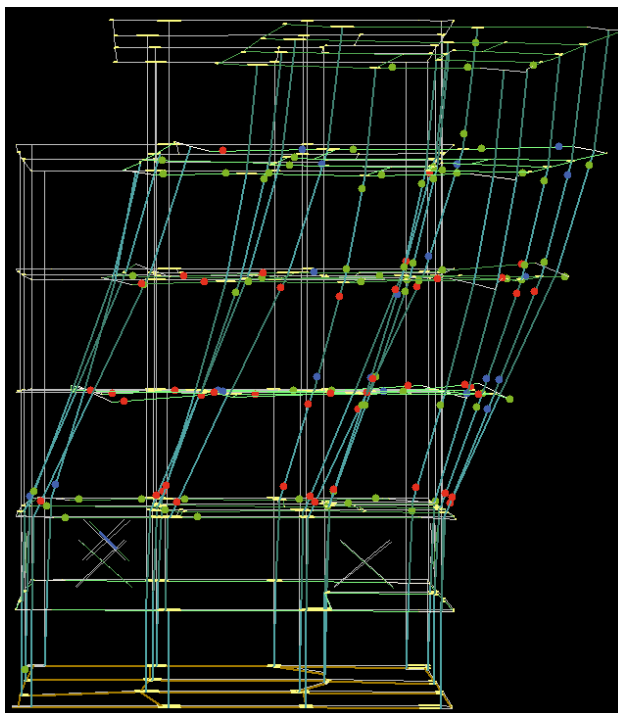
Σχήμα 5-77: Δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης



Σχήμα 5-76: Διάγραμμα δύναμης F - μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 5-77 παρατηρούμε ότι μετά τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης. Οι περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη επιτελεστικότητας NC και άλλες στην SD. Επίσης παρατηρούνται γαλάζιες κουκίδες που αντιστοιχούν σε πλαστικές αρθρώσεις στη στάθμη επιτελεστικότητας SD και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma R_d$ και κόκκινες κουκίδες που αντιστοιχούν σε στάθμη

επιτελεστικότητας NC και ικανοποιούν το κριτήριο $\theta > \theta_u / \gamma_{Rd}$ (κεφάλαιο 1 του παρόντος). Επίσης με κίτρινο κύβο να σημειώνονται οι διατμητικές αστοχίες των μελών που ικανοποιούν το κριτήριο $V > V_{Rmax}$. Σύμφωνα με το Σχήμα 5-76 ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται τη στιγμή που η τέμνουσα βάσης ήταν $F = 2145,95$ kN και η μετακίνηση της οροφής $\delta = 39,880$ cm. Ο μηχανισμός κατάρρευσης παρουσιάζεται στο Σχήμα 5-78:

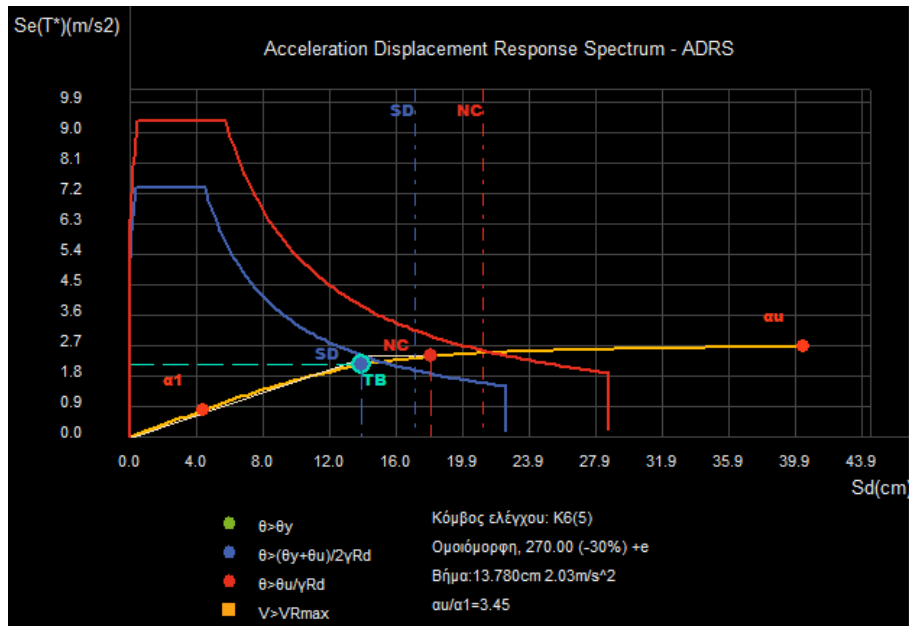


Σχήμα 5-78: Μηχανισμός κατάρρευσης για σεισμική φόρτιση κατά Y

Η κίνηση του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορική τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης.

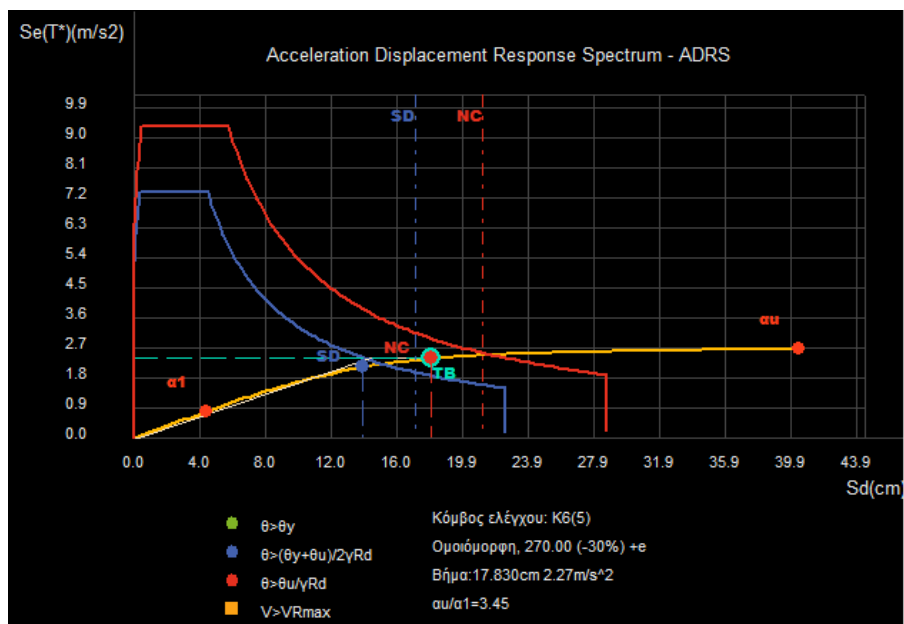
- **Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας (ADRS)**

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβάθμιου. Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Ουσιαστικά από το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης δημιουργείται το διάγραμμα επιτάχυνσης – μετακίνησης ώστε να συσχετιστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού (LH Λογισμική, 2013). Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD και NC.



Σχήμα 5-79: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας SD για σεισμική φόρτιση κατά Y

Στο πρόγραμμα έχουμε ρυθμίσει ως μέθοδο επίλυσης τη μέθοδο ελέγχου των μετατοπίσεων. Αυτό σημαίνει ότι όταν ορίζουμε μια στάθμη επιτελεστικότητας ουσιαστικά ορίζουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση (μπλε και κόκκινη κουκίδα για SD και NC αντίστοιχα) για την οποία θέλουμε να επαρκεί το κτίριό μας. Με τη διακεκομμένη γραμμή (μπλε διακεκομμένη για στάθμη SD και κόκκινη διακεκομμένη για NC) παρουσιάζεται η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Εφόσον η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνησή του τότε το κτίριο επαρκεί. Σε αντίθετη περίπτωση θα χρειαστεί να εφαρμοστεί κάποια ακόμα μέθοδος ενίσχυσης.



Σχήμα 5-80: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας στο όριο επιτελεστικότητας NC για σεισμική φόρτιση κατά Y

Στο Σχήμα 5-79 και 5-80 παρατηρούμε ότι η μπλε κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη SD βρίσκεται πιο αριστερά από τη μπλε διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη SD, και η κόκκινη κουκίδα που αντιστοιχεί σε στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη NC βρίσκεται πιο αριστερά από τη κόκκινη διακεκομμένη που αντιστοιχεί στην ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου για τη στάθμη NC. Αυτό σημαίνει ότι για τη στάθμη επιτελεσματικότητας SD και NC το κτίριο επαρκεί για τη μέθοδο ενίσχυσης B. Στα διαγράμματα αυτά παρατηρούμε και τη στιγμή της πρώτης διατμητικής αστοχίας που σημειώνεται με τη κατακόρυφη πορτοκαλί διακεκομμένη γραμμή.

5.2.6 Λόγοι Επάρκειας ενισχυμένων δομικών μελών

Οι λόγοι επάρκειας στο βήμα της στοχευόμενης μετακίνησης συνοψίζονται για το σύνολο των υποστρωμάτων και των δοκών σε συγκεντρωτικούς πίνακες στο τεύχος του προγράμματος Fespa μετά το τέλος της επίλυσης για την αποτίμηση του υπό ενίσχυση κτιρίου με την εφαρμογή της μεθόδου B. Οι λόγοι επάρκειας για στροφή και διάτμηση υπολογίζονται από τις σχέσεις 10 και 11.

Έλεγχος στροφής:

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{lim}} \leq 1,00 \quad (10)$$

Έλεγχος διάτμησης:

$$\lambda = \frac{V}{V_{max}} \leq 1,00 \quad (11)$$

Μετά την επίλυση Pushover υπολογίζονται οι λόγοι επάρκειας των υποστρωμάτων και των δοκών για την εξαγωγή συμπερασμάτων για την επάρκειά τους. Στο Πίνακα 5-63 και 5-66 παρατίθενται οι λόγοι επάρκειας των ενισχυμένων υποστρωμάτων και δοκών αντίστοιχα, που κατά την επίλυση της υφιστάμενης κατάστασης δεν επαρκούσαν για τις σεισμικές φορτίσεις που ασκήθηκαν και για τη στοχευόμενη μετακίνηση που ορίστηκε. Οι συγκεντρωτικοί πίνακες με τους λόγους επάρκειας των υποστρωμάτων και των δοκών παρουσιάζονται στο παράρτημα Β.

- **ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ**

Πίνακας 5-62: Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων υποστρωμάτων από Pushover

Μέλος	λSD αρχής	λSD τέλους	λNC αρχής	λNC τέλους	λVRy	λVRz
K1(2)	0.56	0.35	0.63	0.46	-	0.59
K1(3)	0.46	0.54	0.60	0.68	-	0.47
K13(2)	0.69	0.35	0.86	0.31	0.41	0.88
K15(2)	0.84	0.36	0.98	0.25	0.23	0.96

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένων υποστυλωμάτων για τον έλεγχο στροφής και τον έλεγχο διάτμησης, όπως δίνονται στο πρόγραμμα Fespa στους Πίνακες 5-64 και 5-65.

Πίνακας 5-63: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένων υποστυλωμάτων από Pushover για έλεγχο στροφής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	K5 (3)	0.87
NC	K15(2)	0.98

Πίνακας 5-64: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένων υποστυλωμάτων από Pushover για έλεγχο διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	K15(2)	0.84
NC	K15(2)	0.96

Παρατηρούμε ότι μετά τη Μέθοδο ενίσχυσης Β όλα τα υποστυλώματα επαρκούν με μέγιστο λόγο επάρκειας στον έλεγχο στροφής το 0.98 του K15(2) και στον έλεγχο διάτμησης το 0.96 του K15(2). Η παρατήρηση των λόγων επάρκειας όλων των υποστυλωμάτων – τοιχωμάτων που προέκυψαν από την επίλυση του φορέα για τη μέθοδο ενίσχυσης Β γίνεται στο παράρτημα Β.

- ΔΟΚΟΙ

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι λόγοι επάρκειας των δοκών που δεν ικανοποιούσαν το όριο επάρκειας στην υφιστάμενη κατάσταση.

Πίνακας 5-65: Λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δοκών από Pushover

Μέλος	λSD αρχής	λSD τέλους	λNC αρχής	λNC τέλους	λVRy αρχής	λVRy τέλους
Δ2.3(2)	0.95	0.80	0.98	0.95	0.58	0.64
Δ2.5(2)	0.12	0.94	0.09	0.99	0.33	0.55
Δ5.1(2)	0.34	-	0.49	-	0.81	-
Δ5.2(2)	-	0.82	-	0.92	-	0.73
Δ10.1(2)	0.81	-	0.93	-	0.78	-
Δ14.1(2)	0.56	0.70	0.63	0.79	0.30	0.39
Δ14.2(2)	0.48	-	0.69	-	0.57	-
Δ2.3(3)	0.89	0.64	0.97	0.72	0.55	0.49
Δ2.5(3)	0.11	0.94	0.08	0.98	0.26	0.54
Δ5.1(3)	0.32	-	0.25	-	0.79	-
Δ5.2(3)	-	0.87	-	0.97	-	0.89

Παρατηρείται η ιδιαίτερα αυξημένη καταπόνηση των άκρων των δοκών που συνδέονται με τοιχώματα.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας ενισχυμένων δοκών για τον έλεγχο στροφής και τον έλεγχο διάτμησης, όπως δίνονται στο πρόγραμμα Fespa στους Πίνακες 5-67 και 5-68.

Πίνακας 5-67: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών από Pushover για έλεγχο στροφής μετά τη μέθοδο ενίσχυσης B

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΡΟΦΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	Δ3.3(3)	0.98
NC	Δ2.5(2)	0.99

Πίνακας 5-66: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας δοκών από Pushover για έλεγχο διάτμησης μετά τη μέθοδο ενίσχυσης B

Στάθμη Επιτελεστικότητας	ΜΕΛΟΣ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ (λ)
DL	-	-
SD	Δ5.2(4)	0.79
NC	Δ5.2(4)	0.89

Παρατηρούμε ότι καμία δοκός δεν ξεπερνά το όριο επάρκειας, αν και οι δοκοί Δ2.5(2), Δ2.3(2), Δ2.3(3), Δ2.5(3) και Δ5.2(3) επαρκούν οριακά. Η παρατήρηση των λόγων επάρκειας όλων των δοκών που προέκυψαν από την επίλυση του φορέα για τη μέθοδο ενίσχυσης B γίνεται στο παράρτημα Β.

Κεφάλαιο 6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

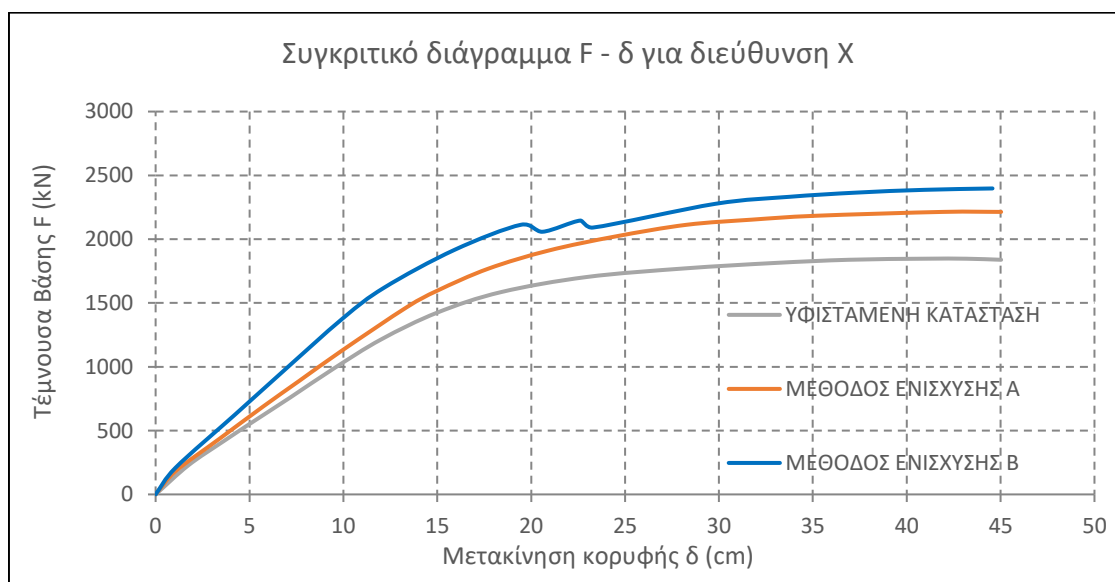
Έχοντας ολοκληρώσει την ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου και έχοντας εφαρμόσει δύο διαφορετικές στρατηγικές στην ενίσχυση του φορέα μπορούμε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα από την υφιστάμενη κατάσταση και από τις ενισχυόμενες. Έτσι θα συμπεράνουμε ποια μέθοδος ενίσχυσης είναι η καλύτερη και πιο συμφέρουσα για τη περίπτωσή μας. Τα αποτελέσματα παρατίθενται συγκριτικά στη συνέχεια ανάλογα με τη διεύθυνση σεισμικής φόρτισης.

6.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση X

Στη πρώτη περίπτωση παρατηρούμε τα αποτελέσματα για σεισμική φόρτιση κατά X για την υφιστάμενη κατάσταση, για τη μέθοδο ενίσχυσης A και για τη μέθοδο ενίσχυσης B.

6.1.1. Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 6-1 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F και μετακίνησης οροφής δ για την υφιστάμενη κατάσταση του φορέα, για τη μέθοδο ενίσχυσης A και τη μέθοδο ενίσχυσης B.



Σχήμα 6-1: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F και μετακίνησης οροφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X

Στο Σχήμα 6-1 παρατηρούμε ότι:

- 1) Η μέθοδος ενίσχυσης A αυξάνει ελάχιστα τη δυσκαμψία του συστήματος, διότι η κλίση της καμπύλης που αντιστοιχεί στη μέθοδο ενίσχυσης A είναι ελαφρώς μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή της υφιστάμενης κατάστασης. Όσον αφορά τη μέθοδο ενίσχυσης B παρατηρούμε ότι η κλίση της αντίστοιχης καμπύλης είναι μεγαλύτερη από αυτή της υφιστάμενης κατάστασης, επομένως η μέθοδος ενίσχυσης B αυξάνει τη δυσκαμψία του συστήματος. Αυτό αναμενόταν διότι χρησιμοποιήθηκαν ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στα φατνώματα των πλαισίων τα οποία μετέβαλλαν τη δυσκαμψία του φορέα.
- 2) Ο φορέας που έχει ενισχυθεί με τη μέθοδο B μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης, όπως παρατηρείται στο Σχήμα 6-1. Γενικότερα, όπως θα αναλυθεί και σε επόμενο σχήμα ο φορέας με τη μέθοδο ενίσχυσης A μπορεί να παραλάβει έως και

20,42% περισσότερη τέμνουσα βάσης, ενώ ο φορέας με τη μέθοδο ενίσχυσης Β μπορεί να παραλάβει έως και 30,41% περισσότερη τέμνουσα βάσης.

- 3) Στο Σχήμα 6-1 παρατηρούμε ότι στη καμπύλη της μεθόδου ενίσχυσης Β παρατηρούνται κάποιες διακυμάνσεις, οι οποίες οφείλονται στη λειτουργία των ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων. Ουσιαστικά τα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα παραλαμβάνουν σεισμική φόρτιση έως ότου διαρρεύσουν και αστοχήσουν. Αυτό μειώνει τη καταπόνηση των υπόλοιπων δομικών μελών με αποτέλεσμα η κατασκευή να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερες σεισμικές φορτίσεις, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6-1.
- 4) Ο φορέας που έχει ενισχυθεί με τη μέθοδο Β παρουσιάζει μικρότερες μέγιστες μετακινήσεις από την υφιστάμενη κατάσταση και τη μέθοδο ενίσχυσης Α. Αυτό οφείλεται στο ότι τα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα κάνουν το φορέα πιο δύσκαμπτο με συνέπεια τις μικρότερες μετακινήσεις.
- 5) Από το Σχήμα 6-1 μπορούμε να εξάγουμε συμπεράσματα για τη πλαστιμότητα του φορέα τόσο για την υφιστάμενη κατάσταση όσο και για τον ενισχυμένο φορέα. Η πλαστιμότητα μ_{δ} (είτε τοπική είτε γενική) ορίζεται σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ, 2000) ως η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας μέσω ανάπτυξης ανελαστικών παραμορφώσεων. Είναι μια ιδιαίτερα σημαντική ιδιότητα των κατασκευών και έναντι τυχηματικών δράσεων και μάλιστα δυναμικών και έναντι βασικών δράσεων. Η διαθέσιμη πλαστιμότητα του φορέα είναι ο λόγος της μετακίνησης της οροφής του φορέα τη στιγμή της κατάρρευσης προς τη μετακίνηση της οροφής τη στιγμή δημιουργίας της 1ης πλαστικής άρθρωσης. Για κάθε κατάσταση παρατίθεται η διαθέσιμη πλαστιμότητα του φορέα στο Πίνακα 6-1.

