



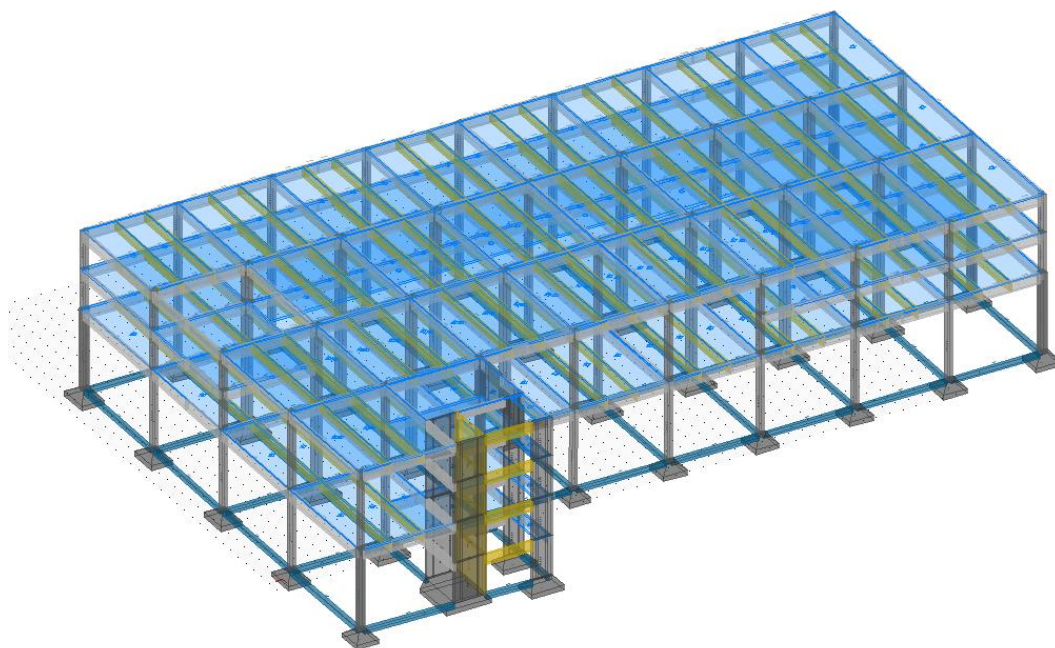
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕ-
ΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ



ΚΕΛΕΜΑΤΗ ΣΟΦΟΚΛΗΣ, ΛΙΤΑΙΝΑ ΙΩΑΝΝΑ

Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των απαιτήσεων για την απόκτηση του
Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού
ΒΟΛΟΣ 2025



© 2025 Κελεμάτη Σοφοκλής, Λίταινα Ιωάννα

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 Μυστακίδης Ευρυπίδης
(Επιβλέπων) Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής Καλογεράς Ιωάννης
(Συνεπιβλέπων) Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβειο Πολυτεχνείο

Τρίτος Εξεταστής Παναγούλη Ολυμπία
Καθηγήτρια, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας



Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα, θέλουμε να ευχαριστήσουμε τους επιβλέποντες της διπλωματικής εργασίας μας, Καθηγητή κ. Ευριπίδη Μυστακίδη και Επίκουρο Καθηγητή κ. Ιωάννη Καλογερή, για την ανάθεση, την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή τους κατά τη διάρκεια της δουλειάς μας. Είμαστε επίσης ευγνώμονες στα μέλη της εξεταστικής επιτροπής για την ανάγνωση της εργασίας μας και τις υποδείξεις τους. Οφείλουμε να ευχαριστήσουμε τον Τεχνικό Οίκο Λογισμικού για την παραχώρηση εκπαιδευτικής άδειας για το λογισμικό ΡΑΦ, και ιδιαίτερα τα μέλη της ομάδας τεχνικής υποστήριξης για την άμεση ανταπόκριση σε τεχνικά ζητήματα. Τέλος, ευχαριστούμε τις οικογένειες και τους φίλους μας για την αγάπη και την υποστήριξη τους.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζει την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής, συγκεκριμένα ενός βιομηχανικού ακινήτου καθώς και την προτεινόμενη ενίσχυσή της.

Η μελέτη βασίστηκε στην χρήση του λογισμικού RAF-TOL, ενώ η αποτίμηση πραγματοποιήθηκε με βάση τις μεθόδους ελαστικής δυναμικής και ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover), όπως ορίζονται στον σύγχρονο Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Με βάση τα αποτελέσματα της παρακάτω ανάλυσης, εντοπίστηκαν συγκεκριμένες αδυναμίες στην φέρουσα ικανότητα του φέροντος οργανισμού, γεγονός που κατέστησε αναγκαία την εφαρμογή ενισχύσεων, με στόχο την αναβάθμιση του επιπέδου ασφάλειας της κατασκευής.

Τέλος γίνεται παρουσίαση και σύγκριση του αναλυτικού κόστους των εναλλακτικών προτάσεων ενίσχυσης, με σκοπό την επιλογή της πλέον αποδοτικής βιώσιμης πρότασης.



Abstract

This diploma thesis presents the seismic assessment of an existing structure, specifically an industrial property, along with its proposed strengthening.

The study was based on the use of RAF-TOL software, while the assessment was carried out using elastic dynamic and inelastic static (pushover) analysis methods, as defined in the current Greek Code of Interventions (KAN.ΕΠΕ.). Based on the results of the analyses, specific weaknesses were identified in the load-bearing capacity of the structure, which made the implementation of strengthening measures necessary, in order to upgrade its overall safety level.

Finally, a detailed presentation and comparison of the cost of the proposed strengthening alternatives is provided, with the aim of selecting the most cost-effective and technically viable solution.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1.	Εισαγωγή.....	1
2.	Περιγραφή Κτιρίου	2
2.1.	Περιγραφή κατασκευής	2
2.2.	Γεωμετρία Κατασκευής.....	3
2.3.	Προσομοίωση του φορέα στο ΡΑΦ.....	5
2.4.	Περιγραφή των υλικών	6
2.5.	Περιγραφή των διατομών	6
2.6.	Καθορισμός Φορτίσεων	11
2.7.	Βλάβες Φορέα	12
3.	Αποτίμηση Υφιστάμενου Φορέα.....	13
3.1.	Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ.....	13
3.1.1.	Κριτήρια καθορισμού της ΣΑΔ.....	14
3.2.	Στάθμες επιτελεστικότητας.....	15
3.2.1.	Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού.....	17
3.3.	Έλεγχος ασφαλείας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	18
3.4.	Δράσεις	19
3.4.1.	Βασικές – Μη Σεισμικές Δράσεις.....	19
3.4.2.	Τυχηματικές Δράσεις – Σεισμός.....	19
3.4.3.	Φάσματα Απόκρισης	19
3.4.4.	Δυσκαμψίες Δομικών Στοιχείων	20
3.5.	Δείκτης συμπεριφοράς q	20
3.5.1.	Γενικά	20
3.5.2.	Παράγοντες Εκτίμησης του Δείκτη Συμπεριφοράς q	21
3.6.	Παραδοχές – Δεδομένα για την ανάλυση.....	22
4.	Μέθοδοι ανάλυσης.....	24
4.1.	Γενικά	24
4.2.	Ελαστική στατική ανάλυση.....	24
4.2.1.	Προϋποθέσεις εφαρμογής	24
4.2.2.	Δείκτης ανεπάρκειας	25
4.3.	Ελαστική δυναμική ανάλυση.....	25
4.3.1.	Γενικά	25
4.3.2.	Προϋποθέσεις εφαρμογής	26
4.3.3.	Μέθοδος φάσματος απόκρισης.....	26
4.3.4.	Μέθοδος χρονοϊστορίας της απόκρισης.....	26
4.4.	Ανελαστική στατική ανάλυση	27



4.4.1.	Ορισμός και σκοπός.....	27
4.4.2.	Βασικές παραδοχές μεθόδου	27
4.4.3.	Κόμβος ελέγχου και κατανομή σεισμικών φορτίων	28
4.4.4.	Καμπύλη ικανότητας Δύναμης-Μετακίνησης	28
4.4.5.	Ιδιοπερίοδος και στοχευμένη μετακίνηση	30
5.	Αποτελέσματα αναλύσεων υφιστάμενης κατασκευής.....	32
5.1.	Αποτίμηση του δεξιού κτιρίου	32
5.2.	Αποτίμηση του αριστερού κτιρίου	37
6.	Προτάσεις ενίσχυσης και αποτελέσματα αναλύσεων	41
6.1.	Γενική περιγραφή ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής.....	41
6.2.	Πρόταση ενίσχυσης 1	42
6.2.1.	Τοιχώματα	44
6.2.2.	Γενικοί έλεγχοι και αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.....	46
6.2.3.	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης (PUSHOVER).....	47
6.3.	Πρόταση ενίσχυσης 2	56
6.3.1.	Χιαστί σύνδεσμοι και μανδύες	58
6.3.2.	Γενικοί έλεγχοι και αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.....	60
6.3.3.	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης (PUSHOVER).....	61
7.	Σύγκριση Κόστους.....	70
8.	Συμπεράσματα	71

Κατάλογος Πινάκων

- Πίνακας 2.1. Κύρια Υποστυλώματα
Πίνακας 2.2. Κύριες Δοκοί
Πίνακας 2.3. Δράσεις Φορτίων
Πίνακας 3.1. Στάθμη Αξιοπιστίας Γεωμετρικών Δεδομένων
Πίνακας 3.2. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού
Πίνακας 3.3. Συσχέτιση περιόδου επαναφοράς σεισμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης
Πίνακας 3.4. Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων κτιρίων.
Πίνακας 3.5. Ελάχιστες βασικές σεισμικές κλάσεις υφισταμένων κτιρίων σπουδαιότητας Ι και ΙΙ
Πίνακας 3.6. Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό)
Πίνακας 3.7. Τιμές του δείκτη q' για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Β
Πίνακας 4.1. Τιμές συντελεστή C_0
Πίνακας 4.2 Τιμές συντελεστή C_2
Πίνακας 5.1. Χαρακτηριστικά ιδιομορφών για την ΘΜ1
Πίνακας 5.2. Έλεγχοι στρεπτικής αντίστασης της κατασκευή για την ΘΜ1
Πίνακας 5.3. Περιπτώσεις φόρτισης για τον έλεγχο επάρκειας
Πίνακας 5.4. Συνδυασμοί Φόρτισης για τον έλεγχο επάρκειας στην Ο.Κ.Α.
Πίνακας 5.5. Χαρακτηριστικά ιδιομορφών για την ΘΜ1
Πίνακας 6.1. Γεωμετρία τοιχώματος διεύθυνσης Υ
Πίνακας 6.2. Γεωμετρία τοιχώματος διεύθυνσης Χ
Πίνακας 6.3. Σύνοψη γενικών ελέγχων
Πίνακας 6.4. Ιδιομορφική ανάλυση κτιρίου
Πίνακας 6.5. Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης
Πίνακας 6.6. Αποτελέσματα ιδιομορφικών φορτίσεων για τις τέσσερις θέσεις μάζας.
Πίνακας 6.7. Ιδιότητες ραβδίου
Πίνακας 6.8. Σύνοψη γενικών ελέγχων
Πίνακας 6.9. Ιδιομορφική ανάλυση κτιρίου
Πίνακας 6.10 Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης
Πίνακας 6.11 Αποτελέσματα ιδιομορφικών φορτίσεων για τις τέσσερις θέσεις μάζας.

Κατάλογος Σχημάτων

- Σχήμα 2.1. Θέση κτιρίου
Σχήμα 2.2. Φωτογραφία του εργοστασίου
Σχήμα 2.3. Τυπική κάτοψη ορόφου
Σχήμα 2.4. Τυπική κάτοψη παταριού
Σχήμα 2.5. Ενδεικτικός ξυλότυπος ισογείου
Σχήμα 2.6. Γεωμετρία δεξιού κτιρίου
Σχήμα 2.7. Γεωμετρία αριστερού κτιρίου
Σχήμα 2.8. Τυπικές διατομές υποστυλωμάτων
Σχήμα 2.9. Οπλισμική διάταξη υποστυλωμάτων (α)Κ4, (β)Κ1, (γ)Κ3, (δ)Κ4
Σχήμα 2.10. Τυπικές διατομές δοκών
Σχήμα 2.11. Οπλισμική διάταξη δοκών (α) Δ3, (β) Δ1, (γ) Δ4, (δ) Δ2
Σχήμα 2.12. Τυπικές διατομές τοιχωμάτων
Σχήμα 2.13. Οπλισμένες διατομές τοιχωμάτων
Σχήμα 2.14. Σπηλαίωση σκυροδέματος και εκτεθειμένος οπλισμός υποστυλώματος
Σχήμα 2.15. Διάβρωση οπλισμού και αποκόλληση σκυροδέματος επικάλυψης πλακών 1^{ου} ορόφου
Σχήμα 2.16. Αποκάλυψη οπλισμού υποστυλωμάτων
Σχήμα 3.1. Καμπύλη ικανότητας ολόκληρης της κατασκευής
Σχήμα 3.2. Παράμετροι ανάλυσης
Σχήμα 3.3. Φάσμα Σχεδιασμού
Σχήμα 3.4. Δεδομένα Εδαφικού τύπου
Σχήμα 4.1. Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη
Σχήμα 5.1. Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας στην στάθμη Σ2
Σχήμα 5.2. Σχετικές μετακινήσεις υποστυλωμάτων
Σχήμα 5.3. Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών μελών
Σχήμα 5.4. Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας για (α) δοκούς, (β) υποστυλώματα
Σχήμα 5.5. Απεικόνιση διαφραγμάτων στάθμης Σ2
Σχήμα 5.6. Σχετικές μετακινήσεις υποστυλωμάτων
Σχήμα 5.7. Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών μελών
Σχήμα 5.8. Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας για (α) δοκούς, (β) υποστυλώματα, (γ) τοιχώματα
Σχήμα 6.1., Σχήμα 6.2. Κτίριο στο ΡΑΦ ενισχυμένο με προσθήκη τοιχωμάτων (συμπαγές)
Σχήμα 6.3. Κάτω κομμάτι τοιχώματος διεύθυνσης Υ
Σχήμα 6.4. Αριστερό κομμάτι τοιχώματος διεύθυνσης Χ
Σχήμα 6.5. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ3
Σχήμα 6.6. Καμπύλη ικανότητας για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ3
Σχήμα 6.7. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ3
Σχήμα 6.8. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ4
Σχήμα 6.9. Καμπύλη ικανότητας για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ4
Σχήμα 6.10. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ4
Σχήμα 6.11. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ1
Σχήμα 6.12. Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ1
Σχήμα 6.13. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ1
Σχήμα 6.14. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ2
Σχήμα 6.15. Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ2

- Σχήμα 6.17. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ2
- Σχήμα 6.18., Σχήμα 6.19. Κτίριο στο ΡΑΦ ενισχυμένο με χιαστί συνδέσμους
- Σχήμα 6.20. Διατομή ενισχυμένου υποστυλώματος
- Σχήμα 6.21. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ1
- Σχήμα 6.22. Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ1
- Σχήμα 6.23. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ1
- Σχήμα 6.24. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ2
- Σχήμα 6.25. Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ2
- Σχήμα 6.26. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ2
- Σχήμα 6.27. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ3
- Σχήμα 6.28. Καμπύλη ικανότητας για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ3
- Σχήμα 6.29. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ3
- Σχήμα 6.30. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ4
- Σχήμα 6.31. Καμπύλη ικανότητας για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ4
- Σχήμα 6.32. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ

1. Εισαγωγή

Στόχος της παρούσας διπλωματικής είναι η αποτίμηση καθώς και η ενίσχυση μιας υφιστάμενης κατασκευής, με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πρόκειται για ένα βιομηχανικό κτίριο, το οποίο σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε το 1971, με εφαρμογή του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (1959).

Η τοποθεσία του κτιρίου είναι στον ανισόπεδο κόμβο της Ε.Ο. Αθηνών-Λαμίας (κόμβος Πύρνας), στην περιφερειακή ενότητα Βορείου Τομέα Αθηνών, σε μία περιοχή η οποία χαρακτηρίζεται από βιομηχανικά και βιοτεχνικά κτίρια. Το ακίνητο αποτελείται από δύο στατικά ανεξάρτητα κτίρια με ισόγειο και μεταγενέστερη προσθήκη Α' Ορόφου.

Για την μελέτη και την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό RAF-TOL. Η αποτίμηση του αρχικού φορέα έγινε με την Ελαστική Δυναμική Ανάλυση, με βάση τον Καθολικό Συντελεστή q , ακολουθώντας τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του Ευρωκώδικα 8. Αρχικά έγινε εισαγωγή της γεωμετρίας και των οπλισμών του φορέα. Στο στάδιο αυτό, ο φορέας εξετάστηκε ως δύο χωριστά κτίρια, ανταποκρινόμενο στην κατασκευαστική του διάταξη και την έλλειψη επαρκών συνδέσεων μεταξύ των τμημάτων, τα οποία χωρίζονται μεταξύ τους με αρμό και θεωρούνται στατικά ανεξάρτητα. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έκριναν τον φορέα ανεπαρκή, επομένως κρίθηκε απαραίτητος ο ανασχεδιασμός του.

Η αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα πραγματοποιήθηκε με βάση την Ανελαστική Στατική Ανάλυση (μέθοδος Pushover). Στο ενισχυμένο μοντέλο, επιλέχθηκε η αντιμετώπιση ως ενιαία κατασκευή, με στόχο την ενίσχυση της συνεργασίας μεταξύ των τμημάτων. Η στρατηγική αυτή αξιοποιείται ως μέθοδος ενίσχυσης, καθώς οδηγεί σε βελτίωση της δυσκαμψίας, της φέρουσας ικανότητας και της συνολικής αντισεισμικής συμπεριφοράς. Η ανάλυση έγινε για δύο κατανομές φόρτισης, την ιδιομορφική και την ομοιόμορφη. Τα σεισμικά φορτία εφαρμόστηκαν στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, με τελική επιλογή της δυσμενέστερης κατανομής για τον έλεγχο επάρκειας. Ως ενιαίο πλέον κτίριο, ο φορέας εξετάστηκε και υπό την εφαρμογή πρόσθετων τεχνικών ενίσχυσης, οι οποίες αποσκοπούσαν στην περαιτέρω αύξηση της δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητάς του.

Τέλος, γίνεται αναλυτική κοστολόγηση των προτεινόμενων μεθόδων ενίσχυσης, με σκοπό την επιλογή της λύσης, η οποία εξασφαλίζει τόσο την ασφάλεια της κατασκευής όσο και τη ρεαλιστική εφαρμογή της στην πράξη.

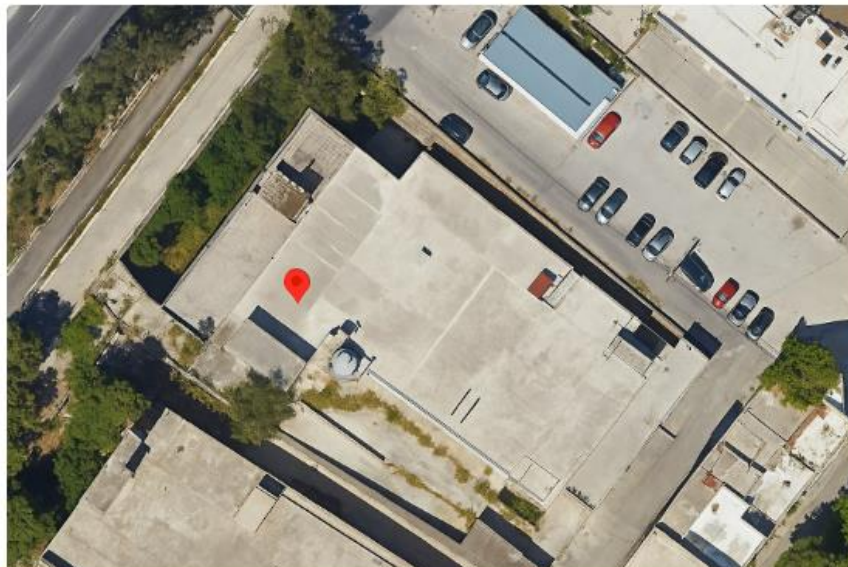
2. Περιγραφή Κτιρίου

2.1. Περιγραφή κατασκευής

Η υφιστάμενη κατασκευή, αφορά ένα βιομηχανικό ακίνητο (εργοστάσιο κατασκευής ξύλινων παιχνιδιών και παιδικών επίπλων), το οποίο βρίσκεται στη Μεταμόρφωση Αττικής. Το κτίριο βρίσκεται εντός οικοπέδου ακανόνιστου σχήματος και συνορεύει βορειοδυτικά επί πλευράς μήκους 55.00m με τον παράδρομο της Ε.Ο. Αθηνών – Λαμίας και βορειοανατολικά επί πλευράς μήκους 86.00m με παράδρομο.

Το κτίριο είναι διώροφο, κατασκευής του 1971 και επέκτασης του 1^{ου} ορόφου το 1976. Περιλαμβάνει υπόγειο, ισόγειο, πατάρι ισογείου, πρώτο όροφο καθώς και πατάρι πρώτου ορόφου. Το συνολικό εμβαδόν του κτιρίου ισούται με 6523,52 τ.μ., ενώ το ύψος κάθε ορόφου ισούται με 6m, με τα πατάρια να βρίσκονται στα 3m του ορόφου. Τα κύρια δομικά στοιχεία της είναι υποστυλώματα και δοκοί στην ανωδομή και η θεμελίωση αποτελείται από πέδιλα και συνδετήριες δοκούς. Το κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία στις δυο διευθύνσεις ενώ παρατηρούνται και έμμεσες στηρίξεις (δοκός επί δοκού) όπως ήταν σύνηθες για την εποχή.

Η τοποθεσία καθώς και η όψη του κτιρίου παρουσιάζεται παρακάτω.



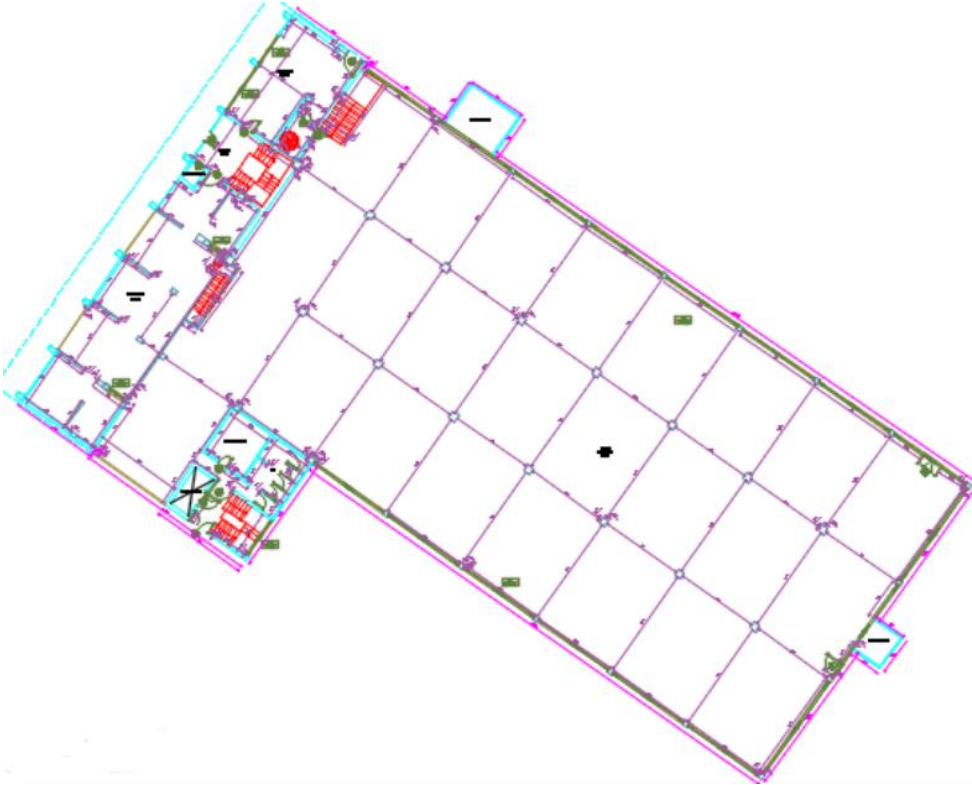
Σχήμα 2.1. Θέση κτιρίου



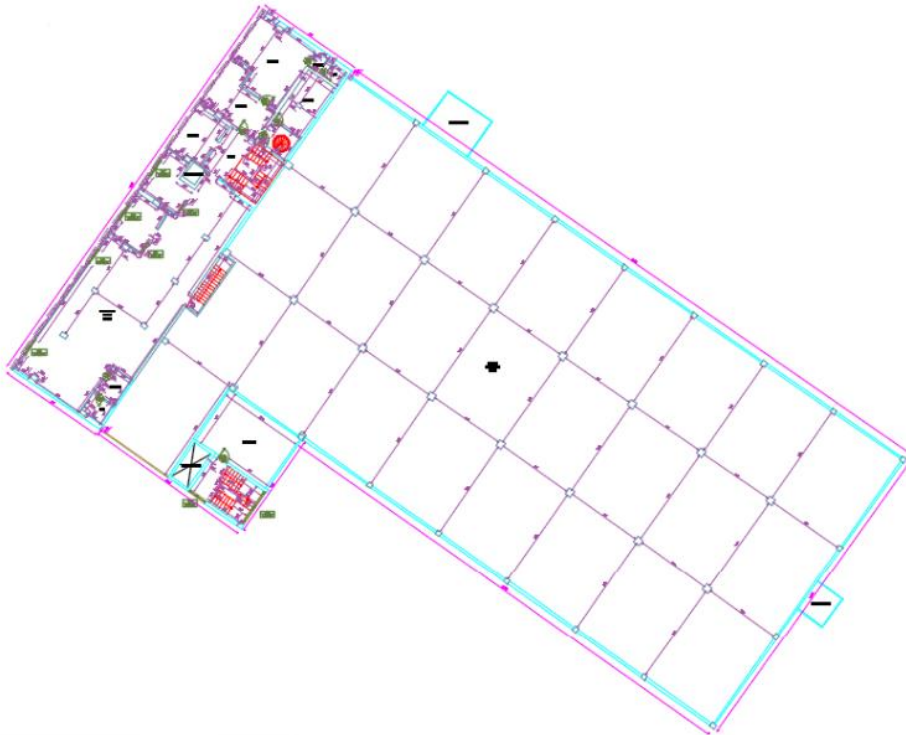
Σχήμα 2.2. Φωτογραφία του εργοστασίου

2.2. Γεωμετρία Κατασκευής

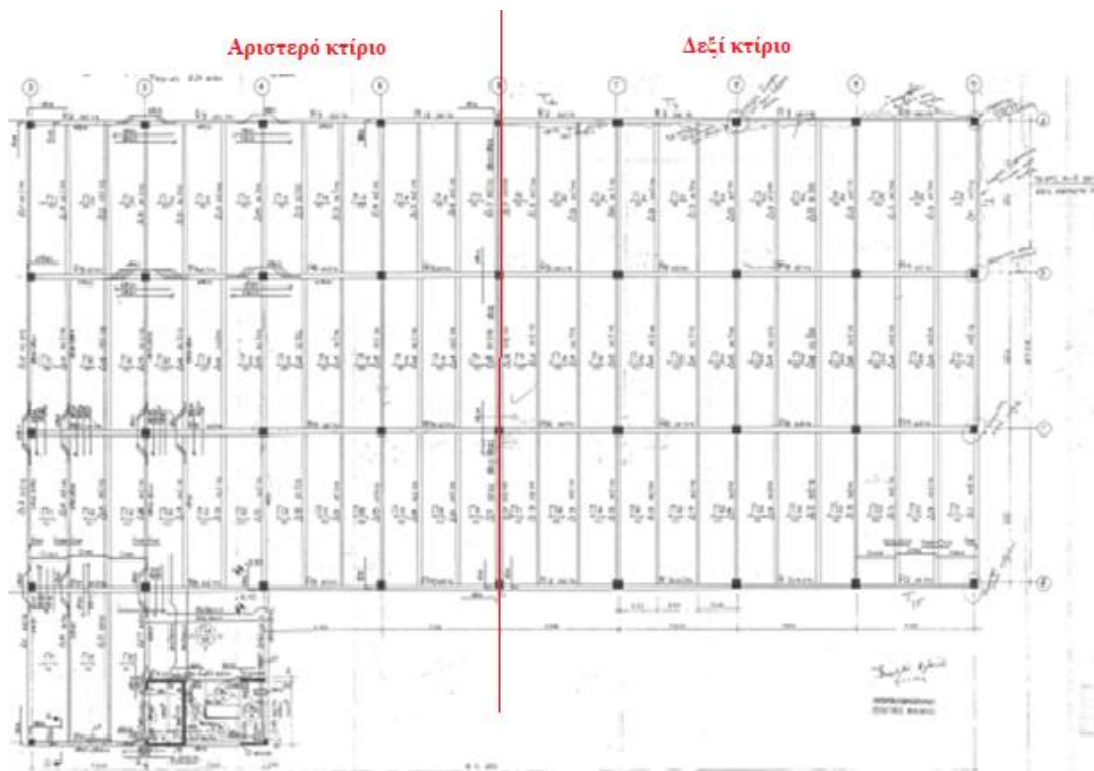
Παρακάτω ακολουθεί μία τυπική κάτοψη ορόφου καθώς και μία τυπική κάτοψη παταριού. Σημειώνεται ότι το πατάρι, περιλαμβάνει τελικά μόνο ένα τμήμα της κάτοψης του ορόφου.



Σχήμα 2.3. Τυπική κάτοψη ορόφου



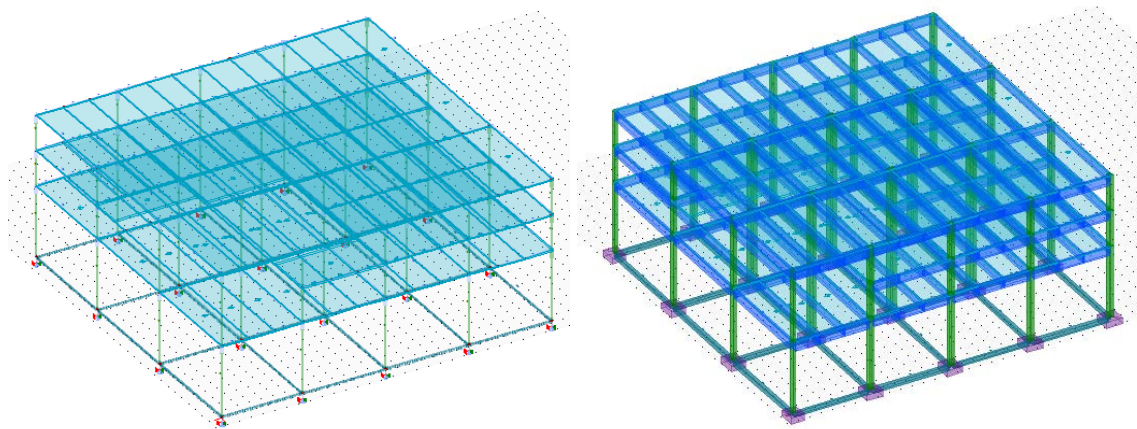
Σχήμα 2.4. Τυπική κάτοψη παταριού



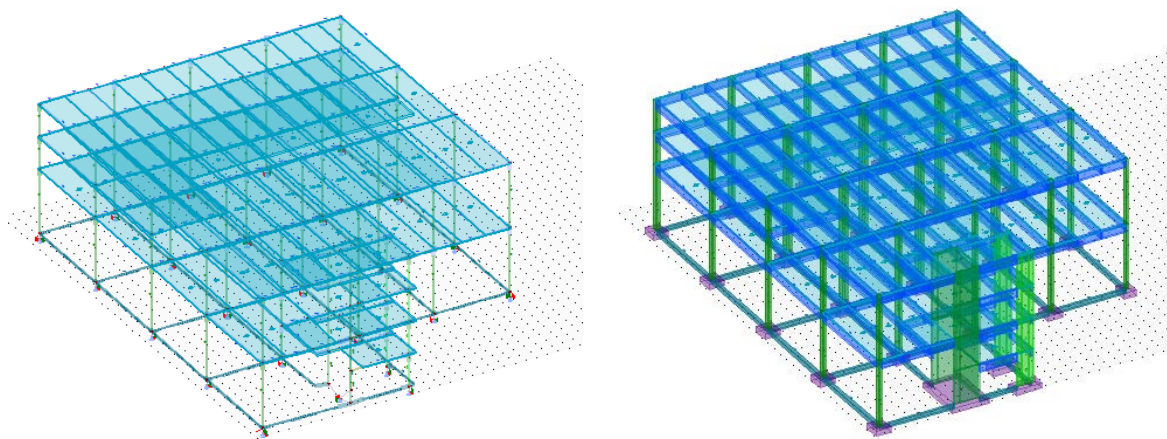
Σχήμα 2.5. Ενδεικτικός ξυλότυπος ισογείου

2.3. Προσομοίωση του φορέα στο ΡΑΦ

Για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ΡΑΦ-ΤΟΛ. Η μοντελοποίηση βασίστηκε στη μελέτη της κατασκευής (ξυλότυποι, τομές, όψεις, εργαστηριακό έλεγχο υλικών, κτλ.). Για την προσομοίωση του αρχικού φορέα, έγινε η εισαγωγή δύο ξεχωριστών κτιρίων στο λογισμικό, καθώς τα κτίρια χωρίζονται με αρμό και θεωρούνται στατικά ανεξάρτητα. Τα δύο κτίρια αποτελούνται από πλαίσια. Η προσομοίωση έγινε μόνο για τους ορόφους του ισογείου, πατάρι ισογείου καθώς και πρώτου ορόφου καθώς το υπόγειο θεωρείται άκαμπτο. Στην αποτύπωση του φορέα, συμπεριλήφθηκαν μόνο τα φέροντα στοιχεία του κτιρίου (δοκοί, υποστυλώματα, πλάκες) ενώ παραλείφθηκαν οι τοιχοπληρώσεις. Επιπλέον τα μόνα τοιχώματα που έχουν αποτυπωθεί είναι εκείνα του ανελκυστήρα. Η προσομοίωση των οριζόντιων και κατακόρυφων μελών, καθώς και των πεδילוδοκών έγινε με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας. Παρακάτω παρουσιάζεται η τελική απεικόνιση των δύο φορέων.



