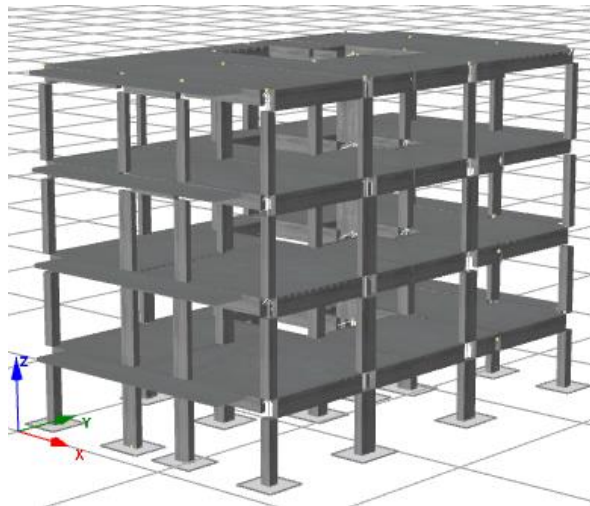




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Αποτίμηση σεισμικής διακινδύνευσης τετραώροφου κτιρίου ΩΣ κατασκευασμένου το 1974 στη Αθήνα και οικονομική μελέτη χρηματικών απωλειών



Διπλωματική Εργασία
Ρούσα Βαρβαρίγου

EMK ME 2022 11

Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δημήτριος, Αναπληρωτής Καθηγητής

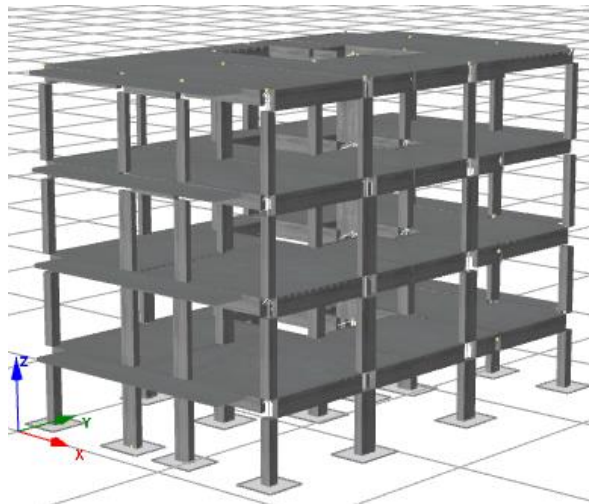
Αθήνα, Ιούνιος 2022



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Αποτίμηση σεισμικής διακινδύνευσης τετραώροφου κτιρίου ΩΣ κατασκευασμένου το 1974 στη Αθήνα και οικονομική μελέτη χρηματικών απωλειών



Διπλωματική Εργασία
Ρούσα Βαρβαρίγου

EMK ME 2022 11

Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δημήτριος, Αναπληρωτής Καθηγητής

Αθήνα, Ιούνιος 2022

Copyright © Ρούσα Βαρβαρίγου, 2022
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

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

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

Copyright © Rousa Varvarigou, 2022
All Rights Reserved

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

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

Ρούσα Βαρβαρίγου (2022)

Αποτίμηση σεισμικής διακινδύνευσης τετραώροφου κτιρίου ΩΣ κατασκευασμένου το 1974 στη Αθήνα
και οικονομική μελέτη χρηματικών απωλειών

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2022 11

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Rousa Varvarigou (2022)

Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2022 11

Seismic risk assessment of a four-story reinforced concrete building constructed in 1974 in Athens &
study of financial losses

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

Ευχαριστίες

Ευχαριστώ πολύ τον καθηγητή μου κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο για τη συνεχή καθοδήγηση και τις εύστοχες παρατηρήσεις του σε κάθε βήμα της παρούσας εργασίας. Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και τους φίλους μου που είναι δίπλα μου και με στηρίζουν όλο αυτό το διάστημα.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2022 11

**Αποτίμηση σεισμικής διακινδύνευσης τετραώροφου κτιρίου ΩΣ
κατασκευασμένου το 1974 στη Αθήνα και οικονομική μελέτη χρηματικών
απωλειών**

Ρούσα Βαρβαρίγου

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος, Αναπληρωτής Καθηγητής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένα από τα θέματα που κάθε δομοστατικός μηχανικός καλείται να αντιμετωπίσει. Στην Ελλάδα η διαδικασία αποτίμησης βασίζεται στον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και είναι μια διαδικασία επίπονη και χρονοβόρα. Για το λόγο αυτό έχουν αναπτυχθεί δευτεροβάθμιοι προσεισμικοί έλεγχοι με στόχο η διαδικασία αυτή να απλοποιηθεί και ταυτόχρονα τα αποτελέσματα που θα δίνουν να είναι κοντά στην αναλυτική λύση.

Στις σελίδες που ακολουθούν επιλέχθηκε να μελετηθεί ένα τετραώροφο κτίριο ωπλισμένου σκυροδέματος κατασκευασμένο στη Νέα Χαλκηδόνα Αττικής το 1974. Το κτίριο αυτό μελετήθηκε χωρίς αντισεισμικούς κανονισμούς, κάτι που όπως θα δούμε από τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο που περιγράφεται αναλυτικά κατατάσσει το κτίριο σε υψηλή κατηγορία προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου. Μια πρώτη αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του φορέα γίνεται μέσω των ταχέων μεθόδων δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου του Σ. Δρίτσου και του Ε. Βουγιούκα. Για κάθε μια από τις μεθόδους προσδιορίζεται προσεγγιστικά η τέμνουσα βάσης για κάθε διεύθυνση του κτιρίου. Για τις δύο αυτές μεθόδους τα αποτελέσματα είναι διαφορετικά με χαρακτηριστικό ότι η μέθοδος του Σ. Δρίτσου δίνει πιο συντηρητικά αποτελέσματα σε σχέση με αυτά του Ε. Βουγιούκα.

Για να επαληθευθεί η ακρίβεια των αποτελεσμάτων από τις δευτεροβάθμιες μεθόδους παρουσιάζεται και η αναλυτική λύση βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. , δηλαδή η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Για την αναλυτική λύση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό της SeismoSoft, SeismoBuild.

Για μια πληρέστερη εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής έγινε χρήση του λογισμικού SPO2FRAG, όπου η ανελαστική στατική ανάλυση μεταφράζεται σε μια δυναμική ανάλυση με τη μέθοδο του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα αποτελέσματα που πήραμε ήταν οι καμπύλες τρωτότητας του κτιρίου. Οι καμπύλες αυτές χρησιμοποιήθηκαν στο λογισμικό PACT όπου εισάγοντας τα δομικά στοιχεία που αποτελούν τον φορέα και τα κόστη επισκευών για δεδομένα Ελλάδας, προσδιορίστηκαν οι μέσες ετήσιες επισκευαστικές απώλειες της κατασκευής λόγω σεισμού. Ολοκληρώνεται έτσι η εικόνα της σεισμικής αποτίμησης της κατασκευής μεταφρασμένη σε χρηματικό κόστος.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ME 2022 11

Seismic risk assessment of a four-story reinforced concrete building constructed in 1974 in Athens & study of financial losses

Rousa Varvarigou

Supervisor: Dimitrios Vamvatsikos, Associate Professor

ABSTRACT

Assessing the load-bearing capacity of existing reinforced concrete buildings is one of the issues that every structural engineer is called upon to address. In Greece, the valuation process is based on the Greek Code for Structural Interventions (KAN.EPE.). The third-level analytical assessment, described in KAN.EPE. is a difficult and time-consuming process. For this reason, second-level assessments have been developed in order to simplify this process. This Diploma Thesis is an attempt to check the results of those second-level assessments and compare them with the third-level assessment to evaluate the results. Using those results from the analytical solution, the seismic risk was translated into cost, by determining the average annual repair losses due to earthquake.

In the following pages a four-story reinforced concrete building was chosen as a study case. It was built in Nea Chalkidona, Attica Greece. The average height of the building is 11.6m. It was constructed in 1974, according to the existing codes at that period. The slabs have relatively small dimensions with a maximum length up to 6m and an average height of 12cm. The majority of beams feature typical dimensions 20/60 cm with an average length of 6m, while the columns dimensions vary between 20x20cm and 30x60cm. There is a wall, which dimensions are 135x20cm, but without sufficient longitudinal and transverse reinforcement. In every floor there are infill elements with regular distribution, and they don't create additional vulnerability in seismic loads, such as eccentricities or short columns. Generally, the structure is in relatively good condition, and no significant reinforcement corrosion or local concrete spalling is observed. The area of Nea Chalkidona is categorized in the Lowest Seismic Hazard Zone in Greece (0.16g), and the design is based on type 1 elastic spectrum according to the Eurocode 8.

The building under consideration was constructed without seismic resistance regulations, which classifies it in the highest category due to seismic risk, as the first-level seismic assessment confirms. The first-level assessment is a rapid visual check which takes into consideration the date, the regulations, and the hazard spectrum of the area the building was built. Furthermore, for this assessment the plans and a section of the building are needed.

The second-level assessments which were chosen for the comparison were those of S. Dritsos and E. Vougioukas. The method of S. Dritsos is based on thirteen different criteria which evaluate the capacity of the building to carry the seismic loads. To apply those criteria there is no need to use static analysis software, as all the calculations can be done in excel. Some of those criteria are the

serious structural injuries of the building, the total axial load size, the distribution of mass and stiffness of the building, the mass distribution by height, vertical discontinuities, neighboring buildings and defect and injuries of the building. The goal of this method is to find the deficiency index λ . This indicator shows how many times the V_{req} is bigger than the V_{RD} of the building and therefore how crucial a further third-level analysis and structural intervention is. The method of S. Dritsos is mainly based on Eurocodes.

The method of E. Vougioukas is a quick seismic assessment of existing buildings based strictly on KAN.EPE. It is a method that mostly applies in old buildings, constructed before 1985, where usually the columns have less shear capacity than the beams and they reach their maximum resistance first. In this method, the shear capacity for each column of the ground floor is calculated separately and the shear capacity of the building is calculated as the sum of all shear capacities of each column. This process is being followed in both directions individually.

Using those methods, a first assessment of the bearing capacity of the building is made for both directions. The results we get from these two methods are different with the characteristic that the method of S. Dritsos gives more conservative results compared to those of E. Vougioukas.

For the third-order assessment there was two models that were studied. The one without the contribution of the masonry walls and one with the contribution of the masonry walls.

As a first step is being carried out a modal analysis, which will be needed to assess the results and will be used from the pushover analysis. From the modal analysis, the eigenmodes and eigenperiods of the building in each direction were determined. The contribution of the masonry walls in this analysis was the reduction of the value of the eigenperiod mostly in Y direction, where there were more walls. This means that the building became stiffer because of the presence of the masonry walls and therefore the value of the eigenperiod was reduced.

In order to verify the accuracy of the results from the second-level methods, the analytical solution based on KAN.EPE. was carried out using the SeismoBuild software. The nonlinear static analysis is the reference method in assessment practice of existing buildings. It is based on pushover analyses carried out under constant gravity loads and increasing lateral forces, applied at the location of the masses to simulate the inertia forces induced by the seismic action. As the model may account for both geometrical and mechanical nonlinearity, this method can describe the evolution of the expected plastic mechanisms and structural damage. The introduced vertical loads applied to the model, in addition to incremental loads, are equal to $1.00G+0.30Q$. The analysis runs for 64 different load combinations, each of one takes into consideration another seismic direction, a different eccentricity of the applied loads and different vertical distribution (one as a uniform pattern and one for a modal pattern). Each pushover analysis leads to a capacity curve, which is a relationship between the total base shear and the horizontal displacement of a representative point of the structure, termed "control node". The demand at the considered Performance Level - Life Safety or Collapse Prevention- is determined by the appropriate comparison between the capacities determined by the pushover curve.

Comparing the results of the pushover analysis from the two models, with and without the masonry walls, it is confirmed that the presence of the walls made the building a lot stiffer but at the same time the strengths of the building remain the same. Therefore, the masonry walls did not help the overall performance of the building.

As for the checks through KAN.EPE. we can see that the building does not pass the criteria and it fails earlier than is expected due to shear failure. After carried out nonlinear static analysis at different peak ground accelerations (PGA), it was found that the PGA of the first shear failure in the model without the masonry walls and for the X direction was $a_g=0.07g$. For the Y direction it was $a_g=0.105g$. For the model without the masonry walls the first shear failure in X direction happens in PGA $a_g=0.03g$ and for the Y direction in PGA $a_g=0.036g$.

Finally, from the comparison between the second-level assessment and the third-level assessment it is obvious that the method of S. Dritsos has more conservative results from the analytical solution and gives about 263.55kN and 429.53kN less shear capacity of the building on directions X and Y respectively. The method of E. Vougioukas is very close to the analytical solution and gives in X direction 119.86kN more shear capacity and in Y direction about 85.54kN less shear capacity in direction X.

For the complete picture of the seismic behavior of the building, it was used the SPO2FRAG software, where the static pushover analysis was translated into a dynamic analysis by the method of the single degree of freedom approximation of the structure. SPO2FRAG software is using the results of the static pushover analysis and estimates the structure-specific seismic fragility curve of the building. It avoids the need for computationally demanding dynamic analysis by simulating the results of incremental dynamic analysis via the SPO2IDA algorithm and an equivalent single-degree-of-freedom approximation of the structure. Fragility functions for the limit states of Life Safety and Collapse Prevention was calculated using the intensity-measure-based analytical approach. The results we obtained were the fragility curves of the building for each limit state.

These curves were used in the Performance Assessment Calculation Tool software (PACT) provided by FEMA P-5. By entering the structural elements of the building and the repair costs for the Greek market, the average annual repair losses of the building due to seismic actions were determined.

In Pact software it was entered data for the structural analysis results such as the median demand for drift ratio, peak floor acceleration, and residual drift for each floor. It was selected four (4) different seismic intensity scenarios in terms of spectral acceleration (SA). Those scenarios for SA correspond to 50%, 10.34%, 10%, and 2% probabilities of over 50 years. The 10.34% over the 50 years probability corresponds to the possibility of the first shear failure over 50 years. Those probabilities were provided through EFEHR database, and it was converted into mean annual frequency of exceedance (MAFE).

For each scenario is calculated the cost of repair and it is shown which elements of the building is expected to get damaged and therefore to need repair. For all of the scenarios the main elements that need repair are the internal and external masonry walls that are used for infills. Moreover, the column C11 that fails first in every scenario is one of the elements that contribute to the repair cost. The repair cost varies from 41.000€ for the first scenario to 536.666,6€ for the fourth scenario.

Finally, the annual cost of repairs is estimated to be equal to 3.524,71 € and corresponds to 0.55% of the total replacement cost.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	17
1.1	Γενικά.....	17
1.2	Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος-Ταχύς Οπτικός Έλεγχος	17
1.3	Δευτεροβάθμιος προσεισμικός Έλεγχος.....	19
1.3.1	Μέθοδος Σ. Δρίτσου.....	19
1.3.2	Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα	22
1.4	Κανονισμός Επεμβάσεων	24
2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	25
2.1	Εισαγωγή.....	25
2.2	Οπλισμός Μελών	26
2.3	Φορτία	27
2.4	Προσομοίωση του Φορέα.....	28
3	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΚΑΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ	29
3.1	Εισαγωγή.....	29
3.2	Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.....	29
3.3	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος – Μέθοδος Σ. Δρίτσου.....	30
3.4	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος - Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα.....	37
3.5	ΚΑΝ.ΕΠΕ.	39
3.5.1	Ιδιομορφική Ανάλυση.....	39
3.5.2	Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover).....	42
3.5.3	Σύγκριση Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων	46
3.6	Συμπεράσματα – Σύγκριση Μεθόδων	47
4	ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	49
4.1	Εκτίμηση Τρωτότητας	49
4.2	Οικονομοτεχνική Αποτίμηση.....	51
5	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	57
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ	59

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε αποτίμηση για ένα τετραώροφο υπάρχων κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο κατασκευάστηκε το 1974, στη Νέα Χαλκηδόνα Αττικής. Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναλυτική παρουσίαση του θεωρητικού υποβάθρου των μεθόδων που εφαρμόστηκαν για την αποτίμηση της κατασκευής. Οι μέθοδοι αυτοί είναι η μέθοδος του κ. Δρίτσου [1,2], η μέθοδος του κ. Βουγιούκα καθώς και ότι ορίζει ο Κανονισμός Επεμβάσεων [3]. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του υφιστάμενου φορέα καθώς και του φορέα που προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται εφαρμογή των μεθοδολογιών και παρατίθενται τα συγκριτικά αποτελέσματα. Για τον Πρωτοβάθμιο ταχύ οπτικό έλεγχο καθώς και για τους Δευτεροβάθμιους ελέγχους έγινε απλή χρήση του προγράμματος Excel. Για τον τριτοβάθμιο έλεγχο όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. έγινε χρήση του λογισμικού SeismoBuild 2022 [5], όπου έγινε πλήρης στατική ανελαστική ανάλυση της κατασκευής, την πρώτη φορά χωρίς προσομοίωση της τοιχοποιίας και τη δεύτερη με την προσομοίωση της τοιχοποιίας. Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η τεchnοοικονομική αποτίμηση. Αρχικά, στο λογισμικό SPO2FRAG (Static PushOver to FRAGility) [6] εισήχθησαν οι καμπύλες ικανότητας και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα ώστε να παραχθούν οι καμπύλες τρωτότητάς του. Τέλος, με το λογισμικό PACT FEMA P-58 [4], εκτιμάται το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών για την εν λόγω κατασκευή λόγω σεισμικών απωλειών.

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος-Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο προσεισμικός έλεγχος αποσκοπεί στην εκτίμηση του επιπέδου της ασφάλειας που παρέχει το εκάστοτε το κτίριο έναντι των μέγιστων πιθανοτικά αναμενόμενων σεισμικών δράσεων στην περιοχή που βρίσκεται. Η διαδικασία του πρωτοβάθμιου ελέγχου είναι σχεδιασμένη ώστε να είναι απλοποιημένη και τυποποιημένη όσο αφορά τη συλλογή των στοιχείων. Η συλλογή των στοιχείων γίνεται από αρμόδιους μηχανικούς και η καταγραφή τους γίνεται σε ειδικά Δελτία Ελέγχου (ΔΕ.ΔΟ.ΤΑ). Κατά τον πρωτοβάθμιο έλεγχο είναι απαραίτητος ο σχεδιασμός των κατόψεων του κτιρίου, μιας χαρακτηριστικής τομής και η λήψη μιας φωτογραφίας της όψης του κτιρίου. Σημαντικό είναι επίσης να έχουν βρεθεί τα σχέδια της αρχικής μελέτης ώστε να εξασφαλιστεί περαιτέρω η αξιοπιστία των στοιχείων που συμπληρώνονται. Τα στοιχεία αυτά κατανέμονται σε 8 ενότητες ως εξής:

- **Ενότητα Α : Ταυτότητα του Κτιρίου.** Συλλέγονται στοιχεία που αφορούν την ταυτότητα του κτιρίου όπως η τοποθεσία, η χρήση και ο μέγιστος αριθμός απόμων που συναθροίζονται.

- **Ενότητα Β : Γενικά Σεισμολογικά και Εδαφικά Στοιχεία.** Καταγράφεται η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ) και το έδαφος της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο.
- **Ενότητα Γ : Δομικός Τύπος Κτιρίου.** Η συγκεκριμένη Ενότητα αφορά τον δομικό τύπο του κτιρίου (φορέας από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Προκατασκευή, Φέρουσα Τοιχοποιία ή Μεταλλική Κατασκευή) και τη χρονολογία κατασκευής του που αντικατοπτρίζει και τους κανονισμούς που εφαρμόστηκαν στη αρχική μελέτη της κατασκευής.
- **Ενότητα Δ : Γενικά Τεχνικά Στοιχεία Κτιρίου.** Συλλέγονται στοιχεία όπως ο αριθμός των υπέργειων και υπόγειων ορόφων, η επιφάνεια της κάτοψης και ολόκληρου του κτιρίου, έτος κατασκευής, διαθεσιμότητα μελέτης, εάν το κτίριο έχει ενισχυθεί και την κατηγορία σπουδαιότητας βάσει του Ε.Α.Κ.
- **Ενότητα Ε : Στοιχεία Γενικής Τρωτότητας έναντι σεισμού.** Η Ενότητα περιέχει στοιχεία όπως εάν το κτίριο έχει σχεδιαστεί βάσει Αντισεισμικού Σχεδιασμού, αν υπάρχουν προγενέστερες αστοχίες λόγω σεισμικής δράσης, η κακή κατάσταση λόγω έλλειψης συντήρησης, ο κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτήρια, η ύπαρξη μαλακού ορόφου, η κανονικότητα σε κάτοψη και τομή, το ενδεχόμενο στρέψης και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων.
- **Ενότητα ΣΤ : Στοιχεία Πρόσθετης Τρωτότητας.** Αναγράφονται οι περιπτώσεις αυθαιρεσιών που δεν έχουν μελετηθεί και πρέπει να αξιολογηθεί η συνεισφορά τους στην τελική αξιολόγηση του πρωτοβάθμιου ελέγχου.
- **Ενότητα Ζ : Ενδεχόμενη Τρωτότητα Έναντι Άλλων Αιτιών.** Λαμβάνονται υπόψη αιτίες που επηρεάζουν τον φορέα πέραν των παραπάνω όπως η αλλαγή χρήσης, το ακατάλληλο έδαφος λόγω καθίζησης ή ολίσθησης καθώς και τυχόν επιρροή από πυρκαγιά ή πλημμύρα.
- **Ενότητα Η : Τελική Βαθμολόγηση Και Κατάταξη Κτιρίου.** Τέλος, βάσει όλων των ανωτέρων ενοτήτων βγαίνει η τελική βαθμολόγηση και κατάταξη του κτιρίου.