Πίνακας 6-1: Διαθέσιμη πλαστιμότητα για κάθε κατάσταση του φορέα

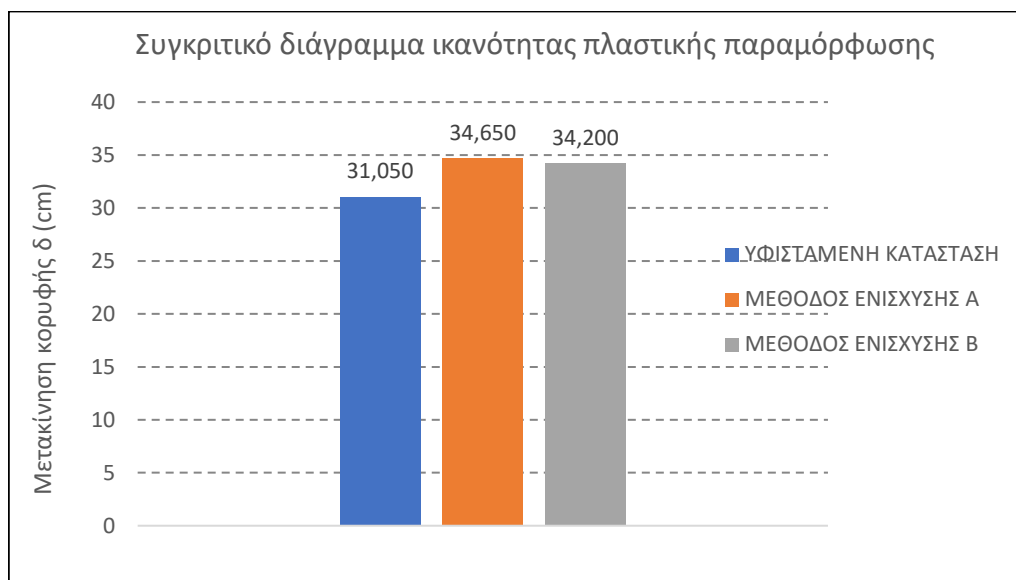
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ		ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Α		ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Β	
δ_y (cm)	δ_u (cm)	δ_y (cm)	δ_u (cm)	δ_y (cm)	δ_u (cm)
9,456	40,506	9,932	44,582	9,921	44,121
$\mu_{\delta} =$	4,28	$\mu_{\delta} =$	4,49	$\mu_{\delta} =$	4,45

Παρατηρούμε ότι οι μέθοδοι ενίσχυσης κάνουν το κτίριο περισσότερο πλαστικό.

- 6) Επίσης μπορεί να υπολογιστεί η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του φορέα που είναι ίση με τη διαφορά της μετακίνησης κορυφής κατά τη στιγμή της αστοχίας με τη μετακίνηση κορυφής κατά τη πρώτη πλαστικοποίηση (1η πλαστική άρθρωση).

$$\delta_{u,pl} = \delta_u - \delta_y$$

Για κάθε κατάσταση παρουσιάζεται στο Σχήμα 6-2 η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του φορέα. (LH Logismiki, 2013)

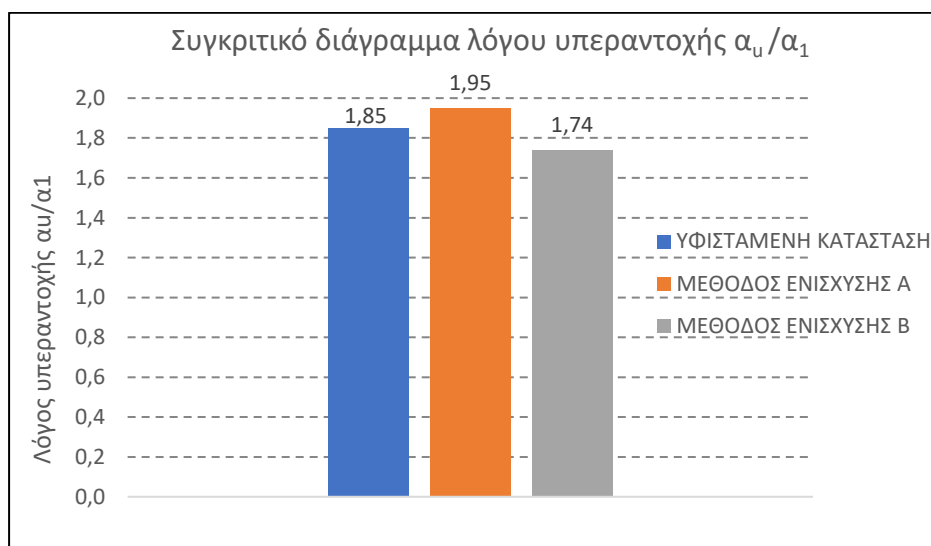


Σχήμα 6-2: Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης φορέα για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Χ

- **Λόγος Υπεραντοχής**

Για κάθε κατάσταση του φορέα για σεισμική φόρτιση Χ το πρόγραμμα Fespa υπολόγισε το λόγο υπεραντοχής α_u / α_1 (Σχήμα 6-3) με τη μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover. Ο λόγος αυτός αποτελείται από:

- 1) α_1 είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φθάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στη καμπτική διαρροή (1^η πλαστική άρθρωση) ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.
- 2) α_u είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα έως την αστάθειά του (μηχανισμός κατάρρευσης), ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.



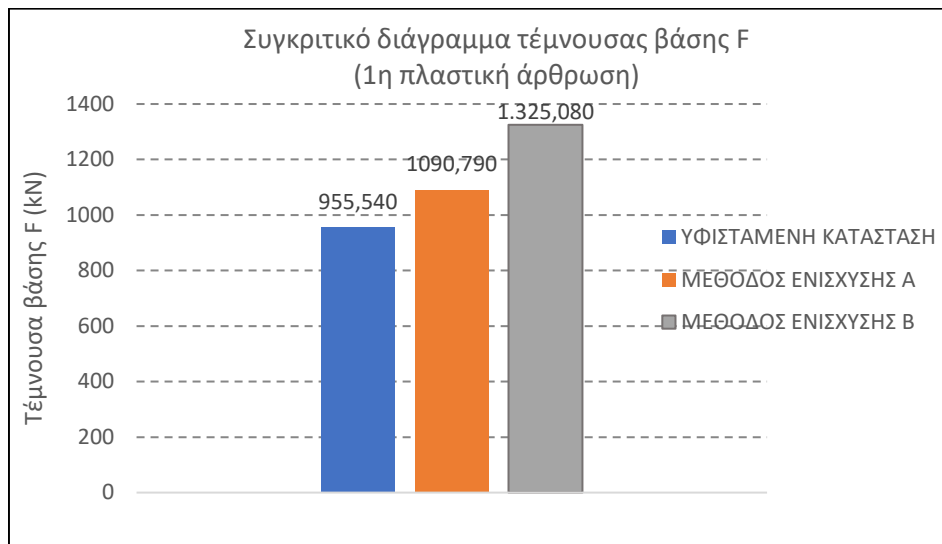
Σχήμα 6-3: Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Χ

Στη συνέχεια στα πλαίσια της ανάλυσης του διαγράμματος τέμνουσας βάσης F – μετακίνησης κορυφής δ θα μελετήσουμε τα διαγράμματα της τέμνουσας βάσης F και της μετακίνησης

κορυφής δ τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης και τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης. (ΛΗ Λογισμική, 2013)

- **Τέμνουσα Βάσης (1^η πλαστική άρθρωση)**

Στο Σχήμα 6-4 παρουσιάζεται συγκριτικά η τέμνουσα βάσης για κάθε κατάσταση του φορέα τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης.

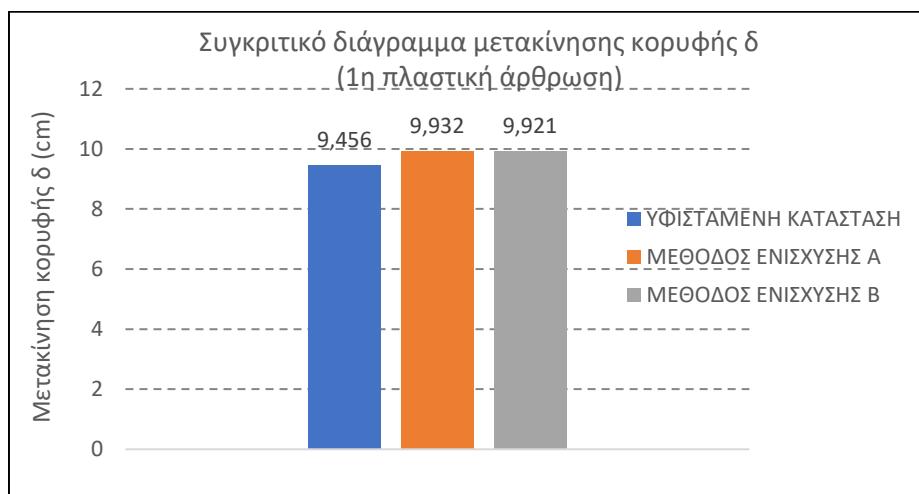


Σχήμα 6-4: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X

Από το Σχήμα 6-4 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης για την υφιστάμενη κατάσταση η τέμνουσα βάσης που έχει παραλάβει ο φορέας είναι $F = 955,54 \text{ kN}$, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι $F = 1090,79 \text{ kN}$ και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι $F = 1325,08 \text{ kN}$. Είναι προφανές ότι η κατασκευή ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων (Μέθοδος ενίσχυσης Β) δίνει μεγαλύτερη ελαστική συμπεριφορά στη κατασκευή, καθώς η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη κατά 38,67% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης.

- **Μετακίνηση Οροφής (1^η πλαστική άρθρωση)**

Στο Σχήμα 6-5 παρουσιάζεται συγκριτικά η μετακίνηση οροφής για κάθε κατάσταση του φορέα τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης.

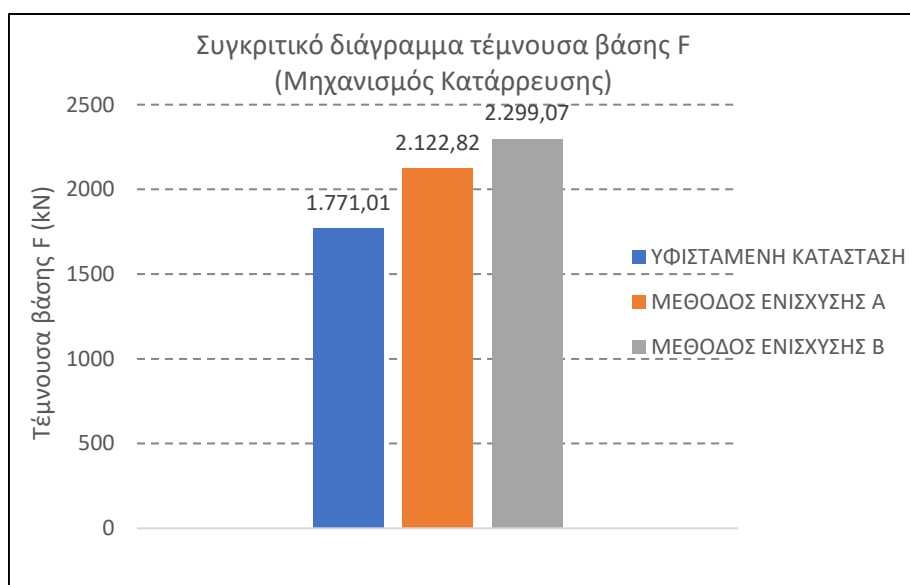


Σχήμα 6-5: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X

Από το Σχήμα 6-5 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης για την υφιστάμενη κατάσταση η μετακίνηση οροφής που έχει ο φορέας είναι $\delta_y = 9,456$ cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης A είναι $\delta_y = 9,932$ cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι $\delta_y = 9,921$ cm. Η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται για μετακίνηση οροφής μεγαλύτερη κατά 4,92% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης για τη μέθοδο ενίσχυσης B και για μετακίνηση οροφής μεγαλύτερη κατά 5,03% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης για τη μέθοδο ενίσχυσης A.

- **Τέμνουσα Βάσης (Μηχανισμός κατάρρευσης)**

Στο Σχήμα 6-6 παρουσιάζεται συγκριτικά η τέμνουσα βάσης για κάθε κατάσταση του φορέα τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης.

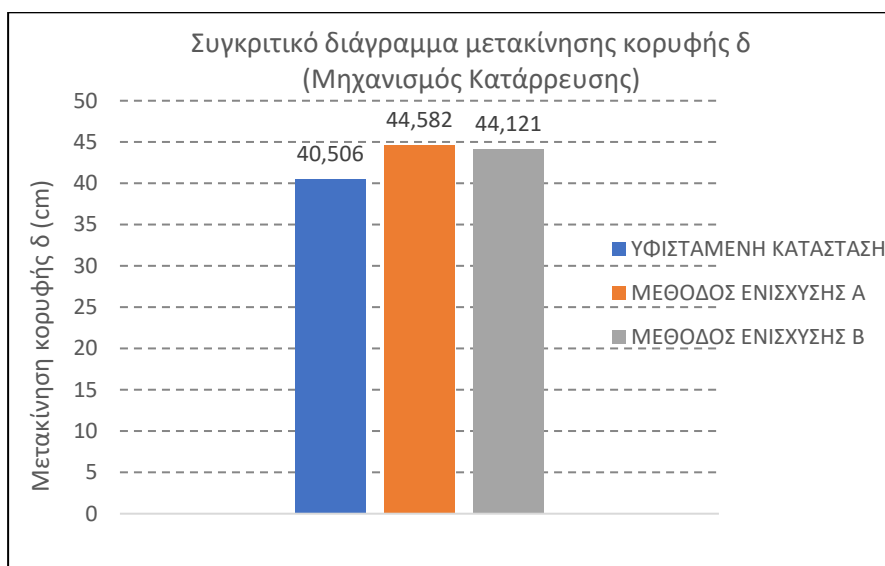


Σχήμα 6-6: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X

Από το Σχήμα 6-6 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης για την υφιστάμενη κατάσταση η τέμνουσα βάσης που έχει παραλάβει ο φορέας είναι $F = 1771,01$ kN, για τη μέθοδο ενίσχυσης A είναι $F = 2122,82$ kN και για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι $F = 2299,07$ kN. Παρατηρούμε ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης για τη μέθοδο ενίσχυσης B εμφανίζεται για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη κατά 29,82% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης.

- **Μετακίνηση Οροφής (Μηχανισμός κατάρρευσης)**

Στο Σχήμα 6-7 παρουσιάζεται συγκριτικά η μετακίνηση οροφής για κάθε κατάσταση του φορέα τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης.

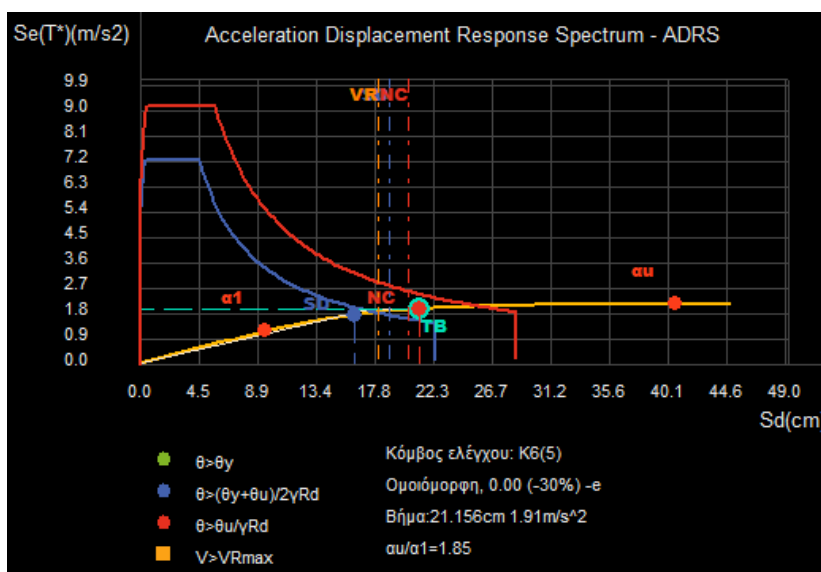


Σχήμα 6-7: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Χ

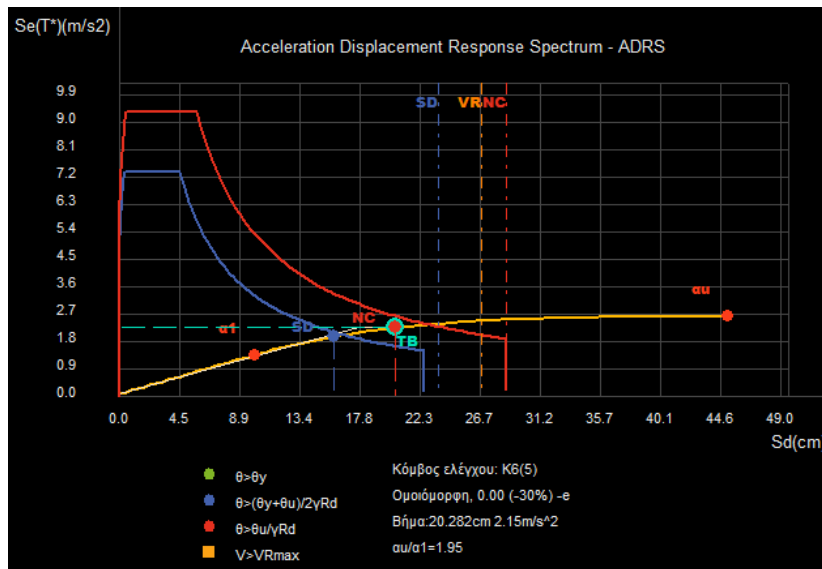
Από το Σχήμα 6-7 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης για την υφιστάμενη κατάσταση η μετακίνηση οροφής που έχει ο φορέας είναι $\delta_u = 40,506$ cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι $\delta_u = 44,582$ cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι $\delta_u = 44,121$ cm. Παρατηρούμε ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης για τη μέθοδο ενίσχυσης Β εμφανίζεται για μετακίνηση οροφής μεγαλύτερη κατά 8,92% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης και για τη μέθοδο ενίσχυσης Α για μετακίνηση οροφής μεγαλύτερη κατά 10,06% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης.