Σχήμα 2.6. Γεωμετρία δεξιού κτιρίου



Σχήμα 2.7. Γεωμετρία αριστερού κτιρίου

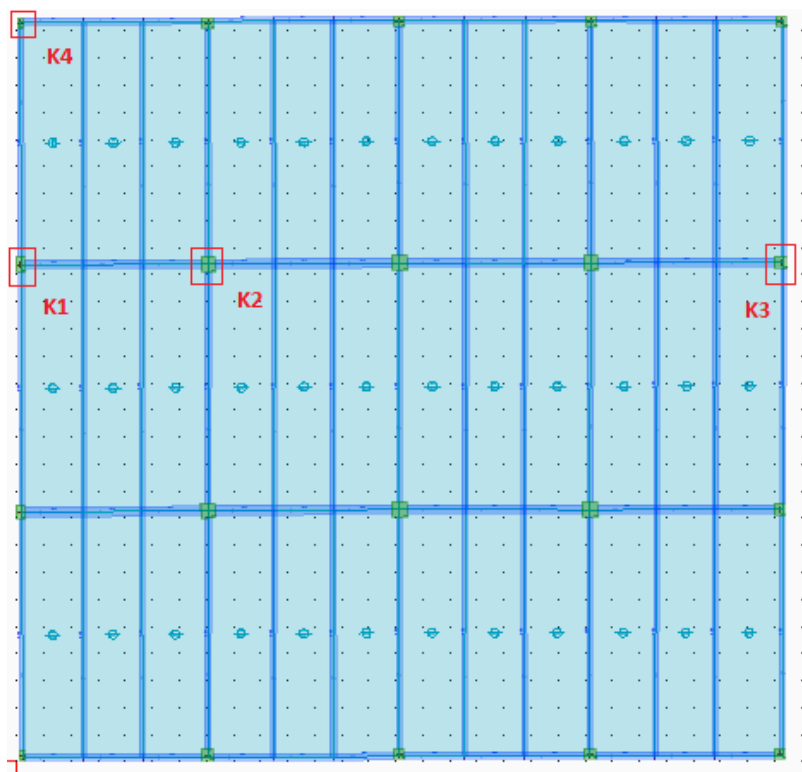
2.4. Περιγραφή των υλικών

Κατόπιν εργαστηριακών μετρήσεων, διαπιστώθηκε ότι το υφιστάμενο σκυρόδεμα αντιστοιχεί σε **B225**. Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι 25kN/m^3 , ενώ η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του ισούται με $22,5\text{ MPa}$ (με βάση τις μετρήσεις που πραγματοποιήθηκαν στον φορέα).

Αντίστοιχα, ο διαμήκης οπλισμός βρέθηκε να αποτελείται από χάλυβα με νευρώσεις κατηγορίας **StIII ή StIIIβ (S400)**, ενώ ο εγκάρσιος οπλισμός (συνδετήρες), βρέθηκε λείος χάλυβας κατηγορίας **StI (S220)**. Η χαρακτηριστική τάση διαρροής είναι $f_{yk}=400\text{ MPa}$ και $f_{yk}=220\text{ MPa}$ αντίστοιχα.

2.5. Περιγραφή των διατομών

Οι διατομές κατηγοριοποιούνται σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα. Τα δύο κτίρια, καθώς και ο κάθε όροφος, είναι συμμετρικά ως προς τον οπλισμό. Όσον αφορά τα υποστυλώματα διακρίνονται τέσσερις τυπικές διατομές.

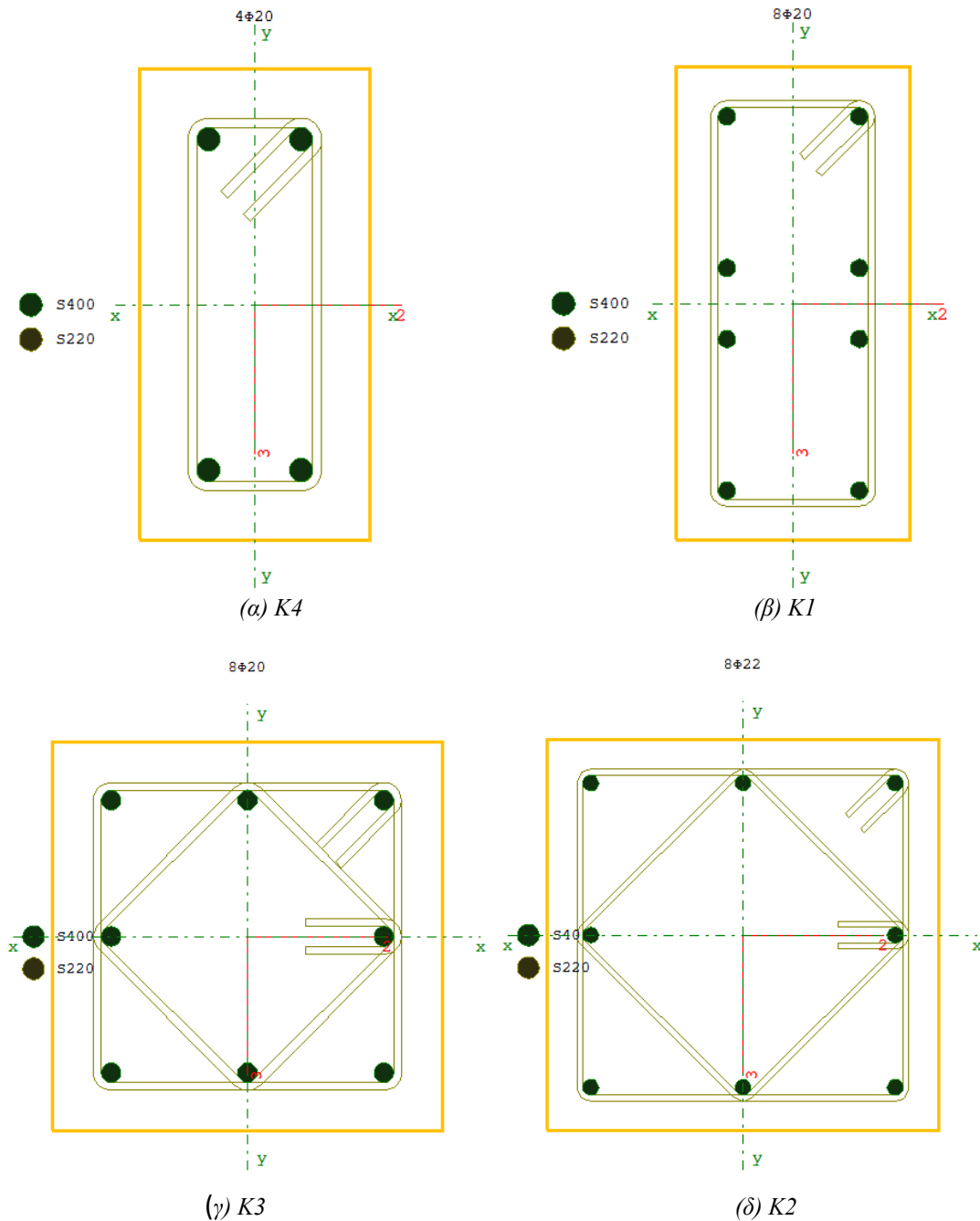


Σχήμα 2.8. Τυπικές διατομές υποστυλωμάτων

Πίνακας 2.1. Κύρια Υποστυλώματα

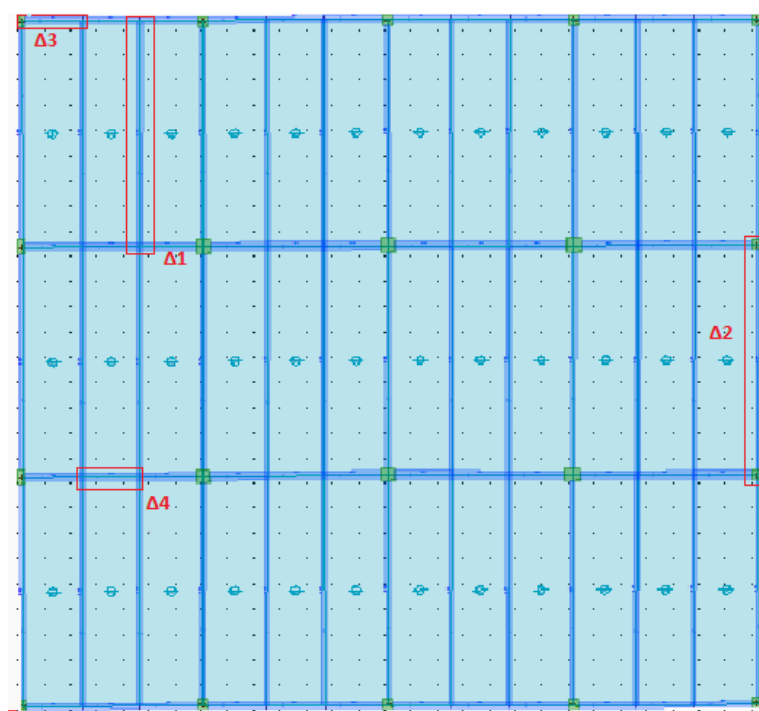
Υποστυλώματα				
A/A	Δομικό Στοιχείο	Διαστάσεις (cm)	Οπλισμός	Επικάλυψη (mm)
1	K1	55x27	8Φ20	40
2	K2	55x55	8Φ22	40
3	K3	40x40	8Φ20	40
4	K4	40x20	4Φ20	40

Γραφικά, οι τυπικές διατομές υποστυλωμάτων είναι:



(γ) K3 (δ) K2
Σχήμα 2.9. Οπλισμική διάταξη υποστυλωμάτων (α)K4, (β)K1, (γ)K3, (δ)K4

Όσον αφορά τις δοκούς, διακρίνονται τέσσερις τυπικές τομές.

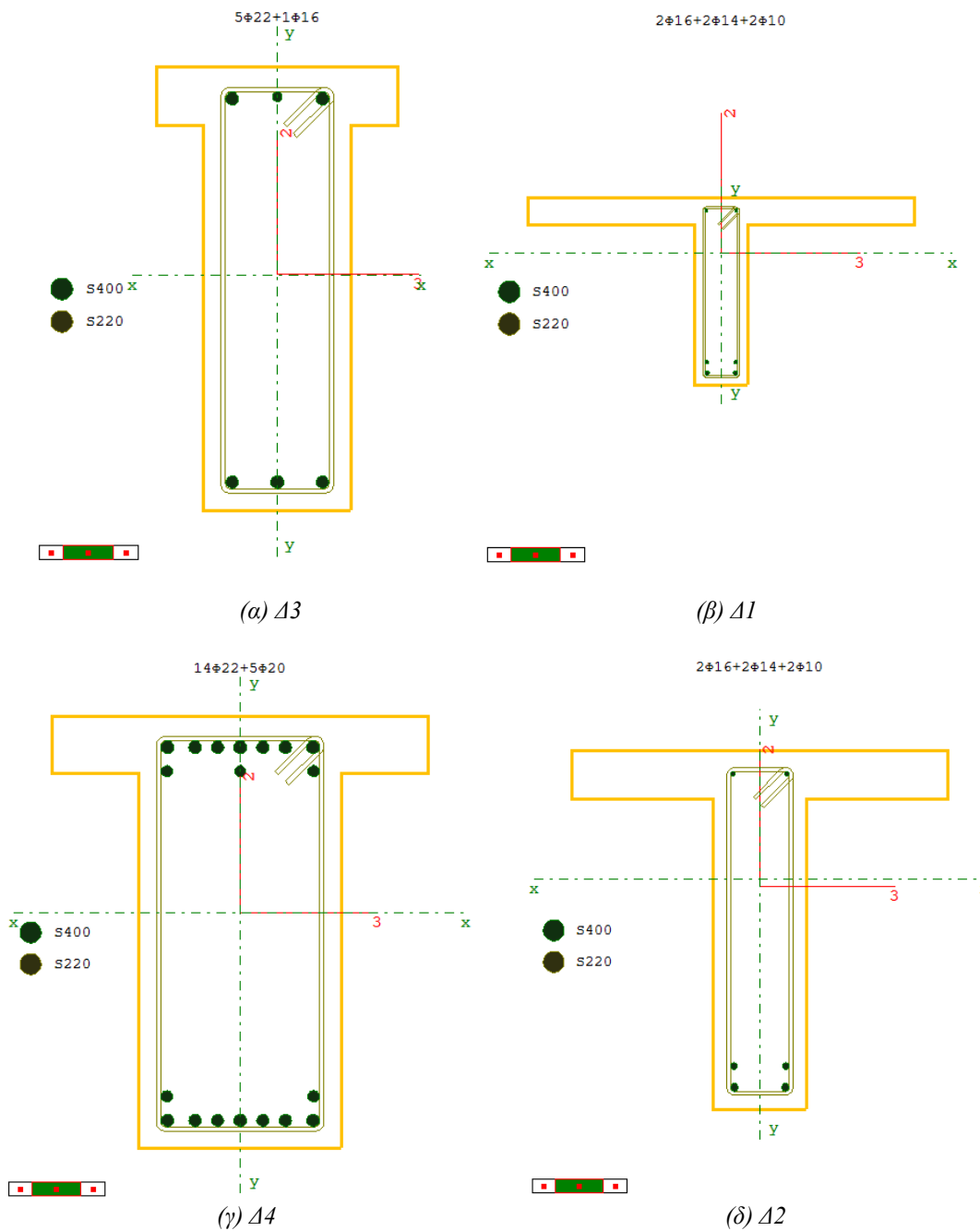


Σχήμα 2.10. Τυπικές διατομές δοκών

Πίνακας 2.2. Κύριες Δοκοί

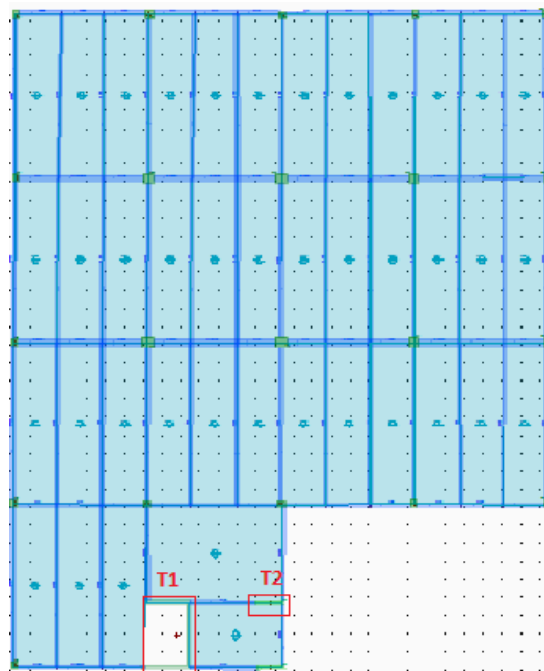
Δοκοί					
A/A	Δομικό Στοιχείο	Διαστάσεις (cm)	Οπλισμός άνοιγμα	Οπλισμός άκρα	Επικάλυψη (mm)
1	Δ1	70x20	2Φ16+2Φ14+ 2Φ10	2Φ20+3Φ16+8Φ14 2Φ16+7Φ14	40
2	Δ2	75x20	2Φ16+2Φ14+2Φ10	6Φ16+6Φ14	40
3	Δ3	75x25	9Φ20 5Φ22+1Φ16		40
4	Δ4	75x35	14Φ22+5Φ20 7Φ22+4Φ10		40

Ενδεικτικά παρουσιάζονται γραφικά μια τυπική τομή για το άνοιγμα κάθε δοκού:



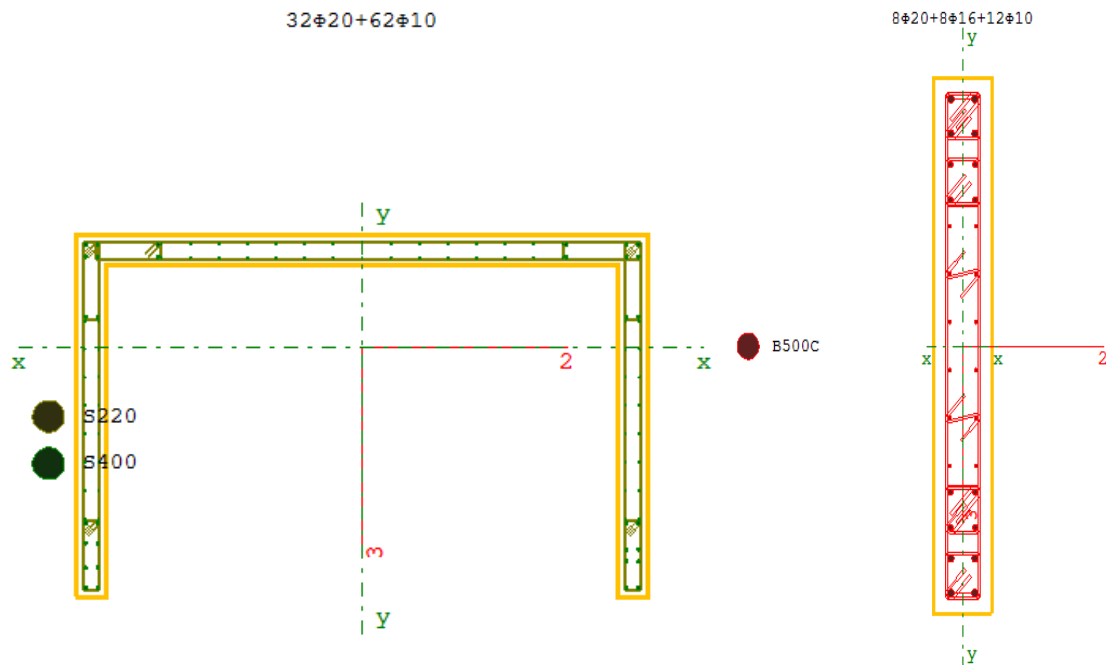
Σχήμα 2.11. Οπλισμική διάταξη δοκών (α) Δ3, (β) Δ1, (γ) Δ4, (δ) Δ2

Τέλος, ο φορέας φέρει έναν τύπο τοιχώματος καθώς και έναν πυρήνα ανελκυστήρα.



Σχήμα 2.12. Τυπικές διατομές τοιχωμάτων

Το τοίχωμα του πυρήνα έχει πάχος 20cm και διαστάσεις 380cm x 240cm x 240cm, ενώ του τοιχώματος 20cm x 150cm. Οι οπλισμένες διατομές του πυρήνα και του τοιχώματος είναι οι παρακάτω:



Σχήμα 2.13. Οπλισμένες διατομές τοιχωμάτων

2.6. Καθορισμός Φορτίσεων

Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση και εφαρμόστηκαν στις πλάκες είναι τα παρακάτω:

➔ Μόνιμα Φορτία

Βάρος Σκυροδέματος 25 kN/m^3
Φορτίο επικάλυψης πλακών $g_c=1 \text{ kN/m}^2$
Φορτίο μόνιμο κατανεμημένο $g=1.50 \text{ kN/m}^2$

Το ίδιο βάρος του φορέα υπολογίζεται αυτόματα με βάση το ειδικό βάρος σκυροδέματος και τις διαστάσεις των επιμέρους μελών του.

➔ Κινητά Φορτία

Κινητό φορτίο πλακών $q=5 \text{ kN/m}^2$

Σύμφωνα με **EN1991-1-1 (Κεφάλαιο 6° : Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια)** για κατηγορία χρήσης C (χώροι συνάθροισης) οι συντελεστές συνδυασμού ψ μεταβλητών δράσεων για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.) είναι τα εξής:

Πίνακας 2.3. Δράσεις Φορτίων

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30 \text{ kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30 \text{ kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	0	0	0
Φορτία χιονοί επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη της CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000 \text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη της CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000 \text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Βαρέα οχήματα (μη-πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

2.7. Βλάβες Φορέα

Μετά από οπτικό έλεγχο παρατηρήθηκε η ύπαρξη έντονης διάβρωσης του χάλυβα οπλισμού, σπηλαιώσεις σκυροδέματος καθώς και ύπαρξη υγρασίας και ρηγματώσεων σε δομικά στοιχεία όλων των σταθμών. Παρακάτω δίνονται μερικά ενδεικτικά παραδείγματα.



Σχήμα 2.17. Σπηλαιώση σκυροδέματος και εκτεθειμένος οπλισμός υποστυλώματος



Σχήμα 2.18. Διάβρωση οπλισμού και αποκόλληση σκυροδέματος επικάλυψης πλακών 1^{ου} ορόφου



Σχήμα 2.19. Αποκάλυψη οπλισμού υποστυλωμάτων

3. Αποτίμηση Υφιστάμενου Φορέα

Η διαδικασία περιλαμβάνει λεπτομερή καταγραφή της τρέχουσας κατάστασης της κατασκευής, συμπεριλαμβανομένων των λεπτομερειών κατασκευής της, του ιστορικού συντήρησης και τυχόν βλαβών ή φθορών που παρατηρήθηκαν. Οι επιτόπιες μετρήσεις είναι επίσης κρίσιμες για την καταγραφή της ακριβούς κατάστασης της δομής. Η αξιοπιστία των συλλεγόμενων δεδομένων εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως η ακρίβεια μέτρησης και η ποιότητα των εγγραφών, που επηρεάζουν άμεσα τους υπολογισμούς που σχετίζονται με τις ενέργειες και τις αντιστάσεις της κατασκευής. Μετά από γεγονότα όπως ένας σεισμός, τα μέτρα ασφαλείας πρέπει να εφαρμόζονται έγκαιρα, με αποφάσεις να βασίζονται στη σοβαρότητα της ζημιάς και τη σημασία του κτιρίου. Η συλλογή δεδομένων μετά από τέτοια περιστατικά θα πρέπει να περιλαμβάνει αρχεία, εκθέσεις από αρμόδιες αρχές και αξιολογήσεις εμπειρογνομόνων για να διασφαλιστεί η συνολική κατανόηση της έκτασης της ζημιάς. Αυτή η διεξοδική διαδικασία τεκμηρίωσης είναι ζωτικής σημασίας για τη λήψη τεκμηριωμένων αποφάσεων σχετικά με την ασφάλεια, τις επσκευές και τη μελλοντική δομική ανθεκτικότητα.

3.1. Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ

Γενικά, το Επίπεδο Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) υποδεικνύει πόσο επαρκείς είναι οι πληροφορίες σχετικά με ένα υπάρχον κτίριο, εστιάζοντας σε δεδομένα που επηρεάζουν την αντοχή και την απόδοσή του. Λαμβάνεται υπόψη τόσο κατά τη διαδικασία αξιολόγησης όσο και κατά τη διαδικασία επανασχεδιασμού. Το ΣΑΔ μπορεί να διαφέρει σε διάφορα μέρη του κτιρίου, όπως μεμονωμένους ορόφους ή τμήματα ορόφου, τα οποία θα πρέπει να περιλαμβάνουν τουλάχιστον το ένα τρίτο των κατακόρυφων στοιχείων και τουλάχιστον τρία στοιχεία. Επιπλέον, σε συγκεκριμένα δομικά στοιχεία σε μια περιοχή μπορεί να εκχωρηθεί υψηλότερο ΣΑΔ από τη συνολική περιοχή, με την προϋπόθεση ότι αυτό τεκμηριώνεται σωστά σύμφωνα με τις σχετικές οδηγίες.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην Παράγραφο 3.6.2 ορίζει 3 στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων, από την χαμηλότερη ως την υψηλότερη :

- 1) Ανεκτή
- 2) Ικανοποιητική
- 3) Υψηλή

Τα κριτήρια καθορισμού της ΣΑΔ αφορούν το επίπεδο γνώσης των υλικών (ΣΑΔΥ), της γεωμετρίας (ΣΑΔΓ) και των κατασκευαστικών λεπτομερειών (ΣΑΔΛ). Το γεωμετρικό κριτήριο χωρίζεται σε 2 υποκατηγορίες: ΣΑΔΓ1, ΣΑΔΓ2 εκ των οποίων η δυσμενέστερη θα το χαρακτηρίσει.

Πίνακας 3.1. Στάθμη Αξιοπιστίας Γεωμετρικών Δεδομένων

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ								
				ΣΑΔΓ (= η δυσμενέστερη μεταξύ των ΣΑΔΓ1 & ΣΑΔΓ2)						ΣΑΔΛ		
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ (ΣΑΔΓ1)			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ. (ΣΑΔΓ2)			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
				Ανακτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανακτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανακτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδοτεγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)		✓			✓			✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)		✓			✓		✓	✓
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓		✓			✓		
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓		✓	✓		✓	✓
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓	✓		✓	✓	✓	✓	
	✓	6	Δεδομένο που έχει ενλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓	✓	✓	

3.1.1. Κριτήρια καθορισμού της ΣΑΔ

Ο καθορισμός του Συντελεστή Αβεβαιότητας Δεδομένων (ΣΑΔ) πραγματοποιείται βάσει των παρακάτω κριτηρίων:

(α) Για κάθε δεδομένο που εξετάζεται, ο ΣΑΔ αντιμετωπίζεται με τις αντίστοιχες προβλέψεις χειρισμού κατά τον σχεδιασμό του εκάστοτε δομικού στοιχείου.

(β) Ο ΣΑΔΥ σχετίζεται με το επίπεδο γνώσης των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών. Ο προσδιορισμός του γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις της § 3.7 του Κανονισμού και, ειδικότερα:

- ➔ στη § 3.7.1.3 για το σκυρόδεμα,
- ➔ στη § 3.7.2.1 για τον χάλυβα οπλισμού,
- ➔ στη § 3.7.2.2 για τον χάλυβα προεντάσεως και
- ➔ στη § 3.7.3 για τους τοίχους πλήρωσης.

Για μεμονωμένα δομικά στοιχεία ισχύουν τα εξής:

Σκυρόδεμα: Για τον προσδιορισμό της αντοχής, εφαρμόζονται υποχρεωτικά οι έμμεσες μέθοδοι της § 3.7.1.3. Ειδικότερα, για κατάταξη σε υψηλή κατηγορία ΣΑΔΥ απαιτείται η λήψη τουλάχιστον ενός πυρήνα από κατάλληλη θέση του στοιχείου.

Χάλυβας οπλισμού: Για τον προσδιορισμό της κατηγορίας χάλυβα, εφαρμόζεται υποχρεωτικά ο έλεγχος της § 3.7.2.1. Για κατάταξη σε υψηλή ΣΑΔΥ απαιτείται η λήψη τουλάχιστον ενός δείγματος από κατάλληλη θέση του στοιχείου.

(γ) Ο ΣΑΔΓ αφορά το επίπεδο γνώσης των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του φορέα. Ως γεωμετρικά στοιχεία νοούνται, κυρίως, το είδος, η διάταξη και οι διαστάσεις του φορέα θεμελίωσης και ανωδομής, καθώς και τα πάχη και τα βάρη τοιχοπληρώσεων, επιστρώσεων και επενδύσεων.

Η κατάταξη του ΣΑΔΓ καθορίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 του Κανονισμού. Για μεμονωμένα στοιχεία, η ένταξη σε υψηλότερη κατηγορία ΣΑΔΓ προϋποθέτει την πλήρωση των απαιτήσεων του ίδιου πίνακα.

(δ) Ο ΣΑΔΔ σχετίζεται με το επίπεδο γνώσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών, δηλαδή της διάταξης και των λεπτομερειών όπλισης των επιμέρους δομικών στοιχείων. Ο προσδιορισμός του γίνεται επίσης βάσει του Πίνακα 3.2. Για μεμονωμένα στοιχεία, η κατάταξη σε υψηλότερη κατηγορία ΣΑΔΔ απαιτεί την ικανοποίηση των αντίστοιχων απαιτήσεων του πίνακα.

3.2. Στάθμες επιτελεστικότητας

Για την αντιμετώπιση ευρύτερων κοινωνικών και οικονομικών αναγκών, ορίζονται διαφορετικά «επίπεδα απόδοσης» (επιθυμητές συμπεριφορές) με βάση τους συγκεκριμένους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι για αξιολόγηση ή επανασχεδιασμό (όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.2.) συνδυάζουν ένα επίπεδο απόδοσης με ένα σεισμικό γεγονός, λαμβάνοντας υπόψη μια ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης αυτού του συμβάντος κατά τη διάρκεια της τεχνικής διάρκειας ζωής του κτιρίου. Ο κανονισμός προσδιορίζει επίσης στόχους επανεπιθεώρησης που επικεντρώνονται αποκλειστικά στη φέρουσα κατασκευή και στις τοιχοποιίες. Η σχετική ενότητα του ΕΚ 8-3 (§ 2.1(2)) υποστηρίζεται από τον Πίνακα 3.2., ο οποίος σκιαγραφεί όλους τους πιθανούς στόχους αξιολόγησης και επανασχεδιασμού για μια δομή.

Πίνακας 3.2. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού

$a_g / a_{g,ref}$	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1⁺	B1⁺	Γ1⁺
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2⁺	B2⁺	Γ2⁺
0.60	A3	B3	Γ3
0.45	A3⁺	B3⁺	Γ3⁺
0.35	A3	B4	Γ3
0.24	A4⁺	B4⁺	Γ4⁺
<0.25	A4	B4	Γ4

Όπου: $a_{g,ref}$ είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου και a_g είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση.

Κατά ΚΑΝΕΠΕ ορίζονται οι εξής 3 στάθμες (Πίνακας 2.1) :

α. «**Περιορισμένες βλάβες**» (**A**) : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

β. «**Σημαντικές βλάβες**» (**B**): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

γ. «**Οιονεί κατάρρευση**» (**Γ**): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

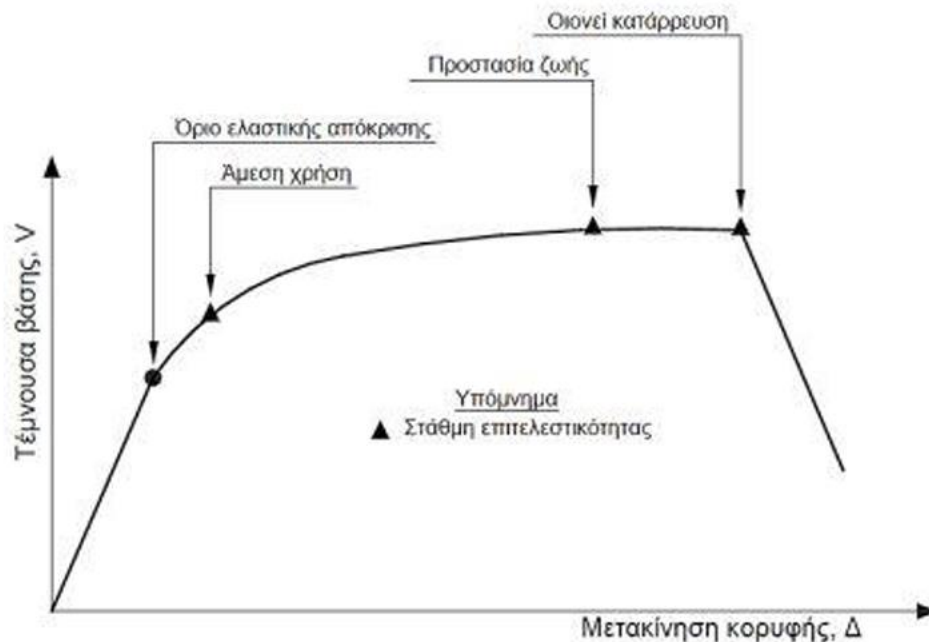
Με την 3η αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για 9 διαφορετικές περιόδους επαναφοράς , εισάγονται πλέον οι αντίστοιχες Στάθμες Σεισμικές Επικινδυνότητας .

Πίνακας 3.3. Συσχέτιση περιόδου επαναφοράς σεισμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$a_g / a_{g,ref}$
2475	2%	1.80
975	5%	1.30
475	10%	1.00
225	20%	0.75
135	30%	0.60
70	50%	0.45
40	70%	0.35
20	90%	0.25
<20	>90%	<0.25

Όταν εντοπιστούν οι επιμέρους καμπύλες των δομικών στοιχείων και τα αντίστοιχα επίπεδα απόδοσης, μπορεί να δημιουργηθεί μια συνολική καμπύλη χωρητικότητας για ολόκληρη τη δομή. Τα σημεία που υποδεικνύουν διαφορετικά επίπεδα απόδοσης για ολόκληρη τη δομή απεικονίζονται στη συνέχεια σε αυτή την καμπύλη. Τα επίπεδα απόδοσης αντικατοπτρίζουν τη συνολική συμπεριφορά της δομής, αλλά αυτό δεν σημαίνει απαραίτητα ότι όλα τα μεμονωμένα στοιχεία έχουν περάσει σε διαφορετική κατάσταση απόδοσης. Επομένως, οι μηχανικοί πρέπει να χρησιμοποιούν ορθή κρίση για να ερμηνεύσουν τη συμπεριφορά της κατασκευής και να επιλέξουν κατάλληλα αντιπροσωπευτικά επίπεδα απόδοσης. Για να βοηθήσει σε αυτή τη διαδικασία, ο Ευρωκώδικας ταξινομεί τα δομικά

στοιχεία σε πρωτεύουσες και δευτερεύουσες κατηγορίες. Πρωτεύοντα στοιχεία είναι εκείνα που συμβάλλουν κυρίως στην αντοχή του κτιρίου κατά τη διάρκεια σεισμικών γεγονότων, ενώ τα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες κινήσεις και ζημιές, οι οποίες θεωρούνται αποδεκτές. Οι βλάβες των δευτερευόντων στοιχείων δεν θα επηρεάσουν την ευστάθεια της κατασκευής.



Σχήμα 3.1. Καμπύλη ικανότητας ολόκληρης της κατασκευής

3.2.1. Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού

Για την κάλυψη ευρύτερων κοινωνικοοικονομικών αναγκών, στον Κανονισμό καθορίζονται διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας, δηλαδή στοχευόμενες συμπεριφορές του κτιρίου υπό δεδομένους σεισμούς σχεδιασμού. Στο πλαίσιο αυτό, οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (βλ. Πίνακα 3.2) ορίζονται ως συνδυασμοί μίας στάθμης επιτελεστικότητας με μία αντίστοιχη σεισμική δράση, λαμβάνοντας υπόψη την «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου».

Επιπλέον, στον παρόντα Κανονισμό οι στόχοι επανελέγχου εστιάζουν αποκλειστικά στον φέροντα οργανισμό και στις τοιχοπληρώσεις. Η σχετική πρόβλεψη του ΕΚ 8-3 (§ 2.1(2)) υλοποιείται μέσω του Πίνακα 2.1, στον οποίο παρουσιάζεται το πλήρες φάσμα των δυναμικών στόχων αποτίμησης ή ανασχεδιασμού ενός δομήματος.

Τέλος, εισάγεται η έννοια της σεισμικής κλάσης κτιρίου, η οποία ορίζεται ως ο μέγιστος στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού που μπορεί να εξασφαλίσει ένα κτίριο για μία επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας. Ιδιαίτερη σημασία έχει το γεγονός ότι η σεισμική κλάση η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές Βλάβες») θεωρείται ως η βασική σεισμική κλάση.

