



ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ
ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ»**

ΨΥΚΑΡΑΚΗ ΜΑΡΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΚΑΤΑΚΑΛΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

Πάτρα, Ιούνιος 2026

Η παρούσα εργασία αποτελεί πνευματική ιδιοκτησία του/της φοιτητή/φοιτήτριας («συγγραφέας/δημιουργός») που την εκπόνησε. Στο πλαίσιο της πολιτικής ανοικτής πρόσβασης ο συγγραφέας/δημιουργός εκχωρεί στο ΕΑΠ, μη αποκλειστική άδεια χρήσης του δικαιώματος αναπαραγωγής, προσαρμογής, δημόσιου δανεισμού, παρουσίασης στο κοινό και ψηφιακής διάχυσής τους διεθνώς, σε ηλεκτρονική μορφή και σε οποιοδήποτε μέσο, για διδακτικούς και ερευνητικούς σκοπούς, άνευ ανταλλάγματος και για όλο το χρόνο διάρκειας των δικαιωμάτων πνευματικής ιδιοκτησίας. Η ανοικτή πρόσβαση στο πλήρες κείμενο για μελέτη και ανάγνωση δεν σημαίνει καθ' οιονδήποτε τρόπο παραχώρηση δικαιωμάτων διανοητικής ιδιοκτησίας του συγγραφέα/δημιουργού ούτε επιτρέπει την αναπαραγωγή, αναδημοσίευση, αντιγραφή, αποθήκευση, πώληση, εμπορική χρήση, μετάδοση, διανομή, έκδοση, εκτέλεση, «μεταφόρτωση» (downloading), «ανάρτηση» (uploading), μετάφραση, τροποποίηση με οποιονδήποτε τρόπο, τμηματικά ή περιληπτικά της εργασίας, χωρίς τη ρητή προηγούμενη έγγραφη συναίνεση του συγγραφέα/δημιουργού. Ο συγγραφέας/δημιουργός διατηρεί το σύνολο των ηθικών και περιουσιακών του δικαιωμάτων.

«Διερεύνηση Αντισεισμικής Επάρκειας και Προτάσεις Ενίσχυσης
Υφιστάμενης Κατασκευής από Οπλισμένο Σκυρόδεμα»

ΨΥΚΑΡΑΚΗ ΜΑΡΙΑ

Επιτροπή Επίβλεψης Διπλωματικής Εργασίας

Α' Επιβλέπων Καθηγητής:

ΚΑΤΑΚΑΛΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

Αναπληρωτής Καθηγητής Α.Π.Θ.

Β' Επιβλέπων Καθηγητής:

ΠΑΝΑΓΙΩΤΑΚΟΣ ΤΗΛΕΜΑΧΟΣ

ΣΕΠ ΕΑΠ

Πάτρα, Ιούνιος 2026

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Κατάκαλο Κωνσταντίνο, Αναπληρωτή Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης, αρχικά για την ανάθεση του θέματος της διπλωματικής εργασίας, καθώς και για την πολύτιμη συμβολή του και την ουσιαστική επιστημονική του καθοδήγηση για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την αμέριστη συμπαράστασή τους.

Περίληψη

Η παρούσα Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία πραγματεύεται τη διερεύνηση της αντισεισμικής επάρκειας υφιστάμενης τετραώροφης πολυκατοικίας από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία ανεγέρθηκε το 1967 στην περιοχή της Ανάληψης Ηρακλείου Κρήτης. Το κτίριο σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, πριν την εφαρμογή των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών και παρουσιάζει επιπλέον ιδιαιτερότητες λόγω αυθαίρετης προσθήκης ορόφου κατά τη φάση της κατασκευής, γεγονός που ενδέχεται να επηρεάζει δυσμενώς τη σεισμική του συμπεριφορά.

Για την ανέγερση του εξεταζόμενου κτιρίου εκδόθηκε οικοδομική άδεια, από τα αρχεία της οποίας ελήφθησαν τα αρχιτεκτονικά σχέδια, κατόψεις, όψεις, τομές, τα στατικά σχέδια, ξυλότυποι θεμελίωσης και οροφής κάθε στάθμης καθώς και το τεύχος στατικών υπολογισμών.

Στόχος της εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και της σεισμικής απόκρισης του φορέα, ο εντοπισμός κρίσιμων περιοχών και μηχανισμών αστοχίας, καθώς και η διερεύνηση κατάλληλων επεμβάσεων ενίσχυσης, σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ.) και του Ευρωκώδικα 8.

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς εφαρμόζεται στατική ανελαστική ανάλυση (pushover), η οποία πραγματοποιείται τόσο χωρίς όσο και με τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, ώστε να αξιολογηθεί η επίδρασή τους στη σεισμική απόκριση του κτιρίου. Η ανάλυση εκτελείται με τη χρήση του λογισμικού FESPA της LH Λογισμική. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτουν οι καμπύλες αντοχής του φορέα, οι οποίες συγκρίνονται με τις αντίστοιχες καμπύλες απαίτησης που προκύπτουν από τα φάσματα σχεδιασμού.

Στη συνέχεια εξετάζονται εναλλακτικές προτάσεις ενίσχυσης και αξιολογείται η αποτελεσματικότητά τους μέσω σύγκρισης των καμπυλών αντοχής και της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση. Τα αποτελέσματα συμβάλλουν στην κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και στη βελτίωση της αντισεισμικής τους επάρκειας.

Λέξεις – Κλειδιά

Σεισμική αποτίμηση, Δυναμική Φασματική Ανάλυση, Ανελαστική στατική ανάλυση, EC8, ΚΑΝ.ΕΠΕ, Μέθοδοι Ενίσχυσης

«Seismic Assessment and Strengthening Proposals for an Existing Reinforced Concrete Structure»

PSYKARAKI MARIA

Abstract

This Diploma Thesis investigates the seismic adequacy of an existing four-storey reinforced concrete residential building, constructed in 1967 in the area of Analipsi, Heraklion, Crete. The building was designed prior to the implementation of modern seismic regulations and presents additional irregularities due to the unauthorized addition of an extra storey, which may adversely affect its seismic performance.

For the construction of the examined building, an official building permit had been issued, from the archives of which architectural drawings (plans, elevations and sections), structural drawings, formwork plans for the foundation and floor slabs of each level, as well as the structural calculation report were obtained.

The aim of the study is to assess the load-bearing capacity and seismic response of the structural system, to identify critical regions and failure mechanisms, and to investigate appropriate strengthening interventions, in accordance with the provisions of the Greek Retrofitting Code (KAN.EPE.) and Eurocode 8.

The seismic assessment is carried out using nonlinear static (pushover) analysis, performed both with and without the consideration of masonry infill walls, in order to evaluate their influence on the overall seismic response of the building. The analysis is conducted using the structural analysis software FESPA (LH Logismiki). Based on the results, capacity curves of the structure are derived and compared with the corresponding demand curves obtained from the design response spectra.

Subsequently, alternative strengthening schemes are examined and their effectiveness is evaluated through comparison of the capacity curves and the seismic response of the building before and after retrofitting. The results contribute to the understanding of the seismic behavior of existing reinforced concrete buildings and to the improvement of their seismic performance.

Keywords

Seismic assessment, Dynamic Spectral Analysis, Inelastic static analysis, Seismic strengthening, EK8, KAN.EPE.

Περιεχόμενα

Περίληψη	v
Abstract	vii
Περιεχόμενα	xv
Κατάλογος Εικόνων / Σχημάτων	xviii
Κατάλογος Πινάκων	xvn
Συντομογραφίες & Ακρωνύμια	xviii
Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή	1
1.1 Ιστορική Εξέλιξη του Αντισεισμικού Κανονιστικού Πλαισίου στην Ελλάδα	1
1.1.1 Πρώτοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί	1
1.1.2 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (ΕΑΚ 1959)	1
1.1.3 Τροποποιήσεις Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959 (ΕΑΚ 1959)	2
1.1.4 Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1992 (ΕΑΚ 1992)	3
1.1.5 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (ΕΑΚ 2000)	4
1.2 Αντικείμενο της Μεταπτυχιακής Εργασίας	5
Κεφάλαιο 2. Αποτίμηση και Ενίσχυση κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος βάσει διατάξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8.....	7
2.1 Γενικά	7
2.2 Σκοπός της Αποτίμησης Υφιστάμενων Κτιρίων	7
2.3 Στόχοι της Αποτίμησης Υφιστάμενων Κτιρίων	7
2.3.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	10
2.3.2 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης κατά EC8	11
2.4 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ)	12
2.5 Συντελεστής συμπεριφοράς (q)	15
2.6 Έλεγχος Ασφαλείας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	17
2.7 Συντελεστές Ασφαλείας	18
2.7.1 Συντελεστές Ασφαλείας για τα Προσομοιώματα	18
2.7.2 Συντελεστές Ασφαλείας για τις Δράσεις	18
2.7.3 Συντελεστές Ασφαλείας για τα Υλικά	19
2.8 Μέθοδοι Ανάλυσης	20
2.8.1 Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover)	20
2.8.2 Δυναμική Ανελαστική Ανάλυση (Time-History)	21
2.8.3 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης στην παρούσα εργασία	22
2.9 Μέθοδοι Ενίσχυσης Δομικών μελών Οπλισμένου Σκυροδέματος	22
2.9.1 Ενίσχυση με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος	23
2.9.2 Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή	25
2.9.3 Ενίσχυση με μεταλλικούς κλωβούς ή Χαλύβδινα Ελάσματα	27
2.9.4 Ενίσχυση με Προσθήκη Νέων Δομικών Στοιχείων	27

Κεφάλαιο 3. Περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου και Προσομοίωση φορέα.....	29
3.1 Γενική Περιγραφή του Φορέα	29
3.1.1 Δεδομένα Στατικής Μελέτης	30
3.1.2 Ξυλότυποι Ορόφων.	33
3.2 Δεδομένα από Επιτόπια Αυτοψία	37
3.3 Προσομοίωση Φορέα στο FESPA	46
3.3.1 Παραδοχές Ανάλυσης και Ιδιότητες Υλικών.	46
3.3.1.1 Ιδιότητες Υλικών	47
3.3.1.2 Σεισμική Δράση και Φάσμα Σχεδιασμού κατά EC8	47
3.3.1.3 Στάθμη Επιτελεστικότητας	49
3.3.1.4 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ)	49
3.3.1.5 Φορτίσεις και Συνδυασμοί	49
3.3.2 Μοντελοποίηση Φορέα	50
3.3.3 Προσομοίωμα Τοιχοπληρώσεων	52
Κεφάλαιο 4. Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατασκευής με Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)	54
4.1 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση	54
4.1.1 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδων	55
4.2 Γενικοί Έλεγχοι Κτιρίου κατά EC8	60
4.2.1 Έλεγχος στρεπτικώς εύκαμπτου κτιρίου	60
4.2.2 Έλεγχος σχετικών μετακινήσεων	61
4.2.3 Έλεγχος φαινομένων 2ης τάξης	63
4.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)	64
4.4 Προϋποθέσεις εφαρμογής στατικής ανελαστικής ανάλυσης	65
4.5 Έλεγχος εφαρμοσιμότητας ανελαστικής ανάλυσης	66
4.5.1 Έλεγχος επιρροής ανώτερων Ιδιομορφών.	66
4.6 Αποτελέσματα Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης	68
4.6.1 Καμπύλες Ικανότητας	70
4.6.1.1 Αποτίμηση χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	70
4.6.1.2 Αποτίμηση με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	73
4.6.2. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αποτίμησης	76
4.6.3. Λόγοι στατικής επάρκειας δομικών μελών	78
4.6.3.1 Ανάλυση χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	79
4.6.3.2 Αποτίμηση με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	85
4.6.3.3 Συγκριτική Αξιολόγηση αποτελεσμάτων	92
Κεφάλαιο 5. Ενίσχυση Φορέα.....	93
5.1 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος	94
5.1.1 Ενίσχυση Υφιστάμενου Φορέα	94
5.1.2 Καμπύλες Ικανότητας Ενισχυμένου Φορέα	102
5.1.3 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα	105
5.1.4 Λόγοι στατικής επάρκειας δομικών μελών	107
5.2 Ινοπλισμένα Πολυμερή (Ι.Ο.Π.)	114
5.2.1 Ενίσχυση Υφιστάμενου Φορέα	114
5.2.2 Καμπύλες Ικανότητας Ενισχυμένου Φορέα	120

5.2.3 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα	123
5.2.4 Λόγοι στατικής επάρκειας δομικών μελών	125
5.3 Σύγκριση Μεθόδων Ενίσχυσης	130
Κεφάλαιο 6. Συμπεράσματα.....	133
Βιβλιογραφία	136

Κατάλογος Εικόνων / Σχημάτων

Εικόνα 1.1 Πίνακας καθορισμού σεισμικού συντελεστή ε (ΦΕΚ 36Α/26-02-1959)	2
Εικόνα 2.1 Ενίσχυση με μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος	25
Εικόνα 2.2 Ενίσχυση με Ανθρακούχο φασμα	26
Εικόνα 2.3 Ενίσχυση με Χαλύβδινα Ελάσματα	27
Εικόνα 3.1 Όψη του προς μελέτη κτιρίου	29
Εικόνα 3.2 Ποιότητα υλικών και σεισμικός συντελεστής βάσει στατικής μελέτης	31
Εικόνα 3.3 Επιτρεπόμενη τάση εδάφους βάσει στατικής μελέτης	31
Εικόνα 3.4 Υπεύθυνη Δήλωση στατικού υπολογισμού	32
Εικόνα 3.5 Έκθεση καθορισμού σεισμικού συντελεστή ε βάσει στατικής μελέτης	32
Εικόνα 3.6 Ξυλότυπος οροφής ισογείου βάσει στατικής μελέτης	33
Εικόνα 3.7 Ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου βάσει στατικής μελέτης	34
Εικόνα 3.8 Ξυλότυπος οροφής Β' ορόφου βάσει στατικής μελέτης	35
Εικόνα 3.9 Δεδομένα θεμελίωσης κτιρίου βάσει στατικής μελέτης	36
Εικόνα 3.10 Ξυλότυπος θεμελίωσης	38
Εικόνα 3.11 Ξυλότυπος οροφής ισογείου	39
Εικόνα 3.12 Ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου	40
Εικόνα 3.13 Ξυλότυπος οροφής Β' ορόφου	41
Εικόνα 3.14 Ξυλότυπος οροφής Γ' ορόφου	42
Εικόνα 3.15 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος (extrude)	51
Εικόνα 3.16 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων με ισοδύναμους διαγώνιους συνδέσμους στο λογισμικό FESPA	52
Εικόνα 3.17 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος με τοιχοπληρώσεις (ραβδωτό μοντέλο)	53
Εικόνα 4.1 Παραμορφωμένο σώμα 1ης Ιδιομορφής $T_1=0,6601\text{sec}$ (μεταφορική κατά Χ)	58
Εικόνα 4.2 Παραμορφωμένο σώμα 2ης Ιδιομορφής $T_2=0,5809\text{sec}$ (μεταφορική κατά Ζ)	59
Εικόνα 4.3 Παραμορφωμένο σώμα 3ης Ιδιομορφής $T_3=0,4574\text{sec}$ (μεταφορική κατά Ζ)	59
Εικόνα 4.4 Παραμορφωμένο σώμα 4ης Ιδιομορφής $T_4=0,216\text{sec}$ (μεταφορική κατά Χ)	60
Εικόνα 4.5 Έλεγχος επιρροής ανώτερων ιδιομορφών στις κύριες διευθύνσεις Χ, Ζ	67
Εικόνα 4.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση δομικών στοιχείων που αστοχούν-ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	84
Εικόνα 4.7 Τρισδιάστατη απεικόνιση δομικών στοιχείων που αστοχούν-ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	91

Σχήμα 4.1 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας για τις στάθμες επιτελεστικότητας στο πρόγραμμα FESPA.....	69
Σχήμα 4.2 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^{\circ}+30\%\cdot 90^{\circ}+Ez$	71
Σχήμα 4.3 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^{\circ}+30\%\cdot 0^{\circ}+Ex$	71
Σχήμα 4.4 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^{\circ}+30\%\cdot 90^{\circ}+Ez$	72
Σχήμα 4.5 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^{\circ}+30\%\cdot 0^{\circ}+Ex$	72
Σχήμα 4.6 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^{\circ}+30\%\cdot 90^{\circ}+Ez$	74
Σχήμα 4.7 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^{\circ}+30\%\cdot 0^{\circ}+Ex$	74
Σχήμα 4.8 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^{\circ}+30\%\cdot 90^{\circ}+Ez$	75
Σχήμα 4.9 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^{\circ}+30\%\cdot 0^{\circ}+Ex$	75
Σχήμα 5.1 Σχηματική τομή και λεπτομέρεια ενίσχυσης πεδύλου με μανδύα Ο.Σ.....	100
Σχήμα 5.2 Σχηματική τομή και λεπτομέρεια ενίσχυσης υποστυλώματος και δοκού με μανδύα Ο.Σ.....	100
Σχήμα 5.3 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^{\circ}+30\%\cdot 90^{\circ}+Ez$	102
Σχήμα 5.4 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^{\circ}+30\%\cdot 0^{\circ}+Ex$	103
Σχήμα 5.5 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^{\circ}+30\%\cdot 90^{\circ}+Ez$	103
Σχήμα 5.6 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^{\circ}+30\%\cdot 0^{\circ}+Ex$	104

Σχήμα 5.7 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με Ι.Ο.Π για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^{\circ}+30\% \cdot 90^{\circ}+Ez$	120
Σχήμα 5.8 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με Ι.Ο.Π για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^{\circ}+30\% \cdot 0^{\circ}+Ex$	121
Σχήμα 5.9 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με Ι.Ο.Π για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^{\circ}+30\% \cdot 90^{\circ}+Ez$	121
Σχήμα 5.10 Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με Ι.Ο.Π. για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^{\circ}+30\% \cdot 0^{\circ}+Ex$	122

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1 Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	8
Πίνακας 2.2 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ..	8
Πίνακας 2.3 Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτιρίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	9
Πίνακας 2.4 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	9
Πίνακας 2.5 Επιλογή ΣΑΔΓ και ΣΑΔΛ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	14
Πίνακας 2.6 «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές τιμές σκυροδέματος, χάλυβα και τοιχοπληρώσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	14
Πίνακας 2.7 Τιμές του λόγου q^*/q ανάλογα την Στάθμη Επιτελεστικότητας	15
Πίνακας 2.8 Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές βλάβες») (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	16
Πίνακας 2.9 Τιμές του συντελεστή γ_{sd} (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	18
Πίνακας 3.1 Συγκεντρωτικός πίνακας οπλισμού υποστυλωμάτων	43
Πίνακας 3.2 Συγκεντρωτικός πίνακας οπλισμού δοκών	44
Πίνακας 3.3 Συγκεντρωτικά δεδομένα αντισεισμικού σχεδιασμού του υπο μελέτη κτιρίου	48
Πίνακας 3.4 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων και συντελεστές ασφαλείας υλικών κτιρίου	49
Πίνακας 3.5 Πίνακας επιβαλλόμενων φορτίων κτιρίου	50
Πίνακας 4.1 Πίνακας μαζών ορόφου	55
Πίνακας 4.2 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών	56
Πίνακας 4.3 Αποτελέσματα ελέγχου στρεπτικώς ευαίσθητου κτιρίου	61
Πίνακας 4.4 Αποτελέσματα ελέγχου περιορισμού σχετικών μετακινήσεων ορόφων	62
Πίνακας 4.5 Αποτελέσματα ελέγχου επιρροής φαινομένων β' τάξης	64
Πίνακας 4.6 Αποτελέσματα ελέγχου επιρροής ανώτερων ιδιομορφών στις κύριες διευθύνσεις X,Z	67
Πίνακας 4.7 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου χωρίς την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	77
Πίνακας 4.8 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου με την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	77
Πίνακας 4.9 Λόγοι επάρκειας δοκών ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου χωρίς την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	79
Πίνακας 4.10 Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου χωρίς την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	82
Πίνακας 4.11 Λόγοι επάρκειας δοκών ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου με την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	86
Πίνακας 4.12 Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου με την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων	89
Πίνακας 5.1 Συγκεντρωτικός πίνακας υφιστάμενων και ενισχυόμενων υποστυλωμάτων με μανδύες Ο.Σ.	96
Πίνακας 5.2 Συγκεντρωτικός πίνακας υφιστάμενων και ενισχυόμενων δοκών με μανδύες Ο.Σ.	97
Πίνακας 5.3 Σύγκριση θεμελιώδων ιδιοπεριόδων υφιστάμενου και ενισχυόμενου φορέα με μανδύες Ο.Σ.	101

Πίνακας 5.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με μανδύες Ο.Σ..	105
Πίνακας 5.5 Λόγοι επάρκειας δοκών ενισχυμένου φορέα με μανδύα Ο.Σ.	108
Πίνακας 5.6 Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένου φορέα με μανδύα Ο.Σ. ...	111
Πίνακας 5.7 Μηχανικές ιδιότητες των συστημάτων Ι.Ο.Π. που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση του φορέα	115
Πίνακας 5.8 Συγκεντρωτικός πίνακας υφιστάμενων και ενισχυόμενων υποστυλωμάτων με Ι.Ο.Π	115
Πίνακας 5.9 Συγκεντρωτικός πίνακας υφιστάμενων και ενισχυόμενων δοκών με Ι.Ο.Π.	117
Πίνακας 5.10 Σύγκριση θεμελιώδων ιδιοπεριόδων υφιστάμενου και ενισχυόμενου φορέα με Ι.Ο.Π.	119
Πίνακας 5.11 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με Ινοπλισμένα Πολυμερή (Ι.Ο.Π.)	123
Πίνακας 5.12 Λόγοι επάρκειας δοκών ενισχυμένου φορέα με Ι.Ο.Π	126
Πίνακας 5.13 Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένου φορέα με Ι.Ο.Π	128

Συντομογραφίες & Ακρωνύμια

ΜΔΕ	Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία
ΟΑΣΠ	Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας
Β.Δ	Βασιλικό Διάταγμα
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	Κανονισμός Επεμβάσεων
ΕΑΚ	Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός
EC-8	Ευρωκώδικας 8
FRP	Fiber Reinforced Polymers
Ο.Σ.	Οπλισμένο Σκυρόδεμα
Ι.Ο.Π.	Ινοπλισμένα Πολυμερή
Σ.Α.Δ.	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων

Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή

Η Ελλάδα βρίσκεται σε μία από τις πλέον ενεργές σεισμοτεκτονικά περιοχές της Ευρώπης. Η γεωδυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ της αφρικανικής και της ευρασιατικής λιθοσφαιρικής πλάκας δημιουργεί αυξημένη σεισμική δραστηριότητα, με αποτέλεσμα την εκδήλωση συχνών και ισχυρών σεισμών που επηρεάζουν σημαντικά τον δομημένο χώρο και αυξάνουν τη σεισμική τρωτότητα των κατασκευών.

1.1 Ιστορική εξέλιξη του Αντισεισμικού Κανονιστικού Πλαισίου στην Ελλάδα

1.1.1 Πρώτοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί

Οι πρώτοι αντισεισμικοί κανονισμοί στην Ελλάδα θεσπίστηκαν έπειτα από την εκδήλωση ισχυρών σεισμών που έπληξαν επιμέρους περιοχές της χώρας, προκαλώντας σοβαρές βλάβες στα κτίρια, όπως ο σεισμός της Κορίνθου το 1928 και ο σεισμός της Λάρισας το 1941. Οι ρυθμίσεις που θεσπίστηκαν είχαν τοπικό χαρακτήρα, καθώς ίσχυαν μόνο για τις πληγείσες περιοχές και δεν αποτελούσαν ενιαίο εθνικό κανονιστικό πλαίσιο. Επομένως, η αντισεισμική προστασία της χώρας δεν βασιζόταν σε συγκροτημένο εθνικό κανονισμό, αλλά διαμορφωνόταν αποσπασματικά, με τοπικές ρυθμίσεις που θεσπίζονταν μετά την εκδήλωση καταστροφικών σεισμών.

1.1.2 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (ΕΑΚ 1959)

Η πρώτη οργανωμένη προσπάθεια καθιέρωσης ενιαίων αντισεισμικών διατάξεων στην Ελλάδα πραγματοποιήθηκε με την έκδοση του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 (Β.Δ. 19/2/1959, ΦΕΚ 36Α/26-2-1959). Η θέσπισή του αποτέλεσε συνέπεια των ισχυρών σεισμών που έπληξαν τη χώρα κατά τη δεκαετία του 1950, με σημαντικότερο γεγονός τους σεισμούς των Ιονίων Νήσων το 1953, οι οποίοι ανέδειξαν την ανάγκη θέσπισης αντισεισμικού κανονισμού με ευρύτερη εφαρμογή στον ελλαδικό χώρο.

Στο πλαίσιο του κανονισμού, η ελληνική επικράτεια διαχωρίστηκε σε τρεις ζώνες σεισμικότητας, ανάλογα με την ένταση σεισμικής δράσης: (Ι) ασθενώς σεισμόπληκτες περιοχές, (ΙΙ) μετρίως σεισμόπληκτες περιοχές και (ΙΙΙ) ισχυρώς σεισμόπληκτες περιοχές, ενώ παράλληλα θεσπίστηκε ταξινόμηση των εδαφικών σχηματισμών σε τέσσερις κατηγορίες σεισμικής επικινδυνότητας: (α) Εδάφη μικρής σεισμικής επικινδυνότητας, (β) Εδάφη μέτριας σεισμικής επικινδυνότητας, (γ) Εδάφη μεγάλης σεισμικής επικινδυνότητας

και (δ) Εδάφη εξαιρετικής σεισμικής επικινδυνότητας. Ανάλογα την σεισμικότητα της περιοχής και την κατηγορία εδάφους, λαμβάνεται απο τον Πίνακα II του ΦΕΚ 36Α /26-2-1959 ο σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = a/g$, όπου a η σεισμική επιτάχυνση, η τιμή του οποίου κυμαίνεται απο 0,04 έως 0,16.

Π Ι Ν Α Κ Σ Ι Ι			
Σεισμική περιοχή	Επικινδυνότητα εδάφους		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,03	0,12	0,16

Εικόνα 1.1: Πίνακας καθορισμού σεισμικού συντελεστή ε (ΦΕΚ36Α/26-02-1959)

Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων στον ΕΑΚ 1959 βασιζόταν στη μέθοδο των ισοδύναμων στατικών φορτίων, σύμφωνα με την οποία η σεισμική επίδραση προσομοιωνόταν μέσω οριζόντιας δύναμης εφαρμοζόμενης στο κέντρο μάζας κάθε στάθμης. Η συνολική τέμνουσα βάσης προέκυπτε ως συνάρτηση του σεισμικού συντελεστή ε και του συνολικού βάρους της κατασκευής, ενώ η κατανομή των οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος γινόταν με απλοποιημένο τρόπο, χωρίς ρητή αναφορά στη δυναμική συμπεριφορά του φορέα ή στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδό του. Ωστόσο, ο κανονισμός του 1959 δεν περιλάμβανε σαφείς διατάξεις ικανοτικού σχεδιασμού, ούτε απαιτήσεις εξασφάλισης επαρκούς πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων. Η διαστασιολόγηση βασιζόταν κυρίως σε ελαστική θεώρηση της απόκρισης, χωρίς πρόβλεψη ελεγχόμενης ανελαστικής συμπεριφοράς και μηχανισμών διάχυσης της σεισμικής ενέργειας. Επιπλέον, η γνώση σχετικά με τη δυναμική απόκριση των κατασκευών και την επιρροή των εδαφικών συνθηκών ήταν περιορισμένη.

1.1.3 Τροποποιήσεις Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού 1959 (ΕΑΚ 1959)

Με την πάροδο του χρόνου και ιδίως μετά από ισχυρούς σεισμούς, και συγκεκριμένα τον σεισμό στην περιοχή της λίμνης Βόλβης το 1978 και στις Αλκυονίδες το 1981, όπου κατεγράφησαν καταρρεύσεις κτιρίων, θύματα και τεράστιες υλικές ζημιές, κατέστη εμφανές ότι το υφιστάμενο κανονιστικό πλαίσιο δεν επαρκούσε για την

ορθολογική αντιμετώπιση της σεισμικής δράσης. Έτσι, ακολούθησαν τροποποιήσεις του ΕΑΚ 1959, με αυξήσεις των σεισμικών συντελεστών και βελτιώσεις επιμέρους διατάξεων, χωρίς όμως ουσιαστική αλλαγή της βασικής φιλοσοφίας σχεδιασμού.

1.1.4 Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 1992 (ΕΑΚ 1992)

Ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (NEAK 1992) αποτέλεσε ουσιαστική τομή στην εξέλιξη του αντισεισμικού σχεδιασμού στη χώρα, καθώς εισήγαγε μια περισσότερο ορθολογική και δυναμική θεώρηση της σεισμικής δράσης. Σημαντική καινοτομία του NEAK αποτέλεσε η εκτίμηση της σεισμικής δράσης με βάση τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα, αξιοποιώντας φασματικές μεθόδους που συνδέουν τη σεισμική απόκριση με την ιδιοπερίοδο ταλάντωσης της κατασκευής. Με τον τρόπο αυτό καταργήθηκε ο ενιαίος σεισμικός συντελεστής ε του ΕΑΚ 1959 και εισήχθη η έννοια της πλαστιμότητας μέσω του συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς q , ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη δυνατότητα της κατασκευής να αναπτύσσει ελεγχόμενη ανελαστική συμπεριφορά.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, ο ελληνικός χώρος διαχωρίστηκε σε τέσσερις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, με τον συντελεστή εδαφικής επιτάχυνσης a να λαμβάνει τιμές $I=0,12$, $II=0,16$, $III=0,24$ και $IV=0,36$. Παράλληλα, για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης, το οποίο ταξινομείται σε τέσσερις κατηγορίες (Α, Β, Γ και Δ), ώστε να ληφθεί υπόψη η επίδραση των γεωτεχνικών συνθηκών στην ενίσχυση της σεισμικής κίνησης. Επιπρόσθετα, οι κατασκευές κατατάσσονται σε κατηγορίες σπουδαιότητας ($\Sigma 1$, $\Sigma 2$, $\Sigma 3$ και $\Sigma 4$), σύμφωνα με τη χρήση και τον επιδιωκόμενο βαθμό λειτουργικότητας μετά από έναν ισχυρό σεισμό, γεγονός που επηρεάζει το επίπεδο ασφάλειας του σχεδιασμού. Ο κανονισμός εισάγει επίσης τον συντελεστή θεμελίωσης θ , μέσω του οποίου συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής καθώς και οι συνθήκες θεμελίωσης του φορέα. Με τις παραπάνω διατάξεις, ο NEAK 1992 σηματοδότησε τη μετάβαση από έναν εμπειρικό και απλοποιημένο τρόπο υπολογισμού σε ένα σύστημα σχεδιασμού που λαμβάνει υπόψη τη δυναμική συμπεριφορά, την πλαστιμότητα και τις επιτελεστικές απαιτήσεις της κατασκευής, αποτελώντας το μεταβατικό στάδιο προς τον ΕΑΚ 2000 και την εναρμόνιση με τα ευρωπαϊκά πρότυπα.

1.1.5 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (ΕΑΚ 2000)

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000 (ΕΑΚ 2000, ΦΕΚ 2184/Β) θεσπίστηκε σε μια περίοδο σημαντικής εξέλιξης της αντισεισμικής μηχανικής, με στόχο την επικαιροποίηση και τον εκσυγχρονισμό του υφιστάμενου πλαισίου σχεδιασμού. Η ανάγκη αναθεώρησης του προηγούμενου κανονισμού προέκυψε τόσο από τα νεότερα σεισμολογικά και γεωτεχνικά δεδομένα όσο και από την εμπειρία καταστροφικών σεισμών της δεκαετίας του 1990, με χαρακτηριστικότερο τον σεισμό της Αθήνας το 1999, ο οποίος ανέδειξε αδυναμίες στην υφιστάμενη νομοθεσία. Στον κανονισμό αυτό αναθεωρήθηκε ο χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας και επανακαθορίστηκαν οι σεισμικές ζώνες. Έτσι, ο ελληνικός χώρος κατατάχθηκε σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II και III), με τιμές σεισμικής επιτάχυνσης 0,16g, 0,24g και 0,36g αντίστοιχα, βάσει επικαιροποιημένων σεισμολογικών δεδομένων.

Ο ΕΑΚ 2000 ενσωμάτωσε σύγχρονες αρχές σχεδιασμού, υιοθετώντας τη φιλοσοφία του ικανοτικού και επιτελεστικού ελέγχου, και αποτέλεσε το βασικό κανονιστικό πλαίσιο αντισεισμικού σχεδιασμού στην Ελλάδα έως την πλήρη εφαρμογή των Ευρωκωδίκων. Κεντρικό στοιχείο του ΕΑΚ 2000 αποτελεί η υιοθέτηση της φιλοσοφίας του ικανοτικού σχεδιασμού, σύμφωνα με την οποία επιδιώκεται ο έλεγχος του μηχανισμού αστοχίας της κατασκευής. Στόχος είναι η αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας, ιδίως στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων, και η διασφάλιση ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα αναπτυχθούν σε προκαθορισμένες περιοχές των δομικών στοιχείων. Με τον τρόπο αυτό αποτρέπεται η δημιουργία ανεπιθύμητου μηχανισμού κατάρρευσης, ενώ επιδιώκεται η αξιοποίηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας των στοιχείων ώστε να επιτυγχάνεται απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας.

Σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό διαδραματίζει ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q , ο οποίος εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια μέσω ελεγχόμενης ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι σεισμικές δυνάμεις που προκύπτουν από το ελαστικό φάσμα μειώνονται δια του q , υπό την προϋπόθεση ότι τηρούνται οι απαιτήσεις πλαστιμότητας και οι διατάξεις ικανοτικού σχεδιασμού. Ο συντελεστής q δεν αποτελεί απλή αριθμητική μείωση των δράσεων, αλλά συνδέεται άμεσα με τη μορφολογία του φορέα, τη διαμόρφωση των κόμβων και τη λεπτομέρεια όπλισης. Παράλληλα, υιοθετείται η φασματική δυναμική ανάλυση, μέσω της οποίας η σεισμική απόκριση του φορέα εκτιμάται με βάση τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του και

τη συνεισφορά των κυριότερων μορφών ταλάντωσης. Τέλος, ιδιαίτερη έμφαση δίνεται σε ζητήματα θεμελιώσεων, γεωτεχνικών έργων και έργων αντιστήριξης, αναγνωρίζοντας τη σημασία της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής στη συνολική σεισμική απόκριση.

Με τις διατάξεις αυτές, ο ΕΑΚ 2000 αποτέλεσε το βασικό κανονιστικό πλαίσιο αντισεισμικού σχεδιασμού στην Ελλάδα μέχρι την πλήρη εφαρμογή των Ευρωκωδίκων, σηματοδοτώντας τη μετάβαση σε μια σύγχρονη, επιτελεστική και δυναμικά θεμελιωμένη προσέγγιση σχεδιασμού.

1.2 Αντικείμενο της Μεταπτυχιακής Εργασίας

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εστιάζει στην αποτίμηση και την διερεύνηση σεισμικής επάρκειας ενός τετραώροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό οπλισμένου σκυροδέματος και έτος ανέγερσης το 1967, το οποίο βρίσκεται στο κέντρο του Ηρακλείου Κρήτης.

Το κτίριο εντάσσεται στη δεύτερη κατηγορία υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, δηλαδή σε εκείνες που κατασκευάστηκαν κατά την περίοδο ισχύος του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 (1959–1984). Κατά την περίοδο αυτή, ο φέρων οργανισμός διαμορφωνόταν σε μεγάλο βαθμό βάσει αρχιτεκτονικών απαιτήσεων, γεγονός που συχνά οδηγούσε σε μη κανονικές διατάξεις στοιχείων, έμμεσες στηρίξεις δοκών και περιορισμένη πλαισιακή λειτουργία. Τα κτίρια αυτής της εποχής εμφανίζουν, κατά κανόνα, περιορισμένη ικανότητα ανάπτυξης πλαστιμότητας, η οποία αντιστοιχεί σε χαμηλές τιμές δείκτη συμπεριφοράς ($q \approx 1,5-2,0$), συγκριτικά με τα σύγχρονα πρότυπα. Οι τοιχοπληρώσεις είναι συνήθως καλής ποιότητας, με σχετικά μικρά ανοίγματα, συμβάλλοντας σημαντικά στη δυσκαμψία αλλά και ενδεχομένως στην ανάπτυξη τοπικών βλαβών. Τα χρησιμοποιούμενα υλικά αντανakλούν τα τεχνολογικά δεδομένα της εποχής, με σκυρόδεμα χαμηλότερων αντοχών (ενδεικτικά κατηγοριών B120–B225) και οπλισμό από λείο ή πρώιμο νευροχάλυβα (StI–StIII). Λόγω των ανωτέρω χαρακτηριστικών, καθώς και της απουσίας σύγχρονων αρχών ικανοτικού σχεδιασμού, τα κτίρια της περιόδου αυτής θεωρούνται αυξημένης σεισμικής τρωτότητας, γεγονός που καθιστά αναγκαία την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τη διερεύνηση ενδεχόμενων επεμβάσεων ενίσχυσης.

Στόχος της μεταπτυχιακής εργασίας είναι η αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενου τετραώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο

ανεγέρθηκε προ της εφαρμογής των σύγχρονων αντισεισμικών διατάξεων, καθώς και η διερεύνηση της ανάγκης και της αποτελεσματικότητας ενδεχόμενων επεμβάσεων ενίσχυσης. Η αξιολόγηση του φορέα πραγματοποιείται με εφαρμογή μεθόδων ανάλυσης, ώστε να προσδιοριστεί η φέρουσα ικανότητα, οι κρίσιμοι μηχανισμοί αστοχίας και το επίπεδο επιτελεσματικότητας του κτιρίου. Η μελέτη πραγματοποιείται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ισχύοντος κανονιστικού πλαισίου για την αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών, όπως αυτό καθορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8, με τελικό στόχο τη διατύπωση τεχνικά τεκμηριωμένων προτάσεων βελτίωσης της αντισεισμικής του συμπεριφοράς.

Κεφάλαιο 2. Αποτίμηση και Ενίσχυση κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος βάσει διατάξεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8

2.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι βασικές αρχές και απαιτήσεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), όπως αυτές έχουν διαμορφωθεί βάσει της 3ης Αναθεώρησης (ΦΕΚ ΦΕΚ 3197/Β/22-6-2022), και αφορούν την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αναλύονται οι στάθμες γνώσης και επιτελεστικότητας, καθώς και οι διαθέσιμες μέθοδοι ανάλυσης, οι οποίες αποτελούν το θεωρητικό και κανονιστικό υπόβαθρο για την αξιολόγηση και τον έλεγχο του εξεταζόμενου κτιρίου στην παρούσα εργασία.

2.2 Σκοπός της Αποτίμησης Υφιστάμενων Κτιρίων

Κύριος σκοπός της εφαρμογής του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενου φορέα και ο έλεγχος της επάρκειάς του έναντι των απαιτήσεων που θέτουν τα σύγχρονα κανονιστικά πρότυπα. Για την επίτευξη του στόχου αυτού, ο μελετητής μηχανικός οφείλει αρχικά να συγκεντρώσει και να οργανώσει το ιστορικό του κτιρίου, το οποίο περιλαμβάνει στοιχεία από τις οικοδομικές άδειες, καθώς και δεδομένα που προκύπτουν από επιτόπια αυτοψία και διερεύνηση του φέροντος οργανισμού. Η τεκμηρίωση αυτή είναι απαραίτητη για την αξιόπιστη προσομοίωση της κατασκευής και τον καθορισμό της στάθμης γνώσης. Μετά την ολοκλήρωση της συλλογής και αξιολόγησης των δεδομένων, επιλέγεται η κατάλληλη διαδικασία αποτίμησης, ανάλογα με την ύπαρξη βλαβών, καθώς και με το επίπεδο αξιοπιστίας των διαθέσιμων στοιχείων, σύμφωνα με τις προβλέψεις του Κανονισμού.

2.3 Στόχοι της Αποτίμησης Υφιστάμενων Κτιρίων

Σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., η αξιολόγηση μιας υφιστάμενης κατασκευής συνδέεται και με το επιθυμητό επίπεδο συμπεριφοράς που πρέπει να παρουσιάσει κατά την εκδήλωση σεισμικών φαινομένων συγκεκριμένης έντασης. Για τον λόγο αυτό καθορίζονται οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίνακας 2.2), οι οποίοι εκφράζουν τον συνδυασμό μιας επιλεγμένης στάθμης

επιτελεσματικότητας και μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

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

Πίνακας 2.1: Ενδεικτική συσχέτιση περιόδου επαναφοράς και πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση. (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

$a_g / a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεσματικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	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	A2	B2	Γ2
0.45	A3 ⁺	B3 ⁺	Γ3 ⁺
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4 ⁺	B4 ⁺	Γ4 ⁺
<0.25	A4	B4	Γ4

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

Πίνακας 2.2: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος Οργανισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Οι ελάχιστες απαιτήσεις που προβλέπονται για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κτιρίων και προβλέπονται στην παράγραφο 2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, εξαρτώνται από την κατηγορία σπουδαιότητας στην οποία ανήκει το κτίριο ως εξής (Πίνακας 2.3):

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

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

Πίνακας 2.3: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων κτιρίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Η κατάταξη των κτιρίων σε κατηγορίες σπουδαιότητας πραγματοποιείται με βάση την κύρια χρήση του κτιρίου και ορίζονται σύμφωνα με το παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 2.4):

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κ.λπ.
II	Συνήθη κτίρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικότροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασης και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπούλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία IV, κ.λπ.
III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημοσίων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ενδέχεται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κ.λπ.
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κ.λπ.

Πίνακας 2.4: Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Για την αποτίμηση ή ανασχεδιασμό κατασκευών συνήθους σπουδαιότητας, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει ως ελάχιστη απαίτηση την επίτευξη στόχου αποτίμησης B1 ή B2, ανάλογα με τις απαιτήσεις του έργου. Ο στόχος B1 θεωρείται ιδιαίτερα σημαντικός, καθώς αντιστοιχεί στο επίπεδο ασφαλείας που επιδιώκεται και στον σχεδιασμό νέων κατασκευών σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς. Σε περίπτωση κτιρίων αυξημένης σπουδαιότητας, ο κανονισμός προβλέπει αυστηρότερες απαιτήσεις, με ταυτόχρονη ικανοποίηση των στόχων B1 και A2, ώστε να εξασφαλίζεται υψηλότερο επίπεδο αντισεισμικής ασφάλειας και λειτουργικής επάρκειας.

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία, το εξεταζόμενο κτίριο κατατάσσεται σε Κατηγορία Σπουδαιότητας II και έχει κυρία χρήση κατοικία. Για την αποτίμηση του φορέα επιλέχθηκε στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες SD» με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης ίση με 10% κατά την διάρκεια ζωής του κτιρίου. Αντίστοιχα, ο στόχος αποτίμησης του φέροντος οργανισμού είναι B1, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του κανονισμού για κτίρια συνήθους σπουδαιότητας.

2.3.1 Στάθμες Επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. βασίζεται στην επιτελεστική φιλοσοφία σχεδιασμού, σύμφωνα με την οποία η σεισμική συμπεριφορά του φορέα αξιολογείται σε σχέση με προκαθορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας. Κάθε στάθμη επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε συγκεκριμένο επίπεδο αναμενόμενων βλαβών και λειτουργικότητας της κατασκευής μετά την εκδήλωση σεισμικής δράσης.

Οι βασικές στάθμες επιτελεστικότητας είναι:

- **Περιορισμένες βλάβες (Α)** : Ο φορέας παρουσιάζει βλάβες μικρής έκτασης, χωρίς ουσιώδη υποβάθμιση της φέρουσας ικανότητας ή της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων. Το κτίριο παραμένει λειτουργικό με περιορισμένες επισκευάσιμες βλάβες.
- **Σημαντικές βλάβες (Β)**: Ο φορέας εμφανίζει εκτεταμένες αλλά αποκαταστάσιμες βλάβες, ενώ εξακολουθεί να διαθέτει επαρκή αντοχή ώστε να παραλαμβάνει με ασφάλεια τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Παρότι η λειτουργικότητα της κατασκευής επηρεάζεται σημαντικά, δεν τίθεται άμεσα ζήτημα απώλειας της συνολικής ευστάθειας του φορέα.
- **Οιονεί κατάρρευση (Γ)**: Ο φορέας βρίσκεται σε οριακή κατάσταση ασφαλείας, με πολύ σοβαρές βλάβες στα φέροντα στοιχεία και περιορισμένα αποθέματα αντοχής. Παρά το γεγονός ότι ο φορέας εξακολουθεί να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία, η πιθανότητα τοπικών η γενικευμένων αστοχιών είναι ιδιαίτερα αυξημένη και η περαιτέρω επιβάρυνσή του μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση.

2.3.2 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης κατά Ευρωκώδικα 8

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (EN 1998-3:2005), η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών βασίζεται στον έλεγχο της συμπεριφοράς τους έναντι καθορισμένων Οριακών Καταστάσεων, οι οποίες περιγράφουν το επίπεδο βλαβών που μπορεί να γίνει αποδεκτό για συγκεκριμένη σεισμική δράση.

Οι βασικές Οριακές Καταστάσεις που προβλέπονται είναι:

- **Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL) :** αντιστοιχεί σε ήπια σεισμική καταπόνηση, κατά την οποία ο φέρων οργανισμός υφίσταται μικρές και επισκευάσιμες βλάβες. Τα δομικά στοιχεία δεν εμφανίζουν εκτεταμένη διαρροή και εξακολουθούν να διαθέτουν σχεδόν αμετάβλητα μηχανικά χαρακτηριστικά, ενώ οι παραμένουσες παραμορφώσεις και μετακινήσεις παραμένουν μικρές. Οι βλάβες στα μη φέροντα στοιχεία είναι συνήθως επιφανειακές και μπορούν να αποκατασταθούν χωρίς σημαντικές επεμβάσεις.
- **Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD):** περιγράφει ένα ανώτερο επίπεδο καταπόνησης, στο οποίο η κατασκευή έχει αναπτύξει εκτεταμένες βλάβες, διατηρώντας όμως επαρκή εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία ώστε να μην απειλείται άμεσα η ευστάθειά της. Παρά τις αναπτυγμένες βλάβες, ο φορέας διατηρεί την ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων δράσεων, ενώ οι μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων παραμένουν εντός αποδεκτών ορίων. Παρότι η κατασκευή μπορεί να αντέξει μετασεισμικές δράσεις μέσης έντασης, η επισκευή της ενδέχεται να είναι τεχνικά ή οικονομικά δυσχερής.
- **Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC):** αντιστοιχεί σε σοβαρή δομική υποβάθμιση, με σημαντική απώλεια πλευρικής αντοχής και δυσκαμψίας. Ο φορέας βρίσκεται κοντά σε μηχανισμό αστοχίας, παρουσιάζοντας μεγάλες μόνιμες παραμορφώσεις, ενώ σημαντικό μέρος των μη φερόντων στοιχείων έχει υποστεί εκτεταμένες αστοχίες ή απώλεια λειτουργικότητας. Παρά το γεγονός ότι τα κατακόρυφα στοιχεία ενδέχεται να εξακολουθούν να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία, η κατασκευή βρίσκεται σε οριακή κατάσταση και είναι εξαιρετικά ευάλωτη σε ενδεχόμενο επόμενο σεισμικό γεγονός.