Αφού ολοκληρωθεί η συλλογή των παραπάνω πληροφοριών σε κάθε ενότητα ακολουθεί ο υπολογισμός της τελικής βαθμολογίας σύμφωνα με τον Πίνακα 1.2 και βάσει αυτή της βαθμολογίας το κτίριο κατατάσσεται σε μια από τις κατηγορίες προτεραιότητας ελέγχου σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3.

Πίνακας 1-1: Πίνακας Δομικών τύπων Ω.Σ. βάσει του οποίου συμπληρώνεται η ενότητα Γ

	Δ.Τ.	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ (Φ.Ο)	ΕΦΑΡΜΟΣΘΕΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ
Ο Π Λ Ι Σ Μ Ε Ν Ο Σ Κ Υ Ρ Ο Δ Ε Μ Α	ΟΣα	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, παλαιότερα	<ul style="list-style-type: none"> • Χωρίς Κανονισμούς • 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 Τελικής Βαθμολόγησης κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως 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 (για αποδεδειγμένως Α: -0.1)	-0.3	-0.3	-0.3
Έδαφος Κατηγορίας Γ ή Δ	-0.6	-0.6	-0.6
Έδαφος Κατηγορίας Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-0.8	-0.8	-0.8
Έδαφος Κατηγορίας Χ	-0.8	-0.8	-0.8
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0.5	-	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1.0	-0.5	-0.5
Κακή κατάσταση	-0.5	-0.5	-0.5
Κρούση με γειτονικά κτήρια	-0.5	-0.5	-
PILOTIS ή/και κοντά υποστυλώματα	-1.5	-1.5	-0.5
Κανονική διάταξη τοιχοπήρωσης σε κάτοψη	0.5	0.5	-
Μεγάλο Ύψος	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε τομή	-1.0	-0.5	-0.5
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-1.0	-0.5	-0.5
Στρέψη (έντονη)	-0.5	-0.5	-0.5
Ένταση λειτουργίας (0.2 ή 0.5)			
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
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ			

Πίνακας 1-3: Κατάταξη προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου

Βαθμολογία	Κατηγορία
τ.β. ≤ 4.0	Υψηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου
$4.0 \leq$ τ.β. ≤ 5.5	Μέση προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου
τ.β. ≥ 5.5	Χαμηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου

1.3 Δευτεροβάθμιος προσεισμικός Έλεγχος

1.3.1 Μέθοδος Σ. Δρίτσου

Η προτεινόμενη μεθοδολογία δευτεροβάθμιου ελέγχου του Σ. Δρίτσου περιλαμβάνει προσεγγιστικούς υπολογισμούς, χωρίς την απαίτηση υλοποίησης λεπτομερούς μοντέλου του υπό μελέτη κτιρίου, όπως θα απαιτούντο για μια πλήρη μελέτη ενός τριτοβάθμιου ελέγχου. Το προσδοκώμενο αποτέλεσμα της μεθοδολογίας είναι η εύρεση των λόγων ανεπάρκειας λ των μελών του εξεταζόμενου κτιρίου, βάσει των οποίων καταλήγουμε σε συμπεράσματα για το στατικό φορέα του.

Για την εφαρμογή της μεθόδου είναι αναγκαία η εύρεση και συλλογή λεπτομερειών της μελέτης κατασκευής (σχέδια ξυλοτύπων και αρχιτεκτονικά) που έχει γίνει στο εξεταζόμενο κτίριο καθώς και οποιαδήποτε άλλη μελέτη επέμβασης (προσθήκη ή ενίσχυση). Εφόσον η μελέτη κατασκευής υφίσταται, ελέγχεται η αξιοπιστία εφαρμογής δηλαδή αν συμφωνεί πλήρως ως προς τη διάταξη των κύριων μελών και δειγματοληπτικά ως προς τους οπλισμούς και τις αντοχές του σκυροδέματος. Αν όλα αυτά επαληθεύονται αξιοποιούνται οι παραδοχές της. Αν δεν επαληθεύονται ή η μελέτη δεν υπάρχει ή είναι ελλιπής τότε απαιτείται αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των

τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά στην ποιότητα των υλικών, απαιτείται μόνο ο προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος, προαιρετικά, με δειγματοληπτικούς ελέγχους, κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία, εναλλακτικά λαμβάνοντας τις «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017.

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία, τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου συνοψίζονται σε 13 κριτήρια. Στον Πίνακα 1.4 παρουσιάζονται τα 13 κριτήρια που θα βαθμολογηθούν ανάλογα με το βαθμό επιβάρυνσης της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου. Ο βαθμός 1 αντιστοιχεί στην μεγαλύτερη επιβάρυνση και ο βαθμός 5 στη μικρότερη. Ο βαθμός που αποδίδεται σε κάθε κριτήριο δίνεται από τον Μηχανικό βάσει προσεγγιστικών υπολογισμών συγκεκριμένων παραμέτρων που εκφράζει το εκάστοτε κριτήριο.

Πίνακας 1-4: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	Βαθμός Επιβάρυνσης						Συντελεστής Βαρύτητας σ _i
		β _i						
		0 (max)	1	2	3	4	5 (min)	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας							0.1
2	Οξείδωση οπλισμών							0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου							0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης							0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη							0.1
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

Η διαδικασία για τον προσδιορισμό του δείκτη ανεπάρκειας λ είναι η εξής:

1. Προσδιορισμός Σεισμικής Απαιτήσης.

$$V_{req} = M \cdot S_d(T) \quad (1-1)$$

Όπου: M: μάζα του κτιρίου, T: ιδιοπερίοδος κατασκευής, S_d(T): φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού ΕΚ8

2. Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης, λαμβάνοντας υπόψη το μειωτικό συντελεστή επιρροής των κριτηρίων που θέτει η μέθοδος.

$$V_R = \beta \cdot V_{R0} \quad (1-2)$$

Όπου $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ και

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri,Y/\Sigma} + a_2 \sum V_{Ri,τοιχωμάτων} + a_3 \sum V_{Ri,κοντά Y/\Sigma} \quad (1-3)$$

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

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής – σύμφωνα με Πίνακα 1.5
 β : μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων
 V_{Ri} : διατμητική αντοχή κατακόρυφων στοιχείων από EC2

Πίνακας 1-5: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής

$\alpha_1=0.5$	$\alpha_2=0.7$	$\alpha_3=0.9$	Όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα
$\alpha_1=0.7$	$\alpha_2=0.9$	-	Όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$\alpha_1=0.7$	-	$\alpha_3=0.9$	Όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$\alpha_1=0.8$	-	-	Όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και χωρίς κοντά υποστυλώματα

Η αντοχή των κατακόρυφων μελών σε περίπτωση γνωστού οπλισμού υπολογίζεται τελικά από τη σχέση 1.4. Οι ακόλουθες σχέσεις προέρχονται από τον EC2-1 [11].

$$V_{Ri} = \min (V_{Rd,s}, V_M) \quad (1-4)$$

Όπου:

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta, \text{ για υποστυλώμα} \quad (1-5)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta, \text{ για τοίχωμα} \quad (1-6)$$

$$V_M = \frac{2 \cdot M_R}{L_{καθ}} \quad (1-7)$$

$$M_R = \mu \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} \quad (1-8)$$

Και M_R , η ροπή αντοχής υποστυλώματος για κάθε διεύθυνση φόρτισης με βάση τα Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης ορθογωνικής διατομής (Ευρωκώδικας 2, Μέρος 1, 2004) [11].

3. Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου (ή αλλιώς Λόγου Ανεπάρκειας).

Για τον προσδιορισμό του Λόγου Ανεπάρκειας διακρίνονται δύο περιπτώσεις. Στην πρώτη αγνοείται η επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης και στη δεύτερη λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης στην εκάστοτε διεύθυνση.

Περίπτωση Α- Αγνοώντας την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης:

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x}}{V_{R,x}} \quad (1-9)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y}}{V_{R,y}} \quad (1-10)$$

Περίπτωση Β - Λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \quad (1-11)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.3V_{R,x}} \quad (1-12)$$

Όπου V_{req} η σεισμική απαίτηση και V_R η σεισμική αντίσταση του κτιρίου.

1.3.2 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα

Η μεθοδολογία δευτεροβάθμιου ελέγχου του Ε. Βουγιούκα βασίζεται αποκλειστικά στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Είναι και αυτή μια μέθοδος ταχείας αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων και αφορά κυρίως κτίρια που έχουν μελετηθεί προ του 1985. Τα κτίρια αυτά χαρακτηρίζονται από ισχυρά δοκάρια και αδύναμα υποστυλώματα συνεπώς ο συνήθης μηχανισμός αστοχίας τους είναι ο μηχανισμός του εύκαμπτου ισογείου. Από τη διαδικασία που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται για κάθε υποσύλωμα η τέμνουσα αντοχής του. Η μέθοδος του Ε. Βουγιούκα κάνει μια εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου έναντι σεισμού αθροίζοντας όλες τις τέμνουσες των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Η σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής M_y , δίνεται από τη σχέση:

$$M_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left[0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right] + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \left(\frac{\rho_v}{6}\right)(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (1-13)$$

Όπου:

$\left(\frac{1}{r}\right)_y$: καμπυλότητα διαρροής

ξ_y : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή

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

r, r', ρ_v : 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 και χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα

Η συγκεκριμένη σχέση αφορά διατομές με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη και για διατομές τύπου Γ,Τ,Π θα πρέπει να ακολουθηθεί η αντίστοιχη μεθοδολογία μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τον υπολογισμό της καμπυλότητας διαρροής θα πρέπει να ελεγχθούν δύο περιπτώσεις:

α. Η διαρροή της διατομής να οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, οπότε:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (1-14)$$

β. Η διαρροή της διατομής να οφείλεται σε μη γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος, οπότε:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (1-15)$$

Από τις δύο αυτές καμπυλότητες λαμβάνεται η μικρότερη η οποία καθορίζει και το κρίσιμο υλικό. Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης υπολογίζεται για το κρίσιμο υλικό σύμφωνα με το Παράρτημα 7^A του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [12]

Εν συνεχεία γίνεται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής V_R υποστυλώματος που υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις ως συνάρτηση του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας των μετακινήσεων $\mu_{\theta}^{pl} = m_{\theta} - 1$, ο οποίος υπολογίζεται από το λόγο του πλαστικού μέρους της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, δηλαδή τη συνολική γωνία μείον τη γωνία στη διαρροή, προς τη θεωρητική γωνία στροφής στη διαρροή όπως υπολογίζεται μέσω της παρακάτω σχέσης (1-16) σύμφωνα με το Παράρτημα 7^F του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, επιτρέπεται να θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του μ_{θ}^{pl}

$$V_{Ry} = \frac{h - x}{2L_s} \min(N; 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 * \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) * [0.16 * \max(0.05; 100 \rho_{tot}) ** (1 - 0.16 * \min(5; a_s)) * \sqrt{f_c} * A_c + V_w] \quad (1-16)$$

Όπου:

h: ύψος διατομής

x= ξ d: ύψος θλιβόμενης ζώνης της διατομής (Παράρτημα 7^A ΚΑΝ.ΕΠΕ)

N: αξονικό φορτίο

a_s : λόγος διάτμησης

A_c : εμβαδό διατομής σκυροδέματος

f_c : αντοχή σκυροδέματος σε MPa

ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού

V_w : η συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή σύμφωνα με τη σχέση

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} \quad (\text{για ορθογωνικό κορμό πάχους } b_w) \quad (1-17)$$

με ρ_w : ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

z: μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

f_{yw} : τάση διαρροής εγκάρσιου οπλισμού

Τέλος, είναι αναγκαίο να ελεγχθεί η περίπτωση που μια ψαθυρή μορφή αστοχίας (αστοχία σε τέμνουσα) προηγείται της πλαστικής (καμπτική αστοχία). Παρόλο που οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν μεριμνήσει η καμπτική αστοχία να προηγείται της διατμητικής, δυστυχώς σε κατασκευές προηγούμενων δεκαετιών ο κίνδυνος μιας πρόωρης αστοχίας σε τέμνουσα είναι υπαρκτός. Έτσι υπολογίζεται η τέμνουσα κατά την καμπτική διαρροή σύμφωνα με τη σχέση 1.18 και συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα λόγω των ανακυκλιζόμενων δράσεων, V_R όπως υπολογίστηκε από τη σχέση 1.16. Αν η V_R είναι μικρότερη τότε τα στοιχεία διαρρέουν από κάμψη πριν τη διαρροή από διάτμηση και θεωρούμε ότι υπάρχει πλαστική μορφή αστοχίας. Διαφορετικά αν η V_R είναι μεγαλύτερη από την V_{mu} υπάρχει πρώτα διαρροή σε τέμνουσα και υπάρχει ψαθυρή μορφή αστοχίας και η ροπή διαρροής υπολογίζεται μειωμένη σύμφωνα με το λόγο $\frac{V_R}{V_{mu}}$.

$$V_{mu} = \frac{M_y}{L_s} \quad (1-18)$$

Όπου:

M_y : ροπή διαρροής

L_s : μήκος διάτμησης

1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [3] αποτελεί το βασικό κανονισμό αποτίμησης και ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα. Η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται κάθε φορά μέσω του κανονισμού εξαρτάται από χαρακτηριστικά της υπό μελέτη κατασκευής όπως η σπουδαιότητα και προγενέστερες αστοχίες. Η πιο συνηθισμένη μέθοδος αποτίμησης είναι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (PushOver Analysis), που χρησιμοποιείται και στην παρούσα εργασία. Η ανάλυση αυτή εκτελείται με την επίδραση των στατικών φορτίων ($G+\psi_2Q$) και βηματικά αυξανόμενων σεισμικών φορτίων. Το αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής η οποία προκύπτει από το ζεύγος της τέμνουσας βάσης της κατασκευής και την αντίστοιχη μετακίνηση του σημείου αναφοράς σε κάθε βήμα αύξησης των σεισμικών φορτίων. Το σημείο αναφοράς επιλέγεται να είναι στον ανώτατο όροφο. Η κατανομή των φορτίων στην κατασκευή μπορεί να επιλεγεί ως τριγωνική, ομοιόμορφη ή ιδιομορφική. Η σεισμική ικανότητα της κατασκευής καθορίζεται μέσω του συνδυασμού των στάθμεων επιτελεστικότητας που ορίζει ο κανονισμός και ενός επιπέδου σεισμικής δράσης. Οι στάθμες αυτές αντιστοιχούν στο αποδεκτό επίπεδο βλαβών και είναι οι εξής:

- 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 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 το σεισμό, χωρίς να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Για να προσδιοριστούν τα σημεία επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από την ανάλυση χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$\delta_{\tau} = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e}{4\pi^2} \cdot S_{e(T)} \quad (1-19)$$

Όπου:

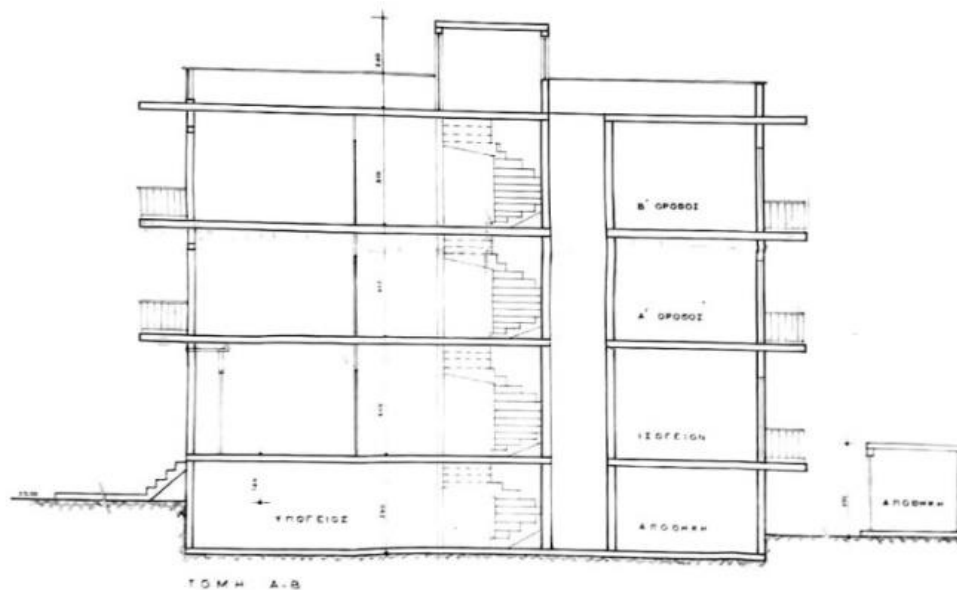
$C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3$: διορθωτικοί συντελεστές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.2)

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

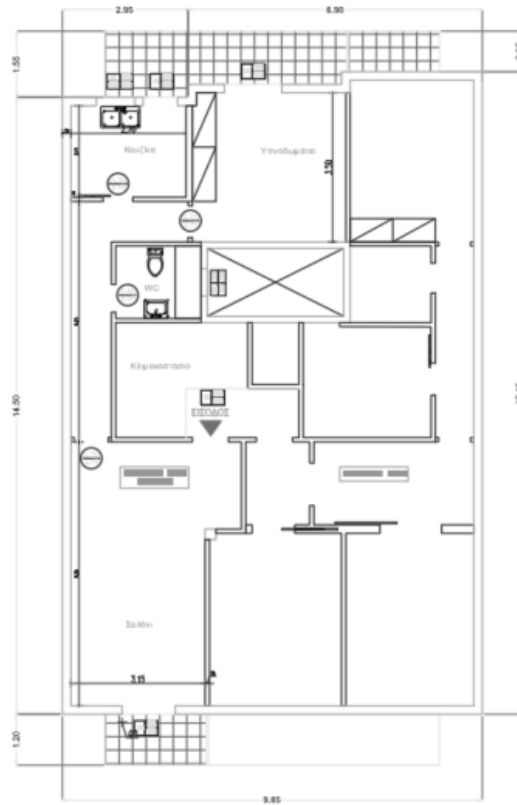
2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

2.1 Εισαγωγή

Το κτίριο βρίσκεται στη Νέα Χαλκηδόνα, Αττικής χτισμένο από Ω/Σ και κατασκευασμένο το 1974 σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) και του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική διατάσεων 15.20m x 10.00m. Πρόκειται για τετραώροφο κτίριο με δώμα όπως φαίνεται και στα αρχιτεκτονικά σχέδια που φαίνονται στην Εικόνα 2-1. Το ισόγειο έχει ύψος 2.60m, ο τυπικός όροφος 3.00m και το δώμα 2.40m. Ο κάθε όροφος έχει χρήση κατοικίας, εκτός από το ισόγειο που χρησιμεύει σαν αποθηκευτικός χώρος. Οι εξωτερικοί τοίχοι είναι κτισμένοι με μπατική τοιχοποιία, ενώ οι εσωτερικοί με δρομική τοιχοποιία. Στους πίνακες 2.1 και 2.2 δίνονται πληροφορίες σχετικά με τα υλικά κατασκευής που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή του κτιρίου, τη σεισμική ζώνη και την κατηγορία εδάφους. Κατά την ανάλυση του φορέα το δώμα αγνοήθηκε, και υπολογίστηκε μόνο σαν φορτίο επί του 4^{ου} ορόφου.



Εικόνα 2-1: Αρχιτεκτονικά σχέδια Κτιρίου - Τομή



Εικόνα 2-2: Αρχιτεκτονικά σχέδια Κτιρίου - Τυπική Κάτοψη Ορόφου

Πίνακας 2-1: Υλικά κατασκευής

Υλικό	Ποιότητα	Αντοχή (Μρα)		Μέτρο Ελαστικότητας (Gra)
		Μέση	Χαρακτηριστική	
Σκυρόδεμα	B160	10	6	22.89
Χάλυβας Οπλισμού & Συνδετήρων	StI	280	240	200,00

Πίνακας 2-2: Κατηγορία Σπουδαιότητας, Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας και Κατηγορία Εδάφους – Ε.Κ.8

Κατηγορία Σπουδαιότητας	II (χρήση κατοικίας), γ_1
Κατηγορία Εδάφους	I Νέα Χαλκηδόνα ($a_g=0,16g$)
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	B $\{S=1.2, T_B= 0,15s, T_C=0,5 s, T_D=2,5 s\}$

2.2 Οπλισμός Μελών

Το κτίριο διαθέτει 17 υποστυλώματα και 23 δοκούς σε κάθε όροφο. Στον Πίνακα 2-3 φαίνονται οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών του ισογείου μαζί με τον οπλισμό τους. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε είναι κατηγορίας B160 (C8/10) και ο χάλυβας οπλισμού StI (S220).

Πίνακας 2-3: Οπλισμοί υποστυλωμάτων ισογείου

ΟΡΟΦΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ	b(mm)	h(mm)	Διαμήκης οπλισμός	Οπλισμός διάτμησης
K1	35	35	4Φ20	Σ. Φ6/20
K2	60	25	6Φ16	Σ. Φ6/20
K3	60	25	6Φ16	Σ. Φ6/20
K4	35	35	4Φ20	Σ. Φ6/20
K5	25	50	4Φ16+2Φ14	Σ. Φ6/20
K6	45	50	4Φ16+4Φ18	Σ. Φ6/20
K7	30	65	6Φ18	Σ. Φ6/20
K8	30	30	4Φ16	Σ. Φ6/20
K9	45	45	4Φ16+4Φ18	Σ. Φ6/20
K10	35	65	6Φ20	Σ. Φ6/20
K11	135	20	14Φ14	Σ. Φ6/20
K12	60	35	4Φ20+2Φ18	Σ. Φ6/20
K13	30	60	6Φ18	Σ. Φ6/20
K14	35	35	4Φ20	Σ. Φ6/20
K15	25	50	4Φ16+2Φ14	Σ. Φ6/20
K16	25	50	4Φ16+2Φ14	Σ. Φ6/20
K17	35	35	4Φ20	Σ. Φ6/20

Όλα τα υποστυλώματα έχουν δίμητους συνδετήρες Φ6/20cm και όλες οι δοκοί έχουν δίμητους συνδετήρες Φ6/20cm

Στο Παράρτημα παρατίθεται πίνακας με τις διαστάσεις και τους οπλισμούς όλων των μελών σε κάθε όροφο αναλυτικά.