Πίνακας 3.4. Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων κτιρίων.

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

Πίνακας 3.5. Ελάχιστες βασικές σεισμικές κλάσεις υφισταμένων κτιρίων σπουδαιότητας I και II

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	Ελάχιστη Βασική Σεισμική Κλάση Κτιρίου
...<1985	B3
1985≤...<1995	B3 ⁺
1995≤...	B2 ⁺

3.3. Έλεγχος ασφαλείας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για την αποτίμηση και τον ενδεχόμενο ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών, ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022) προβλέπει ότι ο έλεγχος ασφαλείας πραγματοποιείται σε κατάλληλο μέλος, τμήμα ή ακόμη και στο σύνολο του δομήματος.

Σκοπός του ελέγχου είναι να αποδειχθεί ότι το κρίσιμο εντατικό ή παραμορφωσιακό μέγεθος που προκύπτει από τις επιβαλλόμενες δράσεις είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα του φορέα.

Η γενική μορφή της εξίσωσης ασφαλείας, κοινή με αυτήν που χρησιμοποιείται στους Ευρωκώδικες, διατυπώνεται ως εξής:

$$S_d < R_d$$

όπου:

S_d : Τιμή σχεδιασμού (ή επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις. Υπολογίζεται από τη σχέση:

$$S_d = \gamma S_d \times S(S_k \times \gamma f)$$

R_d : Διαθέσιμη τιμή σχεδιασμού (ή επανελέγχου) της αντίστοιχης αντίστασης (εντατικού ή παραμορφωσιακού μεγέθους). Δίνεται από:

$$R_d = \left(\frac{1}{\gamma_{Rd}}\right) \times R\left(\frac{R_k}{\gamma_m}\right), \text{ όπου:}$$

- S_k : Αντιπροσωπευτική τιμή των βασικών ή τυχηματικών δράσεων, με ορισμένη πιθανότητα υπέρβασης σε χρονικό ορίζοντα 50 ετών.
- R_k : Αντιπροσωπευτική τιμή των ιδιοτήτων των υλικών που καθορίζουν την αντίσταση, με ορισμένη πιθανότητα υποσκέλισης.

- γ_b, γ_m : Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών αντίστοιχα, ώστε να λαμβάνονται υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.
- γ_{sd}, γ_{rd} : Συντελεστές ασφαλείας που ενσωματώνουν τις αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται τόσο οι συνέπειες των δράσεων όσο και οι διαθέσιμες αντιστάσεις (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ. 2, §§ 2.4.3–2.4.4).

3.4. Δράσεις

3.4.1. Βασικές – Μη Σεισμικές Δράσεις

Στο πλαίσιο της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού ενός υφιστάμενου φορέα, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι μόνιμες και μεταβλητές δράσεις που θεωρούνται βασικές. Οι δράσεις αυτές συνδυάζονται με τρόπο που να εκφράζει τη δυσμενέστερη συνεργία τους, σύμφωνα με την §4.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Οι αντίστοιχοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις (γ_i), όπως οι γ_g και γ_q , υιοθετούνται σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, με τις εξαιρέσεις που προβλέπει η §4.5.2.

3.4.2. Τυχηματικές Δράσεις – Σεισμός

Η σεισμική δράση, που αποτελεί την κύρια τυχηματική δράση, καθορίζεται από το επίπεδο επιτελεστικότητας που έχει τεθεί ως στόχος της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού (βλ. Κεφ. 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Όταν τα πρωτεύοντα στοιχεία του κτιρίου εμφανίζουν κρίσιμο λόγο ιξώδους απόσβεσης διαφορετικό από 5 %, εφαρμόζεται ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η , σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1 και την §4.6.3.γ.

Για τυπική πιθανότητα υπέρβασης 10 % εντός συμβατικού χρονικού ορίζοντα 50 ετών, η σεισμική δράση υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΕΚ 8-1.

Για διαφορετική πιθανότητα υπέρβασης στον ίδιο χρονικό ορίζοντα, χρησιμοποιείται ανάλογο ποσοστό της σεισμικής δράσης του ΕΚ 8-1, όπως ορίζεται στη §2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., λαμβάνοντας σε όλες τις περιπτώσεις τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ίσο με 1.

3.4.3. Φάσματα Απόκρισης

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 3η Αναθεώρηση 2022), η σεισμική απόκριση εκτιμάται με τη χρήση φασμάτων απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης, όπως αυτά ορίζονται στον Ευρωκώδικα 8-1 (ΕΚ 8-1). Τα φάσματα αυτά εκφράζονται ως συνάρτηση της ιδιοπεριόδου T του κτιρίου και είτε του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ξ είτε του δείκτη συμπεριφοράς q .

- Όταν εφαρμόζονται γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q , χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού $S_d(T)$.
- Σε περιπτώσεις μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, καθώς και γραμμικών μεθόδων που κάνουν χρήση τοπικού δείκτη m , εφαρμόζονται τα ελαστικά φάσματα $S_e(T)$.

3.4.4. Δυσκαμψίες Δομικών Στοιχείων

Η δυσκαμψία και η δυσστησία κάθε δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζονται με βάση:

- τα πραγματικά χαρακτηριστικά του στοιχείου,
- την καταπόνησή του κατά τη σεισμική φόρτιση,
- και τις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

Κατά κανόνα, χρησιμοποιείται η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή του στοιχείου, όπως καθορίζεται στα Κεφάλαια 7 και 8 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Όταν εφαρμόζονται ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης με ενιαίο δείκτη συμπεριφοράς q , και οι έλεγχοι εκτελούνται κυρίως σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να λαμβάνεται ως ποσοστό της δυσκαμψίας του σταδίου I, δηλαδή της δυσκαμψίας μη ρηγματωμένων στοιχείων.

3.5. Δείκτης συμπεριφοράς q

3.5.1. Γενικά

Κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών, όταν –σύμφωνα με τις προβλέψεις του Κεφαλαίου 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.– εφαρμόζεται ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς για το σύνολο του φορέα, η εκτίμηση της τιμής του γίνεται με γνώμονα τους παράγοντες που συμβάλλουν στη διάχυση και κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας. Οι παράγοντες αυτοί εξειδικεύονται αναλυτικά στην §4.6.2.

Για λόγους ασφαλείας, ο κανονισμός επιτρέπει τη χρήση συντηρητικών παραδοχών κατά την εκτίμηση αυτών των παραμέτρων.

Ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει οριστεί ως στόχος της αποτίμησης ή του ανασχεδιασμού (βλ. Κεφ. 2), υιοθετούνται διαφοροποιημένες τιμές του δείκτη q^* . Ως τιμή αναφοράς λαμβάνεται η q' , η οποία αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές Βλάβες») και συνάδει με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8-1 για τον σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Ειδικότερα, για τη στάθμη επιτελεστικότητας Α, ο τελικός δείκτης συμπεριφοράς λαμβάνει τιμές λίγο μεγαλύτερες της μονάδας και πάντως μικρότερες από 1,5.

Σε κτίρια όπου η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών κρίνεται σημαντική, συνιστάται η συνδυασμένη εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης με δυναμική ελαστική ανάλυση (§5.7.2.β).

Στην περίπτωση αυτή, όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι εκτελούνται με και τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται αύξηση έως 25 % των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου.

Πίνακας 3.6. Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό)

Στάθμη επιτελεστικότητας		
«Περιορισμένες βλάβες» (Α)	«Σημαντικές βλάβες» (Β)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
0,6	1,0	1,4
πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$		

3.5.2. Παράγοντες Εκτίμησης του Δείκτη Συμπεριφοράς q

Κατά τη φάση αποτίμησης ενός κτιρίου, η τελική τιμή του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς (q) προσδιορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα εξής:

- Χρόνος κατασκευής του κτιρίου και η εποχή μελέτης/κατασκευής του.
- Την υφιστάμενη στάθμη βλαβών (και φθοράς) στα πρωτεύοντα δομικά στοιχεία.
- Την ικανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, όχι μόνο στα πρωτεύοντα αλλά και στα δευτερεύοντα στοιχεία, καθώς και τον βαθμό πλαστιμότητας που δύναται να επιτευχθεί.
- Τον βαθμό τακτικότητας του φορέα σε κάτοψη και καθ' ύψος, καθώς και το επίπεδο κατασκευαστικής ακεραιότητας.
- Τον τρόπο που σταθμίζονται οι ατέλειες (π.χ. γεωμετρικές) και η επίδρασή τους στη συνολική απόκριση.
- Τη διατήρηση της τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές ελέγχου του κάθε δομικού στοιχείου.
- Τη διαθεσιμότητα επαρκών επικουρικών και βοηθητικών μηχανισμών αντισεισμικής συμπεριφοράς (π.χ. τοιχοπληρώσεις, διαφράγματα κ.λπ.).

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς μπορεί, εφόσον πληρούνται οι σχετικές προϋποθέσεις (βλ. §5.7.2.β), να αυξηθεί έως και 25%, όταν συνδυάζονται στατική ανελαστική με δυναμική ελαστική ανάλυση.

Πίνακας 3.7. Τιμές του δείκτη q' για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Β

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995 ≤ ...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985 ≤ ... < 1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
... < 1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Παρατηρήσεις:

1. Κατά τον καθορισμό των τιμών λαμβάνεται υπόψη και η επίδραση των τοιχοπληρώσεων.
2. Εφόσον οι ανώτερες ιδιομορφές έχουν σημαντική συμμετοχή, μπορεί να εφαρμοστεί συνδυασμός στατικής ανελαστικής και δυναμικής ελαστικής ανάλυσης, επιτρέποντας αύξηση έως 25% των τιμών q .
3. Σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας, όπου οι δράσεις του σεισμού είναι μικρότερες από το 50% των προβλεπόμενων τιμών, οι ανωτέρω τιμές q μειώνονται κατά το ένα τρίτο (1/3) και σε κάθε περίπτωση δεν υπερβαίνουν το 1.0.

3.6. Παραδοχές – Δεδομένα για την ανάλυση

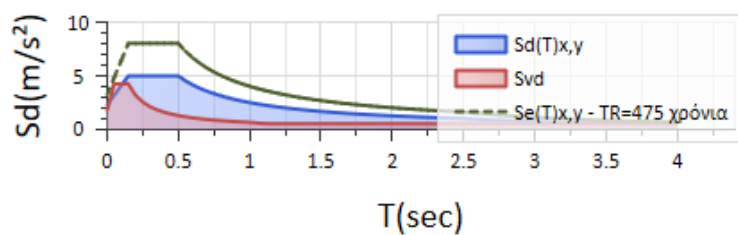
Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. λήφθηκαν υπόψη τα εξής δεδομένα:

- Το κτίριο κατατάσσεται στη **Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙΙ** ($\gamma_1=1.10$) βάσει του Πίνακα 4.3 της §4.2.5 κατά EC-8.
- Επιλέχθηκε κατηγορία πλαστιμότητας μέση (**ΚΠΜ**), με βάση τα υλικά του υφιστάμενου κτιρίου.
- Χρησιμοποιήθηκε συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς **$q=1,7$** στον υφιστάμενο φορέα (σύμφωνα με Πίνακα 3.7. για κτίρια προ του 1985) ώστε να ληφθεί υπόψη η περιορισμένη πλαστιμότητα λόγω της παλαιότητας των υλικών.
- Θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B ($S=1.20$, $T_B=0.15\text{sec}$, $T_C=0.50\text{sec}$, $T_D=2.50\text{sec}$)
- Το κτίριο βρίσκεται στη σεισμική ζώνη **Z2**, με τιμή μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης **$a_{gR} = 0,24g$** .
- Επιλέχθηκε **στάθμη επιτελεστικότητας B₁** (με βάση τον Πίνακα 3.2.) , το οποίο αντιστοιχεί σε σοβαρές αλλά επισκευάσιμες βλάβες.
- Περίοδος Επαναφοράς $T_R=475$ χρόνια ($P=10\%$ σε 50 χρόνια) (βλέπε Πίνακα 3.3)
- Θεωρήθηκε στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων **ΣΑΔΓ₂ (Ικανοποιητική)**, καθώς τα περισσότερα δεδομένα έχουν προέλθει από την αρχική μελέτη του κτιρίου ενώ έγινε εργαστηριακός έλεγχος μόνο για το 30% των υποστυλωμάτων και 15% των δοκών (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.7.1.3. (γ))

Παρακάτω παρουσιάζονται τα δεδομένα όπως εμφανίζονται στο ΡΑΦ.

Είδος Έργου - Αποτίμηση/Ενισχύσεις	
Επίλυση για Αποτίμηση/Ενισχύσεις Υφιστάμενης Κατασκευής	☒
Οπλισμένο Σκυρόδεμα	
Κανονισμός:	ΚΑΝ.ΕΠΕ.
Ελαστική Ανάλυση Χωρίς Ικανοτικό (επιβάλλει Στάθμη Επιτελεστικότητας A):	☐
Τιμές Υλικών:	Μέσες Τιμές
Κατηγορία συντελεστή γSd	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
Ελαστική ανάλυση για αποτίμηση με επαύξηση του γSd κατά 0.15	☐ Off
- Συντελεστής γSd	1.00
Φέρουσα Τοιχοποιία	
Κανονισμός:	EK8-3
Επίδοση - Επιτελεστικότητα Κτιρίου	
Τιμές Συντελεστών:	Σύμφωνα με τον επιλεγμένο κανονισμό για Οπλισμένο Σκυρόδεμα
Επίπεδο Επιτελεστικότητας:	B-Σημαντικές Βλάβες
Περίοδος Επαναφοράς TR:	TR=475 χρόνια - P=10% σε 50 χρόνια
ag/ag.ref=	1.00
ΣΑΔ	
ΣΑΔ(Γ) - Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων:	ΣΑΔ2-ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
- γG=	1.350
- γGe=	1.100
Μέθοδος Συντελεστή Συμπεριφοράς	
Μέθοδος συντελεστή συμπεριφοράς	q - καθολικός συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς
Δείκτης πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής	
μθ.pl	2.50

Σχήμα 3.2. Παράμετροι ανάλυσης



διότητα	Τιμή
Όνομα	Ευρωκώδικες
✚ Κατηγορία Πλαστιμότητας	
Κατηγορία Πλαστιμότη...	Κ.Π.Μ.
✚ Είδος Φάσματος	
Είδος Φάσματος	Σχεδιασμού
kw=	1.00
q0=	1.70
q=	1.70
qv=	1.50
Τύπος Φάσματος	Τύπος 1
Ανάλυση για Κατακόρυ...	ΟΧΙ
✚ Σπουδαιότητα	
Κατηγορία Σπουδαιότη...	III

Σχήμα 3.3. Φάσμα Σχεδιασμού

✚ Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους	
Σεισμική Ζώνη	Z2
ag-R/g-EC8.1=	0.24
ag-R/g=	0.24
ag/ag.ref=	1
ag-R/g=	0.24
ag=	2.3544 m/s ²
✚ Χαρακτηριστικές Περίοδοι	
Εδαφικός Τύπος	B
✚ Οριζόντιες Συνιστώσες	
S=	1.2
TB=	0.15 s
TC=	0.5 s
TD=	2.5 s
✚ Κατακόρυφη Συνιστώσα	
avg/ag=	0.9
TBv=	0.05 s
TCv=	0.15 s
TDv=	1 s
Συντελεστής β=	0.2

Σχήμα 3.4. Δεδομένα Εδαφικού τύπου

4. Μέθοδοι ανάλυσης

4.1. Γενικά

Στον τομέα της δομικής μηχανικής, η διεξαγωγή μιας ολοκληρωμένης ανάλυσης κτιρίου κάτω από διάφορους συνδυασμούς ενεργειών (όπως οι καταστάσεις αστοχίας και ορίων λειτουργικότητας) είναι υψίστης σημασίας. Αυτή η διαδικασία επιτρέπει στους μηχανικούς να προσδιορίζουν με ακρίβεια κρίσιμες παραμέτρους όπως εσωτερικές δυνάμεις, τάσεις και παραμορφώσεις. Οι γνώσεις που αποκτήθηκαν από αυτές τις αναλύσεις είναι στη συνέχεια ουσιαστικές για την επαλήθευση του εάν η δομή πληροί τα καθιερωμένα κριτήρια απόδοσης που περιγράφονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Η διασφάλιση της συμμόρφωσης μέσω τέτοιων λεπτομερών αξιολογήσεων εγγυάται την ασφάλεια, την ανθεκτικότητα και τη λειτουργικότητα του κτιρίου σε όλη την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής του, τηρώντας όλα τα σχετικά πρότυπα και τις βέλτιστες πρακτικές.

Οι βασικές μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση είναι οι εξής:

- **Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση**, με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη (m)
- **Ελαστική δυναμική ανάλυση** με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) ή τοπικό δείκτη (m)
- **Ανελαστική στατική ανάλυση**
- **Ανελαστική δυναμική ανάλυση** (ανάλυση χρονοϊστορίας)

4.2. Ελαστική στατική ανάλυση

4.2.1. Προϋποθέσεις εφαρμογής

Σύμφωνα με τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 8-3, η χρήση της **στατικής ελαστικής μεθόδου ανάλυσης** επιτρέπεται μόνο εφόσον πληρούνται ορισμένες προϋποθέσεις (KAN.ΕΠΕ., 3η Αναθεώρηση 2022).

Οι βασικές συνθήκες που πρέπει να ικανοποιούνται συνοψίζονται ως εξής:

1. **Επαρκής λόγος αντοχής:** Για κάθε κύριο φέρον στοιχείο ο λόγος ικανότητας προς απαίτηση πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 2,5. Σε περίπτωση που ένας ή περισσότεροι από αυτούς τους λόγους υπολείπονται της τιμής 2,5, το κτίριο θα πρέπει να εμφανίζει κανονική διαμόρφωση σε κάτοψη και καθ' ύψος.
2. **Περιορισμένη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος:** Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T του κτιρίου πρέπει να είναι μικρότερη από $4 \times T_1$ ή 2 δευτερόλεπτα (όπως ορίζεται στον ΕΚ 8-1).
3. **Κανονικότητα δυσκαμψίας καθ' ύψος:** Ο λόγος της οριζόντιας μετακίνησης ενός ορόφου ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση του γειτονικού υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1,5 (εξαιρείται το ανώτερο επίπεδο του φορέα).
4. **Ομοιόμορφη κατανομή μάζας:** Δεν θα πρέπει να εμφανίζονται έντονες τοπικές διαφοροποιήσεις της μάζας σε κανένα επίπεδο του κτιρίου.

5. **Κανονικότητα κατά μήκος:** Σε κάθε στάθμη δεν επιτρέπεται σημαντική ανισοκατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας στην κάτοψη.
6. **Επαρκής φορέας σεισμικής ανάλληψης:** Το δομικό σύστημα πρέπει να διαθέτει ικανότητα ανάλληψης των σεισμικών δράσεων τουλάχιστον σε δύο αμοιβαία κάθετες διευθύνσεις.

Επιπλέον, ακόμη και αν δεν πληρούνται πλήρως οι παραπάνω προϋποθέσεις, μπορεί να επιτραπεί η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου υπό την προϋπόθεση ότι τεκμηριώνεται επαρκώς πως οι ενδεχόμενες αποκλίσεις δεν οδηγούν σε σοβαρές βλάβες. Σε αυτήν την περίπτωση, ο **συντελεστής συμπεριφοράς** q που προβλέπεται στην §4.5.1 μειώνεται κατά 0,15.

4.2.2. Δείκτης ανεπάρκειας

Για να εκτιμηθεί τόσο το μέγεθος όσο και η κατανομή των απαιτήσεων πλαστιμότητας (ανελαστικής συμπεριφοράς) στα βασικά φέροντα στοιχεία που αναλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις, είναι αναγκαία η εκτέλεση μιας προκαταρκτικής ελαστικής ανάλυσης του κτιρίου.

Με τον τρόπο αυτό υπολογίζονται, για κάθε πρωτεύον δομικό στοιχείο, οι λεγόμενοι δείκτες ανεπάρκειας (ή λόγοι λ), οι οποίοι δίνονται από τη σχέση:

$$\lambda = \frac{S}{R_m}, \text{ όπου:}$$

- **S:** το εντατικό μέγεθος (π.χ. καμπτική ροπή) που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων, όπως ορίζεται στην §4.4.2, με χρήση του ελαστικού φάσματος του Ευρωκώδικα 8-1 (χωρίς εφαρμογή συντελεστή μείωσης).
- **R_m :** η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη βάσει των μέσων τιμών αντοχής των υλικών (βλ. §5.1.4).

Οι τιμές του λόγου λ προσδιορίζονται τόσο κατά τη φάση αποτίμησης όσο και κατά τον ανασχεδιασμό για κάθε φέρον πρωτεύον στοιχείο.

Για κάθε όροφο, ο μεγαλύτερος υπολογισμένος λόγος λ , που αντιστοιχεί στο πιο επιβαρυνμένο στοιχείο, χαρακτηρίζεται ως κρίσιμος δείκτης λ για τον συγκεκριμένο όροφο.

4.3. Ελαστική δυναμική ανάλυση

4.3.1. Γενικά

Η μέθοδος ελαστικής ανάλυσης λειτουργεί με την παραδοχή μιας γραμμικής σχέσης μεταξυ τάσης και παραμόρφωσης, παρέχοντας μια απλοποιημένη προσέγγιση για την αξιολόγηση της δομικής συμπεριφοράς. Αυτή η τεχνική προσαρμόζει τις μετατοπίσεις και τα κριτήρια για να ληφθούν υπόψη πιθανές μη γραμμικές επιδράσεις που μπορεί να συμβούν κατά τη διάρκεια σεισμικών γεγονότων, με στόχο την ενίσχυση της ακρίβειας. Ενώ προβλέπει αποτελεσματικά την αρχική ελαστική απόκριση μιας κατασκευής υπό φορτίο, υστερεί στην πρόβλεψη της περίπλοκης ανακατανομής της τάσης που συμβαίνει καθώς τα δομικά στοιχεία αρχίζουν να υποχωρούν και να παραμορφώνονται μόνιμα. Κατά συνέπεια, αν και χρήσιμο για προκαταρκτικές εκτιμήσεις, δεν μπορεί να αποτυπώσει πλήρως

την προοδευτική και μη γραμμική φύση της απόκρισης μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια και μετά από έναν σεισμό.

4.3.2. Προϋποθέσεις εφαρμογής

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 3η Αναθεώρηση 2022), η δυναμική ελαστική μέθοδος ανάλυσης εφαρμόζεται υπό συγκεκριμένες προϋποθέσεις:

1. Βασικό κριτήριο εφαρμογής

Η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν, για όλα τα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα, οι υπολογισθέντες δείκτες ανεπάρκειας λ δεν υπερβαίνουν την τιμή 2,5. Εναλλακτικά, είναι αποδεκτή η εφαρμογή της και όταν σε ένα ή περισσότερα στοιχεία παρατηρείται λόγος λ μεγαλύτερος από 2,5, υπό την προϋπόθεση ότι το κτίριο χαρακτηρίζεται από κανονική μορφολογία.

2. Δυνατότητα εφαρμογής αποκλειστικά για αποτίμηση

Ανεξάρτητα από το αν ισχύουν οι παραπάνω συνθήκες, επιτρέπεται η χρήση της δυναμικής ελαστικής μεθόδου αποκλειστικά για τους σκοπούς της αποτίμησης, εφόσον τεκμηριώνεται ότι δεν υπάρχουν σοβαρές ή ουσιώδεις βλάβες στον φέροντα οργανισμό. Στην περίπτωση αυτή, οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{Sd} , όπως ορίζονται στην §4.5.1 του κανονισμού, αυξάνονται κατά 0,15.

4.3.3. Μέθοδος φάσματος απόκρισης

Η σεισμική δράση που χρησιμοποιείται στη δυναμική ανάλυση καθορίζεται σύμφωνα με όσα προβλέπονται στην §5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η διαδικασία υλοποιείται ως εξής:

A. Μέθοδος ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης

Ο υπολογισμός των μέγιστων τιμών για κάθε ιδιομορφή πραγματοποιείται με τη μέθοδο της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών, όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8-1.

B. Συνδυασμός αποτελεσμάτων

Οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών, των μετακινήσεων, των διατμητικών δυνάμεων ανά όροφο και της διατμητικής δύναμης βάσης, που προκύπτουν από κάθε ιδιομορφή, συνδυάζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ 8-1.

Γ. Χωρική επαλληλία

Η τρισδιάστατη επαλληλία των παραπάνω μεγεθών πραγματοποιείται επίσης σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8-1.

4.3.4. Μέθοδος χρονοϊστορίας της απόκρισης

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2022), η ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιεί είτε πραγματικά είτε συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα βάσης, με σκοπό την αποτίμηση της δυναμικής απόκρισης του φορέα.

Το μητρώο απόσβεσης πρέπει να αποδίδει ρεαλιστικά τη συμπεριφορά απόσβεσης του κτιρίου σε στάθμη απόκρισης κοντά στο όριο διαρροής των δομικών στοιχείων, δηλαδή για τιμές όπως μέγιστες ροπές, τέμνουσες και αντίστοιχα αξονικά φορτία.

Όταν εφαρμόζονται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους (και των ταυτόχρονα δρώντων μεγεθών όπου απαιτείται). Αντίστοιχα, όταν χρησιμοποιούνται επτά ή περισσότερα επιταχυνσιογραφήματα—ή ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων για τρισδιάστατη ανάλυση—είναι αποδεκτό ο έλεγχος να βασίζεται στη μέση τιμή των υπολογισμένων μεγεθών.

Η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων πραγματοποιείται σύμφωνα με την παράγραφο §5.4.9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εναλλακτικά, μπορεί να εκτελεστεί τρισδιάστατη ανάλυση του προσομοιώματος με ταυτόχρονη εφαρμογή ζεύγους οριζόντιων συνιστωσών (επιταχυνσιογραφημάτων), μία σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου.

4.4. Ανελαστική στατική ανάλυση

4.4.1. Ορισμός και σκοπός

Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Static Pushover Analysis) περιλαμβάνει την εφαρμογή σταδιακά αυξανόμενων πλευρικών δυνάμεων ή μετατοπίσεων σε ένα μη γραμμικό δομικό μοντέλο μέχρι να επιτευχθεί μια προκαθορισμένη μετατόπιση στόχου ή κατάσταση αστοχίας. Αυτή η μέθοδος προσομοιώνει αποτελεσματικά τη συμπεριφορά των κατασκευών υπό σεισμικά ή άλλα πλευρικά φορτία λαμβάνοντας υπόψη τις μη γραμμικότητες των υλικών, τις εσωτερικές τάσεις και τις παραμορφώσεις. Με αυτόν τον τρόπο, παρέχει πολύτιμες πληροφορίες για τη χωρητικότητα και την απόδοση των κτιρίων, βοηθώντας τους μηχανικούς να εντοπίσουν πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας, να αξιολογήσουν τα περιθώρια ασφαλείας και να σχεδιάσουν πιο ελαστικές κατασκευές ικανές να αντέχουν σε ακραίες συνθήκες φόρτωσης.

Κύριος σκοπός της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Για κατ' εξοχήν πλαστικά στοιχεία, οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού.

4.4.2. Βασικές παραδοχές μεθόδου

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι βασικές παραδοχές της ανάλυσης είναι οι εξής:

α. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

β. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του (βλ. και §§5.7.3.2, 5.7.4.2). Αυτή η καμπύλη χρησιμεύει ως βάση για όλους τους απαραίτητους ελέγχους για να διασφαλιστεί ότι το κτίριο πληροί τα κριτήρια απόδοσης.

γ. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου (βλ. Κεφ. 4 και 9).

δ. Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση δ_t) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.

ε. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους.

4.4.3. Κόμβος ελέγχου και κατανομή σεισμικών φορτίων

Σε μια τυπική δομική ανάλυση, ο κόμβος ελέγχου τοποθετείται συνήθως στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου ή, στην περίπτωση των σοφитών, στην οροφή του υποκείμενου ορόφου. Οι κινήσεις του καθορίζονται με βάση υπολογισμούς που προέρχονται από συνθήκες στατικού φορτίου. Αυτή η προσέγγιση βοηθά στη διασφάλιση της σταθερότητας και της ασφάλειας της κατασκευής προβλέποντας με ακρίβεια τις μετατοπίσεις και τις αποκρίσεις σε διάφορα σενάρια φόρτωσης.

Σε μια τυπική προσέγγιση δομικής ανάλυσης, θα εφαρμόζονται συστηματικά οριζόντια στατικά φορτία σε κάθε επίπεδο διαφράγματος, αντανakλώντας την κατανομή των σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων. Για την ακριβή καταγραφή των επιπτώσεων της σεισμικής δραστηριότητας, θα ληφθούν υπόψη πολλαπλά σενάρια κατανομής φορτίου, λαμβάνοντας υπόψη τις διακυμάνσεις που προκαλούνται από τη δομική συμπεριφορά και την επίδραση υψηλότερων ιδιοτροπών. Αυτή η ολοκληρωμένη μεθοδολογία διασφαλίζει ότι όλα τα πιθανά φαινόμενα φορτίου αξιολογούνται διεξοδικά, οδηγώντας σε έναν πιο αξιόπιστο και ανθεκτικό σχεδιασμό που μπορεί να αντέξει αποτελεσματικά τις σεισμικές δυνάμεις και να διατηρήσει τη δομική ακεραιότητα υπό δυναμικές συνθήκες.

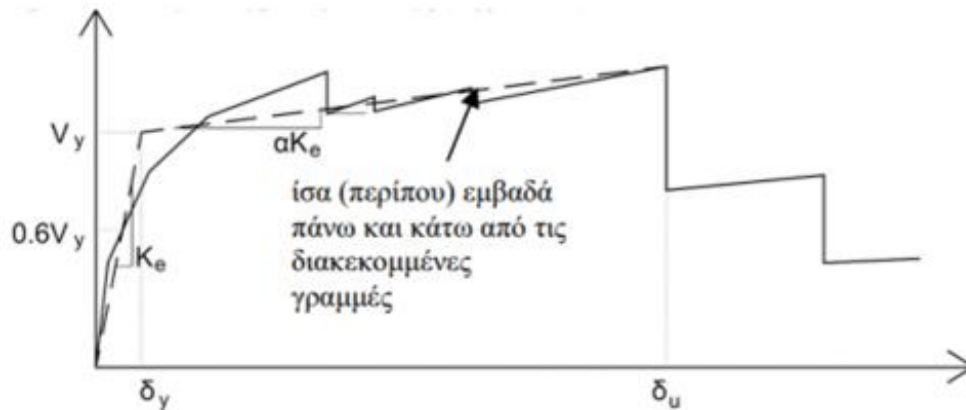
4.4.4. Καμπύλη ικανότητας Δύναμης-Μετακίνησης

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης–μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική (βλ. και §7.1), αποτελούμενη από:

Πρώτο κλάδο με κλίση K_e , που εκφράζει την ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία. Η τιμή K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60 % της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη.

Δεύτερο κλάδο με κλίση αK_e , όπου ο συντελεστής α προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα (Σχ. Σ5.2). Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν) αλλά να μην ξεπερνά το 0.10, ώστε να είναι συμβατή

και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της δt , όπως ο συντελεστής C_1 (βλ. §5.5.5.2β και §5.7.4.2α). (KAN.ΕΠΕ.)



Σχήμα 4.1. Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Η διαδικασία διγραμμικοποίησης βασίζεται στην κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (Σχήμα 4.1.). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15 %, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή).

Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60 % της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), ενώ η δύναμη διαρροής V_y , για τον υπολογισμό του δείκτη R της σχέσης (4.1), μπορεί να λαμβάνεται ως το 80 % της V_{max} .

$$R = \frac{Se/g}{V_y/W} \times Cm \quad (\text{Σχέση 4.1})$$

4.4.5. Ιδιοπερίοδος και στοχευμένη μετακίνηση

Η τιμή της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπερίοδου T_e υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \sqrt{(K_o / K_e)} \quad (5.5)$$

όπου:

- T : η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική δυναμική ανάλυση.
- K_o : η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία.
- K_e : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία, η οποία προσδιορίζεται σύμφωνα με την §5.7.3.4.(ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Εφόσον δεν υιοθετείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής του φορέα δ_t μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_e(T) \quad (5.6)$$

όπου $S_e(T)$ είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα απόκρισης του EC8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e . Οι διορθωτικοί συντελεστές C_0 , C_1 , C_2 , C_3 ορίζονται ως εξής:

→ Συντελεστής C_0

Συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα δυσκαμψίας K_e , δηλαδή $S_d = (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_e$, με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα (§5.7.3.4).(ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Πίνακας 4.1. Τιμές συντελεστή C_0

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

→ Συντελεστής C_1

Εκφράζει τον λόγο της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης προς την αντίστοιχη ελαστική ($\delta_{inel} / \delta_{el}$):

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T_e \geq T_c$$

$$C_1 = [1.0 + (R - 1) T_c / T_e] / R \text{ για } T_e < T_c$$

Όπου:

- T_e είναι η περίοδος έναρξης του κατιόντος κλάδου του φάσματος (EC8-1) και
- $R = V_{el} / V_y$ (5.7), ο λόγος ελαστικής απαίτησης προς αντίσταση διαρροής.

Η αντίσταση διαρροής V_y εκτιμάται από διγραμμικοποίηση του διαγράμματος «τέμνου-σας βάσης – μετακίνηση κορυφής» (§5.7.3.4).(KAN.ΕΠΕ)

Απλοποιητικά, προς το μέρος της ασφάλειας, μπορεί να ληφθεί:

- $V_y / W = 0.15$ για κτίρια με μικτό σύστημα,
- $V_y / W = 0.10$ για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

→ Συντελεστής C_2

Λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του υστερητικού βρόχου στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές εξαρτώνται από:

- Τον τύπο φορέα
- Τύπος 1: χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. προ του 1985, πλαστιμότητα μετακινήσεων < 2),
- Τύπος 2: υψηλής πλαστιμότητας (π.χ. μετά το 1985, πλαστιμότητα > 2),
- και τη στάθμη επιτελεστικότητας.

Πίνακας 4.2 Τιμές συντελεστή C_2

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1s$		$T_e \geq T_c$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

→ Συντελεστής C_3

Λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξης (P-Δ):

$$C_3 = 1 + 5 (\theta - 0.1) / T_e$$

όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (EC8-1).

Για συνήθεις κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος ή τοιχοποιίας, όπου $\theta < 0.1$, ισχύει απλοποιητικά $C_3 = 1.0$.

