



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση αντισεισμικής ικανότητας εξάρωσης
πολυκατοικίας κατασκευής 1997 και
οικονομοτεχνική μελέτη



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ιλεάννα Ντούρμα

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούλιος 2023

ΕΜΚ ΔΕ 2023/13

Ντούρμα Ι.(2023)

Αποτίμηση αντισεισμικής ικανότητας εξώροφης πολυκατοικίας κατασκευής 1997 και
οικονομοτεχνική μελέτη

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ 2023/13

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Dourma I. (2023)

Seismic performance and loss assessment for a 6-story building constructed in 1997

Diploma Thesis ΕΜΚ 2023/13

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

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	2
Abstract	3
Ευχαριστίες.....	4
1 Εισαγωγή.....	5
1.1 Γενικά.....	5
1.2 Πρωτοβάθμιος-Προσεισμικός Έλεγχος- Γενική περιγραφή	5
1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος-Γενική περιγραφή	8
1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.-Μεθοδολογία.....	10
1.4 Τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος-Αναλυτική αποτίμηση κατασκευής βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΚ8.....	12
1.4.1 Γενική περιγραφή ελέγχου	12
1.4.2 Ανελαστική στατική μέθοδος-Μέθοδος Pushover	13
2 Περιγραφή φορέα	14
2.1 Βασικά χαρακτηριστικά κατασκευής.....	14
2.2 Προσομοίωση φορέα.....	15
3 Εφαρμογή προσεισμικών ελέγχων	19
3.1 Εφαρμογή πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου.....	19
3.2 Εφαρμογή δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου	20
3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.....	20
3.3 Εφαρμογή τριτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου.....	32
3.3.1 Γενικά.....	32
3.3.2 Ιδιομορφική ανάλυση.....	32
3.3.2 Στατική ανελαστική ανάλυση-μέθοδος Pushover	35
3.3.3 Αποτελέσματα ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ	35
3.3.4 Αποτελέσματα ανάλυσης κατά ΕΚ8	36
3.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων-Συμπεράσματα.....	42
4. Οικονομοτεχνική μελέτη.....	44
4.1 Γενικά.....	44
4.2 Καμπύλες τρωτότητας- λογισμικό SPO2FRAG.....	45
4.3 Μεθοδολογία FEMA P-58- λογισμικό PACT	46
4.3.1 Δεδομένα εισόδου λογισμικού PACT	47
5 Βιβλιογραφία.....	62
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α- Ξυλότυποι οροφής.....	64



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2023/13

**Αποτίμηση αντισεισμικής ικανότητας εξώροφης πολυκατοικίας κατασκευής
1997 και οικονομοτεχνική μελέτη**

Ντούρμα Ι. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Δεδομένου ότι η Ελλάδα αποτελεί μια χώρα υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας, η αντισεισμική θωράκιση των κατασκευών κρίνεται απαραίτητη. Πρώτα και κυριότερα για την προστασία της ανθρώπινης ζωής και σε δεύτερο στάδιο για την κατά το δυνατό ελαχιστοποίηση του κόστους αποκατάστασης πιθανών βλαβών που θα επιφέρει στην κατασκευή ένα σεισμικό φαινόμενο. Ο Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και προστασίας (Ο.Α.Σ.Π) προβλέπει τη διενέργεια τριών προσεισμικών ελέγχων για την εκτίμηση της αντισεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών. Οι συγκεκριμένοι έλεγχοι πραγματοποιούν αποτίμηση της κατασκευής βάσει οριακών καταστάσεων, δηλαδή έχοντας ως δεδομένο ότι η κατασκευή υποβάλλεται σε σεισμική κίνηση κατά το φάσμα του EN1998-1. Προκειμένου όμως να προσδιοριστούν οι πιθανές βλάβες που θα εμφανίσει η κατασκευή και να εκτιμηθεί πλήρως η πιθανοτική κατανομή του κόστους επισκευής τους πρέπει να ληφθούν υπόψιν περισσότερα από ένα επίπεδα σεισμικής έντασης και να συνυπολογιστεί η πιθανότητα εμφάνισής τους καθώς και η διασπορά του κόστους δηλαδή να ληφθεί υπόψιν και το σφάλμα. Αυτή η διαδικασία ουσιαστικά αποτελεί την αποτίμηση βάσει επιτελεστικότητας και πραγματοποιείται σύμφωνα με την μέθοδο FEMA P-58.

Ως μελέτη εφαρμογής επελέγη να μελετηθεί εξώροφη πολυκατοικία κατασκευής 1997 στην περιοχή της Αγίας Παρασκευής της Αττικής. Εκτελέστηκαν οι τρεις προσεισμικοί έλεγχοι κατά τον Ο.Α.Σ.Π, ο πρωτοβάθμιος, ο δευτεροβάθμιος και ο τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος με αποτέλεσμα να εκτιμηθεί η αντισεισμική αντίσταση της κατασκευής αλλά και να εντοπιστούν τα τρωτά της σημεία. Σε δεύτερο στάδιο πραγματοποιήθηκε αποτίμηση βάση επιτελεστικότητας, δηλαδή εκτιμήθηκε το μέσο ετήσιο κόστος επισκευής πιθανών βλαβών λαμβάνοντας υπόψιν πέντε διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης. Το μέσο ετήσιο κόστος προέκυψε ίσο με το 0.38% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.



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

DIPLOMA THESIS
EMK 2023/13

**Seismic performance and loss assessment for a 6-story building
constructed in 1997**

Dourma I. (supervised by D.Vamvatsikos)

ABSTRACT

Given that Greece is a country with high seismic hazard, the seismic protection of the buildings is essential. First and foremost, for the protection of human life and secondly to minimize the losses that may occur as a result of an earthquake. The Earthquake Planning and Protection Organization (E.P.P.O) considers the implementation of three levels of assessment in order to assess the seismic performance of existing buildings. Each corresponds to an assessment of the structure at an increasing level of detail and effort. Furthermore, in order to define the potential structural damage and evaluate the corresponding distribution of cost, it is necessary to take into account multiple seismic intensities, their probability of occurrence, and the associated distribution of loss. This procedure constitutes a performance-based assessment and is applied in accordance with the FEMA P-58 guideline.

As a case study, a 6-storey apartment building, constructed in 1997 in the region of Agia Paraskevi, Attica, is employed. The three levels of seismic assessment were conducted per E.P.P.O, so as to assess the structure and also detect its vulnerable spots. As a second stage, performance-based assessment was conducted, namely estimating the average annual repair cost of possible damages by considering five different levels of seismic intensities. This was found to be of the order of 0.38% of the total repair cost.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω από καρδιάς τον καθηγητή μου, κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για την ευκαιρία που μου έδωσε να συνεργαστούμε στη διπλωματική μου εργασία. Οι παρατηρήσεις του με έκαναν σοφότερη. Ένα μεγάλο και γεμάτο ευγνωμοσύνη ευχαριστώ στους υπέροχους γονείς μου, Μαρία και Αχιλλέα για την διαχρονική στήριξη και αγάπη τους.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Προκειμένου να εκτιμηθεί η αντισεισμική ικανότητα της κατασκευής, πραγματοποιούνται οι τρεις προσεισμικοί έλεγχοι όπως προβλέπει ο Ο.Α.Σ.Π (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας). Ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος είναι ο οικονομικότερος όλων και είναι αρκετά προσεγγιστικός. Ο τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος είναι ο ακριβέστερος όλων και ο πιο δαπανηρός. Απαιτεί προσομοίωση του φορέα, εκτέλεση ανάλυσης και έλεγχο κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων) ο οποίος εν γένει είναι αρκετά συντηρητικός και κατά τον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 3. Ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος εντοπίζει σε ικανοποιητικό βαθμό τα τρωτά σημεία της κατασκευής και κατ'επέκταση την ικανότητα της κατασκευής.

Αφού εκτιμηθεί η αντισεισμική ικανότητα της κατασκευής, εκτιμώνται οι σεισμικές απώλειες. Πιο αναλυτικά, εντοπίζονται οι βλάβες που θα προκύψουν στην κατασκευή από πιθανές σεισμικές εντάσεις και κατ' επέκταση πραγματοποιείται μια πιθανοτική εκτίμηση του κόστους επισκευής τους. Πιθανοτική διότι το σφάλμα δηλαδή η αβεβαιότητα είναι αδύνατο να μηδενιστεί, ωστόσο μπορεί να ποσοτικοποιηθεί. Ο έλεγχος της κατασκευής σε περισσότερες από μια εντάσεις και ο συνυπολογισμός της αβεβαιότητας αποτελεί την αποτίμηση της κατασκευής βάσει επιτελεστικότητας.

Ως προς τη δομή της εργασίας, στο πρώτο κεφάλαιο πραγματοποιείται μια γενική περιγραφή των τριών προσεισμικών ελέγχων και στο δεύτερο παρουσιάζεται ο φορέας που επελέγη να μελετηθεί. Στο τρίτο κεφάλαιο εφαρμόζονται οι τρεις προσεισμικοί έλεγχοι και στο τέταρτο πραγματοποιείται η οικονομοτεχνική μελέτη, δηλαδή η πιθανοτική εκτίμηση του κόστους επισκευής πιθανών βλαβών.

1.2 Πρωτοβάθμιος-Προσεισμικός Έλεγχος- Γενική περιγραφή

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος είναι μια ταχεία και απλοποιημένη μέθοδος εκτίμησης της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Πραγματοποιείται επί τόπου έλεγχος και συλλέγονται στοιχεία τα οποία αφορούν δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και εδαφικά-σεισμολογικά δεδομένα. Η καταγραφή των στοιχείων γίνεται συμπληρώνοντας το δελτίο ελέγχου (Δελτίο Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου ή Δελτίο Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας), το οποίο αποτελείται από 5 ενότητες (ενότητα Α-ενότητα Ε). Αφού ολοκληρωθεί η καταγραφή των δεδομένων, το κτίριο λαμβάνει μια βαθμολογία η οποία είναι ενδεικτική της ανάγκης διενέργειας περαιτέρω ελέγχου, δηλαδή εφαρμογή δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου. Η βαθμολόγηση του κτιρίου αποτελεί την ενότητα Η. Παρακάτω δίνονται τα βασικά στοιχεία της κάθε ενότητας.

- **Ενότητα Α: Ταυτότητα κτιρίου**
Περιλαμβάνει στοιχεία σχετικά με την τοποθεσία του κτιρίου, την χρήση του και τον μέγιστο αριθμό προσώπων που συναθροίζονται σε αυτό.
- **Ενότητα Β: Γενικά σεισμολογικά και εδαφικά στοιχεία**
Αφορά την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής στην οποία βρίσκεται η κατασκευή κατά τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ) και την αντίστοιχη κατηγορία εδάφους.
- **Ενότητα Γ: Δομικός τύπος κτιρίου**
Ανάλογα με το είδος του φέροντος οργανισμού της κατασκευής αλλά και τον Κανονισμό με τον οποίο έγινε η μελέτη της προκύπτει ο δομικός τύπος του κτιρίου, σύμφωνα με τον πίνακα 1.1.
- **Ενότητα Δ: Γενικά τεχνικά στοιχεία κτιρίου**
Καταγράφεται ο αριθμός των υπόγειων και υπέργειων ορόφων, το εμβαδόν κάτοψης της κατασκευής, το συνολικό εμβαδόν του κτιρίου, το έτος και η μελέτη κατασκευής αλλά και η κατηγορία σπουδαιότητας σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. Σε περίπτωση που έχει ενισχυθεί η κατασκευή αναφέρονται η χρονολογία αλλά και οι αιτίες που οδήγησαν στην ενίσχυση της.
- **Ενότητα Ε: Στοιχεία γενικής τρωτότητας έναντι σεισμού**
Διερευνάται η κανονικότητα ή μη της κατασκευής σε κάτοψη, καθ' ύψος και σε τομή, η ύπαρξη μαλακού ορόφου (πυλωτής) και κοντών υποστυλωμάτων, καθώς και η πιθανότητα κρούσης με γειτονικά κτίρια. Επιπλέον σημειώνεται αν η κατασκευή μελετήθηκε με ή χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό και αναφέρονται τυχόν βλάβες στον φέροντα οργανισμό από σεισμικές δράσεις.
- **Ενότητα Η: Τελική δομική βαθμολόγηση και κατάταξη κτιρίου**

Αφού συμπληρωθούν οι ενότητες Α-Ε εκτιμάται η αρχική δομική βαθμολογία σύμφωνα με τον πίνακα 1.2. Εφόσον δεν τίθενται ζητήματα διαφορικής τρωτότητας (λόγω προσθήκης ορόφου ή/και παταριού, η εκσκαφές που οδηγούν σε ανισοσταθμίες) τότε η δομική βαθμολογία παραμένει ως έχει και αποτελεί την τελική δομική βαθμολογία βάσει της οποίας γίνεται και η τελική κατάταξη του κτιρίου, σύμφωνα με τον πίνακα 1.3. Διακρίνονται τρεις (3) κατηγορίες κατάταξης: Υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Υ), Μέσης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Μ), Χαμηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Χ).

Πίνακας 1.1: Πίνακας Δομικών Τύπων (ΟΣ)

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

Πίνακας 1.2: Πίνακας αρχικής δομικής βαθμολογίας κτιρίου

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως ΔΤ	6	7	8
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I	-0.5	-1	-0.5
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ή III	-1.5	-1.5	-1
Έδαφος κατηγορίας Β(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	-0.5	-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	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	-1	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1	-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	0.2 ή 0.5
Αριθμός χρηστών ≤9	-0.2	-0.2	-0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	-0.4	-0.4
Αριθμός χρηστών >100	-0.6	-0.6	-0.6

Πίνακας 1.3: Τελική κατάταξη κτιρίου

Βαθμολογία	Κατηγορία
$\tau\beta. \leq 4.0$	Y
$4.0 < \tau\beta. < 5.5$	M
$\tau\beta. \geq 5.5$	X

1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος-Γενική περιγραφή

Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος αποτελεί μια προσεγγιστική αλλά αξιόπιστη διαδικασία εκτίμησης της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής. Είναι ακριβέστερος του πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου καθώς πέρα από τον οπτικό έλεγχο περιλαμβάνει και προσεγγιστικούς υπολογισμούς. Η μέθοδος που προτείνεται από τον Ο.Α.Σ.Π (Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας) είναι αυτή του Στέφανου Δρίτσου η οποία αποσκοπεί στον προσδιορισμό του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου, ενός δείκτη που προκύπτει συγκρίνοντας την σεισμική απαίτηση με την σεισμική επάρκεια της κατασκευής και καθορίζει το βαθμό προτεραιότητας του κτιρίου για περαιτέρω έλεγχο.

Η συγκεκριμένη μέθοδος αρχικά προϋποθέτει την επί τόπου επίσκεψη του κτιρίου και την αξιοποίηση της αρχικής στατικής μελέτης. Αφού ολοκληρωθεί η αυτοψία, εκτελούνται προσεγγιστικοί υπολογισμοί οι οποίοι συνοψίζονται σε τρία (3) βασικά βήματα. Πρώτο βήμα αποτελεί ο υπολογισμός της σεισμικής απαίτησης V_{req} , δεύτερο ο προσδιορισμός της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής V_R και τρίτο η εκτίμηση του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου λ , ο οποίος και συγκρίνει την απαίτηση με την αντίσταση. Ανάλογα με την τιμή του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου στην κάθε διεύθυνση λ_x, λ_y προκύπτει ο συντελεστής δ σύμφωνα με τη σχέση (1.1) ο οποίος κατατάσσει το κτίριο σε σεισμική κατηγορία κατά τον πίνακα (1.4) του τεύχους του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου του Ο.Α.Σ.Π.

$$\delta = \min \left\{ \frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y} \right\} \quad (1.1)$$

Πίνακας 1.4: Κατάταξη κτιρίου σε Σεισμική Κατηγορία

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	δ	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ (Κ)
2475	2%	$1.80 \leq \delta$	K0
975	5%	$1.30 \leq \delta < 1.80$	K1⁺
475	10%	$1.00 \leq \delta < 1.30$	K1
225	20%	$0.75 \leq \delta < 1.00$	K2⁺
135	30%	$0.60 \leq \delta < 0.75$	K2
70	50%	$0.45 \leq \delta < 0.60$	K3⁺
40	70%	$0.35 \leq \delta < 0.45$	K3
20	90%	$0.25 \leq \delta < 0.35$	K4⁺
<20	>90%	$\delta < 0.25$	K4

Προκειμένου να προσδιοριστεί η σεισμική αντίσταση της κατασκευής V_R υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής β . Ο μειωτικός συντελεστής προκύπτει από την εφαρμογή δεκατριών (13) κριτηρίων, παράγοντες δηλαδή τρωτότητας που καθορίζουν σε μεγάλο βαθμό την σεισμική ικανότητα των δομικών στοιχείων και κατ' επέκταση ολόκληρου του φορέα. Το κάθε κριτήριο οδηγεί στην βαθμολόγηση του κτιρίου από το ένα (1) έως το πέντε (5), όπου το 1 αντιστοιχεί στην μέγιστη επιβάρυνση (δηλαδή στην μέγιστη μείωση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής) και το 5 στην ελάχιστη. Το κάθε κριτήριο έχει διαφορετική σπουδαιότητα, η οποία και καθορίζεται από έναν συντελεστή βαρύτητας σ_i .

Στον πίνακα 1.5 παρουσιάζονται τα δεκατρία (13) κριτήρια. Τα τρία (3) από αυτά, οι βλάβες στατικής ανεπάρκειας, η οξείδωση οπλισμών και το μέγεθος του ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων χαρακτηρίζονται ως υπερκρίσιμα, δηλαδή σε περίπτωση που κάποιο από αυτά ξεπεράσει τα απαιτούμενα όρια επηρεάζεται η γενική ευστάθεια του κτιρίου.

Πίνακας 1.5: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ						ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ s_i
		β_i						
		0	1	2	3	4	5	
1	ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ							0.1
2	ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ							0.1
3	ΜΕΓΕΘΟΣ ΑΝΗΓΜΕΝΟΥ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ							0.05
4	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ							0.05
5	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ-ΣΤΡΕΨΗ							0.1
6	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ/ΟΨΗ							0.05
7	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ'ΥΨΟΣ-ΜΑΛΛΑΚΟΣ 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

1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.-Μεθοδολογία

Πρώτα υπολογίζεται η σεισμική απαίτησης της κατασκευής V_{req} , στις κύριες διευθύνσεις κάτοψης. Χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ-8 για τον προσδιορισμό της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού και υπολογίζονται η συνολική μάζα και η ιδιοπερίοδος της κατασκευής. Οι υπολογισμοί έχουν ως εξής:

$$V_{req} = M \times S_d(T) \quad (1.2)$$

όπου:

M: Συνολική μάζα κτιρίου (Προκύπτει από τα μόνιμα G και κινητά φορτία Q)

T: Ιδιοπερίοδος κατασκευής, υπολογίζεται προσεγγιστικά από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ σύμφωνα με την σχέση $T_0=C_t h_n^\beta$, όπου h_n το συνολικό ύψος του κτιρίου, $C_t=0.052$ και $\beta=0.90$

$S_d(T)$: Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

q: Συντελεστής συμπεριφοράς, λαμβάνεται για στάθμη επιτελεστικότητας B "Σημαντικές βλάβες" από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

Η σεισμική αντίσταση της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης V_R υπολογίζεται στο δεύτερο βήμα. Όπως και στη σεισμική απαίτηση, ο υπολογισμός αφορά και τις δύο κύριες διευθύνσεις. Η τελική σεισμική αντίσταση V_R προκύπτει ως εξής:

$$V_R = \beta \times V_{R0} \quad (1.3)$$

όπου

β : μειωτικός συντελεστής, βασίζεται στα δεκατρία (13) κριτήρια του πίνακα 1.5 και υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση κατά τις κύριες διευθύνσεις κάτοψης x,y

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5} \quad (1.4)$$

V_{R0} : τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, υπολογίζεται ως εξής:

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + a_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + a_3 \sum V_{Ri}^{κοντ.υποστ.} + \sum V_{Ri}^{τοιχοπλ} \quad (1.5)$$

όπου οι συντελεστές a_i λαμβάνονται σύμφωνα με τον πίνακα 1.6

Πίνακας 1.6: Μειωτικοί συντελεστές a_i διατμητικής αντοχής κατακόρυφων μελών

$a_1=0.50$ $a_2=0.70$ $a_3=0.85$	όταν υπάρχουν υποστυλώματα,τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα
$a_1=0.70$ $a_2=0.85$	όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$a_1=0.70$ $a_3=0.85$	όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$a_1=0.85$	όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων

Οι διατμητικές αντοχές των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων υπολογίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις (Γ.1)-(Γ.5) του παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ελέγχεται επιπλέον αν το μέλος αστοχεί πλάστιμα η ψαθυρά, δηλαδή αν η τέμνουσα κατά τη φάση καμπτικής αστοχίας του μέλους είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή του μέλους και ως τελική διατμητική αντοχή λαμβάνεται η μικρότερη εκ των δύο. Στην περίπτωση των τοιχωμάτων, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ υπολογίζει τη διατμητική αντοχή ελέγχοντας την αστοχία του κορμού του τοιχώματος σε λοξή θλίψη αλλά και το ενδεχομένο ολίσθησης στη βάση του τοιχώματος λόγω διαρροής διαμήκους σπλισμού. Τελικά η διατμητική αντοχή του κάθε μέλους προκύπτει από τις παρακάτω σχέσεις:

$$V_{Ri} = \min (V_{Rd}, V_M) \quad \text{όπου:} \quad (1.6)$$

V_{Rd} : η διατμητική αντοχή του υποστυλώματος/τοιχώματος, υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις (Γ.1)-(Γ.17) του ΚΑΝ.ΕΠΕ

V_M : η τέμνουσα στη φάση καμπτικής αστοχίας του μέλους, $V_M = M_R / L_s$, όπου

M_R : ροπή αντοχής του κατακόρυφου στοιχείου

L_s : μήκος διάτμησης, όπου για τα υποστυλώματα ισούνται με το μισό του καθαρού τους ύψους, ενώ για τα τοιχώματα με το μισό του συνολικού τους ύψους (από την βάση του κτιρίου έως την κορυφή)

Τέλος αφού έχει προσδιοριστεί η σεισμική απαίτηση και η σεισμική ικανότητα της κατασκευής υπολογίζεται ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου λ ανά διεύθυνση, σύμφωνα με τις σχέσεις (1.7) και (1.8).

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0,30V_{req,y}}{V_{R,x} + 0,30V_{R,y}} \quad (1.7)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0,30V_{req,x}}{V_{R,y} + 0,30V_{R,x}} \quad (1.8)$$

1.4 Τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος-Αναλυτική αποτίμηση κατασκευής βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΚ8

1.4.1 Γενική περιγραφή ελέγχου

Αφού ολοκληρωθεί και ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος, εκτελείται ο τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος, σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) και τον ΕΚ8. Οι δύο Κανονισμοί προβλέπουν ελέγχους ασφαλείας αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας, σε όρους δυνάμεων για τις ψαθυρές μορφές αστοχίες και σε όρους παραμορφώσεων για τις πλάστιμες μορφές αστοχίας. Οι στάθμες επιτελεστικότητας αποτελούν ουσιαστικά επιθυμητά επίπεδα βλαβών-στοχευόμενες συμπεριφορές και είναι οι ακόλουθες:

- “Περιορισμένες βλάβες” (A): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- “Σημαντικές βλάβες” (B): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

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

Κατά τον ΕΚ-8, η στάθμη επιτελεσματικότητας “Περιορισμένες Βλάβες” αντιστοιχεί σε ένταση πιθανότητας υπέρβασης 20 % στα 50 χρόνια, η στάθμη επιτελεσματικότητας “Σημαντικές Βλάβες” αντιστοιχεί σε ένταση πιθανότητας υπέρβασης 10 % στα 50 έτη και η στάθμη επιτελεσματικότητας “Οιονεί Κατάρρευση” αντιστοιχεί σε ένταση πιθανότητας υπέρβασης 2 % στα 50 έτη.

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων περιλαμβάνει περισσότερες από μια πιθανές περιόδους επαναφοράς για την κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας. Ωστόσο, για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας II, θέτει ως ελάχιστη στάθμη αποτίμησης την στάθμη επιτελεσματικότητας Γ1, δηλαδή την “Οιονεί Κατάρρευση” με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη.

1.4.2 Ανελαστική στατική μέθοδος-Μέθοδος Pushover

Προκειμένου να υπολογιστούν με ακρίβεια τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις του φορέα, εκτελείται στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover), η πιο συνηθισμένη μέθοδος ανάλυσης για αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων. Το μοντέλο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης λαμβάνει υπόψιν την ανελαστικότητα του υλικού με αποτέλεσμα να εντοπίζονται ικανοποιητικά οι δομικές βλάβες και ο πλαστικός μηχανισμός. Συγκεκριμένα τα φέροντα στοιχεία προσομοιώνονται ως ανελαστικά πλαίσιακά στοιχεία με πλαστική άρθρωση με βάση τις δυνάμεις (infrnFBPH).

