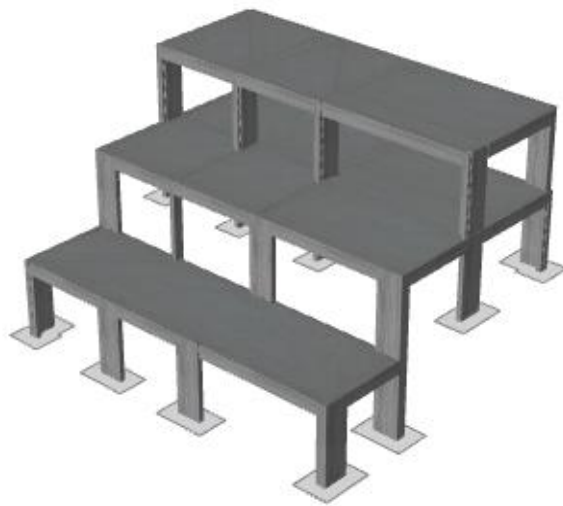




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και μελέτη
ενίσχυσης τριώροφου κτηρίου οπλισμένου
σκυροδέματος κατασκευής του 1982.



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μαυρογεώργης Γρηγόριος Μιχαήλ

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Νοέμβριος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/23

Μαυρογεώργης Γ. (2021).
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/23
Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και μελέτη ενίσχυσης τριώροφου κτηρίου οπλισμένου
σκυροδέματος κατασκευής του 1982.
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Mavrogeorgis G. (2021).
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/23
Seismic assessment and rehabilitation study of a three-story reinforced-concrete building
constructed in 1982.
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract	5
Ευχαριστίες.....	6
1 Εισαγωγή.....	7
1.1 Γενικά.....	7
1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος	7
1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.....	10
1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.....	10
1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε.Βουγιούκα	13
1.4 Κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ	16
2 Περιγραφή του φορέα	17
2.1 Γενικά χαρακτηριστικά του φορέα.....	17
2.2 Προσομοίωση Φορέα	21
3 Εφαρμογή Προσεισμικών Ελέγχων και ΚΑΝ.ΕΠΕ.	22
3.1 Οπτικός έλεγχος	22
3.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.....	24
3.3 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοί.....	26
3.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.....	26
3.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα	33
3.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	35
3.4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση	35
3.4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση.....	38
3.4.3 Ανελαστική δυναμική ανάλυση.....	47
3.5 Σύγκριση μεθόδων-Συμπεράσματα	54
3.5.1 Σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης με τα αποτελέσματα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης	54
3.5.2 Σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης, της μεθόδου Ε.	54
4 Μελέτη ενίσχυσης της κατασκευής.....	57
4.1 Μέθοδος ενίσχυσης της κατασκευής.....	57
4.2 Τεχνικά χαρακτηριστικά της μελέτης ενίσχυσης των οριζόντιων δομικών στοιχείων	61
5 Βιβλιογραφία.....	64
Παράρτημα Α. Ξυλότυποι -Πίνακες οπλισμών.....	65

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2021/23

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και μελέτη ενίσχυσης τριώροφου κτηρίου οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευής του 1982.

Μαυρογεώργης Γ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Η παρούσα εργασία αφορά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα καθώς επίσης και την μελέτη ενίσχυσής της. Στην Ελλάδα η διαδικασία αυτή βασίζεται στα κριτήρια και τις διατάξεις του κανονισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ). Μία τέτοια μελέτη ωστόσο είναι ιδιαίτερα δαπανηρή ενώ είναι αναγκαία και η λεπτομερής γνώση των τεχνικών χαρακτηριστικών του κτηρίου. Γι' αυτό εξετάζεται και η διενέργεια ταχέων μεθόδων προσεισμικού ελέγχου.

Συγκεκριμένα, σε μία κατοικία η οποία κατασκευάστηκε το 1982 στον Εύδηλο Ικαρίας υλοποιήθηκε αρχικά ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος σύμφωνα με τον οποίο έγινε ταξινόμηση του κτιρίου στην κατηγορία μέσης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου. Για τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο εφαρμόστηκαν οι μέθοδοι που προτείνονται από τους Σ. Δρίτσο και Ε. Βουγιούκα και προσδιορίστηκε προσεγγιστικά η ικανότητα σε τέμνουσα βάση. Επιπλέον, το εξεταζόμενο κτίριο ελέγχθηκε με τις ακριβέστερες μεθόδους της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, όπως περιγράφεται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), μέσω του λογισμικού SeismoBuild και έγινε συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των ανωτέρω μεθόδων. Τέλος με χρήση του λογισμικού SeismoBuild πραγματοποιήθηκε μελέτη ενίσχυσης της κατασκευής.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2021/23

Seismic assessment and rehabilitation study of a three-story reinforced-concrete building constructed in 1982.

Mavrogeorgis G. M. (supervised by Vamvatsikos)

Abstract

The present study examines the seismic capacity of an existing reinforced concrete structure and its rehabilitation. In Greece, this procedure is based on the criteria and the provisions of the Code of Structural Interventions (KAN.EΠΕ). Such a study can be resource-intensive, while it requires the detailed knowledge of the building's technical characteristics. Thus, fast-track preliminary assessment methods are also employed.

Specifically, a residential building constructed in 1982 in Evdilos Ikaria was checked via the First-Degree Rapid Visual Inspection approach, categorizing it in the moderate priority class for further verification. The Secondary-Degree Assessment approaches proposed by S.Dritsos and E. Vougiouka were then applied, assessing the base shear capacity. In addition, the building under investigation was thoroughly checked with the more accurate methods of nonlinear static pushover and nonlinear dynamic analysis, as mandated by the Code of Structural Interventions; the SeismoBuild software was employed and a comparative assessment of the results from these methods was carried out. Finally, a rehabilitation study was carried out with the use of SeismoBuild.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Δημήτρη Βαμβάτσικο για την ακούραστη ενίσχυση, καθοδήγηση, υποστήριξη και ενθάρρυνση που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας. Επίσης ευχαριστώ πολύ την οικογένειά και τους φίλους μου για την υποστήριξη που μου προσφέρουν τόσα χρόνια.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Πραγματοποιήθηκε μελέτη σεισμικής αποτίμησης για ένα τριώροφο υφιστάμενο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι πρώτοι δύο όροφοι κατασκευάστηκαν το 1982 ενώ ο τρίτος όροφος κατασκευάστηκε το 2006, στην Ικαρία (Νομός Σάμου). Στο 1^ο κεφάλαιο δίνεται το θεωρητικό υπόβαθρο, καθώς και τα αναλυτικά βήματα των μεθόδων που εφαρμόστηκαν. Στο 2^ο κεφάλαιο γίνεται περιγραφή του φορέα και του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό. Στο 3^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν και στο τέλος αποτυπώνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους. Για τον Πρωτοβάθμιο και τους Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους χρησιμοποιήθηκαν απλά υπολογιστικά φύλλα. Για την υλοποίηση του κανονισμού επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ.) έγινε η χρήση του λογισμικού SeismoBuild, όπου πραγματοποιήθηκε ανελαστική στατική ανάλυση και ανελαστική δυναμική ανάλυση του φορέα. Στο 4^ο κεφάλαιο αποτυπώνεται η μελέτη ενίσχυσης της κατασκευής, η οποία πραγματοποιήθηκε με χρήση του λογισμικού SeismoBuild.

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (Τ.Ο.Ε.) αποτελεί την πρώτη φάση αποτίμησης, κατά την οποία γίνεται η πρώτη καταγραφή και ταχεία απογραφή της σεισμικής ικανότητας των υφιστάμενων κτιρίων. Γίνεται απλά και γρήγορα μέσω της συμπλήρωσης του Δελτίου Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας (ΔΕ.ΔΟ.ΤΑ). Χρειάζεται επίσης να σχεδιαστούν σκαριφήματα της χαρακτηριστικής κάτοψης και τομής του κτιρίου, καθώς και μια φωτογραφία της όψης του. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η αξιοπιστία των στοιχείων που συμπληρώθηκαν κατά τον έλεγχο, είναι ανάγκη να βρεθεί και να χρησιμοποιηθεί η αρχική μελέτη του κτιρίου. Το Δελτίο Ελέγχου αποτελείται από οκτώ (8) ενότητες προς συμπλήρωση:

- Ενότητα Α: Εμπεριέχει στοιχεία για το κτίριο σχετικά με την περιοχή της Ελλάδας που βρίσκεται, τη χρήση του και τον μέγιστο αριθμό ατόμων που συγκεντρώνονται σε αυτό.
- Ενότητα Β: Περιλαμβάνει τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, καθώς και το έδαφος της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.).
- Ενότητα Γ: Αφορά το δομικό τύπο του κτιρίου (Κατασκευή Οπλισμένου Σκυροδέματος, Προκατασκευή, Κατασκευή Φέρουσας Τοιχοποιίας, Χαλύβδινη Κατασκευή) και τη χρονολογία κατασκευής του, που συνδέεται άμεσα με τον Κανονισμό σχεδιασμού του φέροντα οργανισμού της.

- Ενότητα Δ: Περιέχει γενικά τεχνικά στοιχεία του κτιρίου όπως ο αριθμός υπόγειων και υπέργειων ορόφων, η επιφάνεια του τυπικού ορόφου και ολόκληρου του κτιρίου, το έτος κατασκευής, η διαθεσιμότητα μελέτης, εάν και πότε έχει ενισχυθεί το κτίριο και η κατηγορία σπουδαιότητας του σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.).
- Ενότητα Ε: Καταγράφονται χαρακτηριστικά σχετικά με τη γενική τρωτότητα του κτιρίου έναντι σεισμού. Τα χαρακτηριστικά αυτά είναι εάν έχει εφαρμοστεί αντισεισμικός κανονισμός, οι προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, η κακή κατάσταση λόγω έλλειψης συντήρησης, ο κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτίρια, η ύπαρξη μαλακού ορόφου, η κανονικότητα διάταξης των τοιχοπληρώσεων, το ύψος του, η κανονικότητα του σε κάτοψη και τομή, η ευστρεψία του και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων.
- Ενότητα ΣΤ, Ζ: Σχετίζονται με τυχόν άλλες αυθαιρεσίες αντισεισμικής και όχι μόνο φύσεως που δεν έχουν βαθμονομηθεί καταλλήλως και πρέπει να ληφθούν υπόψη.
- Ενότητα Η: Συνυπολογίζονται όλες οι παραπάνω ενότητες, ώστε να προκύψει η τελική βαθμολόγηση του κτιρίου.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 1.1, επιλέγεται ο Δομικός Τύπος για την κατασκευή και βάσει των συμπληρωμένων ενοτήτων του Δελτίου Ελέγχου που αναφέρθηκαν παραπάνω, γίνεται η Δομική Βαθμολόγηση του φορέα αθροίζοντας τις τιμές του Πίνακα 1.2, ο οποίος στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας περιλαμβάνει μόνο τους δομικούς τύπους Οπλισμένου Σκυροδέματος. Τέλος, αφού υπολογισθεί η Τελική Βαθμολόγηση του κτιρίου, γίνεται η κατάταξη του, σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3.

Πίνακας 1.1: Πίνακας Δομικών Τύπων.

Δ.Τ.	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ (Φ.Ο.)	ΕΦΑΡΜΟΣΘΕΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ/ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΟΣ _α	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, παλαιότερα	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Χωρίς Κανονισμούς, ή ▪ Αντισεισμικός Κανονισμός 1959(Α/Σ '59) ▪ Κανονισμός Σκυροδέματος 1954(Κ/Σ '54) ▪ Ουσιαστικώς, κτίρια μέχρι το 1985
ΟΣ _β	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, νεότερα	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Α/Σ '59 με πρόσθετα άρθρα 1985(Α/Σ '85) ▪ Κ/Σ '54 ▪ Ουσιαστικώς, κτίρια της περιόδου 1986 έως και 1995 – 2000
ΟΣ _γ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύγχρονα	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Α/Σ: ΝΕΑΚ ▪ Κ/Σ: ΝΕΚΟΣ ▪ Σύγχρονα κτίρια, με το πλαίσιο των σύγχρονων Κανονισμών

Πίνακας 1.2: Τελικής βαθμολόγηση κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα.

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
	ΟΣ _α	ΟΣ _β	ΟΣ _γ
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως Δομικού Τύπου	6.0	7.0	8.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-0.5	-0.1	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-1.5	-1.5	-1.0
(για αποδεδειγμένως Α: -0.1)	-0.3	-0.3	-0.3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6	-0.6	-0.6
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0.8	-0.8	-0.8
Έδαφος κατηγορίας Χ	-0.8	-0.8	-0.8
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0.5	-	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1.0	-0.5	-0.5
Κακή κατάσταση	-0.5	-0.5	-0.5
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0.5	-0.5	-
Pilotis ή/και Κοντά Υποστυλώματα	-1.5	-1.5	-0.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5	0.5	-
Μεγάλο ύψος	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1.0	-0.5	-0.5
Στρέψη (έντονη)	-0.5	-0.5	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0.2	-0.2	-0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	-0.4	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 10	-0.6	-0.6	-0.6

Πίνακας 1.3: Κατάταξη προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου κτιρίων.

ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ
$\tau.\beta \leq 4$	Υψηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου
$4 < \tau.\beta < 5.5$	Μέση προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου
$\tau.\beta \geq 5.5$	Χαμηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου

1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Η συγκεκριμένη μεθοδολογία αναφέρεται σε μία προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα σε σχέση με τη σεισμική τους απαίτηση, όπως καθορίζεται από τις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις

Εάν η στατική μελέτη είναι διαθέσιμη, αξιοποιούνται οι παραδοχές της και τα γεωμετρικά δεδομένα, εφόσον επαληθευθεί δειγματοληπτικά, ως προς την αξιοπιστία εφαρμογής της (πλήρως μεν ως προς τη διάταξη των προβλεπόμενων στοιχείων και δειγματοληπτικά ως προς τους οπλισμούς, αντοχές σκυροδέματος κλπ.). Καλύτερη εφαρμογή της μεθόδου προσφέρει η ύπαρξη της μελέτης τυχόν μελλοντικών επεμβάσεων. Αν δεν υπάρχει η σχετική τεκμηρίωση, τότε απαιτείται αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά την ποιότητα των υλικών, απαιτείται μόνον ο προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος, προαιρετικά, με δειγματοληπτικούς ελέγχους, κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία, εναλλακτικά λαμβάνοντας τις αυθαίρετες (προσεγγιστικές) αντιπροσωπευτικές τιμές του Κανονισμού Επεμβάσεων. Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω δημιουργείται μία όσο το δυνατόν πληρέστερη εικόνα για την υφιστάμενη κατασκευή.

Σκοπός της μεθόδου είναι ο προσδιορισμός του προσεγγιστικού δείκτη ανεπάρκειας λ, έχοντας πρώτα υπολογίσει τη σεισμική επιβάρυνση και αντίσταση του κτιρίου, συνεκτιμώντας τα πρόσθετα κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης που επηρεάζουν την τρωτότητά του. Αυτό επιτυγχάνεται λαμβάνοντας υπόψιν 13 κριτήρια τα οποία στον έναν ή στον άλλο βαθμό απαιτούν και την ικανότητα εκτίμησης από τον υπεύθυνο μηχανικό. Επίσης τα κριτήρια αυτά εμπεριέχουν και μια σειρά από εμπειρικές, προσεγγιστικές σχέσεις. Τα κριτήρια βαθμονομούνται με ακέραιο αριθμό από το ένα (1) μέχρι το πέντε (5), όπου το 1 αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη επιβάρυνση που ισοδυναμεί με μείωση της σεισμικής αντίστασης του κτιρίου και το 5 στη μικρότερη. Στον Πίνακα 1.4 αναφέρονται τα 13 αυτά κριτήρια.

Πίνακας 1.4: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης.

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ β _i					ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ σ _i
		1	2	3	4	5 (min)	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας						0.1
2	Οξείδωση οπλισμών						0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου						0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης						0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη						0.1
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη						0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος						0.15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος						0.05
9	Κοντά υποστυλώματα						0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες						0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων						0.05
12	Γειτονικά κτήρια						0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί						0.05

Παρακάτω παρουσιάζεται η διαδικασία με τα βήματα που ακολουθούνται για τον προσδιορισμό του δείκτη ανεπάρκειας- λ.

Προσδιορισμός Σεισμικής Απαίτησης - V_{req}

$$V_{req} = M \times S_d(T) \quad (1.1)$$

όπου:

M: Η μάζα του κτιρίου

T: Ιδιοπερίοδος της κατασκευής

S_d(T): Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού ΕΚ-8

q: Συντελεστής συμπεριφοράς

Υπολογισμός Σεισμικής Αντίστασης - V_R

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (1.2)$$

όπου:

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5} \quad (1.2\alpha)$$

$$VR_0 = \alpha_1 \sum VR_i + \alpha_2 \sum VR_i \text{ τοιχωμάτων} + \alpha_3 \sum VR_i \text{ κοντά Υ/Σ} \quad (1.3)$$

όπου:

V_{R0} : Προσεγγιστική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου.

$\alpha_{1,2,3}$: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής – Πίνακας 1.5.

β : Μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων.

V_{Ri} : Διατμητική αντοχή κατακόρυφων στοιχείων από ΕΚ-2.

Πίνακας 1.5: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής.

Είδος Κατακόρυφων Στοιχείων	α_1	α_2	α_3
Υποστυλώματα + Τοιχώματα + Κοντά Υποστυλώματα	0.5	0.7	0.9
Υποστυλώματα + Τοιχώματα	0.7	0.9	-
Υποστυλώματα + Κοντά Υποστυλώματα	0.7	-	0.9
Υποστυλώματα	0.8	-	-

Από τη σχέση (1.3) υπολογίζεται η αντοχή V_{Ri} των κατακόρυφων μελών. Οι σχέσεις (1.4) έως (1.7) προέρχονται από τον EC2-1 (Ευρωκώδικας 2, Μέρος 1, 2004).

$$V_{Ri} = \min(V_{Rd,s}, V_M) \quad (1.4)$$

όπου,

$$V_{RD,S} = \frac{Z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sw}}{S} z f_{ywd} \cot \theta, \text{ για υποστυλώμα} \quad (1.5)$$

$$V_{RD,S} = \frac{A_{sw}}{S} z f_{ywd} \cot \theta, \text{ για τοίχωμα} \quad (1.6)$$

$$V_M = \frac{2 M_R}{L_{καθ}} \quad (1.7)$$

$$M_R = \mu b h^2 f_{cd} \quad (1.8)$$

όπου, M_R η ροπή αντοχής υποστυλώματος για κάθε διεύθυνση φόρτισης με βάση τα Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης ορθογωνικής διατομής (Ευρωκώδικας 2, Μέρος 1, 2004).

Προσδιορισμός βαθμού ανεπάρκειας.

Αγνοώντας την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης.

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x}}{V_{R,x}} \quad (1.9)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y}}{V_{R,y}} \quad (1.10)$$

Λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης.

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0,3 V_{req,y}}{V_{R,x} + 0,3 V_{R,y}} \quad (1.11)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0,3 V_{req,x}}{V_{R,y} + 0,3 V_{R,x}} \quad (1.12)$$

όπου,

V_{req} η σεισμική απαίτηση

V_R η σεισμική αντίσταση του κτιρίου

1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε.Βουγιούκα

Η συγκεκριμένη διαδικασία αποτελεί μία μέθοδο ταχείας αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων η οποία βασίζεται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Η μέθοδος στηρίζεται στην εμπειρική παρατήρηση ότι τα κτήρια που έχουν μελετηθεί πριν το 1985 συνήθως αστοχούν σύμφωνα με τον μηχανισμό αστοχίας του εύκαμπτου ισογείου. Αναφέρεται δηλαδή σε κτήρια τα οποία κατά κανόνα έχουν ισχυρά δοκάρια και αδύναμα υποστυλώματα. Μέσω της διαδικασίας που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται κάθε φορά, για κάθε υποστύλωμα η τέμνουσα αντοχής του. Προσθέτοντας τις αντίστοιχες τέμνουσες όλων των υποστυλωμάτων μαζί προκύπτει στο τέλος η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου έναντι σεισμού. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει τον υπολογισμό της ροπής διαρροής μέσω της σχέσης:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left[0,5 (1+\delta') \frac{\xi_y}{3} \right] + \right. \\ \left. + \left[(1-\xi_y) \rho + (\xi_y - \delta') \rho' + \left(\frac{\rho_y}{6}\right) (1-\delta') \right] (1-\delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (1.13)$$

όπου:

$(1/r)_y$: Καμπυλότητα διαρροής

ξ_y : Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή

δ' : Είναι ίσο με d'/d όπου, d το στατικό ύψος και d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου σπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα του σκυροδέματος

ρ, ρ', ρ_v : Είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο bd , όπου b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής)

E_c, E_s : Μέτρα ελαστικότητας σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα.

