



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

# Αντισεισμική αποτίμηση σχολικού κτηρίου με προβλήματα καθιζήσεων

Διπλωματική εργασία

Στεφάτος Σπυρίδων

Cv13091

Επιβλέπων καθηγητής: Βουγιούκας Εμμανουήλ

Αθήνα, Ιούλιος 2022



## Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής κ. Εμμανουήλ Βουγιούκα, που μου έδωσε την ευκαιρία να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο αντικείμενο αλλά και για την βοήθεια του κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας με την καθοδήγηση και τις συμβουλές του.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου και τον αδελφό μου, στους οποίους θα ήθελα να αφιερώσω αυτήν την εργασία, για την αμέριστη στήριξη και την βοήθεια τους σε οποιοδήποτε εγχείρημα μου και για την επιρροή τους στην εξέλιξη ως άτομο.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους τους φίλους μου και κοντινούς ανθρώπους, οι οποίοι όλα αυτά τα χρόνια ήταν δίπλα μου σε χαρούμενες και δυσάρεστες στιγμές και μου στάθηκαν όποτε το χρειάστηκα για την κατανόηση τους και την υποστήριξη τους.



## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική πραγματεύεται την επιρροή των καθιζήσεων στην αντισεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ο φορέας που θα μελετήσουμε είναι μία σχολική μονάδα που αποτελείται από τρία ανεξάρτητα κτήρια, τα οποία είναι κατασκευασμένα με αρμούς διαστολής, στα οποία έχει διαπιστωθεί καθίζηση .

Αρχικά υπολογίσαμε μέσω του λογισμικού Etabs, τις καμπύλες ικανότητας της σχολικής μονάδας, χωρίς τον συνυπολογισμό των καθιζήσεων. Στη συνέχεια τις ξαναυπολογίσαμε λαμβάνοντας υπόψιν τις καθιζήσεις. Έπειτα, γίνονται προτάσεις αντιμετώπισης του φαινομένου.

Στο κεφάλαιο 1, παρουσιάζεται το αντικείμενο και ο σκοπός της εργασίας, καθώς και ο κανονισμός που χρησιμοποιήθηκε.

Στο κεφάλαιο 2, γίνεται η περιγραφή της υφιστάμενης σχολικής μονάδας που μελετήθηκε και παρουσιάζεται αναλυτικά ο τρόπος προσομοίωσης της στο πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε.

Στο κεφάλαιο 3 περιγράφεται η διαδικασία κατασκευής των διαγραμμάτων ικανότητας των δομικών μελών, καθώς και η εισαγωγή τους στο πρόγραμμα.

Στο κεφάλαιο 4, παρουσιάζεται αναλυτικά η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης και εφαρμόζεται στα υπό μελέτη κτήρια, αρχικώς μεμονωμένα και στην συνέχεια συνυπολογίζοντας την αλληλεπίδραση τους, χωρίς τον συνυπολογισμό των καθιζήσεων. Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων για την εξαγωγή συμπερασμάτων.

Στο κεφάλαιο 5, εφαρμόζεται και πάλι η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης στον ενωμένο φορέα συνυπολογίζοντας την επιρροή των καθιζήσεων. Στην συνέχεια γίνεται σύγκριση με τα αποτελέσματα του 4<sup>ου</sup> κεφαλαίου για την εξαγωγή συμπερασμάτων.

Στο κεφάλαιο 6, αναφέρονται διάφοροι μέθοδοι αντιμετώπισης του προβλήματος των καθιζήσεων.

Στο κεφάλαιο 7, παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις των κεφαλαίων 4,5.



## Abstract

This diploma thesis deals with the influence of subsidence on the seismic evaluation of existing structures, in accordance with the Greek Intervention Regulation. The body we will study is a school unit consisting of three independent buildings, which are connected by an expansion joint. Initially, through the Etabs software, we calculated the capacity curves of the school unit, without taking into account the subsidences. Then we recalculated them taking into account the subsidence. Then, proposals are made to deal with the phenomenon.

In chapter 1, the object and purpose of the work is presented, as well as the code used.

In chapter 2, the description of the existing school unit studied is described and the way of its simulation in the program used is presented in detail.

In chapter 3 the process of constructing the capacity diagrams of the structural members is described, as well as their introduction into the program.

In chapter 4, the method of static inelastic analysis is presented in detail and is applied to the buildings under study, initially individually and then taking into account their interaction, without taking into account the subsidences. Then a comparison of the results is made to draw conclusions.

In chapter 5, the method of static inelastic analysis in the united structure is again applied, taking into account the influence of subsidence. Then a comparison is made with the results of the 4th chapter to draw conclusions.

In chapter 6, several methods of dealing with the problem of subsidence are listed.

In chapter 7, the conclusions drawn from the analyses of chapters 4.5 are presented





## Περιεχόμενα

Εικόνες.....	123
Πίνακες.....	17
Σχήματα.....	19
Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή.....	21
Κεφάλαιο 2. Περιγραφή του κτηρίου.....	22
2.1. Περιγραφή της κατασκευής.....	22
2.2. Προσομοίωση της κατασκευής.....	22
2.3. Υλικά.....	23
2.3.1. Σκυρόδεμα.....	24
2.3.2. Χάλυβας.....	25
2.4. Γραμμικά μέλη φορέα.....	27
2.4.1. Εισαγωγή διατομών.....	27
2.4.2 Οπλισμός γραμμικών φορέων.....	29
2.5. Επιφανειακά μέλη φορέα.....	30
2.5.1. Πλάκες.....	30
2.5.2. Τοιχώματα.....	32
2.6. Διαφραγματική λειτουργία.....	32
2.7. Απομείωση δυσκαμψιών.....	34
2.8. Στηρίξεις κατασκευής.....	35
2.9. Φορτία κατασκευής.....	36
2.9.1. Κατακόρυφα φόρτια.....	36
2.9.2. Σεισμικές δράσεις.....	38
2.10. Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας.....	41
Κεφάλαιο 3. Κατασκευή καμπύλων ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και εισαγωγή τους στο Etabs.....	42
3.1. Εισαγωγή.....	42
3.2. Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής.....	42
3.3. Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής κατά τη διαρροή.....	44
3.4. Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία.....	45
3.5. Υπολογισμός αντίστασης έναντι τέμνουσας.....	46
3.6. Υπολογισμός καμπύλης ικανότητας με συνεκτίμηση της τέμνουσας.....	47
3.7. Στάθμες επιτελεστικότητας.....	49
3.8. Εισαγωγή καμπύλων ικανότητας στο Etabs.....	49
Κεφάλαιο 4. Ανάλυση και αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου με της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Push over).....	54

4.1. Εισαγωγή .....	54
4.2. Ιδιομορφική ανάλυση .....	54
4.2.1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτηρίου 1 .....	55
4.2.2. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτηρίου 2 .....	57
4.2.3. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτηρίου 3 .....	59
4.3. Φορτίσεις Push over.....	61
4.4. Καθορισμός κόμβου ελέγχου .....	66
4.5. Ορισμός στόχου μετακίνησης .....	66
4.6. Διγραμμικοποίηση καμπύλων ικανότητας .....	67
4.7. Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο των συντελεστών .....	68
4.7.1. Δημιουργία εξιδανικευμένης καμπύλης ικανότητας.....	68
4.7.2. Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου .....	69
4.7.3. Υπολογισμός φασματικής επιτάχυνσης.....	69
4.7.4. Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης .....	69
4.7.5. Υπολογισμός διορθωτικών συντελεστών.....	69
4.8. Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων για τα τρία κτήρια (Κτήριο 1,2 και 3).....	71
4.8.1. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 1.....	71
4.8.2. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 2.....	77
4.8.3. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 3.....	83
4.9. Αποτελέσματα αλληλεπίδρασης των κτηρίων.....	88
4.9.1 Στοιχεία προσομοίωσης gap elements .....	89
4.9.2. Αποτελέσματα της ενωμένης κατασκευής .....	91
4.10. Σύγκριση αποτελεσμάτων μεμονωμένων κτηρίων-συνολικής κατασκευής .....	97
4.10.1. Σύγκριση αποτελεσμάτων στη διεύθυνση X-X' .....	98
4.10.2. Σύγκριση αποτελεσμάτων στη διεύθυνση Y-Y' .....	99
Κεφάλαιο 5. Ανάλυση και αποτίμηση συμπεριφοράς του σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής με συνυπολογισμό των καθιζήσεων.....	100
5.1 Εισαγωγή .....	100
5.2 Καθιζήσεις .....	100
5.3. Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 2, 5cm.....	102
5.3.1 Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 2, 5cm στην διεύθυνση X-X'.....	102
5.3.2. Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 2, 5cm στην διεύθυνση Y-Y' .....	105
5.4 Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 3, 7cm στην διεύθυνση X-X'.....	108
5.4.1. Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 3, 7cm στην διεύθυνση X-X'.....	108
5.4.2. Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 3, 7cm στην διεύθυνση Y-Y' .....	111

5.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων .....	112
5.5.1. Σύγκριση αποτελεσμάτων στη διεύθυνση X-X' .....	112
5.5.2. Σύγκριση αποτελεσμάτων στη διεύθυνση Y-Y' .....	114
Κεφάλαιο 6. Προτάσεις ενίσχυσης του εδάφους και της θεμελίωσης της κατασκευής .....	116
6.1. Εισαγωγή .....	116
6.2 Μέθοδοι ενίσχυσης του εδάφους θεμελίωσης .....	116
6.2.1. Βελτίωση του εδάφους με διαπότιση .....	116
6.2.2. Αύξηση της ασφάλειας κατά θραύση του εδάφους .....	117
.....	117
6.3. Μέθοδοι ενίσχυσης των στοιχείων θεμελίωσης .....	117
6.3.1. Αύξηση διαστάσεων των υπαρχόντων θεμελίων .....	117
6.3.2. Κατασκευή νέων θεμελίων .....	119
6.3.3. Κατασκευή υποθεμελίωσης .....	121
6.4. Ενίσχυση υποστυλωμάτων έναντι τέμνουσας με ινοπλισμένα πολυμερή .....	122
6.4.1. Υλικά ινών .....	122
6.4.2. Μήτρα σύνθετων υλικών .....	124
6.5. Πρόταση ενίσχυσης .....	124
Κεφάλαιο 7. Συμπεράσματα .....	125
Βιβλιογραφία .....	127



## ΕΙΚΟΝΕΣ

Εικόνα 1: Βλάβες στη σχολική μονάδα .....	21
Εικόνα 2:Είσοδος σχολικής μονάδας .....	21
Εικόνα 3: Μοντέλο της κατασκευής στο Etabs .....	23
Εικόνα 4: Κάτοψη μοντέλου α' ορόφου.....	23
Εικόνα 5: Εισαγωγή μέσης αντοχής σκυροδέματος.....	24
Εικόνα 6:Εισαγωγή παραμέτρων σκυροδέματος .....	24
Εικόνα 7: Ορισμός αντοχής χάλυβα σπλισμού St III .....	26
Εικόνα 8: Ορισμός παραμέτρων χάλυβα σπλισμού St III .....	26
Εικόνα 9: Εισαγωγή διατομής υποστυλώματος στο Etabs .....	27
Εικόνα 10: Καθορισμός σπλισμού υποστυλώματος .....	28
Εικόνα 11:Καθορισμός σπλισμού δοκού .....	29
Εικόνα 12: Εισαγωγή στοιχείων συμπαγούς πλάκας.....	30
Εικόνα 13:Εισαγωγή στοιχείων πλάκας Zoellner .....	31
Εικόνα 14:Διατομή πλάκας Zoellner .....	31
Εικόνα 15: Εισαγωγή στοιχείων τοιχωμάτων στο Etabs .....	32
Εικόνα 16:Ορισμός διαφραγμάτων στο ισόγειο.....	33
Εικόνα 17:Ορισμός διαφραγμάτων στον α' όροφο .....	34
Εικόνα 18:Ορισμός απομείωσης δυσκαμψιών τοιχωμάτων .....	35
Εικόνα 19: Ορισμός στηρίξεων στην κατασκευή .....	35
Εικόνα 20:Ορισμός κατηγοριών φορτίων .....	37
Εικόνα 21:Ορισμός φορτίων στις πλάκες .....	38
Εικόνα 22:Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας.....	39
Εικόνα 23:Ορισμός ελαστικού φάσματος EK8.....	40
Εικόνα 24:Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας.....	41
Εικόνα 25:Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής .....	50
Εικόνα 26:Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης .....	50
Εικόνα 27:Ορισμός τύπου πλαστικής άρθρωσης .....	50
Εικόνα 28:Εισαγωγή παραμέτρων πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος .....	51
Εικόνα 29:Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων σε γραμμικό φορέα .....	52
Εικόνα 30:Ορισμός πλαστικής άρθρωσης τοιχίου .....	53
Εικόνα 31:Εισαγωγή σπλισμού τοιχίου.....	53
Εικόνα 32:Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης.....	54
Εικόνα 33:Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 1 κατά την 1η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Χ).....	56

Εικόνα 34: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 1 κατά την 2η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y).....	56
Εικόνα 35: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 1 κατά την 3η ιδιομορφή (στροφική κατά Z) .....	57
Εικόνα 36: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 2 κατά την 1η ιδιομορφή (μεταφορική κατά X).....	58
Εικόνα 37: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 2 κατά την 2η ιδιομορφή (στροφική κατά Z) .....	58
Εικόνα 38: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 2 κατά την 3η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y) .....	59
Εικόνα 39: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 3 κατά την 1η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y).....	60
Εικόνα 40: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 3 κατά την 2η ιδιομορφή (στροφική κατά Z) .....	60
Εικόνα 41: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 3 κατά την 3η ιδιομορφή (μεταφορική κατά X).....	61
Εικόνα 42: Ορισμός παραμέτρων μη γραμμικής κατακόρυφης φόρτισης.....	63
Εικόνα 43: Καθορισμός κόμβου ελέγχου.....	64
Εικόνα 44: Ορισμός παραμέτρων φόρτισης $Y+0,3X$ ιδιομορφικής κατανομής.....	64
Εικόνα 45: Ορισμός παραμέτρων φόρτισης $Y+0,3X$ ομοιόμορφης κατανομής .....	64
Εικόνα 46: Ορισμός λοιπών παραμέτρων μη γραμμικής ανάλυσης .....	65
Εικόνα 47: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας με το πρόγραμμα Bilin.....	67
Εικόνα 48: Εξιδανίκευση καμπύλης ικανότητας με διγραμμική καμπύλη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	68
Εικόνα 49: Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» 73	
Εικόνα 50: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας $X-0,3Y$ ιδιομορφικής.....	73
Εικόνα 51: Βήμα όπου τα πρώτα κατακόρυφα στοιχεία φτάνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» .....	79
Εικόνα 52: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας $-X+0,3Y$ ιδιομορφικής.....	79
Εικόνα 53: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας $Y+0,3X$ ιδιομορφικής Εικόνα	
54: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας $-X+0,3Y$ ιδιομορφικής.....	79
Εικόνα 55: Βήμα όπου τα πρώτα κατακόρυφα στοιχεία φτάνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» .....	82
Εικόνα 56: Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» 84	
Εικόνα 57: Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» 87	
Εικόνα 58: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας $Y+0,3X$ ιδιομορφικής .....	87
Εικόνα 59: Ορισμός μη γραμμικών παραμέτρων gap element .....	89
Εικόνα 60: Συμπεριφορά gap element κατά την αξονική παραμόρφωση του .....	89
Εικόνα 61: Ορισμός μη gap element.....	90

Εικόνα 62:Τρισδιάστατη όψη σύνδεσης κτηρίων 1 και 2 με προσομοίωση αρμού μέσω gap element .....	91
Εικόνα 63:Βήμα όπου τα πρώτα κατακόρυφα στοιχεία φτάνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» .....	93
Εικόνα 64:Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας -X-0,3Y ομοιόμορφης.....	93
Εικόνα 65:Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»	95
Εικόνα 66:Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας Y+0,3X ομοιόμορφης.....	96
Εικόνα 67:Ορισμός καθιζήσεων στο Etabs .....	100
Εικόνα 68:Κόμβοι όπου ορίστηκαν καθιζήσεις α'.....	101
Εικόνα 69:Κόμβοι όπου ορίστηκαν καθιζήσεις β'.....	102
Εικόνα 70:Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» .....	103
Εικόνα 71:Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας X+0,3Y ομοιόμορφης.....	104
Εικόνα 72:Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» .....	106
Εικόνα 73:Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας Y+0,3X ομοιόμορφης.....	107
Εικόνα 74:Βήμα όπου τα πρώτα κατακόρυφα στοιχεία φτάνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ» .....	110
Εικόνα 75:Αύξηση ασφάλειας εδάφους κατά θραύση με πασσαλοσανίδες .....	117
Εικόνα 76:Ενίσχυση πέδλων με μανδύα, όταν ενισχύεται και το φέρον κατακόρυφο στοιχείο .....	118
Εικόνα 77:Ενίσχυση πέδλων με μανδύα, χωρίς να ενισχύεται και το φέρον κατακόρυφο στοιχείο .....	118
Εικόνα 78:Αύξηση ύψους πέδλου με μανδύα .....	118
Εικόνα 79:Μεγέθυνση πέδλου.....	119
Εικόνα 80:Υποστήριξη διαμήκους τοίχου .....	120
Εικόνα 81:Πάσσαλοι από σπλισμένο σκυρόδεμα .....	120
Εικόνα 82:Υποθεμελίωση υπαρχόντων θεμελίων .....	121
Εικόνα 83:Κομμάτια υφασμάτων GFRP, CFRP ,AFRP.....	122





## Πίνακες

Πίνακας 1:Συσχετισμός παλαιών και νέων ποιοτήτων σκυροδέματος: .....	
Πίνακας 2:Χαρακτηριστικές και μέσες τιμές χάλυβα .....	
Πίνακας 3: Μέσες τιμές χάλυβα οπλισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	
Πίνακας 4: Κατηγορίες χρήσης κατασκευών .....	36
Πίνακας 5:Φορτία ανά κατηγορία χρήσης.....	37
Πίνακας 6:Τιμές αναφοράς $agR$ ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας .....	
Πίνακας 7:Κατηγορίες σπουδαιότητας κτηρίων.....	39
Πίνακας 8:Παράμετροι ελαστικού φάσματος ανά κατηγορία εδάφους.....	40
Πίνακας 9:Τιμές συντελεστή $\psi_2$ .....	41
Πίνακας 10:Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία .....	45
Πίνακας 11:Διορθωτικός συντελεστής λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου .....	45
Πίνακας 12: Διορθωτικό συντελεστής λόγω οπλισμού περίσφιξης .....	45
Πίνακας 13:Διορθωτικός συντελεστής λόγω δισδιαγώνιου οπλισμού .....	
Πίνακας 14:Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κτηρίου 1 .....	
Πίνακας 15:Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κτηρίου 2 .....	
Πίνακας 16:Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κτηρίου 3 .....	
Πίνακας 17:Συνδυασμοί σεισμικής φόρτισης για ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή.....	
Πίνακας 18: Στόχοι σεισμικής συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	
Πίνακας 19:Κατηγορία σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	66
Πίνακας 20: Στόχοι σεισμικής συμπεριφοράς ανά κατηγορία σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. .....	67
Πίνακας 21:Τιμές του συντελεστή $C_2$ .....	70



## Σχήματα

Σχήμα 1:Καμπύλη ικανότητας διατομής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	42
Σχήμα 2:Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα συναρτήσει της γωνίας στροφής χορδής .....	47
Σχήμα 3:Αστοχία σε διάτμηση πριν τη διαρροή σε κάμψη .....	48
Σχήμα 4:Αστοχία σε διάτμηση μετά τη διαρροή σε κάμψη, αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη .....	48
Σχήμα 5:Αστοχία μόνο σε κάμψη.....	48
Σχήμα 6:Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 1 στη διεύθυνση Χ.....	71
Σχήμα 7:Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 1 για το συνδυασμό Χ-0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή .....	72
Σχήμα 8:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Χ-0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή.....	
Σχήμα 9:Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 1 στη διεύθυνση Υ.....	74
Σχήμα 10:Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 1 για το συνδυασμό Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή.....	
Σχήμα 11:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή.....	76
Σχήμα 12:Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 1 για το συνδυασμό -Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή.....	76
Σχήμα 13:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή.....	77
Σχήμα 14:Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 2 στη διεύθυνση Χ.....	77
Σχήμα 15:Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 2 για το συνδυασμό -Χ+0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή.....	
Σχήμα 16:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Χ+0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή.....	80
Σχήμα 17:Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 2 στη διεύθυνση Υ.....	81
Σχήμα 18:Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 2 για το συνδυασμό -Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή.....	81
Σχήμα 19:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή.....	83
Σχήμα 20:Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 3 στη διεύθυνση Χ.....	83
Σχήμα 21:Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 3 για το συνδυασμό -Χ+0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή.....	84
Σχήμα 22:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Χ+0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή.....	
Σχήμα 23:Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 3 στη διεύθυνση Υ.....	85
Σχήμα 24:Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 3 για το συνδυασμό Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή.....	86
Σχήμα 25:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή.....	88
Σχήμα 26:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση Χ.....	91
Σχήμα 27:Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό -Χ-0,3Υ με ομοιόμορφη κατανομή .....	92
Σχήμα 28:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Χ-0,3Υ με ομοιόμορφη κατανομή .....	94

Σχήμα 29:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση Y .....	94
Σχήμα 30:Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή .....	95
Σχήμα 31:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή .....	97
Σχήμα 32:Συγκριτικά αποτελέσματα «αδιαστατοποιημένων» καμπυλών του συνδυασμού - X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή .....	98
Σχήμα 33:Συγκριτικά αποτελέσματα «αδιαστατοποιημένων» καμπυλών του συνδυασμού - Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή .....	99
Σχήμα 34:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση X με καθιζήσεις 2,5cm .....	102
Σχήμα 35:Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή με καθιζήσεις 2, 5cm .....	103
Σχήμα 36:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό +X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή ..	105
Σχήμα 37:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση Y με καθιζήσεις 2, 5cm .....	105
Σχήμα 38:Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή με καθιζήσεις 2, 5cm .....	106
Σχήμα 39:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή ....	108
Σχήμα 40:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση X με καθιζήσεις 3, 7cm .....	108
Σχήμα 41:Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή με καθιζήσεις 3, 7cm .....	
Σχήμα 42:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή ....	110
Σχήμα 43:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση X με καθιζήσεις 3, 7cm .....	111
Σχήμα 44:Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό -Y-0,3X με ομοιόμορφη κατανομή με καθιζήσεις 3, 7cm .....	111
Σχήμα 45:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Y-0,3X με ομοιόμορφη κατανομή ....	112
Σχήμα 46:Συγκριτικά αποτελέσματα καμπυλών ικανότητας του συνδυασμού -X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή .....	112
Σχήμα 47:Συγκριτικά αποτελέσματα καμπυλών ικανότητας του συνδυασμού -X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή .....	113
Σχήμα 48:Συγκριτικά αποτελέσματα «αδιαστατοποιημένων» καμπυλών του συνδυασμού X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή .....	114
Σχήμα 49:Συγκριτικά αποτελέσματα καμπυλών ικανότητας του συνδυασμού -Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή .....	114
Σχήμα 50:Συγκριτικά αποτελέσματα «αδιαστατοποιημένων» καμπυλών του συνδυασμού - Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή .....	115
Σχήμα 51: Τυπικές καμπύλες εφελκυστικής τάσης-παραμόρφωσης διαφόρων τύπων ινών και κοινού χάλυβα.....	123

## Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή

Η Ελλάδα είναι μία ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή, ως εκ τούτου είναι πολύ σημαντικός ο σωστός αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών. Για αυτόν τον λόγο, από το 1959 και την έκδοση του 1<sup>ου</sup> αντισεισμικού κανονισμού, έχουν γίνει αρκετές αναθεωρήσεις με σκοπό τη βελτίωση των διατάξεων σχεδιασμού των κατασκευών, με πιο σημαντικές αυτές του 1984 και του 1995. Παρά την βελτίωση του αντισεισμικού κανονισμού, παραμένει το πρόβλημα υφιστάμενων κατασκευών οι οποίες σχεδιάσθηκαν και κατασκευάσθηκαν πριν τις αναθεωρήσεις. Για να αντιμετωπιστεί αυτό το πρόβλημα εκδόθηκε, μετά από έρευνες ο 1<sup>ος</sup> κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), μέσω του οποίου ορίστηκαν μεθοδολογίες για την αποτίμηση και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Όπως γίνεται κατανοητό, στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στις σεισμικές δράσεις και στις βλάβες που μπορούν να προκαλέσουν.

Εκτός των σεισμικών δράσεων, υπάρχουν και άλλα είδη τυχηματικών δράσεων στις οποίες μπορεί να υποβληθεί μία κατασκευή. Μία από αυτές είναι η υποβολή μέρος της κατασκευής σε διαφορικές καθιζήσεις. Αυτό μπορεί να συμβεί είτε λόγω κακής ποιότητας του εδάφους θεμελίωσης είτε λόγω αστοχίας των στοιχείων θεμελίωσης. Οι καθιζήσεις είναι μία δράση, για την οποία δεν έχει γίνει έρευνα, όσον αφορά της επιρροή της στη σεισμική συμπεριφορά μίας κατασκευής, που είναι το αντικείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μελετηθεί μία σχολική μονάδα, η οποία έχει παρουσιάσει στους τοίχους οριζόντιες ρωγμές, κάτι το οποίο είναι μία συνηθισμένη ένδειξη της ύπαρξης διαφορικών καθιζήσεων.

Στόχος αυτής της εργασίας είναι, αρχικά να γίνει αντισεισμική αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής με βάση της διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., στην συνέχεια να υποβάλουμε σε κατάλληλα σημεία της κατασκευής καθιζήσεις και να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα που θα βρούμε έτσι ώστε να βγάλουμε συμπεράσματα για το πως επηρεάζουν οι καθιζήσεις την φέρουσα ικανότητα και γενικά την σεισμική απόκριση μίας υφιστάμενης κατασκευής. Τέλος θα ελέγξουμε αν η κατασκευή ικανοποιεί τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. με ή χωρίς την επιρροή των καθιζήσεων και εφόσον χρειαστεί θα προτείνουμε μεθόδους ενίσχυσης της.



Εικόνα 2: Είσοδος σχολικής μονάδας



Εικόνα 1: Βλάβες στη σχολική μονάδα

## Κεφάλαιο 2. Περιγραφή του κτηρίου

### 2.1. Περιγραφή της κατασκευής

Η υπό μελέτη κατασκευή είναι μια υφιστάμενη διώροφη σχολική μονάδα, για την οποία η μελέτη έγινε το 1983. Το σχολείο αποτελείται από 3 κτήρια.

Το κτήριο 1, το οποίο είναι η κύρια κατασκευή διαθέτει τις περισσότερες αίθουσες διδασκαλίας, χώρο πολλαπλών χρήσεων και γραφεία καθηγητών. Αποτελείται από υπόγειο, ισόγειο και α' όροφο.

Τα κτήρια 2 και 3 διαθέτουν αίθουσες διδασκαλίας και κλιμακοστάσιο και αποτελούνται μόνο από ισόγειο και α' όροφο.

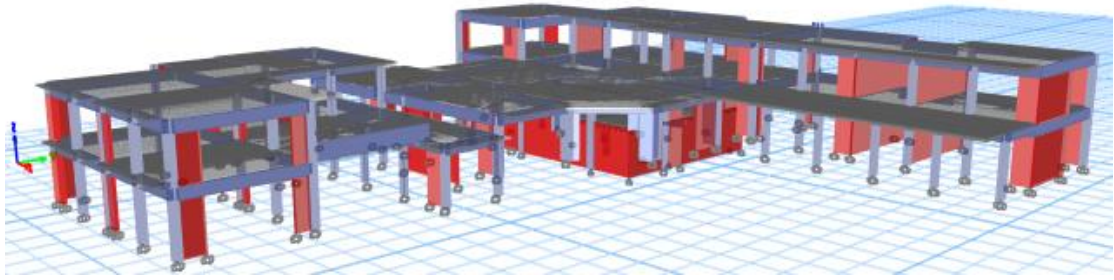
Το ύψος του υπογείου και του ισογείου είναι 3,8m, ενώ το ύψος του α' ορόφου είναι 3,4m. Το κτήριο 3 παρουσιάζει την ιδιαιτερότητα ότι οι στάθμες των ορόφων του είναι σε διαφορετικό ύψος από τα άλλα δύο κτήρια, συγκεκριμένα 1,2m πιο χαμηλά. Αναλυτικά, τα κτήρια 1 και 2 έχουν στάθμες ισογείου, α' ορόφου και δώματος 0, 3.8 και 7.2 m αντίστοιχα, ενώ για το κτήριο 3 οι αντίστοιχες στάθμες είναι -1.2, 2.6 και 6 m.

