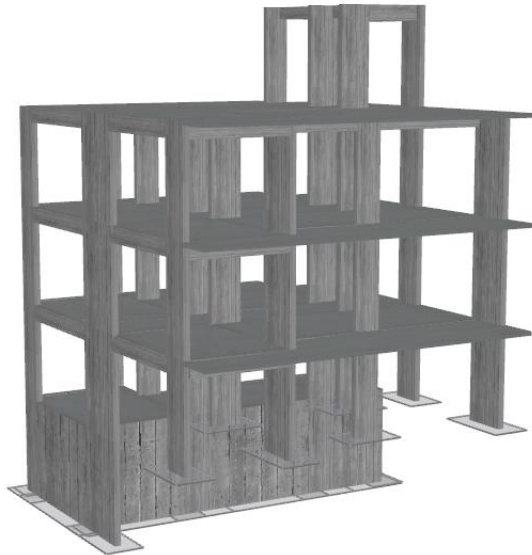




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Σεισμική αποτίμηση τριώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευής 1975 στον Βόλο, και σενάρια ενίσχυσης



Διπλωματική Εργασία
Πέτρος Τζιώτης

EMK ΔΕ 2024 1

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος Αναπληρωτής Καθηγητής

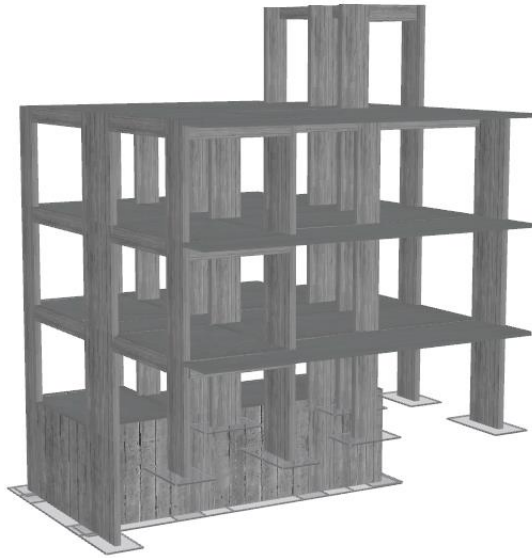
Αθήνα, Μάρτιος 2024



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Σεισμική αποτίμηση τριώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευής 1975 στον Βόλο, και σενάρια ενίσχυσης



Διπλωματική Εργασία
Πέτρος Τζιώτης

EMK ΔΕ 2024 1

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος Αναπληρωτής Καθηγητής

Αθήνα, Μάρτιος 2024

Copyright © Πέτρος Τζιώτης, 2024
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Petros Tziotis, 2024
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Πέτρος Τζιώτης (2024)

Σεισμική αποτίμηση τριώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευής 1975 στον Βόλο, και
σενάρια ενίσχυσης

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2024 1

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Petros Tziotis (2024)

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2024 1

Seismic assessment of a three-story reinforced-concrete building built in 1975 in Volos, and
rehabilitation scenarios

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλο το διδακτικό προσωπικό της σχολής για την καθοδήγησή τους. Ξεχωριστές ευχαριστίες θα ήθελα να δώσω στον επιβλέποντα της εργασίας και καθηγητή του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για την άψογη συνεργασία του, η οποία ήταν καθοριστική για την ολοκλήρωση της παρούσας εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους μου για την υποστήριξή τους όλα τα χρόνια των σπουδών μου.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου, Αναστάσιο και Σωτηρία, καθώς και τον αδερφό μου, Νικόλαο, για την υπομονή, την στήριξη και την βοήθεια που μου προσέφεραν όλα αυτά τα χρόνια.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2024 1

**Σεισμική αποτίμηση τριώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος
κατασκευής 1975 στον Βόλο, και σενάρια ενίσχυσης**

Πέτρος Τζιώτης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος Αναπληρωτής Καθηγητής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο μελέτης της εργασίας αποτέλεσε ένα τριώροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος κατασκευής 1975 στον Βόλο. Αρχικά μελετήθηκαν τα αρχιτεκτονικά σχέδια, τα σχέδια ξυλοτύπων και τα τεύχη υπολογισμών του κτιρίου, βάση των οποίων δημιουργήθηκαν μοντέλα προσομοίωσης στο λογισμικό SeismoBuild.

Στην συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν τα τρία επίπεδα προσεισμικού ελέγχου που προτείνει ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ). Από τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου. Από τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία σεισμικής επικινδυνότητας K4+. Τέλος, από τον Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία σεισμικής επικινδυνότητας K3. Έπειτα, παρουσιάζονται τέσσερα πιθανά σενάρια ενίσχυσης του κτιρίου με την μέθοδο FRP Wrapping. Τα σενάρια αυτά προσφέρουν διαφορετικά επίπεδα επιτελεστικότητας, με το 1^ο να προσφέρει την μικρότερη βελτίωση και το 4^ο την μεγαλύτερη.

Τέλος, έγινε η χρηματοοικονομική αποτίμηση της κατασκευής. Για την εύρεση των καμπυλών τρωτότητας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SPO2FRAG. Τα δεδομένα αυτά χρησιμοποιήθηκαν στο λογισμικό Performance Assessment Calculation Tool (PACT), για να υπολογιστεί το μέσο ετήσιο εκτιμώμενο κόστος επισκευών του αρχικού κτιρίου, καθώς και του κτιρίου που έχει ενισχυθεί με το 4^ο σενάριο ενίσχυσης.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2024 1

Seismic assessment of a three-story reinforced-concrete building built in 1975 in Volos, and rehabilitation scenarios

Petros Tziotis

Supervisor: Dimitrios Vamvatsikos Associate Professor

ABSTRACT

For this thesis, a three-story reinforced concrete building built in 1975 in Volos was analyzed. Initially, the architectural plans, formwork drawings and calculation documents of the building were studied. Based on those, simulation models were created, using the SeismoBuild software. Subsequently, the three levels of seismic assessment proposed by OASP were carried out. From the First level, the building is classified in the high priority category for further inspection. From the Second level, the building is classified in the K4⁺ seismic risk category. Finally, the Third level classifies the building in the K3 seismic risk category. Then, four possible rehabilitation scenarios of the building with the FRP Wrapping method are presented. These scenarios offer the building different levels of performance, with the 1st offering the least improvement and the 4th the most. Finally, the financial valuation of the building was done. The SPO2FRAG software was used to determine the vulnerability curves. This data was used in the Performance Assessment Calculation Tool (PACT) software to calculate the average annual estimated repair costs of the original building, as well as the building strengthened with the 4th rehabilitation scenario.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Γενικά	1
1.2	Γενική Περιγραφή του Κτιρίου	1
1.3	Προσομοίωση Φορέα	2
1.3.1	Διάταξη και Διαστάσεις Στοιχείων	2
1.3.2	Όπλιση Στοιχείων	3
1.3.2.1	Δοκοί	3
1.3.2.2	Υποστυλώματα	3
1.3.2.3	Τοιχία	4
1.3.2.4	Κλιμακοστάσιο	4
1.3.3	Υλικά Κατασκευής	4
1.4	Φορτία Σχεδιασμού και Κατηγορία Εδάφους	5
2	ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ	7
2.1	Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	7
2.2	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	9
2.2.1	Εισαγωγή	9
2.2.2	Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης $V_R (V_{R,x}, V_{R,y})$	9
2.2.3	Προσδιορισμός Σεισμικής Απαιτήσης $V_{req} (V_{req,x}, V_{req,y})$	17
2.2.4	Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου	18
2.2.5	Κατάταξη Κτιρίου σε Σεισμική Κατηγορία Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου	18
2.3	Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	19
2.3.1	Εισαγωγή	19
2.3.2	Έλεγχος Εφαρμογής Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης	21
2.3.3	Στατική Ανελαστική Ανάλυση	26
2.3.3.1	Εισαγωγή	26
2.3.3.2	Ιδιομορφική Ανάλυση	27
2.3.3.3	Ανάλυση Pushover με Στάθμη Επιτελεστικότητας B3	30
2.3.3.4	Ανάλυση Pushover με Στάθμη Επιτελεστικότητας B3 ⁺	32
3	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	35
3.1	Εισαγωγή	35
3.2	Υλικά Ενίσχυσης	35
3.3	1 ^ο Σενάριο Ενίσχυσης	36
3.3.1	Στάθμη Επιτελεστικότητας B3 ⁺	36
3.3.2	Στάθμη Επιτελεστικότητας B2	39
3.4	2 ^ο Σενάριο Ενίσχυσης	43
3.4.1	Στάθμη Επιτελεστικότητας B2	43
3.5	3 ^ο Σενάριο Ενίσχυσης	47

3.5.1	Στάθμη Επιτελεστικότητας B2.....	47
3.5.2	Στάθμη Επιτελεστικότητας B2+	51
3.6	4 ^ο Σενάριο Ενίσχυσης	54
3.6.1	Στάθμη Επιτελεστικότητας B2+	54
3.6.2	Στάθμη Επιτελεστικότητας B1	57
3.7	Σύγκριση Ενισχύσεων	62
4	ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	63
4.1	Εισαγωγή.....	63
4.2	Εκτίμηση Τρωτότητας	63
4.3	Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών	64
5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	67
6	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	69
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΓΕΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ.....	71
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ	79

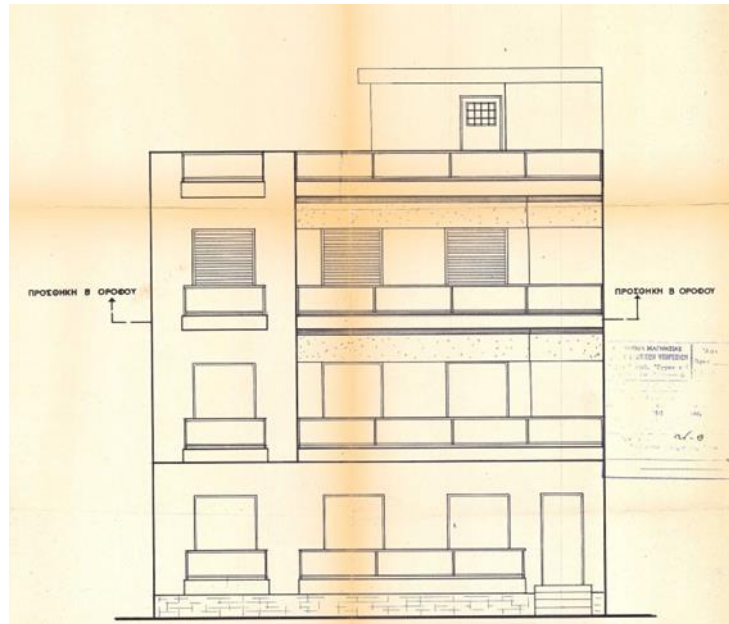
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η Ελλάδα είναι μια έντονα σεισμογενής χώρα, μεγάλο μέρος της κτιριακής υποδομής της οποίας έχει χτιστεί με πεπαλαιωμένους αντισεισμικούς κανονισμούς. Είναι σαφές λοιπόν, ότι η σεισμική αποτίμηση και πιθανή ενίσχυση τόσο των ιδιωτικών όσο και των δημοσίων κτιρίων κρίνεται απαραίτητη. Ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) προτείνει τρία στάδια προσεισμικού ελέγχου των κτιρίων. Αντικείμενο εφαρμογής των μεθόδων αυτών σεισμικής αποτίμησης, καθώς πιθανών σεναρίων ενίσχυσης, υπήρξε ένα τριώροφο κτίριο κατασκευασμένο το 1975 στον Βόλο. Ως κανονιστικό πλαίσιο έναντι σεισμικών δράσεων χρησιμοποιήθηκε ο ΕΚ-8 (EN 1992-1-1 2004) ενώ η τεκμηρίωση και η ενίσχυση βασίστηκε στον Κανονισμό Επεμβάσεων 3η έκδοση (Ο.Α.Σ.Π. 2022).

1.2 Γενική Περιγραφή του Κτιρίου

Πρόκειται για τριώροφη κατοικία επί της οδού Ελλησπόντου στην Νέα Ιωνία Βόλου, στον νομό Θεσσαλίας. Είναι κατασκευή του 1975 και έχει μελετηθεί με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Το οικόπεδο της κατασκευής έχει συνολικό εμβαδόν $168,95 \text{ m}^2$, ενώ η κάλυψη λόγω της κατασκευής είναι $114,25 \text{ m}^2$. Το κτίριο αποτελείται από 3 οροφοδιαμερίσματα, ένα δώμα και ένα υπόγειο. Τα οροφοδιαμερίσματα του Α' και Β' ορόφου έχουν εμβαδόν $97,03 \text{ m}^2$, ενώ του ισογείου έχει εμβαδόν $89,68 \text{ m}^2$. Το δώμα έχει εμβαδόν $12,24 \text{ m}^2$ και το υπόγειο $45,60 \text{ m}^2$. Το συνολικό εμβαδόν των διαμερισμάτων είναι $295,98 \text{ m}^2$ ενώ το συνολικό εμβαδόν των κοινόχρηστων χώρων (δώμα, υπόγειο, κλιμακοστάσια, είσοδος πολυκατοικίας) είναι $98,45 \text{ m}^2$. Όλοι οι όροφοι του κτιρίου έχουν ύψος 3,20 μέτρα, όπως επίσης το δώμα και το υπόγειο. Όλοι οι όροφοι του κτιρίου είναι κατασκευασμένοι από οπλισμένο σκυρόδεμα και έχουν περιμετρικά μπατική οπτοπλινθοδομή, με εξαίρεση το υπόγειο, που έχει περιμετρικά τοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Και τα τρία διαμερίσματα έχουν εξώστες, ενώ το δώμα είναι βατό. Η πρόσβαση στο δώμα γίνεται με την χρήση του κεντρικού κλιμακοστασίου. Η πρόσβαση στο υπόγειο δεν γίνεται μέσω του κλιμακοστασίου που υπάρχει εντός του κτιρίου, αλλά μέσω της πίσω αυλής. Τα σχέδια του κτιρίου δεν δείχνουν την διαμόρφωση του περιβάλλοντα χώρου, ωστόσο στο υπόγειο δεν καταλήγει κάποια κλίμακα, αλλά φαίνεται μια είσοδος από την πίσω μεριά του κτιρίου. Στο Παράρτημα Α παρατίθενται το τοπογραφικό σχέδιο, καθώς και ενδεικτικά αρχιτεκτονικά σχέδια.



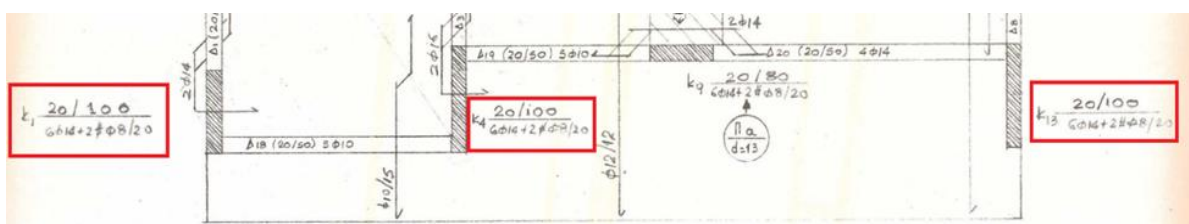
Σχήμα 1-1: Πρόσοψη του Κτιρίου

1.3 Προσομοίωση Φορέα

Για την προσομοίωση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoBuild 2023 της εταιρίας SeismoSoft. Ως βάση για την δημιουργία του μοντέλου υπήρχαν αρχιτεκτονικά σχέδια, ένα σχέδιο ξυλότυπου τυπικού ορόφου και τεύχη υπολογισμών.

1.3.1 Διάταξη και Διαστάσεις Στοιχείων

Στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας, δημιουργήθηκαν σχέδια στο λογισμικό AutoCad 2023 της εταιρίας Autodesk, βάση και των τριών πηγών δεδομένων (αρχιτεκτονικά σχέδια, σχέδιο ξυλότυπου τυπικού ορόφου και τεύχη υπολογισμών) αφού έγινε σύγκριση μεταξύ τους. Η μεγαλύτερη έμφαση δόθηκε στον ξυλότυπο τυπικού ορόφου, ο οποίος θεωρείται ότι είναι αυτός που πρακτικά χρησιμοποιήθηκε στην φάση κατασκευής. Όπου υπήρχαν σοβαρές διαφορές με τα αρχιτεκτονικά σχέδια ή τα τεύχη υπολογισμών, έγιναν μικροαλλαγές (της τάξης των μερικών εκατοστών) στις θέσεις και διαστάσεις των υποστυλωμάτων. Σε ότι αφορά τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων, για κάποια υποστυλώματα αναγράφονται διαστάσεις στα σχέδια και τα τεύχη υπολογισμών οι οποίες όμως δε συμφωνούν γραφικά με τη διάταξη των στοιχείων επί του σχεδίου. Για παράδειγμα, τα υποστυλώματα K1, K4 και K13 αναγράφονται και τα τρία ως διαστάσεων 20/100, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1-2 που είναι από το σχέδιο ξυλότυπου τυπικού ορόφου. Όμως, αν ληφθούν υπόψη οι πραγματικές διαστάσεις του κτιρίου και η διαφαινόμενη απαίτηση έδρασης των εξωτερικών δοκών επί των υποστυλωμάτων, αυτό σημαίνει ότι τα K4 και K13 οφείλουν να είναι διαστάσεων 20/140. Σε αυτές τις περιπτώσεις επιλέχθηκαν οι διαστάσεις που ταιριάζουν γραφικά με τη μορφή του φορέα και όχι οι αναγραφόμενες. Ασφαλώς, οι σωστές διαστάσεις μπορούν να διαπιστωθούν μόνο κατόπιν μιας αυτοψίας.



Σχήμα 1-2: Παράδειγμα διαφοράς στις υπολογιστικές και τις σχεδιαστικές διαστάσεις. Τα τρία υποστυλώματα εμφανίζονται στον ξυλότυπο ως 20/100 ενώ στα αρχιτεκτονικά σχέδια τα K4 και K13 δηλώνονται ως 20/140.

1.3.2 Όπλιση Στοιχείων

Για τον οπλισμό των στοιχείων του κτιρίου, ο ξυλότυπος και τα τεύχη υπολογισμού συμφωνούν, οπότε θεωρούνται και τα δυο αξιόπιστα. Για τις επικαλύψεις των οπλισμών δεν αναγράφεται κάτι στα τεύχη υπολογισμών. Λόγω της χρονολογίας κατασκευής του κτιρίου (1975), θεωρήθηκε σε όλα τα στοιχεία επικάλυψη 20mm, τιμή λογική για την εποχή.

1.3.2.1 Δοκοί

Σε όλες τις δοκούς αναγράφεται ένας συγκεκριμένος αριθμός διαμήκων οπλισμών στο μέσο της δοκού. Αυτοί οι οπλισμοί, στο μέσο της δοκού, είναι όλοι στο κάτω μέρος της. Στα άκρα της δοκού πάντα «σπάνε» (κάμπτονται) 2 σίδερα τα οποία καταλήγουν στο άνω μέρος της δοκού. Σε ορισμένες δοκούς προστίθεται επιπλέον οπλισμός στο άνω μέρος των άκρων τους, λόγω μεγαλύτερων αρνητικών ροπών.

Σε ότι αφορά τους συνδετήρες, δυστυχώς δεν αναγράφονται πουθενά. Στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας, θεωρήθηκε ότι όλες οι δοκοί έχουν μια όπλιση συνδετήρων $\Phi 8/200\text{mm}$, κάτι το οποίο ήταν σύνηθες εκείνη την εποχή. Στο SeismoBuild δεν μπορούν να προσομοιωθούν τα κεκαμμένα διαμήκη σίδερα που υπάρχουν στα άκρα των δοκών. Η αντιστοίχιση αυτών σε συνδετήρες θα γίνει σύμφωνα με την Εξίσωση (1-1), θεωρώντας πως η γωνία λυγισμένου οπλισμού είναι $\alpha=45^\circ$ (βλέπε Ionych 2020):

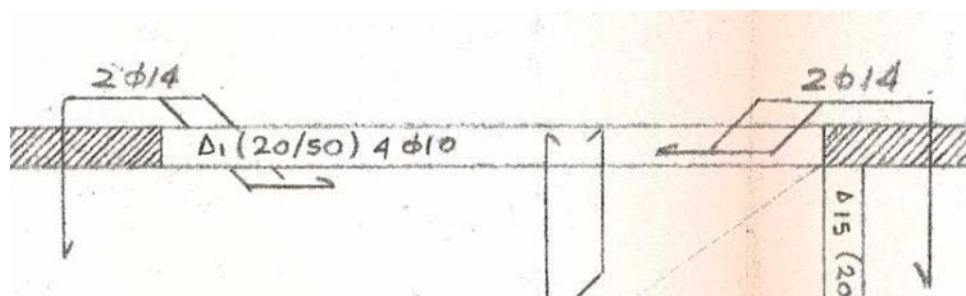
$$V_{Rds} = A_s \times z \times f_{ywd} \quad (1-1)$$

Ο έξτρα οπλισμός τελικά αντιστοιχείται σε δίμητους συνδετήρες όπως φαίνεται στον Πίνακα 1-1.

Πίνακας 1-1: Αντιστοίχιση κεκαμμένων οπλισμών σε συνδετήρες

ΚΕΚΑΜΜΕΝΑ ΣΙΔΕΡΑ ΠΟΥ ΥΠΑΡΧΟΥΝ:	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ $\Phi 8$ ΑΝΑ ΜΕΤΡΟ ΣΤΟΥΣ ΟΠΟΙΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΟΥΝ ΤΑ ΚΕΚΑΜΜΕΝΑ ΣΙΔΕΡΑ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΠΟΥ ΤΟΠΟΘΕΤΗΘΗΚΑΝ ΤΕΛΙΚΑ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ, ΜΑΖΙ ΜΕ ΤΟΥΣ ΑΡΧΙΚΟΥΣ
2 $\Phi 10$	6,6	152
2 $\Phi 12$	7,3	138
2 $\Phi 14$	8,1	124
2 $\Phi 16$	9,0	111

Ως παράδειγμα, δίνεται παρακάτω η δοκός Δ1 (Σχήμα 1-3), η οποία οπλίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 1-2. Στο Παράρτημα Β υπάρχει αναλυτικός πίνακας με τον οπλισμό όλων των δοκών.



Σχήμα 1-3: Τυπική δοκός (Δοκός Δ1)

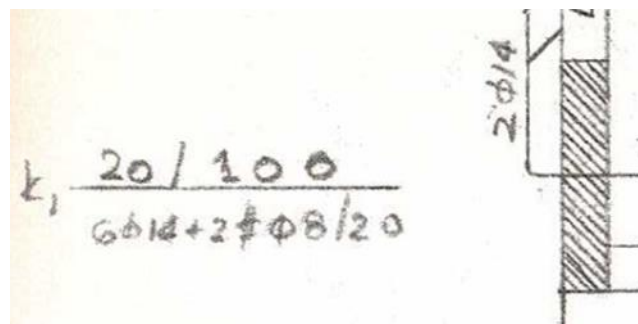
Πίνακας 1-2: Τυπική όπλιση δοκού

		ΑΚΡΟ Α	ΜΕΣΟ	ΑΚΡΟ Β	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΜΕΣΟ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΑΚΡΑ
Δ1	ΑΝΩ	2 $\Phi 14$ +2 $\Phi 10$	-	2 $\Phi 14$ +2 $\Phi 10$	$\Phi 8/200$	$\Phi 8/152$
	ΚΑΤΩ	2 $\Phi 10$	4 $\Phi 10$	2 $\Phi 10$		

1.3.2.2 Υποστυλώματα

Όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου έχουν την μορφή τοιχιών (παρότι δεν έχουν οπλιστεί ως τοιχία), με το μικρότερο να έχει διαστάσεις 80/20 εκατοστά (λόγος πλευρών 1/4), και το μεγαλύτερο να έχει

διαστάσεις 200/20 εκατοστά (λόγος πλευρών 1/10). Σε όλα τα υποστυλώματα αναγράφεται μια ποσότητα οπλισμού (π.χ. 6Φ/14) η οποία ισομοιράζεται στις 2 μικρές πλευρές του υποστυλώματος. Στις μεγάλες πλευρές των υποστυλωμάτων τοποθετείται από ένα πλέγμα #Φ8/20. Όλα τα υποστυλώματα έχουν ακριβώς την ίδια όπλιση, με 6Φ14 μοιρασμένα στις μικρές πλευρές τους και 2 πλέγματα #Φ8/20 στις μεγάλες πλευρές τους. Εξαιρέση αποτελεί το υποστυλώμα Κ2, το οποίο έχει 8Φ14 μοιρασμένα στις μικρές πλευρές του, αλλά κατά τα άλλα, τα ίδια πλέγματα #Φ8/20 στις μεγάλες του πλευρές. Χαρακτηριστικό παράδειγμα όπλισης υποστυλώματος δίνεται στο Σχήμα 1-4, όπου φαίνεται το υποστυλώμα Κ1. Όπως και στις δοκούς, οι συνδετήρες των υποστυλωμάτων δεν αναγράφονται ούτε στα σχέδια, ούτε στα τεύχη υπολογισμών. Τα οριζόντια τμήματα του πλέγματος #Φ8/20 δεν "γυρνάνε" στα άκρα των υποστυλωμάτων, οπότε δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι αναλαμβάνουν τέμνουσα δύναμη, καθώς δεν μπορούν να αγκυρωθούν σωστά. Στα πλαίσια της μελέτης, θεωρήθηκε ότι η όπλιση των υποστυλωμάτων ακολουθεί την συνήθη για την εποχή τακτική των 3 συνδετήρων σε όλο το ύψος του υποστυλώματος, δηλαδή θεωρήθηκαν παντού Φ8/100cm.



Σχήμα 1-4: Τυπική όπλιση υποστυλώματος

1.3.2.3 Τοιχία

Τοιχία υπάρχουν περιμετρικά του υπογείου. Ωστόσο δεν υπάρχουν σχέδια ξυλοτύπου για αυτά κα δεν αναγράφεται κάπου η όπλισή τους. Στα πλαίσια της αποτίμησης, γίνεται η θεώρηση ότι έχουν οπλιστεί στις μεγάλες πλευρές τους με το ίδιο πλέγμα #Φ8/20 που υπάρχει στα υποστυλώματα.

1.3.2.4 Κλιμακοστάσιο

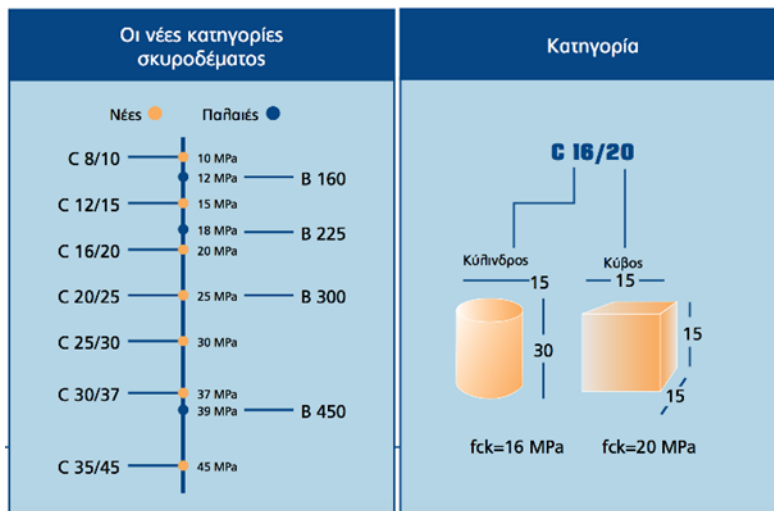
Λόγω της μορφής και της θέσης του κλιμακοστασίου, δεν μπορούσε να γίνει σωστή προσομοίωση του στο λογισμικό. Γι'αυτό, στην θέση του τοποθετήθηκε πλάκα ίσου πάχους με το πάχος των πλακών του κλιμακοστασίου, έτσι ώστε να είναι σωστή η κατανομή των φορτίων στον φορέα.

1.3.3 Υλικά Κατασκευής

Τα υλικά κατασκευής του φορέα αναγράφονται στα τεύχη υπολογισμών ως χάλυβας ποιότητας StI (λείος) και σκυρόδεμα ποιότητας B160, τα οποία είναι συνηθισμένα υλικά για την εποχή. Η αντιστοιχία τους γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 1-3 και το Σχήμα 1-5.

Πίνακας 1-3: Αντιστοίχιση ποιότητας σκυροδέματος

		ΑΝΤΟΧΗ ΥΛΙΚΩΝ	
ΥΛΙΚΑ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ	f_{cm} (MPa)	f_{ck} (MPa)
Σκυρόδεμα	B160	10	6
Χάλυβας Οπλισμού	St I	280	240
Χάλυβας Συνδετήρων	St I	280	240



Σχήμα 1-5: Αντιστοίχιση ποιότητας σκυροδέματος (από την ιστοσελίδα Diastrosi Hellas 2023)

1.4 Φορτία Σχεδιασμού και Κατηγορία Εδάφους

Στα τεύχη στατικών μελετών και υπολογισμών του κτιρίου δίνονται για τα μόνιμα φορτία το ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος 2400 kg/m^3 , το ίδιο βάρος μπατικής τοιχοποιίας 360 kg/m^2 , το ίδιο βάρος δομικής τοιχοποιίας 210 kg/m^2 και το ίδιο βάρος επιστρώσης δαπέδων 80 kg/m^2 . Οι τιμές αυτές είναι λογικές, ωστόσο για το φορτίο επικαλύψεων θεωρήθηκε $g' = 1,50 \text{ kN/m}^2$. Επιπλέον το φορτίο από την δομική τοιχοποιία τοποθετήθηκε ως κατανεμημένο σε όλη την επιφάνεια του ορόφου, αυξάνοντας το g' κατά $1,5 \text{ kN/m}^2$, δίνοντας έτσι τελικό $g' = 3,00 \text{ kN/m}^2$. Τέλος, το φορτίο της μπατικής τοιχοποιίας θα εφαρμοστεί γραμμικά στις περιμετρικές δοκούς του κτιρίου. Οι δοκοί αυτές έχουν κρέμαση 50 εκατοστά, με τον κάθε όροφο να έχει ύψος 3,20 μέτρα. Συνεπώς, το γραμμικό φορτίο που θα εφαρμοστεί είναι:

$$g'_{\text{μπατικής}} = 2,7\text{m} \cdot 360 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow g'_{\text{μπατικής}} = 972 \text{ kg/m} = 9,72 \text{ kN/m}.$$

Εξαιρέση αποτελούν οι δοκοί Δ10, Δ11 και Δ12. Οι Δ10 και Δ12 έχουν κρέμαση 40 εκατοστά και εκεί θα εφαρμοστεί φορτίο:

$$g'_{\text{μπατικής}} \Delta 10, \Delta 12 = 2,8\text{m} \cdot 360 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow g'_{\text{μπατικής}} \Delta 10, \Delta 12 = 1008 \text{ kg/m} = 10,08 \text{ kN/m}.$$

Η δοκός Δ11 έχει κρέμαση 60 εκατοστά, και εκεί θα εφαρμοστεί φορτίο:

$$g'_{\text{μπατικής}} \Delta 11 = 2,6\text{m} \cdot 360 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow g'_{\text{μπατικής}} \Delta 11 = 936 \text{ kg/m} = 9,36 \text{ kN/m}$$

Για τα κινητά φορτία, στα τεύχη υπολογισμών δίνεται κινητό φορτίο δαπέδων 200 kg/m^2 ($2,00 \text{ kN/m}^2$), κινητό φορτίο κλιμάκων 350 kg/m^2 ($3,50 \text{ kN/m}^2$) και κινητό φορτίο για εξώστες 500 kg/m^2 ($5,00 \text{ kN/m}^2$). Οι τιμές αυτές θεωρούνται λογικές και θα χρησιμοποιηθούν ως έχουν στο μοντέλο.

Η κατηγορία του εδάφους δεν αναγράφεται στα σχέδια υπολογισμών του κτιρίου. Όπως αναφέρεται και παραπάνω, το κτίριο βρίσκεται στην Νέα Ιωνία Βόλου, εντός της λεκάνης του Κραυσίδωνα ποταμού. Το έδαφος στην περιοχή είναι επίπεδο και ο ποταμός συχνά παραθέτει εδαφικές αποθέσεις στην περιοχή. Συνεπώς, είναι λογικό να εκτιμηθεί ότι η περιοχή διαθέτει μαλακό έδαφος Κατηγορίας C. Το κτίριο έχει χρήση κατοικίας, οπότε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II και βρίσκεται στην Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II. Τα εδαφικά χαρακτηριστικά δίνονται συνοπτικά στον Πίνακα 1-4.

Πίνακας 1-4: Κατηγορία Εδάφους, Κατηγορία Σπουδαιότητας και Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας σύμφωνα με τον Ε.Κ.8

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	C { $S=1,15$, $T_B=0,20\text{sec}$, $T_C=0,60\text{sec}$, $T_D=2,50\text{sec}$ }
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	II (χρήση κατοικίας), $\gamma_I = 1,0$
ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ	II (Νέα Ιωνία Βόλου), $a_g = 0,24g$

2 ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ

2.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (ΤΟΕ) αποτελεί μια ταχεία πρώτη καταγραφή και αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου. Βασίζεται σε επιτόπου μετρήσεις και οπτικούς ελέγχους, καθώς και τα υπάρχοντα σχέδια και μελέτες της κατασκευής, και πραγματοποιείται από διμελείς ομάδες μηχανικών. Τα στοιχεία που συλλέγονται, συμπληρώνονται στα ειδικά Δελτία Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου Κτιρίων, σύμφωνα με τα οποία τα κτίρια βαθμολογούνται και κατατάσσονται ως προς τη σεισμική τους τρωτότητα.

Τα στοιχεία του Δελτίου Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου Κτιρίων κατανέμονται σε 5 Ενότητες (5η Έκδοση, Ο.Α.Σ.Π., 2020):

- Ενότητα Α: Ταυτότητα του κτιρίου

Πρόκειται για τριώροφη πολυκατοικία με μικρή υπόγεια αποθήκη που βρίσκεται στην Νέα Ιωνία Βόλου, στην οδό Ελλησπόντου 5. Οι όροφοι και το ισόγειο αποτελούν οροφωδιαμερίσματα, συνεπώς ο εκτιμώμενος αριθμός προσώπων που συναθροίζονται στο κτίριο ανήκει στην κατηγορία 10-99.

- Ενότητα Β: Τεχνικά Στοιχεία Κτιρίου

Το κτίριο έχει 3 υπέργειους ορόφους και ένα μικρό υπόγειο που δεν καλύπτει όλη την κάτοψη του κτιρίου. Η επιφάνεια κάλυψης, καθώς και η επιφάνεια κάτοψης του κάθε ορόφου είναι 114,83 τ.μ., ενώ η επιφάνεια του υπογείου είναι 45,60 τ.μ.. Κατασκευάστηκε το 1975 και η μελέτη του και τα σχέδιά του χρησιμοποιήθηκαν για την αποτίμησή του.

- Ενότητα Γ: Σεισμολογικά και Γεωτεχνικά Στοιχεία

Το κτίριο βρίσκεται σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ, και Κατηγορία Εδάφους Γ.

- Ενότητα Δ: Δομικός Τύπος Κτιρίου

Το κτίριο έχει φέρων οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα και κατασκευάστηκε το 1975, οπότε μελετήθηκε με τον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959 (Α/Σ '59) και τον Κανονισμό Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ '54). Σύμφωνα με τον Πίνακα 2-1 ανήκει στην κατηγορία Δομικού Τύπου ΟΣα.

Πίνακας 2-1: Δομικός τύπος κτιρίου

ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΔΟΜΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΜΙΚΟΥ ΤΥΠΟΥ	ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ
	ΟΣα	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	
ΟΣβ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα		Α/Σ '59 με πρόσθετα άρθρα 1985 Κ/Σ '54
ΟΣγ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα		Α/Σ : ΝΕΑΚ Κ/Σ : ΝΕΚΟΣ

- **Ενότητα Ε: Στοιχεία Τρωτότητας**

Το κτίριο έχει κίνδυνο κρούσης με δυο γειτονικά μονώροφα κτίρια.

Από το Σχήμα 2-1, αθροίζοντας την Βασική Βαθμολογία μαζί με τα σημειωμένα πεδία, προκύπτει η Τελική Βαθμολογία του κτιρίου ίση με 3,0.

ΠΕΔΙΟ ΔΕΔΟΤΑ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
		ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
12	Βασική Βαθμολογία, αναλόγως ΔΤ	6,0	7,0	8,0
10	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I	-0,5	-1,0	-0,5
10	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ή III	-1,5	-1,5	-1,0
11	Έδαφος κατηγορίας Β (για αποδεδειγμένως Α:-0,1)	-0,3	-0,3	-0,3
11	Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0,6	-0,6	-0,6
11,13	Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0,8	-0,8	-0,8
11	Έδαφος κατηγορίας Χ	-0,8	-0,8	-0,8
25	Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0,5	-	-
26	Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1,0	-0,5	-0,5
27	Κακή κατάσταση	-0,5	-0,5	-0,5
28	Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0,5	-0,5	-
29-35	PILOTIS ή/και κοντά υποστυλώματα	-1,5	-1,5	-0,5
30	Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0,5	0,5	-
31	Μεγάλο ύψος	-1,0	-0,5	-0,5
32	Μη κανονικότητα σε τομή	-1,0	-0,5	-0,5
33	Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1,0	-0,5	-0,5
34	Στρέψη (έντονη)	-0,5	-0,5	-0,5
5,9	Ένταση λειτουργίας (0 έως 1,2)			
9	Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0,2	-0,2	-0,2
9	Αριθμός χρηστών 10-99	-0,4	-0,4	-0,4
9	Αριθμός χρηστών ≥100	-0,6	-0,6	-0,6
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ (αβ.)				

Σχήμα 2-1: Υπολογισμός τελικής βαθμολογίας κτιρίου

-Για Τελική Βαθμολογία: $T.B. \leq 4,0$ το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Υ).

-Για Τελική Βαθμολογία: $4,0 < T.B. < 5,5$ το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία μέσης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Μ).

-Για Τελική Βαθμολογία: $T.B. \geq 5,5$ το κτίριο κατατάσσεται σε κατηγορία χαμηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Χ).

Συνεπώς, στην συγκεκριμένη περίπτωση με $T.B. = 3,0$, το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Υ).

2.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

2.2.1 Εισαγωγή

Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος είναι λεπτομερέστερος του Πρωτοβάθμιου, αλλά πιο απλός και ταχύς στην εφαρμογή του από τον Τριτοβάθμιο. Αποσκοπεί στην εκ νέου ιεραρχική βαθμονόμηση των κτιρίων που δεν έλαβαν ικανοποιητική βαθμολογία από τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο. Αποτελεί μια προσεγγιστική αλλά αρκετά αξιόπιστη μέθοδο αποτίμησης της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κατασκευών σε σχέση με την σεισμική απαίτηση, όπως αυτή ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Αποτέλεσμα της εφαρμογής της μεθόδου είναι ο δείκτης λ , ο οποίος ονομάζεται Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου, και υποδεικνύει τον βαθμό ανεπάρκειας της κατασκευής.

Η μέθοδος βασίζεται πάνω σε 13 κριτήρια, τα οποία αφορούν στοιχεία τρωτότητας της κατασκευής που επηρεάζουν την σεισμική συμπεριφορά της. Τα κριτήρια λαμβάνουν τιμές από 1 (μέγιστη σεισμική επιβάρυνση) έως 5 (ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση). Με τις βαθμολογίες από αυτά τα κριτήρια μπορεί να υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής β , και εξ'αυτού η σεισμική αντίσταση.

Σημαντικό είναι να ειπωθεί ότι ο Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ βασίζεται μόνο στα δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, χωρίς να συνεκτιμά παραμέτρους όπως:

- Πλήθος χρηστών/Συχνότητα τυχόν συγκέντρωσης ατόμων
- Οικονομική αξία του κτιρίου
- Διοικητική ή κοινωνική σημασία του κτιρίου
- Μνημειακή αξία του κτιρίου

Οι παρακάτω υπολογισμοί έχουν γίνει βάσει του τεύχους Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα 1η Αναθεώρηση (Ο.Α.Σ.Π. 2022).

2.2.2 Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης V_R ($V_{R,x}$, $V_{R,y}$)

- Κριτήριο 1 - Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Πουθενά στο κτίριο δεν παρατηρούνται βλάβες στα δομικά στοιχεία του, επομένως επιλέγεται ο βαθμός $B1=5$.

- Κριτήριο 2 - Οξείδωση οπλισμών

Στο κτίριο δεν φαίνονται πουθενά σημάδια οξείδωσης των οπλισμών, και γ'αυτό επιλέγεται ο βαθμός $B2=5$.

- Κριτήριο 3 - Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Το κριτήριο αυτό ελέγχει πόσο ισχυρή θλίψη δέχονται τα υποστυλώματα του κτιρίου. Και αυτό γιατί υποστυλώματα τα οποία υπόκεινται σε ισχυρή θλίψη από τα κατακόρυφα φορτία ενδέχεται να έχουν περιορισμένη ικανότητα να αναλάβουν τις σεισμικές δυνάμεις, λόγω των επιπλέον αξονικών φορτίων λόγω του σεισμού. Το ανηγμένο αξονικό φορτίο v_d κάθε υποστυλώματος υπολογίζεται από την Εξίσωση (2-1).

$$v_d = \frac{Nsd}{A_c * f_{ck} * (1 - \theta)} \quad (2-1)$$

Ο δείκτης θ ονομάζεται Δείκτης Σχετικής Μεταθετότητας και μπορεί να λαμβάνεται ίσος με το 0, όταν το καθαρό ύψος του κατακόρυφου στοιχείου είναι μικρότερο από 3,50m. Άρα τελικά, η Εξίσωση (2-1) απλοποιείται στην μορφή της Εξίσωσης (2-2).

$$v_d = \frac{Nsd}{A_c * f_{ck}} \quad (2-2)$$

Στον Πίνακα 2-2, παρουσιάζονται οι τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου όλων των υποστυλωμάτων.

