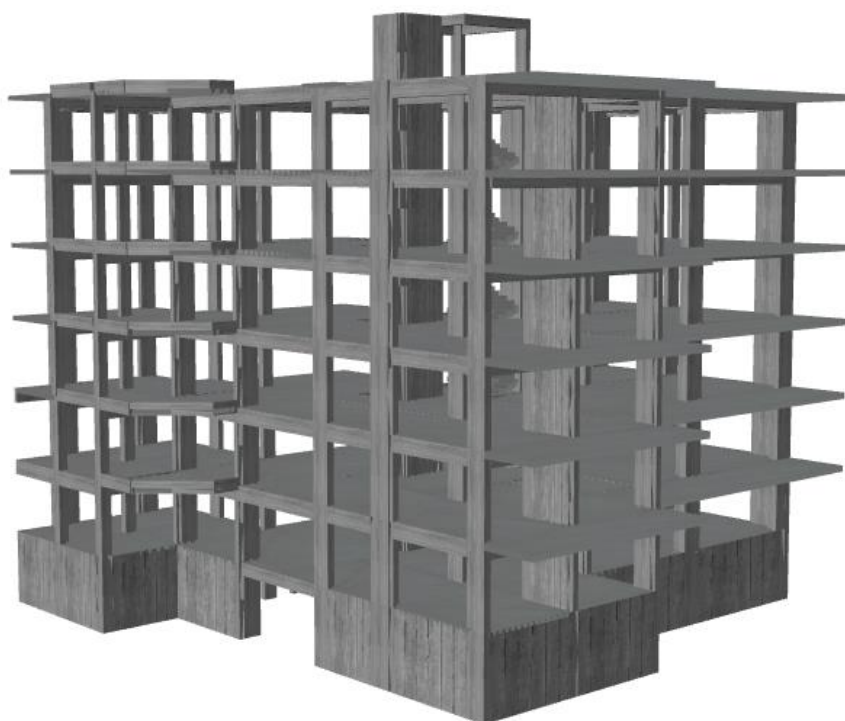




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σεισμική αποτίμηση και οικονομοτεχνική
μελέτη 6-όροφης πολυκατοικίας στην Αγία
Παρασκευή



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωνσταντίνος Μάης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούλιος 2023

ΕΜΚ ΔΕ 2023/16

Μάης Κ. (2023).
Σεισμική αποτίμηση και οικονομοτεχνική μελέτη 6-όροφης πολυκατοικίας στην Αγία
Παρασκευή ΕΜΚ ΔΕ 2023/16
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Mais K. (2023).
Seismic response and loss assessment of a 6-story building built at Agia Paraskevi
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2023/16.
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract	5
Ευχαριστίες.....	6
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά	7
1.2 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Ταχύς οπτικός έλεγχος.....	7
1.3 Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Μέθοδος Δρίτσου.....	10
1.4 Τριτοβάθμιος έλεγχος – Μέθοδος Pushover	12
2 Περιγραφή του Φορέα	14
2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά του Φορέα	14
2.2 Μοντελοποίηση Φορέα	15
3 Εφαρμογή Προσεισμικών Ελέγχων.....	17
3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος.....	17
3.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Μέθοδος Δρίτσου.....	18
3.3 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Κανονισμός Επεμβάσεων	27
3.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση	27
3.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).....	30
3.3.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Ευρωκώδικας 8).....	36
3.4 Συμπεράσματα – Σύγκριση Μεθόδων	40
4 Οικονομοτεχνική Μελέτη Κατασκευής.....	42
4.1 Συνοπτική Μεθοδολογία	42
4.2 Εκτίμηση Καμπυλών Τρωτότητας και Επικινδυνότητας	42
4.3 Κόστος Επισκευών	45
4.3.1 Δομικά Στοιχεία	45
4.3.2 Μη δομικά Στοιχεία	46
4.4 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών	47
4.4.1 Μοντελοποίηση PACT.....	47
4.4.2 Αποτελέσματα ανάλυσης PACT	51
5 Ενίσχυση του Φορέα.....	57
5.1 Διερεύνηση Ενίσχυσης.....	57
5.2 Τεχνικά Χαρακτηριστικά Ενίσχυσης - Σκαριφήματα	59
5.3 Εκτίμηση Κόστους ενισχύσεων.....	63
6 Βιβλιογραφία	65
Παράρτημα Α – Ξυλότυποι Οροφής	67

Σεισμική αποτίμηση και οικονομοτεχνική μελέτη 6-όροφης πολυκατοικίας στην Αγία Παρασκευή

Μάης Κ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Η παρούσα εργασία αφορά την σεισμική αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μίας 6-όροφης πολυκατοικίας από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευής 1997 στην Αγία Παρασκευή. Μέσω της διαδικασίας αυτής, μπορούν να εντοπιστούν τα ευάλωτα στοιχεία της κατασκευής, να εκτιμηθούν οι σεισμικές απώλειες της με οικονομικούς όρους και μέσω προτάσεων ενίσχυσης να αποφευχθούν ενδεχόμενες βλάβες.

Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής γίνεται σε τρία επίπεδα αυξανόμενης ακρίβειας. Σε πρώτη φάση εφαρμόστηκε ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, ο οποίος κατατάσσει το κτήριο σε μια κατηγορία προτεραιότητας για περαιτέρω έλεγχο. Στη συνέχεια έγινε μια πρώτη ποσοτική προσέγγιση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής, σε όρους τέμνουσας βάσης με τη μέθοδο Δρίτσου Σ., η οποία αποτελεί Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο. Ο υπολογισμός της τέμνουσας βάσης της κατασκευής γίνεται με σύντομους υπολογισμούς, λαμβάνοντας κυρίως υπόψιν τα γεωμετρικά και δομικά χαρακτηριστικά του φορέα. Τέλος, αφού καταστρώθηκε αριθμητικό μοντέλο, εκτελέστηκε ο Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος με τη μέθοδο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης (Pushover Analysis). Οι έλεγχοι του φορέα πραγματοποιήθηκαν με βάση τους δύο κύριους κανονισμούς που εφαρμόζονται στην Ελλάδα, τον Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ8) και τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Ακολούθησε η οικονομική αποτίμηση του κτηρίου, δηλαδή η πρόβλεψη των σεισμικών απωλειών του σε ενδεχόμενα γεγονότα. Για την πραγματοποίηση της ανάλυσης προσδιορίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής, αλλά και των επιμέρους μελών της και εν τέλει εκτιμήθηκε το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής της.

Ολοκληρώνοντας, πραγματοποιήθηκε προμελέτη ενίσχυσης της κατασκευής για τη συμμόρφωση της με τον Ευρωκώδικα 8 και την βελτιστοποίηση της αντισεισμικής της ικανότητας.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2023/16

Seismic response and loss assessment of a 6-story building built at Agia Paraskevi

Mais K. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

This thesis focuses on the seismic assessment of a 6-story residential building built with reinforced concrete in Agia Paraskevi. This process aims to identify the vulnerable elements of the structure, assess its seismic losses in economic terms and mitigate potential damages via strengthening proposals.

The seismic assessment of a structure is performed at three levels of increasing accuracy. Initially, the first level Rapid Visual Inspection was applied, which classifies the building into a priority category for further evaluation. In the second level, the base shear capacity of the structure was assessed by implementing a methodology proposed by S. Dritsos. This method is performed through a series of calculations based on the geometry and structural characteristics of the building. Finally, after numerically modelling the structure, the third level Seismic Assessment was conducted by a series of Nonlinear Static Analyses. The assessment of the structure was carried out based on the two main regulations applied in Greece, the Eurocode 8 (EC8) and the national code for Structural Interventions (KAN.EPE.).

Subsequently, the economic evaluation of the building was conducted by implementing the FEMA P-58 methodology. After the examination of five different levels of seismic intensities and their respective seismic losses, the mean annual repair cost of the structure was estimated. Ultimately, a preliminary strengthening study was carried out, to ensure compliance with Eurocode 8 and optimize the seismic capacity of the building.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου κ. Δημήτρη Βαμβάτσικο για την υποστήριξη του αλλά και τις συμβουλές που μου έδινε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης αυτής της εργασίας. Μερικές φορές μπορεί να με εκνεύριζαν οι παρατηρήσεις του αλλά είχε πάντα δίκιο.

Θέλω επίσης να ευχαριστήσω από καρδιάς τους γονείς μου Αθηνά και Πέτρο για την αμέριστη στήριξη και αγάπη τους όλα αυτά τα χρόνια, αλλά και την αγαπημένη μου γιαγιά Αθηνά.

Δεν θα μπορούσα όμως να ξεχάσω και τους φίλους μου, συμφοιτητές και μη, οι οποίοι ήταν πάντα εκεί για οτιδήποτε χρειάστηκα. Σας ευχαριστώ και εσάς λοιπόν.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Η Ελλάδα αποτελεί την πλέον σεισμογενή χώρα της Ευρώπης, συνεπώς ο αντισεισμικός σχεδιασμός νέων, και η εξασφάλιση της επάρκειας υφιστάμενων κατασκευών έναντι σεισμικής δράσης θα πρέπει να αποτελούν προτεραιότητα υψηλής σημασίας.

Οι ραγδαίες εξελίξεις στο χώρο της αντισεισμικής τεχνολογίας τις τελευταίες δεκαετίες και μεν έχουν ως αποτέλεσμα την συνεχή βελτίωση των κανονισμών και της ασφάλειας των κατασκευών, εγείρουν δε ερωτήματα ως προς την επάρκεια των προγενέστερων. Στην χώρα μας ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός συστήθηκε μόλις το 1959, ενώ χρειάστηκαν άλλα 25 χρόνια για την αναθεώρηση του και την εφαρμογή ενός σύγχρονου κώδικα, το 1984. Μέχρι τότε, σύμφωνα με στοιχεία της ΕΛΣΤΑΤ (2011) είχαν ανεγερθεί 2,800,000 κτήρια, περίπου τα δύο τρίτα του σημερινού κτηριακού αποθέματος της Ελλάδας.

Αυτό δεν σημαίνει απαραίτητα πως αυτές οι κατασκευές είναι επικίνδυνες αλλά σίγουρα πρέπει να αποτελέσουν αντικείμενο διερεύνησης, ιδιαίτερα τα δημόσια κτήρια. Για αυτό τον λόγο από το 2001, ξεκίνησαν να γίνονται προσεισμικοί έλεγχοι στα δημόσια κτήρια της χώρας. Αρχικά προαιρετικά και στην συνέχεια υποχρεωτικά, έχουν ελεγχθεί περί τα 35.000 σε όλη την περιφέρεια.

Παρόλα αυτά, προσεισμικοί έλεγχοι γίνονται και σε νεότερα κτήρια, λόγω των συνεχώς αυξανόμενων διατάξεων και επικαιροποιήσεων των κανονισμών. Στο πλαίσιο αυτό, διενεργήθηκε η παρούσα διπλωματική εργασία, η οποία έχει σκοπό την αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας εξώροφης πολυκατοικίας με υπόγειο, κατασκευασμένης το 1997 στην περιοχή της Αγίας Παρασκευής Αττικής.

Στο πρώτο κεφάλαιο δίνεται το θεωρητικό υπόβαθρο και μια συνοπτική μεθοδολογία των μεθόδων αποτίμησης που εφαρμόστηκαν. Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύεται η μοντελοποίηση του φορέα και αναφέρονται συνοπτικά οι λειτουργίες και οι παραδοχές που κάνει το λογισμικό που επιλέχθηκε για την ανάλυση, "SeismoBuild 2021 – A computer program for seismic assessment of reinforced concrete framed structures" (Seismosoft 2021). Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται η εφαρμογή των μεθόδων αποτίμησης και η παρουσίαση των αποτελεσμάτων τους. Επίσης αξιολογούνται οι αναλύσεις και συγκρίνονται μεταξύ τους. Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η οικονομοτεχνική ανάλυση της κατασκευής, υπολογίζονται οι σεισμικές της απώλειες ανά σενάριο σεισμικής δράσης και το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής βλαβών. Τέλος στο πέμπτο κεφάλαιο διερευνάται η πιθανότητα ενίσχυσης του φορέα, προτείνεται λύση και γίνεται κοστολόγηση και αξιολόγηση αυτής.

1.2 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Ταχύς οπτικός έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος αποτελεί μια αρχική μέθοδο εκτίμησης της σεισμικής ικανότητας μίας υφιστάμενης κατασκευής. Πραγματοποιείται από τους μηχανικούς με τη συμπλήρωση του Δελτίου Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας, βάσει του οποίου κατατάσσεται το κτήριο σε μία βαθμίδα προτεραιότητας σεισμικού ελέγχου. Επιπλέον, απαιτείται η σχεδίαση μιας χαρακτηριστικής κάτοψης και τομής του εν λόγω κτηρίου, καθώς και η επισύναψη μίας φωτογραφίας της όψης του. Για την συγκέντρωση των παραπάνω στοιχείων συστήνεται η μελέτη των αρχικών σχεδίων της κατασκευής.

Το Δελτίο Ελέγχου αποτελείται από 5 ενότητες:

- **Ενότητα Α: Ταυτότητα του Κτηρίου**
Σημειώνεται η θέση του κτηρίου (περιφέρεια, δήμος, διεύθυνση), η χρήση, ο ιδιοκτήτης, ο μέγιστος αριθμός ατόμων που συναθροίζονται σε αυτό, καθώς και η υπηρεσία που διενεργεί τον έλεγχο.
- **Ενότητα Β: Τεχνικά Στοιχεία Κτηρίου**
Σημειώνονται κάποια βασικά στοιχεία της κατασκευής. Ο αριθμός των ορόφων, το εμβαδόν της κάτοψης, το έτος ανέγερσης, τα στοιχεία τυχόν προσθηκών ή επεμβάσεων και η σπουδαιότητα της κατασκευής κατά ΕΑΚ-2000. Επιπλέον αναγράφονται τα στοιχεία των μηχανικών που διενεργούν τον έλεγχο και η ημερομηνία που πραγματοποιήθηκε.
- **Ενότητα Γ: Σεισμολογικά και Γεωτεχνικά Στοιχεία**
Σημειώνεται η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας του κτηρίου και η κατηγορία εδάφους.
- **Ενότητα Δ: Δομικός Τύπος Κτηρίου**
Σημειώνεται ο δομικός τύπος του κτηρίου, βάσει του Πίνακα 1 του ΟΑΣΠ (Πίνακας 1.1)
- **Ενότητα Ε: Στοιχεία Τρωτότητας**
Σημειώνονται χαρακτηριστικά του κτηρίου που θα μπορούσαν να αυξήσουν την τρωτότητα του έναντι σεισμού. Μερικά από αυτά είναι η μελέτη χωρίς αντισεισμικό κανονισμό, η ύπαρξη προηγούμενων σεισμικών επιβαρύνσεων, κακή κατάσταση κατασκευής, ο κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτήρια, η ύπαρξη «μαλακού ορόφου» και η μη κανονικότητα είτε οριζόντια, είτε καθ' ύψος.

Αφού συμπληρωθούν οι τρεις πρώτες ενότητες, προσδιορίζεται ο δομικός τύπος του κτηρίου από τον Πίνακα 1.1 και στην συνέχεια συμπληρώνονται από τους μελετητές οι τιμές του Πίνακα 1.2. Από την άθροιση όλων των τιμών προκύπτει η Τελική Βαθμολόγηση του κτηρίου, από την οποία κατατάσσεται τελικώς σε μία από τις παρακάτω κατηγορίες προτεραιότητας περαιτέρω σεισμικού ελέγχου.

- Κατηγορία Α: Υψηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου ($\tau.β. \leq 4$)
- Κατηγορία Β: Μέση προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου ($4 < \tau.β. \leq 5.5$)
- Κατηγορία Γ: Χαμηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου ($\tau.β. \geq 4$)

Πίνακας 1.1: Τμήμα του πίνακα του ΟΑΣΠ για την Ενότητα Δ

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
	ΟΣ _α	ΟΣ _β	ΟΣ _γ
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως Δομικού Τύπου	6.0	7.0	8
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-0.5	-0.1	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-1.5	-1.5	-1.0
(για αποδεδειγμένως Α: - 0.1)	-0.3	-0.3	-0.3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6	-0.6	-0.6
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0.8	-0.8	-0.8
Έδαφος κατηγορίας Χ	-0.8	-0.8	-0.8
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0.5	-	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1.0	-0.5	-0.5
Κακή κατάσταση	-0.5	-0.5	-0.5
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0.5	-0.5	-
Pilotis ή/και Κοντά Υποστυλώματα	-1.5	-1.5	-0.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5	0.5	-
Μεγάλο ύψος	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1.0	-0.5	-0.5
Στρέψη (έντονη)	-0.5	-0.5	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0.2	-0.2	-0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	-0.4	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 10	-0.6	-0.6	-0.6

Πίνακας 1.2: Πίνακας Τελικής Βαθμολόγησης κτηρίου από Ο.Σ.

ΔΟΜΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΜΙΚΟΥ ΤΥΠΟΥ	ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΟΣ _α	Κτήρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Α/Σ '59)
ΟΣ _β	Κτήρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	Κανονισμός Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ '54)
ΟΣ _γ	Κτήρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα	Α/Σ: ΝΕΑΚ Κ/Σ: ΝΕΚΟΣ

1.3 Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Μέθοδος Δρίτσου

Ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος έχει σκοπό να προσεγγίσει ποσοτικά τη σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να βαθμονομήσει εκ νέου την κατασκευή έναντι σεισμού. Εφαρμόζεται κατά κύριο λόγο σε κατασκευές οι οποίες στον πρωτοβάθμιο, έλαβαν βαθμολογία κάτω του προβλεπόμενου ορίου. Η μεθοδολογία απαιτεί την πραγματοποίηση κάποιων υπολογισμών χωρίς την απαίτηση κατάστρωσης λεπτομερούς μοντέλου. Παρόλα αυτά είναι απαραίτητο για τους μελετητές να γνωρίζουν την ακριβή γεωμετρία των δομικών στοιχείων και τις αντοχές των υλικών του κτηρίου. Για τη γεωμετρία των δομικών στοιχείων αρκεί συνήθως η αρχική μελέτη του κτηρίου, ενώ για τις αντοχές των υλικών ο μελετητής θα πρέπει να ακολουθήσει τις οδηγίες του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Εναλλακτικά ενθαρρύνεται να πραγματοποιήσει επιτόπιους δειγματοληπτικούς ελέγχους αντοχής.

Στην εν λόγω μεθοδολογία ελέγχονται 13 κριτήρια τα οποία περιγράφουν παράγοντες τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Το κάθε κριτήριο βαθμολογείται με ακέραιο αριθμό από το 0 ή 1 (χειρότερο) μέχρι το 5 (καλύτερο) και πολλαπλασιάζεται με τον αντίστοιχο συντελεστή βαρύτητας ώστε να προκύψει ο τελικός βαθμός επιβάρυνσης β όπως φαίνεται και στον Πίνακα 1.3 παρακάτω:

Πίνακας 1.3: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ		ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ β_i					ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ σ_i
			0 (max)	1	2	3	4	
1	ΥΠΕΡΚΡΙΣΙΜΑ	ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ						0.10
2		ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ						0.10
3		ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ						0.05
4		ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ						0.05
5		ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ - ΣΤΡΕΨΗ						0.10
6		ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ/ΟΨΗ						0.05
7		ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ – ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ						0.15
8		ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ						0.05
9		ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ						0.15
10		ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ						0.05
11		ΔΙΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ						0.05
12		ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ						0.05
13		ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ, ΤΡΑΥΜΑΤΙΣΜΟΙ						0.05

Αποτέλεσμα της εφαρμογής αυτής της μεθόδου είναι ο προσδιορισμός του «Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου», λ , στις διευθύνσεις x και y . Τα βήματα υπολογισμού του ακολουθούν παρακάτω:

- Προσδιορισμός Σεισμικής Απαιτήσης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$)
Για τις κύριες διευθύνσεις του κτηρίου προσδιορίζεται με βάση τα φάσματα του ΕΚ8-1 (EN 1998- 1:2004) η τέμνουσα βάση σχεδιασμού του κτηρίου.

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

M : η συνολική μάζα του κτηρίου

T : η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, εκτιμάται προσεγγιστικά κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

γ_I : λαμβάνεται $\gamma_I=1.00$

$S_d(T)$: Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού κατά ΕΚ8

q : Συντελεστής συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

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

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

β : ο τελικός βαθμός επιβάρυνσης που προκύπτει από τα 13 κριτήρια του δευτεροβάθμιου ελέγχου και υπολογίζεται ως $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ (1.3)

V_{R0} : η προσεγγιστική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτηρίου, με $V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{Y/\Sigma} + a_2 \sum V_{Ri}^{Τοιχωμάτων} + a_3 \sum V_{Ri}^{κοντών Y/\Sigma}$ (1.4)

V_{Ri} , η διατμητική αντοχή κατακόρυφων στοιχείων κατά ΕΚ-2

Πίνακας 1.4: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής α_i

Κατακόρυφα Στοιχεία Κατασκευής	α_1	α_2	α_3
Υποστυλώματα τοιχώματα & κοντά υποστυλώματα	0.5	0.7	0.9
Υποστυλώματα & τοιχώματα	0.7	0.9	-
Υποστυλώματα & κοντά υποστυλώματα	0.7	-	0.9
Υποστυλώματα	0.8	-	-

Ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών $V_{R,i}$ των κατακόρυφων στοιχείων μπορεί να υπολογιστεί προσεγγιστικά από τις σχέσεις που προτείνονται στο Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για $\mu_{\theta,pl}$ κατά την κρίση του μηχανικού. Αν διατίθενται πληροφορίες για τον οπλισμό των στοιχείων υπολογίζονται κατά ΕΚ-2 ως εξής:

$$V_{R,i} = \min (V_{Rd,s}, V_M) \text{ όπου:} \quad (1.5)$$

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

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

$$V_M = \frac{2M_R}{H_{cl}}, \text{ όπου} \quad (1.8)$$

M_R είναι η ροπή αντοχής κατακόρυφων στοιχείων κατά ΕΚ-2

- Υπολογισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ
Υπολογίζεται για τις δύο κύριες διευθύνσεις x και y ως εξής:

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \quad (1.9)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.3V_{R,x}} \quad (1.10)$$

1.4 Τριτοβάθμιος έλεγχος – Μέθοδος Pushover

Αφού ολοκληρωθούν οι προηγούμενοι έλεγχοι (πρωτοβάθμιος και δευτεροβάθμιος) ακολουθεί ο τριτοβάθμιος έλεγχος του κτηρίου με τη χρήση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και του Ευρωκώδικα (ΕΚ-8). Ο συγκεκριμένος έλεγχος έχει αυξημένο κόστος σε σχέση με τους προηγούμενους καθώς απαιτεί από τον μηχανικό την κατάστρωση μοντέλου. Αυτό όμως παράλληλα σημαίνει πως μπορεί να γίνει αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας του υπό μελέτη κτηρίου.

Η αποτίμηση αυτή γίνεται με ανελαστική στατική ανάλυση (pushover analysis) η οποία πραγματοποιείται για στατικά φορτία $G + \psi_2 Q$ και οριζόντια φορτία κατά βήμα αυξανόμενα. Η κατανομή των οριζόντιων φορτίων μπορεί να είναι είτε ομοιόμορφη, είτε ιδιομορφική. Η σταδιακή επιβολή τους οδηγεί στη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα της κατασκευής μέχρι την κατάρρευση της. Από αυτή την ανάλυση προκύπτει τελικά η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου σε όρους Τέμνουσας βάσης – Μετακίνησης ανώτερου ορόφου.

Στόχος του τριτοβάθμιου ελέγχου, είναι η διερεύνηση ικανοποίησης των απαιτήσεων για βλάβες που ορίζονται από τους κανονισμούς (ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ΕΚ8). Οι απαιτήσεις αυτές ονομάζονται στάθμες επιτελεστικότητας και αναλύονται παρακάτω:

- Στάθμη Α: «Περιορισμένες Βλάβες»
Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους.
- Στάθμη Β: «Σημαντικές Βλάβες»
Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.
- Στάθμη Γ: «Οιονεί Κατάρρευση»
Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης

Ουσιαστικά οι στάθμες επιτελεστικότητας αντιστοιχίζουν την πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης της κατασκευής στα 50 έτη με το μέγιστο επιτρεπτό επίπεδο βλαβών (σε 3 επίπεδα). Για την υπό μελέτη κατασκευή οι στόχοι αποτίμησης παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.5.

Πίνακας 1.5: Στόχοι αποτίμησης

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	a_g/a_{gref}	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
		A "Περιορισμένες Βλάβες"	B "Σημαντικές Βλάβες"	Γ "Οιονεί Κατάρρευση"
10%	1.00	A1	B1	Γ1
20%	0.75	A2 ⁺	B2 ⁺	Γ2 ⁺

Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων της καμπύλης ικανότητας του κτηρίου, και κατ' επέκταση των μετακινήσεων που αντιστοιχούν σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η παρακάτω εξίσωση (KAN.ΕΠΕ.):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_e(T_e) \text{ όπου:}$$

T_e = ισοδύναμη ιδιοπερίοδος της κατασκευής

$S_e(T_e)$ = η ελαστική φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην T_e

C_0, C_1, C_2, C_3 = διορθωτικοί συντελεστές

2 Περιγραφή του Φορέα

2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά του Φορέα

Η παρούσα μελέτη αφορά μια 6-όροφη κατοικία με ένα υπόγειο, κατασκευασμένη εξ' ολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η συγκεκριμένη κατοικία βρίσκεται στην περιοχή της Αγίας Παρασκευής Αττικής και κατασκευάστηκε το 1997. Οι κατόψεις της έχουν σε όλους τους ορόφους το ίδιο εμβαδόν με πολύ μικρές αποκλίσεις (354.87-358.61 m²), ενώ το ύψος όλων των ορόφων είναι 3m. Τα ίδια βάρη των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα υπολογίστηκαν για $\gamma=25$ kN/m³. Στους Πίνακες 2.1-2.3 παρουσιάζονται σε πίνακες τα χαρακτηριστικά των υλικών, τα φορτία της στατικής μελέτης και τα σεισμολογικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Πίνακας 2.1: Χαρακτηριστικές αντοχές υλικών

Υλικό	Ποιότητα	Αντοχή	
		Μέση f_{cm} (Mpa)	Χαρακτηριστική f_{ck} (Mpa)
Σκυρόδεμα	C16/20	20	16
Χάλυβας Οπλισμών	S400	444.44	400
Χάλυβας Συνδετήρων	S500	550	500

Πίνακας 2.2: Φορτία

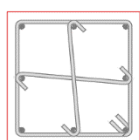
Μόνιμα Φορτία (kN/m ²)	
Επικάλυψη Δαπέδων	1.00
Επικάλυψη Δαπέδων Δώματος	2.00
Μπατική Τοιχοποιία	3.60
Δρομική Τοιχοποιία	2.10
Κινητά Φορτία (kN/m ²)	
Κινητό Φορτίο Δαπέδων	2.00
Κινητό Φορτίο Σκάλας	3.50
Κινητό Φορτίο Εξωστών	5.00

Πίνακας 2.3: Σεισμικά στοιχεία κατασκευής

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Σ2
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	II ($a_g=0.16g$)
Κατηγορία Εδάφους	A ($T_1=0.10$, $T_2=0.40$)
Συντελεστής Συμπεριφοράς q	3.5

2.2 Μοντελοποίηση Φορέα

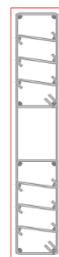
Για την μοντελοποίηση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό “SeismoBuild”. Το μοντέλο καταστρώθηκε σύμφωνα με τους ξυλότυπους (Εικόνες 2.4-5) της αρχικής μελέτης της κατασκευής. Αφού εισήχθησαν τα υλικά της κατασκευής (βλ. Πίνακα 2.1), ορίστηκαν τα φέροντα στοιχεία του κτηρίου (Εικόνες 2.1-3) με τους αντίστοιχους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς τους. Ο υπολογισμός των πλακοδοκών γίνεται αυτόματα από το λογισμικό.



C3 40/40

12Ø16mm

trans.(3/3)Ø10mm/10



W1 120/25

8Ø18mm+12Ø14mm

trans. Edge 1: (5/2)Ø8mm/7

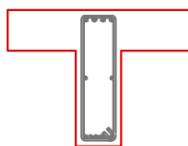
trans. Edge 2: (5/2)Ø8mm/7

trans. Middle: (0/2)Ø8mm/15

Σχήμα 2.1: Ορισμός Υποστυλώματος

Σχήμα 2.2: Ορισμός Τοιχίου

B6 20/60

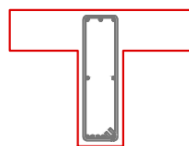


Start

u4Ø16mm, l6Ø14mm, s2Ø12mm

trans.Ø10mm/14

B6 20/60

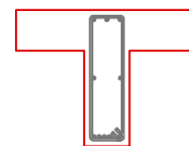


Middle

u3Ø14mm, l6Ø14mm, s2Ø14mm

trans.Ø10mm/14

B6 20/60



End

u3Ø14mm, l6Ø14mm, s2Ø12mm

trans.Ø10mm/14

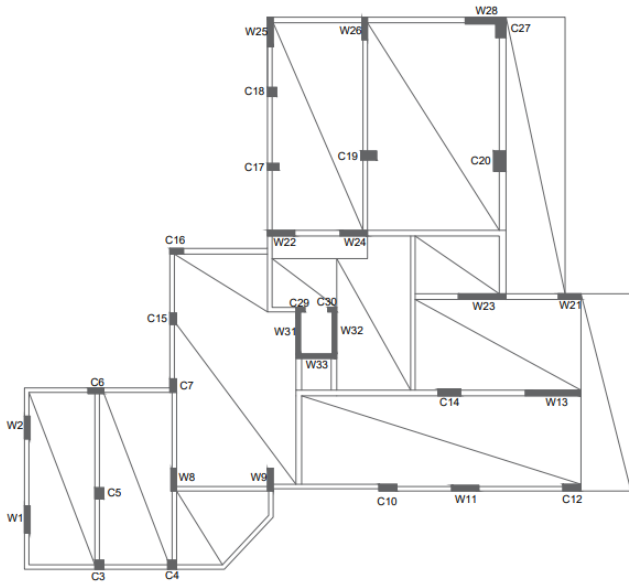
Σχήμα 2.3: Ορισμός Δοκών

Η θεμελίωση του κτηρίου στο πλαίσιο της συγκεκριμένης εργασίας αμελείται. Απλοποιητικά θεωρείται πλήρης πάκτωση των κατακόρυφων στοιχείων του υπογείου στο έδαφος (Σχήμα 2.7).

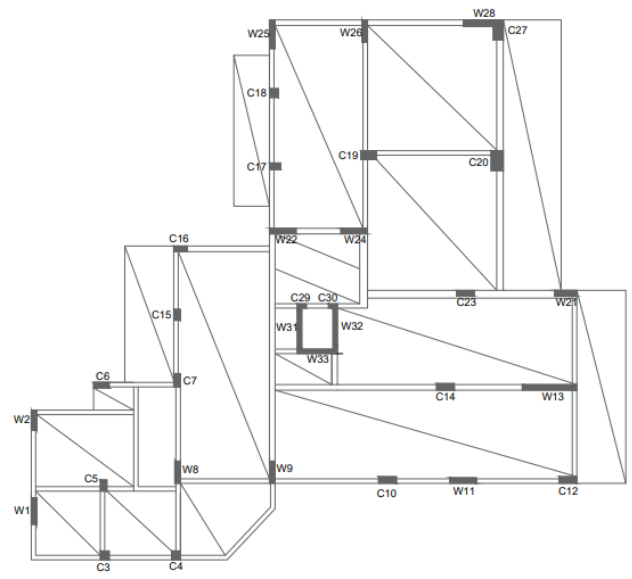
Επιπλέον, επισημαίνεται ότι οι μπατικές τοιχοποιίες περιμετρικά του κτηρίου δεν μοντελοποιήθηκαν, παρά μόνο ορίστηκαν ως φορτίσεις επί των δοκών (δυσμενέστερο). Ακόμη, οι δρομικές τοιχοποιίες θεωρήθηκαν ως επιπλέον φορτίσεις επί των πλακών (+1.5 kN/m² στις επικαλύψεις)

Όσον αφορά τη λειτουργία του λογισμικού, εκείνο χρησιμοποιεί πεπερασμένα στοιχεία για τη μοντελοποίηση των στατικών μελών, για τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής σε μεγάλες παραμορφώσεις λαμβάνοντας υπόψιν την ανελαστικότητα των υλικών και γεωμετρικές μη γραμμικότητες. Επιπλέον, οι ανισοσταθμίες στους κόμβους μεταξύ δοκών-υποστυλωμάτων υπολογίζονται αυτόματα και περιλαμβάνονται στο στατικό μοντέλο.