6.1.2. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS)

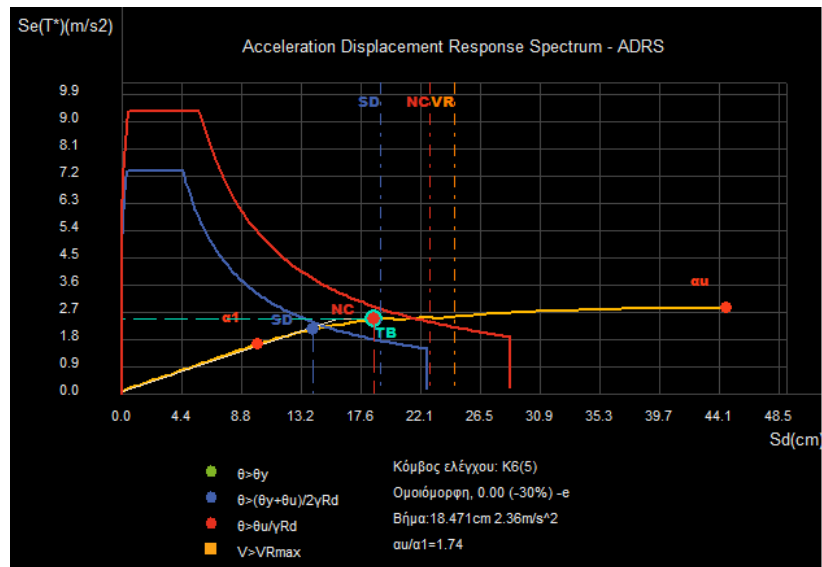
Αρχικά παρατίθενται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας του φορέα για κάθε κατάσταση και στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκριτικά διαγράμματα για τη στοχευόμενη μετακίνηση και την ικανότητα μετακίνησης του φορέα για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC σε κάθε κατάσταση. Στο τέλος της ενότητας δημιουργούνται συγκριτικά διαγράμματα για τη τέμνουσα βάση και τη μετακίνηση οροφής τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας.



Σχήμα 6-8: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας υφιστάμενης κατάστασης για σεισμική φόρτιση κατά Χ

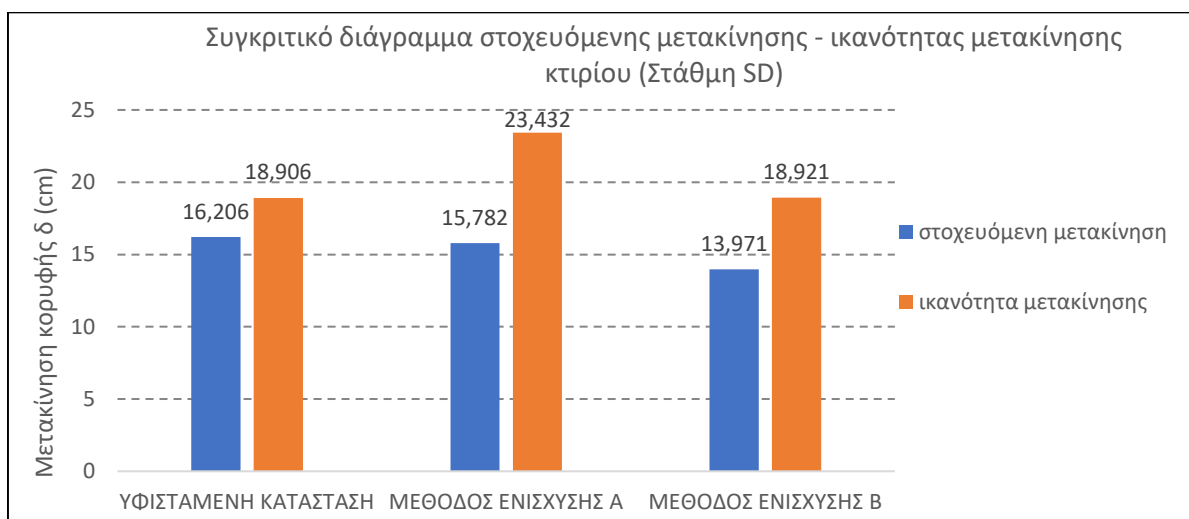


Σχήμα 6-9: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για μέθοδο ενίσχυσης Α για σεισμική φόρτιση κατά Χ



Σχήμα 6-10: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για μέθοδο ενίσχυσης Β για σεισμική φόρτιση κατά Χ

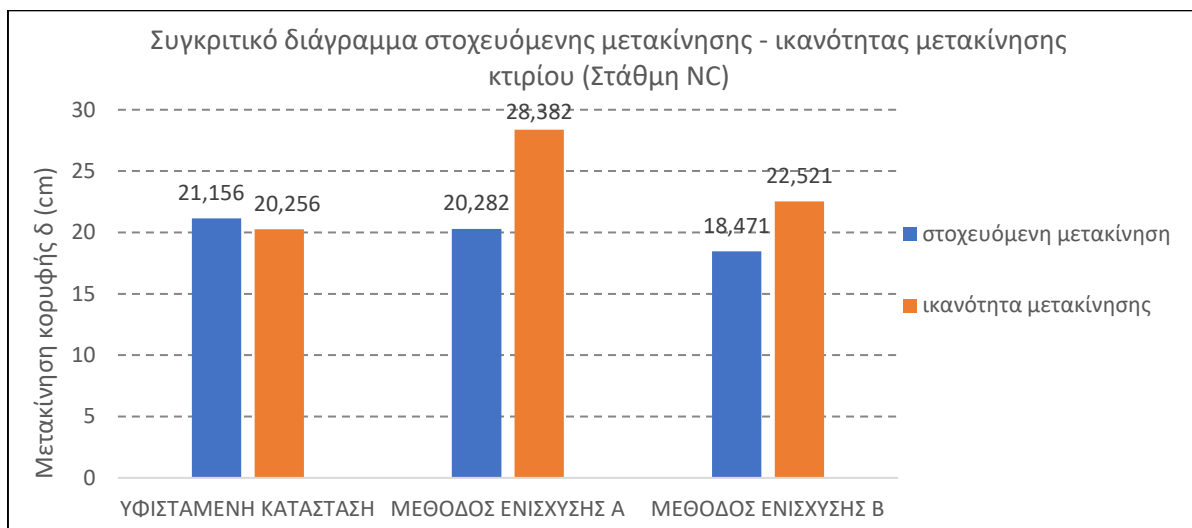
Μελετώντας και συγκρίνοντας τα Σχήματα 6-8, 6-9 και 6-10 προκύπτουν συγκριτικά διαγράμματα για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC που περιέχουν τη στοχευόμενη μετακίνηση και την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου.



Σχήμα 6-11: Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετακίνησης και ικανότητας μετακίνησης φορέα στη στάθμη επιτελεστικότητας SD για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X

Παρατηρώντας το Σχήμα 6-11 για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD συμπεραίνουμε τα εξής:

- Όσον αφορά τη στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει να τονίσουμε ότι για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 16,206 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης A είναι 15,782 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι 13,971 cm. Παρατηρείται δηλαδή ότι η προσθήκη τοιχοπληρώσεων στην μέθοδο B μειώνει σημαντικά τη στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα. Η μέθοδος A από την άλλη αυξάνει σημαντικά την ικανότητα μετακίνησης του φορέα.
- Όσον αφορά την ικανότητα μετακίνησης του φορέα πρέπει να τονίσουμε ότι για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 18,906 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης A είναι 23,432 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι 18,921 cm.
- Αυτό το διάγραμμα βοηθά στη παρατήρηση της επάρκειας ή ανεπάρκειας του κτιρίου. Όταν γίνεται μελέτη αποτίμησης ορίζουμε ορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας, που έχουν ως αποτέλεσμα την ύπαρξη ορισμένων στοχευόμενων μετακινήσεων. Όταν προκύπτει το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας ελέγχουμε αν η ικανότητα του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζουμε ώστε να επαρκεί. Ειδικά για τις ενισχύσεις που έγιναν συμπεραίνουμε ότι ο φορέας επαρκεί τουλάχιστον για τη σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση X όσον αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας SD.

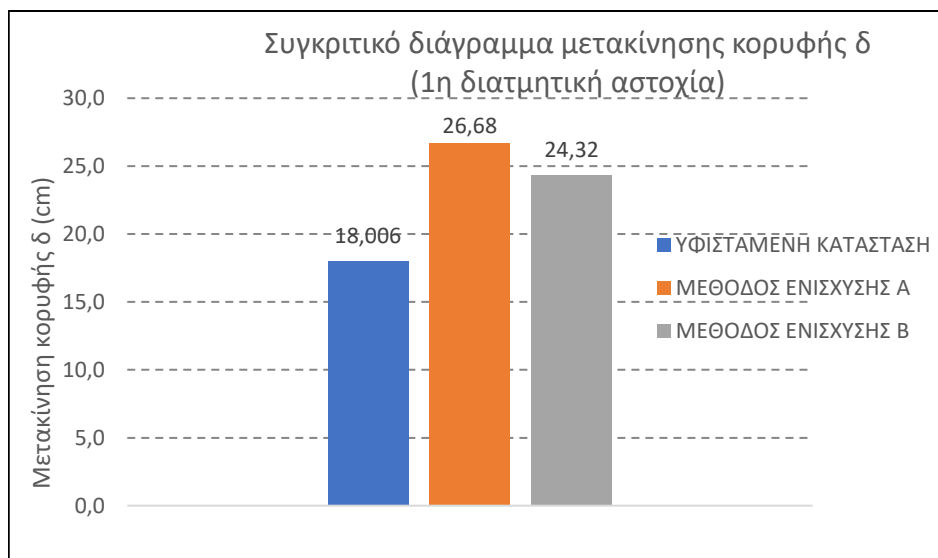


Σχήμα 6-12: Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετακίνησης και ικανότητας μετακίνησης φορέα στη στάθμη επιτελεστικότητας NC για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά X

Παρατηρώντας το Σχήμα 6-12 για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC συμπεραίνουμε τα εξής:

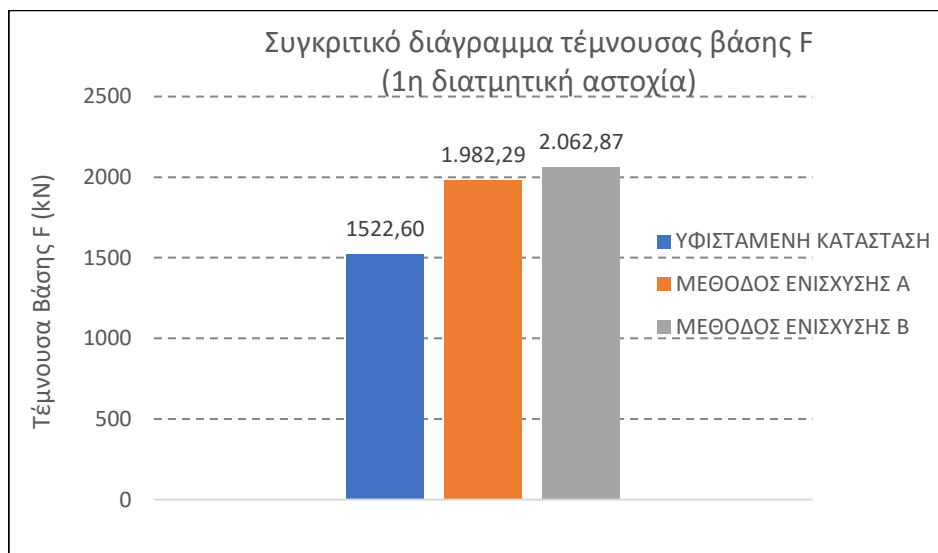
- Όσον αφορά τη στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει να τονίσουμε ότι για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 21,156 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι 20,282 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι 18,471 cm. Και εδώ παρατηρείται ότι η προσθήκη ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων (Μέθοδος Β) μειώνει σημαντικά τη στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα.
- Όσον αφορά την ικανότητα μετακίνησης του φορέα πρέπει να τονίσουμε ότι για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 20,256 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι 28,382 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι 22,521 cm.
- Αυτό το διάγραμμα βοηθά στη παρατήρηση της επάρκειας ή ανεπάρκειας του κτιρίου. Όταν γίνεται μελέτη αποτίμησης ορίζουμε ορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας, που έχουν ως αποτέλεσμα την ύπαρξη ορισμένων στοχευόμενων μετακινήσεων. Όταν προκύπτει το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας ελέγχουμε αν η ικανότητα του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζουμε ώστε να επαρκεί. Ειδικά για τις ενισχύσεις που έγιναν συμπεραίνουμε ότι ο φορέας επαρκεί τουλάχιστον για τη σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση X όσον αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Αξίζει να επισημάνουμε ότι διακρίνεται η ανεπάρκεια του κτιρίου στην υφιστάμενη κατάσταση, καθώς είναι προφανές ότι η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Γι' αυτό έγιναν οι ενισχύσεις που αναφέρθηκαν.

Επίσης από τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας μπορούν να δημιουργηθούν συγκριτικά διαγράμματα για τη μετακίνηση κορυφής και για τη τέμνουσα βάσης κατά τη δημιουργία της πρώτης διατμητικής αστοχίας.



Σχήμα 6-13: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Χ

Παρατηρούμε στο Σχήμα 6-13 πως η μετακίνηση κορυφής τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 18,006 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι 26,680 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι 24,320 cm.



Σχήμα 6-14: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Χ

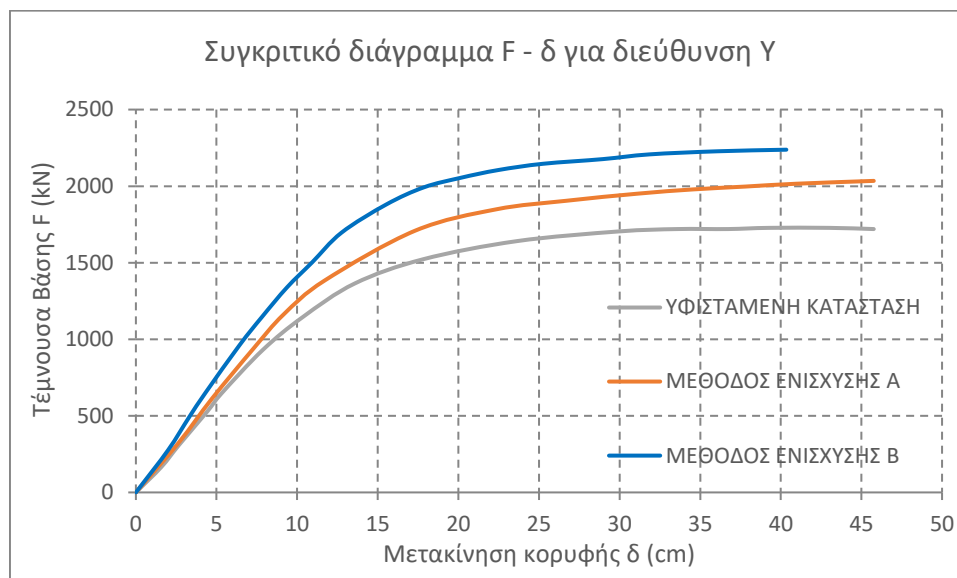
Παρατηρούμε στο Σχήμα 6-14 πως η τέμνουσα βάσης τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 1522,60 kN, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι 1982,29 kN και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι 2062,87 kN.

6.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση Y

Στη δεύτερη περίπτωση παρατηρούμε τα αποτελέσματα για σεισμική φόρτιση κατά Y για την υφιστάμενη κατάσταση, για τη μέθοδο ενίσχυσης A και για τη μέθοδο ενίσχυσης B.

6.2.1. Διάγραμμα δύναμης F – μετακίνησης οροφής δ

Στο Σχήμα 6-15 παρουσιάζεται το συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F και μετακίνησης οροφής δ για την υφιστάμενη κατάσταση του φορέα, για τη μέθοδο ενίσχυσης A και τη μέθοδο ενίσχυσης B.



Σχήμα 6-15: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F και μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y

Στο Σχήμα 6-15 παρατηρούμε ότι:

- 1) Η μέθοδος ενίσχυσης A μεταβάλλει ελάχιστα τη δυσκαμψία του συστήματος, διότι η αρχική κλίση της καμπύλης που αντιστοιχεί στη μέθοδο ενίσχυσης A είναι ελαφρώς μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή της υφιστάμενης κατάστασης. Όσον αφορά τη μέθοδο ενίσχυσης B παρατηρούμε ότι η κλίση της αντίστοιχης καμπύλης είναι μεγαλύτερη από αυτή της υφιστάμενης κατάστασης, επομένως η μέθοδος ενίσχυσης B αυξάνει τη δυσκαμψία του συστήματος. Αυτό αναμενόταν διότι χρησιμοποιήθηκαν ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα στα φατώματα των πλαισίων τα οποία μετέβαλλαν τη δυσκαμψία του φορέα.
- 2) Ο φορέας που έχει ενισχυθεί με τη μέθοδο B μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης, όπως παρατηρείται στο Σχήμα 6-15. Γενικότερα, όπως θα αναλυθεί και σε επόμενο σχήμα ο φορέας με τη μέθοδο ενίσχυσης A μπορεί να παραλάβει έως και 18,29% περισσότερη τέμνουσα βάσης, ενώ ο φορέας με τη μέθοδο ενίσχυσης B μπορεί να παραλάβει έως και 30,13% περισσότερη τέμνουσα βάσης.
- 3) Στο Σχήμα 6-15 παρατηρούμε ότι στη καμπύλη της μεθόδου ενίσχυσης B δεν παρατηρούνται διακυμάνσεις όπως στη σεισμική φόρτιση κατά X, οι οποίες οφείλονταν στη λειτουργία των ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων. Ουσιαστικά τα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα παραλαμβάνουν σεισμική φόρτιση έως ότου διαρρεύσουν και αστοχήσουν. Αυτό μειώνει τη καταπόνηση των υπόλοιπων δομικών μελών με αποτέλεσμα η κατασκευή να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερες σεισμικές φορτίσεις,

όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6-15. Στη διεύθυνση Υ φαίνεται πως δεν υπάρχει αστοχία κάποιου ελαφρά οπλισμένου τοιχώματος οπότε συνεχίζουν να παραλαμβάνουν σεισμική φόρτιση έως τη δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης.

- 4) Ο φορέας που έχει ενισχυθεί με τη μέθοδο Β παρουσιάζει μικρότερες μέγιστες μετακινήσεις από την υφιστάμενη κατάσταση και τη μέθοδο ενίσχυσης Α. Αυτό οφείλεται στο ότι τα ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα κάνουν το φορέα πιο δύσκαμπτο με συνέπεια τις μικρότερες μετακινήσεις.
- 5) Από το Σχήμα 6-15 μπορούμε να εξάγουμε συμπεράσματα για τη πλαστιμότητα του φορέα τόσο για την υφιστάμενη κατάσταση όσο και για τον ενισχυμένο φορέα. Η πλαστιμότητα μ_s (είτε τοπική είτε γενική) ορίστηκε παραπάνω σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ, 2000). Η διαθέσιμη πλαστιμότητα του φορέα είναι ο λόγος της μετακίνησης της οροφής του φορέα τη στιγμή της κατάρρευσης προς τη μετακίνηση της οροφής τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Για κάθε κατάσταση παρατίθεται η διαθέσιμη πλαστιμότητα του φορέα στο Πίνακα 6-2.

Πίνακας 6-2: Διαθέσιμη πλαστιμότητα για κάθε κατάσταση του φορέα

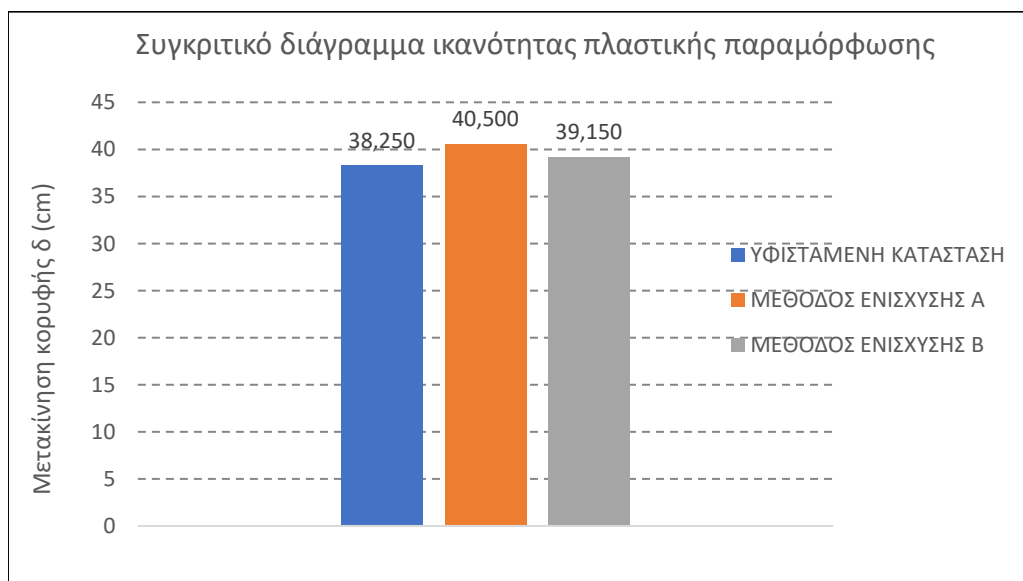
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ		ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Α		ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Β	
δ_y (cm)	δ_u (cm)	δ_y (cm)	δ_u (cm)	δ_y (cm)	δ_u (cm)
4,339	42,589	4,782	45,282	4,33	39,88
$\mu=$	9,82	$\mu=$	9,47	$\mu=$	9,21

Παρατηρούμε ότι οι μέθοδοι ενίσχυσης κάνουν το κτίριο λιγότερο πλάστιμο.