5. Αποτελέσματα αναλύσεων υφιστάμενης κατασκευής

Όπως ήδη έχει αναφερθεί η κατηγορία σπουδαιότητας της υφιστάμενης κατασκευής είναι ΙΙΙ, ενώ ο έλεγχος επάρκειας των δύο κτιρίων έγινε για στάθμη επιτελεστικότητας Β1 με περίοδο επαναφοράς τα 475 έτη. Για τον υφιστάμενο φορέα έχουν γίνει δύο αναλύσεις, καθώς μοντελοποιήθηκε σαν δύο ξεχωριστά κτίρια.

5.1. Αποτίμηση του δεξιού κτιρίου

Μετά τον ορισμό των απαραίτητων παραμέτρων (ενότητα 2.7. του παρόντος τεύχους), γίνεται η επιλογή του πλήθους των ιδιομορφών σε 6, πραγματοποιείται 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 που ορίζει ο ΕΚ8 και προκύπτουν οι ιδιοπερίοδοι για κάθε ιδιομορφή και κάθε θέση μάζας. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι για την πρώτη θέση μάζας (Πίνακας 5.1.).

Πίνακας 5.1. Χαρακτηριστικά ιδιομορφών για την ΘΜ1

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτηρίου																	
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις			Συντελεστές Συμμετοχής			Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας				
			T	f	ω	ω ²	ax	ay	az	vx	vy	vz	mx	my	mz	Σmx	Σmy
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]			[-]			[%]				
1	E1	No1	1.42774	0.70041	4.40079	19.36694	0.70695	0.70695		1.13457	41.95509		0.068	93.292		0.068	93.292
2		No2	1.38782	0.72056	4.52739	20.49729	0.72724	0.72724		-43.2179	1.81150		98.993	0.174		99.061	93.466
3		No3	1.25931	0.79408	4.98937	24.89380	0.80144	0.80144		2.99216	10.34841		0.475	5.676		99.536	99.142
4		No4	0.32842	3.04484	19.13130	366.00658	2.01806	2.01806		-0.00221	-0.33544		0.000	0.006		99.536	99.148
5		No5	0.30633	3.26449	20.51136	420.71606	2.01806	2.01806		-0.37870	3.67574		0.008	0.716		99.543	99.864
6		No6	0.25788	3.87783	24.36512	593.65908	2.01806	2.01806		-2.83994	-0.61497		0.427	0.020		99.971	99.884

Από τον παραπάνω πίνακα, παρατηρείται ότι το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ταλαντώνεται στην πρώτη ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο ίση με T=1.42sec. Η ιδιοπερίοδος βρίσκεται στο "φθίνων" τμήμα του φάσματος, γεγονός που συνεπάγεται ότι η κατασκευή χαρακτηρίζεται από μεγάλη ιδιοπερίοδο και συνεπώς εύκαμπτη συμπεριφορά. Αυτό οδηγεί σε σχετικά μικρές σεισμικές τέμνουσες αλλά μεγαλύτερες μετακινήσεις (λόγω παραμορφωσιμότητας). Επιπλέον παρατηρείται ότι στην απόκριση της κατασκευής συμμετέχει κατά κύριο λόγο οι δύο πρώτες ιδιομορφές οι οποίες ενεργοποιούν το 93% της ταλαντούμενης μάζας και για τους δύο άξονες.

Στον παρακάτω πίνακα (5.2.) παρουσιάζεται η στρεπτική αντίσταση του κτιρίου ενδεικτικά για την Θέση Μάζας 1, η οποία καθορίζεται από την απόσταση του κέντρου μάζας από το κέντρο ελαστικής στροφής σε κάθε στάθμη και για κάθε θέση μάζας ξεχωριστά.

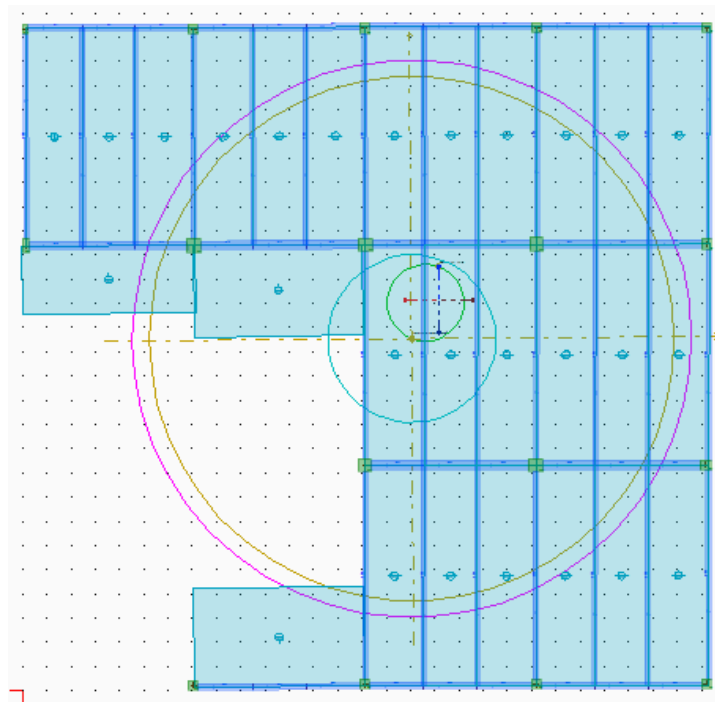
Πίνακας 5.2. Έλεγχος στρεπτικής αντίστασης της κατασκευής για την ΘΜ1

Ελλείψεις Ακτίων Δυστρεψίας - Αξιολόγηση Στατικής Συμπεριφοράς Κτηρίου													
α/α	Στάθμη	Θ.Μ.	ω _k	r _l	r _{ll}	e _{ol}	e _{oll}	e _o	l _s	e _{ol} <= 0.30·r _l	e _{oll} <= 0.30·r _{ll}	l _s <= r _l	l _s <= r _{ll}
			[°]	[m]									
0	Σ1	1	0.51	11.59	11.58	2.93	0.60	2.99	11.30	✓	✓	✓	✓
1	Σ2	1	0.39	11.54	11.51	0.30	1.60	1.63	10.83	✓	✓	✓	✓
2	Σ3	1	-0.10	11.55	11.60	2.97	0.69	3.05	11.30	✓	✓	✓	✓

Το δεξί τμήμα του κτιρίου έχει γενικά καλή στρεπτική αντίσταση. Παρακάτω παρουσιάζεται ενδεικτικά οι ελλείψεις δυστρεψίας για την στάθμη Σ_2 για την ΘΜ3.

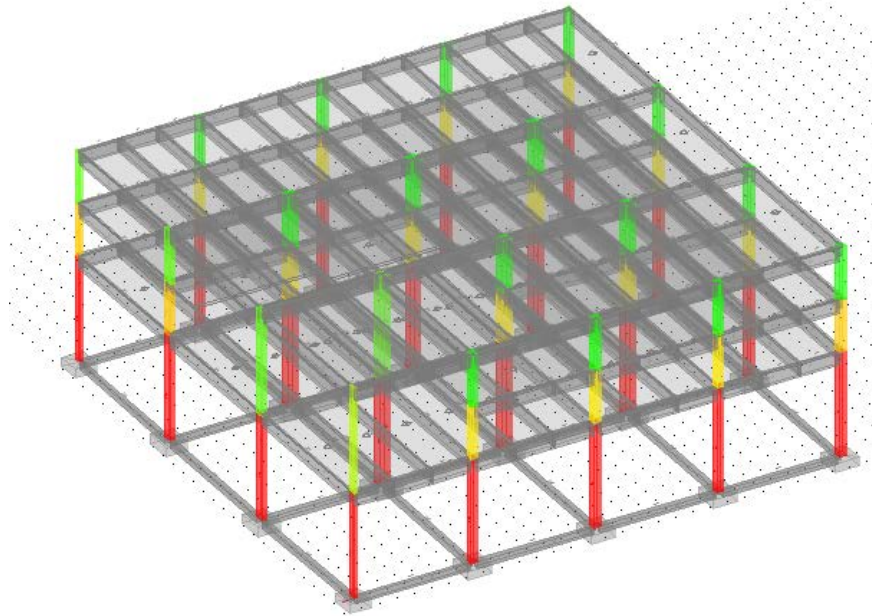
Υπενθυμίζεται ότι ως κέντρο μάζας ορίζεται το σημείο εφαρμογής της οριζόντιας σεισμικής δύναμης που αντιστοιχεί στη μάζα του ορόφου, ενώ ως κέντρο ακαμψίας το σημείο στο οποίο αν εφαρμοστεί οριζόντια δύναμη ο όροφος θα παραμορφωθεί μεταφορικά. Σημειώνεται ότι όσο περισσότερο αποκλείουν τα δύο κέντρα, τόσο μεγαλύτερες στρεπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στο διάφραγμα.

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.



Σχήμα 5.1. Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας στην στάθμη Σ_2

Με βάση την ανάλυση, είναι δυνατή η παρακολούθηση των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων, οι οποίες σύμφωνα με τον ΕΚ8 δεν επιτρέπεται να υπερβαίνουν το ποσοστό του $1.5\% \cdot H_{op}$ όπου H_{op} το ύψος του κάθε ορόφου. Το παρακάτω σχήμα (5.2.) απεικονίζει το χωρικό μοντέλο του κτιρίου. Η χρωματική ένδειξη υποδηλώνει το λόγο εξάντλησης κάθε στοιχείου, δηλαδή το μέγεθος που αναπτύσσεται προς το όριο που θέτει ο κανονισμός. Έτσι λοιπόν, η κόκκινη χρωματική ένδειξη αντιστοιχεί στα υποστυλώματα στα οποία υπάρχει υπέρβαση αυτού του ορίου ενώ για τα υπόλοιπα ικανοποιείται ο έλεγχος.



Σχήμα 5.2. Σχετικές μετακινήσεις υποστυλωμάτων

Παρατηρείται ότι τα υποστυλώματα των υψηλών ορόφων παρουσιάζουν μετακινήσεις εντός ορίων του κανονισμού, σε αντίθεση με εκείνα του ισόγειου. Αυτό συνεπάγεται ότι σε ισχυρό σεισμό, το ισόγειο είναι ο πρώτος όροφος που αναμένεται να υποστεί αστοχία (μεγάλες μετακινήσεις), δηλαδή δημιουργία μαλακού ορόφου.

Οι έλεγχοι που προηγήθηκαν αναφέρονται σε έλεγχο Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (ΟΚΑ) για τους εξής συνδυασμούς φόρτισης:

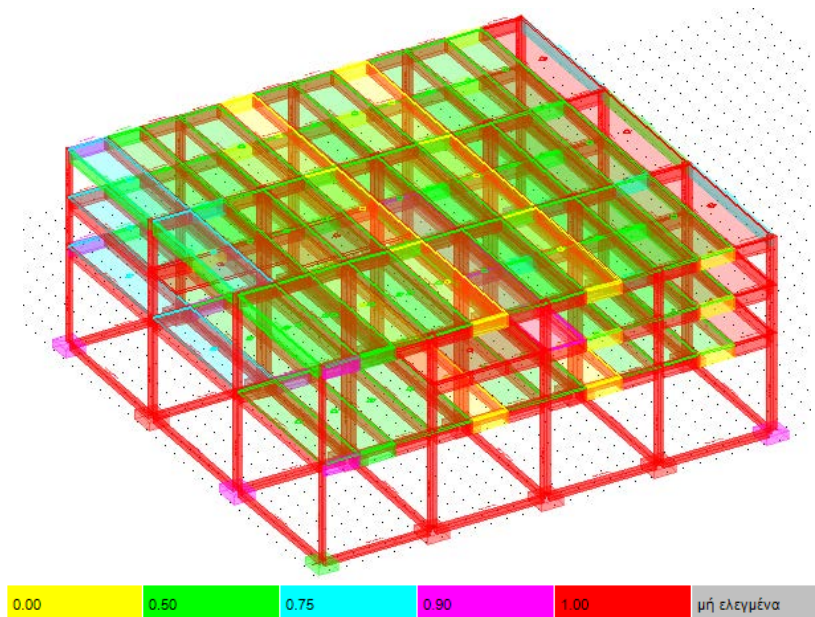
Πίνακας 5.3. Περιπτώσεις φόρτισης για τον έλεγχο επάρκειας

α/α	x	Είδος	Όνομα	σε Σ.Φ.	Ίδιο Βάρος
		Επιλέξτε μία ή περισσότερες Π.Φ. για διαγραφή			
1		Μόνιμα Φορτία	G	☒	☒
2		Κινητά Φορτία	Q	☒	
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		

Πίνακας 5.4. Συνδυασμοί Φόρτισης για τον έλεγχο επάρκειας στην Ο.Κ.Α.

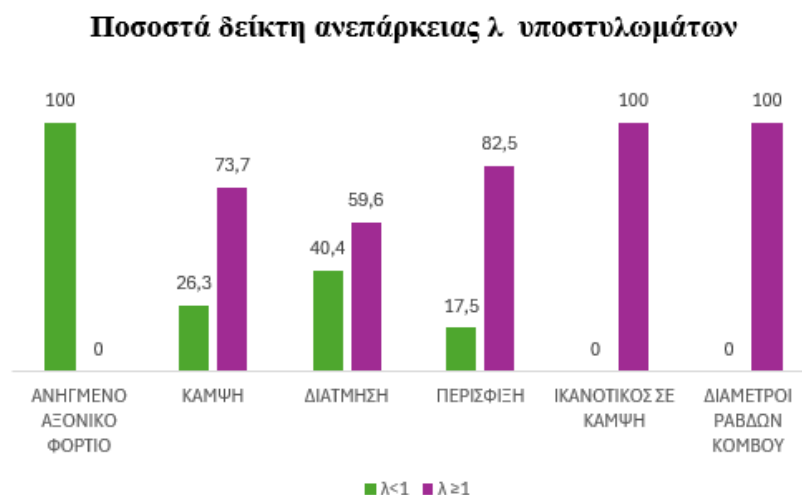
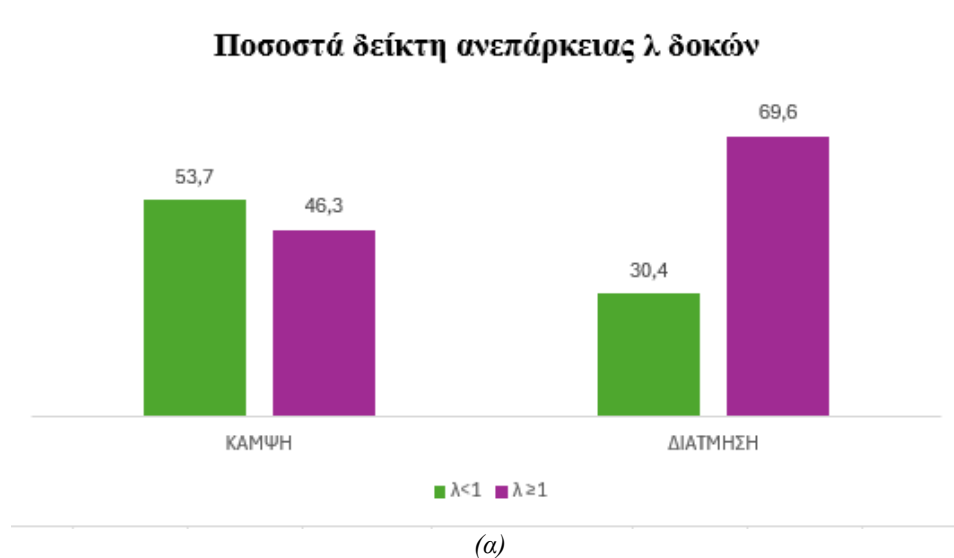
1	$G+Q$
2	$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$
3	$G + \psi_2 \cdot Q + E1$
4	$G + \psi_2 \cdot Q - E1$
5	$G + \psi_2 \cdot Q + E2$
6	$G + \psi_2 \cdot Q - E2$
7	$G + \psi_2 \cdot Q + E3$
8	$G + \psi_2 \cdot Q - E3$
9	$G + \psi_2 \cdot Q + E4$
10	$G + \psi_2 \cdot Q - E4$

Στη συνέχεια γίνεται ο έλεγχος επάρκειας της κατασκευής και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 5.3.) φαίνεται το χωρικό προσομοίωμα του κτιρίου 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 λ που προκύπτει για το εκάστοτε στοιχείο.



Σχήμα 5.3. Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών μελών

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 $\lambda < 1$. Από το σχήμα 5.3. διαπιστώνεται ότι μεγάλο ποσοστό των μελών φαίνεται να ανεπαρκούν, με ολική αστοχία για τα υποστυλώματα όλων των ορόφων. Παρακάτω παρουσιάζονται τα ποσοστά των δεικτών ανεπάρκειας λ , σε μορφή διαγραμμάτων, των οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων λόγω της καταπόνησής τους από τη σεισμική φόρτιση. Τα διαγράμματα κατασκευάστηκαν για δοκούς και υποστυλώματα της κατασκευής σύμφωνα με το πλήθος τους.



Σχήμα 5.4. Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας για (α) δοκούς, (β) υποστυλώματα

Παρατηρείται ότι ο κύριος τρόπος αστοχίας των δοκών είναι σε διάτμηση, των υποστυλωμάτων σε κάμψη, των πλακών σε λυγηρότητα και τέλος των πεδίων σε τάσεις εδάφους.

Όσον αφορά τα **υποστυλώματα**, διακρίνεται αποτυχία του ικανοτικού ελέγχου, της περίσφιξης καθώς και της αγκύρωσης υποστυλωμάτων. Αυτό πρακτικά συνεπάγεται ότι υπάρχει μη επιθυμητή μορφή αστοχίας (πρώιμη πλαστικοποίηση υποστυλωμάτων, θρυμματισμό κόμβου, αποκόλληση ράβδων).

Οι **δοκοί** αστοχούν σε κάμψη και διάτμηση, με αποτέλεσμα η συνολική σεισμική απόδοση του κτιρίου να επιδεινώνεται σημαντικά. Σε συνδυασμό με την αποτυχία των υποστυλωμάτων, ο φορέας χάνει το βασικό πλεονέκτημα του ικανοτικού σχεδιασμού. Η σύμπτωση αυτών των δύο μορφών ανεπαρκείων καταδεικνύει ότι ο φορέας στερείται πλαστικής συμπεριφοράς και δεν διαθέτει τους απαραίτητους μηχανισμούς διάχυσης και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Επιπλέον, η διατμητική αστοχία στις δοκούς και τα υποστυλώματα εμφανίζεται κυρίως λόγω αραιών συνδετήρων (Φ8/20cm), όπως συνηθιζόταν την εποχή εκείνη.

5.2. Αποτίμηση του αριστερού κτιρίου

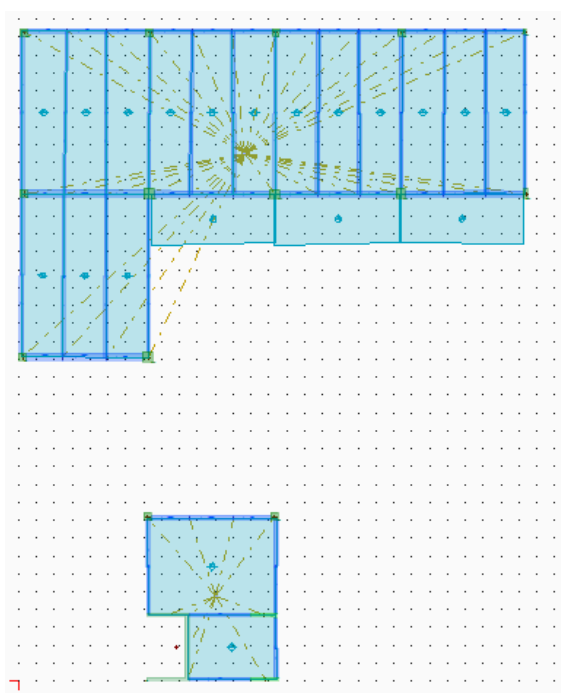
Μετά τον ορισμό των παραμέτρων (ενότητα 2.7. του παρόντος τεύχους), γίνεται η επιλογή του πλήθους των ιδιομορφών σε 6 και πραγματοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής. Το κτίριο διαθέτει πυρήνα και δύο τοιχώματα. Ο πυρήνας τείνει να δημιουργεί στρέψη στον φορέα το οποίο οδηγεί σε ψαθυρή μορφή αστοχίας (μη επιθυμητό). Αναμένεται δηλαδή διαφορετική συμπεριφορά του κτιρίου, σε σχέση με το δεξί κτίριο, παρόλο που είναι συμμετρικά ως προς τον οπλισμό.

Πίνακας 5.5. Χαρακτηριστικά ιδιομορφών για την ΘΜ1

α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις			Συντελεστές Συμμετοχής			Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας				
			T	f	ω	ω ²	αx	αy	αz	v _x	v _y	v _z	m _x	m _y	m _z	Σm _x	Σm _y
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]			[-]			[%]				
1	E1	No1	1.29628	0.77144	4.84710	23.49437	0.77849	0.77849		-38.0156	0.53646		69.180	0.014		69.180	0.014
2		No2	0.95348	1.04879	6.58971	43.42432	1.05843	1.05843		-0.55390	-44.1443		0.015	93.283		69.194	93.297
3		No3	0.64143	1.55901	9.79553	95.95235	1.57451	1.57451		23.69560	-0.31565		26.877	0.005		96.072	93.302
4		No4	0.25371	3.94155	24.76549	613.32932	2.01806	2.01806		-3.95023	0.49597		0.747	0.012		96.819	93.313
5		No5	0.16249	6.15423	38.66815	1495.22547	2.01806	2.01806		-1.31906	-10.9286		0.083	5.717		96.902	99.031
6		No6	0.12556	7.96455	50.04277	2504.27878	1.99613	1.99613		-4.53246	-0.83305		0.983	0.033		97.885	99.064

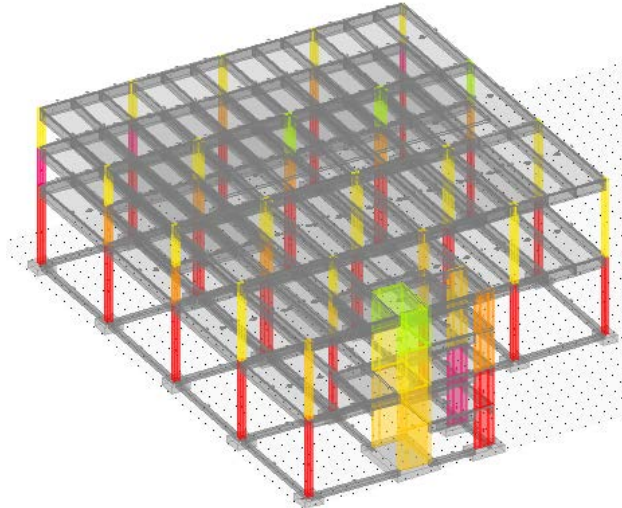
Παρατηρείται ότι το κτίριο εξακολουθεί να έχει αρκετά μεγάλη ιδιοπερίοδο ($T=1.30$ sec) σε σύγκριση με το προηγούμενο ($T=1.42$ sec), που υποδηλώνει ότι το κτίριο είναι εξαιρετικά εύκαμπτο. Επιπλέον, διαπιστώνεται ότι απαιτούνται δύο ιδιομορφές για να ενεργοποιηθεί το 93% της μάζας του κτιρίου. Το κτίριο έχει πολύ μικρή ενεργοποίηση στον y άξονα (0.014%) το οποίο συνεπάγεται πολύ μεγάλη δυσκαμψία στον y λόγω τοιχωμάτων και πυρήνα.

Όσον αφορά τον έλεγχο στρεπτικής ευαισθησίας δεν ήταν δυνατόν να πραγματοποιηθεί (κατά ΕΚ8-§4.2.3.2(6) και §4.2.3.2(1)), καθώς στη στάθμη Σ2 εμφανίζονται περισσότερα του ενός διαφράγματα (Σχήμα 5.5.) και δεν ήταν στις δυνατότητες του λογισμικού να κάνει τον έλεγχο σε τέτοιες περιπτώσεις. Ως εκ τούτου, το κτίριο χαρακτηρίζεται συντηρητικά ως στρεπτικά ευαίσθητο, σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού.



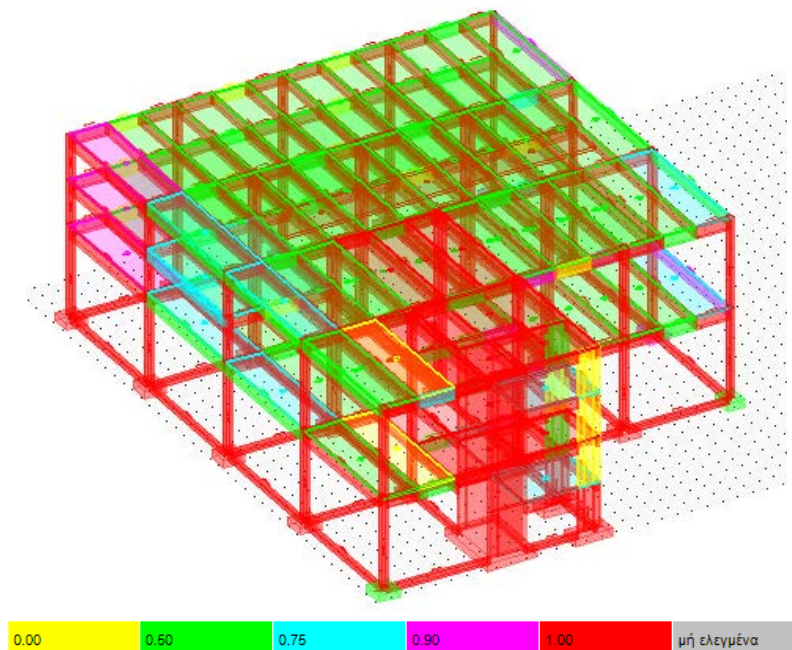
Σχήμα 5.5. Απεικόνιση διαφραγμάτων στάθμης Σ2

Στην συνέχεια, παρουσιάζεται το χωρικό προσομοίωμα που απεικονίζει τις σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων (Σχήμα 5.6.). Παρατηρείται παρόμοια συμπεριφορά με το δεξί κτίριο, δηλαδή τα υποστυλώματα του ισογείου εμφανίζουν μεγάλες μετακινήσεις, με συνέπεια να αναμένεται η δημιουργία μαλακού ορόφου. Τελικά επισημαίνεται ότι και τα δύο κτίρια παρουσιάζουν μεγάλη στρεπτική ευαισθησία με τιμές δείκτη CR άνω του ορίου των κανονισμών.



Σχήμα 5.6. Σχετικές μετακινήσεις υποστυλωμάτων

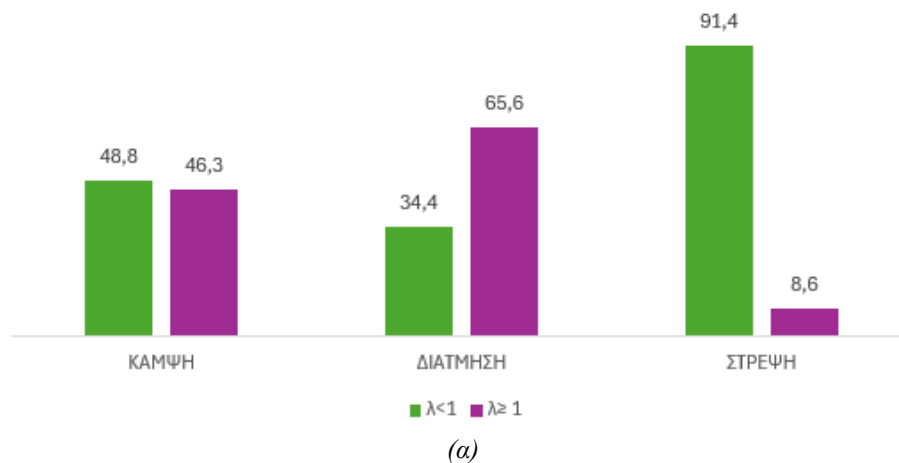
Στη συνέχεια γίνεται ο έλεγχος επάρκειας της κατασκευής για τις περιπτώσεις και συνδυασμούς φόρτισης που αναφέρθηκαν προηγουμένως (Πίνακας 5.3., 5.4.) και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης. Στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 5.7.) φαίνεται το χωρικό προσομοίωμα του κτιρίου με χρωματική ένδειξη των ανεπαρκειών των μελών από τη σεισμική καταπόνηση.



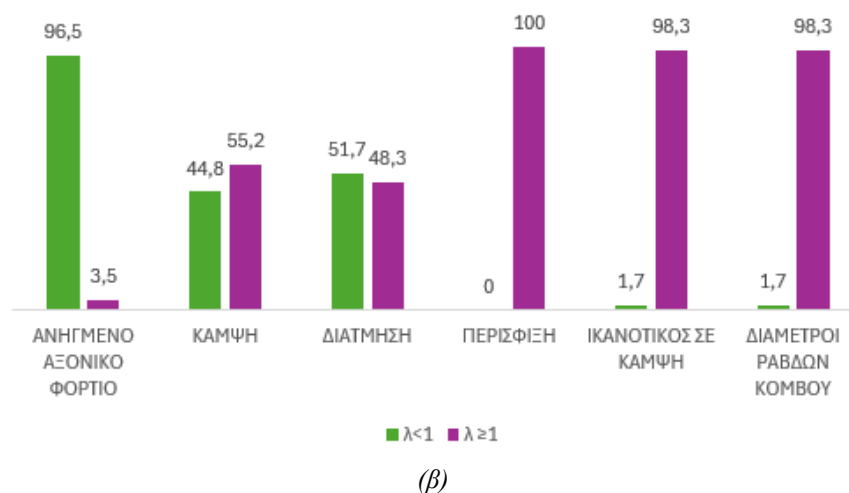
Σχήμα 5.7. Χρωματική ένδειξη ανεπαρκειών μελών

Από το σχήμα 5.7. διαπιστώνεται ότι μεγάλο ποσοστό των μελών φαίνεται να ανεπαρκούν, με ολική αστοχία για τα υποστυλώματα όλων των ορόφων. Παρακάτω παρουσιάζονται τα ποσοστά των δεικτών ανεπάρκειας λ , σε μορφή διαγραμμάτων, των οριζόντιων και κατακόρυφων στοιχείων λόγω της καταπόνησής τους από τη σεισμική φόρτιση. Τα διαγράμματα κατασκευάστηκαν για δοκούς, υποστυλώματα και τοιχώματα της κατασκευής σύμφωνα με το πλήθος τους.

Ποσοστά δείκτη ανεπάρκειας λ δοκών



Ποσοστά δείκτη ανεπάρκειας λ υποστυλωμάτων





(γ)
Σχήμα 5.8. Διαγράμματα με ποσοστό επάρκειας-ανεπάρκειας για (α) δοκούς, (β) υποστυλώματα, (γ) τοιχώματα

Παρατηρείται ότι η προσθήκη τοιχωμάτων έχει βελτιώσει σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα του φορέα, ωστόσο μεταφέρει τις κύριες καταπονήσεις στις δοκούς, οι οποίες παρουσιάζουν εκτεταμένες αστοχίες σε διάτμηση και στρέψη. Τα υποστυλώματα εμφανίζονται λιγότερο επιβαρυνμένα σε φέρουσα ικανότητα (τα ποσοστά αστοχίας σε κάμψη και διάτμηση έχουν μειωθεί), αλλά παρουσιάζουν σχεδόν καθολική ανεπάρκεια σε κριτήρια ικανοτικού σχεδιασμού και περίσφιξης, γεγονός που επηρεάζει αρνητικά την πλαστιμότητα της κατασκευής. Όπως ήδη αναφέρθηκε αυτό δικαιολογείται από την ελλιπή ύπαρξη και πύκνωση συνδετήρων. Από την άλλη τα τοιχώματα εμφανίζουν μόνο περιορισμένες ανεπάρκειες σε διάτμηση και τοπική περίσφιξη (ελλιπείς εγκάρσιος οπλισμός), λειτουργούν δηλαδή όπως πρέπει παραλαμβάνοντας τις κύριες οριζόντιες δράσεις.

Συνολικά, τα αποτελέσματα υποδεικνύουν ότι κανένα από τα δύο κτίρια δεν μπορεί να ανταποκριθεί επαρκώς στις σύγχρονες απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού χωρίς στοχευμένες παρεμβάσεις. Η ανάγκη ενίσχυσης είναι επιτακτική τόσο σε επίπεδο φερόντων στοιχείων (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα) όσο και στη θεμελίωση και τις πλάκες, με στόχο την εξασφάλιση της φέρουσας ικανότητας, της πλαστιμότητας και της συνολικής ευστάθειας των κατασκευών.

Σημειώνεται ότι εφόσον το κτίριο κρίθηκε στρεπτικά ευαίσθητο, η ανάλυση θα έπρεπε να είχε πραγματοποιηθεί για τιμές, σύμφωνα με §4.6.2. του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ίσες με $\frac{2}{3}q = \frac{2}{3} * 1.70 = 1.13$. Ωστόσο, δεδομένου ότι το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκεια ακόμη και για $q=1.70$, η οποία αντιστοιχεί σε μικρότερες σεισμικές δράσεις, το συμπέρασμα της ανεπάρκειας θεωρείται συντηρητικό και θα ίσχυε κατ' επέκταση και για την αυστηρότερη περίπτωση.

6. Προτάσεις ενίσχυσης και αποτελέσματα αναλύσεων

6.1. Γενική περιγραφή ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής

Το Κεφάλαιο 5 αξιολογεί διεξοδικά την υπάρχουσα κατασκευή, αποκαλύπτοντας σημαντικές ελλείψεις που θέτουν σε κίνδυνο την ασφάλεια και τη σταθερότητα. Για την αντιμετώπιση αυτών των ζητημάτων και τη βελτίωση της σεισμικής ανθεκτικότητας και της αντοχής στη στρέψη του κτιρίου, προτείνεται ένας επανασχεδιασμός. Αυτός ο νέος σχεδιασμός χρησιμοποιεί ανελαστική στατική ανάλυση προσαρμοσμένη στην επίτευξη του επιπέδου απόδοσης, διασφαλίζοντας ότι η κατασκευή μπορεί να αντέξει τις σεισμικές δυνάμεις. Συγκεκριμένα, η προτεινόμενη ενίσχυση εξαιρεί τη θεμελίωση και τις πλάκες, εστιάζοντας κυρίως στα κύρια φέροντα στοιχεία για τη βελτιστοποίηση της συνολικής δομικής απόδοσης και ασφάλειας.

