



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΕΞΑΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ  
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ  
ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ**

**ΣΤΑΥΡΟΣ ΖΩΙΤΣΑΚΟΣ**

Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των

απαιτήσεων για την απόκτηση του

Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού

2019



© 2019 Ζωιτσάκος Λ. Σταύρος

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** **Κούτας Λάμπρος**  
(Επιβλέπων) Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

**Δεύτερος Εξεταστής** **Παπακωνσταντίνου Χρήστος**  
Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

**Τρίτος Εξεταστής** **Δρ. Τζάρος Κωνσταντίνος**  
Συμβασιούχος διδάσκων, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,  
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας



## Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα, θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, Επίκουρο Καθηγητή κ. Κούτα Λάμπρο, 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. Χρήστο Παπακωνσταντίνου και Κωνσταντίνο Τζάρο για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας μου και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους. Οφείλω ευχαριστίες στον Τεχνικό Οίκο Λογισμικού για την παραχώρηση εκπαιδευτικής άδειας για χρήση του λογισμικού ΡΑΦ και ιδιαίτερα στην κ. Ελένη Ψύλλα, μέλος της ομάδας τεχνικής υποστήριξης του ΡΑΦ για τη βοήθειά της σε θέματα προσομοίωσης και ενίσχυσης της κατασκευής. Ευχαριστώ τους φίλους μου για την ηθική υποστήριξή τους στην προσπάθειά μου και την υπομονή τους όλο αυτό τον καιρό. Πάνω απ' όλα, είμαι ευγνώμων στους γονείς μου, Λάζαρο Ζωιτσάκο και Δέσπω Πλατώνη αλλά και στα αδέρφια μου Τρύφωνα και Βαγγέλη Ζωιτσάκο για την ολόψυχη αγάπη και υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια. Αφιερώνω αυτή την εργασία στην μητέρα μου και στον πατέρα μου.

Ζωιτσάκος Σταύρος



## Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας εξάωροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και προτάσεις ενίσχυσης

Ζωιτσάκος Σταύρος

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2019

**Επιβλέπων Καθηγητής:** Κούτας Λάμπρος, Επίκουρος Καθηγητής Π.Θ.

### Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται η φέρουσα ικανότητα ενός εξάωροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο βρίσκεται στην Καρδίτσα, καθώς και η προοπτική ενίσχυσής του σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αρχικά, γίνεται μια εισαγωγή στον Κανονισμό Επεμβάσεων που αφορά την ανάγκη δημιουργίας του και τις παραμέτρους που θέτει για την αποτίμηση και την ενίσχυση των κτιρίων αλλά και παρουσίαση βασικών μεθόδων ενίσχυσης. Στη συνέχεια, γίνεται η γενική περιγραφή της υφιστάμενης κατασκευής, η οποία αφορά τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά, τις φορτίσεις που δέχεται αλλά και η προσομοίωσή της στο λογισμικό. Ακολουθεί η αποτίμηση της κατασκευής με τρεις διαφορετικές μεθόδους για τις στάθμες επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση Γ1 και Σημαντικές Βλάβες Β2, εκ των οποίων οι δυο είναι ελαστικές, χρήση του καθολικού συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  και τοπικών δεικτών πλαστιμότητας  $m$  και μια ανελαστική, χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Pushover) αντίστοιχα. Κατόπιν γίνεται η παρουσίαση των αποτελεσμάτων των τριών μεθόδων από την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής, συμπεραίνεται η ανεπάρκειά της και αποφασίζονται οι δυο μέθοδοι ενίσχυσής της, Α και Β, για τον ανασχεδιασμό της για στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση Γ1. Η μέθοδος Α πραγματοποιήθηκε με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα σε δοκούς και υποστυλώματα και η μέθοδος Β με την τοιχοματοποίηση πλαισίων αλλά και μανδύες σε δοκούς και υποστυλώματα. Τέλος, γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων των μεθόδων ενίσχυσης Α και Β και εξάγονται τα συμπεράσματα της μελέτης. Αξίζει να αναφερθεί ότι για την εκπόνηση αυτής της εργασίας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ΡΑΦ.



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>Κεφάλαιο 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Εισαγωγή στον Κανονισμό Επεμβάσεων(ΚΑΝ.ΕΠΕ.) .....</b>	<b>1</b>
1.1.1 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων(Σ.Α.Δ.) βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	2
1.1.2 Στάθμες επιτελεστικότητας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	2
<b>1.2 Αντικείμενο της παρούσας εργασίας.....</b>	<b>4</b>
<b>1.3 Οργάνωση Διπλωματικής Εργασίας .....</b>	<b>4</b>
<b>Κεφάλαιο 2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ... 7</b>	<b>7</b>
<b>2.1 Γενική περιγραφή των εννοιών αποτίμησης και ενίσχυσης.....</b>	<b>7</b>
<b>2.2 Μέθοδοι ανάλυσης για την αποτίμηση βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.....</b>	<b>7</b>
2.2.1 Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση.....	7
2.2.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση .....	8
2.2.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover).....	9
2.2.4 Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας).....	9
<b>2.3 Μέθοδοι επεμβάσεων - ενισχύσεων .....</b>	<b>10</b>
2.3.1 Στρατηγικές επεμβάσεων .....	10
2.3.2 Σύντομη επισκόπηση μεθόδων ενίσχυσης.....	13
<b>Κεφάλαιο 3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΡΑΦ.....21</b>	<b>21</b>
<b>3.1 Γενική περιγραφή υφιστάμενου φορέα .....</b>	<b>21</b>
3.1.1 Υλικά κατασκευής .....	22
3.1.2 Χαρακτηριστικά του εδάφους.....	23
3.1.3 Φορτία κατασκευής.....	23
3.1.4 Περιγραφή χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων .....	24
3.1.5 Σεισμική φόρτιση κατασκευής.....	25
<b>3.2 Προσομοίωση του φορέα στο ΡΑΦ .....</b>	<b>26</b>
3.2.1 Στάθμες κτιρίου.....	27
<b>3.3 Βήματα για την αποτίμηση της κατασκευής με το ΡΑΦ .....</b>	<b>36</b>
<b>3.4 Παράμετροι αναλύσεων για την αποτίμηση της κατασκευής.....</b>	<b>37</b>
3.4.1 Ελαστική δυναμική φασματική με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς $q$ .....	37
3.4.2 Ελαστική δυναμική φασματική με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας $m$ .....	38
3.4.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover).....	40
<b>Κεφάλαιο 4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....41</b>	<b>41</b>
<b>4.1 Γενική περιγραφή στόχων αποτίμησης.....</b>	<b>41</b>
<b>4.2 Αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς <math>q</math> .41</b>	<b>41</b>



4.2.1	Αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 .....	41
4.2.2	Αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας Β2 .....	49
<b>4.3</b>	<b>Αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m</b>	<b>52</b>
4.3.1	Αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 .....	52
4.3.2	Αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας Β2 .....	57
<b>4.4</b>	<b>Αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με την υπερωθητική ανάλυση.....</b>	<b>60</b>
<b>Κεφάλαιο 5 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ....</b>		<b>61</b>
<b>5.1</b>	<b>Γενική περιγραφή ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής .....</b>	<b>61</b>
<b>5.2</b>	<b>Πρόταση ενίσχυσης Α.....</b>	<b>62</b>
5.2.1	Ενίσχυση υποστυλωμάτων.....	62
5.2.2	Ενίσχυση δοκών.....	65
5.2.3	Παράμετροι αναλύσεων.....	68
5.2.4	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης και σχολιασμός.....	70
5.2.5	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για ιδιομορφική φόρτιση.....	73
<b>5.3</b>	<b>Πρόταση ενίσχυσης Β .....</b>	<b>76</b>
5.3.1	Τοιχωματοποίηση πλαισίων.....	77
5.3.2	Ενίσχυση υποστυλωμάτων.....	79
5.3.3	Ενίσχυση δοκών.....	82
5.3.4	Παράμετροι αναλύσεων.....	87
5.3.5	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης και σχολιασμός.....	88
5.3.6	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για ιδιομορφική φόρτιση.....	91
<b>Κεφάλαιο 6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ .....</b>		<b>95</b>
<b>6.1</b>	<b>Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση Υ.....</b>	<b>95</b>
<b>6.2</b>	<b>Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση Χ.....</b>	<b>100</b>
<b>Κεφάλαιο 7 ΣΥΝΟΨΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>		<b>105</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>		<b>107</b>



## Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 1.1 – Στάθμες επιτελεστικότητας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	3
Πίνακας 1.2 – Ελάχιστοι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	4
Πίνακας 3.1 – Χαρακτηριστικά διαφράγματος κάθε στάθμης. ....	27
Πίνακας 3.2 – Παράμετροι στο ΡΑΦ για την αποτίμηση με μέθοδο του καθολικού συντελεστή $q$ . ....	38
Πίνακας 3.3 – Παράμετροι στο ΡΑΦ για την αποτίμηση με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών $m$ . ....	39
Πίνακας 3.4 – Παράμετροι στο ΡΑΦ για την αποτίμηση με την ανελαστική στατική ανάλυση. ....	40
Πίνακας 4.1 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για τη ΘΜ1. ....	42
Πίνακας 4.2 – Έλεγχοι στρεπτικής αντίστασης της κατασκευής. ....	43
Πίνακας 4.3 – Περιπτώσεις φόρτισης για τον έλεγχο επάρκειας. ....	46
Πίνακας 4.4 – Συνδυασμοί φόρτισης για τον έλεγχο επάρκειας στην ΟΚΑ. ....	46
Πίνακας 4.5 – Πλήθος μελών που είναι επαρκή ή ανεπαρκή στο σύνολο της κατασκευής. ....	48
Πίνακας 4.6 – Πλήθος μελών που είναι επαρκή ή ανεπαρκή στο σύνολο της κατασκευής. ....	50
Πίνακας 4.7 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για τη ΘΜ1. ....	52
Πίνακας 4.8 – Πλήθος μελών που είναι επαρκή ή ανεπαρκή στο σύνολο της κατασκευής. ....	56
Πίνακας 4.9 – Πλήθος μελών που είναι επαρκή ή ανεπαρκή στο σύνολο της κατασκευής. ....	59
Πίνακας 4.10 – Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης. ....	60
Πίνακας 5.1 – Παράμετροι ιδιομορφικής ανάλυσης. ....	69
Πίνακας 5.2 – Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης. ....	69
Πίνακας 5.3 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών της ενισχυμένης κατασκευής για τη ΘΜ1. .	70
Πίνακας 5.4 – Έλεγχος στρεπτικής απόκρισης της ενισχυμένης κατασκευής. ....	72
Πίνακας 5.5 – Αποτελέσματα ιδιομορφικών φορτίσεων για τις τέσσερις θέσεις μάζας. ....	76
Πίνακας 5.6 – Παράμετροι ιδιομορφικής ανάλυσης. ....	87
Πίνακας 5.7 – Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης. ....	88
Πίνακας 5.8 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών της ενισχυμένης κατασκευής για τη ΘΜ1. .	88
Πίνακας 5.9 – Έλεγχος στρεπτικής αντίστασης της ενισχυμένης κατασκευής. ....	90
Πίνακας 5.10 – Αποτελέσματα ιδιομορφικών φορτίσεων για τις τέσσερις θέσεις μάζας. .	94
Πίνακας 6.1 – Μετακινήσεις στη διαρροή και στην αστοχία της ενισχυμένης κατασκευής στη διεύθυνση $Y$ . ....	96





**Πίνακας 6.2** – Μετακινήσεις στη διαρροή και στην αστοχία της ενισχυμένης κατασκευής στη διεύθυνση X..... 101



## Κατάλογος Σχημάτων

<b>Σχήμα 2.1</b> – Αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας μέσω τοιχωμάτων και δικτυωτών συνδέσμων (Σπυράκος, 2004). .....	11
<b>Σχήμα 2.2</b> – Μανδύας από οπλισμένο σκυρόδεμα σε υποστύλωμα κυκλικής διατομής (Σπυράκος, 2004). .....	12
<b>Σχήμα 2.3</b> – Σεισμικός αποσβεστήρας (ENKA Κατασκευαστική). .....	13
<b>Σχήμα 2.4</b> – Ποιοτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης για κάθε στρατηγική ενίσχυσης (Δρίτσος, 2003). .....	13
<b>Σχήμα 2.5</b> – Μανδύας από οπλισμένο σκυρόδεμα σε κόμβο (Σπυράκος, 2004). .....	14
<b>Σχήμα 2.6</b> – Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα κλειστού τύπου (Σπυράκος, 2004). ...	15
<b>Σχήμα 2.7</b> – Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ανοιχτού τύπου (Σπυράκος, 2004). ...	15
<b>Σχήμα 2.8</b> – Καμπτική ενίσχυση δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος (Σπυράκος, 2004). .....	17
<b>Σχήμα 2.9</b> – Διατμητική ενίσχυση δοκών με μανδύα σύνθετων υλικών α) ολόσωμοι, β) ‘κολάρα’ (Σπυράκος, 2004). .....	18
<b>Σχήμα 2.10</b> – Ενίσχυση υποστυλώματος με ύφασμα από σύνθετα υλικά (Σπυράκος, 2004). .....	18
<b>Σχήμα 2.11</b> – Τοιχοματοποίηση πλαισίου μέσω εμφάντωσης και μανδύες σε υποστυλώματα. ....	19
<b>Σχήμα 2.12</b> – Ενισχυμένη τοιχοπλήρωση (Δρίτσος 2003). .....	20
<b>Σχήμα 3.1</b> – Φωτογραφία της υφιστάμενης κατασκευής. ....	22
<b>Σχήμα 3.2</b> – Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΑΚ2000). ....	25
<b>Σχήμα 3.3</b> – Τρισδιάστατο προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής στο ΡΑΦ. ....	26
<b>Σχήμα 3.4</b> – Ξυλότυπος στάθμης θεμελίωσης από σχέδια στατικής μελέτης. ....	28
<b>Σχήμα 3.5</b> – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης θεμελίωσης στο ΡΑΦ. ....	29
<b>Σχήμα 3.6</b> – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης Θ-Σ1. ....	30
<b>Σχήμα 3.7</b> – Ξυλότυπος στάθμης τυπικού ορόφου από σχέδια στατικής μελέτης. ....	31
<b>Σχήμα 3.8</b> – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης τυπικού ορόφου στο ΡΑΦ. ....	32
<b>Σχήμα 3.9</b> – Ξυλότυπος στάθμης Σ5 (Α εσοχή) από σχέδια στατικής μελέτης. ....	33
<b>Σχήμα 3.10</b> – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης Σ5 (Α εσοχή) στο ΡΑΦ. ....	34
<b>Σχήμα 3.11</b> – Ξυλότυπος στάθμης Σ6 (Β εσοχή) από σχέδια στατικής μελέτης. ....	35
<b>Σχήμα 3.12</b> – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης Σ6 (Β εσοχή) στο ΡΑΦ. ....	36
<b>Σχήμα 3.13</b> – Φάσμα απόκρισης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. ....	37
<b>Σχήμα 3.14</b> – Φάσμα απόκρισης για στάθμη επιτελεστικότητας Β2. ....	38
<b>Σχήμα 3.15</b> – Φάσμα απόκρισης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. ....	39
<b>Σχήμα 3.16</b> – Φάσμα απόκρισης για στάθμη επιτελεστικότητας Β2. ....	39



<b>Σχήμα 4.1</b> – Ενδεικτική εικόνα θέσεων μάζας στη στάθμη Θ-Σ1.....	41
<b>Σχήμα 4.2</b> – Ιδιομορφές υφιστάμενης κατασκευής για τη ΘΜ1 α)1 <sup>η</sup> , β)2 <sup>η</sup> , γ)3 <sup>η</sup> .....	43
<b>Σχήμα 4.3</b> – Ελλείψεις δυστρεψίας στη στάθμη Σ5. ....	44
<b>Σχήμα 4.4</b> – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία. ....	45
<b>Σχήμα 4.5</b> – Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών υφιστάμενης κατασκευής.....	47
<b>Σχήμα 4.6</b> – Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας των μελών σε κάμψη και διάτμηση α)δοκοί, β)υποστυλώματα. ....	48
<b>Σχήμα 4.7</b> – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία. ....	49
<b>Σχήμα 4.8</b> – Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών υφιστάμενης κατασκευής.....	50
<b>Σχήμα 4.9</b> – Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας των μελών σε κάμψη και διάτμηση α)δοκοί, β)υποστυλώματα. ....	51
<b>Σχήμα 4.10</b> – Ιδιομορφές υφιστάμενης κατασκευής για τη ΘΜ1 α)1 <sup>η</sup> , β)2 <sup>η</sup> , γ)3 <sup>η</sup> .....	53
<b>Σχήμα 4.11</b> – Ελλείψεις δυστρεψίας στη στάθμη Σ5. ....	54
<b>Σχήμα 4.12</b> – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία. ....	55
<b>Σχήμα 4.13</b> – Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών υφιστάμενης κατασκευής.....	56
<b>Σχήμα 4.14</b> – Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας των μελών σε κάμψη και διάτμηση α)δοκοί, β)υποστυλώματα. ....	57
<b>Σχήμα 4.15</b> – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία. ....	58
<b>Σχήμα 4.16</b> – Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών υφιστάμενης κατασκευής.....	58
<b>Σχήμα 4.17</b> – Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας των μελών σε κάμψη και διάτμηση α)δοκοί, β)υποστυλώματα. ....	59
<b>Σχήμα 5.1</b> – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ1, β)Κ2, γ)Κ11.....	63
<b>Σχήμα 5.2</b> – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ1, β)Κ2, γ)Κ11.....	64
<b>Σχήμα 5.3</b> – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ1, β)Κ2, γ)Κ11.....	65
<b>Σχήμα 5.4</b> – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ1, β)Κ2.....	65
<b>Σχήμα 5.5</b> – Μανδύας δοκού Δ19 α)μέσον, β)στήριξη. ....	67
<b>Σχήμα 5.6</b> – Μανδύας δοκού Δ21 α)μέσον, β)στήριξη. ....	67
<b>Σχήμα 5.7</b> – Μανδύας δοκού Δ10 α)μέσον, β)στήριξη. ....	68
<b>Σχήμα 5.8</b> – Μανδύας δοκού Δ13 α)μέσον, β)στήριξη. ....	68
<b>Σχήμα 5.9</b> – Ιδιομορφές ενισχυμένης κατασκευής για τη ΘΜ1 α)1 <sup>η</sup> , β)2 <sup>η</sup> , γ)3 <sup>η</sup> .....	71
<b>Σχήμα 5.10</b> – Ελλείψεις δυστρεψίας στη στάθμη Σ5. ....	72
<b>Σχήμα 5.11</b> – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία. ....	73



Σχήμα 5.12 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ1. ...	74
Σχήμα 5.13 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ2. ...	74
Σχήμα 5.14 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ3. ...	75
Σχήμα 5.15 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ4. ...	75
Σχήμα 5.16 – Τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής με τη μέθοδο ενίσχυσης Β στο ΡΑΦ. ....	77
Σχήμα 5.17 – Διατομή δοκού η οποία συρράπτεται στο εμφαννόμενο τοίχωμα. ....	77
Σχήμα 5.18 – Διατομή εμφαννόμενου τοιχώματος στη διεύθυνση Χ στο πλαίσιο με υποστυλώματα τα α)Κ14-Κ15, β)Κ16-Κ17, γ)Κ2-Κ3. ....	78
Σχήμα 5.19 – Διατομή εμφαννόμενου τοιχώματος στη διεύθυνση Υ στο πλαίσιο με υποστυλώματα τα α)Κ1-Κ4, β) Κ10-Κ13. ....	79
Σχήμα 5.20 – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ6, β)Κ9, γ)Κ12. ....	80
Σχήμα 5.21 – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ6, β)Κ9, γ)Κ12. ....	81
Σχήμα 5.22 – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ6, β)Κ9, γ)Κ12. ....	82
Σχήμα 5.23 – Μανδύας δοκού Δ1 α)μέσον, β)στήριξη. ....	83
Σχήμα 5.24 – Μανδύας δοκού Δ12 α)μέσον, β)στήριξη. ....	83
Σχήμα 5.25 – Μανδύας δοκού Δ19 α)μέσον, β)στήριξη. ....	84
Σχήμα 5.26 – Μανδύας δοκού Δ23 α)μέσον, β)στήριξη. ....	84
Σχήμα 5.27 – Μανδύας δοκού Δ1 α)μέσον, β)στήριξη. ....	85
Σχήμα 5.28 – Μανδύας δοκού Δ12 α)μέσον, β)στήριξη. ....	85
Σχήμα 5.29 – Μανδύας δοκού Δ2 α)μέσον, β)στήριξη. ....	85
Σχήμα 5.30 – Μανδύας δοκού Δ9 α)μέσον, β)στήριξη. ....	86
Σχήμα 5.31 – Μανδύας δοκού Δ1 α)μέσον, β)στήριξη. ....	86
Σχήμα 5.32 – Μανδύας δοκού Δ2 α)μέσον, β)στήριξη. ....	86
Σχήμα 5.33 – Μανδύας δοκού Δ16 α)μέσον, β)στήριξη. ....	87
Σχήμα 5.34 – Ιδιομορφές ενισχυμένης κατασκευής για τη ΘΜ1 α)1 <sup>η</sup> , β)2 <sup>η</sup> , γ)3 <sup>η</sup> . ....	89
Σχήμα 5.35 – Ελλείψεις δυστρεψίας στη στάθμη Σ5. ....	90
Σχήμα 5.36 – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία. ....	91
Σχήμα 5.37 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ1. ...	92
Σχήμα 5.38 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ2. ...	92
Σχήμα 5.39 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ3. ...	93
Σχήμα 5.40 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ4. ...	93
Σχήμα 6.1 – Σύγκριση καμπυλών ικανότητας των μεθόδων ενίσχυσης Α και Β για την ιδιομορφική φόρτιση $-y-0.30x$ (ΘΜ1). ....	95
Σχήμα 6.2 – Σύγκριση ικανότητας πλαστικών παραμορφώσεων των μεθόδων ενίσχυσης Α και Β για την ιδιομορφική φόρτιση $-y-0.30x$ (ΘΜ1). ....	97



<b>Σχήμα 6.3</b> – Σύγκριση των τεμνουσών βάσης τη στιγμή της διαρροής για την ιδιομορφική φόρτιση $-y-0.30x$ (ΘΜ1). .....	97
<b>Σχήμα 6.4</b> – Σύγκριση των μετακινήσεων της οροφής τη στιγμή της διαρροής για την ιδιομορφική φόρτιση $-y-0.30x$ (ΘΜ1).....	98
<b>Σχήμα 6.5</b> – Σύγκριση των τεμνουσών βάσης τη στιγμή της αστοχίας για την ιδιομορφική φόρτιση $-y-0.30x$ (ΘΜ1). .....	98
<b>Σχήμα 6.6</b> – Σύγκριση των μετακινήσεων της οροφής τη στιγμή της αστοχίας για την ιδιομορφική φόρτιση $-y-0.30x$ (ΘΜ1).....	99
<b>Σχήμα 6.7</b> – Σύγκριση των ικανών μετακινήσεων με τις απαιτούμενες για την ιδιομορφική φόρτιση $-y-0.30x$ (ΘΜ1). .....	99
<b>Σχήμα 6.8</b> – Σύγκριση καμπυλών ικανότητας των μεθόδων ενίσχυσης Α και Β για την ιδιομορφική φόρτιση $-x-0.30y$ (ΘΜ3).....	100
<b>Σχήμα 6.9</b> – Σύγκριση ικανότητας πλαστικών παραμορφώσεων των μεθόδων ενίσχυσης Α και Β για την ιδιομορφική φόρτιση $-x-0.30y$ (ΘΜ3).....	101
<b>Σχήμα 6.10</b> – Σύγκριση των τεμνουσών βάσης τη στιγμή της διαρροής για την ιδιομορφική φόρτιση $-x-0.30y$ (ΘΜ3).....	102
<b>Σχήμα 6.11</b> – Σύγκριση των μετακινήσεων της οροφής τη στιγμή της διαρροής για την ιδιομορφική φόρτιση $-x-0.30y$ (ΘΜ3).....	102
<b>Σχήμα 6.12</b> – Σύγκριση των τεμνουσών βάσης τη στιγμή της αστοχίας για την ιδιομορφική φόρτιση $-x-0.30y$ (ΘΜ3).....	103
<b>Σχήμα 6.13</b> – Σύγκριση των μετακινήσεων της οροφής τη στιγμή της αστοχίας για την ιδιομορφική φόρτιση $-x-0.30y$ (ΘΜ3).....	103
<b>Σχήμα 6.14</b> – Σύγκριση των ικανών μετακινήσεων με τις απαιτούμενες για την ιδιομορφική φόρτιση $-x-0.30y$ (ΘΜ3).....	104

## Κεφάλαιο 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Εισαγωγή στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Η Ελλάδα είναι μια χώρα με υψηλή σεισμικότητα, κάτι που καθιστά τις κατασκευές εκτεθειμένες σε μεγάλες καταπονήσεις με αποτέλεσμα να είναι αναγκαία η χρήση επαρκών κανονισμών για τον βέλτιστο αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Είναι προφανές ότι στους σεισμούς δεν υπόκεινται μόνο οι σύγχρονες κατασκευές αλλά και οι υφιστάμενες οι οποίες έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους κανονισμούς όπως ο Κανονισμός Σκυροδέματος του 1954 ή ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959, οι οποίοι είχαν ελλείψεις στον αντισεισμικό σχεδιασμό ως αποτέλεσμα, απαιτείται η ύπαρξη ενός κανονισμού για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και της ενδεχόμενης ενίσχυσης αυτών των κατασκευών. Η δημιουργία ενός καινούριου κανονισμού το Μάρτιο του 2004, του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ήταν η λύση σε αυτά τα προβλήματα.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. θέτει κάποια κριτήρια για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής με φέρων οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά και για την ενίσχυσή της όταν η τελευταία κρίνεται απαραίτητη. Αυτό δίνει ένα πλεονέκτημα στο μηχανικό καθώς έχει ένα σύμβουλο στα προβλήματα που πρόκειται να αντιμετωπίσει αφού οι αβεβαιότητες των παλαιών κατασκευών είναι πολλές, όπως για παράδειγμα η ποιότητα του σκυροδέματος της κατασκευής, η ποιότητα του οπλισμού και άλλα αφανή χαρακτηριστικά της. Σε αυτό το σημείο είναι απαραίτητο να δοθούν οι ορισμοί κάποιων βασικών εννοιών του Κανονισμού Επεμβάσεων (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

- Επέμβαση είναι η εργασία που έχει ως σκοπό την τροποποίηση της απόκρισης της υφιστάμενης κατασκευής μέσω της μεταβολής ορισμένων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή του συνόλου της.
- Επισκευή είναι η διαδικασία της επέμβασης σε ένα δόμημα το οποίο έχει υποστεί βλάβες σε κάποιο στοιχείο με σκοπό την αποκατάσταση των μηχανικών χαρακτηριστικών του έτσι ώστε να αποκτήσει την αρχική φέρουσα ικανότητά του.
- Ενίσχυση είναι η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα ανεξαρτήτως της παρουσίας βλαβών ή όχι, με σκοπό την αύξηση της φέρουσας ικανότητας ή πλαστιμότητας του δομήματος ή τμήματός του σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού της.



Η μελέτη της στατικής επάρκειας μιας κατασκευής μπορεί να πραγματοποιηθεί με διάφορες αναλύσεις ανάλογα με τα κριτήρια που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αλλά και την κατάλληλη γνώση του εκάστοτε μηχανικού. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας θα γίνει αποτίμηση του εξάρωρου κτιρίου με τρεις αναλύσεις, με δυναμική φασματική ανάλυση μέσω του καθολικού συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  και τοπικών δεικτών πλαστιμότητας  $m$ , και με την ανελαστική στατική ανάλυση. Αξίζει να αναφερθεί ότι σημαντικό ρόλο στην αποτίμηση και στον ανασχεδιασμό της κατασκευής παίζουν η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και η στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέγονται από τον υπεύθυνο μηχανικό και τον Κύριο του έργου και περιγράφονται στις ενότητες 1.1.1, 1.1.2 του παρόντος τεύχους.

### 1.1.1 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων(Σ.Α.Δ.) βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για να γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής βασική προϋπόθεση για το μηχανικό είναι η συλλογή δεδομένων για το εξεταζόμενο κτίριο. Αυτό είναι δυνατό να επιτευχθεί για παράδειγμα με την αναζήτηση του ιστορικού του δομήματος ή με την επιτόπου καταγραφή των βλαβών αν υπάρχουν. Ο ορισμός της Σ.Α.Δ. είναι πολύ σημαντικός καθώς επηρεάζει άμεσα τους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων, των αντιστάσεων και των υλικών και συνεπώς τη συμπεριφορά της κατασκευής στις διάφορες καταπονήσεις της.

Οι τρεις κατηγορίες Σ.Α.Δ. σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι οι εξής:

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Χαμηλή

Η Σ.Α.Δ. που επιλέγεται δεν είναι αναγκαίο να είναι η ίδια για όλο το κτίριο, αλλά αυτό που αξίζει να σημειωθεί είναι ότι όσο καλύτερη Σ.Α.Δ. εξασφαλίζεται τόσο πιο αξιόπιστα θα είναι τα αποτελέσματα που θα εξαχθούν, αφού χαμηλή Σ.Α.Δ. σημαίνει ότι υπάρχουν αρκετές αβεβαιότητες για την κατάσταση της υφιστάμενης κατασκευής (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

### 1.1.2 Στάθμες επιτελεστικότητας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας (Πίν. 1.1) ορίζονται συναρτήσει του βαθμού βλάβης της κατασκευής και καθορίζουν τα αντίστοιχα επίπεδα σεισμικής διέγερσης ανάλογα με το στόχο που τίθεται.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει τις παρακάτω τρεις στάθμες επιτελεστικότητας:

- Περιορισμένες βλάβες (A) : Η κατασκευή έχει υποστεί ελαφριές βλάβες οι οποίες δεν εμποδίζουν τη λειτουργία της, τα στοιχεία του δομήματος δεν έχουν διαρρεύσει σημαντικά διατηρώντας την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις μπορούν να αγνοηθούν.
- Σημαντικές βλάβες (B) : Η κατασκευή έχει υποστεί αρκετές και σημαντικές βλάβες αλλά υπάρχει περιθώριο επισκευής αυτών, τα στοιχεία έχουν την κατάλληλη αντοχή και δυσκαμψία για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων δεν μπορούν να αγνοηθούν και η κατασκευή είναι ευάλωτη σε μεγάλους μετασεισμούς.
- Οιονεί κατάρρευση (Γ) : Η κατασκευή έχει υποστεί εκτεταμένες και βαριές ζημιές οι οποίες επί το πλείστο δεν μπορούν να επισκευασθούν, τα στοιχεία έχουν ακόμη τη δυνατότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων αλλά χωρίς περιθώριο ασφάλειας και σιγουριάς για την αποφυγή μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες.

Ως συμβατική ηλικία ζωής της κατασκευής λαμβάνεται αυτή των πενήντα ετών και σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. διαμορφώνονται τα επίπεδα φορτίσεων λόγω σεισμικών διεγέρσεων ανάλογα με τις απαιτήσεις της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού που έχουν τεθεί για την εκάστοτε κατασκευή.

**Πίνακας 1.1** – Στάθμες επιτελεστικότητας βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Η στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέγεται για τα συνήθη οικοδομικά έργα είναι η B1, η οποία ουσιαστικά σημαίνει προστασία ζωής των ενοίκων του κτιρίου σε σεισμικό γεγονός για το οποίο υπάρχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη ή έχει περίοδο επαναφοράς 475 έτη. Στην παρούσα διπλωματική εργασία η αποτίμηση της κατασκευής θα γίνει για το συνδυασμό Γ1 και B2 ενώ ο ανασχεδιασμός της μόνο για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. Αυτή η επιλογή έγινε με βάση τους ελάχιστους ανεκτούς στόχους αποτίμησης και ανασχεδιασμού που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας της υφιστάμενης κατασκευής, αφού η τελευταία εντάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II λόγω της χρήσης της, όπως φαίνεται στον Πίν. 1.2.



**Πίνακας 1.2** – Ελάχιστοι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει  $A1 > A2$ ,  $B1 > B2$ ,  $\Gamma1 > \Gamma2$ ,  $A1 > B1 > \Gamma1$  και  $A2 > B2 > \Gamma2$

## 1.2 Αντικείμενο της παρούσας εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία στοχεύει στη μελέτη της αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας μιας υφιστάμενης εξάροφης οικοδομής από οπλισμένο σκυρόδεμα και στην ενίσχυσή της με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Η μελέτη της αποτίμησης θα διεξαχθεί με ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις, ώστε να δημιουργηθεί μια πλήρης εικόνα των αδυναμιών της κατασκευής υπό την επίδραση σεισμικών φορτίσεων οι οποίες αποτελούν την κύρια καταπόνηση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επίσης γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων και προτείνονται δυο τρόποι ενίσχυσης σύμφωνα με τις αδυναμίες που έχουν προκύψει από την αποτίμηση, για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατασκευής. Για την προσομοίωση και την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό στατικών μελετών ΡΑΦ της εταιρείας ΤΟΛ.

## 1.3 Οργάνωση Διπλωματικής Εργασίας

Στο Κεφάλαιο 1 γίνεται μια εισαγωγή στον Κανονισμό Επεμβάσεων(ΚΑΝ.ΕΠΕ.) περιγράφοντας τη δημιουργία και την αναγκαιότητά του καθώς και ορισμούς βασικών εννοιών όπως αυτός της επέμβασης, της επισκευής, της ενίσχυσης, των Σ.Α.Δ και των σταθμών επιτελεστικότητας, αλλά παρουσιάζεται και το αντικείμενο της εργασίας.

Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται μια περιγραφή των μεθόδων που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής αλλά και διάφοροι τρόποι ενίσχυσης των κατασκευών.

Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται αναλυτικά ο υφιστάμενος φορέας με όλα τα χαρακτηριστικά του και η προσομοίωσή του στο ΡΑΦ.

Στο Κεφάλαιο 4 παρατίθενται τα αποτελέσματα των τριών αναλύσεων που διεξήχθησαν για την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής και αποφασίζονται οι δυο τρόποι ενίσχυσης.



Στο Κεφάλαιο 5 περιγράφονται οι δυο τρόποι ενίσχυσης και τα αποτελέσματά τους.

Στο Κεφάλαιο 6 γίνεται σύγκριση και σχολιασμός των αποτελεσμάτων μεταξύ των δυο μεθόδων ενίσχυσης.

Στο Κεφάλαιο 7 γίνεται μια σύντομη περιγραφή των συμπερασμάτων που εξήχθησαν από τη μελέτη αυτή.



## Κεφάλαιο 2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

### 2.1 Γενική περιγραφή των εννοιών αποτίμησης και ενίσχυσης

Στο κεφάλαιο αυτό αναλύονται οι μέθοδοι ανάλυσης σύμφωνα με τις οποίες γίνεται η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αλλά και διάφορες στρατηγικές ενίσχυσης των κτιρίων. Γενικά με τον όρο αποτίμηση εννοούμε τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, ο οποίος επηρεάζεται άμεσα από τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθοριστεί. Όσον αφορά στις ενισχύσεις επιλέγονται με βάση τις ανεπάρκειες της κατασκευής που προκύπτουν από την αποτίμηση, αν υπάρχουν, αλλά και σύμφωνα με τον στόχο που τίθεται σε συνεννόηση με τον Κύριο του έργου (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

### 2.2 Μέθοδοι ανάλυσης για την αποτίμηση βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι μέθοδοι ανάλυσης που προτείνονται από τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την αποτίμηση της κατασκευής είναι τέσσερις, εκ των οποίων οι δυο είναι ελαστικές και δυο ανελαστικές, οι οποίες αναφέρονται και αναλύονται παρακάτω:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση, με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς  $q$  ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας  $m$
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς  $q$  ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας  $m$
- Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover Analysis)
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

#### 2.2.1 Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση

Η εφαρμογή της μεθόδου εξαρτάται από τη στάθμη επιτελεστικότητας που ορίζεται, καθώς για στάθμη επιτελεστικότητας A δεν χρειάζεται η κατασκευή να πληροί κάποιες προϋποθέσεις, ενώ για τις στάθμες επιτελεστικότητας B, Γ πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα:

- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_0$  του κτιρίου να είναι μικρότερη από  $4 \cdot T_c$  ή 2 sec
- Να υπάρχει συμμετρική κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας του κτιρίου σε κάτοψη και καθ' ύψος

- Για τα κύρια στοιχεία του φορέα να ισχύει  $\lambda \leq 2.5$ , ή να ισχύει  $\lambda > 2.5$  για τουλάχιστον ένα στοιχείο και το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό, όπου  $\lambda$  ο συντελεστής ανεπάρκειας στοιχείου
- Δυο γειτονικοί όροφοι να μην έχουν λόγο οριζόντιων διαστάσεων μεγαλύτερο του 1.5 (με εξαίρεση τον τελευταίο όροφο)

Όπως αναφέρθηκε, η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί με τον καθολικό συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  ή με τον τοπικό δείκτη  $m$ . Στην πρώτη περίπτωση ο μηχανικός είναι αυτός που επιλέγει την τιμή του συντελεστή  $q$ , η οποία στην αποτίμηση καθορίζεται από συγκεκριμένο πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ., αν δεν υπάρχει κάτι πιο συγκεκριμένο στην υπάρχουσα μελέτη, και δείχνει την αναμενόμενη συμπεριφορά της κατασκευής δηλαδή αν αναμένεται πλαστική συμπεριφορά ή όχι. Σύμφωνα με την τιμή του  $q$  διαιρείται η τέμνουσα βάσης που προκύπτει από την ανάλυση. Στη δεύτερη περίπτωση εκμεταλλευόμαστε την τοπική πλαστιμότητα κάθε μέλους της κατασκευής και γι' αυτό το λόγο τα αποτελέσματα αναμένεται να είναι πιο ακριβή σε σχέση με την προηγούμενη μέθοδο, αυτή του ενιαίου συντελεστή  $q$ , η οποία είναι πιο συντηρητική.

## 2.2.2 Ελαστική δυναμική ανάλυση

Η μέθοδος μπορεί να επιτευχθεί και αυτή με δυο τρόπους, αυτόν του καθολικού συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  και αυτόν του τοπικού δείκτη  $m$ . Τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των δυο μεθόδων αναφέρθηκαν στην ενότητα 2.1.1. Επίσης, και στις δυο περιπτώσεις η δυναμική ανάλυση μπορεί να γίνει με τη χρήση φάσματος απόκρισης σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ8-1 χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών, ή με τη μέθοδο χρονοϊστορίας της απόκρισης στην οποία χρησιμοποιούνται διάφορα επιταχυνσιογραφήματα από πραγματικές καταγραφές σεισμικών διεγέρσεων. Η βασική διαφορά μεταξύ των μεθόδων  $q$  και  $m$  όταν χρησιμοποιείται η δυναμική φασματική ανάλυση είναι ότι στην πρώτη λαμβάνονται υπόψη για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό τα φάσματα σχεδιασμού  $S_d(T)$  ενώ στη δεύτερη τα ελαστικά φάσματα  $S_e(T)$  όπως ορίζονται από τον ΕΚ8-1 (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

Οι προϋποθέσεις που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την εφαρμογή της μεθόδου είναι οι εξής:

- Όλα τα κύρια στοιχεία έχουν  $\lambda \leq 2.5$ , ή για τουλάχιστον ένα προκύπτει  $\lambda > 2.5$  με το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό
- Το κτίριο δεν έχει ουσιώδεις βλάβες

### 2.2.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover)

Η μέθοδος αυτή είναι η πιο διαδεδομένη για την αποτίμηση των κατασκευών καθώς δίνει μια πλήρη εικόνα για τη συμπεριφορά του κτιρίου τόσο στην ελαστική όσο και στην ανελαστική κατάστασή του. Κύριος σκοπός της είναι η εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων στα στοιχεία της κατασκευής ανάλογα με τη σεισμική δράση στην οποία υπόκειται η κατασκευή. Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται σε όρους γωνιών στροφής χορδής και τα όριά τους καθορίζονται από την στάθμη επιτελεστικότητας που έχει καθοριστεί. Πιο συγκεκριμένα:

- Περιορισμένες Βλάβες(A):  $\theta < \theta_A = \theta_y$  (πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία)
- Σημαντικές Βλάβες(B):  $\theta < \theta_B = (\theta_y + \theta_u) / (2\gamma_{RD})$  (πρωτεύοντα στοιχεία)  
 $\theta < \theta_B = (\theta_y + \theta_u) / 2$  (δευτερεύοντα στοιχεία)
- Οιονεί κατάρρευση(Γ):  $\theta < \theta_\Gamma = \theta_u / \gamma_{RD}$  (πρωτεύοντα στοιχεία)  
 $\theta < \theta_\Gamma = \theta_u$  (δευτερεύοντα στοιχεία)

Το κύριο χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι η προοδευτική αύξηση των φορτίων τα οποία ασκούνται στις μετατοπισμένες θέσεις μάζας σε κάθε διάφραγμα μέχρι την πλήρη κατάρρευση το οποίο βοηθάει στην εποπτεία του σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων. Το αποτέλεσμα που εξάγουμε από αυτή τη διαδικασία το οποίο είναι η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία μας δίνει πληροφορίες για την προοδευτική φόρτιση και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ο οποίος ορίζεται στο γεωμετρικό κέντρο βάρους του τελευταίου πλήρους ορόφου. Παρά τα πλεονεκτήματά της, η μέθοδος αυτή μπορεί σε ορισμένες περιπτώσεις να δώσει αναξιόπιστα αποτελέσματα και αυτό συμβαίνει όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική στη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Τέλος, η εφαρμογή της μεθόδου συνιστάται όταν εξασφαλίζεται Σ.Α.Δ. (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων) τουλάχιστον ικανοποιητική (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

### 2.2.4 Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)

Είναι μια μέθοδος η οποία δεν χρησιμοποιείται συχνά, παρά το γεγονός ότι είναι η πιο αξιόπιστη από όλες, γιατί απαιτεί την κατάλληλη κατάρτιση και εμπειρία του εκάστοτε μηχανικού. Ωστόσο, όταν εφαρμόζεται η φόρτιση του κτιρίου γίνεται υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεως βάσεων με στόχο τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών και τις μετακινήσεις, τα οποία ελέγχονται με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού (Κανονισμός Επεμβάσεων, 2<sup>η</sup> αναθεώρηση 2017).

## 2.3 Μέθοδοι επεμβάσεων - ενισχύσεων

Μέχρι τα τέλη της δεκαετίας του 1970 το σύνθημα υλικό των κατασκευών στη χώρα μας ήταν το οπλισμένο σκυρόδεμα με αποτέλεσμα την ύπαρξη πολλών παλαιών κατασκευών σήμερα. Λόγω της μεγάλης ηλικίας αυτών αλλά και των σεισμικών καταπονήσεων που έχουν υποστεί είναι φυσιολογικό να παρουσιάζουν κάποιες φθορές, οι οποίες συμβάλλουν στη μείωση της αντοχής τους και άρα της ικανότητάς τους στην ανάληψη σεισμικών δράσεων. Αυτό οδηγεί στην απαίτηση της εξέτασης αυτών των κατασκευών και τις περισσότερες φορές στην απόφαση ενίσχυσής τους. Για την πραγματοποίηση του τελευταίου όμως θα πρέπει πρώτα να εξεταστούν κάποιες παράμετροι και κατόπιν συνεννόησης με τον Κύριο του έργου να ληφθεί μια απόφαση. Αρχικά, πρέπει να γίνει αξιολόγηση της παρούσας κατάστασης της κατασκευής από το μηχανικό. Κατόπιν, αν αποφασιστεί η ενίσχυση της κατασκευής θα πρέπει να ληφθούν υπόψη δυο βασικοί παράγοντες, αυτός του κόστους ανακατασκευής και αυτός της εφαρμοσιμότητας της μεθόδου ενίσχυσης ώστε να επιλεγεί η βέλτιστη λύση (Σπυράκος, Αθήνα 2004).

### 2.3.1 Στρατηγικές επεμβάσεων

Η στρατηγική των επεμβάσεων πραγματοποιείται στις κατασκευές με στόχο τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς τους και τη μείωση της διακινδύνευσής τους. Οι στρατηγικές αυτές διακρίνονται σε δυο κατηγορίες, αυτές της τεχνικής και διαχειριστικής φύσεως. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν επεμβάσεις οι οποίες στοχεύουν στην αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, της ικανότητας παραμόρφωσής της και στη μείωση της σεισμικής της απαίτησης, ενώ στη δεύτερη ανήκουν οι προσωρινές ενισχύσεις και η αλλαγή χρήσης της υφιστάμενης κατασκευής.

Η στρατηγική που έχει επιλεγεί αποτελεί ένα μέσο για την κατάλληλη επιλογή του συστήματος επέμβασης το οποίο θα εξασφαλίσει μια καλή αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής ανάλογα με τους στόχους που έχουν τεθεί. Έτσι διακρίνονται τέσσερα συστήματα επέμβασης, σύμφωνα με τα οποία ενισχύεται αντισεισμικά η κατασκευή, τα οποία παρουσιάζονται και αναλύονται παρακάτω (Σπυράκος, Αθήνα 2004):

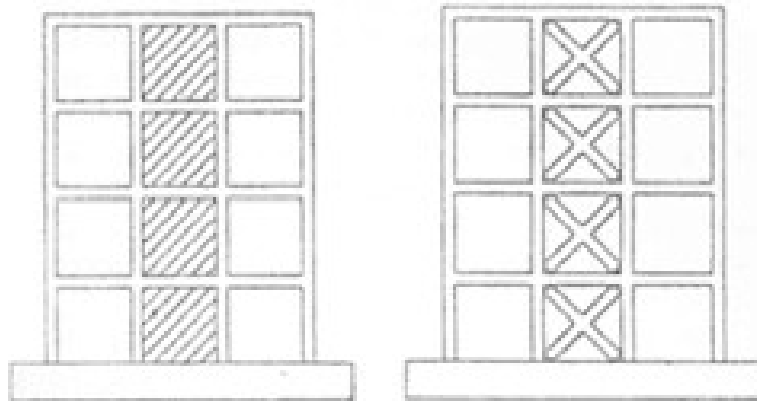
- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα
- Αύξηση της αντοχής και δυσκαμψίας της κατασκευής
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής

### 2.3.1.1 Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα

Επιλέγεται σαν μέθοδος όταν το κτίριο έχει ήδη καλή σεισμική συμπεριφορά και ικανοποιείται η απαιτούμενη μετακίνηση για το σεισμό σχεδιασμού αλλά το κτίριο ενδέχεται να παρουσιάζει κάποιες ατέλειες όπως για παράδειγμα ανεπαρκείς αγκυρώσεις στοιχείων του φέροντος οργανισμού με το μη φέρων ή λόγω ανεπαρκούς μήκους έδρασης προκατασκευασμένων στοιχείων. Επιδιορθώνοντας αυτές τις ατέλειες βελτιώνεται αρκετά η αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, αλλά προτείνεται να εφαρμόζεται σε συνδυασμό με άλλες μεθόδους για πιο αποδοτικά αποτελέσματα.

### 2.3.1.2 Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής

Αποτελεί την πιο κοινή μέθοδο ενίσχυσης για τη βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Συνήθως, η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας γίνονται ταυτόχρονα καθώς στις περισσότερες περιπτώσεις πραγματοποιώντας αύξηση της αντοχής με την προσθήκη, για παράδειγμα τοιχωμάτων (Σχ. 2.1), επηρεάζεται άμεσα και η δυσκαμψία της. Εξαιρέση αποτελούν κάποιες περιπτώσεις στις οποίες γίνεται αύξηση της αντοχής κάποιων μελών με μεταλλικά ελάσματα ή υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών τα οποία επηρεάζουν την αντοχή αλλά όχι σημαντικά τη δυσκαμψία τους.



**Σχήμα 2.1** – Αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας μέσω τοιχωμάτων και δικτυωτών συνδέσμων (Σπυράκος, 2004).

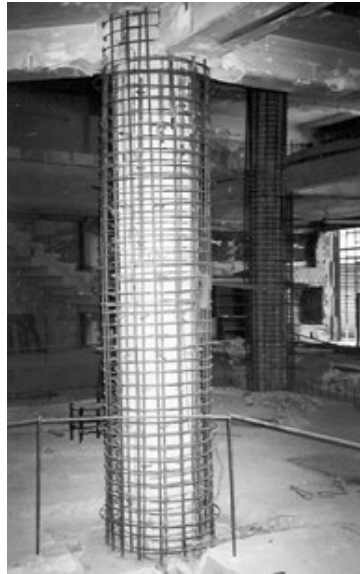
### 2.3.1.3 Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής

Είναι μια μέθοδος που στοχεύει στη διατήρηση της αντοχής της κατασκευής ακόμα και όταν αυτή υφίσταται μεγάλες παραμορφώσεις. Μπορεί να επιτευχθεί με την περίσφιγξη υφιστάμενων στοιχείων του δομήματος, με απομείωση της δυσκαμψίας, την



τροποποίηση στοιχείων του φέροντος οργανισμού ώστε να αλλάξει ο μηχανισμός αστοχίας και την επιπλέον στήριξη ορισμένων στοιχείων που υφίστανται μεγάλες παραμορφώσεις.

Η περίσφιξη αφορά κυρίως τα υποστυλώματα στα οποία αυξάνεται και η πλαστιμότητά τους χρησιμοποιώντας για παράδειγμα μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (Σχ. 2.2). Η στρατηγική της αύξησης ικανότητας της παραμόρφωσης προτείνεται να πραγματοποιείται όταν οι παρεμβάσεις που πρόκειται να γίνουν είναι λίγες σε αριθμό γιατί σε διαφορετική περίπτωση υπάρχει πιθανότητα σημαντικής αύξησης του κόστους, αλλά και δυσχέρειας στη χρήση κατά το χρονικό διάστημα των επεμβάσεων.



**Σχήμα 2.2** – Μανδύας από οπλισμένο σκυρόδεμα σε υποστύλωμα κυκλικής διατομής (Σπυράκος, 2004).

#### 2.3.1.4 Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής

Η μέθοδος αυτή πραγματοποιείται μέσω της μείωσης μάζας της κατασκευής ή της χρήσης ειδικών συστημάτων σεισμικής μόνωσης και έχει ως σκοπό τη μείωση των παραμορφώσεων και των δυνάμεων που υφίσταται η κατασκευή λόγω της σεισμικής διέγερσης. Μείωση της μάζας μπορεί να πραγματοποιηθεί για παράδειγμα με την αφαίρεση στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού η οποία θα οδηγήσει στην ανάπτυξη μειωμένων αδρανειακών δυνάμεων και άρα μειωμένης απαίτησης σε μετακίνηση της κατασκευής. Όσον αφορά στα συστήματα σεισμικής μόνωσης (Σχ. 2.3), η εγκατάστασή τους μπορεί να βελτιώσει σημαντικά την αντισεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, ωστόσο είναι αρκετά δαπανηρή γεγονός το οποίο οδηγεί στην περιορισμένη χρήση τους και κυρίως σε ειδικές περιπτώσεις, όπως αυτές των κτιρίων με μεγάλη σπουδαιότητα (νοσοκομεία, εργοστάσια παραγωγής ενέργειας, κτλ.).



Σχήμα 2.3 – Σεισμικός αποσβεστήρας (ENKA Κατασκευαστική).

Συνοψίζοντας, για κάθε στρατηγική επέμβασης μπορεί να δημιουργηθεί ποιοτικά ένα διάγραμμα τέμνουσας βάσης - μετακίνησης, όπως φαίνεται στο Σχ. 2.4, το οποίο υποδηλώνει τη συμπεριφορά της κατασκευής για κάθε μια περίπτωση και δείχνει τα όρια ανασφαλούς και ασφαλούς σχεδιασμού σύμφωνα με την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα που την υποδηλώνει η καμπύλη s.



Σχήμα 2.4 – Ποιοτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης για κάθε στρατηγική ενίσχυσης (Δρίτσος, 2003).

### 2.3.2 Σύντομη επισκόπηση μεθόδων ενίσχυσης

Ανάλογα με τα αποτελέσματα της αποτίμησης και την επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής επέμβασης στην κατασκευή λαμβάνεται η απόφαση του τρόπου ενίσχυσης, ο οποίος μπορεί να αφορά διάφορες κατηγορίες στοιχείων όπως ενισχύσεις σε υποστυλώματα ή δοκούς ή τοιχία ή σε συνδυασμό αυτών.

#### 2.3.2.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων

Οι ενισχύσεις σε υποστυλώματα διακρίνονται κυρίως σε δυο κατηγορίες οι οποίες αφορούν την αύξηση ή όχι της διατομής του υφιστάμενου στοιχείου. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι ενισχύσεις με μανδύες γύρω από το στοιχείο με προσθήκη νέων στρώσεων σκυροδέματος και πρόσθετου οπλισμού, ενώ στη δεύτερη ανήκουν οι

ενισχύσεις που στοχεύουν κυρίως στην περίσφιγξη του στοιχείου χωρίς την αλλαγή των διαστάσεών του.

Η τεχνική της αύξησης της διατομής σε υφιστάμενα υποστυλώματα αποτελεί την πιο συνήθη μέθοδο ενίσχυσης καθώς αφενός βελτιώνει ταυτόχρονα την αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητα του στοιχείου, αφετέρου δεν επηρεάζει την αρχιτεκτονική όψη της κατασκευής. Ανάλογα με το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα διακρίνονται τα εξής είδη μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα (Σπυράκος, Αθήνα 2004) :

1. *Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα.* Ο τρόπος αυτός χρησιμοποιείται όταν το πάχος του μανδύα πρόκειται να είναι μεγαλύτερο από 8 cm, ενώ για τη σκυροδέτησή του απαιτείται χρήση ξυλοτύπου (Σχ. 2.5).

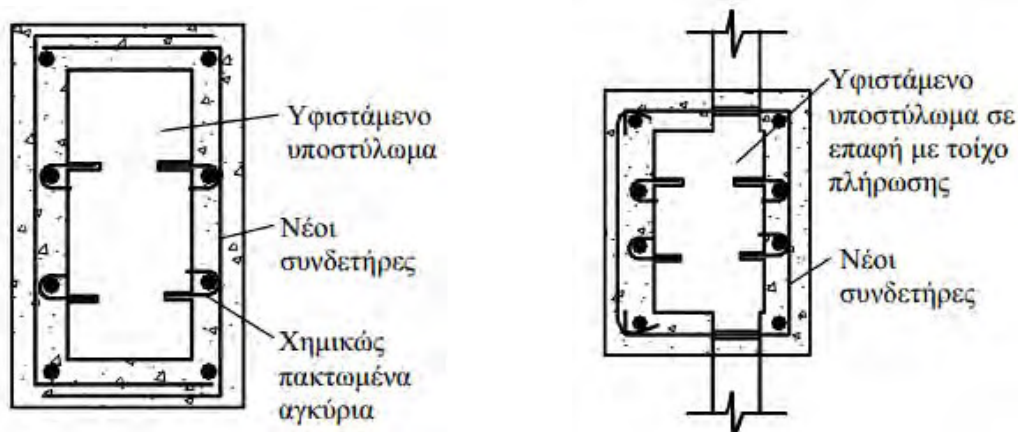


**Σχήμα 2.5** – Μανδύας από οπλισμένο σκυρόδεμα σε κόμβο (Σπυράκος, 2004).

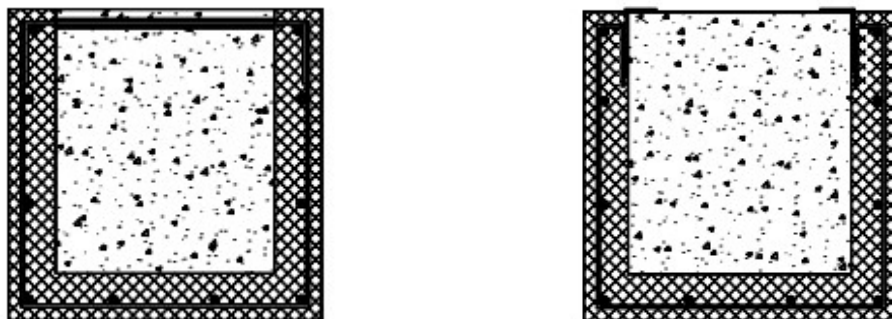
2. *Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.* Αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για κατασκευή μανδύων μέχρι 10 cm. Γίνεται χωρίς τη χρήση ξυλοτύπου και για αυτό πρέπει να δίνεται προσοχή στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του στοιχείου. Σημαντικό χαρακτηριστικό αυτού του τύπου μανδύα αποτελεί η συστολή ξηράνσεως η οποία είναι μεγαλύτερη σε σχέση με τους άλλους τύπους και γι' αυτό απαιτείται η σωστή συντήρησή του.
3. *Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα.* Το πιο σημαντικό πλεονέκτημα αυτού του τύπου μανδύα είναι η εύκολη σκυροδέτηση ανεξαρτήτως της ύπαρξης πυκνού διαμήκους ή εγκάρσιου οπλισμού. Η εφαρμογή του γίνεται με καλούπια στα οποία υπάρχουν αδρανή, με ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15 mm, γεμίζοντας τα κενά μεταξύ τους με υγροποιημένο τσιμέντο υπό πίεση. Δεν αποτελεί συνήθη μέθοδο κατασκευής μανδύα λόγω υψηλού κόστους αλλά και έλλειψης εμπειρίας από τους τεχνικούς.

4. Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα. Μπορεί να εφαρμοστεί όταν απαιτούνται μικρού πάχους μανδύες αλλά δεν χρησιμοποιείται γιατί το κόστος του είναι αρκετά υψηλό.

Αξίζει να αναφερθεί ότι οι μανδύες των υποστυλωμάτων μπορούν να είναι κλειστοί, δηλαδή να περικλείουν όλη την περίμετρο του στοιχείου, αλλά και ανοιχτού τύπου περικλείοντας ένα μέρος της περιμέτρου του. Στα Σχ. 2.6, 2.7 φαίνονται παραδείγματα κλειστού και ανοιχτού τύπου μανδύα αντίστοιχα.



Σχήμα 2.6 – Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα κλειστού τύπου (Σπυράκος, 2004).



Σχήμα 2.7 – Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ανοιχτού τύπου (Σπυράκος, 2004).

Για την τοποθέτηση του μανδύα απαιτείται εκτράχυνση της επιφάνειας του παλαιού σκυροδέματος μέχρι την εμφάνιση των αδρανών. Κατόπιν, καθαρίζεται η εκτραχυμένη επιφάνεια με αέρα υπό πίεση και γίνεται διάνοιξη οπών στις οποίες θα τοποθετηθούν βλήτρα για την σύνδεση του παλαιού σκυροδέματος με το καινούριο ώστε να συμπεριφέρεται το στοιχείο μονολιθικά.

Όσον αφορά στην κατηγορία ενίσχυσης των υποστυλωμάτων χωρίς την αύξηση της διατομής τους επιτυγχάνεται συνήθως με τη χρήση μεταλλικού κλωβού τοποθετώντας μεταλλικά γωνιακά ελάσματα τα οποία συσφίγγονται με ειδικά κλειδιά, ώστε να γίνει η

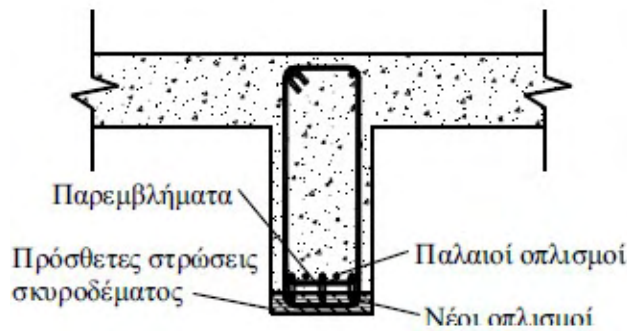


περίσφιγξη. Η σύνδεση του μεταλλικού κλωβού με το υφιστάμενο σκυροδέμα μπορεί να γίνει με τη χρήση χημικώς πακτωμένων αγκυριών ή με συγκόλληση ή με κοχλίες (Σπυράκος, Αθήνα 2004).