Βάσει της συγκεκριμένης μεθόδου, το κάθε διάφραγμα δέχεται σταθερά τα φορτία βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενες οριζόντιες δράσεις οι οποίες προσομοιώνουν τις αδρανειακές δυνάμεις που προκαλούνται από μια οριζόντια συνιστώσα του σεισμικού φορτίου. Η ανάλυση θεωρητικά ολοκληρώνεται όταν δημιουργηθούν στον φορέα τόσες πλαστικές αρθρώσεις που τον καθιστούν μηχανισμό. Έτσι προκύπτει η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κόμβου ελέγχου. Ως κόμβος ελέγχου στη συγκεκριμένη κατασκευή ορίζεται το κέντρο μάζας του ανώτατου διαφράγματος, δηλαδή του έκτου ορόφου. Η κατασκευή ελέγχεται για τις στάθμες επιτελεσματικότητας “Σημαντικές βλάβες” και “Οιονεί κατάρρευση”. Για την εκτέλεση της Pushover επελέγη το πρόγραμμα Seismobuild της Seismosoft καθώς εκτελεί την στατική ανελαστική μέθοδο (Pushover) και πραγματοποιεί τους απαραίτητους ελέγχους βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του ΕΚ8.

2 Περιγραφή φορέα

2.1 Βασικά χαρακτηριστικά κατασκευής

Η κατασκευή που μελετήθηκε είναι μια εξάωροφη πολυκατοικία η οποία βρίσκεται στην περιοχή της Αγίας Παρασκευής και κατασκευάστηκε το 1997. Ο φέρων οργανισμός της κατασκευής είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα ειδικού βάρους 25 kN/m^3 ενώ διαθέτει μπατική και δρομική τοιχοποιία. Το εμβαδόν κάτοψης του πρώτου ορόφου ανέρχεται στα 362 m^2 , των πέντε ανώτερων ($2^{\text{ος}}$ - $6^{\text{ος}}$) ανέρχεται στα 359 m^2 ενώ το εμβαδόν του υπογείου στα 560 m^2 . Διαθέτει 24 κατακόρυφα μέλη εκ των οποίων τα 16 είναι τοιχώματα και ο κάθε όροφος έχει ύψος 3m. Στο υπόγειο εντοπίζονται 39 κατακόρυφα μέλη. Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων μεταβάλλονται κατά ένα μικρό ποσοστό από όροφο σε όροφο (της τάξεως των δέκα εκατοστών). Στον πίνακα 2.1 φαίνονται οι ποιότητες των υλικών, στον πίνακα 2.2 τα σεισμολογικά και εδαφικά δεδομένα και στον πίνακα 2.3 τα φορτία σχεδιασμού.

Πίνακας 2.1: Ποιότητα και αντοχή σκυροδέματος και χάλυβα

Υλικό	Ποιότητα	Αντοχή (Μpa)	
		Μέση	Χαρακτηριστική
Σκυρόδεμα	C16/20	24	16
Χάλυβας οπλισμού	S400	444,44	400
Χάλυβας συνδετήρων	S400	444,44	400

Πίνακας 2.2: Κατηγορία σπουδαιότητας και εδαφικά, σεισμολογικά δεδομένα

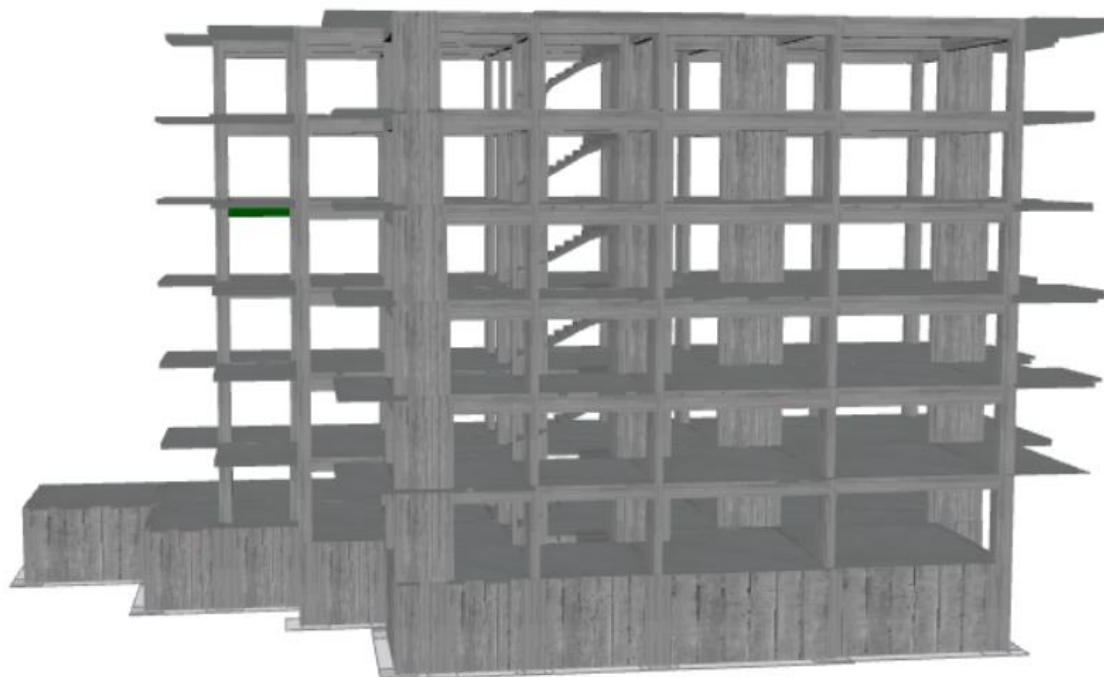
Κατηγορία σπουδαιότητας	II (κατοικία)	$\gamma I=1.00$
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z1 (Αττική)	$agR=0.16g$
Κατηγορία εδάφους	B	$S=1.15$

Πίνακας 2.3: Φορτία σχεδιασμού

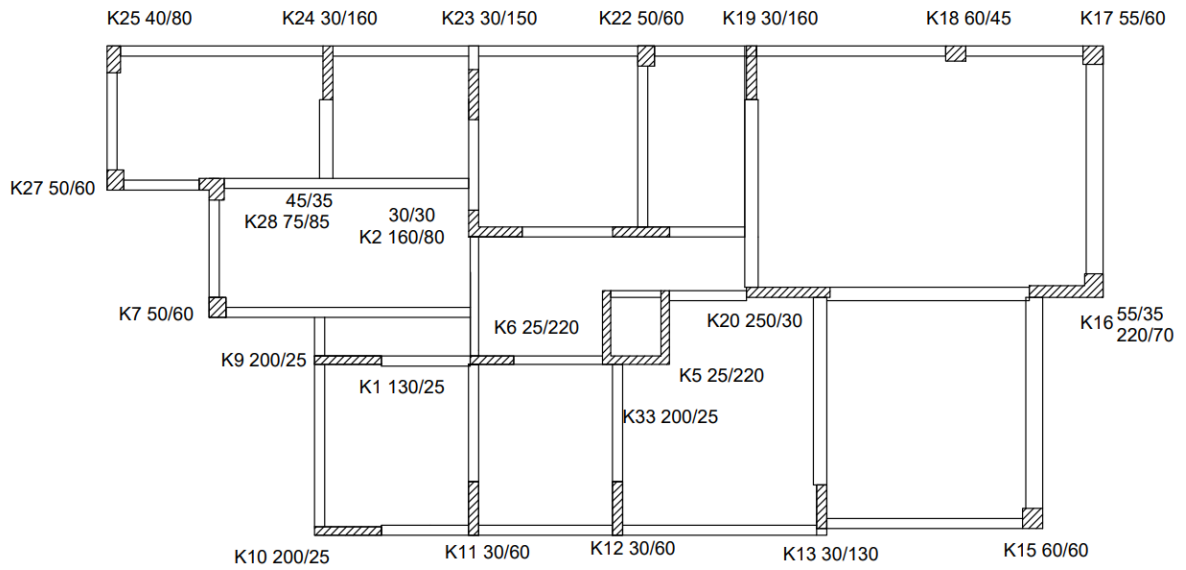
Μόνιμα φορτία		Ωφέλιμα φορτία	
Βάρος δρομικής οπτοπλινθοδομής	2.10 kN/m^2	Ωφέλιμο φορτίο δαπέδων	2.00 kN/m^2
Βάρος μπατικής οπτοπλινθοδομής	3.60 kN/m^2	Ωφέλιμο φορτίο εξωστών	5.00 kN/m^2
Επιστρώσεις δώματος	1.50 kN/m^2	Ωφέλιμο φορτίο κλιμάκων	3.50 kN/m^2
Επιστρώσεις πλακών	1.0 kN/m^2		

2.2 Προσομοίωση φορέα

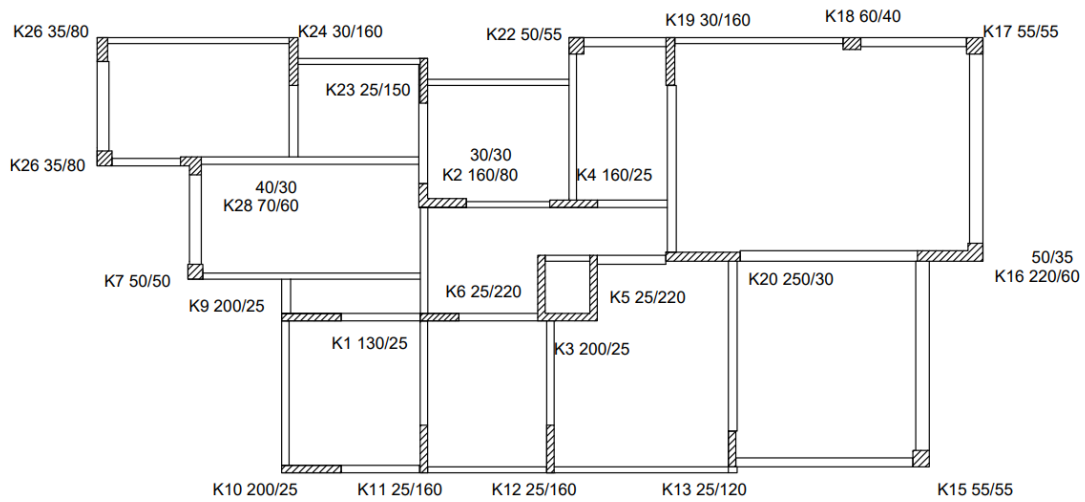
Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 1.4.2 ο φορέας προσομοιώθηκε στο λογισμικό Seisbuild της Seismosoft. Έχουν προσομοιωθεί τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία του φορέα δηλαδή τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα και τα οριζόντια, πλάκες και δοκοί. Οι δοκοί προσομοιώνονται αυτόματα από το πρόγραμμα σαν πλακοδοκοί. Το δώμα δεν περιλαμβάνεται στο προσομοίωμα καθώς στη στατική μελέτη δεν βρέθηκε ο ξυλότυπος του. Οι τοιχοποιίες δεν εντάσσονται στο προσομοίωμα, όμως εφαρμόζουμε τα ίδια βάρη τους στις δοκούς, δηλαδή δεν λαμβάνεται υπόψιν η δυσκαμψία τους αλλά μόνο η μάζα τους. Πιο συγκεκριμένα, στην περίπτωση της περιμετρικής μπατικής τοιχοποιίας εφαρμόζονται 10.6 kN/m σε κάθε περιμετρική δοκό, ενώ για να συμπεριληφθεί η μάζα της δρομικής τοιχοποιίας που συνήθως χρησιμοποιείται για τα εσωτερικά χωρίσματα, προσαυξάνονται τα πρόσθετα φορτία των πλακών κατά 1.5 kN/m^2 , υπέρ της ασφαλείας. Στο σχήμα 2.1 φαίνεται η τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα όπως προσομοιώθηκε στο Seisbuild ενώ στα σχήματα 2.2 και 2.3 φαίνεται η κάτοψη του ισογείου και του πρώτου ορόφου.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατη προσομοίωση φορέα



Σχήμα 2.2: Κάτοψη ισογείου



Σχήμα 2.3: Τυπική κάτοψη ορόφων

Σχετικά με τον οπλισμό των βραχέων δοκών, δεδομένου ότι το πρόγραμμα δεν δίνει την δυνατότητα τοποθέτησης δισδιαγώνιου οπλισμού όπως και διαθέτουν ορισμένες από αυτές, έγινε αντικατάσταση του δισδιαγώνιου οπλισμού με ισοδύναμους συνδετήρες. Πιο συγκεκριμένα, υπολογίστηκε από την σχέση (2.1) η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο δισδιαγώνιος οπλισμός στη κάθε περίπτωση και από τη σχέση (2.2) προσδιορίστηκαν οι συνδετήρες που θεωρητικά θα μπορούσαν να αναλάβουν την ίδια τιμή της τέμνουσας.

$$A_s = \frac{V_{sd}}{2f_{yd} \sin \alpha} \quad (2.1)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (2.2)$$

Στους πίνακες 2.4, 2.5 φαίνονται ενδεικτικά οι βραχείες δοκοί του ισογείου και του πρώτου ορόφου οι οποίες στην πραγματικότητα είναι οπλισμένες με δισδιαγώνιο οπλισμό, η τέμνουσα που αναλαμβάνει αυτός ο οπλισμός και οι ισοδύναμοι συνδετήρες που υπολογίστηκαν και μπήκαν στο προσομοίωμα. Επελέγη σε όλες τις δοκούς με δισδιαγώνιο οπλισμό να τοποθετηθούν δίτητοι συνδετήρες Φ12, ενώ η απόστασή τους καθορίστηκε στη κάθε δοκό ανάλογα με την τέμνουσα σχεδιασμού. Οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν σε υπολογιστικό φύλλο και χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις (2.1) και (2.2), όπως προβλέπει ο Ευρωκώδικας 2.

Πίνακας 2.4: Βραχείες δοκοί πρώτου ορόφου-αντικατάσταση δισδιαγώνιου οπλισμού με ισοδύναμους συνδετήρες

Βραχεία δοκός	Δισδιαγώνιος οπλισμός	Ισοδύναμοι συνδετήρες	Υπάρχοντες συνδετήρες	Συνολικοί συνδετήρες
Δ1	2X4Φ14	Φ12/14	Φ8/14	Φ12/10
Δ2	2X(2Φ16+2Φ18)	Φ12/9	Φ8/14	Φ12/7
Δ3	2X4Φ16	Φ12/11	Φ8/11	Φ12/7
Δ5	2X(2Φ16+2Φ18)	Φ12/9	Φ8/11	Φ12/7
Δ6	2X3Φ16	Φ12/15	Φ8/14	Φ12/9
Δ7	2X(2Φ16+2Φ14)	Φ12/12	Φ8/12	Φ12/8
Δ33	2X2Φ16	Φ12/22	Φ8/16 άκρη Φ8/12 μέση	Φ12/12 μέση Φ12/13 άκρη

Πίνακας 2.5: Βραχείες δοκοί δεύτερου ορόφου-αντικατάσταση δισδιαγώνιου οπλισμού με ισοδύναμους συνδετήρες

Βραχεία δοκός	Δισδιαγώνιος οπλισμός	Ισοδύναμοι συνδετήρες	Υπάρχοντες συνδετήρες	Συνολικοί συνδετήρες
Δ1	2Χ4Φ16	Φ12/15	Φ8/11	Φ12/9
Δ2	2Χ3Φ20	Φ12/12	Φ8/16 άκρη Φ8/12 μέση	Φ12/8 μέση Φ12/9 άκρη
Δ3	2Χ8Φ16	Φ12/7	Φ8/10	Φ12/5
Δ5	2Χ5Φ16	Φ12/12	Φ8/18 τετράτμητοι	Φ12/7
Δ6	2Χ3Φ18	Φ12/16	Φ8/16	Φ12/9
Δ7	2Χ8Φ16	Φ12/7	Φ8/19 τετράτμητοι	Φ12/5
Δ8	2Χ(2Φ16+3Φ14)	Φ12/17	Φ8/13	Φ12/10
Δ9	2Χ6Φ16	Φ12/10	Φ8/11 άκρη Φ8/13 μέση τετράτμητοι	Φ12/6 μέση Φ12/5 άκρη
Δ14	2Χ2Φ18	Φ12/24	Φ8/16 άκρη Φ8/20 μέση	Φ12/15 μέση Φ12/14 άκρη
Δ17	2Χ3Φ20	Φ12/13	Φ8/12	Φ12/8
Δ25	2Χ3Φ14	Φ12/26	Φ8/13 άκρη Φ8/19 μέση	Φ12/16 μέση Φ12/13 άκρη
Δ28	2Χ3Φ16	Φ12/20	Φ8/13	Φ12/12
Δ35	2Χ2Φ18	Φ12/24	Φ8/15 μέση Φ8/16 άκρη	Φ12/14
Δ37	2Χ(2Φ12+2Φ14)	Φ12/22	Φ8/15 μέση Φ8/14 άκρη	Φ12/13

3 Εφαρμογή προσεισμικών ελέγχων

3.1 Εφαρμογή πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου

Αρχικά πραγματοποιήθηκε επί τόπου Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (Τ.Ο.Ε), κατά τον οποίο δεν εντοπίστηκαν βλάβες στα φέροντα στοιχεία. Στην συνέχεια συμπληρώθηκε το Δελτίο Δομικής Τρωτότητας έχοντας ως δεδομένα τα εξής για το κτίριο:

- Κατασκευάστηκε το 1997, συνεπώς βάσει του πίνακα 1.1 ο δομικός του τύπος συντηρητικά και υπέρ της ασφαλείας είναι ΟΣβ.
- Βρίσκεται στην περιοχή της Αγίας Παρασκευής, άρα στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι και κατηγορία εδάφους Β.
- Η μελέτη έγινε με Αντισεισμικό Κανονισμό, δεν εντοπίστηκαν προβλήματα στην κατασκευή η οποία βρίσκεται σε πολύ καλή κατάσταση.
- Δεν διαθέτει πυλωτή, είναι κανονική η διάταξη της τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη, και διαθέτει έξι (6) ορόφους, συνεπώς θεωρείται μεγάλο το ύψος του.
- Είναι κανονικό και σε τομή και σε κάτοψη ενώ βάσει της διάταξης των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων προκύπτει πιθανή στρεπτική παραμόρφωση.
- Αποτελεί εξάωροφη πολυκατοικία άρα εκτιμάται ότι ο αριθμός των χρηστών θα είναι μεγαλύτερος του δέκα (10).

Στον πίνακα 3.1 φαίνεται η τελική δομική βαθμολογία του κτιρίου που προκύπτει λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω δεδομένα. Η τελική δομική βαθμολογία του κτιρίου ισούται με τεσσεράμισι (4.5) με αποτέλεσμα βάση του πίνακα 1.3 η κατασκευή κατατάσσεται στην κατηγορία Μέσης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου (Μ).

Πίνακας 3.1: Πίνακας Τελικής Δομικής Βαθμολογίας Κτιρίου

Δομικός Τύπος	ΟΣβ
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως ΔΤ	7
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι	-1
Έδαφος κατηγορίας Β(για αποδεδειγμένως Α:-0.1)	-0.3
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	ΌΧΙ
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	ΌΧΙ
Κακή κατάσταση	ΌΧΙ
Κρούση με γειτονικά κτίρια	ΌΧΙ
PILOTIS ή/και κοντά υποστυλώματα	ΌΧΙ
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5
Μεγάλο ύψος	-0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	ΌΧΙ
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	ΌΧΙ
Στρέψη (έντονη)	-0.5
Ένταση λειτουργίας (0.2 ή 0.5)	0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4
Τελική δομική βαθμολογία	5.0

3.2 Εφαρμογή δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου

3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Σύμφωνα με την μέθοδο Δρίτσου Σ., πρώτα υπολογίζεται η σεισμική απαίτηση, δεδομένων της συνολικής ταλαντούμενης μάζας της κατασκευής και της ανελαστικής επιτάχυνσης σχεδιασμού. Στην συνέχεια προσδιορίζεται η σεισμική αντίσταση της κατασκευής, υπολογίζοντας τις αρχικές διατμητικές αντοχές των κατακόρυφων μελών του ισογείου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και τον μειωτικό συντελεστή β , ο οποίος και θα καθορίσει την τελική διατμητική αντοχή του κτιρίου. Τέλος, έχοντας ως δεδομένα την απαίτηση και την αντίσταση, ο λόγος τους θα δώσει τον δείκτη προτεραιότητας ελέγχου, ενδεικτικό της ανάγκης εκτέλεσης τριτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου.

Βήμα 1: Υπολογισμός σεισμικής απαίτησης V_{req}

Η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής προκύπτει ίση με $M=2939.94tn$. Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, σύμφωνα με την εμπειρική σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ ισούται με $T_0=0.70sec$ και το συνολικό ύψος της κατασκευής ανέρχεται στα 18 μέτρα (m). Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού προσδιορίζεται έχοντας ως δεδομένα την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας κατά Ε.Α.Κ, τον συντελεστή συμπεριφοράς q (κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ) και την κατηγορία εδάφους και προκύπτει ίση με $S_d(T)=0.17g$. Η σεισμική απαίτηση ισούται με $V_{req,x}=V_{req,y}=5039.89kN$, εφαρμόζοντας την σχέση (1.2).

Βήμα 2: Υπολογισμός σεισμικής αντίστασης V_R

Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 1.3.3 πρώτα υπολογίζονται οι διατμητικές αντοχές των κατακόρυφων στοιχείων του ισογείου σύμφωνα με τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ, οι οποίες φαίνονται στους πίνακες 3.2 και 3.3. Διευκρινίζεται ότι, σύμφωνα με τη μέθοδο Δρίτσου Σ., τοιχώματα θεωρούνται τα κατακόρυφα στοιχεία όπου έχουν λόγο πλευρών μεγαλύτερο ή ίσο του 4, και ελάχιστο μήκος 1.75 m (το οποίο ορίζεται στη συγκεκριμένη μεθοδολογία ανάλογα με το συνολικό ύψος της κατασκευής). Στον πίνακα 3.3 παρουσιάζεται η συνολική διατμητική αντοχή V_{R0} της κατασκευής, δηλαδή η διατμητική αντοχή που προκύπτει χωρίς να ληφθούν υπόψιν τα δεκατρία (13) κριτήρια, κατά τις διευθύνσεις x και y και ο βαθμός τοιχωματοποίησης, ο οποίος δείχνει τι ποσοστό της τέμνουσας αναλαμβάνουν τα τοιχώματα σε σύγκριση με τα υποστυλώματα. Στην συνέχεια εφαρμόζονται τα δεκατρία (13) κριτήρια τρωτότητας, τα οποία θα καθορίσουν τον μειωτικό συντελεστή β και προκύπτει η τελική αντοχή σε τέμνουσα της κατασκευής, V_R .

Πίνακας 3.2: Διατμητικές αντοχές κατακόρυφων μελών V_{Ri} κατά τη διεύθυνση x

Κατακόρυφο μέλος	Διατμητική αντοχή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ V_{Rd} (kN)	Ροπή αντοχής M_R (kNm)	Τέμνουσα κατά την καμπτική αστοχία V_M (kN)	Τελική διατμητική αντοχή V_{Ri} (kN)
K1	686.30	1890.95	1260.63	686.30
K2	1582.16	2496.38	1664.25	1582.16
T3	882.75	3596.88	399.65	399.65
K4	1009.77	1662.19	1108.13	1009.77
T5	630.94	1794.55	199.39	199.39
T6	1312.43	3809.97	423.33	423.33
K7	532.79	707.67	471.78	471.78
T9	511.91	3637.58	404.17	404.17
T10	1234.44	4022.90	446.99	446.99
K11	532.89	287.11	191.41	191.41
K12	425.55	262.93	175.29	175.29
K13	359.21	401.98	267.99	267.99
K15	680.64	880.96	587.31	587.31
T16	2661.21	8402.5	1196.14	1196.14
K17	588.75	697.00	464.67	464.67
K18	468.06	848.76	565.84	468.06
K19	561.38	269.81	179.87	179.87
T20	564.90	2114.87	234.98	234.98
K22	629.04	553.50	369.00	369.00
K23	624.81	270.92	180.61	180.61
K24	580.08	285.04	190.03	190.03
K26	517.15	579.84	386.56	386.56
K27	595.78	748.48	498.99	498.99
K28	660.66	1052.79	701.86	660.66

Πίνακας 3.3: Διατμητικές αντοχές κατακόρυφων μελών V_{Ri} κατά τη διεύθυνση y

Κατακόρυφο μέλος	Διατμητική αντοχή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ V_{Rd} (kN)	Ροπή αντοχής M_R (kNm)	Τέμνουσα κατά την καμπτική αστοχία VM (kN)	Τελική διατμητική αντοχή V_{Ri} (kN)
K1	272.07	265.35	176.90	176.90
K2	788.9	598.66	399.11	399.11
T3	435.40	371.09	41.23	41.23
K4	633.61	481.74	321.16	321.16
T5	383.72	216.58	24.06	24.06
T6	129.18	183.57	20.39	20.39
K7	711.46	904.35	602.90	602.90
T9	376.72	237.18	26.35	26.35
T10	326.18	371.78	41.31	41.31
K11	1064.33	3815.48	2543.65	1064.33
K12	1045.25	2333.75	1555.83	1045.25
K13	1017.24	2018.63	1345.75	1017.24
K15	831.95	1151.74	767.82	767.82
T16	2044.85	1080.06	259.23	259.23
K17	690.35	836.18	557.45	557.45
K18	465.24	553.71	369.14	369.14
K19	438.32	2179.94	1453.29	438.32
T20	707.30	537.96	59.77	59.77
K22	608.10	523.82	349.21	349.21
K23	605.88	956.61	637.74	605.88
K24	860.53	1696.12	1130.75	860.53
K26	508.07	1101.29	734.19	508.07
K27	748.21	636.30	424.20	424.20
K28	540.27	1058.09	705.39	540.27

Πίνακας 3.4: Διατμητική αντοχή κατά x και y και βαθμός τοιχωματοποίησης

Τέμνουσα αντοχής κατά x, $V_{R0,x}=8569.11$ kN
Τέμνουσα αντοχής κατά y, $V_{R0,y}=7434.96$ kN
Βαθμός τοιχωματοποίησης κατά x, $\alpha_{T,x}=0.67$
Βαθμός τοιχωματοποίησης κατά y, $\alpha_{T,y}=0.34$

Έχοντας υπολογίσει την αρχική διατμητική αντοχή της κατασκευής, V_{R0} , κατά τις διευθύνσεις x και y , εφαρμόζονται τα δεκατρία (13) κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης, τα οποία θα καθορίσουν την τελική διατμητική αντοχή της, δηλαδή την αντίστασή της.