Πίνακας 2-2: Υπολογισμός ανηγμένου αξονικού φορτίου v_d

Υποστύλωμα	Διαστάσεις Διατομής (m)	Εμβαδόν Διατομής (m ²)	N _{sd} (kN)	v_d
K1	0,20x1,00	0,20	246,6	0,21
K2	0,20x2,00	0,40	371,0	0,15
K3	0,20x1,00	0,20	185,4	0,15
K4	0,20x1,40	0,28	393,2	0,23
K5	0,20x1,00	0,20	294,3	0,25
K6	0,20x1,00	0,20	260,8	0,22
K7	0,20x0,80	0,16	296,5	0,31
K8	0,20x0,80	0,16	120,3	0,13
K9	0,20x0,80	0,16	369,1	0,38
K10	0,20x1,00	0,20	254,6	0,21
K11	0,20x1,00	0,20	286,9	0,24
K12	0,20x0,80	0,16	355,0	0,37
K13	0,20x1,40	0,28	290,5	0,17
K14	0,20x1,00	0,20	277,7	0,23
K15	0,20x1,00	0,20	231,7	0,19

Η μέση τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων του ισογείου είναι ίση με 0,23. Αυτή η τιμή είναι μικρότερη από 0,30 η οποία αντιστοιχεί και στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση. Άρα, ο βαθμός είναι B3=5.

- Κριτήριο 4 - Κανονικότητα σε κάτοψη

Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική. Συνεπώς υπολογίζεται ο λόγος των πλευρών του κτιρίου L_{max}/L_{min} . Ο λόγος αυτός είναι ίσος με: $\lambda = 12,60/10,90 = 1,16$. Το λ είναι πολύ μικρότερο του 4, άρα το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη, και δέχεται βαθμό σε αυτό το κριτήριο B4=5.

- Κριτήριο 5 - Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη / Στρέψη

Υπολογίζονται προσεγγιστικά οι θέσεις του κέντρου μάζας (x_M, y_M) και του κέντρου δυσκαμψίας (x_{CR}, y_{CR}). Με αυτές, μπορούν να προσδιοριστούν οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση e_x και e_y , και οι ζητούμενες ανηγμένες τιμές τους, ε_x και ε_y , σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2-3, 2-4):

$$e_x = |x_{CR} - x_{CM}| \text{ και } \varepsilon_x = e_x / L_x \quad (2-3)$$

$$e_y = |y_{CR} - y_{CM}| \text{ και } \varepsilon_y = e_y / L_y \quad (2-4)$$

Αρχικά υπολογίζεται η θέση του κέντρου μάζας σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2-5, 2-6):

$$x_M = \sum(N_{sd,i} * x_{c,i}) / \sum(N_{sd,i}) \quad (2-5)$$

$$y_M = \sum(N_{sd,i} * y_{c,i}) / \sum(N_{sd,i}) \quad (2-6)$$

Οι υπολογισμοί φαίνονται στον Πίνακα 2-3.

Πίνακας 2-3: Υπολογισμός της θέσης του κέντρου μάζας

Υποστυλώμα	x_c (m)	y_c (m)	N_{sd} (kN)	$N_{sd} * x_c$	$N_{sd} * y_c$
K1	0,10	1,70	246,57	24,7	419,2
K2	0,10	6,70	370,96	37,1	2485,4
K3	0,10	12,10	185,37	18,5	2243,0
K4	3,40	1,90	393,20	1336,9	747,1
K5	3,80	5,80	294,30	1118,3	1706,9
K6	3,80	7,60	260,80	991,0	1982,1
K7	3,70	10,90	296,48	1097,0	3231,6
K8	3,10	12,50	120,26	372,8	1503,3
K9	6,70	2,50	369,07	2472,8	922,7
K10	8,40	5,80	254,59	2138,6	1476,6
K11	8,40	7,60	286,9	2410,0	2180,4
K12	8,60	10,90	354,95	3052,6	3869,0
K13	10,80	1,90	290,51	3137,5	552,0
K14	10,80	6,00	277,66	2998,7	1666,0
K15	10,80	10,50	231,68	2502,1	2432,6

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η θέση του κέντρου μάζας προκύπτει:

$$x_M = 5,60 \text{ m}$$

$$y_M = 6,48 \text{ m}$$

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων, $K_{C_{x,i}}$, $K_{C_{y,i}}$ (ανά διεύθυνση), του φέροντος οργανισμού στο ισόγειο σύμφωνα με την ακόλουθη προσεγγιστική σχέση:

$$K_C = [12(EI)_{eff}/H^3(1+\eta)] * \alpha_k \quad (2-7)$$

όπου:

$$\eta = 0 \quad \text{συντελεστής για υποστυλώματα}$$

$$H = 3,20\text{m} \quad \text{το ύψος του κατακόρυφου στοιχείου}$$

$$E_c = 22\text{GPa} \quad \text{μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος}$$

Το μέτρο ελαστικότητας E_c υπολογίστηκε σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1, του Ευρωκώδικα 2 (EN 1992-1-1 2004):

$$E_c = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} \quad (2-8)$$

Ο συντελεστής δυσκαμψίας α_k υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση (2-9):

$$\alpha_k = K_c + \Sigma k_{ba} / 4K_c + \Sigma k_{ba} \quad (2-9)$$

όπου:

$$K_c = (EI)_{eff}/H \quad \text{ο δείκτης δυσκαμψίας του κατακόρυφου στοιχείου}$$

$$\Sigma k_{ba} \quad \text{το άθροισμα των δεικτών δυσκαμψίας } (EI)_{eff}/L_b \text{ των δοκών που συντρέχουν στην κεφαλή του κατακόρυφου στοιχείου στη διεύθυνση που ελέγχεται (x ή y). } L_b \text{ είναι το μήκος κάθε δοκού.}$$

Έτσι, υπολογίζονται οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2-10, 2-11).

$$x_{CR} = \Sigma(K_{C_{x,i}} * x_{c,i}) / \Sigma(K_{C_{x,i}}) \quad (2-10)$$

$$\gamma_{CR} = \Sigma(K_{Cy,i} \cdot \gamma_{C,i}) / \Sigma(K_{Cy,i}) \quad (2-11)$$

Οι υπολογισμοί φαίνονται στους Πίνακες (2-4) - (2-6).

Πίνακας 2-4: Δείκτες δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων

Υποστυλώμα	$I_x (m^4)$	$I_y (m^4)$	$K_x (kN/m)$	$K_y (kN/m)$	$k_z - x$	$k_z - y$	Δοκοί που συντρέχουν κατά x	Δοκοί που συντρέχουν κατά y	$\Sigma k_{zz} - x$	$\Sigma k_{zz} - y$	$\alpha_z - x$	$\alpha_z - y$	K_{Cz}	K_{Cy}
K1	0,0007	0,0167	6518,5	134277,3	4888,9	122222,2	Δ18	Δ1	14784,9	13095,2	0,57	0,27	3734,5	36196,5
K2	0,0013	0,1333	10742,2	1074218,8	9777,8	977777,8	Δ13+Δ15	Δ1+Δ2	29569,9	24847,4	0,57	0,25	6154,2	273640,8
K3	0,0007	0,0167	5371,1	134277,3	4888,9	122222,2	Δ10	Δ2	9386,7	11752,1	0,49	0,27	2649,3	35933,4
K4	0,0009	0,0457	7519,5	368457,0	6844,4	335377,8	Δ18+Δ19	Δ3	31154,0	14784,9	0,65	0,26	4881,6	95126,7
K5	0,0167	0,0007	134277,3	5371,1	122222,2	4888,9	Δ15+Δ16	Δ3	27516,4	14784,9	0,29	0,57	38935,5	3077,1
K6	0,0167	0,0007	134277,3	5371,1	122222,2	4888,9	Δ13+Δ14	Δ4	27516,4	14784,9	0,29	0,57	38935,5	3077,1
K7	0,0085	0,0005	68750,0	4296,9	62577,8	3911,1	Δ11	Δ4+Δ5	19317,1	47523,0	0,30	0,81	20881,6	3498,7
K8	0,0085	0,0005	68750,0	4296,9	62577,8	3911,1	Δ10	Δ5	9386,7	32738,1	0,28	0,76	19051,2	3254,8
K9	0,0085	0,0005	68750,0	4296,9	62577,8	3911,1	Δ19+Δ20	-	29100,5	0,0	0,33	0,25	22557,7	1074,2
K10	0,0167	0,0007	134277,3	5371,1	122222,2	4888,9	Δ16+Δ17	Δ6	38194,4	14666,7	0,30	0,57	40867,0	3069,2
K11	0,0167	0,0007	134277,3	5371,1	122222,2	4888,9	Δ14	Δ6+Δ7	12731,5	22236,6	0,27	0,65	36125,4	3486,1
K12	0,0085	0,0005	68750,0	4296,9	62577,8	3911,1	Δ11+Δ12	Δ7	33121,0	7569,9	0,34	0,49	23212,9	2125,1
K13	0,0009	0,0457	7519,5	368457,0	6844,4	335377,8	Δ20	Δ8	12731,5	15804,6	0,49	0,26	3670,0	95332,0
K14	0,0007	0,0167	5371,1	134277,3	4888,9	122222,2	Δ17	Δ8+Δ9	25463,0	28899,8	0,67	0,29	3621,2	39190,2
K15	0,0007	0,0167	5371,1	134277,3	4888,9	122222,2	Δ12	Δ9	13803,9	13095,2	0,56	0,27	3009,7	36196,5

Πίνακας 2-5: Δείκτες δυσκαμψίας $(EI)_{eff}/L_b$ των δοκών

Δοκός	$I (m^4)$	$L_b (m)$	EI/L_b
Δ1	0,002083	3,50	13095,24
Δ2	0,002083	3,90	11752,14
Δ3	0,002083	3,10	14784,95
Δ4	0,002083	3,10	14784,95
Δ5	0,002083	1,40	32738,10
Δ6	0,001067	1,60	14666,67
Δ7	0,001067	3,10	7569,89
Δ8	0,002083	2,90	15804,60
Δ9	0,002083	3,50	13095,24
Δ10	0,001067	2,50	9386,67
Δ11	0,0036	4,10	19317,07
Δ12	0,001067	1,70	13803,92
Δ13	0,002083	3,10	14784,95
Δ14	0,002083	3,60	12731,48
Δ15	0,002083	3,10	14784,95
Δ16	0,002083	3,60	12731,48
Δ17	0,002083	1,80	25462,96
Δ18	0,002083	3,10	14784,95
Δ19	0,002083	2,80	16369,05
Δ20	0,002083	3,60	12731,48

Πίνακας 2-6: Υπολογισμός της θέσης του κέντρου δυσκαμψίας

Υποστώλωμα	x_c (m)	y_c (m)	K_{cx}	K_{cy}	$x_c * K_{cx}$	$y_c * K_{cy}$
K1	0,10	1,70	3734,5	43929,1	373,4	74679,5
K2	0,10	6,70	7469,0	332098,6	746,9	2225060,3
K3	0,10	12,10	3215,2	43609,8	321,5	527678,7
K4	3,40	1,90	5924,5	115448,5	20143,3	219352,2
K5	3,80	5,80	47253,3	3734,5	179562,5	21660,0
K6	3,80	7,60	47253,3	3734,5	179562,5	28382,1
K7	3,70	10,90	25342,5	4246,2	93767,4	46283,2
K8	3,10	12,50	23121,1	3950,2	71675,4	49377,0
K9	6,70	2,50	27376,7	1303,7	183423,8	3259,3
K10	8,40	5,80	49597,4	3724,9	416618,4	21604,2
K11	8,40	7,60	43842,8	4230,9	368279,8	32154,7
K12	8,60	10,90	28171,9	2579,1	242278,4	28111,8
K13	10,80	1,90	4454,0	115697,7	48103,7	219825,7
K14	10,80	6,00	4394,8	47562,4	47464,3	285374,7
K15	10,80	10,50	3652,6	43929,1	39448,3	461256,0

Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας προκύπτουν:

$$x_{CR} = 5,82 \text{ m}$$

$$y_{CR} = 5,51 \text{ m}$$

Σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2-3) και (2-4), οι εκκεντρότητες και οι ζητούμενες ανηγμένες τιμές τους προκύπτουν:

$$e_x = 0,224$$

$$e_x = 0,021 < 0,05$$

$$e_y = 0,963$$

$$e_y = 0,076 > 0,05$$

Από τα παραπάνω, προκύπτει βαθμολογία για την Χ διεύθυνση $B_{5x}=5$ και βαθμολογία για την Y διεύθυνση $B_{5y} = 4,5$.

- Κριτήριο 6 - Κανονικότητα σε Τομή/Όψη

Τα εμβαδά κατόψεων όλων των ορόφων είναι ίσα, επομένως η βαθμολογία του κτιρίου για αυτό το κριτήριο είναι $B_6=5$.

- Κριτήριο 7 - Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός Όροφος

Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών, καθώς και η διάταξη αυτών, ταυτίζονται σε όλους τους ορόφους, χωρίς να υπάρχουν πουθενά απομειώσεις. Ταυτόχρονα, ο φορέας είναι τοιχοπληρωμένος, με ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή των τοιχοπληρώσεων. Δεν υπάρχει μαλακός όροφος και σε όλους τους ορόφους η διάταξη τόσο της μπατικής όσο και της δρομικής τοιχοποιίας είναι ίδια. Γι'αυτό, η βαθμολογία του κτιρίου είναι $B_7=5$.

- Κριτήριο 8 - Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Η μάζα του κάθε ορόφου υπολογίζεται σύμφωνα με τα κατακόρυφα φορτία, διαιρώντας την συνολική αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g = 9,81\text{m/sec}^2$). Ο υπολογισμός των μαζών φαίνεται στον Πίνακα 2-7.

Πίνακας 2-7: Υπολογισμός μαζών κάθε ορόφου

Υποστώλωμα	Nsd(kN) Ισογείου	Nsd (kN) Α'Ορόφου	Nsd (kN) Β'Ορόφου	Nsd (kN) Δώματος
K1	246,57	152,68	61,19	-
K2	370,96	230,93	89,57	-
K3	185,37	111,94	38,24	-
K4	393,20	250,00	105,30	-
K5	294,30	189,48	85,80	-
K6	260,80	169,89	78,79	-
K7	296,48	185,59	80,09	-
K8	120,26	77,06	29,59	-
K9	369,07	232,48	96,68	-
K10	254,59	179,87	103,96	23,18
K11	286,90	206,97	126,89	31,48
K12	354,95	239,83	127,26	24,13
K13	290,51	182,65	73,61	-
K14	277,66	193,18	110,60	36,56
K15	231,68	170,44	105,09	39,73
Σύνολο:	4233,30	2772,99	1312,66	155,08
Φορτίο Ορόφου:	1460,31	1460,33	1157,58	155,08
Μάζα Ορόφου:	148,86	148,86	118,00	15,81

Η μεγαλύτερη διαφορά μάζας που προκύπτει είναι από τον Α' στον Β' όροφο, όπου παρατηρείται αύξηση της μάζας κατά $\Delta M = 26,2\%$, ενώ η μάζα του δώματος θα αγνοηθεί, και υπάρχει στους υπολογισμούς μόνο για την εύρεση της μάζας του Β' Ορόφου. Συνεπώς, το κτίριο δεν έχει ακριβώς ομοιόμορφη κατανομή μάζας και ο βαθμός του για αυτό το κριτήριο είναι $B8=4,2$.

- Κριτήριο 9 - Κοντά Υποστυλώματα

Σε αυτό το κριτήριο εξετάζεται ο κίνδυνος εμφάνισης ψαθυρής μορφής αστοχίας, που προκαλείται από "φύσει" ή "θέσει" κοντούς στύλους. Δεν υπάρχει πουθενά κοντό υποστώλωμα στο κτίριο λόγω της θέσης του, καθώς σε όλες τις όψεις τα υποστυλώματα έχουν ή καθαρό άνοιγμα εκατέρωθεν των πλευρών τους, ή τοιχοποιία σε όλο το ύψος τους. Στη συνέχεια θα μελετηθεί αν υπάρχουν λόγω της γεωμετρίας τους κοντά υποστυλώματα. Για κάθε υποστώλωμα αποδίδεται ένας βαθμός βι ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος. Η συμβολή στην συνολική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψιν μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας. Ο βαθμός επιρροής κοντών υποστυλωμάτων προκύπτει ως ο κεντροβαρικός μέσος όρος των βαθμών που αποδίδονται σε κάθε υποστώλωμα, σύμφωνα με το λόγο l/h . Ο υπολογισμός των συντελεστών φαίνεται στον Πίνακα 2-8.

Πίνακας 2-8: Υπολογισμός ύπαρξης κοντών υποστυλωμάτων

Υποστύλωμα	Καθαρό Ύψος (m)	Διάσταση κατά x (m)	Διάσταση κατά y (m)	l/h - x	l/h - y	β _i - x	β _i - y	σ.β. - x	σ.β. - y
K1	3,2	0,20	1,00	0,1	0,3	1	1	5	5
K2	3,2	0,20	2,00	0,1	0,6	1	1	5	5
K3	3,2	0,20	1,00	0,1	0,3	1	1	5	5
K4	3,2	0,20	1,40	0,1	0,4	1	1	5	5
K5	3,2	1,00	0,20	0,3	0,1	1	1	5	5
K6	3,2	1,00	0,20	0,3	0,1	1	1	5	5
K7	3,2	0,80	0,20	0,3	0,1	1	1	5	5
K8	3,2	0,80	0,20	0,3	0,1	1	1	5	5
K9	3,2	0,80	0,20	0,3	0,1	1	1	5	5
K10	3,2	1,00	0,20	0,3	0,1	1	1	5	5
K11	3,2	1,00	0,20	0,3	0,1	1	1	5	5
K12	3,2	0,80	0,20	0,3	0,1	1	1	5	5
K13	3,2	0,20	1,40	0,1	0,4	1	1	5	5
K14	3,2	0,20	1,00	0,1	0,3	1	1	5	5
K15	3,2	0,20	1,00	0,1	0,3	1	1	5	5

Από τα παραπάνω προκύπτει για τις δυο διευθύνσεις $B_{9x}=5$ και $B_{9y}=5$.

- Κριτήριο 10 - Κατακόρυφες ασυνέχειες

Στο κτίριο δεν υπάρχουν φυτευτά ή κεκλιμένα υποστυλώματα ή τοιχώματα, και η διατομή των κατακόρυφων στοιχείων δεν αλλάζει καθ' ύψος του κτιρίου. Συνεπώς, ο βαθμός για αυτό το κριτήριο είναι $B_{10}=5$.

- Κριτήριο 11 - Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Στο παρόν κριτήριο επιχειρείται να αξιολογηθούν όλες οι υπόλοιπες παράμετροι, πλέον της παρουσίας των κατακόρυφων ασυνεχειών (Κριτήριο 10), που επηρεάζουν την διαδρομή και μεταφορά των δυνάμεων εντός του φορέα. Μελετούνται δύο επιμέρους κρίσιμα κριτήρια με επιρροή στην μεταφορά των δυνάμεων. Με το πρώτο αξιολογείται η αλληλεπίδραση τοιχωμάτων και διαφράγματος (βαθμός B_{α}) και με το δεύτερο η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας (βαθμός B_{β}). Στο κτίριο υπάρχει πλήρης σύνδεση των τοιχωμάτων με το διάφραγμα μέσω κάθετων δοκών και ιδανικής πλαισιακής δομικής διαμόρφωσης. Επομένως, οι βαθμοί που λαμβάνει είναι $B_{\alpha}=5$ και $B_{\beta}=5$, εκ των οποίων προκύπτει τελικός βαθμός $B_{11}=5$.

- Κριτήριο 12 - Γειτονικά Κτίρια

Το κτίριο στην διεύθυνση X συνορεύει και στις δυο πλευρές του με μικρά ισόγεια κτίρια χωρίς αρμό, ενώ στην διεύθυνση Y δεν συνορεύει σε καμία μεριά με άλλο κτίριο. Γι' αυτό, το κτίριο βαθμολογείται με $B_{12x}=3$ και $B_{12y}=5$.

- Κριτήριο 13 - Κακοτεχνίες – Τραυματισμοί

Το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση (συντηρημένο, χωρίς τραυματισμούς, χωρίς υγρασίες, δεν παρατηρείται προσβολή στο σκυρόδεμα από φυσικές ή χημικές δράσεις). Ωστόσο, σε ορισμένα σημεία η γεωμετρία του φορέα διαφέρει από τα σχέδια και τα τεύχη υπολογισμού. Γι' αυτό, το κτίριο βαθμολογείται σε αυτό το κριτήριο με $B_{13}=4$.

Τελικά, υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση, σύμφωνα με την Εξίσωση (2-12):

$$\beta = \frac{\sum(\sigma_i \cdot \beta_i)}{5} \quad (2-12)$$

Πίνακας 2-9: Μειωτικοί συντελεστές επιρροής των κριτηρίων

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ β _i		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ σ _i
		ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ		
		x	γ	
1	ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ	5	5	0,10
2	ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ	5	5	0,10
3	ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ	5	5	0,05
4	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ	5	5	0,05
5	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ - ΣΤΡΕΨΗ	5	4,5	0,10
6	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ/ΟΨΗ	5	5	0,05
7	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ - ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	5	5	0,15
8	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ	4,2	4,2	0,05
9	ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	5	5	0,15
10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ	5	5	0,05
11	ΔΙΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ	5	5	0,05
12	ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ	3	5	0,05
13	ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ, ΤΡΑΥΜΑΤΙΣΜΟΙ	4	4	0,05

Με βάση τα παραπάνω, προκύπτουν οι συντελεστές $\beta_x = 0,96$ και $\beta_y = 0,97$.

Στη συνέχεια θα υπολογιστεί η προσεγγιστική αντοχή σε διάτμηση (V_{R0}) της κατασκευής. Ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών V_{Ri} μπορεί να γίνει σύμφωνα με την σχέση (2-13):

$$V_{Ri} = \min(V_{Rd}, V_M) \quad (2-13)$$

όπου:

V_{Rd} η διατμητική αντοχή του κατακόρυφου μέλους που μπορεί να ληφθεί από τις σχέσεις που προτείνονται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$V_M = M_R/L_s$ η τέμνουσα στην φάση καμπτικής αστοχίας του μέλους (M_R η ροπή αντοχής του κατακόρυφου στοιχείου στον πόδα του υπό εξέταση κρίσιμου ορόφου που μπορεί να ληφθεί από τις σχέσεις που προτείνονται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ., και $L_s = L_k/2$ προσεγγιστικά το μήκος διάτμησης)

Κάνοντας τους υπολογισμούς και στις δυο διευθύνσεις, προκύπτει ο Πίνακας 2-10.

Πίνακας 2-10: Υπολογισμός προσεγγιστικής αντοχής σε διάτμηση (V_{R0})

Υποστυλώμα	V_{Rd-x} (kN)	V_{Rd-y} (kN)	M_{R-x} (kNm)	M_{R-y} (kNm)	V_{M-x} (kN)	V_{M-y} (kN)	V_{R-x} (kN)	V_{R-y} (kN)
K1	25,79	98,64	14,70	91,78	9,19	57,36	9,19	57,36
K2	47,42	258,90	30,75	380,62	19,22	237,89	19,22	237,89
K3	23,21	86,09	18,28	114,68	11,43	71,67	11,43	71,67
K4	36,86	176,32	16,81	142,54	10,51	89,09	10,51	89,09
K5	108,06	27,73	80,03	12,86	50,02	8,04	50,02	8,04
K6	101,48	26,37	87,86	14,09	54,91	8,81	54,91	8,81
K7	87,47	25,55	46,99	9,34	29,37	5,84	29,37	5,84
K8	59,45	18,35	96,76	18,89	60,47	11,81	59,45	11,81
K9	97,95	28,28	39,66	7,93	24,79	4,95	24,79	4,95
K10	100,24	26,12	89,52	14,35	55,95	8,97	55,95	8,97
K11	106,62	27,43	81,61	13,11	51,01	8,19	51,01	8,19
K12	95,95	27,76	40,86	8,16	25,54	5,10	25,54	5,10
K13	32,59	147,77	20,89	177,76	13,06	111,10	13,06	111,10
K14	27,06	104,81	13,44	83,70	8,40	52,31	8,40	52,31
K15	25,17	95,64	15,42	96,35	9,64	60,22	9,64	60,22
Σύνολο:	975,30	1175,75	693,57	1186,14	433,48	741,34	432,46	741,34

Άρα τελικά, η προσεγγιστική αντοχή σε διάτμηση V_{R0} της κατασκευής είναι $V_{R0-x} = 432,46$ kN στην Χ διεύθυνση Χ και $V_{R0-y} = 741,34$ kN στην διεύθυνση Υ. Αυτές οι τιμές πρέπει να πολλαπλασιαστούν με τους κατάλληλους συντελεστές α_1 , α_2 , α_3 που προκύπτουν από τον Πίνακα 2-11, σύμφωνα με την Εξίσωση 2-14.

Πίνακας 2-11: Μειωτικοί συντελεστές α_i

$\alpha_1 = 0,50$ $\alpha_2 = 0,70$ $\alpha_3 = 0,85$	όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα
$\alpha_1 = 0,70$ $\alpha_2 = 0,85$	όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$\alpha_1 = 0,70$ $\alpha_3 = 0,85$	όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$\alpha_1 = 0,85$	όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων

$$V_{R0} = \alpha_1 \Sigma V_{Ri}^{\text{υποστ.}} + \alpha_2 \Sigma V_{Ri}^{\text{τοιχ.}} + \alpha_3 \Sigma V_{Ri}^{\text{κοντ.υποστ.}} + \Sigma V_{Ri}^{\text{τοιχοπλ.}} \quad (2-14)$$

Στο συγκεκριμένο κτίριο δεν υπάρχουν ούτε τοιχία ούτε κοντά υποστυλώματα, ενώ η επιρροή των τοιχοπληρώσεων σε διάτμηση δεν θα ληφθεί υπόψιν. Συνεπώς, η Εξίσωση 2-14 απλοποιείται στην μορφή (2-15):

$$V_{R0} = 0,85 \Sigma V_{Ri}^{\text{υποστ.}} \quad (2-15)$$

από την οποία τελικά προκύπτει η αντοχή σε διάτμηση $V_{R0-x} = 367,59$ kN στην διεύθυνση Χ και $V_{R0-y} = 630,14$ kN στην διεύθυνση Υ. Τέλος, οι τιμές αυτές πολλαπλασιάζονται με τους συντελεστές $\beta_x = 0,96$ και $\beta_y = 0,97$, έτσι ώστε να προκύψει η σεισμική αντίσταση $V_{R-x} = 352,89$ kN στην διεύθυνση Χ και $V_{R-y} = 611,24$ kN στην διεύθυνση Υ.

2.2.3 Προσδιορισμός Σεισμικής Απαιτήσης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$)

Στη συνέχεια προσδιορίζεται η σεισμική απαίτηση και για τις 2 διευθύνσεις με βάση το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8-1 (EN 1998 - 1:2004), από την Εξίσωση (2-16).

$$V_{req} = M * S_d(T) \quad (2-16)$$

όπου:

M	προκύπτει από μόνιμα G και κινητά Q φορτία, για τον συνδυασμό φόρτισης G+ψ ₂ Q
T	η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, εκτιμάται προσεγγιστικά κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η μάζα M του κτιρίου βρέθηκε στο Κριτήριο 8 ίση με 4233,30 kN, ή 431,5 Mgr. Ο υπολογισμός της ιδιοπεριόδου του κτιρίου γίνεται σύμφωνα με την Εξίσωση (2-17).

$$T_0 = C_t * h_n^\beta \quad (2-17)$$

όπου:

C _t	0,052
β	0,90
h _n	το ύψος του κτιρίου σε μέτρα

Τελικά προκύπτει T₀ = 0,398 sec, που για Κατηγορία Εδάφους C, σημαίνει ότι T_B < T₀ < T_C. Έτσι, τελικά υπολογίζεται η επιτάχυνση S_d(T), σύμφωνα με την Εξίσωση (2-18).

$$S_d(T) = a_g * S * (2,5/q) \quad (2-18)$$

όπου:

a _g	γ _i * a _{gR}
q	λαμβάνεται ίσο με 2,00 (σύμφωνα με το ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ)
S	1,00 (σύμφωνα με το ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ)
γ _i	λαμβάνεται ίσο με 1,00
a _{gR}	0,24g
γ _i	λαμβάνεται ίσο με 1,00

Τελικά προκύπτει S_d(T) = 0,3g, που σύμφωνα με την Εξίσωση (2-16), σημαίνει ότι η τελική σεισμική απαίτηση του κτιρίου είναι:

$$V_{req} = V_{req,x} = V_{req,y} = 1269,9 \text{ kN}$$

2.2.4 Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου

Ο Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου λ της κατασκευής, προσδιορίζεται ανά διεύθυνση σύμφωνα με τις Εξισώσεις (2-19 – 2-20):

$$\lambda_x = (V_{req,x} + 0,30 * V_{req,y}) / (V_{R-x} + 0,30 * V_{R-y}) \quad (2-19)$$

$$\lambda_y = (V_{req,y} + 0,30 * V_{req,x}) / (V_{R-y} + 0,30 * V_{R-x}) \quad (2-20)$$

Από τα παραπάνω προκύπτουν οι τιμές λ_x = 3,08 και λ_y = 2,30. Ο τελικός Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου υπολογίζεται από την Εξίσωση (2-21).

$$\lambda = 100 * \max(\lambda_x, \lambda_y) \quad (2-21)$$

από την οποία προκύπτει λ = 308.

2.2.5 Κατάταξη Κτιρίου σε Σεισμική Κατηγορία Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου

Ορίζεται σεισμική κατηγορία (Κ) δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου κτιρίου ο μέγιστος στόχος αποτίμησης που μπορεί να εξασφαλίσει ένα κτίριο για στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές Βλάβες» κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.), εφαρμόζοντας τη μεθοδολογία του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου. Για να γίνει η κατάταξη του κτιρίου, προσδιορίζεται ο συντελεστής δ σύμφωνα με την Εξίσωση (2-22):

$$\delta = \min(1/\lambda_x, 1/\lambda_y) \quad (2-22)$$

Από την Εξίσωση 2-22 προκύπτει $\delta = 0,32$, και το κτίριο κατατάσσεται στην Σεισμική Κατηγορία Κ4⁺, σύμφωνα με τον Πίνακα Π1 (Πίνακας 2-12).

Πίνακας 2-12: Πίνακας Π1 για την κατάταξη του κτιρίου σε Σεισμική Κατηγορία

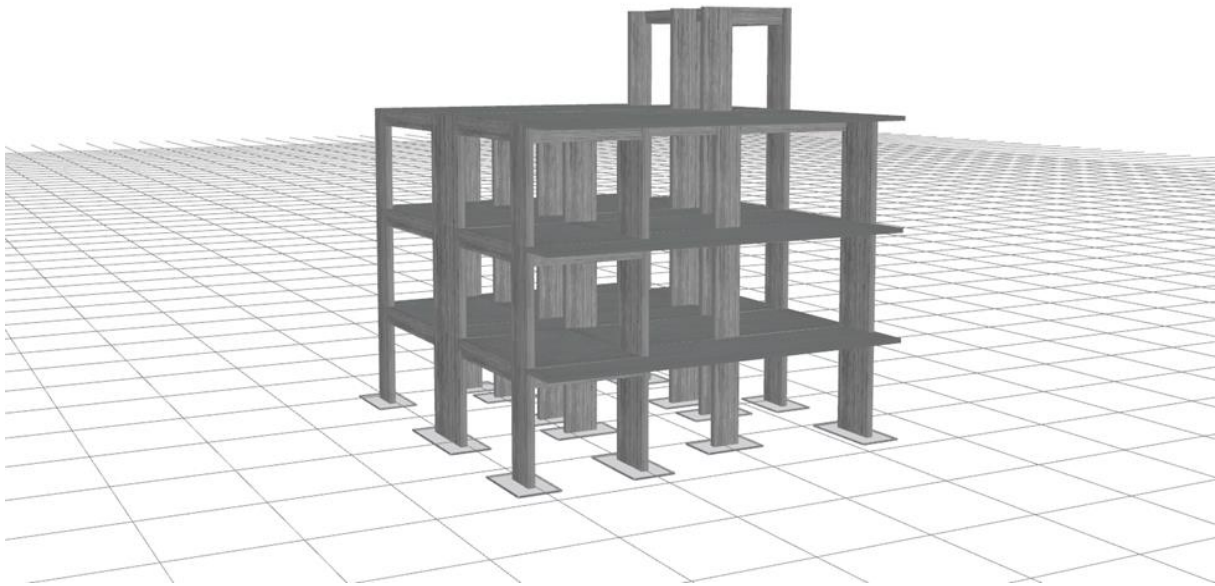
Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	δ	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ (Κ)
2475	2%	$1.80 \leq \delta$	Κ0
975	5%	$1.30 \leq \delta < 1.80$	Κ1 ⁺
475	10%	$1.00 \leq \delta < 1.30$	Κ1
225	20%	$0.75 \leq \delta < 1.00$	Κ2 ⁺
135	30%	$0.60 \leq \delta < 0.75$	Κ2
70	50%	$0.45 \leq \delta < 0.60$	Κ3 ⁺
40	70%	$0.35 \leq \delta < 0.45$	Κ3
20	90%	$0.25 \leq \delta < 0.35$	Κ4 ⁺
<20	>90%	$\delta < 0.25$	Κ4

2.3 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

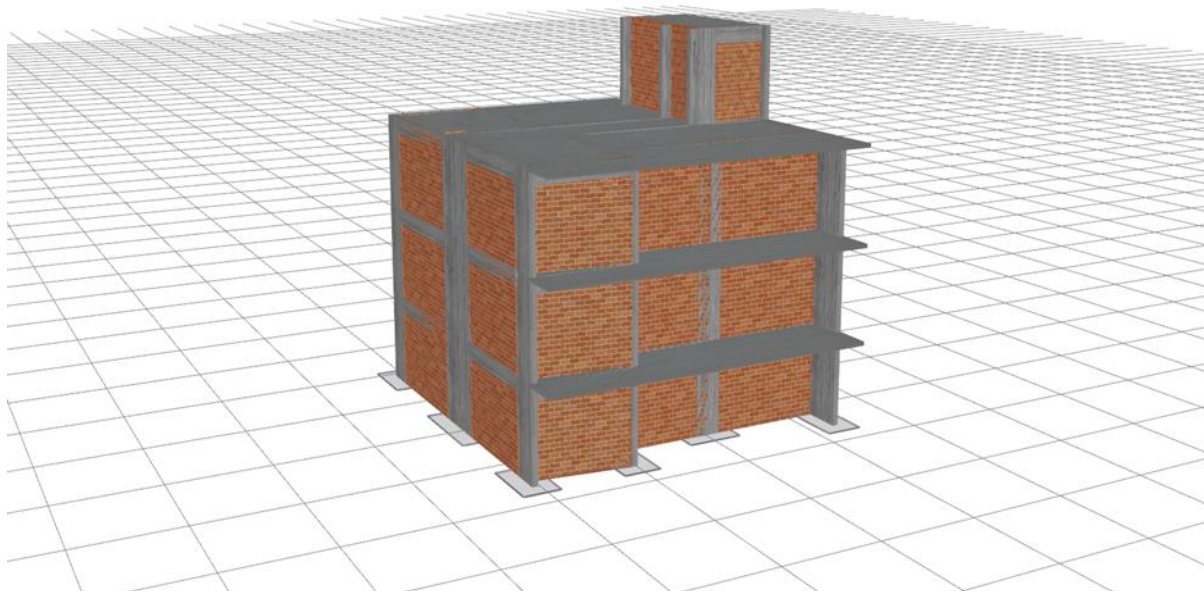
2.3.1 Εισαγωγή

Στον τριτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο γίνεται αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς αποτίμησης και επεμβάσεων (Ευρωκώδικας 8 και ΚΑΝΕΠΕ - 3^η Αναθεώρηση). Η πιο συχνή μέθοδος είναι η στατική ανελαστική ανάλυση. Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Κατόπιν, γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη μεταφορική ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση. Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα έστω και σε έναν όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση.

Στα πλαίσια της ανάλυσης δημιουργήθηκαν 2 προσομοιώματα, το ένα χωρίς εξωτερικούς τοίχους και το δεύτερο με εξωτερικούς τοίχους.



Σχήμα 2-2: Προσομοίωμα χωρίς τοίχους



Σχήμα 2-3: Προσομοίωμα με τοίχους

Η ελάχιστη βασική σεισμική κλάση του κτιρίου, σύμφωνα με την κατηγορία σπουδαιότητάς του (Κατηγορία Σπουδαιότητας ΙΙ) και το έτος κατασκευής του (Έτος Κατασκευής: 1975) είναι Β3, σύμφωνα με τον Πίνακα ΠΑ.2.2. του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως δίνεται και στον Πίνακα 2-13.

Πίνακας 2-13: Ελάχιστη βασική σεισμική κλάση (Πίνακας ΠΑ.2.2. ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

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

2.3.2 Έλεγχος Εφαρμογής Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Στην συνέχεια, ακολουθούν οι Δυναμικές Ελαστικές Αναλύσεις των δυο προσομοιωμάτων, για να επιβεβαιωθεί ότι μπορεί να εφαρμοστεί η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover).

Προσομοίωμα χωρίς Τοίχους

Αρχικά πραγματοποιείται η Ιδιομορφική Ανάλυση του φορέα έτσι ώστε οι ιδιομορφές να καλύπτουν το 90% της μάζας του, απ'όπου προκύπτουν οι τιμές του Πίνακα 2-14. Στη συνέχεια πραγματοποιείται η Δυναμική Ελαστική Ανάλυση. Από τους 32 συνδυασμούς φόρτισης που υπάρχουν στον ΚΑΝΕΠΕ για Δυναμική Ελαστική Ανάλυση, επιλέγονται οι τέμνουσες των υποστυλωμάτων από τους συνδυασμούς Modal X + Modal 0,3Y + eccX και Modal Y + Modal 0,3X + eccY. Στην πραγματικότητα μικρή σημασία έχει ποιος συνδυασμός θα ελεγχθεί, αλλά για λόγους πληρότητας ερευνάται μια ανάλυση με κύρια φόρτιση κατά X και μια με κύρια φόρτιση κατά Y. Στους Πίνακες 2-15 και 2-16 δίνονται οι εν λόγω τιμές.

Πίνακας 2-14: Ατομικά και Αθροιστικά ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ατομικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών						Αθροιστικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών					
		[U _x]	[U _y]	[U _z]	[R _x]	[R _y]	[R _z]	[U _x]	[U _y]	[U _z]	[R _x]	[R _y]	[R _z]
1	0,480	29,55%	30,96%	0,00%	5,88%	2,71%	19,33%	29,55%	30,96%	0,00%	5,88%	2,71%	19,33%
2	0,446	50,60%	26,35%	0,00%	4,41%	5,42%	3,44%	80,15%	57,31%	0,00%	10,29%	8,13%	22,77%
3	0,347	2,00%	19,40%	0,00%	1,44%	0,51%	55,43%	82,14%	76,70%	0,00%	11,73%	8,64%	78,20%
4	0,151	5,75%	3,07%	0,00%	4,30%	11,52%	1,24%	87,89%	79,78%	0,00%	16,04%	20,16%	79,44%
5	0,139	6,01%	3,57%	0,00%	5,55%	11,50%	1,02%	93,91%	83,35%	0,00%	21,59%	31,66%	80,46%
6	0,119	0,24%	1,38%	0,02%	2,29%	0,29%	4,82%	94,14%	84,73%	0,02%	23,87%	31,95%	85,28%
7	0,090	1,09%	6,60%	0,00%	6,54%	0,69%	2,42%	95,24%	91,33%	0,02%	30,41%	32,63%	87,70%
8	0,084	2,44%	3,36%	0,00%	4,02%	2,27%	4,18%	97,68%	94,69%	0,02%	34,42%	34,90%	91,89%
9	0,075	0,07%	0,51%	0,13%	0,00%	0,01%	3,66%	97,75%	95,20%	0,16%	34,43%	34,90%	95,54%

Πίνακας 2-15: Τέμνουσες υποστυλωμάτων από τον συνδυασμό Modal X + Modal 0,3Y + eccX

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας - Συνδυασμός Modal X + Modal 0,3Y + eccX						
Υποστύλωμα	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
K1	-4,62	-9,29	-5,30	-12,41	-3,76	-7,01
K2	-9,64	-32,89	-12,07	-23,56	-7,70	-5,94
K3	-2,65	2,70	-2,16	9,34	-1,46	8,10
K4	-10,92	-13,49	-16,04	-13,71	-12,22	-14,22
K5	-74,25	0,71	-55,34	1,52	-32,68	1,55
K6	-68,79	-1,51	-49,58	-2,88	-26,18	-2,97
K7	-25,78	-0,27	-10,50	-0,19	1,45	0,37
K8	-28,22	-0,50	-19,05	-0,50	-6,91	0,36
K9	-43,60	-0,19	-34,14	-0,19	-16,92	-0,07
K10	-86,44	-0,86	-77,12	-1,32	-42,68	-1,14
K11	-62,44	-1,65	-40,00	-2,78	-19,16	-2,79
K12	-49,87	0,37	-54,43	0,87	-33,65	1,88
K13	-14,34	-42,49	-22,54	-37,71	-19,74	-25,95
K14	-7,14	-18,44	-10,16	-16,90	-6,54	-11,61
K15	-5,69	-6,14	-8,16	7,06	-6,05	7,06
Σύνολο	-494,39	-123,94	-416,59	-93,35	-234,20	-52,38

Πίνακας 2-16: Τέμνουσες υποστυλωμάτων από τον συνδυασμό Modal Y + Modal 0,3X + eccY

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας - Συνδυασμός Modal Y + Modal 0,3X + eccY						
Υποστύλωμα	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
K1	-2,98	17,76	-3,30	13,31	-2,52	13,42
K2	-5,86	124,38	-6,83	91,38	-3,91	34,06
K3	-2,67	26,84	-2,73	30,44	4,15	24,11
K4	-8,36	49,06	-12,74	35,64	-10,14	8,76
K5	-49,66	4,61	-36,58	8,39	-21,72	8,24
K6	-47,46	1,62	-34,11	2,53	-18,98	2,40
K7	-21,29	3,41	-10,05	6,57	-1,68	6,59
K8	-28,30	3,03	-22,51	5,96	3,54	6,26
K9	-28,83	0,60	-21,70	0,27	-9,86	-0,29
K10	-59,85	3,88	-55,51	6,16	-33,40	4,86
K11	-44,77	4,00	-30,34	6,68	-16,73	5,08
K12	-47,02	4,02	-57,15	6,58	2,35	6,56
K13	-11,75	94,89	-19,18	53,35	-17,45	1,59
K14	-4,92	61,06	-7,03	63,65	-4,82	51,53
K15	-4,97	54,94	-7,59	50,08	-6,27	40,35
Σύνολο	-368,69	454,10	-327,35	380,99	-137,44	213,52

Στην συνέχεια, εκτελείται η ίδια διαδικασία, μόνο που αυτήν την φορά λαμβάνονται υπόψιν μόνο οι δυο πρώτες ιδιομορφές, οι οποίες είναι οι κύριες μεταφορικές κατά X και Y. Οι ιδιομορφές αυτές, φαίνονται στον Πίνακα 2-17. Εκτελώντας την Δυναμική Ελαστική Ανάλυση και παίρνοντας τις τέμνουσες από τους ίδιους συνδυασμούς φόρτισης με πριν, προκύπτουν οι τιμές των Πινάκων 2-18 και 2-19. Τα παραπάνω αποτελέσματα, καθώς και ο λόγος των τεμνουσών ανά όροφο και ανά διεύθυνση συνοψίζονται στους Πίνακες 2-20 και 2-21, απόπου προκύπτει ότι η τέμνουσα από Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας του κτιρίου δεν υπερβαίνει πουθενά το 130% εκείνης που προκύπτει από την Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις δυο κύριες μεταφορικές ιδιομορφές. Συνεπώς, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική και μπορεί να εφαρμοστεί η Στατική Ανελαστική Ανάλυση.