### 2.3.2.2 Ενίσχυση δοκών

Η απόφαση ενίσχυσης μιας δοκού συνδέεται άμεσα με τον επιδιωκόμενο στόχο. Στις περισσότερες περιπτώσεις οι δοκοί που ενισχύονται είναι αυτές που παρουσιάζουν ανεπάρκειες σε κάμψη ή σε διάτμηση σύμφωνα με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει τεθεί. Ένας άλλος λόγος για τον οποίο απαιτείται ενίσχυση μιας δοκού είναι η αύξηση των φορτίων που καλείται να παραλάβει λόγω αλλαγής χρήσης του κτιρίου. Υπάρχουν διάφοροι τρόποι ενίσχυσης για την αύξηση της καμπτικής ή διατμητικής αντοχής μιας δοκού.

Η αύξηση της καμπτικής αντοχής μιας υφιστάμενης δοκού μπορεί να επιτευχθεί για παράδειγμα με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος (Σχ. 2.8), η οποία θα χρησιμοποιηθεί σαν μέθοδος στην ενίσχυση των δοκών της υφιστάμενης κατασκευής στην παρούσα διπλωματική εργασία. Οι πρόσθετες στρώσεις που κατασκευάζονται έχουν πάχος από 7-10 cm και καλύπτουν όλο το πλάτος του κορμού της δοκού. Πριν γίνει η ενίσχυσή της σημαντικό είναι να γίνει η αποφόρτίσή της στο μέγιστο δυνατό βαθμό. Όσον αφορά στη σύνδεση του παλαιού με το νέο σκυροδέμα μπορεί να γίνει μέσω παρεμβλημάτων τα οποία μπορεί να είναι καβίλιες ή αναρτήρες, ενώ όταν το πάχος του μανδύα είναι μεγάλο χρησιμοποιούνται μονότμητα ή δίτμητα βλήτρα. Ανεξαρτήτως του υλικού σύνδεσης παλαιού – νέου σκυροδέματος απαιτείται προηγουμένως η εκτράχυνση της επιφάνειας του παλαιού σκυροδέματος μέχρι την εμφάνιση των αδρανών με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό. Η μέθοδος αυτή με τις πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος είναι η πιο κοινή για την καμπτική ενίσχυση των δοκών. Ωστόσο, παρουσιάζει κάποια μειονεκτήματα, το κυριότερο από τα οποία είναι η συστολή ξηράνσεως του νέου σκυροδέματος ενώ ταυτόχρονα το παλιό διατηρεί τις διαστάσεις του αμετάβλητες. Επειδή η διατομή μετά την ενίσχυση λειτουργεί σαν ενιαία λόγω της συστολής ξηράνσεως μπορεί να δημιουργηθεί ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων οι οποίες σε μεγάλες τιμές μπορούν να προκαλέσουν ρηγμάτωση του προστιθέμενου στοιχείου ή και αποκόλλησή του από το υφιστάμενο στοιχείο. Λόγω αυτής της κατάστασης προτείνεται η χρήση κατάλληλων χημικών πρόσθετων ή αντικατάσταση του τσιμέντου με συρρικνούμενη κονία (Σπυράκος, Αθήνα 2004).



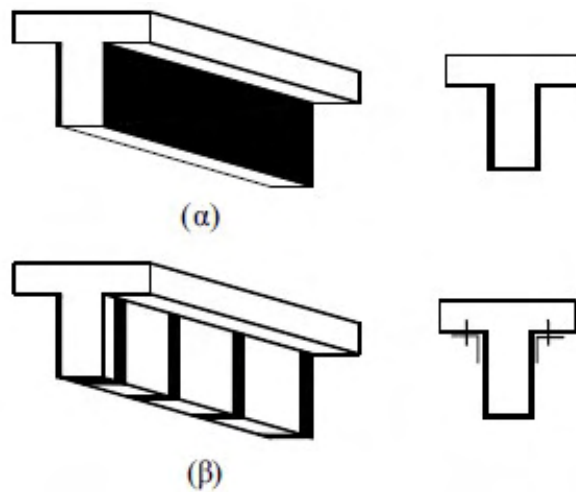
**Σχήμα 2.8** – Καμπτική ενίσχυση δοκού με πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος (Σπυράκος, 2004).

Γενικότερα υπάρχουν και άλλοι τρόποι καμπτικής ενίσχυσης των δοκών όπως για παράδειγμα η προσθήκη νέων μεταλλικών μελών η οποία βοηθά στη μείωση της καταπόνησης των γειτονικών δοκών ή η μείωση του ανοίγματος μιας δοκού με παρεμβολή νέου υποστύλωματος ή με προσθήκη επικολλητών χαλύβδινων ελασμάτων κ.α.

Η αύξηση της διατμητικής αντοχής μιας δοκού μπορεί να γίνει με παρόμοιες τεχνικές με αυτές της ενίσχυσης σε κάμψη όπως αυτή της προσθήκης πλευρικών μεταλλικών ελασμάτων στον κορμό της δοκού.

Όταν απαιτείται ταυτόχρονη αύξηση διατμητικής και καμπτικής αντοχής μιας δοκού τότε η πιο συνήθης μέθοδος ενίσχυσης είναι αυτή του μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτή η μέθοδος επιτυγχάνεται με τοποθέτηση των νέων διαμήκων οπλισμών στην εφελκόμενη παρειά και νέων συνδετήρων περιμετρικά της υφιστάμενης δοκού. Επιπλέον προτείνεται να χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για τη σκυροδέτηση για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας. Επίσης λόγω δυσκολίας κατασκευής κλειστού συνδετήρα καθώς για να γίνει αυτό απαιτείται θραύση της πλάκας, το οποίο είναι αρκετά δαπανηρό και χρονοβόρο, επιλέγεται ανοιχτός μανδύας με κατάλληλο μήκος αγκύρωσης στην πλάκα.

Εκτός από τους συμβατικούς τρόπους η ενίσχυση των δοκών και των υποστύλωματων γίνεται και με σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή. Με τα υλικά αυτά δεν αυξάνεται η διατομή των στοιχείων αλλά επηρεάζεται η αντοχή τους σε μεγάλο βαθμό. Σημαντικά χαρακτηριστικά αυτών των υλικών είναι η ανθεκτικότητά τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση αλλά και ο υψηλός λόγος αντοχής προς βάρος. Τα υφάσματα από τα οποία δημιουργούνται τα ινοπλισμένα πολυμερή είναι κυρίως από ίνες υάλου, ίνες άνθρακα ή ίνες πολυαραμίδης. Όταν εφαρμόζονται σε δοκούς τότε αποσκοπούν στην καμπτική ή διατμητική ενίσχυση της αντοχής τους (Σχ. 2.9), ανάλογα με τις ανάγκες του στοιχείου ενώ στα υποστύλωματα εφαρμόζονται κυρίως για την περίσφιγξή τους (Σχ. 2.10) (Σπυράκος, Αθήνα 2004).



**Σχήμα 2.9** – Διατμητική ενίσχυση δοκών με μανδύα σύνθετων υλικών α) ολόσωμοι, β) ‘κολάρα’ (Σπυράκος, 2004).



**Σχήμα 2.10** – Ενίσχυση υποστρώματος με ύφασμα από σύνθετα υλικά (Σπυράκος, 2004).

### 2.3.2.3 Ενίσχυση μέσω της εμφάντωσης πλαισίων

Οι ενισχύσεις με εμφαντώσεις πλαισίων προσδίδουν αύξηση της δυσκαμψίας και της σεισμικής αντίστασης του φορέα. Εφαρμόζονται κυρίως σε περιπτώσεις όπου υπάρχουν έντονες ασυμμετρίες κατανομής της δυσκαμψίας σε κάτοψη ή καθ’ ύψος με σκοπό να βελτιώσουν τη στρεπτική αντίσταση του φορέα. Η συγκεκριμένη μέθοδος μπορεί να πραγματοποιηθεί με τρεις τρόπους (Σπυράκος, Αθήνα 2004):

1. Προσθήκη απλού γεμίματος: Με αυτή την τεχνική δημιουργούνται τοιχώματα από άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα τα οποία ή κατασκευάζονται επί τόπου στο έργο ή είναι προκατασκευασμένα. Για τη σύνδεσή του με τον υφιστάμενο φορέα δεν λαμβάνονται ειδικά μέτρα και η πλαστιμότητά του είναι χαμηλή. Το μειονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι η δημιουργία πρόσθετων τεμνουσών στις δοκούς και στα υποστυλώματα του πλαισίου.
2. Τοιχωματοποίηση πλαισίου: Οι εμφαντώσεις αυτού του τύπου μπορούν να γίνουν με πάχος μικρότερο ή ίσο με το πλάτος του κορμού της δοκού ή και μεγαλύτερο αυτού (Σχ. 2.11). Όταν επιδιώκεται η πλάστιμη συμπεριφορά του η σύνδεσή του με τον υφιστάμενο φορέα γίνεται μόνο μέσω των δοκών, στο πάνω και κάτω μέρος του, ενώ αφήνεται ένα μικρό κενό ανάμεσα στο τοίχωμα και στα υποστυλώματα. Εκεί που πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή είναι η σύνδεση του τοιχώματος με την υπάρχουσα θεμελίωση.



**Σχήμα 2.11** – Τοιχωματοποίηση πλαισίου μέσω εμφάντωσης και μανδύες σε υποστυλώματα.

3. Ενίσχυση υφιστάμενων τοίχων πλήρωσης: Η μέθοδος αυτή πραγματοποιείται με αμφίπλευρες οπλισμένες στρώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος στον υφιστάμενο τοίχο πλήρωσης, με ελάχιστο πάχος στρώσης 50 mm (Σχ. 2.12). Δεν κρίνεται απαραίτητη η αγκύρωσή του στο περιβάλλον πλαισίωμα, όμως είναι σημαντικό να εξασφαλισθεί η κοινή λειτουργία της υφιστάμενης τοιχοπλήρωσης με τις δυο στρώσεις ενίσχυσης μέσω διαμπερών κοχλιωτών συνδέσμων.





**Σχήμα 2.12** – Ενισχυμένη τοιχοπλήρωση (Δρίτσος 2003).

## Κεφάλαιο 3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΡΑΦ

### 3.1 Γενική περιγραφή υφιστάμενου φορέα

Το υπό εξέταση εξώροφο κτίριο στην παρούσα διπλωματική εργασία βρίσκεται στο κέντρο της Καρδίτσας, για το οποίο πραγματοποιείται η αποτίμηση και η ενίσχυσή του με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Το κτίριο κατασκευάστηκε το Μάρτιο του 1970 σύμφωνα με τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, κάτι που καθιστά την ανάγκη αξιολόγησης της στατικής του επάρκειας απαραίτητη. Πρόκειται για μια κατασκευή με κάτοψη μορφής Γ (διαστάσεων 9.08 m , 14.50 m , 8.05 m) της οποίας ο φέρων οργανισμός είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελείται από έξι στάθμες, εκ των οποίων οι τέσσερις τυπικές και δυο εσοχές. Οι τυπικοί όροφοι έχουν εμβαδό 123.83 m<sup>2</sup>, η πρώτη εσοχή 101.13 m<sup>2</sup> και η δεύτερη 76.62 m<sup>2</sup>. Τα κύρια δομικά στοιχεία της είναι υποστυλώματα και δοκοί στην ανωδομή και η θεμελίωση αποτελείται από ένα πέδιλο, συνδετήριες δοκούς και κυρίως από πεδιλοδοκούς. Το κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία στις δυο διευθύνσεις ενώ στις δυο εσοχές παρατηρούνται έμμεσες στηρίξεις (δοκός επί δοκού) όπως ήταν σύνηθες για την εποχή. Κάθε όροφος έχει ύψος 3 m εκτός του πρώτου του οποίου είναι 4 m.. Αξίζει να αναφερθεί ότι έχει γίνει αντισεισμικός σχεδιασμός μόνο των υποστυλωμάτων. Η πόλη στην οποία βρίσκεται είναι μια αρκετά σεισμογενής περιοχή και αυτό επιβεβαιώνεται από το ιστορικό της, αλλά παρά τις μεγάλες σεισμικές καταπονήσεις που έχει υποστεί το κτίριο, δεν έχει παρουσιάσει βλάβες. Η υφιστάμενη κατασκευή αποτελείται από ένα ισόγειο κατάστημα και οι υπόλοιποι όροφοί του έχουν χρήση κατοικίας. Η μελέτη για την αποτίμηση και την ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό ΡΑΦ.



Σχήμα 3.1 – Φωτογραφία της υφιστάμενης κατασκευής.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα εξής χαρακτηριστικά της υφιστάμενης κατασκευής:

- Υλικά κατασκευής
- Χαρακτηριστικά του εδάφους
- Φορτία κατασκευής
- Περιγραφή χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων
- Σεισμική φόρτιση κατασκευής

### 3.1.1 Υλικά κατασκευής

Οι ποιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν σύμφωνα με το υπόμνημα των κατασκευαστικών σχεδίων είναι οι εξής:

- Ποιότητα σκυροδέματος: B160 (αντίστοιχο C 8/10 σήμερα)



- Ποιότητα χάλυβα οπλισμού (διαμήκους και συνδετήρων): ΚΑΝ.ΕΠΕ. ερήμην S220 & Stahl I
- Τοίχοι πλήρωσης: Οπτόπλινθοι

### 3.1.2 Χαρακτηριστικά του εδάφους

Το έδαφος στο οποίο θεμελιώθηκε το κτίριο είναι άργιλος υγρή μαλακή και έχει τις εξής ιδιότητες:

- Δείκτης εδάφους στοιχείου ( $k_s$ ):  $27000 \text{ kN/m}^3$
- Επιτρεπόμενη τάση εδάφους ( $\sigma_{επ}$ ):  $120 \text{ kN/m}^2$
- Ειδικό βάρος εδάφους ( $\gamma_s$ ):  $17 \text{ kN/m}^3$

### 3.1.3 Φορτία κατασκευής

Η αποτίμηση της κατασκευής έγινε για τα φορτία με τα οποία σχεδιάστηκε λαμβάνοντάς τα από την υπάρχουσα στατική μελέτη. Τα στατικά φορτία των υποστυλωμάτων είναι τα ίδια βάρη τους, ενώ των δοκών το ίδιο βάρος τους, τα φορτία των τοίχων πλήρωσης και της παραλαβής από τις πλάκες αναλόγως με την περιοχή κατανομής τους. Τα στατικά φορτία διακρίνονται σε δυο κατηγορίες, στα μόνιμα και στα κινητά.

#### Μόνιμα φορτία

- Ίδιο βάρος

Το ίδιο βάρος όλων των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα έχει ληφθεί ίσο με  $25 \text{ kN/m}^3$ .

- Επικάλυψη δαπέδου

Το μόνιμο φορτίο της επικάλυψης που χρησιμοποιήθηκε είναι  $1 \text{ kN/m}^2$ .

- Φορτία τοίχων πλήρωσης

Τα φορτία των τοίχων πλήρωσης εξαρτώνται από το είδος της, δηλαδή αν είναι μπατική ή δρομική. Πιο συγκεκριμένα:

- ❖ Μπατική οπτοπλινθοδομή:  $3.60 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Δρομική οπτοπλινθοδομή:  $2.10 \text{ kN/m}^2$

#### Κινητά φορτία

- Φορτίο επί δωματίων

Το κινητό φορτίο των πλακών στα εσωτερικά δωμάτια της κατασκευής είναι  $2 \text{ kN/m}^2$ .

- Φορτίο επί προβόλων

Το κινητό φορτίο των προβόλων είναι  $5 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.1.4 Περιγραφή χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων

Σε αυτό το εδάφιο γίνεται μια σύντομη περιγραφή των χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων από τα οποία αποτελείται η κατασκευή και παίζουν σημαντικό ρόλο στην εξαγωγή των συμπερασμάτων.

- ΠΛΑΚΕΣ

Όλες οι πλάκες της κατασκευής έχουν πάχος 0.12 m και συμμετέχουν στο διάφραγμα της κάθε στάθμης. Στο κτίριο υπάρχουν τετραέρειστες πλάκες και πρόβολοι οι οποίες είναι οπλισμένες με σπαστές ράβδους διαμέτρου Φ8.

- ΔΟΚΟΙ

Όλες οι δοκοί του προσομοιώματος λαμβάνονται σαν πλακοδοκοί με συνεργαζόμενο πλάτος ( $b_{eff}$ ) το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το ΡΑΦ βάσει του ΕΚ2, εκτός των δοκών στις οποίες δεν εδράζεται κάποια πλάκα και έχουν ορθογωνική διατομή. Επιπλέον έχουν συνδετήρες Φ8/20 cm σε όλο το μήκος τους ενώ οι διαμήκεις ράβδοι στις στηρίξεις σπάνε οι μισές και ανεβαίνουν πάνω για την παραλαβή των αρνητικών ροπών αλλά και για ενίσχυση της διατμητικής αντοχής. Στην ουσία οι σπαστές ράβδοι στις στηρίξεις βοηθούν στη διάτμηση μόνο υπό τα στατικά φορτία αφού η φορά του σεισμού είναι εναλλασσόμενη με αποτέλεσμα σε κάθε διεύθυνση να συνεισφέρουν μόνο στη μια φορά του. Σαν οπλισμός μοντάζ στην άνω παρειά των δοκών τοποθετήθηκαν 2Φ10 ο οποίος βοήθησε στην τοποθέτηση των συνδετήρων. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο μοντάζ οπλισμός δεν υπολογίζεται στις στηρίξεις σύμφωνα με τη στατική μελέτη που υπάρχει. Υπάρχουν διάφορες διατομές δοκών οι οποίες επί το πλείστο έχουν ύψος 0.50 m αλλά υπάρχουν και διατομές με ύψη 0.40 m, 0.60 m, 0.70 m, 0.85 m. Όσον αφορά στα πλάτη των κορμών των δοκών οι περισσότερες έχουν 0.20 m και οι υπόλοιπες 0.25 m.

- ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

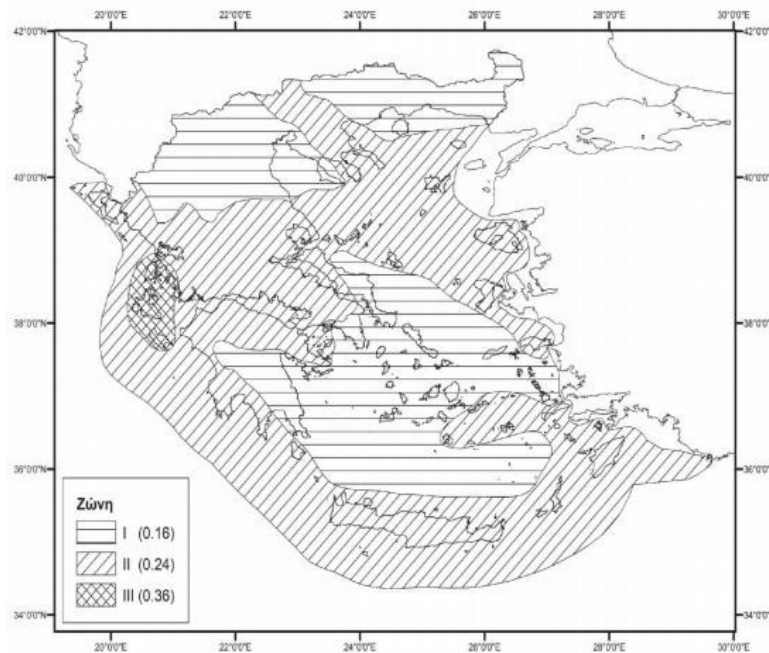
Τα κατακόρυφα στοιχεία του κτιρίου είναι υποστυλώματα στα οποία γίνεται απομείωση της διατομής καθ' ύψος των ορόφων με τέτοιο τρόπο ώστε να διατηρείται η εξωτερική περίμετρος της κατασκευής. Οι συνδετήρες των κατακόρυφων στοιχείων είναι Φ8/20 cm σε όλο το ύψος των υποστυλωμάτων. Τα περισσότερα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής διατομής με μήκος πλευράς 0.40 m, 0.35 m, 0.30 m, 0.25 m, 0.20 m, αναλόγως της στάθμης, αλλά υπάρχουν και κάποια ορθογωνικά με διατομές 0.40x0.45 m<sup>2</sup>, 0.35x0.40 m<sup>2</sup>.

### 3.1.5 Σεισμική φόρτιση κατασκευής

Όπως αναφέρθηκε στην εισαγωγή του κεφαλαίου 3 η υφιστάμενη κατασκευή έχει σχεδιαστεί με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Ως αποτέλεσμα αυτού είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός μόνο των υποστυλωμάτων της κατασκευής και όχι των δοκών. Σύμφωνα με τον προαναφερθέν κανονισμό η χώρα χωριζόταν σε περιοχές σεισμικής επικινδυνότητας και αναλόγως της περιοχής που βρισκόταν η κατασκευή επιλεγόταν ο κατάλληλος σεισμικός συντελεστής. Σήμερα, η χώρα είναι χωρισμένη σε τρεις ζώνες οι οποίες είναι οι εξής (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, 2006) :

- Ζώνη I: συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης 0.16g
- Ζώνη II: συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης 0.24g
- Ζώνη III: συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης 0.36g

όπου g: επιτάχυνση της βαρύτητας

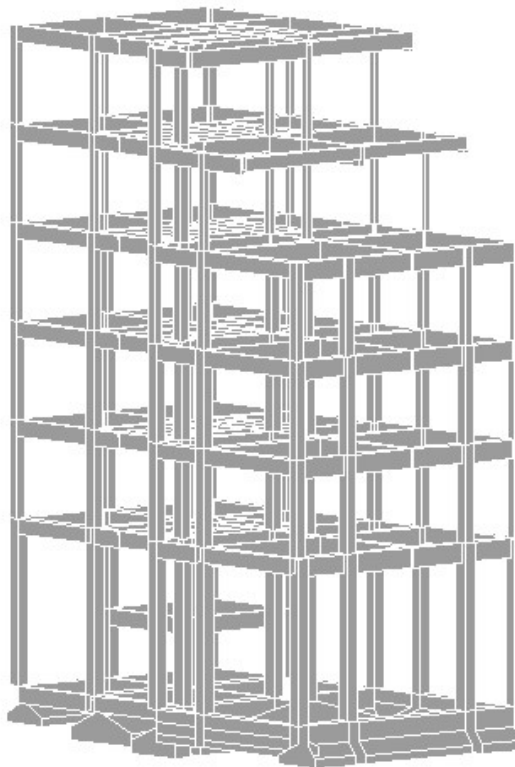


Σχήμα 3.2 – Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΑΚ2000).

Βάσει του Σχ. 3.2 η περιοχή της Καρδίτσας ανήκει στη Ζώνη II και ορίζοντας τις υπόλοιπες παραμέτρους που απαιτούνται για την κατασκευή του φάσματος του ΕΚ8-1, όπως είναι η κατηγορία σπουδαιότητας, η κατηγορία εδάφους προκύπτει το φάσμα σύμφωνα με το οποίο πραγματοποιείται η σεισμική φόρτιση της κατασκευής.

### 3.2 Προσομοίωση του φορέα στο ΡΑΦ

Το χωρικό προσομοίωμα του κτιρίου έγινε με τη χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση υποστυλωμάτων, δοκών και πεδίλοδοκών, σύμφωνα με το λογισμικό ΡΑΦ. Για την προσομοίωση των πλακών με οπές χρησιμοποιήθηκαν κρυφοδοκοί πλάτους 0.40 m και πάχους 0.12 m, οπλισμένες με διαμήκη οπλισμό 5Φ14 στην πάνω και κάτω παρειά και Φ8/20 cm οι συνδετήρες, όσο αυτό της πλάκας ώστε να γίνει σωστά η κατανομή των φορτίων στις δοκούς. Στη σεισμική καταπόνηση συμμετέχουν όλα τα δομικά στοιχεία εκτός των κλιμάκων, αλλά και των τοίχων πλήρωσης των οποίων η επιρροή έχει αγνοηθεί λαμβάνοντας υπόψη όμως τα βάρη τους σαν φορτία στις δοκούς. Η επίλυση των πλακών έγινε με τη θεωρία Pieper-Martens και η σύνδεση της κατασκευής με το έδαφος προσομοιώθηκε με τη χρήση ελαστικών μετακινησιακών ελατηρίων σύμφωνα με τη θεωρία Winkler (ΡΑΦ, Ιούλιος 2018). Στη συνέχεια παρουσιάζονται το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής (Σχ. 3.3) και αναλυτικά οι στάθμες του κτιρίου για την καλύτερη κατανόησή τους.



**Σχήμα 3.3** – Τρισδιάστατο προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής στο ΡΑΦ.

### 3.2.1 Στάθμες κτιρίου

Έχοντας ως σχεδιαστικό υπόβαθρο τα κατασκευαστικά σχέδια της μελέτης (ξυλότυποι) έγινε το χωρικό προσομοίωμα στο λογισμικό ΡΑΦ φτιάχνοντας τις κατάλληλες διατομές με τις αντίστοιχες διατάξεις όπλισης για κάθε είδους στοιχείο (υποστύλωμα, δοκός, πέδιλο, πεδιλοδοκός). Σε όλες τις στάθμες λαμβάνεται υπόψη η διαφραγματική τους λειτουργία και υπολογίζονται αυτόματα από το ΡΑΦ οι μάζες, μεταφορικές και στρεπτική, σε κάθε διάφραγμα όπως φαίνεται στον Πίν. 3.1. Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας οι πλάκες καθίστανται απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους.

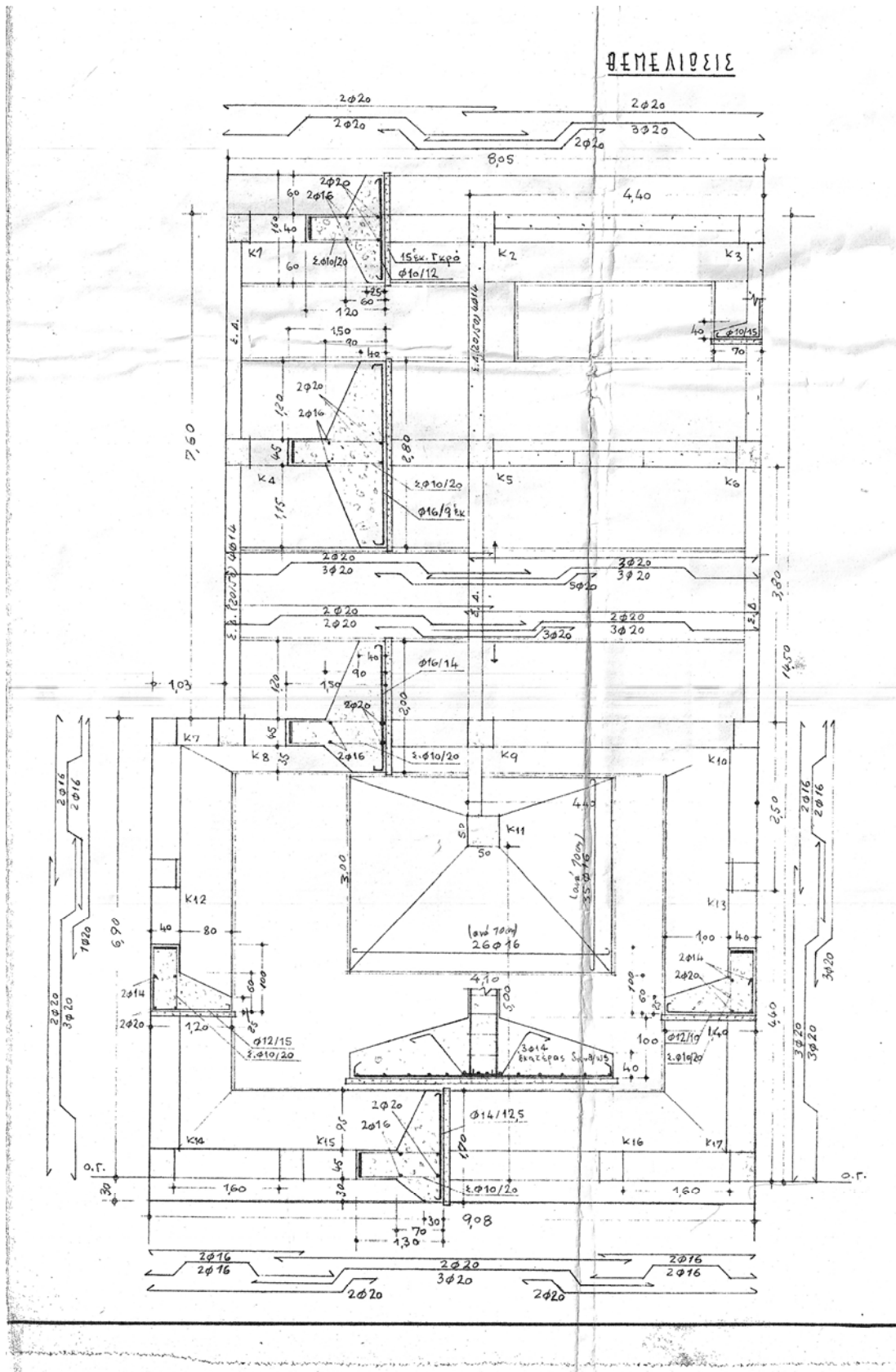
**Πίνακας 3.1** – Χαρακτηριστικά διαφράγματος κάθε στάθμης.

α/α	Κόμβος	Είδος	Θέση Μάζας			Διαστάσεις		Χρήση	Μάζα	Στρεπτική Μάζα
			x	y	z	Lx	Ly		M <sub>x,y</sub>	J <sub>m</sub>
			[m]			[m]			[tn]	[tn·m <sup>2</sup> ]
0	Δ1-Θ-Σ1	Διάφραγμα	6.88	13.60	2.10	4.00	3.50	14.26	37.23	
1	Δ1-Σ1	Διάφραγμα	4.68	7.93	5.10	8.78	14.10	146.68	3501.12	
2	Δ1-Σ2	Διάφραγμα	4.71	7.96	8.10	8.78	14.10	138.51	3306.45	
3	Δ1-Σ3	Διάφραγμα	4.72	8.01	11.10	8.78	14.10	137.62	3285.38	
4	Δ1-Σ4	Διάφραγμα	4.74	8.87	14.10	8.83	14.10	115.00	2836.36	
5	Δ1-Σ5	Διάφραγμα	4.81	10.22	17.10	8.88	11.75	99.43	1959.83	
6	Δ1-Σ6	Διάφραγμα	4.75	10.82	20.10	8.88	9.30	53.16	731.01	

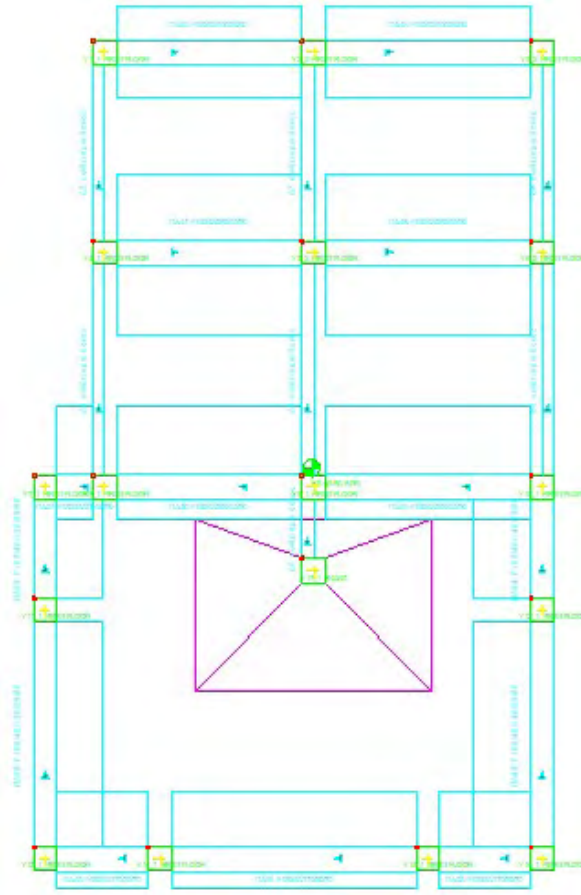
#### 3.2.1.1 Στάθμη θεμελίωσης

Η στάθμη της θεμελίωσης αποτελείται από ένα πέδιλο, επτά συνδετήριες δοκούς και έξι πεδιλοδοκούς ύψους 1.00 - 1.50 m και έγινε σε βάθος 1.70 m από το έδαφος. Στη συνέχεια στα Σχ. 3.4 και 3.5 παρουσιάζονται ο ξυλότυπος της στάθμης θεμελίωσης από τα σχέδια της μελέτης και το χωρικό προσομοίωμά της στο ΡΑΦ.





Σχήμα 3.4 – Ευλότυπος στάθμης θεμελίωσης από σχέδια στατικής μελέτης.

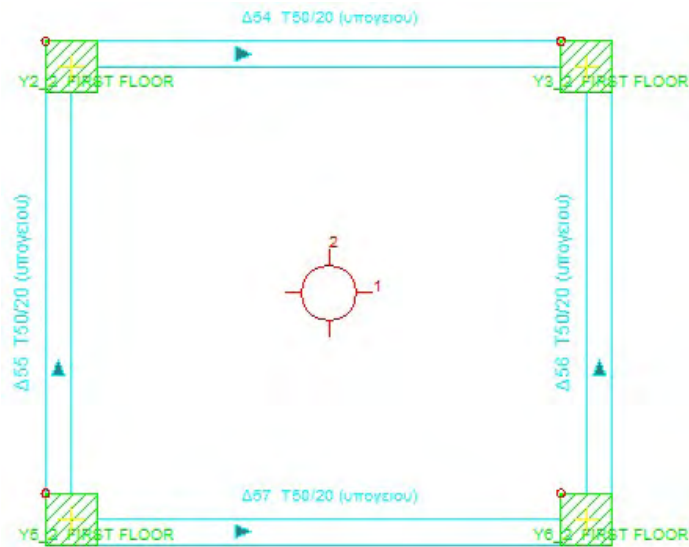


Σχήμα 3.5 – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης θεμελίωσης στο ΡΑΦ.

Η θεμελίωση του κτιρίου σχεδόν καλύπτει όλη την επιφάνεια της στάθμης κάτι που την καθιστά αρκετά ικανοποιητική για την έδραση της κατασκευής.

### 3.2.1.2 Στάθμη ημιυπόγειου (Θ-Σ1)

Μεταξύ της πρώτης στάθμης και της θεμελίωσης παρεμβάλλεται μια μικρή στάθμη η οποία αποτελείται από μια πλάκα μόνο όπως φαίνεται στο Σχ. 3.6.

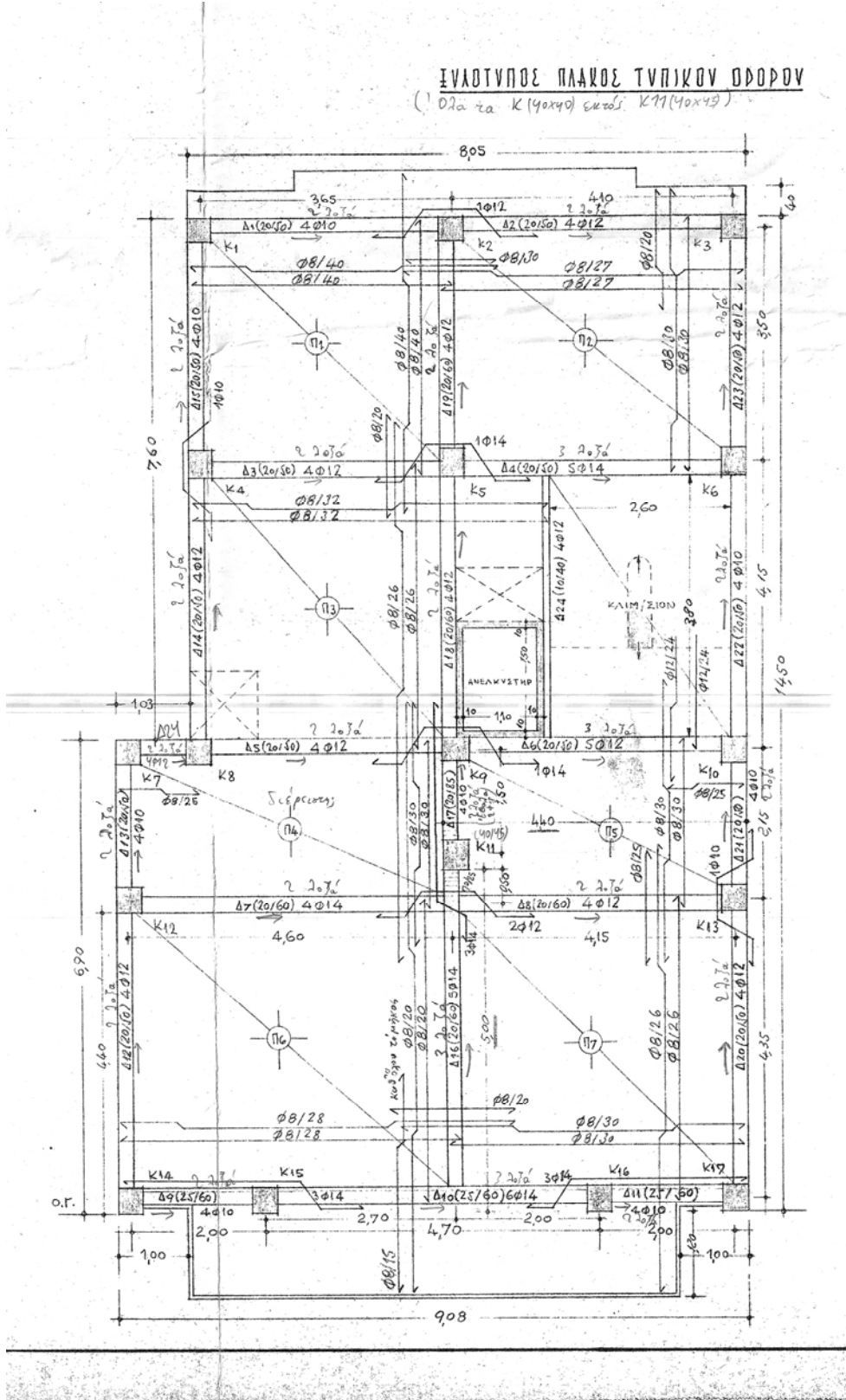


Σχήμα 3.6 – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης Θ-Σ1.

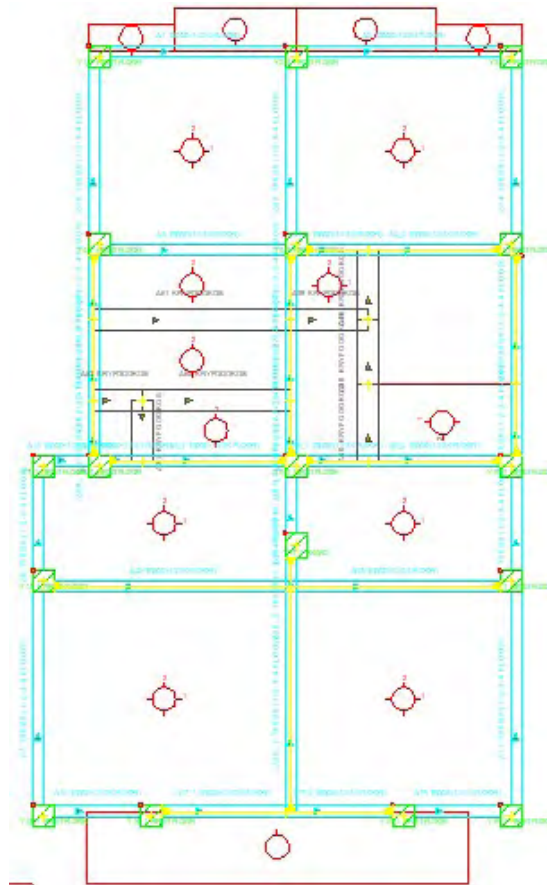
Η πλάκα βρίσκεται στο πίσω δεξιά μέρος της κατασκευής σε ύψος 2.10 m από τη στάθμη της θεμελίωσης, αποτελεί οροφή ημιυπόγειου και συμμετέχει στο διάφραγμα της συγκεκριμένης στάθμης.

### 3.2.1.3 Στάθμη τυπικού ορόφου (στάθμες Σ1,Σ2,Σ3,Σ4)

Η πρώτη στάθμη έχει ύψος 4 m από την επιφάνεια του εδάφους και έχει χρήση καταστήματος, ενώ οι υπόλοιποι τυπικοί όροφοι έχουν ύψος 3 m και χρήση κατοικίας. Αποτελούνται από κατακόρυφα στοιχεία τα οποία είναι υποστύλωματα διαστάσεων 0.40x0.40 m, 0.35x0.35 m, 0.30x0.30 m, από οριζόντια τα οποία είναι δοκοί διαστάσεων 0.20x0.50 m, 0.20x0.60 m, 0.25x0.60 m και 0.20x0.85 m και από πλάκες πάχους 0.12 m. Στη συνέχεια στα Σχ. 3.7 και 3.8 παρουσιάζεται ο ξυλότυπος της στάθμης τυπικού ορόφου και το χωρικό προσομοίωμά της στο ΡΑΦ, αντίστοιχα.



Σχήμα 3.7 – Ευλότυπος στάθμης τυπικού ορόφου από σχέδια στατικής μελέτης.

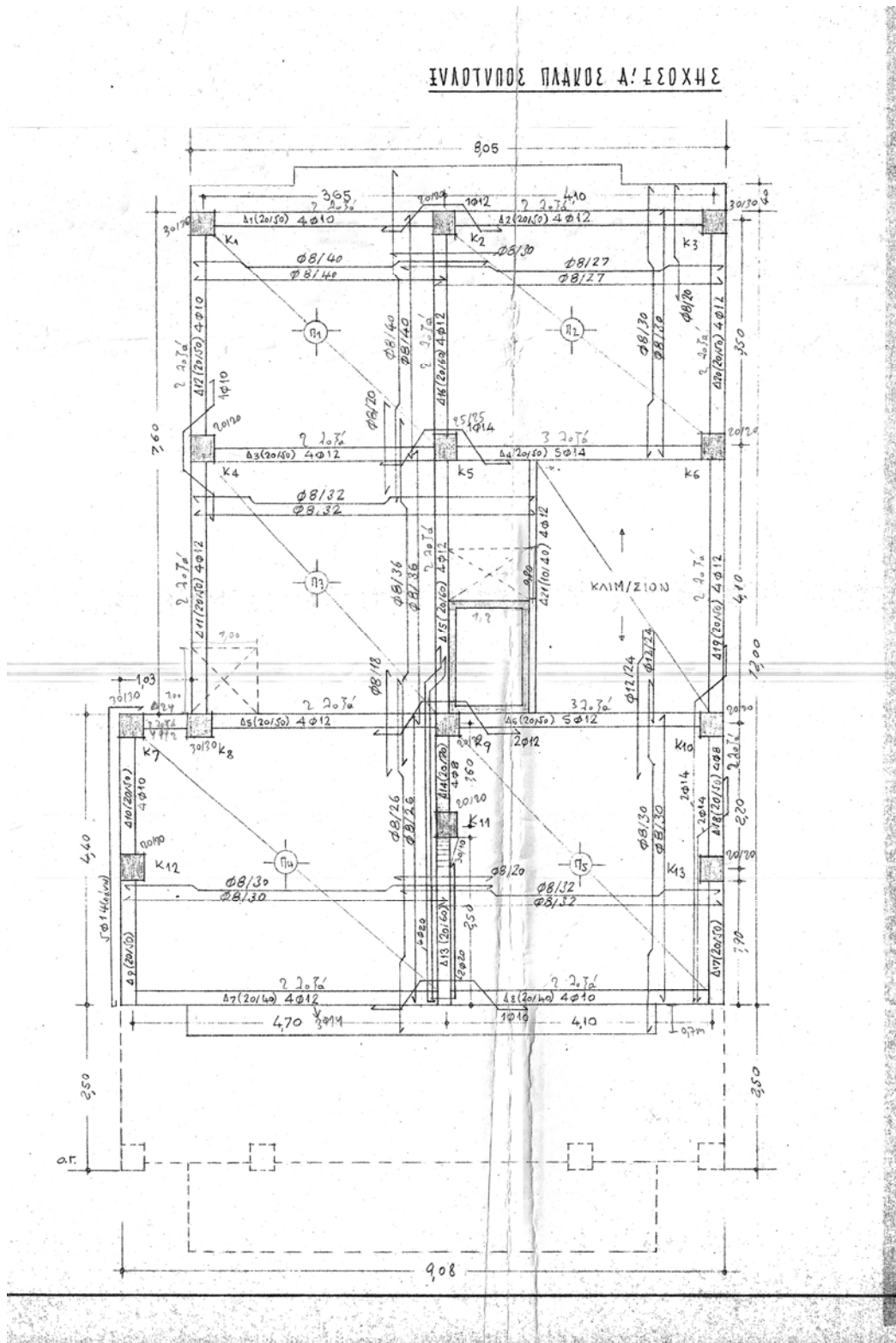


**Σχήμα 3.8** – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης τυπικού ορόφου στο ΡΑΦ.

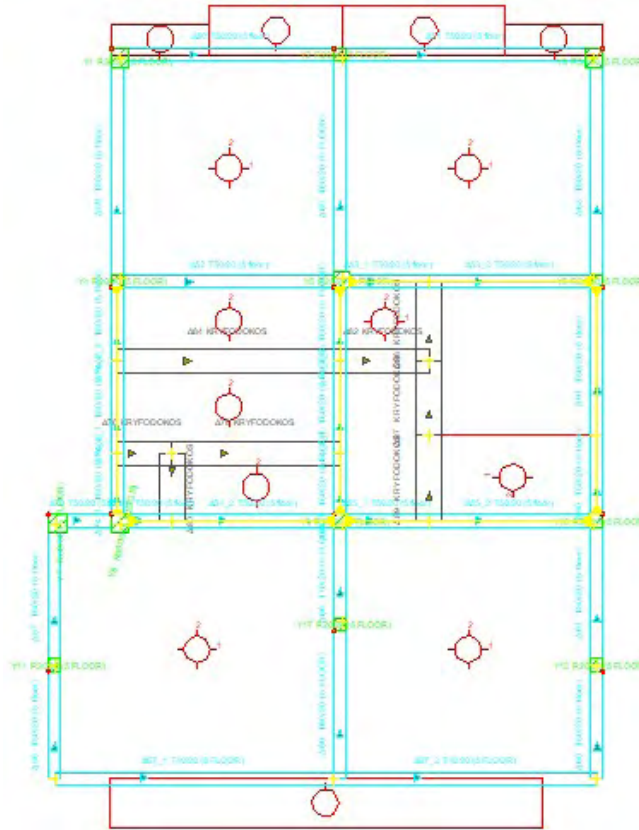
Από το Σχ. 3.8 διακρίνεται η καλή πλαισιακή λειτουργία της κατασκευής και στις δυο διευθύνσεις και κάποιες έμμεσες στηρίξεις (δοκός επί δοκού). Με το μαύρο χρώμα φαίνονται και οι κρυφοδοκοί που χρησιμοποιήθηκαν για την ορθή προσομοίωση των πλακών.

#### 3.2.1.4 Στάθμη Σ5

Η στάθμη αυτή βρίσκεται σε υψόμετρο 17.10 m από τη στάθμη θεμελίωσης και η χρήση της είναι κατοικίες. Σε αυτή τη στάθμη γίνεται η πρώτη εσοχή της κατασκευής και οι διατομές των υποστυλωμάτων απομειώνονται σε  $0.30 \times 0.30 \text{ m}^2$  για τα γωνιακά και σε  $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$  για τα εσωτερικά διατηρώντας όμως την εξωτερική περίμετρο του κτιρίου. Όσον αφορά στις δοκούς οι περισσότερες έχουν διαστάσεις  $0.20 \times 0.50 \text{ m}^2$  αλλά υπάρχουν και δοκοί διαστάσεων  $0.20 \times 0.60 \text{ m}^2$  και  $0.20 \times 0.40 \text{ m}^2$ . Στη συνέχεια στα Σχ. 3.9 και 3.10 παρουσιάζεται ο ξυλότυπος της πρώτης εσοχής (της στάθμης Σ5), και το χωρικό προσομοίωμά της στο ΡΑΦ, αντίστοιχα.



Σχήμα 3.9 – Ευλότυπος στάθμης Σ5 (Α εσοχή) από σχέδια στατικής μελέτης.



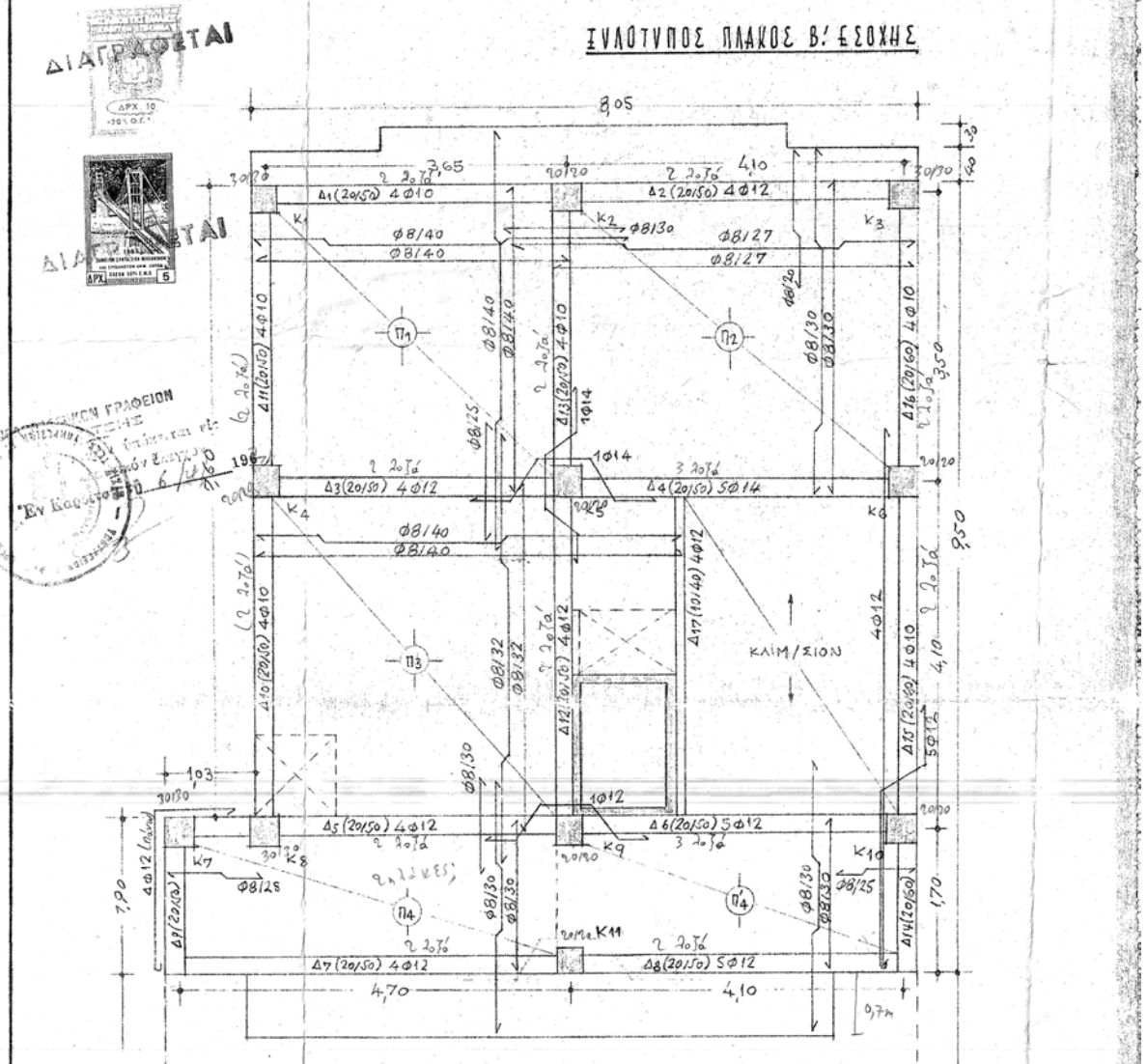
Σχήμα 3.10 – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης Σ5 (Α εσοχή) στο ΡΑΦ.

Όπως παρατηρείται από το Σχ. 3.10 υπάρχει καλή πλαισιακή λειτουργία του φορέα αλλά και πολλές έμμεσες στηρίξεις (δοκός επί δοκού). Επίσης σε αυτή τη στάθμη με το μαύρο χρώμα διακρίνονται οι κρυφοδοκοί που χρησιμοποιήθηκαν.

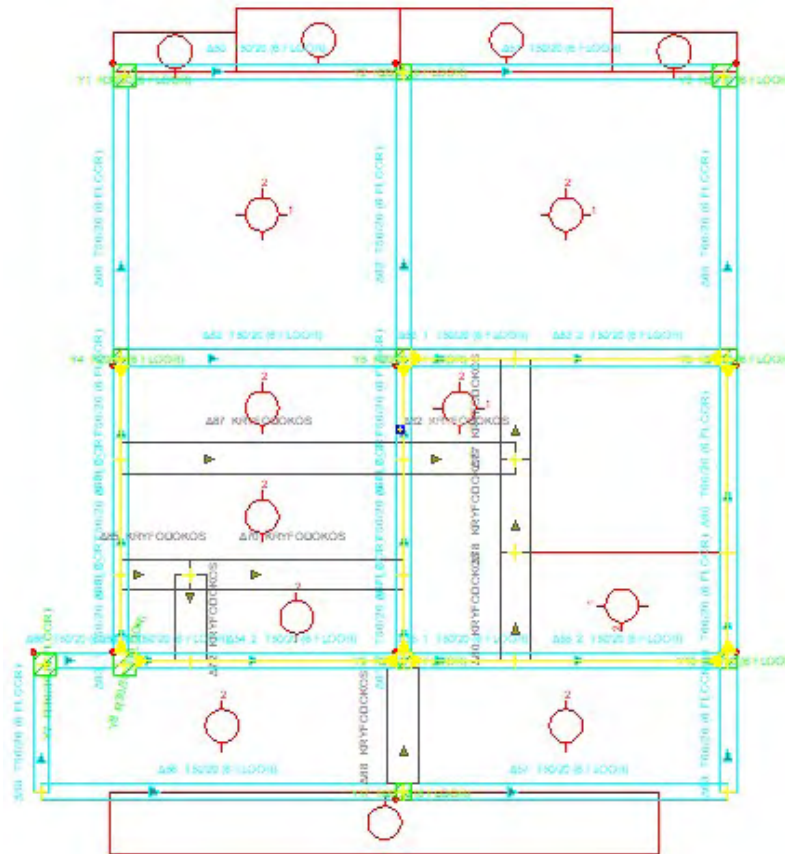
### 3.2.1.5 Στάθμη Σ6

Η στάθμη αυτή βρίσκεται σε υψόμετρο 20.10 m από τη στάθμη θεμελίωσης και η χρήση της είναι κατοικίες. Σε αυτή τη στάθμη γίνεται η δεύτερη εσοχή της κατασκευής και οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι όμοιες με αυτές της στάθμης Σ5. Όσον αφορά στις δοκούς οι περισσότερες έχουν διαστάσεις 0.20x0.50 m<sup>2</sup> αλλά υπάρχουν και δοκοί διαστάσεων 0.20x0.60 m<sup>2</sup>. Στη συνέχεια στα Σχ. 3.11 και 3.12 παρουσιάζεται ο ξυλότυπος της δεύτερης εσοχής (της στάθμης Σ6), και το χωρικό προσομοίωμά της στο ΡΑΦ, αντίστοιχα.

6-ΡΟΟΣ ΟΙΚΟΔΟΜΗ ΝΙΚΟΛΑΟΥ ΠΑΥΛΟΥ ΞΗ ΚΑΡΔΙΤΣΗ, -ΚΛ. 1:50







Σχήμα 3.12 – Κάτοψη προσομοιώματος της στάθμης Σ6 (Β εσοχή) στο ΡΑΦ.

Όπως φαίνεται από το Σχ. 3.12 υπάρχει καλή πλαισιακή λειτουργία του φορέα αλλά και έμμεσες στηρίξεις όπως και στη στάθμη Σ5.

### 3.3 Βήματα για την αποτίμηση της κατασκευής με το ΡΑΦ

Η απόφαση ενίσχυσης μιας κατασκευής προϋποθέτει τη διεξαγωγή αποτίμησής της με στόχο την κατανόηση των προβλημάτων της και την επιλογή κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης. Τα βήματα με τα οποία έγινε η διαδικασία αποτίμησης είναι τα εξής:

- 1) Κατασκευή και όπλιση διατομών των δομικών στοιχείων σύμφωνα με την υπάρχουσα στατική μελέτη.
- 2) Εισαγωγή σχεδιαστικού υπόβαθρου για την προσομοίωση της κατασκευής.
- 3) Ορισμός των κανονισμών ΕΚ2 - ΕΚ8, ΚΑΝ.ΕΠΕ. σύμφωνα με τους οποίους έγινε η αποτίμηση της κατασκευής.
- 4) Προσομοίωση των υποστυλωμάτων, των δοκών και τέλος των πλακών.
- 5) Προσδιορισμός ορισμένων στοιχείων:

- Ιδιότητες υλικών
  - Χαρακτηρισμός των δομικών στοιχείων ως υφιστάμενα
  - Ορισμός χαρακτηριστικών του φάσματος
  - Ορισμός των παραμέτρων που απαιτούνται ώστε να διεξαχθούν οι αναλύσεις, δυο ελαστικές και μια ανελαστική για την αποτίμηση
- 6) Εξαγωγή συμπερασμάτων για την κατάσταση της κατασκευής από την αποτίμηση και επιλογή κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει οριστεί.

### 3.4 Παράμετροι αναλύσεων για την αποτίμηση της κατασκευής

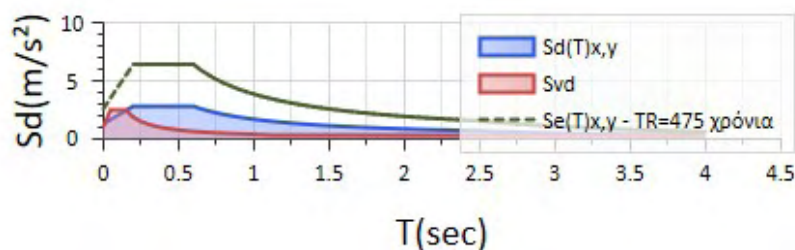
Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση της κατασκευής με τρεις αναλύσεις, εκ των οποίων οι δυο είναι ελαστικές και μια ανελαστική. Στην κατηγορία των ελαστικών διεξήχθη δυναμική φασματική ανάλυση με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$  και με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας  $m$ , ενώ στη κατηγορία των ανελαστικών διεξήχθη η υπερωθητική ανάλυση (Pushover). Για τη διεξαγωγή αυτών των αναλύσεων ορίστηκαν κάποιες παράμετροι οι οποίες παρουσιάζονται στις ενότητες 3.5.1, 3.5.2 και 3.5.3.

#### 3.4.1 Ελαστική δυναμική φασματική με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς $q$

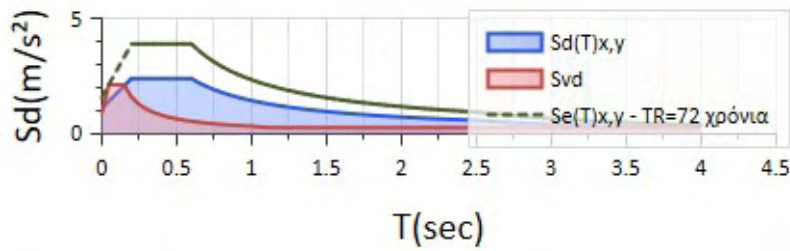
Για την κατασκευή του φάσματος απαιτείται ο ορισμός των εξής παραμέτρων:

- Κατηγορία πλαστιμότητας: Μέση
- Καθολικός δείκτης συμπεριφοράς  $q$ : 1.70 (Πίν. Σ 4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
- Κατηγορία σπουδαιότητας: II ( Πίν. 1.2 παρόντος τεύχους)
- Σεισμική ζώνη: II
- Τύπος εδάφους: C

Ορίζοντας τις παραπάνω παραμέτρους προκύπτει το φάσμα, όπως φαίνεται στα Σχ. 3.13 και 3.14, σύμφωνα με το οποίο θα γίνει η σεισμική φόρτιση της κατασκευής.



Σχήμα 3.13 – Φάσμα απόκρισης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1.



Σχήμα 3.14 – Φάσμα απόκρισης για στάθμη επιτελεστικότητας B2.