2.3 Φορτία

Τα μόνιμα και κινητά φορτία του κτιρίου είναι :

- **Μόνιμα φορτία ($\psi_1=1$)**

Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού: 24 kN/m³

Επικαλύψεις: 0,8 ÷ 2 kN/m²

Μπατική Τοιχοποιία: 3,6 kN/m³

Δώμα: 2 kN/m³

- **Κινητά φορτία ($\psi_2=0,3$)**

Κατοικίες: 2 kN/m²

Κλιμακοστάσιο: 5 kN/m²

Εξώστες: 3,5 kN/m²

Δώμα: 2 kN/m²

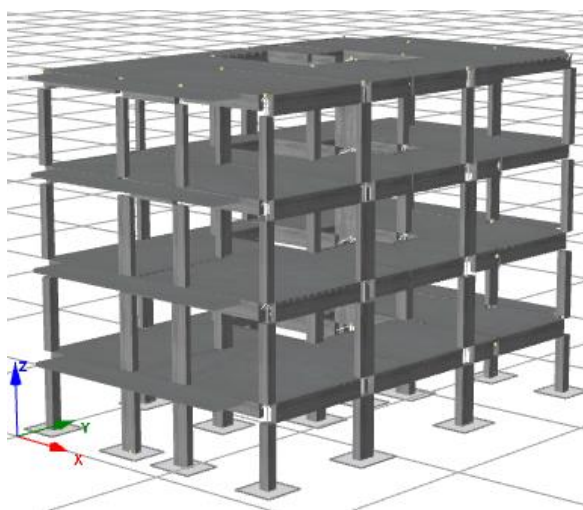
Οι τιμές φαίνονται και στον παρακάτω συγκεντρωτικό πίνακα:

Πίνακας 2-4: Φορτία Κατασκευής

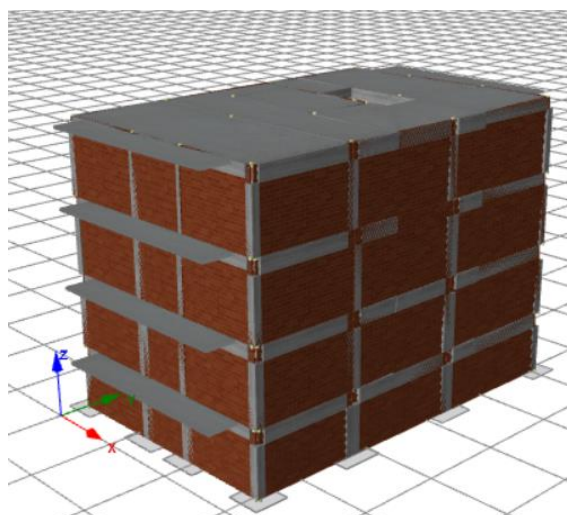
Μόνιμα (G)	Ίδιο Βάρος (kN/m ³)	Επικάλυψη (kN/m ²)			Τοιχοπλήρωση (kN/m ²)	
		Δώμα	Κατοικία	Κλίμακα	Μπατική	Δρομική
	24	2	0.8	1	3.6	2.1
Κινητά (Q) (ψ ₂ =0.3)	Κατοικία (kN/m ²)	Κλίμακες (kN/m ²)	Εξώστες (kN/m ²)		Δώμα (kN/m ²)	
	2	3.5	5		3.6	

2.4 Προσομοίωση του Φορέα

Η προσομοίωση του Φορέα έγινε στο λογισμικό SeismoBuild 2022 [5] και στην Εικόνα 2.3 παρουσιάζεται το τρισδιάστατο μοντέλο προσομοιωμένο στην πρώτη περίπτωση χωρίς την τοιχοποιία και στη δεύτερη με την τοιχοποιία. Στις θέσεις που δεν προσομοιώθηκε η τοιχοποιία υπήρχε το αντίστοιχο φορτίο στις δοκούς ανάλογα αν η τοιχοποιία ήταν μπατική ή δρομική. Στο πρόγραμμα ορίστηκαν η ποιότητα του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού. Στη συνέχεια βάση των υπάρχοντων ξυλοτύπων προσομοιώθηκαν τα υποστυλώματα, οι δοκοί και οι πλάκες. Στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων ορίστηκαν άκαμπτα άκρα επί των δοκών και υποστυλωμάτων.



(α)



(β)

Εικόνα 2-3: Τρισδιάστατο μοντέλο φορέα (α) χωρίς τοιχοποιία (β) με τοιχοποιία

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΚΑΙ ΚΑΝ.ΕΠΕ

3.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό εφαρμόζονται οι μεθοδολογίες που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τον πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο, στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τους δευτεροβάθμιους ελέγχους του κ. Δρίτσου και του κ. Βουγιούκα και τέλος τα αποτελέσματα από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στο τέλος του κεφαλαίου γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δευτεροβάθμιων και τριτοβάθμιων ελέγχων.

3.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στον Κεφάλαιο 1 συμπληρώθηκε το Δελτίο Δομικής Τρωτότητας του φορέα [1], αφού πρώτα επιλέχθηκε η κατηγορία δομικού τύπου με βάση τον Πίνακα 1.1. Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2, το κτίριο κατασκευάστηκε το 1974. Έτσι επιλέχθηκε κατηγορία δομικού τύπου ΟΣα. Η περιοχή του Δήμου Νέας Φιλαδέλφειας- Νέας Χαλκηδόνας είναι περιοχές μικρής σεισμικής επικινδυνότητας καθώς στην περιοχή δεν συναντώνται εμφανή ρήγματα. Έτσι η περιοχή ανήκει στην 1η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Ο συντελεστής σεισμικότητας είναι 0.16g [7] και η συνήθης κατηγορία εδάφους είναι Β [8] Στον πίνακα 3.1 παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα που προέκυψαν για το συγκεκριμένο κτίριο. Η τελική δομική βαθμολογία (τ.β.) είναι ίση με 3,5. Σύμφωνα με τον πίνακα 1.3 το κτίριο εντάσσεται στην κατηγορία Υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου.

Πίνακας 3-1: Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	Όσα
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως Δομικού Τύπου	6.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-
Έδαφος Κατηγορίας Β (για αποδεδειγμένως Α: -0.1)	-0.3
Έδαφος Κατηγορίας Γ ή Δ	-
Έδαφος Κατηγορίας Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-
Έδαφος Κατηγορίας Χ	-
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό	-0.5
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα	-1.0
Κακή κατάσταση	-
Κρούση με γειτονικά κτήρια	-
PILOTIS ή/και κοντά υποστυλώματα	-
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5
Μεγάλο Ύψος	-
Μη κανονικότητα σε τομή	-
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-
Στρέψη (έντονη)	-0.5
Ένταση λειτουργίας (0.2 ή 0.5)	0.2
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4
Αριθμός χρηστών ≥ 100	-
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ	3.5
Στοιχεία πρόσθετης τρωτότητας	-
Ενδεχόμενη τρωτότητα έναντι άλλων αιτιών	-
ΤΕΛΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ	3.5

3.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος – Μέθοδος Σ. Δρίτσου

Στη προτεινόμενη μεθοδολογία τα στοιχεία τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου συνοψίζονται σε 13 κριτήρια. Τα κριτήρια αυτά παρουσιάζονται αναλυτικά στο επόμενο υποκεφάλαιο για το κτίριο που εξετάζεται.

- **Κριτήριο 1 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας**

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

- **Κριτήριο 2 – Οξειδωση οπλισμών**

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

- **Κριτήριο 3 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας**

Υπολογίστηκε η μέση τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων του ισογείου ίση με $0,216 < 0,30$ και αντιστοιχεί στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση με βαθμό: $B_3=5$. Στον πίνακα 3-2 φαίνονται οι τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου για κάθε υποσύλωμα.

Πίνακας 3-2: Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων του ισογείου

Μέλος	Διατομή	Εμβαδό διατομής Ac (m ²)	Αξονικό φορτίο N (kN)	Ανηγμένο αξονικό φορτίο vd
C1	0.35x0.35	0.1225	61.0871	0.083
C2	0.60x0.25	0.15	59.96349	0.067
C3	0.60x0.25	0.15	288.1278	0.320
C4	0.35x0.35	0.1225	239.2023	0.325
C5	0.25x0.50	0.125	168.4299	0.225
C6	0.45x0.50	0.225	268.4734	0.199
C7	0.30x0.65	0.195	329.3161	0.281
C8	0.30x0.30	0.09	38.63158	0.072
C9	0.45x0.45	0.2025	295.0012	0.243
C10	0.35x0.65	0.2275	128.5848	0.094
C11	1.35x0.20	0.27	271.2553	0.167
C12	0.60x0.35	0.21	339.0193	0.269
C13	0.30x0.60	0.18	318.6383	0.295
C14	0.35x0.35	0.1225	65.371	0.089
C15	0.25x0.50	0.125	243.4808	0.325
C16	0.25x0.50	0.125	213.926	0.285
C17	0.35x0.35	0.1225	244.9741	0.333

▪ Κριτήριο 4 – Κανονικότητα κάτοψης

Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, επομένως προσδιορίζεται ο λόγος των μηκών των πλευρών του κτιρίου ως εξής: $L_{max}/L_{min}=15,20/10=1,52 < 4$, άρα το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη με αντίστοιχο βαθμό: $B_4=5$.

▪ Κριτήριο 5 – Κανονικότητα σε κάτοψη-στρέψη

Υπολογίστηκαν οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση e_x και e_y του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας και οι ζητούμενες ανηγμένες τιμές του e_x και e_y . Πιο συγκεκριμένα το Κέντρο Μάζας αντιστοιχεί στο σημείο $X_{CM}= 5,61$ m. και $Y_{CM}= 7,41$ m. ενώ στο κέντρο δυσκαμψίας το σημείο $X_{CR}= 6,26$ m. και $Y_{CR}= 7,69$ m. Επομένως οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση είναι $e_x= 0,64$ m. και $e_y= 0,29$ m. και οι αντίστοιχες ανηγμένες τιμές του: $e_x=0,0654$ m. και $e_y= 0,019$ m. Η ανηγμένη τιμή της εκκεντρότητας κατά y είναι μικρότερη από 0,05 οπότε το κτίριο θεωρείται πρακτικώς συμμετρικό κατά y , χωρίς στρεπτική απόκριση και έτσι ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με $B_{5,y}=4$. Κατά τη διεύθυνση x η ανηγμένη τιμή της εκκεντρότητας είναι μεν μεγαλύτερη από 0,05 αλλά μικρότερη από 0,30. Επομένως ο βαθμός επικινδυνότητας λαμβάνεται ίσος με: $B_{5,x}=4$.

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	17.63	17.63	105659.10	105659.10	18490.34	18490.34
C2	457.69	14.67	37869.65	363812.43	147691.65	45476.55
C3	1533.52	30.92	174828.13	1679567.67	1083934.40	209945.96
C4	2084.87	37.71	401380.88	401380.88	3883359.98	70241.65
C5	21.69	763.46	678253.86	115804.72	84781.73	509540.78
C6	1085.65	1119.79	836000.70	634459.60	3323102.80	2601284.37
C7	3043.51	1388.40	2068104.68	270568.95	20060615.40	1197267.58
C8	89.74	435.38	55459.13	55459.13	74869.83	363257.33
C9	1565.95	1796.43	741760.45	741760.45	4283666.60	4914162.98
C10	27.39	1730.44	763453.39	147279.87	114518.01	1395476.77
C11	1221.58	2248.68	40564.62	8908233.57	203837.24	82401160.55
C12	1883.08	3049.94	426298.25	1740994.87	2493844.75	16495926.38
C13	2892.10	2817.56	1704079.53	278665.35	16529571.40	2633387.53
C14	18.10	1481.67	112771.59	112771.59	19735.03	1615453.06
C15	706.48	3342.86	985484.93	168261.20	3030366.17	2448200.46
C16	1380.35	3070.88	867128.21	148053.03	5788080.81	2198587.54
C17	2019.85	3115.89	410963.70	410963.70	3976073.82	6133633.26

▪ **Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε τομή/όψη**

Δεν υπάρχουν εσοχές και τα εμβαδά των ορόφων είναι ίσα. Άρα ο βαθμός επικινδυνότητας είναι ίσος με: $B_6=5$.

▪ **Κριτήριο 7 – Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – μαλακός όροφος**

Υπολογίστηκε διαφορά της συνολικής δυσκαμψίας ανά όροφο και ανά διεύθυνση όπως φαίνεται στον πίνακα 3.4. Σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του κριτηρίου όταν $\Delta K > 50\%$ τότε έχουμε Βαθμό 1 και όταν $\Delta K < 20\%$ έχουμε βαθμό 5. Άρα με βάση τους υπολογισμούς για τη διεύθυνση X λαμβάνεται $B_{7,x}=1$ και για τη διεύθυνση Y $B_{7,y}=1$.

Πίνακας 3-4: Διαφορά συνολικής δυσκαμψίας ανά όροφο και ανά διεύθυνση

	ΔK_x (%)	ΔK_y (%)
1ος-2ος	12.82	18.58
2ος-3ος	34.32	38.30
3ος-4ος	61.13	53.68

▪ Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Με βάση τα κατακόρυφα φορτία υπολογίζουμε το βάρος του κάθε ορόφου. Η μάζα προκύπτει διαιρώντας το βάρος αυτό με την επιτάχυνση της βαρύτητας $a_g=9.81\text{m/s}^2$. Στον πίνακα 3.5 φαίνονται οι διαφορές μάζας καθ' ύψος. Το δώμα αγνοήθηκε ως 5^{ος} όροφος και προστέθηκε στη ως βάρος στον 4ο. Η διαφορά της μάζας σε όλους τους ορόφους είναι μικρότερη του 20% άρα λαμβάνεται βαθμός $B_8=5$.

Πίνακας 3-5: Βάρος και Μάζα κάθε ορόφου

Όροφος	Βάρος W (kN)	Μάζα (tn)	ΔΜ%
1ος	881.91	90	-1.51
2ος	895.47	91	1.69
3ος	880.38	90	-4.01
4ος	915.72	93	

▪ Κριτήριο 9 – Κοντά υποστυλώματα

Εξετάζεται σε κάθε όροφο εάν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα τα οποία μπορεί να εμφανίσουν ψαθυρή αστοχία. Για κάθε όροφο και κάθε στύλο υπολογίζονται ο λόγος l_d/h και για τις δύο διευθύνσεις. Σε κάθε υποστυλώμα αποδίδεται ένας βαθμός β_i σύμφωνα με τον παραπάνω λόγο. Η συμβολή του κάθε υποστυλώματος στη συνολική σεισμική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη μέσω των αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας. Στην προκειμένη περίπτωση υπολογίστηκαν: $B_{9,x}= 3,55$ και $B_{9,y}= 3,71$.

▪ Κριτήριο 10 – Κατακόρυφες ασυνέχειες

Στο συγκεκριμένο κριτήριο εντοπίζεται μόνο εκκεντρότητα καθ' ύψος του άξονα των κατακόρυφων στοιχείων. Βρέθηκε $e_x/b_x=0.077$ και $e_y/b_y=0.127$, επομένως και στις δύο διευθύνσεις $0,05 < e/b < 0,15$ ο βαθμός που λαμβάνεται είναι ίσος με: $B_{10}=4$.

▪ Κριτήριο 11 – Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων

Στο κτίριο περιμετρικά υπάρχουν δομικά πλαίσια, ωστόσο στο κέντρο εμφανίζονται ατάκτως τοποθετημένα υποστυλώματα. Σε αυτή τη περίπτωση επιλέγεται: $B_{11}=3$.

▪ Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτίρια

Στη διεύθυνση x υπάρχουν όμορα κτήρια με επαρκή αρμό και ανισοσταθμία πλακών. Στη διεύθυνση Y το κτίριο είναι ελεύθερο. Επομένως και για τις δύο διευθύνσεις ο βαθμός είναι $B_{12}=5$.

▪ Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες - τραυματισμοί

Το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση, με λίγους τραυματισμούς και υγρασίες. Παρατηρήθηκαν κάποιες ρωγμές στο σκυρόδεμα αλλά όχι σε κύρια μέλη (δοκοί, υποστυλώματα, κόμβοι). Λαμβάνουμε για το συγκεκριμένο κριτήριο βαθμό $B_{13}=4$.

Πίνακας 3-6: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

	Περιγραφή κτιρίου	Βαθμός Επιβάρυνσης		Συντελεστής βαρύτητας σ_i
		Διεύθυνση		
		x	y	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0.1
2	Οξειδωση οπλισμών	5	5	0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου	5	5	0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας	4	5	0.1
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη	5	5	0.05
7	Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος	1	1	0.15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος	5	5	0.05
9	Κοντά υποστυλώματα	3.55	3.71	0.15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	4	4	0.05
11	Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	3	3	0.05
12	Γειτονικά κτίρια	4	5	0.05
13	Κακοτεχνίες	4	4	0.05

Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου χρησιμοποιείται η σχέση: $\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5}$ και για κάθε διεύθυνση προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

- Για τη διεύθυνση x : $\beta_x = 0,77$
- Για τη διεύθυνση y : $\beta_y = 0,80$

Στο πίνακα 3-7 παρουσιάζονται οι τέμνουσες αντοχής για τη διεύθυνση X και Y όπως υπολογίστηκαν από τις σχέσεις 1.1-1.7

Πίνακας 3-7: Τέμνουσες Αντοχής κατακόρυφων μελών

Μέλος	Vrd,s (x)	Vrd,s (y)	V _{m,x}	V _{m,y}	V _{ri,x}	V _{ri,y}
C1	32.59	32.59	20.58	20.58	20.58	20.58
C2	59.06	21.87	97.20	25.50	59.06	21.87
C3	116.46	43.13	100.80	27.00	100.80	27.00
C4	57.20	57.20	38.59	38.59	38.59	38.59
C5	31.98	70.59	18.75	60.00	18.75	60.00
C6	78.14	87.31	43.33	64.88	43.33	64.88
C7	58.76	138.16	37.44	91.26	37.44	91.26
C8	24.57	24.57	15.07	15.07	15.07	15.07
C9	82.28	82.28	52.56	52.56	52.56	52.56
C10	41.92	83.15	23.89	82.81	23.89	82.81
C11	262.37	31.52	174.96	30.24	174.96	30.24
C12	123.31	67.72	70.33	46.49	70.33	46.49
C13	57.51	124.13	45.36	129.60	45.36	124.13
C14	33.18	33.18	27.44	27.44	27.44	27.44
C15	38.97	86.03	21.25	65.00	21.25	65.00
C16	36.21	79.95	26.25	55.00	26.25	55.00
C17	58.00	58.00	37.73	37.73	37.73	37.73

Μέσω της σχέσης 1-3 υπολογίζεται η τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου V_{R0} και από τον πίνακα 1-5 επιλέγεται ο μειωτικός συντελεστής $\alpha_1=0,8$ καθώς δεν υπάρχουν τοιχώματα ή κοντά υποστυλώματα στο κτίριο. Τελικά βρίσκουμε:

- Για τη διεύθυνση x : $V_{R0,x}=813,38\text{kN}$
- Για τη διεύθυνση y : $V_{R0,y}= 860,66\text{kN}$

Λαμβάνοντας υπόψη και την αρνητική επιρροή των 13 κριτηρίων της μεθόδου του Σ. Δρίτσου καταλήγουμε τελικά ότι η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου όπως υπολογίζεται από τη σχέση 1-4 είναι:

- Για τη διεύθυνση x : $V_{R,x}=498,80\text{kN}$
- Για τη διεύθυνση y : $V_{R,y}= 551,71\text{kN}$

Επόμενο βήμα είναι ο προσδιορισμός της σεισμικής απαίτησης V_{req} μέσω της σχέσης 1-1. Ο υπολογισμός της τιμής του δείκτη συμπεριφοράς έγινε από τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ για κτίριο κατασκευασμένο πριν το 1985 με δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων και χωρίς ουσιαστικής βλάβης σε πρωτεύοντα στοιχεία. Άρα, $q=1,3$ και στις δύο διευθύνσεις. Από την ιδιομορφική ανάλυση βρήκαμε τις τιμές της ιδιοπεριόδου κατά X και κατά Y αντίστοιχα ίσες με $T_x=0,48\text{ sec.}$ και $T_y=0,44\text{sec.}$ Σύμφωνα με τη σχέση του Σ.5.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου ίση με $0,47\text{sec.}$ Σύμφωνα με τη σχέση 4.7 του EC8-1 η εμπειρική ιδιοπερίοδος του κτιρίου βρίσκεται ίση με $0,31\text{sec.}$ Εφόσον $T_B < T < T_C$ και $q_x=q_y$ τότε και για τις δύο διευθύνσεις έχουμε:

$$S_d = a_g S \left(\frac{2.5}{q} \right) = 0.16 * 9.81 * \left(\frac{2.5}{1.3} \right) = 3.62 \text{ m/s}^2 \quad (3-1)$$

Και τελικά:

$$V_{req} = S_d * M = 3.62 \text{ m/s}^2 * 364t = 1318.46 \text{ kN} \quad (3-2)$$

Τελικά υπολογίζεται ο δείκτης προστασίας ελέγχου λ για κάθε διεύθυνση σύμφωνα με τις σχέση 1-10:

- Για τη διεύθυνση x : $\lambda_x = 2,64$
- Για τη διεύθυνση y : $\lambda_y = 2,39$

3.4 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος - Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα

Για την εφαρμογή της μεθόδου ταχείας αποτίμησης έγινε χρήση υπολογιστικού φύλλου του Excel όπου εισήχθησαν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά κάθε κατακόρυφου στοιχείου, οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα καθώς και το αξονικό φορτίο κάθε μέλους. Για την πλειοψηφία των υποστυλωμάτων βρέθηκε ότι η καμπτική διαρροή V_{mu} είναι μικρότερη της διατμητικής αντοχής V_R και επομένως αστόχησαν ψαθυρά. Σύμφωνα με τις σχέσεις που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 1.3.2 βρέθηκαν για κάθε διεύθυνση της σεισμικής δράσης οι τελικές τιμές της ροπής διαρροής και της διατμητικής αντοχής τους. Στους πίνακες 3-8 και 3-9 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της μεθόδου.

Πίνακας 3-8: Τέμνουσες Αντοχής κατακόρυφων μελών κατά Χ (kN)

	M_y	V_R	$M_y/(L_k/2)$	$\min V_{r,x}$
C1	34.7004	43.5066	34.7004	34.7004
C2	55.7586	72.1449	51.8685	51.8685
C3	80.1418	74.5505	74.5505	74.5505
C4	43.9826	43.9826	43.9826	43.9826
C5	27.0704	27.0704	27.0704	27.0704
C6	73.0166	67.9224	67.9224	67.9224
C7	41.4487	41.4487	41.4487	41.4487
C8	18.9829	29.1428	17.6586	17.6586
C9	73.6218	68.4854	68.4854	68.4854
C10	54.0836	54.0836	54.0836	54.0836
C11	198.433	198.433	198.433	198.433
C12	26.5436	24.6917	24.6917	24.6917
C13	41.1688	41.1688	41.1688	41.1688
C14	35.2375	43.5416	35.2375	35.2375
C15	31.5048	29.3068	29.3068	29.3068
C16	31.5031	29.3052	29.3052	29.3052
C17	45.4634	42.2915	42.2915	42.2915

Πίνακας 3-9: Τέμνουσες Αντοχής κατακόρυφων μελών κατά Y (kN)

	M_y	V_R	$M_y/(L_k/2)$	$\min V_{r,y}$
C1	34.7004	43.5066	34.7004	34.7004
C2	23.7895	26.3185	22.1298	22.1298
C3	28.3094	26.3343	26.3343	26.3343
C4	43.9826	43.9826	43.9826	43.9826
C5	61.2792	61.2792	61.2792	61.2792
C6	80.3497	74.7439	74.7439	74.7439
C7	90.7594	90.7594	90.7594	90.7594
C8	18.9829	29.1428	17.6586	17.6586
C9	73.6218	68.4854	68.4854	68.4854
C10	97.6486	97.6486	97.6486	97.6486
C11	24.1698	24.1698	24.1698	24.1698
C12	55.4638	51.5942	51.5942	51.5942
C13	84.5007	84.5007	84.5007	84.5007
C14	35.2375	43.5416	35.2375	35.2375
C15	64.3725	59.8814	59.8814	59.8814
C16	64.7874	60.2673	60.2673	60.2673
C17	45.4634	42.2915	42.2915	42.2915

Η συνολική σεισμική αντίσταση του κτιρίου υπολογίζεται τελικά:

- Για τη διεύθυνση x : $V_{R,x} = 882,21$ kN
- Για τη διεύθυνση y : $V_{R,y} = 895,67$ kN

3.5 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κατά τον τριτοβάθμιο έλεγχο γίνεται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της υπό μελέτη κατασκευής κατά τη διαδικασία που ορίζει ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και στη παρούσα εργασία έγινε χρήση του λογισμικού SeismoBuild [5]. Ο έλεγχος έγινε για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων και για τις δύο διευθύνσεις φόρτισης, Χ και Υ. Εξετάστηκαν οι δύο στάθμες επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες-B2» και «Οιονεί Κατλαρρευση-Γ1». Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρήθηκε «Ικανοποιητική». Για λόγους σύγκρισης έγιναν δύο αναλύσεις. Στην πρώτη λήφθηκε υπόψη μόνο το βάρος της τοιχοποιίας ενώ στη δεύτερη εκτός από το βάρος λήφθηκε υπόψη και η δυσκαμψία που παρέχουν οι τοιχοπληρώσεις. Για την αποτίμηση έγινε έλεγχος σε όλα τα μέλη της ικανότητας διαθέσιμης στροφής χορδής και της αντοχής σε τέμνουσα. [13]

3.5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

Προτού εφαρμοστεί η Ανελαστική Στατική Ανάλυση πραγματοποιήθηκε Ιδιομορφική Ανάλυση. Μέσω αυτής βρίσκονται οι δεσπόζουσες ιδιομορφές και οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής σε κάθε διεύθυνση. Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα για τους δύο φορείς, αρχικά χωρίς την τοιχοποιία και στη συνέχεια με τη συμβολή της τοιχοποιίας.

Πίνακας 3-10: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης χωρίς τοιχοποιία

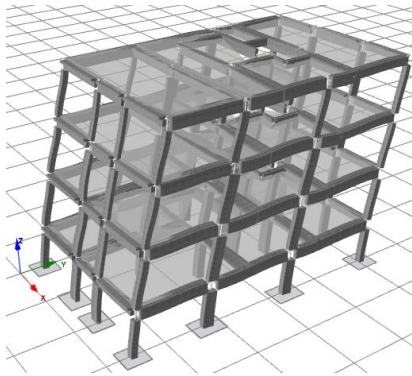
Mode	Period (s)	Individual modal mass U_x (%)	Individual modal mass U_y (%)	Individual modal mass R_z (%)
1	0.4812	0.01	74.47	0.01
2	0.4425	73.66	0.00	3.96
3	0.3800	4.13	0.00	72.68

Πίνακας 3-11: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης με τοιχοποιία

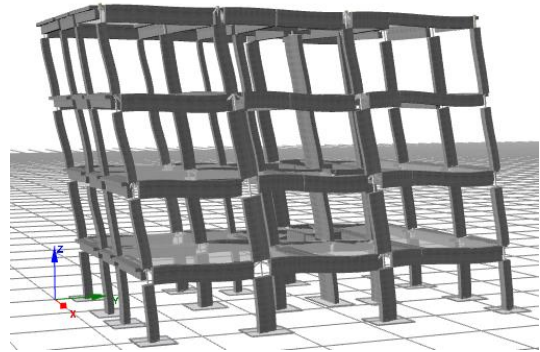
Mode	Period (s)	Individual modal mass U_x (%)	Individual modal mass U_y (%)	Individual modal mass R_z (%)
1	0.4900	75.43	0.00	0.23
2	0.3445	0.20	10.02	68.74
3	0.3224	0.04	69.46	9.50

Παρατηρούμε ότι στο μοντέλο που προστέθηκαν οι τοιχοποιίες κατά τη Υ διεύθυνση το κτίριο απέκτησε μεγαλύτερη δυσκαμψία με αποτέλεσμα η ιδιοπερίοδος σε αυτή τη διεύθυνση να μειώθηκε αισθητά, επηρεάζοντας αντίστοιχα και τη στροφική ιδιομορφή και την αντίστοιχη ιδιοπερίοδο η οποία επίσης μειώθηκε.

Ιδιομορφική Ανάλυση χωρίς τοιχοποιία

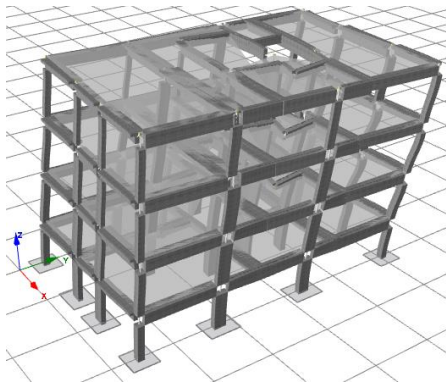


(α)

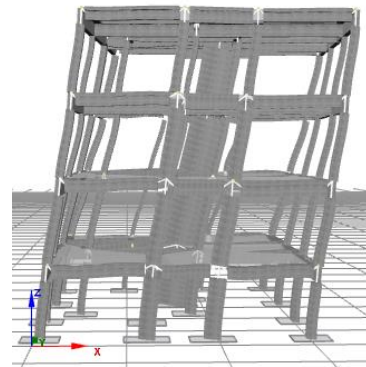


(β)

Εικόνα 3-1: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα – 1^η Ιδιομορφή, μεταφορική κατά Y (T=0.48sec)

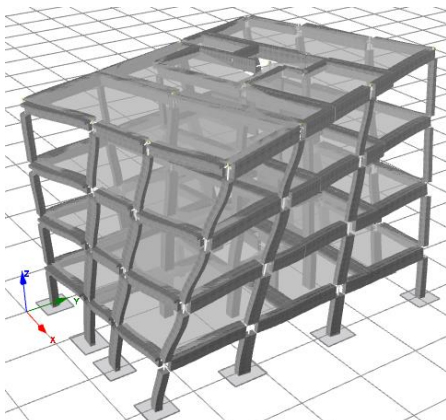


(α)

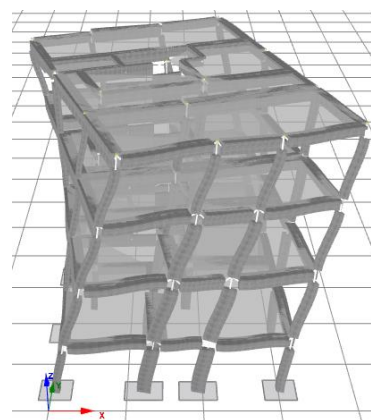


(β)

Εικόνα 3-2: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα – 2^η Ιδιομορφή, μεταφορική κατά X (T=0.44sec)



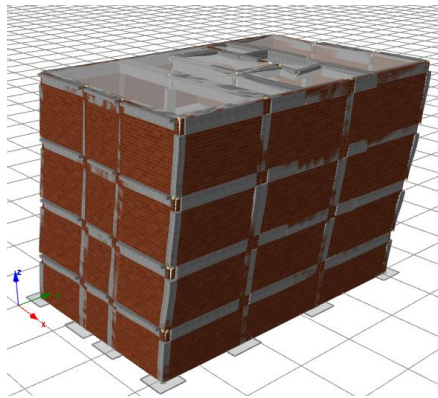
(α)



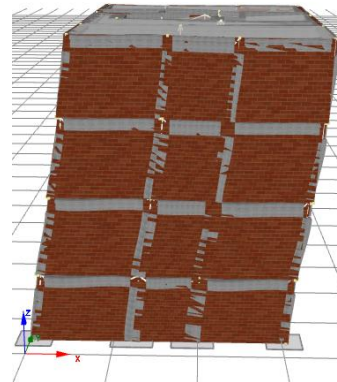
(β)

Εικόνα 3-3: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα – 3^η Ιδιομορφή, στρωφική (T=0.38sec)

Ιδιομορφική Ανάλυση με τοιχοποιία

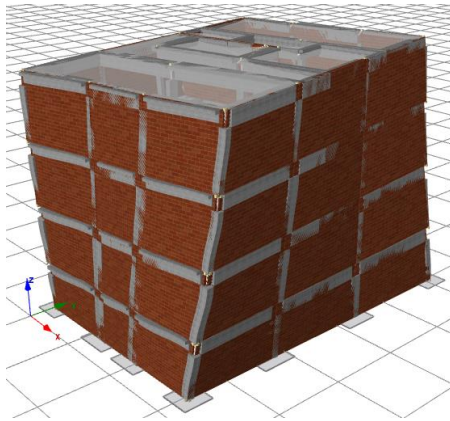


(a)

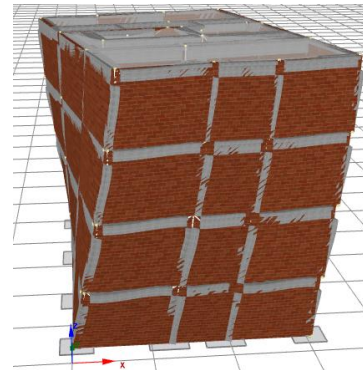


(β)

Εικόνα 3-4: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα – 1^η Ιδιομορφή, μεταφορική κατά Χ (T=0.49sec)

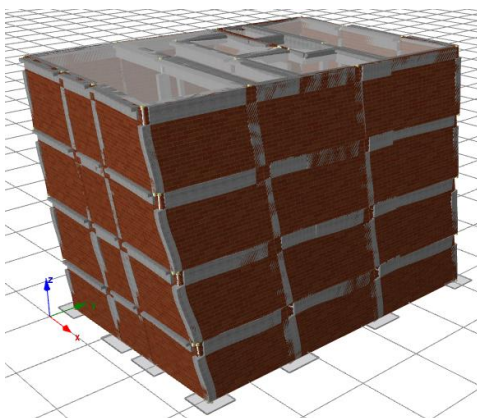


(a)

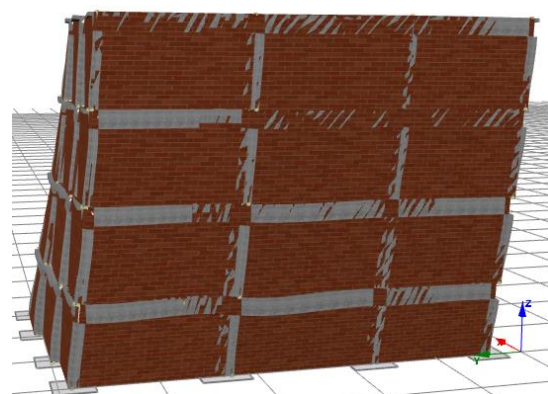


(β)

Εικόνα 3-5: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα – 2^η Ιδιομορφή, κυρίως στρωφική (T=0.34sec)



(a)



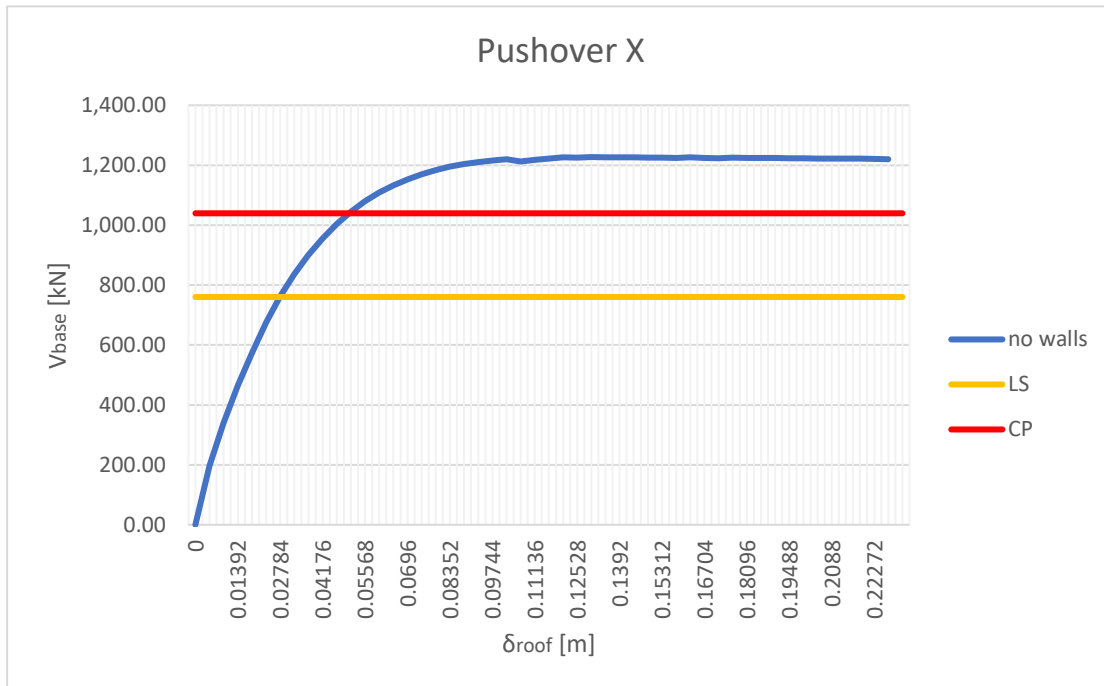
(β)

Εικόνα 3-6: Τρισδιάστατο προσομοίωμα του φορέα – 3^η Ιδιομορφή, κυρίως μεταφορική κατά Υ (T=0.32sec)

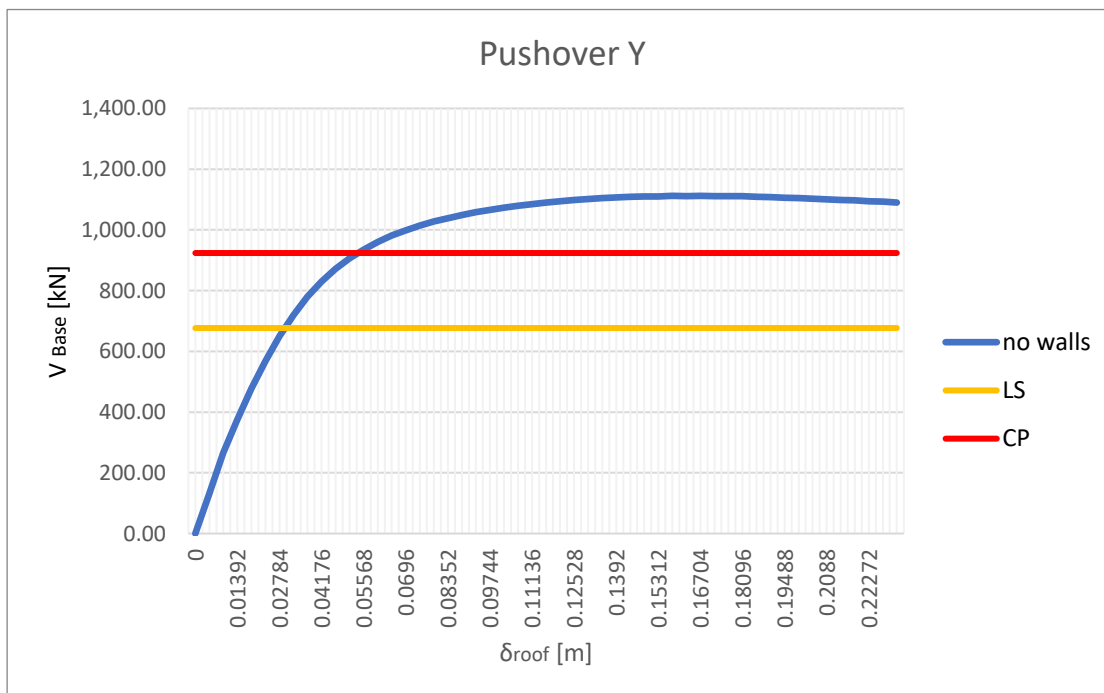
3.5.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)

Για τη διεξαγωγή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης ορίστηκε η εδαφική επιτάχυνση ίση με 0,16g (Νέα Χαλκηδόνα, Αττικής) και η κατηγορία εδάφους Β [8]. Από την ανάλυση προκύπτουν οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις όπως φαίνονται στα παρακάτω σχήματα. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι στροφής χορδής και ο έλεγχος σε τέμνουσα σε όλα τα μέλη για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (Β2, Γ1) και κάθε διεύθυνση (Χ,Υ).

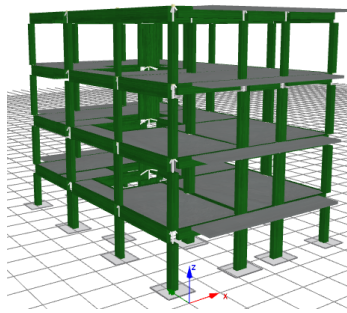
Ανελαστική Στατική Ανάλυση χωρίς τοιχοποιία



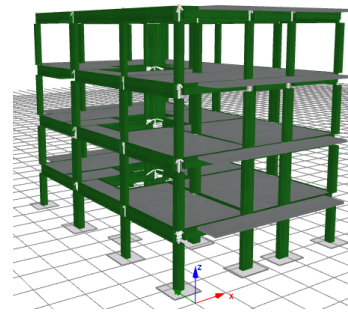
Σχήμα 3-1: Καμπύλη Ικανότητας κατά τη διεύθυνση Χ – προσομοίωμα χωρίς τοιχοποιία



Σχήμα 3-2: Καμπύλη Ικανότητας κατά τη διεύθυνση Υ – προσομοίωμα χωρίς τοιχοποιία

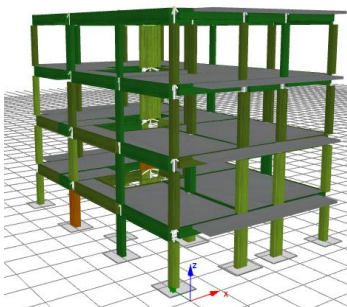


(α)

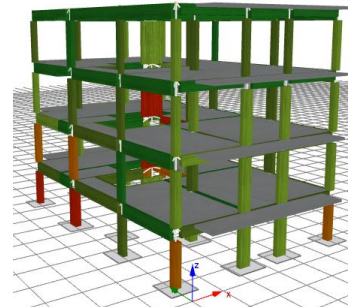


(β)

Εικόνα 3-7: Έλεγχος Στροφής Χορδής για διεύθυνση X (α) για στάθμη Β1 (β) για στάθμη Γ1

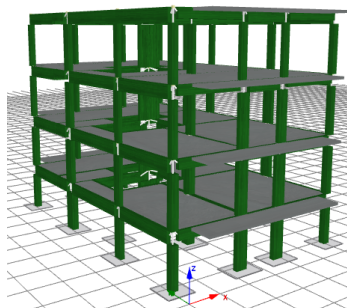


(α)

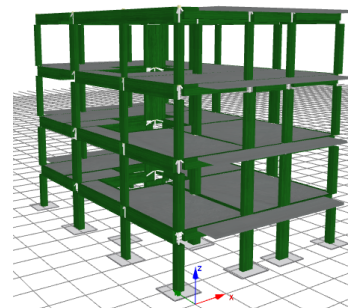


(β)

Εικόνα 3-8: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμη κατά X για (α) για στάθμη Β1 (β) για στάθμη Γ1

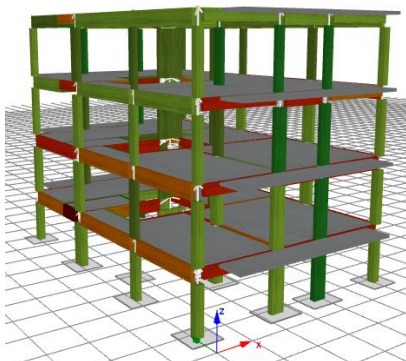


(α)

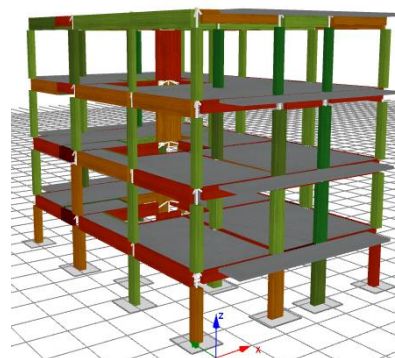


(β)

Εικόνα 3-9: Έλεγχος Στροφής Χορδής για διεύθυνση Y (α) για στάθμη Β1 (β) για στάθμη Γ1



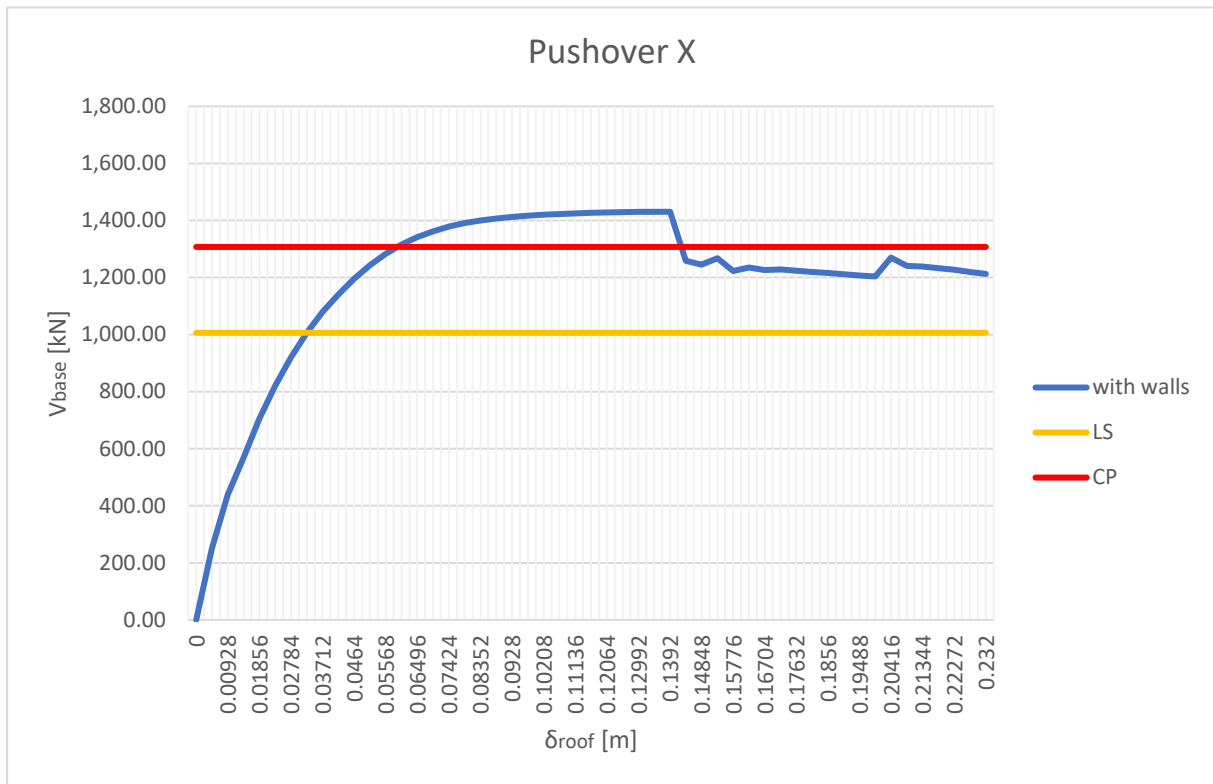
(α)



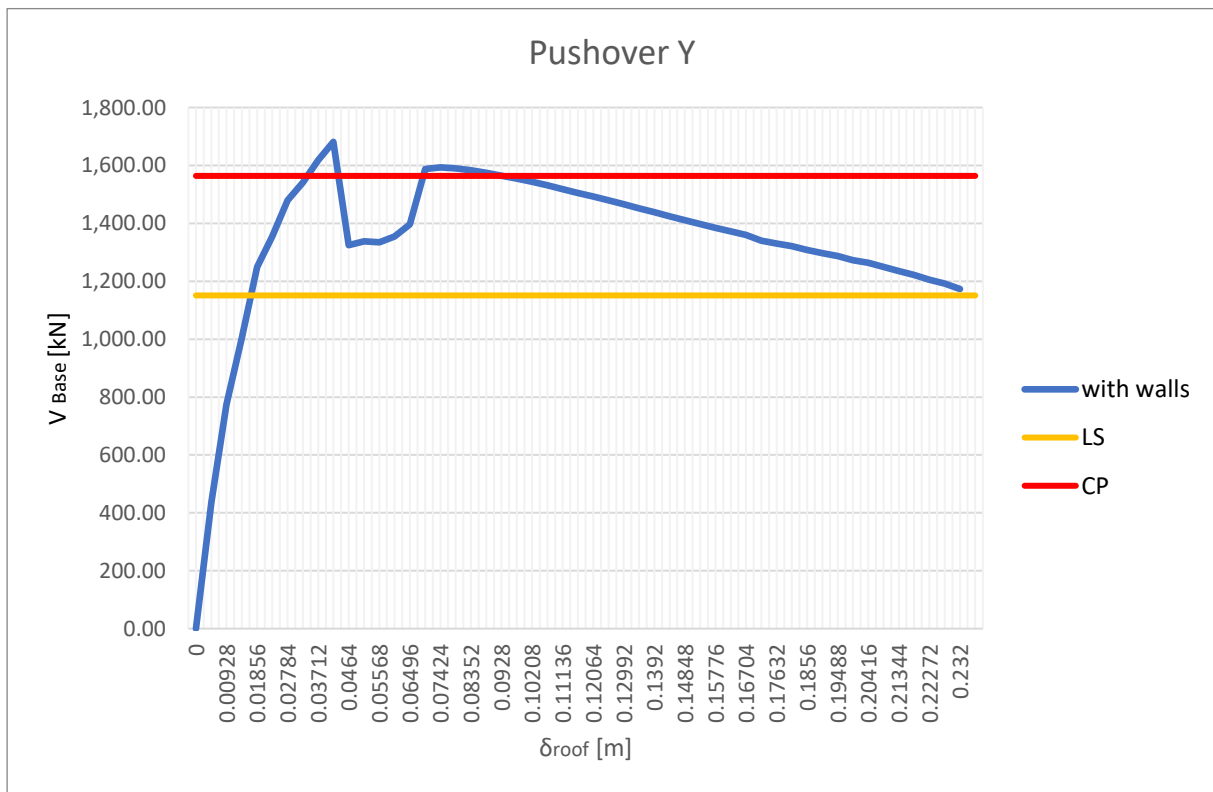
(β)

Εικόνα 3-10: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμη κατά Y (α) για στάθμη Β1 (β) για στάθμη Γ1

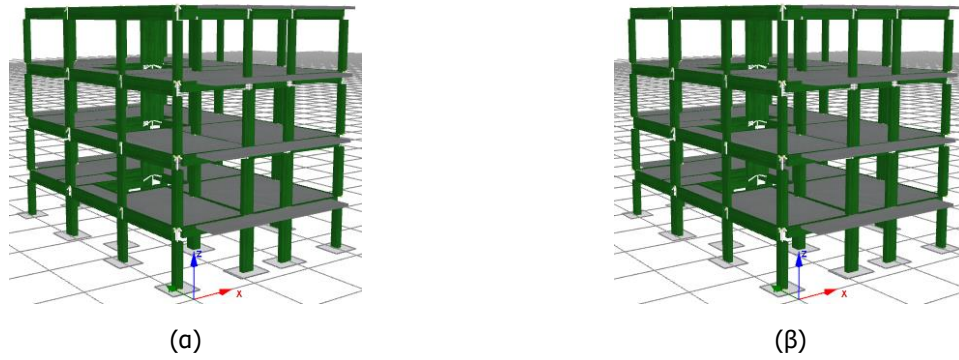
Ανελαστική Στατική Ανάλυση με τοιχοποιία



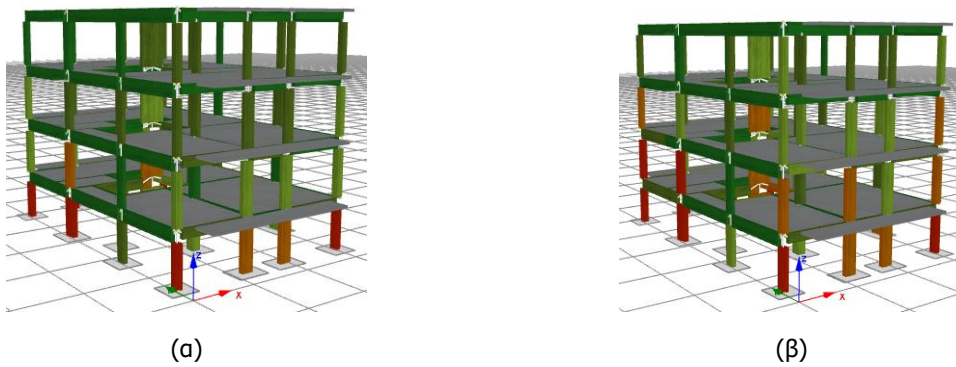
Σχήμα 3-3: Καμπύλη Ικανότητας κατά τη διεύθυνση X – προσομοίωμα με τοιχοποιία



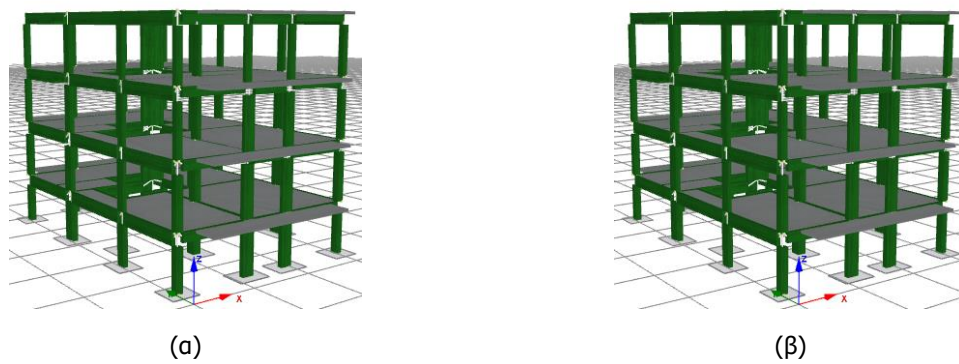
Σχήμα 3-4: Καμπύλη Ικανότητας κατά τη διεύθυνση Y – προσομοίωμα με τοιχοποιία



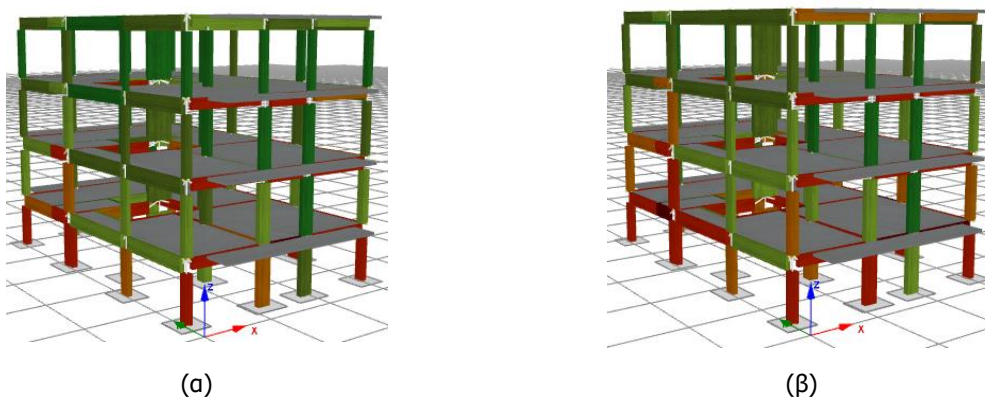
Εικόνα 3-11: Έλεγχος Στροφής Χορδής για διεύθυνση X (α) για στάθμη Β1 (β) για στάθμη Γ1



Εικόνα 3-12: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμη κατά X για (α) για στάθμη Β1 (β) για στάθμη Γ1

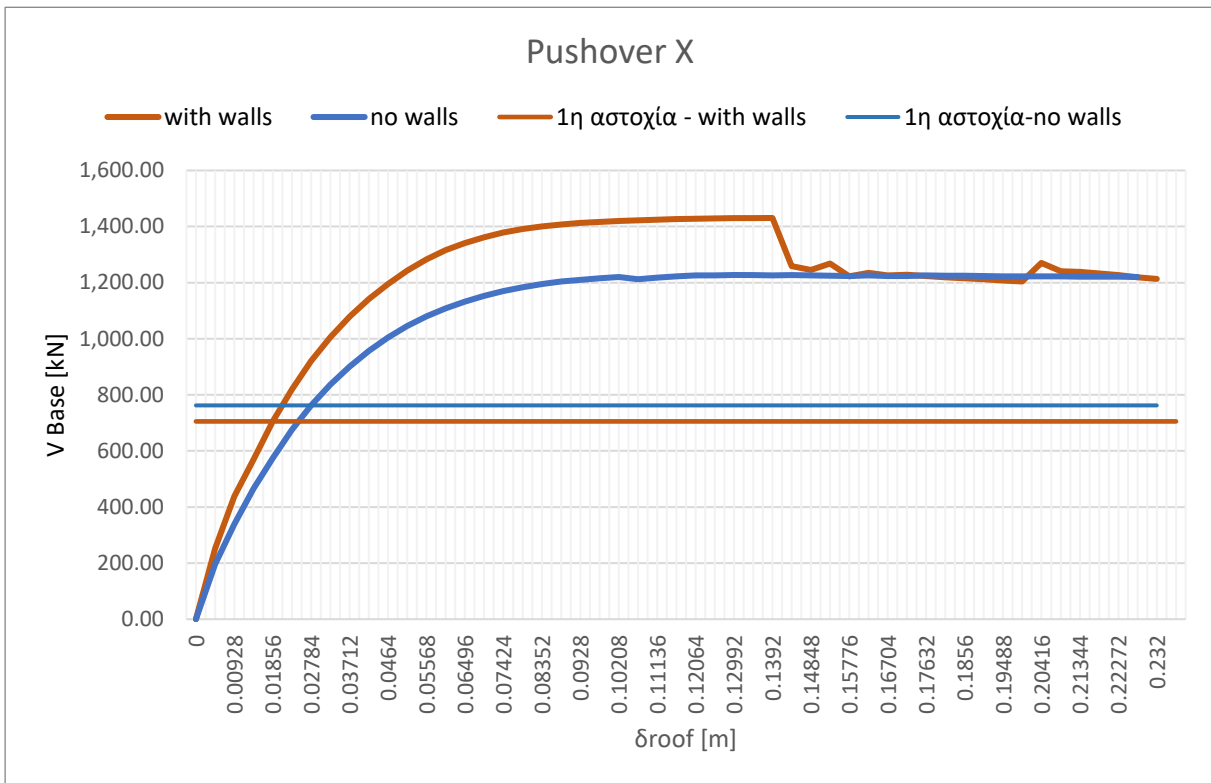


Εικόνα 3-13: Έλεγχος Στροφής Χορδής για διεύθυνση Y (α) για στάθμη Β1 (β) για στάθμη Γ1

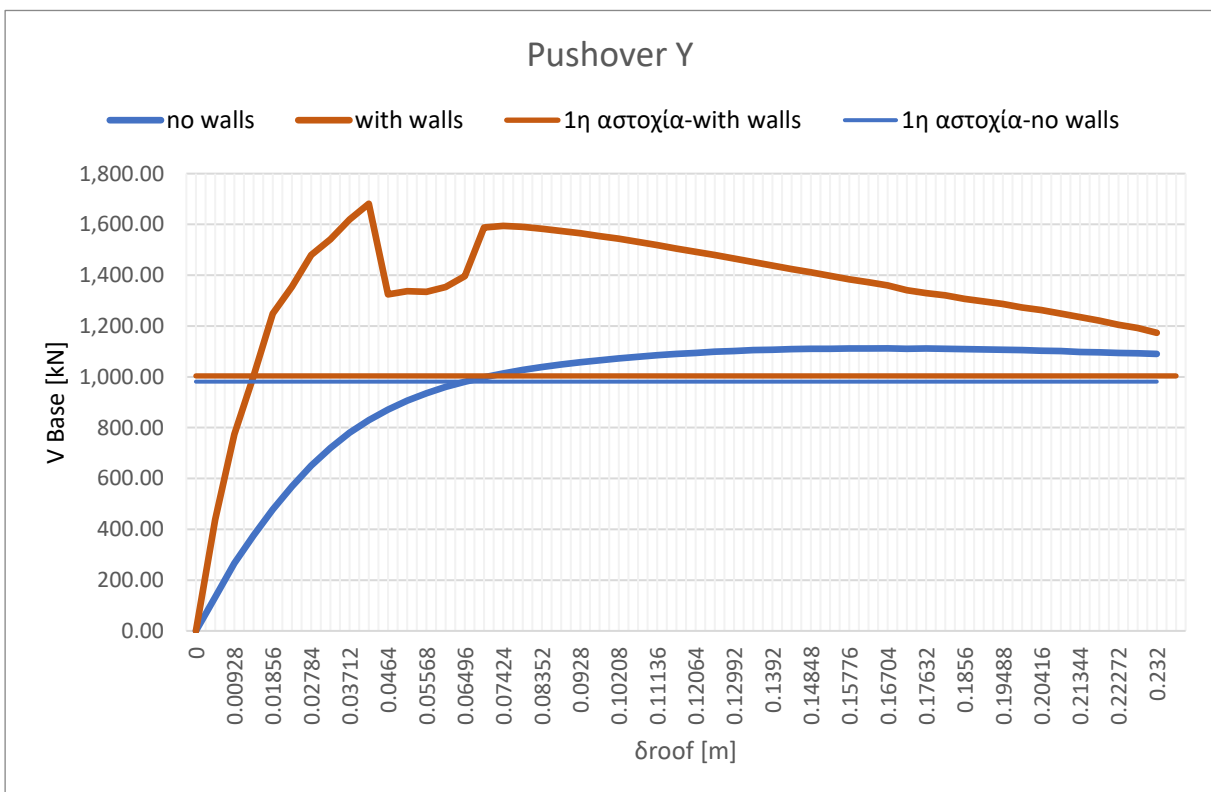


Εικόνα 3-14: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμη κατά Y (α) για στάθμη Β1 (β) για στάθμη Γ1

3.5.3 Σύγκριση Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων



Σχήμα 3-5: Σύγκριση Ικανοτικών Καμπύλων στη διεύθυνση X για τον φορέα με τη συνεισφορά της δυσκαμψίας της τοιχοποιίας και χωρίς



Σχήμα 3-6: Σύγκριση Ικανοτικών Καμπύλων στη διεύθυνση Y για τον φορέα με τη συνεισφορά της δυσκαμψίας της τοιχοποιίας και χωρίς

Από τα παραπάνω γίνεται σαφές ότι και κατά τη διεύθυνση X και κατά τη διεύθυνση Y ο έλεγχος στροφής χορδής ικανοποιείται και για τις δύο στάθμες επιτελεσματικότητας που έχουμε ορίσει, για εδαφική επιτάχυνση 0.16g. Όμως δεν συμβαίνει το ίδιο και για την περίπτωση των διατμητικών δυνάμεων στις στάθμες αυτές. Αυτό δικαιολογείται λόγω της παλαιότητας της κατασκευής και της απουσίας εφαρμογής σεισμικών κανονισμών την εποχή που κατασκευάστηκε το κτίριο. Σημειώνεται ότι οι αστοχίες των δοκών δεν λαμβάνονται υπόψη καθώς το πρόγραμμα δεν συνυπολογίζει τους λοξούς θλιπτήρες οι οποίοι παραλαμβάνουν πολύ μεγάλο μέρος της τέμνουσας δύναμης των δοκών με αποτέλεσμα να δείχνει λανθασμένα αστοχίες. Στη συνέχεια διενεργείται μια διαδικασία εντοπισμού της εδαφικής επιτάχυνσης για την οποία ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι του Κανονισμού Επεμβάσεων. Η διαδικασία αυτή γίνεται μέσω δοκιμών μέσα από το SeismoBuild «τρέχοντας» το πρόγραμμα για διαφορετικές σεισμικές επιταχύνσεις, μειώνοντας κάθε φορά την τιμή της επιτάχυνσης ώστε να προσεγγίσει τελικά τη τιμή για την οποία δεν θα υπάρχουν αστοχίες. Ορίζονται τελικά οι νέες στάθμες επιτελεσματικότητας B2 και Γ1 σε κάθε διεύθυνση.

Μετά από δοκιμές βρέθηκε ότι για τη διεύθυνση X η πρώτη αστοχία εμφανίζεται στο υποστύλωμα-τοιχίο K11 του ισογείου για εδαφική επιτάχυνση $a_g=0.07g$. Στη διεύθυνση Y η πρώτη αστοχία εμφανίζεται στο υποστύλωμα K10 του ισογείου για εδαφική επιτάχυνση $a_g=0.105g$. Η πρώτες αστοχίες στο μοντέλο με την τοιχοποιία είναι $a_g=0.03g$ για τη διεύθυνση X και $a_g=0.036g$ για τη διεύθυνση Y.

Πίνακας 3-12: Αποτελέσματα διαδικασίας για τη διεύθυνση X, $a_g=0.07g$ (μοντέλο χωρίς τοιχοποιία)

	Σημαντικές Βλάβες, B2	Οιονεί Κατάρρευση, Γ1
V_{base} [kN]	532.864	843.844
δ_{roof} [m]	0.012	0.022

Πίνακας 3-13: Αποτελέσματα διαδικασίας για τη διεύθυνση Y, $a_g=0.105g$ (μοντέλο χωρίς τοιχοποιία)

	Σημαντικές Βλάβες, B2	Οιονεί Κατάρρευση, Γ1
V_{base} [kN]	672.48	1014.58
δ_{roof} [m]	0.02	0.036

Πίνακας 3-14: Αποτελέσματα διαδικασίας για τη διεύθυνση X, $a_g=0.03g$ (μοντέλο με τοιχοποιία)

	Σημαντικές Βλάβες, B2	Οιονεί Κατάρρευση, Γ1
V_{base} [kN]	379.10	603.53
δ_{roof} [m]	0.006	0.011

Πίνακας 3-15: Αποτελέσματα διαδικασίας για τη διεύθυνση Y, $a_g=0.036g$ (μοντέλο με τοιχοποιία)

	Σημαντικές Βλάβες, B2	Οιονεί Κατάρρευση, Γ1
V_{base} [kN]	364.65	635.23
δ_{roof} [m]	0.003	0.006

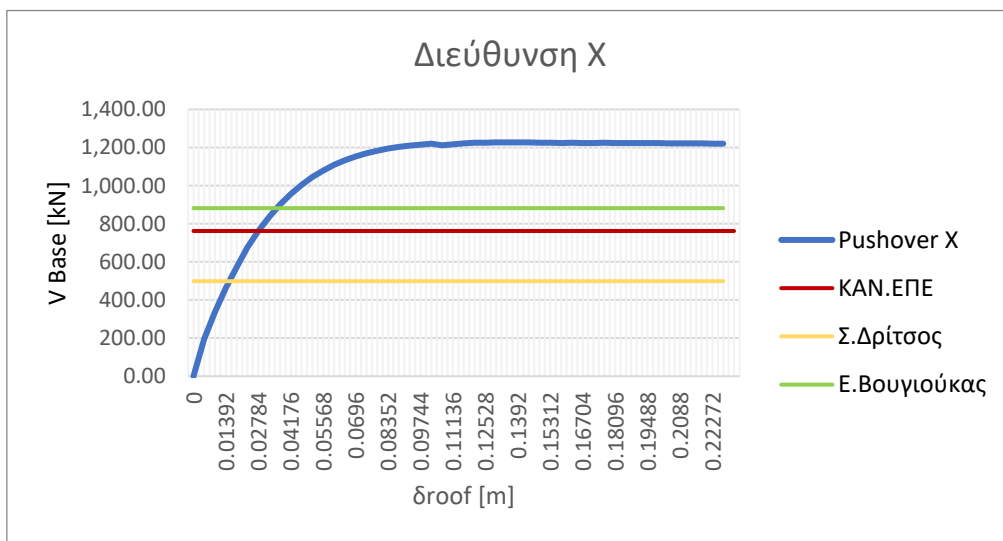
3.6 Συμπεράσματα – Σύγκριση Μεθόδων

Από την εφαρμογή του τριτοβάθμιου ελέγχου προέκυψε ότι οι αστοχίες και στις δύο διευθύνσεις X και Y, είναι ψαθυρής μορφής και προκύπτουν από διατμητική αστοχία. Παρατηρείται ακόμα ότι η πρώτη αστοχία για τα κατακόρυφα μέλη στο μοντέλο χωρίς την τοιχοποιία κατά τη διεύθυνση X προκύπτει για αρκετά μικρότερη εδαφική επιτάχυνση σε σχέση με τη διεύθυνση Y. Αντίθετα στο μοντέλο με την τοιχοποιία η πρώτη αστοχία και στις δύο διευθύνσεις προκύπτει για κοντινές εδαφικές επιταχύνσεις. Επίσης παρατηρούμε ότι η παρουσία της τοιχοποιίας δεν λειτούργησε ευνοϊκά για το κτίριο καθώς αύξησε τη δυσκαμψία χωρίς να αυξήσει ιδιαίτερα την αντοχή του κτιρίου σε καμία διεύθυνση. Η σύγκριση των δευτεροβάθμιων μεθόδων γίνεται με τα αποτελέσματα που πήραμε από το μοντέλο

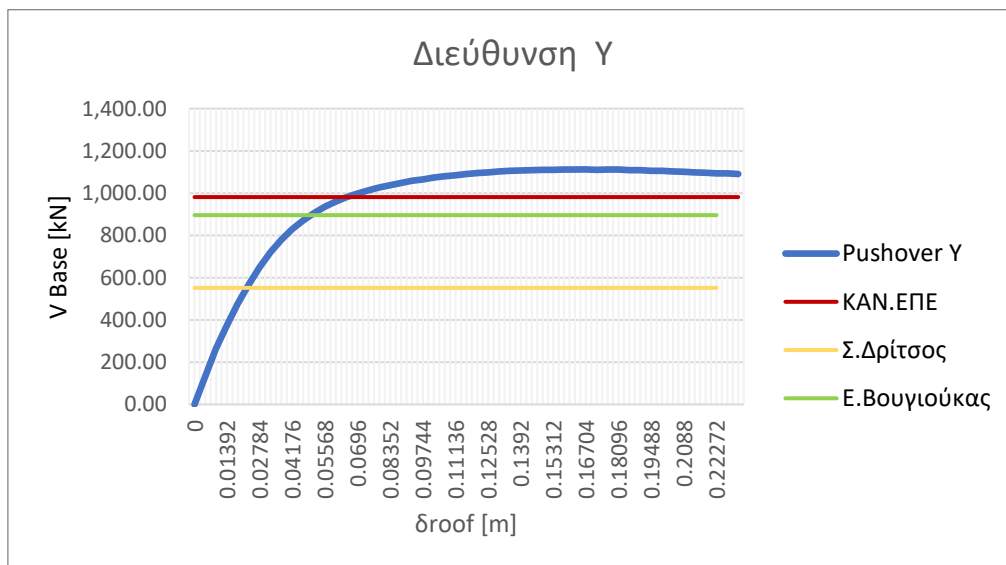
χωρίς την τοιχοποιία. Όπως φαίνεται και στον πίνακα 3-16 τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη μέθοδο Σ. Δρίτσου είναι αρκετά πιο συντηρητικά ενώ αντίθετα τα αποτελέσματα από τη μέθοδο του Ε. Βουγιούκα είναι εμφανώς κοντά στα αποτελέσματα του τριτοβάθμιου ελέγχου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων των τριών αυτών μεθόδων φαίνεται στα παρακάτω σχήματα που ακολουθούν και γίνεται σε όρους τέμνουσας βάσης.

Πίνακας 3-16: Αποτελέσματα σε όρους τέμνουσας βάσης και για τις τρεις μεθόδους

	X	Y
ΚΑΝ.ΕΠΕ.	762.35	981.21
Σ. Δρίτσος	498.8	551.71
Ε. Βουγιούκας	882.21	895.67



Σχήμα 3-7: Σύγκριση αποτελεσμάτων μεθόδων σε όρους τέμνουσας βάσης για τη διεύθυνση X



Σχήμα 3-8: Σύγκριση αποτελεσμάτων μεθόδων σε όρους τέμνουσας βάσης για τη διεύθυνση Y

4 ΟΙΚΟΝΟΜΟΤΕΧΝΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας

Τα αποτελέσματα της Pushover χρησιμοποιήθηκαν για τη δημιουργία την καμπύλης ικανότητας μέσω του προγράμματος SPO2FRAG [6]. Μέσω του SPO2FRAG λαμβάνονται υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και έτσι γίνεται μια ακριβέστερη προσέγγιση της σεισμικής δράσης και των σταθμών επιτελεστικότητας. Έτσι δίνεται η δυνατότητα η ανελαστική στατική ανάλυση να μεταφραστεί σε μια δυναμική ανάλυση. Το πρόγραμμα αυτό χρησιμοποιεί τη θεώρηση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή και μέσω του αλγορίθμου SPO2IDA δημιουργεί τις καμπύλες αυξανόμενης δυναμικής ανάλυσης (IDA) του 16^{ου}, 50^{ου} και 84^{ου} ποσοστιμορίου οι οποίες λαμβάνουν υπόψη τη διάμεσο της σχέσης σχετικής στροφής ορόφων (drifts) με τη φασματική επιτάχυνση και τις τιμές που παίρνει η σχέση αυτή στο διάστημα 16% με 84%. Στη συνέχεια μετατρέπονται σε αντίστοιχες για πολυβάθμιο ταλαντωτή και σχηματίζονται οι καμπύλες τρωτότητας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, όπου αποδίδουν την πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης.

Οι καμπύλες τρωτότητας περιγράφουν την πιθανότητα υπέρβασης οριακών καταστάσεων μιας κατασκευής για δεδομένο μέτρο έντασης. Αποτελούν μια βασική συνιστώσα για τον υπολογισμό του κόστους της κατασκευής.

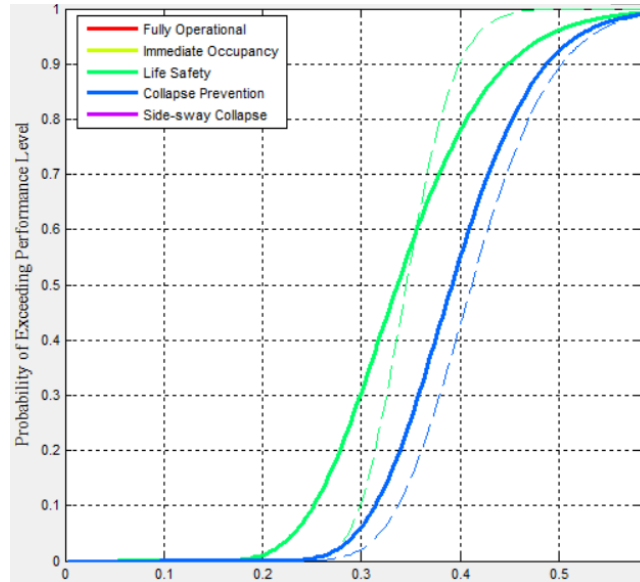
Στον πίνακα 4-1 παρουσιάζονται οι μέγιστες στροφές ορόφου για τις δύο στάθμες που εξετάζουμε για τη διεύθυνση Χ. Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης παρουσιάζονται στον πίνακα 4-2 όπου φαίνονται οι μέσες τιμές και οι τυπικές αποκλίσεις ενώ στο σχήμα 4-1 εμφανίζονται οι καμπύλες τρωτότητας για τη διεύθυνση Χ.

Πίνακας 4-1: Μέγιστη στρόφη ορόφου για την πρώτη διαμητική αστοχία κατακόρυφου στοιχείου στη διεύθυνση Χ

	Χ
Β2	0,21%
Γ1	0,28%

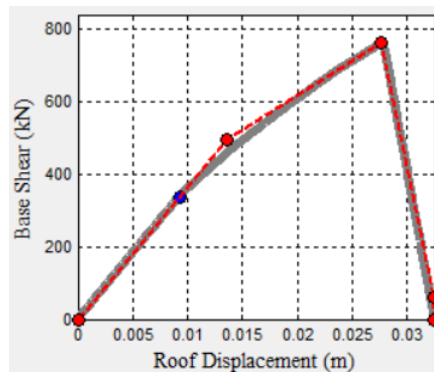
Πίνακας 4-2: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση για τη στάθμη B2-Γ1

	B2	Γ1
Μέση $S_a(T)$ [g]	0.3454	0.4116
Τυπική Απόκλιση	0.1134	0.1559



Σχήμα 4-1: Καμπύλες Τρωτότητας για την 1^η αστοχία κατακόρυφου μέλους - διεύθυνση X για στάθμες επιτελεστικότητας LS και CP

Να αναφερθεί εδώ ότι λόγω του ότι η καμπύλη ικανότητας που προέκυψε από το SeismoBuild επιτρέπει μεγάλες μετακινήσεις το SPO2FRAG εσφαλμένα βρίσκει τιμές του SA που επιτρέπουν να φτάσουμε αυτές τις μετακινήσεις, οδηγώντας σε λανθασμένα αποτελέσματα (ευνοϊκότερα) καθώς δεν μπορεί να αναγνωρίσει βλάβες που έχουν ενδεχομένως προηγηθεί σε κάποιο προηγούμενο βήμα της Pushover. Για να λυθεί αυτό το πρόβλημα η Static PushOver που χρησιμοποιήθηκε στο SPO2FRAG ήταν “κομμένη” στο σημείο της πρώτης διατμητικής αστοχίας, το σχήμα της φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 4-2: Καμπύλη Pushover που σταματάει στο σημείο της πρώτης αστοχίας

4.2 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση

Τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται στη συνέχεια για την εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών που είναι πιθανόν να εμφανιστούν στην κατασκευή εξαιτίας της σεισμικής δράσης. Για την ανάλυση αυτή γίνεται χρήση του λογισμικού PACT (Performance Assessment Calculation Tool) της FEMA P-58. Στο πρόγραμμα εισάγονται δεδομένα όπως ο αριθμός, το ύψος και η επιφάνεια του κάθε ορόφου. Επίσης, εισάγεται το κόστος αντικατάστασης της κατασκευής που εκτιμάται ίσο με 1100€/m², το οποίο πολλαπλασιάζεται με το συνολικό εμβαδόν της κατασκευής και μας δίνει την τιμή 641.872,00 €. Το κόστος επισκευής ισοδυναμεί με το 40% του κόστους αντικατάστασης δηλαδή, 256.749 €. Εισάγονται στη συνέχεια οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής και για τις δύο διευθύνσεις. Από την βιβλιοθήκη του προγράμματος έγινε η ένταξη των κόμβων των ορόφων, της τοιχοποιίας, των σωληνώσεων νερού και των ηλεκτρικών καλωδιώσεων. Για τους κόμβους χρησιμοποιήθηκαν πέντε (5) διαφορετικές κατηγορίες με βάση τις διαστάσεις του και την ύπαρξη συντρεχουσών δοκών σε αυτούς. Θεωρήθηκαν σχεδιασμένοι χωρίς κάποιο αντισεισμικό κανονισμό, με ασθενείς κόμβους και πλαστικές δοκούς άλλα και ασθενή υποστυλώματα. Η τοιχοποιία επίσης διαχωρίστηκε σε εσωτερική και εξωτερική. Καθώς στο πρόγραμμα προϋπάρχουν στοιχεία κατασκευών και κοστών βασισμένα σε δεδομένα των Ηνωμένων Πολιτειών της Αμερικής, όλες οι παραπάνω βιβλιοθήκες τροποποιήθηκαν κατάλληλα ως προς τα κόστη επισκευών και εισήχθησαν οι τιμές που υπολογίστηκαν αναλυτικά σε προηγούμενες διπλωματικές εργασίες [15]. Έτσι το συνολικό πιθανό κόστος επισκευών που θα προκύψει προσεγγίζει καλύτερα τα ελληνικά δεδομένα. Τα κόστη που εισήχθησαν στο πρόγραμμα παρουσιάζονται παρακάτω.

Πίνακας 4-3: Δομικά και μη δομικά στοιχεία που εισάγονται στο PACT (ίδια σε κάθε όροφο)

Κατηγορία	Περιγραφή	Ποσότητα κατά Χ	Ποσότητα κατά Υ
B1041.082a	Non-conforming MF with weak joints and beam flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 36", Beam one side	7	8
B1041.082b	Non-conforming MF with weak joints and beam flexural response, Conc Col & Bm = 24" x 36", Beam both sides	6	6
B1041.111a	Non-conforming MF, weak columns, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side	6	8
B1041.111b	Non-conforming MF, weak columns, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides	6	6
B1041.112a	Non-conforming MF, weak columns, Conc Col & Bm = 24" x 36", Beam one side	1	-
B2011.301	External Masonry walls that are plastered and painted	37.21 m ²	68.76 m ²
B2011.302	External Masonry walls that are plastered and painted	38.88 m ²	64.22 m ²
B1049.001a	Reinforced concrete flat slabs- columns without shear reinforcing $0 < V_g/V_o < .2$, no continuity reinf	2	
D2021.011a	Cold or Hot Potable	0.17	
D5012.021a	Low Voltage Switchgear	0.01	
D5012.031a	Distribution Panel	1.08	

Πίνακας 4-4: Τιμές ανά επίπεδο βλάβης σε δομικά στοιχεία που εισάγονται στο PACT

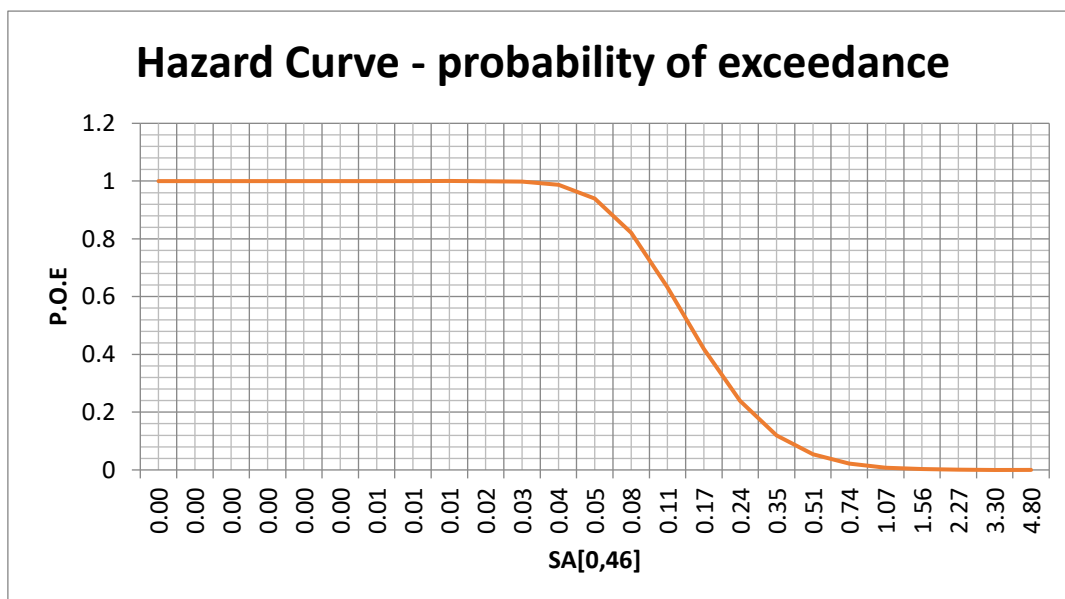
	Average Repair Cost for Lower Quantity of repairs (€)	Average Repair Cost for Upper Quantity of repairs (€)
επισκευή υποστρώματος 35x35 απλή ρηγμάτωση - επισκευή πλήρωση ρωγμών εύρους μικρότερο των 3mm	427.35	341.88
επισκευή υποστρώματος 35x35 σημαντική τοπική βλάβη - μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστρώματος	472.61	378.09
επισκευή υποστρώματος 35x35 Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστρώματος	550.01	440.01
επισκευή υποστρώματος 60x30 απλή ρηγμάτωση - επισκευή πλήρωση ρωγμών εύρους μικρότερο των 3mm	549.46	439.56
επισκευή υποστρώματος 60x30 σημαντική τοπική βλάβη - μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστρώματος	607,62	486.12
επισκευή υποστρώματος 60x30 Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος του υποστρώματος	707.15	565.72
επισκευή δοκού 20x60 απλή ρηγμάτωση	610.51	488.4
επισκευή δοκού 20x60 σημαντική τοπική βλάβη - μερική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της δοκού σε περιορισμένη έκταση	657.11	525.69
επισκευή δοκού 20x60 Σοβαρή βλάβη με πλήρη αποδιοργάνωση του σκυροδέματος της δοκού	1047.64	838.11

Πίνακας 4-5: Τιμές ανά επίπεδο βλάβης τοιχοποιίας

	Εσωτερική	Εξωτερική
	Average Repair Cost for Lower Quantity of repairs (€)	Average Repair Cost for Upper Quantity of repairs (€)
Αποκατάσταση απλής ρηγμάτωσης στην τοιχοποιία της δοκού	84.05	100.67
Αποκατάσταση έντονης ρηγμάτωσης στην τοιχοποιία- Αποδιοργάνωση τοιχοποιίας	142.25	158.88
Ανακατασκευή τοιχοποιίας	155.33	197.66

Στη συνέχεια έγινε εισαγωγή της Τρωτότητας Κατάρρευσης (Collapse Fragility) και της τυπικής απόκλισης, όπως υπολογίστηκαν στον Πίνακα 4.2 για την περίπτωση της πρώτης διατμητικής αστοχίας κατακόρυφου μέλους. Στο Pact έγινε η εισαγωγή των στοιχείων και για τις δύο διευθύνσεις και το πρόγραμμα δίνει αποτελέσματα για τη δυσμενέστερη. Μέσα από δεδομένα που παρέχει η ιστοσελίδα του EFHR [14] βρέθηκαν οι καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας που αντιστοιχούν σε πιθανότητες υπέρβασης 0.50, 0.10 και 0.02 στα 50 χρόνια προσαρμοσμένες στην ιδιοπερίοδο του κτιρίου για την περιοχή της Νέας Χαλκηδόνas. Τα στοιχεία που δίνονται από την ιστοσελίδα είναι για τύπο εδάφους A, οπότε έγινε η κατάλληλη προσαρμογή για έδαφος B. Έτσι βρίσκουμε τις αντίστοιχες φασματικές επιταχύνσεις για κάθε πιθανότητα. Στη συνέχεια για κάθε μια φασματική επιτάχυνση βρέθηκαν οι στροφές κάθε ορόφου. Για κάθε μια από αυτές τις φασματικές επιταχύνσεις ορίστηκε και ένα σενάριο σεισμικής διέγερση στο PACT. Δημιουργήθηκε ακόμα ένα σενάριο για τη φασματική επιτάχυνση που συμβαίνει η πρώτη αστοχία και τα τελικά σενάρια που εισήχθησαν στο PACT φαίνονται στον πίνακα 4-5.

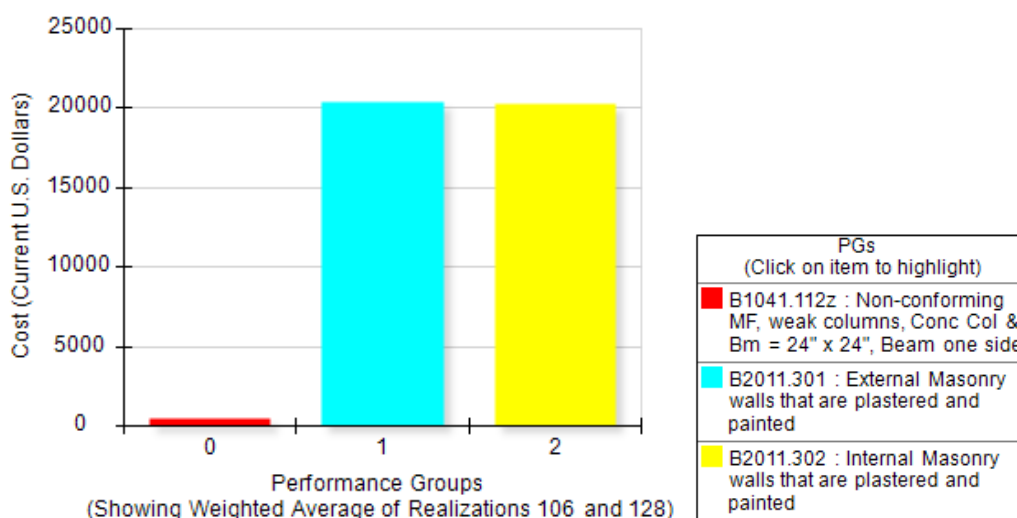
Σχήμα 4-3: Καμπύλη Επικινδυνότητας για την περιοχή της Ν. Χαλκηδόνas (κατηγορία εδάφους B)



Πίνακας 4-6: Φασματική Επιτάχυνση και μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης για κάθε Σενάριο (Intensity)

Πιθανότητα υπέρβασης	Φασματική Επιτάχυνση -SA (T=0.46s)	Κόστος κατασκευής (€)	Ποσοστό επί του κόστους αντικατάσταση της κατασκευής (%)	Ετήσιο μέσο κόστος επισκευών (€)	Ποσοστό επί του κόστους ανακατασκευής (€)	Κόστος αντικατάστασης κατασκευής (€)
50%	0,145	41.000	6,39%	3.524,71	1,19%	641.872,00
10.34%	0,388	286.842,1	44,69%			
10%	0,396	291.111,1	45,35%			
2%	0,78	536.666,6	84,12%			

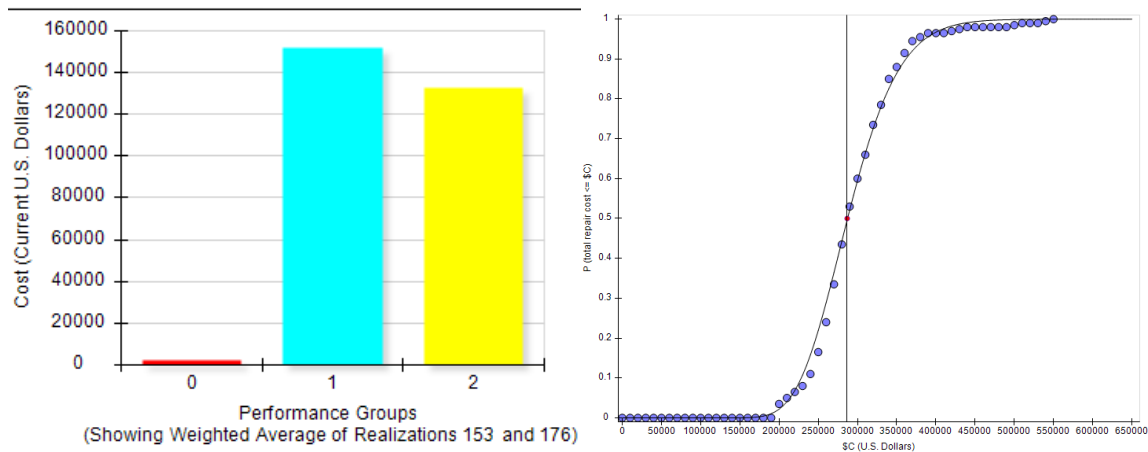
Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για κάθε ένα σενάριο σεισμικής διέγερσης. Σε κάθε εικόνα παρουσιάζεται η πιθανότητα ανά στοιχείο να κριθεί η κατασκευή μη ασφαλής λόγω βλάβης σε αυτό. Από τα αποτελέσματα παρατηρούμε ότι τα βασικά στοιχεία που αστοχούν είναι οι τοιχοποιίες τόσο οι εσωτερικές όσο και οι εξωτερικές. Ακόμα και με τη μικρή σεισμική διέγερση του σεναρίου 1 που αντιστοιχεί σε PGA περίπου 0,049g βλέπουμε ότι μεγάλο μέρος των τοιχοποιιών θα χρειαστούν μια μικρή επισκευή. Το κόστος αυτό ανέρχεται στις 41.000 ευρώ δηλαδή στο 6,39% του κόστους αντικατάστασης του κτιρίου. Αυτό σημαίνει ότι κάθε φορά που το κτίριο θα δέχεται μια σεισμική διέγερση με μέγιστη φασματική επιτάχυνση $SA(T_1) = 0,145g$ υπάρχει πιθανότητα 50% να χρῆζει επισκευών κόστους 41.000 €, κυρίως εξαιτίας των ρηγματώσεων στις τοιχοποιίες και στο τοιχίο C11 που αστοχεί πρώτο σε διάτμηση.



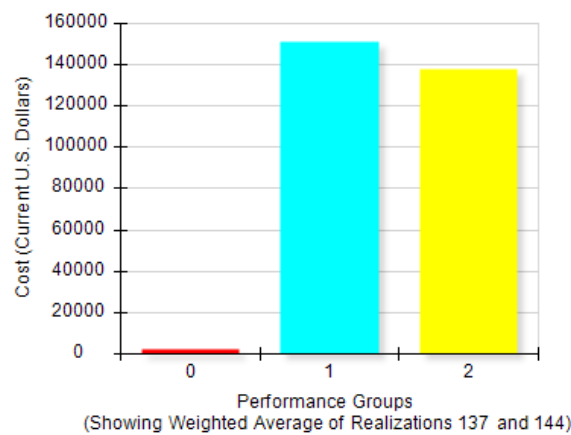
Εικόνα 4-1: Σεισμικό σενάριο 1 – Κόστος 41.000 €

Στο δεύτερο σενάριο βλέπουμε ότι για πιθανότητα υπέρβασης 10.34% στην οποία συμβαίνει και η πρώτη αστοχία σε υποστυλώμα (τοιχίο C11) το κόστος εκτοξεύεται στις 286.842,1 € δηλαδή στο 44,69% του κόστους αντικατάστασης του κτιρίου. Μεγάλο μέρος του κόστους αφορούν και πάλι τις τοιχοποιίες και εν μέρη το τοιχίο. Στατιστικά, συμπεραίνουμε ότι τις μισές φορές που το κτίριο θα δονηθεί από σεισμό με μέγιστη φασματική επιτάχυνση $SA(T_1) = 0,388g$ το οποίο αντιστοιχεί σε PGA 0.13g το κόστος της κατασκευής θα είναι αρκετά μεγάλο ώστε να είναι ασύμφορο να επισκευαστεί. Οι αντιστοιχήσεις των PGA με τα SA έγιναν μέσω του φάσματος που δίνεται στον ευρωκώδικα 8. Από τη μορφή της καμπύλης επιτελεστικότητας του κόστους βλέπουμε ότι στα δεδομένα μας υπάρχουν

αποκλίσεις μέχρι περίπου 50.000 € άρα αυτή είναι και η ακρίβεια των προβλέψεων αυτού του επιπέδου.

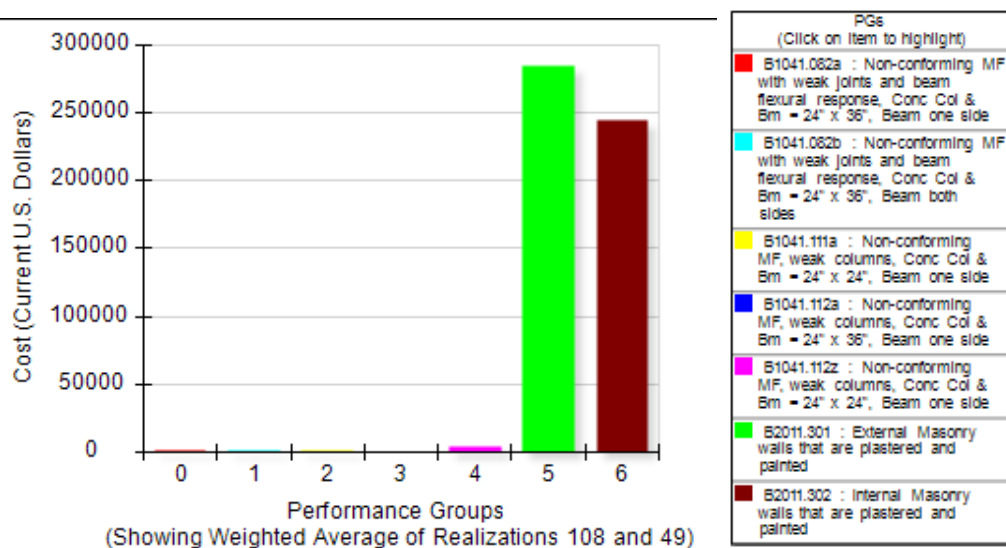


Εικόνα 4-2: Σεισμικό σενάριο 2 –Κόστος 286.842,1 € και καμπύλη επιτελεστικότητας



Εικόνα 4-3: Σεισμικό σενάριο 3 – Κόστος 291.111,1€

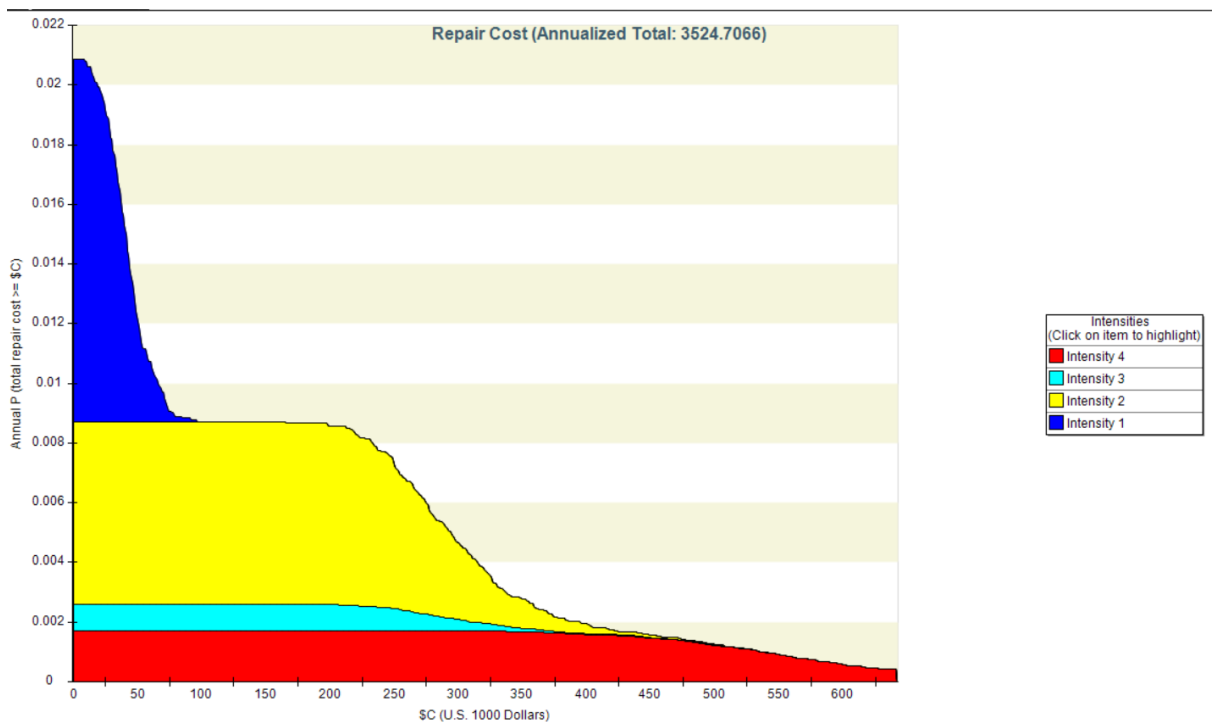
Κοντά στα αποτελέσματα του 2^{ου} σεναρίου είναι και το σενάριο 3 που αντιστοιχεί σε PGA 0.132g και το μέσο κόστος αντιστοιχεί σε 291.111,1 €.



Εικόνα 4-4: Σεισμικό σενάριο 4 – Κόστος 536.666,6€

Στο τελικό σενάριο που αντιστοιχεί σε PGA 0.26g βλέπουμε ότι το κόστος κατασκευής κυμαίνεται στις 536.666,6 €, πολύ κοντά στο κόστος αντικατάστασης του κτιρίου. Ουσιαστικά τις μισές φορές που κτίριο θα δονείται με σεισμό μέγιστης φασματικής επιτάχυνση $SA(T_1) = 0,78g$ το κόστος κατασκευής θα είναι τόσο μεγάλο που πρακτικά θα είναι σαν να υπάρχει κατάρρευση του κτιρίου.

Τέλος, στην εικόνα 4-1 βλέπουμε ότι η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης για το σενάριο 1 είναι μεγαλύτερη καθώς αυτές οι σεισμικές δονήσεις που αντιστοιχούν στο σενάριο αυτό έχουν μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Το σενάριο 4 έχει πρακτικά σταθερή πιθανότητα καθώς κάθε σεισμός που πλησιάζει τις σεισμικές δονήσεις που αντιστοιχούν στο σενάριο 4 οδηγούν σε ανάγκη αντικατάστασης του κτιρίου, καθώς αντιστοιχούν σε μεγάλες σεισμικές δονήσεις κοντά στο 0,26g. Από τα παραπάνω προκύπτει το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών που είναι ίσο με 3.524,71 €. Δηλαδή θα λέγαμε ότι κάθε χρόνο το κτίριο χάνει το 0,55% της αξίας του.

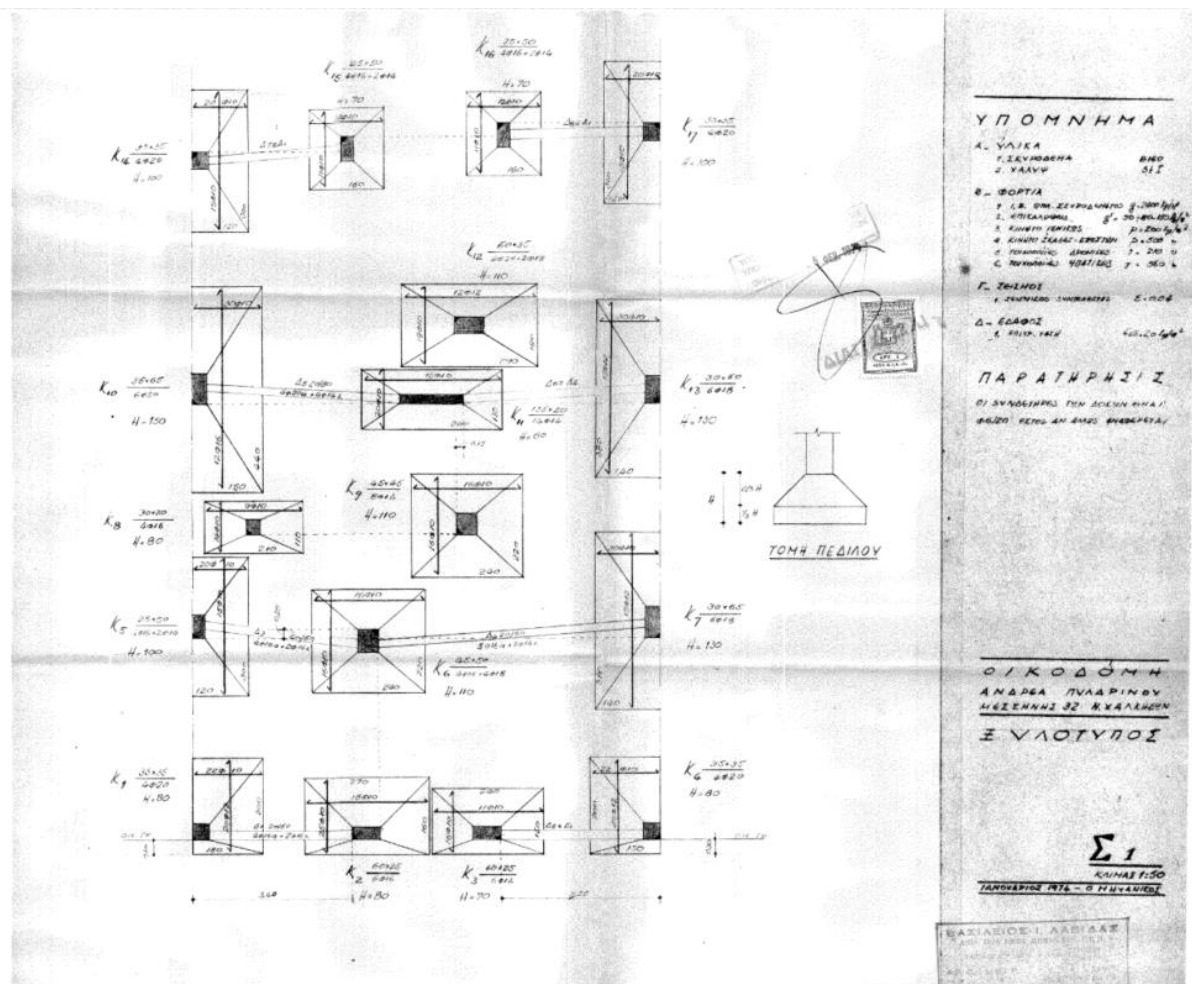


Εικόνα 4-5: Ετήσια πιθανότητα μη υπέρβασης κόστους επισκευής του κτιρίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

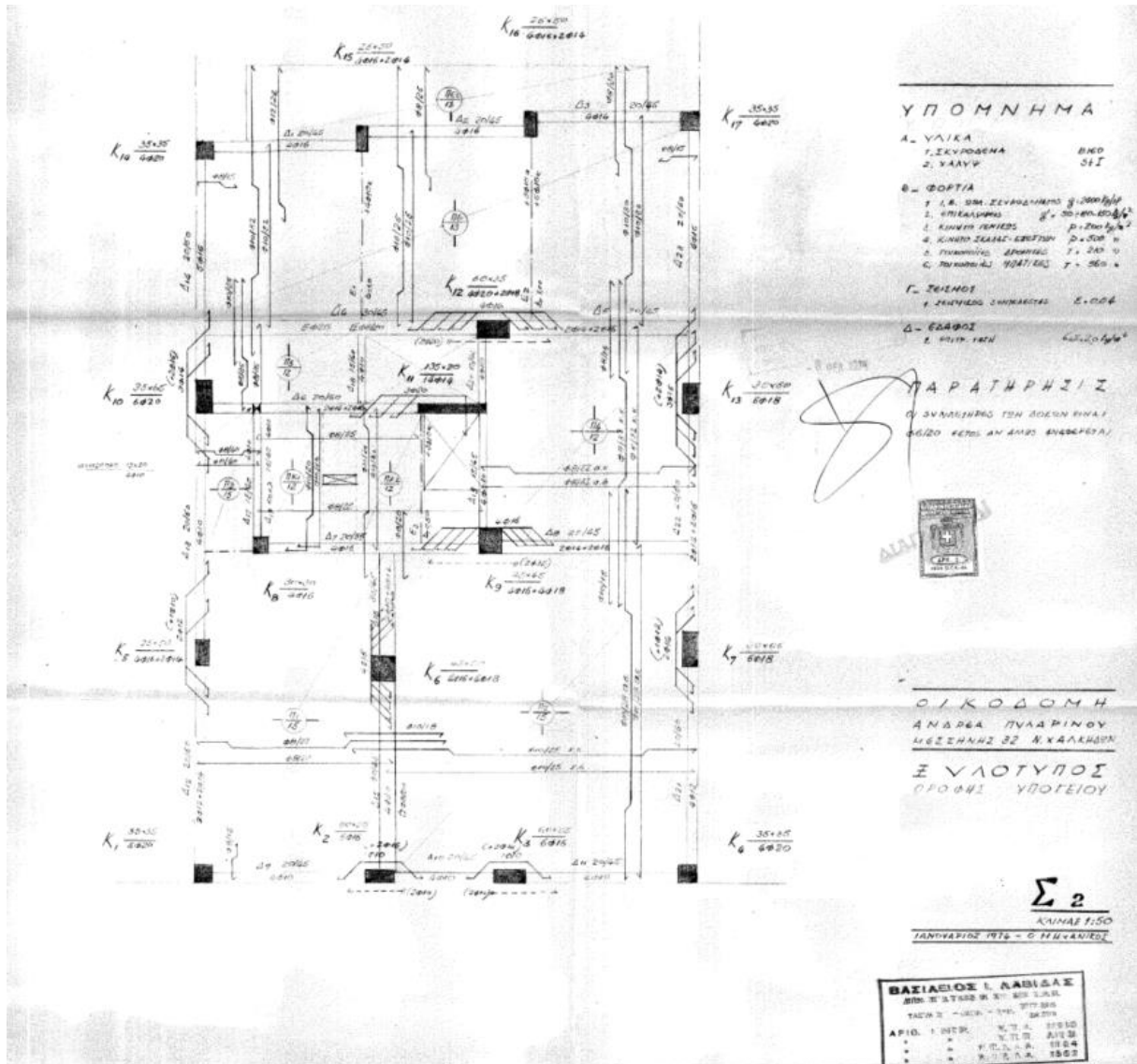
5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β'/05-09-2013
2. Ο.Α.Σ.Π. (2018), Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Αθήνα, Μάιος 2018
3. Ο.Α.Σ.Π (2017), ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2η Αναθεώρηση
4. FEMA P-58. Pact: <https://femap58.atcouncil.org/pact>
5. SeismoBuild User manual (2022): <https://seismosoft.com/support/seisbuild-support/>
6. Baltazopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D (2017) SPO2FRAG: Software for seismic fragility assessment based on static pushover. Bulletin of Earthquake Engineering. DOI: 10.1007/s10518-017-0145-3
7. Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδας, ΦΕΚ 1154/12-08-2003
8. Υποβολή πρότασης πράξης- Αστική αναζωογόνηση δήμου Ν.Φ.-Ν.Χ.- Στην πρόσκληση ΑΤ06 του προγράμματος Α. Τρίτης- Αρ.Πρωτ.11500/09-06-2021, Αρ. Απόφασης:153/2021.
9. Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 1954, ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
10. Αντσεισμικός Κανονισμός Οικοδομικών Έργων 1959, ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959
11. Ευρωκώδικας 2 (2004), Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα, EN1998-1-1
12. 7Β. , 7Γ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. , ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2η Αναθεώρηση
13. Jalayer F. (2003). "Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments." PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
14. EFHR, Hazard Curves: <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves>
15. Διπλωματική Εργασία - Ευδοξία Ζήση «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και οικονομοτεχνική διερεύνηση επισκευών διώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος», Αθήνα Ιούλιος 2021

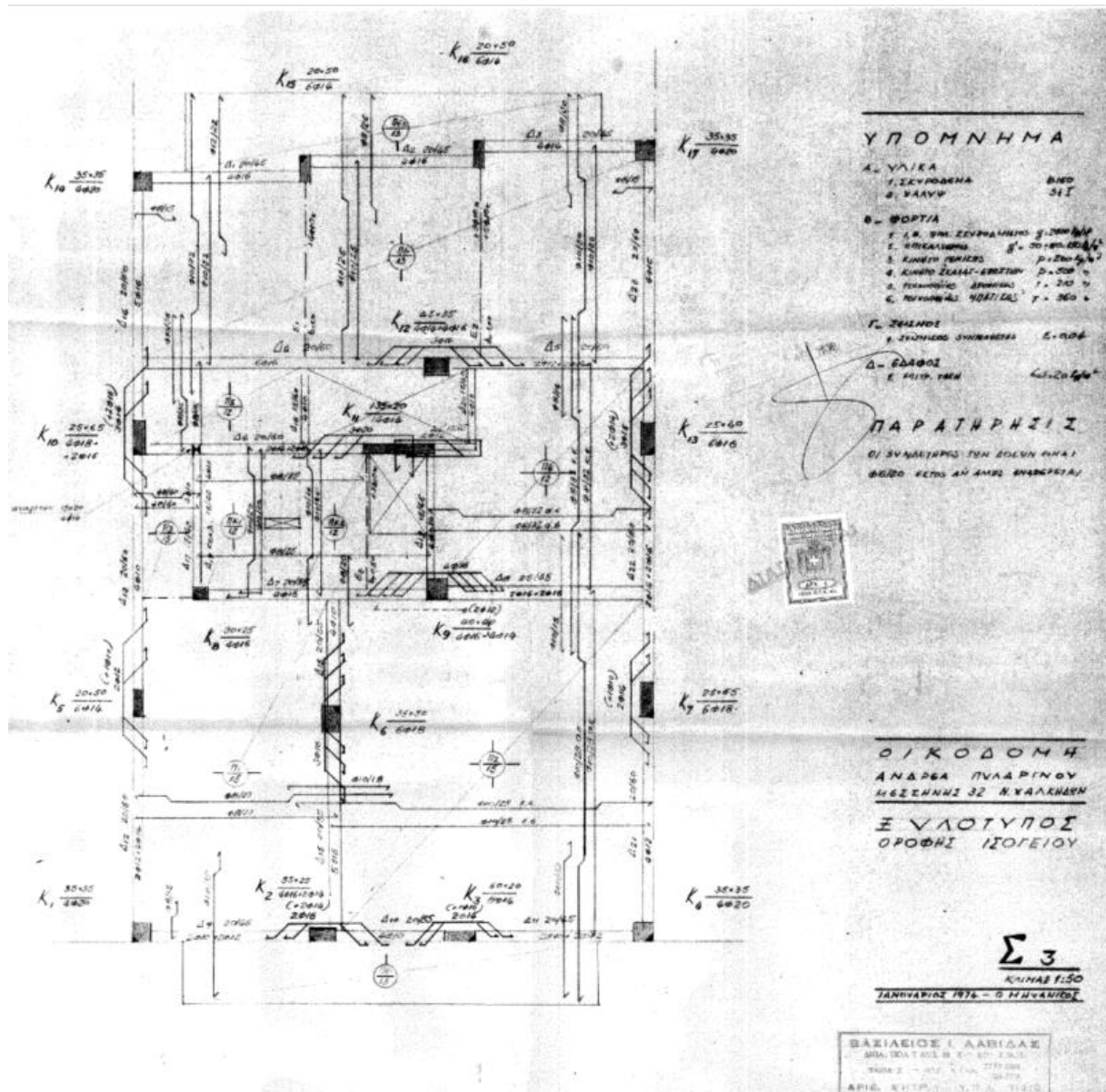
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΙ



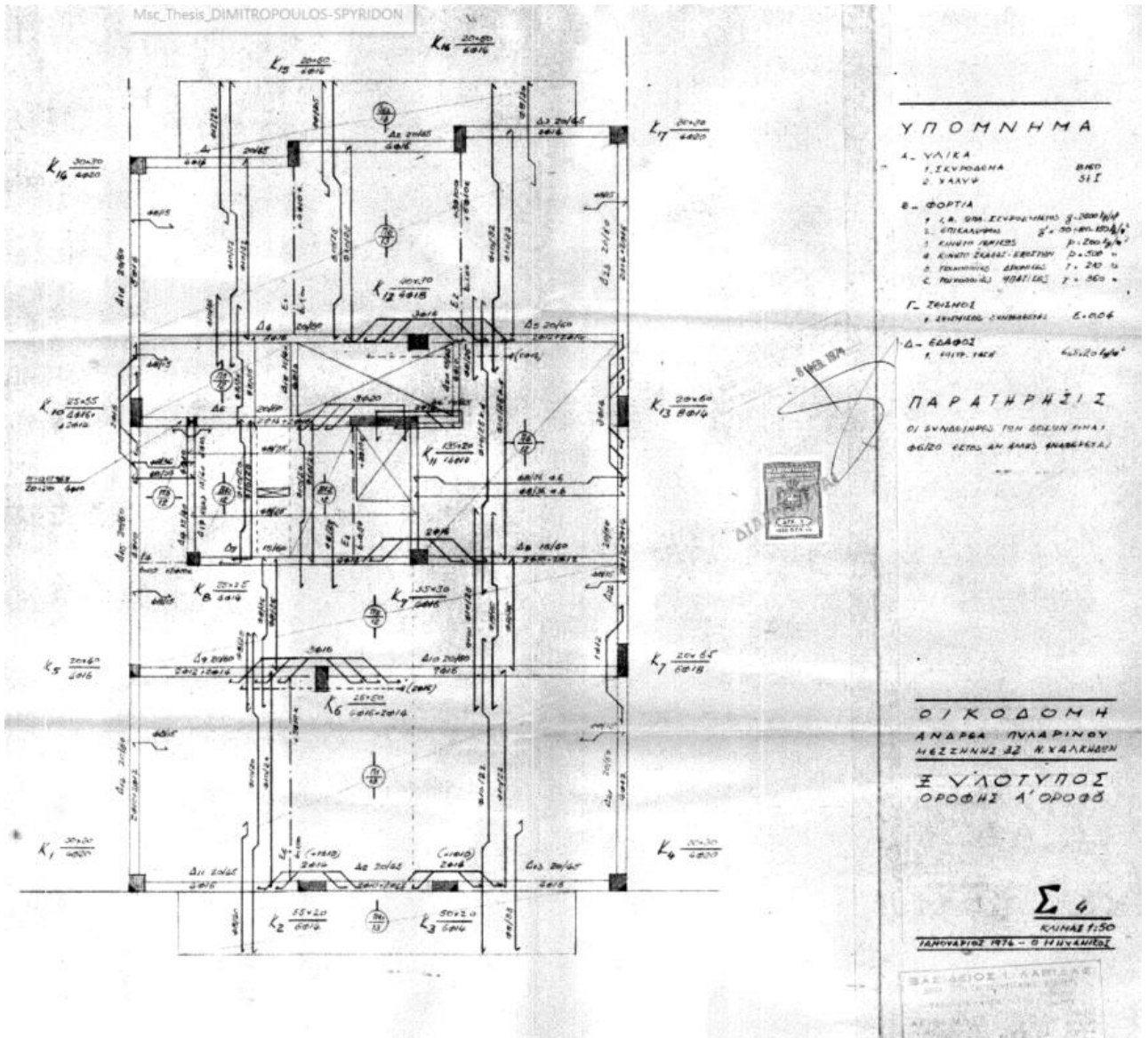
Εικόνα 0-1: Ξυλότυπος Θεμελίωσης



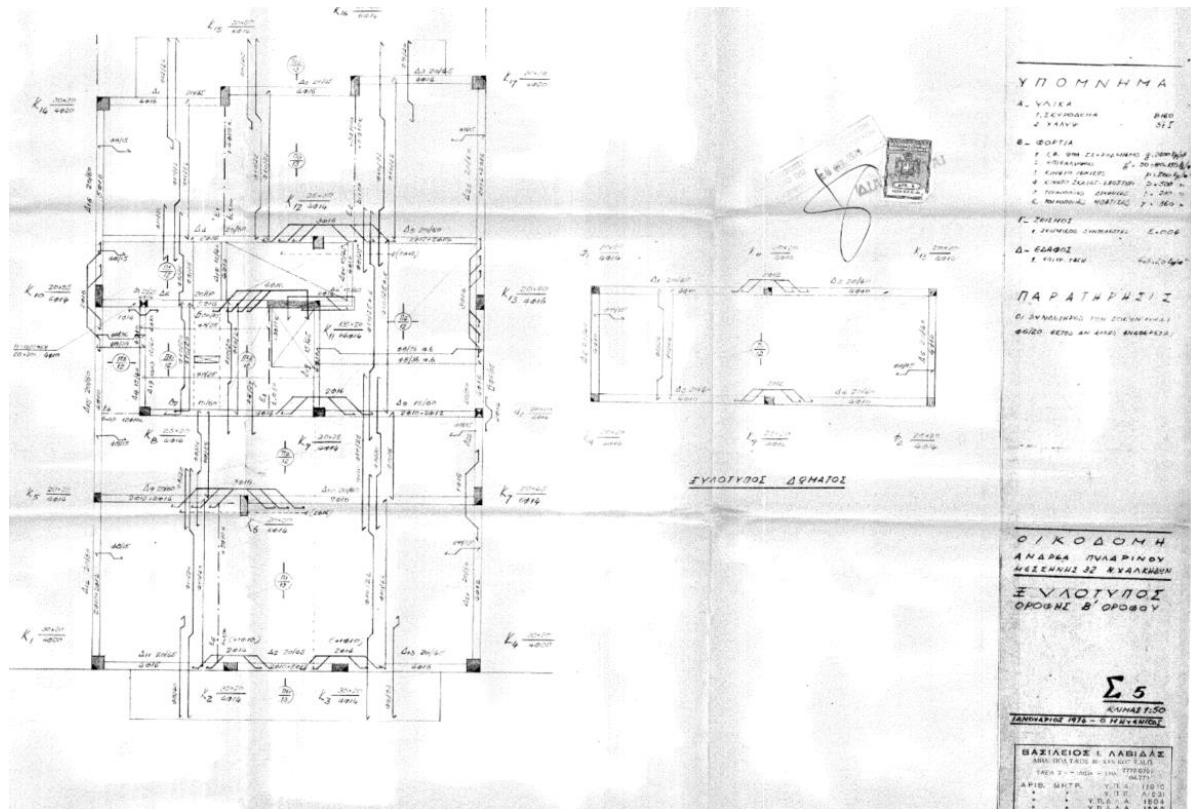
Εικόνα 0-2: Ευλότυπος πλάκας οροφής ισογείου



Εικόνα 0-3: Ξυλότυπος πλάκας οροφής Α ορόφου



Εικόνα 0-4: Ξυλότυπος πλάκας οροφής Β ορόφου



Εικόνα 0-5: Ξυλότυπος πλάκας οροφής Γ ορόφου και Δώματος

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΩΝ ΔΟΚΩΝ											
Δοκός	b/d	Στήρ.	Στοιχ.	H ₀	H _γ	H _μ	0.12H _μ	f _c	f _{c'}	Όπλ. Άνω	Όπλ. Κάτω
<u>ΥΠΟΓΕΙΟ</u>											
Δ ₁	20/45	A	K14	-	3.0	3.0	2.2	4.2	-	2Φ16	-
		B	K15	-	3.0	3.0	2.2	4.2	-	2Φ16	-
Δ ₂	20/45	A	K15	-	3.0	3.0	2.2	4.2	-	2Φ16	-
		B	K16	-	3.2	2.2	2.3	4.4	-	3Φ14	-
Δ ₃	20/45	A	K16	-	2.2	2.2	2.3	4.4	-	3Φ14	-
		B	K17	-	2.5	2.5	1.8	3.4	-	3Φ12	-
Δ9-10-11	20/45	A	K1	-	2.4	2.4	1.7	3.2	-	3Φ12	-
		B	K2	1.6	2.1	3.7	2.7	5.1	-	3Φ16	-
		C	K3	1.5	1.6	3.1	2.2	4.2	-	2Φ16	-
		D	K4	-	2.2	2.2	1.6	3.0	-	2Φ14	-
Δ12-13-14	20/60	A	L1	-	2.4	2.4	1.7	3.4	-	2Φ12	-
		B	L5	3.8	1.4	5.2	3.7	-	-	-	-
		C	L10	3.4	3.1	6.5	4.7	6.6	-	3Φ14+2Φ12	-
		D	L16	-	3.0	3.0	2.2	3.7	-	2Φ11	-
Δ21-22-23	20/60	A	K4	-	2.2	2.2	1.6	2.2	-	2Φ12	-
		B	K7	6.1	2.4	8.5	6.1	-	-	-	-
		C	K3	5.5	2.4	7.9	5.7	8.0	-	4Φ16	-
		D	K7	-	2.5	2.5	1.8	2.5	-	2Φ12	-
<u>ΑΙ ΟΡΟΦΟΣ</u>											
Δ ₁	20/45	A	K14	-	1.3	1.3	0.9	1.7	-	1Φ14	-
		B	K15	-	1.5	1.5	1.1	2.1	-	1Φ16	-
Δ ₂	20/45	A	K15	-	1.5	1.5	1.1	2.1	-	1Φ16	-
		B	K16	-	1.5	1.5	1.1	2.1	-	1Φ16	-
Δ ₃	20/45	A	K16	-	1.5	1.5	1.1	2.1	-	1Φ16	-
		B	K17	-	1.2	1.2	0.9	1.7	-	1Φ14	-
Δ14-15-16	20/60	A	K1	-	1.2	1.2	0.9	1.3	-	1Φ14	-
		B	K5	1.8	0.6	2.4	1.7	-	-	-	-
		C	K10	2.4	1.5	8.9	6.8	-	-	-	-
		D	K16	-	1.3	1.3	0.9	1.3	-	1Φ14	-
Δ11-12-13	20/45	A	K1	-	1.2	1.2	0.9	1.7	-	1Φ14	-
		B	K2	3.7	0.9	4.6	3.3	-	-	-	-
		C	K3	3.5	0.9	4.4	3.2	-	-	-	-
		D	K4	-	1.1	1.1	0.8	1.5	-	1Φ14	-
Δ21-22-23	20/60	A	K4	-	2.2	2.2	1.6	2.2	-	2Φ12	-
		B	K7	-	2.4	2.4	1.7	2.5	-	-	-
		C	K3	-	2.4	2.4	1.7	2.5	-	-	-
		D	K7	-	2.5	2.5	1.8	2.5	-	1Φ14	-

Εικόνα 0-6: Πίνακας όπλισης περιμετρικών δοκών

ΟΡΟΦΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ				
Υποσύλωμα	b(mm)	h(mm)	Διαμήκης οπλισμός	Οπλισμός διάτμησης
K1	35	35	4Φ20	Σ. Φ6/20
K2	60	25	6Φ16	
K3	60	25	6Φ16	
K4	35	35	4Φ20	
K5	25	50	4Φ16+2Φ14	
K6	45	50	4Φ16+4Φ18	
K7	30	65	6Φ18	
K8	30	30	4Φ16	
K9	45	45	4Φ16+4Φ18	
K10	35	65	6Φ20	
K11	135	20	14Φ14	
K12	60	35	4Φ20+2Φ18	
K13	30	60	6Φ18	
K14	35	35	4Φ20	
K15	25	50	4Φ16+2Φ14	
K16	25	50	4Φ16+2Φ14	
K17	35	35	4Φ20	

Πίνακας 0-1: Οπλισμοί υποστυλωμάτων Ισογείου

ΟΡΟΦΗ Α ΟΡΟΦΟΥ				
Υποσύλωμα	b(mm)	h(mm)	Διαμήκης οπλισμός	Οπλισμός διάτμησης
K1	35	35	4Φ20	Σ. Φ6/20
K2	55	25	6Φ16	
K3	60	20	8Φ14	
K4	35	35	4Φ20	
K5	20	50	6Φ14	
K6	35	50	4Φ16+4Φ18	
K7	25	65	6Φ18	
K8	30	25	4Φ16	
K9	40	40	4Φ16+4Φ14	
K10	25	65	4Φ18+2Φ16	
K11	135	20	14Φ14	
K12	60	35	4Φ20+2Φ18	
K13	25	60	6Φ16	
K14	35	35	4Φ20	
K15	20	50	6Φ14	
K16	20	50	6Φ14	
K17	35	35	4Φ20	

Πίνακας 0-2: Οπλισμοί υποστυλωμάτων Α' Ορόφου

ΟΡΟΦΗ Β ΟΡΟΦΟΥ				
Υποσύλωμα	b(mm)	h(mm)	Διαμήκης οπλισμός	Οπλισμός διάτμησης
K1	30	30	4Φ20	Σ. Φ6/20
K2	55	20	6Φ14	
K3	50	20	6Φ14	
K4	30	30	4Φ20	
K5	20	40	6Φ16	
K6	25	50	4Φ16+2Φ14	
K7	20	65	6Φ18	
K8	25	25	4Φ14	
K9	35	35	4Φ16	
K10	25	55	4Φ16+2Φ14	
K11	135	20	14Φ14	
K12	40	30	4Φ18	
K13	20	60	8Φ14	
K14	30	30	4Φ20	
K15	20	50	6Φ14	
K16	20	50	6Φ14	
K17	30	30	4Φ20	

Πίνακας 0-3: Οπλισμοί υποστυλωμάτων Β' Ορόφου

ΟΡΟΦΗ Γ ΟΡΟΦΟΥ				
Υποσύλωμα	b(mm)	h(mm)	Διαμήκης οπλισμός	Οπλισμός διάτμησης
K1	30	30	4Φ20	Σ. Φ6/20
K2	35	20	4Φ14	
K3	35	20	4Φ14	
K4	30	30	4Φ20	
K5	20	25	4Φ14	
K6	20	50	6Φ14	
K7	20	45	6Φ14	
K8	25	20	4Φ14	
K9	30	25	4Φ14	
K10	20	55	6Φ14	
K11	135	20	14Φ14	
K12	25	30	4Φ14	
K13	20	40	8Φ16	
K14	30	30	4Φ20	
K15	20	50	6Φ14	
K16	20	50	6Φ14	
K17	30	30	4Φ20	

Πίνακας 0-4: Οπλισμοί υποστυλωμάτων Γ' Ορόφου

ΔΩΜΑ				
Υποσύλωμα	b(mm)	h(mm)	Διαμήκης οπλισμός	Οπλισμός διάτμησης
Φ1	20	20	4Φ14	Σ. Φ6/20
K11	20	20	4Φ14	
K13	20	20	4Φ14	
K8	20	20	4Φ14	
K9	25	20	4Φ14	
Φ2	20	20	4Φ14	

Πίνακας 0-5: Οπλισμοί υποστυλωμάτων Δώματος