Σύμφωνα με το τεύχος υπολογισμών, το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε είναι κατηγορίας B225, ενώ όσον αφορά τον χάλυβα, ο διαμήκης σπλισμός είναι ποιότητας St III και ο εγκάρσιος ποιότητας St I.

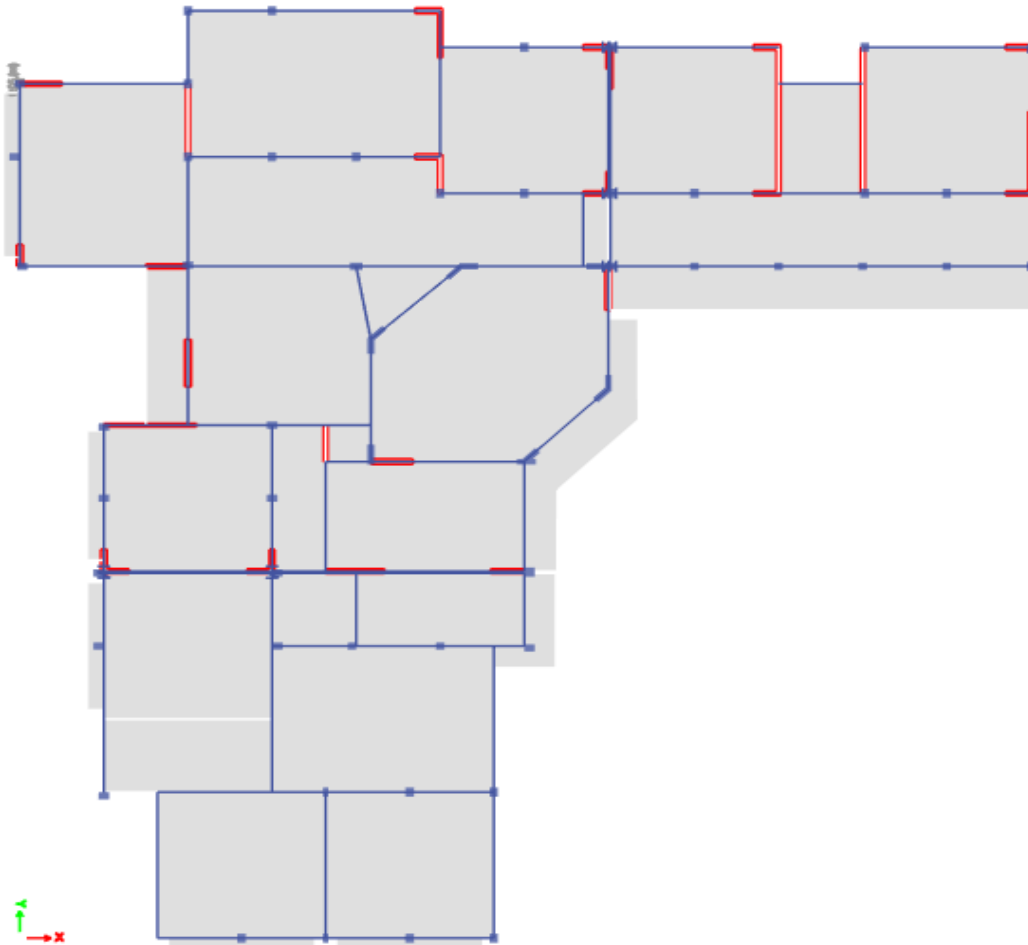
Στα κτήρια, κυρίως στο κτήριο 1, έχουν παρατηρηθεί κάποιες βλάβες, όπως οριζόντιες ρωγμές, οι οποίες φαίνεται να έχουν προκληθεί ως αποτέλεσμα διαφορικών καθιζήσεων. Οι καθιζήσεις είναι μία φόρτιση για την οποία ο κανονισμός επεμβάσεων δεν στόχος μας είναι να δούμε την επιρροή των καθιζήσεων του φέροντος οργανισμού κατά την αντισεισμική αποτίμηση και συγκεκριμένα πως επηρεάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.

### 2.2. Προσομοίωση της κατασκευής

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση της κατασκευής είναι το Etabs v.18. Κατά την προσομοίωση, θεωρήσαμε τα δοκάρια και τα υποστυλώματα ως γραμμικά-ραβδωτά στοιχεία 6 βαθμών ελευθερίας (frame elements), ενώ οι πλάκες και τα τοιχώματα προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο. Η τοιχοπλήρωση δεν λήφθηκε υπόψιν όσον αφορά την δυσκαμψία του φορέα. Αντίθετα, η τοιχοπλήρωση συνυπολογίστηκε όσον αφορά την μάζα του φορέα, μέσω κατανεμημένων φορτίων που ασκήθηκαν στις δοκούς. Τέλος όλες οι στηρίξεις του φορέα θεωρήθηκαν πλήρεις πακτώσεις.



Εικόνα 3: Μοντέλο της κατασκευής στο Etabs



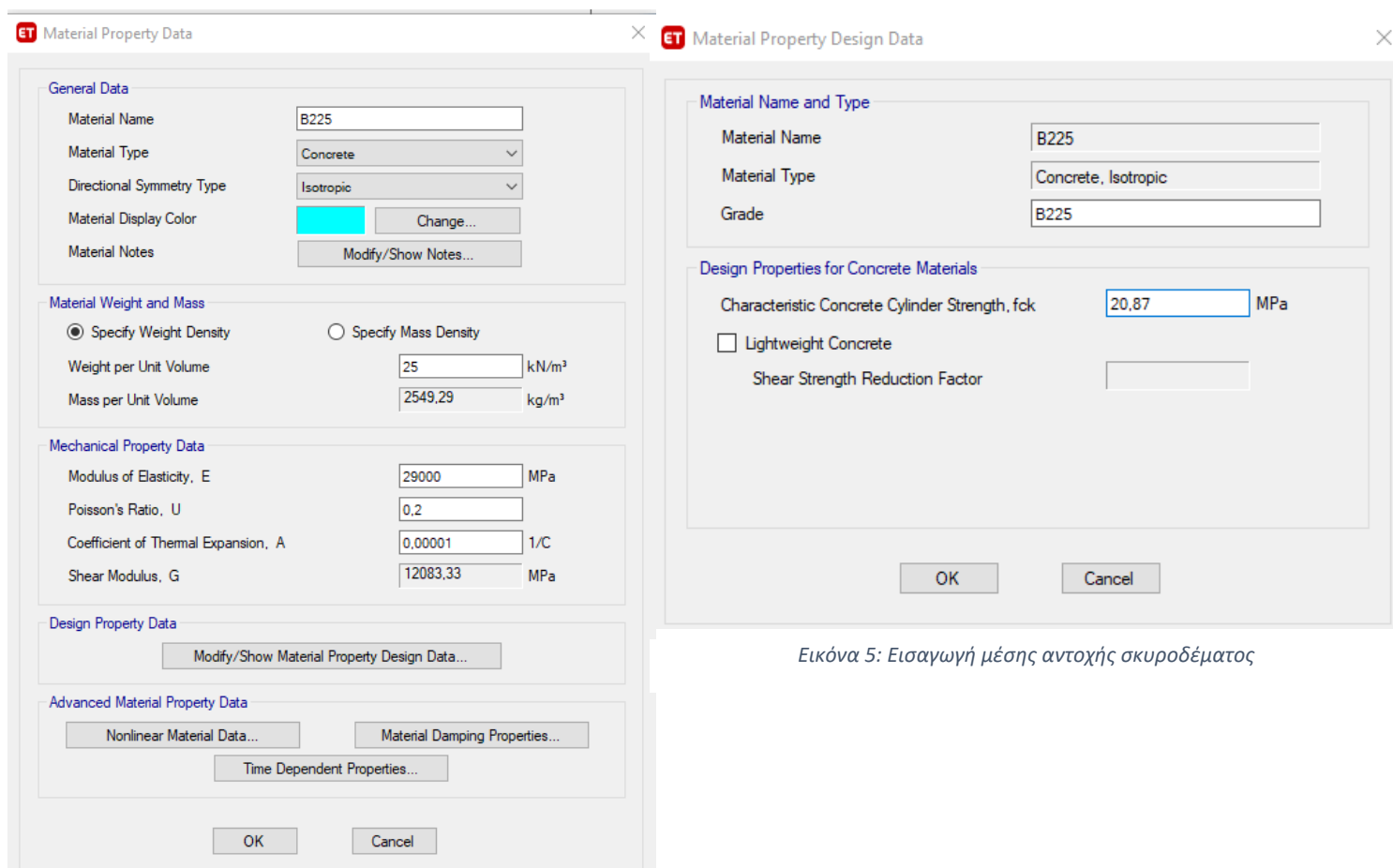
Εικόνα 4: Κάτοψη μοντέλου α' ορόφου

### 2.3. Υλικά

Ο ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. προβλέπει, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση να χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές αντοχών των υλικών. Θεωρήσαμε στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων «Υψηλή», κάτι το οποίο σημαίνει πως στην φάση της οριστικής μελέτης θα πρέπει να γίνει εξακρίβωση αυτών των δεδομένων, μέσω των κατάλληλων ελέγχων, όπως πυρηνοληψίας.

### 2.3.1. Σκυρόδεμα

Σύμφωνα με τα εγκεκριμένα σχέδια χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας B225, η οποία σύμφωνα με την βιβλιογραφία αντιστοιχεί σε ποιότητα C16/20. Επομένως, για την προσομοίωση θεωρήθηκε χαρακτηριστική τιμή αντοχής  $f_{ck}=16\text{MPa}$  και μέση τιμή αντοχής  $f_{cm}=f_{ck}+8=24\text{MPa}$  και η οποία λαμβάνοντας υπόψιν τον συντελεστή  $\gamma_c=1,15$ , για ΣΑΔ «Υψηλή» γίνεται  $f_{cm}=24/1,15=20,87\text{MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος  $E_{cm} = 29\text{GPa}$  και το ειδικό βάρος  $25 \text{ KN/m}^3$ .



Εικόνα 5: Εισαγωγή μέσης αντοχής σκυροδέματος

Εικόνα 6: Εισαγωγή παραμέτρων σκυροδέματος



Χρόνος	$W_{28}^{1)}$	Ονομαστική τιμή της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος											
		1	1954-91	200 <sup>2)</sup> M <sup>3)</sup>	B 80	B 120	B 160		B 225	B 300		B 450	
		$f_{ck}^{4)}$		8	10		16	20		28		35	
2	από το 1991	150 5%			C8 /10	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C30 /35 <sup>5)</sup>	C35 /45	C40 /50	C45 /55
		$f_{ck}$			8	12	16	20	25	30	35	40	45

1) Κυβικό δοκίμιο ηλικίας 28 ημερών, 2) Μήκος ακμής κυβικού δοκίμιου [mm], 3) Μέση τιμή δοκιμών [kg/cm<sup>2</sup>] ή όριο 5% της χαρακτηριστικής τιμής αντοχής [N/mm<sup>2</sup>], 4) Χαρακτηριστική αντοχή κυλίνδρου  $f_{ck}$  [N/mm<sup>2</sup>], 5) C30/37 από το 2010 και αύξηση των ποιοτήτων έως C90/105

Πίνακας 1: Συσχετισμός παλαιών και νέων ποιοτήτων σκυροδέματος:

### 2.3.2. Χάλυβας

Σύμφωνα με τα εγκεκριμένα σχέδια, χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας St III για τον διαμήκη οπλισμό του φέροντος οργανισμού και St I για τον εγκάρσιο οπλισμό. Με βάση τις απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. χρησιμοποιήθηκε η μέση τιμή αντοχής θλίψης του χάλυβα, η οποία λήφθηκε από τον παρακάτω πίνακα ως  $f_{ym}=450\text{MPa}$  για ποιότητα Stahl III και  $f_{ym}=280\text{MPa}$  για ποιότητα Stahl I. Για εφελκυσμό λήφθηκαν οι τιμές  $f_{tm}=500\text{MPa}$  και  $f_{tm}=340\text{MPa}$  αντίστοιχα. Για ΣΑΔ «Υψηλή» ο συντελεστής που λαμβάνεται για τον χάλυβα είναι  $\gamma_s=1,05$ . Επομένως, για την ποιότητα St III χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές  $f_{ym}=450/1,05=428,57\text{MPa}$  και  $f_{tm}=500/1,05=476,19\text{MPa}$ , ενώ για τον St I οι τιμές  $f_{ym}=280/1,05=266,67\text{MPa}$  και  $f_{tm}=340/1,05=323,8\text{MPa}$ . Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα  $E_{cm} = 200\text{GPa}$  και το ειδικό βάρος  $78,5\text{KN/m}^3$ .

Π Ι Ν Α Κ Σ Ι

Κατηγορία	Ε Ν Δ Ε Ι Ξ Ε Ι Σ	Διάμετρος mm	Ελάχιστον όριον διαρροής Kg/cm <sup>2</sup>	Αντοχή εις εφελκυσμόν Kg/cm <sup>2</sup>	Ελάχιστη μείωση στις επιμήκους προτύπου δοκιμίου %
1	2	3	4	5	6
I	Κοινός Χάλυψ I		2200	3400-5000	18
II*	Χάλυψ II (φυσικώς σκληρός μέχρι τοῦδε «χάλυψ ὑψηλῆς ἀντοχῆς»)	≤ 18 > 18	3600 3400	5000-6200 5000-6400	20 18
	Ειδικός χάλυψ II (κατεργασμένος ἐν ψυχρῷ)	≤ 18 > 18	3600 3400	} > 5000	14
III*	Χάλυψ III (φυσικώς σκληρός)	≤ 18 > 18	4200 4000		} > 5000
	Ειδικός Χάλυψ III (κατεργασμένος ἐν ψυχρῷ) Μόνον ὑπὸ ἐιδιᾶν μορφῶν	≤ 18 > 18	4200 4000	} > 5000	
IV*	Χάλυψ IV (φυσικώς σκληρός)		5000	-	16
IV*	Ειδικός χάλυψ IV (κατεργασμένος ἐν ψυχρῷ δικτυωτός ὄπλι-				

Πίνακας 2: Χαρακτηριστικές και μέσες τιμές χάλυβα

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: Stahl 3

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:   Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density     Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 78,5 kN/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 8004,772 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 199947,98 MPa

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

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

OK    Cancel

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name: Stahl 3

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: B225

**Design Properties for Rebar Materials**

Minimum Yield Strength, Fy: 428,57 MPa

Minimum Tensile Strength, Fu: 476,19 MPa

Expected Yield Strength, Fye: 428,57 MPa

Expected Tensile Strength, Fue: 476,19 MPa

OK    Cancel

Εικόνα 7: Ορισμός αντοχής χάλυβα οπλισμού St III

Εικόνα 8: Ορισμός παραμέτρων χάλυβα οπλισμού St III

Κατηγορία Χάλυβα Οπλισμού	«Όνομαστική» Μέση τιμή $f_{ym}$ (MPa)	«Χαρακτηριστική» Μέση τιμή μείον μία τοποική απόκλιση $f_{yd}$ (MPa)
S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

Πίνακας 3: Μέσες τιμές χάλυβα οπλισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

## 2.4. Γραμμικά μέλη φορέα

Καθορίζουμε στο πρόγραμμα όλα τα στοιχεία των διατομών των γραμμικών μελών έτσι ώστε να προσομοιωθεί σωστά ο τρόπος με τον οποίο συνδέονται και αλληλοεπιδρούν μεταξύ τους. Ακόμα, με τον καθορισμό των διατομών, το πρόγραμμα βρίσκει την ελαστική δυσκαμψία του φορέα, άρα και τον τρόπο συμπεριφοράς της κατασκευής σε ελαστική ανάλυση.

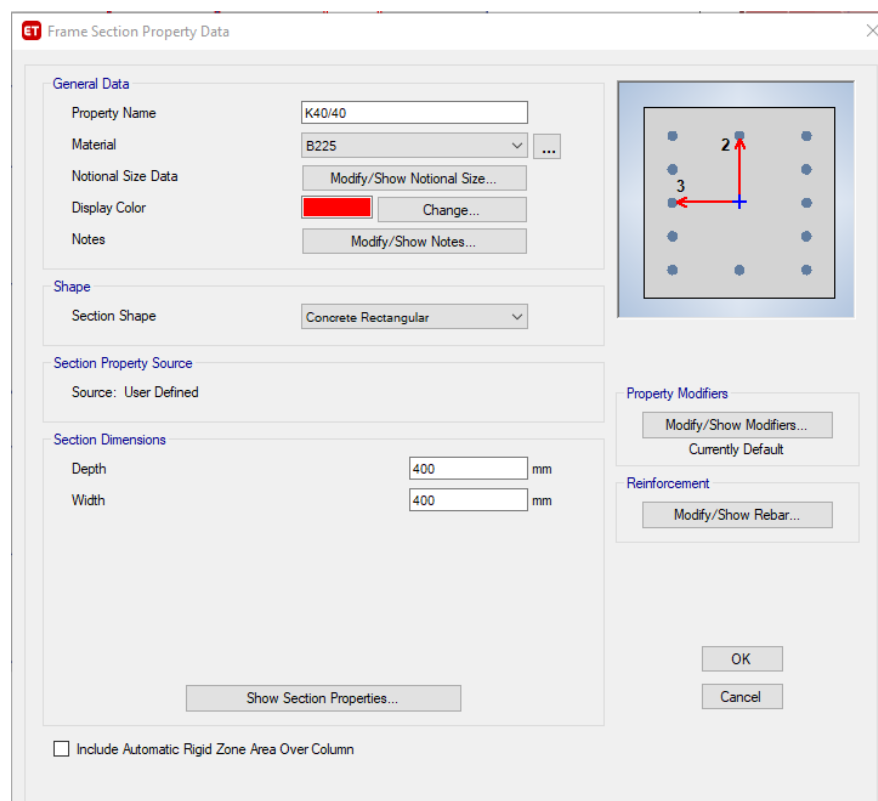
Όσον αφορά την ανελαστική ανάλυση, την οποία πρόκειται να πραγματοποιήσουμε, απαιτείται η εύρεση των καμπύλων ικανότητας των κρίσιμων διατομών των γραμμικών μελών. Αυτές είναι οι διατομές οι οποίες αναμένουμε να αναπτύξουν πλαστικές αρθρώσεις και βρίσκονται στα άκρα των γραμμικών φορέων. Για την εύρεση των καμπύλων ικανότητας θα ακολουθηθεί η μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. Επειδή το Etabs δεν έχει την δυνατότητα να παράγει τις καμπύλες με βάση τον συγκεκριμένο κανονισμό, θα πρέπει αυτό να γίνει μέσω της χρήσης κατάλληλου προγράμματος excel και στην συνέχεια να εισαχθούν στο πρόγραμμα χειροκίνητα, όπως θα δείξουμε στην συνέχεια.

### 2.4.1. Εισαγωγή διατομών

Η εισαγωγή των διατομών των γραμμικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί) στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property → Concrete

Μέσω της εισαγωγής διατομών καθορίζουμε γεωμετρία σπλισμό και υλικό της κάθε διατομής.



Εικόνα 9: Εισαγωγή διατομής υποστυλώματος στο Etabs

Μέσω της επιλογής Modify/show Rebar μπορούμε να επιλέξουμε αν η διατομή είναι δοκού ή υποστυλώματος αλλά και να καθορίσουμε τον σπλισμό της κάθε διατομής. Αξίζει να σημειωθεί ότι δεν είναι απαραίτητος ο καθορισμός του σπλισμού τη διατομής σε αυτό το σημείο, καθώς όπως ήδη έχει αναφερθεί, οι καμπύλες ικανότητας των διατομών θα εισαχθούν χειροκίνητα στο πρόγραμμα.

Τέλος, να αναφερθεί ότι οι δοκοί προσομοιώνονται ως ορθογωνικές και όχι ως πλακοδοκοί επειδή οι πλάκες εισάγονται ως επιφανειακά στοιχεία και έτσι εξασφαλίζεται η σωστή λειτουργία της πλακοδοκού

ET Frame Section Property Reinforcement Data

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars: Stahl 1

Confinement Bars (Ties): Stahl 3

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars: 40 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: 20 mm, 314 mm<sup>2</sup>

Corner Bar Size and Area: 20 mm, 314 mm<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area: 10 mm, 79 mm<sup>2</sup>

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 150 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

Εικόνα 10: Καθορισμός σπλισμού υποστυλώματος

Εικόνα 11: Καθορισμός οπλισμού δοκού

## 2.4.2 Οπλισμός γραμμικών φορέων

### 2.4.2.1. Δοκοί

Την περίοδο που έγινε η μελέτη της κατασκευής, συνηθιζόταν ο μισός οπλισμός της κάτω παρειάς (ή ο μισός +1 αν ο αριθμός των διαμηκών οπλισμών κάτω ήταν μονός) να «σπάει» στην πάνω παρειά στα άκρα της δοκού, ώστε να βοηθάει στην παραλαβή της αρνητικής ροπής που εμφανίζεται στην άνω παρειά. Η διαδικασία αυτή του «σπασίματος» γίνεται σταδιακά κατά μήκος της δοκού, με τους οπλισμούς να ανεβαίνουν ένας-ένας, ανά συγκεκριμένες αποστάσεις, με τον τελευταίο οπλισμό να θεωρούμε ότι καταλήγει στην άνω παρειά ακριβώς στην διατομή στην οποία περιμένουμε να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση. Για αυτό το λόγο ο συγκεκριμένος οπλισμός θεωρούμε ότι δεν προλαβαίνει να ενεργοποιηθεί και για αυτό τον αμελούμε. Τέλος στον οπλισμό μίας δοκού πρέπει να συνυπολογίσουμε και τους οπλισμούς των γειτονικών δοκών, οι οποίοι εισέρχονται μέσα στην δοκό λόγω της απαιτούμενης αγκύρωσης.

### 2.4.2.2 Υποστυλώματα

Στις διατομές που εμφανίζεται το φαινόμενο της υπερκάλυψης, σύμφωνα με την παράγραφο δ του κεφαλαίου 7.2.1 του ΚΑΝ.ΕΠ.Ε επιτρέπεται να προσμετρώνται αμφότεροι οι εφελκόμενοι οπλισμοί σε απόσταση μεγαλύτερη από το ελάχιστο μήκος υπερκάλυψης, η οποία είναι εκτός της περιοχής που μας ενδιαφέρει, επομένως δεν λαμβάνεται υπόψιν. Όσον αφορά τους θλιβόμενους οπλισμούς, μπορούν να ληφθούν υπόψιν αμφότεροι, αρκεί να εξασφαλίζεται επαρκής εγκιβωτισμός και περίσφιξη. Καθώς, όμως η επιπλέον συνεισφορά τους είναι μικρή, επιλέχθηκε να αμεληθεί.

## 2.5. Επιφανειακά μέλη φορέα

### 2.5.1. Πλάκες

Οι πλάκες στα κτήρια είναι ορθογωνικές συμπαγείς με πάχη 15cm, 20cm, 25cm. Οι εξώστες είναι ορθογωνικές συμπαγείς πλάκες πάχους  $h=12\text{cm}$ . Στο κτήριο 1, αρκετές πλάκες δεν είναι συμπαγείς, αλλά τύπου Zoellner ή σάντουιτς. Ουσιαστικά πρόκειται για μία πλάκα πάχους 10cm, ή οποία ανά 60cm έχει διαδοκίδες 20/45, οι οποίες είναι σπλισμένες σαν μικρά δοκάρια, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα. Επιπλέον, περιμετρικά της πλάκας Zoellner υπάρχει συμπαγής ζώνη 50cm για την καλύτερη μεταφορά των φορτίων της πλάκας στις δοκούς. Για την προσομοίωση αυτού του είδους πλακών επιλέχθηκε type waffle, ενώ για τις συμπαγείς πλάκες επιλέχθηκε type slab.

Οι πλάκες, όπως έχουμε ήδη αναφέρει, προσομοιώθηκαν με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Για τον ορισμό των πλακών ακολουθείται η παρακάτω σειρά εντολών:

Define → Section Properties → Slab Sections → Add New Property

The image shows a software dialog box titled "ET Slab Property Data". It is organized into two main sections: "General Data" and "Property Data".

- General Data:**
  - Property Name: P20
  - Slab Material: B225
  - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
  - Modeling Type: Shell-Thin
  - Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
  - Display Color: A blue color swatch with a Change... button.
  - Property Notes: Modify/Show...
- Property Data:**
  - Type: Slab
  - Thickness: 200 mm

At the bottom of the dialog, there are "OK" and "Cancel" buttons.

Εικόνα 12: Εισαγωγή στοιχείων συμπαγούς πλάκας

**ET** Slab Property Data ×

**General Data**

Property Name: P9 (2000)

Slab Material: B225 ▼ ...