Κάθε Οριακή Κατάσταση συνδέεται με συγκεκριμένη σεισμική δράση, η οποία εκφράζεται μέσω περιόδου επαναφοράς ή ισοδύναμα μέσω πιθανότητας υπέρβασης σε χρονικό διάστημα 50 ετών. Ειδικότερα, η Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC) συνδέεται με σεισμική δράση ιδιαίτερα χαμηλής πιθανότητας εμφάνισης, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 2475 ετών (2% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη). Αντίστοιχα, για την Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD) υιοθετείται περίοδος επαναφοράς 475 ετών (10% σε 50 έτη), ενώ για την Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL) η αντίστοιχη τιμή είναι 225 έτη (20% σε 50 έτη). Η επιλογή του κατάλληλου επιπέδου προστασίας εξαρτάται από τη σπουδαιότητα του κτιρίου και τον επιδιωκόμενο στόχο ασφάλειας.

2.4 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ)

Η διαδικασία αποτίμησης ενός υφιστάμενου φορέα ξεκινά με τη συγκέντρωση και αξιολόγηση των διαθέσιμων στοιχείων που αφορούν τη μελέτη, την κατασκευή και την υφιστάμενη κατάστασή του, καθώς η αξιοπιστία των διαθέσιμων δεδομένων επηρεάζει άμεσα τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., τα δεδομένα που αφορούν την μελέτη ενός φορέα είναι οι επιβαλλόμενες δράσεις, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και οι αντοχές των υλικών και συλλέγονται από διαθέσιμες μελέτες και αρχεία, τεκμηριωμένες πηγές πληροφόρησης, καθώς και από αυτοψίες και επιτόπιους ελέγχους της κατασκευής.

Στο πρώτο στάδιο πραγματοποιείται λεπτομερής καταγραφή της γεωμετρίας του φορέα και των τοιχοπληρώσεων, ώστε να προσδιοριστούν με ακρίβεια η μορφή του δομικού συστήματος, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των στοιχείων και η υφιστάμενη κατάσταση των υλικών. Παράλληλα, συντάσσεται το ιστορικό της κατασκευής, στο οποίο καταγράφονται ο χρόνος ανέγερσης, οι εφαρμοζόμενοι κανονισμοί της εποχής, τυχόν επεμβάσεις που πραγματοποιήθηκαν μεταγενέστερα, μεταβολές στη χρήση του κτιρίου ή φαινόμενα φθοράς και βλαβών που έχουν καταγραφεί. Ιδιαίτερη σημασία δίνεται στην καταγραφή παθολογιών και κατασκευαστικών ατελειών, καθώς και στην αξιολόγηση της ανάγκης λήψης άμεσων μέτρων ασφαλείας, εφόσον αυτό απαιτείται. Τέλος, πραγματοποιείται εκτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του φορέα, είτε μέσω διαθέσιμων τεχνικών στοιχείων είτε, όπου είναι εφικτό, μέσω επιτόπιων ή εργαστηριακών δοκιμών. Ενδεικτικά, για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής του

σκυροδέματος δύναται να πραγματοποιηθεί λήψη πυρήνων (καρότων) από επιλεγμένα δομικά στοιχεία και εργαστηριακός έλεγχος αυτών, ενώ μπορούν να εφαρμοστούν και μη καταστρεπτικές ή ημι-καταστρεπτικές μέθοδοι, όπως δοκιμές κρουσιμέτρησης (σφυρί Schmidt), υπερηχητικός έλεγχος ταχύτητας διάδοσης παλμού, ή συνδυασμός αυτών για βελτίωση της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων. Αντίστοιχα, για τον χάλυβα οπλισμού, είναι δυνατόν να ληφθούν δοκίμια από αντιπροσωπευτικές θέσεις και να υποβληθούν σε εργαστηριακές δοκιμές εφελκυσμού για τον προσδιορισμό των πραγματικών μηχανικών χαρακτηριστικών του. (π.χ. εκτίμηση θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος ή κατηγορίας χάλυβα). Η πληρότητα και η αξιοπιστία των παραπάνω πληροφοριών καθορίζουν τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων που θα υιοθετηθεί στην ανάλυση.

Οι τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων είναι :

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή

Κάθε Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων συνδέεται με συγκεκριμένο Επίπεδο Γνώσης του Ευρωκώδικα 8-3 (ΕΓ3, ΕΓ2, ΕΓ1 αντίστοιχα) και καθορίζουν τον Συντελεστή Εμπιστοσύνης (Confidence Factor – CF) που εφαρμόζεται στους υπολογισμούς αντοχής.

Στην παρούσα μελέτη, βάσει των διαθέσιμων στοιχείων που λήφθηκαν από τα σχέδια της οικοδομικής αδείας, αλλά και από την οπτική επιθεώρηση και αποτύπωση του φορέα και ελλείπει εργαστηριακών δοκιμών, το επίπεδο γνώσης του υφιστάμενου φορέα κατατάσσεται σε Κανονική Γνώση-ΕΓ2. Κατά συνέπεια, λαμβάνεται Συντελεστής Εμπιστοσύνης $CF = 1,20$, σύμφωνα με τον EC8-3.

Η επιλογή κατάλληλης Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων για τον φορέα και τα επιμέρους δομικά στοιχεία βασίζεται κυρίως στην πληρότητα και την αξιοπιστία των διαθέσιμων πληροφοριών, όπως τα σχέδια της αρχικής μελέτης, οι μεταγενέστερες επεμβάσεις και τα αποτελέσματα των αυτοψιών και λαμβάνεται σύμφωνα με τον πίνακα 3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Βάσει του παρακάτω πίνακα (Πίνακας 2.5) και λαμβάνοντας υπόψη τα διαθέσιμα στοιχεία για το φορέα που αναφέρθηκαν παραπάνω, λαμβάνουμε:

- Ως προς τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της θεμελίωσης και της ανωδομής: «Υψηλή»

-Για τα χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων, των επενδύσεων και των λοιπών μη φερόντων στοιχείων: «Υψηλή»

- Για τη διάταξη και τις λεπτομέρειες του οπλισμού: «Ικανοποιητική»

Πίνακας 3.2. ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΑΔΓ ΚΑΙ ΣΑΔΛ

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		
				Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ	1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεκμένα 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 ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	

Πίνακας 2.5: Επιλογή ΣΑΔΓ και ΣΑΔΛ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Σε περίπτωση που δεν διατίθενται επαρκή στοιχεία, για την ποιότητα και την κατηγορία των υλικών, από τα εγκεκριμένα σχέδια και τα τεύχη της αρχικής μελέτης, ούτε έχουν πραγματοποιηθεί επιτόπιες ή εργαστηριακές δοκιμές για τον άμεσο προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών τους, οι αντοχές δύνανται να εκτιμηθούν με τη χρήση «ερήμην» αντιπροσωπευτικών τιμών, σύμφωνα με τους πίνακες 1,2,3 του παραρτήματος 3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Πίνακας 2.6).

Πίνακας 1. «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Θλιπτικής Αντοχής Σκυροδέματος.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης και Κατασκευής	«Ονομαστική» Μέση τιμή f_{cm} (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{ck} (MPa)
... < 1985	13	9
1985 ≤ ...	17	13

β) Για το χάλυβα οπλισμού

Πίνακας 2. «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Διαρροής Χάλυβα Οπλισμού.

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Ονομαστική» Μέση τιμή f_{ym} (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση f_{yk} (MPa)
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Πίνακας 3. «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων.

Αντοχή	Τοιχοπλήρωση	Ποιότητα Δόμησης και Σφήνωσης		
		Καλή	Μέση	Κακή
Λοξή Θλίψη f_{wc} (MPa)	Μπατικός	2.00	1.50	1.00
	Δρομικός	1.50	1.00	0.75
Διαγώνια Ρηγμάτωση f_{wr} (MPa)	Μπατικός	0.25	0.20	0.15
	Δρομικός	0.20	0.15	0.10

Πίνακας 2.6: «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές τιμές σκυροδέματος, χάλυβα και τοιχοπληρώσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

2.5 Συντελεστής Συμπεριφοράς (q)

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει τη δυνατότητα του φορέα να αναπτύξει ανελαστική συμπεριφορά και να καταναλώσει σεισμική ενέργεια μέσω πλαστικών μηχανισμών, επιτρέποντας τη μείωση των ελαστικών σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού. Στο πλαίσιο της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κεφ. 5), η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς επιλέγεται έτσι ώστε να αντανάκλα τη διαθέσιμη ανελαστική ικανότητα του φορέα. Η επιλογή της κατάλληλης τιμής εξαρτάται από τη στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζεται και από τον επιδιωκόμενο στόχο αποτίμησης. Επιτρέπεται η υιοθέτηση συντηρητικών παραδοχών για τους επιμέρους παράγοντες που υπεισέρχονται στη διαμόρφωσή του.

Για κάθε Στάθμη Επιτελεστικότητας προβλέπονται διαφορετικές τιμές του λόγου q^*/q' κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φορέα. Οι αντίστοιχες τιμές παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 2.7), όπου ως τιμή αναφοράς q' θεωρείται εκείνη που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας Β «Σημαντικές βλάβες», σύμφωνα με την φιλοσοφία του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 για νέα κτίρια.

Στην παρούσα εργασία για Στάθμη Επιτελεστικότητας Β, υιοθετείται τιμή $q^*/q'=1,0$.

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

Πίνακας 2.7: Τιμές του λόγου q^*/q' για κάθε Στάθμη Επιτελεστικότητας

Κατά την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, η επιλογή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή q βασίζεται στους εξής παράγοντες:

- Την επάρκεια των κανονισμών που ίσχυαν κατά τον αρχικό σχεδιασμό κατά της κατασκευής,
- Την κατανομή της αντοχής και της δυσκαμψίας καθ' ύψος και σε κάτοψη, καθώς και η πιθανότητα εμφάνισης δυσμενών μορφών αστοχίας, όπως ο «μαλακός όροφος»,
- Τους μηχανισμούς αστοχίας του φορέα,
- Την έκταση ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων κατά τη σεισμική διέγερση,
- Τη διαθέσιμη πλαστιμότητα στις κρίσιμες περιοχές των δομικών στοιχείων,
- Την ύπαρξη βλαβών ή άλλων παραγόντων που ενδέχεται να επηρεάζουν αρνητικά τη συμπεριφορά του φορέα, κυρίως στα πρωτεύοντα δομικά στοιχεία.
- Τη συμβολή δευτερευόντων στοιχείων, όπως οι τοιχοπληρώσεις και τα διαφράγματα, στη συνολική αντισεισμική απόκριση της κατασκευής,
- Την ιεράρχηση των μηχανισμών αστοχίας και η πιθανότητα εμφάνισης ψαθυρών αστοχιών σε κύρια κατακόρυφα στοιχεία και κόμβους

Σε περιπτώσεις που δεν είναι διαθέσιμα επαρκή πειραματικά ή αναλυτικά στοιχεία, για τον ακριβή προσδιορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς, μπορούν να υιοθετηθούν οι ενδεικτικές τιμές του σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 2.8) (Πίν. Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.), με βάση τη χρονολογία κατασκευής και την κατάσταση του φορέα.

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

Πίνακας 2.8: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q για την στάθμη επιτελεστικότητας B («Σημαντικές βλάβες») (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Επομένως, για φορέα ο οποίος έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (<1985), παρουσιάζει ευνοϊκή παρουσία τριχοπτώσεων, και δεν

εμφανίζει σημαντικές βλάβες στα πρωτεύοντα δομικά στοιχεία, λαμβάνεται τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς ίση με $q'=1,7$.

Κατά συνέπεια, για ανάλυση με καθολικό δείκτη q , υιοθετείται τιμή του δείκτη συμπεριφοράς ίση με $q^*=q'=1,7$.

2.6 Έλεγχος Ασφαλείας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στα πλαίσια της αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών, ο έλεγχος ασφαλείας διατυπώνεται με τη μορφή ανισότητας μεταξύ των απαιτήσεων από τις δράσεις και των διαθέσιμων αντιστάσεων του φορέα, σύμφωνα με τους κανονισμούς των Ευρωδολαρίων, και συγκεκριμένα όπως προβλέπεται στην παράγραφο 4.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ και 4.6 του EN 1998-3.

Η βασική ανίσωση ελέγχου, κατά την οποία η τιμή σχεδιασμού της απαίτησης δεν πρέπει να υπερβαίνει τη διαθέσιμη τιμή σχεδιασμού της αντίστασης, λαμβάνει τη μορφή:

$$S_d < R_d$$

,όπου $S_d = \gamma_{sd} * S$ ($S_k * \gamma_f$) και $R_d = (1/\gamma_{Rd}) * R * (R_k/\gamma_m)$.

Η τιμή σχεδιασμού δράσεων S_d προκύπτει από τις χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων και μεταβλητών δράσεων S_k , οι οποίες προσανξάνονται μέσω επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων γ , ενώ λαμβάνεται επιπλέον υπόψη ο συντελεστής γ_{sd} , ο οποίος εισάγεται για να καλύψει τις αυξημένες αβεβαιότητες που σχετίζονται με την προσομοίωση και την ανάλυση υφιστάμενων φορέων.

Αντίστοιχα, η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης R_d προκύπτει από τις αντιπροσωπευτικές τιμές των υλικών R_k , οι οποίες μειώνονται μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας υλικών γ . Επιπλέον, εφαρμόζεται ο συντελεστής γ_{Rd} , μέσω του οποίου συνεκτιμώνται οι αβεβαιότητες που σχετίζονται με την εκτίμηση των αντιστάσεων και την ποιότητα των διαθέσιμων δεδομένων.

Η εισαγωγή των πρόσθετων αυτών συντελεστών, γ_{sd}, γ_{Rd} οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τις αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμένων, διαφοροποιεί ουσιαστικά τη διαδικασία αποτίμησης από τον σχεδιασμό νέων κτιρίων, αντανakλώντας τον αυξημένο βαθμό αβεβαιότητας που χαρακτηρίζει τις υφιστάμενες κατασκευές.

2.7 Συντελεστές Ασφαλείας

2.7.1 Συντελεστές Ασφαλείας για τα Προσομοιώνεται

Όπως αναφέρθηκε στην ενότητα 2.6, για την ανάλυση ενός υφιστάμενου φορέα, εφαρμόζονται οι συντελεστές ασφαλείας, γ_{sd}, γ_{Rd} , προκειμένου να συνεκτιμηθούν οι αβεβαιότητες που σχετίζονται με τα διαθέσιμα δεδομένα.

Η επιλογή των τιμών των συντελεστών γ_{Rd} πραγματοποιείται σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ, ενώ οι τιμές των συντελεστών γ_{sd} εξαρτώνται από την υφιστάμενη κατάσταση της κατασκευής και ειδικότερα από το είδος και την έκταση των βλαβών και των φθορών που έχουν καταγραφεί στον υπό μελέτη φορέα. Οι τιμές των συντελεστών αυτών παρουσιάζονται στον παρακάτω Πίνακα (Πίνακας 2.9).

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1,20$	$\gamma_{sd}=1,10$	$\gamma_{sd}=1,00$

Πίνακας 2.9: Τιμές του συντελεστή γ_{sd} (ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Για το εξεταζόμενο κτίριο υιοθετείται τιμή $\gamma_{sd}=1,00$, καθώς δεν έχουν διαπιστωθεί ουσιώδεις βλάβες ή μεταγενέστερες επεμβάσεις που να επηρεάζουν την συμπεριφορά του κτιρίου.

2.7.2 Συντελεστές Ασφαλείας για τις Δράσεις

Για τις μεταβλητές δράσεις υιοθετούνται οι συνήθεις τιμές γ και $\psi=0,3$ που προβλέπονται από τους ισχύοντες κανονισμούς, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η τιμή των συντελεστών ασφαλείας των μόνιμων δράσεων γ διαφοροποιείται ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας των διαθέσιμων γεωμετρικών δεδομένων και επιλέγεται σύμφωνα με τις σχετικές προβλέψεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ ως εξής:

Για περιπτώσεις όπου η δράση επιδρά δυσμενώς στον φορέα, γίνεται χρήση των παρακάτω τιμών:

- α) Ανεκτή ΣΑ : $\gamma_g=1,50$
- β) Ικανοποιητική ΣΑ : $\gamma_g=1,35$
- γ) Υψηλή ΣΑ : $\gamma_g=1,20$

Για τις λοιπές περιπτώσεις φόρτισης και συνδυασμών δράσεων, εφαρμόζονται οι παρακάτω τιμές:

- α) Ανεκτή ΣΑ : $\gamma_g=1,20$

β) Ικανοποιητική ΣΑ : $\gamma_g=1,10$

γ) Υψηλή ΣΑ : $\gamma_g=1,00$

2.7.3 Συντελεστές Ασφαλείας για τα Υλικά

Η επιλογή των συντελεστών ασφαλείας των υφισταμένων υλικών γ πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην περίπτωση όπου η αντιπροσωπευτική τιμή προκύπτει από τη μέση τιμή μειωμένη κατά μια τυπική απόκλιση, χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες τιμές για κάθε υλικό:

Σκυρόδεμα:

Υψηλή ΈΔΥΣΑ : $\gamma_c=1,15$

Ικανοποιητική ΈΔΥΣΑ : $\gamma_c=1,30$

Ανεκτή ΈΔΥΣΑ : $\gamma_c=1,45$

Χάλυβας Οπλισμού:

- Για Υψηλή ΣΑΡΛ

Υψηλή ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,05$

Ικανοποιητική ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,10$

Ανεκτή ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,15$

- Για Ικανοποιητική ΣΑΡΛ

Υψηλή ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,10$

Ικανοποιητική ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,15$

Ανεκτή ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,20$

- Για Ανεκτή ΣΑΡΛ

Υψηλή ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,15$

Ικανοποιητική ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,20$

Ανεκτή ΈΔΥΣΑ : $\gamma_s=1,25$

Χρυσοπληρώσεις :

Υψηλή ΣΑ : $\gamma_m=1,30$

Ικανοποιητική ΣΑ : $\gamma_m=1,50$

Ανεκτή ΣΑ : $\gamma_m=1,70$

Στην παρούσα εργασία οι συντελεστές ασφαλείας που λαμβάνονται υπόψη για Ικανοποιητική Σ.Α.Δ είναι:

Σκυρόδεμα:

Ικανοποιητική ΈΔΥΣΑ : $\gamma_c=1,30$

Χάλυβας Οπλισμού:

- Για Ικανοποιητική ΣΑΔ_Λ

Ικανοποιητική ΣΑΔ_Υ : $\gamma_s=1,15$

Τοιχοπληρώσεις :

Ικανοποιητική ΣΑΔ : $\gamma_m=1,50$

2.8 Μέθοδοι Ανάλυσης

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπει διαφορετικές μεθόδους ανάλυσης, ανάλογα με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του φορέα, την πολυπλοκότητα της κατασκευής και την αξιοπιστία των διαθέσιμων στοιχείων. Οι βασικές μέθοδοι που προβλέπονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Ειδικότερα, προβλέπεται η χρήση:

- ελαστικής στατικής ανάλυσης με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς,
 - ελαστικής δυναμικής ανάλυσης,
 - ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover),
 - ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης (time–history),
- ενώ σε ειδικές περιπτώσεις είναι δυνατή και η εφαρμογή προσεγγιστικών ή εμπειρικών μεθόδων αποτίμησης.

Η εφαρμογή κάθε μεθόδου συνοδεύεται από συγκεκριμένες προϋποθέσεις, που σχετίζονται κυρίως με την κανονικότητα του φορέα και την επάρκεια των διαθέσιμων δεδομένων, όπως αυτές καθορίζονται στο Κεφάλαιο 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.8.1 Στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover)

Η ανελαστική στατική ανάλυση αποτελεί μία ευρέως χρησιμοποιούμενη προσέγγιση για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, κατά την οποία εφαρμόζονται σταδιακά αυξανόμενα οριζόντια φορτία μέχρι την ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών

παραμορφώσεων. Μέσω αυτής της ανάλυσης προσδιορίζεται η καμπύλη ικανότητας (capacity curve) του φορέα, μέσω της οποίας αξιολογούνται η διαθέσιμη αντοχή και η αναμενόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής.

Η καμπύλη ικανότητας παρέχει πολύτιμες πληροφορίες για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, καθώς επιτρέπει την αξιολόγηση της διαθέσιμης αντοχής και πλαστιμότητας του φορέα. Μέσω κατάλληλων μετασχηματισμών, η καμπύλη ικανότητας μπορεί να συγκριθεί με την καμπύλη απαίτησης, η οποία προκύπτει από τα φάσματα σχεδιασμού, οδηγώντας στον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής.

Η μέθοδος παρέχει επίσης τη δυνατότητα εντοπισμού των κρίσιμων περιοχών ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων και των πιθανών μηχανισμών αστοχίας, συμβάλλοντας στην κατανόηση της ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα.

Ιδιαίτερη σημασία στην εφαρμογή της μεθόδου έχει η συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, οι οποίες, παρότι αποτελούν δευτερεύοντα στοιχεία, επηρεάζουν σημαντικά τη δυσκαμψία και την αντοχή της κατασκευής. Η παρουσία τους οδηγεί συνήθως σε αύξηση της αρχικής δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητας, μεταβάλλοντας τη μορφή της καμπύλης ικανότητας. Ωστόσο, μπορεί να προκαλέσει και δυσμενείς επιδράσεις, όπως τοπικές συγκεντρώσεις παραμορφώσεων ή δημιουργία φαινομένων κοντών υποστυλωμάτων. Για τον λόγο αυτό, η εφαρμογή της ανάλυσης pushover πραγματοποιείται συχνά τόσο χωρίς όσο και με τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, προκειμένου να αποτιμηθεί η επίδρασή τους στη συνολική σεισμική απόκριση του φορέα και να εξαχθούν πιο αξιόπιστα συμπεράσματα.

2.8.2 Δυναμική ανελαστική ανάλυση (Time–History)

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση βασίζεται στην επιβολή χρονικά μεταβαλλόμενων σεισμικών διεγέρσεων και επιτρέπει την ακριβέστερη αποτύπωση της πραγματικής σεισμικής απόκρισης. Παρότι αποτελεί την πιο πλήρη μέθοδο, η εφαρμογή της απαιτεί σημαντικό όγκο δεδομένων και αυξημένη υπολογιστική προσπάθεια, γεγονός που περιορίζει τη χρήση της στην πράξη.

2.8.3 Επιλογή μεθόδου ανάλυσης στην παρούσα εργασία

Στην παρούσα εργασία, ως κύρια μέθοδος αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς του υπό μελέτη κτιρίου επιλέγεται η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover analysis), σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., καθώς παρέχει τη δυνατότητα εκτίμησης της πραγματικής ανελαστικής απόκρισης και της επιτελεστικότητας του φορέα.

Παράλληλα, η ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q δύναται να αξιοποιηθεί επικουρικά, για την αρχική εκτίμηση των εντατικών μεγεθών και την κατανόηση της συνολικής δυναμικής συμπεριφοράς του φορέα.

Ο συνδυασμός των δύο προσεγγίσεων επιτρέπει την πληρέστερη αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς, καθώς η ελαστική ανάλυση παρέχει μια γενική εικόνα της απόκρισης, ενώ η ανελαστική ανάλυση αποδίδει με μεγαλύτερη ακρίβεια τους μηχανισμούς αστοχίας και την πραγματική φέρουσα ικανότητα της κατασκευής.

2.9 Μέθοδοι Ενίσχυσης Δομικών μελών Οπλισμένου Σκυροδέματος

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος οδηγεί συχνά στη διαπίστωση σημαντικών ανεπαρειών που σχετίζονται με τη φέρουσα ικανότητα, την ακαμψία, και τη διαθέσιμη παραμορφωσιμότητα του φορέα. Οι ανεπάρκειες αυτές σχετίζονται κυρίως με την παλαιότητα των κατασκευών, την εφαρμογή παλαιότερων αντισεισμικών κανονισμών, τις ανεπαρκείς λεπτομέρειες όπλισης, την έλλειψη ικανοτικού σχεδιασμού, καθώς και με πιθανές βλάβες λόγω σεισμικών δράσεων ή φθοράς των υλικών με την πάροδο του χρόνου. Ως αποτέλεσμα, καθίσταται αναγκαία η εφαρμογή κατάλληλων επεμβάσεων ενίσχυσης, με σκοπό την αναβάθμιση της αντισεισμικής απόκρισης της κατασκευής και την επίτευξη των απαιτήσεων ασφαλείας που προβλέπονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8.

Η επιλογή της βέλτιστης μεθόδου ενίσχυσης καθορίζεται από παραμέτρους, όπως τα χαρακτηριστικά και ο βαθμός των διαπιστωμένων βλαβών, ο επιθυμητός στόχος επιτελεστικότητας, η μορφολογία του φορέα, οι διαθέσιμες τεχνικές δυνατότητες, καθώς και οικονομικά και κατασκευαστικά κριτήρια. Βασικός στόχος των επεμβάσεων είναι η βελτίωση της φέρουσας ικανότητας και της συνολικής δυσκαμψίας του φορέα, η

βελτίωση της πλαστιμότητας και της ενεργειακής απορρόφησης, καθώς και η αποφυγή ψαθυρών μηχανισμών αστοχίας, κυρίως έναντι διάτμησης. Παράλληλα, σε πολλές περιπτώσεις επιδιώκεται η βελτίωση της κανονικότητας του φορέα και η ορθότερη κατανομή των σεισμικών δράσεων στα επιμέρους δομικά στοιχεία.

Οι επεμβάσεις ενίσχυσης διακρίνονται γενικά σε δύο βασικές κατηγορίες:

- επεμβάσεις συνολικής ενίσχυσης του φορέα, οι οποίες μεταβάλλουν τη συνολική σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, όπως η προσθήκη τοιχωμάτων ή μεταλλικών συνδέσμων,
- και τοπικές επεμβάσεις σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία, όπως υποστυλώματα, δοκοί και κόμβοι.

Οι πλέον διαδεδομένες τεχνικές ενίσχυσης περιλαμβάνουν την εφαρμογή μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος, τη χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών (Ι.Ο.Π./FRP), την τοποθέτηση μεταλλικών στοιχείων ενίσχυσης, καθώς και την προσθήκη νέων δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος. Κάθε τεχνική ενίσχυσης διαθέτει διαφορετικά πλεονεκτήματα και περιορισμούς, ενώ η τελική επιλογή καθορίζεται από τις απαιτήσεις του έργου και τη μορφή των αναπτυσσόμενων ανεπαρειών.

2.9.1 Ενίσχυση με Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

Η εφαρμογή μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί μία από τις παλαιότερες αλλά και πλέον καθιερωμένες και αποτελεσματικές μεθόδους αποκατάστασης υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε υποστυλώματα και δοκούς που παρουσιάζουν ανεπαρκή καμπτική ή διατμητική αντοχή, περιορισμένη πλαστιμότητα ή ανεπαρκή περίσφιγξη, ιδιαίτερα σε κατασκευές που έχουν μελετηθεί με παλαιότερους κανονισμούς.

Η τεχνική συνίσταται στην προσθήκη νέας στρώσης οπλισμένου σκυροδέματος περιμετρικά του υφιστάμενου στοιχείου, σε συνδυασμό με νέο διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό, ώστε το αρχικό και το νέο τμήμα να λειτουργούν μονολιθικά. Με τον τρόπο αυτό αυξάνεται η διατομή του στοιχείου και βελτιώνονται σημαντικά η καμπτική και διατμητική αντοχή, η δυσκαμψία, η πλαστιμότητα και η ικανότητα παραλαβής αξονικών

φορτίων. Παράλληλα, η ενίσχυση με μανδύες συμβάλλει ουσιαστικά στη βελτίωση της περίσφιγξης του πυρήνα σκυροδέματος και στον περιορισμό ψαθυρών μορφών αστοχίας.

Ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής, οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος διακρίνονται σε μανδύες έγχυτου και εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Η επιλογή της κατάλληλης λύσης εξαρτάται από το απαιτούμενο επίπεδο ενίσχυσης, τη γεωμετρία του στοιχείου και τις συνθήκες εφαρμογής. Σε περιπτώσεις όπου απαιτείται σημαντική αύξηση της διατομής, εφαρμόζονται συνήθως μανδύες έγχυτου σκυροδέματος με πάχος μεγαλύτερο των 8 cm. Στην περίπτωση αυτή το νέο σκυρόδεμα τοποθετείται με συμβατική έγχυση εντός κατάλληλου ξυλοτύπου, διαδικασία που απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή λόγω της δυσκολίας σκυροδέτησης σε περιορισμένες διαστάσεις και της ανάγκης εξασφάλισης καλής συνάφειας μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος.

Αντίθετα, οι μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος (gunite) εφαρμόζονται κυρίως όταν απαιτούνται μικρότερα πάχη ενίσχυσης, συνήθως έως 10 cm. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρουσιάζει υψηλή αντοχή, καλή πρόσφυση στο υφιστάμενο στοιχείο και σημαντικά πλεονεκτήματα ως προς την ευκολία εφαρμογής, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις δύσκολης πρόσβασης ή πυκνού οπλισμού. Επιπλέον, η μέθοδος δεν απαιτεί συμβατικό ξυλότυπο, γεγονός που μειώνει τον χρόνο κατασκευής και διευκολύνει την εφαρμογή της σε υφιστάμενα κτίρια.

Παρά τα σημαντικά πλεονεκτήματα της μεθόδου η εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος συνοδεύεται και από ορισμένα μειονεκτήματα. Η αύξηση των διαστάσεων των στοιχείων και της συνολικής μάζας του φορέα οδηγεί σε αύξηση των σεισμικών φορτίων, ενώ παράλληλα οι επεμβάσεις απαιτούν εκτεταμένες εργασίες κατασκευής και σημαντικό χρόνο εφαρμογής. Παρ' όλα αυτά, η μέθοδος εξακολουθεί να θεωρείται ιδιαίτερα αξιόπιστη και αποτελεσματική για την αποκατάσταση και αντισεισμική αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Εικόνα 2.1: Ενίσχυση με μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

2.9.2 Ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ/FRP)

Τα ινοπλισμένα πολυμερή (Ι.Ο.Π. ή FRP – Fiber Reinforced Polymers) αποτελούν μία σύγχρονη και ιδιαίτερα διαδεδομένη μέθοδο ενίσχυσης κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, η οποία τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιείται ευρέως σε έργα αποκατάστασης και αντισεισμικής αναβάθμισης. Η μέθοδος βασίζεται στην επικόλληση σύνθετων υλικών υψηλής αντοχής στην εξωτερική επιφάνεια των δομικών στοιχείων, με σκοπό την αύξηση της αντοχής των δομικών στοιχείων και την αναβάθμιση της αντισεισμικής απόκρισης της κατασκευής.

Τα συστήματα ΙΟΠ αποτελούνται από ίνες υψηλής μηχανικής αντοχής, όπως ίνες άνθρακα, υάλου ή αραμιδίου, οι οποίες διατάσσονται σε μορφή υφασμάτων ή ελασμάτων και επικολλώνται στο στοιχείο με χρήση εποξειδικών ρητινών. Οι ρητίνες λειτουργούν ως συγκολλητικό μέσο μεταξύ του σύνθετου υλικού και του σκυροδέματος, εξασφαλίζοντας τη συνεργασία των υλικών και τη μεταφορά των τάσεων. Τα σύνθετα υλικά διακρίνονται για την ιδιαίτερα υψηλή αντοχή τους σε εφελκυσμό σε συνδυασμό με το πολύ μικρό πρόσθετο βάρος που επιβάλλουν στην κατασκευή, ενώ παρουσιάζουν αυξημένη αντοχή σε φαινόμενα διάβρωσης και σε επιθετικά περιβάλλοντα.

Τα συστήματα ΙΟΠ εφαρμόζονται κυρίως για την ενίσχυση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής των δοκών, την αποτελεσματικότερη περίσφιγξη των υποστυλωμάτων και τη βελτίωση της διαθέσιμης πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων. Ιδιαίτερα στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, η περίσφιγξη μέσω περιμετρικής

επικόλλησης υφασμάτων ΙΟΠ συμβάλλει σημαντικά στη βελτίωση της συμπεριφοράς του πυρήνα σκυροδέματος και στον περιορισμό ψαθυρών μορφών αστοχίας. Παράλληλα, τα ΙΟΠ μπορούν να χρησιμοποιηθούν για ενίσχυση στοιχείων σε κάμψη, μέσω επικόλλησης ελασμάτων ή υφασμάτων στις εφελκόμενες περιοχές των διατομών.

Σημαντικό πλεονέκτημα της μεθόδου αποτελεί το γεγονός ότι δεν αυξάνει ουσιαστικά τη μάζα και τη δυσκαμψία του φορέα, ενώ απαιτεί μικρό πάχος επέμβασης και μπορεί να εφαρμοστεί σχετικά εύκολα και γρήγορα χωρίς σημαντική όχληση στη χρήση του κτιρίου. Επιπλέον, η μικρή επιβάρυνση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των στοιχείων καθιστά τα ΙΟΠ ιδιαίτερα κατάλληλα για επεμβάσεις σε υφιστάμενα κτίρια με αρχιτεκτονικούς περιορισμούς.

Παρά τα σημαντικά πλεονεκτήματα, η μέθοδος παρουσιάζει και ορισμένους περιορισμούς. Το κόστος των υλικών είναι σχετικά υψηλό, ενώ η αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης εξαρτάται κυρίως από την ποιότητα προετοιμασίας της επιφάνειας εφαρμογής και την σωστή διαδικασία επικόλλησης. Επιπλέον, τα σύνθετα υλικά εμφανίζουν ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες και απαιτούν ιδιαίτερη προστασία σε περιπτώσεις πυρκαγιάς. Παρ' όλα αυτά, τα ΙΟΠ αποτελούν σήμερα μία από τις πιο αποτελεσματικές και τεχνολογικά εξελιγμένες μεθόδους ενίσχυσης κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος.



Εικόνα 2.2: Ενίσχυση με Ανθρακοϋφασμα

2.9.3 Ενίσχυση με Μεταλλικούς Κλωβούς ή Χαλύβδινα Ελάσματα

Η ενίσχυση με μεταλλικούς κλωβούς ή επικολλούμενα χαλύβδινα ελάσματα εφαρμόζεται κυρίως σε υποστυλώματα και δοκούς με ανεπαρκή διατμητική αντοχή ή περιορισμένη πλαστιμότητα. Η μέθοδος περιλαμβάνει την τοποθέτηση χαλύβδινων ελασμάτων ή γωνιακών μεταλλικών στοιχείων περιμετρικά του υφιστάμενου στοιχείου, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους μέσω μεταλλικών συνδέσμων ή κοχλιών.

Η χρήση μεταλλικών κλωβών συντελεί στην αύξηση της περίσφιγξης και της διατμητικής αντοχής των στοιχείων, ενώ παράλληλα βελτιώνει τη συμπεριφορά τους υπό ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση. Επιπλέον, η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σχετικά γρήγορα χωρίς σημαντική αύξηση των διαστάσεων του στοιχείου.

Ωστόσο, η τεχνική παρουσιάζει και ορισμένα μειονεκτήματα, όπως η αυξημένη ευαισθησία του χάλυβα σε διάβρωση, οι απαιτήσεις πυροπροστασίας και οι δυσκολίες σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με τον υφιστάμενο φορέα.



Εικόνα 2.3: Ενίσχυση με Χαλύβδινα Ελάσματα

2.9.4 Ενίσχυση με Προσθήκη Νέων Δομικών Στοιχείων

Μία ιδιαίτερα αποτελεσματική στρατηγική αντισεισμικής αναβάθμισης αποτελεί η προσθήκη νέων δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος, όπως τοιχωμάτων, πυρήνων ή νέων πλαισίων. Η μέθοδος αυτή αποσκοπεί κυρίως στη συνολική βελτίωση

της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα μέσω αύξησης της δυσκαμψίας, της αντοχής και της κανονικότητας της κατασκευής.

Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων μπορεί να μειώσει σημαντικά τις μετακινήσεις και τις απαιτήσεις στα υφιστάμενα δομικά στοιχεία, μεταβάλλοντας παράλληλα τον τρόπο κατανομής των σεισμικών δράσεων στον φορέα. Ως εκ τούτου, η μέθοδος εφαρμόζεται συχνά σε κατασκευές με έντονες ανεπάρκειες ή με προβλήματα στρεπτικής ευαισθησίας.

Παρά την υψηλή αποτελεσματικότητά της, η μέθοδος συνοδεύεται από σημαντικές κατασκευαστικές επεμβάσεις, αυξημένο κόστος και πιθανές αρχιτεκτονικές δυσκολίες λόγω μεταβολής της λειτουργικότητας των χώρων.

Κεφάλαιο 3. Περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου και Προσομοίωση Φορέα

3.1 Γενική Περιγραφή του Φορέα



Εικόνα 3.1: Όψη του προς μελέτη κτιρίου

Το κτίριο που μελετάται στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας βρίσκεται εντός του ρυμοτομικού σχεδίου της πόλεως Ηρακλείου Κρήτης, στην πολεοδομική ενότητα Δημοκρατίας-Ανάληψη, στην περιοχή της πλατείας Αναλήψεως αρ.11.

Ανεγέρθηκε βάσει οικοδομικής αδείας το έτος 1967, σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, ο οποίος ίσχυε κατά τον χρόνο μελέτης και κατασκευής. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από κατακόρυφα στοιχεία και πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος και εντάσσεται στην τυπική μορφή πλαισιακού συστήματος της εποχής εκείνης.

Το κτίριο ανεγέρθηκε σε οικόπεδο επιφανείας $72,81 \text{ m}^2$ και αναπτύσσεται σε τέσσερις στάθμες με κύρια χρήση κατοικίας. Οι τρεις πρώτοι όροφοι έχουν κατασκευαστεί βάσει της εγκεκριμένης οικοδομικής άδειας, ενώ ο τέταρτος όροφος ανεγέρθηκε κατα την φάση της κατασκευής πέραν της οικοδομικής αδείας και χαρακτηρίζεται ως αυθαίρετη προσθήκη καθ' ύψος. Το συνολικό ύψος του κτιρίου ανέρχεται σε $12,60 \text{ m}$. Τα καθαρά ύψη των τριών πρώτων ορόφων είναι $3,20 \text{ m}$ έκαστος, ενώ ο τέταρτος όροφος έχει ύψος $3,00 \text{ m}$. Και οι τέσσερις όροφοι αναπτύσσονται στο ίδιο περίγραμμα κάτοψης και έχουν το ίδιο εμβαδόν κάλυψης ίσο με $62,65 \text{ m}^2$, γεγονός που υποδηλώνει γεωμετρική κανονικότητα καθ' ύψος ως προς τη μορφή και την κατανομή μάζας.

Για την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας του υφιστάμενου φορέα, κρίσιμης σημασίας αποτελεί η συλλογή και αξιολόγηση των στοιχείων της αρχικής μελέτης, όπως αυτά περιλαμβάνονται στον φάκελο της οικοδομικής άδειας. Απο τα διαθέσιμα δεδομένα ελήφθησαν πληροφορίες σχετικά με τη γεωμετρία του φορέα, τη διάταξη και τις διατομές των δομικών στοιχείων, τις προβλεπόμενες ποιότητες υλικών, καθώς και το κανονιστικό πλαίσιο που ίσχυε κατά τον χρόνο μελέτης και κατασκευής.

3.1.1 Δεδομένα Στατικής Μελέτης

Με βάση τα δεδομένα που παρατίθενται παρακάτω, και συγκεκριμένα τον στατικό υπολογισμό, την υπεύθυνη δήλωση στατικού υπολογισμού και την έκθεση καθορισμού του συντελεστή σεισμικής επιβαρύνσεως, τα δεδομένα που λαμβάνουμε για την ποιότητα των υλικών και τις παραδοχές υπολογισμού είναι:

- Ποιότητα Σκυροδέματος B160 και σύμφωνα με τον Κανονισμό του 1954
- Χάλυβας οπλισμού St37
- Σεισμικός Συντελεστής $\varepsilon=0,08$
- Επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma=2,75 \text{ Kg/cm}^2$
- Έδαφος συμπαγών αργιλομαργών στρωμάτων κατηγορίας IIIV

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ
ΟΙΚΟΔΟΜΗΣ ΕΠΕΝΔΕΣΗΤΕΣ ΑΡΧ.
ΕΝ ΗΡΑΚΛΕΙΟ

ΠΑΡΑΔΟΧΑΙ:

SA37B160 $\sigma_{b,e} = 50/1400$
 $P \geq 0,20 \text{ ΠΥΛ}$ $\sigma_{20,08}$

Σημείωση
 $k_2 = \frac{10,5}{\sqrt{0,72}} = 1238$
 $45/1400$

Εικόνα 3.2: Ποιότητα υλικών και σεισμικός συντελεστής βάσει στατικής μελέτης

Ε) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΕΔΙΟΥ

$\sigma_{ed} = 3,00 \text{ kg/cm}^2$

ΠΡΟΤΙΜΑ $k_1, k_2, k_3, k_4, k_5, k_6, k_7, k_9$

$e = \frac{M}{N} = \frac{8190}{45} = 0,70 \text{ αρχ } \gamma$

Διεύθυνση γύρω πυλώνα $2,75 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = \frac{45000}{160 \times 180} \left(1 \pm \frac{6 \times 20}{160} \right) = 10,40 //$

Εικόνα 3.3: Επιτρεπόμενη τάση εδάφους βάσει στατικής μελέτης

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ
ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ ΔΗΛΩΣΙΣ
Μελέτη του καί επιβλέποντος Μηχανικού των στατικών έργων

Ο υπογεγραμμένος
διπλωματούχος Πορφύριος Μυχαήλ,
κεκτημένος βάσει του Νόμου το δικαίωμα άσκησης του επαγγέλματος

κάτοικος δδός Αριθ. Τηλ.
Αστυν. Τμήμα υπ' αόξ. αριθ. Μητρώου του Π.Γ.Α.Π.

ΔΗΛΩ ΥΠΕΥΘΥΝΩΣ

α) Διά την περίπτωσην φέροντος οργανισμού εξωπλησμένου σκυροδέματος:

- 1) Ότι κατά την σύνταξιν της μελέτης συμμορφώθη πλήρως προς τους εν Ισχύϊ Κανονισμούς ώπλισμένου σκυροδέματος (Β.Δ. 18-12-54) ως και τους Κανονισμούς, αποφάσεις και οδηγίας περί αντισεισμικότητας οικοδομικών έργων.
- 2) Ότι αναλαμβάνω την πλήρη ευθύνην διά την ακρίβειαν των υπολογισμών και
- 3) Ότι κατά την έκτελεσιν θα προβώ εις την εγκαίρως και επιμελημένην σύνταξιν των σχεδίων λεπτομερειών.
- 4) Ότι θα συμμορφωθώ πλήρως κατά την κατασκευήν προς τας διατάξεις του Κανονισμού ώπλισμένου σκυροδέματος (Β.Δ. 18-2-54).
- 5) Ότι συνεχώς θα παρακολουθώ και θα ελέγχω την ακρίβη και άρθην τοποθέτησιν των όπλισμών, την στατικήν επάρκειαν των ξυλοτύπων, την σύμφωνον πρὸν την μελέτην και από πάσης απόψεως επιμελημένην έκτελεσιν του σκυροδέματος, υπέχων πλήρη και άκεραίαν την ευθύνην διά πάσης τας έκτελουμένας κατασκευάς.

β) Διά περίπτωσην φέροντος οργανισμού έξ ύλικων διαφόρων του ώπλισμένου σκυροδέματος

- 1) Ότι συμμορφώθη πλήρως προς τους εν Ισχύϊ Κανονισμούς, αποφάσεις και οδηγίας περί αντισεισμικότητας οικοδομικών έργων.
- 2) Ότι αναλαμβάνω την πλήρη ευθύνην διά την ακρίβειαν των υπολογισμών και
- 3) Ότι κατά την έκτελεσιν θα προβώ εις την εγκαίρως και επιμελημένην σύνταξιν των σχεδίων λεπτομερειών.

Εν Ηρακλείω τῇ 28-12-1968

Εικόνα 3.4: Υπεύθυνη Δήλωση στατικού υπολογισμού

ΟΙΚΟΔΟΜΗ
ΟΔΟΣ
ΣΥΝΟΙΚΙΑ Ανάμυρ
ΠΟΛΙΣ Ηρακλείο

ΕΚΘΕΣΙΣ
ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΕΩΣ

Οι υπογεγραμμένοι διπλωματούχοι Πολιτικοί Μηχανικοί:

- 1) έτος κτήσ. διπλώμ.
- 2) έτος κτήσ. διπλώμ.