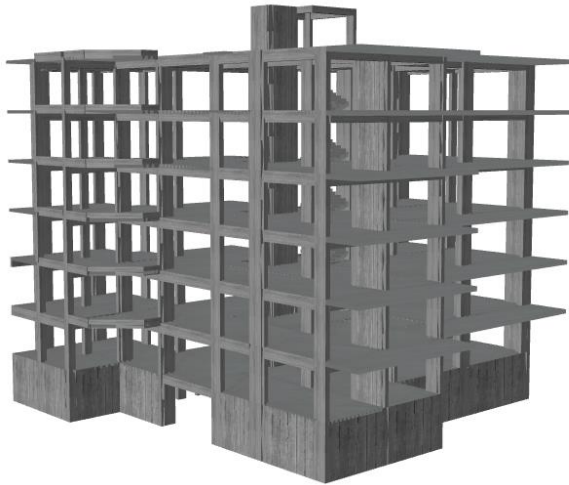
Παρακάτω παρουσιάζονται δύο τυπικές κατόψεις – ξυλότυποι (Εικόνες 2.4-5) του κτηρίου και φωτογραφίες του 3-διάστατου μοντέλου (Εικόνες 2.6-7):



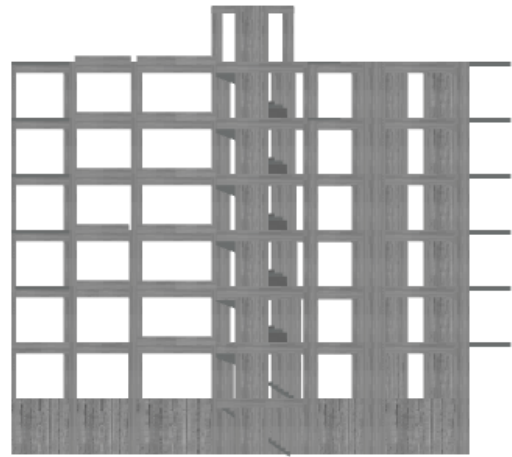
Σχήμα 2.4: Ξυλότυπος Ισογείου



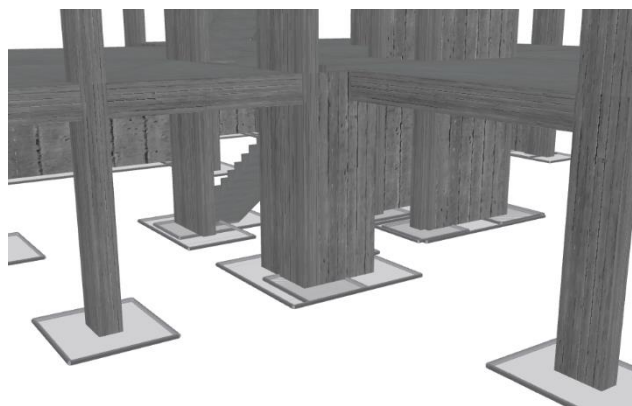
Σχήμα 2.5: Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφου



Σχήμα 2.6: Τρισδιάστατο Μοντέλο



Σχήμα 2.7: Όψη Φορέα



Σχήμα 2.8: Λεπτομέρεια μοντελοποίησης πάκτωσης υπογείου

3 Εφαρμογή Προσεισμικών Ελέγχων

3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ακολουθείται η μεθοδολογία που περιγράφει στην Ενότητα 1.3 για την συμπλήρωση του Δελτίου Ελέγχου. Το κτήριο είναι κατασκευασμένο το 1997, συνεπώς είναι σχεδιασμένο βάσει του Κ/Σ '54 και του Α/Σ '59 με τα πρόσθετα άρθρα του 1985. Έτσι επιλέχθηκε δομικός τύπος ΟΣβ. Επίσης η κατασκευή βρίσκεται στην Αγία Παρασκευή Αττικής (Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι) και έχει ανεγερθεί σε έδαφος κατηγορίας Α. Βάσει αυτών των στοιχείων και μετά από επί τόπου αξιολόγηση της κατασκευής συμπληρώνεται ο παρακάτω πίνακας (Πίνακας 3.1).

Πίνακας 3.1: Πρωτοβάθμιος Σεισμικός Έλεγχος

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΣ _β
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως Δομικού Τύπου	7
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι	-0.1
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ ή ΙΙΙ (για αποδεδειγμένως Α: - 0.1)	-
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.3
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-
Έδαφος κατηγορίας Χ	-
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα Κακή κατάσταση	-
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-
Pilotis ή/και Κοντά Υποστυλώματα	-1.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5
Μεγάλο ύψος	-0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	-
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-0.5
Στρέψη (έντονη)	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 10	-
Συνολική Βαθμολογία	3.9

Η τελική βαθμολογία του κτηρίου προκύπτει ίση με 3.9 (<4). Συνεπώς κατατάσσεται στην κατηγορία Υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου.

3.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Μέθοδος Δρίτσου

Για την μέθοδο Δρίτσου ακολουθείται η μεθοδολογία που παρουσιάστηκε στην Ενότητα 1.3. Αρχικά γίνεται υπολογισμός της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής V_{req} σύμφωνα με την Εξίσωση (1.1). Η συνολική μάζα του κτηρίου είναι ίση με $M_{tot}=3323$ tn, και η ιδιοπερίοδος της κατασκευής υπολογίστηκε κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§ 5.5.4 - Σ5.3) ίση με $T_0=0.70$ sec. Επιλέχθηκε $q=1.70$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Πίνακας Σ4.4) και υπολογίστηκε η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T) = 0.30$ g.

$$\text{Τελικά } V_{req,x} = V_{req,y} = 3720 \text{ kN}$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται ο βαθμός τοιχωματοποίησης της κατασκευής, ο οποίος δείχνει το ποσοστό της τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνεται από τα τοιχώματα έναντι της συνολικής στη φάση κατάρρευσης. Έγινε ιδιομορφική ανάλυση τόσο κατά x, όσο και κατά y και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Βαθμοί Τοιχωματοποίησης κατά x και y

ΒΑΘΜΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΚΑΤΑ X		ΒΑΘΜΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΚΑΤΑ Y	
Ανάλυση Συντελεστής Φόρτισης	Modal +X 1.32	Ανάλυση Συντελεστής Φόρτισης	Modal +Y 1.17
$V_{τοιχίων}$	5510.9	$V_{τοιχίων}$	4539.9
V_{total}	6812.5	V_{total}	6142.0
$\alpha_{T,x}$	0.81	$\alpha_{T,y}$	0.74

Οι βαθμοί τοιχωματοποίησης είναι κατά $\alpha_T=0.81$ κατά x και $\alpha_T=0.74$ κατά y.

Ακολουθεί ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής του κτηρίου, η οποία πρώτα προϋποθέτει βαθμονόμηση των δεκατριών (13) κριτηρίων για την εκτίμηση του μειωτικού συντελεστή β της τέμνουσας αντοχής του κτιρίου.

- Κριτήριο 1 – Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας
Μετά από εξέταση της κατασκευής δεν προκύπτει κάποια βλάβη στα δομικά της στοιχεία. Ο βαθμός του κριτηρίου είναι $B_1=5$.
- Κριτήριο 2 – Οξείδωση Οπλισμών
Η κατασκευή δεν παρουσιάζει πρόβλημα οξείδωσης οπλισμών σε οποιοδήποτε στοιχείο της. Ο βαθμός του κριτηρίου είναι $B_2=5$.
- Κριτήριο 3 – Μέγεθος Ανηγμένου Φορτίου
Οι αξονικές δυνάμεις των κατακόρυφων στοιχείων προέκυψαν για συνδυασμό στατικών φορτίων $G+0.3Q$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.3: Ανηγμένες αξονικές δυνάμεις

Μέλος	Διαστάσεις (m)		Εμβαδόν (m ²)	Αξονικό φορτίο N_{sd} (kN)	Ανηγμένο αξονικό φορτίο ν
W1	0.25	1.2	0.3	684.47	0.14
W2	0.25	1	0.25	541.40	0.14
C3	0.4	0.4	0.16	501.69	0.20
C4	0.45	0.45	0.2025	599.67	0.19
C5	0.35	0.5	0.175	579.68	0.21
C6	0.7	0.25	0.175	639.38	0.23
C7	0.3	0.6	0.18	737.47	0.26
W8	0.25	1	0.25	987.96	0.25
W9	0.25	1	0.25	1287.48	0.32
C10	0.8	0.3	0.24	701.16	0.18
W11	1.2	0.25	0.3	870.46	0.18
C12	0.8	0.3	0.24	748.05	0.19
W13	2.45	0.25	0.6125	2047.39	0.21
C14	0.8	0.3	0.24	932.99	0.24
C15	0.3	0.5	0.15	659.78	0.27
C16	0.6	0.25	0.15	627.20	0.26
C17	0.5	0.3	0.15	525.88	0.22
C18	0.4	0.4	0.16	472.73	0.18
C19	0.7	0.4	0.28	1109.08	0.25
C20	0.55	0.9	0.495	2105.93	0.27
W21	1	0.25	0.25	1066.59	0.27
W22	1.2	0.25	0.3	1066.88	0.22
W23	2.1	0.25	0.525	1596.93	0.19
W24	1.2	0.25	0.3	1032.18	0.22
W25	0.25	1.3	0.325	817.92	0.16
W26	0.25	1	0.25	1076.47	0.27
C27	0.45	0.6	0.27	525.26	0.12
W28	1.8	0.3	0.54	1150.64	0.13
C29	0.3	0.2	0.06	147.31	0.15
C30	0.3	0.2	0.06	142.70	0.15
W31	0.2	2.05	0.41	1013.54	0.15
W32	0.2	2.05	0.41	928.44	0.14
W33	1.6	0.2	0.32	734.53	0.14

Ο μέσος όρος των ανηγμένων αξονικών φορτίων είναι $\bar{\nu} = 0.20$, ενώ το μέγιστο ανηγμένο αξονικό φορτίο είναι $\nu_{i,max} = 0.30$. Ο βαθμός του κριτηρίου είναι $B_3 = 4$.

- Κριτήριο 4 – Κανονικότητα κάτοψης
 Το εν λόγω κτήριο έχει πολύπλοκο σχήμα κάτοψης.
 Συνολικό εμβαδόν κάτοψης: $A_{tot} = 358.61 \text{ m}^2$
 Συνολικό εμβαδόν εσοχών: $\Sigma_{AE} = 83.88 \text{ m}^2$, άρα $\Sigma_{AE}/A_{tot} = 23\%$ (Βαθμός 2)
 Εμβαδόν μεγαλύτερης κάτοψης: $A_{E,max} = 22.14 \text{ m}^2$, άρα $A_{E,max}/A_{tot} = 6\%$ (Βαθμός 5)

Τα κενά στις πλάκες θεωρούνται αμελητέα.

Ο τελικός βαθμός του κριτηρίου είναι το ελάχιστο των δύο επιμέρους: $B_4=2$.

- Κριτήριο 5 – Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη
Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται στο ισόγειο του κτηρίου.

Αρχικά προσδιορίστηκε το κέντρο μάζας (x_m, y_m) προσεγγιστικά, βάσει των τιμών των αξονικών δυνάμεων που υπολογίστηκαν στο Κριτήριο 3 ως εξής:

$$x_m = \frac{\sum N_{sd,i} x_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} = 14.27 \text{ m} \quad \text{και} \quad y_m = \frac{\sum N_{sd,i} y_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} = 11.55 \text{ m}$$

Στη συνέχεια υπολογίστηκαν οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων κατά x και y ($K_{Cx,i}, K_{Cy,i}$) βάσει της παρακάτω εξίσωσης (Πίνακας 3.4):

$$K_C = \frac{12(EI)_{eff}}{H^3(1+\eta)} \alpha_k, \text{ όπου}$$

E : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

I_{eff} = ροπή αδράνειας διατομής μειωμένη κατά συντελεστές (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

H : ύψος στοιχείου

η : μειωτικός συντελεστής για τοιχώματα (0 για υποστυλώματα)

α_k : συντελεστής που λαμβάνει υπ' όψιν την επίδραση των δοκών που συντρέχουν σε κάθε στοιχείο (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Από τις δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων υπολογίζεται το κέντρο διάτμησης (x_{cr}, y_{cr}) ως εξής:

$$x_{cr} = \frac{\sum K_{C,x,i} x_{c,i} + \sum K_{inf,x,i} x_{inf,i}}{\sum K_{C,x,i} + \sum K_{inf,x,i}} = 18.20 \text{ m}$$
$$y_{cr} = \frac{\sum K_{C,y,i} y_{c,i} + \sum K_{inf,y,i} y_{inf,i}}{\sum K_{C,y,i} + \sum K_{inf,y,i}} = 11.54 \text{ m}$$

Σημειώνεται πως για $\alpha_T \geq 0.75$ επιτρέπεται να αγνοηθεί η επίδραση της τοιχοποιίας κατά τον ΟΑΣΠ ($\alpha_{T,x}=0.81$ και $\alpha_{T,y}=0.74 \approx 0.75$).

Τελικά υπολογίζονται οι εκκεντρότητες (e_x, e_y) και οι ανηγμένες τιμές τους ($\varepsilon_x, \varepsilon_y$) παρακάτω:

$$e_x = |x_{cr} - x_m| = 3.93 \text{ m}, \text{ άρα } \varepsilon_x = e_x/L_x = 16\% > 5\%, < 30\%$$
$$e_y = |y_{cr} - y_m| = 0.01 \text{ m}, \text{ άρα } \varepsilon_y = e_y/L_y = 0\% < 5\%$$

Οι τελικοί βαθμοί του κριτηρίου είναι $B_{5x}=3$ κατά x και $B_{5y}=5$ κατά y.

Πίνακας 3.4: Δυσκαμψίες κατακόρυφων στοιχείων

Μέλος	N_i	x_i	y_i	$x_i * N_i$	$y_i * N_i$	K_x	K_y	$x_i * K_x$	$y_i * K_y$
W1	684.5	0.125	2.2	86	1506	3125	83112	391	182846
W2	541.4	0.125	6.25	68	3384	2604	54232	326	338948
C3	501.7	3.3	0.2	1656	100	9920	8732	32736	1746
C4	599.7	6.5	0.2	3898	120	13156	11331	85511	2266
C5	579.7	3.3	3.35	1913	1942	4764	18037	15721	60424
C6	639.4	3.85	7.875	2462	5035	22508	4372	86657	34427
C7	737.5	6.55	8.1	4830	5974	5700	18842	37335	152617
W8	988.0	6.575	3.95	6496	3902	7418	65844	48776	260082
W9	1287.5	10.825	3.95	13937	5086	7041	47101	76214	186051
C10	701.2	16	3.6	11219	2524	34345	3600	549523	12960
W11	870.5	19.4	3.575	16887	3112	81799	3125	1586896	11172
C12	748.0	24.1	3.6	18028	2693	29680	7098	715279	25553
W13	2047.4	23.275	7.775	47653	15918	332587	14255	7740959	110836
C14	933.0	18.7	7.8	17447	7277	35411	3600	662190	28080
C15	659.8	6.55	11.05	4322	7291	2250	13158	14738	145392
C16	627.2	6.7	14.025	4202	8797	12447	4082	83394	57244
C17	525.9	10.95	17.75	5758	9334	6250	6351	68438	112724
C18	472.7	10.9	21.05	5153	9951	4267	10189	46507	214480
C19	1109.1	15.15	18.25	16803	20241	30489	17513	461907	319617
C20	2105.9	20.925	18	44067	37907	24956	77304	522210	1391479
W21	1066.6	24	12.025	25598	12826	48307	5683	1159370	68343
W22	1066.9	11.3	14.825	12056	15816	80120	8042	905359	119217
W23	1596.9	20.15	12.025	32178	19203	250804	10478	5053704	126002
W24	1032.2	14.5	14.825	14967	15302	107276	8358	1555498	123913
W25	817.9	10.825	23.7	8854	19385	7237	97522	78338	2311266
W26	1076.5	14.975	23.85	16120	25674	7083	45408	106064	1082989
C27	525.3	20.975	23.75	11017	12475	13221	21249	277307	504672
W28	1150.6	20.3	24.2	23358	27846	211664	13907	4296777	336553
C29	147.3	12.2	11.45	1797	1687	4436	533	54124	6107
C30	142.7	13.5	11.45	1926	1634	4159	533	56145	6107
W31	1013.5	12.05	10.425	12213	10566	9274	193505	111756	2017294
W32	928.4	13.65	10.425	12673	9679	3164	191251	43192	1993787
W33	734.5	12.85	9.4	9439	6905	136533	7242	1754453	68072
Σύνολο	28659.2	-	-	409079	331090	1553995	1075589	28287794	12413265

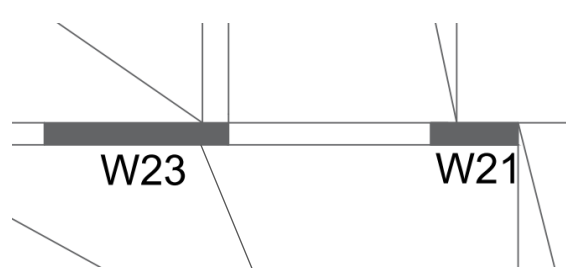
- Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε τομή/όψη
Όπως προαναφέρθηκε όλοι οι όροφοι της κατασκευής έχουν το ίδιο εμβαδόν κάτοψης (από 354.87 m² έως 358.61 m²).

Συνεπώς ο τελικός βαθμός του κριτηρίου είναι Β6=5.

- Κριτήριο 7 – Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος
Γίνεται σύγκριση των δυσκαμψιών των κατακόρυφων στοιχείων μεταξύ όλων των γειτονικών ορόφων της κατασκευής πλην του τελευταίου(κατά x και y). Στο

πλαίσιο αυτής της διπλωματικής εργασίας γίνεται σύγκριση μόνο μεταξύ ισόγειου και πρώτου ορόφου.

Οι δύο αυτοί όροφοι εκτιμάται πως είναι οι μοναδικοί που ενδέχεται να έχουν σημαντική διαφορά μεταξύ τους, κυρίως λόγω της σημαντικής μεταβολής της διατομής του τοιχίου W23₍₀₎ (210 x 25) σε C23₍₀₎(80x25).



W23 210/25

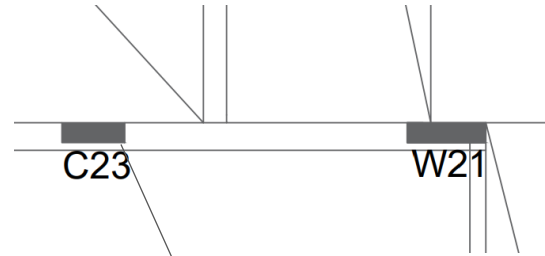
12Ø18mm+12Ø14mm+12Ø10mm

trans. Edge 1: (5/2)Ø8mm/5

trans. Edge 2: (5/2)Ø8mm/5

trans. Middle: (0/2)Ø8mm/15

Σχήμα 3.1: Τοίχιο W23 (ισόγειο)



C23 80/25

8Ø20mm+6Ø14mm

trans.(2/5)Ø8mm/9

Σχήμα 3.2: Υποστύλωμα C23(1^{ος} όροφος)

Οι υπόλοιποι όροφοι παρουσιάζουν αμελητέες διαφορές μεταξύ τους συνεπώς ο έλεγχος τους απλοποιητικά αγνοείται. Στον Πίνακα 3.5 καταγράφονται οι δυσκαμψίες για το ισόγειο και τον 1^ο όροφο.

Πίνακας 3.5: Δυσκαμψίες ισόγειου και 1^{ου} ορόφου

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΙΣΟΓΕΙΟ		1ος ΟΡΟΦΟΣ	
	K _x	K _y	K _x	K _y
W1	3125.0	83111.7	3125.0	93096.3
W2	2604.2	54231.7	2604.2	57340.1
C3	9919.9	8731.8	10729.7	10887.4
C4	13155.5	11331.1	11794.6	10329.8
C5	4763.9	18037.1	11654.2	21037.6
C6	22508.4	4371.7	25365.2	4371.7
C7	5700.0	18841.6	7021.6	25333.2
.
.
W23	250804.2	10478.4	49827.1	6062.8
.
.
W33	136533.3	7241.7	159507.1	7569.9
Total	1553994.9	1075589.4	1424181.5	1166997.9

Οι ποσοστιαίες διαφορές μεταξύ των δυσκαμψιών των δύο υπό εξέταση ορόφων είναι:

Κατά x: $\Delta K_x = -8\%$

Κατά y: $\Delta K_y = +8\%$

Ο τελικός βαθμός του κριτηρίου είναι $B_{7x} = B_{7y} = 5$.

- Κριτήριο 8 - Κατανομή μάζας καθ' ύψος
Ελέγχεται η διαφορά μάζας μεταξύ γειτονικών ορόφων παρακάτω (Πίνακας 3.6)

Πίνακας 3.6: Μάζες ορόφων

Όροφος	Μάζα (tn)	ΔM (%)
-1	495.1	-
0	412.6	-17%
1	500.4	21%
2	504.0	1%
3	499.6	-1%
4	501.7	0%
5	409.8	-18%

Η μέγιστη διαφορά μάζας μεταξύ γειτονικών ορόφων είναι 21%, συνεπώς ο τελικός βαθμός του κριτηρίου είναι $B_8=4$.

- Κριτήριο 9 – Κοντά Υποστυλώματα
Δεν υφίστανται κοντά υποστυλώματα στο κτήριο συνεπώς ο τελικός βαθμός του κριτηρίου είναι $B_9=5$.
- Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες Ασυνέχειες
Το κριτήριο 10 αξιολογείται με βάση έξι (6) υποκριτήρια (KA1-KA6). Τα πρώτα πέντε (5) αφορούν λοξά ή φυτευτά υποστυλώματα/τοιχώματα. Τέτοια στοιχεία δεν υπάρχουν στην παρούσα κατασκευή συνεπώς τα υποκριτήρια KA1-KA5 βαθμολογούνται με 5.

Το υποκριτήριο KA6 αφορά τυχόν εκκεντρότητες (e_x, e_y) καθ' ύψος των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής. Ο έλεγχος πραγματοποιείται πάλι μεταξύ ισογείου και 1^{ου} ορόφου καθώς οι υπόλοιποι παρουσιάζουν επουσιώδεις διαφορές.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.7, η μέγιστη εκκεντρότητα που παρουσιάζεται καθ' ύψος των κατακόρυφων στοιχείων είναι για το τοίχιο W23 κατά x ίση με $e_x=31\%$, το οποίο σημαίνει βαθμολογία 2 για το υποκριτήριο ΚΑ6.

Πίνακας 3.7: Εκκεντρότητες κατακόρυφων στοιχείων καθ' ύψος

Μέλος	ΙΣΟΓΕΙΟ		1ος ΟΡΟΦΟΣ		Εκκεντρότητα	
	Διαστάσεις (m)		Διαστάσεις (m)		e_x	e_y
C4	0.45	0.45	0.4	0.4	6%	6%
C17	0.5	0.3	0.45	0.3	5%	0%
W22	1.2	0.25	1	0.25	8%	0%
W23	2.1	0.25	0.8	0.25	31%	0%
C27	0.45	0.6	0.4	0.6	6%	0%

Συνεπώς ο τελικός βαθμός θα είναι ο ελάχιστος των υποκριτηρίων, δηλαδή $B_{10}=2$.

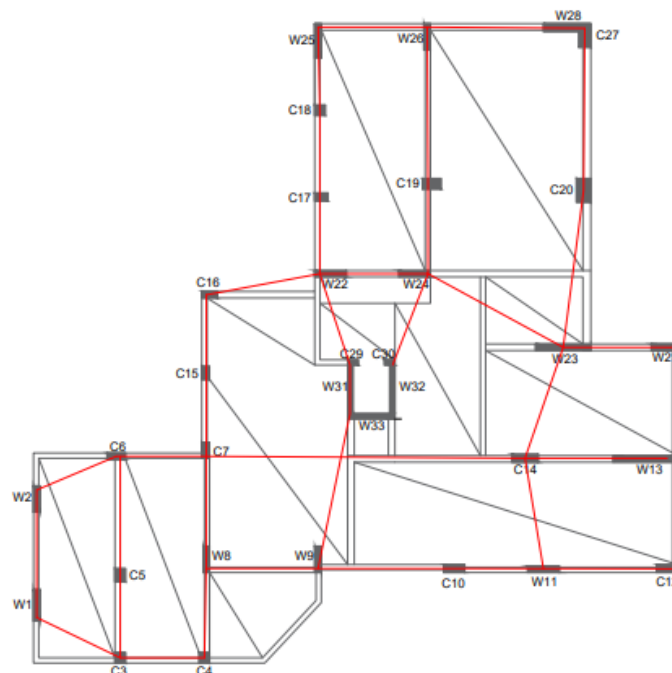
- Κριτήριο 11 – Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων
Το κριτήριο 11 βαθμολογείται με βάση δύο υποκριτήρια

A. Αξιολόγηση σύνδεσης τοιχωμάτων με το διάφραγμα (B_a)

Όλα τα τοιχώματα της κατασκευής έχουν άριστη σύνδεση με το διάφραγμα της κατασκευής συνεπώς $B_a=5$.

B. Αξιολόγηση πλαισιακής λειτουργίας

Η πλαισιακή λειτουργία του κτηρίου κρίνεται επαρκής, παρ' όλα αυτά δεν είναι η καλύτερη δυνατή. Υπάρχουν αρκετές δοκοί που στηρίζονται επί άλλων δοκών και υποστυλώματα ατάκτως τοποθετημένα. Τα πλαίσια που σχηματίζονται παρουσιάζονται χονδροειδώς στο Σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3: Πλαισιακή λειτουργία κτηρίου

Το συγκεκριμένο υποκριτήριο βαθμολογείται ως $B_{\beta x}=B_{\beta y}=3$

Σύμφωνα με τις οδηγίες του ΟΑΣΠ για κτήρια με μεγάλο βαθμό τοιχωματοποίησης (>80%) επιτρέπεται να θεωρηθεί $B_{11}=B_{\alpha}$, συνεπώς στην κατεύθυνση x ($\alpha_T=0.81$) ισχύει $B_{11,x}=B_{\alpha}=5$

Στην κατεύθυνση y ($\alpha_T=0.74$) χρησιμοποιήθηκε η σχέση του ΟΑΣΠ για ενδιάμεσους βαθμούς τοιχωματοποίησης (για $\alpha_T=0.60$) οπότε $B_{11,y} = 2/3B_{\alpha} + 1/3B_{\beta} = 4$

- Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτήρια
Δεν υπάρχουν άλλα κτήρια που να γειτνιάζουν με την υπό μελέτη κατασκευή, συνεπώς ο βαθμός του κριτηρίου είναι $B_{12}=5$.
- Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες/Τραυματισμοί
Το κτήριο βρίσκεται σε πολύ καλή κατάσταση. Δεν παρατηρείται προσβολή των δομικών του στοιχείων. Ο βαθμός του κριτηρίου είναι $B_{13}=5$.

Οι βαθμοί επιβάρυνσης του κτηρίου στις δύο διευθύνσεις παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8: Βαθμοί Επιβάρυνσης

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ β_{ix}	ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ β_{iy}	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ
1	ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ	5	5	0.1
2	ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΜΕΓΕΘΟΣ	5	5	0.1
3	ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ	4	5	0.05
4	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	2	2	0.05
5	ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ - ΣΤΡΕΨΗ	3	5	0.1
6	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ/ΟΨΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	5	5	0.05
7	ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ’ ΥΨΟΣ – ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ	5	5	0.15
8	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ’ ΥΨΟΣ	4	5	0.05
9	ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	5	5	0.15
10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ	2	4	0.05
11	ΔΙΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ	5	4	0.05
12	ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ	5	5	0.05
13	ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ, ΤΡΑΥΜΑΤΙΣΜΟΙ	5	5	0.05

Στη συνέχεια από όλους τους επιμέρους βαθμούς επιβάρυνσης, προκύπτουν οι τελικοί βαθμοί επιβάρυνσης στις δύο διευθύνσεις από την Εξίσωση (1.3):

$$\beta_x = 0.88$$

$$\beta_y = 0.95$$

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής αντίστασης του κτηρίου απομένει η εύρεση της συνολικής διατμητικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων σύμφωνα με τις σχέσεις 1.5 έως 1.8. Στον Πίνακα 3.9 παρουσιάζονται οι διατμητικές αντοχές κάθε στοιχείου:

Πίνακας 3.9: Διατμητικές αντοχές κατακόρυφων στοιχείων

Μέλος	$V_{mu, x}$	$V_{mu, y}$	$V_{Rds, x}$	$V_{Rds, y}$	$V_{Rdi, x}$	$V_{Rdi, y}$
W1	147.8	729.2	648.7	648.7	147.8	648.7
W2	139.2	486.2	565.4	565.4	139.2	486.2
C3	128.3	127.3	279.0	279.0	128.3	127.3
C4	186.3	171.3	452.9	481.2	186.3	171.3
C5	108.8	169.3	540.1	328.3	108.8	169.3
C6	293.2	80.8	170.0	351.3	170.0	80.8
C7	102.3	231.1	516.7	283.9	102.3	231.1
W8	111.8	379.1	562.6	539.8	111.8	379.1
W9	718.5	4899.8	648.7	351.9	648.7	351.9
C10	433.8	135.0	324.0	641.0	324.0	135.0
W11	893.3	172.9	695.9	748.2	695.9	172.9
C12	437.4	135.7	324.0	414.2	324.0	135.7
W13	367.8	33.6	920.2	1345.7	367.8	33.6
C14	437.4	135.4	355.8	411.2	355.8	135.4
C15	116.8	225.8	423.8	355.8	116.8	225.8
C16	216.9	73.3	222.0	495.3	216.9	73.3
C17	151.7	83.1	282.1	432.4	151.7	83.1
C18	124.0	122.3	400.6	388.1	124.0	122.3
C19	425.1	219.5	313.6	359.8	313.6	219.5
C20	1046.6	597.0	923.7	1068.0	923.7	597.0
W21	811.5	717.2	351.9	684.5	351.9	684.5
W22	728.4	146.4	647.7	647.7	647.7	146.4
W23	327.4	33.3	749.8	1093.9	327.4	33.3
W24	558.4	125.0	647.7	776.2	558.4	125.0
W25	173.6	933.2	788.8	716.3	173.6	716.3
W26	180.9	883.7	677.7	677.7	180.9	677.7
C27	240.9	208.2	319.6	537.6	240.9	208.2
W28	473.0	70.0	1332.2	1545.0	473.0	70.0
C29	17.1	29.5	195.6	102.6	17.1	29.5
C30	26.0	44.9	288.5	107.0	26.0	44.9
W31	15.8	207.3	1055.2	556.9	15.8	207.3
W32	16.8	193.8	971.1	451.7	16.8	193.8
W33	777.1	75.0	553.9	881.5	553.9	75.0

Με την χρήση της Εξίσωσης (1.4) (για $\alpha_1=0.7$, $\alpha_2=0.85$) προσδιορίζεται η τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτηρίου V_{R0} και από την Εξίσωση (1.3) (απομείωση με συντελεστή β) λήφθηκε η τελική τιμή της σεισμικής αντίστασης του κτηρίου V_R . Τελικά:

$$V_{R0,x} = 6648.60 \text{ kN}$$

$$V_{R,x} = \beta_x V_{R0,x} = 5850.77 \text{ kN}$$

$$V_{R0,y} = 6541.81 \text{ kN}$$

$$V_{R,y} = \beta_y V_{R0,y} = 6214.72 \text{ kN}$$

Τέλος υπολογίζεται ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου της κατασκευής λ_x και λ_y από τις σχέσεις 1.9 και 1.10:

$$\lambda_x = 0.63$$

$$\lambda_y = 0.61$$

3.3 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Κανονισμός Επεμβάσεων

Μετά την ολοκλήρωση των δευτεροβάθμιων ελέγχων πραγματοποιείται η ανελαστική στατική ανάλυση της κατασκευής σύμφωνα με τις οδηγίες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αποτελεί ακριβέστερη μέθοδο, αλλά είναι πολύ πιο χρονοβόρα διαδικασία καθώς η εφαρμογή της προϋποθέτει την κατάστρωση μοντέλου. Για την παρούσα εργασία, η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του λογισμικού “Seisbuild” για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή οριζόντιων δυνάμεων.