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: Waffle ▼

Overall Depth: 450 mm

Slab Thickness: 100 mm

Stem Width at Top: 200 mm

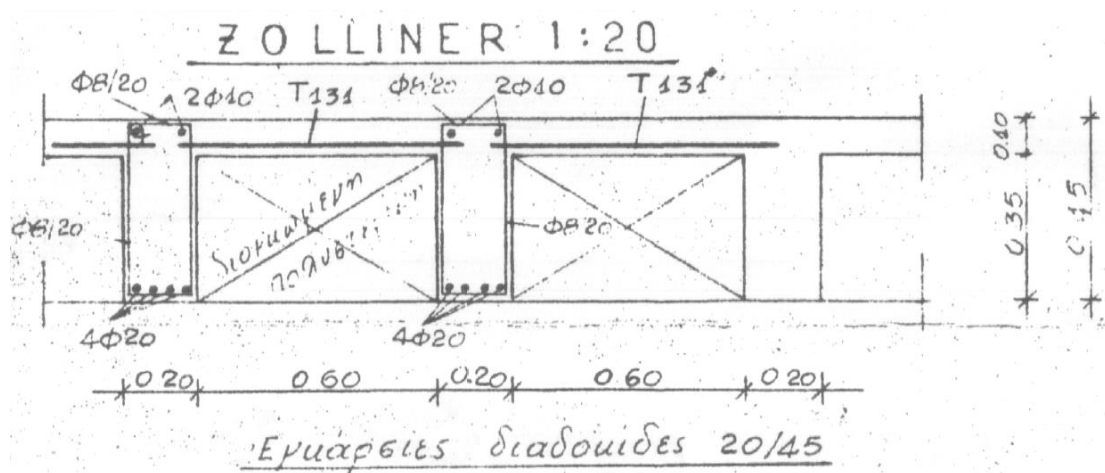
Stem Width at Bottom: 200 mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 2000 mm

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 600 mm

OK Cancel

Εικόνα 13:Εισαγωγή στοιχείων πλάκας Zoellner

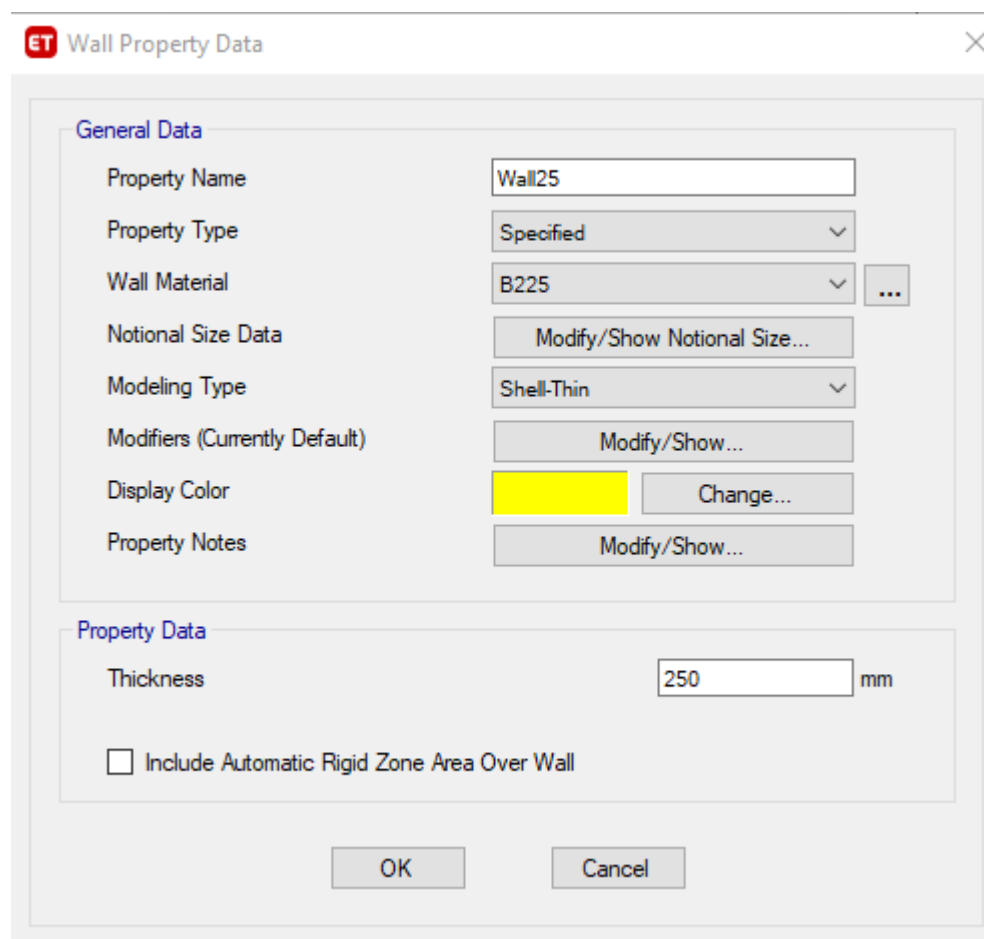


Εικόνα 14:Διατομή πλάκας Zoellner

## 2.5.2. Τοιχώματα

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων έγινε επίσης με τη χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Ορίστηκαν διατομές για πάχη των 20cm, 25cm και 30cm. Ο ορισμός τους έγινε μέσω των ακόλουθων εντολών:

Define → Section Properties → Wall Sections → Add New Property



Εικόνα 15: Εισαγωγή στοιχείων τοιχωμάτων στο Etabs

## 2.6. Διαφραγματική λειτουργία

Εισάγοντας στις πλάκες ως επιφανειακά στοιχεία εξασφαλίζουμε τη διαφραγματική στις λειτουργία. Αυτό σημαίνει ότι θεωρούνται απαραμόρφωτες στο επίπεδο στις. Με αυτόν τον τρόπο μειώνονται οι βαθμοί ελευθερίας σε 3 ( δύο μεταφορικοί και στις στροφικός) και ως αποτέλεσμα μειώνεται και ο υπολογιστικός χρόνος. Ακόμα, με την διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίζεται ότι η διανομή στις αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία



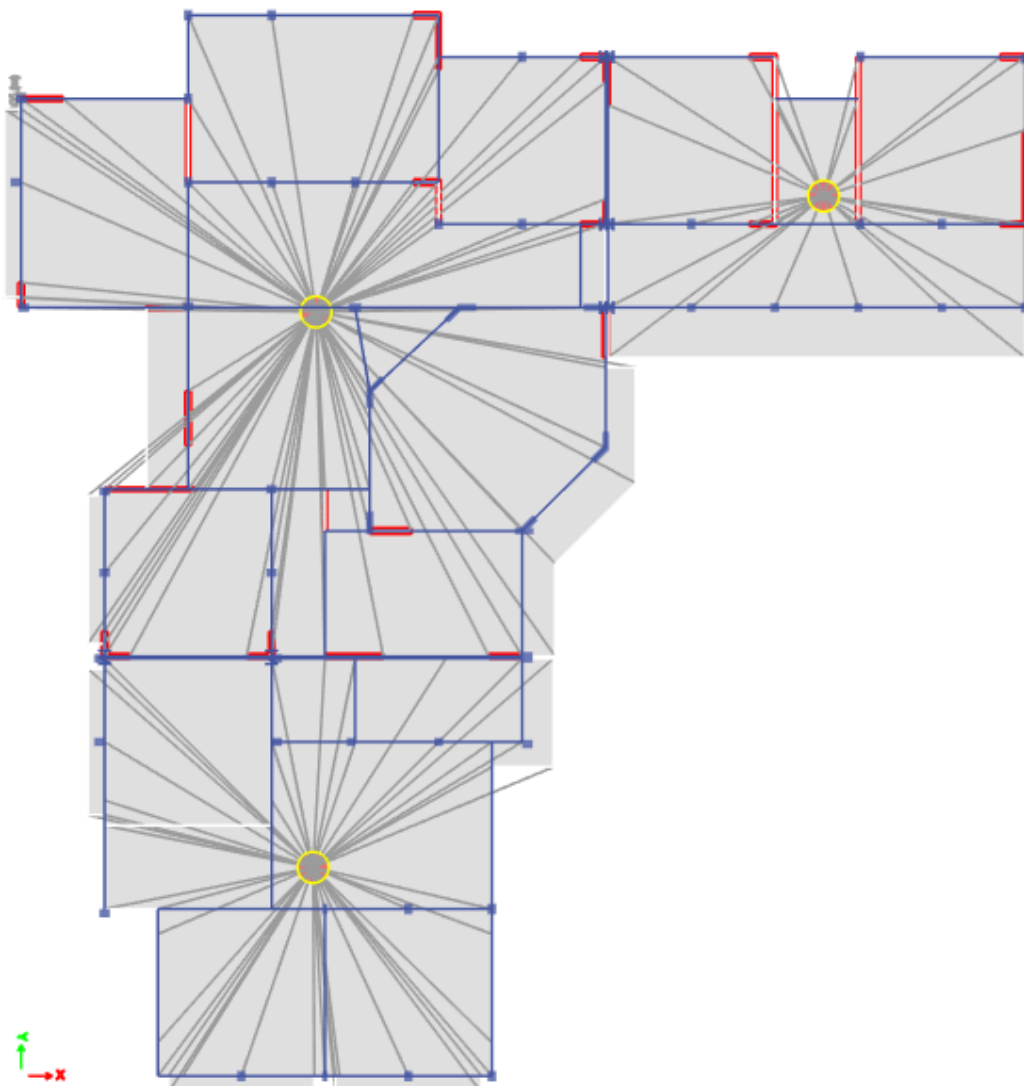
πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, ότι η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών, και ότι οι αξονικές παραμορφώσεις των δοκών είναι μηδενικές. Επιλέχθηκε τα διαφράγματα να είναι rigid. Κάθε κτήριο έχει ανεξάρτητο διάφραγμα, για αυτό στο ισόγειο και στο α' όροφο έχουμε 3 διαφορετικά διαφράγματα.

Η δημιουργία του διαφράγματος γίνεται:

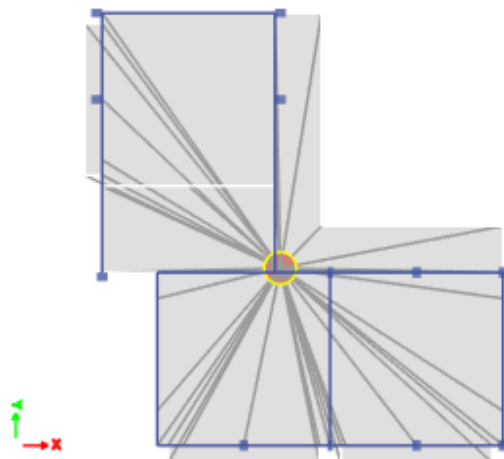
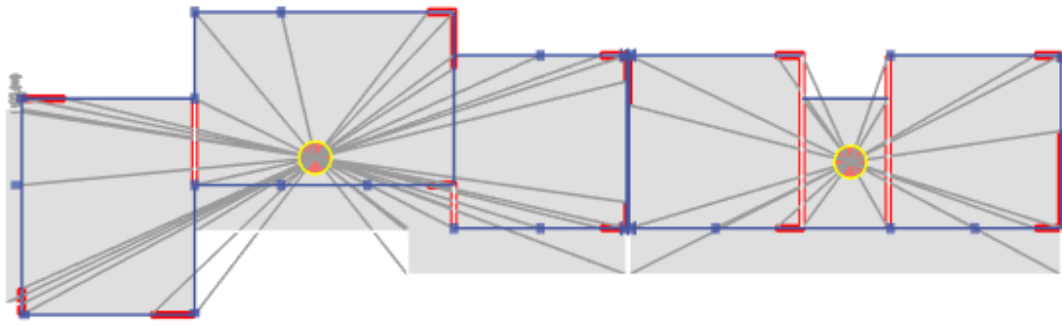
Define → Diaphragms → Add New Diaphragm

Και η εισαγωγή τους στις πλάκες γίνεται:

Assign → Shell → Diaphragms



Εικόνα 16:Ορισμός διαφραγμάτων στο ισόγειο



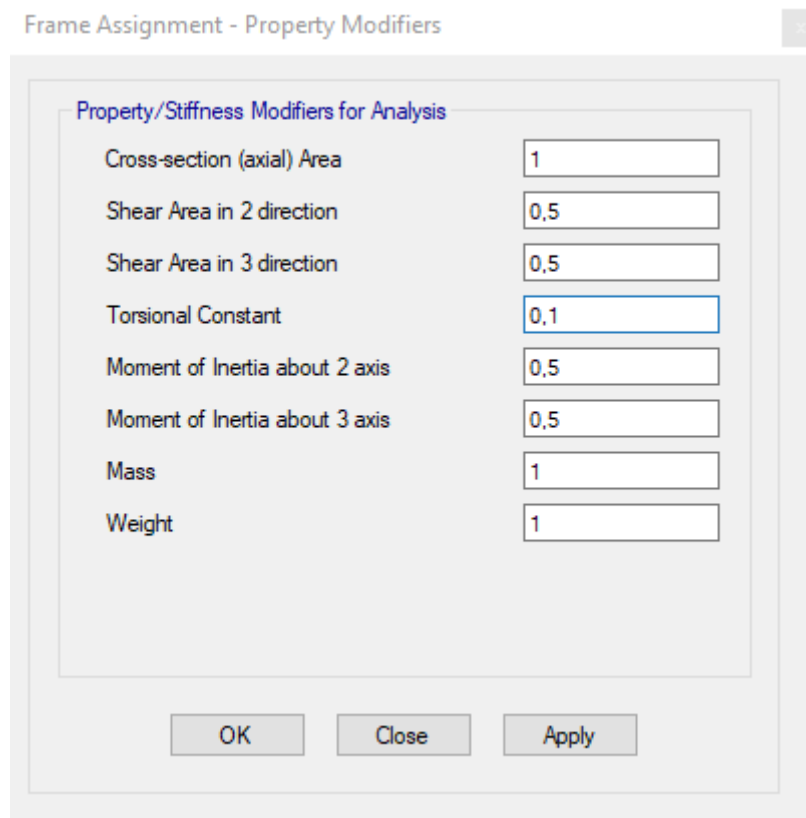
Εικόνα 17:Ορισμός διαφραγμάτων στον α' όροφο

## 2.7. Απομείωση δυσκαμψιών

Σε κατασκευές από σκυρόδεμα, πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν ότι λόγω ρηγμάτωσης μειώνεται η δυσκαμψία της διατομής. Το φαινόμενο της ρηγμάτωσης συμβαίνει όταν το σκυρόδεμα δέχεται εφελκυστικές τάσεις. Σε διατομές, όπως αυτές του φέροντος οργανισμού μίας κατασκευής, οι οποίες δέχονται καμπτική καταπόνηση, κάτι τέτοιο είναι αδύνατον να αποφευχθεί. Για αυτόν τον λόγο μειώνουμε χειροκίνητα τις δυσκαμψίες των μελών του φέροντος οργανισμού, αφού το πρόγραμμα δεν λαμβάνει υπόψιν το φαινόμενο που εξηγήθηκε παραπάνω. Σύμφωνα με τον ΕΚ 8 στις ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης, δίνεται η δυνατότητα η δυσκαμψία των μελών να εκτιμάται ως το ήμισυ της αρηγμάτωσης διατομής. Επίσης, προτείνεται μείωση της δυστρεψίας στο 10%, σύμφωνα ΕΑΚ2000.

Η παραπάνω τροποποίηση γίνεται μέσω των ακόλουθων εντολών:

Assign → Frame/Shell → Property/Stiffness Modifiers

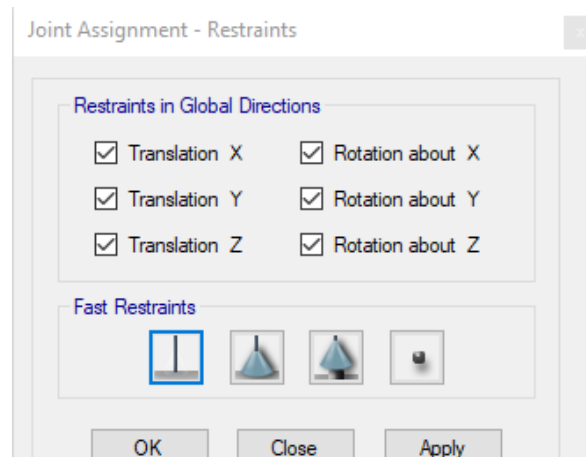


Εικόνα 18: Ορισμός απομείωσης δυσκαμψιών τοιχωμάτων

## 2.8. Στηρίξεις κατασκευής

Θεωρούμε ότι όλες οι στηρίξεις του κτηρίου είναι πακτώσεις, δηλαδή είναι δεσμευμένοι και οι έξι βαθμοί ελευθερίας. Αυτό εισάγεται στους κόμβους που βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων μέσω των εντολών:

Assign → Joint → Restraints



Εικόνα 19: Ορισμός στηρίξεων στην κατασκευή

## 2.9. Φορτία κατασκευής

### 2.9.1. Κατακόρυφα φόρτια

Τα κατακόρυφα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν είναι στην ανάλυση είναι τα παρακάτω

#### Μόνιμα φορτία

- Ίδιον βάρος σκυροδέματος: 25 KN/m<sup>3</sup>
- Επικαλύψεις: 1,6 KN/m<sup>2</sup>
- Δρομικός τύπος τοιχοποιίας: 2,1 KN/m<sup>2</sup>
- Μπατικός τύπος τοιχοποιίας: 3,6 KN/m<sup>2</sup>

#### Ωφέλιμα φορτία

- Κινητό φορτίο πλακών: 3 KN/m<sup>2</sup>
- Κινητό φορτίο κλιμακοστασίων: 3,5 KN/m<sup>2</sup>
- Κινητό φορτίο εξωστών: 5 KN/m<sup>2</sup>

Οι τιμές των ωφέλιμων φορτίων λήφθηκαν από τη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα για κατηγορία C1.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D <sup>1)</sup> )	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, 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

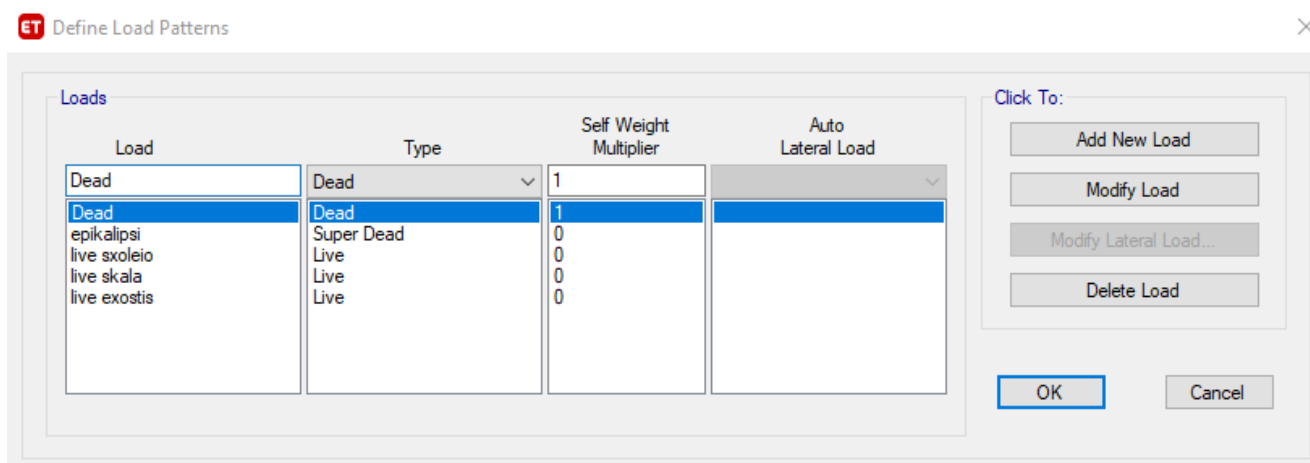
Πίνακας 4: Κατηγορίες χρήσης κατασκευών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ [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

Πίνακας 5:Φορτία ανά κατηγορία χρήσης

Το βάρος υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό ως μόνιμο φορτίο. Επειδή για τα διάφορα φορτία που θα εισάγουμε θα ληφθούν διαφορετικοί συντελεστές, ορίζουμε κατηγορίες φορτίων μέσω των παρακάτω εντολών:

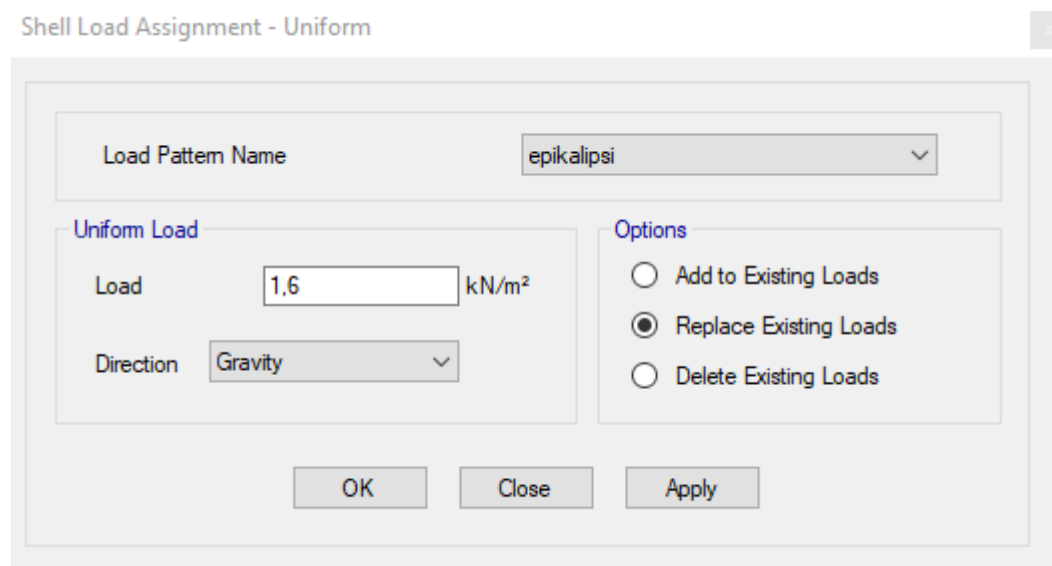
Define → Load Patterns → Add New Load



Εικόνα 20:Ορισμός κατηγοριών φορτίων

Η εισαγωγή των φορτίων γίνεται με τις εντολές:

- για γραμμικά μέλη Assign → Frame Loads → Distributed
- για επιφανειακά μέλη Assign → Shell Loads → Uniform



Εικόνα 21:Ορισμός φορτίων στις πλάκες

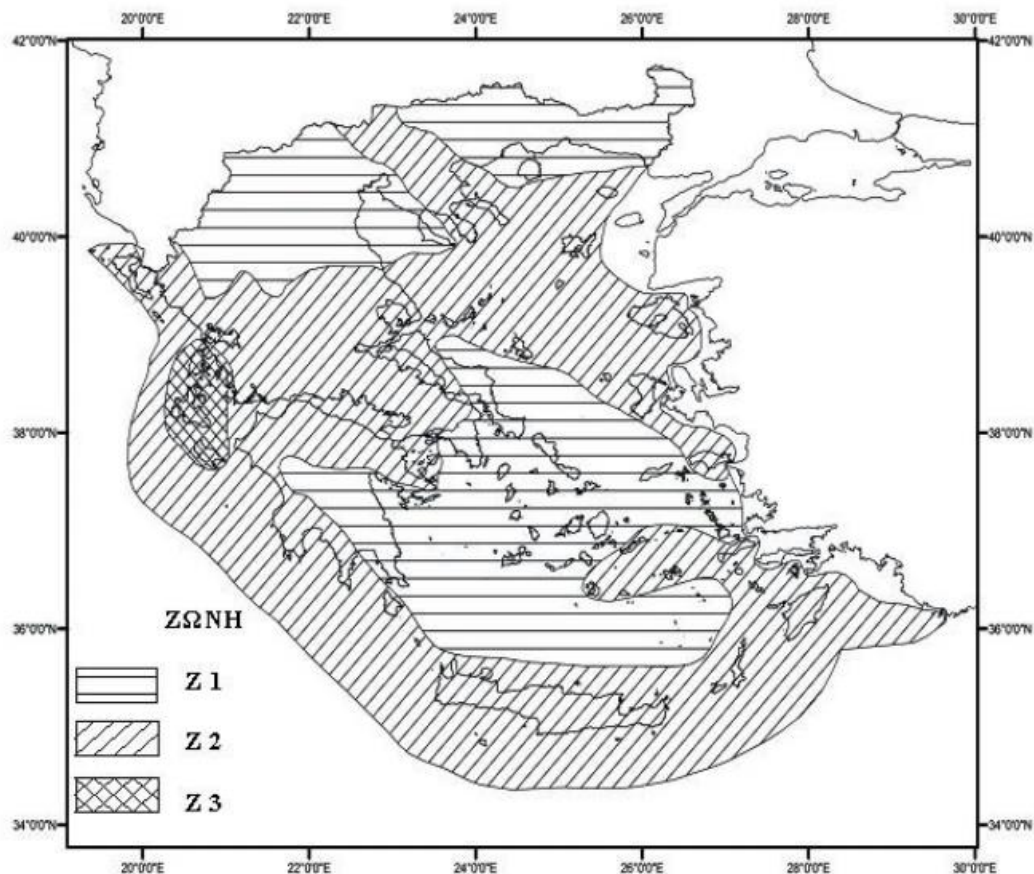
## 2.9.2. Σεισμικές δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις ορίζονται σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ-8. Το ελαστικό φάσμα επηρεάζεται από κάποιους παράγοντες, όπως η τοποθεσία της κατασκευής, η σπουδαιότητα της κατασκευής καθώς και η κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης.

Όσον αφορά την τοποθεσία της κατασκευής, ο ΕΚ-8 ορίζει για την Ελλάδα τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, με την περιοχή της κατασκευής να βρίσκεται σε ζώνη Z1, για την οποία η σεισμική επιτάχυνση αναφοράς παίρνει τιμή  $a_{gR}=0,16g$ .

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 6:Τιμές αναφοράς  $a_{gR}$  ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας



Εικόνα 22:Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας

Η κατηγορία σπουδαιότητας για τα σχολεία είναι η III, δηλαδή μεγάλης σπουδαιότητας, επομένως ο συντελεστής σπουδαιότητας γίνεται  $\gamma=1,2$

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	Κτίρια	$\gamma_i$
I	Κτίρια μικρής σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια πχ κτίσματα αγροτικής και κτηνοτροφικής χρήσης.	0,80
II	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις υπόλοιπες κατηγορίες	1,00
III	Κτίρια που η αντίστασή τους στη σεισμική διέγερση έχει σημασία από άποψη των συνεπειών της κατάρρευσης τους πχ σχολεία, μουσεία, χώροι συνάθροισης κλπ.	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα τους κατά την διάρκεια και μετά το σεισμό έχει μεγάλη σημασία για την προστασία των πολιτών πχ νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί τροφοδοσίας ενέργειας κτλ	1,40

Πίνακας 7:Κατηγορίες σπουδαιότητας κτηρίων

Τέλος επιλέξαμε κατηγορία εδάφους C, θεωρώντας ότι εφόσον υπάρχουν προβλήματα καθιζήσεων το έδαφος δεν θα είναι ιδιαίτερα σκληρό. Ο κανονισμός πάντως, απαιτεί εδαφοτεχνική μελέτη σε κτήρια με κατηγορία σπουδαιότητας III, τα οποία είναι πολυώροφα, για τον προσδιορισμό της κατηγορίας εδάφους.

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Πίνακας 8: Παράμετροι ελαστικού φάσματος ανά κατηγορία εδάφους

Αφού επιλέξαμε τις παραμέτρους που θα χρησιμοποιήσουμε, ο ορισμός τους γίνεται μέσω των παρακάτω εντολών:

Define → Functions → Response Spectrum → Add New Function

Ορίζοντας ως τύπο φάσματος αυτό του Ευρωκώδικα

The screenshot shows the 'EuroCode 8 - 2004 Function Definition' dialog box. The 'Function Name' is 'fasma' and the 'Function Damping Ratio' is 0.05. The 'Parameters' section includes: Country (CEN Default), Direction (Horizontal), Ground Acceleration (0.184), Spectrum Type (1), Ground Type (C), Soil Factor (1.15), Acceleration Ratio (Avg/Ag), Spectrum Period,  $T_b$  (0.2 sec), Spectrum Period,  $T_c$  (0.6 sec), Spectrum Period,  $T_d$  (2 sec), Lower Bound Factor, Beta (0.2), and Behavior Factor,  $q$  (1). The 'Function Graph' shows a plot of acceleration vs. period. The 'Function Points' table is as follows:

Period	Acceleration
0	0.1411
0.0667	0.2704
0.1333	0.3997
0.2	0.529
0.6	0.529
0.8333	0.3809
1.0667	0.2976
1.3	0.2442
1.5333	0.207
1.7667	0.1797

The 'Plot Options' section has 'Linear X - Linear Y' selected. Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

Εικόνα 23: Ορισμός ελαστικού φάσματος ΕΚ8



## 2.10. Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας

Σύμφωνα με τον ΕΚ8, μπορεί να γίνει η θεώρηση ότι κατά την σεισμική διέγερση, η μάζα της κατασκευής είναι συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους κάθε ορόφου, αρκεί να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργεία. Η μάζα της κατασκευής υπολογίζεται από τα κατακόρυφα φορτία για τον συνδυασμό  $G+\psi_2Q$ . Όσον αφορά των συντελεστή  $\psi_2$  για τα δάπεδα λήφθηκε  $\psi_2=0,6$ , αφού τα κτήρια που θα μελετήσουμε ανήκουν στην κατηγορία Συνάθροισης κοινού C1, ενώ για τα κλιμακοστάσια και τους εξώστες  $\psi_2=0,3$ .