μεταβάντες επί τόπου και εξέτασαντες την περιοχήν εις την οποίαν κείται το οικόπεδον του κ.
επί της οδοῦ
αριθ. Συνοικία Ανάμυρ εν Ηρακλείω
και κατόπιν έπιστομένης έρεύνης του έδαφους

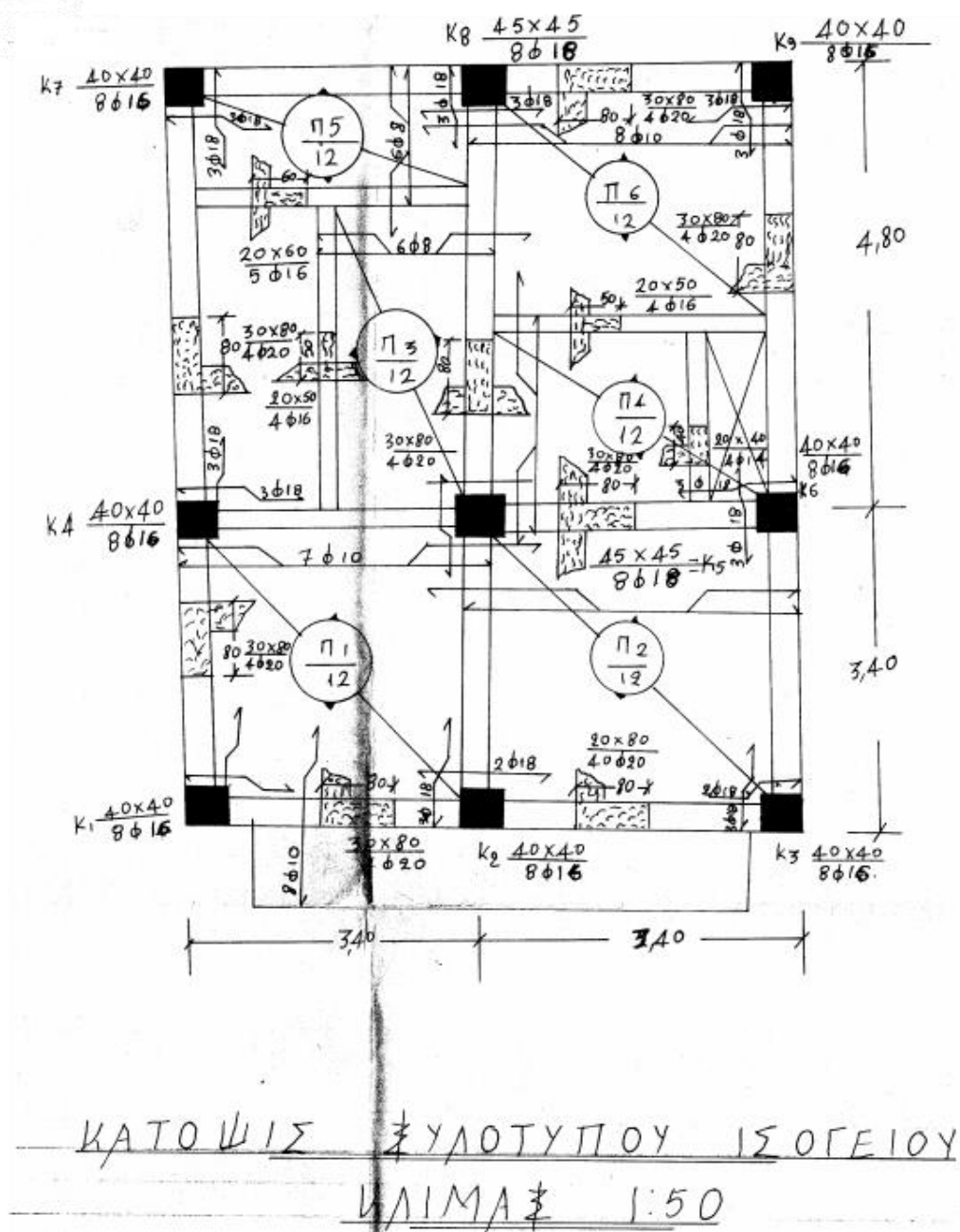
Βεβαιώσαμεν ότι αποτελείται εκ κυβεραιών τριγωνοειδών
σφαιριδίων και συνεπώς δύναται να υπαχθῇ εις την κατηγορίαν IV

του δια της υπ' αριθ E.34.770)1-8-55 αποφάσεως εγκριθέντος σχεδίου Κανονισμού αντισεισμικών οικοδομικών έργων, με συντελεστήν σεισμικής επιβαρύνσεως Σ = 0,08

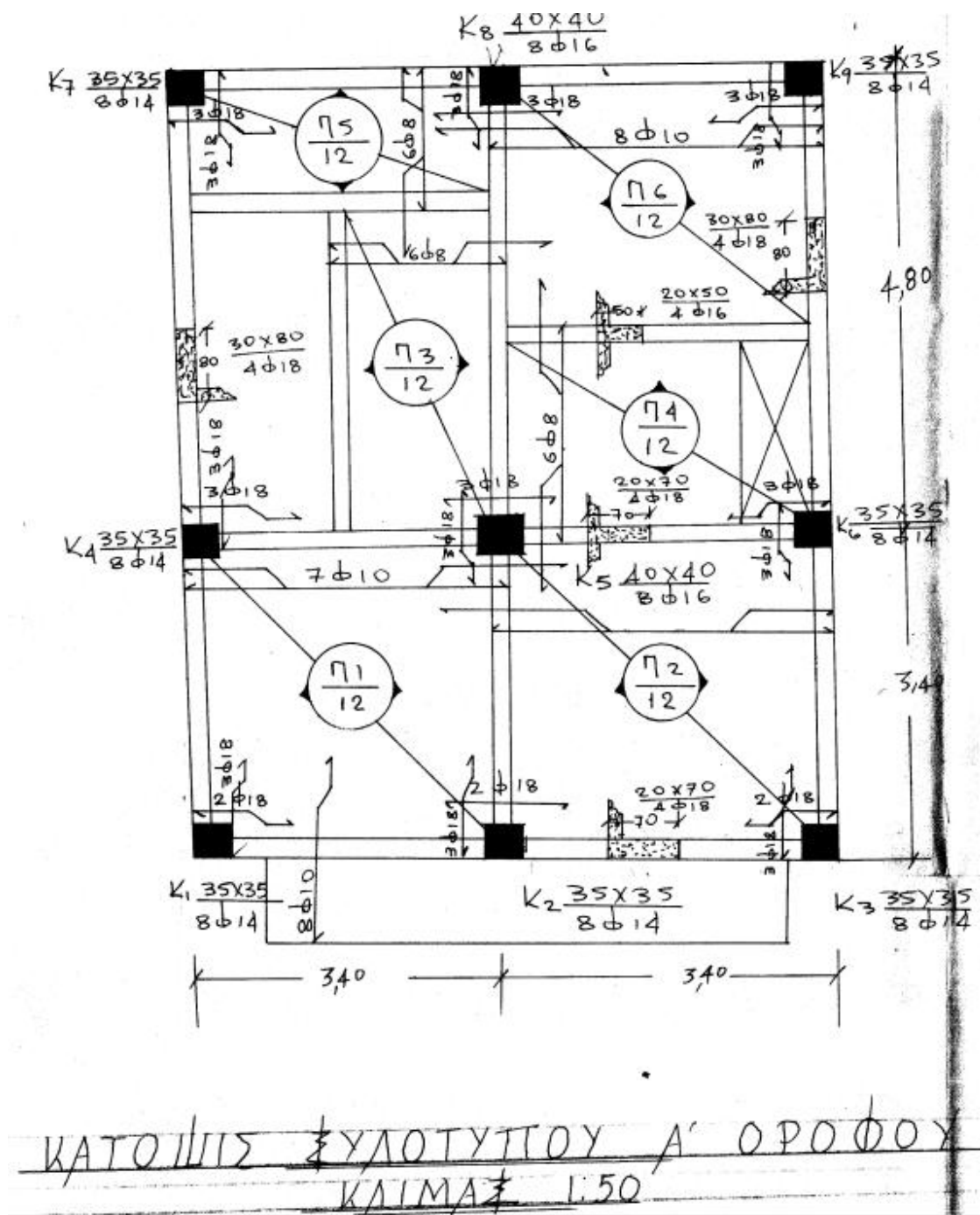
Εν Ηρακλείω τῇ 28-12-1968
ΟΙ ΣΥΝΤΑΞΑΝΤΕΣ ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΙ ΜΗΧΑΝΙΚΟΙ

Εικόνα 3.5: Έκθεση καθορισμού σεισμικού συντελεστή ε βάσει στατικής μελέτης

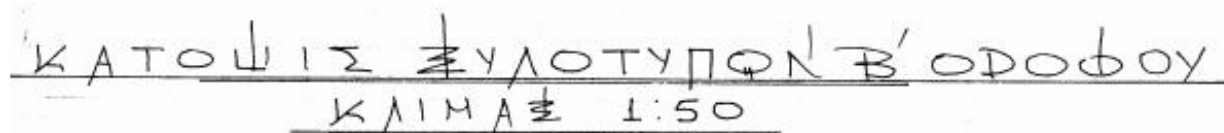
3.1.2 Ξυλότυποι Ορόφων



Εικόνα 3.6: Ξυλότυπος οροφής Ισογείου βάσει στατικής μελέτης



Εικόνα 3.7: Ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου βάσει στατικής μελέτης

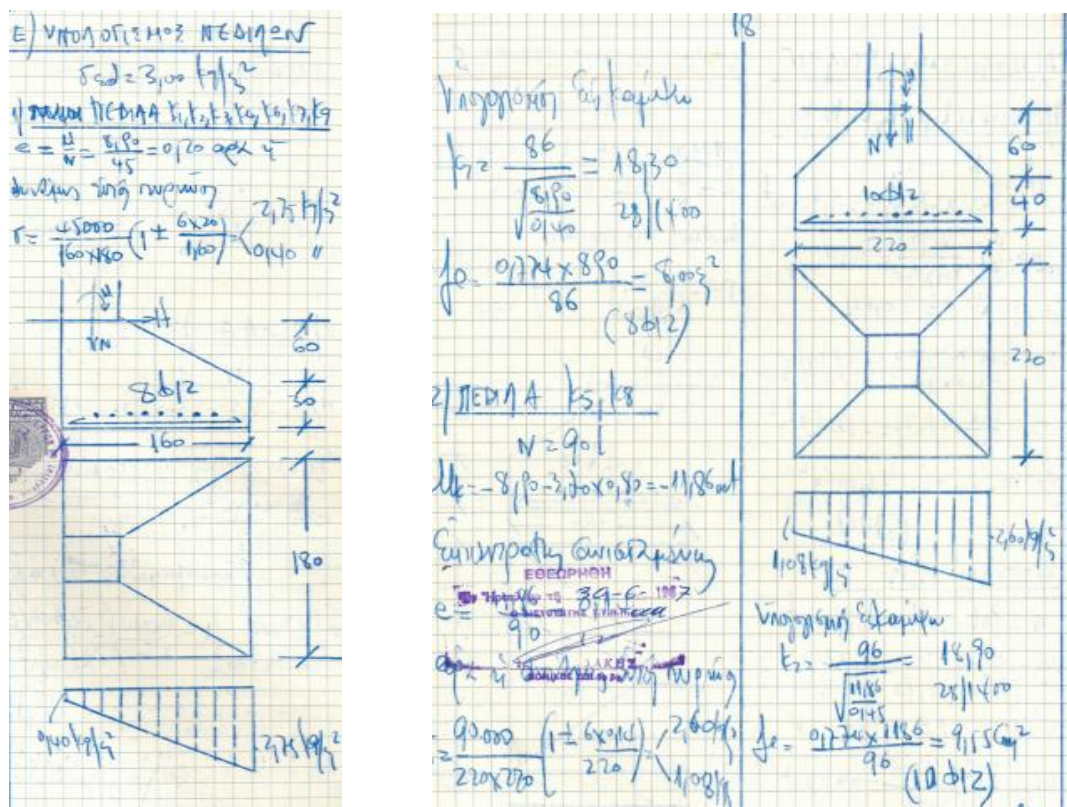


Εικόνα 3.8: Ξυλότυπος οροφής Ή ορόφου βάσει στατικής μελέτης

Για την περιγραφή του συστήματος θεμελίωσης χρησιμοποιήθηκαν τα στοιχεία που περιλαμβάνονται στο τεύχος στατικών υπολογισμών της αρχικής μελέτης, καθώς στον φάκελο της οικοδομικής άδειας δεν εντοπίστηκε σχέδιο ξυλοτύπου θεμελίωσης. Σύμφωνα με τα διαθέσιμα δεδομένα, το κτίριο θεμελιώνεται με σύστημα επιφανειακής θεμελίωσης αποτελούμενο από μεμονωμένα πέδιλα, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με συνδετήριες δοκούς.

Ειδικότερα, για υποστυλώματα διατομής 35×35 cm προβλέπονται πέδιλα διαστάσεων 1,60 × 1,80 m με συνολικό ύψος 0,90 m, ενώ για υποστυλώματα διατομής 40×40 cm προβλέπονται πέδιλα διαστάσεων 2,20 × 2,20 m με συνολικό ύψος 1,00 m.

Το συγκεκριμένο σύστημα θεμελίωσης αποτελεί τυπική κατασκευαστική πρακτική για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος της περιόδου κατασκευής του κτιρίου (δεκαετία 1960), όπου η θεμελίωση πραγματοποιούνταν συνήθως με μεμονωμένα πέδιλα και συνδετήριες δοκούς, λόγω της σχετικά μικρής επιφάνειας των κτιρίων και των περιορισμένων απαιτήσεων των τότε αντισεισμικών κανονισμών.



Εικόνα 3.9: Δεδομένα θεμελίωσης κτιρίου βάσει στατικής μελέτης

3.2 Δεδομένα από Επιτόπια Αυτοψία

Στο πλαίσιο της αποτίμησης υφιστάμενων κατασκευών, διενεργήθηκε επιτόπια αυτοψία για την επιβεβαίωση της γεωμετρίας του φορέα και την καταγραφή πιθανών διαφοροποιήσεων σε σχέση με τα εγκεκριμένα σχέδια της αρχικής μελέτης. Σύμφωνα με τις αρχές που διατυπώνονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η σύγκριση μεταξύ των στοιχείων της οικοδομικής άδειας και της πραγματικής κατάστασης του κτιρίου είναι απαραίτητη για την αξιόπιστη αποτύπωση του δομικού συστήματος και τον καθορισμό της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων.

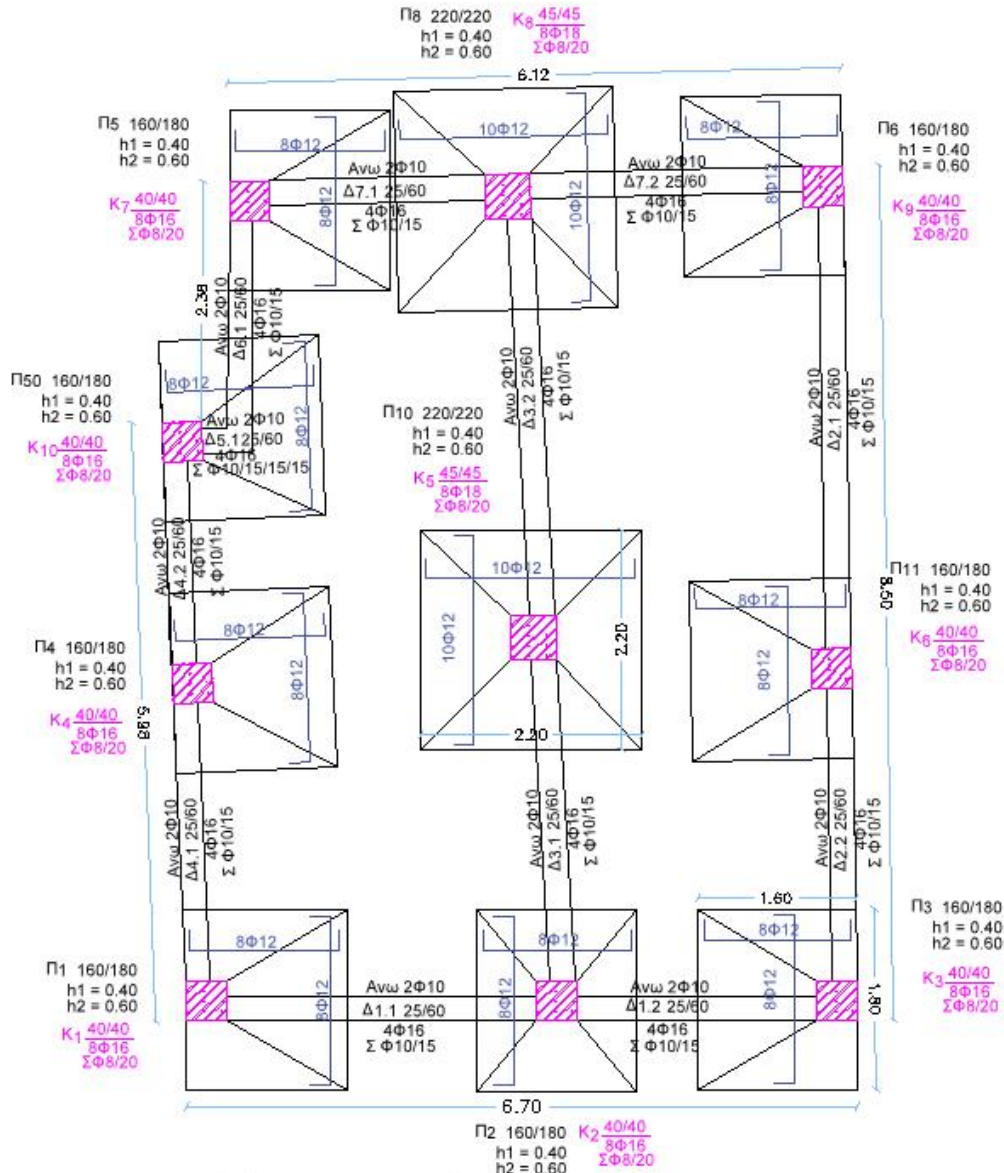
Κατά την επιτόπια αυτοψία του κτιρίου πραγματοποιήθηκε έλεγχος της γεωμετρίας του φέροντος οργανισμού, της διάταξης των δομικών στοιχείων και της αρχιτεκτονικής διαμόρφωσης των ορόφων. Μέσω της διαδικασίας αυτής εντοπίστηκαν ορισμένες διαφοροποιήσεις σε σχέση με τα εγκεκριμένα σχέδια της οικοδομικής άδειας.

Συγκεκριμένα, πέρα από την αυθαίρετη προσθήκη τέταρτου ορόφου κατά τη φάση της κατασκευής, παρατηρήθηκε διαφοροποιημένη γεωμετρία του φορέα, καθώς δεν ακολουθήθηκαν ακριβώς τα αρχικά σχέδια της άδειας. Πιο αναλυτικά, στην πίσω όψη του κτιρίου ανιχνεύτηκε διαφορετική διάταξη υποστυλωμάτων, καθώς και η προσθήκη ενός επιπλέον υποστυλώματος. Επιπλέον, ορισμένοι εσωτερικοί δοκοί δεν έχουν κατασκευαστεί, με αποτέλεσμα να υπάρχει διαφοροποίηση σε σχέση με τα στατικά σχέδια του φορέα. Παρά τις παραπάνω αποκλίσεις, δεν εντοπίστηκαν διαφοροποιήσεις στον οπλισμό και στις γεωμετρίες (διαστάσεις) των υποστυλωμάτων και δοκών στα υφιστάμενα στοιχεία. Στον τελευταίο όροφο, για τον οποίο δεν υπάρχουν στατικά σχέδια, η παρουσία των υποστυλωμάτων επιβεβαιώθηκε μέσω των αναμονών στο δώμα, που υποδεικνύουν τη θέση και τον οπλισμό τους.

Σημειώνεται επίσης ότι κατά την αυτοψία δεν ανιχνεύτηκαν βλάβες όπως αποφλοίωση και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος, οξείδωση του οπλισμού ή ρηγματώσεις, επιβεβαιώνοντας την καλή κατάσταση των φερόντων στοιχείων.

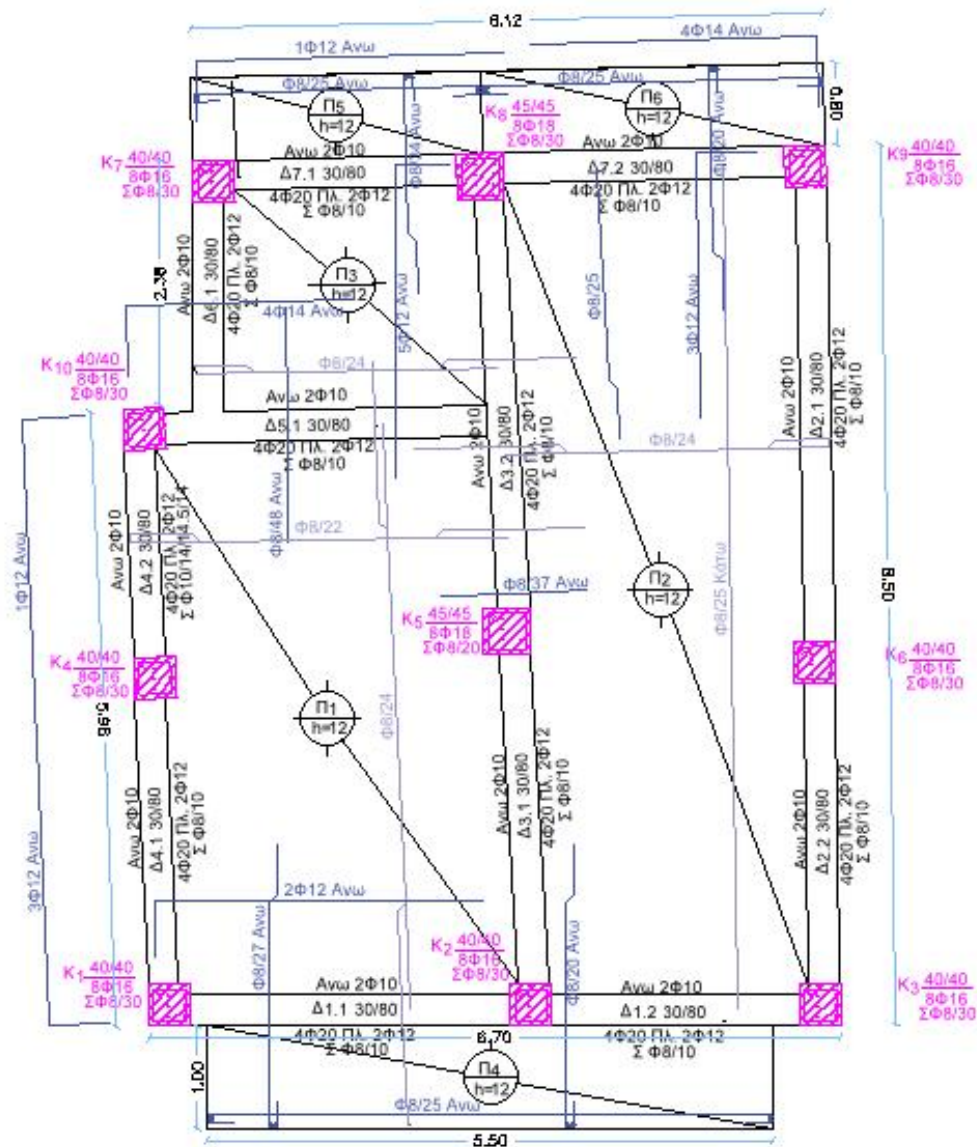
Στο πλαίσιο της αυτοψίας πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις και αποτύπωση του φορέα προκειμένου να εξαχθούν νέοι ξυλότυποι και να καταγραφούν με ακρίβεια οι διαστάσεις και η θέση των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

Οι αναθεωρημένοι ξυλότυποι ανά στάθμη παρατίθενται παρακάτω.



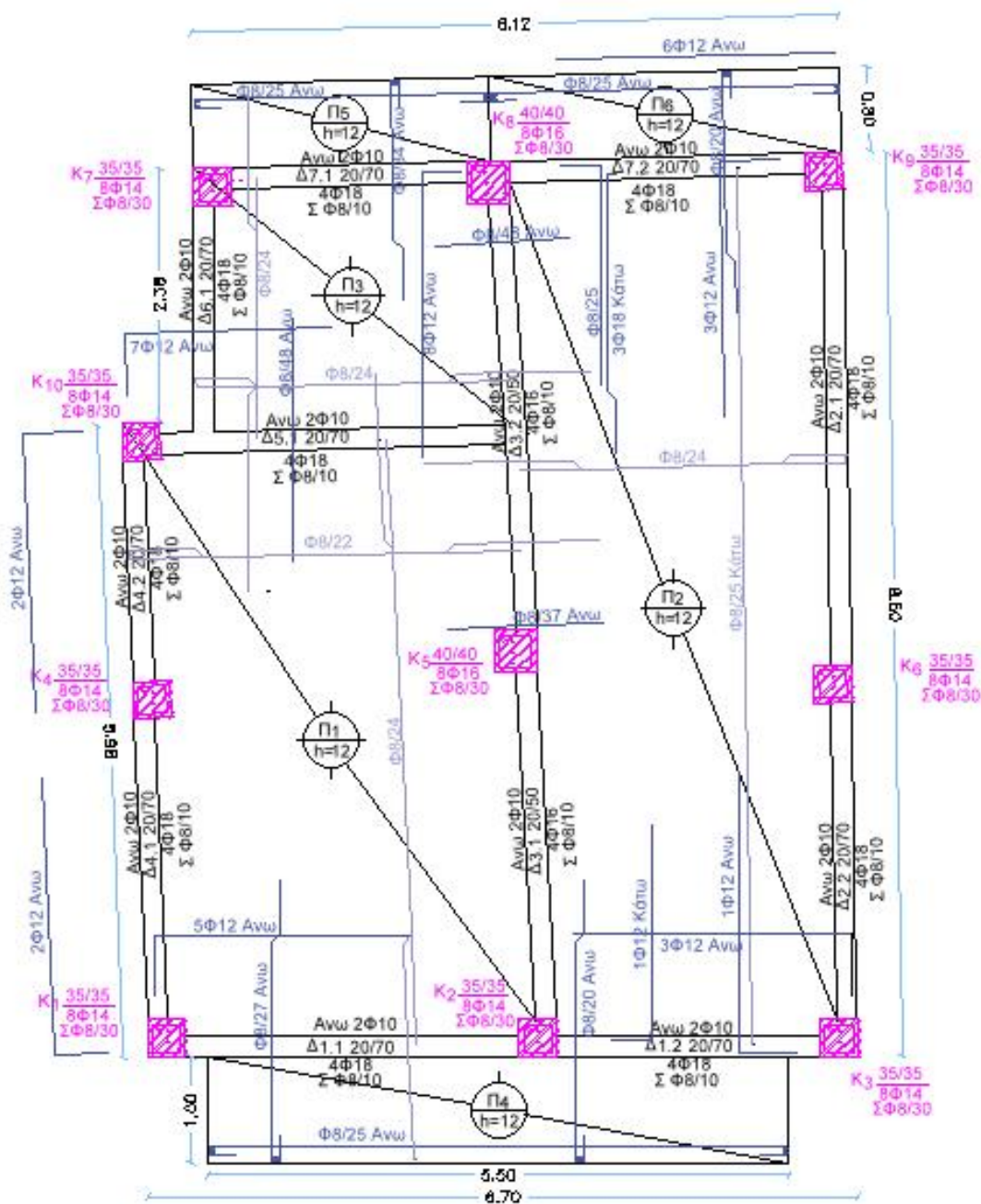
Ξυλότυπος Θεμελίωσης

Εικόνα 3.10: Ευλότυπος θεμελίωσης



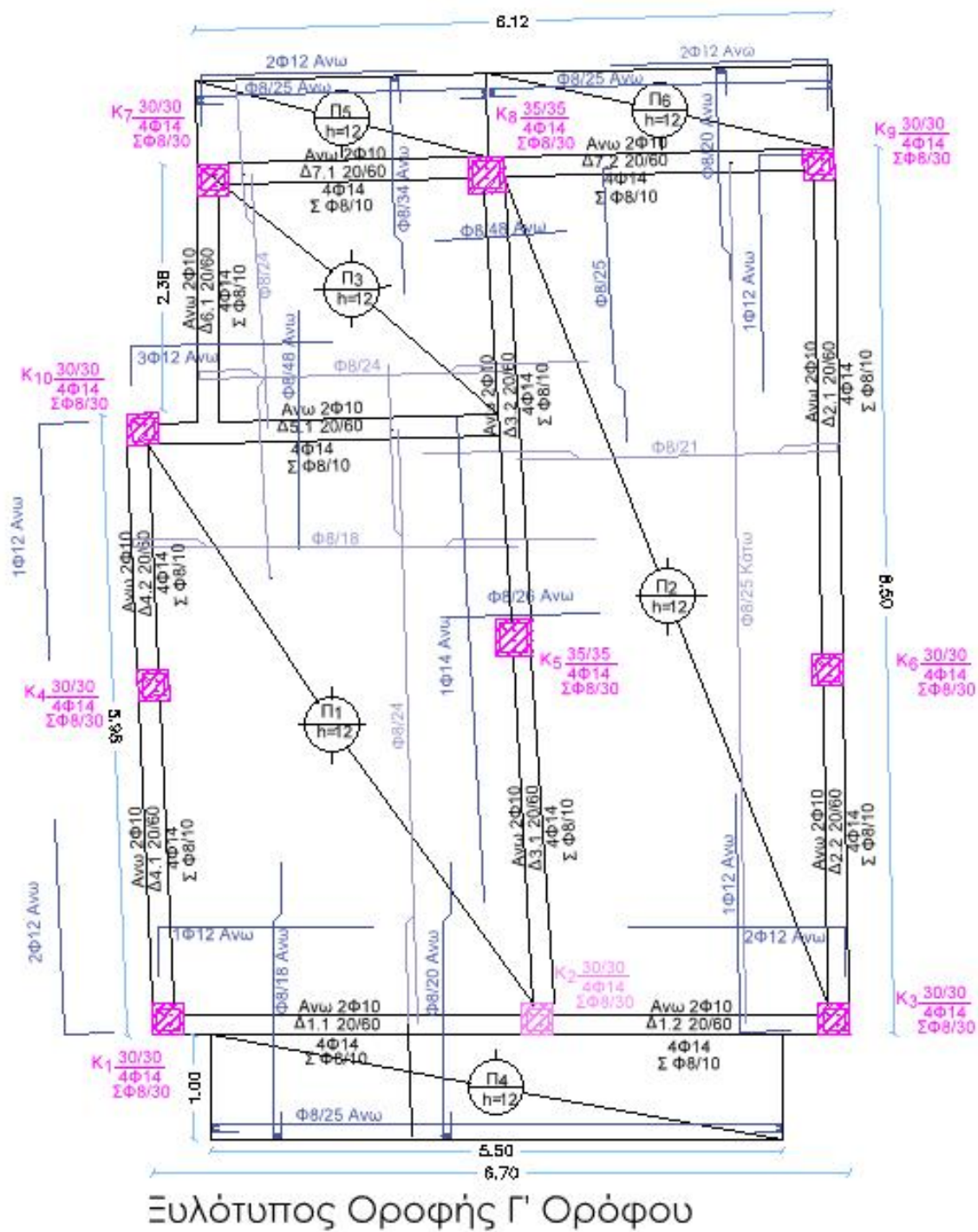
Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου

Εικόνα 3.11: Ξυλότυπος οροφής Ισογείου





Εικόνα 3.13: Ξυλότυπος Οροφής Β ορόφου



Εικόνα 3.14: Ευλότυπος Οροφής Γ' ορόφου

Συγκεντρωτικά, ο οπλισμός των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος παρουσιάζονται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα .

Α) Πίνακας Οπλισμού Υποστυλωμάτων

Στάθμη	Υποστύλωμα	Διατομή	Καμπτικός Οπλισμός	Συνδετήρες
Ισόγειο	K1	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K2	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K3	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K4	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K5	45x45	8Φ18	ΣΦ8/30
	K6	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K7	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K8	45x45	8Φ18	ΣΦ8/30
	K9	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K10	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
Α Όροφος	K1	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
	K2	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
	K3	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
	K4	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
	K5	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K6	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
	K7	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
	K8	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30
	K9	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
	K10	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
Β Όροφος	K1	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30
	K2	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30
	K3	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30
	K4	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30
	K5	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30
	K6	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30
	K7	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30
	K8	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30

Τ Όροφος	K9	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30
	K10	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30
	K1	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30
	K2	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30
	K3	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30
	K4	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30
	K5	35x35	4Φ14	ΣΦ8/30
	K6	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30
	K7	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30
	K8	35x35	4Φ14	ΣΦ8/30
	K9	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30
	K10	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30

Πίνακας 3.1. Συγκεντρωτικός πίνακας οπλισμού υποστυλωμάτων

Β) Πίνακας Οπλισμού Δοκών

Στάθμη	Δοκός	Διατομή	Καμπτικός Οπλισμός	Συνδετήρες
Θεμελίωση	Δ1.1	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ1.2	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ2.1	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ2.2	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ3.1	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ3.2	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ4.1	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ4.2	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ5.1	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ6.1	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ7.1	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
	Δ7.2	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15
Ισόγειο	Δ1.1	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ1.2	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ2.1	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10

	Δ2.2	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ3.1	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ3.2	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ4.1	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ4.2	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ5.1	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ6.1	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ7.1	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
	Δ7.2	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10
Α Όροφος	Δ1.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ1.2	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ2.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ2.2	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ3.1	20x50	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ8/10
	Δ3.2	20x50	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ8/10
	Δ4.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ4.2	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ5.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ6.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ7.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ7.2	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
Β Όροφος	Δ1.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ1.2	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ2.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ2.2	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ3.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ3.2	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ4.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ4.2	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ5.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10
	Δ6.1	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10

Τ Όροφος	Δ7.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ7.2	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ1.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ1.2	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ2.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ2.2	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ3.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ3.2	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ4.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ4.2	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ5.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ6.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ7.1	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10
	Δ7.2	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10

Πίνακας 3.2. Συγκεντρωτικός πίνακας οπλισμού δοκών

3.3 Προσομοίωση Φορέα στο FESPA

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, η προσομοίωση του φέροντος οργανισμού πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού FESPA της LH Λογισμική, το οποίο χρησιμοποιείται ευρέως για την ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

3.3.1 Παραδοχές Ανάλυσης και Ιδιότητες Υλικών

Για την ανάπτυξη του υπολογιστικού προσομοιώματος και την εκτέλεση της ανάλυσης, υιοθετήθηκαν συγκεκριμένες παραδοχές όσον αφορά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, τις ιδιότητες των υλικών και τις συνθήκες φόρτισης, σύμφωνα με τα διαθέσιμα στοιχεία της μελέτης, τα ευρήματα της επιτόπιας αυτοψίας και τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και των Ευρωκωδίκων.

3.3.1.1 Ιδιότητες Υλικών

Σκυρόδεμα:

Σύμφωνα με τα στοιχεία της οικοδομικής άδειας, το σκυρόδεμα είναι κατηγορίας B160, το οποίο αντιστοιχεί σε χαρακτηριστική αντοχή κυβικού δοκιμίου περίπου 16 MPa. Με βάση τη μετατροπή σε κυλινδρική αντοχή και τη συσχέτιση με τις σύγχρονες κατηγορίες σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, το υλικό προσεγγίζεται ως κατηγορία C12/15.

Επομένως ως αντιπροσωπευτικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος λαμβάνονται:

- Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$
- Μέση αντοχή σκυροδέματος $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 20 \text{ MPa}$.

Χάλυβας Οπλισμού:

Ο οπλισμός του υφιστάμενου φορέα, βάσει των στοιχείων της οικοδομικής άδειας, αντιστοιχεί σε χάλυβα τύπου St37, ο οποίος κατατάσσεται στους λείους χάλυβες παλαιού τύπου και αντιστοιχεί στην κατηγορία StI σύμφωνα με παλαιότερες προδιαγραφές. Η ταυτοποίηση του χάλυβα ενισχύεται από επιτόπια αυτοψία, κατά την οποία οι αναμονές οπλισμού στο δώμα εμφανίζουν λεία επιφάνεια, επιβεβαιώνοντας τη χρήση χάλυβα τύπου St37 (κατηγορίας StI). Επισημαίνεται ότι ο χάλυβας St37 είναι λείος (χωρίς νευρώσεις), γεγονός που συνεπάγεται μειωμένη συνάφεια με το σκυρόδεμα σε σχέση με τους σύγχρονους νευροχάλυβες. Η ιδιότητα αυτή επηρεάζει δυσμενώς τη μεταφορά τάσεων στη διεπιφάνεια χάλυβα–σκυροδέματος και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και της πλαστιμότητας των στοιχείων, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Επομένως ως αντιπροσωπευτικές τιμές Διαρροής Χάλυβα Οπλισμού λαμβάνονται:

- Χαρακτηριστική τιμή $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$
- “Ονομαστική” Μέση τιμή $f_{ym} = 280 \text{ MPa}$.

3.3.1.2 Σεισμική Δράση και Φάσμα Σχεδιασμού κατά EC8

Η σεισμική απόκριση των κατασκευών στη μη γραμμική περιοχή επιτρέπει τη μείωση των απαιτήσεων σχεδιασμού σε σχέση με την πλήρως ελαστική συμπεριφορά. Η

ικανότητα του φορέα να απορροφά και να διαχέει σεισμική ενέργεια, κυρίως μέσω πλαστικών παραμορφώσεων, λαμβάνεται υπόψη μέσω της χρήσης του φάσματος σχεδιασμού, αντί του ελαστικού φάσματος απόκρισης. Η μείωση των σεισμικών δράσεων επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q , ο οποίος στην παρούσα εργασία λαμβάνεται ίσος με $q = 1,7$, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για υφιστάμενες κατασκευές.

Το εξεταζόμενο κτίριο βρίσκεται εντός πόλεως Ηρακλείου Κρήτης, η οποία σύμφωνα με τον ισχύοντα χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας υπάγεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Z2), με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους ίση με $a_g^* = 0,24g$. Ως σπουδαιότητα κτιρίου λαμβάνεται II (Συνήθη Κτίρια), μιας και έχει κύρια χρήση κατοικίας, συνεπώς ο συντελεστής σπουδαιότητας ισούται με $\gamma_I = 1.00$.

Η κατηγορία εδάφους στην περιοχή του κτιρίου κατατάσσεται στην κατηγορία B σύμφωνα με τον πίνακα 3.1 του EC8-Μέρος 1, από όπου προκύπτουν τα δεδομένα για το συντελεστή εδάφους και τις χαρακτηριστικές τιμές των ιδιοπεριόδων του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8.

Συγκεντρωτικά, για το υπό μελέτη κτίριο, τα δεδομένα του αντισεισμικού σχεδιασμού καθώς και οι παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	II
Μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εδάφους	$a_g^* = 0,24g$
Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου	II (Συνήθη Κτίρια)
Συντελεστής Σπουδαιότητας	$\gamma_I = 1.00$
Κατηγορία Εδάφους	B
Συντελεστής Εδάφους	$S = 1,20$
Ιδιοπερίοδοι Φάσματος Σχεδιασμού	$T_B = 0,15s, T_C = 0,50s, T_D = 2,50s$
Συντελεστής Συμπεριφοράς	$q = 1,7$

Πίνακας 3.3: Συγκεντρωτικά δεδομένα αντισεισμικού σχεδιασμού του υπό μελέτη κτιρίου

3.3.1.3 Στάθμη Επιτελεστικότητας

Για το υπό μελέτη κτίριο επιλέχθηκε να γίνει αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας για Στάθμη Επιτελεστικότητας SD (Σημαντικές Βλάβες) η οποία αντιστοιχεί σε σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε χρονικό διάστημα 50 ετών. Σύμφωνα με τον επιλεγμένο στόχο αποτίμησης B1, τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να αναπτύξουν ελεγχόμενες ανελαστικές παραμορφώσεις, υπό την προϋπόθεση ότι διατηρούν επαρκές περιθώριο ασφάλειας έναντι της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας (θ_u).

3.3.1.4 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ)

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) που λήφθηκαν για τα επιμέρους στοιχεία του φορέα, καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σκυρόδεμα	Ικανοποιητική ΣΑΔ _Υ	$\gamma_c=1,30$
Χάλυβας Οπλισμού	Υψηλή ΣΑΔ _Λ Ικανοποιητική ΣΑΔ _Υ	$\gamma_s=1,10$
Τοιχοπληρώσεις	Ικανοποιητική ΣΑΔ	$\gamma_m=1,10$

Πίνακας 3.4: Στάθμες αξιοπιστίας και συντελεστές ασφαλείας υλικών κτιρίου

3.3.1.5 Φορτίσεις και Συνδυασμοί

Στην ανάλυση του φορέα λήφθηκαν υπόψη τα μόνιμα και τα κινητά φορτία, σύμφωνα με τις προβλέψεις των Ευρωκωδίκων.

Τα μόνιμα φορτία (G) περιλαμβάνουν το ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων, το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό βάσει της πυκνότητας του οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία από επιστρώσεις δαπέδων και τοιχοποιίες. Τα φορτία από τοιχοποιίες λήφθηκαν ως γραμμικά φορτία επί των δοκών, με τιμές που προκύπτουν από το ίδιο βάρος των τοίχων. Τα κινητά φορτία (Q) επιλέχθηκαν σύμφωνα με τη χρήση του κτιρίου (κατοικία) και σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων.

Συγκεντρωτικά, τα επιβαλλόμενα φορτία της κατασκευής παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Μόνιμα Φορτία (G)	Ειδικό βάρος σκυροδέματος	25.0 kN/m ³
	Ειδικό βάρος χάλυβα	78.5 kN/m ³
	Δρομικής πλινθοδομής	2.1 kN/m ²
	Μπατικής πλινθοδομής	3.6 kN/m ²
	Επικάλυψη κλιμάκων	2.5 kN/m ²
	Επικάλυψη πλακών γενικά	1.2 kN/m ²
	Επικάλυψη δώματος	2.0 kN/m ²
Κινητά Φορτία (Q)	Δάπεδα κατοικιών	2.0 kN/m ²
	Κλιμάκων κατοικίας	3.5 kN/m ²
	Δάπεδα εξωστών	5.0 kN/m ²

Πίνακας 3.5: Πίνακας επιβαλλόμενων φορτίων κτιρίου

Για τη σεισμική δράση, εφαρμόστηκαν οι κατάλληλοι συνδυασμοί φόρτισης, λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις μόνιμες όσο και τις κινητές δράσεις, μέσω των αντίστοιχων συντελεστών συνδυασμού. Ειδικότερα, για Ικανοποιητική ΣΑΔ για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως ($\gamma_g = 1,35$), χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι βασικοί συνδυασμοί:

- $1,35G + 1,50Q$ (συνδυασμός οριακής κατάστασης αστοχίας)
- $G + \psi_2 \cdot Q$ (συνδυασμός σεισμικής δράσης)

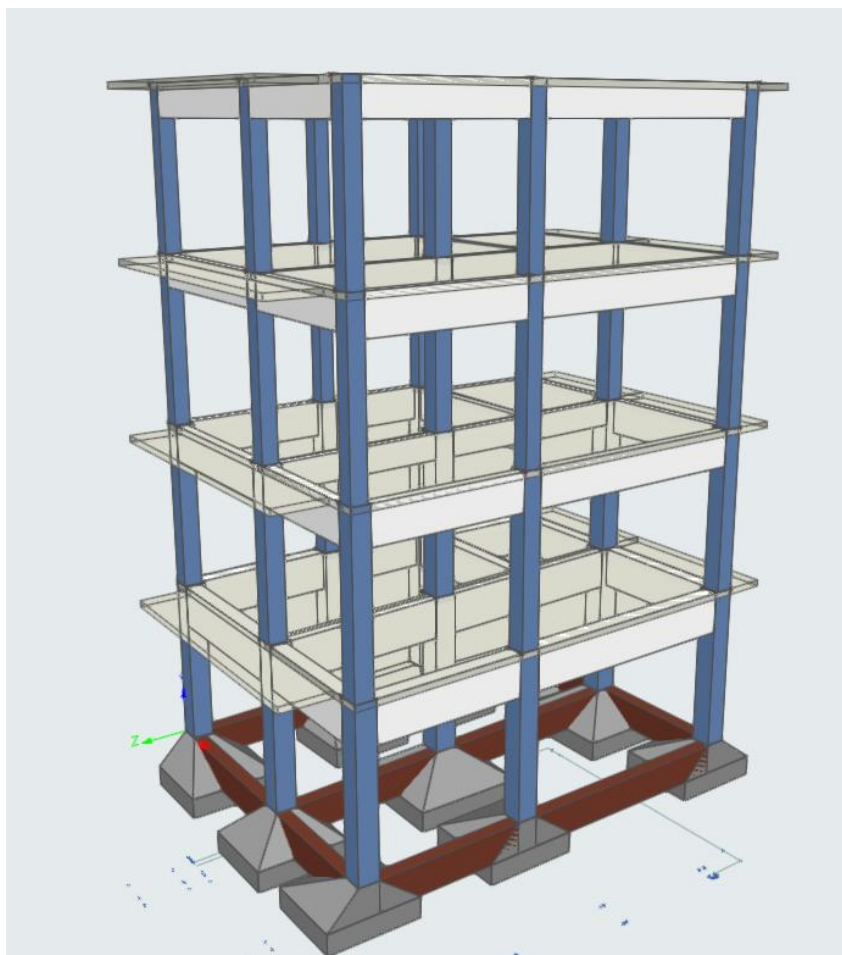
όπου ο συντελεστής ψ_2 για φορτία κατοικιών λαμβάνεται συνήθως ίσος με 0,30.

Οι ανωτέρω συνδυασμοί διασφαλίζουν την εξέταση των δυσμενέστερων καταστάσεων φόρτισης για την αποτίμηση της κατασκευής, τόσο υπό στατικές όσο και υπό σεισμικές δράσεις.

3.3.2 Μοντελοποίηση Φορέα

Ο φέρων οργανισμός προσομοιώθηκε στο λογισμικό FESPA ως τρισδιάστατο χωρικό σύστημα, στο οποίο τα υποστυλώματα και οι δοκοί μοντελοποιήθηκαν ως γραμμικά στοιχεία δοκού-στύλου, με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών

τους, όπως αυτά προέκυψαν από τα σχέδια και την αυτοψία. Οι πλάκες οροφής σε κάθε στάθμη, πάχους $h=12\text{cm}$, θεωρήθηκαν ως άκαμπτα διαφράγματα στο επίπεδό τους, εξασφαλίζοντας την ορθή κατανομή των οριζόντιων δράσεων στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία. Στη βάση του φορέα, στην στάθμη της θεμελίωσης λήφθηκε τύπος θεμελίωσης πεδίων με συνδετήριες δοκούς, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Για την αποτύπωση της ανελαστικής συμπεριφοράς, εισήχθησαν κατάλληλες μη γραμμικότητες στα δομικά στοιχεία, σύμφωνα με τις δυνατότητες του λογισμικού και τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ώστε να προσομοιωθεί η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων και η σταδιακή υποβάθμιση της δυσκαμψίας του φορέα.



Εικόνα 3.15 : Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος (extrude)

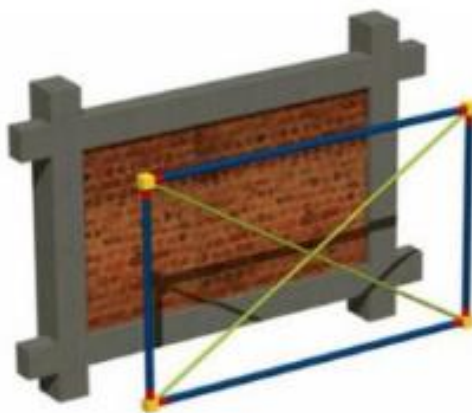
Επιπλέον, για τη διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, αναπτύχθηκε και εναλλακτικό προσομοίωμα με

συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων μέσω ισοδύναμων διαγώνιων συνδέσμων, όπως παρουσιάζεται στην επόμενη ενότητα.