Η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής πραγματοποιείται σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$  όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην §4.4.1.3.

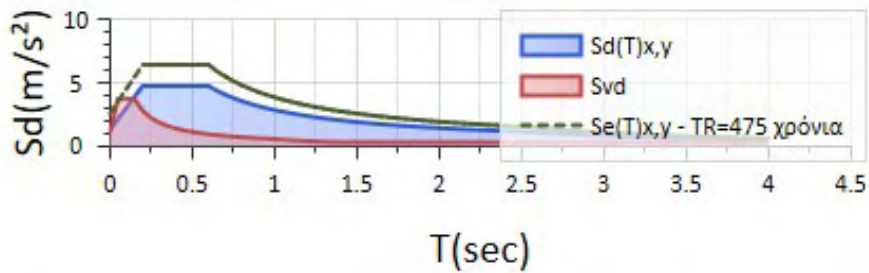
Εκτός από το φάσμα πρέπει να οριστούν και οι παράμετροι για την αποτίμηση της κατασκευής όπως ο κανονισμός σύμφωνα με τον οποίο θα γίνει η αποτίμηση, οι τιμές των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν για τις αντοχές, η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ), η στάθμη επιτελεστικότητας όπως φαίνεται στον Πίν. 3.2.

Πίνακας 3.2 – Παράμετροι στο ΡΑΦ για την αποτίμηση με μέθοδο του καθολικού συντελεστή  $q$ .

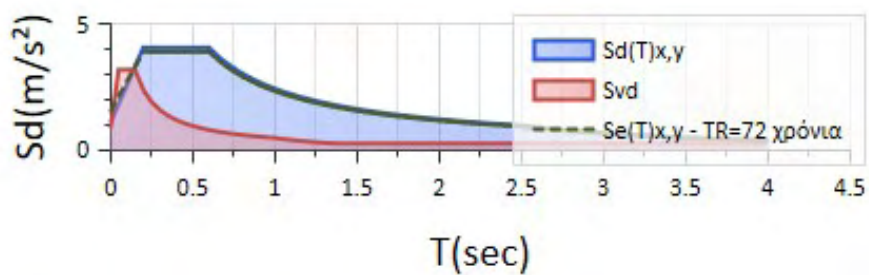
<b>4 Κανονισμός - Επίπεδο γνώσης κατασκευής - Αντοχές μελών</b>	
Επίλυση για Αποτίμηση/Ενισχύσεις Υφιστάμενης Κατασκευής	ΝΑΙ
Κανονισμός:	ΚΑΝ.ΕΠΕ.
ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χωρίς Ικανοτικό-Στάθμη επιτελεστικότητας A	ΟΧΙ
Τιμές Υλικών:	Μέσες Τιμές μείον Τυπική Απόκλιση
Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ=	ΣΑΔ2 - Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
$\gamma_c$ =	1.30
$\gamma_s$ =	1.15
Κατηγορία συντελεστή $\gamma_{Sd}$ :	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
<input type="checkbox"/> Ελαστική ανάλυση για αποτίμηση με επαύξηση του $\gamma_{Sd}$ κατά 0.15	
Συντελεστής $\gamma_{Sd}$ =	1.00
<b>4 Επίδοση - Επιτελεστικότητα Κτηρίου</b>	
Επίπεδο Επιτελεστικότητας:	C - Οίονει Κατάρρευση
Περίοδος Επαναφοράς TR:	TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια
<b>4 Μέθοδος Συντελεστή Συμπεριφοράς</b>	
Μέθοδος συντελεστή συμπεριφοράς	$q$ - καθολικός συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς
<b>4 Επιλογές Ελέγχων Επάρκειας</b>	
Υπολογισμός Αντοχής σε Τέμνουσα με:	ΚΑΝ.ΕΠΕ. (παρ.7Γ)

### 3.4.2 Ελαστική δυναμική φασματική με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας $m$

Για την κατασκευή του φάσματος με αυτή τη μέθοδο απαιτείται ο ορισμός των παραμέτρων που αναφέρθηκαν στην ενότητα 3.5.1 της παρούσας εργασίας και παραμένουν οι ίδιες με τη μόνη διαφορά ότι ο καθολικός συντελεστής συμπεριφοράς είναι ίσος με τη μονάδα. Έτσι προκύπτει το φάσμα που φαίνεται στα Σχ. 3.15 και 3.16.



Σχήμα 3.15 – Φάσμα απόκρισης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1.



Σχήμα 3.16 – Φάσμα απόκρισης για στάθμη επιτελεστικότητας B2.

Η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών  $m$  γίνεται με βάση το ελαστικό φάσμα  $S_e(T)$  όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην §4.4.1.3.

Για την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής ορίζονται οι ίδιες κατηγορίες παραμέτρων όπως και στη μέθοδο με τον καθολικό συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  και φαίνονται στον Πίν. 3.3.

Πίνακας 3.3 – Παράμετροι στο ΡΑΦ για την αποτίμηση με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών  $m$ .

<b>4 Κανονισμός - Επίπεδο γνώσης κατασκευής - Αντοχές μελών</b>	
Επίλυση για Αποτίμηση/Ενισχύσεις Υφιστάμενης Κατασκευής	ΝΑΙ
Κανονισμός:	ΚΑΝ.ΕΠΕ.
ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χωρίς Ικανοτικό-Στάθμη επιτελεστικότητας Α	ΟΧΙ
Τιμές Υλικών:	Μέσες Τιμές
Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ=	ΣΑΔ2 - Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
$\gamma_c$ =	1.10
$\gamma_s$ =	1.10
Κατηγορία συντελεστή $\gamma_{Sd}$ :	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
<input type="checkbox"/> Ελαστική ανάλυση για αποτίμηση με επαύξηση του $\gamma_{Sd}$ κατά 0.15	
Συντελεστής $\gamma_{Sd}$ =	1.00
<b>4 Επίδοση - Επιτελεστικότητα Κτηρίου</b>	
Επίπεδο Επιτελεστικότητας:	C - Οιονεί Κατάρρευση
Περίοδος Επανάφορας TR:	TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια
<b>4 Μέθοδος Συντελεστή Συμπεριφοράς</b>	
Μέθοδος συντελεστή συμπεριφοράς	$m$ - τοπικοί συντελεστές σεισμικής συμπεριφοράς
Δυσκαμψία Δομικών Στοιχείων:	Ενεργός Δυσκαμψία
<b>4 Επιλογές Ελέγχων Επάρκειας</b>	
Υπολογισμός Αντοχής σε Τένουσα με:	ΚΑΝ.ΕΠΕ. (παρ.7Γ)

### 3.4.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover)

Για την αποτίμηση της κατασκευής με αυτή τη μέθοδο απαιτείται ορισμός διαφορετικών παραμέτρων από τις ελαστικές αναλύσεις που προαναφέρθηκαν στις ενότητες 3.5.1, 3.5.2 καθώς η φόρτιση της κατασκευής είναι στατική και επιπλέον η κατασκευή περνά στην πλαστική περιοχή της κατά τη διάρκεια της φόρτισης. Όπως φαίνεται στον Πίν. 3.4 για την ανελαστική στατική ανάλυση απαιτείται:

- ο προσδιορισμός του κόμβου ελέγχου του κτιρίου βάσει του οποίου σχηματίζεται η καμπύλη ικανότητας ο οποίος επιλέγεται να είναι στο κέντρο βάρους της κάτοψης της τελευταίας στάθμης, στην παρούσα εργασία στη στάθμη Σ6
- ο τρόπος κατανομής της τέμνουσας βάσης, ο οποίος έγινε μόνο με ιδιομορφική κατανομή
- η διακριτοποίηση της τέμνουσας βάσης
- οι συνθήκες τερματισμού της ανάλυσης

Πίνακας 3.4 – Παράμετροι στο ΡΑΦ για την αποτίμηση με την ανελαστική στατική ανάλυση.

<b>4 Μέθοδος Υπερωθητικής Ανάλυσης</b>	
Τη κατανομή τέμνουσας:	Ορθογωνική Κατανομή
Τύπος Φορέα (C2):	Φορέας Τύπου 1. Φορείς χαμηλής πλαστιμότητας
Κόμβος Ελέγχου Υπερωθητικής	Δ1-Σ6
Τη κατανομή τέμνουσας:	Ιδιομορφική Κατανομή
Μέγιστο Πλήθος Βημάτων=	50 Βήματα
Μέγιστο Πλήθος Επαναλήψεων=	30 Επαναλήψεις
Εφαρμογή Τέμνουσας σε	20 Βήματα
Αξιολόγηση φαινομένων P-δ	NAI
<b>4 Συνθήκες τερματισμού υπερωθητικής ανάλυσης</b>	
Υπέρβαση διατημητικής αντοχής μελών	NAI
Στάθμη $\theta_{max}$ =	0.2
Κτήριο $d_r$ =	1.5 % Hol
<b>4 Καμπύλη Αντίστασης - Προσδιορισμός Απαίτησης</b>	
Μέθοδος διγραμμικοποίησης καμπύλης αντίστασης:	Ίσα Εμβαδά
<b>4 Αντοχές μελών</b>	
Επιρροή περισφιγξης Υποστυλωμάτων	NAI
Επιρροή περισφιγξης Τοιχωμάτων	OXI
Επιρροή περισφιγξης Δοκών	NAI
Ολίσθηση ράβδων οπλισμού	NAI
Υπολογισμός Ροπών-Καμπυλοτήτων με παρεμβολή	OXI

## Κεφάλαιο 4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

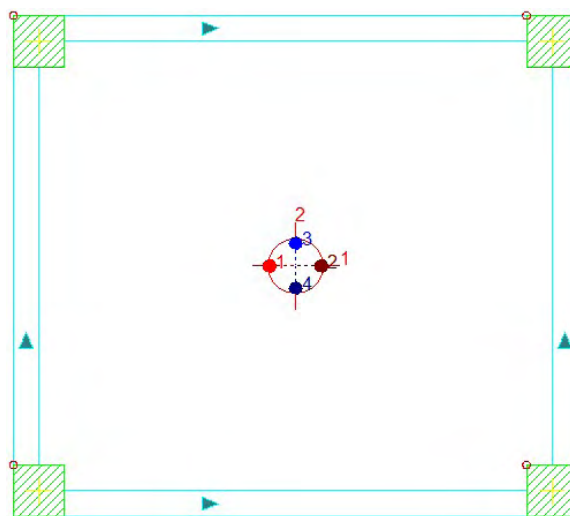
### 4.1 Γενική περιγραφή στόχων αποτίμησης

Η κατηγορία σπουδαιότητας της υφιστάμενης κατασκευής είναι II σύμφωνα με το Παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα σαν ελάχιστο ανεκτό στόχο τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. Ο έλεγχος επάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής έγινε για τις στάθμες επιτελεστικότητας Γ1, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 έτη, και για Β2, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 72 έτη.

### 4.2 Αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς $q$

#### 4.2.1 Αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1

Αφού οριστούν οι κατάλληλες παράμετροι οι οποίες αναφέρθηκαν στην ενότητα 3.5.1 του παρόντος τεύχους και επιλεγεί το πλήθος των ιδιομορφών σε 10, γίνεται η ιδιομορφική ανάλυση της υφιστάμενης κατασκευής ώστε να υπολογιστούν οι ιδιοπερίοδοι και να προκύψουν οι ιδιομορφές. Η ιδιομορφική ανάλυση διεξάγεται για τις τέσσερις θέσεις μάζας (Σχ. 4.1) που ορίζει ο ΕΚ8 και προκύπτουν οι ιδιοπερίοδοι για κάθε ιδιομορφή και κάθε θέση μάζας. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι για την πρώτη θέση μάζας όπως φαίνεται στον Πίν. 4.1 και οι τρεις πρώτες ιδιομορφές στο Σχ. 4.2, ενώ για τις υπόλοιπες θέσεις μάζας βλ. Παράρτημα Α.

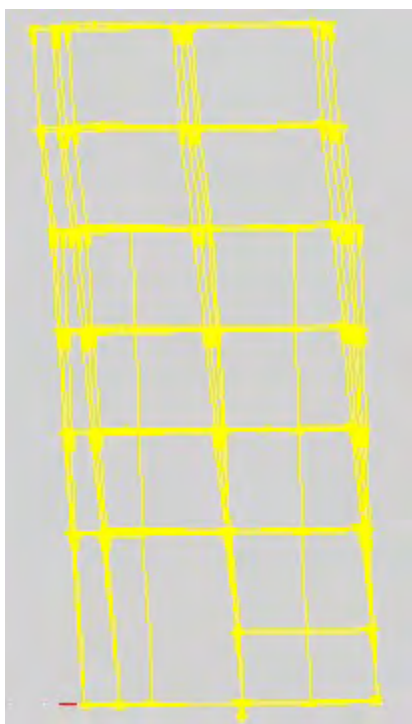


Σχήμα 4.1 – Ενδεικτική εικόνα θέσεων μάζας στη στάθμη Θ-Σ1.

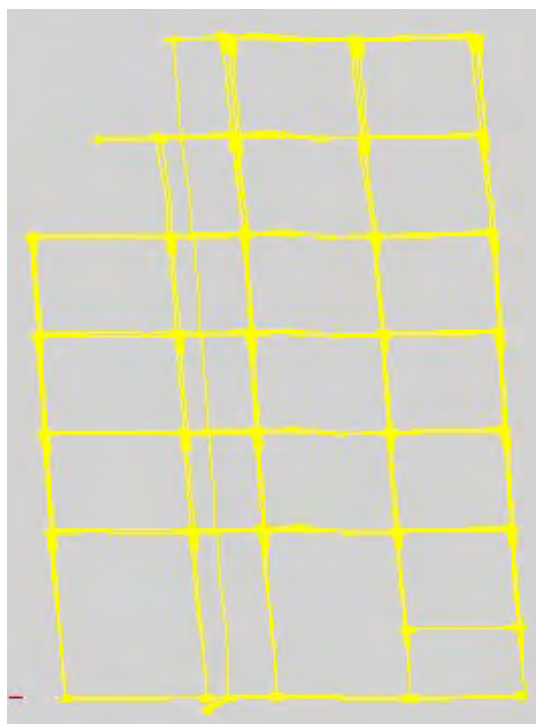
**Πίνακας 4.1** – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για τη ΘΜ1.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	$\omega$	$\omega^2$	$a_x$	$a_y$	$v_x$	$v_y$	$m_x$	$m_y$	$\Sigma m_x$	$\Sigma m_y$
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
1	E1	No1	1.20052	0.83297	5.23372	27.39184	1.39302	1.39302	-20.4178	-11.4266	59.161	18.529	59.161	18.529
2		No2	1.16510	0.85830	5.39285	29.08278	1.43589	1.43589	11.83088	-21.0814	19.863	63.068	79.024	81.597
3		No3	0.80137	1.24786	7.84055	61.47422	2.08703	2.08703	5.49698	3.18724	4.288	1.442	83.312	83.039
4		No4	0.48612	2.05709	12.92505	167.05683	2.78719	2.78719	-7.82411	3.58499	8.687	1.824	91.999	84.863
5		No5	0.46689	2.14182	13.45747	181.10362	2.78719	2.78719	3.70118	8.31705	1.944	9.816	93.943	94.679
6		No6	0.36335	2.75213	17.29215	299.01846	2.78719	2.78719	-2.88730	1.25938	1.183	0.225	95.126	94.904
7		No7	0.26323	3.79902	23.86997	569.77541	2.78719	2.78719	-0.01359	4.11331	0.000	2.401	95.126	97.305
8		No8	0.24066	4.15532	26.10862	681.65991	2.78719	2.78719	4.18878	-0.10148	2.490	0.001	97.616	97.307
9		No9	0.20059	4.98540	31.32422	981.20669	2.78719	2.78719	-0.22207	2.47744	0.007	0.871	97.623	98.178
10		No10	0.19521	5.12271	32.18691	1035.99747	2.75070	2.75070	-1.68155	-1.24551	0.401	0.220	98.024	98.398

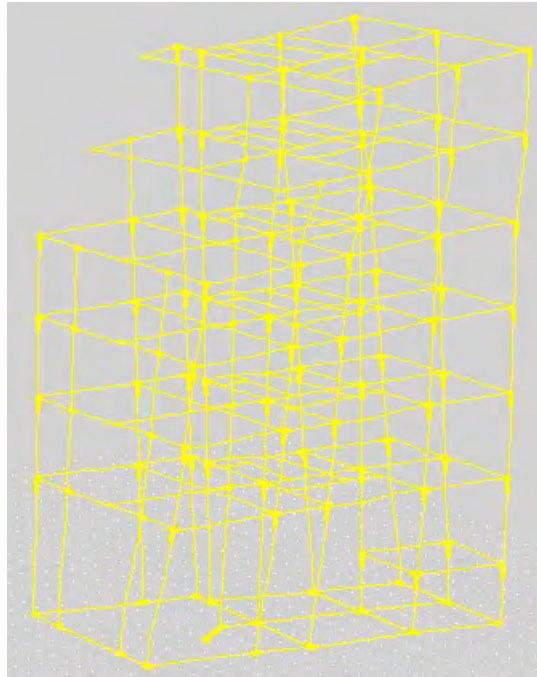
Από τον Πίν. 4.1 παρατηρείται ότι το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ταλαντώνεται σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή της οποίας η ιδιοπερίοδος είναι  $T_1=1.20$  sec και συγκρίνοντας αυτή την τιμή με αυτή του πλατό του φάσματος είναι αρκετά μακριά. Το τελευταίο επηρεάζει αρκετά την καταπόνηση της κατασκευής από τη σεισμική φόρτιση και είναι προτιμότερο οι δυο τιμές, θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και τιμής ιδιοπεριόδου στο πλατό του φάσματος, να διαφέρουν αρκετά. Οι δυο πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής είναι συνδυασμός μεταφορικής και στρεπτικής κίνησης (Σχ. 4.2 α,β) ενώ η τρίτη καθαρά στρεπτική (Σχ. 4.2 γ). Στην απόκριση της κατασκευής κυρίαρχο ρόλο παίζουν οι τέσσερις πρώτες ιδιομορφές καθώς ενεργοποιούν το 90% της ταλαντούμενης μάζας.



(α)



(β)



(Γ)

Σχήμα 4.2 – Ιδιομορφές υφιστάμενης κατασκευής για τη ΘΜ1 α)1<sup>η</sup>, β)2<sup>η</sup>, γ)3<sup>η</sup>.

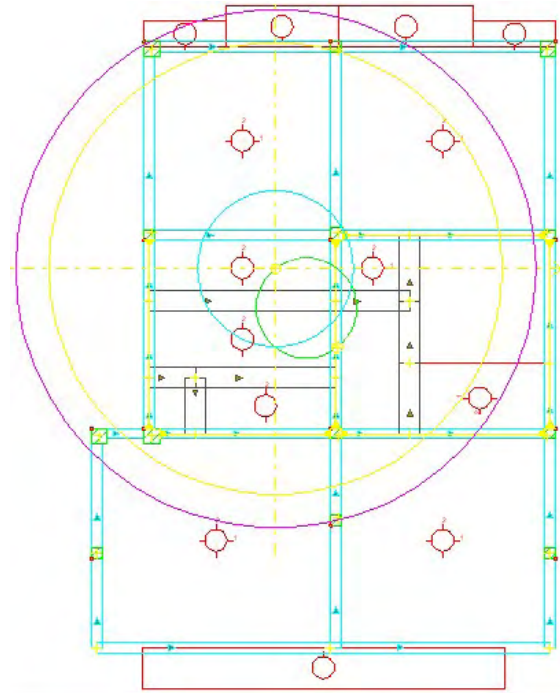
Με την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιείται εκτός από τις ιδιομορφές εξάγονται και άλλες πληροφορίες για το υφιστάμενο κτίριο όπως είναι η στρεπτική του αντίσταση, η οποία καθορίζεται από την απόσταση του κέντρου μάζας από το κέντρο ελαστικής στροφής σε κάθε στάθμη και για κάθε θέση μάζας ξεχωριστά όπως φαίνεται στον Πίν. 4.2.

Πίνακας 4.2 – Έλεγχοι στρεπτικής αντίστασης της κατασκευής.

Ελλείψεις Ακτίων Δυστροφίας - Αξιολόγηση Στατικής Συμπεριφοράς Κτηρίου													
α/α	Στάθμη	Θ.Μ.	ωκ	rl	rl	eol	eoll	eo	ls	eol <= 0.30·rl	eoll <= 0.30·rll	ls <= rl	ls <= rll
			[°]			[m]							
0	Θ-Σ1	1	0.00	2.67	2.67	0.21	0.00	0.21	1.62	✓	✓	✓	✓
1		2	0.00	2.67	2.67	0.21	0.00	0.21	1.62	✓	✓	✓	✓
2		3	0.00	2.67	2.67	0.00	0.19	0.19	1.62	✓	✓	✓	✓
3		4	0.00	2.67	2.67	0.00	0.18	0.18	1.62	✓	✓	✓	✓
4	Σ1	1	-0.00	5.88	5.96	0.75	1.08	1.31	4.89	✓	✓	✓	✓
5		2	-0.00	5.88	5.96	0.15	1.08	1.09	4.89	✓	✓	✓	✓
6		3	-0.00	5.88	5.96	0.30	0.26	0.40	4.89	✓	✓	✓	✓
7		4	-0.00	5.88	5.96	0.30	1.89	1.91	4.89	✓	⚠	✓	✓
8	Σ2	1	-0.00	5.88	5.93	0.28	0.00	0.28	4.89	✓	✓	✓	✓
9		2	-0.00	5.88	5.93	0.61	0.00	0.61	4.89	✓	✓	✓	✓
10		3	-0.00	5.88	5.93	0.17	0.81	0.83	4.89	✓	✓	✓	✓
11		4	-0.00	5.88	5.93	0.17	0.82	0.83	4.89	✓	✓	✓	✓
12	Σ3	1	0.00	5.96	5.96	0.27	0.06	0.28	4.89	✓	✓	✓	✓
13		2	0.00	5.96	5.96	0.63	0.06	0.63	4.89	✓	✓	✓	✓
14		3	0.00	5.96	5.96	0.18	0.87	0.89	4.89	✓	✓	✓	✓
15		4	0.00	5.96	5.96	0.18	0.75	0.78	4.89	✓	✓	✓	✓
16	Σ4	1	0.00	5.91	5.91	0.02	0.13	0.13	4.97	✓	✓	✓	✓
17		2	0.00	5.91	5.91	0.88	0.13	0.89	4.97	✓	✓	✓	✓
18		3	0.00	5.91	5.91	0.43	0.94	1.04	4.97	✓	✓	✓	✓
19		4	0.00	5.91	5.91	0.43	0.68	0.81	4.97	✓	✓	✓	✓
20	Σ5	1	0.00	5.10	5.10	0.76	0.87	1.16	4.44	⚠	✓	✓	✓
21		2	0.00	5.10	5.10	1.66	0.87	1.88	4.44	⚠	✓	✓	✓
22		3	0.00	5.10	5.10	1.21	0.20	1.23	4.44	✓	✓	✓	✓
23		4	0.00	5.10	5.10	1.21	1.54	1.96	4.44	✓	⚠	✓	✓
24	Σ6	1	0.00	5.06	5.06	0.76	0.46	0.89	3.71	✓	✓	✓	✓
25		2	0.00	5.06	5.06	1.66	0.46	1.72	3.71	⚠	✓	✓	✓
26		3	0.00	5.06	5.06	1.21	0.09	1.22	3.71	✓	✓	✓	✓
27		4	0.00	5.06	5.06	1.21	1.00	1.57	3.71	✓	✓	✓	✓



Το κτίριο έχει γενικά καλή στρεπτική αντίσταση αλλά παρατηρούνται κάποια στρεπτικά φαινόμενα εκεί που ξεκινούν οι εσοχές του κτιρίου, δηλαδή στη στάθμη Σ5. Ενδεικτικά παρουσιάζονται στο Σχ. 4.3 οι ελλείψεις δυστρεψίας για τη στάθμη Σ5 στην οποία απεικονίζονται ποιοτικά οι έλεγχοι που φαίνονται στον Πίν. 4.2. Για τη στρεπτική ευαισθησία γίνονται έλεγχοι για τις τέσσερις θέσεις μάζας και προκύπτει ο δυσμενέστερος ο οποίος και απεικονίζεται.



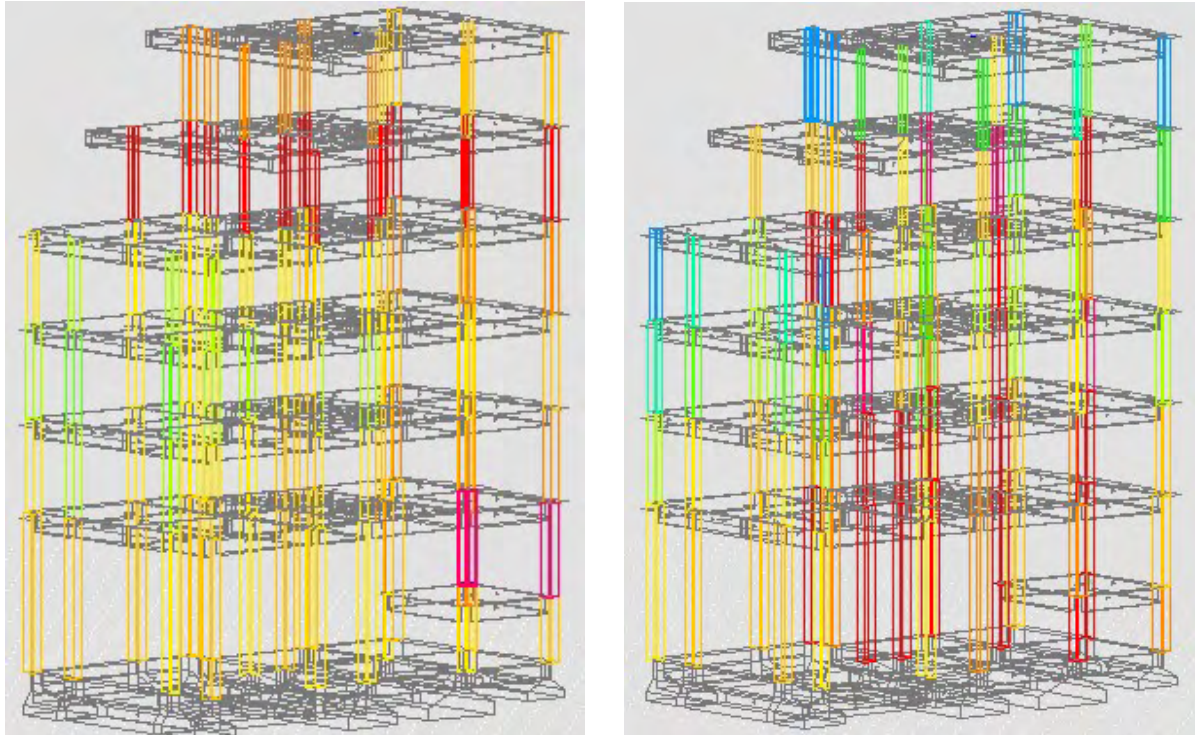
Σχήμα 4.3 – Ελλείψεις δυστρεψίας στη στάθμη Σ5.

Ο κύκλος που δημιουργείται με πράσινο χρώμα διέρχεται από το κέντρο μάζας και το κέντρο ελαστικής στροφής δηλώνοντας έτσι την απόστασή τους. Η έλλειψη με το γαλάζιο χρώμα έχει κέντρο το κέντρο ελαστικής στροφής και ακτίνες  $R_x=0.30r_I$  και  $R_y=0.30r_{II}$  όπου  $r_I, r_{II}$  οι ακτίνες δυστρεψίας. Ο έλεγχος ικανοποιείται όταν ο πράσινος κύκλος είναι μέσα στην γαλάζια έλλειψη.

Επίσης από την ανάλυση υπάρχει δυνατότητα ελέγχου των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων  $\delta$  (1), οι οποίες σύμφωνα με τον ΕΚ8 δεν επιτρέπεται να ξεπερνούν σε ποσοστό το  $1.5\% \cdot H_{op}$  όπου  $H_{op}$  το ύψος του εκάστοτε ορόφου. Στο Σχ. 4.4 απεικονίζεται το χωρικό προσομοίωμα του κτιρίου με χρωματική ένδειξη η οποία υποδηλώνει το λόγο εξάντλησης κάθε στοιχείου, δηλαδή το μέγεθος που αναπτύσσεται προς το όριο που θέτει ο κανονισμός. Η κόκκινη χρωματική ένδειξη υποδεικνύει τα υποστυλώματα στα οποία υπάρχει υπέρβαση αυτού του ορίου ενώ στα υπόλοιπα ο έλεγχος ικανοποιείται. Όπως παρατηρείται το κόκκινο χρώμα εμφανίζεται στα υποστυλώματα της στάθμης Σ5 στην οποία υπάρχουν στρεπτικά φαινόμενα τα οποία διαπιστώνονται και από τις ελλείψεις

δυστρεψίας (Σχ. 4.3) αλλά και σε αυτή τη στάθμη γίνεται η πρώτη εσοχή του κτιρίου με αποτέλεσμα να γίνεται απότομη αλλαγή της δυσκαμψίας η οποία οδηγεί σε αυτό το φαινόμενο.

$$\delta = (\delta_i - \delta_{i-1}) / H_{op} \quad (1)$$



(α)

(β)

**Σχήμα 4.4** – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία.

Εκτός από τις σχετικές μετακινήσεις των υποστυλωμάτων μεταξύ των ορόφων σημαντικό ρόλο για τα κατακόρυφα στοιχεία παίζει και η τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου η οποία οριοθετείται στον ΕΚ8 σε τιμή ίση με 0.65. Όπως φαίνεται στο Σχ. 4.4 υπάρχουν αρκετά υποστυλώματα με κόκκινο χρωματισμό το οποίο σημαίνει ότι υπερβαίνουν αυτό το όριο και ως αποτέλεσμα αυτού η ροπή που μπορούν να παραλάβουν είναι μικρή αναμένοντας έτσι πολλές ανεπάρκειες λόγω διαξονικής κάμψης με ταυτόχρονη δράση του αξονικού.

Αυτό που αξίζει να αναφερθεί είναι ότι οι προαναφερθέντες έλεγχοι γίνονται για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.) σύμφωνα με τις περιπτώσεις και τους συνδυασμούς φόρτισης που φαίνονται στους Πίν. 4.3 και 4.4.

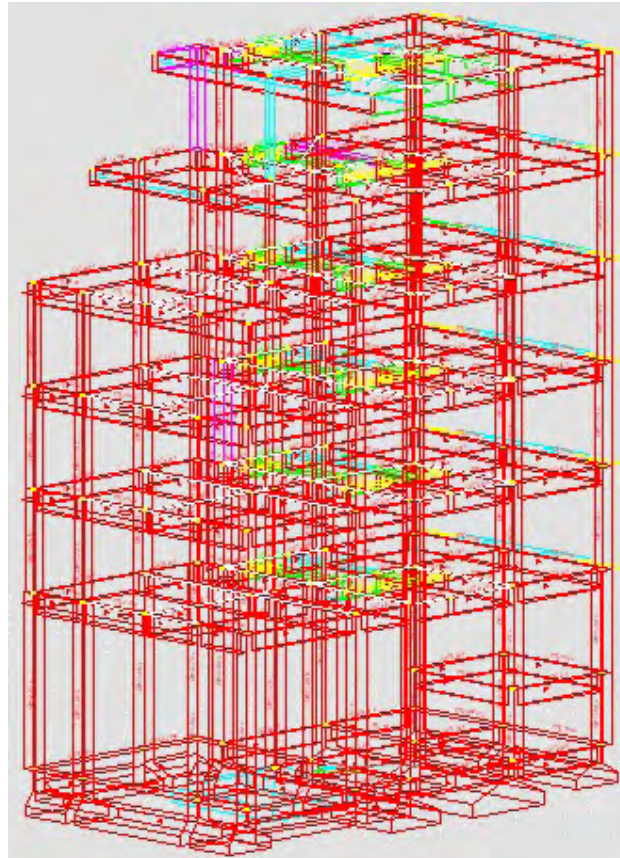
**Πίνακας 4.3** – Περιπτώσεις φόρτισης για τον έλεγχο επάρκειας.

α/α	x	Είδος	Όνομα	σε Σ.Φ.	Ίδιο Βάρος
	<input type="checkbox"/>	Επιλέξτε μία ή περισσότερες Π.Φ. για διαγραφή			
1		Μόνιμα Φορτία	G	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
2		Κινητά Φορτία	Q	<input checked="" type="checkbox"/>	
3		Θέση Μάζας 1 - Διέγερση X	E1x		
4		Θέση Μάζας 1 - Διέγερση Y	E1y		
5		Θέση Μάζας 2 - Διέγερση X	E2x		
6		Θέση Μάζας 2 - Διέγερση Y	E2y		
7		Θέση Μάζας 3 - Διέγερση X	E3x		
8		Θέση Μάζας 3 - Διέγερση Y	E3y		
9		Θέση Μάζας 4 - Διέγερση X	E4x		
10		Θέση Μάζας 4 - Διέγερση Y	E4y		
11		Ακραίες Τιμές: ΑΦΜ: E13 = $SRSS(E_{x1}, E_{y1}) + \Delta\Phi M_1 - SRSS(1_{x1}, 1_{y1})$	E1		
12		Ακραίες Τιμές: ΑΦΜ: E14 = $SRSS(E_{x1}, E_{y1}) + \Delta\Phi M_2 - SRSS(2_{x1}, 2_{y1})$	E2		
13		Ακραίες Τιμές: ΑΦΜ: E23 = $SRSS(E_{x2}, E_{y2}) + \Delta\Phi M_3 - SRSS(3_{x2}, 3_{y2})$	E3		
14		Ακραίες Τιμές: ΑΦΜ: E24 = $SRSS(E_{x2}, E_{y2}) + \Delta\Phi M_4 - SRSS(4_{x2}, 4_{y2})$	E4		

**Πίνακας 4.4** – Συνδυασμοί φόρτισης για τον έλεγχο επάρκειας στην ΟΚΑ.

1	G+Q
2	1.35·G+1.5·Q
3	1.1·G+ψ2·Q+E1
4	1.1·G+ψ2·Q-E1
5	1.1·G+ψ2·Q+E2
6	1.1·G+ψ2·Q-E2
7	1.1·G+ψ2·Q+E3
8	1.1·G+ψ2·Q-E3
9	1.1·G+ψ2·Q+E4
10	1.1·G+ψ2·Q-E4

Στη συνέχεια γίνεται ο έλεγχος επάρκειας της κατασκευής σύμφωνα με τις παραμέτρους που έχουν τεθεί στο εδάφιο 3.4.1 του παρόντος τεύχους και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Στο Σχ. 4.5 φαίνεται το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής με χρωματική ένδειξη, η οποία με κόκκινο χρώμα υποδηλώνει την ανεπάρκεια των μελών από τη σεισμική καταπόνηση ενώ με οποιοδήποτε άλλο χρωματισμό την επάρκειά του. Ο χρωματισμός κάθε μέλους πραγματοποιείται μετά τον έλεγχο των στοιχείων σε κάμψη και διάτμηση για τα στοιχεία της ανωδομής και σε κάμψη, διάτμηση, τάση εδάφους για τα στοιχεία της θεμελίωσης σύμφωνα με το μεγαλύτερο δείκτη ανεπάρκειας  $\lambda$  που προκύπτει για το εκάστοτε στοιχείο.

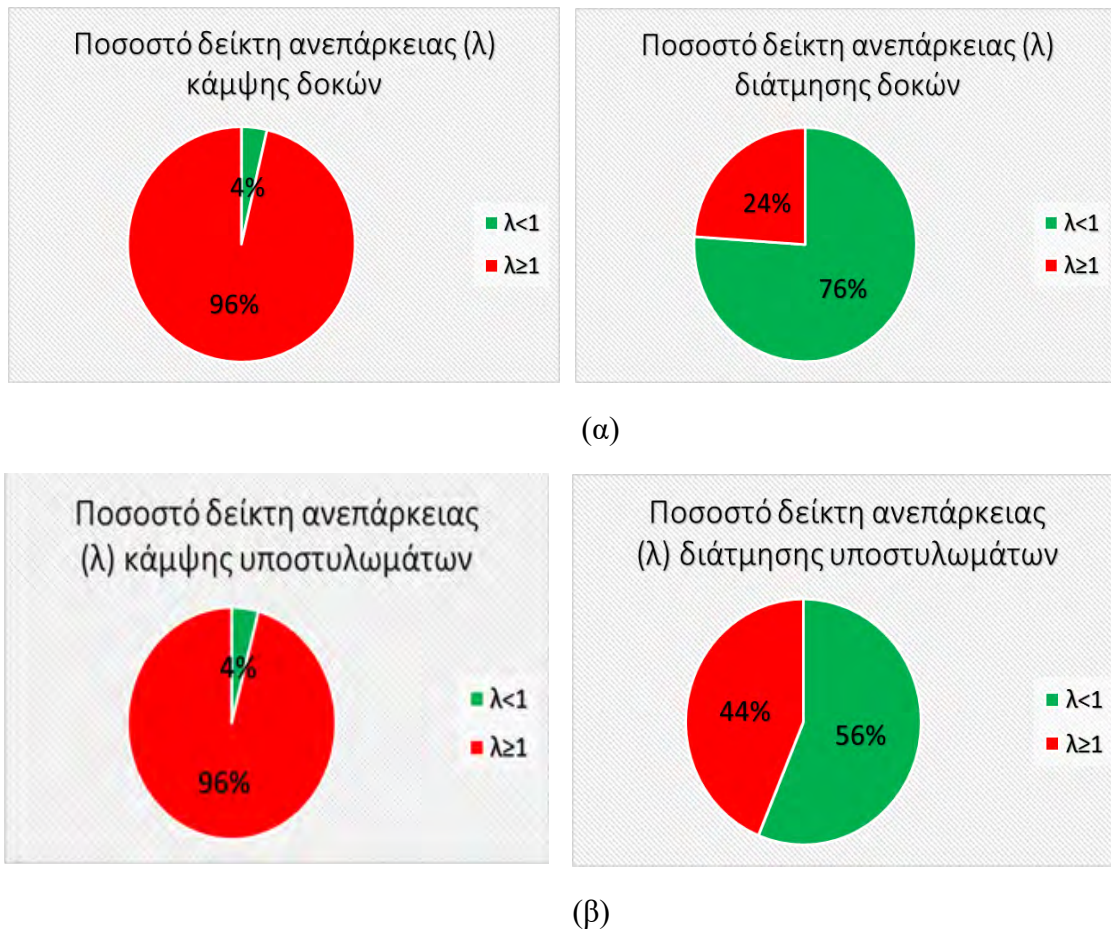


**Σχήμα 4.5** – Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών υφιστάμενης κατασκευής.

Στο Σχ. 4.5 παρατηρείται η έντονη ανεπάρκεια του φορέα σε σεισμική καταπόνηση αφού τα μέλη που επαρκούν είναι ελάχιστα όπως το πέδιλο της θεμελίωσης και κάποια υποστυλώματα και δοκοί στη στάθμη Σ6. Τα δευτερεύοντα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της κατασκευής δεν αξιολογούνται στην αποτίμηση του φορέα. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα ποσοστά των δεικτών ανεπάρκειας  $\lambda$ , σε μορφή πινάκων και διαγραμμάτων, των οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων λόγω της καταπόνησής τους από τη σεισμική φόρτιση για καλύτερη κατανόηση των ανεπαρκειών της κατασκευής. Τα διαγράμματα κατασκευάστηκαν σε επίπεδο συνόλου δοκών και υποστυλωμάτων της κατασκευής σύμφωνα με το πλήθος τους (Πίν. 4.4) ενώ για τους λόγους ανεπάρκειας των στοιχείων για κάθε στάθμη βλ. Παράρτημα Β. Με κόκκινο χρώμα παρουσιάζεται το ποσοστό των μελών που αστοχούν δηλαδή έχουν δείκτη ανεπάρκειας  $\lambda \geq 1$  συμβολίζοντας ότι η δράση είναι μεγαλύτερη της αντοχής του, ενώ με πράσινο το ποσοστό των μελών που επαρκούν δηλαδή έχουν δείκτη επάρκειας  $\lambda < 1$ . Αξίζει να αναφερθεί ότι ο έλεγχος με τη μέθοδο του καθολικού συντελεστή  $q$  γίνεται σε όρους δυνάμεων. Το πλήθος των μελών ( Πίν. 4.4) προσδιορίζει το ποσοστό των διαγραμμάτων:

**Πίνακας 4.5** – Πλήθος μελών που είναι επαρκή ή ανεπαρκή στο σύνολο της κατασκευής.

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ				ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΥΛΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ			
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ			ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$\lambda < 1$		5	105	$\lambda < 1$		4	54
$\lambda \geq 1$		133	33	$\lambda \geq 1$		92	42

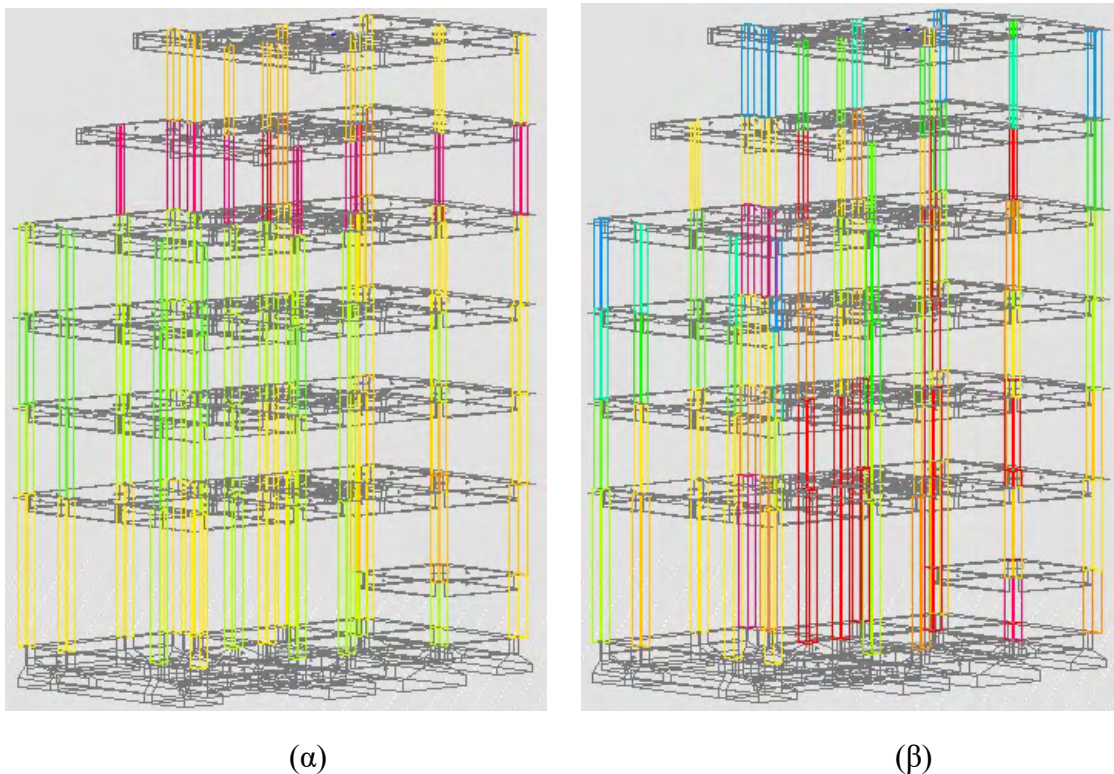


**Σχήμα 4.6** – Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας των μελών σε κάμψη και διάτμηση α)δοκοί, β)υποστυλώματα.

Όπως παρατηρείται από τα διαγράμματα στο Σχ. 4.6 υπάρχει έντονη ανεπάρκεια στις δοκούς και στα υποστυλώματα σε κάμψη ενώ σε διάτμηση οι ανεπάρκειες δεν εμφανίζονται σε τέτοια έκταση. Στις δοκούς η καμπτική αστοχία εντοπίζεται κυρίως στις στηρίξεις ενώ στα υποστυλώματα εμφανίζονται αδυναμίες σε ταυτόχρονη εφαρμογή αξονικής και κάμψης. Όσον αφορά στις διατμητικές αστοχίες στις δοκούς και στα υποστυλώματα εμφανίζονται κυρίως λόγω αραιών συνδετήρων, όπως συνηθίζονταν εκείνη την εποχή, αφού είναι οπλισμένα με  $\Phi 8/20$  cm.

#### 4.2.2 Αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας B2

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για την εξαγωγή των ιδιοπεριόδων της κατασκευής δεν αλλάζουν σημαντικά από τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 και γι' αυτό δεν παρουσιάζονται ξανά. Εκείνα που αλλάζουν είναι οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, τα ανηγμένα αξονικά φορτία και οι αστοχίες των μελών αφού αλλάζουν και οι στόχοι που έχουν τεθεί και βάσει αυτού η σεισμική φόρτιση. Στη συνέχεια στο Σχ. 4.7 παρουσιάζεται το προσομοίωμα του φορέα απεικονίζοντας με χρωματική ένδειξη τους λόγους επάρκειας των σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων και των ανηγμένων αξονικών φορτίων αντίστοιχα όπως περιγράφηκαν στην ενότητα 4.2.1.



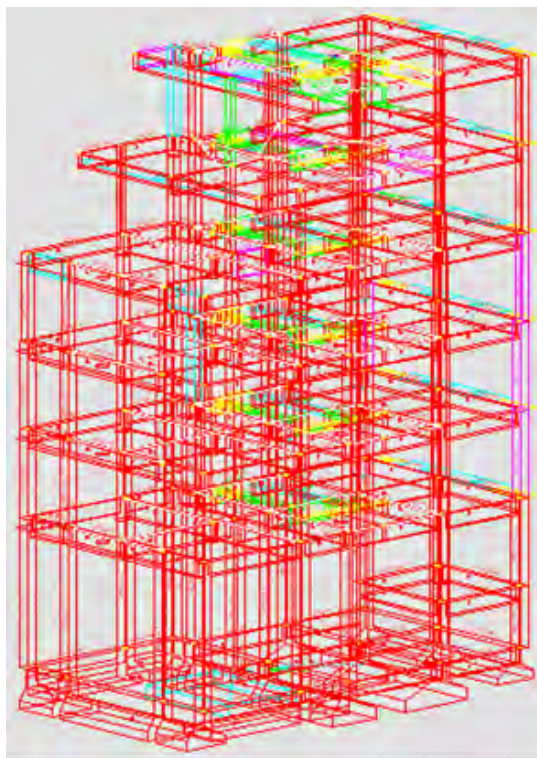
**Σχήμα 4.7** – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία.

Όσον αφορά στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων η κατάσταση είναι καλύτερη από αυτή της στάθμης επιτελεστικότητας Γ1 αλλά πάλι σε αυτή τη περίπτωση παρατηρούνται μεγάλες σχετικές μετακινήσεις στα υποστυλώματα της στάθμης Σ5 οι οποίες είναι κοντά στο αποδεκτό όριο αλλά χωρίς να το ξεπερνούν. Αυτό υποδηλώνεται από τη χρωματική ένδειξη η οποία δεν είναι εντελώς κόκκινη.

Η χρωματική ένδειξη που απεικονίζεται στο Σχ. 4.7 για τα ανηγμένα αξονικά φορτία είναι κόκκινη στα υποστυλώματα K8, K9, K11 κυρίως των σταθμών Σ1, Σ2 αλλά και σε ανώτερες στάθμες. Αυτό συμβαίνει λόγω της απομείωσης της διατομής που έχει

πραγματοποιηθεί καθ' ύψος και έχουν προκύψει μικρά υποστυλώματα που εξαντλούν την αντοχή τους μόνο από τα αξονικά φορτία που δέχονται.

Στη συνέχεια στο Σχ. 4.8 παρουσιάζεται το προσομοίωμα της κατασκευής με την χρωματική ένδειξη να υποδηλώνει τις επάρκειες - ανεπάρκειες των μελών σύμφωνα με τα κριτήρια που περιγράφηκαν στην ενότητα 4.2.1.

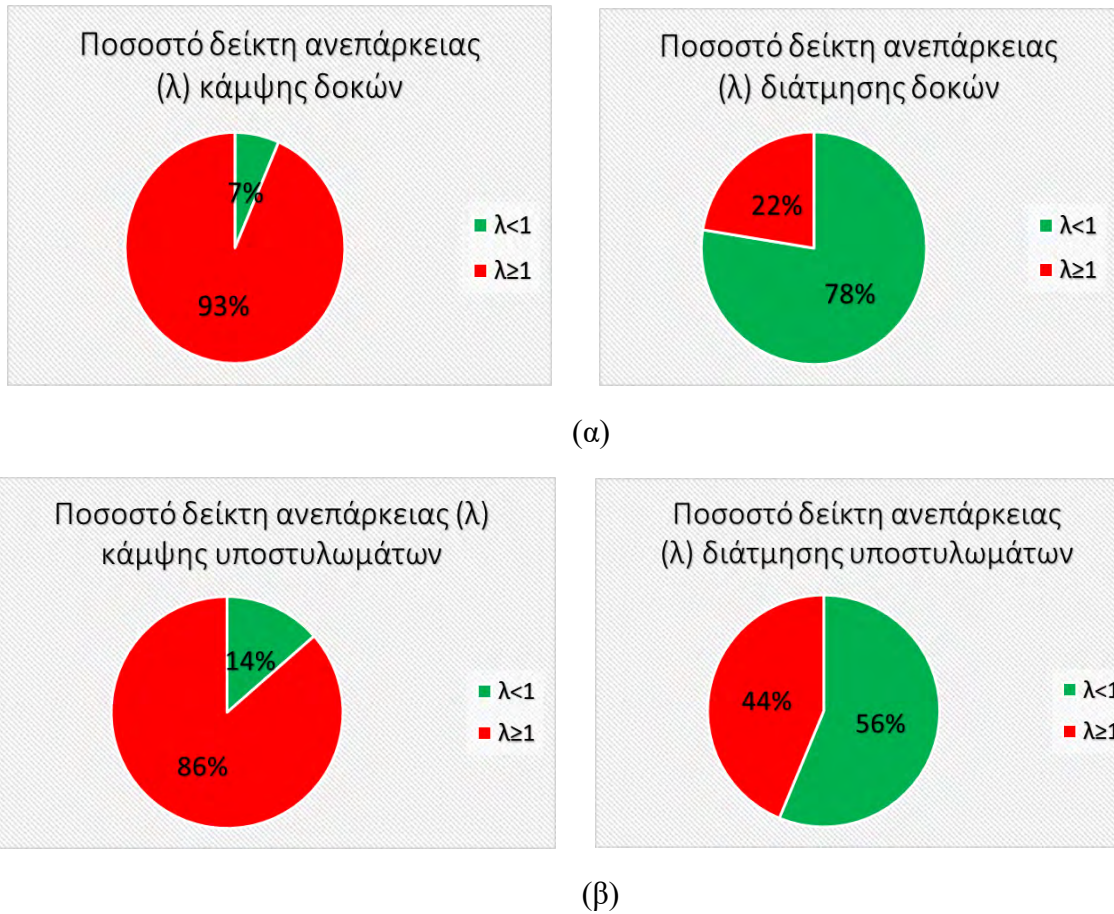


**Σχήμα 4.8** – Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών υφιστάμενης κατασκευής.

Όπως και στην αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 έτσι και στη στάθμη Β2 η κατασκευή είναι ανεπαρκής σε μεγάλο βαθμό. Η κύρια διαφορά με τη στάθμη Γ1 είναι ότι στη Β2 υπάρχει επάρκεια σε κάποια επιπλέον υποστυλώματα. Όσον αφορά στις αναλυτικές τιμές των δεικτών ανεπάρκειας  $\lambda$  για κάθε στοιχείο σε κάθε στάθμη παρατίθενται συνολικά στο Παράρτημα Β. Στον Πίν. 4.5 φαίνεται το πλήθος των στοιχείων για τον έλεγχο επάρκειάς τους σε κάμψη και διάτμηση στο σύνολο του κτιρίου.

**Πίνακας 4.6** – Πλήθος μελών που είναι επαρκή ή ανεπαρκή στο σύνολο της κατασκευής.

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ				ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΥΛΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ			
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ			ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$\lambda < 1$		9	107	$\lambda < 1$		13	54
$\lambda \geq 1$		129	31	$\lambda \geq 1$		83	42



**Σχήμα 4.9** – Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας των μελών σε κάμψη και διάτμηση α)δοκοί, β)υποστυλώματα.

Οι αστοχίες των δομικών στοιχείων της υφιστάμενης κατασκευής είναι κυρίως λόγω κάμψης με μεγάλα ποσοστά ανεπάρκειας (Σχ. 4.9). Παρόλο που μειώθηκε η σεισμική δράση λόγω αλλαγής της στάθμης επιτελεστικότητας οι ανεπάρκειες παραμένουν σε μεγάλο βαθμό, ενώ τα ποσοστά αστοχίας των μελών λόγω διάτμησης μειώθηκαν συγκριτικά με αυτά της στάθμης Γ1. Παρόλα αυτά τα δομικά στοιχεία συνεχίζουν να είναι ανεπαρκή με τις ανεπάρκειες στις δοκούς να παρατηρούνται κυρίως στις στηρίξεις τους μην έχοντας οπλιστεί κατάλληλα και στα υποστυλώματα ανεπάρκειες σε ταυτόχρονη δράση αξονικής δύναμης με ροπή κάμψης.



### 4.3 Αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m

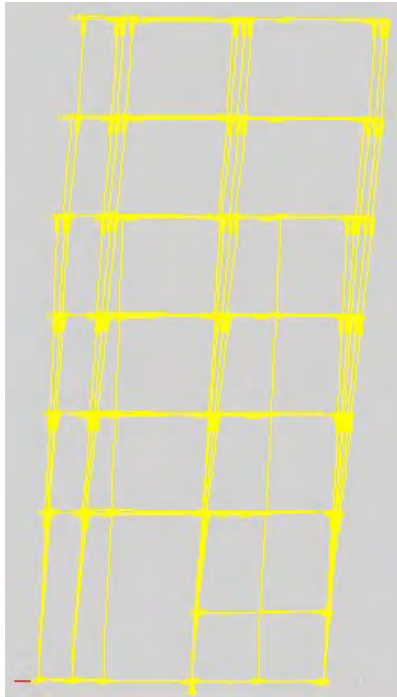
#### 4.3.1 Αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1

Όπως και με τη μέθοδο του καθολικού συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  έτσι και με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας  $m$  διεξάγεται πρώτα μια ιδιομορφική ανάλυση για τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων της κατασκευής. Εκτελώντας τη εξάγονται οι ιδιοπερίοδοι (Πίν. 4.6) και οι ιδιομορφές της κατασκευής όπως φαίνονται στο Σχ. 4.10.

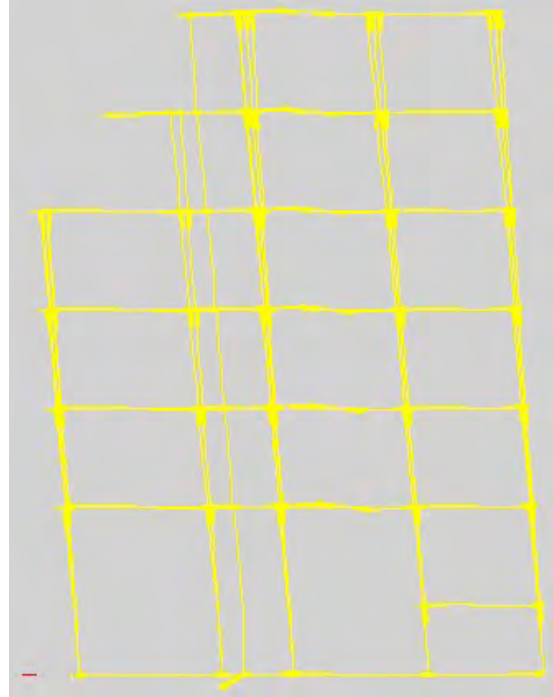
Πίνακας 4.7 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για τη ΘΜ1.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περιόδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	$\omega$	$\omega^2$	$a_x$	$a_y$	$v_x$	$v_y$	$m_x$	$m_y$	$\Sigma m_x$	$\Sigma m_y$
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
1	E1	No1	2.36088	0.42357	2.66138	7.08292	1.20428	1.20428	22.51574	6.29888	71.942	5.630	71.942	5.630
2		No2	2.26947	0.44063	2.76857	7.66499	1.25283	1.25283	7.05119	-23.0112	7.056	75.144	78.998	80.774
3		No3	1.62223	0.61644	3.87319	15.00158	1.75290	1.75290	5.91550	3.77066	4.966	2.018	83.964	82.792
4		No4	0.89655	1.11539	7.00817	49.11447	3.17164	3.17164	-2.92197	7.93490	1.212	8.935	85.176	91.727
5		No5	0.86696	1.15345	7.24736	52.52421	3.28160	3.28160	7.80030	3.10973	8.634	1.372	93.810	93.100
6		No6	0.69177	1.44558	9.08282	82.49763	4.11279	4.11279	-1.42791	1.74370	0.289	0.431	94.099	93.531
7		No7	0.52803	1.89384	11.89933	141.59402	4.73823	4.73823	-0.08418	4.71714	0.001	3.158	94.100	96.689
8		No8	0.47996	2.08352	13.09115	171.37822	4.73823	4.73823	4.63617	-0.05755	3.050	0.000	97.151	96.689
9		No9	0.39026	2.56242	16.10015	259.21491	4.73823	4.73823	0.89790	0.31564	0.114	0.014	97.265	96.703
10		No10	0.36945	2.70674	17.00693	289.23577	4.73823	4.73823	-0.09004	-3.21080	0.001	1.463	97.266	98.166

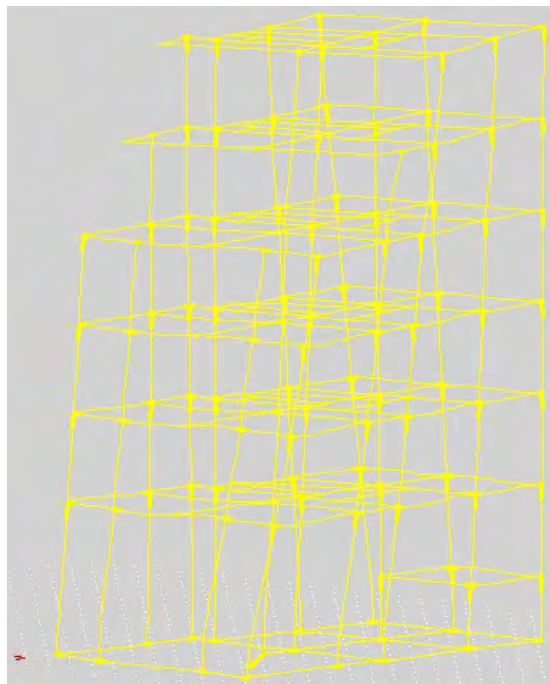
Όπως φαίνεται από τον Πίν. 4.6 η κατασκευή έχει μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο στις πρώτες ιδιομορφές, συγκριτικά με τη μέθοδο του καθολικού συντελεστή  $q$ , οι οποίες καθορίζουν κυρίως την απόκριση της κατασκευής. Αυτό συμβαίνει γιατί λαμβάνονται υπόψη οι ενεργές δυσκαμψίες των μελών οι οποίες είναι πολύ μικρότερες από τις γεωμετρικές που λαμβάνονται υπόψη στη μέθοδο του καθολικού συντελεστή  $q$ . Επίσης, οι τιμές των ιδιοπεριόδων δηλώνουν ότι η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη. Η τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου είναι μακριά από την τιμή του πλατό του φάσματος, το οποίο θα οδηγήσει σε πιο μικρή καταπόνηση την κατασκευή. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές για τη θέση μάζας 1 από τις οποίες οι δυο πρώτες είναι κυρίως μεταφορικές και η τρίτη στρεπτική (Σχ. 4.10).