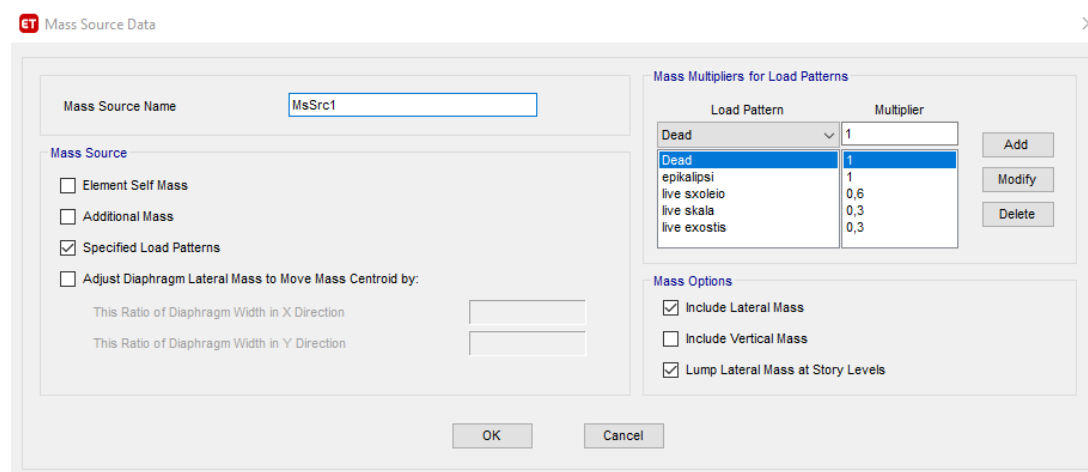
Δράσεις	Τιμή		
	συνδυασμού $\psi_0$	συχνή $\psi_1$	οιονεί μόνιμη $\psi_2$
Κατοικίες A	0.7	0.5	0.3
Γραφεία, B	0.7	0.5	0.3
Συνάθροιση κοινού C	0.7	0.7	0.6
Καταστήματα D	0.7	0.7	0.6
Αποθήκες E	1.0	0.9	0.8
Ανεμος	0.6	0.2	0.0
Χιόνι	0.5-0.7	0.2-0.5	0.0-0.2
Θερμοκρασία	0.6	0.5	0.0

Πίνακας 9: Τιμές συντελεστή  $\psi_2$

Αξίζει να σημειωθεί, ότι ο Ευρωκώδικας προτείνει, για τον συνυπολογισμό των στρεπτικών φαινομένων που δημιουργούν αβεβαιότητα για την ακριβή κατανομή των μαζών, να λαμβάνεται το κέντρο μάζας μετατοπισμένο με τυχηματική εκκεντρότητα 5% του πλάτους του ορόφου ανά διεύθυνση. Η παραπάνω διαδικασία γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα με την εισαγωγή του ελαστικού φάσματος του ΕΚ8.

Η εισαγωγή της ταλαντευόμενης μάζας στο Etabs γίνεται μέσω των παρακάτω εντολών:

Define → Mass Source → Add New Mass Source



Εικόνα 24: Ορισμός ταλαντευόμενης μάζας

## Κεφάλαιο 3. Κατασκευή καμπύλων ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και εισαγωγή τους στο Etabs

### 3.1. Εισαγωγή

Οι καμπύλες ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού της κατασκευής γίνεται σύμφωνα με τα παραρτήματα του 7<sup>ου</sup> κεφαλαίου του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η γενική μορφή της καμπύλης ικανότητας ενός δομικού στοιχείου, χωρίς να έχει ληφθεί υπόψιν η πιθανότητα πρόωρης διατμητικής αστοχίας, δίνεται στο παρακάτω σχήμα, όπου γίνεται η θεώρηση οριζόντιου μετελαστικού κλάδου, δηλαδή  $M_y = M_u$ , καθώς και η θεώρηση ότι μετά την αστοχία το δομικό στοιχείο συνεχίζει να παραλαμβάνει ροπή ίση με το 20% της ροπής αστοχίας.



Σχήμα 1: Καμπύλη ικανότητας διατομής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 3.2. Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η διαρροή μίας διατομής οφείλεται είτε στη διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, είτε στη βράχυνση της ακραίας θλιβόμενης ίνας κατά  $\epsilon_c = 1,8f_c/E_c$ . Η μεθοδολογία που προτείνει ο κανονισμός είναι για διατομές με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη, στις οποίες γίνεται θεώρηση επιτεδότητας των διατομών. Τα βήματα υπολογισμού της καμπυλότητας αναφέρονται παρακάτω.

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού τότε η καμπυλότητα προκύπτει:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s (1 - \xi_y) d}$$

Αν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του σκυροδέματος τότε η καμπυλότητα προκύπτει:

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d}$$

Ως καμπυλότητα λαμβάνεται η μικρότερη τιμή. Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διατομή ανηγμένο στο στατικό ύψος  $d$ , λαμβάνεται ίσο με:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A,$$

Τα  $A, B$  προσδιορίζονται με διαφορετικούς τύπους σε αναλόγως τον τύπο διαρροής.

- Για διαρροή εφελκόμενου σπλισμού'

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y},$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}.$$

- Για διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b d f_c}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta').$$

Οι υπόλοιπες παράμετροι που εμφανίζονται είναι

- $\rho, \rho', \rho_v$  : τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου σπλισμού.
- $\delta' = d'/d$
- $d'$  και  $d$  : η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου σπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα και το στατικό ύψος αντίστοιχα.
- $f_c, f_y$  : η μέση τιμή της αντοχής σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα διαιρεμένη με τον κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας.
- $E_s, E_c$  : τα μέτρα ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος αντίστοιχα.
- $N$  : η αξονική δύναμη με θετική τη θλίψη.

Ο υπολογισμός της αξονικής δύναμης έγινε από τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων  $G+\psi_2Q$ , παραλείποντας την σεισμική δράση, κάτι το οποίο επιτρέπει ο κανονισμός.

Η ροπή στη διαρροή υπολογίζεται με την παρακάτω σχέση.

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

### 3.3. Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής κατά τη διαρροή

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο υπολογισμός της γωνίας στροφής χορδής της διατομής, γίνεται με τους παρακάτω τύπους αναλόγως το δομικό στοιχείο. Παρατηρούμε ότι κάθε τύπος έχει τρεις όρους. Με τον 1<sup>ο</sup> όρο συνυπολογίζεται η επιρροή των καμπτικών παραμορφώσεων, με τον 2<sup>ο</sup> όρο οι διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ , και με τον 3<sup>ο</sup> όρο η επιρροή της εξόλκευσης των οπλισμών.

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + avz}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + avz}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Οι καινούργιες παράμετροι είναι:

- $L_s = M/V$ , δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών
- $h$ : το ύψος της διατομής για ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη
- $z$ : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ίσος με 0.9 του στατικού ύψους  $d$
- $d_b$ : η μέγιστη διάμετρος διαμήκους οπλισμού
- $av$ : συντελεστής ίσος με 1 εάν η τέμνουσα,  $V_{R,c}$  που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή  $V_{Mu} = M_y/L_s$ , και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

Η τέμνουσα  $V_{R,c}$  θεωρείται ως η αντοχή του σκυροδέματος χωρίς εγκάρσιο οπλισμό, η οποία υπολογίζεται με τον παρακάτω τύπο.

$$V_{R,c} = \max \left[ 180(100\rho_{tot})^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} f_c^{1/6}} \right] \left( 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} \right) f_c^{1/3} + 0,15 \frac{N}{A_c}$$

Όπου  $\rho_{tot}$  είναι το συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

### 3.4. Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία

Ο υπολογισμός της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία έγινε μέσω της χρήσης των πινάκων του παραρτήματος 7B του ΚΑΝ.ΕΠΕ. από όπου λαμβάνεται η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής και στην συνέχεια πολλαπλασιάζεται με κατάλληλους διορθωτικού συντελεστές. Η επιλογή της μέσης τιμής της γωνίας στροφής γίνεται λαμβάνοντας υπόψιν το λόγο διάτμηση  $\alpha_s = L_s/h$ , τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος  $f_c$  και τα μηχανικά ποσοστά εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού

Μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, $\theta_s$ (%) - Δοκοί & Υποστυλώματα								
$f_c \omega^2 / (\omega + \omega_v)$ (MPa)	5	10	15	20	25	30	35	40
$M/Vh - \alpha_s$								
1	2,3	2,7	2,9	3,1	3,3	3,4	3,5	3,6
2	2,9	3,4	3,7	4,0	4,2	4,3	4,5	4,6
3	3,3	3,9	4,3	4,6	4,8	5,0	5,2	5,3
4	3,7	4,3	4,7	5,0	5,3	5,5	5,7	5,9
5	4,0	4,7	5,1	5,5	5,7	6,0	6,2	6,4
6	4,3	5,0	5,4	5,8	6,1	6,4	6,6	6,8

Πίνακας 10: Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία

Οι διορθωτικοί συντελεστές που λαμβάνονται υπόψιν είναι οι εξής.

- $\lambda_v$  : διορθωτικός συντελεστής λόγω ανηγμένου αξονικού  $v$

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_s$ λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου $v = N/bhf_c$							
$v =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
$\lambda_v =$	1,00	0,89	0,79	0,70	0,62	0,55	0,49

Πίνακας 11: Διορθωτικός συντελεστής λόγω ανηγμένου αξονικού φορτίου

- $\lambda_{\omega_w}$ : διορθωτικός συντελεστής λόγω ενεργού ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού οπλισμού περίσφιξης:  $\alpha \cdot \omega_w$

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_s$ λόγω ενεργού ογκομετρικού μηχανικού ποσοστού οπλισμού περίσφιξης						
$\alpha \omega_w =$	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25
$\lambda_{\omega_w} =$	1,00	1,08	1,17	1,27	1,38	1,50

Πίνακας 12: Διορθωτικό συντελεστής λόγω οπλισμού περίσφιξης

Όπου  $\alpha$ : συντελεστής απόδοσης περίσφιξης

$\omega_w$ : ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού περίσφιξης

Να σημειωθεί ότι για κατασκευές όπου δεν υπάρχουν κατασκευαστικές

λεπτομέρειες τίθεται  $\alpha \cdot \omega_w = 0$ , αν οι συνδετήρες δεν είναι κλειστοί προς τα μέσα.

- $\lambda_{\rho_d}$ : διορθωτικός συντελεστής λόγω δισδιαγώνιου οπλισμού  $\rho_d$  % ανά διεύθυνση  $\lambda$

Διορθωτικός συντελεστής τιμής $\theta_s$ λόγω δισδιαγώνιου οπλισμού $\rho_d$ % ανά διεύθυνση				
$\rho_d$ (%) =	0	0,5	1	1,5

Πίνακας 13: Διορθωτικός συντελεστής λόγω δισδιαγώνιου οπλισμού

Έτσι, η τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία προκύπτει από τον τύπο

$$\theta_u = \theta_u \cdot \lambda_v \cdot \lambda_{\alpha\omega_w} \cdot \lambda_{\rho_d}$$

Να σημειωθεί ότι ο παραπάνω τύπος πολλαπλασιάζεται με 0,833 σε περίπτωση σιδηροπλισμών με νευρώσεις και με 0,8 σε περίπτωση λείων σπλισμών.

Επιπλέον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνει τη δυνατότητα υπολογισμού της πλαστικής γωνίας στροφής μέσω πινάκων και συντελεστών. Αυτή η μεθοδολογία δίνει γενικά μεγαλύτερες τιμές κατά 10% περίπου, για αυτό χρησιμοποιήθηκε η παραπάνω μέθοδος που δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει τη χρήση της παρακάτω εμπειρικής σχέσης για τον υπολογισμό της μείωσης της διατμητικής αντοχής συναρτήσει της πλαστιμότητας.

### 3.5. Υπολογισμός αντίστασης έναντι τέμνουσας

Η διατμητική αντοχή ενός δομικού στοιχείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες φορτίσεις, μειώνεται ανάλογα που αναπτύσσεται στη διατομή εξαιτίας πολλών παραγόντων όπως η ασθενέστερη εμπλοκή των αδρανών ή η διεύρυνση των ρωγμών. Αυτό μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα για το στοιχείο, η αστοχία σε τέμνουσα να προηγηθεί της αστοχίας σε κάμψη και έτσι η καμπύλη ικανότητας που υπολογίσαμε σύμφωνα με τα παραπάνω να είναι λανθασμένη. Για αυτόν το λόγο πρέπει να υπολογίζεται και η αντίσταση σε τέμνουσα κάθε δομικού στοιχείου και να ελέγχεται ποια μορφή αστοχίας θα προηγηθεί. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει τη χρήση της παρακάτω εμπειρικής σχέσης για τον υπολογισμό της μείωσης της διατμητικής αντοχής συναρτήσει της πλαστιμότητας.

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) \left[ 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; \alpha_s)) \sqrt{f_c A_c + V_w} \right]$$

Όπου:

- $x = \xi y \cdot d$  : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, όπου  $\xi y$  το ανηγμένο ύψος
- $V_w$  : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, η οποία για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  είναι ίση με:  

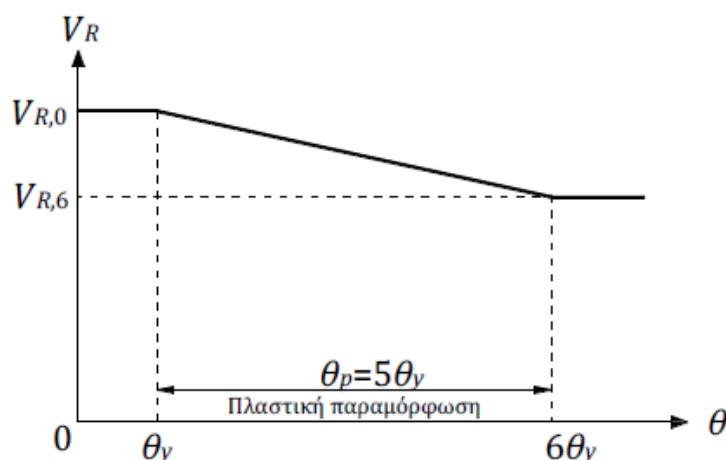
$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$
- $\mu_{\theta,pl} = \mu_{\theta} - 1$  , το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής με  $\theta$  την αναπτυσσόμενη γωνία στροφής στην ανελαστική περιοχή.

Να σημειωθεί ότι για υποστυλώματα με λόγο διάτμησης  $\alpha_s \leq 2$  πρέπει να ελέγχεται ότι η τιμή αυτή δεν ξεπερνάει την τιμή της  $V_{R,max}$ , η οποία υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο.

$$V_{R,max} = \frac{4}{7} (1 - 0,02 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) \left( 1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c} \right) (1 + 0,45 (100 p_{tot})) \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta$$

όπου  $\delta$  η γωνία της διαγώνιου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ( $\tan \delta = h/2L_s = 0.5/\alpha_s$ )

Τέλος η μέγιστη τιμή πλαστιμότητας για την οποία μειώνεται η διατμητική αντοχή ισούται με  $\theta_u, pl = 5\theta_y$ , ή  $\theta_u = 6\theta_y$ .



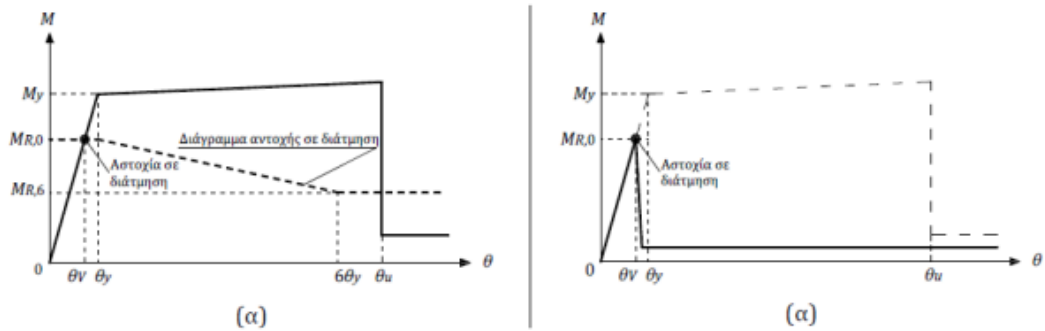
Σχήμα 2: Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα συναρτήσει της γωνίας στροφής χορδής

### 3.6. Υπολογισμός καμπύλης ικανότητας με συνεκτίμηση της τέμνουσας

Για τον καθορισμό των τελικών καμπύλων ικανότητας κάθε δομικού στοιχείου θα μετατρέψουμε τα διαγράμματα  $V_R$ - $\theta$  σε  $M_R$ - $\theta$ , όπου  $M_R = V_R/L_s$ .

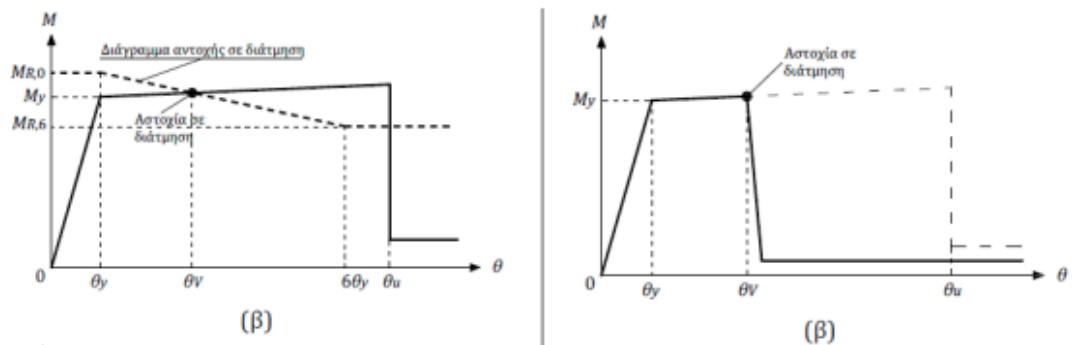
Στη συνέχεια τοποθετούμε το διάγραμμα που φτιάξαμε πάνω στην καμπύλη ικανότητας  $M$ - $\theta$  που είχαμε ήδη βρει. Προκύπτουν τρεις περιπτώσεις.

1. Η αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει πριν τη διαρροή της διατομής σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή αστοχεί σε διάτμηση για γωνία στροφής χορδής  $\theta = \theta_n$ . Για μεγαλύτερες γωνίες στροφής, η αντοχή πέφτει απότομα, επειδή η αστοχία σε διάτμηση είναι ψαθυρή. Επομένως το τελικό διάγραμμα  $M$  -  $\theta$  προκύπτει όπως στο παρακάτω σχήμα. Να σημειωθεί ότι σε αυτήν την περίπτωση ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπει να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής ίση με το 40% της  $\theta_y$ .



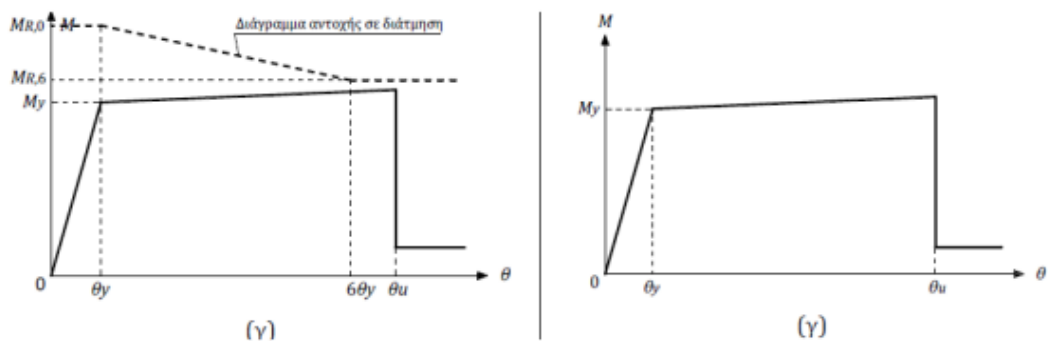
Σχήμα 3: Αστοχία σε διάτμηση πριν τη διαρροή σε κάμψη

2. Η αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή αστοχεί σε διάτμηση για γωνία στροφής χορδής  $\theta = \theta_n$  όπου  $\theta_y < \theta_n < \theta_u$ . Για γωνίες στροφής μεγαλύτερες της  $\theta_n$ , η αντοχή πάλι πέφτει απότομα. Επομένως το διάγραμμα  $M - \theta$  προκύπτει όπως φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 4: Αστοχία σε διάτμηση μετά τη διαρροή σε κάμψη, αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη

3. Το διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε διάτμηση βρίσκεται πάνω από το αντίστοιχο διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε κάμψη. Σε αυτή την περίπτωση η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση και το τελικό διάγραμμα  $M - \theta$  προκύπτει ίδιο με αυτό της αντοχής σε κάμψη, όπως φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 5: Αστοχία μόνο σε κάμψη

Σε όλες τις περιπτώσεις λαμβάνεται  $M_{res} = 0,2 M_u$ .



### 3.7. Στάθμες επιτελεστικότητας

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει τρεις στάθμες επιτελεστικότητας ανάλογα με το επίπεδο βλαβών.

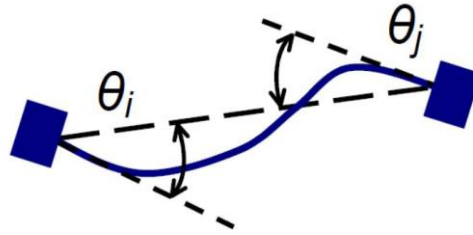
- i. «Περιορισμένες βλάβες» (Α) : Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες. Σε επίπεδο δομικού μέλους αυτή η στάθμη αντιστοιχεί στην διαρροή του μέλους δηλαδή,  $\theta_{\text{πβ}}=\theta_{\gamma}$
- ii. Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Σε επίπεδο δομικού μέλους αυτή η στάθμη αντιστοιχεί σε  $\theta_{\text{ΣΒ}}=0,5(\theta_{\gamma}+ \theta_{\mu})/\gamma_{\text{RD}}$ , όπου  $\gamma_{\text{RD}}=1,5$ .
- iii. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης. Σε επίπεδο δομικού μέλους αυτή η στάθμη επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε  $\theta_{\text{OK}}=\theta_{\mu}/\gamma_{\text{RD}}$ .

### 3.8. Εισαγωγή καμπύλων ικανότητας στο Etabs

Στο Etabs γίνεται η παραδοχή της συγκεντρωμένης πλαστικότητας, δηλαδή ότι η ανελαστική συμπεριφορά κάθε δομικού στοιχείου συμβαίνει μόνο στις κρίσιμες διατομές στα άκρα του, όπου μετά την διαρροή συμπεριφέρεται σαν πλαστική άρθρωση. Επομένως, το πρόγραμμα, υπολογίζει μόνο το πλαστικό τμήμα της γωνίας στροφής χορδής των κρίσιμων διατομών και για αυτόν τον λόγο εισάγεται μόνο το αντίστοιχο τμήμα του διαγράμματος καμπύλης ικανότητας. Επομένως κατά την εισαγωγή των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας και της γωνίας στροφής αστοχίας πρέπει να αφαιρείται η τιμή της γωνίας στροφής διαρροής.

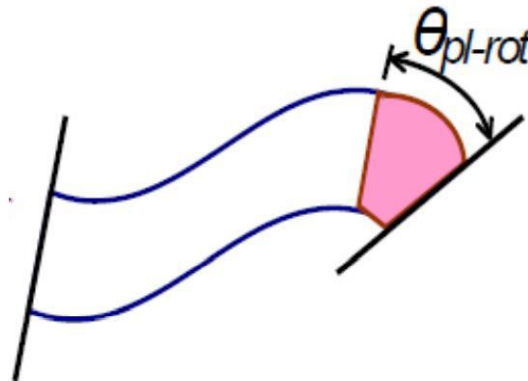
Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι το πρόγραμμα ως μέγεθος  $\theta$  δεν θεωρεί τη γωνία στροφής χορδής, όπως ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., αλλά την γωνία στροφής πλαστικής αρθρώσεως που προτείνουν κανονισμοί όπως οι ATC-40 και FEMA-365. Η διαφορά των δύο μεγεθών είναι η εξής.

Η γωνία στροφής χορδής υπολογίζεται 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.



Εικόνα 25: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής

Από την άλλη, η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης υπολογίζεται ως διαφορά των καμπυλοτήτων της ακραίας διατομής στην αστοχία και στη διαρροή, αντίστοιχα, πολλαπλασιασμένη με το  $L_{πλ.αρθρ} = \int (1/r)$  για το οποίο υπάρχουν σχέσεις προσδιορισμού του.



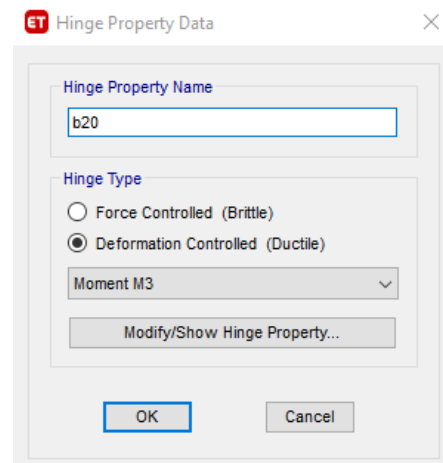
Εικόνα 26: Σχηματικός υπολογισμός γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης

Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, τα δύο αυτά μεγέθη προκύπτουν ίσα, επομένως μας δίνεται η δυνατότητα να εισάγουμε τις καμπύλες που υπολογίσαμε σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Όσον αφορά τις δοκούς, εισάγουμε καμπύλη ικανότητας μόνο για τη ροπή  $M_3$ , καθώς αυτός είναι ο άξονας καμπτικής καταπόνησης τους.

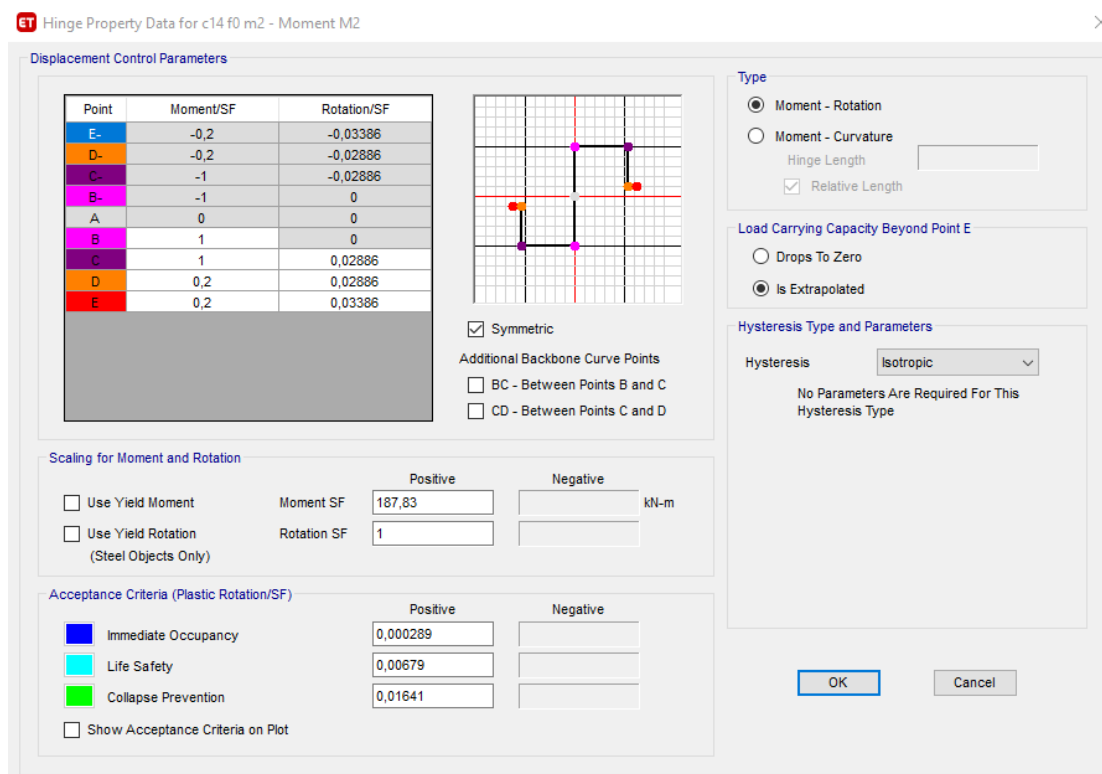
Η εισαγωγή των καμπύλων έγινε με τις παρακάτω εντολές.