Κριτήριο 1: Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Πραγματοποιήθηκε επί τόπου επίσκεψη του κτιρίου για εντοπισμό πιθανών βλαβών στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής. Ως βλάβες χαρακτηρίζονται οι ρηγματώσεις, οι παραμορφώσεις, οι τοπικές αστοχίες και θραύσεις, η αποφλοίωση του σκυροδέματος και η διάβρωση των οπλισμών. Δεν εντοπίστηκε κάποια εμφανής βλάβη, συνεπώς το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία, $B_{K1}=5$.

Κριτήριο 2: Οξείδωση οπλισμών

Δεν εντοπίστηκε οξείδωση οπλισμών, άρα το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία, $B_{K2}=5$.

Κριτήριο 3: Μέθοδος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Ελέγχεται η ικανότητα των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων του ισογείου να αναλάβουν αξονικά θλιπτικά φορτία. Υπολογίζεται η τιμή της αξονικής δύναμης για κατακόρυφα φορτία, μόνιμα G και κινητά Q , για τον συνδυασμό φόρτισης $G+\psi 2Q$. Στον πίνακα 3.5 παρουσιάζονται οι τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου του κάθε κατακόρυφου στοιχείου, οι οποίες υπολογίζονται σύμφωνα με τη σχέση 3.1, για χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος $f_{ck}=16\text{MPa}$. Υπολογίζεται το μέσο αξονικό φορτίο το οποίο ισούται με $v_d=0.17$ και το μέγιστο αξονικό $v_{d,max}=0.25$, επομένως το κριτήριο λαμβάνει την βαθμολογία, $B_{K3}=4$.

$$v_d^i = \frac{N_{sd}}{A_c f_{ck}} \quad (3.1)$$

Πίνακας 3.5: Κριτήριο 3-Ανηγμένο αξονικό φορτίο

Κατακόρυφο μέλος	Αξονική δύναμη Nsd (kN)	Εμβαδόν διατομής Ac (m ²)	Ανηγμένο αξονικό φορτίο vd
K1	820.24	0.33	0.16
K2	3014.08	0.96	0.20
T3	661.21	0.50	0.08
K4	1040.72	0.51	0.13
T5	860.10	0.55	0.10
T6	797.99	0.55	0.09
K7	1027.22	0.30	0.21
T9	1048.49	0.50	0.13
T10	1004.04	0.50	0.13
K11	888.38	0.48	0.12
K12	1051.68	0.48	0.14
K13	1478.03	0.39	0.24
K15	1457.98	0.36	0.25
T16	1983.87	0.96	0.13
K17	1342.03	0.33	0.25
K18	1035.09	0.27	0.24
K19	1496.14	0.48	0.19
T20	2089.96	0.75	0.17
K22	790.43	0.30	0.16
K23	951.24	0.45	0.13
K24	1310.12	0.48	0.17
K26	859.68	0.32	0.17
K27	838.14	0.30	0.17
K28	997.09	0.44	0.14

Κριτήριο 4: Κανονικότητα κάτοψης

Ελέγχεται η λυγηρότητα της κάτοψης του ορόφου $\lambda=L_{\max}/L_{\min}$ όπου για $\lambda < 4$ το κτίριο θεωρείται κανονικό σε κάτοψη. Υπολογίζεται επίσης το εμβαδόν της μεγαλύτερης εσοχής $A_{E,\max}$ και το συνολικό εμβαδόν των εσοχών ΣA_E και συγκρίνονται με το εμβαδόν της κάτοψης A_{tot} . Όταν η επιφάνεια της μέγιστης εσοχής είναι μικρότερη από το 15% του συνολικού εμβαδού κάτοψης και το συνολικό εμβαδόν εσοχών είναι μικρότερο από το 25% του συνολικού εμβαδού κάτοψης, το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία.

Εμβαδόν μεγαλύτερης εσοχής: $A_{E,\max}=21.45\text{m}^2$

Συνολικό εμβαδόν εσοχών: $\Sigma A_E=45\text{m}^2$

Συνολικό εμβαδόν επιφάνειας κάτοψης: $A_{\text{tot}}=389.35\text{m}^2$

Προκύπτει, $A_{E,max} < 0.15A_{tot}$ και $\Sigma_{AE} < 0.25A_{tot}$ άρα το τέταρτο κριτήριο λαμβάνει το μέγιστο βαθμό, $B_{K4}=5$.

Κριτήριο 5: Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη

Ελέγχεται η κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη και κατά συνέπεια το ενδεχόμενο έντονης στρέψης της κατασκευής. Χρησιμοποιείται η ανηγμένη φυσική εκκεντρότητα ε , όπου όταν $\varepsilon \geq 0.30$, έχουμε έντονη ασυμμετρία δυσκαμψίας κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις κάτοψης άρα και έντονη στρέψη, ενώ όταν $\varepsilon < 0.05$, το κτίριο είναι πρακτικά συμμετρικό και δεν διατρέχει κίνδυνο στρέψης. Προκειμένου να υπολογιστεί η ανηγμένη φυσική εκκεντρότητα, προσδιορίζονται η θέση του κέντρου μάζας (x_M, y_M) οι δυσκαμψίες των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων (K_c) και το κέντρο δυσκαμψίας (x_{CR}, y_{CR}) μέσω των σχέσεων (3.2)-(3.10). Οι υπολογισμοί έγιναν σε υπολογιστικό φύλλο.

- Προσδιορισμός συντεταγμένων κέντρου μάζας

$$x_M = \frac{\sum N_{Sd,i} x_{c,i}}{\sum N_{Sd,i}} \quad (3.2)$$

$$y_M = \frac{\sum N_{Sd,i} y_{c,i}}{\sum N_{Sd,i}} \quad (3.3)$$

- Προσδιορισμός δυσκαμψίας κατακόρυφου μέλους

$$K_C = \frac{12(EI)_{eff}}{H^3(1+\eta)} \times \alpha_k \quad (3.4)$$

όπου $(EI)_{eff}$ η ενεργός δυσκαμψία του κατακόρυφου μέλους, υπολογίζεται σύμφωνα με τον πίνακα Σ 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, H το ύψος του κατακόρυφου μέλους, η συντελεστής όπου για τα υποστύλωματα ισούται με 0 ενώ για τα τοιχώματα υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.5) και α_k είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας ο οποίος λαμβάνει υπόψη την συνεισφορά στη δυσκαμψία του κατακόρυφου μέλους των δοκών που συντρέχουν στην κεφαλή τους και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (3.6)

$$\eta = \frac{30(EI)_{eff}}{E_C A_w H^2} \quad (3.5)$$

όπου E_C το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος (29 GPa) και A_w η διατομή του τοιχώματος

$$a_k = \frac{k_c + \sum k_{ba}}{4k_c + \sum k_{ba}} \quad (3.6)$$

όπου k_c ο δείκτης δυσκαμψίας του κατακόρυφου στοιχείου ($k_c=(EI)_{\text{eff}}/H$), και $\sum k_{ba}$ το άθροισμα των δεικτών δυσκαμψίας $(EI)_{\text{eff}}/L_b$ των δοκών που συντρέχουν στην κεφαλή του κατακόρυφου μέλους στη διεύθυνση όπου L_b είναι το μήκος κάθε δοκού

➤ Προσδιορισμός συντεταγμένων κέντρου δυσκαμψίας

$$x_{CR} = \frac{\sum K_{C_{x,i}} x_{c,i}}{\sum K_{C_{x,i}}} \quad (3.7)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum K_{C_{y,i}} y_{c,i}}{\sum K_{C_{y,i}}} \quad (3.8)$$

➤ Προσδιορισμός εκκεντροτήτων και ανηγμένων τιμών

$$e_x = |x_{CR} - x_{CM}| \text{ και } \varepsilon_x = e_x / L_x \quad (3.9)$$

$$e_y = |y_{CR} - y_{CM}| \text{ και } \varepsilon_y = e_y / L_y \quad (3.10)$$

Στον πίνακα 3.6 παρουσιάζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων, στον πίνακα 3.7 παρουσιάζεται ενδεικτικά ο υπολογισμός του κέντρου μάζας και στον πίνακα 3.8 φαίνονται συγκεντρωμένα τα αποτελέσματα του κριτηρίου. Οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας έχουν ως σημείο αναφοράς το κέντρο των αξόνων x,y της κάτοψης, όπως δίνεται στους ξυλότυπους, το πλάτος της διατομής ορίζεται ως η διάσταση της διατομής κατά τον κύριο άξονα x, ενώ το ύψος της διατομής ορίζεται ως η διάσταση κατά τον κύριο άξονα y. Διευκρινίζεται ότι τα υποστυλώματα K2 και K28 και το τοίχωμα T16 είναι διατομής Γ, επομένως ορίζονται από δυο ορθογωνικές διατομές το καθένα.

Τελικά, υπολογίζεται η ανηγμένη φυσική εκκεντρότητα κατά τον άξονα x η οποία προκύπτει ίση με $\varepsilon_x=0.06$ και κατά τον άξονα y $\varepsilon_y=0.035$, επομένως το κριτήριο βαθμολογείται με $B_{K5,x}=4$ και $B_{K5,y}=5$

Πίνακας 3.6: Δυσκαμψίες υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων ισογείου

Κατακόρυφο μέλος	Πλάτος διατομής b (m)	Ύψος διατομής h (m)	Δυσκαμψία κατά x K _x (kN/m)	Δυσκαμψία κατά y K _y (kN/m)	
K1	1.3	0.25	113910.00	6669.27	
T3	2	0.25	379786.00	5506.73	
K4	1.7	0.3	287164.00	7633.30	
T5	0.25	2.2	8210.78	494350.00	
T6	0.25	2.2	7987.88	494350.00	
K7	0.5	0.6	14434.90	10940.30	
T9	2	0.25	377553.00	8154.55	
T10	2	0.25	378257.00	5115.39	
K11	0.3	1.6	10637.90	231909	
K12	0.3	1.6	9310.70	231909	
K13	0.3	1.3	8181.50	125401	
K15	0.6	0.6	23120.60	24864.10	
K17	0.55	0.6	20700.00	23631.20	
K18	0.6	0.45	22744.30	8808.75	
K19	0.3	1.6	10096.60	231211.00	
T20	2.5	0.3	877674.00	7476.95	
K22	0.5	0.6	19581.00	20921.30	
K23	0.3	1.5	5295.65	221122.00	
K24	0.3	1.6	8462.88	236955.00	
K26	0.4	0.8	10308.80	38874.40	
K27	0.5	0.6	19963.80	22981.70	
K28	0.45/0.75	0.30/0.35	39123.60	12474.80	
K2	K2	1.6	0.3	202395	7219.02
	K8	0.3	0.5	2175	10940.30
T16	T16	2.2	0.35	592455	10565.50
	K25	0.55	0.35	9381.70	7212.41
Συνολική δυσκαμψία ισογείου			K _{c,x} = 3458811kN/m	K _{c,y} = 2519913 kN/m	

Πίνακας 3.7: Προσδιορισμός κέντρου μάζας

Κατακόρυφο μέλος	Αξονικό φορτίο N_{sd} (kN)	Απόσταση κατά x από σημείο αναφοράς, x_{ci} (m)	Απόσταση κατά y από σημείο αναφοράς, y_{ci} (m)	Γινόμενο αξονικού φορτίου απόστασης $x, N_{sd} \cdot x_{ci}$	Γινόμενο αξονικού φορτίου απόστασης $y, N_{sd} \cdot y_{ci}$	
K1	820.24	11.55	5.17	9473.77	4244.74	
T3	661.21	15.80	5.22	10447.12	3454.82	
K4	1040.72	15.95	9.05	16599.48	9418.51	
T5	860.10	16.67	6.20	14342.17	5332.62	
T6	797.99	14.92	6.20	11910.00	4947.54	
K7	1027.22	3.30	6.80	3389.82	6985.09	
T9	1048.49	7.20	5.17	7549.13	5425.93	
T10	1004.04	7.20	0.12	7229.09	125.50	
K11	888.38	11.10	0.80	9861.02	710.70	
K12	1051.68	15.25	0.80	16038.12	841.34	
K13	1478.03	10.95	0.85	31555.94	12508.81	
K15	1457.98	27.65	0.30	40313.15	437.39	
K17	1342.03	29.47	14.30	39556.33	19191.03	
K18	1035.09	23.35	14.37	26239.53	14879.42	
K19	1496.14	19.20	14.00	28725.89	20945.96	
T20	2089.96	20.35	6.95	42530.69	14525.22	
K22	790.43	16.10	14.30	12725.92	11303.15	
K23	951.24	10.95	13.15	10416.08	12508.81	
K24	1310.12	6.60	13.80	8646.79	18079.66	
K26	859.68	0.20	14.20	171.94	12207.46	
K27	838.14	0.25	10.60	209.53	8884.28	
K28	997.09	3.17	10.30	3160.77	10275.01	
K2	K2	492.52	11.70	0.05	5762.48	24.62
	K8	2521.56	11.05	9.45	27863.24	23828.63
T16	T16	751.29	28.65	7.27	21524.46	5465.63
	K25	1232.58	29.47	7.62	36330.30	9398.42
Συντεταγμένες κέντρου μάζας: $x_{cm}= 15.01m, y_{cm}= 7.79m$						

Πίνακας 3.8: Συνολική δυσκαμψία ισογείου, κέντρο μάζας και κέντρο δυσκαμψίας

Συνολική δυσκαμψία κατακόρυφων στοιχείων ισογείου $K_{c,total}$	Κατά $x, K_{c,total,x}=3458811$ kN/m
	Κατά $y, K_{c,total,y}=2519913$ kN/m
Κέντρο μάζας (Κ.Μ)	$x_{KM}=15.01m$
	$y_{KM}=7.79m$
Κέντρο δυσκαμψίας (Κ.Δ)	$x_{K\Delta}=16.81m$
	$y_{K\Delta}=7.28m$

Κριτήριο 6: Κανονικότητα σε τομή/όψη

Ελέγχεται η γεωμετρική κανονικότητα από όροφο σε όροφο. Δεδομένου ότι όλοι οι όροφοι έχουν το ίδιο εμβαδόν κάτοψης το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία, $B_{K6}=5$.

Κριτήριο 7: Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος

Προκειμένου να εξασφαλιστεί η βέλτιστη κατανομή των εντάσεων και των παραμορφώσεων από όροφο σε όροφο, η δυσκαμψία θα πρέπει να παραμένει πρακτικά αμετάβλητη καθ' ύψος. Στην συγκεκριμένη κατασκευή οι διαφορές των διατομών των υποστυλωμάτων από όροφο σε όροφο είναι της τάξεως των δέκα (10) εκατοστών δηλαδή αμελητέα, με εξαίρεση τον πέμπτο και τον έκτο όροφο όπου εντοπίζεται μεγαλύτερη απόκλιση. Επομένως υπολογίζεται η δυσκαμψία του πέμπτου και έκτου ορόφου και προσδιορίζεται η διαφορά τους. Όταν η δυσκαμψία του ενός ορόφου υπερβαίνει το 150% της δυσκαμψίας ενός υπερκείμενου ή υποκείμενου το κριτήριο λαμβάνει την ελάχιστη βαθμολογία. Όταν όμως η δυσκαμψία ενός ορόφου δεν υπερβαίνει το 120% ενός γειτονικού το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία. Σύμφωνα με τον πίνακα 3.9 η διαφορά στην δυσκαμψία του πέμπτου και του έκτου ορόφου είναι ελάχιστη συνεπώς το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία $B_{K7}=5$.

Πίνακας 3.9: Διαφορά δυσκαμψίας 5^{ου}-6^{ου} ορόφου

Όροφος	Συνολική δυσκαμψία κατά x (kN/m)	Συνολική δυσκαμψία κατά y (kN/m)	Διαφορά δυσκαμψίας ΔΚ 5 ^{ου} -6 ^{ου}	
5ος	3451384 kN/m	2511515 kN/m	Δκ,x=6.1%	ΔΚ,y=0.8 %
6ος	3241312 kN/m	2492462 kN/m		

Κριτήριο 8: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Ελέγχεται η διαφορά της μάζας από όροφο σε όροφο, προκειμένου να εντοπιστεί η πιθανή ανομοιομορφία η οποία επηρεάζει δυσμενώς τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων. Στον πίνακα 3.10 παρουσιάζονται οι μάζες των ορόφων. Η μέγιστη διαφορά μάζας παρατηρείται μεταξύ πρώτου και δεύτερου ορόφου και ισούται με $\Delta M=2.8\%$ συνεπώς δεν τίθενται ζήτημα ανομοιομορφίας μάζας, επομένως το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία, $B_{K8}=5$.

Πίνακας 3.10: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Όροφος	Μάζα ορόφου (tn)
Ισόγειο	$M_1=482.64$ tn
1 ^{ος}	$M_2=478.28$ tn
2 ^{ος}	$M_3=492.13$ tn
3 ^{ος}	$M_4=493.67$ tn
4 ^{ος}	$M_5=499.28$ tn
5 ^{ος}	$M_6=494.25$ tn

Κριτήριο 9: Κοντά υποστυλώματα

Η κατασκευή δεν διαθέτει κοντά υποστυλώματα, συνεπώς το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία, $B_{K9}=5$.

Κριτήριο 10: Κατακόρυφες ασυνέχειες

Ελέγχεται αρχικά η ύπαρξη φυτευτών υποστυλωμάτων και στη συνέχεια η ύπαρξη εκκεντρότητας καθ' ύψος του άξονα των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων. Ελέγχεται το υποστυλώμα K2, καθώς η διατομή του στον πέμπτο όροφο ισούται με $A_{K2,5}=0.63$ m² ενώ στον έκτο ισούται με $A_{K2,6}=0.0625$ m². Προκύπτει εκκεντρότητα κατά x, $e_x=0.515$ m και κατά y, $e_y=0.115$ m με αποτέλεσμα το κριτήριο να λάβει την βαθμολογία $B_{K10,x}=2$. $B_{K10,y}=3$.

Κριτήριο 11: Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Αξιολογείται η σύνδεση των τοιχωμάτων με το διάφραγμα και η πλαισιακή λειτουργία. Οι συνδέσεις των τοιχωμάτων με τα διαφράγματα είναι πλήρως ικανοποιητικές ενώ η πλαισιακή λειτουργία θεωρείται επαρκής αλλά όχι η βέλτιστη δυνατή, δεδομένου ότι εντοπίζονται επιμήκεις δοκοί έμμεσα στηριγμένες. Συνεπώς το κριτήριο συντηρητικά λαμβάνει $B_{K11}=3$.

Κριτήριο 12: Γειτονικά κτίρια

Εξετάζεται η πιθανή αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Δε τίθενται ζήτημα σύγκρουσης με γειτονικά κτίρια άρα το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία, $B_{K12}=5$.

Κριτήριο 13: Κακοτεχνίες, τραυματισμοί

Ελέγχεται η κατάσταση του κτιρίου και επιβεβαιώνεται ότι έχει εφαρμοστεί η μελέτη αναφορικά με τη γεωμετρία των δομικών στοιχείων και των υλικών. Το κτίριο βρίσκεται σε πολύ καλή κατάσταση, χωρίς εμφανείς τραυματισμούς τόσο στα φέροντα στοιχεία όσο και στις τοιχοποιίες, επομένως το κριτήριο λαμβάνει τη μέγιστη βαθμολογία $B_{K13}=5$.

Αφού ολοκληρωθούν τα δεκατρία (13) κριτήρια προσδιορίζεται ο μειωτικός συντελεστής β κατά τις κύριες διευθύνσεις x, y σύμφωνα με την σχέση (1.4) και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 3.11. Στη συνέχεια μέσω της σχέσης (1.3) προσδιορίζεται η τελική διατμητική αντοχή των κατακόρυφων στοιχείων του ισογείου σύμφωνα με την μέθοδο Δρίτσος Σ., η οποία συγκρίνεται με την σεισμική απαίτηση και προκύπτει ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου λ κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις x, y . Εφαρμόζοντας την σχέση (1.1) υπολογίζεται ο συντελεστής δ , με αποτέλεσμα σύμφωνα με τον πίνακα 1.4, το κτίριο να κατατάσσεται στην σεισμική κατηγορία $K1^+$ η οποία αντιστοιχεί σε ένταση πιθανότητας υπέρβασης 5% στα 50 χρόνια, για στάθμη επιτελεστικότητας "Σημαντικές Βλάβες". Στον πίνακα 3.12 παρουσιάζονται συγκεντρωμένα τα αποτελέσματα του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου.

Πίνακας 3.11: Βαθμολογία κριτηρίων τρωτότητας- μειωτικός συντελεστής β

Κριτήριο	Συντελεστής βαρύτητας σ_i	Βαθμός επιβάρυνσης κατά x , $\beta_{i,x}$	Βαθμός επιβάρυνσης κατά y , $\beta_{i,y}$	$\frac{\sigma_i \beta_{i,x}}{5}$	$\frac{\sigma_i \beta_{i,y}}{5}$
K1	0.1	5	5	0.1	0.1
K2	0.1	5	5	0.1	0.1
K3	0.05	4	4	0.04	0.04
K4	0.05	5	5	0.05	0.05
K5	0.1	4	5	0.08	0.1
K6	0.05	5	5	0.05	0.05
K7	0.15	5	5	0.15	0.15
K8	0.05	5	5	0.05	0.05
K9	0.15	5	5	0.15	0.15
K10	0.05	2	3	0.02	0.03
K11	0.05	3	3	0.03	0.03
K12	0.05	5	5	0.05	0.05
K13	0.5	5	5	0.05	0.05
$\beta_x = \sum \frac{\sigma_i \beta_{i,x}}{5} = 0.92$			$\beta_y = \sum \frac{\sigma_i \beta_{i,y}}{5} = 0.95$		

Πίνακας 3.12: Αποτελέσματα δευτεροβάθμιου ελέγχου, μέθοδος Δρίτσος Σ.

Σεισμική απαίτηση κατά τις διευθύνσεις x και y	$V_{req,x}=V_{req,y}=5039.89$ kN
Μειωτικός συντελεστής κατά τη διεύθυνση x	$\beta_x=0.92$
Μειωτικός συντελεστής κατά τη διεύθυνση y	$\beta_y=0.95$
Σεισμική αντίσταση κατά τη διεύθυνση x	$V_{R,x}=7883.58$ kN
Σεισμική αντίσταση κατά τη διεύθυνση y	$V_{R,y}=7063.21$ kN
Δείκτης προτεραιότητας ελέγχου κατά τη διεύθυνση x	$\lambda_x=0.63$
Δείκτης προτεραιότητας ελέγχου κατά τη διεύθυνση y	$\lambda_y=0.71$
Συντελεστής δ , σεισμική κατηγορία	$\delta=1.40, K1^+$

3.3 Εφαρμογή τριτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου

3.3.1 Γενικά

Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 1.3, για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Seisbuild. Προκειμένου να εκτελεστεί η ανελαστική στατική ανάλυση, ορίζεται στο πρόγραμμα η εδαφική επιτάχυνση, η κατηγορία εδάφους και σπουδαιότητας. Επιπλέον ορίζεται η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ), η οποία είναι ενδεικτική της ποσότητας της πληροφορίας που υπάρχει σχετικά με την υπό μελέτη κατασκευή. Για το συγκεκριμένο κτίριο επελέγη ικανοποιητική ΣΑΔ. Τέλος, ορίζεται ο Κανονισμός βάσει του οποίου θα εκτελεστεί η ανάλυση και θα πραγματοποιηθούν οι αντίστοιχοι έλεγχοι ασφαλείας. Πρώτα εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση από την οποία προκύπτει η ελαστική απόκριση της κατασκευής και προσδιορίζεται το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιούν οι πρώτες ιδιομορφές. Για να πραγματοποιηθεί στατική ανελαστική ανάλυση απαιτείται η ενεργοποίηση του 90% της συνολικής μάζας ώστε να αγνοηθεί η επιρροή ανώτερων ιδιομορφών.