Πιο αναλυτικά προτείνονται δύο τρόποι ενίσχυσης. Κάθε τρόπος ενίσχυσης συμπεριλαμβάνει την ένωση των κτιρίων με την δημιουργία ενός κοινού διαφράγματος ή κατάλληλου δομικού αρμού, με στόχο μία ενιαία δυναμική συμπεριφορά και τον περιορισμό των προβλημάτων στρεπτικής απόκρισης και διαφορικών μετακινήσεων μεταξύ των τμημάτων. Οι δυο προτάσεις ενίσχυσης που εξετάζονται είναι οι εξής:

Πρόταση ενίσχυσης 1: Ένωση κτιρίων με προσθήκη τοιχωμάτων

Η προσθήκη τοιχωμάτων συμβάλλει σημαντικά στην βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, αυξάνουν την πλευρική δυσκαμψία του κτιρίου, περιορίζοντας τις οριζόντιες μετακινήσεις, μειώνοντας κατά συνέπεια τις διατμητικές και καμπτικές παραμορφώσεις στα κύρια στοιχεία του φορέα (δοκούς και υποστυλώματα). Επιπλέον, παραλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό των σεισμικών δράσεων, αυξάνοντας την συνολική αντοχή του φορέα. Τα τοιχώματα βελτιώνουν την στρεπτική παραμόρφωση του φορέα, καθώς μειώνει την εκκεντρότητα μεταξύ κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας. Τα τοιχώματα λειτουργούν ως άκαμπτα κατακόρυφα στοιχεία, αυξάνοντας τη σταθερότητα και την πλαστιμότητα του συστήματος.

Η τεχνική αυτή είναι σχετικά οικονομική και μπορεί να εφαρμοστεί σε σύντομο χρονικό διάστημα, ενώ το πρόσθετο μόνιμο βάρος που επιβάλλεται στο φέρον σύστημα παραμένει περιορισμένο. Επιπλέον, υπάρχει η δυνατότητα τοποθέτησής τους σε υφιστάμενα πλαίσια χωρίς να απαιτούνται εκτεταμένες επεμβάσεις, γεγονός που καθιστά τη λύση αυτή ιδιαίτερα πρακτική για την ενίσχυση παλαιών κατασκευών.

Παρά τα πλεονεκτήματά τους, τα τοιχώματα ενδέχεται να δημιουργήσουν ορισμένα προβλήματα στη λειτουργικότητα και στην αισθητική του κτιρίου. Η τοποθέτησή τους μπορεί να περιορίσει τον εσωτερικό χώρο ή να καλύψει υπάρχοντα ανοίγματα, όπως παράθυρα και θύρες, επηρεάζοντας έτσι τη διάταξη των χώρων. Επίσης, στις περιοχές σύνδεσης των νέων τοιχωμάτων με τα υφιστάμενα στοιχεία παρατηρούνται συχνά τοπικές συγκεντρώσεις δυνάμεων, οι οποίες απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή στη μελέτη των συνδέσεων. Παρότι τα τοιχώματα προσφέρουν σημαντικά αυξημένη δυσκαμψία σε σχέση με άλλες μορφές ενίσχυσης, η υπερβολική αύξησή της μπορεί να οδηγήσει σε ανεπιθύμητη ανομοιομορφία στην κατανομή των σεισμικών δράσεων.

Πρόταση ενίσχυσης 2: Ένωση κτιρίων με προσθήκη χιαστί συνδέσμων και gunite

Οι χιαστί σύνδεσμοι αποτελούν μία από τις πιο αποδοτικές λύσεις για την ενίσχυση του φέροντος οργανισμού, καθώς αυξάνουν σημαντικά τη δυσκαμψία και τη φέρουσα ικανότητα του κτιρίου. Οι χιαστοί σύνδεσμοι λειτουργούν ως διαγώνια θλιβόμενα ή εφελκόμενα στοιχεία, τα οποία μεταφέρουν σεισμικές δυνάμεις απευθείας στα θεμέλια, μειώνοντας τις παραμορφώσεις των πλαισίων, τις πλευρικές μετακινήσεις, τις στροφές ορόφων και κατά συνέπεια και τις καμπτικές και διατμητικές καταπονήσεις των υποστυλωμάτων. Η εφαρμογή τους οδηγεί σε ένα πιο δύσκαμπτο φορέα, καθιστώντας τους ιδιαίτερα κατάλληλους τόσο για νέες κατασκευές όσο και για έργα που απαιτούν σημαντικές επεμβάσεις ενίσχυσης.

Όσον αφορά τη χρήση gunite (εκτοξευμένου σκυροδέματος) ενδείκνυται κυρίως για τοπικές επεμβάσεις στον φορέα, χωρίς να υπάρχει αλλαγή στην γεωμετρία του. Η τεχνική αυτή αυξάνει τη διατομή άρα κατά συνέπεια τη θλιπτική και καμπτική αντοχή του στοιχείου. Επιπλέον, αυξάνεται η διατμητική αντοχή του στοιχείου εφόσον προστίθενται συνδετήρες. Η τεχνική αυτή επιτρέπει στοχευμένες ενισχύσεις χωρίς την σημαντική αύξηση της μάζας.

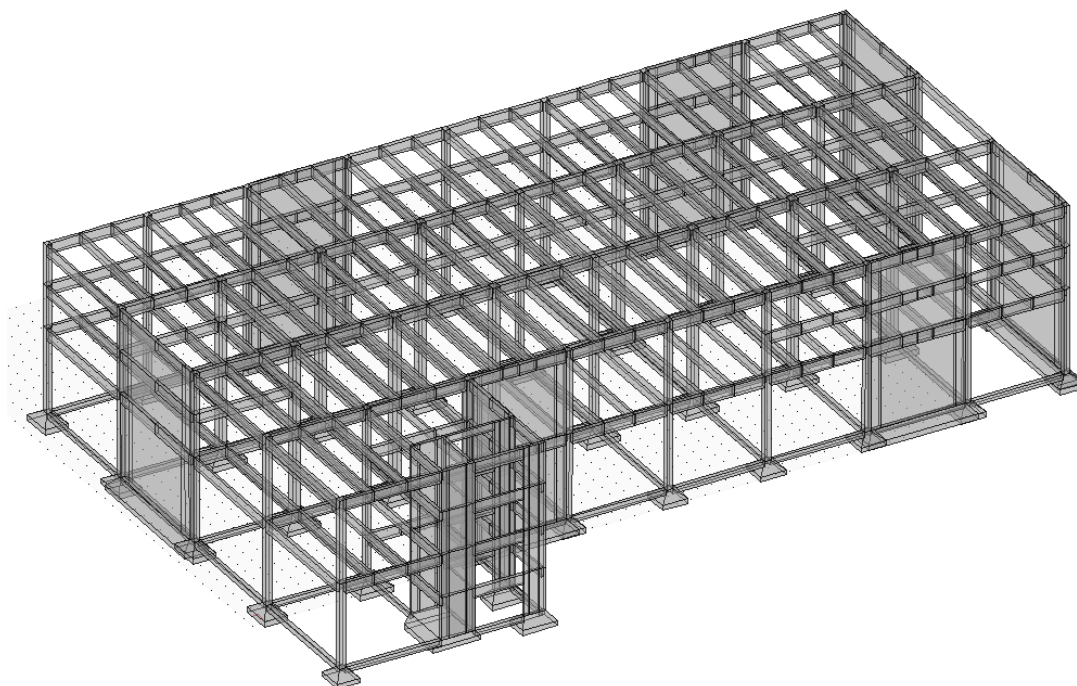
Σημειώνεται ότι η εφαρμογή των δύο μεθόδων συνοδεύεται από ορισμένα μειονεκτήματα που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στον σχεδιασμό. Η ανάγκη συνδυασμού διαφορετικών συνεργείων και τεχνικών αυξάνει πέρα από την πολυπλοκότητα, το κόστος και τον χρόνο κατασκευή. Τέλος, η παρουσία των χιαστών συνδέσμων περιορίζει την ευελιξία στη διαμόρφωση των εσωτερικών χώρων, επηρεάζοντας τη λειτουργικότητα και την αισθητική του κτιρίου.

6.2. Πρόταση ενίσχυσης 1

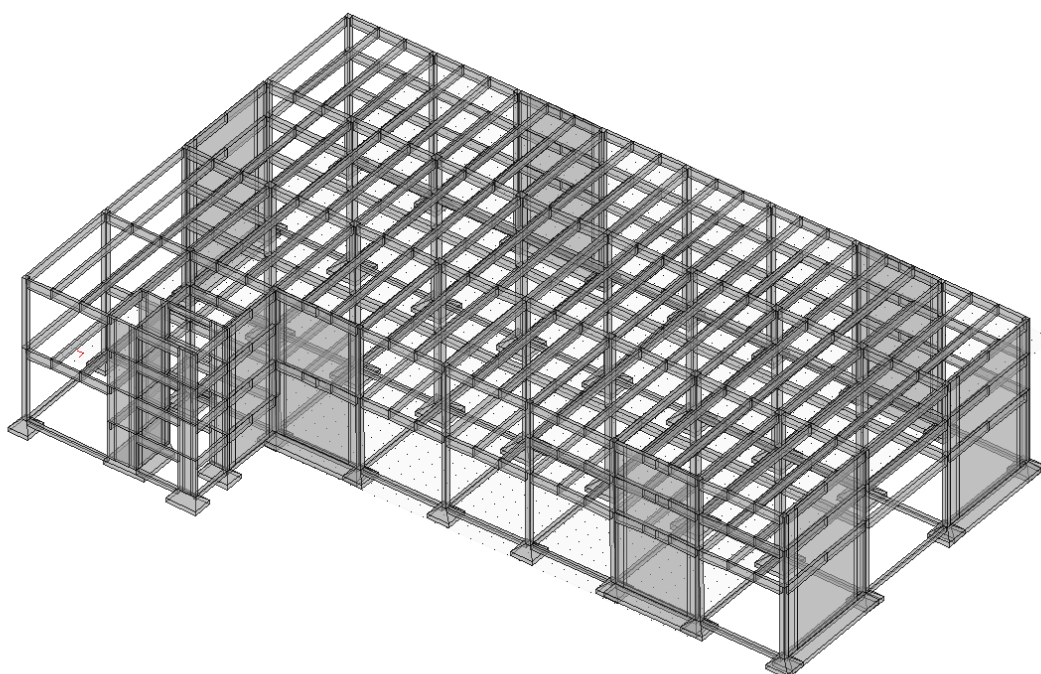
Η ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με την προσθήκη νέων τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος και την τοπική ενίσχυση υποστυλωμάτων μέσω μανδυνών αποτελεί ευρέως εφαρμοζόμενη τεχνική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς. Βασικός στόχος είναι η αύξηση της οριζόντιας δυσκαμψίας και της διατμητικής αντοχής του φορέα, καθώς και ο περιορισμός των σχετικών μετακινήσεων ορόφων (drift), ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του ισχύοντος κανονιστικού πλαισίου (Ευρωκώδικας 8, ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Το κτίριο, το οποίο παρουσιάζει ήδη σχετικά συμμετρική κάτοψη, ενισχύθηκε με την τοποθέτηση νέων τοιχωμάτων σε τέσσερα πλαίσια περιμετρικά κατά τη διεύθυνση Χ και σε τέσσερα πλαίσια κατά τη διεύθυνση Υ. Η προσθήκη αυτή στόχευε στη σημαντική αύξηση της πλευρικής δυσκαμψίας και στον περαιτέρω περιορισμό της στρεπτικής ασυμμετρίας, συμβάλλοντας στη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα.

Όλες οι ενισχύσεις διαστασιολογήθηκαν έτσι ώστε τα μέλη του φορέα να επαρκούν για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β1, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ενώ παράλληλα ικανοποιήθηκαν οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 για τα ελάχιστα και μέγιστα εμβαδά οπλισμών. Στα Σχ. 6.1-6.2 παρουσιάζεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου με όλες τις επεμβάσεις που περιλαμβάνει η πρόταση ενίσχυσης 1, όπως αυτές προέκυψαν από τη συνολική στατική ανάλυση.



Σχήμα 6.1. Κτίριο στο ΡΑΦ ενισχυμένο με προσθήκη τοιχωμάτων (συμπαγές)

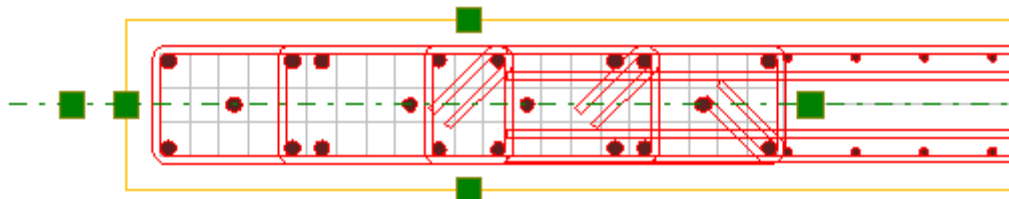


Σχήμα 6.2. Κτίριο στο ΡΑΦ ενισχυμένο με προσθήκη τοιχωμάτων (συμπαγές)

6.2.1. Τοιχώματα

Παρακάτω παρουσιάζονται οι γεωμετρίες και ο οπλισμός των τοιχωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση.

- Τοίχωμα κατά Y (W873/25)



Σχήμα 6.3. Κάτω κομμάτι τοιχώματος διεύθυνσης Y

- Οπλισμός

Διαμήκης: 14Φ22+28Φ20+138Φ12

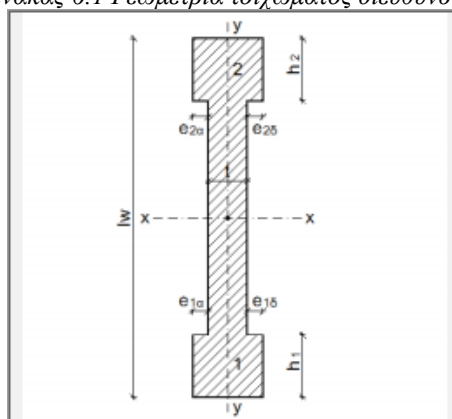
Εγκάρσιος: Φ12/10

- Ποιότητα υλικών

Σκυροδέματος: C25/30

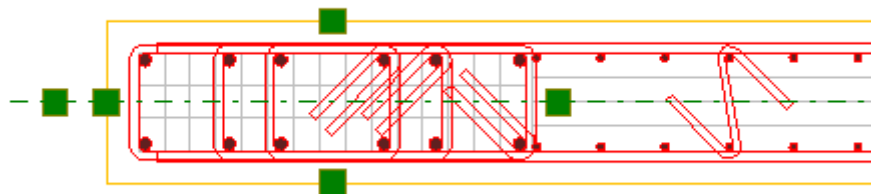
Χάλυβα: B500C

Πίνακας 6.1 Γεωμετρία τοιχώματος διεύθυνσης Y



Ιδιότητα	Τιμή
Γεωμετρία	
Πάχος t =	25 cm
Συνολικό Μήκος lw =	873 cm
Ύψος h1 =	100 cm
Ύψος h2 =	100 cm
Προεξοχή e1a =	0 cm
Προεξοχή e1b =	0 cm
Προεξοχή e2a =	0 cm
Προεξοχή e2b =	0 cm

- Τοίχωμα κατά X (W670/25)



Σχήμα 6.4. Αριστερό κομμάτι τοιχώματος διεύθυνσης X

- Οπλισμός

Διαμήκης: 24Φ20+110Φ12

Εγκάρσιος: Φ12/10, Συνδετήρες τύπου S (Φ12)

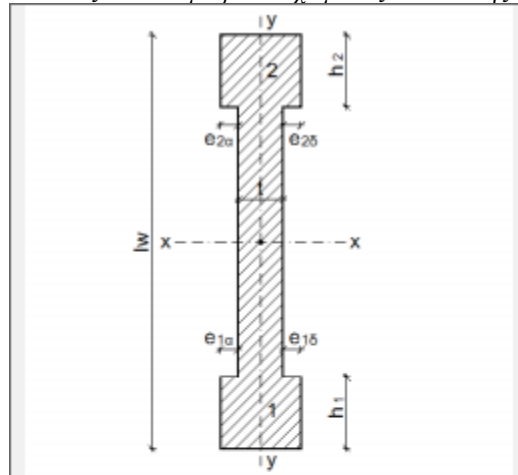
- Ποιότητα υλικών

Σκυροδέματος: C30/37

Χάλυβα: B500C

Σημειώνεται ότι για τα τοιχώματα της διεύθυνσης Y προστέθηκαν και ανοιχτοί συνδετήρες τύπου S (Φ12) στον κορμό για καλύτερη περίσφιγξη.

Πίνακας 6.2 Γεωμετρία τοιχώματος διεύθυνσης X



Ιδιότητα	Τιμή
Γεωμετρία	
Πάχος t =	25 cm
Συνολικό Μήκος lw =	670 cm
Ύψος h1 =	70 cm
Ύψος h2 =	70 cm
Προεξοχή e1a =	0 cm
Προεξοχή e1δ =	0 cm
Προεξοχή e2a =	0 cm
Προεξοχή e2δ =	0 cm

6.2.2. Γενικοί έλεγχοι και αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Πίνακας 6.3 Σύνοψη γενικών ελέγχων

Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας Σm (%) για Ιδιομορφική Ανάλυση με 6 Ιδιομορφές

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			
ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4	ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4
99.8	99.8	99.7	99.7	99.1	99.4	99.1	99.3

Σύνοψη Αποτελεσμάτων Γενικών Ελέγχων Κτηρίου κατά ΕΚ8

Στάθμη	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ			
	σε	nv	dr	θ	σε	nv	dr	θ
Θ-Σ1	⚠	✓	✓	✓	⚠	✓	✓	✓
Σ1	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Σ2	✓		✓	✓	✓		✓	✓
Σ3	✓		✓	✓	✓		✓	✓

Πίνακας 6.4. Ιδιομορφική ανάλυση κτηρίου

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτηρίου																		
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις			Συντελεστές Συμμετοχής			Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας					
			T	f	ω	ω ²	αx	αy	αz	v _x	v _y	v _z	m _x	m _y	m _z	Σm _x	Σm _y	Σm _z
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]			[-]			[%]					
1	E1	No1	0.53752	1.86039	11.68920	136.63749	2.19379	2.19379	60.22494	-6.45092		92.496	1.061		92.496	1.061		
2		No2	0.42774	2.33790	14.68943	215.77931	2.35440	2.35440	5.21446	59.14678		0.693	89.214		93.190	90.275		
3		No3	0.32415	3.08501	19.38371	375.72824	2.35440	2.35440	-0.19643	-6.66865		0.001	1.134		93.191	91.409		
4		No4	0.07868	12.71019	79.86048	6377.69580	2.13050	2.13050	-15.1985	5.80011		5.891	0.858		99.081	92.267		
5		No5	0.07400	13.51284	84.90368	7208.63482	2.11583	2.11583	5.15918	16.30513		0.679	6.780		99.760	99.047		
6		No6	0.05947	16.81524	105.65325	11162.60993	2.07021	2.07021	-0.67081	-1.29221		0.011	0.043		99.772	99.090		
7	E2	No1	0.52891	1.89068	11.87946	141.12166	2.23064	2.23064	59.32601	-10.7930		91.332	3.023		91.332	3.023		
8		No2	0.42548	2.35028	14.76725	218.07175	2.35440	2.35440	8.62810	57.27745		1.932	85.133		93.264	88.156		
9		No3	0.28299	3.53374	22.20314	492.97938	2.35440	2.35440	0.43049	11.43909		0.005	3.396		93.269	91.552		
10		No4	0.07825	12.77939	80.29530	6447.33570	2.12917	2.12917	15.48057	-4.08286		6.219	0.433		99.487	91.984		
11		No5	0.06931	14.42826	90.65542	8218.40523	2.10109	2.10109	3.17724	16.93782		0.262	7.445		99.749	99.429		
12		No6	0.05575	17.93745	112.70433	12702.26682	2.05853	2.05853	-1.21801	-0.80343		0.038	0.017		99.788	99.446		
13	E3	No1	0.51134	1.95567	12.28781	150.99017	2.30588	2.30588	56.81692	-19.3025		87.604	10.111		87.604	10.111		
14		No2	0.38854	2.57372	16.17113	261.50540	2.35440	2.35440	14.70537	54.81533		5.868	81.541		93.473	91.652		
15		No3	0.19575	5.10864	32.09853	1030.31537	2.35440	2.35440	1.59267	-1.87532		0.069	0.095		93.541	91.747		
16		No4	0.07854	12.73249	80.00062	6400.09920	2.13007	2.13007	-13.8320	8.14685		5.192	1.801		98.734	93.548		
17		No5	0.07031	14.22321	89.36705	7986.46915	2.10423	2.10423	5.90789	14.30218		0.947	5.551		99.681	99.099		
18		No6	0.06052	16.52470	103.82774	10780.19988	2.07349	2.07349	-0.72421	-0.60828		0.014	0.010		99.695	99.109		
19	E4	No1	0.52888	1.89078	11.88010	141.13668	2.23076	2.23076	59.41969	-9.79981		91.650	2.493		91.650	2.493		
20		No2	0.41689	2.39869	15.07143	227.14790	2.35440	2.35440	7.36284	58.45732		1.407	88.705		93.057	91.198		
21		No3	0.28530	3.50504	22.02282	485.00469	2.35440	2.35440	2.83924	3.43842		0.209	0.307		93.266	91.505		
22		No4	0.07924	12.62066	79.29792	6288.15980	2.13226	2.13226	-14.8759	6.13593		5.744	0.977		99.011	92.482		
23		No5	0.07075	14.13374	88.80493	7886.31571	2.10563	2.10563	-5.15668	-16.1360		0.690	6.759		99.701	99.241		
24		No6	0.05481	18.24358	114.62781	13139.53477	2.05559	2.05559	-1.11795	-1.25088		0.032	0.041		99.733	99.282		

Οι παραπάνω πίνακες παρουσιάζουν συνοπτικά τα αποτελέσματα των ιδιομορφικών αναλύσεων του κτηρίου, όπως προέκυψαν από το λογισμικό RAF. Στον Πίνακα 6.3 παρατίθενται οι έλεγχοι ενεργοποιούμενης μάζας για τις έξι πρώτες ιδιομορφές, τόσο στη διεύθυνση Χ όσο και στη διεύθυνση Υ. Παρατηρείται ότι το ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας υπερβαίνει το 99% και στις δύο διευθύνσεις, γεγονός που υποδηλώνει ότι ο αριθμός των ιδιομορφών που λήφθηκαν υπόψη είναι επαρκής για την περιγραφή της δυναμικής συμπεριφοράς του κτηρίου. Επιπλέον, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των γενικών ελέγχων κατά ΕΚ8, όπου διαπιστώνεται ότι οι περισσότερες συνθήκες ικανοποιούνται, επιβεβαιώνοντας την ορθότητα του προσομοιώματος και τη συμβατότητα της ανάλυσης με τις κανονιστικές απαιτήσεις.

Στον Πίνακα 6.4 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, όπου περιλαμβάνονται οι ιδιοπερίοδοι, οι ιδιοσυχνότητες, ο συντελεστής συμμετοχής, καθώς και τα ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας για κάθε ιδιομορφή. Από τα αποτελέσματα φαίνεται ότι οι πρώτες ιδιομορφές αφορούν κυρίως μεταφορικές κινήσεις στις δύο κύριες διευθύνσεις, ενώ οι επόμενες σχετίζονται με στροφικές παραμορφώσεις του φορέα. Τα ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας αυξάνονται προοδευτικά με τον αριθμό της ιδιομορφής, φθάνοντας σε συνολικές τιμές άνω του 99%, γεγονός που επιβεβαιώνει την επάρκεια του δυναμικού μοντέλου και την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης.

6.2.3. Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης (PUSHOVER)

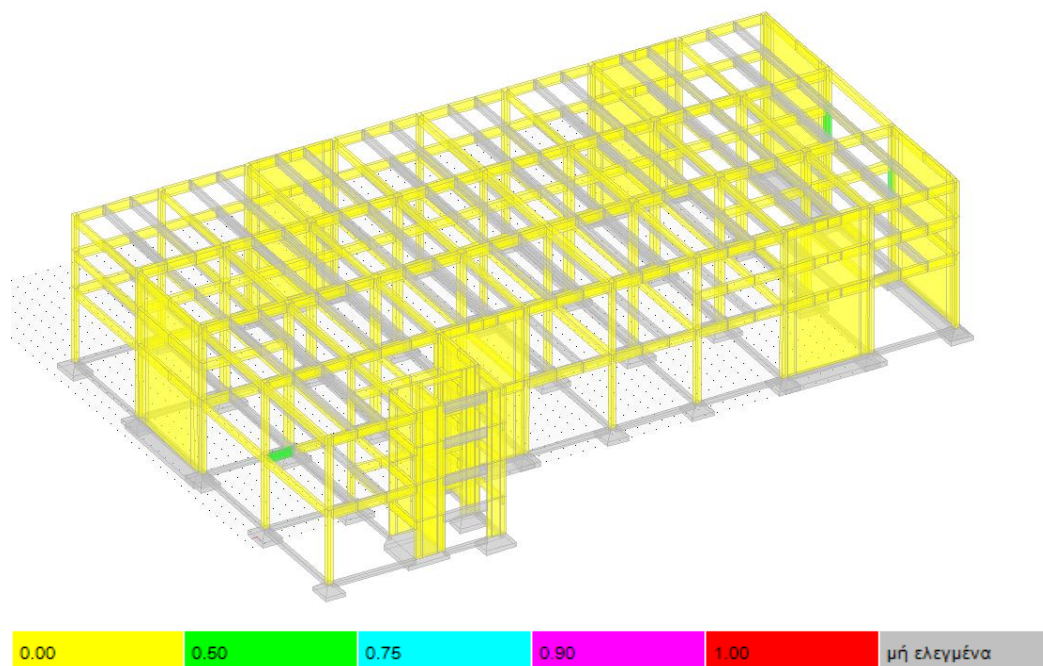
Πίνακας 6.5. Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης

Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. 55.7.2(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.					
3			Σ1	10268.34	7924.00	
4			Θ-Σ1	10344.04	7986.05	
5		y	Σ3	4712.91	3698.27	
6			Σ2	7395.04	5734.46	
7			Σ1	10643.69	8235.40	
8			Θ-Σ1	10707.45	8288.25	
9	2	x	Σ3	4223.91	3324.34	
10			Σ2	6863.77	5324.82	
11			Σ1	10131.69	7839.46	
12			Θ-Σ1	10206.17	7900.92	
13		y	Σ3	4147.31	3306.53	
14			Σ2	6870.36	5364.47	
15			Σ1	9996.30	7782.20	
16			Θ-Σ1	10041.32	7821.91	
17	3	x	Σ3	3762.49	2955.94	
18			Σ2	6369.69	4956.20	
19			Σ1	9603.93	7473.13	
20			Θ-Σ1	9676.87	7533.50	
21		y	Σ3	3273.14	2684.55	
22			Σ2	5955.19	4726.81	
23			Σ1	9140.30	7195.96	
24			Θ-Σ1	9196.61	7243.37	
25	4	x	Σ3	4238.35	3327.27	
26			Σ2	6874.01	5324.00	
27			Σ1	10160.59	7849.41	
28			Θ-Σ1	10238.98	7913.09	
29		y	Σ3	4364.85	3442.98	
30			Σ2	7142.01	5545.06	
31			Σ1	10403.93	8057.88	
32			Θ-Σ1	10459.27	8104.51	

Ο πίνακας 6.5 παρουσιάζει τον έλεγχο εφαρμοσιμότητας της Υπερωθητικής Ανάλυσης σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (άρθρο 5.7.2(α)). Διαπιστώνεται ότι πληρούνται οι βασικές προϋποθέσεις, δηλαδή το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον διάφραγμα ανά στάθμη και δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους.

Για κάθε στάθμη και διεύθυνση ελέγχεται η ανισότητα $1.30 \times F_1 > F_{tot}$, η οποία ικανοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις. Συνεπώς, επιβεβαιώνεται η δυνατότητα εφαρμογής της Υπερστατικής Ανάλυσης στον εξεταζόμενο φορέα.

Με την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την ιδιομορφική - ορθογωνική φόρτιση για 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 , όπως και η χρωματική απεικόνιση του κτιρίου των λόγων εξάντλησης CR για τις επιλεγμένες θέσεις μάζας. Επιπλέον, παρατίθενται σχήματα που αποτυπώνουν την τελική διαμόρφωση των πλαστικών αρθρώσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης, προκειμένου να τεκμηριωθεί η ανελαστική συμπεριφορά του φορέα.

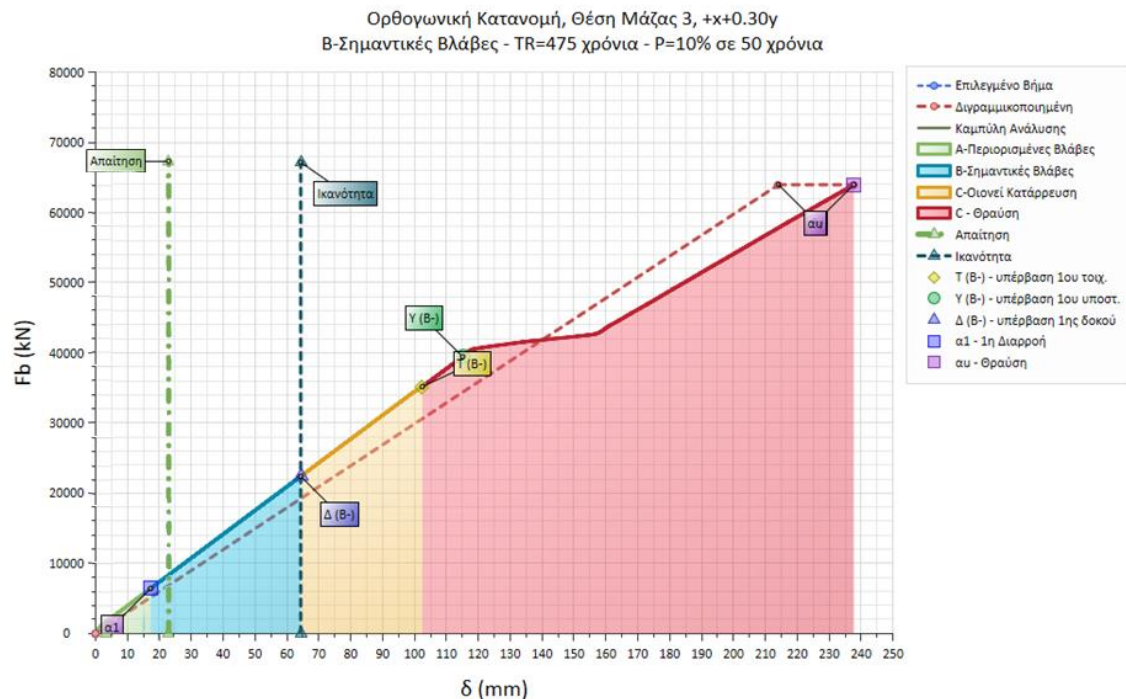


Σχήμα 6.5. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της $\Theta M3$

Στο Σχήμα 6.6 παρουσιάζεται η χρωματική απεικόνιση των δεικτών εξάντλησης (CR – Capacity Ratio) των στοιχείων του φορέα, όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λογισμικό RAF . Ο δείκτης CR εκφράζει τον λόγο της αναπτυσσόμενης παραμόρφωσης προς την επιτρεπόμενη οριακή τιμή, αποτελώντας επομένως μέτρο της καταπόνησης κάθε δομικού μέλους. Οι τιμές του δείκτη κυμαίνονται μεταξύ 0.00 και 0.61, με τη πλειοψηφία των στοιχείων να παρουσιάζει τιμές μικρότερες του 0.50, γεγονός που υποδηλώνει ότι το σύστημα λειτουργεί σε ασφαλή επίπεδα χωρίς να πλησιάζει οριακές καταστάσεις αστοχίας.

Η χρωματική κωδικοποίηση του προγράμματος αποδίδει τις τιμές του δείκτη CR ως εξής: κίτρινο ($CR \approx 0.00$) για μη καταπονημένα στοιχεία, πράσινο ($CR \approx 0.50$) για μέτριες

παραμορφώσεις, γαλάζιο ($CR \approx 0.75$) για αυξημένες απαιτήσεις, ροζ ($CR \approx 0.90$) για οριακή λειτουργικότητα και κόκκινο ($CR = 1.00$) για εξάντληση φέρουσας ικανότητας. Τα γκρι στοιχεία αντιστοιχούν σε μέλη που δεν ελέγχθηκαν, συνήθως δευτερεύουσες δοκούς ή μη κρίσιμα μέρη του φορέα. Από την απεικόνιση προκύπτει ότι η καταπόνηση κατανέμεται ομοιόμορφα, με τα κύρια φέροντα στοιχεία να παρουσιάζουν χαμηλούς δείκτες εξάντλησης ($CR < 0.4$), επιβεβαιώνοντας την επαρκή δυσκαμψία και φέρουσα ικανότητα του ενισχυμένου φορέα.



Σχήμα 6.6. Καμπύλη ικανότητας για την ορθογωνική φόρτιση +x+0.30y της ΘM3

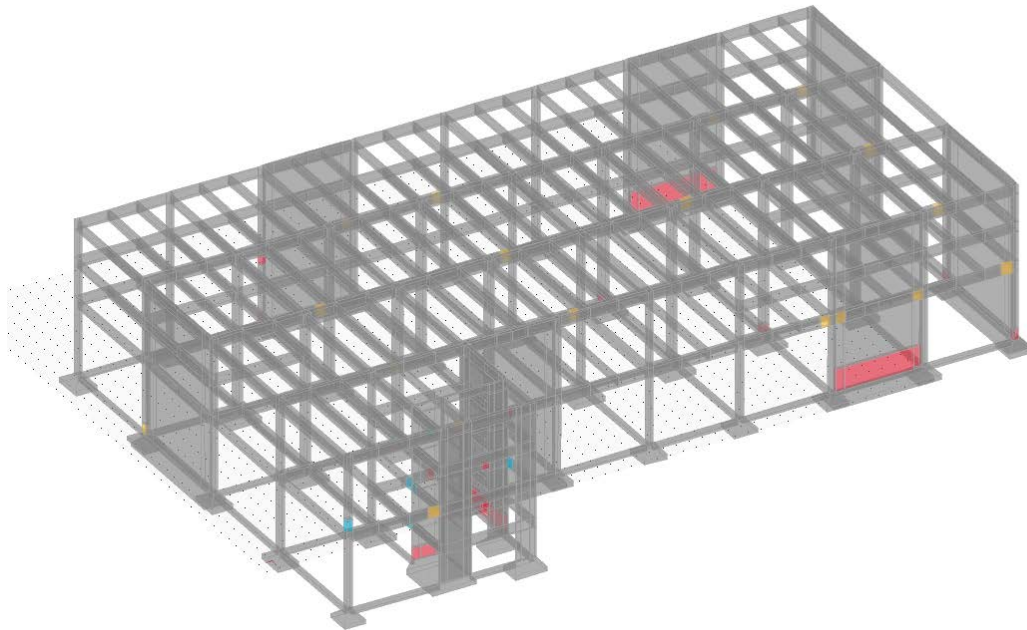
Στο Σχήμα 6.7 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα για την ορθογωνική φόρτιση (+x, +0.30y) της ΘM3. Η καμπύλη αποτυπώνει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης (F_b) και της μετακίνησης του ελέγχου σημείου (δ), απεικονίζοντας τη σταδιακή εξέλιξη της φέρουσας ικανότητας του συστήματος κατά την επιβολή πλευρικής μετακίνησης.