Πέρα από την μοντελοποίηση του φορέα (βλ. Κεφ. 2.2), είναι απαραίτητο για την ανάλυση να οριστεί η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) και οι στάθμες επιτελεστικότητας που θα ελεγχθούν. Για το συγκεκριμένο κτήριο γίνεται η παραδοχή «Ικανοποιητικής» ΣΑΔ και τέθηκαν προς έλεγχο οι εξής στάθμες επιτελεστικότητας: Σημαντικές Βλάβες (B2⁺) με πιθανότητα υπέρβασης 20% σε 50 έτη και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Ο βασικός στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι να προβλέψει τις ανελαστικές παραμορφώσεις που θα υποστούν τα δομικά στοιχεία ενός κτιρίου υπό σεισμική δράση, ώστε να μπορεί να γίνει αποτίμηση ή ανασχεδιασμός του. Για την τελική αποτίμηση της κατασκευής έγινε σε όλα τα μέλη έλεγχος της ικανότητας διαθέσιμης στρωφής χορδής (7B. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και της αντοχής τους σε διάτμηση (7Γ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

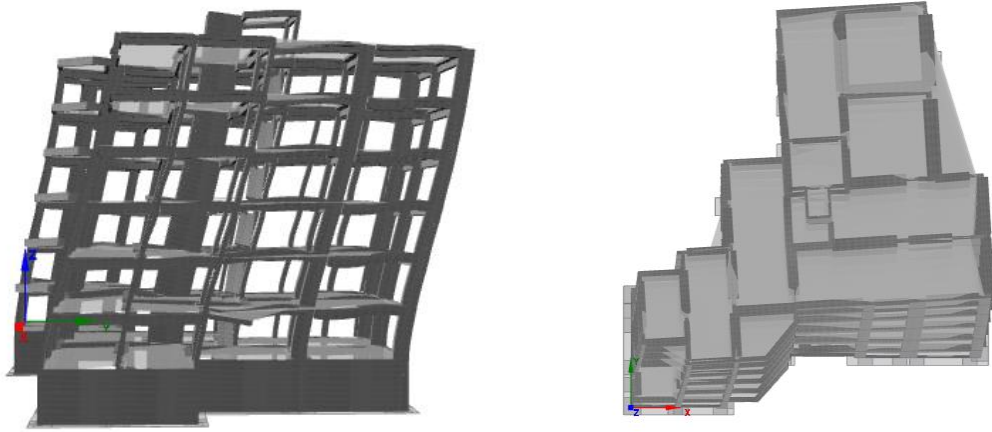
3.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Αρχικά πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση στην κατασκευή, η οποία προσδιορίζει τους επιμέρους μονοβάθμιους ταλαντωτές και το ποσοστό της μάζας του κτηρίου που ενεργοποιούν αυτοί σε κάθε διεύθυνση (x, y, z). Στη συνέχεια, το άθροισμα αυτών των μονοβάθμιων προσεγγίζει την απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος όπως είναι το παρόν κτήριο. Στη συγκεκριμένη εργασία, η ανάλυση έγινε για δέκα (10) ιδιομορφές, τα χαρακτηριστικά των οποίων παρατίθενται στον Πίνακα 3.10.

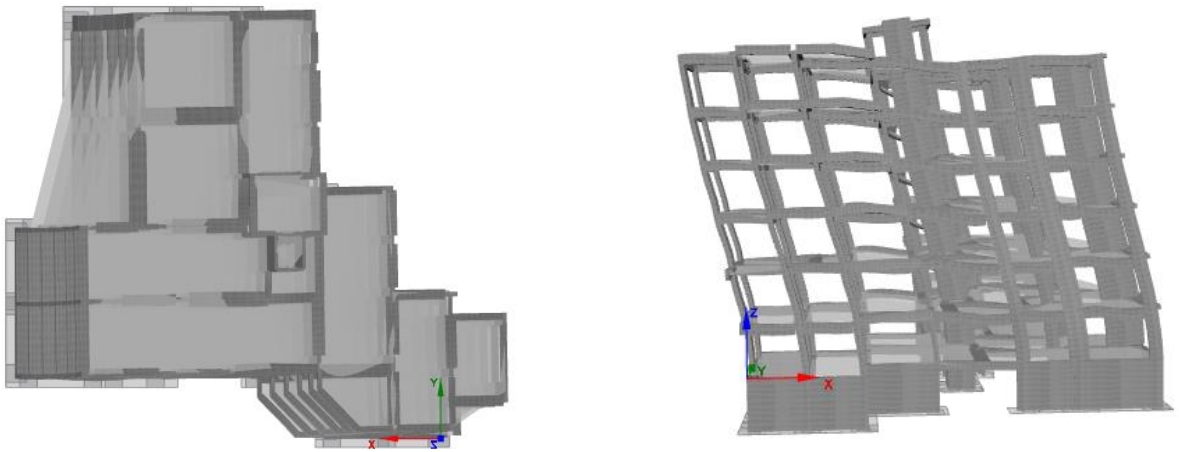
Πίνακας 3.10: Ιδιομορφική Ανάλυση

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (s)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα		
		u_x	u_y	r_z
1	0.60	0.3%	68.1%	1.8%
2	0.55	67.8%	0.3%	0.2%
3	0.34	0.2%	1.7%	71.2%
4	0.18	0.1%	11.3%	0.3%
5	0.16	12.4%	0.2%	0.0%
6	0.11	0.1%	0.3%	10.0%
7	0.10	0.0%	0.2%	0.0%
8	0.10	0.1%	3.7%	0.2%
9	0.09	0.0%	0.0%	0.0%
10	0.09	0.0%	0.0%	0.0%

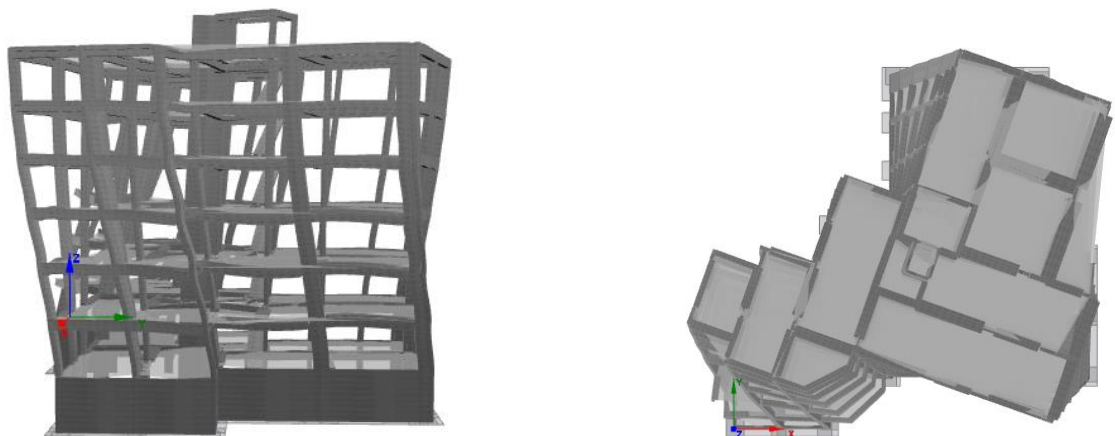
Οι κυρίαρχες ιδιομορφές του φορέα είναι οι πρώτες τρεις (3). Η πρώτη ιδιομορφή είναι κυρίαρχη στη διεύθυνση y , έχει ιδιοπερίοδο $T_1=0.60$ sec και ενεργοποιεί το 68.1% της μάζας της κατασκευής. Η δεύτερη είναι στην διεύθυνση x , έχει ιδιοπερίοδο $T_2=0.55$ sec και ενεργοποιεί το 67.8% της μάζας. Η τρίτη είναι κυρίαρχη στην στροφή περί του άξονα z , έχει ιδιοπερίοδο $T_3=0.34$ sec και ενεργοποιεί το 71.2% της μάζας. Στην επόμενη σελίδα παρουσιάζονται στιγμιότυπα του παραμορφωμένου φορέα της κατασκευής για κάθε μία από τις πρώτες τρεις (3) ιδιομορφές (Σχήματα 3.4-3.6)



Σχήμα 3.4: Πρώτη Ιδιομορφή – Μεταφορική κατά y ($T_1=0.60$ sec)



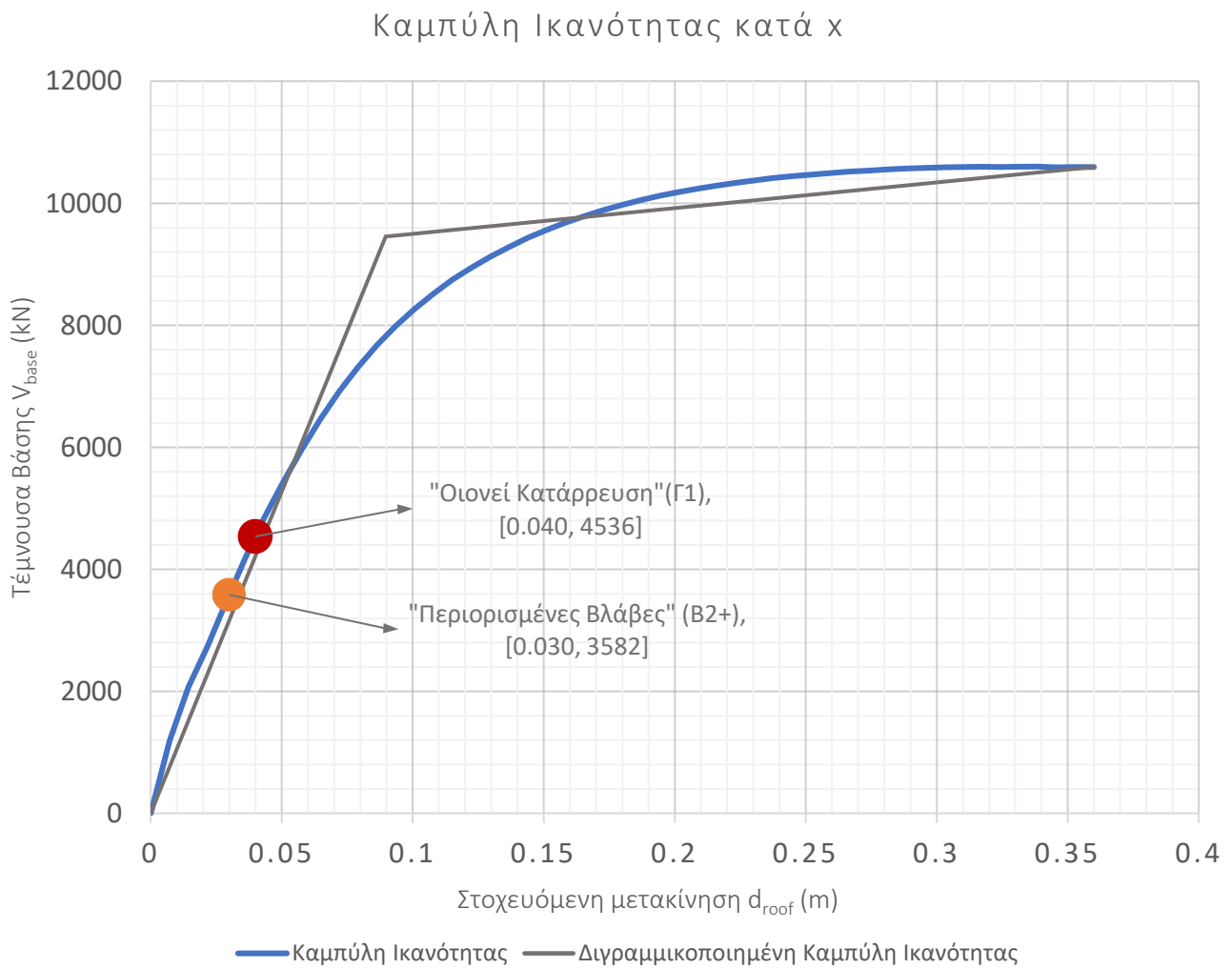
Σχήμα 3.5: Δεύτερη Ιδιομορφή – Μεταφορική κατά x ($T_2=0.55$ sec)



Σχήμα 3.6: Τρίτη Ιδιομορφή – Στροφική περί z ($T_3=0.34$ sec)

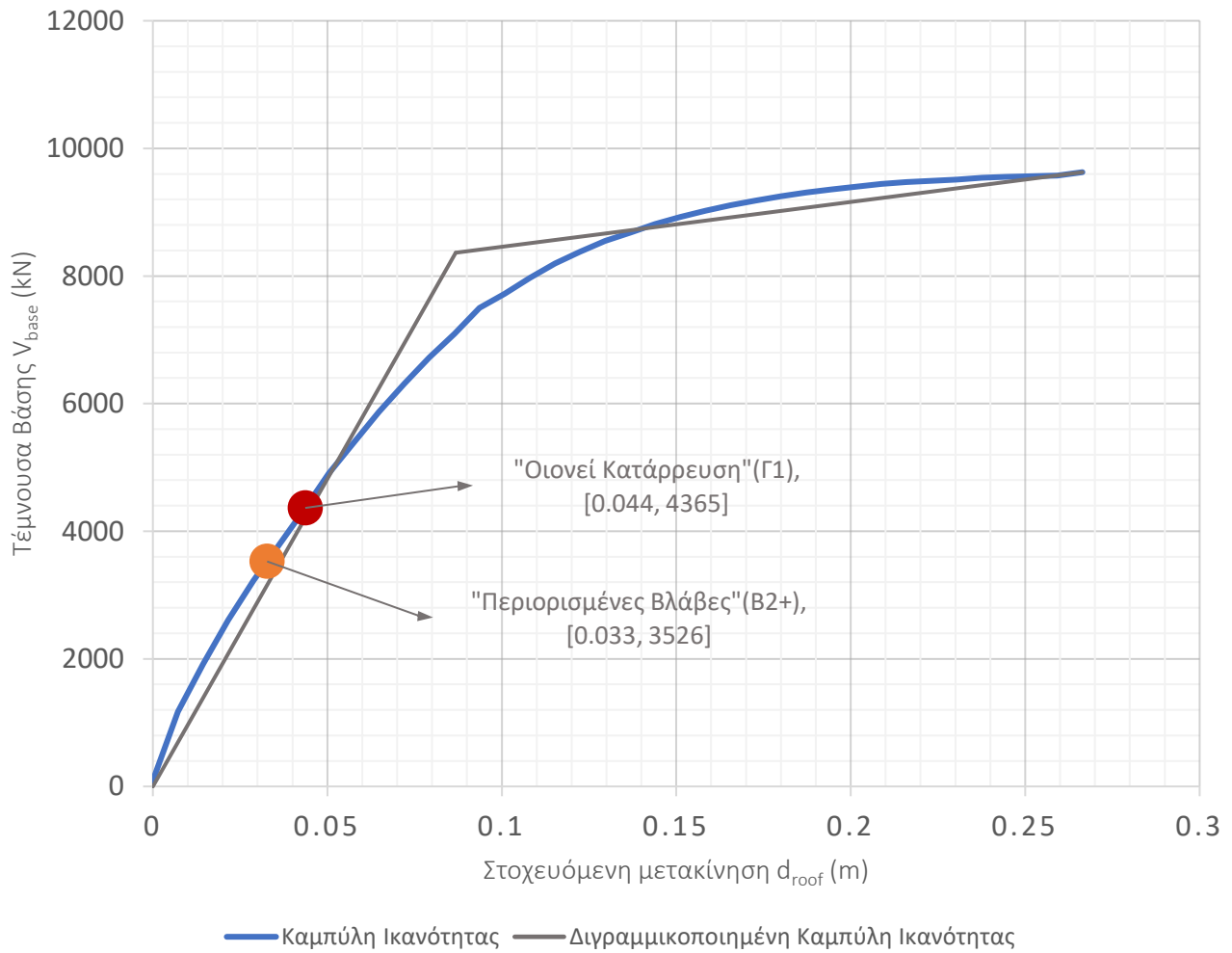
3.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση και τα σεισμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής πραγματοποιήθηκε η ανελαστική στατική ανάλυσή της. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 64 αναλύσεις τύπου Pushover για τους συνδυασμούς που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. , 32 για ομοιόμορφη (uniform) και 32 για ιδιομορφική (modal) κατανομή δυνάμεων, από τις οποίες προέκυψαν και οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής για κάθε διεύθυνση όπως φαίνονται στα Σχήματα 3.7 και 3.8.



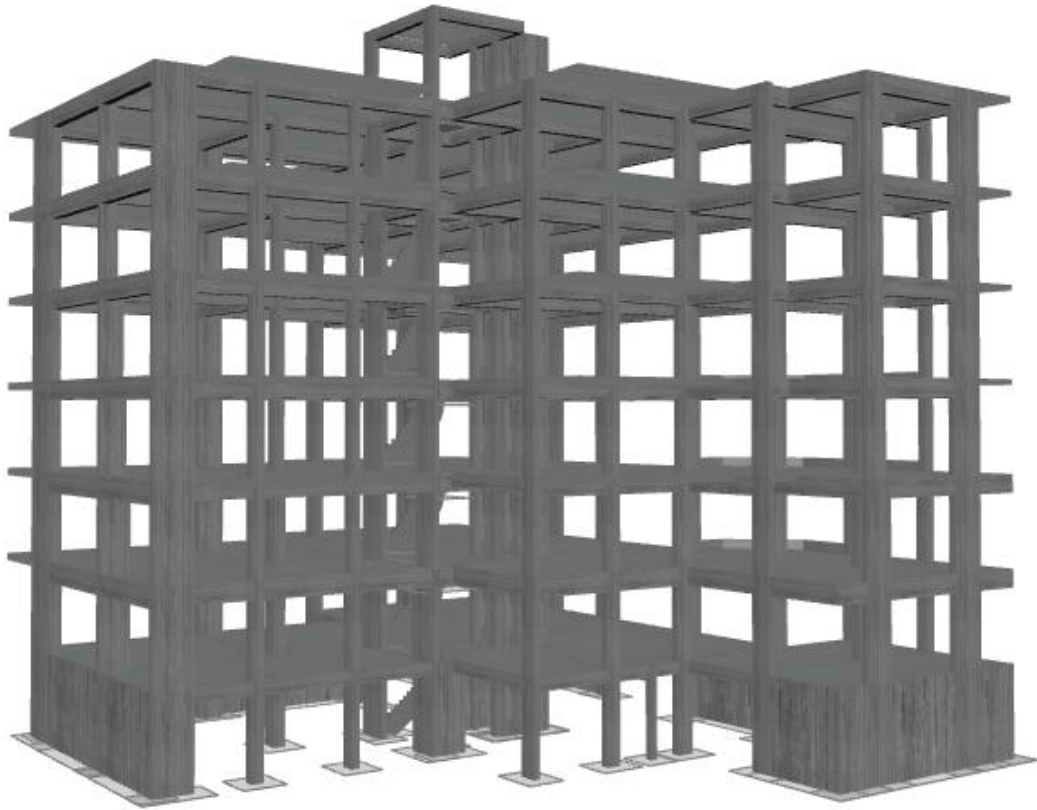
Σχήμα 3.7: Καμπύλη ικανότητας κατά x

Καμπύλη Ικανότητας κατά γ

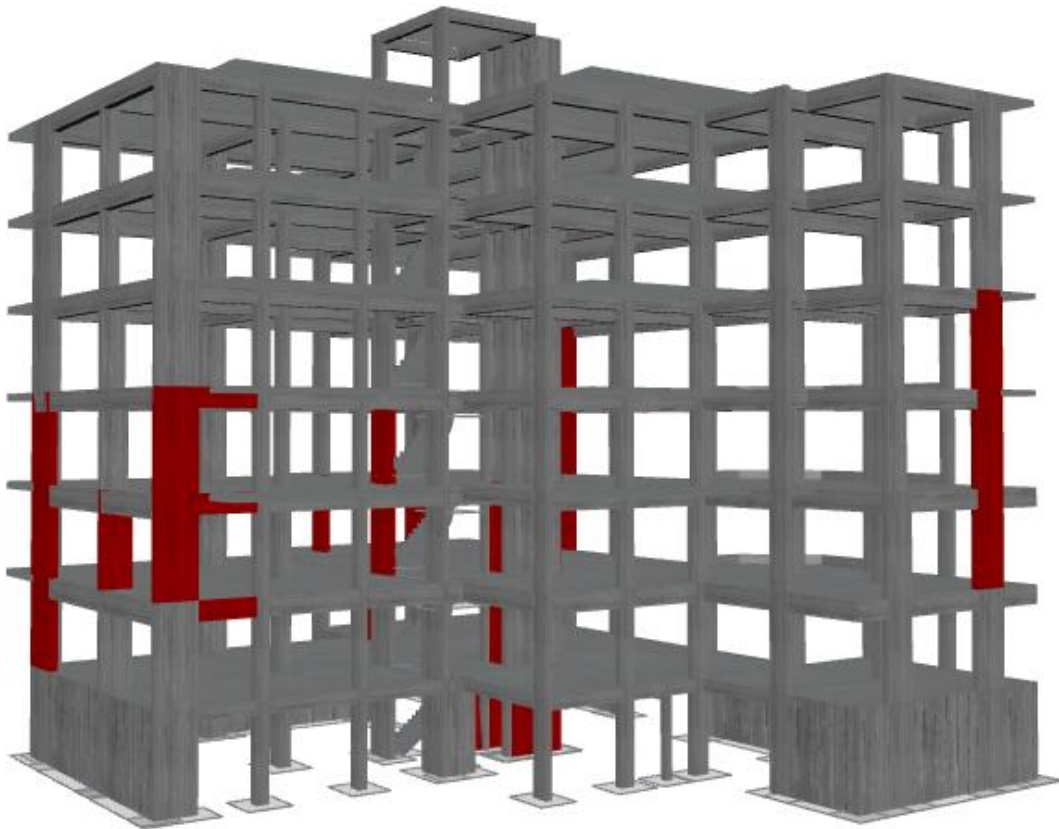


Σχήμα 3.8: Καμπύλη Ικανότητας κατά γ

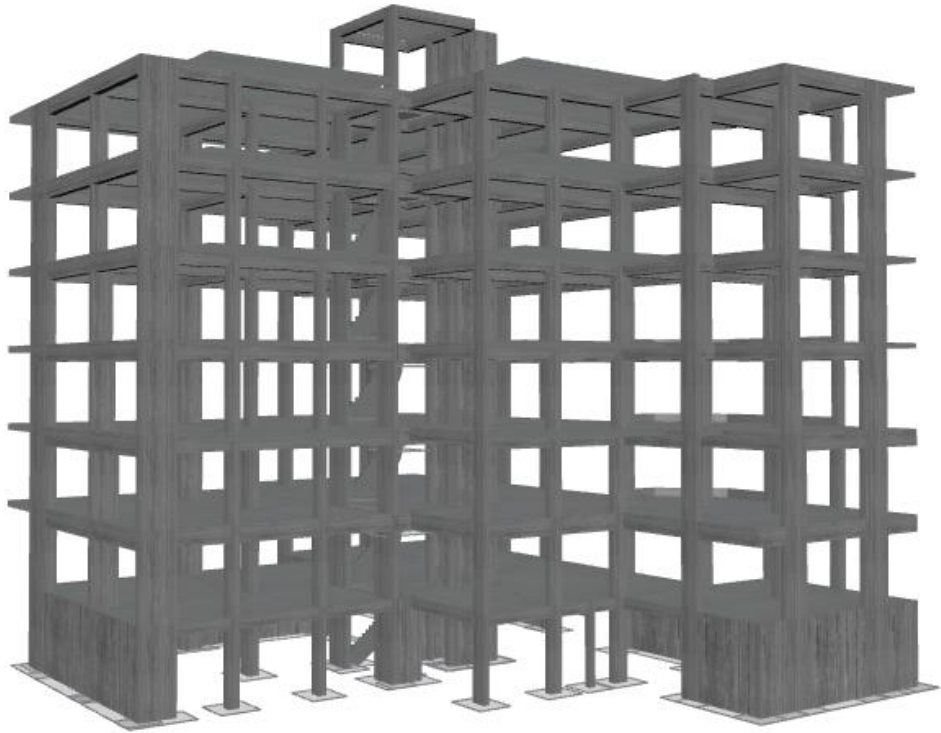
Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης για τις στάθμες επιτελεσματικότητας που έχουν οριστεί («Περιορισμένες Βλάβες», (B2⁺) και «Όιονεί Κατάρρευση», (Γ1)) όπως προβλέπεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα Σχήματα 3.9-3.12.



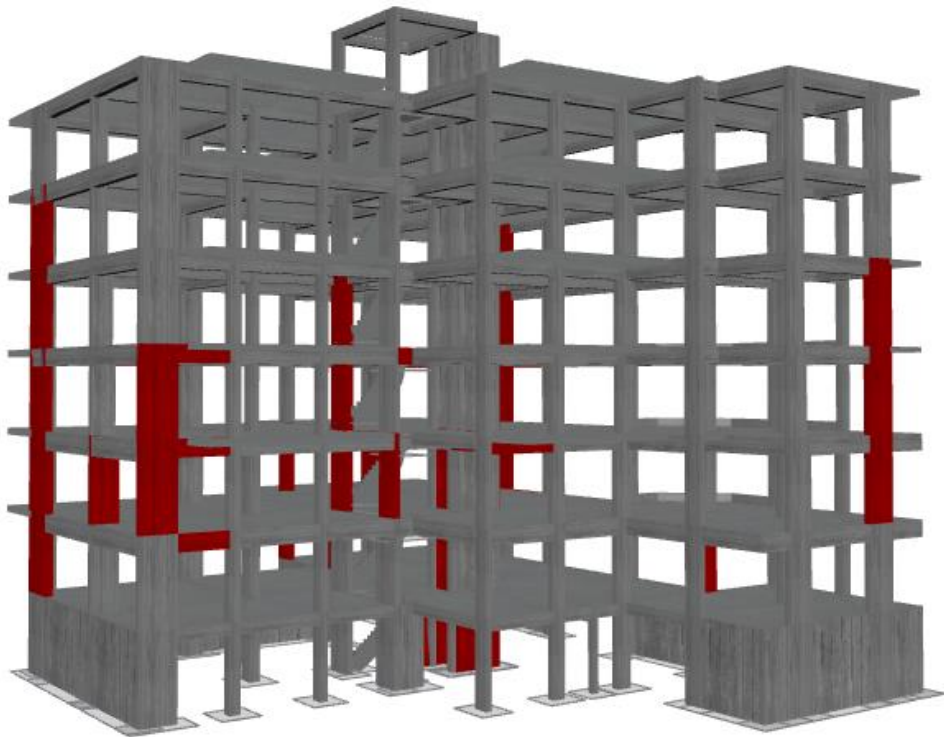
Σχήμα 3.9: Έλεγχος στρώσης-χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας ($B2^+$)



Σχήμα 3.10: Έλεγχος τέμνουσας δύναμης για στάθμη επιτελεστικότητας ($B2^+$)



Σχήμα 3.11: Έλεγχος στροφής-χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας (Γ1)



Σχήμα 3.10: Έλεγχος τέμνουσας δύναμης για στάθμη επιτελεστικότητας (Γ1)

Όπως φαίνεται και στις παραπάνω εικόνες ο φορέας δεν παρουσιάζει αστοχία για τον έλεγχο στροφής χορδής σε καμία από τις δύο στάθμες που εξετάστηκαν, συνεπώς τον ικανοποιεί. Αντιθέτως, παρατηρούνται πολλαπλές αστοχίες ψαθυρού τύπου στους ελέγχους τέμνουσας δύναμης, οι οποίες εντοπίζονται μόνο στα τοιχώματα της κατασκευής. Ακόμη, επισημαίνεται πως για τον παραπάνω έλεγχο αγνοούνται οι δοκοί καθώς το πρόγραμμα δεν λαμβάνει υπ' όψιν την συνεισφορά των λοξών θλιπτήρων στην ανάληψη των τεμνουσών δυνάμεων. Στους Πίνακες 3.11 και 3.12 παρουσιάζονται τα μέλη που αστοχούν για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας:

Πίνακας 3.11: Αστοχία σε έλεγχο τέμνουσας δύναμης – Στάθμη (B2+)

Στοιχείο	Όροφος	Κόμβος	Συντελεστής Εκμετάλλευσης	Συνδυασμός
W23	1	Αρχής	2.205972	Uniform - X - 0.3Y + eccX
W11	3	Τέλους	2.169601	Modal - X - eccY - 0.3Y
W11	2	Τέλους	2.05501	Modal - X - eccY - 0.3Y
W32	1	Αρχής	1.824891	Uniform + 0.3X + Y + eccX
W28	2	Αρχής	1.821244	Modal + X + eccY - 0.3Y
W28	1	Αρχής	1.61725	Uniform - 0.3X + eccY + Y
W21	2	Τέλους	1.4761	Modal + X - eccY - 0.3Y
W1	2	Αρχής	1.464662	Uniform - 0.3X - Y - eccX
W11	4	Αρχής	1.456144	Modal - X - eccY - 0.3Y
W25	3	Αρχής	1.397712	Modal + 0.3X - eccY + Y
W33	2	Αρχής	1.387827	Modal - X - eccY - 0.3Y
W25	3	Τέλους	1.358657	Modal + 0.3X + Y - eccX
W1	3	Τέλους	1.357601	Modal - 0.3X - Y - eccX
W26	2	Τέλους	1.345847	Uniform + 0.3X - eccY + Y
W1	4	Αρχής	1.293474	Modal + 0.3X + Y - eccX
W24	3	Τέλους	1.293127	Uniform + X + eccY - 0.3Y
W24	2	Τέλους	1.275804	Uniform + X - eccY + 0.3Y
W1	3	Αρχής	1.265169	Uniform - 0.3X + Y - eccX
W31	-1	Τέλους	1.204906	Uniform - 0.3X - Y - eccX
W25	2	Τέλους	1.18467	Uniform + 0.3X + Y - eccX
W32	-1	Τέλους	1.170719	Uniform + 0.3X - Y + eccX
W28	1	Τέλους	1.159057	Uniform - 0.3X - Y + eccX
W33	3	Αρχής	1.128745	Modal - X - eccY - 0.3Y
W13	2	Αρχής	1.097746	Modal - X - eccY - 0.3Y
W33	2	Τέλους	1.097131	Modal - X - eccY - 0.3Y
W32	2	Αρχής	1.086367	Uniform + 0.3X - Y + eccX
W33	3	Τέλους	1.082373	Modal - X - eccY - 0.3Y
W23	1	Τέλους	1.030216	Uniform + X - eccY + 0.3Y
W28	2	Τέλους	1.028861	Uniform - X + eccY + 0.3Y
W28	3	Αρχής	1.028036	Modal + 0.3X - Y + eccX
W28	3	Τέλους	1.013603	Modal - 0.3X + Y + eccX

Πίνακας 3.12: Αστοχία σε έλεγχο τέμνουσας δύναμης – Στάθμη (Γ1)

Στοιχείο	Όροφος	Κόμβος	Συντελεστής Εκμετάλλευσης	Συνδυασμός
W11	3	Τέλους	2.777102	Modal - X - eccY - 0.3Y
W23	1	Αρχής	2.608454	Uniform - X - eccY + 0.3Y
W11	2	Τέλους	2.544159	Modal - X - eccY - 0.3Y
W28	2	Αρχής	2.352932	Modal + X + eccY - 0.3Y
W32	1	Αρχής	2.161716	Uniform + 0.3X - eccY + Y
W28	1	Αρχής	1.935136	Modal - 0.3X + Y + eccX
W1	3	Τέλους	1.858331	Modal + 0.3X - Y - eccX
W11	4	Αρχής	1.76505	Modal - X - eccY - 0.3Y
W1	2	Αρχής	1.756764	Uniform - 0.3X - Y - eccX
W25	3	Τέλους	1.745618	Modal - 0.3X + Y - eccX
W33	2	Αρχής	1.69633	Modal - X - eccY - 0.3Y
W24	3	Τέλους	1.684062	Uniform + X + 0.3Y - eccX
W24	2	Τέλους	1.667237	Uniform + X - eccY + 0.3Y
W1	4	Αρχής	1.656691	Modal + 0.3X + Y - eccX
W21	2	Τέλους	1.656484	Uniform - X + eccY - 0.3Y
W25	3	Αρχής	1.645999	Modal + 0.3X + eccY + Y
W26	2	Τέλους	1.580081	Uniform - 0.3X + eccY + Y
W1	3	Αρχής	1.575417	Uniform - 0.3X + Y - eccX
W22	2	Τέλους	1.559619	Modal + X + eccY - 0.3Y
W25	2	Τέλους	1.439263	Uniform - 0.3X + Y - eccX
W33	3	Αρχής	1.417736	Modal - X - eccY - 0.3Y
W28	1	Τέλους	1.37966	Uniform - 0.3X - Y + eccX
W32	-1	Τέλους	1.36605	Uniform + 0.3X + eccY - Y
W31	-1	Τέλους	1.355174	Modal - 0.3X + Y - eccX
W33	3	Τέλους	1.354256	Modal - X - eccY - 0.3Y
W32	2	Αρχής	1.352369	Uniform + 0.3X - Y + eccX
W33	2	Τέλους	1.339784	Modal - X - eccY - 0.3Y
W13	2	Αρχής	1.29514	Modal - X - eccY - 0.3Y
W28	3	Αρχής	1.289652	Modal + 0.3X - Y + eccX
W28	2	Τέλους	1.272219	Modal + 0.3X - Y + eccX
W28	3	Τέλους	1.22366	Modal - 0.3X + Y + eccX
W23	1	Τέλους	1.204725	Uniform + X - eccY + 0.3Y
W33	4	Τέλους	1.182635	Modal - X - eccY - 0.3Y
W11	3	Αρχής	1.156379	Uniform + 0.3X - eccY + Y
W8	1	Τέλους	1.129432	Uniform + 0.3X - Y - eccX
W28	4	Τέλους	1.119076	Modal - 0.3X + Y + eccX
W32	2	Τέλους	1.110223	Uniform + 0.3X - Y + eccX
W24	4	Αρχής	1.106661	Modal - X + eccY + 0.3Y
W1	2	Τέλους	1.095867	Modal + 0.3X + eccY + Y
W33	4	Αρχής	1.076806	Modal - X - eccY - 0.3Y
W11	5	Αρχής	1.074661	Modal - X + eccY - 0.3Y
W21	1	Τέλους	1.027193	Uniform - X + eccY + 0.3Y
W28	5	Τέλους	1.011062	Uniform - X + eccY + 0.3Y

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μια επαναληπτική διαδικασία με σκοπό την εύρεση της εδαφικής επιτάχυνσης για την οποία ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αυτό επιτυγχάνεται με τη σταδιακή μείωση της επιτάχυνσης εδάφους μέχρι το σημείο πριν από την πρώτη αστοχία (οι δοκοί αγνοούνται όπως αναφέρθηκε παραπάνω). Όταν προσδιοριστούν οι εδαφικές επιταχύνσεις, καθορίζονται και οι νέες στάθμες επιτελεστικότητας για κάθε διεύθυνση. Στους Πίνακες 3.13 και 3.14 παρουσιάζονται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση της οροφής του κτιρίου στις νέες στάθμες επιτελεστικότητας (B2⁺) και (Γ1) για κάθε διεύθυνση αντίστοιχα. Ως αντοχή του φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεωρείται η τέμνουσα βάσης για τη στάθμη (Γ1).