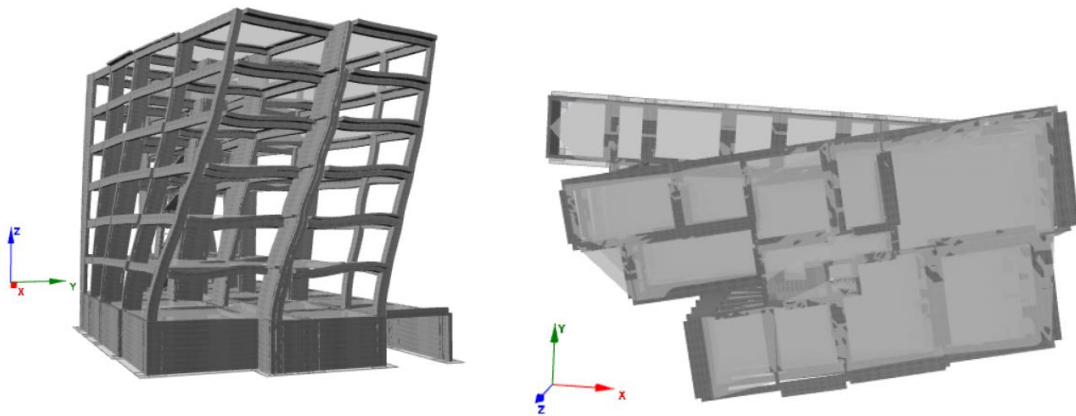
3.3.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Πρώτα εκτελείται στο πρόγραμμα ιδιομορφική ανάλυση και προσδιορίζεται το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιεί η κάθε ιδιομορφή. Το γεγονός ότι οι δέκα πρώτες ιδιομορφές ενεργοποιούν το 76,4 % της συνολικής μάζας οφείλεται στο ότι το πρόγραμμα λαμβάνει και το υπόγειο υπόσπιν του σαν ταλαντούμενη μάζα. Εκτιμάται ότι αν δεν συμπεριληφθεί το υπόγειο στο προσομοίωμα οι επτά πρώτες ιδιομορφές θα ενεργοποιήσουν το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας, το ποσοστό δηλαδή που θέτει ως ελάχιστο όριο ο ΕΚ8 για αγνόηση ανώτερων ιδιομορφών.

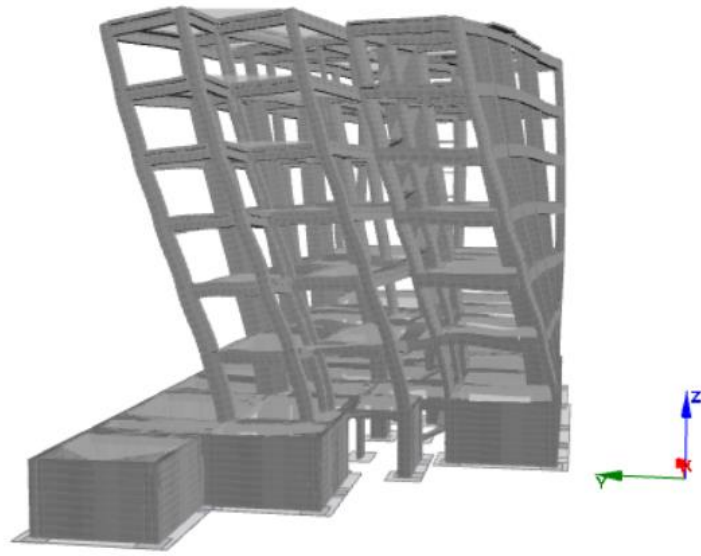
Προκειμένου να εντοπιστεί σε ποια διεύθυνση δεσπόζει η κάθε ιδιομορφή, ελέγχεται ανά διεύθυνση ποια ιδιομορφή έχει τη μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα, δηλαδή τι ποσοστό της συνολικής ταλαντούμενης μάζας ενεργοποιεί η κάθε ιδιομορφή. Στην διεύθυνση y , το μεγαλύτερο ποσοστό ενεργούς μάζας προκύπτει από την πρώτη ιδιομορφή, έχοντας παράλληλα ένα αξιοσημείωτο ποσοστό ενεργούς μάζας περί τον z , συνεπώς προκύπτει ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι συνδυασμός μεταφορικής κίνησης κατά y και στρέψης περί τον z . Στην διεύθυνση x , το μεγαλύτερο ποσοστό ενεργούς μάζας προκύπτει από την τρίτη ιδιομορφή, συνεπώς η τρίτη ιδιομορφή δεσπόζει στην διεύθυνση x . Η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά y . Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον πίνακα 3.13, ενώ στα σχήματα 3.1, 3.2, 3.3 φαίνεται η απόκριση και η τιμή των τριών πρώτων ιδιομορφών.

Πίνακας 3.13: Ιδιομορφική ανάλυση

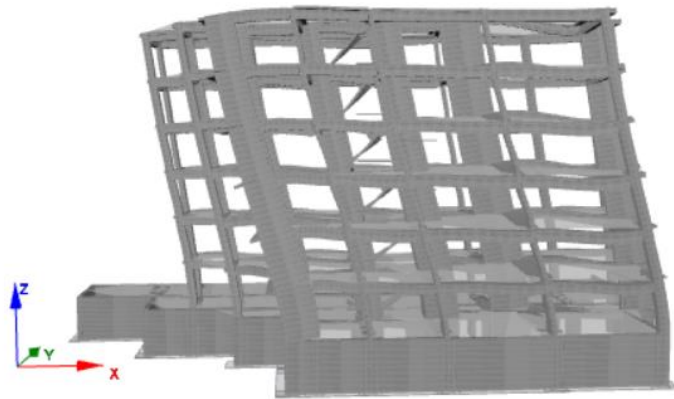
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (s)	Ενεργός μάζα κατά x (%)	Ενεργός μάζα κατά y (%)	Ενεργός μάζα περί z (%)
1η	0.64 sec	3.76 %	33.14 %	31.42 %
2η	0.50 sec	3.80 %	32.55 %	24.20 %
3η	0.43 sec	58.12 %	0.01%	9.67 %
4η	0.20 sec	0.66 %	3.52 %	4.71 %
5η	0.16 sec	0.04 %	7.51 %	2.63 %
6η	0.15 sec	0.01 %	0.01 %	0.01 %
7η	0.13 sec	9.93 %	0.06 %	0.94 %
8η	0.12 sec	0.01 %	0.01 %	0.00 %
9η	0.12 sec	0.00 %	0.00 %	0.00 %
10η	0.11 sec	0.00 %	0.00 %	0.05 %



Σχήμα 3.1: 1^η ιδιομορφή-μεταφορική κατά y και στρέψη περί τον z, T1=0.64 sec



Σχήμα 3.2: 2^η ιδιομορφή-μεταφορική κατά y, $T_2=0.50$ sec



Σχήμα 3.3: 3^η ιδιομορφή-μεταφορική κατά x, $T_3=0.43$ sec

3.3.3 Στατική ανελαστική ανάλυση-μέθοδος Pushover

Εκτελούνται εξήντα-τέσσερις (64) αναλύσεις Pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, τριάντα-δύο (32) ομοιόμορφης κατανομής και τριάντα-δύο (32) ιδιομορφικής κατανομής, ανάλογης της θεμελιώδης μεταφορικής ιδιομορφής. Προκύπτουν εξήντα-τέσσερις (64) καμπύλες ικανότητας και λαμβάνεται η δυσμενέστερη για την κάθε διεύθυνση, x και y. Το πρόγραμμα εκτελεί ελέγχους δυνάμεων και παραμορφώσεων, ανάλογα της στάθμης επιτελεστικότητας που έχει οριστεί. Διευκρινίζεται ότι δεν λαμβάνονται υπόψιν τυχόν διατμητικές αστοχίες σε δοκούς, καθώς το πρόγραμμα αδυνατεί να προσομοιώσει πλήρως την συμπεριφορά των δοκών καθώς δέχονται μεγάλα αξονικά φορτία και έτσι λόγω της θλίψης αυξάνεται η περίσφιγξη της διατομής άρα και η πλαστιμότητα με αποτέλεσμα το μέλος να αστοχεί πρώτα σε διάτμηση. Είναι γνωστό όμως πως κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει στην πραγματικότητα, δηλαδή οι δοκοί κατά τη διάρκεια του σεισμού δεν δέχονται μεγάλα αξονικά φορτία. Συνεπώς, ελέγχονται μόνο τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα τα οποία προφανώς είναι και τα κρισιμότερα για την γενική ευστάθεια του φορέα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, μειώνεται σταδιακά η εδαφική επιτάχυνση από τα 0.16g που είναι η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού μέχρι την τιμή που δεν θα προκύπτει καμία αστοχία στο φορέα, τόσο στη διεύθυνση x όσο και στην y, έτσι ώστε τα κατακόρυφα μέλη να περνούν τον έλεγχο της διατμητικής αντοχής για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, δηλαδή η απαίτηση που ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ να είναι σχεδόν ίση με την ικανότητα. Ελέγχονται οι στάθμες επιτελεστικότητας Β2, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 135 έτη με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 30% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών και η Γ1, η οποία αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 475 έτη με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών.

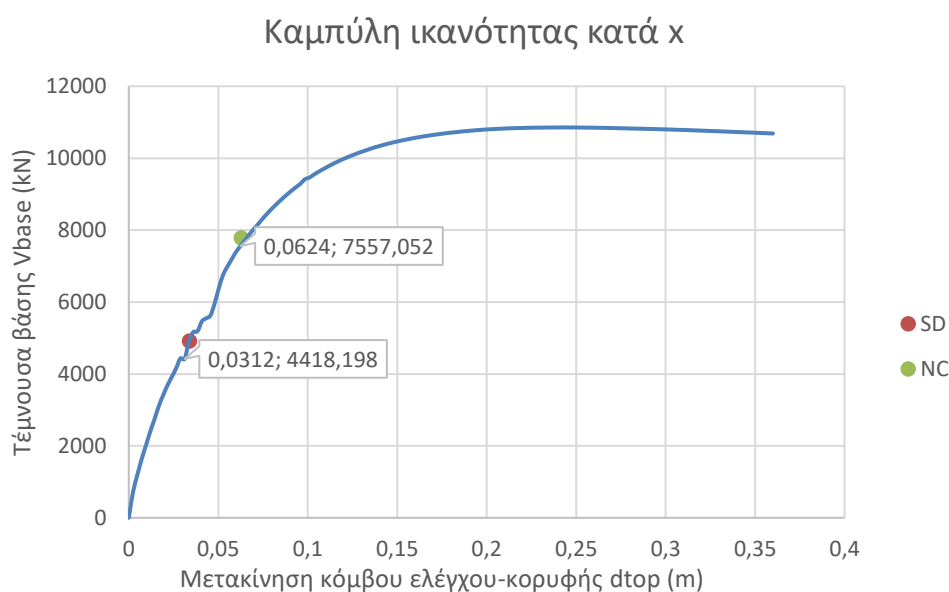
3.3.4 Αποτελέσματα ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, όλα τα μέλη του φορέα περνάνε τον έλεγχο της στροφής χορδής για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, σε αντίθεση με τον έλεγχο σε διατμητική αντοχή που προκύπτουν ορισμένες αστοχίες. Στα σχήματα 3.4 και 3.5 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας κατά τη διεύθυνση x και y αντίστοιχα, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πάνω στις καμπύλες ικανότητας ορίζονται τα σημεία επιτελεστικότητας “Σημαντικές Βλάβες” (SD) και “Οιονεί Κατάρρευση”(NC), για τα οποία και εκτελούνται οι έλεγχοι στροφής χορδής και διατμητικής αντοχής. Πιο συγκεκριμένα, για κάθε σημείο επιτελεστικότητας-στοχευόμενης μετακίνησης ελέγχονται τα τοιχώματα και τα υποστυλώματα σε στροφής χορδής θ και σε διάτμηση στα άκρα του κάθε μέλους.

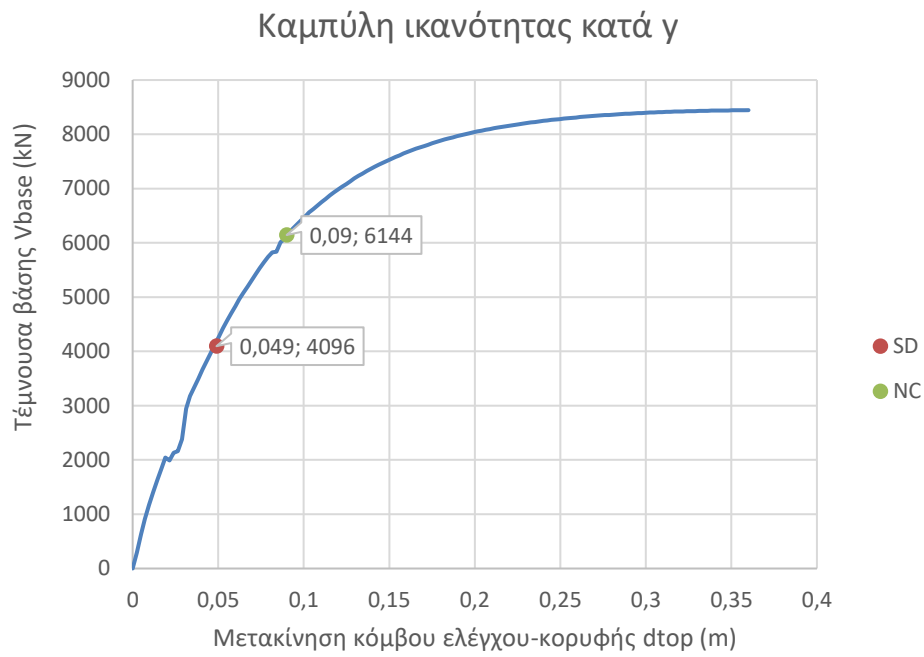
Στα σχήματα 3.6 έως 3.10 παρουσιάζονται οι έλεγχοι στροφής χορδής ενδεικτικά για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, και διατμητικής αντοχής για στάθμες επιτελεστικότητας Γ1 και Β2, κατά τις διευθύνσεις x,y. Εφαρμόζοντας την επαναληπτική διαδικασία σταδιακής μείωσης της επιτάχυνσης a_g , δεν προκύπτει καμία αστοχία στην διεύθυνση x για $a_g=0.056g$ και στην διεύθυνση y, για $a_g=0.055g$.

3.3.5 Αποτελέσματα ανάλυσης κατά ΕΚ8

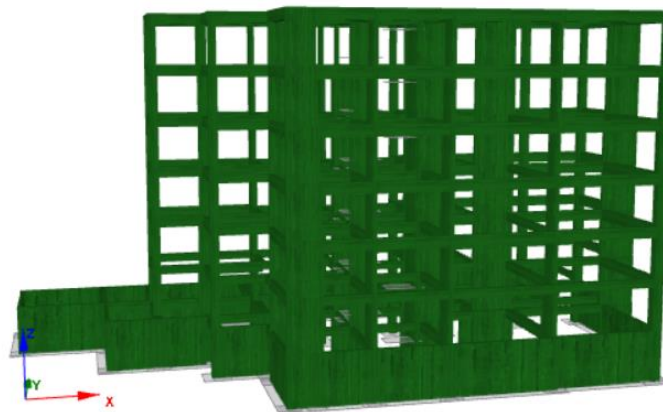
Δεδομένου ότι προκύπτουν εξαιρετικά συντηρητικά αποτελέσματα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και δεδομένου ότι η κατασκευή δεν είναι πολύ παλιά επομένως δεν αναμένονται εξαιρετικά πολλές αστοχίες (κατασκευή 1997) ελέγχεται η κατασκευή και κατά ΕΚ8, εκτελώντας δεκαέξι αναλύσεις Pushover, οκτώ ιδιομορφικής κατανομής και οκτώ ομοιόμορφης και προκύπτουν δεκαέξι καμπύλες ικανότητας, οκτώ κατά x και οκτώ κατά y. Η δυσμενέστερη για την κάθε διεύθυνση φαίνεται στα σχήματα 3.11 και 3.12 ενώ στα σχήματα 3.13 και 3.14 παρουσιάζεται ο έλεγχος διατμητικής αντοχής για στάθμη επιτελεστικότητας Γ, στις διευθύνσεις x και y αντίστοιχα. Πρώτη αστοχία κατά ΕΚ8 στην διεύθυνση x, για στάθμη επιτελεστικότητας "Οιονεί Κατάρρευση" προκύπτει για $a_g=0.11g$, ενώ στην διεύθυνση y για $a_g=0.16g$. Προφανώς τα αποτελέσματα είναι ευνοϊκότερα σε σχέση με τον έλεγχο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ όσον αφορά τον έλεγχο διατμητικής αντοχής των μελών. Η καμπύλη Pushover είναι σχεδόν ίδια, κάτι που αναμενόταν δεδομένου ότι η καμπύλη βασίζεται αποκλειστικά στην ικανότητα της κατασκευής και μόνο, δηλαδή είναι ανεξάρτητη της σεισμικής έντασης, αυτό που αλλάζει είναι η στοχευόμενη μετακίνηση. Στον πίνακα 3.14 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης για έλεγχο κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΚ8.



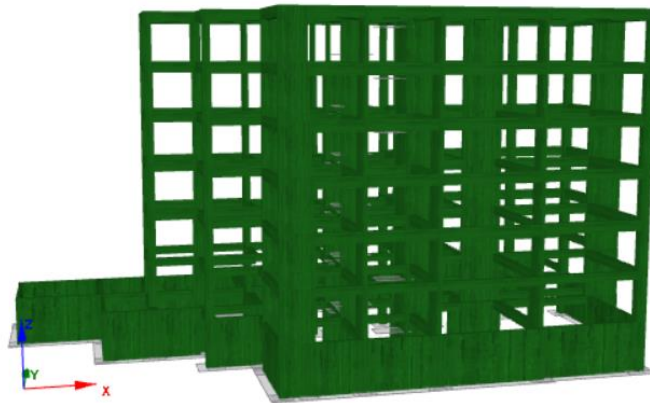
Σχήμα 3.4: Καμπύλη ικανότητας κατά τη διεύθυνση x, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



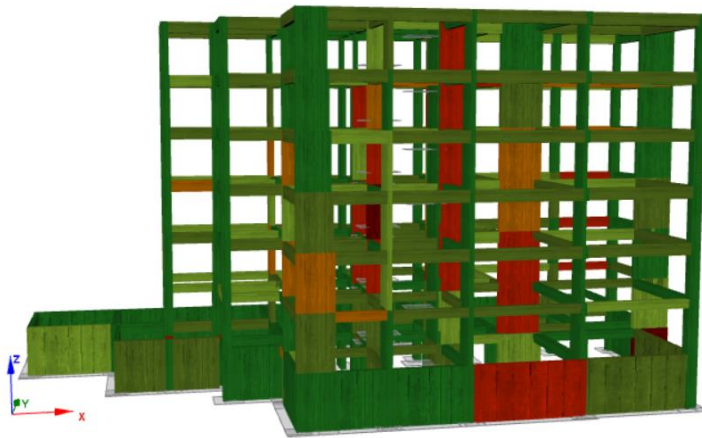
Σχήμα 3.5: Καμπύλη ικανότητας κατά τη διεύθυνση γ , κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



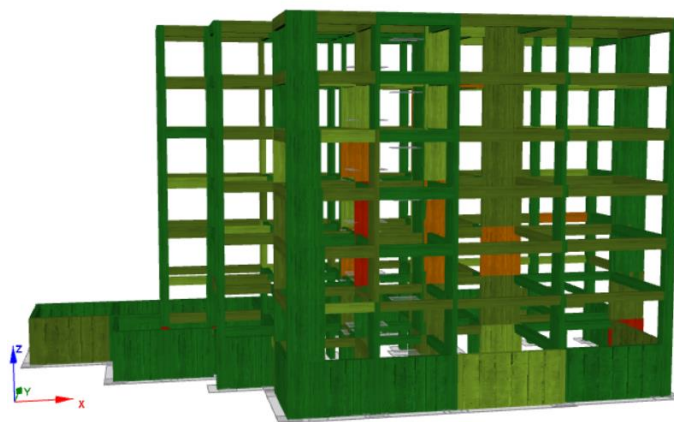
Σχήμα 3.6: Έλεγχος στροφής χορδής, στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



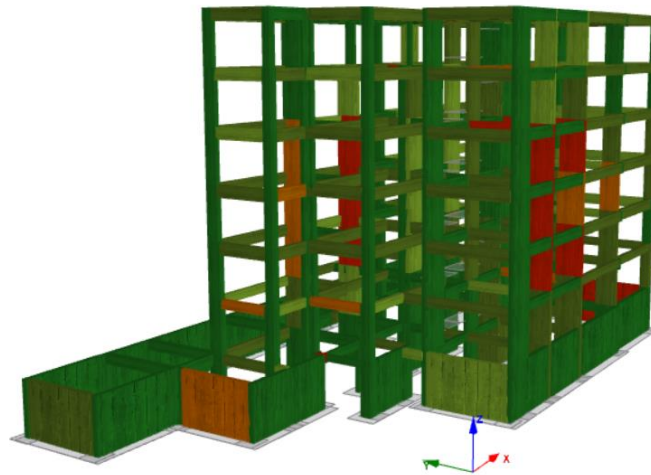
Σχήμα 3.7: Έλεγχος στρωφής χορδής, στάθμη επιτελεστικότητας B2, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



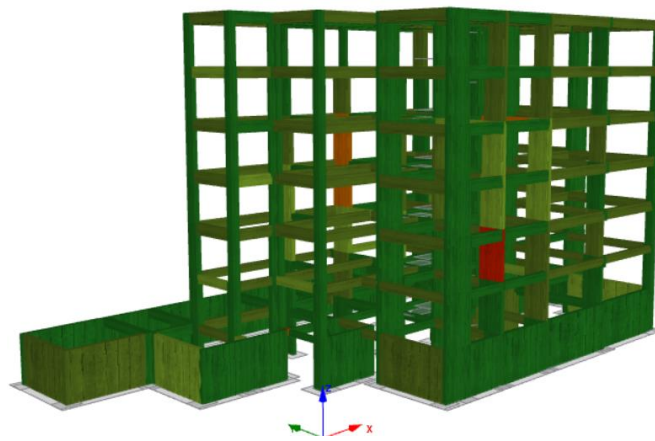
Σχήμα 3.8: Έλεγχος διατμητικής αντοχής μελών κατά x, στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



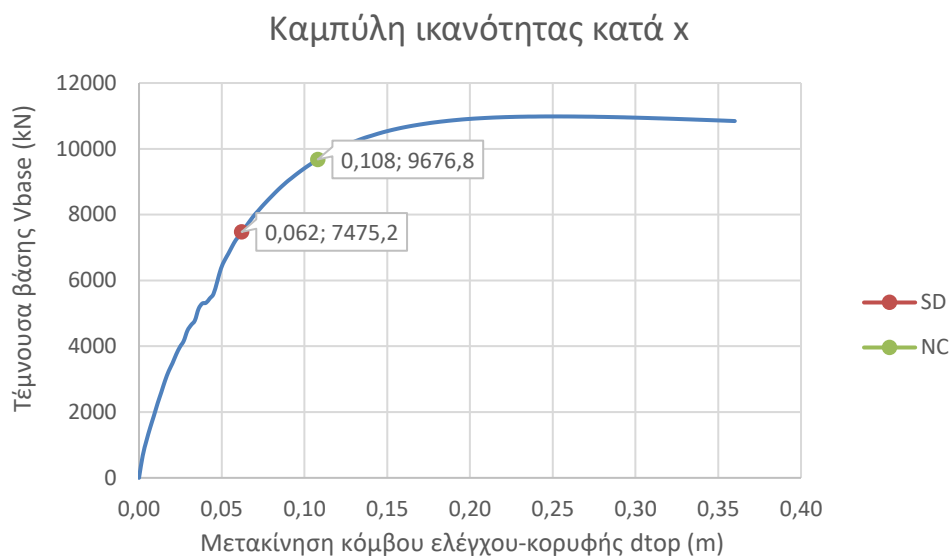
Σχήμα 3.9: Έλεγχος διατμητικής αντοχής μελών κατά x, στάθμη επιτελεστικότητας B2, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



Σχήμα 3.10: Έλεγχος διατμητικής αντοχής μελών κατά y, στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



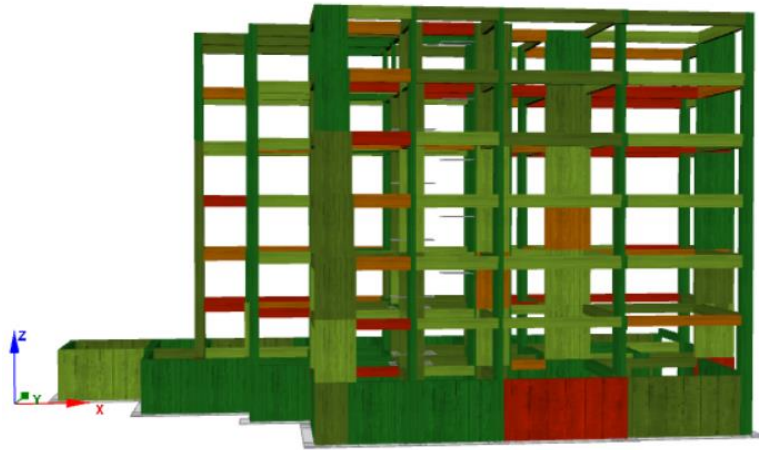
Σχήμα 3.11: Έλεγχος διατμητικής αντοχής μελών κατά y, στάθμη επιτελεστικότητας B2, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ



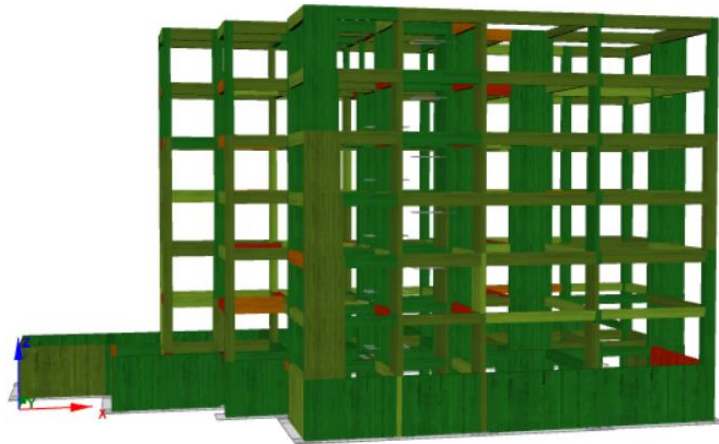
Σχήμα 3.12: Καμπύλη ικανότητας κατά τη διεύθυνση x, κατά ΕΚ8



Σχήμα 3.13: Καμπύλη ικανότητας κατά τη διεύθυνση y, κατά ΕΚ8



Σχήμα 3.14: Έλεγχος διατμητικής αντοχής μελών κατά x, στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, κατά ΕΚ8



Σχήμα 3.15: Έλεγχος διατμητικής αντοχής μελών κατά y, στάθμη επιτελεστικότητας Γ1, κατά ΕΚ8

Πίνακας 3.14: Τέμνουσα αντοχής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΚ8, “Οιονεί κατάρρευση”

Τέμνουσα αντοχής κατά x, ΚΑΝ.ΕΠΕ $V_x=3686,4$ kN
Τέμνουσα αντοχής κατά y, ΚΑΝ.ΕΠΕ $V_y=3000$ kN
Τέμνουσα αντοχής κατά x, ΕΚ8 $V_x=9420,8$ kN
Τέμνουσα αντοχής κατά y, ΕΚ8 $V_y=6822,4$ kN

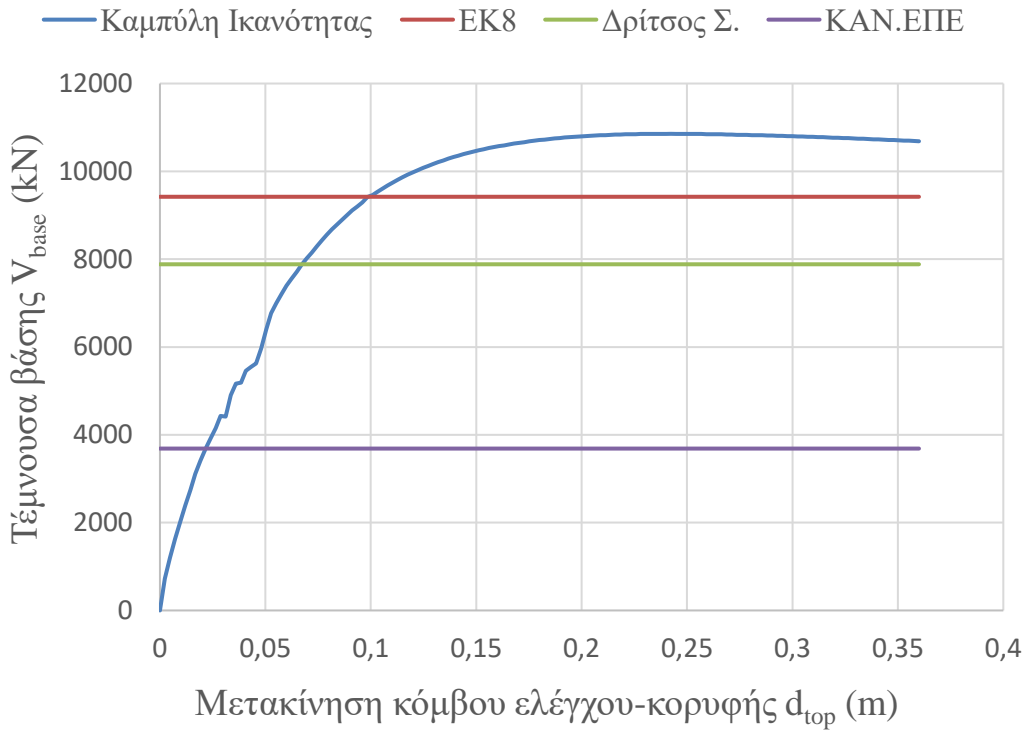
3.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων-Συμπεράσματα

Το πρώτο συμπέρασμα που προκύπτει από την εφαρμογή των προσεισμικών ελέγχων είναι ότι ο ΚΑΝ.ΕΠΕ υποεκτιμά αρκετά την ικανότητα της κατασκευής και ειδικά τις διατμητικές αντοχές των κατακόρυφων μελών και συγκεκριμένα των τοιχωμάτων. Πρώτη διατμητική αστοχία κατά ΚΑ.ΕΠΕ στη διεύθυνση x προκύπτει για $PGA=0.055g$ ενώ κατά ΕΚ8 για $PGA=0.12g$. Οι λόγοι για τους οποίους οι δύο Κανονισμοί εμφανίζουν τόσο έντονη απόκλιση είναι προς διερεύνηση. Με μια προσέγγιση της βιβλιογραφίας, εκτιμάται ότι η απόκλιση πιθανώς να προκύπτει κυρίως από τον τρόπο με τον οποίο διακρίνουν οι δύο Κανονισμοί τα τοιχώματα ανάλογα με τον λόγο διάτμησης a_s .

Ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος κατά Δρίτσο Σ., φαίνεται να εντοπίζει τις αδυναμίες της κατασκευής και να προσεγγίσει ικανοποιητικά την ικανότητα της σε τέμνουσα δύναμη. Βέβαια στην πράξη ο συγκεκριμένος έλεγχος πραγματοποιείται για περισσότερα από ένα κτίρια, για ομάδες κτιρίων τα οποία παρουσιάζουν κοινά χαρακτηριστικά ώστε να προκύψει μια γενική εκτίμηση για την ικανότητα της εκάστοτε κατασκευής.

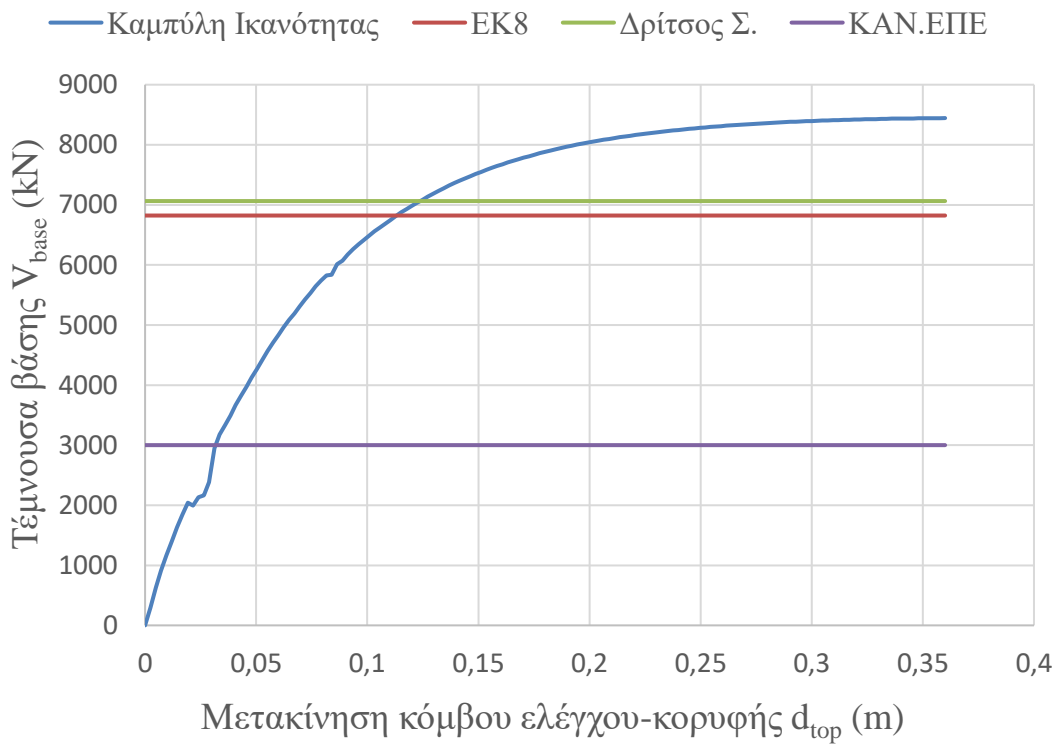
Στα σχήμα 3.16 και 3.17 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα του δευτεροβάθμιου και του τριτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου, δηλαδή η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής από την ανάλυση Pushover και η αντοχή της κατασκευής κατά Δρίτσο Σ, ΚΑΝ.ΕΠΕ και ΕΚ8 στην διεύθυνση x και y αντίστοιχα.

Διατμητική ικανότητα κατασκευής, διεύθυνση x



Σχήμα 3.16: Διατμητική ικανότητα κατασκευής ανά έλεγχο, διεύθυνση x

Διατμητική ικανότητα κατασκευής, διεύθυνση y



Σχήμα 3.17: Διατμητική ικανότητα κατασκευής ανά έλεγχο, διεύθυνση y

4 Οικονομοτεχνική μελέτη

4.1 Γενικά

Κατά την αποτίμηση της κατασκευής, στον δευτεροβάθμιο έλεγχο η κατασκευή θεωρήθηκε ότι δέχεται μια επιτάχυνση ίση με την επιτάχυνση σχεδιασμού ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και την κατηγορία εδάφους και σπουδαιότητας. Αντίστοιχα, στον τριτοβάθμιο έλεγχο και συγκεκριμένα στην ανάλυση Pushover πάλι θεωρήθηκε ότι η κατασκευή δέχεται επιτάχυνση ίση με την επιτάχυνση σχεδιασμού, και πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι για στάθμες επιτελεστικότητας B2 και Γ1. Προκύπτει το συμπέρασμα λοιπόν, ότι η κατασκευή έχει ελεγχθεί για μια επιτάχυνση, χωρίς να έχει εξεταστεί τι συμβαίνει στην κατασκευή και τι βλάβες προκύπτουν για μικρότερες ή για μεγαλύτερες επιταχύνσεις. Συνεπώς, για να προκύψει μια πιο ακριβή εικόνα για την ικανότητα της κατασκευής ανάλογα με την σεισμική ένταση που πιθανώς θα αντιμετωπίσει και για να εκτιμηθεί το επίπεδο ζημιών και το κόστος επισκευής αυτών πρέπει να ελεγχθεί η κατασκευή για όσο το δυνατό περισσότερες πιθανές σεισμικές εντάσεις και να ληφθεί υπόψιν και η αβεβαιότητα.

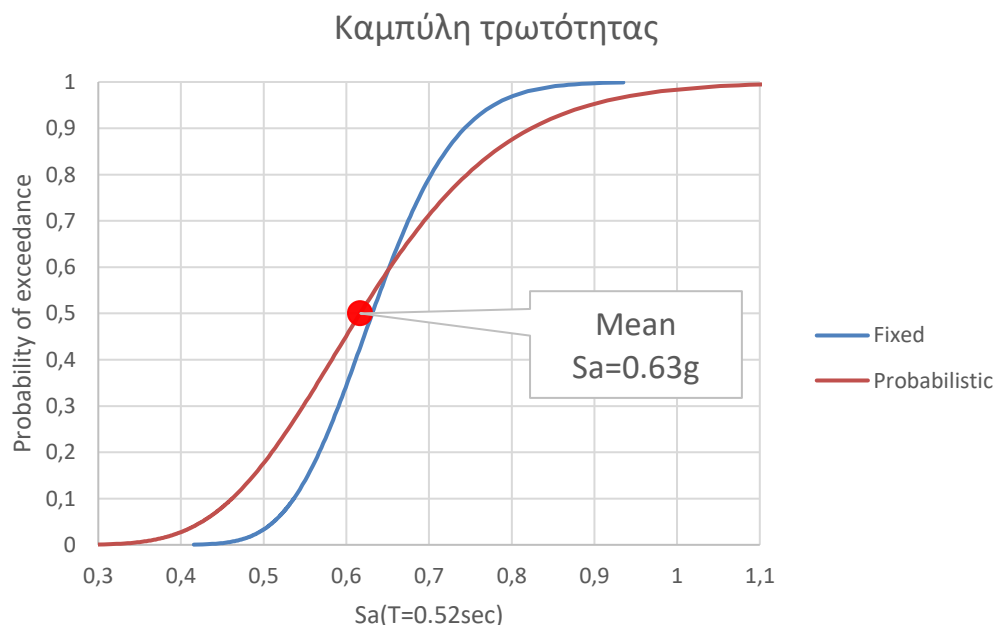
Πραγματοποιείται αποτίμηση βάση επιτελεστικότητας (Performance Based Assessment), δηλαδή εκτιμάται η σεισμική ικανότητα της κατασκευής σε περισσότερες σεισμικές εντάσεις και λαμβάνονται υπόψη αβεβαιότητες που δεν έχουν ληφθεί ούτε κατά τον σχεδιασμό αλλά ούτε και κατά την αποτίμηση βάσει οριακών καταστάσεων. Χρησιμοποιείται η μεθοδολογία της FEMA, P-58 την οποία και εφαρμόζει το λογισμικό PACT. Η συγκεκριμένη μεθοδολογία προτείνει τρεις τρόπους αποτίμησης βάσει επιτελεστικότητας, αποτίμηση βάσει σεισμικής έντασης (Intensity-Based Assessment), αποτίμηση βάσει σεναρίου (Scenario-Based Assessment) και αποτίμηση βάσει περιόδου επαναφοράς (Time-Based Assessment). Εκτελείται αποτίμηση βάσει σεισμικής έντασης, ώστε να υπολογιστεί το κόστος αποκατάστασης για περισσότερες από μια σεισμικές εντάσεις. Πιο συγκεκριμένα, εκτιμάται το κόστος για πέντε πιθανές σεισμικές εντάσεις-επιταχύνσεις, για την επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην πρώτη διατμητική αστοχία κατά ΕΚ8 και για το 25%, 50%, 75% και 125% αυτής. Συνεπώς, προκύπτουν πέντε (5) πιθανά σενάρια, για τα οποία θα η μέση τιμή του κόστους επισκευής βλαβών αλλά και το μέσο ετήσιο κόστος.

Πρώτα προσδιορίζεται η καμπύλη τρωτότητας (fragility curve), δηλαδή η πιθανότητα υπέρβασης μιας οριακής κατάστασης (limit state) ανάλογα της σεισμικής έντασης μέσω του λογισμικού SPO2FRAG (Static PushOver to FRAGility) η οποία αποτελεί και ένα από τα δεδομένα εισόδου του PACT.

4.2 Καμπύλες τρωτότητας- λογισμικό SPO2FRAG

Η καμπύλη τρωτότητας μιας οριακής κατάστασης ορίζεται από την πιθανότητα υπέρβασης της συγκεκριμένης οριακής κατάστασης για διάφορες τιμές φασματικής επιτάχυνσης. Ως οριακή κατάσταση για τη συγκεκριμένη κατασκευή ορίζεται η εμφάνιση της πρώτης διατμητικής αστοχίας σε κάποιο υποστύλωμα ή τοίχωμα. Εντοπίζεται η επιτάχυνση στην οποία εμφανίζεται η πρώτη αστοχία για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1 και υπολογίζεται η σχετική μετακίνηση (drift) του ανώτατου διαφράγματος ως προς τη βάση της κατασκευής για αυτήν την επιτάχυνση. Ουσιαστικά το SPO2FRAG μετατρέπει το πολυβάθμιο σύστημα (εξαώροφη πολυκατοικία) σε μονοβάθμιο ταλαντωτή (ισοδύναμο μονοβάθμιο) και εκτελεί δυναμική ανάλυση. Δεδομένα αποτελούν η καμπύλη ικανότητας από την ανάλυση Pushover, το συνολικό ύψος της ταλαντούμενης κατασκευής και η συνολική της μάζα, η ιδιοπερίοδος της κατασκευής για την διεύθυνση που ελέγχεται και το ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιεί η συγκεκριμένη ιδιομορφή και η τιμή της ανηγμένης σχετικής μετακίνησης του ανώτατου διαφράγματος ως προς τη βάση της κατασκευής (drift). Το πρόγραμμα προσδιορίζει την καμπύλη τρωτότητας, στην συγκεκριμένη περίπτωση την πιθανότητα υπέρβασης της σχετικής μετακίνησης (drift) που έχει οριστεί για κάθε πιθανή επιτάχυνση και την διασπορά.

Η πρώτη διατμητική αστοχία προκύπτει στη διεύθυνση x, για $PGA=0.11g$ όπου η μετακίνηση οροφής ισούται με $d_{top}=0.065m$, η οποία αντιστοιχεί σε ανηγμένη μετακίνηση $\theta_{roof,x}=0.36\%$. Στο σχήμα 4.1 παρουσιάζεται η καμπύλη τρωτότητας δηλαδή η πιθανότητα υπέρβασης της φασματικής επιτάχυνσης. Η μέση τιμή της φασματικής επιτάχυνσης προκύπτει ίση με $Sa(T=0.52sec)=0.63g$ και η διασπορά ισούται με 0.127.



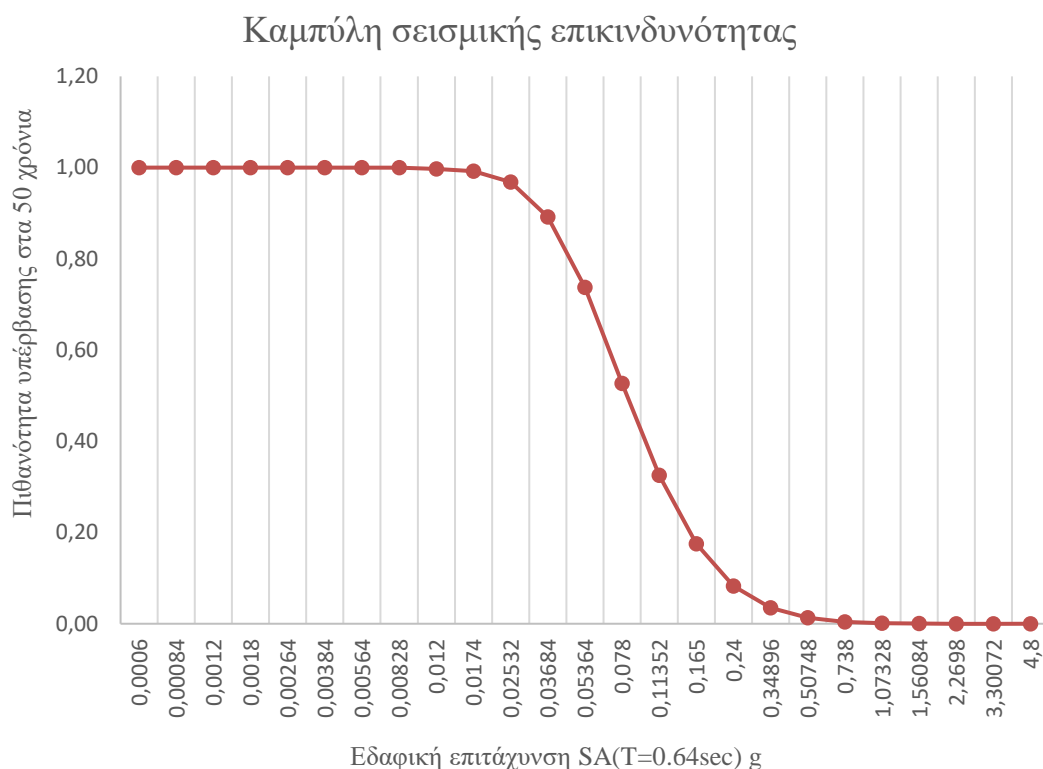
Σχήμα 4.1 Καμπύλη τρωτότητας για πρώτη διατμητική αστοχία

4.3 Μεθοδολογία FEMA P-58- λογισμικό PACT

Η μεθοδολογία FEMA P-58 βασίζεται σε τρία (3) βασικά βήματα, τα οποία ουσιαστικά αποτελούν και τα δεδομένα εισόδου του λογισμικού PACT. Πρώτο βήμα αποτελεί ο ορισμός των φερόντων και μη στοιχείων της κατασκευής (Assemble Building Model), δηλαδή ορίζονται τα υποστυλώματα τα τοιχώματα και τα δοκάρια, οι τοιχοποιίες, ο ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, ο ανελκυστήρας, οι υδραυλικές εγκαταστάσεις.

Στο δεύτερο βήμα ορίζονται οι πέντε σεισμικές εντάσεις-επιταχύνσεις για τις οποίες θα ελεγχθεί η κατασκευή (Structural Analysis Results). Για κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης υπολογίζονται οι ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και οι μέγιστες επιταχύνσεις των ορόφων. Οι ανηγμένες μετακινήσεις λαμβάνονται από την ανάλυση Pushover, ενώ οι μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων υπολογίζονται σύμφωνα με τη προσεγγιστική μέθοδο που προτείνει η μεθοδολογία FEMA P-58.

Κατά τον τρίτο και τελευταίο βήμα, ορίζεται η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας (Define Earthquake Hazard) η οποία λαμβάνεται από τον EFHR (European Facilities for Earthquake Hazard and Risk) και αντιστοιχεί σε διάφορες τιμές φασματικής επιτάχυνσης και στην πιθανότητά τους να ξεπεραστούν στα πενήντα (50) έτη για δεδομένη ιδιοπερίοδο. Πιο συγκεκριμένα, ορίζεται η περιοχή που βρίσκεται η κατασκευή, η πρώτη ιδιοπερίοδος και η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στα τριάντα ανώτερα μέτρα του εδάφους ($v_{s,30}$) η οποία και καθορίζει την κατηγορία εδάφους (A,B,C,D,E). Δεδομένου ότι η κατασκευή βρίσκεται σε έδαφος κατηγορίας B και ο EFHR προσδιορίζει την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας για έδαφος κατηγορίας A (βράχο) επαναπροσδιορίζεται η σεισμική επιτάχυνση λαμβάνοντας υπόψιν τον συντελεστή S για κατηγορία εδάφους B, βάση ΕΚ8 (δηλαδή πολλαπλασιάζοντας τις τιμές της επιτάχυνσης με $S=1.2$) και με γραμμική παρεμβολή προκύπτει η πιθανότητα υπέρβασης. Η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας παρουσιάζεται στο σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας (hazard curve) για T=0.64sec

4.3.1 Δεδομένα εισόδου λογισμικού PACT

Πρώτα ορίζονται οι όροφοι του κτιρίου (Number of Stories) οι οποίοι είναι έξι (6), το συνολικό κόστος αποκατάστασης (Total Replacement Cost), το ύψος και η επιφάνεια κάτοψης του κάθε ορόφου. Το συνολικό κόστος αποκατάστασης υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψιν το σημερινό κόστος αποκατάστασης ανά τετραγωνικό μέτρο το οποίο ανέρχεται περίπου στα 1200 €, πολλαπλασιασμένο με τη συνολική επιφάνεια της κατασκευής η οποία υπολογίζεται στα 2717 m². Έτσι, το συνολικό κόστος αποκατάστασης προκύπτει ίσο με 3260400 €. Διευκρινίζεται ότι το λογισμικό PACT πραγματοποιεί υπολογισμούς με δολάρια και πόδια καθώς είναι αμερικάνικο πρόγραμμα, ωστόσο λόγω της τωρινής ισοτιμίας η οποία κυμαίνεται μεταξύ 0,90 και 1,10 (29 Ιουνίου 2023, 1 ευρώ=1.09 δολάριο) προσεγγιστικά πραγματοποιούνται όλοι οι υπολογισμοί σε δολάρια, ενώ τα μέτρα μετατρέπονται σε πόδια (1 μέτρο=3.28 πόδια).

Στην συνέχεια, ορίζονται τα φέροντα και μη στοιχεία της κατασκευής για την κάθε διεύθυνση, x και y. Πιο συγκεκριμένα ορίζονται τα υποστυλώματα και τα δοκάρια ως κόμβοι και όχι μεμονωμένα (Beam one side, Beam both sides) και επιλέγεται η τετραγωνική διατομή των 24 ιντσών η οποία αντιστοιχεί σε 0,6 μέτρα. Ορίζονται επίσης τα τοιχώματα, επιλέγοντας διατομή με κρυφουποστυλώματα (Low rise reinforced concrete walls with boundary columns) που το πλάτος της κυμαίνεται μεταξύ 8 και 16 ιντσών (0.20-0.40 μέτρα) και το συνολικό ύψος μεταξύ 16 και 40 ποδιών (το συνολικό ύψος των τοιχωμάτων ανέρχεται στα 18 μέτρα ωστόσο το PACT

δεν διαθέτει τοίχωμα υψηλότερο των 13 μέτρων). Ακόμα, ορίζονται οι τοιχοποιίες (Masonry Vertical Elements) και επιλέγεται διατομή μέγιστου πλάτους 6 ιντσών δηλαδή 15 εκατοστών, δεδομένου ότι για τα εσωτερικά χωρίσματα χρησιμοποιείται δρομική τοιχοποιία συνεπώς το πάχος κυμαίνεται μεταξύ 9 και 12 εκατοστών, ενώ για τα εξωτερικά χωρίσματα συνήθως χρησιμοποιείται μπατική τοιχοποιία πάχους 19 εκατοστών. Τέλος ως προς τα μη δομικά στοιχεία τα οποία δεν βρίσκονται σε κάποια διεύθυνση (Non-directional) έχει επιλεγεί ένας υδραυλικός ανελκυστήρας (Hydraulic Elevator) και σωλήνες παροχής ύδρευσης (Domestic Water Distribution)

Στο τρίτο στάδιο ορίζονται οι σεισμικές εντάσεις (Intensities) για τις οποίες θα εκτιμηθεί το επίπεδο των βλαβών και κατά συνέπεια το κόστος επισκευής, αλλά και η διασπορά όπως υπολογίστηκε στην παράγραφο 4.2 από το λογισμικό SPO2FRAG. Συγκεκριμένα ορίζονται πέντε επίπεδα σεισμικής έντασης, η επιτάχυνση κατά την οποία εντοπίζεται η πρώτη αστοχία (διατμητική σε κατακόρυφο μέλος), το 25%, το 50%, το 75% και το 125% αυτής. Για κάθε μια σεισμική ένταση και για κάθε διεύθυνση χωριστά, υπολογίζονται οι ανηγμένες μετακινήσεις των ορόφων (interstory drifts, IDR) οι οποίες λαμβάνονται από την ανάλυση Pushover και παρουσιάζονται στους πίνακες 4.1 και 4.2 και οι μέγιστες επιταχύνσεις των ορόφων (peak floor acceleration, PFA) οι οποίες εκτιμώνται σύμφωνα με τις σχέσεις (4.1) έως (4.3), όπως προτείνει η προσεγγιστική μέθοδος της FEMA P-58.