- 6) Επίσης μπορεί να υπολογιστεί η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του φορέα που είναι ίση με τη διαφορά της μετακίνησης κορυφής κατά τη στιγμή της αστοχίας με τη μετακίνηση κορυφής κατά τη πρώτη πλαστικοποίηση (1η πλαστική άρθρωση).

$$\delta_{u,pl} = \delta_u - \delta_y$$

Για κάθε κατάσταση παρουσιάζεται στο Σχήμα 6-16 η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του φορέα. (LH Λογισμική, 2013)

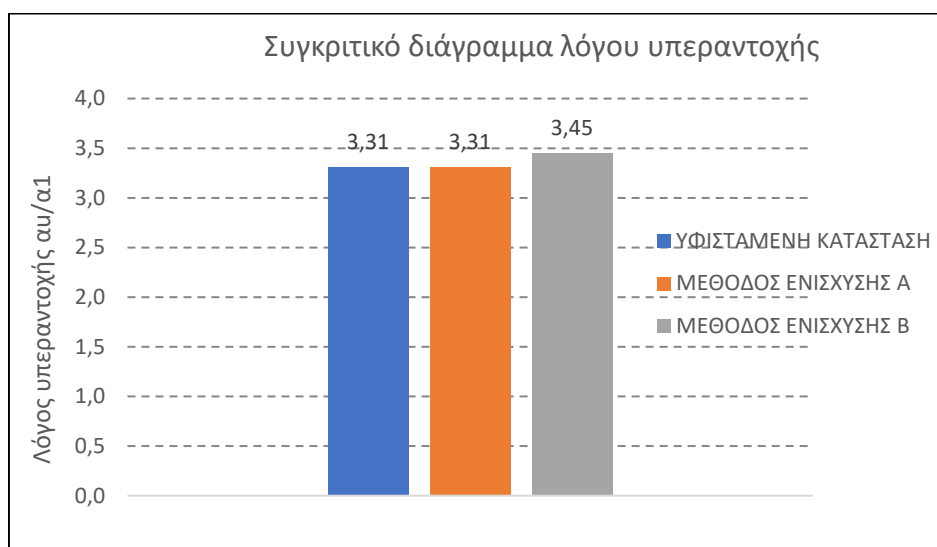


Σχήμα 6-16: Συγκριτικό διάγραμμα ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης φορέα για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Υ

- **Λόγος Υπεραντοχής**

Για κάθε κατάσταση του φορέα για σεισμική φόρτιση Υ το πρόγραμμα Fespa υπολόγισε το λόγο υπεραντοχής α_u / α_1 (Σχήμα 6-17) με τη μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover. Ο λόγος αυτός αποτελείται από:

- 1) α_1 είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φθάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στη καμπτική διαρροή (1^η πλαστική άρθρωση) ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.
- 2) α_u είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα έως την αστάθειά του (μηχανισμός κατάρρευσης), ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.

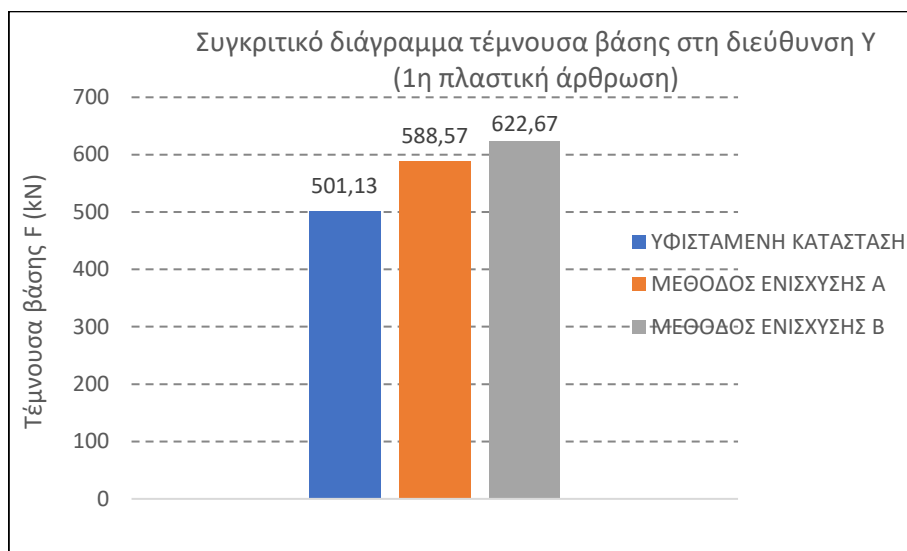


Σχήμα 6-17: Συγκριτικό διάγραμμα λόγου υπεραντοχής για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Υ

Στη συνέχεια στα πλαίσια της ανάλυσης του διαγράμματος τέμνουσας βάσης F – μετακίνησης κορυφής δ θα μελετήσουμε τα διαγράμματα της τέμνουσας βάσης F και της μετακίνησης κορυφής δ τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης και τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης. (LH Λογισμική, 2013)

- **Τέμνουσα Βάσης (1^η πλαστική άρθρωση)**

Στο Σχήμα 6-18 παρουσιάζεται συγκριτικά η τέμνουσα βάσης για κάθε κατάσταση του φορέα τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης.

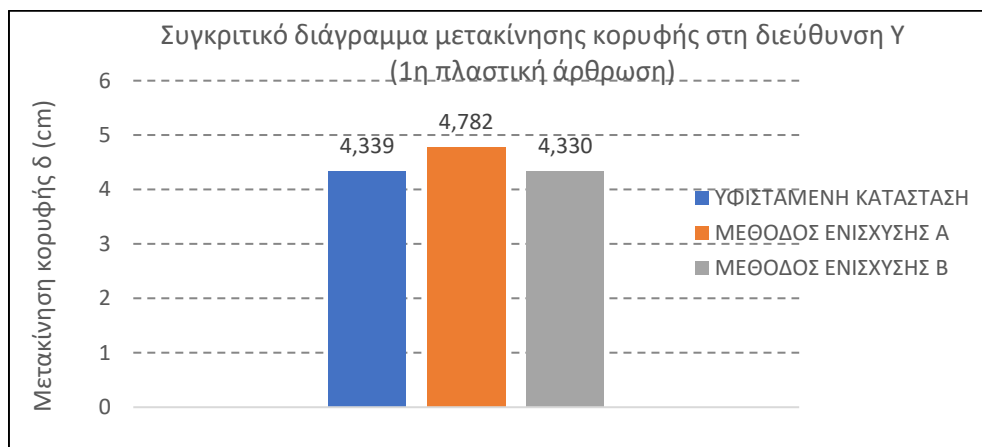


Σχήμα 6-18: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Υ

Από το Σχήμα 6-18 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης για την υφιστάμενη κατάσταση η τέμνουσα βάσης που έχει παραλάβει ο φορέας είναι $F = 501,13$ kN, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι $F = 588,57$ kN και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι $F = 622,67$ kN. Είναι προφανές ότι η κατασκευή ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων (Μέθοδος ενίσχυσης Β) δίνει μεγαλύτερη ελαστική συμπεριφορά στη κατασκευή, καθώς η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη κατά 24,25% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης.

- **Μετακίνηση Οροφής (1^η πλαστική άρθρωση)**

Στο Σχήμα 6-19 παρουσιάζεται συγκριτικά η μετακίνηση οροφής για κάθε κατάσταση του φορέα τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης.

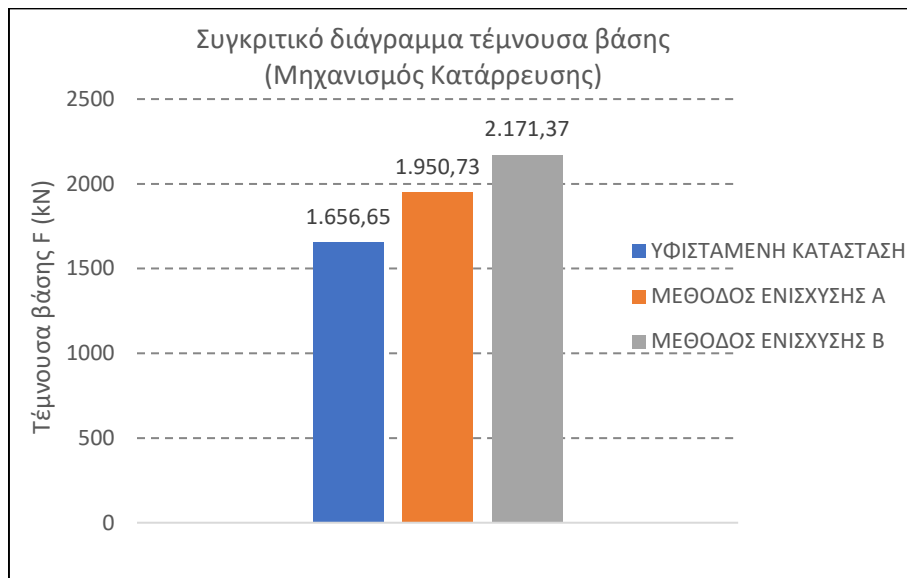


Σχήμα 6-19: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Υ

Από το Σχήμα 6-19 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης για την υφιστάμενη κατάσταση η μετακίνηση οροφής που έχει ο φορέας είναι $\delta_y = 4,339$ cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι $\delta_y = 4,782$ cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι $\delta_y = 4,330$ cm. Η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται για μετακίνηση οροφής μικρότερη κατά 0,21% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης για τη μέθοδο ενίσχυσης Β και για μετακίνηση οροφής μεγαλύτερη κατά 10,21% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης για τη μέθοδο ενίσχυσης Α.

- **Τέμνουσα Βάσης (Μηχανισμός κατάρρευσης)**

Στο Σχήμα 6-20 παρουσιάζεται συγκριτικά η τέμνουσα βάσης για κάθε κατάσταση του φορέα τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης.

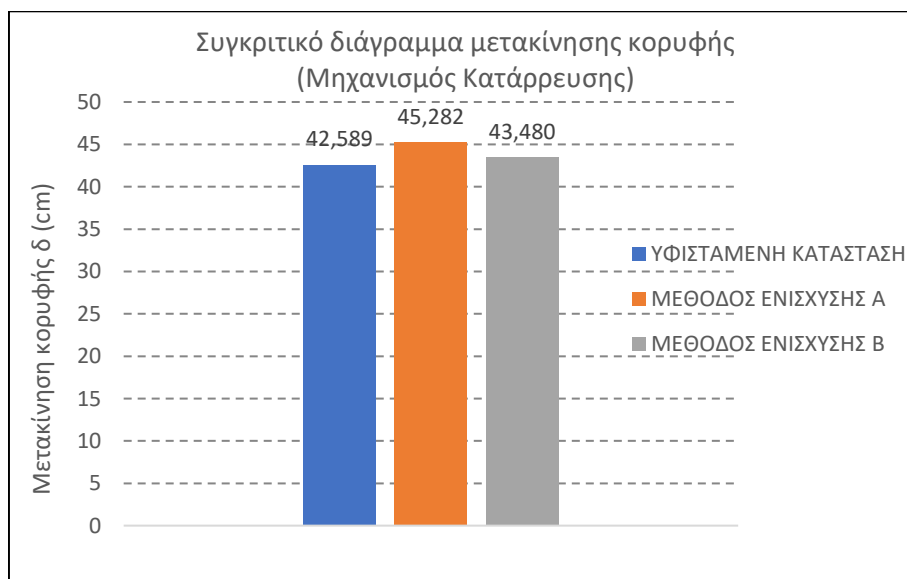


Σχήμα 6-20: Συγκριτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης F για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y

Από το Σχήμα 6-20 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης για την υφιστάμενη κατάσταση η τέμνουσα βάσης που έχει παραλάβει ο φορέας είναι $F = 1656,65$ kN, για τη μέθοδο ενίσχυσης A είναι $F = 1950,73$ kN και για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι $F = 2171,37$ kN. Παρατηρούμε ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης για τη μέθοδο ενίσχυσης B εμφανίζεται για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη κατά 31,07% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης.

- **Μετακίνηση Οροφής (Μηχανισμός κατάρρευσης)**

Στο Σχήμα 6-21 παρουσιάζεται συγκριτικά η μετακίνηση οροφής για κάθε κατάσταση του φορέα τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης.

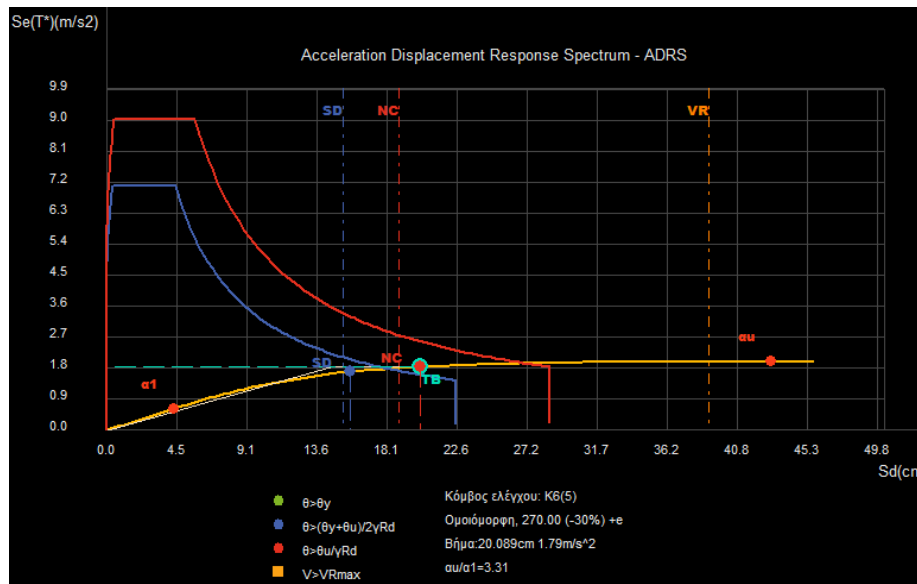


Σχήμα 6-21: Συγκριτικό διάγραμμα μετακίνησης κορυφής δ για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y

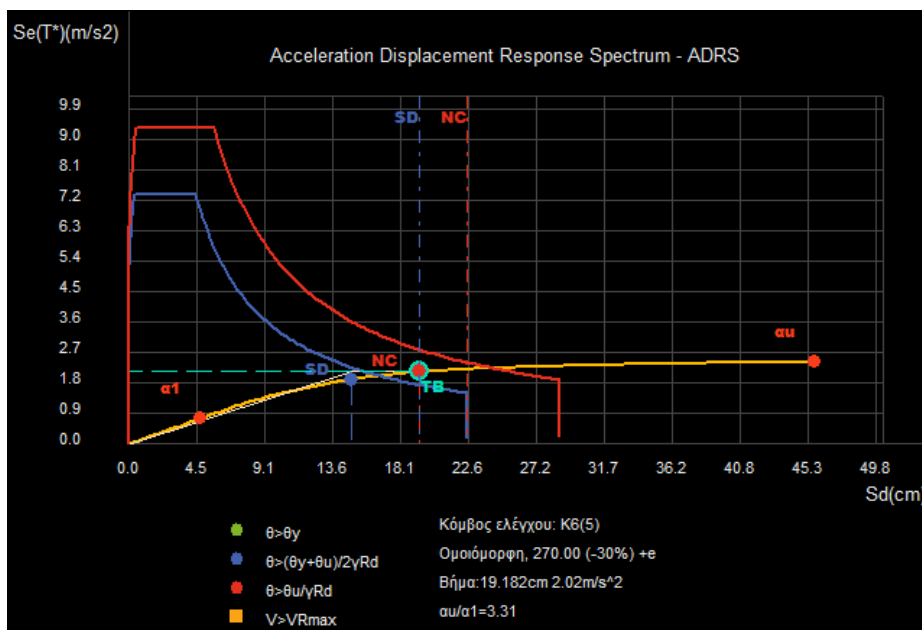
Από το Σχήμα 6-21 παρατηρούμε ότι τη στιγμή δημιουργίας του μηχανισμού κατάρρευσης για την υφιστάμενη κατάσταση η μετακίνηση οροφής που έχει ο φορέας είναι $\delta_u = 42,589$ cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης A είναι $\delta_u = 45,282$ cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι $\delta_u = 43,480$ cm. Παρατηρούμε ότι ο μηχανισμός κατάρρευσης για τη μέθοδο ενίσχυσης B εμφανίζεται για μετακίνηση οροφής μεγαλύτερη κατά 2,09% από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης, ενώ για τη μέθοδο ενίσχυσης A εμφανίζεται για μετακίνηση κατά 6,32% μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της υφιστάμενης κατάστασης.

6.2.2. Διάγραμμα Απαίτησης – Ικανότητας (ADRS)

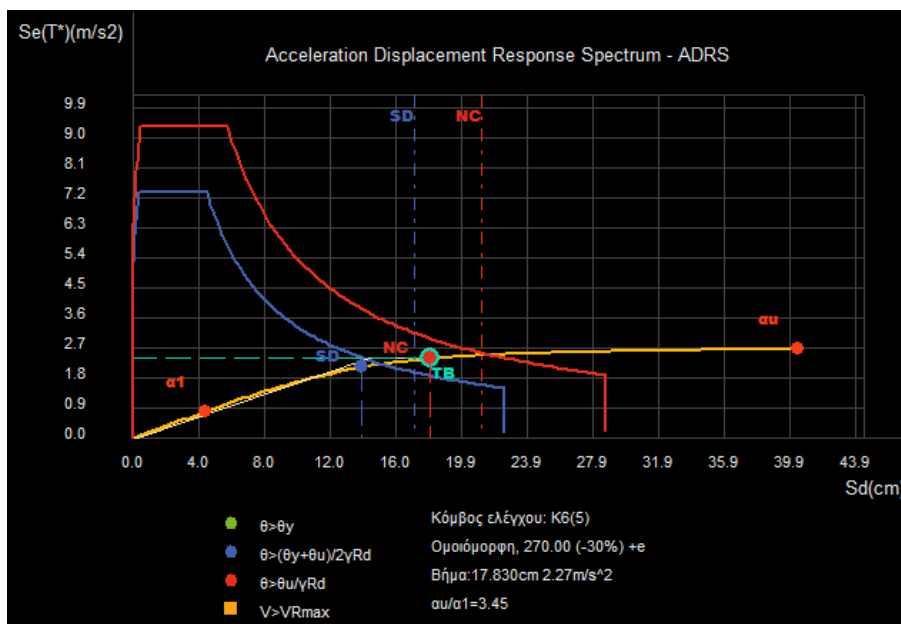
Αρχικά παρατίθενται τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας του φορέα για κάθε κατάσταση και στη συνέχεια παρουσιάζονται συγκριτικά διαγράμματα για τη στοχευόμενη μετακίνηση και την ικανότητα μετακίνησης του φορέα για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC σε κάθε κατάσταση. Στο τέλος της ενότητας δημιουργούνται συγκριτικά διαγράμματα για τη τέμνουσα βάση και τη μετακίνηση οροφής τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας.