Σημειώνεται ότι η σχέση (1.13) αφορά διατομές με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη ενώ για διατομές τύπου Γ,Τ,Π παρατίθεται αντίστοιχη μεθοδολογία μέσω του Κανονισμού Επεμβάσεων. Επιπλέον, για τον υπολογισμό της καμπυλότητας διαρροής πρέπει να ελεγχθούν δύο περιπτώσεις:

- 1) Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού:

$$\frac{1}{r_y} = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_{\zeta_y}) d} \quad (1.14)$$

- 2) Η διαρροή οφείλεται σε μη γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος:

$$\frac{1}{r_y} = \frac{1,8 f_c}{E_c \xi_{\zeta_y} d} \quad (1.15)$$

Λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των καμπυλοτήτων από τις σχέσεις 1.14, 1.15 η οποία καθορίζει το κρίσιμο υλικό. Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης ξ_{ζ_y} υπολογίζεται για το κρίσιμο υλικό από αντίστοιχες σχέσεις σύμφωνα με το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Έπειτα γίνεται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής V_R υποστυλώματος το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις ως συνάρτηση του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, που υπολογίζεται από το λόγο του πλαστικού μέρους της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία (συνολική γωνία, μείον γωνία στη διαρροή) προς τη θεωρητική γωνία στροφής στη διαρροή (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ.2α, Σ.11β), μέσω της σχέσης (1.16) σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$V_R = \frac{h-x}{2 L_s} \min(N ; 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) \cdot [0,16 \max(0,5; 100 p_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s) \sqrt{f_c} A_C + V_w] \quad (1.16)$$

όπου:

h: Ύψος της διατομής

x= ξ_{yd}: Ύψος θλιβόμενης ζώνης της διατομής (Παράρτημα 7Α ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

N: Αξονικό φορτίο

α_s: Λόγος διάτμησης

A_c: Εμβαδό διατομής σκυροδέματος

f_c: Αντοχή σκυροδέματος (MPa)

rtot : Συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

V_w : Η συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή σύμφωνα με τη σχέση,

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (1.17)$$

όπου:

ρ_w: Ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

z: Μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων.

f_{yw}: Τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

Επιπλέον είναι απαραίτητο να ελεγχθεί εάν η αστοχία των μελών σε διάτμηση, προηγείται της καμπτικής διαρροής δηλαδή, αν υπάρχει ψαθυρός τρόπος αστοχίας. Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί στοχεύουν σε μεγάλες πλαστιμότητες και ικανότητα μεγάλων παραμορφώσεων ώστε να αποφύγουν την αστοχία σε διάτμηση ικανοτικού σχεδιασμού σε τέμνουσα. Ωστόσο, ο κίνδυνος διατμητικής αστοχίας παραμένει σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, οι οποίες δεν έχουν κατασκευασθεί σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Έτσι υπολογίζεται η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή:

$$V_{mu} = \frac{M_y}{L_s} \quad (1.18)$$

όπου:

M_y: Ροπή διαρροής

L_s: Μήκος διάτμησης

Η παραπάνω τέμνουσα συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα λόγω των ανακυκλιζόμενων δράσεων V_R και αν είναι μικρότερη της τότε τα στοιχεία διαρρέουν σε κάμψη πριν τη διαρροή σε διάτμηση και μπορεί να θεωρηθούν ότι έχουν πλαστική συμπεριφορά σε αντίθετη περίπτωση θεωρείται ότι έχουν ψαθυρή συμπεριφορά και η ροπή διαρροής υπολογίζεται μειωμένη σύμφωνα με το λόγο V_R/V_{mu}.

1.4 Κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αποτελεί τον πιο αξιόπιστο, αλλά και τον κυριότερο, τρόπο αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα. Ειδικά εάν λάβουμε υπόψιν μας το γεγονός ότι υπάρχει η τεχνολογία και η τεχνογνωσία αποτύπωσης του οπλισμού μίας υφιστάμενης κατασκευής τότε μοναδικό πλεονέκτημα άλλων, λιγότερο αξιόπιστων μεθόδων είναι το αρκετά χαμηλότερο κόστος τους. Επιπλέον, μέσω του συγκεκριμένου κανονισμού πραγματοποιούνται τυχόν επεμβάσεις(ενισχύσεις) σε μία υφιστάμενη κατασκευή. Η σεισμική ικανότητα κάθε κατασκευής καθορίζεται καταρχάς από τις τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας (αναφέρονται στο αποδεκτό επίπεδο βλαβών) και παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.6. Επιπλέον, για τον καθορισμό της σεισμικής ικανότητας ενός υφιστάμενου κτηρίου χρησιμοποιείται κατά κανόνα η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis). Η μέθοδος αυτή εκτελείται υπό την επίδραση των στατικών φορτίων ($G+\psi 2Q$) και βαθμιαία αυξανόμενων σεισμικών φορτίων. Τα σεισμικά φορτία ακολουθούν κατανομές καθ' ύψος όπως τριγωνική, ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή.

Πίνακας 1.6: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού.

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

Αναλυτικότερα:

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

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

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

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας, γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τον προσδιορισμό των μετακινήσεων του σημείου αναφοράς στην κορυφή του κτιρίου σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

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

Όπου:

$C_0 C_1 C_2 C_3$: Διορθωτικοί συντελεστές.

T_e : Ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος.

2 Περιγραφή του φορέα

2.1 Γενικά χαρακτηριστικά του φορέα

Η συγκεκριμένη μελέτη αφορά μία τριώροφη υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα στον Εύδηλο Ικαρίας, Νομός Σάμου στην περιοχή του βορειοανατολικού Αιγαίου. Οι πρώτοι δύο όροφοι κατασκευάστηκαν το 1982 ενώ ο τρίτος όροφος κατασκευάστηκε το 2006. Η κάτοψη του ισογείου έχει εμβαδό 61,2 m², του πρώτου ορόφου 112 m² ενώ το εμβαδόν του δεύτερου ορόφου είναι 70 m². Τα ύψη όλων των ορόφων είναι 3m. Στους εξωτερικούς τοίχους υπάρχει διπλή μπατική τοιχοποιία και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, ενώ στους εσωτερικούς η τοιχοποιία είναι δρομική. Τα μόνιμα και κινητά φορτία της κατασκευής όπως αυτά καταγράφονται στην μελέτη παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1 και στον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.1: Μόνιμα φορτία.

Ειδικό βάρος σκυροδέματος	25 KN/m ³
Βάρος δρομικής οπτ/δομής	2.1 KN/m ²
Βάρος μπατικής οπτ/δομής	3.6 KN/m ²
Επιστρώσεις δώματος	1.5 KN/m ²
Επιστρώσεις πλακών	1.0 KN/m ²

Πίνακας 2.2: Ωφέλιμα Φορτία.

Δάπεδα κατοικιών	2,00 KN/m ²
Δάπεδα γραφείων	2,00 KN/m ²
Δάπεδα εξωστών	5,00 KN/m ²
Δάπεδα κλιμάκων κατοικιών	3,50 KN/m ²

Τα στατικά σχέδια της κατασκευής όπως και οι Πίνακες των οπλισμών βρίσκονται στο Παράρτημα Α. Όσον αφορά την ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν αυτή παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.3 και στον Πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.3: Υλικά του πρώτου και του δεύτερου ορόφου της κατασκευής.

ΥΛΙΚΟ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ	ΑΝΤΟΧΗ	
		ΜΕΣΗ (ΜΡΑ)	ΧΑΡΑΚΤΗΡΗΣΤΙΚΗ (ΜΡΑ)
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	C12/15	15	12
ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ	S400	444,44	400
ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ	S400	444,44	400

Πίνακας 2.4: Υλικά του τρίτου ορόφου της κατασκευής.

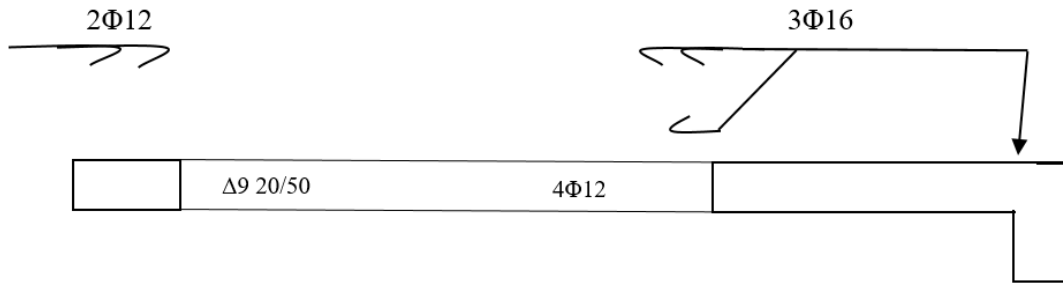
ΥΛΙΚΟ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ	ΑΝΤΟΧΗ	
		ΜΕΣΗ (ΜΡΑ)	ΧΑΡΑΚΤΗΡΗΣΤΙΚΗ (ΜΡΑ)
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	C16/20	20	16
ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ	S400	444,44	400
ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΥΝΔΕΤΗΡΩΝ	S400	444,44	400

Επιπλέον χαρακτηριστικά της κατασκευής παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.5.

Πίνακας 2.5: Κατηγορία Σπουδαιότητας, Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας και Κατηγορία Εδάφους – Ε.Κ.8.

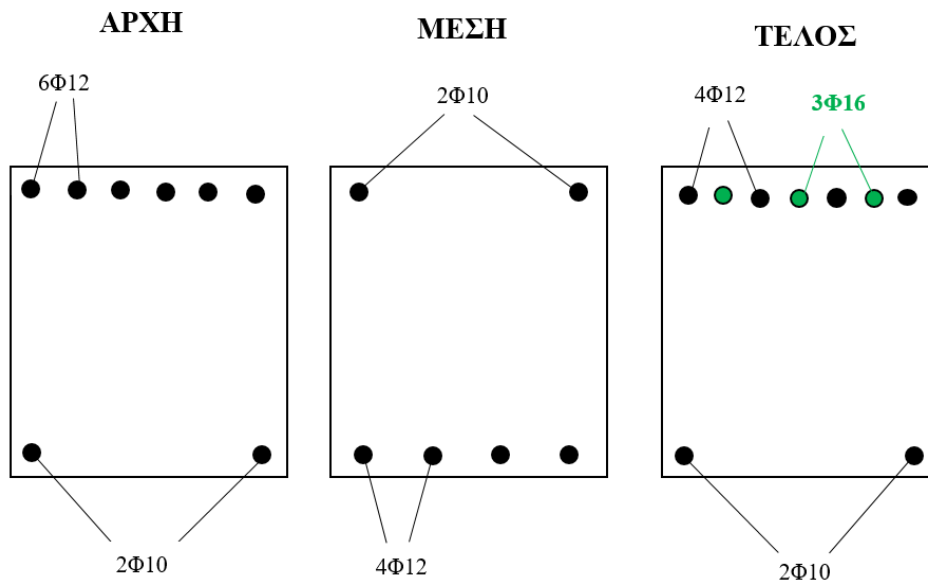
Κατηγορία σπουδαιότητας	II (χρήση κατοικίας), $\gamma = 1$
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I (ΙΚΑΡΙΑ), $a_g = 0,16g$
Κατηγορία Εδάφους	B {S= 1.2, TB =0.15s TC =0.50s TD =2.50s}

Όσον αφορά την όπλιση των δοκών με βάση τους παλαιότερους κανονισμούς ο υπεύθυνος μελετητής μηχανικός δεν ήταν υποχρεωμένος να υποβάλλει σκαριφήματα δοκών και υποστυλωμάτων στα οποία να αποτυπώνεται ο οπλισμός. Πράγματι, στην συντριπτική πλειοψηφία οι μελέτες του 1980 δεν περιλαμβάνουν τέτοια σχέδια. Μία πλήρως αξιόπιστη μελέτη θα περιλάμβανε την ακριβή αποτύπωση του οπλισμού με χρήση ειδικών μηχανημάτων. Μία τέτοια διαδικασία θα έλυνε το παραπάνω πρόβλημα αλλά θα έδινε και σαφή εικόνα της πραγματικής όπλισης σε περίπτωση που η κατασκευή δεν συμπίπτει με την μελέτη. Κάτι τέτοιο ωστόσο είναι αρκετά δαπανηρό γενικά και ασύμφορο ειδικά, στο πλαίσιο μίας διπλωματικής εργασίας. Αυτό υποχρεώνει το μελετητή να κάνει κάποιες εύλογες παραδοχές όσον αφορά την διάταξη του οπλισμού. Στα υποστυλώματα το γεγονός ότι κατά κανόνα έχουν συμμετρικό οπλισμό οδηγεί σε μονοσήμαντες παραδοχές. Δεν ισχύει ωστόσο το ίδιο για τις δοκούς. Για τον λόγο αυτό παρουσιάζεται η όπλιση μίας τυπικής δοκού με βάση την οποία οπλίστηκαν όλες οι δοκοί της κατασκευής. Για την συγκεκριμένη παραδοχή προηγήθηκε επικοινωνία με έμπειρους μηχανικούς της Ικαρίας. Αξίζει επίσης να σημειωθεί ότι με βάση την εμπειρία του κύριου Ε. Βουγιούκα τα κτήρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1985 σπανίως είχαν πρόβλημα αστοχίας στις δοκούς ενώ συνήθως αστοχούσαν τα υποστυλώματα, και ειδικά αυτά του ισογείου. Πράγματι τόσο η μέθοδος ταχείας αποτίμησης του κύριου Βουγιούκα όσο και η μέθοδος του κύριου Δρίτσου κάνουν αυτήν την παραδοχή και μελετάνε ουσιαστικά την αντοχή των υποστυλωμάτων. Η παραπάνω παραδοχή επιτρέπει στο μελετητή να κάνει παραδοχές όσον αφορά την όπλιση των δοκών χωρίς να είναι όσο πιο συντηρητικός γίνεται. Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω, στο Σχήμα 2.1 και στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζεται η όπλιση της τυπικής δοκού Δ9 του πρώτου ορόφου.



Σχήμα 2.1: Δοκός Δ9 (20/50) πρώτου ορόφου.

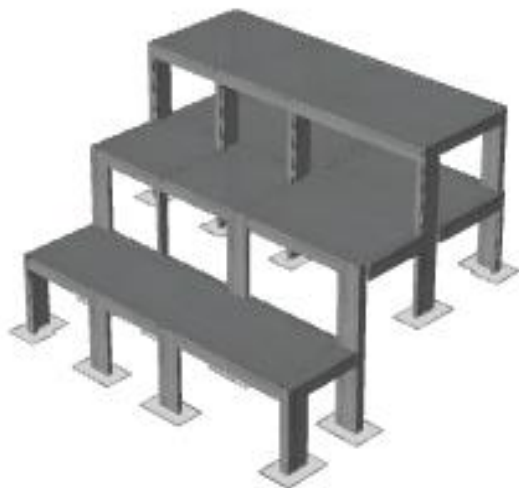
Λαμβάνοντας υπόψιν το διάγραμμα ροπών της δοκού ο οπλισμός 4Φ12 στην αρχή της δοκού είναι άνω, στο μέσο είναι κάτω ενώ στο τέλος της δοκού είναι άνω οπλισμός. Όσον αφορά τον επιπρόσθετο οπλισμό τόσο ο 2Φ12 όσο και ο 3Φ16 είναι άνω οπλισμοί, πάλι λαμβάνοντας υπόψιν το διάγραμμα ροπών. Τέλος τοποθετείται οπλισμός 2Φ10 κάθε φορά στην αντίθετη παρειά από αυτήν που έχει τον κύριο οπλισμό προκειμένου να είναι αποτελεσματική η τοποθέτηση των συνδετήρων.



Σχήμα 2.2: Τομή Δοκού Δ9 (20/50) Α ορόφου και λεπτομέρεια όπλισης.

2.2 Προσομοίωση Φορέα

Προκειμένου να προσομοιωθεί ο φορέας αξιοποιήθηκε το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SeismoBuild. Με βάση την μελέτη της κατασκευής (ξυλότυποι, όψεις, τομές κ.τ.λ) αλλά και την ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν πραγματοποιήθηκε η προσομοίωση του κτηρίου. Με χρήση του λογισμικού SeismoBuild επιτυγχάνεται ο προσδιορισμός της απόκρισης σε μεγάλες παραμορφώσεις πλασιωτών κατασκευών υπό στατικά ή και δυναμικά φορτία λαμβάνοντας υπόψη, τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών, ενώ παρέχει τη δυνατότητα μη γραμμικής ανάλυσης. Οι ανισοσταθμίες που δημιουργούνται στους κόμβους μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων υπολογίζονται αυτόματα και περιλαμβάνονται στο στατικό μοντέλο. Στο Σχήμα 2.3 παρουσιάζεται η τελική προσομοίωση του φορέα της κατασκευής.



Σχήμα 2.3: Προσομοίωση φορέα.

3 Εφαρμογή Προσεισμικών Ελέγχων και ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.1 Επισκευή διαβρωμένου οπλισμού.

Βάσει του οπτικού ελέγχου παρατηρήθηκε ότι υπάρχει διάβρωση οπλισμού της κατασκευής σε ένα σημείο της. Αυτό συνέβη επειδή στη φάση της κατασκευής ο οπλισμός αυτός έμεινε εκτεθειμένος (χωρίς επικάλυψη) για σημαντικό χρονικό διάστημα. Ωστόσο η συγκεκριμένη βλάβη ήταν περιορισμένης έκτασης, αφορούσε μία μόνο δοκό και επομένως ήταν εύκολο και οικονομικό να επισκευαστεί. Το πρώτο βήμα λοιπόν, πριν την αποτίμηση της κατασκευής ήταν η επισκευή του διαβρωμένου οπλισμού η οποία πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τον Εθνικό οργανισμό τυποποίησης της Ελλάδας (ΕΛΟΤ). Ταυτόχρονα συνεισέφεραν οι οδηγίες του κύριου Ε.Βουγιούκα και του εξειδικευμένου τεχνίτη κύριου Λεσσέ. Στο Σχήμα 3.1 παρουσιάζεται η εικόνα της δοκού.



Σχήμα 3.1: Δοκός πριν την αφαίρεση του διογκωμένου σκυροδέματος.

Στο πλαίσιο της επισκευής του διαβρωμένου οπλισμού, αρχικά χρησιμοποιώντας καλέμι και σφυρί αφαιρέθηκε το διογκωμένο σκυρόδεμα. Στο Σχήμα 3.2 παρουσιάζεται η εικόνα της δοκού μετά την αφαίρεση του διογκωμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 3.2: Δοκός μετά την αφαίρεση του διογκωμένου σκυροδέματος.