Πίνακας 2-17: Ατομικά και Αθροιστικά ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ατομικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών						Αθροιστικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών					
		[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0,480	29,55%	30,96%	0,00%	5,88%	2,71%	19,33%	29,55%	30,96%	0,00%	5,88%	2,71%	19,33%
2	0,446	50,60%	26,35%	0,00%	4,41%	5,42%	3,44%	80,15%	57,31%	0,00%	10,29%	8,13%	22,77%

Πίνακας 2-18: Τέμνουσες υποστυλωμάτων από τον συνδυασμό Modal X + Modal 0,3Y + eccX

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις 2 Κύριες Μεταφορικές Ιδιομορφές - Συνδυασμός Modal X + Modal 0,3Y + eccX						
Υποστύλωμα	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
K1	-4,77	-11,70	-5,58	-14,63	-3,96	-8,63
K2	-9,58	-46,80	-12,04	-33,03	-7,57	-8,34
K3	-2,44	0,60	-1,86	7,66	-1,15	6,95
K4	-11,15	-14,98	-16,48	-14,66	-12,53	-14,35
K5	-73,92	0,61	-55,57	1,34	-31,58	1,35
K6	-67,22	-1,61	-48,28	-3,07	-24,03	-3,17
K7	-24,25	-0,36	-9,13	-0,36	3,23	0,21
K8	-26,71	-0,59	-17,95	-0,64	-5,78	0,23
K9	-44,16	-0,18	-35,15	-0,09	-17,13	-0,08
K10	-86,25	-0,76	-78,04	-1,20	-41,71	-1,06
K11	-61,38	-1,54	-39,69	-2,63	-18,39	-2,68
K12	-47,99	0,45	-52,23	0,97	-32,24	1,96
K13	-14,45	-38,03	-22,74	-35,10	-19,82	-24,93
K14	-7,12	-15,92	-10,13	-14,66	-6,64	-9,86
K15	-5,52	-4,09	-7,94	4,33	-5,88	8,10
Σύνολο	-486,91	-134,89	-412,81	-105,76	-225,18	-54,30

Πίνακας 2-19: Τέμνουσες υποστυλωμάτων από τον συνδυασμό Modal Y + Modal 0,3X + eccY

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις 2 Κύριες Μεταφορικές Ιδιομορφές - Συνδυασμός Modal Y + Modal 0,3X + eccY						
Υποστύλωμα	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
K1	-2,90	5,90	-3,17	2,68	-2,35	5,74
K2	-5,83	53,51	-6,82	42,90	-3,84	20,89
K3	-2,50	15,26	-2,47	20,38	3,93	17,27
K4	-8,24	41,97	-12,52	30,47	-9,84	6,22
K5	-49,19	4,20	-36,38	7,62	-20,49	7,41
K6	-46,44	1,24	-33,19	1,81	-16,32	1,62
K7	-19,92	3,19	-8,57	6,19	0,50	6,20
K8	-26,74	2,84	-21,03	5,67	1,68	5,97
K9	-28,21	0,58	-8,64	0,26	-8,64	-0,29
K10	-59,36	3,90	-55,46	6,19	-32,43	4,85
K11	-44,10	4,01	-30,15	6,69	-16,26	5,07
K12	-45,52	4,03	-55,29	6,59	0,99	6,55
K13	-11,60	95,01	-18,89	54,10	-17,00	-0,73
K14	-4,90	61,21	-7,03	64,17	-4,78	51,83
K15	-4,80	55,05	-7,29	50,53	-5,98	40,54
Σύνολο	-360,25	351,90	-306,90	306,25	-130,83	179,14

Πίνακας 2-20: Λόγος τεμνουσών ανά όροφο και ανά διεύθυνση για τον συνδυασμό Modal X + Modal 0,3Y + eccX

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας - Συνδυασμός Modal X + Modal 0,3Y + eccX						
Σύνολο	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
Σύνολο	-494,390	-123,938	-416,590	-93,350	-234,200	-52,383
Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις 2 Κύριες Μεταφορικές Ιδιομορφές - Συνδυασμός Modal X + Modal 0,3Y + eccX						
Σύνολο	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
Σύνολο	-486,91	-134,892	-412,81	-105,762	-225,18	-54,304
Λόγος Τεμνουσών Ορόφων						
	1,015	0,919	1,009	0,883	1,040	0,965

Πίνακας 2-21: Λόγος τεμνουσών ανά όροφο και ανά διεύθυνση για τον συνδυασμό Modal Y + Modal 0,3X + eccY

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με Ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας - Συνδυασμός Modal Y + Modal 0,3X + eccY						
Σύνολο	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
Σύνολο	-368,690	454,096	-327,350	380,993	-137,440	213,517
Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις 2 Κύριες Μεταφορικές Ιδιομορφές - Συνδυασμός Modal Y + Modal 0,3X + eccY						
Σύνολο	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
Σύνολο	-360,25	351,9	-306,9	306,251	-130,827	179,141
Λόγος Τεμνουσών Ορόφων						
	1,023	1,290	1,067	1,244	1,051	1,192

Προσομοίωμα με Τοίχους

Όπως και πριν, πραγματοποιείται η Ιδιομορφική Ανάλυση του φορέα έτσι ώστε οι ιδιομορφές να καλύπτουν το 90% της μάζας του, από όπου προκύπτουν οι τιμές του Πίνακα 2-22. Στη συνέχεια πραγματοποιείται η Δυναμική Ελαστική Ανάλυση. Όπως και πριν, από τους 32 συνδυασμούς φόρτισης που υπάρχουν στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για Δυναμική Ελαστική Ανάλυση, επιλέγονται οι τέμνουσες των υποστυλωμάτων από τους συνδυασμούς Modal X + Modal 0,3Y + eccX και Modal Y + Modal 0,3X + eccY. Στους Πίνακες 2-23 και 2-24 δίνονται οι εν λόγω τιμές.

Πίνακας 2-22: Ατομικά και Αθροιστικά ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ατομικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών						Αθροιστικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών					
		[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0,250	60,34%	19,69%	0,00%	2,36%	4,13%	7,28%	60,34%	19,69%	0,00%	2,36%	4,13%	7,28%
2	0,216	25,60%	57,86%	0,00%	6,19%	1,76%	2,65%	85,94%	77,55%	0,00%	8,56%	5,89%	9,93%
3	0,169	1,98%	6,97%	0,00%	0,09%	0,52%	76,87%	87,92%	84,52%	0,00%	8,64%	6,41%	86,80%
4	0,086	7,38%	1,71%	0,01%	4,19%	25,24%	0,49%	95,30%	86,23%	0,01%	12,84%	31,65%	87,29%
5	0,073	1,86%	7,47%	0,02%	25,11%	5,35%	0,82%	97,16%	93,70%	0,03%	37,94%	37,00%	88,11%
6	0,059	0,00%	1,73%	6,45%	0,11%	0,41%	5,34%	97,16%	95,44%	6,48%	38,05%	37,41%	93,44%
7	0,058	0,00%	0,01%	11,68%	10,37%	0,17%	0,02%	97,16%	95,45%	18,16%	48,42%	37,58%	93,46%
8	0,056	0,01%	0,08%	14,58%	11,75%	8,78%	2,49%	97,17%	95,53%	32,74%	60,17%	46,36%	95,95%
9	0,054	2,36%	0,55%	0,46%	1,51%	2,15%	0,16%	99,53%	96,07%	33,20%	61,68%	48,51%	96,11%

Πίνακας 2-23: Τέμνουσες υποστυλωμάτων από τον συνδυασμό Modal X + Modal 0,3Y + eccX

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με Ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας - Συνδυασμός Modal X + Modal 0,3Y + eccX						
Υποστυλώμα	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
K1	-2,05	8,53	-1,07	2,97	0,46	2,50
K2	-2,16	66,33	0,06	30,01	1,97	5,99
K3	-1,33	17,86	-0,97	20,35	-0,37	13,87
K4	-6,35	27,16	-8,49	5,07	-5,39	-9,65
K5	-31,45	2,45	-9,49	3,78	-2,34	3,15
K6	-28,76	0,01	-9,10	-0,86	-2,36	-1,28
K7	-5,55	1,93	9,19	3,26	13,31	2,78
K8	-15,10	1,58	-10,90	2,73	-5,35	2,52
K9	-21,40	0,43	-7,69	0,08	3,08	-0,19
K10	-39,60	1,47	-22,37	1,35	-12,92	0,60
K11	-29,72	1,13	-11,73	0,67	-8,20	-0,42
K12	-28,36	2,17	-31,50	2,96	-21,17	3,09
K13	-9,37	54,82	-15,19	1,17	-13,59	-14,77
K14	-2,78	37,82	-3,05	28,43	-1,91	16,51
K15	-2,99	35,04	-4,37	23,73	-3,47	20,71
Σύνολο	-226,97	258,73	-126,67	125,70	-58,25	45,40

Πίνακας 2-24: Τέμνουσες υποστυλωμάτων από τον συνδυασμό Modal Y + Modal 0,3X + eccY

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με Ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας - Συνδυασμός Modal Y + Modal 0,3X + eccY						
Υποστυλώμα	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
K1	2,62	10,76	4,62	4,72	3,83	3,41
K2	3,10	79,23	5,13	35,77	4,64	7,12
K3	2,00	20,07	3,38	22,36	2,49	14,63
K4	0,97	28,90	1,08	3,05	0,49	-14,36
K5	8,66	2,54	4,89	3,88	3,14	3,22
K6	7,86	0,11	3,74	-0,74	2,61	-1,20
K7	16,20	2,03	22,69	3,35	21,57	2,81
K8	2,84	1,66	-2,46	2,78	-1,50	2,50
K9	13,66	0,43	17,44	0,08	16,03	-0,17
K10	3,74	1,45	-4,40	1,37	-4,47	0,63
K11	2,99	1,05	-5,15	0,59	-4,31	-0,44
K12	-1,44	2,19	-10,27	2,98	-10,11	3,11
K13	-3,19	51,17	-7,41	1,04	-8,34	-14,60
K14	0,29	35,27	0,01	26,79	-0,52	16,06
K15	0,86	33,44	0,73	23,43	-0,52	20,65
Σύνολο	61,16	270,30	34,02	131,46	25,02	43,37

Πραγματοποιείται η ίδια διαδικασία λαμβάνοντας υπόψιν τις δυο κύριες μεταφορικές ιδιομορφές κατά Χ και Υ. Οι ιδιομορφές αυτές φαίνονται στον Πίνακα 2-25. Εκτελώντας την Δυναμική Ελαστική Ανάλυση και παίρνοντας στοιχεία από τους ίδιους συνδυασμούς φόρτισης με πριν, προκύπτουν οι τιμές των Πινάκων 2-26 και 2-27. Τα αποτελέσματα των παραπάνω Πινάκων, καθώς και ο λόγος των τεμνουσών ανά όροφο και ανά διεύθυνση συνοψίζονται στους Πίνακες 2-28 και 2-29, απ'όπου προκύπτει ότι η τέμνουσα από Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας του κτιρίου δεν υπερβαίνει πουθενά το 130% εκείνης που προκύπτει από την Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις δυο κύριες μεταφορικές ιδιομορφές. Συνεπώς, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική και μπορεί να εφαρμοστεί η Στατική Ανελαστική Ανάλυση.

Πίνακας 2-25: Ατομικά και Αθροιστικά ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ατομικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών						Αθροιστικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών					
		[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0,250	60,34%	19,69%	0,00%	2,36%	4,13%	7,28%	60,34%	19,69%	0,00%	2,36%	4,13%	7,28%
2	0,216	25,60%	57,86%	0,00%	6,19%	1,76%	2,65%	85,94%	77,55%	0,00%	8,56%	5,89%	9,93%

Πίνακας 2-26: Τέμνουσες υποστυλωμάτων από τον συνδυασμό Modal X + Modal 0,3Y + eccX

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις 2 Κύριες Μεταφορικές Ιδιομορφές - Συνδυασμός Modal X + Modal 0,3Y + eccX						
Υποστυλώμα	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
K1	-2,05	8,06	-1,09	2,69	0,48	2,34
K2	-2,15	63,45	0,06	29,07	2,00	5,30
K3	-1,27	17,36	-0,90	20,04	-0,32	13,69
K4	-6,36	26,78	-8,52	4,99	-5,37	-9,46
K5	-31,25	2,44	-9,45	3,77	-1,95	3,14
K6	-28,44	0,01	-8,98	-0,87	-1,98	-1,29
K7	-5,24	1,93	9,36	3,26	13,53	2,77
K8	-14,72	1,58	-10,73	2,73	-5,26	2,51
K9	-21,35	0,43	-7,74	0,08	3,27	-0,19
K10	-39,40	1,46	-22,34	1,34	-12,54	0,59
K11	-29,43	1,12	-11,60	0,67	-7,86	-0,43
K12	-27,95	2,16	-31,20	2,95	-20,89	3,08
K13	-9,37	54,26	-15,21	1,05	-13,57	-15,57
K14	-2,78	37,59	-3,05	28,35	-1,89	16,24
K15	-2,93	34,82	-4,29	23,67	-3,41	20,49
Σύνολο	-224,69	253,44	-125,68	123,78	-55,76	43,20

Πίνακας 2-27: Τέμνουσες υποστυλωμάτων από τον συνδυασμό Modal Y + Modal 0,3X + eccY

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις 2 Κύριες Μεταφορικές Ιδιομορφές - Συνδυασμός Modal Y + Modal 0,3X + eccY						
Υποστυλώμα	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
K1	2,59	9,00	4,56	3,62	3,79	2,84
K2	3,11	68,76	5,14	32,27	4,64	5,53
K3	1,98	18,36	3,31	21,13	2,42	14,07
K4	0,93	27,76	1,02	2,83	0,44	-13,74
K5	8,67	2,50	4,86	3,83	3,08	3,19
K6	7,90	0,08	3,71	-0,79	2,49	-1,23
K7	16,21	2,00	22,67	3,33	21,52	2,80
K8	2,76	1,64	-2,60	2,76	-1,70	2,49
K9	13,51	0,43	17,33	0,08	15,95	-0,17
K10	3,75	1,46	-4,41	1,37	-4,52	0,62
K11	3,04	1,05	-5,15	0,60	-4,35	-0,45
K12	-1,44	2,20	-10,28	2,99	-10,16	3,11
K13	-3,23	51,24	-7,46	1,13	-8,37	-15,30
K14	0,29	35,39	0,01	27,01	-0,52	15,96
K15	0,87	33,49	0,73	23,50	-0,53	20,50
Σύνολο	60,94	255,35	33,45	125,66	24,18	40,23

Πίνακας 2-28: Λόγος τεμνουσών ανά όροφο και ανά διεύθυνση για τον συνδυασμό Modal X + Modal 0,3Y + eccX

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας - Συνδυασμός Modal X + Modal 0,3Y + eccX						
Σύνολο	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
	-226,970	258,733	-126,670	125,697	-58,245	45,404
Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις 2 Κύριες Μεταφορικές Ιδιομορφές - Συνδυασμός Modal X + Modal 0,3Y + eccX						
Σύνολο	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
	-224,69	253,44	-125,683	123,781	-55,762	43,204
Λόγος Τεμνουσών Ορόφων						
	1,010	1,021	1,008	1,015	1,045	1,051

Πίνακας 2-29: Λόγος τεμνουσών ανά όροφο και ανά διεύθυνση για τον συνδυασμό Modal Y + Modal 0,3X + eccY

Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με ιδιομορφές που καλύπτουν το 90% της μάζας - Συνδυασμός Modal Y + Modal 0,3X + eccY						
Σύνολο	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
	61,160	270,302	34,015	131,457	25,024	43,369
Ελαστική Δυναμική Ανάλυση με τις 2 Κύριες Μεταφορικές Ιδιομορφές - Συνδυασμός Modal Y + Modal 0,3X + eccY						
Σύνολο	Ισόγειο Vx (kN)	Ισόγειο Vy (kN)	A' Όροφος Vx (kN)	A' Όροφος Vy (kN)	B' Όροφος Vx (kN)	B' Όροφος Vy (kN)
	60,94	255,351	33,446	125,661	24,184	40,228
Λόγος Τεμνουσών Ορόφων						
	1,004	1,059	1,017	1,046	1,035	1,078

2.3.3 Στατική Ανελαστική Ανάλυση

2.3.3.1 Εισαγωγή

Στη συνέχεια των μελετών θα χρησιμοποιηθεί μόνο το προσομοίωμα με την εξωτερική τοιχοποιία, καθώς το κτίριο δεν έχει πολλά ανοίγματα στην εξωτερική τοιχοποιία του, ενώ τα ανοίγματα που έχει δεν καταλαμβάνουν μεγάλο μέρος του εμβαδού της όψης αυτής. Συνεπώς, είναι εύλογο να θεωρηθεί ότι το προσομοίωμα αυτό θα ανταποκρίνεται περισσότερο στην πραγματική κατάσταση της κατασκευής. Ο λόγος που έγινε έλεγχος της εφαρμογής της μεθόδου και σε μοντέλο χωρίς εξωτερική τοιχοποιία είναι έτσι ώστε να διαπιστωθεί ότι η ύπαρξη της δεν είναι κρίσιμη για την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Στην ανάλυση που ακολουθεί θα συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα και το υπόγειο, έτσι ώστε να εκτιμάται η σωστή δυσκαμψία των υποστυλωμάτων, αν και στην πραγματικότητα μικρή διαφορά θα κάνει. Η ποιότητα της μπατικής τοιχοποιίας που επιλέχθηκε είναι "Καλή" σύμφωνα με τον Πίνακα 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2-30.

Πίνακας 2-30: Ποιότητα τοιχοποιίας (Πίνακας 3 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

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

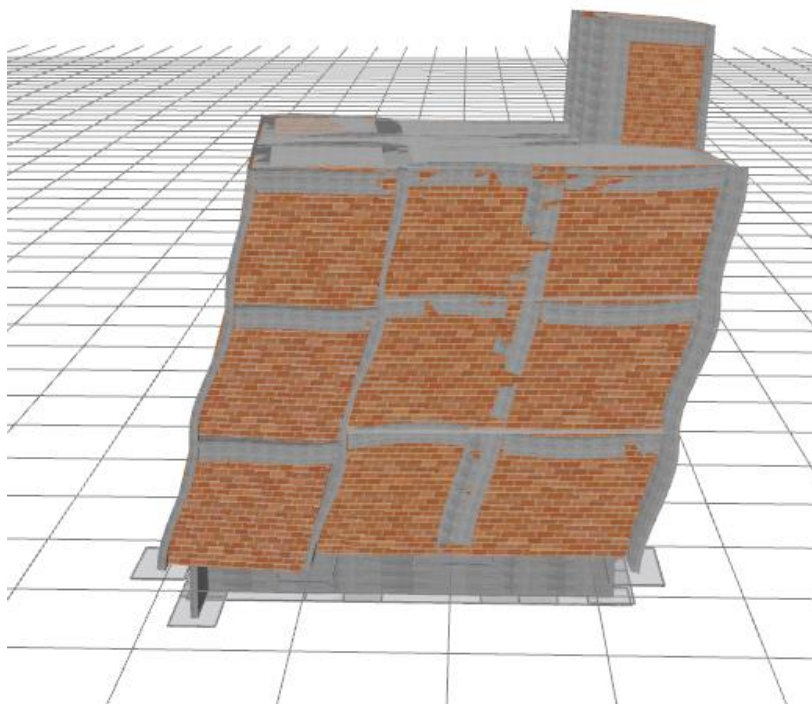
Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, οι στόχοι ανασχεδιασμού σκοπεύουν να καλύψουν την Στάθμη Επιτελεστικότητας B3, που αντιστοιχεί σε σεισμό επαναφοράς 40 ετών. Στον Πίνακα 2-31 παρατίθενται οι Πίνακες Σ2.1 και 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., με τις διάφορες Στάθμες Επιτελεστικότητας.

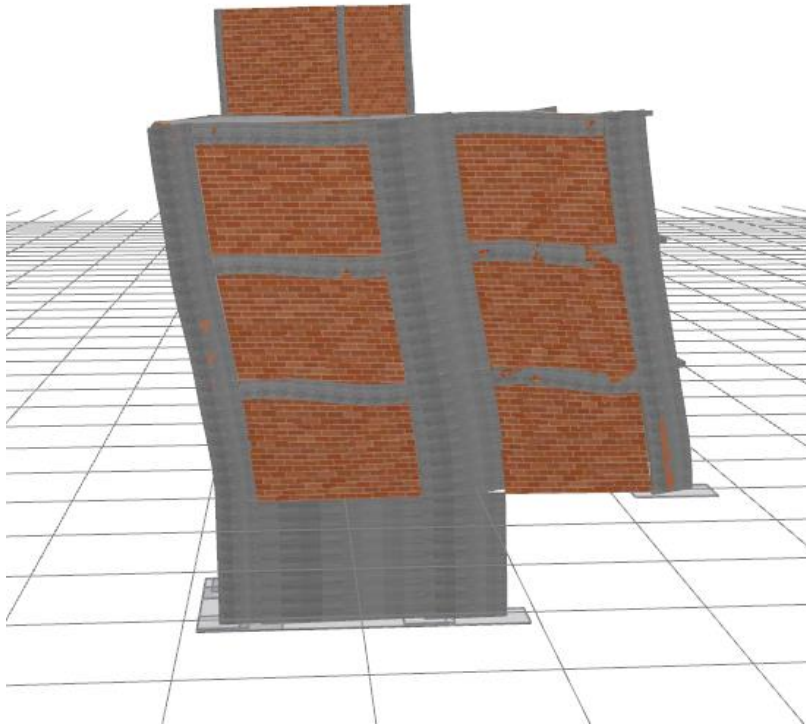
Πίνακας 2-31: Στάθμες Επιτελεστικότητας (Πίνακας Σ2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. αριστερά και 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεξιά)

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$a_g / a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
			A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
2475	2%	1.80	A0	B0	Γ0
975	5%	1.30	A1 ⁺	B1 ⁺	Γ1 ⁺
475	10%	1.00	A1	B1	Γ1
225	20%	0.75	A2 ⁺	B2 ⁺	Γ2 ⁺
135	30%	0.60	A2	B2	Γ2
70	50%	0.45	A3 ⁺	B3 ⁺	Γ3 ⁺
40	70%	0.35	A3	B3	Γ3
20	90%	0.25	A4 ⁺	B4 ⁺	Γ4 ⁺
<20	>90%	<0.25	A4	B4	Γ4

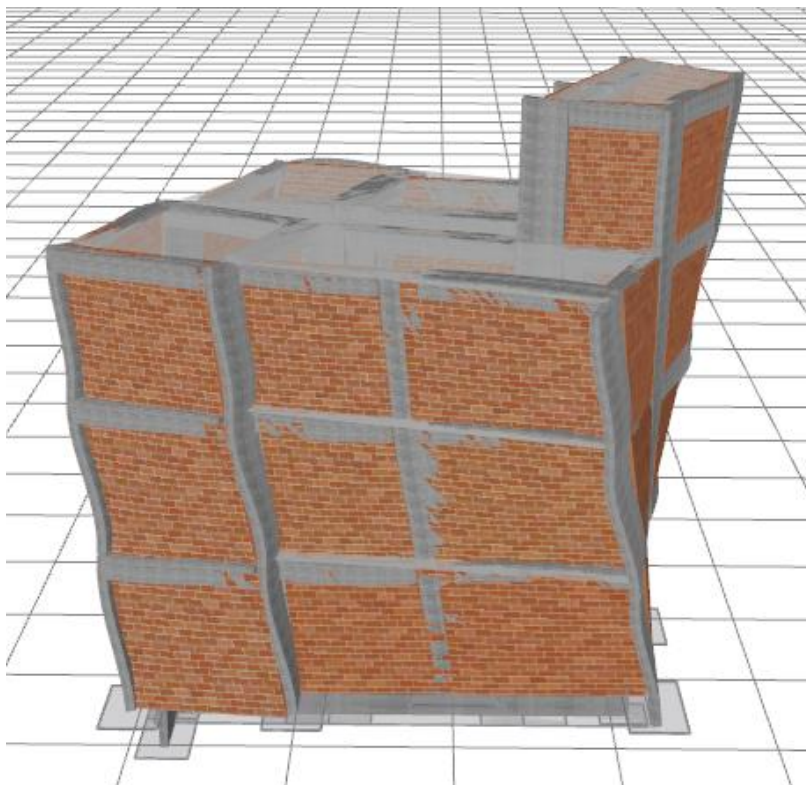
2.3.3.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

Αρχικά πραγματοποιείται η ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής, από την οποία προκύπτουν οι κυρίαρχες ιδιομορφές ανά διεύθυνση, οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής των ενεργών ιδιομορφικών μαζών αυτών. Στα Σχήματα 2-4 – 2-6 παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για τις κύριες μεταφορικές ιδιομορφές κατά X και κατά Y, καθώς και η πρώτη στρεπτική ιδιομορφή του κτιρίου. Στον Πίνακα 2-32 δίνονται αναλυτικά οι 20 πρώτες ιδιομορφές, ιδιοπερίοδοι και ενεργές ιδιομορφικές μάζες της κατασκευής. Ο αριθμός των ιδιομορφών επιλέχθηκε έτσι ώστε να συμπεριλαμβάνεται όσο το δυνατόν περισσότερη ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής γίνεται, ωστόσο λόγω της μάζας του υπογείου, ο αριθμός αυτός έχει ένα ανώτατο όριο που για τις μεταφορικές ιδιομορφές κατά X και Y, καθώς και για την στροφική ιδιομορφή κατά Z, φαίνεται να φτάνει στο 90% ~ 92%, ενώ παραπάνω ιδιομορφές δεν αλλάζουν σημαντικά τα ποσοστά των ενεργών ιδιομορφικών μαζών.

Σχήμα 2-4: Κύρια Μεταφορική Ιδιομορφή κατά X – $T_x = 0,184$ sec



Σχήμα 2-5: Κύρια Μεταφορική Ιδιομορφή κατά Y – $T_Y = 0,161 \text{ sec}$



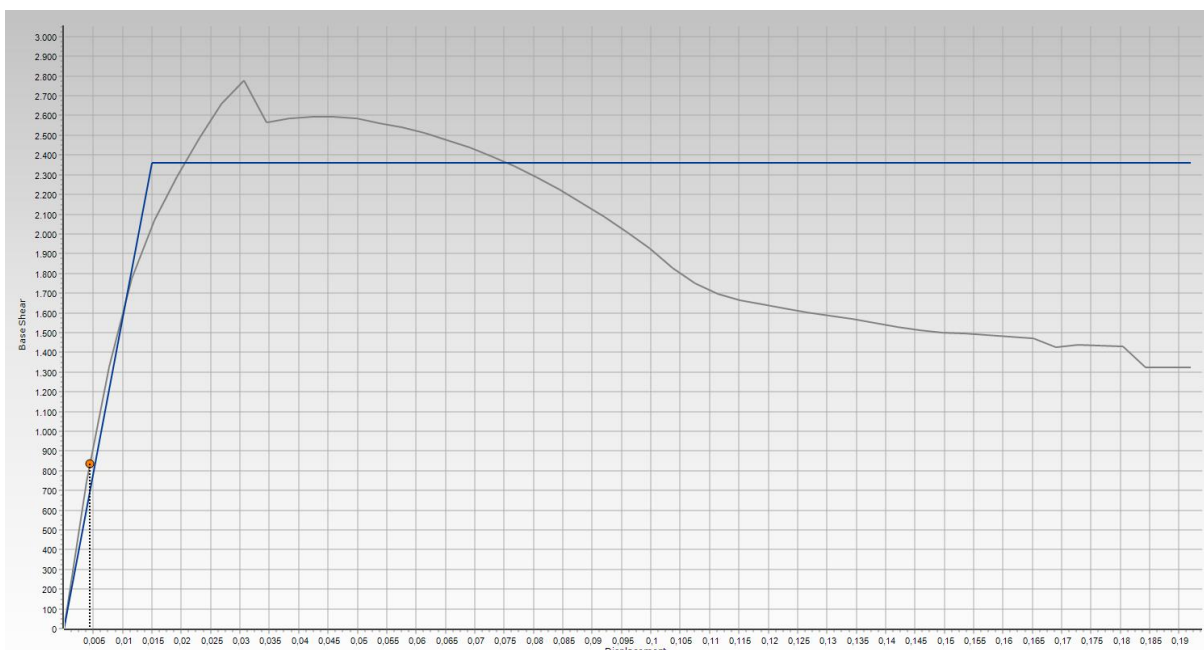
Σχήμα 2-6: Κύρια Στρεπτική Ιδιομορφή κατά Z – $T_Z = 0,127 \text{ sec}$

Πίνακας 2-32: Ατομικά και Αθροιστικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών Μαζών

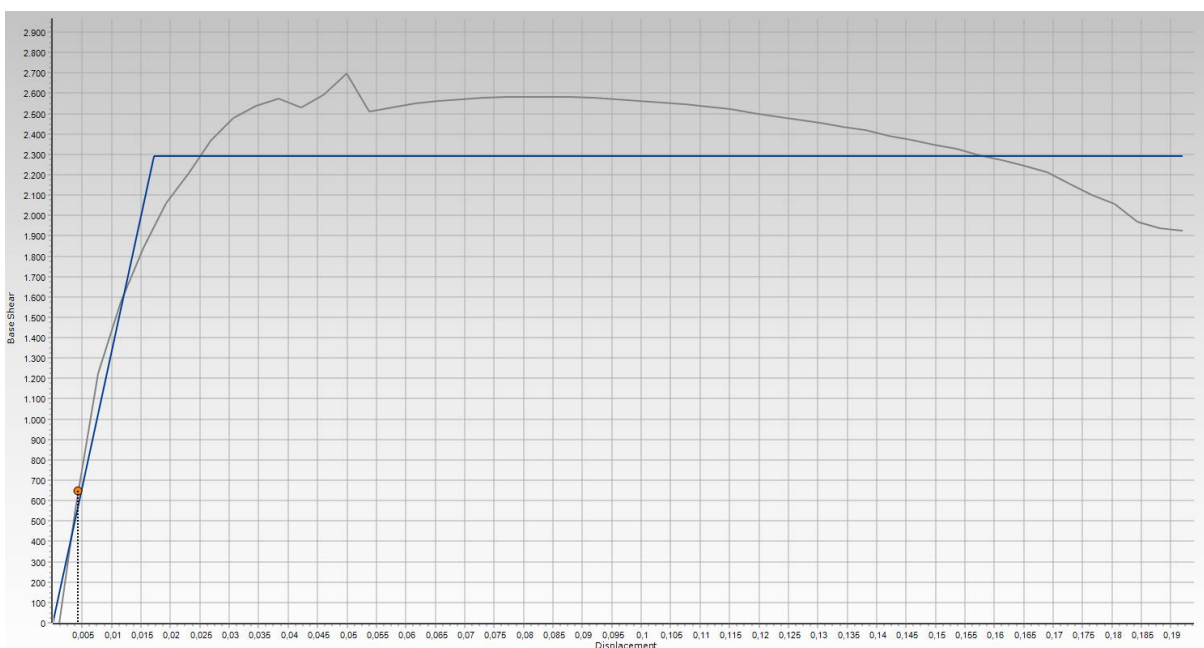
Ατομικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών							
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0,184	53,91%	19,89%	0,00%	5,70%	11,51%	9,76%
2	0,161	24,55%	53,84%	0,00%	13,85%	5,01%	0,89%
3	0,127	1,91%	5,18%	0,00%	0,38%	0,89%	70,78%
4	0,064	6,27%	1,81%	0,04%	3,48%	17,27%	0,79%
5	0,055	1,86%	6,73%	0,26%	20,16%	3,66%	0,46%
6	0,049	0,00%	0,71%	24,48%	1,95%	6,31%	0,26%
7	0,047	0,01%	0,01%	11,99%	11,65%	0,04%	0,00%
8	0,044	0,00%	0,88%	3,86%	2,82%	4,34%	6,31%
9	0,042	0,57%	0,13%	17,69%	0,06%	0,03%	0,12%
10	0,041	1,14%	0,20%	3,58%	4,84%	0,78%	0,36%
11	0,040	0,18%	0,05%	9,71%	1,48%	17,82%	0,05%
12	0,039	0,01%	0,01%	0,50%	4,17%	2,86%	0,06%
13	0,038	0,01%	0,17%	5,71%	0,07%	0,19%	0,06%
14	0,038	0,01%	0,04%	2,73%	3,12%	1,87%	0,00%
15	0,037	0,00%	0,00%	0,14%	0,01%	1,38%	0,21%
16	0,035	0,00%	0,00%	0,93%	0,00%	1,53%	0,06%
17	0,035	0,03%	0,18%	0,41%	0,05%	0,75%	0,13%
18	0,034	0,00%	0,01%	1,19%	5,25%	3,51%	0,08%
19	0,034	0,01%	0,30%	1,76%	0,12%	1,03%	0,00%
20	0,033	0,21%	1,65%	0,10%	1,32%	0,14%	0,52%
Αθροιστικά Ποσοστά Ενεργών Ιδιομορφικών μαζών							
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	[Ux]	[Uy]	[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
1	0,184	53,91%	19,89%	0,00%	5,70%	11,51%	9,76%
2	0,161	78,46%	73,73%	0,00%	19,55%	16,51%	10,65%
3	0,127	80,37%	78,91%	0,00%	19,93%	17,41%	81,43%
4	0,064	86,64%	80,72%	0,04%	23,41%	34,68%	82,22%
5	0,055	88,50%	87,45%	0,31%	43,57%	38,34%	82,69%
6	0,049	88,50%	88,16%	24,79%	45,51%	44,65%	82,94%
7	0,047	88,50%	88,17%	36,78%	57,16%	44,69%	82,94%
8	0,044	88,51%	89,05%	40,65%	59,98%	49,03%	89,25%
9	0,042	89,08%	89,18%	58,33%	60,03%	49,06%	89,37%
10	0,041	90,22%	89,39%	61,91%	64,88%	49,84%	89,74%
11	0,040	90,40%	89,44%	71,62%	66,36%	67,66%	89,79%
12	0,039	90,41%	89,45%	72,12%	70,53%	70,51%	89,85%
13	0,038	90,42%	89,62%	77,83%	70,59%	70,71%	89,90%
14	0,038	90,44%	89,66%	80,56%	73,71%	72,58%	89,90%
15	0,037	90,44%	89,66%	80,70%	73,72%	73,97%	90,11%
16	0,035	90,44%	89,66%	81,63%	73,72%	75,50%	90,17%
17	0,035	90,47%	89,84%	82,04%	73,77%	76,25%	90,30%
18	0,034	90,47%	89,85%	83,23%	79,02%	79,76%	90,38%
19	0,034	90,48%	90,15%	84,99%	79,14%	80,79%	90,38%
20	0,033	90,69%	91,80%	85,09%	80,46%	80,93%	90,90%

2.3.3.3 Ανάλυση Pushover με Στάθμη Επιτελεστικότητας B3

Στη συνέχεια πραγματοποιούνται 72 αναλύσεις Pushover για διαφορετικούς συνδυασμούς φόρτισης. Από αυτές, 4 είναι με ομοιόμορφη φόρτιση σε μια από τις 2 διευθύνσεις (X ή Y) και τις 2 φορές (κατά τα θετικά ή τα αρνητικά), 4 με ιδιομορφική φόρτιση σε μια από τις 2 διευθύνσεις και τις 2 φορές, και οι υπόλοιπες 64 αναλύσεις είναι διαφορετικοί συνδυασμοί ομοιόμορφης ή ιδιομορφικής φόρτισης και στις 2 διευθύνσεις, μαζί με τυχηματικές εκκεντρότητες, επίσης και στις 2 διευθύνσεις, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Ο τελικός έλεγχος των μελών γίνεται μέσα από την περιβάλλουσα όλων αυτών των συνδυασμών. Οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_t (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 2-7 και 2-8. Η Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B3), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.

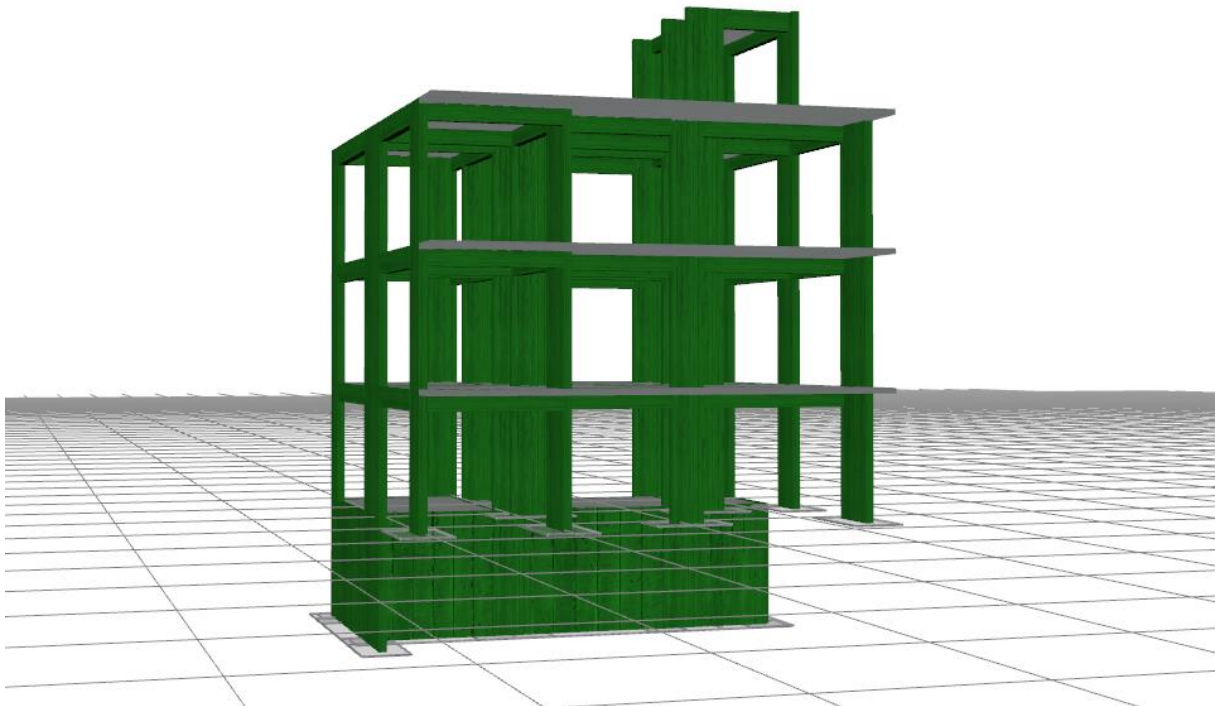


Σχήμα 2-7: Καμπύλη Ικανότητας κατά X – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3

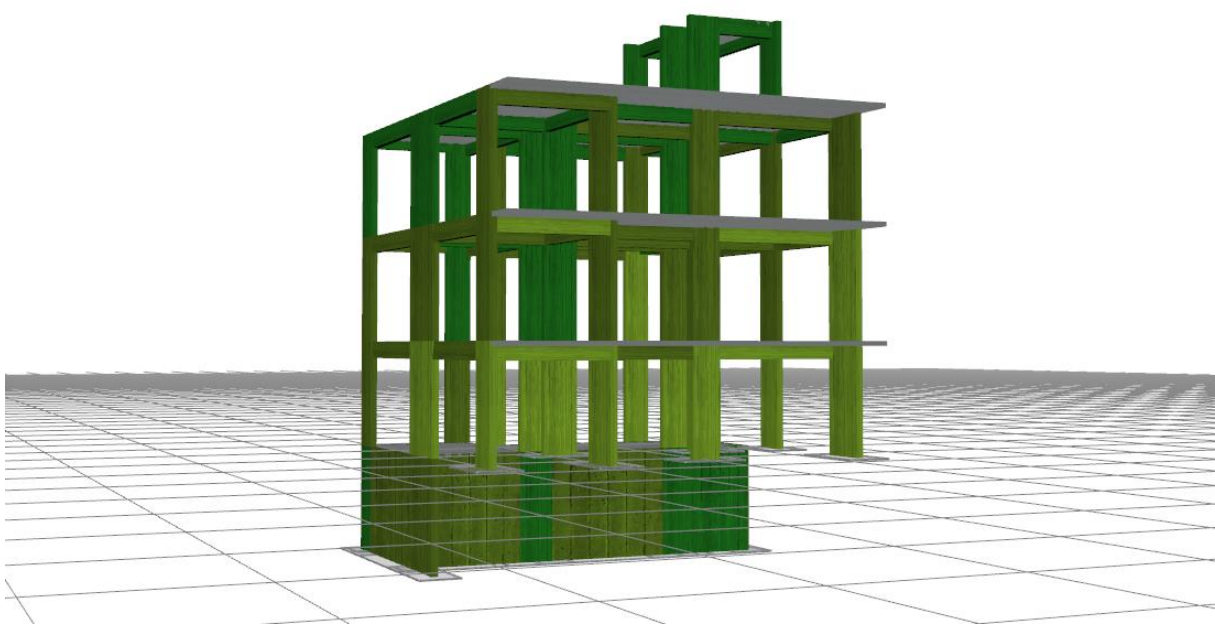


Σχήμα 2-8: Καμπύλη Ικανότητας κατά Y – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3

Έπειτα, γίνονται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχεία του φορέα (Σχήματα 2-9 – 2-10) για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B3) σε κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 2-9: Έλεγχος Στροφής Χορδής – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3

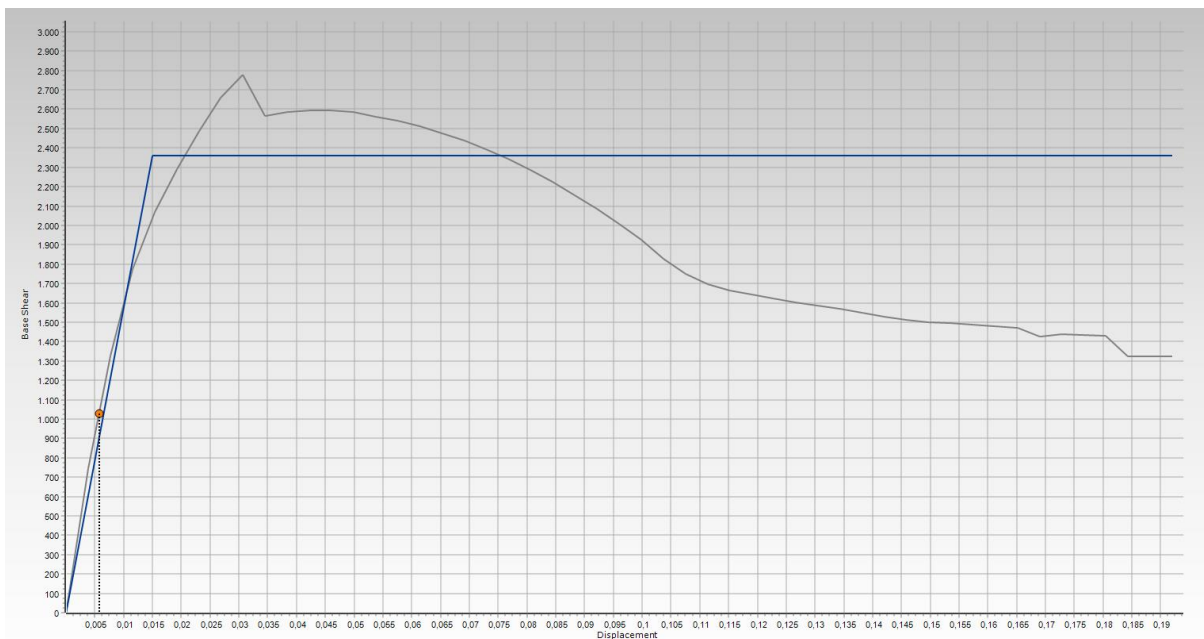


Σχήμα 2-10: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3

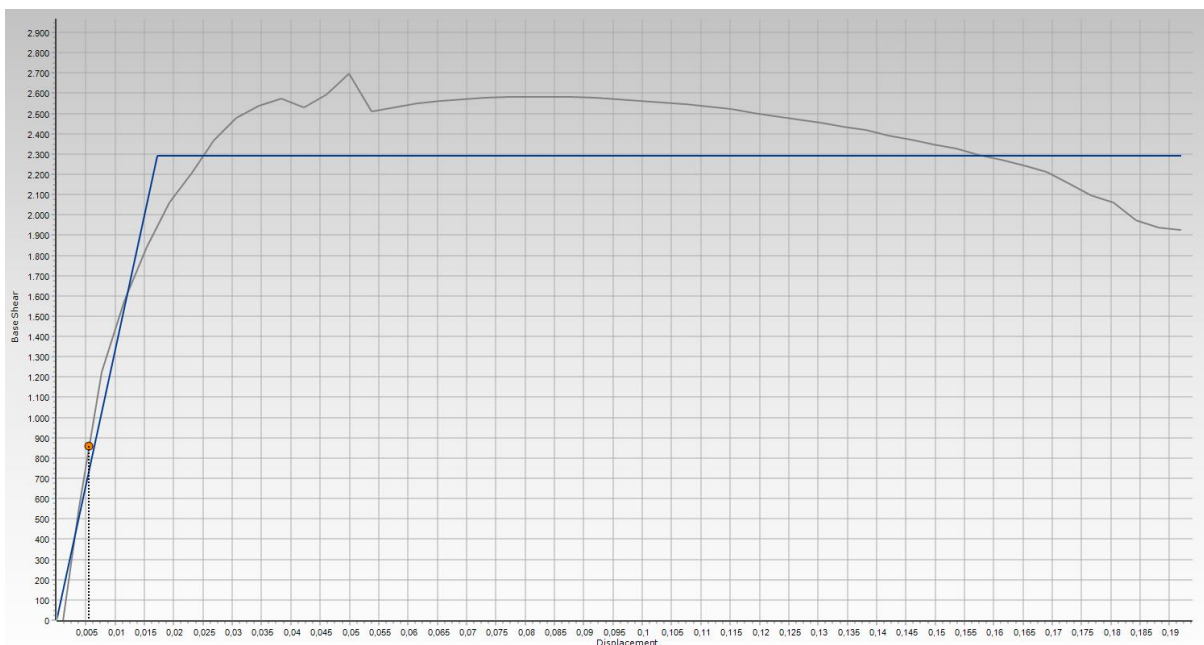
Δεν παρατηρείται πουθενά αστοχία, τόσο στον έλεγχο διατμητικής αντοχής, όσο και στον έλεγχο στροφής χορδής. Συνεπώς, το κτίριο δεν χρειάζεται κάποια ενίσχυση για να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ..