3.3.3 Προσομοίωμα Τοιχοπληρώσεων

Οι τοιχοπληρώσεις του φορέα προσομοιώθηκαν στο λογισμικό FESPA μέσω ισοδύναμων διαγώνιων συνδέσμων θλίψης, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τη συνήθη πρακτική προσομοίωσης πλαισιακών φορέων με τοιχοπληρώσεις. Η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε με την εισαγωγή διαγώνιων ράβδων δικτυώματος στα φατνώματα των πλαισίων, οι οποίες αποδίδουν τη διαγώνια θλιπτική λειτουργία της τοιχοποιίας υπό σεισμική φόρτιση.

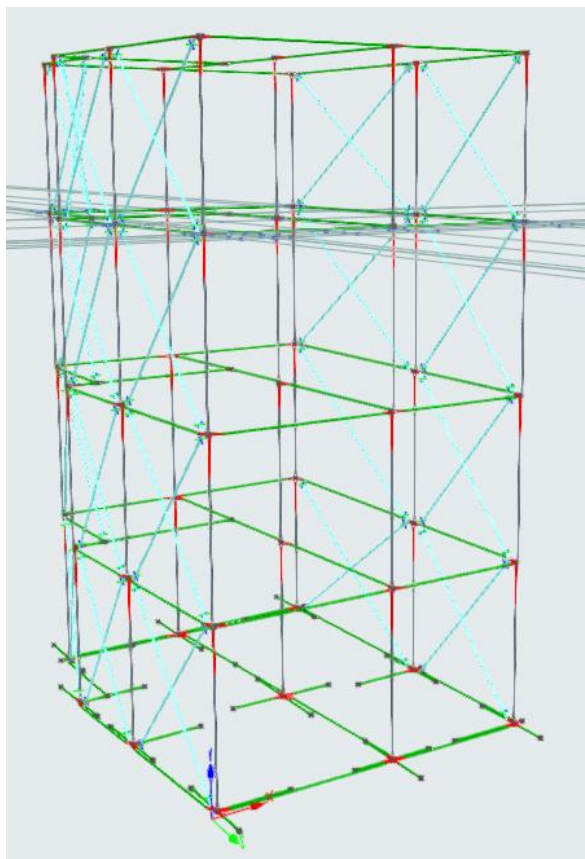
Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι τοποθετήθηκαν μεταξύ των κόμβων των δοκών και των υποστυλωμάτων κάθε πλαισίου, ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη συνολική δυσκαμψία και αντοχή του φορέα. Η συμπεριφορά τους θεωρήθηκε μονοαξονική, με ενεργοποίηση κυρίως σε θλίψη, σύμφωνα με τη φυσική λειτουργία της τοιχοποιίας κατά τη σεισμική δράση.



Εικόνα 3.16 : Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων με ισοδύναμους διαγώνιους συνδέσμους στο λογισμικό FESPA

Για την προσομοίωση χρησιμοποιήθηκαν μηχανικές ιδιότητες τοιχοποιίας που εισήχθησαν στο υπολογιστικό μοντέλο του FESPA, όπως μέτρο ελαστικότητας, παραμορφώσεις διαρροής και αστοχίας, συντελεστές μείωσης δυσκαμψίας και λόγοι αντοχής, σύμφωνα με τις προτεινόμενες τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τις παραδοχές της παρούσας μελέτης. Η ενεργός διαγώνια θλιπτική ράβδος θεωρήθηκε ισοδύναμης δυσκαμψίας με την τοιχοπλήρωση, ενώ το αποτελεσματικό πλάτος της εκτιμήθηκε σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις.

Οι τοιχοπληρώσεις με μεγάλα ανοίγματα δεν λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση, καθώς η παρουσία σημαντικών ανοιγμάτων δεν επιτρέπει την ανάπτυξη αξιόπιστου διαγώνιου θλιπτικού μηχανισμού. Η συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων κρίθηκε απαραίτητη, δεδομένου ότι επηρεάζουν ουσιαστικά τη σεισμική απόκριση του φορέα, αυξάνοντας τη δυσκαμψία και μεταβάλλοντας την κατανομή των εντατικών μεγεθών.



Εικόνα 3.17 : Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος με τοιχοπληρώσεις (ραβδωτό μοντέλο)

Κεφάλαιο 4. Αποτίμηση Υφιστάμενης Κατασκευής με Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς του υπό μελέτη κτιρίου με τη χρήση ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover), σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του Ευρωκώδικα 8.

Αρχικά αναπτύσσεται το υπολογιστικό προσομοίωμα του φέροντος οργανισμού στο λογισμικό FESPA, λαμβάνοντας υπόψη τα γεωμετρικά και κατασκευαστικά χαρακτηριστικά που προέκυψαν από τη μελέτη των σχεδίων και την επιτόπια αυτοψία. Στη συνέχεια, πραγματοποιείται η ανελαστική ανάλυση τόσο χωρίς όσο και με τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, προκειμένου να διερευνηθεί η επίδρασή τους στη σεισμική απόκριση του κτιρίου.

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτουν οι καμπύλες ικανότητας, οι οποίες αξιοποιούνται για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας και την αξιολόγηση της επάρκειας του φορέα.

4.1 Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση

Μετά την ολοκλήρωση της προσομοίωσης του φορέα και τον καθορισμό των παραδοχών ανάλυσης σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8, εκτελείται ιδιομορφική φασματική ανάλυση για 9 ιδιομορφές, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής. Από την ανάλυση προκύπτουν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του φορέα, οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι, τα ιδιομορφικά σχήματα μετακίνησης, καθώς και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας σε κάθε διεύθυνση. Ιδιαίτερη σημασία δίνεται στον προσδιορισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του κτιρίου, καθώς αυτή επηρεάζει άμεσα τη σεισμική απόκριση.

Για την αξιόπιστη εκτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς, λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση του φορέα. Σύμφωνα με τις κανονιστικές απαιτήσεις, η επάρκεια του αριθμού των ιδιομορφών θεωρείται ικανοποιητική όταν ισχύουν τα ακόλουθα κριτήρια, για κάθε κύρια διεύθυνση ανάλυσης:

- Το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών των λαμβανόμενων ιδιομορφών είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.

- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές των οποίων η συμμετοχή μάζας υπερβαίνει το 5% της συνολικής μάζας.

Παράλληλα, προσδιορίζονται οι συγκεντρωμένες μάζες σε κάθε όροφο, οι οποίες προκύπτουν από τα μόνιμα και κινητά φορτία του κτιρίου, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Οι μάζες αυτές χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των ιδιομορφικών χαρακτηριστικών και κατανέμονται στα επίπεδα των ορόφων, στις αντίστοιχες θέσεις των κόμβων του προσομοιώματος.

Επιπλέον, εξετάζεται η στρεπτική συμπεριφορά του φορέα μέσω της σύγκρισης των ιδιομορφών μετακίνησης και της κατανομής των μετακινήσεων στο επίπεδο κάθε ορόφου. Η ύπαρξη σημαντικής στρεπτικής συνιστώσας υποδηλώνει πιθανή ασυμμετρία στη δυσκαμψία ή/και στη μάζα του φορέα και ενδέχεται να οδηγήσει σε αυξημένες απαιτήσεις στα επιμέρους δομικά στοιχεία.

Τέλος, ελέγχεται η κανονικότητα της κατασκευής σε κάτοψη και καθ' ύψος, καθώς και η πιθανότητα εμφάνισης στρεπτικής ευαισθησίας, σύμφωνα με τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 8.

4.1.1 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδων

Η ολική μάζα κάθε ορόφου παρουσιάζεται στον Πίνακα 4.1.

Βάρος και Μάζα Κτιρίου			
Επίπεδο	Υψόμετρο	Συνολικό Βάρος Υπερκείμενων Επιπέδων (kN)	Μάζα Επιπέδου (ton)
1	3.20	3510	95,8
2	6.40	2530	84,5
3	9.60	1680	85,2
4	12.60	832	72,1

Πίνακας 4.1: Πίνακας μαζών ορόφων

Για την εκτέλεση της δυναμικής ανάλυσης, το λογισμικό FESPA δημιουργεί επιμέρους προσομοιώματα του φορέα, τα οποία αντιστοιχούν σε διαφορετικές θέσεις της μάζας στο επίπεδο της κάτοψης, ώστε να ληφθεί υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα, σύμφωνα με τις απαιτήσεις των αντισεισμικών κανονισμών. Συγκεκριμένα, εξετάζονται τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης, οι οποίες αντιστοιχούν σε μετατόπιση της μάζας κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα (X και Z), τόσο προς τη θετική όσο και προς την αρνητική φορά ($\pm X$, $\pm Z$). Οι περιπτώσεις αυτές αναφέρονται στο λογισμικό ως “Φορέας 1”, “Φορέας 2”, “Φορέας 3” και “Φορέας 4”. Η διαδικασία αυτή επιτρέπει τη συνεκτίμηση των δυσμενών επιδράσεων που προκύπτουν από πιθανή μη συμμετρική κατανομή της μάζας ή/και της δυσκαμψίας, οι οποίες μπορούν να οδηγήσουν σε στρεπτική απόκριση του φορέα. Σημειώνεται ότι η μετατόπιση της μάζας επηρεάζει κυρίως τα εντατικά μεγέθη και τις απαιτήσεις σε αντοχή των δομικών στοιχείων, ενώ η επίδρασή της στα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά του φορέα (ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές) είναι περιορισμένη, όπως προκύπτει και από τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά καθώς και τα ποσοστά ενεργοποίησης μάζας κάθε ιδιομορφής για κάθε προαναφερθείσα περίπτωση.

Θ.Μ	Ιδιομορφές	Δυναμικά Χαρακτηριστικά			Ποσοστό Ενεργοποίησης Μάζας		
		Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ιδιοσυχνότητα f (Hz)	Κυκλική Ιδιοσυχνότητα ω (rad/sec)	SumUx (%)	SumUy (%)	SumUz (%)
Φορέας 1 (+X)	1	0.6601	1.515	9.52	72.963	0.000	0.958
	2	0.5809	1.721	10.82	75.209	0.000	67.494
	3	0.4574	2.186	13.74	76.892	0.000	76.704
	4	0.2196	4.554	28.61	90.677	0.000	76.953
	5	0.1865	5.362	33.69	91.626	0.000	88.899
	6	0.1635	6.116	38.43	92.363	0.000	92.010
	7	0.1421	7.037	44.22	95.680	0.000	92.113
	8	0.1255	7.968	50.07	95.995	0.000	95.199
Φορέας 2 (+Z)	9	0.1106	9.041	56.81	96.231	0.000	95.964
	1	0.6712	1.490	9.36	71.558	0.000	0.453
	2	0.5375	1.860	11.69	72.571	0.000	74.524
	3	0.4597	2.175	13.67	76.853	0.000	76.691
	4	0.2255	4.435	27.86	90.278	0.000	76.747
	5	0.1821	5.491	34.50	90.503	0.000	91.523

Φορέας 3 (-X)	6	0.1633	6.124	38.48	92.222	0.000	92.005
	7	0.1466	6.821	42.86	95.560	0.000	92.031
	8	0.1299	7.698	48.37	95.622	0.000	95.836
	9	0.1099	9.099	57.17	96.489	0.000	95.913
	1	0.6548	1.527	9.60	75.418	0.000	0.045
	2	0.5366	1.864	11.71	74.420	0.000	75.549
	3	0.4776	2.094	13.16	76.882	0.000	76.675
	4	0.2177	4.593	28.86	91.319	0.000	76.684
	5	0.1830	5.464	34.33	91.484	0.000	90.443
	6	0.1701	5.879	36.94	92.315	0.000	92.001
	7	0.1410	7.092	44.56	95.848	0.000	92.010
	8	0.1238	8.078	50.75	95.917	0.000	95.417
	9	0.1144	8.741	54.92	96.201	0.000	95.914
	1	0.6498	1.539	9.67	76.594	0.000	0.154
Φορέας 4 (-Z)	2	0.5371	1.862	11.70	76.796	0.000	74.557
	3	0.4777	2.093	13.15	76.913	0.000	76.686
	4	0.2139	4.675	29.37	92.152	0.000	76.699
	5	0.1821	5.491	34.50	92.205	0.000	91.035
	6	0.1732	5.774	36.28	92.373	0.000	92.004
	7	0.1382	7.236	45.46	96.146	0.000	92.008
	8	0.1282	7.800	49.01	96.156	0.000	95.788
	9	0.1170	8.547	53.70	96.174	0.000	95.907

Πίνακας 4.2: :Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών

Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει ότι τα δυναμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους φορέων παρουσιάζουν πολύ μικρές αποκλίσεις μεταξύ τους, γεγονός που υποδηλώνει περιορισμένη επιρροή της τυχαματικής εκκεντρότητας της μάζας στη συνολική δυναμική απόκριση του κτιρίου.

Το ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (Y) είναι πρακτικά μηδενικό για όλες τις ιδιομορφές, όπως αναμένεται, δεδομένου ότι η ανάλυση επικεντρώνεται στην οριζόντια σεισμική απόκριση, σύμφωνα με τις διατάξεις του Eurocode 8 και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η απόκριση του φορέα περιγράφεται συνεπώς από τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις (X και Z), στις οποίες παρατηρείται σημαντική ενεργοποίηση μάζας.

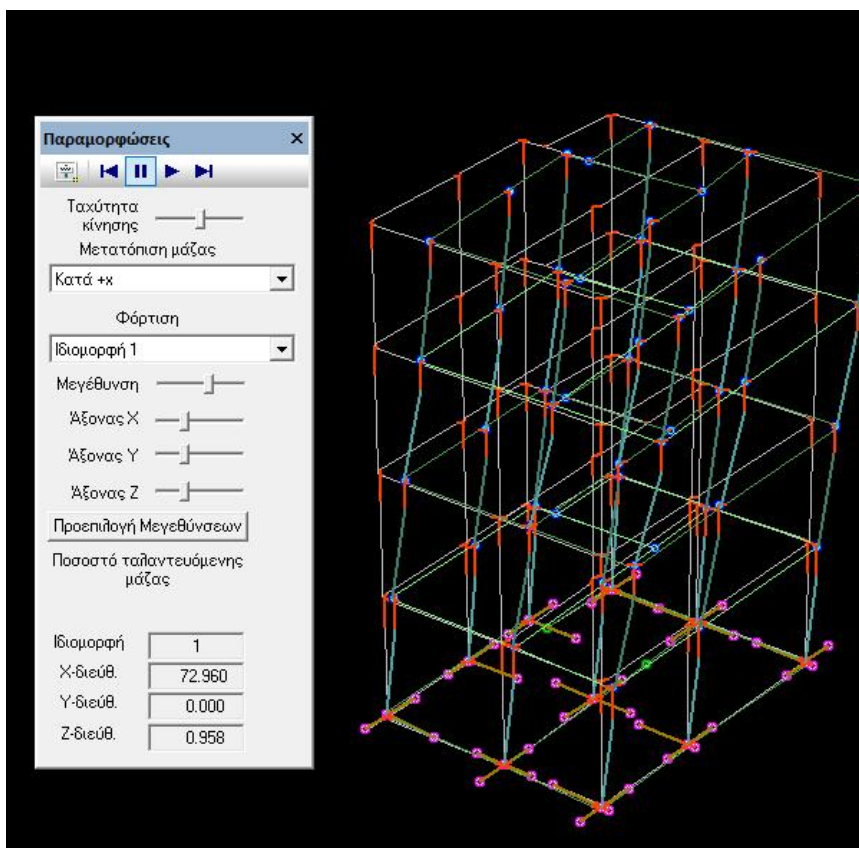
Η 1η ιδιομορφή αντιστοιχεί σε μεταφορική ταλάντωση κατά τη διεύθυνση X, ενώ η 2η σε μεταφορική ταλάντωση κατά τη διεύθυνση Z. Οι πρώτες ιδιομορφές συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό της ενεργοποιούμενης μάζας, με αποτέλεσμα μέχρι την 5η ιδιομορφή να ενεργοποιείται ποσοστό άνω του 90% της συνολικής μάζας και

στις δύο διευθύνσεις, ικανοποιώντας τα σχετικά κριτήρια επάρκειας της ανάλυσης. Οι ανώτερες ιδιομορφές παρουσιάζουν μικρή συνεισφορά και συνδέονται κυρίως με τοπικές ή μικτές μορφές ταλάντωσης.

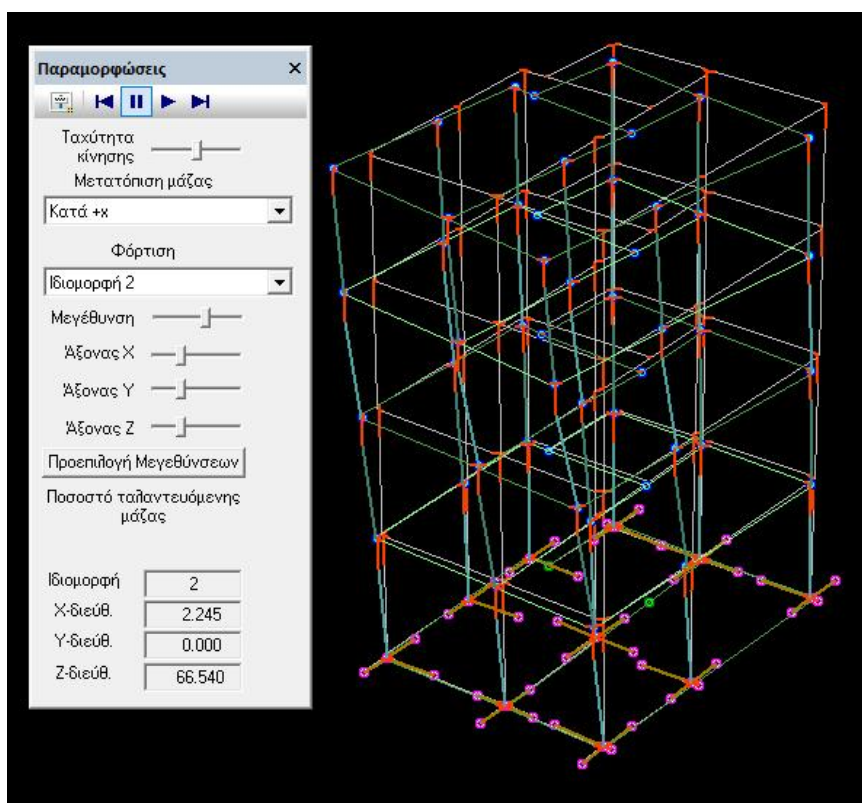
Η στρεπτική συνιστώσα εμφανίζεται σε ανώτερες ιδιομορφές και δεν είναι κυρίαρχη, γεγονός που υποδηλώνει ότι το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονη στρεπτική ευαισθησία και μπορεί να θεωρηθεί δυναμικά κανονικό ως προς την κατανομή μάζας και δυσκαμψίας. Η συνολική δυναμική συμπεριφορά του φορέα κυριαρχείται από μεταφορικές ταλαντώσεις.

Η διαπίστωση αυτή επιβεβαιώνει την επάρκεια της προσομοίωσης και τεκμηριώνει την επιλογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover), καθώς η απόκριση του φορέα ελέγχεται κυρίως από τις πρώτες ιδιομορφές.

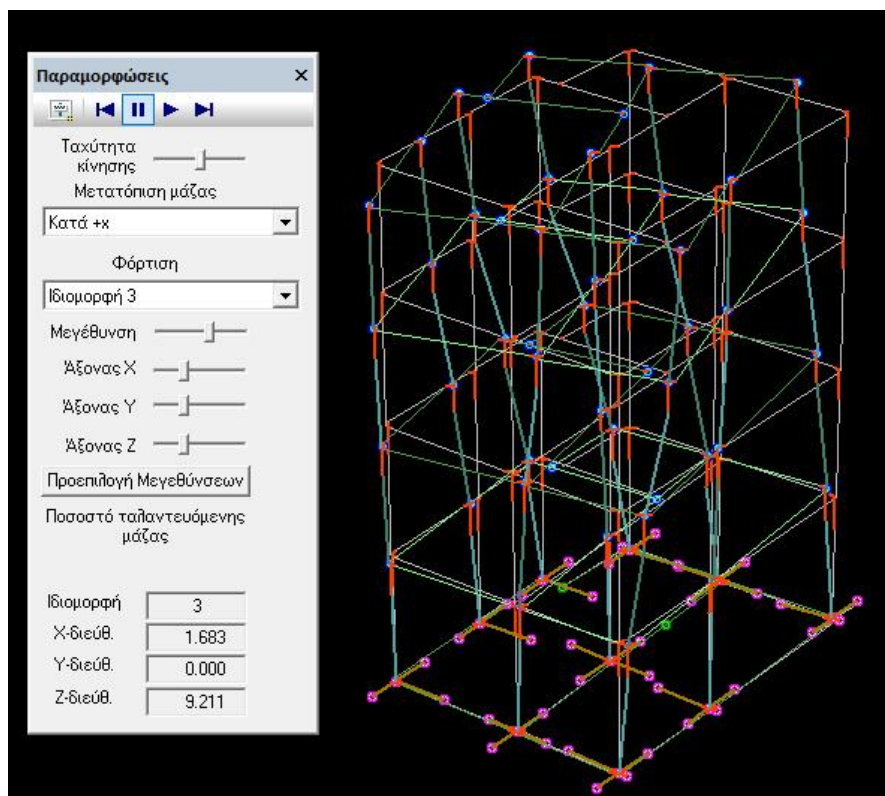
Παρακάτω παρουσιάζονται τα παραμορφωμένα σώματα για τις τέσσερις πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής



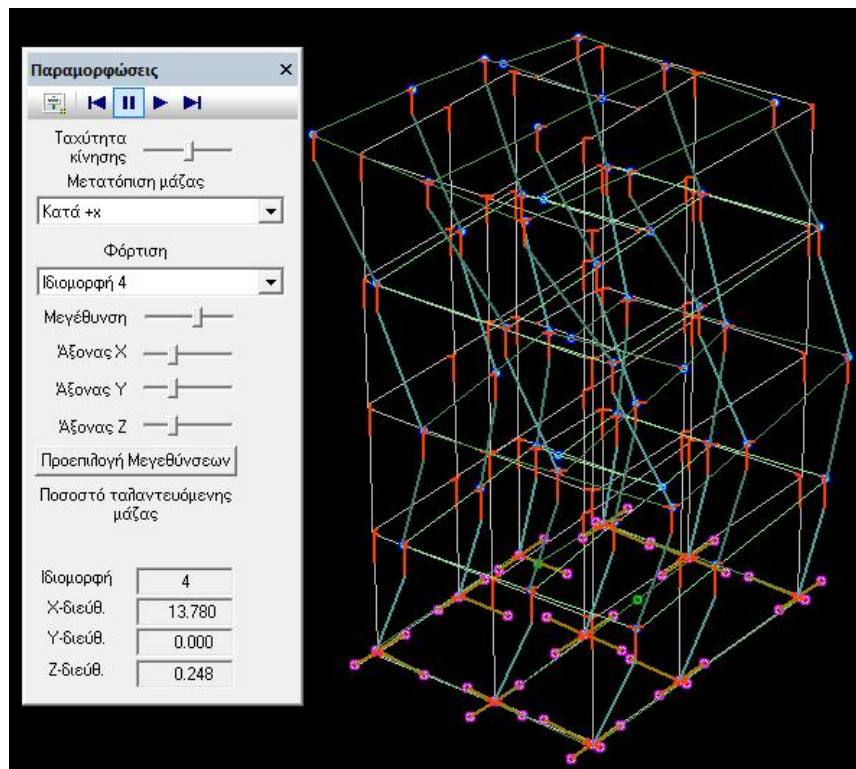
Εικόνα 4.1 : Παραμορφωμένο σώμα 1ης Ιδιομορφής $T_1=0,6601\text{sec}$ (μεταφορική κατά X)



Εικόνα 4.2 : Παραμορφωμένο σώμα 2ης Ιδιομορφής $T_2=0,5809\text{sec}$ (μεταφορική κατά Ζ)



Εικόνα 4.3 : Παραμορφωμένο σώμα 3ης Ιδιομορφής $T_3=0,4574\text{sec}$ (μεταφορική κατά Ζ)



Εικόνα 4.4 : Παραμορφωμένο σώμα 4ης Ιδιομορφής $T_4=0,216\text{sec}$ (μεταφορική κατά X)

4.2 Γενικοί Έλεγχοι Κτιρίου κατά EC8

Στα πλαίσια αποτίμησης του φορέα, πραγματοποιήθηκαν γενικοί έλεγχοι σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευροκώδικα 8, με στόχο τη διασφάλιση της ορθότητας της προσομοίωσης και της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Οι έλεγχοι αυτοί αφορούν τη στρεπτική συμπεριφορά του κτιρίου, τον περιορισμό των σχετικών μετακινήσεων ορόφων και την επιρροή των φαινομένων δεύτερης τάξης (P-Δ).

4.2.1 Έλεγχος στρεπτικώς εύκαμπτου κτιρίου

Ο έλεγχος στρεπτικώς εύκαμπτου κτιρίου πραγματοποιείται για όλες τις στάθμες, συγκρίνοντας την ακτίνα δυστρεψίας με την ακτίνα αδράνειας της μάζας της πλάκας κάθε ορόφου, προκειμένου να διαπιστωθεί αν ο φορέας κατατάσσεται στα στρεπτικώς εύκαμπτα συστήματα.

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.2.3.2(6) του EC8, πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

- $r_x \geq I_s$ και $r_z \geq I_s$,

όπου r_x είναι η ακτίνα δυστροπιάς και I_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη

- $e_{0x} \leq 0,30r_x$ και $e_{0z} \leq 0,30r_z$

όπου e_{0x} , e_{0z} οι εκκεντρότητες μεταξύ κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας

Στον Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του ελέγχου στρεπτικώς εύκαμπτου κτιρίου για κάθε στάθμη.

Επίπεδο	r_I (m)	r_{II} (m)	I_s (m)	e_{0I} (m)	e_{0II} (m)	$r_I \geq I_s$	$r_{II} \geq I_s$	$e_{0x} \leq 0,30r_I$	$e_{0z} \leq 0,30r_{II}$
1	4.37	5.30	3.62	0.153	0.605	✓	✓	✓	✓
2	4.37	5.30	3.62	0.146	0.584	✓	✓	✓	✓
3	4.37	5.29	3.64	0.158	0.573	✓	✓	✓	✓
4	4.38	5.29	3.66	0.242	0.538	✓	✓	✓	✓

Πίνακας 4.3: Αποτελέσματα ελέγχου στρεπτικώς ευαίσθητου κτιρίου

Από τα αποτελέσματα του ελέγχου στρεπτικώς εύκαμπτου κτιρίου, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, προκύπτει ότι σε όλες τις στάθμες του φορέα ικανοποιούνται οι απαιτούμενες συνθήκες. Η ικανοποίηση των παραπάνω κριτηρίων επιβεβαιώνει ότι δεν αναμένονται έντονα στρεπτικά φαινόμενα κατά τη σεισμική διέγερση, γεγονός που ενισχύει την αξιοπιστία της ανάλυσης και τη γενικότερη κανονικότητα του φορέα.

4.2.2 Έλεγχος σχετικών μετακινήσεων

Ο έλεγχος σχετικών μετακινήσεων ορόφων πραγματοποιείται σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.3 του EC8, μέσω του λόγου της σχετικής μετακίνησης μεταξύ διαδοχικών ορόφων προς το ύψος τους. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τα επιτρεπόμενα όρια του κανονισμού, ώστε να διασφαλιστεί ότι οι παραμορφώσεις παραμένουν εντός αποδεκτών ορίων και δεν προκαλούνται σημαντικές βλάβες στα δομικά και μη δομικά στοιχεία. Ο συγκεκριμένος έλεγχος επιβάλλεται για την προστασία των τοιχοπληρώσεων και εντάσσεται στους ελέγχους περιορισμού των βλαβών.

Ο έλεγχος των σχετικών μετακινήσεων ορόφων πραγματοποιείται σύμφωνα με τον EC8 (§4.4.3.2), μέσω του λόγου:

$$\frac{d_r \cdot v}{h} = \frac{q \cdot d_e \cdot v}{h}, \text{ όπου}$$

- d_r : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, η οποία προκύπτει ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων των διαδοχικών ορόφων,
- d_e : η ελαστική σχετική μετακίνηση ορόφου από τη γραμμική ανάλυση,
- q : ο συντελεστής συμπεριφοράς,
- v : συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που σχετίζεται με τον περιορισμό βλαβών,
- h : το ύψος του ορόφου.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής v λαμβάνεται ίσος με 0.5 για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I και II, και ίσος με 0.4 για κατηγορίες III και IV.

Ο λόγος $\frac{d_r \cdot v}{h}$ πρέπει να ικανοποιεί τα ακόλουθα όρια:

- $(d_r \cdot v) \leq 0.0050 \cdot h$, για κτίρια με ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με το φορέα (π.χ. τοιχοπληρώσεις)
- $(d_r \cdot v) \leq 0.0075 \cdot h$, για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία
- $(d_r \cdot v) \leq 0.0100 \cdot h$, για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία επηρεασμένα από τις παραμορφώσεις του φορέα

Στην παρούσα κατασκευή, λόγω της ύπαρξης τοιχοπληρώσεων συνδεδεμένων με τον φέροντα οργανισμό, υιοθετείται το αυστηρότερο όριο ίσο με 0.005, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8.

Στον Πίνακα 4.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του ελέγχου σχετικών μετακινήσεων σε κάθε στάθμη.

Επίπεδο	dsX (cm)	dsZ (cm)	drX*v/h	drZ*v/h	drX*v/h ≤ 0,005	drZ*v/h ≤ 0,005
1	1.62	1.26	0.00217	0.00165	✓	✓
2	4.16	3.41	0.00334	0.00289	✓	✓
3	7.39	6.01	0.00422	0.00349	✓	✓
4	9.26	7.35	0.00279	0.00194	✓	✓

Πίνακας 4.4: Αποτελέσματα ελέγχου περιορισμού σχετικών μετακινήσεων ορόφων

Συνεπώς, από τον σχετικό έλεγχο διαπιστώνεται ότι οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων παραμένουν εντός των επιτρεπόμενων ορίων σε όλες τις στάθμες του εξεταζόμενου κτιρίου, γεγονός που ικανοποιεί τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8.

4.2.3 Έλεγχος φαινομένων 2ης τάξης

Στο πλαίσιο των γενικών ελέγχων του φορέα, εξετάζεται η επιρροή των φαινομένων δεύτερης τάξης (P-Δ), τα οποία σχετίζονται με τη μεταθετότητα των ορόφων και ενδέχεται να επηρεάσουν τα μεγέθη έντασης που προκύπτουν από τη σεισμική ανάλυση. Ο έλεγχος πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (§4.4.2.2), μέσω του δείκτη ευστάθειας θ .

Ο δείκτης θ υπολογίζεται μέσω της σχέσης $\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h}$, όπου

- θ : δείκτης ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου,
- P_{tot} : το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του εξεταζόμενου ορόφου και των υπερκείμενων ορόφων, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,
- d_r : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, η οποία προκύπτει ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων διαδοχικών ορόφων,
- V_{tot} : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου,
- h : το ύψος του ορόφου.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η σημασία των φαινομένων δεύτερης τάξης αξιολογείται ως εξής:

- $\theta < 0.10 \rightarrow$ τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι αμελητέα και μπορούν να αγνοηθούν,
- $0.10 < \theta < 0.20 \rightarrow$ απαιτείται προσεγγιστική διόρθωση των εντατικών μεγεθών με συντελεστή $1/(1-\theta)$,
- $\theta > 0.30 \rightarrow$ τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι ιδιαίτερα σημαντικά και απαιτείται ανασχεδιασμός του φορέα.

Στον Πίνακα 4.5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του ελέγχου φαινομένων 2ης τάξης σε κάθε στάθμη και για τις τέσσερις θέσεις μάζας .

Επίπεδο	θ	$1/(1-\theta)$	$\theta < 0.10$
1	0.018	1.00	✓
2	0.023	1.00	✓
3	0.024	1.00	✓
4	0.014	1.00	✓

Πίνακας 4.5: Αποτελέσματα ελέγχου επιρροής φαινομένων β' τάξης

Συμπερασματικά, από τον έλεγχο των φαινομένων δεύτερης τάξης προκύπτει ότι η μέγιστη τιμή του δείκτη ευστάθειας θ είναι σημαντικά μικρότερη από το όριο 0.10 που θέτει ο Ευρωκώδικας 8. Συνεπώς, η επίδραση των φαινομένων P-Δ στη σεισμική απόκριση του φορέα κρίνεται αμελητέα και δεν απαιτείται καμία διόρθωση των εντατικών μεγεθών.

Η διαπίστωση αυτή υποδηλώνει ότι ο φορέας παρουσιάζει ικανοποιητική δυσκαμψία και ευστάθεια έναντι πλευρικών μετακινήσεων, γεγονός που επιβεβαιώνει την αξιοπιστία της προσομοίωσης και την καταλληλότητα της περαιτέρω ανάλυσης.

4.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis)

Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα συμπληρώνεται με την εκτέλεση ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover), σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει την εκτίμηση της μη γραμμικής απόκρισης της κατασκευής μέσω της προοδευτικής επιβολής οριζόντιων φορτίων, τα οποία προσομοιώνουν τη σεισμική δράση.

Σκοπός της ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός της καμπύλης ικανότητας του φορέα, η εκτίμηση της στοχευόμενης μετακίνησης (σημείο επιτελεστικότητας) και η διερεύνηση της ακολουθίας αστοχιών στα επιμέρους δομικά στοιχεία, προκειμένου να αξιολογηθεί η επάρκεια του φορέα σε όρους στάθμης επιτελεστικότητας.

Η ανάλυση πραγματοποιείται με έλεγχο μετακινήσεων, με κόμβο ελέγχου το κέντρο μάζας του ανώτερου ορόφου, ενώ τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται στα κέντρα

μάζας των ορόφων. Για την προσομοίωση της σεισμικής δράσης εφαρμόζονται δύο κατανομές φόρτισης: (α) η ομοιόμορφη κατανομή, όπου οι οριζόντιες δυνάμεις είναι ανάλογες της μάζας κάθε ορόφου, και (β) η ιδιομορφική κατανομή, η οποία βασίζεται στο σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής του φορέα. Η χρήση των δύο κατανομών επιτρέπει την πληρέστερη διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων.

Η ανελαστική στατική ανάλυση εκτελείται για τις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα (X και Z), λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο φορές εφαρμογής της σεισμικής δράσης. Συγκεκριμένα, εξετάζονται οι διευθύνσεις φόρτισης 0° , 90° , 180° και 270° , οι οποίες αντιστοιχούν στις θετικές και αρνητικές κατευθύνσεις των αξόνων X και Z. Παράλληλα, η ανάλυση πραγματοποιείται για δύο διαφορετικά προσομοιώματα: με και χωρίς τη συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων, προκειμένου να εκτιμηθεί η επιρροή τους στη συνολική σεισμική συμπεριφορά του φορέα.

Η διερεύνηση όλων των παραπάνω περιπτώσεων είναι απαραίτητη, καθώς η σεισμική απόκριση του φορέα ενδέχεται να διαφοροποιείται ανάλογα με τη διεύθυνση και τη φορά της επιβαλλόμενης δράσης, ιδίως σε περιπτώσεις μη συμμετρικής κατανομής μάζας ή δυσκαμψίας.

4.4 Προϋποθέσεις εφαρμογής στατικής ανελαστικής ανάλυσης

Για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover), λαμβάνονται υπόψη οι προϋποθέσεις που ορίζονται στην παράγραφο §5.7.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Συγκεκριμένα, κατά την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου συνιστάται να διασφαλίζεται τουλάχιστον:

- ΣΑΔΥ: «Ικανοποιητική»
- ΣΑΔΓ: «Ικανοποιητική»
- ΣΑΔΛ: «Υψηλή»

Η απαίτηση αυτή σχετίζεται με το γεγονός ότι η ανελαστική ανάλυση, ως πιο προχωρημένη μέθοδος αποτίμησης, προϋποθέτει αντίστοιχα υψηλό επίπεδο ακρίβειας στα δεδομένα εισόδου.

Ακόμη, βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η μη σημαντική επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στη δυναμική απόκριση του φορέα. Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται μέσω δύο ελαστικών δυναμικών αναλύσεων:

- Πλήρης ιδιομορφική ανάλυση, στην οποία λαμβάνονται υπόψη τόσες ιδιομορφές ώστε να ενεργοποιείται τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- Ανάλυση με μία ιδιομορφή, στην οποία λαμβάνεται υπόψη μόνο η θεμελιώδης ιδιομορφή σε κάθε κύρια διεύθυνση.

Η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών θεωρείται ουσιώδης όταν η τέμνουσα που προκύπτει από την πλήρη ανάλυση, σε οποιονδήποτε όροφο, υπερβαίνει κατά περισσότερο από το 30% της αντίστοιχης τιμής που προκύπτει από την ανάλυση με μία ιδιομορφή. Στις περιπτώσεις αυτές, η αποτίμηση πρέπει να βασίζεται στο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1.

Όταν διαπιστώνεται σημαντική επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών, η ανελαστική ανάλυση δεν επαρκεί από μόνη της, αλλά απαιτείται να συμπληρώνεται από μια συμπληρωματική ελαστική δυναμική ανάλυση. Η τελική αξιολόγηση του φορέα πραγματοποιείται με συνεκτίμηση των αποτελεσμάτων και των δύο μεθόδων, ενώ επιτρέπεται προσαύξηση έως 25% στις παραμέτρους που χρησιμοποιούνται στα κριτήρια ελέγχου των δύο μεθόδων.

4.5 Έλεγχος εφαρμοσιμότητας ανελαστικής ανάλυσης

Στην παρούσα ενότητα εξετάζεται η ικανοποίηση των προϋποθέσεων εφαρμογής της υπερωθητικής ανάλυσης, όπως αυτές ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο έλεγχος βασίζεται στα αποτελέσματα της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης που προηγήθηκε, καθώς και στους γενικούς ελέγχους του φορέα.

Αρχικά, από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει, όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 4.2, ότι η συνολική ενεργοποιούμενη μάζα υπερβαίνει το 90% της συνολικής μάζας του φορέα στις δύο κύριες διευθύνσεις, γεγονός που ικανοποιεί τις απαιτήσεις του κανονισμού. Επιπλέον, η απόκριση του φορέα κυριαρχείται από τις πρώτες μεταφορικές ιδιομορφές, ενώ η συμβολή των ανώτερων ιδιομορφών κρίνεται περιορισμένη.

4.5.1 Έλεγχος επιρροής ανώτερων ιδιομορφών

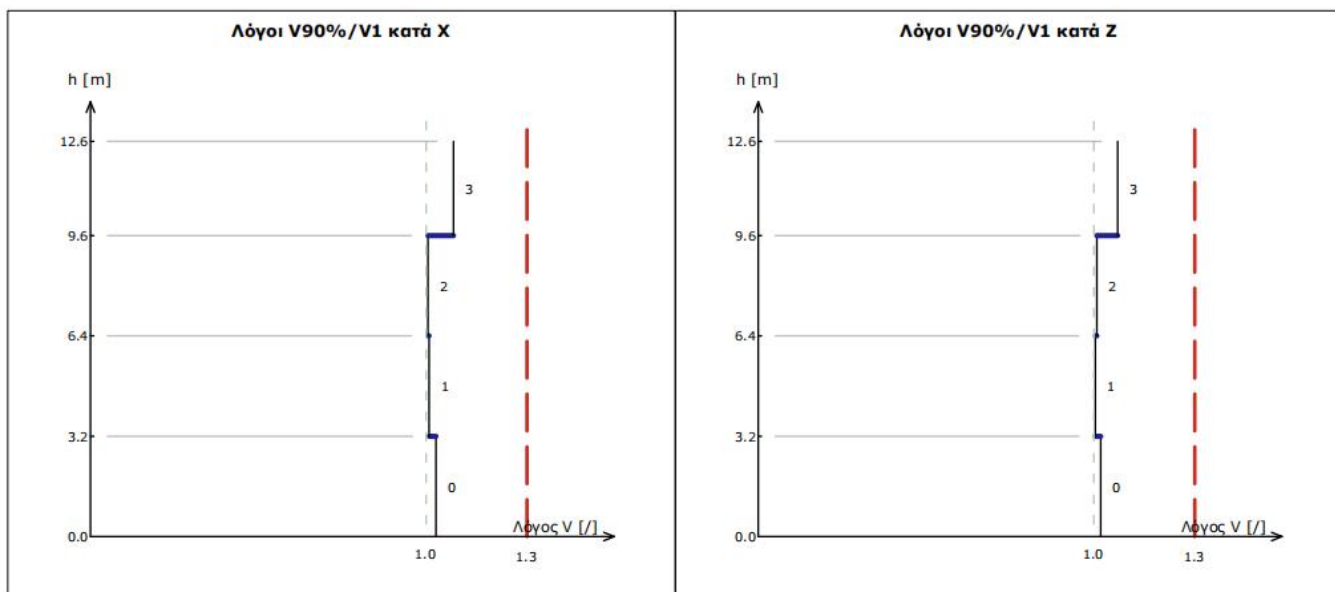
Για να ικανοποιείται ο έλεγχος επιρροής ανώτερων ιδιομορφών θα πρέπει να ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$V(\Sigma M > 90\%) / V(1\text{ης ιδιομορφής}) \leq 1.30 \text{ σε όλους τους ορόφους}$$

Στον Πίνακα 4.6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του ελέγχου επιρροής ανώτερων ιδιομορφών στις δύο διευθύνσεις x, z για κάθε στάθμη του φορέα.

Διεύθυνση	Επίπεδο	Υψομέτρο (m)	V _i για Ιδιομορφές με ΣΜ > 90% (kN)	V _i δεσπόζουσας Ιδιομορφής (kN)	V _{90%/V_i}	Όριο	Έλεγχος
X	1	3.20	812.73	789.68	1.03	1.30	✓
	2	6.40	735.76	729.26	1.01	1.30	✓
	3	9.60	582.33	579.23	1.01	1.30	✓
	4	12.60	329.03	304.23	1.08	1.30	✓
Z	1	3.20	927.71	909.29	1.02	1.30	✓
	2	6.40	839.78	836.20	1.00	1.30	✓
	3	9.60	656.48	651.00	1.01	1.30	✓
	4	12.60	359.40	335.70	1.07	1.30	✓

Πίνακας 4.6: Αποτελέσματα ελέγχου επιρροής ανώτερων ιδιομορφών στις κύριες διευθύνσεις X, Z



Εικόνα 4.5: Έλεγχος επιρροής ανώτερων ιδιομορφών στις κύριες διευθύνσεις X, Z

Συμπερασματικά, προκύπτει ότι ο λόγος των τεμνουσών κυμαίνεται σε όλες τις στάθμες και για τις δύο κύριες διευθύνσεις (X και Z) σε τιμές σημαντικά μικρότερες του ορίου 1.30, λαμβάνοντας τιμές κοντά στη μονάδα (περίπου 1.00–1.08). Το γεγονός αυτό καταδεικνύει ότι η δυναμική απόκριση του φορέα κυριαρχείται από τη θεμελιώδη ιδιομορφή, ενώ η συμβολή των ανώτερων ιδιομορφών είναι περιορισμένη. Η συμπεριφορά αυτή υποδηλώνει ομαλή κατανομή μάζας και δυσκαμψίας καθ' ύψος, χωρίς έντονες δυναμικές ασυνέχειες ή τοπικά φαινόμενα.

Συνεπώς, ικανοποιείται η σχετική προϋπόθεση του ΚΑΝ.ΕΠΕ για τη μη σημαντική επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών και η ανελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί αυτοτελώς για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα. Επιπλέον, δεν τίθεται θέμα εφαρμογής των ευνοϊκών προσαυξήσεων (+25%) στις παραμέτρους ελέγχου, οι οποίες προβλέπονται μόνο σε περιπτώσεις σημαντικής επιρροής ανώτερων ιδιομορφών. Συνολικά, η επιλεγείσα μεθοδολογία κρίνεται κατάλληλη και αξιόπιστη για τον εξεταζόμενο φορέα.

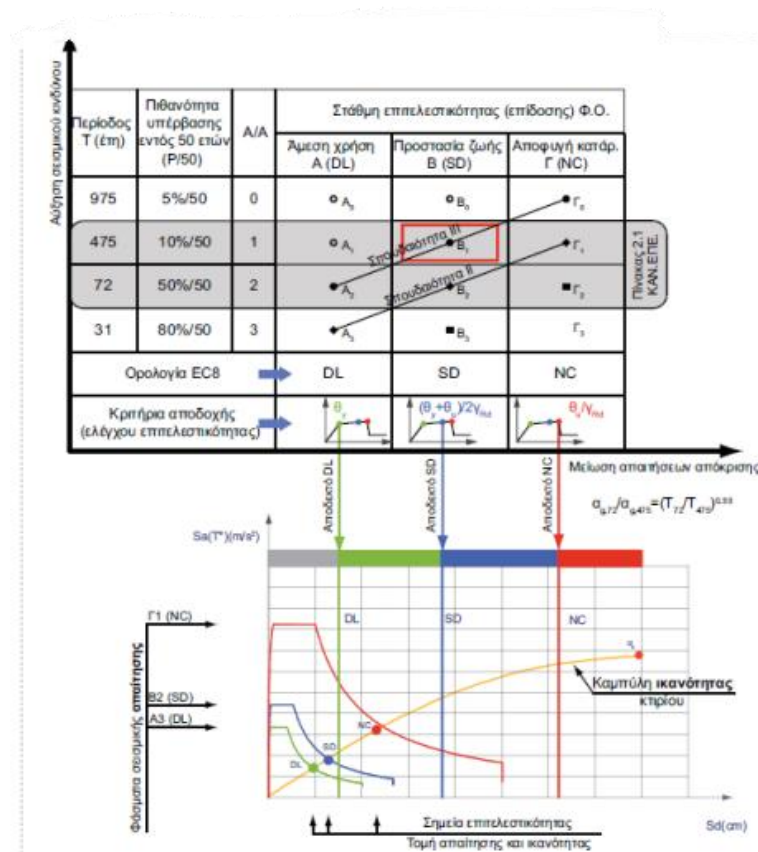
4.6 Παρουσίαση αποτελεσμάτων στατικής ανελαστικής ανάλυσης

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover), όπως προέκυψαν από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις φόρτισης και προσομοίωσης του φορέα. Τα αποτελέσματα αφορούν τόσο τη συνολική απόκριση του φορέα, μέσω των καμπυλών ικανότητας και του προσδιορισμού του σημείου επιτελεστικότητας, όσο και επιμέρους χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς, όπως η στοχευόμενη μετακίνηση, η πλαστιμότητα και ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς.