Στη συνέχεια με χρήση γυαλόχαρτου, μειώνοντας σταδιακά το μέγεθός του, αφαιρέθηκε πλήρως η σκουριά από τον οπλισμό, ο οποίος εμποτίστηκε με αντισκωριακό υπόστρωμα δύο διαδοχικές φορές. Συγκεκριμένα, ο οπλισμός εμποτίστηκε, με χρήση πινέλου, με αντισκωριακό υπόστρωμα chassicot της εταιρείας χρωτέχ. Στην συνέχεια σύμφωνα με το τεχνικό φυλλάδιο της εταιρείας πραγματοποιήθηκε επαναβαφή μετά από 18 ώρες. Σημειώνεται ότι το αντισκωριακό υπόστρωμα είχε προηγουμένως διαλυθεί σε ποσοστό 10 % με χρήση διαλυτικού T300 της εταιρείας νίτεχ. Επιπλέον προκειμένου να επιτευχθεί στεγανότητα, αντοχή σε διάβρωση και εξομάλυνση της επιφάνειας χρησιμοποιείται το υλικό eroxol putty (στόκος) της εταιρείας neotex. Τέλος, η δοκός σκυροδετήθηκε με σκυρόδεμα ταχείας πήξεως. Το συνολικό κόστος των υλικών ανήλθε στα 48,6€. Τα εργατικά πραγματοποιήθηκαν από τον ιδιοκτήτη επομένως αποτιμώνται σε εργατώρες. Ο χρόνος που απαιτήθηκε προκειμένου να πραγματοποιηθούν όλες οι

επισκευές ήταν 7 εργατοώρες. Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζεται η εικόνα της δοκού μετά τις απαραίτητες επισκευές.



Σχήμα 3.3: Δοκός μετά την επισκευή του οξειδωμένου χάλυβα και του διογκωμένου σκυροδέματος.

3.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Συμπληρώθηκε το Δελτίο Δομικής Τρωτότητας του φορέα, με βάση κι όσα αναπτύχθηκαν στο 1ο Κεφάλαιο.

- Το κτήριο κατασκευάστηκε το 1982 επομένως κατατάσσεται στην κατηγορία ΟΣα. Δηλαδή κατατάσσεται στην κατηγορία των κτηρίων που έχουν μελετηθεί χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό ή με Αντισεισμικό σχεδιασμό του 1959, ενώ ο κανονισμός σκυροδέματος είναι του 1954.
- Το κτήριο κατατάσσεται σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι με βάση την τοποθεσία του (Ικαρία, Νομός Σάμου).

- Η κατηγορία εδάφους είναι B, μιας και η κατασκευή βρίσκεται σε αργιλώδες έδαφος στην περιοχή Κεραμέ, Εύδηλος Ικαρίας

Επιπλέον η κατασκευή αφορά χρήση κατοικίας. Ωστόσο επειδή χωρίζεται σε 4 γκαρσονιέρες και μία μονοκατοικία κρίνεται πιο ασφαλές να θεωρηθεί κατασκευή στην οποία ο αριθμός χρηστών είναι μεγαλύτερος του 9.

Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται αναλυτικά τα κριτήρια κατάταξης του κτηρίου με βάση τα οποία το κτήριο έχει τελική δομική βαθμολογία 4,5 και κατατάσσεται στην κατηγορία: «μέση προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου».

Πίνακας 3.1: Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.

Δομικός Τύπος	ΟΣ _a	6
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	-0,5
Έδαφος κατηγορίας	B	-0,3
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	OXI	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	OXI	-
Κακή κατάσταση	OXI	-
Κρούση με γειτονικά κτίρια	OXI	-
Pilotis ή/και Κοντά Υποστυλώματα	OXI	-
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	NAI	0,5
Μεγάλο ύψος	OXI	-
Μη κανονικότητα σε τομή	NAI	-1
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	OXI	-
Στρέψη (έντονη)	OXI	-
Αριθμός Χρηστών 10-99	-	-0,4
Ένταση Λειτουργίας	-	0,2
Αρχική/Γενική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου	-	4,5
Στοιχεία Πρόσθετης Τρωτότητας	-	OXI
Ενδεχόμενη Τρωτότητα Έναντι Άλλων Αιτιών	-	OXI
Τελική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου	-	4,5

3.3 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοί

3.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Πρόκειται για μέθοδο ταχείας αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας μίας κατασκευής, η οποία στηρίζεται στα στοιχεία τρωτότητας. Η μέθοδος βασίζεται σε οπτικές παρατηρήσεις του υπεύθυνου μηχανικού και εμπειρικές σχέσεις. Ιδιαίτερη σημασία δίνεται και σε αυτήν την μέθοδο στα υποστυλώματα του ισογείου, αφού έχει παρατηρηθεί ότι οι παλαιότερες κατασκευές αστοχούν κυρίως σύμφωνα με τον μηχανισμό αστοχίας εύκαμπτου ισογείου. Τα παραπάνω παρουσιάζονται συνοπτικά σε 13 κριτήρια όπου το καθένα από αυτά λαμβάνει τιμές από το 1 έως το 5 που αντιστοιχούν στη μέγιστη και στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση.

Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά η μέθοδος:

- Κριτήριο 1: Δεν υφίσταται παρουσία Βλαβών Στατικής Ανεπάρκειας, επομένως το συγκεκριμένο κριτήριο αξιολογείται με την ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 2: Παρουσιάστηκε οξείδωση οπλισμού σε ένα μόνο οριζόντιο δομικό στοιχείο της κατασκευής. Αυτό συνέβη επειδή στη φάση της κατασκευής ο οπλισμός αυτός έμεινε εκτεθειμένος (χωρίς επικάλυψη) για σημαντικό χρονικό διάστημα. Αναλυτική περιγραφή του συγκεκριμένου προβλήματος γίνεται και στο κεφάλαιο 3.1. Ωστόσο πραγματοποιήθηκαν οι απαραίτητες επισκευές στο τμήμα αυτό της κατασκευής, σύμφωνα με τον Εθνικό οργανισμό τυποποίησης της Ελλάδας (ΕΛΟΤ) και τις οδηγίες του κύριου Βουγιούκα. Επιπλέον, το συγκεκριμένο πρόβλημα δεν ήταν εκτεταμένο. Επομένως, θεωρήθηκε ότι δεν υπάρχει σημαντική οξείδωση οπλισμών και επιλέχθηκε σεισμική επιβάρυνση (4).
- Κριτήριο 3: Υπολογίστηκε η μέση τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα), με τιμή ίση με 0.128 που είναι μικρότερη του 0.3 και αντιστοιχεί στην σεισμική επιβάρυνση 5.

Στον Πίνακα 3.2 παρουσιάζονται οι τιμές των ανηγμένων αξονικών φορτίων για κάθε κατακόρυφο στοιχείο.

Πίνακας 3.2: Ανηγμένο αξονικό φορτίο κατακόρυφων στοιχείων.

Μέλος	b (m)	h (m)	A _C (cm ²)	N _{sd} (KN)	v _d
k1	1	0,2	2000	217,09	0,13568125
k2	1	0,2	2000	176,76	0,110475
k3	0,4	0,2	800	225,8	0,3528125
k4	1	0,2	2000	193,51	0,12094375
K5	0,2	1	2000	190,14	0,1188375
K6	0,2	1	2000	210,58	0,1316125
K7	0,2	1	2000	314,91	0,19681875
K8	0,2	1	2000	203,58	0,1272375
K9	1	0,2	2000	60,67	0,03791875
K10	0,2	0,4	800	43,58	0,06809375
K11	1	0,2	2000	102	0,06375
K12	0,5	0,2	1000	55,64	0,06955

•Κριτήριο 4: Το κτήριο παρουσιάζει διαφοροποίηση της κάτοψης του καθ' ύψος της κατασκευής. Κάθε όροφος ωστόσο έχει επιμήκης ορθογωνική κάτοψη. Με βάση τα παραπάνω ελέγχθηκε ο λόγος μεγαλύτερης προς μικρότερη πλευρά για κάθε όροφο και ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε με τον δυσμενέστερο από αυτούς τους λόγους. Αναλυτικά για το Α ισόγειο $L_{max}/L_{min}=3,18$, για το Β Ισόγειο $L_{max}/L_{min}=1,75$ και για τον πρώτο όροφο $L_{max}/L_{min}=2,94$. Επειδή κάθε μία από αυτές τις τιμές είναι μικρότερη του τέσσερα το συγκεκριμένο κριτήριο βαθμολογείται με τον καλύτερο δυνατό συντελεστή $B=5$.

•Κριτήριο 5: Πραγματοποιήθηκε ο υπολογισμός της εκκεντρότητας μεταξύ του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας. Το Κέντρο Μάζας είναι το σημείο $x_{cm} = 6,487$ m, $y_{cm} = 4,94$ m ενώ στο Κέντρο Δυσκαμψίας αντιστοιχεί $X_{cr} = 6,6$ m και $Y_{cr} = 6,47$ m. Με βάση τα παραπάνω προσδιορίζουμε τις εκκεντρότητες $e_x = 0,114$ m και $e_y = 1,527$ m και τις ανηγμένες τιμές τους $\varepsilon_x = 0,008$ και $\varepsilon_y = 0,191$. Επομένως ισχύουν τα εξής: $\varepsilon_x < 0,05$ επομένως $\beta_x = 5$ και $\varepsilon_y < 0,3$ επομένως θεωρούμε $\beta_y = 3$. Επιπλέον δεν υπάρχει πατάρι με μικρό εμβαδόν κάτοψης, σε σχέση με το εμβαδόν των εκατέρωθεν ορόφων (εμβαδόν πλήρους ορόφου) επομένως δεν υπάρχει λόγος απομείωσης των συντελεστών. Τέλος, τα στοιχεία που απαιτούνται για τον προσδιορισμό του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.3

Πίνακας 3.3: Στοιχεία για τον προσδιορισμό του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας.

x_i (m)	y_i (m)	x_i*N_i	y_i*N_i	K_x	K_y	x_i*K_x	y_i*K_y
0,5	7,9	108,545	1715,011	30358,0775	758951,939	15179,0387	5995720,31
4,2	7,9	742,392	1396,404	24824,4984	620612,461	104262,893	4902838,44
7,8	7,9	1761,24	1783,82	31210,1362	124840,544	243439,062	986240,305
13,5	7,9	2612,385	1528,729	27122,7243	678068,108	366156,778	5356738,05
0,1	3,7	19,014	703,518	463658,000	18546,3200	46365,8000	68621,3840
3,8	3,7	800,204	779,146	512432,289	20497,2915	1947242,69	75839,9788
7,4	3,7	2330,334	1165,167	1094492,91	43779,7167	8099247,59	161984,952
13,9	3,7	2829,762	753,246	495728,765	19829,1506	6890629,84	73367,8573
0,5	0,1	30,335	6,067	6188,57597	154714,399	3094,28798	15471,4399
3,8	0,1	165,604	4,358	17274,9432	4318,73581	65644,7843	431,873581
7,6	0,1	775,2	10,2	10133,4710	253336,775	77014,3797	25333,6775
13,5	0,1	751,14	5,564	509,61750	34435,1094	74379,8363	3443,51094

▪ Κριτήριο 6: Κανονικότητα σε Τομή / Όψη

Το εμβαδόν του πρώτου ορόφου είναι $66,5 \text{ m}^2$, δηλαδή είναι μικρότερο του 60% του εμβαδού του ισογείου ($0,6*112=67,2$). Επομένως η κατασκευή δεν παρουσιάζει κανονικότητα σε τομή και επιλέγεται ο δυσμενέστερος συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης $B=1$.

▪Κριτήριο 7: Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος -μαλακός όροφος.

Καταρχάς σημειώνεται ότι από τους υπολογισμούς τις διαφορές δυσκαμψίας μεταξύ των ορόφων εξαιρείται ο ανώτερος όροφος. Δηλαδή στο συγκεκριμένο κτήριο εξαιρείται ο πρώτος όροφος. Σε αυτήν την βάση πραγματοποιείται σύγκριση της δυσκαμψίας μεταξύ Α ισογείου και Β ισογείου καθ' ύψος και για τις δύο διευθύνσεις οι οποίες προέκυψαν $\Delta K_X=67,12\%$ και $\Delta K_Y=24,58\%$. Επειδή για $\Delta K > 50\%$ αντιστοιχεί η μεγαλύτερη σεισμική επιβάρυνση το κριτήριο 7 βαθμολογείται με σεισμική επιβάρυνση (1).

▪Κριτήριο 8: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Το βάρος κάθε ορόφου υπολογίζεται με τον εξής τρόπο. Για τον πρώτο όροφο αθροίζονται οι αξονικές δυνάμεις που παραλαμβάνουν τα υποστυλώματα. Αντίστοιχα προσδιορίζεται και το βάρος του Α ισογείου. Στη συνέχεια για τον υπολογισμό του βάρους του Β ισογείου, πάνω στο οποίο εδράζεται ο πρώτος όροφος, αθροίζονται ξανά οι αξονικές των υποστυλωμάτων του Β ισογείου και στην συνέχεια αφαιρείται το συνολικό βάρος του πρώτου ορόφου. Αφού έχει προσδιοριστεί το βάρος κάθε ορόφου στην συνέχεια διαιρείται με την επιτάχυνση της βαρύτητας (9,81), προκειμένου να προκύψουν οι μάζες κάθε ορόφου. Με βάση τα παραπάνω:

Μάζα ορόφου 1=87,6

Μάζα ισογείου Β=121,2

Μάζα ισογείου Α= 77,8

Επομένως προκύπτουν οι ποσοστιαίες διαφορές των μαζών καθ' ύψος:

27,72% και 35,8% αντίστοιχα.

Τελικά, βάσει των παραπάνω το κριτήριο 8 της μεθόδου Δρίτσου βαθμολογείται με (3)

• Κριτήριο 9: Έλεγχος για κοντά υποστυλώματα

Σε κάθε όροφο του κτηρίου πραγματοποιήθηκε έλεγχος για κάθε υποστύλωμα τόσο στην διεύθυνση Χ όσο και στη διεύθυνση Υ. Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις απαιτήσεις της μεθόδου. Ενδεικτικά στον Πίνακα 3.4 παρουσιάζονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι για το ισόγειο Β. Σημειώνεται ότι $L_{c1}=2,5$. Με βάση αυτούς τους ελέγχους το κριτήριο 9 βαθμολογείται με την μικρότερη σεισμική επιβάρυνση (5).

Πίνακας 3.4: Έλεγχος για κοντά υποστυλώματα του Ισογείου Β κατά Χ.

L_{cl}/h	β_i	σ.β.	$\beta_i \cdot \sigma.β.$
12,5	5	1	5
12,5	5	1	5
12,5	5	1	5
12,5	5	1	5
2,5	2	4	8
2,5	2	4	8
2,5	2	4	8
2,5	2	4	8
12,5	5	1	5
6,25	5	1	5
12,5	5	1	5
12,5	5	1	5

▪Κριτήριο 10: Έλεγχος για κατακόρυφες ασυνέχειες

Η κατασκευή δεν παρουσιάζει φυτευτά τοιχώματα ή υποστυλώματα σε πλάκα ή δοκό, δεν υπάρχουν κεκλιμένα υποστυλώματα ή κατακόρυφα στοιχεία στα οποία καθ' ύψος παρουσιάζεται εκκεντρότητα. Επομένως, το συγκεκριμένο κριτήριο βαθμολογείται με (5).

• Κριτήριο 11: Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Ο φορέας είναι πλαισιακής λειτουργίας, επομένως του αντιστοιχεί συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης (5).

• Κριτήριο 12: Γειτονικά κτήρια

Δεν υπάρχουν γειτονικά κτήριο επομένως το συγκεκριμένο κριτήριο βαθμολογείται με (5).

• Κριτήριο 13: Κακοτεχνίες, τραυματισμοί

Θεωρούμε ότι έχει εφαρμοσθεί η μελέτη όσον αφορά τα υλικά ενώ βάσει οπτικής εποπτείας δεν παρατηρήθηκαν τραυματισμοί, υγρασίες, προσβολή στο σκυρόδεμα, ενώ έχει εφαρμοσθεί η μελέτη όσον αφορά την γεωμετρία. Επομένως, ο βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης είναι (5).

Στον Πίνακα 3.5 παρουσιάζονται συνοπτικά οι βαθμολογίες των παραπάνω κριτηρίων ενώ αναφέρεται και ο συντελεστής βαρύτητας του καθενός από αυτά τα κριτήρια.

Πίνακας 3.5: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης για τον φορέα.

criteria	β_{ix}	β_{iy}	σ_i
1. Βλάβες από στατική επάρκεια	5	5	0,10
2. Οξειδωση οπλισμού	4	4	0,10
3. Μέγεθος ανηγμένων αξονικών φορτίων	5	5	0,05
4. Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0,05
5. Κατανομή δυσκαμψίας-στρέψης (ΚΑΝΕΠΕ)	5	3	0,10
6. Κανονικότητα σε τομή/όψη	1	1	0,05
7. Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος-Μαλακός όροφος	1	1	0,15
8. Κατανομή μάζας καθ' ύψος	3	3	0,05
9. Κοντά υποστυλώματα	5	5	0,15
10. Κατακόρυφες ασυνέχειες	5	5	0,05
11. Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	5	5	0,05
12. Γειτονικά κτήρια	5	5	0,05
13. Κακοτεχνίες-Τραυματισμοί	5	5	0,05

Επομένως, με βάση τον Πίνακα 3.5 προκύπτουν οι μειωτικοί συντελεστές β και για τις δύο κύριες διευθύνσεις: $\beta_x=0,8$ και $\beta_y=0,76$.

Με βάση τις σχέσεις 1.3-1.10 προκύπτουν οι διατμητικές αντοχές V_{Ri} στη βάση του κτηρίου και για τις δύο κύριες διευθύνσεις. Στον Πίνακα 3.6 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα.

Πίνακας 3.6: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών.

Μέλος	M_{Rx}	M_{Ry}	V_{mx}	V_{my}	$V_{Rds,x}$	$V_{Rds,y}$	$V_{rd,x}$	$V_{rd,y}$
K1	73,6	368	58,88	294,40	24,14	170,86	24,14	170,86
K2	67,2	336	53,76	268,80	24,14	170,86	24,14	170,86
K3	34,56	69,12	27,65	55,30	24,14	62,84	24,14	55,30
K4	76,8	384	61,44	307,20	24,14	170,86	24,14	170,86
K5	320	64	256,00	51,20	153,78	26,83	153,78	26,83
K6	336	67,2	268,80	53,76	153,78	26,83	153,78	26,83
K7	368	73,6	294,40	58,88	153,78	26,83	153,78	26,83
K8	320	64	256,00	51,20	153,78	26,83	153,78	26,83
K9	67,2	336	53,76	268,80	24,14	170,86	24,14	170,86
K10	76,8	38,4	61,44	30,72	56,55	26,83	56,55	26,83
K11	57,6	288	46,08	230,40	24,14	170,86	24,14	170,86
K12	56	140	44,80	112,00	24,14	80,84	24,14	80,84
ΣΥΝΟΛΟ:							840,66	1124,57

Ο όροφος της κατασκευής στον οποίο εφαρμόζεται η μέθοδος (B ισόγειο) αποτελείται από υποστύλωματα (δεν υπάρχουν τοιχώματα) εκ των οποίων δεν υπάρχει κάποιο υποστύλωμα το οποίο να προσδιορίζεται ως «κοντό» σύμφωνα με το κριτήριο της μεθόδου. Επομένως, με βάση τον Πίνακα 1.5 καθορίζεται ο μειωτικός συντελεστής $\alpha=0,8$.