2.3.3.4 Ανάλυση Pushover με Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺

Στην συνέχεια επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία για Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺. Οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_t (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 2-11 και 2-12. Η Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B3⁺), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.

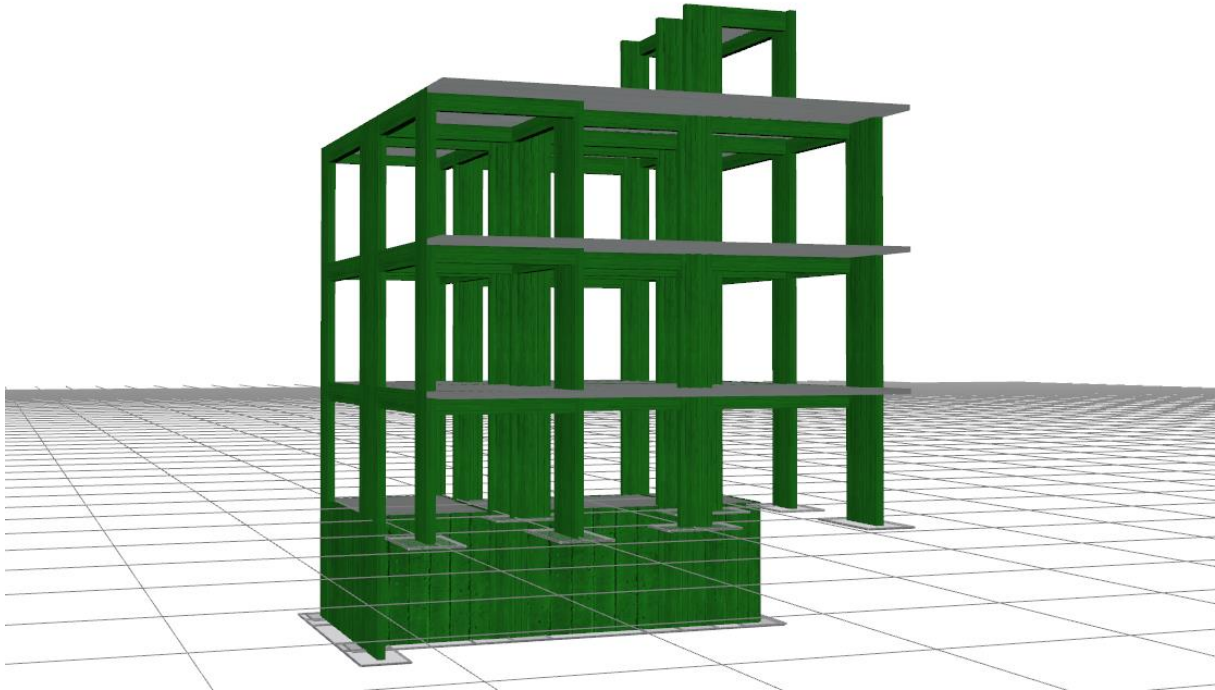


Σχήμα 2-11: Καμπύλη Ικανότητας κατά X – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺

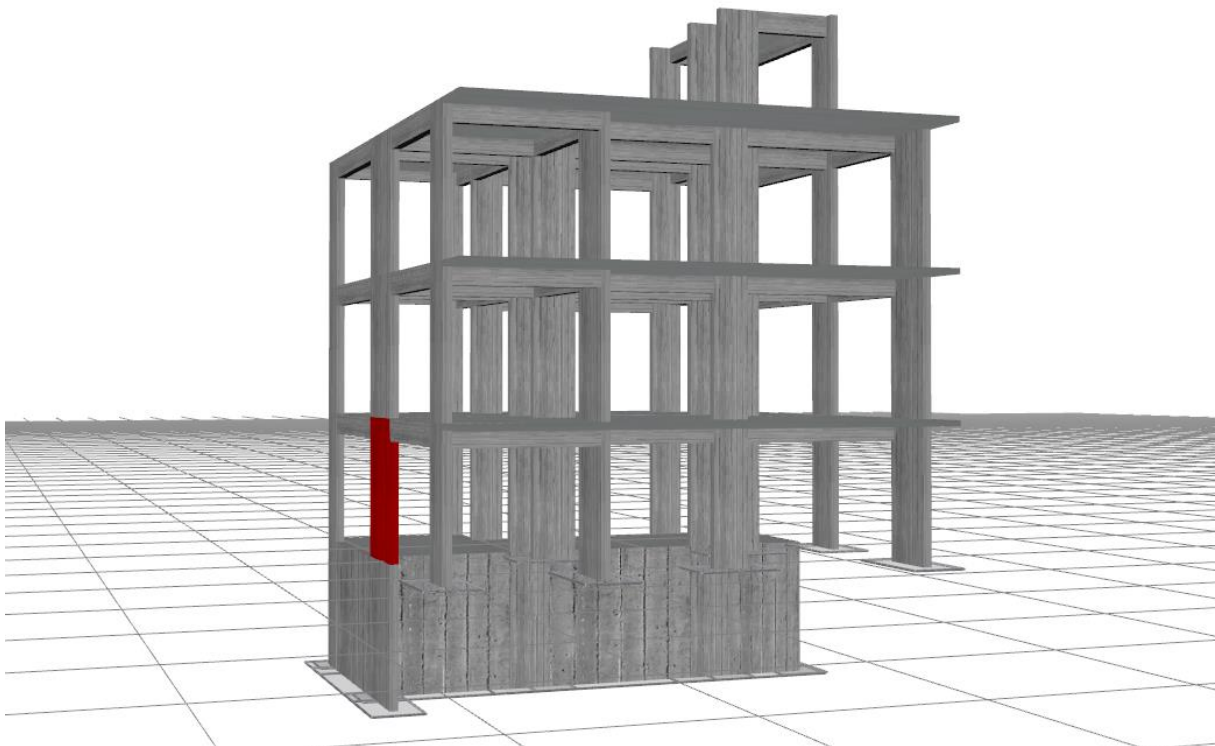


Σχήμα 2-12: Καμπύλη Ικανότητας κατά Y – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺

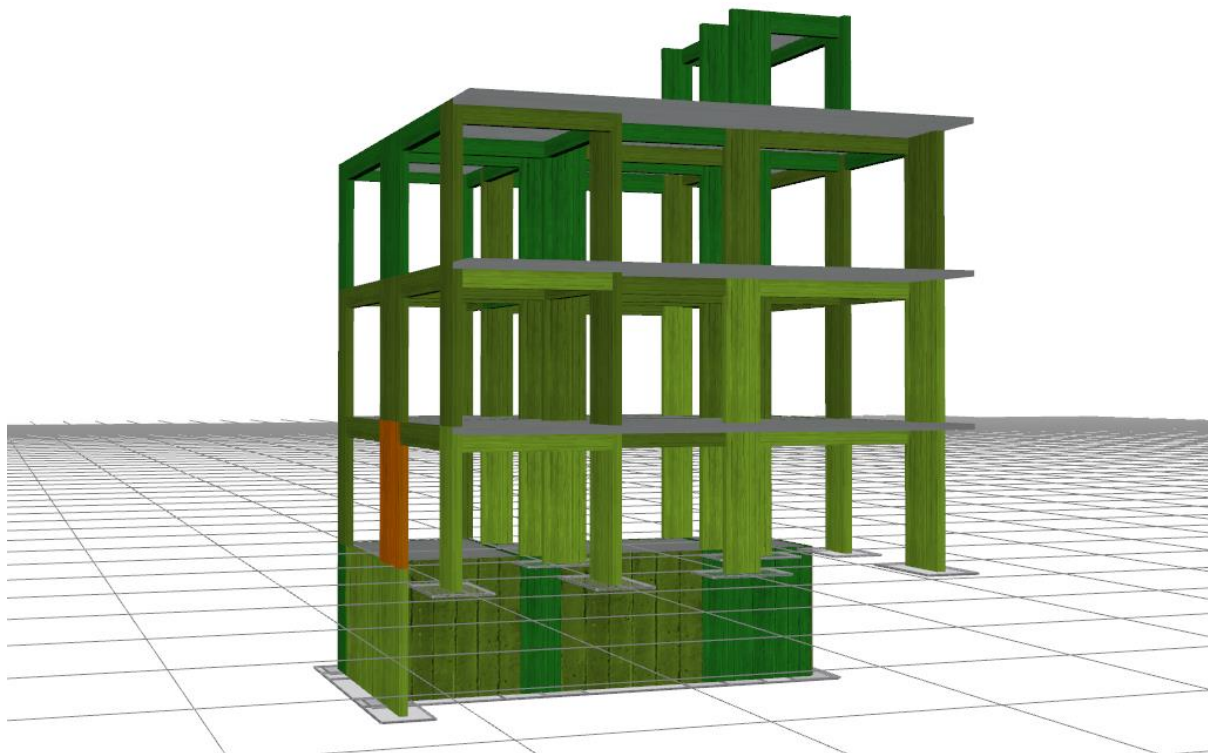
Έπειτα, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχεία του φορέα (Σχήματα 2-13 – 2-15) για την στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B3⁺) σε κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 2-13: Έλεγχος Στροφής Χορδής – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺



Σχήμα 2-14: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺



Σχήμα 2-15: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής – Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺

Σε αυτήν την Στάθμη Επιτελεστικότητας παρατηρείται μόνο μια διατμητική αστοχία στο υποστυλώμα K2 του ισογείου, ενώ δεν παρατηρούνται πουθενά αστοχίες από τους ελέγχους στροφής χορδής. Ο Συντελεστής Απόδοσης του υποστυλώματος είναι 1,02, συνεπώς είναι εύλογο να θεωρηθεί ότι για αυτήν την Στάθμη, μόλις που συμβαίνει αστοχία. Το υποστυλώμα K2, αστοχεί από συνδυασμούς με κύρια φόρτιση κατά την Y διεύθυνση, κάτι το οποίο είναι λογικό, αφού λόγω των διαστάσεων του (πλάτος: 20 εκατοστά, μήκος: 200 εκατοστά), είναι πολύ πιο δύσκαμπτο στην Y διεύθυνση από τα γειτονικά του υποστυλώματα, και αναλαμβάνει μεγαλύτερο μέρος της δύναμης.

Στην συνέχεια μειώνεται η σεισμική επιτάχυνση έως ότου το προσομοίωμα βρεθεί οριακά πριν την πρώτη αστοχία. Με δοκιμές, προκύπτει ότι ο φορέας βρίσκεται οριακά πριν την αστοχία για επιτάχυνση 0,229g, στην Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺.

Πίνακας 2-33: Μέγιστη επιτάχυνση πριν τη αστοχία για τον φορέα χωρίς ενίσχυση

			Performance Ratio
PGA (g)	Στάθμη B3 ⁺	Μέλη που αστοχούν	K2
0,24	1 Αστοχία	K2	1,022
0,235	1 Αστοχία	K2	1,011
0,23	1 Αστοχία	K2	1,000
0,229	0 Αστοχίες	-	0,997

Δεδομένου ότι η στάθμη B3⁺ έχει λόγο $a_g/a_{g,ref} = 0,45$ (όπου $a_{g,ref}$ είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου, και a_g είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση), υπολογίζεται ότι για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B1, που αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 ετών, η μέγιστη επιτάχυνση πριν την πρώτη αστοχία για το κτίριο χωρίς ενίσχυση είναι 0,103g.

3 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

3.1 Εισαγωγή

Σε αυτό το κεφάλαιο θα μελετηθούν πιθανά σενάρια ενίσχυσης της κατασκευής. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από οροφοδιαμερίσματα, πιθανές εργασίες ενίσχυσης της κατασκευής που θα γίνουν σε έναν όροφο, θα επηρεάσουν προσωρινά την ζωή ενός νοικοκυριού για ένα ορισμένο χρονικό διάστημα. Συνεπώς, κρίνεται εύλογο να μελετηθεί εάν περαιτέρω εργασίες στον ίδιο όροφο θα φέρουν περαιτέρω αύξηση της Στάθμης Επιτελεστικότητας. Γι'αυτό, θα μελετηθούν μερικά διαφορετικά σενάρια ενίσχυσης στον κάθε όροφο, θα υπολογιστεί για το καθένα η Στάθμη Επιτελεστικότητας που ικανοποιεί και θα σχολιαστεί κατά πόσο αξίζει η ενίσχυση αυτή.

3.2 Υλικά Ενίσχυσης

Για την ενίσχυση της κατασκευής επιλέχθηκε η μέθοδος FRP Wrapping (Fiber-Reinforced Polymer Wrapping). Τα υφάσματα αυτά αποτελούνται από συνεχείς ίνες υαλοβάμβακα, άνθρακα ή κάποιου άλλου υλικού και, σε συνδυασμό με μια εποξειδική ρητίνη, χρησιμοποιούνται σε στατικές ενισχύσεις δομικών στοιχείων ως εξωτερικά επικολλούμενος οπλισμός, ως μέθοδος περίσφιξης υποστυλωμάτων, καθώς και ως μέσο αύξησης της πλαστιμότητας κόμβων σκυροδέματος, προσδίδοντας υψηλές μηχανικές αντοχές. Μεγάλο πλεονέκτημα αυτού του είδους ενίσχυσης είναι το μικρό της πάχος, που αφήνει την κατασκευή πρακτικά αναλλοίωτη, τόσο σε θέματα εμφάνισης, όσο και σε θέματα πρακτικής χρήσης της. Το ύφασμα που χρησιμοποιήθηκε για την ενίσχυση στα πλαίσια της παρούσας εργασίας είναι το MEGAWRAP-200 της εταιρίας ISOMAT. Είναι ύφασμα από συνεχείς ίνες άνθρακα προσανατολισμένες σε μια διεύθυνση. Τα τεχνικά χαρακτηριστικά του υφάσματος δίνονται παρακάτω:

Ιδιότητες Υφάσματος:

- Βάρος ινών άνθρακα: 200 g/m²
- Συνολικό βάρος υφάσματος: 224 g/m²
- Υπολογιστικό πάχος: 0,11 mm
- Πλάτος υφάσματος: 61 cm
- Μήκος υφάσματος: 50 m
- Βάρος υφάσματος: 6,72 kg (net)

Κατασκευή υφάσματος:

- 0° Carbon Panex-35 (200 g/m²)
- 90° E-Glass (10 g/m²)

- Συνδετικό πλέγμα: Πολυεστέρας (6 g/m²)
- Συνδετική πούδρα (8 g/m²)

Ιδιότητες ινών άνθρακα (Panex-35):

- Εφελκυστική αντοχή f_{fib} : 4.137 MPa
- Μέτρο ελαστικότητας E_{fib} : 242 GPa
- Παραμόρφωση θραύσης ϵ_{fib} : 1,5%
- Πυκνότητα 1,81 g/cm³

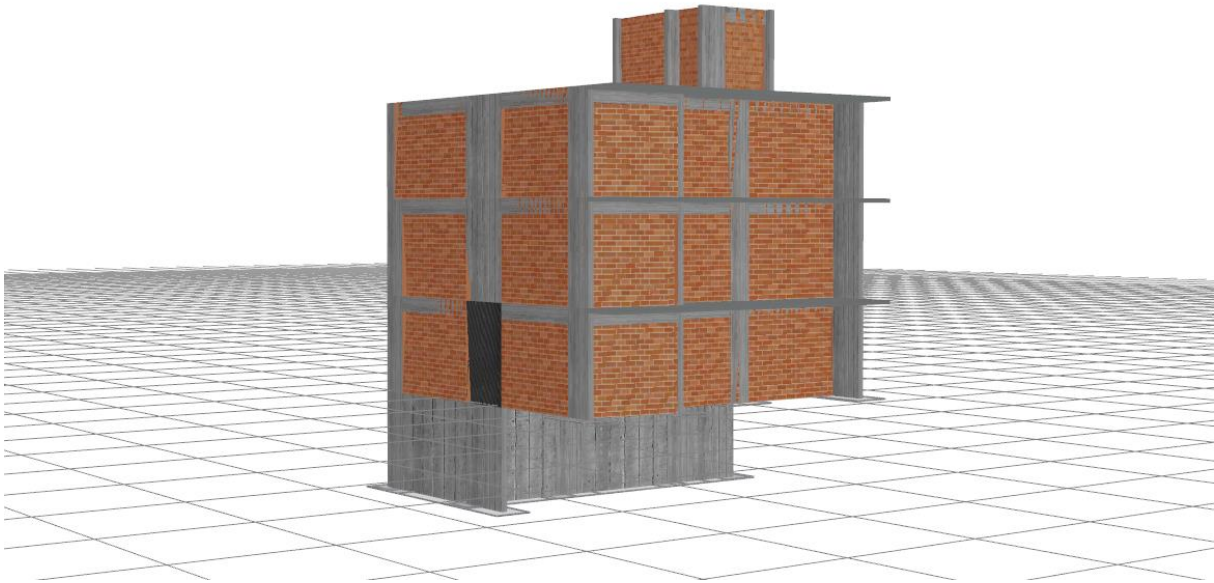
Οι μηχανικές ιδιότητες των ινών αναφέρονται σε μέσες τιμές και προκύπτουν από έλεγχο εφελκυστικής αντοχής σύμφωνα με την ASTM D4018-81.

3.3 1° Σενάριο Ενίσχυσης

3.3.1 Στάθμη Επιτελεστικότητα B3⁺

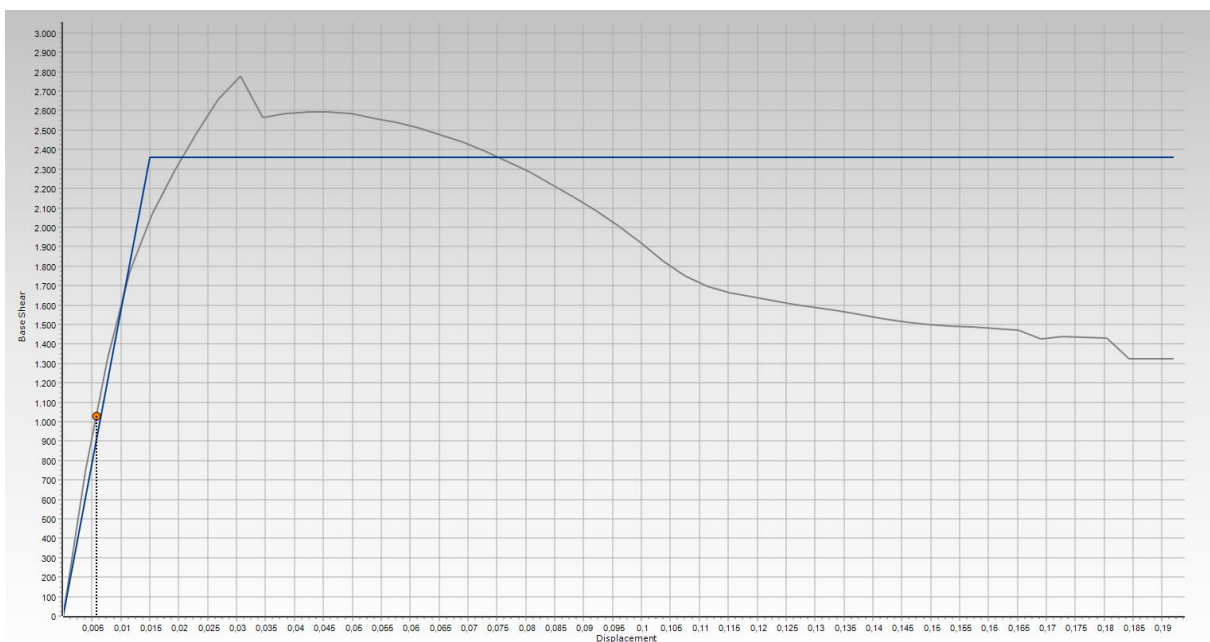
Αρχικά εισάγονται στο πρόγραμμα τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υφάσματος FRP που επιλέχθηκε (Σχήμα 3-1) και γίνεται η ενίσχυση του υποστυλώματος K2 του ισογείου (Σχήμα 3-2). Επειδή η γεωμετρία των στοιχείων δεν αλλάζει, οι ιδιοτιμές του κτιρίου παραμένουν ίδιες σε όλες τις ενισχύσεις.

Σχήμα 3-1: Εισαγωγή χαρακτηριστικών υφάσματος MEGAWRAP-200 στο λογισμικό SeismoBuild

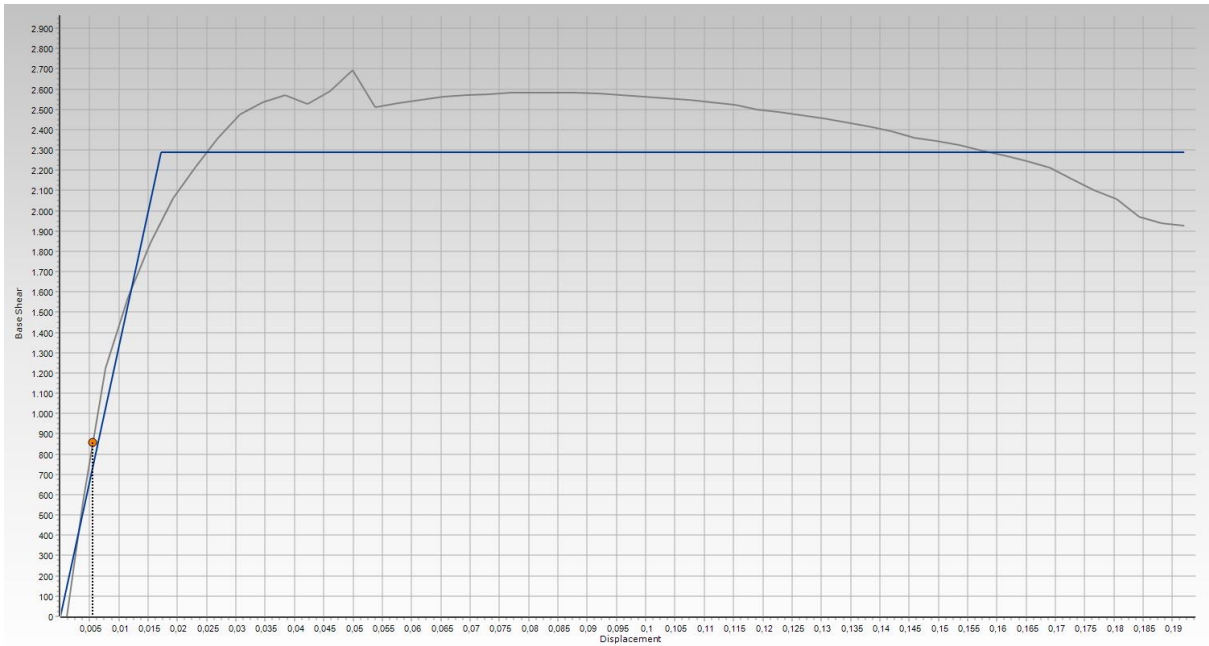


Σχήμα 3-2: Εικόνα φορέα με την 1^η Ενίσχυση

Στη συνέχεια εκτελείται η ανάλυση Pushover. Για την 1^η Ενίσχυση, οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_t (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 3-3 και 3-4. Η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες ($B3^+$), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.

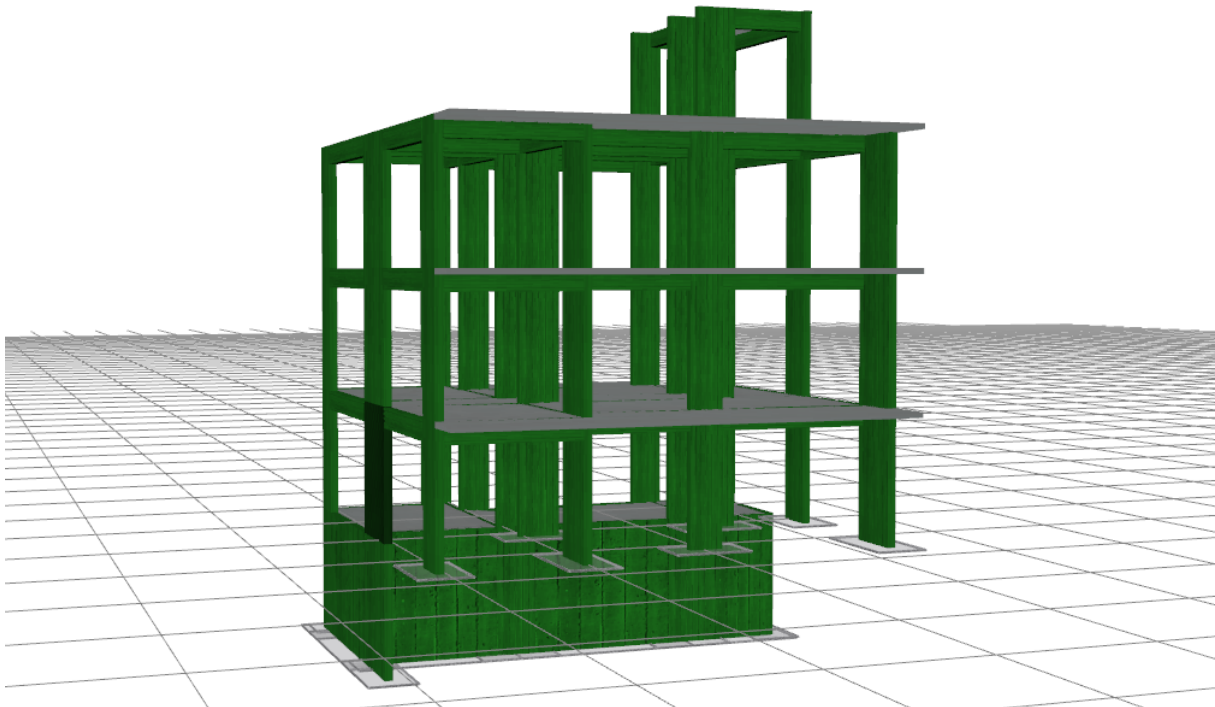


Σχήμα 3-3: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ (1^η Ενίσχυση) – ($B3^+$)

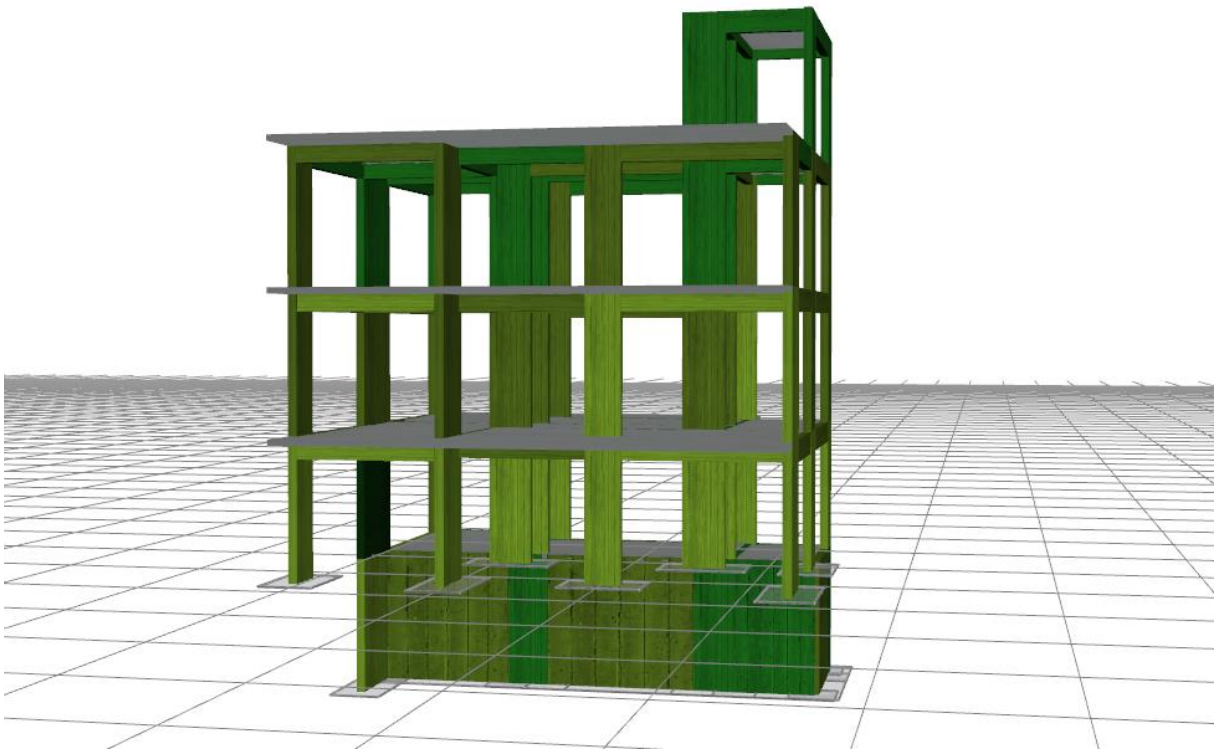


Σχήμα 3-4: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ (1^η Ενίσχυση) – (B3⁺)

Έπειτα, γίνονται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχία του φορέα (Σχήματα 3-5 – 3-6) για την στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B3⁺) σε κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 3-5: Έλεγχος Στροφής Χορδής (1^η Ενίσχυση) – (B3⁺)

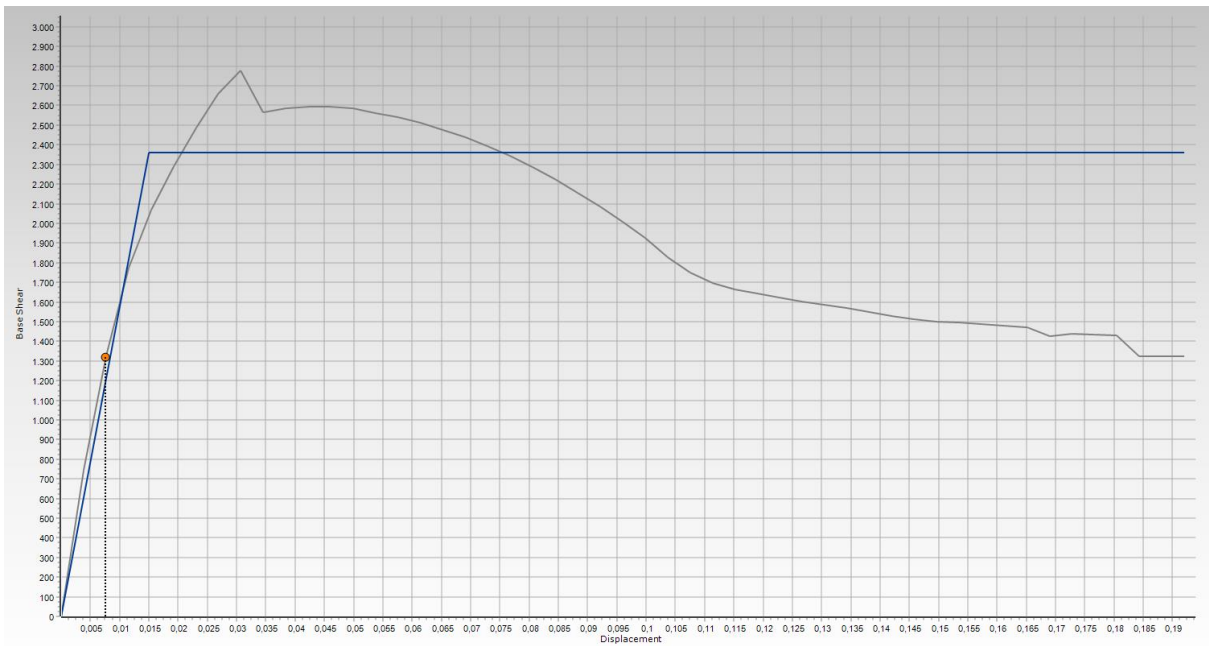


Σχήμα 3-6: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (1^η Ενίσχυση) – (B3⁺)

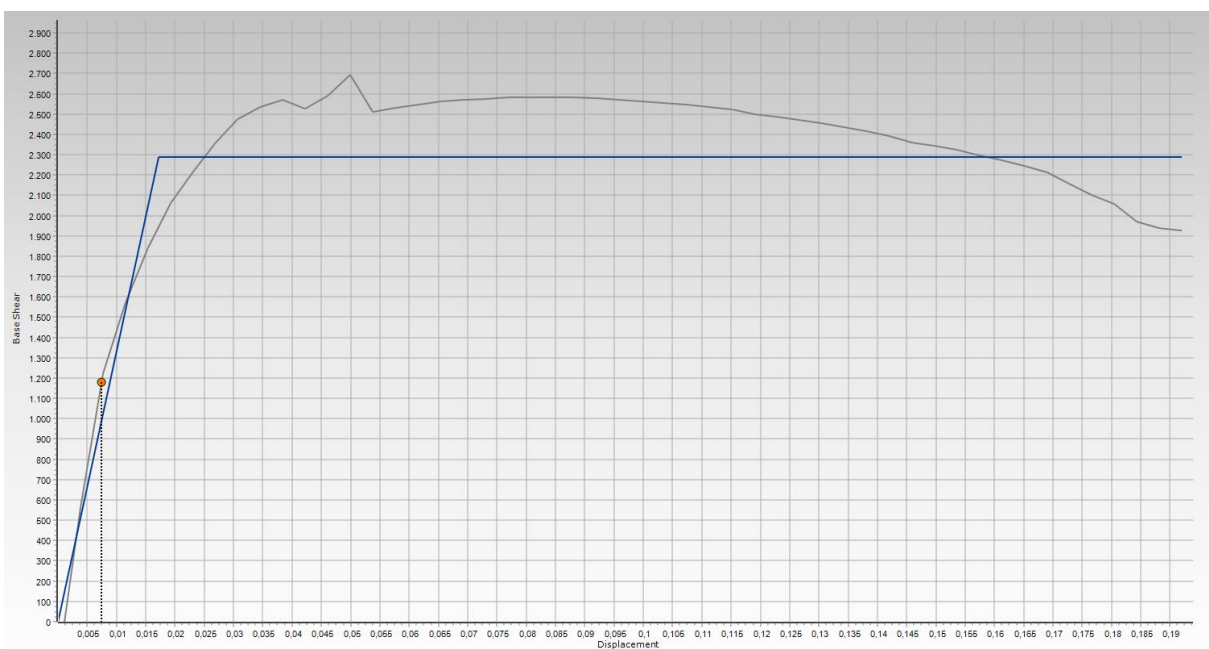
Με αυτήν την ενίσχυση δεν υπάρχουν πουθενά αστοχίες ούτε λόγω στροφής χορδής, ούτε λόγω διατμητικής αντοχής. Άρα το κτίριο με την 1^η Ενίσχυση ανταποκρίνεται επαρκώς στις απαιτήσεις ενίσχυσης του ΚΑΝ.ΕΠΕ., σε ότι αφορά την Στάθμη Επιτελεστικότητας B3⁺.

3.3.2 Στάθμη Επιτελεστικότητας B2

Πραγματοποιείται η ίδια διαδικασία με το φορέα της 1^{ης} Ενίσχυσης, αλλά τώρα για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B2. Οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_e (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 3-7 και 3-8. Η Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.