Define → Section Properties → Frame/Wall Nonlinear Hinges → Add New Property



Εικόνα 27: Ορισμός τύπου πλαστικής άρθρωσης

Επιλέγεται hinge type → Deformation controlled M2,M3



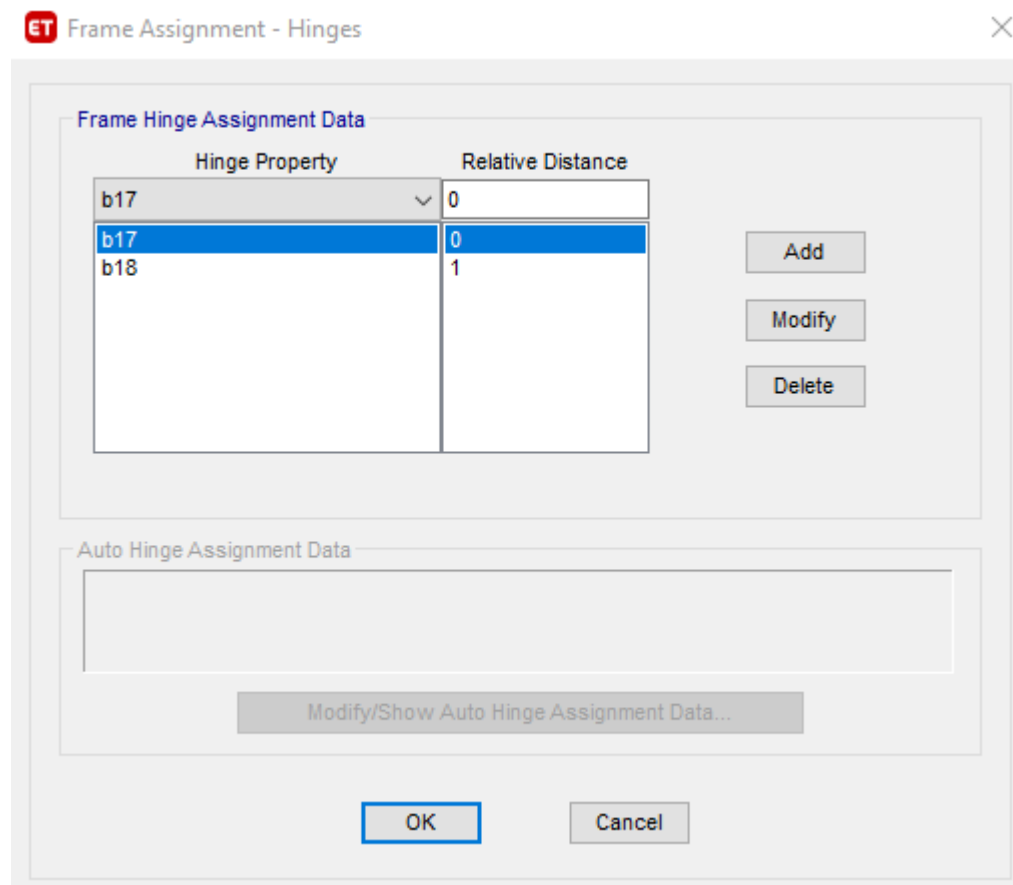
Εικόνα 28:Εισαγωγή παραμέτρων πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος

Στο σημείο E δόθηκε τιμή  $\theta_E = \theta_u + 0,005$ , ενώ επιλέχθηκε Load Carrying Capacity Beyond Point E : Is Extrapolated για λόγους αριθμητικής ευστάθειας. Με αυτήν την επιλογή όταν η γωνία στροφής τείνει να ξεπεράσει το σημείο E, αυτό επαναυπολογίζεται.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα, αυτά υπόκεινται σε διαξονική κάμψη. Καθώς στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν υπάρχει μεθοδολογία για την εύρεση καμπύλης ικανότητας για τέτοιου είδους φόρτιση, επιλέχθηκε να υπολογιστούν και να εισαχθούν ξεχωριστά οι καμπύλες ικανότητας για τον καθένα εκ των δύο αξόνων. Για να πραγματοποιηθεί αυτό, έγινε η παραδοχή να αμελήσουμε τον ενδιάμεσο οπλισμό, καθώς και το μισό γωνιακό σε κάθε διεύθυνση, θεωρώντας ότι αυτοί καταπονούνται στην άλλη διεύθυνση.

Οι πλαστικές αρθρώσεις δόθηκαν σε κάθε γραμμικό φορέα στα δύο άκρα του(κρίσιμες διατομές), μέσω των εντολών:

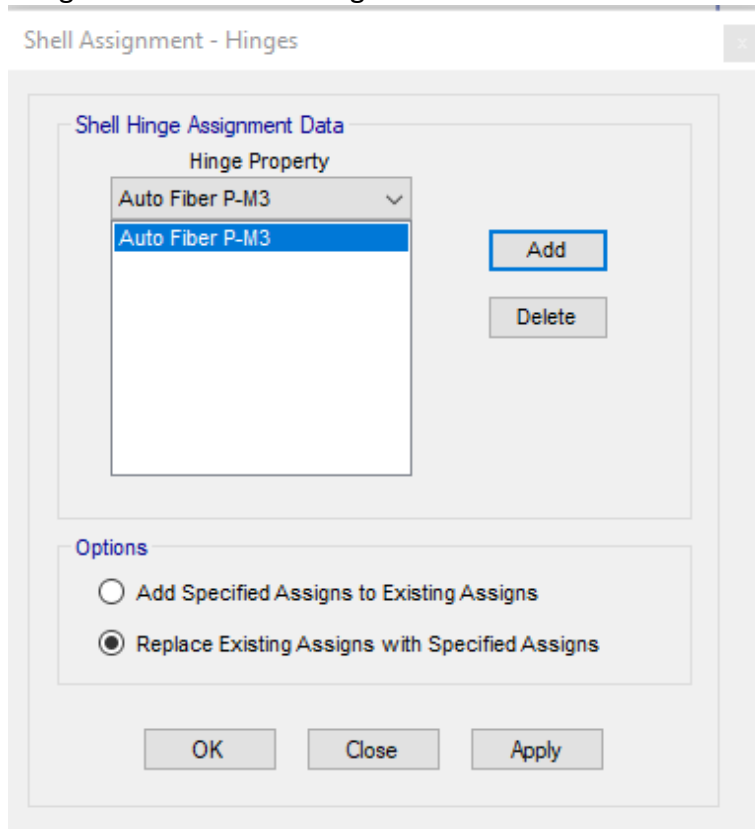
Assign → Frame → Hinges



Εικόνα 29:Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων σε γραμμικό φορέα

Όσον αφορά τα τοιχία, αναμένεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στη βάση τους. Για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς τους, επιλέχθηκε να τους δοθεί ο τύπος πλαστικής άρθρωσης Auto Wall Fiber Hinge (P-M3). Με αυτόν τον τύπο, τα τοιχία έχουν τη δυνατότητα να αναπτύξουν πλαστική άρθρωση έναντι ροπής κάμψης, στον ισχυρό άξονα. Ακόμα, με αυτήν τη μέθοδο το τοιχίο χωρίζεται κατά μήκος σε ίνες (fibers), στις οποίες έχει οριστεί να έχουν υλικό σκυροδέματος και σπλισμό κάμψης που αντιστοιχεί σε κάθε μία από αυτές. Όταν το υλικό κάποιας ίνας φτάσει την τάση διαρροής, λόγω των ορθών τάσεων που αναπτύσσονται από την οριζόντια φόρτιση, τότε αυτή πλαστικοποιείται και η διαδικασία συνεχίζεται, με μειωμένη πλέον τη δυσκαμψία του τοιχίου. Η παραπάνω διαδικασία, συνεχίζεται ώσπου κάποια ίνα να ξεπεράσει τα ανεκτά όρια παραμόρφωσης. Προτιμήθηκε, ο ορισμός των ινών να γίνει αυτόματα από το πρόγραμμα, καθώς αυτό προτείνεται και στις οδηγίες χρήσης του προγράμματος, για τον βέλτιστο διαχωρισμό των τοιχίων. Οι πλαστικές αρθρώσεις δίνονται στα τοιχία μέσω των εντολών:

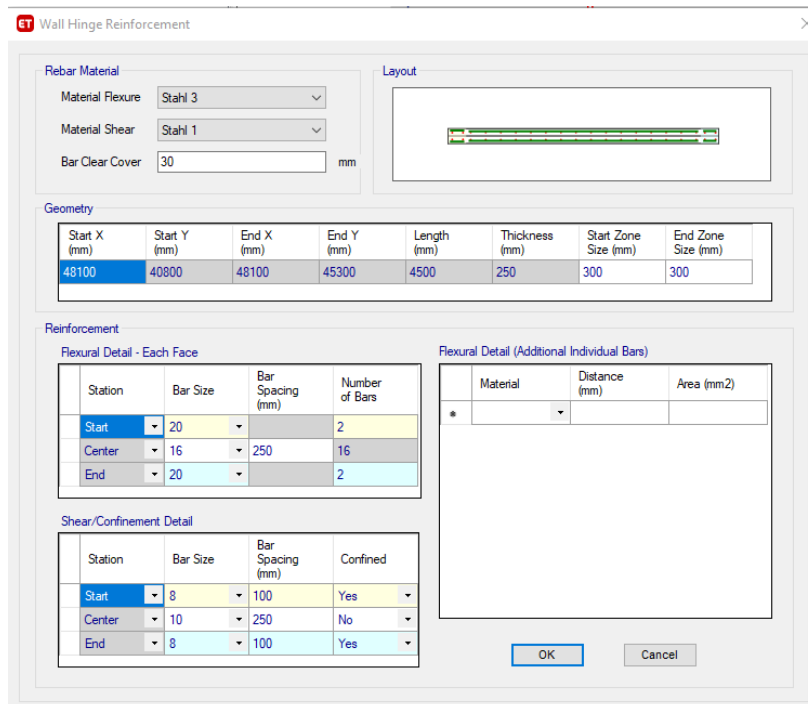
Assign → Shell → Wall Hinges



Εικόνα 30:Ορισμός πλαστικής άρθρωσης τοιχείου

Ο ορισμός του σπλισμού κάθε τοιχείου έγινε μέσω των εντολών:

Assign → Shell → Reinforcement for Wall Hinge



Εικόνα 31:Εισαγωγή σπλισμού τοιχείου

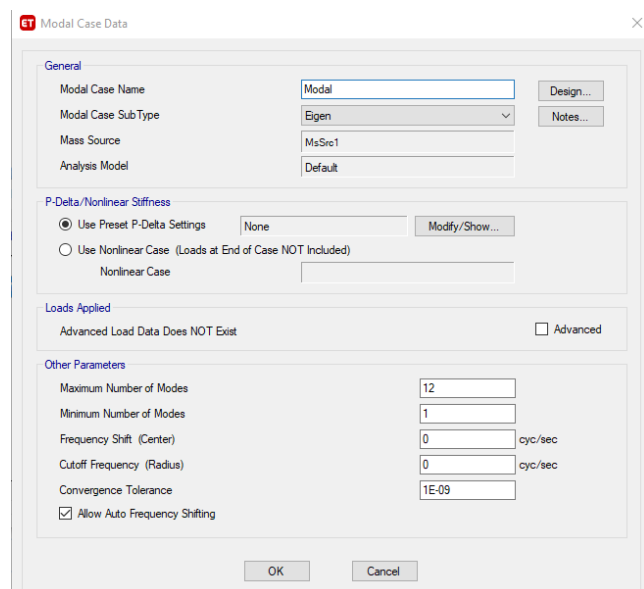
## Κεφάλαιο 4. Ανάλυση και αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου με της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Push over)

### 4.1. Εισαγωγή

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιάσουμε την αποτίμηση που κάναμε. Αρχικά αποτιμήσαμε το κάθε κτήριο ως ανεξάρτητο (Κτήριο 1,2 και 3) με την μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Στην συνέχεια, με την ίδια μέθοδο, αποτιμήσαμε την συνολική κατασκευή, λαμβάνοντας υπόψιν τον αρμό διαστολής με τον οποίο συνδέονται μεταξύ τους τα κτήρια, έτσι ώστε να εξετάσουμε την επιρροή της αλληλεπίδρασης των τριών κτηρίων στην φέρουσα ικανότητα. Ο αρμός προσομοιώθηκε στο Etabs ως στοιχείο συνδέσμου gar element, διαδικασία που περιγράφεται παρακάτω. Η μέθοδος Push over μας δίνει μία καλή εικόνα για την απόκριση του κτηρίου σε μία σεισμική διέγερση, καθώς μας δίνει τη δυνατότητα να δούμε την συμπεριφορά του κτηρίου σε κάθε χρονική στιγμή της διάρκειας της φορτίσεως. Σαν αποτέλεσμα της μεθόδου, λαμβάνουμε το διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κόμβου κορυφής, μέσω του οποίου γίνεται ο έλεγχος επάρκειας του κτηρίου με βάση την στοχευόμενη μετακίνηση.

### 4.2. Ιδιομορφική ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι μία μορφή ανάλυσης που λαμβάνει υπόψιν χαρακτηριστικά του κτηρίου, όπως η μάζα και η δυσκαμψία του, δεν λαμβάνει όμως υπόψιν τις δράσεις που έχουμε εφαρμόσει. Μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης προσδιορίζονται οι ιδιομορφές των κτηρίων. Από την μορφή των κύριων ιδιομορφών μπορούν να εξαχθούν συμπεράσματα για τον τρόπο ταλάντωσης του εκάστοτε κτηρίου, ενώ μπορεί να εκτιμηθεί και αν είναι δυνατή η χρήση της μεθόδου push over. Τέλος, οι θεμελιώδεις ιδιομορφές που θα προκύψουν θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση push over.



Εικόνα 32:Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης

#### 4.2.1. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτηρίου 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,219	0,4597	0,0387	0	0,4597	0,0387	0	0,0091	0,2799	0,1802	0,0091	0,2799	0,1802
Modal	2	0,153	0,0291	0,6517	0	0,4888	0,6904	0	0,2875	0,0198	0,0042	0,2966	0,2997	0,1844
Modal	3	0,108	0,075	0,0029	0	0,5638	0,6934	0	3,728E-05	0,0498	0,3309	0,2966	0,3495	0,5153
Modal	4	0,075	0,0427	0,1142	0	0,6065	0,8076	0	0,2057	0,0984	0,07	0,5023	0,448	0,5853
Modal	5	0,066	0,2365	0,0224	0	0,843	0,83	0	0,044	0,0451	0,1178	0,5463	0,493	0,7031
Modal	6	0,058	1,783E-05	0,0636	0	0,843	0,8936	0	0,031	0,0471	0,2171	0,5773	0,5401	0,9202
Modal	7	0,044	0,0019	0,0255	0	0,8449	0,9192	0	0,1009	0,0022	0,0001	0,6782	0,5424	0,9204
Modal	8	0,038	0,0603	0,0181	0	0,9052	0,9373	0	0,054	0,1377	0,0022	0,7322	0,6801	0,9226
Modal	9	0,027	0,0414	0,0093	0	0,9466	0,9466	0	0,0179	0,07	0,0125	0,7501	0,7501	0,9351
Modal	10	0,007	1,14E-06	0	0	0,9466	0,9466	0	0	0	3,626E-06	0,7501	0,7501	0,9351
Modal	11	0,006	0	0	0	0,9466	0,9466	0	0	0	0	0,7501	0,7501	0,9351
Modal	12	0,005	0	0	0	0,9466	0,9466	0	0	0	0	0,7501	0,7501	0,9351

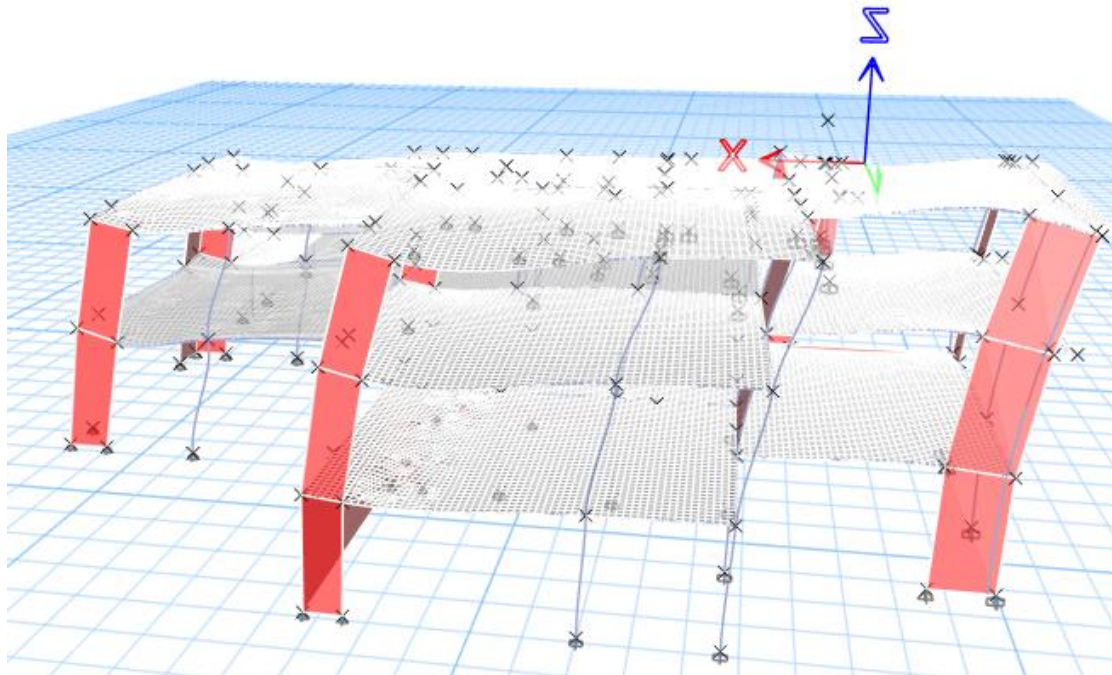
Πίνακας 14: Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κτηρίου 1

Προκύπτει ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου είναι η:

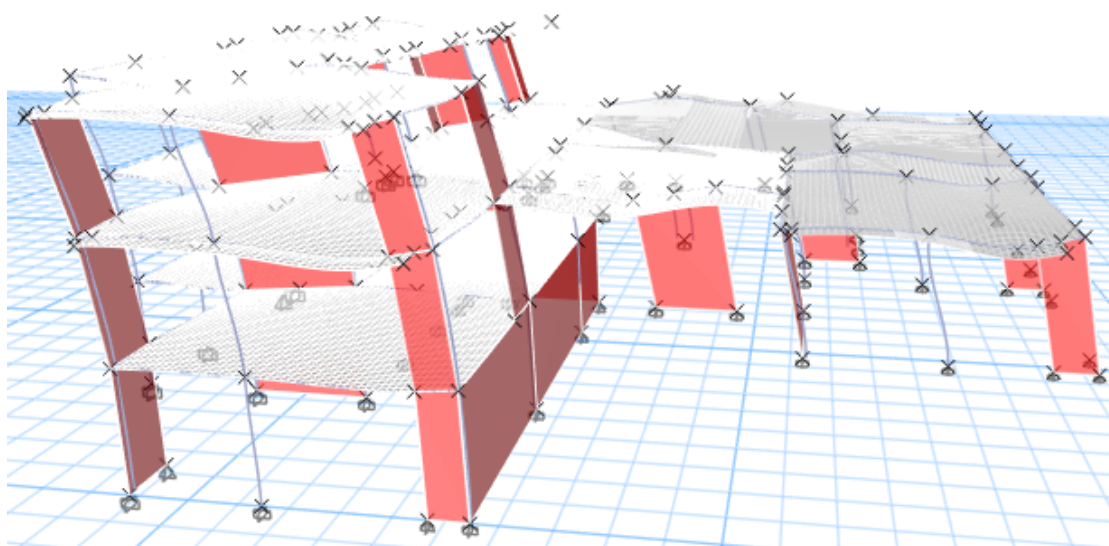
$$T=0,219\text{sec}$$

Φαίνεται ότι η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η δεσπόμενη στην διεύθυνση X, καθώς ενεργοποιεί ποσοστό μάζας 45,7%. Η 2<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος είναι η δεσπόμενη στην διεύθυνση Y, ενεργοποιώντας ποσοστό μάζας 65,17% και τέλος η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι υπεύθυνη για την στροφική κίνηση του κτηρίου γύρω από τον άξονα Z, με ποσοστό μάζας 33,09%. Παρατηρούμε ότι στην 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ενεργοποιείται ένα σημαντικό ποσοστό μάζας λόγω στροφής (18,02%), κάτι το οποίο είναι λογικό αν λάβουμε υπόψιν την μη κανονικότητα των κατόψεων του κτηρίου και σημαίνει ότι ο πόλος στροφής του κτηρίου απέχει αρκετά από το κέντρο βάρους του στον άξονα Y. Ακόμα, παρατηρούμε ότι η κατασκευή έχει λίγο μεγαλύτερη δυσκαμψία στον άξονα Y από ότι στον άξονα X, χωρίς όμως μεγάλες διαφορές, καθώς οι ιδιοπερίοδοι των δεσποζουσών ιδιομορφών των 2 διευθύνσεων είναι κοντά μεταξύ τους.

Η μορφή των 3 πρώτων ιδιομορφών είναι η εξής:

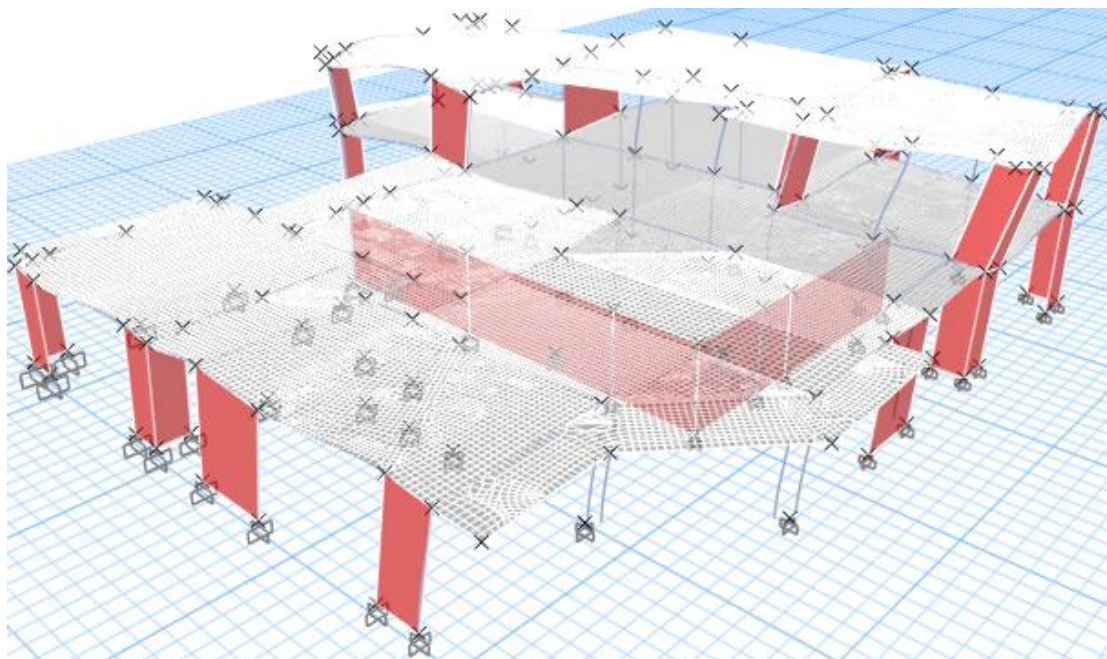


Εικόνα 33: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 1 κατά την 1η ιδιομορφή (μεταφορική κατά X)



Εικόνα 34: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 1 κατά την 2η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y)





Εικόνα 35: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 1 κατά την 3η ιδιομορφή (στροφική κατά Z)

#### 4.2.2. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτηρίου 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,223	0,7904	0,0001	0	0,7904	0,0001	0	0,00002822	0,2355	0,0031	0,00002822	0,2355	0,0031
Modal	2	0,104	0,0098	0,086	0	0,8002	0,0862	0	0,0172	0,017	0,7535	0,0172	0,2525	0,7566
Modal	3	0,069	0,0113	0,7721	0	0,8115	0,8582	0	0,1245	0,0213	0,0701	0,1417	0,2738	0,8267
Modal	4	0,06	0,1342	0,0246	0	0,9457	0,8829	0	0,0008	0,4199	0,0112	0,1425	0,6937	0,8379
Modal	5	0,035	0,003	0,0092	0	0,9487	0,8921	0	0,0803	0,0057	0,0944	0,2228	0,6994	0,9323
Modal	6	0,026	0,0001	0,0566	0	0,9488	0,9488	0	0,4766	0,00001359	0,0121	0,6994	0,6994	0,9444
Modal	7	0,002	0	0	0	0,9488	0,9488	0	0	0	0	0,6994	0,6994	0,9444
Modal	8	0,002	0	0	0	0,9488	0,9488	0	0	0	0	0,6994	0,6994	0,9444
Modal	9	0,002	0	0	0	0,9488	0,9488	0	0	0	0	0,6994	0,6994	0,9444
Modal	10	0,002	0	0	0	0,9488	0,9488	0	0	0	0	0,6994	0,6994	0,9444
Modal	11	0,001	0	0	0	0,9488	0,9488	0	0,000001211	0	0	0,6994	0,6994	0,9444
Modal	12	0,001	0	0	0	0,9488	0,9488	0	0	0	0	0,6994	0,6994	0,9444

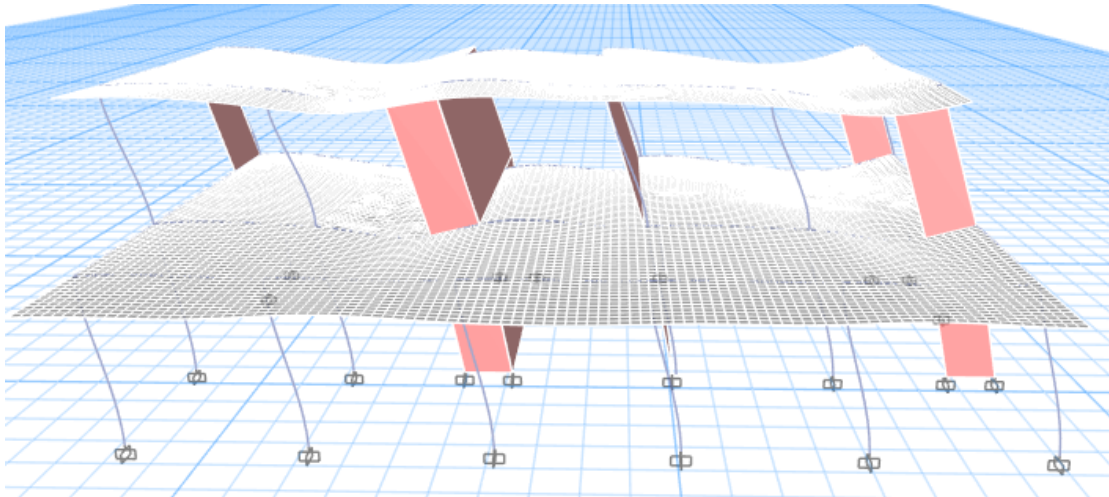
Πίνακας 15: Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κτηρίου 2

Προκύπτει ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου είναι η:

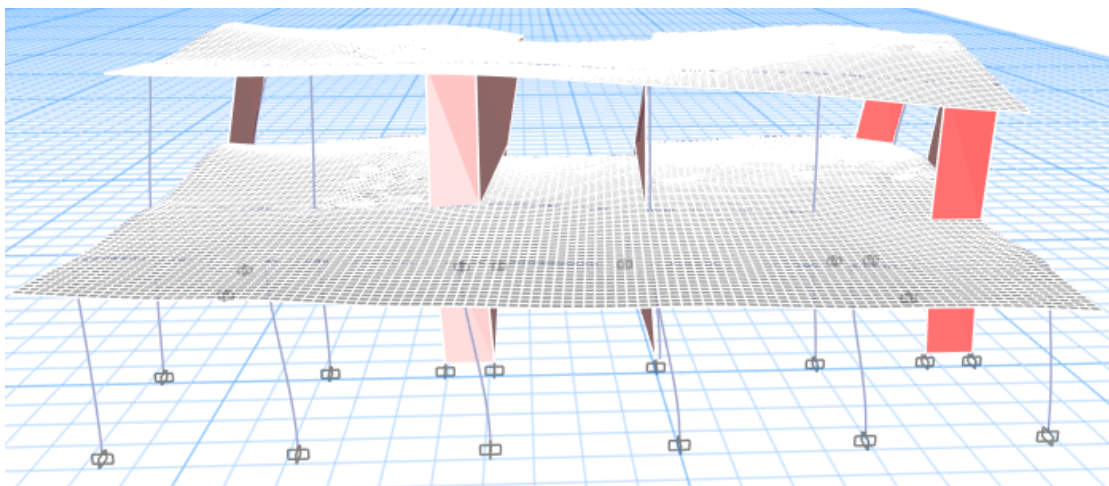
$$T=0,223\text{sec}$$

Βλέπουμε ότι η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η δεσπόζουσα στην διεύθυνση X, καθώς ενεργοποιεί ποσοστό μάζας 79,04%. Η 2<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος είναι υπεύθυνη για την στροφική κίνηση του

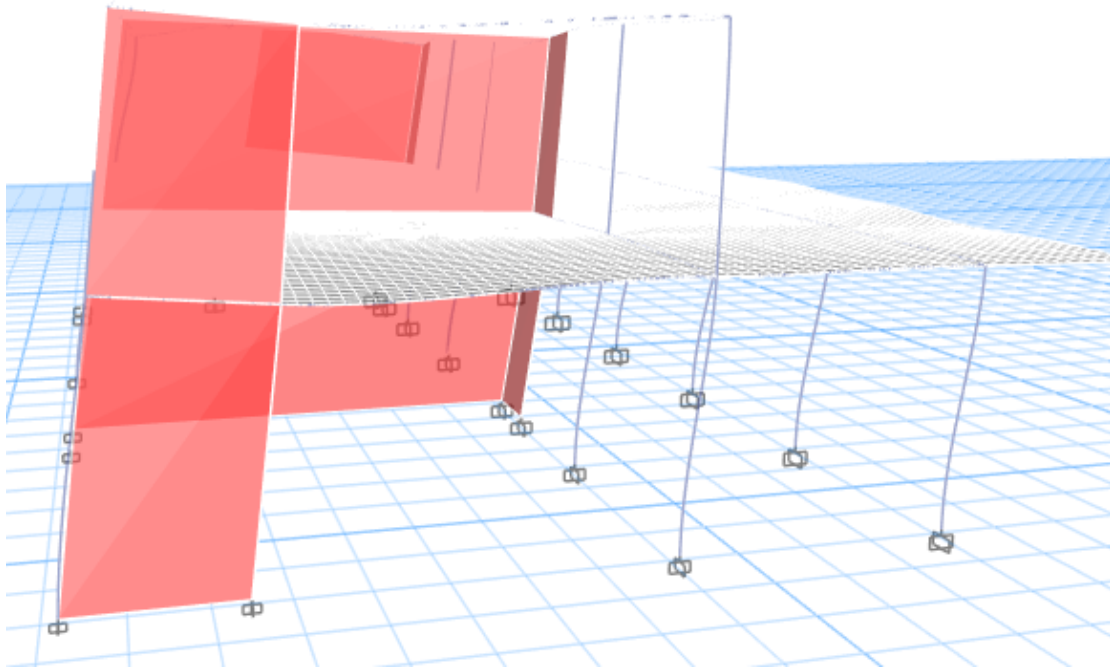
κτηρίου γύρω από τον άξονα Z, με ποσοστό μάζας 75,35%, ενώ η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y, ενεργοποιώντας ποσοστό μάζας υπεύθυνη για την στροφική κίνηση του κτηρίου γύρω από τον άξονα Z, με ποσοστό μάζας 77,21%. Παρατηρούμε ότι η κατασκευή έχει πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία στον άξονα Y από ότι στον άξονα X, κάτι το οποίο είναι λογικό αν υπολογίσουμε ότι στον άξονα Y λειτουργούν 2 τοιχώματα διαστάσεων 20/850, ένα διαστάσεων 25/450 και ένα διαστάσεων 20/320, τα οποία αυξάνουν πολύ την δυσκαμψία στον συγκεκριμένο άξονα, ενώ στον άξονα X δεν «λειτουργεί» κανένα τοίχωμα αντίστοιχης δυσκαμψίας.