Στο παρακάτω Σχήμα 4.1 παρουσιάζεται το διάγραμμα απαίτησης–ικανότητας ή, όπως αυτό προκύπτει από το υπολογιστικό πρόγραμμα FESPA, στο οποίο απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας (capacity curve) του φορέα σε συνδυασμό με τα ελαστικά σεισμικά φάσματα για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας. Με τις έγχρωμες ενδείξεις αποτυπώνεται η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή η απαιτούμενη παραμόρφωση της κατασκευής για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Παράλληλα, οι διακεκομμένες γραμμές υποδεικνύουν τα όρια αστοχίας που αντιστοιχούν στις επιμέρους στάθμες επιτελεστικότητας. Σε περίπτωση που η στοχευόμενη μετακίνηση υπερβαίνει τα όρια αυτά,

δηλαδή όταν τα αντίστοιχα σημεία βρίσκονται δεξιά των διακεκομμένων γραμμών, προκύπτει ότι η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις της συγκεκριμένης στάθμης επιτελεστικότητας.

Για την Στάθμη Επιτελεστικότητας που έχει επιλεγεί, απαιτείται ο έλεγχος ότι, για τη στοχευόμενη μετακίνηση που προκύπτει από την ανάλυση, κανένα δομικό στοιχείο δεν υπερβαίνει τις οριακές τιμές της γωνίας στροφής χορδής. Σε περίπτωση που παρατηρείται υπέρβαση των επιτρεπτών ορίων, καθίσταται αναγκαία η ενίσχυση της κατασκευής, με στόχο την αύξηση της αντοχής και τη βελτίωση της συνολικής σεισμικής της συμπεριφοράς.



Σχήμα 4.1: Διάγραμμα Απαίτησης-Ικανότητας για τις στάθμες επιτελεστικότητας στο Fespa

Η ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιήθηκε για συνολικά τριάντα δύο (32) περιπτώσεις φόρτισης ανά προσομοίωμα, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα, εξετάστηκαν δύο κατανομές οριζόντιας φόρτισης, η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική, για τις τέσσερις βασικές διευθύνσεις φόρτισης (0° , 90° , 180° και 270°),

καθώς και για τους αντίστοιχους συνδυασμούς με τυχαματική εκκεντρότητα $\pm 30\%$ της κάθετης συνιστώσας. Η ίδια διαδικασία εφαρμόστηκε τόσο στο μοντέλο χωρίς τοιχοπληρώσεις όσο και στο μοντέλο με συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων.

4.6.1 Καμπύλες ικανότητας

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας (capacity curves) που προέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση του φορέα, τόσο με όσο και χωρίς τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, με στόχο τη διερεύνηση της επίδρασής τους στη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Για κάθε προσομοίωμα εξετάζονται οι δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα (X και Z), καθώς και οι δύο βασικές κατανομές οριζόντιας φόρτισης, δηλαδή η ιδιομορφική και η ομοιόμορφη κατανομή. Από το σύνολο των αναλύσεων επιλέγονται και παρουσιάζονται οι αντιπροσωπευτικές και δυσμενέστερες περιπτώσεις ανά διεύθυνση και κατανομή φόρτισης, προκειμένου να αποτυπωθεί συνοπτικά αλλά και ουσιαστικά η συνολική δυναμική συμπεριφορά του φορέα.

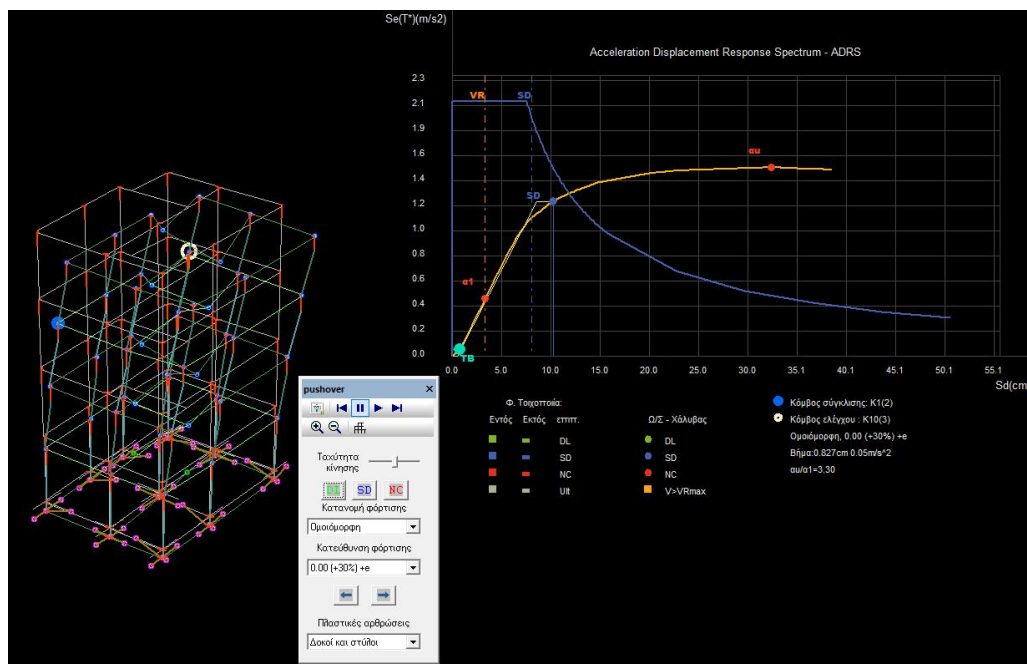
Οι καμπύλες ικανότητας εκφράζουν τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, παρέχοντας πληροφορίες σχετικά με τη δυσκαμψία, την αντοχή και τη διαθέσιμη πλαστιμότητα της κατασκευής. Μέσω της σύγκρισης των αποτελεσμάτων με και χωρίς τοιχοπληρώσεις καθίσταται δυνατή η αξιολόγηση της συμβολής τους στη σεισμική απόκριση του φορέα.

Σημειώνεται ότι οι τοιχοπληρώσεις με σημαντικά ανοίγματα δεν λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση, καθώς η παρουσία μεγάλων ανοιγμάτων δεν επιτρέπει την ανάπτυξη της διαγώνιας θλιπτικής δράσης που προσομοιώνεται μέσω ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα.

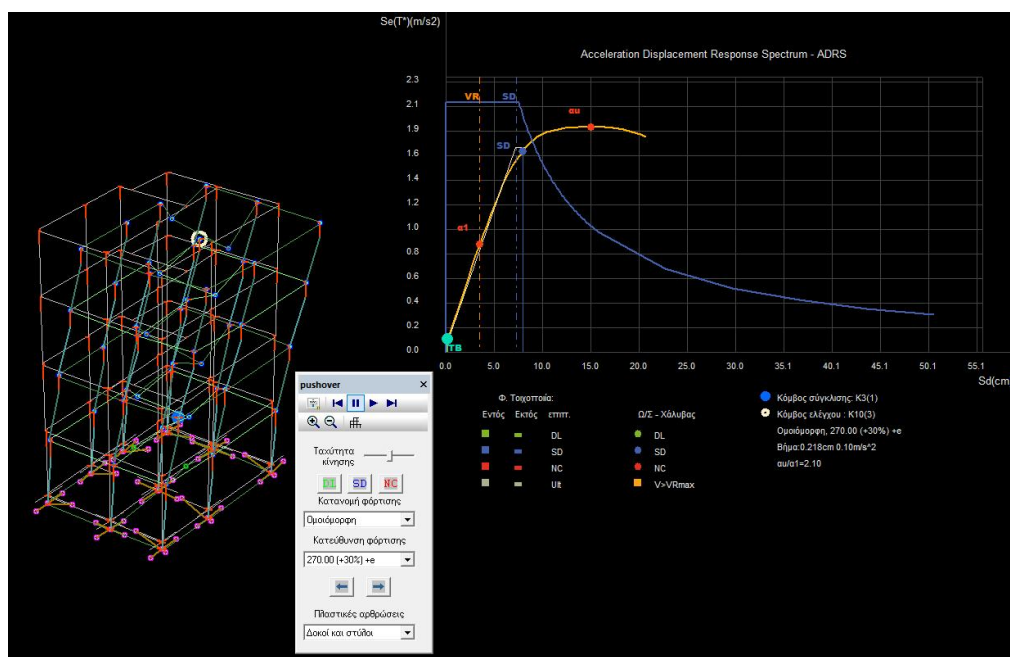
4.6.1.1 Αποτίμηση χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Για το μοντέλο χωρίς τοιχοπληρώσεις επιλέχθηκαν οι περιπτώσεις $0^\circ + 30\% \cdot 90^\circ + Ez$ και $270^\circ + 30\% \cdot 0^\circ + Ex$, καθώς παρουσίασαν τις δυσμενέστερες και πλέον αντιπροσωπευτικές αποκρίσεις στις δύο κύριες διευθύνσεις του φορέα. Οι συγκεκριμένες περιπτώσεις εμφάνισαν αυξημένες απαιτήσεις μετακίνησης και χαμηλότερες τιμές μέγιστης ανεκτής σεισμικής επιτάχυνσης, αποτυπώνοντας με σαφήνεια τη συνολική ανελαστική συμπεριφορά και τη διαθέσιμη σεισμική ικανότητα του φορέα.

a. Ομοιόμορφη Κατανομή

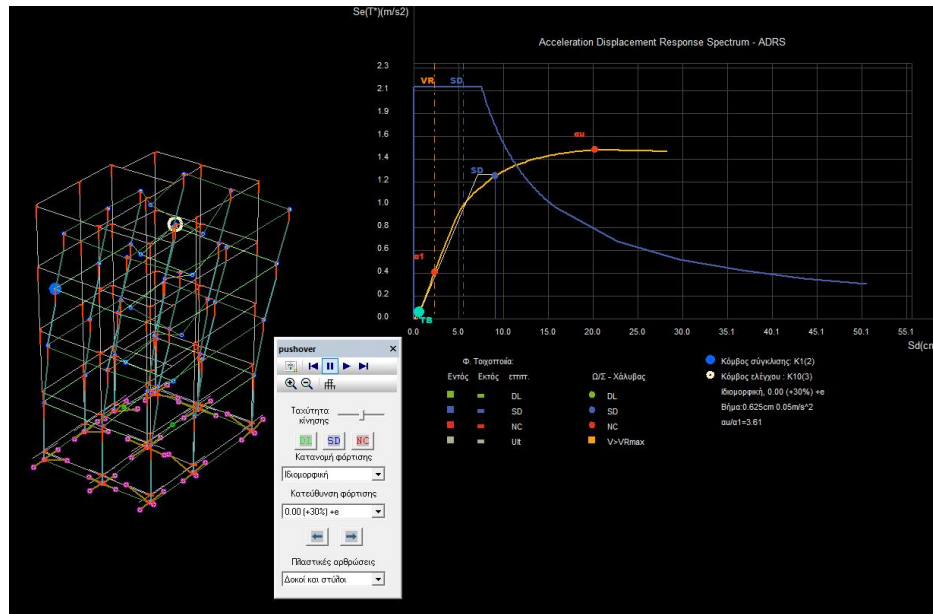


Σχήμα 4.2 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης 0°+30%·90°+Ez

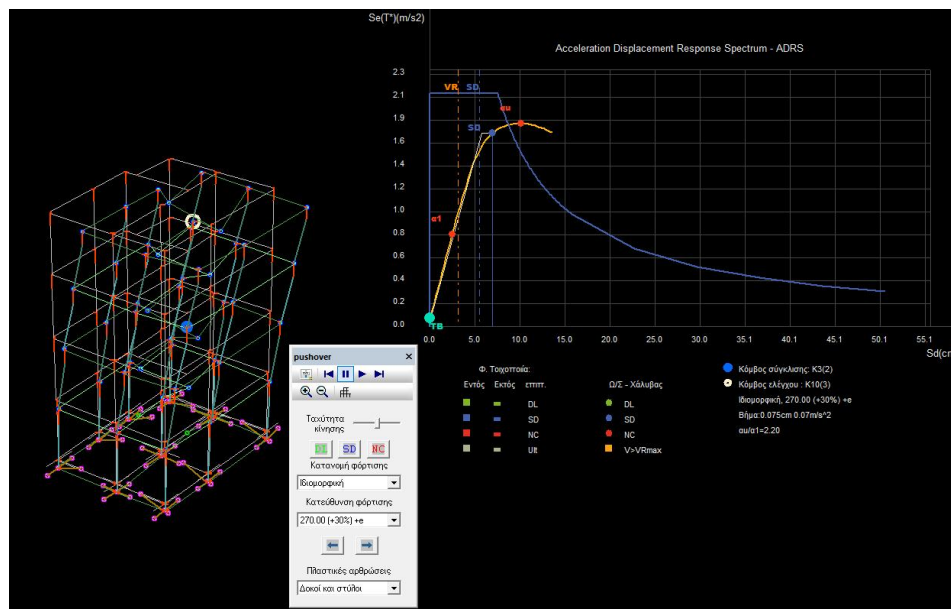


Σχήμα 4.3 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^\circ+30\% \cdot 0^\circ+Ex$

b. Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 4.4 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^\circ+30\% \cdot 90^\circ+Ez$



Σχήμα 4.5 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^\circ+30\% \cdot 0^\circ+Ex$

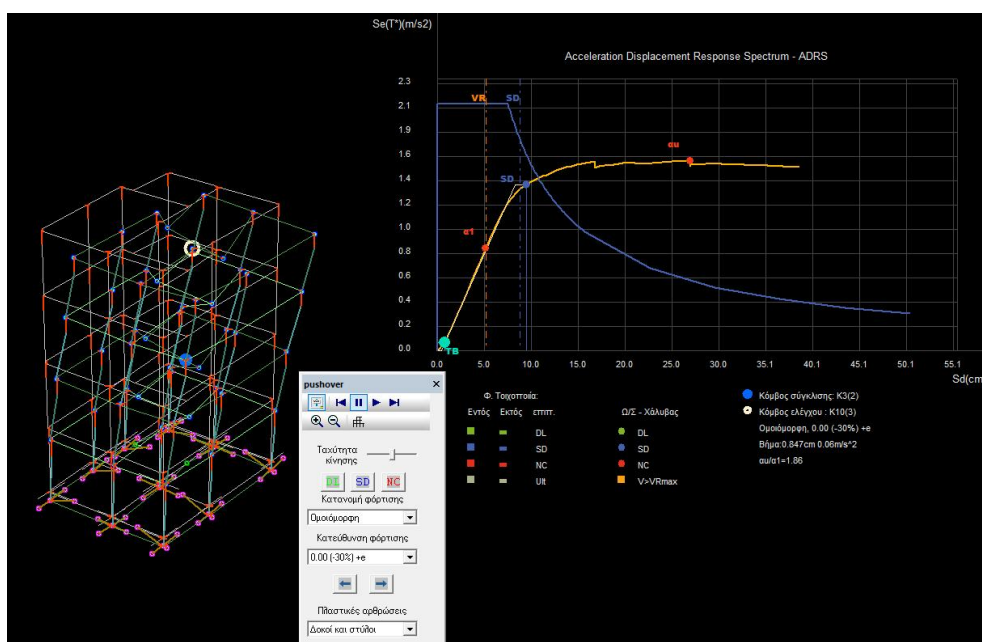
Στο διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας (ADRS) η κίτρινη καμπύλη αντιστοιχεί στην καμπύλη ικανότητας του φορέα, δηλαδή στη μεταβολή της διαθέσιμης αντοχής της κατασκευής συναρτήσει της φασματικής μετακίνησης. Η μπλε καμπύλη εκφράζει τη σεισμική απαίτηση, ενώ το σημείο επιτελεστικότητας SD αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας και η κατακόρυφη διακεκομμένη γραμμή αντιστοιχεί στα όρια της στάθμης επιτελεστικότητας, όπως προκύπτει από την ανάλυση. Επομένως, η επάρκεια του φορέα αξιολογείται από τη σχετική θέση του σημείου επιτελεστικότητας ως προς το αντίστοιχο όριο της στάθμης SD.

Στις εξεταζόμενες περιπτώσεις, το σημείο επιτελεστικότητας SD βρίσκεται δεξιά του αντίστοιχου ορίου μετακίνησης, γεγονός που υποδηλώνει ότι η απαιτούμενη μετακίνηση υπερβαίνει τη διαθέσιμη ικανότητα του φορέα για τη στάθμη SD. Συνεπώς, η κατασκευή δεν ικανοποιεί πλήρως τις απαιτήσεις της συγκεκριμένης στάθμης επιτελεστικότητας, ενώ εμφανίζει σχετικά αυξημένες απαιτήσεις μετακίνησης και περιορισμένη αρχική δυσκαμψία, γεγονός αναμενόμενο για πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος χωρίς τοιχοπληρώσεις. Η μορφή των καμπυλών υποδηλώνει σταδιακή ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων και σχετικά ομαλή μετάβαση από την ελαστική στην ανελαστική περιοχή, στοιχείο που αποδίδει στον φορέα ικανοποιητική ικανότητα ανάπτυξης πλαστιμότητας.

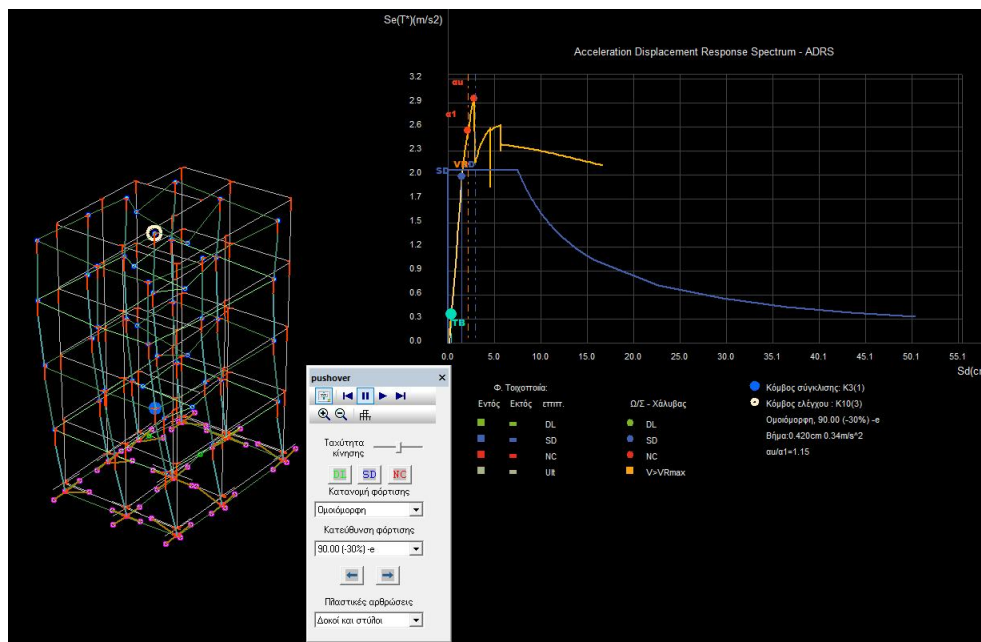
4.6.1.2 Αποτίμηση με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Για το μοντέλο με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων επιλέχθηκαν οι περιπτώσεις $0^\circ-30\% \cdot 270^\circ + Ez$ και $90^\circ-30\% \cdot 180^\circ - Ex$, προκειμένου να παρουσιαστεί η διαφοροποίηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η πρώτη περίπτωση αντιστοιχεί σε δυσμενέστερη απόκριση με αυξημένες απαιτήσεις μετακίνησης και μη ικανοποίηση της στάθμης SD, ενώ η δεύτερη παρουσιάζει σημαντικά αυξημένη δυσκαμψία και σαφώς βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά, με πλήρη ικανοποίηση της στάθμης επιτελεστικότητας.

a. Ομοιόμορφη Κατανομή

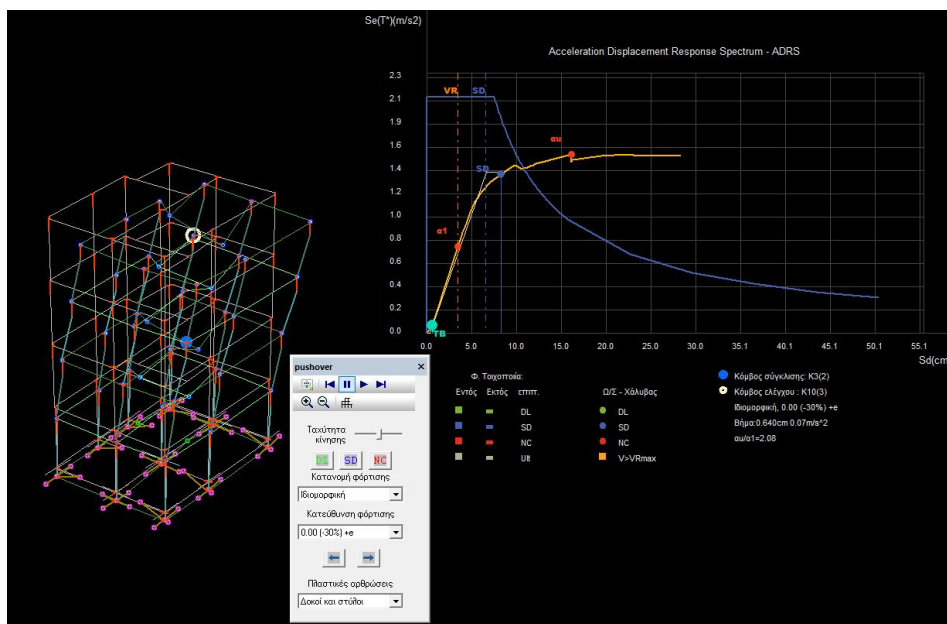


Σχήμα 4.6 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης 0°-30°·270°+Ez

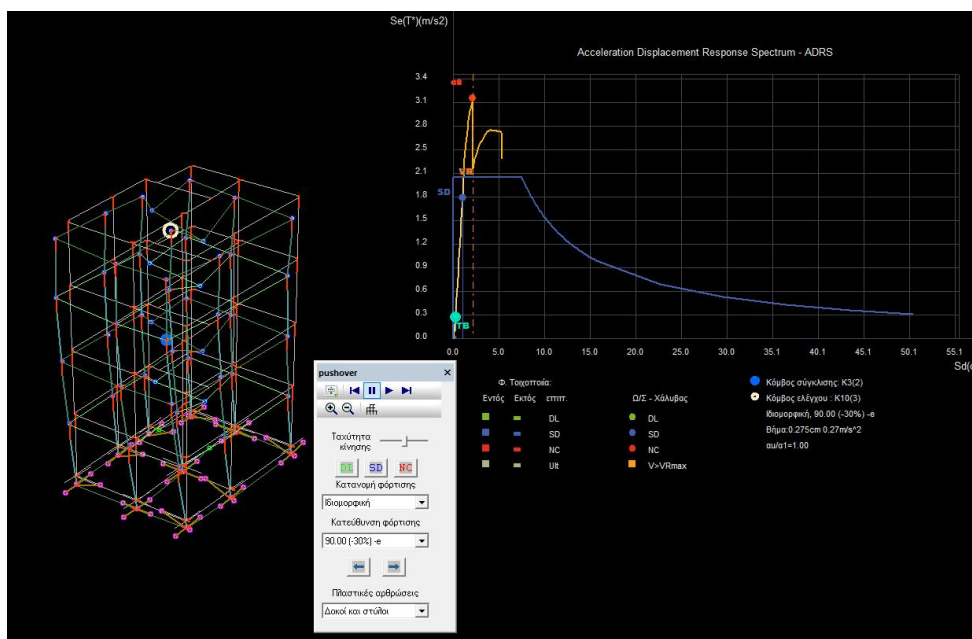


Σχήμα 4.7 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεσματικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης 90°-30%·180°- E_x

β. Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 4.8 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεσματικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης 0°-30%·270°+E_z



Σχήμα 4.9 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης 90°-30%-180°- Ex

Από τις καμπύλες ικανότητας του φορέα με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων διαπιστώνεται ότι η παρουσία των τοιχοπληρώσεων επηρεάζει σημαντικά τη σεισμική απόκριση της κατασκευής, αυξάνοντας αισθητά την αρχική δυσκαμψία και μειώνοντας τις απαιτήσεις μετακίνησης σε ορισμένες διευθύνσεις φόρτισης. Η συμπεριφορά αυτή αποτυπώνεται ιδιαίτερα στις περιπτώσεις φόρτισης κατά τη διεύθυνση Z, όπου το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται αριστερά του ορίου SD και ο φορέας ικανοποιεί τη στάθμη επιτελεστικότητας. Αντίθετα, στις περιπτώσεις φόρτισης κατά τη διεύθυνση X παρατηρούνται αυξημένες απαιτήσεις μετακίνησης και το σημείο επιτελεστικότητας προσεγγίζει ή υπερβαίνει το αντίστοιχο όριο SD, γεγονός που υποδηλώνει δυσμενέστερη σεισμική συμπεριφορά. Παράλληλα, η μορφή των καμπυλών παρουσιάζει πιο απότομη μεταβολή της αντοχής μετά τη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης, στοιχείο που υποδηλώνει περιορισμένη διαθέσιμη πλαστιμότητα και πιο ψαθυρή ανελαστική απόκριση σε σχέση με το προσομοίωμα χωρίς τοιχοπληρώσεις.

4.6.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα αποτίμησης

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα βασικά αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) του εξεταζόμενου φορέα, τόσο για το προσομοίωμα χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων όσο και για το προσομοίωμα με συνεκτίμηση αυτών. Τα αποτελέσματα αφορούν τις εξεταζόμενες διευθύνσεις φόρτισης και τις δύο κατανομές οριζόντιων φορτίων, δηλαδή την ιδιομορφική και την ομοιόμορφη κατανομή για τις τέσσερις βασικές διευθύνσεις φόρτισης (0° , 90° , 180° και 270°).

Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται η στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (d_i), η μέγιστη ανεκτή σεισμική επιτάχυνση ($\max a_g$), η οποία εκφράζει τη μέγιστη σεισμική ένταση που μπορεί να αναλάβει ο φορέας για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας χωρίς να υπερβεί τα αντίστοιχα όρια βλάβης και ο λόγος υπεραντοχής (a_u/a_1), ο οποίος εκφράζει τη διαθέσιμη εφεδρεία αντοχής του φορέα μετά την πρώτη διαρροή και ισούται με τον λόγο του φορτίου αστοχίας προς το φορτίο πρώτης διαρροής, αποτελώντας βασικό δείκτη της ικανότητας του φορέα να αναπτύσσει ανελαστική συμπεριφορά και να απορροφά σεισμική ενέργεια πέραν της ελαστικής περιοχής λειτουργίας.

Τα παραπάνω μεγέθη επιτρέπουν τη συνολική αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα, παρέχοντας πληροφορίες σχετικά με τη δυσκαμψία, την αντοχή, τη διαθέσιμη πλαστιμότητα και τη σεισμική ικανότητα της κατασκευής και παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.7 και 4.8, για φορέα χωρίς και για φορέα με την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων αντίστοιχα.

Ανάλυση	Διεύθυνση Φόρτισης	Κατανομή Φόρτισης	Στάθμη Επιτελεστικότητας SD		Λόγος Υπεραντοχής a_u/a_1	Μέγιστη Επιτάχυνση $\max a_g$
			d_{SD} (cm)	Επάρκεια		
1	0°	Ομοιόμορφη	10,28	OXI	3,30	0,111
2	90°		8,36	OXI	4,39	0,117
3	180°		9,75	OXI	1,58	0,112
4	270°		8,12	OXI	2,10	0,126
5	0°	Ιδιομορφική	12,51	OXI	3,61	0,086
6	90°		9,98	OXI	4,39	0,101

7	180°		11,77	OXI	1,57	0,097
8	270°		9,27	OXI	2,20	0,113

Πίνακας 4.7: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης χωρίς την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Ανάλυση	Διεύθυνση Φόρτισης	Κατανομή Φόρτισης	Στάθμη Επιτελεστικότητας SD		Λόγος Υπεραντοχής α_u/α_1	Μέγιστη Επιτάχυνση $\max a_g$
			d_{SD} (cm)	Επάρκεια		
1	0°	Ομοιόμορφη	9,60	OXI	1,86	0,128
2	90°		1,57	NAI	1,15	> 0,224
3	180°		9,19	OXI	1,52	0,132
4	270°		1,43	NAI	1,41	0,163
5	0°	Ιδιομορφική	11,56	OXI	2,08	0,109
6	90°		1,54	NAI	1,00	> 0,23
7	180°		10,88	OXI	1,33	0,12
8	270°		1,41	NAI	1,39	0,159

Πίνακας 4.8: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης με την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων προκύπτει ότι το προσομοίωμα χωρίς τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων δεν ικανοποιεί τη στάθμη επιτελεστικότητας SD σε καμία από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, καθώς η μέγιστη ανεκτή επιτάχυνση υπολείπεται της απαιτούμενης τιμής των 0.14g. Αντίθετα, με τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων παρατηρείται σημαντική βελτίωση της σεισμικής ικανότητας του φορέα, ιδίως στη διεύθυνση Z, όπου σε ορισμένες περιπτώσεις επιτυγχάνεται η ικανοποίηση της στάθμης επιτελεστικότητας, ενώ στη διεύθυνση X η κατασκευή παραμένει ανεπαρκής.

Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων οδηγεί σε σημαντική μείωση των μετακινήσεων, γεγονός που υποδηλώνει αύξηση της δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητας του φορέα, όπως αποτυπώνεται και από την αύξηση της μέγιστης ανεκτής επιτάχυνσης. Ωστόσο, η ευνοϊκή αυτή επίδραση συνοδεύεται από μείωση του λόγου υπεραντοχής και της διαθέσιμης πλαστιμότητας, γεγονός που υποδηλώνει περιορισμένη μετελαστική ικανότητα και πιο ψαθυρή συμπεριφορά του συστήματος.

Συνεπώς, οι τοιχοπληρώσεις συμβάλλουν καθοριστικά στη βελτίωση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, ενδέχεται όμως να επηρεάσουν δυσμενώς τη συνολική ανελαστική απόκριση του φορέα, γεγονός που θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση της σεισμικής του συμπεριφοράς.

4.6.3 Λόγοι στατικής επάρκειας δομικών μελών

Στην παρούσα ενότητα εξετάζονται οι λόγοι στατικής επάρκειας των επιμέρους δομικών στοιχείων, όπως προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση. Η αξιολόγηση της επάρκειας πραγματοποιείται σύμφωνα με τα κριτήρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και βασίζεται στη σύγκριση των απαιτήσεων σε εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις με τις αντίστοιχες διαθέσιμες αντοχές των στοιχείων. Μέσω της διαδικασίας αυτής καθίσταται δυνατός ο εντοπισμός των κρίσιμων δομικών μελών, καθώς και των κυρίαρχων μηχανισμών αστοχίας που αναπτύσσονται υπό σεισμική φόρτιση. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και αφορούν τόσο καμπτικούς όσο και διατμητικούς μηχανισμούς αστοχίας σε δοκούς και υποστυλώματα. Οι λόγοι επάρκειας εκφράζουν τον λόγο απαίτησης προς διαθέσιμη αντοχή των δομικών στοιχείων και αποτελούν αδιάστατα μεγέθη, συνεπώς τιμές μικρότερες της μονάδας υποδηλώνουν επαρκή συμπεριφορά του στοιχείου, ενώ τιμές μεγαλύτερες της μονάδας αντιστοιχούν σε ανεπάρκεια.

4.6.3.1 Ανάλυση χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται οι λόγοι στατικής επάρκειας των δομικών στοιχείων για το προσομοίωμα χωρίς τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων. Στους Πίνακες 4.9 και 4.10 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι λόγοι επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, για τους ελέγχους κάμψης και διάτμησης.

Πίνακες δοκών

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

	Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD Λ	SD ΛΝγ
Δ7.1	Δ1.1(-1) , Λ 1(-1), κ	0.25	0.35
Δ7.1	Δ1.1(-1) , Λ 2(-1), κ	0.15	0.21
Δ7.2	Δ1.2(-1) , Λ 2(-1), κ	0.14	0.19
Δ7.2	Δ1.2(-1) , Λ 3(-1), κ	0.23	0.32
Δ1.1	Δ2.1(-1) , Λ 6(-1), κ	0.08	0.28
Δ1.1	Δ2.1(-1) , Λ 11(-1), κ	0.14	0.32
Δ1.2	Δ2.2(-1) , Λ 11(-1), κ	0.11	0.22
Δ1.2	Δ2.2(-1) , Λ 3(-1), κ	0.14	0.27
Δ2.1	Δ3.1(-1) , Λ 2(-1), κ	0.10	0.22
Δ2.1	Δ3.1(-1) , Λ 10(-1), κ	0.09	0.25
Δ2.2	Δ3.2(-1) , Λ 10(-1), κ	0.12	0.08
Δ2.2	Δ3.2(-1) , Λ 9(-1), κ	0.09	0.21
Δ3.1	Δ3.3(-1) , Λ 9(-1), κ	0.06	0.19
Δ3.1	Δ3.3(-1) , Λ 8(-1), κ	0.09	0.08
Δ3.2	Δ4.1(-1) , Λ 1(-1), κ	0.13	0.27
Δ3.3	Δ4.1(-1) , Λ 4(-1), κ	0.12	0.22
Δ4.1	Δ4.2(-1) , Λ 4(-1), κ	0.16	0.27
Δ4.1	Δ4.2(-1) , Λ 50(-1), κ	0.14	0.19
Δ4.1	Δ5.1(-1) , Λ 50(-1), κ	0.39	0.97
Δ4.2	Δ5.1(-1) , Λ 12(-1), κ	0.40	0.99
Δ4.2	Δ6.1(-1) , Λ 12(-1), κ	0.12	0.25
Δ5.1	Δ6.1(-1) , Λ 5(-1), κ	0.13	0.09
Δ5.2	Δ7.1(-1) , Λ 5(-1), κ	0.19	0.24
Δ6.1	Δ7.1(-1) , Λ 8(-1), κ	0.06	0.14
Δ6.1	Δ7.2(-1) , Λ 8(-1), κ	0.08	0.17
Δ7.1	Δ7.2(-1) , Λ 6(-1), κ	0.21	0.27
Δ7.1	Δ1.1(0) , 1(0), κ	0.77	3.54!
Δ7.1	Δ1.1(0) , 2(0), κ	0.54	3.00!
Δ7.2	Δ1.2(0) , 2(0), κ	0.73	2.97!
Δ7.2	Δ1.2(0) , 3(0), κ	0.77	2.55!
Δ1.1	Δ2.1(0) , 6(0), κ	0.46	1.28!
Δ1.1	Δ2.1(0) , 11(0), κ	0.25	1.06!
Δ1.2	Δ2.2(0) , 11(0), κ	0.31	1.18!
Δ1.2	Δ2.2(0) , 3(0), κ	0.54	1.22!
Δ2.1	Δ3.1(0) , 2(0), κ	0.56	2.48!
Δ2.1	Δ3.1(0) , 10(0), κ	0.52	2.52!
Δ2.2	Δ3.2(0) , 10(0), κ	0.77	6.64!
Δ2.2	Δ3.3(0) , 8(0), κ	0.73	3.77!
Δ3.1	Δ4.1(0) , 1(0), κ	0.51	1.24!
Δ3.1	Δ4.1(0) , 4(0), κ	0.27	1.18!
Δ3.2	Δ4.2(0) , 4(0), κ	0.31	1.26!
Δ3.3	Δ4.2(0) , 50(0), κ	0.53	1.29!
Δ4.1	Δ5.1(0) , 50(0), κ	0.48	6.50!
Δ4.1	Δ5.2(0) , Λ 9(0), κ	0.10	0.61
Δ4.2	Δ6.1(0) , Λ 12(0), κ	0.13	0.74
Δ4.2	Δ6.1(0) , 5(0), κ	0.45	0.95
Δ5.1			
Δ5.2			
Δ6.1			
Δ7.1			
Δ7.1			
Δ7.2			
Δ7.2			

Δ1.1(3) , 1(3), κ	0.41	0.56
Δ1.1(3) , 2(3), κ	0.10	0.73
Δ1.2(3) , 2(3), κ	0.16	0.59
Δ1.2(3) , 3(3), κ	0.29	0.50
Δ2.1(3) , 6(3), κ	0.25	0.42
Δ2.1(3) , 11(3), κ	0.08	0.49
Δ2.2(3) , 11(3), κ	0.17	0.42
Δ2.2(3) , 3(3), κ	0.23	0.32
Δ3.1(3) , 2(3), κ	0.24	0.60
Δ3.1(3) , 10(3), κ	0.32	0.76
Δ3.2(3) , 10(3), κ	0.48	1.00
Δ3.3(3) , 8(3), κ	0.19	0.78
Δ4.1(3) , 1(3), κ	0.18	0.34
Δ4.1(3) , 4(3), κ	0.10	0.36
Δ4.2(3) , 4(3), κ	0.14	0.35
Δ4.2(3) , 50(3), κ	0.19	0.24
Δ5.1(3) , 50(3), κ	0.11	0.74
Δ5.2(3) , Λ 9(3), κ	0.12	0.50
Δ6.1(3) , Λ 12(3), κ	0.06	0.19
Δ6.1(3) , 5(3), κ	0.20	0.27
Δ7.1(3) , 5(3), κ	0.28	0.37
Δ7.1(3) , 8(3), κ	0.22	0.57
Δ7.2(3) , 8(3), κ	0.15	0.56
Δ7.2(3) , 6(3), κ	0.26	0.54

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ1.2(2)	Κύριο	1.42!

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ3.2(1)	Κύριο	8.57!

Πίνακας 4.9: Λόγοι επάρκειας δοκών ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου χωρίς συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Πίνακες υποστυλωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ		SD λν
K1(0), κάτω, κ	0.71	γ:	0.51
K1(0), άνω, κ	0.39	z:	0.51
K1(1), κάτω, κ	0.86	γ:	0.55
K1(1), άνω, κ	0.66	z:	0.58
K1(2), κάτω, κ	0.86	γ:	0.56
K1(2), άνω, κ	0.89	z:	0.51
K1(3), κάτω, κ	0.47	γ:	0.53
K1(3), άνω, κ	1.11!	z:	0.40
K2(0), κάτω, κ	0.85	γ:	0.77
K2(0), άνω, κ	0.50	z:	0.46
K2(1), κάτω, κ	1.62!	γ:	0.74
K2(1), άνω, κ	1.84!	z:	0.34
K2(2), κάτω, κ	2.00!	γ:	0.75
K2(2), άνω, κ	1.46!	z:	0.48
K2(3), κάτω, κ	0.76	γ:	0.64
K2(3), άνω, κ	1.93!	z:	0.53
K3(0), κάτω, κ	0.83	γ:	0.60
K3(0), άνω, κ	0.35	z:	0.57
K3(1), κάτω, κ	1.23!	γ:	0.63
K3(1), άνω, κ	0.74	z:	0.64
K3(2), κάτω, κ	0.96	γ:	0.48
K3(2), άνω, κ	1.23!	z:	0.58
K3(3), κάτω, κ	0.44	γ:	0.48
K3(3), άνω, κ	1.24!	z:	0.48
K4(0), κάτω, κ	0.86	γ:	0.32
K4(0), άνω, κ	0.63	z:	0.84
K4(1), κάτω, κ	1.24!	γ:	0.08
K4(1), άνω, κ	1.28!	z:	0.79
K4(2), κάτω, κ	1.27!	γ:	0.18
K4(2), άνω, κ	1.26!	z:	0.72
K4(3), κάτω, κ	0.57	γ:	0.07
K4(3), άνω, κ	0.58	z:	0.56
K5(0), κάτω, κ	0.65	γ:	0.38
K5(0), άνω, κ	0.28	z:	0.56
K5(1), κάτω, κ	0.64	γ:	0.14
K5(1), άνω, κ	0.26	z:	0.46
K5(2), κάτω, κ	0.44	γ:	0.34
K5(2), άνω, κ	1.39!	z:	0.65
K5(3), κάτω, κ	0.69	γ:	0.16
K5(3), άνω, κ	0.75	z:	0.64
K6(0), κάτω, κ	1.00	γ:	0.34
K6(0), άνω, κ	0.75	z:	0.86
K6(1), κάτω, κ	1.53!	γ:	0.08
K6(1), άνω, κ	1.61!	z:	0.78
K6(2), κάτω, κ	1.71!	γ:	0.17
K6(2), άνω, κ	1.70!	z:	0.72
K6(3), κάτω, κ	0.96	γ:	0.03
K6(3), άνω, κ	0.99	z:	0.58

<u>K7(0)</u> , κάτω, κ	0.66	γ:	0.53
<u>K7(0)</u> , άνω, κ	0.39	z:	0.46
<u>K7(1)</u> , κάτω, κ	0.76	γ:	0.60
<u>K7(1)</u> , άνω, κ	0.64	z:	0.60
<u>K7(2)</u> , κάτω, κ	0.77	γ:	0.57
<u>K7(2)</u> , άνω, κ	0.76	z:	0.51
<u>K7(3)</u> , κάτω, κ	0.41	γ:	0.49
<u>K7(3)</u> , άνω, κ	0.73	z:	0.41
<u>K8(0)</u> , κάτω, κ	0.66	γ:	0.75
<u>K8(0)</u> , άνω, κ	0.35	z:	0.39
<u>K8(1)</u> , κάτω, κ	0.75	γ:	0.83
<u>K8(1)</u> , άνω, κ	0.62	z:	0.30
<u>K8(2)</u> , κάτω, κ	1.01!	γ:	0.76
<u>K8(2)</u> , άνω, κ	0.99	z:	0.48
<u>K8(3)</u> , κάτω, κ	0.55	γ:	0.59
<u>K8(3)</u> , άνω, κ	1.35!	z:	0.57
<u>K9(0)</u> , κάτω, κ	0.78	γ:	0.54
<u>K9(0)</u> , άνω, κ	0.36	z:	0.56
<u>K9(1)</u> , κάτω, κ	0.90	γ:	0.52
<u>K9(1)</u> , άνω, κ	0.61	z:	0.57
<u>K9(2)</u> , κάτω, κ	0.73	γ:	0.40
<u>K9(2)</u> , άνω, κ	1.06!	z:	0.58
<u>K9(3)</u> , κάτω, κ	0.54	γ:	0.46
<u>K9(3)</u> , άνω, κ	0.99	z:	0.51
<u>K10(0)</u> , κάτω, κ	0.82	γ:	0.55
<u>K10(0)</u> , άνω, κ	0.52	z:	0.64
<u>K10(1)</u> , κάτω, κ	1.08!	γ:	0.45
<u>K10(1)</u> , άνω, κ	1.00	z:	0.72
<u>K10(2)</u> , κάτω, κ	0.83	γ:	0.66
<u>K10(2)</u> , άνω, κ	1.07!	z:	0.60
<u>K10(3)</u> , κάτω, κ	0.71	γ:	0.58
<u>K10(3)</u> , άνω, κ	1.13!	z:	0.41

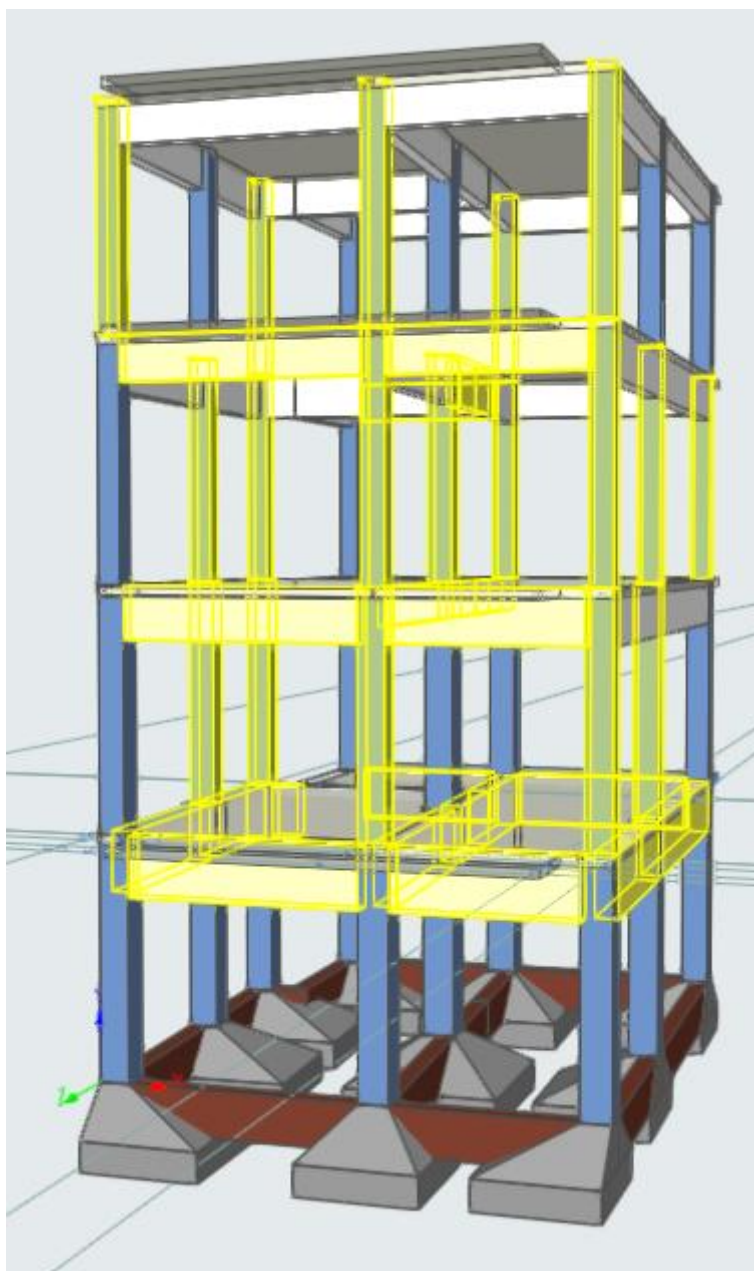
Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>K2(2)</u>	Κύριο	2.00!

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>K6(0)</u>	Κύριο	0.86

Πίνακας 4.10: Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου χωρίς την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων



Εικόνα 4.6 : Τρισδιάστατη απεικόνιση δομικών στοιχείων που αστοχούν - ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου χωρίς την συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι εμφανίζονται σημαντικές ανεπάρκειες σε επιμέρους δομικά στοιχεία, οι οποίες σχετίζονται κυρίως με την υπέρβαση των επιτρεπτών ορίων αντοχής. Ιδιαίτερα κρίσιμη είναι η συμπεριφορά των δοκών σε διάτμηση, όπου καταγράφονται πολύ υψηλές τιμές λόγω επάρκειας, με χαρακτηριστικές περιπτώσεις αστοχίας σε δοκούς όπως η Δ3.3 και η Δ3.2, στις οποίες οι τιμές υπερβαίνουν σημαντικά τη μονάδα. Οι αστοχίες αυτές υποδηλώνουν την ανάπτυξη ψαθυρών μηχανισμών, οι οποίοι είναι ιδιαίτερα ανεπιθύμητοι στη σεισμική απόκριση.

