



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

# Αντισεισμική αποτίμηση και σενάρια ενίσχυσης κτηρίου με χρήση ιατρικού κέντρου στον Πειραιά

---

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Επιβλέπων καθηγητής: Εμ. Βουγιούκας

Μπάρπας Γεώργιος

cv13049 | ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2021



# Ευχαριστίες

Η εργασία αυτή ήταν μια μεγάλη εμπειρία που μου έδωσε τη δυνατότητα να αξιοποιήσω τις γνώσεις που αποκόμισα από την φοίτηση μου στην σχολή πολιτικών μηχανικών όλα αυτά τα χρόνια, αφορμή για να μπω σε καινούργιες παραγράφους και να διαπιστώσω τις δεξιότητες αλλά και αδυναμίες μου.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου, κύριο Βουγιούκα, για τον χρόνο που αφιέρωσε όλη αυτή την περίοδο, για την καθοδήγηση μου και τις καθοριστικές συμβουλές που μου έδωσε για την περάτωση της προσπάθειας αυτής.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου για την αμέριστη βοήθεια, στήριξη και αγάπη τους όλα αυτά τα χρόνια.



# Περίληψη

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η διερεύνηση της σεισμικής ικανότητας ιατρικού κέντρου που βρίσκεται στον Πειραιά και το οποίο χτίστηκε το 1991 με τους αντίστοιχους για την εποχή αντισεισμικούς κανονισμούς.

Η μελέτη έγινε με την χρήση της σύγχρονης στατικής ανελαστικής μεθόδου (Push over) σύμφωνα με τον ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2017).

Τέλος για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το στατικό πρόγραμμα Etabs 18.

Αναλυτικότερα:

- ❖ Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια γενική περιγραφή του κτιρίου, της εικόνας που έχουμε για αυτό από τα σχέδια του και τα λογισμικά που χρησιμοποιήθηκαν.
- ❖ Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος μοντελοποίησης και οι θεωρήσεις που κάναμε κατά την εισαγωγή του φορέα στο πρόγραμμα για την ανάλυση του.
- ❖ Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης μας, η αξιολόγηση τους για την αποτίμηση της κατασκευής και τα παραγόμενα συμπεράσματα.
- ❖ Στο τέταρτο κεφάλαιο παρατίθενται προτάσεις ενίσχυσης της κατασκευής
- ❖ Στο πέμπτο κεφάλαιο ερευνάται η πιθανότητα με την μοντελοποίηση της σκάλας η οποία αλλάζει την συμπεριφορά του κτιρίου, η κατασκευή να μην χρειάζεται ενίσχυση
- ❖ Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο διατυπώνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τα αποτελέσματα ενίσχυσης αλλά και την εργασία ολόκληρη



# Abstract

The purpose of this thesis is to investigate the seismic capacity of a medical center located in Piraeus, which was built in 1991 with the corresponding anti-seismic regulations for the time.

The study was performed using the modern static inelastic method (Push over) in accordance with the KAN.ΕΠΕ., (Greek Code for Structural Interventions).

Finally, the analysis was then performed through the use and the application of the structural software Etabs 18.

In more details:

- ❖ The first chapter gives a general description of the building, the interpretation we get from its drawings and the softwares used.
- ❖ The second chapter presents in detail the way of modeling and the considerations we made during the simulation of the structure in the program for its analysis.
- ❖ The third chapter presents the results of our analysis, their evaluation for the construction and the conclusions produced.
- ❖ The fourth chapter presents proposals to strengthen the construction
- ❖ In the fifth chapter investigated the possibility with the modeling of the staircase which changes the behavior of the building, the construction does not need reinforcement
- ❖ The sixth and last chapter formulates the conclusions that came up from the improvement of the behavior of the building and the work as a whole





## Περιεχόμενα

Πίνακας Εικόνων .....	12
1 Εισαγωγή .....	16
1.1 Περιγραφή κτιρίου .....	16
1.2 Μέθοδος ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Push over) .....	17
1.2.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής μεθόδου .....	17
1.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων .....	18
1.4 Προγράμματα που χρησιμοποιήθηκαν.....	18
2 Μοντελοποίηση.....	20
2.1 Εισαγωγικά .....	20
2.2 Υλικά .....	22
2.2.1 Σκυρόδεμα.....	22
2.2.2 Χάλυβας.....	24
2.3 Γραμμικά μέλη φορέα .....	25
2.3.1 Οπλισμός μελών .....	26
2.3.2 Εισαγωγή διατομών στο ETABS.....	26
2.3.3 Εύρεση καμπύλων ικανότητας διατομών .....	29
2.3.4 Μέγεθος στροφής $\theta$ .....	30
2.3.5 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στο ETABS .....	32
2.4 Δημιουργία πλακών .....	37
2.5 Τοιχοποιία πλήρωσης .....	40
2.6 Στηρίξεις φορέα.....	42
2.7 Τροποποίηση δυσκαμψιών φορέα .....	43
2.8 Φορτία κατασκευής .....	44
2.9 Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας.....	48
3 Ανάλυση και αποτίμηση του κτιρίου με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Push over) .....	50
3.1 Ιδιομορφική ανάλυση .....	50
3.2 Φορτίσεις Push over.....	53
3.3 Ορισμός στόχου αποτίμησης .....	56
3.4 Διγραμμικοποίηση καμπύλων ικανότητας .....	58
3.5 Στοχευόμενη μετακίνηση .....	60
3.6 Αποτελέσματα αναλύσεων .....	61
3.7 Συμπεράσματα .....	66
4 Ενίσχυση κτιρίου .....	69
4.1 Κριτήρια επέμβασης .....	69
4.2 Σενάριο ενίσχυσης 1.....	71

4.3	Σενάριο ενίσχυσης 2.....	73
4.3.1	Αποτελέσματα ανάλυσης σεναρίου 2.....	76
5	Μοντελοποίηση κλιμακοστασίου .....	82
5.1	Εισαγωγικά .....	82
5.2	Μοντελοποίηση.....	82
5.3	Αποτελέσματα αναλύσεων .....	83
5.4	Συμπεράσματα κλιμακοστασίου.....	85
6	Συμπεράσματα .....	87
	Βιβλιογραφία .....	90



## Πίνακας Εικόνων

Εικόνα 1: Όψη του κτιρίου σήμερα.....	16
Εικόνα 2: Μοντέλο κτιρίου στο Etabs .....	20
Εικόνα 3: Μοντέλο κτιρίου στο Etabs .....	21
Εικόνα 4: Κάτοψη μοντέλου Δώματος .....	21
Εικόνα 5: Συσχέτιση τυπικών αντοχών σκυροδέματος καθορισμένων σύμφωνα με το ΒΔ/54, DIN 1045 και ΝΚΩΣ (CEB-MC/78).....	22
Εικόνα 6: Ορισμός σκυροδέματος .....	23
Εικόνα 7: Ορισμός μέσης αντοχής σκυροδέματος.....	24
Εικόνα 8: Ορισμός χάλυβα οπλισμού SIII.....	25
Εικόνα 9: Καθορισμός διατομής δοκού .....	27
Εικόνα 10: Καθορισμός οπλισμού δοκού .....	28
Εικόνα 11: Καθορισμός διατομής υποστυλώματος.....	28
Εικόνα 12: Καθορισμός οπλισμού υποστυλώματος .....	29
Εικόνα 13: Πρόγραμμα εύρεσης καμπύλων ικανότητας .....	30
Εικόνα 14: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής .....	31
Εικόνα 15: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης.....	31
Εικόνα 16: Καμπύλη ικανότητας M3-θ άκρου i δοκαριού B5.....	33
Εικόνα 17: Καμπύλη ικανότητας M3-θ άκρου j δοκαριού B5.....	34
Εικόνα 18: Καμπύλη ικανότητας M2-θ υποστυλώματος C13.....	35
Εικόνα 19: Καμπύλη ικανότητας M3-θ υποστυλώματος C13.....	36
Εικόνα 20: Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα κάθε γραμμικού μέλους.....	37
Εικόνα 21: Ορισμός πλάκας στο ETABS.....	38
Εικόνα 22: Ορισμός διαφράγματος στο ισόγειο.....	39
Εικόνα 23: Ορισμός διαφράγματος Δώματος.....	39
Εικόνα 24: Εισαγωγή υλικού τοιχοποιίας πλήρωσης .....	40
Εικόνα 25: Διαστάσεις τυπικών χιαστί συνδέσμων .....	41
Εικόνα 26: Καθορισμός ορίων αξονικών δυνάμεων .....	42
Εικόνα 27: Ορισμός πακτώσεων .....	42
Εικόνα 28: Απομείωση δυσκαμψίας δοκού .....	43
Εικόνα 29: Ωφέλημα φορτία κατά ευρωκώδικα ανά κατηγορία χρήσης.....	44
Εικόνα 30: Αυτόματος υπολογισμός μάζας σκυροδέματος.....	45
Εικόνα 31: Τιμή συντελεστή $\psi_2$ .....	45
Εικόνα 32: Κατηγορίες χρήσης.....	46

Εικόνα 33: Γινόμενο $\psi 2Q$ .....	46
Εικόνα 34: Ελαστικό φάσμα EC8.....	47
Εικόνα 35: Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας.....	48
Εικόνα 36: Συντελεστές Κατεύθυνσης Ιδιομορφών.....	50
Εικόνα 37: Ποσοστά ενεργοποίησης μάζας Ιδιομορφών .....	51
Εικόνα 38: Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά X .....	51
Εικόνα 39: Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά Y.....	52
Εικόνα 40: Δεσπόζουσα ιδιομορφή στροφής κατά Z.....	52
Εικόνα 41: Φορτίσεις Push over ανάλυσης.....	53
Εικόνα 42: Καθορισμός Ιδιομορφικής φόρτισης $Y+0,3X$ .....	54
Εικόνα 43: Καθορισμός Ομοιόμορφης φόρτισης $X+0,3Y$ .....	55
Εικόνα 44: Κόμβος ελέγχου κατασκευής .....	56
Εικόνα 45: Χαρακτηρισμός σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	56
Εικόνα 46: Στόχοι συναρτήσεως σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	57
Εικόνα 47: Στόχοι σεισμικής συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	58
Εικόνα 48: Ελαστικό φάσμα EK8 με πιθανότητα υπέρβασης 50% .....	58
Εικόνα 49: Διγραμμικοποίηση καμπύλης με το πρόγραμμα Bilin .....	59
Εικόνα 50: Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	60
Εικόνα 51: Όλες οι καμπύλες ικανότητας .....	62
Εικόνα 52: Θετικές αποκρίσεις.....	62
Εικόνα 53: Θετικές αποκρίσεις κατά X.....	63
Εικόνα 54: Θετικές αποκρίσεις κατά Y .....	63
Εικόνα 55: $-X+0,3Y$ Ιδιομορφική απόκριση .....	64
Εικόνα 56: $-X-0,3Y$ Ομοιόμορφη απόκριση.....	65
Εικόνα 57: $Y-0,3X$ Ιδιομορφική απόκριση .....	65
Εικόνα 58: $-Y-0,3X$ Ομοιόμορφη απόκριση.....	66
Εικόνα 59: Δοκιμή ενίσχυσης τοίχων πλήρωσης με σκυρόδεμα.....	72
Εικόνα 60: Ξυλότυπος Α' ορόφου .....	73
Εικόνα 61: Κάτοψη Α' ορόφου .....	73
Εικόνα 62: Θέσεις προσθήκης τοιχωμάτων .....	74
Εικόνα 63: Καθορισμός σπλισμού τοιχωμάτων.....	75
Εικόνα 64: Συντελεστές Κατεύθυνσης Ιδιομορφών.....	76
Εικόνα 65: Ποσοστά ενεργοποίησης μάζας Ιδιομορφών .....	76

Εικόνα 66: Καμπύλες ικανότητας ενισχυμένου φορέα .....	77
Εικόνα 67: Καμπύλες ικανότητας ενισχυμένου φορέα με θετικές αποκρίσεις.....	78
Εικόνα 68: Καμπύλες ικανότητας ενισχυμένου φορέα με θετικές αποκρίσεις κατά Χ .....	78
Εικόνα 69: Καμπύλες ικανότητας ενισχυμένου φορέα με θετικές αποκρίσεις κατά Υ .....	79
Εικόνα 70: Καμπύλη $X+0,3Y$ ιδιομορφική ενισχυμένου φορέα.....	79
Εικόνα 71 : Καμπύλη $Y+0,3X$ ομοιόμορφη ενισχυμένου φορέα .....	80
Εικόνα 72: Μοντελοποίηση σκάλας κτιρίου .....	83
Εικόνα 73: Συντελεστές κατεύθυνσης ιδιομορφών .....	83
Εικόνα 74: Ποσοστά ενεργοποίησης μάζας Ιδιομορφών .....	84
Εικόνα 75: Καμπύλη $Y+0,3X$ ιδιομορφική φορέα με μοντελοποίηση σκάλας .....	84



# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Περιγραφή κτιρίου

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι η αντισεισμική αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και η πρόταση μεθόδων ενίσχυσης του σύμφωνα με όσα επιτάσσει ο ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2017).

Το υπό μελέτη κτίριο είναι κατασκευή του 1991 και βρίσκεται στην περιοχή του Πειραιά. Συνορεύει με διπλανά του κτίρια σε τρεις του πλευρές όπου ανάμεσα τους έχει τοποθετηθεί αντισεισμικός αρμός. Η υπόψη κατασκευή αποτελείται από 6 στάθμες (Υπόγειο, Ισόγειο, Α' όροφος, Β' όροφος, Γ' όροφος και Δώμα).

Η κάλυψη του στο τοπογραφικό είναι 139,92 τ.μ. ενώ συνολικά η δόμηση του είναι 519,87 τ.μ.



Εικόνα 1: Όψη του κτιρίου σήμερα κατά Google Street View



Η λειτουργία του κτιρίου είχε αρχικά σχεδιαστεί σύμφωνα με τα σχέδια ως εξής:  
Στο υπόγειο να υπάρχουν αποθήκες, το ισόγειο και ο Α' όροφος να λειτουργούν ως καταστήματα, ενώ οι Β και Γ όροφοι ως γραφεία. Τέλος το δώμα να χρησιμοποιείται μόνο ως πρόσβαση στην ταράτσα και στον μηχανολογικό εξοπλισμό του ανελκυστήρα.  
Πλέον όμως σήμερα λειτουργεί ως ιατρικό κέντρο του Δήμου Πειραιά και ως τέτοιο θα γίνει η ανάλυση του. Η σπουδαιότητα που το χαρακτηρίζει πλέον ως δημοτικό ιατρικό κέντρο είναι μεγαλύτερη από αυτήν με την οποία είχε αρχικά σχεδιαστεί και αυτός είναι ένας παραπάνω λόγος για τον οποίο κρίνεται απαραίτητη η διεξαγωγή μελέτης ως προς την επάρκεια του.

## 1.2 Μέθοδος ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Push over)

Μια μέθοδος με την οποία κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. μπορεί να γίνει η αντισεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων είναι η μέθοδος Push over. Κατά την μέθοδο αυτή, μέσω των μέσων τιμών αντοχής των υλικών του φορέα, προσεγγίζεται η πραγματική ανελαστική καμπύλη ικανότητας του φορέα έπειτα από οριζόντιες φορτίσεις που του επιβάλλουμε οι οποίες θεωρούμε ότι προσομοιώνουν το φαινόμενο του σεισμού. Τέλος η αποτίμηση γίνεται με σύγκριση της στοχευόμενης απόκρισης που θέτουμε ανάλογα τον στόχο αποτίμησης που θέλουμε για το κτίριο μας σε σχέση με τις στάθμες επιτελεστικότητας που καθορίζονται σε κάθε καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μας.

### 1.2.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής μεθόδου

Μια πρώτη προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου είναι το επίπεδο γνώσης της μελέτης μας να είναι τουλάχιστον: Κανονική Γνώση.

Επίσης η μέθοδος, εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Όταν οι ανώτερες ιδιομορφές της κατασκευής έχουν τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους έως 1 sec, τότε κατά το 12) της βιβλιογραφίας §3.3.1 οι ιδιομορφές είναι δεσπόζουσες, η επιρροή των υπολοίπων ιδιομορφών είναι ασήμαντη οπότε και μπορούμε να κάνουμε χρήση της μεθόδου Push over.

Σε αντίθετη περίπτωση, θα πρέπει πέρα από την στατική ανελαστική ανάλυση να γίνεται και δυναμική ανάλυση, όπου για τα κριτήρια ελέγχου και των δύο αναλύσεων, επιτρέπεται η αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων τους.

### 1.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Το κτίριο είναι κατασκευής 1991 τα σχέδια του οποίου είναι αρκετά ευανάγνωστα, αναλυτικά και ακριβή, χωρίς να αφήνουν οποιεσδήποτε απορίες.

Θεωρούμε για αυτόν τον λόγο ΣΑΔ υψηλή, κάτι το οποίο όμως σε περίπτωση πραγματοποίησης μελέτης για ενίσχυση στο κτίριο, θα πρέπει να διαπιστωθεί έπειτα από εργαστηριακές αναλύσεις δοκιμών που θα παρθούν από το κτίριο, όπως και μια γενικότερη διαπίστωση έπειτα από αυτοψία ότι όλα όσα αναφέρονται στα σχέδια συμπίπτουν στην πραγματικότητα με το ίδιο το κτίριο

### 1.4 Προγράμματα που χρησιμοποιήθηκαν

Για την μοντελοποίηση και την στατική ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το ETABS V18

Για την εύρεση των καμπύλων ικανότητας (M-θ) κάθε διατομής, χρησιμοποιήθηκε αρχείο excel το οποίο έχει προγραμματιστεί σύμφωνα με το παράρτημα 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τέλος για την διγραμμικοποίηση των καμπύλων ικανότητας του κτιρίου, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα BILIN το οποίο αναπτύχθηκε από το τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Α.Π.Θ.



## 2 Μοντελοποίηση

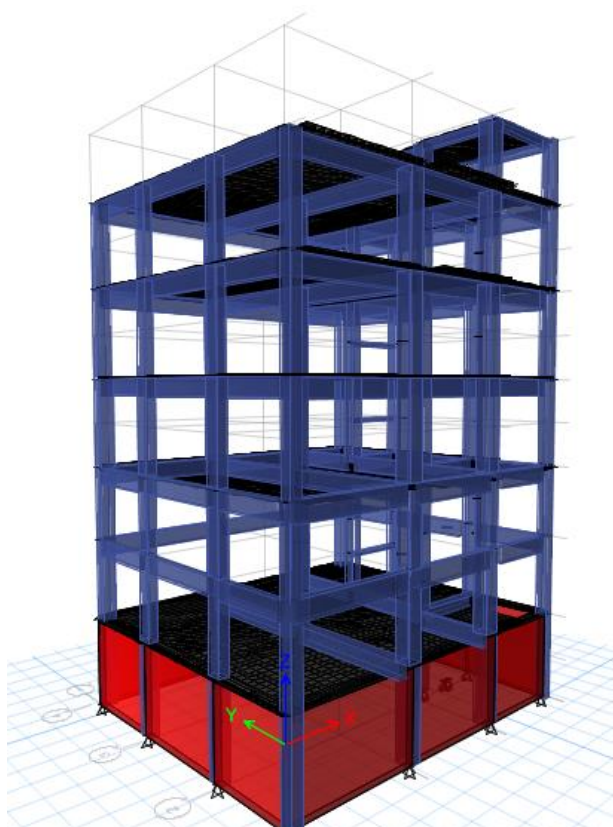
### 2.1 Εισαγωγικά

Το στατικό πρόγραμμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση του κτιρίου είναι το ETABS V18

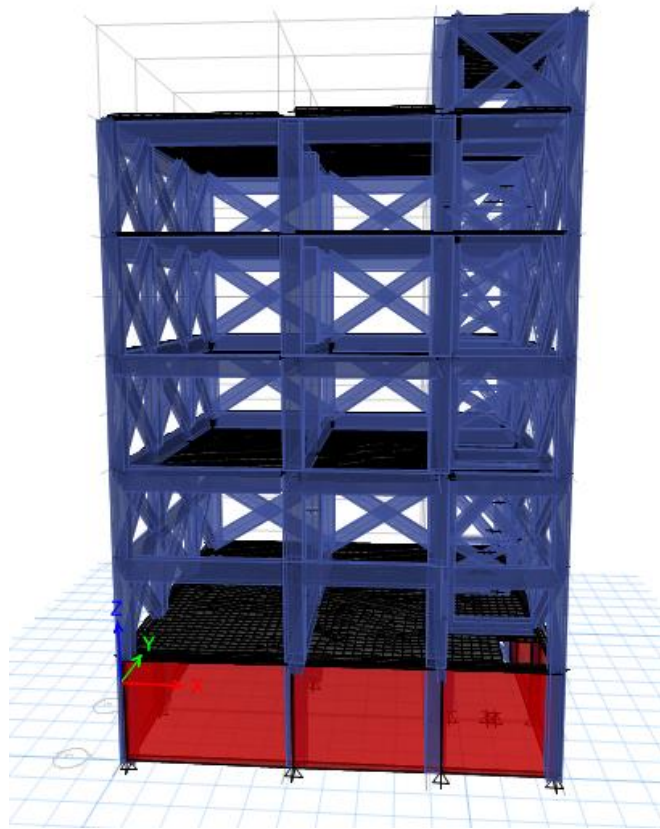
Για την προσομοίωση του κτιρίου θεωρήσαμε ότι τα δοκάρια και τα υποστυλώματα είναι γραμμικά στοιχεία 6 βαθμών ελευθερίας (Frames), ενώ οι πλάκες οι οποίες φέρουν το ίδιο βάρος τους αλλά και τα επιφανειακά ωφέλιμα φορτία, τα οποία μεταφέρουν στις δοκούς, προσομοιώθηκαν με πεπερασμένα επιφανειακά στοιχεία. Με τον ίδιο τρόπο προσομοιώθηκαν και τα τοιχώματα του υπογείου.

Τέλος οι στηρίξεις στην στάθμη του υπογείου θεωρήθηκαν πλήρεις πακτώσεις.

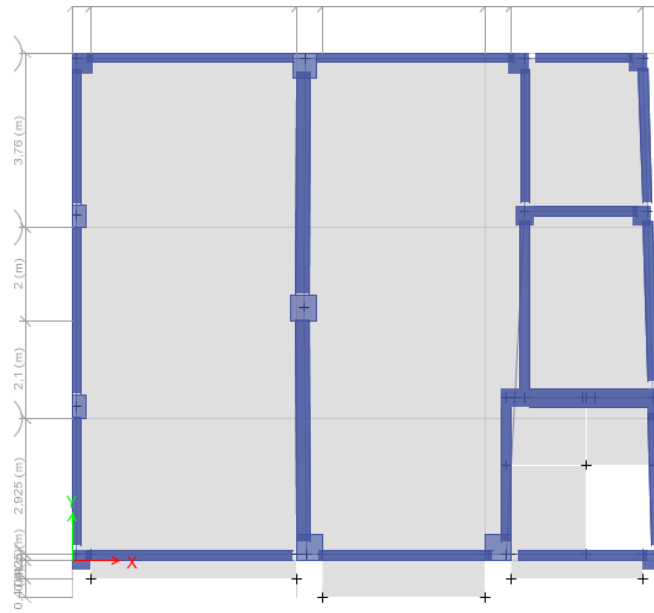
Η αποτύπωση του κτιρίου σχεδιάστηκε με τη χρήση του κατάλληλου κάναβου απευθείας στο Etabs.



Εικόνα 2: Μοντέλο κτιρίου στο Etabs



Εικόνα 3: Μοντέλο κτιρίου στο Etabs



Εικόνα 4: Κάτοψη μοντέλου Δώματος

## 2.2 Υλικά

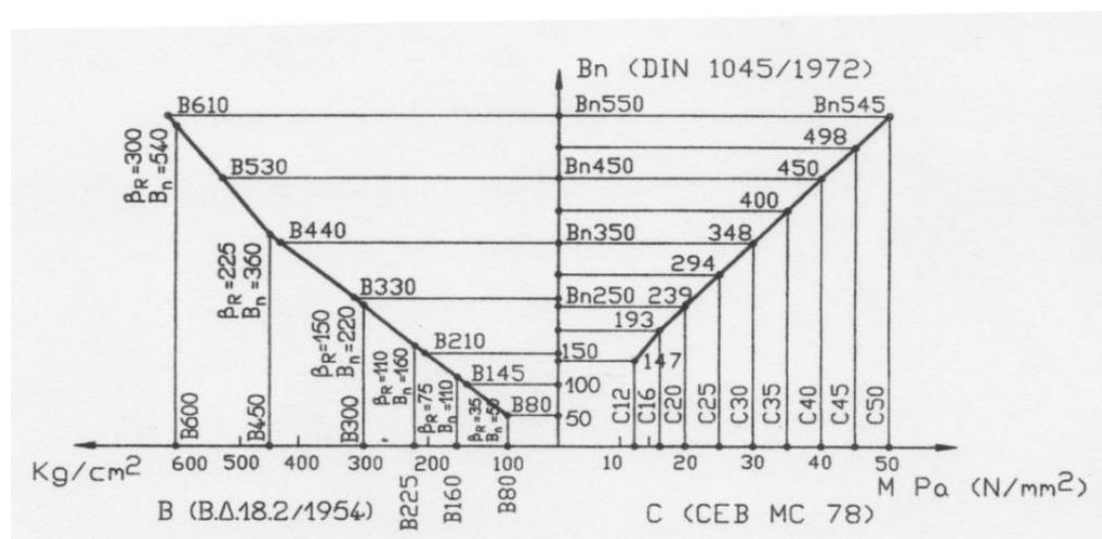
Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτάσσει στην περίπτωση στατικής ανελαστικής ανάλυσης για μη ψαθυρές μορφές αστοχίας, να δουλεύουμε με τις μέσες τιμές αντοχών των υλικών.

Όπως προ είπαμε θεωρούμε στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων υψηλή, κάτι το οποίο θα πρέπει σε περίπτωση πραγματοποίησης ενίσχυσης του κτιρίου, να διαπιστωθεί έπειτα από εργαστηριακές αναλύσεις σε δοκίμια που θα παρθούν από το κτίριο.

### 2.2.1 Σκυρόδεμα

Σύμφωνα με τα σχέδια έχουμε ποιότητα σκυροδέματος B225, η οποία περίπου αντιστοιχεί σε μια ποιότητα σκυροδέματος κατά EC-2 C15/19. Δηλαδή το προσομοιώνουμε θεωρώντας χαρακτηριστική τιμή αντοχής  $f_{ck}=15\text{MPa}$  και μέση τιμή αντοχής  $f_{cm}=15+8=23\text{MPa}$ .

Για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων υψηλή, έχουμε  $\gamma_c=1,15$ , οπότε και η τελική τιμή αντοχή του σκυροδέματος που λαμβάνεται υπόψη ισούται με  $f_c=23/1,15=20\text{MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος  $E_{cm} = 29\text{GPa}$  και το ειδικό βάρος  $25\text{KN/m}^3$ .



Εικόνα 5: Συσχέτιση τυπικών αντοχών σκυροδέματος καθορισμένων σύμφωνα με το ΒΔ/54, DIN 1045 και ΝΚΩΣ (CEB-MC/78)

Ο ορισμός του σκυροδέματος στο ETABS έγινε μέσω της εντολής Define→Material Properties→Add New Material→Concrete.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: B 225

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Blue] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 24,9926 kN/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 2548,538 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 29000 MPa

Poisson's Ratio, U: 0

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,00001 1/C

Shear Modulus, G: 14500 MPa

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Εικόνα 6: Ορισμός σκυροδέματος

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name: B 225

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade: C15/19

**Design Properties for Concrete Materials**

Characteristic Concrete Cylinder Strength, fck: 20 MPa

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

OK Cancel

Εικόνα 7: Ορισμός μέσης αντοχής σκυροδέματος

### 2.2.2 Χάλυβας

Ο χάλυβας αντίστοιχα, σύμφωνα με τα σχέδια του κτιρίου είναι ποιότητας SIII, η οποία και αυτή αντιστοιχεί σε μία ποιότητα χάλυβα S400. Δηλαδή τον προσομοιώνουμε θεωρώντας μέση τιμή αντοχής  $f_{ym}=440\text{MPa}$ . Για στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων υψηλή, έχουμε  $\gamma_s=1,05$ , οπότε και η τελική τιμή αντοχή του χάλυβα που λαμβάνεται υπόψη ισούται με  $f_y=440/1,05=419\text{MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι  $E_s = 200\text{ GPa}$  και το ειδικό βάρος  $77\text{ KN/m}^3$ .