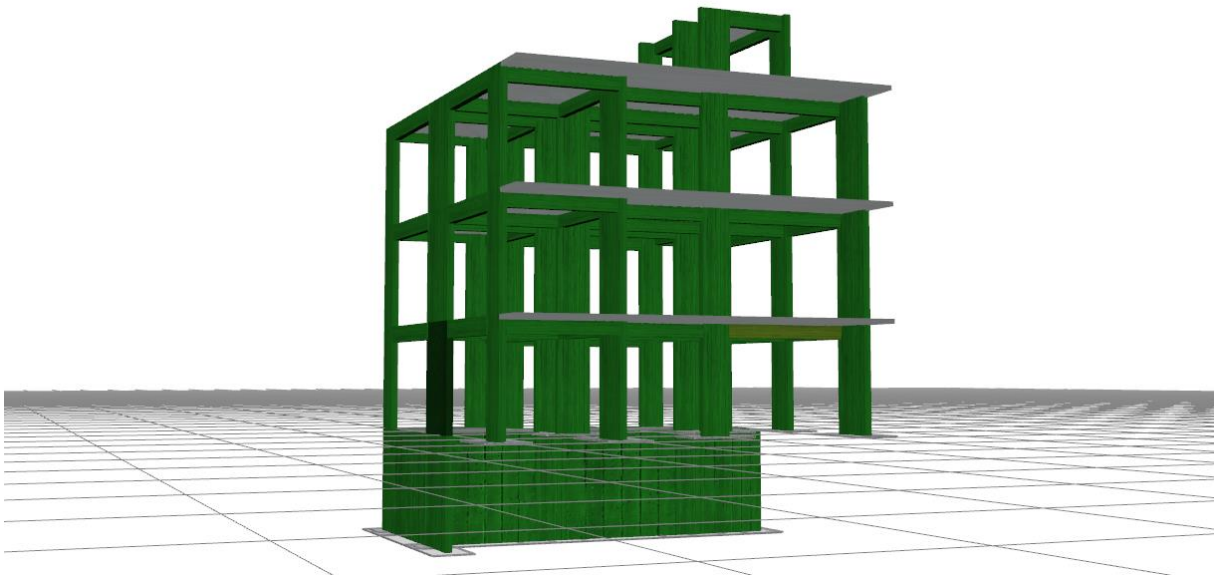


Σχήμα 3-7: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ (1^η Ενίσχυση) – (B2)

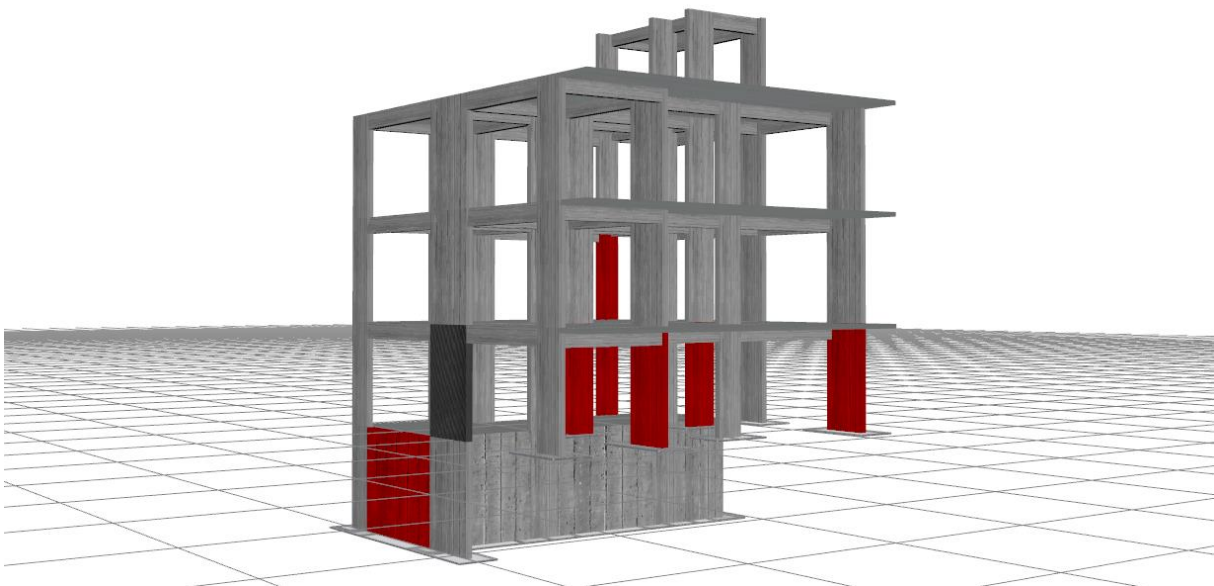


Σχήμα 3-8: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ (1^η Ενίσχυση) – (B2)

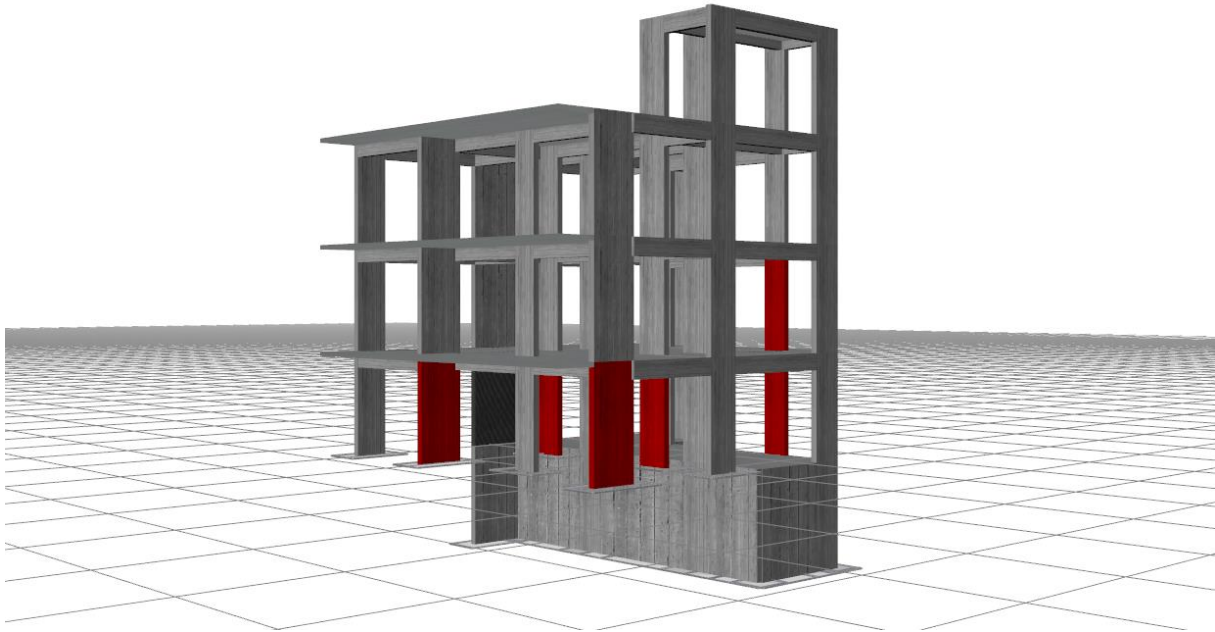
Έπειτα, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχία του φορέα (Σχήματα 3-9 – 3-12) για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2) σε κάθε διεύθυνση.



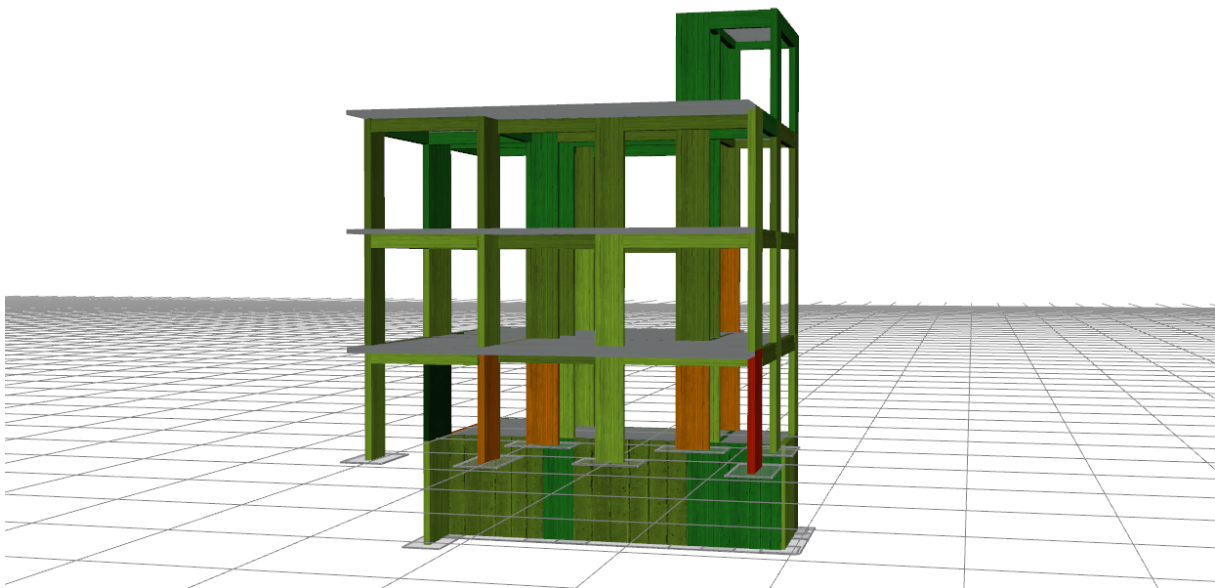
Σχήμα 3-9: Έλεγχος Στροφής Χορδής (1^η Ενίσχυση) – (B2)



Σχήμα 3-10: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (1^η Ενίσχυση) – (B2)



Σχήμα 3-11: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (1^η Ενίσχυση) – (B2)



Σχήμα 3-12: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (1^η Ενίσχυση) – (B2)

Παρατηρείται διατμητική αστοχία στα υποστυλώματα K4, K5, K10, K12, K13 του ισογείου, καθώς και στο υποστυλώμα K12 του Α' Ορόφου. Επίσης παρατηρείται αστοχία και σε ένα τοίχιο του υπογείου, ανάμεσα στα υποστυλώματα K2 και K3, ωστόσο η αστοχία αυτή δεν θα ληφθεί υπόψη, καθώς αγνοείται η επιρροή του εδάφους. Στην συνέχεια μειώνεται η σεισμική επιτάχυνση έως ότου το προσομοίωμα βρεθεί οριακά πριν την πρώτη αστοχία. Με δοκιμές, προκύπτει ότι ο φορέας με την 1^η Ενίσχυση βρίσκεται οριακά πριν την αστοχία για επιτάχυνση 0,18g, στην Στάθμη Επιτελεστικότητας B2.

Πίνακας 3-1: Μέγιστη επιτάχυνση πριν τη αστοχία για τον φορέα με την 1^η Ενίσχυση

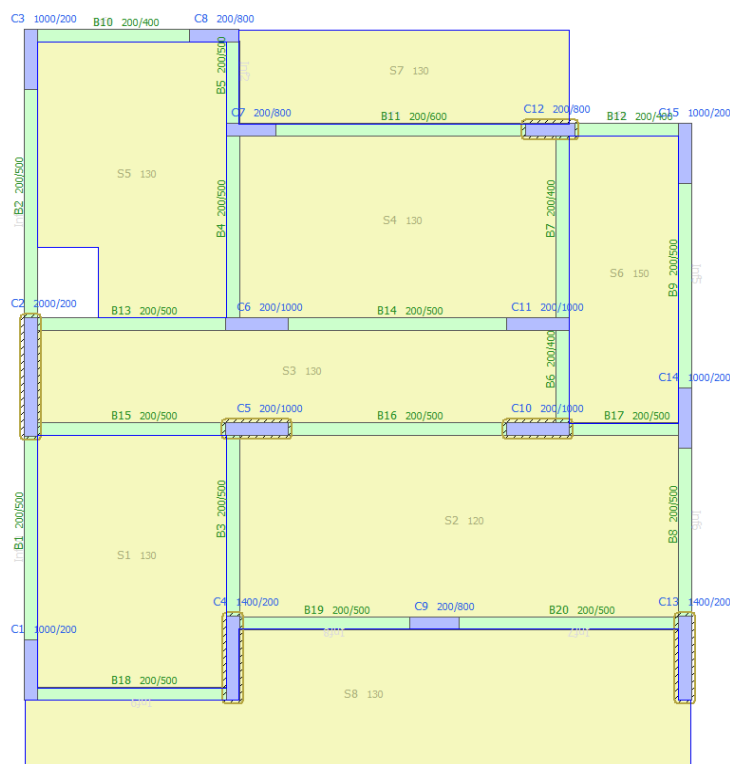
PGA (g)	Στάθμη B2	Μέλη που αστοχούν	Performance Ratio					
			K4	K5	K10	K12	K13	K12(A'Ορόφου)
0,24	6 Αστοχίες	K4, K5, 10, 12, K13, K12(A'Ορόφου)	1,081	1,021	1,026	1,070	1,228	1,049
0,22	3 Αστοχίες	K4, K12, K13	1,053	-	-	1,008	1,119	-
0,21	2 Αστοχίες	K4, K13	1,036	-	-	-	1,078	-
0,20	2 Αστοχίες	K4, K13	1,019	-	-	-	1,032	-
0,19	2 Αστοχίες	K4, K13	1,001	-	-	-	1,015	-
0,18	0 Αστοχίες	-	0,982	-	-	-	0,997	-

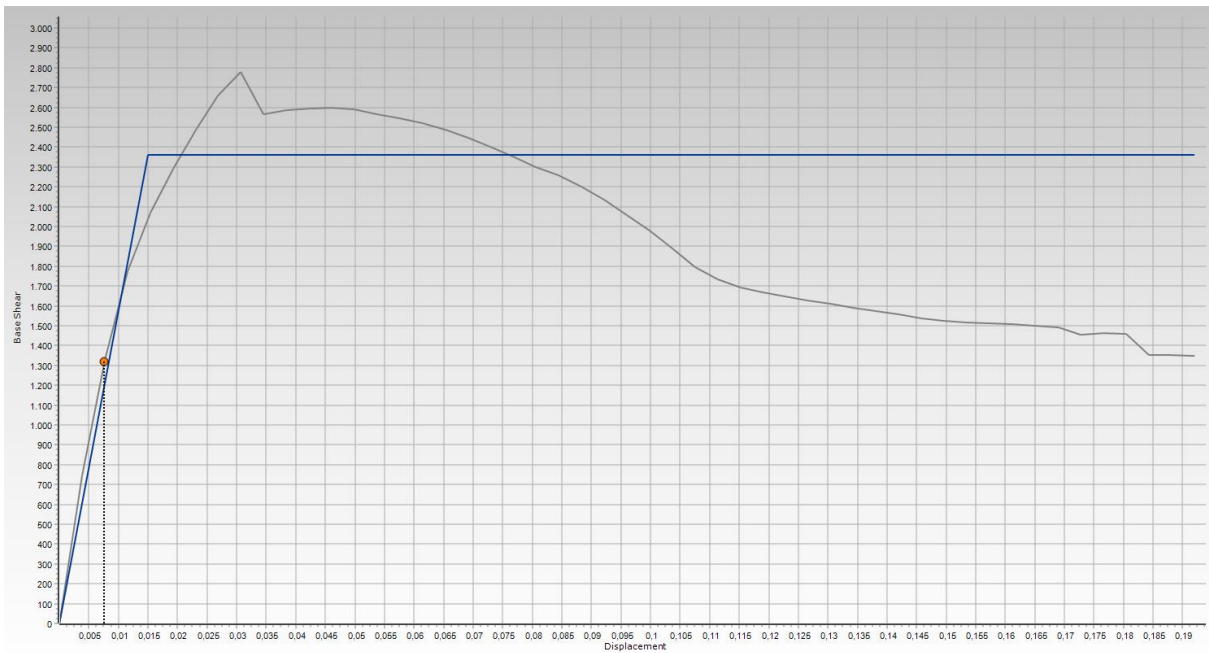
Δεδομένου ότι η στάθμη B2 έχει λόγο $a_g/a_{g,ref} = 0,60$ (όπου $a_{g,ref}$ είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου, και a_g είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση), υπολογίζεται ότι για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B1, που αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 ετών, η μέγιστη επιτάχυνση πριν την πρώτη αστοχία για το κτίριο με την 1^η Ενίσχυση είναι 0,108g. Είναι προφανές ότι αυτή η επιτάχυνση είναι οριακά μεγαλύτερη από την επιτάχυνση πριν την πρώτη αστοχία για το κτίριο χωρίς ενίσχυση (0,103g). Και αυτό γιατί το υποστύλωμα K13 του ισογείου, που είναι και η επόμενη σε σειρά αστοχία μετά το ενισχυμένο K2, ήδη βρισκόταν στα όρια της επιτελεστικότητάς του.

3.4 2^ο Σενάριο Ενίσχυσης

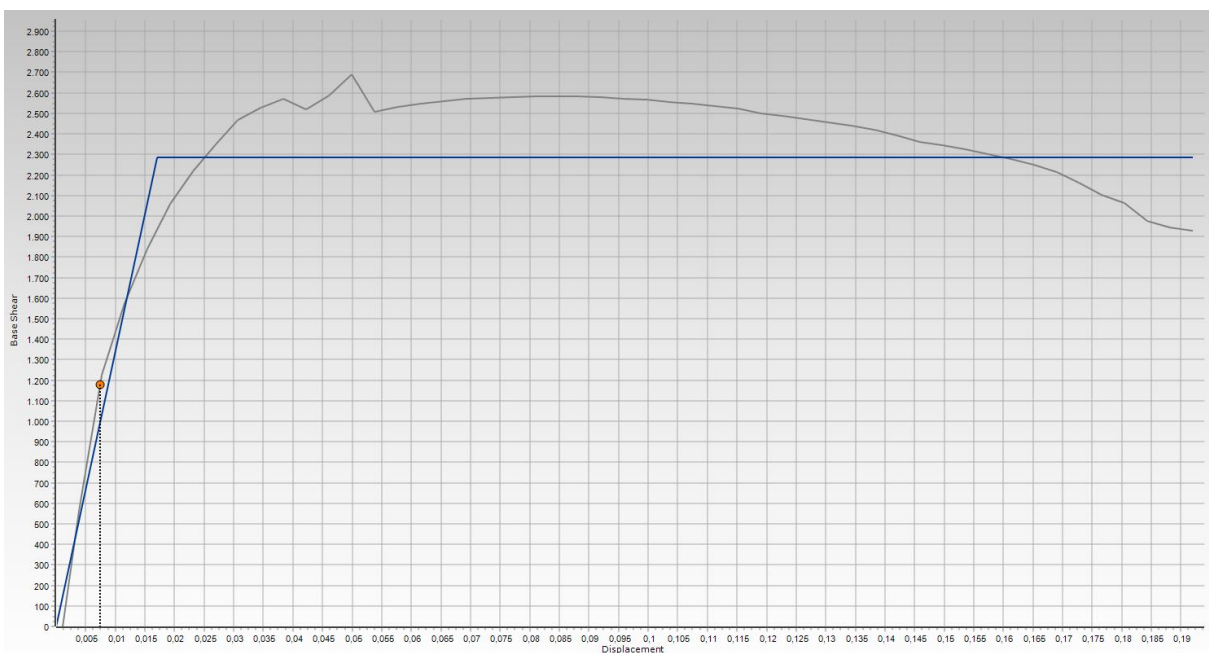
3.4.1 Στάθμη Επιτελεστικότητας B2

Πραγματοποιείται η ενίσχυση των υποστυλωμάτων K2, K4, K5, K10, K12 και K13 του ισογείου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-13. Στη συνέχεια πραγματοποιείται η ανάλυση Pushover για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B2. Οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_e (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 3-14 και 3-15. Η Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.

Σχήμα 3-13: Κάτοψη Ισογείου με την 2^η Ενίσχυση

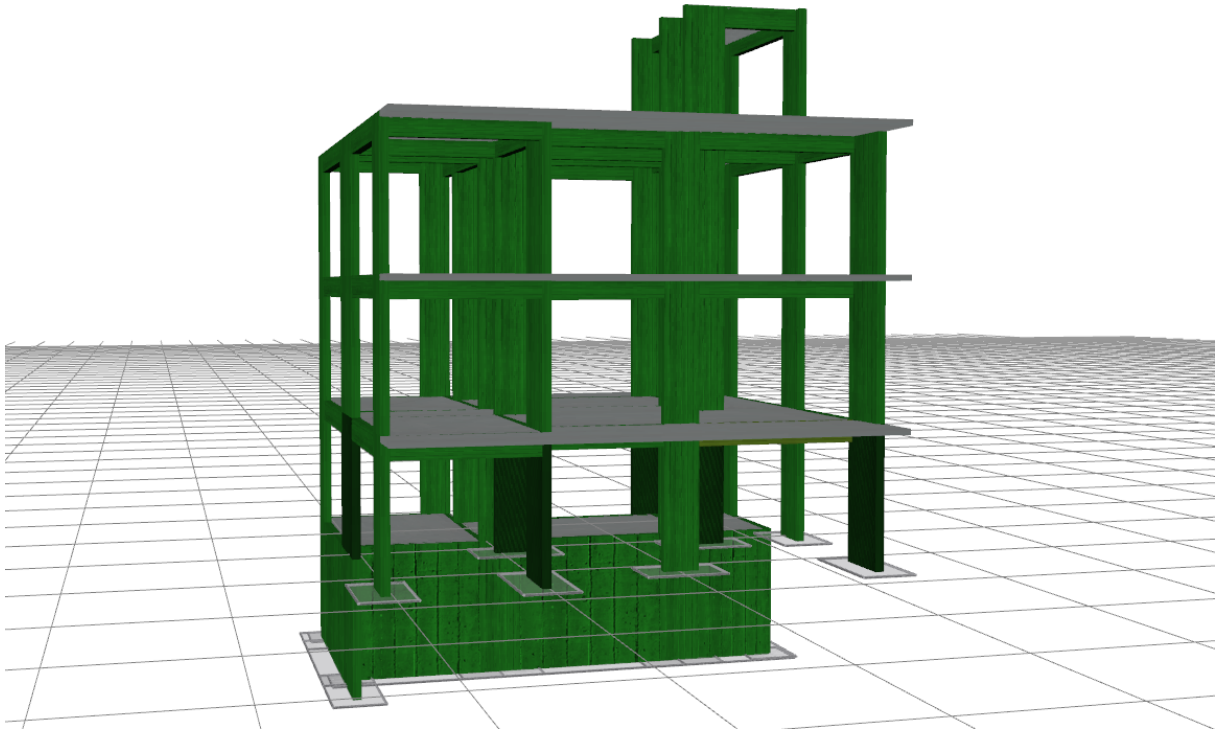


Σχήμα 3-14: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ (2^η Ενίσχυση) – (B2)

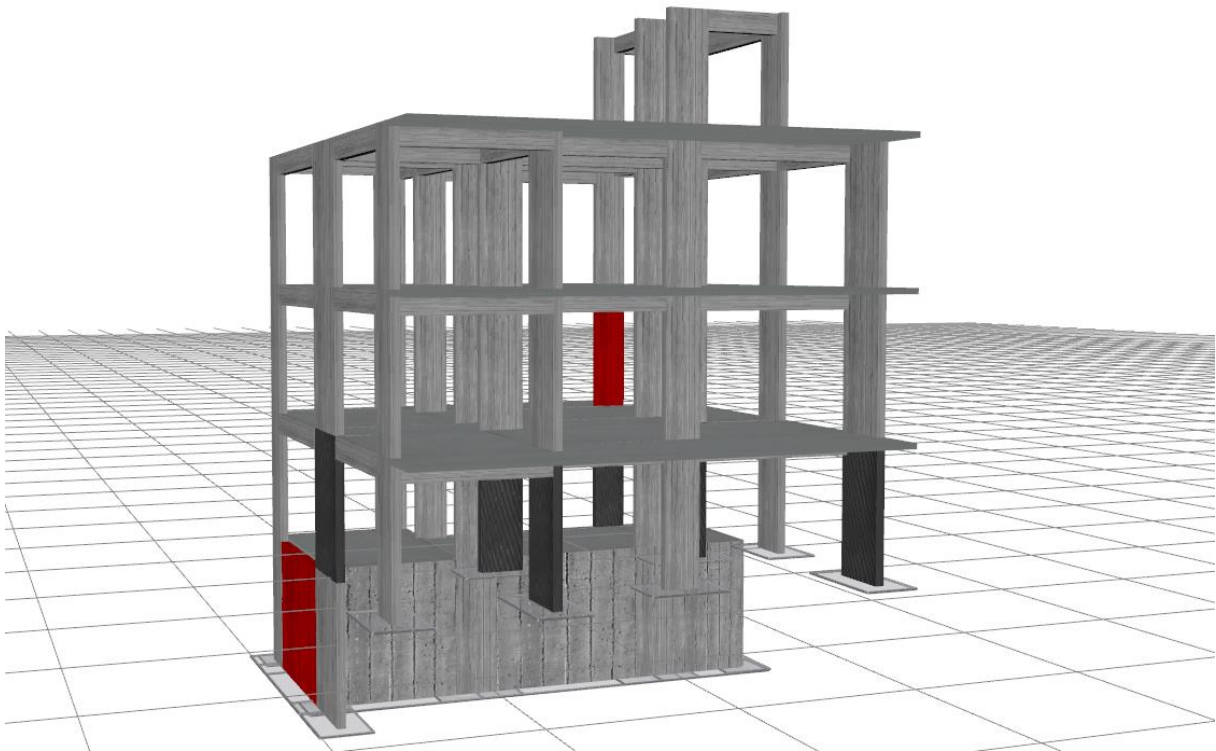


Σχήμα 3-15: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ (2^η Ενίσχυση) – (B2)

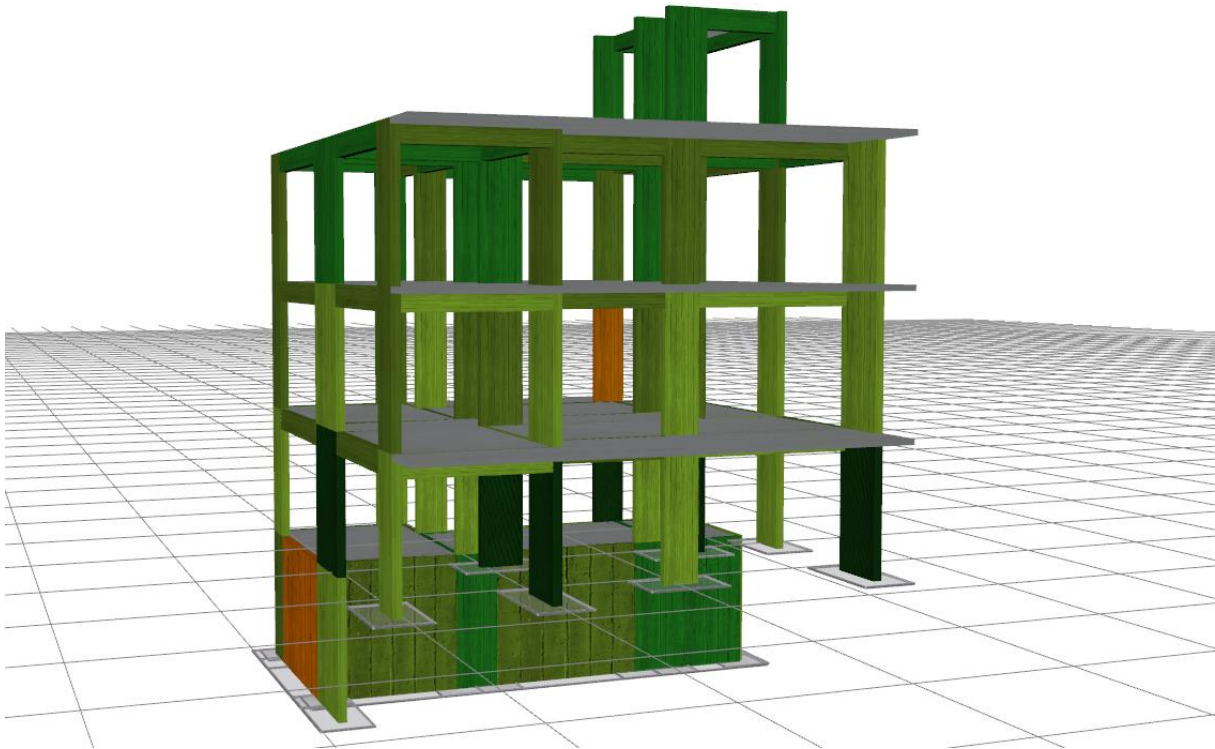
Έπειτα, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχία του φορέα (Σχήματα 3-16 – 3-19) για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2) σε κάθε διεύθυνση.



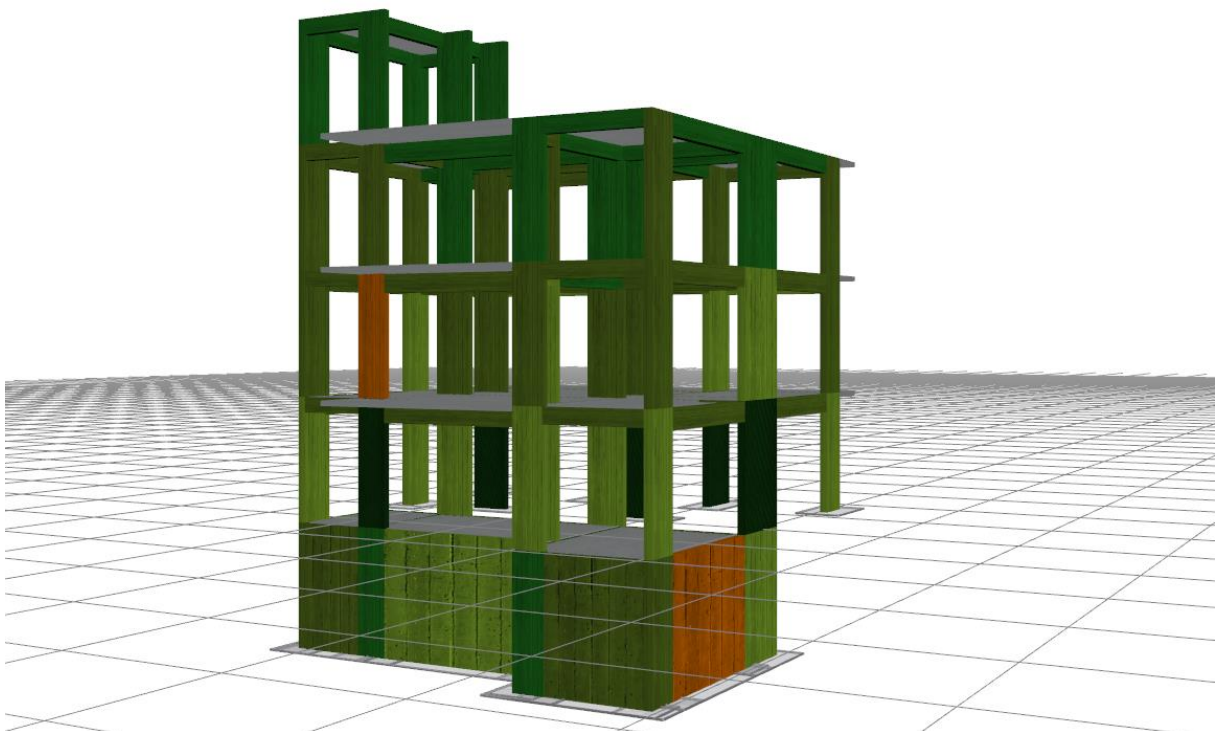
Σχήμα 3-16: Έλεγχος Στροφής Χορδής (2^η Ενίσχυση) – (B2)



Σχήμα 3-17: Έλεγχος Διαμετρικής Αντοχής (2^η Ενίσχυση) – (B2)



Σχήμα 3-18: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (2^η Ενίσχυση) – (B2)



Σχήμα 3-19: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (2^η Ενίσχυση) – (B2)

Όπως ήταν αναμενόμενο, παρατηρείται αστοχία μόνο στο υποστύλωμα K12 του Α' Ορόφου, ενώ όλα τα υποστυλώματα του ισόγειου έχουν επαρκή ποσοστά επιτελεστικότητας. Επίσης, παρατηρείται και αστοχία στο τοίχιο του υπογείου μεταξύ των υποστυλωμάτων K2 και K3, αλλά η αστοχία αυτή θα αγνοηθεί, όπως αναφέρθηκε και πιο πριν. Στην συνέχεια μειώνεται η σεισμική επιτάχυνση έως ότου το

προσομοίωμα βρεθεί οριακά πριν την πρώτη αστοχία. Με δοκιμές, προκύπτει ότι ο φορέας με την 2^η Ενίσχυση βρίσκεται οριακά πριν την αστοχία για επιτάχυνση 0,222g, στην Στάθμη Επιτελεστικότητας B2.

Πίνακας 3-2: Μέγιστη επιτάχυνση πριν τη αστοχία για τον φορέα με την 2^η Ενίσχυση

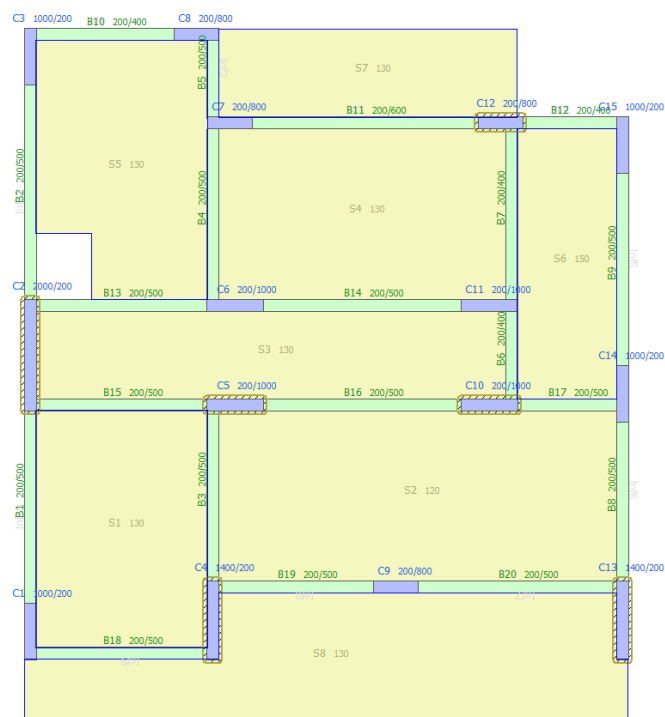
PGA (g)	Στάθμη B2	Μέλη που αστοχούν	Performance Ratio
			K12 A' Ορόφου
0,24	1 Αστοχία	K12 A' Ορόφου	1,05
0,235	1 Αστοχία	K12 A' Ορόφου	1,04
0,23	1 Αστοχία	K12 A' Ορόφου	1,02
0,225	1 Αστοχία	K12 A' Ορόφου	1,01
0,223	1 Αστοχία	K12 A' Ορόφου	1,00
0,222	0 Αστοχίες	-	0,99

Δεδομένου ότι η στάθμη B2 έχει λόγο $a_g/a_{g,ref} = 0,60$ (όπου $a_{g,ref}$ είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου, και a_g είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση), υπολογίζεται ότι για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B1, που αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 ετών, η μέγιστη επιτάχυνση πριν την πρώτη αστοχία για το κτίριο με την 2^η Ενίσχυση είναι 0,133g.

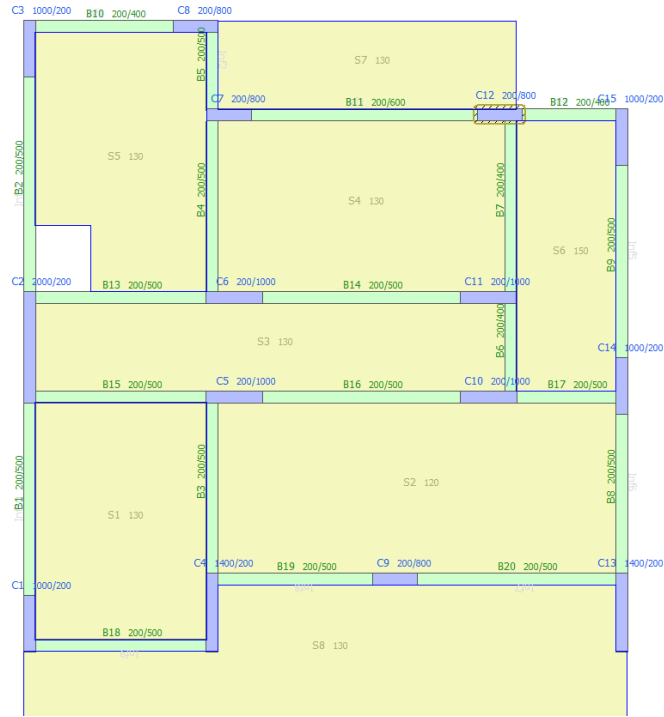
3.5 3^ο Σενάριο Ενίσχυσης

3.5.1 Στάθμη Επιτελεστικότητας B2

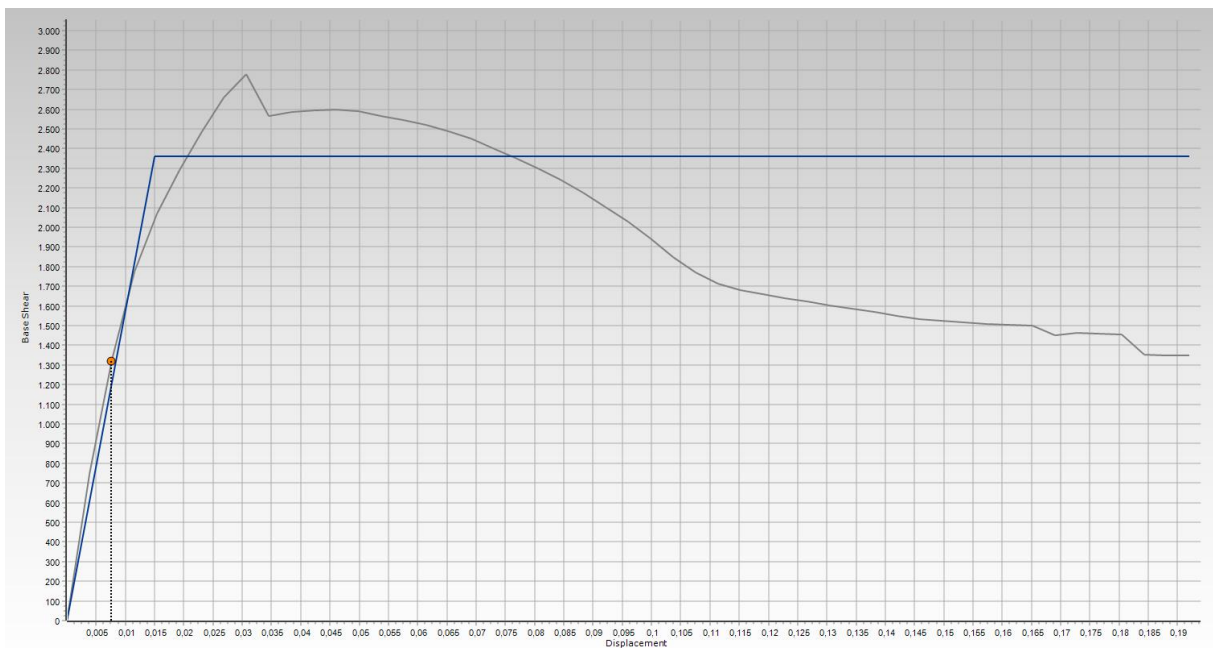
Πραγματοποιείται η ενίσχυση των υποστυλωμάτων K2, K4, K5, K10, K12 και K13 του ισογείου (όπως και στην 2^η Ενίσχυση), καθώς και του υποστυλώματος K12 του Α' Ορόφου, όπως φαίνεται στα Σχήματα 3-20 και 3-21. Στη συνέχεια πραγματοποιείται η ανάλυση Pushover για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B2. Οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_e (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 3-22 και 3-23. Η Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.