Πίνακας 3.13: Εύρεση αντοχής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. στη διεύθυνση x ($a_g=0.048g$)

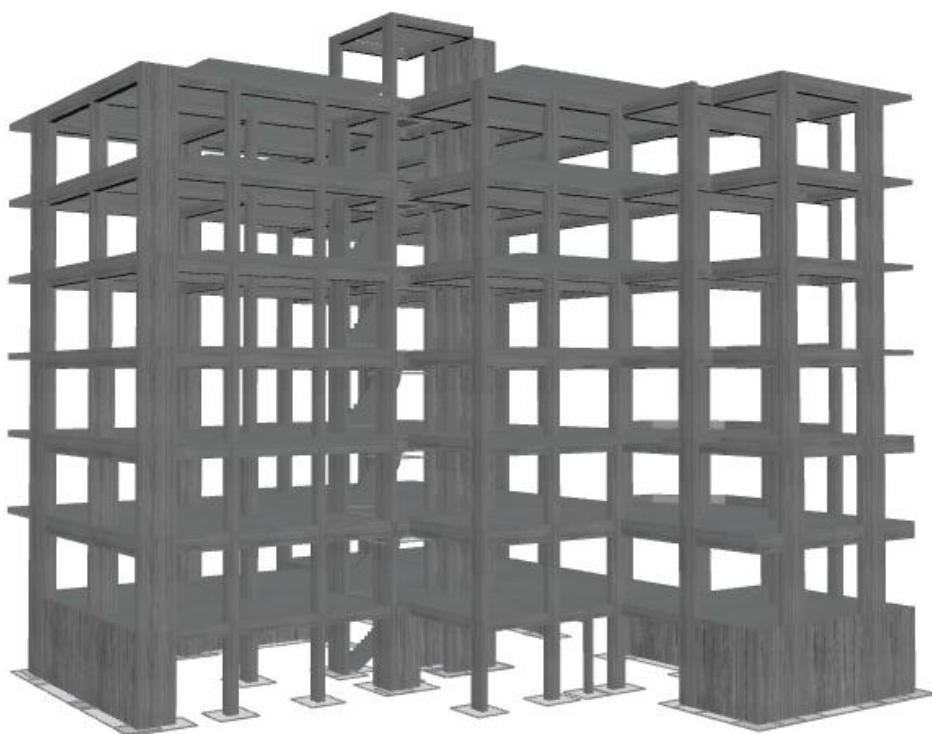
$a_g=0.048$	"Περιορισμένες Βλάβες" (B2 ⁺)	"Οιονεί Κατάρρευση" (Γ1)
V_{base} (kN)	1456.7	1803.1
δ_{roof} (m)	0.010	0.013

Πίνακας 3.14: Εύρεση αντοχής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. στη διεύθυνση y ($a_g=0.087g$)

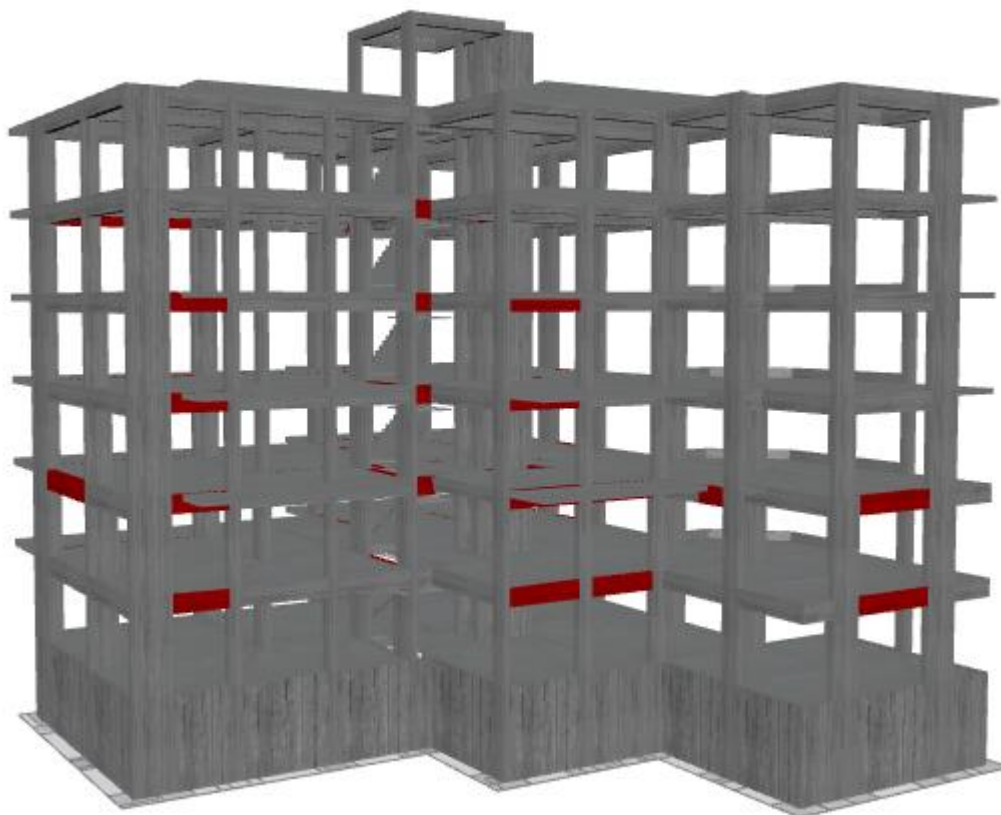
$a_g=0.087$	"Περιορισμένες Βλάβες" (B2 ⁺)	"Οιονεί Κατάρρευση" (Γ1)
V_{base} (kN)	2240.5	2737.4
δ_{roof} (m)	0.016	0.022

3.3.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Ευρωκώδικας 8)

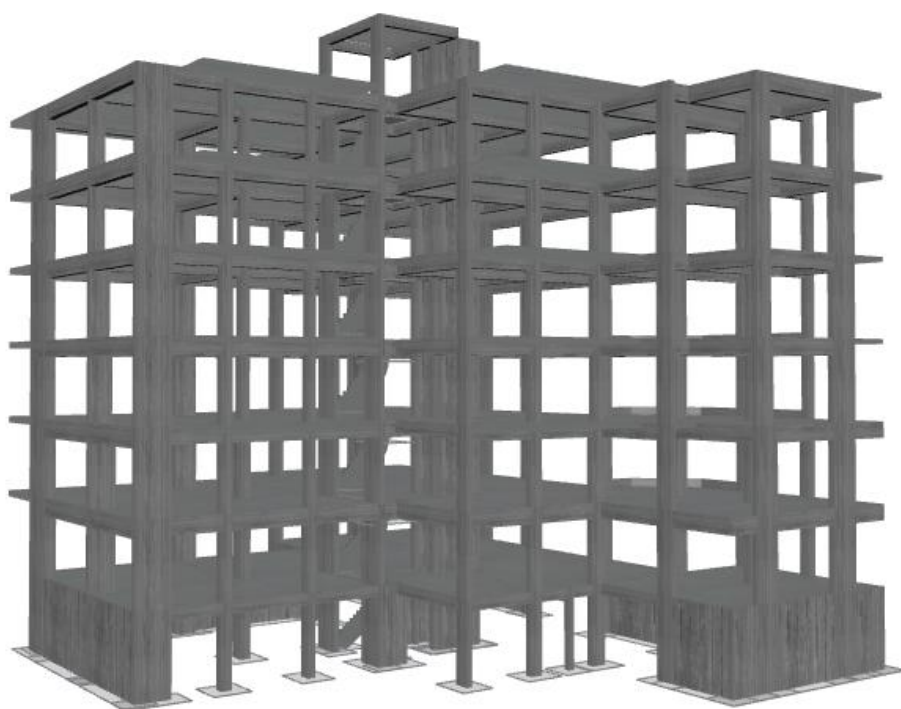
Κατά τον ίδιο τρόπο πραγματοποιήθηκε η Ανελαστική Στατική Ανάλυση σύμφωνα με τον ΕΚ-8. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 16 αναλύσεις τύπου Pushover για τους συνδυασμούς που ορίζει ο Ευρωκώδικας 8 (ΕΚ-8), 8 για ομοιόμορφη (uniform) και 8 για ιδιομορφική (modal) κατανομή δυνάμεων. Τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα στα Σχήματα 3.11-3.14.



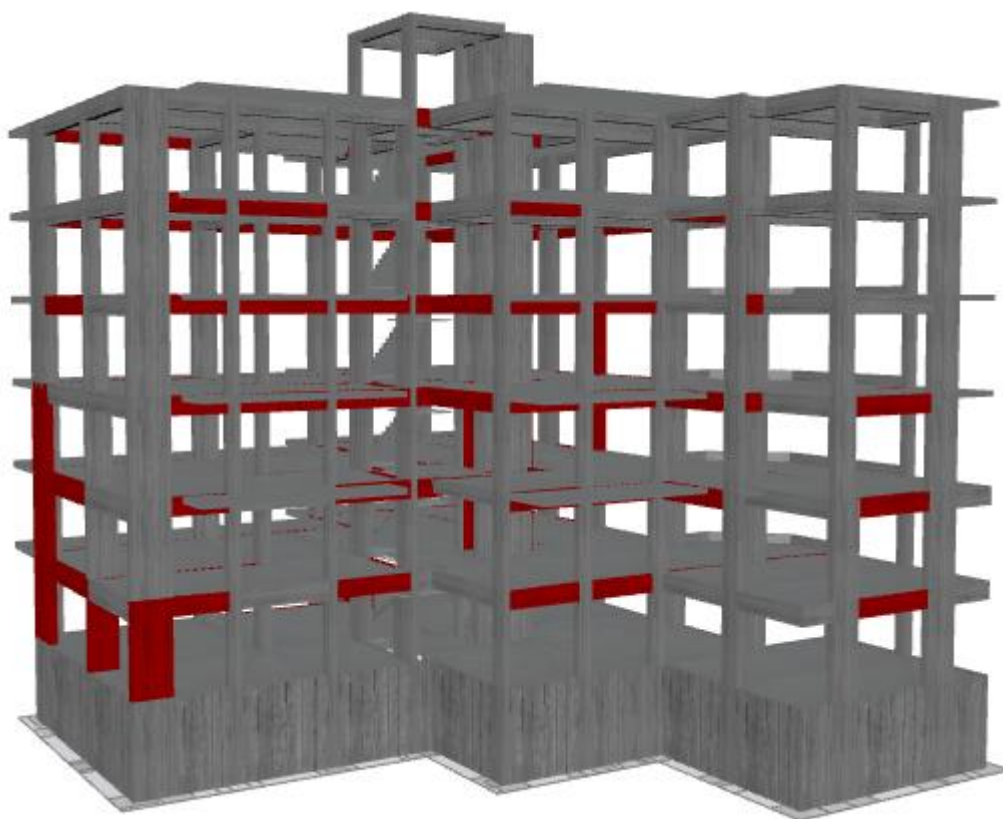
Σχήμα 3.11: Έλεγχος στροφής-χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας (B)



Σχήμα 3.12: Έλεγχος τέμνουσας για στάθμη επιτελεστικότητας (B)



Σχήμα 3.13: Έλεγχος στροφής-χορδής για στάθμη επιτελεστικότητα (Γ)



Σχήμα 3.14: Έλεγχος τέμνουσας για στάθμη επιτελεστικότητα (Γ)

Όπως παρατηρείται και στις παραπάνω εικόνες ο φορέας δεν παρουσιάζει αστοχία για τον έλεγχο στροφής χορδής σε καμία από τις δύο στάθμες που εξετάστηκαν, συνεπώς τον ικανοποιεί. Στους ελέγχους επάρκειας έναντι διατμητικής αστοχίας για τη στάθμη (B) παρατηρούνται αστοχίες μόνο σε δοκούς, οι οποίες αγνοούνται. Αντιθέτως για τη στάθμη επιτελεστικότητας (Γ) εντοπίζονται αστοχίες σε αρκετά μέλη του φορέα, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.15.

Πίνακας 3.15: Αστοχία σε έλεγχο τέμνουσας δύναμης – Στάθμη (Γ)

Στοιχείο	Όροφος	Κόμβος	Συντελεστής Εκμετάλλευσης	Συνδυασμός
W28	1	Αρχής	1.33	Uniform - X + eccY
W26	1	Αρχής	1.20	Uniform + Y + eccX
W32	2	Αρχής	1.20	Modal - Y + eccX
W28	2	Τέλους	1.20	Modal - Y + eccX
W23	1	Αρχής	1.19	Uniform - X - eccY
W28	2	Αρχής	1.19	Modal - Y + eccX
W48	-1	Αρχής	1.17	Uniform + Y + eccX
W25	1	Αρχής	1.16	Uniform + Y - eccX
W32	2	Τέλους	1.15	Modal - Y + eccX
W48	-1	Τέλους	1.14	Uniform + Y + eccX
W33	2	Αρχής	1.14	Modal - X - eccY
W33	2	Τέλους	1.12	Modal - X - eccY
W11	1	Αρχής	1.12	Uniform + X - eccY
W33	3	Αρχής	1.11	Modal - X - eccY
W32	3	Τέλους	1.11	Modal - Y + eccX
W33	3	Τέλους	1.11	Modal - X - eccY
W21	1	Αρχής	1.10	Uniform + X + eccY
W32	3	Αρχής	1.10	Modal - Y + eccX
C10	3	Αρχής	1.08	Modal + X - eccY
W28	3	Τέλους	1.05	Modal - Y + eccX
W23	1	Τέλους	1.04	Uniform + X - eccY
C10	3	Τέλους	1.03	Modal + X - eccY
W28	3	Αρχής	1.02	Modal - Y + eccX
C10	4	Τέλους	1.00	Modal + X - eccY

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν δοκιμές για τον προσδιορισμό της εδαφικής επιτάχυνσης για την οποία συμβαίνει η πρώτη αστοχία (σε κατακόρυφο στοιχείο) του φορέα κατά τις δύο διευθύνσεις του. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους Πίνακες 3.16 και 3.17.

Πίνακας 3.16: Εύρεση αντοχής κατά ΕΚ-8. στη διεύθυνση x ($a_g=0.12g$)

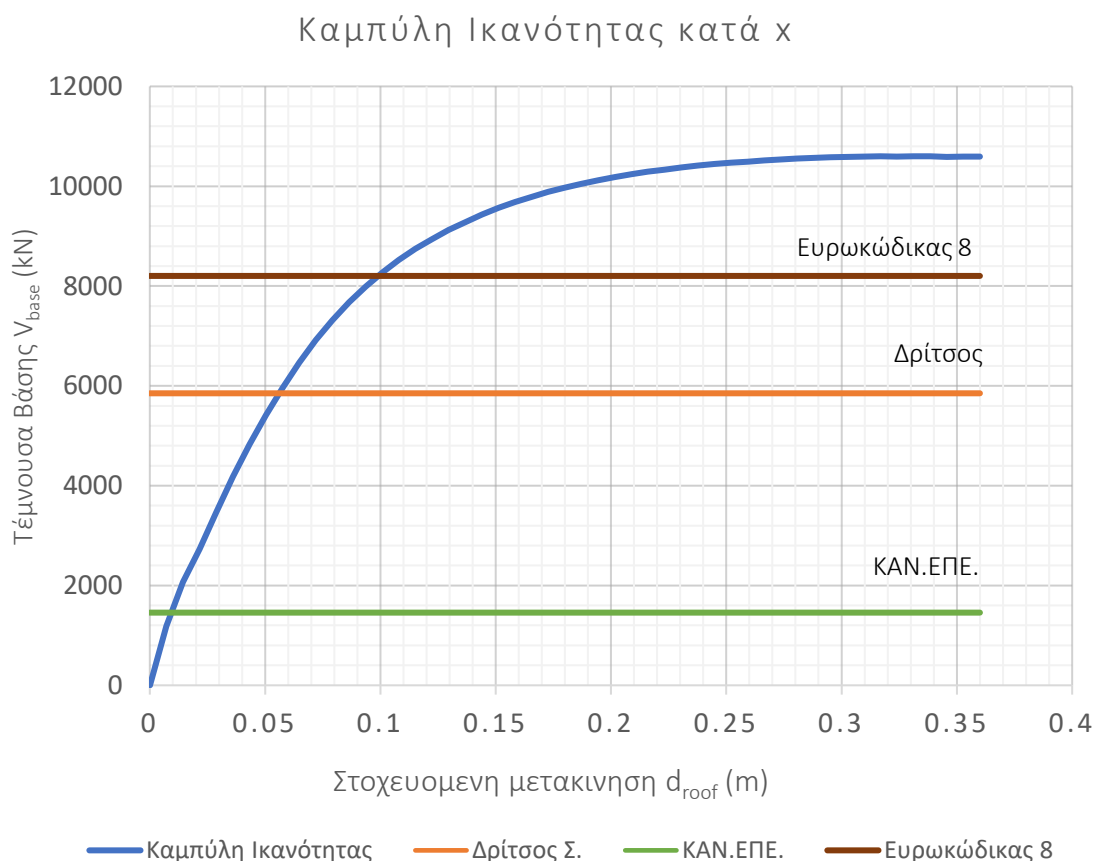
$a_g=0.12$	"Περιορισμένες Βλάβες" (B)	"Οιονεί Κατάρρευση" (Γ)
V_{base} (kN)	5373.4	8202.6
δ_{roof} (m)	0.031	0.053

Πίνακας 3.17: Εύρεση αντοχής κατά ΕΚ-8. στη διεύθυνση y ($a_g=0.133g$)

$a_g=0.133$	"Περιορισμένες Βλάβες" (B)	"Οιονεί Κατάρρευση" (Γ)
V_{base} (kN)	5026.5	7642.7
δ_{roof} (m)	0.037	0.064

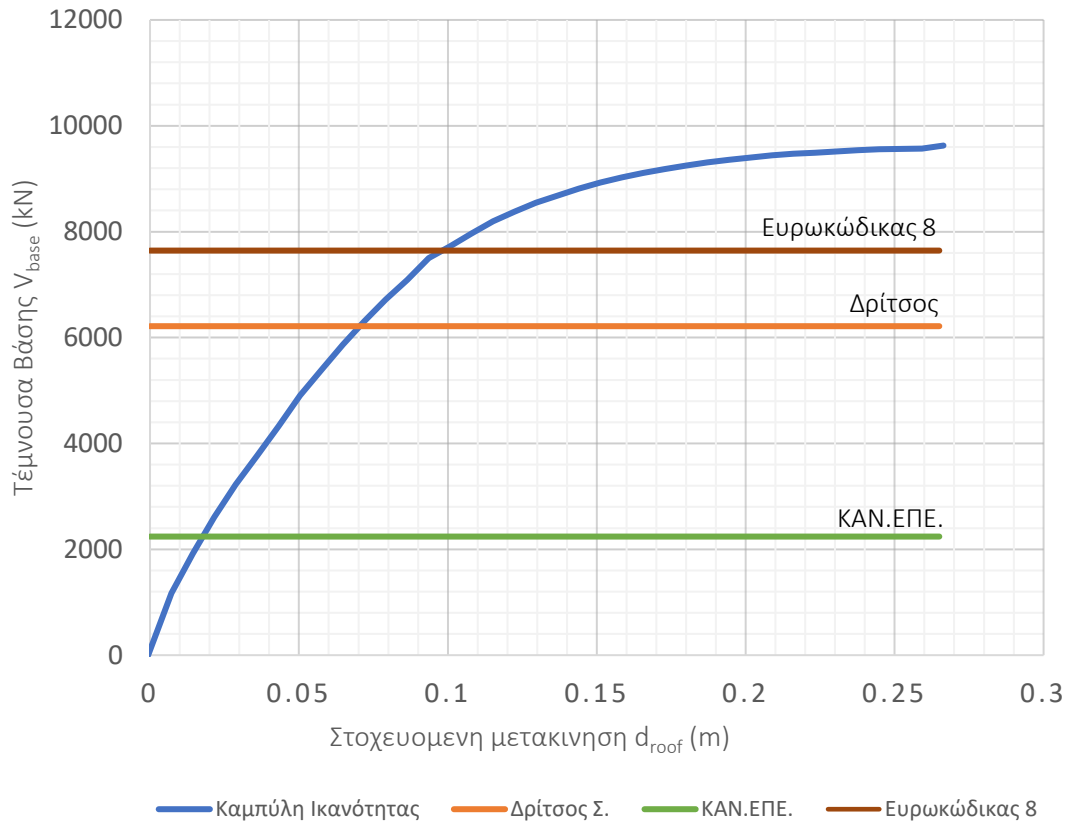
3.4 Συμπεράσματα – Σύγκριση Μεθόδων

Από τη σύγκριση των μεθόδων παρατηρήθηκαν πολύ σημαντικές διαφορές μεταξύ των αποτελεσμάτων. Όπως φαίνεται και στα σχήματα 3.15 και 3.16 ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) υποεκτιμά την αντοχή της κατασκευής, ενώ ο Ευρωκώδικας 8 (ΕΚ-8) φαίνεται να προσεγγίζει καλύτερα την ικανότητα του κτηρίου να παραλάβει σεισμικές δράσεις. Αυτό συμβαίνει διότι οι αστοχίες που εντοπίζονται στο κτήριο είναι κατά τη συντριπτική τους πλειοψηφία σε ελέγχους διατμητικών δυνάμεων, οι οποίοι είναι αρκετά αυστηρότεροι στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Όσον αφορά τη μέθοδο Δρίτσου, τα αποτελέσματα της κρίνονται ικανοποιητικά, λαμβάνοντας υπόψιν το γεγονός ότι δεν απαιτεί την κατάστρωση μοντέλου.



. Σχήμα 3.15: Σύγκριση μεθόδων αποτίμησης κατά X

Καμπύλη Ικανότητας κατά γ



Σχήμα 3.16: Σύγκριση μεθόδων αποτίμησης κατά γ

4 Οικονομοτεχνική Μελέτη Κατασκευής

4.1 Συνοπτική Μεθοδολογία

Στόχος της οικονομοτεχνικής μελέτης της κατασκευής είναι η εκτίμηση του μεγέθους των βλαβών του κτηρίου σε διάφορα επίπεδα σεισμικής καταπόνησης και τελικά ο προσδιορισμός του μέσου ετήσιου κόστους επισκευής του.

Για να πραγματοποιηθεί αυτό, είναι απαραίτητο να οριστούν οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής. Αυτές προκύπτουν έπειτα από Δυναμική Ανάλυση του φορέα, επιβάλλοντας σεισμικές καταγραφές με τη μορφή ιστορικού επιταχύνσεων. Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας απλοποιητικά χρησιμοποιήθηκε ο αλγόριθμος SPO2IDA και το πρόγραμμα SPO2FRAG για την προσεγγιστική μετατροπή της Ανελαστικής Στατικής σε Δυναμική Ανάλυση.

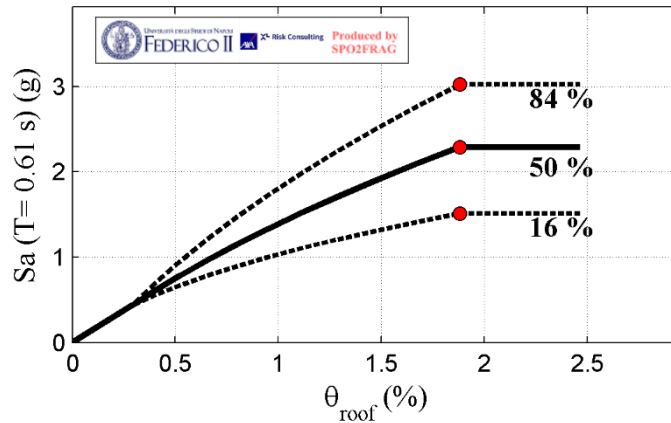
Επίσης αναγκαίος είναι ο προσδιορισμός της καμπύλης επικινδυνότητας της κατασκευής η οποία δείχνει την πιθανότητα υπέρβασης για διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης ανάλογα με την περιοχή που βρίσκεται η κατασκευή. Τα στοιχεία αυτά λαμβάνονται από την πλατφόρμα του EFER (European Facilities for Earthquake Hazard and Risk).

Τέλος προσδιορίζονται από το πρόγραμμα PACT τα κόστη επισκευών της κατασκευής με τη μεθοδολογία FEMA P-58. Εισάγονται στο πρόγραμμα τα επιμέρους στοιχεία της κατασκευής, οι καμπύλες που προαναφέρθηκαν, τα drifts και οι επιταχύνσεις του κάθε ορόφου καθώς και κάποια άλλα γενικά στοιχεία.

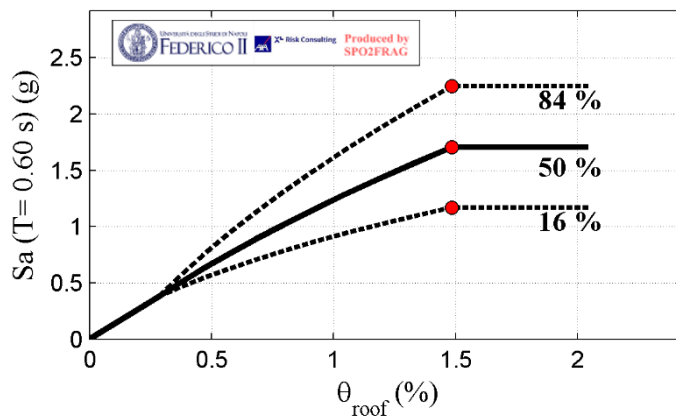
4.2 Εκτίμηση Καμπυλών Τρωτότητας και Επικινδυνότητας

Η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover Analysis) προσεγγίζει ικανοποιητικά την σεισμική ικανότητα της κατασκευής. Παρόλα αυτά, ο προσδιορισμός της τρωτότητας του συνόλου της κατασκευής (Global Fragility) προϋποθέτει συνεκτίμηση και των δυναμικών χαρακτηριστικών της. Η καμπύλη τρωτότητας, απλοποιητικά έγινε με τη χρήση του προγράμματος SPO2FRAG και περιγράφει την πιθανότητα αστοχίας της κατασκευής για δεδομένο μέτρο έντασης

Το SPO2FRAG λειτουργεί με τον αλγόριθμο SPO2IDA ο οποίος μετατρέπει την καμπύλη Στατικής Ανάλυσης σε Δυναμική. Αυτό γίνεται με τη θεώρηση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή, ο οποίος υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση από τριάντα (30) διαφορετικές χρονοϊστορίες. Στη συνέχεια δημιουργούνται καμπύλες ανηγμένης παραμόρφωσης οροφής ισογείου (drift) έναντι φασματικής επιτάχυνσης (S_a) για κάθε μία από αυτές τις καταγραφές. Από αυτές σχεδιάζονται εκείνες για τα ποσοστημόρια 16%, 50% (μέση απόκριση) και 84% όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.1 και 4.2.



Σχήμα 4.1: Καμπύλη Drift – Φασματικής επιτάχυνσης κατά X



Σχήμα 4.2: Καμπύλη Drift – Φασματικής επιτάχυνσης κατά Y

Στη συνέχεια ορίζονται στο πρόγραμμα οι στάθμες για τις οποίες θα κατασκευαστούν οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής (σε όρους ανηγμένης μετακίνησης, drift). Στην προκειμένη περίπτωση σχεδιάζονται οι καμπύλες για την κατάρρευση της κατασκευής. Συνεπώς βρέθηκαν τα drift οροφής-ισογείου για την πρώτη αστοχία του φορέα (Στάθμη Γ1) και για τις δύο διευθύνσεις του. Οι τιμές των drifts ελήφθησαν από το Seisbuild και είναι οι εξής:

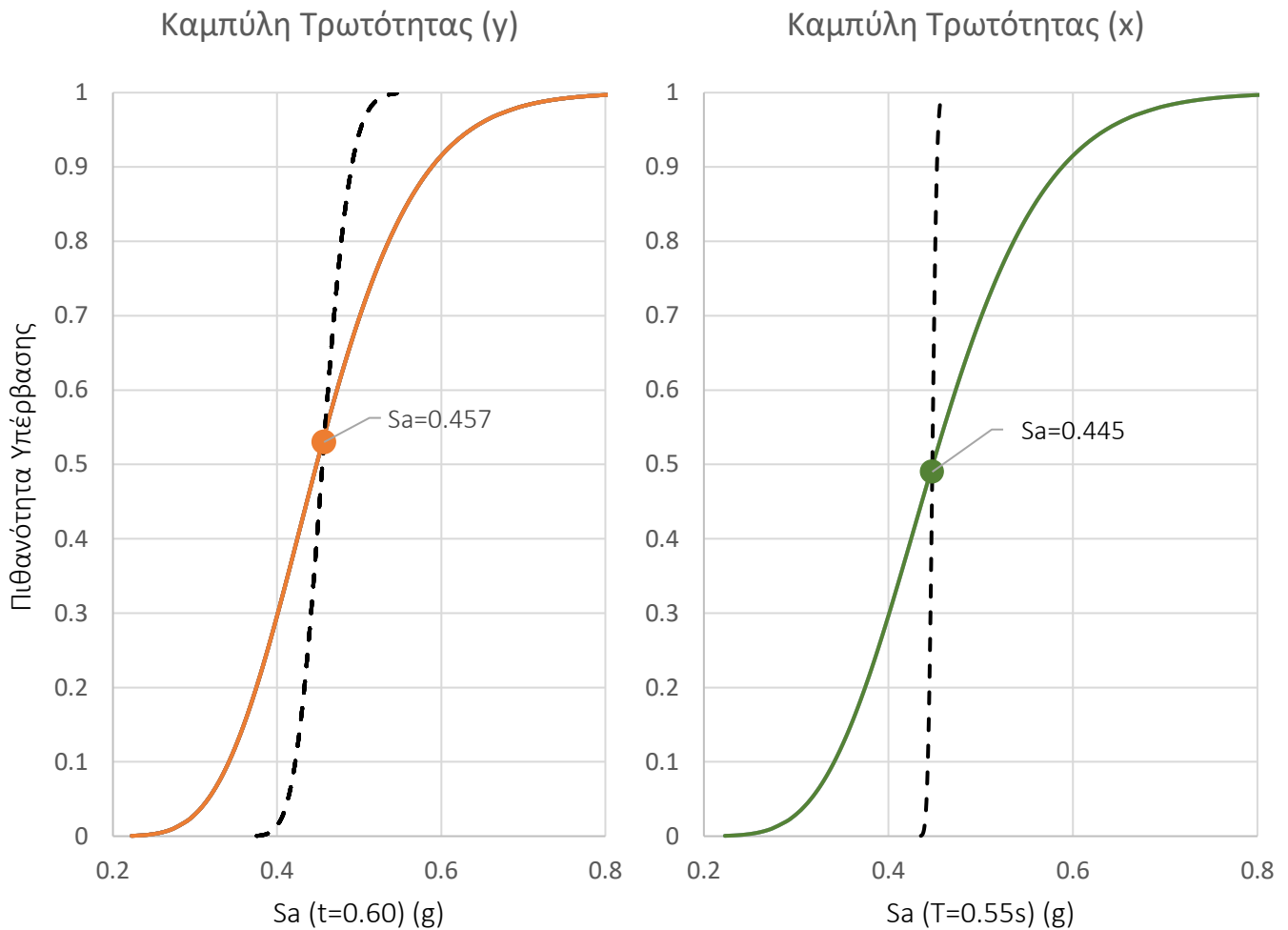
- Διεύθυνση x: $\theta_{roof,x} = 0.30\%$ για $PGA=0.12g$
- Δεύθυνση y: $\theta_{roof,y} = 0.35\%$ για $PGA=0.133g$

Σημειώνεται ότι για την παραπάνω ανάλυση ορίστηκαν πιθανοτικά όρια (probabilistic thresholds) της τάξης του 0.20 λόγω αβεβαιοτήτων στις τιμές των drifts. Τελικώς σχεδιάστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας κατά x και κατά y με τα χαρακτηριστικά που φαίνονται στον Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά Καμπυλών τρωτότητας

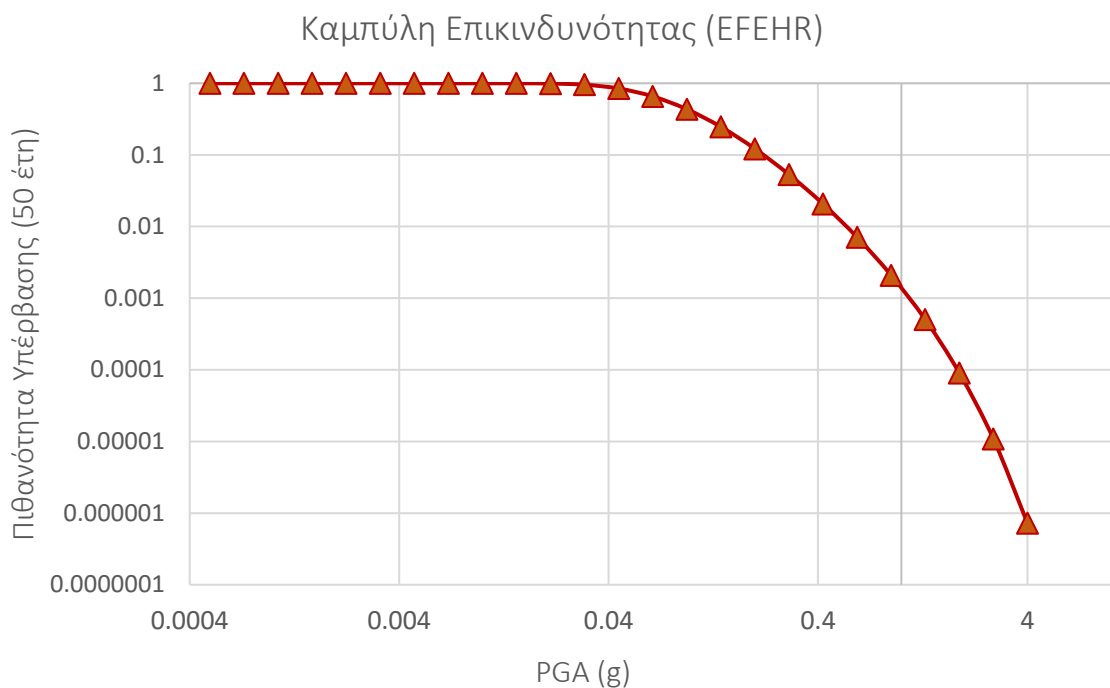
Διεύθυνση	μ	σ	median S_a
Κατά x	-0.810	0.203	0.445
Κατά y	-0.803	0.213	0.457

Παρακάτω παρουσιάζονται και γραφικά οι καμπύλες τρωτότητας του φορέα στο Σχήμα 4.3. Για λόγους πληρότητας σχεδιάζονται με και χωρίς τα πιθανοτικά όρια.