Στο αρχικό τμήμα της καμπύλης, η συμπεριφορά του φορέα είναι γραμμική και ελαστική. Στο σημείο α_1 παρατηρείται η πρώτη διαρροή, σηματοδοτώντας την έναρξη ανελαστικής απόκρισης. Ακολουθεί το σημείο Δ , που υποδεικνύει βλάβες σε δοκούς, ενώ στο σημείο T καταγράφονται σημαντικές βλάβες σε κρίσιμα μέλη του συστήματος. Το σημείο Y αντιστοιχεί σε ένα προχωρημένο στάδιο απόκρισης του συστήματος, όπου το υποστυλώμα εμφανίζει εκτεταμένες ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς όμως να παρατηρείται απότομη μείωση της φέρουσας ικανότητας. Η καμπύλη διατηρεί ήπια ανοδική ή σχεδόν οριζόντια πορεία, υποδεικνύοντας τη διατήρηση ικανότητας παρά την πρόοδο των βλαβών. Το μέγιστο της φέρουσας ικανότητας σημειώνεται λίγο μετά το Y , ενώ η τελική αστοχία επέρχεται στο σημείο α_u όπου η κατασκευή οδηγείται σε θραύση.

Η γραμμή σεισμικής απαίτησης βρίσκεται χαμηλότερα από την καμπύλη ικανότητας, γεγονός που σημαίνει ότι η φέρουσα ικανότητα της ενισχυμένης κατασκευής υπερβαίνει τις απαιτήσεις για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, εξασφαλίζοντας την επαρκή συμπεριφορά του φορέα. Επιπλέον, παρατηρείται ότι η αστοχία ξεκινά από τις

δοκούς και όχι από τα υποστυλώματα, στοιχείο που θεωρείται επιθυμητό στον αντισεισμικό σχεδιασμό, καθώς ευνοεί την πλαστική διαμόρφωση σε μη κρίσιμα μέλη και τη διατήρηση της συνολικής στατικής ισορροπίας.

Συνολικά, η καμπύλη παρουσιάζει ικανοποιητική πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, επιτρέποντας στο σύστημα να παραμείνει λειτουργικό ακόμη και μετά την εμφάνιση των πρώτων βλαβών.

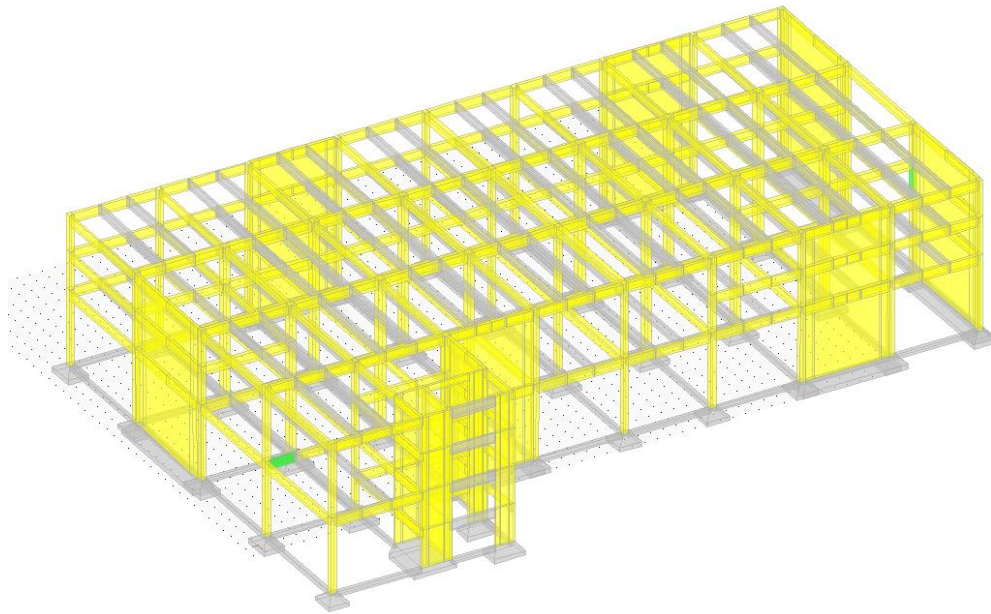


Σχήμα 6.7. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ3

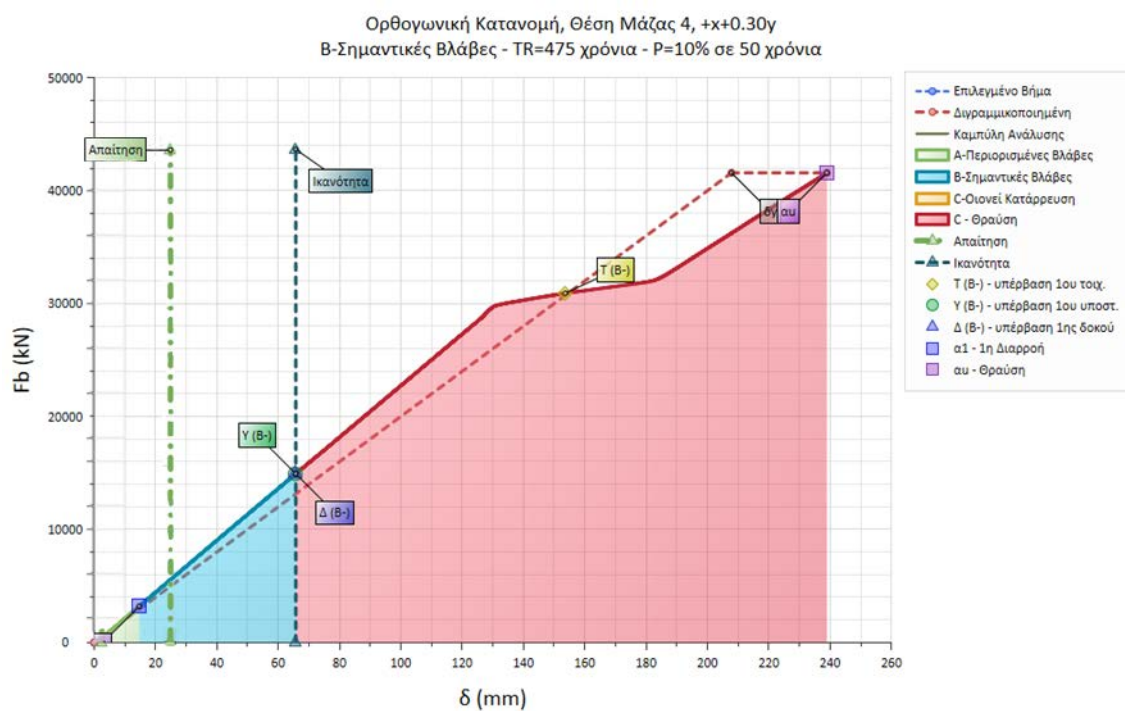
Στο παραπάνω σχήμα παρουσιάζεται η τελική κατάσταση του φορέα στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης για την ορθογωνική φόρτιση ($+x, +0.30y$), όπου απεικονίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις με χρωματική κωδικοποίηση που αντιστοιχεί στα στάδια της καμπύλης ικανότητας. Τα χρώματα υποδηλώνουν τα επίπεδα βλαβών (περιορισμένες, σημαντικές, κατάρρευση) και εμφανίζονται κυρίως στις δοκούς (με κόκκινα/κίτρινα σημεία), καθώς και σε περιορισμένα σημεία στα υποστυλώματα και τα τοιχώματα.

Οι μεγαλύτερες ενδείξεις πλαστικών παραμορφώσεων (κόκκινη απόχρωση) εντοπίζονται στο κατώτερο τμήμα των τοιχωμάτων, γεγονός που υποδηλώνει τη συγκέντρωση των διατμητικών και καμπτικών δράσεων στη βάση τους. Οι δοκοί εμφανίζουν επίσης αυξημένες πλαστικές παραμορφώσεις, ενώ τα υποστυλώματα παρουσιάζουν λιγότερες και ηπιότερες ενδείξεις βλάβης, κάτι που συνάδει με την επιθυμητή διαδοχή αστοχίας «δοκού – υποστυλώματος».

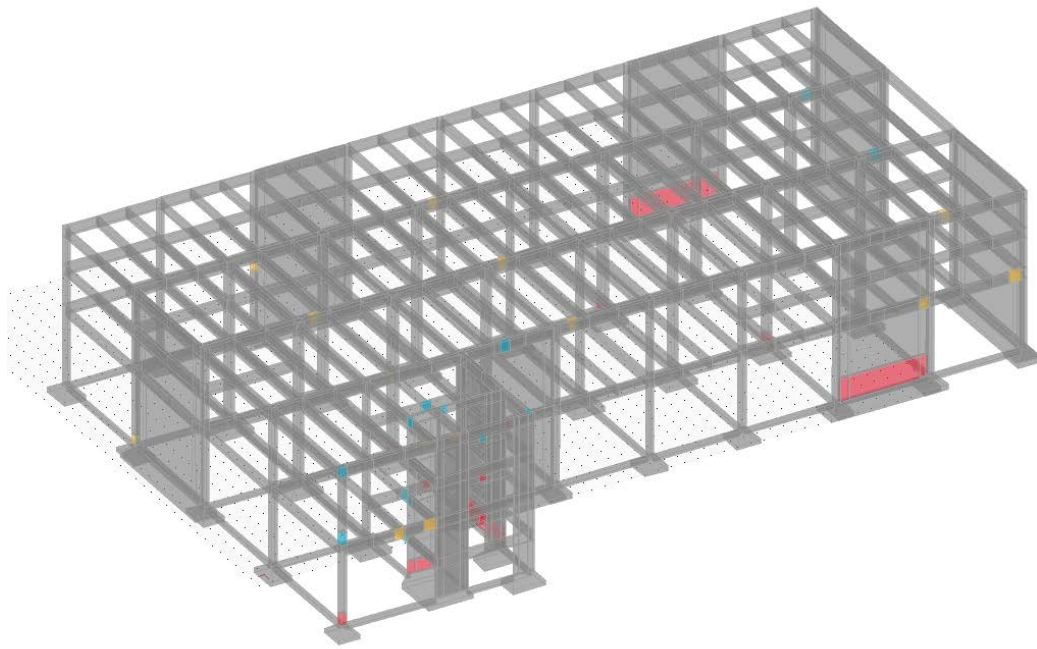
Η μορφή και η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων υποδεικνύουν ότι ο φορέας διατηρεί τη φέρουσα και στατική του ικανότητα, καθώς οι αρθρώσεις παραμένουν ελεγχόμενες και εντοπίζονται στις αναμενόμενες θέσεις, κυρίως στη βάση των τοιχωμάτων και στα άκρα των δοκών. Η απουσία συνεχούς αλυσίδας αστοχιών και η ομαλή μορφή παραμόρφωσης του φορέα επιβεβαιώνουν ότι δεν έχει αναπτυχθεί μηχανισμός κατάρρευσης, γεγονός που τεκμηριώνει τη στατική επάρκεια του συστήματος στο τελικό βήμα της ανάλυσης.



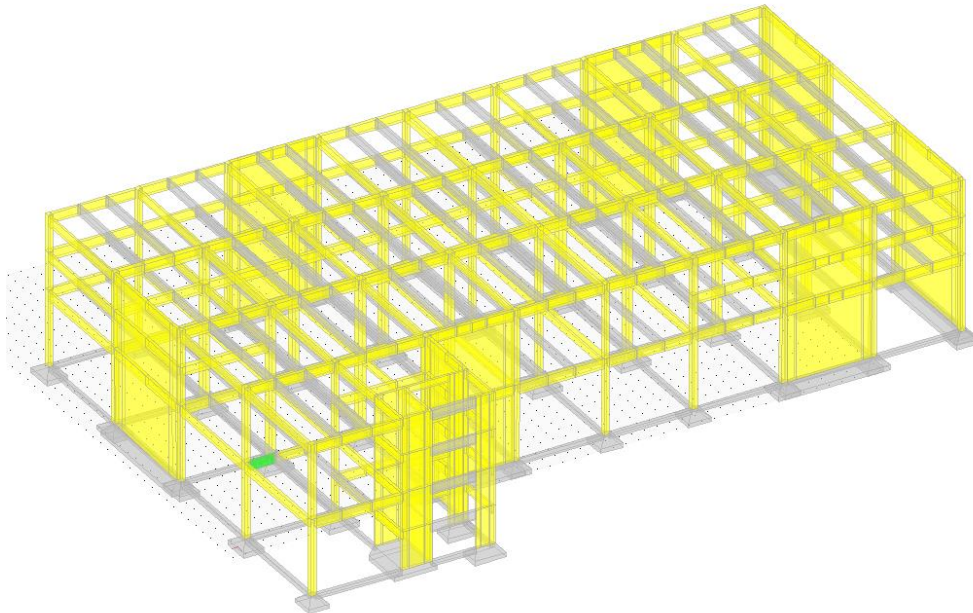
Σχήμα 6.8. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ4



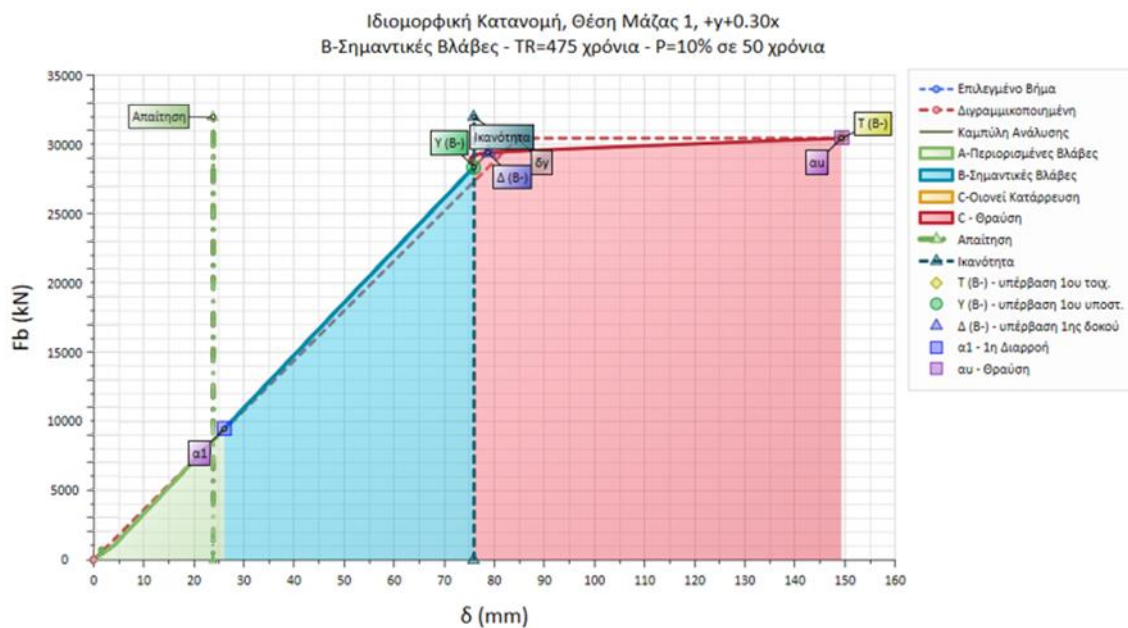
Σχήμα 6.9. Καμπύλη ικανότητας για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ4



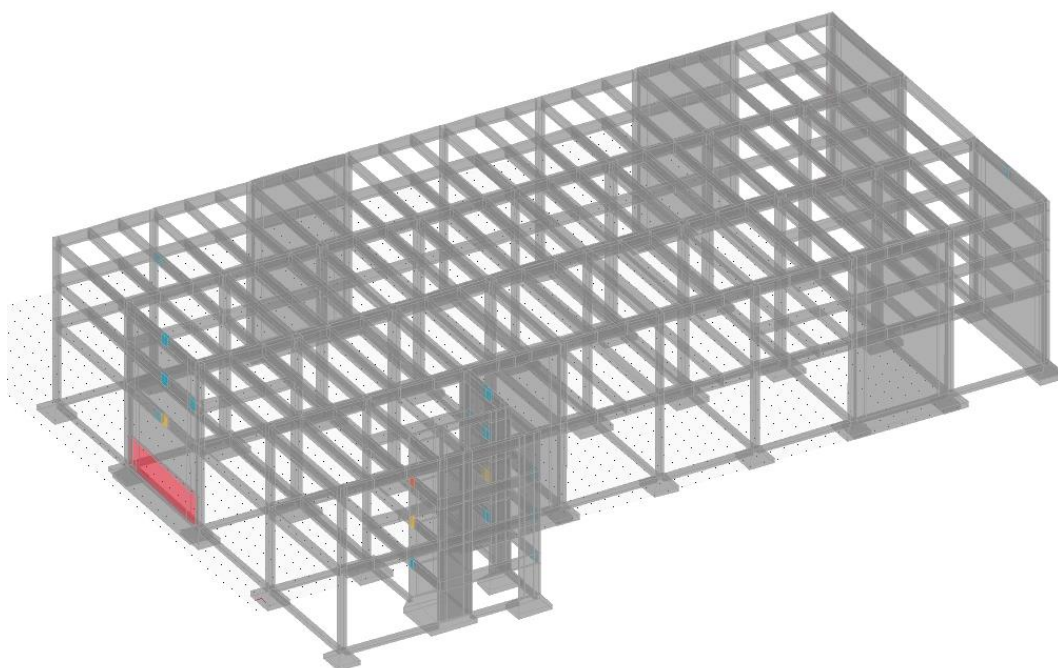
Σχήμα 6.10. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ορθογωνική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ4



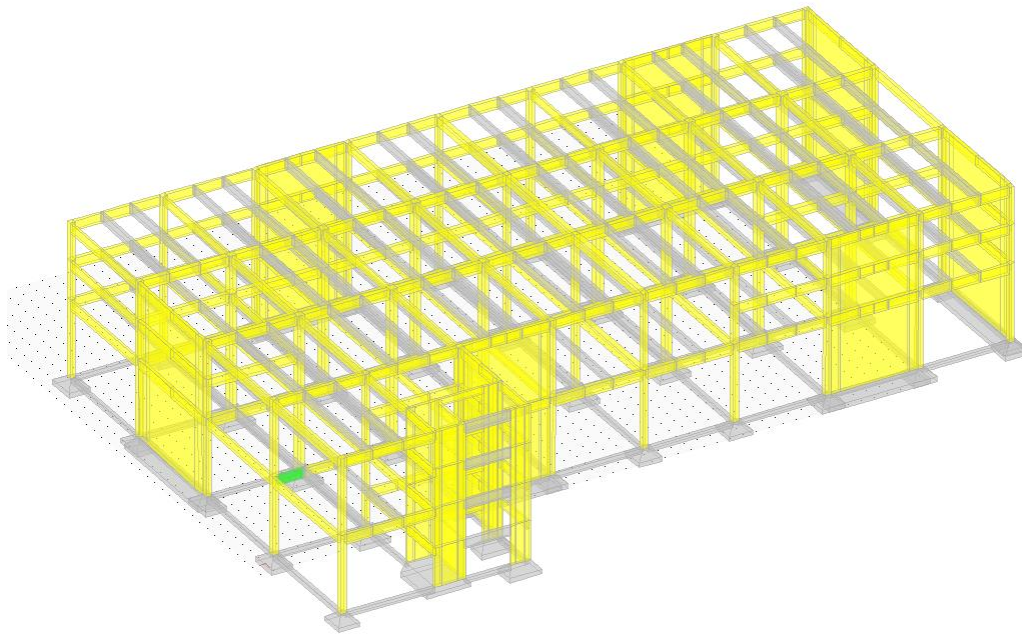
Σχήμα 6.11. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ1



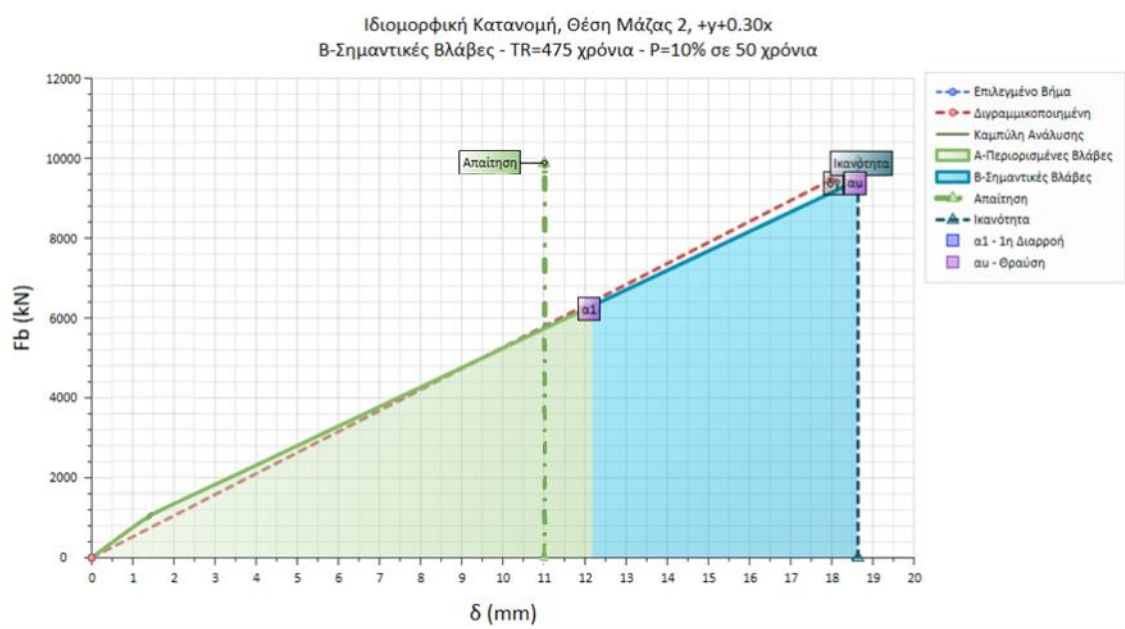
Σχήμα 6.12. Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ1



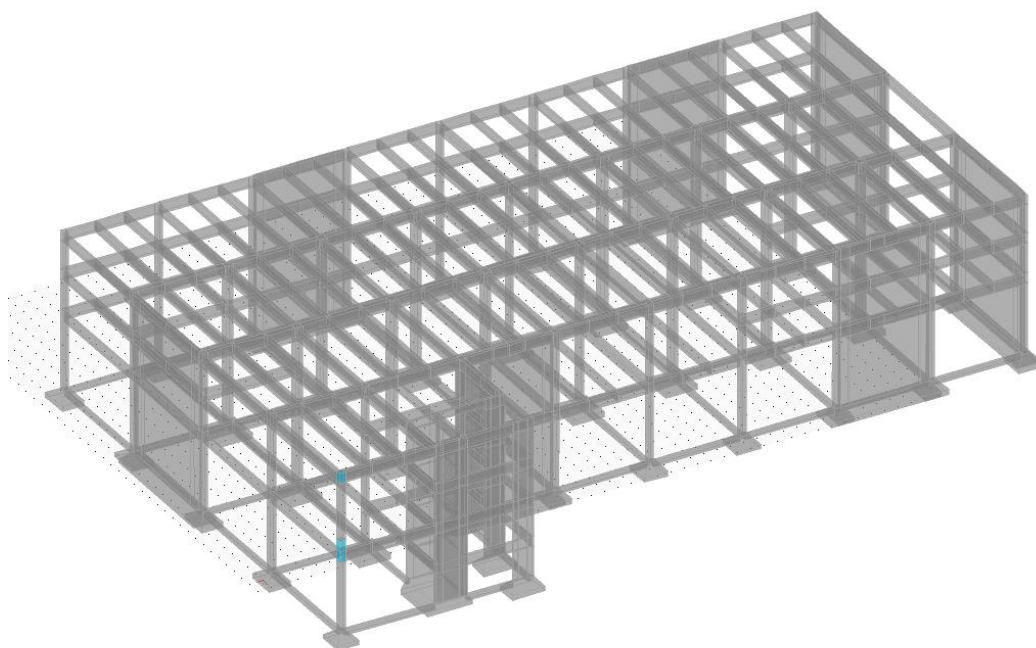
Σχήμα 6.13. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ1



Σχήμα 6.14. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ2



Σχήμα 6.15. Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ2



Σχήμα 6.16. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ιδιομορφική φόρτιση $+y+0.30x$ της $\Theta M2$

Πίνακας 6.6. Αποτελέσματα ιδιομορφικών φορτίσεων για τις τέσσερις θέσεις μάζας.

Αξιολόγηση Υπερωθητικής												
α/α	Επίλυση	Fa1	Fu	δα1	δy	δu	μΔ=δu/δy	αu/α1=Fu/Fa1	qmax	δικ	δαπ	CR=δαπ/δικ
		kN		mm						mm		
1	ΘΜ1 Ορ +x+0.30y	5328.22	40494.48	28.447	226.90	239.923	1.057	7.600	4.500	78.477	2.236	0.028
2	ΘΜ1 Ορ +x-0.30y	5328.22	41560.13	28.063	229.66	241.647	1.052	7.800	4.500	82.908	2.235	0.027
3	ΘΜ1 Ορ -x+0.30y	4262.58	37297.55	23.654	226.71	241.365	1.065	8.750	4.500	78.823	2.392	0.030
4	ΘΜ1 Ορ -x-0.30y	4262.58	36231.91	24.013	223.33	239.194	1.071	8.500	4.500	80.057	2.388	0.030
5	ΘΜ1 Ορ +y+0.30x	5253.18	49379.85	25.635	237.44	241.039	1.015	9.400	4.500	79.869	1.360	0.017
6	ΘΜ1 Ορ +y-0.30x	6303.81	49379.85	30.782	239.48	243.032	1.015	7.833	4.500	80.577	1.378	0.017
7	ΘΜ1 Ορ -y+0.30x	5253.18	44126.67	26.554	236.30	240.840	1.019	8.400	4.500	100.024	1.530	0.015
8	ΘΜ1 Ορ -y-0.30x	3151.91	44126.67	15.389	236.03	240.535	1.019	14.000	4.500	65.918	1.615	0.024
9	ΘΜ2 Ορ +x+0.30y	4261.04	5326.31	17.059	20.375	21.740	1.067	1.250	3.750	21.740	1.978	0.091
10	ΘΜ2 Ορ +x-0.30y	4261.04	5326.31	16.799	20.072	21.406	1.066	1.250	3.750	21.406	1.979	0.092
11	ΘΜ2 Ορ -x+0.30y	5326.31	22370.48	29.742	125.46	164.153	1.308	4.200	4.500	80.599	2.137	0.027
12	ΘΜ2 Ορ -x-0.30y	5326.31	33023.09	30.174	203.98	243.010	1.191	6.200	4.500	81.775	2.428	0.030
13	ΘΜ2 Ορ +y+0.30x	4201.00	6301.51	13.396	19.808	20.525	1.036	1.500	4.500	20.525	1.405	0.068
14	ΘΜ2 Ορ +y-0.30x	4201.00	6301.51	13.604	20.131	20.809	1.034	1.500	4.500	20.809	1.407	0.068
15	ΘΜ2 Ορ -y+0.30x	6301.51	31507.53	28.972	146.44	203.236	1.388	5.000	4.500	105.393	1.463	0.014
16	ΘΜ2 Ορ -y-0.30x	3150.75	31507.53	14.856	146.14	203.649	1.393	10.000	4.500	76.046	1.401	0.018
17	ΘΜ3 Ορ +x+0.30y	6396.28	63962.79	17.266	214.08	237.697	1.110	10.000	4.500	64.327	3.231	0.050
18	ΘΜ3 Ορ +x-0.30y	6396.28	66094.88	17.041	218.44	240.277	1.100	10.333	4.500	66.507	3.233	0.049
19	ΘΜ3 Ορ -x+0.30y	6396.28	27717.21	29.068	127.38	177.222	1.391	4.333	4.500	75.240	2.374	0.032
20	ΘΜ3 Ορ -x-0.30y	6396.28	30915.35	29.413	140.98	174.927	1.241	4.833	4.500	76.114	2.305	0.030
21	ΘΜ3 Ορ +y+0.30x	7354.93	10507.05	16.971	23.890	24.573	1.029	1.429	4.286	24.573	1.570	0.064
22	ΘΜ3 Ορ +y-0.30x	7354.93	10507.05	17.082	24.072	24.720	1.027	1.429	4.286	24.720	1.573	0.064
23	ΘΜ3 Ορ -y+0.30x	5253.52	28369.03	21.444	114.49	116.136	1.014	5.400	4.500	71.642	1.579	0.022
24	ΘΜ3 Ορ -y-0.30x	3152.11	27318.33	13.224	110.75	112.230	1.013	8.667	4.500	71.989	1.524	0.021
25	ΘΜ4 Ορ +x+0.30y	3197.74	41570.65	14.686	207.86	238.993	1.150	13.000	4.500	65.748	2.461	0.037
26	ΘΜ4 Ορ +x-0.30y	3197.74	42636.56	14.440	208.61	238.068	1.141	13.333	4.500	69.159	2.442	0.035
27	ΘΜ4 Ορ -x+0.30y	4263.66	36241.08	21.560	213.36	243.053	1.139	8.500	4.500	72.293	2.730	0.038
28	ΘΜ4 Ορ -x-0.30y	4263.66	35175.16	21.892	209.60	245.089	1.169	8.250	4.500	73.390	2.716	0.037
29	ΘΜ4 Ορ +y+0.30x	6304.54	19964.38	22.824	70.651	71.921	1.018	3.167	4.500	58.436	1.407	0.024
30	ΘΜ4 Ορ +y-0.30x	7355.30	37827.24	26.622	138.09	252.788	1.830	5.143	4.500	58.943	1.480	0.025
31	ΘΜ4 Ορ -y+0.30x	5253.78	35725.73	22.122	167.16	292.935	1.752	6.800	4.500	98.407	1.726	0.018
32	ΘΜ4 Ορ -y-0.30x	3152.27	35725.73	12.683	167.04	291.905	1.748	11.333	4.500	98.393	1.853	0.019
33	ΘΜ1 Ιδ +x+0.30y	9590.80	61807.37	32.451	228.37	239.133	1.047	6.444	4.500	67.736	2.380	0.035
34	ΘΜ1 Ιδ +y+0.30x	9455.72	30468.42	26.055	84.624	149.291	1.764	3.222	4.500	75.936	1.411	0.019
35	ΘΜ2 Ιδ +x+0.30y	6391.57	8522.09	16.642	21.277	22.755	1.069	1.333	4.000	22.755	1.989	0.087
36	ΘΜ2 Ιδ +y+0.30x	6301.51	9452.26	12.164	17.958	18.626	1.037	1.500	4.500	18.626	1.402	0.075

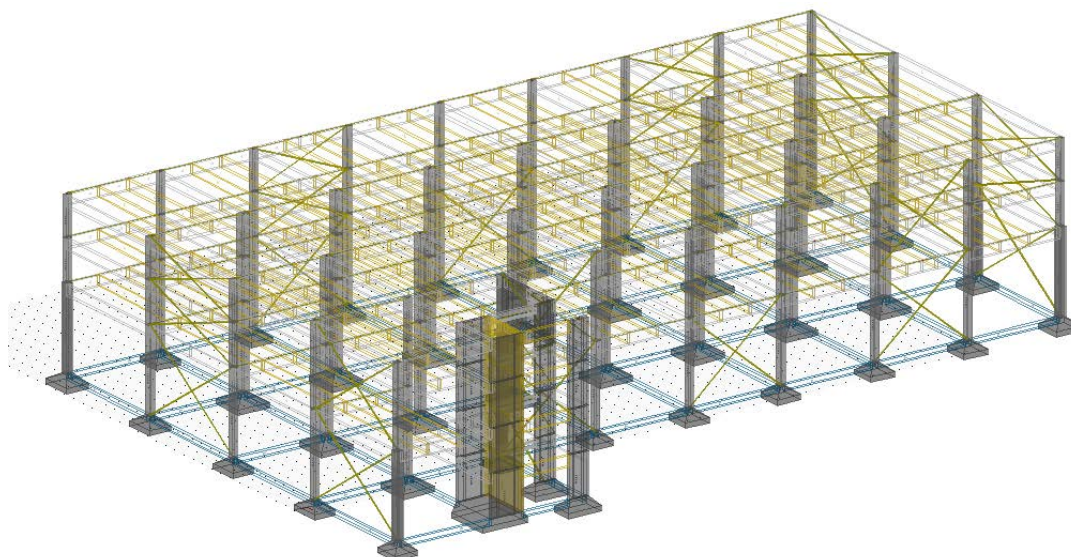
Από τα αποτελέσματα του Πίνακα 6.6 παρατηρείται ότι ο φορέας παρουσιάζει ικανοποιητική ανελαστική συμπεριφορά, με τους περισσότερους συντελεστές πλαστιμότητας μετακίνησης ($\mu\Delta$) να κυμαίνονται κοντά ή πάνω από το 1.5, υποδηλώνοντας ικανότητα για απορρόφηση ενέργειας μέσω παραμορφώσεων. Οι τιμές του λόγου υπεραντοχής (α_u/α_1) βρίσκονται σταθερά λίγο πάνω από τη μονάδα, γεγονός που υποδηλώνει ότι η φέρουσα ικανότητα του συστήματος υπερβαίνει την αρχική ελαστική απαίτηση. Παράλληλα, οι τιμές του δείκτη CR (δ_{ap}/δ_{ik}) είναι πολύ μικρές σε όλες τις περιπτώσεις, στοιχείο που φανερώνει την αναμενόμενη και ομαλή ανάπτυξη παραμορφώσεων χωρίς ξαφνικές α-στοχίες. Συνολικά, ο φορέας επιδεικνύει συνεπή και ελεγχόμενη συμπεριφορά για όλες τις διευθύνσεις φόρτισης και θέσεις μάζας, με καλή κατανομή των μετακινήσεων και φέρουσα ικανότητα που ανταποκρίνεται με ασφάλεια στις απαιτήσεις της ανάλυσης.