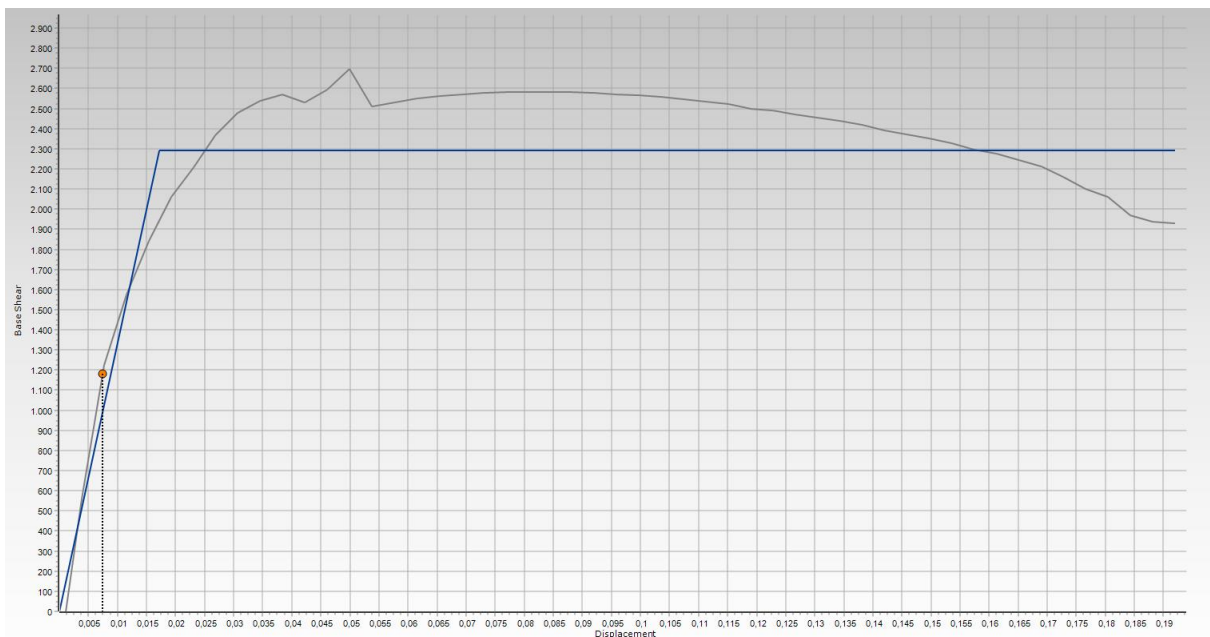
Σχήμα 3-20: Κάτοψη Ισογείου με την 3^η Ενίσχυση



Σχήμα 3-21: Κάτοψη Α' Ορόφου με την 3^η Ενίσχυση

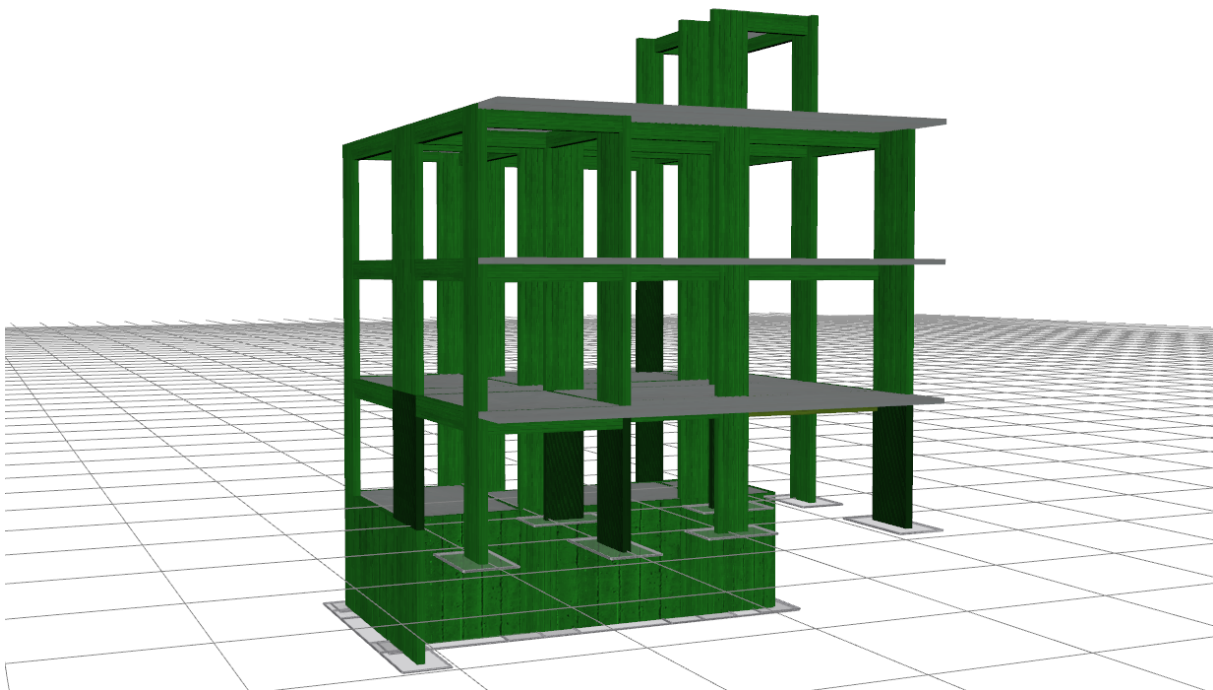


Σχήμα 3-22: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ (3^η Ενίσχυση) – (B2)

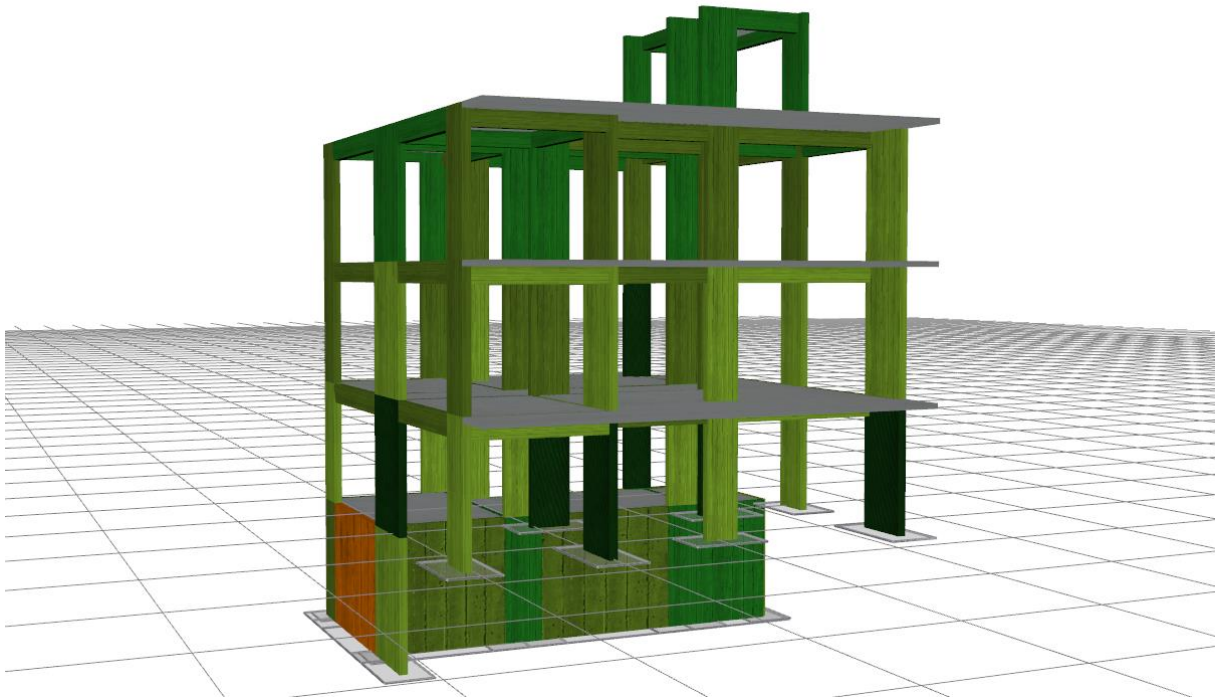


Σχήμα 3-23: Καμπύλη Ικανότητας κατά Y (3^η Ενίσχυση) – (B2)

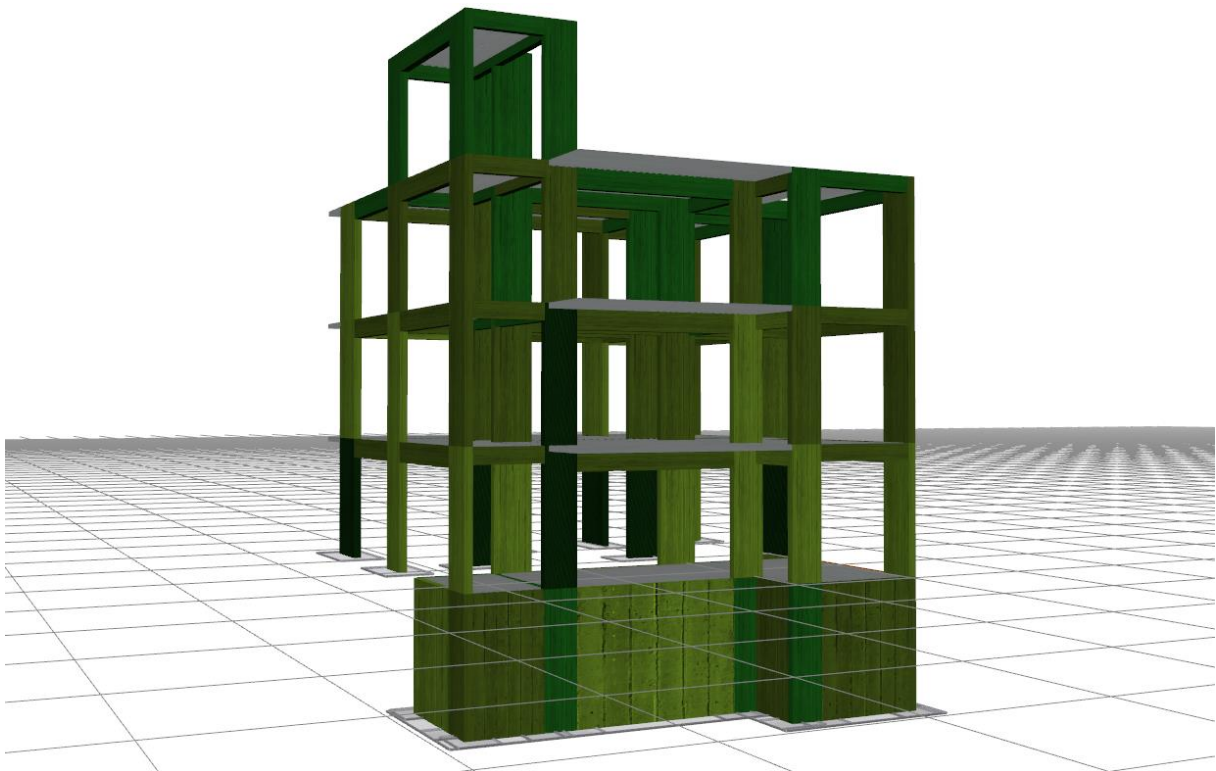
Έπειτα, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχία του φορέα (Σχήματα 3-24 – 3-26) για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2) σε κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 3-24: Έλεγχος Στροφής Χορδής (3^η Ενίσχυση) – (B2)



Σχήμα 3-25: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (3^η Ενίσχυση) – (B2)

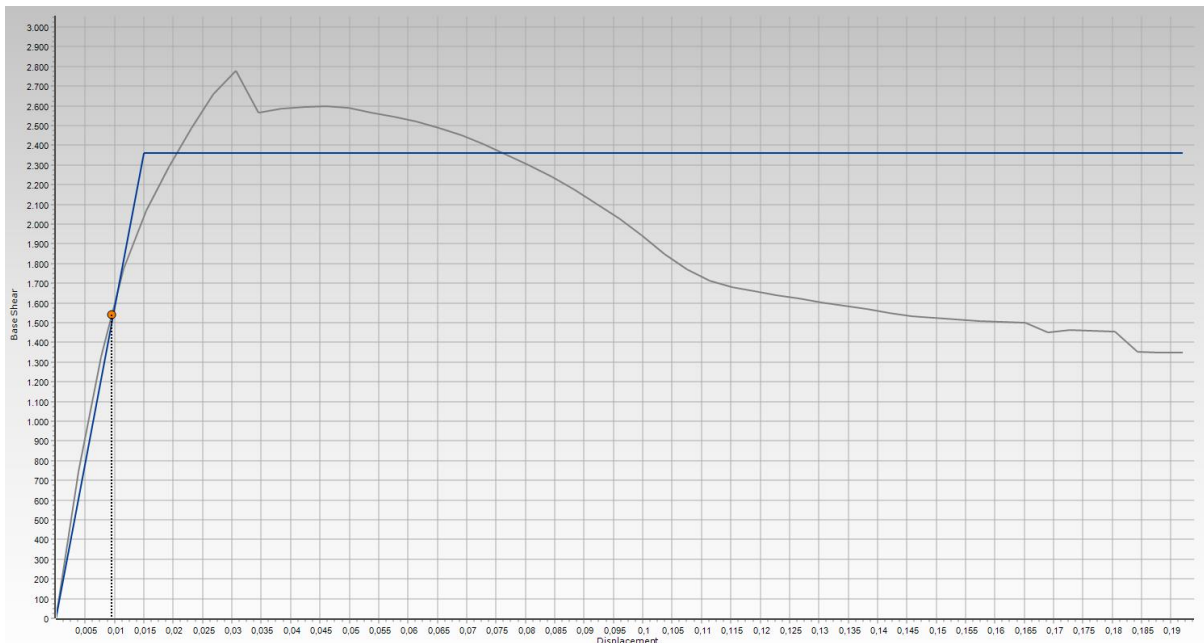


Σχήμα 3-26: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (3^η Ενίσχυση) – (B2)

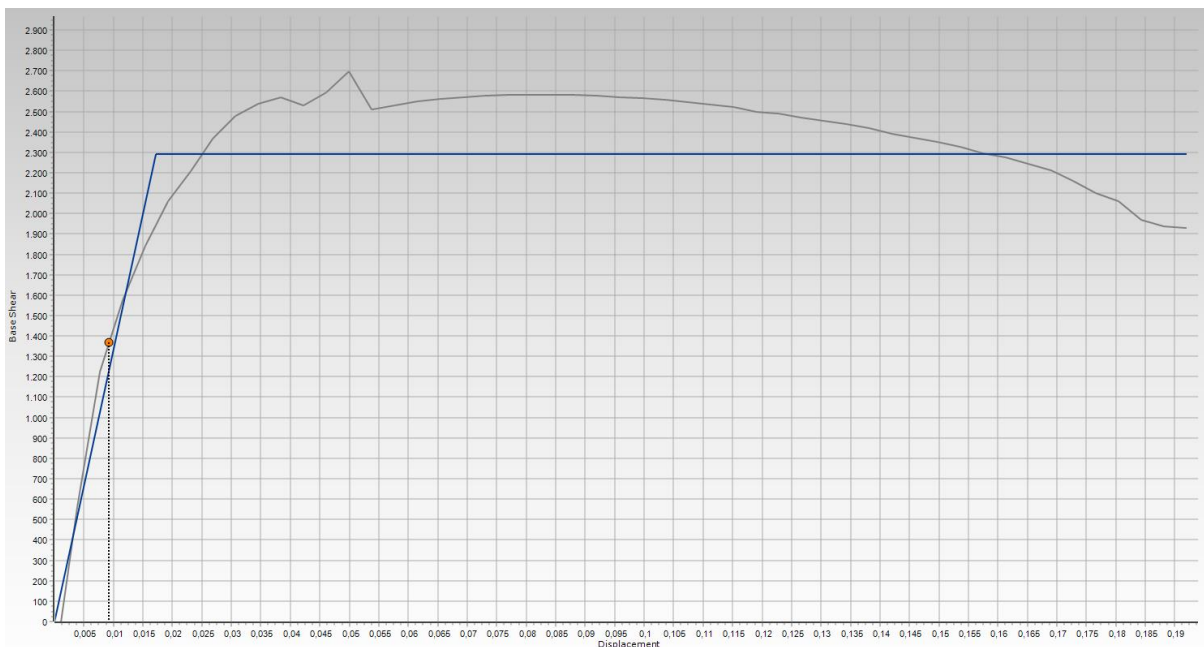
Όπως ήταν αναμενόμενο, δεν παρατηρείται πουθενά αστοχία, με εξαίρεση το τοίχιο του υπογείου μεταξύ των υποστυλωμάτων K2 και K3, η οποία, όπως αναφέρθηκε και πιο πριν, θα αγνοηθεί.

3.5.2 Στάθμη Επιτελεστικότητας B2⁺

Στην συνέχεια πραγματοποιείται η ίδια διαδικασία για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B2⁺. Οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_t (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 3-27 και 3-28. Η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2⁺), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.

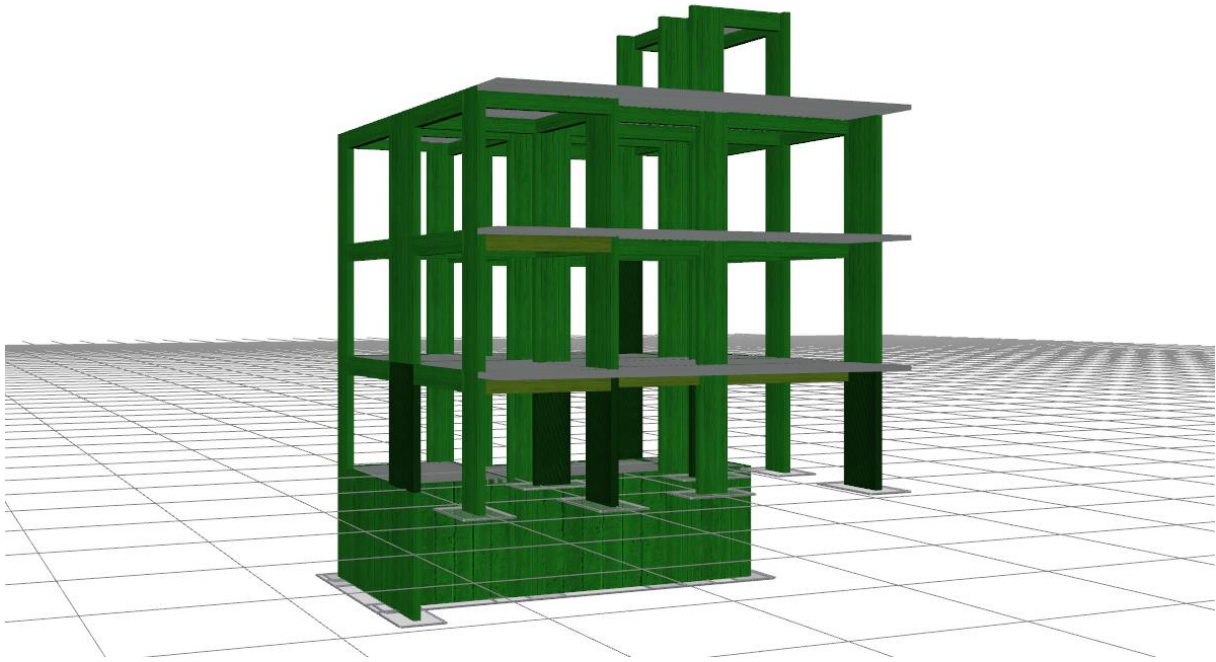


Σχήμα 3-27: Καμπύλη Ικανότητας κατά X (3^η Ενίσχυση) – (B2⁺)

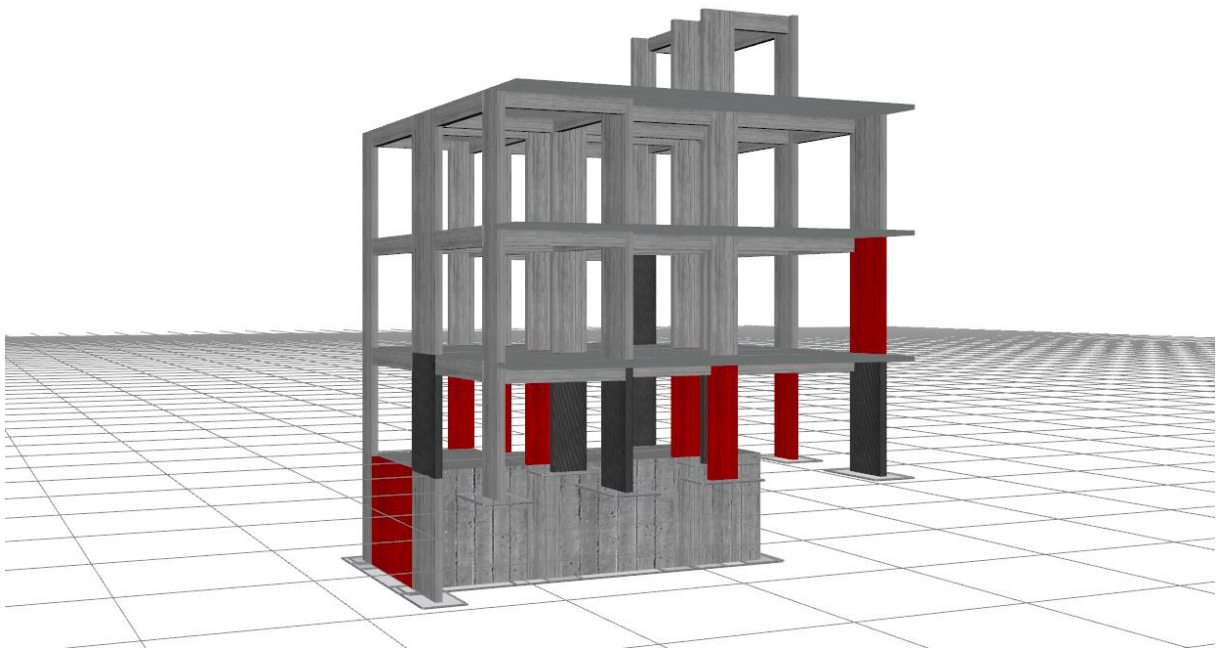


Σχήμα 3-28: Καμπύλη Ικανότητας κατά Y (3^η Ενίσχυση) – (B2⁺)

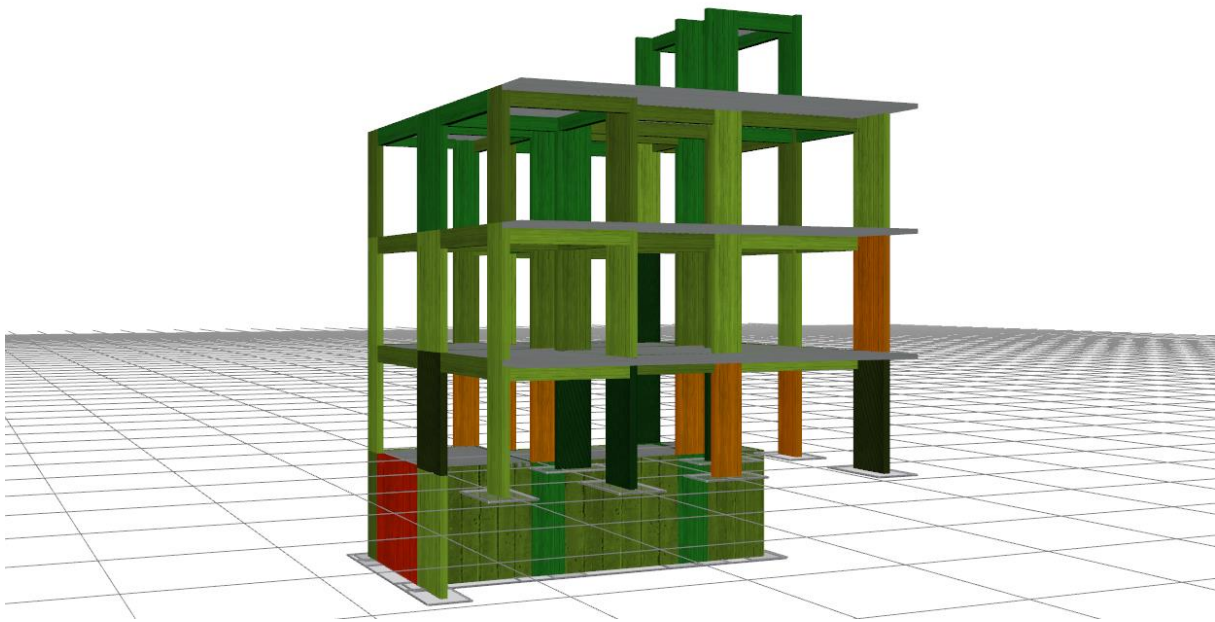
Έπειτα, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχία του φορέα (Σχήματα 3-29 – 3-32) για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2⁺) σε κάθε διεύθυνση.



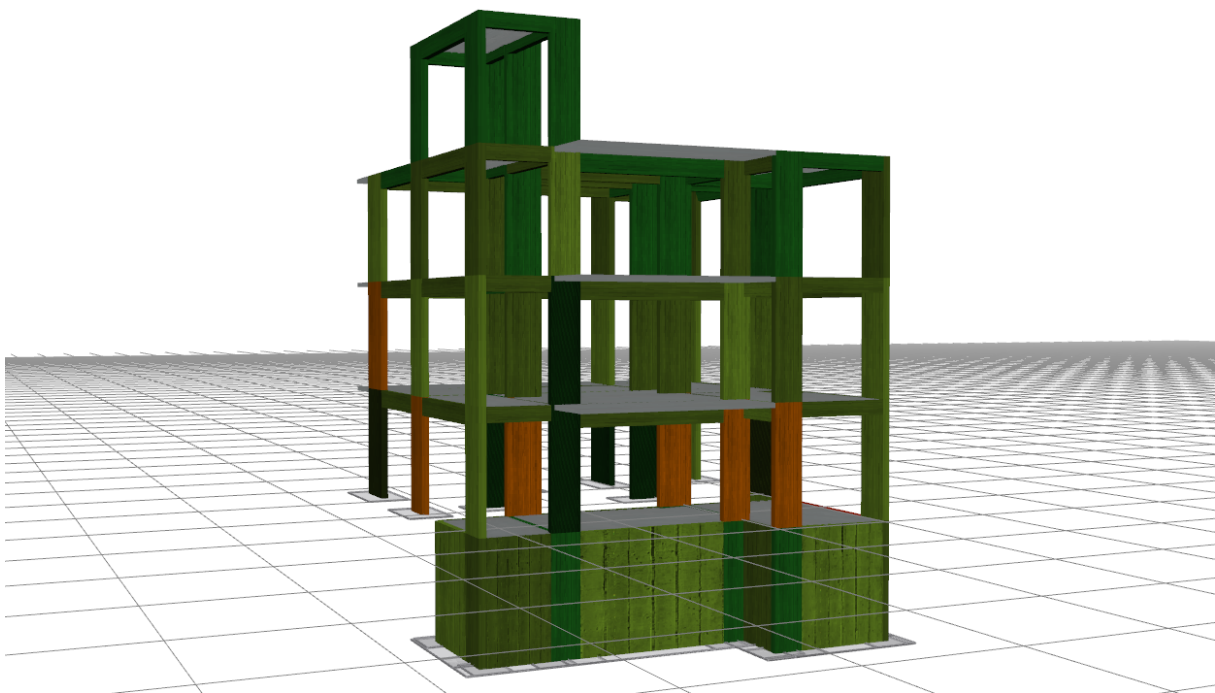
Σχήμα 3-29: Έλεγχος Στροφής Χορδής (3^η Ενίσχυση) – (B2⁺)



Σχήμα 3-30: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (3^η Ενίσχυση) – (B2⁺)



Σχήμα 3-31: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (3^η Ενίσχυση) – (B2⁺)



Σχήμα 3-32: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (3^η Ενίσχυση) – (B2⁺)

Παρατηρείται αστοχία στα υποστυλώματα K6, K7, K8, K9, K11 και K14 του ισογείου, καθώς και στο υποστυλώμα K13 του Α' Ορόφου. Στην συνέχεια μειώνεται η σεισμική επιτάχυνση έως ότου το προσομοίωμα βρεθεί οριακά πριν την πρώτη αστοχία. Με δοκιμές, προκύπτει ότι ο φορέας με την 3^η Ενίσχυση βρίσκεται οριακά πριν την αστοχία για επιτάχυνση 0,198g, στην Στάθμη Επιτελεστικότητας B2⁺.

Πίνακας 3-3: Μέγιστη επιτάχυνση πριν τη αστοχία για τον φορέα με την 3^η Ενίσχυση

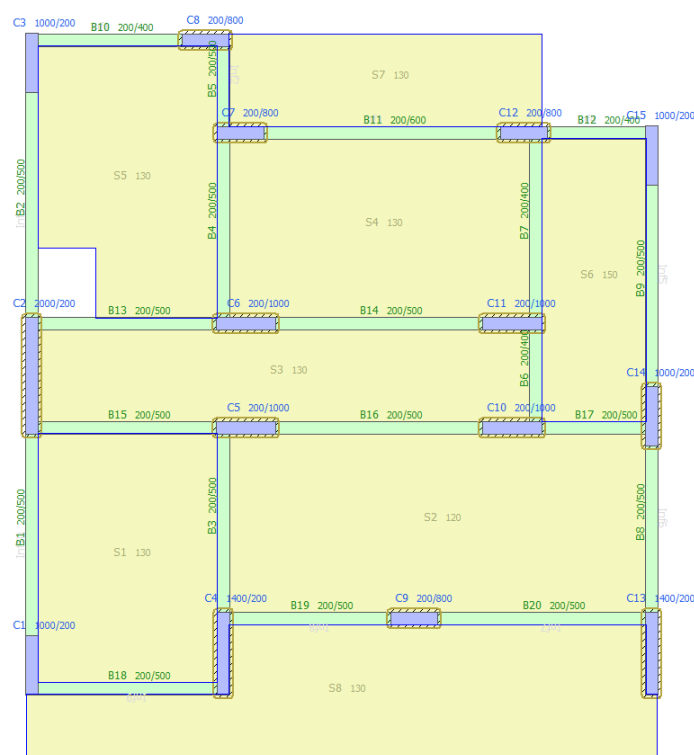
PGA (g)	Στάθμη B2 ⁺	Μέλη που αστοχούν	Performance Ratio						
			K6	K7	K8	K9	K11	K14	K13(A' Ορόφου)
0,24	7 Αστοχίες	K6, K7, K8, K9, K11, K14, K13(A' Ορόφου)	1,10	1,03	1,12	1,11	1,10	1,11	1,02
0,22	5 Αστοχίες	K6, K8, K9, K11, K14	1,04	-	1,00	1,05	1,04	1,05	-
0,21	4 Αστοχίες	K6, K9, K11, K14	1,01	-	-	1,03	1,01	1,04	-
0,20	1 Αστοχία	K9	-	-	-	1,00	-	-	-
0,198		-	-	-	-	0,99	-	-	-

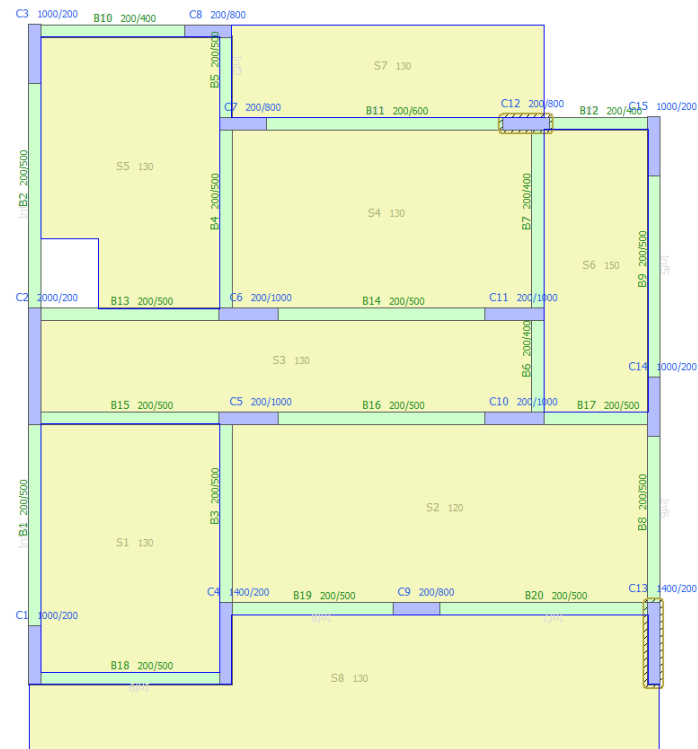
Δεδομένου ότι η στάθμη B2⁺ έχει λόγο $a_g/a_{g,ref} = 0,75$ (όπου $a_{g,ref}$ είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου, και a_g είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση), υπολογίζεται ότι για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B1, που αντιστοιχεί σε σεισμό με περίοδο επαναφοράς 475 ετών, η μέγιστη επιτάχυνση πριν την πρώτη αστοχία για το κτίριο με την 3^η Ενίσχυση είναι 0,149g.

3.6 4^ο Σενάριο Ενίσχυσης

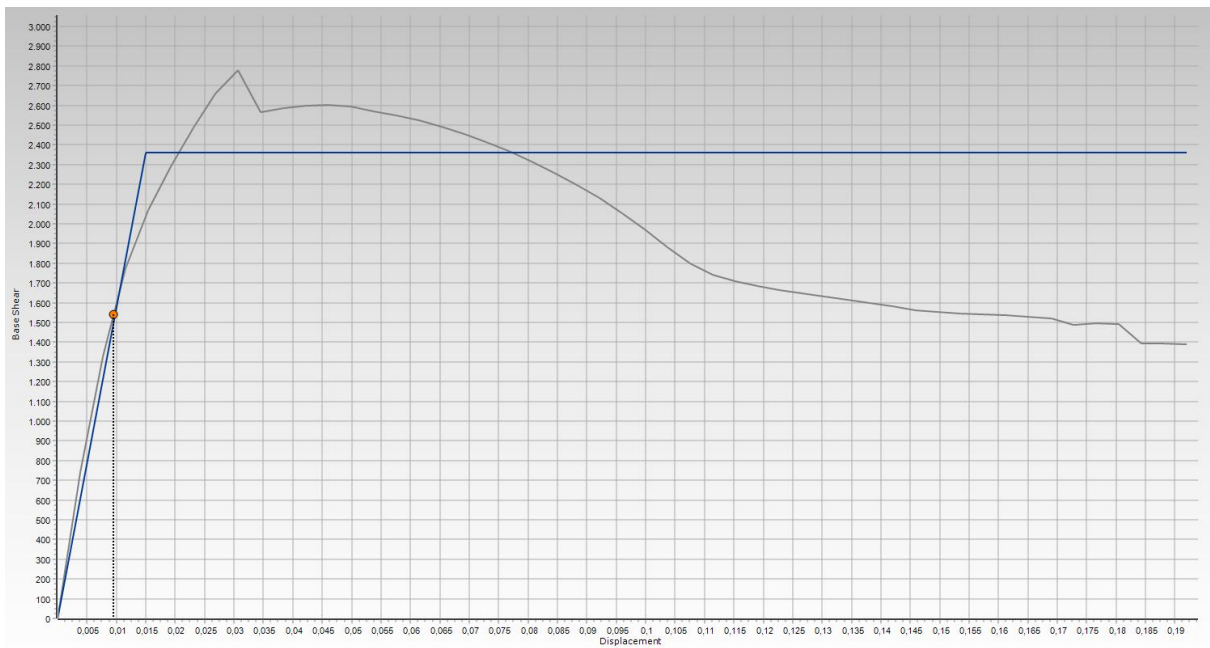
3.6.1 Στάθμη Επιτελεστικότητας B2⁺

Πραγματοποιείται η ενίσχυση των υποστυλωμάτων K2, K4, K5, K6, K7, K8, K9, K10, K11, K12, K13, K14 του ισογείου, καθώς και των υποστυλωμάτων K12, K13 του Α' Ορόφου, όπως φαίνεται στα Σχήματα 3-33 και 3-34. Στη συνέχεια πραγματοποιείται η ανάλυση Pushover για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B2. Οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_t (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 3-35 και 3-36. Η Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2⁺), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.

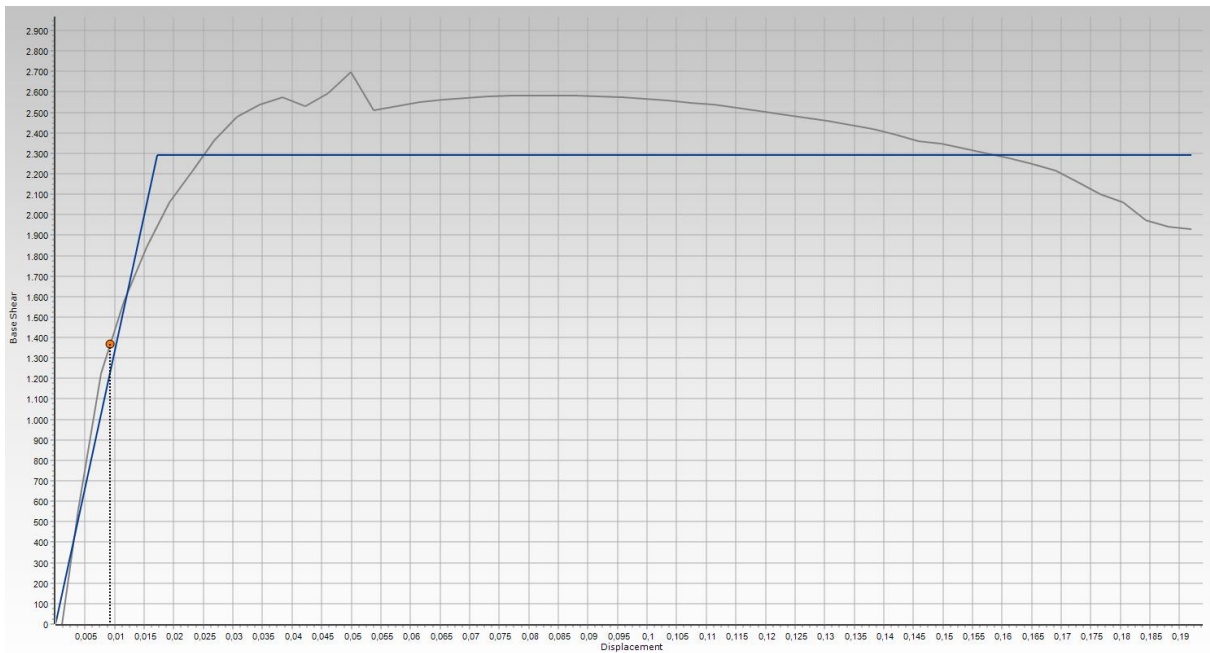
Σχήμα 3-33: Κάτοψη Ισογείου με την 4^η Ενίσχυση



Σχήμα 3-34: Κάτοψη Α' Ορόφου με την 4^η Ενίσχυση

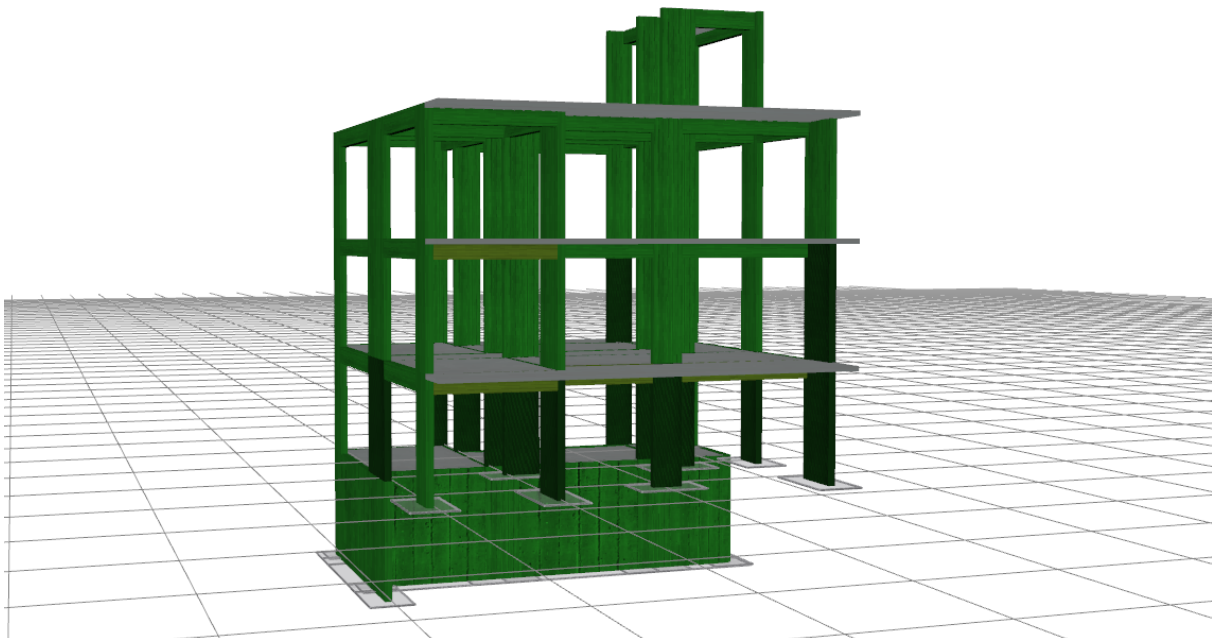


Σχήμα 3-35: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ (4^η Ενίσχυση) – (B2⁺)

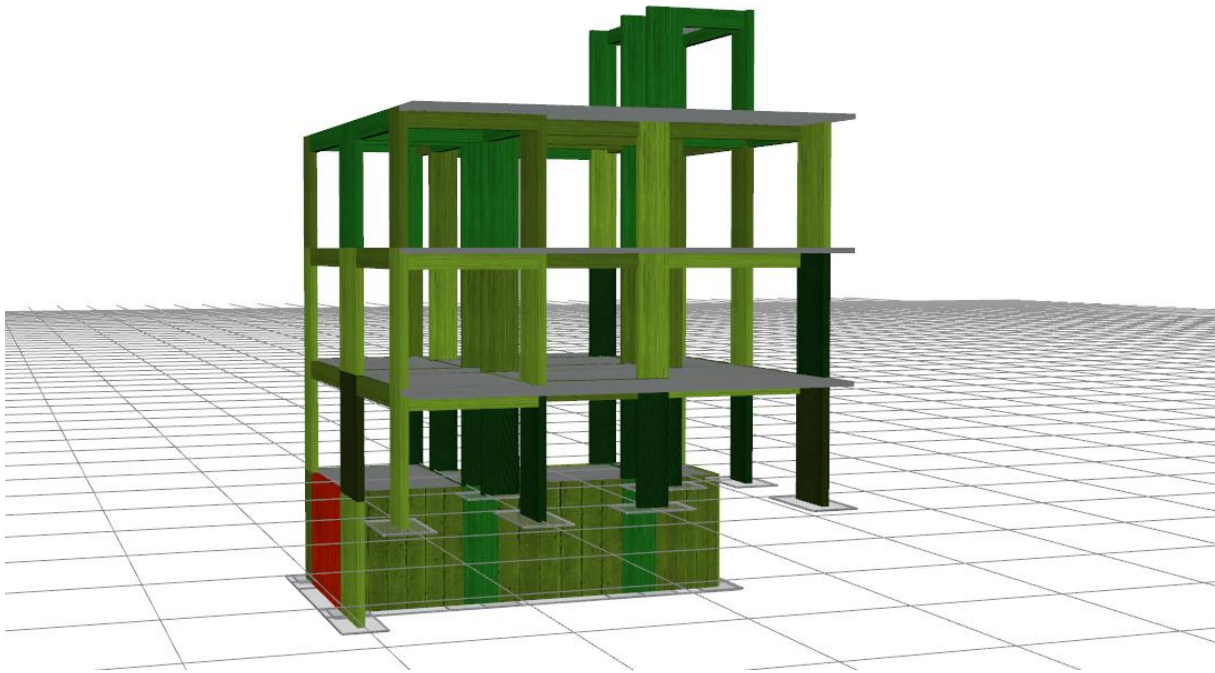


Σχήμα 3-36: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ (4^η Ενίσχυση) – (B2⁺)

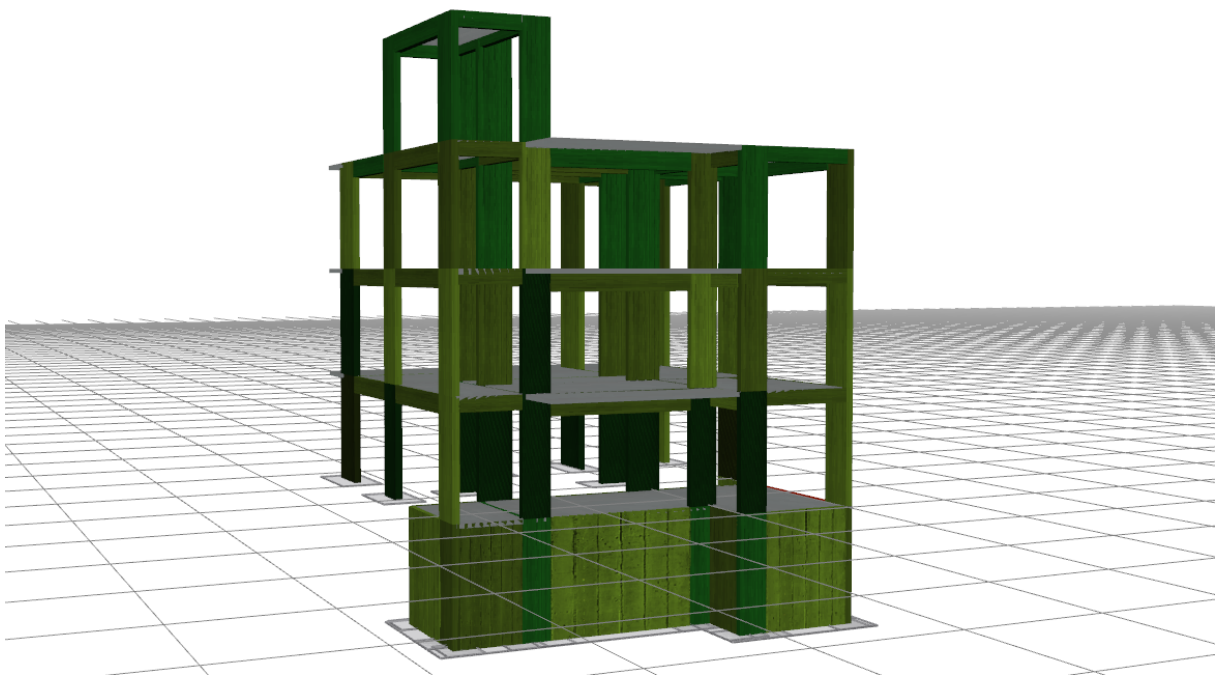
Έπειτα, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχεία του φορέα (Σχήματα 3-37 – 3-39) για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B2⁺) σε κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 3-37: Έλεγχος Στροφής Χορδής (4^η Ενίσχυση) – (B2⁺)



Σχήμα 3-38: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (4^η Ενίσχυση) – (B2⁺)

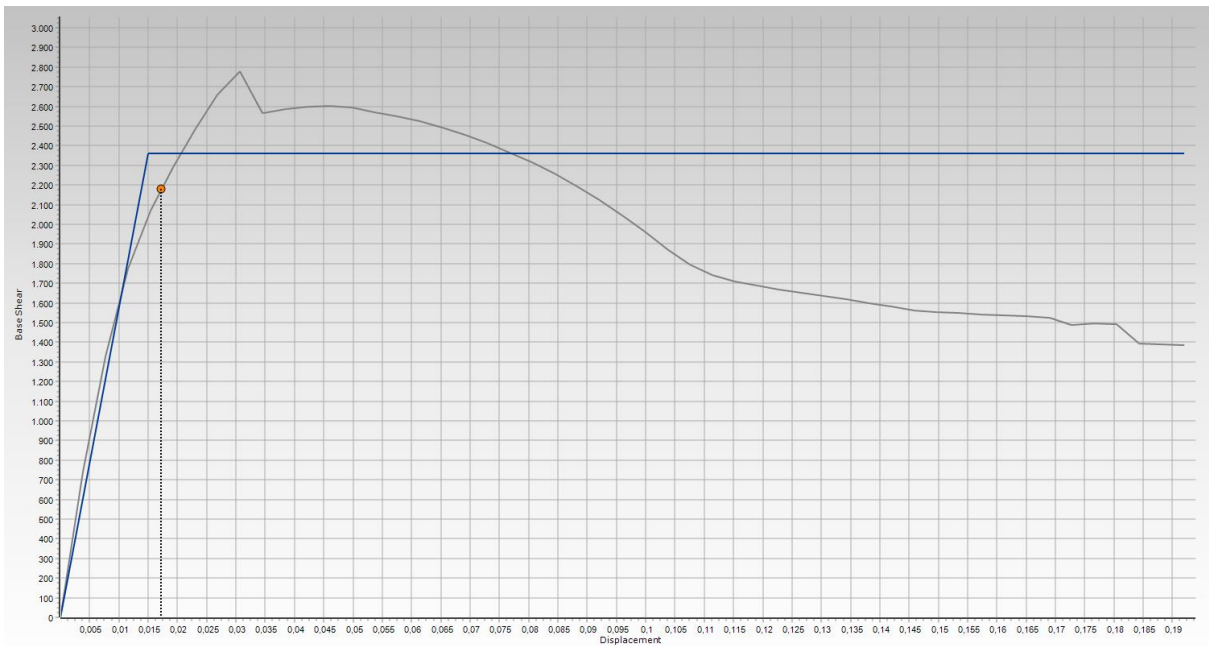


Σχήμα 3-39: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (4^η Ενίσχυση) – (B2⁺)

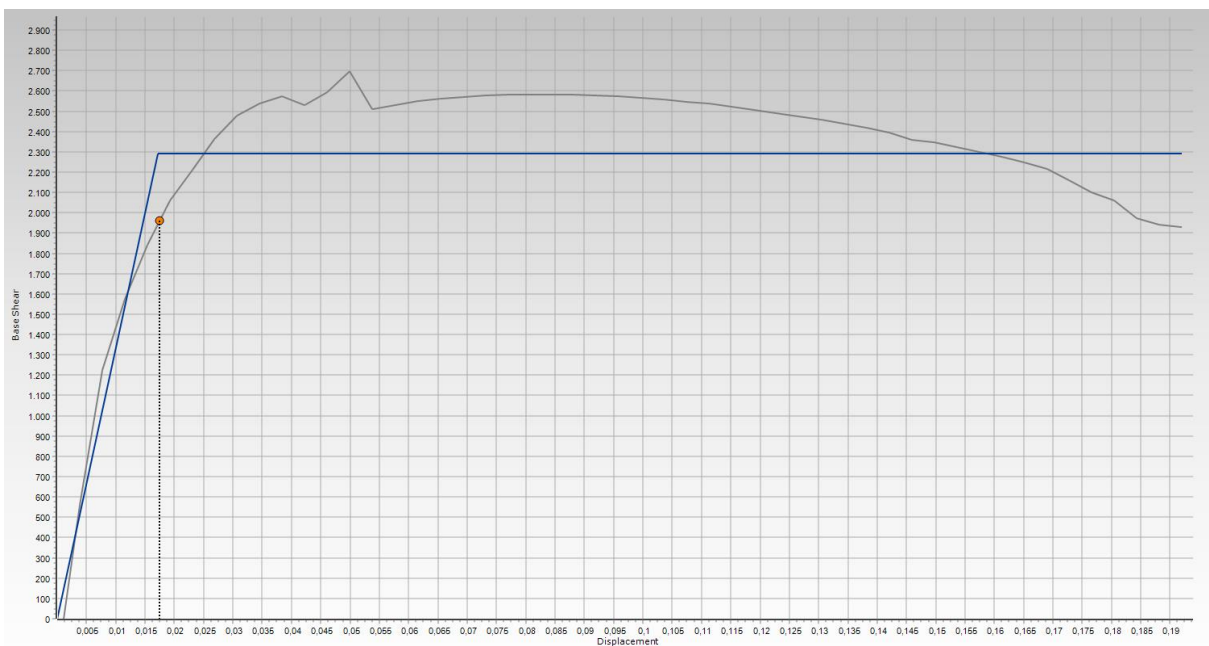
Όπως ήταν αναμενόμενο, δεν παρατηρείται πουθενά αστοχία, με εξαίρεση το τοίχιο του υπογείου μεταξύ των υποστυλωμάτων K2 και K3, η οποία, όπως αναφέρθηκε και πιο πριν, θα αγνοηθεί.