Σχήμα 4.3: Καμπύλες Τρωτότητας κατά x και y

Στη συνέχεια κατασκευάστηκε η καμπύλη επικινδυνότητας της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή περιγράφει την πιθανότητα υπέρβασης για διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης ανάλογα με την περιοχή που βρίσκεται η κατασκευή. Τα δεδομένα λήφθηκαν από την ιστοσελίδα του EFEHR για την περιοχή της Αγίας Παρασκευής στην οποία βρίσκεται το παρόν κτήριο. Η καμπύλη είναι σε όρους επιτάχυνσης εδάφους (PGA) έναντι πιθανότητας υπέρβασης για διάστημα 50 ετών και παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.4.



Σχήμα 4.4: Καμπύλη επικινδυνότητας κατά EFEHR (Αγ. Παρασκευή)

4.3 Κόστος Επισκευών

4.3.1 Δομικά Στοιχεία

Μετά τον προσδιορισμό των καμπυλών τρωτότητας της κατασκευής, ορίστηκαν τα κόστη επισκευής των επιμέρους στοιχείων του φέροντος οργανισμού για διαφορετικά επίπεδα βλαβών σε €/m². Για τα φέροντα στοιχεία και τις τοιχοποιίες ορίζονται τρία (3) επίπεδα βλάβης, ενώ για τα υαλοπετάσματα ένα, η αντικατάστασή τους. Τα επίπεδα βλαβών για κάθε τύπο δομικού στοιχείου και το αντίστοιχο κόστος αντικατάστασης παρουσιάζονται παρακάτω:

Πίνακας 4.2: Κόστη αποκατάστασης δομικών στοιχείων (ανά m²)

	Απλη Ρηγμάτωση (€/m ²)	Σημαντική Τοπική Βλάβη (€/m ²)	Σοβαρή Βλάβη (€/m ²)
Υποστυλώματα/ Τοιχία	339.17 €	250.06 €	291.01 €
Δοκοί	339.17 €	182.53 €	291.01 €
Τοίχοποιία	100.67 €	158.88 €	197.66 €
Υαλοπίνακες	-	-	240.00 €

Οι παραπάνω τιμές ελήφθησαν από τους υπολογισμούς της Παππά (2019)

Για την απλοποίηση της διαδικασίας της εκτίμησης των σεισμικών απωλειών της κατασκευής, αντί να γίνουν υπολογισμοί για όλους τους διαφορετικούς τύπους φερόντων στοιχείων, επιλέχθηκε να οριστούν μόνο οι εξής:

- Τετραγωνικό Υποστύλωμα
- Ορθογωνικό Υποστύλωμα
- Τοίχωμα
- Δοκός

Η κοστολόγηση για το κάθε ένα έγινε με βάση τις μέσες τους διαστάσεις. Έτσι προκύπτει τελικά ο πίνακας τιμών για τα φέροντα στοιχεία.

Πίνακας 4.3: Πίνακας τιμών αποκατάστασης φερόντων στοιχείων

	Μέση Διατομή (cm x cm)	Μέσο Μήκος (m)	Απλή Ρηγμάτωση	Σημαντική Τοπική Βλάβη	Σοβαρή Βλάβη
Τετραγωνικό Υπ.	42x42	2.70	1,538.48 €	1,134.27 €	1,320.02 €
Ορθογωνικό Υπ.	61x31	2.70	1,685.00 €	1,242.30 €	1,445.74 €
Τοίχωμα	145x24	2.70	3,095.27 €	2,282.05 €	2,655.76 €
Δοκοί	22x60	4.00	1,383.81 €	744.72 €	1,187.32 €

4.3.2 Μη δομικά Στοιχεία

Για την εκτίμηση του κόστους των επισκευών στα μη δομικά στοιχεία της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν οι βιβλιοθήκες του προγράμματος PACT. Συγκεκριμένα τα μη δομικά στοιχεία που ορίζονται απλοποιητικά είναι τα εξής:

- Ανελκυστήρας
- Σωληνώσεις Ύδρευσης
- Σύστημα διανομής ηλεκτρικού ρεύματος

Παρακάτω φαίνονται τα κόστη για κάθε επίπεδο βλάβης ανά στοιχείο.

Πίνακας 4.4: Κόστη αποκατάστασης μη δομικών στοιχείων

	Μικρή Βλάβη	Μεσαία Βλάβη	Εκτενής Βλάβη
Ανελκυστήρας	1,600.00 €	16,400.00 €	24,000.00 €
Σύστημα Διανομής Ηλεκτρικού Ρεύματος	-	-	12,058.00 €
Σωληνώσεις Ύδρευσης (κόστος ανά τρέχον m)	1.05 €	-	9.56 €

4.4 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών

Η εκτίμηση των σεισμικών απωλειών γίνεται με το αμερικάνικο πρόγραμμα PACT, σύμφωνα με τη μεθοδολογία FEMA P-58. Το PACT συνεκτιμά τα δεδομένα που αναλύθηκαν στο παρόν κεφάλαιο και σε συνδυασμό με κάποια βασικά στοιχεία για το κτήριο πραγματοποιεί την οικονομοτεχνική ανάλυση.

4.4.1 Μοντελοποίηση PACT

Αρχικά εισάγονται στο πρόγραμμα κάποια βασικά γεωμετρικά στοιχεία για την κατασκευή όπως ο αριθμός των ορόφων της, το ύψος και το εμβαδόν του καθενός. Επίσης εισάγονται και κάποια γενικά οικονομικά στοιχεία κατά προσέγγιση. Αυτά είναι το συνολικό κόστος της κατασκευής, το οποίο ορίστηκε στα 3,740,000 €, με θεώρηση 1500 €/m², καθώς και το κόστος αποκατάστασης του σκελετού του κτηρίου που επιλέχθηκε να είναι το 50% του συνολικού, δηλαδή 1,870,000 €. Επίσης, σημειώνεται και το όριο βλαβών στο οποίο θα προτιμηθεί η πλήρης αντικατάσταση της κατασκευής από την επισκευή της (60%).

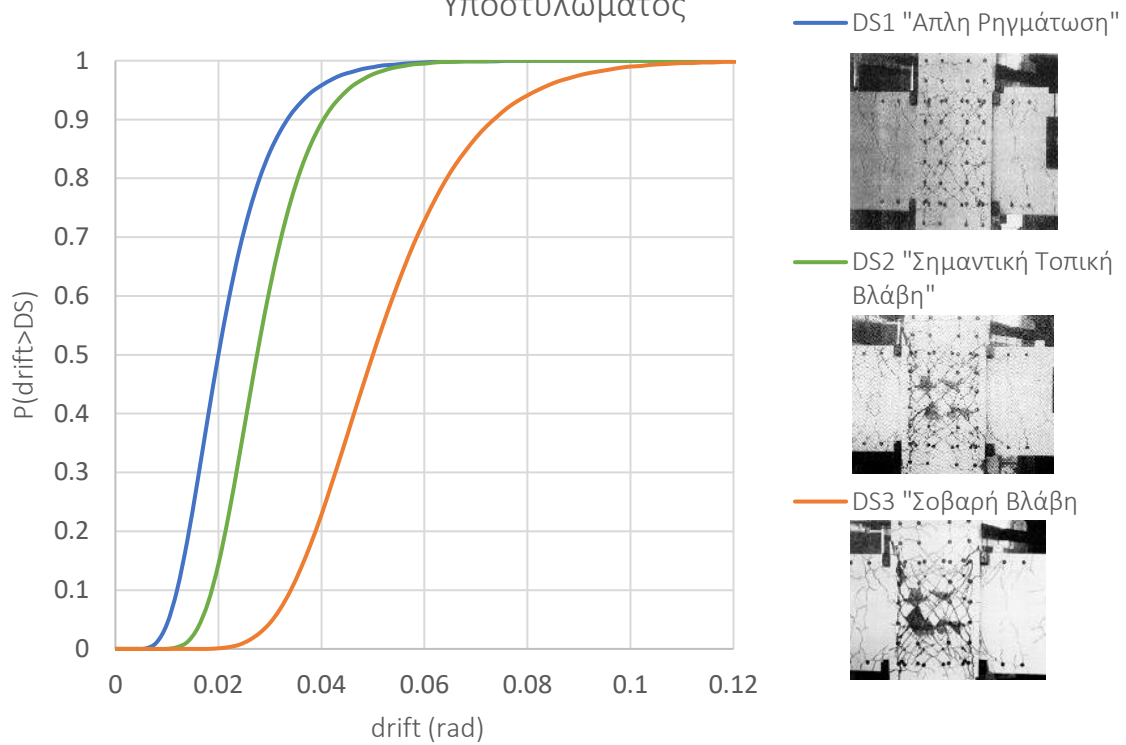
Στη συνέχεια ορίζονται τα επιμέρους στοιχεία της κατασκευής με τον αριθμό τους ανά διεύθυνση. Το PACT δεν κοστολογεί τα υποστυλώματα σαν κόμβους και όχι το κάθε ένα ξεχωριστά. Συνεπώς στο κόστος κάθε κόμβου συνυπολογίζονται και οι δοκοί που συντρέχουν σε αυτόν. Για την κάλυψη κάθε πιθανού συνδυασμού τύπου κόμβου εισάγονται οι παρακάτω τύποι κόμβου στο πρόγραμμα (κατά x και y):

- Κόμβος με τετραγωνικό υποστύλωμα και δοκό μονόπλευρα
- Κόμβος με τετραγωνικό υποστύλωμα και δοκούς αμφίπλευρα
- Κόμβος με ορθογωνικό υποστύλωμα και δοκό μονόπλευρα
- Κόμβος με ορθογωνικό υποστύλωμα και δοκούς αμφίπλευρα

Επίσης ορίζονται τα τοιχώματα της κατασκευής, οι τοιχοποιίες, καθώς και τα μη δομικά στοιχεία που αναλύθηκαν παραπάνω.

Κάθε ένα από αυτά τα στοιχεία έχει διαφορετικά κριτήρια αστοχίας, επίπεδα βλαβών και αβεβαιότητες. Για παράδειγμα ένας κόμβος με τετραγωνικό υποστύλωμα υπόκειται απλή ρηγμάτωση για μέση τιμή $drift_1=0.02$ rad και διασπορά $\sigma=0.40$, σημαντικές βλάβες για $drift_2=0.0275$ rad ($\sigma=0.30$) ενώ για σοβαρή βλάβη για $drift_3=0.05$ rad ($\sigma=0.3$). Έτσι, κάθε στοιχείο έχει τη δικιά του καμπύλη τρωτότητας για κάθε επίπεδο βλάβης όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.5.

Καμπύλες Τρωτότητας Κόμβου Τετραγωνικού Υποστυλώματος



Σχήμα 4.5: Καμπύλες Τρωτότητας Κόμβου Τετραγωνικού Υποστυλώματος

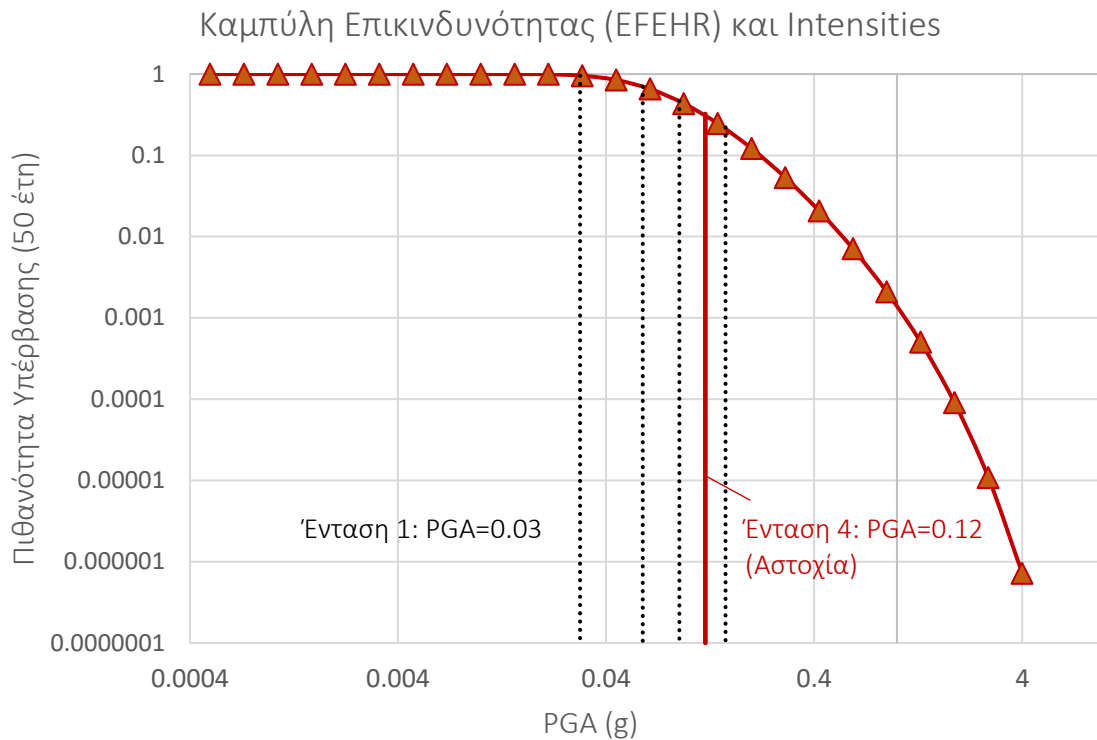
Στην επόμενη σελίδα παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 4.5, όλα τα στοιχεία που ορίστηκαν στο πρόγραμμα, τα κριτήρια αστοχίας τους, τα επίπεδα βλαβών τους αλλά και το κόστος αυτών. Σημειώνεται ότι τελικώς το κόστος τοιχοποιίας συνυπολογίστηκε με το κόστος της αντικατάστασης υαλοπινάκων σε ένα στοιχείο θεωρώντας αναλογία επιφάνειας 70% τοιχοποιία – 30% υαλοπίνακες. Επίσης, γίνεται η θεώρηση ότι το κόστος αποκατάστασης μιας βλάβης βαίνει μειούμενο καθώς το πλήθος των στοιχείων προς αντικατάσταση μεγαλώνει. Έτσι για μεγάλες ποσότητες αντικατάστασης θεωρείται μείωση της τιμής αποκατάστασης κατά 20%

Πίνακας 4.5: Τρωτότητα – Κόστος αποκατάστασης στοιχείων

Στοιχείο	Κριτήριο Αστοχίας	DS1			DS2			DS3		
		Κόστος	μ	σ	Κόστος	μ	σ	Κόστος	μ	σ
Τετραγωνικό Υπ. -δοκός μονόπλευρα	drift	2,922.29 €	0.02	0.4	1,878.99 €	0.0275	0.3	2,507.34 €	0.05	0.3
Τετραγωνικό Υπ. -δοκός αμφίπλευρα	drift	4,306.10 €	0.02	0.4	2,623.72 €	0.025	0.3	3,694.66 €	0.035	0.3
Ορθογωνικό Υπ. -δοκός μονόπλευρα	drift	3,068.81 €	0.02	0.4	1,987.02 €	0.0275	0.3	2,633.06 €	0.05	0.3
Ορθογωνικό Υπ. -δοκός αμφίπλευρα	drift	4,452.62 €	0.02	0.4	2,731.74 €	0.025	0.3	3,820.38 €	0.5	0.3
Τοίχωμα	drift	3,095.27 €	0.0033	0.35	2,282.05 €	0.005	0.2	2,655.76 €	0.008	0.2
Τοίχοποιία	drift	100.67 € /m ²	0.0033	0.86	158.88 € /m ²	0.005	0.77	197.66 € /m ²	0.007	0.7
Ανελκυστήρας	acc	1,600.00 €	0.5	0.3	16,400.00 €	0.5	0.3	24,000.00 €	0.5	0.3
Σύστημα Διανομής Ηλεκτρικού Ρεύματος	acc	-	-	-	-	-	-	12,058.00 €	2.16	0.45
Σωληνώσεις Ύδρευσης	acc	319.00 € /m	-	0.6	-	-	0.5	2,915.00 € /m	2.4	0.6

Στη συνέχεια εισάγονται στο πρόγραμμα τα στοιχεία της καμπύλης τρωτότητας, όπως υπολογίστηκαν από το SPO2FRAG. Η πρώτη αστοχία του φορέα είναι κατά τη διεύθυνση x συνεπώς ορίζεται αυτή η καμπύλη τρωτότητας με μέση φασματική επιτάχυνση κατάρρευσης $S_a=0.445$ και διασπορά $\sigma=0.203$ (βλ. Πίνακα (4.1)).

Οι σεισμικές απώλειες της κατασκευής υπολογίστηκαν για 5 σενάρια σεισμικών διεγέρσεων τα οποία ορίστηκαν κατά την κρίση του μελετητή. Το κριτήριο επιλογής των σεναρίων είναι το επίπεδο της πρώτης διατμητικής αστοχίας του φορέα. Έτσι επιλέχθηκαν σεισμικές δράσεις ίσες με το 25%, 50%, 75%, 100% και 125% αυτής και υπολογίστηκαν και οι αντίστοιχες πιθανότητες εμφάνισης τους, όπως φαίνεται και στο Σχήμα (4.6).



Σχήμα 4.6: Επίπεδα ελέγχου σεισμικής δράσης (Intensities)

Για τον προσδιορισμό των σεισμικών απωλειών της κατασκευής πρέπει να γίνει αντιστοίχιση των επιπέδων σεισμικής έντασης με τις συνέπειες που αυτά έχουν για την κατασκευή. Αυτές οι συνέπειες ορίζονται σε όρους ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων (interstory drifts) και μέγιστων επιταχύνσεων ανά όροφο (PFA). Τα interstory drifts για κάθε επίπεδο λαμβάνονται από την ανελαστική ανάλυση του κτηρίου (Seisbuild), ενώ οι επιταχύνσεις ανά όροφο εκτιμήθηκαν με τη μεθοδολογία της FEMA (Simplified Method). Παρουσιάζονται αναλυτικά στους Πίνακες 4.6-4.9.

Πίνακας 4.6: Μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων (κατά x)

Όροφος	Ένταση 1 (0.25*0.12g)	Ένταση 2 (0.5*0.12g)	Ένταση 3 (0.75*0.12g)	Ένταση 4 (0.12g)	Ένταση 5 (1.25*0.12g)
6ος	0.066	0.133	0.199	0.266	0.332
5ος	0.058	0.117	0.175	0.233	0.292
4ος	0.053	0.106	0.159	0.211	0.264
3ος	0.049	0.099	0.148	0.198	0.247
2ος	0.048	0.095	0.143	0.191	0.238
1ος	0.047	0.095	0.142	0.190	0.237
Ισόγειο	0.030	0.060	0.090	0.120	0.150

Πίνακας 4.7: Μέγιστες ανηγμένες μετακινήσεις ορόφων (κατά x)

Όροφος	Ένταση 1 (0.25*0.12g)	Ένταση 2 (0.5*0.12g)	Ένταση 3 (0.75*0.12g)	Ένταση 4 (0.12g)	Ένταση 5 (1.25*0.12g)
5ος	0.28%	0.22%	0.17%	0.11%	0.06%
4ος	0.34%	0.27%	0.21%	0.14%	0.07%
3ος	0.42%	0.33%	0.25%	0.17%	0.08%
2ος	0.46%	0.37%	0.28%	0.19%	0.09%
1ος	0.45%	0.36%	0.27%	0.18%	0.09%
Ισόγειο	0.28%	0.22%	0.17%	0.11%	0.06%

Πίνακας 4.8: Μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων (κατά y)

Όροφος	Ένταση 1 (0.25*0.133g)	Ένταση 2 (0.5*0.133g)	Ένταση 3 (0.75*0.133g)	Ένταση 4 (0.133g)	Ένταση 5 (1.25*0.133g)
6ος	0.074	0.147	0.221	0.295	0.368
5ος	0.065	0.129	0.194	0.259	0.323
4ος	0.059	0.117	0.176	0.234	0.292
3ος	0.055	0.109	0.164	0.219	0.273
2ος	0.053	0.106	0.158	0.211	0.264
1ος	0.053	0.105	0.158	0.210	0.263
Ισόγειο	0.033	0.067	0.100	0.133	0.166

Πίνακας 4.9: Μέγιστες ανηγμένες μετακινήσεις ορόφων (κατά y)

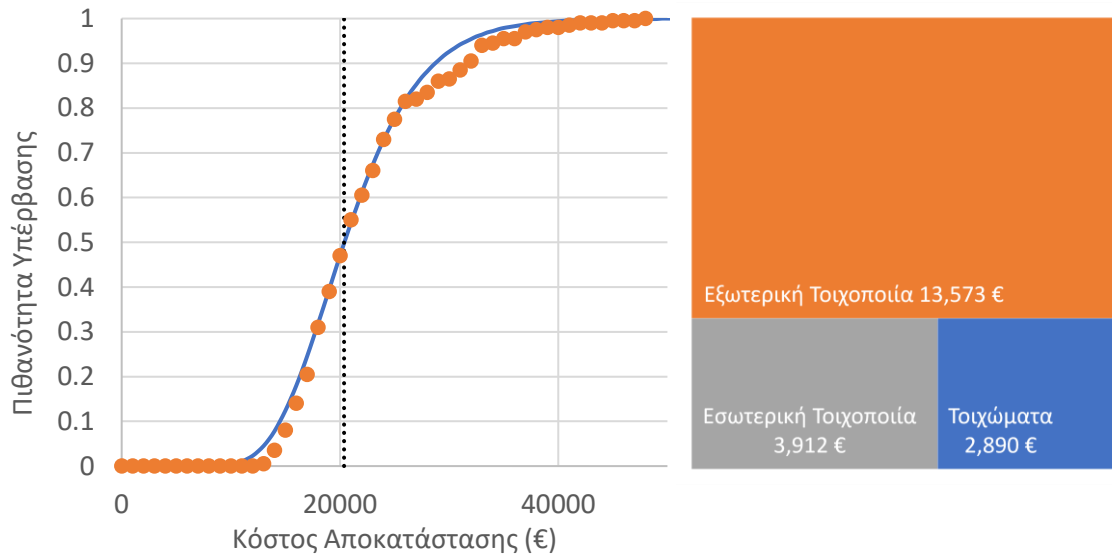
Όροφος	Ένταση 1 (0.25*0.133g)	Ένταση 2 (0.5*0.133g)	Ένταση 3 (0.75*0.133g)	Ένταση 4 (0.133g)	Ένταση 5 (1.25*0.133g)
5ος	0.28%	0.22%	0.17%	0.11%	0.06%
4ος	0.37%	0.30%	0.22%	0.15%	0.07%
3ος	0.48%	0.38%	0.29%	0.19%	0.10%
2ος	0.55%	0.44%	0.33%	0.22%	0.11%
1ος	0.55%	0.44%	0.33%	0.22%	0.11%
Ισόγειο	0.38%	0.31%	0.23%	0.15%	0.08%

4.4.2 Αποτελέσματα ανάλυσης PACT

Μετά την εισαγωγή όλων των δεδομένων, το πρόγραμμα πραγματοποιεί προσομοιώσεις τύπου Monte Carlo για κάθε σενάριο προς ανάλυση. Κάθε μέλος που έχει οριστεί στο PACT λαμβάνει μία τυχαία αντοχή, βάσει της καμπύλης τρωτότητας του. Αντίστοιχες τυχαίες τιμές λαμβάνονται και στις δράσεις (drifts, accelerations) και για κάθε σενάριο καταστρώνονται 200 μοντέλα, συνεπώς γίνονται 200 δοκιμές. Για κάθε μία από αυτές τις δοκιμές προσδιορίζεται το κόστος αποκατάστασης των βλαβών της κατασκευής και τελικά προκύπτει μία λογαριθμική καμπύλη επιτελεστικότητας (κόστος αποκατάστασης – πιθανότητα υπέρβασης).

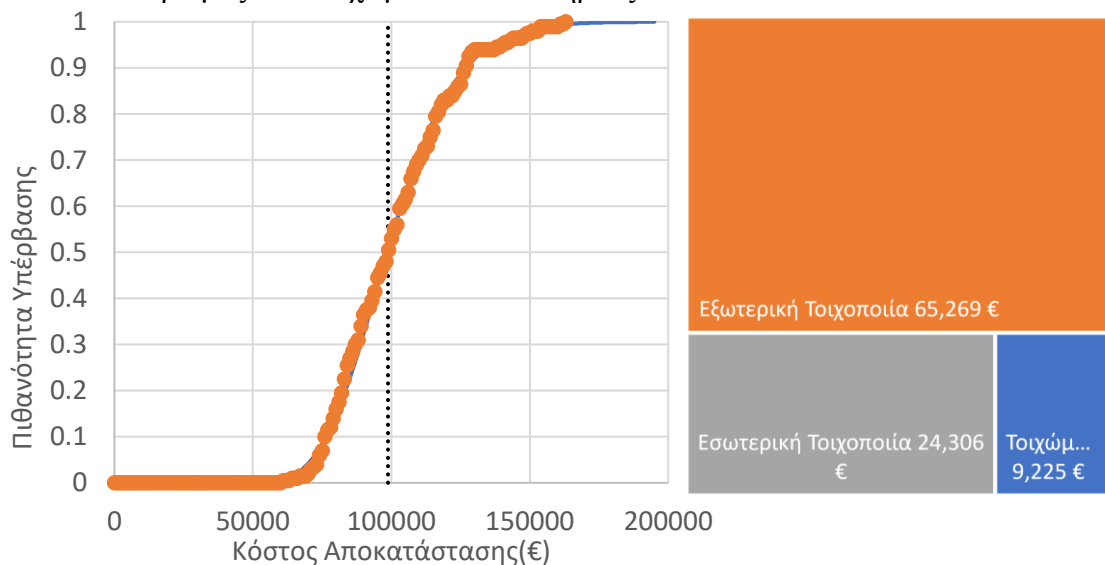
Η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται για τα 5 διαφορετικά επίπεδα σεισμικής διέγερσης που έχουν οριστεί και λαμβάνεται το μέσο κόστος αποκατάστασης. Συγκεκριμένα:

- Για το πρώτο σενάριο με $a_g=0.03$ g (πιθανότητα υπέρβασης 96% στα 50 έτη) το μέσο κόστος επισκευής ανέρχεται στα 20,400€, δηλαδή στο 0.57% του κόστους αντικατάστασης της κατασκευής. Για αυτό το επίπεδο δράσης, οι επισκευές αφορούν κυρίως μεμονωμένες τοιχοποιίες χωρίς μεγάλες ζημιές, καθώς και λίγα τοιχώματα στο κατώτερο επίπεδο βλάβης.



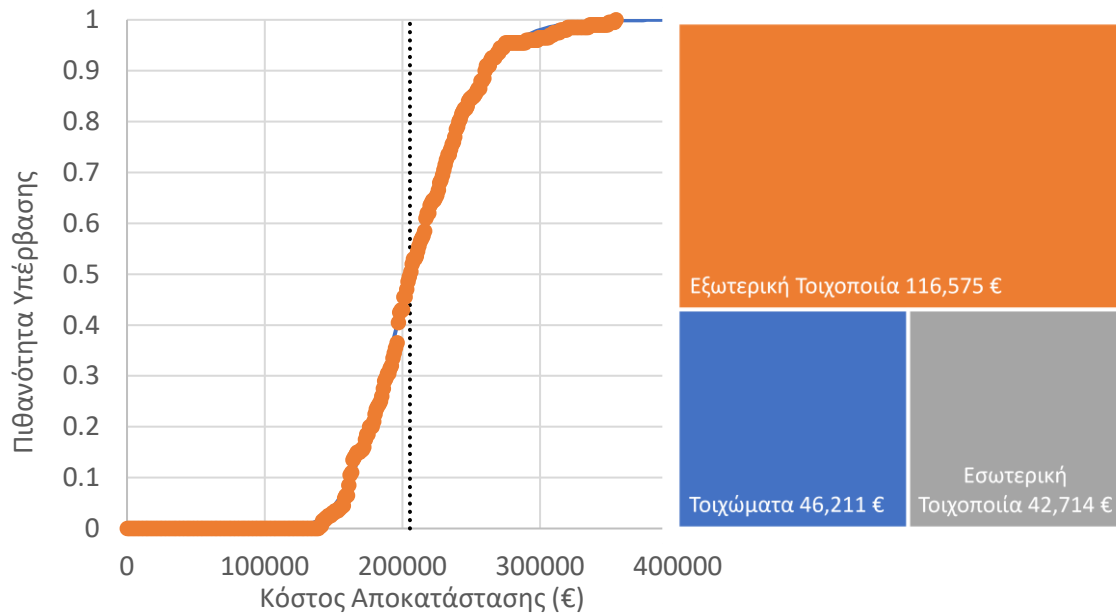
Σχήμα 4.7: Κόστος Αποκατάστασης – Ένταση 1 (0.03g)

- Για το δεύτερο σενάριο με $a_g=0.06$ g (πιθανότητα υπέρβασης 70% στα 50 έτη) το μέσο κόστος επισκευής ανέρχεται στα 99,000 €, δηλαδή στο 2.75% του κόστους αντικατάστασης της κατασκευής. Για αυτό το επίπεδο δράσης, οι επισκευές αφορούν αρκετές τοιχοποιίες, ενώ αυξάνεται και λίγο ο αριθμός των τοιχωμάτων που επηρεάζονται.