Στον έλεγχο κάμψης των δοκών οι περισσότερες τιμές παραμένουν σε αποδεκτά επίπεδα, αν και σε ορισμένες περιπτώσεις παρατηρούνται τοπικές υπερβάσεις. Στα υποστυλώματα, εντοπίζονται αυξημένες απαιτήσεις κυρίως σε κάμψη, με χαρακτηριστικές περιπτώσεις τα στοιχεία K2 και K6, στα οποία οι τιμές λόγων επάρκειας υπερβαίνουν τη μονάδα, υποδηλώνοντας ανεπαρκή καμπτική αντοχή. Οι ανεπάρκειες αυτές συγκεντρώνονται κυρίως στους κατώτερους ορόφους, όπου αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες σεισμικές απαιτήσεις.

Γενικότερα, η απουσία των τοιχοπληρώσεων οδηγεί σε αυξημένες μετακινήσεις και μεγαλύτερες απαιτήσεις παραμόρφωσης, οι οποίες μεταφράζονται σε αυξημένες εντατικές καταπονήσεις των δομικών στοιχείων. Η συμπεριφορά αυτή υποδηλώνει ανεπαρκή σεισμική απόκριση του φορέα, με κυρίαρχους μηχανισμούς αστοχίας ψαθυρού τύπου, γεγονός που καθιστά αναγκαία τη λήψη μέτρων ενίσχυσης.

4.6.3.2 Ανάλυση με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των λόγων στατικής επάρκειας για το προσομοίωμα με τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων.

Στους Πίνακες 4.11 και 4.12 παρουσιάζονται οι αντίστοιχοι λόγοι επάρκειας για δοκούς και υποστυλώματα, για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD.

Πίνακες δοκών

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ	SD λ _{γγ}
<u>Δ1.1(-1)</u> , Λ 1(-1), κ	0.24	0.34
<u>Δ1.1(-1)</u> , Λ 2(-1), κ	0.14	0.21
<u>Δ1.2(-1)</u> , Λ 2(-1), κ	0.14	0.18
<u>Δ1.2(-1)</u> , Λ 3(-1), κ	0.23	0.31
<u>Δ2.1(-1)</u> , Λ 6(-1), κ	0.05	0.22
<u>Δ2.1(-1)</u> , Λ 11(-1), κ	0.06	0.27
<u>Δ2.2(-1)</u> , Λ 11(-1), κ	0.05	0.14
<u>Δ2.2(-1)</u> , Λ 3(-1), κ	0.07	0.20
<u>Δ3.1(-1)</u> , Λ 2(-1), κ	0.03	0.17
<u>Δ3.1(-1)</u> , Λ 10(-1), κ	0.04	0.19
<u>Δ3.2(-1)</u> , Λ 10(-1), κ	0.07	0.03
<u>Δ3.2(-1)</u> , Λ 9(-1), κ	0.07	0.17
<u>Δ3.3(-1)</u> , Λ 9(-1), κ	0.06	0.16
<u>Δ3.3(-1)</u> , Λ 8(-1), κ	0.05	0.06
<u>Δ4.1(-1)</u> , Λ 1(-1), κ	0.06	0.18
<u>Δ4.1(-1)</u> , Λ 4(-1), κ	0.04	0.13
<u>Δ4.2(-1)</u> , Λ 4(-1), κ	0.08	0.17
<u>Δ4.2(-1)</u> , Λ 50(-1), κ	0.07	0.08
<u>Δ5.1(-1)</u> , Λ 50(-1), κ	0.37	0.92
<u>Δ5.1(-1)</u> , Λ 12(-1), κ	0.38	0.95
<u>Δ6.1(-1)</u> , Λ 12(-1), κ	0.12	0.24
<u>Δ6.1(-1)</u> , Λ 5(-1), κ	0.12	0.09
<u>Δ7.1(-1)</u> , Λ 5(-1), κ	0.18	0.23
<u>Δ7.1(-1)</u> , Λ 8(-1), κ	0.06	0.14
<u>Δ7.2(-1)</u> , Λ 8(-1), κ	0.08	0.17
<u>Δ7.2(-1)</u> , Λ 6(-1), κ	0.20	0.27
<u>Δ1.1(0)</u> , 1(0), κ	0.68	3.16!
<u>Δ1.1(0)</u> , 2(0), κ	0.47	2.73!
<u>Δ1.2(0)</u> , 2(0), κ	0.63	2.44!
<u>Δ1.2(0)</u> , 3(0), κ	0.66	2.23!
<u>Δ2.1(0)</u> , 6(0), κ	0.12	0.55
<u>Δ2.1(0)</u> , 11(0), κ	0.06	0.52
<u>Δ2.2(0)</u> , 11(0), κ	0.11	0.48
<u>Δ2.2(0)</u> , 3(0), κ	0.13	0.43
<u>Δ3.1(0)</u> , 2(0), κ	0.10	0.61
<u>Δ3.1(0)</u> , 10(0), κ	0.14	0.76
<u>Δ3.2(0)</u> , 10(0), κ	0.20	2.17!
<u>Δ3.3(0)</u> , 8(0), κ	0.15	0.89
<u>Δ4.1(0)</u> , 1(0), κ	0.10	0.37
<u>Δ4.1(0)</u> , 4(0), κ	0.08	0.42
<u>Δ4.2(0)</u> , 4(0), κ	0.07	0.33
<u>Δ4.2(0)</u> , 50(0), κ	0.11	0.36
<u>Δ5.1(0)</u> , 50(0), κ	0.40	4.40!
<u>Δ5.2(0)</u> , Λ 9(0), κ	0.09	0.62
<u>Δ6.1(0)</u> , Λ 12(0), κ	0.06	0.23
<u>Δ6.1(0)</u> , 5(0), κ	0.11	0.34

<u>Δ7.1(0)</u> , 5(0), κ	0.54	1.92!
<u>Δ7.1(0)</u> , 8(0), κ	0.52	1.70!
<u>Δ7.2(0)</u> , 8(0), κ	0.52	1.89!
<u>Δ7.2(0)</u> , 6(0), κ	0.45	1.72!
<u>Δ1.1(1)</u> , 1(1), κ	0.80	0.85
<u>Δ1.1(1)</u> , 2(1), κ	0.36	0.85
<u>Δ1.2(1)</u> , 2(1), κ	0.37	0.83
<u>Δ1.2(1)</u> , 3(1), κ	0.80	0.84
<u>Δ2.1(1)</u> , 6(1), κ	0.13	0.35
<u>Δ2.1(1)</u> , 11(1), κ	0.05	0.31
<u>Δ2.2(1)</u> , 11(1), κ	0.11	0.30
<u>Δ2.2(1)</u> , 3(1), κ	0.12	0.23
<u>Δ3.1(1)</u> , 2(1), κ	0.07	0.58
<u>Δ3.1(1)</u> , 10(1), κ	0.17	0.72
<u>Δ3.2(1)</u> , 10(1), κ	0.27	1.95!
<u>Δ3.3(1)</u> , 8(1), κ	0.23	0.94
<u>Δ4.1(1)</u> , 1(1), κ	0.06	0.22
<u>Δ4.1(1)</u> , 4(1), κ	0.06	0.23
<u>Δ4.2(1)</u> , 4(1), κ	0.06	0.20
<u>Δ4.2(1)</u> , 50(1), κ	0.08	0.19
<u>Δ5.1(1)</u> , 50(1), κ	0.63	0.83
<u>Δ5.2(1)</u> , Λ 9(1), κ	0.13	0.49
<u>Δ6.1(1)</u> , Λ 12(1), κ	0.05	0.14
<u>Δ6.1(1)</u> , 5(1), κ	0.12	0.21
<u>Δ7.1(1)</u> , 5(1), κ	0.73	0.88
<u>Δ7.1(1)</u> , 8(1), κ	0.67	0.87
<u>Δ7.2(1)</u> , 8(1), κ	0.63	0.81
<u>Δ7.2(1)</u> , 6(1), κ	0.69	0.81
<u>Δ1.1(2)</u> , 1(2), κ	0.89	0.88
<u>Δ1.1(2)</u> , 2(2), κ	0.90	0.89
<u>Δ1.2(2)</u> , 2(2), κ	0.71	0.77
<u>Δ1.2(2)</u> , 3(2), κ	1.00	0.81
<u>Δ2.1(2)</u> , 6(2), κ	0.04	0.25
<u>Δ2.1(2)</u> , 11(2), κ	0.04	0.30
<u>Δ2.2(2)</u> , 11(2), κ	0.04	0.20
<u>Δ2.2(2)</u> , 3(2), κ	0.04	0.18
<u>Δ3.1(2)</u> , 2(2), κ	0.04	0.23
<u>Δ3.1(2)</u> , 10(2), κ	0.05	0.31
<u>Δ3.2(2)</u> , 10(2), κ	0.14	0.87
<u>Δ3.3(2)</u> , 8(2), κ	0.05	0.59
<u>Δ4.1(2)</u> , 1(2), κ	0.02	0.18
<u>Δ4.1(2)</u> , 4(2), κ	0.03	0.21
<u>Δ4.2(2)</u> , 4(2), κ	0.04	0.18
<u>Δ4.2(2)</u> , 50(2), κ	0.04	0.10
<u>Δ5.1(2)</u> , 50(2), κ	0.18	0.86
<u>Δ5.2(2)</u> , Λ 9(2), κ	0.12	0.58
<u>Δ6.1(2)</u> , Λ 12(2), κ	0.05	0.12
<u>Δ6.1(2)</u> , 5(2), κ	0.11	0.21

Δ7.1(2) , 5(2), κ	0.91	0.75
Δ7.1(2) , 8(2), κ	1.00	0.78
Δ7.2(2) , 8(2), κ	0.78	0.75
Δ7.2(2) , 6(2), κ	1.01!	0.80
Δ1.1(3) , 1(3), κ	0.27	0.55
Δ1.1(3) , 2(3), κ	0.10	0.66
Δ1.2(3) , 2(3), κ	0.17	0.54
Δ1.2(3) , 3(3), κ	0.24	0.47
Δ2.1(3) , 6(3), κ	0.08	0.30
Δ2.1(3) , 11(3), κ	0.06	0.37
Δ2.2(3) , 11(3), κ	0.07	0.25
Δ2.2(3) , 3(3), κ	0.02	0.18
Δ3.1(3) , 2(3), κ	0.06	0.39
Δ3.1(3) , 10(3), κ	0.12	0.58
Δ3.2(3) , 10(3), κ	0.17	0.93
Δ3.3(3) , 8(3), κ	0.05	0.66
Δ4.1(3) , 1(3), κ	0.03	0.19
Δ4.1(3) , 4(3), κ	0.03	0.21
Δ4.2(3) , 4(3), κ	0.05	0.19
Δ4.2(3) , 50(3), κ	0.04	0.09
Δ5.1(3) , 50(3), κ	0.10	0.69
Δ5.2(3) , Λ 9(3), κ	0.09	0.46
Δ6.1(3) , Λ 12(3), κ	0.06	0.09
Δ6.1(3) , 5(3), κ	0.04	0.17
Δ7.1(3) , 5(3), κ	0.23	0.34
Δ7.1(3) , 8(3), κ	0.22	0.55
Δ7.2(3) , 8(3), κ	0.14	0.53
Δ7.2(3) , 6(3), κ	0.18	0.52

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ7.2(2)	Κύριο	1.01!

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ5.1(0)	Κύριο	4.40!

Πίνακας 4.11: Λόγοι επάρκειας δοκών ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Πίνακες υποστυλωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ		SD λν
<u>K1(0)</u> , κάτω, κ	0.61	γ:	0.52
<u>K1(0)</u> , άνω, κ	0.25	z:	0.15
<u>K1(1)</u> , κάτω, κ	0.65	γ:	0.50
<u>K1(1)</u> , άνω, κ	0.52	z:	0.13
<u>K1(2)</u> , κάτω, κ	0.63	γ:	0.51
<u>K1(2)</u> , άνω, κ	0.60	z:	0.08
<u>K1(3)</u> , κάτω, κ	0.22	γ:	0.42
<u>K1(3)</u> , άνω, κ	0.69	z:	0.12
<u>K2(0)</u> , κάτω, κ	0.75	γ:	0.73
<u>K2(0)</u> , άνω, κ	0.46	z:	0.16
<u>K2(1)</u> , κάτω, κ	1.21!	γ:	0.74
<u>K2(1)</u> , άνω, κ	1.35!	z:	0.09
<u>K2(2)</u> , κάτω, κ	1.47!	γ:	0.70
<u>K2(2)</u> , άνω, κ	1.06!	z:	0.09
<u>K2(3)</u> , κάτω, κ	0.47	γ:	0.53
<u>K2(3)</u> , άνω, κ	1.18!	z:	0.14
<u>K3(0)</u> , κάτω, κ	0.67	γ:	0.60
<u>K3(0)</u> , άνω, κ	0.31	z:	0.22
<u>K3(1)</u> , κάτω, κ	0.69	γ:	0.59
<u>K3(1)</u> , άνω, κ	0.55	z:	0.21
<u>K3(2)</u> , κάτω, κ	0.64	γ:	0.48
<u>K3(2)</u> , άνω, κ	0.58	z:	0.12
<u>K3(3)</u> , κάτω, κ	0.25	γ:	0.41
<u>K3(3)</u> , άνω, κ	0.66	z:	0.15
<u>K4(0)</u> , κάτω, κ	0.57	γ:	0.34
<u>K4(0)</u> , άνω, κ	0.21	z:	0.24
<u>K4(1)</u> , κάτω, κ	0.29	γ:	0.06
<u>K4(1)</u> , άνω, κ	0.20	z:	0.17
<u>K4(2)</u> , κάτω, κ	0.30	γ:	0.20
<u>K4(2)</u> , άνω, κ	0.24	z:	0.08
<u>K4(3)</u> , κάτω, κ	0.24	γ:	0.06
<u>K4(3)</u> , άνω, κ	0.19	z:	0.04
<u>K5(0)</u> , κάτω, κ	0.54	γ:	0.38
<u>K5(0)</u> , άνω, κ	0.23	z:	0.23
<u>K5(1)</u> , κάτω, κ	0.31	γ:	0.14
<u>K5(1)</u> , άνω, κ	0.24	z:	0.13
<u>K5(2)</u> , κάτω, κ	0.35	γ:	0.35
<u>K5(2)</u> , άνω, κ	0.30	z:	0.16
<u>K5(3)</u> , κάτω, κ	0.38	γ:	0.11
<u>K5(3)</u> , άνω, κ	0.33	z:	0.24
<u>K6(0)</u> , κάτω, κ	0.63	γ:	0.34
<u>K6(0)</u> , άνω, κ	0.30	z:	0.27
<u>K6(1)</u> , κάτω, κ	0.35	γ:	0.08
<u>K6(1)</u> , άνω, κ	0.34	z:	0.29
<u>K6(2)</u> , κάτω, κ	0.30	γ:	0.19
<u>K6(2)</u> , άνω, κ	0.25	z:	0.15
<u>K6(3)</u> , κάτω, κ	0.32	γ:	0.06
<u>K6(3)</u> , άνω, κ	0.28	z:	0.16

<u>K7(0)</u> , κάτω, κ	0.49	γ:	0.54
<u>K7(0)</u> , άνω, κ	0.39	z:	0.17
<u>K7(1)</u> , κάτω, κ	0.71	γ:	0.59
<u>K7(1)</u> , άνω, κ	0.61	z:	0.18
<u>K7(2)</u> , κάτω, κ	0.79	γ:	0.61
<u>K7(2)</u> , άνω, κ	0.73	z:	0.21
<u>K7(3)</u> , κάτω, κ	0.24	γ:	0.38
<u>K7(3)</u> , άνω, κ	0.63	z:	0.20
<u>K8(0)</u> , κάτω, κ	0.61	γ:	0.70
<u>K8(0)</u> , άνω, κ	0.35	z:	0.17
<u>K8(1)</u> , κάτω, κ	0.83	γ:	0.86
<u>K8(1)</u> , άνω, κ	0.63	z:	0.21
<u>K8(2)</u> , κάτω, κ	0.95	γ:	0.79
<u>K8(2)</u> , άνω, κ	0.93	z:	0.16
<u>K8(3)</u> , κάτω, κ	0.33	γ:	0.53
<u>K8(3)</u> , άνω, κ	1.02!	z:	0.31
<u>K9(0)</u> , κάτω, κ	0.55	γ:	0.51
<u>K9(0)</u> , άνω, κ	0.26	z:	0.22
<u>K9(1)</u> , κάτω, κ	0.65	γ:	0.54
<u>K9(1)</u> , άνω, κ	0.49	z:	0.26
<u>K9(2)</u> , κάτω, κ	0.70	γ:	0.44
<u>K9(2)</u> , άνω, κ	0.59	z:	0.11
<u>K9(3)</u> , κάτω, κ	0.30	γ:	0.41
<u>K9(3)</u> , άνω, κ	0.76	z:	0.18
<u>K10(0)</u> , κάτω, κ	0.59	γ:	0.56
<u>K10(0)</u> , άνω, κ	0.22	z:	0.18
<u>K10(1)</u> , κάτω, κ	0.62	γ:	0.47
<u>K10(1)</u> , άνω, κ	0.36	z:	0.11
<u>K10(2)</u> , κάτω, κ	0.69	γ:	0.65
<u>K10(2)</u> , άνω, κ	1.07!	z:	0.07
<u>K10(3)</u> , κάτω, κ	0.42	γ:	0.53
<u>K10(3)</u> , άνω, κ	0.78	z:	0.06

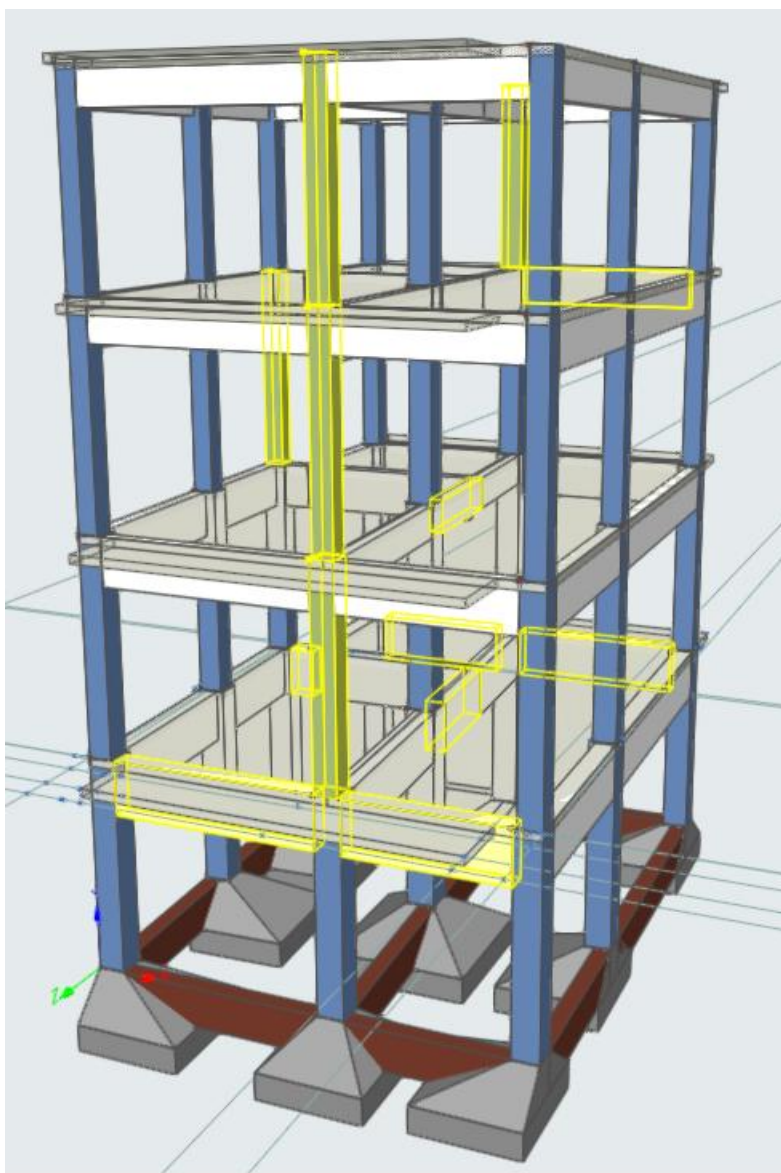
Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>K2(2)</u>	Κύριο	1.47!

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>K8(1)</u>	Κύριο	0.86

Πίνακας 4.12: Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων



Εικόνα 4.7 : Τρισδιάστατη απεικόνιση δομικών στοιχείων που αστοχούν - ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου με συνεκτίμηση τοιχοπληρώσεων

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης με τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων προκύπτει ότι η συμπεριφορά του φορέα εμφανίζεται βελτιωμένη σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση, καθώς μειώνονται οι τιμές των λόγων επάρκειας σε αρκετά δομικά στοιχεία. Ωστόσο, εξακολουθούν να εντοπίζονται τοπικές ανεπάρκειες, κυρίως σε δοκούς που καταπονούνται έντονα σε διάτμηση. Ενδεικτικά, δοκοί όπως η Δ5.1 παρουσιάζουν υψηλές τιμές λόγων επάρκειας, γεγονός που υποδηλώνει διατμητική ανεπάρκεια και πιθανότητα ψαθυρής αστοχίας.

Στα υποστυλώματα, οι ανεπάρκειες περιορίζονται κυρίως στον έλεγχο κάμψης, με χαρακτηριστική περίπτωση το στοιχείο K2, όπου καταγράφεται υπέρβαση της διαθέσιμης αντοχής. Αντίθετα, στον έλεγχο διάτμησης τα υποστυλώματα εμφανίζονται γενικά επαρκή.

Συνολικά, αν και η παρουσία των τοιχοπληρώσεων συμβάλλει στη βελτίωση της συνολικής συμπεριφοράς του φορέα, εξακολουθούν να εμφανίζονται τοπικές αστοχίες σε κρίσιμα στοιχεία, γεγονός που απαιτεί περαιτέρω διερεύνηση και πιθανή ενίσχυση.

4.6.3.3 Συγκριτική αξιολόγηση αποτελεσμάτων

Από τη συγκριτική αξιολόγηση των δύο προσομοιωμάτων προκύπτει ότι η συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων οδηγεί σε μείωση των απαιτήσεων και περιορισμό των ανεπαρειών σε ορισμένα δομικά στοιχεία, χωρίς ωστόσο να εξαλείφει πλήρως τα προβλήματα. Στην περίπτωση χωρίς τοιχοπληρώσεις, οι αστοχίες είναι εκτεταμένες και αφορούν κυρίως δοκούς σε διάτμηση (π.χ. Δ3.2, Δ3.3), καθώς και υποστυλώματα σε κάμψη (π.χ. K2, K6), γεγονός που υποδηλώνει ανεπαρκή σεισμική συμπεριφορά με έντονους ψαθυρούς μηχανισμούς αστοχίας.

Με τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων παρατηρείται βελτίωση της συνολικής απόκρισης, ωστόσο εξακολουθούν να εμφανίζονται τοπικές αστοχίες σε κρίσιμα δομικά στοιχεία (π.χ. δοκοί όπως η Δ5.1 και υποστυλώματα όπως το K2), γεγονός που υποδηλώνει ότι η αύξηση της δυσκαμψίας συνοδεύεται από συγκέντρωση εντατικών μεγεθών.

Συνεπώς, ενώ οι τοιχοπληρώσεις συμβάλλουν στη βελτίωση της συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς, δεν εξασφαλίζουν την πλήρη επάρκεια του φορέα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης καταδεικνύουν την ανάγκη λήψης μέτρων ενίσχυσης, με στόχο την άρση των τοπικών ανεπαρειών και τη βελτίωση της συνολικής φέρουσας ικανότητας και πλαστιμότητας της κατασκευής.

Στο επόμενο κεφάλαιο εξετάζονται εναλλακτικές στρατηγικές ενίσχυσης του φορέα, βασισμένες στα συμπεράσματα της παρούσας αποτίμησης.

Κεφάλαιο 5. Ενίσχυση Φορέα

Από τα αποτελέσματα της αποτίμησης του υφιστάμενου φορέα προέκυψαν σημαντικές ανεπάρκειες τόσο σε επίπεδο συνολικής σεισμικής απόκρισης όσο και σε επίπεδο επιμέρους δομικών στοιχείων. Ειδικότερα, διαπιστώθηκαν ανεπαρκείς λόγοι επάρκειας σε υποστυλώματα και δοκούς, καθώς και αδυναμία ικανοποίησης της επιλεγμένης στάθμης επιτελεστικότητας SD σε μεγάλο αριθμό περιπτώσεων φόρτισης.

Για την αποκατάσταση και βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής εξετάζονται επεμβάσεις ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι μέθοδοι που επιλέχθηκαν είναι:

- Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και
- Ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή (Ι.Ο.Π./FRP).

Οι επεμβάσεις αυτές εφαρμόζονται στα δομικά στοιχεία που παρουσίασαν τις σημαντικότερες ανεπάρκειες κατά την αποτίμηση, με στόχο την αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας του φορέα, καθώς και τη βελτίωση της συνολικής σεισμικής του συμπεριφοράς.

Η διερεύνηση των επεμβάσεων πραγματοποιείται στο προσομοίωμα του φορέα χωρίς τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων. Η επιλογή αυτή κρίθηκε καταλληλότερη, καθώς η συμβολή των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση εμφανίζει σημαντικές αβεβαιότητες λόγω της πιθανής τοπικής αστοχίας, αποδιοργάνωσης ή μεταβολής της συμπεριφοράς τους κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Επιπλέον, η αποτίμηση του γυμνού φορέα οδηγεί σε πιο συντηρητική και ασφαλή αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής και επιτρέπει τη διερεύνηση της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων αποκλειστικά ως προς τον φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, χωρίς τη συμβολή δευτερευόντων μη φερόντων στοιχείων.

5.1 Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

5.1.1 Ενίσχυση Υφιστάμενου Φορέα

Η επιλογή των στοιχείων προς ενίσχυση πραγματοποιήθηκε με βάση τα αποτελέσματα της αποτίμησης και ειδικότερα τους λόγους επάρκειας που προέκυψαν από τους ελέγχους κάμψης και διάτμησης. Η επέμβαση εφαρμόστηκε κυρίως στα κρίσιμα μέλη του φορέα, στα οποία παρατηρήθηκαν αυξημένες ανελαστικές απαιτήσεις και ανεπαρκής φέρουσα ικανότητα.

Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite), με στόχο την αύξηση της διατομής, της δυσκαμψίας, της καμπτικής και διατμητικής αντοχής, καθώς και της περίσφιγξης των στοιχείων.

Συγκεκριμένα, η ενίσχυση των υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκε με εφαρμογή μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 7.5 cm ανά πλευρά, οδηγώντας σε συνολική αύξηση της διατομής κατά 15 cm ανα διεύθυνση. Σε υποστυλώματα τα οποία βρίσκονταν επί του ορίου του οικοπέδου, η εφαρμογή πλήρους περιμετρικού μανδύα δεν ήταν εφικτή λόγω γεωμετρικών περιορισμών. Στις περιπτώσεις αυτές εφαρμόστηκε τρίπλευρος μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος, με στόχο τη μέγιστη δυνατή βελτίωση της αντοχής και της δυσκαμψίας των στοιχείων υπό τους υφιστάμενους περιορισμούς. Στους τετράπλευρους μανδύες τοποθετήθηκε νέος διαμήκης οπλισμός αποτελούμενος από 4Φ18 και 4Φ14, ενώ στους τρίπλευρους μανδύες τοποθετήθηκε νέος διαμήκης οπλισμός αποτελούμενος από 4Φ18 και 3Φ14, καθώς και νέος εγκάρσιος οπλισμός ΣΦ8/20, με στόχο τη βελτίωση της περίσφιγξης και της διατμητικής αντοχής των στοιχείων. Για την εξασφάλιση συνεργασίας μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε εκτράχυνση των επιφανειών και χρήση μεταλλικών βλήτρων αγκύρωσης. Παράλληλα, ενισχύθηκαν και τα πέδιλα θεμελίωσης με αντίστοιχη αύξηση των διαστάσεων τους κατά 7.5 cm ανά πλευρά, ώστε να εξασφαλιστεί η ασφαλής μεταφορά των αυξημένων εντατικών μεγεθών στη θεμελίωση. Οι μανδύες των υποστυλωμάτων αγκυρώθηκαν στα πέδιλα μέσω βλήτρων, εξασφαλίζοντας τη μονολιθική λειτουργία της επέμβασης και την ομαλή μεταφορά των δυνάμεων προς τη θεμελίωση.

Για τις δοκούς εφαρμόστηκε τρίπλευρος μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος, λόγω της ύπαρξης της πλάκας στο άνω πέλμα, με αύξηση της διατομής κατά 10 cm στην

κάτω παρειά και κατά 7.5 cm στις πλευρές της δοκού. Στο κάτω πέλμα τοποθετήθηκε πρόσθετος διαμήκης οπλισμός 3Φ14, ενώ προβλέφθηκαν νέοι συνδετήρες ΣΦ8/15 για την αύξηση της διατμητικής αντοχής και τη βελτίωση της συνεργασίας παλαιού και νέου σκυροδέματος. Η επέμβαση αποσκοπεί κυρίως στην αύξηση της καμπτικής και διατμητικής αντοχής των δοκών και στη συνολική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα.

Παρότι οι σημαντικότερες ανεπαρκείς περιοχές εντοπίστηκαν κυρίως σε υποστυλώματα των ανώτερων ορόφων, η εφαρμογή της ενίσχυσης δεν περιορίστηκε τοπικά μόνο στα συγκεκριμένα στοιχεία. Η επιλογή καθολικής ενίσχυσης των υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκε ώστε να εξασφαλιστεί η συνέχεια των μανδύων μέχρι τη θεμελίωση και να αποφευχθούν τοπικές ασυνέχειες δυσκαμψίας και αντοχής καθ' ύψος του φορέα, καθώς και η δημιουργία μαλακού ορόφου. Επιπλέον, λόγω των αυξημένων ανελαστικών απαιτήσεων και των σημαντικών ανεπαρειών που παρατηρήθηκαν στα υποστυλώματα των ανώτερων ορόφων, απαιτήθηκε η τοποθέτηση αυξημένου πρόσθετου διαμήκους οπλισμού στους μανδύες ενίσχυσης. Ο νέος οπλισμός έπρεπε να αγκυρωθεί επαρκώς στη θεμελίωση, γεγονός που κατέστησε απαραίτητη τη συνέχιση των μανδύων και στους κατώτερους ορόφους, ακόμη και σε υποστυλώματα που αρχικά δεν παρουσίαζαν ανεπάρκεια. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίστηκε η ομαλή μεταφορά των δυνάμεων και η μονολιθική λειτουργία του ενισχυμένου φορέα.

Επιπλέον, κατά την εφαρμογή των επεμβάσεων παρατηρήθηκε ανακατανομή δυσκαμψίας και σεισμικών δράσεων στον φορέα, με αποτέλεσμα ορισμένα στοιχεία που αρχικά δεν παρουσίαζαν ανεπάρκεια, όπως τα υποστυλώματα Κ7, να εμφανίσουν αυξημένες απαιτήσεις μετά την ενίσχυση των γειτονικών στοιχείων. Για τον λόγο αυτό κρίθηκε απαραίτητη η καθολική ενίσχυση όλων των υποστυλωμάτων και των αντίστοιχων πεδίων θεμελίωσης, ώστε να διασφαλιστεί η ομοιόμορφη σεισμική συμπεριφορά του φορέα μετά την επέμβαση.

Για την κατασκευή των μανδύων χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 και χάλυβας οπλισμού κατηγορίας S500.

Στους παρακάτω Πίνακες 5.1 και 5.2 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι επεμβάσεις ενίσχυσης που εφαρμόστηκαν στα υποστυλώματα και στις δοκούς αντίστοιχα, καθώς και οι μεταβολές στις διαστάσεις και στους οπλισμούς των ενισχυμένων στοιχείων.

Α. Πίνακας Οπλισμού Υποστυλωμάτων

Μέλος	Χαρακτηρισμός μέλους	Αρχική Διατομή	Υφιστάμενος Οπλισμός	Υφιστάμενοι Συνδετήρες	Νέα Διατομή	Νέος Οπλισμός	Νέοι Συνδετήρες
K1(0)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x47,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K2(0)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x55	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K3(0)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x47,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K4(0)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x47,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K5(0)	Ενισχυόμενο	45x45	8Φ18	ΣΦ8/30	60x60	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K6(0)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x47,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K7(0)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x55	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K8(0)	Ενισχυόμενο	45x45	8Φ18	ΣΦ8/30	60x60	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K9(0)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x47,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K10(0)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x47,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K1(1)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x42,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K2(1)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x50	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K3(1)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x42,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K4(1)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x42,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K5(1)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x55	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K6(1)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x42,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K7(1)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x50	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K8(1)	Ενισχυόμενο	40x40	8Φ16	ΣΦ8/30	55x55	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K9(1)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x42,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K10(1)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x42,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K1(2)	Ενισχυόμενο	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K2(2)	Ενισχυόμενο	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30	45x45	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K3(2)	Ενισχυόμενο	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K4(2)	Ενισχυόμενο	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K5(2)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x50	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20

K6(2)	Ενισχυόμενο	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K7(2)	Ενισχυόμενο	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30	45x45	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K8(2)	Ενισχυόμενο	35x35	8Φ14	ΣΦ8/30	50x50	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K9(2)	Ενισχυόμενο	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K10(2)	Ενισχυόμενο	30x30	8Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K1(3)	Ενισχυόμενο	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K2(3)	Ενισχυόμενο	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30	45x45	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K3(3)	Ενισχυόμενο	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K4(3)	Ενισχυόμενο	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K5(3)	Ενισχυόμενο	35x35	4Φ14	ΣΦ8/30	50x50	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K6(3)	Ενισχυόμενο	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K7(3)	Ενισχυόμενο	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30	45x45	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K8(3)	Ενισχυόμενο	35x35	4Φ14	ΣΦ8/30	50x50	4Φ18+4Φ14	ΣΦ8/20
K9(3)	Ενισχυόμενο	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20
K10(3)	Ενισχυόμενο	30x30	4Φ14	ΣΦ8/30	45x37,5	4Φ18+3Φ14	ΣΦ8/20

Πίνακας 5.1. Συγκεντρωτικός πίνακας υφιστάμενων και ενισχυόμενων υποστυλωμάτων με μανδύες Ο.Σ.

Β. Πίνακας Οπλισμού Δοκών

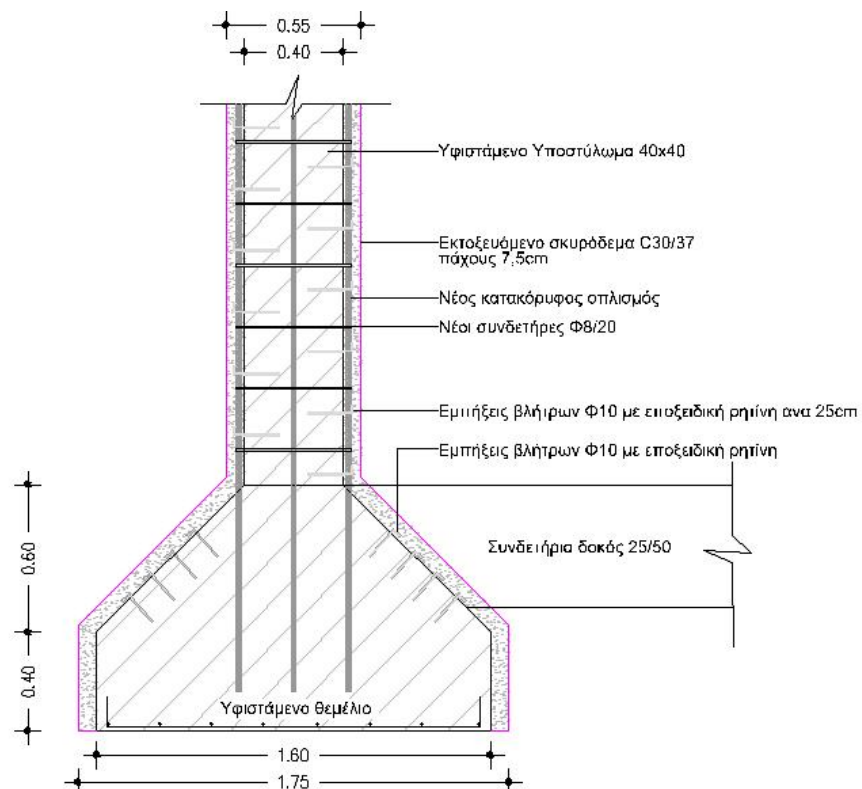
Δοκός	Χαρακτηρισμός μέλους	Αρχική Διατομή	Υφιστάμενος Οπλισμός	Υφιστάμενοι Συνδετήρες	Νέα Διατομή	Νέος Οπλισμός	Νέοι Συνδετήρες
Δ1.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ1.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ2.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ2.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ3.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ3.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ4.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ4.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ5.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ6.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ7.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-

Δ7.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ10/15	-	-	-
Δ1.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ1.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ2.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ2.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ3.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ3.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ4.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ4.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ5.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ6.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ7.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ7.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	2Φ10α & 4Φ20κ	ΣΦ8/10	45x90	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ1.1(1)	Ενισχυόμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	35x80	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ1.2(1)	Ενισχυόμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	35x80	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ2.1(1)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ2.2(1)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ3.1(1)	Ενισχυόμενο	20x50	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	35x60	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ3.2(1)	Ενισχυόμενο	20x50	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	35x60	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ4.1(1)	Υφιστάμενο	20x50	2Φ10α & 4Φ16κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ4.2(1)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ5.1(1)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ6.1(1)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ7.1(1)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ7.2(1)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ1.1(2)	Ενισχυόμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	35x70	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ1.2(2)	Ενισχυόμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	35x70	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ2.1(2)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ2.2(2)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ3.1(2)	Ενισχυόμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	35x80	3Φ14κ	ΣΦ8/15
Δ3.2(2)	Ενισχυόμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	35x80	3Φ14κ	ΣΦ8/15

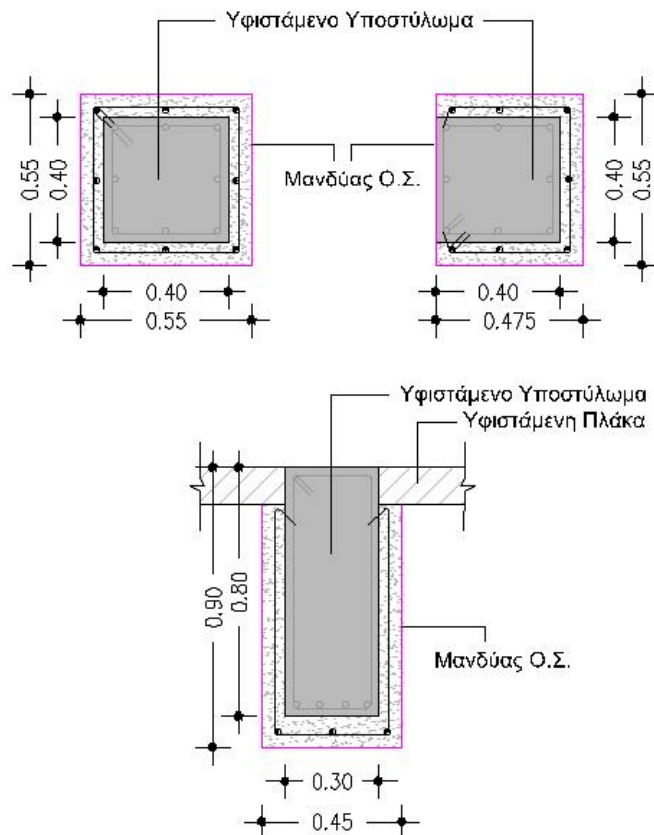
Δ4.1(2)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ4.2(2)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ5.1(2)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ6.1(2)	Υφιστάμενο	20x70	2Φ10α & 4Φ18κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ7.1(2)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ7.2(2)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ1.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ1.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ2.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ2.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ3.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ3.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ4.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ4.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ5.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ6.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ7.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-
Δ7.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	2Φ10α & 4Φ14κ	ΣΦ8/10	-	-	-

Πίνακας 5.2. Συγκεντρωτικός πίνακας υφιστάμενων και ενισχυόμενων δοκών με μανδύες Ο.Σ

Παρακάτω στα Σχήματα 5.1 και 5.2 παρατίθενται ενδεικτικές σχηματικές τομές και λεπτομέρειες των ενισχυμένων υποστυλωμάτων, δοκών και στοιχείων θεμελίωσης αντίστοιχα. Οι τομές αυτές αποτυπώνουν τη γεωμετρία των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, τη διάταξη του νέου διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, καθώς και τον τρόπο συνεργασίας της επέμβασης με τα υφιστάμενα στοιχεία του φορέα.



Σχήμα 5.1 : Σχηματική τομή και λεπτομέρεια ενίσχυσης πεδίου με μανδύα Ο.Σ.



Σχήμα 5.2 : Σχηματική τομή και λεπτομέρεια ενίσχυσης υποστυλώματος και δοκού με μανδύα Ο.Σ.

Προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση της επέμβασης στα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα, πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση του ενισχυμένου προσομοιώματος. Για τη σύγκριση των δυναμικών χαρακτηριστικών πριν και μετά την ενίσχυση παρουσιάζονται μόνο οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι του φορέα, καθώς οι πρώτες ιδιομορφές αποτελούν τις κυρίαρχες μορφές ταλάντωσης και συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό συμμετοχής μάζας στις κύριες διευθύνσεις φόρτισης. Συνεπώς, η μεταβολή τους αποτυπώνει με επάρκεια την επίδραση της ενίσχυσης στη συνολική δυσκαμψία του φορέα.

Στον Πίνακα 5.3 παρουσιάζεται συγκριτικά η μεταβολή των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων πριν και μετά την εφαρμογή των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος.

Θ.Μ	Υφιστάμενος Φορέας T_1 (sec)	Ενισχυόμενος Φορέας T_1 (sec)	Μεταβολή (%)
Φορέας 1 (+X)	0.6601	0.5244	-20.6%
Φορέας 2 (+Z)	0.6712	0.5364	-20.1%
Φορέας 3 (-X)	0.6548	0.5192	-20.8%
Φορέας 4 (-Z)	0.6498	0.5086	-21.7%

Πίνακας 5.3. Σύγκριση θεμελιωδών ιδιοπεριόδων υφιστάμενου και ενισχυόμενου φορέα με μανδύες Ο.Σ.

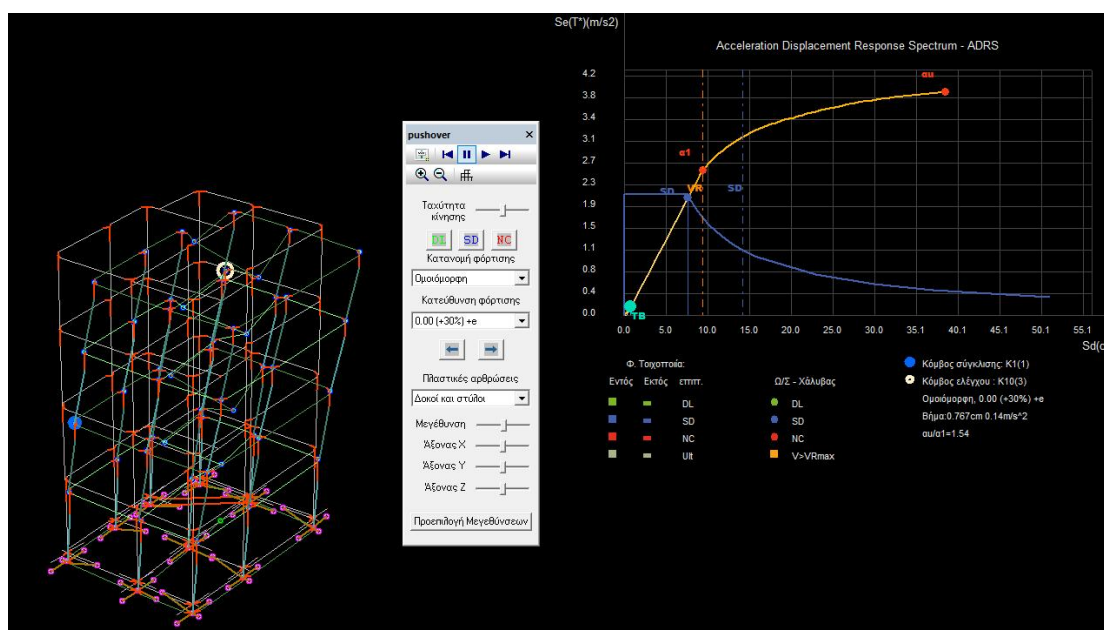
Από τη σύγκριση των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων του υφιστάμενου και του ενισχυμένου φορέα προκύπτει σημαντική μείωση των τιμών τους μετά την εφαρμογή των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος. Η μεταβολή αυτή αποδίδεται στην αύξηση της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων λόγω της ενίσχυσης, καθώς και στη βελτίωση της συνολικής ακαμψίας του φέροντος οργανισμού. Ειδικότερα, παρατηρείται μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κατά περίπου 20% σε όλες τις κύριες διευθύνσεις φόρτισης, γεγονός που επιβεβαιώνει την ουσιαστική επίδραση των μανδύων στη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Η μείωση των ιδιοπεριόδων θεωρείται αναμενόμενη, καθώς η εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος οδηγεί σε αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φορέα, περιορίζοντας παράλληλα τις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις υπό σεισμική δράση.

Μετά την εφαρμογή των επεμβάσεων πραγματοποιήθηκε εκ νέου ανελαστική στατική ανάλυση (pushover), ώστε να αξιολογηθεί η αποτελεσματικότητα των μανδυνών στη σεισμική συμπεριφορά του φορέα.