6.3. Πρόταση ενίσχυσης 2

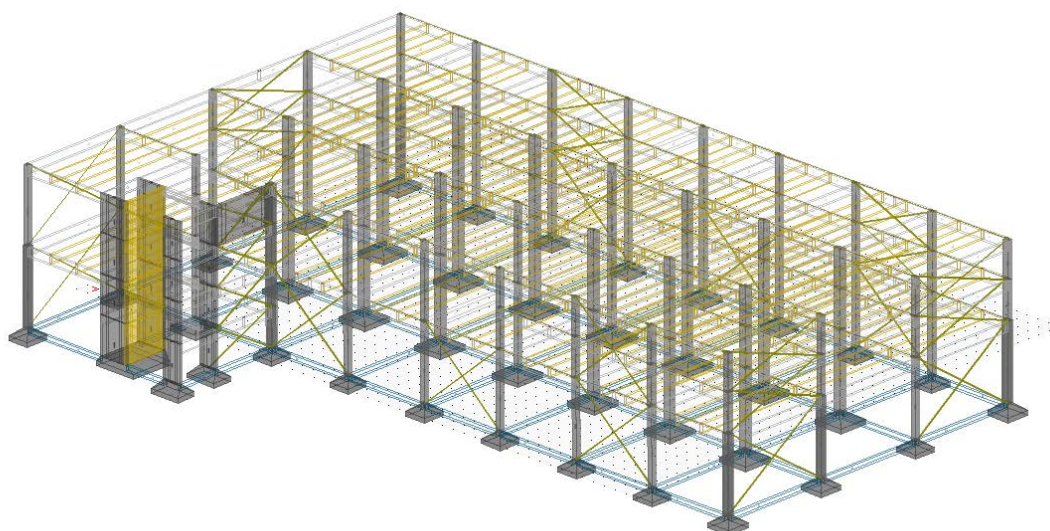
Η δεύτερη εναλλακτική λύση ακολούθησε παρόμοια μεθοδολογία ανάλυσης και αξιολόγησης με εκείνη της Πρότασης 1, αξιοποιώντας το ίδιο τρισδιάστατο προσομοίωμα της υφιστάμενης κατασκευής στο λογισμικό RAF για τον εντοπισμό κρίσιμων περιοχών. Βασική διαφοροποίηση της Πρότασης 2 αποτελεί η επιλογή συστήματος χιαστών μεταλλικών συνδέσμων αντί για νέα τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος, με στόχο την επίτευξη αντίστοιχης αύξησης της οριζόντιας δυσκαμψίας και του περιορισμού των σχετικών μετακινήσεων ορόφων.

Μετά την εισαγωγή των χιαστών συνδέσμων πραγματοποιήθηκε νέα στατική ανάλυση, από την οποία προέκυψε, ανάγκη τοπικής ενίσχυσης ορισμένων υποστυλωμάτων. Οι ανεπάρκειες αυτές αντιμετωπίστηκαν με την εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, ώστε τα μέλη να ικανοποιούν τις απαιτήσεις αντοχής και δυσκαμψίας.

Η διαστασιολόγηση των ενισχύσεων έγινε σύμφωνα με τις ίδιες κανονιστικές απαιτήσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. – στάθμη επιτελεστικότητας B1 και Ευρωκώδικας 8 για τα όρια οπλισμών), εξασφαλίζοντας συγκρίσιμο επίπεδο σεισμικής συμπεριφοράς με την πρώτη πρόταση. Στα Σχ. 6.18–6.19 αποτυπώνεται το τρισδιάστατο προσομοίωμα του κτιρίου με τις παρεμβάσεις της Πρότασης 2.



Σχήμα 6.17. Κτίριο στο ΡΑΦ ενισχυμένο με χιαστί συνδέσμους



Σχήμα 6.18. Κτίριο στο ΡΑΦ ενισχυμένο με χιαστί συνδέσμους

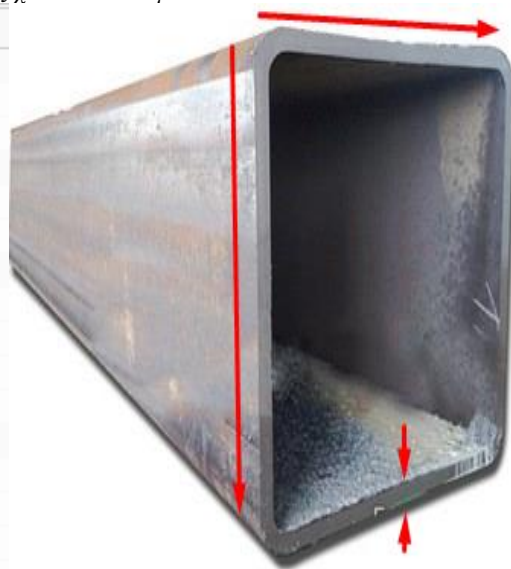
6.3.1. Χιαστί σύνδεσμοι και μανδύες

Για την ομαλή εκτέλεση της ανάλυσης οι μεταλλικοί χιαστί σύνδεσμοι προσομοιώθηκαν ως ραβδωτά στοιχεία (“πλασματικού” χαρακτήρα) με αδρανειακά μεγέθη ίδια με της πραγματικής μεταλλικής διατομής. Η παραδοχή αυτή επέτρεψε την προσομοίωση της απαιτούμενης συμπεριφοράς στο περιβάλλον του λογισμικού, χωρίς να επηρεάζονται τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης.

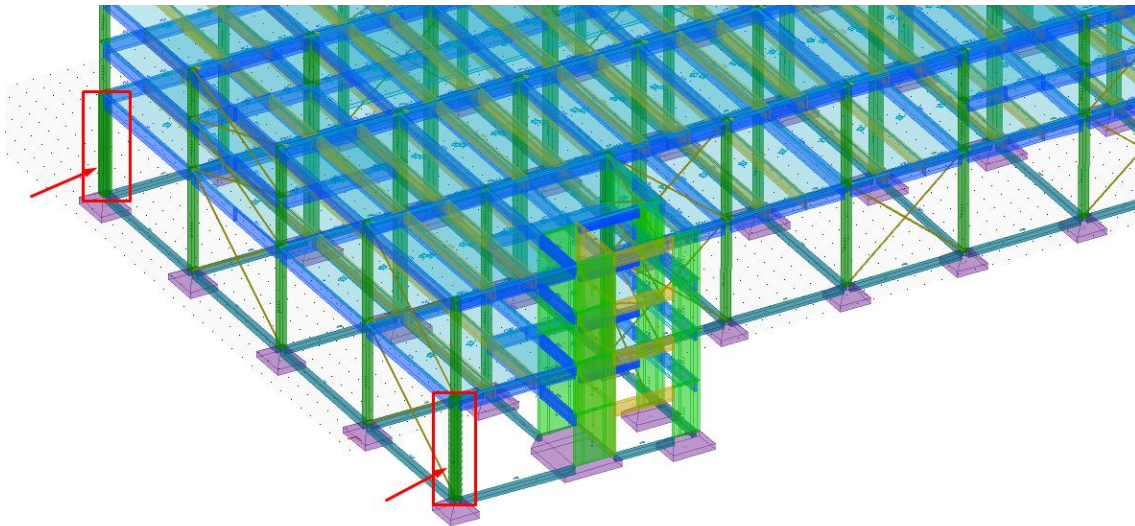
Από τις δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, προέκυψε ότι η διατομή SHS150x150x10 α-νταποκρίνεται επαρκώς στις απαιτήσεις του φορέα.

Πίνακας 6.7. Ιδιότητες χιαστί συνδέσμων

Ιδιότητα	Τιμή
Γενικά	
Όνομα Διατομής	SHS
Σχόλιο	
Υλικά	
Είδος Υλικού	Steel
Ποιότητα Υλικού	S275
Αδρανειακά Μεγέθη	
Επιφάνεια Διατομής $A=$	54.90 cm ²
Ροπή Αδράνειας $I_2=$	1773.0 cm ⁴
Ροπή Αδράνειας $I_3=$	1773.0 cm ⁴
Στρεπτική Ροπή Αδράνειας $J=$	2832.0 cm ⁴
Άλλα Μεγέθη για την Ανάλυση	
Επιφάνεια Ιδίου Βάρους $A_{sw}=$	0 m ²
Επιφάνεια Διάτμησης $A_{s2}=$	0.00 cm ²
Επιφάνεια Διάτμησης $A_{s3}=$	0.00 cm ²

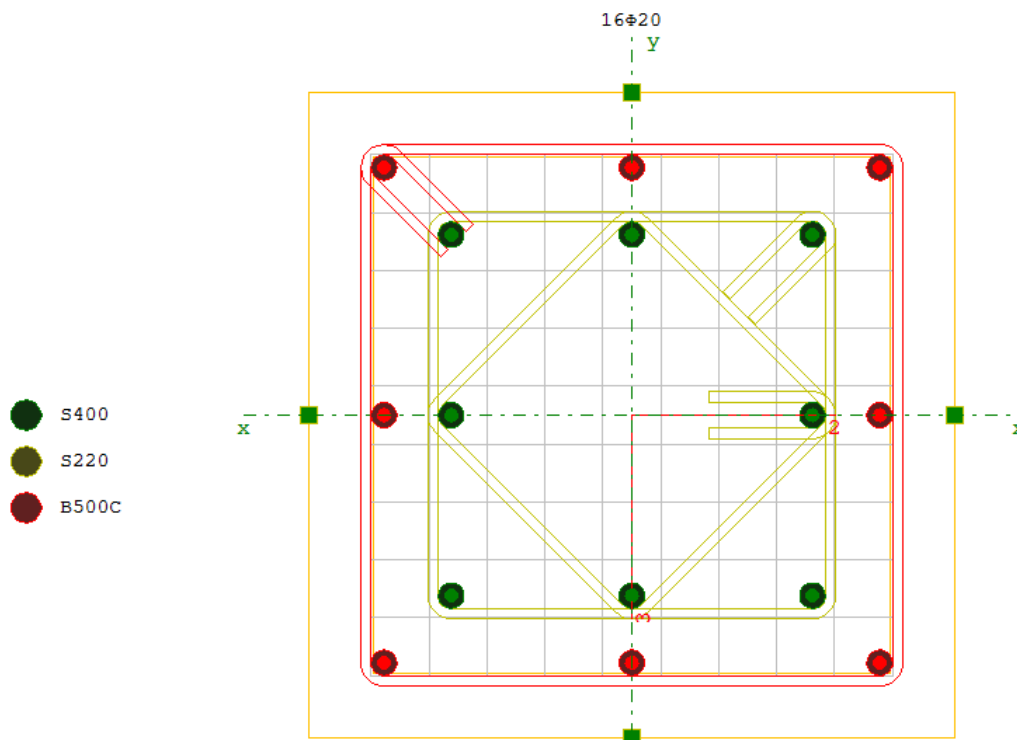


Στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 6.20.) παρουσιάζονται σχηματικά τα υποστυλώματα του φέροντος οργανισμού τα οποία έχουν ενισχυθεί με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, γνωστό και ως Guniting. Η ενίσχυση με Guniting αποτελεί μία διαδομένη μέθοδο αποκατάστασης και ενίσχυσης στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατά την οποία εφαρμόζεται σκυρόδεμα υπό πίεση επάνω στην επιφάνεια του υπάρχοντος στοιχείου. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η αύξηση της διατομής, της φέρουσας ικανότητας και της δομικής αντοχής των υποστυλωμάτων.



Σχήμα 6.19. Ενισχυμένα υποστυλώματα

Στο σχήμα 6.21., παρουσιάζονται οι διατομές των ενισχυμένων υποστυλωμάτων, με τον κόκκινο οπλισμό να αντιστοιχεί στην ενίσχυση.



Σχήμα 6.20. Διατομή ενισχυμένου υποστυλώματος

Το στοιχείο ενισχύθηκε με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 5 cm, ο οποίος φέρει περιμετρικά οκτώ διαμήκεις ράβδους διαμέτρου Φ20 από χάλυβα κατηγορίας B500C.

6.3.2. Γενικοί έλεγχοι και αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Πίνακας 6.8. Σύνοψη γενικών ελέγχων

Ποσοστά Ενεργοποιούμενης Μάζας Σm (%) για Ιδιομορφική Ανάλυση με 6 Ιδιομορφές									
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ					
ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4	ΘΜ1	ΘΜ2	ΘΜ3	ΘΜ4		
99.8	99.8	99.7	99.7	99.1	99.4	99.1	99.3		

Σύνοψη Αποτελεσμάτων Γενικών Ελέγχων Κτηρίου κατά ΕΚ8									
Στάθμη	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ				ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ				
	σε	nv	dr	θ	σε	nv	dr	θ	
θ-Σ1	✓		✓	✓	✓		✓	✓	
Σ1	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Σ2	✓		✓	✓	✓		✓	✓	
Σ3	✓		✓	✓	✓		✓	✓	

Πίνακας 6.9. Ιδιομορφική ανάλυση κτηρίου

Πίνακας 6.9: Ιδιομορφική Ανάλυση Κτηρίου																		
Ιδιομορφική Ανάλυση Κτηρίου																		
α/α	Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητας				Φασματικές Επιταχύνσεις			Συντελεστές Συμμετοχής			Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας					
			T	f	ω	ω ²	αx	αy	αz	v _x	v _y	v _z	m _x	m _y	m _z	Σm _x	Σm _y	Σm _z
			[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]			[-]			[%]					
1	E1	No1	0.52468	1.90593	11.97533	143.40846	2.24876	2.24876		-34.2765	46.62911		31.872	58.984		31.872	58.984	
2		No2	0.51246	1.95139	12.26092	150.33012	2.30108	2.30108		48.20543	32.97391		63.039	29.496		94.911	88.480	
3		No3	0.32367	3.08952	19.41204	376.82737	2.35440	2.35440		0.86303	14.95391		0.020	6.066		94.932	94.546	
4		No4	0.15603	6.40900	40.26891	1621.58532	2.35440	2.35440		-13.2342	0.05357		4.751	0.000		99.683	94.546	
5		No5	0.09469	10.56129	66.35854	4403.45595	2.18076	2.18076		0.46362	-12.9044		0.006	4.517		99.689	99.063	
6		No6	0.08455	11.82684	74.31025	5522.01353	2.14895	2.14895		-0.81910	-2.64998		0.018	0.191		99.707	99.254	
7	E2	No1	0.51839	1.92906	12.12067	146.91068	2.27569	2.27569		56.78617	-16.4667		87.479	7.356		87.479	7.356	
8		No2	0.49413	2.02376	12.71564	161.68762	2.35440	2.35440		16.56970	56.59867		7.448	86.902		94.927	94.258	
9		No3	0.33997	2.94146	18.48175	341.57495	2.35440	2.35440		0.44328	3.15880		0.005	0.271		94.932	94.529	
10		No4	0.15601	6.40972	40.27348	1621.95341	2.35440	2.35440		-13.2350	0.20241		4.752	0.001		99.684	94.530	
11		No5	0.08652	11.55851	72.62428	5274.28589	2.15511	2.15511		0.27347	-13.4501		0.002	4.908		99.686	99.438	
12		No6	0.07808	12.80819	80.47622	6476.42203	2.12861	2.12861		1.34617	1.35799		0.049	0.050		99.736	99.488	
13	E3	No1	0.51864	1.92811	12.11467	146.76531	2.27460	2.27460		58.33547	-9.27812		92.317	2.335		92.317	2.335	
14		No2	0.50410	1.98374	12.46418	155.35586	2.33685	2.33685		8.71757	57.46043		2.062	89.569		94.379	91.904	
15		No3	0.33062	3.02461	19.00418	361.15878	2.35440	2.35440		4.52722	9.85028		0.556	2.632		94.935	94.536	
16		No4	0.15636	6.39551	40.18415	1614.76560	2.35440	2.35440		-13.2264	-0.00823		4.746	0.000		99.681	94.536	
17		No5	0.09021	11.08529	69.65094	4851.25291	2.16671	2.16671		0.61225	-13.1447		0.010	4.687		99.691	99.223	
18		No6	0.08295	12.05564	75.74784	5737.73453	2.14391	2.14391		-1.17611	-2.27231		0.038	0.140		99.729	99.364	
19	E4	No1	0.52311	1.91164	12.01118	144.26839	2.25547	2.25547		51.88741	-27.3239		73.037	20.254		73.037	20.254	
20		No2	0.49888	2.00451	12.59469	158.62609	2.35440	2.35440		28.22713	51.44957		21.615	71.810		94.652	92.063	
21		No3	0.33135	3.01796	18.96242	359.57333	2.35440	2.35440		-3.19222	9.55127		0.276	2.475		94.928	94.538	
22		No4	0.15589	6.41459	40.30403	1624.41511	2.35440	2.35440		-13.2392	0.27004		4.755	0.002		99.683	94.540	
23		No5	0.09022	11.08462	69.64674	4850.66847	2.16672	2.16672		0.14336	-13.1936		0.001	4.722		99.684	99.262	
24		No6	0.07900	12.65841	79.53514	6325.83800	2.13151	2.13151		-0.94675	-1.92603		0.024	0.101		99.708	99.363	

Όπως αναφέρθηκε και στη προηγούμενη πρόταση ενίσχυσης, η ιδιομορφική ανάλυση παρέχει κρίσιμες πληροφορίες για τη δυναμική συμπεριφορά του φορέα. Στους παραπάνω πίνακες παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την παρούσα περίπτωση ενίσχυσης. Διαπιστώνεται ότι οι απαιτήσεις ενεργοποιούμενης μάζας ικανοποιούνται πλήρως και στις δύο διευθύνσεις, ενώ οι γενικοί έλεγχοι κατά ΕΚ8 παραμένουν επιτυχείς σε όλες τις στάθμες, επιβεβαιώνοντας την ορθότητα του αναλυτικού μοντέλου. Οι ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών ακολουθούν ομαλή κατανομή, χωρίς ενδείξεις δυσμενών αποκλίσεων, γεγονός που αποτυπώνει τη διατήρηση της συνολικής στατικής και δυναμικής επάρκειας του φορέα μετά την επέμβαση.

6.3.3. Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης (PUSHOVER)

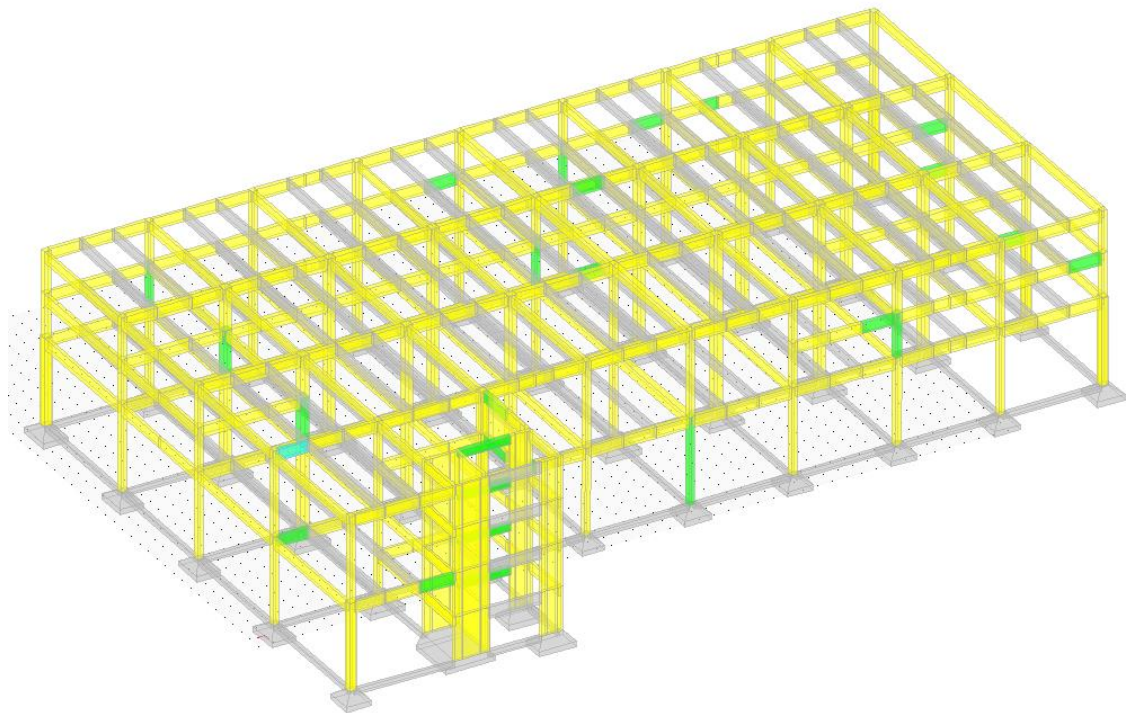
Πίνακας 6.10. Έλεγχος εφαρμοσιμότητας υπερωθητικής ανάλυσης

Έλεγχος Εφαρμοσιμότητας Υπερωθητικής Ανάλυσης - ΚΑΝ.ΕΠΕ. 55.7.2(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	Σ3	3004.29	3512.19	
2			Σ2	4755.76	5420.48	
3			Σ1	6909.00	7850.50	
4			Θ-Σ1	6951.31	7908.47	
5		y	Σ3	2839.20	3311.66	
6			Σ2	4327.46	5019.18	
7			Σ1	6305.72	7291.81	
8			Θ-Σ1	6356.25	7354.29	
9	2	x	Σ3	4183.38	3505.60	
10			Σ2	6516.80	5404.62	
11			Σ1	9470.58	7827.46	
12			Θ-Σ1	9539.87	7885.89	
13		y	Σ3	4352.57	3619.35	
14			Σ2	6705.08	5530.52	
15			Σ1	9731.10	8000.48	
16			Θ-Σ1	9804.74	8063.60	
17	3	x	Σ3	4397.06	3508.95	
18			Σ2	6877.43	5431.85	
19			Σ1	9993.03	7864.81	
20			Θ-Σ1	10062.67	7920.32	
21		y	Σ3	4460.13	3559.46	
22			Σ2	6832.36	5415.55	
23			Σ1	9948.86	7856.19	
24			Θ-Σ1	10030.26	7922.01	
25	4	x	Σ3	3489.32	3434.05	
26			Σ2	5387.78	5272.04	
27			Σ1	7831.43	7635.29	
28			Θ-Σ1	7894.12	7694.66	
29		y	Σ3	3593.87	3457.58	
30			Σ2	5524.47	5260.66	
31			Σ1	8037.10	7629.24	
32			Θ-Σ1	8101.90	7693.18	

Ο Πίνακας 6.10 παρουσιάζει τον έλεγχο εφαρμοσιμότητας της Υπερωθητικής Ανάλυσης σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (άρθρο 5.7.2(α)). Από τον πίνακα προκύπτει ότι το κτίριο πληροί τις βασικές προϋποθέσεις για την εφαρμογή της μεθόδου, καθώς διαθέτει ένα μόνο διάφραγμα ανά στάθμη και δεν υπάρχουν μεμονωμένες μάζες σε κόμβους.

Για κάθε στάθμη και διεύθυνση πραγματοποιείται ο έλεγχος της σχέσης $1.30 \times F_1 > F_{tot}$, με τα αποτελέσματα να παρουσιάζονται αναλυτικά στον πίνακα. Παρατηρείται ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η ανισότητα ικανοποιείται (ένδειξη με ✓), επιβεβαιώνοντας την ορθή εφαρμογή της Υπερωθητικής Ανάλυσης στον εξεταζόμενο φορέα. Οι λίγες περιπτώσεις στις οποίες η συνθήκη εμφανίζεται οριακή (ένδειξη ⚠) δεν επηρεάζουν τη συνολική καταλληλότητα του μοντέλου, καθώς οι αποκλίσεις είναι μικρής σημασίας και δεν αναιρούν τη συμμόρφωση με τα κριτήρια του κανονισμού.

Η παρουσίαση των αποτελεσμάτων για τη δεύτερη μέθοδο ακολουθεί το ίδιο πρότυπο με εκείνη της πρώτης.

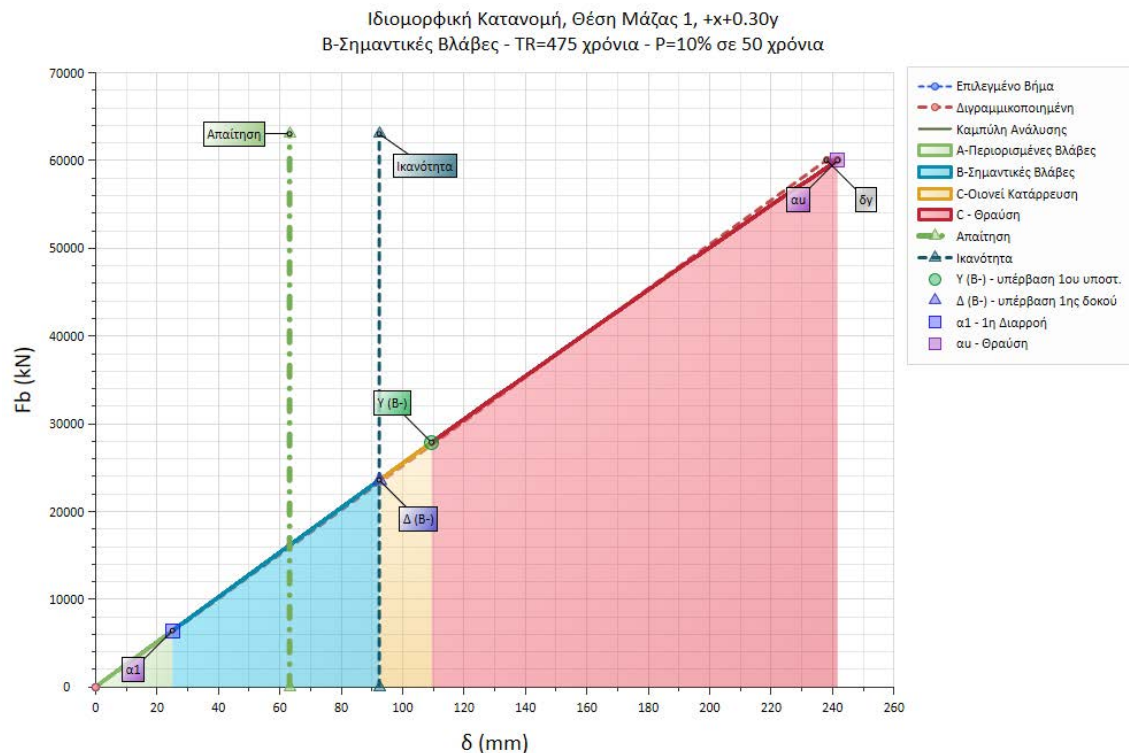


Σχήμα 6.21. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ιδιομορφική φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ1

Στο Σχήμα 6.23 παρουσιάζεται η χρωματική απεικόνιση των δεικτών εξάντλησης (CR – Capacity Ratio) των δομικών στοιχείων του φορέα, όπως προέκυψαν από τη δυναμική ανελαστική ανάλυση με το λογισμικό RAF. Ο δείκτης CR εκφράζει τον λόγο της αναπτυσσόμενης παραμόρφωσης προς την αντίστοιχη οριακή, αποτελώντας επομένως μέτρο της καταπόνησης κάθε μέλους.

Οι τιμές του δείκτη κυμαίνονται μεταξύ 0.00 και 0.61, με τη συντριπτική πλειονότητα των στοιχείων να παρουσιάζει τιμές μικρότερες του 0.35. Η χρωματική κωδικοποίηση των τιμών CR είναι ίδια με αυτή που χρησιμοποιήθηκε στην προηγούμενη μέθοδο ενίσχυσης, επιτρέποντας την άμεση οπτική αξιολόγηση της καταπόνησης ανά μέλος.

Από την απεικόνιση διαπιστώνεται ότι η καταπόνηση κατανέμεται ομοιόμορφα σε ολόκληρο τον φορέα, με τα βασικά φέροντα στοιχεία να εμφανίζουν χαμηλές τιμές εξάντλησης ($CR < 0.4$). Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνει την επάρκεια της ενίσχυσης και τη διατήρηση ασφαλούς φέρουσας ικανότητας υπό τη συγκεκριμένη σεισμική δράση.



Σχήμα 6.22. Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ1

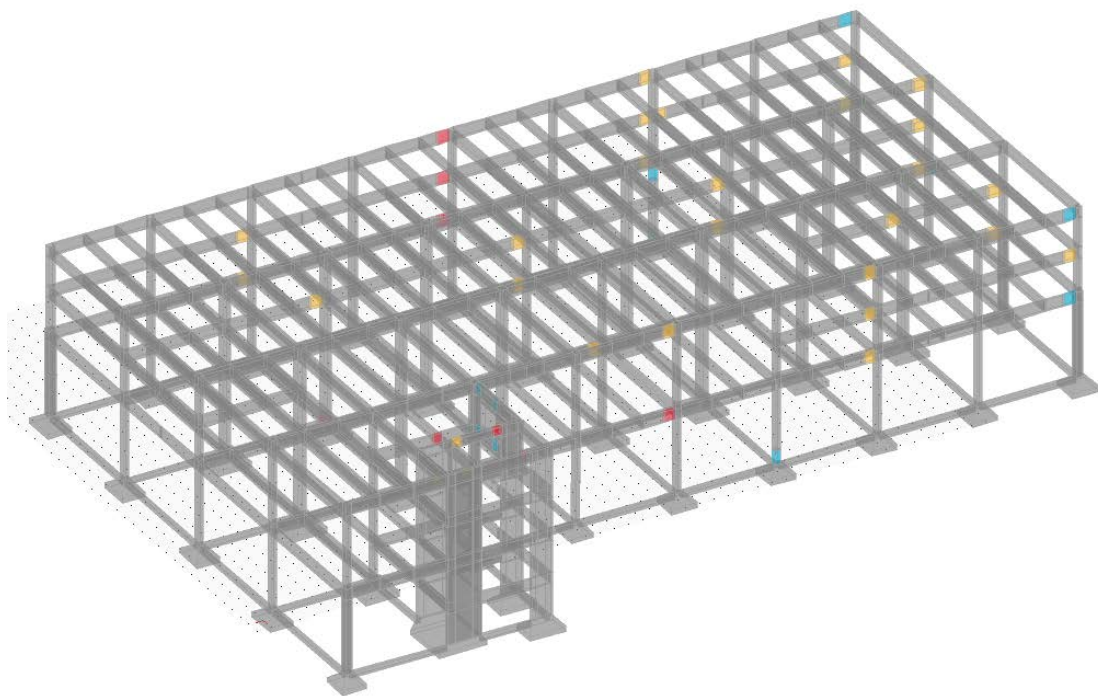
Στο Σχήμα 6.24 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα για την ιδιομορφική φόρτιση +x+0.30y της ΘΜ1. Η καμπύλη απεικονίζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης (F_b) και της μετακίνησης του σημείου ελέγχου (δ), αποτυπώνοντας την ανάπτυξη της φέρουσας ικανότητας του συστήματος υπό πλευρική φόρτιση.

Η συμπεριφορά του φορέα ξεκινά με γραμμικό και ελαστικό στάδιο, όπου στο σημείο **α1** εμφανίζεται η πρώτη διαρροή σε μεγαλύτερη μετακίνηση σε σχέση με προηγούμενες αναλύσεις. Η μετάβαση στην ανελαστική συμπεριφορά είναι πιο ομαλή, χωρίς απότομες μεταβολές, υποδεικνύοντας καλύτερο έλεγχο των βλαβών.

Η καμπύλη διατηρεί σταθερή ή ήπια ανοδική πορεία μέχρι το τελικό σημείο θραύσης (**αυ**), το οποίο εμφανίζεται σε υψηλές μετακινήσεις (περίπου 240 mm), δείχνοντας αυξημένη πλαστιμότητα του φορέα. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης είναι ελαφρώς μειωμένη σε σχέση με την προηγούμενη μέθοδο, αλλά η συνολική συμπεριφορά είναι πιο ευνοϊκή όσον αφορά τη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας και την προοδευτική εμφάνιση βλαβών.

Η γραμμή σεισμικής απαίτησης βρίσκεται χαμηλότερα από την καμπύλη, επιβεβαιώνοντας ότι η ενισχυμένη κατασκευή καλύπτει τις απαιτήσεις για τη συγκεκριμένη στάθμη βλαβών και παρέχει ασφαλή λειτουργικότητα.

Συνολικά, η καμπύλη ικανότητας στο Σχήμα 6.24 αναδεικνύει βελτιωμένη πλαστιμότητα και πιο ομοιόμορφη κατανομή βλαβών, χαρακτηριστικά που υποστηρίζουν την αποτελεσματικότητα της μεθόδου ενίσχυσης υπό την εξεταζόμενη φόρτιση.