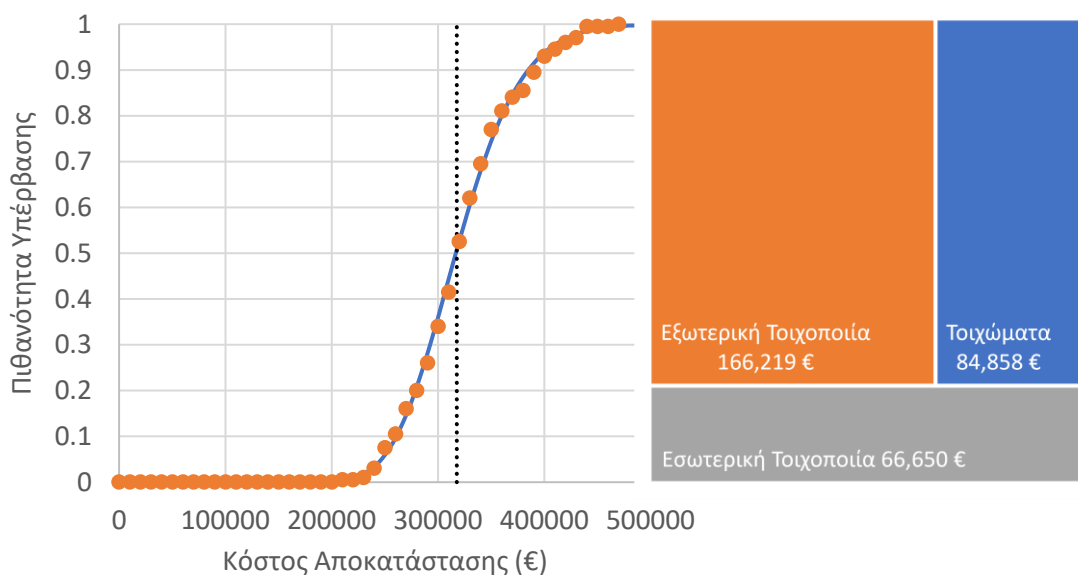
Σχήμα 4.8: Κόστος Αποκατάστασης – Ένταση 2 (0.06g)

- Για το τρίτο σενάριο με $a_g=0.09$ g (πιθανότητα υπέρβασης 47% στα 50 έτη) το μέσο κόστος επισκευής ανέρχεται στα 205,000 €, δηλαδή στο 5.69% του κόστους αντικατάστασης της κατασκευής.
Για αυτό το επίπεδο δράσης, οι επισκευές αφορούν μεγάλο κομμάτι της τοιχοποιίας της κατασκευής, ενώ παρατηρείται και σημαντική αύξηση των βλαβών στα τοιχώματα (κατώτερα επίπεδα βλάβης)



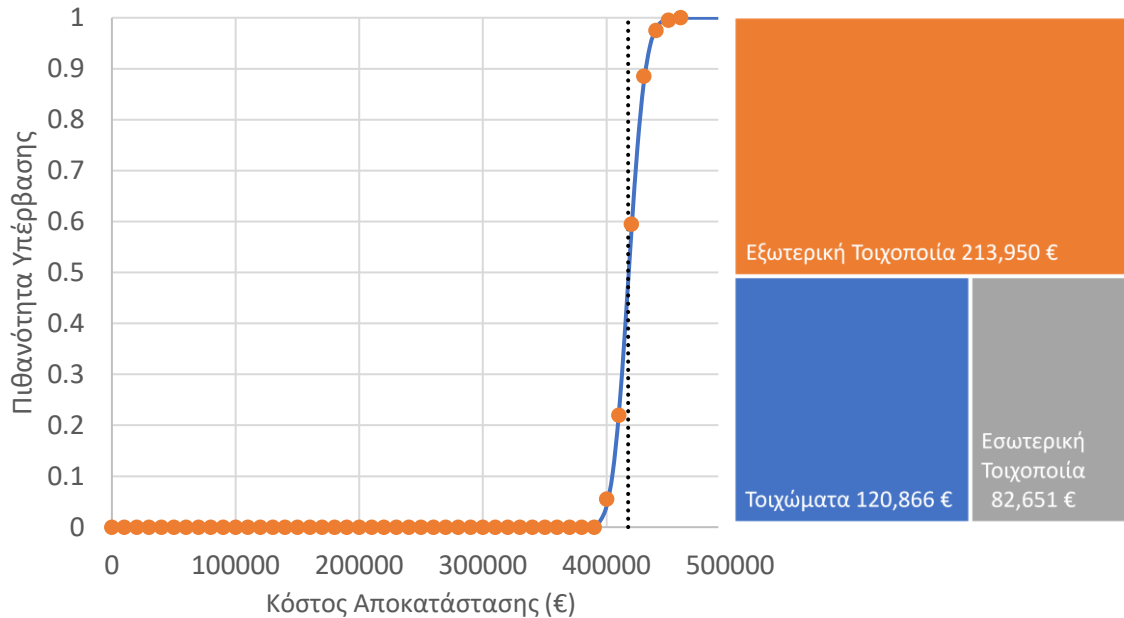
Σχήμα 4.9: Κόστος Αποκατάστασης – Ένταση 3 (0.09g)

- Για το τέταρτο σενάριο με $a_g=0.12$ g (πιθανότητα υπέρβασης 32% στα 50 έτη) το μέσο κόστος επισκευής ανέρχεται στα 318,000 €, δηλαδή στο 8.83% του κόστους αντικατάστασης της κατασκευής.
Για αυτό το επίπεδο δράσης, οι επισκευές αφορούν πάλι μεγάλο κομμάτι της τοιχοποιίας της κατασκευής. Παρατηρείται ακόμα μεγαλύτερη αύξηση των επηρεαζόμενων τοιχωμάτων.



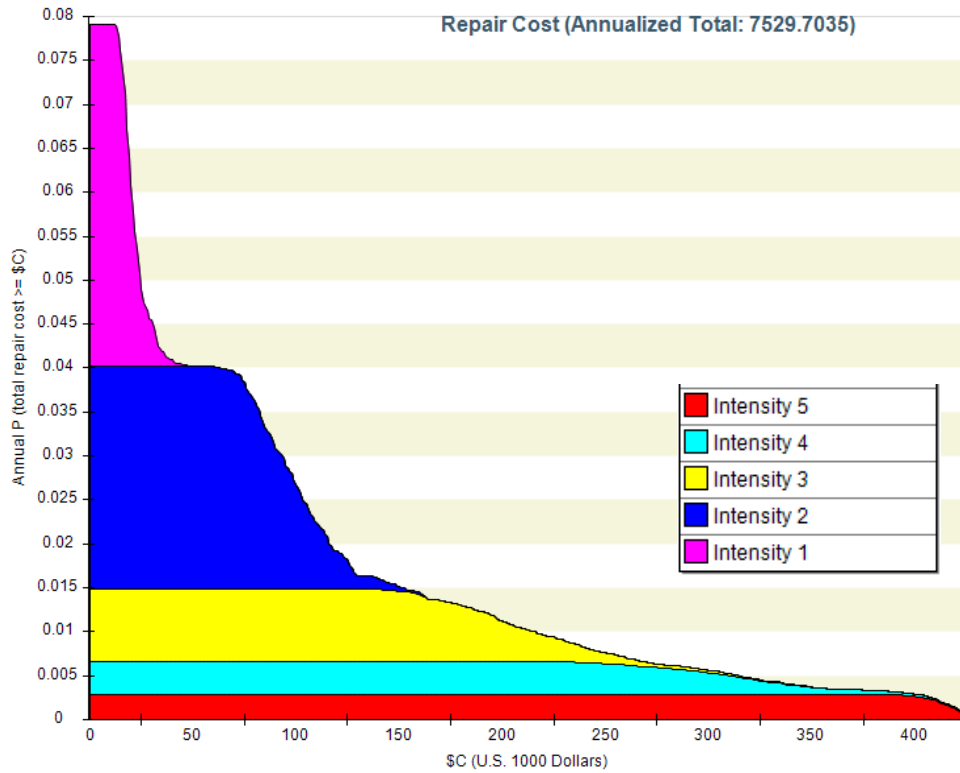
Σχήμα 4.9: Κόστος Αποκατάστασης – Ένταση 4 (0.12g)

- Για το πέμπτο σενάριο με $a_g=0.15$ g (πιθανότητα υπέρβασης 22% στα 50 έτη) το μέσο κόστος επισκευής ανέρχεται στα 417,000 €, δηλαδή στο 11.58% του κόστους αντικατάστασης της κατασκευής.
Για αυτό το επίπεδο δράσης, οι επισκευές αφορούν πια σχεδόν όλες τις τοιχοποιίες, αλλά και ένα αρκετά μεγάλο μέρος των τοιχωμάτων.

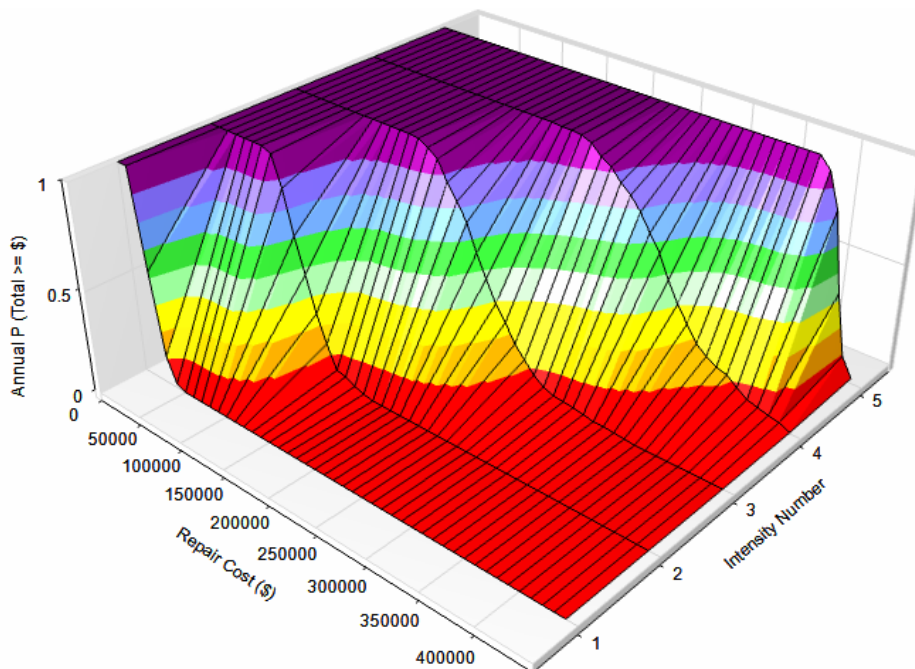


Σχήμα 4.10: Κόστος Αποκατάστασης – Ένταση 5 (0.15g)

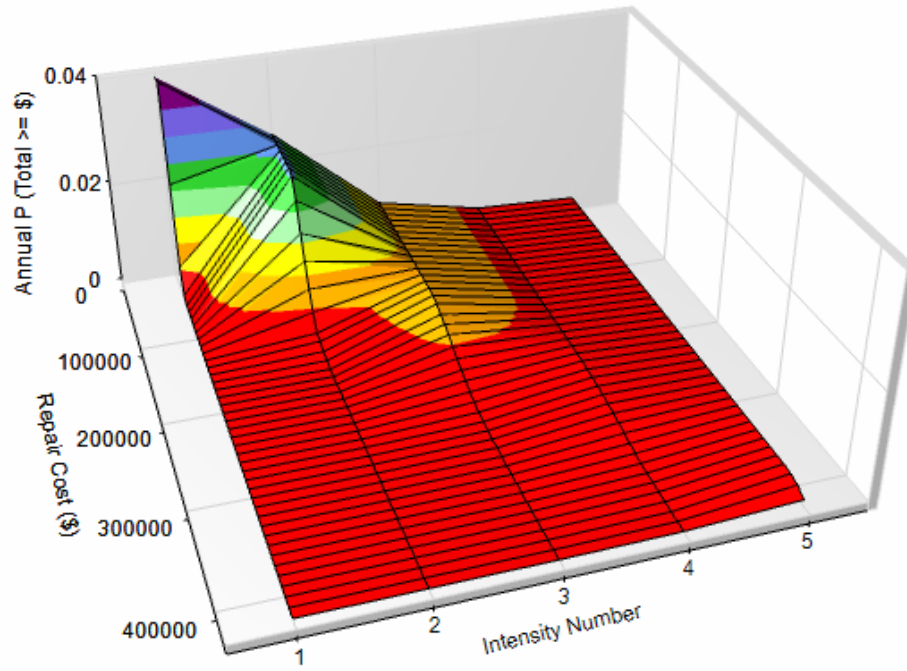
Τέλος, λαμβάνοντας υπόψιν τις περιόδους επαναφοράς κάθε σεναρίου, υπολογίζεται από το πρόγραμμα το μέσο ετήσιο κόστος αποκατάστασης βλαβών της κατασκευής, ίσο με περίπου 7,500 €, δηλαδή το 0.21% του συνολικού κόστους αντικατάστασης της κατασκευής. Στα Σχήματα 4.11-4.13 παρατίθενται τα δισδιάστατα και τρισδιάστατα γραφήματα της πιθανότητας μη υπέρβασης του κόστους αποκατάστασης για τα σενάρια 1-5.



Σχήμα 4.11: Ετήσια πιθανότητα μη υπέρβασης κόστους αποκατάστασης



Σχήμα 4.12: Επιφάνεια μη υπέρβασης κόστους αποκατάστασης για κάθε σενάριο (μη σταθμισμένη)



Σχήμα 4.12: Επιφάνεια μη υπέρβασης κόστους αποκατάστασης για κάθε σενάριο (σταθμισμένη στην καμπύλη επικινδυνότητας)

5 Ενίσχυση του Φορέα

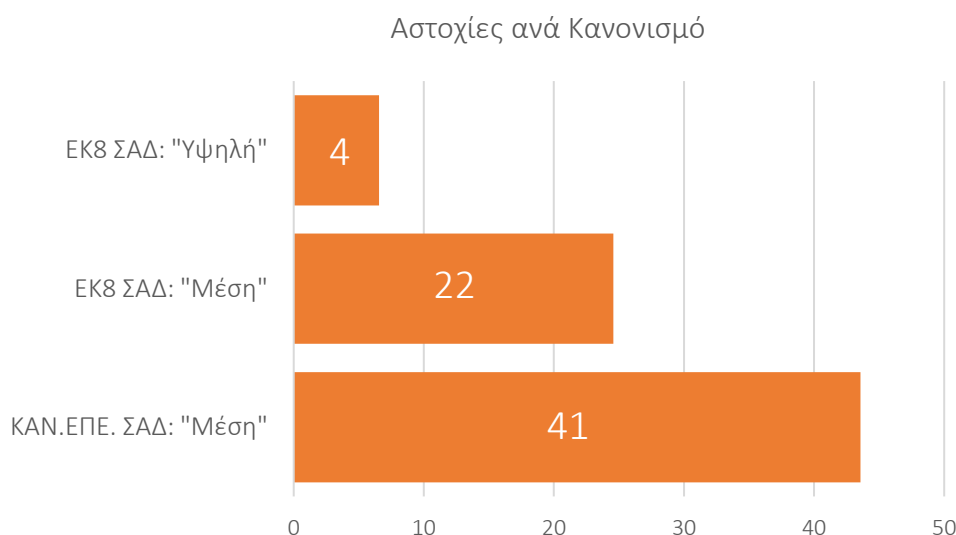
5.1 Διερεύνηση Ενίσχυσης

Η ενίσχυση της κατασκευής γίνεται βάσει των ελέγχων του Ευρωκώδικα 8 (ΕΚ-8). Σχεδόν όλες οι κατακόρυφες αστοχίες είναι στα τοιχία, διατμητικού τύπου, συνεπώς η χρήση ΕΚ8 κρίθηκε προτιμότερη από αυτή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο οποίος είναι ιδιαίτερα αυστηρός για τους συγκεκριμένους ελέγχους. Η επιλογή ευμενέστερων διατάξεων, συνεπάγεται λιγότερες ενισχύσεις και ακολούθως μικρότερο κόστος εφαρμογής.

Για την περαιτέρω μείωση των απαιτήσεων επιλέχθηκε να γίνει ανάλυση για Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) «Υψηλή» αντί για «Μέση». Για να επιτευχθεί αυτό πρέπει να γίνουν εργαστηριακές δοκιμές για την ποιότητα των υλικών της κατασκευής. Αυτή η διαδικασία έχει ένα επιπλέον κόστος, το οποίο όμως θα είναι σαφώς μικρότερο από τις επιπλέον ενισχύσεις που θα χρειαζόταν η κατασκευή για ΣΑΔ «Μέση». Στον Πίνακα (5.1) παρουσιάζονται καταστάσεις οι λόγοι εκμετάλλευσης για κάποια μέλη της κατασκευής και γίνεται σύγκριση μεταξύ των κανονισμών (Στάθμη Γ1) ενώ στο Σχήμα 5.1 φαίνονται πόσα στοιχεία αστοχούν για κάθε ανάλυση (SeisMobuild).

Πίνακας 5.1: Λόγοι εκμετάλλευσης ανά Κανονισμό

Στοιχείο	Όροφος	Λόγος Εκμετάλλευσης		
		ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΣΑΔ: "Μέση"	ΕΚ8 ΣΑΔ: "Μέση"	ΕΚ8 ΣΑΔ: "Υψηλή"
W23	1	2.61	1.19	1.09
W28	1	1.94	1.33	1.23



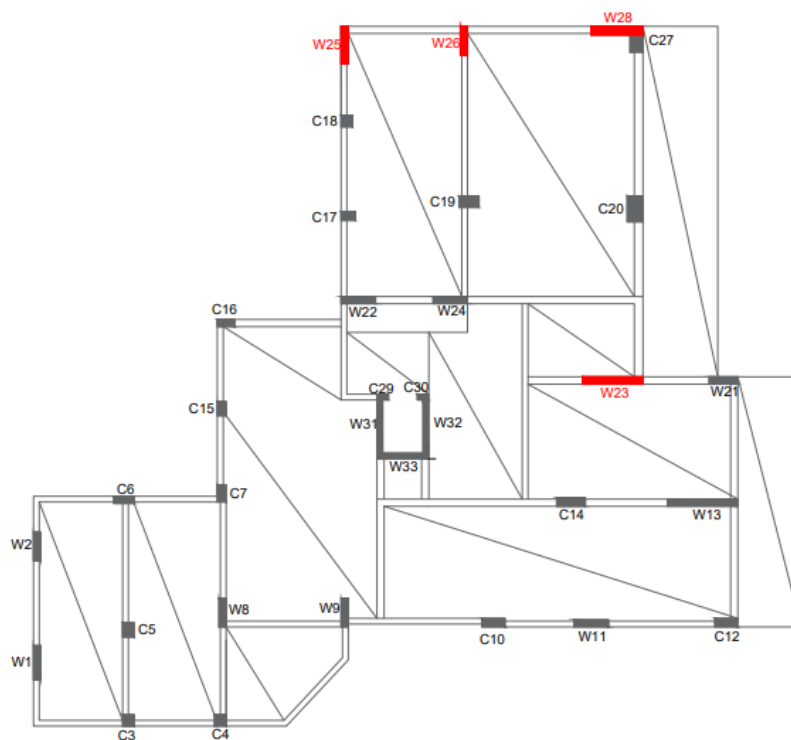
Σχήμα 5.1: Αριθμός αστοχιών ανά Κανονισμό

Η διαδικασία της ενίσχυσης είναι αρκετά σύνθετη και μπορεί να γίνει μόνο με δοκιμές (trial & error). Σε πρώτο στάδιο ορίστηκε ο τύπος ενίσχυσης. Όλες οι αστοχίες ήταν διατμητικού τύπου λόγω αστοχίας διατομής σκυροδέματος (και όχι λόγω ανεπαρκούς οπλισμού). Αυτό είναι λογικό καθώς ο φέρων οργανισμός είναι φτιαγμένος με σκυρόδεμα κατηγορίας C16/20. Έτσι κρίθηκε πως βέλτιστη λύση είναι η ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες κατηγορίας σκυροδέματος C30/37 και χάλυβες κατηγορίας S500.

Σε δεύτερο στάδιο γίνεται ανάλυση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης (Pushover κατά ΕΚ-8) και κάποιες εκτιμήσεις για τις ενισχύσεις βάσει αυτών. Στον Πίνακα 5.2 παρουσιάζονται αναλυτικά τα στοιχεία που αστοχούν κατά ΕΚ-8 με ΣΑΔ «Υψηλή» (Στάθμη Γ1)

Πίνακας 5.2: Αστοχία σε έλεγχο Τέμνουσας (Στάθμη Γ1)

Στοιχείο	Όροφος	Απαίτηση	Δράση	Λόγος Εκμετάλλευσης	Σεισμικός Συνδυασμός
W28	1	2077.19	1691.04	1.228	Uniform -X +eccY
W26	1	742.37	1.094	Uniform +Y +eccX	
W23	1	1795.92	1649.16	1.089	Uniform -X -eccY
W25	1	870.54	826.93	1.053	Uniform +Y +eccX

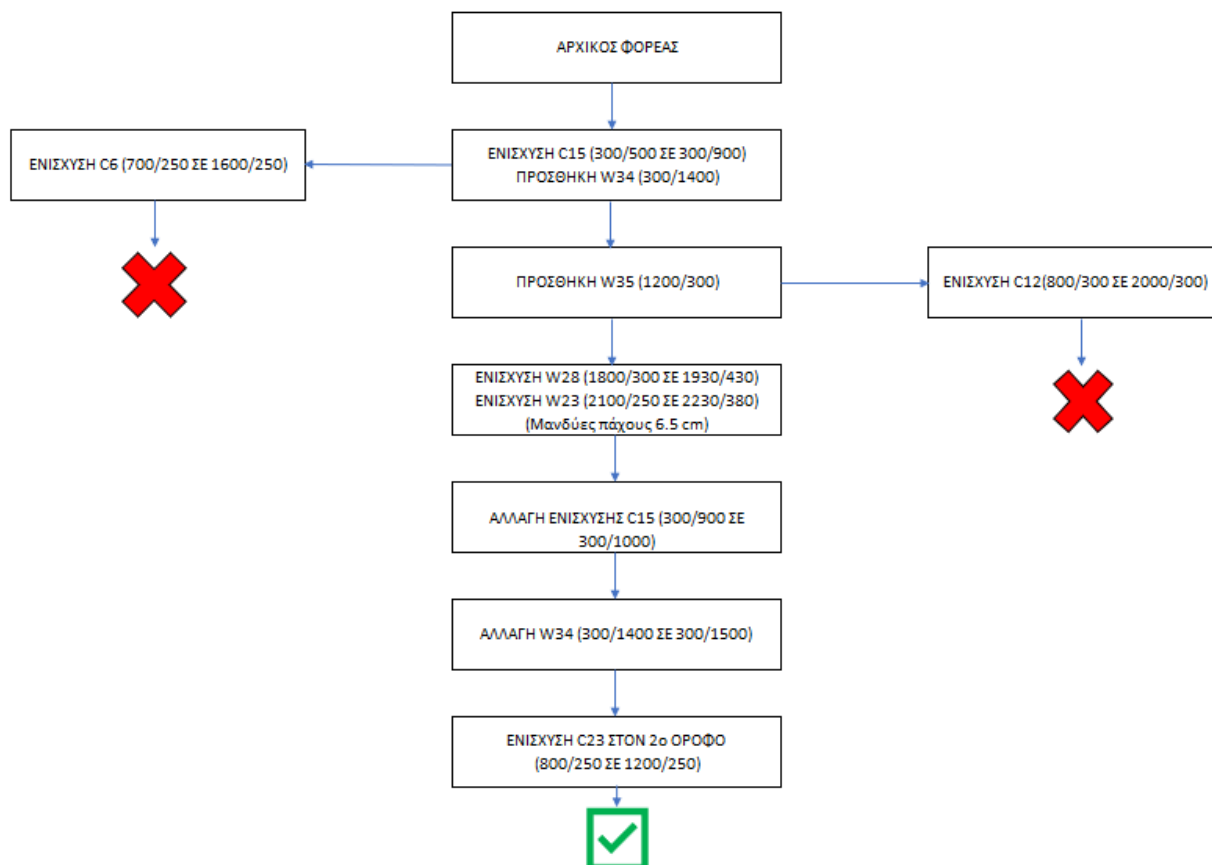


Σχήμα 5.2: Σκαρίφημα αστοχιών σε τέμνουσα (Ισόγειο)

Ο φορέας παρουσιάζει αστοχίες στο ισόγειο, τόσο κατά x, όσο και κατά y οι οποίες παρουσιάζονται και σε σκαρίφημα στο σχήμα (5.2). Συνεπώς είναι σαφές πως πρέπει να γίνουν ενισχύσεις και στις δύο διευθύνσεις.

Δοκιμάστηκαν πολλοί διαφορετικοί συνδυασμοί ενίσχυσης της κατασκευής, με κύριο γνώμονα την διατήρηση του κέντρου διάτμησης στην περιοχή του κλιμακοστασίου. Αυτό προϋπέθετε συμμετρική ενίσχυση, ώστε να μην δημιουργηθούν μεγάλες εκκεντρότητες, συνεπώς και αυξήσεις των δυνάμεων στα άκρα.

Στο σχήμα (5.3) περιγράφεται με ένα διάγραμμα όλη η διαδικασία βήμα προς βήμα.



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα μεθοδολογίας ενίσχυσης

Οι ενισχύσεις έγιναν κατά κύριο λόγο στους πρώτους δύο ορόφους (ισόγειο, 1^{ος}), καθώς παραπάνω οι διατομές επαρκούσαν. Εξάιρεση αποτελεί η ενίσχυση του υποστυλώματος C15 που διεκόπη στο ισόγειο, καθώς και αυτή του C23 στον 2^ο όροφο. Επίσης το W34 συνεχίζει μέχρι τον 2^ο όροφο.

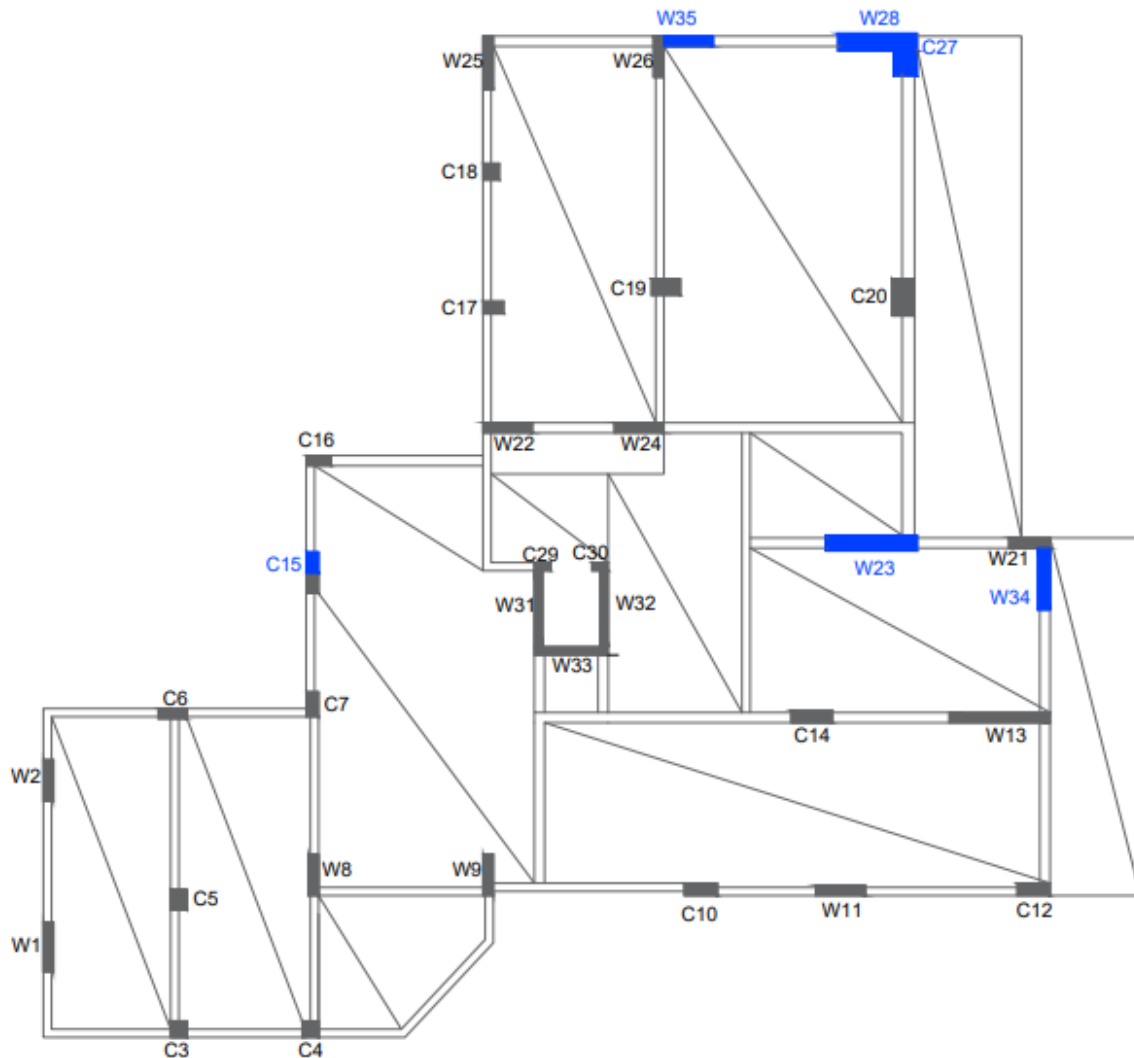
5.2 Τεχνικά Χαρακτηριστικά Ενίσχυσης - Σκαριφήματα

Οι ενισχύσεις του φορέα επιλέχθηκε να γίνουν με σκυρόδεμα C30/37 και χάλυβα κατηγορίας B500C. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η προμελέτη ενίσχυσης της κατασκευής έγινε με κύριο γνώμονα την ελαχιστοποίηση του κόστους, συνεπώς προτιμήθηκαν οι εγχύσεις σκυροδέματος, από τις ενισχύσεις με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite). Αυτό δεν ήταν παντού εφικτό, έτσι τα τοιχώματα W23 και W28-C27 επιλέχθηκε αναγκαστικά να ενισχυθούν με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Στον

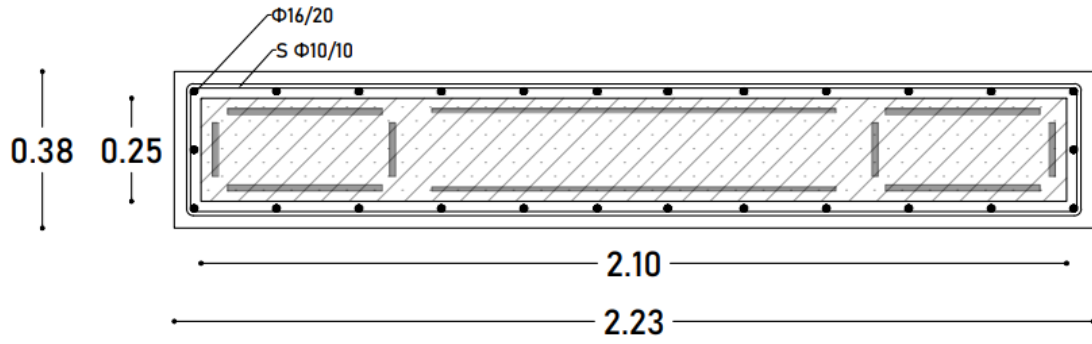
Πίνακα 5.3 παρουσιάζονται αναλυτικά οι διατομές που ενισχύθηκαν και ακολουθούν τα σκαριφήματα τους.