(α)



(β)

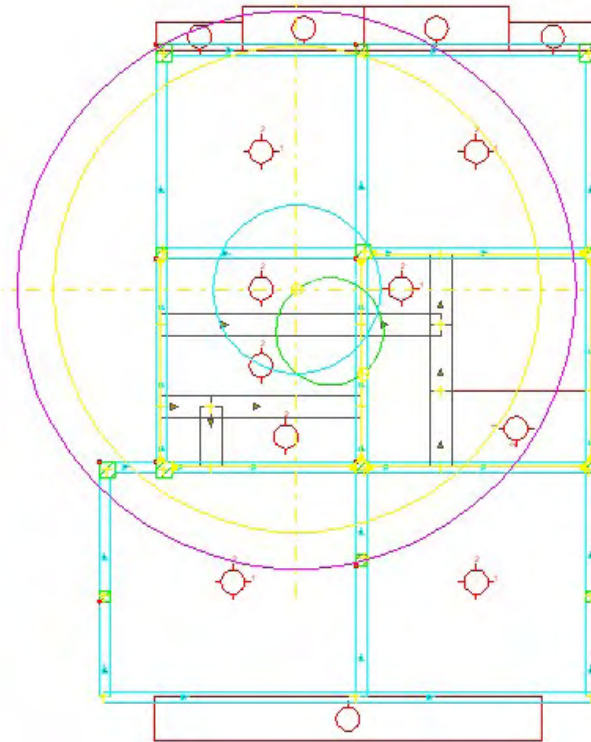


(γ)

**Σχήμα 4.10** – Ιδιομορφές υφιστάμενης κατασκευής για τη ΘΜ1 α)1<sup>η</sup>, β)2<sup>η</sup>, γ)3<sup>η</sup>.

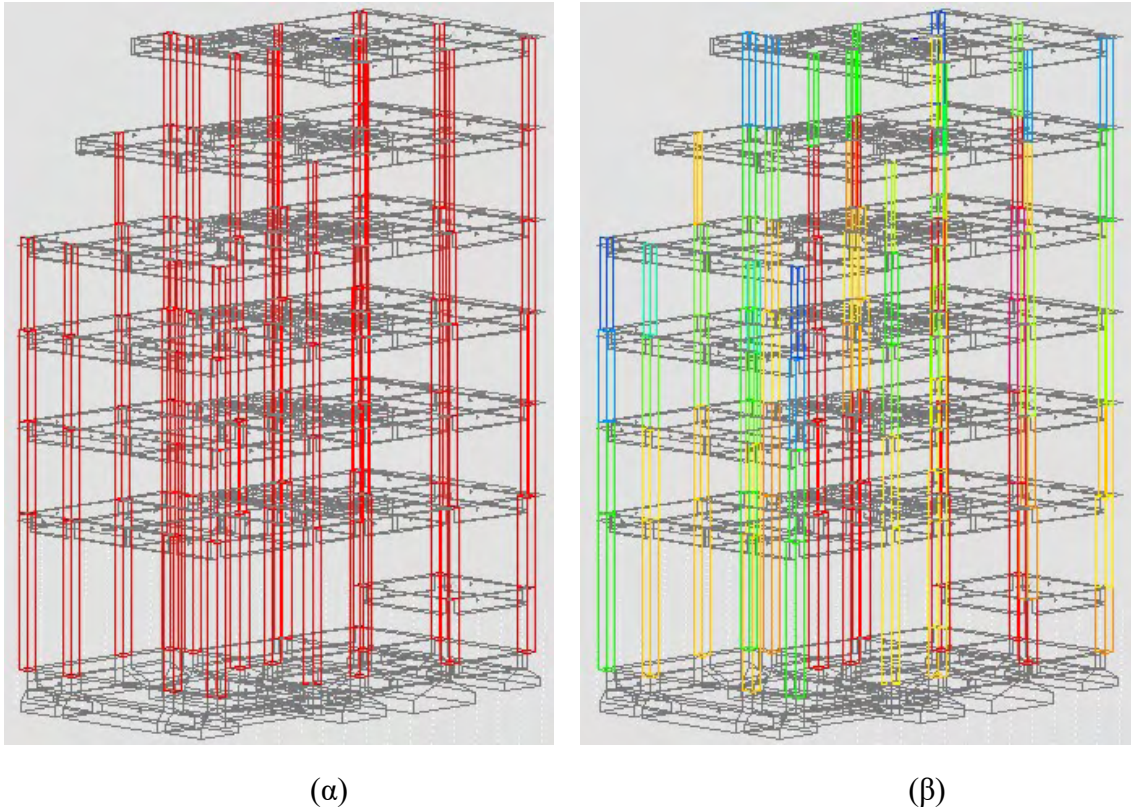
Η στρεπτική αντίσταση της κατασκευής που προκύπτει από αυτή τη μέθοδο είναι καλή παρουσιάζοντας κάποια στρεπτικά φαινόμενα πάλι στην πρώτη εσοχή, δηλαδή στη στάθμη Σ5. Αυτό ουσιαστικά συμβαίνει λόγω της διαφοράς δυσκαμψίας που γίνεται λόγω

της εσοχής. Οι χρωματικές ενδείξεις για τη στρεπτική αντίσταση περιγράφηκαν στην ενότητα 4.1.1 του παρόντος τεύχους.



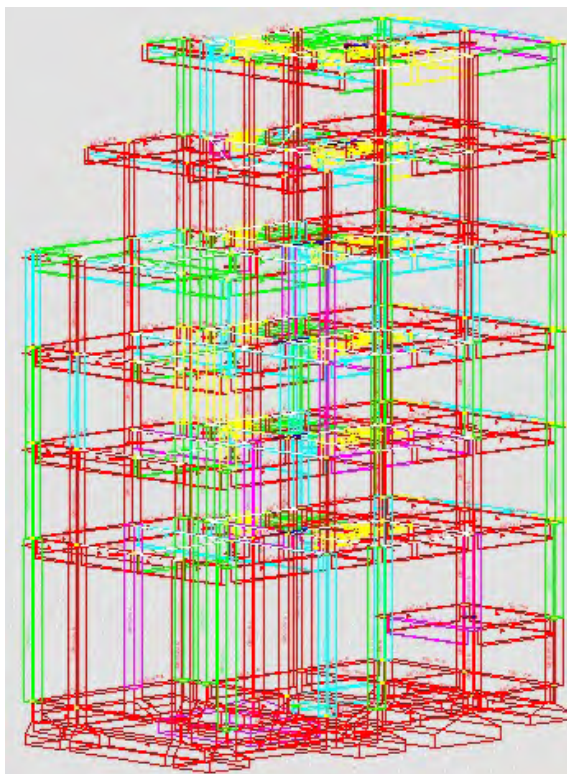
**Σχήμα 4.11** – Ελλείψεις δυστρεψίας στη στάθμη Σ5.

Η κατασκευή με αυτή τη μέθοδο προκύπτει πιο εύκαμπτη και γι' αυτό το λόγο οι μετακινήσεις των κατακόρυφων στοιχείων είναι πιο μεγάλες. Ως αποτέλεσμα αυτού είναι να ξεπερνούν όλα τα υποστυλώματα το όριο του  $1.5\% \cdot H_{op}$  που τίθεται από τον ΕΚ8 (Σχ. 4.12) καθιστώντας την αναγκαιότητα ενίσχυσης της κατασκευής απαραίτητη. Όσον αφορά στα ανηγμένα αξονικά φορτία (Σχ. 4.12) τα κατακόρυφα στοιχεία Κ5, Κ6, Κ9, Κ11 κυρίως των σταθμών Σ1, Σ2 αναπτύσσουν μεγάλες τιμές με αποτέλεσμα να είναι ευαίσθητα σε ταυτόχρονη κάμψη με τη δράση αξονικού.



**Σχήμα 4.12** – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α) σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β) ανηγμένα αξονικά φορτία.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής, μετά τη σεισμική καταπόνηση με τους συνδυασμούς φόρτισης που παρουσιάστηκαν στον Πίν. 4.4, με χρωματική ένδειξη η οποία περιγράφηκε αναλυτικά στην ενότητα 4.2.1. Παρατηρείται σε αυτή την περίπτωση ότι η κατάσταση είναι καλύτερη από αυτή της μεθόδου του καθολικού συντελεστή  $q$  αφού οι ανεπάρκειες δεν είναι τόσο εκτεταμένες.



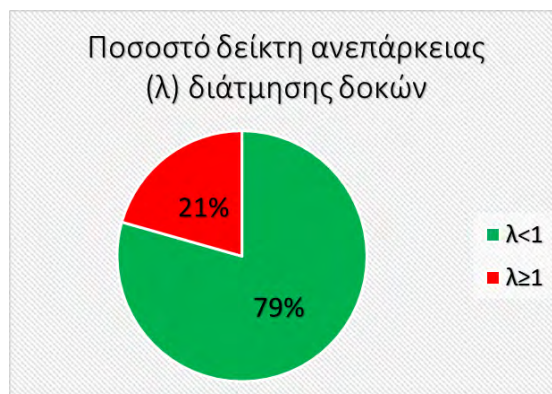
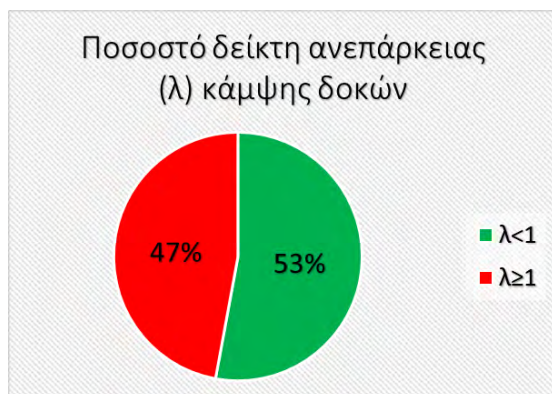
**Σχήμα 4.13** – Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών υφιστάμενης κατασκευής.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται το πλήθος των στοιχείων (Πίν. 4.7) που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή των διαγραμμάτων με βάση το συντελεστή ανεπάρκειας  $\lambda$  καθώς και τα αντίστοιχα διαγράμματα.

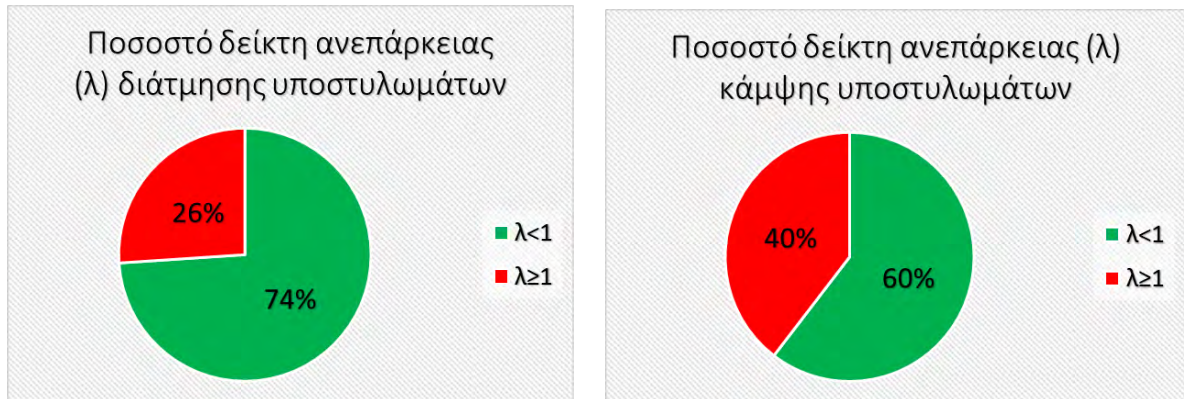
**Πίνακας 4.8** – Πλήθος μελών που είναι επαρκή ή ανεπαρκή στο σύνολο της κατασκευής.

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ			
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$\lambda < 1$		73	104
$\lambda \geq 1$		65	27

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΥΛΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ			
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$\lambda < 1$		58	71
$\lambda \geq 1$		38	25



(α)



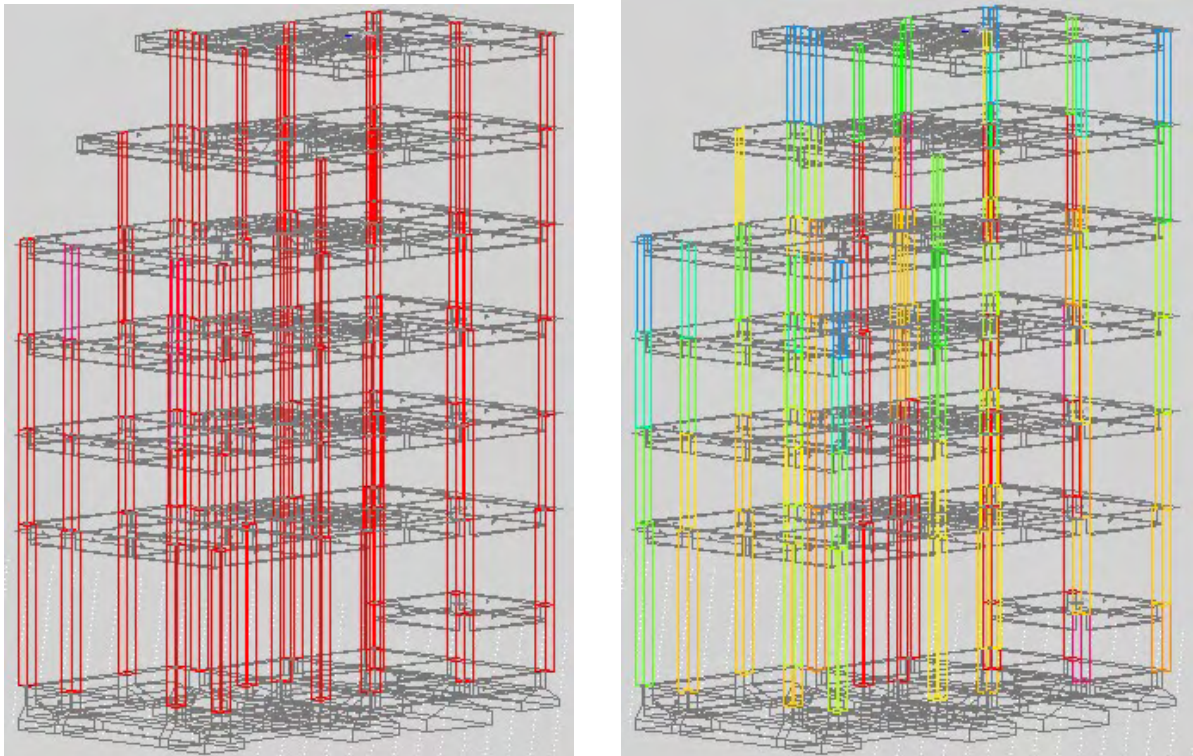
(β)

**Σχήμα 4.14** – Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας των μελών σε κάμψη και διάτμηση α)δοκοί, β)υποστυλώματα.

Είναι σαφές ότι μειώθηκαν οι ανεπάρκειες στην υφιστάμενη κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχ. 4.14, καθώς με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών  $m$  η σεισμική δράση που λαμβάνει κάθε μέλος διαιρείται με το δικό του δείκτη  $m$  ο οποίος αντικατοπτρίζει την πλαστιμότητά του. Αυτό οδηγεί σε ακριβέστερα αποτελέσματα αφού κάθε μέλος εκμεταλλεύεται τη διαθέσιμη πλαστιμότητά του και η αστοχία του ανταποκρίνεται περισσότερο στην πραγματικότητα. Επίσης, παρατηρείται από τα διαγράμματα ότι το ποσοστό αστοχίας σε κάμψη είναι μεγαλύτερο από αυτό λόγω διάτμησης στις δοκούς και στα υποστυλώματα.

#### 4.3.2 Αποτίμηση για στάθμη επιτελεστικότητας B2

Σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας όσο αφορά στις ιδιοπεριόδους και στις ιδιομορφές ισχύουν τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης που εξήχθησαν από τη στάθμη Γ1 από την ενότητα 4.3.1. Άρα η κατασκευή προκύπτει πιο εύκαμπτη παρουσιάζοντας μεγάλες σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Αυτό υποδηλώνεται από την κόκκινη χρωματική ένδειξη που παρατηρείται στο Σχ. 4.15 σημειώνοντας ότι οι μετακινήσεις υπερβαίνουν το όριο του ΕΚ8. Τα ανηγμένα αξονικά φορτία είναι μεγάλα κυρίως στα υποστυλώματα K5, K9, K11 σταθμών Σ1, Σ2 (Σχ. 4.15).

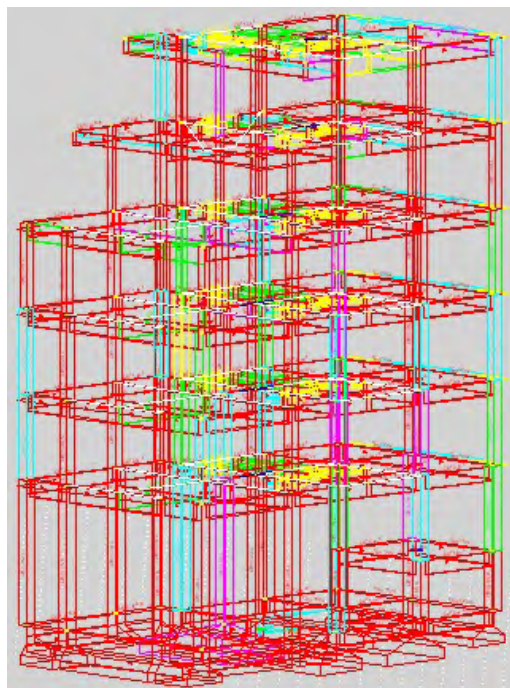


(α)

(β)

**Σχήμα 4.15** – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α) σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β) ανηγμένα αξονικά φορτία.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής, μετά τη σεισμική καταπόνηση, με χρωματική ένδειξη η οποία περιγράφηκε στην ενότητα 4.2.1.

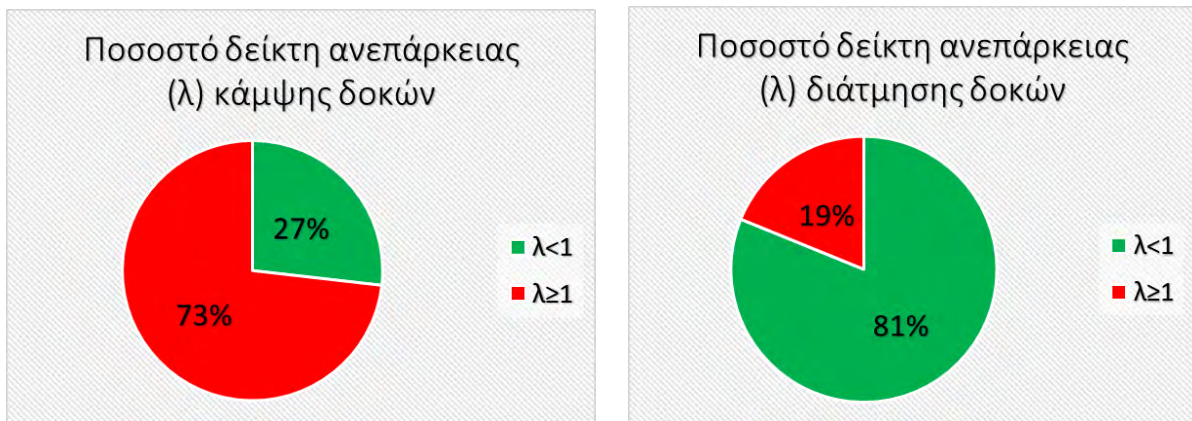


**Σχήμα 4.16** – Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών υφιστάμενης κατασκευής.

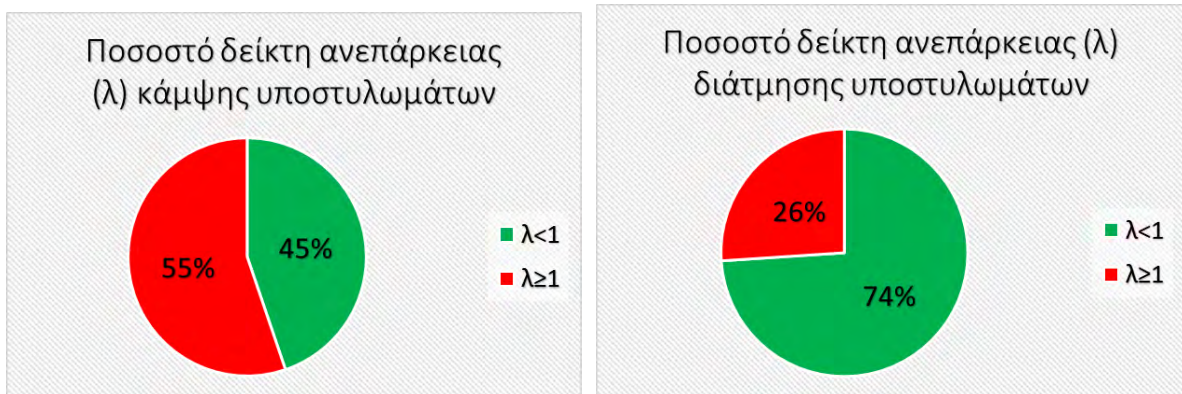
Επίσης σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στον Πίν. 4.9 το πλήθος των στοιχείων για τον έλεγχο επάρκειάς τους σε κάμψη και διάτμηση στο σύνολο του κτιρίου για την καλύτερη κατανόησή τους.

**Πίνακας 4.9** – Πλήθος μελών που είναι επαρκή ή ανεπαρκή στο σύνολο της κατασκευής.

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΚΤΗΡΙΟΥ				ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΥΛΩΝ ΚΤΗΡΙΟΥ			
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ			ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$\lambda < 1$		37	112	$\lambda < 1$		43	71
$\lambda \geq 1$		101	26	$\lambda \geq 1$		53	25



(α)



(β)

**Σχήμα 4.17** – Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας των μελών σε κάμψη και διάτμηση α)δοκοί, β)υποστυλώματα.

Τα ποσοστά είναι παρόμοια με την στάθμη Γ1 αφού το μεγαλύτερο ποσοστό των ανεπαρκειών σε δοκούς και υποστυλώματα είναι η κάμψη ενώ οι διατμητικές ανεπάρκειες είναι σχετικά λίγες.



Αυτό που αξίζει να αναφερθεί για την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με τις μεθόδους που πραγματοποιήθηκαν μέχρι αυτό το σημείο είναι ότι κάποια στοιχεία μπορεί να αστοχούν και σε κάμψη και σε διάτμηση αλλά σαν αστοχία λαμβάνεται αυτή με το μεγαλύτερο συντελεστή ανεπάρκειας.

### 4.4 Αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με την υπερωθητική ανάλυση

Η υπερωθητική ανάλυση δεν μπορεί να εφαρμοστεί στην αποτίμηση της συγκεκριμένης υφιστάμενης κατασκευής καθώς υπάρχει σημαντική επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκρισή της. Ο έλεγχος της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών πραγματοποιείται από το ΡΑΦ σύμφωνα με την §5.7.2.(α) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως φαίνεται στον Πίν. 4.10.

**Πίνακας 4.10** – Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης.

Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2(α)						
α/α	Θέση Μάζας	Διεύθυνση	Στάθμη	1.30·F1	Ftot	1.30·F1 > Ftot
				kN		
-	Κανονικό κτήριο με ένα μόνο διάφραγμα σε κάθε στάθμη. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					✓
-	Δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					✓
1	1	x	Σ6	115.54	148.66	⚠
2			Σ5	298.38	340.34	⚠
3			Σ4	447.78	466.33	⚠
4			Σ3	581.71	595.39	⚠
5			Σ2	683.17	709.57	⚠
6			Σ1	752.25	804.82	⚠
7			Θ-Σ1	754.95	807.97	⚠
8		y	Σ6	118.04	163.46	⚠
9			Σ5	304.59	349.28	⚠
10			Σ4	468.82	476.70	⚠
11			Σ3	624.80	613.55	✓
12			Σ2	744.15	737.56	✓
13			Σ1	827.05	841.84	⚠
14			Θ-Σ1	829.59	845.34	⚠
15	2	x	Σ6	152.08	148.59	✓
16			Σ5	393.24	341.87	✓
17			Σ4	592.70	471.46	✓
18			Σ3	774.58	602.50	✓
19			Σ2	912.90	717.49	✓
20			Σ1	1007.80	812.36	✓
21			Θ-Σ1	1011.12	815.53	✓
22		y	Σ6	156.24	164.24	⚠
23			Σ5	405.08	359.44	✓
24			Σ4	621.61	495.96	✓
25			Σ3	826.95	640.15	✓
26			Σ2	983.70	767.46	✓
27			Σ1	1091.83	871.72	✓
28			Θ-Σ1	1095.41	875.46	✓

Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2(α)						
α/α	Θέση Μάζας	Διεύθυνση	Στάθμη	1.30·F1	Ftot	1.30·F1 > Ftot
				kN		
-	Κανονικό κτήριο με ένα μόνο διάφραγμα σε κάθε στάθμη. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					✓
-	Δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους. Η Υπερωθητική Ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί.					✓
29	3	x	Σ6	137.89	149.87	⚠
30			Σ5	357.32	336.71	✓
31			Σ4	539.01	450.17	✓
32			Σ3	700.68	567.22	✓
33			Σ2	822.50	677.43	✓
34			Σ1	904.54	771.86	✓
35			Θ-Σ1	907.76	775.21	✓
36		y	Σ6	150.60	168.50	⚠
37			Σ5	389.96	362.11	✓
38			Σ4	599.78	493.05	✓
39			Σ3	798.82	634.14	✓
40			Σ2	950.81	761.79	✓
41			Σ1	1055.81	868.48	✓
42			Θ-Σ1	1059.20	872.23	✓
43	4	x	Σ6	152.87	147.53	✓
44			Σ5	396.37	345.67	✓
45			Σ4	598.44	481.08	✓
46			Σ3	787.67	621.64	✓
47			Σ2	933.25	743.06	✓
48			Σ1	1035.13	842.46	✓
49			Θ-Σ1	1038.25	845.42	✓
50		y	Σ6	152.35	166.72	⚠
51			Σ5	395.42	361.38	✓
52			Σ4	608.93	495.64	✓
53			Σ3	811.64	638.73	✓
54			Σ2	966.54	767.22	✓
55			Σ1	1073.71	873.70	✓
56			Θ-Σ1	1077.11	877.41	✓

Αγνοώντας αυτή την αδυναμία εφαρμογής και προσπαθώντας να γίνει μια υπερωθητική ανάλυση το ΡΑΦ εμφανίζει προειδοποιητικό μήνυμα ότι υπάρχουν ανεπάρκειες σε στηρίξεις κάποιων δοκών από τη στατική φόρτιση G+0.3Q. Παραβλέποντας όλα τα προειδοποιητικά μηνύματα και συνεχίζοντας την ανάλυση, η τελευταία τερματίζεται λόγω ανάπτυξης μεγάλων ανηγμένων αξονικών φορτίων σε κάποια υποστυλώματα χωρίς να σχηματίζεται η καμπύλη ικανότητας. Όλα τα προαναφερθέντα υποδηλώνουν τις σοβαρές ανεπάρκειες που έχει η υφιστάμενη κατασκευή καθιστώντας απαραίτητη την ενίσχυσή της.

## Κεφάλαιο 5 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 5.1 Γενική περιγραφή ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής

Στο Κεφάλαιο 4 του παρόντος τεύχους παρουσιάζεται η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με τη βοήθεια τριών αναλύσεων, δυο ελαστικών και μιας ανελαστικής. Από την αποτίμηση διαπιστώθηκαν σοβαρές ανεπάρκειες στην κατασκευή με αποτέλεσμα την απόφαση ενίσχυσής της ώστε να βελτιωθεί η σεισμική της συμπεριφορά αλλά και σημαντικά χαρακτηριστικά όπως η στρεπτική της αντίσταση. Ο ανασχεδιασμός της κατασκευής γίνεται με τη βοήθεια της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, η οποία αποτελεί τον ελάχιστο στόχο για τη κατηγορία σπουδαιότητας της υφιστάμενης κατασκευής. Αυτό που αξίζει να σημειωθεί είναι ότι με την ανελαστική ανάλυση δεν ελέγχονται η θεμελίωση και οι πλάκες. Οι δυο προτάσεις ενίσχυσης που εξετάζονται είναι οι εξής:

- **Πρόταση ενίσχυσης Α**

Η συγκεκριμένη μέθοδος ενίσχυσης περιλαμβάνει τις εξής τεχνικές:

1. Ενίσχυση υποστλωμάτων με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα
2. Ενίσχυση δοκών με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα

- **Πρόταση ενίσχυσης Β**

Η συγκεκριμένη μέθοδος ενίσχυσης περιλαμβάνει τις εξής τεχνικές:

1. Τοιχωματοποίηση πλαισίων
2. Ενίσχυση υποστλωμάτων με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα
3. Ενίσχυση δοκών με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα

Για τις προτάσεις ενίσχυσης που αναφέρθηκαν θα χρησιμοποιηθούν υλικά με τις εξής ιδιότητες:

- Ποιότητα σκυροδέματος: C30/37 (ΚΤΣ, 2016)
- Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: B500C
- Ποιότητα χάλυβα βλήτρων: B500C

## 5.2 Πρόταση ενίσχυσης A

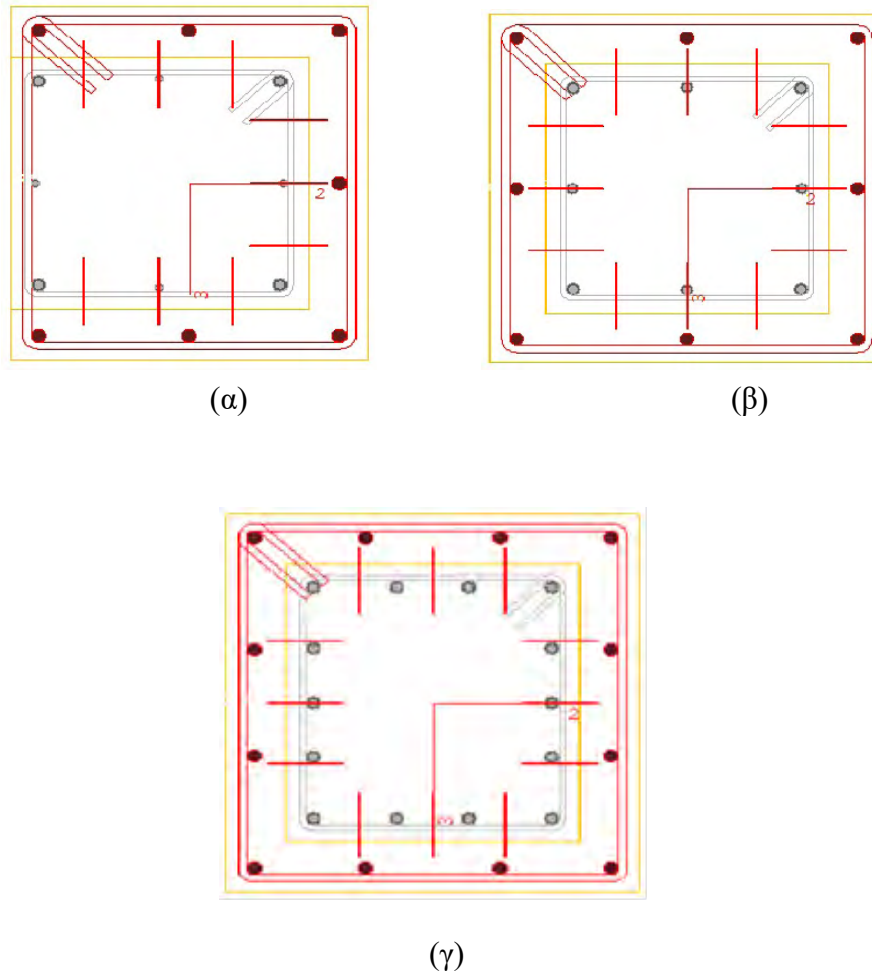
Από την αποτίμηση της κατασκευής διαπιστώθηκαν αρκετές ανεπάρκειες σε υποστυλώματα και δοκούς λόγω κάμψης και διάτμησης. Στα υποστυλώματα υπάρχουν καμπτικές αστοχίες λόγω διαξονικής κάμψης και διατμητικές αστοχίες λόγω αραιών συνδετήρων. Όσον αφορά στις δοκούς, οι αστοχίες είναι καμπτικές κυρίως και παρατηρούνται στις στηρίξεις στο άνω πέλμα. Για τους προαναφερθέντες λόγους χρησιμοποιήθηκαν μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στις δοκούς και στα υποστυλώματα για την κατάλληλη ενίσχυσή τους. Στη συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά η πρόταση ενίσχυσης A για την καλύτερη κατανόησή της.

### 5.2.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων

Αρχικά πραγματοποιήθηκε η ενίσχυση των υποστυλωμάτων τοποθετώντας μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα σε κάθε παρειά για τα εσωτερικά υποστυλώματα, ενώ στα περιμετρικά υποστυλώματα τοποθετήθηκε τρίπλευρος μανδύας λόγω της ύπαρξης όμορων κτιρίων. Για τις στάθμες Θ-Σ1, Σ1, Σ2 κατασκευάστηκε μανδύας πάχους 8 cm για τα εσωτερικά και περιμετρικά υποστυλώματα, ενώ για τις στάθμες Σ3, Σ4, Σ5, Σ6 ο μανδύας είναι πάχους 6 cm για τα εσωτερικά και τα περιμετρικά. Έχει γίνει ενίσχυση όλων των υποστυλωμάτων των σταθμών εκτός δυο υποστυλωμάτων από τη στάθμη Σ6. Αυτό έγινε γιατί στα υποστυλώματα είτε αναπτύσσονταν μεγάλα ανηγμένα αξονικά φορτία είτε οι στροφές χορδής ήταν μεγάλες με αποτέλεσμα την αστοχία τους. Επίσης η ενίσχυση όλων των υποστυλωμάτων βοήθησε και στη βελτίωση της στρεπτικής αντίστασης του φορέα. Η σύνδεση του παλαιού με το νέο σκυρόδεμα έγινε με βλήτρα διαμέτρου Φ12, με μήκος έμπηξης 8 cm, μήκος κεφαλής 2.5 cm, με την τοποθέτησή τους σε αποστάσεις των 10 cm στην εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση.

#### 5.2.1.1 Ενισχυμένες διατομές στις στάθμες Θ-Σ1,Σ1,Σ2

Ο διαμήκης προστιθέμενος οπλισμός του μανδύα αποτελείται από ράβδους Φ20 και ο συνδετήρας είναι Φ12/10 cm σε όλα τα υποστυλώματα. Το πλήθος των διαμήκων ράβδων που έχουν τοποθετηθεί είναι τέτοιο ώστε να ικανοποιούνται τα όρια  $A_{s,min}$  και  $A_{s,max}$  που θέτει ο ΕΚ8, ανάλογα με τις διαστάσεις της διατομής, αλλά και να εξασφαλίζεται η επάρκειά της σε όρους γωνιών στροφής χορδής. Σε αυτές τις στάθμες υπάρχουν τρία είδη ενισχυμένων διατομών τα οποία φαίνονται στο Σχ. 5.1 όπου με γκρι χρώμα απεικονίζεται ο υφιστάμενος οπλισμός και με κόκκινο ο νέος οπλισμός και τα βλήτρα.

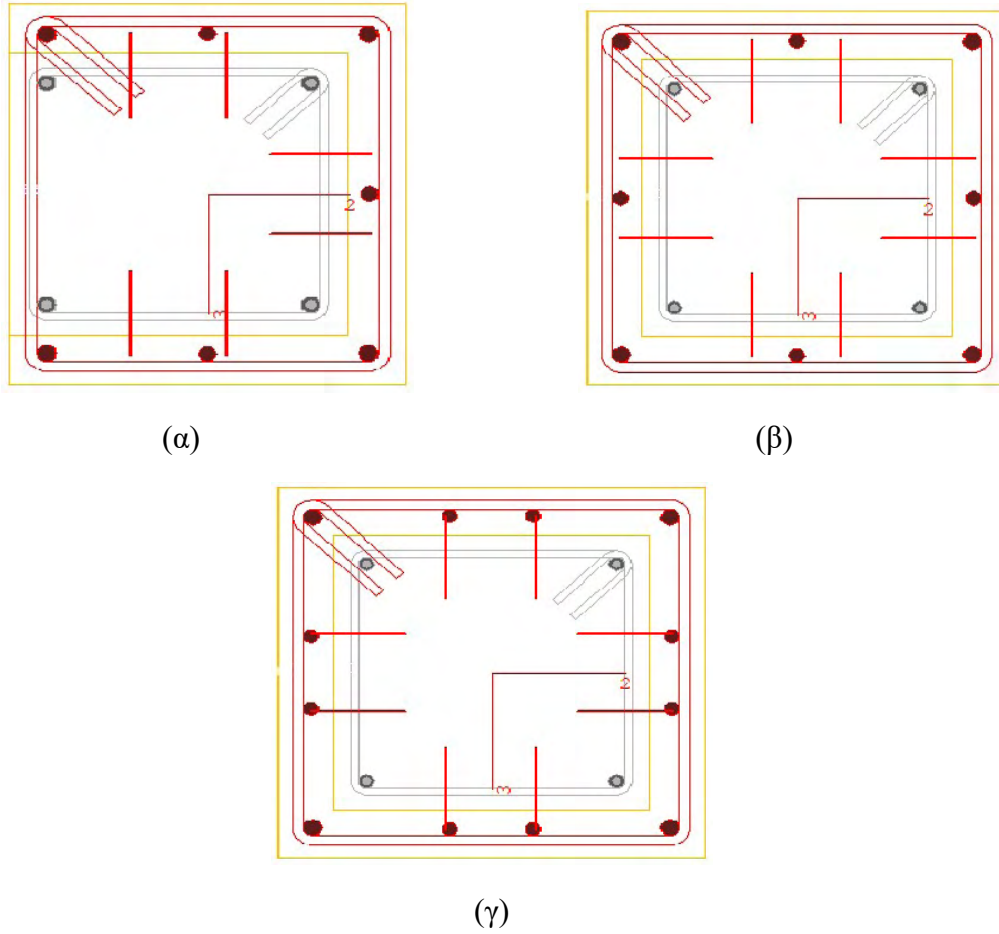


**Σχήμα 5.1** – Μανδύας υποστλωμάτων α)Κ1, β)Κ2, γ)Κ11.

Στο Σχ. 5.1 φαίνονται οι διατομές δυο εσωτερικών υποστλωμάτων και ενός περιμετρικού. Στο περιμετρικό, όπως φαίνεται στο Σχ. 5.1(α), ο συνδετήρας στην πραγματικότητα είναι ανοιχτός και αγκυρώνεται στο παλαιό σκυρόδεμα, αλλά αυτό δεν γίνεται να προσομοιωθεί ακριβώς και γι' αυτό γίνεται μια παραδοχή ότι ο συνδετήρας είναι κλειστός αγνοώντας τις συνέπειες στα αποτελέσματα.

#### 5.2.1.2 Ενισχυμένες διατομές στη στάθμη Σ3

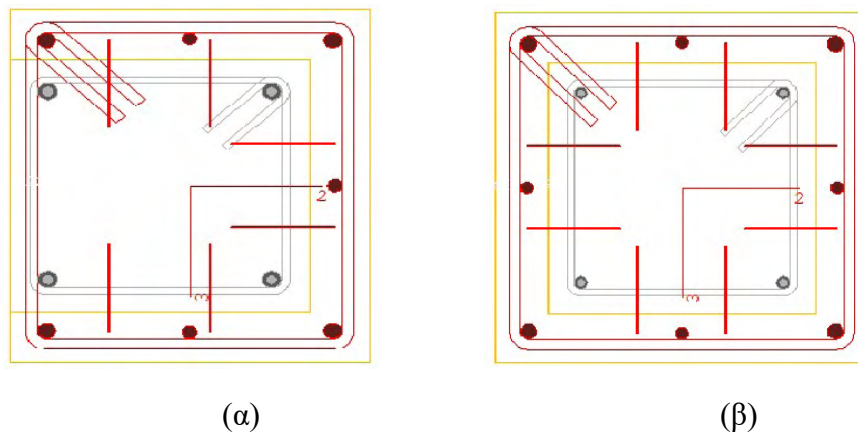
Σε αυτή τη στάθμη ο μανδύας είναι 6 cm για όλα τα υποστλώματα, περιμετρικά και εσωτερικά. Οι διαμήκεις ράβδοι που έχουν τοποθετηθεί είναι σε όλα τα υποστλώματα Φ18 ενώ το υποστύλωμα Κ11 οπλίστηκε με ράβδους Φ18 στις γωνίες και Φ16 ενδιάμεσα. Όσον αφορά στους συνδετήρες παραμένουν Φ12/10 cm. Υπάρχουν τρία είδη διατομών τα οποία παρουσιάζονται στο Σχ. 5.2.

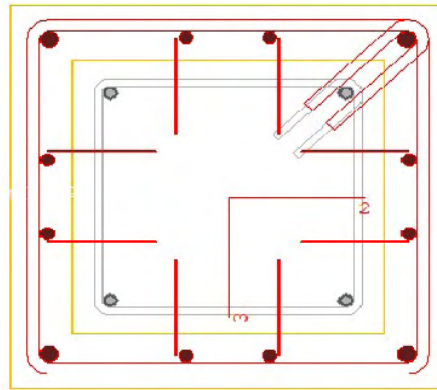


Σχήμα 5.2 – Μανδύας υποστρωμάτων α)Κ1, β)Κ2, γ)Κ11.

### 5.2.1.3 Ενισχυμένες διατομές στη στάθμη Σ4

Σε αυτή τη στάθμη οι μανδύες παραμένουν με πάχος 6 cm σε όλα τα υποστρώματα. Υπάρχουν τριών ειδών διατομές με διαμήκειες ράβδους Φ18 στις γωνίες και Φ14 ενδιάμεσα όπως φαίνεται στο Σχ. 5.3.



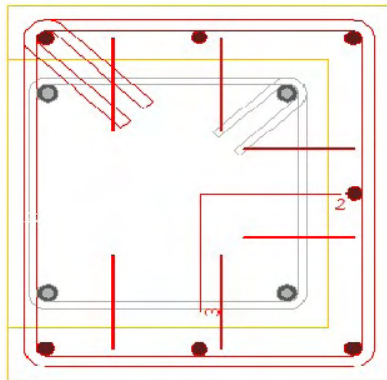


(γ)

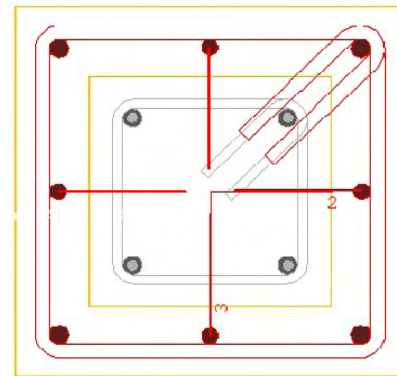
Σχήμα 5.3 – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ1, β)Κ2, γ)Κ11.

#### 5.2.1.4 Ενισχυμένες διατομές στις στάθμες Σ5,Σ6

Διατηρείται ο μανδύας πάχους 6 cm σε όλα τα υποστυλώματα με την ύπαρξη δυο διατομών όσο αφορά τις διατάξεις όπλισης. Στη στάθμη Σ5 υπάρχουν διαμήκειες ράβδοι Φ16 στις γωνίες και Φ14 ενδιάμεσα ενώ στη στάθμη Σ6 ράβδοι Φ14 στις γωνίες και ενδιάμεσα. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται στο Σχ. 5.4.



(α)



(β)

Σχήμα 5.4 – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ1, β)Κ2.

#### 5.2.2 Ενίσχυση δοκών

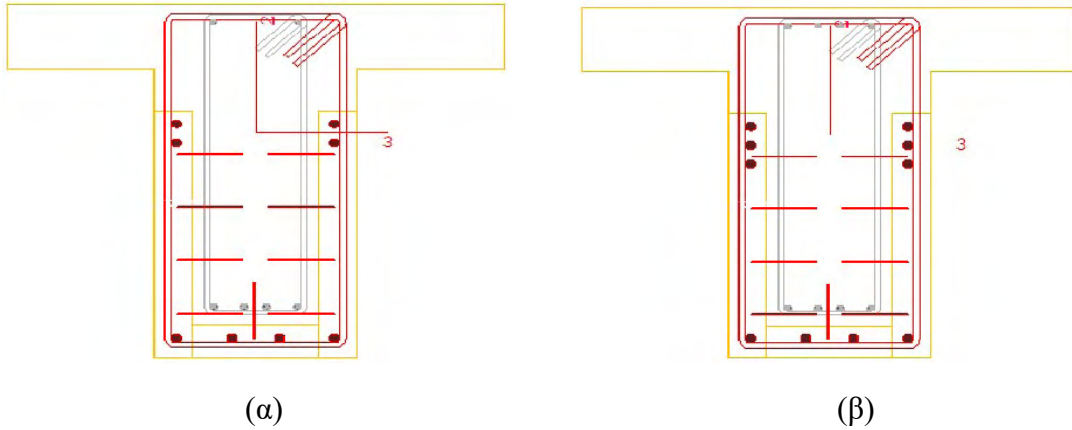
Η ενίσχυση των δοκών πραγματοποιήθηκε με μανδύα πάχους 6 cm από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στον κορμό τους. Για τις δοκούς που βρίσκονται στην περίμετρο του κτιρίου τοποθετήθηκε μανδύας στο κάτω πέλμα και μόνο στη μια πλευρά του κορμού, ενώ στις εσωτερικές στις δυο πλευρές του κορμού και στο κάτω πέλμα τους. Κατά την αρχική αποτίμηση οι περισσότερες ανεπάρκειες των δοκών σημειώθηκαν στις στηρίξεις, δηλαδή στη σύνδεση δοκού με υποστύλωμα. Για την αντιμετώπιση αυτής της ανεπάρκειας



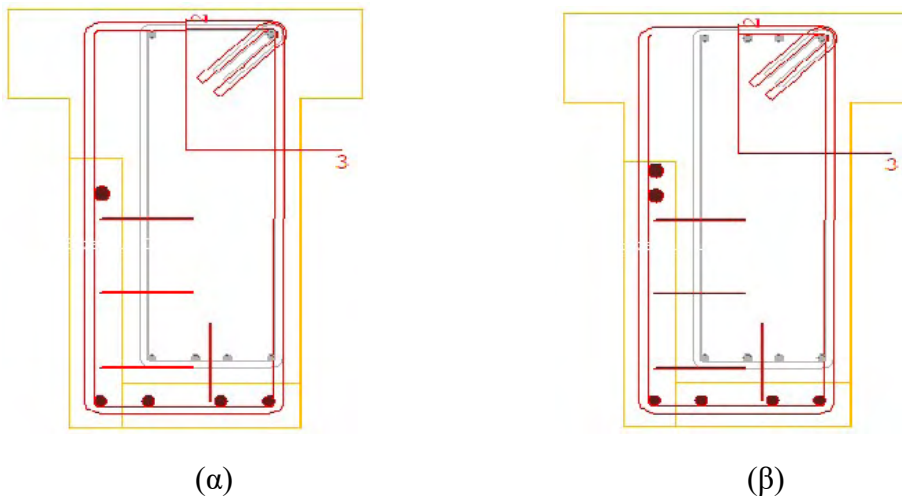
χρειάζεται επιπλέον οπλισμός για να παραλάβει τις αρνητικές ροπές στις στηρίξεις, δηλαδή τον εφελκυσμό στην άνω ίνα. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με την προσθήκη ράβδων οπλισμού στο μέρος του κορμού της δοκού που βρίσκεται μέσα στην πλάκα αλλά είναι μια μέθοδος που θα αυξήσει σημαντικά το κόστος. Γι' αυτό σαν τρόπος επιλέγεται η προσθήκη ράβδων, στην περιοχή που θα τοποθετηθεί ο μανδύας, κάτω από την πλάκα έτσι ώστε να βρίσκονται στην εφελκυσόμενη ζώνη στην περιοχή των στηρίξεων για αύξηση της καμπτικής τους αντοχής. Παράλληλα με την τοποθέτηση του μανδύα στον κορμό των δοκών αυξάνεται και η διατμητική τους αντοχή. Η σύνδεση του παλαιού με το νέο σκυρόδεμα έγινε με βλήτρα διαμέτρου  $\Phi 12$ , με μήκος έμπηξης 8 cm, μήκος κεφαλής 2.5 cm, με την τοποθέτησή τους σε αποστάσεις των 10 cm στην εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση.

#### 5.2.2.1 Ενίσχυση δοκών τυπικών ορόφων ( $\Sigma 1, \Sigma 2, \Sigma 3, \Sigma 4$ )

Έγινε ενίσχυση όλων των δοκών των τυπικών ορόφων καθώς οι ανεπάρκειες που παρουσιάζονταν ήταν αρκετά μεγάλες, εκτός από δυο δοκούς στη στάθμη  $\Sigma 4$  οι οποίες δεν παρουσίαζαν κάποιες ανεπάρκειες μετά την ανακατανομή της έντασης. Αυτό δεν είναι περίεργο παρόλο που έχουν ίδια διατομή με τις αντίστοιχες δοκούς των άλλων τυπικών ορόφων καθώς σε αυτές δεν εφαρμόζονται τόσο μεγάλα φορτία μην έχοντας φορτία τοιχοπληρώσεων να τις καταπονούν όπως οι άλλες. Έχουν τοποθετηθεί διαμήκεις οπλισμοί στις δοκούς έτσι ώστε να ικανοποιούν τα όρια  $A_{s,min}$  και  $A_{s,max}$  που θέτει ο ΕΚ8 αλλά και να είναι επαρκείς. Στην κάτω παρειά των δοκών τοποθετήθηκαν διαμήκεις ράβδοι διαμέτρου  $\Phi 12$ ,  $\Phi 14$ ,  $\Phi 16$ , ενώ στην άνω παρειά, κάτω από την πλάκα, τοποθετήθηκαν ράβδοι διαμέτρου  $\Phi 14$ ,  $\Phi 16$ ,  $\Phi 18$ ,  $\Phi 20$ . Ο οπλισμός που τοποθετήθηκε στην κάτω παρειά είναι για την παραλαβή του εφελκυσμού στο άνοιγμα και εκτείνεται σε όλο το μήκος των δοκών. Ο οπλισμός που τοποθετήθηκε στην άνω παρειά είναι για την παραλαβή του εφελκυσμού στις στηρίξεις και εκτείνεται μόνο στην περιοχή των στηρίξεων η οποία καθορίζεται από το ΡΑΦ σύμφωνα με ποσοστό του εύκαμπτου μήκους των δοκών που ορίζει ο ΕΚ8. Ωστόσο οπλισμοί στην άνω παρειά υπάρχουν και στο άνοιγμα για την κάλυψη των απαιτήσεων του ελάχιστου οπλισμού  $A_{s,min}$ . Οι συνδετήρες των δοκών είναι  $\Phi 10/10$  cm. Στη συνέχεια στα Σχ. 5.5 και 5.6 παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους στις οποίες με γκρι χρώμα παρατηρείται ο υφιστάμενος οπλισμός και με κόκκινο ο νέος.



Σχήμα 5.5 – Μανδύας δοκού Δ19 α)μέσον, β)στήριξη.

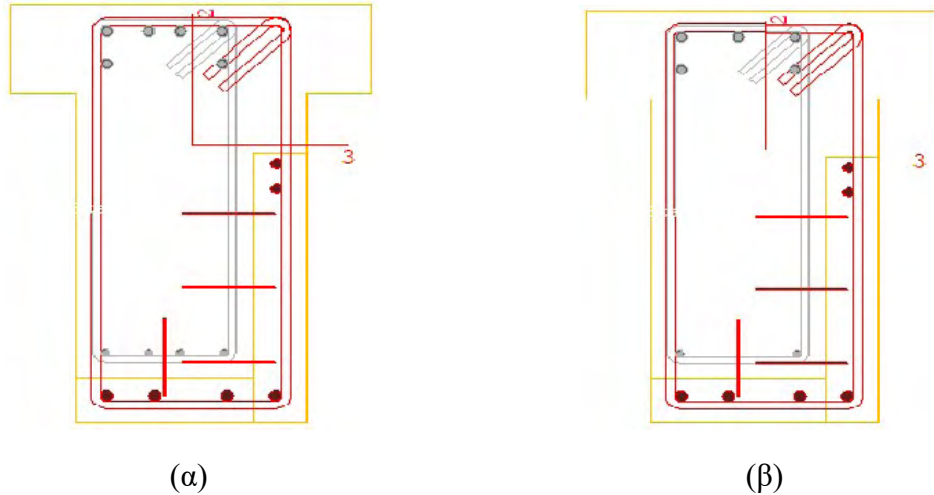


Σχήμα 5.6 – Μανδύας δοκού Δ21 α)μέσον, β)στήριξη.

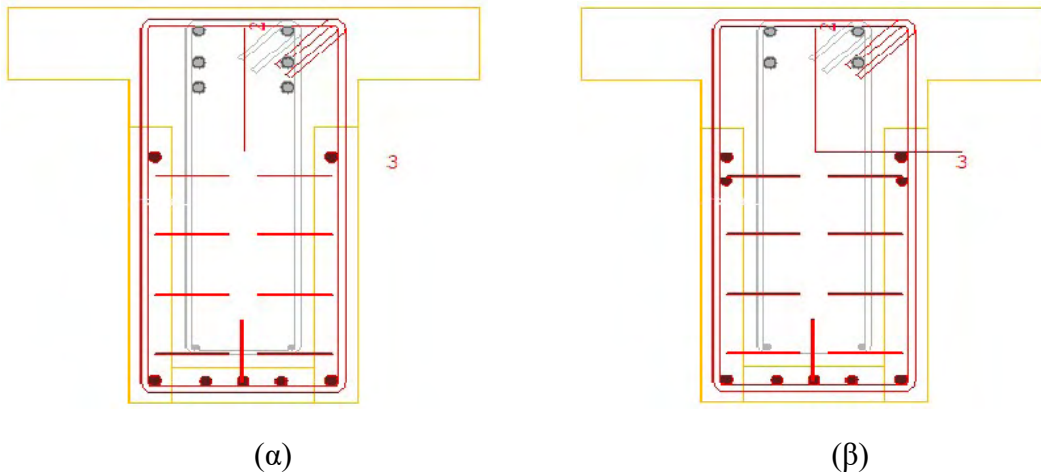
#### 5.2.2.2 Ενίσχυση δοκών στάθμης Σ5

Οι ενισχύσεις και σε αυτή τη στάθμη είναι εκτεταμένες καθώς ενισχύονται όλες οι δοκοί. Οι διαμήκεις οπλισμοί και οι συνδετήρες που τοποθετήθηκαν είναι ίδιας διαμέτρου με τις προηγούμενες στάθμες (Σχ. 5.7, 5.8). Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους.





Σχήμα 5.7 – Μανδύας δοκού Δ10 α)μέσον, β)στήριξη.



Σχήμα 5.8 – Μανδύας δοκού Δ13 α)μέσον, β)στήριξη.

### 5.2.2.3 Ενίσχυση δοκών στάθμης Σ6

Στη συγκεκριμένη στάθμη δεν έγινε ενίσχυση σε καμία δοκό.

### 5.2.3 Παράμετροι αναλύσεων

Η ενίσχυσης της κατασκευής έγινε με βάση την υπερωθητική ανάλυση όπως αναφέρθηκε στην αρχή του κεφαλαίου. Για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης όμως αλλάζουν οι παράμετροι σε σχέση με την αποτίμηση και αυτό γιατί ο φορέας είναι ενισχυμένος με αποτέλεσμα να αλλάζουν κάποιοι συντελεστές ασφαλείας όπως αυτός των δράσεων και οι τιμές των υλικών. Στον Πίν. 5.1 φαίνονται όλες οι παράμετροι που ορίστηκαν για την ιδιομορφική ανάλυση.

**Πίνακας 5.1 – Παράμετροι ιδιομορφικής ανάλυσης.**

<b>4 Κανονισμός - Επίπεδο γνώσης κατασκευής - Αντοχές μελών</b>	
Επίλυση για Αποτίμηση/Ενισχύσεις Υφιστάμενης Κατασκευής	ΝΑΙ
Κανονισμός:	ΚΑΝ.ΕΠΕ.
ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χωρίς Ικανοτικό-Στάθμη επιτελεστικότητα Α	ΟΧΙ
Τιμές Υλικών:	Μέσες Τιμές
Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ=	ΣΑΔ2 - Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
γ <sub>c</sub> =	1.10
γ <sub>s</sub> =	1.10
Κατηγορία συντελεστή γ <sub>Sd</sub> :	Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή/και επεμβάσεις
<input type="checkbox"/> Ελαστική ανάλυση για αποτίμηση με επαύξηση του γ <sub>Sd</sub> κατά 0.15	
Συντελεστής γ <sub>Sd</sub> =	1.20
<b>4 Επίδοση - Επιτελεστικότητα Κτηρίου</b>	
Επίπεδο Επιτελεστικότητας:	C - Οικονομική Κατάρρευση
Περίοδος Επαναφοράς TR:	TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια
<b>4 Μέθοδος Συντελεστή Συμπεριφοράς</b>	
Μέθοδος συντελεστή συμπεριφοράς	q - καθολικός συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς
<b>4 Επιλογές Ελέγχων Επάρκειας</b>	
Υπολογισμός Αντοχής σε Τέμνουσα με:	ΚΑΝ.ΕΠΕ. (παρ.7Γ)

Επίσης άλλαξαν οι παράμετροι της υπερωθητικής ανάλυσης καθώς ο φορέας είναι διαφορετικός και κατατάσσεται σε αυτούς με υψηλή πλαστιμότητα και η διακριτοποίηση της τέμνουσας βάσης αυξήθηκε. Αυτό που αξίζει να αναφερθεί είναι ότι βάσει του Παραρτήματος 9Α στην §9.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όταν γίνεται ανασχεδιασμός της κατασκευής με την ανελαστική στατική ανάλυση τότε δε γίνεται ικανοτικός έλεγχος. Οι αλλαγές παρουσιάζονται στον Πίν. 5.2.

**Πίνακας 5.2 – Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης.**

<b>4 Μέθοδος Υπερωθητικής Ανάλυσης</b>	
Τη κατανομή τέμνουσας:	Ορθογωνική Κατανομή
Τύπος Φορέα (C2):	Φορέας Τύπου 2. Φορείς υψηλής πλαστιμότητας
Κόμβος Ελέγχου Υπερωθητικής	Δ1-Σ6
2η κατανομή τέμνουσας:	Ιδιομορφική Κατανομή
Μέγιστο Πλήθος Βημάτων=	50 Βήματα
Μέγιστο Πλήθος Επαναλήψεων=	30 Επαναλήψεις
Εφαρμογή Τέμνουσας σε	30 Βήματα
Αξιολόγηση φαινομένων P-δ	ΝΑΙ
<b>4 Συνθήκες τερματισμού υπερωθητικής ανάλυσης</b>	
Υπέρβαση διατημητικής αντοχής μελών	ΟΧΙ
Στάθμη θ <sub>max</sub> =	0.2
Κτήριο d <sub>r</sub> =	1.5 %·Hολ
<b>4 Καμπύλη Αντίστασης - Προσδιορισμός Απαιτήσης</b>	
Μέθοδος διγραμμοποίησης καμπύλης αντίστασης:	Ίσα Εμβαδά
<b>4 Αντοχές μελών</b>	
Επιρροή περίσφιξης Υποστυλωμάτων	ΝΑΙ
Επιρροή περίσφιξης Τοικωμάτων	ΟΧΙ
Επιρροή περίσφιξης Δοκών	ΟΧΙ
Ολίσθηση ράβδων οπλισμού	ΝΑΙ
Υπολογισμός Ροπών-Καμπυλοτήτων με παρεμβολή	ΟΧΙ

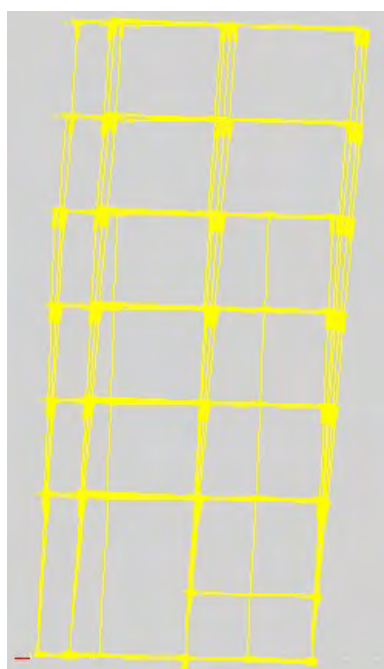
### 5.2.4 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης και σχολιασμός

Με την ιδιομορφική ανάλυση εξάγονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές της κατασκευής όπως παρουσιάζονται στον Πίν. 5.3 και ποιοτικά στο Σχ. 5.9.