Σχήμα 6-22: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για υφιστάμενη κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y

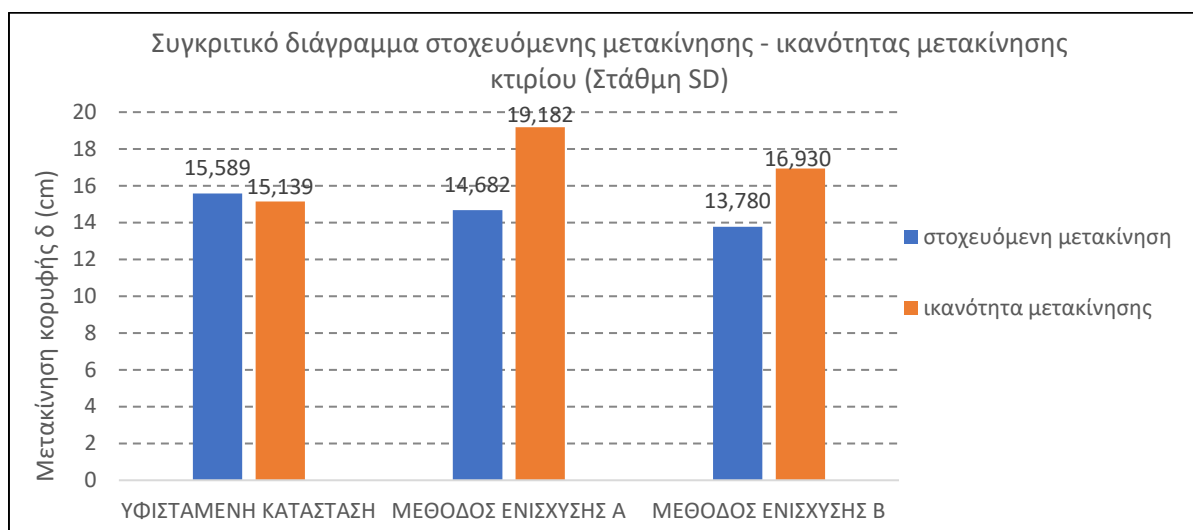


Σχήμα 6-23: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για μέθοδο ενίσχυσης Α για σεισμική φόρτιση κατά Y



Σχήμα 6-24: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας για μέθοδο ενίσχυσης Β για σεισμική φόρτιση κατά Y

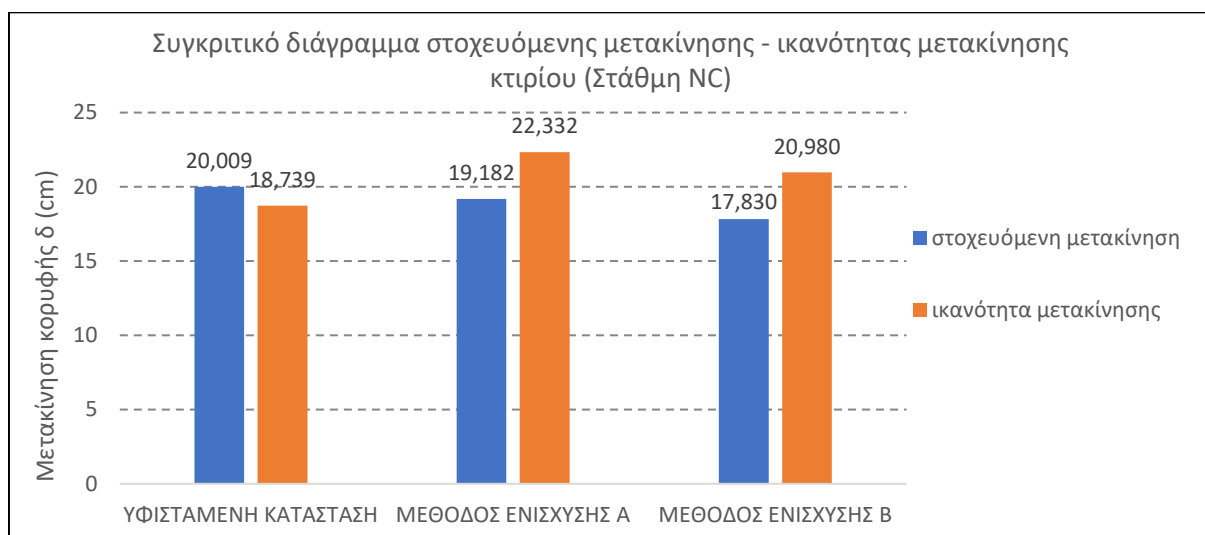
Μελετώντας και συγκρίνοντας τα Σχήματα 6-22, 6-23 και 6-24 προκύπτουν συγκριτικά διαγράμματα για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC που περιέχουν τη στοχευόμενη μετακίνηση και την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου.



Σχήμα 6-25: Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετακίνησης και ικανότητας μετακίνησης φορέα στη στάθμη επιτελεστικότητας SD για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y

Παρατηρώντας το Σχήμα 6-25 για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD συμπεραίνουμε τα εξής:

- Όσον αφορά τη στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει να τονίσουμε ότι για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 15,589 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης A είναι 14,682 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι 13,780 cm. Παρατηρείται δηλαδή ότι η προσθήκη των τοιχοπληρώσεων στη μέθοδο B μειώνει σημαντικά τη στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα. Η μέθοδος A από την άλλη αυξάνει σημαντικά την ικανότητα μετακίνησης του φορέα.
- Όσον αφορά την ικανότητα μετακίνησης του φορέα πρέπει να τονίσουμε ότι για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 15,139 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης A είναι 19,182 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι 16,930 cm.
- Αυτό το διάγραμμα βοηθά στη παρατήρηση της επάρκειας ή ανεπάρκειας του κτιρίου. Όταν γίνεται μελέτη αποτίμησης ορίζουμε ορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας, που έχουν ως αποτέλεσμα την ύπαρξη ορισμένων στοχευόμενων μετακινήσεων. Όταν προκύπτει το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας ελέγχουμε αν η ικανότητα του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζουμε ώστε να επαρκεί. Ειδικά για τις ενισχύσεις που έγιναν συμπεραίνουμε ότι ο φορέας επαρκεί τουλάχιστον για τη σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση Y όσον αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας SD. Αξίζει να επισημάνουμε ότι διακρίνεται η ανεπάρκεια του κτιρίου στην υφιστάμενη κατάσταση, καθώς είναι προφανές ότι η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Γι' αυτό έγιναν οι ενισχύσεις που αναφέρθηκαν.



Σχήμα 6-26: Συγκριτικό διάγραμμα στοχευόμενης μετακίνησης και ικανότητας μετακίνησης φορέα στη στάθμη επιτελεστικότητας NC για κάθε κατάσταση για σεισμική φόρτιση κατά Y

Παρατηρώντας το Σχήμα 6-26 για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC συμπεραίνουμε τα εξής:

- Όσον αφορά τη στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει να τονίσουμε ότι για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 20,009 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι 19,182 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι 17,830 cm. Και εδώ παρατηρείται ότι η προσθήκη ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων μειώνει σημαντικά τη στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα.
- Όσον αφορά την ικανότητα μετακίνησης του φορέα πρέπει να τονίσουμε ότι για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 18,739 cm, για τη μέθοδο ενίσχυσης Α είναι 22,332 cm και για τη μέθοδο ενίσχυσης Β είναι 20,980 cm. Παρατηρείται ότι το κτίριο για τις δυο μεθόδους ενίσχυσης παρουσιάζει μεγαλύτερες μέγιστες μετακινήσεις απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- Αυτό το διάγραμμα βοηθά στη παρατήρηση της επάρκειας ή ανεπάρκειας του κτιρίου. Όταν γίνεται μελέτη αποτίμησης ορίζουμε ορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας, που έχουν ως αποτέλεσμα την ύπαρξη ορισμένων στοχευόμενων μετακινήσεων. Όταν προκύπτει το διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας ελέγχουμε αν η ικανότητα του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζουμε ώστε να επαρκεί. Ειδικά για τις ενισχύσεις που έγιναν συμπεραίνουμε ότι ο φορέας επαρκεί τουλάχιστον για τη σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση Y όσον αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Αξίζει να επισημάνουμε ότι διακρίνεται η ανεπάρκεια του κτιρίου στην υφιστάμενη κατάσταση, καθώς είναι προφανές ότι η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου. Γι' αυτό έγιναν οι ενισχύσεις που αναφέρθηκαν.

Επίσης από τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας μπορούν να δημιουργηθούν συγκριτικά διαγράμματα για τη μετακίνηση κορυφής και για τη τέμνουσα βάσης κατά τη δημιουργία της πρώτης διατμητικής αστοχίας. Όμως, για τη διεύθυνση Y, παρατηρούμε στα Σχήματα 6-22, 6-23 και 6-24 πως διατμητική αστοχία έχουμε μόνο στην υφιστάμενη κατάσταση. Γι' αυτό συνοπτικά επισημαίνεται ότι η μετακίνηση κορυφής τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 38,539 cm. Όσον αφορά τη τέμνουσα βάσης τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας για την υφιστάμενη κατάσταση είναι 1654,50 kN.

6.3 Αξιολόγηση αποτελεσμάτων για κάθε μέθοδο ενίσχυσης

Έχοντας ολοκληρώσει τη παρουσίαση και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων για κάθε μέθοδο ενίσχυσης είναι χρήσιμη μια συνοπτική αξιολόγησή τους για κάθε μέθοδο ξεχωριστά.

6.3.1. Αξιολόγηση Αποτελεσμάτων για τη Μέθοδο Ενίσχυσης Α

Η μέθοδος ενίσχυσης Α περιέχει τις εξής τεχνικές ενίσχυσης:

- 1) Ενίσχυση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.
- 2) Ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.

Για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης θα γίνει αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και εξαγωγή συμπερασμάτων.

• Σεισμική Φόρτιση στη Διεύθυνση Χ

Μετά την αποτίμηση του κτιρίου για την υφιστάμενη κατάσταση εντοπίστηκαν βλάβες σε δομικά μέλη του φορέα και αποφασίστηκε η εφαρμογή της μεθόδου ενίσχυσης Α. Αφού ολοκληρώθηκε η ενίσχυση του φορέα με τη μέθοδο αυτή, ακολούθησε η αποτίμηση της κατασκευής με την ανελαστική στατική ανάλυση Pushover. Με τη κατασκευή των διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης F – μετακίνησης κορυφής δ και απαίτησης – ικανότητας (ADRS) για τη σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση Χ συμπεράναμε τα εξής:

- 1) Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο Α επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.
- 2) Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης F – μετακίνησης κορυφής δ (σχήμα 6-1) συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος Α αυξάνει ελάχιστα τη δυσκαμψία του φορέα, καθώς η κλίση της αντίστοιχης καμπύλης είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από τη κλίση της καμπύλης για την υφιστάμενη κατάσταση.
- 3) Από το ίδιο διάγραμμα είναι προφανές ότι οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι οι μεγαλύτερες για τη μέθοδο ενίσχυσης Α.
- 4) Η πρώτη πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο άκρο της δοκού Δ1.3 στη στάθμη 1 για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Α επιτρέπει στο κτίριο να έχει μεγαλύτερες ελαστικές παραμορφώσεις.
- 5) Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Α αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- 6) Η διαθέσιμη πλαστιμότητα του ενισχυμένου φορέα για τη μέθοδο Α είναι μεγαλύτερη από τη πλαστιμότητα της υφιστάμενης κατάστασης.
- 7) Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο Α απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- 8) Ο λόγος υπεραντοχής είναι μεγαλύτερος για τη μέθοδο ενίσχυσης Α απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μεγαλύτερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.

- 9) Όσον αφορά τη στοχευόμενη μετακίνηση και την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου πρέπει να επισημάνουμε ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC είναι και οι δυο μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, κάτι που αναμενόταν καθώς η στάθμη NC (οιωνεί κατάρρευση) ορίζεται για βλάβες που επιφέρουν τη θεωρητική κατάρρευση του φορέα. Ουσιαστικά είναι πιο δυσμενής από τη στάθμη SD που αναφέρεται σε σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες.
- 10) Τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας παρατηρείται ότι για τη μέθοδο ενίσχυσης A ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη μετακίνηση και έχει παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάση.

- **Σεισμική Φόρτιση στη Διεύθυνση Y**

Για τη σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση Y συμπεράναμε τα εξής:

- 1) Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο A επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.
- 2) Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης F – μετακίνησης κορυφής δ (σχήμα 6-15) συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος A αυξάνει ελάχιστα τη δυσκαμψία του φορέα, καθώς η κλίση της αντίστοιχης καμπύλης είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από τη κλίση της καμπύλης για την υφιστάμενη κατάσταση.
- 3) Από το ίδιο διάγραμμα είναι προφανές ότι οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι οι μεγαλύτερες για τη μέθοδο ενίσχυσης A.
- 4) Η πρώτη πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο άκρο της δοκού Δ3.3 στη στάθμη 3 για τέμνουσα βάση και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης A επιτρέπει στο κτίριο να έχει μεγαλύτερες ελαστικές παραμορφώσεις.
- 5) Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάση και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης A αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάση έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- 6) Η διαθέσιμη πλαστιμότητα του ενισχυόμενου φορέα για τη μέθοδο A είναι μικρότερη από τη πλαστιμότητα της υφιστάμενης κατάστασης.
- 7) Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο A απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- 8) Ο λόγος υπεραντοχής είναι ίδιος για τη μέθοδο ενίσχυσης A και για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης ίδιας ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- 9) Όσον αφορά τη στοχευόμενη μετακίνηση και την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου πρέπει να επισημάνουμε ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC είναι και οι δυο μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, κάτι που αναμενόταν καθώς η στάθμη NC (οιωνεί κατάρρευση) ορίζεται για βλάβες που επιφέρουν τη θεωρητική κατάρρευση του φορέα. Ουσιαστικά είναι πιο δυσμενής από τη στάθμη SD που αναφέρεται σε σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες.
- 10) Διατμητική αστοχία κατά τη διεύθυνση Y δεν παρατηρείται για τη μέθοδο ενίσχυσης A για το σεισμικό συνδυασμό που επιλέχθηκε να παρουσιαστεί.

6.3.2. Αξιολόγηση Αποτελεσμάτων για τη Μέθοδο Ενίσχυσης Β

Η μέθοδος ενίσχυσης Β περιέχει τις εξής τεχνικές ενίσχυσης:

- 1) Τοιχωματοποίηση πλαισίων (Δημιουργία ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων).
 - 2) Ενίσχυση υποστλωμάτων και τοιχωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.
 - 3) Ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος.
- **Σεισμική Φόρτιση στη Διεύθυνση Χ**

Μετά την αποτίμηση του κτιρίου για την υφιστάμενη κατάσταση εντοπίστηκαν βλάβες σε δομικά μέλη του φορέα και αποφασίστηκε η εφαρμογή της μεθόδου ενίσχυσης Β. Αφού ολοκληρώθηκε η ενίσχυση του φορέα με τη μέθοδο αυτή, ακολούθησε η αποτίμηση της κατασκευής με την ανελαστική στατική ανάλυση Pushover. Με τη κατασκευή των διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης $F - \delta$ μετακίνησης κορυφής δ και απαίτησης – ικανότητας (ADRS) για τη σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση Χ συμπεράναμε τα εξής:

- 1) Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο Β επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.
- 2) Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης $F - \delta$ μετακίνησης κορυφής δ (Σχήμα 6-1) συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος Β αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία του φορέα, καθώς η κλίση της αντίστοιχης καμπύλης είναι μεγαλύτερη από τη κλίση της καμπύλης για την υφιστάμενη κατάσταση.
- 3) Από το ίδιο διάγραμμα είναι προφανές ότι οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι οι μικρότερες για τη μέθοδο ενίσχυσης Β.
- 4) Η πρώτη πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο άκρο της δοκού Δ14.1 και Δ14.2 στη στάθμη 2 για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Β επιτρέπει στο κτίριο να έχει μεγαλύτερες ελαστικές παραμορφώσεις.
- 5) Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Β αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- 6) Η διαθέσιμη πλαστιμότητα του ενισχυόμενου φορέα για τη μέθοδο Β είναι μεγαλύτερη από τη πλαστιμότητα της υφιστάμενης κατάστασης.
- 7) Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι μεγαλύτερη για τη μέθοδο Β απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- 8) Ο λόγος υπεραντοχής είναι μικρότερος για τη μέθοδο ενίσχυσης Β απ' ό,τι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μικρότερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- 9) Όσον αφορά τη στοχευόμενη μετακίνηση και την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου πρέπει να επισημάνουμε ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC είναι και οι δυο μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, κάτι που αναμενόταν καθώς η στάθμη NC (οιωνεί κατάρρευση) ορίζεται για βλάβες που επιφέρουν τη θεωρητική κατάρρευση του φορέα. Ουσιαστικά είναι πιο δυσμενής από τη στάθμη SD που αναφέρεται σε σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες.
- 10) Τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας παρατηρείται ότι για τη μέθοδο ενίσχυσης Β ο φορέας παρουσιάζει μεγαλύτερη μετακίνηση και έχει παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης.

- **Σεισμική Φόρτιση στη Διεύθυνση Υ**

Για τη σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση Υ συμπεράναμε τα εξής:

- 1) Ο ενισχυμένος φορέας με τη μέθοδο Β επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και NC, καθώς η ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.
- 2) Παρατηρώντας το διάγραμμα τέμνουσας βάσης F – μετακίνησης κορυφής δ (σχήμα 6-15) συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος Β αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία του φορέα, καθώς η κλίση της αντίστοιχης καμπύλης είναι μεγαλύτερη από τη κλίση της καμπύλης για την υφιστάμενη κατάσταση.
- 3) Από το ίδιο διάγραμμα είναι προφανές ότι οι συνολικές ανελαστικές μετακινήσεις είναι οι μικρότερες για τη μέθοδο ενίσχυσης Β.
- 4) Η πρώτη πλαστική άρθρωση δημιουργείται στο άκρο της δοκού Δ2.3 και Δ3.3 στη στάθμη 2 και στη στάθμη 3 αντίστοιχα, για τέμνουσα βάσης μεγαλύτερη από της υφιστάμενης και μετακίνηση οροφής παρόμοια με της υφιστάμενης.
- 5) Ο μηχανισμός κατάρρευσης δημιουργείται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση οροφής μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη υφιστάμενη κατάσταση. Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος ενίσχυσης Β αύξησε την αντοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης έως ότου δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- 6) Η διαθέσιμη πλαστιμότητα του ενισχυόμενου φορέα για τη μέθοδο Β είναι μικρότερη από τη πλαστιμότητα της υφιστάμενης κατάστασης.
- 7) Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του ενισχυμένου φορέα είναι λίγο μεγαλύτερη για τη μέθοδο Β απ' ό τι για την υφιστάμενη κατάσταση.
- 8) Ο λόγος υπεραντοχής είναι μεγαλύτερος για τη μέθοδο ενίσχυσης Β απ' ό τι για την υφιστάμενη κατάσταση, κάτι που έχει ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα απορρόφησης μεγαλύτερης ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.
- 9) Όσον αφορά τη στοχευόμενη μετακίνηση και την ικανότητα μετακίνησης του κτιρίου πρέπει να επισημάνουμε ότι για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC είναι και οι δυο μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, κάτι που αναμενόταν καθώς η στάθμη NC (οιωνεί κατάρρευση) ορίζεται για βλάβες που επιφέρουν τη θεωρητική κατάρρευση του φορέα. Ουσιαστικά είναι πιο δυσμενής από τη στάθμη SD που αναφέρεται σε σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες.
- 10) Διατμητική αστοχία κατά τη διεύθυνση Υ δεν παρατηρείται για τη μέθοδο ενίσχυσης Β για το σεισμικό συνδυασμό που επιλέχθηκε να παρουσιαστεί.