Στη συνέχεια προκειμένου να προσδιορίσουμε τις τιμές $V_{ro,x}$ και $V_{ro,y}$ απομειώνουμε τα αθροίσματα των τιμών $V_{rd,x}$ και $V_{rd,y}$ κατά 20% σύμφωνα με τον συντελεστή $\alpha=0,8$ ο οποίος προσδιορίστηκε προηγουμένως. Με βάση τα παραπάνω προκύπτει:

$$V_{ro,x}=672,5$$

$$V_{ro,y}=899,66$$

Στη συνέχεια, προκειμένου να προσδιορίσουμε τις τιμές $V_{r,x}$ και $V_{r,y}$ απομειώνουμε περαιτέρω τις τιμές $V_{ro,x}$ και $V_{ro,y}$ βάσει των συντελεστών β ($\beta_x=0,8$, $\beta_y=0,76$) οι οποίοι συντελεστές προέκυψαν λαμβάνοντας υπόψιν και τα 13 κριτήρια της μεθόδου όπως αυτά αναπτύχθηκαν στην παράγραφο 3.3.1. Επομένως:

$$V_{r,x}=538$$

$$V_{r,y}=683,74$$

Ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου καθορίζει το κατά πόσο είναι αναγκαίο ένα υφιστάμενο κτήριο να διερευνηθεί περαιτέρω. Όσο μεγαλύτερος είναι ο δείκτης ελέγχου ενός κτηρίου τόσο μεγαλύτερη είναι η αναγκαιότητα να μελετηθεί και με άλλες πιο αναλυτικές μεθόδους σεισμικής αποτίμησης. Προκειμένου να προσδιοριστεί απαιτείται ο συντελεστής συμπεριφοράς q , η εμπειρική περίοδος T , ο τύπος του εδάφους, η σπουδαιότητα της κατασκευής και η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

Με βάση το παραπάνω επειδή το κτήριο είναι κατασκευασμένο πριν το 1985 και δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία, με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ, ο συντελεστής συμπεριφοράς καθορίζεται $q=1,7$. Η εμπειρική περίοδος $T_{εμπ}=0,26$ προσδιορίζεται με βάση την εμπειρική σχέση $T=C*(H^{0,75})$ η οποία αφορά κτήρια με ύψος μικρότερο των 40 μέτρων. Ταυτόχρονα ωστόσο, επειδή έχει πραγματοποιηθεί ιδιομορφική ανάλυση με το λογισμικό SeismoBuild λαμβάνουμε υπόψιν μας και τις ιδιοπερίοδους που προκύπτουν $T_x=0,17$ και $T_y=0,17$. Τέλος, το έδαφος είναι τύπου Β, η κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής είναι ΙΙ ($\gamma=1$) ενώ η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας είναι Ζ1 ($\alpha_{GR}=0.16*g$).

Με βάση τα παραπάνω δεδομένα προσδιορίζουμε την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού ΕΚ-8 $S_d(T)=2,82 \text{ m/s}^2$. Σημειώνεται, ότι επειδή $T_B < T_x, T_y, T_{exp} < T_T$ η φασματική επιτάχυνση προέκυψε ίδια για κάθε ιδιοπερίοδο. Επομένως, σύμφωνα με την σχέση 1.1 προσδιορίζεται η σεισμική απαίτηση $V_{req}=809\text{KN}$. Τέλος, σύμφωνα με τις σχέσεις 1.12α και 1.12β προσδιορίζεται ο δείκτης ανεπάρκειας:

$$\lambda_x=1,42$$

$$\lambda_y=1,4$$

3.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα

Η μέθοδος δίνει την δυνατότητα σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα, μικρότερο της μίας ημέρας, να αποτυπωθεί μία πρώτη εικόνα της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Η μέθοδος βασίζεται στο εμπειρικό συμπέρασμα ότι τα κτήρια που έχουν μελετηθεί πριν το 1985 συνήθως αστοχούν σύμφωνα με τον μηχανισμό αστοχίας του εύκαμπτου ισογείου. Ο μελετητής προκειμένου να εφαρμόσει την μέθοδο πρέπει να γνωρίζει τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου, όπως επίσης και την ποιότητα των υλικών τους. Δηλαδή να γνωρίζει την ποιότητα του χάλυβα οπλισμού και την ποιότητα του σκυροδέματος. Ταυτόχρονα ο μελετητής πρέπει να προσδιορίσει την αξονική δύναμη που καταπονεί κάθε υποστυλώμα του ισογείου. Αυτό μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με χρήση λογισμικού είτε με χρήση υπολογισμών. Στην

συγκεκριμένη περίπτωση οι αξονικές προσδιορίστηκαν με χρήση του λογισμικού SeismoBuild. Στον Πίνακα 3.7 και στον Πίνακα 3.8 καταγράφονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της μεθόδου αυτής για τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y. Η συνολική τέμνουσα αντοχής του κτηρίου για τις δύο αυτές διευθύνσεις προκύπτει αθροίζοντας τις τέμνουσες αντοχής των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Πίνακας 3.7: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά X.

Μέλος	M_Y	V_R
C1	455,24	364,19
C2	36,05	42,5
C3	582	465,87
C4	455,93	364,75
C5	83,57	76,9
C6	84,1	76,43
C7	84,63	75,9
C8	83,7	76,77
C9	459,5	367,6
C10	583	466,4
C11	101,23	126,3
C12	460,73	368,59

Πίνακας 3.8: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά Y.

Μέλος	M_Y	V_R
C1	80	74,32
C2	103,95	113,18
C3	83,13	77,36
C4	80,13	74,22
C5	566	452,83
C6	566,18	452,94
C7	566,1	452,87
C8	566,04	452,83
C9	80,74	73,65
C10	83,53	76,95
C11	36,95	47,25
C12	80,97	73,44

Βάσει των παραπάνω προκύπτει η συνολική τέμνουσα αντοχής του κτηρίου στις δύο κύριες διευθύνσεις:

$$V_{R,X} = 2872,2 \text{ KN}$$

$$V_{R,Y} = 2417,84 \text{ KN}$$

3.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Η ολοκλήρωση των δευτεροβάθμιων μεθόδων που προηγήθηκε είχε ως στόχο να δώσει μια γρήγορη εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Σαφώς καλύτερη εικόνα, καλύτερη προσέγγιση της πραγματικότητας, αποτελεί η εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. η οποία αποτελεί και την πιο αξιόπιστη μέθοδο που διαθέτουμε. Πραγματοποιήθηκε ανελαστική στατική ανάλυση με χρήση του λογισμικού SeismoBuild. Εφαρμόστηκαν 64 συνδυασμοί σεισμικής φόρτισης και χρησιμοποιήθηκαν δύο είδη κατανομής σεισμικών φορτίων στην κατασκευή (modal και uniform). Επιπλέον πραγματοποιήθηκε και ανελαστική δυναμική ανάλυση της κατασκευής με χρήση του λογισμικού SeismoBuild όπου εφαρμόστηκαν 7 δυναμικές αναλύσεις.

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί η ανάλυση για την σεισμική απόκριση της κατασκευής απαραίτητη καταρχάς είναι η εισαγωγή των δεδομένων δομικών στοιχείων αυτής (δοκοί, υποστυλώματα, τοιχία) καθώς και η ποιότητα των υλικών τους. Στο παράρτημα Α παρουσιάζονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων της κατασκευής ενώ στο Πίνακα 2.1 παρουσιάζεται η ποιότητα των υλικών. Επισημαίνεται ότι οι πλάκες εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία ενώ οι τοιχοπληρώσεις δεν λήφθηκαν υπόψιν για τη δυσκαμψία του φορέα. Ταυτόχρονα, η στάθμη επιτελεστικότητας τέθηκε «Σημαντικές βλάβες» Β1 με πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια. Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας κρίθηκε Ζ1 ($agR=0,16g$), ενώ έχουμε συνήθης κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ ($\gamma=1$) και κατηγορία εδάφους Β.

Ταυτόχρονα, απαραίτητο είναι να επιλεγεί η αξιοπιστία με την οποία γνωρίζουμε τα παραπάνω δεδομένα. Από τις επιλογές ανεκτή, σημαντική και υψηλή γνώση των χαρακτηριστικών της κατασκευής που δίνει το λογισμικό επιλέχθηκε η μεσαία επιλογή, δηλαδή σημαντική γνώση των χαρακτηριστικών της κατασκευής. Τέλος, κριτήρια της αποτίμησης αποτελούν οι έλεγχος στροφής χορδής (7Β. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και αντοχής τεμνουσών δυνάμεων (7Γ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) των μελών του φορέα.

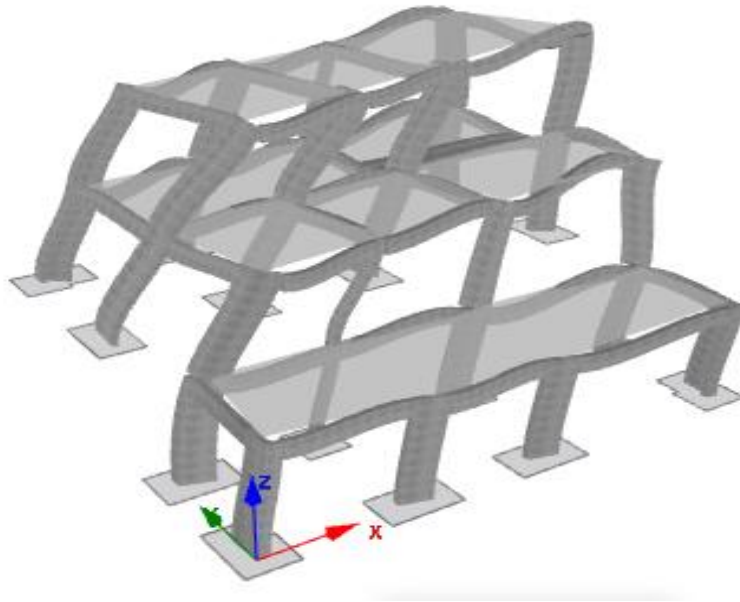
3.4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Απαραίτητη προϋπόθεση προκειμένου να μελετηθεί η σεισμική απόκριση μίας κατασκευής αποτελεί η ιδιομορφική ανάλυση αυτής. Επειδή η μελέτη ενός πολυβάθμιου συστήματος είναι ιδιαίτερα πολύπλοκη προσδιορίζουμε την απόκριση μονοβάθμιων ταλαντωτών και στη συνέχεια τις αθροίζουμε προκειμένου να προσεγγίσουμε την απόκριση του πολυβάθμιου συστήματος. Η συγκεκριμένη ανάλυση πραγματοποιήθηκε μέσω του λογισμικού SeismoBuild. Στον Πίνακα 3.2 παρουσιάζονται οι δεσπόζουσες Ιδιομορφές, οι Ιδιοπερίοδοι και οι Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες, για τις τρεις πρώτες

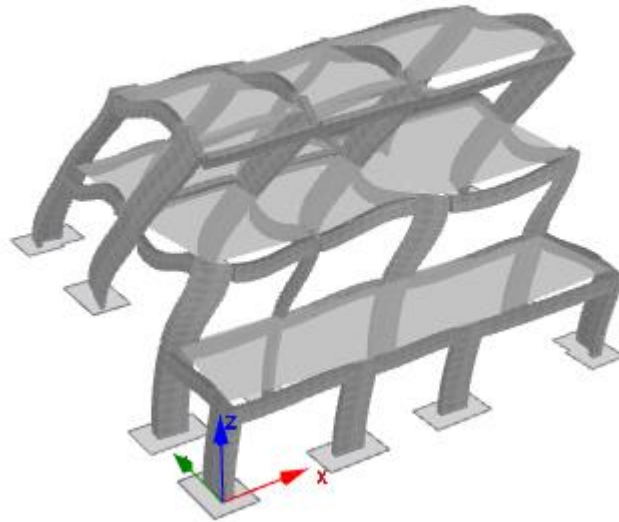
ιδιομορφές. Στο Σχήμα 3.4, στο Σχήμα 3.5 και στο σχήμα 3.6 αναπαρίσταται ο παραμορφωμένος φορέας για τις αντίστοιχες κυρίαρχες ιδιομορφές.

Πίνακας 3.2: Ιδιοπερίοδοι και Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες.

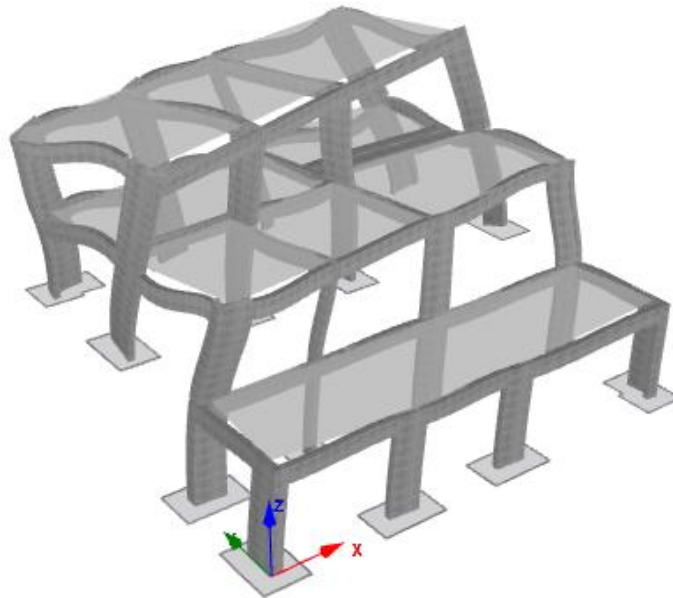
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά X (%)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Y (%)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα κατά Z (%)
1	0,172	58,89	7,21	0,89
2	0,167	7,97	61,95	0,03
3	0,125	5,04	0,39	61,48



Σχήμα 3.4: Παραμόρφωση κατά την 1η ιδιομορφή – μεταφορική κατά X.



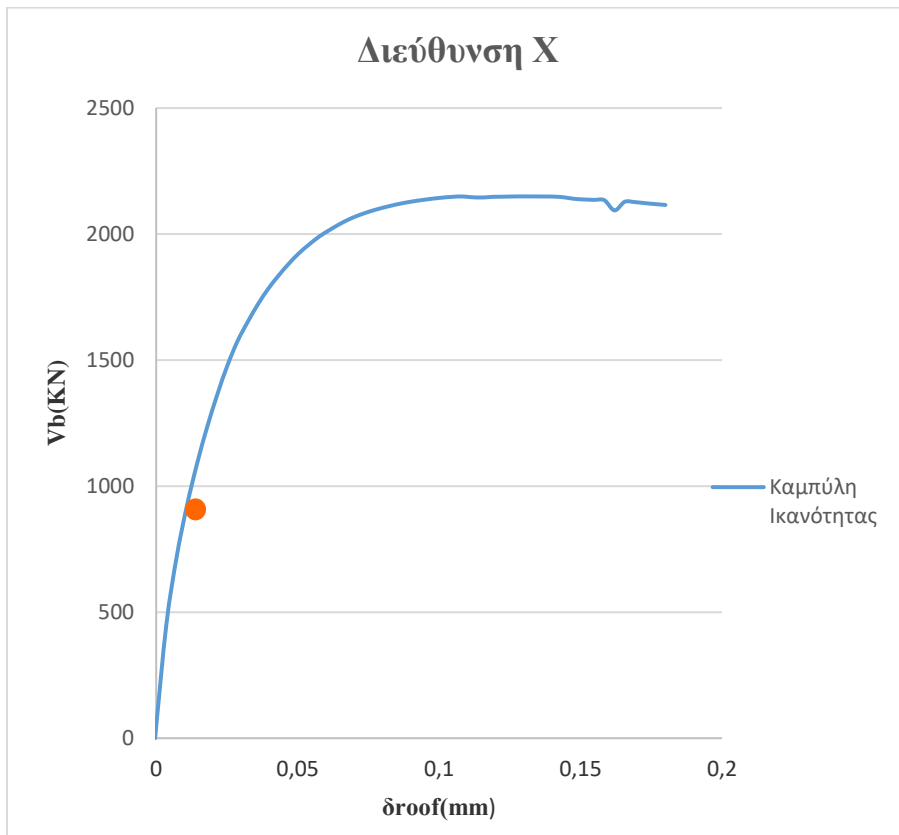
Σχήμα 3.5: Παραμόρφωση κατά την 2η ιδιομορφή – μεταφορική κατά Y.



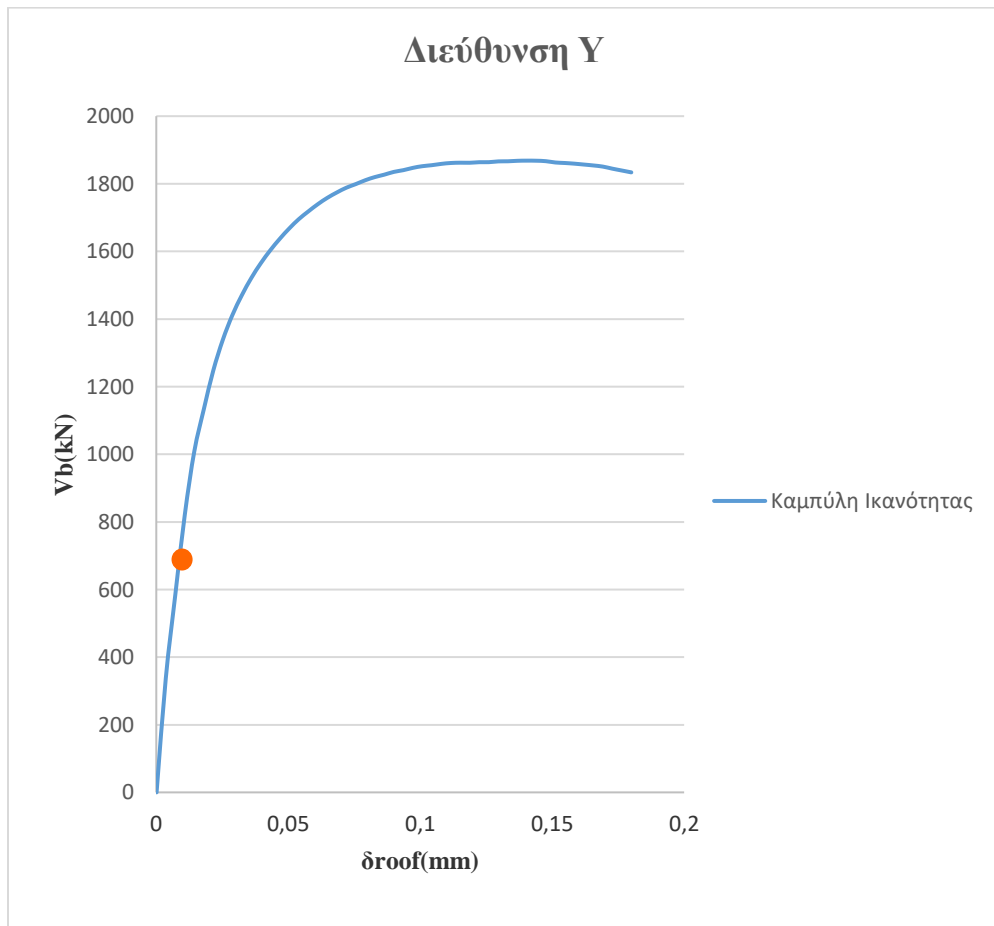
Σχήμα 3.6: Παραμόρφωση κατά την 3^η ιδιομορφή – Στροφική κατά Z.

3.4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση

Σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση αλλά και τα χαρακτηριστικά της κατασκευής πραγματοποιείται μέσω του λογισμικού SeismoBuild η ανελαστική στατική ανάλυση αυτής. Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις που παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.7 και στο Σχήμα 3.8. Οι αναλύσεις για κάθε μία διεύθυνση ήταν δύο (modal και uniform). Δυσμενέστερη και για τις δύο διευθύνσεις αποδείχθηκε η ανάλυση τύπου modal. Επιπλέον με πορτοκαλί σημάδι φαίνεται η στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» B1. Στη συνέχεια, γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι αντοχής τεμνουσών δυνάμεων και έλεγχοι στροφής χορδής για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχία της κατασκευής βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πραγματοποιήθηκαν 64 pushover αναλύσεις όπου για κάθε μία από αυτές λαμβάνονται υπόψιν οι δυνάμεις και στις 2 διευθύνσεις και οι εκκεντρότητές τους. Οι 64 pushover αναλύσεις που απαιτούνται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.3 και στον Πίνακα 3.4.



Σχήμα 3.7: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση X.



Σχήμα 3.8: Καμπύλη Ικανότητας στη διεύθυνση Y.

Πίνακας 3.3: Απαιτούμενοι έλεγχοι κατά ΚΑΝΕΠΕ.

<input checked="" type="checkbox"/> No.41	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$+ X + 0.3Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.42	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$+ X + 0.3Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.43	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$+ X - 0.3Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.44	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$+ X - 0.3Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.45	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$- X + 0.3Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.46	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$- X + 0.3Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.47	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$- X - 0.3Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.48	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$- X - 0.3Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.49	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$+ 0.3X + Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.50	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$+ 0.3X + Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.51	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$+ 0.3X - Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.52	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$+ 0.3X - Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.53	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$- 0.3X + Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.54	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$- 0.3X + Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.55	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$- 0.3X - Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.56	Biaxial with X Eccentricity	Uniform	$- 0.3X - Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.57	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$+ X + 0.3Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.58	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$+ X + 0.3Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.59	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$+ X - 0.3Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.60	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$+ X - 0.3Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.61	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$- X + 0.3Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.62	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$- X + 0.3Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.64	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$- X - 0.3Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.65	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$+ 0.3X + Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.66	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$+ 0.3X + Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.67	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$+ 0.3X - Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.68	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$+ 0.3X - Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.69	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$- 0.3X + Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.70	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$- 0.3X + Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.71	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$- 0.3X - Y + eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.72	Biaxial with X Eccentricity	Modal	$- 0.3X - Y - eccX$
<input checked="" type="checkbox"/> No.73	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	$+ X + eccY + 0.3Y$
<input checked="" type="checkbox"/> No.74	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	$+ X - eccY + 0.3Y$

Πίνακας 3.4: Απαιτούμενοι έλεγχοι κατά ΚΑΝΕΠΕ.

<input checked="" type="checkbox"/> No.75	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	+ X + eccY - 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.76	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	+ X - eccY - 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.77	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	- X + eccY + 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.78	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	- X - eccY + 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.79	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	- X + eccY - 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.80	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	- X - eccY - 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.81	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	+ 0.3X + eccY + Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.82	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	+ 0.3X - eccY + Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.83	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	+ 0.3X + eccY - Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.84	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	+ 0.3X - eccY - Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.85	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	- 0.3X + eccY + Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.86	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	- 0.3X - eccY + Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.87	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	- 0.3X + eccY - Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.88	Biaxial with Y Eccentricity	Uniform	- 0.3X - eccY - Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.89	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	+ X + eccY + 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.90	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	+ X - eccY + 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.91	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	+ X + eccY - 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.92	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	+ X - eccY - 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.93	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	- X + eccY + 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.94	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	- X - eccY + 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.95	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	- X + eccY - 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.96	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	- X - eccY - 0.3Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.97	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	+ 0.3X + eccY + Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.98	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	+ 0.3X - eccY + Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.99	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	+ 0.3X + eccY - Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.100	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	+ 0.3X - eccY - Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.101	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	- 0.3X + eccY + Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.102	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	- 0.3X - eccY + Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.103	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	- 0.3X + eccY - Y
<input checked="" type="checkbox"/> No.104	Biaxial with Y Eccentricity	Modal	- 0.3X - eccY - Y

Μετά την υλοποίηση των απαιτούμενων αναλύσεων pushover το λογισμικό SeismoBuild παρουσιάζει συνοπτικά τα αποτελέσματα τους. Συγκεκριμένα ελέγχεται κάθε μέλος της κατασκευής και για τις 64 αναλύσεις pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και τα αποτελέσματά τους παρουσιάζονται με φθίνουσα σειρά στον Πίνακα 3.5. Στην κορυφή του Πίνακα 3.5 βρίσκονται τα μέλη της κατασκευής με την «χειρότερη επίδοση» στους ελέγχους (έλεγχος στροφής χορδής, αντοχή τεμνουσών δυνάμεων) ενώ στην βάση του Πίνακα 3.5 βρίσκονται τα μέλη της κατασκευής με την «καλύτερη επίδοση». Το εργαλείο το οποίο χρησιμοποιεί το λογισμικό προκειμένου να πραγματοποιήσει αυτήν την κατάταξη είναι ο δείκτης performance ratio. Ο δείκτης αυτός αποτελεί τον λόγο απαίτησης προς αντοχή. Εάν ο δείκτης αυτός είναι μεγαλύτερος του 1, τότε το συγκεκριμένο μέλος αστοχεί. Με βάση τα παραπάνω στον Πίνακα 3.5 και στον Πίνακα 3.6 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης.

Πίνακας 3.5: Έλεγχος στροφής χορδής.

Member	Floor	Edge	Local Axis	Demand	Capacity	Perf. Ratio	Analysis
beam B12	2	End	(2)	0,001755	0,005884	0,298272	Uniform + 0.3X
beam B16	2	End	(2)	0,002374	0,011503	0,206389	Modal + 0.3X
beam B9	3	Start	(2)	0,001869	0,009064	0,206251	Modal - 0.3X +
beam B7	2	End	(2)	0,002046	0,010350	0,197692	Modal + X +
beam B8	2	Start	(2)	0,002072	0,011013	0,188098	Uniform - X +
beam B4	2	Start	(2)	0,002484	0,013586	0,182859	Modal + X -
beam B7	2	Start	(2)	0,001865	0,010715	0,174038	Uniform - X +
beam B9	2	End	(2)	0,001877	0,011030	0,170164	Modal + X +
beam B3	3	End	(2)	0,002392	0,014483	0,165186	Modal - X +
beam B11	2	Start	(2)	0,001806	0,011170	0,161706	Uniform + 0.3X
beam B10	2	End	(2)	0,002088	0,013065	0,159822	Uniform - 0.3X
column C9	2	Start	(2)	0,001788	0,012288	0,145524	Uniform + X +
beam B8	2	End	(2)	0,001569	0,010786	0,145449	Modal + X +
column C8	2	Start	(2)	0,001871	0,012982	0,144085	Uniform - 0.3X
column C10	2	Start	(2)	0,001787	0,012996	0,137520	Uniform + X +
beam B13	2	End	(2)	0,001392	0,010191	0,136569	Uniform - 0.3X
beam B13	2	Start	(2)	0,001381	0,010343	0,133475	Uniform - X -
column C12	2	Start	(3)	0,001789	0,013700	0,130558	Uniform + X +
beam B9	2	Start	(2)	0,001499	0,011553	0,129765	Modal - X +
beam B15	2	End	(2)	0,001410	0,010906	0,129290	Uniform + 0.3X

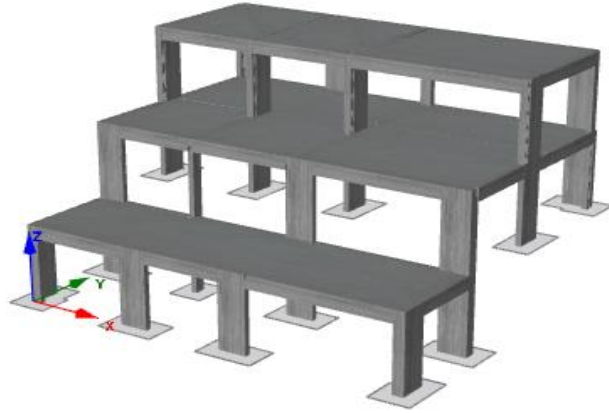
Στον Πίνακα 3.5 φαίνεται ότι στον έλεγχο στροφής χορδής τις «χειρότερες επιδόσεις» παρουσιάζει η δοκός β12 του δεύτερου ορόφου για την ανάλυση uniform + 0,3X. Παρ' όλ' αυτά δεν παρουσιάζει κανένα στατικό πρόβλημα αφού ο δείκτης performance ratio είναι 0,298, δηλαδή μικρότερος του 1. Επομένως, κανένα μέλος της κατασκευής δεν παρουσιάζει πρόβλημα σε έλεγχο στροφής χορδής.

Πίνακας 3.6: Έλεγχος αντοχής τεμνουσών δυνάμεων.

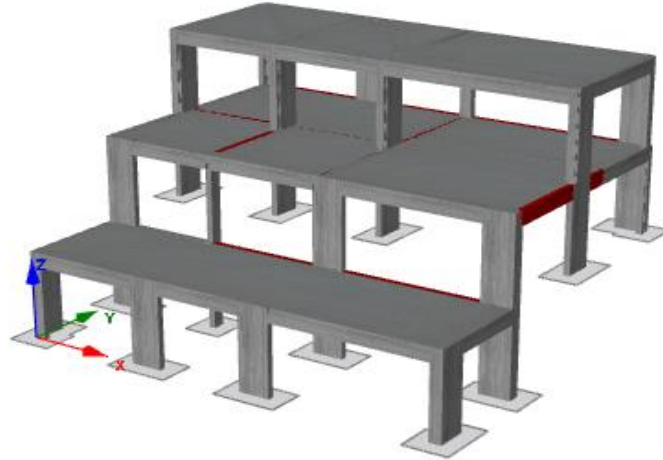
Member	Floor	Edge	Local Axis	Demand	Capacity	Perf. Ratio	Analysis
beam B 14	2	Start	(3)	98,583192	77,204961	1,276902	Modal - 0.3X -
beam B 17	2	Start	(3)	90,789427	73,512740	1,235016	Uniform + 0.3X
beam B 9	2	Start	(3)	63,811789	53,903307	1,183820	Uniform - X +
beam B 6	1	Start	(3)	63,403745	53,598485	1,182939	Uniform - X -
beam B 6	1	End	(3)	61,828003	52,966416	1,167306	Uniform + X +
beam B 7	2	End	(3)	90,077313	79,019550	1,139937	Modal + X +
beam B 7	2	Start	(3)	84,066551	74,313454	1,131243	Uniform - X +
beam B 9	2	End	(3)	69,268038	61,601390	1,124456	Modal + X +
beam B 4	2	End	(3)	62,257401	56,347059	1,104892	Modal + X +
beam B 8	2	Start	(3)	79,087273	71,873202	1,100372	Uniform - X +
beam B 5	2	End	(3)	66,092629	62,600820	1,055779	Modal + X +
beam B 13	2	End	(3)	73,134803	69,328151	1,054908	Uniform - 0.3X
beam B 14	2	End	(3)	92,361871	88,612714	1,042309	Modal - 0.3X -
beam B 16	2	End	(3)	65,848615	64,857290	1,015285	Modal + 0.3X
beam B 12	2	End	(3)	71,771275	70,702856	1,015111	Uniform - 0.3X
beam B 5	1	End	(3)	63,071748	62,277081	1,012760	Uniform + X -
beam B 13	2	Start	(3)	48,377674	47,877467	1,010448	Uniform + 0.3X
beam B 15	2	End	(3)	63,070867	62,522682	1,008768	Uniform + 0.3X
beam B 8	2	End	(3)	68,600919	68,698483	0,998580	Modal + X +
beam B 4	2	Start	(3)	53,156379	54,323067	0,978523	Modal - X -

Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.6 φαίνεται ότι σε έλεγχο αντοχής τεμνουσών δυνάμεων αστοχούν οι δοκοί οι οποίοι βρίσκονται στο κόκκινο πλαίσιο με βάση τον δείκτη performance ratio. Ωστόσο παρά τα συγκεκριμένα δεδομένα εξόδου του λογισμικού η παραπάνω πρόταση δεν είναι αληθής. Αυτό συμβαίνει διότι σαν δεδομένα εισόδου το λογισμικό δέχεται μόνο τους συνδετήρες με αποτέλεσμα να μην συνυπολογίζει τους λοξούς θλιπτήρες οι οποίοι, συμβάλουν στην παραλαβή πολύ μεγάλου μέρους της τέμνουσας δύναμης. Επομένως, κανένα μέλος της κατασκευής δεν παρουσιάζει πρόβλημα σε έλεγχο αντοχής τεμνουσών δυνάμεων. Η κατασκευή υλοποιεί όλους τους ελέγχους της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (έλεγχος στροφής χορδής, έλεγχος αντοχής τεμνουσών δυνάμεων).

Στο Σχήμα 3.9 και στο Σχήμα 3.10 παρουσιάζονται σε τρισδιάστατη απεικόνιση όλα τα δομικά στοιχεία του φορέα σε έλεγχο στροφής χορδής και έλεγχο αντοχής τεμνουσών δυνάμεων. Με κόκκινο υπογραμμίζονται τα στοιχεία εκείνα του φορέα τα οποία σύμφωνα με το λογισμικό αστοχούν στον αντίστοιχο έλεγχο.



Σχήμα 3.9: Έλεγχος στρωφής χορδής.



Σχήμα 3.10: Έλεγχος αντοχής τεμνουσών δυνάμεων.

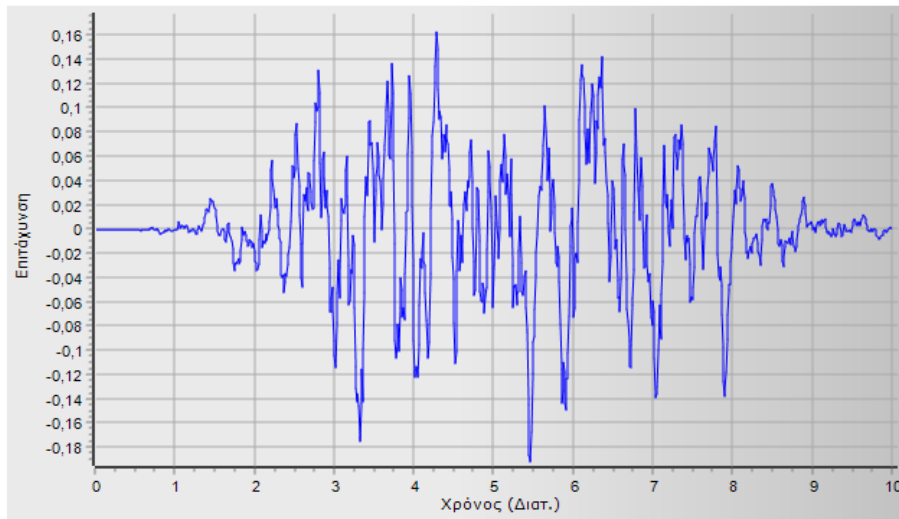
3.4.3 Ανελαστική δυναμική ανάλυση

Η μέθοδος συνίσταται σε κατασκευές που δεν παρουσιάζουν κανονικότητα είτε καθ' ύψος, είτε σε κάτοψη. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η κατασκευή δεν είναι κανονική καθ' ύψος και αυτό αποτέλεσε το κριτήριο προκειμένου να πραγματοποιηθεί ανελαστική δυναμική ανάλυση. Σύμφωνα με την παράγραφο 5.8.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η σεισμική δράση θα εισάγεται υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως, είτε από πραγματικές καταγραφές είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Στη συγκεκριμένη μελέτη λόγω έλλειψης πραγματικών καταγραφών το ιστορικό επιταχύνσεων βάσεως προκύπτει από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Όσον αφορά τον αριθμό των συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων που απαιτούνται ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην παράγραφο 5.8.2 παραπέμπει στον ΕΚ 8-1. Σύμφωνα με τον οποίο αν η ανάλυση πραγματοποιηθεί με επτά συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα τότε ο μηχανικός έχει την δυνατότητα να χρησιμοποιήσει το μέσο φάσμα απόκρισης που προκύπτει από κάθε επιταχυνσιογράφημα. Εάν ο μηχανικός πραγματοποιήσει την ανάλυση με λιγότερα από επτά επιταχυνσιογραφήματα τότε είναι υποχρεωμένος να λάβει υπόψιν του μόνο το μέγιστο φάσμα που προκύπτει από κάθε επιταχυνσιογράφημα. Σε κάθε περίπτωση, η ανελαστική δυναμική ανάλυση δεν επιτρέπεται να πραγματοποιηθεί με λιγότερα από τρία επιταχυνσιογραφήματα. Στην παρούσα μελέτη πραγματοποιήθηκαν επτά συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Επομένως χρησιμοποιήθηκε το μέσο φάσμα απόκρισης που προέκυψε από κάθε επιταχυνσιογράφημα. Οι ιδιότητες των συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.7:

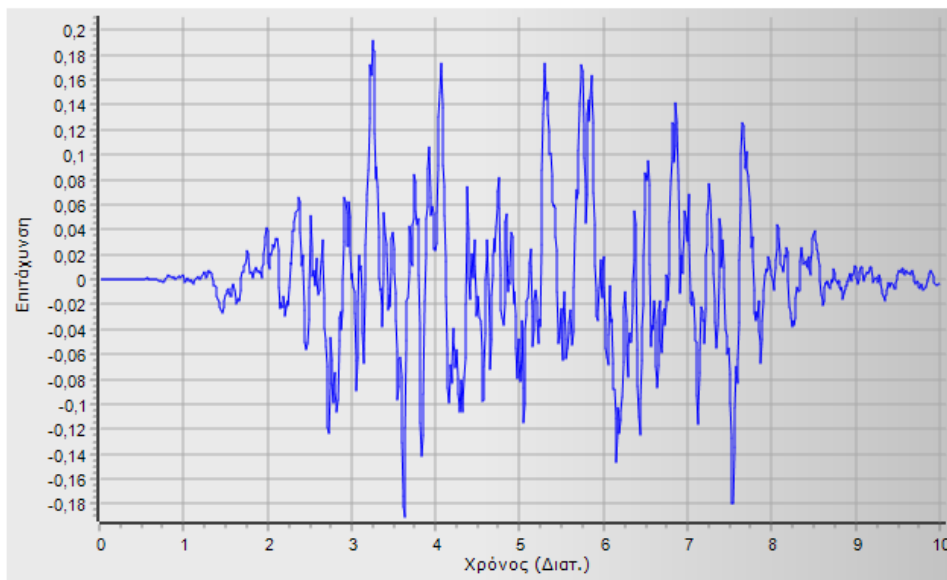
Πίνακας 3.7: Ιδιότητες τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων.

Αρ.Επιταχυνσιογραφημάτων	7
Μέθοδος Δημιουργίας	Δημιουργία Τεχνητού Επιταχυνσιογραφήματος
Ελάχιστη περίοδος Προσαρμογής (sec)	0,02
Μέγιστη περίοδος Προσαρμογής (sec)	3
Χρόνικο βήμα (sec)	0,01
Διάρκεια (sec)	10
Συντελεστής κλιμάκωσης	1

Στο Σχήμα 3.11 και στο Σχήμα 3.12 παρουσιάζονται ενδεικτικά για το τεχνητό επιταχυνσιογράφημα 3, οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στους άξονες X και Y αντίστοιχα.

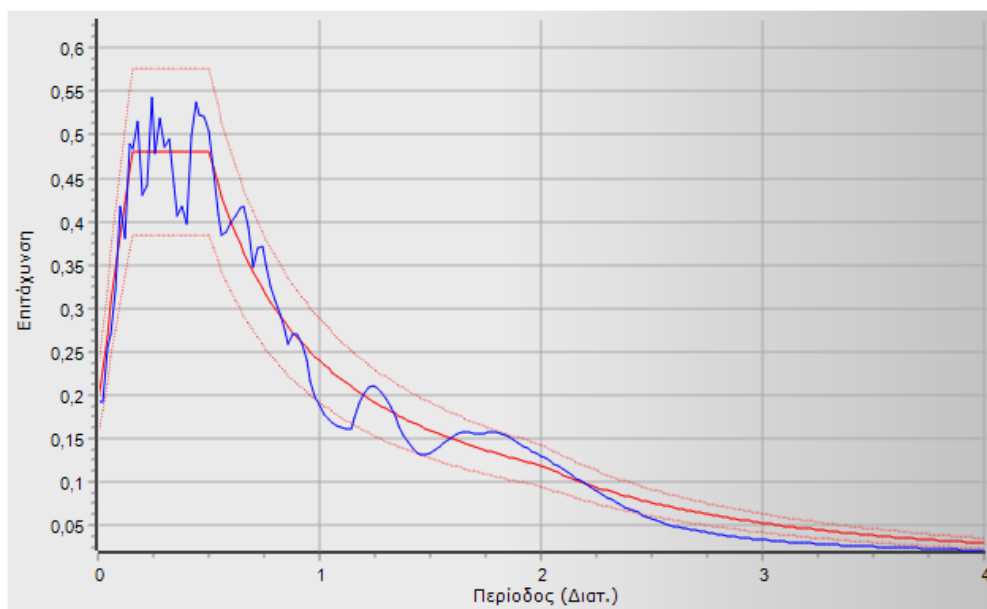


Σχήμα 3.11: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στον άξονα X τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος 3.

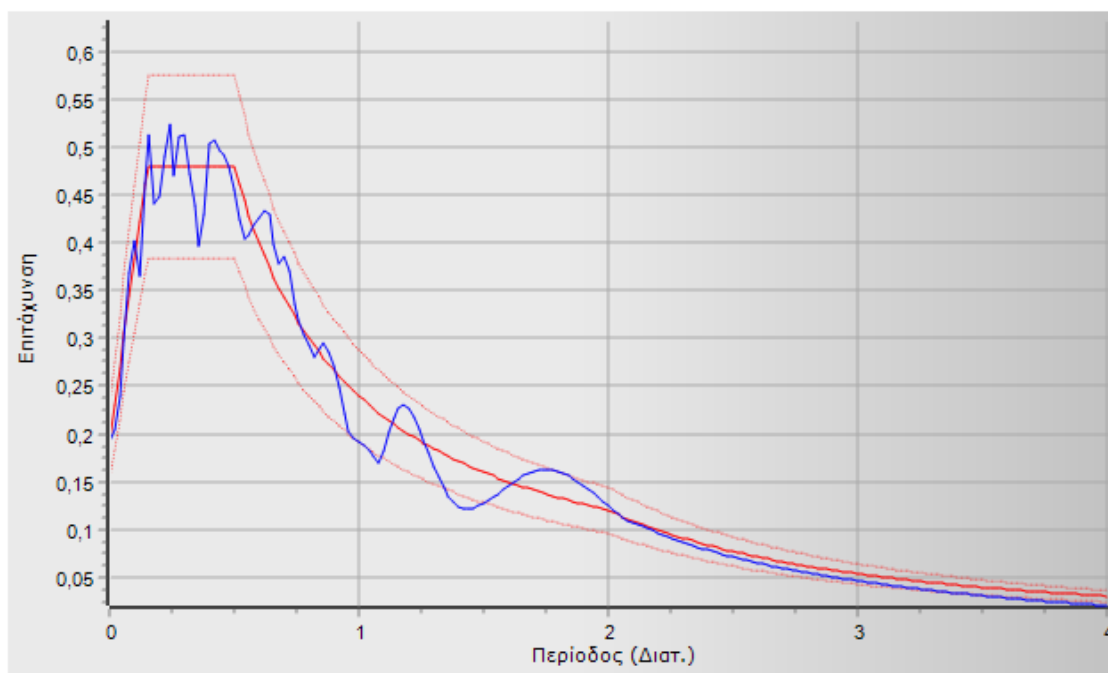


Σχήμα 3.12: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στον άξονα Y τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος 3.

Στο Σχήμα 3.13 και στο Σχήμα 3.14 παρουσιάζονται για το επιταχυνσιογράφημα 3 ενδεικτικά, τα φάσματα απόκρισης στους άξονες X και Y αντίστοιχα.



Σχήμα 3.13: Φάσμα απόκρισης στον άξονα X τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος 3.



Σχήμα 3.14: Φάσμα απόκρισης στον άξονα Y τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος 3.

Ομοίως με την ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιείται έλεγχος στροφής χορδής μελών και έλεγχος διατμητικών δυνάμεων των μελών. Το μέγεθος με το οποίο παρουσιάζει το λογισμικό SeismoBuild συνοπτικά τους παραπάνω ελέγχους είναι ο λόγος επιτελεσματικότητας (performance ratio). Ο δείκτης αυτός αποτελεί τον λόγο απαίτησης προς ικανότητα ενός μέλους, για έναν συγκεκριμένο έλεγχο. Εάν ο δείκτης αυτός είναι μεγαλύτερος του 1, τότε το συγκεκριμένο μέλος αστοχεί. Με βάση τα παραπάνω στον Πίνακα 3.8 και στον Πίνακα 3.9 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης.

Πίνακας 3.8: Έλεγχος στροφής χορδής.

Μέλος	Όροφος	Άκρο	Τοπικός	Λόγος Επιτελ.
δοκός Β16	2	Τέλος	(2)	0,415664
δοκός Β12	2	Τέλος	(2)	0,351068
δοκός Β10	2	Τέλος	(2)	0,341481
υποσύλωμα C8	2	Αρχή	(2)	0,316070
δοκός Β11	2	Αρχή	(2)	0,308687
δοκός Β13	2	Τέλος	(2)	0,281119
δοκός Β7	2	Τέλος	(2)	0,267269
δοκός Β8	2	Αρχή	(2)	0,266049
δοκός Β16	2	Αρχή	(2)	0,263494
υποσύλωμα C12	2	Αρχή	(2)	0,260668
υποσύλωμα C7	2	Αρχή	(2)	0,258282
δοκός Β7	2	Αρχή	(2)	0,252737
δοκός Β11	2	Τέλος	(2)	0,249238
υποσύλωμα C5	2	Αρχή	(2)	0,249162
υποσύλωμα C5	2	Αρχή	(3)	0,247154
δοκός Β4	2	Αρχή	(2)	0,245945
δοκός Β3	3	Τέλος	(2)	0,239463
τοιχίο W12	3	Τέλος	(3)	0,238758
υποσύλωμα C9	2	Αρχή	(3)	0,236862
τοιχίο W12	3	Αρχή	(3)	0,235397
δοκός Β10	2	Αρχή	(2)	0,232539
υποσύλωμα C6	2	Αρχή	(2)	0,230483
δοκός Β9	2	Τέλος	(2)	0,230412
δοκός Β9	3	Αρχή	(2)	0,230115

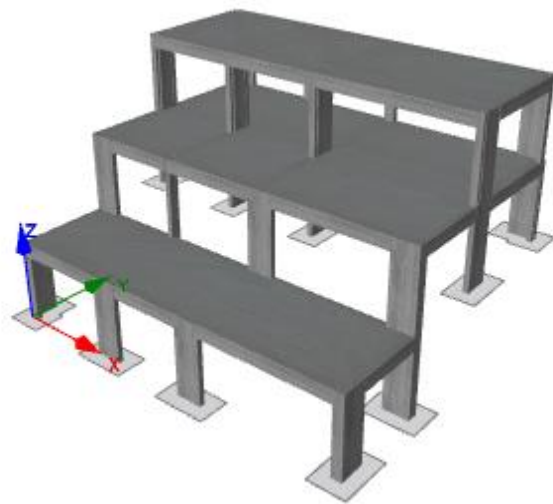
Στον Πίνακα 3.8 φαίνεται ότι στον έλεγχο στροφής χορδής τις «χειρότερες επιδόσεις» παρουσιάζει η δοκός β16 του δεύτερου ορόφου. Παρ' ολ' αυτά δεν παρουσιάζει κανένα στατικό πρόβλημα αφού ο δείκτης performance ratio είναι 0,4156, δηλαδή μικρότερος του 1. Επομένως, κανένα μέλος της κατασκευής δεν παρουσιάζει πρόβλημα σε έλεγχο στροφής χορδής.

Πίνακας 3.9: Έλεγχος αντοχής τεμνουσών δυνάμεων.

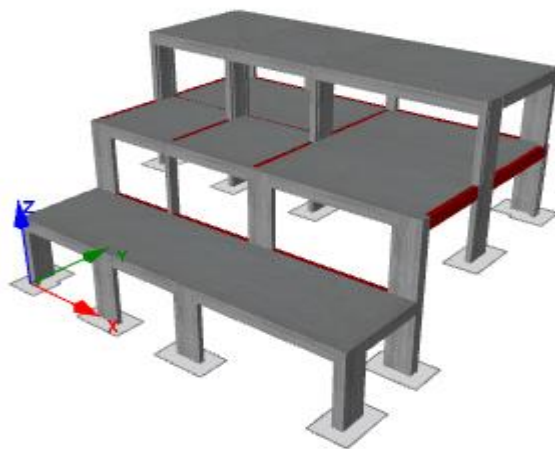
Μέλος	Όροφος	Άκρο	Τοπικός	Λόγος Επιτελ
δοκός B14	2	Αρχή	(3)	1,690628
δοκός B16	2	Τέλος	(3)	1,532729
δοκός B17	2	Αρχή	(3)	1,531817
δοκός B13	2	Τέλος	(3)	1,431390
δοκός B14	2	Τέλος	(3)	1,397970
δοκός B18	2	Τέλος	(3)	1,352598
δοκός B6	1	Αρχή	(3)	1,277573
δοκός B9	2	Αρχή	(3)	1,263657
δοκός B15	2	Τέλος	(3)	1,257897
δοκός B12	2	Τέλος	(3)	1,239377
δοκός B7	2	Αρχή	(3)	1,233681
δοκός B9	2	Τέλος	(3)	1,224232
δοκός B7	2	Τέλος	(3)	1,214426
δοκός B6	1	Τέλος	(3)	1,214359
δοκός B8	2	Αρχή	(3)	1,172777
δοκός B4	2	Τέλος	(3)	1,164155
δοκός B17	2	Τέλος	(3)	1,156765
δοκός B11	2	Αρχή	(3)	1,135532
δοκός B16	2	Αρχή	(3)	1,102853
δοκός B8	2	Τέλος	(3)	1,094332
δοκός B13	2	Αρχή	(3)	1,092994
δοκός B5	1	Τέλος	(3)	1,091501
δοκός B10	2	Τέλος	(3)	1,079405

Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.9 προκύπτει ότι σε έλεγχο αντοχής τεμνουσών δυνάμεων αστοχούν οι δοκοί που αναφέρονται σε αυτόν. Ωστόσο παρά τα συγκεκριμένα δεδομένα εξόδου του λογισμικού η παραπάνω πρόταση δεν είναι αληθής. Αυτό συμβαίνει διότι σαν δεδομένα εισόδου το λογισμικό δέχεται μόνο τους συνδετήρες με αποτέλεσμα να μην συνυπολογίζει τους λοξούς θλιπτήρες οι οποίοι, συμβάλουν στην παραλαβή πολύ μεγάλου μέρους της τέμνουσας δύναμης. Επομένως, κανένα μέλος της κατασκευής δεν παρουσιάζει πρόβλημα σε έλεγχο αντοχής τεμνουσών δυνάμεων. Η κατασκευή υλοποιεί όλους τους ελέγχους της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης (έλεγχος στροφής χορδής, έλεγχος αντοχής τεμνουσών δυνάμεων).

Στο Σχήμα 3.15 και στο Σχήμα 3.16 παρουσιάζονται σε τρισδιάστατη απεικόνιση όλα τα δομικά στοιχεία του φορέα σε έλεγχο στροφής χορδής και έλεγχο αντοχής τεμνουσών δυνάμεων. Με κόκκινο υπογραμμίζονται τα στοιχεία εκείνα του φορέα τα οποία σύμφωνα με το λογισμικό αστοχούν στον αντίστοιχο έλεγχο.



Σχήμα 3.15: Έλεγχος στρωφής χορδής.



Σχήμα 3.16: Έλεγχος αντοχής τεμνουσών δυνάμεων.

3.5 Σύγκριση μεθόδων-Συμπεράσματα

3.5.1 Σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης με τα αποτελέσματα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Από την σύγκριση της μεθόδου της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και της μεθόδου της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης συμπεραίνεται ότι για την συγκεκριμένη κατασκευή προκύπτουν δυσμενέστερα αποτελέσματα από την μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Σε ορισμένα δομικά στοιχεία της κατασκευής η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι κατά πολύ δυσμενέστερη της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Για παράδειγμα η δοκός β16 του δεύτερου ορόφου σε έλεγχο στροφής χορδής παρουσιάζει λόγο επιτελεστικότητας 0,206389 για ανελαστική στατική ανάλυση, ενώ στην ανελαστική δυναμική ανάλυση παρουσιάζει λόγο επιτελεστικότητας 0,415. Δηλαδή για το συγκεκριμένο δομικό στοιχείο της κατασκευής η δυναμική ανάλυση είναι δυσμενέστερη σε ποσοστό 100% σε σύγκριση με την στατική ανάλυση. Αντίστοιχα σε έλεγχο διατμητικών δυνάμεων για το συγκεκριμένο μέλος της κατασκευής η δυναμική ανάλυση είναι δυσμενέστερη σε ποσοστό 69% σε σύγκριση με την στατική ανάλυση της κατασκευής. Ταυτόχρονα, το γεγονός ότι η δυναμική ανάλυση είναι δυσμενέστερη της στατικής αποτυπώνεται και στον αριθμό των δομικών στοιχείων που δεν επαρκούν σύμφωνα με τα δεδομένα εξόδου του λογισμικού SeismoBuild. Πράγματι, σε δυναμική ανάλυση οι δοκοί β10, β11 και β18 του δεύτερου ορόφου δεν επαρκούν, ενώ σε στατική ανάλυση επαρκούν. Το γεγονός ότι η δυναμική ανάλυση είναι δυσμενέστερη της στατικής ανάλυσης εκτιμάται ότι οφείλεται στην έντονη μη κανονικότητα που παρουσιάζει η κατασκευή καθ' ύψος. Αυτή η ανομοιογένεια προκαλεί ανομοιόμορφη κατανομή μάζας και δυσκαμψίας καθ' ύψος που μεταφράζεται σε δυσμενέστερη απόκριση της κατασκευής σε δυναμικά σεισμικά φορτία. Τέλος, το γεγονός ότι η ανελαστική δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε με συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα.

3.5.2 Σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής ανάλυσης, της μεθόδου E. Βουγιούκα και της μεθόδου Δρίτσου.

Καταρχάς, είναι σημαντικό να πραγματοποιηθεί μία κατάταξη των μεθόδων με κριτήριο την πολυπλοκότητα τους και το κόστος εφαρμογής τους. Κάθε μία από τις παραπάνω μεθόδους έχει διαφορετικές στοχεύσεις βάσει τεχνικοοικονομικών κριτηρίων και αυτό πρέπει να συνυπολογιστεί προκειμένου να πραγματοποιηθεί μία πληρέστερη αξιολόγηση των αποτελεσμάτων. Οι δευτεροβάθμιες μέθοδοι Δρίτσου Σ. και Βουγιούκα Ε. είναι απλούστερες και ταχύτερες σε σχέση με την ανελαστική στατική ανάλυση για την οποία απαιτείται χρήση λογισμικού. Ταυτόχρονα και οι δύο μέθοδοι απαιτούν μικρότερη γνώση των τεχνικών χαρακτηριστικών της κατασκευής σε σύγκριση με την

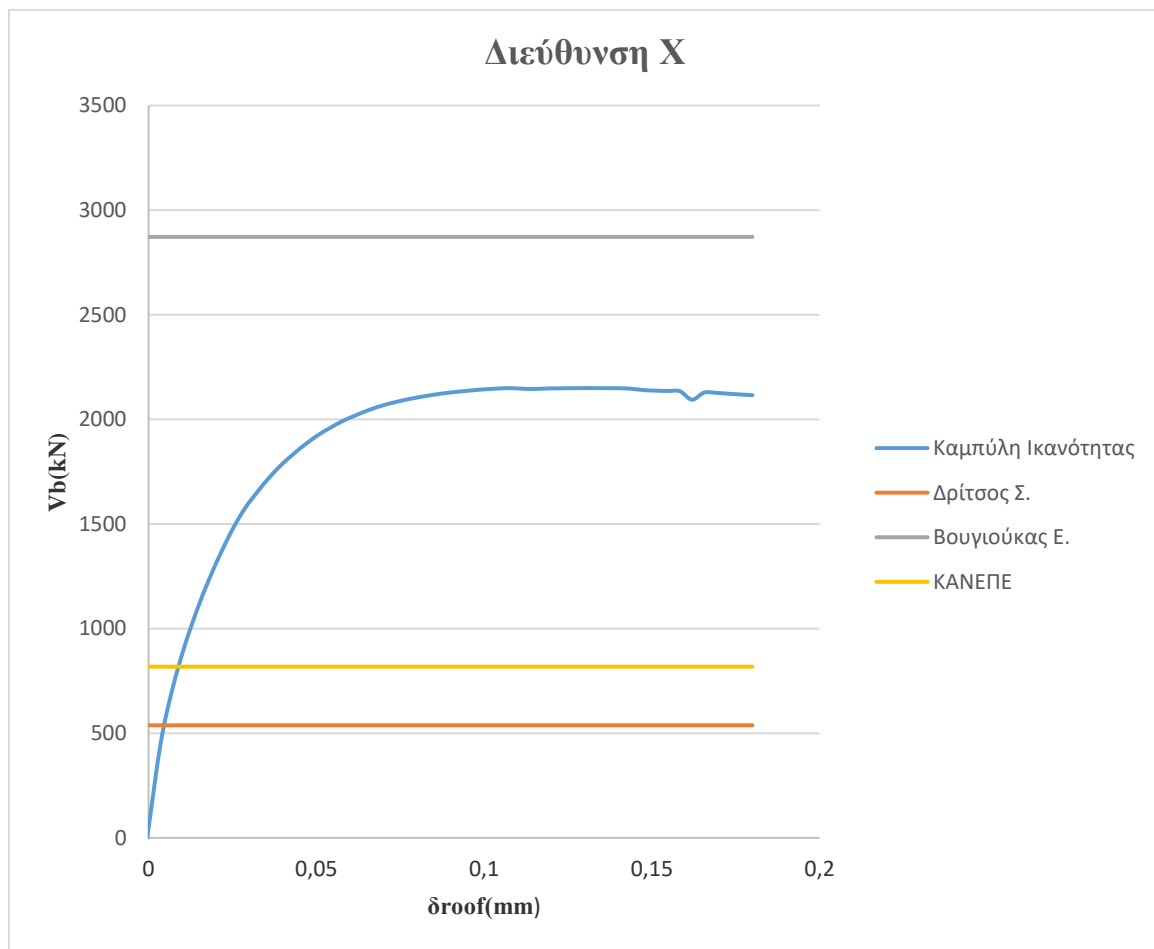
ανελαστική στατική ανάλυση. Τέλος, σημασία έχει και το γεγονός ότι η υλοποίηση των δύο αυτών δευτεροβάθμιων μεθόδων είναι οικονομικότερη. Αυτό οφείλεται στον λιγότερο χρόνο εργασίας που απαιτείται για την εφαρμογή τους και στο γεγονός ότι δεν απαιτείται η χρήση λογισμικού. Το κόστος μίας πλήρους άδειας του λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε (SeismoBuild) για την ανελαστική στατική ανάλυση ανέρχεται στα 3000€, όπως αυτό αναγράφεται στην επίσημη ιστοσελίδα της εταιρείας Seismosoft. Ωστόσο οι δευτεροβάθμιες μέθοδοι εμπεριέχουν μεγαλύτερη αβεβαιότητα από την ανελαστική στατική ανάλυση. Επομένως, επιλέγονται δευτεροβάθμιες μέθοδοι σεισμικής αποτίμησης όταν κυριαρχούν τεχνικοοικονομικά κριτήρια. Για παράδειγμα, εάν ένας δημόσιος ή ιδιωτικός φορέας έχει ως στόχο την σεισμική αποτίμηση κατασκευών σε μαζική κλίμακα θα μπορούσε να αξιοποιήσει κάποια δευτεροβάθμια μέθοδο προκειμένου να πραγματοποιηθεί μία διαλογή. Με αυτόν τον τρόπο θα μπορούσε στη συνέχεια, με σειρά προτεραιότητας, να πραγματοποιηθεί σεισμική αποτίμηση στις κατασκευές εκείνες που παρουσιάζουν μεγαλύτερη τρωτότητα. Ταυτόχρονα, οι δευτεροβάθμιες μέθοδοι αποτίμησης βοηθούν τον μελετητή να έχει μία άμεση εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής, κάτι το οποίο μπορεί να αξιοποιηθεί προκειμένου ένας μηχανικός να καταθέσει άμεσα και εύκολα μια προσφορά, για μία μελέτη σεισμικής αποτίμησης, σε κάποιον πιθανό εργοδότη.

Επιπρόσθετα, μεταξύ των δύο δευτεροβάθμιων μεθόδων η μέθοδος Βουγιούκα Ε. είναι απλούστερη και συντομότερη από την μέθοδο Δρίτσου Σ. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το μοναδικό κριτήριο που λαμβάνει υπόψη της η μέθοδος είναι ο μηχανισμός αστοχίας εύκαμπτου ισογείου. Αντίθετα, η μέθοδος Δρίτσου Σ. λαμβάνει υπόψη της 13 κριτήρια. Επομένως ο υπολογιστικός φόρτος είναι μεγαλύτερος συγκριτικά με την μέθοδο Βουγιούκα Ε. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω πραγματοποιείται η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την εφαρμογή των τριών αυτών μεθόδων στην συγκεκριμένη κατασκευή. Όσον αφορά την μέθοδο Δρίτσου Σ., παρά το γεγονός ότι τα περισσότερα από τα 13 κριτήρια που χρησιμοποιεί είναι εμπειρικά και στηρίζονται στην κρίση του μηχανικού, στην συγκεκριμένη κατασκευή τα αποτελέσματα της μεθόδου ήταν παρόμοια με την μέθοδο της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Όσον αφορά την μέθοδο του κύριου Βουγιούκα Ε. η τέμνουσα βάσης που προκύπτει είναι πολύ μεγαλύτερη από την τέμνουσα βάσης που προκύπτει από την ανελαστική στατική ανάλυση. Ωστόσο, η κύρια στόχευση της μεθόδου που είναι μία γρήγορη εικόνα της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής, επιτυγχάνεται. Πράγματι, αφενός επιβεβαιώνεται η κύρια παραδοχή της μεθόδου, ότι τα κτήρια που έχουν κατασκευαστεί πριν το 1985 δεν παρουσιάζουν προβλήματα σε οριζόντια δομικά στοιχεία. Αφετέρου, το συμπέρασμα που προκύπτει από την μέθοδο Βουγιούκα Ε. είναι ότι η κατασκευή δεν παρουσιάζει προβλήματα σεισμικής επάρκειας. Το συμπέρασμα αυτό επιβεβαιώνεται και από την ανελαστική στατική ανάλυση. Η σύγκριση των μεθόδων σε όρους Τέμνουσας Βάσης παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.10. Επιπλέον η σύγκριση απεικονίζεται στο Σχήμα 3.17 και στο Σχήμα 3.18, στα οποία σημειώνονται οι

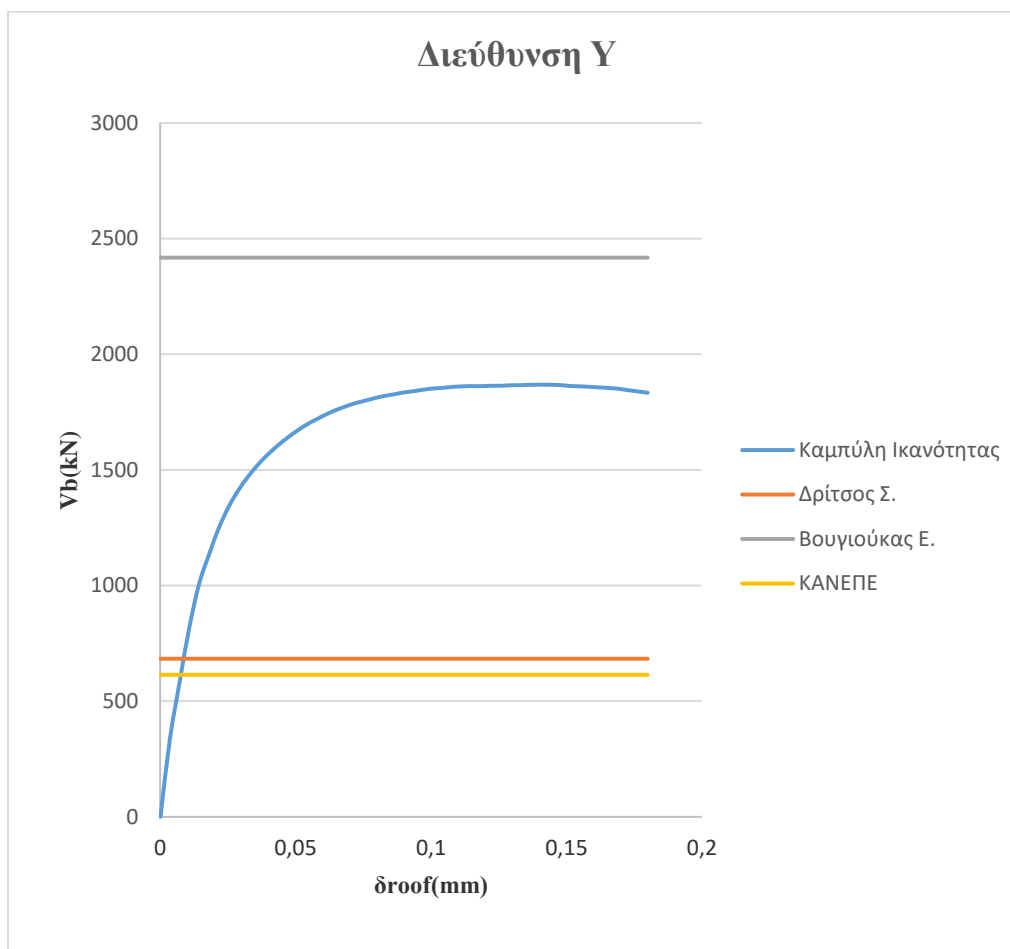
τιμές της Τέμνουσας Βάσης πάνω στην Καμπύλη Ικανότητας του φορέα, για τις δύο κύριες διευθύνσεις

Πίνακας 3.10: Τιμές Τέμνουσας Βάσης για τις δύο διευθύνσεις.

Διεύθυνση	Κανονισμός Επεμβάσεων Vb (KN)	Δρίτσος Σ. Vb (kN)	Βουγιούκας Ε. Vb (KN)
X	818,1	538	2872,2
Y	614,21	683,74	2417,84



Σχήμα 3.17: Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης για τη Διεύθυνση X.



Σχήμα 3.18: Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης για τη Διεύθυνση Y.

4 Μελέτη ενίσχυσης της κατασκευής

4.1 Μέθοδος ενίσχυσης της κατασκευής

Τόσο από την ανελαστική δυναμική ανάλυση όσο και από την ανελαστική στατική ανάλυση προέκυψε ότι με βάση τα δεδομένα εξόδου του λογισμικού αστοχούν ορισμένα οριζόντια δομικά στοιχεία (δοκοί) σε διάτμηση. Ωστόσο διευκρινίστηκε ότι τα συγκεκριμένα αποτελέσματα εξόδου δεν αντιστοιχίζουν με την πραγματικότητα, στη βάση ότι το λογισμικό δεν δέχεται σαν δεδομένα εισόδου τον λοξό οπλισμό της δοκού ο οποίος παραλαμβάνει σημαντικό ποσοστό καταπόνησης σε διάτμηση. Παρ' όλα αυτά για ακαδημαϊκούς λόγους πραγματοποιήθηκε μελέτη ενίσχυσης της κατασκευής. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκε ενδεικτικά η ανελαστική στατική ανάλυση και θεωρήθηκε ότι

τα δεδομένα εξόδου του λογισμικού είναι αληθή. Θεωρήθηκε δηλαδή ότι κάποια οριζόντια δομικά στοιχεία (δοκοί) δεν επαρκούν. Συγκεκριμένα οι δοκοί που δεν ικανοποίησαν τον έλεγχο σε διάτμηση βάσει του λόγου επιτελεσματικότητας παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1. Επισημαίνεται ότι η μελέτη ενίσχυσης της κατασκευής πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ, κεφάλαιο 8.2.2.

Πίνακας 4.1: Δοκοί που αστοχούν σε διάτμηση για ανελαστική στατική ανάλυση, σύμφωνα με τα δεδομένα εξόδου του λογισμικού SeismoBuild.

Member	Floor	Edge	Local Axis	Demand	Capacity	Perf. Ratio	Analysis
beam B14	2	Start	(3)	98,583192	77,204961	1,276902	Modal - 0.3X -
beam B17	2	Start	(3)	90,789427	73,512740	1,235016	Uniform + 0.3X
beam B9	2	Start	(3)	63,811789	53,903307	1,183820	Uniform - X +
beam B6	1	Start	(3)	63,403745	53,598485	1,182939	Uniform - X -
beam B6	1	End	(3)	61,828003	52,966416	1,167306	Uniform + X +
beam B7	2	End	(3)	90,077313	79,019550	1,139937	Modal + X +
beam B7	2	Start	(3)	84,066551	74,313454	1,131243	Uniform - X +
beam B9	2	End	(3)	69,268038	61,601390	1,124456	Modal + X +
beam B4	2	End	(3)	62,257401	56,347059	1,104892	Modal + X +
beam B8	2	Start	(3)	79,087273	71,873202	1,100372	Uniform - X +
beam B5	2	End	(3)	66,092629	62,600820	1,055779	Modal + X +
beam B13	2	End	(3)	73,134803	69,328151	1,054908	Uniform - 0.3X
beam B14	2	End	(3)	92,361871	88,612714	1,042309	Modal - 0.3X -
beam B16	2	End	(3)	65,848615	64,857290	1,015285	Modal + 0.3X
beam B12	2	End	(3)	71,771275	70,702856	1,015111	Uniform - 0.3X
beam B5	1	End	(3)	63,071748	62,277081	1,012760	Uniform + X -
beam B13	2	Start	(3)	48,377674	47,877467	1,010448	Uniform + 0.3X
beam B15	2	End	(3)	63,070867	62,522682	1,008768	Uniform + 0.3X

Επομένως, αρχικά ενισχύονται οι δοκοί που αναφέρονται στον Πίνακα 4.1. Η ενίσχυση αυτή ωστόσο προκαλεί αύξηση του ιδίου βάρους της κατασκευής. Επομένως μετά την ενίσχυση των δοκών του Πίνακα 4,1 θα πρέπει να πραγματοποιηθούν ξανά οι απαραίτητοι έλεγχοι (έλεγχος στροφής χορδής μελών, έλεγχος διατμητικών δυνάμεων μελών) και αν χρειαστεί να ενισχυθούν επιπλέον δομικά στοιχεία της κατασκευής από αυτά που αναφέρονται στον Πίνακα 4.1. Η παραπάνω διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής να ικανοποιούν όλους τους απαραίτητους ελέγχους. Η μελέτη ενίσχυσης της κατασκευής αποτελεί μία επαναληπτική διαδικασία. Πράγματι, στην συγκεκριμένη μελέτη ενισχύθηκαν όλες οι δοκοί του Πίνακα 4.1. Στη συνέχεια κατά την πραγματοποίηση του ελέγχου στροφής χορδής μελών και του ελέγχου διατμητικών δυνάμεων μελών προέκυψε ότι η δοκός β4 του ισογείου δεν ικανοποιεί τον

έλεγχου διατμητικών δυνάμεων. Επομένως, ενισχύθηκε η δοκός β4 του ισογείου και στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν ξανά οι απαραίτητοι έλεγχοι οι οποίοι ικανοποιούνται για όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Για το ενισχυμένο μοντέλο τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 4.2 και στον Πίνακα 4.3. Το εργαλείο το οποίο αξιοποιείται από το λογισμικό SeismoBuild προκειμένου να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα των ελέγχων είναι ο λόγος επιτελεστικότητας του κάθε μέλους σε φθίνουσα σειρά.

Πίνακας 4.2: Έλεγχος στροφής χορδής των μελών του ενισχυμένου μοντέλου της κατασκευής.

Μέλος	Όροφος ³	Άκρο ⁴	Τοπικός ⁵	Απαίτηση ⁶	Ικανότητα ⁷	Λόγος ¹	Ανάλυση ⁸
υποσύλωμα C8	2	Αρχή	(2)	0,003378	0,011245	0,300351	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C7	2	Αρχή	(2)	0,002794	0,011405	0,244974	Ομοιόμορφη
δοκός B10	2	Τέλος	(2)	0,002754	0,013168	0,209147	Ιδιομορφική
υποσύλωμα C8	2	Τέλος	(2)	0,002341	0,011360	0,206054	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C12	2	Αρχή	(2)	0,003346	0,016327	0,204963	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C6	2	Αρχή	(2)	0,002441	0,012128	0,201297	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C5	2	Αρχή	(2)	0,002094	0,011824	0,177079	Ομοιόμορφη
δοκός B9	3	Αρχή	(2)	0,003089	0,017786	0,173675	Ιδιομορφική
υποσύλωμα C5	1	Αρχή	(2)	0,002038	0,011784	0,172965	Ομοιόμορφη
δοκός B7	1	Αρχή	(2)	0,001942	0,011507	0,168763	Ομοιόμορφη
τοιχίο W7	3	Αρχή	(2)	0,001807	0,010925	0,165370	Ιδιομορφική
υποσύλωμα C12	2	Τέλος	(2)	0,002211	0,013985	0,158058	Ομοιόμορφη
δοκός B3	1	Τέλος	(2)	0,002384	0,015173	0,157087	Ομοιόμορφη
δοκός B8	1	Αρχή	(2)	0,001939	0,012551	0,154508	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C5	1	Τέλος	(3)	0,001327	0,008727	0,152038	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C7	2	Τέλος	(2)	0,001651	0,011008	0,149949	Ομοιόμορφη
δοκός B8	3	Αρχή	(2)	0,002153	0,015058	0,142964	Ιδιομορφική
υποσύλωμα C9	2	Αρχή	(3)	0,002125	0,014896	0,142652	Ομοιόμορφη
δοκός B16	2	Τέλος	(2)	0,001904	0,013577	0,140227	Ιδιομορφική

Πίνακας 4.3: Έλεγχος αντοχής διατμητικών δυνάμεων των μελών του ενισχυμένου μοντέλου της κατασκευής.

Μέλος	Όροφος	Άκρο	Τοπικός	Απαίτηση	Ικανότητα	Λόγος	Ανάλυση
δοκός Β10	2	Τέλος	(3)	52,700123	55,242739	0,953974	Ιδιομορφική
υποσύλωμα C8	2	Αρχή	(3)	275,946706	290,368486	0,950333	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C8	2	Τέλος	(3)	275,946706	291,237200	0,947498	Ομοιόμορφη
δοκός Β7	1	Αρχή	(3)	68,561048	75,271108	0,910855	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C7	2	Αρχή	(3)	277,486984	305,439252	0,908485	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C7	2	Τέλος	(3)	277,486984	307,581865	0,902157	Ομοιόμορφη
δοκός Β8	1	Αρχή	(3)	51,365400	58,429689	0,879098	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C5	2	Αρχή	(3)	235,200266	282,242268	0,833328	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C5	2	Τέλος	(3)	235,200266	285,964516	0,822481	Ομοιόμορφη
δοκός Β2	1	Τέλος	(3)	48,338904	59,696786	0,809740	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C6	2	Αρχή	(3)	228,505554	290,337206	0,787035	Ομοιόμορφη
δοκός Β3	1	Αρχή	(3)	39,338582	50,874119	0,773253	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C6	2	Τέλος	(3)	228,505554	295,766067	0,772589	Ομοιόμορφη
δοκός Β3	2	Τέλος	(3)	39,090355	50,736341	0,770461	Ομοιόμορφη
δοκός Β2	1	Αρχή	(3)	41,324813	56,371647	0,733078	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C9	2	Αρχή	(3)	152,347238	213,220198	0,714507	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C10	2	Αρχή	(3)	186,065861	268,330890	0,693419	Ομοιόμορφη
υποσύλωμα C10	2	Τέλος	(3)	186,065861	273,169808	0,681136	Ομοιόμορφη
δοκός Β7	1	Τέλος	(3)	36,275959	54,171965	0,669645	Ιδιομορφική
δοκός Β8	1	Τέλος	(3)	33,889746	51,265240	0,661067	Ομοιόμορφη

4.2 Τεχνικά χαρακτηριστικά της μελέτης ενίσχυσης των οριζόντιων δομικών στοιχείων

Η μελέτη της ενίσχυσης πραγματοποιήθηκε με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Η μελέτη ενίσχυσης περιλαμβάνει καταρχάς την αύξηση της διατομής των δοκών που έχουν ανάγκη ενίσχυσης. Συγκεκριμένα το πλάτος των δοκών αυξήθηκε από 200cm σε 400cm για όλες τις δοκούς. Ταυτόχρονα το ύψος των δοκών αυξήθηκε από 500cm σε 600cm για όλες τις δοκούς εκτός από δοκό β11 του δεύτερου ορόφου. Στη συγκεκριμένη δοκό το ύψος της αυξήθηκε από 500cm σε 670cm. Ταυτόχρονα, μεταξύ της αρχικής διατομής και της αυξημένης τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός. Ο οπλισμός που τοποθετείται είναι ίδιος για όλες τις δοκούς. Συγκεκριμένα, ο εγκάρσιος οπλισμός είναι Φ10/15 ενώ ο διαμήκης παρουσιάζεται αναλυτικά στον Πίνακα 4.4. Επιπλέον στον Πίνακα 4.5 παρουσιάζεται η ποιότητα του χάλυβα και του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση.

Πίνακας 4.4: Διαμήκης οπλισμός των δοκών που ενισχύθηκαν.

αρχή/κάτω	2	14mm
αρχή/άνω	4	14mm
αρχή/πλευρικά	2	12mm
μέσο/κάτω	3	16mm
μέσο/άνω	2	14mm
μέσο/πλευρικά	2	12mm
τέλος/κάτω	2	14mm
τέλος/άνω	4	14mm
τέλος/πλευρικά	2	12mm

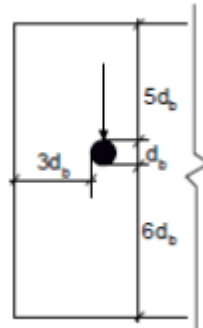
Πίνακας 4.5: Ποιότητα χάλυβα και σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν για την ενίσχυση.

Αντοχές υλικών (MPa)	Χαρακτηριστική τιμή	Μέση τιμή
Σκυρόδεμα	25,00	33,00
Διαμήκης οπλισμός	500,00	555,56
Εγκάρσιος οπλισμός	500,00	555,56

Τέλος, προκειμένου να επιτευχθεί διατμητική διασφάλιση συνεργασίας του ενισχυόμενου στοιχείου με τον πρόσθετο μανδύα τοποθετούνται διατμητικά βλήτρα/αγκύρια. Τα διατμητικά βλήτρα διαστασιολογούνται ούτως ώστε η διατμητική τους αντοχή να είναι μεγαλύτερη από την διατμητική δύναμη. Ταυτόχρονα, οι ελάχιστες απαιτούμενες επικαλύψεις των βλήτρων παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.6 και αποτυπώνονται στο Σχήμα 4.1. Τέλος στον Πίνακα 4.7 παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των διατμητικών βλήτρων των δοκών που ενισχύθηκαν.

Πίνακας 4.6: Ελάχιστες απαιτούμενες επικαλύψεις των βλήτρων.

Επικάλυψη στη διεύθυνση διατμητικής δύναμης	>6db
Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη	>3db
Ελάχιστη απόσταση βλήτρων	>5db
Ελάχιστη μήκος έμπηξης	>8db



Σχήμα 4.1: Ελάχιστες απαιτούμενες επικαλύψεις των βλήτρων.

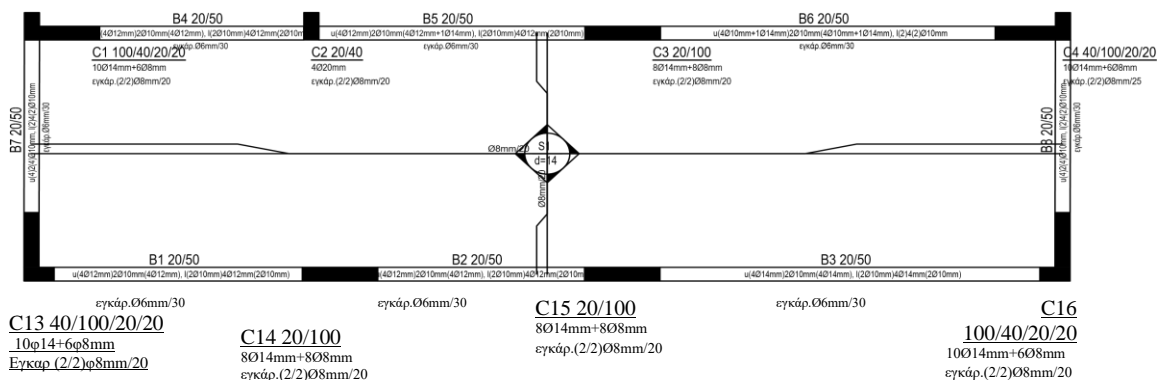
Πίνακας 4.7: Διαστασιολόγηση των διατμητικών βλήτρων των δοκών που ενισχύθηκαν.

δοκός	οπλισμός	Διεύθυνση Διατμητικής Δύναμης (>6db)	Ελαχ. Πλευρική (>3db)	Ελαχ. Απόσταση Βλήτρων (>5db)	Ελαχ.Μήκος Έμπτυξης (>8db)	Λόγος Επιτελεστικότητας.
B4-1°	4φ10mm/135cm	1345mm	162mm	157mm	-	0,95
B5-1°	4φ10mm/175cm	1745mm	162mm	157mm	-	0,96
B6-1°	4φ10mm/225cm	2245mm	162mm	157mm	-	0,98
B4-2°	4φ10mm/175cm	1745mm	162mm	157mm	-	0,95
B5-2°	4φ10mm/180cm	1795mm	162mm	157mm	-	0,97
B7-2°	4φ10mm/55cm	545mm	162mm	157mm	-	0,99
B8-2°	4φ10mm/140cm	1395mm	162mm	157mm	-	0,96
B9-2°	4φ10mm/250cm	2495mm	162mm	157mm	-	0,97
B11-2°	4φ10mm/175cm	1745mm	162mm	157mm	-	0,97
B12-2°	4φ10mm/10cm	95mm	162mm	58mm	-	0,99
B13-2°	4φ10mm/150cm	1495mm	162mm	157mm	-	0,95
B14-2°	12φ10mm/10cm	95mm	62mm	52mm	-	0,96
B15-2°	4φ10mm/145cm	1445mm	162mm	157mm	-	0,97
B16-2°	4φ10mm/140cm	1385mm	162mm	157mm	-	0,93
B17-2°	10φ10mm/10cm	95mm	95mm	52mm	-	0,97
B18-2°	4φ10mm/145cm	1445mm	162mm	157mm	-	0,97

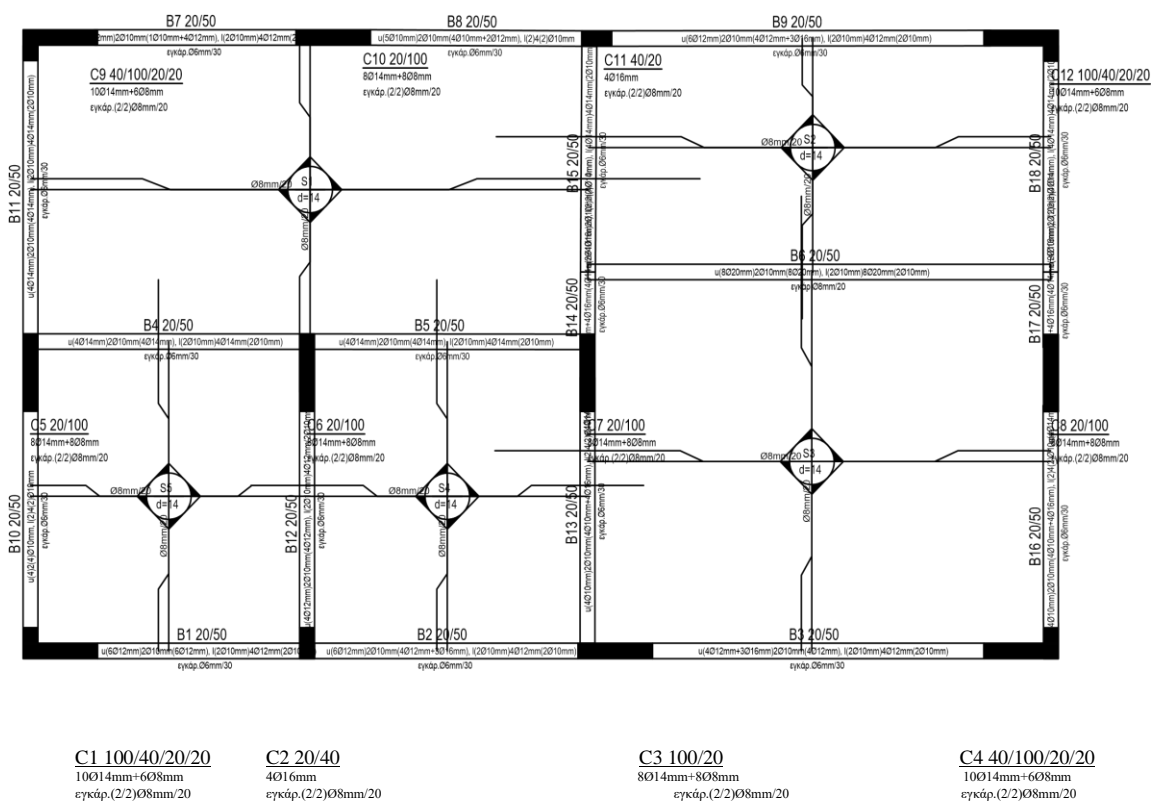
5 Βιβλιογραφία

1. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β'/05-09-2013
2. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση.
3. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα
4. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα».
5. EN 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών».
6. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ160/Α/26-07-1954
7. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
8. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984.
9. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα
10. ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-06-00:2009, «Πλήρης αποκατάσταση διατομής στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχει αποδιοργανωθεί τοπικά».
11. ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-14-01-02-01:2009, «Τοπική καθαίρεση σκυροδέματος με διατήρηση του οπλισμού».
12. Τεχνικό φυλλάδιο της εταιρείας χρωτέχ, αντισκωριακό υπόστρωμα για προστασία μεταλλικών κατασκευών, <https://www.chrotex.gr/el/product/chassicot>
13. Τεχνικό φυλλάδιο της εταιρείας vitex, διαλυτικό για εφαρμογή με πινέλο ή ρολό καθαριστικό για μεταλλικές επιφάνειες, <https://www.vitex.gr/Product/72/1/DIALYTIKO-PINELOY-T300/>
14. Τεχνικό φυλλάδιο της εταιρείας neotex, εξομαλύνσεις επιφανειών, <https://www.neotex.gr/default.aspx?lang=el-GR&page=8&categ=11&prodid=68>
15. Επίσημη ιστοσελίδα της εταιρείας seismosoft, <https://seismosoft.com/>
16. SeismoBuild User manual (2020)

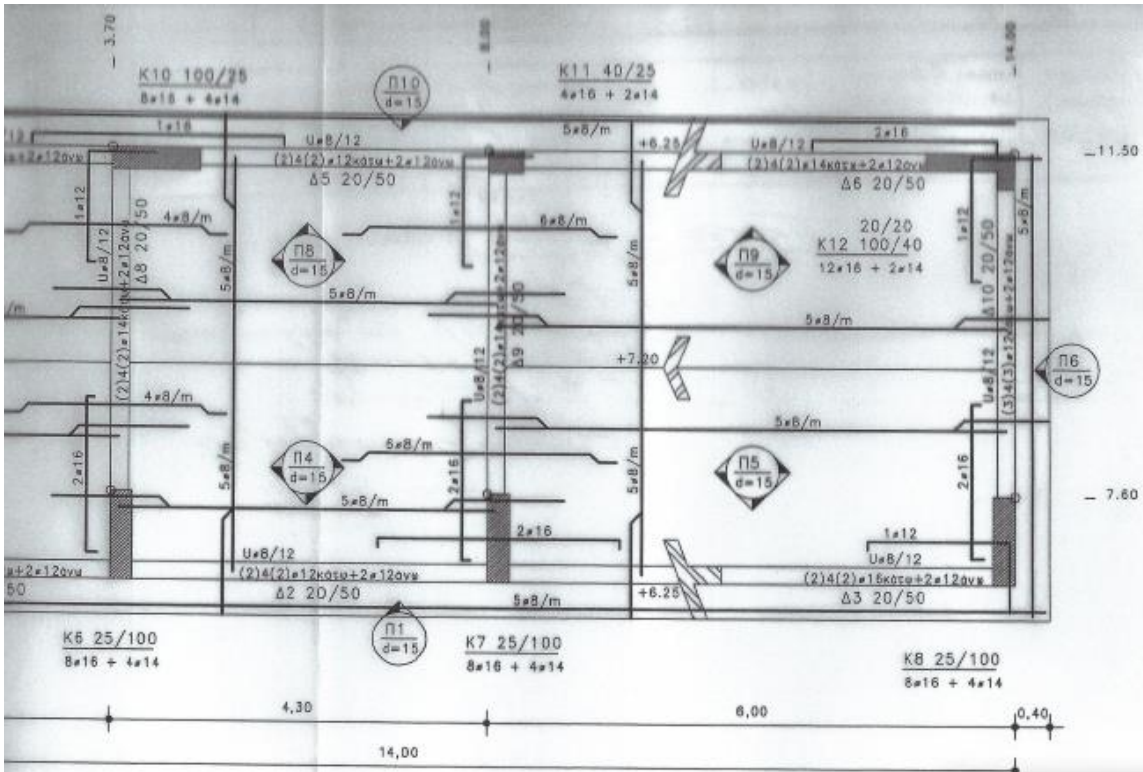
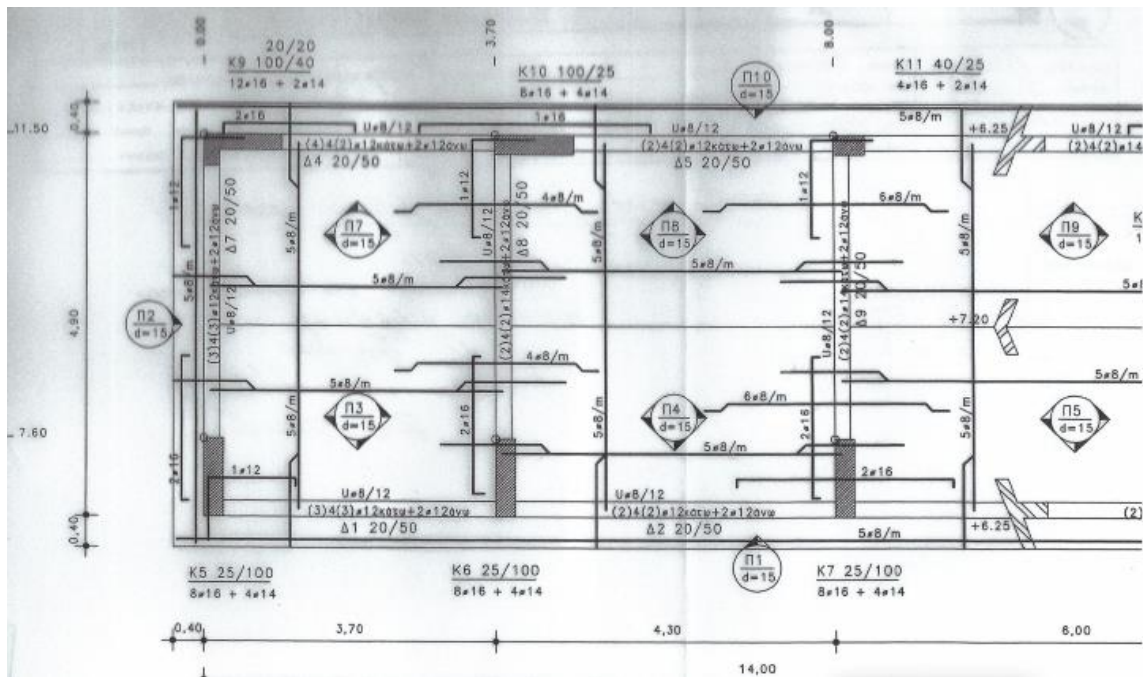
Παράρτημα Α. Ξυλότυποι -Πίνακες οπλισμών



Σχήμα Α: Ξυλότυπος οροφής ισόγειου.



Σχήμα Β: Ξυλότυπος οροφής πρώτου ορόφου.



Σχήμα Γ: Ξυλότυπος οροφής δεύτερου ορόφου.

Πίνακας Α: Οπλισμός υποστυλωμάτων Ισογείου.

Όνομα Υποστυλώματος	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
C1 100/40/20/20	10Ø14mm+6Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C2 20/40	4Ø20mm	(2/2)Ø8mm/20
C3 20/100	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C4 40/100/20/20	10Ø14mm+6Ø8mm	(2/2)Ø8mm/25
C5 40/100/20/20	10Ø14mm+6Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C6 20/100	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C7 20/100	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C8 100/40/20/20	10Ø14mm+6Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20

Πίνακας Β: Οπλισμός δοκών ισογείου.

Όνομα Δοκού	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
B1 20/50	u(4Ø12mm)2Ø10mm(4Ø12mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B2 20/50	u(4Ø12mm)2Ø10mm(4Ø12mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B3 20/50	u(4Ø14mm)2Ø10mm(4Ø14mm), l(2Ø10mm)4Ø14mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B4 20/50	u(4Ø12mm)2Ø10mm(4Ø12mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B5 20/50	u(4Ø12mm)2Ø10mm(4Ø12mm+1Ø14mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B6 20/50	u(4Ø10mm+1Ø14mm)2Ø10mm(4Ø10mm+1Ø14mm), l(2)4(2)Ø10mm	Ø6mm/30
B7 20/50	u(4)2(4)Ø10mm, l(2)4(2)Ø10mm	Ø6mm/30
B8 20/50	u(4)2(4)Ø10mm, l(2)4(2)Ø10mm	Ø6mm/30

Πίνακας Γ: Οπλισμός υποστυλωμάτων πρώτου ορόφου.

Όνομα Υποστυλώματος	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
C1 100/40/20/20	10Ø14mm+6Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C2 20/40	4Ø16mm	(2/2)Ø8mm/20
C3 100/20	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C4 40/100/20/20	10Ø14mm+6Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C5 20/100	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C6 20/100	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C7 20/100	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C8 20/100	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C9 40/100/20/20	10Ø14mm+6Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C10 20/100	8Ø14mm+8Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20
C11 40/20	4Ø16mm	(2/2)Ø8mm/20
C12 100/40/20/20	10Ø14mm+6Ø8mm	(2/2)Ø8mm/20

Πίνακας Δ: Οπλισμός δοκών πρώτου ορόφου.

Όνομα Δοκού	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
B1 20/50	u(6Ø12mm)2Ø10mm(6Ø12mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B2 20/50	u(6Ø12mm)2Ø10mm(4Ø12mm+3Ø16mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B3 20/50	u(4Ø12mm+3Ø16mm)2Ø10mm(4Ø12mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B4 20/50	u(4Ø14mm)2Ø10mm(4Ø14mm), l(2Ø10mm)4Ø14mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B5 20/50	u(4Ø14mm)2Ø10mm(4Ø14mm), l(2Ø10mm)4Ø14mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B6 20/50	u(8Ø20mm)2Ø10mm(8Ø20mm), l(2Ø10mm)8Ø20mm(2Ø10mm)	Ø8mm/20
B7 20/50	u(4Ø12mm)2Ø10mm(1Ø10mm+4Ø12mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B8 20/50	u(5Ø10mm)2Ø10mm(4Ø10mm+2Ø12mm), l(2)4(2)Ø10mm	Ø6mm/30
B9 20/50	u(6Ø12mm)2Ø10mm(4Ø12mm+3Ø16mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B10 20/50	u(4)2(4)Ø10mm, l(2)4(2)Ø10mm	Ø6mm/30
B11 20/50	u(4Ø14mm)2Ø10mm(4Ø14mm), l(2Ø10mm)4Ø14mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B12 20/50	u(4Ø12mm)2Ø10mm(4Ø12mm), l(2Ø10mm)4Ø12mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B13 20/50	u(4Ø10mm)2Ø10mm(4Ø10mm+4Ø16mm), l(2)4(2)Ø10mm	Ø6mm/30
B14 20/50	u(4Ø14mm+5Ø16mm)4Ø14mm+4Ø16mm(4Ø14mm+4Ø16mm), l(2)2(2)Ø10mm	Ø6mm/30
B15 20/50	u(2Ø10mm)2Ø10mm(4Ø14mm), l(4Ø14mm)4Ø14mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30
B16 20/50	u(4Ø10mm)2Ø10mm(4Ø10mm+4Ø16mm), l(2)4(2)Ø10mm	Ø6mm/30
B17 20/50	u(4Ø14mm+4Ø16mm)4Ø14mm+4Ø16mm(4Ø14mm+4Ø16mm), l(2)2(2)Ø10mm	Ø6mm/30
B18 20/50	u(2Ø10mm)2Ø10mm(4Ø14mm), l(4Ø14mm)4Ø14mm(2Ø10mm)	Ø6mm/30

Πίνακας Ε: Οπλισμός υποστυλωμάτων δεύτερου ορόφου.

Όνομα Υποστυλώματος	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
C1 20/30	4Ø14mm	(2/2)Ø8mm/10
C2 20/30	4Ø16mm	(2/2)Ø8mm/10
C11 40/25	4Ø16mm+2Ø14mm	(2/2)Ø8mm/10

Πίνακας ΣΤ: Οπλισμός τοιχίων δεύτερου ορόφου.

Όνομα Τοιχίου	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
W5 100/25	8Ø16mm+4Ø14mm+2Ø10mm	Άκρο 1: (3/2)Ø8mm/10 - Άκρο 2: (3/2)Ø10mm/10 - Μέσο: (0/2)Ø10mm/10
W6 100/25	8Ø16mm+4Ø14mm+2Ø10mm	Άκρο 1: (3/2)Ø8mm/10 - Άκρο 2: (3/2)Ø10mm/10 - Μέσο: (0/2)Ø10mm/10
W7 100/25	8Ø16mm+4Ø14mm+2Ø10mm	Άκρο 1: (3/2)Ø8mm/10 - Άκρο 2: (3/2)Ø8mm/10 - Μέσο: (0/2)Ø8mm/10
W8 100/25	8Ø16mm+4Ø14mm+2Ø10mm	Άκρο 1: (3/2)Ø8mm/10 - Άκρο 2: (3/2)Ø10mm/10 - Μέσο: (0/2)Ø10mm/10
W9 90/20	10Ø16mm+2Ø14mm+4Ø10mm	Άκρο 1: (3/2)Ø8mm/10 - Άκρο 2: (3/2)Ø10mm/10 - Μέσο: (0/2)Ø10mm/10
W10 100/25	8Ø16mm+4Ø14mm+2Ø10mm	Άκρο 1: (3/2)Ø8mm/10 - Άκρο 2: (3/2)Ø10mm/10 - Μέσο: (0/2)Ø10mm/10
W12 90/20	12Ø16mm+4Ø10mm	Άκρο 1: (3/2)Ø8mm/10 - Άκρο 2: (3/2)Ø10mm/10 - Μέσο: (0/2)Ø10mm/10

Πίνακας Ζ: Οπλισμός δοκών δευτέρου ορόφου.

Όνομα Δοκού	Διαμήκης Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
B1 20/50	υ(3)2(2)Ø12mm, l(3)4(3)Ø12mm	Ø8mm/12
B2 20/50	υ(2Ø12mm)2Ø12mm(2Ø12mm+2Ø16mm), l(2)4(2)Ø12mm	Ø8mm/12
B3 20/50	υ(2Ø12mm+2Ø16mm)2Ø12mm(3Ø12mm), l(2)4(2)Ø16mm	Ø8mm/12
B4 20/50	υ(2Ø12mm+2Ø16mm)2Ø12mm(2Ø12mm+1Ø16mm), l(4)4(2)Ø12mm	Ø8mm/12
B5 20/50	υ(2Ø12mm+1Ø16mm)2Ø12mm(2Ø12mm), l(2)4(2)Ø12mm	Ø8mm/12
B6 20/50	υ(2Ø12mm)2Ø12mm(2Ø12mm+2Ø16mm), l(2)4(2)Ø14mm	Ø8mm/12
B7 20/50	υ(2Ø12mm+2Ø16mm)2Ø12mm(3Ø12mm), l(2)4(2)Ø14mm	Ø8mm/12
B8 20/50	υ(2Ø12mm+2Ø16mm)2Ø12mm(3Ø12mm), l(2)4(2)Ø14mm	Ø8mm/12
B9 20/50	υ(2Ø12mm+2Ø16mm)2Ø12mm(3Ø12mm), l(2)4(2)Ø14mm	Ø8mm/12
B10 20/50	υ(2Ø12mm+2Ø16mm)2Ø12mm(3Ø12mm), l(3)4(3)Ø12mm	Ø8mm/12