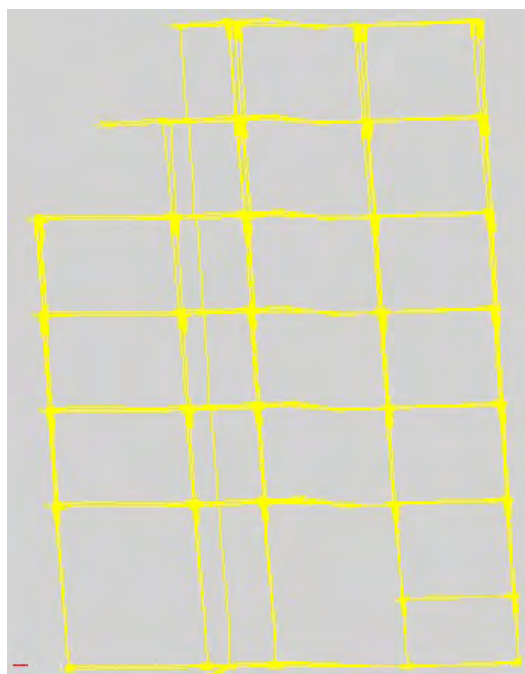
**Πίνακας 5.3** – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών της ενισχυμένης κατασκευής για τη ΘΜ1.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	$\omega$	$\omega^2$	$a_x$	$a_y$	$v_x$	$v_y$	$m_x$	$m_y$	$\Sigma m_x$	$\Sigma m_y$
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
1	E1	No1	0.81418	1.22822	7.71715	59.55448	1.16479	1.16479	22.66259	6.83451	72.884	6.629	72.884	6.629
2		No2	0.76645	1.30471	8.19777	67.20336	1.23755	1.23755	7.38421	-23.2565	7.738	76.755	80.622	83.383
3		No3	0.47925	2.08660	13.11050	171.88523	1.57941	1.57941	5.65075	3.41285	4.531	1.653	85.153	85.036
4		No4	0.26132	3.82679	24.04440	578.13323	1.57941	1.57941	6.67186	-4.66608	6.317	3.090	91.470	88.126
5		No5	0.24819	4.02922	25.31632	640.91610	1.57941	1.57941	4.76910	6.99135	3.228	6.936	94.698	95.062
6		No6	0.19711	5.07326	31.87625	1016.09550	1.57485	1.57485	-2.21669	1.84539	0.697	0.483	95.395	95.546
7		No7	0.14638	6.83171	42.92490	1842.54705	1.49472	1.49472	-0.38829	4.07882	0.021	2.361	95.416	97.907
8		No8	0.13750	7.27264	45.69532	2088.06252	1.48070	1.48070	4.08123	0.23614	2.364	0.008	97.780	97.915
9		No9	0.10978	9.10881	57.23234	3275.54130	1.43692	1.43692	-0.39888	-0.97026	0.023	0.134	97.803	98.048
10		No10	0.10626	9.41121	59.13240	3496.64070	1.43135	1.43135	-2.36401	0.56523	0.793	0.045	98.596	98.094

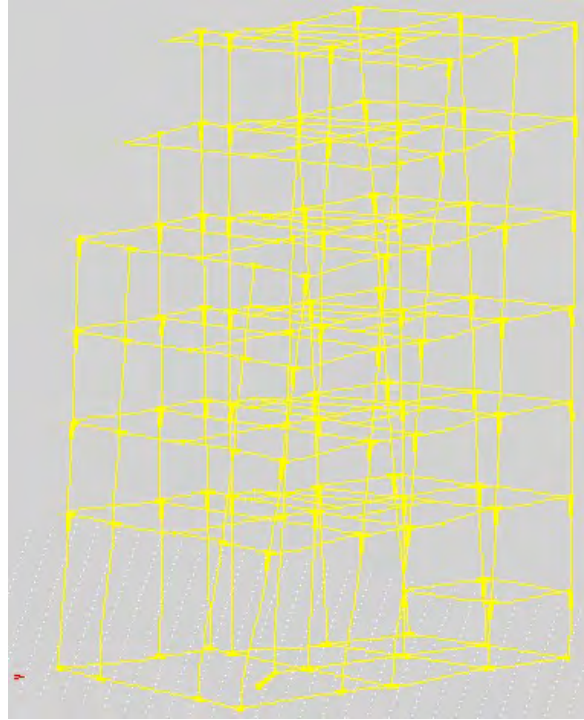
Οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής μειώθηκαν και αυτό είναι αναμενόμενο καθώς η δυσκαμψία του φορέα αυξήθηκε με την αύξηση των διαστάσεων των δομικών στοιχείων του ενισχύοντάς τα με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_1=0.8142$  sec ενεργοποιείται μεγάλο ποσοστό της ταλαντούμενης μάζας κάτι το οποίο δεν συνέβαινε στον αρχικό φορέα. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές της ενισχυμένης κατασκευής.



(α)



(β)



(γ)

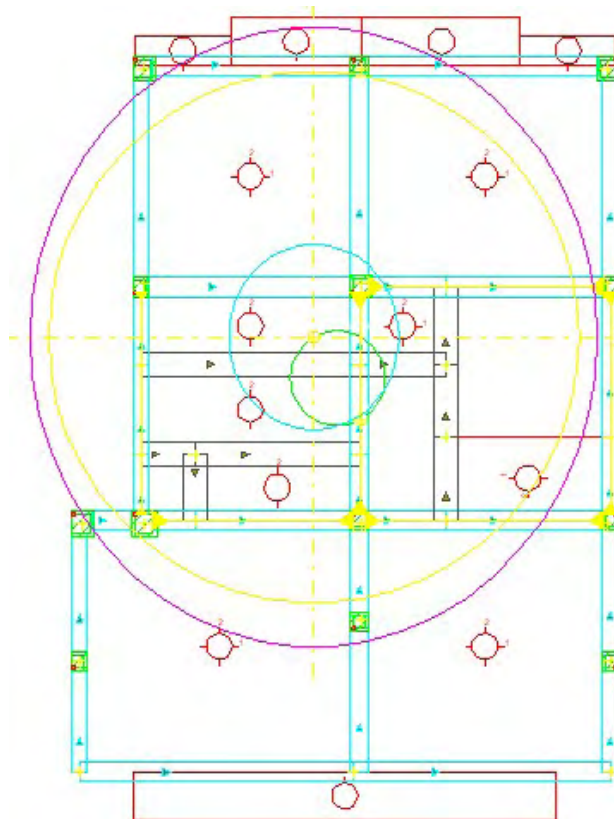
**Σχήμα 5.9** – Ιδιομορφές ενισχυμένης κατασκευής για τη ΘΜ1 α)1<sup>η</sup> , β)2<sup>η</sup> , γ)3<sup>η</sup>.

Οι δυο πρώτες ιδιομορφές της ενισχυμένης κατασκευής είναι καθαρά μεταφορικές πλέον ενώ η τρίτη καθαρά στρεπτική το οποίο είναι και το επιθυμητό αποτέλεσμα στον αναχεδιασμό ενός κτιρίου. Επίσης από τον Πίν. 5.4 συμπεραίνεται ότι στο κτίριο έχει εξαλειφτεί κάθε στρεπτικό φαινόμενο σε όλες τις στάθμες για όλες τις θέσεις μάζας που γίνεται ο έλεγχος. Αυτό σημαίνει ότι το ενισχυμένο κτίριο έχει μια καλή στρεπτική απόκριση.

**Πίνακας 5.4** – Έλεγχος στρεπτικής απόκρισης της ενισχυμένης κατασκευής.

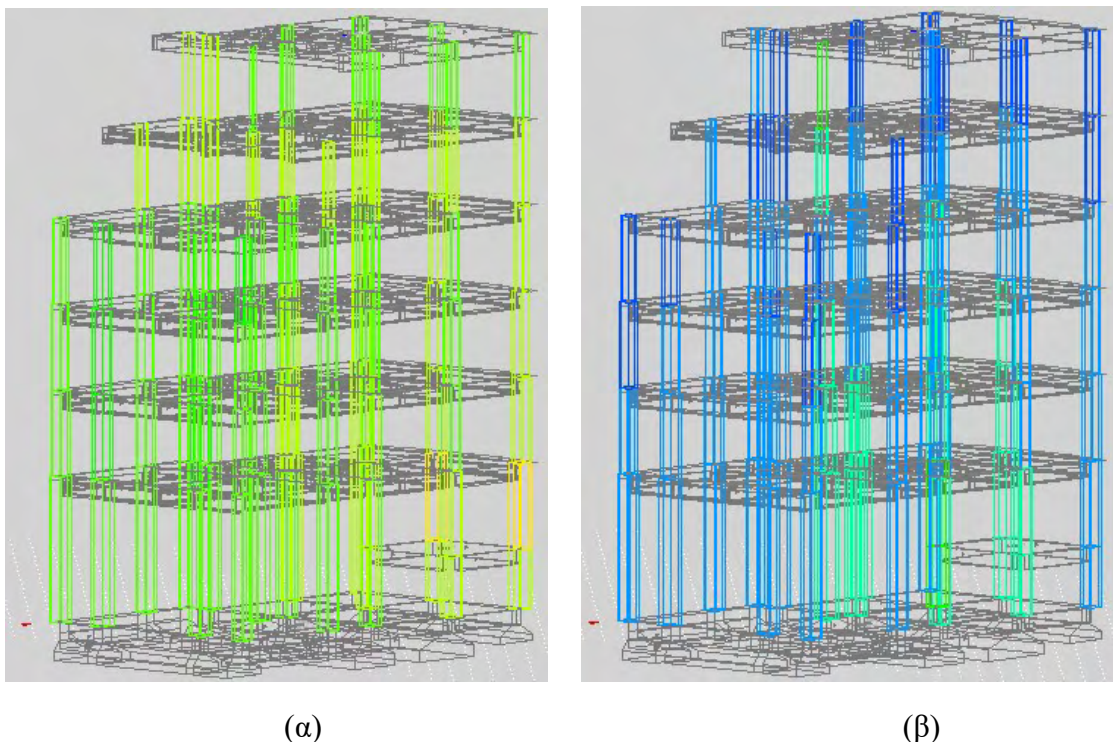
Ελλείψεις Ακτίων Δυστροπείας - Αξιολόγηση Στατικής Συμπεριφοράς Κτηρίου													
α/α	Στάθμη	Θ.Μ.	ωκ	rl	rl1	eol	eoll	eo	ls	eol <= 0.30·rl	eoll <= 0.30·rl1	ls <= rl	ls <= rl1
			[°]			[m]						✓	✓
0	Θ-Σ1	1	-0.00	2.60	2.76	0.06	0.00	0.06	1.62	✓	✓	✓	✓
1		2	-0.00	2.60	2.76	0.36	0.00	0.36	1.62	✓	✓	✓	✓
2		3	-0.00	2.60	2.76	0.15	0.19	0.24	1.62	✓	✓	✓	✓
3		4	-0.00	2.60	2.76	0.15	0.18	0.24	1.62	✓	✓	✓	✓
4	Σ1	1	-0.00	5.58	6.07	0.67	0.91	1.13	4.89	✓	✓	✓	✓
5		2	-0.00	5.58	6.07	0.23	0.91	0.94	4.89	✓	✓	✓	✓
6		3	-0.00	5.58	6.07	0.22	0.10	0.24	4.89	✓	✓	✓	✓
7		4	-0.00	5.58	6.07	0.22	1.73	1.74	4.89	✓	✓	✓	✓
8	Σ2	1	-0.00	5.56	6.03	0.26	0.11	0.28	4.89	✓	✓	✓	✓
9		2	-0.00	5.56	6.03	0.63	0.11	0.64	4.89	✓	✓	✓	✓
10		3	-0.00	5.56	6.03	0.19	0.92	0.94	4.89	✓	✓	✓	✓
11		4	-0.00	5.56	6.03	0.19	0.71	0.73	4.89	✓	✓	✓	✓
12	Σ3	1	-0.00	5.64	6.05	0.25	0.16	0.30	4.89	✓	✓	✓	✓
13		2	-0.00	5.64	6.05	0.65	0.16	0.67	4.89	✓	✓	✓	✓
14		3	-0.00	5.64	6.05	0.20	0.97	0.99	4.89	✓	✓	✓	✓
15		4	-0.00	5.64	6.05	0.20	0.65	0.68	4.89	✓	✓	✓	✓
16	Σ4	1	-0.00	5.50	5.96	0.04	0.25	0.25	4.97	✓	✓	✓	✓
17		2	-0.00	5.50	5.96	0.86	0.25	0.89	4.97	✓	✓	✓	✓
18		3	-0.00	5.50	5.96	0.41	1.06	1.14	4.97	✓	✓	✓	✓
19		4	-0.00	5.50	5.96	0.41	0.56	0.70	4.97	✓	✓	✓	✓
20	Σ5	1	-0.00	4.74	5.17	0.34	0.70	0.78	4.44	✓	✓	✓	✓
21		2	-0.00	4.74	5.17	1.24	0.70	1.42	4.44	✓	✓	✓	✓
22		3	-0.00	4.74	5.17	0.79	0.03	0.79	4.44	✓	✓	✓	✓
23		4	-0.00	4.74	5.17	0.79	1.37	1.58	4.44	✓	✓	✓	✓
24	Σ6	1	-0.00	4.67	5.06	0.10	0.64	0.65	3.71	✓	✓	✓	✓
25		2	-0.00	4.67	5.06	1.00	0.64	1.18	3.71	✓	✓	✓	✓
26		3	-0.00	4.67	5.06	0.55	0.09	0.56	3.71	✓	✓	✓	✓
27		4	-0.00	4.67	5.06	0.55	1.18	1.31	3.71	✓	✓	✓	✓

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι ελλείψεις δυστροπείας στη στάθμη Σ5 από τις οποίες διαπιστώνεται και γραφικά η καλή στρεπτική απόκριση του ενισχυμένου κτηρίου.



**Σχήμα 5.10** – Ελλείψεις δυστροπείας στη στάθμη Σ5.

Ακόμα από τη διεξαγωγή της ιδιομορφικής ανάλυσης, όπως αναφέρθηκε και στην αποτίμηση, φαίνεται ότι στο ενισχυμένο κτίριο περιορίστηκαν οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων αλλά και τα ανηγμένα αξονικά φορτία μειώθηκαν. Αυτό γίνεται εύκολα αντιληπτό από το Σχ. 5.11 στο οποίο απεικονίζονται με χρωματική ένδειξη οι λόγοι εξάντλησης των αναπτυγμένων μεγεθών προς τα όρια των μεγεθών που θέτει ο ΕΚ8. Για να ικανοποιούνται οι έλεγχοι που θέτουν οι κανονισμοί δεν θα πρέπει να υπάρχει κόκκινη χρωματική ένδειξη. Άρα παρατηρείται η βελτίωση της συμπεριφοράς της κατασκευής από την εξάλειψη των μη επιθυμητών φαινομένων.

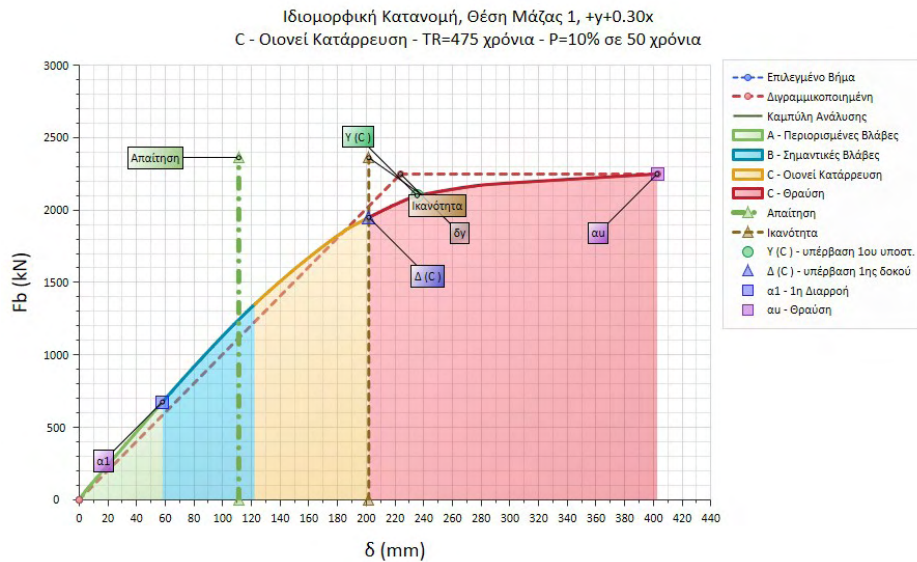


**Σχήμα 5.11** – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία.

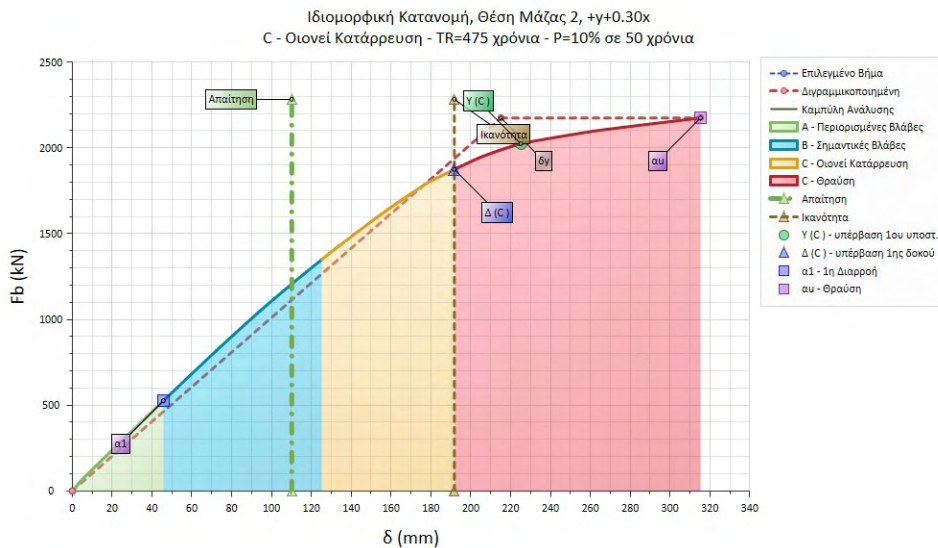
### 5.2.5 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για ιδιομορφική φόρτιση

Όπως αναφέρθηκε στην αρχή του κεφαλαίου ο ανασχεδιασμός της κατασκευής θα γίνει σύμφωνα με την ανελαστική στατική ανάλυση για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. Από την αποτίμηση της κατασκευής διαπιστώθηκε ότι η συγκεκριμένη ανάλυση δεν ήταν αξιόπιστη για τη συγκεκριμένη κατασκευή λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Τώρα με την εφαρμογή των ενισχύσεων οι ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά της ταλαντούμενης μάζας των ιδιομορφών άλλαξαν με αποτέλεσμα να επιτρέπουν την εφαρμογή της. Η ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιήθηκε με την ιδιομορφική

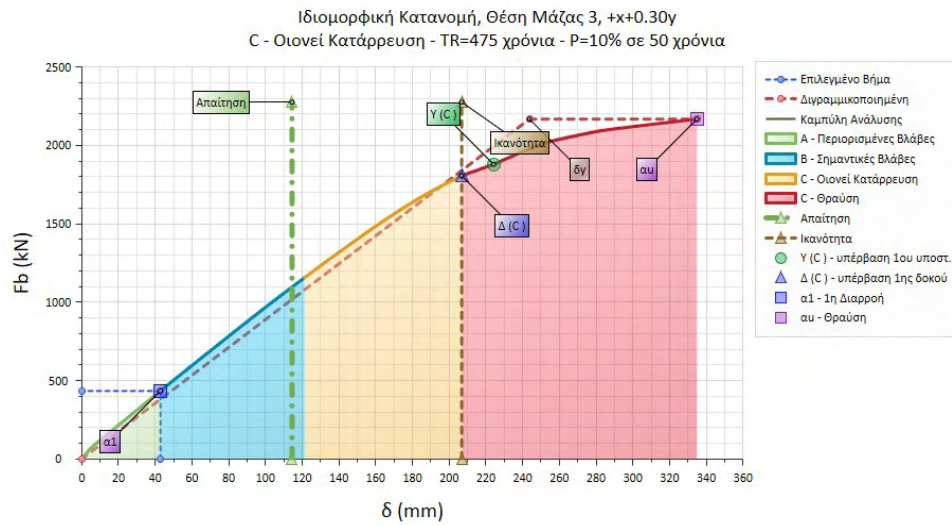
φόρτιση για όλες τις θέσεις μάζας και τις φορτίσεις που επιβάλλει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στη συνέχεια στα Σχ. 5.12-5.15 παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την πρώτη φόρτιση για κάθε θέση μάζας (για τις υπόλοιπες βλ. παράρτημα Α) της ενισχυμένης κατασκευής με μανδύες. Οι καμπύλες ικανότητας που παρουσιάζονται αφορούν τις φορτίσεις  $+y+0.30x$  και  $+x+0.30y$  για τις διευθύνσεις Y και X αντίστοιχα.



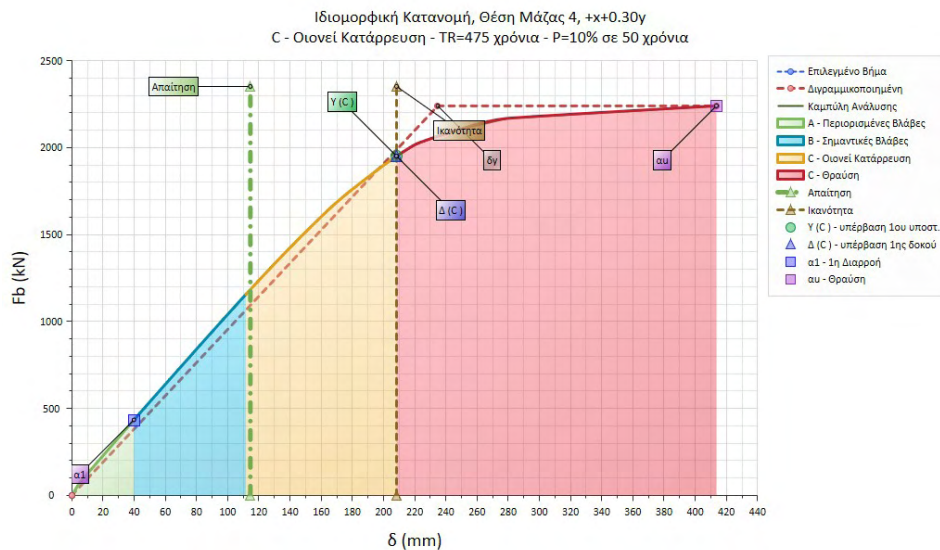
Σχήμα 5.12 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση  $+y+0.30x$  της ΘΜ1.



Σχήμα 5.13 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση  $+y+0.30x$  της ΘΜ2.



Σχήμα 5.14 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ3.



Σχήμα 5.15 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ4.

Το κύριο συμπέρασμα που προκύπτει από τις καμπύλες ικανότητας είναι ότι η γραμμή της απαίτησης για τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει τεθεί προηγείται της ικανότητας εξασφαλίζοντας την επάρκεια της ενισχυμένης κατασκευής. Επίσης παρατηρείται ότι αστοχούν πρώτα οι δοκοί και μετά τα υποστυλώματα κάτι που επιδιώκεται γενικά στο σχεδιασμό.



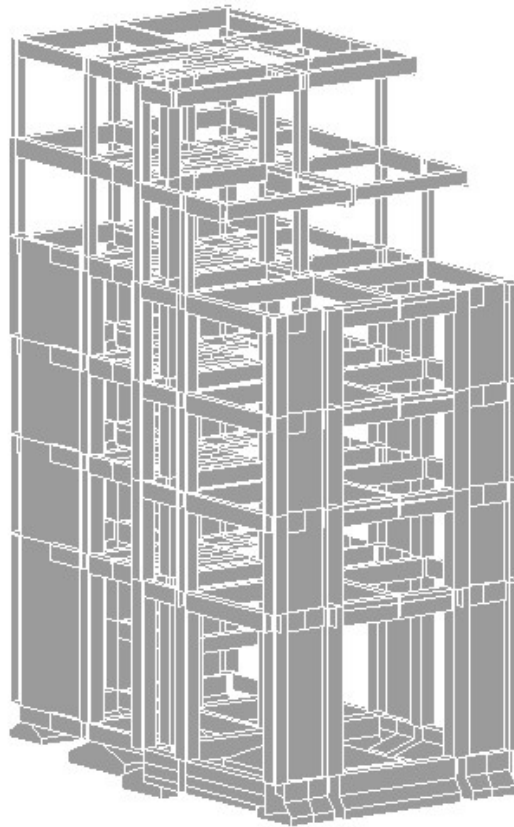
Πίνακας 5.5 – Αποτελέσματα ιδιομορφικών φορτίσεων για τις τέσσερις θέσεις μάζας.

Αξιολόγηση Υπερωθητικής												
α/α	Επίλυση	Fa1	Fu	δα1	δγ	δδ	μΔ=δδ/δγ	αυ/α1=Fu/Fa1	qmax	δικ	δαπ	CR=δαπ/δικ
		kN		mm						mm		
1	ΘΜ1   Ιδ   +y+0.30x	674.61	2248.70	58.083	223.93	402.642	1.798	3.333	4.500	201.773	111.207	0.551
2	ΘΜ1   Ιδ   +y-0.30x	599.65	2173.74	51.498	212.54	302.153	1.422	3.625	4.500	169.134	110.336	0.652
3	ΘΜ1   Ιδ   -y+0.30x	449.74	2098.78	40.308	218.13	477.175	2.188	4.667	4.500	182.765	111.352	0.609
4	ΘΜ1   Ιδ   -y-0.30x	599.65	2098.78	53.437	208.00	335.490	1.613	3.500	4.500	159.421	109.047	0.684
5	ΘΜ2   Ιδ   +y+0.30x	524.69	2173.73	45.745	215.18	315.318	1.465	4.143	4.500	191.772	110.185	0.575
6	ΘΜ2   Ιδ   +y-0.30x	599.65	2248.69	51.211	223.81	417.288	1.864	3.750	4.500	177.006	111.631	0.631
7	ΘΜ2   Ιδ   -y+0.30x	449.74	2023.82	39.368	197.10	311.361	1.580	4.500	4.500	167.573	109.071	0.651
8	ΘΜ2   Ιδ   -y-0.30x	449.74	2098.78	41.113	211.26	356.806	1.689	4.667	4.500	182.091	108.508	0.596
9	ΘΜ3   Ιδ   +x+0.30y	433.47	2167.36	42.817	243.72	334.904	1.374	5.000	4.500	206.839	114.469	0.553
10	ΘΜ3   Ιδ   +x-0.30y	505.72	2095.12	52.108	244.92	378.084	1.544	4.143	4.500	206.900	114.275	0.552
11	ΘΜ3   Ιδ   -x+0.30y	433.47	2095.12	48.170	248.48	307.504	1.238	4.833	4.500	222.383	110.833	0.498
12	ΘΜ3   Ιδ   -x-0.30y	361.23	2239.61	40.039	265.91	315.641	1.187	6.200	4.500	205.145	111.038	0.541
13	ΘΜ4   Ιδ   +x+0.30y	433.47	2239.60	39.865	234.81	413.643	1.762	5.167	4.500	208.359	114.550	0.550
14	ΘΜ4   Ιδ   +x-0.30y	433.47	2095.11	41.807	223.81	320.996	1.434	4.833	4.500	166.143	112.910	0.680
15	ΘΜ4   Ιδ   -x+0.30y	361.23	2167.36	38.273	243.35	345.478	1.420	6.000	4.500	191.961	110.442	0.575
16	ΘΜ4   Ιδ   -x-0.30y	433.47	2311.85	43.954	251.18	327.434	1.304	5.333	4.500	217.888	111.053	0.510

Από τον Πίν. 5.5 παρατηρείται ο μεγαλύτερος λόγος εξάντλησης, της απαίτησης προς την ικανότητα, στη διεύθυνση Y που είναι 0.684 και πραγματοποιείται στη φόρτιση  $-y-0.30x$  για τη θέση μάζας 1. Η τέμνουσα βάσης αυτής της φόρτισης στην κατάρρευση προκύπτει 2098.78 kN με την πρώτη διαρροή να γίνεται σε δοκό στα 599.65 kN. Γενικά η διαρροή της κατασκευής για τις διάφορες περιπτώσεις φόρτισης κυμαίνεται από 361 – 674 kN. Όσον αφορά στη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στην κατάρρευση, για τη φόρτιση  $-y-0.30x$ , παρατηρείται στα 335.49 mm και γενικά οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου στην κατάρρευση κυμαίνονται από 311 – 477 mm. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης αναπτύσσεται στη φόρτιση  $+y+0.30x$  της ΘΜ1 με τιμή ίση με 2248.70 kN ενώ η μέγιστη μετατόπιση στη φόρτιση  $-x+0.30y$  της ΘΜ3 με τιμή ίση με 222.38 mm.

### 5.3 Πρόταση ενίσχυσης Β

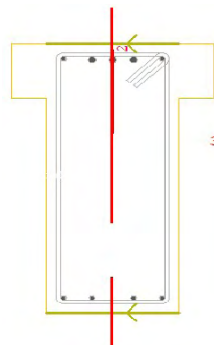
Η πρόταση ενίσχυσης Β πραγματοποιήθηκε με την τοιχοματοποίηση πλαισίων και μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος σε δοκούς και υποστυλώματα. Αρχικά έγινε η εμφάνιση με οπλισμένο σκυρόδεμα, σε τρία πλαίσια περιμετρικά του κτιρίου στη διεύθυνση-X και δυο πλαίσια στη διεύθυνση-Y. Στη συνέχεια, παρατηρώντας την ανακατανομή της έντασης, καθώς το στατικό σύστημα του φορέα άλλαξε, έγιναν οι απαραίτητες ενισχύσεις σε δοκούς και υποστυλώματα αφού υπήρχαν ακόμη ανεπάρκειες. Η τοιχοματοποίηση των πλαισίων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να περιοριστούν και τα στρεπτικά φαινόμενα που προέκυψαν από την αποτίμηση. Όλες οι ενισχύσεις έγιναν ώστε τα μέλη του φορέα να επαρκούν για τον επιδιωκόμενο στόχο, αυτόν της στάθμης επιτελεσματικότητας Γ1, και να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του ΕΚ8 για τα ελάχιστα και μέγιστα εμβαδά των οπλισμών. Στο Σχ. 5.16 φαίνεται το χωρικό προσομοίωμα του κτιρίου με όλες τις ενισχύσεις που περιλαμβάνει η πρόταση ενίσχυσης Β.



Σχήμα 5.16 – Τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής με τη μέθοδο ενίσχυσης Β στο ΡΑΦ.

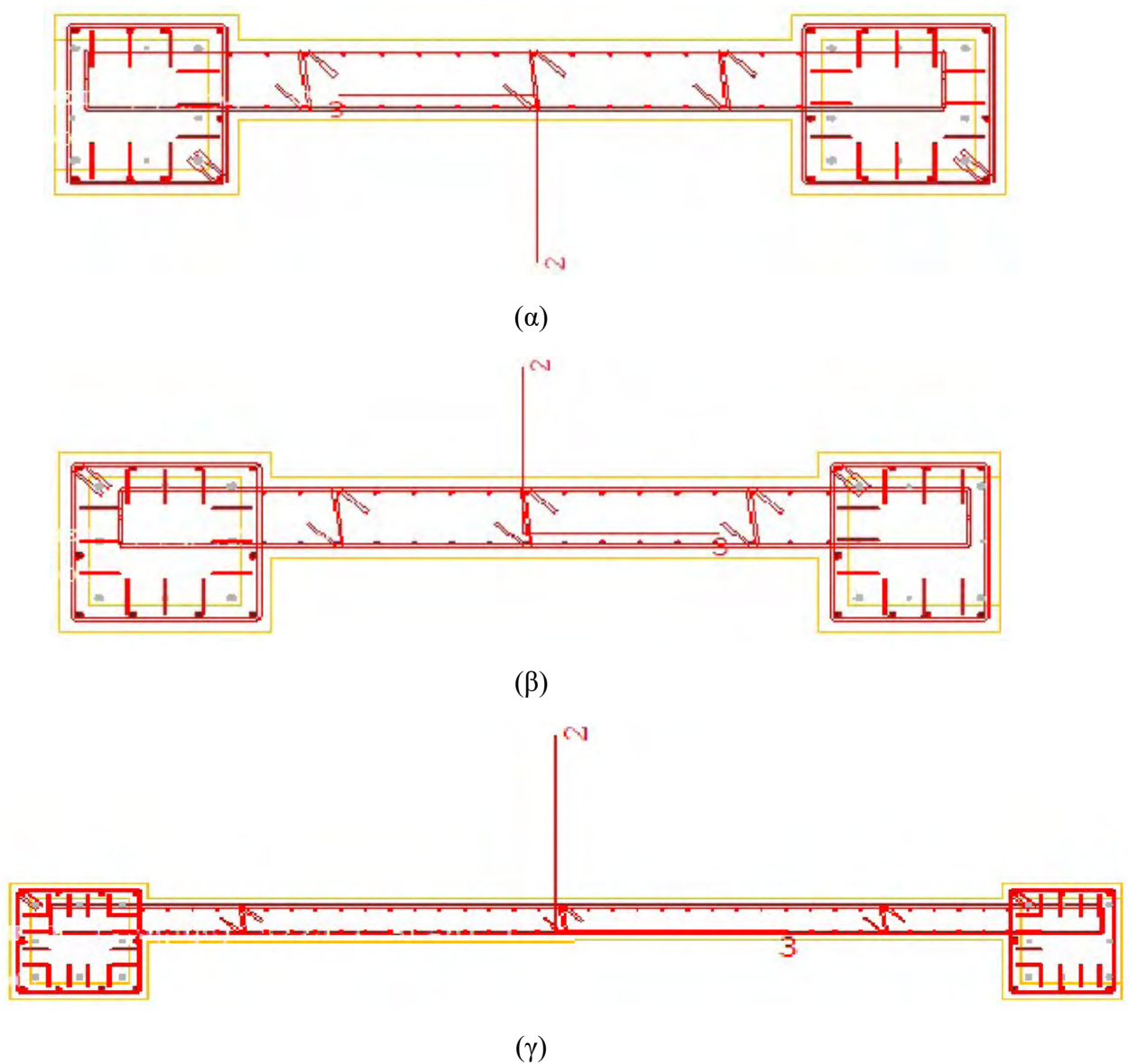
### 5.3.1 Τοιχωματοποίηση πλαισίων

Η τοιχωματοποίηση των πλαισίων έγινε από τη στάθμη Σ1 μέχρι τη Σ4 και αυτό γιατί στις επόμενες στάθμες γίνονται οι εσοχές του κτιρίου και σε ορισμένα πλαίσια δεν γινόταν να πραγματοποιηθεί η προέκτασή τους. Οι δοκοί των πλαισίων στα οποία έγινε η εμφάντωση πλέον είναι άκαμπτες και έχουν συνδεθεί με βλήτρα διαμέτρου Φ12 με το εμφαντούμενο τοίχωμα. Οι επιφάνειες συρραφής της δοκού είναι δυο, το πάνω και κάτω πέλμα της, με μήκος κεφαλής 40 cm ώστε να υπάρχει επαρκής αγκύρωση και να συμπεριφέρονται σαν ενιαία διατομή (Σχ. 5.17).

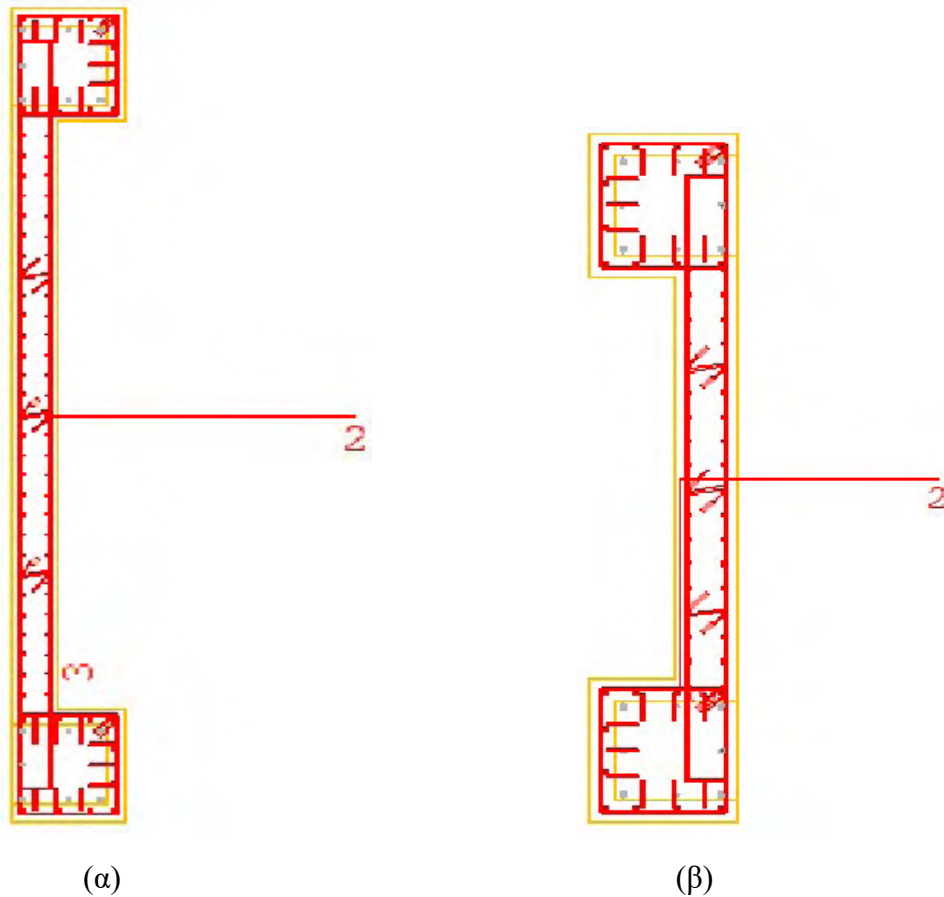


Σχήμα 5.17 – Διατομή δοκού η οποία συρράπτεται στο εμφαντούμενο τοίχωμα.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα εμφανιζόμενα πλαίσια που τοποθετήθηκαν στη διεύθυνση X και Y. Στα υποστυλώματα κατασκευάστηκε μανδύας πάχους 8 cm και τοποθετήθηκε νέος οπλισμός διαμέτρου  $\Phi 20$  και συνδετήρας  $\Phi 10/10$  cm. Τα βλήτρα που χρησιμοποιήθηκαν για τη σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος είναι διαμέτρου  $\Phi 12$  και η πυκνότητά τους είναι ανά 10 cm. Στον κορμό του τοιχώματος τοποθετήθηκαν σχάρα  $\Phi 10/10$  cm και ανοιχτοί συνδετήρες τύπου S διαμέτρου  $\Phi 10$  για καλύτερη περίσφιξη (Σχ. 5.18). Στο Σχ. 5.18 επίσης με γκρι χρώμα φαίνεται ο υφιστάμενος οπλισμός και με κόκκινο ο νέος. Στα περιμετρικά υποστυλώματα ο συνδετήρας που φαίνεται να είναι κλειστός στην πραγματικότητα είναι ανοιχτός και ισχύει η παραδοχή που περιγράφηκε στην ενότητα 5.2.1.1 του παρόντος τεύχους.



**Σχήμα 5.18** – Διατομή εμφανιζόμενου τοιχώματος στη διεύθυνση X στο πλαίσιο με υποστυλώματα τα α)K14-K15, β)K16-K17, γ)K2-K3.



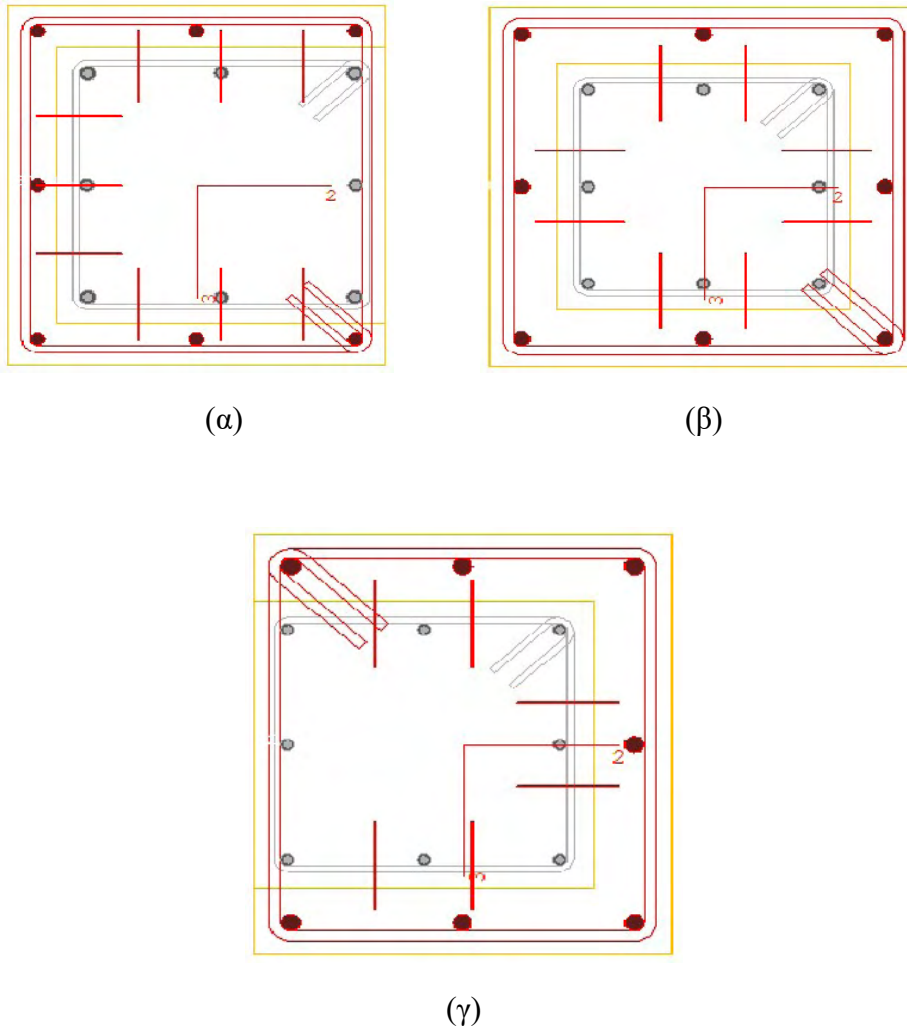
Σχήμα 5.19 – Διατομή εμφανιζόμενου τοιχώματος στη διεύθυνση Y στο πλαίσιο με υποστυλώματα τα α)Κ1-Κ4, β) Κ10-Κ13.

### 5.3.2 Ενίσχυση υποστυλωμάτων

Μετά την εμφάνιση των τοιχωμάτων στα πλαίσια, έγινε ανακατανομή της έντασης αλλά υπήρχαν ακόμη ανεπάρκειες. Γι' αυτό το λόγο πραγματοποιήθηκε και ενίσχυση των υποστυλωμάτων στα οποία τοποθετήθηκε τρίπλευρος μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος για τα περιμετρικά και τετράπλευρος για τα εσωτερικά.

#### 5.3.2.1 Ενισχυμένες διατομές στις στάθμες Θ-Σ1,Σ1,Σ2,Σ3

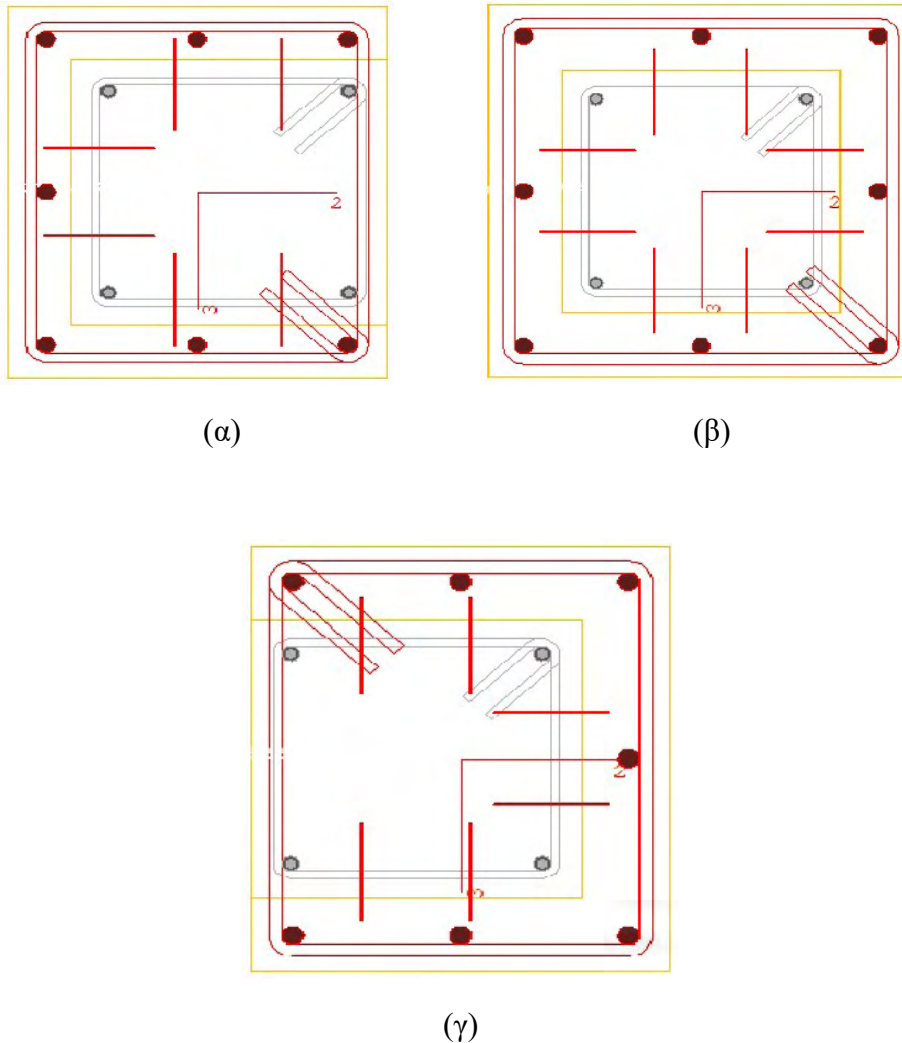
Σε αυτές τις στάθμες κατασκευάστηκε μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 8 cm για όλα τα υποστυλώματα εκτός του Κ6 στο οποίο είναι πάχους 6 cm. Για τον καινούριο οπλισμό χρησιμοποιήθηκαν ράβδοι Φ20 για τον διαμήκη σε αυτά με μανδύα πάχους 8 cm και Φ18 σε αυτό με μανδύα πάχους 6 cm ενώ για τους συνδετήρες Φ12/10 cm σε όλα. Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους (Σχ. 5.20).



**Σχήμα 5.20** – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ6, β)Κ9, γ)Κ12.

### 5.3.2.2 Ενισχυμένες διατομές στη στάθμη Σ4

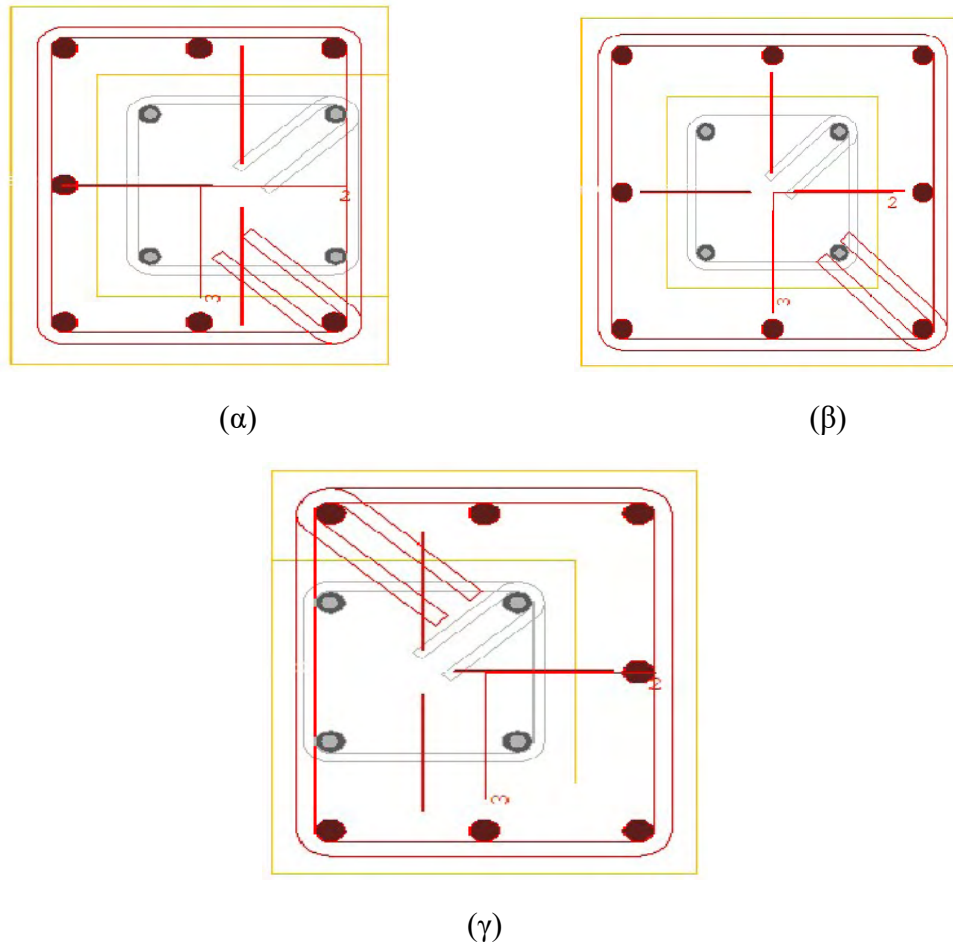
Σε αυτή τη στάθμη κατασκευάστηκε μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 6 cm για τα υποστυλώματα Κ5, Κ6, Κ11 και πάχους 8 cm για τα Κ7, Κ8, Κ9, Κ12. Για τα υποστυλώματα με μανδύα πάχους 6 cm τοποθετήθηκαν διαμήκειες ράβδοι Φ18 ενώ για αυτά με μανδύα πάχους 8 cm ράβδοι Φ20. Για όλα τα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν συνδετήρες Φ12/10 cm. Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους (Σχ. 5.21).



Σχήμα 5.21 – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ6, β)Κ9, γ)Κ12.

### 5.3.2.3 Ενισχυμένες διατομές στις στάθμες Σ5,Σ6

Στη στάθμη Σ5 κατασκευάστηκε μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 6 cm για τα υποστυλώματα Κ1, Κ2, Κ4, Κ5, Κ6, Κ7, Κ11 και πάχους 8 cm για τα Κ3, Κ8, Κ9, Κ10, Κ12, Κ13. Στη στάθμη Σ6 ισχύουν τα ίδια με τη στάθμη Σ5 με τη μόνη διαφορά ότι οι ενισχύσεις σταματούν στο υποστυλώμα Κ11 αφού τα υπόλοιπα δεν υπάρχουν σε αυτή. Οι διαμήκεις ράβδοι για τα υποστυλώματα με μανδύα πάχους 6 cm είναι Φ18 και για αυτά με μανδύα πάχους 8 cm Φ20. Όσον αφορά στους συνδετήρες σε όλα τα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν Φ12/10 cm. Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους (Σχ. 5.22).



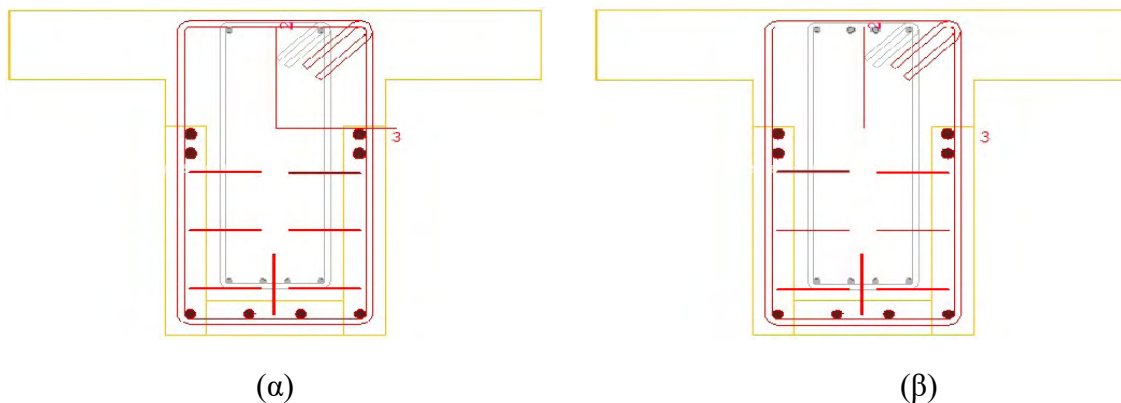
Σχήμα 5.22 – Μανδύας υποστυλωμάτων α)Κ6, β)Κ9, γ)Κ12.

### 5.3.3 Ενίσχυση δοκών

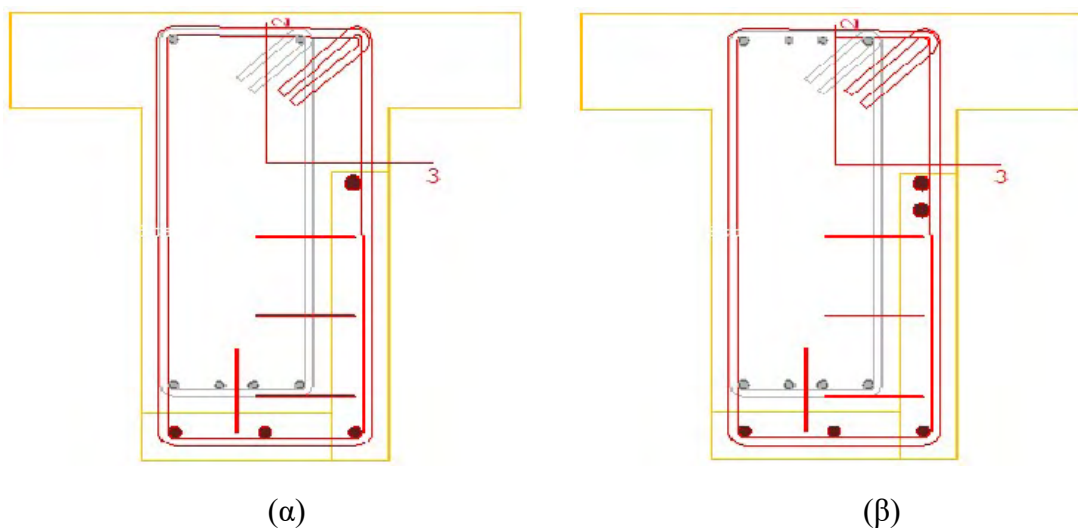
Οι ενισχύσεις των δοκών στις στάθμες Σ1-Σ4 που έχει γίνει εμφάνιση τοιχωμάτων σε πλαίσια και ενίσχυση υποστυλωμάτων είναι περιορισμένες. Στη στάθμη Σ5 έγιναν αρκετές ενισχύσεις σε δοκούς καθώς έγινε διακοπή των τοιχωμάτων και συνέχισαν να υπάρχουν ανεπάρκειες. Ο μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος για τις ενισχυμένες δοκούς είναι πάχους 6 cm στις τρεις πλευρές του κορμού για τις εσωτερικές και στις δυο πλευρές για τις περιμετρικές. Οι νέοι διαμήκεις οπλισμοί, ανοίγματα και στηρίξεις, είναι διαμέτρου Φ14, Φ16, Φ18 ενώ οι συνδετήρες είναι Φ10/10 cm. Ο συνδετήρας των δοκών στην πραγματικότητα αγκυρώνεται υπό γωνία στο παλαιό σκυρόδεμα και δεν είναι κλειστός και οι συνέπειες αυτού αγνοούνται στα αποτελέσματα.

### 5.3.3.1 Ενισχυμένες διατομές στη στάθμη Σ1

Οι δοκοί που ενισχύθηκαν σε αυτή τη στάθμη είναι οι Δ1, Δ3, Δ10, Δ12, Δ14, Δ17, Δ20. Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους (Σχ. 5.23, 5.24).



Σχήμα 5.23 – Μανδύας δοκού Δ1 α)μέσον, β)στήριξη.

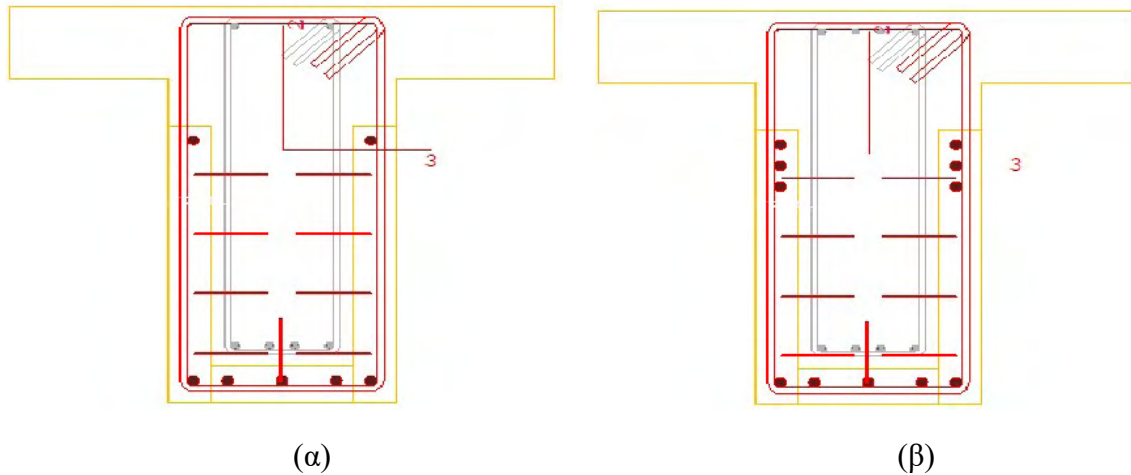


Σχήμα 5.24 – Μανδύας δοκού Δ12 α)μέσον, β)στήριξη.

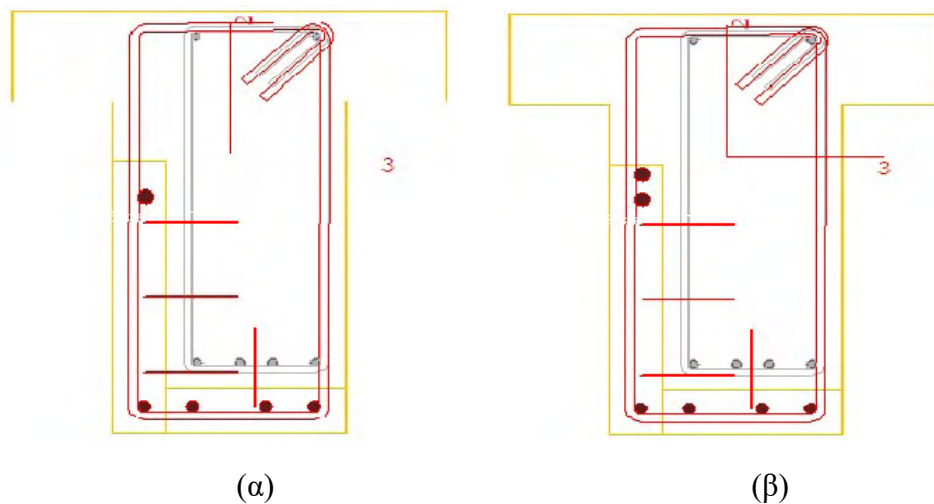
### 5.3.3.2 Ενισχυμένες διατομές στις στάθμες Σ2,Σ3

Οι δοκοί στις οποίες έγινε ενίσχυση σε αυτές τις στάθμες είναι οι Δ1, Δ3, Δ10, Δ12, Δ14, Δ19, Δ20, Δ23. Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους (Σχ. 5.25, 5.26).