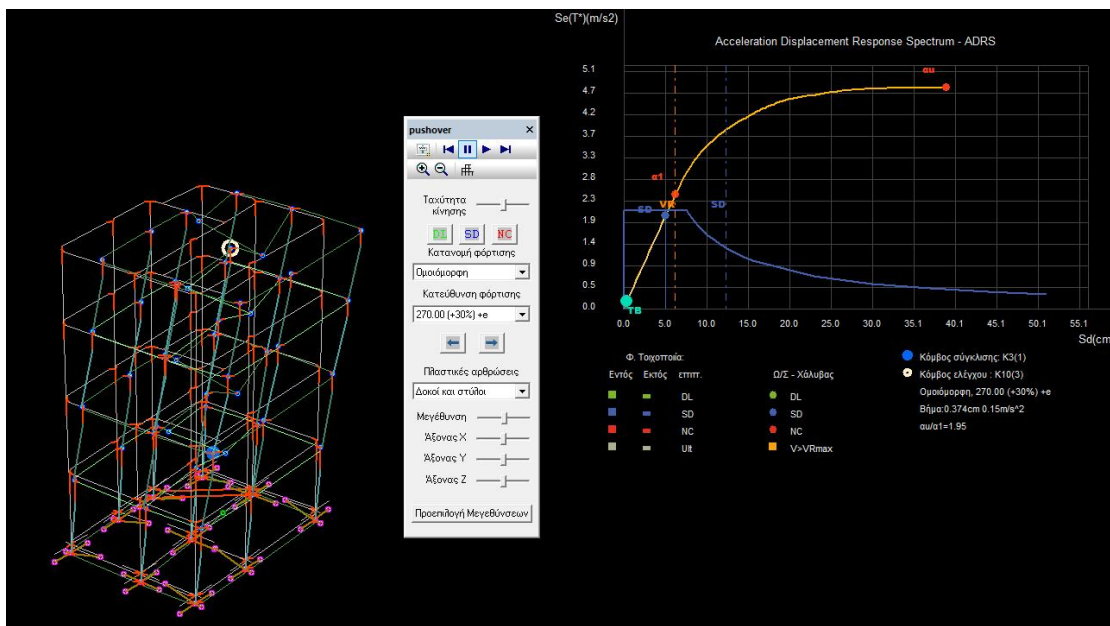
5.1.2 Καμπύλες Ικανότητας Ενισχυμένου Φορέα

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας του ενισχυμένου φορέα με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος για τις εξεταζόμενες διευθύνσεις φόρτισης και για τις δύο κατανομές (ομοιόμορφη και ιδιομορφική φόρτιση). Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τις ίδιες περιπτώσεις φόρτισης ($0^\circ+30\% \cdot 90^\circ+Ez$ και $270^\circ+30\% \cdot 0^\circ+Ex$) που εξετάστηκαν και κατά την αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα, ώστε να είναι δυνατή η άμεση συγκριτική αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων.

α. Ομοιόμορφη Κατανομή

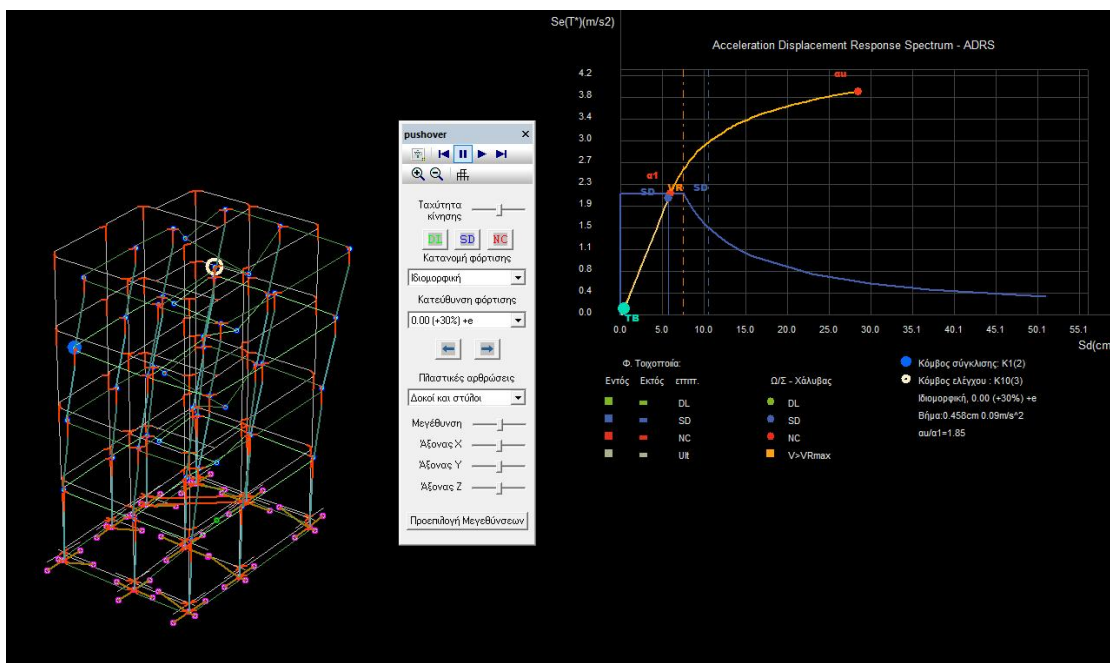


Σχήμα 5.3 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. για στάθμη επιτελεσματικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^\circ+30\% \cdot 90^\circ+Ez$

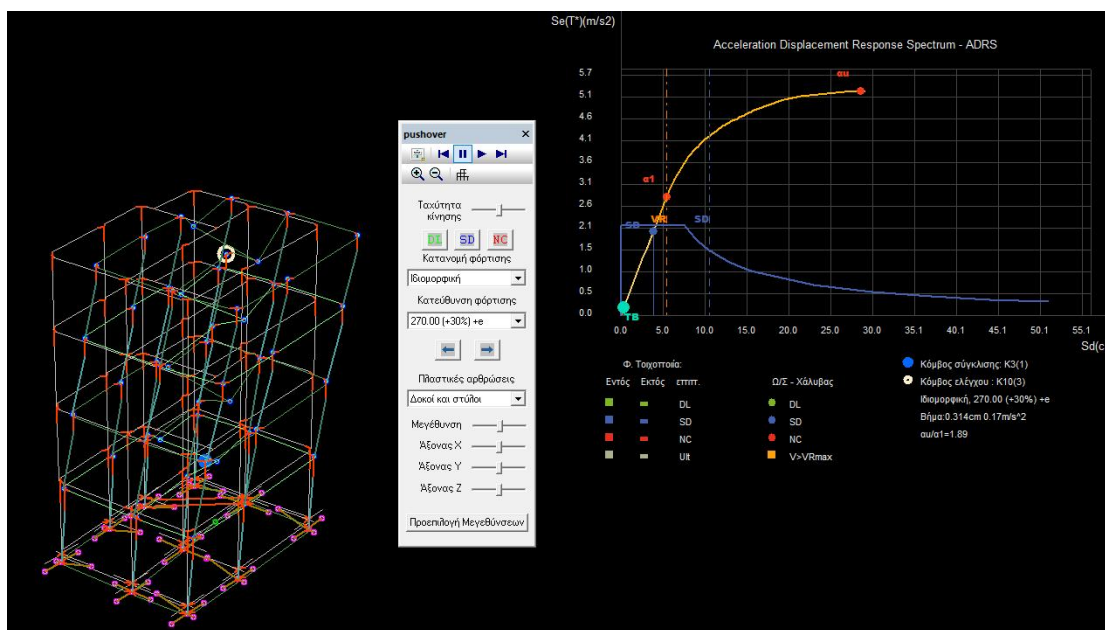


Σχήμα 5.4 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^\circ+30\% \cdot 0^\circ+E_x$

β. Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 5.5 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^\circ+30\% \cdot 90^\circ+E_z$



Σχήμα 5.6 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με μανδύες Ο.Σ. για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης 270°+30%·0°+Ex

Από τις παραπάνω καμπύλες ικανότητας προκύπτει σαφής βελτίωση της συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Ειδικότερα, παρατηρείται σημαντική αύξηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα, όπως αποτυπώνεται από την αύξηση της μέγιστης τέμνουσας βάσης και της αντίστοιχης επιτάχυνσης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Παράλληλα, οι καμπύλες εμφανίζουν αυξημένη αρχική κλίση, γεγονός που υποδηλώνει σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα μετά την εφαρμογή των μανδύων.

Σε σύγκριση με την αρχική κατάσταση του κτιρίου, οι απαιτούμενες μετακινήσεις μειώνονται αισθητά, ενώ το σημείο επιτελεστικότητας SD μετατοπίζεται σε περιοχή ασφαλέστερης απόκρισης, χωρίς ανάπτυξη εκτεταμένων ανελαστικών παραμορφώσεων. Η συμπεριφορά αυτή υποδηλώνει ότι η ενίσχυση οδηγεί σε αποτελεσματικό περιορισμό των βλαβών και βελτίωση της ικανότητας του φορέα να παραλαμβάνει σεισμικές δράσεις χωρίς εκτεταμένες τοπικές αστοχίες.

Επιπλέον, οι καμπύλες παρουσιάζουν πιο ομαλή μετελαστική εξέλιξη σε σχέση με τον αρχικό φορέα, γεγονός που υποδηλώνει βελτίωση της ενεργειακής απορρόφησης και της συνολικής πλαστιμότητας του συστήματος. Η αύξηση του λόγου υπεραντοχής και της διαθέσιμης αντοχής μετά τη διαρροή επιβεβαιώνει ότι οι μανδύες οπλισμένου

σκυροδέματος συμβάλλουν ουσιαστικά στην αποκατάσταση των ανεπαρειών που είχαν εντοπιστεί κατά την αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα.

Παρατηρείται επίσης ότι τόσο στην ομοιόμορφη όσο και στην ιδιομορφική κατανομή φόρτισης τα αποτελέσματα εμφανίζουν παρόμοια τάση βελτίωσης, γεγονός που υποδηλώνει σταθερή και συνεπή συμπεριφορά του ενισχυμένου φορέα ανεξαρτήτως της μορφής κατανομής των πλευρικών σεισμικών δυνάμεων. Συνολικά, οι καμπύλες ικανότητας καταδεικνύουν ότι η εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος οδηγεί σε ουσιαστική αναβάθμιση της σεισμικής επάρκειας του κτιρίου και επιτρέπει την ικανοποίηση της επιλεγμένης στάθμης επιτελεστικότητας SD σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις φόρτισης.

5.1.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα

Στον Πίνακα 5.2 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα βασικά αποτελέσματα της ανάλυσης, τα οποία περιλαμβάνουν τη στοχευόμενη μετακίνηση d_{SD} , την επάρκεια ως προς τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, τον λόγο υπεραντοχής a_u/a_l και τη μέγιστη ανεκτή σεισμική επιτάχυνση $max a_g$. Τα μεγέθη αυτά χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας της επέμβασης και της συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς του ενισχυμένου φορέα.

Ανάλυση	Διεύθυνση Φόρτισης	Κατανομή Φόρτισης	Στάθμη Επιτελεστικότητας SD		Λόγος Υπεραντοχής a_u/a_l	Μέγιστη Επιτάχυνση $max a_g$
			d_{SD} (cm)	Επάρκεια		
1	0°	Ομοιόμορφη	7,65	NAI	1,61	0,252
2	90°		5,27	NAI	2,12	0,29
3	180°		7,23	NAI	1,80	0,26
4	270°		5,11	NAI	1,97	0,286
5	0°	Ιδιομορφική	8,09	NAI	1,86	0,22
6	90°		5,48	NAI	2,03	0,315
7	180°		7,54	NAI	1,83	0,232
8	270°		5,44	NAI	1,89	0,323

Πίνακας 5.4: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με μανδύες Ο.Σ.

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των Πινάκων 4.7 και 5.2 προκύπτει ότι η εφαρμογή μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος οδήγησε σε ουσιαστική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς και της συνολικής φέρουσας ικανότητας του φορέα. Τα αποτελέσματα της ενίσχυσης κρίνονται ιδιαίτερα ικανοποιητικά και συμβαδίζουν με την αναμενόμενη συμπεριφορά ενός φορέα μετά από εφαρμογή επέμβασης αύξησης αντοχής και δυσκαμψίας.

Ειδικότερα, στον υφιστάμενο φορέα χωρίς ενίσχυση παρατηρείται ότι σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις η στάθμη επιτελεστικότητας SD δεν ικανοποιείται, καθώς η μέγιστη ανεκτή σεισμική επιτάχυνση $max\ a_g$ υπολείπεται σημαντικά της απαιτούμενης τιμής σχεδιασμού $a_g=0.14g$, γεγονός που καταδεικνύει ανεπαρκή σεισμική ικανότητα του φορέα και αδυναμία ασφαλούς παραλαβής της απαιτούμενης σεισμικής δράσης. Παράλληλα, οι στοχευόμενες μετακινήσεις d_{SD} εμφανίζονται αυξημένες, φθάνοντας έως και 12.51 cm, γεγονός που υποδηλώνει μειωμένη δυσκαμψία και αυξημένες ανελαστικές απαιτήσεις.

Αντίθετα, μετά την εφαρμογή των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος παρατηρείται σαφής και σημαντική βελτίωση όλων των βασικών μεγεθών της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Συγκεκριμένα, σε όλες τις διευθύνσεις φόρτισης και για τις δύο κατανομές πλευρικών φορτίων επιτυγχάνεται πλέον ικανοποίηση της στάθμης επιτελεστικότητας SD , καθώς οι τιμές της μέγιστης ανεκτής επιτάχυνσης $max\ a_g$ κυμαίνονται από 0.22g έως 0.323g, υπερβαίνοντας σημαντικά την απαιτούμενη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού. Το αποτέλεσμα αυτό επιβεβαιώνει ότι η ενίσχυση αύξησε ουσιαστικά τη διαθέσιμη σεισμική ικανότητα του φορέα.

Παράλληλα, παρατηρείται αισθητή μείωση των στοχευόμενων μετακινήσεων. Η μείωση αυτή αποδίδεται στην αύξηση της δυσκαμψίας των κρίσιμων κατακόρυφων στοιχείων λόγω των μανδυνών και αποτελεί αναμενόμενο αποτέλεσμα της συγκεκριμένης μεθόδου ενίσχυσης. Επιπλέον, οι τιμές του λόγου υπεραντοχής a_u/a_l παραμένουν σε ικανοποιητικά επίπεδα, υποδηλώνοντας ότι ο φορέας διατηρεί επαρκή ικανότητα ανάπτυξης αντοχής μετά την πρώτη διαρροή και παρουσιάζει σταθερή μετελαστική συμπεριφορά και ικανότητα ανάπτυξης αντοχής μετά τη διαρροή.

Συνολικά, τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος ήταν ιδιαίτερα αποτελεσματική για τον εξεταζόμενο φορέα, οδηγώντας σε ουσιαστική αποκατάσταση των ανεπαρειών που είχαν εντοπιστεί κατά την αποτίμηση. Η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου κρίνεται πλέον ικανοποιητική ως προς τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, ενώ η συνολική απόκριση του φορέα εμφανίζεται σαφώς βελτιωμένη τόσο σε όρους αντοχής όσο και σε όρους δυσκαμψίας και σεισμικής επάρκειας.

5.1.4 Λόγοι στατικής επάρκειας δομικών μελών

Στην παρούσα ενότητα και στους παρακάτω πίνακες 5.5 και 5.6 παρουσιάζονται οι λόγοι στατικής επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων του ενισχυμένου φορέα μετά την εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος.

Πίνακες δοκών

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ	SD λ _{γγ}
<u>Δ1.1(-1)</u> , Λ 1(-1), κ	0.19	0.23
<u>Δ1.1(-1)</u> , Λ 2(-1), κ	0.11	0.15
<u>Δ1.2(-1)</u> , Λ 2(-1), κ	0.11	0.14
<u>Δ1.2(-1)</u> , Λ 3(-1), κ	0.18	0.25
<u>Δ2.1(-1)</u> , Λ 6(-1), κ	0.08	0.17
<u>Δ2.1(-1)</u> , Λ 11(-1), κ	0.08	0.17
<u>Δ2.2(-1)</u> , Λ 11(-1), κ	0.08	0.14
<u>Δ2.2(-1)</u> , Λ 3(-1), κ	0.08	0.15
<u>Δ3.1(-1)</u> , Λ 2(-1), κ	0.07	0.13
<u>Δ3.1(-1)</u> , Λ 10(-1), κ	0.06	0.14
<u>Δ3.2(-1)</u> , Λ 10(-1), κ	0.10	0.08
<u>Δ3.2(-1)</u> , Λ 9(-1), κ	0.07	0.17
<u>Δ3.3(-1)</u> , Λ 9(-1), κ	0.06	0.14
<u>Δ3.3(-1)</u> , Λ 8(-1), κ	0.07	0.03
<u>Δ4.1(-1)</u> , Λ 1(-1), κ	0.07	0.14
<u>Δ4.1(-1)</u> , Λ 4(-1), κ	0.08	0.15
<u>Δ4.2(-1)</u> , Λ 4(-1), κ	0.09	0.16
<u>Δ4.2(-1)</u> , Λ 50(-1), κ	0.06	0.13
<u>Δ5.1(-1)</u> , Λ 50(-1), κ	0.03	0.12
<u>Δ5.1(-1)</u> , Λ 8(-1), κ	0.02	0.13
<u>Δ6.1(-1)</u> , Λ 50(-1), κ	0.06	0.13
<u>Δ6.1(-1)</u> , Λ 5(-1), κ	0.05	0.11
<u>Δ7.1(-1)</u> , Λ 5(-1), κ	0.13	0.16
<u>Δ7.1(-1)</u> , Λ 8(-1), κ	0.02	0.08
<u>Δ7.2(-1)</u> , Λ 8(-1), κ	0.04	0.10
<u>Δ7.2(-1)</u> , Λ 6(-1), κ	0.14	0.16
<u>Δ1.1(0)</u> , 1(0), κ	0.20	0.87
<u>Δ1.1(0)</u> , 2(0), κ	0.16	0.85
<u>Δ1.2(0)</u> , 2(0), κ	0.17	0.86
<u>Δ1.2(0)</u> , 3(0), κ	0.21	0.88
<u>Δ2.1(0)</u> , 6(0), κ	0.23	0.71
<u>Δ2.1(0)</u> , 11(0), κ	0.16	0.71
<u>Δ2.2(0)</u> , 11(0), κ	0.19	0.87
<u>Δ2.2(0)</u> , 3(0), κ	0.26	0.88
<u>Δ3.1(0)</u> , 2(0), κ	0.22	0.75
<u>Δ3.1(0)</u> , 10(0), κ	0.21	0.87
<u>Δ3.2(0)</u> , 10(0), κ	0.12	0.83
<u>Δ3.3(0)</u> , 8(0), κ	0.12	0.74
<u>Δ4.1(0)</u> , 1(0), κ	0.23	0.82
<u>Δ4.1(0)</u> , 4(0), κ	0.16	0.83
<u>Δ4.2(0)</u> , 4(0), κ	0.17	0.89
<u>Δ4.2(0)</u> , 50(0), κ	0.20	0.83
<u>Δ5.1(0)</u> , 50(0), κ	0.05	0.86
<u>Δ5.2(0)</u> , Λ 9(0), κ	0.08	0.63
<u>Δ6.1(0)</u> , Λ 12(0), κ	0.15	0.73
<u>Δ6.1(0)</u> , 5(0), κ	0.24	0.88

Δ7.1(0) , 5(0), κ	0.22	0.90
Δ7.1(0) , 8(0), κ	0.24	0.96
Δ7.2(0) , 8(0), κ	0.24	0.88
Δ7.2(0) , 6(0), κ	0.20	0.78
Δ1.1(1) , 1(1), κ	0.43	0.78
Δ1.1(1) , 2(1), κ	0.34	0.78
Δ1.2(1) , 2(1), κ	0.32	0.79
Δ1.2(1) , 3(1), κ	0.44	0.86
Δ2.1(1) , 6(1), κ	0.29	0.42
Δ2.1(1) , 11(1), κ	0.23	0.43
Δ2.2(1) , 11(1), κ	0.24	0.50
Δ2.2(1) , 3(1), κ	0.31	0.52
Δ3.1(1) , 2(1), κ	0.33	0.66
Δ3.1(1) , 10(1), κ	0.34	0.72
Δ3.2(1) , 10(1), κ	0.34	0.81
Δ3.3(1) , 8(1), κ	0.18	0.54
Δ4.1(1) , 1(1), κ	0.26	0.46
Δ4.1(1) , 4(1), κ	0.20	0.46
Δ4.2(1) , 4(1), κ	0.22	0.55
Δ4.2(1) , 50(1), κ	0.25	0.52
Δ5.1(1) , 50(1), κ	0.10	0.81
Δ5.2(1) , Λ 9(1), κ	0.06	0.30
Δ7.1(1) , 5(1), κ	0.33	0.72
Δ7.1(1) , 8(1), κ	0.36	0.80
Δ7.2(1) , 8(1), κ	0.31	0.64
Δ7.2(1) , 6(1), κ	0.31	0.66
Δ1.1(2) , 1(2), κ	0.44	0.69
Δ1.1(2) , 2(2), κ	0.43	0.74
Δ1.2(2) , 2(2), κ	0.39	0.70
Δ1.2(2) , 3(2), κ	0.48	0.76
Δ2.1(2) , 6(2), κ	0.20	0.34
Δ2.1(2) , 11(2), κ	0.16	0.34
Δ2.2(2) , 11(2), κ	0.17	0.38
Δ2.2(2) , 3(2), κ	0.21	0.38
Δ3.1(2) , 2(2), κ	0.16	0.31
Δ3.1(2) , 10(2), κ	0.13	0.43
Δ3.2(2) , 10(2), κ	0.18	0.55
Δ3.3(2) , 8(2), κ	0.07	0.35
Δ4.1(2) , 1(2), κ	0.17	0.34
Δ4.1(2) , 4(2), κ	0.14	0.36
Δ4.2(2) , 4(2), κ	0.15	0.40
Δ4.2(2) , 50(2), κ	0.17	0.36
Δ5.1(2) , 50(2), κ	0.09	0.63
Δ5.2(2) , Λ 9(2), κ	0.07	0.32
Δ6.1(2) , Λ 12(2), κ	0.03	0.23
Δ6.1(2) , 5(2), κ	0.22	0.31

Δ7.1(2) , 5(2), κ	0.37	0.61
Δ7.1(2) , 8(2), κ	0.42	0.72
Δ7.2(2) , 8(2), κ	0.35	0.59
Δ7.2(2) , 6(2), κ	0.35	0.60
Δ1.1(3) , 1(3), κ	0.23	0.46
Δ1.1(3) , 2(3), κ	0.19	0.52
Δ1.2(3) , 2(3), κ	0.15	0.44
Δ1.2(3) , 3(3), κ	0.25	0.47
Δ2.1(3) , 6(3), κ	0.12	0.27
Δ2.1(3) , 11(3), κ	0.11	0.28
Δ2.2(3) , 11(3), κ	0.13	0.26
Δ2.2(3) , 3(3), κ	0.13	0.24
Δ3.1(3) , 2(3), κ	0.13	0.35
Δ3.1(3) , 10(3), κ	0.18	0.44
Δ3.2(3) , 10(3), κ	0.20	0.56
Δ3.3(3) , 8(3), κ	0.05	0.37
Δ4.1(3) , 1(3), κ	0.11	0.21
Δ4.1(3) , 4(3), κ	0.10	0.23
Δ4.2(3) , 4(3), κ	0.11	0.24
Δ4.2(3) , 50(3), κ	0.11	0.21
Δ5.1(3) , 50(3), κ	0.08	0.49
Δ5.2(3) , Λ 9(3), κ	0.05	0.26
Δ6.1(3) , Λ 12(3), κ	0.05	0.11
Δ6.1(3) , 5(3), κ	0.12	0.19
Δ7.1(3) , 5(3), κ	0.19	0.33
Δ7.1(3) , 8(3), κ	0.20	0.47
Δ7.2(3) , 8(3), κ	0.16	0.39
Δ7.2(3) , 6(3), κ	0.14	0.38

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ1.2(2)	Κύριο	0.48

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ7.1(0)	Κύριο	0.96

Πίνακας 5.5: Λόγοι επάρκειας δοκών ενισχυμένου φορέας με μανδύα Ο.Σ.

Πίνακες υποστυλωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγω επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ		SD λν
<u>K1(0)</u> , κάτω, κ	0.29	γ:	0.36
<u>K1(0)</u> , άνω, κ	0.16	z:	0.23
<u>K1(1)</u> , κάτω, κ	0.29	γ:	0.33
<u>K1(1)</u> , άνω, κ	0.23	z:	0.20
<u>K1(2)</u> , κάτω, κ	0.22	γ:	0.28
<u>K1(2)</u> , άνω, κ	0.23	z:	0.18
<u>K1(3)</u> , κάτω, κ	0.05	γ:	0.07
<u>K1(3)</u> , άνω, κ	0.20	z:	0.03
<u>K2(0)</u> , κάτω, κ	0.31	γ:	0.55
<u>K2(0)</u> , άνω, κ	0.27	z:	0.27
<u>K2(1)</u> , κάτω, κ	0.40	γ:	0.58
<u>K2(1)</u> , άνω, κ	0.30	z:	0.16
<u>K2(2)</u> , κάτω, κ	0.33	γ:	0.50
<u>K2(2)</u> , άνω, κ	0.32	z:	0.21
<u>K2(3)</u> , κάτω, κ	0.14	γ:	0.13
<u>K2(3)</u> , άνω, κ	0.27	z:	0.05
<u>K3(0)</u> , κάτω, κ	0.31	γ:	0.39
<u>K3(0)</u> , άνω, κ	0.16	z:	0.27
<u>K3(1)</u> , κάτω, κ	0.31	γ:	0.32
<u>K3(1)</u> , άνω, κ	0.24	z:	0.24
<u>K3(2)</u> , κάτω, κ	0.25	γ:	0.29
<u>K3(2)</u> , άνω, κ	0.25	z:	0.22
<u>K3(3)</u> , κάτω, κ	0.05	γ:	0.07
<u>K3(3)</u> , άνω, κ	0.21	z:	0.04
<u>K4(0)</u> , κάτω, κ	0.29	γ:	0.23
<u>K4(0)</u> , άνω, κ	0.21	z:	0.34
<u>K4(1)</u> , κάτω, κ	0.23	γ:	0.06
<u>K4(1)</u> , άνω, κ	0.20	z:	0.37
<u>K4(2)</u> , κάτω, κ	0.18	γ:	0.12
<u>K4(2)</u> , άνω, κ	0.20	z:	0.31
<u>K4(3)</u> , κάτω, κ	0.10	γ:	0.02
<u>K4(3)</u> , άνω, κ	0.12	z:	0.06
<u>K5(0)</u> , κάτω, κ	0.24	γ:	0.11
<u>K5(0)</u> , άνω, κ	0.17	z:	0.18
<u>K5(1)</u> , κάτω, κ	0.23	γ:	0.03
<u>K5(1)</u> , άνω, κ	0.12	z:	0.11
<u>K5(2)</u> , κάτω, κ	0.13	γ:	0.16
<u>K5(2)</u> , άνω, κ	0.23	z:	0.28
<u>K5(3)</u> , κάτω, κ	0.13	γ:	0.07
<u>K5(3)</u> , άνω, κ	0.13	z:	0.24

<u>K6(0)</u> , κάτω, κ	0.31	γ:	0.27
<u>K6(0)</u> , άνω, κ	0.23	z:	0.40
<u>K6(1)</u> , κάτω, κ	0.29	γ:	0.06
<u>K6(1)</u> , άνω, κ	0.23	z:	0.43
<u>K6(2)</u> , κάτω, κ	0.20	γ:	0.13
<u>K6(2)</u> , άνω, κ	0.24	z:	0.36
<u>K6(3)</u> , κάτω, κ	0.12	γ:	0.02
<u>K6(3)</u> , άνω, κ	0.15	z:	0.07
<u>K7(0)</u> , κάτω, κ	0.23	γ:	0.25
<u>K7(0)</u> , άνω, κ	0.19	z:	0.22
<u>K7(1)</u> , κάτω, κ	0.29	γ:	0.26
<u>K7(1)</u> , άνω, κ	0.31	z:	0.36
<u>K7(2)</u> , κάτω, κ	0.29	γ:	0.09
<u>K7(2)</u> , άνω, κ	0.21	z:	0.08
<u>K7(3)</u> , κάτω, κ	0.11	γ:	0.07
<u>K7(3)</u> , άνω, κ	0.21	z:	0.04
<u>K8(0)</u> , κάτω, κ	0.37	γ:	0.19
<u>K8(0)</u> , άνω, κ	0.32	z:	0.02
<u>K8(1)</u> , κάτω, κ	0.40	γ:	0.17
<u>K8(1)</u> , άνω, κ	0.36	z:	0.02
<u>K8(2)</u> , κάτω, κ	0.36	γ:	0.41
<u>K8(2)</u> , άνω, κ	0.34	z:	0.03
<u>K8(3)</u> , κάτω, κ	0.20	γ:	0.30
<u>K8(3)</u> , άνω, κ	0.29	z:	0.04
<u>K9(0)</u> , κάτω, κ	0.29	γ:	0.24
<u>K9(0)</u> , άνω, κ	0.17	z:	0.35
<u>K9(1)</u> , κάτω, κ	0.26	γ:	0.18
<u>K9(1)</u> , άνω, κ	0.21	z:	0.27
<u>K9(2)</u> , κάτω, κ	0.20	γ:	0.17
<u>K9(2)</u> , άνω, κ	0.21	z:	0.23
<u>K9(3)</u> , κάτω, κ	0.10	γ:	0.05
<u>K9(3)</u> , άνω, κ	0.20	z:	0.05
<u>K10(0)</u> , κάτω, κ	0.31	γ:	0.26
<u>K10(0)</u> , άνω, κ	0.24	z:	0.36
<u>K10(1)</u> , κάτω, κ	0.27	γ:	0.21
<u>K10(1)</u> , άνω, κ	0.24	z:	0.27
<u>K10(2)</u> , κάτω, κ	0.21	γ:	0.23
<u>K10(2)</u> , άνω, κ	0.23	z:	0.22
<u>K10(3)</u> , κάτω, κ	0.09	γ:	0.06
<u>K10(3)</u> , άνω, κ	0.19	z:	0.05

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>K8(1)</u>	Κύριο	0.40

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	<u>K2(1)</u>	Κύριο	0.58

Πίνακας 5.6: Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένου φορέας με μανδύα Ο.Σ.

Από τα αποτελέσματα των λόγων επάρκειας προκύπτει ότι η εφαρμογή μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος οδήγησε σε ουσιαστική βελτίωση της συμπεριφοράς τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων σε καμπτική και διατμητική καταπόνηση. Σε αντίθεση με τον υφιστάμενο φορέα, όπου είχαν παρατηρηθεί σημαντικές ανεπαρκείς περιοχές και ιδιαίτερα αυξημένοι λόγοι επάρκειας, μετά την ενίσχυση όλοι οι λόγοι επάρκειας περιορίζονται σε τιμές σημαντικά μικρότερες της μονάδας, γεγονός που υποδηλώνει πλήρη αποκατάσταση της στατικής επάρκειας των στοιχείων.

Ειδικότερα, στις δοκούς παρατηρείται σημαντική μείωση των διατμητικών απαιτήσεων, οι οποίες αποτελούσαν και τη δυσμενέστερη μορφή αστοχίας κατά την αποτίμηση του αρχικού φορέα. Η μέγιστη τιμή λόγου επάρκειας σε διάτμηση περιορίζεται πλέον σε περίπου 0.96, ενώ στον αρχικό φορέα είχαν καταγραφεί ιδιαίτερα υψηλές τιμές. Αντίστοιχα, οι καμπτικοί έλεγχοι των δοκών εμφανίζουν πλέον πολύ χαμηλές τιμές λόγων επάρκειας, με μέγιστη τιμή περίπου 0.48, γεγονός που καταδεικνύει σημαντικό περιθώριο ασφαλείας μετά την ενίσχυση.

Ανάλογη βελτίωση παρατηρείται και στα υποστυλώματα, όπου οι τιμές των λόγων επάρκειας τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση μειώνονται αισθητά σε σχέση με την αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα, λαμβάνοντας πλέον τιμές σημαντικά μικρότερες της μονάδας, οι οποίες κρίνονται απολύτως ικανοποιητικές για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD και υποδηλώνουν επαρκή και ασφαλή συμπεριφορά των στοιχείων μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης. Η βελτίωση αυτή αποδίδεται στην αύξηση της διατομής, της δυσκαμψίας και της περίσφιγξης των στοιχείων λόγω των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος, γεγονός που οδηγεί σε σημαντική αύξηση της διαθέσιμης καμπτικής και διατμητικής αντοχής.

Συνολικά, τα αποτελέσματα επιβεβαιώνουν ότι η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος ήταν ιδιαίτερα αποτελεσματική για τον εξεταζόμενο φορέα, καθώς εξάλειψε τις κρίσιμες ανεπαρκείς περιοχές που είχαν εντοπιστεί κατά την αποτίμηση και οδήγησε σε ικανοποιητική και ασφαλή σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

5.2 Ινοπλισμένα Πολυμερή (Ι.Ο.Π)

5.2.1 Ενίσχυση Υφιστάμενου Φορέα

Η ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή (Ι.Ο.Π.) εφαρμόστηκε σε επιλεγμένα υποστυλώματα και δοκούς που παρουσίασαν αυξημένες απαιτήσεις σε διάτμηση και περιορισμένη διαθέσιμη πλαστιμότητα κατά την αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα. Η εφαρμογή των σύνθετων υλικών αποσκοπεί κυρίως στη βελτίωση της περίσφιγξης των υποστυλωμάτων, στην αύξηση της διατμητικής αντοχής των δοκών και στη συνολική βελτίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των κρίσιμων δομικών στοιχείων.

Σε αντίθεση με την επέμβαση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, η ενίσχυση με Ι.Ο.Π. εφαρμόστηκε τοπικά μόνο στα στοιχεία που παρουσίασαν ανεπάρκεια κατά την αποτίμηση, χωρίς καθολική εφαρμογή σε όλο το ύψος του φορέα. Η επιλογή αυτή βασίστηκε στη φιλοσοφία των σύνθετων υλικών ως τοπικής και στοχευμένης επέμβασης, δεδομένου ότι τα Ι.Ο.Π. δεν αυξάνουν σημαντικά τη μάζα και τη δυσκαμψία της κατασκευής.

Για την προσομοίωση της ενίσχυσης χρησιμοποιήθηκαν συστήματα CFRP εξωτερικής επικόλλησης της εταιρείας Sika, των οποίων οι μηχανικές ιδιότητες εισήχθησαν στο λογισμικό FESPA σύμφωνα με τα τεχνικά χαρακτηριστικά του κατασκευαστή. Στα υποστυλώματα εφαρμόστηκαν δύο στρώσεις υφάσματος τύπου SikaWrap-300C με στόχο τη βελτίωση της περίσφιγξης και της πλαστιμότητας των στοιχείων, ενώ στις δοκούς εφαρμόστηκαν δύο στρώσεις υφάσματος τύπου SikaWrap-600C, κυρίως για την αύξηση της διατμητικής αντοχής μέσω εξωτερικής περίσφιγξης τύπου U-wrap. Κατά τη διαδικασία των διαδοχικών επιλύσεων και της προσομοίωσης των επεμβάσεων παρατηρήθηκε ανακατανομή των σεισμικών απαιτήσεων και των εντατικών μεγεθών στον φορέα. Ως αποτέλεσμα, ορισμένα δομικά στοιχεία που δεν παρουσίαζαν αρχικά ανεπάρκεια κατά την αποτίμηση εμφάνισαν αυξημένες απαιτήσεις μετά την ενίσχυση των γειτονικών στοιχείων. Για τον λόγο αυτό η ενίσχυση των μελών δεν περιορίστηκε μόνο στα αρχικά ανεπαρκή μέλη, αλλά επεκτάθηκε και σε πρόσθετα υποστυλώματα και δοκούς που κρίθηκαν απαραίτητα κατά τις επαναληπτικές επιλύσεις, ώστε να επιτευχθεί πιο ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας, αντοχής και ανελαστικής συμπεριφοράς στον φορέα.

Τα χρησιμοποιούμενα υλικά αποτελούνται από μονοδιευθυντικές ίνες άνθρακα υψηλής αντοχής, κατάλληλες για εφαρμογές αντισεισμικής ενίσχυσης κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Σύμφωνα με τα τεχνικά φυλλάδια του κατασκευαστή, τα υλικά παρουσιάζουν υψηλό μέτρο ελαστικότητας και εφελκυστική αντοχή, ενώ χαρακτηρίζονται από πολύ μικρό πάχος και χαμηλό ίδιο βάρος, γεγονός που επιτρέπει την εφαρμογή τους χωρίς ουσιαστική μεταβολή της γεωμετρίας και της μάζας του φορέα.

Στον Πίνακα 5.7 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι βασικές μηχανικές ιδιότητες των συστημάτων CFRP που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία.

Υλικό Ενίσχυσης	Πάχος Στρώσης (mm)	Μέτρο Ελαστικότητας E (MPa)	Εφελκυστική αντοχή ffu(MPa)	Παραμόρφωση θραύσης εfu (%)
SikaWrap-300C	0,167	230000	4000	1,70
SikaWrap-600C	0,331	242000	3800	1,43

Πίνακας 5.7: Μηχανικές ιδιότητες των συστημάτων Ι.Ο.Π. που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση του φορέα

Στους παρακάτω Πίνακες 5.8 και 5.9 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι επεμβάσεις ενίσχυσης που εφαρμόστηκαν στα υποστυλώματα και στις δοκούς αντίστοιχα.

Α. Πίνακας Οπλισμού Υποστυλωμάτων

Μέλος	Χαρακτηρισμός μέλους	Διατομή	Υλικό Ενίσχυσης	Αριθμός Στρώσεων	Πάχος Ενίσχυσης (mm)
K1(0)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K2(0)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K3(0)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K4(0)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K5(0)	Υφιστάμενο	45x45	-	-	-
K6(0)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K7(0)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K8(0)	Υφιστάμενο	45x45	-	-	-
K9(0)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-

K10(0)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K1(1)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K2(1)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K3(1)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K4(1)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K5(1)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K6(1)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K7(1)	Υφιστάμενο	35x35	-	-	-
K8(1)	Υφιστάμενο	40x40	-	-	-
K9(1)	Υφιστάμενο	35x35	-	-	-
K10(1)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K1(2)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K2(2)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K3(2)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K4(2)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K5(2)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K6(2)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K7(2)	Υφιστάμενο	30x30	-	-	-
K8(2)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K9(2)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K10(2)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K1(3)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K2(3)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K3(3)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K4(3)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K5(3)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K6(3)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K7(3)	Υφιστάμενο	30x30	-	-	-
K8(3)	Ενισχυόμενο	35x35	SikaWrap-300C	2	0,334
K9(3)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334
K10(3)	Ενισχυόμενο	30x30	SikaWrap-300C	2	0,334

Πίνακας 5.8 Συγκεντρωτικός πίνακας υφιστάμενων και ενισχυόμενων υποστυλωμάτων με ΙΟΠ

Β. Πίνακας Οπλισμού Δοκών

Δοκός	Χαρακτηρισμός μέλους	Διατομή	Υλικό Ενίσχυσης	Αριθμός Στρώσεων	Πάχος Ενίσχυσης (mm)
Δ1.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ1.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ2.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ2.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ3.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ3.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ4.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ4.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ5.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ6.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ7.1(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ7.2(-1)	Υφιστάμενο	25x60	-	-	-
Δ1.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ1.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ2.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ2.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ3.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ3.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ4.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ4.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ5.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ6.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ7.1(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ7.2(0)	Ενισχυόμενο	30x80	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ1.1(1)	Ενισχυόμενο	20x70	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ1.2(1)	Ενισχυόμενο	20x70	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ2.1(1)	Ενισχυόμενο	20x70	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ2.2(1)	Ενισχυόμενο	20x70	SikaWrap-600C	2	0,062

Δ3.1(1)	Ενισχυόμενο	20x50	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ3.2(1)	Ενισχυόμενο	20x50	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ4.1(1)	Υφιστάμενο	20x50	-	-	-
Δ4.2(1)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ5.1(1)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ6.1(1)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ7.1(1)	Ενισχυόμενο	20x70	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ7.2(1)	Ενισχυόμενο	20x70	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ1.1(2)	Ενισχυόμενο	20x60	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ1.2(2)	Ενισχυόμενο	20x60	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ2.1(2)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ2.2(2)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ3.1(2)	Ενισχυόμενο	20x70	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ3.2(2)	Ενισχυόμενο	20x70	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ4.1(2)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ4.2(2)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ5.1(2)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ6.1(2)	Υφιστάμενο	20x70	-	-	-
Δ7.1(2)	Ενισχυόμενο	20x60	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ7.2(2)	Ενισχυόμενο	20x60	SikaWrap-600C	2	0,062
Δ1.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ1.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ2.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ2.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ3.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ3.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ4.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ4.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ5.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ6.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
Δ7.1(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-

Δ7.2(3)	Υφιστάμενο	20x60	-	-	-
---------	------------	-------	---	---	---

Πίνακας 5.9 Συγκεντρωτικός πίνακας υφιστάμενων και ενισχυόμενων δοκών με ΙΟΠ

Προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση της επέμβασης στα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα, πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση του ενισχυμένου προσομοιώματος. Για τη σύγκριση των δυναμικών χαρακτηριστικών πριν και μετά την ενίσχυση παρουσιάζονται μόνο οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι του φορέα, καθώς οι πρώτες ιδιομορφές αποτελούν τις κυρίαρχες μορφές ταλάντωσης και συγκεντρώνουν το μεγαλύτερο ποσοστό συμμετοχής μάζας στις κύριες διευθύνσεις φόρτισης. Συνεπώς, η μεταβολή τους αποτυπώνει με επάρκεια την επίδραση της ενίσχυσης στη συνολική δυσκαμψία του φορέα.

Στον Πίνακα 5.10 παρουσιάζεται συγκριτικά η μεταβολή των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων πριν και μετά την εφαρμογή των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος.

Θ.Μ	Υφιστάμενος Φορέας T_1 (sec)	Ενισχυόμενος Φορέας T_1 (sec)	Μεταβολή (%)
Φορέας 1 (+X)	0.6601	0.6593	-0.12%
Φορέας 2 (+Z)	0.6712	0.6653	-0.88%
Φορέας 3 (-X)	0.6548	0.6575	+0.41%
Φορέας 4 (-Z)	0.6498	0.6585	+1.34%

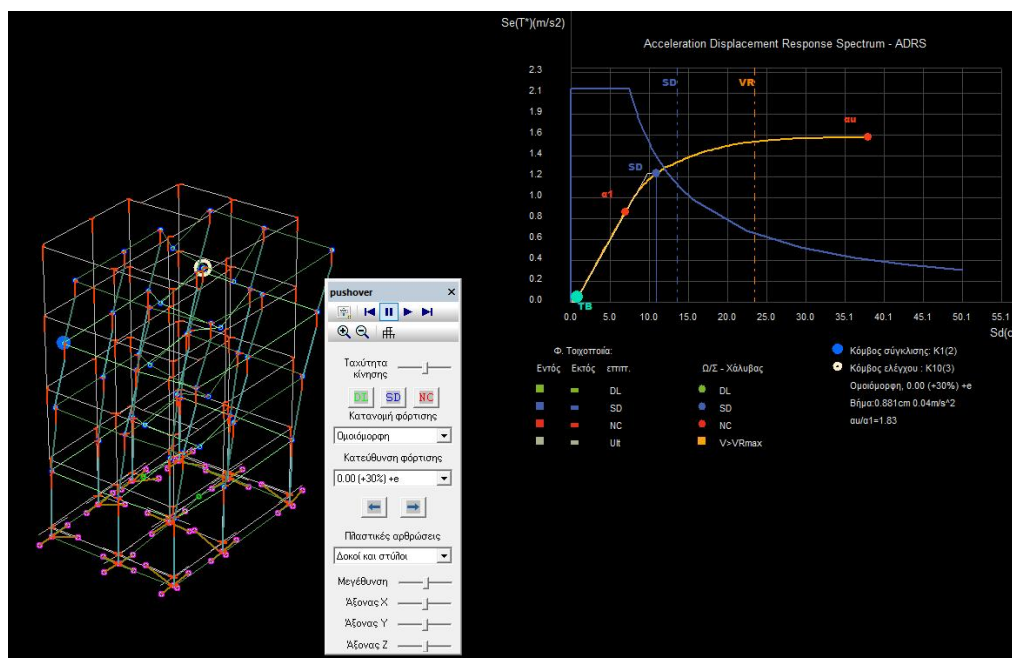
Πίνακας 5.10 Σύγκριση θεμελιωδών ιδιοπεριόδων υφιστάμενου και ενισχυόμενου φορέα ΙΟΠ

Από τη σύγκριση των θεμελιωδών ιδιοπεριόδων του υφιστάμενου και του ενισχυμένου με Ινοπλισμένα Πολυμερή φορέα προκύπτει ότι οι μεταβολές της ιδιοπεριόδου είναι ιδιαίτερα μικρές και δεν ξεπερνούν περίπου το 1–1.5%. Η συμπεριφορά αυτή θεωρείται αναμενόμενη, καθώς η ενίσχυση με Ι.Ο.Π. δεν επιφέρει ουσιαστική μεταβολή της συνολικής δυσκαμψίας και μάζας του φορέα, αλλά λειτουργεί κυρίως μέσω τοπικής αύξησης της αντοχής, της διατμητικής επάρκειας και της πλαστιμότητας των κρίσιμων στοιχείων. Συνεπώς, η δυναμική συμπεριφορά του φορέα παραμένει πρακτικά αμετάβλητη μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης με Ι.Ο.Π., σε αντίθεση με την περίπτωση των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος όπου παρατηρήθηκε σημαντικότερη μείωση της ιδιοπεριόδου λόγω αύξησης της συνολικής δυσκαμψίας.