6.4 Εκτίμηση Κόστους κάθε Μεθόδου Ενίσχυσης

Για τον υπολογισμό του κόστους των υλικών για τις δυο μεθόδους ενίσχυσης χρησιμοποιήθηκε το τιμολόγιο που ορίστηκε στο φύλλο της κυβερνήσεως το Δεκέμβριο του 2011 (ΦΕΚ 3201 Β') με τίτλο "Τιμολόγιο υπολογισμού της δαπάνης των εργασιών επισκευής για την αποκατάσταση των ζημιών σε κτίρια που έχουν πληγεί από φυσικές καταστροφές (σεισμό, πυρκαγιά, πλημμύρα, κατολίσθηση) και της αντίστοιχης Στεγαστικής Συνδρομής". Αυτό αναφέρεται σε κτίρια που έχουν πληγεί από φυσικές καταστροφές αλλά σύμφωνα με το Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας και το Τομέα Αποκατάστασης Σεισμοπλήκτων της Πάτρας χρησιμοποιείται και για τον υπολογισμό των εργασιών ενίσχυσης υφιστάμενων κτιρίων. Στη συνέχεια παρατίθενται οι Πίνακες 6.3 και 6.4 που περιέχουν την εκτίμηση του κόστους των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν στη μέθοδο ενίσχυσης Α και Β αντίστοιχα.

• ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Α

Πίνακας 6-3: Υπολογισμός του κόστους των ενισχύσεων για τη μέθοδο ενίσχυσης Α

1. Ενίσχυση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος						
Στάθμη	Μέλος	Μονάδα μέτρησης / κυβικά	Τιμή μονάδος	Δαπάνη		
Στάθμη 1 (Οροφή Πυλωτής)	Τοίχωμα Κ1	$0.20*0.20*2.20 = 0.088 \mu^3$	1950 ευρω / μ^3 *Άρθρο Β.4 του τιμολογίου			
	Υποστύλωμα Κ13	$0.20*0.30*2.20 = 0.132 \mu^3$				
	Υποστύλωμα Κ15	$0.10*0.30*2.20 = 0.066 \mu^3$				
Στάθμη 2 (Οροφή 1 ^{ου} ορόφου)	Τοίχωμα Κ1	$0.20*0.20*3.00 = 0.12 \mu^3$				
	Υποστύλωμα Κ7	$0.05*0.30*3.00 = 0.045 \mu^3$				
	Υποστύλωμα Κ8	$0.05*0.35*3.00 = 0.0525 \mu^3$				
	Υποστύλωμα Κ5	$0.05*0.30*3.00 = 0.045 \mu^3$				
Στάθμη 3 (Οροφή 2 ^{ου} ορόφου)	Τοίχωμα Κ1	$0.20*0.20*3.00 = 0.12 \mu^3$				
Σύνολο κυβικών		0.6685 μ^3			1950,00 ευρώ	1303,58 ευρώ
2. Ενίσχυση δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος						
Στάθμη	Μέλος	Μονάδα μέτρησης / κυβικά	Τιμή μονάδος	Δαπάνη		
Στάθμη 1 (Οροφή Πυλωτής)	Δ2.3	$0.20*0.05*2.70 = 0.027 \mu^3$	1950 ευρώ / μ^3 *Άρθρο Β.4 του τιμολογίου			
	Δ5.1 , Δ5.2	$0.20*0.05*1.60 = 0.016 \mu^3$				
Στάθμη 2 (Οροφή 1 ^{ου} ορόφου)	Δ2.3	$0.20*0.05*2.70 = 0.027 \mu^3$				
	Δ2.5	$0.20*0.10*2.75 = 0.055 \mu^3$				
	Δ2.4	$0.20*0.10*3.05 = 0.061 \mu^3$				
	Δ5.1 , Δ5.2	$0.10*0.20*1.60 = 0.032 \mu^3$				
	Δ10.1 , Δ10.2	$0.05*0.20*3.30 = 0.033 \mu^3$				
	Δ14.1	$0.05*0.20*4.65 = 0.0465 \mu^3$				
Δ14.2-Δ14.3	$0.05*0.20*3.85 = 0.0385 \mu^3$					
Στάθμη 3 (Οροφή 2 ^{ου} ορόφου)	Δ2.3	$0.05*0.20*2.70 = 0.027 \mu^3$				
	Δ2.5	$0.05*0.20*2.75 = 0.0275 \mu^3$				
	Δ5.1 , Δ5.2	$0.10*0.20*1.60 = 0.032 \mu^3$				
Σύνολο κυβικών		0.4225 μ^3	1950,00 ευρώ	823,875 ευρώ		
Γενικό Σύνολο				2127,45 ευρώ		

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές αυτές δεν περιλαμβάνουν τα επιχρίσματα και τους χρωματισμούς των επιφανειών. Το άρθρο Β.4 αναφέρεται σε ενίσχυση με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Το συνολικό κόστος της μεθόδου ενίσχυσης Α είναι **2127,45 €**.

• **ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΚΟΣΤΟΥΣ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Β**

Πίνακας 6-4: Υπολογισμός του κόστους των ενισχύσεων για τη μέθοδο ενίσχυσης Β

1. Τοιχοματοποίηση πλαισίων , δημιουργία ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων				
Στάθμη	Μέλος	Μονάδα μέτρησης / κυβικά	Τιμή μονάδος	Δαπάνη
Στάθμη 1 (Οροφή Πυλωτής)	Τοίχωμα κάτω από Δ1.5	$2.35*0.20*1.80 = 0.846 \mu^3$	240,00 ευρώ / μ^3 Άρθρο Β.3 του τιμολογίου	
	Τοίχωμα κάτω από Δ14.2, Δ14.3	$3.85*0.20*1.80 = 1.386 \mu^3$		
	Τοίχωμα κάτω από Δ2.3	$2.70*0.20*1.80 = 0.972 \mu^3$		
	Τοίχωμα κάτω από Δ2.5	$2.75*0.20*1.80 = 0.99 \mu^3$		
	Τοίχωμα κάτω από Δ3.3- Δ3.5	$3.75*0.20*1.80 = 1.35 \mu^3$		
Σύνολο κυβικών		5.54 μ^3	240,00 ευρώ	1329,60 ευρώ
2. Ενίσχυση υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος				
Στάθμη	Μέλος	Μονάδα μέτρησης / κυβικά	Τιμή μονάδος	Δαπάνη
Στάθμη 1 (Οροφή Πυλωτής)	Τοίχωμα Κ1	$0.20*0.20*2.20 = 0.088 \mu^3$	1950 ευρω / μ^3 *Άρθρο Β.4 του τιμολογίου	
	Υποστύλωμα Κ13	$0.30*0.20*2.20 = 0.132 \mu^3$		
	Υποστύλωμα Κ15	$0.30*0.20*2.20 = 0.132 \mu^3$		
Στάθμη 2 (Οροφή 1 ^{ου} ορόφου)	Τοίχωμα Κ1	$0.20*0.20*3.00 = 0.12 \mu^3$		
	Υποστύλωμα Κ13	$0.25*0.10*3.00 = 0.075 \mu^3$		
	Υποστύλωμα Κ15	$0.25*0.10*3.00 = 0.075 \mu^3$		
Στάθμη 3 (Οροφή 2 ^{ου} ορόφου)	Τοίχωμα Κ1	$0.20*0.20*3.00 = 0.12 \mu^3$		
Σύνολο κυβικών		0.742 μ^3	1950,00 ευρώ	1446,90 ευρώ
3. Ενίσχυση Δοκών με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος				
Στάθμη	Μέλος	Μονάδα μέτρησης / κυβικά	Τιμή μονάδος	Δαπάνη
Στάθμη 2 (Οροφή 1 ^{ου} ορόφου)	Δ2.3	$0.20*0.05*2.70 = 0.027 \mu^3$	1950 ευρω / μ^3 *Άρθρο Β.4 του τιμολογίου	
	Δ2.5	$0.05*0.20*2.75 = 0.0275 \mu^3$		
	Δ5.1 , Δ5.2	$0.05*0.20*1.60 = 0.016 \mu^3$		
	Δ14.1	$0.05*0.20*4.60 = 0.046 \mu^3$		
	Δ14.2 , Δ14.3	$0.05*0.20*3.85 = 0.0385 \mu^3$		
Στάθμη 3 (Οροφή 2 ^{ου} ορόφου)	Δ2.3	$0.05*0.20*2.70 = 0.027 \mu^3$		
	Δ2.5	$0.05*0.20*2.70 = 0.027 \mu^3$		
	Δ5.1 , Δ5.2	$0.05*0.20*1.60 = 0.016 \mu^3$		
Σύνολο κυβικών		0.225 μ^3	1950,00 ευρώ	438,75 ευρώ
Γενικό Σύνολο				3215,25 ευρώ

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές αυτές δεν περιλαμβάνουν τα επιχρίσματα και τους χρωματισμούς των επιφανειών. Το άρθρο Β.3 αναφέρεται σε κατασκευή νέων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στη τιμή περιλαμβάνονται όλες οι δαπάνες για την αποκατάσταση των τμημάτων που καθαιρούνται. Το άρθρο Β.4 αναφέρεται σε ενίσχυση με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Το συνολικό κόστος της μεθόδου ενίσχυσης Α είναι **3215,25 €**.

Κεφάλαιο 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στη παρούσα διπλωματική εργασία έγινε μελέτη αποτίμησης και ενίσχυσης υφιστάμενου πενταώροφου κτιρίου που χρησιμοποιείται ως κατοικία και βρίσκεται στη πόλη της Πάτρας. Για όλες τις αναλύσεις και τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκε το στατικό πρόγραμμα Fespa της LH Λογισμική. Για την αποτίμηση του κτιρίου και τη στρατηγική των επεμβάσεων εφαρμόστηκαν οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000) και του Ευρωκώδικα 2 και 8. Η αποτίμηση του κτιρίου έγινε με την ανελαστική στατική ανάλυση Pushover, όπως προτείνουν οι κανονισμοί, έχοντας ορίσει δυο στάθμες επιτελεστικότητας “Σημαντικές βλάβες” (SD) και “Όχι κατάρρευση” (NC). Οι μέθοδοι ενίσχυσης που προτάθηκαν είναι δυο: η μέθοδος Α και η μέθοδος Β. Η μέθοδος Α περιλαμβάνει τη κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα και τα τοιχώματα που χρειάζονται ενίσχυση και προσθήκη νέων στρώσεων οπλισμένου σκυροδέματος στις δοκούς που δεν επαρκούν. Η μέθοδος Β περιλαμβάνει τοιχοματοποίηση πλαισίων (ελαφρά οπλισμένα τοιχώματα), τη κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα και τα τοιχώματα που χρειάζονται ενίσχυση και προσθήκη νέων στρώσεων οπλισμένου σκυροδέματος στις δοκούς που δεν επαρκούν.

Εφαρμόζοντας τις μεθόδους ενίσχυσης Α και Β παρήχθησαν αποτελέσματα με τη μέθοδο Pushover και έγινε σύγκριση και αξιολόγηση αυτών μεταξύ τους καθώς και με τα αποτελέσματα της υφιστάμενης κατάστασης. Τα κύρια συμπεράσματα που προέκυψαν είναι τα εξής:

- 1) Κατά τον έλεγχο επάρκειας του υφιστάμενου κτιρίου με ανελαστική στατική ανάλυση Pushover για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD και NC προέκυψε ότι για σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση Y το κτίριο δεν επαρκούσε και για τις δυο στάθμες επιτελεστικότητας, ενώ για σεισμική φόρτιση κατά X δεν επαρκούσε για τη στάθμη NC με αποτέλεσμα την εμφάνιση προβλημάτων σε αρκετά δομικά μέλη του κτιρίου. Ο μέγιστος λόγος επάρκειας που παρατηρήθηκε στα υποστυλώματα – τοιχώματα ήταν 1,43 για τον έλεγχο στροφής και 1,02 για τον έλεγχο διάτμησης. Όσον αφορά τις δοκούς ο μέγιστος λόγος επάρκειας ήταν 1,71 για τον έλεγχο στροφής και 2,05 για τον έλεγχο διάτμησης.
- 2) Είναι σημαντικό να τονιστεί ότι τα περισσότερα προβλήματα εμφανίστηκαν στη δοκό Δ5.1 και Δ5.2 που αποτελούν μια δοκό ουσιαστικά με πολύ μικρό μήκος. Βρίσκεται ανάμεσα σε τοίχωμα και υποστυλώμα κάτι που μαρτυρά τη μεγάλη καταπόνηση και σε στροφή και σε διάτμηση.
- 3) Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων παρατηρείται ότι όλα τα δομικά μέλη επαρκούν στον έλεγχο επάρκειας για τις δυο μεθόδους ενίσχυσης για κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης και για τις δυο στάθμες επιτελεστικότητας. Για τη μέθοδο ενίσχυσης Α ο μέγιστος λόγος επάρκειας που παρατηρήθηκε στα υποστυλώματα – τοιχώματα ήταν 0,91 για τον έλεγχο στροφής και 0,96 για τον έλεγχο διάτμησης. Όσον αφορά τις δοκούς ο μέγιστος λόγος επάρκειας ήταν 0,99 για τον έλεγχο στροφής και 0,99 για τον έλεγχο διάτμησης. Για τη μέθοδο ενίσχυσης Β ο μέγιστος λόγος επάρκειας που παρατηρήθηκε στα υποστυλώματα – τοιχώματα ήταν 0,98 για τον έλεγχο στροφής και 0,96 για τον έλεγχο διάτμησης. Όσον αφορά τις δοκούς ο μέγιστος λόγος επάρκειας ήταν 0,99 για τον έλεγχο στροφής και 0,89 για τον έλεγχο διάτμησης.

- 4) Η μέθοδος ενίσχυσης A παρατηρούμε πως αύξησε ελάχιστα τη δυσκαμψία του φορέα, και αύξησε τις ελαστικές παραμορφώσεις του φορέα καθώς η πρώτη πλαστική άρθρωση εμφανίζεται μεταγενέστερα σε σχέση με την υφιστάμενη κατάσταση. Επίσης ο φορέας μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης και να εμφανίσει μεγαλύτερη μέγιστη μετακίνηση κορυφής σε σχέση με την υφιστάμενη κατάσταση.
- 5) Η μέθοδος ενίσχυσης B παρατηρούμε πως αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία του φορέα. Έτσι ο φορέας μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης και να εμφανίσει μικρότερη μέγιστη μετακίνηση κορυφής σε σχέση με την υφιστάμενη κατάσταση. Επίσης επισημαίνεται ότι η λειτουργία των ελαφρά οπλισμένων τοιχωμάτων προσδίδει μεγαλύτερη δυσκαμψία και αντοχή στη κατασκευή. Αυτό εξηγεί και τη μείωση των μετακινήσεων με συνέπεια τη μείωση της πλαστιμότητας στη διεύθυνση Y.
- 6) Η διαθέσιμη πλαστιμότητα έχει αυξηθεί με τις δύο μεθόδους ενίσχυσης στη διεύθυνση X, κάτι που δείχνει τη δυνατότητα του κτιρίου να απορροφά ενέργεια μέσω ανελαστικών μετακινήσεων, ενώ στη διεύθυνση Y παρατηρείται μια μείωση.
- 7) Η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης έχει αυξηθεί για τον ενισχυμένο φορέα με τις δυο μεθόδους και αξίζει να σημειωθεί ότι τη μεγαλύτερη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης έχει η μέθοδος ενίσχυσης A. Η αύξηση της ικανότητας πλαστικής παραμόρφωσης του κτιρίου δείχνει ότι με τις μεθόδους ενίσχυσης βελτιώθηκε η μεταλαστική συμπεριφορά του, παρουσιάζοντας μεγαλύτερα αποθέματα αντοχής μετά την πρώτη διαρροή οπλισμού.
- 8) Όσον αφορά το λόγο υπεραντοχής παρατηρούμε ότι παρουσιάζεται αυξημένος για τη μέθοδο ενίσχυσης A και μειωμένος για τη μέθοδο ενίσχυσης B για σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση X. Για σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση Y επισημαίνεται ότι ο λόγος υπεραντοχής είναι ίδιος για τη μέθοδο ενίσχυσης A σε σύγκριση με την υφιστάμενη κατάσταση, ενώ για τη μέθοδο ενίσχυσης B είναι μεγαλύτερος. Η τοιχωματοποίηση είναι γνωστό ότι αυξάνει τη δυσκαμψία της κατασκευής, οπότε και ήταν αναμενόμενη μια τέτοια παρατήρηση
- 9) Η ικανότητα μετακίνησης του φορέα για τις δυο στάθμες επιτελεστικότητας έχει αυξηθεί με αποτέλεσμα το κτίριο να μπορεί να ανταπεξέλθει και σε μεγαλύτερες στοχευόμενες μετακινήσεις. Παρατηρείται ότι για τη μέθοδο ενίσχυσης A εμφανίζεται η μεγαλύτερη ικανότητα μετακίνησης του φορέα και για τις δυο διευθύνσεις σεισμικής φόρτισης.
- 10) Αναφορικά με τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης διατμητικής αστοχίας τονίζεται ότι στη διεύθυνση X εμφανίζεται για τέμνουσα βάσης και μετακίνηση κορυφής πολύ μεγαλύτερη από την υφιστάμενη κατάσταση και για τις δυο μεθόδους ενίσχυσης, ενώ στη διεύθυνση Y παρατηρείται ότι δεν δημιουργείται διατμητική αστοχία για το σεισμικό συνδυασμό που εξετάζεται και για τις δυο μεθόδους ενίσχυσης.

- 11) Παρατηρώντας το κόστος των δυο μεθόδων επέμβασης παρατηρούμε ότι η μέθοδος ενίσχυσης A είναι η πιο οικονομική από τις δυο αφού κοστίζει **2127,45 €**, ενώ η μέθοδος ενίσχυσης B είναι ακριβότερη κατά **51,13%** αφού κοστίζει **3215,25 €**. Στη πραγματικότητα όμως αν συγκρίνουμε τις δυο μεθόδους ενίσχυσης ως προς το κόστος κάθε kN τέμνουσας βάσης θα παρατηρήσουμε ότι στη διεύθυνση X για τη μέθοδο ενίσχυσης A προκύπτει 6,05 €/kN και για τη μέθοδο ενίσχυσης B 6,09 €/kN. Στη διεύθυνση Y προκύπτει για τη μέθοδο ενίσχυσης A 7,23 €/kN και για τη μέθοδο ενίσχυσης B 6,25 €/kN. Ουσιαστικά συμπεραίνουμε ότι η μέθοδος ενίσχυσης B είναι μεν πιο ακριβή σαν σύνολο αλλά συμφέρει περισσότερο αν αναλογιστούμε πόσο κοστίζει κάθε kN τέμνουσας βάσης επιπλέον.
- 12) Η επιλογή της τελικής μεθόδου ενίσχυσης θα γίνει σε συνεργασία του υπεύθυνου μηχανικού και του Κύριου του έργου αξιολογώντας όλους τους παράγοντες.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Αντισεισμικός Κανονισμός Οικοδομικών Έργων (Φεβρουάριος 1959), Εφημερίδα της Κυβερνήσεως του Βασιλείου της Ελλάδος, Τεύχος πρώτον, Αριθμός Φύλλου 36.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000), Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2006.
- Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000), Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2005.
- Δρίτσος, Η. Στέφανος (2003). Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων. <http://www.teepelop.gr/wp-content/uploads/2003/11/dritsos.pdf> (Πρόσβαση 12/6/2017)
- Δρίτσος, Η. Στέφανος (2006). Τα σύνθετα υλικά στις κατασκευές. http://library.tee.gr/digital/m2173/m2173_dritsos.pdf (Πρόσβαση 12/6/2017)
- Κανελλόπουλος Α., Μακρυκώστας Ε., Μυστακίδης Ε., Παπαγεωργίου Ε., Παπακυριακόπουλος Π. (Αύγουστος 2002). Μέθοδοι Εκτίμησης της Αντοχής σε Σεισμική Δράση Υφιστάμενων Κτιρίων και Γεφυρών από Ο/Σ – Βελτίωση Σεισμικής Συμπεριφοράς μέσω Τεχνικών Επεμβάσεων. <http://www.oasp.gr/sites/default/files/No%20233.pdf> (Πρόσβαση 10/6/2017)
- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012) 1^η Αναθεώρηση 2013, Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2013.
- Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (1954), Εφημερίδα της Κυβερνήσεως του Βασιλείου της Ελλάδος, Τεύχος πρώτον, Αριθμός Φύλλου 160.
- Κούλης Π. (Φεβρουάριος 2008), Ενίσχυση Κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος με χρήση Τοιχωμάτων. 14^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών (Διοργανώθηκε από το τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πάτρας, Πάτρα, Ελλάδα.
- Κυριαζόπουλος Α. (Νοέμβριος 2015). Επισκευές Ενισχύσεις Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα. <https://eclass.teiath.gr> (Πρόσβαση 10/6/2017)
- Σιδέρης Κ. Δομικοί Έλεγχοι Μη καταστροφικοί και ημι-καταστροφικοί έλεγχοι δομικών στοιχείων. <http://sideris-konstantinos.blogspot.gr/p/blog-page.html> (Πρόσβαση 3/6/2017)
- Σπυράκος Κ. (2004). Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία. Αθήνα: Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας.
- Φύλλο Εφημερίδας της Κυβερνήσεως (Δεκέμβριος 2011). Τιμολόγιο υπολογισμού της δαπάνης των εργασιών επισκευής για την αποκατάσταση των ζημιών σε κτίρια που έχουν πληγεί από φυσικές καταστροφές (σεισμό, πυρκαγιά, πλημμύρα, κατολίσθηση) και της αντίστοιχης Στεγαστικής Συνδρομής. Εφημερίδα της Κυβερνήσεως της Ελληνικής Δημοκρατίας, Τεύχος Δεύτερο, Αριθμός Φύλλου 3201.
- Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992 – 1: 2004)
- Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998 – 1: 2004).
- Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN 1998 – 1: 2004).
- ΛΗ Λογισμική (Οκτώμβριος 2013). Pushover Θεωρητικά Στοιχεία. Αθήνα 2013.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Στο παράρτημα Α παρουσιάζονται για καλύτερη εποπτεία σε πίνακες οι υφιστάμενοι οπλισμοί όλων των δομικών στοιχείων ανά στάθμη, καθώς και όλα τα σχέδια (Ξυλότυποι, κατόψεις κ.λπ.) της μελέτης του κτιρίου όπως βρέθηκαν στη Πολεοδομία της Πάτρας. Η αρίθμηση των δομικών στοιχείων θα αντιστοιχίζεται με την αρίθμηση του Fespa.