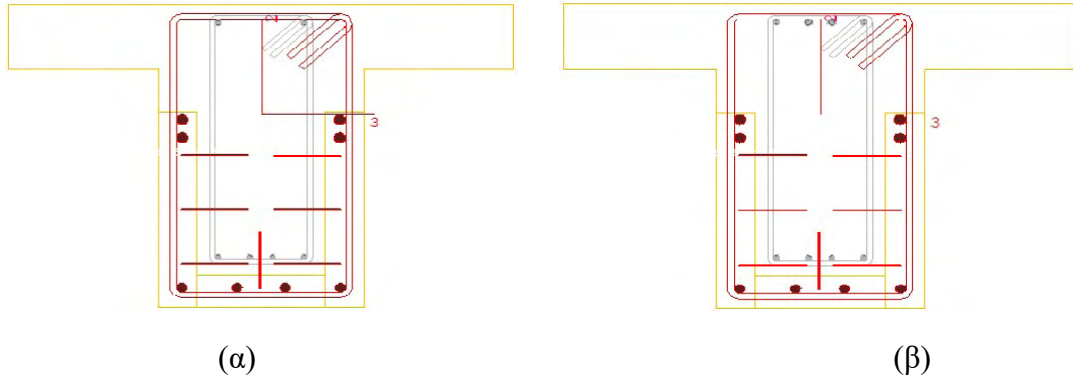
Σχήμα 5.25 – Μανδύας δοκού Δ19 α)μέσον, β)στήριξη.



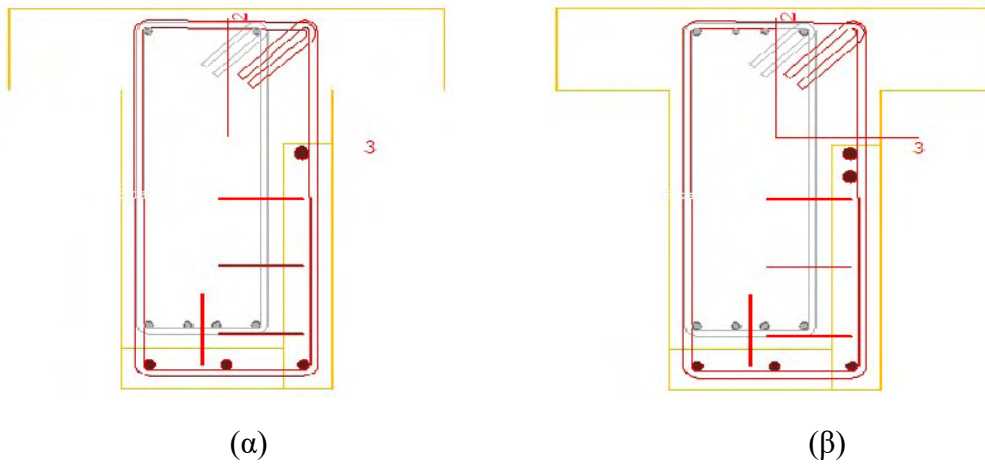
Σχήμα 5.26 – Μανδύας δοκού Δ23 α)μέσον, β)στήριξη.

### 5.3.3.3 Ενισχυμένες διατομές στη στάθμη Σ4

Οι δοκοί που ενισχύθηκαν σε αυτή τη στάθμη είναι οι Δ1, Δ3, Δ10, Δ12, Δ14, Δ17, Δ20. Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους (Σχ. 5.27, 5.28).



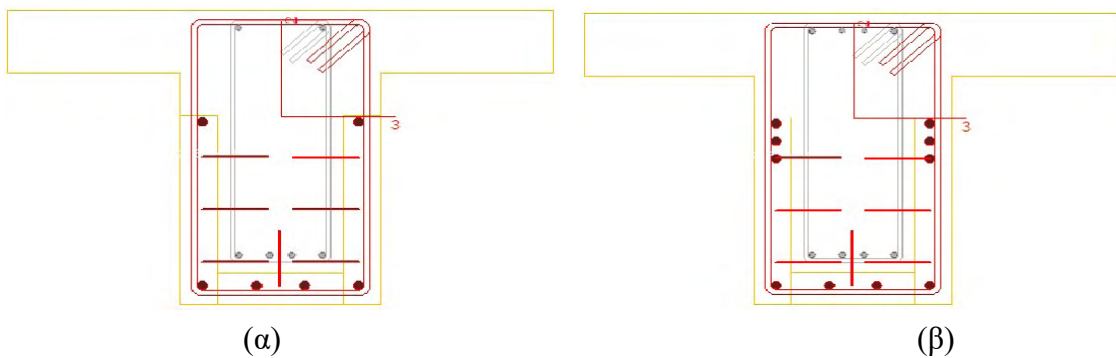
Σχήμα 5.27 – Μανδύας δοκού Δ1 α)μέσον, β)στήριξη.



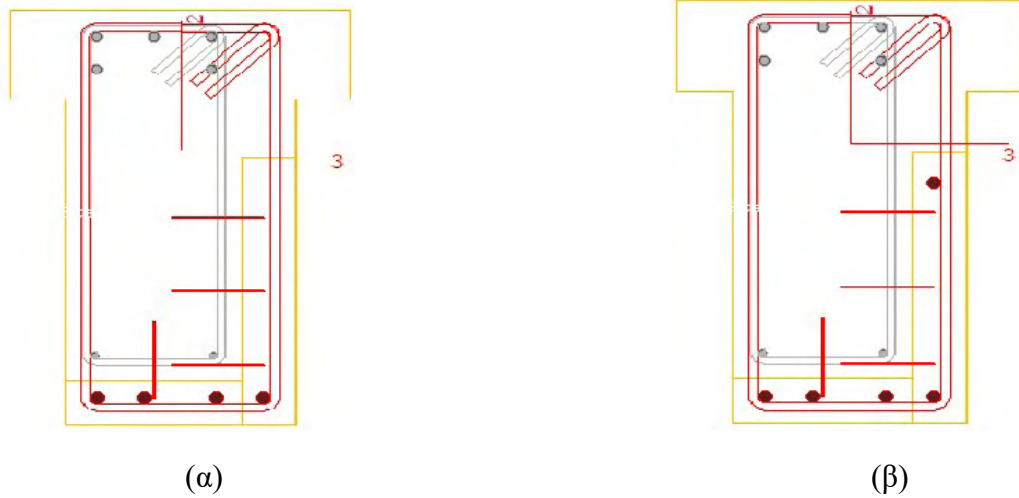
Σχήμα 5.28 – Μανδύας δοκού Δ12 α)μέσον, β)στήριξη.

#### 5.3.3.4 Ενισχυμένες διατομές στη στάθμη Σ5

Σε αυτή τη στάθμη οι ενισχύσεις στις δοκούς είναι αυξημένες σε αριθμό και έγιναν στις δοκούς Δ1, Δ2, Δ3, Δ7, Δ8, Δ9, Δ11, Δ12, Δ13, Δ14, Δ17, Δ18, Δ20. Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους (Σχ. 5.29, 5.30).



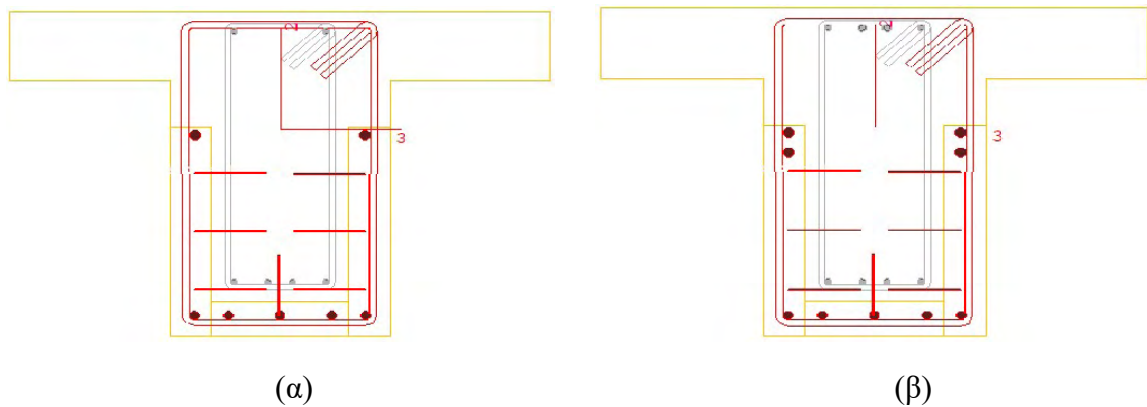
Σχήμα 5.29 – Μανδύας δοκού Δ2 α)μέσον, β)στήριξη.



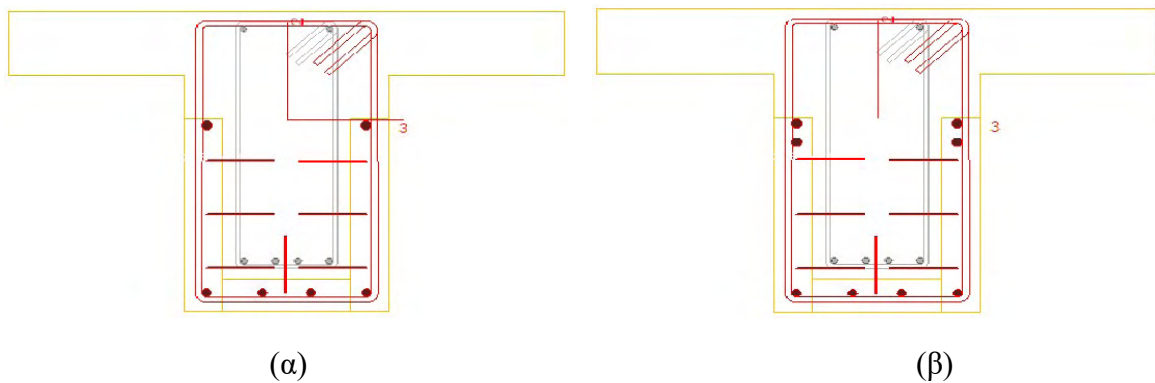
Σχήμα 5.30 – Μανδύας δοκού Δ9 α)μέσον, β)στήριξη.

### 5.3.3.5 Ενισχυμένες διατομές στη στάθμη Σ6

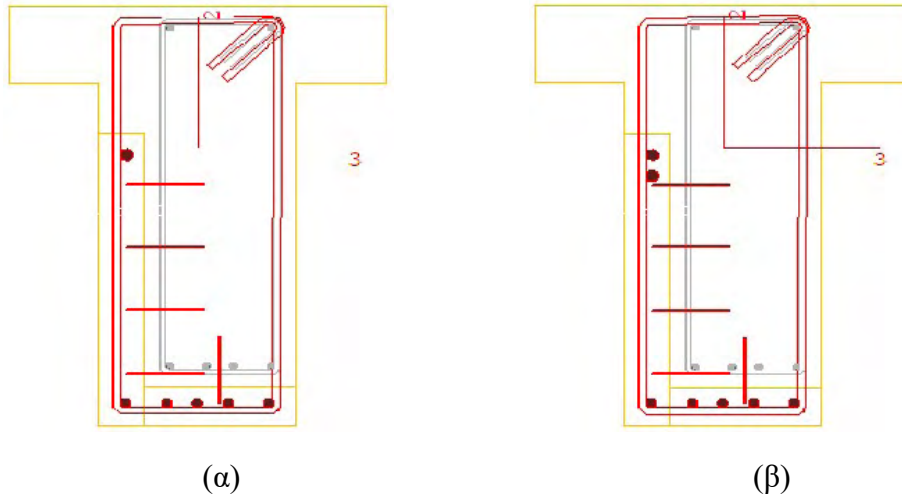
Σε αυτή τη στάθμη δεν έγιναν πολλές ενισχύσεις στις δοκούς αλλά μόνο σε τρεις (Δ1, Δ2, Δ16). Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι ενισχυμένες διατομές για την καλύτερη κατανόησή τους (Σχ. 5.31, 5.32, 5.33).



Σχήμα 5.31 – Μανδύας δοκού Δ1 α)μέσον, β)στήριξη.



Σχήμα 5.32 – Μανδύας δοκού Δ2 α)μέσον, β)στήριξη.



Σχήμα 5.33 – Μανδύας δοκού Δ16 α)μέσον, β)στήριξη.

### 5.3.4 Παράμετροι αναλύσεων

Όπως και στην ενίσχυση μόνο με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος άλλαξαν οι παράμετροι των αναλύσεων έτσι και σε αυτή τη μέθοδο αλλάζουν οι συντελεστές των δράσεων αλλά και οι τιμές των υλικών σύμφωνα με τις οποίες υπολογίζονται οι αντοχές των μελών. Επίσης, το πλήθος των ιδιομορφών αυξήθηκε στο 16 από 10 αφού το στατικό σύστημα του φορέα άλλαξε και δεν ενεργοποιούνταν το 90% της μάζας που απαιτεί ο ΕΚ8 για τη διεξαγωγή ιδιομορφικής ανάλυσης. Οι νέες παράμετροι της ιδιομορφικής και της υπερωθητικής ανάλυσης παρουσιάζονται στους Πίν. 5.6 και 5.7.

Πίνακας 5.6 – Παράμετροι ιδιομορφικής ανάλυσης.

<b>Κανονισμός - Επίπεδο γνώσης κατασκευής - Αντοχές μελών</b>	
Επίλυση για Αποτίμηση/Ενισχύσεις Υφιστάμενης Κατασκευής	ΝΑΙ
Κανονισμός:	ΚΑΝ.ΕΠΕ.
ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χωρίς Ικανοτικό-Στάθμη επιτελεστικότητας Α	ΟΧΙ
Τιμές Υλικών:	Μέσες Τιμές
Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ=	ΣΑΔ2 - Ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
$\gamma_c$ =	1.10
$\gamma_s$ =	1.10
Κατηγορία συντελεστή $\gamma_{Sd}$ :	Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή/και επεμβάσεις
<input type="checkbox"/> Ελαστική ανάλυση για αποτίμηση με επαύξηση του $\gamma_{Sd}$ κατά 0.15	
Συντελεστής $\gamma_{Sd}$ =	1.20
<b>Επίδοση - Επιτελεστικότητα Κτηρίου</b>	
Επίπεδο Επιτελεστικότητας:	C - Όιονει Κατάρρευση
Περίοδος Επαναφοράς TR:	TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια
<b>Μέθοδος Συντελεστή Συμπεριφοράς</b>	
Μέθοδος συντελεστή συμπεριφοράς	q - καθολικός συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς
<b>Επιλογές Ελέγχων Επάρκειας</b>	
Υπολογισμός Αντοχής σε Τέμνουσα με:	ΚΑΝ.ΕΠΕ. (παρ.7Γ)

**Πίνακας 5.7 – Παράμετροι ανελαστικής στατικής ανάλυσης.**

<b>Μέθοδος Υπερωθητικής Ανάλυσης</b>	
1η κατανομή τέμνουσας:	Ορθογωνική Κατανομή
Τύπος Φορέα (C2):	Φορέας Τύπου 2. Φορείς υψηλής πλαστιμότητας
Κόμβος Ελέγχου Υπερωθητικής	Δ1-Σ6
2η κατανομή τέμνουσας:	Ιδιομορφική Κατανομή
Μέγιστο Πλήθος Βημάτων=	60 Βήματα
Μέγιστο Πλήθος Επαναλήψεων=	32 Επαναλήψεις
Εφαρμογή Τέμνουσας σε	40 Βήματα
Αξιολόγηση φαινομένων P-δ	ΝΑΙ
<b>Συνθήκες τερματισμού υπερωθητικής ανάλυσης</b>	
Υπέρβαση διατμητικής αντοχής μελών	ΟΧΙ
Στάθμη $\theta_{max}$ =	0.2
Κτήριο $d_r$ =	1.5 %· $H_{ολ}$
<b>Καμπύλη Αντίστασης - Προσδιορισμός Απαιτήσης</b>	
Μέθοδος διγραμμικοποίησης καμπύλης αντίστασης:	Ίσα Εμβαδά
<b>Αντοχές μελών</b>	
Επιρροή περίσφιγξης Υποστρωμάτων	ΝΑΙ
Επιρροή περίσφιγξης Τοιχωμάτων	ΝΑΙ
Επιρροή περίσφιγξης Δοκών	ΟΧΙ
Ολίσθηση ράβδων οπλισμού	ΝΑΙ
Υπολογισμός Ροπών-Καμπυλοτήτων με παρεμβολή	ΟΧΙ

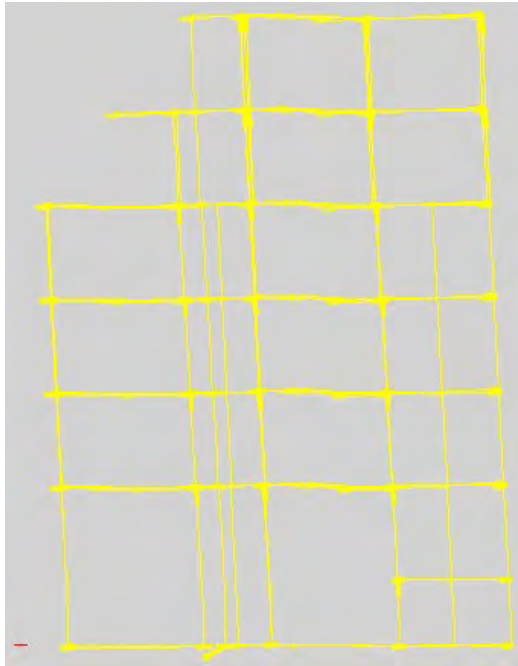
**5.3.5 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης και σχολιασμός**

Με τη διεξαγωγή της ιδιομορφικής ανάλυσης προκύπτουν οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές της ενισχυμένης κατασκευής όπως φαίνεται στον Πίν. 5.8 και στο Σχ. 5.34.

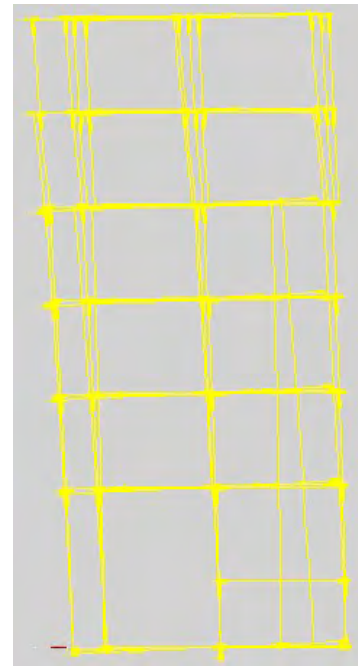
**Πίνακας 5.8 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών της ενισχυμένης κατασκευής για τη ΘΜ1.**

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	$\omega$	$\omega^2$	$a_x$	$a_y$	$v_x$	$v_y$	$m_x$	$m_y$	$\Sigma m_x$	$\Sigma m_y$
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[%]			
1	E1	No1	0.89356	1.11912	7.03166	49.44426	1.27311	1.27311	2.79156	-26.1701	0.927	81.485	0.927	81.485
2		No2	0.57776	1.73081	10.87499	118.26533	1.89529	1.89529	-23.9889	-3.20535	68.468	1.222	69.395	82.707
3		No3	0.34403	2.90670	18.26330	333.54830	1.89529	1.89529	-4.29367	0.52831	2.193	0.033	71.588	82.740
4		No4	0.23572	4.24226	26.65488	710.48271	1.89529	1.89529	-6.37548	5.34606	4.836	3.400	76.424	86.141
5		No5	0.21952	4.55539	28.62233	819.23786	1.89529	1.89529	-6.96467	-5.42132	5.771	3.497	82.196	89.638
6		No6	0.15005	6.66460	41.87494	1753.51049	1.73750	1.73750	5.58090	-0.73029	3.706	0.063	85.901	89.701
7		No7	0.10976	9.11082	57.24494	3276.98368	1.61024	1.61024	0.30912	-5.26159	0.011	3.294	85.913	92.995
8		No8	0.09848	10.15474	63.80412	4070.96613	1.57460	1.57460	-3.25564	-0.74106	1.261	0.065	87.174	93.060
9		No9	0.08059	12.40849	77.96483	6078.51460	1.51810	1.51810	-0.19867	2.70340	0.005	0.870	87.178	93.930
10		No10	0.07883	12.68499	79.70213	6352.42983	1.51255	1.51255	0.32481	5.93216	0.013	4.187	87.191	98.117
11		No11	0.06884	14.52696	91.27556	8331.22841	1.48097	1.48097	8.82195	-0.45948	9.260	0.025	96.451	98.142
12		No12	0.04329	23.09928	145.13708	21064.77306	1.40028	1.40028	-3.25560	-0.17789	1.261	0.004	97.712	98.145
13		No13	0.03619	27.63496	173.63555	30149.30482	1.37783	1.37783	-0.00541	-3.70521	0.000	1.633	97.712	99.779
14		No14	0.03208	31.17258	195.86312	38362.36017	1.36486	1.36486	-0.05886	-1.24557	0.000	0.185	97.712	99.963
15		No15	0.02955	33.83989	212.62232	45208.25278	1.35687	1.35687	3.39878	-0.03515	1.374	0.000	99.086	99.964
16		No16	0.02532	39.49497	248.15420	61580.50771	1.34351	1.34351	1.29331	0.06155	0.199	0.000	99.285	99.964

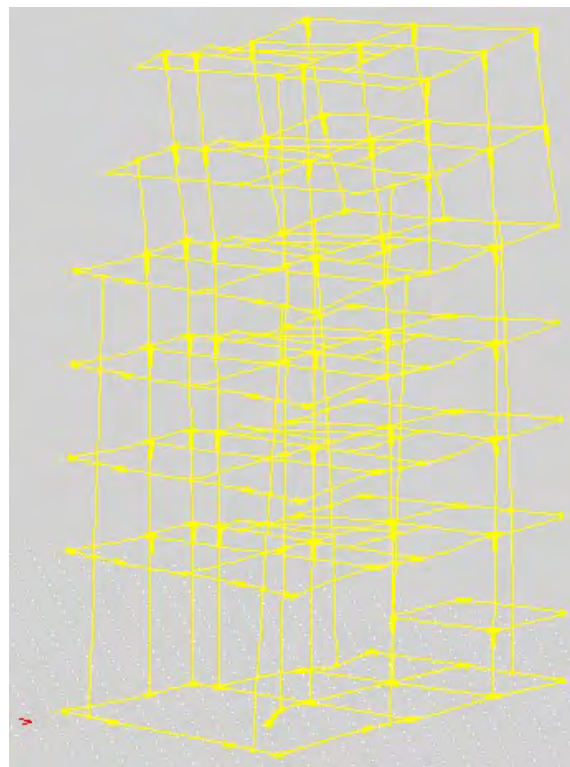
Οι ιδιοπερίοδοι της ενισχυμένης κατασκευής μειώθηκαν σε σχέση με την υφιστάμενη αφού ο φορέας άλλαξε και έγινε πιο δύσκαμπτος με την προσθήκη εμφανιζόμενων τοιχωμάτων και μανδυών σε δοκούς και υποστρώματα.



(α)



(β)



(γ)

**Σχήμα 5.34** – Ιδιομορφές ενισχυμένης κατασκευής για τη ΘΜ1 α)1<sup>η</sup>, β)2<sup>η</sup>, γ)3<sup>η</sup>.

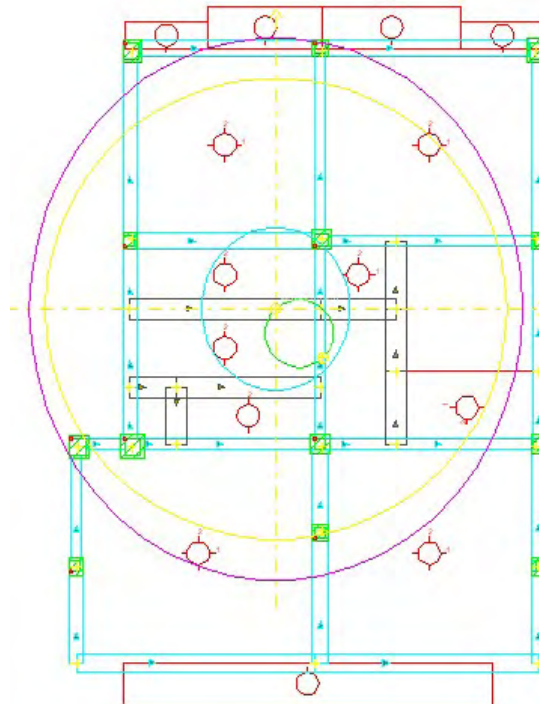
Οι δυο πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής είναι καθαρά μεταφορικές ενώ η τρίτη καθαρά στρεπτική. Η στρεπτική απόκριση του φορέα βελτιώθηκε αρκετά (Πίν. 5.9),

έχοντας μόνο στη μικρή στάθμη Θ-Σ1 κάποια στρεπτικά φαινόμενα τα οποία αμελούμε καθώς η στάθμη αυτή δεν είναι μεγάλης σημασίας για την κατασκευή.

**Πίνακας 5.9** – Έλεγχος στρεπτικής αντίστασης της ενισχυμένης κατασκευής.

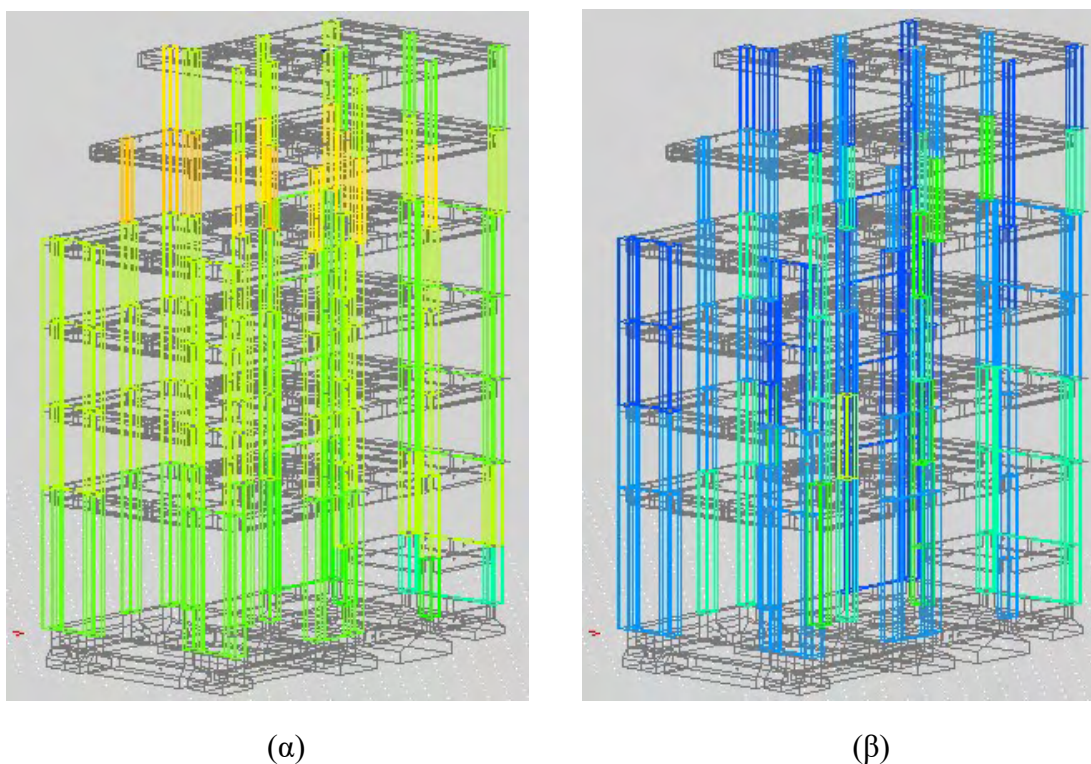
Ελλείψεις Ακτίων Δυστρεψίας - Αξιολόγηση Στατικής Συμπεριφοράς Κτηρίου													
α/α	Στάθμη	Θ.Μ.	ωκ	rl	rll	eol	eoll	eo	ls	eol <= 0.30·rl	eoll <= 0.30·rll	ls <= rl	ls <= rll
			[°]	[m]									
0	Θ-Σ1	1	0.00	2.41	0.93	0.04	1.12	1.12	1.69	✓	⚠	✓	⚠
1		2	0.00	2.41	0.93	0.38	1.12	1.18	1.69	✓	⚠	✓	⚠
2		3	0.00	2.41	0.93	0.17	0.41	0.44	1.69	✓	⚠	✓	⚠
3		4	0.00	2.41	0.93	0.17	1.83	1.83	1.69	✓	⚠	✓	⚠
4	Σ1	1	0.00	9.24	7.41	0.10	1.12	1.12	4.89	✓	✓	✓	✓
5		2	0.00	9.24	7.41	0.80	1.12	1.38	4.89	✓	✓	✓	✓
6		3	0.00	9.24	7.41	0.35	0.30	0.47	4.89	✓	✓	✓	✓
7		4	0.00	9.24	7.41	0.35	1.93	1.96	4.89	✓	✓	✓	✓
8	Σ2	1	0.00	8.81	7.48	0.04	0.19	0.19	4.89	✓	✓	✓	✓
9		2	0.00	8.81	7.48	0.85	0.19	0.87	4.89	✓	✓	✓	✓
10		3	0.00	8.81	7.48	0.40	1.00	1.08	4.89	✓	✓	✓	✓
11		4	0.00	8.81	7.48	0.40	0.63	0.75	4.89	✓	✓	✓	✓
12	Σ3	1	0.00	8.86	7.50	0.04	0.23	0.23	4.89	✓	✓	✓	✓
13		2	0.00	8.86	7.50	0.86	0.23	0.89	4.89	✓	✓	✓	✓
14		3	0.00	8.86	7.50	0.41	1.04	1.12	4.89	✓	✓	✓	✓
15		4	0.00	8.86	7.50	0.41	0.58	0.71	4.89	✓	✓	✓	✓
16	Σ4	1	0.00	8.81	7.49	0.00	0.89	0.89	4.96	✓	✓	✓	✓
17		2	0.00	8.81	7.49	0.90	0.89	1.26	4.96	✓	✓	✓	✓
18		3	0.00	8.81	7.49	0.45	1.70	1.76	4.96	✓	✓	✓	✓
19		4	0.00	8.81	7.49	0.45	0.08	0.46	4.96	✓	✓	✓	✓
20	Σ5	1	-0.00	4.73	5.21	0.45	0.28	0.53	4.43	✓	✓	✓	✓
21		2	-0.00	4.73	5.21	1.35	0.28	1.38	4.43	✓	✓	✓	✓
22		3	-0.00	4.73	5.21	0.90	0.39	0.98	4.43	✓	✓	✓	✓
23		4	-0.00	4.73	5.21	0.90	0.95	1.31	4.43	✓	✓	✓	✓
24	Σ6	1	-0.00	4.71	5.14	0.37	0.22	0.43	3.71	✓	✓	✓	✓
25		2	-0.00	4.71	5.14	1.27	0.22	1.29	3.71	✓	✓	✓	✓
26		3	-0.00	4.71	5.14	0.82	0.76	1.12	3.71	✓	✓	✓	✓
27		4	-0.00	4.71	5.14	0.82	0.33	0.88	3.71	✓	✓	✓	✓

Η καλή στρεπτική αντίσταση του φορέα διαπιστώνεται και γραφικά από το Σχ. 5.35, στο οποίο απεικονίζεται η κάτοψη της στάθμης Σ5 με τις ελλείψεις δυστρεψίας, η οποία πριν την ενίσχυση της κατασκευής εμφάνιζε στρεπτικά φαινόμενα.



**Σχήμα 5.35** – Ελλείψεις δυστρεψίας στη στάθμη Σ5.

Επίσης, από την ιδιομορφική ανάλυση διεξήχθησαν και αποτελέσματα για τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και τα ανηγμένα αξονικά φορτία. Οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων μειώθηκαν συγκριτικά με τον αρχικό υφιστάμενο φορέα με το μεγαλύτερο λόγο εξάντλησης να παρουσιάζεται στη στάθμη Σ5 εκεί που γίνεται η διακοπή των τοιχωμάτων. Τα ανηγμένα αξονικά φορτία είναι μειωμένα αφού οι διατομές των κατακόρυφων στοιχείων αυξήθηκαν αρκετά. Στο Σχ. 5.36 απεικονίζονται με χρωματική ένδειξη οι λόγοι εξάντλησης των μεγεθών που αναπτύσσονται από την ανάλυση προς το όριο που θέτει ο ΕΚ8. Για να ικανοποιείται ο έλεγχος δεν θα πρέπει να υπάρχει κόκκινη χρωματική ένδειξη.

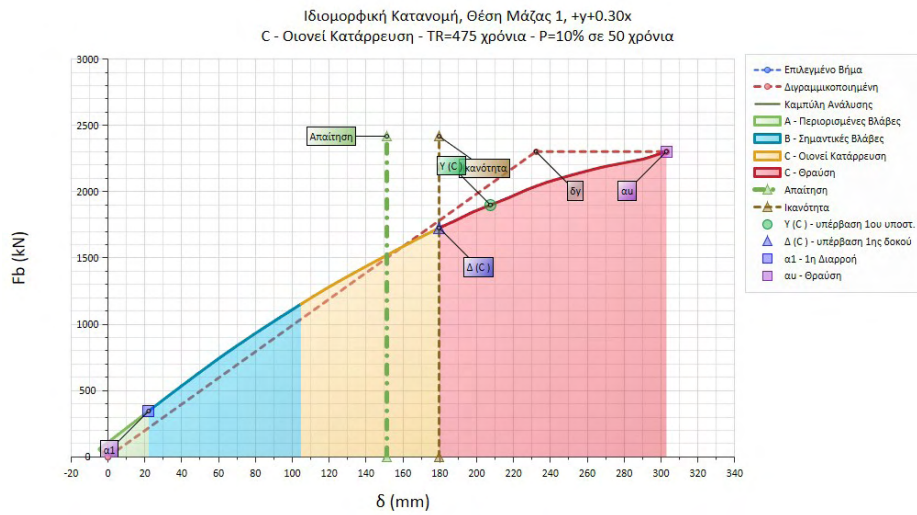


**Σχήμα 5.36** – Χρωματική ένδειξη λόγων εξάντλησης α)σχετικές μετακινήσεις ορόφων, β)ανηγμένα αξονικά φορτία.

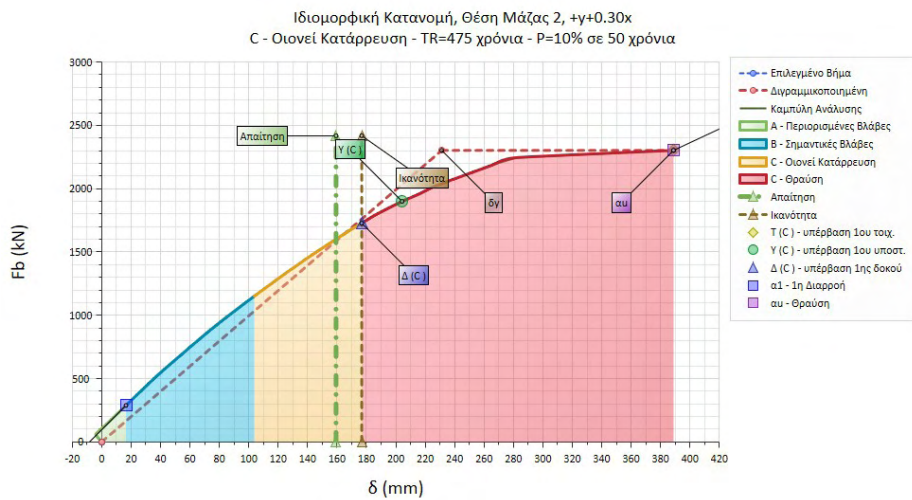
### 5.3.6 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης για ιδιομορφική φόρτιση

Με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την ιδιομορφική φόρτιση για τις τέσσερις θέσεις μάζας εξάγονται οι καμπύλες ικανότητας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για τη φόρτιση  $+y+0.30x$  για τη διεύθυνση Y και τη φόρτιση  $+x+0.30y$  για τη διεύθυνση X (Σχ. 5.37 – 5.40).

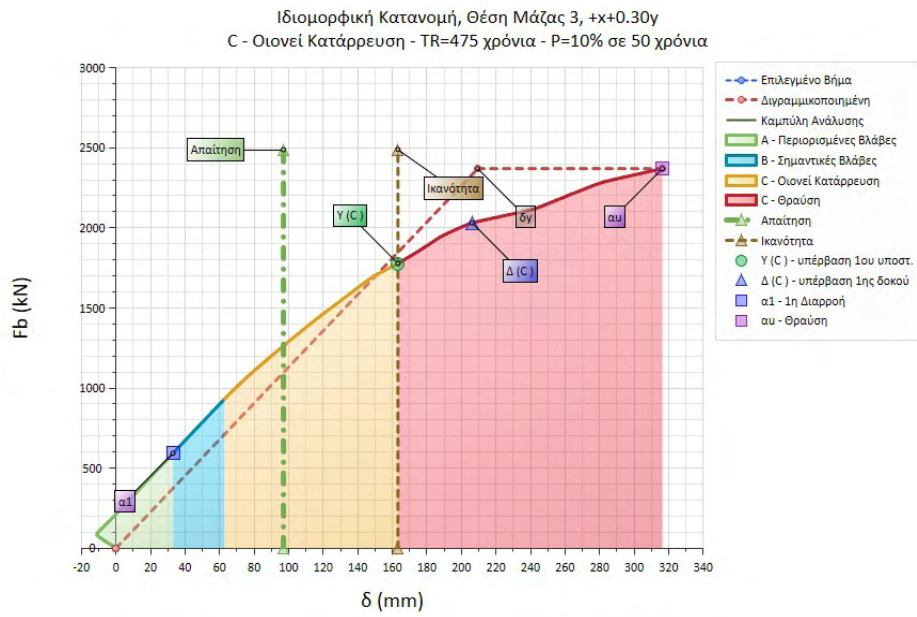




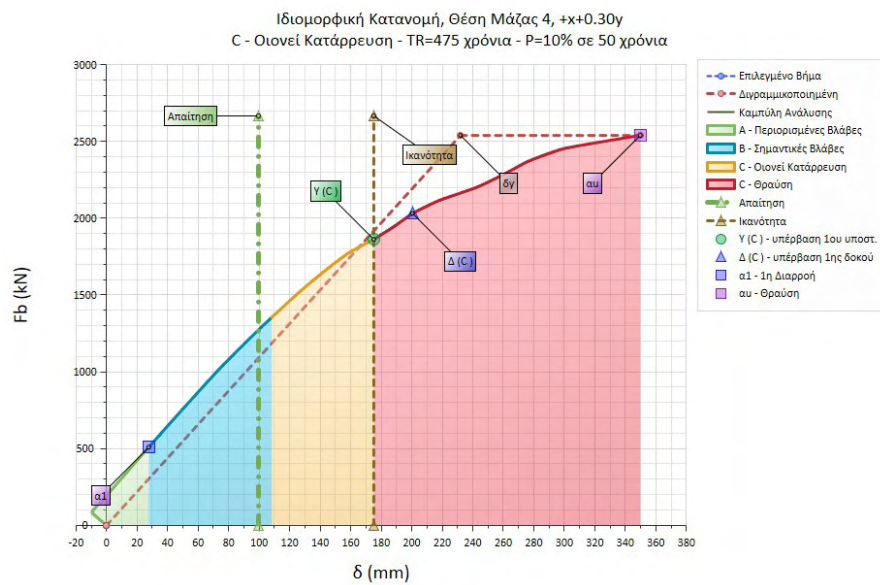
Σχήμα 5.37 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση +y+0.30x της ΘΜ1.



Σχήμα 5.38 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση +y+0.30x της ΘΜ2.



Σχήμα 5.39 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ3.



Σχήμα 5.40 – Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ4.

Σε όλες τις καμπύλες ικανότητας που εξάγονται από την ανελαστική στατική ανάλυση διαπιστώνεται η επάρκεια της ενισχυμένης κατασκευής με την γραμμή της απαίτησης να προηγείται της γραμμής της ικανότητας. Επίσης, αυτό που παρατηρείται από τις καμπύλες σε αρκετές φορτίσεις, είναι η διαρροή της κατασκευής σε μικρές μετακινήσεις.

**Πίνακας 5.10** – Αποτελέσματα ιδιομορφικών φορτίσεων για τις τέσσερις θέσεις μάζας.

Αξιολόγηση Υπερωθητικής												
α/α	Επίλυση	Fa1	Fu	δα1	δγ	δδ	μΔ=δδ/δγ	αυ/α1=Fu/Fa1	qmax	δικ	δαπ	CR=δαπ/δικ
		kN		mm						mm		
1	ΘΜ1   Ιδ   +y+0.30x	345.34	2302.27	22.083	232.22	302.968	1.305	6.667	4.500	179.639	151.294	0.842
2	ΘΜ1   Ιδ   +y-0.30x	345.34	2244.71	23.020	235.93	380.485	1.613	6.500	4.500	198.409	151.269	0.762
3	ΘΜ1   Ιδ   -y+0.30x	230.23	2014.49	30.628	237.88	416.670	1.752	8.750	4.500	133.983	113.494	0.847
4	ΘΜ1   Ιδ   -y-0.30x	287.78	2014.49	37.018	238.71	394.629	1.653	7.000	4.500	129.377	115.623	0.894
5	ΘΜ2   Ιδ   +y+0.30x	287.78	2302.27	16.519	231.22	388.871	1.682	8.000	4.500	176.822	159.344	0.901
6	ΘΜ2   Ιδ   +y-0.30x	345.34	2187.16	23.280	230.84	372.056	1.612	6.333	4.500	199.767	150.734	0.755
7	ΘΜ2   Ιδ   -y+0.30x	518.01	1956.93	56.040	223.48	375.821	1.682	3.778	4.500	150.041	123.770	0.825
8	ΘΜ2   Ιδ   -y-0.30x	518.01	1956.93	55.459	220.65	350.471	1.588	3.778	4.500	128.392	123.627	0.963

Αξιολόγηση Υπερωθητικής												
α/α	Επίλυση	Fu	δα1	δγ	δδ	μΔ=δδ/δγ	αυ/α1=Fu/Fa1	qmax	δικ	δαπ	CR=δαπ/δικ	
		N	mm						mm			
1	ΘΜ3   Ιδ   +x+0.30y	2369.56	33.048	209.48	316.461	1.511	4.000	4.500	163.283	96.981	0.594	
2	ΘΜ3   Ιδ   +x-0.30y	2284.94	22.548	213.92	313.280	1.464	5.400	4.500	177.479	101.773	0.573	
3	ΘΜ3   Ιδ   -x-0.30y	2200.31	48.008	257.40	332.139	1.290	6.500	4.500	126.643	52.862	0.417	
4	ΘΜ4   Ιδ   +x+0.30y	2538.82	27.671	231.99	349.799	1.508	5.000	4.500	175.128	99.576	0.569	
5	ΘΜ4   Ιδ   +x-0.30y	2369.56	47.666	217.90	307.751	1.412	3.500	4.500	166.935	83.702	0.501	
6	ΘΜ4   Ιδ   -x+0.30y	2369.56	57.216	285.79	304.803	1.067	5.600	4.500	90.503	57.160	0.632	
7	ΘΜ4   Ιδ   -x-0.30y	2284.94	46.704	266.90	326.540	1.223	6.750	4.500	117.231	54.255	0.463	

Από τον Πίν. 5.10 παρατηρείται ο μεγαλύτερος λόγος εξάντλησης, της απαίτησης προς την ικανότητα, στη διεύθυνση Y που είναι 0.963 και πραγματοποιείται στη φόρτιση – y-0.30x για τη θέση μάζας 2. Η τέμνουσα βάσης αυτής της φόρτισης στην κατάρρευση προκύπτει 1956.93 kN με την πρώτη διαρροή να γίνεται σε δοκό στα 518.01 kN. Γενικά η διαρροή της κατασκευής για τις διάφορες περιπτώσεις φόρτισης κυμαίνεται από 230 – 518 kN. Όσον αφορά στη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου στην κατάρρευση, για τη φόρτιση – y-0.30x, παρατηρείται στα 350.47 mm και γενικά οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου στην κατάρρευση κυμαίνονται από 302 – 416 mm. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης αναπτύσσεται στη φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ4 με τιμή ίση με 2538.82 kN ενώ η μέγιστη μετατόπιση στη φόρτιση +y-0.30x της ΘΜ2 με τιμή ίση με 199.77 mm.

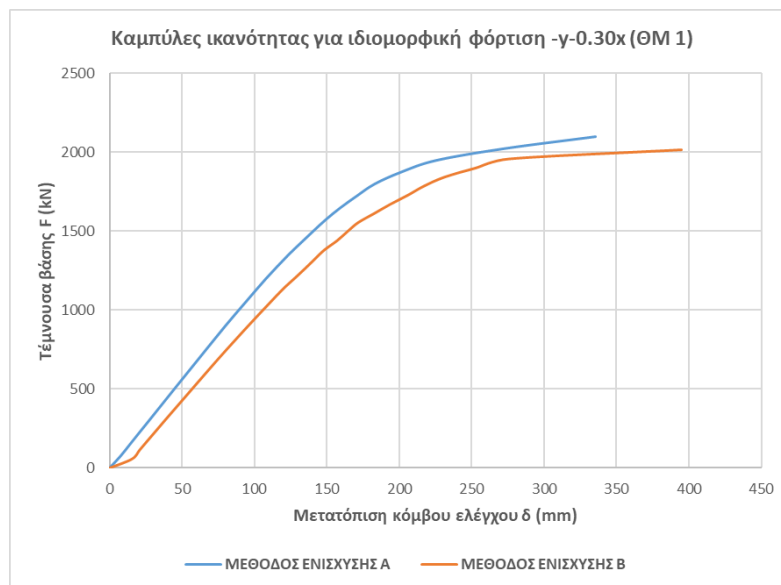
## Κεφάλαιο 6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ

Έχοντας ολοκληρώσει την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της υφιστάμενης κατασκευής και εφαρμόσει δυο διαφορετικούς τρόπους ενίσχυσης, πραγματοποιείται στο παρόν Κεφάλαιο η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους. Η σύγκριση γίνεται για την περίπτωση φόρτισης  $-y-0.30x$  (ΘΜ1) για τη διεύθυνση Y και  $-x-0.30y$  (ΘΜ3) για τη διεύθυνση X. Έτσι δίνεται η δυνατότητα επιλογής της μεθόδου ενίσχυσης η οποία είναι καλύτερη από άποψη εφαρμοσιμότητας και αποτελεσματικότητας.

### 6.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση Y

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων των δυο προτάσεων ενίσχυσης A και B για τη διεύθυνση Y. Τα αποτελέσματα των δυο προτάσεων ενίσχυσης δεν μπορούν να συγκριθούν με τα αντίστοιχα της υφιστάμενης κατασκευής, καθώς δεν υπάρχουν αποτελέσματα από την υπερωθητική ανάλυση με την οποία έγινε ο ανασχεδιασμός, λόγω σοβαρών ανεπαρειών οι οποίες εμπόδιζαν την πραγματοποίησή της. Όλα τα αποτελέσματα αφορούν τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 που έχει τεθεί για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής.

Στο Σχ. 6.1 παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  των δυο μεθόδων ενίσχυσης που εφαρμόστηκαν στο κτίριο.



Σχήμα 6.1 – Σύγκριση καμπυλών ικανότητας των μεθόδων ενίσχυσης A και B για την ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  (ΘΜ1).

Από το Σχ. 6.1 παρατηρείται:

- Στη μέθοδο Α παρατηρείται ελαφρώς μεγαλύτερη δυσκαμψία του φορέα λόγω μεγαλύτερης κλίσης από αυτή της μεθόδου Β.
- Στη συγκεκριμένη φόρτιση η κατασκευή με την πρόταση ενίσχυσης Α αναπτύσσει μικρότερη μετακίνηση από την πρόταση ενίσχυσης Β.
- Η τέμνουσα βάσης είναι μεγαλύτερη στην πρόταση ενίσχυσης Α για αυτή τη φόρτιση.
- Εξάγονται συμπεράσματα για τον δείκτη πλαστιμότητας του φορέα  $\mu_\delta$  ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της μετακίνησης της κατασκευής τη στιγμή της αστοχίας προς τη μετακίνηση της κατασκευής τη στιγμή της διαρροής, δηλαδή τη στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης. Για αυτή τη φόρτιση η διαθέσιμη πλαστιμότητα παρουσιάζεται στον Πίν. 6.1.

**Πίνακας 6.1** – Μετακινήσεις στη διαρροή και στην αστοχία της ενισχυμένης κατασκευής στη διεύθυνση Υ.

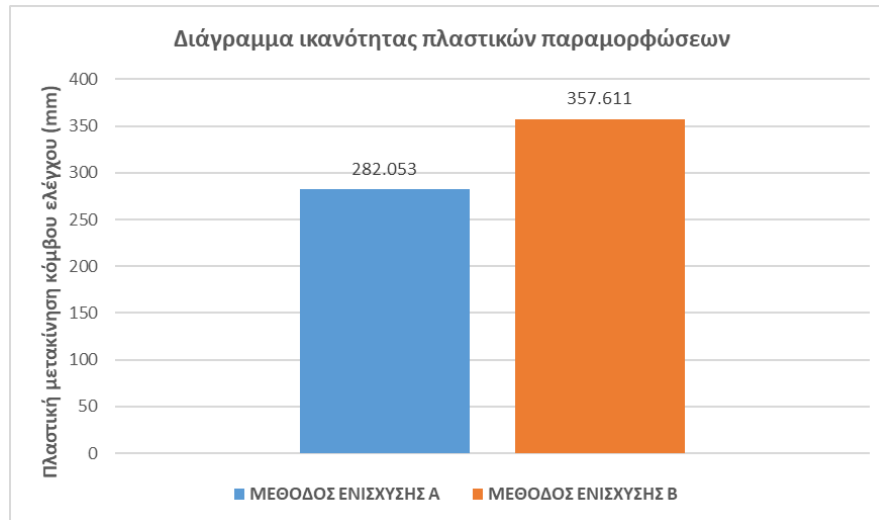
ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Α	
$\delta_y$ (mm)	$\delta_u$ (mm)
53.437	335.49
$\mu_\delta = \delta_u / \delta_y$	6.28

ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Β	
$\delta_y$ (mm)	$\delta_u$ (mm)
37.018	394.629
$\mu_\delta = \delta_u / \delta_y$	10.66

Από τον Πίν. 6.1 φαίνεται η αυξημένη δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής με τις δυο προτάσεις ενίσχυσης.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται σε μορφή διαγράμματος η δυνατότητα ανάπτυξης μετακίνησης, αφού γίνει η πρώτη διαρροή και περάσει η κατασκευή στην πλαστική περιοχή, η οποία ισούται:

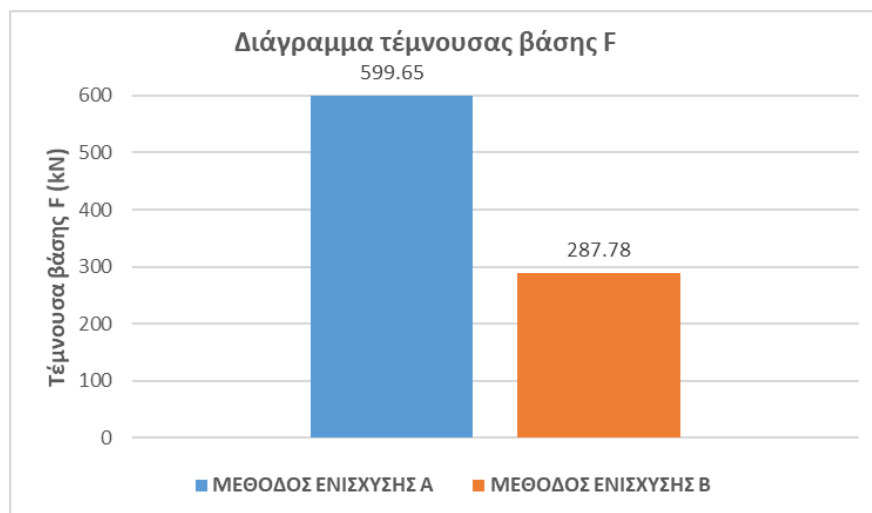
$$\delta_{upl} = \delta_u - \delta_y$$



**Σχήμα 6.2** – Σύγκριση ικανότητας πλαστικών παραμορφώσεων των μεθόδων ενίσχυσης Α και Β για την ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  (ΘΜ1).

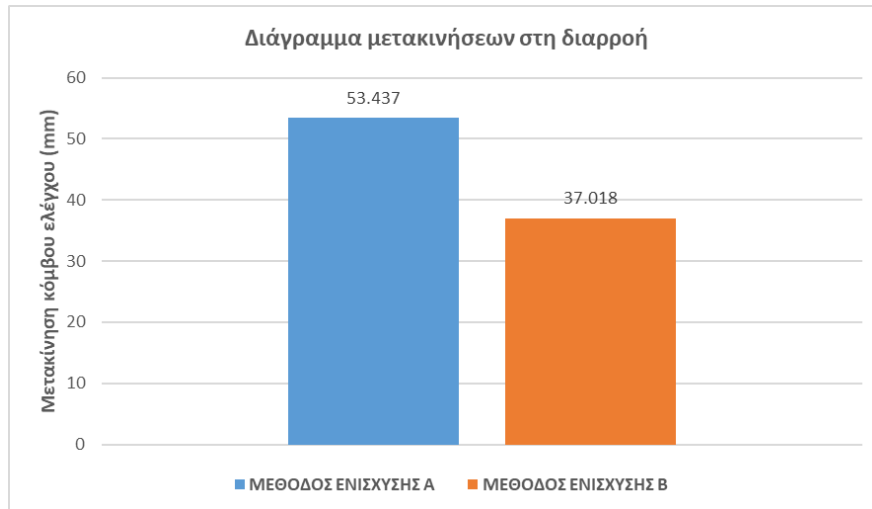
Από το Σχ. 6.2 φαίνεται ότι με τη μέθοδο ενίσχυσης Β η κατασκευή είναι πιο πλάσιμη καθώς έχει δυνατότητα ανάπτυξης μεγαλύτερων πλαστικών μετακινήσεων.

Σημαντική επίσης είναι η στιγμή δημιουργίας της πρώτης πλαστικής άρθρωσης δηλαδή η τιμή της τέμνουσας βάσης (Σχ. 6.3) και η τιμή της μετακίνησης (Σχ. 6.4) τη στιγμή της διαρροής.



**Σχήμα 6.3** – Σύγκριση των τεμνουσών βάσης τη στιγμή της διαρροής για την ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  (ΘΜ1).

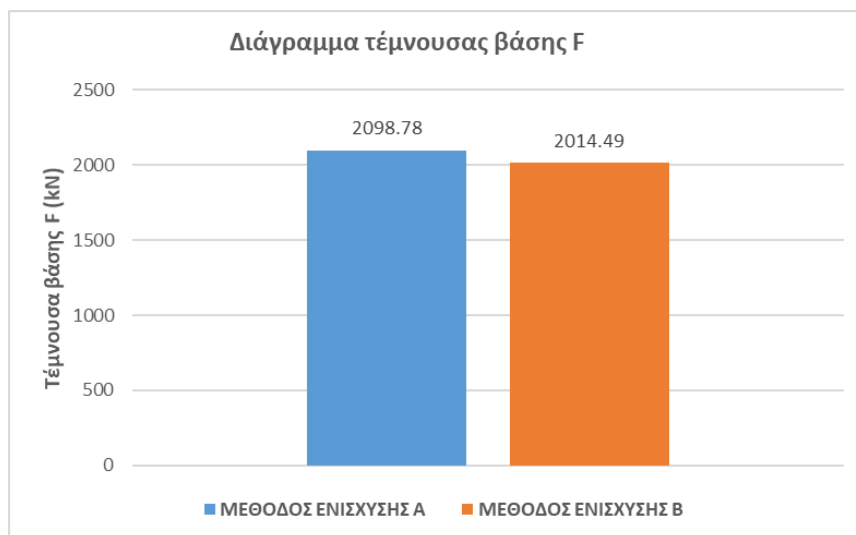
Στο Σχ. 6.3 παρατηρείται ότι η διαρροή στη μέθοδο ενίσχυσης Α γίνεται για τέμνουσα βάσης ίση με 599.65 kN, μεγαλύτερη από αυτή της μεθόδου Β η οποία είναι ίση με 287.78 kN. Η διαρροή της κατασκευής γίνεται σε χαμηλές τιμές της τέμνουσας βάσης και στις δυο περιπτώσεις ενίσχυσης.



**Σχήμα 6.4** – Σύγκριση των μετακινήσεων της οροφής τη στιγμή της διαρροής για την ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  (ΘΜ1).

Όπως και στην τέμνουσα βάσης τη στιγμή της διαρροής έτσι και οι μετακινήσεις, τη στιγμή της διαρροής, είναι μεγαλύτερες στη μέθοδο ενίσχυσης Α με τιμή ίση με 53.44 mm από τη μέθοδο ενίσχυσης Β με τιμή ίση με 37.02 mm.

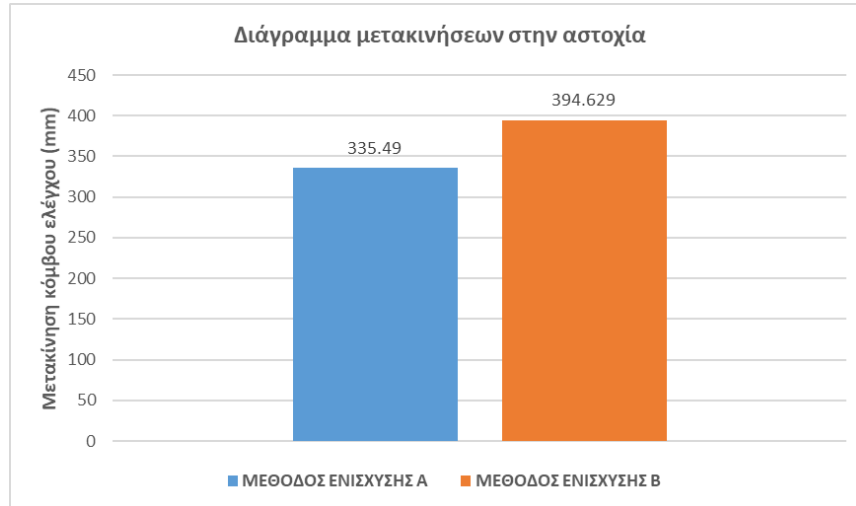
Στη συνέχεια στα Σχ. 6.5 και 6.6 παρουσιάζονται τα διαγράμματα της τέμνουσας βάσης και των μετακινήσεων τη στιγμή της αστοχίας.



**Σχήμα 6.5** – Σύγκριση των τεμνουσών βάσης τη στιγμή της αστοχίας για την ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  (ΘΜ1).

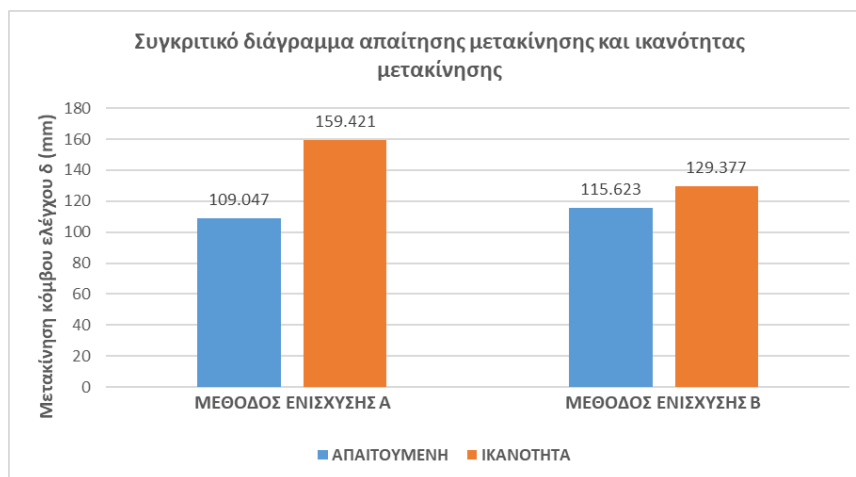
Στο Σχ. 6.5 παρατηρείται ότι η τέμνουσα βάσης στην αστοχία στη μέθοδο ενίσχυσης Α με τιμή ίση με 2098.78 kN είναι μεγαλύτερη από αυτή της μεθόδου Β με τιμή ίση με 2014.49 kN. Στο Σχ. 6.6 παρατηρείται ότι η μετακίνηση στην αστοχία στη μέθοδο Β με τιμή ίση με 394.63 mm είναι μεγαλύτερη από αυτή στη μέθοδο Α με τιμή ίση με

335.49 mm. Αυτό που αξίζει να σημειωθεί είναι ότι με τη μέθοδο ενίσχυσης A η κατασκευή φορτίζεται με μεγαλύτερη τέμνουσα βάση από τη μέθοδο B αλλά όσον αφορά στις μετακινήσεις στη μέθοδο A είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες της μεθόδου B. Εκεί φαίνεται και η διαφορά πλαστιμότητας των δυο μεθόδων.



**Σχήμα 6.6** – Σύγκριση των μετακινήσεων της οροφής τη στιγμή της αστοχίας για την ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  (ΘΜ1).