3.6.2 Στάθμη Επιτελεστικότητας B1

Στην συνέχεια πραγματοποιείται η ίδια διαδικασία για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B1. Οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις, σε όρους τέμνουσας βάσης V_b (kN) και στοχευμένης μετατόπισης δ_e (m), παρουσιάζονται στα Σχήματα 3-40 και 3-41. Η Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B1), σημειώνεται με ένα πορτοκαλί σημάδι πάνω στις καμπύλες.

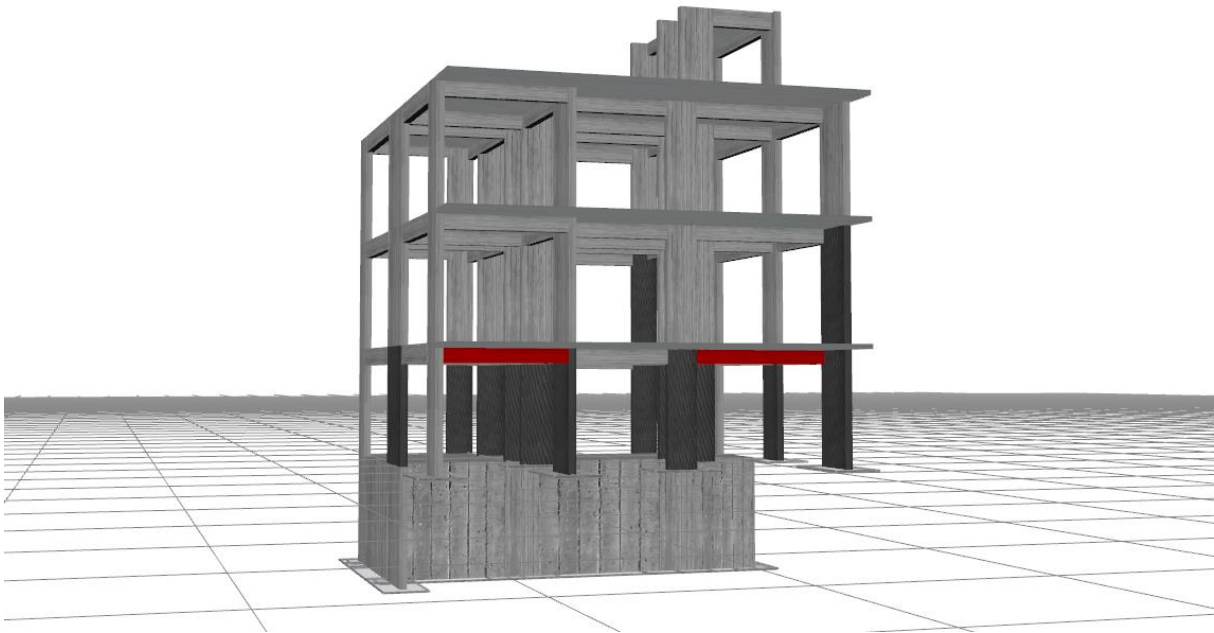


Σχήμα 3-40: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ (4^η Ενίσχυση) – (B1)

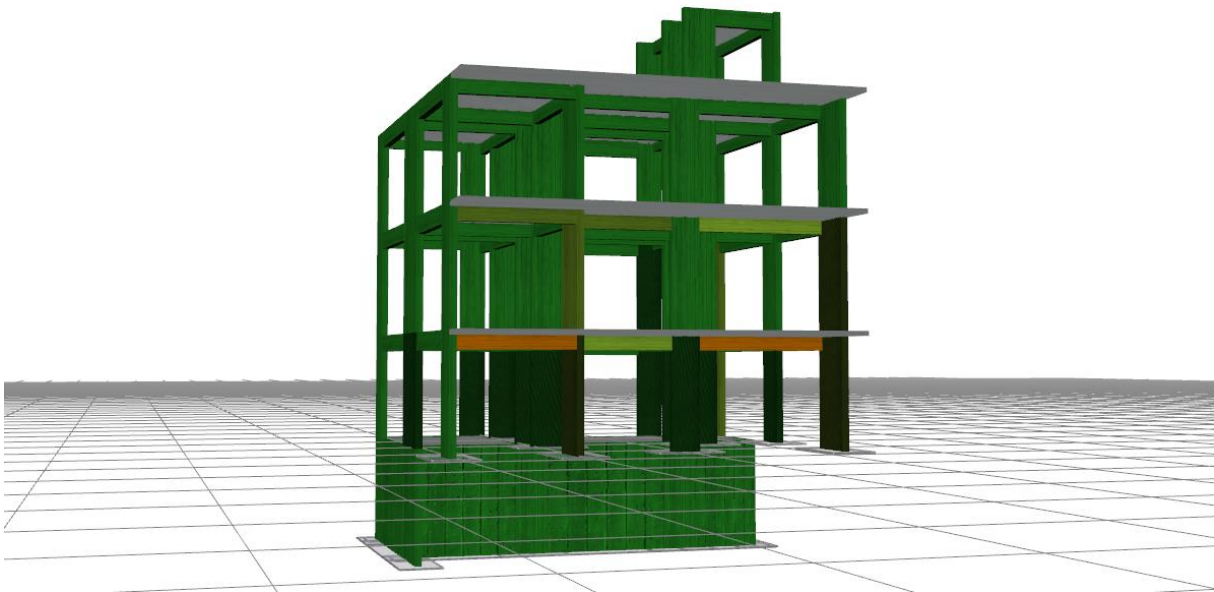


Σχήμα 3-41: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ (4^η Ενίσχυση) – (B1)

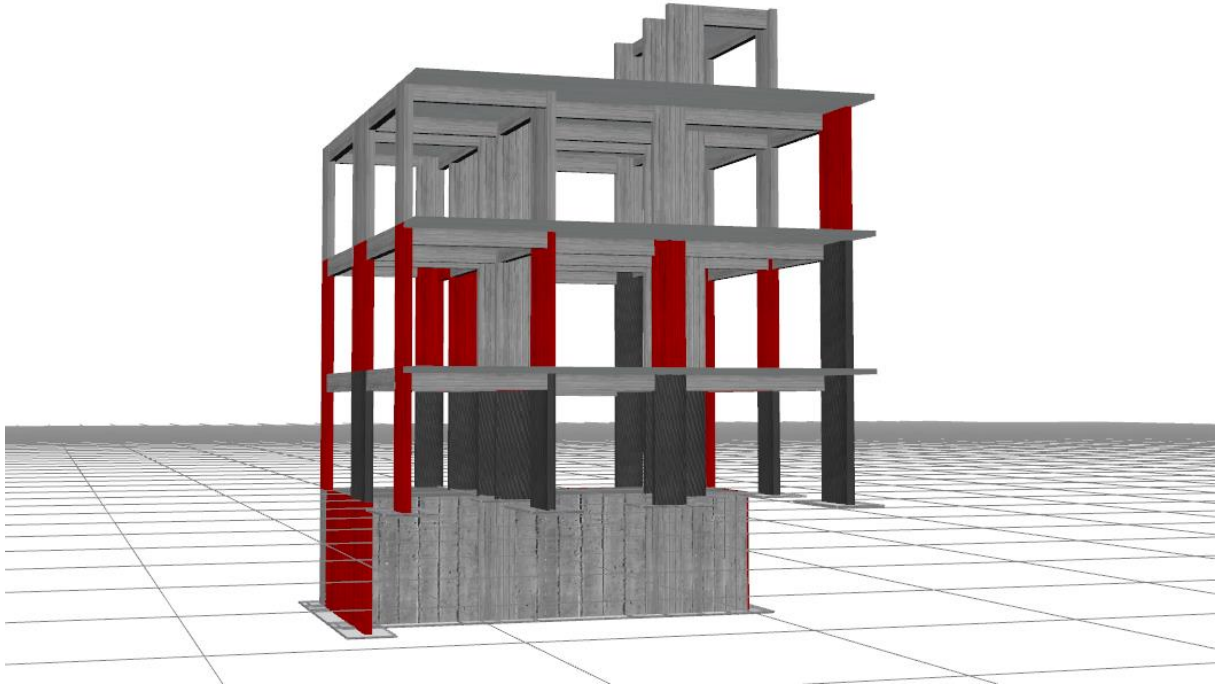
Έπειτα, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι Στροφής Χορδής και Διατμητικής αντοχής, για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τα τοιχία του φορέα (Σχήματα 3-42 – 3-47) για την Στάθμη Επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (B1) σε κάθε διεύθυνση.



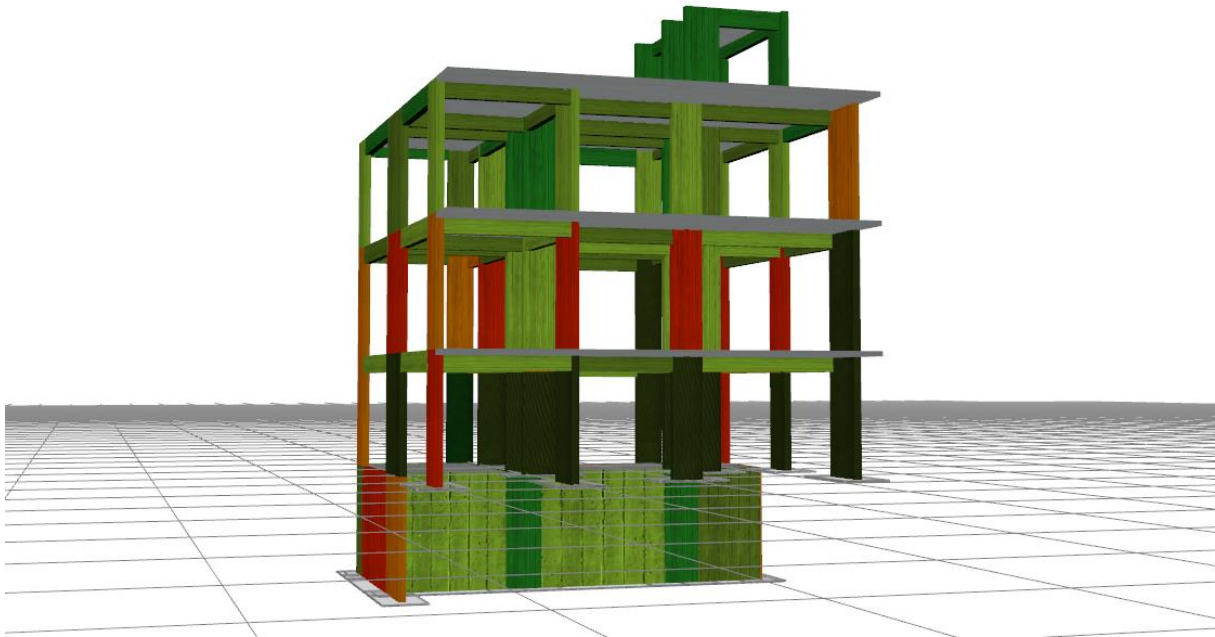
Σχήμα 3-42: Έλεγχος Στροφής Χορδής (4^η Ενίσχυση) – (B1)



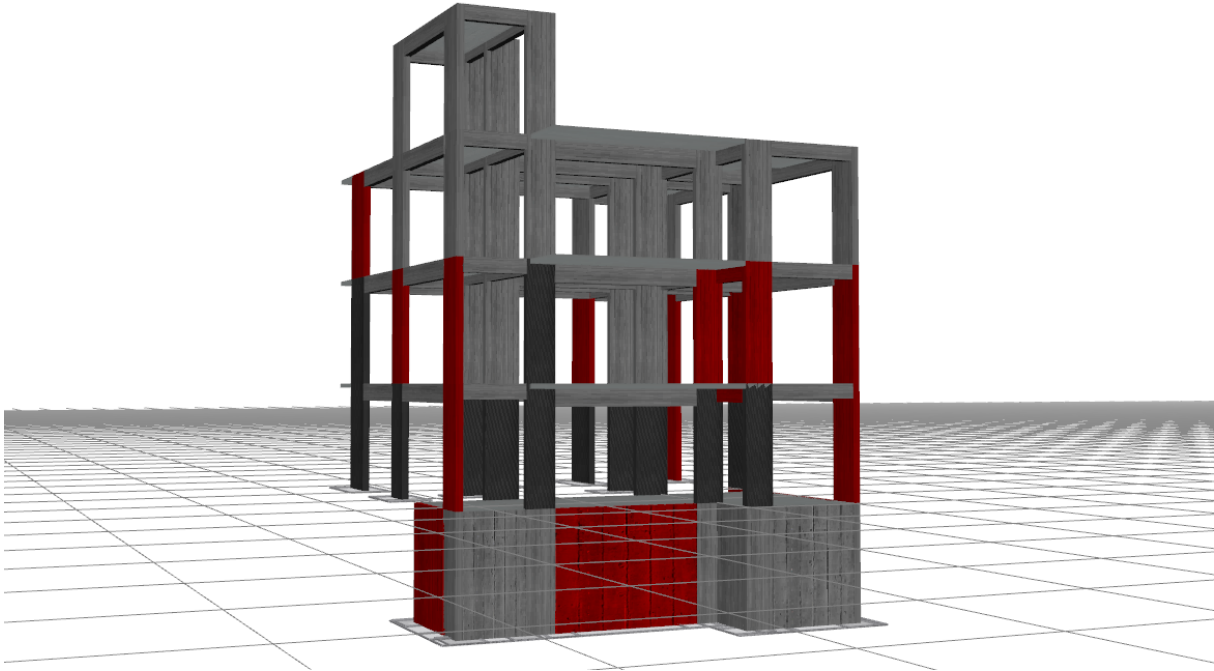
Σχήμα 3-43: Έλεγχος Στροφής Χορδής (4^η Ενίσχυση) – (B1)



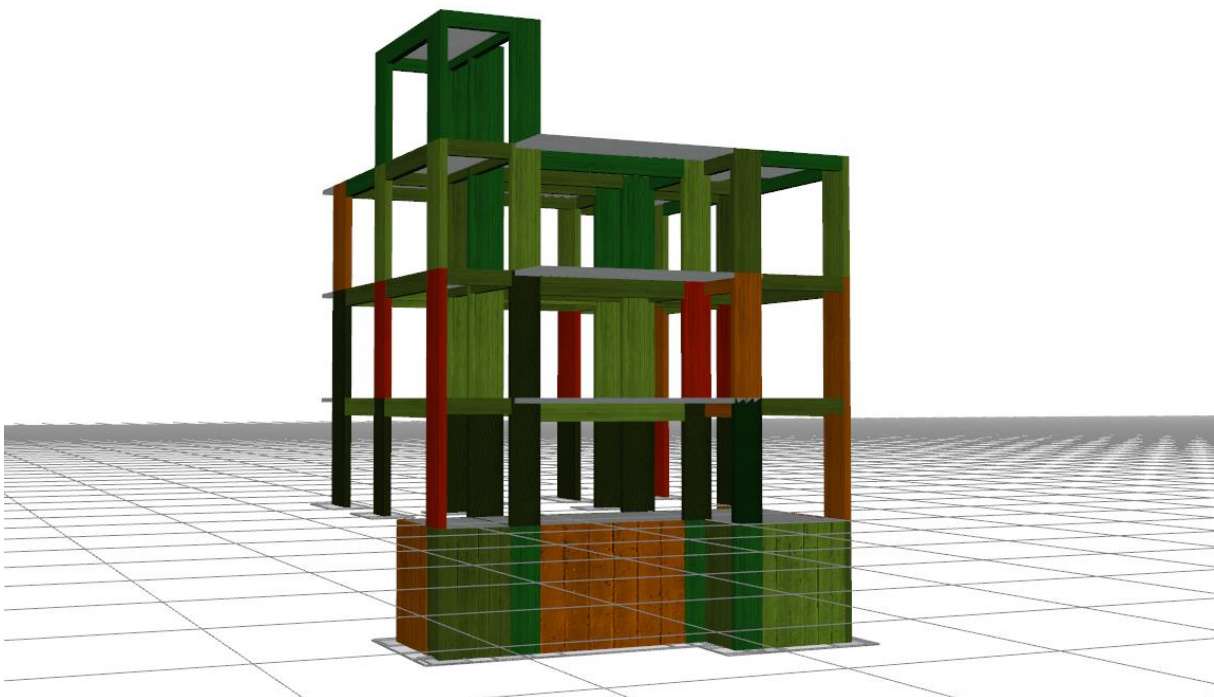
Σχήμα 3-44: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (4^η Ενίσχυση) – (B1)



Σχήμα 3-45: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (4^η Ενίσχυση) – (B1)



Σχήμα 3-46: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (4^η Ενίσχυση) – (B1)



Σχήμα 3-47: Έλεγχος Διατμητικής Αντοχής (4^η Ενίσχυση) – (B1)

Παρατηρείται διατμητική αστοχία στα υποστυλώματα K1, K3 και K15 του ισογείου, στα υποστυλώματα K1, K2, K3, K4, K7, K8, K9, K14 και K15 του Α' Ορόφου, και στο υποστυλώμα K13 του Β' Ορόφου καθώς και σε διάφορα τοιχία περιμετρικά του υπογείου. Επίσης, παρατηρείται διατμητική αστοχία στις δοκούς Δ3, Δ5, Δ17 του ισογείου και στην δοκό Δ5 του Α' Ορόφου. Τέλος, παρατηρείται αστοχία από τους ελέγχους στροφής χορδής στις δοκούς Δ18 και Δ20 του ισογείου. Στην συνέχεια μειώνεται η σεισμική επιτάχυνση έως ότου το προσομοίωμα βρεθεί οριακά πριν την πρώτη αστοχία. Με δοκιμές, προκύπτει ότι ο φορέας με την 4^η Ενίσχυση βρίσκεται οριακά πριν την αστοχία για επιτάχυνση 0,188g, στην Στάθμη Επιτελεστικότητας B1.

Πίνακας 3-4: Μέγιστη επιτάχυνση πριν τη αστοχία για τον φορέα με την 4^η Ενίσχυση

PGA (g)	Στάθμη B1	Μέλη που αστοχούν στο Ισόγειο								Μέλη που αστοχούν στον Α' Όροφο								Μέλη που αστοχούν στον Β' Όροφο		
		K1	K3	K15	Δ3	Δ5	Δ17	Δ18	Δ20	K1	K2	K3	K4	K7	K8	K9	K14	K15	Δ5	K13
0,24	19 Αστοχίες	1,31	1,05	1,22	1,12	1,14	1,12	1,10	1,08	1,13	1,26	1,19	1,28	1,23	1,07	1,30	1,21	1,29	1,12	1,17
0,21	7 Αστοχίες	1,10	-	1,10	1,09	-	-	-	-	-	1,02	-	1,16	-	-	1,12	1,04	-	-	-
0,20	6 Αστοχίες	1,04	-	1,05	1,06	-	-	-	-	-	-	-	1,10	-	-	1,05	1,00	-	-	-
0,195	5 Αστοχίες	1,02	-	1,03	1,03	-	-	-	-	-	-	-	1,06	-	-	1,01	-	-	-	-
0,192	3 Αστοχίες	1,01	-	1,01	-	-	-	-	-	-	-	-	1,02	-	-	-	-	-	-	-
0,19	2 Αστοχίες	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-	-
0,189	1 Αστοχία	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,188	0 Αστοχίες	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Δεδομένου ότι η στάθμη B1 έχει λόγο $a_g/a_{g,ref} = 1,00$, η μέγιστη επιτάχυνση πριν την πρώτη αστοχία για το κτίριο με την 4^η Ενίσχυση είναι 0,188g.

3.7 Σύγκριση Ενισχύσεων

Έχοντας αναλύσει πλέον τέσσερα διαφορετικά σενάρια ενίσχυσης του φορέα, υπάρχει μια σαφή εικόνα για τα διαφορετικά επίπεδα επιτελεστικότητας που προσδίδει η κάθε ενίσχυση στην κατασκευή. Τα δεδομένα του Κεφαλαίου 3 συνοψίζονται στον Πίνακα 3-5.

Πίνακας 3-5: Σύγκριση διαφορετικών επιπέδων ενίσχυσης

Επίπεδο Ενίσχυσης	Αριθμός Μελών που Ενισχύθηκαν		Μέγιστη Επιτάχυνση πριν την Πρώτη Αστοχία	$a_g / a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας
	Ισόγειο	Α' Όροφος			
Χωρίς Ενίσχυση	0	0	0,103g	0,43	B3
1η Ενίσχυση	1	0	0,108g	0,45	B3 ⁺
2η Ενίσχυση	6	0	0,133g	0,55	B3 ⁺
3η Ενίσχυση	6	1	0,149g	0,62	B2
4η Ενίσχυση	12	2	0,188g	0,78	B2 ⁺

Ο φορέας χωρίς ενίσχυση συμφωνεί με την εκτιμώμενη ελάχιστη στάθμη του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για κτίρια της αυτής χρονολογίας, δηλαδή Στάθμη Επιτελεστικότητας B3 η οποία όμως είναι αρκετά χαμηλή. Το 1^ο Σενάριο Ενίσχυσης δεν προσφέρει ουσιαστική βελτίωση στον φορέα, παρά μόνο ανεβάζει οριακά την Στάθμη Επιτελεστικότητάς του σε B3⁺. Το 2^ο Σενάριο Ενίσχυσης αποτελεί μια καλή λύση σε περίπτωση που ο ιδιοκτήτης θέλει να κάνει επέμβαση μόνο στο Ισόγειο του κτιρίου. Το 3^ο Σενάριο Ενίσχυσης είναι αρκετά καλύτερο του 2^{ου}, με μια μόνο παραπάνω ενίσχυση, η οποία όμως θα απαιτήσει οικοδομικές εργασίες στον Α' Όροφο. Τέλος, το 4^ο Σενάριο Ενίσχυσης είναι με διαφορά το καλύτερο και κατατάσσει το κτίριο σε Στάθμη Επιτελεστικότητας B2⁺, μόλις μια Στάθμη κάτω από ένα καινούργιο κτίριο. Αυξάνει την επιτάχυνση πριν την πρώτη αστοχία κατά 82,5%, και απαιτεί μια γενική ενίσχυση σχεδόν όλων των υποστυλωμάτων του Ισογείου, και μόλις δυο υποστυλωμάτων του Α' Ορόφου.

4 ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1 Εισαγωγή

Σε αυτό το Κεφάλαιο θα γίνει η οικονομοτεχνική αποτίμηση της κατασκευής χωρίς ενίσχυση καθώς και της κατασκευής με το 4^ο Σενάριο ενίσχυσης, έτσι ώστε να διαπιστωθεί αν αξίζει η ενίσχυση του φορέα από οικονομικής πλευράς. Για την αποτίμηση αυτή θα χρησιμοποιηθούν τα λογισμικά PACT και SPO2FRAG.

4.2 Εκτίμηση Τρωτότητας

Από την στατική ανελαστική ανάλυση προέκυψαν οι καμπύλες ικανότητας του φορέα στην Χ και στην Υ διεύθυνση. Ωστόσο, επειδή σε αυτήν την ανάλυση δεν συνυπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, δεν αποδίδεται απόλυτα η σεισμική επιτάχυνση που οδηγεί στην κατάρρευσή της. Για να επιτευχθεί μεγαλύτερη ακρίβεια στην εύρεση της πραγματικής συμπεριφοράς της κατασκευής, γίνεται η χρήση του λογισμικού SPO2FRAG (Baltzopoulos et al. 2017). Στο λογισμικό εισάγονται οι καμπύλες Pushover καθώς και δυναμικά χαρακτηριστικά χαρακτηριστικά της κατασκευής (ύψος ορόφων, μάζα ορόφων, κύριες ιδιοπερίοδοι κ.ά.) και, βάση του αλγορίθμου SPO2IDA (Vamvatsikos and Cornell 2006), δημιουργούνται καμπύλες μιας προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA) του 16ου, 50ού και 84ου ποσοστημορίου, οι οποίες αφορούν τη διάμεσο της σχέσης σχετικής στροφής ορόφων με τη φασματική επιτάχυνση και τις τιμές που παίρνει η σχέση αυτή στο διάστημα 16% με 84%. Στη συνέχεια οι καμπύλες αυτές μετατρέπονται σε αντίστοιχες για πολυβάθμιο φορέα και σχεδιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας των Στάθμεων Επιτελεστικότητας που θα οριστούν, οι οποίες αποδίδουν την πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση εκτιμήθηκαν οι καμπύλες τρωτότητας για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B1 με θεώρηση ως αστοχία της κατασκευής τη πρώτη διατμητική αστοχία υποστυλώματος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και για τις δυο διευθύνσεις. Για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B1 τέθηκαν ως όριο οι μέγιστες στροφές των ορόφων και η διασπορά που χρησιμοποιήθηκε ήταν 20%. Στους Πίνακες 4-1 και 4-2 φαίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τις δυο διευθύνσεις για τον φορέα χωρίς ενίσχυση και για τον φορέα με το 4^ο Σενάριο ενίσχυσης αντίστοιχα.

Πίνακας 4-1: Αποτελέσματα ανάλυσης SPO2FRAG για τον φορέα χωρίς ενίσχυση

Χωρίς Ενίσχυση		Μέση Sa(T) (g)	Τυπική Απόκλιση	Roof Displacement Ratio ($\theta_{\text{οροφής}}$) (%)
Διεύθυνση Χ	B1	0,455	0,191	0,060
Διεύθυνση Υ	B1	0,339	0,191	0,060

Πίνακας 4-2: Αποτελέσματα ανάλυσης SPO2FRAG για τον φορέα με το 4^ο Σενάριο ενίσχυσης

4 ^ο Σενάριο Ενίσχυσης		Μέση Sa(T) (g)	Τυπική Απόκλιση	Roof Displacement Ratio ($\theta_{\text{οροφής}}$) (%)
Διεύθυνση Χ	B1	0,750	0,180	0,100
Διεύθυνση Υ	B1	0,570	0,194	0,100

4.3 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών

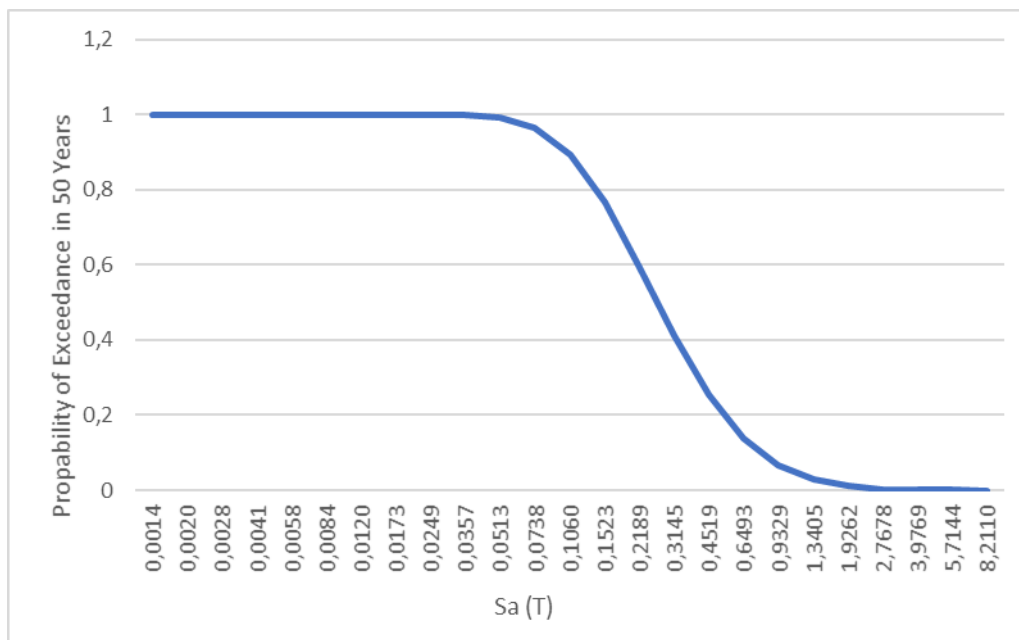
Στη συνέχεια θα γίνει η οικονομοτεχνική αποτίμηση της κατασκευής. Θα χρησιμοποιηθεί το λογισμικό PACT (Performance Assessment Calculation Tool) της FEMA P-58. Το λογισμικό αυτό είναι Αμερικάνικο και η βάση δεδομένων του για τα δομικά και μη στοιχεία είχε τροποποιηθεί τελευταία φορά το 2018, συνεπώς οι τιμές σε κόστη επισκευής που θα υπολογιστούν από το λογισμικό θα διαφέρουν κάπως με τις τιμές κατά την συγγραφή της παρούσας εργασίας, αλλά θα αποτελούν μια αρκετά καλή προσέγγιση. Αρχικά στο λογισμικό εισάγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής όπως ύψος ορόφων και εμβαδόν ορόφων. Στην συνέχεια εισάγεται το μέσο κόστος ανά τετραγωνικό μέτρο, το οποίο εκτιμάται στα 2.000 \$/m². Το συνολικό εμβαδόν του κτιρίου είναι 394,43τ.μ., συνεπώς το συνολικό κόστος πλήρους αντικατάστασης του κτιρίου ανέρχεται στα 788.860 \$, ενώ το κόστος του φέροντα οργανισμού εκτιμάται ίσο με το 60% του συνολικού κόστους αντικατάστασης, δηλαδή 473.316 \$. Από την βιβλιοθήκη του λογισμικού επιλέχθηκαν στοιχεία για τα υποστυλώματα, την τοιχοποιία, τις κλίμακες, τις σωληνώσεις και τις καλωδιώσεις. Οι κωδικοί των στοιχείων, καθώς και οι ποσότητες που εισήχθησαν στο λογισμικό φαίνονται στον Πίνακα 4-3. Σημαντικό είναι να ειπωθεί ότι κάθε μονάδα τοιχοποιίας αντιστοιχεί σε 100 ft² (9,29 m²) επιφάνειας τοιχοποιίας και κάθε μονάδα σωληνώσεων σε 1000 ft (304,8m) μήκους σωληνώσεων.

Πίνακας 4-3: Κωδικοί και ποσότητες στοιχείων που επιλέχθηκαν από την βιβλιοθήκη του λογισμικού PACT

	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		
B1041.082a	3	5
B1041.082b	5	2
ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ		
B1051.011	5,17	4,42
B1051.001	4,39	4,59
ΚΛΙΜΑΚΕΣ		
C2011.021b	0,5	0,5
ΣΩΛΗΝΩΣΕΙΣ		
D2021.011a	0,0328	0,0344
ΗΛΕΚΤΡΟΛΟΓΙΚΑ		
D5012.031a	0,5	0,5

Στη συνέχεια θα εξεταστούν τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης. Γι'αυτό χρειάζεται η καμπύλη επικινδυνότητας της περιοχής. Αυτή θα υπολογιστεί με δεδομένα της ιστοσελίδας του European Facilities

for Earthquake Hazard (Danciu et al. 2021) η οποία περιέχει στατιστικά στοιχεία των σεισμικών δονήσεων για όλη την Ευρώπη. Για τις συντεταγμένες του κτιρίου, λαμβάνονται οι τιμές PGA και η πιθανότητα υπέρβασής τους στα επόμενα 50 χρόνια. Οι τιμές PGA μετατρέπονται σε $S_a(T)$, και έτσι προκύπτει η καμπύλη του Σχήματος 4-1.



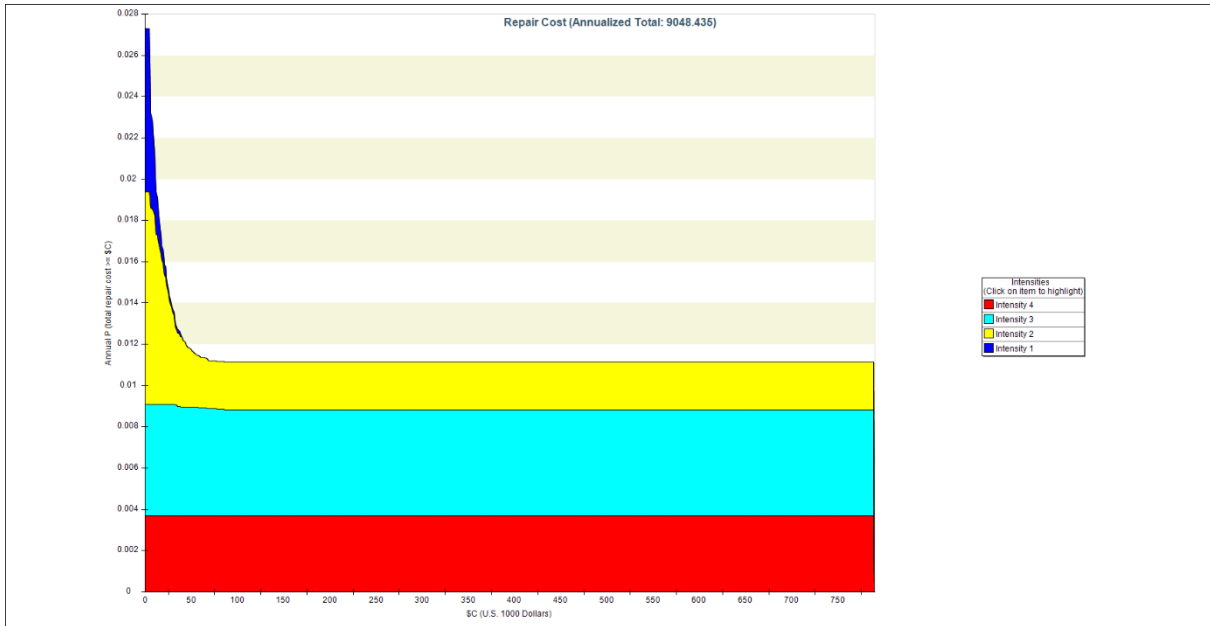
Σχήμα 4-1: Καμπύλη Επικινδυνότητας της κατασκευής

Τα τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης που θα εξεταστούν περιλαμβάνουν τις πιθανότητες υπέρβασης 75%, 25% και 10% στα 50 χρόνια, καθώς και την πρώτη αστοχία του κτιρίου (πιθανότητα υπέρβασης 47,4% στα 50 χρόνια). Οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης και της αντίστοιχης μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης φαίνονται στον Πίνακα 4-4. Τέλος, υπολογίζονται οι σχετικές στροφές θ και οι επιταχύνσεις των ορόφων για τα σενάρια αυτά και για τις δυο διευθύνσεις και εισάγονται στο PACT. Στο Παράρτημα Β υπάρχουν οι πίνακες υπολογισμού των στροφών θ και των επιταχύνσεων.

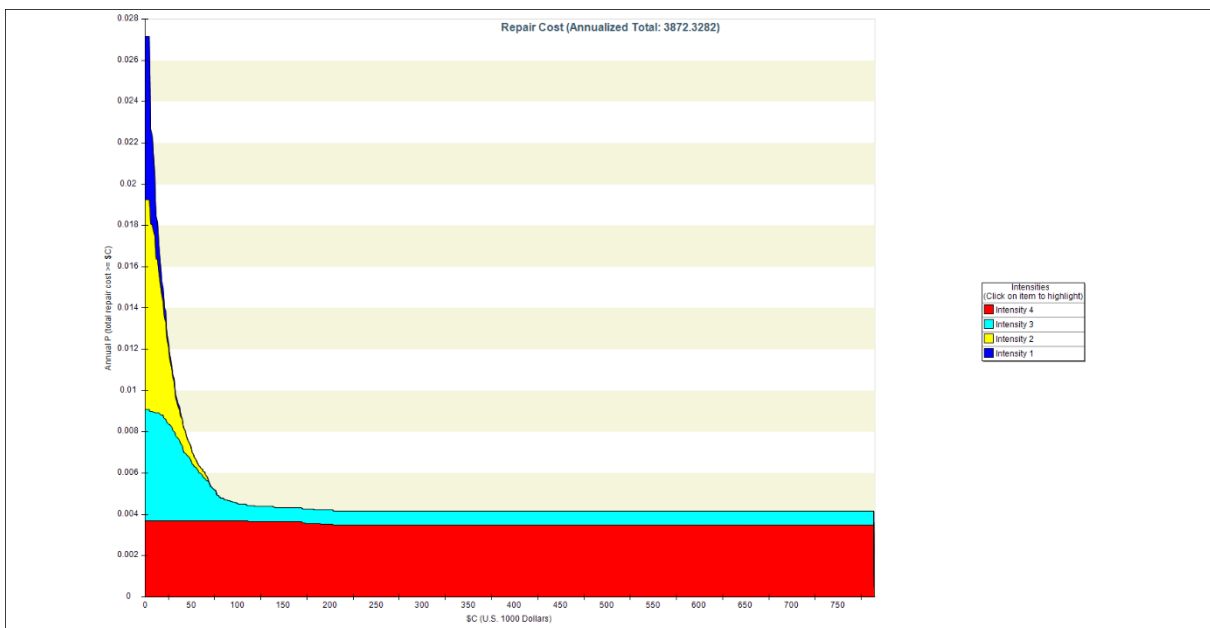
Πίνακας 4-4: Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης για περίοδο επαναφοράς 50 έτη

Σενάριο Σεισμικής Διέγερσης	Πιθανότητα Υπέρβασης στα 50 χρόνια	PGA	$S_a(g)$	Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης
Intensity 1	0,75	0,058	0,1590	0,0277
Intensity 2	0,474	0,103	0,282	0,0129
Intensity 3	0,25	0,168	0,4600	0,0058
Intensity 4	0,1	0,294	0,8050	0,0021

Τελικά, για τον φορέα χωρίς ενίσχυση προκύπτει μέσο ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών ίσο με 9.048 \$, το οποίο αντιστοιχεί στο 1,15% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Αντίστοιχα, για τον φορέα με το 4^ο Σενάριο Ενίσχυσης προκύπτει μέσο ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών ίσο με 3.872 \$, το οποίο αντιστοιχεί στο 0,49% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Τα αποτελέσματα αυτά, καθώς και το πόσο επηρεάζει το κάθε σενάριο σεισμικής διέγερσης το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών φαίνονται στα Σχήματα 4-2 και 4-3.