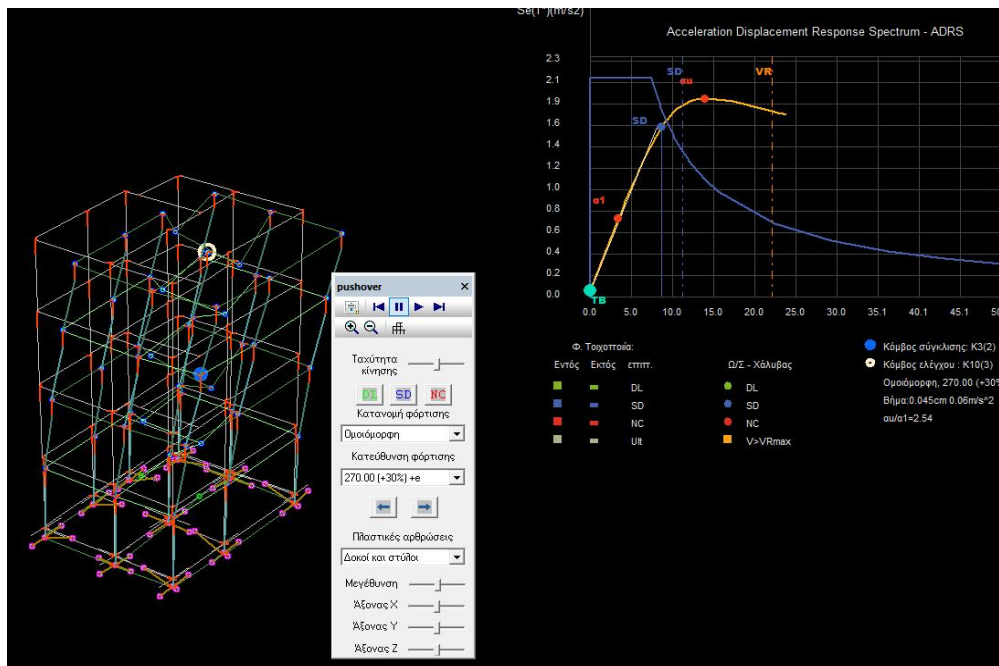
5.2.2 Καμπύλες Ικανότητας Ενισχυόμενου Φορέα με ΙΟΠ

Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας του ενισχυμένου φορέα με ΙΟΠ για τις εξεταζόμενες διευθύνσεις φόρτισης και για τις δύο κατανομές (ομοιόμορφη και ιδιομορφική φόρτιση). Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τις ίδιες περιπτώσεις φόρτισης ($0^\circ+30\%\cdot 90^\circ+Ez$ και $270^\circ+30\%\cdot 0^\circ+Ex$) που εξετάστηκαν και κατά την αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα αλλά και κατα την ενίσχυση με μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος, ώστε να είναι δυνατή η άμεση συγκριτική αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων.

c. Ομοιόμορφη Κατανομή

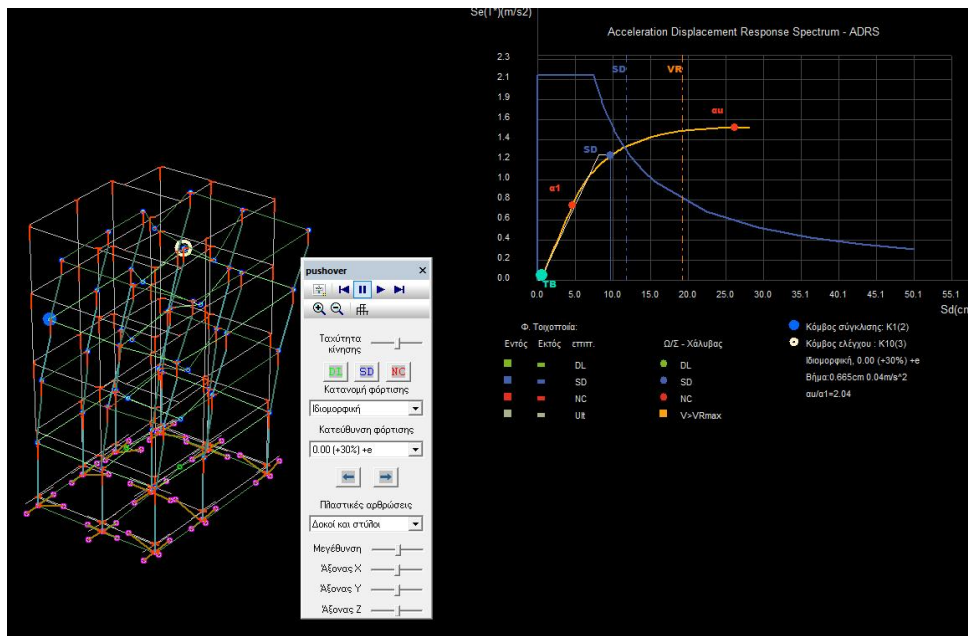


Σχήμα 5.7 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με ΙΟΠ για στάθμη επιτελεστικότητα «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^\circ+30\%\cdot 90^\circ+Ez$

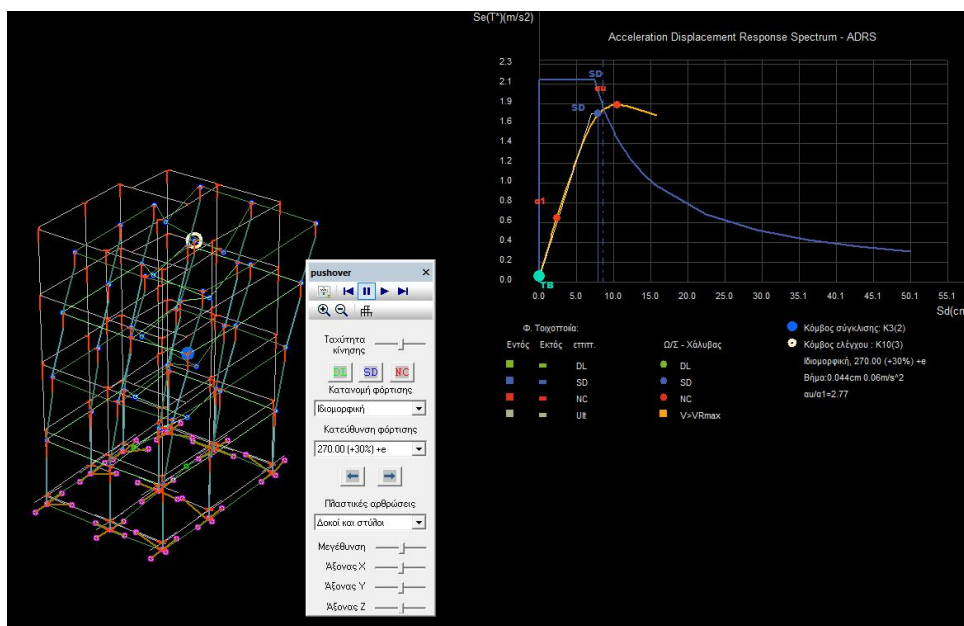


Σχήμα 5.8 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με ΙΟΠ για στάθμη επιτελεστικότητα «Σημαντικών βλαβών» SD για ομοιόμορφη κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $270^\circ+30\% \cdot 0^\circ+Ex$

δ. Ιδιομορφική Κατανομή



Σχήμα 5.9: Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με ΙΟΠ για στάθμη επιτελεστικότητα «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης $0^\circ+30\% \cdot 90^\circ+Ez$



Σχήμα 5.10 : Διάγραμμα απαίτησης – ικανότητας και εικόνα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένου κτιρίου με ΙΟΠ για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικών βλαβών» SD για ιδιομορφική κατανομή και διεύθυνση φόρτισης 270°+30%·0°+Ex

Από τη σύγκριση των καμπυλών ικανότητας του υφιστάμενου και του ενισχυμένου με Ινοπλισμένα Πολυμερή φορέα προκύπτει ουσιαστική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής μετά την εφαρμογή της επέμβασης. Στην περίπτωση του υφιστάμενου φορέα οι καμπύλες παρουσιάζουν περιορισμένη διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα, έντονη υποβάθμιση της δυσκαμψίας μετά τη διαρροή και μικρότερα περιθώρια ασφαλείας ως προς τη στάθμη επιτελεστικότητας SD. Παράλληλα, σε αρκετές περιπτώσεις το σημείο επιτελεστικότητας εντοπίζεται κοντά στην περιοχή έντονης ανελαστικής συμπεριφοράς, γεγονός που υποδηλώνει αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης και μειωμένη διαθέσιμη αντοχή του φορέα.

Αντίθετα, μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης με Ινοπλισμένα Πολυμερή παρατηρείται σαφής αύξηση της διαθέσιμης σεισμικής ικανότητας, καθώς οι καμπύλες αναπτύσσουν μεγαλύτερες διαθέσιμες σεισμικές επιταχύνσεις πριν την αστοχία. Επιπλέον, το σημείο επιτελεστικότητας SD μετατοπίζεται σε ευνοϊκότερη περιοχή της απόκρισης και επιτυγχάνεται επάρκεια σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις φόρτισης, γεγονός που αποδεικνύει ότι η επέμβαση βελτίωσε σημαντικά την αντοχή και τη συμπεριφορά των κρίσιμων δομικών στοιχείων.

Παράλληλα, οι καμπύλες του ενισχυμένου φορέα εξακολουθούν να εμφανίζουν σχετικά αυξημένες μετακινήσεις και εκτεταμένη μετελαστική περιοχή, γεγονός που δείχνει ότι η ενίσχυση με Ι.Ο.Π. δεν μεταβάλλει ουσιαστικά τη συνολική δυσκαμψία του φορέα. Η συμπεριφορά αυτή θεωρείται αναμενόμενη, καθώς τα Ινοπλισμένα Πολυμερή λειτουργούν κυρίως ως τοπική μέθοδος ενίσχυσης αύξησης της διατμητικής αντοχής, της περίσφιγξης και της πλαστιμότητας των στοιχείων, χωρίς σημαντική αύξηση των διαστάσεων και της ακαμψίας τους. Ως αποτέλεσμα, ο φορέας διατηρεί μεγαλύτερη παραμορφωσιμότητα σε σχέση με την περίπτωση των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, παρουσιάζοντας όμως πλέον σημαντικά βελτιωμένη φέρουσα ικανότητα και σαφώς καλύτερη συνολική σεισμική συμπεριφορά σε σχέση με την αρχική κατάσταση.

Συνεπώς, η ενίσχυση με Ι.Ο.Π. αποδεικνύεται ιδιαίτερα αποτελεσματική ως μέθοδος τοπικής αντισεισμικής αναβάθμισης, βελτιώνοντας σημαντικά την επάρκεια και την ανελαστική συμπεριφορά των κρίσιμων δομικών στοιχείων, χωρίς όμως να επιφέρει τη σημαντική αύξηση δυσκαμψίας και τη συνολική τροποποίηση της δυναμικής απόκρισης που παρατηρείται στην περίπτωση των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος.

5.2.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα

Στον Πίνακα 5.11 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης του φορέα μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης με Ινοπλισμένα Πολυμερή (Ι.Ο.Π.) για τις εξεταζόμενες διευθύνσεις φόρτισης και για τις δύο κατανομές πλευρικών φορτίων. Παρουσιάζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις d_{SD} , η επάρκεια ως προς τη στάθμη επιτελεστικότητας SD , ο λόγος υπεραντοχής $au/a1$ και η μέγιστη ανεκτή σεισμική επιτάχυνση $max a_g$, με στόχο την αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας της επέμβασης.

Ανάλυση	Διεύθυνση Φόρτισης	Κατανομή Φόρτισης	Στάθμη Επιτελεστικότητας SD		Λόγος Υπεραντοχής $au/a1$	Μέγιστη Επιτάχυνση $max a_g$
			d_{SD} (cm)	Επάρκεια		
1	0°	Ομοιόμορφη	11,18	NAI	1,88	0,172
2	90°		9,13	NAI	3,23	0,157
3	180°		10,56	NAI	1,48	0,149
4	270°		8,88	NAI	2,54	0,174

5	0°	Ιδιομορφική	13,58	NAI	2,09	0,159
6	90°		10,80	NAI	4,11	0,142
7	180°		12,81	NAI	1,63	0,143
8	270°		10,55	NAI	2,77	0,149

Πίνακας 5.11: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με Ινοπλισμένα Πολυμερή (Ι.Ο.Π.)

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων του Πίνακα 4.7 της ανελαστικής στατικής ανάλυσης του υφιστάμενου φορέα με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του Πίνακα 5.11 για τον ενισχυμένο φορέα με Ινοπλισμένα Πολυμερή προκύπτει σαφής βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Ειδικότερα, στον υφιστάμενο φορέα παρατηρείται αδυναμία ικανοποίησης της στάθμης επιτελεστικότητας SD σε όλες σχεδόν τις εξεταζόμενες περιπτώσεις φόρτισης, ενώ μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης με Ι.Ο.Π. επιτυγχάνεται επάρκεια σε όλες τις διευθύνσεις και για τις δύο κατανομές φόρτισης.

Παράλληλα, καταγράφεται σημαντική αύξηση της μέγιστης ανεκτής σεισμικής επιτάχυνσης $\max ag$, γεγονός που υποδηλώνει αύξηση της διαθέσιμης σεισμικής ικανότητας του φορέα. Οι τιμές του $\max ag$ εμφανίζονται αυξημένες σε σχέση με την αρχική κατάσταση, ιδιαίτερα στις διευθύνσεις όπου είχαν εντοπιστεί οι σημαντικότερες ανεπαρκείς περιοχές κατά την αποτίμηση. Η βελτίωση αυτή αποδίδεται κυρίως στην αύξηση της διατμητικής αντοχής και της πλαστιμότητας των κρίσιμων δομικών στοιχείων μέσω της εφαρμογής των Ι.Ο.Π.

Ωστόσο, οι στοχευόμενες μετακινήσεις d_{SD} παραμένουν σχετικά αυξημένες και σε αρκετές περιπτώσεις εμφανίζονται μεγαλύτερες σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα. Η συμπεριφορά αυτή θεωρείται αναμενόμενη, καθώς τα Ι.Ο.Π. δεν μεταβάλλουν ουσιαστικά τη συνολική δυσκαμψία του φορέα ούτε αυξάνουν σημαντικά τις διαστάσεις των δομικών στοιχείων, αλλά λειτουργούν κυρίως ως τοπική επέμβαση αύξησης αντοχής και βελτίωσης της μετελαστικής συμπεριφοράς. Συνεπώς, ο φορέας εξακολουθεί να εμφανίζει αυξημένη παραμορφωσιμότητα, διατηρώντας όμως πλέον ικανοποιητική σεισμική επάρκεια.

Επιπλέον, οι τιμές του λόγου υπεραντοχής $au/a1$ παραμένουν σχετικά αυξημένες, γεγονός που υποδηλώνει ότι ο φορέας συνεχίζει να αναπτύσσει σημαντική ανελαστική συμπεριφορά μετά την πρώτη διαρροή. Σε αντίθεση με την περίπτωση των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, όπου παρατηρήθηκε σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας και

περιορισμός των μετακινήσεων, η ενίσχυση με Ι.Ο.Π. οδηγεί κυρίως σε βελτίωση της αντοχής και της πλαστιμότητας, χωρίς ουσιαστική μεταβολή της συνολικής δυναμικής συμπεριφοράς του φορέα.

Συνολικά, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή αποτελεί αποτελεσματική μέθοδο τοπικής αντισεισμικής αναβάθμισης, ικανή να βελτιώσει σημαντικά την επάρκεια και τη φέρουσα ικανότητα των κρίσιμων δομικών στοιχείων, χωρίς όμως να επιφέρει την εκτεταμένη αύξηση δυσκαμψίας και τη συνολική αναβάθμιση του φέροντος οργανισμού που επιτυγχάνεται μέσω των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος.

5.2.4 Λόγοι στατικής επάρκειας δομικών μελών

Στην παρούσα ενότητα και στους παρακάτω πίνακες 5.12 και 5.13 παρουσιάζονται οι λόγοι στατικής επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων του ενισχυμένου φορέα μετά την εφαρμογή ΙΟΠ.

Πίνακες δοκών

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Δοκών

Μέλος, άκρο, Κύριο / Δευτ. Σ. Μ.	SD λ	SD λνγ
Δ1.1(-1), λ 1(-1), κ	0.28	0.38
Δ1.1(-1), λ 2(-1), κ	0.15	0.23
Δ1.2(-1), λ 2(-1), κ	0.16	0.21
Δ1.2(-1), λ 3(-1), κ	0.25	0.36
Δ2.1(-1), λ 6(-1), κ	0.07	0.30
Δ2.1(-1), λ 11(-1), κ	0.15	0.35
Δ2.2(-1), λ 11(-1), κ	0.11	0.22
Δ2.2(-1), λ 3(-1), κ	0.15	0.29
Δ3.1(-1), λ 2(-1), κ	0.11	0.25
Δ3.1(-1), λ 10(-1), κ	0.10	0.27
Δ3.2(-1), λ 10(-1), κ	0.13	0.09
Δ3.2(-1), λ 9(-1), κ	0.10	0.24
Δ3.3(-1), λ 9(-1), κ	0.07	0.20
Δ3.3(-1), λ 8(-1), κ	0.09	0.10
Δ4.1(-1), λ 1(-1), κ	0.14	0.28
Δ4.1(-1), λ 4(-1), κ	0.11	0.22
Δ4.2(-1), λ 4(-1), κ	0.16	0.29
Δ4.2(-1), λ 50(-1), κ	0.14	0.19
Δ5.1(-1), λ 50(-1), κ	0.35	0.98
Δ5.1(-1), λ 12(-1), κ	0.54	0.95
Δ6.1(-1), λ 12(-1), κ	0.13	0.27
Δ6.1(-1), λ 5(-1), κ	0.14	0.11
Δ7.1(-1), λ 5(-1), κ	0.19	0.26
Δ7.1(-1), λ 8(-1), κ	0.06	0.16
Δ7.2(-1), λ 8(-1), κ	0.08	0.19
Δ7.2(-1), λ 6(-1), κ	0.22	0.29
Δ1.1(0), 1(0), κ	0.50	0.29
Δ1.1(0), 2(0), κ	0.38	0.27
Δ1.2(0), 2(0), κ	0.44	0.29
Δ1.2(0), 3(0), κ	0.57	0.28
Δ2.1(0), 6(0), κ	0.39	0.19
Δ2.1(0), 11(0), κ	0.22	0.19
Δ2.2(0), 11(0), κ	0.28	0.21
Δ2.2(0), 3(0), κ	0.43	0.21
Δ3.1(0), 2(0), κ	0.39	0.27
Δ3.1(0), 10(0), κ	0.40	0.28
Δ3.2(0), 10(0), κ	0.57	0.39
Δ3.3(0), 8(0), κ	0.53	0.29
Δ4.1(0), 1(0), κ	0.40	0.21
Δ4.1(0), 4(0), κ	0.25	0.21
Δ4.2(0), 4(0), κ	0.28	0.22
Δ4.2(0), 50(0), κ	0.38	0.22
Δ5.1(0), 50(0), κ	0.17	0.28
Δ5.2(0), λ 9(0), κ	0.07	0.17

Δ6.1(0), Λ 12(0), κ	0.10	0.15
Δ6.1(0), 5(0), κ	0.42	0.19
Δ7.1(0), 5(0), κ	0.38	0.26
Δ7.1(0), 8(0), κ	0.41	0.27
Δ7.2(0), 8(0), κ	0.40	0.27
Δ7.2(0), 6(0), κ	0.40	0.24
Δ1.1(1), 1(1), κ	0.97	0.87
Δ1.1(1), 2(1), κ	0.53	0.87
Δ1.2(1), 2(1), κ	0.30	0.73
Δ1.2(1), 3(1), κ	0.70	0.77
Δ2.1(1), 6(1), κ	0.79	0.14
Δ2.1(1), 11(1), κ	0.29	0.13
Δ2.2(1), 11(1), κ	0.63	0.71
Δ2.2(1), 3(1), κ	0.98	0.71
Δ3.1(1), 2(1), κ	0.72	0.21
Δ3.1(1), 10(1), κ	0.80	0.21
Δ3.2(1), 10(1), κ	0.95	0.29
Δ3.3(1), 8(1), κ	0.89	0.24
Δ4.1(1), 1(1), κ	0.71	0.68
Δ4.1(1), 4(1), κ	0.25	0.63
Δ4.2(1), 4(1), κ	0.30	0.71
Δ4.2(1), 50(1), κ	0.58	0.68
Δ5.1(1), 50(1), κ	0.31	1.00
Δ5.2(1), Λ 9(1), κ	0.13	0.50
Δ6.1(1), Λ 12(1), κ	0.15	0.49
Δ6.1(1), 5(1), κ	0.83	0.62
Δ7.1(1), 5(1), κ	0.64	0.85
Δ7.1(1), 8(1), κ	0.68	0.86
Δ7.2(1), 8(1), κ	0.55	0.79
Δ7.2(1), 6(1), κ	0.69	0.81
Δ1.1(2), 1(2), κ	0.95	0.17
Δ1.1(2), 2(2), κ	0.98	0.17
Δ1.2(2), 2(2), κ	0.75	0.15
Δ1.2(2), 3(2), κ	0.86	0.16
Δ2.1(2), 6(2), κ	0.34	0.50
Δ2.1(2), 11(2), κ	0.13	0.53
Δ2.2(2), 11(2), κ	0.16	0.52
Δ2.2(2), 3(2), κ	0.37	0.47
Δ3.1(2), 2(2), κ	0.23	0.45

Δ3.1(2), 10(2), κ	0.20	0.54
Δ3.2(2), 10(2), κ	0.42	0.27
Δ3.3(2), 8(2), κ	0.44	0.21
Δ4.1(2), 1(2), κ	0.33	0.49
Δ4.1(2), 4(2), κ	0.15	0.49
Δ4.2(2), 4(2), κ	0.19	0.54
Δ4.2(2), 50(2), κ	0.33	0.45
Δ5.1(2), 50(2), κ	0.19	0.93
Δ5.2(2), Λ 9(2), κ	0.13	0.61
Δ6.1(2), Λ 12(2), κ	0.09	0.34
Δ6.1(2), 5(2), κ	0.40	0.43
Δ7.1(2), 5(2), κ	0.78	0.14
Δ7.1(2), 8(2), κ	0.77	0.14
Δ7.2(2), 8(2), κ	0.56	0.13
Δ7.2(2), 6(2), κ	0.77	0.14
Δ1.1(3), 1(3), κ	0.38	0.56
Δ1.1(3), 2(3), κ	0.09	0.72
Δ1.2(3), 2(3), κ	0.16	0.59
Δ1.2(3), 3(3), κ	0.30	0.51
Δ2.1(3), 6(3), κ	0.26	0.41
Δ2.1(3), 11(3), κ	0.08	0.49
Δ2.2(3), 11(3), κ	0.16	0.41
Δ2.2(3), 3(3), κ	0.20	0.31
Δ3.1(3), 2(3), κ	0.22	0.58
Δ3.1(3), 10(3), κ	0.38	0.75
Δ3.2(3), 10(3), κ	0.60	0.27
Δ3.3(3), 8(3), κ	0.19	0.80
Δ4.1(3), 1(3), κ	0.17	0.33
Δ4.1(3), 4(3), κ	0.11	0.35
Δ4.2(3), 4(3), κ	0.16	0.36
Δ4.2(3), 50(3), κ	0.19	0.23
Δ5.1(3), 50(3), κ	0.11	0.75
Δ5.2(3), Λ 9(3), κ	0.13	0.58
Δ6.1(3), Λ 12(3), κ	0.06	0.19
Δ6.1(3), 5(3), κ	0.21	0.27
Δ7.1(3), 5(3), κ	0.29	0.37
Δ7.1(3), 8(3), κ	0.23	0.61
Δ7.2(3), 8(3), κ	0.15	0.56
Δ7.2(3), 6(3), κ	0.25	0.52

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ1.2(2)	Δευτερεύον	0.98

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ5.1(-1)	Κύριο	0.54

Πίνακας 5.12: Λόγοι επάρκειας δοκών ενισχυμένου φορέα με Ι.Ο.Π.

Πίνακες υποστυλωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD λ		SD λν
K1(0), κάτω, κ	0.64	γ:	0.52
K1(0), άνω, κ	0.38	z:	0.45
K1(1), κάτω, κ	0.48	γ:	0.14
K1(1), άνω, κ	0.34	z:	0.12
K1(2), κάτω, κ	0.49	γ:	0.12
K1(2), άνω, κ	0.51	z:	0.12
K1(3), κάτω, κ	0.18	γ:	0.08
K1(3), άνω, κ	0.59	z:	0.07
K2(0), κάτω, κ	0.80	γ:	0.83
K2(0), άνω, κ	0.62	z:	0.47
K2(1), κάτω, κ	0.61	γ:	0.21
K2(1), άνω, κ	0.56	z:	0.08
K2(2), κάτω, κ	0.78	γ:	0.18
K2(2), άνω, κ	0.77	z:	0.12
K2(3), κάτω, κ	0.35	γ:	0.11
K2(3), άνω, κ	0.67	z:	0.09
K3(0), κάτω, κ	0.71	γ:	0.60
K3(0), άνω, κ	0.34	z:	0.51
K3(1), κάτω, κ	0.60	γ:	0.13
K3(1), άνω, κ	0.35	z:	0.14
K3(2), κάτω, κ	0.52	γ:	0.11
K3(2), άνω, κ	0.70	z:	0.14
K3(3), κάτω, κ	0.21	γ:	0.09
K3(3), άνω, κ	0.58	z:	0.08
K4(0), κάτω, κ	0.77	γ:	0.30
K4(0), άνω, κ	0.58	z:	0.72
K4(1), κάτω, κ	0.49	γ:	0.02
K4(1), άνω, κ	0.49	z:	0.18
K4(2), κάτω, κ	0.52	γ:	0.05
K4(2), άνω, κ	0.53	z:	0.16
K4(3), κάτω, κ	0.72	γ:	0.10
K4(3), άνω, κ	0.70	z:	0.58
K5(0), κάτω, κ	0.64	γ:	0.27
K5(0), άνω, κ	0.42	z:	0.62
K5(1), κάτω, κ	0.88	γ:	0.17
K5(1), άνω, κ	0.33	z:	0.55
K5(2), κάτω, κ	0.27	γ:	0.08
K5(2), άνω, κ	0.50	z:	0.16
K5(3), κάτω, κ	0.72	γ:	0.21
K5(3), άνω, κ	0.85	z:	0.65
K6(0), κάτω, κ	0.86	γ:	0.30
K6(0), άνω, κ	0.66	z:	0.81
K6(1), κάτω, κ	0.58	γ:	0.02
K6(1), άνω, κ	0.52	z:	0.19
K6(2), κάτω, κ	0.62	γ:	0.04
K6(2), άνω, κ	0.69	z:	0.17
K6(3), κάτω, κ	0.34	γ:	0.01
K6(3), άνω, κ	0.37	z:	0.10

K7(0), κάτω, κ	0.55	γ:	0.52
K7(0), άνω, κ	0.40	z:	0.37
K7(1), κάτω, κ	0.83	γ:	0.59
K7(1), άνω, κ	0.59	z:	0.60
K7(2), κάτω, κ	0.89	γ:	0.62
K7(2), άνω, κ	0.95	z:	0.59
K7(3), κάτω, κ	0.41	γ:	0.50
K7(3), άνω, κ	0.84	z:	0.42
K8(0), κάτω, κ	0.62	γ:	0.73
K8(0), άνω, κ	0.38	z:	0.40
K8(1), κάτω, κ	0.81	γ:	0.84
K8(1), άνω, κ	0.62	z:	0.36
K8(2), κάτω, κ	0.46	γ:	0.17
K8(2), άνω, κ	0.52	z:	0.12
K8(3), κάτω, κ	0.34	γ:	0.11
K8(3), άνω, κ	0.58	z:	0.11
K9(0), κάτω, κ	0.71	γ:	0.49
K9(0), άνω, κ	0.36	z:	0.52
K9(1), κάτω, κ	0.85	γ:	0.52
K9(1), άνω, κ	0.50	z:	0.43
K9(2), κάτω, κ	0.41	γ:	0.10
K9(2), άνω, κ	0.54	z:	0.13
K9(3), κάτω, κ	0.24	γ:	0.08
K9(3), άνω, κ	0.42	z:	0.08
K10(0), κάτω, κ	0.74	γ:	0.51
K10(0), άνω, κ	0.49	z:	0.58
K10(1), κάτω, κ	0.46	γ:	0.10
K10(1), άνω, κ	0.45	z:	0.16
K10(2), κάτω, κ	0.52	γ:	0.16
K10(2), άνω, κ	0.57	z:	0.14

K10(3), κάτω, κ	0.30	γ:	0.10
K10(3), άνω, κ	0.46	z:	0.06

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K7(2)	Κύριο	0.95

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K8(1)	Κύριο	0.84

Πίνακας 5.13: Λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένου φορέας με Ι.Ο.Π.

Από τη σύγκριση των λόγων επάρκειας του υφιστάμενου και του ενισχυμένου με Ινοπλισμένα Πολυμερή φορέα προκύπτει σημαντική βελτίωση της συμπεριφοράς τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων. Μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης με Ι.Ο.Π. παρατηρείται ουσιαστική μείωση των λόγων επάρκειας σε όλα τα κρίσιμα δομικά στοιχεία. Συνεπώς, μετά την ενίσχυση όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται, καθώς οι λόγοι επάρκειας παραμένουν μικρότεροι της μονάδας, γεγονός που υποδηλώνει επαρκή συμπεριφορά των στοιχείων για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD.

Η βελτίωση αυτή αποδίδεται κυρίως στην αύξηση της διατμητικής αντοχής, της περίσφιγξης και της πλαστιμότητας των κρίσιμων στοιχείων μέσω της εφαρμογής των

Ινοπλισμένων Πολυμερών. Παρά το γεγονός ότι η επέμβαση δεν μεταβάλλει σημαντικά τη συνολική δυσκαμψία του φορέα, αποδεικνύεται ιδιαίτερα αποτελεσματική ως τοπική μέθοδος ενίσχυσης, καθώς οδηγεί σε αποκατάσταση της επάρκειας των επιμέρους δομικών στοιχείων και σε σημαντική βελτίωση της συνολικής σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

5.3 Σύγκριση Μεθόδων Ενίσχυσης

Από τη συγκριτική αξιολόγηση των δύο μεθόδων ενίσχυσης που εφαρμόστηκαν στον φορέα, δηλαδή των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος και των Ινοπλισμένων Πολυμερών (Ι.Ο.Π.), προκύπτει ότι και οι δύο επεμβάσεις οδηγούν σε ουσιαστική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα, παρουσιάζουν όμως διαφορετική φιλοσοφία λειτουργίας και επηρεάζουν με διαφορετικό τρόπο τη συνολική απόκριση του φορέα.

Η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος επέφερε σημαντική αύξηση της συνολικής δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητας του φορέα. Η αύξηση των διαστάσεων των δομικών στοιχείων, η προσθήκη νέου διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, καθώς και η καθολική εφαρμογή της επέμβασης στα υποστυλώματα και στα πέδιλα θεμελίωσης, οδήγησαν σε σημαντική βελτίωση τόσο της καμπτικής όσο και της διατμητικής αντοχής των στοιχείων. Η συμπεριφορά αυτή αποτυπώθηκε στις καμπύλες ικανότητας μέσω μεγαλύτερης αρχικής κλίσης, γεγονός που υποδηλώνει αυξημένη αρχική δυσκαμψία του φορέα. Παράλληλα, παρατηρήθηκε μείωση των στοχευόμενων μετακινήσεων, σημαντική μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και αύξηση της μέγιστης διαθέσιμης σεισμικής επιτάχυνσης, γεγονός που υποδεικνύει πιο «σφιχτή» και δύσκαμπτη συνολική συμπεριφορά. Επιπλέον, μετά την εφαρμογή των μανδύων παρατηρήθηκε αισθητή μείωση των λόγων επάρκειας των δοκών και των υποστυλωμάτων, με όλους τους ελέγχους κάμψης και διάτμησης να ικανοποιούνται για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD. Οι τιμές του λόγου υπεραντοχής μειώθηκαν σε σχέση με τον υφιστάμενο φορέα και διαμορφώθηκαν σε πιο ισορροπημένα επίπεδα, γεγονός που δείχνει ότι ο φορέας αποκτά μεγαλύτερη αρχική αντοχή και καθυστερεί σημαντικά η εμφάνιση της πρώτης διαρροής. Συνεπώς, η επέμβαση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος οδηγεί σε συνολική αναβάθμιση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας του φορέα, βελτιώνοντας ουσιαστικά τη συνολική δυναμική του συμπεριφορά.

Αντίθετα, η ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή λειτούργησε κυρίως ως τοπική μέθοδος ενίσχυσης των κρίσιμων δομικών στοιχείων. Η εφαρμογή των Ι.Ο.Π. περιορίστηκε κυρίως στα στοιχεία που παρουσίασαν αυξημένες απαιτήσεις κατά την αποτίμηση και στόχευσε κυρίως στη βελτίωση της διατμητικής αντοχής, της περίσφιγξης και της διαθέσιμης πλαστιμότητας. Παράλληλα, κατά τις διαδοχικές επιλύσεις και την προσομοίωση των επεμβάσεων ενισχύθηκαν και πρόσθετα δομικά στοιχεία τα οποία εμφάνισαν ανεπάρκεια ή αυξημένες απαιτήσεις μετά την ενίσχυση των αρχικά κρίσιμων μελών, λόγω της ανακατανομής δυσκαμψίας και σεισμικών δράσεων στον φορέα. Η επίδραση της επέμβασης στη συνολική δυσκαμψία του φορέα ήταν περιορισμένη, γεγονός που αποτυπώθηκε τόσο στις πολύ μικρές μεταβολές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου όσο και στη μορφή των καμπυλών ικανότητας. Οι καμπύλες ικανότητας του ενισχυμένου με Ι.Ο.Π. φορέα παρουσιάζουν μεγαλύτερη παραμορφωσιμότητα και εκτεταμένη μετελαστική περιοχή σε σχέση με την περίπτωση των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος. Η συμπεριφορά αυτή δείχνει ότι ο φορέας εξακολουθεί να λειτουργεί με σημαντική ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων μετά τη διαρροή, χωρίς όμως να εμφανίζει τις εκτεταμένες ανεπαρκείς περιοχές που παρατηρήθηκαν στον υφιστάμενο φορέα. Παράλληλα, παρατηρήθηκε σημαντική αύξηση της διαθέσιμης σεισμικής επιτάχυνσης και πλήρης ικανοποίηση των ελέγχων επάρκειας για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD, γεγονός που αποδεικνύει ότι η επέμβαση με Ι.Ο.Π. βελτίωσε ουσιαστικά τη φέρουσα ικανότητα και τη συμπεριφορά των κρίσιμων στοιχείων. Ωστόσο, σε αντίθεση με τους μανδύες, τα Ι.Ο.Π. δεν οδήγησαν σε σημαντική αύξηση της συνολικής δυσκαμψίας του φορέα ούτε σε ουσιαστική μείωση των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων. Οι τιμές των στοχευόμενων μετακινήσεων παρέμειναν σχετικά αυξημένες, ενώ οι τιμές του λόγου υπεραντοχής διατηρήθηκαν σε αρκετές περιπτώσεις υψηλές, γεγονός που υποδηλώνει ότι η σεισμική απόκριση εξακολουθεί να βασίζεται σε σημαντική ανελαστική συμπεριφορά και ανάπτυξη πλαστιμότητας.

Συνολικά, τα αποτελέσματα δείχνουν ότι οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούν αποτελεσματικότερη μέθοδο συνολικής αντισεισμικής αναβάθμισης του φορέα, καθώς αυξάνουν σημαντικά τη δυσκαμψία, τη φέρουσα ικανότητα και τη συνολική δυναμική απόκριση της κατασκευής. Αντίθετα, τα Ινοπλισμένα Πολυμερή αποτελούν ιδιαίτερα αποτελεσματική μέθοδο τοπικής ενίσχυσης, βελτιώνοντας σημαντικά την επάρκεια, τη διατμητική αντοχή και την πλαστιμότητα των κρίσιμων δομικών στοιχείων,

χωρίς όμως να επιφέρουν ουσιαστική μεταβολή της συνολικής δυναμικής συμπεριφοράς του φορέα. Επομένως, η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης εξαρτάται από τον επιδιωκόμενο στόχο της επέμβασης, δηλαδή αν απαιτείται συνολική αναβάθμιση της κατασκευής ή στοχευμένη βελτίωση συγκεκριμένων ανεπαρκών δομικών στοιχείων. Παράλληλα, από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος οδηγεί γενικά σε μεγαλύτερη αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας του φορέα, καθώς και σε μεγαλύτερες τιμές διαθέσιμης σεισμικής επιτάχυνσης, παρουσιάζοντας συνολικά καλύτερους λόγους επάρκειας σε σχέση με την ενίσχυση με Ι.Ο.Π. Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στην ουσιαστική μεταβολή των διατομών και της ακαμψίας των δομικών στοιχείων μέσω της εφαρμογής των μανδύων.

Αντίθετα, τα Ινοπλισμένα Πολυμερή παρουσιάζουν σημαντικά πλεονεκτήματα ως προς την κατασκευασιμότητα και την ευκολία εφαρμογής, καθώς αποτελούν σαφώς ηπιότερη και λιγότερο επεμβατική μέθοδο ενίσχυσης. Η εφαρμογή τους δεν αυξάνει ουσιαστικά τη μάζα και τη γεωμετρία του φορέα, ενώ παράλληλα επιτυγχάνει σημαντική βελτίωση της πλαστιμότητας και της διατμητικής επάρκειας των κρίσιμων στοιχείων. Συνεπώς, τα Ι.Ο.Π. αποτελούν ιδιαίτερα αποτελεσματική λύση σε περιπτώσεις όπου απαιτείται τοπική αντισεισμική αναβάθμιση με περιορισμένη κατασκευαστική επέμβαση, ενώ οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος κρίνονται καταλληλότεροι όταν επιδιώκεται συνολική ενίσχυση και σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητας του φορέα.

Κεφάλαιο 6. Συμπεράσματα

Η παρούσα Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία είχε ως αντικείμενο τη διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς και της αντισεισμικής επάρκειας υφιστάμενης τετραώροφης κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος, η οποία ανεγέρθηκε το 1967 στην περιοχή της Ανάληψης Ηρακλείου Κρήτης και έχει μελετηθεί σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Η κατασκευή παρουσιάζει επιπλέον ιδιαιτερότητες λόγω αυθαίρετης προσθήκης ορόφου κατά τη φάση κατασκευής, γεγονός που επηρεάζει δυσμενώς τη συνολική δυναμική της συμπεριφορά και αυξάνει την τρωτότητά της έναντι σεισμικών δράσεων.

Για την αξιολόγηση της σεισμικής απόκρισης του φορέα πραγματοποιήθηκε αποτίμηση σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του Ευρωκώδικα 8, μέσω ανελαστικών στατικών αναλύσεων (pushover) με τη χρήση του λογισμικού FESPA. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε τόσο χωρίς όσο και με τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, προκειμένου να διερευνηθεί η επίδρασή τους στη δυσκαμψία, τη φέρουσα ικανότητα και τη συνολική σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Από τα αποτελέσματα της αποτίμησης προέκυψαν σημαντικές ανεπάρκειες σε επίπεδο συνολικού φορέα αλλά και επιμέρους δομικών στοιχείων, κυρίως σε δοκούς και υποστυλώματα, ενώ σε αρκετές περιπτώσεις δεν ικανοποιήθηκε η επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας SD.

Από τη σύγκριση των προσομοιωμάτων με και χωρίς τοιχοπληρώσεις διαπιστώθηκε ότι η παρουσία των τοιχοπληρώσεων επηρεάζει σημαντικά τη συνολική σεισμική απόκριση του φορέα. Ειδικότερα, η συνεκτίμησή τους οδηγεί σε αύξηση της δυσκαμψίας και της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, προκαλώντας μείωση των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων και διαφοροποίηση της δυναμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Ωστόσο, η παρουσία τους μεταβάλλει και την κατανομή των σεισμικών δράσεων, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε τοπικές συγκεντρώσεις εντατικών μεγεθών και ανάπτυξη δυσμενών μηχανισμών αστοχίας. Συνεπώς, η ορθή προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων κρίνεται ιδιαίτερα σημαντική κατά την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς επηρεάζει ουσιαστικά την εκτίμηση της πραγματικής σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα.

Στο πλαίσιο της αντισεισμικής αναβάθμισης του κτιρίου εξετάστηκαν δύο διαφορετικές μέθοδοι ενίσχυσης, η εφαρμογή μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος και η εφαρμογή Ινοπλισμένων Πολυμερών (Ι.Ο.Π./FRP). Οι επεμβάσεις εφαρμόστηκαν και αξιολογήθηκαν στο προσομοίωμα του φορέα χωρίς τη συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων, ώστε να διερευνηθεί η συμπεριφορά και η αποτελεσματικότητα των μεθόδων ενίσχυσης αποκλειστικά ως προς τον φέροντα οργανισμό οπλισμένου σκυροδέματος. Η αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας των επεμβάσεων πραγματοποιήθηκε μέσω συγκριτικής ανάλυσης των καμπυλών ικανότητας, των στοχευόμενων μετακινήσεων, των λόγων υπεραντοχής, των ιδιοπεριόδων και των λόγων επάρκειας των επιμέρους δομικών στοιχείων.

Η ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος παρουσίασε τη σημαντικότερη συνολική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα. Η αύξηση των διαστάσεων των δομικών στοιχείων και η προσθήκη νέου διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού οδήγησαν σε σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας, της καμπτικής και διατμητικής αντοχής και της συνολικής φέρουσας ικανότητας της κατασκευής. Η συμπεριφορά αυτή αποτυπώθηκε τόσο στις καμπύλες ικανότητας, οι οποίες παρουσίασαν μεγαλύτερη αρχική κλίση και μικρότερες μετακινήσεις, όσο και στη σημαντική μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του φορέα. Παράλληλα, παρατηρήθηκε σημαντική βελτίωση των λόγων επάρκειας και αύξηση της διαθέσιμης σεισμικής επιτάχυνσης, γεγονός που επιβεβαιώνει τη συνολική αναβάθμιση της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Αντίθετα, η ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή λειτούργησε κυρίως ως στοχευμένη τοπική επέμβαση στα κρίσιμα δομικά στοιχεία του φορέα. Η εφαρμογή των Ι.Ο.Π. βελτίωσε σημαντικά τη διατμητική αντοχή, την περίσφιγξη και τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των στοιχείων, οδηγώντας σε πλήρη ικανοποίηση των ελέγχων επάρκειας για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD. Ωστόσο, η επίδρασή τους στη συνολική δυσκαμψία του φορέα ήταν περιορισμένη, γεγονός που επιβεβαιώθηκε από τις πολύ μικρές μεταβολές της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και από τη μορφή των καμπυλών ικανότητας, οι οποίες παρουσίασαν μεγαλύτερη παραμορφωσιμότητα και εκτεταμένη μετελαστική περιοχή σε σχέση με την περίπτωση των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος. Η συμπεριφορά αυτή δείχνει ότι τα Ι.Ο.Π. βελτιώνουν κυρίως την ανελαστική συμπεριφορά και την τοπική

επάρκεια των κρίσιμων στοιχείων χωρίς ουσιαστική μεταβολή της συνολικής δυναμικής απόκρισης του φορέα.

Η συγκριτική αξιολόγηση των δύο μεθόδων ανέδειξε ότι οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούν αποτελεσματικότερη μέθοδο συνολικής αντισεισμικής αναβάθμισης, καθώς οδηγούν σε μεγαλύτερη αύξηση της δυσκαμψίας, της φέρουσας ικανότητας και της διαθέσιμης σεισμικής επιτάχυνσης, παρουσιάζοντας συνολικά καλύτερους λόγους επάρκειας. Αντίθετα, τα Ινοπλισμένα Πολυμερή αποτελούν ιδιαίτερα αποτελεσματική και κατασκευαστικά ευέλικτη μέθοδο τοπικής ενίσχυσης, καθώς απαιτούν σαφώς μικρότερη επέμβαση στον υφιστάμενο φορέα, δεν αυξάνουν ουσιαστικά τη μάζα και τη γεωμετρία της κατασκευής και παράλληλα επιτυγχάνουν σημαντική βελτίωση της πλαστιμότητας και της διατμητικής επάρκειας των κρίσιμων δομικών στοιχείων. Παρότι στην παρούσα εργασία δεν πραγματοποιήθηκε αναλυτική οικονομική αξιολόγηση των επεμβάσεων, προκύπτει ότι η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης στην πράξη δεν εξαρτάται μόνο από τη μηχανική αποτελεσματικότητα της επέμβασης αλλά και από τεχνικοοικονομικά κριτήρια, όπως η έκταση των απαιτούμενων εργασιών, η ευκολία εφαρμογής, ο χρόνος κατασκευής και οι λειτουργικοί περιορισμοί του έργου. Στο πλαίσιο αυτό, οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούν γενικά πιο απαιτητική και εκτεταμένη κατασκευαστική επέμβαση, ενώ τα Ινοπλισμένα Πολυμερή χαρακτηρίζονται από ταχύτερη εφαρμογή και μικρότερη επέμβαση στον υφιστάμενο φορέα. Συνεπώς, η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ενίσχυσης εξαρτάται από τον επιδιωκόμενο στόχο της επέμβασης, το επίπεδο των υφιστάμενων ανεπαρειών, τις απαιτήσεις σεισμικής αναβάθμισης και τους κατασκευαστικούς περιορισμούς του έργου.

Η παρούσα εργασία ανέδειξε ότι τόσο οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος όσο και τα Ινοπλισμένα Πολυμερή μπορούν να αποτελέσουν ιδιαίτερα αποτελεσματικές τεχνικές αντισεισμικής ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, όταν εφαρμόζονται με κατάλληλο σχεδιασμό και λαμβάνοντας υπόψη τη συνολική συμπεριφορά του φορέα.

Βιβλιογραφία

1. EN 1992-1-1:2004 – Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings
2. EN 1998-1:2003 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings
3. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings
4. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ) (2022). Κανονισμός Επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ.).
5. Fardis, M. N. (2018). Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings. Springer.
6. Δρίτσος Σ. (2015): Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Πάτρα 2005
7. Επισκευές και Ενισχύσεις Κτιρίων Πανεπιστημίου Πατρών (http://www.episkeves2.civil.upatras.gr/?page_id=2299)
8. Βεργέτης Παναγιώτης-Χρήστος. Σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τις διατάξεις των κανονιστικών κειμένων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του EC8, Ε.Α.Π., Πάτρα 2018
9. Εγχειρίδιο Θεωρητικής Τεκμηρίωσης FESPA (LH LOGISMIKI) (Οκτώβριος 2013): PushOver Analysis
10. Εγχειρίδιο Θεωρητικής Τεκμηρίωσης FESPA (LH LOGISMIKI) (Δεκέμβριος 2022): Παράδειγμα Μελέτης Στατικής Επάρκειας και Ενίσχυσης κτιρίου σύμφωνα με την 3η Αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022
11. Εγχειρίδιο Θεωρητικής Τεκμηρίωσης FESPA (LH LOGISMIKI) (Δεκέμβριος 2022): Παράδειγμα Μελέτης Στατικής Επάρκειας και Ενίσχυσης κτιρίου σύμφωνα με την 3η Αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022
12. Σύνθετα Υφάσματα της εταιρείας “Sika”
<https://grc.sika.com/el/construction/domitikh-enisxysh/domhtikh-enisxysh-skyrodematos/yfasmata.html>

Υπεύθυνη Δήλωση Συγγραφέα:

Δηλώνω ρητά ότι, σύμφωνα με το άρθρο 8 του Ν.1599/1986, η παρούσα εργασία αποτελεί αποκλειστικά προϊόν προσωπικής μου εργασίας, δεν προσβάλλει κάθε μορφής δικαιώματα διανοητικής ιδιοκτησίας, προσωπικότητας και προσωπικών δεδομένων τρίτων, δεν περιέχει έργα/εισφορές τρίτων για τα οποία απαιτείται άδεια των δημιουργών/δικαιούχων και δεν είναι προϊόν μερικής ή ολικής αντιγραφής, οι πηγές δε που χρησιμοποιήθηκαν περιορίζονται στις βιβλιογραφικές αναφορές και μόνον και πληρούν τους κανόνες της επιστημονικής παράθεσης.