Τέλος, εντάσσεται στο λογισμικό η καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας όπως προσδιορίστηκε στην παράγραφο 4.4 κατά ΕΦΕΗ, υπολογίζοντας το MAFE (mean annual frequency of exceedance), δηλαδή την περίοδο επαναφοράς της εκάστοτε σεισμικής έντασης, σύμφωνα με τη σχέση (4.4). Η πιθανότητα υπέρβασης των πέντε σεισμικών επιταχύνσεων που εξετάζονται και η περίοδος επαναφοράς τους φαίνεται στον πίνακα 4.5.

- Εκτίμηση μέγιστων επιταχύνσεων ορόφων, προσεγγιστική μέθοδος της FEMA P-58

Στην βάση του κτιρίου (πλάκα οροφής υπογείου-πλάκα βάσης πρώτου ορόφου) η επιτάχυνση λαμβάνεται ίση με την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για το κάθε σενάριο έντασης. Στους ανώτερους ορόφους η μέγιστη επιτάχυνση υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις (4.1), (4.2)

$$a_i^* = H_{ai}(S, T, h_i, H) \times PGA \quad (4.1)$$

$$\ln(H_{ai}) = a_0 + a_1 T_1 + a_2 S + a_3 \frac{h_i}{H} + a_4 \left(\frac{h_i}{H}\right)^2 + a_5 \left(\frac{h_i}{H}\right)^3 \quad (4.2)$$

όπου ο συντελεστής S υπολογίζεται για την κάθε διεύθυνση χωριστά σύμφωνα με τη σχέση (4.3), η T1 είναι η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής, hi το ύψος του κάθε ορόφου από την βάση της κατασκευής-επιφάνεια του εδάφους και οι συντελεστές a0-a5 λαμβάνονται από τον πίνακα 5.4 του τεύχους της μεθοδολογίας FEMA P-58 για τοιχωματικό σύστημα, με a0=0.66, a1=-0.15, a2=-0.084, a3=-0.26,

$\alpha_4=0.57$ και $\alpha_5=0$. Στον πίνακα 4.1 φαίνονται οι τιμές των μέγιστων επιταχύνσεων ορόφων για τη διεύθυνση x και y αντίστοιχα.

$$S = \frac{S_a(T1)W}{V_{yl}} \quad (4.3)$$

➤ Προσδιορισμός MAFE

$$MAFE = \frac{-\ln(1-p)}{t} \quad (4.4)$$

όπου p η πιθανότητα υπέρβασης και t το χρονικό διάστημα

Πίνακας 4.1: Ανηγμένες μετακινήσεις ορόφων κατά τη διεύθυνση x

Drift ορόφου (rad)	PGA=0.033 g	PGA=0.066 g	PGA=0.100 g	PGA=0.132 g	PGA=0.165 g
1ος	$\theta_1=0.0006$	$\theta_1=0.0014$	$\theta_1=0.0022$	$\theta_1=0.0032$	$\theta_1=0.0014$
2ος	$\theta_2=0.0010$	$\theta_2=0.0021$	$\theta_2=0.0032$	$\theta_2=0.0044$	$\theta_2=0.0018$
3ος	$\theta_3=0.0011$	$\theta_3=0.0022$	$\theta_3=0.0034$	$\theta_3=0.0045$	$\theta_3=0.0019$
4ος	$\theta_4=0.0011$	$\theta_4=0.0021$	$\theta_4=0.0032$	$\theta_4=0.0042$	$\theta_4=0.0052$
5ος	$\theta_5=0.0009$	$\theta_5=0.0019$	$\theta_5=0.0028$	$\theta_5=0.0037$	$\theta_5=0.0045$
6ος	$\theta_6=0.0008$	$\theta_6=0.0016$	$\theta_6=0.0024$	$\theta_6=0.0030$	$\theta_6=0.0037$

Πίνακας 4.2: Ανηγμένες μετακινήσεις ορόφων κατά τη διεύθυνση y

Drift ορόφου (rad)	PGA=0.048 g	PGA=0.095 g	PGA=0.140 g	PGA=0.190 g	PGA=0.240 g
1ος	$\theta_1=0.009$	$\theta_1=0.0018$	$\theta_1=0.0026$	$\theta_1=0.0039$	$\theta_1=0.0053$
2ος	$\theta_2=0.0013$	$\theta_2=0.0025$	$\theta_2=0.0036$	$\theta_2=0.0052$	$\theta_2=0.0067$
3ος	$\theta_3=0.0014$	$\theta_3=0.0027$	$\theta_3=0.0038$	$\theta_3=0.0054$	$\theta_3=0.0068$
4ος	$\theta_4=0.0013$	$\theta_4=0.0026$	$\theta_4=0.0036$	$\theta_4=0.0052$	$\theta_4=0.0064$
5ος	$\theta_5=0.0013$	$\theta_5=0.0024$	$\theta_5=0.0033$	$\theta_5=0.0047$	$\theta_5=0.0057$
6ος	$\theta_6=0.0011$	$\theta_6=0.0021$	$\theta_6=0.0028$	$\theta_6=0.0039$	$\theta_6=0.0047$

Πίνακας 4.3: Μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων, διεύθυνση x

Πλάκα οροφής	PGA=0.033 g	PGA=0.066 g	PGA=0.100 g	PGA=0.132 g	PGA=0.165 g
1 ^{ος}	0.052g	0.104g	0.155g	0.207g	0.259g
2 ^{ος}	0.052g	0.104g	0.156g	0.208g	0.260g
3 ^{ος}	0.054g	0.108g	0.162g	0.216g	0.270g
4 ^{ος}	0.057g	0.115g	0.173g	0.231g	0.289g
5 ^{ος}	0.064g	0.128g	0.191g	0.255g	0.319g
6 ^{ος}	0.073g	0.145g	0.219g	0.291g	0.363g

Πίνακας 4.4: Μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων, διεύθυνση y

Πλάκα οροφής	PGA=0.048 g	PGA=0.095 g	PGA=0.140 g	PGA=0.190 g	PGA=0.240 g
1 ^{ος}	0.075g	0.141g	0.220g	0.299g	0.377g
2 ^{ος}	0.076g	0.142g	0.221g	0.300g	0.379g
3 ^{ος}	0.078g	0.147g	0.229g	0.311g	0.393g
4 ^{ος}	0.084g	0.157g	0.245g	0.333g	0.420g
5 ^{ος}	0.092g	0.174g	0.271g	0.367g	0.464g
6 ^{ος}	0.106g	0.198g	0.308g	0.418g	0.529g

Πίνακας 4.5: Περίοδος επαναφοράς σεισμικών εντάσεων, διεύθυνση x

Sa(T)	Πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια	MAFE	Περίοδος επαναφοράς
0.064g	65%	0.021	1 φορά στα 48 χρόνια
0.13g	27%	0.006	1 φορά στα 158 χρόνια
0.19g	14%	0.003	1 φορά στα 331 χρόνια
0.26g	7%	0.001	1 φορά στα 689 χρόνια
0.32g	4%	0.0001	1 φορά στα 1224 χρόνια

Δεδομένου ότι τα κόστη που διαθέτει το PACT είναι αμερικάνικα, συνεπώς πολύ υψηλότερα των ελληνικών, λαμβάνονται τα ελληνικά κόστη επισκευής βλαβών. Αναφέρεται ότι, οι τιμές της επισκευής των βλαβών ανά τετραγωνικό μέτρο ελήφθησαν από την διπλωματική εργασία της Βαρβάρας Παππά (Σεισμική Αποτίμηση και οικονομοτεχνική μελέτη 3- όροφης κατασκευής του 1979 στη περιοχή του Κεραμεικού). Στον πίνακα 4.6 παρουσιάζονται τα κόστη επισκευής των φέροντων στοιχείων και της τοιχοποιίας ανά επίπεδο βλάβης, ανά μονάδα και στον πίνακα 4.7 παρουσιάζονται τα κόστη ανά μονάδα δομικού στοιχείου όπως ορίστηκαν στο PACT. Δηλαδή η τιμή αντιστοιχεί στην επισκευή ενός δομικού στοιχείου, εκτός από την τοιχοποιία όπου η μία μονάδα τοιχοποιίας αντιστοιχεί σε 10 m². Στην τοιχοποιία έχουν συμπεριληφθεί και οι υαλοπίνακες των οποίων το κόστος ανέρχεται στα 240 €/m².

Διακρίνονται τρία επίπεδα βλάβης, η απλή ρηγμάτωση, η σημαντική βλάβη και η σοβαρή βλάβη. Η διάκριση τους γίνεται βάσει του drift. Στους πίνακες 4.7-4.9 παρουσιάζεται η μέση τιμή του drift αστοχίας του κάθε δομικού στοιχείου και η αντίστοιχη διασπορά. Προς απλοποίηση των υπολογισμών, εκτιμήθηκε το κόστος επισκευής μιας μέσης διατομής υποστυλώματος, τοιχώματος και δοκού.

Πίνακας 4.6: Κόστη επισκευής δομικών στοιχείων

Υποστύλωμα διατομής 0.6x0.4	
Επίπεδο βλάβης	Κόστος επισκευής ανά μονάδα
Απλή ρηγμάτωση	756.17 €
Σημαντική βλάβη	550.13 €
Σοβαρή βλάβη	640.22 €
Δοκός διατομής 0.3x0.5 μήκους 6m	
Επίπεδο βλάβης	Κόστος επισκευής ανά μονάδα
Απλή ρηγμάτωση	271.33 €
Σημαντική βλάβη	146.02€
Σοβαρή βλάβη	232.81 €
Τοίχωμα διατομής 0.3x1.8	
Επίπεδο βλάβης	Κόστος επισκευής ανά μονάδα
Απλή ρηγμάτωση	4273.54 €
Σημαντική βλάβη	3150.75 €
Σοβαρή βλάβη	3666.72 €
Τοιχοποιία ύψους 3m	
Επίπεδο βλάβης	Κόστος επισκευής ανά μονάδα
Απλή ρηγμάτωση	1006.70 €
Σημαντική βλάβη	1588.80 €
Σοβαρή βλάβη	1976.60€

Πίνακας 4.7: Κόστος, drift αστοχίας και διασπορά κόμβου δοκού υποστυλώματος

Κόμβος δοκού-υποστυλώματος (beam one side-24' x 24')			
Βλάβη	Κόστος ανά μονάδα (\$)	Μέση τιμή drift αστοχίας (%)	Διασπορά
Απλή ρηγμάτωση	1017.50 \$	2.00 %	0.40
Σημαντική βλάβη	696.15 \$	2.75 %	0.30
Σοβαρή Βλάβη	873.03 \$	5.00 %	0.30
Κόμβος δοκού-υποστυλώματος (beam both sides-24' x 24')			
Βλάβη	Κόστος ανά μονάδα (\$)	Μέση τιμή drift αστοχίας (%)	Διασπορά
Απλή ρηγμάτωση	1288.84 \$	2.00 %	0.40
Σημαντική βλάβη	842.17 \$	2.75 %	0.30
Σοβαρή Βλάβη	1105.84 \$	5.00 %	0.30

Πίνακας 4.8: Κόστος, drift αστοχίας και διασπορά τοιχώματος

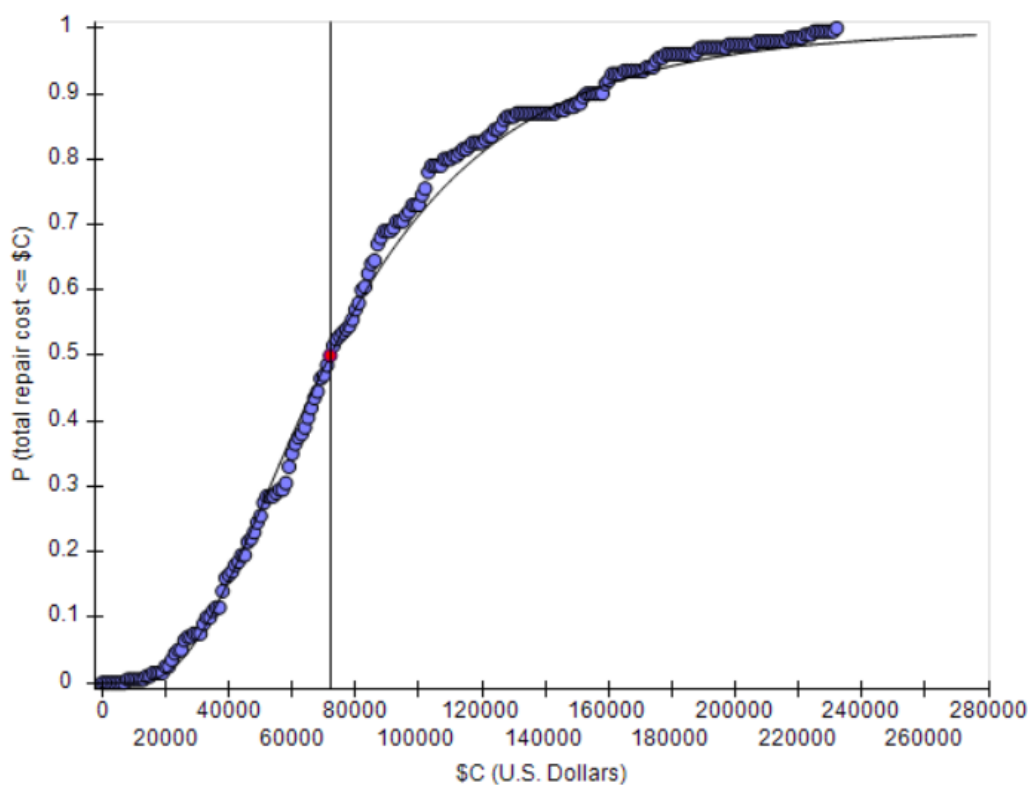
Τοίχωμα (Low rise reinforced concrete walls with boundary columns, 8" to 16" thick, height between 24'-40')			
Βλάβη	Κόστος ανά μονάδα (\$)	Μέση τιμή drift αστοχίας (%)	Διασπορά
Απλή ρηγμάτωση	4273.54 \$	0.33 %	0.35
Σημαντική βλάβη	3150.75 \$	0.87 %	0.20
Σοβαρή Βλάβη	3666.72	1.00 %	0.20

Πίνακας 4.9: Κόστος, drift αστοχίας και διασπορά τοιχοποιίας και υαλοπινάκων

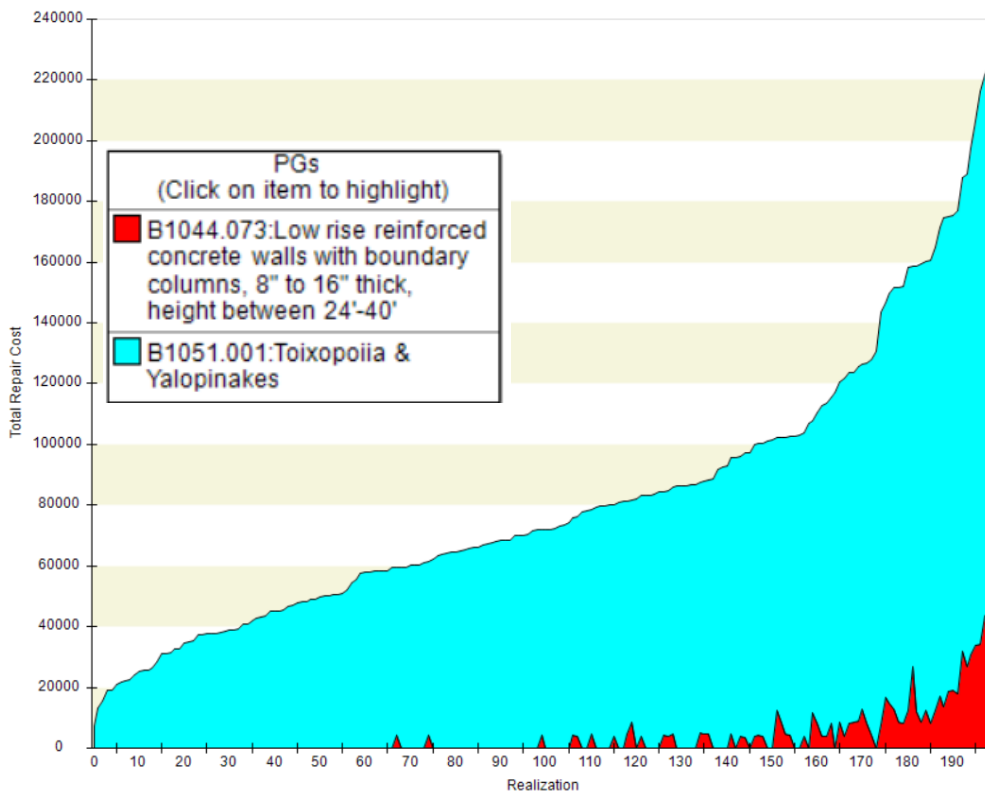
Τοιχοποιία και Υαλοπίνακες			
Βλάβη	Κόστος ανά μονάδα (\$)	Μέση τιμή drift αστοχίας (%)	Διασπορά
Απλή ρηγμάτωση	1703.50 \$	0.20 %	0.86
Σημαντική βλάβη	1944.40 \$	0.33 %	0.77
Σοβαρή Βλάβη	2188.30	0.50 %	0.77

4.5 Εκτίμηση κόστους - Αποτελέσματα PACT

Στα σχήματα 4.4-4.13 παρουσιάζονται οι πέντε καμπύλες επιτελεστικότητας του κόστους επισκευής των βλαβών, δηλαδή για τις πέντε σεισμικές εντάσεις που ορίστηκαν. Για κάθε ένα σενάριο πραγματοποιούνται εσωτερικά στο λογισμικό διακόσιες (200) τυχαίες δοκιμές λαμβάνοντας υπόψιν τη διασπορά του κάθε μεγέθους. Συμπεραίνεται ότι στις χαμηλές εντάσεις προκύπτουν αστοχίες στα μη φέροντα στοιχεία δηλαδή στις τοιχοποιίες και στους υαλοπίνακες, ενώ σε μεγαλύτερες ένα μεγάλο ποσοστό της ενέργειας το απορροφούν τα τοιχώματα. Ο λόγος που δεν εντοπίζονται βλάβες στους κόμβους, οφείλεται στο ότι οι κόμβοι αστοχούν σε $\text{drift}=2\%$, δηλαδή πολύ υψηλή σχετική μετακίνηση η οποία δεν προκύπτει για κανένα από τα πέντε σενάρια ελέγχου.

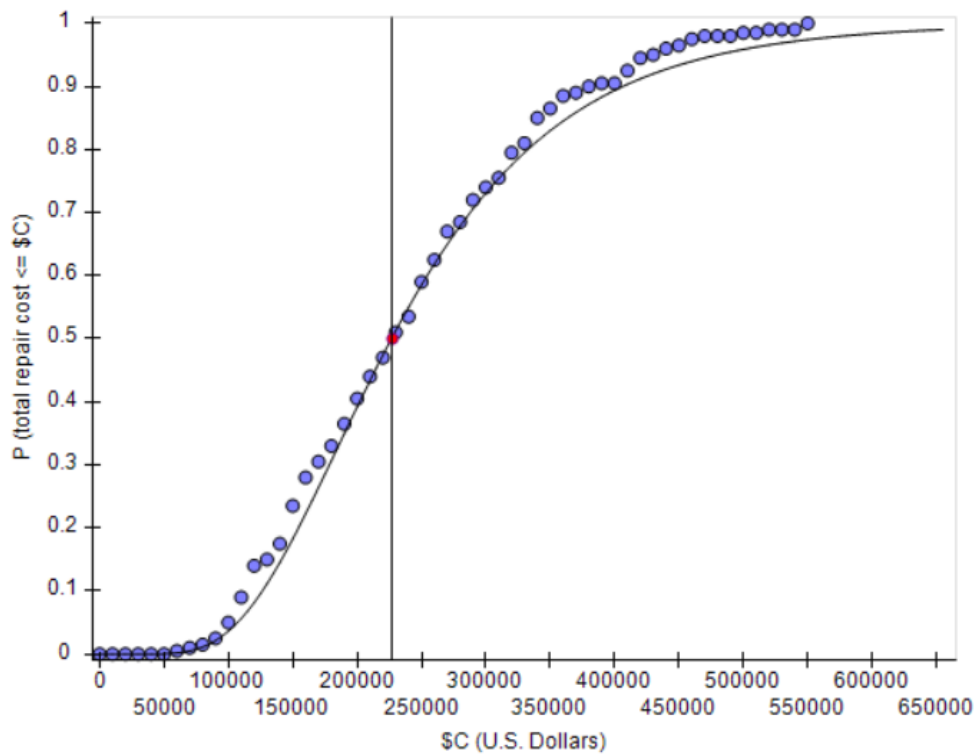


Σχήμα 4.4: Καμπύλη επιτελεστικότητας σεναρίου 1

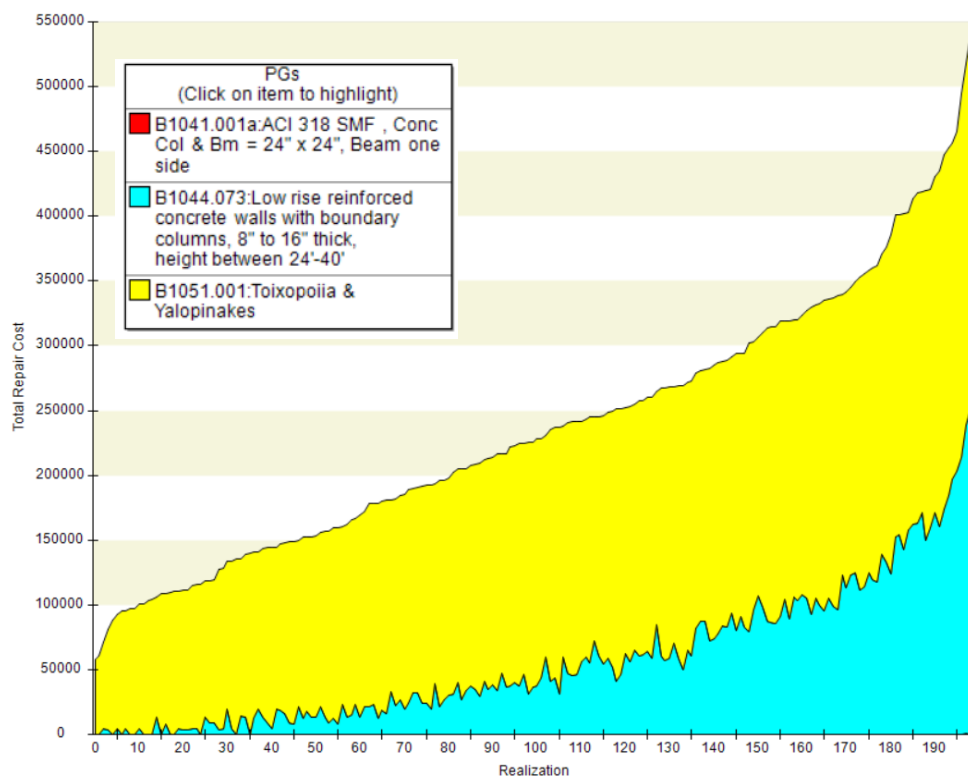


Σχήμα 4.5: Συνεισφορά βλαβών δομικών στοιχείων στο συνολικό κόστος επισκευής, σενάριο 1

Το σενάριο 1 αντιστοιχεί σε φασματική επιτάχυνση $S_a(T)=0.064g$ η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 65% στα 50 χρόνια, δηλαδή πρόκειται για μια αρκετά πιθανή σεισμική ένταση. Οι βλάβες εντοπίζονται σχεδόν σε όλες τις δοκιμές, στις τοιχοποιίες και στους υαλοπίνακες και η μέση τιμή του κόστους επισκευής τους ισούται με 72000 \$, η οποία αποτελεί περίπου το 2.2% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.

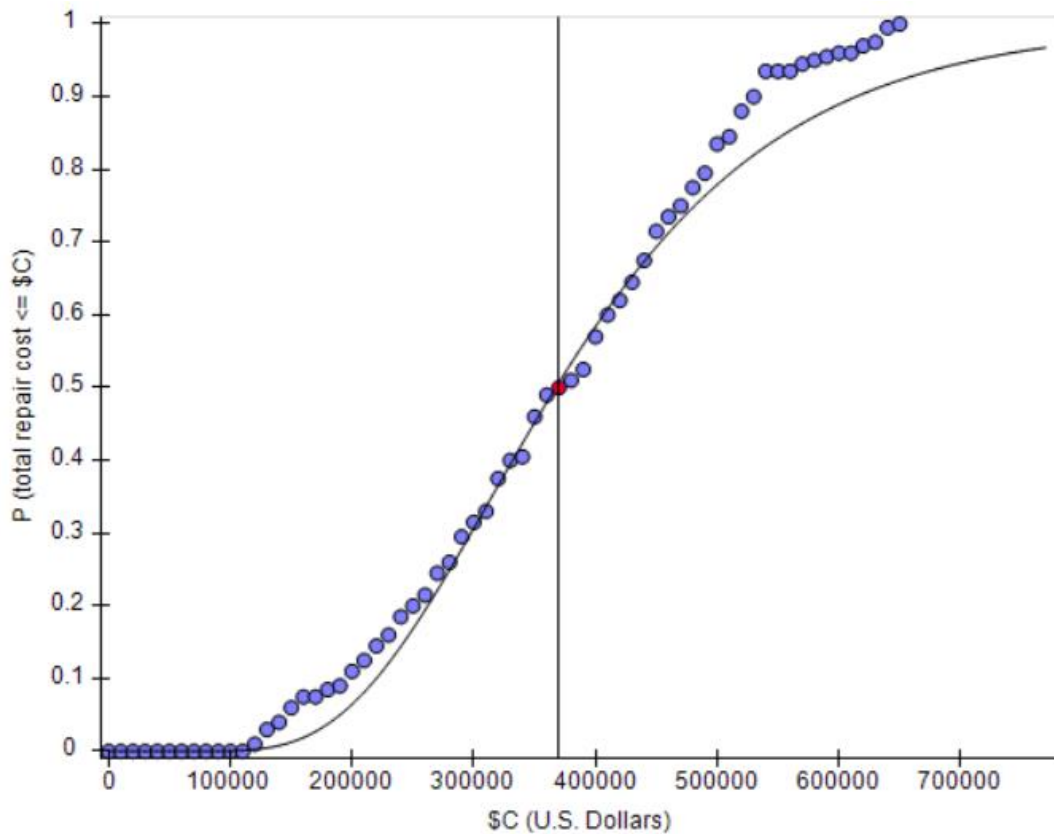


Σχήμα 4.6: Καμπύλη επιτελεστικότητας σεναρίου 2

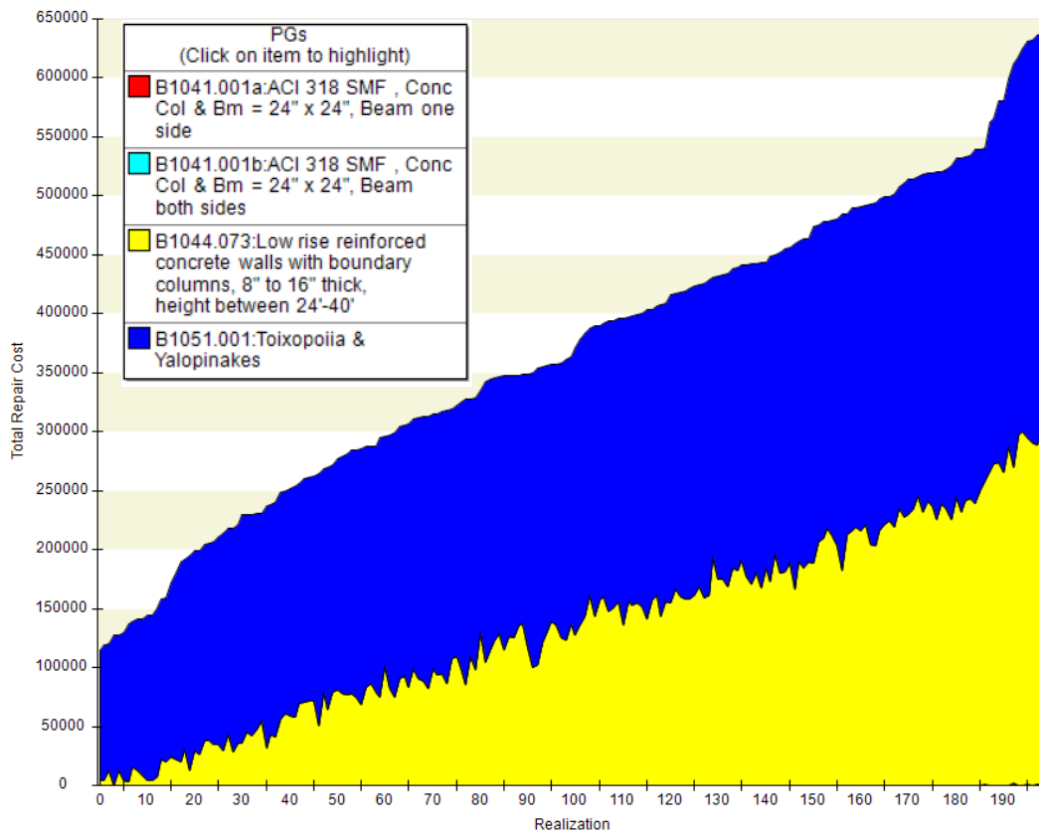


Σχήμα 4.7: Συνεισφορά βλαβών δομικών στοιχείων στο συνολικό κόστος επισκευής, σενάριο 2

Το σενάριο 2 αντιστοιχεί σε φασματική επιτάχυνση $S_a(T)=0.13g$ η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 27% στα 50 χρόνια, δηλαδή πρόκειται για μια πιθανή σεισμική ένταση. Οι βλάβες εντοπίζονται στις τοιχοποιίες και στους υαλοπίνακες ενώ σε αρκετές δοκιμές φαίνεται να ενεργοποιούνται και τα τοιχώματα. Η μέση τιμή του κόστους επισκευής τους ισούται με 227500 \$, η οποία αποτελεί περίπου το 7% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.

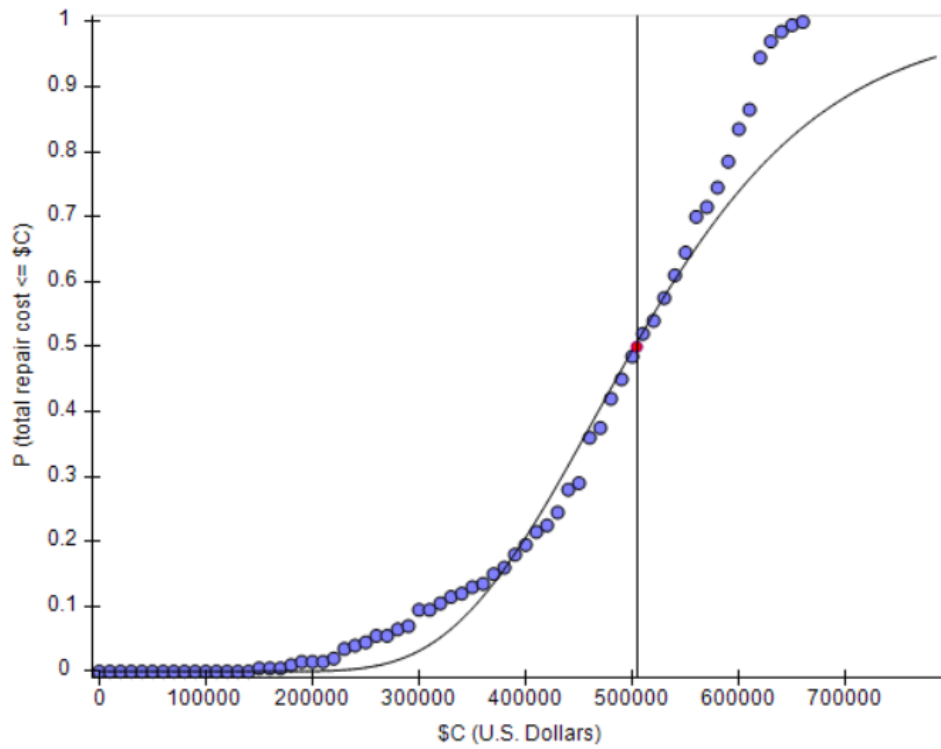


Σχήμα 4.8: Καμπύλη επιτελεστικότητας σεναρίου 3

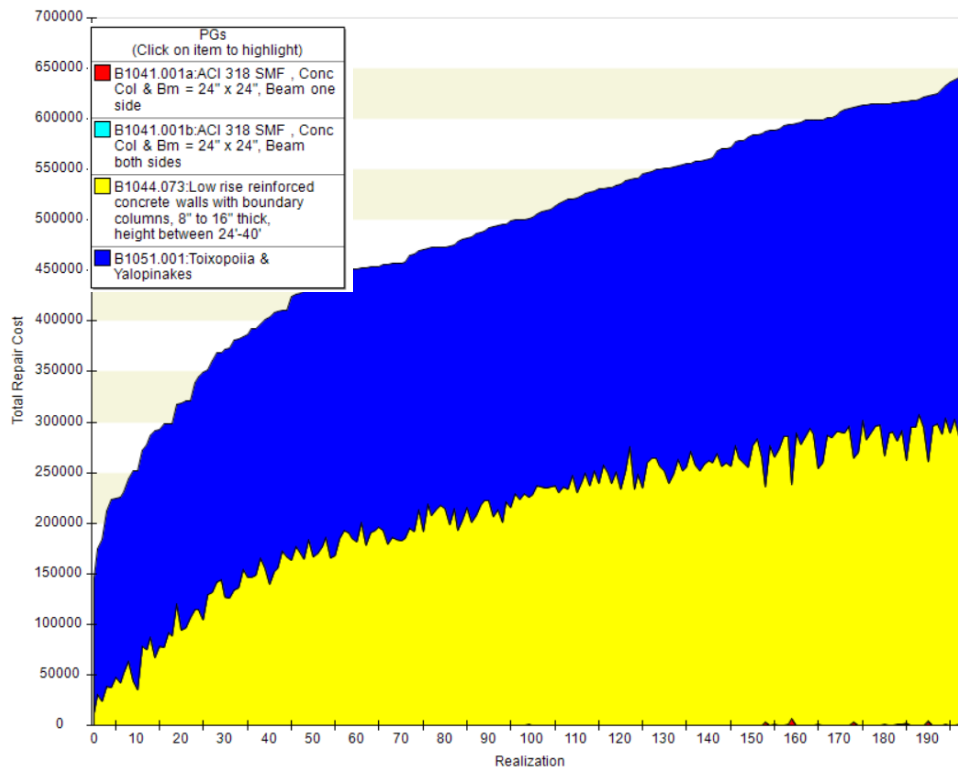


Σχήμα 4.9: Συνεισφορά βλαβών δομικών στοιχείων στο συνολικό κόστος επισκευής, σενάριο 3

Το σενάριο 3 αντιστοιχεί σε φασματική επιτάχυνση $S_a(T)=0.19g$ η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 14% στα 50 χρόνια, δηλαδή πρόκειται για μια πιθανή σεισμική ένταση. Οι βλάβες εντοπίζονται τόσο στις τοιχοποιίες και στους υαλοπίνακες όσο και στα τοιχώματα. Η μέση τιμή του κόστους επισκευής τους ισούται με 370000 \$, η οποία αποτελεί περίπου το 11.5 % του συνολικού κόστους αντικατάστασης.

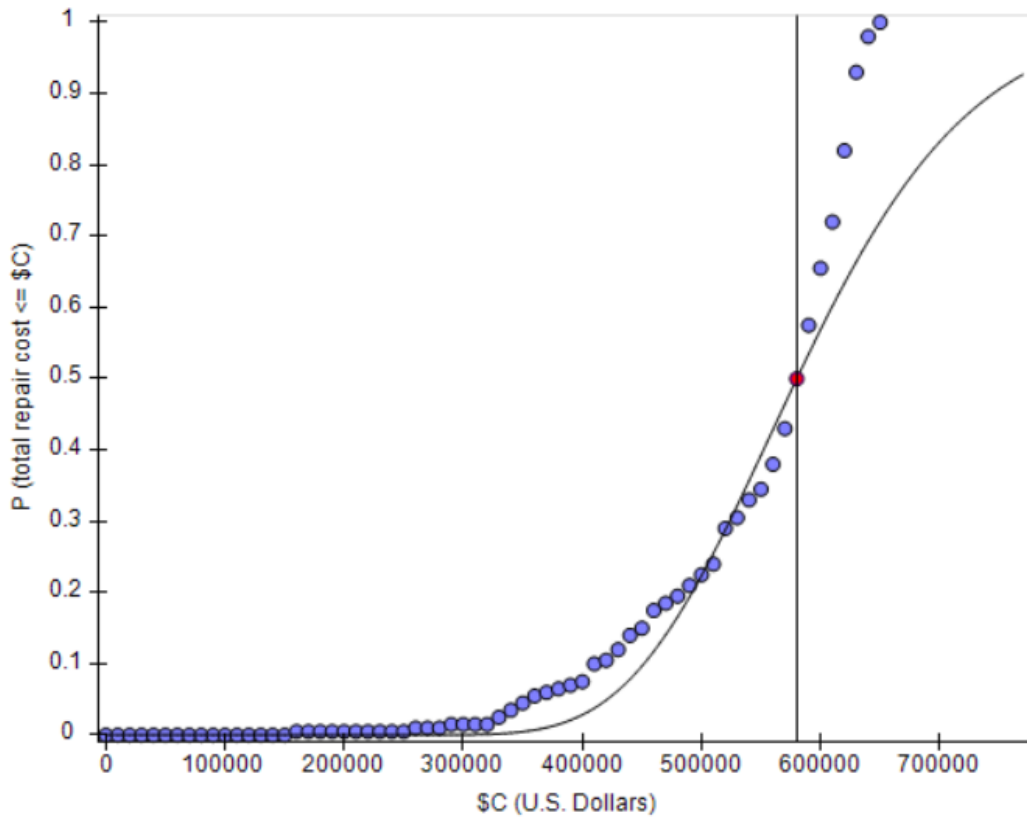


Σχήμα 4.10: Καμπύλη επιτελεστικότητας σεναρίου 4

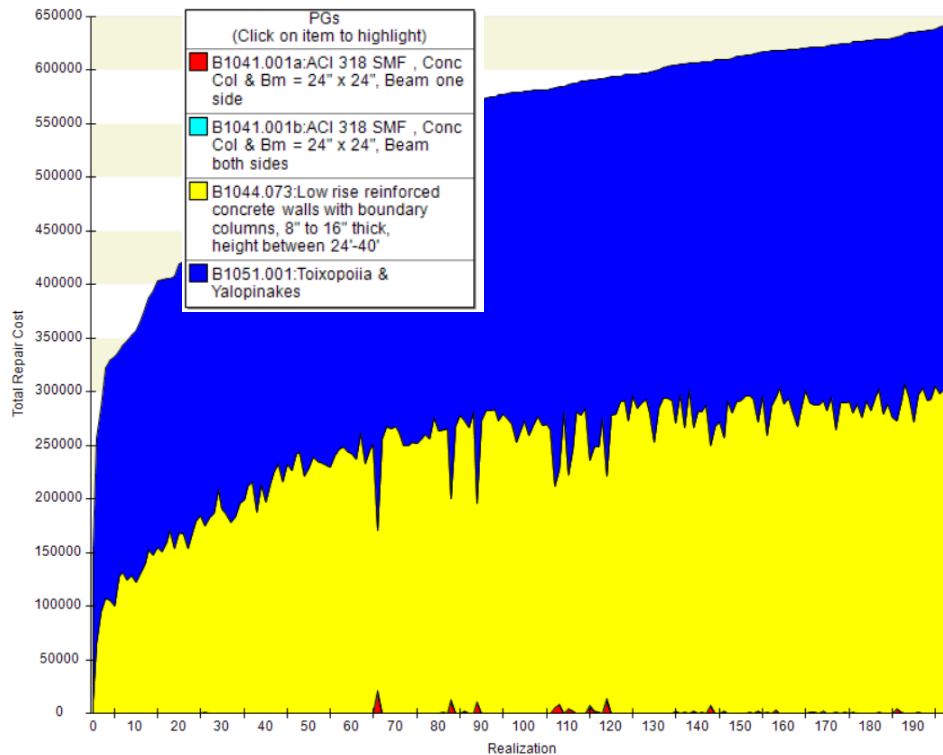


Σχήμα 4.11: Συνεισφορά βλαβών δομικών στοιχείων στο συνολικό κόστος επισκευής, σενάριο 4

Το σενάριο 4 αντιστοιχεί σε φασματική επιτάχυνση $S_a(T)=0.26g$ η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 7% στα 50 χρόνια, δηλαδή πρόκειται για μια όχι και τόσο πιθανή σεισμική ένταση. Οι βλάβες εντοπίζονται τόσο στις τοιχοποιίες και στους υαλοπίνακες όσο και στα τοιχώματα. Η μέση τιμή του κόστους επισκευής των συνολικών βλαβών ισούται με 504285 \$, η οποία αποτελεί περίπου το 15.5 % του συνολικού κόστους αντικατάστασης.



Σχήμα 4.12: Καμπύλη επιτελεστικότητας σεναρίου 5

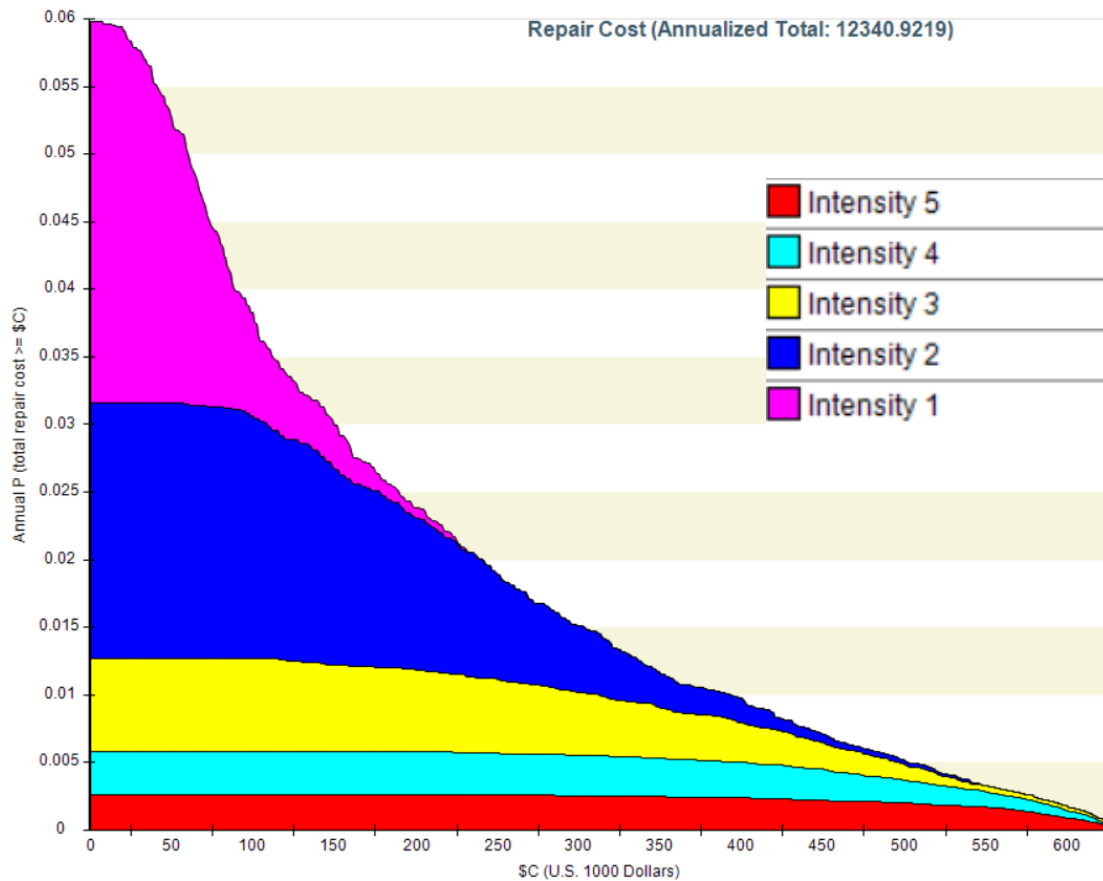


Σχήμα 4.13: Συνεισφορά βλαβών δομικών στοιχείων στο συνολικό κόστος επισκευής, σενάριο 5

Το σενάριο 5 αντιστοιχεί σε φασματική επιτάχυνση $S_a(T)=0.32g$ η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 4% στα 50 χρόνια, δηλαδή πρόκειται για μια εξαιρετικά σπάνια σεισμική ένταση. Οι περισσότερες βλάβες εντοπίζονται στα τοιχώματα ωστόσο προκύπτουν βλάβες και στην τοιχοποιία και στους υαλοπίνακες. Η μέση τιμή του κόστους επισκευής των συνολικών βλαβών ισούται με 578823 \$, η οποία αποτελεί περίπου το 17.5% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.

Στο σχήμα 4.14 παρουσιάζεται το ετήσιο κόστος αποκατάστασης των βλαβών για τα πέντε σενάρια σεισμικής έντασης και η πιθανότητα υπέρβασης του. Παρατηρείται ότι τα δύο πρώτα σενάρια, τα οποία αντιστοιχούν και στις μικρότερες σεισμικές εντάσεις παρουσιάζουν μεγάλη αβεβαιότητα ως προς το κόστος καθώς σε αυτές τις εντάσεις αστοχούν οι τοιχοποιίες στις οποίες εντοπίζεται αρκετά μεγάλη διασπορά στο drift αστοχίας (0.77-0.86). Αντιθέτως στο σενάριο 5 που αντιστοιχεί και στην μεγαλύτερη σεισμική ένταση ελέγχου η καμπύλη σχεδόν οριζοντιώνεται, δηλαδή το κόστος παρουσιάζει μικρή αβεβαιότητα, καθώς ένα μεγάλο ποσοστό της ενέργειας το απορροφούν τοιχώματα τα οποία και εμφανίζουν μικρότερη διασπορά στο drift αστοχίας (0.2-0.3) και οι τοιχοποιίες είναι βέβαιο ότι θα υποστούν σοβαρή βλάβη. Το ετήσιο κόστος αποκατάστασης εκτιμάται στις 12341 \$ και αντιστοιχεί στο 0.38% του συνολικού κόστους αντικατάστασης συνεπώς κρίνεται ικανοποιητικό. Το μέσο ετήσιο κόστος ουσιαστικά αντιστοιχεί στις σεισμικές απώλειες της κατασκευής ανά έτος με

το κάθε σενάριο να συνεισφέρει στο ετήσιο κόστος ανάλογα με την περίοδο επαναφοράς του. Δηλαδή οι υψηλές εντάσεις που είναι πιο σπάνιο να προκύψουν έχουν την μικρότερη συνεισφορά στο ετήσιο κόστος ενώ οι μικρές εντάσεις που είναι πιθανό να προκύψουν στην κατασκευή στο συμβατικό όριο ζωής της (50 χρόνια), έχουν την μεγαλύτερη συνεισφορά.