Πίνακας 5.3: Ενισχύσεις φορέα

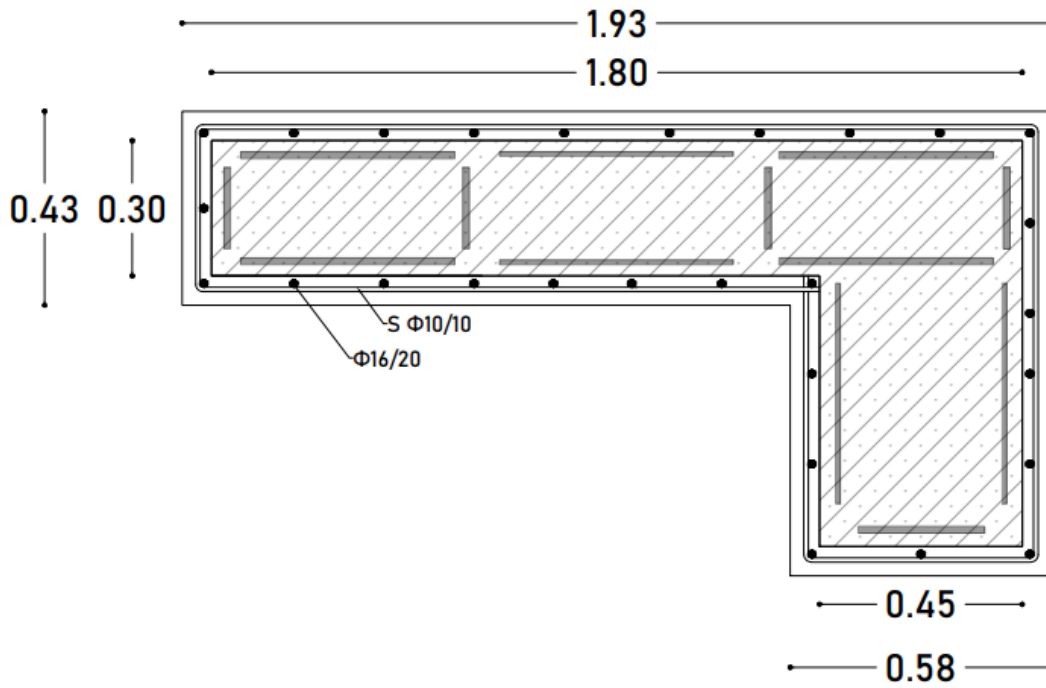
Μέλος	Τρόπος Ενίσχυσης	Αρχικές Διαστάσεις (mm/mm)	Ενίσχυση
C15	Έγχυση	300/500	300/1000
W34	Έγχυση	-	300/1500
W35	Έγχυση	-	300/1200
W28-C27	Gunite	1800/300	1930/430
W23	Gunite	2100/250	2230/380
C28	Έγχυση	800/250	1200/250



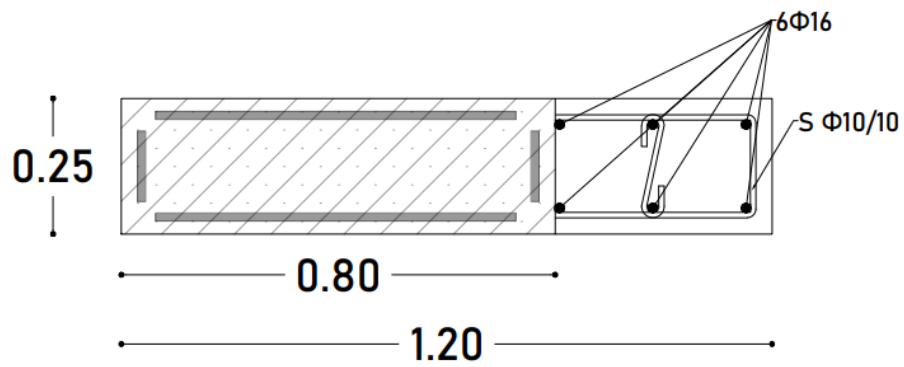
Σχήμα 5.4: Ξυλότυπος ισογείου - Ενισχύσεις



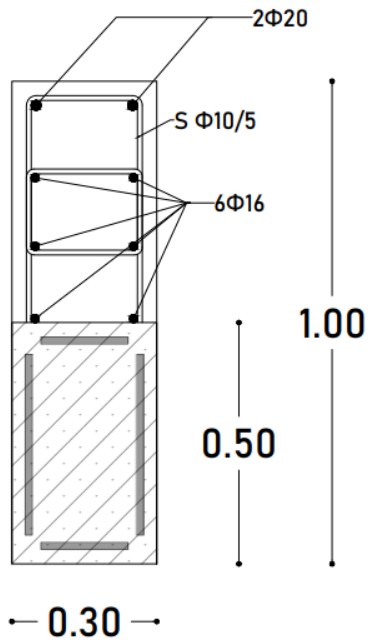
Σχήμα 5.5: Ενίσχυση W23



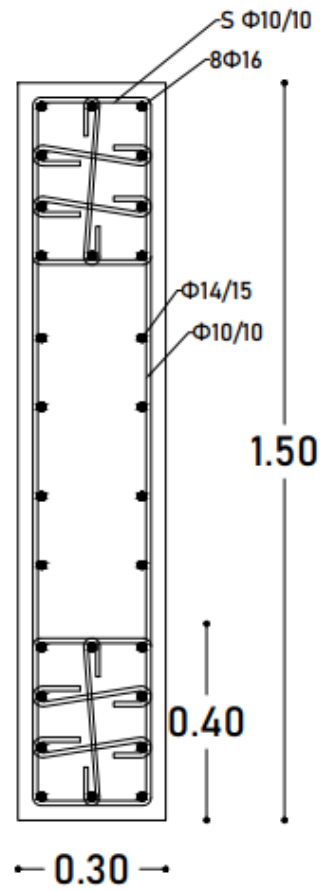
Σχήμα 5.6: Ενίσχυση W28 / C27



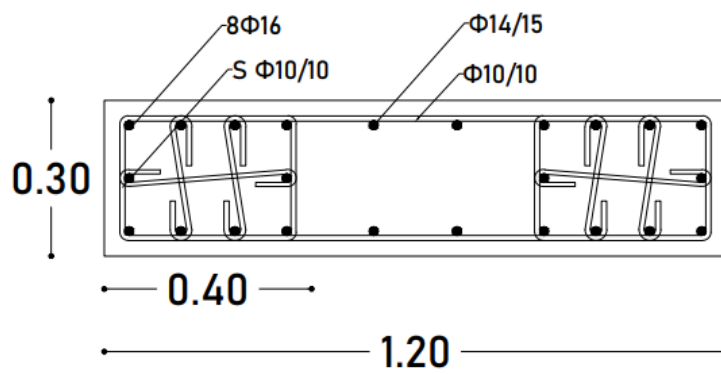
Σχήμα 5.7: Ενίσχυση C23



Σχήμα 5.8: Ενίσχυση C15



Σχήμα 5.9: Προσθήκη W34



Σχήμα 5.10: Προσθήκη W35

5.3 Εκτίμηση Κόστους ενισχύσεων

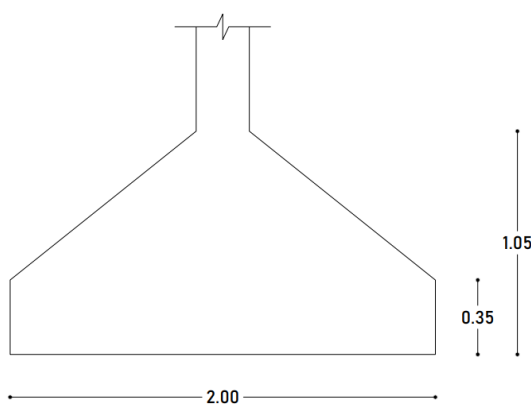
Για την εκτίμηση του κόστους των ενισχύσεων προμετράται ο όγκος του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί. Όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω το κόστος διαφέρει μεταξύ των δύο τύπων ενίσχυσης (έγχυση, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα) που θα έχει η παρούσα κατασκευή, ενώ ακόμη είναι σημαντικό να αναφερθεί πως και τα θεμέλια της κατασκευής ενισχύονται, ώστε να είναι ικανά να παραλάβουν τα νέα αυξημένα φορτία (επίσης έχουν διαφορετικό κόστος)

Συνεπώς τα επιμέρους στοιχεία κοστολόγησης από τα οποία θα προκύψει το τελικό κόστος της ενίσχυσης θα είναι τρία (3).

- Έγχυτο σκυρόδεμα ενίσχυσης θεμελίωσης
- Έγχυτο σκυρόδεμα ενίσχυσης κατακόρυφων στοιχείων
- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ενίσχυσης κατακόρυφων στοιχείων

Για τον υπολογισμό του όγκου σκυροδέτησης της θεμελίωσης θεωρήθηκε η μέση διατομή πεδύλου και πολλαπλασιάστηκε επί τα τρέχοντα μέτρα φερόντων στοιχείων που προστέθηκαν. Η τυπική διατομή, όπως φαίνεται στο Σχήμα (5.11) έχει εμβαδόν $A_{πεδ}=1.49 \text{ m}^2$ ενώ τα τρέχοντα μέτρα θεωρήθηκαν τα μήκη των W34, W35 και του ενισχυμένου κομματιού του C15, ίσα με $l_{πεδ} = 3.60 \text{ m}$. Οι τροποποιήσεις στα υπόλοιπα θεμέλια λαμβάνονται υπόψιν με μία προσαύξηση της τάξης του 30%. Έτσι ο τελικός όγκος λαμβάνεται ίσος με $V_{πεδ} = 6.96 \text{ m}^3$.

Υπολογίστηκαν ακόμη οι όγκοι σκυροδέματος για τα κατακόρυφα στοιχεία, όπως φαίνεται στον Πίνακα (5.4):



Σχήμα 5.11: Τυπική διατομή θεμελίου

Πίνακας 5.4: Υπολογισμός όγκου έγχυτου σκυροδέματος

Μέλος	Αρχικό Εμβ. (m ²)	Τελικό Εμβ.(m ²)	Διαφορά(m ²)	Όροφοι	Όγκος Έγχυτου Σκυροδέματος (m ³)
Προσθήκη W35	-	0.36	0.36	3	3.24
Προσθήκη W34	-	0.45	0.45	4	5.4
Ενίσχυση C15	0.15	0.3	0.15	2	0.9
Ενίσχυση C23	0.2	0.3	0.1	1	0.3
ΣΥΝΟΛΟ:					9.84

Πίνακας 5.5: Υπολογισμός όγκου εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Μέλος	Αρχικό Εμβ. (m ²)	Τελικό Εμβ.(m ²)	Διαφορά(m ²)	Όροφοι	Όγκος Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος (m ³)
Ενίσχυση W23	0.81	1.1779	0.3224	3	2.90
Ενίσχυση W28/C27	0.54	0.8299	0.2899	3	2.61
ΣΥΝΟΛΟ:					5.51

Προκειμένου να μειωθούν οι απαιτήσεις της ενίσχυσης επιλέχθηκε να γίνουν δειγματοληψίες και εργαστηριακές δοκιμές για την διαπίστωση της αντοχής των υλικών της κατασκευής, και συνεπώς την αναβάθμιση της Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων σε «Υψηλή». Για την κοστολόγηση κάθε τύπου σκυροδέτησης αλλά και του κόστους δειγματοληπτικών ελέγχων, πραγματοποιήθηκε έρευνα αγοράς από την οποία προέκυψαν οι παρακάτω προσεγγιστικές τιμές ανά είδος.

- Κόστος έγχυτου σκυροδέματος για την ενίσχυση κατακόρυφων στοιχείων: 600€/m³
- Κόστος έγχυτου σκυροδέματος για την ενίσχυση της θεμελίωσης: 400€/m³
- Κόστος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για την ενίσχυση κατακόρυφων στοιχείων: 1500€/m³
- Κόστος δειγματοληψιών και εργαστηριακών δοκιμών: 6000€

Σημειώνεται πως στα κόστη σκυροδέτησης συμπεριλαμβάνονται οπλισμοί, εργατικά, εκσκαφές, προετοιμασία αλλά και τοποθέτηση βλήτρων. Το τελικό κόστος της ενίσχυσης υπολογίζεται αναλυτικά στον Πίνακα 5.6 και προκύπτει ίσο με 23,000€.

Πίνακας 5.6: Υπολογισμός Κόστους Ενίσχυσης

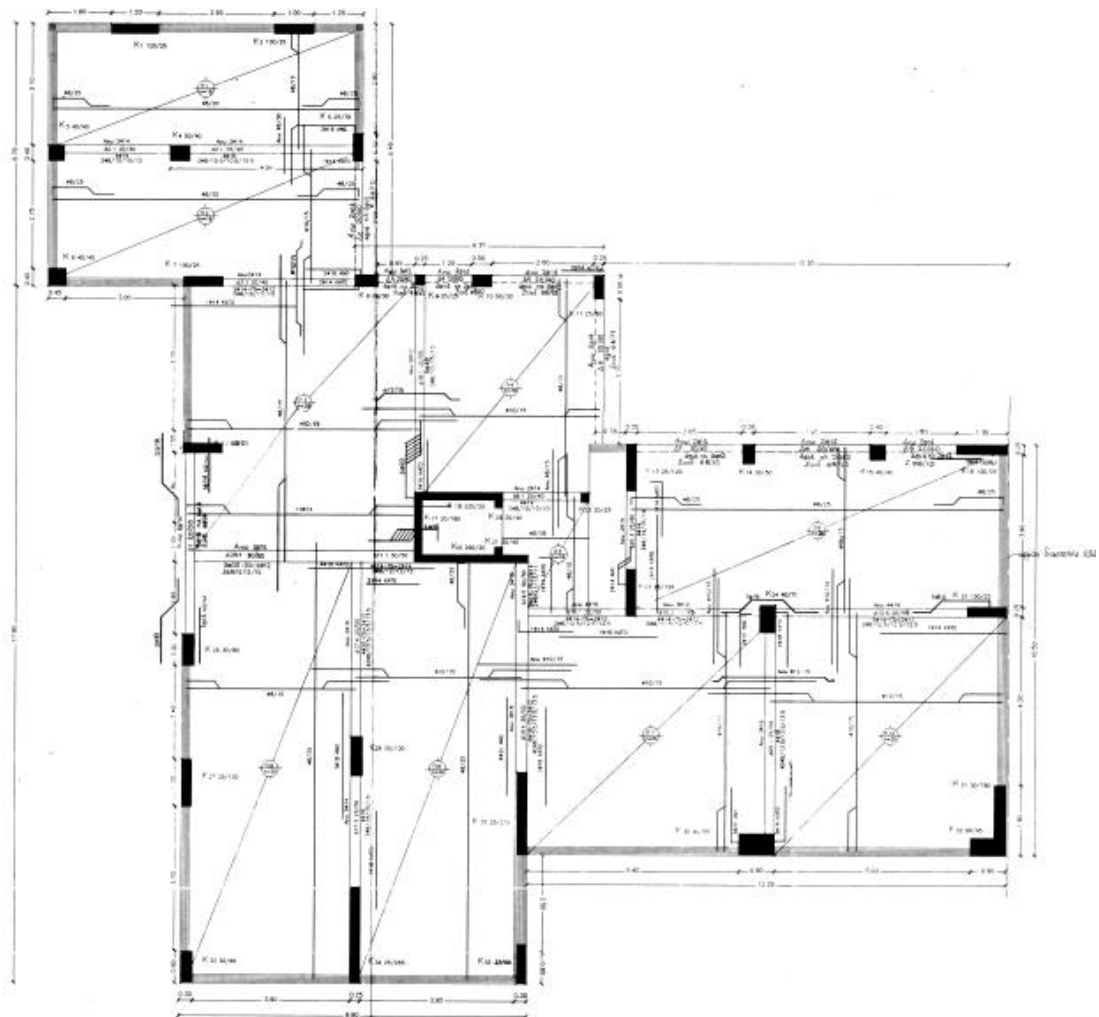
Τύπος Ενίσχυσης	Μονάδες (m ³)	Τιμή Μονάδας (€)	Κόστος(€)
Θεμελίωση	6.96	400	2785
Έγχυτες Ενισχύσεις	9.84	600	5904
Ενισχύσεις με Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	5.51	1500	8266
Δειγματοληψίες / Εργαστηριακές Δοκιμές	1	6000	6000
Σύνολο			22955

6 Βιβλιογραφία

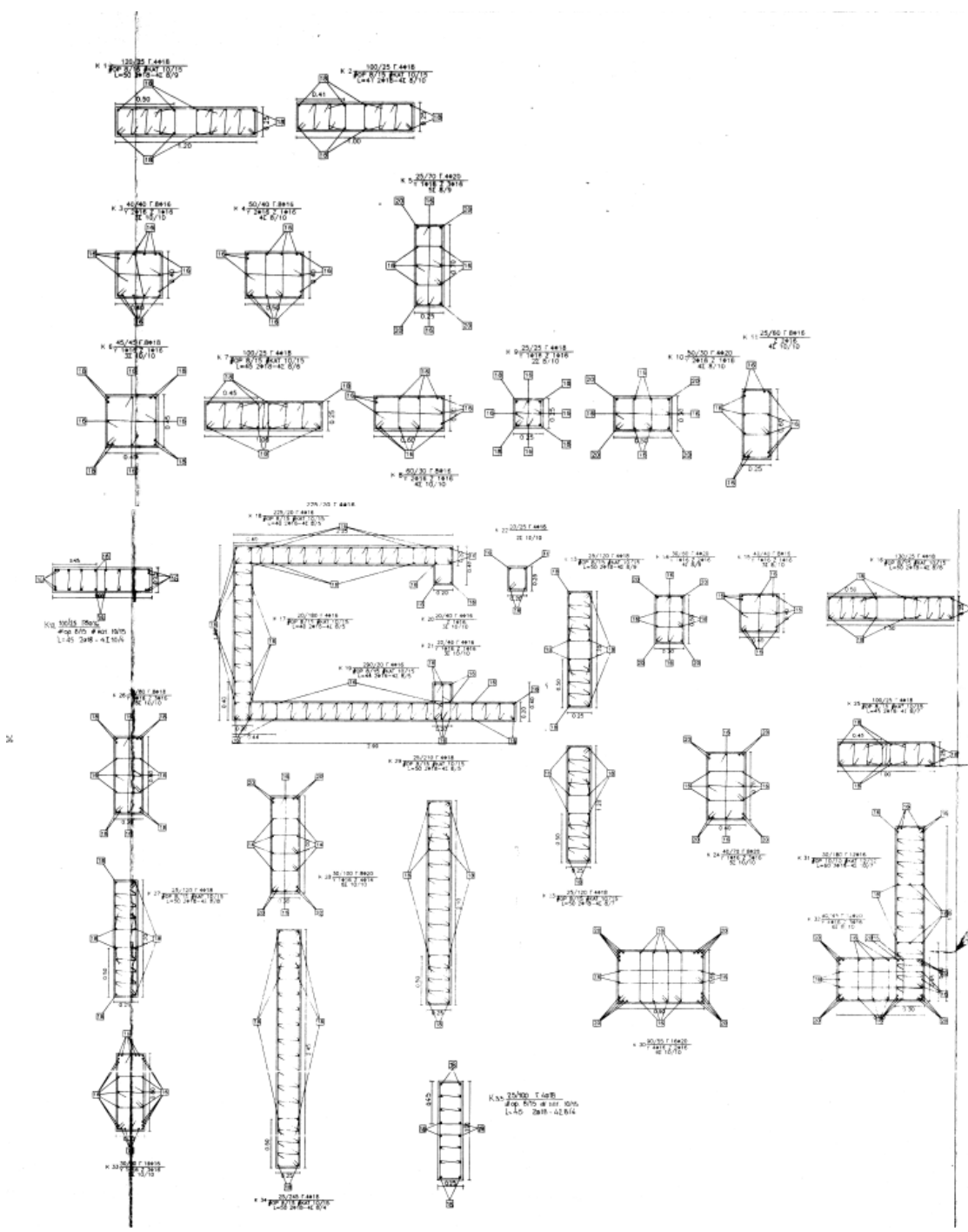
1. Ο.Α.Σ.Π (2022), “Κανονισμός Επεμβάσεων”, ΦΕΚ 3197/Β/22-6-2022, 3^η αναθεώρηση
2. Ο.Α.Σ.Π (2014), “Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος”, ΚΥΑ 7581/ΦΕΚ 405Β/20-02-2014
3. Ο.Α.Σ.Π (2023), “Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων”, ΦΕΚ Β 2943/4-5-2023
4. Ο.Α.Σ.Π (2022), “Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα”, Αθήνα 2022, 1^η αναθεώρηση
5. Ψυχάρης Γ. (2016),”Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας”, Τεύχος 1, Αθήνα
6. Ψυχάρης Γ. (2015),”Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας”, Τεύχος 2, Αθήνα
7. Ψυχάρης Γ. (2014), “Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8”, Αθήνα
8. Fardis M., Carvalho E., Elnashai A., Faccioli E., Pinto P., Plumier A. “Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών”
9. Δρίτσος Σ. (2005), “Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών”, Πάτρα
10. Κωνσταντίνος Γ. Τρέζος, (2020)”Ωπλισμένο Σκυρόδεμα με βάση τον Ευρωκώδικα 2”, Αθήνα
11. EN1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, “Σχεδιασμός των Κατασκευών από Σκυρόδεμα”
12. EN1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, “Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών”
13. ΕΚΩΣ 2000 (2001), “Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος” Αθήνα
14. Ζαράρης Ι.Π (2008), “Διατμητική αντοχή αντισεισμικών τοιχωμάτων μεγάλης δυσκαμψίας από οπλισμένο σκυρόδεμα”, Θεσσαλονίκη
15. Γραμματικού Σ.Ε. (2013), “Αντοχή, ικανότητα παραμόρφωσης και τρόποι αστοχίας τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος υπό σεισμική φόρτιση”, Πάτρα
16. Κωνσταντινίδης Γ.Κ (2009), “Πειραματική έρευνα και αναλυτική θεωρία υπολογισμού της διατμητικής αντοχής κοντών τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος”, Θεσσαλονίκη
17. Παππά Β. (2021), “Σεισμική αποτίμηση και οικονομοτεχνική μελέτη 3-όροφης κατασκευής του 1979 στην περιοχή του Κεραμεικού”
18. Seismosoft (2022), “SeismoBuild 2022 - A computer program for seismic assessment and retrofitting of RC structures”
19. Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017), “SPO2FRAG: software for seismic fragility assessment based on pushover” Bulletin of Earthquake Engineering 15, 4399-4425

20. Vamvatsikos D., Cornell Allin. (2002), “The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering”, 12th European Conference, Paper Reference 479
21. FEMA (2018), “Seismic Performance Assessment of Buildings”, Volume 1-Methodology, Second Edition
22. FEMA (2018), “Seismic Performance Assessment of Buildings”, Volume 2-Implementation Guide, Second Edition
23. FEMA (2018), “Seismic Performance Assessment of Building”, Volume 3-Supporting Electronic Materials and Background Documentation, Third Edition
24. Crowley H., Dabbeek J., Despotaki V., Rodrigues D., Martins L., Silva V., Romão X., Pereira N., Weatherill G., Danciu L. (2021): European Seismic Risk Model (ESRM20), EFEHR Technical Report 002, V1.0.1, 84 pp, <https://doi.org/10.7414/EUC-EFEHR-TR002-ESRM20>
25. ΕΛΣΤΑΤ (2011), “Απογραφή κτηρίων 2011”