Ένα άλλο χαρακτηριστικό της σύγκρισης των δυο μεθόδων είναι η διαφορά μεταξύ της απαιτούμενης μετακίνησης και της ικανότητας μετακίνησης της κατασκευής.



**Σχήμα 6.7** – Σύγκριση των ικανών μετακινήσεων με τις απαιτούμενες για την ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  (ΘΜ1).

Όπως παρατηρείται από το Σχ. 6.7 στη μέθοδο ενίσχυσης A η απαιτούμενη μετακίνηση είναι ίση με 109.05 mm ενώ η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής ίση με 159.421 mm. Στη μέθοδο ενίσχυσης B η απαιτούμενη μετακίνηση είναι ίση με 115.62 mm ενώ η ικανότητα μετακίνησης ίση με 129.38 mm. Και στις δύο μεθόδους εξασφαλίζεται η

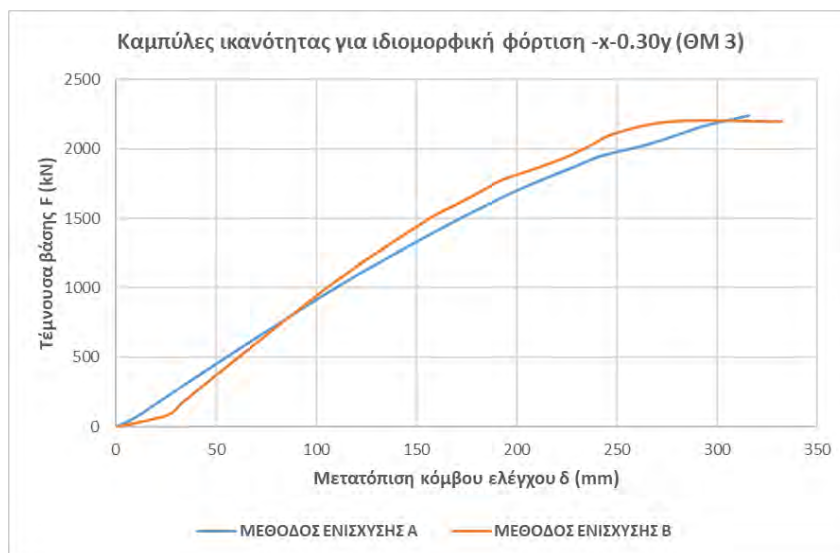


επάρκεια της κατασκευής για το στόχο που έχει τεθεί, τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 αφού η ικανότητα μετακίνησης είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη.

## 6.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων για σεισμική φόρτιση στη διεύθυνση X

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων των δυο μεθόδων ενίσχυσης A και B για τη διεύθυνση X. Τα αποτελέσματα των δυο προτάσεων ενίσχυσης δεν μπορούν να συγκριθούν με τα αντίστοιχα της υφιστάμενης κατασκευής, καθώς δεν υπάρχουν αποτελέσματα από την υπερωθητική ανάλυση με την οποία έγινε ο ανασχεδιασμός, λόγω σοβαρών ανεπαρκειών οι οποίες εμπόδιζαν την πραγματοποίησή της. Όλα τα αποτελέσματα αφορούν τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 η οποία έχει τεθεί για τον ανασχεδιασμό της κατασκευής.

Στο Σχ. 6.8 παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για τη φόρτιση  $-x-0.30y$  των δυο μεθόδων ενίσχυσης που εφαρμόστηκαν στο κτίριο.



**Σχήμα 6.8** – Σύγκριση καμπυλών ικανότητας των μεθόδων ενίσχυσης A και B για την ιδιομορφική φόρτιση  $-x-0.30y$  (ΘΜ3).

Στο Σχ. 6.8 παρατηρείται:

- Η δυσκαμψία της κατασκευής στην πρόταση ενίσχυσης B είναι μεγαλύτερη από αυτή της πρότασης ενίσχυσης A στη διεύθυνση X. Η διαφορά όμως των δυο δυσκαμψιών δεν είναι μεγάλη παρόλο που στη μέθοδο B υπάρχουν τρία τοιχώματα.
- Η μετακίνηση αστοχίας της κατασκευής είναι μεγαλύτερη στη μέθοδο ενίσχυσης B παρόλο που η πλαστιμότητα είναι μικρότερη σε αυτή τη μέθοδο.

- Τα συμπεράσματα που εξάγονται για την πλαστιμότητα του φορέα όπως περιγράφηκαν στην ενότητα 6.1 του παρόντος τεύχους παρουσιάζονται στον Πίν. 6.2.

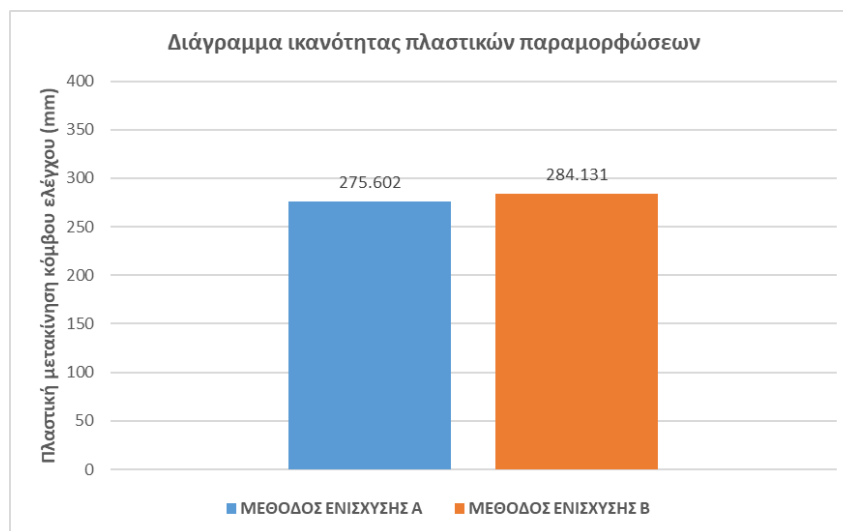
**Πίνακας 6.2** – Μετακινήσεις στη διαρροή και στην αστοχία της ενισχυμένης κατασκευής στη διεύθυνση X.

ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Α		ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ Β	
$\delta_y$ (mm)	$\delta_u$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	$\delta_u$ (mm)
40.039	315.641	48.008	332.139
$\mu_\delta = \delta_u / \delta_y$	7.88	$\mu_\delta = \delta_u / \delta_y$	6.92

Από τον Πίν. 6.2 παρατηρείται η αυξημένη δυνατότητα πλάστιμης συμπεριφοράς και στη διεύθυνση X με μεγαλύτερη πλαστιμότητα στη μέθοδο ενίσχυσης Α.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται σε μορφή διαγράμματος η δυνατότητα ανάπτυξης μετακίνησης, αφού γίνει η πρώτη διαρροή και περάσει η κατασκευή στην πλαστική περιοχή, η οποία ισούται:

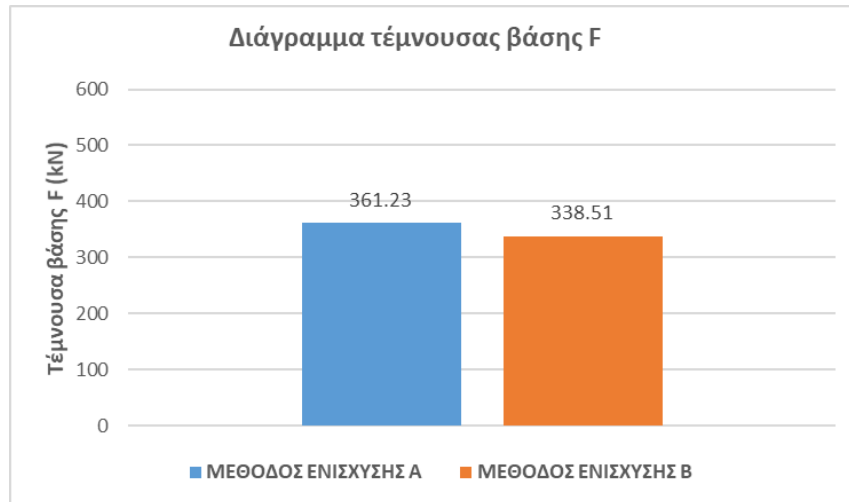
$$\delta_{upl} = \delta_u - \delta_y$$



**Σχήμα 6.9** – Σύγκριση ικανότητας πλαστικών παραμορφώσεων των μεθόδων ενίσχυσης Α και Β για την ιδιομορφική φόρτιση  $-x-0.30y$  (ΘΜ3).

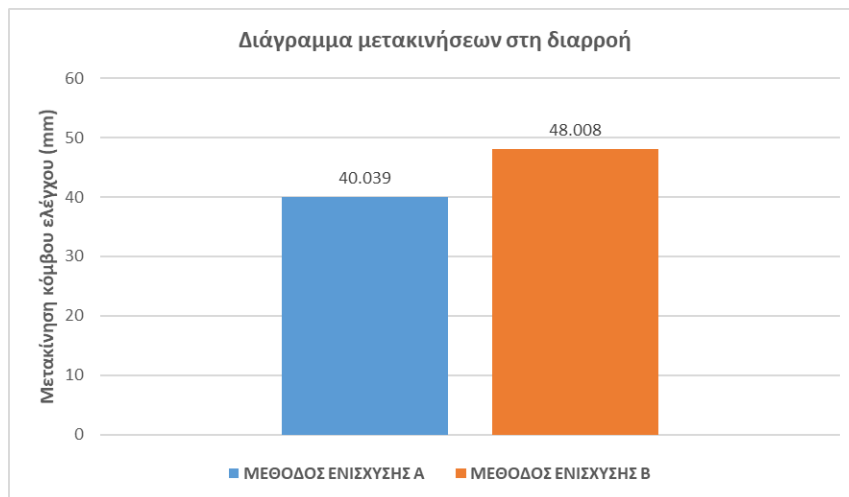
Από το Σχ. 6.9 παρατηρείται ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις της κατασκευής είναι μεγαλύτερες στη μέθοδο ενίσχυσης Β.

Στη συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα με τις τέμνουσες βάσης και τις μετακινήσεις τη στιγμή της διαρροής και της αστοχίας.



**Σχήμα 6.10** – Σύγκριση των τεμνουσών βάσης τη στιγμή της διαρροής για την ιδιομορφική φόρτιση  $-x-0.30y$  (ΘΜ3).

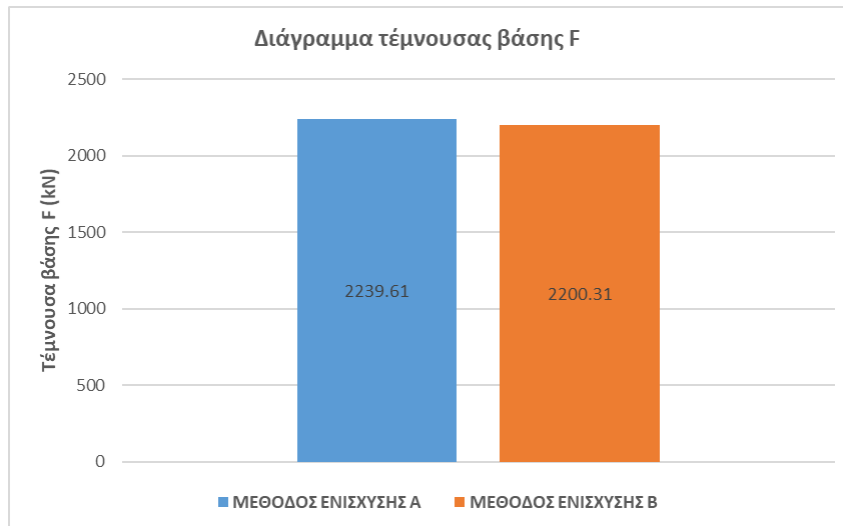
Από το Σχ. 6.10 παρατηρείται ότι η τέμνουσα βάσης της στιγμή της πρώτης δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στη μέθοδο Α είναι ίση με 361.23 kN ενώ με τη μέθοδο Β είναι ίση με 338.51 kN. Στο Σχ. 6.11 παρατηρείται ότι τη στιγμή της διαρροής η μετακίνηση στη μέθοδο Α είναι ίση με 40.04 mm ενώ στη μέθοδο Β ίση με 48.01 mm.



**Σχήμα 6.11** – Σύγκριση των μετακινήσεων της οροφής τη στιγμή της διαρροής για την ιδιομορφική φόρτιση  $-x-0.30y$  (ΘΜ3).

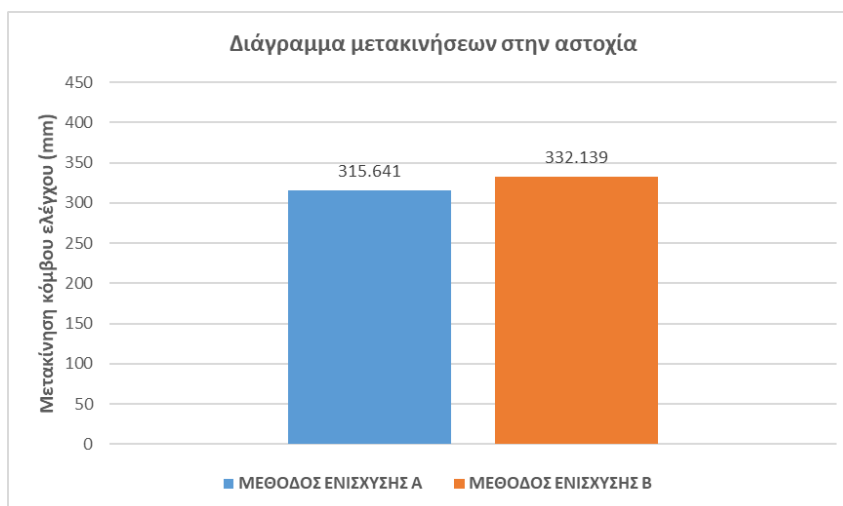
Το συμπέρασμα είναι ότι στη μέθοδο ενίσχυσης Β ο φορέας διαρρέει για μικρότερη τέμνουσα βάσης αλλά σε μεγαλύτερη μετακίνηση σε σχέση με τη μέθοδο Α. Στην τελευταία παρατηρείται ότι για μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης ο φορέας αναπτύσσει μικρότερη μετακίνηση.

Από το Σχ. 6.12 φαίνεται η διαφορά των δυο τεμνουσών βάσεως η οποία δεν είναι μεγάλη μεταξύ των μεθόδων ενισχύσεως A και B. Στη μεν πρώτη η τέμνουσα βάσης είναι ίση με 2239.61 kN ενώ στη δεύτερη ίση με 2200.31 kN.



**Σχήμα 6.12** – Σύγκριση των τεμνουσών βάσης τη στιγμή της αστοχίας για την ιδιομορφική φόρτιση  $-x-0.30y$  (ΘΜ3).

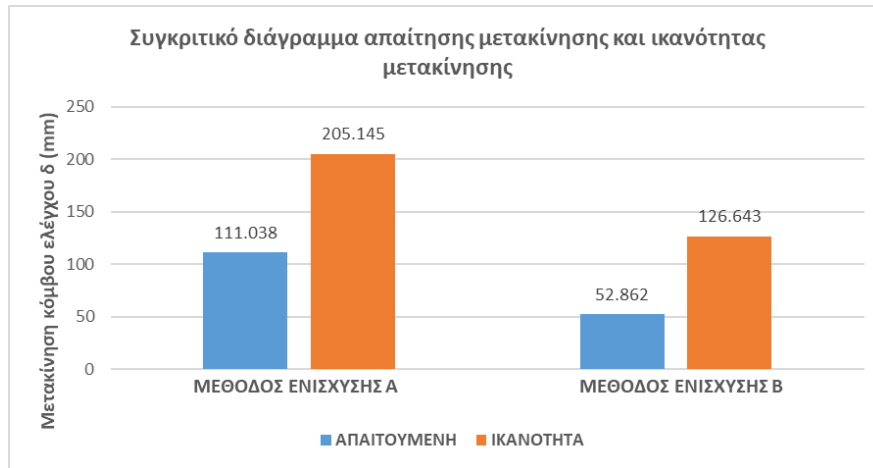
Εκεί που παρατηρείται η διαφορά των δυο μεθόδων είναι στη μετακίνηση της κατασκευής τη στιγμή της αστοχίας η οποία μεγαλύτερη είναι στη μέθοδο B με τιμή ίση με 332.14 mm ενώ στη μέθοδο A ίση με 315.64 mm (Σχ. 6.13).



**Σχήμα 6.13** – Σύγκριση των μετακινήσεων της οροφής τη στιγμή της αστοχίας για την ιδιομορφική φόρτιση  $-x-0.30y$  (ΘΜ3).

Όπως και στη διεύθυνση Y έτσι και στη X παρατηρείται ότι παρόλο που η τέμνουσα βάσης τη στιγμή της αστοχίας είναι μεγαλύτερη στη μέθοδο ενίσχυσης A η μεγαλύτερη μετακίνηση αναπτύσσεται στη μέθοδο ενίσχυσης B.

Ένα άλλο χαρακτηριστικό της σύγκρισης των δυο μεθόδων και στη διεύθυνση X είναι η διαφορά μεταξύ της απαιτούμενης μετακίνησης και της ικανότητας μετακίνησης της κατασκευής (Σχ. 6.14).



**Σχήμα 6.14** – Σύγκριση των ικανών μετακινήσεων με τις απαιτούμενες για την ιδιομορφική φόρτιση  $-x-0.30y$  (ΘΜ3).

Όπως παρατηρείται από το Σχ. 6.14 στη μέθοδο ενίσχυσης Α η απαιτούμενη μετακίνηση είναι ίση με 111.04 mm ενώ η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής ίση με 205.15 mm. Στη μέθοδο ενίσχυσης Β η απαιτούμενη μετακίνηση είναι ίση με 52.86 mm ενώ η ικανότητα μετακίνησης ίση με 126.64 mm. Και στις δύο μεθόδους εξασφαλίζεται η επάρκεια της κατασκευής για το στόχο που έχει τεθεί, τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 αφού η ικανότητα μετακίνησης είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη όπως συμβαίνει και στη διεύθυνση Y.

## Κεφάλαιο 7 ΣΥΝΟΨΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε αυτή τη διπλωματική εργασία μελετήθηκε η φέρουσα ικανότητα μιας εξάωροφης οικοδομής, η οποία βρίσκεται στο κέντρο της Καρδίτσας, και εξετάστηκε η περίπτωση ενίσχυσής της. Όλες οι αναλύσεις και οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού στατικών μελετών ΡΑΦ. Η αποτίμηση έγινε με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) σύμφωνα με τον οποίο εφαρμόστηκαν τρεις αναλύσεις, δυο ελαστικές και μια ανελαστική. Σαν στάθμες επιτελεστικότητας της αποτίμησης τέθηκαν οι Οιονεί Κατάρρευση Γ1 και Σημαντικές Βλάβες Β2. Από τη διεξαγωγή της αποτίμησης διαπιστώθηκαν αρκετές ανεπάρκειες στην κατασκευή και η ενίσχυσή της κατέστη αναγκαία. Σύμφωνα με τις ανεπάρκειες που προέκυψαν στην κατασκευή από τα αποτελέσματα της αποτίμησης επιλέχθηκαν δυο τρόποι ενίσχυσης. Η πρόταση ενίσχυσης Α αφορούσε μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε δοκούς και υποστυλώματα και η πρόταση ενίσχυσης Β τοιχωματοποίηση πλαισίων και μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σε δοκούς και υποστυλώματα.

Από την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής και την εφαρμογή των δυο μεθόδων ενίσχυσης Α και Β και με τη βοήθεια της ανελαστικής στατικής ανάλυσης εξήχθησαν αποτελέσματα τα οποία βοήθησαν στη σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης. Τα κύρια συμπεράσματα που προέκυψαν είναι τα εξής:

1. Οι ανεπάρκειες της κατασκευής που προέκυψαν από τις ελαστικές αναλύσεις ήταν εκτεταμένες για τις στάθμες επιτελεστικότητας Γ1 και Β2 κυρίως με τη μέθοδο του καθολικού συντελεστή  $q$ , ενώ με τη μέθοδο των τοπικών δεικτών  $m$  η κατάσταση ήταν καλύτερη και για τις δυο στάθμες Γ1 και Β2. Η ανελαστική στατική ανάλυση δεν γινόταν να εφαρμοστεί αφού υπήρχε επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών και δεν μπορούσε να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα αλλά κάνοντας προσπάθεια εφαρμογής της εμφανιζόταν προειδοποιητικό μήνυμα ανεπάρκειας δοκών από στατική φόρτιση υποδηλώνοντας τις σοβαρές ανεπάρκειες της κατασκευής.
2. Οι αστοχίες των δομικών στοιχείων παρατηρήθηκαν κυρίως στις στηρίξεις των δοκών λόγω κάμψης η οποία οφειλόταν στον ανεπαρκή οπλισμό για την παραλαβή των ροπών και στα υποστυλώματα κυρίως λόγω κάμψης με ταυτόχρονη δράση του αξονικού.
3. Στην αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής διαπιστώθηκαν κάποια στρεπτικά φαινόμενα τα οποία μετά την εφαρμογή των ενισχύσεων εξαλείφθηκαν.



4. Οι δυο μέθοδοι ενίσχυσης που εφαρμόστηκαν αύξησαν τη δυσκαμψία του φορέα μειώνοντας έτσι τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής. Η δυσκαμψία της ενισχυμένης κατασκευής και με τους δυο τρόπους είναι περίπου ίδια καθώς οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι έχουν περίπου τις ίδιες τιμές.
5. Στην πρόταση ενίσχυσης A παρατηρείται ότι δεν αλλάζει η γεωμετρία του φορέα ούτε παρεμβαίνει στην αρχιτεκτονική του κτιρίου καθώς γίνεται μόνο αλλαγή των διαστάσεων των υφιστάμενων στοιχείων. Σε αντίθεση με την πρόταση ενίσχυσης B η οποία για να εφαρμοστεί απαιτείται να κλείσουν κάποια βασικά ανοίγματα τα οποία πιθανόν να περιορίζουν την εύρυθμη λειτουργία του κτιρίου.
6. Οι δυο μέθοδοι ενίσχυσης αυξάνουν αρκετά την πλαστιμότητα της κατασκευής και για αυτό αναπτύσσονται μεγάλες μετακινήσεις. Επίσης η διαρροή της κατασκευής γίνεται σε χαμηλές τιμές της τέμνουσας βάσης, της τάξης των 361-674 kN για τη μέθοδο A και 230-518 kN για τη μέθοδο B.
7. Και με τις δυο μεθόδους ενίσχυσης που έχει γίνει ο ανασχεδιασμός της κατασκευής οι ενισχύσεις που γίνονται στα στοιχεία του φορέα είναι επαρκείς. Για την επιλογή μιας από αυτές θα πρέπει να συνεκτιμηθεί και το κόστος ανακατασκευής και κατόπιν συνεννόησης με τον Κύριο του έργου να επιλεγεί η βέλτιστη λύση.
8. Ανεξαρτήτως της επιλογής μεθόδου ενίσχυσης το αποτέλεσμα που προκύπτει είναι μια κατασκευή η οποία επαρκεί για το στόχο που έχει τεθεί και με σημαντικό περιθώριο ασφαλείας.



## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Αντισεισμικός Κανονισμός Οικοδομικών Έργων (Φεβρουάριος 1959), Εφημερίδα της Κυβερνήσεως του Βασιλείου της Ελλάδος, Τεύχος πρώτον, Αριθμός Φύλλου 36.
- [2] Δρίτσος, Η. Στέφανος (2003). Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων.
- [3] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000), Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2006.
- [4] Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000), Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2005.
- [5] Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012) 2η Αναθεώρηση 2017, Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2017.
- [6] Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954), Εφημερίδα της Κυβερνήσεως του Βασιλείου της Ελλάδος, Τεύχος πρώτον, Αριθμός Φύλλου 160.
- [7] Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος (2016), Εφημερίδα της Κυβερνήσεως της Ελληνικής Δημοκρατίας, Τεύχος δεύτερο, Αριθμός Φύλλου 1561.
- [8] Σπυράκος Κ. (2004). Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία. Αθήνα: Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας.
- [9] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992 – 1: 2004).
- [10] Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998 – 1: 2004).
- [11] Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN 1998 – 1: 2004).



**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**

Στο παράρτημα Α παρουσιάζονται όλα τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής και ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τις τέσσερις θέσεις μάζας και για τις στάθμες επιτελεστικότητας Γ1 και Β2.

- Αποτελέσματα ιδιομορφικής για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 με μέθοδο q

**Πίνακας Α.1** – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για ΘΜ2.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
11	E2	No1	1.19265	0.83847	5.26827	27.75465	1.40251	1.40251	23.54930	-0.23615	78.699	0.008	78.699	0.008
12		No2	1.15869	0.86305	5.42268	29.40550	1.44366	1.44366	-0.39149	-24.1592	0.022	82.828	78.721	82.836
13		No3	0.81128	1.23263	7.74482	59.98229	2.06267	2.06267	5.66373	-0.96334	4.552	0.132	83.273	82.968
14		No4	0.49063	2.03819	12.80635	164.00259	2.78719	2.78719	-7.29200	-4.79840	7.546	3.267	90.819	86.235
15		No5	0.46385	2.15589	13.54587	183.49057	2.78719	2.78719	-4.72622	7.71040	3.170	8.437	93.989	94.672
16		No6	0.36226	2.76045	17.34444	300.82965	2.78719	2.78719	-2.83248	-1.23683	1.139	0.217	95.127	94.889
17		No7	0.26170	3.82116	24.00904	576.43400	2.78719	2.78719	0.13653	4.11479	0.003	2.403	95.130	97.292
18		No8	0.24070	4.15450	26.10349	681.39231	2.78719	2.78719	4.17713	-0.32598	2.476	0.015	97.606	97.307
19		No9	0.20532	4.87042	30.60177	936.46848	2.78719	2.78719	-0.88869	-2.59162	0.112	0.953	97.718	98.260
20		No10	0.19541	5.11742	32.15368	1033.85900	2.75223	2.75223	0.78272	-0.90358	0.087	0.116	97.805	98.376

**Πίνακας Α.2** – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για ΘΜ3.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
21	E3	No1	1.22388	0.81707	5.13381	26.35604	1.36697	1.36697	22.60136	4.43701	72.491	2.794	72.491	2.794
22		No2	1.15863	0.86309	5.42293	29.40813	1.44373	1.44373	4.53980	-23.7561	2.925	80.088	75.415	82.881
23		No3	0.79074	1.26464	7.94596	63.13830	2.11621	2.11621	7.53766	1.01232	8.063	0.145	83.478	83.027
24		No4	0.46896	2.13237	13.39806	179.50805	2.78719	2.78719	6.43768	6.37199	5.881	5.762	89.359	88.789
25		No5	0.46529	2.14922	13.50392	182.35582	2.78719	2.78719	-6.18331	6.56214	5.426	6.111	94.785	94.899
26		No6	0.38075	2.62636	16.50193	272.31374	2.78719	2.78719	-1.53607	-0.04213	0.335	0.000	95.120	94.900
27		No7	0.26096	3.83198	24.07704	579.70406	2.78719	2.78719	-0.25279	-4.12455	0.009	2.414	95.129	97.314
28		No8	0.24410	4.09676	25.74069	662.58310	2.78719	2.78719	-4.08081	0.45353	2.363	0.029	97.492	97.343
29		No9	0.20068	4.98299	31.30905	980.25691	2.78719	2.78719	-0.08997	-2.77593	0.001	1.094	97.493	98.437
30		No10	0.19363	5.16436	32.44861	1052.91254	2.73870	2.73870	-1.71668	-0.49949	0.418	0.035	97.912	98.472

**Πίνακας Α.3** – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για ΘΜ4.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
31	E4	No1	1.18028	0.84725	5.32345	28.33916	1.41749	1.41749	23.73662	3.18904	79.956	1.443	79.956	1.443
32		No2	1.15978	0.86223	5.41756	29.34998	1.44234	1.44234	3.32639	-23.9676	1.570	81.520	81.526	82.963
33		No3	0.82812	1.20756	7.58732	57.56737	2.02125	2.02125	3.21396	0.68306	1.466	0.066	82.992	83.030
34		No4	0.50788	1.96898	12.37148	153.05341	2.78719	2.78719	-8.29581	-2.08242	9.766	0.615	92.758	83.645
35		No5	0.46465	2.15215	13.52233	182.85338	2.78719	2.78719	-1.84453	8.90604	0.483	11.256	93.241	94.901
36		No6	0.34864	2.86833	18.02223	324.80061	2.78719	2.78719	-3.63572	-0.43420	1.876	0.027	95.117	94.928
37		No7	0.26078	3.83472	24.09426	580.53333	2.78719	2.78719	0.10317	4.08631	0.002	2.370	95.119	97.297
38		No8	0.24510	4.07995	25.63506	657.15610	2.78719	2.78719	-4.09125	0.33378	2.375	0.016	97.494	97.313
39		No9	0.20612	4.85144	30.48248	929.18136	2.78719	2.78719	-1.55719	-1.81579	0.344	0.468	97.838	97.781
40		No10	0.19948	5.01304	31.49788	992.11649	2.78323	2.78323	0.42979	-2.01070	0.026	0.574	97.864	98.355

- Αποτελέσματα ιδιομορφικής για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 με μέθοδο m

**Πίνακας Α.4 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για ΘΜ2.**

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
11	E2	No1	2.35648	0.42436	2.66634	7.10937	1.20649	1.20649	23.32125	-3.08326	77.182	1.349	77.182	1.349
12		No2	2.24625	0.44519	2.79719	7.82430	1.26568	1.26568	-3.26662	-23.9351	1.514	81.299	78.696	82.648
13		No3	1.64170	0.60912	3.82723	14.64772	1.73193	1.73193	6.08102	-1.07156	5.248	0.163	83.944	82.811
14		No4	0.88894	1.12494	7.06819	49.95930	3.19993	3.19993	-3.83239	-7.60818	2.084	8.214	86.028	91.025
15		No5	0.86659	1.15395	7.25050	52.56982	3.28300	3.28300	-7.38825	4.09644	7.746	2.381	93.775	93.407
16		No6	0.69801	1.43265	9.00162	81.02922	4.07380	4.07380	1.51576	0.92313	0.326	0.121	94.101	93.528
17		No7	0.52254	1.91373	12.02431	144.58396	4.73823	4.73823	0.05671	4.77030	0.000	3.229	94.101	96.757
18		No8	0.47998	2.08342	13.09049	171.36102	4.73823	4.73823	4.63323	-0.06552	3.046	0.001	97.148	96.758
19		No9	0.39401	2.53801	15.94676	254.29916	4.73823	4.73823	0.87967	0.32646	0.110	0.015	97.257	96.773
20		No10	0.37294	2.68140	16.84776	283.84697	4.73823	4.73823	0.38507	2.98408	0.021	1.264	97.278	98.036

**Πίνακας Α.5 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για ΘΜ3.**

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
21	E3	No1	2.42310	0.41269	2.59303	6.72382	1.17339	1.17339	22.85131	1.76725	74.103	0.443	74.103	0.443
22		No2	2.24969	0.44451	2.79291	7.80036	1.26371	1.26371	2.08503	-24.0582	0.617	82.137	74.720	82.581
23		No3	1.59505	0.62694	3.93918	15.51716	1.78251	1.78251	8.14262	1.30014	9.409	0.240	84.129	82.820
24		No4	0.88133	1.13465	7.12919	50.82539	3.22820	3.22820	-1.02068	-8.59868	0.148	10.492	84.277	93.313
25		No5	0.86313	1.15857	7.27949	52.99103	3.29582	3.29582	8.32498	-1.14957	9.835	0.188	94.112	93.500
26		No6	0.71225	1.40400	8.82159	77.82052	3.99500	3.99500	-0.58821	-0.49714	0.049	0.035	94.161	93.535
27		No7	0.52245	1.91406	12.02639	144.63409	4.73823	4.73823	0.25202	4.74738	0.009	3.198	94.170	96.734
28		No8	0.48837	2.04763	12.86562	165.52409	4.73823	4.73823	-4.36864	0.43425	2.708	0.027	96.878	96.761
29		No9	0.38701	2.58394	16.23536	263.58699	4.73823	4.73823	-1.85238	-0.27183	0.487	0.010	97.365	96.771
30		No10	0.36850	2.71371	17.05077	290.72887	4.73823	4.73823	0.18205	3.13205	0.005	1.392	97.370	98.163

**Πίνακας Α.6 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών υφιστάμενης κατασκευής για ΘΜ4.**

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
31	E4	No1	2.32222	0.43062	2.70568	7.32071	1.22437	1.22437	24.02936	-1.42611	81.940	0.289	81.940	0.289
32		No2	2.24856	0.44473	2.79432	7.80820	1.26436	1.26436	-1.29165	-24.1013	0.237	82.432	82.177	82.721
33		No3	1.68130	0.59478	3.73711	13.96599	1.69127	1.69127	3.28856	0.87987	1.535	0.110	83.712	82.831
34		No4	0.90388	1.10634	6.95135	48.32130	3.14592	3.14592	-7.70203	-2.49198	8.418	0.881	92.130	83.712
35		No5	0.87712	1.14010	7.16344	51.31485	3.24385	3.24385	2.31436	-8.32621	0.760	9.838	92.890	93.550
36		No6	0.67755	1.47591	9.27341	85.99616	4.20162	4.20162	2.83211	0.22613	1.138	0.007	94.028	93.557
37		No7	0.52136	1.91807	12.05157	145.24038	4.73823	4.73823	-0.07032	4.75047	0.001	3.202	94.029	96.760
38		No8	0.48762	2.05076	12.88532	166.03154	4.73823	4.73823	4.65645	-0.00763	3.077	0.000	97.106	96.760
39		No9	0.39431	2.53610	15.93480	253.91794	4.73823	4.73823	-0.23185	-0.15700	0.008	0.003	97.114	96.763
40		No10	0.37247	2.68479	16.86903	284.56416	4.73823	4.73823	1.38235	2.55693	0.271	0.928	97.385	97.691

- Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για μέθοδο ενίσχυσης Α

Πίνακας Α.7 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών ενισχυμένης κατασκευής για ΘΜ2.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
11	E2	No1	0.81053	1.23376	7.75192	60.09223	1.16988	1.16988	23.78506	0.35276	80.283	0.018	80.283	0.018
12		No2	0.75796	1.31933	8.28957	68.71705	1.25095	1.25095	0.42060	-24.4855	0.025	85.081	80.308	85.099
13		No3	0.48654	2.05531	12.91391	166.76909	1.57941	1.57941	5.83024	0.46038	4.824	0.030	85.131	85.129
14		No4	0.25814	3.87386	24.34017	592.44404	1.57941	1.57941	7.91154	1.69674	8.882	0.409	94.014	85.537
15		No5	0.24865	4.02170	25.26911	638.52816	1.57941	1.57941	1.97920	-8.34013	0.556	9.871	94.570	95.408
16		No6	0.19908	5.02321	31.56174	996.14368	1.57795	1.57795	-2.41529	-1.01945	0.828	0.147	95.398	95.556
17		No7	0.14401	6.94375	43.62884	1903.47578	1.49099	1.49099	0.09324	4.16914	0.001	2.467	95.399	98.022
18		No8	0.13759	7.26783	45.66513	2085.30395	1.48084	1.48084	4.09062	-0.16412	2.375	0.004	97.774	98.026
19		No9	0.11148	8.97057	56.36373	3176.87023	1.43959	1.43959	-0.27377	0.10546	0.011	0.002	97.784	98.028
20		No10	0.10710	9.33683	58.66500	3441.58263	1.43269	1.43269	-2.20591	-0.97212	0.691	0.134	98.475	98.162

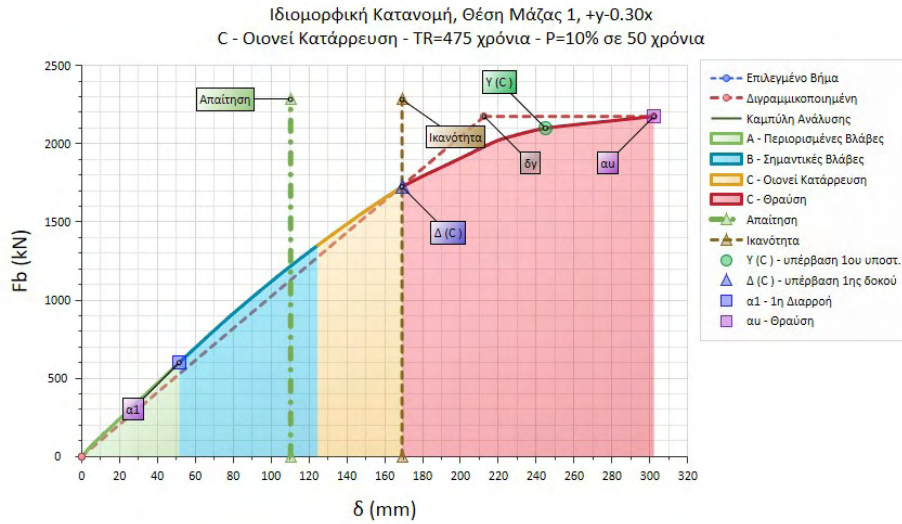
Πίνακας Α.8 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών ενισχυμένης κατασκευής για ΘΜ2.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
21	E3	No1	0.83223	1.20159	7.54984	57.00008	1.13965	1.13965	23.16985	3.55877	76.183	1.797	76.183	1.797
22		No2	0.76008	1.31565	8.26645	68.33416	1.24760	1.24760	3.89051	-24.1570	2.148	82.813	78.331	84.611
23		No3	0.47277	2.11520	13.29020	176.62942	1.57941	1.57941	6.96831	1.85281	6.891	0.487	85.222	85.098
24		No4	0.25250	3.96034	24.88357	619.19230	1.57941	1.57941	8.09440	-2.58921	9.298	0.951	94.520	86.049
25		No5	0.24814	4.02994	25.32089	641.14744	1.57941	1.57941	-2.49877	-8.15838	0.886	9.445	95.406	95.495
26		No6	0.20564	4.86286	30.55427	933.56348	1.57941	1.57941	-0.70284	0.62187	0.070	0.055	95.476	95.550
27		No7	0.14424	6.93294	43.56096	1897.55748	1.49134	1.49134	0.35191	4.12813	0.018	2.418	95.494	97.968
28		No8	0.13915	7.18624	45.15246	2038.74444	1.48331	1.48331	-3.89022	0.58389	2.148	0.048	97.641	98.016
29		No9	0.11049	9.05045	56.86568	3233.70594	1.43804	1.43804	-1.18578	-0.40564	0.200	0.023	97.841	98.040
30		No10	0.10399	9.61634	60.42122	3650.72402	1.42777	1.42777	-2.45240	-0.16231	0.853	0.004	98.694	98.043

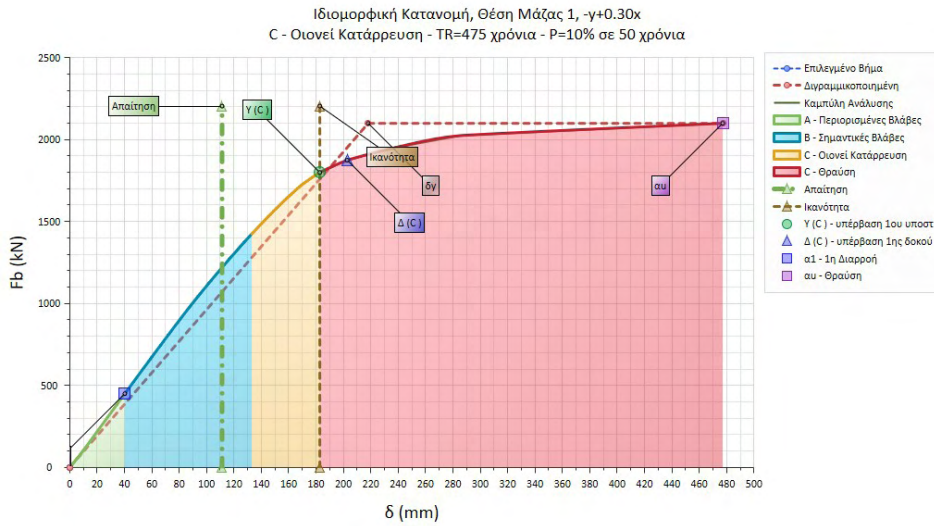
Πίνακας Α.9 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών ενισχυμένης κατασκευής για ΘΜ2.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	v <sub>x</sub>	v <sub>y</sub>	m <sub>x</sub>	m <sub>y</sub>	Σm <sub>x</sub>	Σm <sub>y</sub>
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
31	E4	No1	0.79780	1.25344	7.87561	62.02526	1.18803	1.18803	24.01032	1.78957	81.811	0.454	81.811	0.454
32		No2	0.76062	1.31472	8.26063	68.23806	1.24676	1.24676	2.02316	-24.3663	0.581	84.255	82.391	84.709
33		No3	0.49765	2.00944	12.62571	159.40863	1.57941	1.57941	4.29962	1.67276	2.623	0.397	85.015	85.106
34		No4	0.26788	3.73307	23.45558	550.16405	1.57941	1.57941	7.82884	0.14705	8.698	0.003	93.713	85.110
35		No5	0.24780	4.03554	25.35608	642.93057	1.57941	1.57941	0.26945	-8.58349	0.010	10.455	93.723	95.565
36		No6	0.19201	5.20814	32.72373	1070.84219	1.56679	1.56679	-3.32691	-0.24004	1.571	0.008	95.294	95.573
37		No7	0.14387	6.95062	43.67205	1907.24777	1.49076	1.49076	-0.55025	4.12997	0.043	2.421	95.337	97.994
38		No8	0.14039	7.12307	44.75554	2003.05825	1.48526	1.48526	4.05792	0.43211	2.337	0.026	97.673	98.020
39		No9	0.11184	8.94117	56.17902	3156.08213	1.44017	1.44017	-1.72306	-0.34394	0.421	0.017	98.095	98.037
40		No10	0.10928	9.15046	57.49405	3305.56552	1.43613	1.43613	-1.74792	-0.06794	0.434	0.001	98.528	98.038

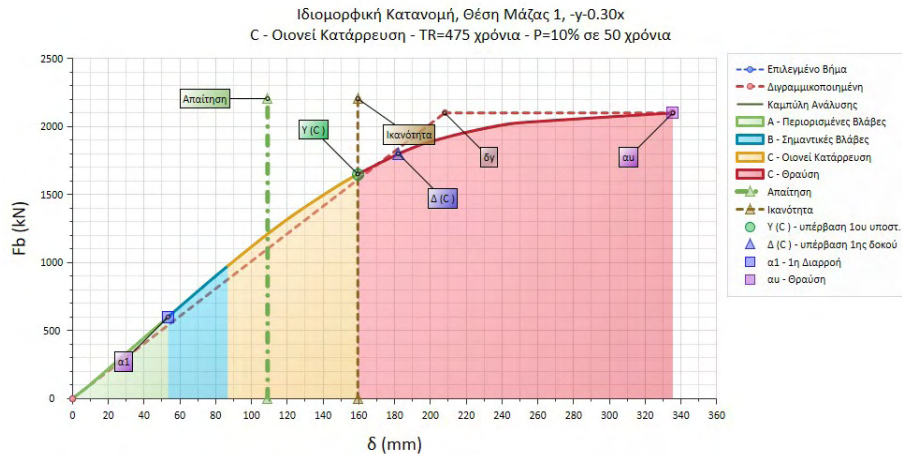
- Καμπύλες ικανότητας υπερωθητικής ανάλυσης για μέθοδο ενίσχυσης A



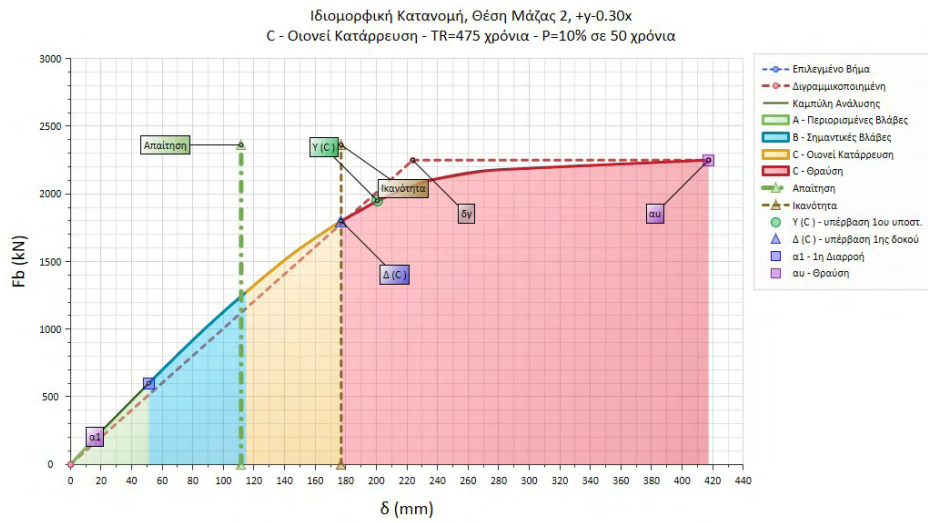
Σχήμα Α.1 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση + $\gamma$ -0.30x της ΘΜ1.



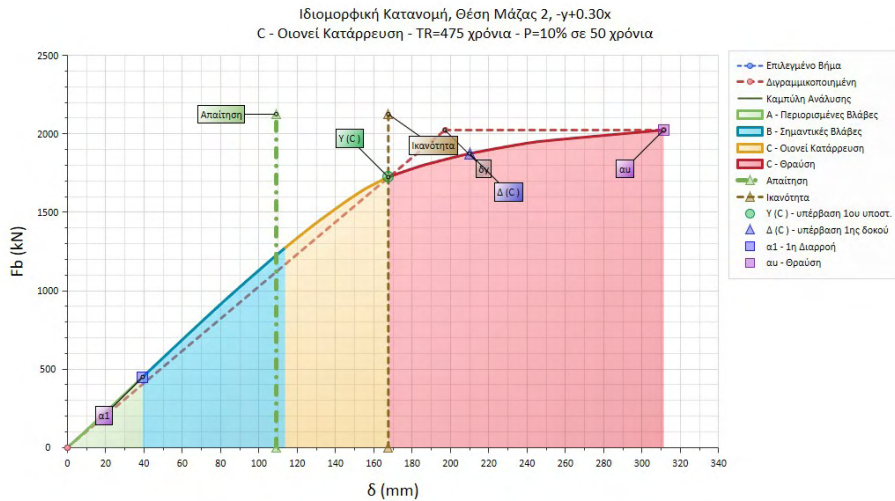
Σχήμα Α.2 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση - $\gamma$ +0.30x της ΘΜ1.



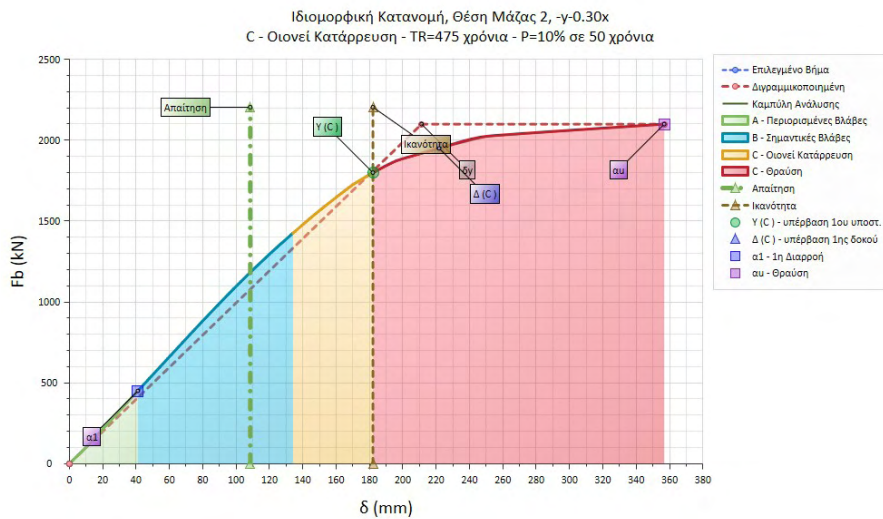
Σχήμα Α.3 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση - $\gamma$ -0.30x της ΘΜ1.



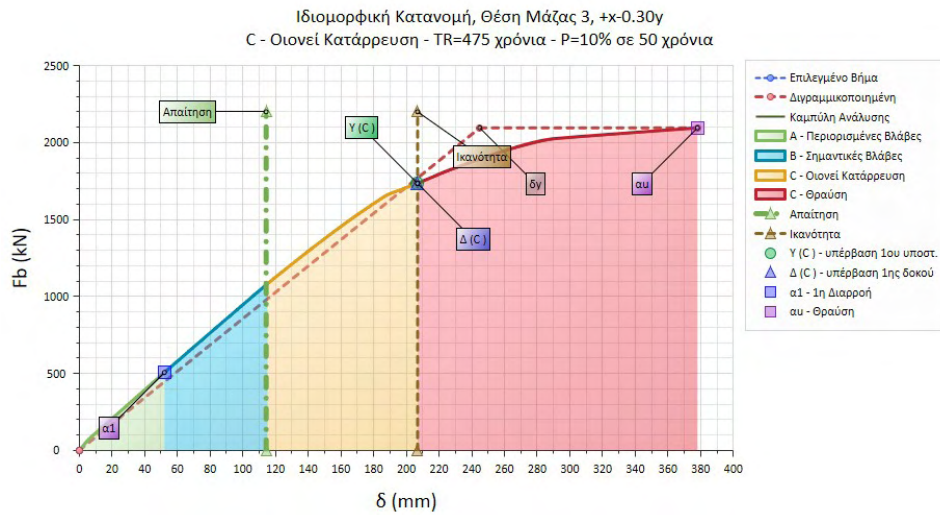
Σχήμα Α.4 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση  $+\gamma-0.30x$  της ΘΜ2.



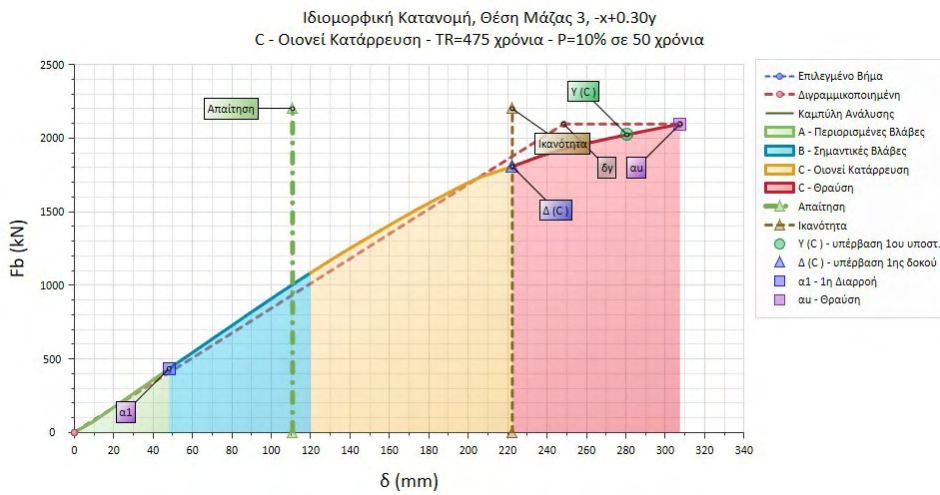
Σχήμα Α.5 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση  $-\gamma+0.30x$  της ΘΜ2.



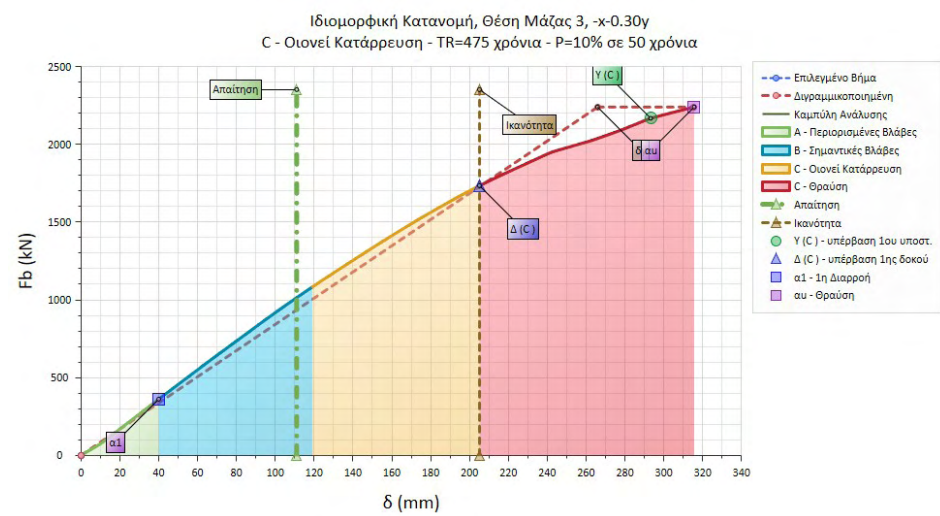
Σχήμα Α.6 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση  $-\gamma-0.30x$  της ΘΜ2.



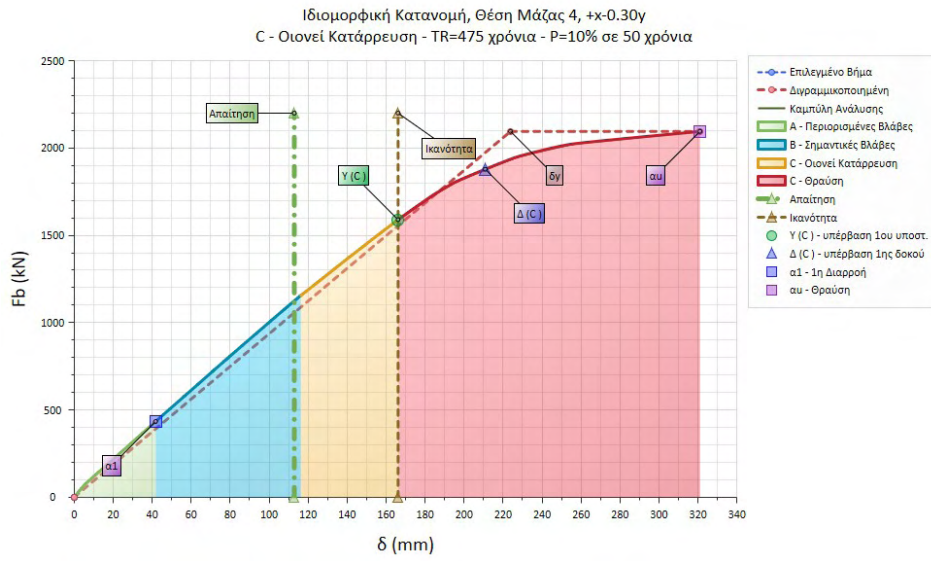
Σχήμα Α.7 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση +x-0.30y της ΘΜ3.



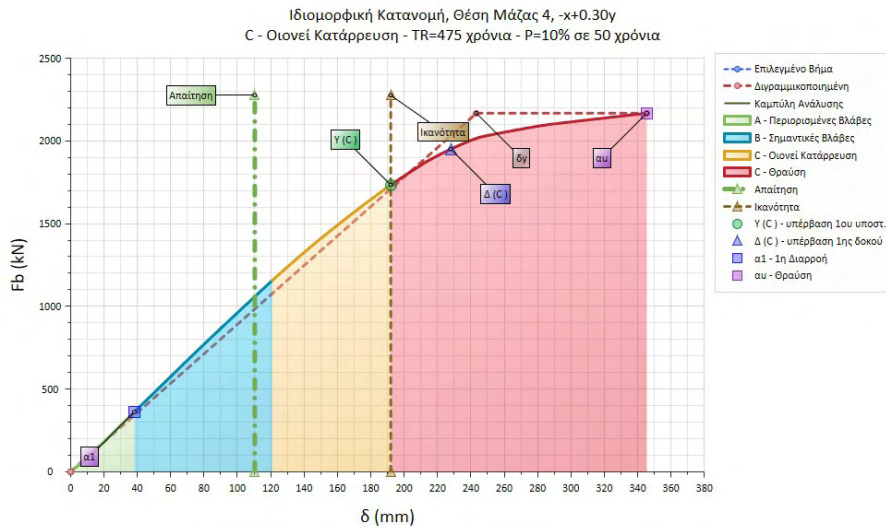
Σχήμα Α.8 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ3.



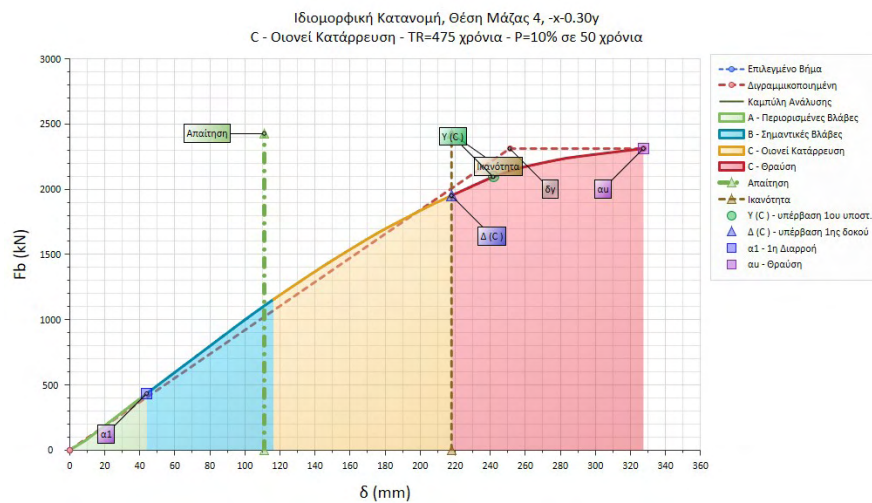
Σχήμα Α.9 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση -x-0.30y της ΘΜ3.



Σχήμα A.10 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση +x-0.30y της ΘΜ4.



Σχήμα A.11 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση -x+0.30y της ΘΜ4.



Σχήμα A.12 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση -x-0.30y της ΘΜ4.

- Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για μέθοδο ενίσχυσης B

Πίνακας Α.10 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών ενισχυμένης κατασκευής για ΘΜ2.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	νx	νy	μx	μy	Σμx	Σμy
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
17	E2	No1	0.88653	1.12799	7.08739	50.23103	1.28355	1.28355	1.75489	-26.3032	0.366	82.316	0.366	82.316
18		No2	0.58171	1.71907	10.80125	116.66695	1.89529	1.89529	-24.0491	-1.84868	68.812	0.407	69.179	82.722
19		No3	0.34441	2.90354	18.24350	332.82533	1.89529	1.89529	-4.45621	-0.65021	2.363	0.050	71.541	82.773
20		No4	0.23271	4.29720	27.00013	729.00715	1.89529	1.89529	-6.80459	-5.11590	5.509	3.114	77.050	85.887
21		No5	0.22171	4.51030	28.33904	803.10123	1.89529	1.89529	-6.50938	5.64987	5.041	3.798	82.091	89.684
22		No6	0.15038	6.65004	41.78344	1745.85572	1.73854	1.73854	-5.65761	-0.48585	3.808	0.028	85.900	89.713
23		No7	0.10972	9.11447	57.26788	3279.61054	1.61010	1.61010	-0.25473	-5.24968	0.008	3.279	85.907	92.991
24		No8	0.09871	10.13078	63.65358	4051.77774	1.57533	1.57533	3.24797	-0.70082	1.255	0.058	87.163	93.050
25		No9	0.08270	12.09198	75.97612	5772.37133	1.52476	1.52476	0.99045	5.01531	0.117	2.993	87.279	96.043
26		No10	0.07822	12.78487	80.32969	6452.85850	1.51060	1.51060	0.94186	3.90028	0.106	1.810	87.385	97.852
27		No11	0.06835	14.63108	91.92977	8451.08215	1.47943	1.47943	-8.77865	1.35976	1.169	0.200	96.554	98.072
28		No12	0.04277	23.37871	146.89279	21577.49207	1.39864	1.39864	3.11041	0.85426	1.151	0.087	97.705	98.159
29		No13	0.03672	27.23295	171.10965	29278.51107	1.37952	1.37952	0.13155	3.67972	0.002	1.611	97.707	99.770
30		No14	0.03272	30.56016	192.01514	36869.81440	1.36689	1.36689	0.52660	1.08410	0.033	0.140	97.740	99.910
31		No15	0.02949	33.90497	213.03118	45382.28541	1.35669	1.35669	-3.36230	0.30827	1.345	0.011	99.085	99.921
32		No16	0.02485	40.24560	252.87056	63943.51861	1.34202	1.34202	-1.32145	0.56894	0.208	0.039	99.293	99.960

Πίνακας Α.11 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών ενισχυμένης κατασκευής για ΘΜ3.