Σχήμα 4-2: Πιθανό ετήσιο κόστος επισκευών ανά σενάριο σεισμικής διέγερσης για το κτίριο χωρίς ενίσχυση



Σχήμα 4-3: Πιθανό ετήσιο κόστος επισκευών ανά σενάριο σεισμικής διέγερσης για το κτίριο με το 4^ο Σενάριο Ενίσχυσης

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Έχοντας ολοκληρώσει πλέον τους στόχους της παρούσας εργασίας, οι οποίοι είναι η αντισεισμική αποτίμηση και ενίσχυση του κτιρίου που μελετήθηκε, μπορεί να γίνει η εξαγωγή ορισμένων χρήσιμων συμπερασμάτων.

Αρχικά, σε ότι αφορά το κομμάτι της προσομοίωσης της κατασκευής, παρατηρείται ότι η απολύτως ορθή προσομοίωση του φορέα είναι αδύνατη. Τα σχέδια είναι πιθανόν να διαφωνούν μεταξύ τους, ενώ πολλές φορές στην κατασκευή του φορέα, μπορεί να εφαρμόστηκαν τεχνικές που δεν αναγράφονται πουθενά (όπως η παρουσία υπογείου στην κατασκευή που πραγματοποιήθηκε η παρούσα εργασία). Συνεπώς, η αυτοψία είναι η πιο σίγουρη μέθοδος για την ακριβή αποτίμηση των χαρακτηριστικών και ιδιοτεροτήτων του κτιρίου. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αντιμετωπίζει τις αβεβαιότητες αυτές με τις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων και τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας. Άρα, όση περισσότερη γνώση υπάρχει για έναν φορέα, τόσο καλύτερη η προσομοίωσή του, και αντίστοιχα τόσο πιο ευμενής είναι ο κανονισμός στις τιμές που προκύπτουν από την αποτίμηση.

Όσο για τα τρία επίπεδα προσεισμικού ελέγχου που προτείνει ο ΟΑΣΠ, παρατηρήθηκε μεγάλη σύγκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων τους. Πιο συγκεκριμένα, ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος κατέταξε το κτίριο στην κατηγορία υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Υ), κάτι το οποίο υπονοεί αρκετά χαμηλή σεισμική κατηγορία, χωρίς όμως να δίνει μια σαφή τιμή. Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος κατέταξε το κτίριο σε σεισμική κατηγορία $K4^+$, η οποία είναι πράγματι χαμηλή. Αυτή η εκτίμηση είναι αρκετά καλή, ιδιαίτερα αν αναλογιστεί κανείς ότι δεν λήφθηκε υπόψη η ευμενής επιρροή της εξωτερικής μπατικής τοιχοποιίας του κτιρίου. Στον Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο όπου χρησιμοποιήθηκε η επιρροή της εξωτερικής μπατικής τοιχοποιίας, η σεισμική κατηγορία του κτιρίου προέκυψε ως $K3$, μια μόλις πάνω από τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο. Από τον Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο επιβεβαιώνεται ότι η σεισμική κατηγορία του κτιρίου, ακόμα και με την ευμενή επιρροή της εξωτερικής μπατικής τοιχοποιίας, είναι αρκετά χαμηλή και το κτίριο χρήζει ενίσχυσης.

Τα σενάρια ενίσχυσης του κτιρίου είχαν το καθένα ιδιαίτερα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα. Το 1^ο Σενάριο ενίσχυσης δεν προσφέρει καμία ουσιαστική βελτίωση στο κτίριο, απλά ανεβάζει τυπικά την στάθμη επιτελεστικότητάς του σε $K3^+$, κάτι το οποίο, λόγω της χρονολογίας του κτιρίου, δεν είναι καν απαραίτητο σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Το 2^ο Σενάριο ενίσχυσης είναι μια αρκετά καλή επιλογή, δεδομένου ότι γίνονται μόλις 6 ενισχύσεις υποστυλωμάτων και η επιτάχυνση πριν την πρώτη αστοχία αυξάνεται κατά σχεδόν 30%. Απαιτεί ενισχύσεις μόνο στο ισόγειο και δεν ενοχλεί κανένα άλλο νοικοκυριό με οικοδομικές εργασίες. Το 3^ο Σενάριο ενίσχυσης έχει όλα τα πλεονεκτήματα του 2^{ου}, ενώ η αύξηση της επιτάχυνσης πριν την πρώτη αστοχία αυξάνεται από 30% σε 45%. Παρότι οι ενισχύσεις που χρειάζονται είναι 7 (μια μόλις παραπάνω από το 2^ο Σενάριο), η ενίσχυση αυτή πρέπει να γίνει στον Α΄ Όροφο, κάτι το οποίο σημαίνει την πιθανή ενόχληση δυο νοικοκυριών για ορισμένο χρονικό διάστημα.

Εφόσον είναι δυνατή η ενίσχυση σε δυο ορόφους, τότε θεωρείται ότι το 4^ο Σενάριο ενίσχυσης είναι μακράν το καλύτερο. Προσφέρει με διαφορά την μεγαλύτερη αύξηση της Στάθμης Επιτελεστικότητας, με την πρώτη αστοχία να συμβαίνει σε επιτάχυνση 0,188g, επιτάχυνση 82,5% μεγαλύτερη από την επιτάχυνση πρώτης αστοχίας του φορέα χωρίς ενίσχυση. Απαιτείται διπλάσιος αριθμός ενισχύσεων σε σχέση με το 3^ο Σενάριο Ενίσχυσης, δηλαδή 14, ωστόσο οι ενισχύσεις στον Α΄ Όροφο παραμένουν λίγες (μόλις 2), που σημαίνει ότι τουλάχιστον ο Α΄ Όροφος θα μπορεί να χρησιμοποιηθεί ξανά σχετικά σύντομα. Στο Ισόγειο ωστόσο απαιτείται ενίσχυση των 12 υποστυλωμάτων από τα 15. Δεδομένου ότι για την εφαρμογή της μεθόδου των Ινοπλισμένων Πολυμερών (FRP Wrapping) πρέπει να αποκαλυφθούν τα υποστυλώματα περιμετρικά, ενώ μετά την ολοκλήρωση των ενισχύσεων πρέπει να υπάρξει η σωστή αποκατάσταση όλων των στοιχείων που αφαιρέθηκαν για την ενίσχυση αυτή, είναι πιθανόν το Ισόγειο να μην είναι διαθέσιμο για κατοίκηση για ένα εύλογο χρονικό διάστημα. Σε κάθε Σενάριο Ενίσχυσης πάντως, μετά το πέρας των εργασιών, δεν θα υπάρχει καμία αλλαγή στην αρχιτεκτονική μορφή του κτιρίου, οπότε η επιλογή της ενίσχυσης έχει να κάνει καθαρά με οικονομικούς λόγους καθώς και θέματα χρονικού προγραμματισμού και απαιτήσεων.

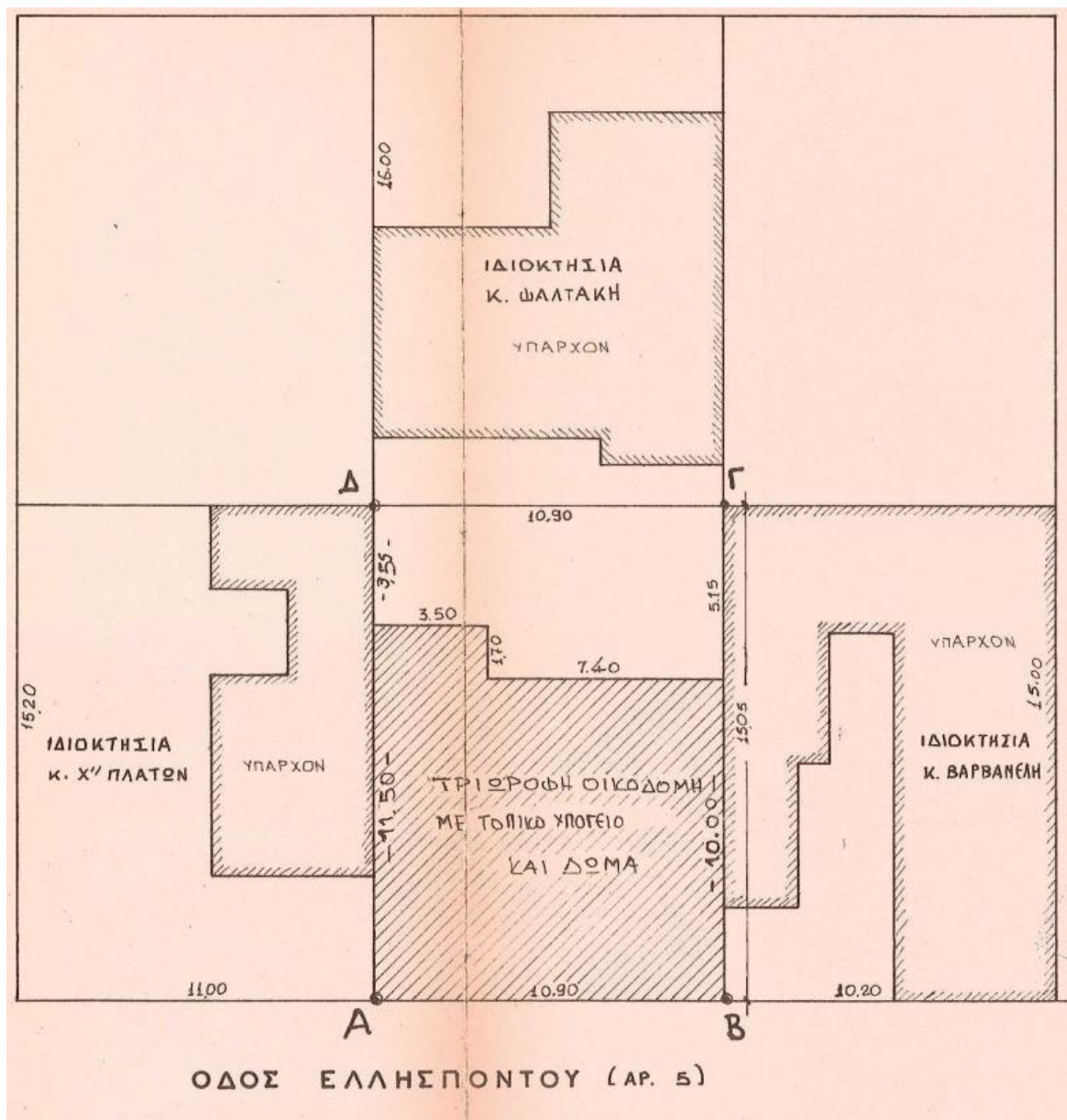
Τέλος, η οικονομοτεχνική αποτίμηση της κατασκευής δείχνει ότι η ενίσχυση της κατασκευής είναι οικονομικά συμφέρουσα. Πιο συγκεκριμένα, για τον μη ενισχυμένο φορέα προκύπτει ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών ίσο με 9.048 \$, το οποίο αντιστοιχεί στο 1,15% του συνολικού κόστους αντικατάστασης, ενώ για τον φορέα με το 4^ο Σενάριο Ενίσχυσης προκύπτει ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών ίσο με 3.872 \$, το οποίο αντιστοιχεί στο 0,49% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Γενικά, είναι επιθυμητό για ένα κτίριο το μέσο ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών να είναι κάτω του 1% αυτού του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Ωστόσο, αυτό το νούμερο αναφέρεται στο άμεσο κόστος, ενώ είναι πιθανό έμμεσα κόστη όπως το άδειασμα του σπιτιού, η μετακόμιση σε άλλο σπίτι, η άγνωστη διάρκεια των επισκευών καθώς και πολλά άλλα, να επηρεάσουν δυσανάλογα τον τελικό προϋπολογισμό. Επίσης, είναι σημαντικό να τονιστεί ότι η εδαφική επιτάχυνση αστοχίας που θεωρήθηκε από το λογισμικό SeisMobuild 2023 ως επιτάχυνση κατάρρευσης για την οικονομοτεχνική μελέτη, είναι η επιτάχυνση πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B1. Συνεπώς, είναι εύλογο να θεωρηθεί ότι η οικονομοτεχνική μελέτη είναι σχετικά συντηρητική. Παρ'όλα αυτά, τελικά η μείωση στο μέσο ετήσιο κόστος επισκευών είναι μεγάλη, και ο ενισχυμένος φορέας θα εξοικονομήσει μελλοντικά πολλά χρήματα από πιθανά κόστη επισκευών. Αυτό, μαζί με την εξαιρετικά βελτιωμένη αντισεισμική ικανότητα του κτιρίου, καθιστούν το σενάριο ενίσχυσής του ιδιαίτερα δελεαστικό.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

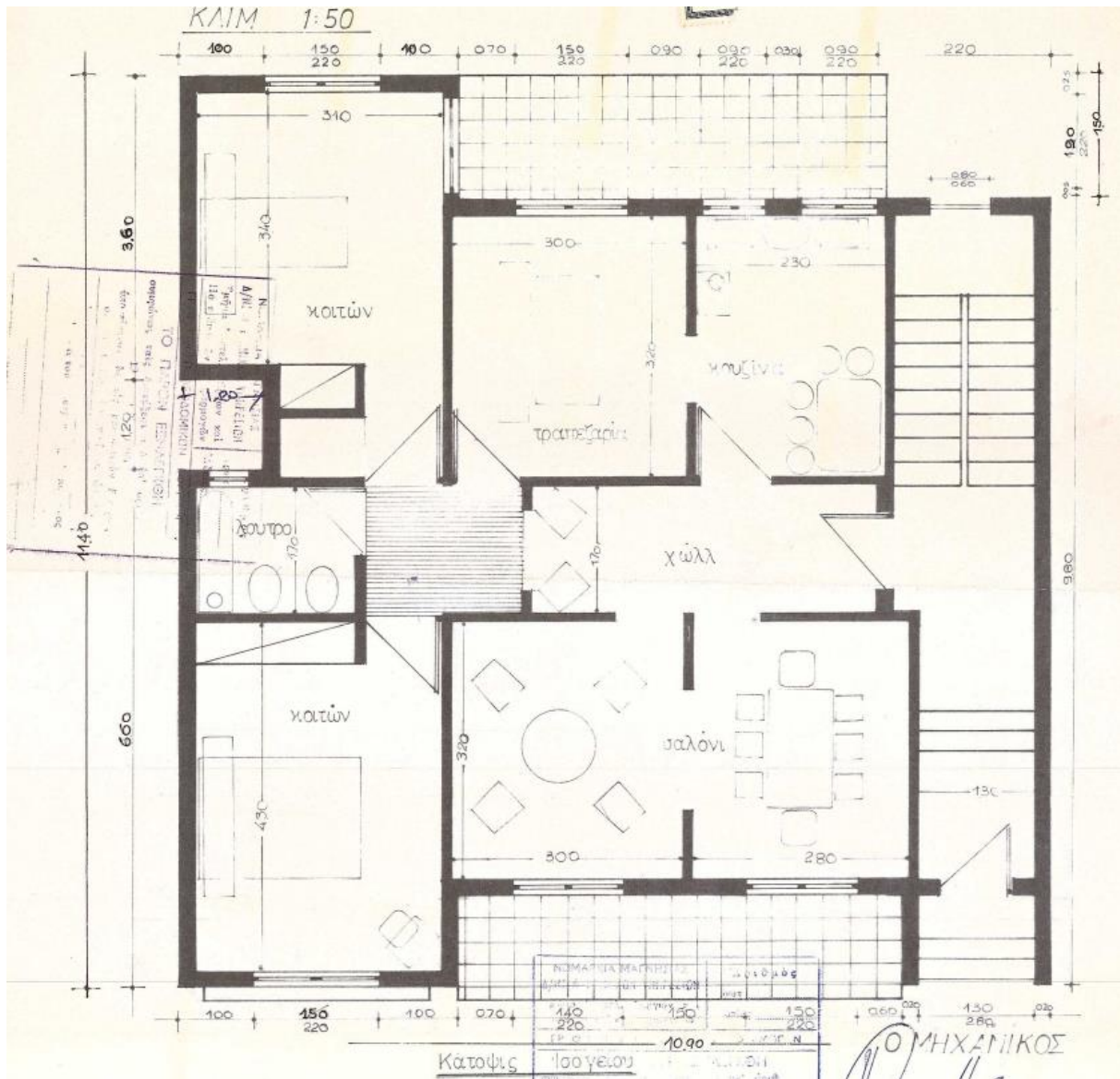
1. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα».
2. EN 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών».
3. Εφημερίς Της Κυβερνήσεως Της Ελληνικής Δημοκρατίας (2014), «Δελτίο Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας Αυθαιρέτου», ΦΕΚ/405/Β/20-2-2014.
4. Ο.Α.Σ.Π. (2020), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων Δημόσιας και Κοινοφελούς χρήσης, Έλεγχος Δομικής Τρωτότητας», 5^η Έκδοση.
5. Ο.Α.Σ.Π. (2022a), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», 3^η Αναθεώρηση, ΦΕΚ 3197/Β/22-6-2022.
6. Ο.Α.Σ.Π. (2022b), «Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», 1^η Αναθεώρηση, ΦΕΚ 3134/Β/21-6-2022.
7. Τεχνικό Φυλλάδιο MEGAWRAP-200 (2023), «Υφασμα από ίνες άνθρακα σε μία διεύθυνση», <https://www.isomat.gr/wp-content/uploads/2015/12/MEGAWRAP-200-2.pdf>, [Accessed 2023].
8. Ψυχάρης Γ. (2016a), «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας», Τεύχος 1, Αθήνα.
9. Ψυχάρης Γ. (2016b), «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας», Τεύχος 2, Αθήνα.
10. 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.
11. Diastrosi Hellas (2023), «Νέες Κατηγορίες Σκυροδέματος», <https://www.diastrosihellas.gr/%CE%BD%CE%AD%CE%B5%CF%82-%CE%BA%CE%B1%CF%84%CE%B7%CE%B3%CE%BF%CF%81%CE%AF%CE%B5%CF%82-%CF%83%CE%BA%CF%85%CF%81%CE%BF%CE%B4%CE%AD%CE%BC%CE%B1%CF%84%CE%BF%CF%82/>, [Accessed 2023].
12. Danciu L., Nandan S., Reyes C., Basili R., Weatherill G., Beauval C., Rovida A., Vilanova S., Sesetyan K., Bard P-Y., Cotton F., Wiemer S., Giardini D. (2021), «The 2020 update of the European Seismic Hazard Model: Model Overview. EFEHR Technical Report 001, v1.0.0, EFEHR», Hazard Curves: <http://hazard.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves/> [Accessed 2024], Copyright © 2013, ETH Zurich on behalf of the EU-FP7 Consortium of EFEHR.
13. FEMA, (2018a), «Seismic performance assessment of buildings, FEMA P-58-1, Volume 1- methodology».
14. FEMA, (2018b), «Seismic performance assessment of buildings, FEMA P-58-2, Volume 2- Implementation Guide».

15. Ionych Oleksandr του Stepan (2020), «Αποτίμηση και προτάσεις ενίσχυσης υφιστάμενου κτηρίου κατοικιών», διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
16. SeismoSoft (2023), «SeismoBuild 2023 User Manual».

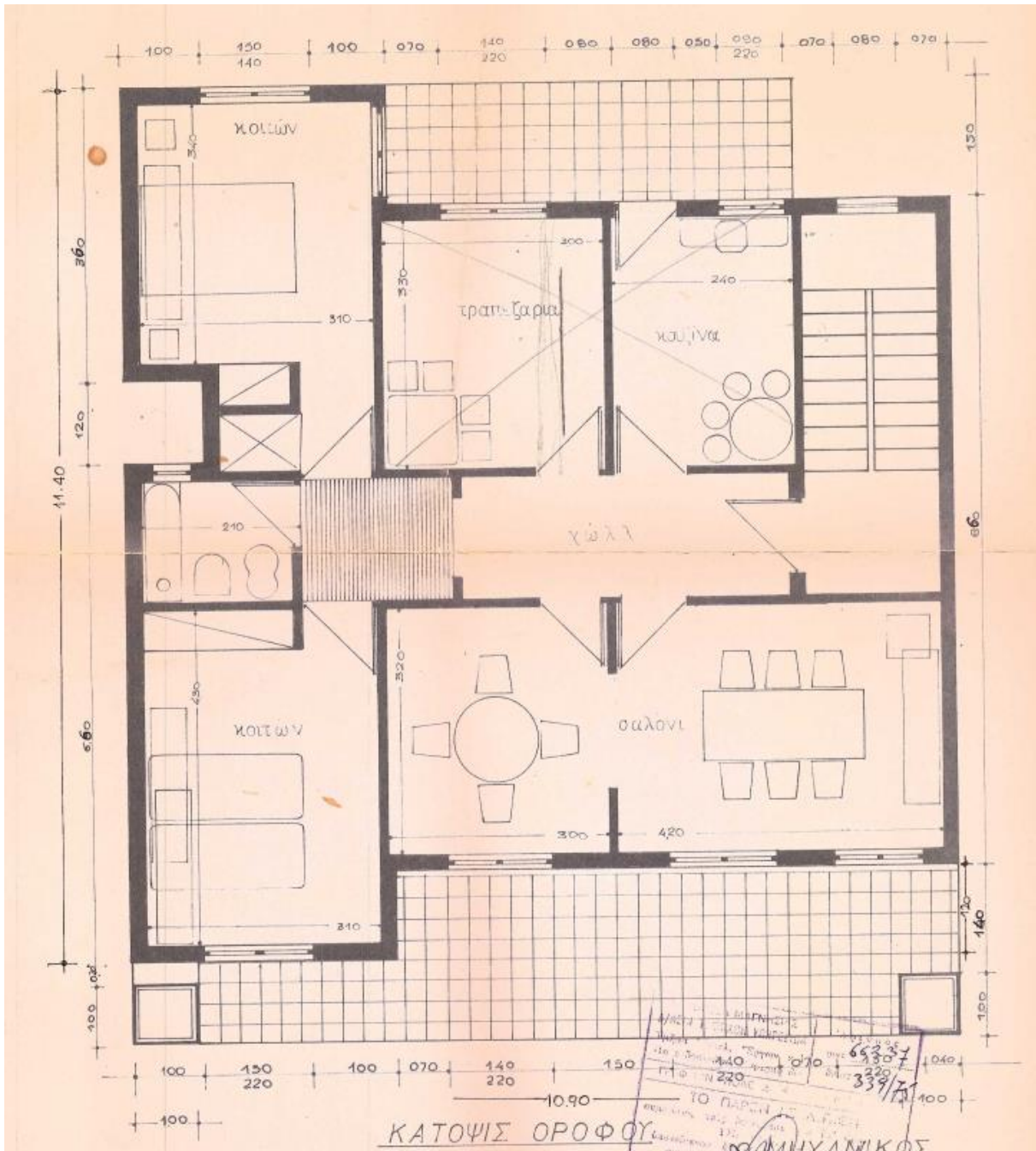
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΓΕΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ



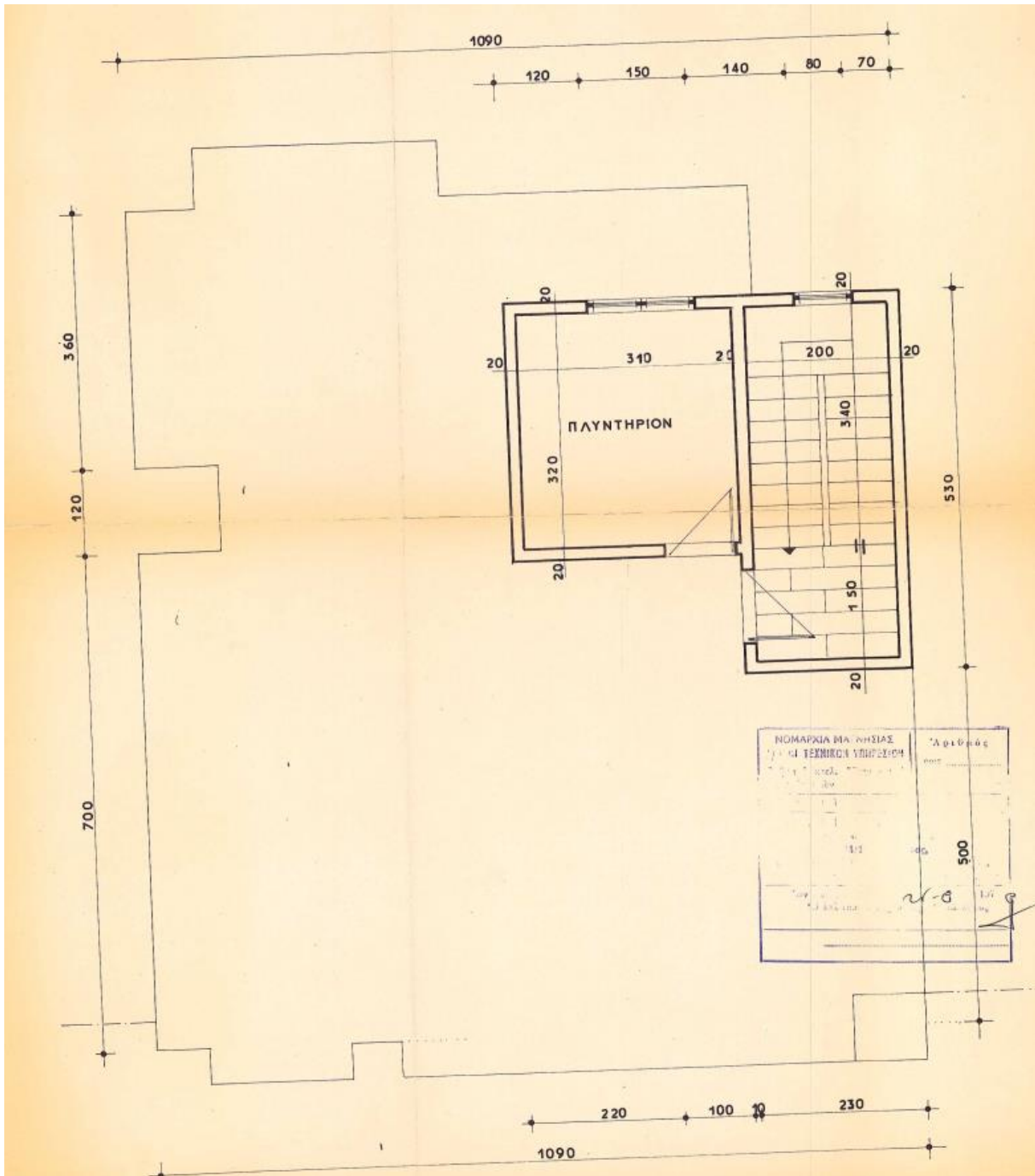
Σχήμα Α-1: Τοπογραφικό Σχέδιο



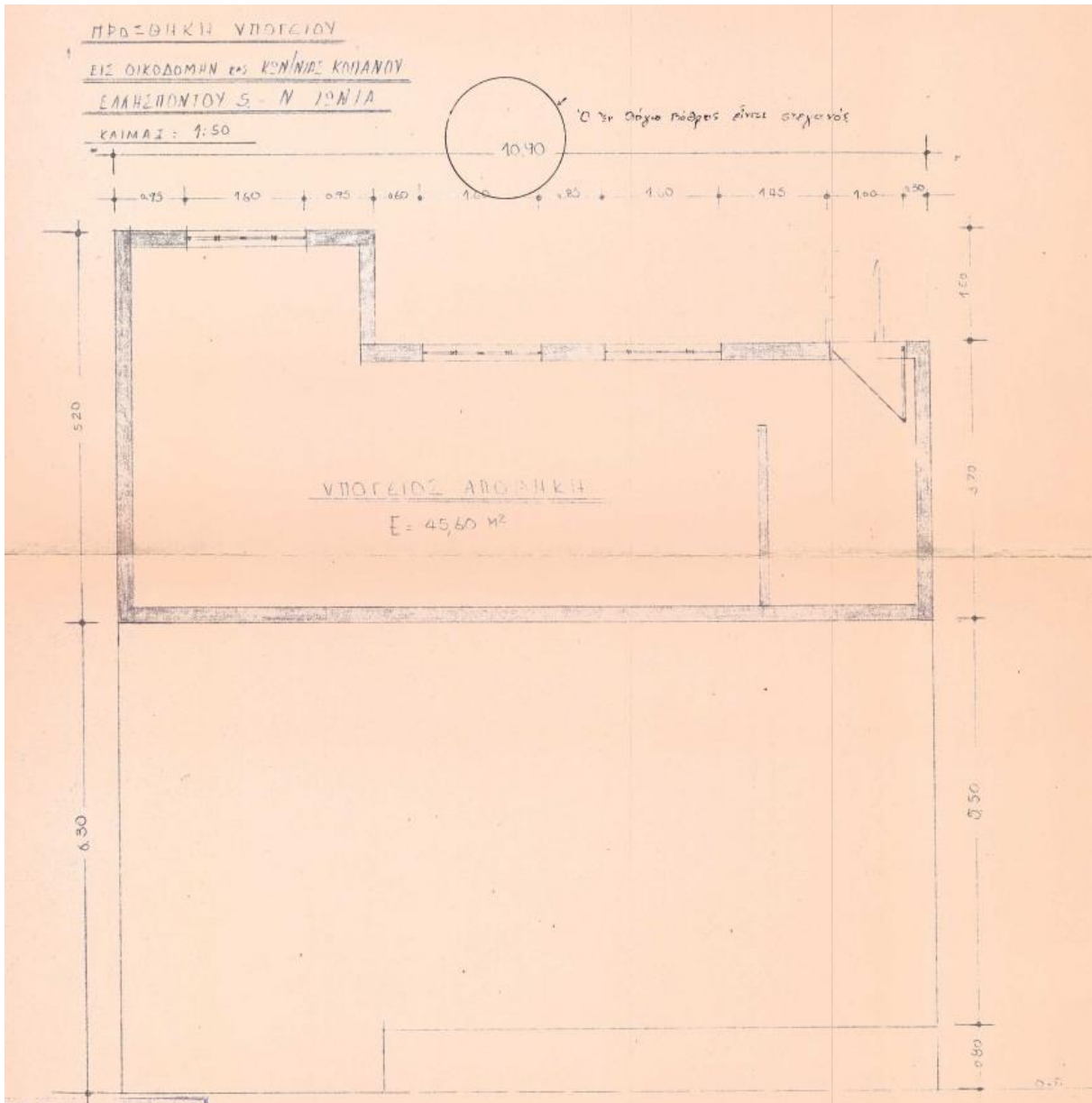
Σχήμα Α-2: Κάτοψη Ισογείου



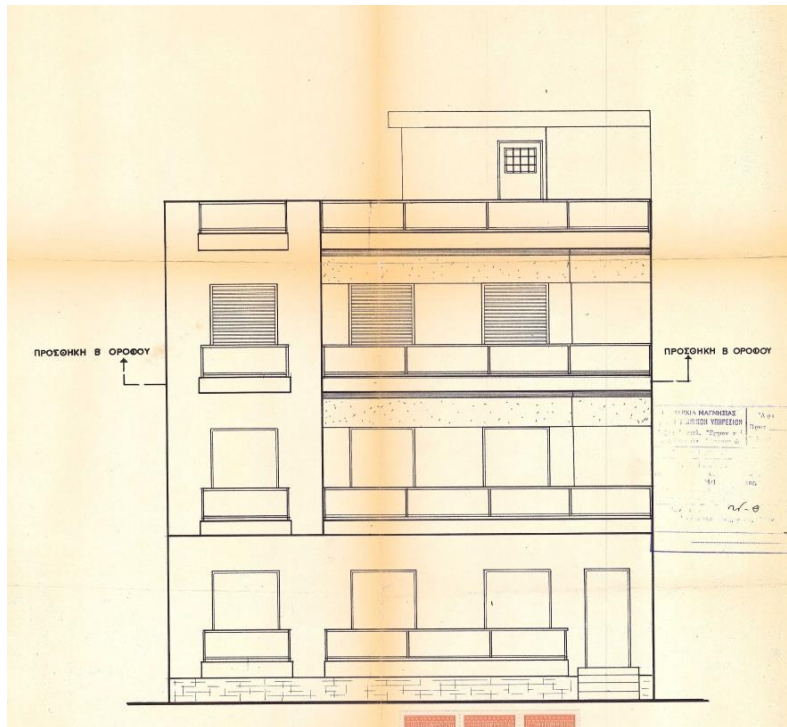
Σχήμα Α-3: Κάτοψη Τυπικού Ορόφου



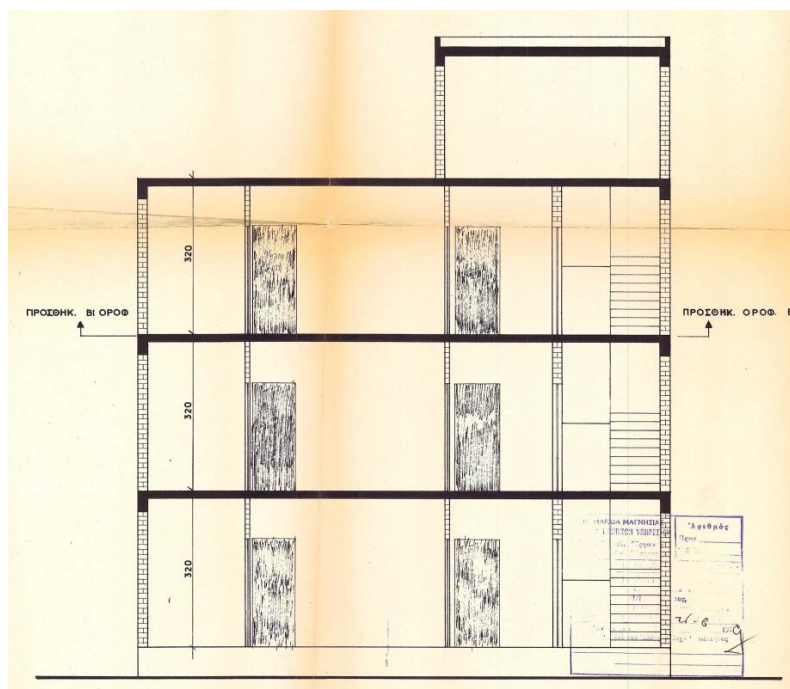
Σχήμα Α-4: Κάτοψη Δώματος



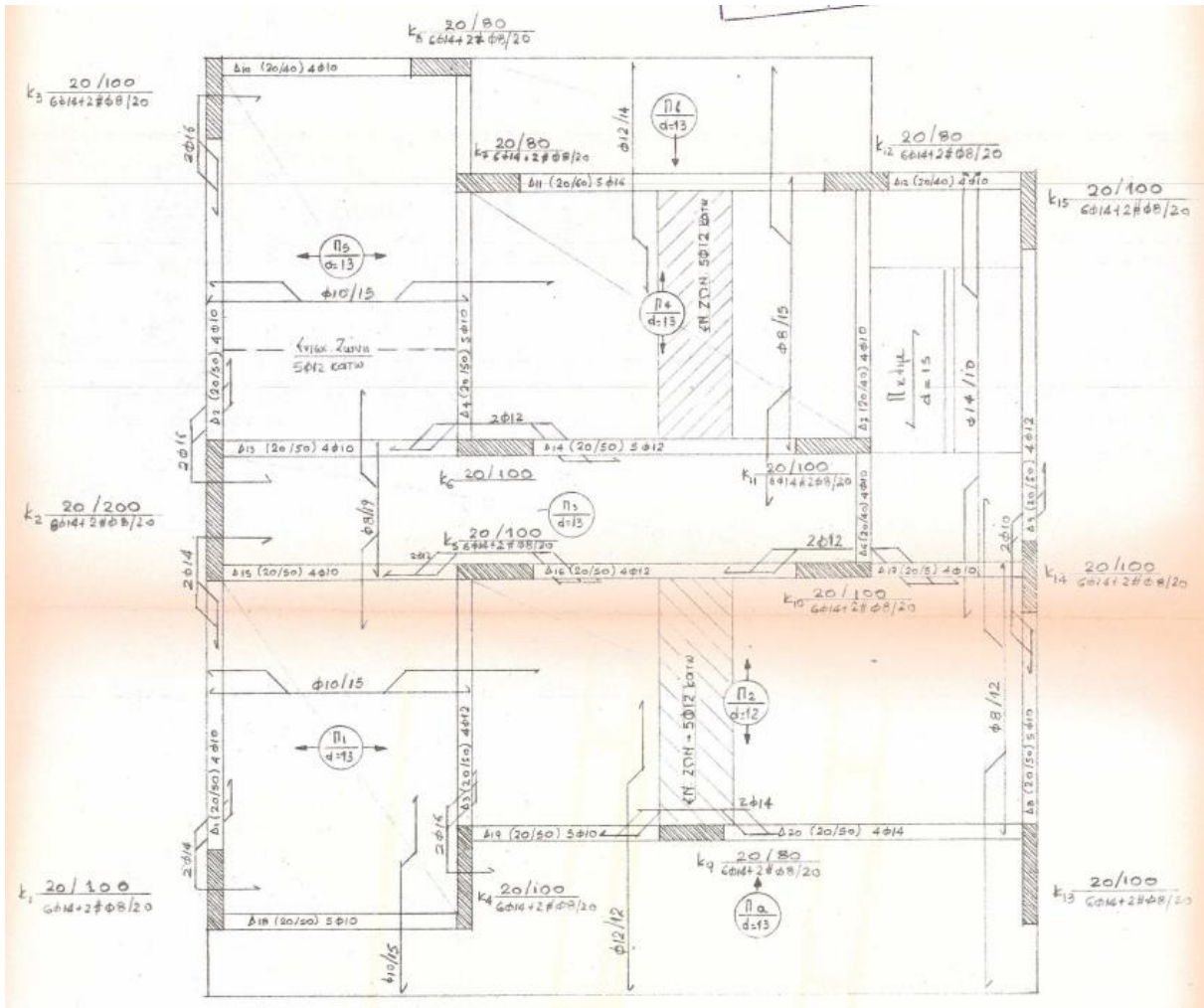
Σχήμα Α-5: Κάτοψη Υπογείου



Σχήμα Α-6: Όψη κτιρίου



Σχήμα Α-7: Τομή κτιρίου



Σχήμα Α-8: Σχέδιο Τυπικού Ξυλοτύπου Ορόφου

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

Πίνακας Β-1: Οπλισμός Δοκών για το λογισμικό SeismoBuild 2023

		ΑΚΡΟ Α	ΜΕΣΟ	ΑΚΡΟ Β	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΜΕΣΟ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΑΚΡΑ
Δ1	ΑΝΩ	2Φ14+2Φ10	-	2Φ14+2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ2	ΑΝΩ	2Φ16+2Φ10	-	2Φ16+2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ3	ΑΝΩ	2Φ16+2Φ12	-	2Φ12	Φ8/200	Φ8/138
	ΚΑΤΩ	2Φ12	4Φ12	2Φ12		
Δ4	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	3Φ10	5Φ10	3Φ10		
Δ5	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ6	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ7	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ8	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10+2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	3Φ10	5Φ10	3Φ10		
Δ9	ΑΝΩ	2Φ12+2Φ10	-	2Φ12	Φ8/200	Φ8/138
	ΚΑΤΩ	2Φ12	4Φ12	2Φ12		
Δ10	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ11	ΑΝΩ	2Φ16	-	2Φ16	Φ8/200	Φ8/111
	ΚΑΤΩ	3Φ16	5Φ16	3Φ16		
Δ12	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ13	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10+2Φ12	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ14	ΑΝΩ	2Φ12+2Φ12	-	2Φ12	Φ8/200	Φ8/138
	ΚΑΤΩ	3Φ12	5Φ12	3Φ12		
Δ15	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10+2Φ12	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ16	ΑΝΩ	2Φ12+2Φ12	-	2Φ12+2Φ12	Φ8/200	Φ8/138
	ΚΑΤΩ	2Φ12	4Φ12	2Φ12		
Δ17	ΑΝΩ	2Φ10+2Φ12	-	2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	2Φ10	4Φ10	2Φ10		
Δ18	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	3Φ10	5Φ10	3Φ10		
Δ19	ΑΝΩ	2Φ10	-	2Φ10+2Φ14	Φ8/200	Φ8/152
	ΚΑΤΩ	3Φ10	5Φ10	3Φ10		
Δ20	ΑΝΩ	2Φ14+2Φ14	-	2Φ14	Φ8/200	Φ8/124
	ΚΑΤΩ	2Φ14	4Φ14	2Φ14		

Πίνακας Β-2: Πίνακας υπολογισμού σχετικών στροφών θ για το λογισμικό PACT

0.058g	Modal +X			Modal +Y		
	1st X	2nd X	3rd X	1st Y	2nd Y	3rd Y
Displacement	0,001413	0,002904	0,003798	4,53E-04	1,06E-03	0,001503
Storey Drift	0,000441	0,000466	0,000279	0,0001415	0,000189	0,000139
0.103g	Modal +X			Modal +Y		
	1st X	2nd X	3rd X	1st Y	2nd Y	3rd Y
Displacement	0,002451	0,004919	0,006369	0,0011064	0,002358	0,003233
Storey Drift	0,000766	0,000771	0,000453	0,0003458	0,000391	0,000273
0.168g	Modal +X			Modal +Y		
	1st X	2nd X	3rd X	1st Y	2nd Y	3rd Y
Displacement	0,004204	0,008085	0,010206	0,0021307	0,00427	0,005641
Storey Drift	0,001314	0,001213	0,000663	0,0006658	0,000669	0,000428
0.294g	Modal +X			Modal +Y		
	1st X	2nd X	3rd X	1st Y	2nd Y	3rd Y
Displacement	0,014895	0,024806	0,028713	0,0078602	0,014698	0,018073
Storey Drift	0,004655	0,003097	0,001221	0,0024563	0,002137	0,001055

Πίνακας Β-3: Πίνακας υπολογισμού επιταχύνσεων για το λογισμικό PACT

0.058g	Dir 1	Dir 2	h
	S	0,2842	
Level1	0,058	0,058	0
Level2	0,103	0,104	3,2
Level3	0,102	0,103	6,4
Roof	0,101	0,101	9,6
0.103g	Dir 1	Dir 2	h
	S	0,5047	
Level1	0,103	0,103	0
Level2	0,180	0,182	3,2
Level3	0,178	0,179	6,4
Roof	0,176	0,177	9,6
0.168g	Dir 1	Dir 2	h
	S	0,8232	
Level1	0,168	0,168	0
Level2	0,287	0,289	3,2
Level3	0,283	0,286	6,4
Roof	0,280	0,282	9,6
0.294g	Dir 1	Dir 2	h
	S	1,4406	
Level1	0,294	0,294	0
Level2	0,478	0,483	3,2
Level3	0,472	0,477	6,4
Roof	0,466	0,471	9,6