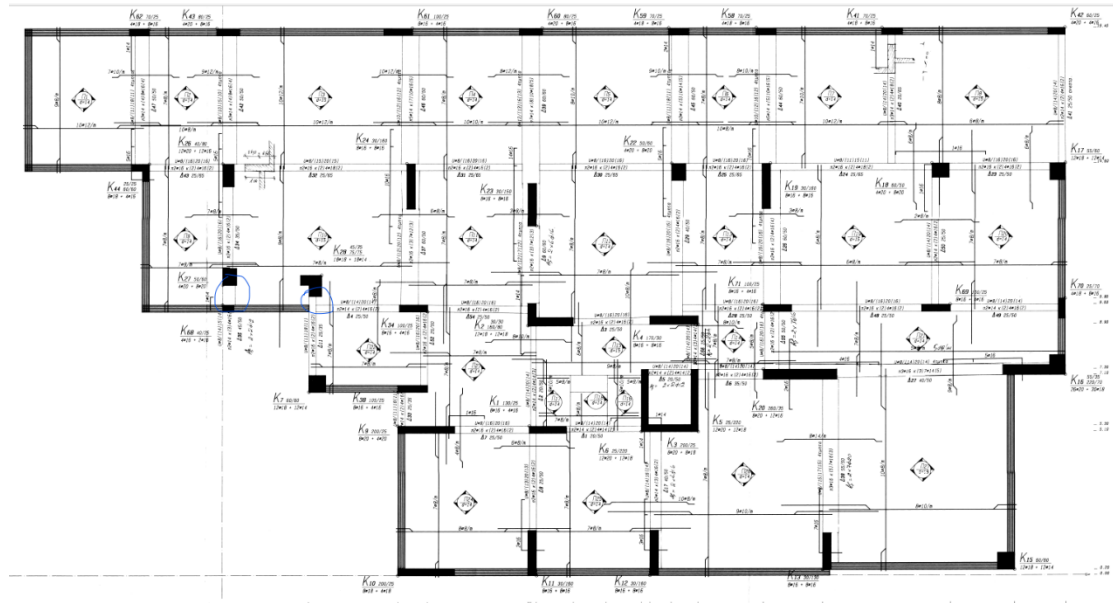
Σχήμα 4.14: Ετήσιο κόστος αποκατάστασης βλαβών για τα 5 σενάρια σεισμικής έντασης

5 Βιβλιογραφία

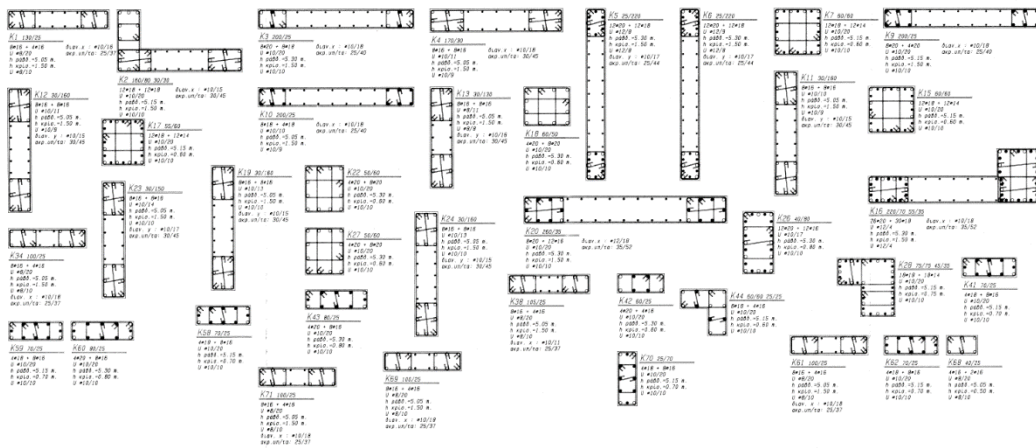
1. Ο.Α.Σ.Π (2022), "Κανονισμός Επεμβάσεων", ΦΕΚ 3197/Β/22-6-2022, 3^η αναθεώρηση
2. Ο.Α.Σ.Π (2014), "Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος", ΚΥΑ 7581/ΦΕΚ 405Β/20-02-2014
3. Ο.Α.Σ.Π (2023), "Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων", ΦΕΚ Β 2943/4-5-2023
4. Ο.Α.Σ.Π (2022), "Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος 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. EFEHR, Hazard Curves: <http://hazard.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves/>

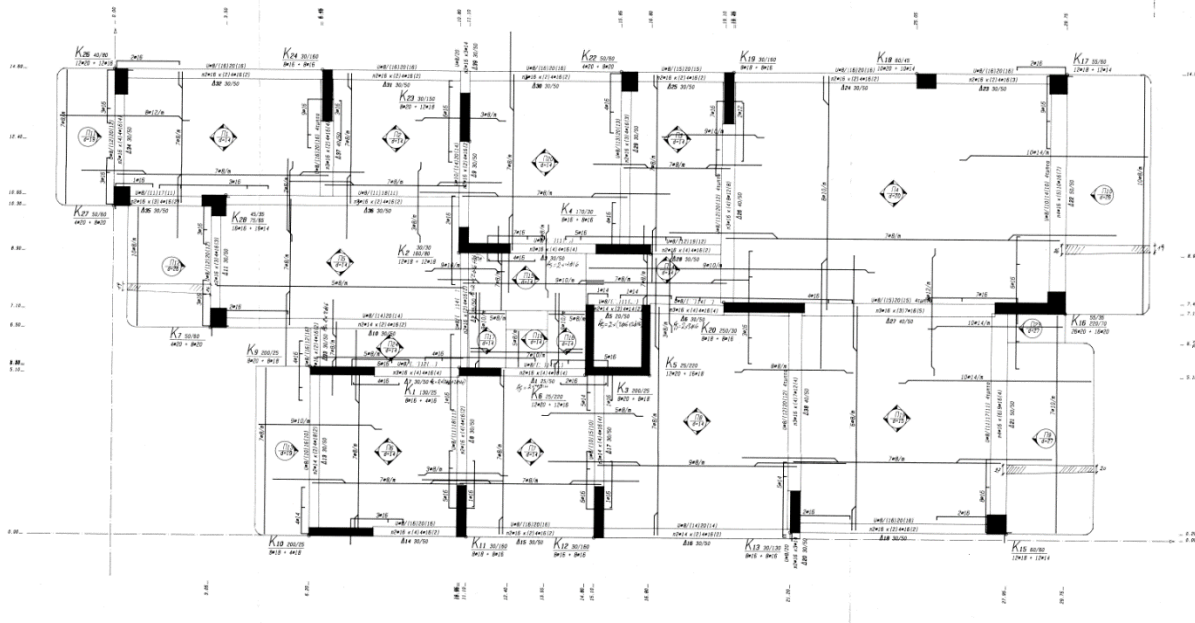
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α- Ξυλότυποι οροφής



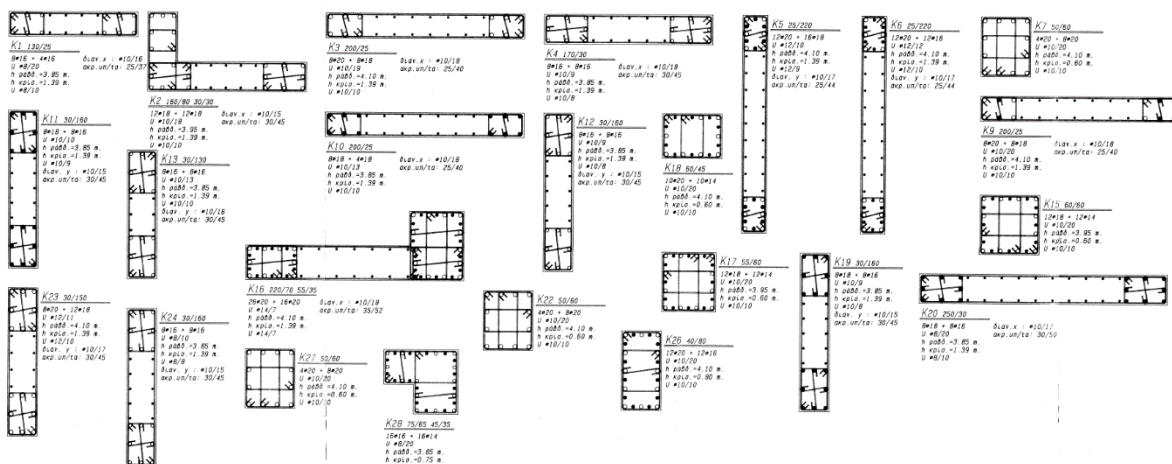
Σχήμα Α.1: Ξυλότυπος οροφής υπογείου



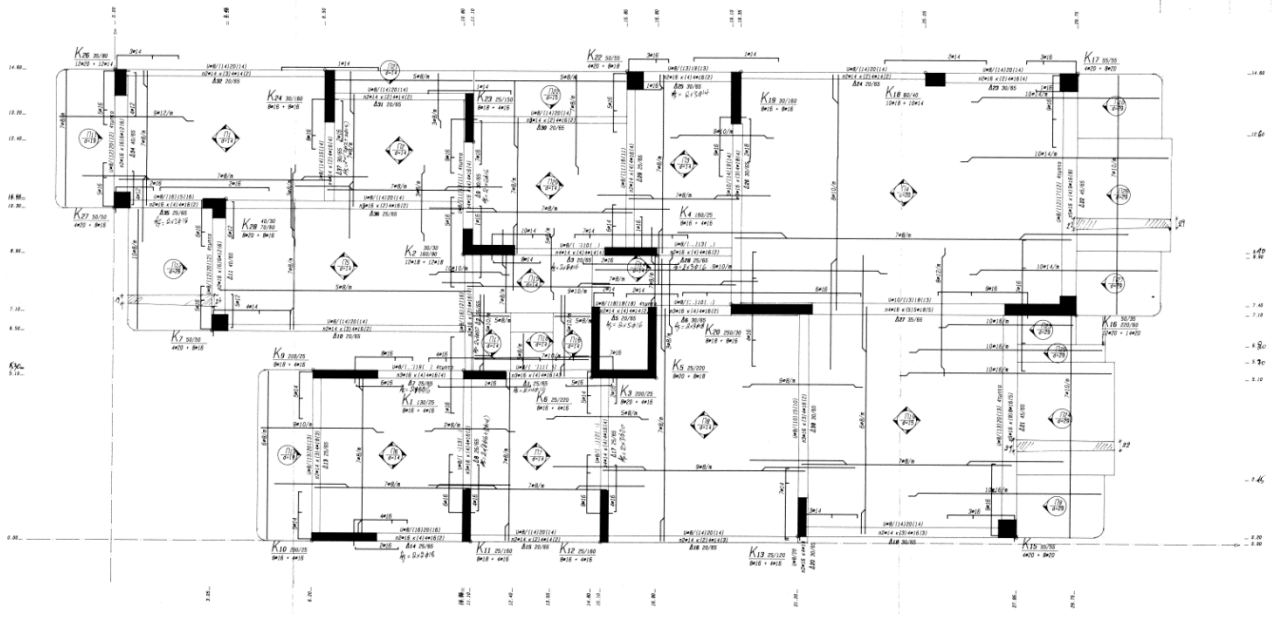
Σχήμα Α.2: Οπλισμός υποστυλωμάτων-τοιχομάτων υπογείου



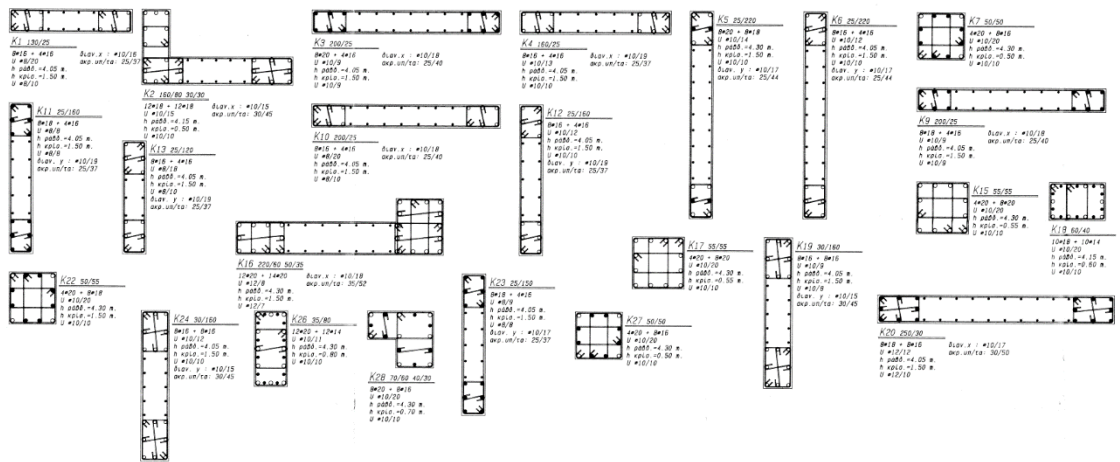
Σχήμα Α.3: Ευλότυπος οροφής ισογείου



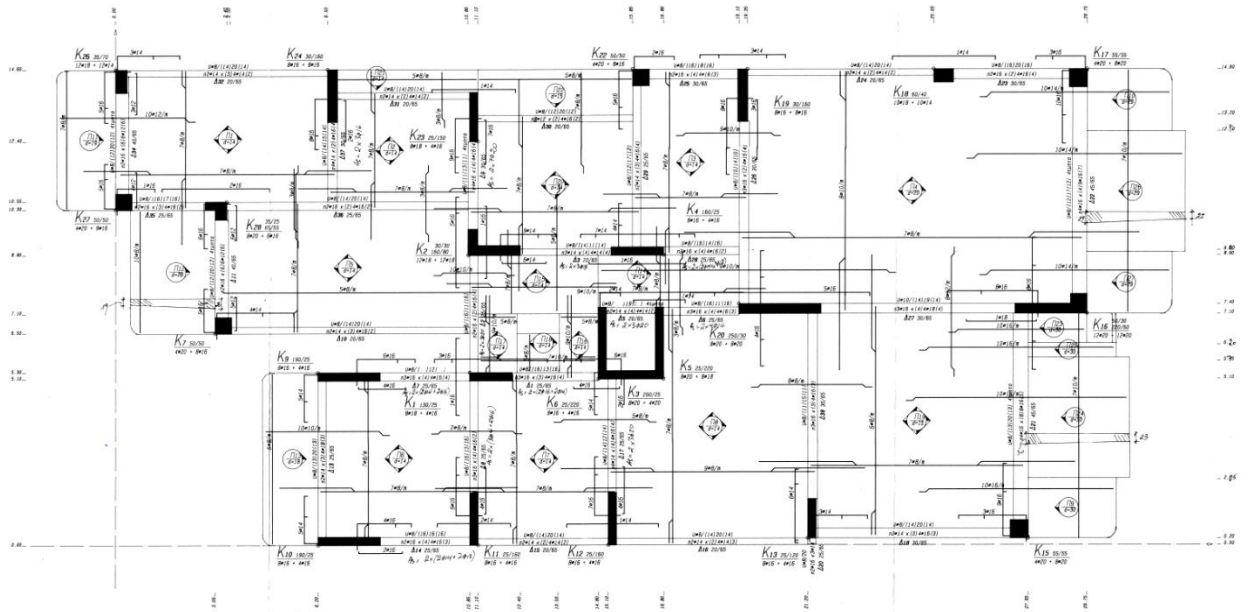
Σχήμα Α.4: Οπλισμός υποστρωμάτων-τοιχωμάτων ισογείου



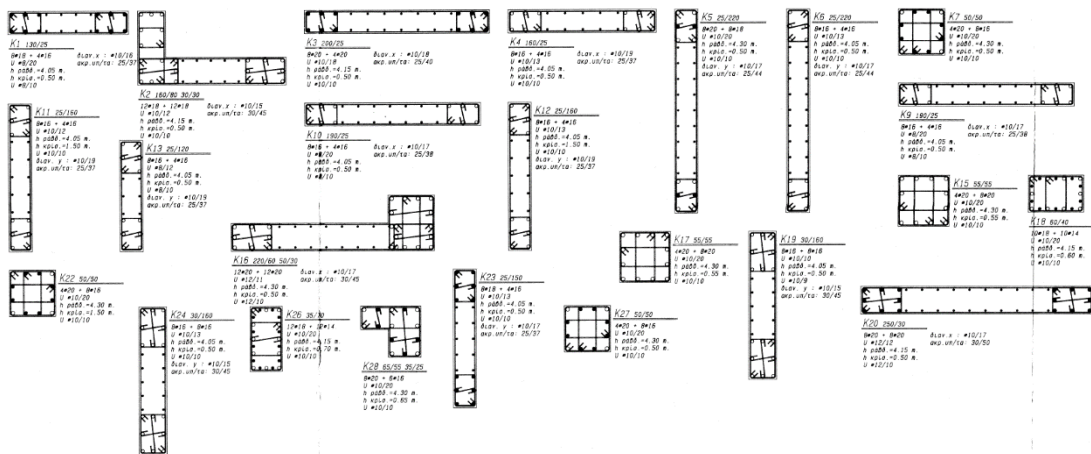
Σχήμα Α.5: Ευλότυπος οροφής πρώτου ορόφου



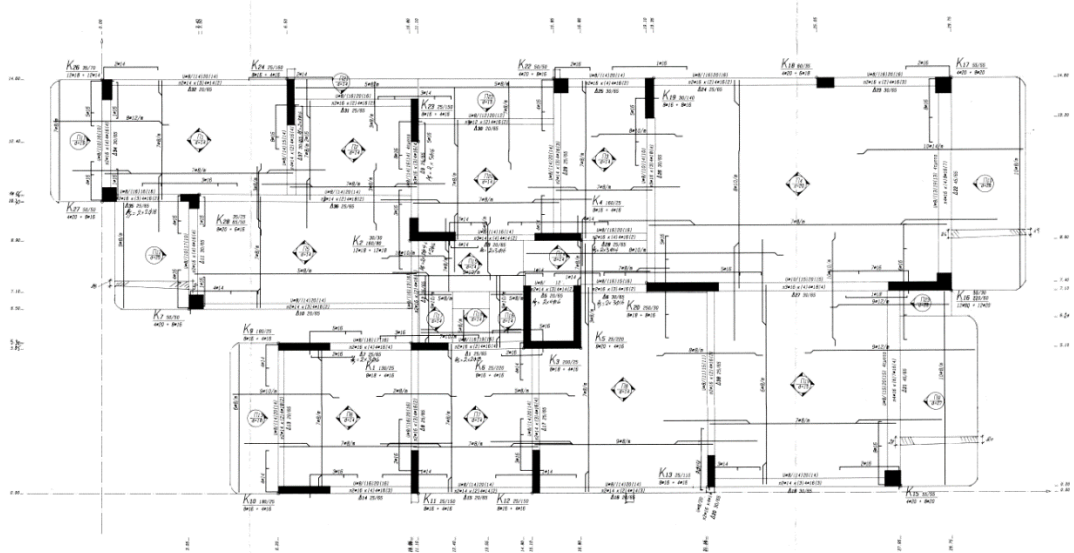
Σχήμα Α.6: Οπλισμός υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων πρώτου ορόφου



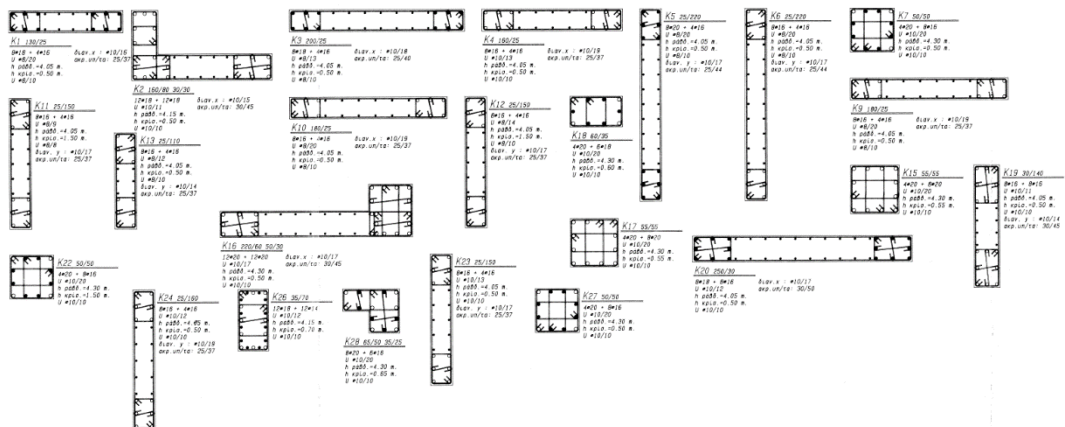
Σχήμα Α.7: Ξυλότυπος οροφής δεύτερου ορόφου



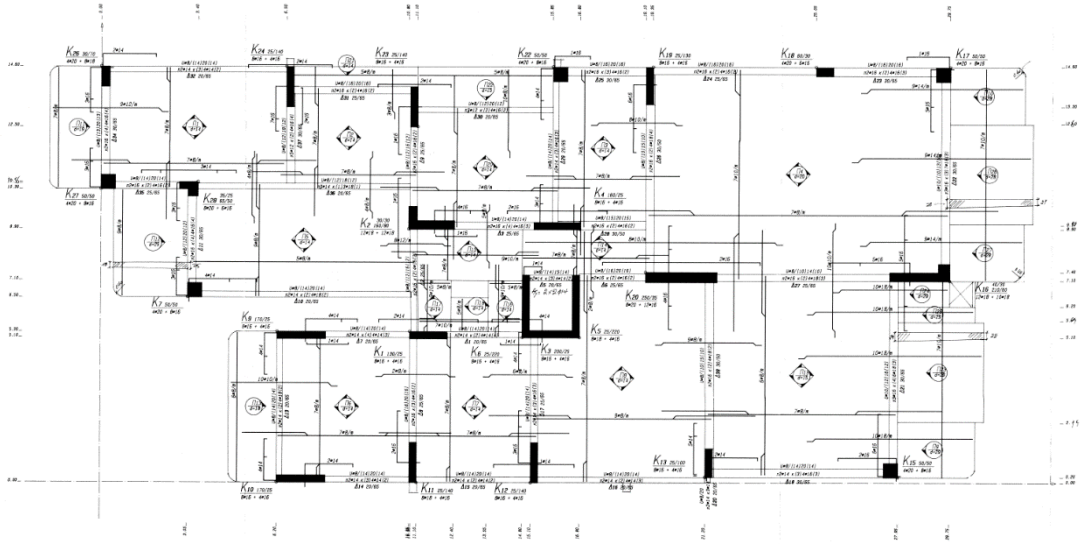
Σχήμα Α.8: Οπλισμός υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων δεύτερου ορόφου



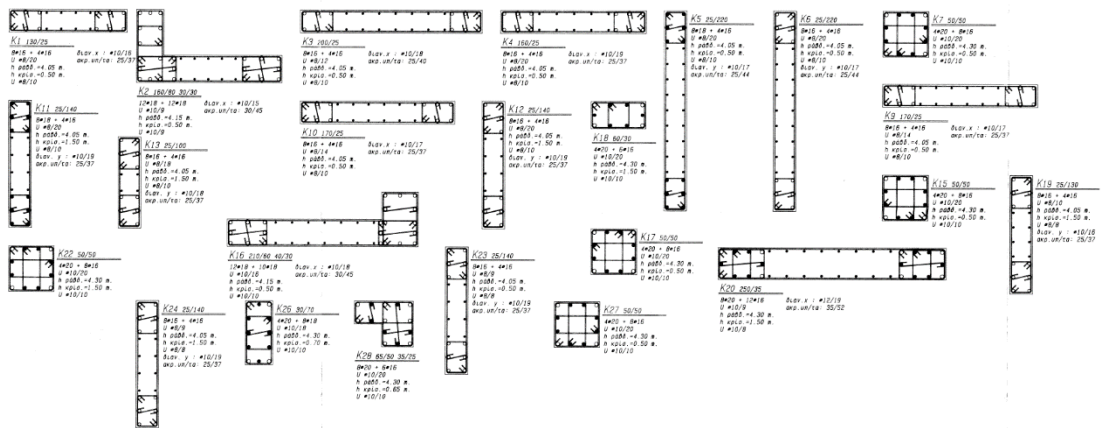
Σχήμα A.9: Ευλότυπος οροφής τρίτου ορόφου



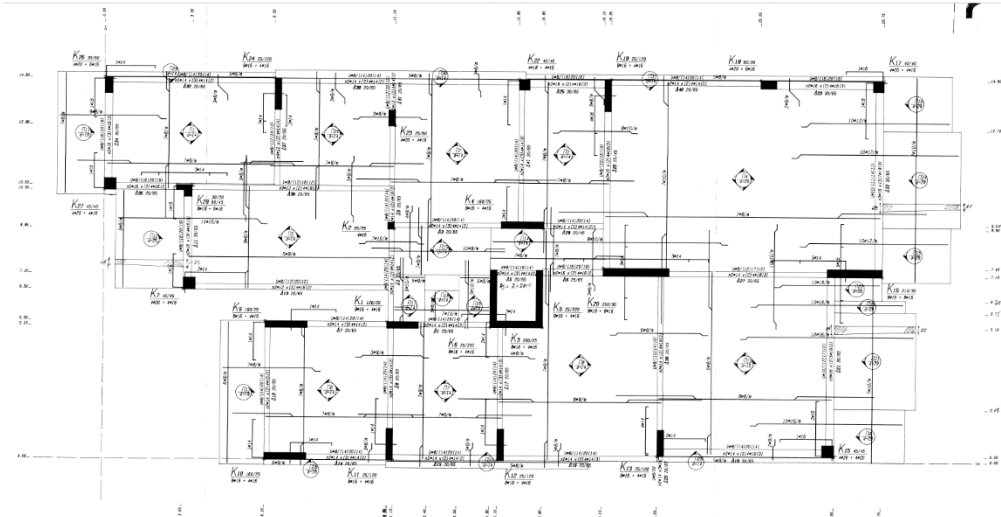
Σχήμα A.10: Οπλισμός υποστρωμάτων-τοιχωμάτων τρίτου ορόφου



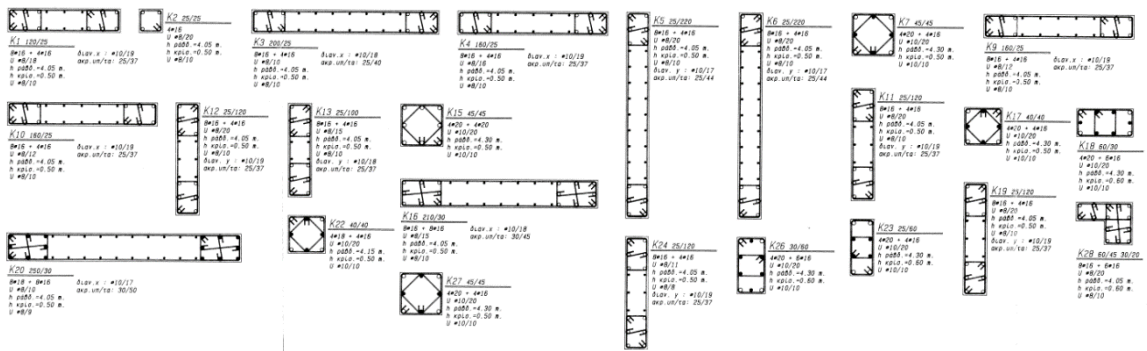
Σχήμα Α.11: Ξυλότυπος οροφής τέταρτου ορόφου



Σχήμα Α.12: Οπλισμός υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων τέταρτου ορόφου



Σχήμα Α.13: Ευλότυπος οροφής πέμπτου ορόφου



Σχήμα Α.14: Οπλισμός υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων πέμπτου ορόφου