Ο ορισμός του έγινε μέσω της εντολής Define→Material Properties→Add New Material→Rebar



**ET** Material Property Data ✕

**General Data**

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

---

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume:  kN/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume:  kg/m<sup>3</sup>

---

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E:  MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A:  1/C

---

**Design Property Data**

---

**Advanced Material Property Data**

---

Εικόνα 8: Ορισμός χάλυβα σπλισμού SIII

### 2.3 Γραμμικά μέλη φορέα

Στο ETABS θα καθορίσουμε όλα τα στοιχεία των διατομών των γραμμικών μελών του φορέα ώστε σχεδιάζοντας τον, να προσομοιώσει τον τρόπο που συνδέονται, αλληλεπιδρούν μεταξύ τους και μορφώνουν τον φορέα. Το πρόγραμμα έτσι θα καθορίσει την ελαστική δυσκαμψία του φορέα ολόκληρου και συνεπώς τον τρόπο που φορτίζεται, κατανέμει την ένταση και αποκρίνεται η κατασκευή σε μια ελαστική ανάλυση.

Για την ανελαστική ανάλυση του φορέα απαιτείται η εύρεση των καμπύλων ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. στα σημεία που είναι πιθανό να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση. Επειδή το ETABS δεν έχει την δυνατότητα να εξάγει τις καμπύλες του ΚΑΝ.ΕΠΕ., αυτό θα γίνει μέσω αρχείου excel τα αποτελέσματα του οποίου θα εισαχθούν χειροκίνητα στο ETABS. Οι διατομές που μας ενδιαφέρουν καθώς είναι πιθανό να αναπτύξουν πλαστικές αρθρώσεις είναι στα δυο άκρα κάθε μέλους.

### 2.3.1 Οπλισμός μελών

#### 2.3.1.1 Δοκοί

Σημαντική είναι η κατανόηση του τρόπου όπλισης των δοκών κατά την περίοδο της ανέγερσης της κατασκευής. Στις ακραίες διατομές, ο μισός οπλισμός της κάτω παρειάς έσπαγε στην άνω παρειά. Αυτό γινόταν σταδιακά. Ανά συγκεκριμένες αποστάσεις κατά μήκος της δοκού, ένας-ένας οπλισμός από την κάτω παρειά ανέβαινε στην πάνω, με τον τελευταίο να ανεβαίνει ακριβώς στην ακραία διατομή. Αυτόν τον τελευταίο οπλισμό τον αμελούμε καθώς θεωρούμε ότι δεν προλαβαίνει να συνεισφέρει στην διατομή.

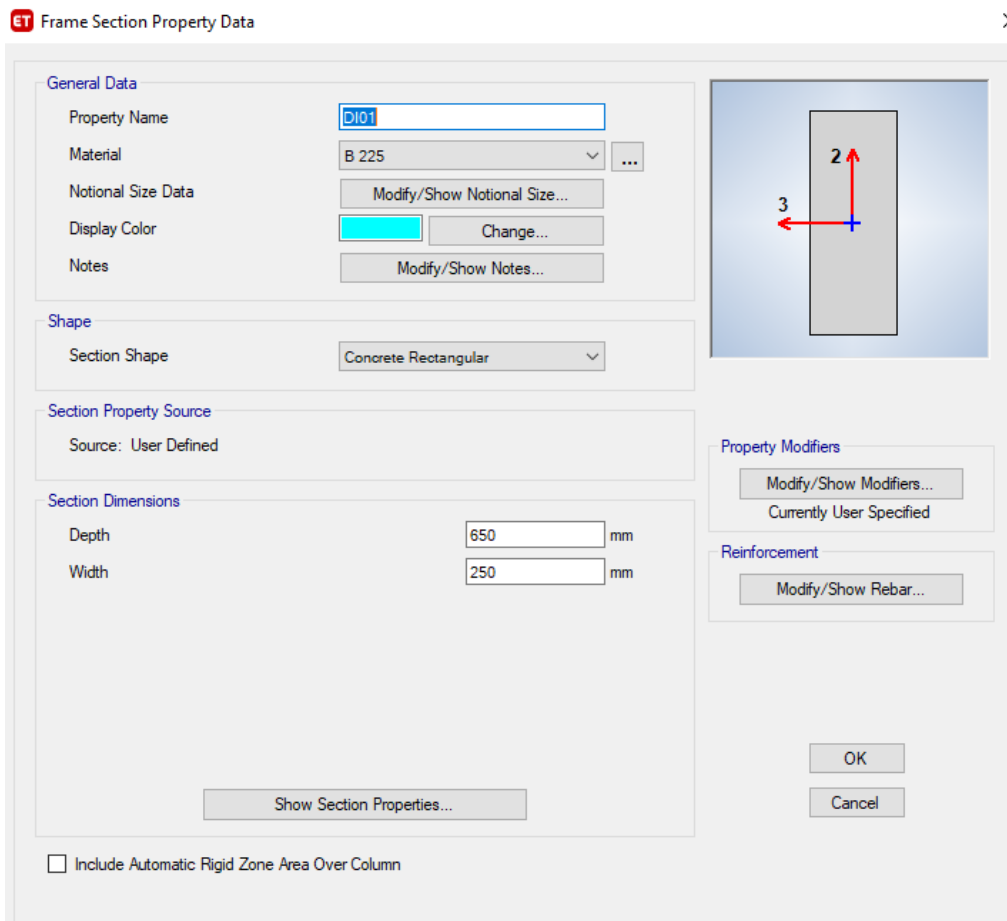
Επίσης μαζί με τον παραπάνω οπλισμό σε κάθε δοκό, πρέπει να συνυπολογίσουμε και τυχόν πρόσθετο κόμβου όπως επίσης και τον (άνω) οπλισμό που εισέρχεται στην διατομή μας με σκοπό την αγκύρωση του από τυχόν διπλανή δοκό.

#### 2.3.1.2 Υποστυλώματα

Όσον αφορά τα υποστυλώματα, στις διατομές όπου γίνεται παράθεση (υπερκάλυψη) των οπλισμών, σύμφωνα με το άρθρο 7.2.1 παράγραφος δ) του ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2017, οι μεν εφελκούμενοι δεν προλαβαίνουν να συνεισφέρουν στην διατομή, οι δε θλιβόμενοι, εάν δεχτούμε ότι ξεκινάνε ακριβώς στο άκρο και υπάρχει επαρκής εγκιβωτισμός και περίσφιξη, μπορούν και συνεισφέρουν. Εύκολα όμως αποδεικνύεται ότι η συνεισφορά τους είναι μικρή οπότε και μπορούν να αμεληθούν.

### 2.3.2 Εισαγωγή διατομών στο ETABS

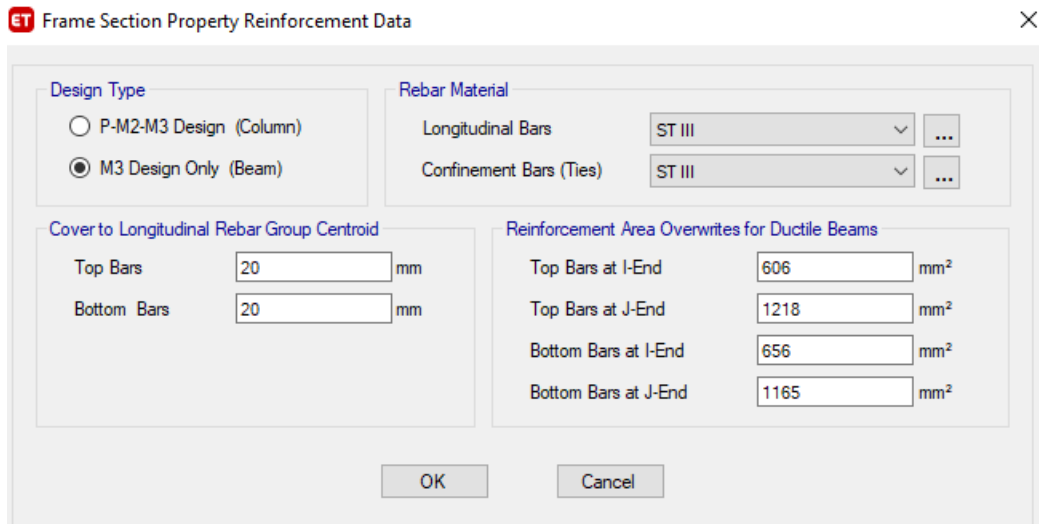
Το υλικό, το σχήμα και οι διαστάσεις των διατομών, καθορίζονται στο παράθυρο που εμφανίζεται μέσω της εντολής Define→Section Properties→Frame Sections→Add New Property.



Εικόνα 9: Καθορισμός διατομής δοκού

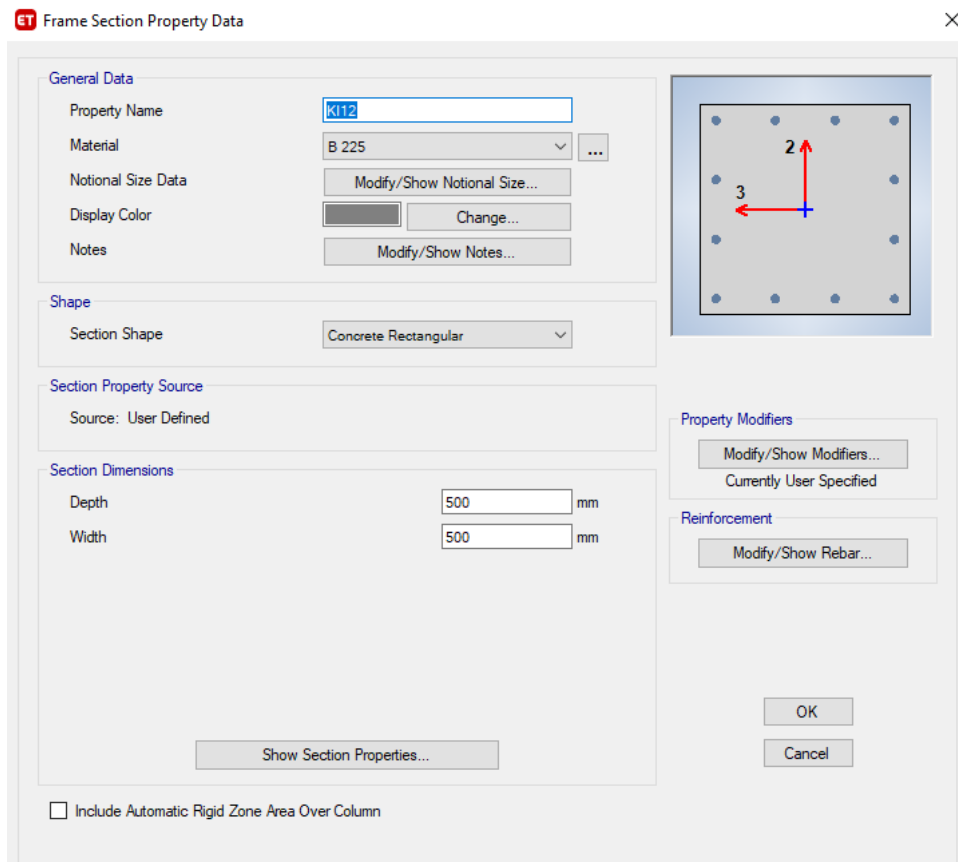
Στην παραπάνω εικόνα ενδεικτικά φαίνεται ο καθορισμός της δοκού Δ1 του Ισογείου. Επίσης στο πεδίο Modify→Show Rebar εισάγεται ο διαμήκης σπλισμός της δοκού σύμφωνα με την επόμενη εικόνα. Επίσης επιλογή τύπου γραμμικού στοιχείου (υποστύλωμα ή δοκάρι), καθορίζεται στο πεδίο Design Type.

- ❖ Να αναφέρουμε εδώ ότι από την στιγμή που οι πλαστικές αρθρώσεις θα αποδοθούν από δικιά μας μελέτη και όχι αυτόματα από το ίδιο το Etabs, δεν είναι απαραίτητος ο καθορισμός του ακριβή σπλισμού στις διατομές.



Εικόνα 10: Καθορισμός οπλισμού δοκού

Αντίστοιχα για τα υποστυλώματα, παρατίθεται ενδεικτικά το υποστυλώμα K6 του ισογείου στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 11: Καθορισμός διατομής υποστυλώματος

ET Frame Section Property Reinforcement Data ×

<b>Design Type</b> <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		<b>Rebar Material</b> Longitudinal Bars: ST III Confinement Bars (Ties): ST III	
<b>Reinforcement Configuration</b> <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		<b>Confinement Bars</b> <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	
<b>Check/Design</b> <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input type="radio"/> Reinforcement to be Designed			
<b>Longitudinal Bars</b>			
Clear Cover for Confinement Bars		20	mm
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face		4	
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face		4	
Longitudinal Bar Size and Area	20	...	314 mm <sup>2</sup>
Corner Bar Size and Area	20	...	314 mm <sup>2</sup>
<b>Confinement Bars</b>			
Confinement Bar Size and Area	8	...	50 mm <sup>2</sup>
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)		100	mm
Number of Confinement Bars in 3-dir		4	
Number of Confinement Bars in 2-dir		4	
OK		Cancel	

Εικόνα 12: Καθορισμός οπλισμού υποστυλώματος

### 2.3.3 Εύρεση καμπύλων ικανότητας διατομών

Όπως προαναφέρθηκε, οι καμπύλες ικανότητας των διατομών προκύπτουν σύμφωνα με το παράρτημα του κεφαλαίου 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι διατομές που μας ενδιαφέρουν καθώς είναι πιθανό να αναπτύξουν πλαστικές αρθρώσεις είναι στα δυο άκρα κάθε μέλους. Συνεπώς θα προκύψει μια καμπύλη ικανότητας για κάθε ακραία διατομή μιας δοκού. Αντίθετα στα υποστυλώματα επειδή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει καμπύλη για μονοαξονική φόρτιση, θα προκύψουν δύο καμπύλες σε κάθε σε κάθε άκρο, μία για κάθε διεύθυνση. Στα υποστυλώματα, για αυτόν τον λόγο, κάναμε και την παραδοχή ότι σε κάθε διεύθυνση, αμελούμε τον ενδιάμεσο καθώς και τον μισό γωνιακό οπλισμό, θεωρώντας ότι αυτοί καταπονούνται στην άλλη διεύθυνση.

Έτσι οι χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών  $M_y$ ,  $M_u$  και στροφών  $\theta_y$ ,  $\theta_u$  αφού υπολογίστηκαν, περάστηκαν χειροκίνητα για κάθε μέλος στο Etabs.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	
1		Εμβαδό Οπλισμών	mm <sup>2</sup>	As	307,88													
2			mm <sup>2</sup>	As'	307,88													
3			mm <sup>2</sup>	Av	307,88													
4			mm <sup>2</sup>	Aw	100,53													
5																		
6		Επικό Ύψος εφελκόμενου	mm	d	270													
7		Επικό Ύψος θλιβόμενου	mm	d'	30													
8				d''	0,111													
9		Ποσοστό Εφελκόμενου Οπλισμού		ρ	0,00380094													
10		Όγκομετρικό Ποσοστό		ω	0,05279													
11		Ποσοστό Θλιβόμενου Οπλισμού		ρ'	0,00380094													
12		Όγκομετρικό Ποσοστό		ω'	0,05279													
13		Ποσοστό Ενδιάμεσου Οπλισμού		ρ <sub>υ</sub>	0,00380094													
14		Όγκομετρικό Ποσοστό		ω <sub>υ</sub>	0,05279													
15		Πλάτος περιφέρειας	mm	b <sub>υ</sub>	240													
16		Ύψος περιφέρειας	mm	h <sub>υ</sub>	240													
17		Ποσοστό οπλισμού διάτρησης		ρ <sub>υ</sub>	0,00174533													
18		Όγκομετρικό Ποσοστό		ω <sub>υ</sub>	0,06060													
19		Καθαρή απόσταση μεταξύ συνδετήρων	mm	s'	192													
20				ρ <sub>υε</sub>	0,01140282	ρ+ρ'+ρ <sub>υ</sub>												
21																		
22																		
23		λόγος Es/Es		α	10,00													
24		Α. Καμπυλότητα διαρροής λόγω διαρροής εφελκ. Οπλισμού																
25				A	0,0287													
26				B	0,0238													
27		Ύψος θλιβόμενης ζώνης		ξ <sub>υ</sub>	0,458													
28		Καμπυλότητα Διαρροής		(1/R) <sub>υ</sub>	0,000008													
29		Α. Καμπυλότητα διαρροής λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος																
30				A	-0,0019													
31				B	0,0063													
32				ξ <sub>υ</sub>	0,376													
33				(1/R) <sub>υ</sub>	0,000015													
34																		
35																		
36		Ύψος θλιβόμενης ζώνης		ξ <sub>υ</sub>	0,458													

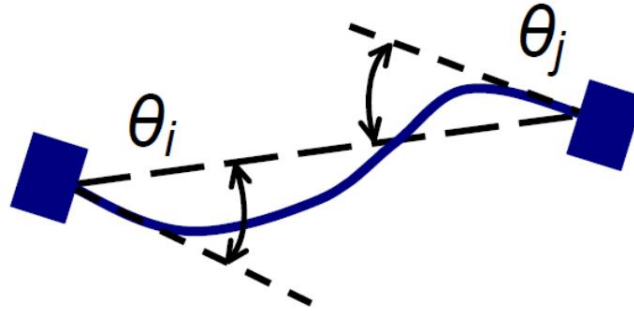
Εικόνα 13: Πρόγραμμα εύρεσης καμπύλων ικανότητας

### 2.3.4 Μέγεθος στροφής θ

Αφού υπολογίστηκαν τα απαραίτητα στοιχεία για κάθε διατομή όπως προ είπαμε στην προηγούμενη παράγραφο, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., εισάγονται χειροκίνητα στο λογισμικό.

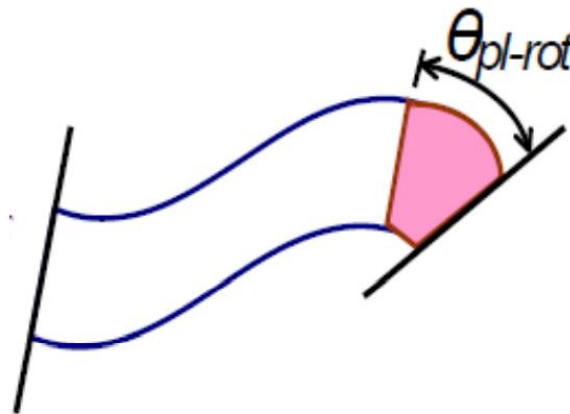
Σε ότι αφορά το μέγεθος θ που εισαγάγουμε στο ETABS, πρέπει να ξεκαθαριστεί πως συσχετίζεται με το αντίστοιχο μέγεθος θ στο οποίο αναφέρεται ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίσαμε τις καμπύλες μας.

Οι σύγχρονοι Ευρωπαϊκοί κανονισμοί όπως ο Ευρωκώδικας 8-Μερος 3 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., βάση του οποίου υπολογίστηκαν οι καμπύλες ικανότητας των μελών, χρησιμοποιούν τη γωνία στροφής χορδής ενός στοιχείου, η οποία ορίζεται ως η γωνία που σχηματίζει η εφαπτόμενη στον άξονα του μέλους στο άκρο με τη χορδή που συνδέει τα δύο άκρα στην παραμορφωμένη του κατάσταση. Προσδιορίζεται δηλαδή πρακτικά ως, η γωνιακή παραμόρφωση του μέλους (drift) +/- τη στροφή του κόμβου του άκρου, ανάλογα με το εάν η στροφή και η γωνιακή παραμόρφωση έχουν αντίθετη ή ίδια φορά, αντίστοιχα.



Εικόνα 14: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής

Στο λογισμικό όμως το οποίο βασίστηκε σε άλλα κανονιστικά κείμενα όπως τα ATC-40 και FEMA-365, το αντίστοιχο κατάλληλο μέγεθος « $\theta$ » που χρησιμοποιείται είναι η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης, η οποία ορίζεται ως η διαφορά των καμπυλοτήτων της ακραίας διατομής στην αστοχία και στη διαρροή, αντίστοιχα, πολλαπλασιασμένη με το  $L_{\text{πλ. άρθρ}} = f(1/r)$  για το οποίο υπάρχουν σχέσεις προσδιορισμού του.



Εικόνα 15: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης

Όπως προκύπτει από τη συναφή διεθνή βιβλιογραφία (Bardakis & Dritsos, 2007), το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής είναι περίπου ίσο με τη γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης. Η συγκεκριμένη διαπίστωση είναι ιδιαίτερως σημαντική καθώς σε μία ανελαστική στατική ανάλυση, εφόσον ως μέγεθος " $\delta$ " υιοθετηθεί η γωνία στροφής

πλαστικής άρθρωσης, μπορούν στα κριτήρια επιτελεστικότητας για τα μέλη κατά τον έλεγχο της γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης να χρησιμοποιηθούν οι αντίστοιχες εκφράσεις του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής που ορίζει ο Ευρωκώδικας 8–Μέρος 3 ή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στο ETABS εισάγεται μόνο το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής του σημείου αυτού, που σημαίνει ότι εισάγεται μόνο το αντίστοιχο τμήμα το διαγράμματος ικανότητας της διατομής. Άρα κάθε σημείο και στάθμη του διαγράμματος ικανότητας που υπολογίστηκε αντιστοιχεί στην τιμή του μείον την γωνία στροφής διαρροής  $\theta_y$ .

Αναλυτικότερα εισάγεται:

Σημείο A:  $\theta_A=0$

Σημείο B:  $\theta_B=0$

Σημείο C:  $\theta_C=\theta_u, \rho_l=\theta_u-\theta_y$

Σημείο D:  $\theta_D=\theta_u, \rho_l=\theta_u-\theta_y$

Σημείο E:  $\theta_E=\theta_u, \rho_l+0,005$

Αντίστοιχα και τα σημεία επιτελεστικότητας πρέπει να εισαχθούν όπως ορίζονται από τον κανονισμό, αφού πρώτα όμως και εδώ αφαιρεθεί η γωνία στροφής διαρροής  $\theta_y$ :

- Σημείο AX (Άμεσης Χρήσης=Immediate Occupancy):  $\theta_{AX}=0$
- Σημείο ΠΖ (Προστασίας Ζωής=Life Safety):  $\theta_{ΠΖ}=0.5 (\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd}-\theta_y$ , όπου  $\gamma_{Rd}=1.5$
- Σημείο OK (Οιονεί Κατάρρευση=Collapse Prevention):  $\theta_{OK}=\theta_u/1.5-\theta_y$

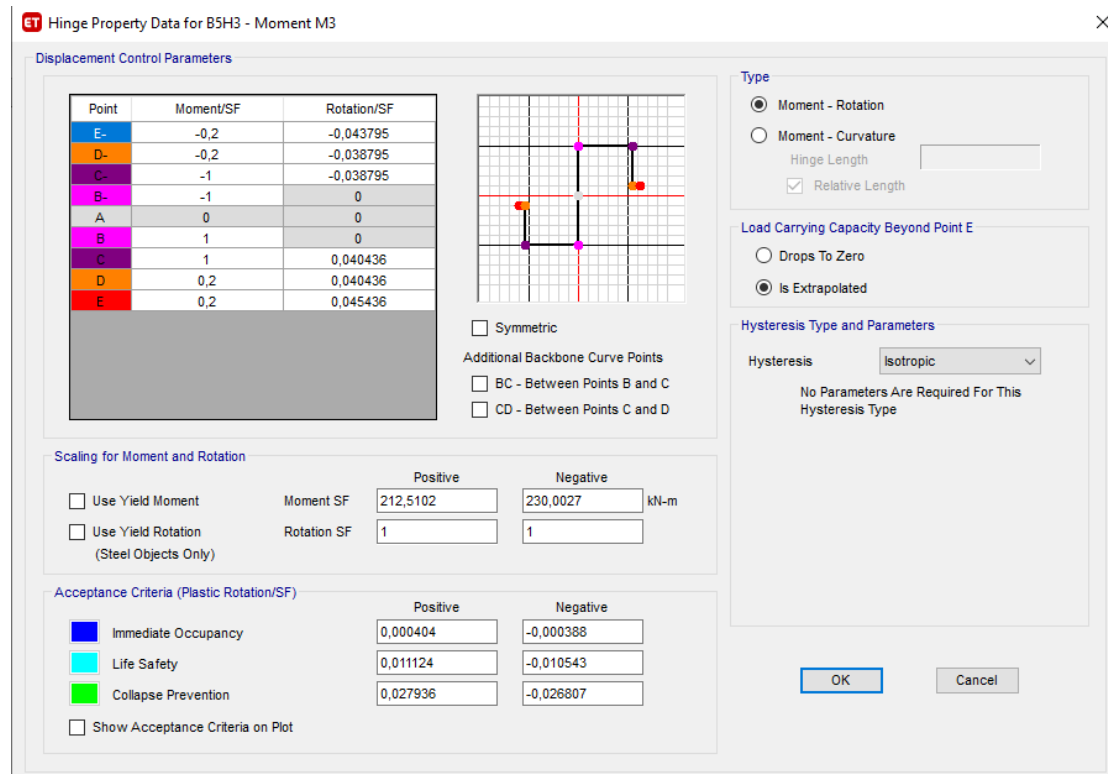
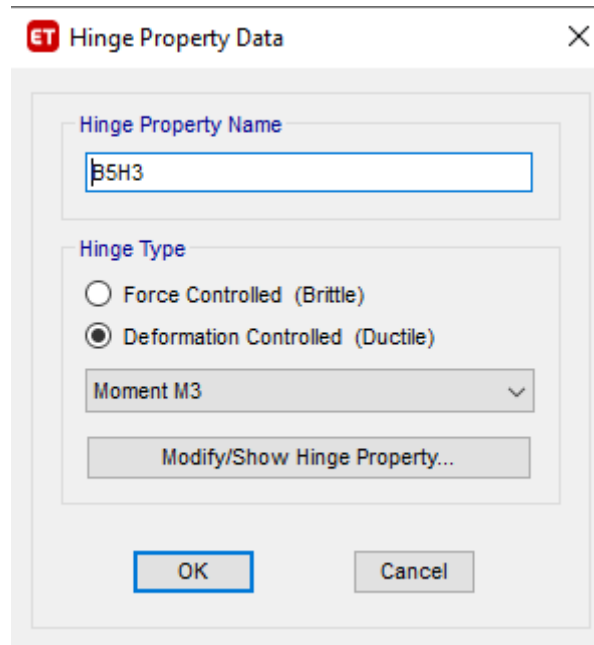
- ❖ Για λόγους αριθμητικής ευστάθειας του προγράμματος, επιλέγεται Load Carrying Capacity Beyond Point E : Is Extrapolated έτσι ώστε μόλις η γωνία στροφής τείνει να υπερβεί το σημείο E που αντιστοιχεί στην ολική απώλεια της αντίστασης του μέλους, αυτό να επαυπολογίζεται.