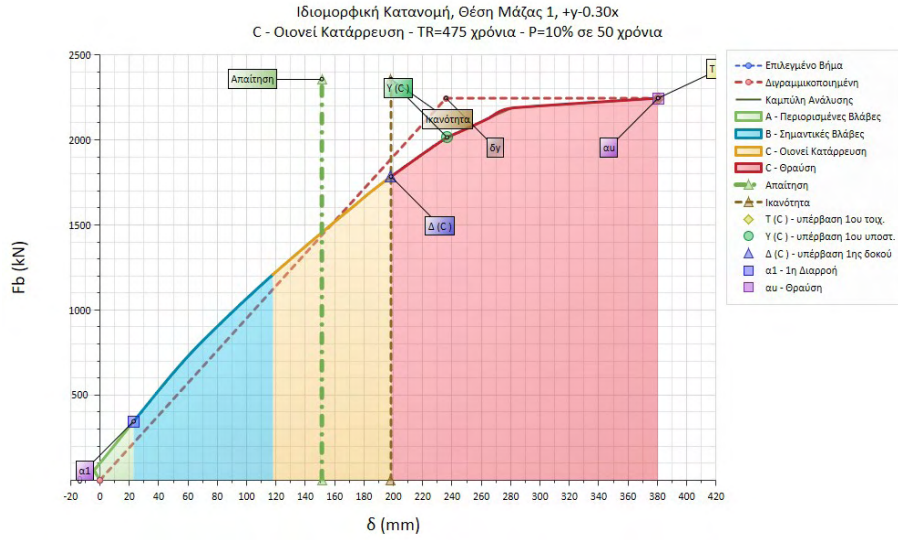
Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	νx	νy	μx	μy	Σμx	Σμy
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
33	E3	No1	0.88834	1.12569	7.07293	50.02634	1.28086	1.28086	1.95837	-26.2772	0.456	82.153	0.456	82.153
34		No2	0.55530	1.80084	11.31500	128.02933	1.89529	1.89529	-24.1004	-2.23740	69.106	0.596	69.562	82.749
35		No3	0.35787	2.79429	17.55702	308.24887	1.89529	1.89529	-3.91304	0.13356	1.822	0.002	71.384	82.751
36		No4	0.22629	4.41904	27.76567	770.93225	1.89529	1.89529	1.19239	-7.58285	0.169	6.841	71.553	89.592
37		No5	0.21722	4.60360	28.92530	836.67297	1.89529	1.89529	-9.39886	-0.98022	10.510	0.114	82.063	89.707
38		No6	0.15974	6.26033	39.33482	1547.22834	1.76811	1.76811	5.59818	-0.10082	3.729	0.001	85.792	89.708
39		No7	0.10896	9.17790	57.66643	3325.41667	1.60770	1.60770	-0.10543	5.37312	0.001	3.435	85.793	93.143
40		No8	0.09696	10.31309	64.79905	4198.91644	1.56982	1.56982	3.24408	0.20869	1.252	0.005	87.045	93.148
41		No9	0.08300	12.04837	75.70213	5730.81311	1.52571	1.52571	0.53377	-1.67222	0.034	0.333	87.079	93.481
42		No10	0.07935	12.60241	79.18328	6269.99262	1.51418	1.51418	-0.45760	-6.20317	0.025	4.578	87.104	98.059
43		No11	0.06650	15.03658	94.47762	8926.02109	1.47360	1.47360	-9.10510	0.55082	9.864	0.036	96.968	98.095
44		No12	0.04472	22.36095	140.49797	19739.68034	1.40479	1.40479	-2.45848	-0.68474	0.719	0.056	97.687	98.151
45		No13	0.03639	27.48236	172.67675	29817.25893	1.37847	1.37847	0.06116	-3.68651	0.000	1.617	97.687	99.768
46		No14	0.03223	31.03009	194.96779	38012.44005	1.36533	1.36533	0.29863	1.24794	0.011	0.185	97.698	99.953
47		No15	0.02919	34.26172	215.27275	46342.35598	1.35572	1.35572	-3.39814	0.07390	1.374	0.001	99.072	99.954
48		No16	0.02400	41.65886	261.75035	68513.24627	1.33935	1.33935	-1.26984	0.26532	0.192	0.008	99.264	99.962

Πίνακας Α.12 – Χαρακτηριστικά ιδιομορφών ενισχυμένης κατασκευής για ΘΜ4.

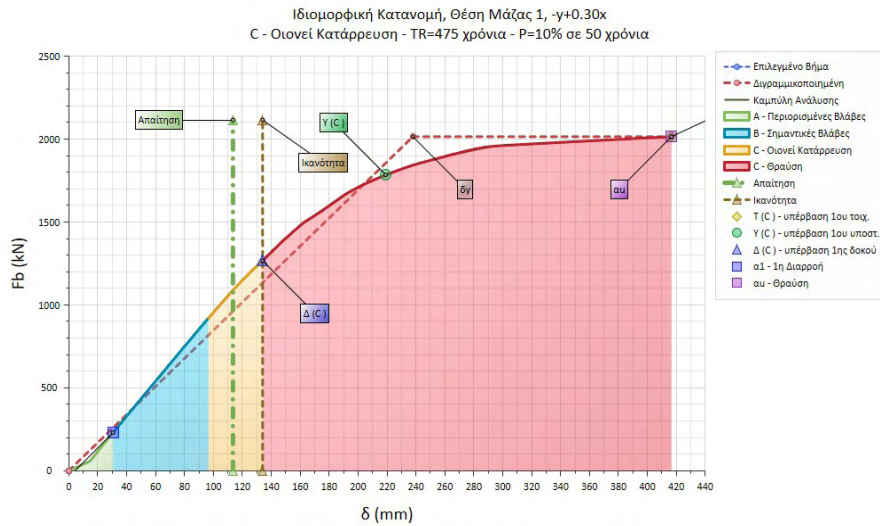
Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου														
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
			T	f	ω	ω <sup>2</sup>	αx	αy	νx	νy	μx	μy	Σμx	Σμy
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) <sup>2</sup> ]	[m/s <sup>2</sup> ]		[-]		[%]			
49	E4	No1	0.88879	1.12512	7.06934	49.97551	1.28019	1.28019	2.52775	-26.2358	0.760	81.895	0.760	81.895
50		No2	0.60895	1.64218	10.31811	106.46336	1.86920	1.86920	-23.9613	-2.68816	68.311	0.860	69.071	82.754
51		No3	0.33365	2.99716	18.83171	354.63312	1.89529	1.89529	-4.39554	-0.51028	2.299	0.031	71.370	82.785
52		No4	0.23949	4.17555	26.23574	688.31384	1.89529	1.89529	-9.25376	-1.88523	10.188	0.423	81.558	83.208
53		No5	0.22476	4.44922	27.95530	781.49881	1.89529	1.89529	2.35636	-7.38920	0.661	6.496	82.219	89.704
54		No6	0.14277	7.00420	44.00871	1936.76616	1.71452	1.71452	5.59936	0.25128	3.730	0.008	85.949	89.712
55		No7	0.10934	9.14546	57.46264	3301.95530	1.60893	1.60893	-0.38140	-5.28335	0.017	3.321	85.966	93.033
56		No8	0.10287	9.72091	61.07826	3730.55354	1.58848	1.58848	-3.22271	0.80083	1.236	0.076	87.202	93.109
57		No9	0.08023	12.46421	78.31496	6133.23322	1.51696	1.51696	-1.77621	-5.97555	0.375	4.248	87.577	97.358
58		No10	0.07718	12.95610	81.40556	6626.86529	1.50734	1.50734	0.21069	1.93347	0.005	0.445	87.582	97.803
59		No11	0.07138	14.00886	88.02028	7747.56955	1.48902	1.48902	8.45928	-1.63511	8.514	0.318	96.096	98.121
60		No12	0.04164	24.01361	150.88199	22765.37488	1.39507	1.39507	-3.71379	-0.47183	1.641	0.026	97.737	98.147
61		No13	0.03640	27.47597	172.63660	29803.39665	1.37849	1.37849	-0.18333	-3.68317	0.004	1.614	97.741	99.761
62		No14	0.03228	30.98052	194.65634	37891.08896	1.36549	1.36549	0.38489	1.21682	0.018	0.176	97.759	99.937
63		No15	0.03025	33.05875	207.71423	43145.20334	1.35908	1.35908	-3.35047	0.33400	1.336	0.013	99.095	99.951
64		No16	0.02646	37.78725	237.42428	56370.28765	1.34712	1.34712	-1.31880	0.30963	0.207	0.011	99.302	99.962



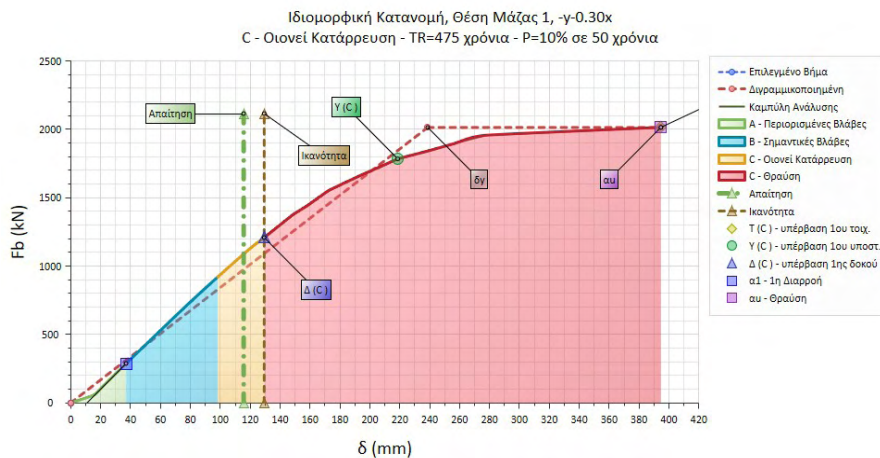
• Καμπύλες ικανότητας υπερωθητικής ανάλυσης για μέθοδο ενίσχυσης B



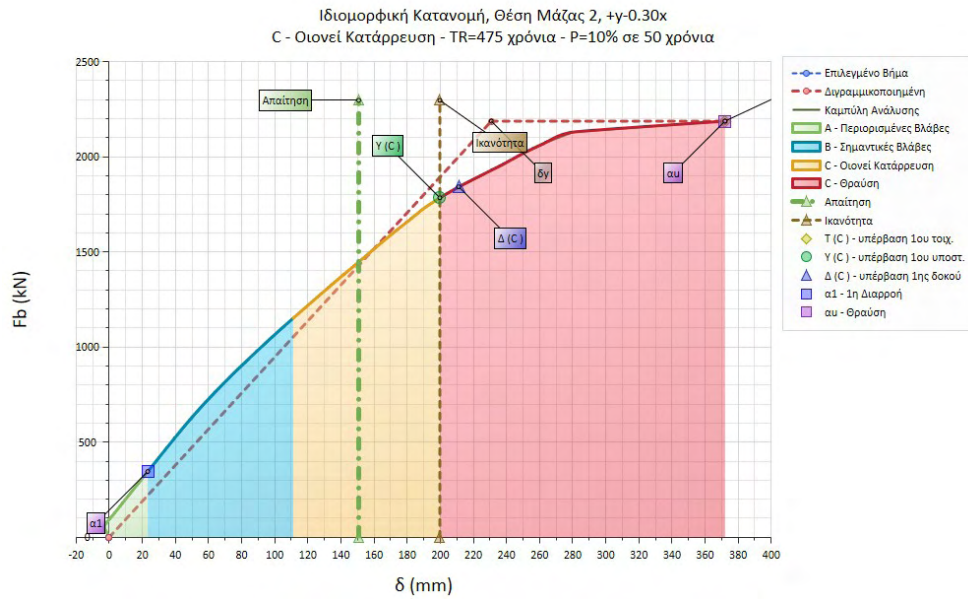
Σχήμα A.13 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση  $+y-0.30x$  της ΘΜ1.



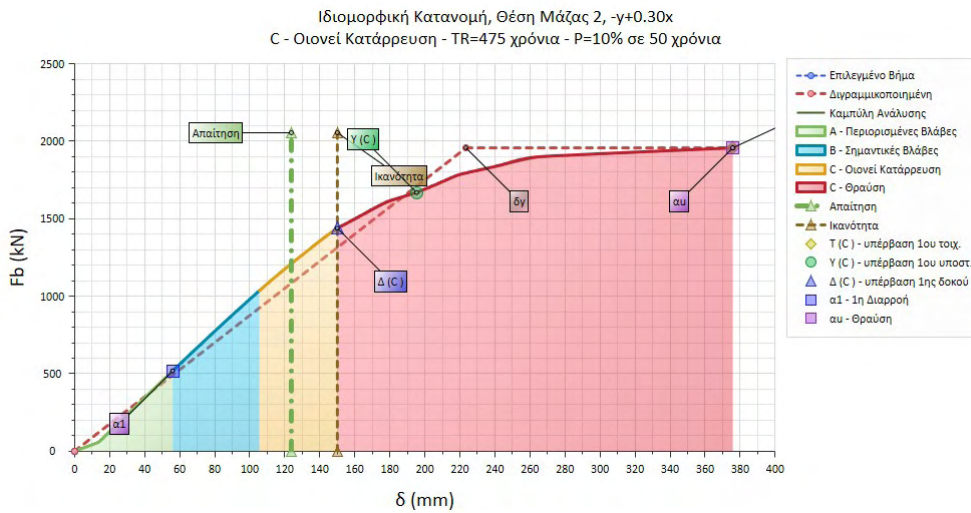
Σχήμα A.14 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση  $-y+0.30x$  της ΘΜ1.



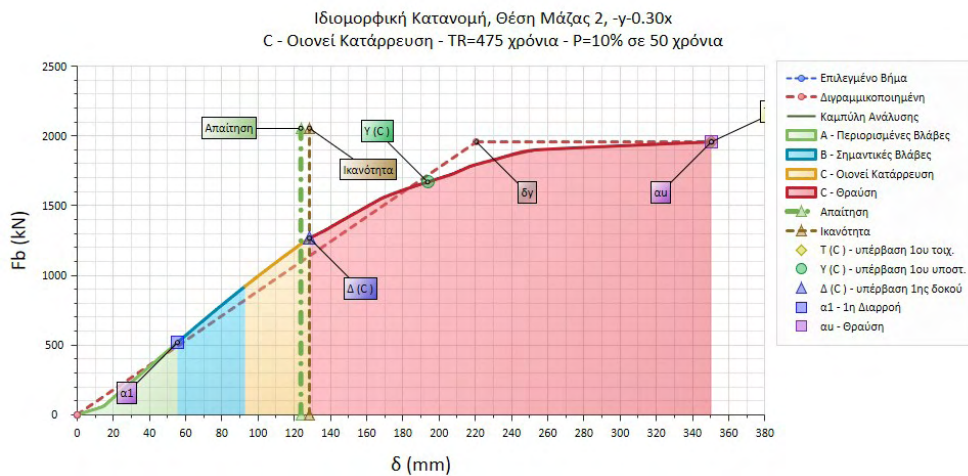
Σχήμα A.15 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση  $-y-0.30x$  της ΘΜ1.



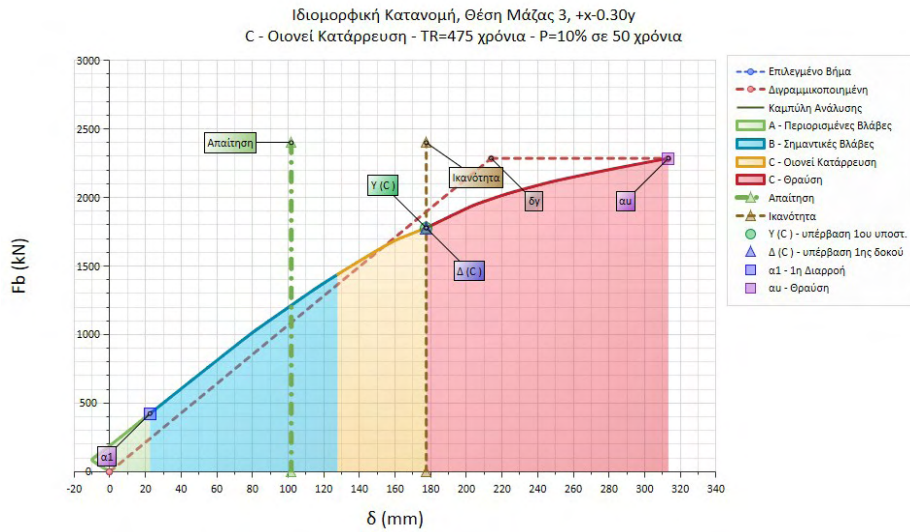
Σχήμα A.16 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση +y-0.30x της ΘΜ2.



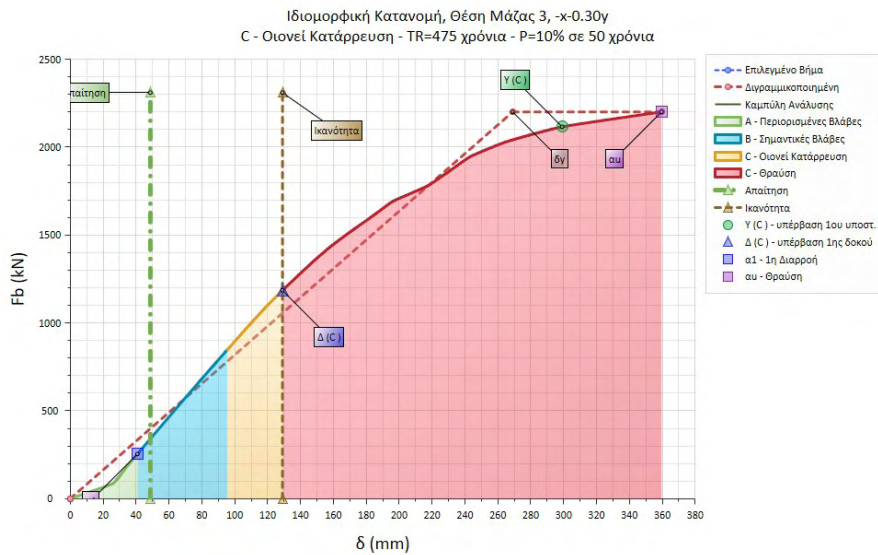
Σχήμα A.17 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση -y+0.30x της ΘΜ2.



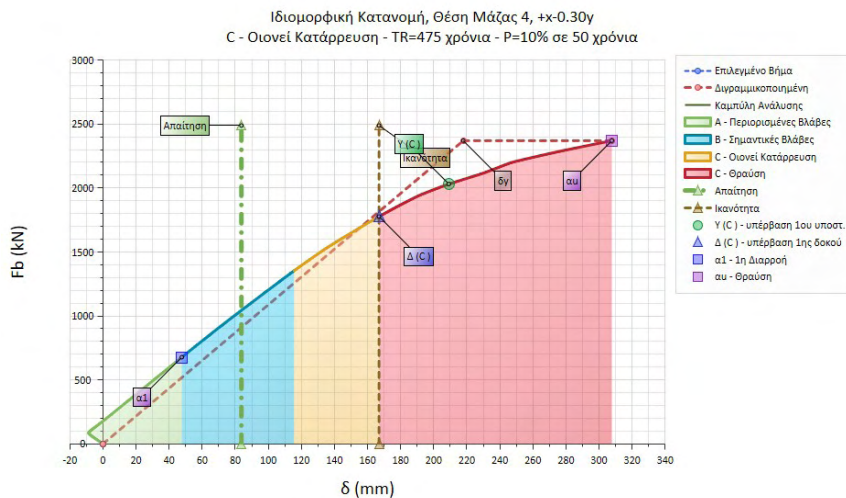
Σχήμα A.18 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση -y-0.30x της ΘΜ2.



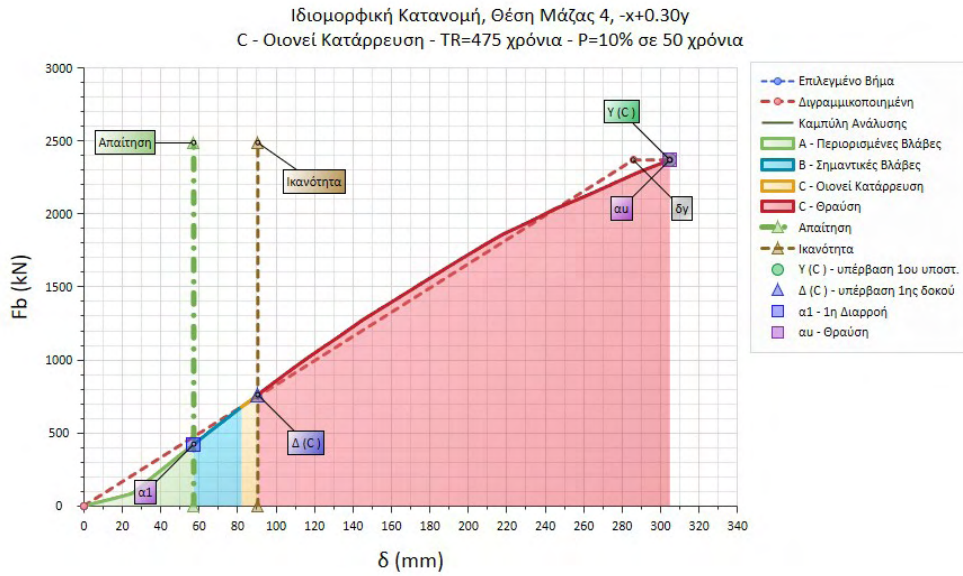
Σχήμα A.19 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση +x-0.30γ της ΘΜ3.



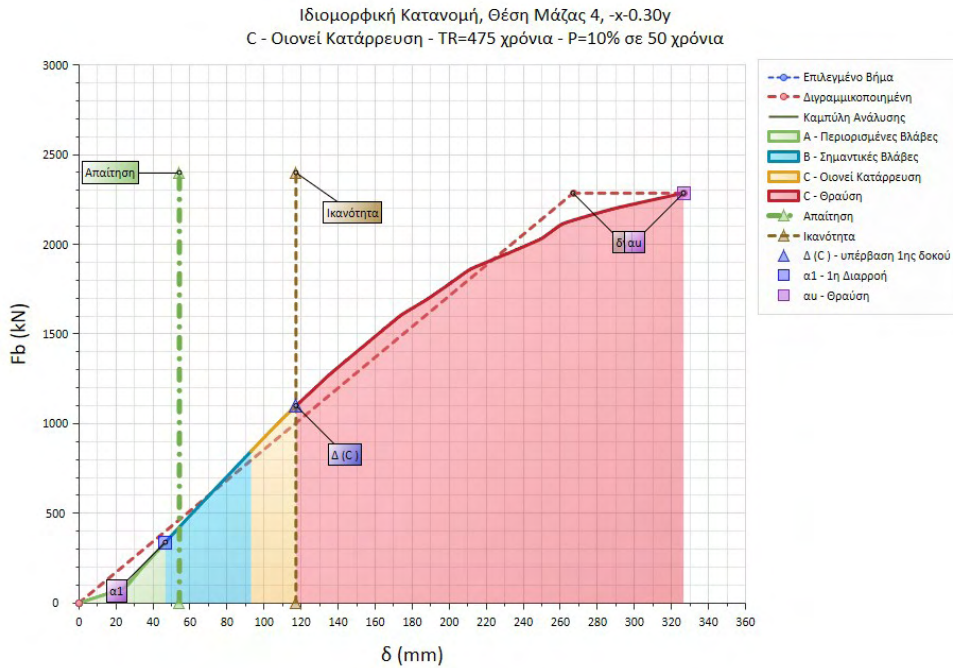
Σχήμα A.20 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση -x+0.30γ της ΘΜ3.



Σχήμα A.21 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση +x-0.30γ της ΘΜ4.



Σχήμα A.22 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση -x+0.30y της ΘΜ4.



Σχήμα A.23 – Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση -x-0.30y της ΘΜ4.

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**

Σε αυτό το παράρτημα παρατίθενται όλοι οι πίνακες με του δείκτες ανεπάρκειας των δομικών στοιχείων όλων των σταθμών του κτιρίου. Η αρίθμηση των υποστυλωμάτων και των δοκών είναι σύμφωνα με τους ξυλοτύπους των σχεδίων της μελέτης.

- Υποστυλώματα για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 με μέθοδο q

**Πίνακας Β.1 – Πίνακες δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων κάθε στάθμης.**

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
1 Στάθμη	Y1	0.67	1.48	0.38
	Y2	1.06	1.47	0.76
	Y3	0.63	1.43	0.54
	Y4	0.97	1.32	0.64
	Y5	1.18	1.00	0.82
	Y6	0.72	1.23	0.69
	Y7	0.87	2.73	1.19
	Y8	0.77	2.33	1.19
	Y9	1.11	1.12	1.20
	Y10	0.73	1.24	0.46
	Y11	1.12	1.11	0.63
	Y12	0.63	1.88	0.73
	Y13	0.54	1.61	0.66
	Y14	0.56	2.27	1.17
	Y15	0.64	1.46	1.24
	Y16	0.62	1.33	1.24
	Y17	0.58	2.32	1.20

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
2 Στάθμη	Y1	0.68	1.52	0.52
	Y2	1.04	1.77	0.84
	Y3	0.65	1.13	0.58
	Y4	0.96	1.31	0.94
	Y5	1.05	0.91	1.35
	Y6	0.73	1.47	0.90
	Y7	0.77	1.35	1.32
	Y8	0.71	1.71	1.34
	Y9	0.97	1.02	1.43
	Y10	0.71	1.47	0.71
	Y11	0.97	1.28	0.69
	Y12	0.63	2.55	1.21
	Y13	0.53	2.32	1.04
	Y14	0.45	1.28	1.28
	Y15	0.56	1.72	1.35
	Y16	0.55	1.69	1.35
	Y17	0.47	1.23	1.30

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
3 Στάθμη	Y1	0.52	1.24	0.56
	Y2	0.78	1.75	1.04
	Y3	0.51	1.13	0.65
	Y4	0.7	1.06	1.18
	Y5	0.92	1.07	1.36
	Y6	0.54	1.61	1.16
	Y7	0.67	1.26	1.33
	Y8	0.63	0.82	0.94
	Y9	0.62	1.16	1.44
	Y10	0.53	1.42	0.91
	Y11	0.79	1.46	1.40
	Y12	0.46	2.70	1.28
	Y13	0.36	2.44	1.17
	Y14	0.25	1.48	1.07
	Y15	0.36	1.79	1.19
	Y16	0.36	1.82	1.19
	Y17	0.26	1.23	1.09

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
4 Στάθμη	Y1	0.5	1.21	0.55
	Y2	0.74	2.58	1.13
	Y3	0.52	1.16	0.69
	Y4	0.63	1.75	1.13
	Y5	0.92	1.23	1.15
	Y6	0.5	2.36	1.10
	Y7	0.9	2.02	1.16
	Y8	0.89	1.94	0.76
	Y9	0.54	1.99	1.19
	Y10	0.5	1.78	1.10
	Y11	0.78	1.68	1.20
	Y12	0.43	3.25	1.07
	Y13	0.29	2.72	0.94
	Y14	0.11	2.04	0.79
	Y15	0.22	2.30	0.85
	Y16	0.23	2.33	0.86
	Y17	0.11	1.84	0.79



ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				
Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)				
	ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
5 Στάθμη	Y1	0.31	1.99	0.50
	Y2	0.97	1.50	0.77
	Y3	0.34	2.40	0.66
	Y4	0.78	1.80	0.75
	Y5	0.85	1.46	1.11
	Y6	0.65	2.34	0.75
	Y7	0.63	3.49	1.18
	Y8	0.64	5.22	1.13
	Y9	0.57	2.19	0.85
	Y10	0.64	2.15	0.75
	Y11	1.23	1.53	0.78
	Y12	0.63	1.77	0.82
	Y13	0.41	1.75	0.79

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				
Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)				
	ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
6 Στάθμη	Y1	0.10	1.66	0.38
	Y2	0.35	1.64	0.58
	Y3	0.12	1.49	0.55
	Y4	0.26	2.94	0.52
	Y5	0.55	1.34	0.65
	Y6	0.19	3.59	0.50
	Y7	0.16	0.92	0.71
	Y8	0.16	2.78	0.63
	Y9	0.38	3.45	0.59
	Y10	0.31	1.46	0.78
	Y11	0.30	0.82	0.64

- Δοκοί για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 με μέθοδο q

Πίνακας Β.2 – Πίνακες δεικτών ανεπάρκειας δοκών κάθε στάθμης.

ΔΟΚΟΙ			
Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)			
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
1 Στάθμη	Δ1	5.54	0.90
	Δ2	8.93	1.00
	Δ3	7.13	1.01
	Δ4	3.13	0.56
	Δ5	2.30	0.58
	Δ6	3.41	0.56
	Δ7	2.34	0.48
	Δ8	2.88	1.07
	Δ9	4.08	1.02
	Δ10	2.75	0.73
	Δ11	4.03	1.02
	Δ12	4.90	0.74
	Δ13	5.49	0.72
	Δ14	1.74	0.31
	Δ15	8.13	0.65
	Δ16	4.03	0.50
	Δ17	2.11	1.43
	Δ18	1.45	0.28
	Δ19	5.08	0.77
	Δ20	4.26	0.74
	Δ21	4.41	0.70
	Δ22	3.69	0.39
	Δ23	6.33	0.71
	Δ24	4.44	2.00

ΔΟΚΟΙ			
Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)			
	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
2 Στάθμη	Δ1	5.30	0.90
	Δ2	6.63	1.00
	Δ3	6.03	1.01
	Δ4	2.22	0.55
	Δ5	2.31	0.56
	Δ6	2.82	0.55
	Δ7	2.61	0.45
	Δ8	3.17	1.07
	Δ9	2.36	1.00
	Δ10	2.67	0.73
	Δ11	2.21	1.00
	Δ12	4.56	0.74
	Δ13	4.24	0.70
	Δ14	1.53	0.31
	Δ15	6.68	0.65
	Δ16	4.24	0.40
	Δ17	1.72	1.32
	Δ18	1.44	0.29
	Δ19	3.26	0.68
	Δ20	4.15	0.74
	Δ21	3.74	0.68
	Δ22	3.34	0.39
	Δ23	3.75	0.71
	Δ24	2.73	1.86



		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
3 Στάθμη	Δ1	4.58	0.90
	Δ2	6.06	1.00
	Δ3	5.41	1.01
	Δ4	2.09	0.54
	Δ5	2.12	0.57
	Δ6	2.71	0.55
	Δ7	2.30	0.46
	Δ8	2.85	1.07
	Δ9	1.78	1.00
	Δ10	2.45	0.74
	Δ11	1.61	1.00
	Δ12	4.22	0.74
	Δ13	3.47	0.70
	Δ14	1.53	0.31
	Δ15	5.52	0.65
	Δ16	3.81	1.10
	Δ17	1.35	1.27
	Δ18	1.39	0.29
	Δ19	2.52	0.77
	Δ20	3.78	0.74
	Δ21	3.02	0.68
	Δ22	3.12	0.39
	Δ23	3.35	0.71
	Δ24	1.87	1.86

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
4 Στάθμη	Δ1	4.29	0.90
	Δ2	5.78	1.01
	Δ3	4.11	1.01
	Δ4	1.75	0.55
	Δ5	1.84	0.56
	Δ6	2.01	0.56
	Δ7	1.64	0.38
	Δ8	1.98	0.84
	Δ9	1.07	0.84
	Δ10	1.73	0.58
	Δ11	1.01	0.80
	Δ12	2.56	0.46
	Δ13	3.70	0.68
	Δ14	1.57	0.31
	Δ15	5.92	0.65
	Δ16	3.18	0.78
	Δ17	1.04	1.03
	Δ18	1.39	0.29
	Δ19	2.21	0.76
	Δ20	2.33	0.46
	Δ21	2.21	0.67
	Δ22	2.50	0.38
	Δ23	4.24	0.72
	Δ24	2.80	1.75

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
5 Στάθμη	Δ1	3.88	0.93
	Δ2	3.22	1.05
	Δ3	1.87	1.02
	Δ4	1.19	0.55
	Δ5	1.91	0.56
	Δ6	1.69	0.67
	Δ7	1.74	0.60
	Δ8	1.81	0.55
	Δ9	1.35	0.52
	Δ10	6.02	0.78
	Δ11	2.33	0.23
	Δ12	7.65	0.69
	Δ13	2.45	1.61
	Δ14	1.58	1.28
	Δ15	1.38	0.31
	Δ16	1.93	0.77
	Δ17	1.36	0.46
	Δ18	1.40	0.76
	Δ19	2.24	0.38
	Δ20	6.05	0.76
	Δ21	4.65	1.71

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
6 Στάθμη	Δ1	1.66	0.65
	Δ2	2.21	0.73
	Δ3	0.76	0.65
	Δ4	0.55	0.24
	Δ5	1.02	0.42
	Δ6	0.82	0.36
	Δ7	1.18	0.71
	Δ8	1.11	0.45
	Δ9	0.93	0.28
	Δ10	2.37	0.15
	Δ11	4.18	0.40
	Δ12	1.30	0.30
	Δ13	1.38	0.81
	Δ14	0.56	0.20
	Δ15	1.16	0.26
	Δ16	3.85	0.49
	Δ17	1.30	1.46

- Υποστυλώματα για στάθμη επιτελεστικότητα B2 με μέθοδο q

**Πίνακας Β.3** – Πίνακες δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων κάθε στάθμης.

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
1 Στάθμη	Y1	0.62	1.19	0.34
	Y2	1.00	1.24	0.72
	Y3	0.60	1.13	0.50
	Y4	0.91	1.05	0.59
	Y5	1.15	0.91	0.79
	Y6	0.69	1.04	0.68
	Y7	0.78	2.23	1.19
	Y8	0.71	1.82	1.19
	Y9	1.03	1.02	1.12
	Y10	0.70	1.00	0.44
	Y11	1.07	1.00	0.55
	Y12	0.60	1.52	0.69
	Y13	0.51	1.31	0.63
	Y14	0.51	1.87	1.00
	Y15	0.61	1.21	1.24
	Y16	0.60	1.11	1.22
	Y17	0.53	1.92	1.06

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
2 Στάθμη	Y1	0.63	1.19	0.47
	Y2	1	1.47	0.82
	Y3	0.61	0.96	0.54
	Y4	0.9	1.02	0.89
	Y5	1.03	0.84	1.32
	Y6	0.7	1.23	0.88
	Y7	0.7	1.14	1.32
	Y8	0.66	1.32	1.28
	Y9	0.92	0.90	1.43
	Y10	0.68	1.21	0.69
	Y11	0.93	1.11	0.68
	Y12	0.59	2.10	1.12
	Y13	0.51	1.90	1.00
	Y14	0.42	1.09	1.20
	Y15	0.54	1.46	1.35
	Y16	0.53	1.44	1.35
	Y17	0.43	0.98	1.23

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
3 Στάθμη	Y1	0.48	0.97	0.51
	Y2	0.75	1.38	1.02
	Y3	0.48	0.97	0.61
	Y4	0.66	0.86	1.12
	Y5	0.9	0.97	1.36
	Y6	0.52	1.33	1.12
	Y7	0.6	1.04	1.20
	Y8	0.58	0.71	0.82
	Y9	0.6	0.95	1.44
	Y10	0.5	1.16	0.87
	Y11	0.77	1.22	1.39
	Y12	0.43	2.23	1.24
	Y13	0.35	2.01	1.15
	Y14	0.23	1.28	1.00
	Y15	0.35	1.49	1.18
	Y16	0.35	1.54	1.18
	Y17	0.24	1.07	1.00

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
4 Στάθμη	Y1	0.47	1.03	0.52
	Y2	0.72	2.04	1.13
	Y3	0.49	1.00	0.65
	Y4	0.6	1.39	1.13
	Y5	0.9	1.07	1.14
	Y6	0.49	1.95	1.09
	Y7	0.79	1.73	1.01
	Y8	0.8	1.62	0.67
	Y9	0.52	1.59	1.18
	Y10	0.48	1.46	1.08
	Y11	0.76	1.50	1.20
	Y12	0.41	2.71	1.05
	Y13	0.28	2.27	0.92
	Y14	0.1	1.78	0.78
	Y15	0.22	1.97	0.84
	Y16	0.22	2.01	0.85
	Y17	0.10	1.60	0.78





		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ				
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)						Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)				
			ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ				ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	
5 Στάθμη	Y1		0.29	1.66	0.47	6 Στάθμη	Y1		0.09	1.42	0.38	
	Y2		0.94	1.30	0.78		Y2		0.34	1.33	0.57	
	Y3		0.32	2.01	0.64		Y3		0.12	1.25	0.54	
	Y4		0.75	1.48	0.75		Y4		0.25	2.46	0.51	
	Y5		0.84	1.24	1.11		Y5		0.55	1.09	0.65	
	Y6		0.62	1.93	0.74		Y6		0.18	3.08	0.49	
	Y7		0.55	2.96	1.16		Y7		0.14	0.88	0.64	
	Y8		0.57	4.44	1.12		Y8		0.14	2.40	0.60	
	Y9		0.56	1.83	0.85		Y9		0.37	2.88	0.59	
	Y10		0.62	1.79	0.74		Y10		0.29	1.27	0.78	
	Y11		1.2	1.36	0.76		Y11		0.29	0.70	0.55	
	Y12		0.58	1.52	0.82							
	Y13		0.39	1.49	0.78							

- Δοκοί για στάθμη επιτελεσματικότητας B2 με μέθοδο q

Πίνακας Β.4 – Πίνακες δεικτών ανεπάρκειας δοκών κάθε στάθμης.

		ΔΟΚΟΙ					ΔΟΚΟΙ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)					Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
			ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ				ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
1 Στάθμη	Δ1		4.79	0.90	2 Στάθμη	Δ1		4.60	0.90
	Δ2		7.70	1.00		Δ2		5.75	1.00
	Δ3		6.18	1.01		Δ3		5.21	1.01
	Δ4		2.69	0.56		Δ4		1.97	0.55
	Δ5		1.96	0.58		Δ5		1.99	0.56
	Δ6		3.00	0.56		Δ6		2.49	0.55
	Δ7		2.00	0.48		Δ7		2.31	0.45
	Δ8		2.46	1.06		Δ8		2.79	1.07
	Δ9		3.46	1.02		Δ9		1.97	1.00
	Δ10		2.46	0.73		Δ10		2.39	0.73
	Δ11		3.42	1.02		Δ11		1.83	1.00
	Δ12		4.27	0.74		Δ12		4.03	0.74
	Δ13		4.79	0.72		Δ13		3.71	0.70
	Δ14		1.59	0.31		Δ14		1.41	0.31
	Δ15		6.99	0.65		Δ15		5.76	0.65
	Δ16		3.53	1.34		Δ16		3.74	0.50
	Δ17		1.91	1.43		Δ17		1.41	1.32
	Δ18		1.31	0.28		Δ18		1.30	0.29
	Δ19		4.38	0.77		Δ19		2.90	0.68
	Δ20		3.72	0.74		Δ20		3.67	0.74
	Δ21		3.91	0.70		Δ21		3.28	0.68
	Δ22		3.21	0.39		Δ22		2.93	0.39
	Δ23		5.40	0.71		Δ23		3.19	0.71
	Δ24		3.85	2.00		Δ24		2.40	1.86



		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
3 Στάθμη	Δ1	3.99	0.90
	Δ2	5.28	1.00
	Δ3	4.72	1.01
	Δ4	1.86	0.54
	Δ5	1.81	0.57
	Δ6	2.23	0.55
	Δ7	2.04	0.46
	Δ8	2.51	1.07
	Δ9	1.47	1.00
	Δ10	2.21	0.74
	Δ11	1.31	1.00
	Δ12	3.73	0.74
	Δ13	3.05	0.70
	Δ14	1.41	0.31
	Δ15	4.77	0.65
	Δ16	3.34	0.50
	Δ17	1.22	1.27
	Δ18	1.25	0.29
	Δ19	2.18	0.77
	Δ20	3.33	0.74
	Δ21	2.68	0.68
	Δ22	2.76	0.39
	Δ23	2.87	0.71
	Δ24	1.67	1.86

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
4 Στάθμη	Δ1	3.73	0.90
	Δ2	5.03	1.01
	Δ3	3.59	1.01
	Δ4	1.57	0.55
	Δ5	1.58	0.56
	Δ6	1.80	0.56
	Δ7	1.45	0.38
	Δ8	1.74	0.80
	Δ9	0.89	0.75
	Δ10	1.55	0.58
	Δ11	0.83	0.72
	Δ12	2.25	0.46
	Δ13	3.22	0.68
	Δ14	1.44	0.31
	Δ15	5.09	0.65
	Δ16	2.73	0.78
	Δ17	0.95	0.91
	Δ18	1.25	0.29
	Δ19	1.99	0.76
	Δ20	2.04	0.46
	Δ21	1.99	0.67
	Δ22	2.22	0.38
	Δ23	3.63	0.72
	Δ24	2.46	1.75

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
5 Στάθμη	Δ1	3.39	0.93
	Δ2	2.83	1.05
	Δ3	1.59	1.02
	Δ4	1.01	0.52
	Δ5	1.71	0.56
	Δ6	1.53	0.67
	Δ7	1.74	0.60
	Δ8	1.81	0.55
	Δ9	1.35	0.52
	Δ10	5.10	0.78
	Δ11	1.43	0.23
	Δ12	6.56	0.69
	Δ13	1.80	1.28
	Δ14	1.58	1.28
	Δ15	1.25	0.31
	Δ16	1.76	0.77
	Δ17	1.36	0.46
	Δ18	1.27	0.76
	Δ19	2.02	0.38
	Δ20	5.20	0.76
	Δ21	4.02	1.71

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
6 Στάθμη	Δ1	1.46	0.65
	Δ2	1.95	0.73
	Δ3	0.63	0.61
	Δ4	0.51	0.23
	Δ5	0.91	0.39
	Δ6	0.77	0.34
	Δ7	1.16	0.70
	Δ8	1.11	0.45
	Δ9	0.93	0.28
	Δ10	1.43	0.15
	Δ11	3.56	0.40
	Δ12	1.21	0.30
	Δ13	1.38	0.81
	Δ14	0.56	0.20
	Δ15	1.02	0.26
	Δ16	3.32	0.49
	Δ17	1.14	1.26

- Υποστυλώματα για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 με μέθοδο m

Πίνακας Β.5 – Πίνακες δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων κάθε στάθμης.

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
1 Στάθμη	Y1	0.28	0.82	0.36
	Y2	0.56	0.75	1.02
	Y3	0.30	0.51	0.65
	Y4	0.47	1.16	0.87
	Y5	0.66	0.57	0.77
	Y6	0.36	0.57	0.93
	Y7	0.17	0.53	0.43
	Y8	0.36	0.74	0.60
	Y9	0.67	1.52	1.14
	Y10	0.31	0.74	0.61
	Y11	0.69	1.18	0.68
	Y12	0.32	0.94	0.82
	Y13	0.28	0.79	0.75
	Y14	0.17	0.51	0.39
	Y15	0.32	1.14	1.24
	Y16	0.33	1.06	1.22
	Y17	0.17	0.52	0.38

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
2 Στάθμη	Y1	0.29	0.47	0.51
	Y2	0.57	1.14	1.36
	Y3	0.31	0.48	0.69
	Y4	0.49	0.76	0.88
	Y5	0.6	0.60	1.06
	Y6	0.37	0.72	1.09
	Y7	0.21	0.57	0.45
	Y8	0.39	0.39	0.55
	Y9	0.61	1.26	1.19
	Y10	0.33	0.79	1.01
	Y11	0.64	0.77	0.96
	Y12	0.33	1.36	1.41
	Y13	0.28	1.13	1.26
	Y14	0.15	0.52	0.61
	Y15	0.3	1.12	1.41
	Y16	0.3	1.07	1.38
	Y17	0.15	0.43	0.56

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
3 Στάθμη	Y1	0.21	0.33	0.52
	Y2	0.43	1.22	1.59
	Y3	0.23	0.40	0.62
	Y4	0.34	0.43	0.67
	Y5	0.53	0.68	1.12
	Y6	0.26	0.50	0.75
	Y7	0.16	0.37	0.33
	Y8	0.3	0.32	0.40
	Y9	0.36	0.88	0.77
	Y10	0.23	0.56	0.69
	Y11	0.53	1.36	1.36
	Y12	0.22	1.08	0.96
	Y13	0.18	0.91	0.85
	Y14	0.08	0.53	0.49
	Y15	0.18	0.84	0.89
	Y16	0.18	0.81	0.88
	Y17	0.08	0.45	0.44

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
4 Στάθμη	Y1	0.21	0.48	0.54
	Y2	0.41	2.06	1.59
	Y3	0.23	0.50	0.64
	Y4	0.32	0.74	0.80
	Y5	0.52	0.82	1.20
	Y6	0.24	0.89	0.86
	Y7	0.21	0.75	0.35
	Y8	0.35	0.52	0.39
	Y9	0.3	0.98	0.78
	Y10	0.23	0.77	0.75
	Y11	0.48	1.65	1.46
	Y12	0.19	1.21	0.85
	Y13	0.15	1.00	0.75
	Y14	0.04	0.85	0.58
	Y15	0.1	1.21	0.83
	Y16	0.1	1.18	0.81
	Y17	0.04	0.76	0.55

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
5 Στάθμη	Y1	0.12	0.53	0.49
	Y2	0.55	1.98	1.09
	Y3	0.14	0.71	0.68
	Y4	0.44	1.66	1.02
	Y5	0.47	1.29	1.53
	Y6	0.34	2.04	0.95
	Y7	0.14	1.04	0.57
	Y8	0.21	1.55	0.87
	Y9	0.36	2.17	1.09
	Y10	0.33	2.28	0.94
	Y11	0.69	2.46	1.18
	Y12	0.32	2.50	1.00
	Y13	0.23	2.08	0.93

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
6 Στάθμη	Y1	0.04	0.65	0.41
	Y2	0.20	1.71	0.69
	Y3	0.05	0.55	0.48
	Y4	0.14	2.04	0.61
	Y5	0.30	1.74	0.81
	Y6	0.08	2.40	0.55
	Y7	0.05	0.51	0.31
	Y8	0.06	0.90	0.35
	Y9	0.17	1.86	0.64
	Y10	0.13	1.22	0.84
	Y11	0.17	1.11	0.65

- Δοκοί για στάθμη επιτελεσματικότητας Γ1 με μέθοδο m

**Πίνακας Β.6 – Πίνακες δεικτών ανεπάρκειας δοκών κάθε στάθμης.**

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
1 Στάθμη	Δ1	1.38	0.93
	Δ2	2.07	1.03
	Δ3	1.93	1.10
	Δ4	1.05	0.57
	Δ5	0.62	0.58
	Δ6	1.00	0.56
	Δ7	0.80	0.35
	Δ8	0.79	0.82
	Δ9	0.94	1.14
	Δ10	1.29	0.71
	Δ11	1.00	1.14
	Δ12	1.27	0.78
	Δ13	1.30	0.81
	Δ14	0.78	0.26
	Δ15	1.86	0.70
	Δ16	0.94	0.88
	Δ17	1.79	1.64
	Δ18	0.54	0.21
	Δ19	1.30	0.83
	Δ20	1.16	0.78
	Δ21	1.23	0.79
	Δ22	1.11	0.38
	Δ23	1.47	0.77
	Δ24	1.16	2.27

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
2 Στάθμη	Δ1	1.36	0.93
	Δ2	1.91	1.04
	Δ3	1.84	1.10
	Δ4	0.92	0.55
	Δ5	0.57	0.54
	Δ6	0.94	0.55
	Δ7	0.96	0.38
	Δ8	0.90	0.81
	Δ9	0.67	1.11
	Δ10	1.20	0.71
	Δ11	0.69	1.11
	Δ12	1.34	0.78
	Δ13	1.13	0.78
	Δ14	0.78	0.25
	Δ15	1.72	0.69
	Δ16	0.90	0.82
	Δ17	1.34	1.52
	Δ18	0.53	0.21
	Δ19	1.15	0.75
	Δ20	1.22	0.78
	Δ21	0.97	0.77
	Δ22	1.04	0.38
	Δ23	1.24	0.77
	Δ24	1.08	1.70

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
3 Στάθμη	Δ1	1.25	0.93
	Δ2	1.77	1.04
	Δ3	1.68	1.10
	Δ4	0.86	0.52
	Δ5	0.53	0.51
	Δ6	0.87	0.52
	Δ7	0.86	0.38
	Δ8	0.82	0.77
	Δ9	0.56	1.11
	Δ10	1.16	0.71
	Δ11	0.56	1.11
	Δ12	1.22	0.78
	Δ13	1.01	0.78
	Δ14	0.78	0.25
	Δ15	1.56	0.69
	Δ16	0.87	0.83
	Δ17	0.84	1.40
	Δ18	0.53	0.21
	Δ19	1.04	0.82
	Δ20	1.10	0.78
	Δ21	0.90	0.77
	Δ22	0.98	0.38
	Δ23	1.17	0.77
	Δ24	0.79	1.18

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
4 Στάθμη	Δ1	1.10	0.93
	Δ2	1.58	1.05
	Δ3	1.40	1.09
	Δ4	0.80	0.48
	Δ5	0.54	0.49
	Δ6	0.84	0.50
	Δ7	0.64	0.31
	Δ8	0.61	0.57
	Δ9	0.40	0.74
	Δ10	0.82	0.55
	Δ11	0.41	0.74
	Δ12	0.73	0.52
	Δ13	0.88	0.76
	Δ14	0.78	0.25
	Δ15	1.34	0.70
	Δ16	0.70	0.60
	Δ17	0.42	1.02
	Δ18	0.53	0.21
	Δ19	1.01	0.82
	Δ20	0.65	0.52
	Δ21	0.79	0.75
	Δ22	0.88	0.38
	Δ23	1.00	0.77
	Δ24	1.04	1.53

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
5 Στάθμη	Δ1	1.09	0.96
	Δ2	1.17	1.08
	Δ3	0.69	1.10
	Δ4	0.68	0.43
	Δ5	0.82	0.52
	Δ6	0.96	0.56
	Δ7	1.26	0.47
	Δ8	1.30	0.44
	Δ9	1.15	0.44
	Δ10	2.24	0.89
	Δ11	0.82	0.18
	Δ12	1.40	0.73
	Δ13	1.82	1.15
	Δ14	0.91	1.16
	Δ15	0.56	0.22
	Δ16	1.04	0.82
	Δ17	1.26	0.39
	Δ18	0.74	0.85
	Δ19	0.93	0.36
	Δ20	1.10	0.81
	Δ21	1.64	1.99

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
6 Στάθμη	Δ1	0.78	0.65
	Δ2	0.90	0.68
	Δ3	0.34	0.56
	Δ4	0.35	0.19
	Δ5	0.44	0.27
	Δ6	0.55	0.30
	Δ7	1.08	0.62
	Δ8	1.05	0.40
	Δ9	0.62	0.21
	Δ10	0.76	0.13
	Δ11	0.65	0.45
	Δ12	0.81	0.24
	Δ13	1.04	0.85
	Δ14	0.34	0.14
	Δ15	0.23	0.17
	Δ16	0.72	0.43
	Δ17	0.50	0.98

- Υποστυλώματα για στάθμη επιτελεστικότητας B2 με μέθοδο m

Πίνακας Β.7 – Πίνακες δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων κάθε στάθμης.

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
1 Στάθμη	Υ1	0.31	1.14	0.41
	Υ2	0.52	0.63	0.96
	Υ3	0.31	0.67	0.70
	Υ4	0.45	1.03	0.80
	Υ5	0.63	0.51	0.66
	Υ6	0.34	0.48	0.84
	Υ7	0.25	1.18	0.69
	Υ8	0.37	0.89	0.64
	Υ9	0.61	1.22	1.00
	Υ10	0.32	0.88	0.63
	Υ11	0.64	0.93	0.65
	Υ12	0.33	1.10	0.84
	Υ13	0.29	1.00	0.78
	Υ14	0.22	1.02	0.61
	Υ15	0.32	1.06	1.18
	Υ16	0.32	0.96	1.15
	Υ17	0.23	1.06	0.60

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
2 Στάθμη	Υ1	0.31	0.56	0.57
	Υ2	0.54	0.90	1.28
	Υ3	0.32	0.54	0.74
	Υ4	0.46	0.55	0.84
	Υ5	0.57	0.54	0.90
	Υ6	0.35	0.57	0.96
	Υ7	0.28	1.02	0.66
	Υ8	0.39	0.40	0.56
	Υ9	0.56	1.00	1.03
	Υ10	0.33	0.75	0.98
	Υ11	0.6	0.65	0.85
	Υ12	0.33	1.34	1.45
	Υ13	0.28	1.22	1.30
	Υ14	0.19	0.77	0.79
	Υ15	0.29	1.06	1.36
	Υ16	0.3	1.00	1.33
	Υ17	0.19	0.83	0.78



		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
3 Στάθμη	Y1	0.24	0.50	0.58
	Y2	0.41	0.90	1.36
	Y3	0.25	0.53	0.76
	Y4	0.34	0.48	0.71
	Y5	0.51	0.59	0.95
	Y6	0.27	0.68	0.87
	Y7	0.25	0.77	0.54
	Y8	0.33	0.40	0.48
	Y9	0.38	1.10	0.86
	Y10	0.25	0.77	0.83
	Y11	0.5	1.01	1.21
	Y12	0.24	1.60	1.23
	Y13	0.2	1.45	1.14
	Y14	0.11	0.83	0.69
	Y15	0.19	1.24	1.13
	Y16	0.19	1.20	1.11
	Y17	0.11	0.71	0.65

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
4 Στάθμη	Y1	0.22	0.62	0.58
	Y2	0.39	1.57	1.51
	Y3	0.24	0.60	0.74
	Y4	0.32	0.81	0.85
	Y5	0.5	0.68	1.02
	Y6	0.25	1.14	0.98
	Y7	0.3	1.12	0.49
	Y8	0.38	0.72	0.45
	Y9	0.32	1.20	0.87
	Y10	0.24	1.00	0.87
	Y11	0.46	1.28	1.29
	Y12	0.21	1.83	1.14
	Y13	0.16	1.60	1.04
	Y14	0.05	1.25	0.62
	Y15	0.11	1.79	0.94
	Y16	0.11	1.76	0.94
	Y17	0.05	1.12	0.62

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
5 Στάθμη	Y1	0.13	0.84	0.52
	Y2	0.53	1.59	1.06
	Y3	0.15	1.03	0.72
	Y4	0.42	1.34	0.88
	Y5	0.46	1.03	1.31
	Y6	0.32	1.69	0.93
	Y7	0.21	1.70	0.85
	Y8	0.26	2.36	1.20
	Y9	0.34	1.89	1.07
	Y10	0.32	1.96	0.93
	Y11	0.67	2.15	1.18
	Y12	0.29	2.17	0.98
	Y13	0.22	1.81	0.92

		ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)		
		ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
6 Στάθμη	Y1	0.05	1.02	0.43
	Y2	0.20	1.74	0.69
	Y3	0.06	0.89	0.53
	Y4	0.15	2.38	0.62
	Y5	0.29	1.35	0.80
	Y6	0.09	2.91	0.56
	Y7	0.07	0.81	0.44
	Y8	0.08	1.58	0.55
	Y9	0.17	1.92	0.65
	Y10	0.13	1.09	0.76
	Y11	0.16	0.92	0.55

- Δοκοί για στάθμη επιτελεσματικότητας B2 με μέθοδο m

**Πίνακας Β.8** – Πίνακες δεικτών ανεπάρκειας δοκών κάθε στάθμης.

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
1 Στάθμη	Δ1	2.29	0.93
	Δ2	3.74	1.03
	Δ3	3.52	1.10
	Δ4	1.55	0.57
	Δ5	1.00	0.54
	Δ6	1.45	0.56
	Δ7	1.23	0.35
	Δ8	1.28	0.77
	Δ9	1.67	1.14
	Δ10	1.76	0.71
	Δ11	1.75	1.14
	Δ12	2.10	0.78
	Δ13	2.24	0.81
	Δ14	0.78	0.25
	Δ15	3.36	0.70
	Δ16	0.95	0.88
	Δ17	2.10	1.64
	Δ18	0.54	0.21
	Δ19	2.17	0.83
	Δ20	1.89	0.78
	Δ21	2.08	0.79
	Δ22	1.51	0.38
	Δ23	2.73	0.77
	Δ24	1.31	1.98

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
2 Στάθμη	Δ1	2.28	0.93
	Δ2	3.29	1.04
	Δ3	3.25	1.10
	Δ4	1.31	0.51
	Δ5	0.88	0.50
	Δ6	1.31	0.51
	Δ7	1.38	0.38
	Δ8	1.32	0.77
	Δ9	1.24	1.11
	Δ10	1.57	0.71
	Δ11	1.26	1.11
	Δ12	2.09	0.78
	Δ13	1.92	0.78
	Δ14	0.78	0.25
	Δ15	2.99	0.69
	Δ16	0.90	0.82
	Δ17	1.66	1.52
	Δ18	0.53	0.21
	Δ19	1.84	0.75
	Δ20	1.90	0.78
	Δ21	1.69	0.77
	Δ22	1.40	0.38
	Δ23	2.24	0.77
	Δ24	1.26	1.48

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
3 Στάθμη	Δ1	2.06	0.93
	Δ2	3.00	1.04
	Δ3	2.87	1.10
	Δ4	1.21	0.48
	Δ5	0.76	0.48
	Δ6	1.19	0.49
	Δ7	1.21	0.38
	Δ8	1.19	0.73
	Δ9	1.02	1.00
	Δ10	1.44	0.71
	Δ11	1.03	1.00
	Δ12	1.89	0.78
	Δ13	1.68	0.78
	Δ14	0.78	0.25
	Δ15	2.67	0.69
	Δ16	0.87	0.83
	Δ17	1.09	1.22
	Δ18	0.53	0.20
	Δ19	1.59	0.82
	Δ20	1.71	0.78
	Δ21	1.49	0.77
	Δ22	1.31	0.38
	Δ23	2.05	0.77
	Δ24	0.91	1.02

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
4 Στάθμη	Δ1	1.80	0.93
	Δ2	2.64	1.05
	Δ3	2.37	1.09
	Δ4	1.10	0.45
	Δ5	0.76	0.47
	Δ6	1.13	0.48
	Δ7	0.93	0.31
	Δ8	0.92	0.54
	Δ9	0.71	0.67
	Δ10	0.93	0.53
	Δ11	0.72	0.68
	Δ12	1.20	0.52
	Δ13	1.52	0.76
	Δ14	0.78	0.25
	Δ15	2.39	0.70
	Δ16	0.71	0.60
	Δ17	0.82	0.88
	Δ18	0.53	0.21
	Δ19	1.49	0.82
	Δ20	1.08	0.52
	Δ21	1.24	0.73
	Δ22	1.14	0.37
	Δ23	1.84	0.77
	Δ24	1.25	1.33



		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
5 Στάθμη	Δ1	1.47	0.96
	Δ2	1.42	1.08
	Δ3	1.30	1.05
	Δ4	0.87	0.41
	Δ5	1.05	0.49
	Δ6	1.22	0.53
	Δ7	1.26	0.47
	Δ8	1.30	0.44
	Δ9	1.15	0.44
	Δ10	3.22	0.89
	Δ11	0.82	0.18
	Δ12	2.61	0.73
	Δ13	1.82	1.15
	Δ14	1.06	1.09
	Δ15	0.56	0.22
	Δ16	1.43	0.82
	Δ17	1.18	0.39
	Δ18	1.01	0.85
	Δ19	1.12	0.35
	Δ20	2.07	0.81
	Δ21	2.00	1.99

		ΔΟΚΟΙ	
		Συντελεστές ανεπάρκειας (λ)	
		ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
6 Στάθμη	Δ1	0.78	0.61
	Δ2	0.93	0.64
	Δ3	0.34	0.53
	Δ4	0.41	0.19
	Δ5	0.47	0.26
	Δ6	0.64	0.29
	Δ7	1.08	0.67
	Δ8	1.05	0.40
	Δ9	0.62	0.21
	Δ10	0.76	0.13
	Δ11	1.34	0.45
	Δ12	0.81	0.24
	Δ13	1.04	0.85
	Δ14	0.34	0.14
	Δ15	0.39	0.15
	Δ16	1.42	0.39
	Δ17	0.85	0.85