

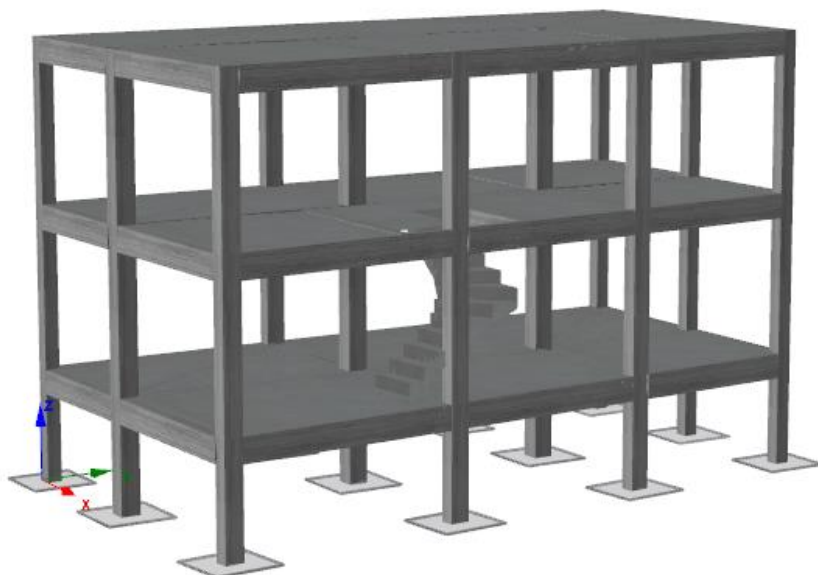


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

**Αποτίμηση υφιστάμενου τριόροφου
πλαισιακού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος
κατασκευής του 1967 στη Σπαρτη και
οικονομοτεχνική μελέτη επισκευών**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωστούλας Γιώργος

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Μάρτιος 2022

ΕΜΚ ΜΕ 2022/6

Κωστούλας Γ. (2022)
Αποτίμηση υφιστάμενου τριόροφου πλαισιακού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος
κατασκευής του 1967 στη Σπαρτη και οικονομοτεχνική μελέτη επισκευών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2022/6
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kostoulas G. (2022)
Seismic performance and loss assessment for an existing 3-storey reinforced concrete frame
building built in 1967 in Sparta
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2002/6
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 - Ταχύς Οπτικός Έλεγχος.....	5
1.3 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι.....	7
1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.	7
1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε.Βουγιούκα.....	9
1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	11
2 Περιγραφή Φορέα.....	13
2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Φορέα.....	13
2.2 Προσομοίωση Φορέα.....	15
3 Εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Προσεισμικών Ελέγχων	16
3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	16
3.2 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι.....	18
3.2.1 Εφαρμογή Μεθόδου Δρίτσου Σ.	18
3.3 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε.Βουγιούκα.....	24
3.4 Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	26
3.4.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση με Τοιχοποιία	30
3.4.4 Ανελαστική Στατική Ανάλυση χωρίς Τοιχοποιία	33
3.4.5 Συμπεράσματα από εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ.	39
3.5 Τελικά Συμπεράσματα	40
4 Τρωτότητες-Οικονομοτεχνική Αποτίμηση	42
4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας	42
4.2 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση	46
Παράρτημα Α. Σχέδια Ξυλοτύπων - Πίνακες Οπλισμών	52

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2022/6

**Αποτίμηση υφιστάμενου τριόροφου πλαισιακού κτιρίου οπλισμένου
σκυροδέματος κατασκευής του 1967 στη Σπάρτη και οικονομοτεχνική μελέτη
επισκευών**

Κωστούλας Γ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Η αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος βασίζεται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) Επειδή όμως πρόκειται για μια χρονοβόρα και δαπανηρή διαδικασία, εξετάζουμε τη διενέργεια ταχέων οπτικών μεθόδων Προσεισμικού ελέγχου.

Για ένα τριώροφο κτίριο κατασκευασμένο στην περιοχή της Σπάρτης το 1967, αρχικά εφαρμόστηκε ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος-Ταχύς οπτικός Έλεγχος για μια ταχεία εκτίμηση του κατα πόσο η κατασκευή μας απαιτεί περαιτέρω έλεγχο. Για τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο εφαρμόστηκαν οι μέθοδοι του Σ.Δρίτσου και του Ε.Βουγιούκα. Από κάθε μία από τις δύο μεθόδους προσδιορίστηκε προσεγγιστικά η τέμνουσα βάσης. Επιπλέον εφαρμόστηκε η ακριβέστερη μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης όπως περιγράφεται από τον Κανονισμό Επεμβάσεων(ΚΑΝ.ΕΠΕ.) μέσω του λογισμικού Seisbuild2022 και έγινε συγκριση των αποτελεσμάτων αυτών των μεθόδων.

Επίσης, με τη χρήση του λογισμικού SPO2FRAG και των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης προσδιορίστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας του κτιρίου και με τη χρήση του λογισμικού PACT FEMA P-58 έγινε εκτίμηση των μέσων επισκευαστικών απωλειών λόγω σεισμού.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ME 2022/6

Seismic performance and loss assessment for an existing 3-storey reinforced concrete frame building built in 1967 in Sparta

Kostoulas G. (supervised by Vamvatsikos.D)

Abstract

. The seismic and strengthening of an existing concrete structure is based on the basic principles of the Greek code of structural interventions(KAN.EPE.). However , because it is a costly and a time-consuming process , we consider the implementation of simplified methods for seismic assessment.

Specifically, for a 3-storey existing concrete building constructed in the area of Sparta in 1967 the rapid Visual Inspection applied first for a rapidassessment of whether our construction require further inspection. Then, the rapid seismic assessment methods proposed by Dritsos S. and Vougioukas E. were applied and the base shear capacity was approximated. In addition, a nonlinear static analysis was performed per the Greek code for structural interventions (KAN.EPE.) via the SeismoBuild software and a comparative evaluation of the results of the above methods was performed.

Using the SPO2FRAG software and the results of the nonlinear static analysis, the fragility curves were defined and with the use of PACT FEMA P-58 software the average annual repair losses due to earthwuaques were estimated.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Δημήτρη Βαμβάτσικο για τη συνεχή καθοδήγηση και ενθάρρυνση σε κάθε βήμα της εκπόνησης της παρούσας εργασίας. Επίσης ευχαριστώ πολύ την οικογένεια μου για την συνεχή υποστήριξη που μου προσέφεραν όλα αυτά τα χρόνια.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Στο παρακάτω κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά τα βήματα και το θεωρητικό υπόβαθρο των μεθόδων που εφαρμόστηκαν. Ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος και οι δευτεροβάθμιοι προσεισμικοί έλεγχοι εφαρμόστηκαν με χρήση απλών υπολογιστικών φύλλων, όμως για τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αναγκαία ήταν η προσομοίωση της κατασκευής στο λογισμικό «Seisbuild2022».

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος - Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (Τ.Ο.Ε) [8] έξ' ορισμού και με βάση την ονομασία του γίνεται με την συμπλήρωση του Δελτίου Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας (ΔΕ.ΔΟ.ΤΑ). Επιπλέον, εκτός της συμπλήρωσης του δελτίου, χρειάζεται να σχεδιαστούν σκαριφήματα της χαρακτηριστικής κάτοψης και τομής του κτιρίου αλλά και μια φωτογραφία της όψης του. Τέλος το πιο σημαντικό για να εξασφαλιστεί η αξιοπιστία των στοιχείων είναι να βρεθεί η αρχική μελέτη του κτιρίου ώστε να βρεθεί ο δομικός του τύπος Πίνακας 1.1. Το Δελτίο Ελέγχου περιλαμβάνει οχτώ ενότητες προς συμπλήρωση, οι οποίες αναφέρονται παρακάτω και σύμφωνα με αυτές γίνεται η Δομική Βαθμολόγηση του φορέα αθροίζοντας τις τιμές του Πίνακα 1.2. Τέλος αφού γίνει η τελική βαθμολόγηση του κτιρίου γίνεται κατάταξη σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3.

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

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

Πίνακας 1.1: Πίνακας Δομικών Τύπων [8]

Δ.Τ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	ΕΦΑΡΜΟΣΘΕΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ/ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΟΣα	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, παλαιότερα	Χωρίς Κανονισμούς, ή Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Α/Σ'59) Κανονισμός Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ'54) Ουσιαστικός, κτίρια μέχρι και το 1985.
ΟΣβ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, νεότερα	Α/Σ'59 με πρόσθετα άρθρα 1985 (Α/Σ'85) Κ/Σ'54 Ουσιαστικός, κτίρια της περιόδου 1986 έως και 1995/2000.
ΟΣγ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύγχρονα	Α/Σ: ΝΕΑΚΚ/Σ: ΝΕΚΟΣ Σύγχρονα κτίρια, με το πλαίσιο των σύγχρονων Κανονισμών.

Πίνακας 1.2: Πίνακας Γενικής Δομικής Βαθμολογίας υφισταμένων κτιρίων Ο.Σ [8]

Παράμετρος	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Βαθμολογία βάση Δομικού Τύπου	6.0	7.0	8.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-0.5	-1.0	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-1.5	-1.5	-1.0
Έδαφος κατηγορίας Β	-0.3	-0.3	-0.3
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6	-0.6	-0.6
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0.8	-0.8	-0.8
Έδαφος Χ	-0.8	-0.8	-0.8
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0.5	-	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1.0	-0.5	-0.5
Κακή κατάσταση	-0.5	-0.5	-0.5

Πίνακας 1.2 (Συνέχεια): Πίνακας Γενικής Δομικής Βαθμολογίας υφισταμένων κτιρίων Ο.Σ [8]

Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0.5	-0.5	-
Pilotis ή/ και Κοντά Υποστυλώματα	-1.5	-1.5	-0.5
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5	0.5	-
Μη κανονικότητα σε τομή	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1.0	-0.5	-0.5
Στρέψη (έντονη)	-0.5	-0.5	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5	0.2 ή 0.5
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-0.2	-0.2	-0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4	-0.4	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 100	-0.6	-0.6	-0.6

Πίνακας 1.3: Κατάταξη Προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου κτιρίων [8]

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

1.3 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι

1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Η μέθοδος [2] αυτή αποτελεί μια διαφορετική μέθοδο δευτεροβάθμιου ελέγχου της κατασκευής. Με προσεγγιστικούς υπολογισμούς εκτιμά την σεισμική ικανότητα στις δυο διευθύνσεις καθώς και την σεισμική απαίτηση έχοντας ως βάση τα κανονιστικά πλαίσια που ισχύουν σήμερα. Η σεισμική απαίτηση εκφράζεται με τον δείκτη προτεραιότητας ελέγχου λ , ο οποίος υποδεικνύει την σειρά προτεραιότητας ελέγχου της κατασκευής, βάση του Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου.

Ως δεδομένα που απαιτούνται για την παρούσα μέθοδο, αν υπάρχει μελέτη αξιοποιούνται οι παραδοχές της μελέτης και τα γεωμετρικά δεδομένα απ' τη στιγμή που επαληθευτούν δειγματοληπτικά. Στην περίπτωση που δεν υπάρχει διαθέσιμη μελέτη, είναι αναγκαία η αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά για τις ποιότητες των υλικών απαιτείται δειγματοληψία, διαφορετικά λαμβάνονται αντιπροσωπευτικές τιμές του Κανονισμού Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] βάση της χρονολογίας που είναι κατασκευασμένη η κατασκευή.

Η συνολική συμπεριφορά ενός κτιρίου επηρεάζεται από δεκατρία κριτήρια τρωτότητας που παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.4. Κάθε κριτήριο έχει ένα βαθμό επιβάρυνσης που δείχνει κατά πόσο είναι σοβαρή η βλάβη (με υπερκρίσιμα τα τρία πρώτα) και εξαρτάται από την κρίση του μηχανικού που διενεργεί την αποτίμηση.

Πίνακας 1.4: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης [2]

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης - β _i					Συντελεστές Βαρύτητας σ _i
		0 max	1	2	3	4	
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας						0.10
2	Οξείδωση Οπλισμών						0.10
3	Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου						0.05
4	Κανικότητα Κάτοψης						0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη						0.10
6	Κανονικότητα σε Τομή/Όψη						0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος						0.15
8	Κατανομή Μάζας Καθ' Ύψος						0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα						0.15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες						0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων						0.05
12	Γειτονικά Κτίρια						0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί						0.05

Πιο συγκεκριμένα ακολουθούν τα βήματα και οι Σχέσεις υπολογισμού του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ.

Υπολογισμός Σεισμικής Απαίτησης:

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

M: μάζα κτιρίου

T: ιδιοπερίοδος της κατασκευής

S_d(T): φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού ΕΚ-8 [4]

q: συντελεστής συμπεριφοράς σύμφωνα με τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5]

Υπολογισμός Σεισμικής Αντίστασης:

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

$$\beta = \sum \left(\frac{\sigma_i \beta_i}{5} \right) \quad (1.3)$$

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{Y\Sigma} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{\text{τοιχώματων}} + \alpha_3 \sum V_{Ri}^{\text{κοντά } Y\Sigma} \quad (1.4)$$

V_{R0} : προσεγγιστική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου

$\alpha_{1,2,3}$: συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής [2] Πίνακας 1.5

β : μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων

V_{Ri} : διατμητική αντοχή κατακόρυφων στοιχείων από ΕΚ-2[3] για γνωστό οπλισμό

Πίνακας 1.5: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής [2]

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

Υπολογισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ

- Χωρίς επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_{x/y} = \frac{V_{req,x/y}}{V_{R,x/y}} \quad (1.5)$$

- Με επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \quad (1.6\alpha)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.3V_{R,x}} \quad (1.6\beta)$$

1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε.Βουγιούκα

Η παρούσα μέθοδος αποτελεί μία διαδικασία ταχείας αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων η οποία βασίζεται αποκλειστικά στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Πιο συγκεκριμένα, αφορά κτίρια που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί προ του 1985 τα οποία, έχουν ισχυρά δοκάρια και αδύναμα υποστυλώματα και

στα οποία ισχύει συνήθως ο μηχανισμός αστοχίας του εύκαμπτου ισογείου. Μέσω της διαδικασίας που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται κάθε φορά, για κάθε υποστύλωμα η τέμνουσα αντοχής του. Προσθέτοντας τις αντίστοιχες τέμνουσες όλων των υποστυλωμάτων μαζί προκύπτει στο τέλος η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου έναντι σεισμού. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προτείνει τον υπολογισμό της ροπής διαρροής μέσω της σχέσης

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)y \left\{ E_c * \frac{\xi y^2}{2} * \left[0.5 * (1 + \delta') - \frac{\xi y}{3} \right] + \left[(1 - \xi y) * \rho + (\xi y - \delta') * \rho' + \left(\frac{\rho_v}{6}\right) * (1 - \delta') \right] * (1 - \delta') * \frac{E_s}{2} \right\} \quad (1.7)$$

όπου:

$(1/r)y$: καμπυλότητα διαρροής

ξy : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή

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

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

E_c, E_s : μέτρα ελαστικότητας σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα

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

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

$$\frac{1}{ry} = \frac{fy}{Es * (1 - \xi y) * d} \quad (1.8a)$$

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

$$\frac{1}{ry} = \frac{1.8 * fc}{Ec * \xi y * d} \quad (1.8\beta)$$

Έπειτα γίνεται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής VR υποστυλώματος το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις ως συνάρτηση του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων: $\square \square \rho l = \mu \theta - 1$, που υπολογίζεται από το λόγο του πλαστικού μέρους της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία (συνολική γωνία, μείον γωνία στη διαρροή) προς τη θεωρητική γωνία στροφής στη διαρροή (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ.2α, Σ.11β), μέσω της σχέσης (1.16) σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$VR = h - X \cdot \min(N; 0.55Acfc) + (1 - 0.05 \cdot \min(5, \mu pl)) \cdot [0.16 \cdot \max(0.5; 100\rho_{tot}) \cdot (1 - 0.16 \cdot \min(5; \alpha_s)) \cdot \sqrt{f_c} \cdot Ac + Vw] \quad (1.9)$$

όπου:

h : ύψος της διατομής

x= ξyd : ύψος θλιβόμενης ζώνης της διατομής (Παράρτημα 7Α ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

N : αξονικό φορτίο αs : λόγος διάτμησης

Ac : εμβαδό διατομής σκυροδέματος fc: αντοχή σκυροδέματος (MPa)

□tot : συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

Vw : η συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή σύμφωνα με τη σχέση, Vw= ρwbwzfyw (1.10)

όπου: ρw: ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

z: μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων fyw: τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

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

$$V_{tu} = \frac{M_y}{L_s} \quad (1.11)$$

όπου:

My : ροπή διαρροής

Ls : μήκος διάτμησης

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

1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων [5] (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αποτελεί το κύριο κανονιστικό πλαίσιο που ακολουθείται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό κατασκευών στην Ελλάδα, που έχουν κατασκευαστεί με τους παλαιότερους κανονισμούς ή χωρίς κάποιο κανονισμό. Στόχος του παρόντος κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας

ικανότητας των κατασκευών και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους.

Η μέθοδος ανάλυσης που υιοθετείται εξαρτάται απ' την σπουδαιότητα και τυχόν βλάβες ή φθορές του κτιρίου. Η πιο διαδομένη για την αποτίμηση μιας κατασκευής είναι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (push over analysis). Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση εκτελείται υπό την επίδραση των στατικών φορτίων ($G+\psi_2Q$) και βηματικά αυξανόμενων σεισμικών φορτίων. Τα σεισμικά φορτία ακολουθούν κατανομές καθ' ύψος όπως τριγωνική, ομοιόμορφη, ιδιομορφική κατανομή.

Η σεισμική ικανότητα κάθε κατασκευής καθορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] μέσω του συνδυασμού κάποιων επιπέδων σεισμικής δράσης και των τριών βασικών σταθμών επιτελεστικότητας, δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών και παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.6 [5].

Πίνακας 1.6: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (από ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017)

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

Αναλυτικότερα για την κάθε στάθμη ισχύει:

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

Ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής του χαρακτηριστικού κόμβου που αντιστοιχούν στα επίπεδα βλαβών, γίνεται μέσω της Σχέσης 1.12 (ΚΑΝ.ΕΠΕ.Σ5.6) [5]:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_{e(T)} \quad (1.12)$$

C_0, C_1, C_2, C_3 : διορθωτικοί συντελεστές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.2) [5]

T_e : ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.5) [5]

2 Περιγραφή Φορέα

2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Φορέα

Πρόκειται για μια υφιστάμενη τριώροφη κατασκευή ιδιωτικών κατοικιών η οποία κατασκευάστηκε το 1967 στην πόλη της Σπάρτης. Η κατασκευή αποτελείται από φέροντα οργανισμό οπλισμένου σκυροδέματος με μπατική τοιχοποιία στα εξωτερικά πλαίσια και δρομική τοιχοποιία στο εσωτερικό του κτιρίου. Το ισόγειο έχει ύψος 2.30m και οι υπόλοιποι όροφοι έχουν ύψος 3.30m, με το εμβαδόν να είναι σταθερό για όλους τους ορόφους και ίσο με 99m².

Η χρονολογία μελέτης και κατασκευής (1967) του φορέα οδηγεί στο συμπέρασμα ότι έχει εφαρμοστεί ο Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) [6] και ο Αντισεισμικός Κανονισμός (1959) [1]. Λόγω μη επαρκών στατικών λεπτομερειών στα διαθέσιμα σχέδια πραγματοποιήθηκε αρχικά μια ποσοτική μέτρηση οπλισμού στα δομικά στοιχεία της κατασκευής στα οποία ήταν δυνατή η πρόσβαση. Το όργανο που χρησιμοποιήθηκε για την ανίχνευση του οπλισμού είναι ο ανιχνευτής GMS 120 PROFESIONAL της εταιρίας BOSCH ο οποίος δίνει τη δυνατότητα ανίχνευσης μαγνητικών μετάλλων σε βάθος μέχρι 12 εκατοστά. Στη συνέχεια σε συνεργασία με τον Κ. Βουγιούκα, για να μας μεταφέρει τις κύριες τακτικές όπλισης εκείνης της εποχής, αλλά και σε σύγκριση με ξυλότυπο κατασκευής παρόμοιας χρήσης, χρονολογίας και περιοχής έγινε μια παραδοχή για τους οπλισμούς που έχουν χρησιμοποιηθεί. Για ακόμη έναν έλεγχο της ορθότητας της παραδοχής αυτής έγινε έλεγχος στις δυσμενέστερες διατομές της κατασκευής ότι η μέγιστη επιτρεπόμενη τάση, η οποία ορίζεται από τον πίνακα 3 του Κανονισμού Σκυροδέματος του 1954 [6] (πίνακες 2.5 και 2.6), δεν ξεπερνιέται για φόρτιση G+Q. Η ποιότητα των υλικών αλλά και των φορτίων σχεδιασμού παρουσιάζονται στους Πίνακες 2.1, 2.2, 2.3. Τέλος στον Πίνακα 2.4 παρουσιάζονται τα στοιχεία που προκύπτουν απ' το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ-8 [4] για την αποτίμηση της κατασκευής.

Πίνακας 2.1: Υλικά Κατασκευής

ΥΛΙΚΟ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ	ΑΝΤΟΧΗ	
		Μέση (MPa)	Χαρακτηριστική (MPa)
Σκυρόδεμα	B160	16	12
Χάλυβας Οπλισμών	StI	280	240
Χάλυβας Συνδετήρων	StI	280	240

Πίνακας 2.2: «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων [5]

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

Πίνακας 2.3: Φορτία Κατασκευής [7]

ΜΟΝΙΜΑ (G)	ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ Ο.Σ kN/m ³	ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ kN/m ²	ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗ kN/m	
	24	1.5	Μπατικές	Δρομικές
ΚΙΝΗΤΑ (Q)	ΚΑΤΟΙΚΙΑ kN/m ²	ΚΛΙΜΑΚΕΣ kN/m ²	ΕΞΩΣΤΕΣ kN/m ²	
	2	3.5	5	

Πίνακας 2.4: Δεδομένα Φάσματος [4]

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Χρήση κατοικίας II $\gamma_1=1$
Κατηγορία Εδάφους	B { S= 1.2, T _B =0.15 T _C =0.5 T _D =2.5 }
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	ΣΠΑΡΤΗ II $a_{gR} = 0.24g$

Πίνακας 2.5: Ανεκτές τάσεις δομικών στοιχείων βάση ΕΚΟΣ 1954[6]

Π Ι Ν Α Κ Σ Ι Ι Ι .								
'Ανεκταί τάσεις εις Kg/cm ²								
Είδος έργου και τρόπος επιβαρύνσεως	'Υλικόν και περιχρή ή εφαρμογή	'Ανεκταί τάσεις					Σει- χο	
		Ποιότης του σκυροδέματος				3		
1	2	B 120	B 160	B 225	B 300		7	8
Α Πλάκες και δοκοί ορθογωνι- κής διατομής υπό κάμψιν.	Σκυρόδεμα εις πλάκας και δοκούς ορθογωνι- κής διατομής (επίσης εις σκυροειδώς ώ- πλισμένας πλάκας και μικροσειδή πατώματα). d < 8cm	σ_b	40	50	70	90	1	
	d > 8cm	σ_b	40	60	80	100	2	
	Χάλυψ εις πλάκας: Κατηγορίας I	σ_s	1200	1400	1400	1400	3	
	» » » » II	σ_s	—	2000	2000	2000	4	
	» » » » III	σ_s	—	2200	2200	2200	5	
	» » » » IV	σ_s	—	2200	2400	2400	6	
	Χάλυψ εις δοκούς: » I	σ_s	1200	1400	1400	1400	7	
	» » » » II	σ_s	—	1800	1800	1800	8	
	» » » » III και IV	σ_s	—	—	2000	2000	9	
	Β Πλακοδοκοί και πλάκες με νευρώσεις υπό κάμψιν.	Σκυρόδεμα, έρ' όσον λαμβάνονται ύπ' όψιν αί τάσεις εις την πλάκα. Έάν δέν ληφθούν ύπ' όψιν αί τάσεις εις την πλάκα, ισχύουν αί εις Α' δίδόμεναι τιμαί.	σ_b	40	50	70	90	10
Σκυρόδεμα εις νευρώσεις πλακοδοκίων και πλάκων με νευρώσεις, εις την περιχρή των όρηθικών ροπών		σ_b	50	70	90	110	11	
Χάλυψ κατηγορίας I		σ_s	1200	1400	1400	1400	12	
» » » II		σ_s	—	1800	1800	1800	13	
» » » III και IV		σ_s	—	—	2000	2000	14	
Γ Κάμψιν μετ' όρθής δυνάμεως εις πλάκας, δοκούς ορθογωνι- κής διατομής, πλακοδο- κούς, πλαίσια, τόξα, και υποστυλώματα (και των μικροσειδών πατωμάτων) υπολογιζόμενα ως υποστυ- λώματα πλαισίων, έρ' όσον ταύτα υπολογίζονται άκρι- βώς διά τής θεωρίας των πλαστών, και δι' εις κοινάς μεν οικοδομικάς κατασκευάς, λαμβάνομένης ύπ' όψιν τής δυσμενεστάτης θέσεως των φορτίων διά τας λειπάς δε κατασκευάς λαμβανομένων έπι πλέον ύπ' όψιν τής έπι- ροής τής θερμοκρασίας, τής έκ τής πήξεως συστολής και τυχόν ύφισταμένου δυνά- μεων τριβής και τροχοπε- δήσεως.	Σκυρόδεμα εις : α) ορθογωνιακής διατομής υπό μοναξονικήν κάμψιν	σ_b	—	70	90	110	15	
	β) ορθογωνιακής διατομής υπό διαξονικήν κάμψιν (τάσεις κατά γωνίαν)	σ_b	—	80	100	120	16	
	γ) πλακοδοκούς, έρ' όσον λαμβάνονται ύπ' όψιν αί τάσεις θλίψεως εις την πλάκα. ... Έάν αί τάσεις θλίψεως τής πλάκας δέν ληφθούν ύπ' όψιν ή έάν ή πλάξ κείται έν τῇ θλιβομένη ζώνη, ισχύουν αί ύπό α) και β) δι' ορθογωνιακής διατομής δίδόμεναι τιμαί	σ_b	—	60	80	100	17	
	Χάλυψ εις πλάκας κατηγορίας I	σ_s	—	1400	1400	1400	18	
	» » » II	σ_s	—	2000	2000	2000	19	
	» » » III	σ_s	—	2200	2200	2200	20	
	» » » IV	σ_s	—	2200	2400	2400	21	
	Χάλυψ εις άλλα δομικά στοιχεία. Χάλυψ κατηγορίας I	σ_s	—	1400	1400	1400	22	
	» » » II	σ_s	—	1800	1800	1800	23	
	» » » III και IV	σ_s	—	—	2000	2000	24	
	Δ Διάτμησις συνεπεί κάμ- ψεως.	Χωρίς άπείτησιν έλέγχου του όπλισμού δια- τμήσεως εις πλάκας	τ_0	6	8	9	10	25
		εις άλλα δομικά στοιχεία	τ_0	4	6	7	8	26
Μέγιστα τιμαί μη υπολογιζόμενου του όπλι- σμού διατμήσεως		τ_0	14	16	18	20	27	

Πίνακας 2.6:Ανεκτές τάσεις δομικών στοιχείων βάση ΕΚΟΣ 1954 (μερος 2)[6]

Είδος έργου και τρόπος επιβαρύνσεως	Υλικόν και περιοχή εφαρμογής	'Ανεκταί τάσεις					Ση- χος
		Ποιότης του σκυροδέματος					
		B 120	B 160	B 225	B 300		
1	2	3	4	5	6	7	8
Ε Στρέψεις εις ὀρθογωνικὰς διατομὰς.	Χωρὶς ἀπαίτησιν ἐλέγχου τοῦ ὀπλισμοῦ στρέψεως	τ_0	4	5	6	7	28
	Μέγισται τιμαὶ μὴ ὑπολογιζομένου τοῦ ὀπλισμοῦ στρέψεως.	τ_0	14	16	18	20	29
Ζ Στρέψεις καὶ διάτμησις συνεπιπέδῳ κάμφεως εἰς ὀρθογωνικὰς διατομὰς.	Χωρὶς ἀπαίτησιν ἐλέγχου τοῦ ὀπλισμοῦ στρέψεως.	τ_0	6	8	9	10	30
	Μέγισται τιμαὶ μὴ ὑπολογιζομένων τῶν ὀπλισμῶν διατμήσεως καὶ στρέψεως.	τ_0	17	20	23	26	31
Η Πρόσφυσις τῶν ὀπλισμῶν εἰς τμήματα ἐπιβαρυνόμενα εἰς κάμφειν.	Τάσις συναφείας.	τ_1	4	5	6	8	32

Παρατηρήσεις:

Αἱ δίδόμεναι τάσεις διὰ τὸν χάλυβα ἰσχύουν:

ἐπὶ σκυροδέματος Β 160 δι' ὀπλισμοὺς μὲ διάμετρον ≤ 30 mm

» » Β 225 » » » ≤ 40 »

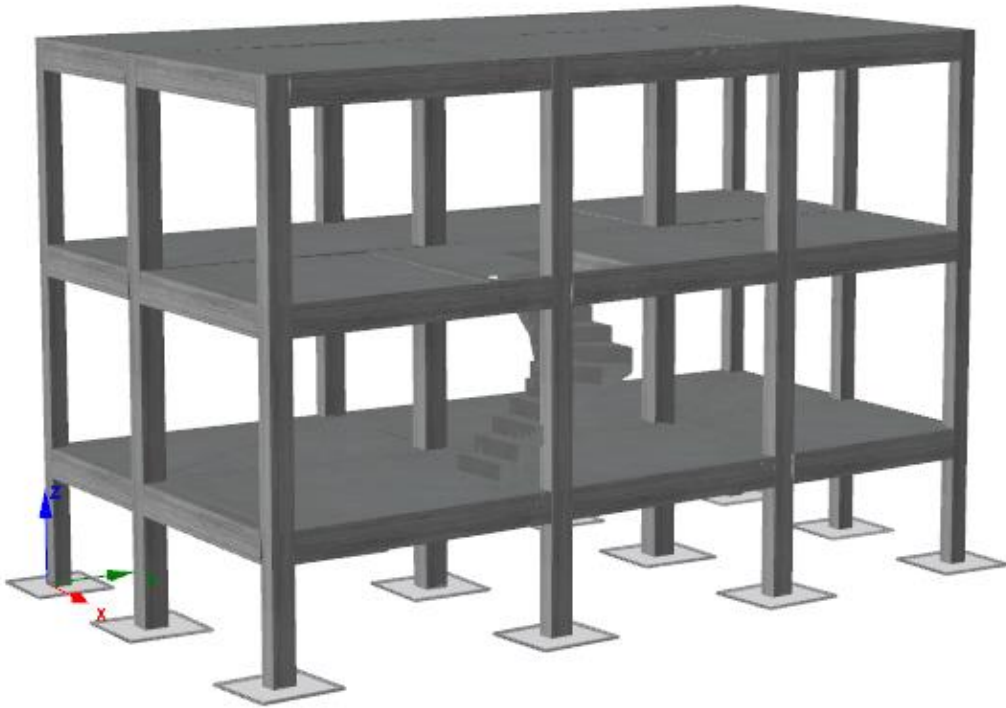
» » Β 300 » » » ≤ 50 »

Διὰ μεγαλύτερας διαμέτρους αἱ δίδόμεναι τάσεις ὀλ μειοῦνται κατὰ 200 Kg/cm².

2.2 Προσομοίωση Φορέα

Για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoBuild. Αποτελεί πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων με το οποίο, είναι δυνατός ο προσδιορισμός της απόκρισης σε μεγάλες παραμορφώσεις πλαισιωτών κατασκευών υπό στατικά ή και δυναμικά φορτία λαμβάνοντας υπόψη, τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών, ενώ παρέχει τη δυνατότητα μη γραμμικής ανάλυσης.

Το κτίριο προσομοιώθηκε σύμφωνα με τους αντίστοιχους διαθέσιμους ξυλότυπους. Στη συνέχεια εισήχθησαν με τη σειρά τα υποστυλώματα, οι δοκοί και τέλος οι πλάκες σε κάθε όροφο. Οι ανισοσταθμίες που δημιουργούνται στους κόμβους μεταξύ δοκών- υποστυλωμάτων υπολογίζονται αυτόματα και περιλαμβάνονται στο στατικό μοντέλο. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η τελική προσομοίωση του φορέα της κατασκευής. Επιπλέον στοιχεία παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατο Μοντέλο Φορέα

3 Εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Προσεισμικών Ελέγχων

3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο 1^ο Κεφάλαιο και βάση των δεδομένων που έχουμε για την χρονολογία κατασκευής του κτιρίου (1967), προσδιορίζεται το Δελτίο Δομικής Τρωτότητας. Προκύπτει λοιπόν κατηγορία δομικού τύπου ΟΣα λόγω της χρονολογίας της κατασκευής που συνδέεται με τους αντίστοιχους κανονισμούς σχεδιασμού κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα (Κ.Σ.1954/Α.Κ.1959) [1],[6]. Ακολουθεί ο Πίνακας 3.1 που δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα κριτήρια τα οποία επηρεάζουν την «τελική δομική βαθμολογία του κτιρίου» που σύμφωνα με αυτή και του Πίνακα 1.2 γίνεται κατάταξη ανάλογα με το πόσο σημαντική είναι η προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου της κατασκευής.

Πίνακας 3.1 :Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Παράμετρος	ΟΣα
Βαθμολογία βάση Δομικού Τύπου	6.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II	-1.5
Έδαφος κατηγορίας B	-0.3
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό -OXI	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα-OXI	-
Κακή κατάσταση-OXI	-
Κρούση με γειτονικά κτίρια-OXI	-
Pilotis ή/ και Κοντά Υποστυλώματα-OXI	-
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5
Μεγάλο ύψος-OXI	-
Μη κανονικότητα σε τομή-OXI	-
Μη κανονικότητα σε κάτοψη-OXI	-
Στρέψη (έντονη)-NAI	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4
Αρχική/Γενική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου	4
Στοιχεία Πρόσθετης Τρωτότητας-OXI	-
Ενδεχόμενη Τρωτότητα Έναντι Έναντι Άλλων Αιτιών-OXI	-
Τελική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου	4

«Υψηλή Προτεραιότητα Περαιτέρω Ελέγχου»

3.2 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι

3.2.1 Εφαρμογή Μεθόδου Δρίτσου Σ.

Στη εφαρμογή της μεθόδου Δρίτσου, εξετάζονται τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Αυτός ο έλεγχος συνοψίζεται σε 13 κριτήρια όπου καθένα από αυτά λαμβάνει τιμές από 1 (μεγιστη σεισμική επιβάρυνση) έως 5 (ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση). Στην υποενότητα αυτή γίνεται η εφαρμογή των κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης του Πίνακα 1.4 (από Δρίτσος Σ. 2018). Με αυτόν τον τρόπο προσδιορίζονται η τελική σεισμική ικανότητα και απαίτηση στις δυο διευθύνσεις της κατασκευής.

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 1: Βλάβες Στατικής ανεπάρκειας

Δεν υπάρχουν βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας στα δομικά στοιχεία άρα $B_1 = 5$

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 2: Οξείδωση οπλισμών

Δεν παρουσιάστηκε Οξείδωση Οπλισμών άρα $B_2 = 5$

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 3: Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Υπολογίστηκε η μέση τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου του ισογείου $\nu_d = 0.123 < 0.30$ έτσι σύμφωνα με την μέθοδο (Δρίτσος Σ. 2018) $B_3 = 5$

Στον πίνακα 3.2 παρουσιάζονται οι τιμές ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Πίνακας 3.2: Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων του ισογείου

Μέλος	b(m)	h(m)	Ac(m ²)	Nsd(kN)	vd
C1	0,3	0,3	0,09	100,9124	0,093
C2	0,30	0,30	0,09	115,2353	0,107
C3	0,3	0,3	0,09	94,85443	0,088
C4	0,3	0,3	0,09	175,852	0,163
C5	0,4	0,4	0,16	289,6184	0,151
C6	0,3	0,4	0,12	208,859	0,145
C7	0,3	0,4	0,12	213,5263	0,148
C8	0,4	0,4	0,16	272,262	0,142
C9	0,3	0,4	0,12	226,2878	0,157
C10	0,3	0,3	0,09	110,2966	0,102
C11	0,4	0,4	0,16	168,454	0,088
C12	0,3	0,4	0,12	131,994	0,092
Average					0,123

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 4: Κανονικότητα κάτοψη

Η κατασκευή είναι ορθογωνική σε κάτοψη με $\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{13.65}{6.7} = 2.04 < 4$ άρα $B_4 = 5$

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 5: Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη

Γίνεται ο προσδιορισμός του κέντρου δυσκαμψίας $(x_{cr}, y_{cr}) = (3.97, 6.62)$ του κέντρου μάζας της κατασκευής $(x_M, y_M) = (3.70, 6.84)$ και ο υπολογισμός της εκκεντρότητας σε κάθε διεύθυνση προκειμένου να προκύψει η ανηγμένη εκκεντρότητα για την βαθμονόμηση του κριτηρίου.

$$e_x = |3.70 - 3.97| = 0.27, \varepsilon_x = \frac{e_x}{L_x} = 0.03 < 0.05, B_{5x} = 5$$

$$e_y = |6.84 - 6.62| = 0.21, \varepsilon_y = \frac{e_y}{L_y} = 0.015 < 0.05, B_{5y} = 5$$

Επομένως οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση είναι: $e_x = 0.27$ m και $e_y = 0.21$ m και οι αντίστοιχες ανηγμένες τιμές τους: $\varepsilon_x = 0.03$ και $\varepsilon_y = 0.015$ που είναι μικρότερες του 0.05 οπότε το κτίριο θεωρείται πρακτικώς συμμετρικό, χωρίς στρεπτική απόκριση και λαμβάνει το βαθμό: $B_5 = 5$

Πίνακας 3.3: Στοιχεία για την εύρεση του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας

Μέλος	$X_i \cdot N_i$	$Y_i \cdot N_i$	K_x	K_y	$X_i \cdot K_x$	$Y_i \cdot K_y$
C1	22,911	2061,971	33208,658	33208,658	4981,299	448316,887
C2	595,330	2329,552	37465,866	37465,866	129257,237	505789,188
C3	924,772	1906,019	30727,464	30727,464	201264,888	414820,761
C4	40,611	2612,611	58552,905	58552,905	8782,936	565035,534
C5	1471,596	4116,203	164146,344	164146,344	566304,885	1584012,216
C6	2148,498	3013,518	120196,158	67610,339	826949,569	652439,772
C7	47,714	1657,273	122415,793	68858,883	18362,369	358754,782
C8	1418,698	2142,440	158291,710	158291,710	546106,398	824699,807
C9	2682,021	1930,018	142405,179	80102,913	1031013,494	417336,177
C10	24,377	24,377	35307,944	35307,944	5296,192	5296,192
C11	869,768	50,421	97537,114	97537,114	336503,044	19507,423
C12	1607,691	42,031	81200,394	45675,222	621183,017	9135,044
summary	11853,986	21886,434	1081455,528	877485,362	4296005,328	5805143,783

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 6: Κανονικότητα σε Τομή/Όψη

Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο υπολογίζονται τα εμβαδά των κατόψεων των ορόφων και οι ποσοστιαίες διαφορές τους μεταξύ γειτονικών ορόφων. Για το κτίριο μας είναι $A_{ορόφων} = 99m^2$ αφού πρόκειται για πανομοιότυπους ορόφους άρα σύμφωνα με την βαθμονόμηση του κριτηρίου προκύπτει βαθμός $B_6 = 5$.

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 7: Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος-Μαλακός όροφος

Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου θεωρείται Βαθμός 1 όταν η διαφορά $\Delta K > 50\%$ και Βαθμός 5 όταν $\Delta K < 20\%$. Με βάση τους παρακάτω υπολογισμούς, λαμβάνεται ως βαθμός επικινδυνότητας και για τις δυο διευθύνσεις: $B=1$

	Ισόγειο-1 ^{ος}	1 ^{ος} - 2 ^{ος}
$\Delta K_x(\%)$	51,28	115,98
$\Delta K_y(\%)$	50,57	114,61

- **ΚΡΙΤΗΡΙΟ 8: Κατανομή μάζας καθ' ύψος**

Σε αυτό το κριτήριο προσδιορίζεται η ποσοστιαία διαφορά μάζας μεταξύ των ορόφων η οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.4

Πίνακας 3.4: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Όροφος	Βάρος(KN)	Μάζα(tn)
Ισόγειο	3200	326
1 ^{ος}	2108	215
2 ^{ος}	956	98

$$\Delta M1 = 0.97\% < 20\% , B = 5$$

$$\Delta M2 = 1.2\% < 20\% , B = 5$$

Άρα εκτιμάται $B=5$

- **ΚΡΙΤΗΡΙΟ 9: Κοντά υποστυλώματα**

Εξετάζεται σε κάθε όροφο εάν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα τα οποία μπορεί να εμφανίσουν ψαθυρή αστοχία. Υπολογίζονται για κάθε όροφο και κάθε υποστύλωμα ο λόγος l_c/h και για τις δύο διευθύνσεις. Στη συνέχεια για κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός ($\beta: 1-5$) ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος και η συμβολή στη συνολική επιβάρυνση λαμβάνεται υπόψιν μέσω συντελεστών βαρύτητας ($\sigma.\beta: 5-1$). Έτσι προκύπτουν οι τελικές τιμές επιβάρυνσης για κάθε όροφο και για τις δυο διευθύνσεις καταλήγουμε ότι $B_9 = 5$.

- **ΚΡΙΤΗΡΙΟ 10: Κατακόρυφες ασυνέχειες**

Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο προσδιορίζονται οι κατακόρυφες ασυνέχειες του κτιρίου και προκύπτει βαθμονόμηση. Στο κτίριο μας δεν υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα σε πλάκες, φυτευτά τοιχώματα σε δοκούς, φυτευτά υποστυλώματα σε δοκούς και κεκλιμένα

υποστυλώματα. Επίσης δεν εμφανίζονται και ασυνέχειες σε κατακόρυφα στοιχεία. Άρα $B_{10} = 5$.

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 11: Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου έχουμε πλαισιακή λειτουργία οπότε και για τις δύο διευθύνσεις προκύπτει βαθμός $B_{11} = 5$

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 12: Γειτονικά κτίρια

Σε αυτό το κριτήριο εξετάζεται η δυσμενής αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων. Το κτίριο μας δεν ακουμπάει σε καμία πλευρά με γειτονικό κτίριο οπότε και ο βαθμός που προκύπτει με βάση τον πίνακα 3.5 είναι $B_{12}=5$

Πίνακας 3.5: Βαθμονόμηση κριτηρίου (από Δρίτσος Σ. 2018)

Βαθμός κριτηρίου	Επαρκής αρμός	Ανισοσταθμία γειτονικών πλακών	Μεγάλη διαφορά ύψους γειτονικών κτιρίων	Γωνιακό κτίριο
Βαθμός 1	OXI	NAI	NAI	NAI
Βαθμός 2	OXI	NAI (σε ένα από τα δυο)		NAI
Βαθμός 3	OXI	OXI	OXI	NAI
		NAI (σε ένα από τα δυο)		OXI
Βαθμός 4	OXI	OXI	OXI	OXI
Βαθμός 5	NAI	NAI/OXI	-	-

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 13:

Το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση και γίνεται συντήρηση τακτικά. Έχουμε λοιπόν $B_{13} = 5$.

Έτσι ο Πίνακας 1.4 συμπληρώνεται (Πίνακας 3.6) και υπολογίζονται οι τελικοί μειωτικοί συντελεστές για τις δύο διευθύνσεις σύμφωνα με τη σχέση $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$. Υπολογίζονται οι αντοχές $V_{Ri} = \min(V_{Rd,s}, V_M)$ των κατακόρυφων στοιχείων από ΕΚ-2. Απ' τον Πίνακα 1.5 για Υποστυλώματα έχουμε $\alpha_l = 0,7$. Έτσι σύμφωνα με την Σχέση 1.2 προκύπτουν οι τελικές τιμές αντοχής στον Πίνακα 3.7 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.6: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

ΚΡΙΤΗΡΙΑ	β_{ix}	β_{iy}	σ_i	$\sigma_i^* \beta_{ix}$	$\sigma_i^* \beta_{iy}$
1. Βλάβες από στατική επάρκεια	5	5	0,10	0,5	0,5
2. Οξείδωση οπλισμού	5	5	0,10	0,5	0,5
3. Μέγεθος ανηγμένων αξονικών φορτίων	5	5	0,05	0,25	0,25
4. Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0,05	0,25	0,25
5. Κατανομή δυσκαμψίας-στρέψης (ΚΑΝΕΠΕ)	5	5	0,10	0,5	0,5
6. Κανονικότητα σε τομή/όψη	5	5	0,05	0,25	0,25
7. Κατανομή δυσκαμψίας καθ'ύψους-Μαλακός όροφος	1	1	0,15	0,15	0,15
8. Κατανομή μάζας καθ'ύψους	5	5	0,05	0,25	0,25
9. Κοντά υποστρώματα	5	5	0,15	0,75	0,75
10. Κατακόρυφες ασυνέχειες	5	5	0,05	0,25	0,25
11. Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	5	5	0,05	0,25	0,25
12. Γειτονικά κτήρια	5	5	0,05	0,25	0,25
13. Κακοτεχνείες-Τραυματισμοί	5	5	0,05	0,25	0,25

Πίνακας 3.7: Τελικές τιμές Αντοχών

β_x	β_y	V_{R0-x} (kN)	V_{R0-y} (kN)	V_{R-x} (kN)	V_{R-y} (kN)
0,88	0,88	395,44	381,85	347,99	336

Τελευταίο βήμα είναι ο υπολογισμός του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου λ Σχέσεις 1.5-1.6, αφού πρώτα προσδιοριστεί η σεισμική απαίτηση V_{req} σύμφωνα με το φάσμα του ΕΚ-8 με χρήση της ακριβής και της εμπειρικής ιδιοπερίοδου ($T = C_t H^{(3/4)}$) [4], όπου $C_t = 0.05$ και $H = 8,9m$ το συνολικό ύψος, της κατασκευής. Ακολουθούν οι Πίνακες 3.8-3.11 με τα δεδομένα και με τον τελικό υπολογισμό των λ .

Πίνακας 3.8: Ιδιοπερίοδοι Κατασκευής

$T_{εμπ}$	0,668 s
T_x (με τοιχοποιία)	0,379s
T_x	0,409s
T_y	0,380s

- V_{req} με χρήση εμπειρικής ιδιοπεριόδου

Πίνακας 3.9: Υπολογισμός απαίτησης

Διεύθυνση	q	S_d (m/s ²)	V_{req} (kN)
X	1,7	4,15	1371
Y	1,7	4,15	1371

- V_{req} με χρήση ακριβής ιδιοπεριόδου

Πίνακας 3.10: Υπολογισμός απαίτησης

Διεύθυνση	q	S_d (m/s ²)	V_{req} (kN)
X	1,7	5,08	1676
X (με τοιχοποιία)	1,7	5,48	1809
Y	1,7	5,47	1804

Πίνακας 3.11 : Υπολογισμός τελικού δείκτη λ

Ακριβής Ιδιοπερίοδος			Εμπειρική Ιδιοπερίοδος	
λ_x	$\lambda_{x-τοιχοποιία}$	λ_y	λ_x	λ_y
4,94	5,24	5,24	3,97	4

3.3 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε.Βουγιούκα

Για την εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου ταχείας αποτίμησης εισήχθησαν αρχικά όλα τα γεωμετρικά στοιχεία για κάθε υποστύλωμα καθώς επίσης και οι αντοχές του σκυροδέματος, του χάλυβα οπλισμού και το αξονικό φορτίο σύμφωνα με τις απαιτήσεις των σχέσεων που αναπτύχθηκαν στην παράγραφο 1.3.2. Προέκυψε ότι κρίσιμο υλικό είναι το σκυρόδεμα δηλαδή, η αστοχία του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης προηγείται της διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού. Επίσης για όλα τα υποστυλώματα του ισογείου προέκυψε πλάστιμη αστοχία καθώς η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή V_{mu} βρέθηκε μικρότερη της αντίστοιχης διατμητικής αντοχής τους VR . Έτσι για κάθε υποστύλωμα και για κάθε διεύθυνση της σεισμικής δράσης προσδιορίστηκαν οι τελικές τιμές της ροπής διαρροής M_y και της διατμητικής αντοχής τους VR . Στους πίνακες 3.12 – 3.13 απεικονίζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της μεθόδου καθώς και η συνολική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου για τις δύο κύριες διευθύνσεις αντίστοιχα.

Πίνακας 3.12 : Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά X

	M_y	VR	$M_y(Ik/2)$	$minV_r$
C1	34,33	55,98	29,85	29,85
C2	34,77	57,15	30,23	30,23
C3	34,09	55,30	29,65	29,65
C4	37,20	62,95	32,35	32,35
C5	49,00	75,83	42,61	42,61
C6	63,40	105,63	55,13	55,13
C7	63,62	106,08	55,32	55,32
C8	79,28	113,28	68,94	68,94
C9	65,63	110,11	57,07	57,07
C10	34,54	56,56	30,04	30,04
C11	71,79	117,28	62,43	62,43
C12	59,69	97,77	51,90	51,90
			V_{rdx}	545,52

Πίνακας 3.13 : Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών κατά Υ

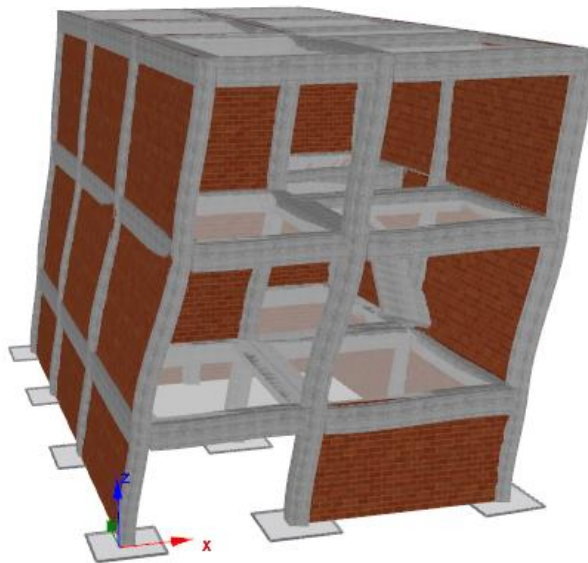
	My	VR	My(lk/2)	minVr
C1	34,33	55,98	29,85	29,85
C2	34,77	57,15	30,23	30,23
C3	34,09	55,30	29,65	29,65
C4	37,20	62,95	32,35	32,35
C5	67,59	112,10	58,78	58,78
C6	45,44	72,55	39,52	39,52
C7	45,64	72,86	39,68	39,68
C8	61,97	76,58	68,94	68,94
C9	47,35	75,63	41,17	41,17
C10	32,65	34,88	30,04	30,04
C11	55,41	74,45	62,43	62,43
C12	42,16	67,15	36,66	36,66
			Vrdy	499,29

3.4 Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ

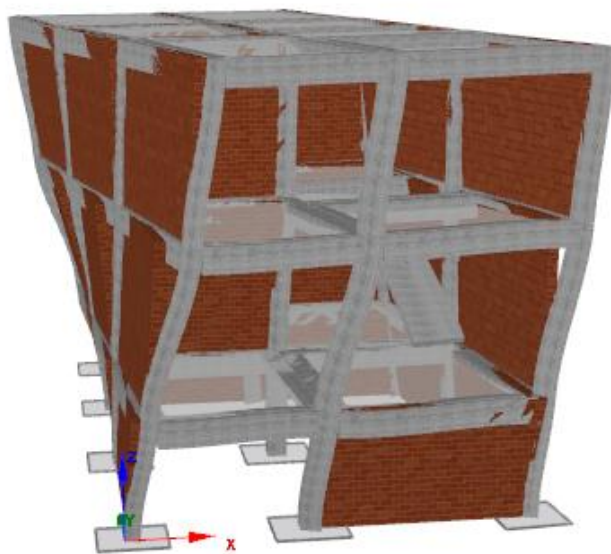
Με την ολοκλήρωση των δευτεροβάθμιων μεθόδων, ακολουθεί ο τριτοβάθμιος έλεγχος του κτιρίου, κατά τον οποίο γίνεται αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής του ικανότητας σύμφωνα με τις μεθόδους που προτείνονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Πραγματοποιείται ανελαστική στατική ανάλυση με τη χρήση του λογισμικού SeismoBuild, για την ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων, για κάθε διεύθυνση φόρτισης. Οι στάθμες επιτελεστικότητας που τέθηκαν είναι οι εξής: «Σημαντικές Βλάβες» (B2) με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% μέσα σε 50 έτη και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) με αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 έτη. Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρήθηκε «Ικανοποιητική». Έγιναν δύο αναλύσεις και εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (με συμμετοχή τοιχοποιίας και χωρίς συμμετοχή τοιχοποιίας στη δυσκαμψία του φορέα), οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό είναι ο έλεγχος στροφής χορδής (7B, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και ο έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων (7Γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

Για την εφαρμογή του κανονισμού, αρχικά πρέπει να εκτελεστεί ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής έτσι ώστε να προσδιοριστούν οι δεσπόζουσες ιδιομορφές σε κάθε διεύθυνση για γίνει ο προσδιορισμός της καμπύλης ικανότητας σε αυτές. Ακολουθούν τα Σχήματα 3.1-3.6 των τριών πρώτων ιδιομορφών και ο Πίνακας 3.14, 3.15 με τις αντίστοιχες πληροφορίες για κάθε ιδιομορφή.

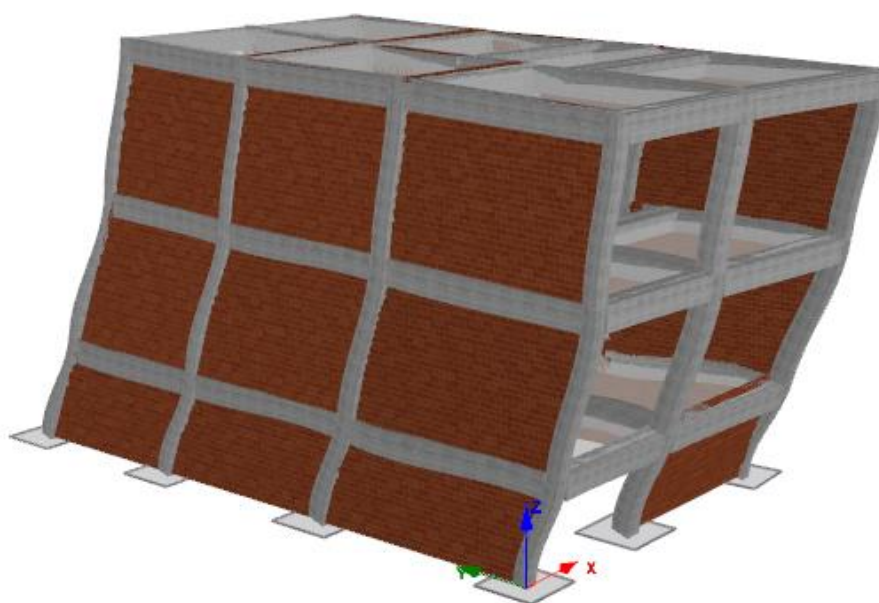
3.4.1 Ιδιομορφική Ανάλυση με τοιχοποιία



Σχήμα 3.1: 1^η ιδιομορφή $T_1=0.379s$



Σχήμα 3.2: 2^η ιδιομορφή $T_2=0.307s$

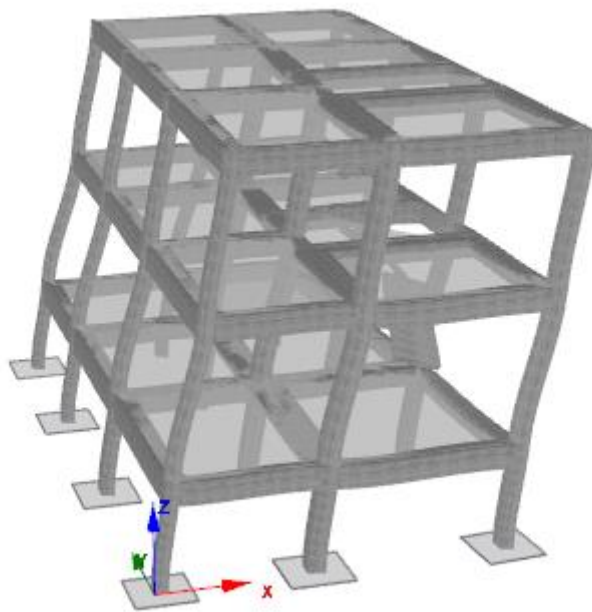


Σχήμα 3.3: 3^η ιδιομορφή $T_3=0.265s$

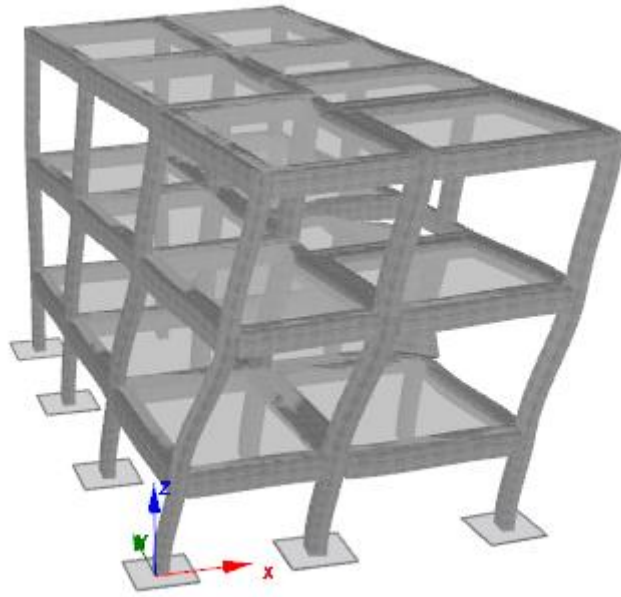
Πίνακας 3.14: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης με τοιχοποιία

Με Τοιχοποιία	Ιδιοπερίοδος T(s)	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «UX»	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «UY»	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «RZ»
1 ^η ιδιομορφή	0,379	74,5387%	0,3363%	1,7523%
2 ^η ιδιομορφή	0,307	1,9193%	3,5585%	71,8846%
3 ^η ιδιομορφή	0,265	0,8051%	78,9949%	2,7818%

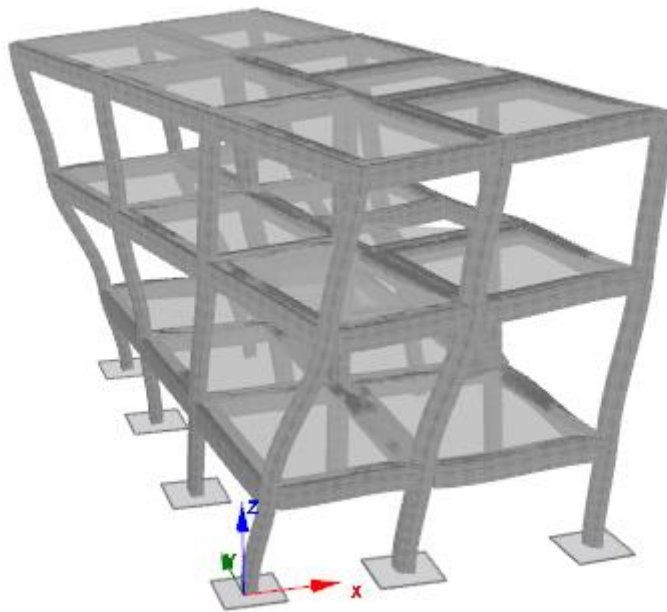
3.4.2 Ιδιομορφική Ανάλυση χωρίς τοιχοποιία



Σχήμα 3.4: 1^η ιδιομορφή $T_1=0.409s$



Σχήμα 3.5: 2^η ιδιομορφή $T_2=0.380$ s



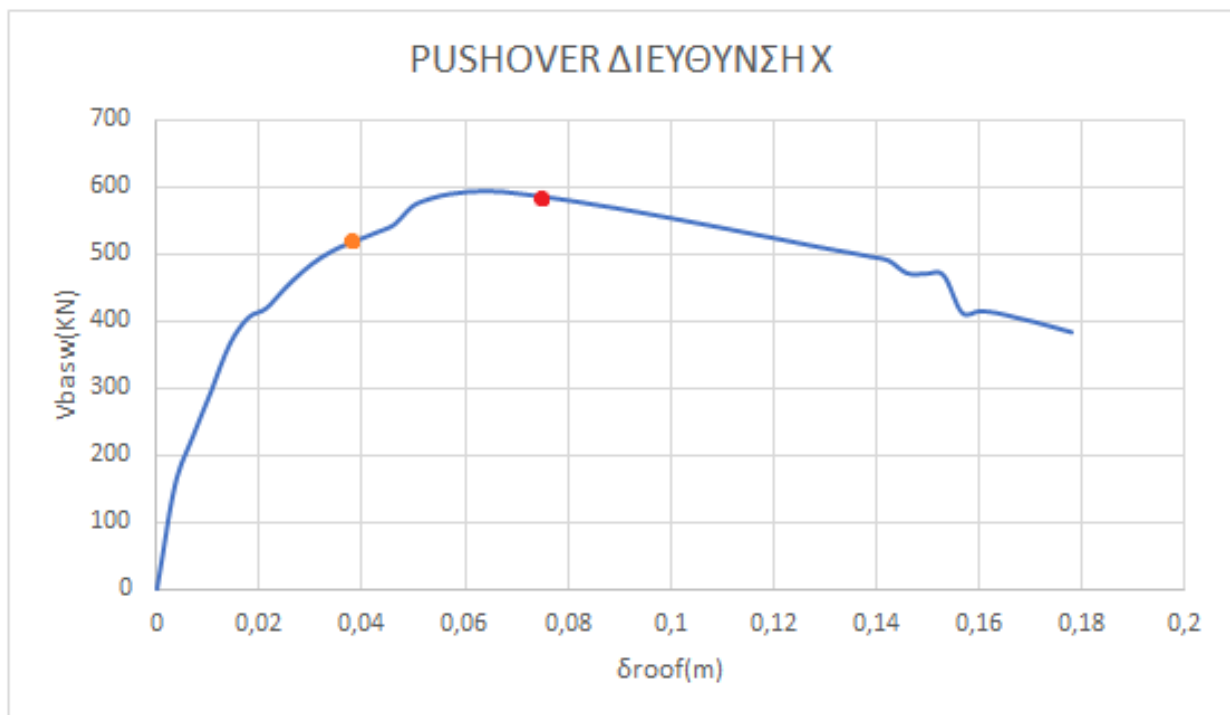
Σχήμα 3.6: 3^η ιδιομορφή $T_3=0.354$ s

Πίνακας 3.15: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης χωρίς τοιχοποιία

Χωρίς Τοιχοποιία	Ιδιοπερίοδος T(s)	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «UX»	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «UY»	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «RZ»
1 ^η ιδιομορφή	0,409	68,5747%	8,2306%	0,2035%
2 ^η ιδιομορφή	0,380	8,0397%	59,3914%	10,2049%
3 ^η ιδιομορφή	0,354	0,4637%	9,6870%	67,8979%

3.4.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση με Τοιχοποιία

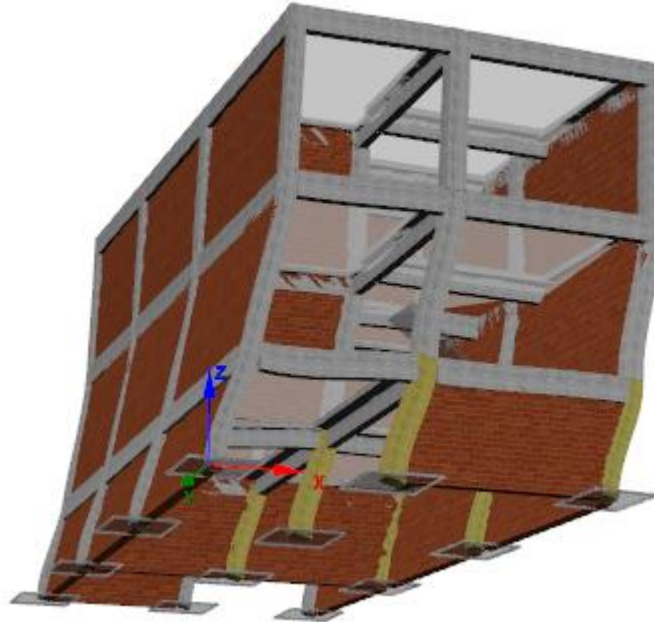
Σε αυτή την υποενότητα παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής στο Σχήμα 3.7 με τη συμβολή της τοιχοποιίας. Επίσης ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας B2-Γ1 στον Πίνακα 3.3 για επιτάχυνση εδάφους που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ($a_g=0.24g$) και γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι στροφής χορδής και τέμνουσας για κάθε στάθμη.



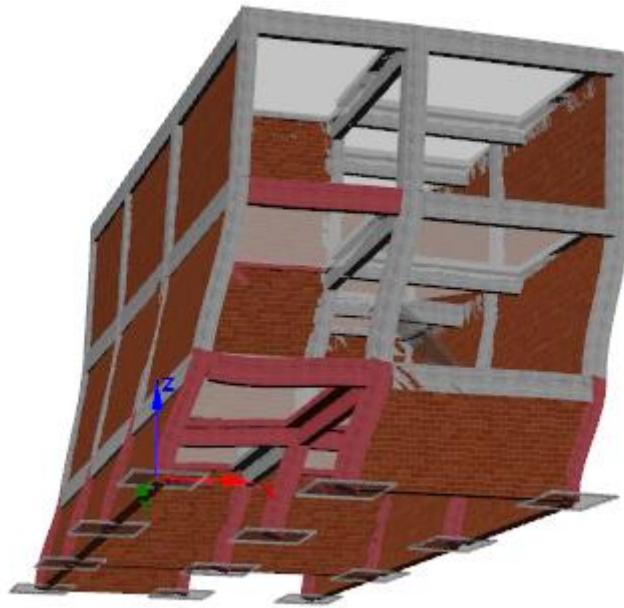
Σχήμα 3.7: Καμπύλη Ικανότητας με συμβολή τοιχοποιίας

Πίνακας 3.16: Μετακινήσεις Οροφής για Β2,Γ1

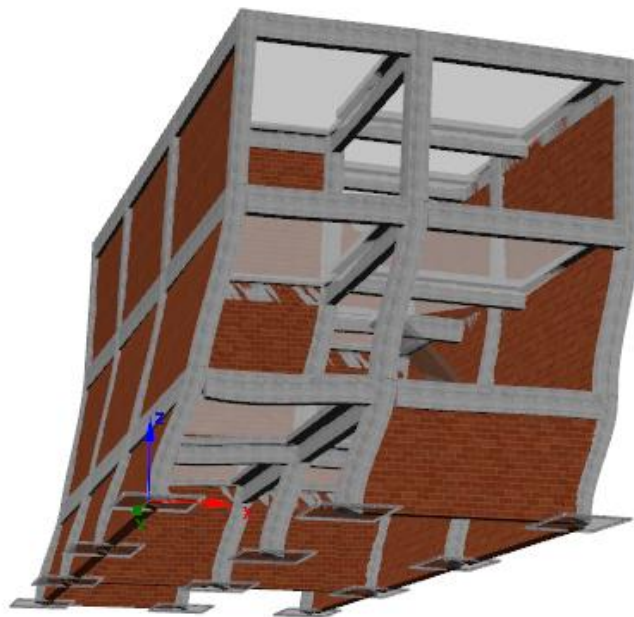
$\delta_{\text{roof-B2}}$	0.036m
$\delta_{\text{roof-}\Gamma 1}$	0.066m



Σχήμα 3.8: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-Β2 «καμία αστοχία»



Σχήμα 3.9: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-B2



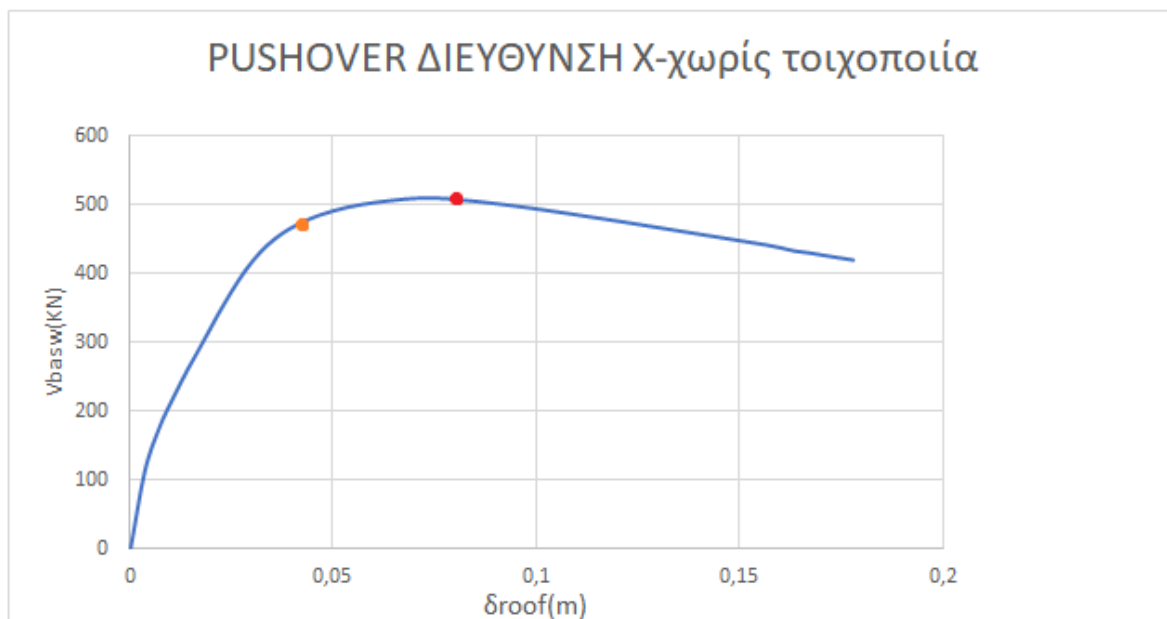
Σχήμα 3.10: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-Μέγιστη Τέμνουσα Βάσης «καμία αστοχία»



Σχήμα 3.10: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-Μέγιστη Τέμνουσα Βάσης

3.4.4 Ανελαστική Στατική Ανάλυση χωρίς Τοιχοποιία

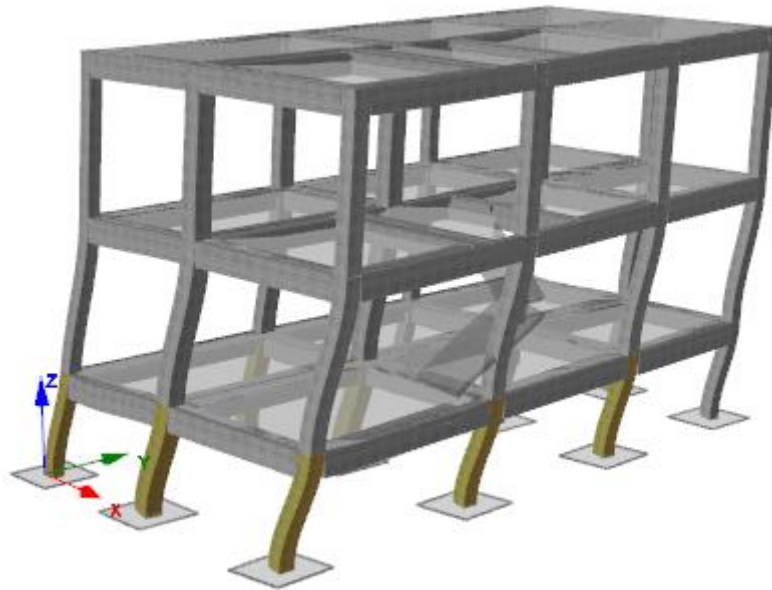
Στην παρούσα υποενότητα παρουσιάζονται οι Καμπύλες Ικανότητας Σχήμα 3.11 και 3.16 της κατασκευής και για τις δυο διευθύνσεις. Προκύπτει δυσμενέστερη η διεύθυνση «Υ» όπου δεν υπάρχει η συμβολή της τοιχοποιίας και έχει δεσπόζουσα την 1^η ιδιομορφή. Επίσης παρατηρούμε ότι κατά την διεύθυνση «Χ» χωρίς την τοιχοποιία η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη και παρουσιάζει περισσότερες αστοχίες τέμνουσας στην στάθμη Β2. Ακολουθούν τα αντίστοιχα Σχήματα 3.12-3.20 με τις αστοχίες καθώς και οι Πίνακες 3.17-3.18 με τις στάθμες επιτελεστικότητας και ο Πίνακας 3.19 με τους μέγιστους λόγους «απαίτηση/αντίσταση» για έλεγχο στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης.



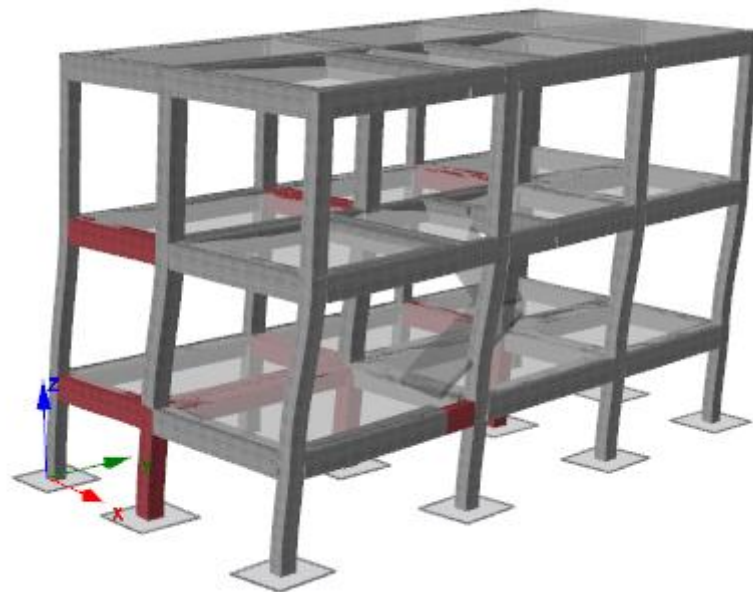
Σχήμα 3.11: Καμπύλη Ικανότητας χωρίς τοιχοποιία κατά «Χ»

Πίνακας 3.17: Μετακινήσεις Οροφής για Β2,Γ1

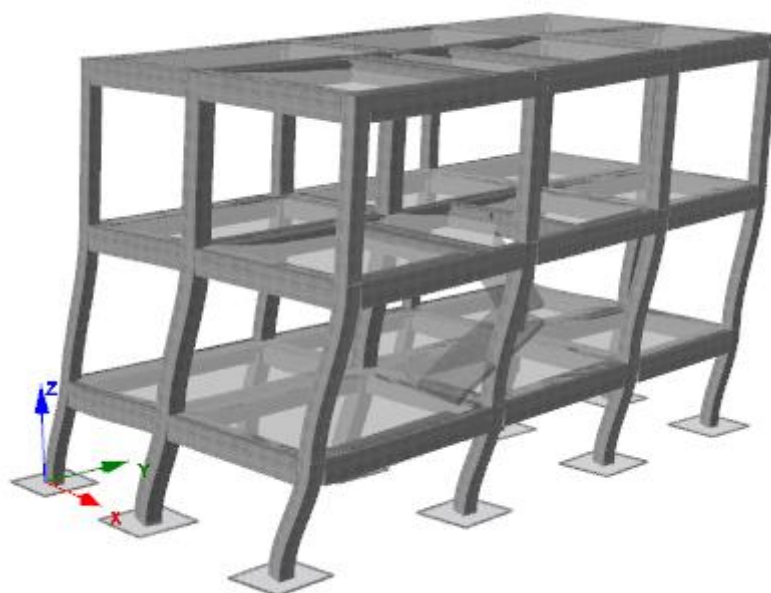
$\delta_{\text{roof-B2}}$	0,0516m
$\delta_{\text{roof-Γ1}}$	0,0967m



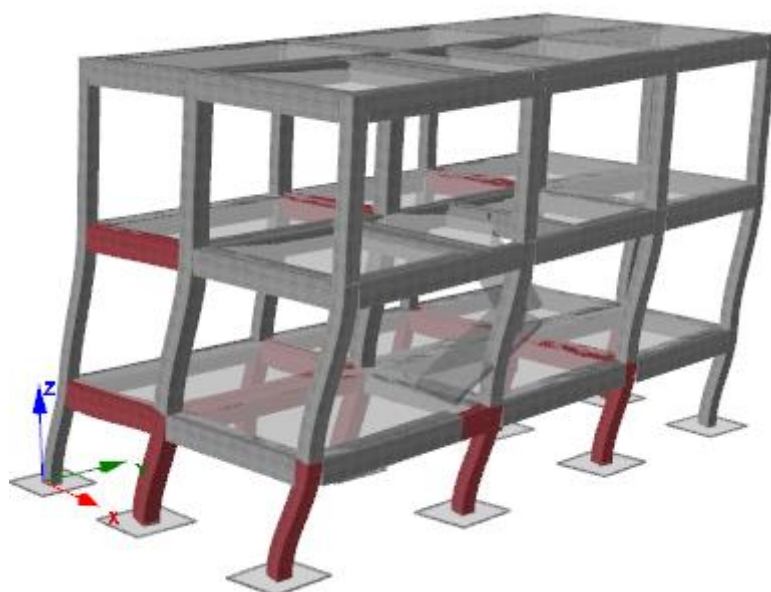
Σχήμα 3.12: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-B2



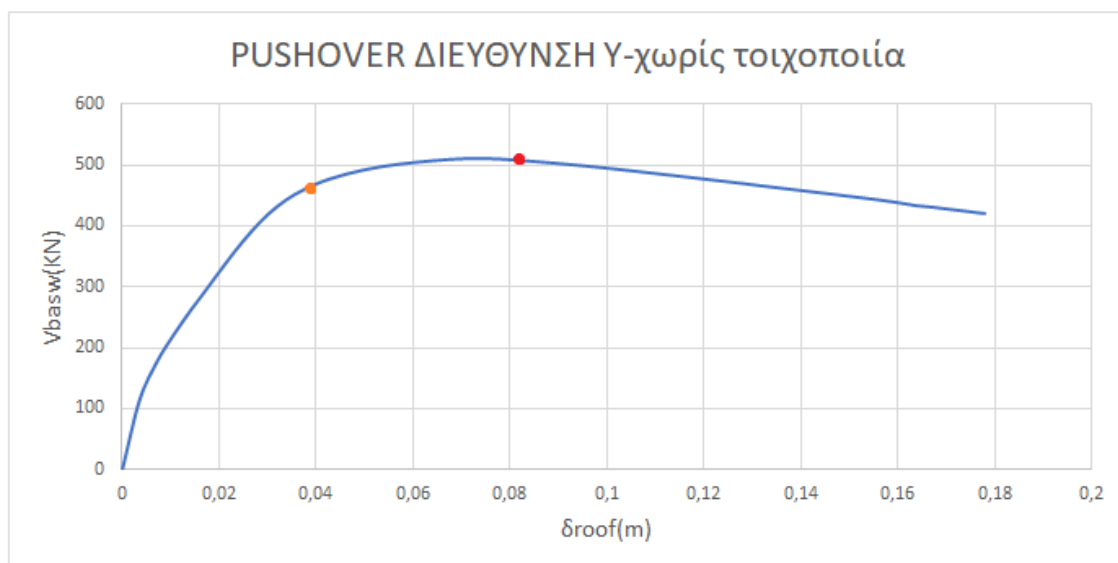
Σχήμα 3.13: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-B2



Σχήμα 3.14: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-Γ1



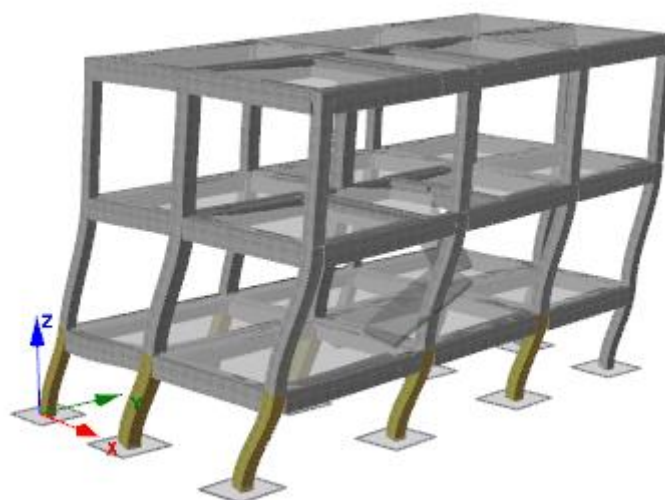
Σχήμα 3.15: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-Γ1



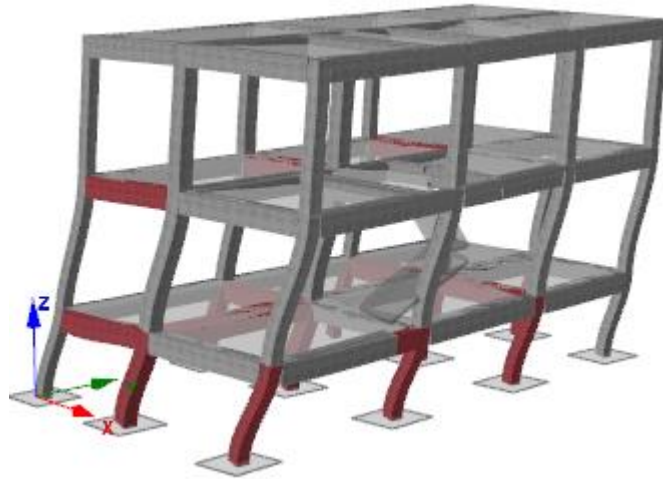
Σχήμα 3.16: Καμπύλη Ικανότητας κατά «Υ»

Πίνακας 3.18: Μετακινήσεις Οροφής για Β2,Γ1

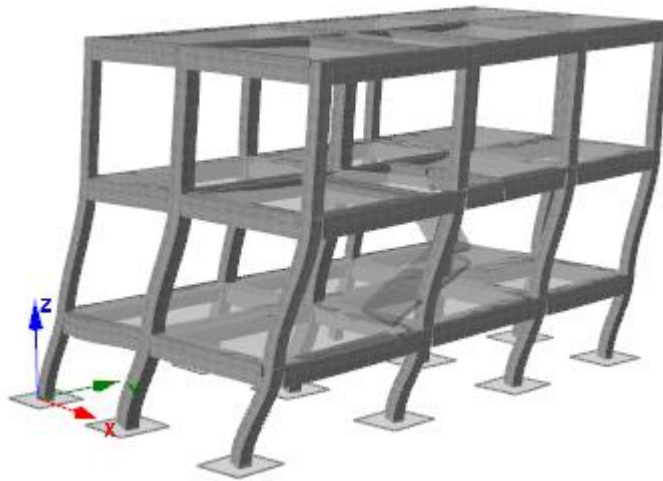
$\delta_{\text{roof-B2}}$	0,0516m
$\delta_{\text{roof-Γ1}}$	0,0965m



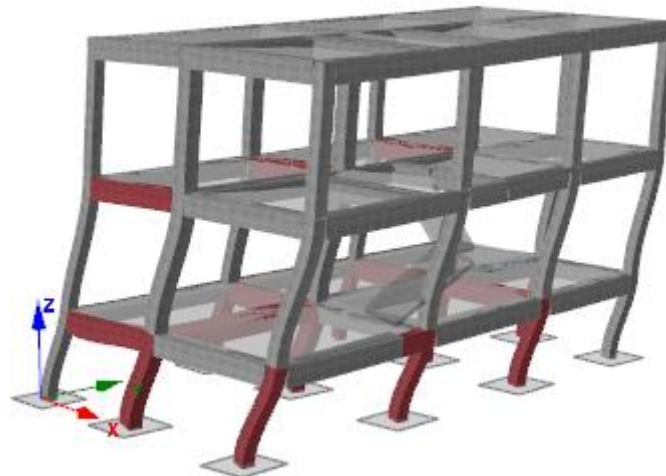
Σχήμα 3.17: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-Β2 «καμία αστοχία»



Σχήμα 3.18: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-B2



Σχήμα 3.19: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-Γ1



Σχήμα 3.20: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-Γ1

Πίνακας 3.19: Μέγιστοι Λόγοι Ανεπάρκειας

Απαίτηση/Αντοχή	«Σημαντικές Βλάβες»-B2	«Οιονεί Κατάρρευση»-Γ1
Στροφή Χορδής	0,555	1,40
Τέμνουσα Δύναμη	1,04	1,30

3.4.5 Συμπεράσματα από εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Από τα αποτελέσματα ελέγχων καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για την επιτάχυνση εδάφους που επιβάλλει ο κανονισμός $a_g = 0.24g$ η κατασκευή παρουσιάζει ψαθυρούς τρόπους αστοχίας σε Τέμνουσα Δύναμη. Για αυτό το λόγο προσδιορίζεται μια οριακή επιτάχυνση κατά την οποία ικανοποιούνται οι έλεγχοι σε Τέμνουσα και στις δυο διευθύνσεις.

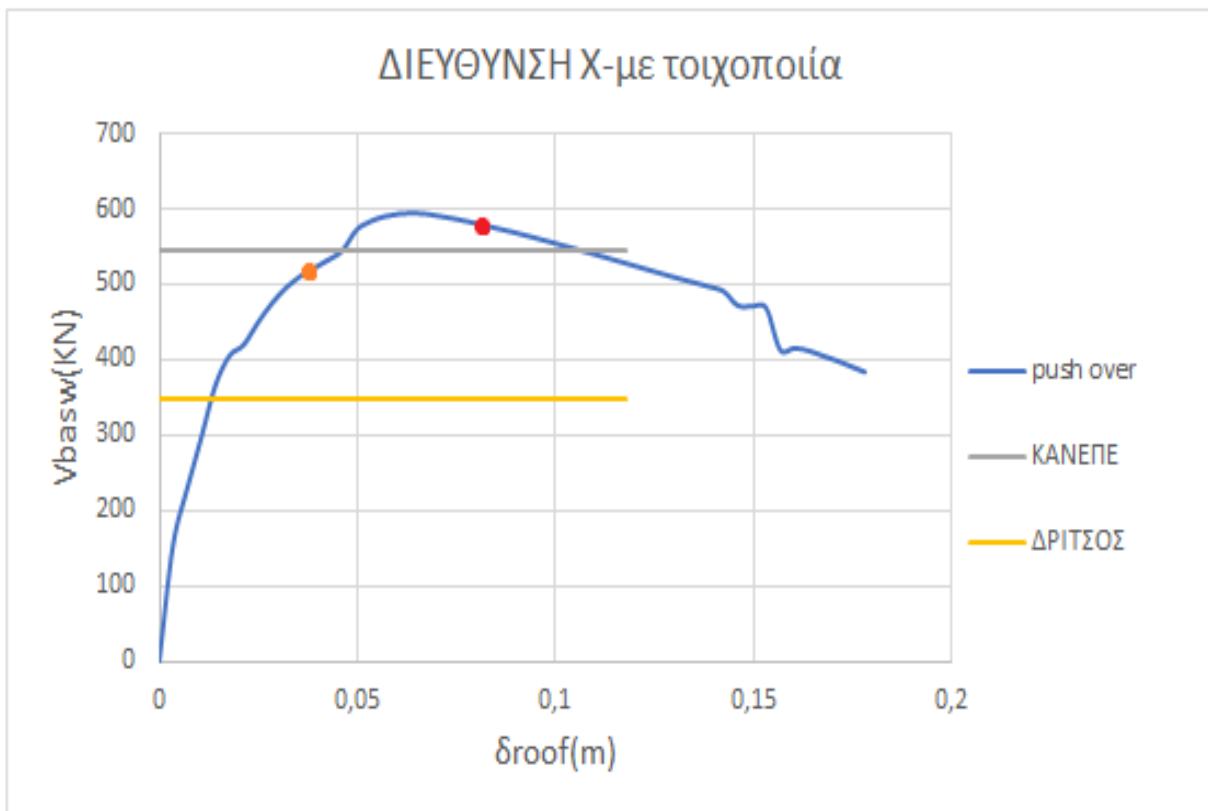
Ακολουθεί ο Πίνακας 3.20 με τις οριακές επιταχύνσεις εδάφους, την τέμνουσα βάσης και τη στοχευόμενη μετακίνηση κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και για τις δυο διευθύνσεις του σεισμού. Με την συμβολή της τοιχοποιίας καταλήγουμε στο συμπέρασμα, ότι παρόλο που μας προσφέρει αυξημένη δυσκαμψία και καθυστερεί στο να συμβούν κάποιες αστοχίες (Σχήμα 3.9 και 3.13) η πρώτη αστοχία προκύπτει για την ίδια απαίτηση και για τις δυο περιπτώσεις στο υποστύλωμα του ισογείου της κατασκευής.

Πίνακας 3.20: Πίνακας με τελικά αποτελέσματα Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων

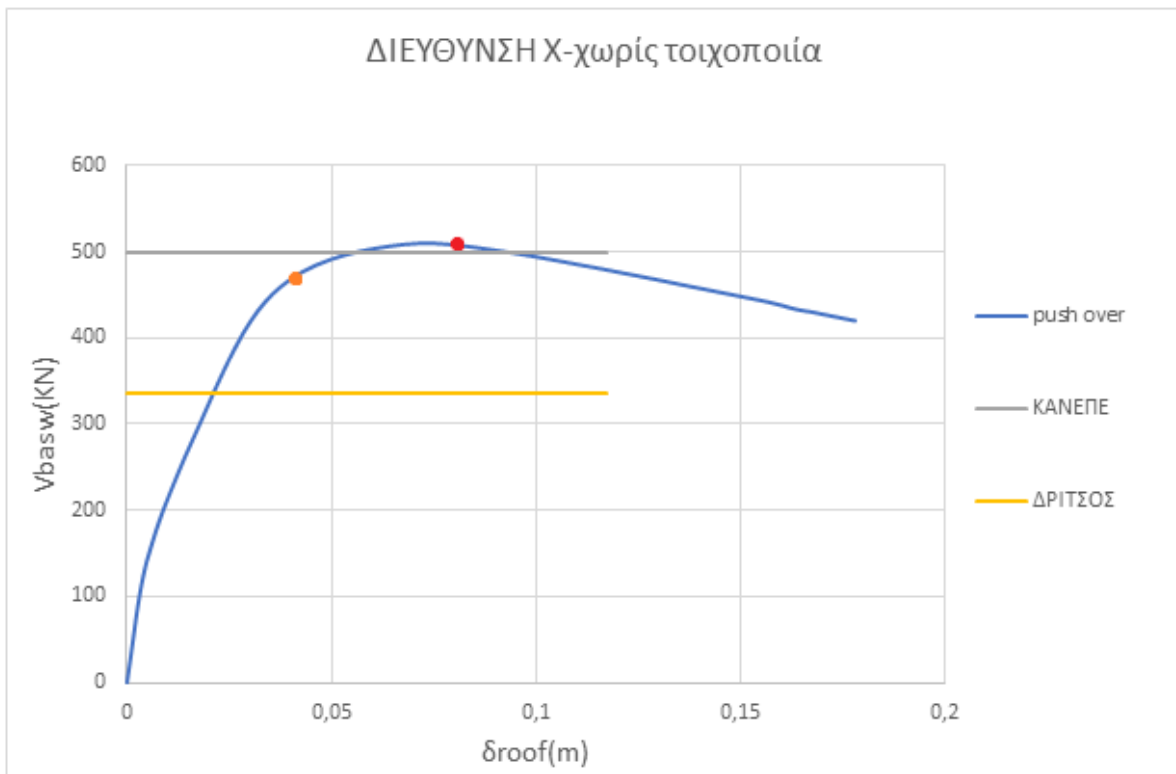
	$a_{g,lim}(g)$	1 ^η αστοχία Υ/Σ	$V_{base-B2}(kN)$	$V_{base-\Gamma1}(kN)$	$\delta_{\tau-B2}(m)$	$\delta_{\tau-\Gamma1}(m)$
Διεύθυνση X (με τοιχοποιία)	0,095	Υποστύλωμα ισογείου	290	425	0,017	0,031
Διεύθυνση X	0,095	Υποστύλωμα ισογείου	300	418	0,011	0,0201
Διεύθυνση Y	0,095	Υποστύλωμα ισογείου	290	425	0,017	0,031

3.5 Τελικά Συμπεράσματα

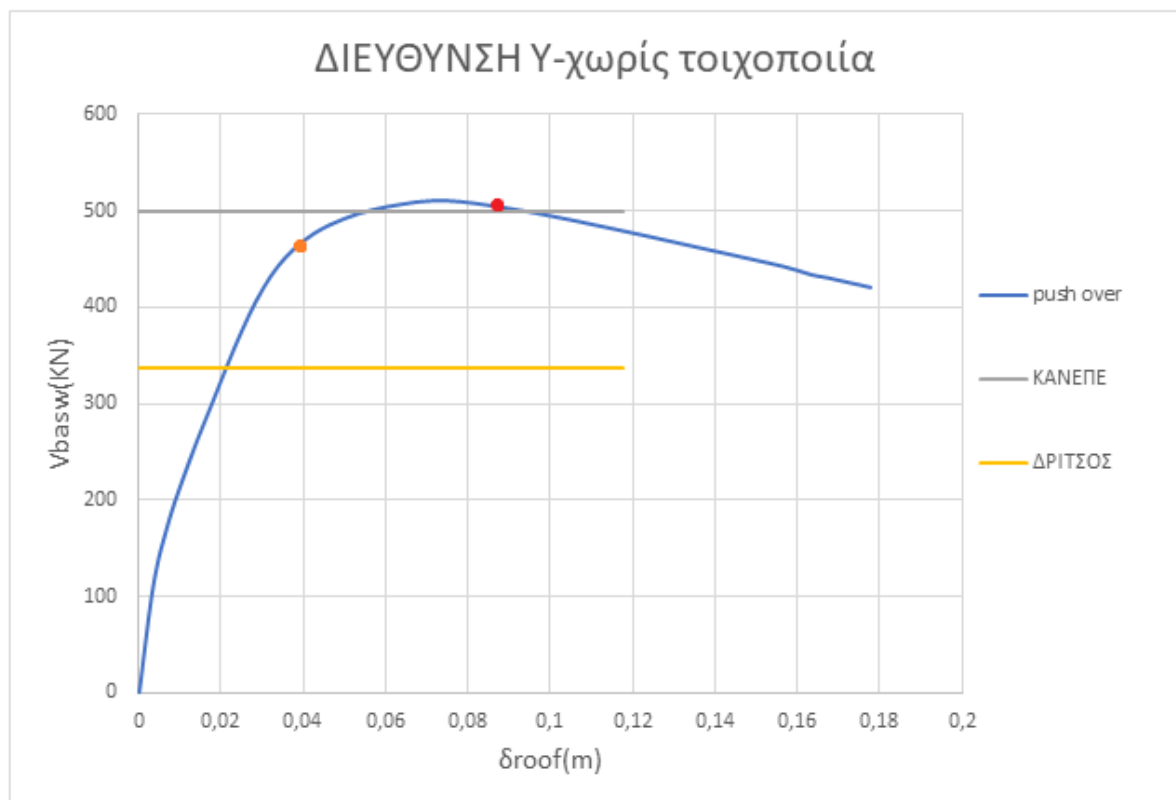
Σε αυτή την ενότητα παρουσιάζονται κάποια συμπεράσματα μετά την εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων και των Δευτεροβάθμιων προσεισμικών ελέγχων [2],[16],[17]. Πιο συγκεκριμένα έχοντας τις αντοχές των δύο μεθόδων σε όρους Τέμνουσας Βάσης και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] για την πρώτη αστοχία, τοποθετούνται στην καμπύλη ικανότητας Σχήμα 3.21-3.23 και γίνεται σύγκριση αυτών Πίνακας 3.21.



Σχήμα 3.21: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ με τοιχοποιία



Σχήμα 3.22: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ χωρίς τοιχοποιία



Σχήμα 3.23: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ

Πίνακας 3.21: Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Διεύθυνση	ΚΑΝ.ΕΠΕ.1 ^η Αστοχία V _b (kN)	Μέθοδος Ε.Βουγιούκα V _b (kN)	Δρίτσος Σ. V _b (kN)
X με τοιχοποιία	505	545,2	347,99
X	433,84	545,2	347,99
Y	433,84	499,29	336

Από την εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων, παρατηρείται ότι οι αστοχίες, τόσο στη διεύθυνση X όσο και στην Y, είναι ψαθυρής μορφής, λόγω Τέμνουσας Δύναμης. Ωστόσο, η συμπεριφορά του φορέα δεν παρουσιάζει σημαντικές διαφορές στις δύο διευθύνσεις αφού η πρώτη αστοχία για κατακόρυφο μέλος σημειώνεται για αρκετά κοντινές τιμές των εδαφικών επιταχύνσεων. Όσον αφορά στους Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους, η μέθοδος του Δρίτσου Σ. βρίσκει την πρώτη αστοχία για κατακόρυφο μέλος σε όρους Τέμνουσας Βάσης. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τον φορέα παρόλα αυτά είναι αρκετά συντηρητικότερα σε σχέση με αυτά της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης. Η μέθοδος του Βουγιούκα Ε. πάλι βρίσκει την πρώτη αστοχία σε όρους Τέμνουσας Βάσης για κάθε διεύθυνση. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν δεν είναι τόσο δυσμενή και προσεγγίζουν καλύτερα τη μέθοδο του Κανονισμού Επεμβάσεων. Αυτό συμβαίνει διότι η μέθοδος αυτή αθροίζει την ικανότητα σε τέμνουσα βάσης όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου, θεωρώντας ότι κανένα εξ αυτών δε θα αστοχήσει νωρίτερα από τα άλλα.

4 Τρωτότητες-Οικονομοτεχνική Αποτίμηση

4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας

Σκοπός του υπολογισμού των καμπυλών τρωτότητας είναι η μετατροπή των δεδομένων της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης σε Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση. Ο σεισμός είναι ένα πιθανοτικό πρόβλημα και ο υπολογισμός των καμπυλών τρωτότητας μας δίνει μια καλύτερη προσέγγιση. Για να γίνει αυτό χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SPO2FRAG [9],[20].

Εκτελέστηκαν τρεις περιπτώσεις εκτίμησης των καμπυλών τρωτότητας για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - B2 και «Οιονεί Κατάρευση» - Γ1. Για κάθε στάθμη τέθηκαν ως όρια οι μέγιστες στροφές ορόφων και για τις τρεις περιπτώσεις:

- Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» χωρίς τοιχοποιία
- Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» με τοιχοποιία
- Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «Y»

Για τις οριακές επιταχύνσεις που προέκυψαν σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] για την πρώτη αστοχία (Πίνακας 3.7) υπολογίζονται οι μέγιστες στροφές Θ_{max} του Πίνακα 4.1. Αξίζει να σημειωθεί ότι κάποιες αστοχίες δοκού σε Τέμνουσα, που εμφανίζονται για την $a_{g,lim}$, αγνοούνται γιατί δεν έχει ληφθεί υπόψιν η συμβολή των λοξών οπλισμών που αναλαμβάνουν μεγάλο μέρος αυτής.

Πίνακας 4.1: Μέγιστη στροφή ορόφου για κάθε περίπτωση

Θ_{max} (%)	B2	Γ1
Πρώτη αστοχία υποστύλματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» χωρίς τοιχοποιία	0,5	1,17
Πρώτη αστοχία υποστύλματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» με τοιχοποιία	0,54	0,96
Πρώτη αστοχία υποστύλματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «Y»	0,14	0,19

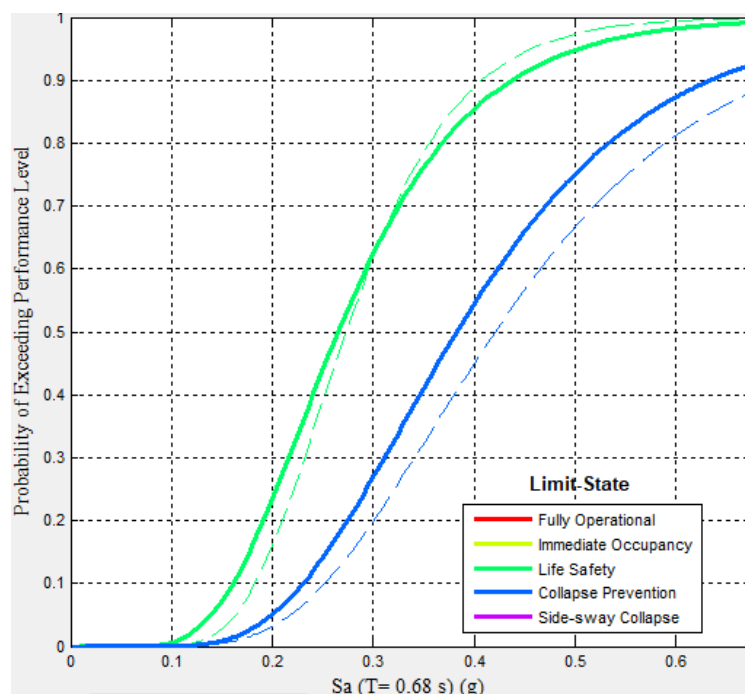
Ακολουθούν λοιπόν οι καμπύλες τρωτότητας όπως αυτές προέκυψαν απ' το λογισμικό SPO2FRAG [9],[20] στα Σχήματα 4.1-4.3 και οι Πίνακες 4.2-4.3 με τις μέσες τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και την τυπική απόκλιση αυτών.

Πίνακας 4.2: Μέση τιμή και τυπική απόκλιση για Β2

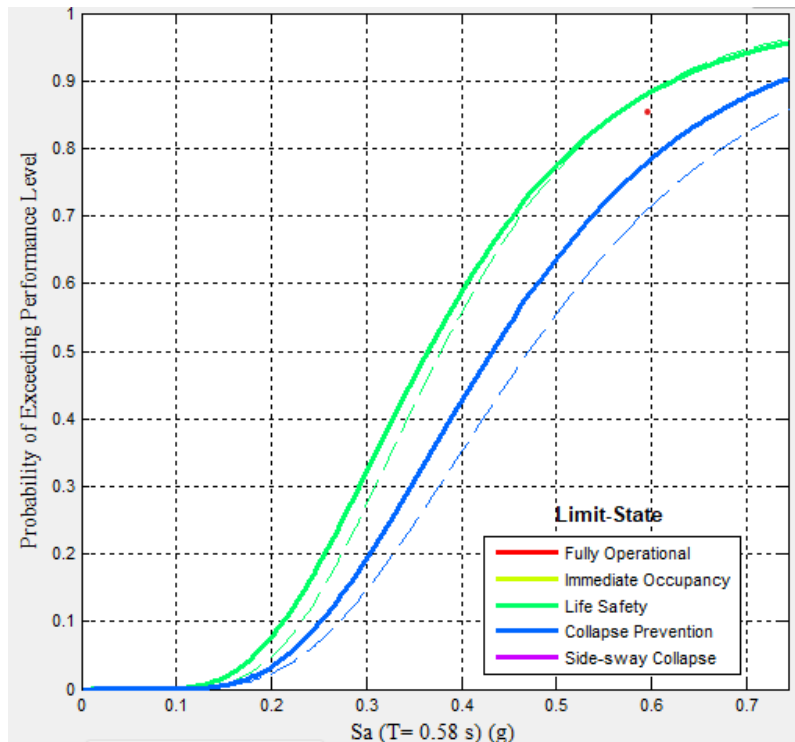
	Μέση Sa (T)g	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» χωρίς τοιχοποιία	0,265	0,390
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» με τοιχοποιία	0,364	0,419
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «Y»	0,082	0,306

Πίνακας 4.3: Μέση τιμή και τυπική απόκλιση για Γ1

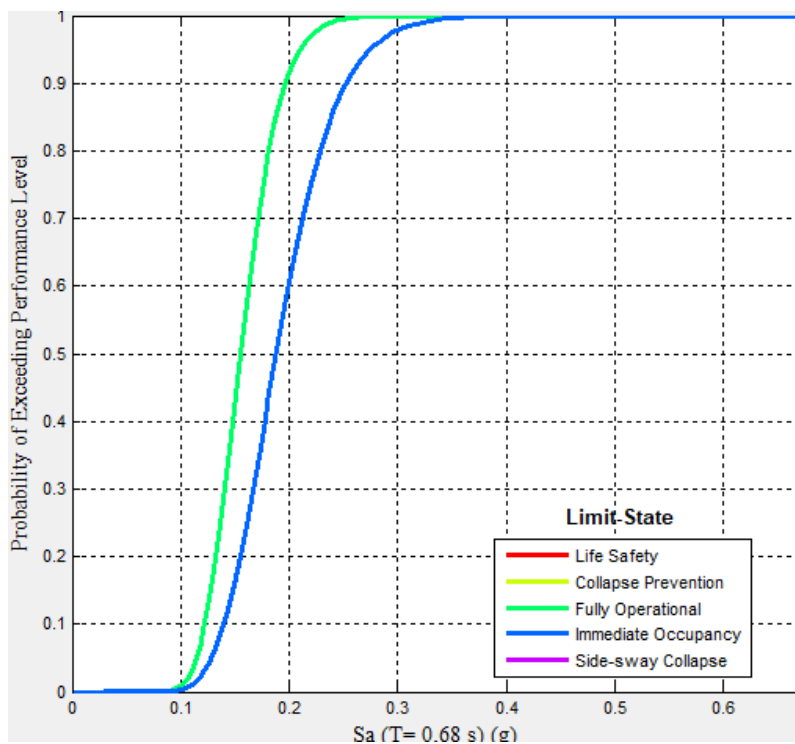
	Μέση Sa (T)g	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» χωρίς τοιχοποιία	0,383	0,395
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» με τοιχοποιία	0,432	0,418
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «Y»	0,111	0,319



Σχήμα 4.1: καμπύλες τρωτότητας για 1^η περίπτωση



Σχήμα 4.2: καμπύλες τρωτότητας για 2^η περίπτωση



Σχήμα 4.3: καμπύλες τρωτότητας για 3^η περίπτωση

4.2 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση

Η εκτίμηση απωλειών γίνεται μέσω του λογισμικού Performance Assessment Calculation Tool PACT που ανέπτυξε η FEMA P-58 [12], [13],[14],[15]. Εισάγοντας τα αποτελέσματα της γραμμικής, είτε μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης της κατασκευής, παράγει υπολογισμούς που αφορούν το κόστος σε χρήμα, εργατοώρες για την επισκευή της κατασκευής, σε ανθρώπινες ζωές που εκτιμάται ότι θα βρίσκονται εντός του κτηρίου την ώρα του σεισμού και των σύνολο των εκπομπών διοξειδίου που παράγονται κατά την επισκευή. Για τη περίπτωση αυτού του κτιρίου λαμβάνεται υπόψιν καθαρά το χρηματοοικονομικό κόστος επισκευής του κτιρίου. Γίνεται λοιπόν η εκτίμηση ότι το μέσο κατασκευαστικό κόστος στην Ελλάδα είναι περίπου 1100 \$/m² και το επισκευαστικό κόστος είναι ίσο με το 40% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.

Επιπλέον εισάγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής Πίνακας 4.4 καθώς και τα δομικά και μη δομικά περιεχόμενα της κατασκευής Πίνακας 4.5, οι ποσότητες των μη δομικών προσδιορίζεται σύμφωνα με το Normative Quantity Estimation Tool του FEMA P-58 [13],[14],[15]. Η τοιχοποιία ορίζεται στο πρόγραμμα ως 1μονάδα = 100 ft².

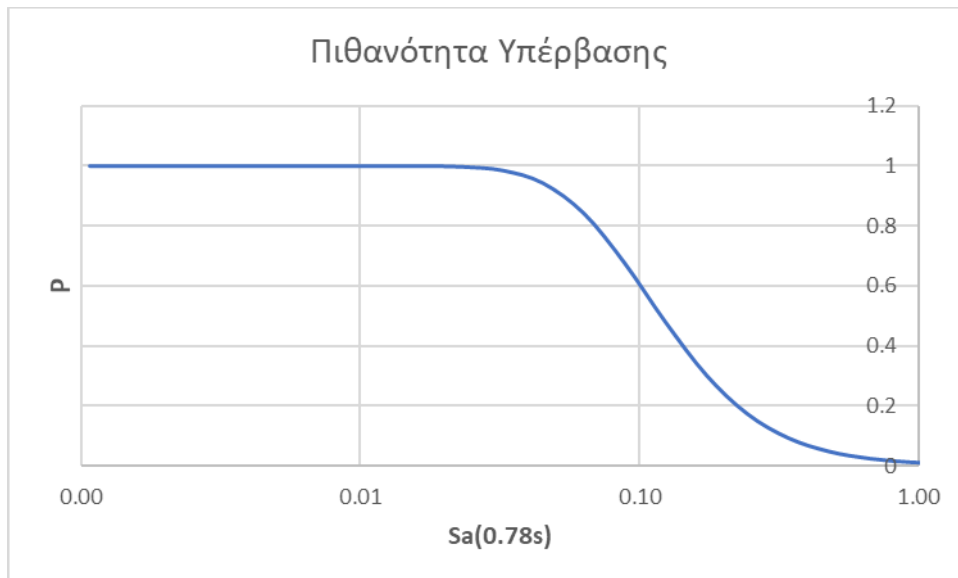
Πίνακας 4.4: Δεδομένα Κατασκευής για Pact

	Ύψος (m)	Εμβαδόν (m ²)	Κόστος Αντικατάστασης \$	Επισκευαστικό Κόστος \$
Ισόγειο	2.3	99	108900	53560
1 ^{ος}	3,3	99	108900	53560
2 ^{ος}	3,3	99	108900	53560
ΣΥΝΟΛΟ	8,9	297	326.700	160680

Πίνακας 4.5: Δομικά και Μη Δομικά στοιχεία Pact

Κατηγορία	Περιγραφή	Ποσότητα κατά X	Ποσότητα κατα X
B1041.081a	Non Conforming MF- Beam one side	8	6
,B1041.081b	Non Conforming MF- Beam both sides	4	6
B1051.001a	Masonry Infills	7	5
D2021.011a	Cold or Hot Potable	120	120
D5012.0.31a	Distribution Panel	0,5	0,5

Επόμενο βήμα είναι να οριστεί η τρωτότητα κατάρρευσης «*Collapse Fragility*» για την Στάθμη-Γ1 που υπολογίστηκε στην προηγούμενη υποενότητα και πιο συγκεκριμένα για την διεύθυνση «Υ» (Σχήμα 4.3) όπου η κατασκευή εμφανίζει χειρότερη συμπεριφορά. Τέλος εισήχθησαν στο «*Structural Analysis Results*» τα *drifts* των ορόφων για τα τέσσερα Σεισμικά Σενάρια του Πίνακα 4.6 που ακολουθεί. Όπου 50%,10%,2% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια και προκύπτουν απ' το European Facilities for Earthquake Hazard and Risk [11] Σχήμα 4.4 (αφορούν έδαφος Α, γίνεται μετατροπή σε Β).

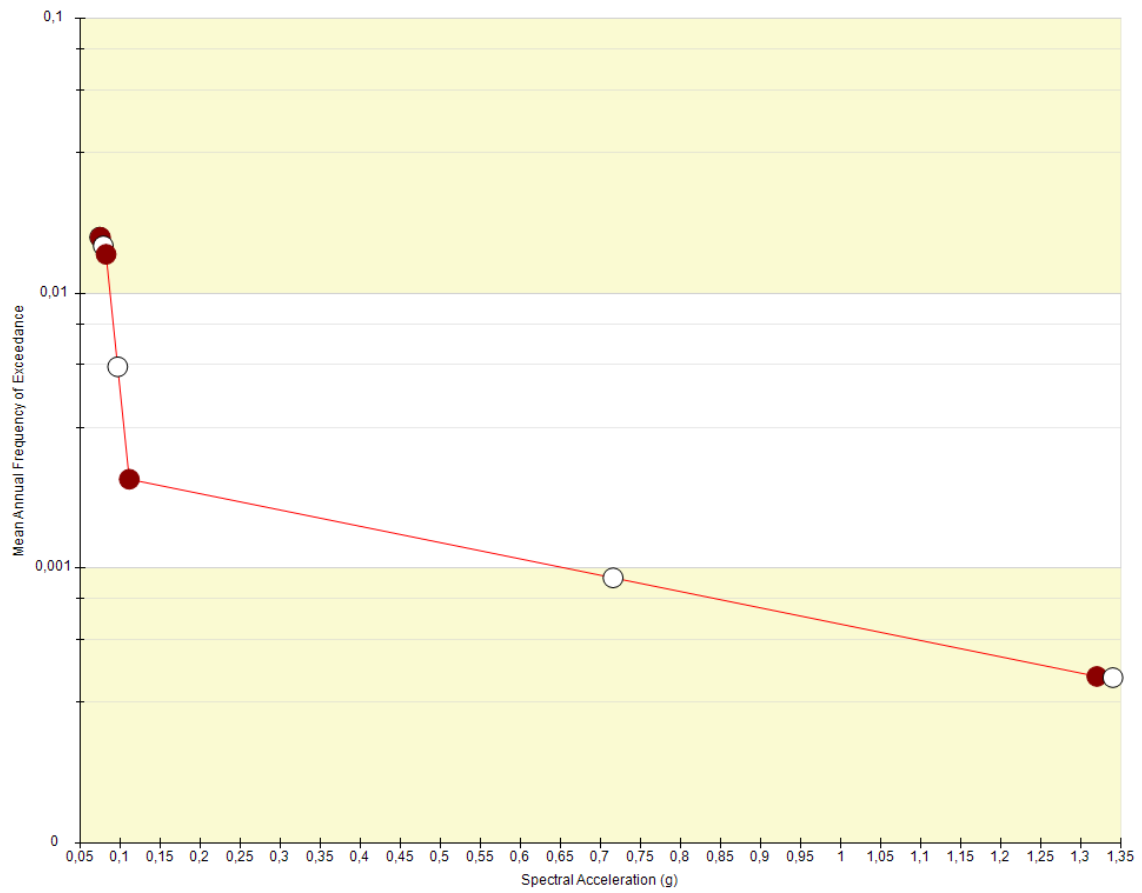


Σχήμα 4.4: Πιθανότητα Υπέρβασης στα 50 χρόνια για Έδαφος Β

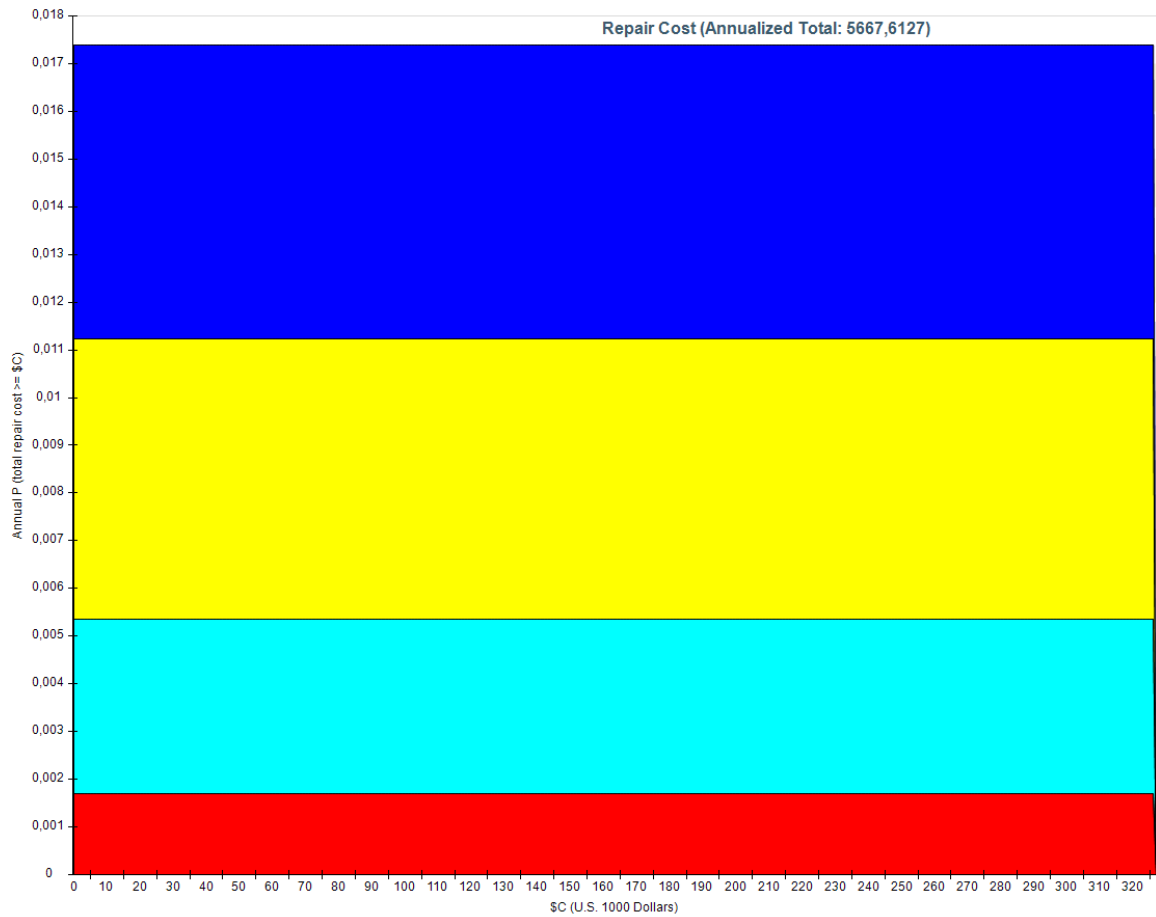
Πίνακας 4.6: Σεισμικά Σενάρια

ΣΕΝΑΡΙΑ Πιθανότητα Υπέρβασης 50 χρόνια	Sa (0.78s) Έδαφος Β
1 ^η Αστοχία Υ/Σ (αντιστοιχεί σε 55%)	0,075g
50%	0,082g
10%	0,111g
2%	1,32g

Τελευταίο βήμα είναι ο ορισμός της καμπύλης επικινδυνότητας «*Hazard Curve*» Σχήμα 4.5 και προκύπτουν τα αποτελέσματα της οικονομοτεχνικής ανάλυσης Σχήμα 4.6-4.7 για τα Σεισμικά Σενάρια που αναφέρθηκαν στον Πίνακα 4.6.

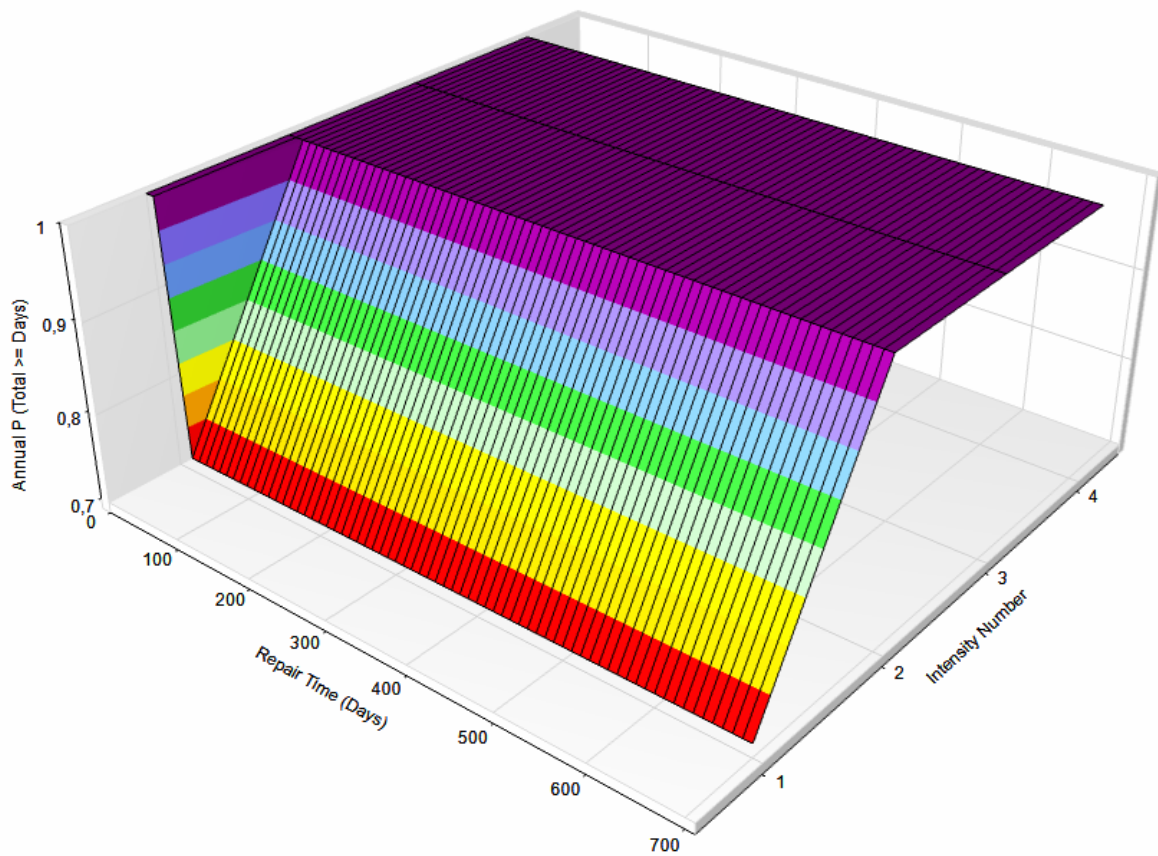


Σχήμα 4.5: Καμπύλη Σεισμικής Επικινδυνότητας



Σχήμα 4.6 : Ετήσια Πιθανότητα Συνολικού Κόστους Επισκευών

Intensity 1 ■	Intensity 2 ■	Intensity 3 ■	Intensity 4 ■
55% στα 50 χρόνια	50% στα 50 χρόνια	10% στα 50 χρόνια	2% στα 50 χρόνια



Σχήμα 4.7 : Καμπύλη Κόστους Επισκευών

Προκύπτει λοιπόν απ' το Σχήμα 4.6 ότι το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι 5667\$ δηλαδή 5135 € και αντιστοιχεί στο 1,7% του συνολικού κόστους αντικατάστασης αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αντικαθίσταται κατά μέσο όρο μια φορά στα 58 χρόνια λόγω σεισμικών διεγέρσεων.

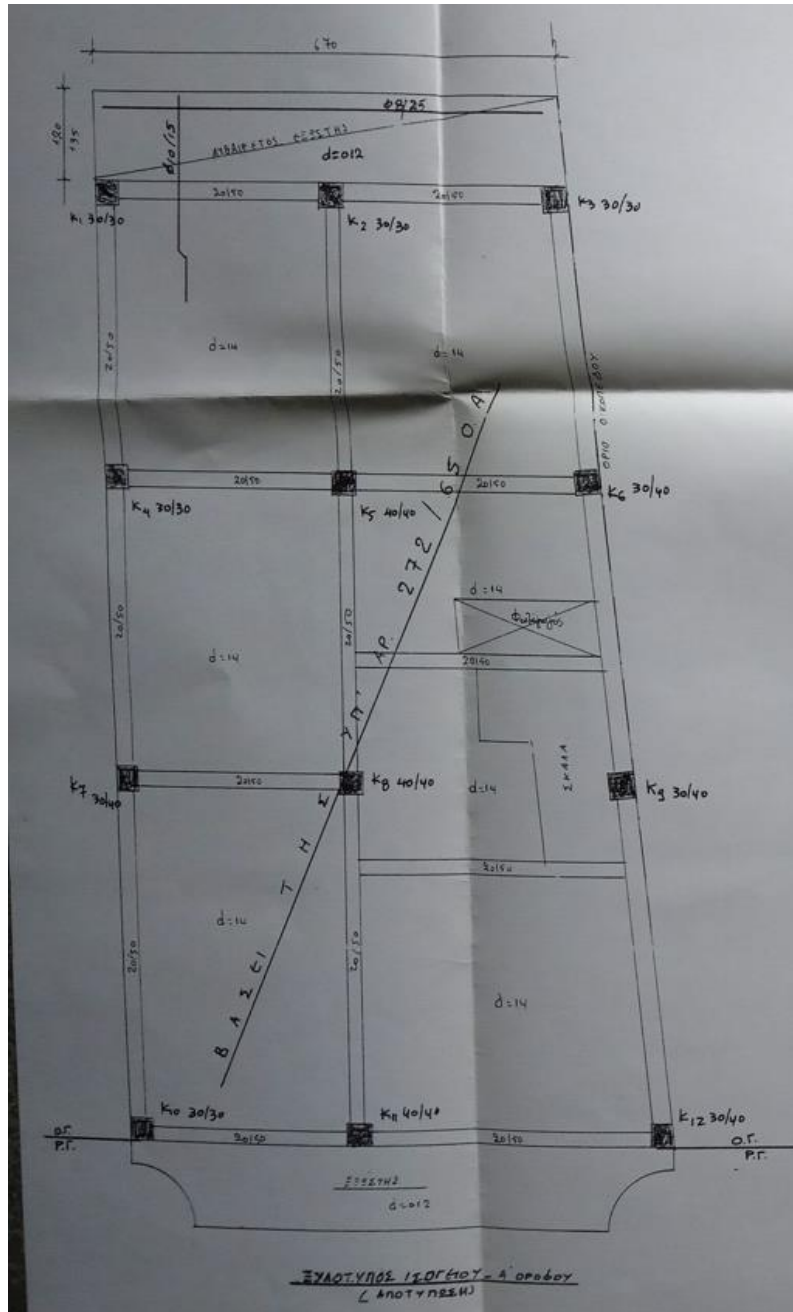
Βιβλιογραφία

1. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
2. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.
3. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα».
4. EN 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών».
5. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β' /30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση.
6. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
7. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1946), «Κανονισμός Φορτίσεων», ΦΕΚ 171/Α/16-05-1946.
8. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β' /05-09-2013
9. Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017) “SPO2FRAG software for seismic fragility assessment based on static pushover” Bulletin of Earthquake Engineering 15, 4399-4425.
10. Crisafulli et al. (2000) - Smyrou et al. (2006)
11. EFEHR, Hazard Curves: <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves> [Accessed 2020].
12. FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1- methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
13. FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2- Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
14. FEMA, (2018c), Seismic performance assessment of buildings. Volume 3-Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
15. FEMA P-58. Pact [online]: <http://femap58.atcouncil.org/pact>. [Accessed 2020]
16. Seismobuild User manual (2022)
17. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “The Incremental Dynamic Analysis and its application to Performance-Based earthquake engineering”, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 479.

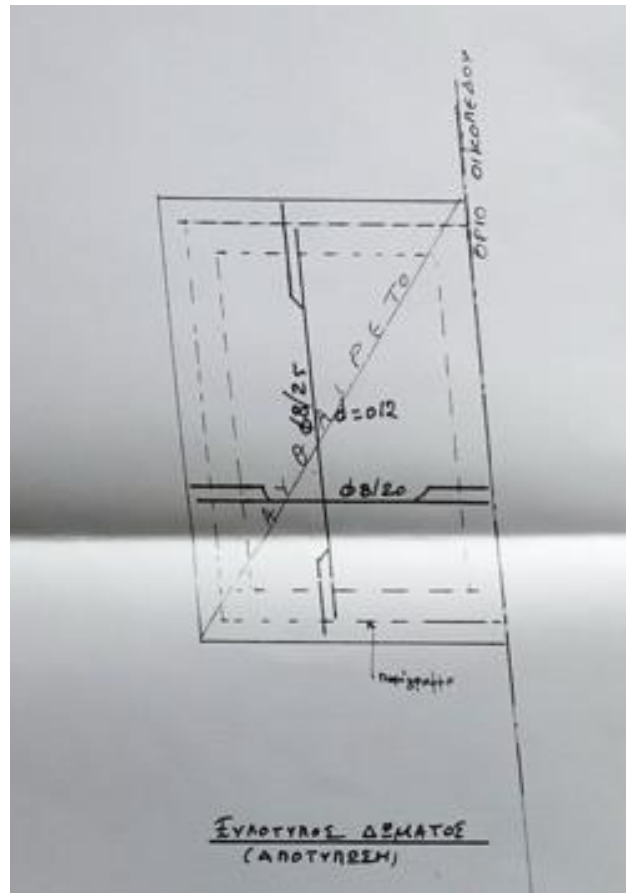
Παράρτημα Α. Σχέδια Ξυλοτύπων - Πίνακες Οπλισμών

Στο Παράρτημα θα παρουσιαστούν τα σχέδια ξυλοτύπων που είχαμε στη διάθεση μας και αναλυτικοί Πίνακες οπλισμών.

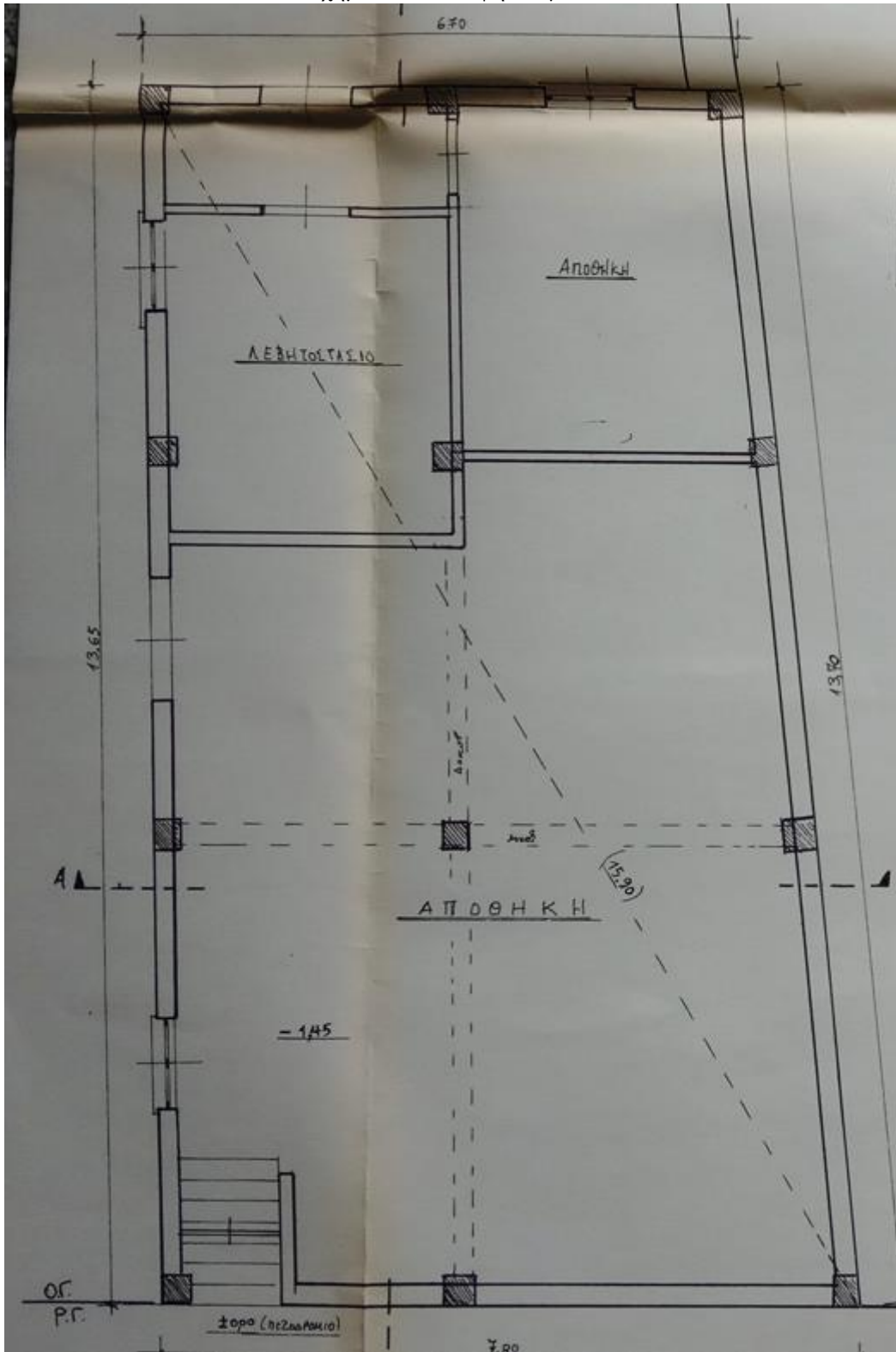
Ξυλότυπος Οροφής ισογείου, 1^{ου} 2^{ου}



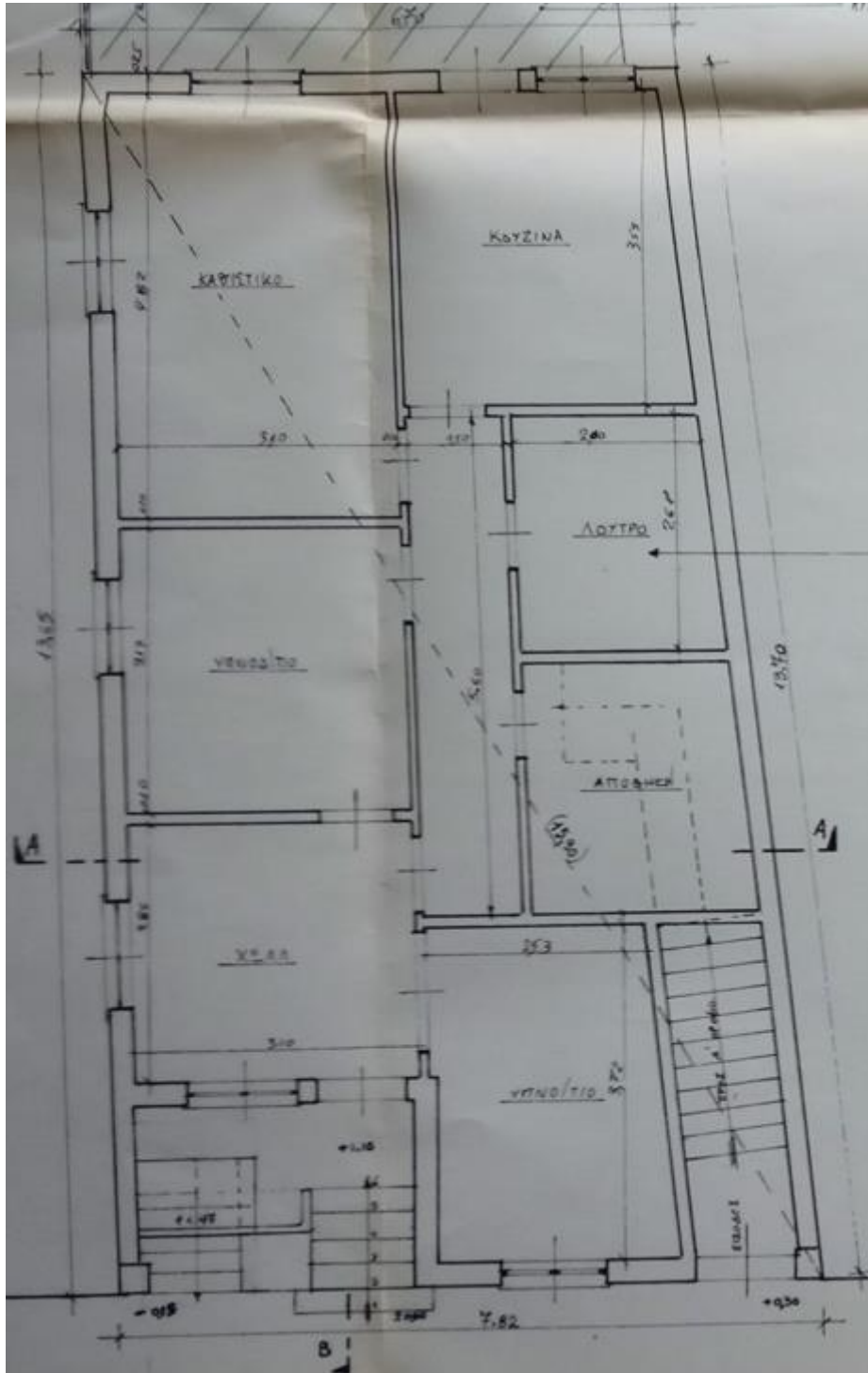
Ευλότυπος δώματος



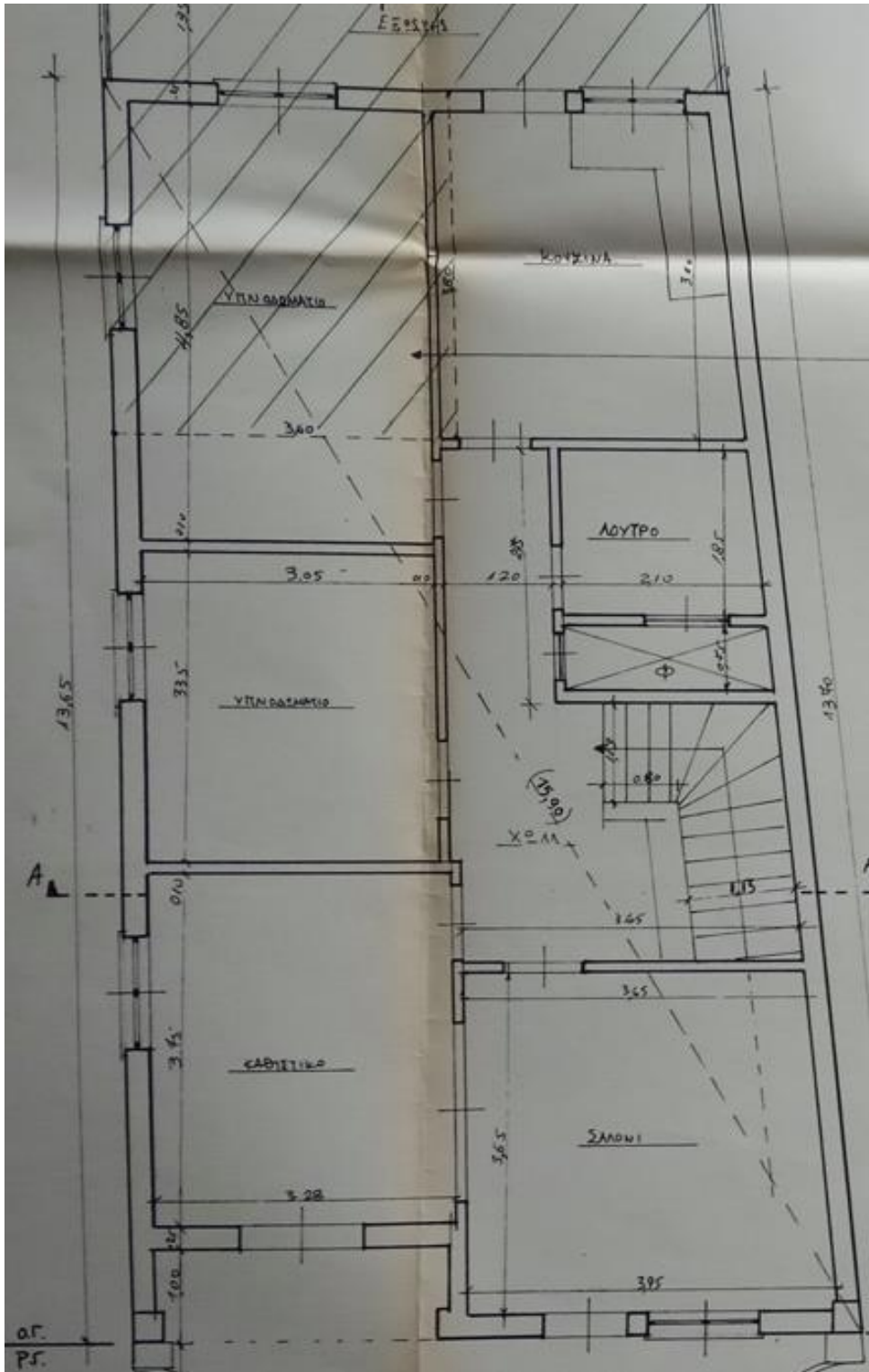
Σχήμα Α2: Κάτοψη Ισογείου



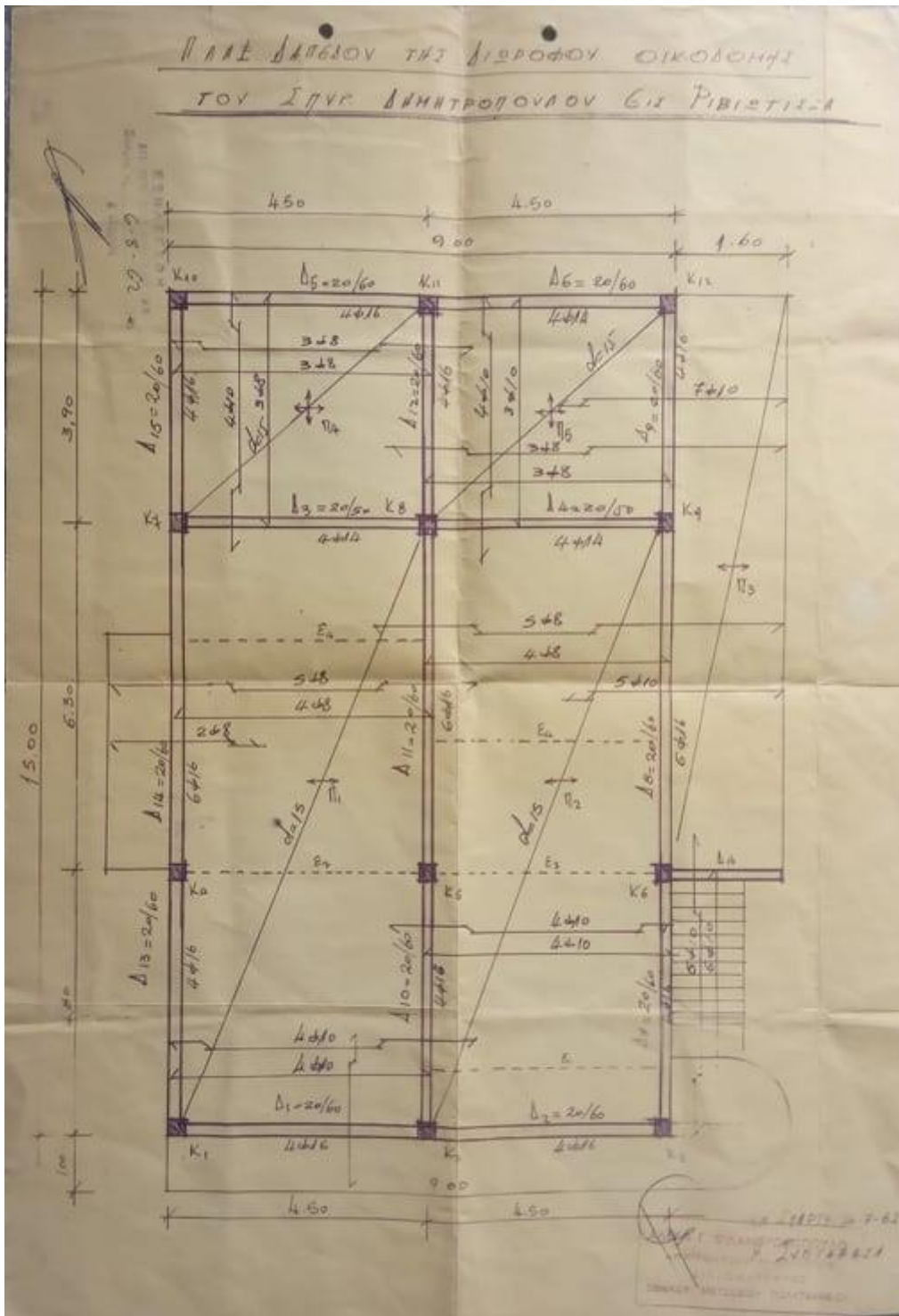
Σχήμα Α3: Κάτοψη 1^{ου} ορόφου



Σχήμα Α3: Κάτοψη 2^{ου} ορόφου



Σχήμα Α4: Ευλότυπος κατασκευής παρόμοιας εποχής



Φωτογραφία ποσοτικής αποτύπωσης δομικών στοιχείων της κατασκευής



Φωτογραφία ποσοτικής αποτύπωσης δομικών στοιχείων της κατασκευής



Φωτογραφία ποσοτικής αποτύπωσης δομικών στοιχείων της κατασκευής



Φωτογραφία ποσοτικής αποτύπωσης δομικών στοιχείων της κατασκευής



Φωτογραφία ποσοτικής αποτύπωσης δομικών στοιχείων της κατασκευής



Πίνακας Α1: Υ/Σ σογείου, 1^{ου}, 2^{ου}

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (mm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
K1	300 X 300	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K2	300 X 300	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K3	300 X 300	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K4	300 X 300	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K5	300 X 300	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K6	400 X 400	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K7	400 X 400	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K8	400 X 400	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K9	300 X 400	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K10	300 X 400	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K11	300 X 400	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20
K12	300 X 400	4Φ16	δίτμητοι Ø6mm/20

Πίνακας Α2: Δοκοί υπογείου

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
		ΑΡΧΗ	ΜΕΣΗ	ΤΕΛΟΣ	
B1	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B2	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B20	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B14	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B19	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B9	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B12	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B13	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B3	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B11	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B10	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B23	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B24	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B25	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B26	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B27	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι
B28	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δέιμητοι

Πίνακας Α3: Δοκοί 1^{ου} ορόφου

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
		ΑΡΧΗ	ΜΕΣΗ	ΤΕΛΟΣ	
B1	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B2	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B20	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B14	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B19	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B9	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B12	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B13	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B3	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B11	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B10	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B15	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B16	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B7	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B6	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B5	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B4	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B18	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B17	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B22	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B21	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι
B23	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίτητοι

Πίνακας Α4: Δοκοί 2^{ου} ορόφου

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
		ΑΡΧΗ	ΜΕΣΗ	ΤΕΛΟΣ	
B1	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B2	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B20	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B14	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B12	20/60	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B13	20/60	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B3	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B11	20/60	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B21	20/60	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B15	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B22	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B4	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B5	20/60	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B19	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B10	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B17	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B16	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B18	20/65	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B6	20/65	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B7	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B9	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι
B23	20/50	2Φ16κ+2Φ16α	4Φ16κ	2Φ16κ+2Φ16α	Φ6/20 δίδμητοι