Εικόνα 36: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 2 κατά την 1η ιδιομορφή (μεταφορική κατά X)



Εικόνα 37: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 2 κατά την 2η ιδιομορφή (στροφική κατά Z)



Εικόνα 38: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 2 κατά την 3η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y)

#### 4.2.3. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτηρίου 3

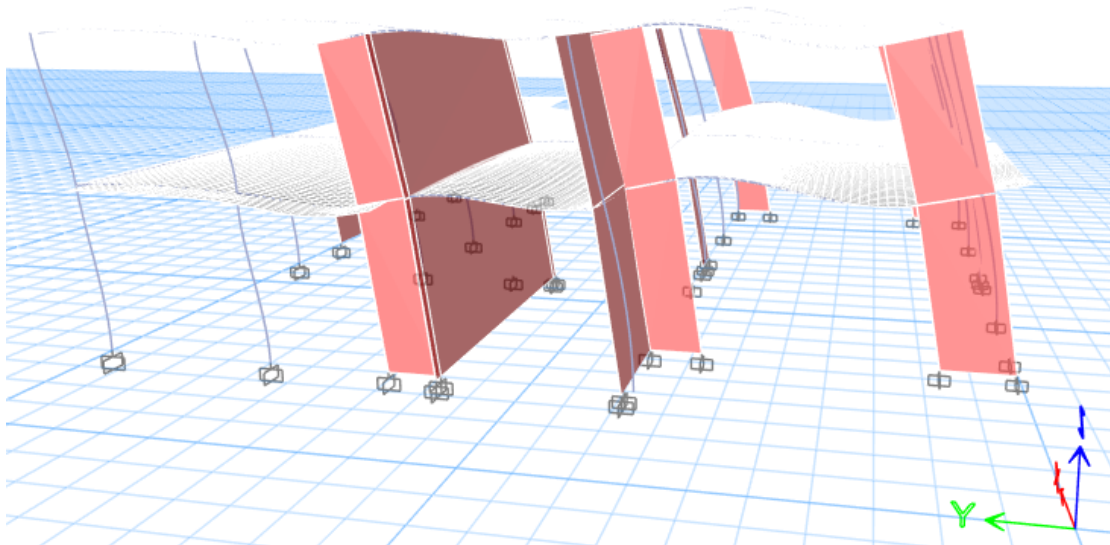
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,207	0,0011	0,7925	0	0,0011	0,7925	0	0,2195	0,0004	0,0019	0,2195	0,0004	0,0019
Modal	2	0,135	0,1006	0,0045	0	0,1017	0,797	0	0,009	0,0312	0,6466	0,2285	0,0315	0,6485
Modal	3	0,079	0,7388	1,608E-05	0	0,8405	0,797	0	4,985E-05	0,1422	0,0481	0,2285	0,1737	0,6966
Modal	4	0,057	0,0008	0,1471	0	0,8413	0,9441	0	0,4523	0,0006	0,0188	0,6809	0,1744	0,7154
Modal	5	0,043	0,0109	0,0062	0	0,8522	0,9503	0	0,0227	0	0,2235	0,7035	0,1744	0,939
Modal	6	0,033	0,0982	0,0001	0	0,9504	0,9504	0	0,0003	0,5294	0,0008	0,7038	0,7038	0,9397
Modal	7	0,003	0	0	0	0,9504	0,9504	0	0	0	0	0,7038	0,7038	0,9397
Modal	8	0,003	0	0	0	0,9504	0,9504	0	0	0	0	0,7038	0,7038	0,9397
Modal	9	0,002	0	0	0	0,9504	0,9504	0	0	0	0	0,7038	0,7038	0,9397
Modal	10	0,002	0	0	0	0,9504	0,9504	0	0	0	0	0,7038	0,7038	0,9397
Modal	11	0,002	0	0	0	0,9504	0,9504	0	0	0	0	0,7038	0,7038	0,9397
Modal	12	0,002	0	0	0	0,9504	0,9504	0	0	0	0	0,7038	0,7038	0,9397

Πίνακας 16: Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κτηρίου 3

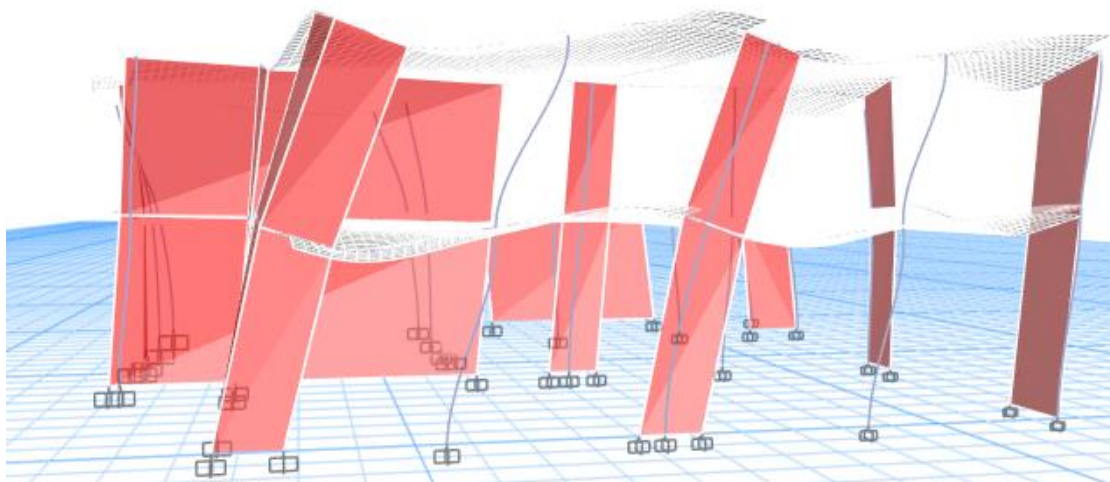
Προκύπτει ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου είναι η:

$$T=0,207\text{sec}$$

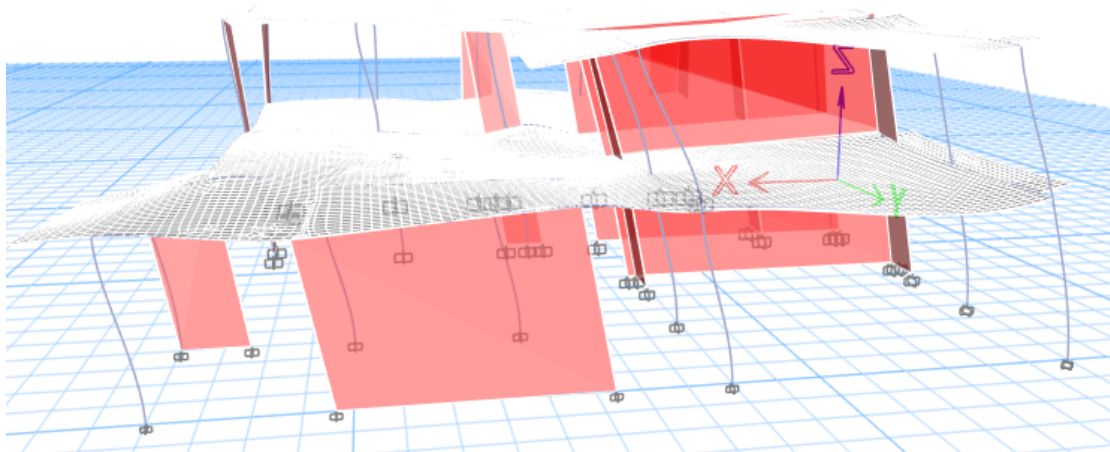
Βλέπουμε ότι η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y, καθώς ενεργοποιεί ποσοστό μάζας 79,25%. Η 2<sup>η</sup> ιδιοπερίοδος είναι υπεύθυνη για την στροφική κίνηση του κτηρίου γύρω από τον άξονα Z, με ποσοστό μάζας 64,66%, ενώ η 3<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η δεσπόζουσα στην διεύθυνση Y, ενεργοποιώντας ποσοστό μάζας υπεύθυνη για την στροφική κίνηση του κτηρίου γύρω από τον άξονα Z, με ποσοστό μάζας 73,88%. Παρατηρούμε ότι η κατασκευή έχει πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία στον άξονα X από ότι στον άξονα Y, κάτι το οποίο είναι λογικό αν υπολογίσουμε ότι στον άξονα X λειτουργούν 2 τοιχώματα διαστάσεων 20/850, και ένα διαστάσεων 25/580, τα οποία αυξάνουν πολύ την δυσκαμψία στον συγκεκριμένο άξονα, ενώ στον άξονα Y δεν «λειτουργεί» κανένα τοίχωμα αντίστοιχης δυσκαμψίας.



Εικόνα 39: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 3 κατά την 1η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y)



Εικόνα 40: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 3 κατά την 2η ιδιομορφή (στροφική κατά Z)



Εικόνα 41: Παραμορφωμένη γεωμετρία κτηρίου 3 κατά την 3η ιδιομορφή (μεταφορική κατά X)

Από τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι μπορούμε να εφαρμόσουμε ανελαστική στατική ανάλυση στα τρία κτήρια, καθώς επιβεβαιώνουμε από την ελαστική ανάλυση ότι οι θεμελιώδεις ιδιομορφές των κτηρίων ενεργοποιούν σημαντικό ποσοστό μάζας και ότι είναι μικρότερες του 1sec, κάτι που σημαίνει ότι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Ακόμα, παρατηρούμε ότι και τα τρία κτήρια είναι πολύ δύσκαμπτα καθώς έχουν και τα 3 θεμελιώδη ιδιοπερίοδο μικρότερη των 0,25sec.

### 4.3. Φορτίσεις Push over

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠ.Ε, η ανάλυση Push over γίνεται φορτίζοντας στατικά την κατασκευή με οριζόντια φορτία, τα οποία προσομοιώνουν όσον το δυνατόν καλύτερα την σεισμική φόρτιση. Για να το πετύχουμε αυτό, αρχικά ορίζουμε μία μη γραμμική στατική ανάλυση με τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής  $G+\psi 2Q$ . Αυτή η ανάλυση θα αποτελέσει την αφετηρία των αναλύσεων push over. Ο ΚΑΝ.ΕΠ.Ε επιτάσσει η ανάλυση να γίνει με τουλάχιστον δύο μορφές φόρτισης για κάθε διεύθυνση, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω της μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, προτείνεται η εφαρμογή των παρακάτω φορτίσεων:

- Ιδιομορφική, όπου το κτήριο φορτίζεται ανάλογα με την μορφή της θεμελιώδους ιδιομορφής στην αντίστοιχη διεύθυνση.
- Ομοιόμορφη, όπου το κτήριο φορτίζεται από οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα της μάζας κάθε ορόφου.

Θεωρούμε ότι σε κάθε φόρτιση ο σεισμός θα δράσει και στις δύο κύριες διευθύνσεις με αναλογία 10:3. Κάθε φόρτιση θα γίνει με θετική και με αρνητική φορά. Επομένως προκύπτουν οι 16 παρακάτω συνδυασμοί φόρτισης:

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

*Πίνακας 17: Συνδυασμοί σεισμικής φόρτισης για ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή*

Οι συνδυασμοί φόρτισης εισάγονται στο λογισμικό μέσω των εντολών:

Define → Load Cases → Add New Case

Πρώτα ορίζουμε την μη γραμμική στατική ανάλυση με τα κατακόρυφα φορτία. Ορίζουμε στο πεδίο Load Case Type την επιλογή Nonlinear Static. Στο πεδίο Mass Source ορίζουμε την ταλαντευόμενη μάζα που είχαμε δημιουργήσει, όπως φάνηκε στο Κεφάλαιο 2. Ορίζουμε μηδενικές αρχικές συνθήκες, και στην συνέχεια ορίζουμε τα κατακόρυφα φορτία, το καθένα με τον κατάλληλο συντελεστή. Στο πεδίο Load Application θέσαμε την επιλογή Full Load, και τέλος στο πεδίο Results Saved επιλέχθηκε το Final State Only.

ET Load Case Data ×

**General**

Load Case Name: P0 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:

---

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	epikalipsi	1
Load Pattern	live sxoleio	0.6
Load Pattern	live skala	0.3

Add  
Delete

---

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

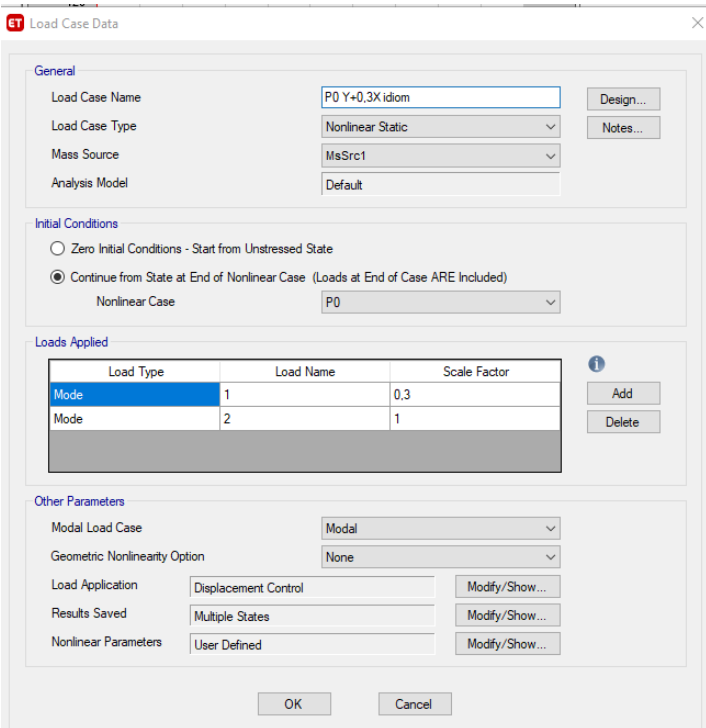
Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

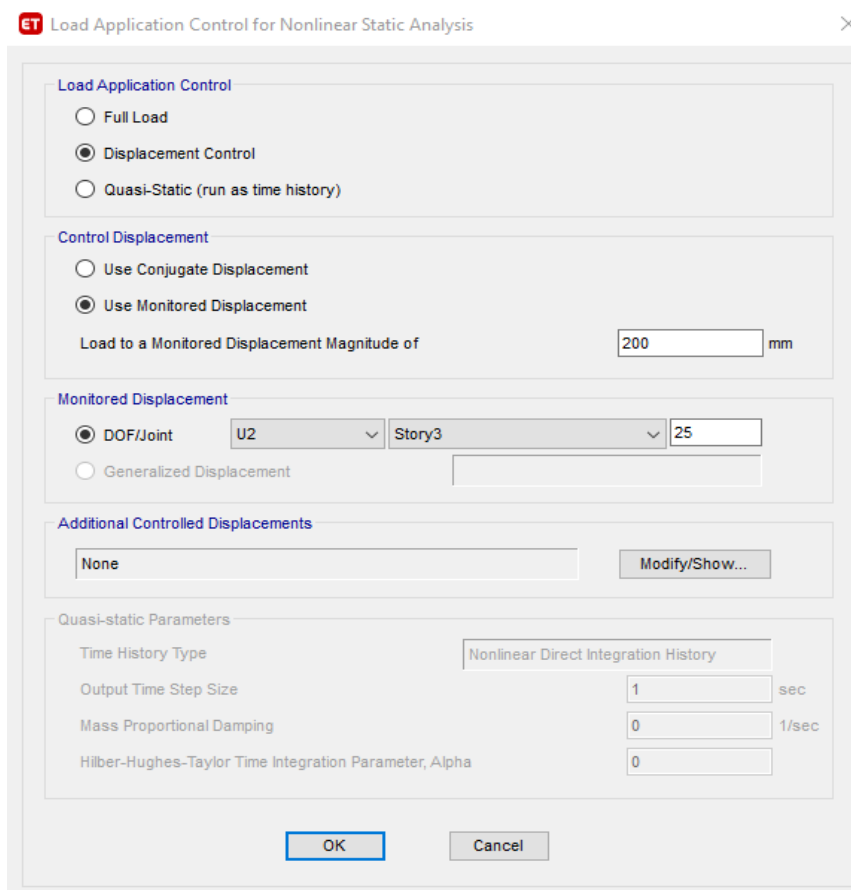
OK
Cancel

Εικόνα 42:Ορισμός παραμέτρων μη γραμμικής κατακόρυφης φόρτισης

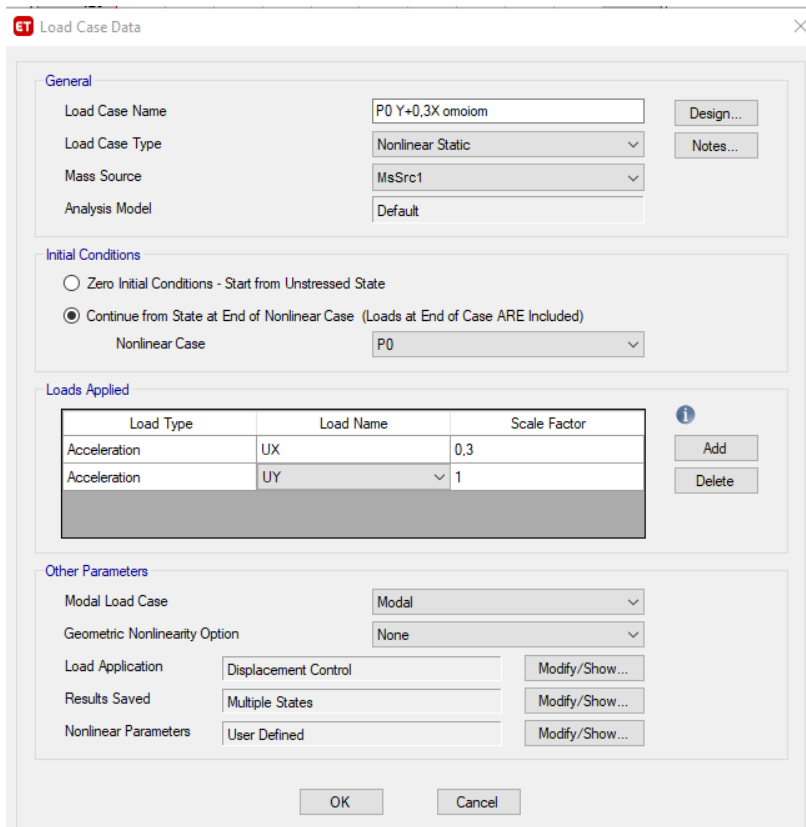
Έπειτα, ορίζουμε τις μη γραμμικές αναλύσεις με οριζόντια φορτία, με βάση τις οποίες θα γίνει η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας. Στο πεδίο αρχικές συνθήκες, ορίζουμε την μη γραμμική ανάλυση με κατακόρυφα φορτία ως το αρχικό βήμα των αναλύσεων μας. Στο Load Type επιλέγουμε Mode για την ιδιομορφική φόρτιση και στη συνέχεια επιλέγουμε με ποιες ιδιομορφές θέλουμε να φορτιστεί η κατασκευή, ενώ για την ομοιόμορφη φόρτιση επιλέγουμε ως Load Type το Acceleration και ως Load Name τα Ux, Uy. Τώρα στο πεδίο Load Application ορίζεται η επιλογή Displacement Control και σε αυτό το πεδίο ορίζεται επιπλέον ο κόμβος ελέγχου και η στοχευόμενη μετακίνηση της φόρτισης, η οποία ορίζεται περίπου στο 4% των ύψους της κατασκευής. Τέλος, στο πεδίο Results Saved ορίζεται η επιλογή Multiple States.



Εικόνα 44: Ορισμός παραμέτρων φόρτισης  $Y+0,3X$  ιδιομορφικής κατανομής



Εικόνα 43: Καθορισμός κόμβου ελέγχου



Εικόνα 45: Ορισμός παραμέτρων φόρτισης  $Y+0,3X$  ομοιόμορφης κατανομής



Παρακάτω επεξηγούνται οι μη γραμμικές παράμετροι.

-Minimum Number of Saved States: Καθορίζει τον ελάχιστο αριθμό σημείων κατά τα οποία γίνεται αποθήκευση των αποτελεσμάτων. Τα σημεία αποθήκευσης, προκύπτουν από τη διαίρεση της μετακίνησης στόχου, προς τον ελάχιστο αριθμό βημάτων αποθήκευσης. Η επιλογή του, απαιτεί σχετική διερεύνηση, καθώς αν ο αριθμός είναι πολύ μικρός, ενδέχεται να μην υπάρχουν αρκετά σημεία για την ικανοποιητική μόντωση της καμπύλης ικανότητας του φορέα, ενώ αν είναι πολύ μεγάλος, τότε τα αποτελέσματα θα χρησιμοποιήσουν μεγάλο αποθηκευτικό χώρο στο δίσκο και η ανάγνωση τους από το πρόγραμμα θα είναι δυσχερής.

-Maximum Total Steps: Είναι ο μέγιστος αριθμός βημάτων κατά την ανάλυση και καθορίζει τη διάρκεια της ανάλυσης. Ορίστηκε μικρότερη τιμή αντί της προτεινόμενης, για εξοικονόμηση χρόνου ανάλυσης.

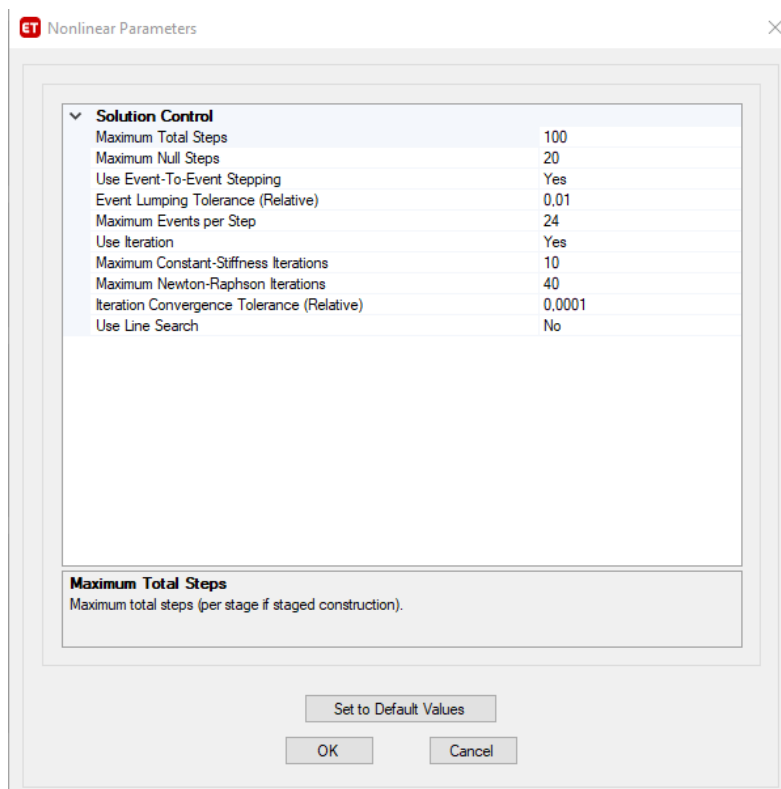
-Maximum Null Steps: Τα βήματα αυτά εντοπίζονται κατά τη διάρκεια της διαδικασίας επίλυσης, όταν επιχειρείται αποφόρτιση μιας πλαστικής άρθρωσης ή όταν η σύγκλιση δεν επέρχεται και απαιτείται μικρότερο βήμα ανάλυσης. Ορίστηκαν μικρότερες τιμές αντί της προτεινόμενης από το λογισμικό, για εξοικονόμηση χρόνου ανάλυσης.

-Maximum Constant-Stiffness Iterations: Οι επαναλήψεις που πραγματοποιούνται με σκοπό να επιτευχθεί η ισορροπία, σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Στο κάθε βήμα, επιχειρείται πρώτα η προσέγγιση σταθερής δυσκαμψίας.

-Maximum Newton-Raphson Iterations: Εάν η ισορροπία δεν επιτευχθεί με την παραπάνω διαδικασία, τότε αυτή επαναλαμβάνεται με τη μέθοδο Newton-Raphson. Αν αποτύχει και αυτή η προσέγγιση, τότε διαιρείται το βήμα και επαναλαμβάνεται η διαδικασία.

-Iteration Convergence Tolerance (Relative): Είναι η αριθμητική ανοχή, που δίνει το πρόγραμμα στην παραπάνω επαναληπτική διαδικασία. Αφορά το σφάλμα που επιτρέπεται μεταξύ της δρώσας και της υπολογισθείσας δύναμης σε κάθε επανάληψη, για την επίτευξη σύγκλισης.

Οι υπόλοιποι παράμετροι, αφορούν την αναλυτική προσέγγιση του προβλήματος και περιγράφονται στο εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος.