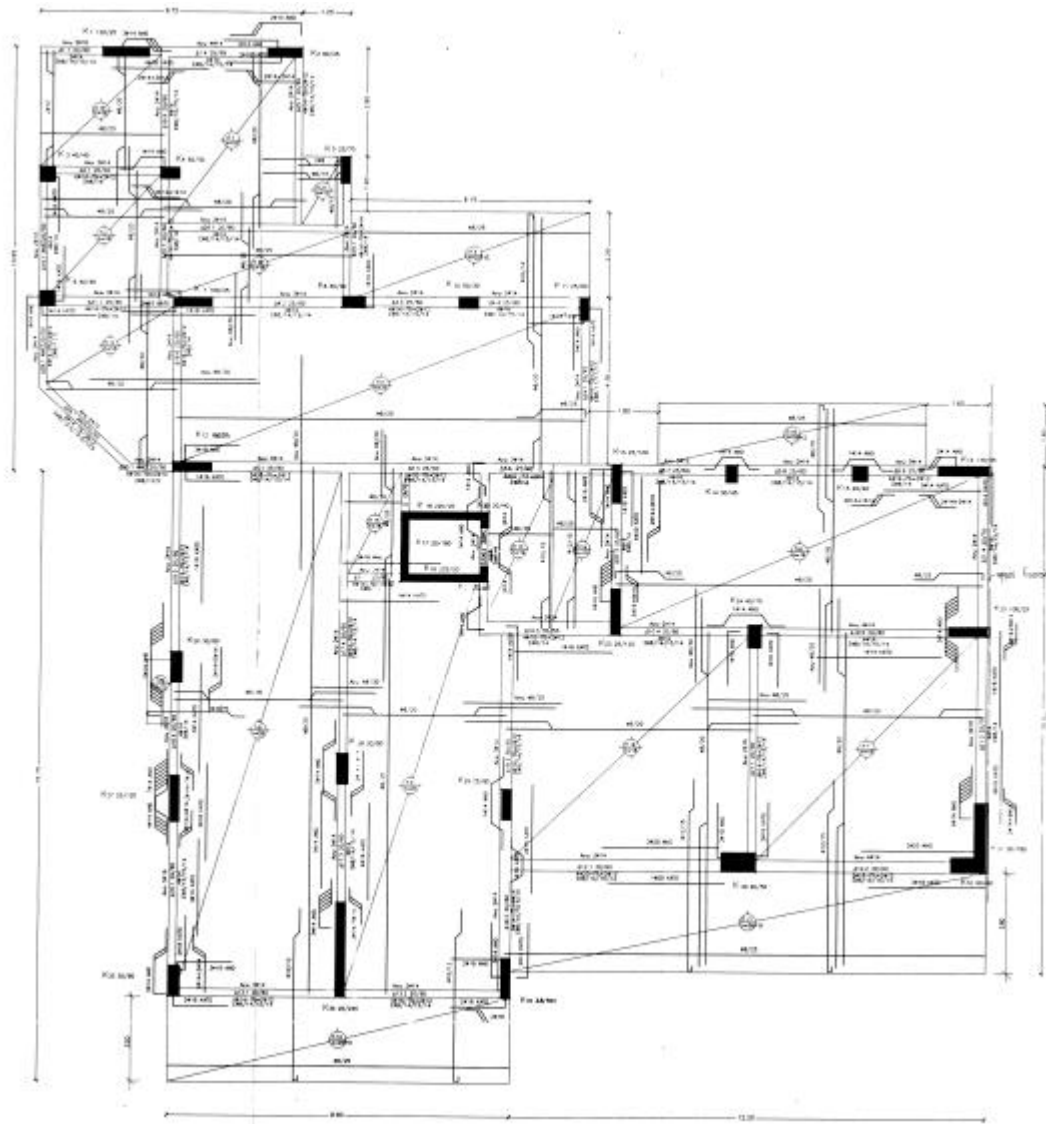
Παράρτημα Α – Ξυλότυποι Οροφής



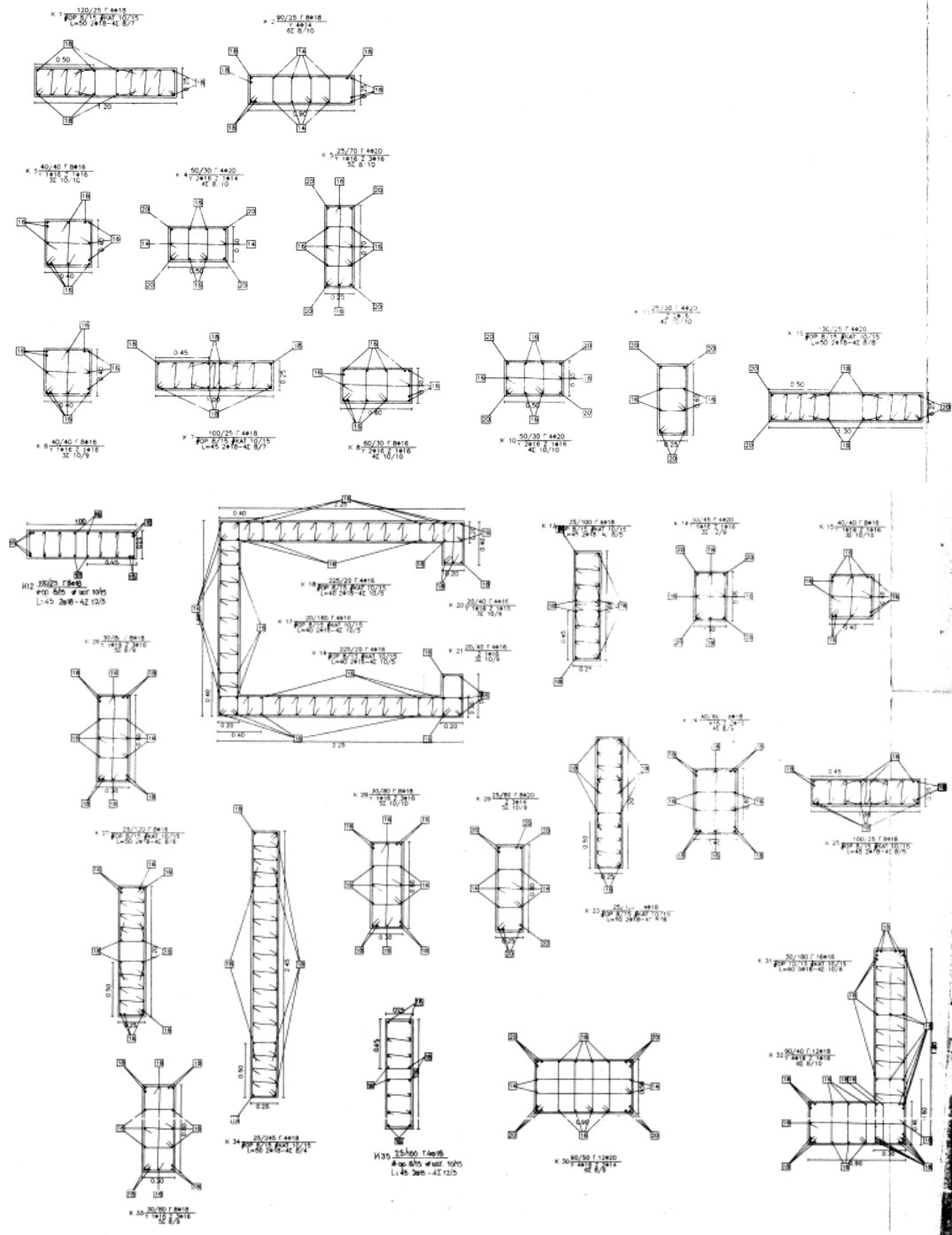
Σχήμα Α.1: Ξυλότυπος οροφής υπογείου



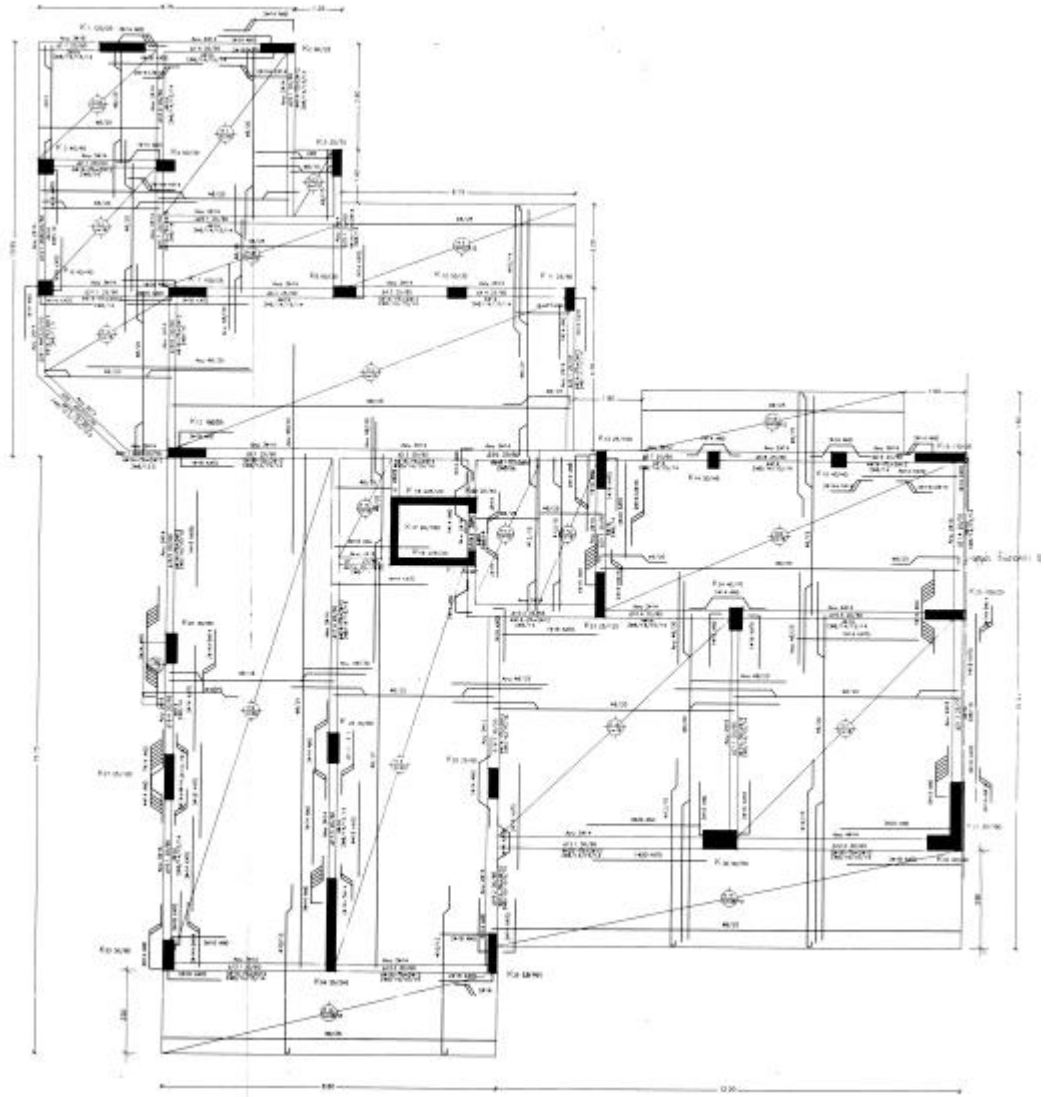
Σχήμα Α.2: Διατομές υπογείου



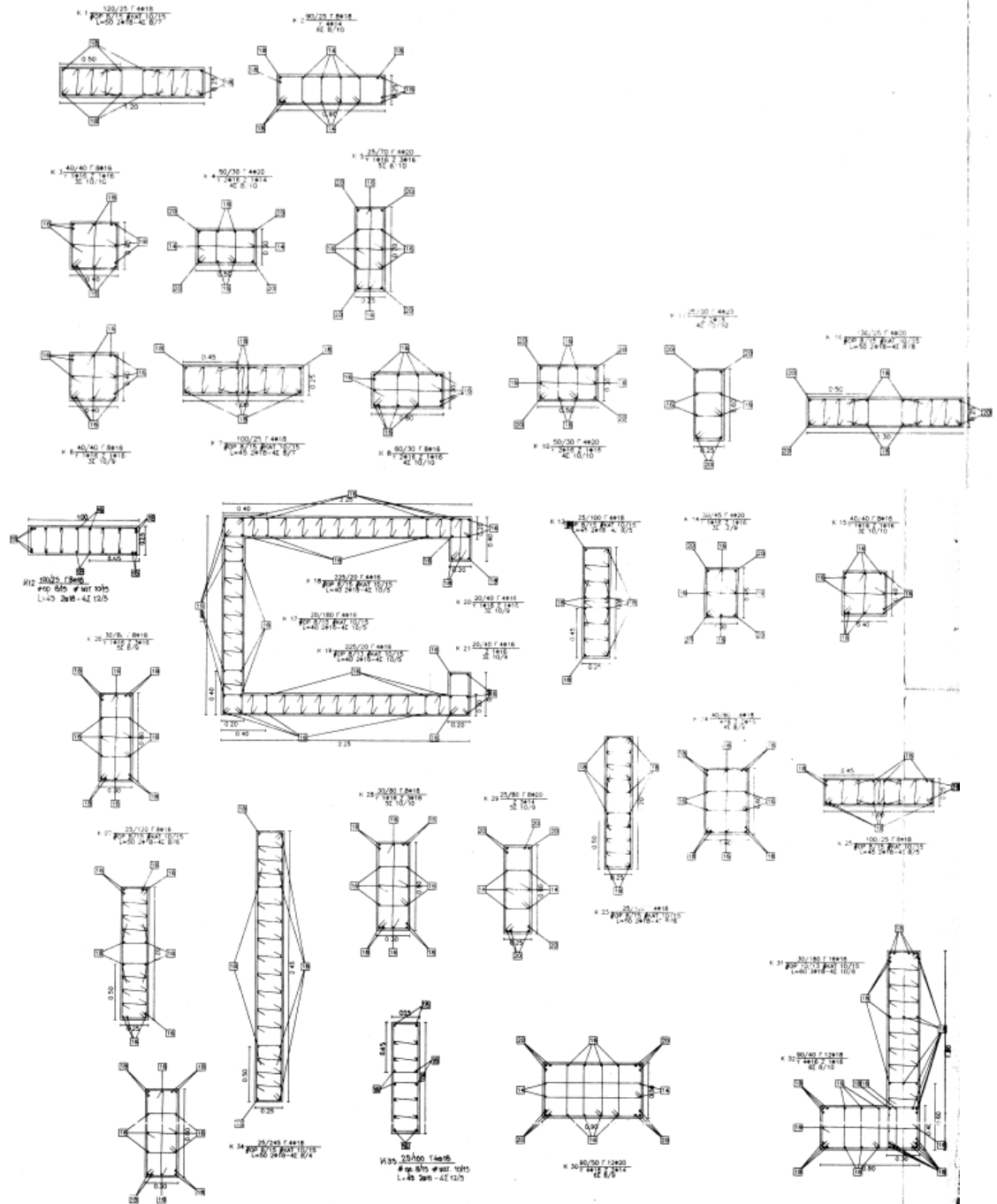
Σχήμα Α.3: Ευλόγυπος οροφής ισογείου



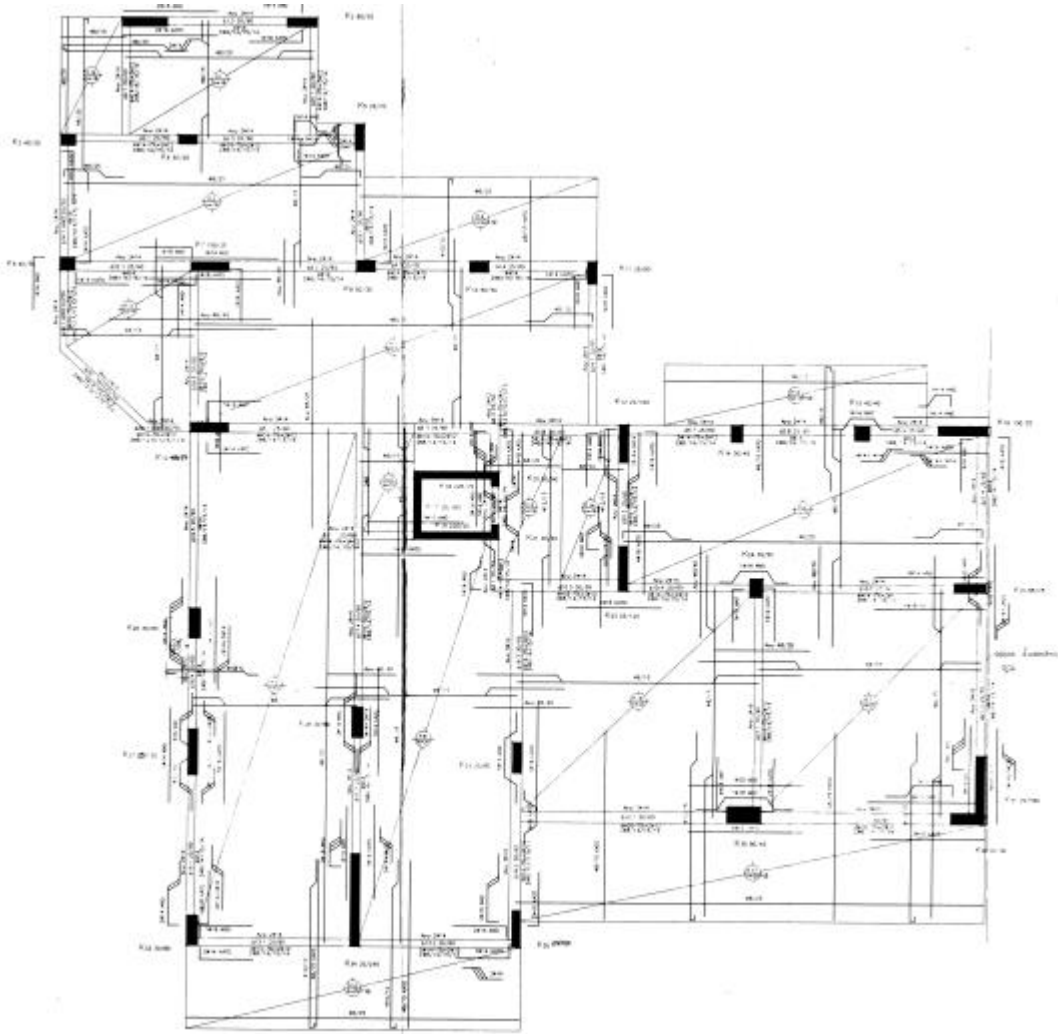
Σχήμα Α.4: Διατομές ισογείου



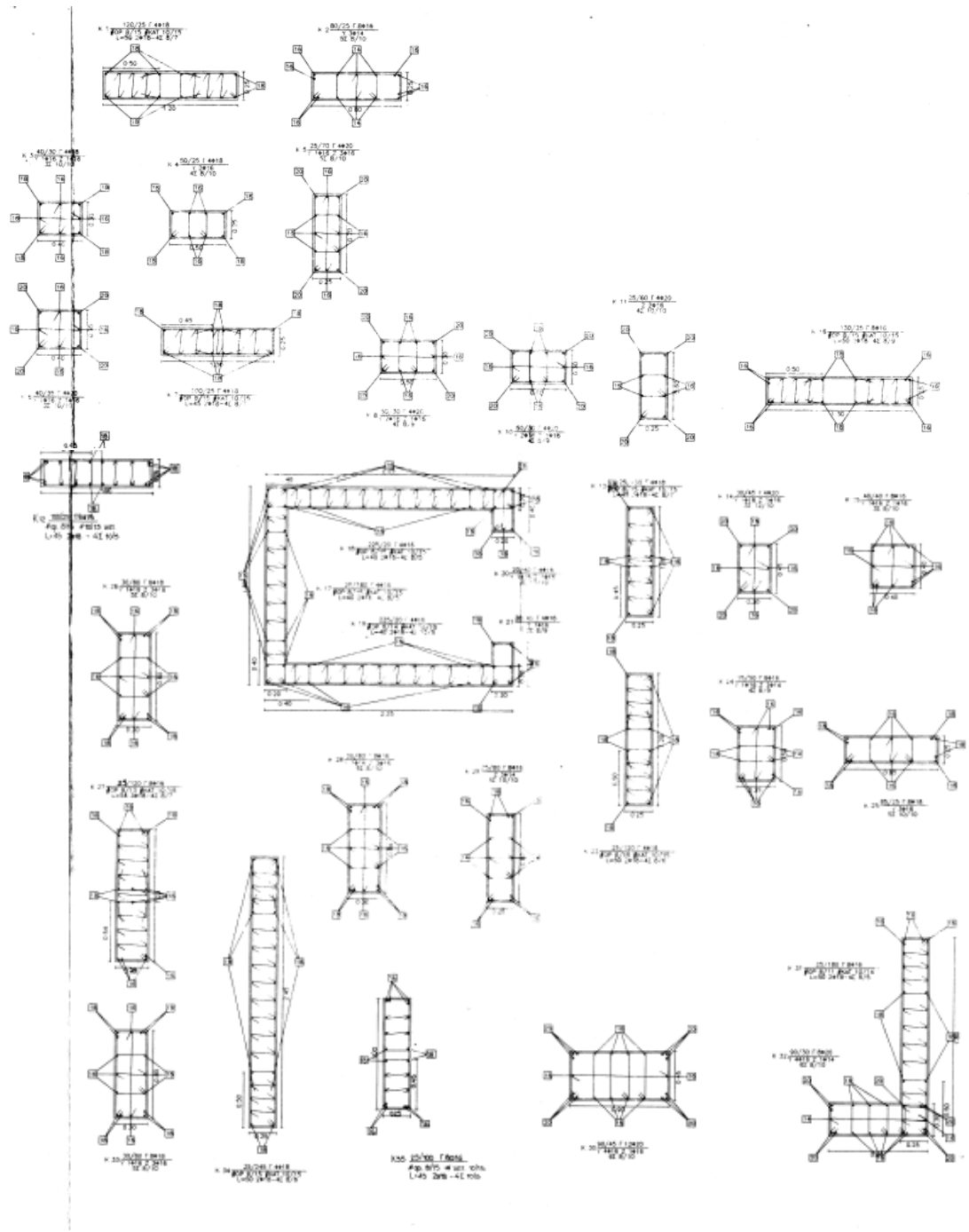
Σχήμα Α.5: Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφου



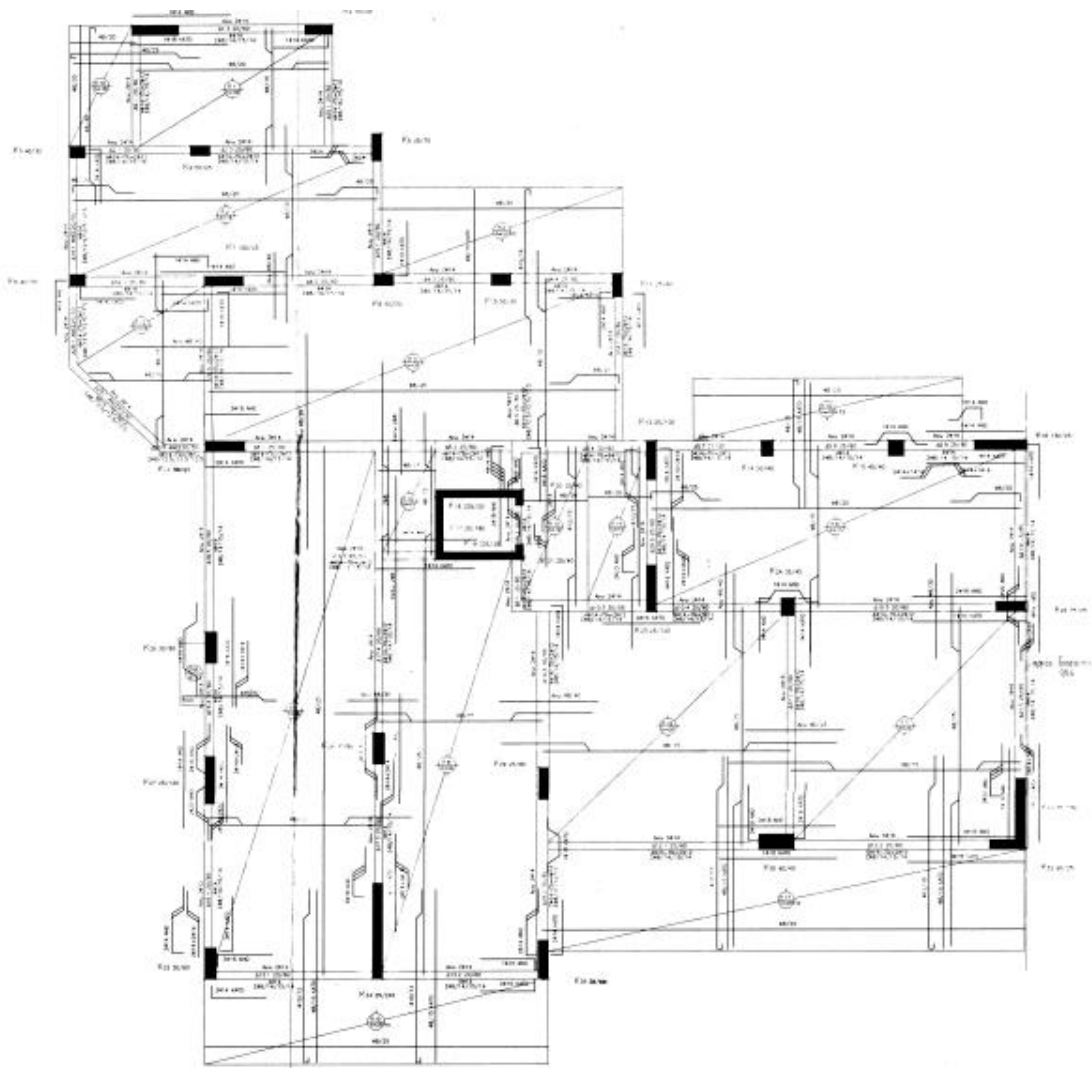
Σχήμα Α.6: Διατομές 1^{ου} ορόφου



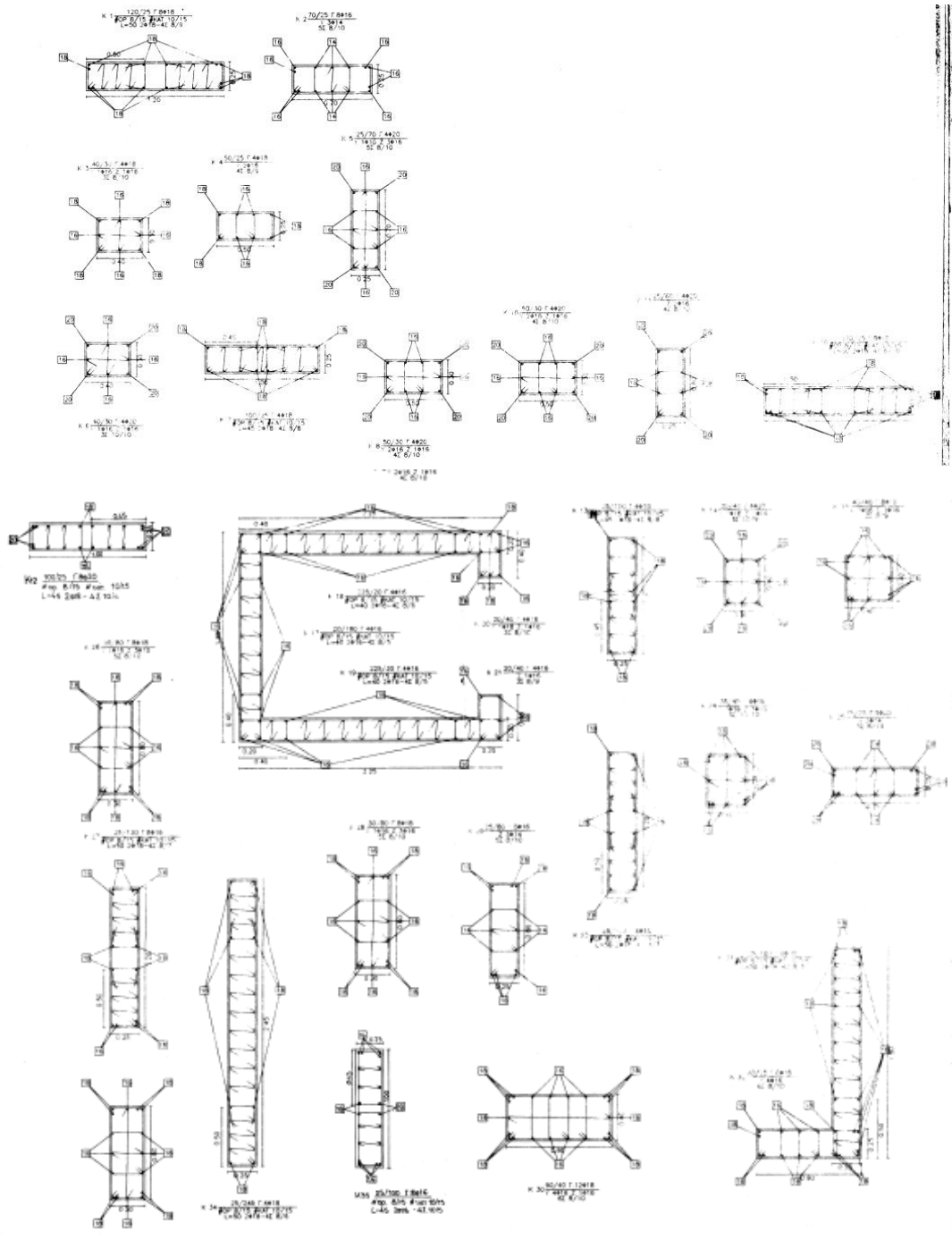
Σχήμα Α.7: Ξυλότυπος 2^{ου} ορόφου



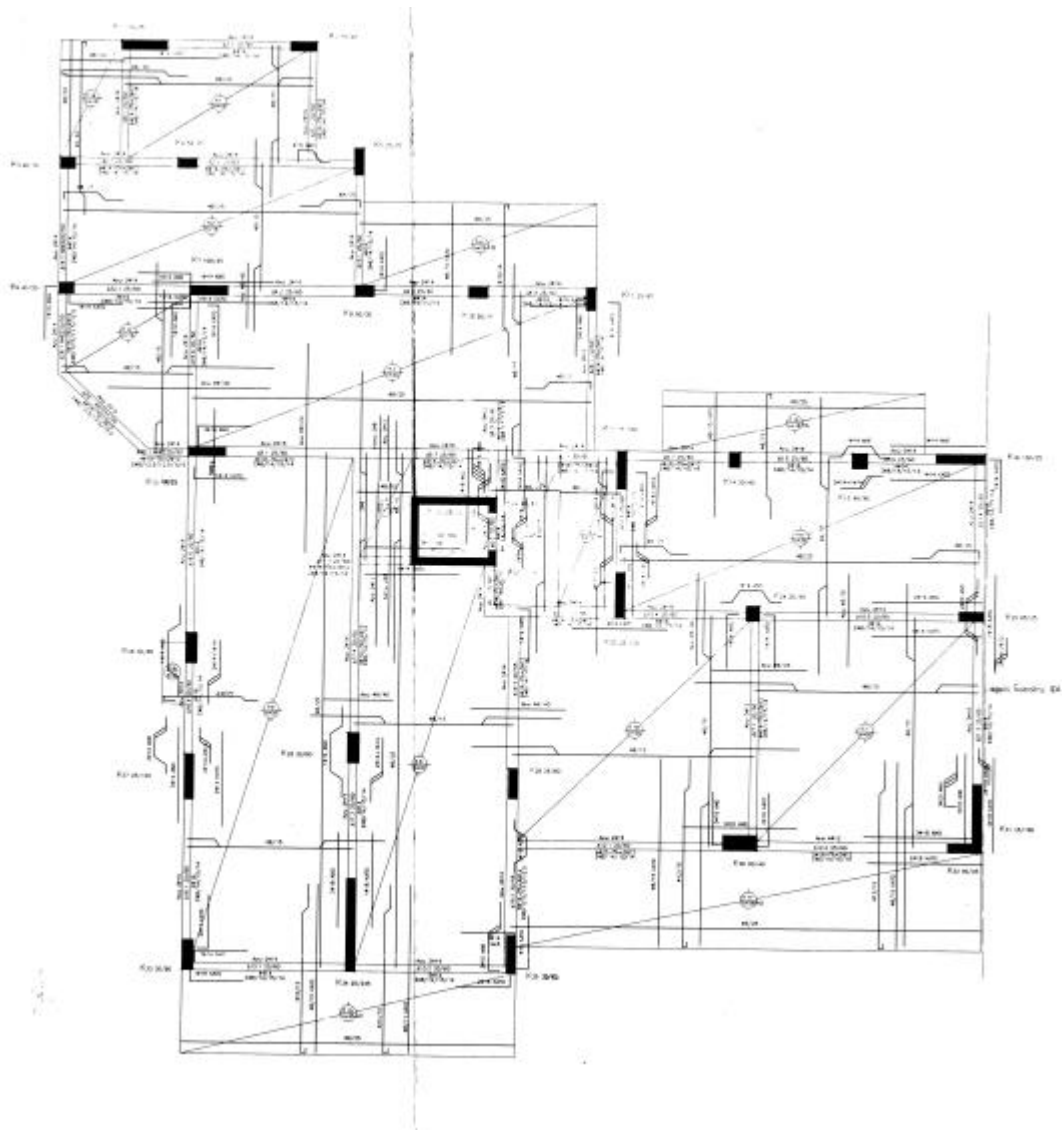
Σχήμα Α.8: Διατομές 2^{ου} ορόφου



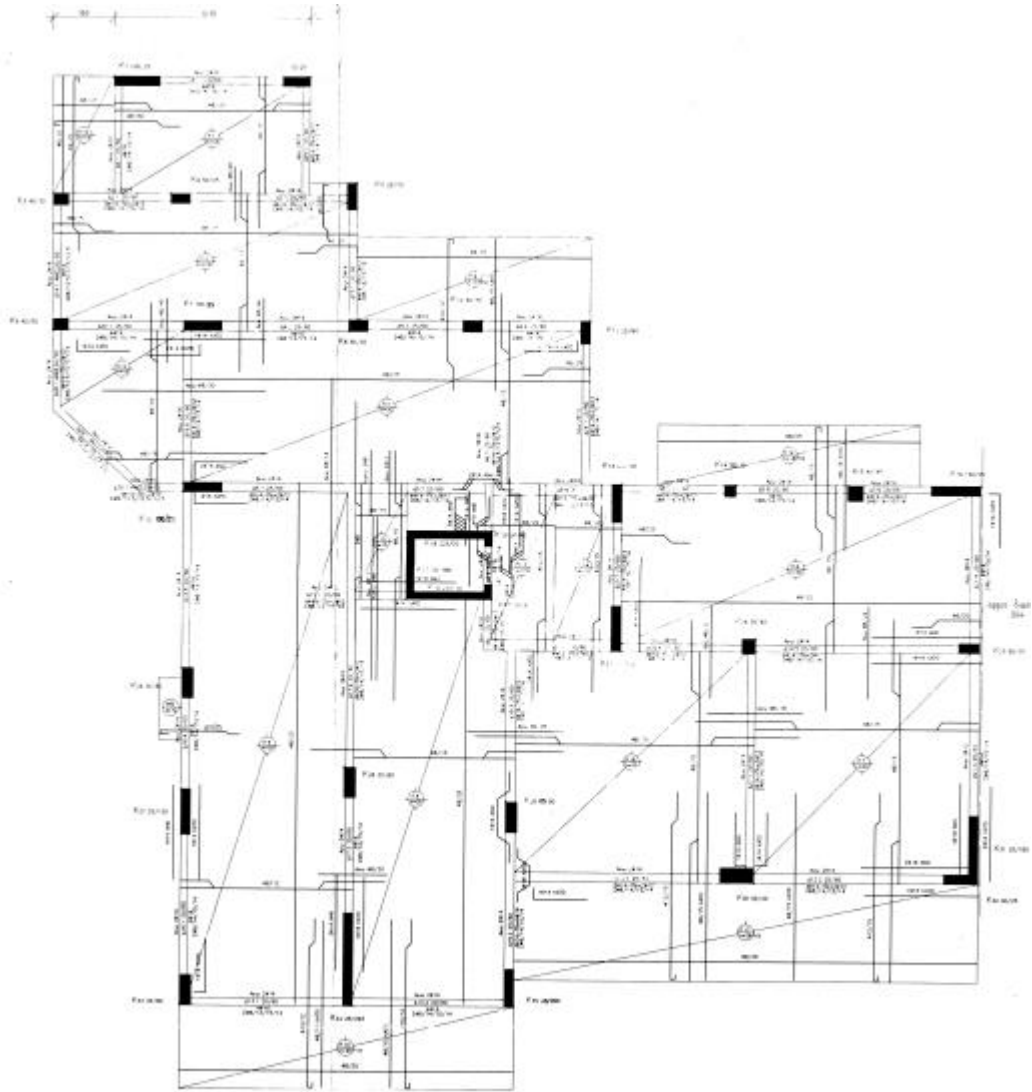
Σχήμα Α.9: Ξυλότυπος 3^{ου} ορόφου



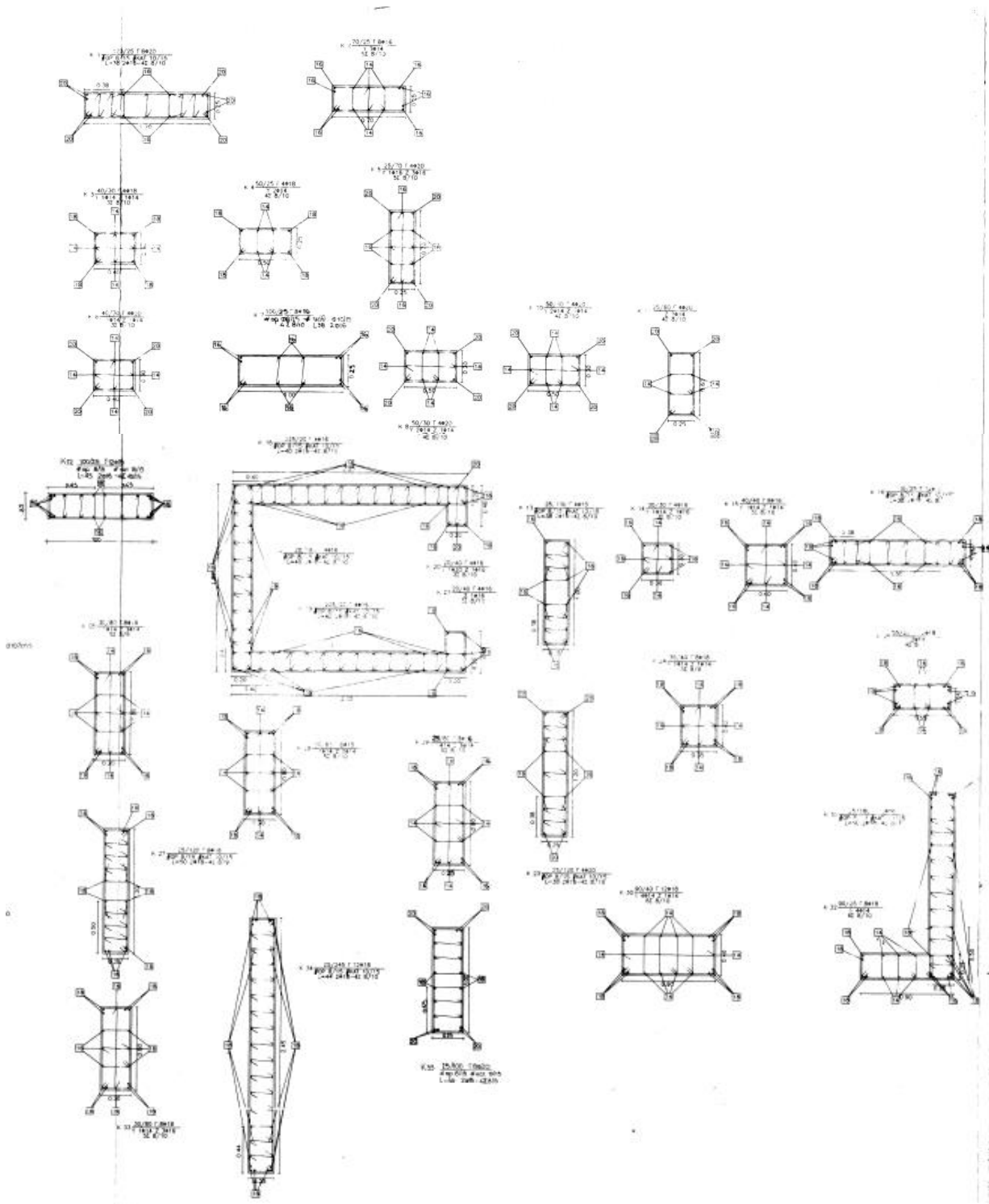
Σχήμα Α.10: Διατομές 3^{ου} ορόφου



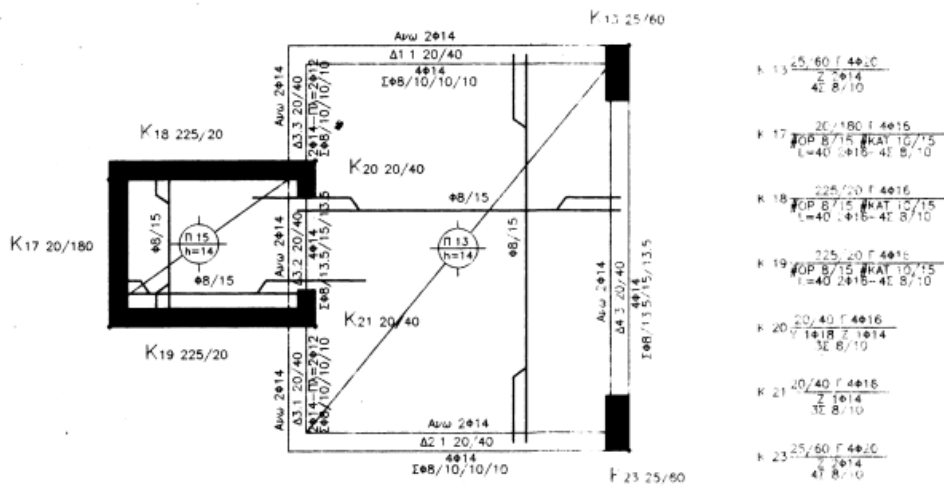
Σχήμα Α.11: Ευλότυπος 4^ο ορόφου



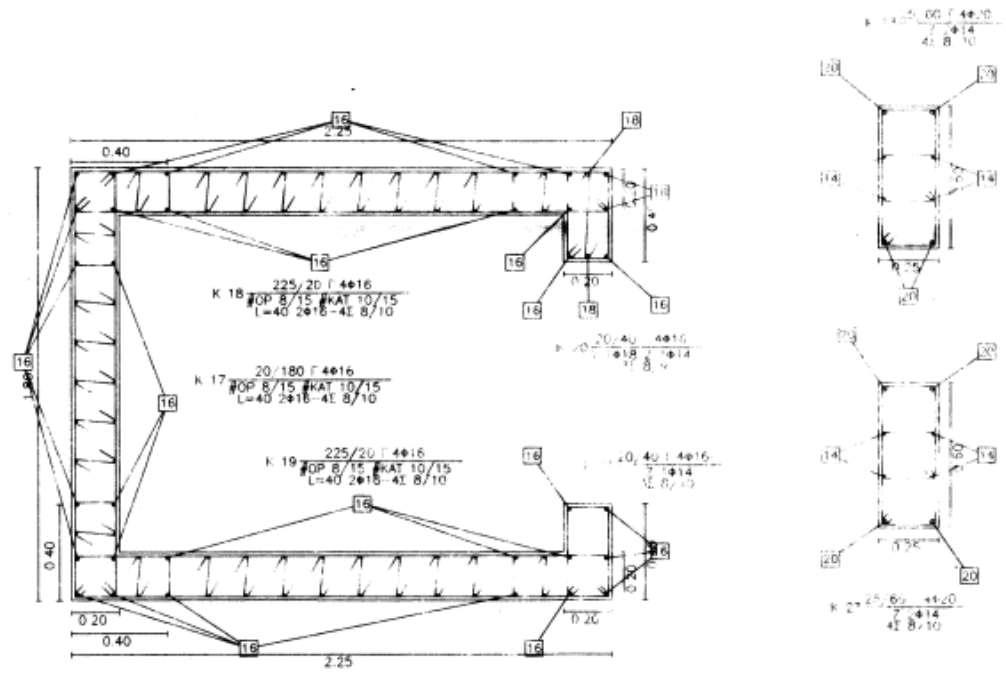
Σχήμα Α.13: Ξυλότυπος 5^ο ορόφου



Σχήμα Α.14: Διατομές 5^{ου} ορόφου



Σχήμα Α.15: Ευλότυπος δώματος



Σχήμα Α.16: Διατομές δώματος