- **ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ**

Πίνακας Α-1: Στοιχεία υποστυλωμάτων 1ης στάθμης

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ 1ης ΣΤΑΘΜΗΣ			
Μέλος	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης οπλισμός	Εγκάρσιος οπλισμός
K1	140/20	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K18	20/140	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K2	30/35	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K3	30/35	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K4	40/25/20/100	2Φ16+4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K5	30/35	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K6	100/25	4Φ16+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K7	40/50	8Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K8	35/35	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K9	35/40	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K10	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K11	45/50	8Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K12	30/65	8Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K13	30/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K14	25/100	4Φ18+4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K15	60/30	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K16	30/40	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K17	25/100	4Φ18+4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm

Πίνακας Α-2: Στοιχεία υποστυλωμάτων 2ης στάθμης

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ 2ης ΣΤΑΘΜΗΣ			
Μέλος	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης οπλισμός	Εγκάρσιος οπλισμός
K1	140/20	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K18	20/140	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K2	30/30	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K3	30/30	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K4	40/25/20/100	2Φ16+4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K5	30/30	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K6	100/20	4Φ16+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K7	30/45	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K8	30/35	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K9	30/40	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K10	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K11	45/45	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K12	25/65	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K13	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K14	25/100	4Φ18+4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K15	60/25	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K16	30/35	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K17	25/100	4Φ18+4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm

Πίνακας Α-3: Στοιχεία υποστυλωμάτων 3ης στάθμης

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ 3ης ΣΤΑΘΜΗΣ			
Μέλος	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης οπλισμός	Εγκάρσιος οπλισμός
K1	140/20	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K18	20/140	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K2	30/30	4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K3	30/30	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K4	40/25/20/100	2Φ16+4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K5	30/30	4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K6	100/20	4Φ16+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K7	30/40	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K8	30/30	6Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K9	30/35	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K10	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K11	40/40	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K12	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K13	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K14	25/100	4Φ18+4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K15	55/25	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K16	30/30	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K17	25/100	4Φ18+4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm

Πίνακας Α-4: Στοιχεία υποστυλωμάτων 4ης στάθμης

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ 4ης ΣΤΑΘΜΗΣ			
Μέλος	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης οπλισμός	Εγκάρσιος οπλισμός
K1	140/20	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K18	20/140	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K2	30/30	4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K3	30/30	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K4	40/25/20/100	2Φ16+4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K5	30/30	4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K6	100/20	4Φ16+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K7	30/35	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K8	30/30	6Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K9	30/30	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K10	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K11	35/40	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K12	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K13	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K14	25/100	4Φ18+4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K15	50/25	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K16	30/30	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K17	25/100	4Φ18+4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm

Πίνακας Α-5: Στοιχεία υποστλωμάτων 5ης στάθμης

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ 5ης ΣΤΑΘΜΗΣ			
Μέλος	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης οπλισμός	Εγκάρσιος οπλισμός
K1	140/20	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K18	20/140	4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K2	30/30	4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K3	30/30	4Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K4	40/25/20/100	2Φ16+4Φ18+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K5	30/30	4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K6	100/20	4Φ16+4Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K7	30/30	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K8	30/30	6Φ16	2τμ. ΣΦ8/10cm
K9	30/30	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K10	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K11	30/35	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K12	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm
K13	25/60	6Φ18	2τμ. ΣΦ8/10cm

• ΔΟΚΟΙ

Πίνακας Α-6: Στοιχεία δοκών τυπικού ορόφου

ΔΟΚΟΙ 1ης, 2ης, 3ης, 4ης ΣΤΑΘΜΗΣ								
Μέλος	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης οπλισμός						Εγκάρσιος Οπλισμός
		Αριστερό άκρο		Άνοιγμα δοκού		Δεξί άκρο		
		Άνω	Κάτω	Άνω	Κάτω	Άνω	Κάτω	
Δ1.3	20/60	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ1.4	20/60	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ1.5	20/60	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ2.3	20/60	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ2.4	20/60	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ2.5	20/60	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ3.3-Δ3.5	20/55	2Φ12+2Φ14	2Φ14	2Φ12	4Φ14	2Φ12+2Φ14+3Φ12	2Φ14	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ3.6	20/30	2Φ12+2Φ14+3Φ12	3Φ12	2Φ12	6Φ12	2Φ12+2Φ14+3Φ12	3Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ3.7	20/55	2Φ12+2Φ14+3Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ4.1	20/55	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/15cm
Δ5.1-Δ5.2	20/55	2Φ12+3Φ10 ίσια	3Φ12 ίσια	2Φ12+3Φ10 ίσια	3Φ12 ίσια	2Φ12+3Φ10 ίσια	3Φ12 ίσια	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ6.1-Δ6.2	20/55	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/15cm
Δ7.1-Δ7.2	20/60	2Φ12+2Φ14+2Φ16	2Φ14	2Φ12	4Φ14	2Φ12+2Φ14	2Φ14	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ7.3-Δ7.4	20/60	2Φ16+2Φ12	2Φ16	2Φ12	4Φ16	2Φ12+2Φ14+2Φ16	2Φ16	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ8.1	20/55	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/15cm
Δ9.1-Δ9.2	20/60	2Φ18+2Φ12	2Φ18	2Φ12	4Φ18	2Φ18+2Φ12+2Φ12	2Φ18+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ10.1-Δ10.2	20/60	2Φ16+2Φ12	2Φ16	2Φ12	4Φ16	2Φ16+2Φ12	2Φ16	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ11.1	20/55	2Φ16+2Φ12	2Φ16	2Φ12	4Φ16	2Φ16+2Φ12	2Φ16	2τμ. ΣΦ10/15cm
Δ12.1	20/55	2Φ16+2Φ12	2Φ16	2Φ12	4Φ16	2Φ16+2Φ12+2Φ12	2Φ16+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ13.1	20/55	2Φ14+2Φ12	2Φ14	2Φ12	4Φ14	2Φ14+2Φ12+2Φ12	2Φ14+2Φ12	2τμ. ΣΦ10/15cm
Δ14.1	20/60	2Φ14+2Φ12+2Φ12	2Φ14	2Φ12	4Φ14	2Φ14+2Φ12+2Φ14	2Φ14	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ14.2-Δ14.3	20/60	2Φ12+2Φ14+2Φ14	2Φ14	2Φ12	4Φ14	2Φ12+2Φ14+2Φ12	2Φ14	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ14.4	20/60	2Φ12+2Φ14+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm

Πίνακας Α-7: Στοιχεία δοκών 5ης στάθμης

ΔΟΚΟΙ 5ης ΣΤΑΘΜΗΣ								
Μέλος	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης οπλισμός						Εγκάρσιος Οπλισμός
		Αριστερό άκρο		Άνοιγμα δοκού		Δεξί άκρο		
		Άνω	Κάτω	Άνω	Κάτω	Άνω	Κάτω	
Δ1.3	20/70	2Φ12+2Φ12+2Φ16	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ1.4	20/70	2Φ16+2Φ12+6Φ16	2Φ16	2Φ12	4Φ16	2Φ12+2Φ12+2Φ16	2Φ16	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ1.5	20/70	6Φ16	2Φ12	6Φ16	2Φ12	6Φ16+2Φ16	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/10cm
Δ2.3	20/70	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ2.4	20/70	2Φ16+2Φ12+6Φ16	2Φ16	2Φ12	4Φ16	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ2.5	20/70	6Φ16	2Φ12	6Φ16	2Φ12	6Φ16+2Φ16	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/10cm
Δ3.3-Δ3.5	20/55	2Φ12+2Φ14	2Φ14	2Φ12	4Φ14	2Φ12+2Φ14+3Φ12	2Φ14	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ3.6	20/30	2Φ12+2Φ14+3Φ12	3Φ12	2Φ12	6Φ12	2Φ12+2Φ14+3Φ12	3Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ3.7	20/55	2Φ12+2Φ14+3Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	4Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ4.1	20/55	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/15cm
Δ5.1-Δ5.2	20/55	2Φ12+3Φ10 ίσια	3Φ12 ίσια	2Φ12+3Φ10 ίσια	3Φ12 ίσια	2Φ12+3Φ10 ίσια	3Φ12 ίσια	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ6.1-Δ6.2	20/55	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/15cm
Δ7.1-Δ7.2	20/70	2Φ12+2Φ14+3Φ18	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ7.3	20/70	6Φ18+3Φ18+2Φ12+3Φ12+3Φ12	3Φ18	2Φ12	6Φ18	2Φ12+2Φ12+3Φ18	3Φ18	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ8.1	20/55	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/15cm
Δ9.1-Δ9.2	20/70	6Φ18+3Φ18+2Φ12+3Φ12+3Φ12	3Φ18	2Φ12	6Φ18	3Φ18+2Φ12+2Φ14	3Φ18+2Φ14	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ9.3	20/70	6Φ18+3Φ12+3Φ12	2Φ12	6Φ18+3Φ12+3Φ12	2Φ12	6Φ18+3Φ12+3Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/10cm
Δ11.1	20/70	6Φ18+3Φ12+3Φ12	2Φ12	6Φ18+3Φ12+3Φ12	2Φ12	6Φ18+3Φ12+3Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ10/10cm
Δ12.1	20/55	2Φ16+2Φ12	2Φ16	2Φ12	4Φ16	2Φ16+2Φ12+2Φ12	2Φ16+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ13.1	20/55	2Φ12+2Φ12+2Φ14	2Φ12+2Φ14	2Φ12	4Φ14	2Φ14+2Φ12+2Φ12	2Φ14	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ13.2	20/55	2Φ12+2Φ12+2Φ14	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm
Δ13.3	20/55	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12+2Φ12+2Φ12	2Φ12+2Φ12	2τμ. ΣΦ8/15cm

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Παρατίθενται οι λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων και των δοκών όπως προέκυψαν από την ανελαστική στατική επίλυση Pushover στο πρόγραμμα Fespa.

Πίνακας Β-1: Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων

Λόγοι επάρκειας μελών (Απαίτηση / Ικανότητα)

Πίνακες υποστυλωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος	Κ/Δ	λDL Αρχής	λDL Τέλους	λSD Αρχής	λSD Τέλους	λNC Αρχής	λNC Τέλους	λ VRy	λ VRz
K 1(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.11	0.10	0.10	-	0.66
K 1(1)	Κύριο	-	-	0.98	0.52	1.30 !	0.63	-	1.02 !
K 1(2)	Κύριο	-	-	1.15 !	0.76	1.22 !	0.83	-	0.75
K 1(3)	Κύριο	-	-	0.89	0.64	0.99	0.76	-	0.58
K 1(4)	Κύριο	-	-	0.27	0.19	0.28	0.25	-	0.41
K 1(5)	Κύριο	-	-	0.09	0.11	0.09	0.10	-	0.20
K 2(0)	Κύριο	-	-	0.11	0.11	0.11	0.11	0.03	0.09
K 2(1)	Κύριο	-	-	0.56	0.32	0.62	0.33	0.61	0.58
K 2(2)	Κύριο	-	-	0.52	0.51	0.53	0.55	0.52	0.30
K 2(3)	Κύριο	-	-	0.45	0.52	0.50	0.55	0.42	0.33
K 2(4)	Κύριο	-	-	0.27	0.36	0.29	0.36	0.37	0.24
K 2(5)	Κύριο	-	-	0.19	0.24	0.18	0.21	0.28	0.11
K 3(0)	Κύριο	-	-	0.16	0.36	0.13	0.39	0.03	0.35
K 3(1)	Κύριο	-	-	0.69	0.48	0.74	0.48	0.77	0.50
K 3(2)	Κύριο	-	-	0.70	0.67	0.71	0.75	0.56	0.34
K 3(3)	Κύριο	-	-	0.59	0.74	0.57	0.69	0.50	0.36
K 3(4)	Κύριο	-	-	0.40	0.46	0.35	0.48	0.42	0.29
K 3(5)	Κύριο	-	-	0.16	0.25	0.16	0.23	0.34	0.16
K 4(0)	Κύριο	-	-	0.07	0.05	0.06	0.04	-	0.35
K 4(1)	Κύριο	-	-	0.82	0.17	0.89	0.17	-	0.77
K 4(2)	Κύριο	-	-	0.33	0.17	0.29	0.16	-	0.47
K 4(3)	Κύριο	-	-	0.11	0.24	0.10	0.24	-	0.34
K 4(4)	Κύριο	-	-	0.12	0.27	0.14	0.28	-	0.25
K 4(5)	Κύριο	-	-	0.10	0.13	0.12	0.14	-	0.07
K 5(0)	Κύριο	-	-	0.24	0.08	0.24	0.09	0.10	0.09
K 5(1)	Κύριο	-	-	0.06	0.18	0.06	0.15	0.11	0.10
K 5(2)	Κύριο	-	-	0.73	0.48	0.77	0.47	0.47	0.33
K 5(3)	Κύριο	-	-	0.39	0.53	0.46	0.52	0.36	0.29
K 5(4)	Κύριο	-	-	0.31	0.35	0.32	0.35	0.30	0.24
K 5(5)	Κύριο	-	-	0.22	0.29	0.21	0.26	0.27	0.14
K 6(0)	Κύριο	-	-	0.05	0.03	0.04	0.03	-	0.18
K 6(1)	Κύριο	-	-	0.77	0.20	0.80	0.19	-	0.64
K 6(2)	Κύριο	-	-	0.26	0.24	0.31	0.22	-	0.45
K 6(3)	Κύριο	-	-	0.22	0.26	0.20	0.28	-	0.38
K 6(4)	Κύριο	-	-	0.16	0.19	0.15	0.20	-	0.17
K 6(5)	Κύριο	-	-	0.10	0.16	0.09	0.15	-	0.16
K 7(0)	Κύριο	-	-	0.31	0.14	0.35	0.16	0.07	0.30
K 7(1)	Κύριο	-	-	0.14	0.19	0.15	0.21	0.11	0.30
K 7(2)	Κύριο	-	-	0.98	0.72	1.07 !	0.83	0.42	0.67
K 7(3)	Κύριο	-	-	0.70	0.89	0.78	0.94	0.26	0.64
K 7(4)	Κύριο	-	-	0.47	0.55	0.49	0.56	0.09	0.55
K 7(5)	Κύριο	-	-	0.21	0.25	0.20	0.23	0.10	0.32
K 8(0)	Κύριο	-	-	0.09	0.05	0.07	0.04	0.08	0.06
K 8(1)	Κύριο	-	-	0.67	0.40	0.79	0.43	0.47	0.73
K 8(2)	Κύριο	-	-	0.78	1.00	0.70	1.11 !	0.09	0.71
K 8(3)	Κύριο	-	-	0.81	0.86	0.87	0.90	0.09	0.54
K 8(4)	Κύριο	-	-	0.52	0.48	0.55	0.50	0.02	0.45
K 8(5)	Κύριο	-	-	0.22	0.24	0.21	0.23	0.02	0.35

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος	K/Δ	λDL Αρχής	λDL Τέλους	λSD Αρχής	λSD Τέλους	λNC Αρχής	λNC Τέλους	λ VRy	λ VRz
K 9(0)	Κύριο	-	-	0.19	0.24	0.16	0.29	0.23	0.26
K 9(1)	Κύριο	-	-	0.48	0.26	0.53	0.23	0.46	0.67
K 9(2)	Κύριο	-	-	0.65	0.50	0.67	0.48	0.54	0.54
K 9(3)	Κύριο	-	-	0.45	0.56	0.44	0.55	0.41	0.53
K 9(4)	Κύριο	-	-	0.32	0.41	0.31	0.37	0.29	0.45
K 9(5)	Κύριο	-	-	0.24	0.33	0.20	0.28	0.31	0.33
K 10(0)	Κύριο	-	-	0.31	0.29	0.29	0.28	0.13	0.33
K 10(1)	Κύριο	-	-	0.66	0.17	0.73	0.17	0.11	0.62
K 10(2)	Κύριο	-	-	0.50	0.38	0.46	0.31	0.16	0.40
K 10(3)	Κύριο	-	-	0.27	0.43	0.24	0.38	0.09	0.35
K 10(4)	Κύριο	-	-	0.19	0.32	0.13	0.30	0.03	0.28
K 10(5)	Κύριο	-	-	0.14	0.27	0.12	0.24	0.10	0.25
K 11(0)	Κύριο	-	-	0.27	0.15	0.27	0.18	0.12	0.16
K 11(1)	Κύριο	-	-	0.14	0.12	0.18	0.15	0.16	0.18
K 11(2)	Κύριο	-	-	0.58	0.38	0.58	0.30	0.65	0.62
K 11(3)	Κύριο	-	-	0.29	0.49	0.26	0.42	0.48	0.51
K 11(4)	Κύριο	-	-	0.27	0.41	0.18	0.39	0.42	0.45
K 11(5)	Κύριο	-	-	0.19	0.32	0.17	0.29	0.22	0.31
K 12(0)	Κύριο	-	-	0.28	0.17	0.35	0.19	0.22	0.14
K 12(1)	Κύριο	-	-	0.18	0.21	0.20	0.24	0.23	0.15
K 12(2)	Κύριο	-	-	0.82	0.60	0.90	0.73	0.69	0.52
K 12(3)	Κύριο	-	-	0.48	0.57	0.60	0.63	0.66	0.37
K 12(4)	Κύριο	-	-	0.23	0.42	0.23	0.41	0.61	0.31
K 12(5)	Κύριο	-	-	0.14	0.24	0.12	0.22	0.30	0.20
K 13(0)	Κύριο	-	-	0.07	0.15	0.06	0.16	0.27	0.09
K 13(1)	Κύριο	-	-	1.17 !	0.24	1.43 !	0.20	0.62	0.78
K 13(2)	Κύριο	-	-	0.66	0.58	0.84	0.65	0.58	0.46
K 13(3)	Κύριο	-	-	0.39	0.60	0.39	0.71	0.55	0.46
K 13(4)	Κύριο	-	-	0.18	0.48	0.18	0.42	0.46	0.35
K 13(5)	Κύριο	-	-	0.13	0.21	0.09	0.20	0.17	0.19
K 14(0)	Κύριο	-	-	0.19	0.18	0.16	0.16	-	0.60
K 14(1)	Κύριο	-	-	0.52	0.18	0.52	0.16	-	0.50
K 14(2)	Κύριο	-	-	0.30	0.17	0.31	0.15	-	0.27
K 14(3)	Κύριο	-	-	0.12	0.27	0.09	0.29	-	0.20
K 14(4)	Κύριο	-	-	0.11	0.26	0.11	0.30	-	0.16
K 15(0)	Κύριο	-	-	0.48	0.46	0.40	0.39	0.16	0.64
K 15(1)	Κύριο	-	-	0.85	0.24	1.05 !	0.19	0.23	0.64
K 15(2)	Κύριο	-	-	0.76	0.53	0.89	0.45	0.27	0.56
K 15(3)	Κύριο	-	-	0.34	0.63	0.29	0.63	0.27	0.46
K 15(4)	Κύριο	-	-	0.20	0.54	0.14	0.58	0.17	0.40
K 16(0)	Κύριο	-	-	0.22	0.25	0.18	0.28	0.37	0.25
K 16(1)	Κύριο	-	-	0.47	0.29	0.54	0.33	0.92	0.27
K 16(2)	Κύριο	-	-	0.59	0.57	0.62	0.66	0.68	0.09
K 16(3)	Κύριο	-	-	0.42	0.45	0.49	0.53	0.62	0.07
K 16(4)	Κύριο	-	-	0.27	0.35	0.30	0.36	0.52	0.02
K 17(0)	Κύριο	-	-	0.08	0.08	0.07	0.06	-	0.15
K 17(1)	Κύριο	-	-	0.85	0.18	0.95	0.18	-	0.67
K 17(2)	Κύριο	-	-	0.32	0.21	0.37	0.19	-	0.30
K 17(3)	Κύριο	-	-	0.16	0.32	0.18	0.34	-	0.28
K 17(4)	Κύριο	-	-	0.19	0.27	0.19	0.26	-	0.13
K 18(0)	Κύριο	-	-	0.12	0.14	0.10	0.11	-	0.60
K 18(1)	Κύριο	-	-	0.71	0.36	0.86	0.44	-	0.90