### 2.3.5 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στο ETABS

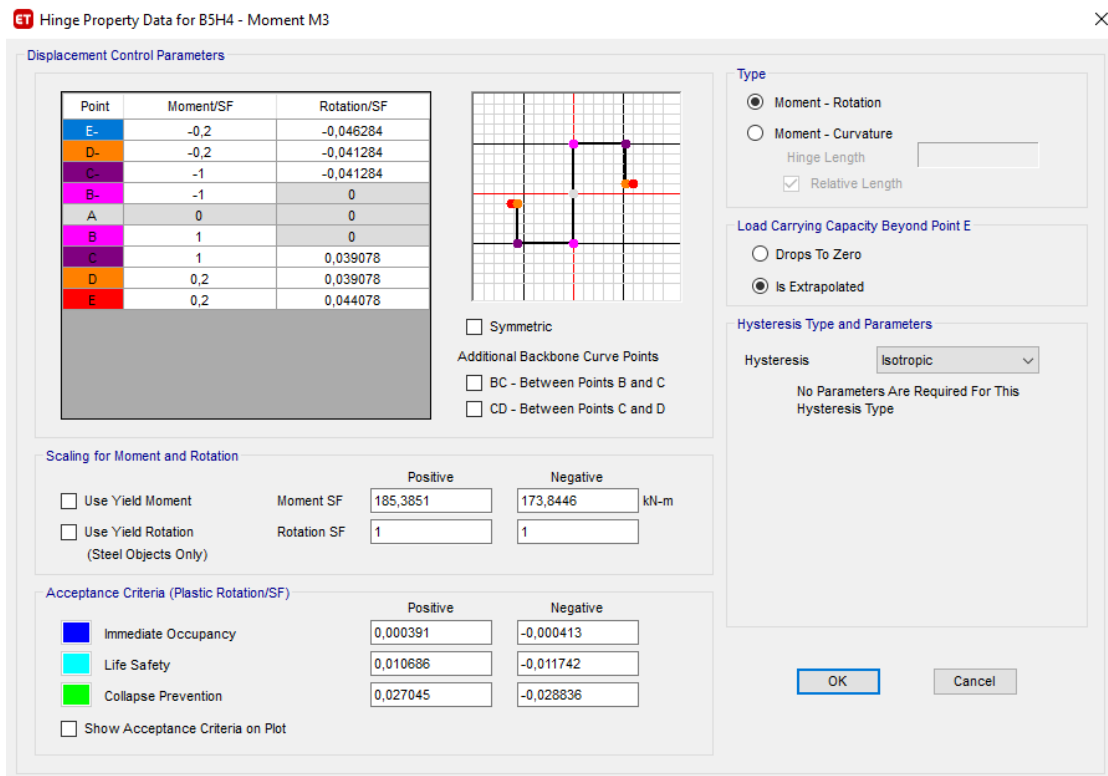
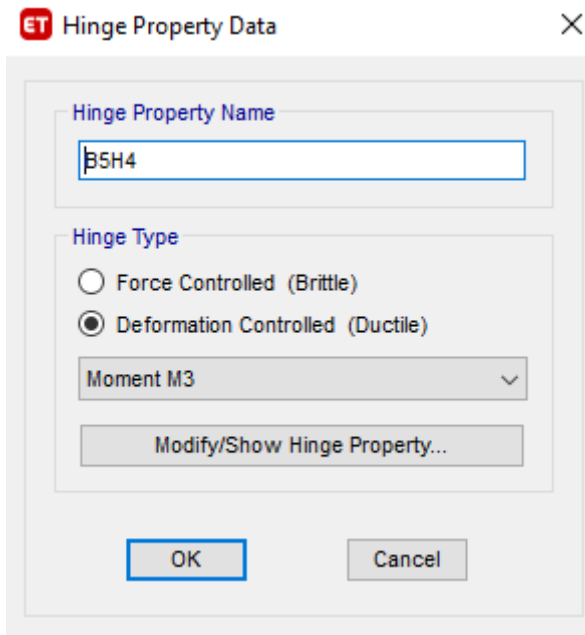
Παρακάτω φαίνεται ο τρόπος εισαγωγής των καμπύλων ικανότητας για τις δυο ακραίες διατομές μιας δοκού. Όπως φαίνεται, τα μεγέθη αντοχών και παραμορφώσεων είναι διαφορετικά από άκρο σε άκρο, μιας και η δοκός δεν έχει το ίδιο σπλισμό σε αυτά. Επίσης στα δοκάρια μας ενδιαφέρει μόνο η ροπή M3, καθώς αυτός είναι ο κύριος άξονας



καμπτικής καταπόνησης του. Τέλος να σημειωθεί ότι στα δοκάρια, οι καμπύλες δεν είναι συμμετρικές μιας και έχουμε διαφορετικό σπλισμό στην άνω και στην κάτω παρειά.



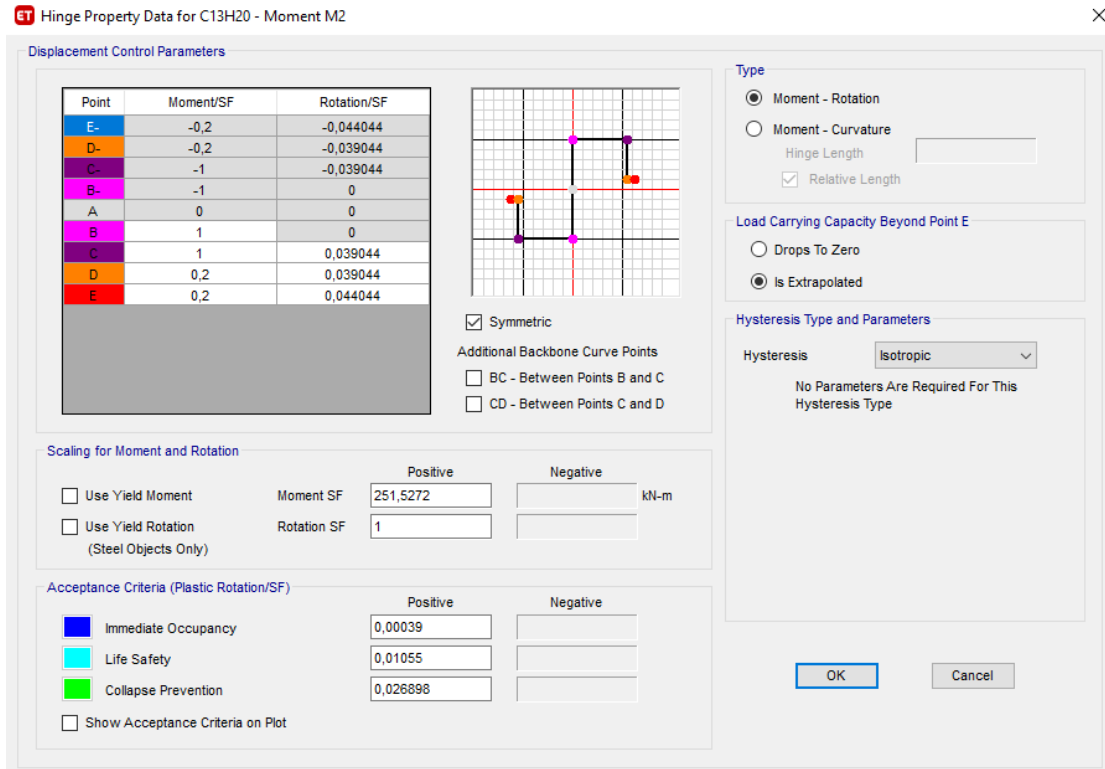
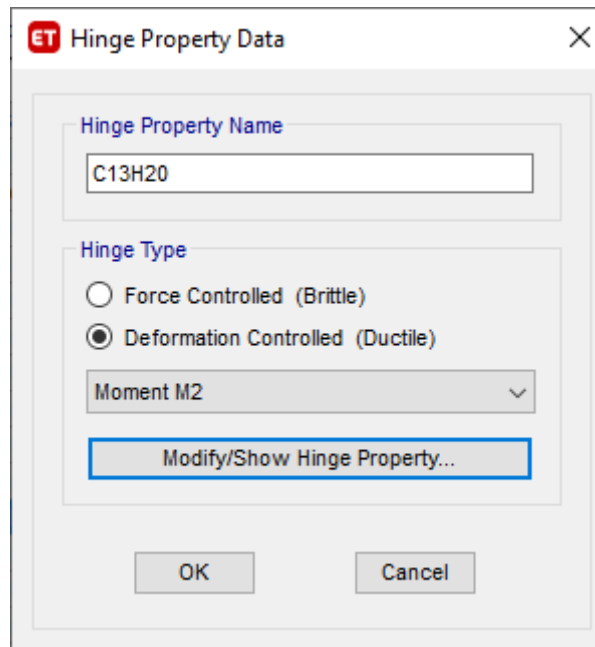
Εικόνα 16: Καμπύλη ικανότητας M3-θ άκρου i δοκαριού B5



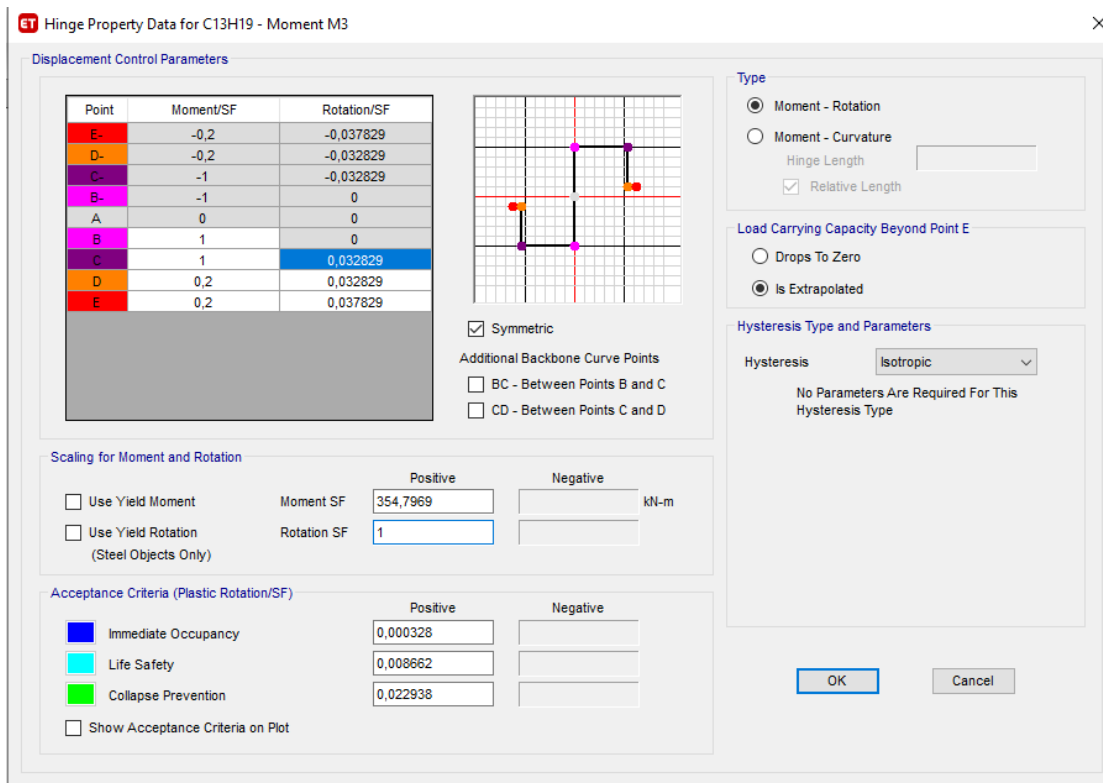
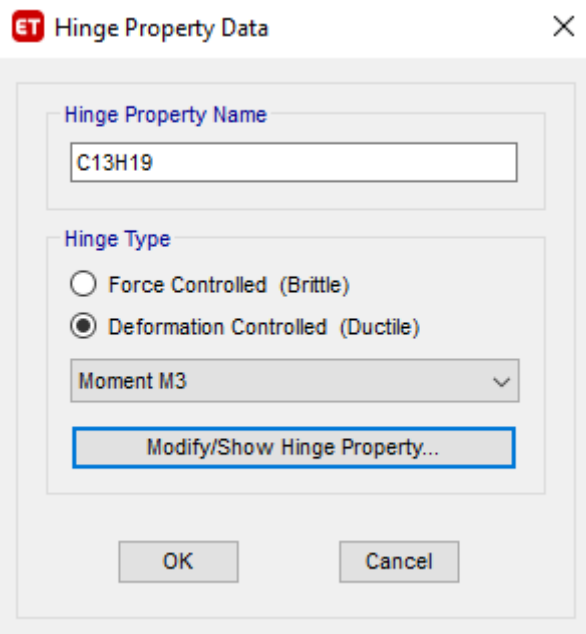
Εικόνα 17: Καμπύλη ικανότητας M3-θ άκρου j δοκαριού B5

Αντίστοιχα παρακάτω φαίνεται ο τρόπος εισαγωγής των καμπύλων ικανότητας για τα υποστυλώματα. Εδώ σε αντίθεση με τις δοκούς, τα μεγέθη αντοχών και παραμορφώσεων είναι ίδια στα δυο της άκρα, αφού υπολογίζουμε με τον ίδιο οπλισμό. Επίσης στα υποστυλώματα μας ενδιαφέρει πέρα από την ροπή M3 και η ροπή M2, καθώς έχουμε

καμπτική καταπόνηση και στους δύο κύριους άξονες τους. Τέλος να σημειωθεί ότι η καμπύλες στα υποστυλώματα είναι συμμετρικές μιας και έχουμε ίδιο σπλισμό στην άνω και στην κάτω παρειά.

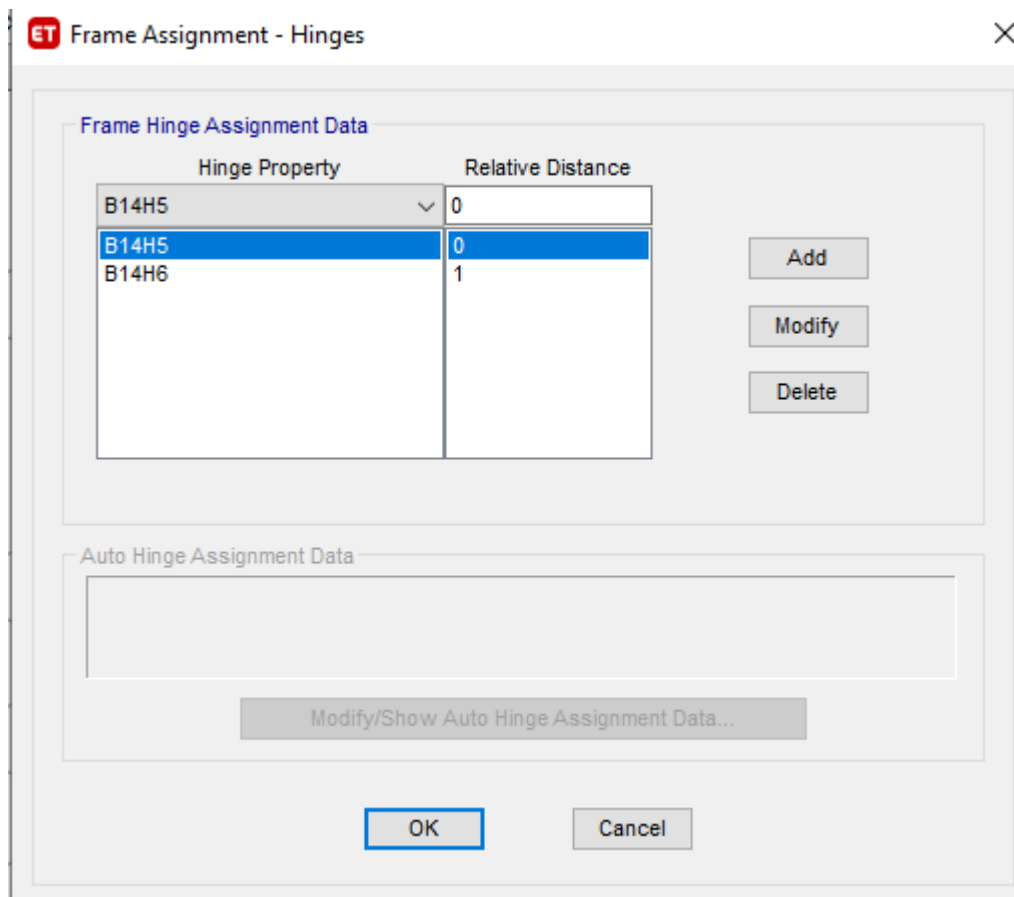


Εικόνα 18: Καμπύλη ικανότητας M2-θ υποστυλώματος C13



Εικόνα 19:: Καμπύλη ικανότητας M3-θ υποστυλώματος C13

Ως θέσεις πιθανής ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων θεωρούνται η αρχή και το τέλος κάθε δομικού στοιχείου, αφού εκεί αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή του κατά την σεισμική δράση.



Εικόνα 20: Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα κάθε γραμμικού μέλους

## 2.4 Δημιουργία πλακών

Όπως αναφέραμε στο κεφάλαιο 2.1, οι πλάκες θα προσομοιωθούν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (shell elements). Επίσης σε όλες τις πλάκες θα οριστεί διαφραγματική λειτουργία αυτών ώστε να εξασφαλιστεί η ίση μετακίνηση όλων των σημείων στο επίπεδο του κάθε ορόφου και να διανεμηθούν οι οριζόντιες φορτίσεις ανάλογα με τη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων.

Έτσι, μέσω αυτής της λειτουργίας μπορούμε να θεωρήσουμε τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά όροφο: δύο μετακινήσεις και μία στροφή με αποτέλεσμα να μειωθεί και ο υπολογιστικός χρόνος.

Ο ορισμός των πλακών έγινε μέσω της εντολής Define – Section Properties – SlabSections.

Ο ορισμός των διαφραγμάτων έγινε μέσω της εντολής Define – Diaphragms - Rigid Diaphragm (πλήρως απαραμόρφωτο) και αφού επιλέχθηκαν (select) όλα τα floor objects έγινε assign αυτών στις κατόψεις των ορόφων.

Το modeling type ορίστηκε Shell-Thin καθώς σύμφωνα με το manual του προγράμματος Thin θεωρείται η πλάκα που το πάχος/μήκος  $< 1/15$ .

ET Slab Property Data

General Data

Property Name: PLAKA 16

Slab Material: B 225

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

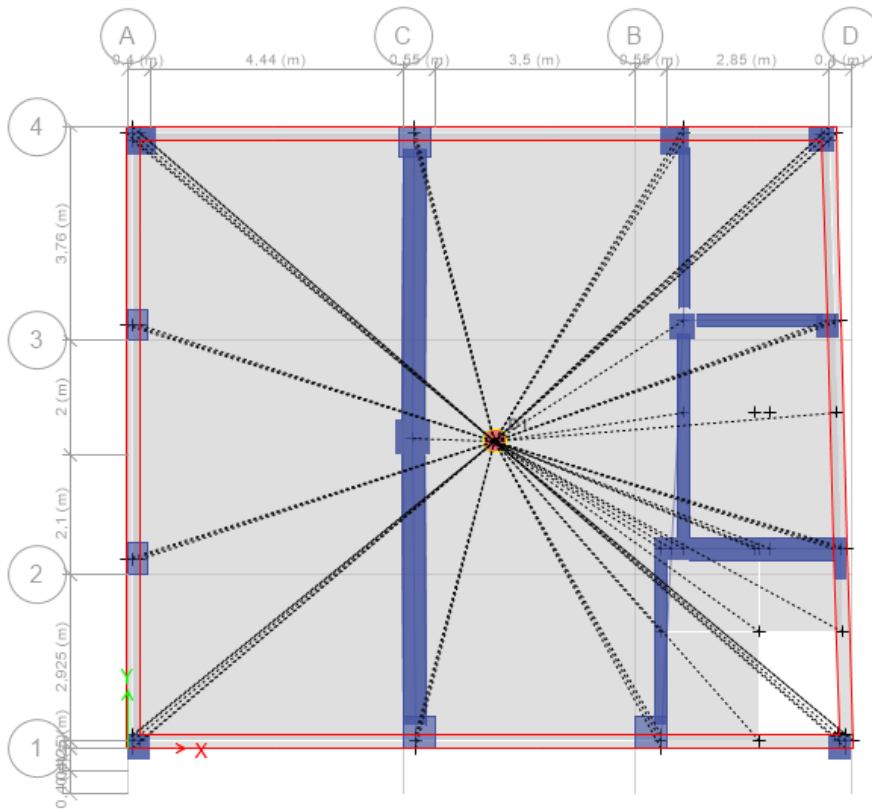
Property Data

Type: Slab

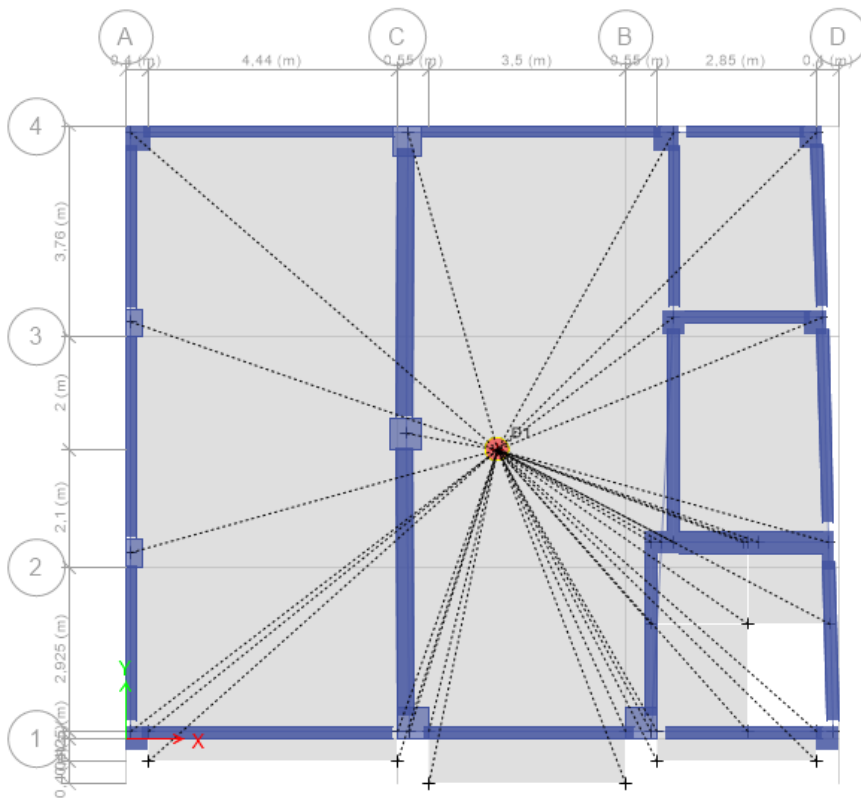
Thickness: 160 mm

OK Cancel

Εικόνα 21: Ορισμός πλάκας στο ETABS



Εικόνα 22: Ορισμός διαφράγματος στο ισόγειο



Εικόνα 23: Ορισμός διαφράγματος Δώματος

## 2.5 Τοιχοποιία πλήρωσης

Σύμφωνα με τον κανονισμό, η τοιχοποιία πλήρωσης δεν είναι απαραίτητο να προσομοιωθεί εκτός και αν στην πραγματικότητα δρα καταλυτικά στην αντοχή της κατασκευής. Επίσης επιτρέπεται να προσομοιωθεί κατά την σεισμική και μόνο ανάλυση του κτιρίου.

Επειδή η τοιχοποιία πλήρωσης προσφέρει αρκετή δυσκαμψία και αλλάζει όλη την συμπεριφορά των κτιρίων, θα γίνει μια προσπάθεια να γίνει η προσομοίωση της και στο δικό μας παράδειγμα.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., για την μοντελοποίηση της τοιχοποιίας πλήρωσης υποδεικνύει είτε την χρήση φατνώματος είτε την χρήση ισοδύναμων χιαστί συνδέσμων. Στην δικιά μας ανάλυση οι τοίχοι προσομοιώθηκαν με την χρήση χιαστί συνδέσμων. Επίσης, μας ενδιαφέρουν μόνο τα μέλη που καταπονούνται από θλίψη και όχι τα υπό εφελκυσμό για κάθε φόρτιση που επιβάλλουμε.

Έτσι ορίζουμε νέο υλικό τύπου Masonry με χαρακτηριστικά αντοχών και ιδιότητες σύμφωνα με τις ερήμην τιμές που παραθέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στον πίνακα 3 του παραρτήματος 3.1 και σύμφωνα με την ανάλυση που κάνει στην παράγραφο 7.4.1.

Material Property Data

General Data

Material Name: τοιχοποιία

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Green] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0 kN/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0 kg/m<sup>3</sup>

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 784.31 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000081 1/C

Shear Modulus, G: 326.8 MPa

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Εικόνα 24: Εισαγωγή υλικού τοιχοποιίας πλήρωσης



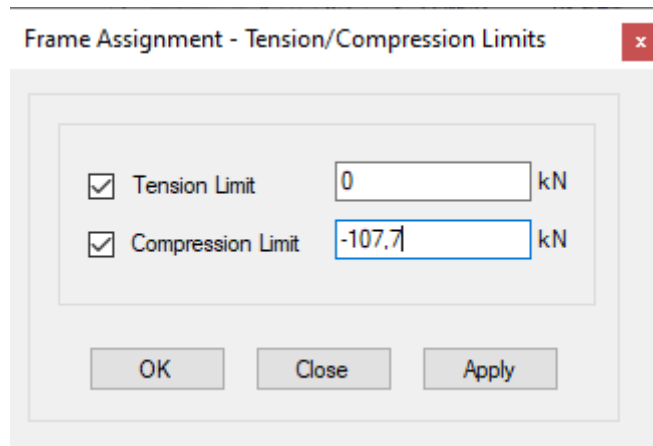
Έπειτα θεωρήσαμε πέντε κύριες διατομές χιαστί συνδέσμων που προέκυψαν για πέντε διαφορετικά μήκη, στα οποία θα καταταγούν όλα τα χιαστί του κτιρίου μας, σύμφωνα με την παρακάτω εικόνα:

L	h	b
2,8	0,350	0,2
3,25	0,406	0,2
3,65	0,456	0,2
4,25	0,531	0,2
4,75	0,594	0,2

*Εικόνα 25: Διαστάσεις τυπικών χιαστί συνδέσμων*

Το πρόβλημα που αντιμετωπίζουμε εδώ είναι ότι το Etabs, για τέτοιου είδους ορθογωνικές συμπαγής διατομές, δεν προσφέρει την δυνατότητα προσθήκης πλαστικής άρθρωσης για την μετελαστική συμπεριφορά των συνδέσμων υπό αξονική φόρτιση, όπως κάναμε πριν για τα υπόλοιπα γραμμικά μέλη του φορέα.

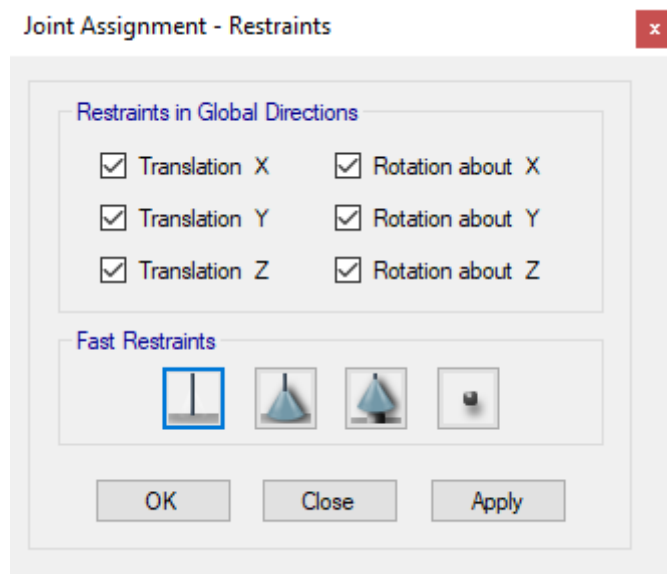
Αυτό το πρόβλημα το αντιμετωπίσαμε έμμεσα θέτοντας όρια για το μέγεθος των δυνάμεων που μπορούν να αναπτύξουν τα μέλη ανάλογα με την διατομή τους μέσω της εντολής Assign→Frame→Tension/Compression Limits. Εκεί θέσαμε και μηδενική την εφελκυστική δύναμη στο πεδίο Tension. Όσον αφορά το σημείο θραύσης θα γίνουν όπως θα δούμε στο κεφάλαιο της ενίσχυσης παραδοχές που επηρεάζουν την στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση» στις εξαγόμενες καμπύλες ικανότητας της κατασκευής.



Εικόνα 26: Καθορισμός ορίων αξονικών δυνάμεων

## 2.6 Στηρίξεις φορέα

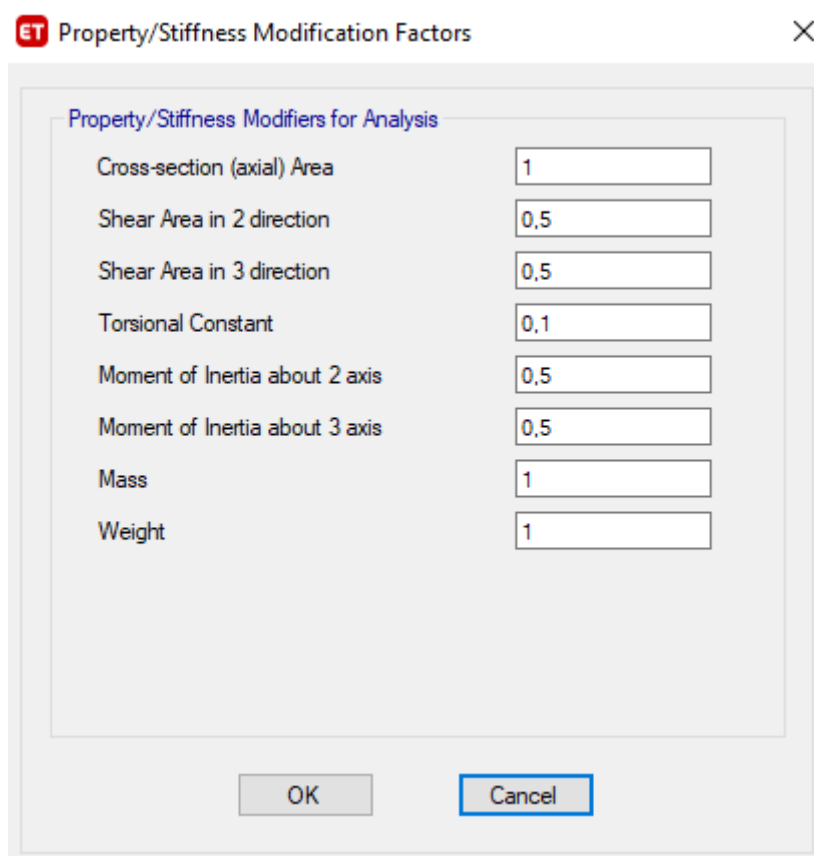
Τέλος, με την εντολή Assign→Joints→Restrains, όπως έχουμε αναφέρει νωρίτερα, θεωρούμε ότι στην στάθμη του υπογείου όλα τα μέλη είναι πακτωμένα στο έδαφος, όπως φαίνεται παρακάτω:



Εικόνα 27: Ορισμός πακτώσεων

## 2.7 Τροποποίηση δυσκαμψιών φορέα

Το σκυρόδεμα όπως ξέρουμε δεν έχει την ικανότητα να παραλάβει σημαντικές εφελκυστικές τάσεις. Σε μία διατομή που καταπονείται καμπτικά αυτό είναι αναπόφευκτο. Σε εκείνες τις περιοχές που εφελκύεται, το μπετόν ρηγματώνεται με αποτέλεσμα να μειώνεται έτσι και η δυσκαμψία της διατομής. Το ETABS υπολογίζει την γεωμετρική δυσκαμψία των διατομών και άρα δεν λαμβάνει υπόψιν αυτό το φαινόμενο. Σύμφωνα με τον ΕΚ 8 στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης όπως είναι η δική μας, δίνεται η δυνατότητα η δυσκαμψία των μελών να εκτιμάται ως το ήμισυ της αρηγμάτωσης διατομής (EN1998-1-1,c14.3.3.4.1(2) και EN1998-1-1,c14.3.1(7)). Επίσης κατά το 9) της βιβλιογραφίας στο παράρτημα Β1, προτείνεται να διατηρηθεί η μείωση της δυστρεψίας βάση και της εμπειρίας εφαρμογής του ΕΑΚ2000. Η τροποποίηση αυτή γίνεται για κάθε μέλος χωριστά κατά τον ορισμό της διατομής του ή εκ των υστέρων για επιλεγόμενα μέλη με την εντολή assign→frame/shell→property/stiffness modifiers. Ενδεικτικά για τις δοκούς:



Εικόνα 28: Απομείωση δυσκαμψίας δοκού

## 2.8 Φορτία κατασκευής

Τα κατακόρυφα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση του κτιρίου είναι τα εξής:

### **Μόνιμα φορτία**

- Ίδιον βάρος μπετού: 25 kN/m<sup>3</sup> (Dead Load)
- Επικάλυψη δαπέδων μπαλκονιών και στέγης: 1,6 kN/m<sup>2</sup> (Super Dead Load)
- Επικάλυψη κλιμακοστασίου: 1,8 kN/m<sup>2</sup> (Super Dead Load)
- Μπατικός τύπος τοιχοποιίας: 3,6 kN/m<sup>2</sup> (Super Dead Load)

### **Ωφέλιμα φορτία**

- Κινητό φορτίο πλακών ιατρικού κέντρου: 5.00 kN/m<sup>2</sup> (Live Load)
- Κινητό φορτίο κλιμάκων & πλατύσκαλων: 3.50 kN/m<sup>2</sup> (Live Load)
- Κινητό φορτίο μπαλκονιών: 5.00 kN/m<sup>2</sup> (Live Load)

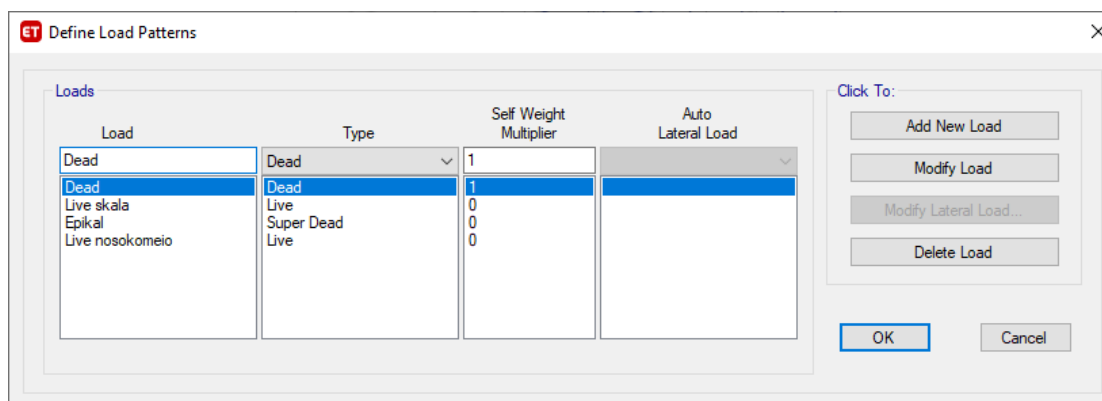
Η τιμές ωφέλιμων φορτίων ανά κατηγορία χρήσης κατά τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Κατηγορίες A και B</b>	
Δάπεδα	2,0
Σκάλες	3,5
Μπαλκόνια	5,0
<b>Κατηγορία C</b>	
C1	3,0
C2	5,0
C3	5,0
C4	5,0
C5	7,5
<b>Κατηγορία D</b>	
D1	5,0
D2	5,0

Εικόνα 29: Ωφέλιμα φορτία κατά ευρωκώδικα ανά κατηγορία χρήσης

Όλα τα παραπάνω φορτία εισάγονται από εμάς, εκτός από το ίδιο βάρος το οποίο μπορεί να υπολογιστεί αυτόματα από το πρόγραμμα. Αυτό γίνεται μέσω της εντολής Define→Load Patterns, βάζοντας συντελεστή ίσο με μονάδα στο πεδίο Self Weight Multiplier. Ο ορισμός

των υπολοίπων φορτίων, γίνεται μέσω της εντολής Assign→Shell Loads για φορτία πλάκας και Assign→Frame Loads για φορτία δοκών.



Εικόνα 30: Αυτόματος υπολογισμός μάζας σκυροδέματος

Από τον συνδυασμό  $G+\psi_2Q$  των παραπάνω φορτίων:

- Θα γίνει η εξαγωγή των αξονικών με τις οποίες είναι φορτισμένα τα μέλη για την εύρεση των καμπύλων ικανότητας τους.
- Θα οριστεί η ταλαντευόμενη μάζα, για την εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης.
- Θα ξεκινήσουν οι φορτίσεις για την push over ανάλυση που αναφέρονται σε παρακάτω παράγραφο

Η τιμή  $\psi_2$  ανά κατηγορία χρήσης κατά τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα φαίνεται στις παρακάτω εικόνες:

Δράσεις	Τιμή		
	συνδυασμού $\psi_0$	συχνή $\psi_1$	οιονεί μόνιμη $\psi_2$
Κατοικίες Α	0.7	0.5	0.3
Γραφεία, Β	0.7	0.5	0.3
Συνάθροιση κοινού C	0.7	0.7	0.6
Καταστήματα D	0.7	0.7	0.6
Αποθήκες E	1.0	0.9	0.8
Ανεμος	0.6	0.2	0.0
Χιόνι	0.5-0.7	0.2-0.5	0.0-0.2
Θερμοκρασία	0.6	0.5	0.0

Εικόνα 31: Τιμή συντελεστή  $\psi_2$

- ❖ **A: Χώροι διαμονής:** Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υποδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
- ❖ **B: Γραφεία**
- ❖ **C: Χώροι συναθροίσεως κοινού:** **C1:** Χώροι με τραπέζια κλπ. (π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατορία, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια) χώροι υποδοχής. **C2:** Χώροι με σταθερά καθίσματα (π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς). **C3:** Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών). **C4:** Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές. **C5:** Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις, αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
- ❖ **D: Χώροι με εμπορικά καταστήματα:** **D1** Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. **D2:** Χώροι σε πολυκαταστήματα
- ❖ **E Χώροι αποθήκευσης**
- ❖ **F Χώροι στάθμευσης και κυκλοφορίας οχημάτων** (εκτός από γέφυρες)  $\leq 30\text{kN}$ .

Εικόνα 32: Κατηγορίες χρήσης

Τέλος, αναλυτικά στην παρακάτω εικόνα, παρατίθεται το γινόμενο  $\psi 2Q$ .

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ	$\psi 2*Q$
Ισόγειο (Ιατρ. κέντρο)	0,6*5
A όροφος (Ιατρ. κέντρο)	0,6*5
B+Γ όροφος (Ιατρ. κέντρο)	0,6*5
Σκάλα	0,3*3,5
Εξώστες	0,3*5

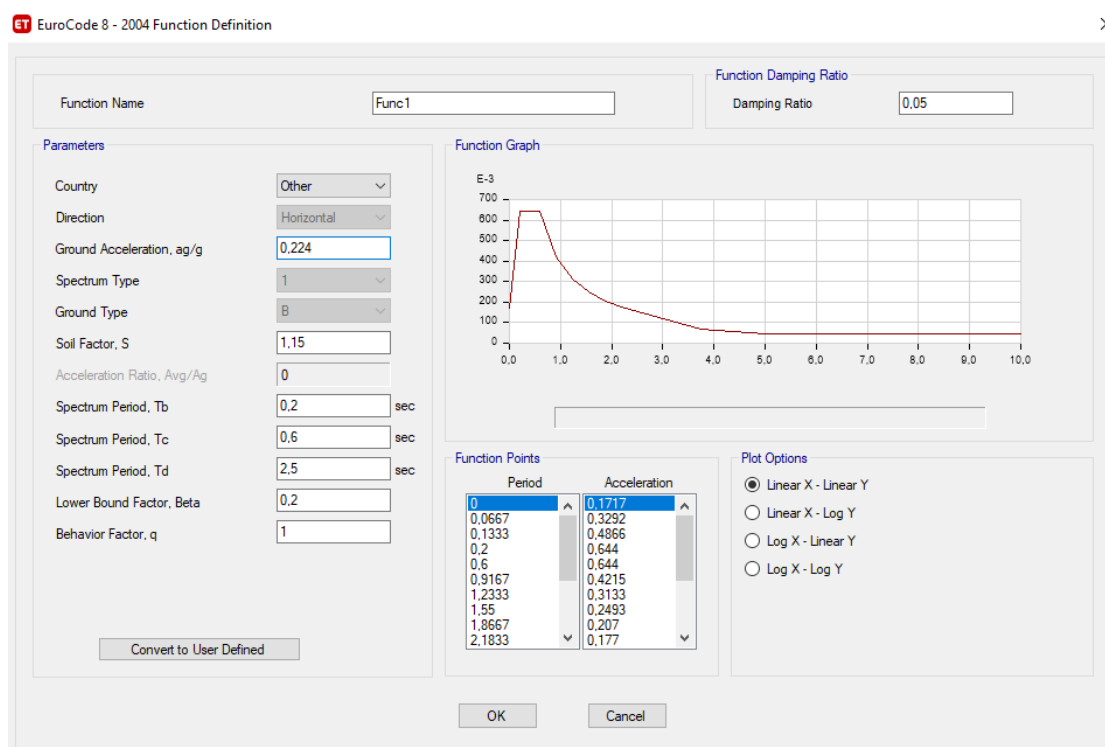
Εικόνα 33: Γινόμενο  $\psi 2Q$

Η οριζόντια φόρτιση είναι η σεισμική δράση κατά ΕΚ 8. Το ελαστικό φάσμα του ΕΚ 8 που θεωρούμε ότι αντιστοιχεί στην κατασκευή μας βάση της σπουδαιότητας του, της τοποθεσίας αλλά και του εδάφους θεμελίωσης έχει τις παραμέτρους που παρατίθενται παρακάτω. Στο επόμενο κεφάλαιο θα δούμε ότι με βάση αυτό θα πρέπει να προσδιοριστεί και το φάσμα με πιθανότητα υπέρβασης 50% για την ανάλυση μας.

Παράμετροι σεισμικής δράσης:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: Ζώνη 1  $\alpha g_R = 0,16g$
- Κατηγορία σπουδαιότητας:  $\Sigma 2$   $\gamma_1 = 1,40$
- Κατηγορία εδάφους: C  $T_B = 0,20s$   
 $T_C = 0,60s$   
 $T_D = 2,50s$   
 $S = 1,15$
- Ποσοστό απόσβεσης  $\zeta=5\%$

Οι παράμετροι με τις οποίες θα προκύψει το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ 8 εισάγονται στο ETABS, μέσω της εντολής Define→Functions→Response Spectrum→Add New Function

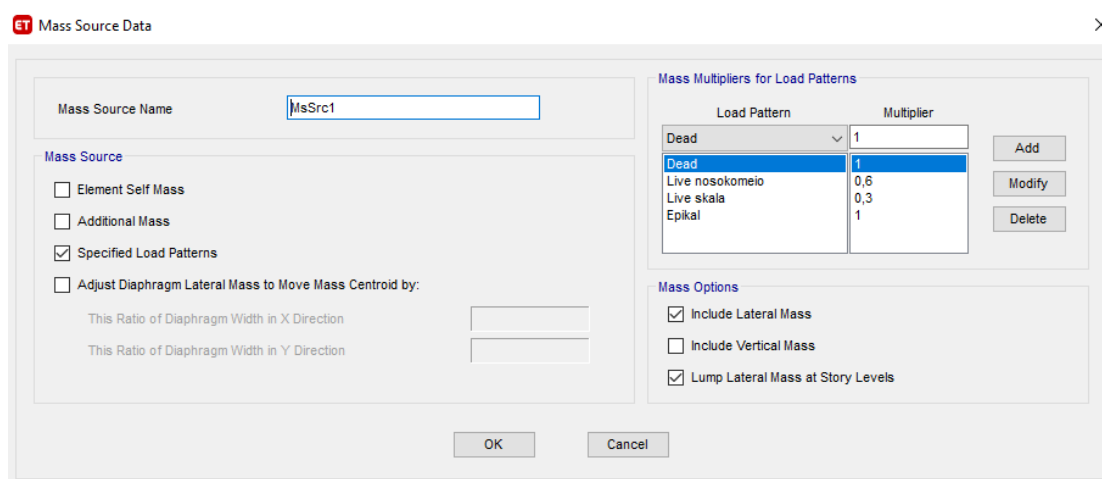


Εικόνα 34: Ελαστικό φάσμα EC8

## 2.9 Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας

Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο η ταλαντευόμενη μάζα για τις ανάγκες της ανάλυσης μας ισούται με τον συνδυασμό που αναπτύχθηκε στην προηγούμενη παράγραφο.

Έτσι μέσω της εντολής Define→Mass source→Modify/Show Mass Source ορίζουμε την ταλαντευόμενη μάζα στο ETABS.



Εικόνα 35: Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας

Πλέον, αφού εισήχθησαν όλα τα παραπάνω, μπορούμε να προχωρήσουμε στην ανάλυση για την αποτίμηση της κατασκευής.





### 3 Ανάλυση και αποτίμηση του κτιρίου με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Push over)

#### 3.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής αναλύσεως, θα εκτιμήσουμε την συμπεριφορά της κατασκευής έχοντας μια εικόνα από τις ιδιομορφές της, αλλά και θα εκτιμήσουμε αν μπορούμε να προχωρήσουμε στην μέθοδο Push over. Τέλος μέσω των θεμελιωδών ιδιομορφών που θα προκύψουν, θα φορτίσουμε την κατασκευή για την Push over ανάλυση όπως θα δούμε παρακάτω.

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν φαίνονται παρακάτω:

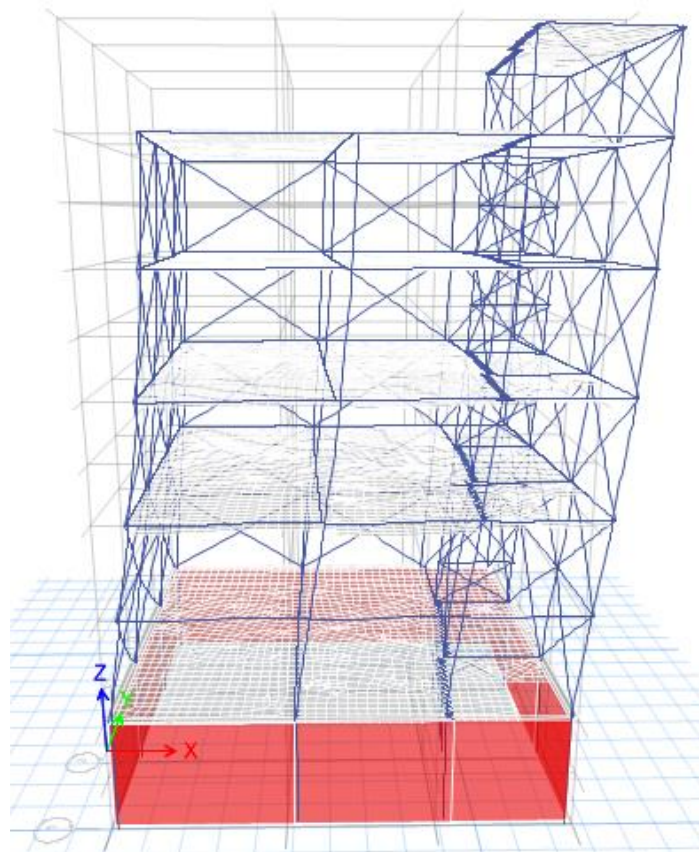
TABLE: Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	0,71	0,935	0,002	0	0,063
Modal	2	0,58	0,001	0,998	0	0,002
Modal	3	0,444	0,069	0,032	0	0,899
Modal	4	0,221	0,94	0,002	0	0,058
Modal	5	0,183	0,001	0,989	0	0,01
Modal	6	0,147	0,066	0,052	0	0,881
Modal	7	0,143	0,527	0,002	0	0,471
Modal	8	0,125	0,932	0,001	0	0,067
Modal	9	0,104	0,002	0,959	0	0,039
Modal	10	0,094	0,968	0,001	0	0,031
Modal	11	0,09	0,185	0,108	0	0,707
Modal	12	0,087	0,601	0,069	0	0,329

Εικόνα 36: Συντελεστές Κατεύθυνσης Ιδιομορφών

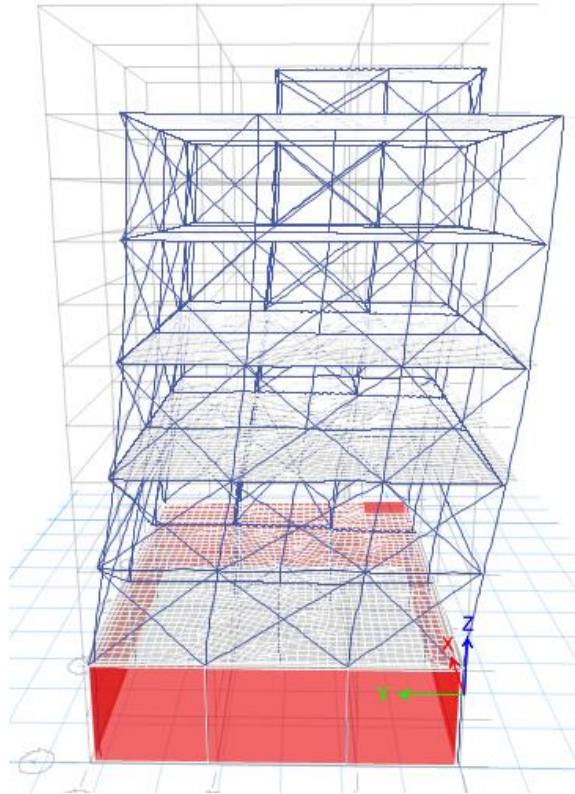
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,71	0,6764	0,0001	0	0,6764	0,0001	0	0,0003	0,3447	0,0535	0,0003	0,3447	0,0535
Modal	2	0,58	0,0004	0,7305	0	0,6769	0,7306	0	0,3556	0,0003	0,0027	0,3558	0,345	0,0562
Modal	3	0,444	0,0498	0,0027	0	0,7266	0,7333	0	0,0002	0,0188	0,6659	0,356	0,3638	0,722
Modal	4	0,221	0,049	0,000001963	0	0,7756	0,7333	0	0,0001	0,2285	0,0039	0,3561	0,5922	0,7259
Modal	5	0,183	0,0001	0,0482	0	0,7757	0,7815	0	0,2499	0,0002	0,0006	0,606	0,5924	0,7265
Modal	6	0,147	0,0034	0,0006	0	0,7791	0,7821	0	0,0008	0,0146	0,0545	0,6069	0,607	0,781
Modal	7	0,143	0,0019	0,000008654	0	0,7811	0,7821	0	0,000003504	0,0016	0,00001142	0,6069	0,6086	0,781
Modal	8	0,125	0,0087	0	0	0,7898	0,7821	0	0	0,0029	0,0005	0,6069	0,6116	0,7815
Modal	9	0,104	0,00003848	0,0089	0	0,7898	0,791	0	0,0031	0,0001	0,0005	0,61	0,6116	0,7819
Modal	10	0,094	0,0033	0,000005992	0	0,7931	0,791	0	0,000002478	0,0087	0,0001	0,61	0,6203	0,782
Modal	11	0,09	0,0004	0,0003	0	0,7936	0,7912	0	0,0004	0,00003205	0,0076	0,6103	0,6203	0,7896
Modal	12	0,087	0,0003	0,0001	0	0,7939	0,7913	0	0,0002	0,0009	0,003	0,6105	0,6212	0,7926

Εικόνα 37: Ποσοστά ενεργοποίησης μάζας Ιδιομορφών

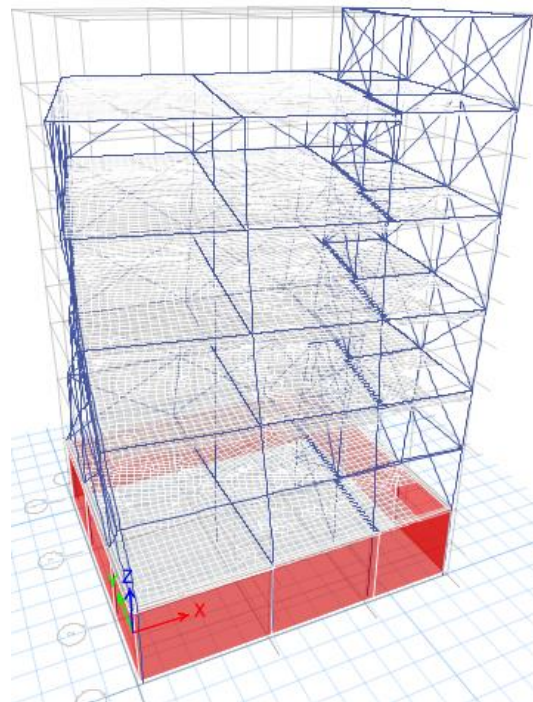
Η μορφή των τριών θεμελιωδών ιδιομορφών είναι η εξής:



Εικόνα 38: Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά X



Εικόνα 39: Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά Y



Εικόνα 40: Δεσπόζουσα ιδιομορφή στροφής κατά Z

Από τα παραπάνω αποτελέσματα συμπεραίνουμε ότι η πρώτη ιδιομορφή έχει ως κύριο μέγεθος την μετατόπιση κατά Χ, η δεύτερη την μετατόπιση κατά Υ και η τρίτη την στροφή αντίστοιχα. Επίσης, εξάγουμε σαν αποτέλεσμα και την ιδιοπερίοδο κάθε ιδιομορφής. Οι θεμελιώδεις ιδιομορφές για κάθε διεύθυνση, έχουν ιδιοπερίοδο μικρότερη του 1 sec. Συνεπώς σύμφωνα με 12) της βιβλιογραφίας §3.3.1, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική οπότε και μπορούμε να προχωρήσουμε στην ανάλυση με την μέθοδο Push over.

### 3.2 Φορτίσεις Push over

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η ανάλυση Push over πρέπει να γίνει φορτίζοντας στατικά τον φορέα με οριζόντια φορτία τα οποία προσομοιώνουν όσο γίνεται με καλύτερο τρόπο την φορτισιακή κατάσταση του σεισμού.

Πιο συγκεκριμένα, επιτάσσει η ανάλυση να γίνει για δυο τουλάχιστον μορφές φόρτισης σε κάθε διεύθυνση, την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική μορφή φόρτισης.

Στην ιδιομορφική μορφή φόρτισης, το κτίριο φορτίζεται ανάλογα με την μορφή της κυρίαρχης ιδιομορφής του στην αντίστοιχη διεύθυνση. Αντίστοιχα στην ομοιόμορφη μορφή φόρτισης, το κτίριο φορτίζεται από οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα της μάζας κάθε ορόφου, δηλαδή με ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης.

Ακόμη γίνεται η θεώρηση ότι ο σεισμός θα δράσει και στις δυο κύριες διευθύνσεις Χ, Υ ταυτόχρονα και μάλιστα με αναλογία 100:30. Όλη αυτή η διαδικασία πρέπει να γίνει και για θετική και για αρνητική φορά φόρτισης σε κάθε διεύθυνση.

Έτσι τελικά, από όλα τα παραπάνω, προκύπτουν οι εξής 16 φορτίσεις για την ανάλυση Push over:

Ομοιόμορφη	Ιδιομορφική
X+0,3Y	X+0,3Y
X-0,3Y	X-0,3Y
-X-0,3Y	-X-0,3Y
-X+0,3Y	-X+0,3Y
Y+0,3X	Y+0,3X
Y-0,3X	Y-0,3X
-Y-0,3X	-Y-0,3X
-Y+0,3X	-Y+0,3X

Εικόνα 41: Φορτίσεις Push over ανάλυσης

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το παράθυρο στο οποίο θα ορίσουμε την ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση Y+0,3X. Στο πεδίο Load Case Type επιλέγουμε Nonlinear Static που είναι η ανάλυση μας, ενώ στο πεδίο Mass Source την ταλαντευόμενη μάζα που προηγουμένως έχουμε καθορίσει. Στο πεδίο Loads Applied επιλέγουμε Load Type: Mode 1 ή 2 ανάλογα με το ποια ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα για την κάθε διεύθυνση επιβολής της οριζόντιας δύναμης. Επίσης παρουσιάζεται και η ομοιόμορφη ανάλυση X+0,3Y με κατανομή για την οποία επιλέγεται Load Type: Acceleration Ux ή Uy ανάλογα με την κατεύθυνση της δύναμης. Η αναλογία του 100:30 που απαιτείται για τον συνδυασμό των διευθύνσεων, καθορίζεται από το scale factor που θέτουμε.

Στο Results Saved επιλέγεται Multiple States για να δώσουμε τη δυνατότητα στο πρόγραμμα να παράξει τη Καμπύλη Ικανότητας. Στο Load Application επιλέγουμε Displacement Control και Monitored Displacement Magnitude of 400mm. Στο Nonlinear Parametres ορίζονται τα βήματα της ανάλυσης για εξοικονόμηση χρόνου. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η ανάλυση πρέπει να γίνεται για μετατόπιση κορυφής τουλάχιστον 1,5 φορά την αντίστοιχη στοχευόμενη μετατόπιση.

ET Load Case Data

**General**

Load Case Name: PO Y+0,3X idiom| Design...  
 Load Case Type: Nonlinear Static Notes...  
 Mass Source: MsSrc1  
 Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)  
 Nonlinear Case: G+ψ2Q Non-Linear

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode 2		1
Mode 1		0,3

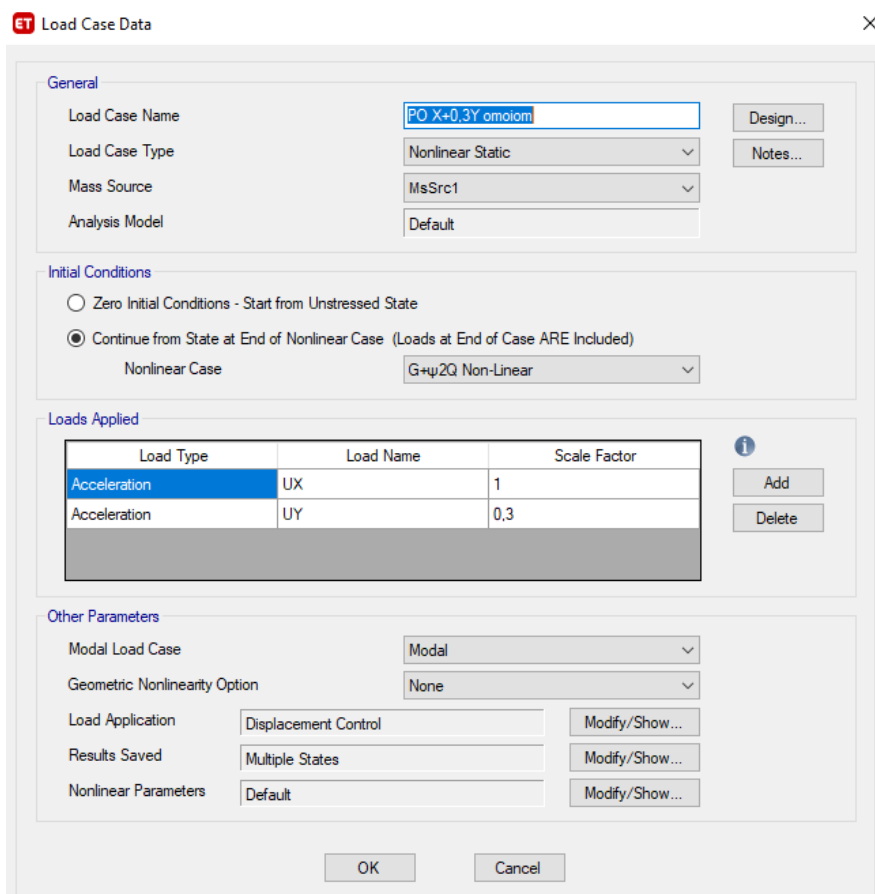
Add  
Delete

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal  
 Geometric Nonlinearity Option: None  
 Load Application: Displacement Control Modify/Show...  
 Results Saved: Multiple States Modify/Show...  
 Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

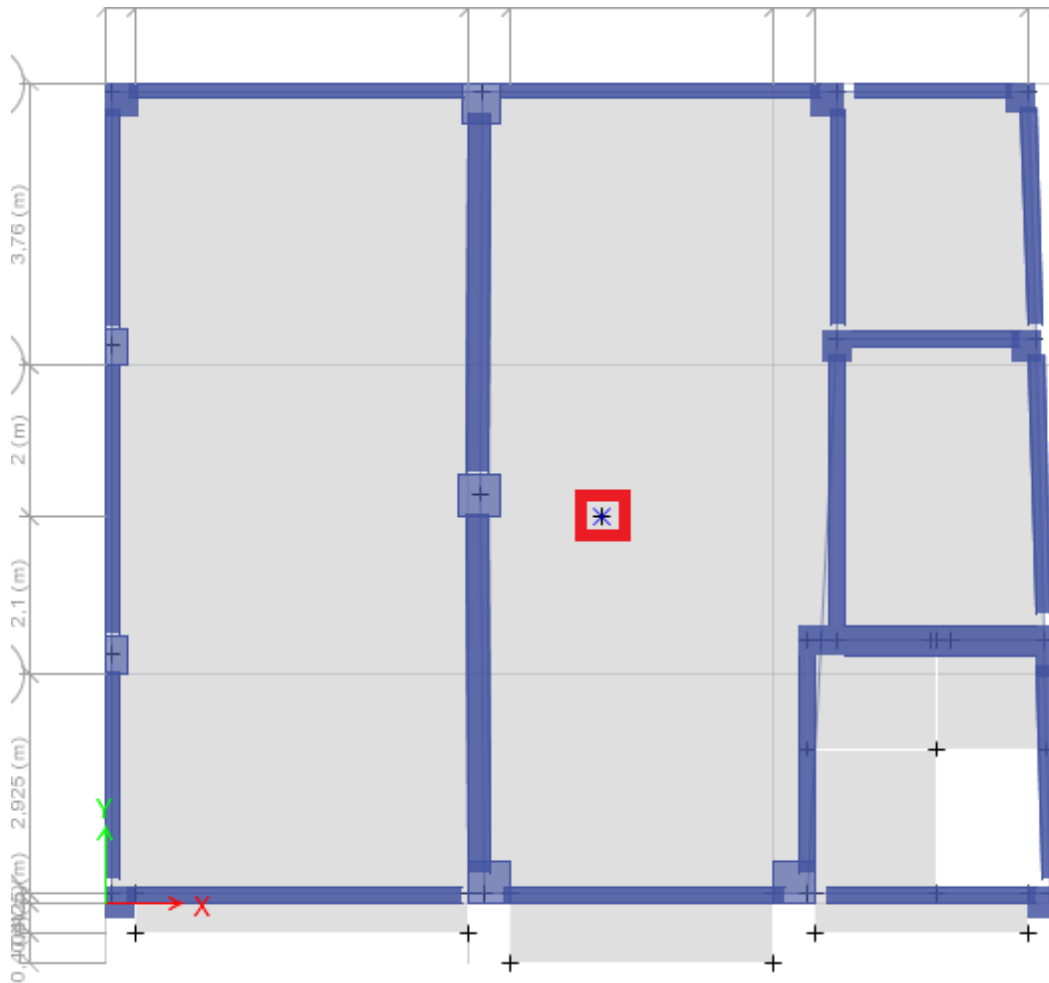
OK Cancel

Εικόνα 42: Καθορισμός Ιδιομορφικής φόρτισης Y+0,3X



Εικόνα 43: Καθορισμός Ομοιόμορφης φόρτισης X+0,3Y

Τέλος όπως επιτάσσει ο κανονισμός, οι μετακινήσεις που θα προκύψουν στις καμπύλες ικανότητας του κτιρίου, αφορούν το κέντρο μάζας του ψηλότερου ορόφου. Στην περίπτωση όπου στον τελευταίο όροφο υπάρχει δώμα, τότε αναζητούμε τον τελευταίο πλήρη όροφο της κατασκευής. Στην περίπτωση μας, ο κόμβος ελέγχου είναι στην οροφή του Γ' ορόφου με συντεταγμένες (X,Y)=(6,62 , 5,14) από την κάτω αριστερά γωνία του κτιρίου όπου ξεκινάνε οι άξονές μας στο ETABS.



Εικόνα 44: Κόμβος ελέγχου κατασκευής

### 3.3 Ορισμός στόχου αποτίμησης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ο στόχος σεισμικής ικανότητας εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής. Η χρήση του δικού μας κτιρίου ως ιατρικό κέντρο, το κατατάσσει σύμφωνα με τον κανονισμό σε κατηγορία σπουδαιότητας IV.

IV	<p><b>Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως:</b> κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγή ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό.</p> <p>Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, <b>όπως:</b> μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.</p>
----	--

Εικόνα 45: Χαρακτηρισμός σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Για αυτήν την κατηγορία, το κτίριο μας πρέπει να ικανοποιεί τους στόχους B1 και A2 τουλάχιστον.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει  $A1 > A2$ ,  $B1 > B2$ ,  $\Gamma1 > \Gamma2$ ,  $A1 > B1 > \Gamma1$  και  $A2 > B2 > \Gamma2$

Εικόνα 46: Στόχοι συναρτήσεως σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο στόχος B1 πρέπει να προκύψει για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 10 % εντός 50 χρόνων. Το φάσμα σχεδιασμού που ικανοποιεί αυτή την συνθήκη είναι το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα που θέσαμε στο ETABS στο προηγούμενο κεφάλαιο. Για αυτήν την δράση ο στόχος B1 ικανοποιείται εάν η στοχευόμενη μετακίνηση που θα προκύψει είναι μικρότερη από την στάθμη «Σημαντικές βλάβες» της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.

Ο στόχος A2 πρέπει να προκύψει για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης 50% εντός 50 χρόνων. Το φάσμα σχεδιασμού που ικανοποιεί αυτή την συνθήκη είναι το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα που θέσαμε στο ETABS στο προηγούμενο κεφάλαιο, πολλαπλασιασμένο με κατάλληλο συντελεστή, που αναγάγει την εδαφική επιτάχυνση στο ποσοστό επαναφοράς που θέλουμε. Ο συντελεστής αυτός ισούται με:

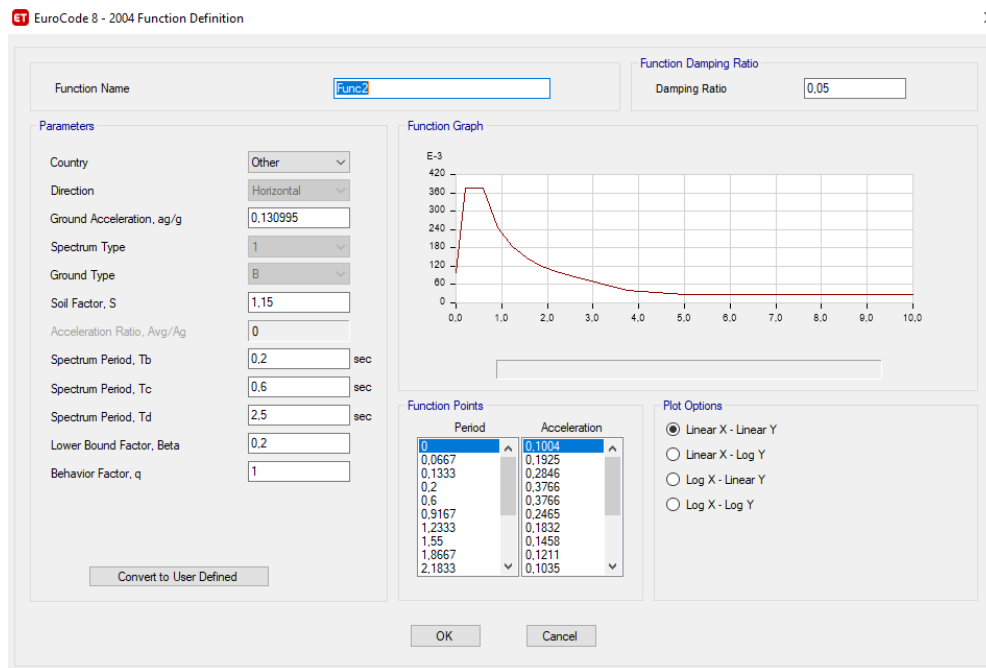
$$\gamma_I = (P_L / P_{LR})^{-1/3}, \text{ όπου } P_L = 50\% \text{ και } P_{LR} = 10\%.$$

Για αυτήν την δράση ο στόχος A2 ικανοποιείται εάν η στοχευόμενη μετακίνηση που θα προκύψει είναι μικρότερη από την στάθμη «Περιορισμένες βλάβες» της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.

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

Εικόνα 47: Στόχοι σεισμικής συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στην επόμενη εικόνα παρατίθεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 για πιθανότητα επέμβασης 50% που προέκυψε για  $\gamma_1=0,5848$



Εικόνα 48: Ελαστικό φάσμα ΕΚ8 με πιθανότητα υπέρβασης 50%

### 3.4 Διγραμμικοποίηση καμπύλων ικανότητας

Πριν περάσουμε στον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, πρέπει να διγραμμικοποιήσουμε της καμπύλες που προέκυψαν από την Push over ανάλυση μας. Ένα πρόγραμμα το οποίο διγραμμικοποιεί με τρόπο που ικανοποιεί τις απαιτήσεις κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι το BILIN. Το πρόγραμμα BILIN αναπτύχθηκε από το τμήμα Πολιτικών

Μηχανικών του Α.Π.Θ. και πρόκειται για ελεύθερο λογισμικό. Τα βασικά σημεία του αλγορίθμου συνοψίζονται στα εξής:

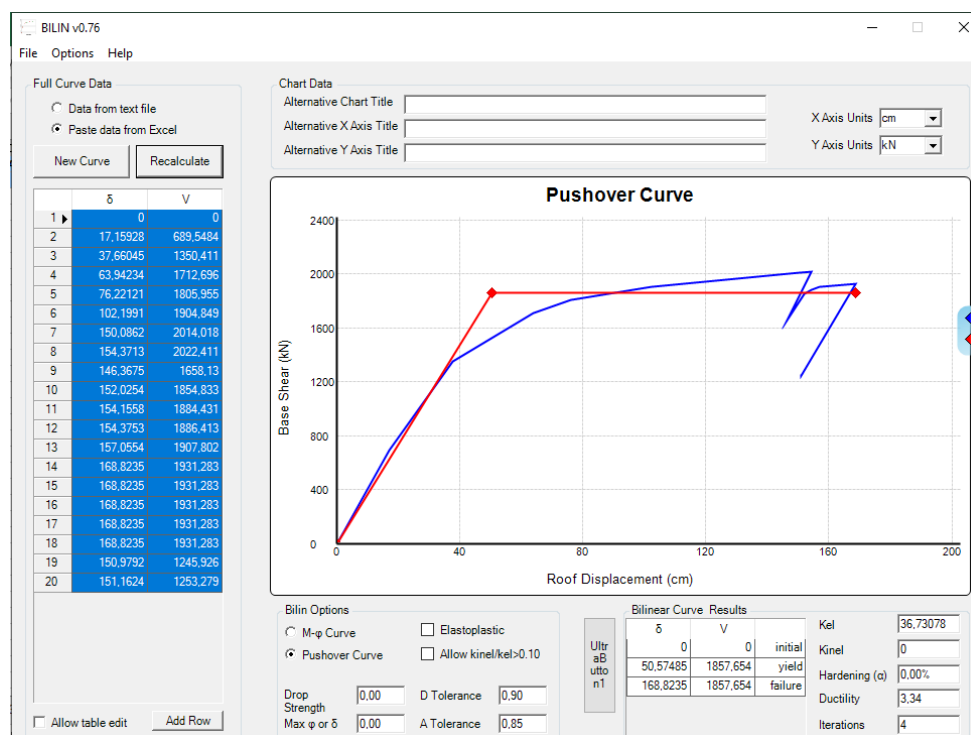
1. Τα εμβαδά που σχηματίζονται μεταξύ της πραγματικής και της διγραμμικής καμπύλης πρέπει να είναι ίσα.

2. Το τελευταίο σημείο έως ότου χαράσσεται η καμπύλη (σημείο θεωρητικής αστοχίας) αντιστοιχεί σε πτώση αντοχής 25% της μέγιστης τέμνουσας βάσης.

3. Η κλίση της διγραμμικής εξιδανικευμένης καμπύλης, και συνεπώς η ενεργός της ελαστική δυσκαμψία  $K_e$  προσδιορίζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να τέμνει την πραγματική καμπύλη ικανότητας σε σημείο με τέμνουσα βάσης ίση με το 60% της τέμνουσας διαρροής

4. Η τέμνουσα στη θεωρητική αστοχία υπολογίζεται από τη σχέση  $V_u = (2V_{max} + V_{τελ.})/3$ , όπου:

- $V_{τελ}$  είναι η τέμνουσα που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας  $\theta_u$  και
- $V_{max}$  η μέγιστη τέμνουσα βάσης της πραγματικής καμπύλης ικανότητας.



Εικόνα 49: Διγραμμικοποίηση καμπύλης με το πρόγραμμα Bilin

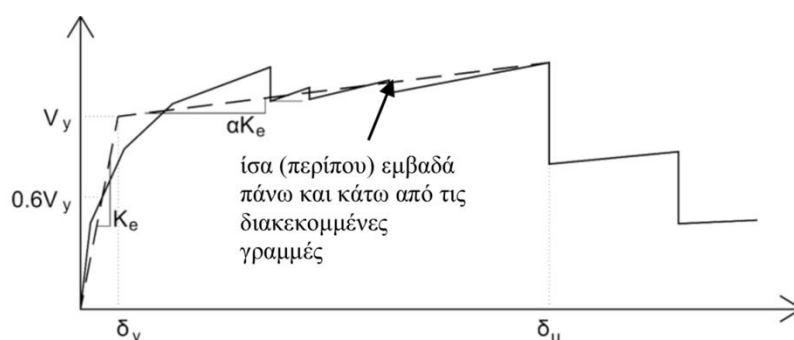
### 3.5 Στοχευόμενη μετακίνηση

Αφού διγραμμικοποιήσαμε με το πρόγραμμα BILIN που προαναφέραμε τις εξαγόμενες καμπύλες των αναλύσεων μας, πρέπει να υπολογίσουμε την στοχευόμενη μετακίνηση για την αποτίμηση του κτιρίου με τις στάθμες επιτελεστικότητας.

Η μέθοδος με την οποία θα υπολογίσουμε την στοχευόμενη μετακίνηση για την αξιολόγηση της κατασκευής μας, είναι η μέθοδος των συντελεστών που αναλύεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., τα βήματα υπολογισμού της οποίας παρατίθενται παρακάτω:

#### Βήμα 1 : Δημιουργία Εξιδανικευμένης καμπύλης ικανότητας

Κάθε μια από τις παραγόμενες καμπύλες ικανότητας του κτιρίου θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη σύμφωνα με την βοήθεια του προγράμματος Bilin και την μεθοδολογία που περιγράψαμε αναλυτικά στην προηγούμενη παράγραφο.



Εικόνα 50: Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### Βήμα 2 : Προσδιορισμός ισοδύναμης ιδιοπεριόδου

Από την διγραμμική καμπύλη ικανότητας λαμβάνουμε την ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής  $K_e$  και υπολογίζουμε την ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο ως:

$$T_e = T \nu (K_0 / K_e)$$

όπου  $K_0$  η ελαστική πλευρική δυσκαμψία και  $T$  η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος.

#### Βήμα 3: Υπολογισμός φασματικής επιτάχυνσης

Από το φάσμα του EC-8 που ορίσαμε προηγουμένως υπολογίζουμε την ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση του ισοδύναμου ελαστικού μονοβάθμιου φορέα περιόδου  $T_e$ , δηλαδή την  $S_e(T_e)$ .

#### **Βήμα 4: Υπολογισμός διορθωτικών συντελεστών**

- C0: Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία με την πραγματική μετακίνηση της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα.

Στην περίπτωση μας C0=1.4

- C1: Ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική, που λαμβάνεται:

ο C1= 1.0 για  $T_e \geq T_c$

ο  $C1 = [1.0 + (R-1) T_c/T] / R$  για  $T_e < T_c$

με  $R = V_{el}/V_y = [(S_e/g)/(V_y/W)] \cdot C_m$ , όπου W συνολικό βάρος κτιρίου και C<sub>m</sub> το ποσοστό συμμετέχουσας μάζας

Επιπρόσθετα ισχύει: C1 ≤ 1.5 για  $T_e \leq 1.0$  sec και C1 ≥ 1.0.

- C2: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1(KAN.ΕΠΕ. 5-38). Το υπό μελέτη κτήριο που είναι κατασκευασμένο μετά το 1985 άρα κατατάσσεται ως τύπου 2. Οπότε και έχουμε C2=1.0

- C3: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Γενικώς C3=1.0

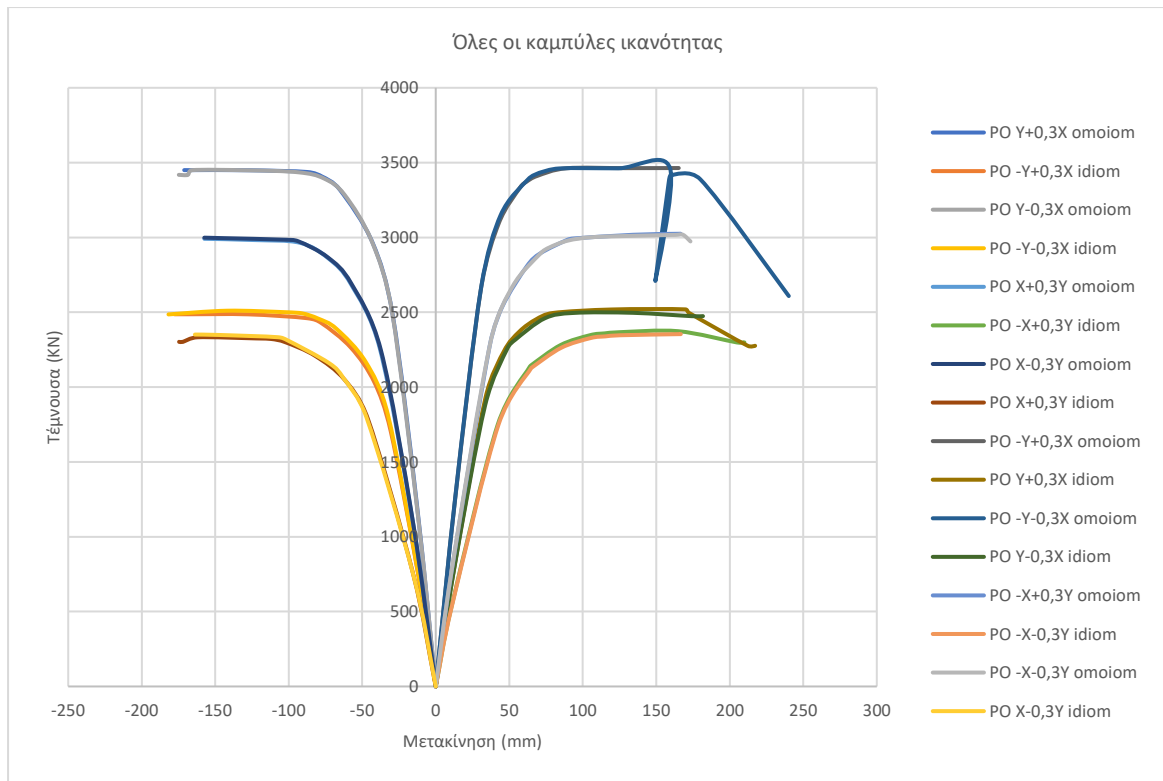
#### **Βήμα 5: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης**

Η φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα  $S_d = (T_e^2 / 4\pi^2) / S_e(T)$

τροποποιείται από τους παραπάνω συντελεστές και δίνει την στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου φορέα:  $\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) / S_e(T)$

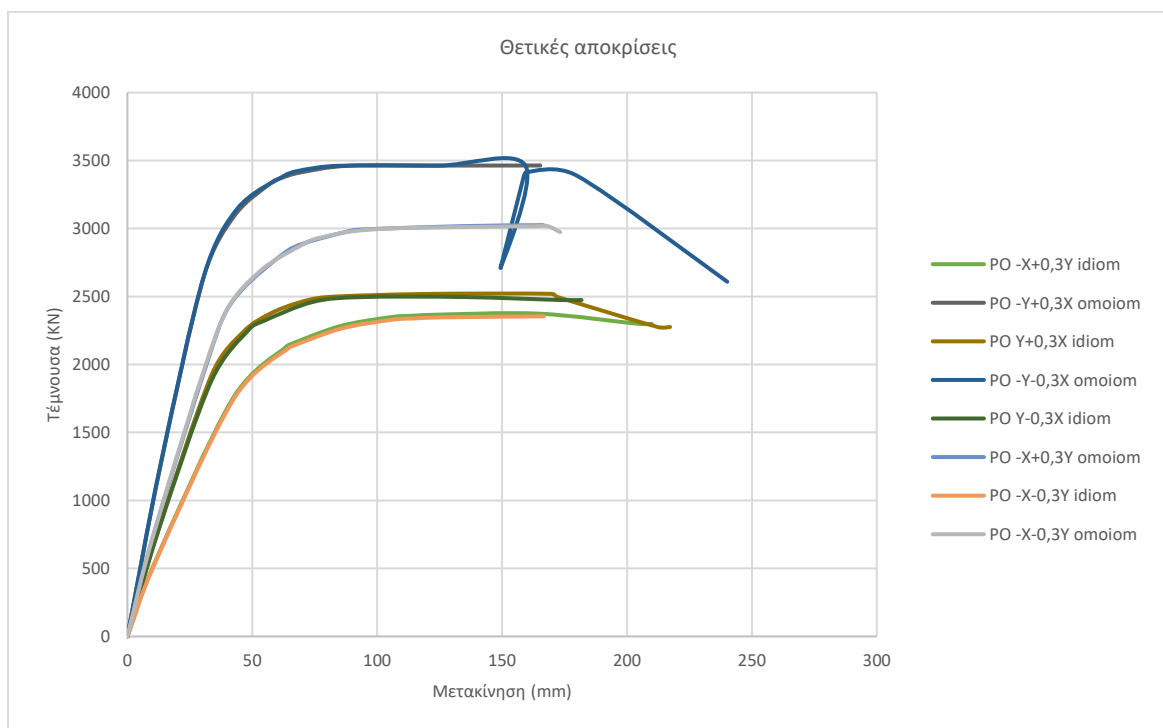
### **3.6 Αποτελέσματα αναλύσεων**

Αφού έγινε η ανάλυση του κτιρίου, κάναμε plot όλων των Push over καμπύλων και τις εισαγάγαμε σε αρχείο excel, ώστε να τις συγκρίνουμε. Αφού καταλήξουμε στις πιο δυσμενείς φορτίσεις θα υπολογίσουμε τις αντίστοιχες στοχευόμενες μετακινήσεις με βάση το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 για πιθανότητα υπέρβασης 50% και το αντίστοιχο για 10%.

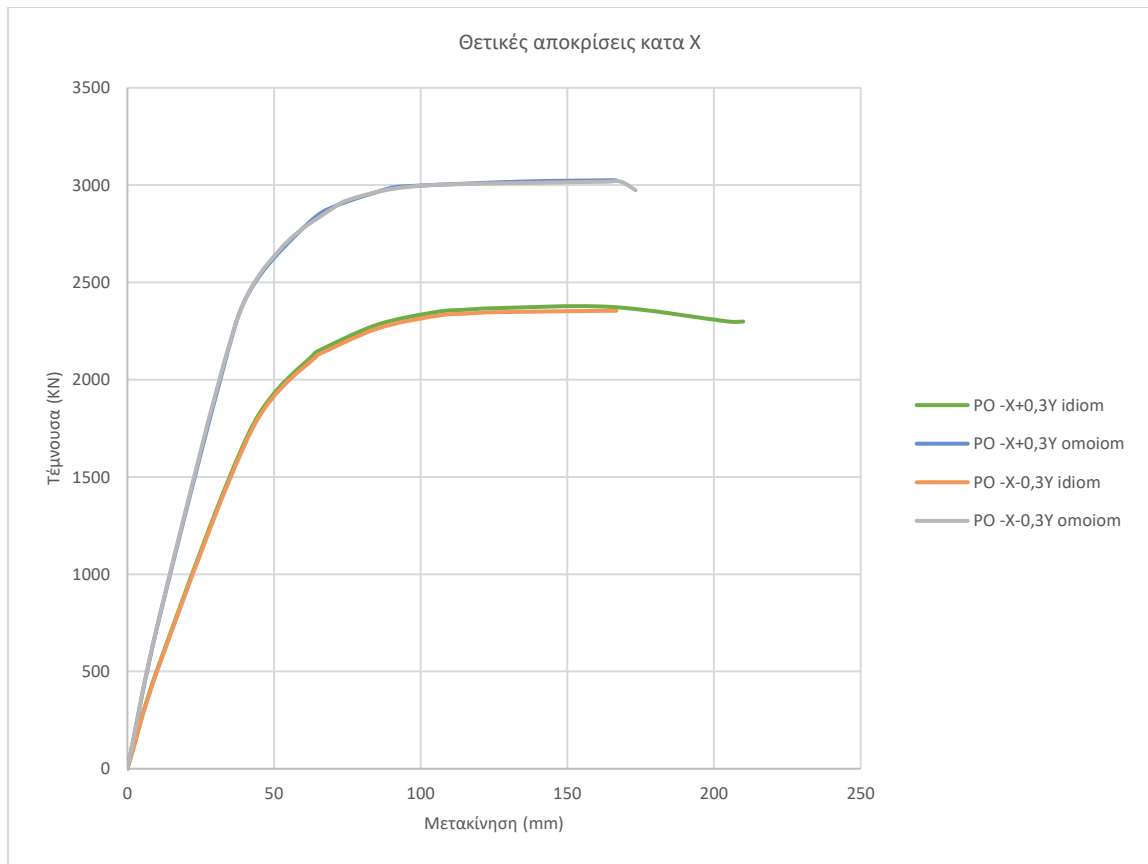


Εικόνα 51: Όλες οι καμπύλες ικανότητας

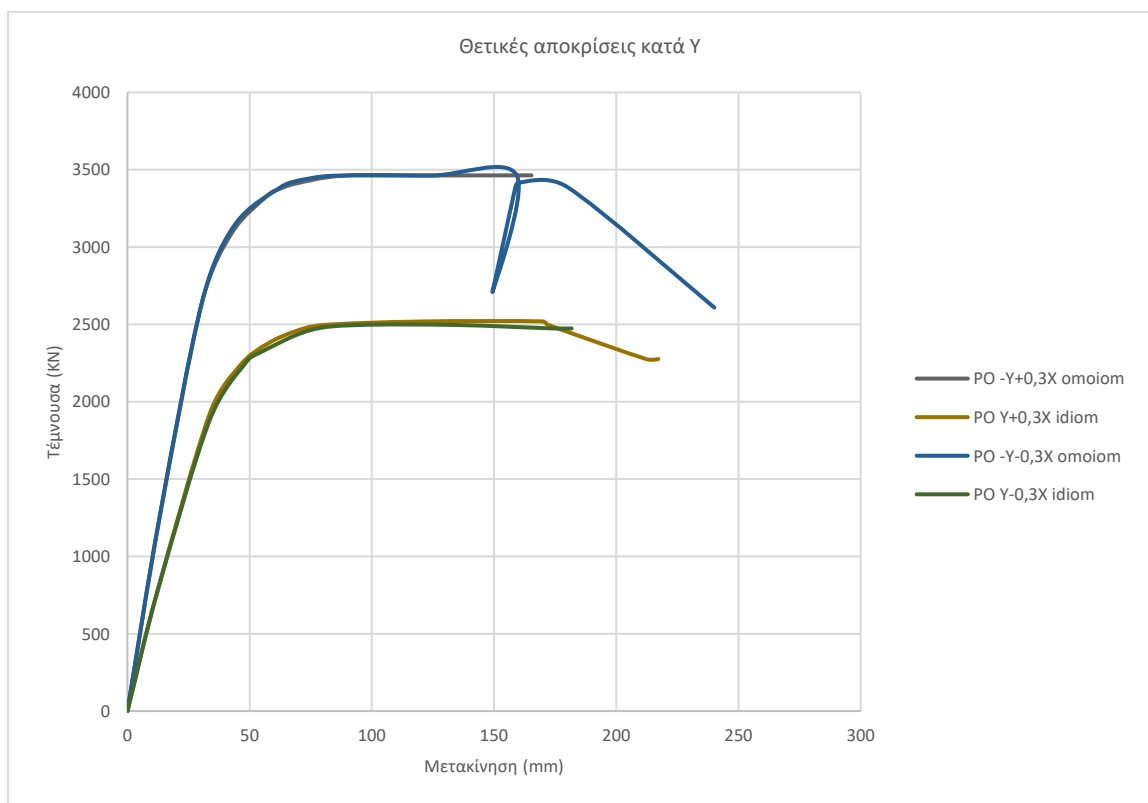
Αρχικά μπορούμε να πούμε ότι οι καμπύλες με θετική απόκριση είναι σχεδόν απόλυτα συμμετρικές με αυτές με αρνητική απόκριση, οπότε μπορούμε να εργαστούμε μόνο με αυτές.



Εικόνα 52: Θετικές αποκρίσεις



Εικόνα 53: Θετικές αποκρίσεις κατά Χ

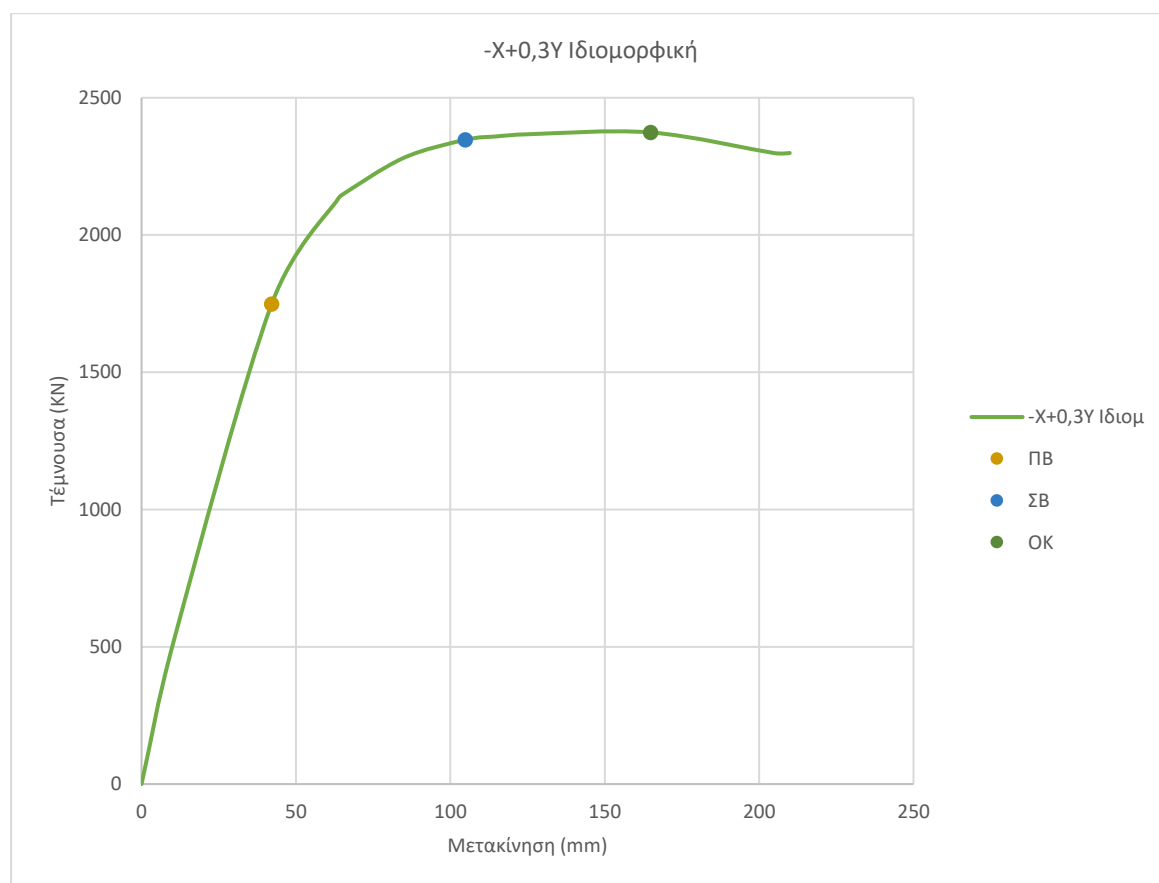


Εικόνα 54: Θετικές αποκρίσεις κατά Υ

Από την εικόνα των θετικών αποκρίσεων, μπορεί κανείς να παρατηρήσει ότι στις καμπύλες που προέκυψαν για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, το κτίριο φαίνεται να αναπτύσσει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης σε σχέση με τις αντίστοιχες για ιδιομορφική. Επίσης σε αυτές έχουμε και μεγαλύτερη ελαστική δυσκαμψία κάτι το οποίο δεν τις κάνει ευμενέστερες ώστε να τις αμελήσουμε.

Τέλος ακόμη και αν κάποιες καμπύλες δείχνουν να ταυτίζονται πλήρως, διαπιστώθηκε ότι παρουσίαζαν διαφορετική περίοδο  $T_i$ .

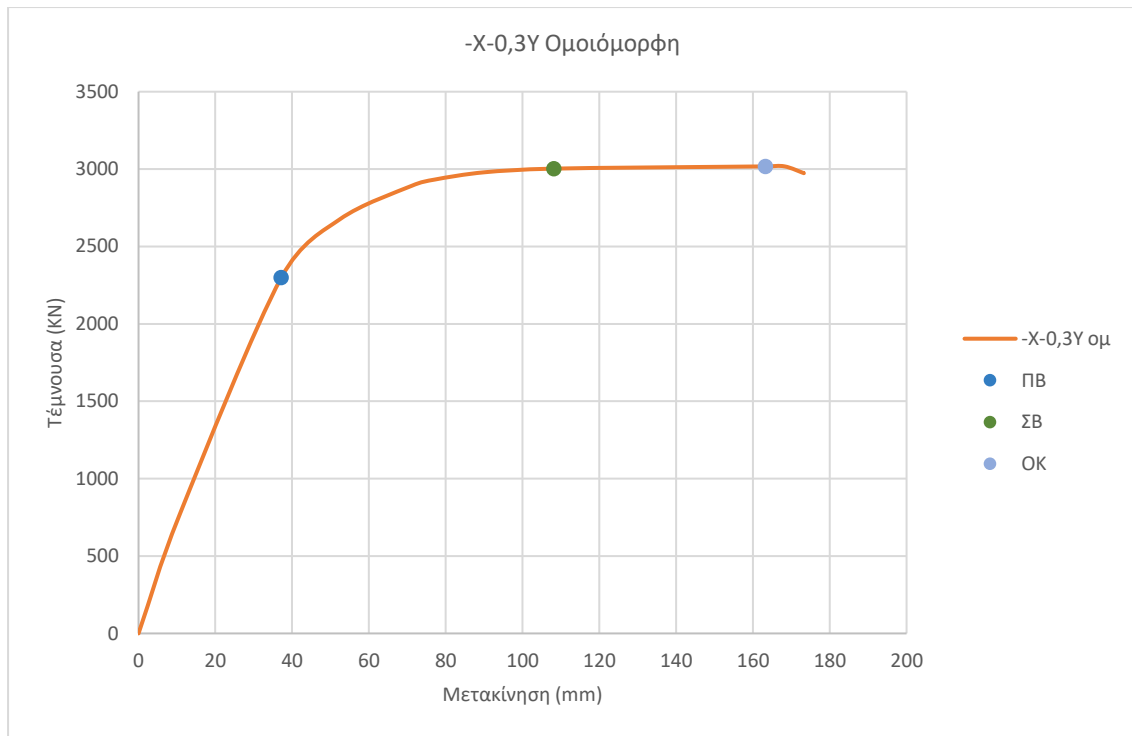
Ενδεικτικά παρουσιάζονται παρακάτω τέσσερις καμπύλες ικανότητας.



Εικόνα 55: -X+0,3Y Ιδιομορφική απόκριση

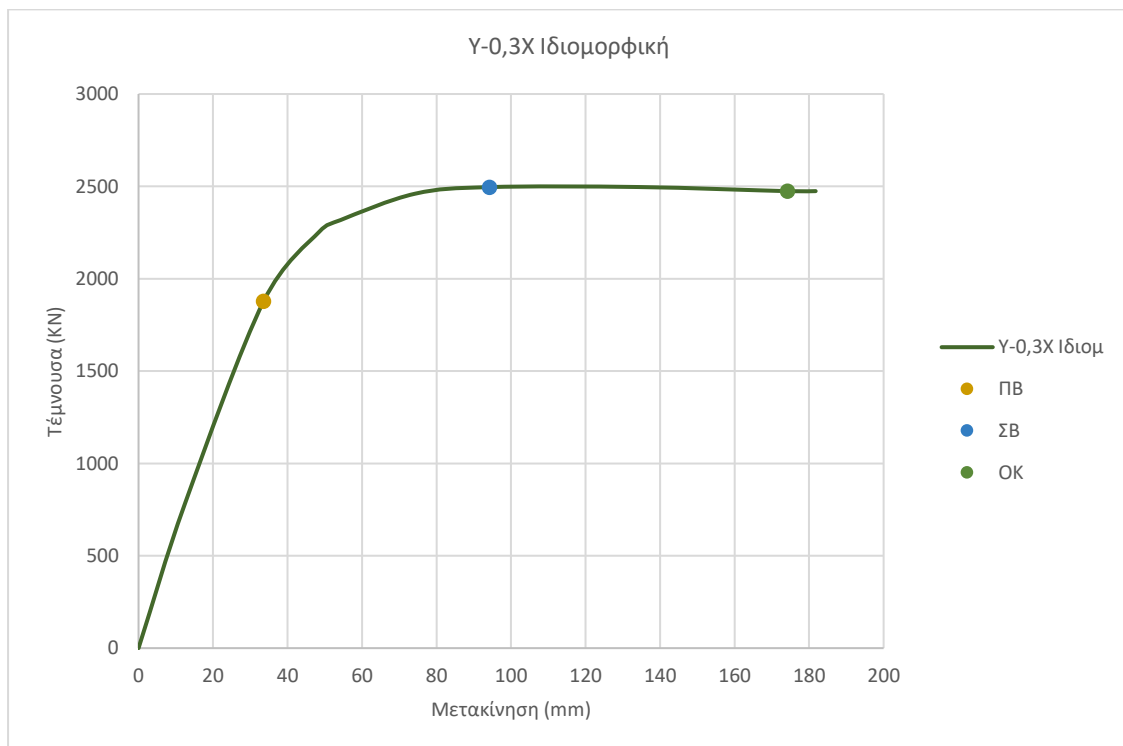
με στοχευόμενη μετακίνηση 121,37 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% και 70,97 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50%





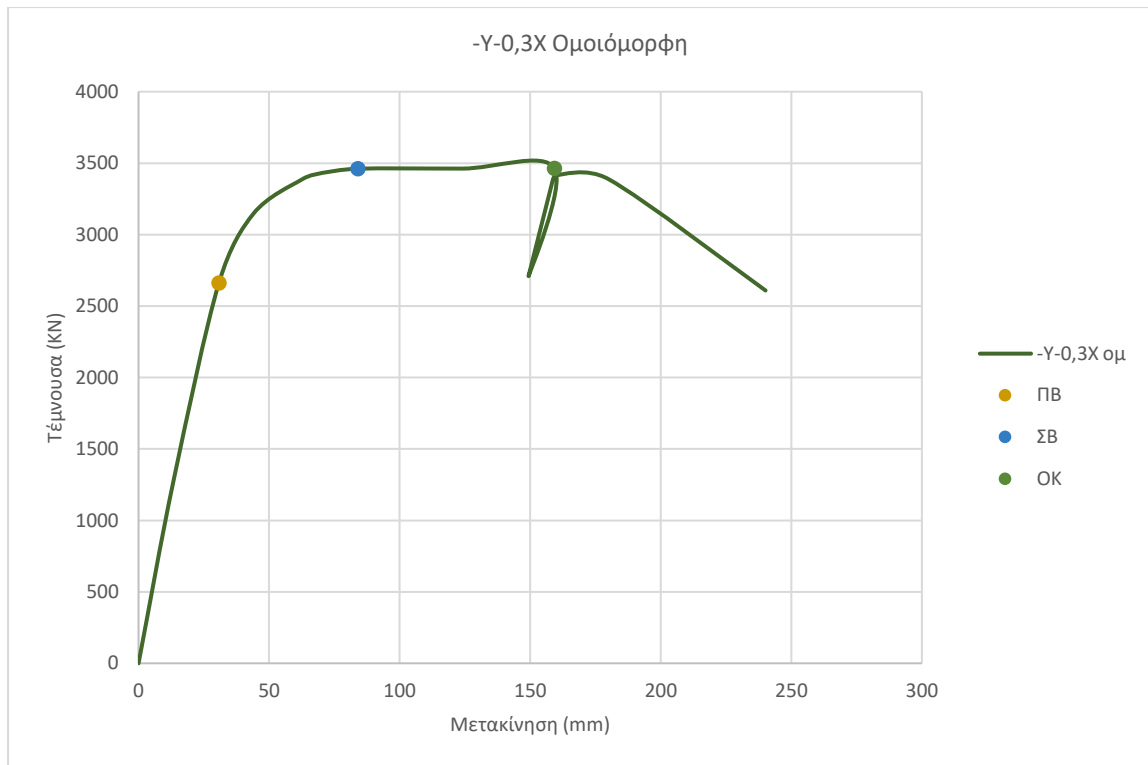
Εικόνα 56: -X-0,3Y Ομοιόμορφη απόκριση

με στοχευόμενη μετακίνηση 95,59 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% και 55,90 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50%



Εικόνα 57: Y-0,3X Ιδιομορφική απόκριση

με στοχευόμενη μετακίνηση 100,42 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% και 58,73 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50%



Εικόνα 58: -Y-0,3X Ομοιόμορφη απόκριση

με στοχευόμενη μετακίνηση 86,97 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% και 50,86 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50%

### 3.7 Συμπεράσματα

Τα εξαγόμενα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, μας δείχνουν ότι απαιτείται να παρέμβουμε στην δομή του κτιρίου με σκοπό την ενίσχυση του για την αντιμετώπιση σεισμικών δράσεων.

Να σχολιάσουμε εδώ ότι τα αποτελέσματα μπορούν να θεωρηθούν αρκετά ικανοποιητικά, καθώς δεν είναι μακριά από τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κάτι τέτοιο ήταν αναμενόμενο για ένα κτίριο που κατασκευάστηκε το 1991 και άρα είναι μεταγενέστερο του 1985 όπου άλλαξε ο Ελληνικός κανονισμός κυρίως ως προς την αντιμετώπιση του σεισμού. Άλλωστε και τα σχέδια προϊδεάζουν για κάτι τέτοιο γιατί πέρα από την φαινομενικά επαρκή όπλιση των διατομών σε διαμήκη οπλισμό, έχουμε και σχετικά μεγάλο ποσοστό οπλισμού διάτμηση από την διάταξη Φ8/10 ή Φ8/15 που επιβάλλεται σε όλα τα γραμμικά μέλη. Αυτή η ποσότητα σε εγκάρσιο οπλισμό ήταν επόμενο να ενισχύσει την διατμητική αντοχή των μελών και έτσι να αποτρέψει τυχόν ψαθυρές αστοχίες στα μέλη του φορέα.

Πολύ σημαντικό ρόλο έπαιξε επίσης και η προσφορά των χιαστί συνδέσμων, οι οποίοι προσομοιώνουν την τοιχοποιία πλήρωσης του κτιρίου. Θα έπρεπε βέβαια να γίνει διερεύνηση εάν μετά από κάποιο βήμα της Push over ανάλυσης οι τοίχοι αστοχούν έπειτα από κάποιο βήμα της καμπύλης αλλά επειδή ακόμα και έτσι η κατασκευή δεν επαρκεί κάτι τέτοιο δεν χρειάστηκε. Θα διερευνηθεί όμως όπως θα δούμε παρακάτω για τον ενισχυμένο μας φορέα.



## 4 Ενίσχυση κτιρίου

### 4.1 Κριτήρια επέμβασης

Η επιλογή του τρόπου της επέμβασης δεν είναι κοινή για όλες τις κατασκευές. Σε κάθε κατασκευή αφού προηγηθεί η ανάλυση της, απαιτείται με βάση την εμπειρία, η κρίση του μηχανικού για την επιλογή κατάλληλου τρόπου επέμβασης, λαμβάνοντας υπόψιν γενικά κριτήρια όπως (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §2.3.3.1):

- Το κόστος, τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό (δηλ. τα έξοδα συντήρησης και οι πιθανές μελλοντικές φθορές ή βλάβες), σε σχέση με τη σπουδαιότητα και την ηλικία του υπόψη κτιρίου.
- Η διαθέσιμη ποιότητα εργασίας (είναι εξαιρετικά σημαντικό τα μέτρα επέμβασης να είναι συμβατά με τα διαθέσιμα μέσα και την διαθέσιμη ποιότητα εργασίας).
- Η διαθεσιμότητα του κατάλληλου ποιοτικού ελέγχου.
- Η χρήση του κτιρίου (πιθανή επίπτωση των εργασιών επέμβασης στη χρήση του κτιρίου).
- Η αισθητική (το σχήμα επέμβασης ενδέχεται να ποικίλει μεταξύ πλήρως αφανών επεμβάσεων και σκόπιμα διακριτών νέων - πρόσθετων - στοιχείων).
- Η διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας και ακεραιότητας των ιστορικών κτιρίων και η συνεκτίμηση του βαθμού αντιστρεψιμότητας των επεμβάσεων.
- Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.

Σε επίπεδο τεχνικών κριτηρίων ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρει τα ακόλουθα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §2.3.3.1):

- Όλα τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως.
- Όλες οι διαπιστωμένες σοβαρές βλάβες (και φθορές) σε πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως
- Σε περίπτωση εντόνως μη-κανονικών κτιρίων (κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής), η δομική κανονικότητά τους πρέπει να βελτιωθεί στο μέγιστο δυνατό βαθμό.
- Μετά την επέμβαση θα πρέπει να ικανοποιείται το σύνολο των ελέγχων ασφαλείας που προβλέπονται στο Κεφ. 9.

- Όπου είναι δυνατόν, θα πρέπει να επιδιώκεται η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας σε περιοχές ελέγχου. Πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε, στον βαθμό που είναι δυνατόν, οι τοπικές επισκευές ή/και ενισχύσεις να μη μειώνουν τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών.
- Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ανθεκτικότητα τόσο των νέων όσο και των αρχικών στοιχείων, καθώς και το ενδεχόμενο επιτάχυνσης της φθοράς σε ιδιαίτερες περιπτώσεις

Ενδεικτικώς αναφέρονται εδώ ορισμένες στρατηγικές τεχνικού και διαχειριστικού χαρακτήρα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, §2.3.3.2):

#### Στρατηγικές τεχνικού χαρακτήρα

- Αύξηση της αντοχής του κτιρίου
- Αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών
- Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη-κανονικοτήτων
- Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων

#### Στρατηγικές διαχειριστικού χαρακτήρα

- Περιορισμός ή αλλαγή της χρήσης του κτιρίου
- Μερική ή ολική καθαίρεση (π.χ. ορισμένων ορόφων)
- Μονολιθική μεταφορά του δομήματος σε άλλη θέση
- Απόφαση για «καμία επέμβαση». Στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει αποδεκτή και μια μείωση της απομένουσας τεχνικής διάρκειας ζωής του δομήματος, υπό τον όρο ότι η μετά ταύτα κατεδάφιση του κτιρίου είναι εγγυημένη.

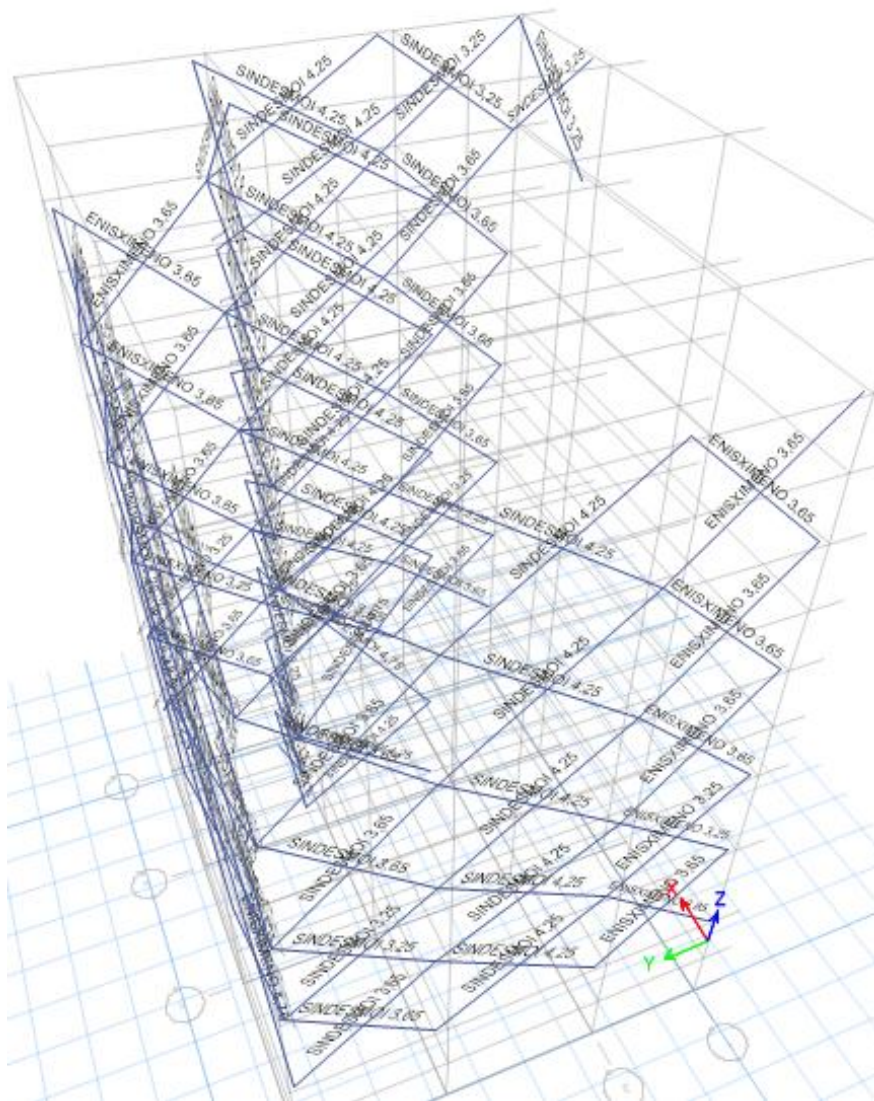
Η αύξηση της αντοχής συνοδεύεται συνήθως από μείωση της πλαστιμότητας, εκτός εάν λαμβάνονται ειδικά μέτρα (π.χ. σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος η αύξηση εφελκυσμένου οπλισμού πρέπει κατά κανόνα να συνοδεύεται από επαρκή αύξηση του θλιβόμενου οπλισμού και της περίσφιγξης).

## 4.2 Σενάριο ενίσχυσης 1

Όπως είδαμε από τις αναλύσεις μας, η κατασκευή δεν ικανοποιεί τους στόχους επιτελεσματικότητας που απαιτούνται και άρα η ενίσχυση της κρίνεται αναγκαία. Με τον όρο ενίσχυση, νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα, σε στάθμη υψηλότερη από αυτή του αρχικού.

Παρατηρούμε ότι η συνεισφορά των χιαστί συνδέσμων στον φορέα μας είναι καθοριστική και βοηθάει το κτίριο μας να συμπεριφερθεί με καλύτερο τρόπο σε σεισμικές δράσεις. Έτσι ως πρώτη σενάριο η διερευνήθηκε η ενίσχυση κάποιων τοίχων πλήρωσης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η προσομοίωση αυτού του σεναρίου έγινε κάνοντας την παραδοχή ότι η συμπεριφορά του μπετού θα προσομοιωνόταν όπως και στην τοιχοποιία πλήρωσης, δηλαδή με χιαστί συνδέσμους. Για αυτόν τον σκοπό, στα ανοίγματα που επιλέγαμε προς ενίσχυση, θεωρώντας νέο υλικό μπετού και νέες χιαστί διατομές αντικαθιστούσαμε τα υπάρχοντα χιαστί τοιχοποιίας με τα νέα πολύ μεγαλύτερης αντοχής. Αυτή την ανάλυση την τρέχαμε αλλάζοντας κάθε φορά το πάχος των χιαστί και συνεπώς και το αντίστοιχο όριο δύναμης που μπορεί να αναλάβει, αλλά και τα πιθανά ανοίγματα που επιβάλλαμε την ενίσχυση έως ότου βρούμε μία λύση που ικανοποιεί τους στόχους της κατασκευής μας. Όταν θα βρίσκαμε κάποια αποτελέσματα που ικανοποιούν τις απαιτήσεις μας θα αναγάγαμε την φόρτιση που θα αναλάμβαναν αυτοί οι σύνδεσμοι στα δυο υλικά της υπάρχουσας τοιχοποιίας και του μπετού που θα προσθέταμε.

Τα μη ικανοποιητικά αποτελέσματα σε συνδυασμό με την αμφιβολία για την ποιότητα της μοντελοποίησης μας αλλά και την δυσκολία παρακολούθησης του σημείου θραύσης και των νέων χιαστί πέραν αυτών της τοιχοποιίας μας ήταν οι λόγοι για να εγκαταλειφθεί το παρόν σενάριο και τελικά να αναζητήσουμε άλλο τρόπο ενίσχυσης.

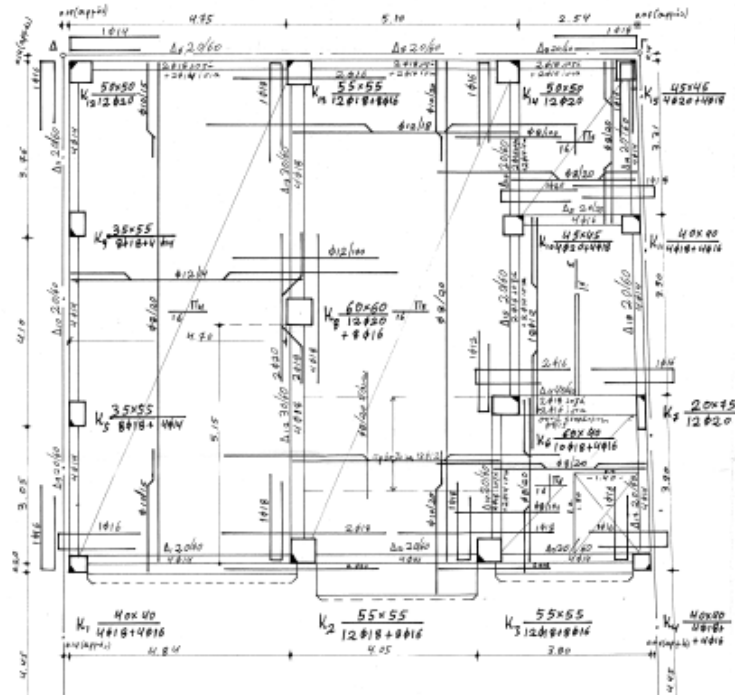


Εικόνα 59: Δοκίμη ενίσχυσης τοίχων πλήρωσης με σκυρόδεμα

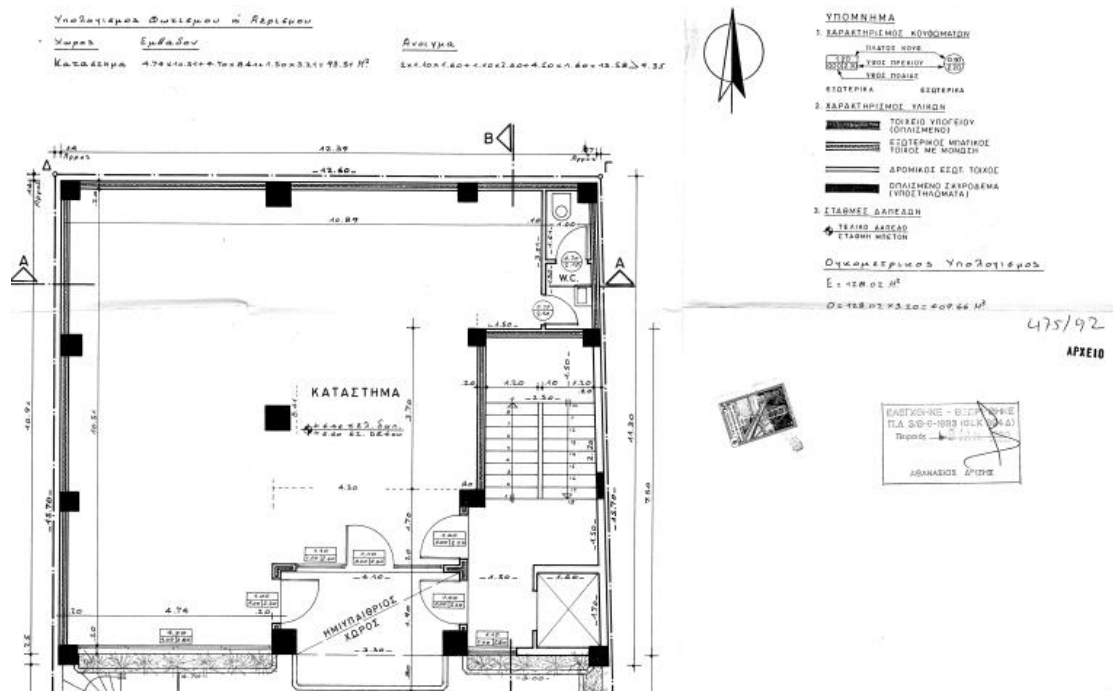


### 4.3 Σενάριο ενίσχυσης 2

Το κτίριο σύμφωνα με τα σχέδια των ξυλότυπων αλλά και τα αρχιτεκτονικά σχέδια, δεν έχει άλλα τοιχώματα πλην του υπογείου οπότε και μπορούμε να πούμε ότι θεωρείται πλαισιακός φορέας.

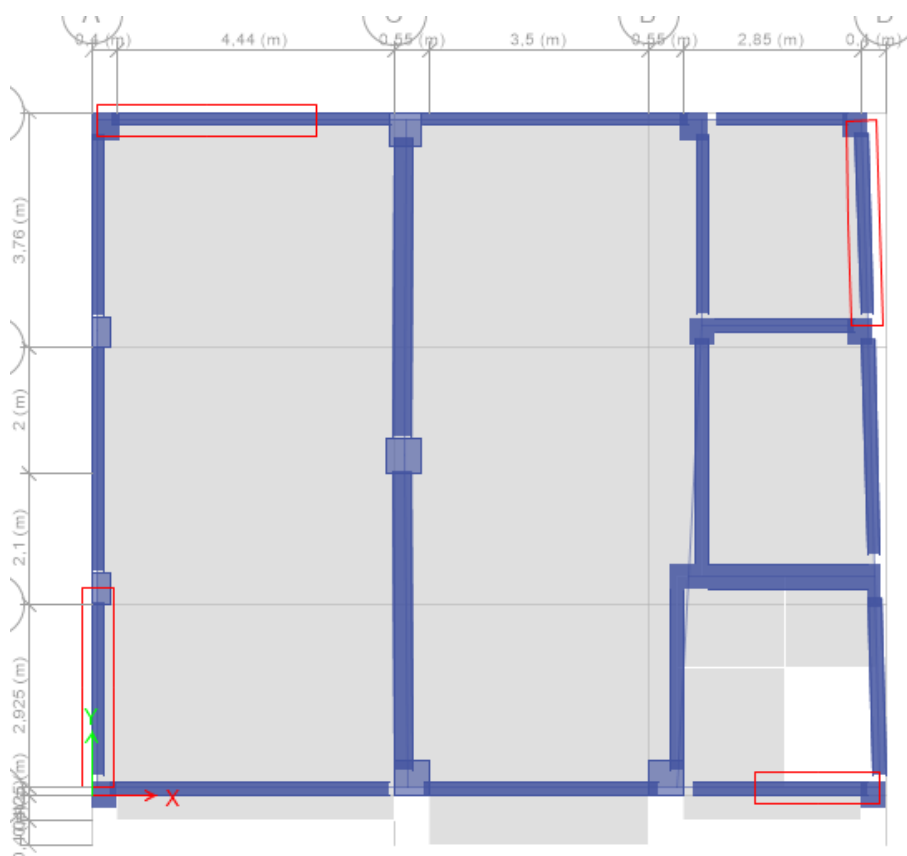


Εικόνα 60: Ξυλότυπος Α' ορόφου



Εικόνα 61: Κάτοψη Α' ορόφου

Γνωρίζουμε ότι η προσθήκη αντισεισμικών τοιχωμάτων βελτιώνει πολύ την συμπεριφορά των κατασκευών έναντι σεισμού. Έτσι ως δεύτερο σενάριο ενίσχυσης θα εκτιμηθεί το κτίριο έπειτα από προσθήκη τοιχωμάτων στις τέσσερις πλευρές του όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



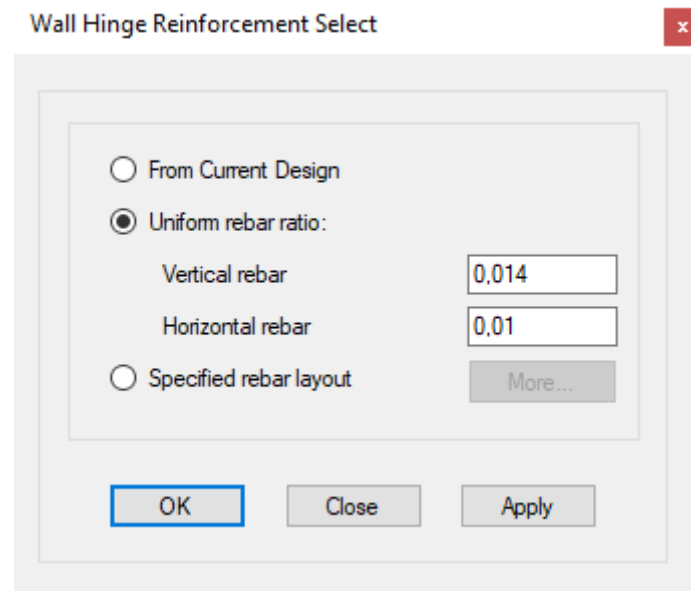
Εικόνα 62: Θέσεις προσθήκης τοιχωμάτων

Το τοίχωμα που θα κατασκευαστεί στην πρόσοψη του κτιρίου, θα κατασκευαστεί στην θέση του υφιστάμενου τοίχου πλήρωσης και προς την εξωτερική πλευρά του κτιρίου αφού η ρυμοτομική γραμμή μας επιτρέπει κάτι τέτοιο και έτσι δεν περιορίζουμε τον χώρο του ελκυστήρα. Αντίστοιχα τα υπόλοιπα τοιχώματα του κτιρίου θα κατασκευαστούν προς την εσωτερική πλευρά του κτιρίου, αφού αυτό γειτονεύει με άλλα κτίρια.

Η κατηγορία μπετού που θα χρησιμοποιηθεί επιλέγουμε να είναι C20/25, ώστε να είναι ανάλογης ποιότητας με το σκυρόδεμα των υφιστάμενων υποστυλωμάτων που θα

περικλείσει. Τα τοιχώματα σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τους περιορισμούς των ΕΚ2 και ΕΚ8. Λόγω του μεγάλου ύψους του πρώτου ορόφου, οι ελάχιστες διαστάσεις προέκυψαν 2μ μήκος και 0,50μ πλάτος για κάθε ένα από αυτά. Αντίστοιχα ελήφθησαν υπόψιν και οι περιορισμούς των κανονισμών για την όπλιση των τοιχωμάτων. Έπειτα από δοκιμές καταλήξαμε το τοίχωμα της πρόσοψης να είναι μήκους 2μ ώστε να μην επηρεάζει τα ανοίγματα που υπάρχουν, το τοίχωμα στην πίσω πλευρά του κτιρίου να είναι 3,5μ και τα δύο των πλαϊνών πλευρών να καταλαμβάνουν ολόκληρα τα αντίστοιχα ανοίγματα.

Και αυτά τα τοιχώματα, όπως και του υπογείου προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία μέσω της εντολής Define->Section Properties->Wall Section->Add new property και σχεδιάζονται σε plan view με την εντολή Draw Wall/Floor. Η υλοποίηση της στήριξης τους γίνεται με πάκτωση των επιφανειακών στοιχείων στη βάση του τοιχώματος στην στάθμη θεμελίωσης. Ο καθορισμός της πλαστικής άρθρωσης των τοιχωμάτων θα γίνει μέσω της εντολής Assign->Shell-> Reinforcement for Wall Hinge, όπου και θα καθοριστούν και τα ποσοστά του κατακόρυφου και του οριζώντιου σπλισμού που προέκυψαν έπειτα από δοκιμές.



Εικόνα 63: Καθορισμός σπλισμού τοιχωμάτων

#### 4.3.1 Αποτελέσματα ανάλυσης σεναρίου 2

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα βλέπουμε ότι οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι, έγιναν μικρότερες με την προσθήκη των τοιχωμάτων, κάτι που είναι λογικό αφού όπως είπαμε η προσθήκη τους θα προσέδιδε μεγαλύτερη δυσκαμψία στον φορέα

TABLE: Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	0,361	0,895	0,013	0	0,092
Modal	2	0,309	0,011	0,989	0	0
Modal	3	0,215	0,106	0,037	0	0,856
Modal	4	0,137	0,578	0,001	0	0,422
Modal	5	0,09	0,894	0,008	0	0,098
Modal	6	0,087	0,88	0,014	0	0,105
Modal	7	0,074	0,044	0,878	0	0,078
Modal	8	0,068	0,464	0,08	0	0,456
Modal	9	0,06	0,019	0,938	0	0,042
Modal	10	0,057	0,025	0,311	0	0,664
Modal	11	0,055	0,007	0,639	0	0,354
Modal	12	0,052	0,001	0,453	0	0,546

Εικόνα 64: Συντελεστές Κατεύθυνσης Ιδιομορφών

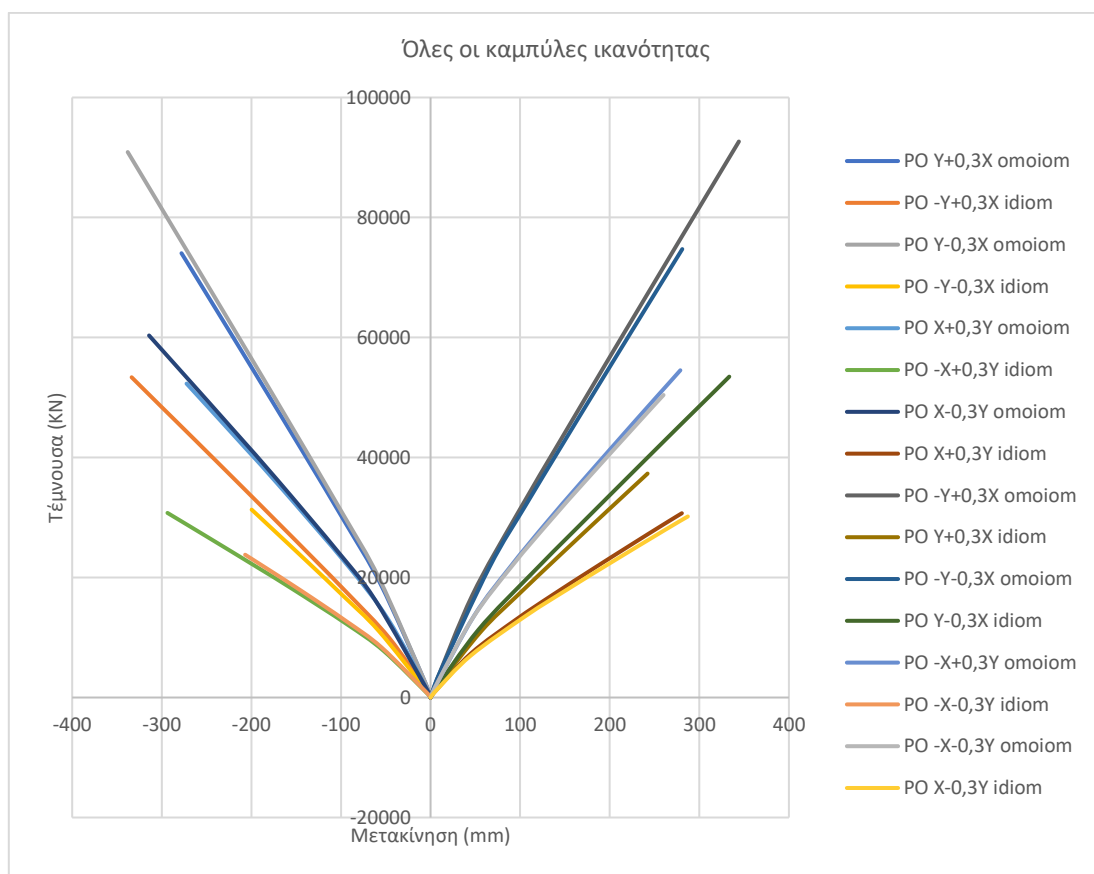
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,361	0,5648	0,0051	0	0,5648	0,0051	0	0,0058	0,4135	0,072	0,0058	0,4135	0,072
Modal	2	0,309	0,0067	0,6335	0	0,5715	0,6386	0	0,4482	0,0054	0,0007	0,454	0,4189	0,0728
Modal	3	0,215	0,0706	0,0027	0	0,6421	0,6413	0	0,0000207	0,0352	0,5504	0,454	0,4541	0,6232
Modal	4	0,137	0,0034	0,000001575	0	0,6455	0,6413	0	0,000007805	0,005	0,0004	0,454	0,4591	0,6236
Modal	5	0,09	0,0756	0,0001	0	0,7211	0,6414	0	0,0004	0,0836	0,0053	0,4544	0,5426	0,629
Modal	6	0,087	0,0295	0,0002	0	0,7507	0,6416	0	0,0005	0,0311	0,0086	0,4549	0,5737	0,6375
Modal	7	0,074	0,0001	0,1072	0	0,7508	0,7488	0	0,1172	0,00004749	0,007	0,5721	0,5738	0,6445
Modal	8	0,068	0,0165	0,0105	0	0,7673	0,7593	0	0,0133	0,0171	0,0066	0,5854	0,5908	0,6511
Modal	9	0,06	0,003	0,0443	0	0,7703	0,8035	0	0,0403	0,0027	0,0092	0,6257	0,5935	0,6603
Modal	10	0,057	0,0008	0,0025	0	0,7711	0,806	0	0,0019	0,0008	0,0062	0,6276	0,5944	0,6665
Modal	11	0,055	0,0004	0,0032	0	0,7715	0,8092	0	0,002	0,0004	0,0014	0,6296	0,5947	0,6679
Modal	12	0,052	0,000003684	0,0004	0	0,7715	0,8096	0	0,0001	0,000001358	0,0005	0,6297	0,5947	0,6684

Εικόνα 65: Ποσοστά ενεργοποίησης μάζας Ιδιομορφών

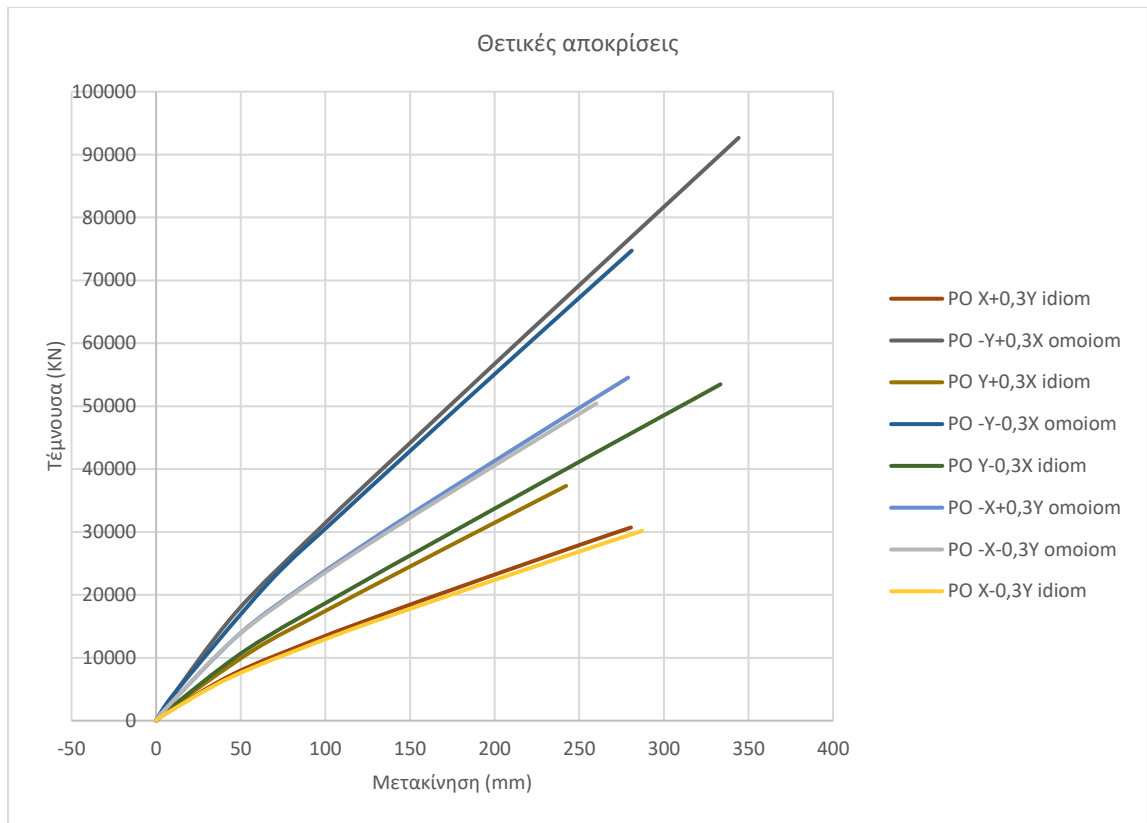
Όπως και πριν, αφού έγινε η ανάλυση του κτιρίου, κάναμε plot όλων των Push over καμπύλων και τις εισαγάγαμε σε αρχείο excel, ώστε να τις συγκρίνουμε. Έπειτα για κάθε καμπύλη υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες στοχευόμενες μετακινήσεις με βάση το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 για πιθανότητα υπέρβασης 50% και το αντίστοιχο για 10%. Η αντοχή του κτιρίου αυξήθηκε αρκετά και πλέον όλες οι καμπύλες ικανοποιούν τους αντίστοιχους στόχους. Μάλιστα οι ιδιομορφικές φορτίσεις παρατηρούμε ότι και πάλι είναι δυσμενέστερες από τις φορτίσεις με ομοιόμορφη κατανομή.

Τέλος έγινε έλεγχος ότι τα χιαστί δεν αστοχούν πριν από την εκάστοτε στοχευόμενη μετακίνηση.

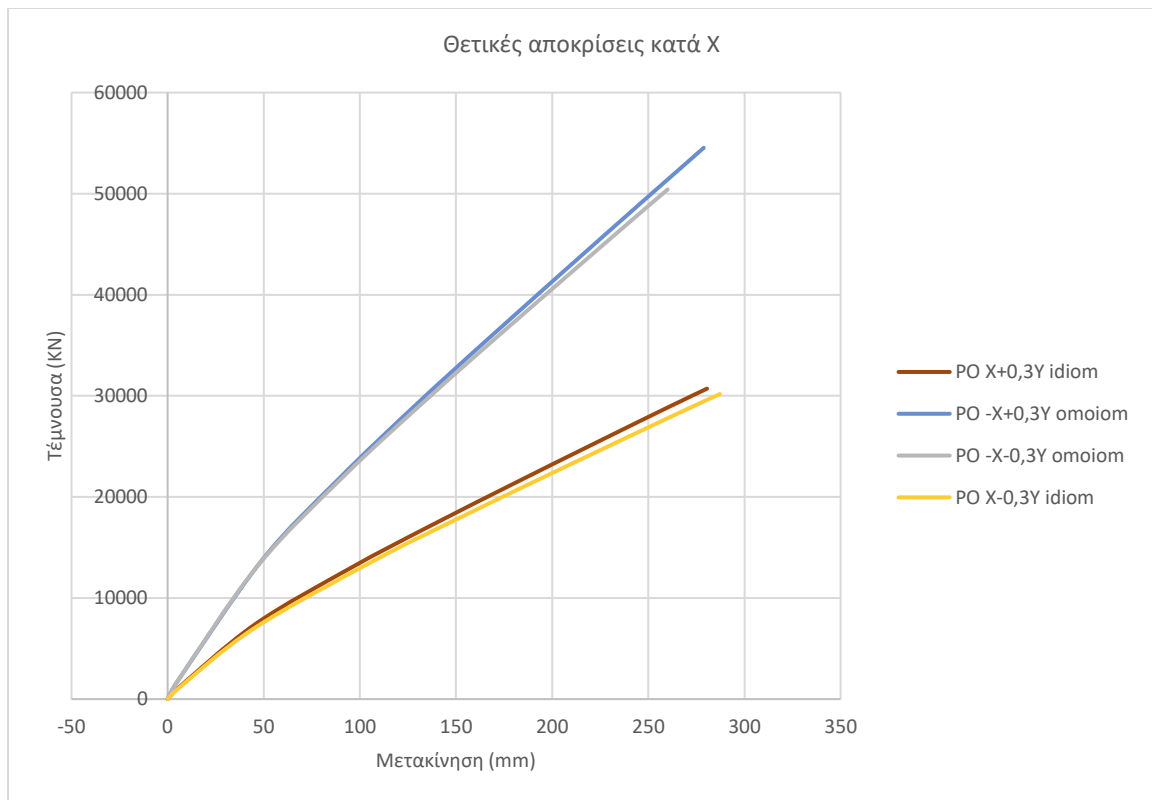
Παρακάτω παρατίθενται ενδεικτικά καμπύλες ικανότητας του ενισχυμένου φορέα.