Εικόνα 46: Ορισμός λυτών παραμέτρων μη γραμμικής ανάλυσης

#### 4.4. Καθορισμός κόμβου ελέγχου

Σύμφωνα με τον κανονισμό, ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτηρίου. Σε περίπτωση σοφίτας ή μικρού οικίσκου στην οροφή, τότε λαμβάνεται το κέντρο μάζας του τελευταίου πλήρους ορόφου της κατασκευής.

#### 4.5. Ορισμός στόχου μετακίνησης

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

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

Πίνακας 18: Στόχοι σεισμικής συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Βασικό κριτήριο ορισμού των στόχων είναι η σπουδαιότητα της κατασκευής. Τα σχολεία, καθώς και γενικά τα κτήρια στα οποία βρίσκονται πολλά άτομα κατά τη διάρκεια του 24ωρου, ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας III.

III	<b>Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως:</b> αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.
-----	---

Πίνακας 19:Κατηγορία σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για αυτήν την κατηγορία ο κανονισμός επιτάσσει την ικανοποίηση του στόχου B1, ο οποίος είναι η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής να μην ξεπερνάει την στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια. Το φάσμα σχεδιασμού που ικανοποιεί αυτήν την συνθήκη είναι το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα.

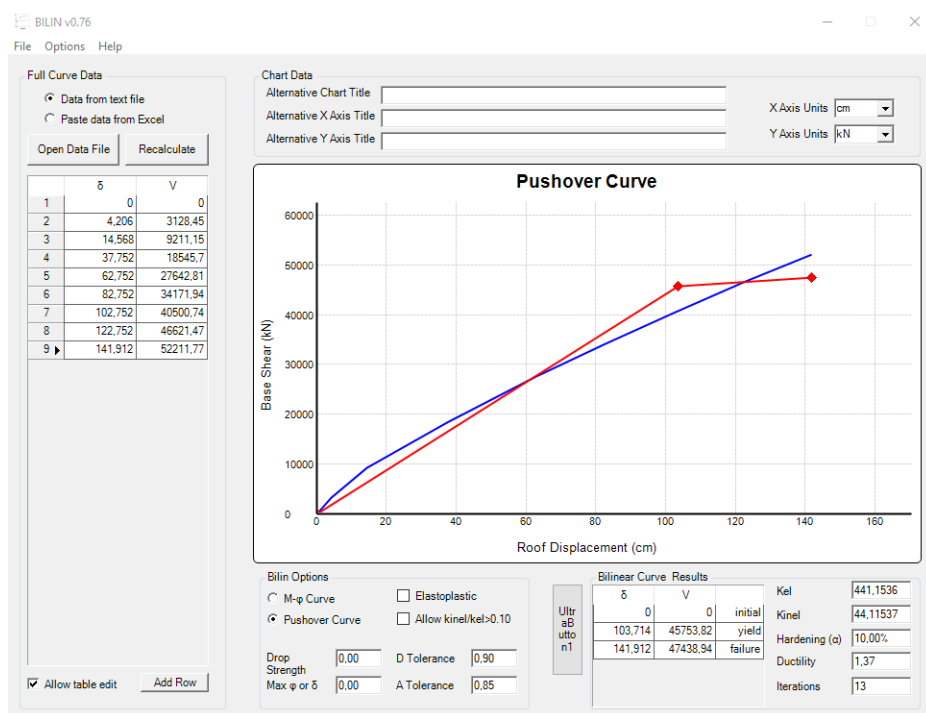
Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Πίνακας 20: Στόχοι σεισμικής συμπεριφοράς ανά κατηγορία σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### 4.6. Διγραμμικοποίηση καμπύλων ικανότητας

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, απαιτείται η διγραμμικοποίηση των καμπύλων ικανότητας που μας έδωσαν οι αναλύσεις. Αυτή η διαδικασία πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα Bilin το οποίο αναπτύχθηκε από τη σχολή πολιτικών μηχανικών του Α.Π.Θ. Οι παραδοχές που ακολουθεί το λογισμικό για την εύρεση της διγραμμικής καμπύλης είναι οι εξής:

- Το εμβαδόν κάτω από την πραγματική και τη διγραμμική καμπύλη για την μέγιστη μετακίνηση, πρέπει να είναι ίσα.
- Ο ελαστικός κλάδος της διγραμμικής καμπύλης πρέπει να τέμνει την πραγματική καμπύλη ικανότητας σε σημείο που αντιστοιχεί με το 60% της δύναμης διαρροής.
- Το σημείο που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση πρέπει να είναι κοινό και για τις δύο καμπύλες.



Εικόνα 47: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας με το πρόγραμμα Bilin

## 4.7. Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης με τη μέθοδο των συντελεστών

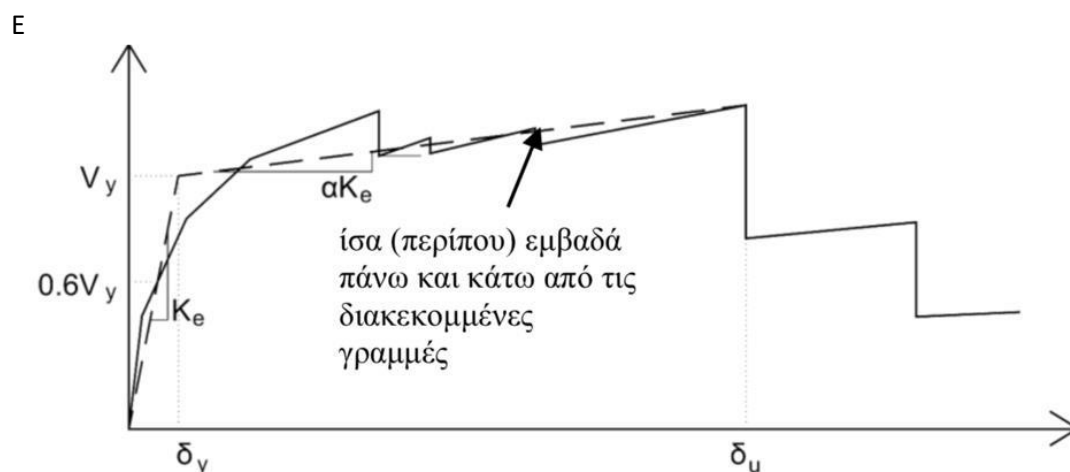
Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης την χρήση της προσεγγιστικής μεθόδου των συντελεστών. Με αυτήν την μέθοδο, γίνεται η παραδοχή ότι η ζητούμενη μετακίνηση ισούται με την μετακίνηση ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτηρίου, τροποποιημένη με κατάλληλους συντελεστές ώστε να συνεκτιμηθούν οι παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτηρίου. Αυτοί οι παράγοντες είναι:

- Η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης
- Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβάθμιου συστήματος και του «κόμβου ελέγχου» του κτηρίου.
- Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση.
- Η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση.

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά τα βήματα της μεθόδου

### 4.7.1. Δημιουργία εξιδανικευμένης καμπύλης ικανότητας

Αφού εξάγουμε τις καμπύλες ικανότητας από το λογισμικό, με χρήση του προγράμματος Bilin θα δημιουργήσουμε τις εξιδανικευμένες καμπύλες ικανότητας, με τη διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω. Αξίζει να σημειωθεί, ότι στον ανελαστικό κλάδο η καμπύλη έχει κλίση  $\alpha K_e$ , όπου το  $\alpha$  δεν πρέπει να ξεπερνάει την τιμή 0,1, έτσι ώστε να είναι συμβατή με τις υπόλοιπες παραδοχές της μεθόδου.



Εικόνα 48:Εξιδανίκευση καμπύλης ικανότητας με διγραμμική καμπύλη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### 4.7.2. Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου

Ο υπολογισμός βασίζεται σε ιδιομορφική ανάλυση στη διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την αρχική ελαστική δυσκαμψία  $K_i$ . Για να υπολογίσουμε τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο που αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία  $K_e$ , χρησιμοποιούμε τη σχέση:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

#### 4.7.3. Υπολογισμός φασματικής επιτάχυνσης

Από το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα που ορίσαμε παραπάνω υπολογίζουμε την φασματική ψευδοεπιτάχυνση  $S_e$  για ιδιοπερίοδο  $T_e$ .

#### 4.7.4. Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών γίνεται με την σχέση:

$$\Delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

#### 4.7.5. Υπολογισμός διορθωτικών συντελεστών

- $C_0$ : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$  ( $S_d = [T_e^2 / 4\pi^2] \cdot S_e$ ), με την πραγματική μετακίνηση  $\delta_t$  της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. (§5.7.3.4). Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.
- $C_1$ : Ο λόγος  $\delta_{inel}/\delta_{el}$  της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτηρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T_e \geq T_c, \text{ και}$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_c / T_e] / R \text{ για } T_e < T_c,$$

όπου  $T_c$  η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης του Ευρωκώδικα και  $R=V_e/V_y$  ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$R = \frac{S_e / g}{V_y / W} \cdot C_m$$

Η αντίσταση διαρροής  $V_y$  υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτηρίου. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος  $V_y/W$  στη σχέση μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτήρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτήρια με αμιγώς πλαίσιακό σύστημα.

- C2: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω Πίνακα. Για τιμές  $T_e$  μεταξύ 0.1 s και  $T_c$  πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1s$		$T_e \geq T_c$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 21: Τιμές του συντελεστή C2

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτήρια πριν το 1985, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτήρια από το 1985 και έπειτα, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον Πίνακα διαφοροποίηση του C2 με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

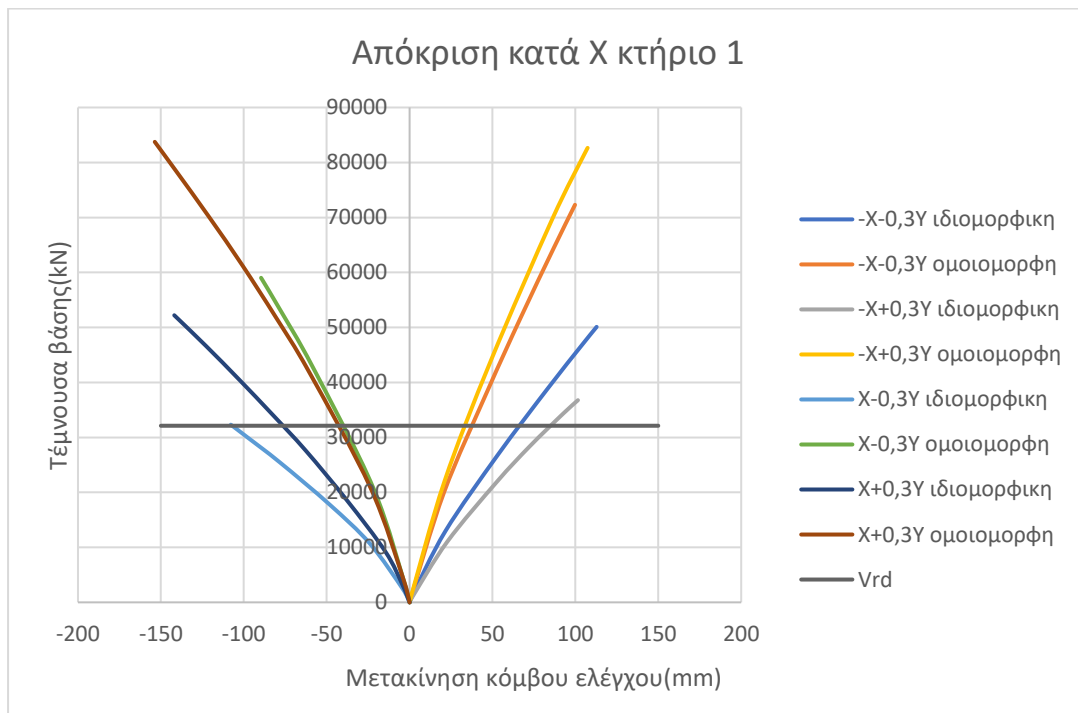
- C3: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P -Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς  $1+5(\theta -0.1)/T e$ , όπου  $\theta$  ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας. Στη συνήθη (για κτήρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου  $\theta < 0.1$ , λαμβάνεται  $C3=1$

#### 4.8. Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων για τα τρία κτήρια (Κτήριο 1,2 και 3)

Παρακάτω, παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας των κτηρίων, όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις στο Etabs. Στην συνέχεια θα παρουσιάσουμε τον έλεγχο στοχευόμενης μετακίνησης στη δυσμενέστερη φόρτιση σε κάθε διεύθυνση. Δυσμενέστερη φόρτιση θεωρούμε αυτή που παρουσιάζει την μικρότερη κλίση ελαστικού κλάδου και την μικρότερη τέμνουσα βάση. Αξίζει να σημειωθεί πως παρατηρήθηκε ότι η τιμές της τέμνουσας βάσης έβγαιναν πολύ υψηλές. Για αυτό έγινε έλεγχος της διατμητικής αντοχής της κατασκευής και είδαμε ότι οι καμπύλες ξεπερνάνε τις τιμές  $V_{Rd}$  κάτι που σημαίνει ότι τα κτήρια έχουν ψαθυρή αστοχία, κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο λόγω της ύπαρξης πολλών τοιχίων. Έτσι, σε κάθε ανάλυση που κάνουμε θα ελέγχουμε και αν η στοχευόμενη μετακίνηση ξεπερνάει την διατμητική αντοχή, κάτι το οποίο σημαίνει ότι το κτήριο δεν επαρκεί. Για την  $V_{Rd}$  υπολογίστηκε η διατμητική αντοχή όλων των κατακόρυφων στοιχείων της στάθμης του ισογείου.

##### 4.8.1. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 1

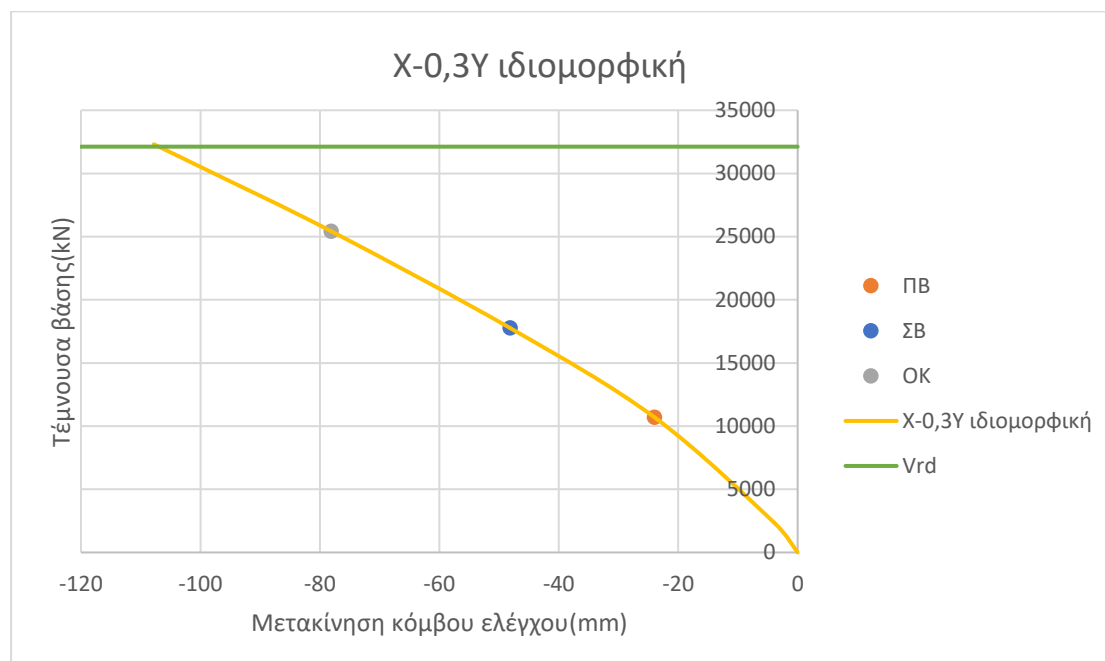
###### 4.8.1.1. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 1 στην διεύθυνση X-X'



Σχήμα 6: Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 1 στη διεύθυνση X

Δυσμενέστερη φόρτιση είναι ο συνδυασμός Χ-0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων, καθώς έχει ελαστικό κλάδο με την μικρότερη κλίση, καθώς και την μικρότερη τέμνουσα βάση. Παρατηρούμε ότι η κατασκευή παρουσιάζει μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα για τις φορτίσεις με ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων φορτίων, κάτι το οποίο είναι λογικό καθώς σε αυτήν τη φόρτιση ενεργοποιείται μεγαλύτερο ποσοστό μάζας σε σχέση με την ιδιομορφική κατανομή. Τέλος βλέπουμε ότι η  $V_{rd}$ , έχει αρκετά χαμηλότερη τιμή από τις μέγιστες  $V$  που αναπτύσσονται στις καμπύλες. Μόνο μία καμπύλη δεν αναπτύσσει τέμνουσα σχεδόν ίση με αυτήν. Η τιμή της διατμητικής αντοχής για το κτήριο 1 είναι  $V_{rd}=32119\text{kN}$ .

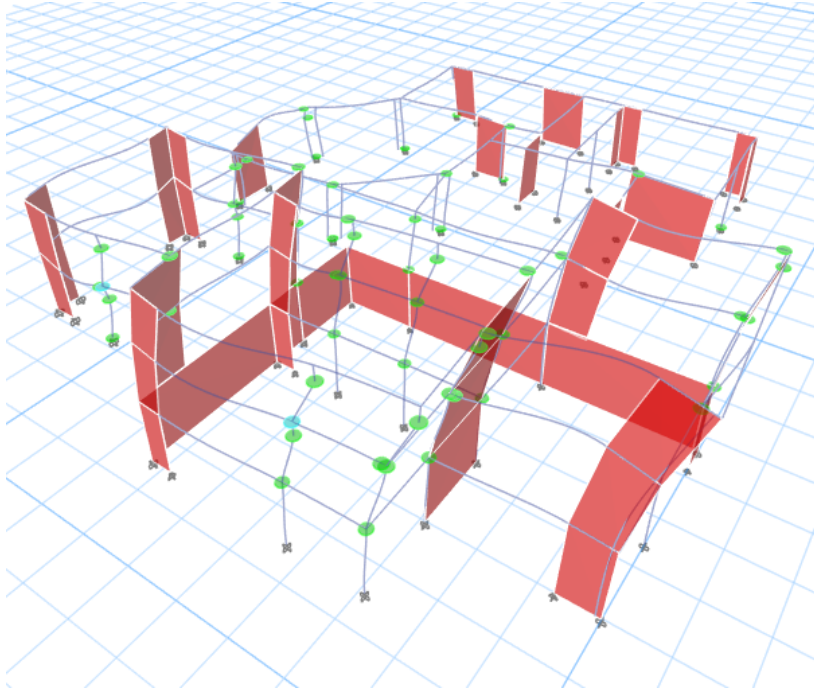
Παρακάτω παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της φόρτισης Χ-0,3Υ ιδιομορφική.



Σχήμα 7: Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 1 για το συνδυασμό Χ-0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή

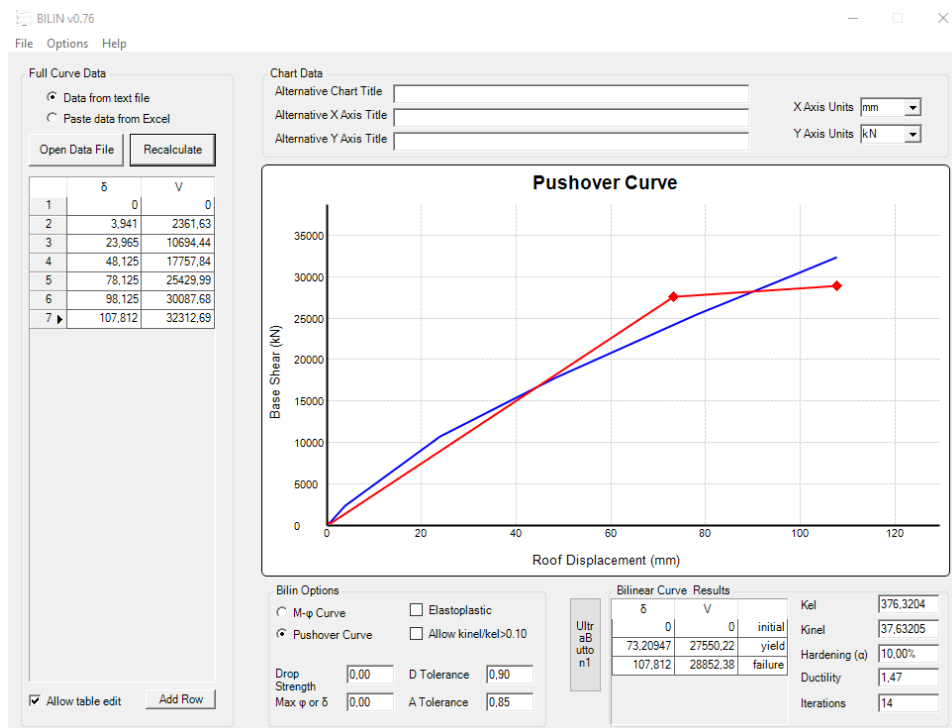
Οι στρογγυλές κουκίδες δείχνουν τις θέσεις των σταθμών επιτελεστικότητας της κατασκευής. Η κάθε στάθμη επιλέγεται με κριτήριο το βήμα όπου ένα πρωτεύον στοιχείο (πχ. υποσύλωμα, τοιχίο) ξεπεράσει την συγκεκριμένη στάθμη. Η στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» ορίστηκε για μετακίνηση  $d=0,048125\text{m}$ , όπου τα υποστυλώματα Κ32 και Κ33 ξεπερνούν τη συγκεκριμένη στάθμη. Ακόμα, βλέπουμε ότι οι  $V_{rd}$  είναι πάνω και από τη στάθμη «ΟΚ».





Εικόνα 49:Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Στη συνέχεια πραγματοποιούμε τη διγραμμοποίηση της καμπύλης ικανότητας, με το πρόγραμμα Bilin, για να εφαρμόσουμε τη μέθοδο των συντελεστών.

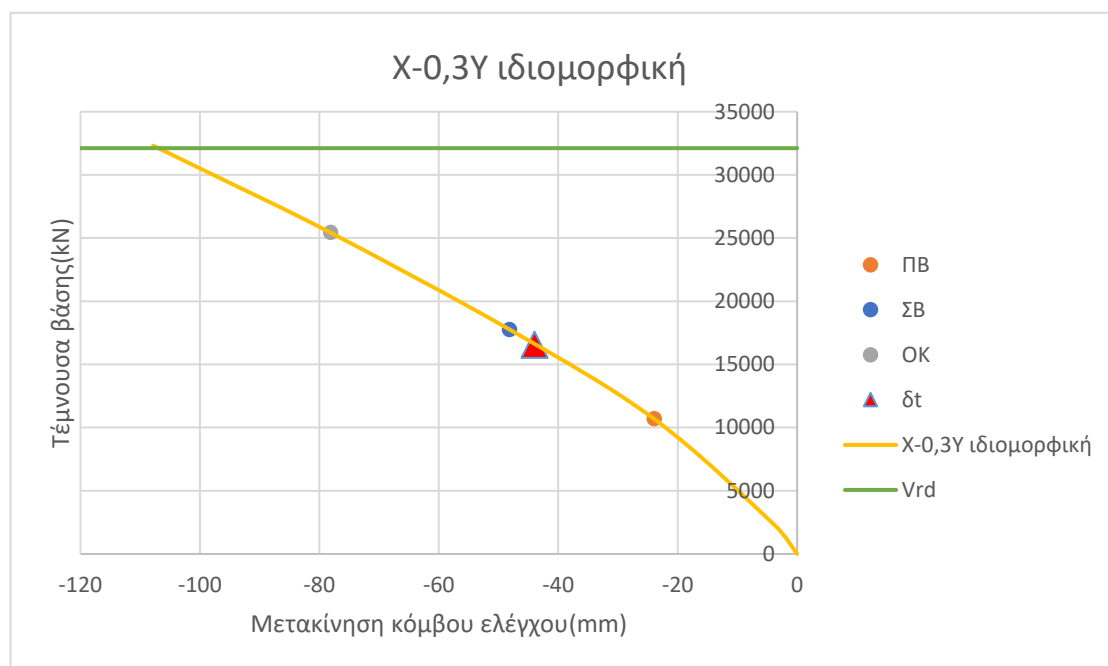


Εικόνα 50::Διγραμμοποίηση καμπύλης ικανότητας Χ-0,3Υ ιδιομορφικής

Χρησιμοποιήθηκαν τα εξής δεδομένα για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης.

c0	c1	c2	c3	Sa	Tel
1,2	1,295	1,17	1	5,29	0,425

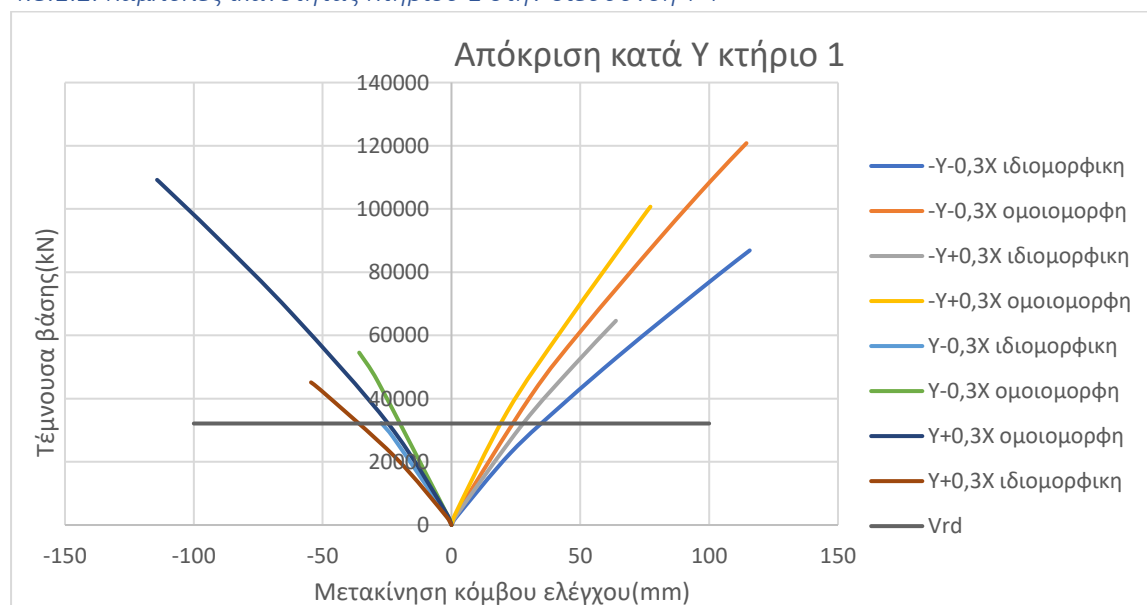
Η στοχευόμενη μετακίνηση προ έκυψε  $\delta t=0,043976m$ .



Σχήμα 8: Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό X-0,3Y με ιδιομορφική κατανομή

Όπως βλέπουμε και από το σχήμα η στόχος αποτίμησης B1 ικανοποιείται οριακά σε αυτή την φόρτιση.