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος	K/Δ	λDL Αρχής	λDL Τέλους	λSD Αρχής	λSD Τέλους	λNC Αρχής	λNC Τέλους	λ VRy	λ VRz
K 18(2)	Κύριο	-	-	0.71	0.44	0.74	0.53	-	0.71
K 18(3)	Κύριο	-	-	0.54	0.40	0.63	0.46	-	0.57
K 18(4)	Κύριο	-	-	0.21	0.18	0.22	0.18	-	0.35
K 18(5)	Κύριο	-	-	0.05	0.11	0.07	0.09	-	0.09

Σημείωση: Ο λόγος επάρκειας έναντι διάτμησης υπολογίζεται στη στάθμη: NC

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος στρωφής.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [/]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [/]
DL	-	-	-
SD	K 13(1)	Κύριο	1.17
NC	K 13(1)	Κύριο	1.43

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος [/]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [/]
DL	-	-	-
SD	K 1(1)	Κύριο	0.91
NC	K 1(1)	Κύριο	1.02

Πίνακας Β-2: Λόγοι επάρκειας δοκών

Πίνακες δοκών

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

Μέλος	Κ/Δ	λDL		λSD		λNC		λ VRy	
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους
Δ 1.3(1)	Κύριο	-	-	0.55	0.34	0.57	0.35	0.37	0.33
Δ 1.4(1)	Κύριο	-	-	0.38	0.43	0.42	0.46	0.36	0.36
Δ 1.5(1)	Κύριο	-	-	0.71	0.67	0.79	0.67	0.57	0.44
Δ 2.3(1)	Κύριο	-	-	1.09 !	1.11 !	1.13 !	1.26 !	0.56	0.80
Δ 2.4(1)	Κύριο	-	-	0.74	0.47	0.90	0.50	0.46	0.35
Δ 2.5(1)	Κύριο	-	-	0.65	0.98	0.90	1.13 !	0.57	0.56
Δ 3.3(1)	Κύριο	-	-	0.62	-	0.61	-	0.57	-
Δ 3.5(1)	Κύριο	-	-	-	0.28	-	0.33	-	0.36
Δ 3.6(1)	Κύριο	-	-	0.36	0.25	0.39	0.28	0.25	0.21
Δ 3.7(1)	Κύριο	-	-	0.39	0.62	0.35	0.65	0.42	0.38
Δ 4.1(1)	Κύριο	-	-	0.30	0.07	0.27	0.07	0.24	0.20
Δ 5.1(1)	Κύριο	-	-	0.46	-	0.60	-	1.06 !	-
Δ 5.2(1)	Κύριο	-	-	-	1.28 !	-	1.31 !	-	1.17 !
Δ 6.1(1)	Κύριο	-	-	0.47	-	0.61	-	0.37	-
Δ 6.2(1)	Κύριο	-	-	-	0.16	-	0.15	-	0.36
Δ 7.1(1)	Κύριο	-	-	0.51	-	0.68	-	0.50	-
Δ 7.2(1)	Κύριο	-	-	-	0.24	-	0.23	-	0.49
Δ 7.3(1)	Κύριο	-	-	0.35	-	0.39	-	0.48	-
Δ 7.4(1)	Κύριο	-	-	-	0.49	-	0.55	-	0.62
Δ 8.1(1)	Κύριο	-	-	0.23	0.08	0.24	0.11	0.24	0.21
Δ 9.1(1)	Κύριο	-	-	0.13	-	0.13	-	0.52	-
Δ 9.2(1)	Κύριο	-	-	-	0.32	-	0.35	-	0.45
Δ 10.1(1)	Κύριο	-	-	0.57	-	0.71	-	0.67	-
Δ 10.2(1)	Κύριο	-	-	-	0.34	-	0.36	-	0.41
Δ 11.1(1)	Κύριο	-	-	0.47	0.08	0.56	0.08	0.37	0.30
Δ 12.1(1)	Κύριο	-	-	0.41	0.04	0.55	0.08	0.40	0.30
Δ 13.1(1)	Κύριο	-	-	0.05	0.17	0.06	0.23	0.28	0.28
Δ 14.1(1)	Κύριο	-	-	0.60	0.74	0.74	0.86	0.38	0.41
Δ 14.2(1)	Κύριο	-	-	0.66	-	0.88	-	0.59	-
Δ 14.3(1)	Κύριο	-	-	-	0.35	-	0.33	-	0.35

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

Μέλος	Κ/Δ	λDL		λSD		λNC		λ VRγ	
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους
Δ 14.4(1)	Κύριο	-	-	0.36	0.59	0.36	0.68	0.43	0.41
Δ 1.3(2)	Κύριο	-	-	0.82	0.44	0.81	0.43	0.42	0.37
Δ 1.4(2)	Κύριο	-	-	0.43	0.63	0.42	0.68	0.36	0.40
Δ 1.5(2)	Κύριο	-	-	0.90	0.84	0.93	0.87	0.61	0.51
Δ 2.3(2)	Κύριο	-	-	1.31 !	1.30 !	1.31 !	1.43 !	0.65	0.90
Δ 2.4(2)	Κύριο	-	-	0.87	0.35	0.98	0.28	0.48	0.30
Δ 2.5(2)	Κύριο	-	-	0.37	1.34 !	0.30	1.37 !	0.42	0.67
Δ 3.3(2)	Κύριο	-	-	0.98	-	0.92	-	0.76	-
Δ 3.5(2)	Κύριο	-	-	-	0.38	-	0.44	-	0.36
Δ 3.6(2)	Κύριο	-	-	0.43	0.35	0.47	0.37	0.27	0.24
Δ 3.7(2)	Κύριο	-	-	0.39	0.69	0.37	0.75	0.41	0.42
Δ 4.1(2)	Κύριο	-	-	0.47	0.07	0.49	0.14	0.27	0.21
Δ 5.1(2)	Κύριο	-	-	1.14 !	-	1.30 !	-	2.05 !	-
Δ 5.2(2)	Κύριο	-	-	-	1.60 !	-	1.71 !	-	1.60 !
Δ 6.1(2)	Κύριο	-	-	0.41	-	0.53	-	0.33	-
Δ 6.2(2)	Κύριο	-	-	-	0.13	-	0.13	-	0.34
Δ 7.1(2)	Κύριο	-	-	0.67	-	0.76	-	0.57	-
Δ 7.2(2)	Κύριο	-	-	-	0.34	-	0.42	-	0.54
Δ 7.3(2)	Κύριο	-	-	0.72	-	0.81	-	0.61	-
Δ 7.4(2)	Κύριο	-	-	-	0.83	-	0.85	-	0.68
Δ 8.1(2)	Κύριο	-	-	0.51	0.24	0.60	0.26	0.59	0.62
Δ 9.1(2)	Κύριο	-	-	0.14	-	0.13	-	0.51	-
Δ 9.2(2)	Κύριο	-	-	-	0.62	-	0.64	-	0.49
Δ 10.1(2)	Κύριο	-	-	1.11 !	-	1.25 !	-	0.81	-
Δ 10.2(2)	Κύριο	-	-	-	0.65	-	0.69	-	0.45
Δ 11.1(2)	Κύριο	-	-	0.61	0.16	0.69	0.20	0.42	0.35
Δ 12.1(2)	Κύριο	-	-	0.83	0.15	0.90	0.18	0.44	0.32
Δ 13.1(2)	Κύριο	-	-	0.12	0.28	0.14	0.35	0.30	0.33
Δ 14.1(2)	Κύριο	-	-	0.95	1.13 !	1.08 !	1.24 !	0.50	0.55
Δ 14.2(2)	Κύριο	-	-	1.10 !	-	1.32 !	-	0.74	-
Δ 14.3(2)	Κύριο	-	-	-	0.38	-	0.28	-	0.37
Δ 14.4(2)	Κύριο	-	-	0.39	0.85	0.29	0.98	0.44	0.53
Δ 1.3(3)	Κύριο	-	-	0.72	0.31	0.71	0.29	0.40	0.31
Δ 1.4(3)	Κύριο	-	-	0.25	0.49	0.23	0.54	0.28	0.37
Δ 1.5(3)	Κύριο	-	-	0.63	0.75	0.68	0.76	0.54	0.48
Δ 2.3(3)	Κύριο	-	-	0.98	0.96	1.00	1.07 !	0.53	0.70
Δ 2.4(3)	Κύριο	-	-	0.61	0.19	0.74	0.16	0.39	0.26
Δ 2.5(3)	Κύριο	-	-	0.24	1.09 !	0.20	1.11 !	0.37	0.55
Δ 3.3(3)	Κύριο	-	-	0.93	-	0.86	-	0.69	-
Δ 3.5(3)	Κύριο	-	-	-	0.23	-	0.22	-	0.34
Δ 3.6(3)	Κύριο	-	-	0.28	0.27	0.26	0.30	0.20	0.20
Δ 3.7(3)	Κύριο	-	-	0.30	0.52	0.30	0.54	0.39	0.39
Δ 4.1(3)	Κύριο	-	-	0.35	0.05	0.34	0.06	0.26	0.20
Δ 5.1(3)	Κύριο	-	-	0.60	-	0.73	-	1.27 !	-
Δ 5.2(3)	Κύριο	-	-	-	1.20 !	-	1.22 !	-	1.15 !
Δ 6.1(3)	Κύριο	-	-	0.33	-	0.34	-	0.26	-
Δ 6.2(3)	Κύριο	-	-	-	0.11	-	0.11	-	0.34
Δ 7.1(3)	Κύριο	-	-	0.46	-	0.53	-	0.43	-
Δ 7.2(3)	Κύριο	-	-	-	0.24	-	0.18	-	0.48
Δ 7.3(3)	Κύριο	-	-	0.33	-	0.29	-	0.46	-
Δ 7.4(3)	Κύριο	-	-	-	0.55	-	0.58	-	0.62
Δ 8.1(3)	Κύριο	-	-	0.18	0.13	0.19	0.15	0.23	0.22

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

Μέλος	Κ/Δ	ΛDL Αρχής	ΛDL Τέλους	ΛSD Αρχής	ΛSD Τέλους	ΛNC Αρχής	ΛNC Τέλους	λ VRy Αρχής	λ VRy Τέλους
Δ 9.1(3)	Κύριο	-	-	0.12	-	0.10	-	0.48	-
Δ 9.2(3)	Κύριο	-	-	-	0.40	-	0.47	-	0.46
Δ 10.1(3)	Κύριο	-	-	0.53	-	0.67	-	0.67	-
Δ 10.2(3)	Κύριο	-	-	-	0.42	-	0.45	-	0.43
Δ 11.1(3)	Κύριο	-	-	0.40	0.04	0.48	0.09	0.37	0.31
Δ 12.1(3)	Κύριο	-	-	0.51	0.07	0.57	0.10	0.37	0.31
Δ 13.1(3)	Κύριο	-	-	0.07	0.18	0.08	0.23	0.28	0.29
Δ 14.1(3)	Κύριο	-	-	0.61	0.70	0.72	0.86	0.41	0.45
Δ 14.2(3)	Κύριο	-	-	0.52	-	0.73	-	0.65	-
Δ 14.3(3)	Κύριο	-	-	-	0.29	-	0.23	-	0.35
Δ 14.4(3)	Κύριο	-	-	0.29	0.53	0.23	0.66	0.41	0.43
Δ 1.3(4)	Κύριο	-	-	0.50	0.15	0.48	0.17	0.35	0.26
Δ 1.4(4)	Κύριο	-	-	0.08	0.36	0.09	0.35	0.22	0.32
Δ 1.5(4)	Κύριο	-	-	0.36	0.48	0.36	0.51	0.45	0.41
Δ 2.3(4)	Κύριο	-	-	0.57	0.52	0.63	0.60	0.41	0.48
Δ 2.4(4)	Κύριο	-	-	0.34	0.08	0.36	0.10	0.28	0.24
Δ 2.5(4)	Κύριο	-	-	0.10	0.57	0.12	0.59	0.35	0.41
Δ 3.3(4)	Κύριο	-	-	0.77	-	0.69	-	0.58	-
Δ 3.5(4)	Κύριο	-	-	-	0.18	-	0.16	-	0.32
Δ 3.6(4)	Κύριο	-	-	0.16	0.16	0.17	0.17	0.15	0.12
Δ 3.7(4)	Κύριο	-	-	0.21	0.31	0.18	0.30	0.37	0.34
Δ 4.1(4)	Κύριο	-	-	0.22	0.03	0.23	0.03	0.20	0.18
Δ 5.1(4)	Κύριο	-	-	0.34	-	0.32	-	0.78	-
Δ 5.2(4)	Κύριο	-	-	-	0.77	-	0.75	-	0.83
Δ 6.1(4)	Κύριο	-	-	0.20	-	0.19	-	0.19	-
Δ 6.2(4)	Κύριο	-	-	-	0.08	-	0.07	-	0.31
Δ 7.1(4)	Κύριο	-	-	0.22	-	0.21	-	0.31	-
Δ 7.2(4)	Κύριο	-	-	-	0.16	-	0.12	-	0.44
Δ 7.3(4)	Κύριο	-	-	0.18	-	0.16	-	0.39	-
Δ 7.4(4)	Κύριο	-	-	-	0.18	-	0.24	-	0.49
Δ 8.1(4)	Κύριο	-	-	0.11	0.10	0.10	0.10	0.18	0.19
Δ 9.1(4)	Κύριο	-	-	0.08	-	0.07	-	0.42	-
Δ 9.2(4)	Κύριο	-	-	-	0.25	-	0.24	-	0.38
Δ 10.1(4)	Κύριο	-	-	0.20	-	0.23	-	0.48	-
Δ 10.2(4)	Κύριο	-	-	-	0.22	-	0.19	-	0.37
Δ 11.1(4)	Κύριο	-	-	0.23	0.03	0.24	0.02	0.30	0.28
Δ 12.1(4)	Κύριο	-	-	0.27	0.04	0.27	0.03	0.32	0.27
Δ 13.1(4)	Κύριο	-	-	0.05	0.10	0.04	0.09	0.23	0.23
Δ 14.1(4)	Κύριο	-	-	0.20	0.26	0.19	0.23	0.28	0.33
Δ 14.2(4)	Κύριο	-	-	0.08	-	0.06	-	0.40	-
Δ 14.3(4)	Κύριο	-	-	-	0.11	-	0.08	-	0.25
Δ 14.4(4)	Κύριο	-	-	0.12	0.22	0.09	0.21	0.30	0.26
Δ 1.3(5)	Κύριο	-	-	0.36	0.07	0.34	0.05	0.25	0.15
Δ 1.4(5)	Κύριο	-	-	0.09	0.18	0.07	0.17	0.09	0.21
Δ 1.5(5)	Κύριο	-	-	0.08	0.04	0.07	0.03	0.16	0.12
Δ 2.3(5)	Κύριο	-	-	0.29	0.09	0.28	0.08	0.26	0.24
Δ 2.4(5)	Κύριο	-	-	0.04	0.16	0.04	0.15	0.14	0.16
Δ 3.3(5)	Κύριο	-	-	0.55	-	0.49	-	0.46	-
Δ 3.5(5)	Κύριο	-	-	-	0.09	-	0.08	-	0.26
Δ 3.6(5)	Κύριο	-	-	0.06	0.06	0.05	0.05	0.10	0.07
Δ 3.7(5)	Κύριο	-	-	0.07	0.17	0.07	0.15	0.25	0.23
Δ 4.1(5)	Κύριο	-	-	0.08	0.04	0.08	0.03	0.14	0.13

Μέλος	Κ/Δ	ΛDL Αρχής	ΛDL Τέλους	ΛSD Αρχής	ΛSD Τέλους	ΛNC Αρχής	ΛNC Τέλους	λ VRy Αρχής	λ VRy Τέλους
Δ 5.1(5)	Κύριο	-	-	0.13	-	0.12	-	0.59	-
Δ 5.2(5)	Κύριο	-	-	-	0.36	-	0.36	-	0.48
Δ 6.1(5)	Κύριο	-	-	0.08	-	0.08	-	0.14	-
Δ 6.2(5)	Κύριο	-	-	-	0.03	-	0.03	-	0.28
Δ 7.1(5)	Κύριο	-	-	0.09	-	0.09	-	0.14	-
Δ 7.2(5)	Κύριο	-	-	-	0.05	-	0.04	-	0.26
Δ 7.3(5)	Κύριο	-	-	0.02	0.12	0.02	0.11	0.19	0.21
Δ 8.1(5)	Κύριο	-	-	0.07	0.06	0.06	0.05	0.13	0.12
Δ 9.1(5)	Κύριο	-	-	0.03	-	0.02	-	0.30	-
Δ 9.2(5)	Κύριο	-	-	-	0.09	-	0.08	-	0.33
Δ 12.1(5)	Κύριο	-	-	0.13	0.05	0.12	0.04	0.23	0.20
Δ 13.1(5)	Κύριο	-	-	0.04	0.07	0.04	0.06	0.15	0.15
Δ 13.2(5)	Κύριο	-	-	0.06	0.08	0.05	0.07	0.09	0.11
Δ 13.3(5)	Κύριο	-	-	0.10	0.04	0.09	0.04	0.17	0.13

Σημείωση: Ο λόγος επάρκειας έναντι διάτμησης υπολογίζεται στη στάθμη: NC

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος στρωφής.

Στάθμη Επιτελεσιμότητας	Μέλος [/]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [/]
DL	-	-	-
SD	Δ 5.2(2)	Κύριο	1.60
NC	Δ 5.2(2)	Κύριο	1.71

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης.

Στάθμη Επιτελεσιμότητας	Μέλος [/]	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας [/]
DL	-	-	-
SD	Δ 5.1(2)	Κύριο	1.59
NC	Δ 5.1(2)	Κύριο	2.05