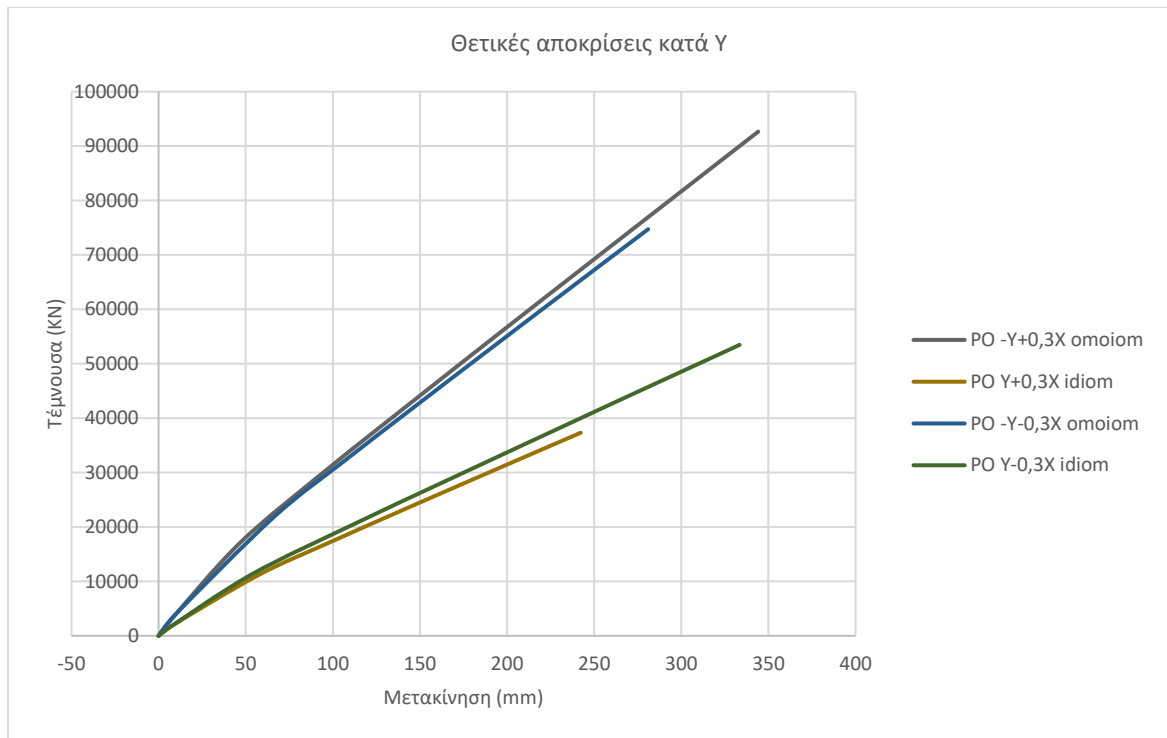
Εικόνα 66: Καμπύλες ικανότητας ενισχυμένου φορέα



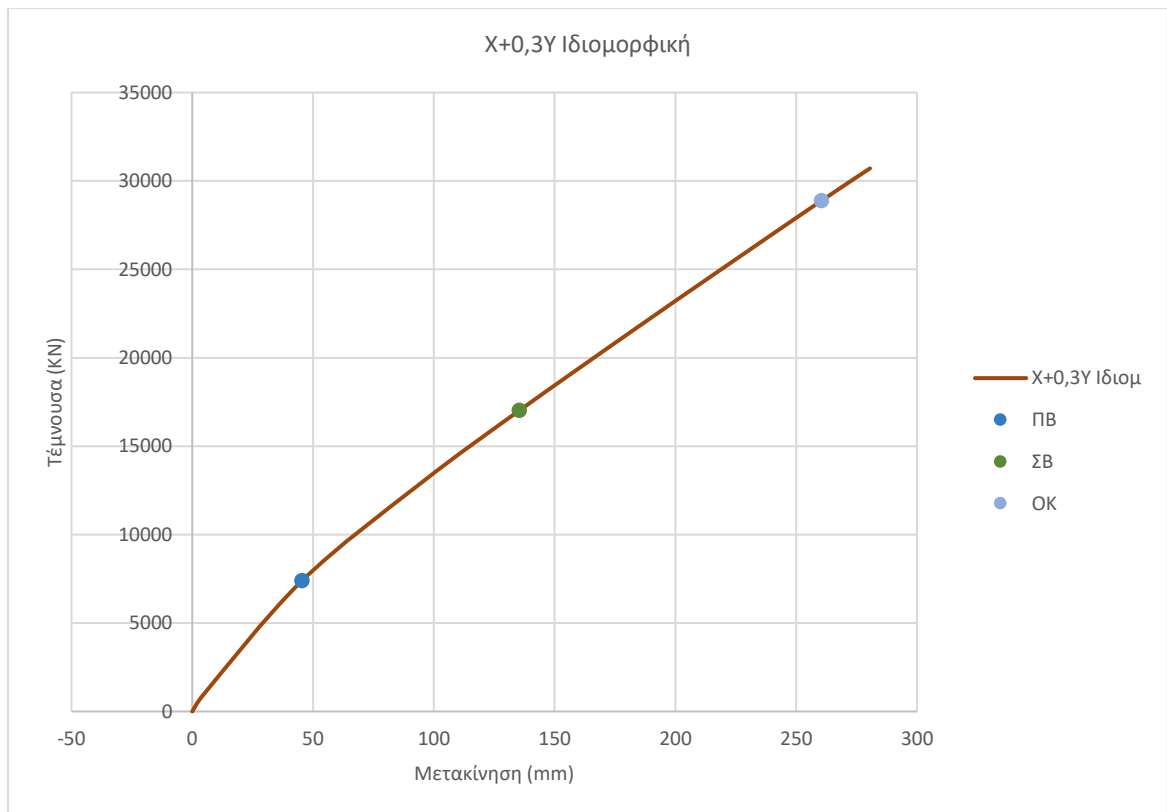
Εικόνα 67: Καμπύλες ικανότητας ενισχυμένου φορέα με θετικές αποκρίσεις



Εικόνα 68: Καμπύλες ικανότητας ενισχυμένου φορέα με θετικές αποκρίσεις κατά X

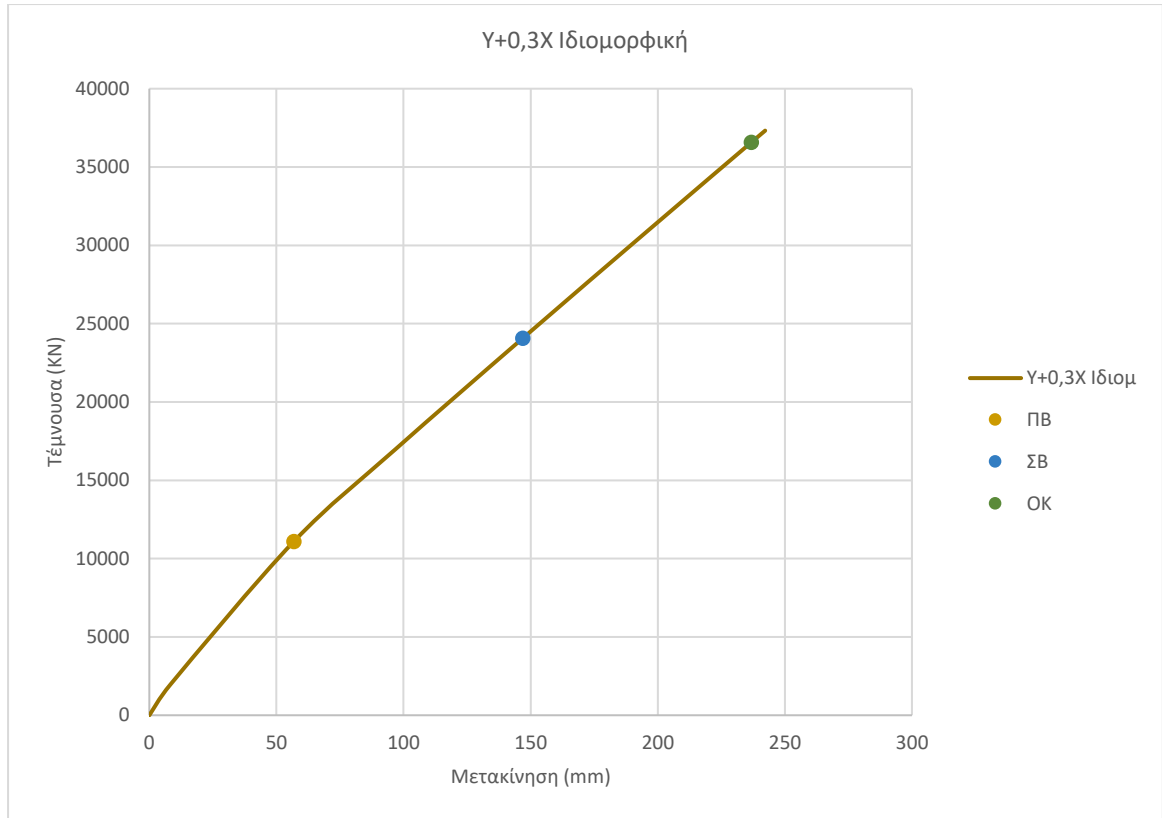


Εικόνα 69: Καμπύλες ικανότητας ενισχυμένου φορέα με θετικές αποκρίσεις κατά Υ



Εικόνα 70: Καμπύλη Χ+0,3Υ ιδιομορφική ενισχυμένου φορέα

με στοχευόμενη μετακίνηση 69,35 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% και 39,59 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50%



Εικόνα 71 : Καμπύλη Υ+0,3X ομοιόμορφη ενισχυμένου φορέα

με στοχευόμενη μετακίνηση 50,87 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% και 27,68 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50%





## 5 Μοντελοποίηση κλιμακοστασίου

### 5.1 Εισαγωγικά

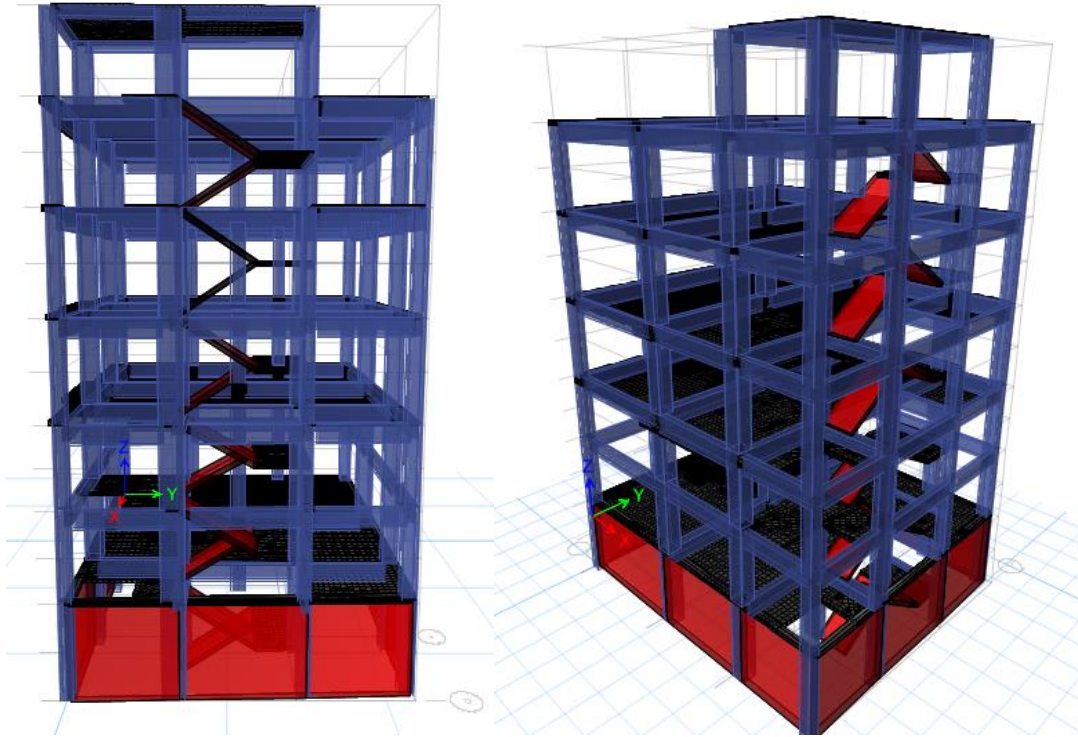
Στις περισσότερες αντίστοιχες μελέτες όπως και στην δική μας που προηγήθηκε, η ακριβής μοντελοποίηση του κλιμακοστασίου αμελείται.

Αυτό γίνεται γιατί θεωρείται δύσκολος ο έλεγχος ως προς την αντοχή της μιας και στην Push over ανάλυση η καμπύλη που εξάγεται από το πρόγραμμα, δεν συνυπολογίζει την θραύση και των πεπερασμένων επιφανειακών στοιχείων. Για αυτό θα πρέπει το σημείο θραύσης του κλιμακοστασίου να διερευνηθεί από τον χρήστη. Αντ' αυτού στην θέση του τοποθετείται πλάκα αντίστοιχου πάχους η οποία φορτίζεται με τα φορτία σχεδιασμού της σκάλας.

Αυτή η παραδοχή αν και έχει επικρατήσει, δεν μπορεί να θεωρείται αμελητέα καθώς τα μέλη της σκάλας προσφέρουν δυσκαμψία στην κατασκευή αφού είναι ο συνδεδετικός κρίκος μεταξύ των ορόφων. Για αυτό τον λόγο στο τελευταίο αυτό και κεφάλαιο και για διερευνητικούς σκοπούς, θα γίνει προσπάθεια μοντελοποίησης της, ώστε να ελεγχθεί η πιθανότητα επίτευξης των στόχων αποτίμησης χωρίς την ενίσχυσή του.

### 5.2 Μοντελοποίηση

Η μοντελοποίηση της έγινε με πεπερασμένα επιφανειακά στοιχεία (shell elements) όπως ακριβώς προσομοιώθηκαν και οι πλάκες των ορόφων. Να τονιστεί εδώ ότι με βάση τα σχέδια το τμήμα Ισογείου - Α ορόφου δεν ταιριάζει υψομετρικά με τον αριθμό σκαλιών και το ύψος ρίχτι που αναφέρεται και έτσι έγιναν μικρές παραδοχές ως προς την κλίση της. Τέλος υπήρξε δυσκολία προσομοίωσης της σκάλας του δώματος που είναι κυκλικού τύπου, και για αυτό έγινε η παραδοχή σκάλας με πλατύσκαλο και σε αυτό το τμήμα.



Εικόνα 72: Μοντελοποίηση σκάλας κτιρίου

### 5.3 Αποτελέσματα αναλύσεων

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, βλέπουμε ότι η κατασκευή έχει αλλάξει ελαφρώς την συμπεριφορά της σε ότι αφορά την πρώτη ιδιομορφή που δεσπάζει η μετατόπιση κατά X, αντίθετα κατά τις άλλες δυο ιδιομορφές τα αποτελέσματα δεν έχουν σημαντικές διαφορές με πριν.

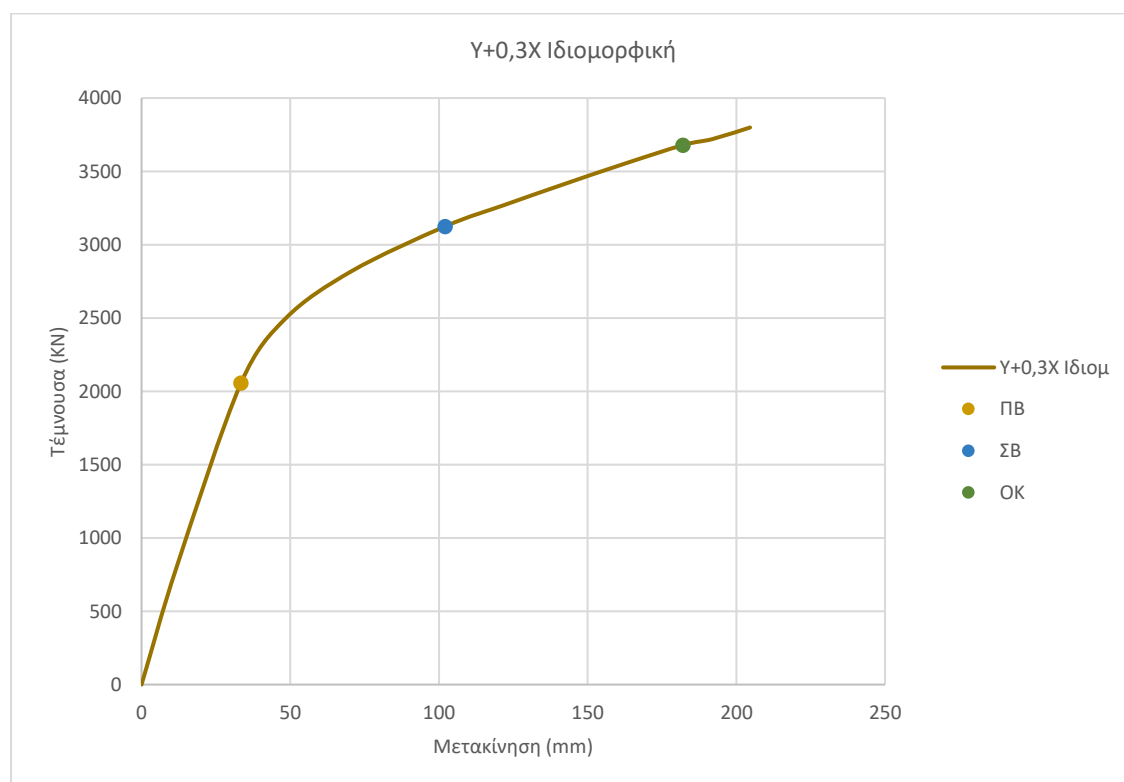
TABLE: Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	0,658	0,923	0,004	0	0,073
Modal	2	0,565	0,001	0,999	0	0
Modal	3	0,438	0,082	0,044	0	0,874
Modal	4	0,205	0,915	0,004	0	0,081
Modal	5	0,179	0	0,995	0	0,005
Modal	6	0,145	0,089	0,059	0	0,852
Modal	7	0,117	0,915	0,006	0	0,079
Modal	8	0,102	0,001	0,977	0	0,022
Modal	9	0,092	0,926	0,008	0	0,066
Modal	10	0,089	0,331	0,095	0	0,574
Modal	11	0,086	0,117	0,021	0	0,862
Modal	12	0,084	0,608	0,053	0	0,339

Εικόνα 73: Συντελεστές κατεύθυνσης ιδιομορφών

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,658	0,6641	0,0005	0	0,6641	0,0005	0	0,00002944	0,3446	0,0611	0,00002944	0,3446	0,0611
Modal	2	0,565	0,0005	0,7282	0	0,6647	0,7287	0	0,3588	0,0002	0,00001995	0,3589	0,3448	0,0612
Modal	3	0,438	0,0585	0,00006987	0	0,7232	0,7287	0	0,0016	0,023	0,6578	0,3605	0,3678	0,719
Modal	4	0,205	0,0501	0,00004935	0	0,7732	0,7287	0	5,163E-07	0,2241	0,0059	0,3605	0,5919	0,7248
Modal	5	0,179	0,00000102	0,0522	0	0,7732	0,781	0	0,2528	0,00003034	0,0002	0,6133	0,5919	0,7251
Modal	6	0,145	0,0046	0,00001011	0	0,7778	0,781	0	0,0001	0,0207	0,056	0,6133	0,6126	0,7811
Modal	7	0,117	0,0101	0,00001772	0	0,7879	0,781	0	0,00003983	0,0052	0,001	0,6134	0,6178	0,7821
Modal	8	0,102	0	0,0105	0	0,7879	0,7915	0	0,004	0,000006137	0,0003	0,6174	0,6178	0,7824
Modal	9	0,092	0,0024	0,000001154	0	0,7903	0,7915	0	0	0,0043	0,0002	0,6174	0,6221	0,7825
Modal	10	0,089	5,751E-07	0,0001	0	0,7903	0,7916	0	0,0001	0,0005	0,0091	0,6175	0,6227	0,7917
Modal	11	0,086	0,000001736	0,00001533	0	0,7903	0,7916	0	0,00003655	0,0001	0,0004	0,6176	0,6228	0,7921
Modal	12	0,084	0,002	0	0	0,7923	0,7916	0	0,00002308	0,0038	0,0027	0,6176	0,6266	0,7947

Εικόνα 74: Ποσοστά ενεργοποίησης μάζας Ιδιομορφών

Τέλος από τις εξαγόμενες καμπύλες προέκυψε ότι αν και υπήρξε βελτίωση, πάλι έχουμε αδυναμία επίτευξης των στόχων που έχουμε θέσει ακόμα και πριν τον έλεγχο θραύσης της σκάλας. Οπότε επιβεβαιώνεται και εδώ το συμπέρασμα μας ότι το κτίριο χρειάζεται ενίσχυση. Ενδεικτικά η καμπύλη ικανότητας  $Y+0,3X$  Ιδιομορφικής φόρτισης.



Εικόνα 75: Καμπύλη  $Y+0,3X$  ιδιομορφική φορέα με μοντελοποίηση σκάλας

με στοχευόμενη μετακίνηση 97,79 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% και 57,19 mm για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50%

#### 5.4 Συμπεράσματα κλιμακοστασίου

Η κατασκευή δεν αντέχει ούτε και με την προσθήκη του μοντέλου σκάλας ακόμη και χωρίς να χρειαστεί η περαιτέρω ανάλυση της για το σημείο θραύσης της. Παρόλα αυτά μπορούμε να πούμε ότι η συμπεριφορά της κατασκευής σύμφωνα με την ιδιομορφική ανάλυση αλλά και με την καμπύλη στην περιοχή μικρών μετατοπίσεων έχει αλλάξει ελαφρώς για φόρτιση κατά την διεύθυνση κατά  $X$ , διεύθυνση κάθετη στα σκέλη της. Αυτό είναι κάτι το οποίο θα πρέπει να διερευνηθεί περαιτέρω για την βαρύτητα της παραδοχής που είθισται να γίνεται όταν αμελούμε την σκάλα σε άλλες περιπτώσεις κτηρίων που βρίσκονται κοντά στην επίτευξη του στόχου τους.



## 6 Συμπεράσματα

Το κτίριο της παρούσας μελέτης έχει σχεδιαστεί μεταγενέστερα του 1985, όπου και άλλαξαν οι αντισεισμικές απαιτήσεις σχεδιασμού. Η αποτίμηση του αλλά και τα σενάρια ενίσχυσης που προτάθηκαν έγιναν με βάση τα όσα επιτάσσουν οι πιο σύγχρονοι κανονισμοί όπως ο Ευρωκώδικας 8 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η μέθοδος στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Push over) που χρησιμοποιήθηκε, όπως διαπιστώθηκε, είναι μια μέθοδος η οποία απαιτεί πολύ προσεκτικό χειρισμό, ακρίβεια και εμπειρία του μηχανικού, μιας και αναζητά την ακριβή συμπεριφορά των κατασκευών και δεν εφαρμόζεται με τις συνήθεις απλοποιητικές παραδοχές που κάνουμε κατά την μελέτη νέων κατασκευών με ελαστικές μεθόδους.

Κατά την αποτίμηση όπως και φάνηκε η κατασκευή μας χρειάζεται ενίσχυση χωρίς όμως να βρίσκεται και πολύ μακριά από τις απαιτήσεις των κανονισμών. Μάλιστα μπορούμε να πούμε ότι καθοριστικό ρόλο για την ανεπάρκεια του έπαιξε και η αλλαγή χρήσης του σε ιατρικό κέντρο, η οποία το αναβάθμισε και σε κατηγορία σπουδαιότητας.

Μιας και η συμβολή των τοίχων πλήρωσης στο μοντέλο μας ήταν αρκετά σημαντική και βοήθησε αρκετά την κατασκευή μας, ως πρώτο σενάριο διερευνήθηκε η ενίσχυση των τοιχοποιίας πλήρωσης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η αμφιβολία παρακολούθησης της προσομοίωσης του αλλά και η δυσκολία εξεύρεσης ικανοποιητικών αποτελεσμάτων ήταν η αιτία να προχωρήσουμε σε άλλη λύση.

Κατά το δεύτερο σενάριο ενίσχυσης, προτάθηκε η ενίσχυση του με προσθήκη τεσσάρων τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα στις τέσσερις γωνίες του. Έπειτα από μια επαναληπτική διαδικασία βρέθηκαν οι διαστάσεις που ενισχύουν το κτίριο στον βαθμό που απαιτούσαμε. Τα αποτελέσματα ως είναι λογικό έδειξαν ότι η προσθήκη τοιχωμάτων αύξησε αρκετά την δυσκαμψία του. Οι διαστάσεις και η όπλιση των τοιχωμάτων ικανοποιούν τους κανονισμούς ΕΚ2 και ΕΚ8.

Τέλος έγινε προσπάθεια ανεύρεσης λύσης χωρίς ενίσχυση του, απλά προσομοιώνοντας με αναλυτικό τρόπο το κλιμακοστάσιο. Προέκυψε ότι αν και αλλάζει η συμπεριφορά του κτηρίου, πάλι έχουμε αδυναμία επίτευξης των στόχων που έχουμε θέσει ακόμα και πριν τον έλεγχο θραύσης της. Πιο συγκεκριμένα παρατηρήσαμε ότι αλλαγή συμπεριφοράς από την

ακριβή μοντελοποίηση της σκάλας, είχαμε μόνο στη περίπτωση της για φόρτιση κατά τον άξονα  $X$  που είναι κάθετος στα σκέλη της. Αυτό είναι κάτι το οποίο θα πρέπει να διερευνηθεί περαιτέρω για την βαρύτητα της παραδοχής που είθισται να γίνεται όταν αμελούμε την σκάλα σε άλλες περιπτώσεις κτηρίων που βρίσκονται κοντά στην επίτευξη του στόχου τους.





## Βιβλιογραφία

- 1) «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο», Ο.Α.Σ.Π. 2 η Αναθεώρηση (2017), Αθήνα
- 2) «Ελληνικός κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος» ΕΚΩΣ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
- 3) «Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός» ΕΑΚ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
- 4) Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings (EN 1998 – 3: 2005)
- 5) Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998 – 1: 2004)
- 6) Ψυχάρης Γ., 2015, Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας (Τεύχος 1), σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 1&2, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- 7) Ψυχάρης Γ., 2015, Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας (Τεύχος 2), σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 1&2, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- 8) Β.Γ. Μώκος, Νοέμβριος 2016, Προσδιορισμός Παραμορφωσιακής Ικανότητας Υποστυλώματος Ω.Σ. κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΟΑΣΠ.
- 9) Εμμανουήλ Κίρτας, Γεώργιος Παναγόπουλος, 2015, Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή. Εφαρμογές με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000, ΣΕΑΒ
- 10) Chopra A. K. (2003), «Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering», Second edition, University of California at Berkeley
- 11) COMPUTERS & STRUCTURES INC. (2005), «C.S.I. Analysis Reference Manual», Berkeley, California
- 12) Σπυράκος Κ., 2004, Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία, ΤΕΕ, Αθήνα
- 13) Εφημερίς της Κυβερνήσεως της Ελληνικής Δημοκρατίας – Τεύχος Δεύτερο - Αρ. φύλλου 1154, 12 Αυγούστου 2013, Εθνικό τυπογραφείο, Αθήνα