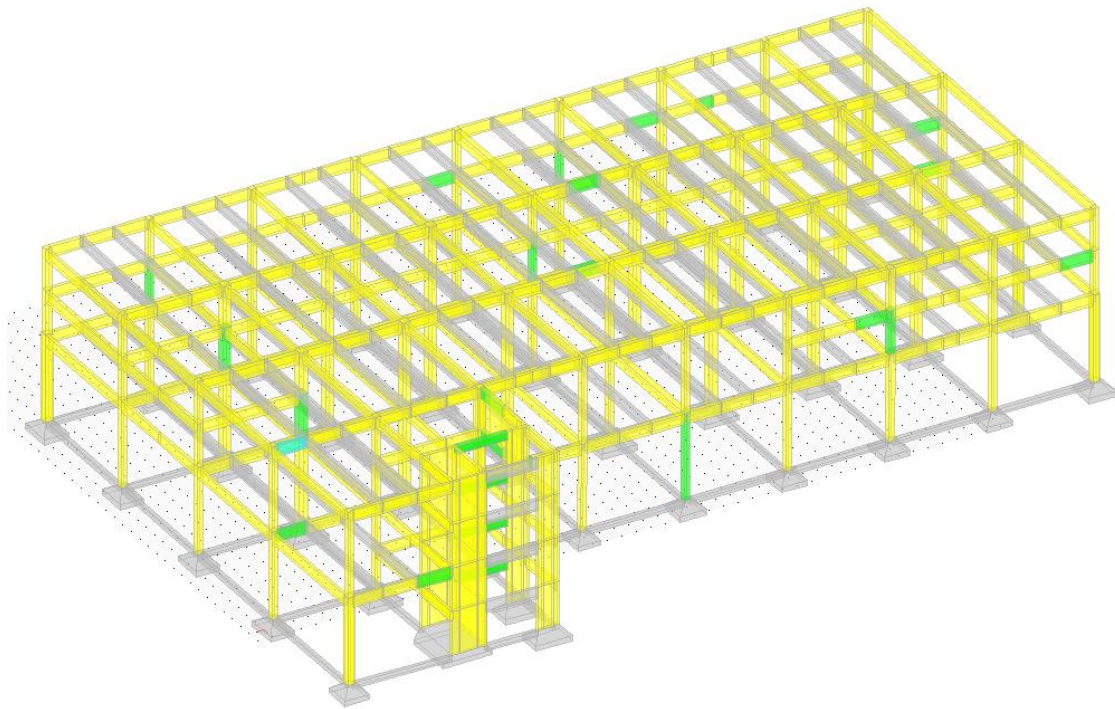


Σχήμα 6.23. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ1

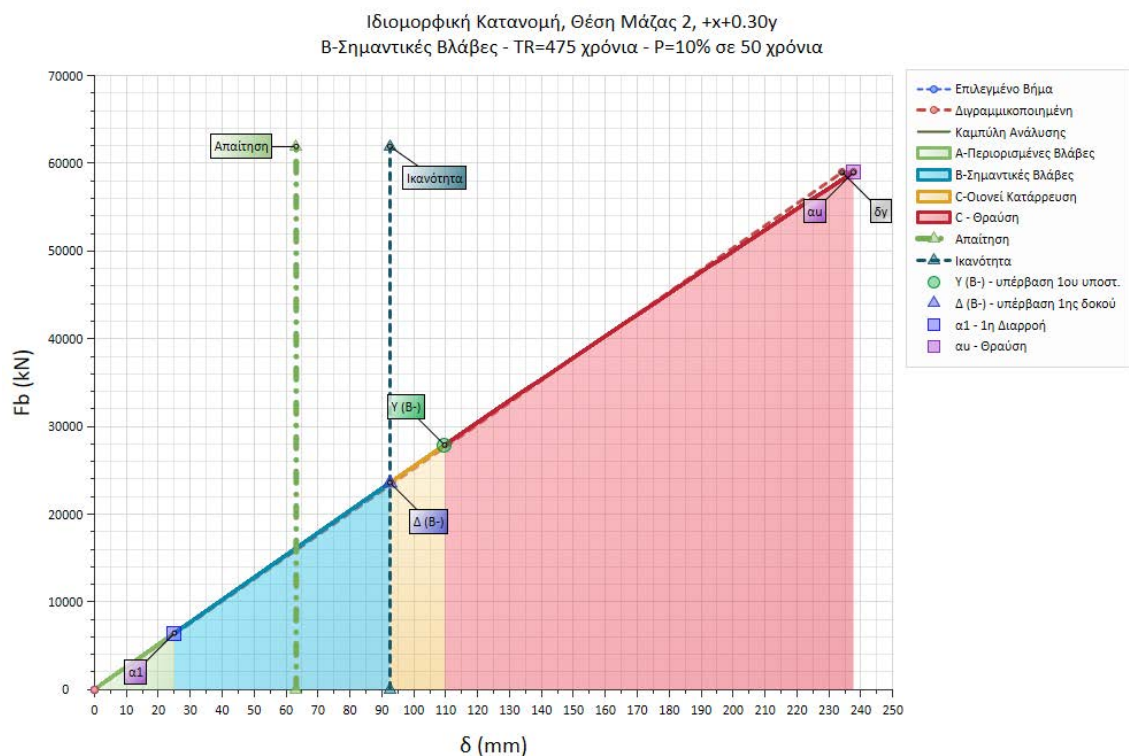
Στο παραπάνω σχήμα απεικονίζεται η τελική κατάσταση του φορέα στο τελευταίο στάδιο της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για τη συνδυασμένη ιδιομορφική φόρτιση ($+x$, $+0.30y$). Ο φορέας παρουσιάζεται με τις θέσεις ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες αποδίδονται με χρωματική κωδικοποίηση που αντιστοιχεί στα στάδια εξέλιξης της καμπύλης ικανότητας.

Οι πλαστικές αρθρώσεις εντοπίζονται κυρίως στα άκρα των δοκών και στα άνω ή κάτω άκρα των υποστυλωμάτων, υποδηλώνοντας την έναρξη και εξέλιξη τοπικών μη γραμμικών παραμορφώσεων. Οι αποχρώσεις από γαλάζιο έως κόκκινο αποτυπώνουν την ένταση της πλαστικοποίησης, με τις κόκκινες ενδείξεις να αντιστοιχούν σε προχωρημένα στάδια βλάβης ή οριακές καταστάσεις αστοχίας.

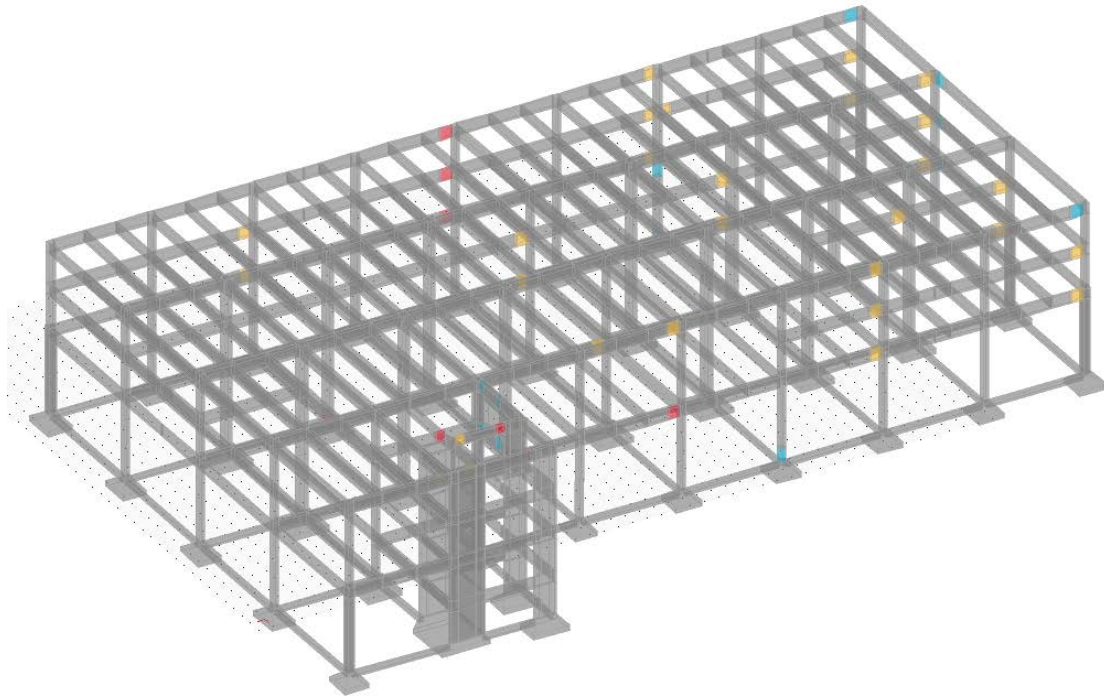
Παρατηρείται ότι οι περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται στα άκρα των δοκών, γεγονός που συνάδει με την επιθυμητή διαδοχή αστοχίας «δοκού – υποστυλώματος» και καταδεικνύει ικανοποιητική συμπεριφορά του φορέα υπό τη συγκεκριμένη φόρτιση. Οι ενδείξεις στις περιοχές των υποστυλωμάτων είναι περιορισμένες, στοιχείο που υποδηλώνει ότι τα κατακόρυφα στοιχεία διατηρούν τη φέρουσα ικανότητά τους. Η συνολική κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων υποδεικνύει ότι ο φορέας παραμένει στατικά επαρκής, χωρίς να έχει αναπτυχθεί μηχανισμός κατάρρευσης.



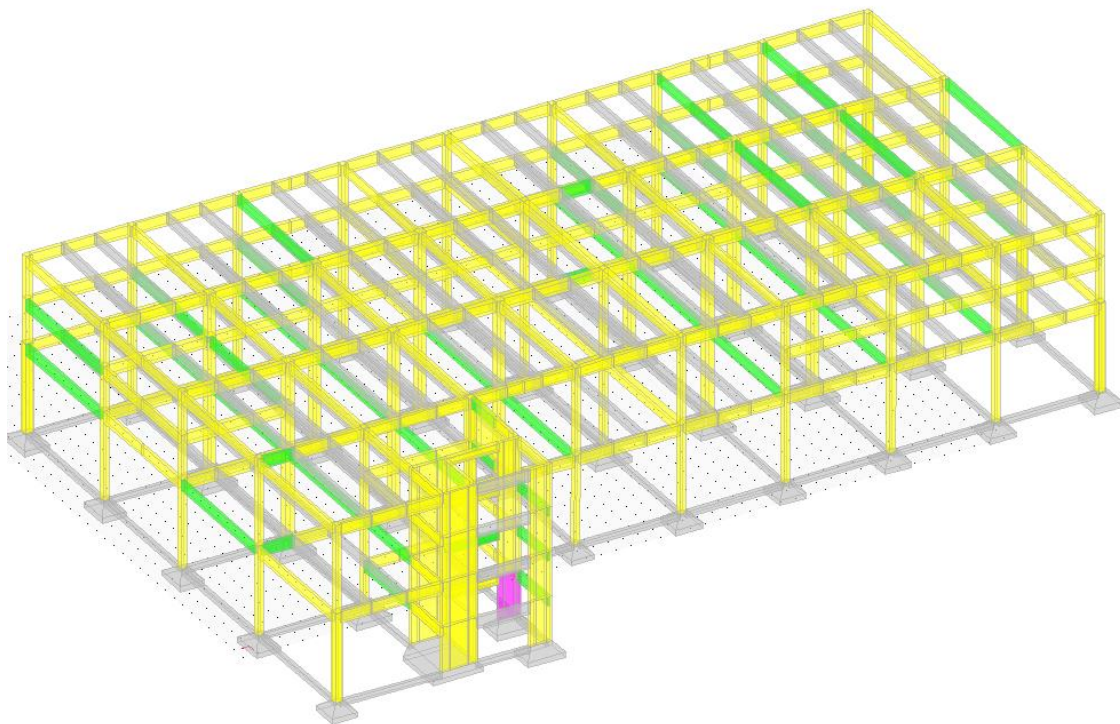
Σχήμα 6.24. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ2



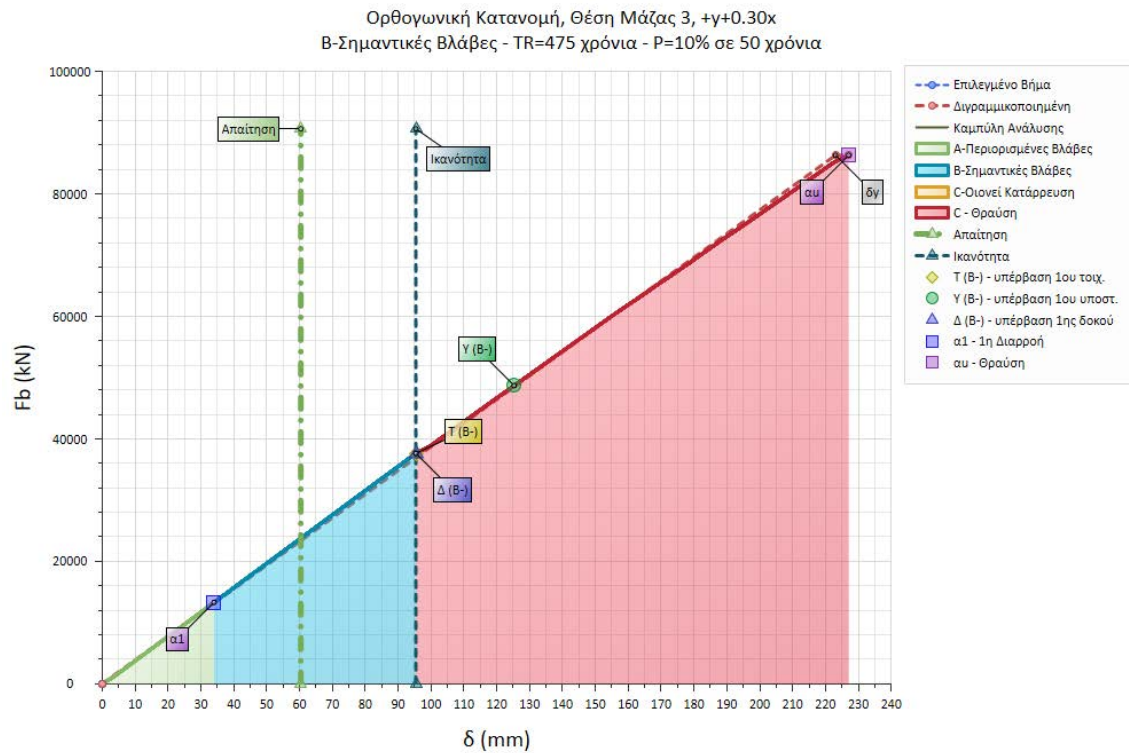
Σχήμα 6.25. Καμπύλη ικανότητας για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ2



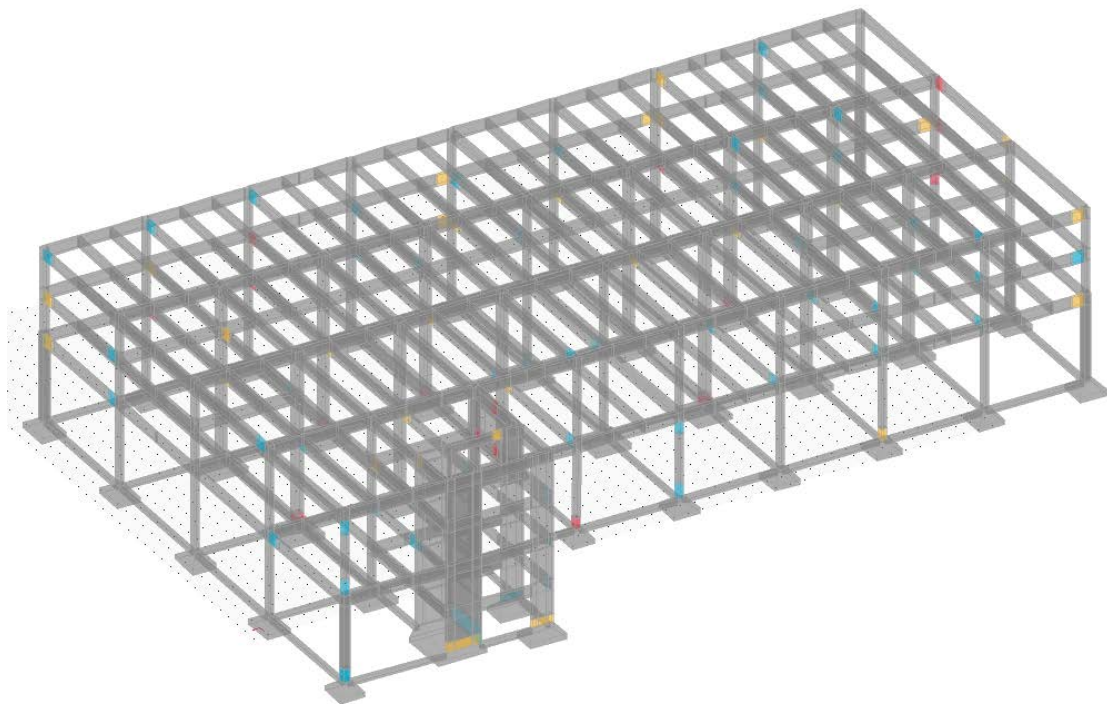
Σχήμα 6.26. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ιδιομορφική φόρτιση $+x+0.30y$ της ΘΜ2



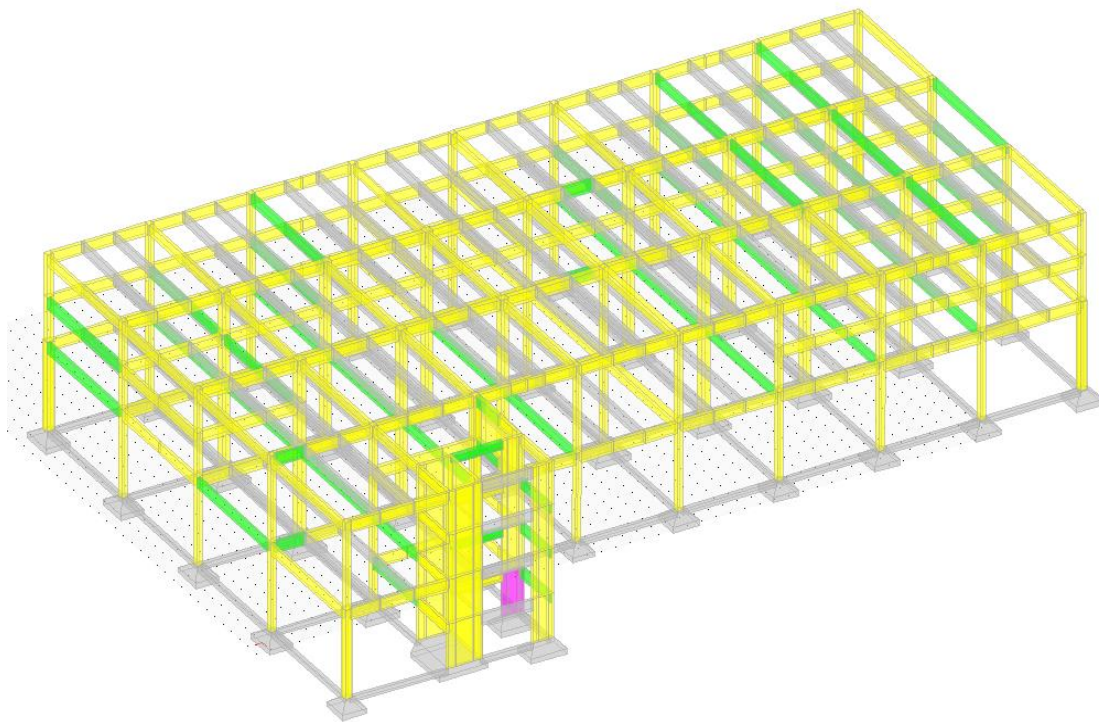
Σχήμα 6.27. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ3



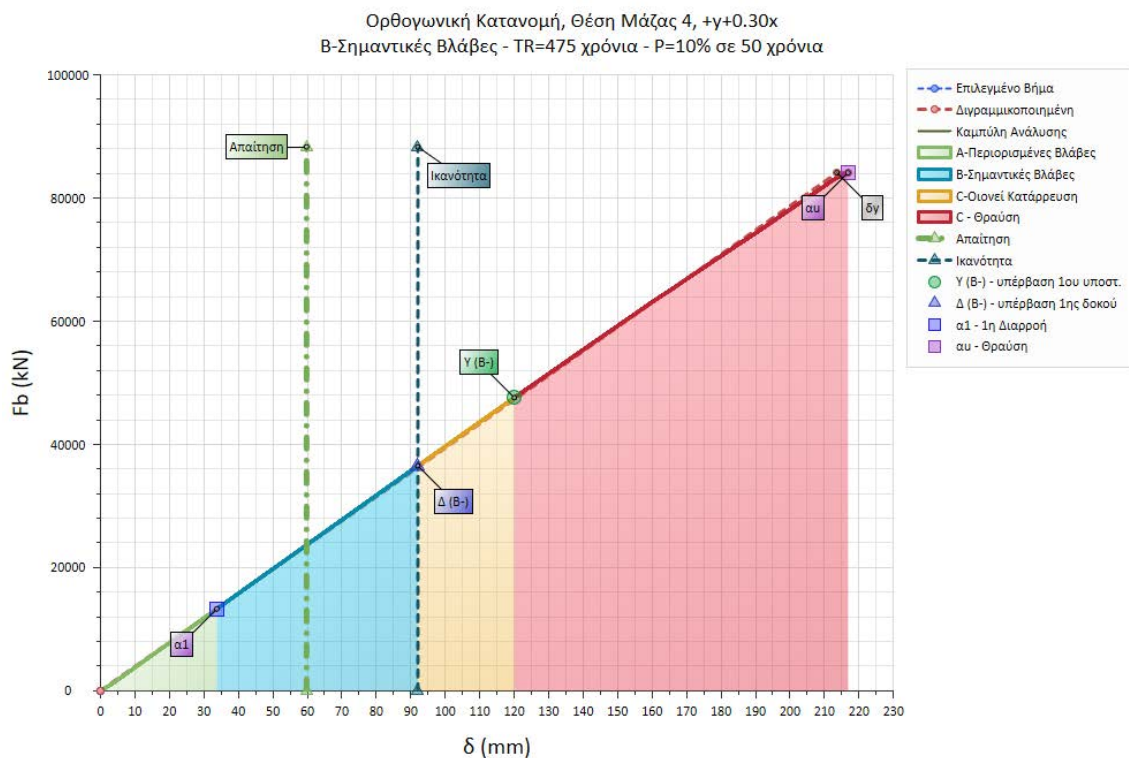
Σχήμα 6.28. Καμπύλη ικανότητας για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ3



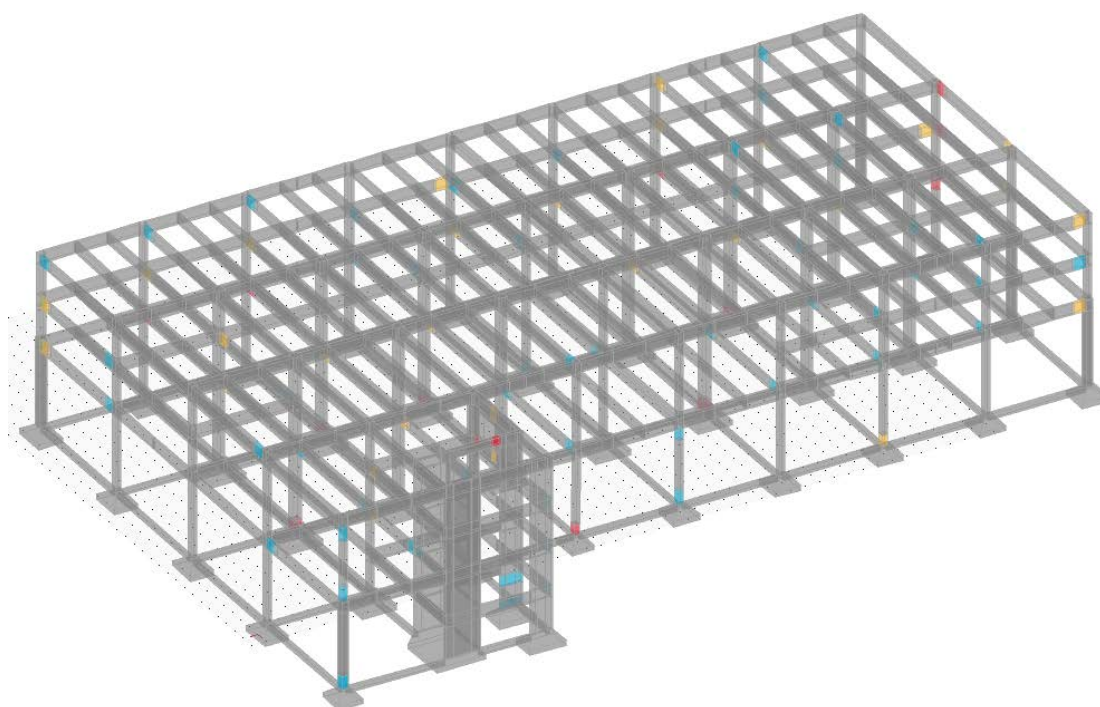
Σχήμα 6.29. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ3



Σχήμα 6.30. Χρωματική απεικόνιση (CR) κτιρίου για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ4



Σχήμα 6.31. Καμπύλη ικανότητας για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της ΘΜ4



Σχήμα 6.32. Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων για την ορθογωνική φόρτιση $+y+0.30x$ της $\Theta M4$

Πίνακας 6.11. Αποτελέσματα ιδιομορφικών φορτίσεων για τις τέσσερις θέσεις μάζας.

Αξιολόγηση Υπερωθητικής												
α/α	Επίλυση	Fa1	Fu	δα1	δy	δυ	μΔ=δu/δy	αu/α1=Fu/Fa1	qmax	δικ	δαπ	CR=δαπ/δικ
		kN	mm			mm						
1	ΘM1 Ορ +x+0.30y	7505.33	65403.57	26.644	235.96	239.212	1.014	8.714	4.500	95.627	63.094	0.66
2	ΘM1 Ορ +y+0.30x	12172.08	87417.64	32.383	234.80	237.608	1.012	7.182	4.500	97.442	60.417	0.62
3	ΘM2 Ορ +x+0.30y	7505.94	65408.94	26.634	236.01	239.550	1.015	8.714	4.500	95.689	63.107	0.65
4	ΘM2 Ορ +y+0.30x	13278.63	79671.77	33.190	198.69	201.777	1.016	6.000	4.500	82.313	59.702	0.72
5	ΘM3 Ορ +y+0.30x	13278.63	86311.08	33.996	223.07	227.069	1.018	6.500	4.500	95.396	60.388	0.63
6	ΘM4 Ορ +y+0.30x	13278.63	84097.98	33.762	213.62	216.834	1.015	6.333	4.500	92.058	59.778	0.64
7	ΘM1 Ιδ +x+0.30y	6433.14	60042.63	25.036	238.06	241.644	1.015	9.333	4.500	92.381	63.171	0.68
8	ΘM1 Ιδ +y+0.30x	8852.42	82991.43	25.211	237.14	240.002	1.012	9.375	4.500	103.650	60.041	0.57
9	ΘM2 Ιδ +x+0.30y	6433.67	58975.27	25.058	234.15	237.687	1.015	9.167	4.500	92.561	63.184	0.68

Ο φορέας εμφανίζει ικανοποιητική ανελαστική συμπεριφορά, με συντελεστές πλαστιμότητας μετακίνησης ($\mu\Delta$) > 1.5 και λόγους υπεραντοχής ($\alpha u / \alpha 1$) ελαφρώς άνω της μονάδας. Οι χαμηλές τιμές του δείκτη CR υποδηλώνουν ομαλή ανάπτυξη παραμορφώσεων χωρίς αστοχίες. Συνολικά, παρουσιάζει σταθερή και ελεγχόμενη απόκριση με ασφαλή φέρουσα ικανότητα.

7. Σύγκριση Κόστους

Η κοστολόγηση των εναλλακτικών μεθόδων ενίσχυσης αποτελεί κρίσιμο στάδιο για την αξιολόγηση της αποδοτικότητας και βιωσιμότητας των επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές. Η εκτίμηση του κόστους για τις τεχνικές ενίσχυσης που αναφέρθηκαν περιλαμβάνει το σύνολο των εργασιών, των υλικών και της τεχνικής πολυπλοκότητας. Πιο συγκεκριμένα:

➔ Ενίσχυση φορέα με προσθήκη τοιχωμάτων

Το κόστος για την ενίσχυση με προσθήκη τοιχωμάτων περιλαμβάνει:

- **Σκυρόδεμα:** 80€/m^3
- **Οπλισμό (σίδερα τοιχίου):** 160kg/m^3 με κόστος αγοράς 1€/kg και κόστος εργασίας 0.50€/kg
- **Έξοδα καλουπατζή:** 160€/m^3
- **Εκτοξευμένο σκυρόδεμα (gunite) για την εμφάντωση των τοιχωμάτων:** 1800€/m^3

Ο συνολικός όγκος σκυροδέματος που απαιτείται για τα τοιχώματα της κατασκευής υπολογίστηκε ίσος με $V=177.70\text{m}^3$, ενώ ο όγκος σκυροδέματος για τις πεδιλοδοκούς ίσος με $V=61.25\text{m}^3$, δηλαδή ο συνολικός απαιτούμενος όγκος για την ενίσχυση ισούται με $V=238.95\text{m}^3$.

Το συνολικό κόστος της ενίσχυσης ισούται με το άθροισμα του κόστους των υλικών και της εργασίας, ως εξής: $(80\text{€/m}^3 + 160\text{kg/m}^3 * (1\text{€/kg} + 0.50\text{€/kg}) + 160\text{€/m}^3) * 238.95\text{m}^3 = 480\text{€/m}^3 * 238.95\text{m}^3 = 114696\text{€}$.

➔ Ενίσχυση φορέα με προσθήκη χιαστί μεταλλικών συνδέσμων και εκτοξευμένου σκυροδέματος

Το κόστος για την ενίσχυση με προσθήκη χιαστών μεταλλικών συνδέσμων περιλαμβάνει:

- **Χάλυβας:** 1.50€/kg
- **Επεξεργασία και τοποθέτηση:** 2.50€/kg
- **Διατομή SHS150x150x10:** 41.30kg/m
- **Πρόσθετο 10% για τις συνδέσεις**

Το συνολικό μήκος της μεταλλικής διατομής που απαιτήθηκε για την ενίσχυση υπολογίστηκε ίσο με $L=454\text{m}$. Το κόστος για την προμήθεια, επεξεργασία και τοποθέτηση της μεταλλικής διατομής υπολογίζεται ως εξής: $(1.50\text{€/kg} + 2.50\text{€/kg}) * 41.30\text{kg/m} * 454\text{m} = 75000\text{€}$. Συμπεριλαμβάνοντας και το πρόσθετο ποσό για τις συνδέσεις, το κόστος ανέρχεται τελικά στα 82500€ .

Επιπλέον πραγματοποιήθηκε ενίσχυση 4 υποστλωμάτων με εκτοξευμένο σκυρόδεμα πάχους $t=5\text{cm}$ και ύψους 6m , με εκτιμώμενο κόστος περίπου 2000€ . Συνεπώς το συνολικό κόστος ενίσχυσης με χιαστούς μεταλλικούς συνδέσμους σε συνδυασμό με εκτοξευμένο σκυρόδεμα κοστίζει περίπου **84500€**.

Η ανάλυση αυτή δείχνει ότι η δεύτερη πρόταση ενίσχυσης είναι οικονομικά συμφέρουσα σε σχέση με την πρώτη μέθοδο, η οποία βασίζεται στην προσθήκη τοιχωμάτων. Σημειώνεται ότι στον υπολογισμό της πρώτης μεθόδου δεν έχει συμπεριληφθεί το κόστος του gunite που χρησιμοποιείται για την εμφάντωση των τοιχωμάτων.

8. Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά διώροφου βιομηχανικού κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο βρίσκεται στην περιοχή της Αθήνας και έχει κατασκευαστεί βάσει παλαιότερων κανονισμών, πριν την καθιέρωση των σύγχρονων αντισεισμικών προδιαγραφών. Η ανάλυση και οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του λογισμικού ΡΑΦ–ΤΟΛ, σύμφωνα με τις αρχές και τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Η αποτίμηση του φορέα πραγματοποιήθηκε για ελαστική δυναμική και ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover), με στόχο την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης στη στάθμη επιτελεστικότητας B₁, η οποία αντιστοιχεί σε σημαντικές, αλλά επισκευάσιμες βλάβες.

Το υπό μελέτη κτίριο παρουσίασε ιδιαιτερότητες λόγω της δομικής του διάταξης, καθώς λειτουργούσε ουσιαστικά ως δύο ανεξάρτητα κτίρια εξαιτίας της ανεπαρκούς σύνδεσης μεταξύ των τμημάτων. Η διαμόρφωση αυτή επηρέασε αρνητικά τη συνολική δυσκαμψία και τη δυναμική συνεργασία του φορέα, οδηγώντας σε διαφοροποιημένη κατανομή σεισμικών δράσεων. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προέκυψε ότι ο αρχικός φέρων οργανισμός παρουσίαζε μειωμένη φέρουσα ικανότητα, περιορισμένη πλαστιμότητα και ανεπαρκή απόκριση στη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας. Οι διαπιστώσεις αυτές ανέδειξαν την ανάγκη διερεύνησης και αξιολόγησης κατάλληλων τεχνικών επεμβάσεων, με στόχο τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς και την αποκατάσταση της απαιτούμενης φέρουσας επάρκειας του κτιρίου.

Ο κύριος τρόπος ενίσχυσης που εφαρμόστηκε αφορούσε την ένωση των δύο κτιρίων, με στόχο την επίτευξη ενιαίας και ομοιόμορφης σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα. Ωστόσο, διαπιστώθηκε ότι η επέμβαση αυτή από μόνη της δεν επαρκούσε για την επιθυμητή βελτίωση της συνολικής απόκρισης, με αποτέλεσμα να εξεταστούν δύο επιπλέον στρατηγικές ενίσχυσης: η προσθήκη τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος και η τοποθέτηση χιαστών μεταλλικών συνδέσμων επενδυμένων με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite).

Και οι δύο μέθοδοι συνέβαλαν ουσιαστικά στη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα. Η προσθήκη τοιχωμάτων αύξησε σημαντικά τη συνολική πλευρική δυσκαμψία και τη σταθερότητα του συστήματος, περιορίζοντας τις οριζόντιες μετακινήσεις και τη στρεπτική παραμόρφωση. Από την άλλη πλευρά, οι χιαστί σύνδεσμοι, σε συνδυασμό με την εφαρμογή gunite, ενίσχυσαν τόσο τη συνολική όσο και την τοπική αντοχή των φερόντων στοιχείων, προσφέροντας αυξημένη δυσκαμψία και βελτιωμένη πλαστιμότητα.

Τέλος, πραγματοποιείται σύγκριση κόστους των δύο μεθόδων. Έπειτα από διερεύνηση, προτείνεται ως τελική μέθοδος ενίσχυσης η τοποθέτηση χιαστών μεταλλικών συνδέσμων σε συνδυασμό με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite). Η επιλογή προέκυψε έπειτα από τεchnικοοικονομική αξιολόγηση, καθώς προσφέρει σημαντική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα με αισθητά χαμηλότερο κατασκευαστικό κόστος σε σχέση με την προσθήκη νέων τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος. Η παραπάνω ενίσχυση συμβάλλει στην αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του συστήματος, περιορίζει τις οριζόντιες μετακινήσεις και ενισχύει τη φέρουσα ικανότητα των επιμέρους στοιχείων. Συνολικά, η λύση αυτή κρίνεται ως η πλέον αποδοτική και οικονομικά βιώσιμη επιλογή, εξασφαλίζοντας ικανοποιητική σεισμική απόδοση του κτιρίου με το ελάχιστο δυνατό κόστος υλοποίησης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000), Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2006
2. EN 1992-1-1 (2004). Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
3. EN 1992-1-1 (2004). Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα.
4. EN 1998-1 (2004). Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών.
5. Ζωίτσας, Σ. (2019). Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας εξώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και προτάσεις ενίσχυσης. Διπλωματική εργασία.
6. Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022) 3η Αναθεώρηση 2022, Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2017
7. Κούτας Λ. (2023). Σχεδιασμός Γραμμικών Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος. Ανακτήθηκε από: <https://repository.kallipos.gr/handle/11419/10304>
8. Κυριάκος, Π.-Γ. (2024). Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και πρόταση ενίσχυσης ξενοδοχειακής μονάδας στην Κέρκυρα. Διπλωματική εργασία.
9. Ταγκούλη, Σ. Μ. (2013). Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας πεντάροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Διπλωματική εργασία.
10. T. Paulay, M.J.N, Priestley. Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία.