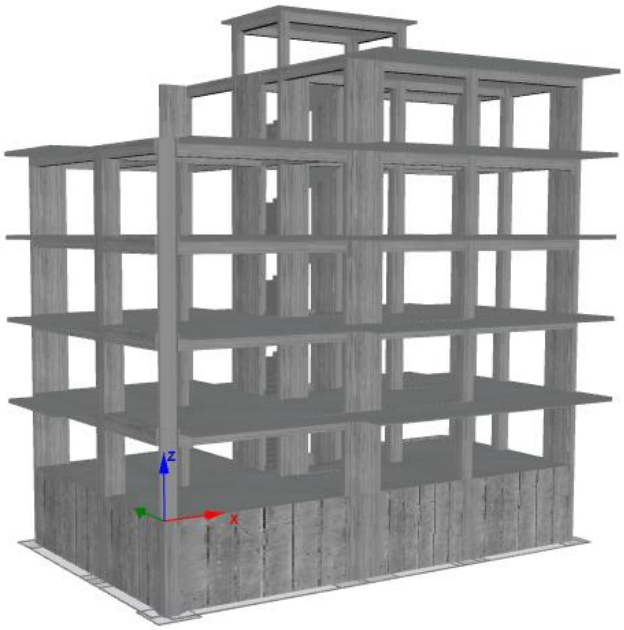
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση, ενίσχυση και διερεύνηση οικονομοτεχνικών απωλειών τετραώροφου κτιρίου ΟΣ κατασκευής 1998 στη Λάρισα



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βαλλιανάτου Δήμητρα

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούνιος 2022

ΕΜΚ ΜΕ 2022/08

Βαλλιανάτου Δ. (2022).
Αποτίμηση, ενίσχυση και διερεύνηση οικονομοτεχνικών απωλειών τετραώροφου κτιρίου ΟΣ κατασκευής 1998 στη Λάρισα
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2022/08
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Vallianatou D. (2022).
Seismic performance, retrofit measures and loss assessment of a 4-storey reinforced concrete building, built in 1998 at Larissa
Master Thesis EMK ME 2022/08
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη 3

Abstract 4

Ευχαριστίες 5

1 Εισαγωγή 6
1.1 Γενικά 6
1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος-Ταχύς Οπτικός Έλεγχος 6
1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος 9
1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ. 9
1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα Ε. 12
1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 14
1.5 Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 16

2 Περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου 18
2.1 Γενικά χαρακτηριστικά 18
2.2 Δεδομένα μελέτης φορέα 18
2.3 Προσομοίωση φορέα 19
2.4 Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα 20
2.4.1 Εμπειρική ιδιοπερίοδος 20
2.4.2 Ακριβής ιδιοπερίοδος 21

3 Εφαρμογή προσεισμικών ελέγχων, ΚΑΝ.ΕΠΕ. & ΕC8-3 24
3.1 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος 24
3.2 Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Μέθοδος Δρίτσου Σ. 25
3.2.1 Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης 25
3.2.2 Προσδιορισμός Σεισμικής αντίστασης V_R 31
3.2.3 Προσδιορισμός βαθμού ανεπάρκειας και κατάταξη 32
3.3 Μέθοδος ταχείας αποτίμησης Βουγιούκα Ε. 33
3.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 34
3.4.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης 35
3.4.2 Εύρεση τέμνουσας βάσης αντοχής φορέα 40
3.5 Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 41
3.5.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης 41
3.5.2 Εύρεση τέμνουσας βάσης αντοχής φορέα 47
3.6 Συμπεράσματα – Σύγκριση μεθόδων 48

4 Ενίσχυση κατασκευής 50
4.1 Εισαγωγή 50
4.2 Περιγραφή ενισχυμένου φορέα 51
4.3 Αποτελέσματα ενίσχυσης 54
4.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση 54
4.3.2 Μη γραμμική στατική ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 56
4.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων 60

5 Οικονομοτεχνική αποτίμηση κατασκευής 62
5.1 Εκτίμηση τρωτότητας 62
5.1.1 Αποτελέσματα ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ΕC8, Μέρος 3. 62

5.1.2 Σύγκριση αποτελέσματων αρχικού και ενισχυμένου φορέα (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)..... 65
5.2 Εκτίμηση σεισμικών απωλειών..... 67
5.2.1 Αρχικός φορέας κτιρίου..... 71
5.2.2 Ενισχυμένος φορέας κτιρίου..... 81
5.2.3 Σύνοψη αποτελεσμάτων..... 91

6 Συμπεράσματα..... 93

7 Βιβλιογραφία..... 99

Παράρτημα Α. Σχέδια Ξυλοτύπων..... 101

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2022/08

Αποτίμηση, ενίσχυση και διερεύνηση οικονομοτεχνικών απωλειών τετραώροφου κτιρίου ΟΣ κατασκευής 1998 στη Λάρισα

Βαλλιανάτου Δ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Για την σεισμική αποτίμηση των κτιρίων έχουν αναπτυχθεί διάφορες μέθοδοι προσεισμικού ελέγχου. Σκοπός της παρούσας εργασίας αποτελεί η εφαρμογή και σύγκριση των μεθόδων προσεισμικού ελέγχου, η πρόταση μέτρων ενίσχυσης και η εκτίμηση της τρωτότητας και των οικονομοτεχνικών απωλειών ενός κτιρίου. Για το σκοπό αυτό, μελετήθηκε μια τετραώροφη υφιστάμενη κατοικία με πυλωτή και υπόγειο που κατασκευάστηκε το 1998 στη Λάρισα.

Με τον Ταχύ οπτικό ή Πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο έγινε κατάταξη του κτιρίου στην κατηγορία προτεραιότητας για περαιτέρω ελέγχο. Για το Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο εφαρμόστηκαν δύο προσεγγιστικές μέθοδοι που προτείνονται από τους Σ. Δρίτσο και Ε. Βουγιούκα. Στο πλαίσιο του Τριτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου εφαρμόστηκαν ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και ο Ευρωκώδικας 8 (Μέρος 3). Από την εφαρμογή του Πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου φάνηκε ότι το κτίριο ανήκει στην κατηγορία Υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου. Σχετικά με τα αποτελέσματα του Δευτεροβάθμιου και Τριτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου παρουσιάστηκε μεγάλη διαφοροποίηση των εκτιμόμενων τιμών φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. να καταλήγει στα πιο συντηρητικά αποτελέσματα.

Προτάθηκε η ενίσχυση ορισμένων τοιχίων με μανδύες σκυροδέματος. Η προτεινόμενη ενίσχυση οδήγησε στην αύξηση της στατικής επάρκειας του κτιρίου, ώστε να ανταποκρίνεται στις σύγχρονες απαιτήσεις των κανονισμών. Επιπλέον, εκτιμήθηκαν οι καμπύλες τρωτότητας του κτιρίου με τη χρήση του λογισμικού SPO2FRAG δείχνοντας την συντηρητικότητα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε σχέση με τον EC8, καθώς και την αύξηση της σεισμικής επάρκειας του ενισχυμένου φορέα. Τέλος, εξετάστηκαν οι οικονομοτεχνικές απώλειες των απαιτούμενων επισκευών για διάφορα επίπεδα βλαβών χρησιμοποιώντας το λογισμικό PACT της FEMA P-58. Ο αρχικός φορέας εμφανίζεται ιδιαίτερα επιρρεπής σε διατμητική αστοχία του πυρήνα του ανελκυστήρα σε συχνούς χαμηλής έντασης σεισμούς, με σημαντικό κόστος βλαβών. Με τα προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης εξασφαλίζεται η βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα ακόμα και σε αρκετά σπάνιες σεισμικές διεγέρσεις μειώνοντας περίπου στο μισό το μέσο ετήσιο κόστος επισκευών.

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

MASTER THESIS
EMK ME 2022/08

Seismic performance, retrofit measures and loss assessment of a 4-storey reinforced concrete building, built in 1998 at Larissa

Vallianatou D. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

Many methods have been developed for the seismic assessment of buildings. The main purpose of the thesis is to apply and compare these seismic assessment methods, to suggest retrofit measures and to assess the fragility and the cost of the necessary repairs of a building. For this scope, a 4-storey building with basement and pilotis constructed in 1998 in Larissa is studied.

The Rapid Visual Inspection method was executed in order to classify the building in a priority category for further checking. For the rapid seismic assessment, the methods proposed by Dritsos S. and Vougioukas E. were applied. In addition, nonlinear static analyses were performed based on the Greek code for structural interventions (KAN.EPE.) and Eurocode 8, Part 3. The Rapid Visual Inspection method showed that the building belongs to the category with high priority for further checking. Regarding the results of the rapid seismic assessment methods and the nonlinear static analyses, considerable dispersion is observed, showing though that KAN.EPE is the most conservative approach.

The proposed retrofit measures comprise the jacketing of several existing reinforced concrete walls. This retrofit measure led to the strengthening of the building in order to be compatible with the new design requirements. Moreover, the fragility curves of the building were estimated using the SPO2FRAG software, showing the conservatism of KAN.EPE. and the increase of the structural capacity of the retrofitted building. Finally, the cost of the needed repairs for various levels of building damage was estimated using the PACT software developed by FEMA P-58. The original construction is shown to be particularly vulnerable to shear failure of the elevator core under frequent low-intensity earthquakes with considerable damage cost. The proposed retrofit measures lead to improved structural behavior even at rare high-intensity earthquakes, approximately halving the mean annual repair cost.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας την παρούσα Μεταπτυχιακή Εργασία αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν σε αυτήν.

Πρώτα απ' όλους, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Αναπληρωτή Καθηγητή Ε.Μ.Π. Τον ευχαριστώ για την καθοδήγηση του σε όλα τα στάδια της εργασίας και την απλόχερη διάθεση του να βρισκόμαστε σε διαρκή επικοινωνία για κάθε προβληματισμό μου. Χάρη στις πολύτιμες γνώσεις που μου μετέδωσε, η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία αποτέλεσε πολύτιμη διδακτική εμπειρία.

Προσωπικά, οφείλω ένα πολύ μεγάλο «ευχαριστώ» στην οικογένεια μου που στέκεται δίπλα μου σε κάθε επιλογή και με γεμίζουν θάρρος για το επόμενο βήμα.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω του φίλους μου που εξερευνούν στο πλευρό μου τη ζωή και την κάνουν πιο όμορφη. Ιδιαιτέρως, θα ήθελα να ευχαριστήσω τη φίλη και συνοδοιπόρο στις σπουδές Δημουλά Μαρία για την υπομονή και την απεριόριστη στήριξη της όλα αυτά τα αξέχαστα χρόνια.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η αποτίμηση των κτιρίων είναι ιδιαίτερα σημαντική για την απόκτηση μιας πλήρους εικόνας σχετικά με την κατάσταση των κατασκευών και την αναγκαιότητα ενίσχυσης τους. Στην Ελλάδα, το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών αποτελείται από κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος που έχουν μελετηθεί με βάση παλαιότερους κανονισμούς, οι οποίοι απέχουν από τις σύγχρονες απαιτήσεις. Επιπλέον, για λόγους οικονομίας αλλά και μείωσης του περιβαλλοντικού αποτυπώματος πολλά υφιστάμενα κτίρια αναβαθμίζονται ενεργειακά και αρχιτεκτονικά. Σε αυτή την διαδικάσια, για λόγους ασφάλειας των χρηστών των κτιρίων και βιωσιμότητας των επενδύσεων, είναι απαραίτητος ο έλεγχος της στατικής επάρκειας των κατασκευών και η ενδεχόμενη αντισεισμική ενίσχυση τους με βάση τους σύγχρονους κανονισμούς.

Για την ταχύτερη απογραφή και αποτίμηση των κτιρίων έχουν αναπτυχθεί προσεγγιστικές διαδικασίες αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας που ονομάζονται Ταχύς οπτικός ή Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος και Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος. Οι σύγχρονοι κανονισμοί ορίζουν μεθοδολογίες για τον Τριτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο, οι οποίες αν και πιο χρονοβόρες, καταλήγουν σε πιο αξιόπιστα αποτελέσματα. Στην παρούσα εργασία, για το Δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο γίνεται εφαρμογή δύο μεθόδων που προτείνονται από τους Σ. Δρίτσο και Ε. Βουγιούκα, ενώ για τον τριτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο εφαρμόζεται ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και ο Ευρωκώδικας 8 (Μέρος 3), το θεωρητικό υπόβαθρο των οποίων παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 1. Οι παραπάνω μεθοδολογίες εφαρμοζόνται σε μια τετραώροφη υφιστάμενη κατοικία με πυλωτή και υπόγειο στη Λάρισα τα χαρακτηριστικά της οποίας παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 2, ενώ η εφαρμογή και τα αποτελέσματα κάθε περίπτωσης δίνονται στο Κεφάλαιο 3.

Στην κατασκευή που εξετάζεται προτείνεται αντισεισμική ενίσχυση ορισμένων τοιχίων με μανδύες σκυροδέματος. Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται τόσο τα χαρακτηριστικά του ενισχυμένου φορέα του κτιρίου όσο και τα αποτελέσματα αύξησης της στατικής επάρκειας σύμφωνα με τις σύγχρονες απαιτήσεις.

Τέλος, στο Κεφάλαιο 5 εξετάζονται οι οικονομοτεχνικές απώλειες των απαιτούμενων επισκευών σε περίπτωση ορισμένων σεναρίων σεισμικών διεγέρσεων. Για αυτό το σκοπό εκτιμόνται οι καμπύλες τρωτότητας του κτιριου με τη χρήση του λογισμικού SPO2FRAG. Το κόστος των αναγκαίων επισκευών έπειτα από σεισμικές απώλειες σε δομικά και μη δομικά στοιχεία υπολογίζεται χρησιμοποιώντας το λογισμικό PACT της FEMA P-58.

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος-Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Το πρώτο στάδιο της αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας των υφιστάμενων κτιρίων περιλαμβάνει τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο ή Ταχύ Οπτικό Έλεγχο (Τ.Ο.Ε). Αποτελείται από την εξέταση του κτιρίου και τη συμπλήρωση του Δελτίου Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας (ΔΕ.ΔΟ.ΤΑ) όπου τα κτίρια βαθμολογούνται και κατατάσσονται ως προς τη σεισμική τους τρωτότητα. Επιπλέον, εκτός της συμπλήρωσης του δελτίου, απαραίτητη είναι η σχεδίαση σκαριφήματων της χαρακτηριστικής κάτοψης και τομής του κτιρίου αλλά και μια φωτογραφία της όψης του. Τέλος, εξαιρετικής σημασίας για την

αξιοπιστία των στοιχείων είναι η αρχική μελέτη του κτιρίου. Ο Πίνακας 1.1 παρουσιάζει τους Δομικούς Τύπους για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος.

Πίνακας 1.1: Πίνακας Δομικών Τύπων

Δ.Τ.	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ (Φ.Ο)	ΕΦΑΡΜΟΣΘΕΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ/ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΟΣα	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα,παλαιότερα	▪ Χωρίς Κανονισμούς ▪ Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Α/Σ ’59) ▪ Κανονισμός Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ ’54) ▪ Ουσιαστικώς, κτίρια μέχρι το 1985
ΟΣβ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένοσκυρόδεμα,νεότερα	▪ Α/Σ ’59 με πρόσθετα άρθρα 1985 (Α/Σ ’85) ▪ Κ/Σ ‘54 ▪ Ουσιαστικώς, κτίρια της περιόδου 1986 έως και 1995-2000
ΟΣγ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, συγχρονα	▪ Α/Σ: ΝΕΑΚ ▪ Κ/Σ: ΝΕΚΟΣ ▪ Σύγχρονα κτίρια, με το πλαίσιο των σύγχρονων Κανονισμών

Το Δελτίο Ελέγχου περιλαμβάνει οκτώ ενότητες προς συμπλήρωση:

- ΕΝΟΤΗΤΑ Α: περιλαμβάνει στοιχεία σχετικά με την περιοχή της Ελλάδας όπου βρίσκεται το κτίριο, την χρήση του και τον μέγιστο αριθμό ατόμων που συγκεντρώνονται σε αυτό
- ΕΝΟΤΗΤΑ Β: περιλαμβάνει την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και το έδαφος της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ).
- ΕΝΟΤΗΤΑ Γ: αφορά τον δομικό τύπο του κτιρίου (οπλισμένου σκυροδέματος, προκατασκευή, φέρουσα τοιχοποιία, χαλύβδινη) και την χρονολογία κατασκευής του ο οποίος σχετίζεται άμεσα με τον κανονισμό σχεδιασμού του φέροντα οργανισμού.
- ΕΝΟΤΗΤΑ Δ: περιέχει γενικά τεχνικά στοιχεία του κτιρίου όπως ο αριθμός υπογείων και υπέργειων ορόφων, η επιφάνεια του τυπικού ορόφου και ολόκληρου του κτιρίου, το έτος κατασκευής, η διαθεσιμότητα μελέτης , εάν και πότε έχει ενισχυθεί καθώς και η κατηγορία σπουδαιότητας του σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ)
- ΕΝΟΤΗΤΑ Ε: καταγράφονται στοιχεία σχετικά με την γενική τρωτότητα του κτιρίου έναντι σεισμού, όπως εάν έχει εφαρμοστεί αντισεισμικός κανονισμός, οι προηγούμενες 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 σε κάτοψη και τομή, η ευστρεψία του και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων

- ΕΝΟΤΗΤΑ ΣΤ, Ζ: οι ενότητες αυτές σχετίζονται με τυχόν άλλες αυθαιρεσίες αντισεισμικής και όχι μόνο φύσεως που δεν έχουν βαθμονομηθεί καταλλήλως και πρέπει να ληφθούν υπόψη
- ΕΝΟΤΗΤΑ Η: συνυπολογίζονται όλες οι ανωτέρω ενότητες ώστε να προκύψει η τελική βαθμολόγηση του κτιρίου.

Μετά τη συμπλήρωση των ενοτήτων ακολουθεί ο υπολογισμός της δομικής βαθμολογίας του κτιρίου ως άθροισμα των τιμών που δείχνει ο Πίνακας 1.2, αναλόγως το δομικό τύπο της κατασκευής. Τέλος, με κριτήριο την τελική δομική βαθμολογία το κτίριο κατατάσσεται σε μία εκ των κατηγοριών προτεραιότητας ελέγχου όπως δείχνει ο Πίνακας 1.3 .

Πίνακας 1.2: Πίνακας τελικής βαθμολόγησης κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
	ΟΣα	ΟΣβ	0Σγ
Βαθμολογία βάση Δομικού Τύπου	6.0	7.0	8.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι	-0.5	-0.1	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ ή ΙΙΙ	-1.5	-1.5	-1.0
Έδαφος κατηγορίας Β	-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	-
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 ≥ 100	-0.6	-0.6	-0.6

Πίνακας 1.3: Κατάταξη προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου κτιρίων

Βαθμολογία	Κατηγόρια
τ.β ≤ 4	Υψηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου
4 < τ.β. < 5.5	Μέση προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου
τ.β. ≥ 5.5	Χαμηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου

1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Η παρούσα μέθοδος συνιστά μια προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση, όπως ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις.

Αναγκαία καθίσταται η εύρεση στοιχείων τεκμηρίωσης για την κατασκευή του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα η στατική του μελέτη, τυχόν μελέτες μεταγενεστέρων επεμβάσεων και αντίστοιχα σχέδια ξυλοτύπων και αρχιτεκτονικά. Εφόσον υπάρχει η μελέτη, οι παραδοχές της αξιοποιούνται εφόσον υπάρξει επαλήθευση της εφαρμογής τους δειγματοληπτικά. Στην περίπτωση που αυτή η τεκμηρίωση δεν είναι δυνατή, τότε απαιτείται αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά στην ποιότητα των υλικών, απαιτείται μόνο ο προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος, προαιρετικά, με δειγματοληπτικούς ελέγχους, κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία, εναλλακτικά λαμβάνοντας τις «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017. Έτσι με τα στοιχεία αυτά δημιουργείται μια πληρέστερη, γενική εικόνα της κατάστασης του υπό ελέγχου κτιρίου.

Στην συγκεκριμένη μεθοδολογία τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου συνοψίζονται σε 13 κριτήρια. Βαθμολογώντας τα 13 κριτήρια ως προς το βαθμό επιβάρυνσης της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου συμπληρώνεται ο Συνολικός Πίνακας Κριτηρίων. Τα κριτήρια βαθμονομούνται από το ένα (1) μέχρι το πέντε (5), όπου το 1 αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη επιβάρυνση της σεισμικής αντίστασης του κτιρίου και το 5 στη μικρότερη. Από το βαθμό β_i που έλαβε κάθε κριτήριο στο υπό εξέταση κτίριο σε συνδιασμό με τον συντελεστή βαρύτητας κάθε κριτηρίου σ_i υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής επιρροής των 13 κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου β σύμφωνα με τη σχέση:

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \cdot \beta_i}{5} \tag{1.1}$$

Ο Πίνακας 1.4 παρουσιάζει τον Συγκεντρωτικό Πίνακα Κριτηρίων Σεισμικής Επιβάρυνσης.

Πίνακας 1.4: Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης

	Περιγραφή κτηρίου	Βαθμός Επιβάρυνσης β_i		Συντελεστής βαρύτητας σ_i
		Διεύθυνση		
		x	y	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας			0.10
2	Οξείδωση οπλισμών			0.10
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικου φορτίου			0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης			0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας			0.10
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			0.05

Σκοπός της προσεγγιστικής μεθόδου αποτίμησης σεισμικής επάρκειας κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, αποτελεί ο προσδιορισμός του προσεγγιστικού Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου, ο οποίος καθορίζει την προτεραιότητα κάθε κτιρίου για περαιτέρω έλεγχο, συγκριτικά με τα υπόλοιπα κτίρια της ομάδας που υπόκεινται, κατά όμοιο τρόπο, στον ίδιο έλεγχο.

Αρχικά, προσδιορίζεται η σεισμική απαίτηση V_{req} σε κάθε κύρια διεύθυνση με βάση το φάσμα σχεδιασμού ΕΚ-8 σύμφωνα μετη σχέση:

$$V_{req} = M \cdot S_d(T) \tag{1.2}$$

Όπου:
M: η μάζα του κτιρίου από μόνιμα G και κινητά φορτία Q , για το συνδυασμό $G+\psi_2 Q$
T: η ιδιοπερίοδος της κατασκευής που εκτιμάται προσεγγιστικά κατα EC8-1
$S_d(T)$: η φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με τον EC8-1

Στη συνέχεια, προσδιορίζεται για την ίδια κύρια διεύθυνση η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης (V_R) με βάση τη σχέση:

$$V_R = \beta \cdot V_{Ro} \tag{1.3}$$

Όπου:
V_{Ro}: η τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου χωρίς να λαμβάνεται υπ’ όψιν η αρνητική επιρροή από τα κριτήρια 1 έως 13.

β: ο μειωτικός συντελεστής επιρρόης των κριτηρίων 1 έως 13

Πιο συγκεκριμένα για την τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου V_{Ro}, αυτή μπορεί να υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση :

$$V_{Ro} = a_1 \cdot \sum V_{Ri}^{υποστ.} + a_2 \cdot \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + a_3 \cdot \sum V_{Ri}^{κοντά\ υποστ.} \quad (1.4)$$

Όπου:

i. οι τιμές των συντελεστών απομείωσης διατμητικής αντοχής α_1,α_2 και α_3 μπορούν να ληφθούν με βάση τις τιμές που προτείνει ο Πίνακας 1.5.

Πίνακας 1.5: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής

Κατακόρυφα στοιχεία κατασκευής	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	-	-

ii. η διατμητική αντοχή των κατακόρυφων μελών V_{Ri} με γνωστό τον οπλισμό υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις του EC-2

$$V_{Ri} = min\ (V_{Rd,s}, V_M) \quad (1.5)$$

Όπου

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot cot\theta\ , \text{για υποστυλώματα} \quad (1.6)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{yd} \cdot cot\theta\ , \text{για τοιχώματα} \quad (1.7)$$

$$V_M = \frac{2 \cdot M_R}{L_{κατθ}} \quad (1.8)$$

$$M_R = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} \quad (1.9)$$

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

Τέλος, έπειτα από τον υπολογισμό της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής και της αντίστοιχης απομειωμένης σεισμικής αντίστασης στη βάση του κτιρίου προσδιορίζεται ο Δείκτης Προτερεότητας Ελέγχου *λ* ανα διεύθυνση:

- Αγνοώντας την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης:

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x}}{V_{R,x}} \tag{1.10}$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y}}{V_{R,y}} \tag{1.11}$$

- Λαμβάνοντας υπόψιν την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης:

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x}+0.3V_{req,y}}{V_{R,x}+0.3V_{R,y}} \tag{1.12}$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y}+0.3V_{req,x}}{V_{R,y}+0.3V_{R,x}} \tag{1.13}$$

1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Βουγιούκα Ε.

Η παρούσα μέθοδος αποτελεί μία διαδικασία ταχείας αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων η οποία βασίζεται αποκλειστικά στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Πιο συγκεκριμένα, αφορά κτίρια που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί προ του 1985 τα οποία, έχουν ισχυρά δοκάρια και αδύναμα υποστυλώματα και στα οποία ισχύει συνήθως ο μηχανισμός αστοχίας του εύκαμπτου ισογείου. Μέσω της διαδικασίας που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται η τέμνουσα αντοχής κάθε κατακόρυφου μέλους. Τέλος, η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου έναντι σεισμού προκύπρει προσθέτοντας τις αντίστοιχες τέμνουσες αντοχής όλων των κατακόρυφων μελών. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η ροπής διαρροής ορθογωνικής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{E_c \cdot \frac{\xi_y^2}{2} \cdot \left[0.5 \cdot (1+\delta') - \frac{\xi_y}{3}\right] + \left[\left(1-\xi_y\right) \cdot \rho + \left(\xi_y - \delta'\right) \cdot \rho' + \left(\frac{\rho_v}{6}\right) \cdot (1-\delta')\right] \cdot (1-\delta') \cdot \frac{E_s}{2}\right\} \tag{1.14}$$

όπου:
$(1/r)_y$: η 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 οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα του σκυροδέματος
ρ, ρ', ρ_v : τα ποστοστά του εφελκυόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανοιγμένα στο bd, όπου b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής)
E_c, E_s: μέτρα ελαστικότητας σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα

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:

- Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυόμενου οπλισμού, οπότε:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s \cdot (1-\xi_y) \cdot d} \tag{1.15}$$

- Η διαρροή οφείλεται σε μη γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος, οπότε:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.8 \cdot f_c}{E_c \cdot \xi_y \cdot d} \tag{1.16}$$

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_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 κατακόρυφου μέλους το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις ως συνάρτηση του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων: μ_θ^{pl} = μ_ϑ–1, που ισούται με τον λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή θy κατά τις Εξ. (Σ.2α) και (Σ.2β). Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, επιτρέπεται να θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του μ_θ^{pl} ως ακολούθως (μονάδες ΜΝ και m)

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \cdot min(N; 0.55A_c f_c) + \left(1 - 0.05\, min\left(5; \mu_\theta^{pl}\right)\right) \cdot 0.16\, max(0.5; 100p_{tot}) \cdot (1 - 0.16\, min(5; a_s))\sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \tag{1.17}$$

όπου:
h: ύψος της διατομής
$x=\xi_y d$: ύψος θλιβόμενης ζώνης της διατομής (Παράρτημα 7$^{\text{Α}}$ ΚΑΝ.ΕΠΕ.)
N: αξονικό φορτίο
α_s: λόγος διάτμησης
A_c : εμβαδόν διατομής σκυροδέματος
f_c: αντοχή σκυροδέματος (MPa)
ρ_{tot}:συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού
V_w: η συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή σύμφωνα με τη σχέση

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}. \tag{1.18}$$

με ρ_w: ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού
z: μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων
f_{yw}: τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Ειδικότερα η διατμητική αντοχή V_R τοιχώματος δεν επιτρέπεται να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη $V_{R,max}$ η οποία υπό ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικές ή μετελαστικές, μπορεί να λαμβάνεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_{R,max} = 0.85(1 - 0.06min[5; \mu_\theta^{pl}])(1 + 1.8min\left[0.15; \frac{N}{A_c f_{cm}}\right])(1 + 0.25max[1.75; 100\rho_{tot}])(1 - 0.2min[2; \alpha_s])\sqrt{f_{cm}} b_w z \quad (1.19)$$

Επιπλέον είναι απαραίτητο να ελεγχθεί εάν η αστοχία των μελών σε διάτμηση, προηγείται της καμπτικής διαρροής δηλαδή, αν υπάρχει ψαθυρός τρόπος αστοχίας. Έτσι υπολογίζεται η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική αστοχία:

$$V_{mu} = \frac{M_y}{L_s} \quad (1.20)$$

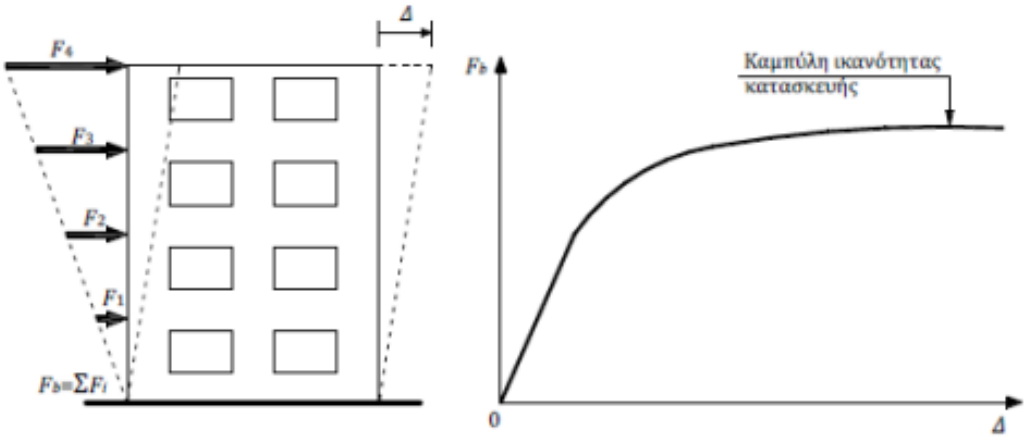
όπου:
M_y: ροπή διαρροής
L_s: μήκος διάτμησης

Η παραπάνω τέμνουσα V_{mu} συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα λόγω των ανακυκλιζόμενων δράσεων V_R και αν είναι μικρότερή της τότε τα στοιχεία διαρρέουν σε κάμψη πριν τη διαρροή σε διάτμηση και θεωρείται ότι έχουν πλάστιμη 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 το κύριο κανονιστικό πλαίσιο που ακολουθείται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό κατασκευών στην Ελλάδα, που έχουν κατασκευαστεί με τους παλαιότερους κανονισμούς ή χωρίς κάποιο κανονισμό. Στόχος του παρόντος κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους.

Η πιο διαδομένη για την αποτίμηση μιας κατασκευής είναι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (pushover analysis). Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση εκτελείται υπό την επίδραση των στατικών φορτίων ($G+\psi_2 Q$) και βηματικά αυξανόμενων σεισμικών φορτίων. Τα σεισμικά φορτία ακολουθούν κατανομές καθ' ύψος όπως τριγωνική, ομοιόμορφη, ιδιομορφική κατανομή. Κατα την εφαρμογή της σταδιακής αύξησης της σεισμικής δράσης παρουσιάζεται κάποια απομείωση της δυσκαμψίας του φορέα λόγω της ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών της. Έτσι, για κάθε βήμα της ανάλυσης, υπολογίζοντας την Τέμνουσα Βάσης και την μετακίνηση της κορυφής του φορέα προκύπτει η Καμπύλη Ικανότητας που δίνεται στο Σχήμα 1.1 που ακολουθεί.



Σχήμα 1.1: Ενδεικτική καμπύλη ικανότητας πολυώροφης κατασκευής (Ι. Ψυχάρης "Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας", 2016)

Η σεισμική ικανότητα κάθε κατασκευής καθορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. μέσω του συνδυασμού κάποιων επιπέδων σεισμικής δράσης και των τριών βασικών σταθμών επιτελεστικότητας, δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών που παρουσιάζει ο Πίνακας 1.6 .

Πίνακας 1.6: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρευση»
10%	Α1	Β1	Γ1
50%	Α2	Β2	Γ2

Αναλυτικότερα για την κάθε στάθμη ισχύει:

• «Περιορισμένες Βλάβες»-Α: 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»-Β: Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

• «Οιονεί Κατάρρευση»-Γ: Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μή 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 πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής του χαρακτηριστικού κόμβου που αντιστοιχούν στα επίπεδα βλαβών, γίνεται μέσω της Σχέσης 1.20 (ΚΑΝ.ΕΠΕ.Σ5.6) :

$$\delta_t = C_O \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2/4\pi^2) \cdot S_e(T) \qquad (1.21)$$

όπου:
C_0, C_1, C_2, C_3: διορθωτικοί συντελεστές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.2)
T_e: ισοδύναμη κυριάρχουσα ιδιοπερίοδος (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.5)

1.5 Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3

Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση εκτελείται υπό την επίδραση των στατικών φορτίων ($G+\psi_2 Q$) σε συνδυασμό με βηματικά αυξανόμενα σεισμικά φορτία τριγωνικής ή ομοιόμορφης κατανομής και καταλήγει σε μια καμπύλη ικανότητας της κατασκεύης. Η δομική απαίτηση που συνδέεται με τη ζητούμενη στοχευμένη μεατατόπιση πρέπει να πληρεί τα κριτήρια ελέγχου που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, όσον αφορά την απαίτηση των στοιχείων για ψαθυρή (διάτμηση) και πλάστιμη (παραμόρφωση γωνίας στροφής χορδής) συμπεριφόρα.
Οι στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 είναι οι εξής:

- Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (Limit state of damage limitation, DL):

Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Τα μη-φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

- Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (Limit state of significant damage, SD):

Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα πιθανόν να είναι αντιοικονομική

- Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (Limit state of near collapse, NC):

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, στη στάθμη αυτή αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η

κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι’ αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Ο υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης γίνεται με βάση τη διαδικασία που προτείνεται στο Παράρτημα Β του EN1998-1.

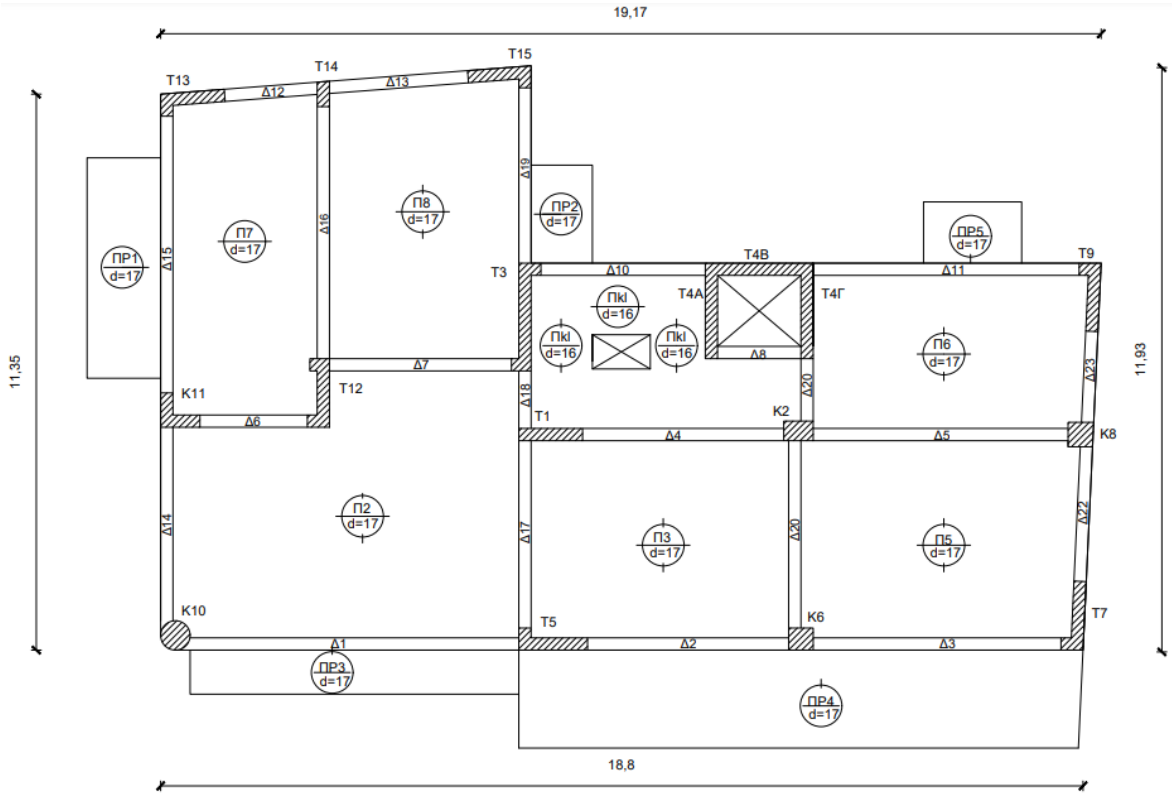
2 Περιγραφή του υπό μελέτη κτιρίου

2.1 Γενικά χαρακτηριστικά

Η κατασκευή η οποία μελετάται αποτελεί ένα υφιστάμενο κτίριο το οποίο κατασκευάστηκε το 1998 στην πόλη της Λάρισας περιλαμβάνοντας ιδιωτικές κατοικίες. Πρόκειται για κατασκευή με Φέροντα Οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, με μπατική τοιχοποιία στους εξωτερικούς τοίχους και δρομική τοιχοποιία στο εσωτερικό του κτιρίου. Το κτίριο διαθετει υπόγειο, πυλωτή και τρείς ορόφους κάτοψης 176.3 m^2, τέταρτο όροφο 92.3 m^2 και δώμα. Το υπόγειο και όλοι οι όροφοι του κτιρίου έχουν ύψος 3.15m, η πυλωτη 3m και το δώμα ύψος 2.20m.

2.2 Δεδομένα μελέτης φορέα

Οι ξυλότυποι οροφής, οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τα φορτία μελέτης του εξεταζόμενου φορέα προέρχονται από τα στατικά σχέδια της κατασκευής που παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α. Στο Σχήμα 2.1 παρουσιάζεται ενδεικτικά ο ξυλότυπος της οροφής της πυλωτής. Οι διαστάσεις και ο οπλισμός των μελών περιλαμβάνονται στο Παράρτημα Α και δεν αναγράφονται στο Σχήμα 2.1 .



Σχήμα 2.1: Ξυλότυπος οροφής πυλωτής

Η μελέτη του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με βάση το Νέο Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (1991) και το Νέο Αντισεισμικό Κανονισμό (1992). Ο Πίνακας 2.1 και ο Πίνακας 2.2 παρουσιάζουν τα στοιχεία της ποιότητας των υλικών αλλά και των φορτίων σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν.

Πίνακας 2.1: Υλικά κατασκευής

Υλικό	**Ποιότητα**	**Αντοχή**	
		Μέση (Mpa)	**Χαρακτηριστική (Mpa)**
Σκυρόδεμα	C20/25	24	20
Χάλυβας οπλισμών	S400	440	400
Χάλυβας συνδετήρων	S220	242	220

Πίνακας 2.2: Φορτία κατασκευής

Μόνιμα (G)	Ίδιο βάρος Ο.Σ. (KN/m^3)	Επικάλυψη δαπέδων (KN/m^2)		Επικάλυψη στέγης (KN/m^2)	Τοιχοπλήρωση (KN/m^2)	
		Μάρμαρο	Ξύλινο πάτωμα		Μπατική	Δρομική
	25	1.8	0.8	1.5	3.6	2.1
Κινητά (Q)	Στέγης-Συγκεντρωμένο (KN)	Χιόνι (KN/m^2)	Κατοικία (KN/m^2)	Κλιμακοστάσιο (KN/m^2)	Εξώστες (KN/m^2)	Πυλωτή (KN/m2)
	1.0	0.6	2.0	3.5	5.0	7.0

Ο Πίνακας 2.3 παρουσιάζει τα δεδομένα του φάσματος σχεδιασμού για τον αντισεισμικό σχεδιασμό της κατασκευής.

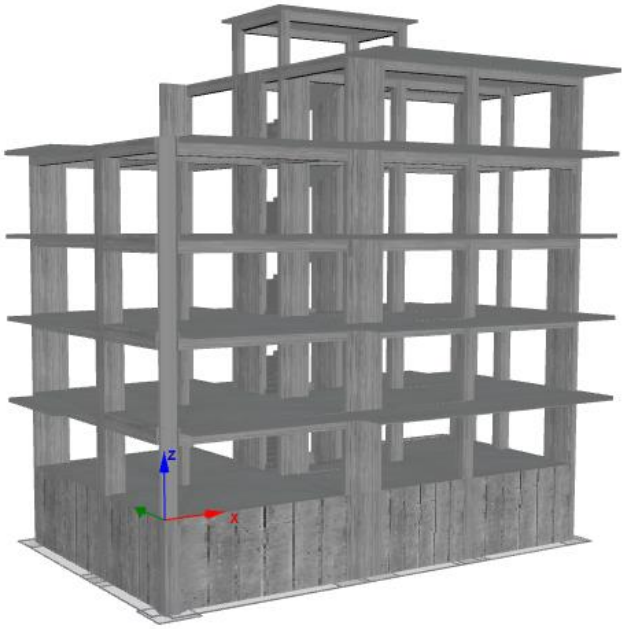
Πίνακας 2.3: Δεδομένα φάσματος αντισεισμικού σχεδιασμού

Κατηγορία σπουδαιότητας	Σ2, Χρήση κατοικίας, γ_1=1.00
Κατηγορία εδάφους	C { S=1.15, T_B(s)=0.20,T_C (s)=0.60, T_D(s)=2.0 }
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Ζώνη II, a_{gR} =0.24g

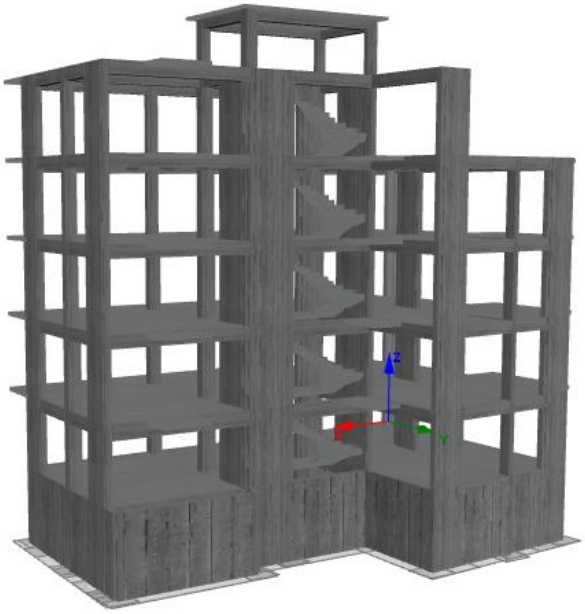
2.3 Προσομοίωση φορέα

Για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoBuild [2022]. Πρόκειται για ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για την αποτίμηση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο εκτελεί όλους τους ελέγχους που ορίζονται από τους Κανονισμούς (EC-8, ASCE, NTC-18, NTC-08, ΚΑΝ.ΕΠΕ. ,ΤΒΔΥ) υπό στατικά ή/και δυναμικά φορτία λαμβάνοντας υπόψιν τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών.

Το κτίριο προσομοιώθηκε σύμφωνα με τους αντίστοιχους διαθέσιμους ξυλότυπους. Η προσομοίωση ακολουθεί τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., βασίζεται σε γραμμικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστιμότητας στα δύο άκρα (πλαστικές αρθρώσεις) και περιλαμβάνει στοιχεία πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων. Στο Σχήμα 2.2 και στο Σχήμα 2.3 παρουσιάζεται η προσομοίωση του φορέα της κατασκευής.



Σχήμα 2.2: Προσομοίωση φορέα του υπο εξέταση τετραώροφου κτιρίου με πυλώτη & υπόγειο (μπροστινή όψη)



Σχήμα 2.3: Προσομοίωση φορέα του υπο εξέταση τετραώροφου κτιρίου με πυλώτη & υπόγειο (πίσω όψη)

2.4 Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα

2.4.1 Εμπειρική ιδιοπερίοδος

Η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου υπολογίστηκε με βάση τη σχέση 4.6 του EC8-1 (Ευρωκώδικας 8, Μέρος 1, 2004):

$$T_{εμπειρική} = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (2.1)$$

όπου

H: ύψος κτιρίου από τη θεμελίωση

C_t: ισούται με 0.05 για *H* <40.0 m

Συνεπώς, η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου που εξετάζεται με ύψος 15.6m είναι ίση με $T_{εμπειρική}$ =0.39 sec.

2.4.2 Ακριβής ιδιοπερίοδος

Με τη χρήση του προγράμματος Seismobuild [2022] πραγματοποιήθηκε Ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου διαχωρίζοντας τη συνολική κίνηση της κατασκευής σε ένα άθροισμα ιδιομορφικών αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών. Η κίνηση κάθε ιδιομορφής ενεργοποιεί ένα ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής για μια δεδομένη διεύθυνση του σεισμού η οποία συνιστά την ενεργό ιδιομορφική μάζα της. Η ιδιομορφή με τη μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα αποτελεί τη «δεσπόζουσα ιδιομορφή» του κτιρίου. Ο Πίνακας 2.4 παρουσιάζει τις τρεις πρώτες ιδιοπεριόδους και τα ποσοστά συμμετοχής κάθε ιδιομορφής στις τρείς κύριες διευθύνσεις.

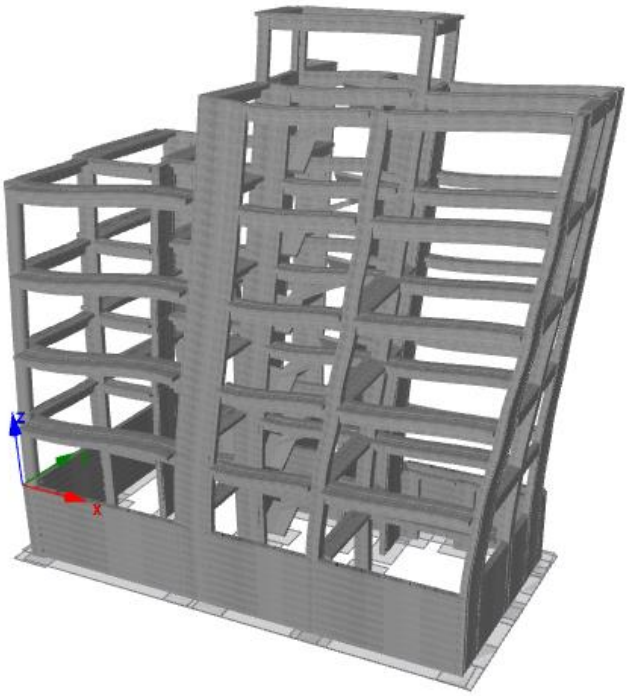
Πίνακας 2.4: Οι τρεις πρώτες ιδιοπερίοδοι και οι ενεργές ιδιομορφικές μάζες

Ιδιομορφή	**Ιδιοπερίοδος (sec)**	**Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατα X (%)**	**Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατα Y (%)**	**Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατα Z (%)**
1	0.38	52.7	0.35	11.89
2	0.36	0.73	61.19	0.32
3	0.30	9.07	0.78	53.26

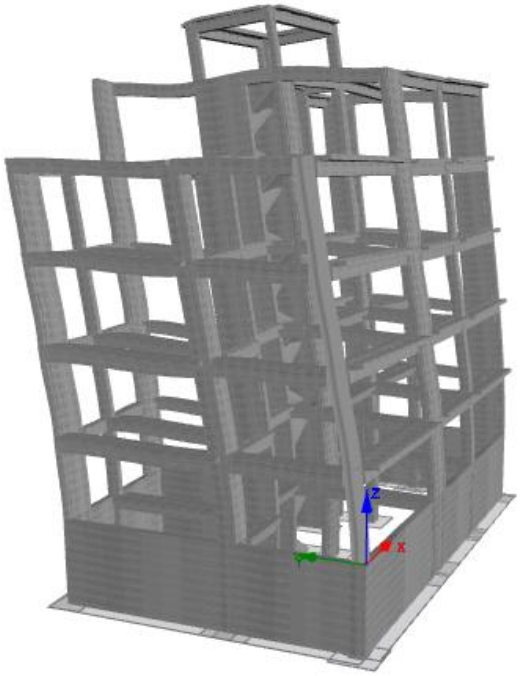
Με βάση τα παραπάνω ποσοστά συμμετοχής της μάζας στην κάθε ιδιομορφή λαμβάνονται οι παρακάτω ιδιοπερίοδοι στις τρείς κύριες διευθύνσεις:

- T_X=0.38 sec
- T_Y=0.36 sec
- T_Z=0.30 sec

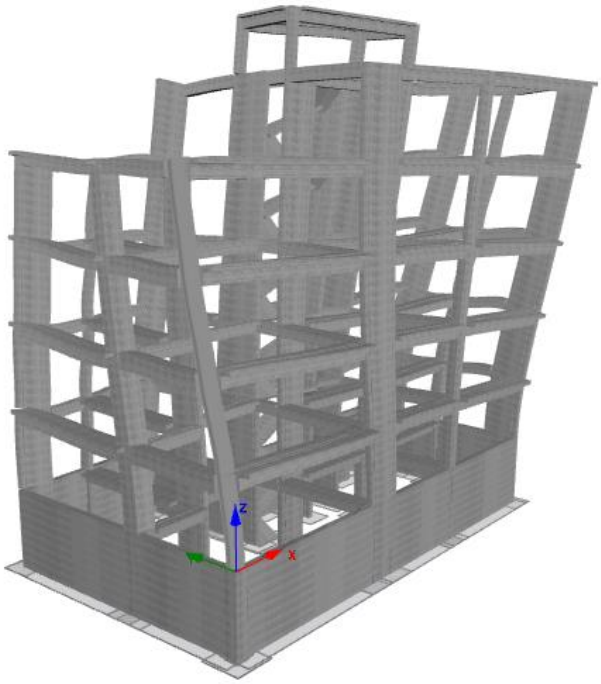
Ακολουθούν το Σχήμα 2.4, το Σχήμα 2.5, το Σχήμα 2.6 όπου παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές.



Σχήμα 2.4: 1η ιδιομορφή, κυριώς μεταφορική (με ελαφριά στροφική συμμετοχή) κατά τη διεύθυνση X (T_X=0.38 sec)



Σχήμα 2.5: 2η ιδιομορφή, μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y (T_Y=0.36 sec)



Σχήμα 2.6: 3η ιδιομορφή, στροφική γύρω από τη διεύθυνση Z (T_Z=0.30 sec)

3 Εφαρμογή προσεισμικών ελέγχων, ΚΑΝ.ΕΠΕ. & EC8-3

3.1 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Το εξεταζόμενο κτίριο κατασκευάστηκε το 1998 σύμφωνα με το Νέο Αντισεισμικό Κανονισμό (1992) και το Νεο Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (1991). Συνεπώς, με βάση τον Πίνακα 1.1 επιλέγθηκε ως κατηγορία δομικού τύπου η ΟΣβ, οπού περιλαμβάνει νεότερα κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα της περιόδου 1986 έως 2000. Η περιοχή της Λάρισας αντιστοιχεί στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ (0.24g) και εδράζεται σε έδαφος Κατηγορίας Γ. Ο Πίνακας 3.1 δείχνει τη βαθμολόγηση των ενοτήτων και τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα. Η αρχική δομική βαθμολόγηση του κτιρίου, αθροίζοντας τους επιμέρους συντελεστές, προέκυψε ίση με 2.0. Δεν εντοπίστηκαν αίτια πρόσθετης τρωτότητας και ο βαθμός δεν υπέστη κάποια μείωση. Συνεπώς, η τελική δομική βαθμολόγηση του κτιρίου είναι ίση με 2.0. Σύμφωνα με αυτή τη βαθμολογία και τον Πίνακα 1.3, το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία Υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου και είναι απαραίτητος ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Ελεγχος.

Πίνακας 3.1: Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	**ΟΣβ**
Βαθμολογία βάση Δομικού Τύπου	7
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι	-
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ ή ΙΙΙ	-1.5
Έδαφος κατηγορίας Β	-
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-
Έδαφος Χ	-
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-
Κακή κατάσταση	-
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-
Pilotis ή/ και Κοντά Υποστυλώματα	-1.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-0.5
Στρέψη (έντονη)	-0.5
Ένταση λειτουργίας	-
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 100	-
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ	**2.0**
Στοιχεία πρόσθετης τρωτότητας	-
Ενδεχόμενη τρωτότητα έναντι άλλων αιτιών	-
ΤΕΛΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ	**2.0**

3.2 Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Στην προτεινόμενη μεθοδολογία αρχικά εξετάζονται τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου και συνοψίζονται σε 13 κριτήρια. Ακολούθως συμπληρώνεται ο Συνολικός Πίνακας Κριτηρίων, βαθμολογώντας τα 13 κριτήρια ως προς το βαθμό επιβάρυνσης της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου. Το καθένα από αυτά λαμβάνει τιμές από το 1 έως το 5 που αντιστοιχούν στη μέγιστη και στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση.

3.2.1 Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης

- **Κριτήριο 1 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας**

Δεν παρατηρήθηκαν βλάβες στα δομικά στοιχεία (υποστυλώματα, τοιχώματα, κόμβοι) επομένως, επιλέγεται ο βαθμός: $B_1=5$

- **Κριτήριο 2 – Οξείδωση οπλισμών**

Δεν διαπιστώθηκαν ενδείξεις οξείδωσης των οπλισμών και άρα επιλέγεται ο βαθμός: $B_2=5$

- **Κριτήριο 3 - Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου**

Υπολογίστηκε η μέση τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών της πυλωτής ίση με 0.11 η οποία είναι μικρότερη από την τιμή 0.30 και αντιστοιχεί στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση με βαθμό: $B_3=5$.

Ο Πίνακας 3.2 παρουσιάζει τις τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών της πυλωτής.

Πίνακας 3.2: Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών της πυλωτής

Μέλος	**b (m)**	**h (m)**	**A_c (m^2)**	**N_{sd} (KN)**	**ν_d^i**
Τ1	1.30	0.25	0.33	625.11	0.10
Κ2	0.60	0.40	0.24	511.94	0.11
Τ3	0.25	2.20	0.55	979.60	0.09
Τ4Α	0.25	1.70	0.43	507.83	0.06
Τ4Β	2.20	0.25	0.55	555.08	0.05
Τ4Γ	0.25	1.70	0.43	669.38	0.08
Τ5	1.40	0.25	0.35	1284.82	0.18
Κ6	0.50	0.45	0.23	1033.58	0.23
Τ7	0.25	1.40	0.35	842.18	0.12
Κ8	0.50	0.50	0.25	547.32	0.11
Τ9	0.25	1.40	0.35	563.71	0.08
Κ10	0.60	0.60	0.28	585.53	0.10
Κ11	0.80	0.70	0.31	689.55	0.11
Τ12	0.25	1.40	0.35	655.90	0.09
Τ13	1.30	0.25	0.33	536.16	0.08
Κ14	0.25	0.50	0.13	312.36	0.12
Τ15	1.30	0.25	0.33	513.27	0.08

- **Κριτήριο 4 - Κανονικότητα κάτοψης**

Το εξεταζόμενο κτίριο διαθέτει πολύπλοκο (μη ορθογωνικό) σχήμα κάτοψης και κενά στις πλάκες, συνεπώς προσδιορίζεται το αθροιστικό εμβαδόν των εσοχών ΣA_E και των κενών ΣA_K σε σχέση με το εμβαδόν της κάτοψης A_{tot}. Ο Πίνακας 3.3 παρουσιάζει τις τιμές και τον έλεγχο του εμβαδού των εσοχών και κενών τις κάτοψης.

Πίνακας 3.3: Τιμές του εμβαδού των εσοχών και κενών τις κάτοψης και έλεγχος κριτηρίου 4

A_{tot} (m^2)	ΣA_E (m^2)	ΣA_K (m^2)	$\Sigma A_E+\Sigma A_K$ (m^2)	$<0.30A_{tot}$ (m^2)	Έλεγχος
			26.76	44.08	✓
176.29	27.07	3.35	$A_{E,max}$ (m^2)	$<0.15A_{tot}$ (m^2)	Έλεγχος
			23.41	26.44	✓

Συνεπώς πληρούνται τα κριτήρια ώστε το κτίριο να θεωρείται κανονικό σε κάτοψη και άρα λαμβάνεται ο βαθμός B_4=5.

- **Κριτήριο 5 - Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη**

Αρχικά προσδιορίστηκε η θέση του Κέντρου Μάζας του κτιρίου στο σημείο με συντεταγμένες x_{cm}=8.89m και y_{cm}=5.32m. Ο Πίνακας 3.4 παρουσιάζει τα αποτελέσματα των υπολογισμών για την εύρεση του Κέντρου Μάζας του κτιρίου.

Πίνακας 3.4: Στοιχεία για την εύρεση του κέντρου μάζας

Μέλος	x_i (m)	y_i (m)	N_i (KN)	x_i* N_i	y_i* N_i
Τ1	8.0	4.4	625.1	4969.6	2766.1
Κ2	13.0	4.5	511.9	6655.2	2303.7
Τ3	7.4	6.8	979.6	7273.6	6661.3
Τ4Α	11.2	6.8	507.8	5700.4	3453.2
Τ4Β	12.2	7.8	555.1	6771.9	4315.7
Τ4Γ	13.2	6.8	669.4	8819.1	4551.8
Τ5	8.0	0.1	1284.8	10278.5	160.6
Κ6	13.1	0.2	1033.6	13488.2	232.6
Τ7	18.7	0.7	842.2	15727.7	589.5
Κ8	18.8	4.4	547.3	10289.6	2408.2
Τ9	7.2	19.0	563.7	4058.7	10735.8
Κ10	0.3	0.3	585.5	175.7	175.7
Κ11	0.2	4.8	689.5	169.6	3310.5
Τ12	3.3	5.3	655.9	2180.9	3443.5
Τ13	0.7	11.2	536.2	348.5	6018.4
Κ14	3.3	11.3	312.4	1038.6	3527.6
Τ15	6.9	11.8	513.3	3541.6	6059.1
		Άθροισμα	11413.3	101487.4	60713.4

Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας της πυλωτης υπολογίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$x_{CR} = \frac{\sum K_{x,i} \cdot x_i + \sum K_{inf,x,i} \cdot x_{inf,i}}{\sum K_{x,i} + \sum K_{inf,x,i}} \quad (3.1)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum K_{y,i} \cdot y_i + \sum K_{inf,y,i} \cdot y_{inf,i}}{\sum K_{y,i} + \sum K_{inf,y,i}} \quad (3.2)$$

όπου
$K_{infx,i}$ = 0 και $x_{inf,i}$ = 0 για το υπό μελέτη κτίριο ,εφόσον δεν λαμβάνονται υπόψη οι τοιχοπληρώσεις στην παρούσα εργασία
η δυσκαμψία κάθε κατακόρυφου μέλους της πυλωτής υπολογίζεται με βάση τις σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

- Για υποστυλώματα:
$$K_{υποστ.} = 0.08(0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)])(1 + 0.048\frac{N}{A_c})E_c I_c \quad (3.3)$$
- Για τοιχώματα:
$$K_{τοιχ.} = 0.115(0.8 + \ln[\max(0.6; a_s)])(1 + 0.048\frac{N}{A_c})E_c I_c \quad (3.4)$$

Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας προκύπτουν ίσες με : x_{CR}=6.29m , y_{CR}=4.48m.
Τα αποτελέσματα των παραπάνω υπολογισμών παρουσιάζει ο Πίνακας 3.5.

Πίνακας 3.5: Στοιχεία για την εύρεση του κέντρου δυσκαμψίας

Μέλος	**K_{xi} (KN/m)**	**K_{yi} (KN/m)**	**x_i*K_{xi}**	**y_i*K_{yi}**
Τ1	10837642	1269361	86159257	5616923
Κ2	2649155	1488618	34439012	6698781
Τ3	1384982	12872227	10283495	87531141
Τ4Α	1037947	6824790	11650959	46408570
Τ4Β	10577628	791719	129047067	6155615
Τ4Γ	1362492	8958761	17950834	60919577
Τ5	15178702	1805690	121429615	225711
Κ6	4035844	5109239	52667769	1149579
Τ7	1677569	15251434	31328599	10676004
Κ8	3162559	3162559	59456112	13915260
Τ9	797956	7131619	5745283	135821681
Κ10	27866260	27866260	8359878	8359878
Κ11	4023735	5171885	989839	24830217
Τ12	926788	8283042	3081572	43485969
Τ13	6477984	745880	4210690	8372506
Κ14	632722	1802801	2103799	20359629
Τ15	6204841	726743	42813401	8579204
Άθροισμα	98834807	109262626	621717178	489106244

Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση, e_x και e_y, και οι ζητούμενες ανηγμένες τιμές τους, ε_x και ε_y, ως ακολούθως:

$$e_x = |x_{CR} - x_{CM}| = 2.60 \ , \qquad \varepsilon_x = \frac{e_x}{L_x} = \frac{2.6}{19.7} = 0.14$$

$$e_y = |y_{CR} - y_{CM}| = 0.84 \ , \qquad \varepsilon_y = \frac{e_y}{L_y} = \frac{0.84}{11.35} = 0.07$$

Συνεπώς, ο βαθμός του κριτηρίου κατά τη διεύθυνση Χ είναι $B_{5χ}$=3 και κατά τη διεύθυνση Υ είναι $B_{5υ}$=4.

- **Κριτήριο 6 - Κανονικότητα σε τομή/όψη**

Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο υπολογίστηκαν τα εμβαδά των κατόψεων των ορόφων και οι ποσοστιαίες διαφορές τους μεταξύ γειτονικών ορόφων. Το εμβαδόν της κάτοψης των ορόφων του κτιρίου είναι $A_{ορόφων}$=176.3m^2 (πυλωτή, Α,Β,Γ), ενώ ο όροφος Δ έχει εμβαδόν $A_{ορόφου,Δ}$ = 92.3m^2. Εφόσον $A_{ορόφου,Δ}$ <60% $A_{ορόφων}$ σύμφωνα με την βαθμονόμηση του κριτηρίου προκύπτει βαθμός B_6 = 1

- **Κριτήριο 7 - Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος**

Αρχικά, υπολογίστηκαν οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων μελών σε όλους τους ορόφους του κτιρίου με βάση τις σχέσεις της §7.1.2.2(δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο Πίνακας 3.6, παρουσιάζει τη συνολική δυσκαμψία ανά όροφο και διεύθυνση. Στη συνέχεια, προκειμένου να γίνει η βαθμονόμηση του κριτηρίου υπολογίστηκαν οι ποσοστιαίες διαφορές δυσκαμψίας μεταξύ των ορόφων, οι οποίες παρουσιάζει επίσης ο Πίνακας 3.6. Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου λαμβάνεται ο βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 7 ίσος με B_7 = 2 και για τις δυο διευθύνσεις.

Πίνακας 3.6: Δυσκαμψία και διαφορά δυσκαμψίας ορόφων καθ'ύψος

Όροφος	$K_{χ,tot}$ (KN/m)	$K_{y,tot}$ (KN/m)	$ΔK_x$ (%)	$ΔK_y$ (%)
Πυλωτή	98834807	109262626		
Α	60247059	68514391	39.04	37.29
Β	43013675	49244864	28.60	28.12
Γ	27566732	28855801	35.91	41.40

- **Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ' ύψος**

Υπολογίστηκε το βάρος κάθε ορόφου με βάση τα κατακόρυφα φορτία και στη συνέχεια διαιρώντας με την επιτάχυνση της βαρύτητας (g=9.81m/s^2) προέκυψε η μάζα κάθε ορόφου. Ο Πίνακας 3.7 παρουσίαζει τα αποτελέσματα των υπολογισμών, καθώς και η ποσοστιαία διαφορά μάζας μεταξύ των ορόφων. Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου ο βαθμός επικινδυνότητας για το κριτήριο 8 προκύπτει ίσος με B_8 = 3

Πίνακας 3.7: Μάζα και διαφορά μάζας ορόφων καθ'ύψος

Όροφος	Βάρος (KN)	Μάζα (tn)	ΔΜ (%)
Πυλωτή	2551.7	260.1	
Α	2631.0	268.2	3.1
Β	2617.2	266.8	0.5
Γ	2228.7	227.2	14.8
Δ	1384.7	141.1	37.9

- **Κριτήριο 9 – Κοντά υποστυλώματα**

Ο φορέας αποτελείται από ένα συνδυασμό τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων και έτσι θεωρείται οτι ο βαθμός τοιχωματοποίησης α_T σε κάθε κύρια διεύθυνση ειναι $\alpha_T > 0.50$. Συνεπώς, ο τελικός βαθμός του κριτηρίου 9 είναι B_9=5 και για τις δύο διευθύνσεις.

- **Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες ασυνέχειες**

Σε αυτό το κριτήριο ελέγχεται η ύπαρξη κατακόρυφων ασυνεχειών σε υποστυλώματα και τοιχώματα του κτιρίου. Στο εξεταζόμενο κτίριο δεν υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα ή τοιχώματα σε πλάκες ή δοκούς ,ούτε κεκλιμένα υποστυλώματα ή τοιχώματα. Εντοπίζεται μόνο εκκεντρότητα καθ' ύψος του άξονα μερικών κατακόρυφων στοιχείων, λόγω της μείωσης των διαστάσεων της διατομής τους. Ο Πίνακας 3.8 που ακολουθεί παρουσιάζει τα κατακόρυφα μέλη με εκκεντρότητα ανά όροφο και η βαθμονόμηση τους αναλόγως τα όρια του ελέγχου. Με βάση τα αποτελέσματα ο τελικός βαθμός του κριτηρίου είναι B_{10}=4 και για τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 3.8: Εκκεντρότητα κατακόρυφων μελών ορόφων και έλεγχος κριτηρίου 10

Πυλωτή	**Α όροφος**	**Εκκεντρότητα**		**Έλεγχος**	**Βαθμός**
Κ6 (50x45)	Κ6 (50x40)	e_y	0.05	>0.05b_y=0.025	Β=4
				<0.15 b_y =0.075	
Κ8 (50x45)	Κ8 (50x45)	e_y	0.05	>0.05 b_y =0.025	Β=4
				<0.15 b_y =0.075	
Α όροφος	**Β όροφος**	**Εκκεντρότητα**		**Έλεγχος**	**Βαθμός**
Κ8 (50x45)	Κ8 (45x45)	e_x	0.05	>0.05b_x=0.025	Β=4
				<0.15 b_x =0.075	
Β όροφος	**Γ όροφος**	**Εκκεντρότητα**		**Έλεγχος**	**Βαθμός**
Κ2 (60x40)	Κ2 (55x40)	e_x	0.025	= 0.05 b_x	Β=5
Κ6 (50x40)	Κ6 (50x25)	e_y	0.075	=0.15 b_y	Β=4
Κ8 (45x45)	Κ8 (45x40)	e_y	0.025	= 0.05 b_x	Β=5
Κ14 (25x50)	Κ14 (25x45)	e_y	0.025	= 0.05 b_x	Β=5
Γ όροφος	**Δ όροφος**	**Εκκεντρότητα**		**Έλεγχος**	**Βαθμός**
Κ2 (55x40)	Κ2 (50x40)	e_x	0.025	= 0.05 b_x	Β=5
Κ8 (45x40)	Κ8 (40x40)	e_x	0.025	= 0.05 b_x	Β=5

- **Κριτήριο 11 – Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων**

Ο φορέας αποτελείται από ένα συνδυασμό τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων και έτσι θεωρείται οτι ο βαθμός του κριτηρίου 11 προκύπτει ως ενας συνδυασμός της βαθμολόγησης της σύνδεσης των τοιχωμάτων με το διάφραγμα και της πλαισιακής λειτουργείας. Η σύνδεσης των τοιχωμάτων με το διάφραγμα βαθμολογείται με 3 , καθώς δεν είναι ικανοποιητική η σύνδεση των τοιχωμάτων κοντά στο κλιμακοστάσιο και τον ανελκυστήρα με το διάφραγμα. Όσων αφορά την πλαισιακή λειτουργία, στο κτίριο περιμετρικά υπάρχουν δομικά πλαίσια, ωστόσο στο κέντρο εμφανίζονται ατάκτως τοποθετημένοι στύλοι και έτσι ο βαθμός που επιλέγεται είναι ίσος με 3. Συνεπώς, ο τελικός βαθμός του κριτηρίου 11 είναι B_{11}=3 .

- **Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτίρια**

Το εξεταζόμενο κτίριο είναι γωνιακό με όμορα κτίρια και κατά τις δύο δευθύνσεις. Δεν παρουσιάζεται μεγάλη διαφορά ύψους μεταξύ των γειτονικών κτιρίων αλλά υπάρχει ανισοσταθμία των γειτονικών πλακών και συνεπώς, σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000, η αρχική τιμή του επαρκούς αρμού προσαυξάνεται κατά 50%. Για κτίρια με 4 έως 8 ορόφους εν επαφή η τιμή επαρκούς αρμού είναι ίση με 8cm , η οποία προσαυξημένη κατά 50% γίνεται ίση με 12cm. Επομένως, το εξεταζόμενο κτήριο που διαθέτει αντισεισμικό αρμό πάχους 12cm διαθέτει επαρκεί αρμό και για το κριτήριο αυτό λαμβάνεται βαθμός ίσος με B_{12}=5.

- **Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες και τραυματισμοί**

Το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση, χωρίς τραυματισμούς και υγρασίες. Επίσης δεν παρατηρείται καμία προσβολή στο σκυρόδεμα από φυσικές ή χημικές δράσεις και έχει εφαρμοσθεί η μελέτη όσον αφορά τη γεωμετρία και τα υλικά. Άρα ο βαθμός που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο κριτήριο είναι: B_{13}=5

Ο Πίνακας 3.9 που ακολουθεί αποτελεί τον συγκεντρωτικό πίνακα των 13 κριτηρίων για το εξεταζόμενο κτίριο, στον οποίο καταγράφονται οι βαθμοί επιβάρυνσης για κάθε κριτήριο και για τις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 3.9: Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης

	Περιγραφή κτηρίου	Βαθμός Επιβάρυνσης		Συντελεστής βαρύτητας σi
		Διεύθυνση		
		x	y	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0.1
2	Οξείδωση οπλισμών	5	5	0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικου φορτίου	5	5	0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας	3	4	0.01
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη	1	1	0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ'ύψος	2	2	0.15
8	Κατανομή μάζας καθ'ύψος	3	3	0.05
9	Κοντά υποστυλώματα	5	5	0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	4	4	0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	3	3	0.05
12	Γειτονικά κτήρια	5	5	0.05
13	Κακοτεχνίες	5	5	0.05

Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, χρησιμοποιείται η Σχέση (1.1) και για κάθε διεύθυνση προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

- Διεύθυνση Χ: β_x= 0.72
- Διεύθυνση Υ: β_y= 0.73

3.2.2 Προσδιορισμός Σεισμικής αντίστασης V_R

Αρχικά υπολογίζεται η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναληφθεί από κάθε κατακόρυφο μέλος V_{Ri} σύμφωνα με τη Σχέση (1.5) για κάθε διεύθυνση του κτιρίου.

Πίνακας 3.10: Τέμνουσα αντοχής κατακόρυφων μελών πυλωτής κατά τη διεύθυνση Χ

Μέλος	$V_{Rdi,sx}$ (KN)	$V_{Mi,x}$ (KN)	$V_{Ri,x}$ (KN)	Αστοχία
Τ1	568.2	1216.8	568.2	Ψαθυρή
Κ2	654.2	322.6	322.6	Πλάστιμη
Τ3	270.6	264.0	264.0	Πλάστιμη
Τ4Α	105.7	147.3	105.7	Ψαθυρή
Τ4Β	480.8	2194.1	480.8	Ψαθυρή
Τ4Γ	105.7	147.3	105.7	Ψαθυρή
Τ5	1802.4	2395.6	1802.4	Ψαθυρή
Κ6	359.9	200.0	200.0	Πλάστιμη
Τ7	105.7	165.3	105.7	Ψαθυρή
Κ8	406.0	266.7	266.7	Πλάστιμη
Τ9	105.2	205.3	105.2	Ψαθυρή
Κ10	222.2	301.6	222.2	Ψαθυρή
Κ11	312.1	284.4	284.4	Πλάστιμη
Τ12	246.0	140.0	140.0	Πλάστιμη
Τ13	818.2	1036.5	818.2	Ψαθυρή
Κ14	61.7	56.7	56.7	Πλάστιμη
Τ15	1012.5	946.4	946.4	Πλάστιμη

Πίνακας 3.11: Τέμνουσα αντοχής κατακόρυφων μελών πυλωτής κατά τη διεύθυνση Υ

Μέλος	$V_{Rdi,sy}$ (KN)	$V_{Mi,y}$ (KN)	$V_{Ri,y}$ (KN)	Αστοχία
Τ1	105.7	130.0	105.7	Πλάστιμη
Κ2	422.6	322.6	322.6	Ψαθυρή
Τ3	2051.4	2710.4	2051.4	Ψαθυρή
Τ4Α	371.5	1772.5	371.5	Πλάστιμη
Τ4Β	37.2	146.7	37.2	Πλάστιμη
Τ4Γ	371.5	1772.5	371.5	Πλάστιμη
Τ5	342.5	261.3	261.3	Πλάστιμη
Κ6	314.8	172.8	172.8	Ψαθυρή
Τ7	306.0	1306.7	306.0	Πλάστιμη
Κ8	292.8	266.7	266.7	Ψαθυρή
Τ9	306.0	2352.0	306.0	Πλάστιμη
Κ10	222.2	301.6	222.2	Πλάστιμη
Κ11	402.8	284.4	284.4	Ψαθυρή
Τ12	1424.1	1463.5	1424.1	Ψαθυρή
Τ13	152.2	135.4	135.4	Πλάστιμη
Κ14	213.7	113.3	113.3	Ψαθυρή
Τ15	207.2	130.0	130.0	Ψαθυρή

Στη συνέχεια υπολογίζεται η συνολική σεισμική αντισταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης σύμφωνα με τη Σχέση (1.1). Εφόσον στο εξεταζόμενο κτήριο υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και όχι κοντά υποστυλώματα επιλέγονται οι τιμές των συντελεστών με βάση τον Πίνακα 1.5 ίσες με α_1=0.70 και α_2=0.90 .

- $V_{Ro,x}$=5679.7KN
- $V_{Ro,y}$=5783.7KN

Λαμβάνοντας υπόψιν την αρνητική συμβολή των 13 κριτηρίων σε κάθε διεύθυνση σύμφωνα με τη Σχέση (1.3) πρόκυπτει ότι η τελική συνολική σεισμική αντισταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης είναι ίση :

- $V_{R,x}$=4123.5KN
- $V_{R,y}$=4210.5KN

3.2.3 Προσδιορισμός βαθμού ανεπάρκειας και κατάταξη

Τελευταίο βήμα είναι ο υπολογισμός του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ με βάση τις Σχέσεις (1.12) και (1.13) αφού πρώτα προσδιοριστεί η σεισμική απαίτηση V_{req} με τη Σχέση (1.2) .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β λαμβάνεται από τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 με βάση τη χρονολογία της κατασκευής και την παρουσία τοιχοπληρώσεων σε επίπεδο ανάλυσης. Το έτος κατασκευής του εξεταζόμενου κτιρίου είναι το 1998, χωρίς βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία και κατά την ανάλυση του αγνοήθηκαν οι τοιχωπληρώσεις. Συνεπώς, επιλέγθηκε q_B=3.0 και για τις δύο διευθύνσεις. Για τις στάθμες επιτελεστικότητας Α και Γ ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται συναρτήσει του q_B σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017.

Η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου προέκυψε ίση με $T_{εμπειρ.}$ = 0.39sec. Ο Πίνακας 3.12 παρουσιάζει για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας τον συντελεστή συμπεριφοράς q που λαμβάνεται, τη φασματική επιτάχυνση S_d και τη σεισμική απαίτηση V_{req} για τη ζητούμενη στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέγεται για τη δεδομένη σεισμική διέγερση PGA = 0.24g.

Πίνακας 3.12: Αποτελέσματα σεισμικής απαίτησης για κάθε στάθμη επιτελέστικότητας

Στάθμη επιτελέστικότητας	**Α**	**Β**	**Γ**
q	1.50	3.00	4.20
Sd (g)	0.46	0.23	0.16
Vreq (KN)	5250.1	2625.1	1875.0

Σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο που παρουσιάζεται στην παρούσα εργασία, ο βαθμός ανεπάρκειας της κατασκευής προκύπτει ανά διεύθυνση συνυπολογίζοντας το 30% της επίδρασης της κάθετης διεύθυνσης σύμφωνα με τις Σχέσεις (1.12) και (1.13). Ο Πίνακας 3.13 παρουσιάζει τα αποτελέσματα των βαθμών ανεπάρκειας που προέκυψαν.

Πίνακας 3.13: Αποτελέσματα βαθμού ανεπάρκειας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Στάθμη επιτελέστικότητας	Α	Β	Γ
$\lambda_{x+0.3y}$	1.31	0.65	0.47
$\lambda_{y+0.3x}$	1.29	0.64	0.46

3.3 Μέθοδος ταχείας αποτίμησης Βουγιούκα Ε.

Για την εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου ταχείας αποτίμησης εισήχθησαν αρχικά όλα τα γεωμετρικά στοιχεία για κάθε κατακόρυφο μέλος, καθώς επίσης και οι αντοχές του σκυροδέματος, του χάλυβα οπλισμού και το αξονικό φορτίο σύμφωνα με τις απαιτήσεις των σχέσεων που αναπτύχθηκαν στην παράγραφο 1.3.2. Ο Πίνακας 3.14 και ο Πίνακας 3.15 παρουσιάζουν τα αποτελέσματα των υπολογισμών για κάθε διεύθυνση.

Πίνακας 3.14: Τέμνουσα αντοχής κατακόρυφων μελών πυλωτής κατά τη διεύθυνση Χ

Μέλος	$V_{Rd,sx}$ (KN)	$V_{M,x}$ (KN)	$V_{Ri,x}$ (KN)	Αστοχία
Τ1	530.4	1278.8	530.4	Ψαθυρή
Κ2	441.2	298.5	298.5	Πλάστιμη
Τ3	333.9	364.8	333.9	Ψαθυρή
Τ4Α	110.7	184.8	110.7	Ψαθυρή
Τ4Β	786.8	2088.5	786.8	Ψαθυρή
Τ4Γ	111.2	195.6	111.2	Ψαθυρή
Τ5	1556.9	2409.7	1556.9	Ψαθυρή
Κ6	379.0	258.2	258.2	Πλάστιμη
Τ7	116.0	199.0	116.0	Ψαθυρή
Κ8	375.9	251.9	251.9	Πλάστιμη
Τ9	173.5	246.1	173.5	Ψαθυρή
Κ10	297.9	349.4	297.9	Ψαθυρή
Κ11	677.9	492.7	492.7	Πλάστιμη
Τ12	280.1	181.8	181.8	Πλάστιμη
Τ13	946.0	1105.0	946.0	Ψαθυρή
Κ14	110.2	73.8	73.8	Πλάστιμη
Τ15	929.0	1021.6	929.0	Ψαθυρή

Πίνακας 3.15: Τέμνουσα αντοχής κατακόρυφων μελών πυλωτής κατά τη διεύθυνση Υ

Μέλος	$V_{Rd,sy}$ (KN)	$V_{M,y}$ (KN)	$V_{Ri,y}$ (KN)	Αστοχία
Τ1	151.2	255.8	151.2	Ψαθυρή
Κ2	287.2	194.4	194.4	Πλάστιμη
Τ3	2107.7	3478.2	2107.7	Ψαθυρή
Τ4Α	704.3	1791.6	704.3	Ψαθυρή
Τ4Β	100.6	179.7	100.6	Ψαθυρή
Τ4Γ	709.3	1882.4	709.3	Ψαθυρή
Τ5	321.3	195.1	195.1	Πλάστιμη
Κ6	339.5	229.9	229.9	Πλάστιμη
Τ7	574.9	1549.8	574.9	Ψαθυρή
Κ8	375.9	251.9	251.9	Πλάστιμη
Τ9	714.9	2001.6	714.9	Ψαθυρή
Κ10	297.9	349.4	297.9	Ψαθυρή
Κ11	582.0	393.8	393.8	Πλάστιμη
Τ12	1009.3	1417.2	1009.3	Ψαθυρή
Τ13	166.0	145.3	145.3	Πλάστιμη
Κ14	241.4	172.9	172.9	Πλάστιμη
Τ15	213.1	165.9	165.9	Πλάστιμη

Η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης υπολογίζεται στις δύο διευθύνσεις ίση με:

- $V_{ro,x}$= 7449.15 KN
- $V_{ro,y}$= 8119.44KN

3.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

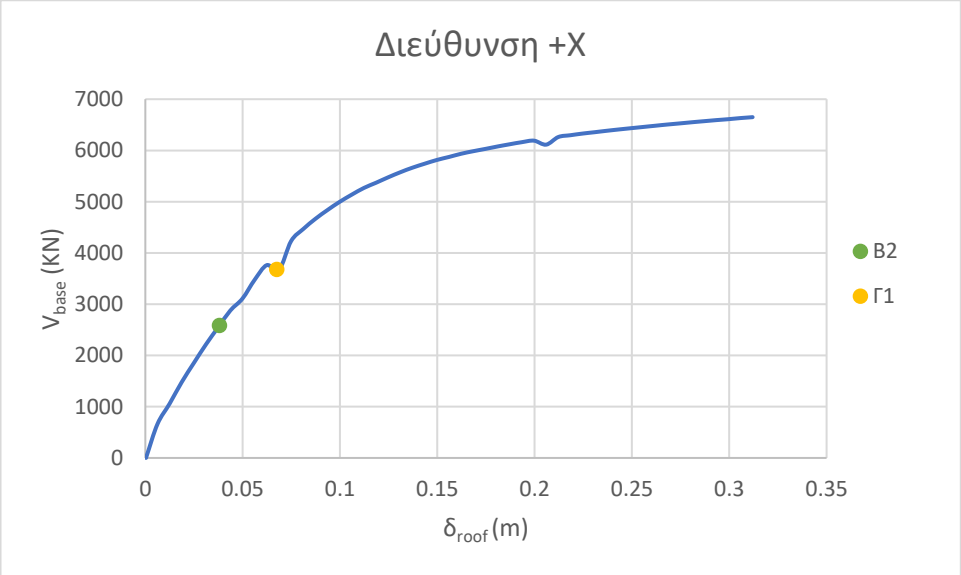
Σε αυτό το σημείο πραγματοποιείται τριτοβάθμιος έλεγχος του κτιρίου, κατά τον οποίο γίνεται αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής του ικανότητας σύμφωνα με τις μεθόδους που προτείνονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Για το σκοπό αυτό, γίνεται ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover analysis) με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SeismoBuild [2022]. Συνοπτικά, παρουσιάζονται οι παράμετροι που εφαρμόστηκαν για την αποτίμηση του φορέα:

- Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ορίστηκε ίση με 0.24g που αντιστοιχεί στην περιοχή της Λάρισας σύμφωνα με το χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας του Ελληνικού Προσαρτήματος του ΕΚ-8. Ο τύπος εδάφους ορίστηκε κατηγορίας Γ.
- Οι συνδυασμοί (64) σεισμικής φόρτισης (G+0.3Q±$E_{x/y}$±0.3$E_{y/x}$±$ecc_{x/y}$) για την Ανελαστική Στατικής Ανάλυση. Χρησιμοποιήθηκαν δύο (2) είδη κατανομής σεισμικών φορτίων στις κατασκευές, επομένως έγινε εφαρμογή : Ομοιόμορφης και Ιδιομορφικής Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

- Οι στάθμες επιτελεστικότητας που τέθηκαν είναι οι εξής: «Σημαντικές Βλάβες» (Β2) με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% μέσα σε 50 έτη και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) με αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 έτη.
- Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρήθηκε «Ικανοποιητική».
- Στο επίπεδο της ανάλυσης λήφθηκε υπόψην μόνο το βάρος και όχι η δυσκαμψία που παρέχουν οι τοιχοπληρώσεις στον φέροντα οργανισμό, το οποίο είναι επιτρεπτό από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ
- Κριτηριο της αποτίμησης αποτέλεσε ο έλεγχος της ικανότητας διαθεσιμης στροφής χορδης (Παράρτημα 7Β, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και αντοχής τεμνουσών δυνάμεων (Παράρτημα 7Γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) όλων των μελών των φορέων

3.4.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης

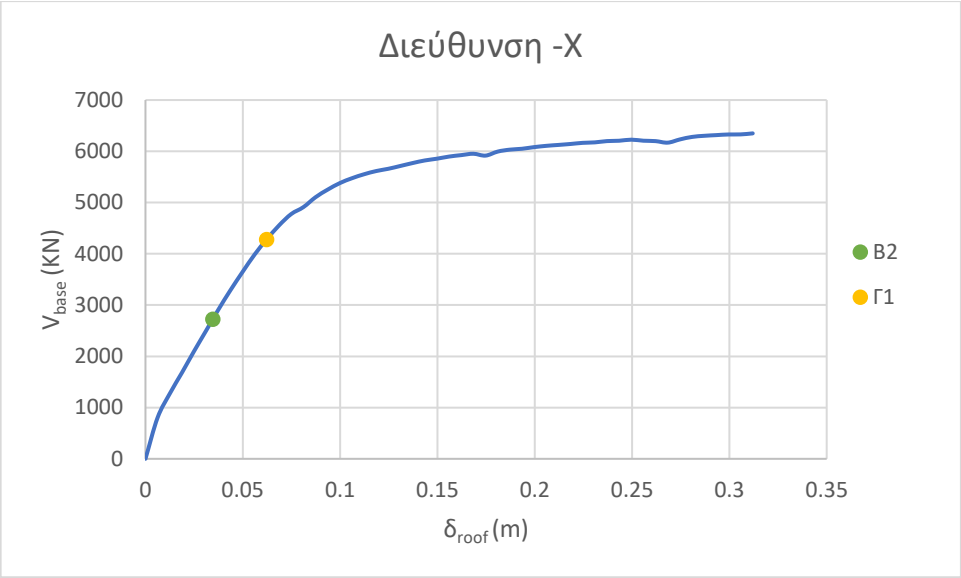
Μετά το πέρας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης του φορέα προέκυψαν οι Καμπύλες Ικανότητας για τις δύο κύριες διευθύνσεις, οι οποίες δίνονται στα Σχήματα 3.1-3.4. Τα αποτελέσματα του υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης (δ_{roof}) και της τέμνουσας βάσης (V_{base}) για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας παρουσιάζονται στους Πίνακες 3.16 - 3.19 για κάθε περίπτωση.



Σχήμα 3.1: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση +X

Πίνακας 3.16: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης για τις Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση +X

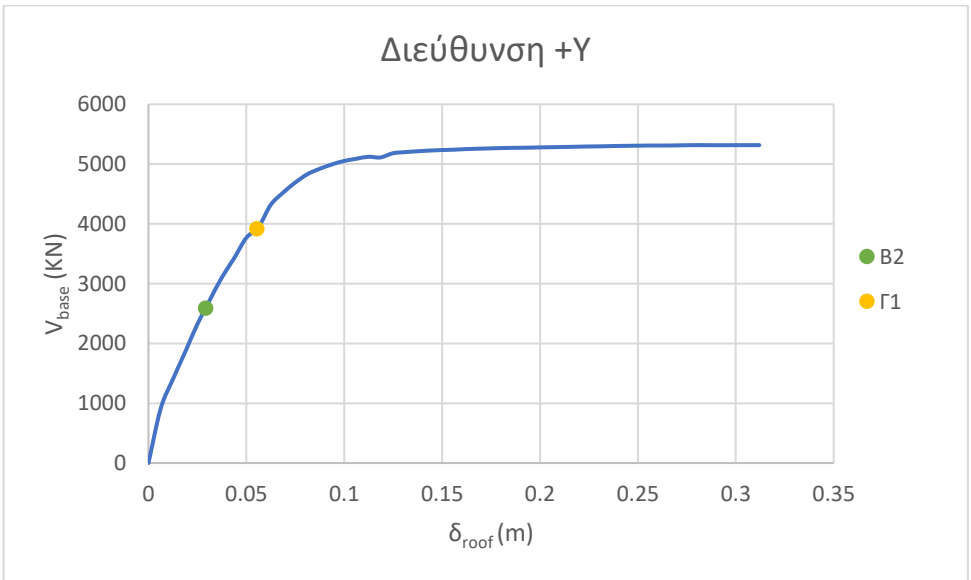
Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
Β2	0.038	2588.69
Γ1	0.068	3681.97



Σχήμα 3.2: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση -Χ

Πίνακας 3.17: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης για τις Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση -Χ

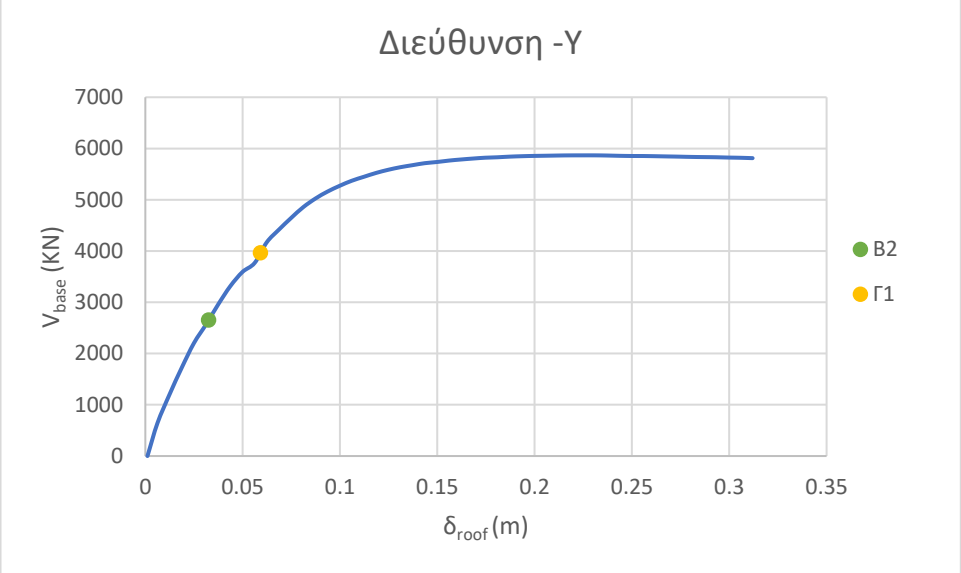
Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
Β2	0.035	2719.14
Γ1	0.062	4274.95



Σχήμα 3.3: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση +Υ

Πίνακας 3.18: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης για τις Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση +Υ

Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
Β2	0.029	2593.62
Γ1	0.055	3918.74

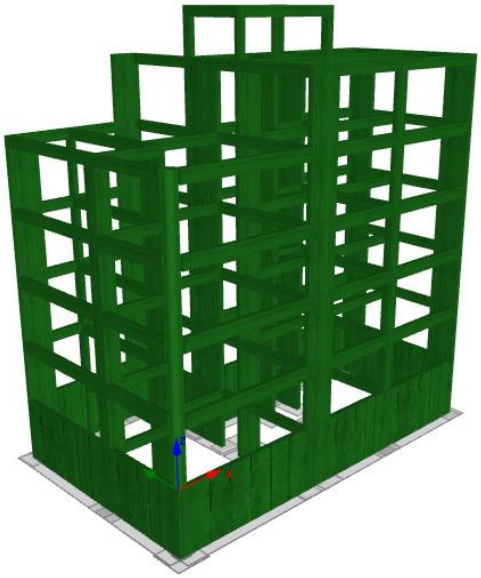


Σχήμα 3.4: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση -Υ

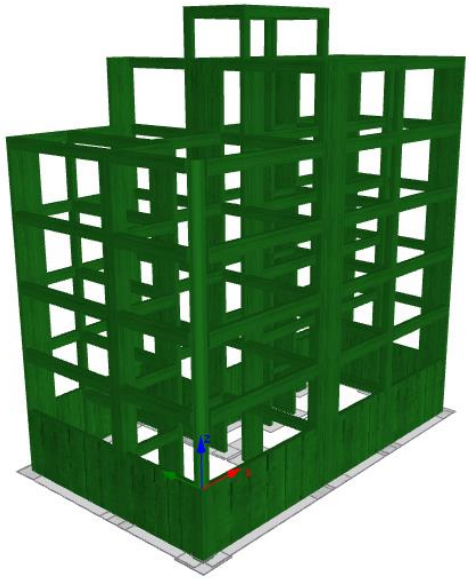
Πίνακας 3.19: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης για τις Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση -Υ

Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
Β2	0.033	2651.73
Γ1	0.059	3964.37

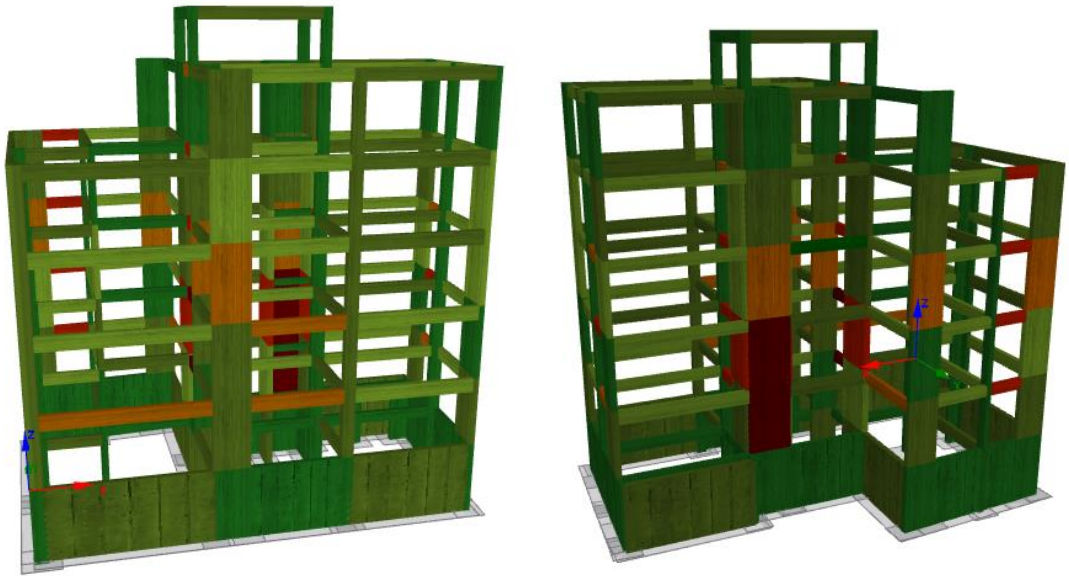
Στα Σχήματα 3.5-3.8 δίνεται οπτική απεικόνιση των ελέγχων στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης τόσο στην στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - Β2 όσο και στην «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1 για όλα τα μέλη της κατασκευής. Ο Πίνακας 3.20 η μέγιστη τιμη των λόγων απαίτησης-ικανότητας για τις προαναφερθήσες Στάθμες Επιτελεστικότητας που παρουσιάστηκαν στον φορέα κατά την κρίσιμη ανάλυση.



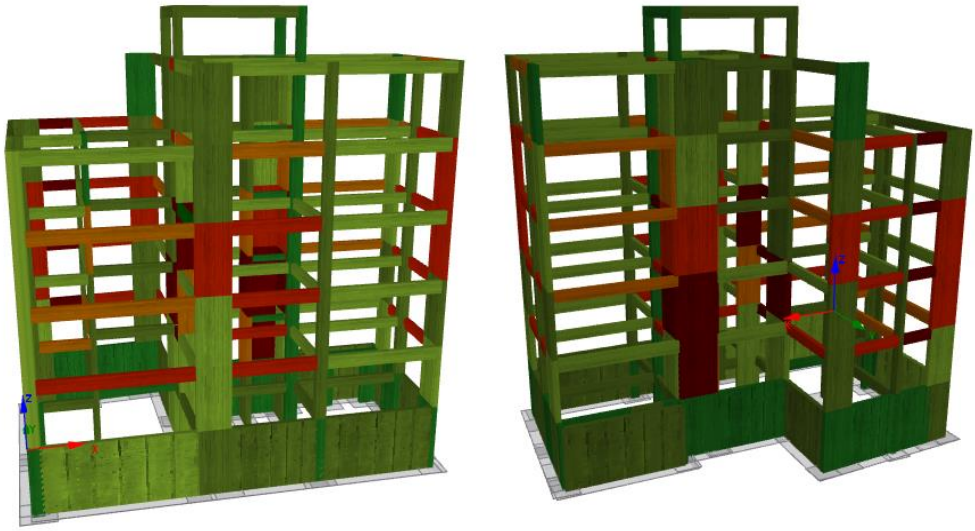
Σχήμα 3.5: Έλεγχος στροφής χορδής για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β2



Σχήμα 3.6: Έλεγχος στροφής χορδής για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1



Σχήμα 3.7: Έλεγχος τέμνουσας δύναμης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β2 (μπρος & πίσω όψη)



Σχήμα 3.8: Έλεγχος τέμνουσας δύναμης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 (μπρος & πίσω όψη)

Πίνακας 3.20: Μέγιστοι λόγοι αξιοποίησης κατακόρυφων μελών

Στροφή χορδής	**Λόγος αξιοποίησης**
Σημαντικές βλάβες-Β2	0.20
Οιονεί κατάρρευση-Γ1	0.27
Τέμνουσα Δύναμη	**Λόγος αξιοποίησης**
Σημαντικές βλάβες-Β2	3.63
Οιονεί κατάρρευση-Γ1	3.99

Από τα αποτελέσματα των ελέγχων στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για εδαφική επιτάχυνση ίση με 0.24g, αξιολογείται το εξεταζόμενο κτίριο ως προς την ικανοποίηση του σύγχρονου κανονισμού. Διαπιστώνεται ότι τόσο στη διεύθυνση Χ όσο και στη διεύθυνση Υ ο έλεγχος στροφής χορδής ικανοποιείται για κάθε μία από τις στάθμες επιτελεστικότητας. Το χαμηλό επίπεδο αξιοποίησης των μελών ένταντι κάμψης οφείλεται στον τρόπο προσομοίωσης των οροφών ως διάφραγμα. Με αυτό τον τρόπο, αυξάνονται οι αξονικές δυνάμεις που δέχονται οι δοκοί , οδηγώντας σε μεγαλύτερη περίσφηξη των μελών και συνεπώς αύξηση της καμπτικής τους αντοχής M_{pl}. Ωστόσο, στην περίπτωση των τεμνουσών δυνάμεων αρκετά μέλη αστοχούν ψαθυρά ήδη από τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (Β2). Σημείωνεται ότι δεν λαμβάνονται υπόψιν οι αστοχίες των δοκών καθώς το πρόγραμμα Seismobuild δεν συνυπολογίζει τους λοξούς θλιπτήρες των οποίων η συμβολή στην παραλαβή της τέμνουσας δύναμης είναι σημαντική.

3.4.2 Εύρεση τέμνουσας βάσης αντοχής φορέα

Με βάση τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης διαπιστώθηκε ότι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού που απαιτείται από τον σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό ΕC-8 θα είχε ως αποτέλεσμα την κατάρρευση της κατασκευής. Συνεπώς, απαιτείται η εύρεση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (*PGA*) για την οποία ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε μια επαναληπτική διαδικασία δοκιμής του φορέα σε διάφορες τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (*PGA*) για την εύρεση της τιμής αυτής λίγο πρίν την εμφάνιση της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους, όπου ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του κανονισμού. Οι δοκιμές κατέληξαν ότι για τη διεύθυνση Χ η πρώτη αστοχία μέλους εμφανίζεται στο τοίχωμα Τ4Β της πυλωτής για εδαφική επιτάχυνση *PGA(*g)=0.03. Στη διεύθυνση Υ η πρώτη αστοχία μέλους εμφανίζεται για εδαφική επιτάχυνση *PGA(g)*= 0.08 στο τοίχωμα Τ3 του Α ορόφου. Οι παραπάνω τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (*PGA*) αντιστοιχούν στη σεισμική διέγερση που ορίστηκε για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1), που έχει πιθανότητα εμφάνισης 10% σε 50 έτη. Έπειτα το λογισμικό Seismobuild με δεδομένη τη σεισμική διέγερση που ορίστηκε για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) εκτιμά τη σεισμική διεγερση που αντιστιχεί τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (Β2) και έχει πιθανότητα εμφάνισης 50% σε 50 έτη. Έτσι, ορίζοντας τελικά νέες Στάθμες Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» (Β2) και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) υπολογίζεται η σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση. Τα αποτελέσματα της επαναληπτικής διαδικασίας παρουσιάζονται στους Πίνακες 3.21 και 3.22.

Πίνακας 3.21: Μετακίνηση οροφής και τέμνουσα βάσης για τις Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση Χ ($PGA^{Γ1}$=0.03g)

Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
Β2	0.004	536.42
Γ1	0.007	847.01

Πίνακας 3.22: Μετακίνηση οροφής και τέμνουσα βάσης για τις Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση Υ ($PGA^{Γ1}$=0.08g)

Στάθμη Επιτελεστικότητας	δ_{roof} (m)	V_{base} (KN)
Β2	0.009	1078.54
Γ1	0.014	1502.93

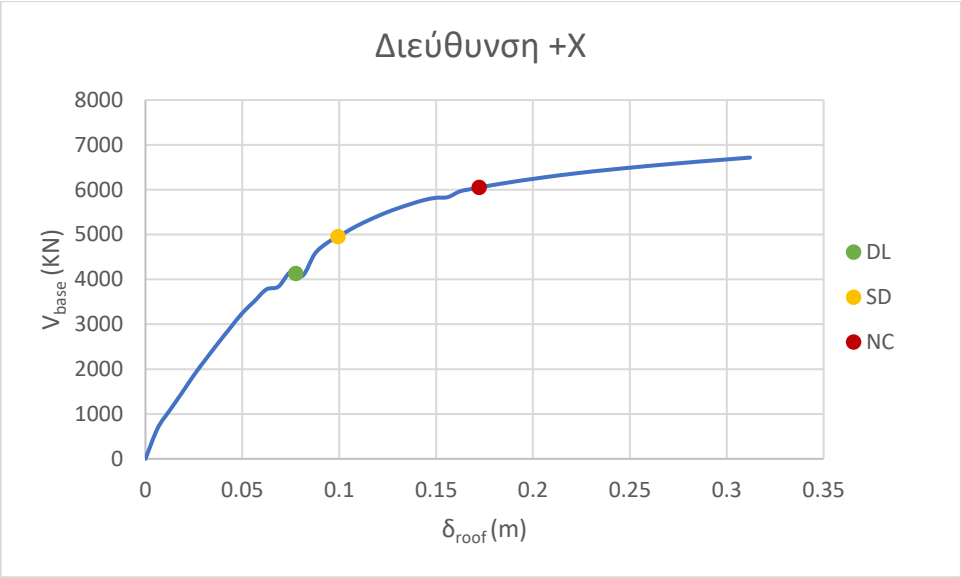
3.5 Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3

Σε αυτό το σημείο πραγματοποιείται τριτοβάθμιος έλεγχος του κτιρίου, κατά τον οποίο γίνεται αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής του ικανότητας σύμφωνα με τις μεθόδους που προτείνονται στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3. Για το σκοπό αυτό, γίνεται ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover analysis) με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SeismoBuild [2022], Συνοπτικά, παρουσιάζονται οι παράμετροι που εφαρμόστηκαν για την αποτίμηση του φορέα:

- Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ορίστηκε ίση με 0.24g που αντιστοιχεί στην περιοχή της Λάρισας σύμφωνα με το χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας του Ελληνικού Προσαρτήματος του ΕΚ-8. Ο τύπος εδάφους ορίστηκε κατηγορίας Γ.
- Οι συνδυασμοί (16) σεισμικής φόρτισης (G+0,3Q±$E_{x/yx}$±$ecc_{x/y}$) για την Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση. Χρησιμοποιήθηκαν δύο (2) είδη κατανομής σεισμικών φορτίων στις κατασκευές, επομένως έγινε εφαρμογή : Ομοιόμορφης και Ιδιομορφικής Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης
- Οι στάθμες επιτελεστικότητας που τέθηκαν είναι οι εξής: «Περιορισμές Βλάβες» (Damage Limitation-DL) με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 20% μέσα σε 50 έτη, «Σημαντικές Βλάβες» (Significant Damage-SD) με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% μέσα σε 50 έτη και «Οιονεί Κατάρρευση» (Near Collapse-NC) με αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 2% στα 50 έτη.
- Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρήθηκε «Ικανοποιητική» (KL2).
- Στο επίπεδο της ανάλυσης λήφθηκε υπόψη μόνο το βάρος και όχι η δυσκαμψία που παρέχουν οι τοιχοπληρώσεις στον φέροντα οργανισμό.
- Κριτηριο της αποτίμησης αποτέλεσε ο έλεγχος της ικανότητας διαθεσιμης στροφής χορδης και αντοχής τεμνουσών δυνάμεων (Παράρτημα Α, ΕC8, Μέρος 3) όλων των μελών των φορέων

3.5.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης

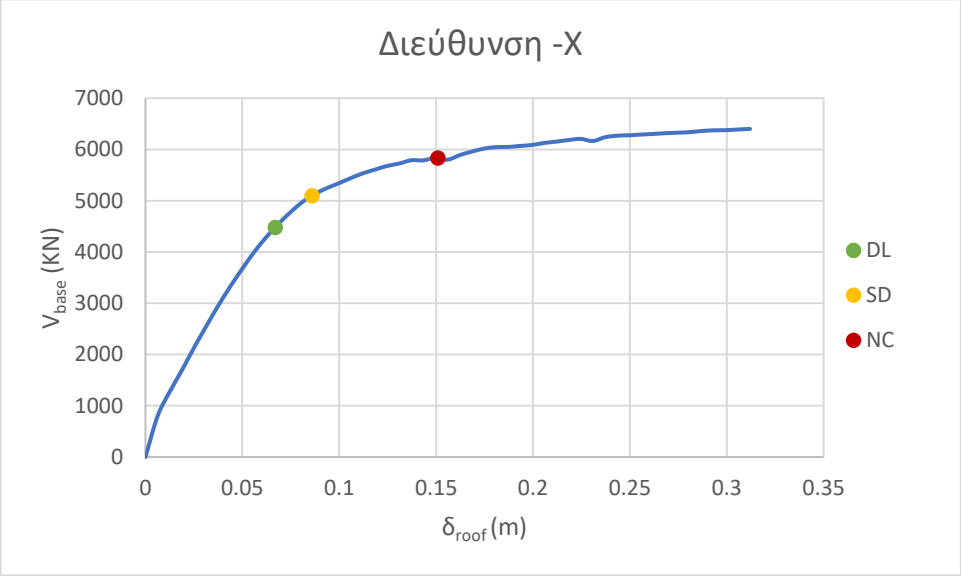
Μετά το πέρας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης του φορέα προέκυψαν οι Καμπύλες Ικανότητας για τις δύο κύριες διευθύνσεις, οι οποίες δίνονται στα Σχήματα 3.9-3.12. Τα αποτελέσματα του υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης (δ_{roof}) και της τέμνουσας βάσης (V_{base}) για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας παρουσιάζονται στους Πίνακες 3.23 - 3.26 για κάθε περίπτωση.



Σχήμα 3.9: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας κατά τη διεύθυνση +X

Πίνακας 3.23: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση +X

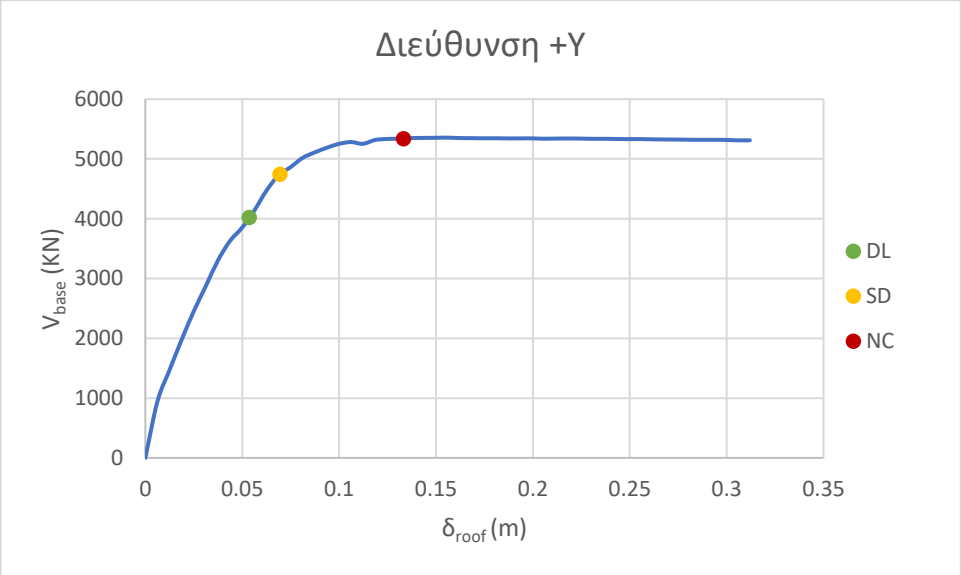
Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
DL	0.077	4130.95
SD	0.099	4948.38
NC	0.172	6049.47



Σχήμα 3.10: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας κατά τη διεύθυνση -X

Πίνακας 3.24: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση -Χ

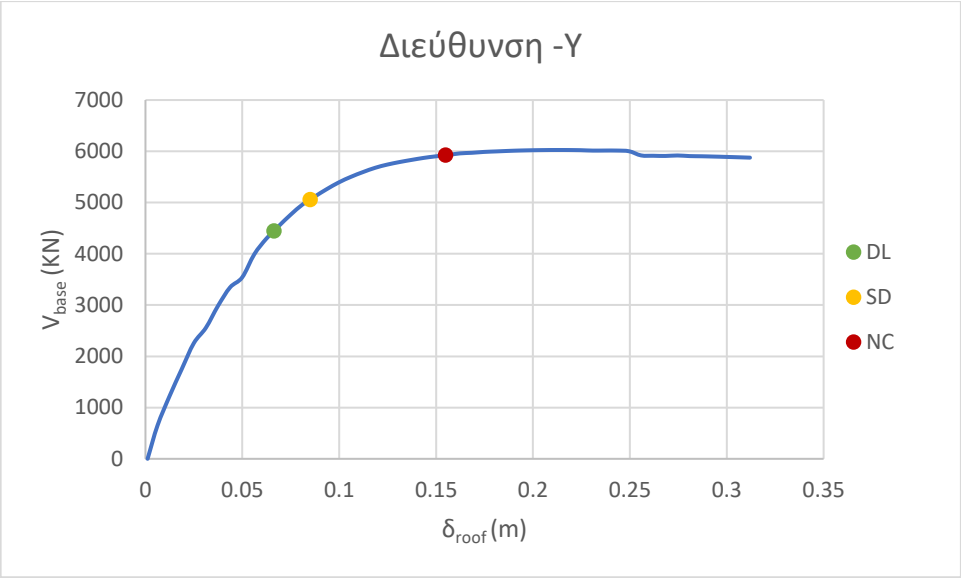
Στάθμη Επιτελεστικότητας	δ_{roof} (m)	V_{base} (KN)
DL	0.067	4482.24
SD	0.086	5096.25
NC	0.151	5833.22



Σχήμα 3.11: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας κατά τη διεύθυνση +Υ

Πίνακας 3.25: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση +Υ

Στάθμη Επιτελεστικότητας	δ_{roof} (m)	V_{base} (KN)
DL	0.054	4021.80
SD	0.069	4742.47
NC	0.133	5341.68

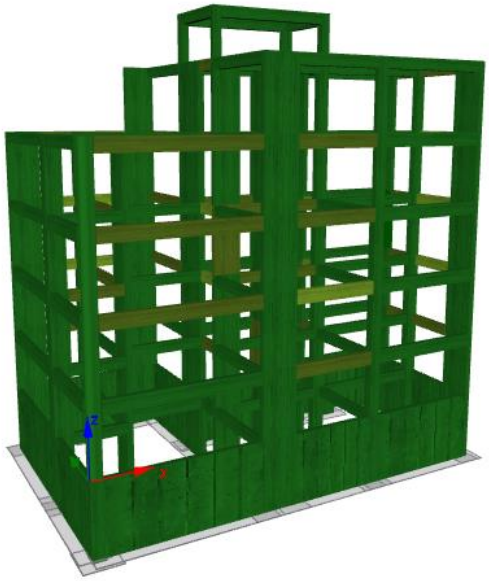


Σχήμα 3.12: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας κατά τη διεύθυνση -Y

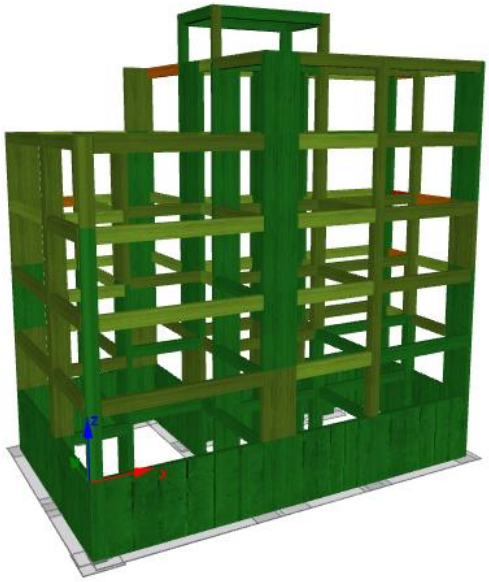
Πίνακας 3.26: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης κατά τη διεύθυνση -Y

Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
DL	0.066	4442.45
SD	0.085	5057.29
NC	0.155	5922.28

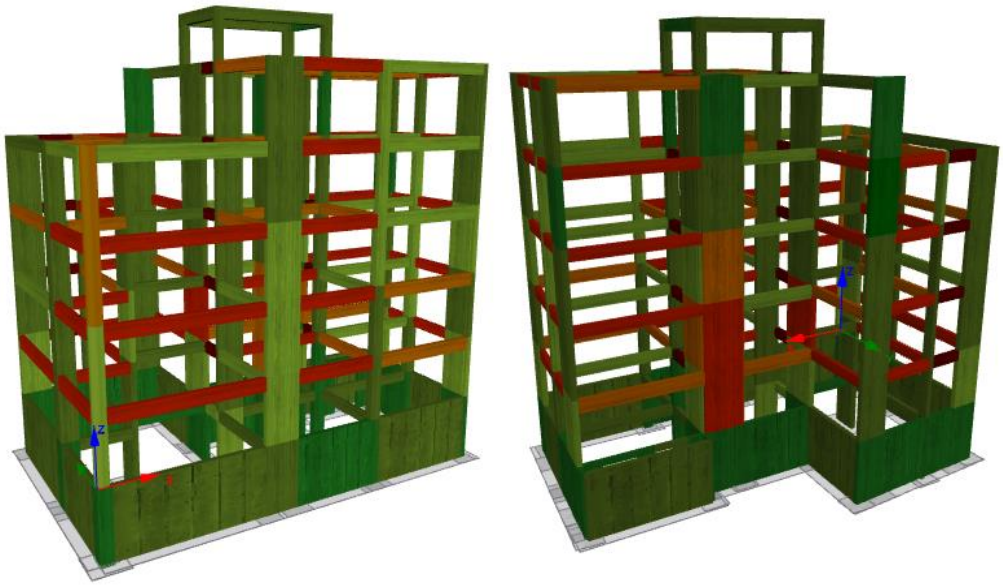
Στα Σχήματα 3.13-3.16 δίνεται οπτική απεικόνιση των ελέγχων στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης τόσο στην στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμές Βλάβες» - DL όσο και στην «Σημαντικές Βλάβες» - SD για όλα τα μέλη της κατασκευής. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από αυτές τις στάθμες επιτελεστικότητας καθώς διαθέτουν πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης σε 50 έτη συγκρίσιμη με τις στάθμες Β2 και Γ1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο Πίνακας 3.27 δίνει τη μέγιστη τιμη των λόγων απαίτησης-ικανότητας για τις προαναφερθήσες Στάθμες Επιτελεστικότητας που παρουσιάστηκαν στον φορέα κατά την κρίσιμη ανάλυση.



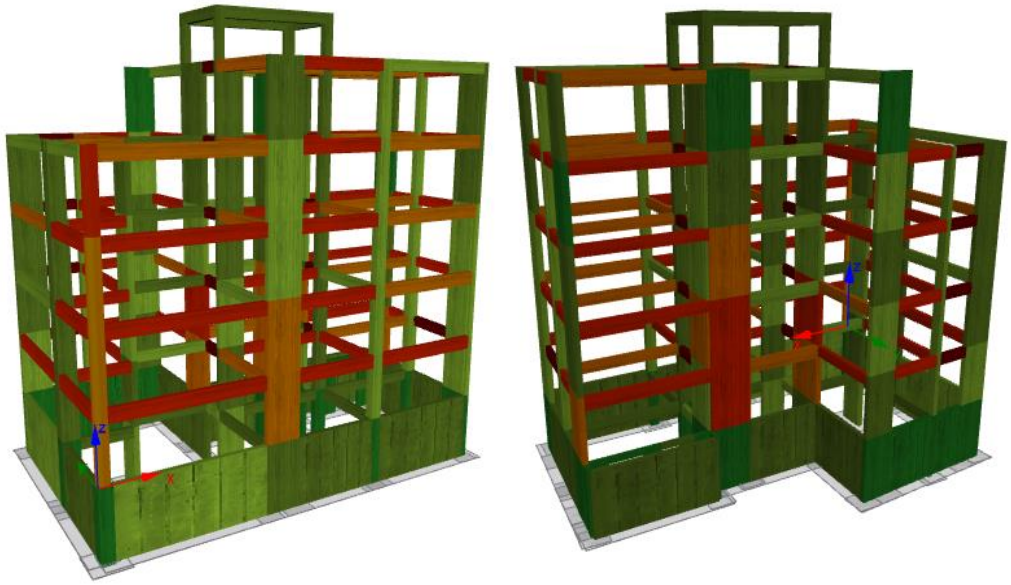
Σχήμα 3.13: Έλεγχος στροφής χορδής για τη στάθμη επιτελεστικότητας DL



Σχήμα 3.14: Έλεγχος στροφής χορδής για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD



Σχήμα 3.15: Έλεγχος τέμνουσας δύναμης για τη στάθμη επιτελεστικότητας DL (μπρος & πίσω όψη)



Σχήμα 3.16: Έλεγχος τέμνουσας δύναμης για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD (μπρος & πίσω όψη)

Πίνακας 3.27: Μέγιστοι λόγοι αξιοποίησης κατακόρυφων μελών

Στροφή χορδής	**Λόγος αξιοποίησης**
«Περιορισμές Βλάβες» DL	0.53
«Σημαντικές Βλάβες» SD	0.72
«Οιονεί Κατάρρευση» NC	0.77
Τέμνουσα Δύναμη	**Λόγος αξιοποίησης**
«Περιορισμές Βλάβες» DL	1.51
«Σημαντικές Βλάβες» SD	1.57
«Οιονεί Κατάρρευση» NC	1.77

Από τα αποτελέσματα των ελέγχων στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 για εδαφική επιτάγχυνση ίση με 0.24g, αξιολογείται το εξεταζόμενο κτίριο ως προς την ικανοποίηση του σύγχρονου κανονισμού. Διαπιστώνεται ότι τόσο στη διεύθυνση Χ όσο και στη διεύθυνση Υ ο έλεγχος στροφής χορδής ικανοποιείται για κάθε μία από τις στάθμες επιτελεστικότητας. Το χαμηλό επίπεδο αξιοποίησης των μελών ένταντι κάμψης οφείλεται στον τρόπο προσομοίωσης των οροφών ως διάφραγμα. Με αυτό τον τρόπο, αυξάνονται οι αξονικές δυνάμεις που δέχονται οι δοκοί , οδηγώντας σε μεγαλύτερη περίσφηξη των μελών και συνεπώς αύξηση της καμπτικής τους αντοχής $M_{pl.}$ Ωστόσο, στην περίπτωση των τεμνουσών δυνάμεων, αρκετά μέλη αστοχούν ψαθυρά ήδη από τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Περιορισμές Βλάβες» - DL. Σημείωνεται ότι δεν λαμβάνονται υπόψιν οι αστοχίες των δοκών καθώς το πρόγραμμα Seismobuild δεν συνυπολογίζει τους λοξούς θλιπτήρες των οποίων η συμβολή στην παραλαβή της τέμνουσας δύναμης είναι σημαντική.

3.5.2 Εύρεση τέμνουσας βάσης αντοχής φορέα

Με βάση τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης διαπιστώθηκε ότι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού που απαιτείται από τον σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό ΕC-8 θα είχε ως αποτέλεσμα την κατάρρευση της κατασκευής. Συνεπώς, απαιτείται η εύρεση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (*PGA*) για την οποία ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήθηκε μια επαναληπτική διαδικασία δοκιμής του φορέα σε διάφορες τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (*PGA*) για την εύρεση της τιμής αυτής λίγο πρίν την εμφάνιση της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους, όπου ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του κανονισμού. Οι δοκιμές κατέληξαν ότι για τη διεύθυνση Χ η πρώτη αστοχία εμφανίζεται στο τοίχωμα Τ4Β της πυλωτής για εδαφική επιτάχυνση *PGA(g)*=0.08. Στη διεύθυνση Υ η πρώτη αστοχία εμφανίζεται για εδαφική επιτάχυνση *PGA(*g)= 0.13 στο τοίχωμα Τ3 του Α ορόφου. Οι παραπάνω τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (*PGA*) αντιστοιχούν στη σεισμική διέγερση που ορίστηκε για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - SD, που έχει πιθανότητα εμφάνισης 10% σε 50 έτη. Έπειτα το λογισμικό Seismobuild με δεδομένη τη σεισμική διέγερση που ορίστηκε για τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - SD εκτιμά τη σεισμική διεγερση που αντιστιχεί τη Στάθμη Επιτελεστικότητας «Περιορισμές Βλάβες» - DL και έχει πιθανότητα εμφάνισης 50% σε 50 έτη. Έτσι, ορίζοντας τελικά νέες Στάθμες Επιτελεστικότητας «Περιορισμές Βλάβες» - DL και «Σημαντικές Βλάβες» - SD υπολογίζεται η σεισμική αντίσταση του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση. Τα αποτελέσματα της επαναληπτικής διαδικασίας παρουσιάζονται στους Πίνακες 3.28 και 3.29.

Πίνακας 3.28: Κρίσιμη μετακίνηση οροφής και τέμνουσα βάσης για τις DL & SD κατά τη διεύθυνση Χ (PGA^{SD}=0.08g)

Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
DL	0.022	1941.46
SD	0.029	2372.18

Πίνακας 3.29: Κρίσιμη μετακίνηση οροφής και τέμνουσα βάσης για τις DL & SD κατά τη διεύθυνση Y (PGA^{SD} =0.13g)

Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
DL	0.029	2739.38
SD	0.038	3304.39

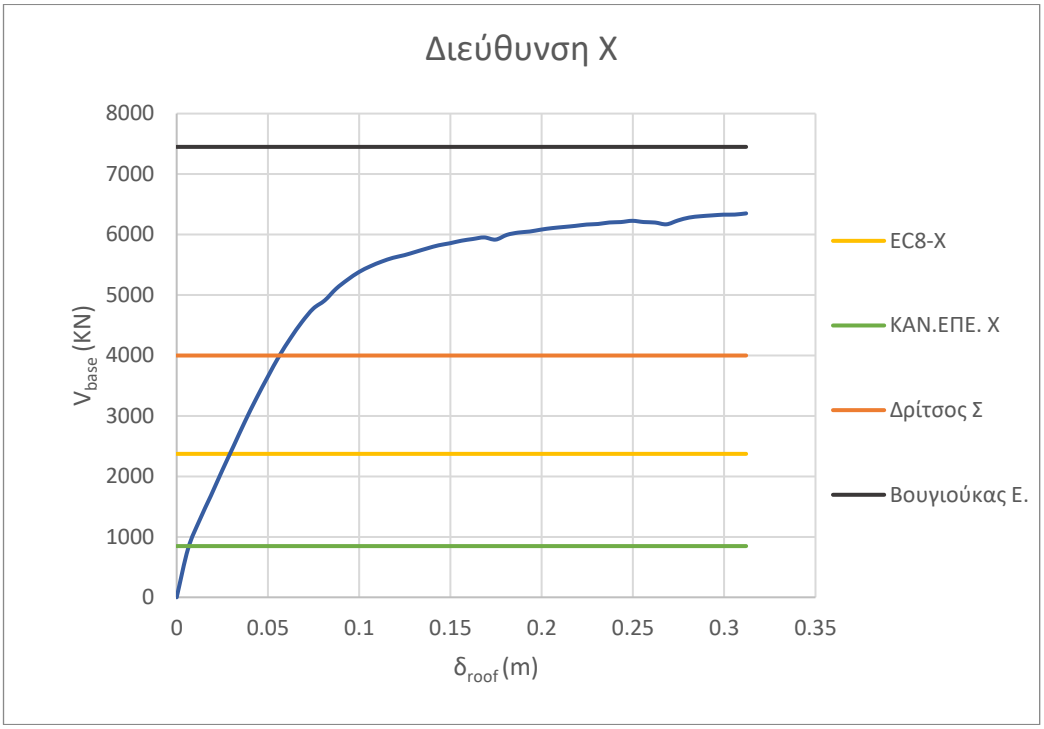
3.6 Συμπεράσματα – Σύγκριση μεθόδων

Ύστερα από την εφαρμογή του δευτεροβάθμιου και τριτοβάθμιου ελέγχου διαπιστώθηκε οτι υπάρχει μεγάλη διακύμανση των αποτελεσμάτων σε κάθε διεύθυνση. Ωστόσο τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα προκύπτουν στην ανάλυση του κτιρίου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπου η πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους σε κύρια διεύθυνση συμβαίνει για τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης πολύ μικρότερες της απαίτουμενης από τους σύγχρονους κανονισμούς. Η πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους συμβαίνει στα ίδια τοιχία σε κάθε κύρια διεύθυνση τόσο με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και με τον EC8, Μέρος 3. Πρόκειται για τοιχία αρκετά πιο δύσκαμπτα σε σχέση με τα υπόλοιπα στην αντίστοιχη κύρια διεύθυνση, τα οποία αναλαμβάνουν ανισοβαρώς περισσότερη τέμνουσα, με αποτέλεσμα η διατμητική αστοχία τους να επέρχεται σε μικρές τιμές σεισμικών φορτίων. Όσον αφορά τους Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους, η μέθοδος του κ. Δρίτσου Σ. υπολογίζει την αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης λαμβάνοντας υπόψη παράγοντες που δυσχαιραίνουν της σεισμική αντίσταση του κτιρίου και για αυτό καταλήγει σε τιμές πολύ μικρότερες σε σχέση με τη μέθοδο του κ. Βιουγιούκα η οποία αγνοεί τέτοιους παράγοντες. Ο Πίνακας 3.30 παρουσιάζει συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα του Τριτοβάθμιου και του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου. Παρατηρείται μεγάλη διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων των προσεισμικών ελέγχων εξαιτίας του διαφορετικού τρόπου εκτίμησης της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου.

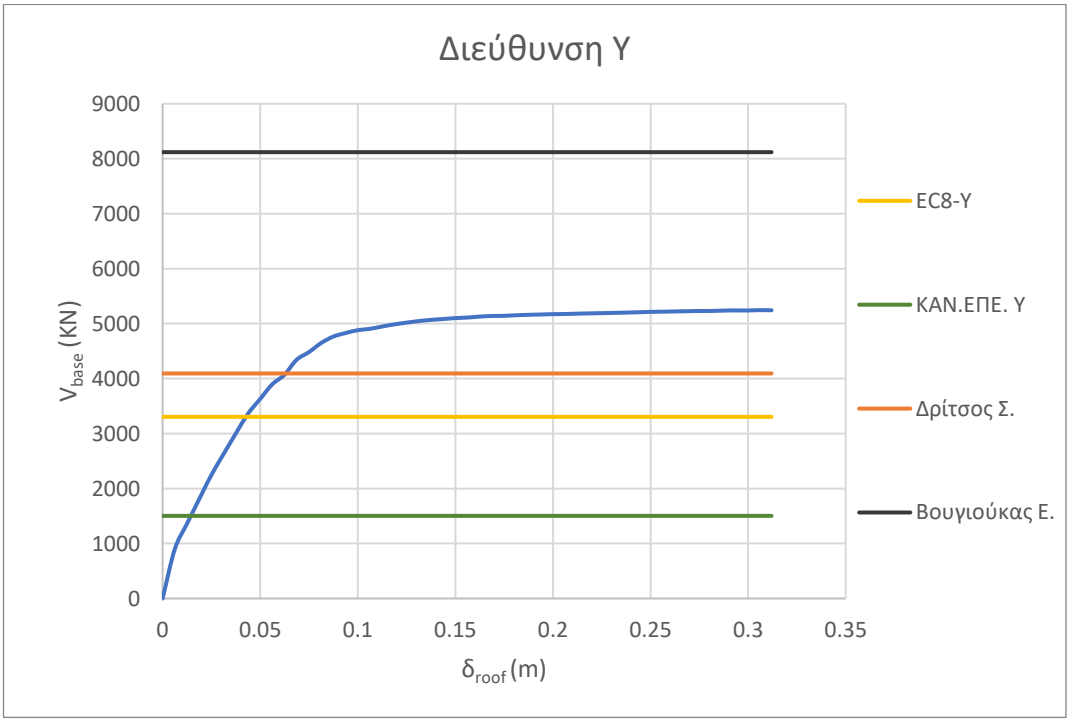
Πίνακας 3.30: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τριτοβάθμιου και δευτεροβάθμιου ελέγχου

Τριτοβάθμιος έλεγχος	**Διευθυνση**	**Στάθμη Επιτ/ας**	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	X	Γ1	0.007	847.01
	Y	Γ1	0.014	1502.93
EC-8 Μέρος 3	X	SD	0.029	2372.18
	Y	SD	0.038	3304.39
Δευτεροβάθμιος έλεγχος	**Διευθυνση**	**V_{base} (KN)**		
Δρίτσος Σ.	X	4123		
	Y	4211		
Βουγιούκας Ε.	X	7449		
	Y	8119		

Στα Σχήματα 3.17 και 3.18 παρουσιάζεται για κάθε κύρια διεύθυνση η καμπύλη ικανότητας και οι τιμές της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής σε όρους τέμνουσα βάσης σύμφωνα με τις διάφορες μεθόδους.



Σχήμα 3.17: Απεικόνιση σεισμικής ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 3.18: Απεικόνιση σεισμικής ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Y

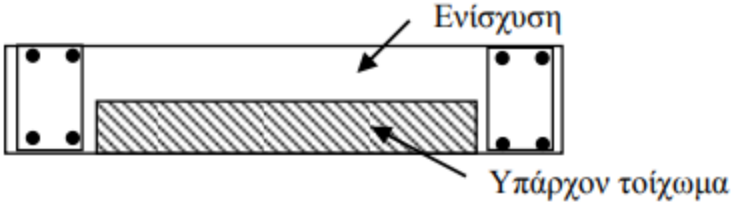
4 Ενίσχυση κατασκευής

4.1 Εισαγωγή

Τα αποτελέσματα από την αποτίμηση του κτιρίου, που παρουσιάσθηκαν στην παράγραφο 3.4 του παρόντος τεύχους δείχνουν ξεκάθαρα την ανάγκη ενίσχυσης και αναβάθμισης του υπό μελέτη κτιρίου. Όπως φαίνεται ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός δεν ικανοποιεί τα κριτήρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσον αφορά τον έλεγχο της ικανότητας διαθέσιμης στροφής χορδης (Παράρτημα 7Β, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και αντοχής τεμνουσών δυνάμεων (Παράρτημα 7Γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) υπό σεισμική διέγερση με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.24g, όπως όριζεται για την περιοχή της Λάρισας από τον EC3 .

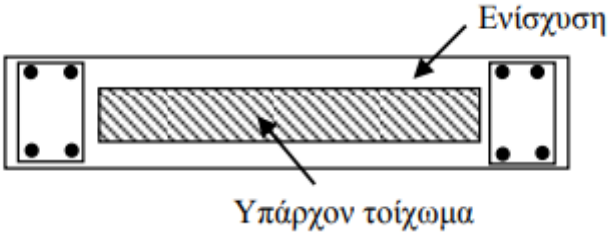
Οι ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης τοιχωμάτων σύμφωνα με την παράγραφο 8.4.1. του ΚΑΝ. ΕΠΕ. Είναι οι παρακάτω:

- Προσθήκη υποστυλωμάτων στα άκρα
- Η μονόπλευρη ενίσχυση και προσθήκη υποστυλωμάτων στα άκρα



Σχήμα 4.1: Ενδεικτική διάταξη μονόπλευρης ενίσχυσης τοιχώματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

- Ο ολόπλευρος κλειστός μανδύας,ο οποίος συνήθως περιλαμβάνει διαμπερείς συνδέσμους («σφικτήρες») που συνδέουν τα αμφίπλευρα τμήματα σκυροδέματος και η μόρφωση «κρυφών» υποστυλωμάτων στα άκρα.



Σχήμα 4.2: Ενδεικτική διάταξη ολόπλευρου κλειστού μανδύα ενίσχυσης τοιχώματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Για την διαστασιολόγηση του ενισχυομένου τοιχώματος εφαρμόζονται αντίστοιχα οι διατάξεις της § 8.2.1.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., για τον έλεγχο των διεπιφανειών οι διατάξεις της § 8.4.5. του ΚΑΝ.ΕΠΕ..Για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα προτείνεται οι πλευρικές πρόσθετες στρώσεις του σκυροδέματος να συνδέονται με διαμπερείς σφιγκτήρες, ανυποχώρητα αγκυρωμένους εκατέρωθεν.

Για το εξεταζόμενο κτίριο χρησιμοποιήθηκε η τεχνική της κατασκευής ολόπλευρου κλειστού μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος μιας και αποτελεί μια συνήθη και αποτελεσματική μέθοδο αύξησης της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας τους. Τα είδη μανδυών είναι τα παρακάτω:

- Με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (ελάχιστο πάχος μανδύα 50 mm)

- Με έγχυτο σκυρόδεμα και μία σειρά νέων οπλισμών (ελάχιστο πάχος μανδύα 80-120 mm)
- Με έγχυτο σκυρόδεμα και δύο σειρές νέων οπλισμών (ελάχιστο πάχος μανδύα 120 mm)

Οι κατασκευάστικές διατάξεις που αφορούν τον ελάχιστο νέο κατακόρυφο οπλισμό και τους συνδετήρες είναι ίδιοι με την περίπτωση των υποστυλωμάτων και τον τοιχίων. Η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα πρέπει να είναι τουλάχιστον μια κατηγορία μεγαλύτερη αυτής του παλαιού τοιχίου. Τέλος, το εμβαδόν της διατομής του μανδύα δεν πρέπει να υπερβαίνει το διπλάσιο του εμβαδού της διατομής του αρχικού τοιχίου.

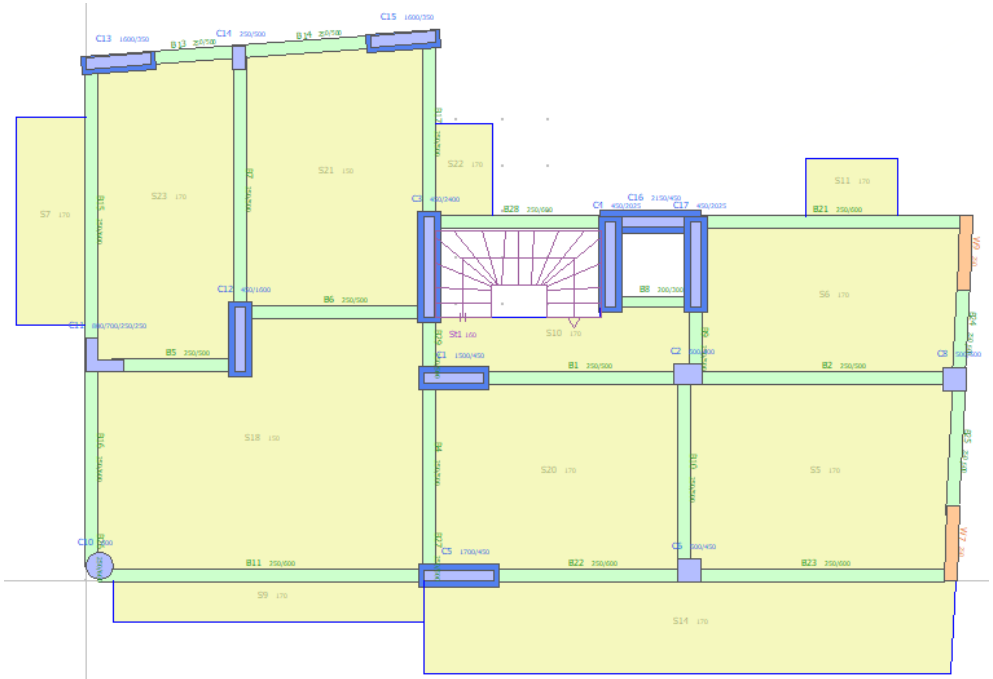
4.2 Περιγραφή ενισχυμένου φορέα

Σκοπός της ενίσχυσης του φορέα του εξεταζόμενου κτιρίου αποτελεί η απαίτηση να ικανοποιούνται τα κριτήρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσον αφορά τον έλεγχο της ικανότητας διαθέσιμης στροφής χορδης (Παράρτημα 7Β,ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και αντοχής τεμνουσών δυνάμεων (Παράρτημα 7Γ,ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) υπό σεισμική διέγερση με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.24g, όπως όριζεται για την περιοχή της Λάρισας από τον EC8. Η Στάθμη επιτελεστικότητας που ορίστηκε ως στόχος για το σεισμό σχεδιασμού ($T_{επαν}$=475 έτη) είναι η Γ1 « Οιονεί κατάρρευση» μιας και το εξεταζόμενο κτίριο ως συνήθη κατοικία ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ.

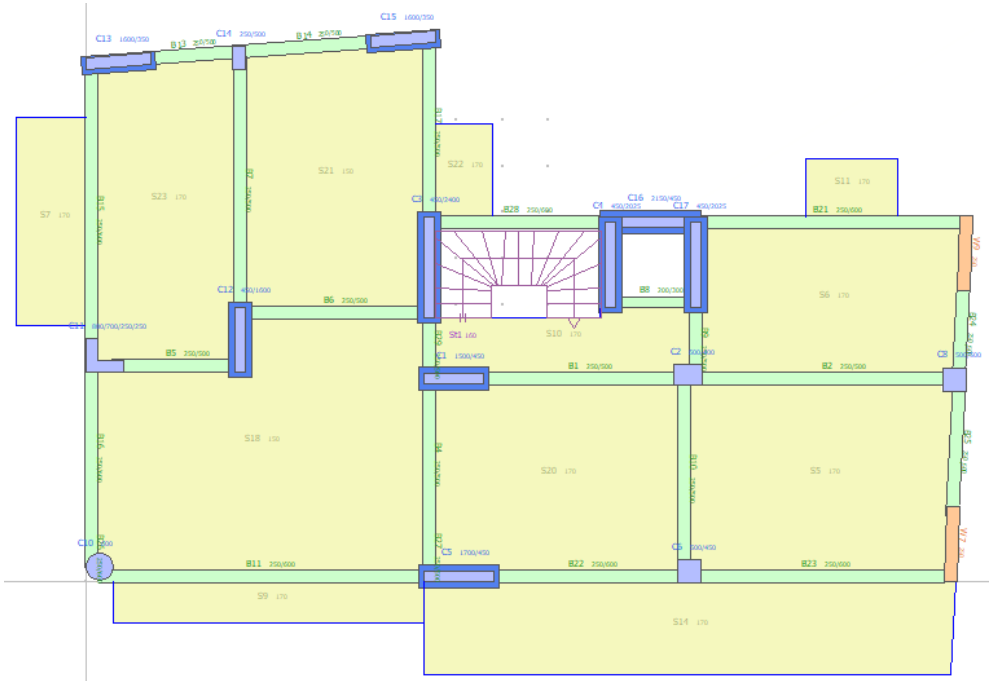
Οι βασικές παραδοχές που υιοθετήθηκαν για την ενίσχυση των τοιχίων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος είναι οι παρακάτω:

- Χρήση ολόπλευρου κλειστού μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, εκτός από τις περιοχές όπου το εξεταζόμενο κτίριο γειτνιάζει με όμορο κτίριο και λόγω έλλειψης χώρου γίνεται χρήση μανδύα τριών πλευρών.
- Χρήση έγχυτου σκυροδέματος με μία σειρά νέων οπλισμών, πάχους 100 mm
- Η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα είναι κατηγορίας C25/30.

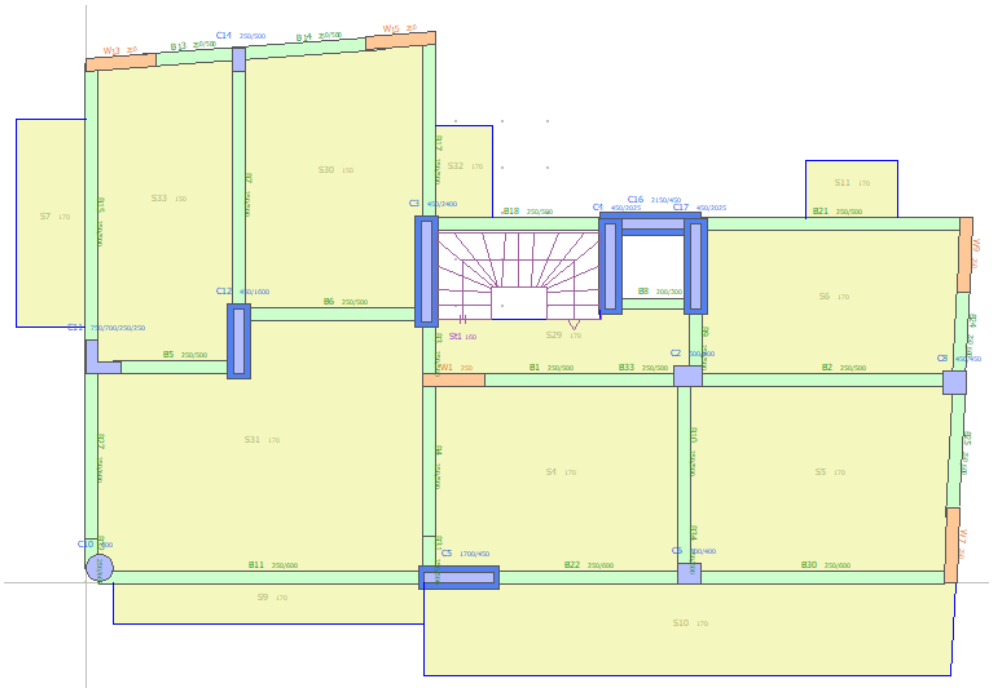
Ακολουθήθηκε μια επαναληπτική διαδικάσια δοκιμής ενίσχυσης υπάρχοντων τοιχωμάτων του κτιρίου προκειμένου να προκύψει ο τελικός ενισχυμένος φορέας της κατασκευής. Στον όροφο της πυλωτής και τον Α όροφο ενισχήθηκαν τα τοιχώματα Τ1, Τ3, Τ4, Τ5, Τ12, Τ13 και Τ15. Στον Β όροφο ενισχήθηκαν τα τοιχώματα Τ3, Τ4, Τ5 και Τ12, ενώ στο Γ όροφο ενισχήθηκε μόνο το τοίχωμα Τ5. Στα Σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται οι ξυλότυποι των ορόφων όπου προτείνεται ενίσχυση με τα ενισχυμένα τοιχία να εμφανίζονται σε γαλάζια απόχρωση και οι μανδύες που τα περιβάλλουν με μπλέ χρώμα .



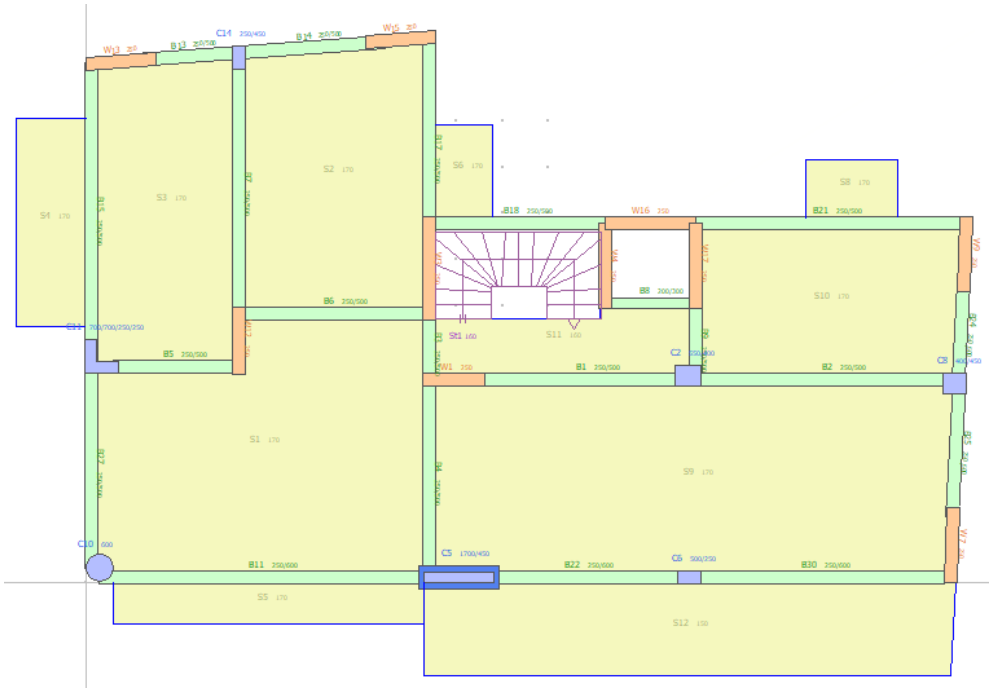
Σχήμα 4.3: Ξυλότυπος ενισχυμένης οροφής πυλωτής (Seismobuild [2022])



Σχήμα 4.4: Ξυλότυπος ενισχυμένης οροφής Α ορόφου (Seismobuild [2022])



Σχήμα 4.5: Ξυλότυπος ενισχυμένης οροφής Β ορόφου (Seismobuild [2022])



Σχήμα 4.6: Ξυλότυπος ενισχυμένης οροφής Γ ορόφου (S Seismobuild [2022])

Ο Πίνακας 4.1 παρουσιάζει τον διαμήκη και τον εγκάρσιο οπλισμό των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος στα ενισχυμένα τοιχώματα.

Πίνακας 4.1: Διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός ανίσχυσης μανδύα Ο.Σ.

Μέλος	Πυλωτή		Α όροφος		Β όροφος		Γ όροφος	
	Διαμήκης οπλισμός	Συνδετήρες	Διαμήκης οπλισμός	Συνδετήρες	Διαμήκης οπλισμός	Συνδετήρες	Διαμήκης οπλισμός	Συνδετήρες
Τ1	25Φ12	Φ12/10	20Φ12	Φ12/10				
Τ3	16Φ12	Φ10/20	16Φ12	Φ10/20	16Φ12	Φ10/20		
Τ4Α	20Φ12	Φ12/10	20Φ12	Φ12/10	16Φ12	Φ12/10		
Τ4Β	24Φ12	Φ12/10	24Φ12	Φ12/10	20Φ12	Φ12/10		
Τ4Γ	20Φ12	Φ12/10	20Φ12	Φ12/10	16Φ12	Φ12/10		
Τ5	20Φ16	ϕ14/10	16Φ12	Φ10/10	16Φ12	Φ10/10	16Φ12	Φ10/10
Τ12	16Φ14	Φ12/15	16Φ12	Φ12/15	16Φ12	Φ12/15		
Τ13	20Φ12	Φ12/10	20Φ12	Φ12/10				
Τ15	18Φ12	Φ12/10	16Φ12	Φ10/15				

Υπολογίστηκε το κόστος των παραπάνω μέτρων ενίσχυσης σύμφωνα με το ΦΕΚ 3201 Β’ (2011) και το ΦΕΚ 4776 Β’ (2018), όπου αποτελούν τιμολόγια υπολογισμού της δαπάνης εργασιών επισκευής για την αποκατάσταση των ζημιών σε κτίρια που έχουν πληγεί από φυσικές καταστροφές και της αντίστοιχης Στεγαστικής Συνδρομής. Για την επισκευή ή αποκατάσταση της στατικής επάρκειας στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα με μανδύα από έγχυτο σκυρόδεμα το κόστος ισούται με 300€/m^3. Στην τιμή περιλαμβάνονται όλες οι δαπάνες για να απογυμνωθεί το σκυρόδεμα, ο οπλισμός, η κατασκευή ξυλοτύπου, η θεμελίωση,η αγκύρωση του μανδύα και η σύνδεση με τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό. Δεν περιλαμβάνονται η δαπάνη για τα επιχρίσματα και το χρωματισμό της επιφάνειας. Ο όγκος των στοιχείων μανδύα που κατασκευάζονται συνολικά για την ενίσχυση του κτιρίου είναι 33.66 m^3 . Συνεπώς, το κόστος των προτεινόμενων μέτρων ενίσχυσης της κατασκευής είναι 10099 € (11109 $).

4.3 Αποτελέσματα ενίσχυσης

4.3.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Με τη χρήση του προγράμματος Seismobuild [2022] πραγματοποιήθηκε Ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου διαχωρίζοντας τη συνολική κίνηση της κατασκευής σε ένα άθροισμα ιδιομορφικών αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών. Ο Πίνακας 4.2 παρουσιάζει τις τρεις πρώτες ιδιοπεριόδους και τα ποσοστά συμμετοχής κάθε ιδιομορφής στις τρείς κύριες διευθύνσεις. Όπως ήταν αναμενόμενο, τα μέτρα ενίσχυσης που αύξησαν τη δυσκαμψία του κτηρίου οδήγησαν στην μείωση των τιμών των ιδιοπεριόδων του κτηρίου.

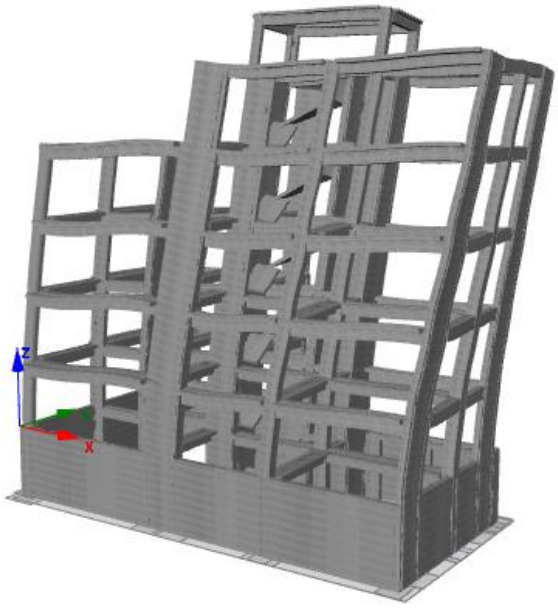
Πίνακας 4.2: Οι τρεις πρώτες ιδιοπερίοδοι και ενεργές ιδιομορφικές μάζες του ενισχυμένου φορέα

Ιδιομορφή	**Ιδιοπερίοδος (sec)**	**Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατα X (%)**	**Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατα Y (%)**	**Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατα Z (%)**
1	0.32	41.86	8.91	11.41
2	0.30	10.30	48.83	0.005
3	0.25	6.82	1.49	52.89

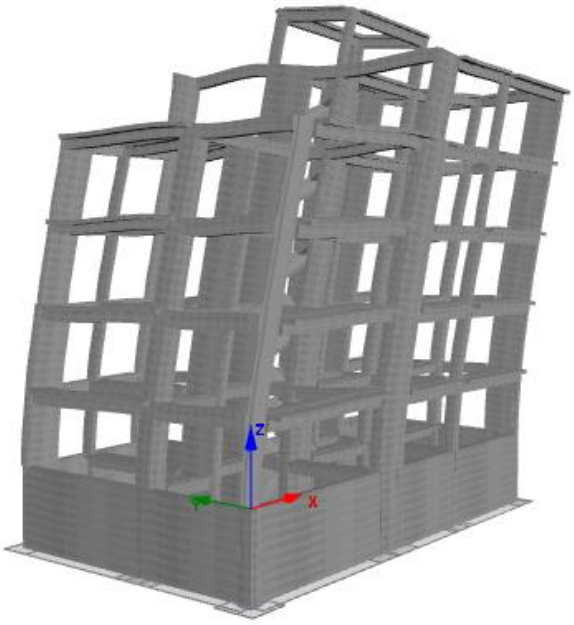
Με βάση τα παραπάνω ποσοστά συμμετοχής της μάζας στην κάθε ιδιομορφή λαμβάνονται οι παρακάτω ιδιοπερίοδοι στις τρείς κύριες διευθύνσεις:

- T_X=0.32 sec
- T_Y=0.30 sec
- T_z=0.25 sec

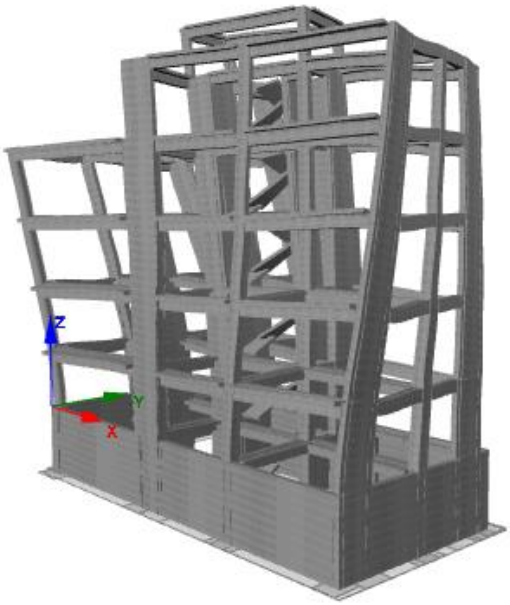
Ακολουθούν τα Σχήματα 4.7 – 4.9, όπου παρουσιάζονται οι τρείς πρώτες ιδιομορφές.



Σχήμα 4.7: 1η ιδιομορφή, κυριώς μεταφορική (με ελαφριά στροφική συμμετοχή) κατά τη διεύθυνση X (T_X=0.32 sec)



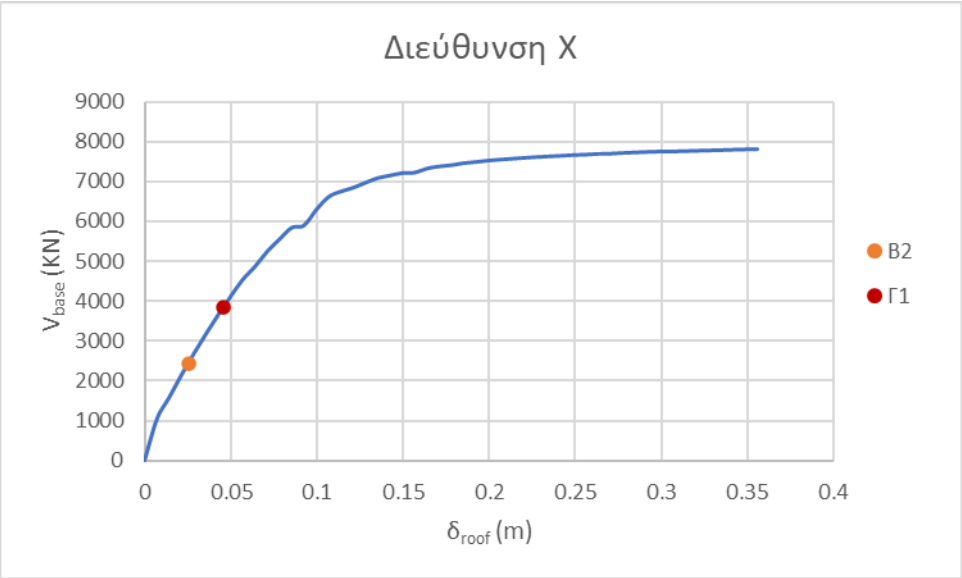
Σχήμα 4.8: 2η ιδιομορφή, κυριώς μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y (T_y=0.30 sec)



Σχήμα 4.9: 3η ιδιομορφή, κυριώς στροφική γύρω από τη διεύθυνση Z (T_z=0.25 sec)

4.3.2 Μη γραμμική στατική ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

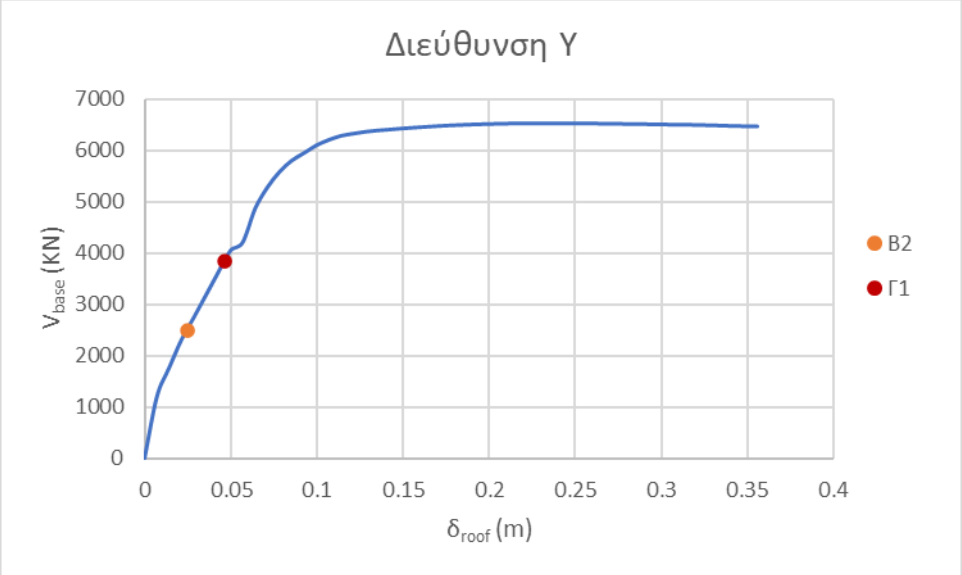
Μετά το πέρας της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης του φορέα προέκυψαν οι Καμπύλες Ικανότητας για τις δύο κύριες διευθύνσεις, οι οποίες δίνονται στα Σχήματα 4.10 και 4.11. Τα αποτελέσματα του υπολογισμού της στοχευμένης μετακίνησης (δ_{roof}) και της τέμνουσας βάσης (V_{base}) για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.3 και 4.4 για κάθε περίπτωση.



Σχήμα 4.10: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση Χ

Πίνακας 4.3: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης για τις Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση Χ

Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
Β2	0.025	2437.52
Γ1	0.046	3848.36

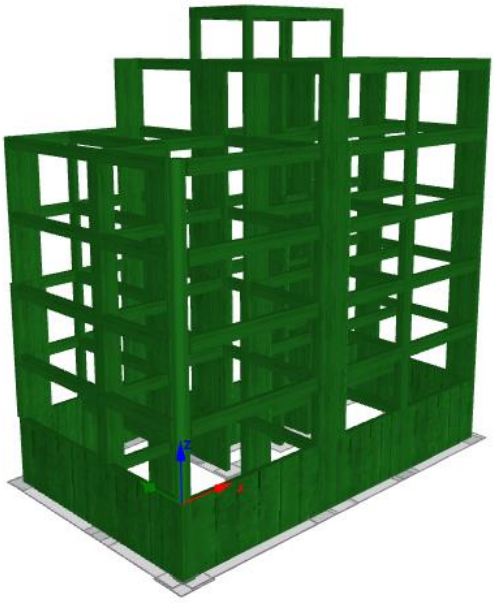


Σχήμα 4.11: Καμπύλη ικανότητας και στάθμες επιτελεστικότας Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση Υ

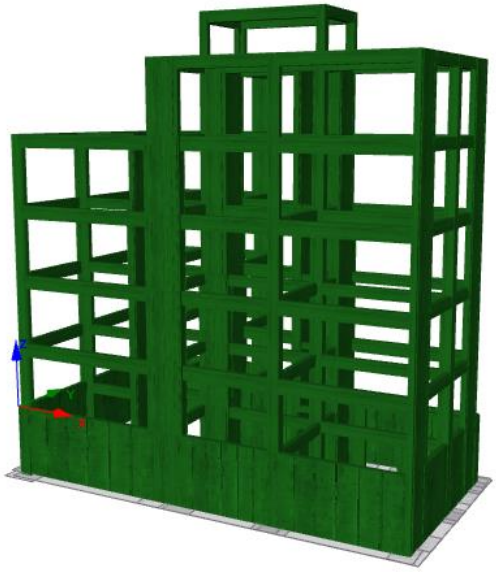
Πίνακας 4.4: Στοχευμένη μετακίνηση και τέμνουσα βάσης για τις Β2 & Γ1 κατά τη διεύθυνση Υ

Στάθμη Επιτελεστικότητας	**δ_{roof} (m)**	**V_{base} (KN)**
Β2	0.023	2427.06
Γ1	0.044	3692.72

Στα Σχήματα 4.12-4.15 δίνεται οπτική απεικόνιση των ελέγχων στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης τόσο στην στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - Β2 όσο και στην «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1 για όλα τα μέλη της κατασκευής. Ο Πίνακας 4.5 παρουσιάζει τη μέγιστη τιμη των λόγων απαίτησης-ικανότητας για τις προαναφερθήσες Στάθμες Επιτελεστικότητας που παρουσιάστηκαν στον φορέα κατά την κρίσιμη ανάλυση.



Σχήμα 4.12: Έλεγχος στροφής χορδής για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β2



Σχήμα 4.13: Έλεγχος στροφής χορδής για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1

Σχήμα 4.14: Έλεγχος τέμνουσας δύναμης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β2 (μπρος & πίσω όψη)

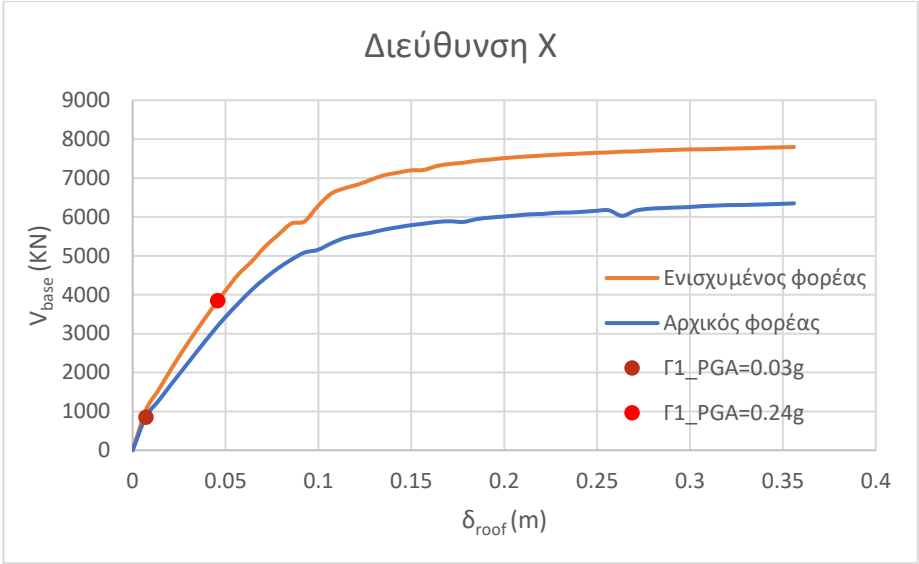
Σχήμα 4.15: Έλεγχος τέμνουσας δύναμης για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 (μπρος & πίσω όψη)

Πίνακας 4.5: Μέγιστοι λόγοι αξιοποίησης κατακόρυφων μελών

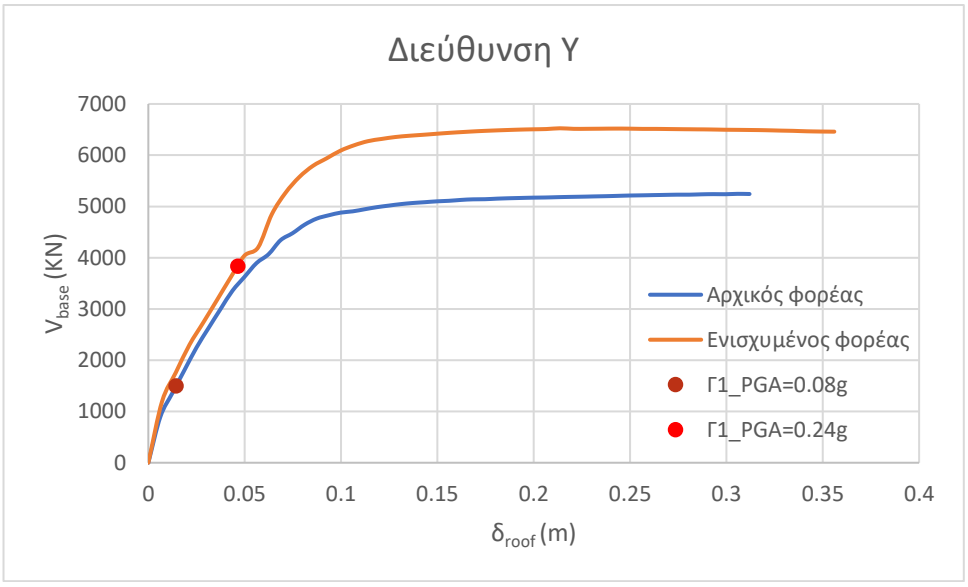
Στροφή χορδής	**Λόγος αξιοποίησης**
Σημαντικές βλάβες-Β2	0.14
Οιονεί κατάρρευση-Γ1	0.16
Τέμνουσα Δύναμη	**Λόγος αξιοποίησης**
Σημαντικές βλάβες-Β2	0.97
Οιονεί κατάρρευση-Γ1	0.99

4.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Έπειτα από την ενίσχυση του φορέα του κτιρίου, η κατασκευή ικανοποιεί τις απαιτήσεις των ελέγχων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπό τα σεισμικά φορτία που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8 για τη ζώνη ΙΙ (*PGA*=0.24g). Στα Σχήματα 4.16 και 4.17 παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας πριν και μετά την ενίσχυση για κάθε κύρια διεύθυνση καθώς και η στοχευμένη μετακίνηση για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 σε κάθε περίπτωση. Σημειώνεται ότι η καμπύλη ικανότητας για κάθε περίπτωση μετά το σημείο της στοχευμένης μετακίνησης για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 αποτελεί μια υπόθεση του προγράμματος, καθώς λαμβάνει τη συνεισφορά των μελών στην απόκριση του φορέα ακόμη και μετά την αστοχία τους.



Σχήμα 4.16: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας αρχικού και ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση Χ



Σχήμα 4.17: Σύγκριση καμπύλων ικανότητας αρχικού και ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση Χ

5 Οικονομοτεχνική αποτίμηση κατασκευής

5.1 Εκτίμηση τρωτότητας

Μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης όπου γίνεται εκτίμηση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής, εκτιμήθηκε η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση στην οποία εμφανίζεται η πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε κάθε κύρια διεύθυνση. Ωστόσο, ο σεισμός είναι ένα πιθανοτικό ζήτημα και ο υπολογισμός των καμπύλων τρωτότητας αποτελεί μια χρήσιμη προσέγγιση για επιπλέον πληροφορίες σε σχέση με την υπέρβαση μιας στάθμης επιτελεστικότητας του κτιρίου. Για το σκοπό αυτό γίνεται χρήση του λογισμικού SPO2FRAG, το οποίο χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover analysis) υπολογίζει τις καμπύλες τρωτότητας για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Ο υπολογισμός αυτός επιτυγχάνεται με τη θεώρηση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή της κατασκευής και μέσω του αλγόριθμου SPO2IDA δημιουργούνται οι καμπύλες μιας προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA), που αφορούν τις τιμές φασματικής επιτάχυνσης *(Sa(T))* συναρτήσει της στροφής οροφής κορυφής (ϑ_{roof}) ή της μέγιστης στροφής ορόφου (ϑ_{max}) με πιθανότητα υπέρβασης 16%, 50% και 84%. Τέλος, οι καμπύλες αυτές μετατρέπονται για τον πολυβάθμιο φορέα και υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας για τις στάθμες επιτελεστικότητας που έχουν οριστεί.

Στην παρούσα εργασία εκτιμήθηκαν οι καμπύλες τρωτότητας για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες»-Β και «Οιονεί Κατάρευση»-Γ θεωρώντας ως αστοχία της κατασκευής την πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους και για τις δύο διευθύνσεις. Ως όριο για κάθε στάθμη τέθηκε η στροφή της οροφής τελευταίου ορόφου (ϑ_{roof}) του κτιρίου και η διασπορά ορίστηκε ίση με 25% . Η στροφή της οροφής του τελευταίου ορόφου (ϑ_{roof}) υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση:

$$\theta_{roof} = \frac{\delta_{roof}}{H_{tot}} \tag{5.1}$$

5.1.1 Αποτελέσματα ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8, Μέρος 3

Στο Κεφάλαιο 3 υπολογίστηκε η εδαφική επιτάχυνση εμφάνισης της πρώτης διατμητικής αστοχίας σε κατακόρυφο μέλος σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και τον ευρωκώδικα EC8, Μέρος 3 για τις δύο κύριες διευθύνσεις. Ο Πίνακας 5.1 παρουσιάζει τις τιμές της στροφής της οροφής του τελευταίου ορόφου *(ϑ_{roof})* όπως υπολογίστηκαν σύμφωνα με τη Σχέση 5.1

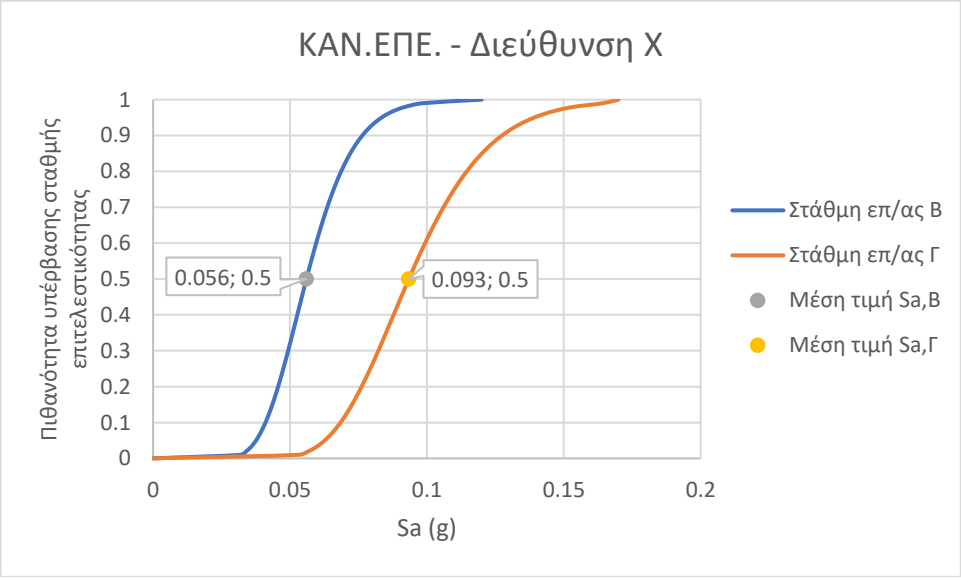
Ο Πίνακας 5.2 παρουσιάζει τις τιμές της διαμέσου της φασματικής επιτάχυνσης και την τυπική απόκλιση αυτών, όπως υπολογίστηκαν από το λογισμικό SPO2FRAG. Στα Σχήματα 5.1-5.4 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας που υπολογίστηκαν από το λογισμικό SPO2FRAG για τις στάθμες επιτελεστικότας κάθε κανονισμού. Όπως είναι εμφανές, ο έλεγχος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. οδηγεί σε υπέρβαση των σταθμών επιτελεστικότητας Β και Γ σε τιμές φασματικής επιτάχυνσης πολύ χαμηλότερες από αυτές που προέκυψαν σύμφωνα με τον EC8, Μέρος 3 για τις στάθμες επιτελεστικότητας DL και SD.

Πίνακας 5.1: Μετακίνηση και στροφή οροφής Δ ορόφου σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8, Μέρος 3

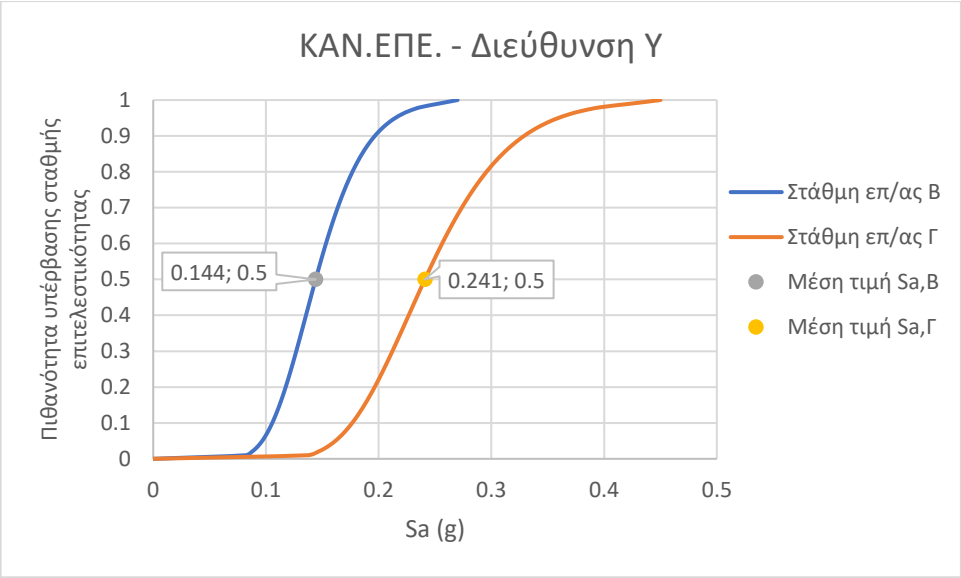
		δ_{roof} (m)		θ_{roof} (%)	
Κανονισμός	**Διεύθυνση**	**Β/DL**	**Γ/SD**	**Β/DL**	**Γ/SD**
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	X	0.004	0.007	0.026	0.045
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	Y	0.009	0.014	0.058	0.090
EC-8	X	0.022	0.029	0.141	0.186
EC-8	Y	0.029	0.038	0.186	0.244

Πίνακας 5.2: Διάμεσος φασματικής επιτάχυνσης και τυπική απόκλιση σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8, Μέρος 3

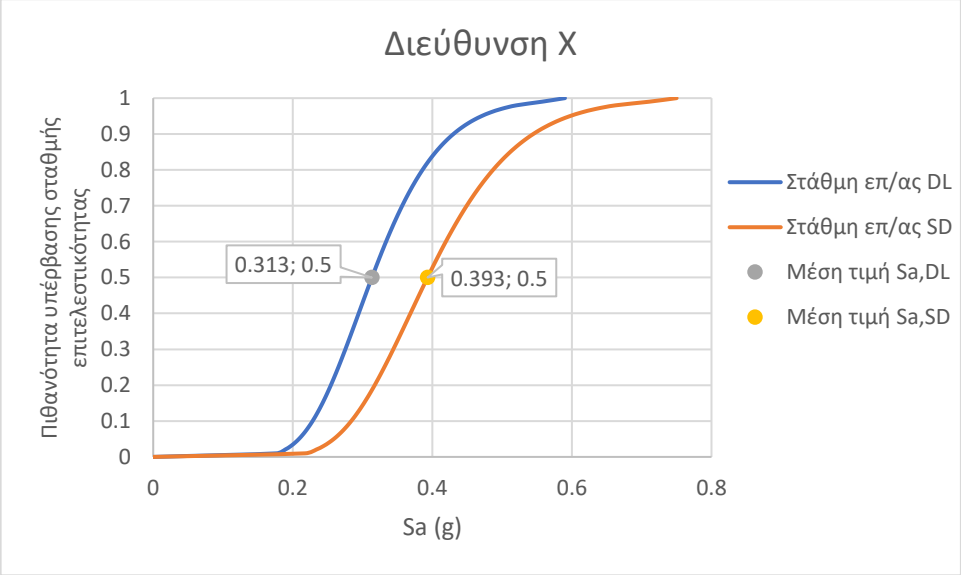
		(ΚΑΝ.ΕΠΕ) Β/ (EC8) DL		**(ΚΑΝ.ΕΠΕ) Γ/ (EC8) SD**	
Κανονισμός	**Διεύθυνση**	**Sa(T) (g)**	**Τυπική απόκλιση**	**Sa(T) (g)**	**Τυπική απόκλιση**
ΚΑΝ.ΕΠΕ	X	0.056	0.2425	0.093	0.2425
ΚΑΝ.ΕΠΕ	Y	0.14	0.2425	0.24	0.2429
EC-8	X	0.31	0.2471	0.39	0.2543
EC-8	Y	0.48	0.2502	0.6	0.2627



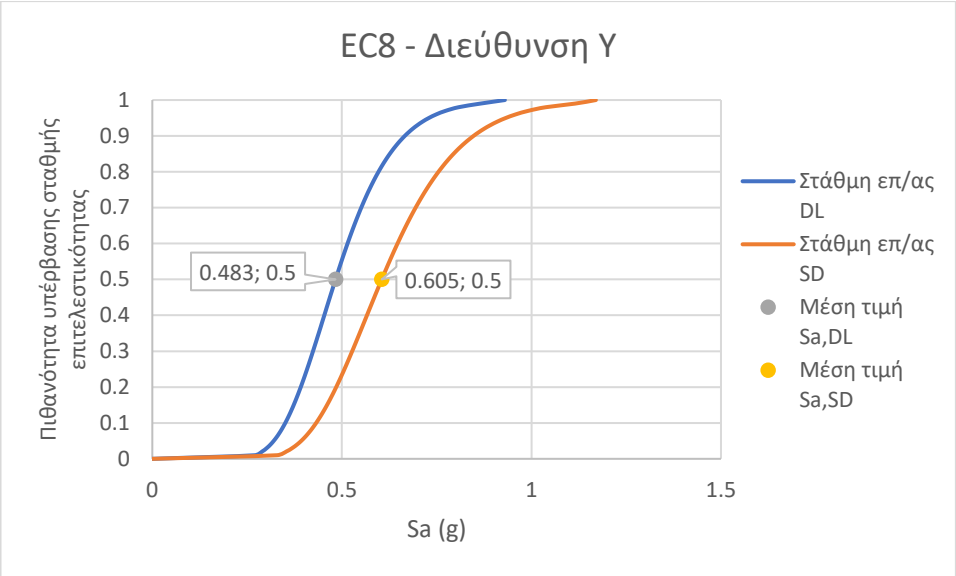
Σχήμα 5.1: Καμπύλη τρωτότητας 1ης αστοχίας τοιχώματος στη διεύθυνση X - ΚΑΝ.ΕΠΕ



Σχήμα 5.2: Καμπύλη τρωτότητας 1ης αστοχίας τοιχώματος στη διεύθυνση Υ - ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχήμα 5.3: Καμπύλη τρωτότητας 1ης αστοχίας τοιχώματος στη διεύθυνση Χ – EC8



Σχήμα 5.4: Καμπύλη τρωτότητας 1ης αστοχίας τοιχώματος στη διεύθυνση Y – EC8

5.1.2 Σύγκριση αποτελέσματων αρχικού και ενισχυμένου φορέα (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Στο Κεφάλαιο 4 προτάθηκε η ενίσχυση του κτιρίου με κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος σε υπάρχοντα τοιχία, ώστε να ικανοποιούνται οι έλεγχοι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την απαιτούμενη σύμφωνα με τους κανονισμούς μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.24g. Για τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας είναι απαραίτητη η εύρεση της μετακίνησης της οροφής του τελευταίου ορόου κατά την πρώτη διατμητική αστοχία σε κατακόρυφο μέλος στις δύο κύριες διευθύνσεις ώστε να τεθεί ώς όριο της αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότας. Για τη διεύθυνση X θεωρείται ότι η αστοχία εμφανίζεται για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.24g , μιας και το τοιχίο Τ4 της πυλωτής εμφανίζει Λόγο αξιοποίησης =0.994≈1.00. Όσον αφορά τη διεύθυνση Y ,ύστερα από διερεύνηση προέκυψε ότι η πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους εμφανίζεται στο τοιχίο Τ7 του Γ ορόφου για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.25g. Ο Πίνακας 5.3 παρουσιάζει τις τιμές της μετακίνησης και της στροφής της οροφής του τελευταίου ορόφου των περιπτώσεων πρώτης αστοχίας τοιχιων σε κάθε διεύθυνση που παρουσιάστηκαν παραπάνω.

Πίνακας 5.3: Μετακίνηση και στροφή οροφής Δ ορόφου αρχικού και ενισχυμένου φορέα

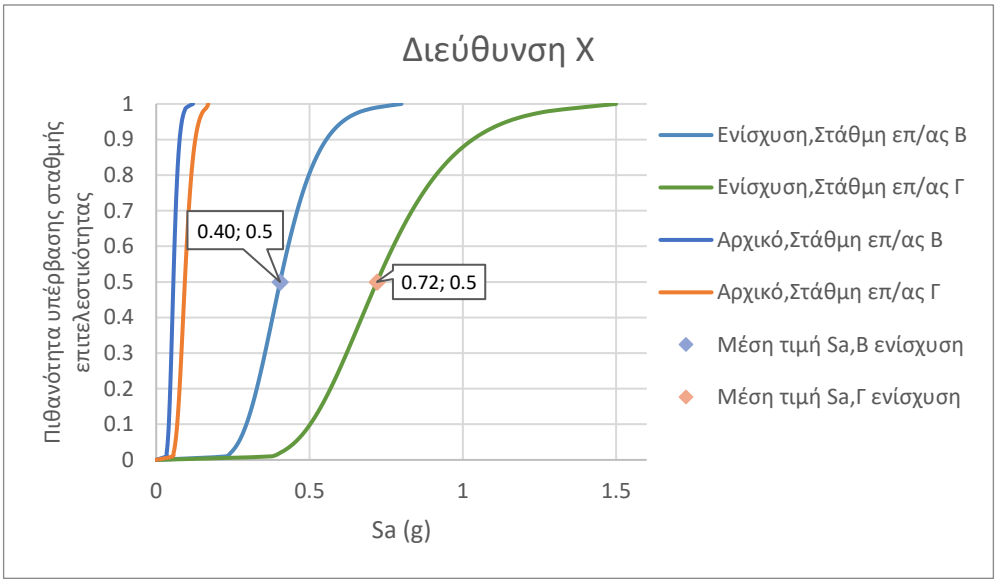
		δroof (%)		**θroof (%)**	
Κανονισμός	**Διεύθυνση**	**Β**	**Γ**	**Β**	**Γ**
Αρχικός φορέας	X	0.004	0.007	0.026	0.045
Αρχικός φορέας	Y	0.009	0.014	0.058	0.090
Ενισχυμένος φορέας	X	0.025	0.046	0.160	0.295
Ενισχυμένος φορέας	Y	0.024	0.046	0.154	0.295

Ο Πίνακας 5.4 παρουσιάζει τις τιμές της διαμέσου της φασματικής επιτάχυνσης και την τυπική απόκλιση αυτών, όπως υπολογίστηκαν από το λογισμικό SPO2FRAG.

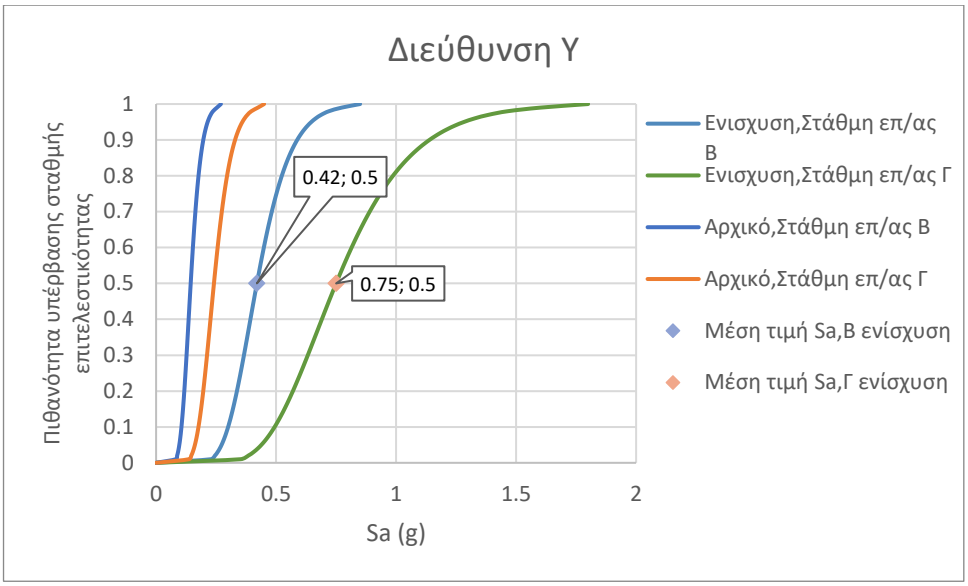
Πίνακας 5.4: Διάμεσος φασματικής επιτάχυνσης και τυπική απόκλιση αρχικού και ενισχυμένου φορέα

		Β		Γ	
Κανονισμός	**Διεύθυνση**	**Sa(T) (g)**	**Τυπική απόκλιση**	**Sa(T) (g)**	**Τυπική απόκλιση**
Αρχικός φορέας	X	0.056	0.2425	0.093	0.2425
Αρχικός φορέας	Y	0.14	0.2425	0.24	0.2429
Ενισχυμένος φορέας	X	0.40	0.2478	0.72	0.2812
Ενισχυμένος φορέας	Y	0.42	0.2624	0.75	0.3261

Στα Σχήματα 5.5 και 5.6 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας του ενισχυμένου φορέα σε σχέση με τον αρχικό ,όπως υπολογίστηκαν από το λογισμικό SPO2FRAG για τις στάθμες επιτελεστικότας Β και Γ. Στα διαγράμματα είναι εμφανής η βελτίωση που παρατηρείται στη συμπεριφορά του κτιρίου έπειτα από την ενίσχυση υπάρχοντων τοιχίων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 5.5: Καμπύλες τρωτότητας αρχικού και ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 5.6: Καμπύλες τρωτότητας αρχικού και ενισχυμένου φορέα καά τη διεύθυνση Y

5.2 Εκτίμηση σεισμικών απωλειών

Ολοκληρώνοντας τη δυναμική ανάλυση, γίνεται χρήση των αποτελεσμάτων για την εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών που είναι πιθανόν να εμφανιστούν στην κατασκευή εξαιτίας της σεισμικής δράσης τόσο για το αρχικό όσο και για το ενισχυμένο κτίριο. Η ανάλυση αυτή γίνεται με τη χρήση του λογισμικού «Performance Assessment Calculation Tool» (PACT) που ανέπτυξε η «FEMA P-58».

Για κάθε περίπτωση, εισάγονται στο λογισμικό τα βασικά χαρακτηριστικά του κτιρίου όπως ο αριθμός των ορόφων, το ύψος τους σε πόδια (ft) και το εμβαδόν τους σε τετραγωνικά πόδια (ft^2). Επίσης εισάγεται, το κόστος αντικατάστασης ολόκληρης της κατασκευής, που σύμφωνα με τα σύγχρονα ελληνικά δεδομένα εκτιμάται ίσο με 1200\$/m^2, το οποίο πολλαπλασιασμένο με τη συνολική επιφάνεια των ορόφων του εξεταζόμενου κτιρίου δίνει την τιμή 1053000\$. Συγκεκριμένα, το κόστος κατασκευής για το φέροντα οργανισμό και το κέλυφος της κατασκευής υπολογίζεται ίσο με το 40% του συνολικού κόστους αντικατάστασης δηλαδή, 421200\$. Στην παρούσα διερεύνηση η ισοτιμία μεταξύ ευρώ (€) και δολλαρίου (\$) λήφθηκε ως 1 ευρώ (€) =1.1 δολλάρια (\$). Όσον αφορά το χρόνο ολικής αποκατάστασης εκτιμάται στους 8 μήνες ή 240 ημέρες, ενώ το οριακό κόστος, πέρα από το οποίο η αποκατάσταση είναι ασύμφορη υπολογίζεται στο 100% του κόστους κατασκευής του κτιρίου. Ορίζεται, επίσης, το πλήθος του εργατικού δυναμικού που θα εργαστεί στις εργασίες αποκατάστασης ως 1 εργάτης/1000ft^2 .

Το κτίριο αποτελείται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, τα οποία εισάγονται από τις «βιβλιοθήκες» του προγράμματος που περιλαμβάνουν για κάθε επίπεδο βλάβης ενός στοιχείου της κατασκευής την καμπύλη τρωτότητας και το αντίστοιχο κόστος επισκευής. Εφόσον πρόκειται για αμερικάνικο πρόγραμμα, το οποίο εμπεριέχει δεδομένα για στοιχεία κατασκευών και κόστη βάσει στοιχείων των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής, όλες οι παραπάνω βιβλιοθήκες τροποποιήθηκαν ως προς τα κόστη επισκευών με σκοπό το συνολικό πιθανό κόστος επισκευών που θα προκύψει να προσεγγίζει καλύτερα τα ελληνικά δεδομένα. Οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν ως δεδομένα προέκυψαν ύστερα από αναλύσεις τιμών τόσο από τα εγκεκριμένα τιμολόγια οικοδομικών έργων (ΥΠΟΜΕΔΙ)

όσο και από τιμές εμπορίου, κατόπιν έρευνας αγοράς που πραγματοποιήθηκε στη διπλωματική εργασία της Ευδοξίας Ζήση και παρουσιάζει ο Πίνακας 5.5 .

Πίνακας 5.5: Τιμές ενά επιπέδο βλάβης δομικών μελών κτιρίου (Ευδοξία Ζήση)

Μέλος	**Κόστος ($/m2)**
Υποστύλωμα	
Απλή ρηγμάτωση υποστυλώματος	373
Σημαντική τοπική βλάβη – μερική αποδιοργάνωση σκυροδέματος	275
Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση σκυροδέματος	320
Δοκός	
Απλή ρηγμάτωση δοκού	373
Σημαντική βλάβη της δοκού με τοπική αποδιοργάνωση σκυροδέματος σε περιορισμένη έκταση	200
Πλήρης αποδιοργάνωση του σκυροδέματος τμήματος που συνοδεύεται από βλάβες τόσο του διαμήκους, όσο και του εγκάρσιου οπλισμού	320
Εσωτερική Τοιχοποιία	
Αποκατάσταση απλής ρηγμάτωσης (εύρος ρωγμών < 1cm)	92
Αποκατάσταση έντονης ρηγμάτωσης (εύρος ρωγμών > 1cm) Αποδιοργάνωση τοιχοποιίας	156
Ανακατασκευή εσωτερικής τοιχοποιίας που έχει χάσει τη δομική της λειτουργία λόγω πολύ μεγάλου μεγέθους ρωγμών	170
Εξωτερική Τοιχοποιία	
Αποκατάσταση απλής ρηγμάτωσης στην εξωτερική τοιχοποιία (εύρος ρωγμών < 1cm)	110
Αποκατάσταση έντονης ρηγμάτωσης στην εξωτερική τοιχοποιία (εύρος ρωγμών > 1cm) , Αποδιοργάνωση τοιχοποιίας	174
Ανακατασκευή εξωτερικής τοιχοποιίας που έχει χάσει τη δομική της λειτουργία λόγω πολύ μεγάλου μεγέθους ρωγμών	217

Με βάση τις τιμές που δίνει ο Πίνακας 5.5 υπολογίστηκε το κόστος για μια χαμηλότερη και μια υψηλότερη ποσότητα κάθε κατηγορίας δομικών στοιχείων του κτιρίου για την εισαγωγή τους ως δεδομένα στο πρόγραμμα PACT. Η συνολική ποσότητα κάθε κατηγορίας λήφθηκε από τα στοιχεία της τυπικής κάτοψης και ως ελάχιστη ποσότητα ορίστηκε το 20% της συνολικής ποσότητας του δομικού στοιχείου και ως μέγιστη το 80% αντίστοιχα. Το κόστος για την χαμηλότερη ποσότητα κάθε δομικού στοιχείου λήφθηκε ίσο με τις τιμές κόστους του Πίνακα 5.5, ενώ για την υψηλότερη ποσότητα ορίστηκε έκπτωση 20% σε σχέση με την προηγούμενη τιμή. Για την κατηγορία των κόμβων θεωρήθηκε ότι οι δοκοί αστοχούν σε ένα μήκος ίσο με το διπλάσιο του στατικού τους ύψους, ενώ τα υποστυλώματα θεωρήθηκε ότι θα εμφανίσουν βλάβες κατά το μισό ύψος ορόφου. Η παραδοχή για τα υποστυλώματα πραγματοποιήθηκε καθώς αποτελούν στοιχεία που συμετέχουν και στις δύο κύριες διευθύνσεις και άρα προσμετρώνται δύο φορές, οπότε έτσι το τελικό κόστος των επισκευών τους δεν λαμβάνεται για μήκος μεγαλύτερο του ύψους ορόφου. Όσων αφορά τα τοιχία και την τοιχοποιία, οι βλάβες θεωρήθηκε ότι θα εμφανιστούν με τη μορφή διαγώνιων ρωγμών καθόλο το ύψος και μήκος των στοιχείων καθώς αυτά αποτελούν μέλη με μικρό λόγος ύψους πρός μήκος. Ο Πίνακας 5.6

παρουσιάζει τα αποτελέσματα των τιμών κόστους ανά ποσότητα και επίπεδο βλάβης που ορίστηκαν ως δεδομένα στο πρόγραμμα PACT.

Πίνακας 5.6: Τιμές κόστους ανά ποσότητα και επιπέδο βλάβης δομικών μελών κτιρίου

Μέλος	Επίπεδο βλάβης	Μέσο κόστος επισκευής ελάχιστης ποσότητας	Μέσο κόστος επισκευής μέγιστης ποσότητας
Κόμβος Υποστύλωμα-1 δοκός	απλή ρηγμάτωση – επισκευή & πλήρωση ρωγμών εύρους μικρότερο των 3mm	1936 ($/κόμβο)	1549 ($/κόμβο)
	σημαντική τοπική βλάβη - μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος	1276 ($/κόμβο)	1020 ($/κόμβο)
	Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος	1661 ($/κόμβο)	1329 ($/κόμβο)
Κόμβος Υποστύλωμα-2 δοκοί	απλή ρηγμάτωση	2697 ($/κόμβο)	2157 ($/κόμβο)
	σημαντική τοπική βλάβη - μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος σε περιορισμένη έκταση	1685 ($/κόμβο)	1348 ($/κόμβο)
	Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος	2314 ($/κόμβο)	1851 ($/κόμβο)
Τοιχίο	απλή ρηγμάτωση	373 ($/m^2)	298 ($/m^2)
	σημαντική τοπική βλάβη - μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος σε περιορισμένη έκταση	275 ($/m^2)	220 ($/m^2)
	Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος	320 ($/m^2)	256 ($/m^2)
Εσωτερική τοιχοποιία	Απλή ρηγμάτωση	92 ($/m^2)	73 ($/m^2)
	Έντονη ρηγμάτωση Αποδιοργάνωση τοιχοποιίας	156 ($/m^2)	125 ($/m^2)
	Ανακατασκευή	170 ($/m^2)	136 ($/m^2)
Εξωτερική τοιχοποιία	Απλή ρηγμάτωση	110 ($/m^2)	88 ($/m^2)
	Έντονη ρηγμάτωση Αποδιοργάνωση τοιχοποιίας	174 ($/m^2)	139 ($/m^2)
	Ανακατασκευή	217.42 ($/m^2)	173.94 ($/m^2)

Για την εκτίμηση της βλάβης των στοιχείων του κτίριου ακολούθησε ο υπολογισμός της επιτάχυνσης και των στροφών κάθε ορόφου για συγκεκριμένα επίπεδα σεισμικής έντασης. Λαμβάνονται τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης που περιλαμβάνουν τις πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια, καθώς και την αστοχία του κτιρίου στην κρισιμότερη διεύθυνση κάθε περίπτωσης. Για τις τιμές φασματικής

επιτάχυνσης που αντιστοιχούν στις πιθανότητες υπέρβασης των παραπάνω σεναρίων σεισμικής διέγερσης χρησιμοποιήθηκαν οι Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας για την Λάρισα από τα δεδομένα βάσης των European Facilities for Earthquake Hazard and Risk (EFEHR), προσαρμοσμένες με γραμμική παρεμβολή στην ιδιοπερίοδο του κτιρίου. Επιπλέον, τα στοιχεία από την ιστοσελίδα δίνονται μόνο για τύπο εδάφους Α, συνεπώς οι τιμές της φασματικής περιόδου προσαρμόστηκαν για την κατηγορία εδάφους Γ, πολλαπλασιάζοντας με τη σταθερά S=1.15. Γνωρίζοντας την φασματική επιτάχυνση του κτιρίου για κάθε σεισμικό σενάριο υπολογίστηκε η αντίστοιχη στροφή ορόφου μέσω του προγράμματος Seismobuild [2022]. Ο υπολογισμός της επιτάχυνσης κάθε ορόφου πραγματοποιήθηκε με βάση τη FEMA P-58. Σύμφωνα με τη μεθοδολογία FEMA P-58 στη βάση του κτηρίου η μέγιστη επιτάχυνση ορόφου λαμβάνεται ίση με τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (*PGA*), ενώ για τους ανώτερους ορόφους η επιτάχυνση ορόφου a_i^* λαμβάνεται από τη σχέση:

$$a_i^* = H_{ai}(S, T, h_i, H) \cdot PGA, \quad \text{i}\geq 2 \tag{5.2}$$

όπου
H_{ai} : διορθωτικός συντελεστής της επιτάχυνσης για κάθε όροφο $i\geq 2$, που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$ln(H_{ai}) = a_0 + a_1 \cdot T_1 + a_2 \cdot S + a_3 \cdot \frac{h_i}{H} + a_4 \cdot \left(\frac{h_i}{H}\right)^2 + a_5 \cdot \left(\frac{h_i}{H}\right)^3 \tag{5.3}$$

με T_1 τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου, h_i ο ύψος της στάθμης του ορόφου από την βάση του κτιρίου, H το συνολικό ύψος του κτιρίου και S ο λόγος υπεραντοχής που λαμβάνεται μεγαλύτερος της μονάδας και υπολογίζεται ώς

$$S = \frac{S_a(T_1)W}{V_{y1}} \tag{5.4}$$

,όπου $Sa(T_1)$ η φασματική επιτάχυνση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, W το βάρος του κτιρίου και V_{y1} η εκτιμώμενη τέμνουσα διαρροής της κατασκευής.
Δεδομένου ότι το δομικό σύστημα του κτιρίου είναι τοιχωματικό λαμβάνονται οι συντελεστές α_0=0.66, α_1=-0.15, α_2=-0.084, α_3=-0.26, α_4=0.57 και α_5=0 από τον πίνακα 5-4 της FEMA P-58.

Τέλος, ορίζεται στο λογισμικό η καμπύλη επικινδυνότητας εισάγοντας τις τιμές μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης συναρτήσει των φασματικών επιταχύνσεων των τεσσάρων σεναρίων σεισμικής διέγερσης που επιλέγθηκαν. Η τιμή της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης (*MAF*) υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$MAF = \frac{-(ln(1-P.o.E))}{t} \tag{5.5}$$

όπου:
PoE : Η πιθανότητα υπέρβασης για δεδομένο χρονικό διάστημα (στην παρούσα εργασία το χρονικό διάστημα είναι 50 έτη)

t: το χρονικό διάστημα που εξετάζεται (στην παρούσα εργασία είναι 50 έτη)

5.2.1 Αρχικός φορέας κτιρίου

Εισάγονται οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις. Οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της αρχικής κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις περιλαμβάνουν την ένταξη των κόμβων υποστυλώματων-δοκών, των τοιχίων, της τοιχοποιίας, των σωληνώσεων ζεστού και κρύου νερού, των ηλεκτρικών καλωδιώσεων και του ανελκυστήρα. Για τους κόμβους χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές κατηγορίες με βάση την ύπαρξη συντρεχουσών δοκών σε αυτούς. Εφόσον το κτίριο κατασκευάστηκε το 1998 με βάση το Νέο αντισεισμικό σχεδιασμό οι κόμβοι θεωρήθηκαν σχεδιασμένοι με βάση το σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό. Για τα τοιχία του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε η κατηγόρια τοιχωμάτων που διαθέτει ψευδο-υποστυλώματα με μικρό λόγο ύψος/μήκος. Δεδομένου ότι το αρχικό κτίριο διαθέτει «κρίσιμα» τοιχία που αστοχούν διατμητικά σε πολύ μικρή εδαφική επιτάχυνση σε σχέση με τα υπόλοιπα, ορίστηκε σε κάθε διεύθυνση ξεχωριστή κατηγορία τοιχίων που περιλαμβάνει τη συγκεκριμένη διάμεσο τιμή στροφής ορόφου. Η τοιχοποιία διαχωρίστηκε σε εξωτερική και εσωτερική. Συγκεκριμένα για την εξωτερική τοιχοποιία η επιφάνεια υπολογίστηκε ως το γινόμενο του μήκους των πλευρών του κτιρίου κάθε διεύθυνσης επί το ύψος όροφου. Για τον υπολογισμό της επιφάνειας της εσωτερικής τοιχοποιίας θεωρήθηκε ότι για κάθε τετραγωνικό μέτρο επιφάνειας ορόφου αντιστοιχούν $1.7m^2$ εσωτερικής τοιχοποιίας. Ο υπολογισμός των ποσοτήτων των μη δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε σύμφωνα με το υπολογιστικό αρχείο excel Normative Quantity Estimation Tool της FEMA P-58. Ο Πίνακας 5.7 και ο Πίνακας 5.8 παρουσιάζουν τις ποσότητες των στοιχείων της κατασκεύης που εισήχθησαν στο πρόγραμμα με βάση τις μονάδες υπολογισμού κόστους κάθε κατηγορίας που δείχνει ο πίνακας Πίνακας 5.6.

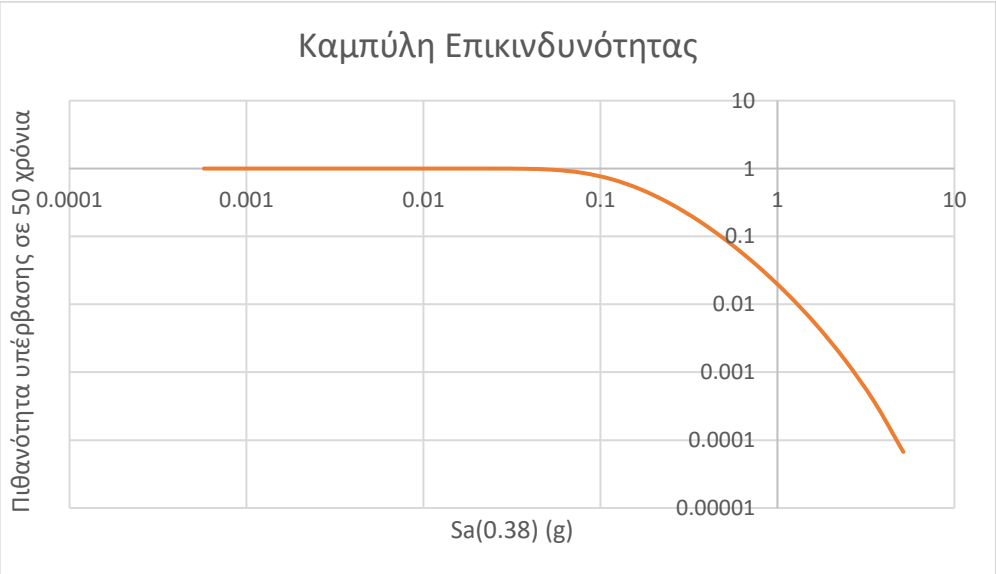
Πίνακας 5.7: Δεδομένα PACT δομικών και μη δομικών στοιχείων κτίριου κατά τη διεύθυνση X

Κατηγορία	**Περιγραφή**	**Ποσότητα κατά X**				
		Πυλωτή	**Α όροφος**	**Β όροφος**	**Γ όροφος**	**Δ όροφος**
B1041.001a	ACI 318 SMF , Beam one side	12.0	12.0	12.0	12.0	6.0
B1041.001b	ACI 318SMF,Beam both sides	5.0	5.0	5.0	5.0	3.0
B1044.061	Low rise reinforced concrete walls with boundary columns	31.8	33.4	33.4	47.3	30.9
B1044.061a	Critical Low rise reinforced concrete walls with boundary columns	13.2	13.9	13.9	0.0	0.0
B1051.001i	Masonry infills	177.4	177.4	177.4	177.4	94.2
B1051.001e	Exterior walls	113.9	119.6	119.6	119.6	73.6
D2021.011a	Cold or Hot Potable	0.22	0.22	0.22	0.22	0.11
D5012.031a	Distribution Panel	1	1	1	1	1
D1014.011	Truction Elevator	1	0	0	0	0

Πίνακας 5.8: Δεδομένα PACT δομικών και μη δομικών στοιχείων κτίριου κατά τη διεύθυνση Y

Κατηγορία	Περιγραφή	Ποσότητα κατά Y				
		Πυλωτή	Α όροφος	Β όροφος	Γ όροφος	Δ όροφος
B1041.001a	ACI 318 SMF , Beam one side	11.0	11.0	11.0	11.0	6.0
B1041.001b	ACI 318SMF,Beam both sides	4.0	4.0	4.0	4.0	3.0
B1044.061	Low rise reinforced concrete walls with boundary columns	48.6	51.0	64.9	64.9	56.1
B1044.061b	Critical Low rise reinforced concrete walls with boundary columns	13.2	13.9	0.0	0.0	0.0
B1051.001i	Masonry infills	110.4	110.4	110.4	110.4	62.7
B1051.001e	Exterior walls	69.8	73.3	73.3	73.3	62.4
D2021.011a	Cold or Hot Potable	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22
D5012.031a	Distribution Panel	1	1	1	1	1
D1014.011	Truction Elevator	1	0	0	0	0

Για την εκτίμηση της βλάβης των στοιχείων του κτίριου ακολούθησε ο υπολογισμός της επιτάχυνσης και της στροφής κάθε ορόφου για τα τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης που περιλαμβάνουν τις πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια, καθώς και την αστοχία του κτιρίου στην κρισιμότερη διεύθυνση. Για το αρχικό κτίριο κρισιμότερη είναι η διεύθυνση X όπου ,όπως παρουσιάζει ο Πίνακας 5.2, η διάμεσος τιμή φασματικής επιτάχυνσης για την αστοχία είναι $Sa(T_x=0.38sec)=0.093g$. Η Καμπύλη Σεισμικής Επικινδυνότητας για την Λάρισα από τα δεδομένα βάσης των European Facilities for Earthquake Hazard and Risk (EFEHR) προσαρμοσμένη στην ιδιοπερίοδο $T_x=0.38$ sec και για έδαφος κατηγορίας Γ παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.7.



Σχήμα 5.7: Καμπύλη επικινδυνότητας φορέα αρχικού κτιρίου

Ο Πίνακας 5.9 παρουσιάζει τις τιμές της φασματικής επιτάχυνσης και της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης (Mean Annual Frequency) όπως λήφθηκαν από την Καμπύλη Επικινδυνότητας για τα τέσσερα σενάρια που περιγράφηκαν παραπάνω. Η πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη για τη φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ είναι ίση με 82.4%. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των τιμών φασματικής επιτάχυνσης που ορίζει ο Πίνακας 5.9 υπολογίστηκε η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (*PGA*) κάθε σεναρίου σεισμικής διέγερσης με βάση τις σχέσεις του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που ορίζονται από τον EC8.

Πίνακας 5.9: Φασματική επιτάχυνση και μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης σεισμικών σεναρίων

Σενάριο σεισμικής διέγερσης	**Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια**	**M.A.F.**	**Sa (0.38) (g)**	**PGA(g)**
1	82.40%	0.035	0.093	0.032
2	50%	0.014	0.181	0.057
3	10%	0.002	0.532	0.171
4	2%	0.0004	1.131	0.334

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση για κάθε σεισμικό σενάριο με το πρόγραμμα Seismobuild [2022], με σκοπό τον υπολογισμό της μετακίνησης και συνεπώς της στροφής κάθε ορόφου του κτιρίου σε κάθε περίπτωση. Ο Πίνακας 5.10 και ο Πίνακας 5.11 παρουσιάζουν τα αποτελέσματα της στροφής ορόφου στις διευθύνσεις Χ και Υ για κάθε σεισμική διέγερση, όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις με το πρόγραμμα Seismobuild [2022].

Πίνακας 5.10: Αποτελέσματα υπολογισμού στροφής ορόφων κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ

Σεναριο	**82.4% Αστοχια**	**50%**	**10%**	**2%**
Όροφος	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου
Δ	0.0004	0.0019	0.0033	0.0066
Γ	0.0005	0.0020	0.0034	0.0073
Β	0.0005	0.0020	0.0036	0.0083
Α	0.0005	0.0018	0.0031	0.0085
Πυλωτή	0.0002	0.0009	0.0016	0.0068

Πίνακας 5.11: Αποτελέσματα υπολογισμού στροφής ορόφων κτιρίου κατά τη διεύθυνση Y

Σεναριο	**82.4% Αστοχια**	**50%**	**10%**	**2%**
Όροφος	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου
Δ	0.00023	0.00038	0.00072	0.00134
Γ	0.00020	0.00037	0.00067	0.00128
Β	0.00018	0.00037	0.00067	0.00139
Α	0.00014	0.00031	0.00055	0.00134
Πυλωτή	0.00008	0.00016	0.00030	0.00094

Σχετικά με τον υπολογισμό της επιτάχυνσης κάθε ορόφου, αυτός πραγματοποιήθηκε με βάση τη FEMA P-58 για τις δύο κύριες διευθύνσεις όπου οι ιδιοπερίοδοι του κτηρίου είναι T_x=0.38 sec και T_y=0.36 sec. Ο Πίνακας 5.12 και ο Πίνακας 5.13 παρουσιάζουν τα αποτελέσματα της επιτάχυνσης ορόφου στις διευθύνσεις X και Y για κάθε σεισμική διέγερση.

Πίνακας 5.12: Αποτελέσματα υπολογισμού επιτάχυνσης ορόφων κτιρίου-διεύθυνση X

Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	**82%**	**50%**	**10%**	**2%**
Οροφή	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)
Δ	0.074	0.130	0.392	0.705
Γ	0.064	0.111	0.336	0.604
Β	0.057	0.100	0.302	0.542
Α	0.054	0.094	0.284	0.510
Πυλωτή	0.053	0.093	0.279	0.502
Βάση κτιρίου	0.032	0.057	0.171	0.334

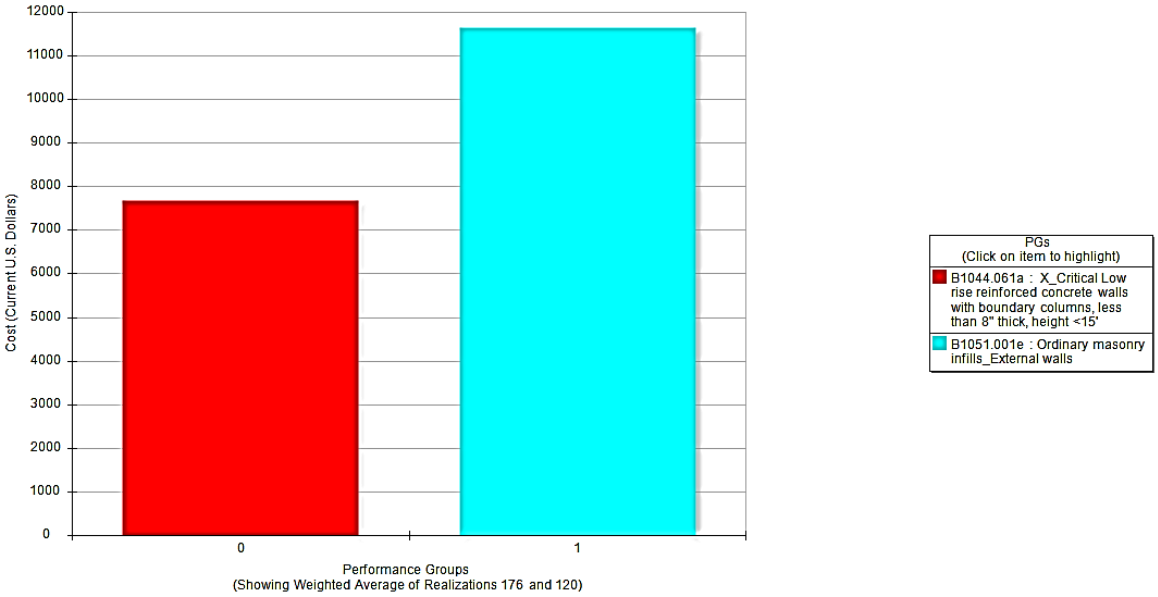
Πίνακας 5.13: Αποτελέσματα υπολογισμού επιτάχυνσης ορόφων κτιρίου-διεύθυνση Y

Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	**82%**	**50%**	**10%**	**2%**
Οροφή	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)
Δ	0.0743	0.130	0.389	0.692
Γ	0.0637	0.112	0.333	0.593
Β	0.0572	0.100	0.299	0.532
Α	0.0538	0.094	0.281	0.501
Πυλωτή	0.0530	0.093	0.277	0.493
Βάση κτιρίου	0.032	0.057	0.171	0.334

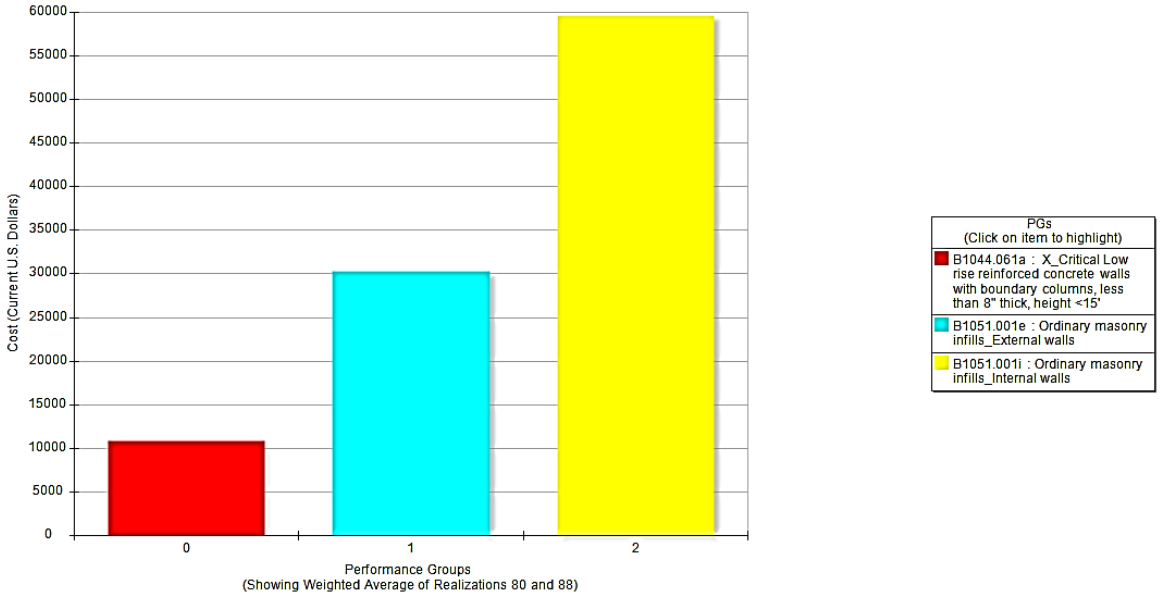
Το λογισμικό «Performance Assessment Calculation Tool» (PACT) προσφέρει αποτελέσματα σχετικά με τις χρηματοοικονομικές απώλειες της κατασκευής. Η αναλύση για το αρχικό κτίριο έχει πραγματοποιήθεί τόσο θεωρώντας ότι τα δομικά και μή δομικά στοιχεία της κατασκευής προέρχονται από τον ίδιο κατασκευαστή όσο και ότι η κατασκευή

τους είναι ανεξάρτητη. Τα αποτελέσματα παρατίθενται και για τις δύο περιπτώσεις, ώστε να προκύψει ένα εύρος μέσου κόστους των επισκευών.

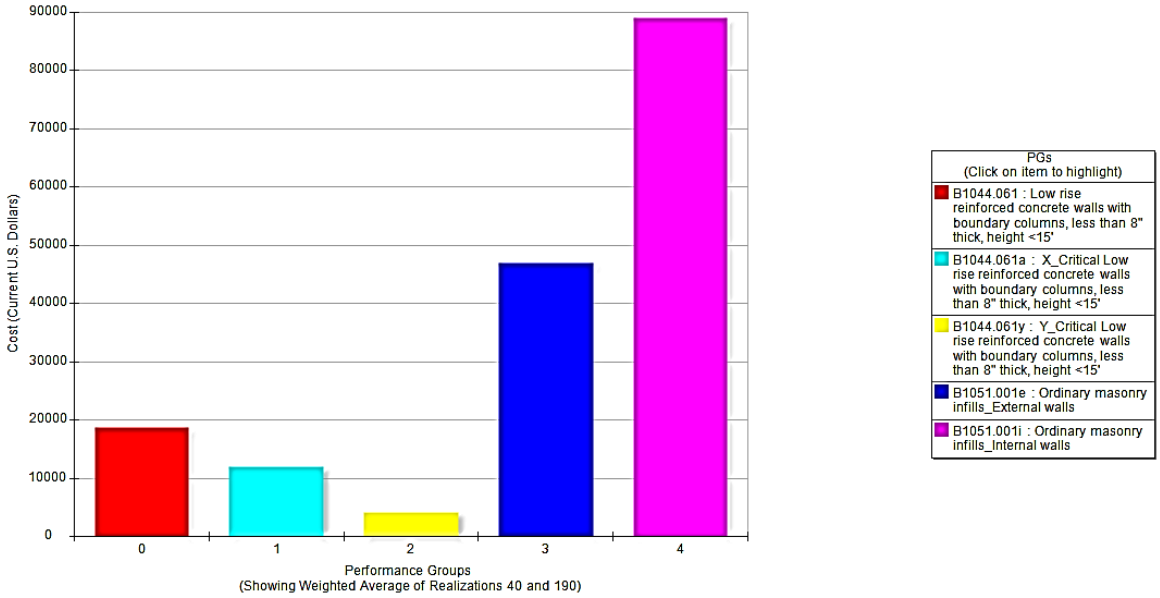
Ακολουθούν τα αποτελέσματα για το αρχικό κτίριο, θεωρώντας ότι τα δομικά και μή δομικά στοιχεία της κατασκευής προέρχονται από τον ίδιο κατασκευαστή , οπότε η τρωτότητα των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής είναι εξαρτημένη μεταξύ των στοιχείων (fragility correlated performance groups). Τα Σχήματα 5.8 έως 5.11 παρουσιάζουν τα κόστη αποκατάστασης κάθε στοιχείου της κατασκευής αναλυτικά για κάθε σενάριο σεισμικής διέγερσης. Κατά το σεισμικό σενάριο 1, το οποίο αντιπροσωπεύει τη διατμητική αστοχία του «κρίσιμου» τοιχίου στη διεύθυνση X, το μέσο κόστος επισκευής του κτιρίου οφείλεται στο «κρίσιμο» τοιχίο αλλα και στις βλάβες της εξωτερικής τοιχοποιίας. Στην περίπτωση εμφάνισης των σεισμικών σεναρίων 2, 3 και 4 το μέσο κόστος επισκευής οφείλεται κυρίως στην εσωτερική και εξωτερική τοιχοποιία. Βέβαια, κατά τα σεισμικά σενάρια 3 και 4 εμφανίζονται βλάβες και στα υπόλοιπα τοιχώματα πέρα από το κρίσιμο.



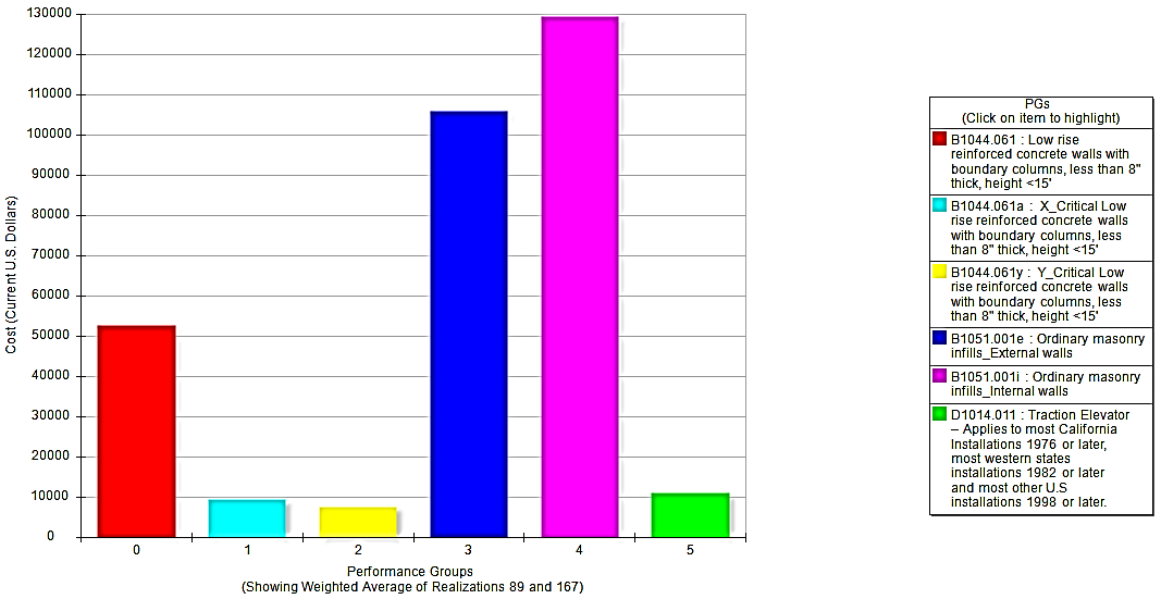
Σχήμα 5.8: Κατανομή κόστους επισκευής αρχικου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 1 (ενιαίος κατασκευάστης)



Σχήμα 5.9: Κατανομή κόστους επισκευής αρχικου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 2 (ενιαίος κατασκευάστης)

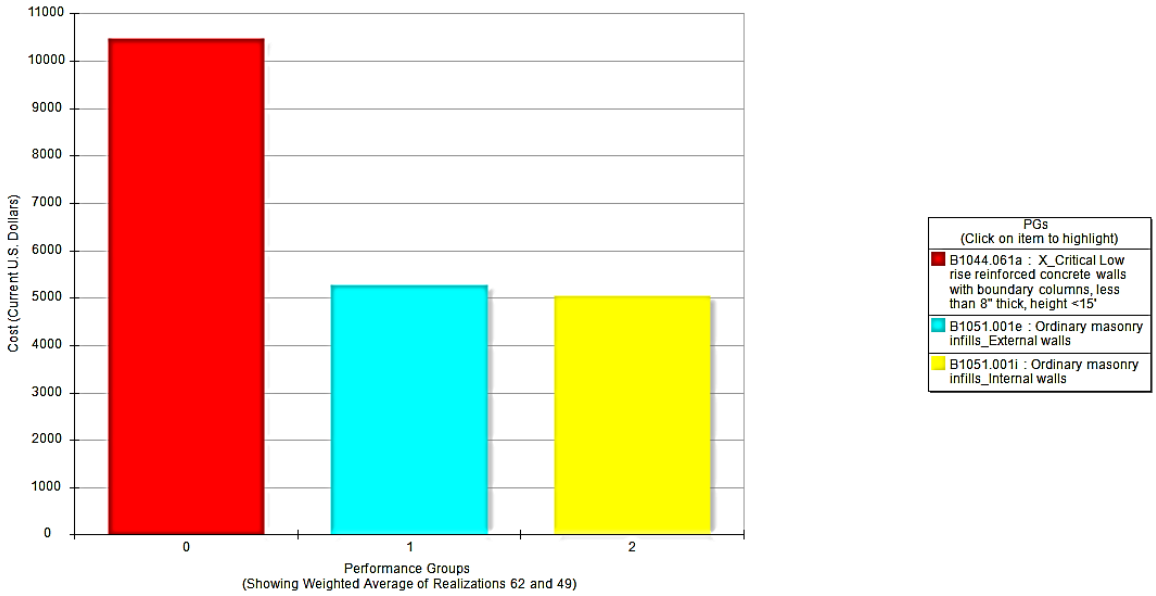


Σχήμα 5.10: Κατανομή κόστους επισκευής αρχικου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 3 (ενιαίος κατασκευάστης)

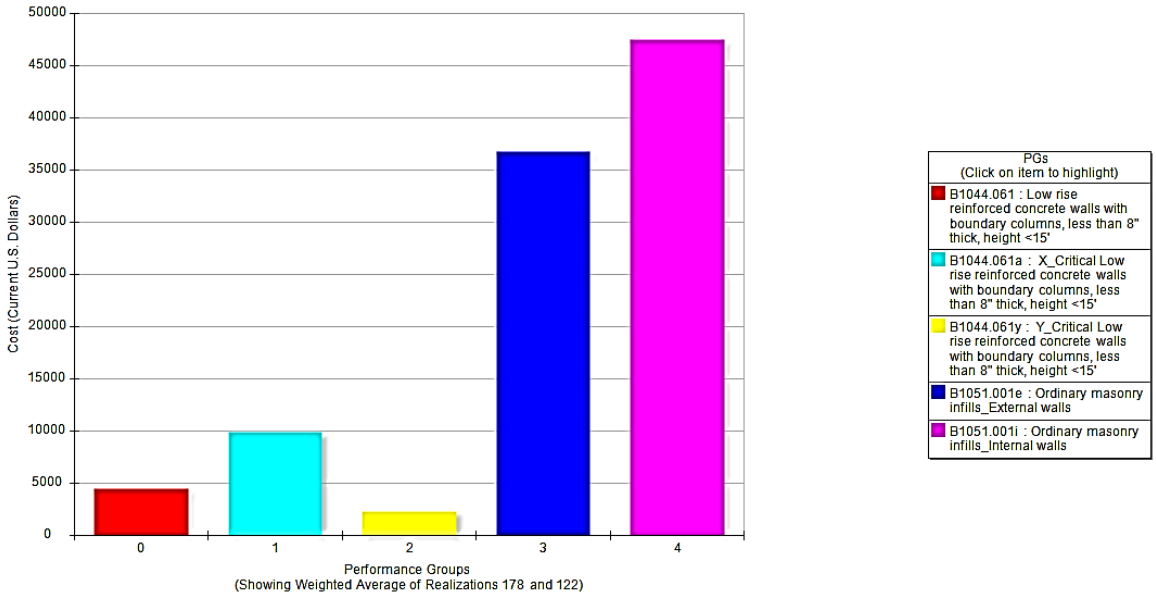


Σχήμα 5.11: Κατανομή κόστους επισκευής αρχικου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 4 (ενιαίος κατασκευάστης)

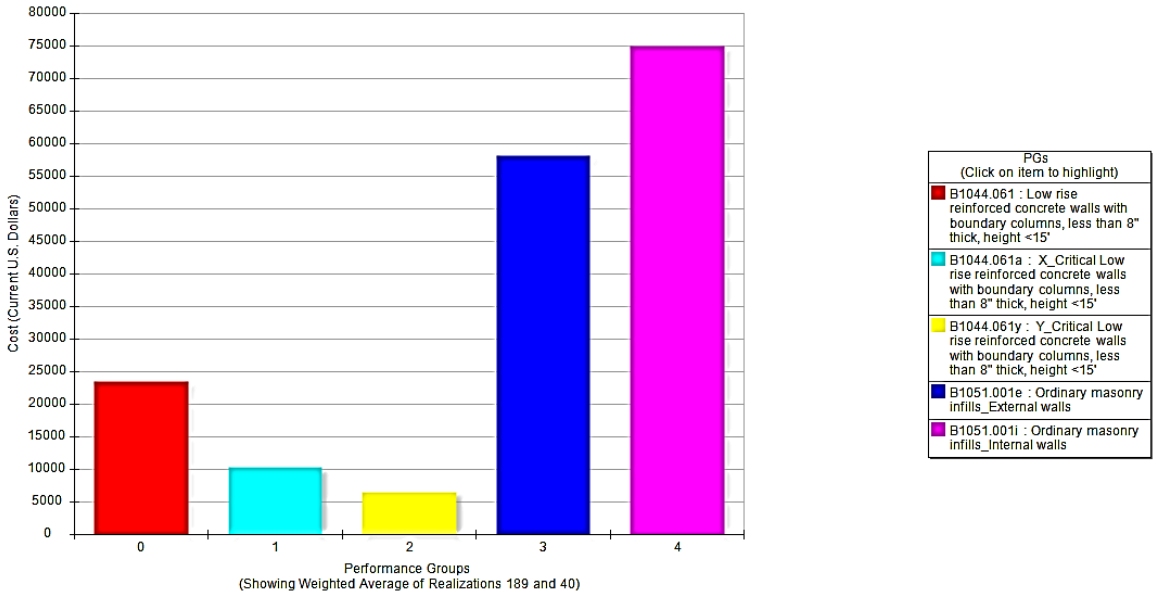
Ακολουθούν τα αποτελέσματα για το αρχικό κτίριο, θεωρόντας μη ενιαίο κατασκευαστή του κτιρίου, οπότε η τρωτότητα των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής είναι ανεξάρτητη για κάθε στοιχείο (fragility uncorrelated performance groups). Τα Σχήματα 5.12 έως 5.15 παρουσιάζουν τα κόστη αποκατάστασης για κάθε στοιχείο της κατασκευής αναλυτικά για κάθε σενάριο σεισμικής διέγερσης. Η διαφοροποίηση που παρατηρείται σε σχέση με τα αποτελέσματα της ανάλυσης με ενιαίο κατασκευαστή του κτιρίου είναι ότι κατά το σεισμικό σενάριο 1, το μέσο κόστος της επισκευής του κτιρίου ωφείλεται κυρίως στις βλάβες του «κρίσιμου» τοιχίου, ενώ εμφανίζονται επιπλέον βλάβες της εσωτερικής τοιχοποιίας. Επιπροσθέτως, στα αποτελέσματα της εξεταζόμενης ανάλυσης ήδη από το σεισμικό σενάριο 2 εμφανίζονται βλάβες και στα υπόλοιπα τοιχία, αν και το μέσο κόστος επισκευής οφείλεται κυρίως στην εσωτερική και εξωτερική τοιχοποιία.



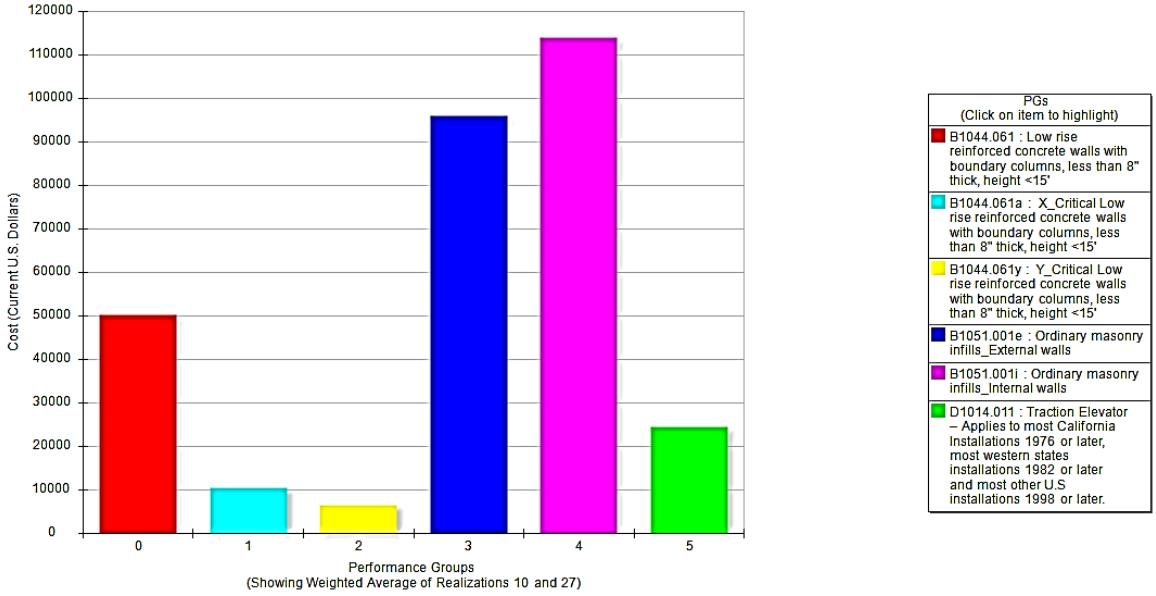
Σχήμα 5.12: Κατανομή κόστους επισκευής του αρχικου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 1 (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)



Σχήμα 5.13: Κατανομή κόστους επισκευής αρχικου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 2 (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)



Σχήμα 5.14: Κατανομή κόστους επισκευής αρχικου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 3 (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)



Σχήμα 5.15: Κατανομή κόστους επισκευής αρχικου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 4 (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)

Ο Πίνακας 5.14 και ο Πίνακας 5.15 παρουσιάζουν το μέσο κόστος επισκευών για κάθε σενάριο σεισμικής διέγερσης. Από τα αποτελέσματά ανάλυσης θεωρώντας τόσο τον ίδιο κατασκευαστή όσο και την ανεξάρτητη κατασκευή των στοιχείων του κτιρίου προκύπτει ένα εύρος κόστους για κάθε σεισμικό σενάριο. Το μέσο κόστος επισκευών που παρουσιάζεται προκύπτει από τη διάμεση τιμή των καμπύλων επιτελεστικότητας κάθε σεναρίου, δηλαδή ανταποκρίνεται στο κόστος επισκευής για 50% πιθανότητα μη υπέρβασης της φασματικής επιτάχυνσης κάθε περίπτωσης. Όπως είναι εμφανές από τα αποτελέσματα και των δύο περιπτώσεων, το μέσο κόστος επισκευής του κτιρίου παραμένει μικρό για σεισμούς με μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης σε σχέση με το κόστος αντικατάστασης της κατασκευής με νέο κτίριο. Για το σεισμικό σενάριο 1 το μέσο κόστος

επισκευής του κτιρίου κυμαίνεται μεταξύ 1.84-1.98%, ενώ για το σεισμικό σενάριο 2 το εύρος κόστους είναι 9.58-9.61%. Παρόλα αυτά, για το σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 έτη το μέσο κόστος επισκευής προσεγγίζει περίπου το 16.21-16.52% του κόστους κατασκευής νέου κτιρίου, ενώ για το σεισμικό σενάριο 3 το μέσο κόστος επισκευής του κτιρίου κυμαίνεται μεταξύ 28.70-30.01% .

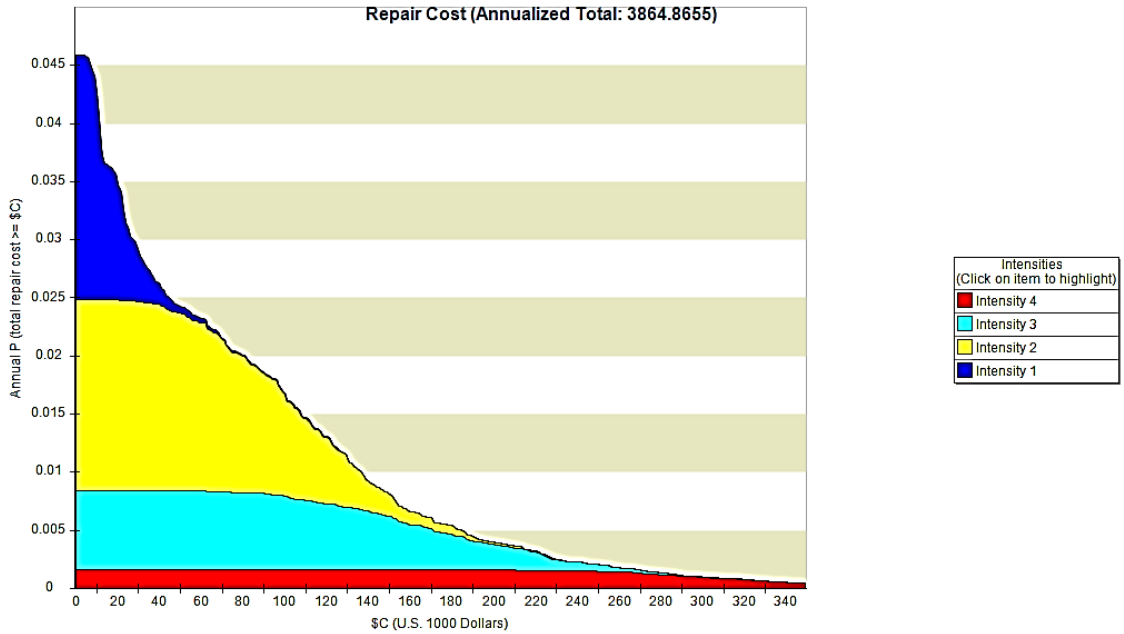
Πίνακας 5.14: Μέσο κόστος επισκευής κτιρίου για κάθε σεισμικό σενάριο (ενιαίος κατασκευάστης)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικού σεναρίου σε 50 έτη	Φασματική επιτάχυνση $Sa(T_x)$ (g) σεισμικού σεναρίου	Μέσο Κόστος επισκευής κτιρίου ($)	Ποσοστό επί του κόστους αντικατάστασης κατασκευής (%)
82.40%	0.093	19333	1.84
50%	0.181	100857	9.58
10%	0.532	170714	16.21
2%	1.131	316000	30.01

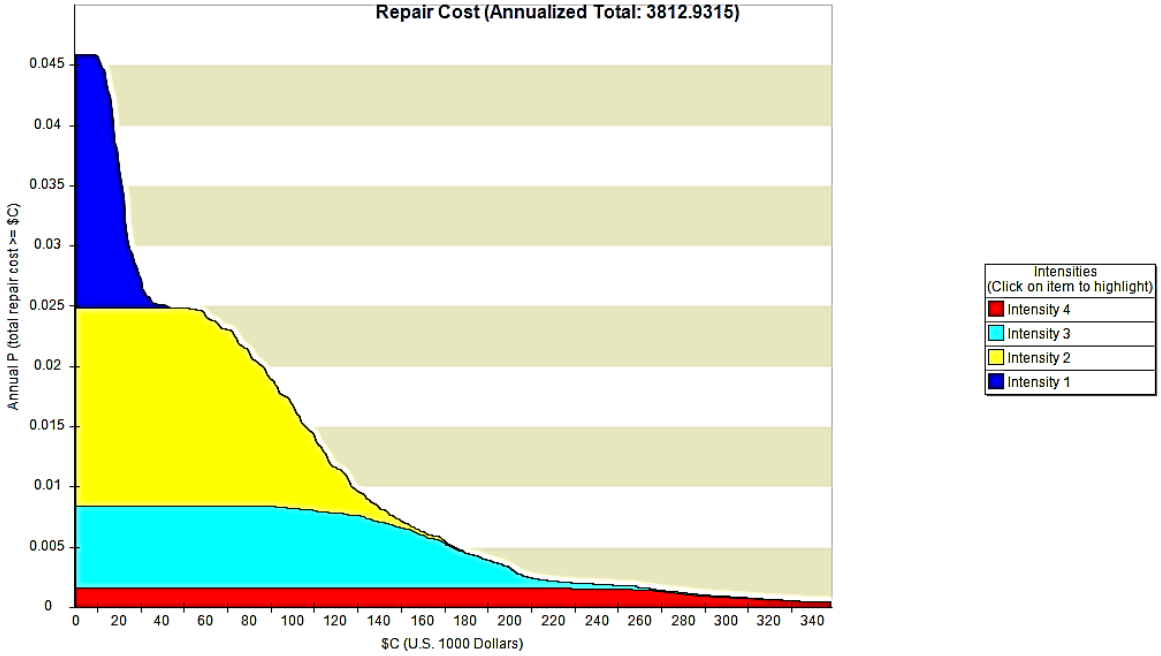
Πίνακας 5.15: Μέσο κόστος επισκευής κτιρίου για κάθε σεισμικό σενάριο (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικού σεναρίου σε 50 έτη	Φασματική επιτάχυνση $Sa(T_x)$ (g) σεισμικού σεναρίου	Μέσο Κόστος επισκευής κτιρίου ($)	Ποσοστό επί του κόστους αντικατάστασης κατασκευής (%)
82.40%	0.093	20818	1.98
50%	0.181	101166	9.61
10%	0.532	174000	16.52
2%	1.131	302222	28.70

Στο Σχήμα 5.16 και στο Σχήμα 5.17 παρουσιάζονται το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής του αρχικού κτιρίου. Από τις δύο εξετάζομενες περιπτώσεις τρωτότητας των στοιχειων του κτιρίου προκύπτει ότι το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής κυμαίνεται μεταξύ 3864.86 $ και 3812.93$. Δεδομένου ότι το κόστος αντικατάστασης του αρχικού κτιρίου με νέο είναι ίσο με 1053000$, το εύρος του ποσοστού του μέσου ετήσιου κόστους επισκευής επί του κόστους αντικατάστασης της κατασκευής κυμαίνεται μεταξύ 0.37-0.38%. Συνεπώς, το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής του αρχικού κτιρίου θεωρείται πολυ μικρό και βιώσιμο καθώς με βάση τα παραπάνω η αξία της κατασκευής λόγω των σεισμικών απωλειών θα μηδενιστεί ύστερα από 263 χρόνια, δηλαδή μετά το πέρας της προσδόκιμης διάρκειας ζωής του κτιρίου (50-70 έτη). Επιπλέον επιβεβαιώνεται ότι τα σεισμικά σενάρια 1 και 2, που αναφέρονται σε σεισμούς με μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης, οδηγούν σε μικρού μεγέθους κόστη. Αντιθέτως, στις μεγαλύτερες τιμές κόστους συμμετέχουν αποκλειστικά τα σενάρια 3 και 4 που ανταποκρίνονται σε σεισμούς με μεγαλύτερη εδαφική επιτάχυνση.



Σχήμα 5.16: Διάγραμμα ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης κόστους επισκευής (ενιαιός κατασκευαστής)



Σχήμα 5.17: Διάγραμμα ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης κόστους επισκευής (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)

5.2.2 Ενισχυμένος φορέας κτιρίου

Ο ενισχυμένος φορέας της κατασκευής περιλαμβάνει τον αρχικό φορέα με την προσθήκη μανδυών σε ορισμένα τοιχώματα όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 4. Συνεπώς, οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της ενισχυμένης κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις είναι οι ίδιες με αυτές της αρχικής κατασκευής εκτός από την κατηγορία των τοιχίων. Για τα τοιχία του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε μία ενιαία κατηγόρια τοιχωμάτων που διαθέτει ψευδο-υποστυλώματα με μικρό λόγο ύψος/μήκος,

μιας και πλέον στον ενισχυμένο φορέα δεν υφίστανται «κρίσιμα» τοιχώματα. Ο Πίνακας 5.16 παρουσιάζει τις ποσότητες των στοιχείων της κατασκεύης που εισήχθησαν στο πρόγραμμα με βάση τις μονάδες υπολογισμού κόστους κάθε κατηγορίας που δείχνει ο πίνακας Πίνακας 5.6.

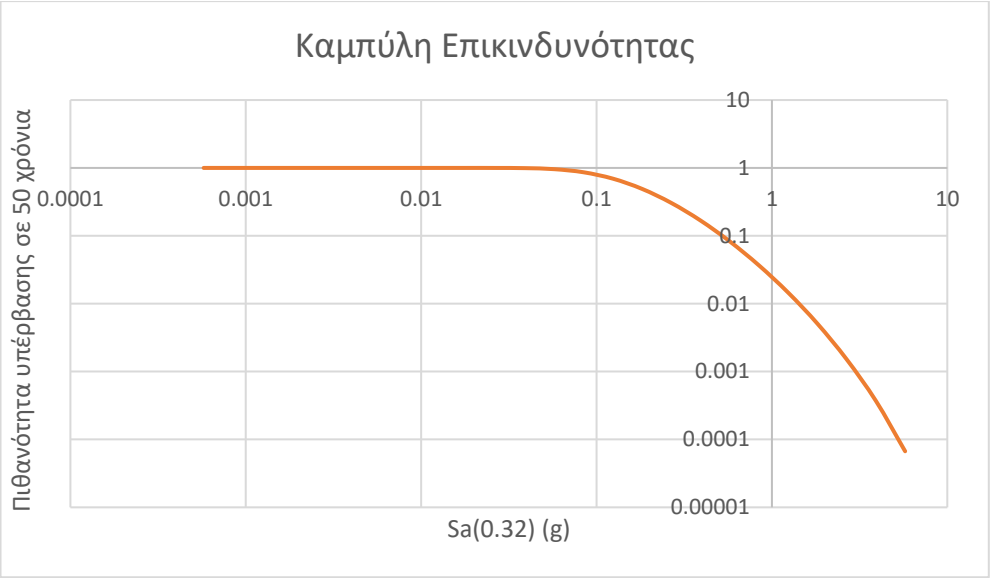
Πίνακας 5.16: Δεδομένα PACT δομικών και μη δομικών στοιχείων ενισχυμένου κτίριου κατά τη διεύθυνση X

Κατηγορία	**Περιγραφή**	**Ποσότητα κατά X**				
		Πυλωτή	**Α όροφος**	**Β όροφος**	**Γ όροφος**	**Δ όροφος**
B1041.001a	ACI 318SMF , Beam one side	12.0	12.0	12.0	12.0	6.0
B1041.001b	ACI 318SMF,Beam both sides	5.0	5.0	5.0	5.0	3.0
B1044.061	Low rise reinforced concrete walls with boundary columns	51.6	54.2	54.2	54.2	35.3
B1051.001	Masonry infills	19.1	19.1	19.1	19.1	10.1
B1051.001e	Exterior walls	12.3	12.9	12.9	12.9	7.9
D2021.011a	Cold or Hot Potable	0.22	0.22	0.22	0.22	0.11
D5012.031a	Distribution Panel	1	1	1	1	1
D1014.011	Truction Elevator	1	0	0	0	0

Πίνακας 5.17: Δεδομένα PACT δομικών και μη δομικών στοιχείων ενισχυμένου κτίριου κατά τη διεύθυνση Y

Κατηγορία	**Περιγραφή**	**Ποσότητα κατά Y**				
		Πυλωτή	**Α όροφος**	**Β όροφος**	**Γ όροφος**	**Δ όροφος**
B1041.001a	ACI 318 SMF , Beam one side	11.0	11.0	11.0	11.0	6.0
B1041.001b	ACI 318SMF,Beam both sides	4.0	4.0	4.0	4.0	3.0
B1044.061	Low rise reinforced concrete walls with boundary columns	69.6	73.1	73.1	73.1	63.0
B1051.001	Masonry infills	11.9	11.9	11.9	11.9	6.7
B1051.001e	Exterior walls	7.5	7.9	7.9	7.9	6.7
D2021.011a	Cold or Hot Potable	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22
D5012.031a	Distribution Panel	1	1	1	1	1
D1014.011	Truction Elevator	1	0	0	0	0

Για την εκτίμηση της βλάβης των στοιχείων του κτίριου ακολούθησε ο υπολογισμός της επιτάχυνσης και της στροφής κάθε ορόφου για τα τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης που περιλαμβάνουν τις πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια, καθώς και την αστοχία του κτιρίου στην κρισιμότερη διεύθυνση. Για το ενισχυμένο κτίριο κρισιμότερη είναι η διεύθυνση X όπου, όπως παρουσιάζει ο Πίνακας 5.4, η διάμεσος τιμή φασματικής επιτάχυνσης για την αστοχία είναι $Sa(T_x=0.32sec)=0.72g$. Η Καμπύλη Σεισμικής Επικινδυνότητας για την Λάρισα από τα δεδομένα βάσης των European Facilities for Earthquake Hazard and Risk (EFEHR) προσαρμοσμένη στην ιδιοπερίοδο $T_x=0.32$ sec και για έδαφος κατηγορίας Γ παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.18.



Σχήμα 5.18: Καμπύλη επικινδυνότητας φορέα ενισχυμένου κτιρίου

Ο Πίνακας 5.18 παρουσιάζει τις τιμές της φασματικής επιτάχυνσης και της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης (Mean Annual Frequency) όπως λήφθηκαν από την Καμπύλη Επικινδυνότητας για τα τέσσερα σενάρια που περιγράφηκαν παραπάνω. Η πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη για τη φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους του κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ είναι ίση με 5.9%. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των τιμών φασματικής επιτάχυνσης που ορίζει ο Πίνακας 5.18 υπολογίστηκε η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (*PGA*) κάθε σεναρίου σεισμικής διέγερσης με βάση τις σχέσεις του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που ορίζονται από τον EC8

Πίνακας 5.18: Φασματική επιτάχυνση και μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης σεισμικών σεναρίων ενισχυμένου κτιρίου

Σενάριο σεισμικής διέγερσης	**Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια**	**M.A.F.**	**Sa (0.32) (g)**	**PGA(g)**
1	50%	0.014	0.181	0.063
2	10%	0.002	0.532	0.185
3	5.9%	0.001	0.75	0.261
4	2%	0.0004	1.131	0.393

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση για κάθε σεισμικό σενάριο με το πρόγραμμα Seismobuild [2022], με σκοπό τον υπολογισμό της μετακίνησης και συνεπώς της στροφής κάθε ορόφου του κτιρίου σε κάθε περίπτωση. Ο Πίνακας 5.19 και ο Πίνακας 5.20 παρουσιάζουν τα αποτελέσματα της στροφής ορόφου στις διευθύνσεις Χ και Υ για κάθε σεισμική διέγερση, όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις με το πρόγραμμα Seismobuild [2022].

Πίνακας 5.19: Αποτελέσματα υπολογισμού στροφής ορόφων ενισχυμένου κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ

Σεναριο	**50%**	**10%**	**5.9%**	**2%**
Όροφος	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου
Δ	0.0016	0.0026	0.0035	0.0064
Γ	0.0016	0.0027	0.0036	0.0064
Β	0.0014	0.0023	0.0034	0.0061
Α	0.0012	0.0020	0.0027	0.0050
Πυλωτή	0.0007	0.0011	0.0015	0.0029

Πίνακας 5.20: Αποτελέσματα υπολογισμού στροφής ορόφων ενισχυμένου κτιρίου κατά τη διεύθυνση Υ

Σεναριο	**50%**	**10%**	**5.9%**	**2%**
Όροφος	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου	Στροφή ορόφου
Δ	0.0003	0.0005	0.0007	0.0012
Γ	0.0006	0.0011	0.0016	0.0012
Β	0.0001	0.0002	0.0003	0.0011
Α	0.0002	0.0003	0.0005	0.0009
Πυλωτή	0.0001	0.0002	0.0003	0.0005

Σχετικά με τον υπολογισμό της επιτάχυνσης κάθε ορόφου, αυτός πραγματοποιήθηκε με βάση τη FEMA P-58 για τις δύο κύριες διευθύνσεις όπου οι ιδιοπερίοδοι του κτηρίου είναι T_x=0.32sec και T_y=0.30sec. Ο Πίνακας 5.21 και ο Πίνακας 5.22 παρουσιάζουν τα αποτελέσματα της επιτάχυνσης ορόφου στις διευθύνσεις Χ και Υ για κάθε σεισμική διέγερση.

Πίνακας 5.21: Αποτελέσματα υπολογισμού επιτάχυνσης ορόφων ενισχυμένου κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ

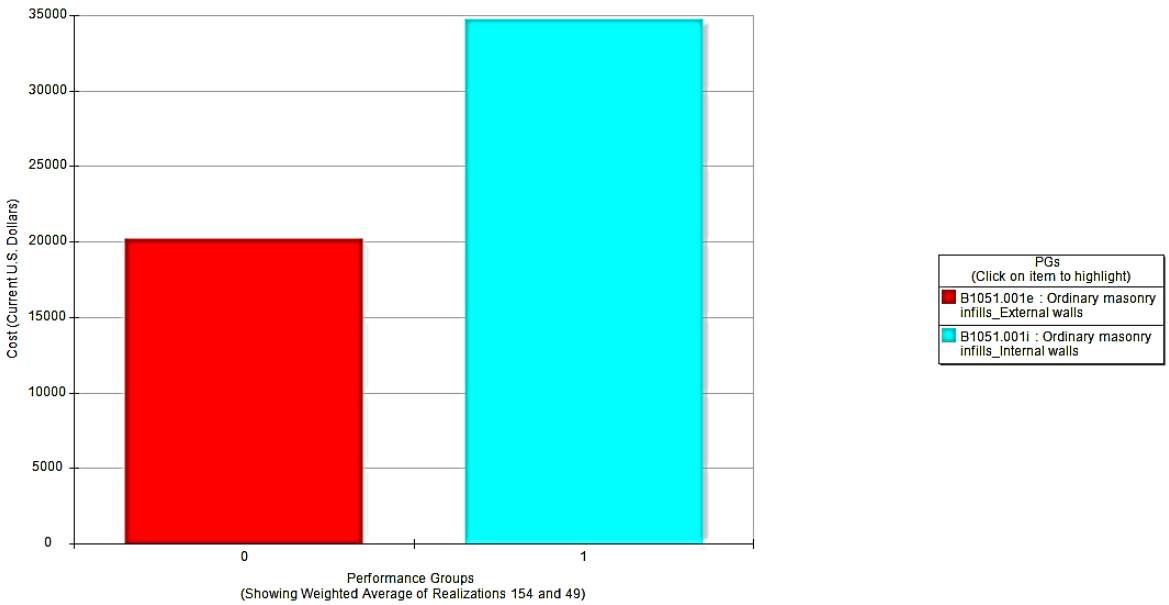
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	**50%**	**10%**	**5.9%**	**2%**
Οροφή	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)
Δ	0.074	0.130	0.392	0.705
Γ	0.064	0.111	0.336	0.604
Β	0.057	0.100	0.302	0.542
Α	0.054	0.094	0.284	0.510
Πυλωτή	0.053	0.093	0.279	0.502
Βάση κτιρίου	0.032	0.057	0.171	0.334

Πίνακας 5.22: Αποτελέσματα υπολογισμού επιτάχυνσης ορόφων ενισχυμένου κτιρίου κατά τη διεύθυνση Υ

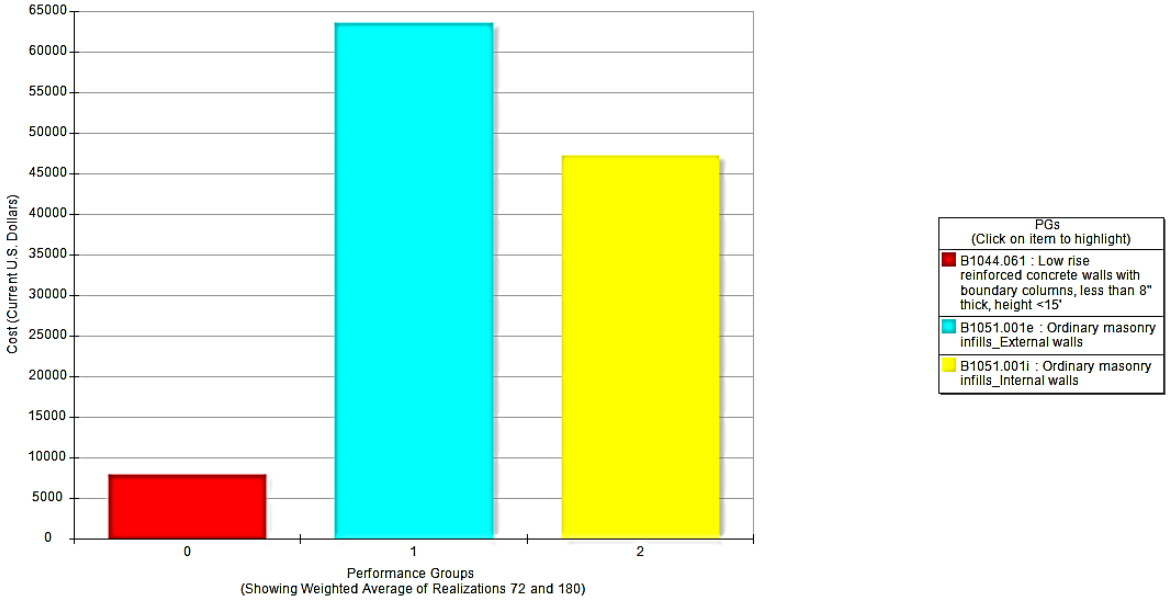
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη	**50%**	**10%**	**5.9%**	**2%**
Οροφή	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)	$\alpha_{ορόφου,x}$ (g)
Δ	0.0743	0.130	0.389	0.692
Γ	0.0637	0.112	0.333	0.593
Β	0.0572	0.100	0.299	0.532
Α	0.0538	0.094	0.281	0.501
Πυλωτή	0.0530	0.093	0.277	0.493
Βάση κτιρίου	0.032	0.057	0.171	0.334

Το λογισμικό «Performance Assessment Calculation Tool» (PACT) προσφέρει αποτελέσματα σχετικά με τις χρηματοοικονομικές απώλειες της κατασκευής. Η αναλύση για το ενισχυμένο κτίριο έχει πραγματοποιήθεί τόσο θεωρώντας ότι τα δομικά και μή δομικά στοιχεία της κατασκευής προέρχονται από τον ίδιο κατασκευαστή όσο και ότι η κατασκευή τους είναι ανεξάρτητη. Τα αποτελέσματα παρατίθενται και για τις δύο περιπτώσεις, ώστε να προκύψει ένα εύρος μέσου κόστους των επισκευών.

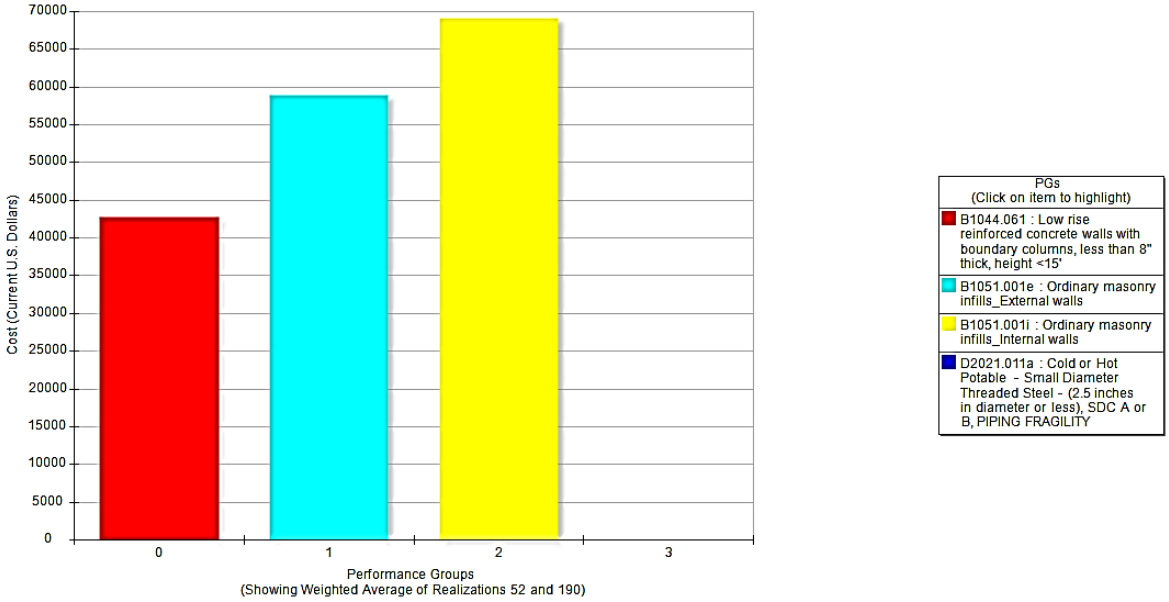
Ακολουθούν τα αποτελέσματα για το ενισχυμένο κτίριο, θεωρώντας ότι τα δομικά και μή δομικά στοιχεία της κατασκευής προέρχονται από τον ίδιο κατασκευαστή , οπότε η τρωτότητα των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής είναι εξαρτημένη μεταξύ των στοιχείων (fragility correlated performance groups). Τα Σχήματα 5.19 έως 5.22 παρουσιάζουν τα κόστη αποκατάστασης κάθε στοιχείου της κατασκευής αναλυτικά για κάθε σενάριο σεισμικής διέγερσης. Στο ενισχυμένο κτίριο κατά το σεισμικό σενάριο 1 το μέσο κόστος της επισκευής του κτιρίου οφείλεται στις βλάβες της εξωτερικής και εσωτερικής τοιχοποιίας. Όσων αφορά τα σεισμικά σενάρια 2, 3 και 4 το μεσό κοστος επισκεύης του κτιρίου σε κάθε περίπτωση οφείλεται κυρίως στις βλάβες της τοιχοποιίας αν και βλάβες στα τοιχία αρχίσουν να εμφανίζονται ήδη από το σεισμικό σενάριο 2.



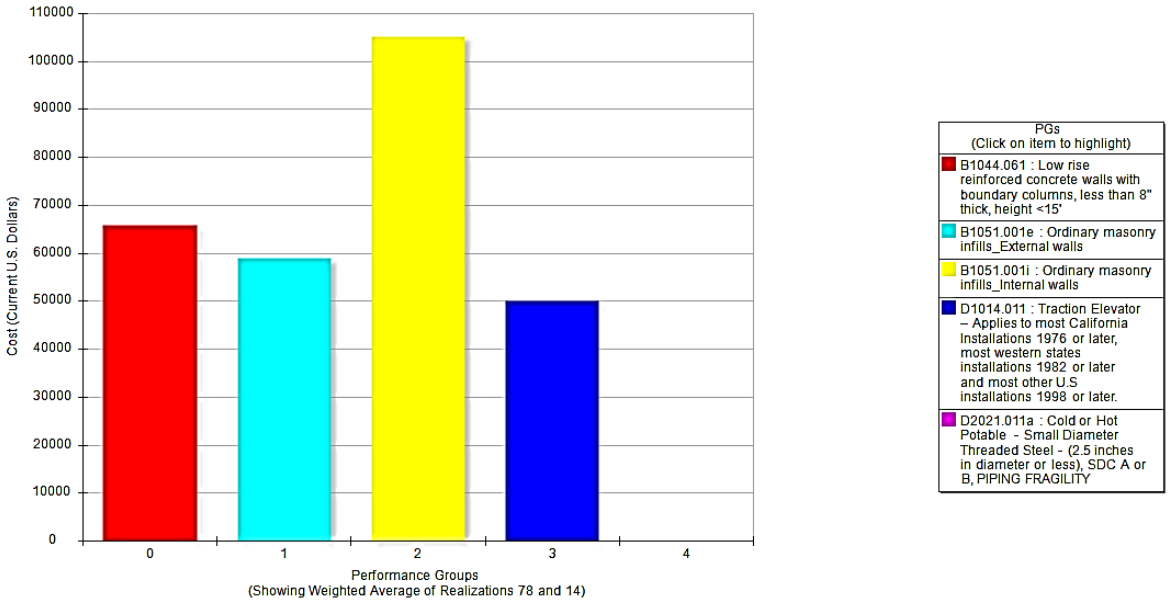
Σχήμα 5.19: Κατανομή κόστους επισκευής ενισχυμένου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 1 (ενιαίος κατασκευάστης)



Σχήμα 5.20: Κατανομή κόστους επισκευής ενισχυμένου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 2 (ενιαίος κατασκευάστης)

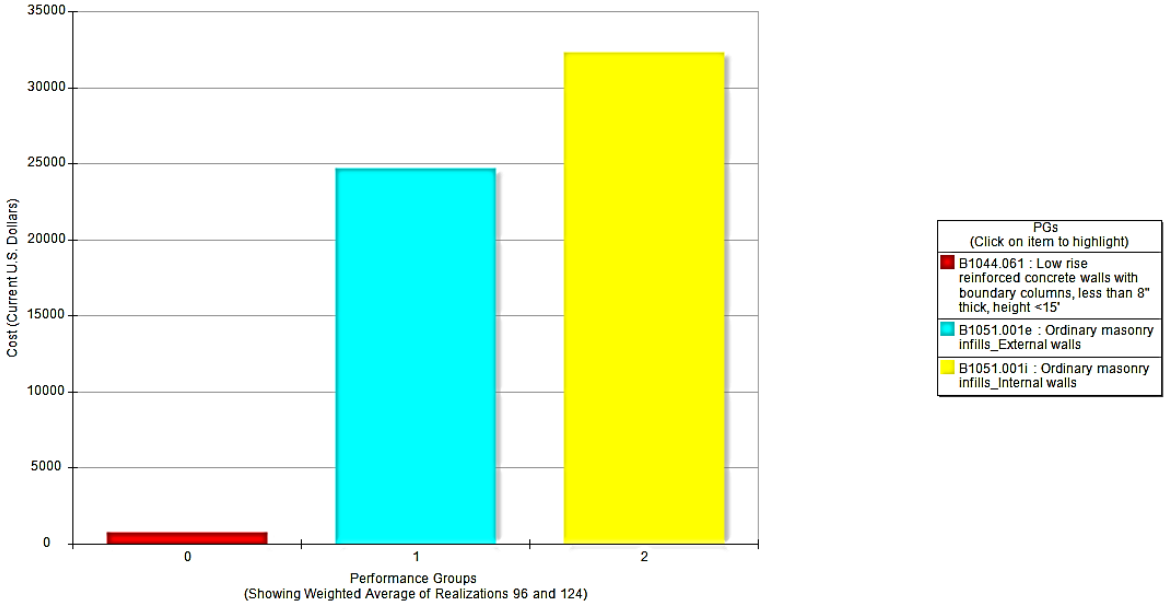


Σχήμα 5.21: Κατανομή κόστους επισκευής ενισχυμένου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 3 (ενιαίος κατασκευάστης)

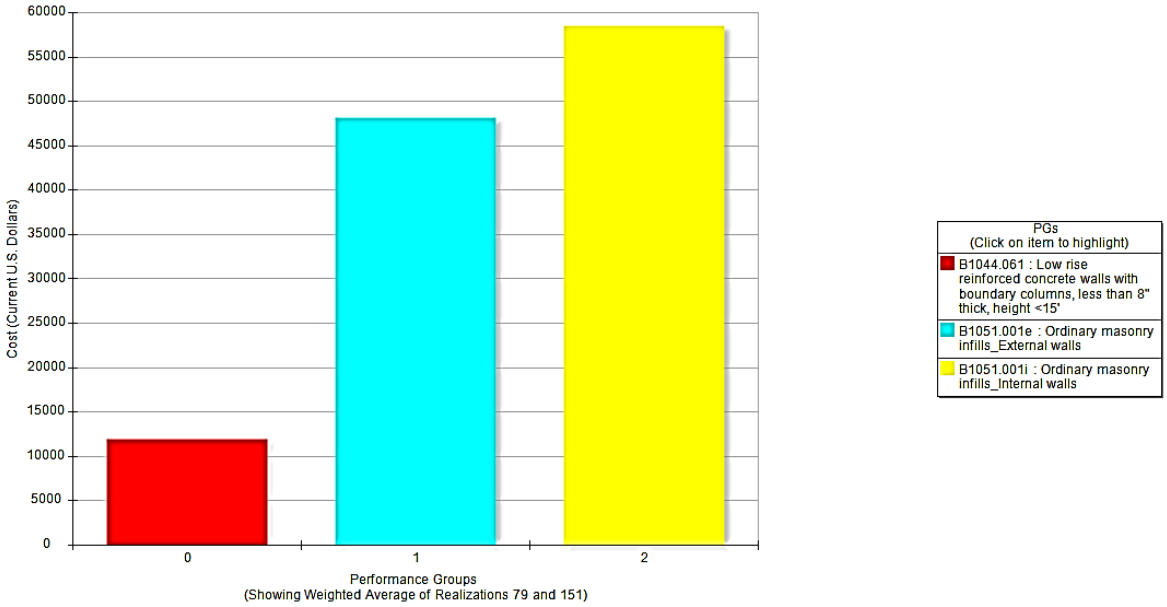


Σχήμα 5.22: Κατανομή κόστους επισκευής ενισχυμένου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 4 (ενιαίος κατασκευάστης)

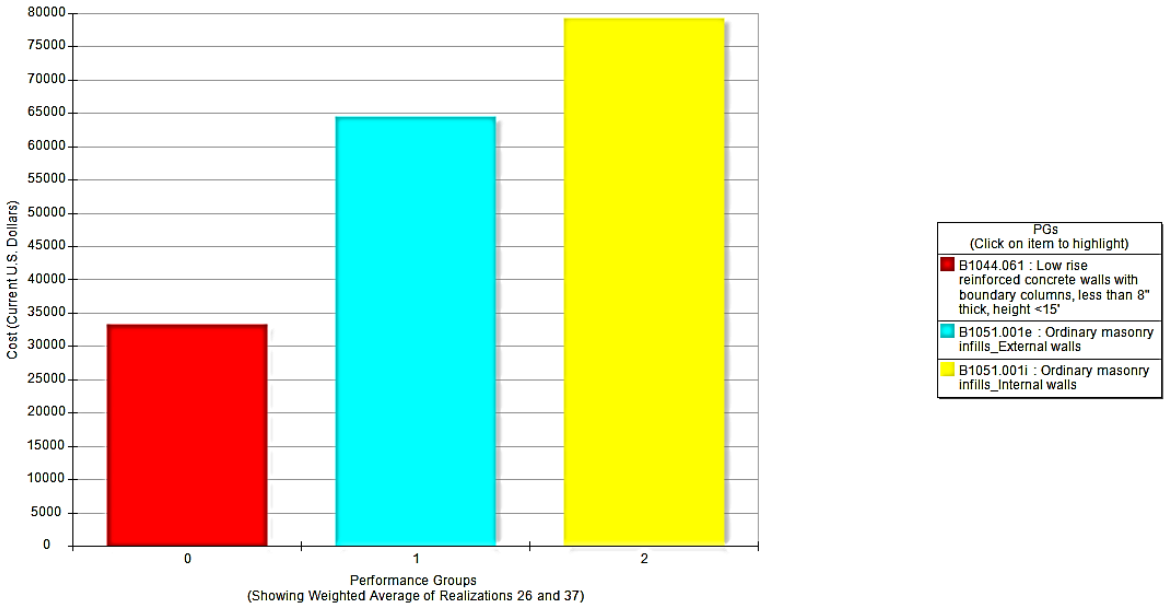
Ακολουθούν τα αποτελέσματα για το ενισχυμένο κτίριο, θεωρόντας μη ενιαίο κατασκευαστή του κτιρίου, οπότε η τρωτότητα των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής είναι ανεξάρτητη για κάθε στοιχείο (fragility uncorrelated performance groups). Τα Σχήματα 5.23 έως 5.26 παρουσιάζουν τα κόστη αποκατάστασης για κάθε στοιχείο της κατασκευής αναλυτικά για κάθε σενάριο σεισμικής διέγερσης. Η διαφοροποίηση που παρατηρείται σε σχέση με τα αποτελέσματα της ανάλυσης με ενιαίο κατασκευαστή του κτιρίου είναι ότι κατά το σεισμικό σενάριο 1, το μέσο κόστος της επισκευής του κτιρίου ωφείλεται οχί μόνο στις βλάβες της εσωτερικής και εξωτερικής τοιχοποιίας αλλά και στις βλάβες των τοιχίων. Στα σεισμικά σενάρια 2, 3 και 4 παρατηρούνται παρόμοια αποτελέσματα με την περίπτωση ανάλυσης για ενιαίο κατασκευαστή.



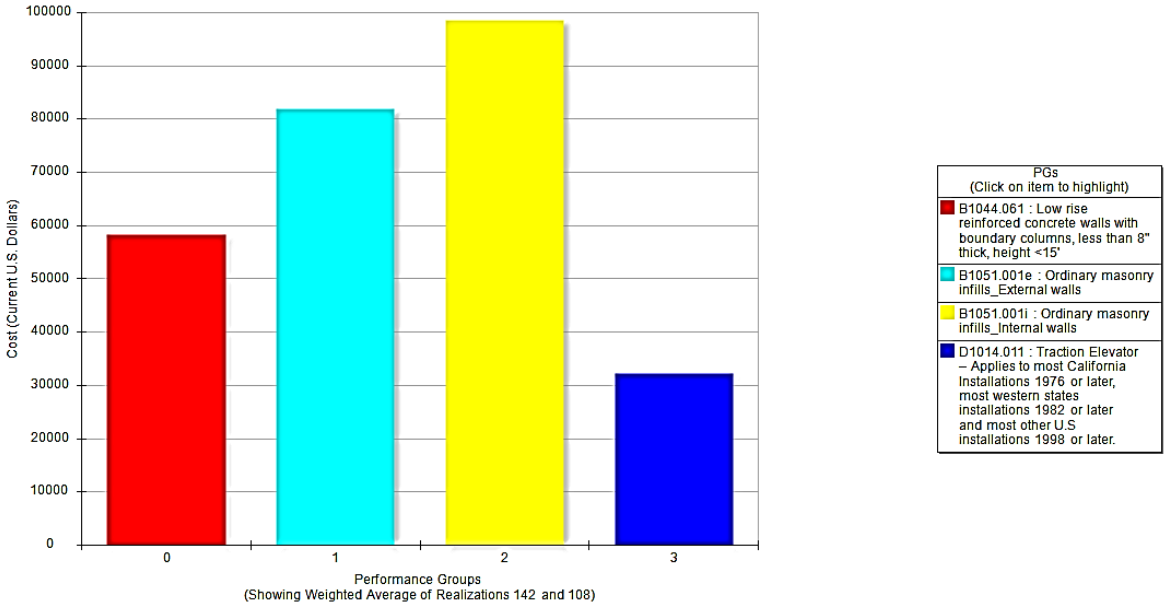
Σχήμα 5.23: Κατανομή κόστους επισκευής του ενισχυμένου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 1 (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)



Σχήμα 5.24: Κατανομή κόστους επισκευής του ενισχυμένου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 2 (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)



Σχήμα 5.25: Κατανομή κόστους επισκευής του ενισχυμένου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 3 (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)



Σχήμα 5.26: Κατανομή κόστους επισκευής του ενισχυμένου κτιρίου, σεισμικό σενάριο 4 (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)

Ο Πίνακας 5.23 και ο Πίνακας 5.24 παρουσιάζουν το μέσο κόστος επισκευών για κάθε σενάριο σεισμικής διέγερσης. Το μέσο κόστος επισκευών που παρουσιάζεται προκύπτει από τη διάμεση τιμή των καμπύλων επιτελεστικότητας κάθε σεναρίου, δηλαδή ανταποκρίνεται στο κόστος επισκευής για 50% πιθανότητα μη υπέρβασης της φασματικής επιτάχυνσης κάθε περίπτωσης. Όπως είναι εμφανές από τα αποτελέσματα, το μέσο κόστος επισκευής του κτιρίου στην περίπτωση σεισμών με πιθανότητα εμφάνισης 50% και 10% σε 50 έτη είναι πολύ μικρότερο σε σχέση με το αντίστοιχο κόστος του αρχικού κτιρίου. Για το σεισμικό σενάριο 1 το μέστο κόστος επισκευής του κτιρίου κυμαίνεται μεταξύ 5.22-5.49%, ενώ για το σεισμικό σενάριο 2 που αφορά το σεισμό σχεδιασμού (πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 έτη) το εύρος κόστους είναι 11.27-11.30%. Για το σεισμικό σενάριο εμφάνισης της πρώτης διατμητικής αστοχίας στο ενισχυμένο κτίριο το μέσο κόστος επισκευής προσεγγίζει περίπου το 16.24-16.84% του κόστους κατασκευής νέου κτιρίου, ενώ τέλος, για το σεισμικό σενάριο 4 το μέσο κόστος επισκευής του κτιρίου κυμαίνεται μεταξύ 25.77-26.59.

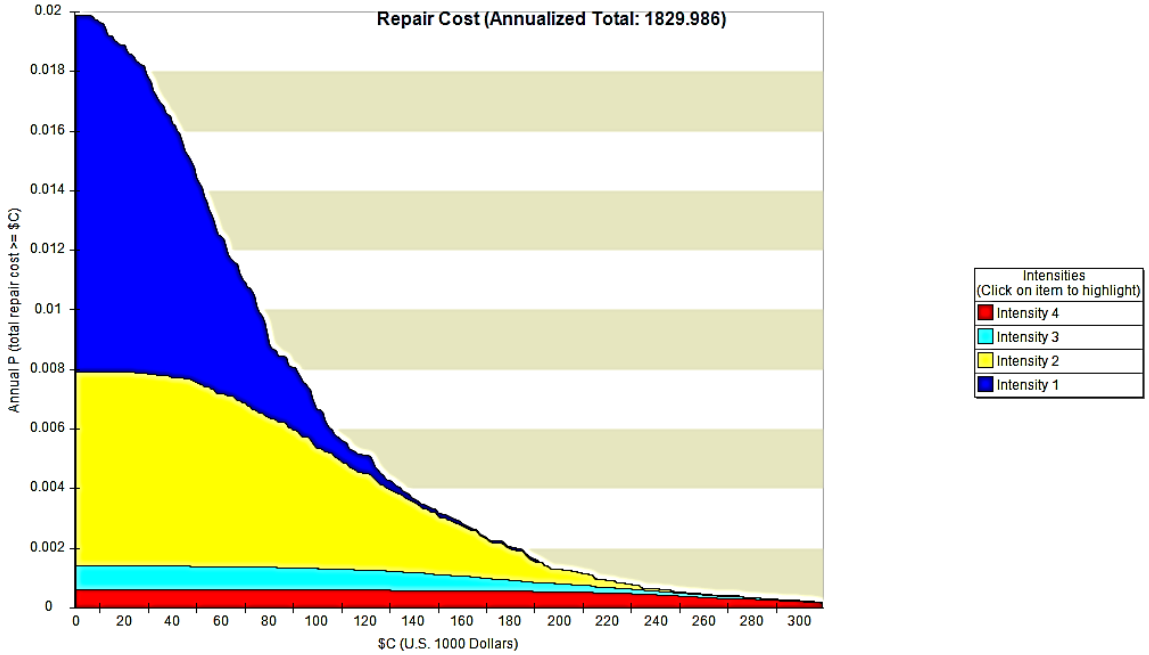
Πίνακας 5.23: Μέσο κόστος επισκευής ενισχυμένου κτιρίου για κάθε σεισμικό σενάριο (ενιαίος κατασκευάστης)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικού σεναρίου σε 50 έτη	Φασματική επιτάχυνση $Sa(T_x)$ (g) σεισμικού σεναρίου	Μέσο κόστος επισκευής κτιρίου ($)	Ποσοστό επί του κόστους αντικατάστασης κατασκευής (%)
50%	0.181	55000	5.22
10%	0.532	119000	11.30
5.9%	0.750	171000	16.24
2%	1.131	280000	26.59

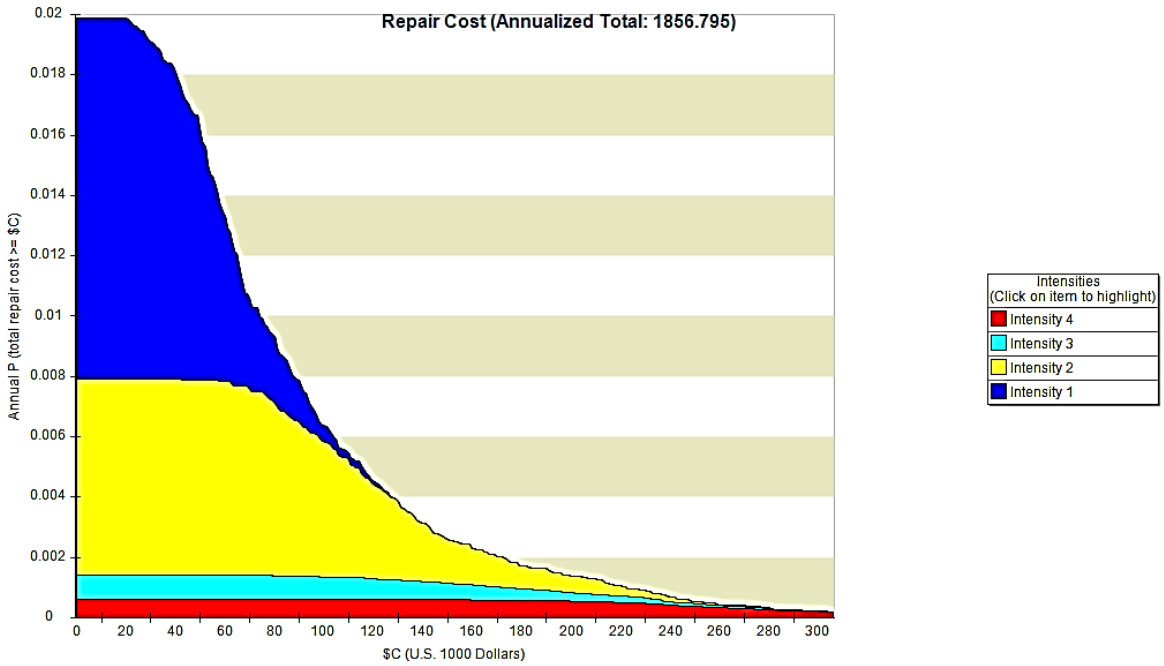
Πίνακας 5.24: Μέσο κόστος επισκευής ενισχυμένου κτιρίου για κάθε σεισμικό σενάριο (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικού σεναρίου σε 50 έτη	Φασματική επιτάχυνση $Sa(T_x)$ (g) σεισμικού σεναρίου	Μέσο κόστος επισκευής κτιρίου ($)	Ποσοστό επί του κόστους αντικατάστασης κατασκευής (%)
50%	0.181	57833	5.49
10%	0.532	118666	11.27
5.9%	0.75	177333	16.84
2%	1.131	271333	25.77

Στο Σχήμα 5.27 και στο Σχήμα 5.28 παρουσιάζονται το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής του ενισχυμένου κτιρίου. Από τις δύο εξετάζομενες περιπτώσεις τρωτότητας των στοιχείων του κτιρίου προκύπτει ότι το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής κυμαίνεται μεταξύ 1829.98$ και 1856.79$. Δεδομένου ότι το κόστος αντικατάστασης του αρχικού κτιρίου με νέο είναι ίσο με 1053000$, το εύρος του ποσοστού του μέσου ετήσιου κόστους επισκευής επί του κόστους αντικατάστασης της κατασκευής κυμαίνεται μεταξύ 0.17-0.18% . Συνεπώς, το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής του ενισχυμένου κτιρίου θεωρείται αισθητά μειωμένο σε σχέση με το αντίστοιχο του αρχικού κτιρίου, καθώς με βάση τα παραπάνω η αξία της ενισχυμένης κατασκευής λόγω των σεισμικών απωλειών θα μηδενιστεί ύστερα από 588 χρόνια.



Σχήμα 5.27: Διάγραμμα ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης κόστους επισκευής ενισχυμένου κτιρίου (ενιαιός κατασκευαστής)



Σχήμα 5.28: Διάγραμμα ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης κόστους επισκευής ενισχυμένου κτιρίου (ανεξάρτητοι κατασκευαστές)

5.2.3 Σύνοψη αποτελεσμάτων

Στο υπό μελέτη κτίριο αναμένεται μικρό κόστος επισκευών για σεισμικές διεγέρσεις μικρής έντασης με πιθανότητα εμφάνισης μεγαλύτερη από 50% σε 50 έτη. Παρόλα αυτά, στην περίπτωση εμφάνισης πιο σπάνιων σεισμικών διεγέρσεων το μέσο κόστος επισκευής της κατασκευής αυξάνεται. Για το σεισμό σχεδιασμού (πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη) το κόστος επισκευών είναι ίσο περίπου με 170,000$ που ισοδυναμεί με το 16% του κόστους αντικατάστασης με νέο κτίριο. Για το σεισμικό σενάριο με πιθανότητα εμφάνισης 2% σε 50 έτη, το οποίο αφορά πολύ ισχυρή σεισμική διέγερση, το μέσο κόστος επισκευών κυμαίνεται στο 30%. Το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής του κτιρίου αντιστοιχεί σε πολύ μικρο ποσοστό (0.38%) του κόστους αντικατάστασης με νέο. Βέβαια, πρέπει να σημειωθεί ότι τα παραπάνω αποτελέσματα κόστους αποτελούν μια αισιόδοξη οπτική για κάθε σεισμικό σενάριο. Αυτό προκύπτει επειδή η πρώτη διατμητική αστοχία τοιχίου του κτιρίου εμφανίζεται κατά το σεισμό με πιθανότητα εμφάνισης 82.4% σε 50 έτη και και συνεπώς για πιο σπάνιους σεισμούς η συμπεριφορά του κτιρίου αποτελεί μια υπόθεση από το πρόγραμμα που πραγματοποιήθηκε η ανελαστική στατική ανάλυση το Seismobuild [2022]. Τα δεδομένα επιτάχυνσης και στροφής ορόφου που ορίστηκαν στο PACT για τα σεισμικά σενάρια 2,3 και 4 του μη ενισχυμένου κτιρίου προκύπτουν από μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover analysis) που λαμβάνουν υπόψιν τα δομικά μέλη ακόμη και μετά την αστοχία τους. Συνεπώς, πρόκειται για μια αισιόδοξη οπτική μιας και δεν εξασφαλίζεται η στατική επάρκεια του κτιρίου για σεισμούς πιο σπάνιους από 82.4% σε 50 έτη .

Στην περίπτωση του ενισχυμένου κτιρίου το μέσο κόστος των επισκευών είναι μικρότερο σε σχέση με το αρχικό κτίριο για συχνούς σεισμούς με πιθανότητα εμφάνισης μεγαλύτερη από 50% σε 50 έτη. Μάλιστα επιτυγχάνεται μείωση περίπου 50% του μέσου ετήσιου κόστους επισκευών. Το μέσο κόστος επισκευής στην περίπτωση σεισμών με πιθανότητα εμφάνισης μικρότερη από 10% σε 50 έτη παρουσιάζει μείωση σε σχέση με το

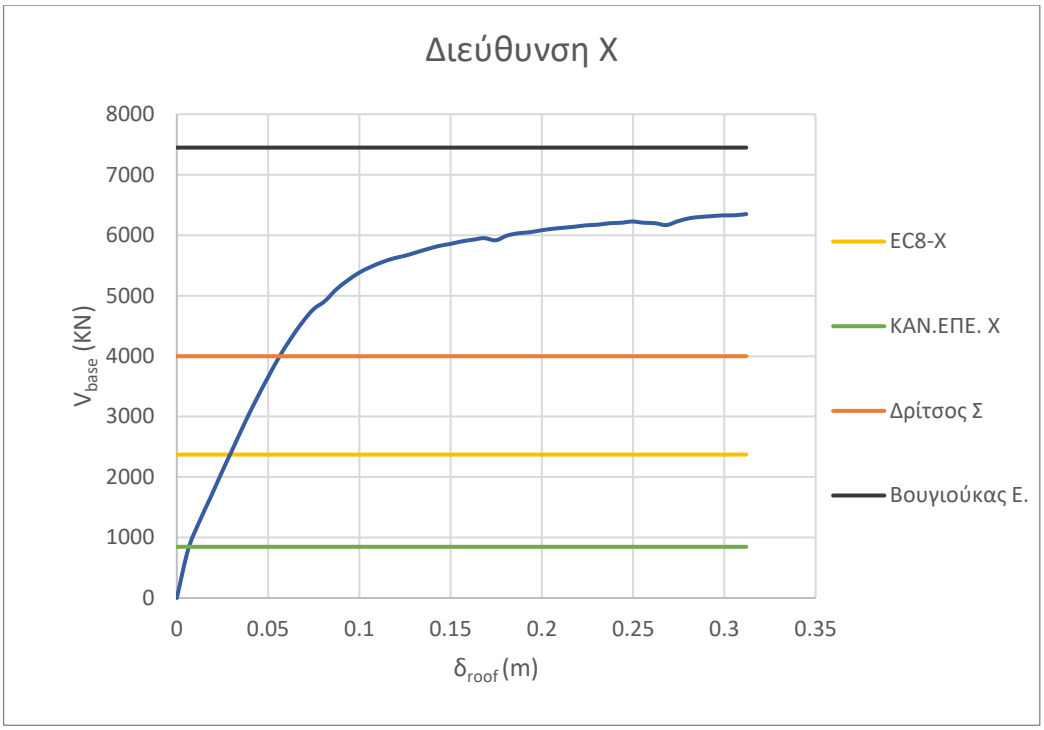
αρχικό κτίριο. Βέβαια, στην περίπτωση του ενισχυμένου κτιρίου οι πρώτη διατμητική αστοχία τοιχίου προκύπτει για σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 5.9% σε 50 έτη και τα αποτελέσματα των μη γραμμικών στατικών αναλύσεις που ορίστηκαν ως δεδομένα στο PACT αποτελούν μια λογική πραγματικότητα. Συνεπώς, τα αποτελέσματα μέσου κόστους επισκευής του ενισχυμένου κτιρίου αποτελούν μέχρι και το σεισμικό σενάριο πρώτης αστοχίας τοιχίου στην κατασκευή μια ρεαλιστική εκτίμηση σε αντίθεση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του αρχικού κτιρίου. Τελικώς, η ενίσχυση της κατασκευής εξασφαλίζει τη στατική επάρκεια του κτιρίου σε σεισμούς με πιθανότητα εμφάνισης μεγαλύτερη από 5.9% σε 50 έτη, διατηρώντας το μέσο κόστος επισκευής της κατασκευής σε χαμηλό επίπεδο.

6 Συμπεράσματα

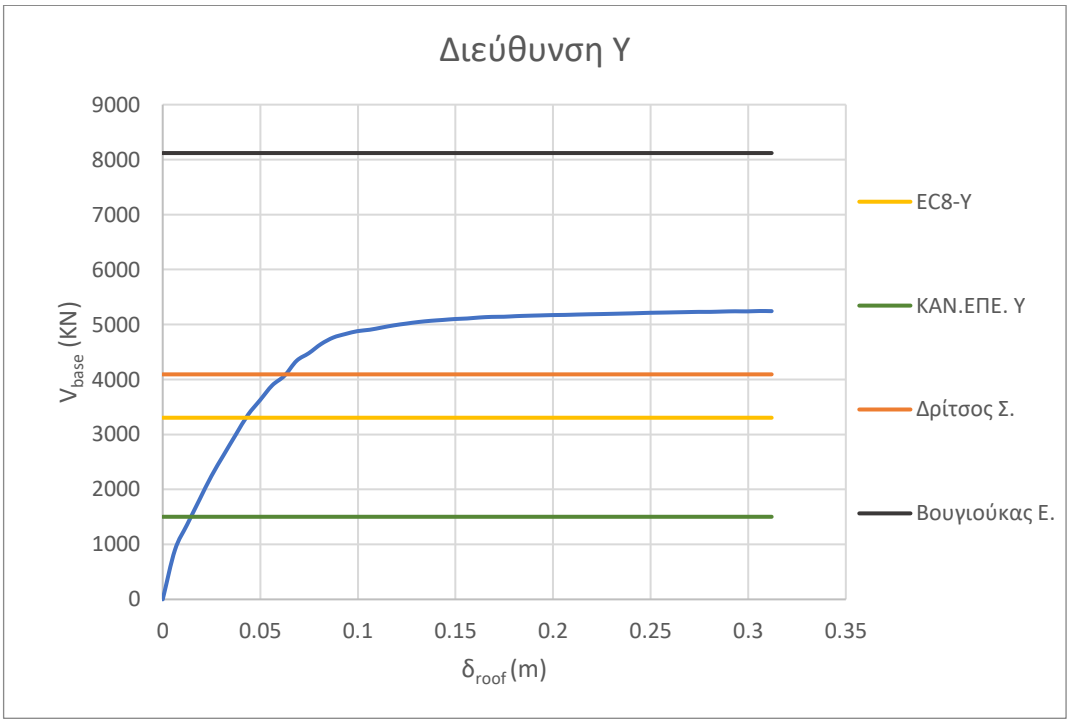
Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία παρουσιάστηκε η εφαρμογή του Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου, δύο προτεινόμενων Δευτεροβάθμιων Προσεισμικών Ελέγχων και του Τριτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου που περιλαμβάνει τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και τον Ευροκώδικα 8, Μέρος 3. Ύστερα από την εφαρμογή των παραπάνω σε ένα τετραώροφο υφιστάμενο κτίριο με πυλωτή και υπόγειο στη Λάρισα προέκυψαν κάποια συμπεράσματα και παρατηρήσεις που παρουσιάζονται συνοπτικά παρακάτω:

- Σύμφωνα με το τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία Υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου και είναι απαραίτητος ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Ελεγχος.
- Διαπιστώθηκε οτι υπάρχει μεγάλη διακύμανση των αποτελεσμάτων των μεθοδολογιών του Δευτεροβάθμιου και Τριτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου, εξαιτίας του διαφορετικού τρόπου εκτίμησης της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου.
- Τα πιο συντηρητικά αποτελέσματα προκύπτουν στην ανάλυση του κτιρίου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπου η πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους σε κύρια διεύθυνση συμβαίνει για σεισμική διέγερση με τιμή μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (*PGA*) ίση με το 12.5% της απαίτουμενης από τους σύγχρονους κανονισμούς.
- Η πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου μέλους συμβαίνει στα ίδια τοιχία σε κάθε κύρια διεύθυνση τόσο με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και με τον EC8, Μέρος 3. Πρόκειται για τοιχία αρκετά πιο δύσκαμπτα σε σχέση με τα υπόλοιπα στην αντίστοιχη κύρια διεύθυνση, τα οποία αναλαμβάνουν ανισοβαρώς περισσότερη τέμνουσα, με αποτέλεσμα η διατμητική αστοχία τους να επέρχεται σε μικρές τιμές σεισμικών φορτίων.
- Όσον αφορά τους Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους, η μέθοδος του κ. Δρίτσου Σ. υπολογίζει την αντίσταση του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης λαμβάνοντας υπόψη παράγοντες που δυσχαιραίνουν της σεισμική αντίσταση του κτιρίου και για αυτό καταλήγει σε τιμές πολύ μικρότερες σε σχέση με τη μέθοδο του κ. Βιουγιούκα η οποία αγνοεί τέτοιους παράγοντες.

Στα Σχήματα 6.1 και 6.2 παρουσιάζεται για κάθε κύρια διεύθυνση η καμπύλη ικανότητας και οι τιμές της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής σε όρους τέμνουσα βάσης σύμφωνα με τις διάφορες μεθόδους.



Σχήμα 6.1: Απεικόνιση σεισμικής ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Χ

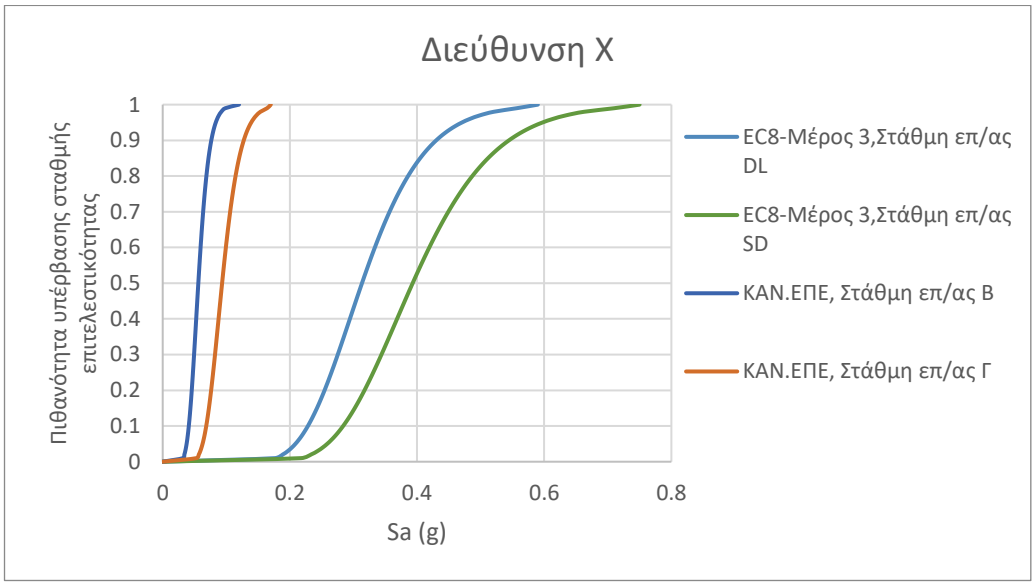


Σχήμα 6.2: Απεικόνιση σεισμικής ικανότητας σε όρους τέμνουσας βάσης κατά τη διεύθυνση Υ

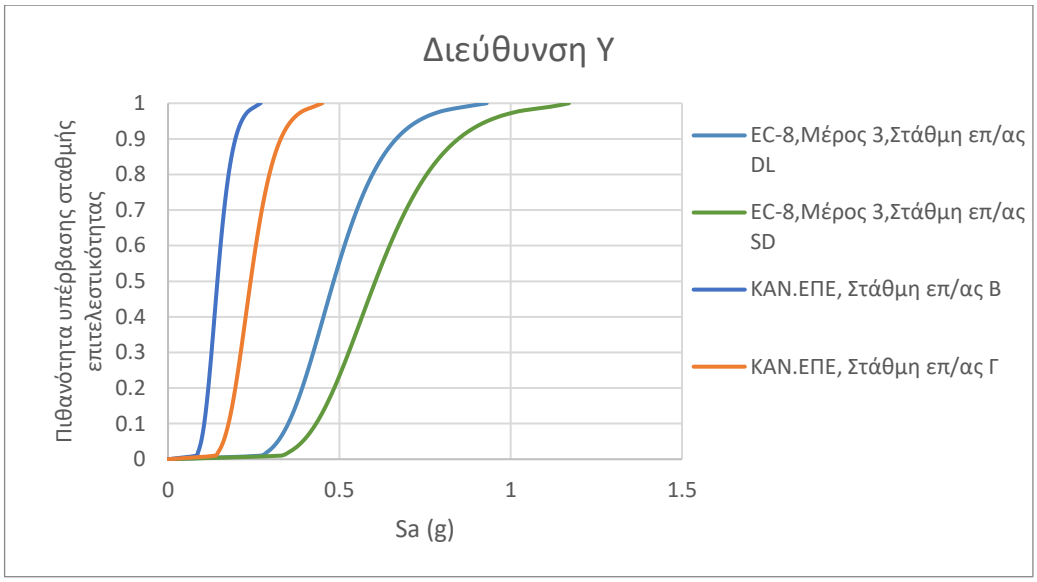
Ύστερα από τους προσεισμικούς ελέγχους προτάθηκε αντισεισμική ενίσχυση ορισμένων τοιχίων με μανδύες σκυροδέματος. Τα μέτρα ενίσχυσης εφαρμόστηκαν στην πυλωτή, στον Α όροφο, στο Β όροφο και σε ένα τοιχίο του Γ ορόφου. Με τα προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσης το κτίριο ανταποκρίθηκε στις σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις για

την περιοχή της Λάρισας, όπου ο σεισμός σχεδιασμού χαρακτηρίζεται από μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (*PGA*) ίση με 0.24g.

Ωστόσο, ο σεισμός είναι ένα πιθανοτικό ζήτημα και ο υπολογισμός των καμπύλων τρωτότητας αποτελεί μια χρήσιμη προσέγγιση για επιπλέον πληροφορίες σε σχέση με την υπέρβαση μιας στάθμης επιτελεστικότητας του κτιρίου. Για το σκοπό αυτό έγινε χρήση του λογισμικού SPO2FRAG, το οποίο χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover analysis) υπολογίζει τις καμπύλες τρωτότητας για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας. Ο υπολογισμός αυτός επιτυγχάνεται με τη θεώρηση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή της κατασκευής και μέσω του αλγόριθμου SPO2IDA δημιουργούνται οι καμπύλες μιας προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA), που αφορούν τις τιμές φασματικής επιτάχυνσης *(Sa(T))* συναρτήσει της στροφής οροφής κορυφής (ϑ_{roof}). Στα Σχήματα 6.3 και 6.4 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας του αρχικού φορέα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε σχέση με τον EC8-Μέρος 3, όπως υπολογίστηκαν από το λογισμικό SPO2FRAG για τις στάθμες επιτελεστικότας. Από τα διαγράμματα είναι εμφανής ο συντηρητισμός του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και η εκτίμηση ανθεκτικότερης συμπεριφοράς του κτιρίου έπειτα από την ανάλυση της στατικής του επάρκειας σύμφωνα με τον EC8-Μέρος 3.

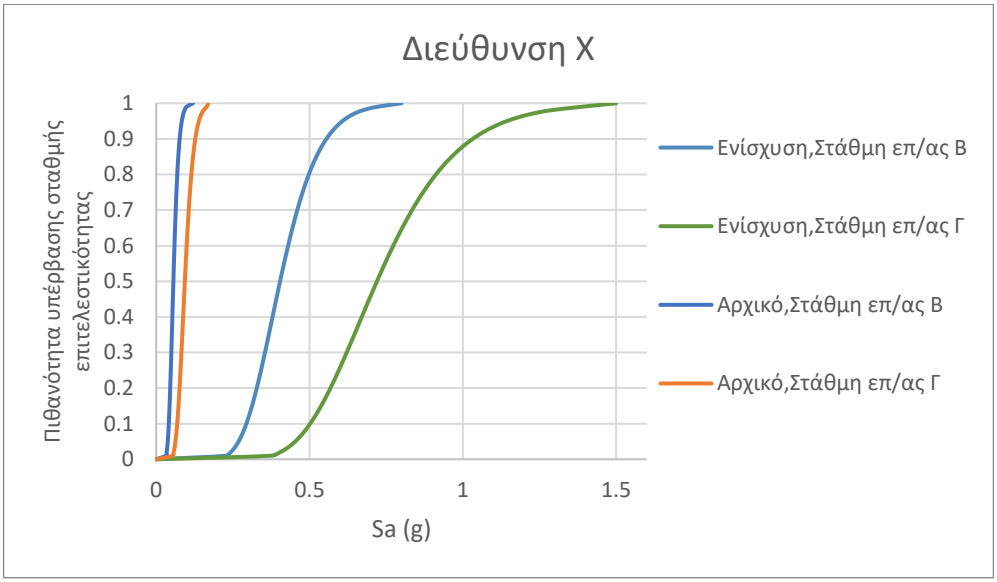


Σχήμα 6.3: Καμπύλες τρωτότητας αρχικού φορέα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-Μέρος 3 κατά τη διεύθυνση X

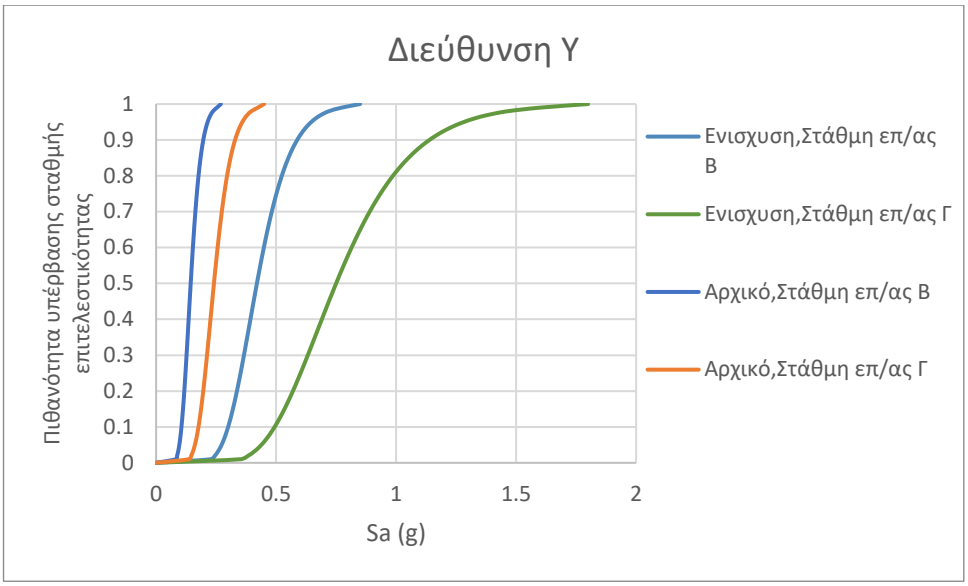


Σχήμα 6.4: Καμπύλες τρωτότητας αρχικού φορέα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-Μέρος 3 κατά τη διεύθυνση Y

Στα Σχήματα 6.5 και 6.6 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας του ενισχυμένου φορέα σε σχέση με τον αρχικό, όπως υπολογίστηκαν από το λογισμικό SPO2FRAG για τις στάθμες επιτελεστικότας Β και Γ με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Από τα διαγράμματα είναι εμφανής η βελτίωση που παρατηρείται στη συμπεριφορά του κτιρίου έπειτα από την ενίσχυση υπαρχόντων τοιχίων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 6.5: Καμπύλες τρωτότητας αρχικού και ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 6.6: Καμπύλες τρωτότητας αρχικού και ενισχυμένου φορέα καά τη διεύθυνση Y

Σχετικά με την οικονομικοτεχνική αποτίμηση των απωλειών της κατασκευής τα κύρια συμπεράσματα που προέκυψαν είναι τα ακόλουθα:

a. Για τον μη ενισχυμένο φορέα του κτιρίου:
   - Το μεγαλύτερο μέρος του μέσου κόστους επισκευών ωφείλεται στις βλάβες της εσωτερικής και εξωτερικής τοιχοποιίας, καθώς επίσης και στα «κρίσιμα» τοιχία κάθε κύριας διεύθυνσης.
   - Στο υπό μελέτη κτίριο αναμένεται μικρό κόστος επισκευών για σεισμικές διεγέρσεις μικρής έντασης με πιθανότητα εμφάνισης μεγαλύτερη από 50% σε 50 έτη.
   - Στην περίπτωση εμφάνισης πιο σπάνιων σεισμικών διεγέρσεων το μέσο κόστος επισκευής της κατασκευής αυξάνεται. Για το σεισμό σχεδιασμού (πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη) το κόστος επισκευών είναι ίσο περίπου με 170,000$ που ισοδυναμεί με το 16% του κόστους αντικατάστασης με νέο κτίριο. Για το σεισμικό σενάριο με πιθανότητα εμφάνισης 2% σε 50 έτη το μέσο κόστος επισκευών κυμαίνεται στο 30% του κόστους αντικατάστασης του κτιρίου.
   - Το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής του κτιρίου αντιστοιχεί σε πολύ μικρο ποσοστό (0.38%) του κόστους αντικατάστασης με νέο.

b. Για τον ενισχυμένο φορέα του κτιρίου:
   - Το μέσο κόστος των επισκευών είναι περίπου το μισό σε σχέση με το αρχικό κτίριο για συχνούς σεισμούς με πιθανότητα εμφάνισης μεγαλύτερη από 50% σε 50 έτη.
   - Το μέσο κόστος επισκευής στην περίπτωση του σεισμού σχεδιασμού (πιθανότητα υπέρβασης ίση με 10% σε 50 έτη) το κόστος επισκευών είναι ίσο με 119,000$ που ισοδυναμεί με το 11% του κόστους αντικατάστασης με νέο κτίριο, δηλαδή παρουσιάζει μείωση σε σχέση με το αρχικό κτίριο. Για το σεισμικό σενάριο με πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 έτη το μέσο κόστος επισκευών κυμαίνεται στο 26% του κόστους αντικατάστασης του κτιρίου.
   - Το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής του κτιρίου αντιστοιχεί σε πολύ μικρό ποσοστό (0.18%) του κόστους αντικατάστασης με νέο.

Βέβαια, πρέπει να σημειωθεί ότι τα παραπάνω αποτελέσματα κόστους για το μη ενισχυμένο κτίριο αποτελούν μια αισιόδοξη οπτική για κάθε σεισμικό σενάριο, ενώ για το ενισχυμένο κτίριο αποτελούν μια λογική πραγματικότητα. Αυτό προκύπτει επειδή η πρώτη διατμητική αστοχία τοιχίου του μη ενισχυμένου κτιρίου εμφανίζεται κατά το σεισμό με πιθανότητα εμφάνισης 82.4% σε 50 έτη και συνεπώς για πιο σπάνιους σεισμούς η συμπεριφορά του κτιρίου αποτελεί μια υπόθεση από το πρόγραμμα που πραγματοποιήθηκε η ανελαστική στατική ανάλυση το Seismobuild [2022]. Το παραπάνω προκύπτει καθώς τα δεδομένα επιτάχυνσης και στροφής ορόφου που ορίστηκαν στο PACT για τα σεισμικά σενάρια 2,3 και 4 του μη ενισχυμένου κτιρίου προκύπτουν από μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover analysis) που λαμβάνουν υπόψιν τα δομικά μέλη ακόμη και μετά την αστοχία τους. Συνεπώς, το μέσο κόστος επισκευής του κτιρίου εκτιμάται για συχνούς σεισμούς μικρό, παρόλα αυτά πρόκειται για μια αισιόδοξη οπτική μιας και δεν εξασφαλίζεται η στατική επάρκεια του κτιρίου για σεισμούς πιο σπάνιους από 82.4% σε 50 έτη. Αντιθέτως, στην περίπτωση του ενισχυμένου κτιρίου οι πρώτη διατμητική αστοχία τοιχίου προκύπτει για σεισμική διέγερση με πιθανότητα εμφάνισης 5.9% σε 50 έτη και τα αποτελέσματα των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων που ορίστηκαν ως δεδομένα στο PACT αποτελούν μια λογική πραγματικότητα. Συνεπώς, τα αποτελέσματα μέσου κόστους επισκευής του ενισχυμένου κτιρίου αποτελούν μέχρι και το σεισμικό σενάριο πρώτης αστοχίας τοιχίου στην κατασκευή μια ρεαλιστική εκτίμηση σε αντίθεση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του αρχικού κτιρίου. Τελικώς, η ενίσχυση της κατασκευής εξασφαλίζει τη στατική επάρκεια του κτιρίου σε σεισμούς με πιθανότητα εμφάνισης μεγαλύτερη από 5.9% σε 50 έτη, διατηρώντας το μέσο κόστος επισκευής της κατασκευής σε χαμηλό επίπεδο.

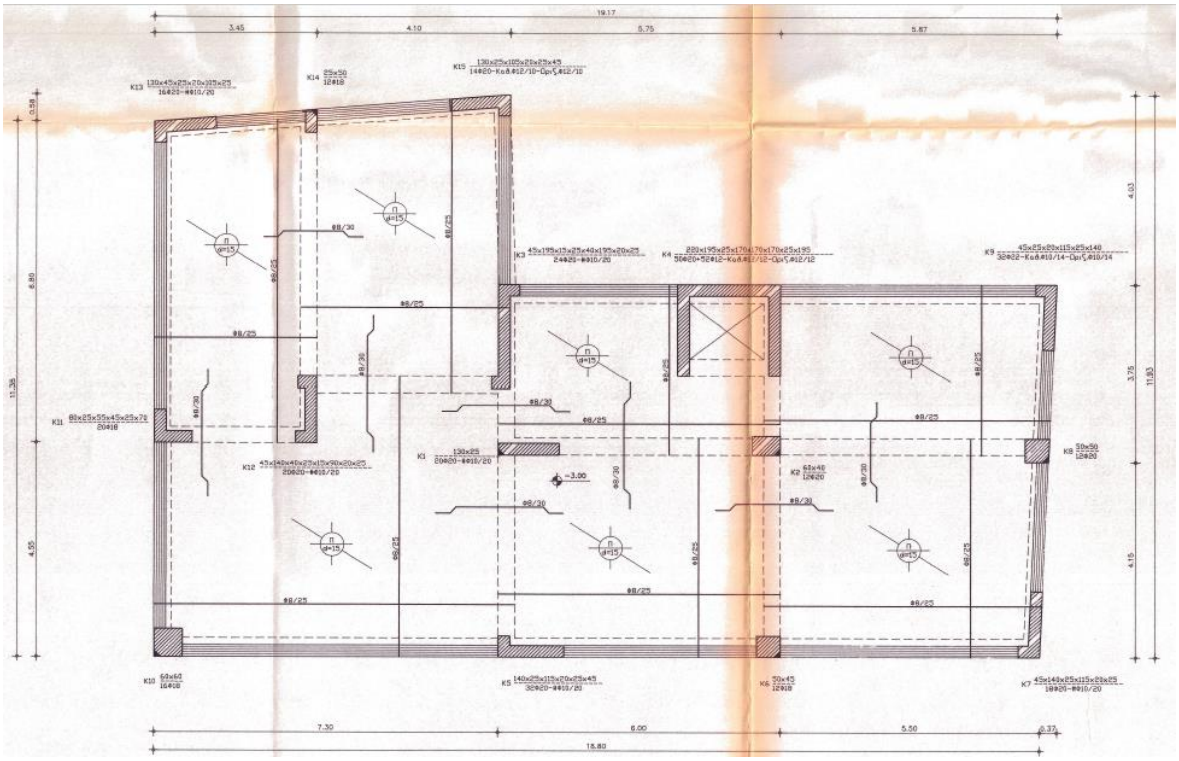
7 Βιβλιογραφία

1. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.
2. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα
3. ΕΝ 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα».
4. ΕΝ 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών».
ΕΝ 1998-3 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κτιρίων και επεμβάσεις».
5. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β'/30- 08-2017, 2η Αναθεώρηση.
6. Ευδοξία Ζήση, Αθήνα, 2021, «*Αποτίμηση Σεισμικής Επάρκειας Και Οικονομοτεχνική Διερεύνηση Επισκευών Διώροφου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος*», Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, https://dspace.lib.ntua.gr
7. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β'/05- 09-2013
8. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
9. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
10. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984.
11. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2019), «Έγκριση εβδομήντα (70) Ελληνικών Τεχνικών Προδιαγραφών (ΕΤΕΠ)», ΦΕΚ 4607/Β'/13-12-2019.
12. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2017), «Κανονισμός Περιγραφικών Τιμολογίων Εργασιών για δημόσιες συμβάσεις έργων», ΦΕΚ 1746/Β'/19-05- 2017.
13. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2011), «Τιμολόγιο υπολογισμού της δαπάνης των εργασιών επισκευής για την αποκατάσταση των ζημιών σε κτίρια που έχουν πληγεί από φυσικές καταστροφές (σεισμό, πυρκαγιά, πλημμύρα, κατολίσθηση) και της αντίστοιχης Στεγαστικής Συνδρομής», ΦΕΚ 3201 Β'/30-12- 2011
14. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (2018), «Συμπληρωματικό τιμολόγιο, με Νέα Άρθρα Νέων Τιμών για τον υπολογισμό της δαπάνης των εργασιών επισκευής για την αποκατάσταση των ζημιών σε κτίρια που έχουν πληγεί από φυσική καταστροφή πυρκαγιάς και της αντίστοιχης Στεγαστικής Συνδρομής, της με αριθ. οικ:6772/Β9β/19.12.2011 (Β΄3201) απόφασης του Υφυπουργού Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων με θέμα: «Τιμολόγιο υπολογισμού δαπάνης των εργασιών επισκευής για την αποκατάσταση των ζημιών σε κτίρια που έχουν πληγεί από φυσικές καταστροφές (σεισμό, πυρκαγιά, πλημμύρα, κατολίσθηση) και της αντίστοιχης Στεγαστικής Συνδρομής και τροποποίηση αυτής ως προς τις προβλεπόμενες τιμές εφαρμογής»», ΦΕΚ 4776 Β'/25-08-2018
15. Ι. Ψυχάρης, Αθήνα,2016, Σημειώσεις ανισεισμικής τεχνολογίας, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνίο
16. Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017) "SPO2FRAG software for seismic fragility assessment based on static pushover" Bulletin of Earthquake Engineering 15, 4399-4425.
17. EFEHR, Hazard Curves: http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazardcurves [Accessed 2020].

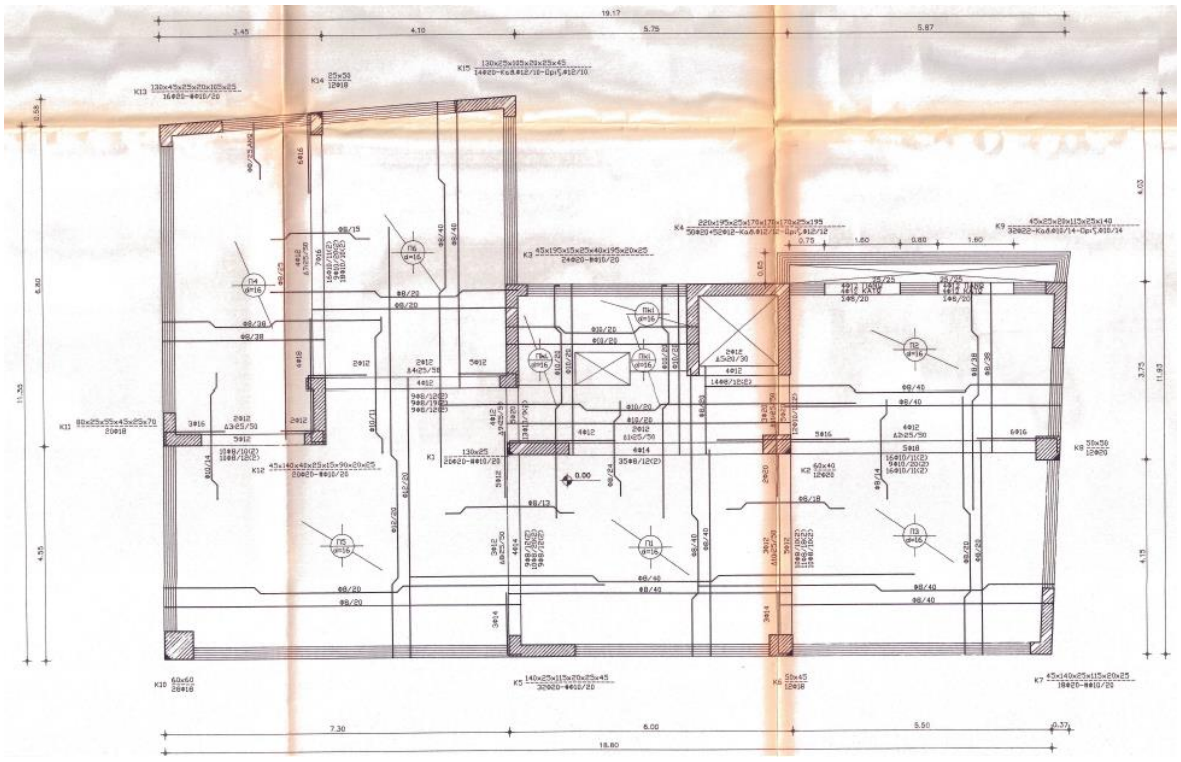
18. FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1- methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
19. FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2- Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
20. FEMA, (2018c), Seismic performance assessment of buildings. Volume 3- Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
21. SeismoBuild User manual (2022), Seismosoft [2022] "SeismoBuild 2022 – A computer program for seismic assessment of reinforced concrete framed structures" https://seismosoft.com
22. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “The Incremental Dynamic Analysis and its application to Performance-Based earthquake engineering”, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 479 74

Παράρτημα Α. Σχέδια Ξυλοτύπων

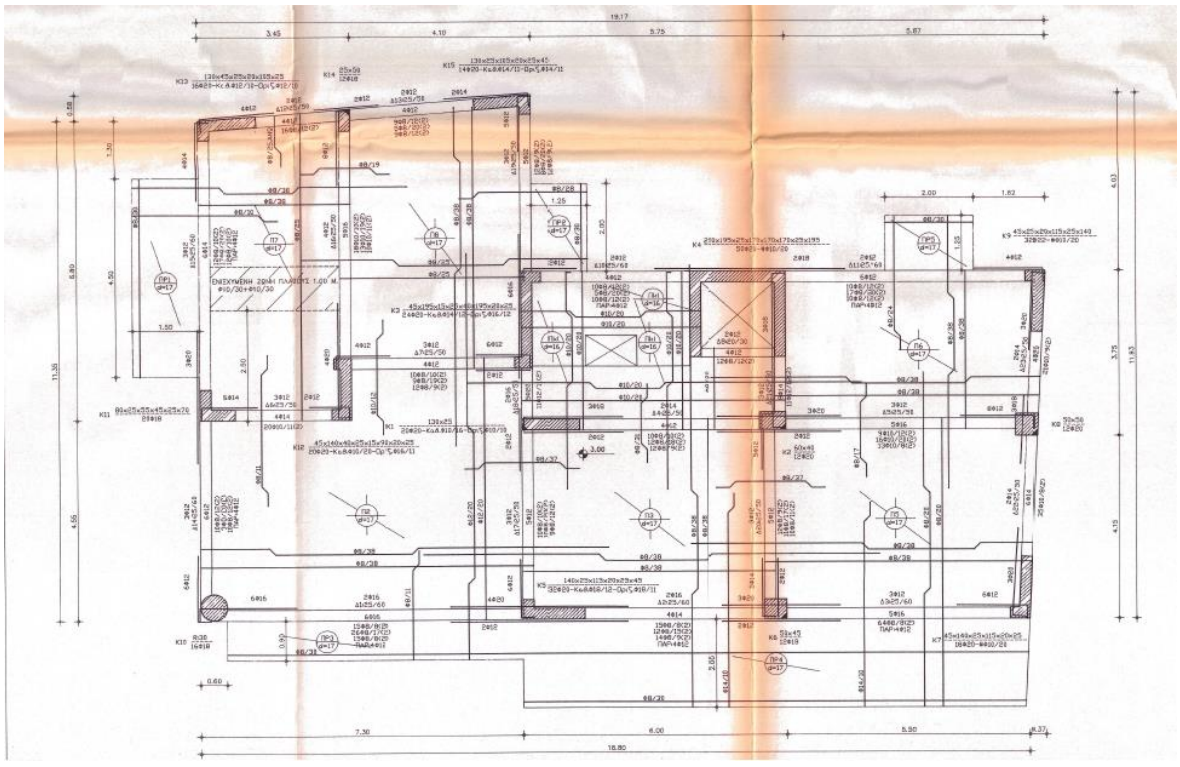
Στο Παράρτημα θα παρουσιαστούν τα διαθέσιμα σχέδια ξυλοτύπων οροφών του κτιρίου.



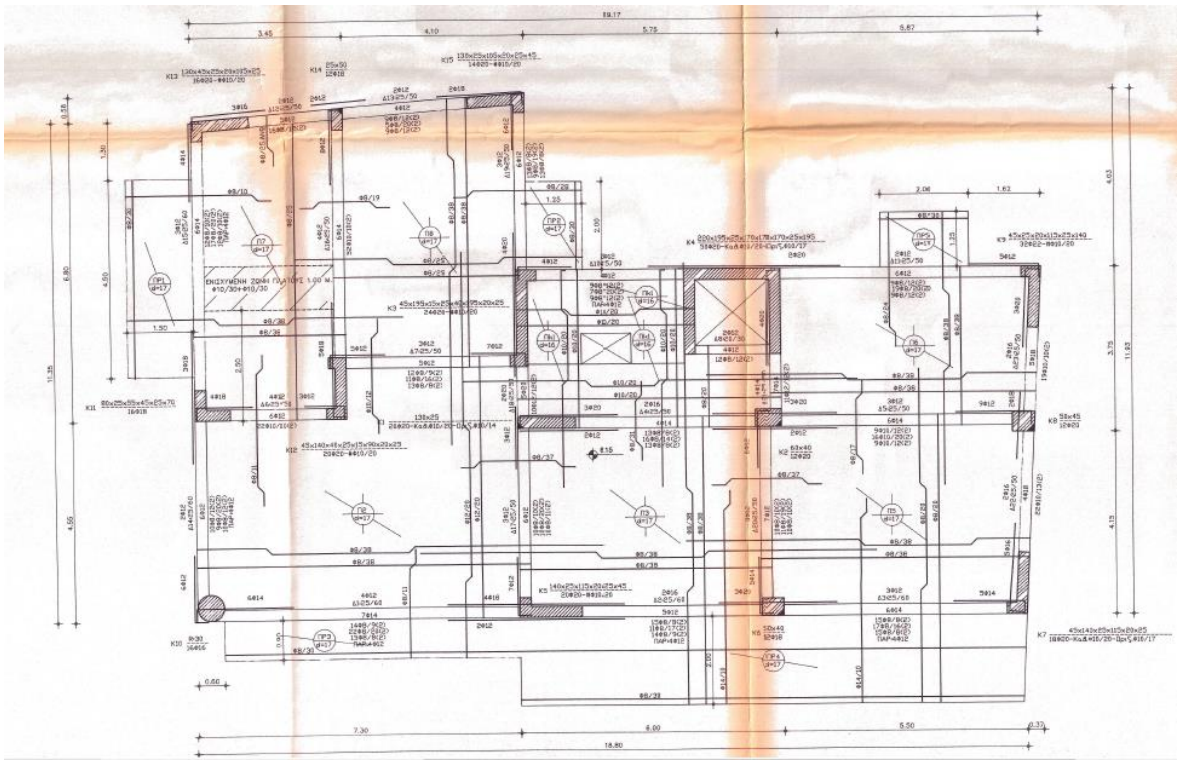
Σχήμα Α.1 : Ξυλότυπος δαπέδου υπογείου



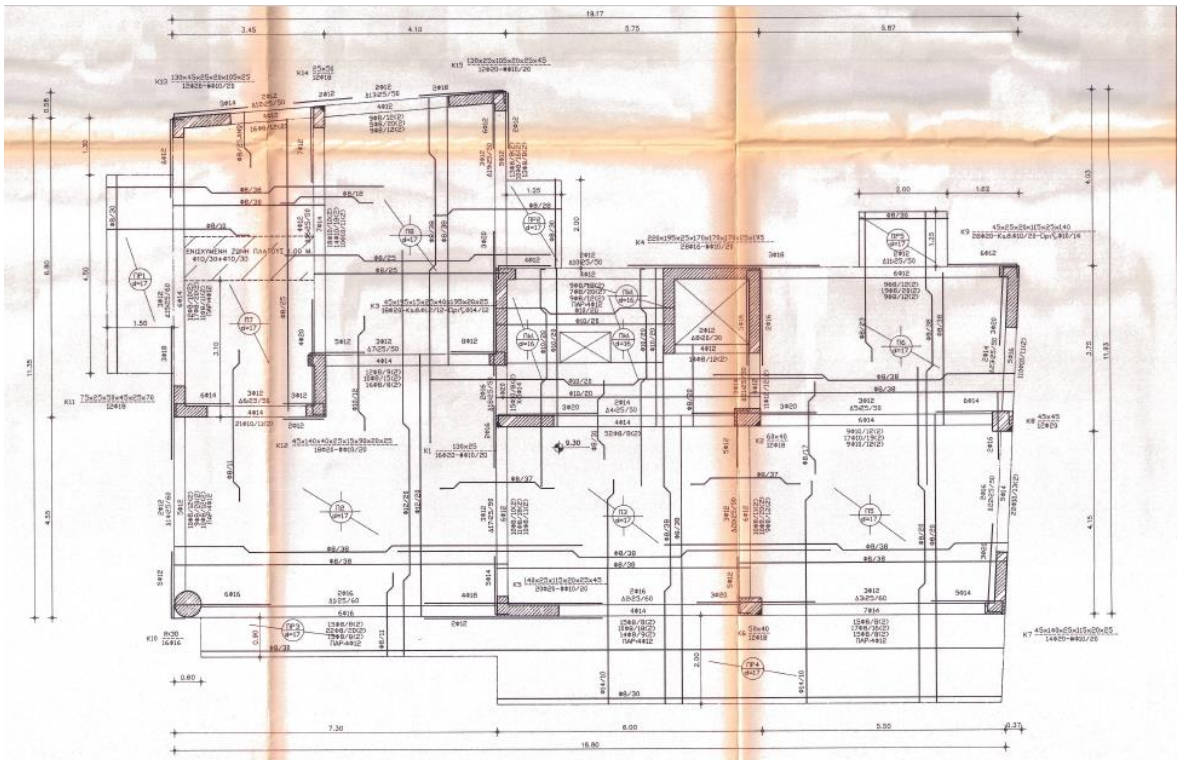
Σχήμα Α.2 : Ξυλότυπος οροφής υπογείου



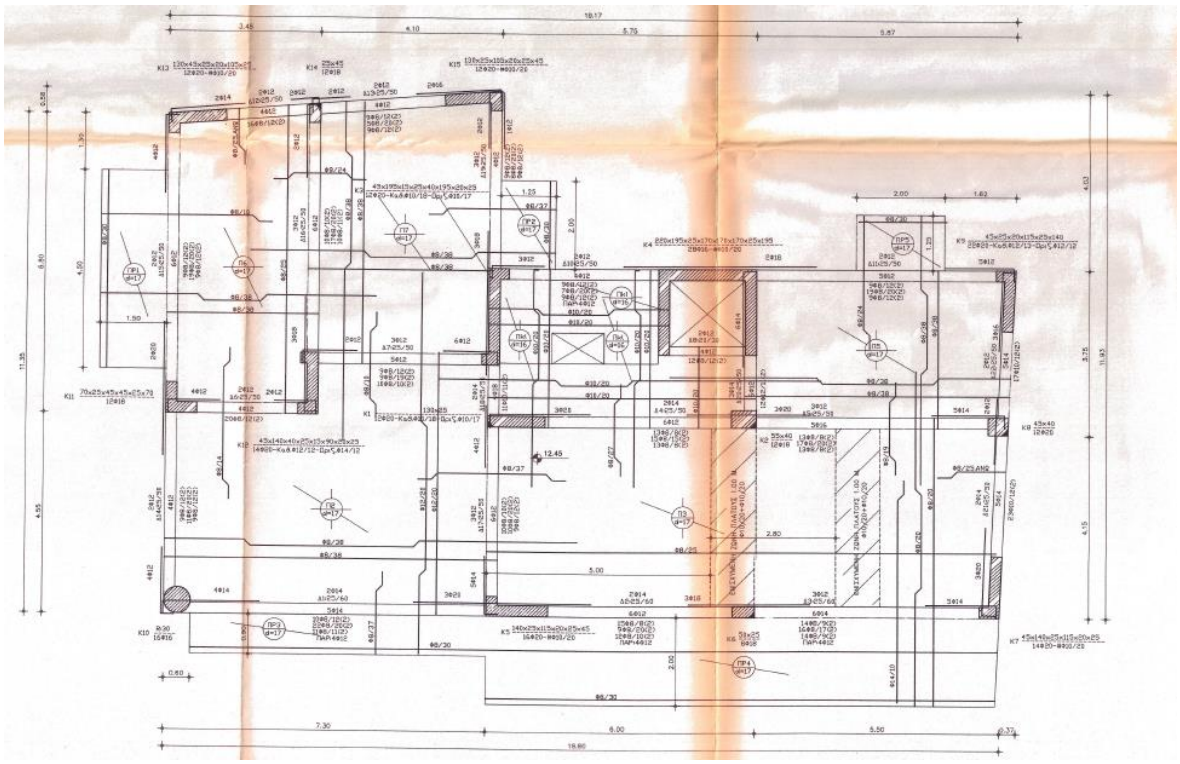
Σχήμα Α.3 : Ξυλότυπος οροφής πυλωτής



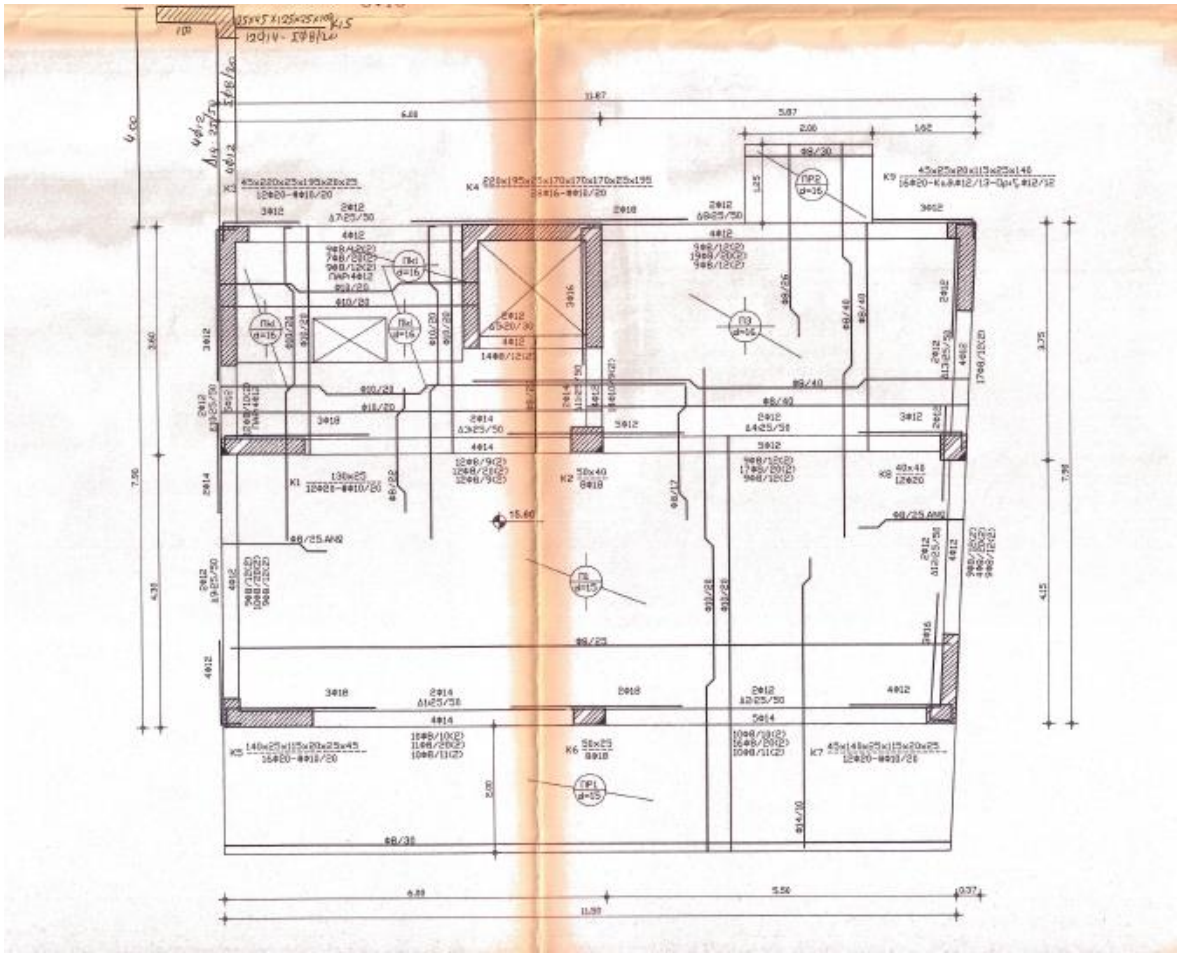
Σχήμα Α.4 : Ξυλότυπος οροφής Α ορόφου



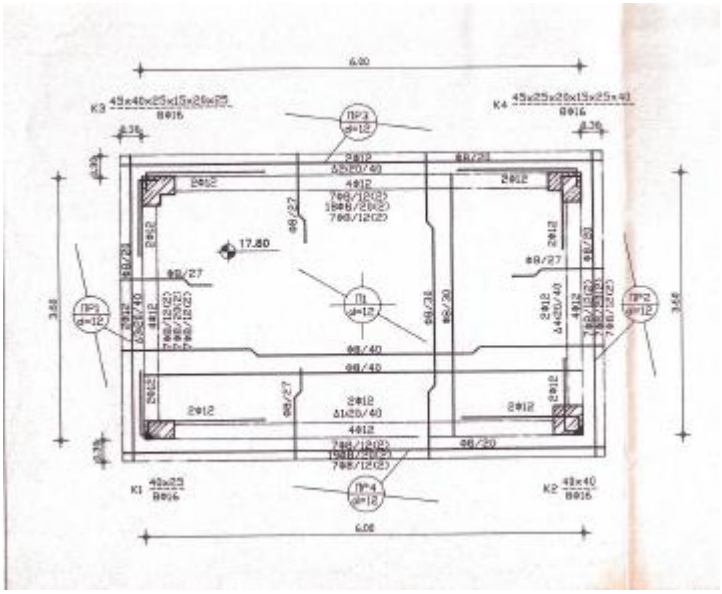
Σχήμα Α.5 : Ξυλότυπος οροφής Β ορόφου



Σχήμα Α.6 : Ξυλότυπος οροφής Γ ορόφου



Σχήμα Α.7 : Ξυλότυπος οροφής Δ ορόφου



Σχήμα Α.8: Ξυλότυπος οροφής απόληξης κλιμακοστασίου