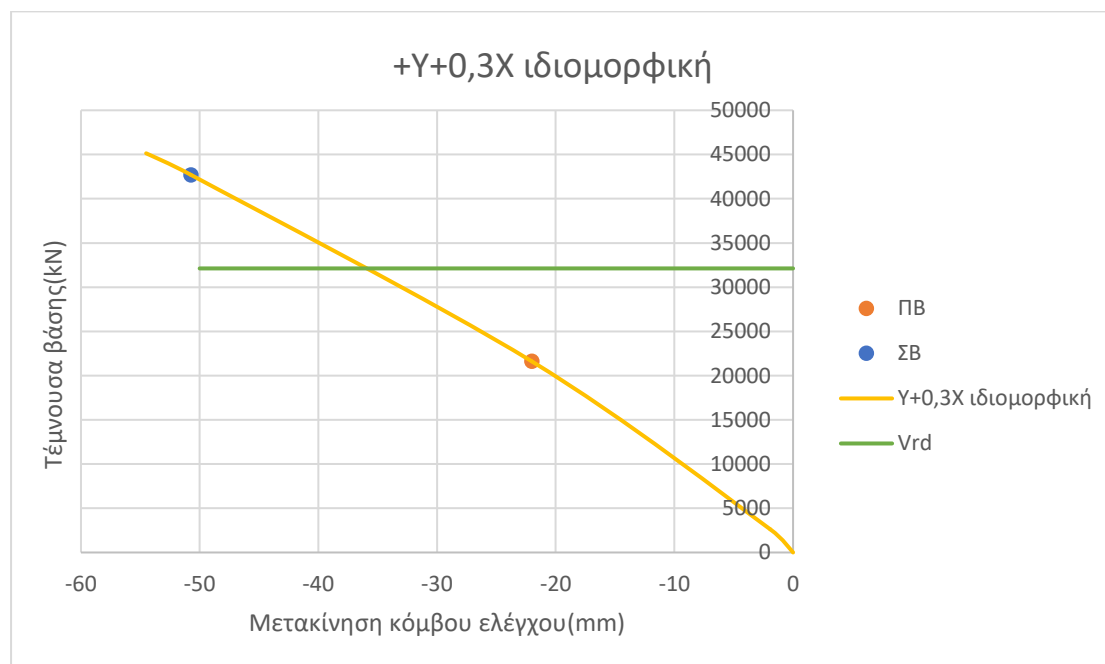
#### 4.8.1.2. Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 1 στην διεύθυνση Y-Y'



Σχήμα 9: Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 1 στη διεύθυνση Y

Δυσμενέστερη φόρτιση είναι η  $\gamma+0,3X$  με ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων. Η συγκεκριμένη φόρτιση αναπτύσσει τη μικρότερη τέμνουσα βάσης, ενώ ο ελαστικός της κλάδος έχει την μικρότερη κλίση. Παρατηρούμε ότι και σε αυτήν την διεύθυνση η κατασκευή, όταν φορτίζεται με την ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων οι καμπύλες ικανότητας έχουν μικρότερη κλίση στον ελαστικό κλάδο. Και εδώ βλέπουμε ότι αναπτύσσονται τέμνουσες αρκετά μεγαλύτερες της  $V_{rd}$ .

Παρακάτω παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της φόρτισης  $\gamma+0,3X$



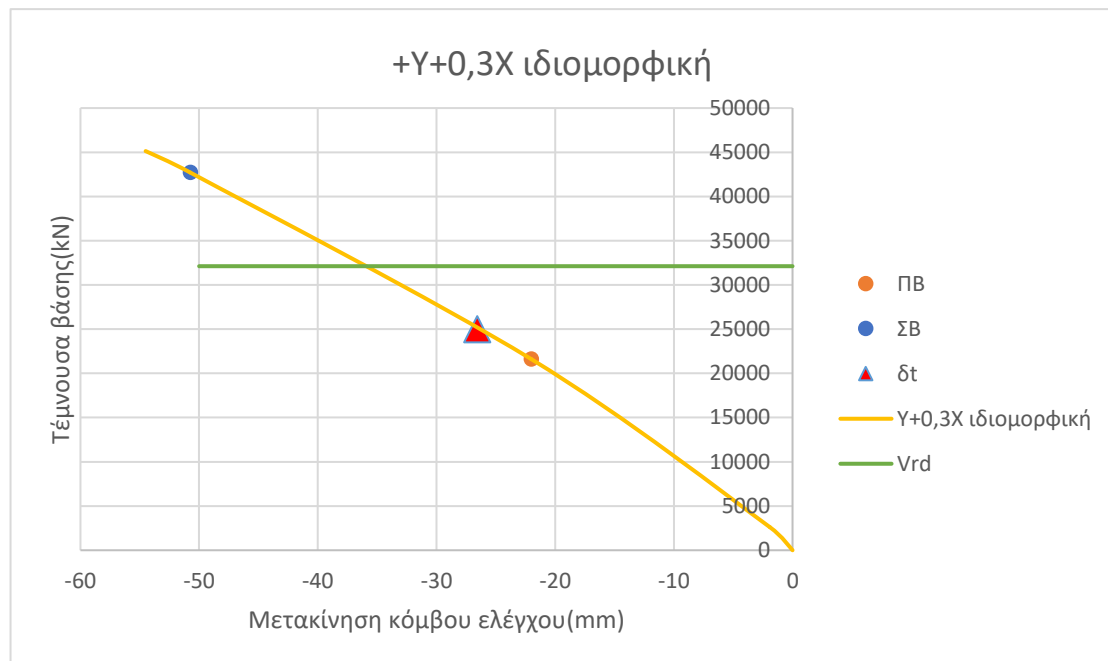
Σχήμα 10: Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 1 για το συνδυασμό  $\gamma+0,3X$  με ιδιομορφική κατανομή

Η στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» ορίστηκε για μετακίνηση  $d=0,050745m$ . Παρατηρούμε ότι η διατμητική αστοχία συμβαίνει πριν αυτήν την στάθμη, επομένως αυτό θα είναι και το κριτήριο μας για την επάρκεια του κτηρίου.

Τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για την μέθοδο των συντελεστών είναι:

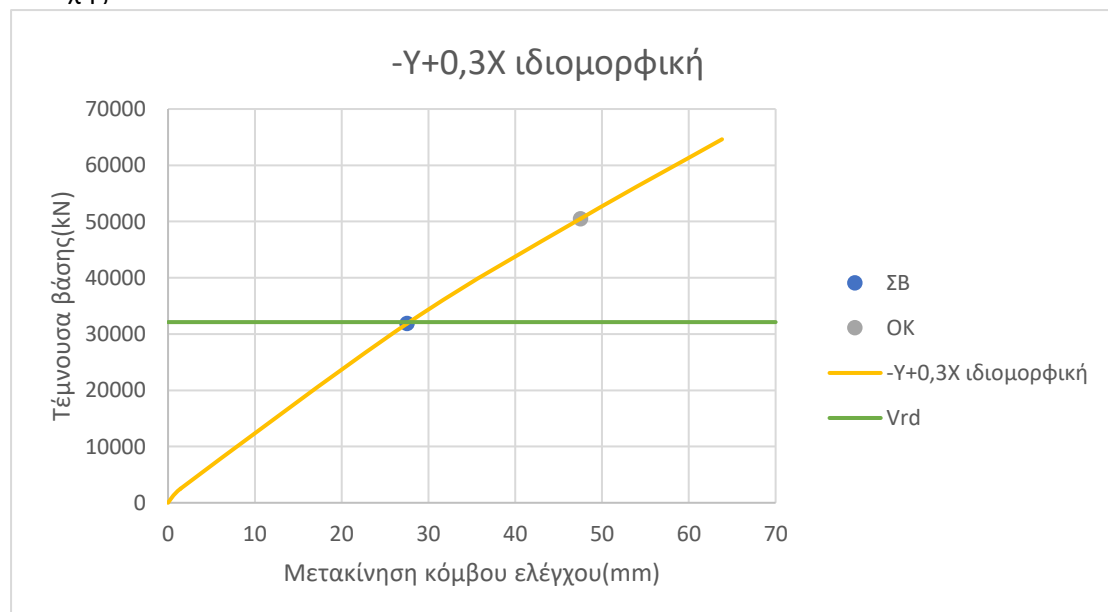
$d_y$ (mm)	$V_y$ (kN)	$d_u$ (mm)	$V_u$ (kN)	$K_{el}$ (kN/m)	$c_0$	$c_1$	$c_2$	$c_3$	$S_a$ ( $m/s^2$ )	$T_{el}$ (sec)
39,645	38187,82	54,508	39619,52	963251	1,2	1,9	1,23	1	5,29	0,265

Η στοχευόμενη μετακίνηση προέκυψε  $\delta t=0,026578m$ . Όπως βλέπουμε, ο στόχος αποτίμησης ικανοποιείται άνετα στην διεύθυνση Y.



Σχήμα 11: Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Y+0,3X με ιδιομορφική κατανομή

Παρότι στην δυσμενέστερη φόρτιση ο στόχος ικανοποιείται άνετα, στην φόρτιση -Y+0,3X ο στόχος αποτίμησης ικανοποιείται οριακά. Αυτό συμβαίνει, επειδή το υποστυλωμα T26, ξεπερνάει το στόχο για αρκετά μικρή μετακίνηση. Συγκεκριμένα, λόγω αυτού του υποστυλώματος, η κατασκευή σε αυτήν τη φόρτιση φτάνει στην κρίσιμη στάθμη επιτελεστικότητας μόλις για μετακίνηση  $d=0,027531m$ . Παρατηρούμε ότι η τιμή είναι οριακά πάνω από την τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης που είχαμε στην δυσμενέστερη φόρτιση. Επιπλέον, παρατηρούμε ότι η στάθμη «ΣB» συμβαίνει στο όριο της διατμητικής αντοχής.

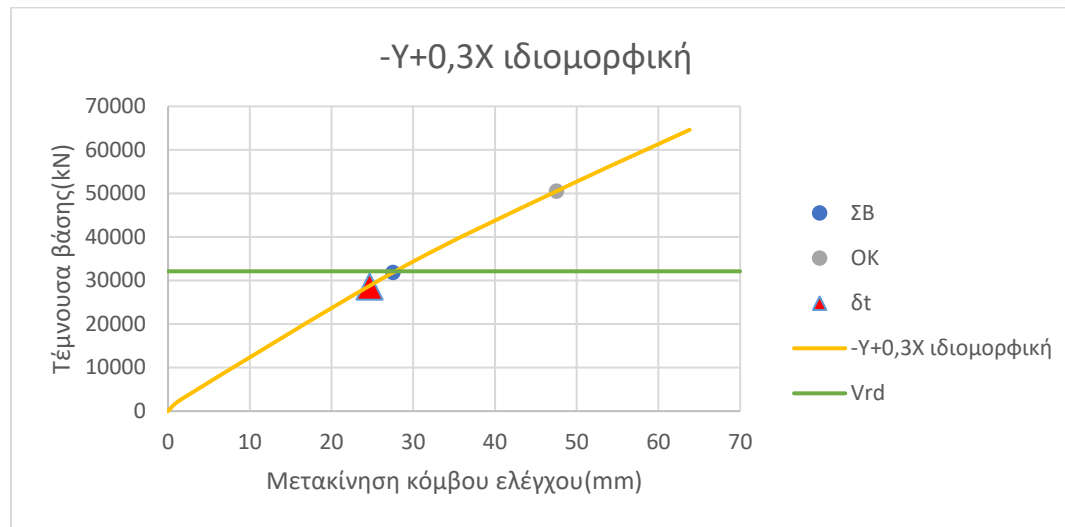


Σχήμα 12: Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 1 για το συνδυασμό -Y+0,3X με ιδιομορφική κατανομή

Για την μέθοδο των συντελεστών χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω στοιχεία:

dy (mm)	Vy (kN)	du (mm)	Vu (kN)	Kel(kN/m)	c0	c1	c2	c3	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Tel (sec)
48,637	55638,5	63,823	57375,7	1143952	1,2	2,02	1,24	1	5,29	0,247

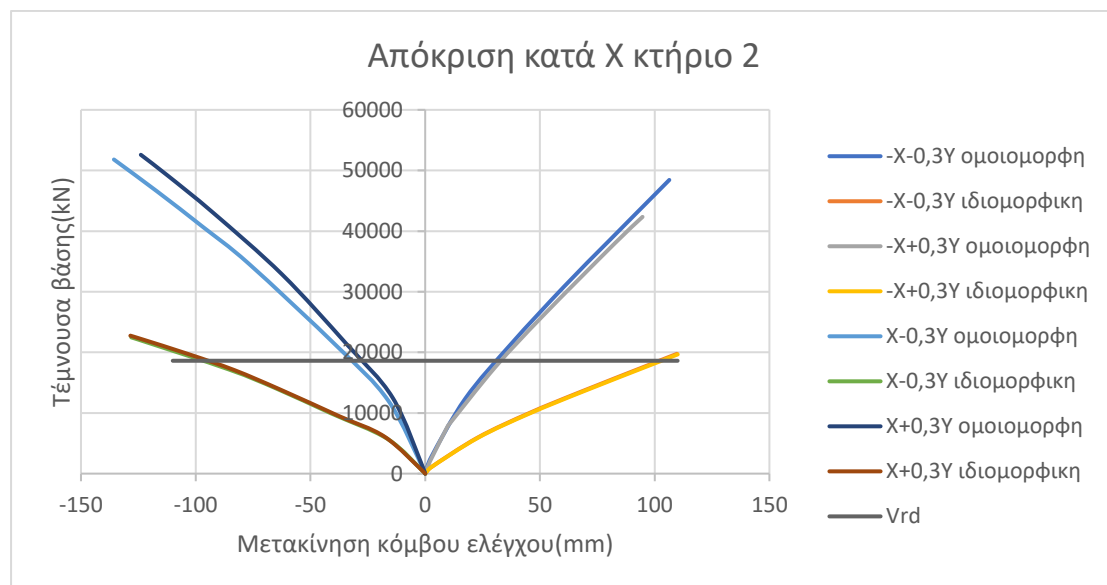
Όπως αναμενόταν, η στοχευόμενη μετακίνηση για αυτήν την φόρτιση προκύπτει λίγο μικρότερη από αυτήν της προηγούμενης φόρτισης, ένα αποτέλεσμα το οποίο είναι λογικό αφού σε αυτήν την φόρτιση η καμπύλη ικανότητας είχε μεγαλύτερη κλίση στον ελαστικό κλάδο. Συγκεκριμένα, η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης είναι  $\delta t = 24,648 \text{ mm} = 0,024648 \text{ m}$ . Όπως βλέπουμε, στην συγκεκριμένη περίπτωση η κατασκευή ικανοποίησε οριακά τον στόχο αποτίμησης.



Σχήμα 13: Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Y+0,3X με ιδιομορφική κατανομή

#### 4.8.2. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 2

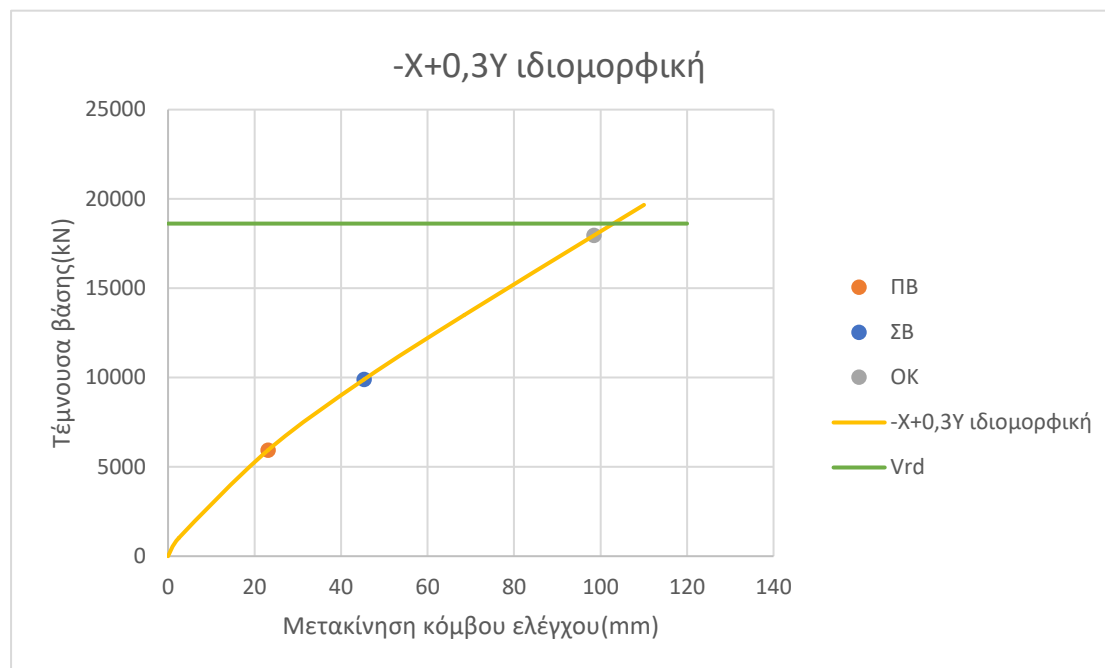
##### 4.8.2.1. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 2 στην διεύθυνση X-X'



Σχήμα 14: Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 2 στη διεύθυνση X

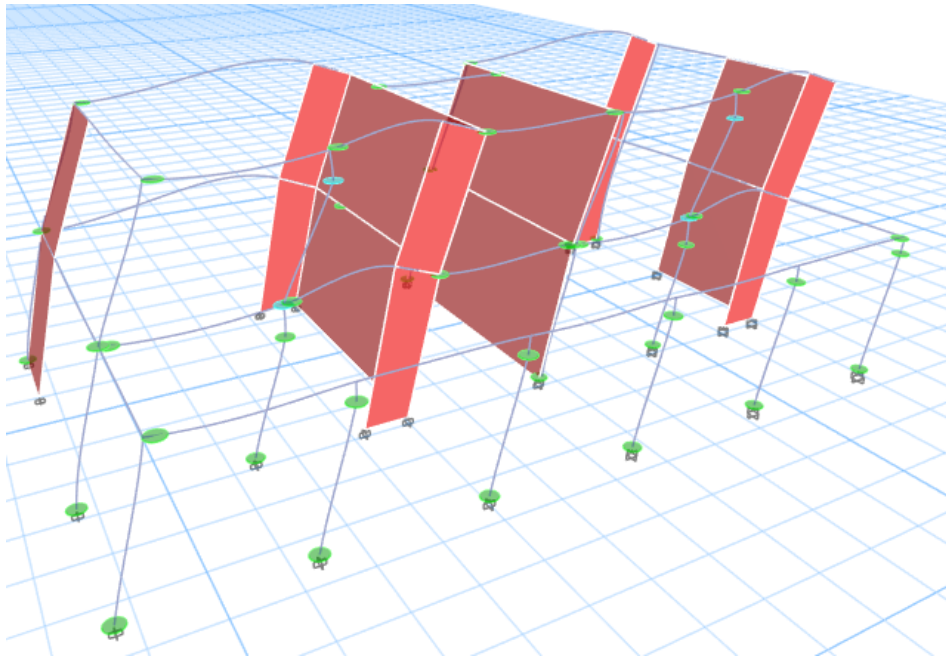
Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι ο  $-X+0,3Y$  για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων. Παρατηρούμε ότι το κτήριο συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά ως την κατάρρευση. Επιπλέον παρατηρούμε και εδώ ότι αναπτύσσονται τέμνουσες μεγαλύτερες από την  $V_{rd}$ , στην ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων, κάτι το οποίο σημαίνει ότι το κτήριο αστοχεί από διάτμηση με ψαθυρό τρόπο. Αντίθετα, στην ιδιομορφική κατανομή η τέμνουσα που αναπτύσσεται είναι κοντά σε αυτήν της αντοχής. Η τιμή της διατμητικής αντοχής είναι  $V_{rd}=18620\text{kN}$ .

Παρακάτω, παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της ιδιομορφικής φόρτισης  $-X+0,3Y$



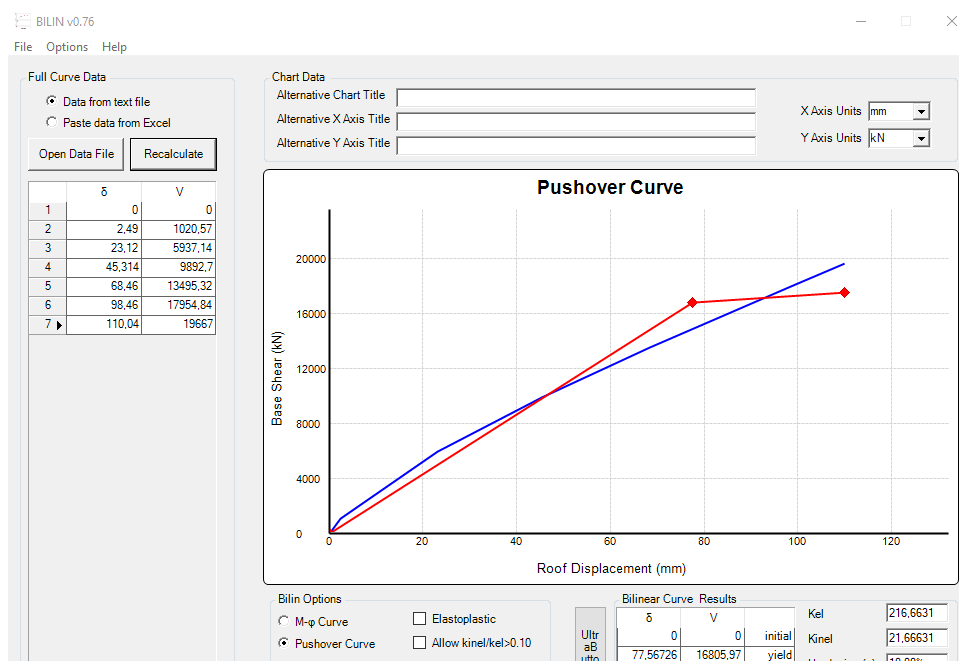
Σχήμα 15: Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 2 για το συνδυασμό  $-X+0,3Y$  με ιδιομορφική κατανομή

Βλέπουμε ότι η στάθμη του στόχου αποτίμησης «Σημαντικές βλάβες» υπολογίστηκε για μετακίνηση  $d=45,314\text{mm}=0,045314\text{m}$ . Όσον αφορά τη στάθμη «ΣΒ», κρίσιμα είναι τα υποστυλώματα K42 και K44 του α' ορόφου, τα οποία σε αυτήν την μετακίνηση έχουν αναπτύξει γωνία στροφής μεγαλύτερη από την ορισμένη για τη συγκεκριμένη στάθμη. Φαίνεται ότι σε αυτήν τη φόρτιση κρίσιμη θα είναι η αποτίμηση, καθώς η τιμή της διατμητικής αντοχής ξεπερνάει αυτές των σταθμών επιτελεστικότητας.



Εικόνα 51: Βήμα όπου τα πρώτα κατακόρυφα στοιχεία φτάνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Στην συνέχεια έγινε διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας με το λογισμικό Bilin τα αποτελέσματα του οποίου παρουσιάζονται παρακάτω. Παρατηρούμε, την επιβεβαίωση ότι η κατασκευή παρουσιάζει πολύ μικρή πλαστιμότητα, από το πόσο μικρός είναι ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης, καθώς και από το ότι το λογισμικό υπολόγισε την τιμή της πλαστιμότητας ως  $\mu=1,42$ .



Εικόνα 52: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας  $-X+0,3Y$  ιδιομορφικής

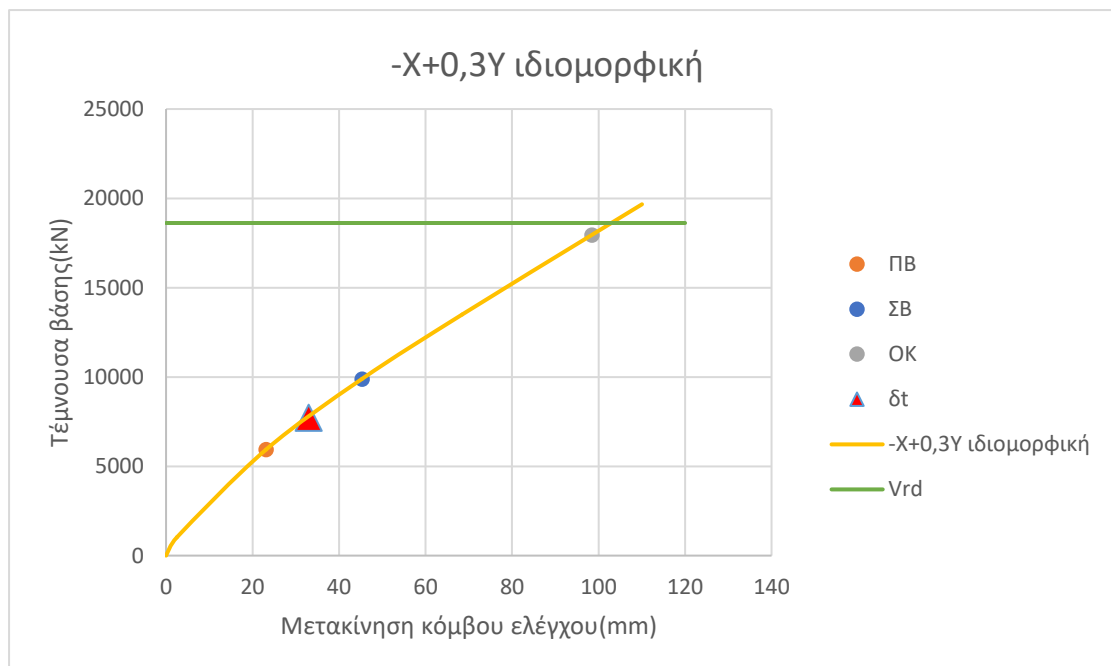
Εικόνα 53: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας  $Y+0,3X$  ιδιομορφικής

Εικόνα 54: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας  $-X+0,3Y$  ιδιομορφικής

Έπειτα εφαρμόστηκε η μέθοδος των συντελεστών για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης, όπου και χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω στοιχεία:

c0	c1	c2	c3	Sa	Tel
1,2	1,562	1,206	1	5,29	0,336

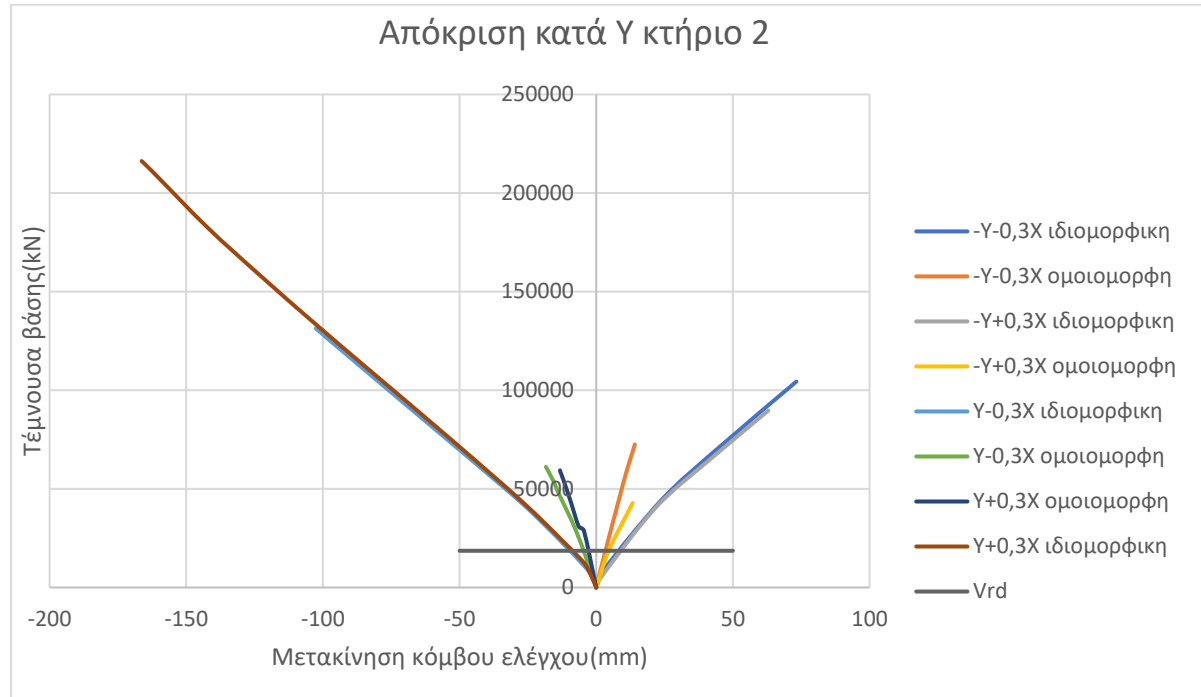
Η τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης είναι  $\delta t = 33,036 \text{ mm} = 0,033036 \text{ m}$ . Παρατηρούμε ότι αυτή η τιμή είναι λίγο μικρότερη από την διατμητική αντοχή του κτηρίου, κάτι το οποίο σημαίνει ότι το κτήριο επαρκεί οριακά.



Σχήμα 16: Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -X+0,3Y με ιδιομορφική κατανομή



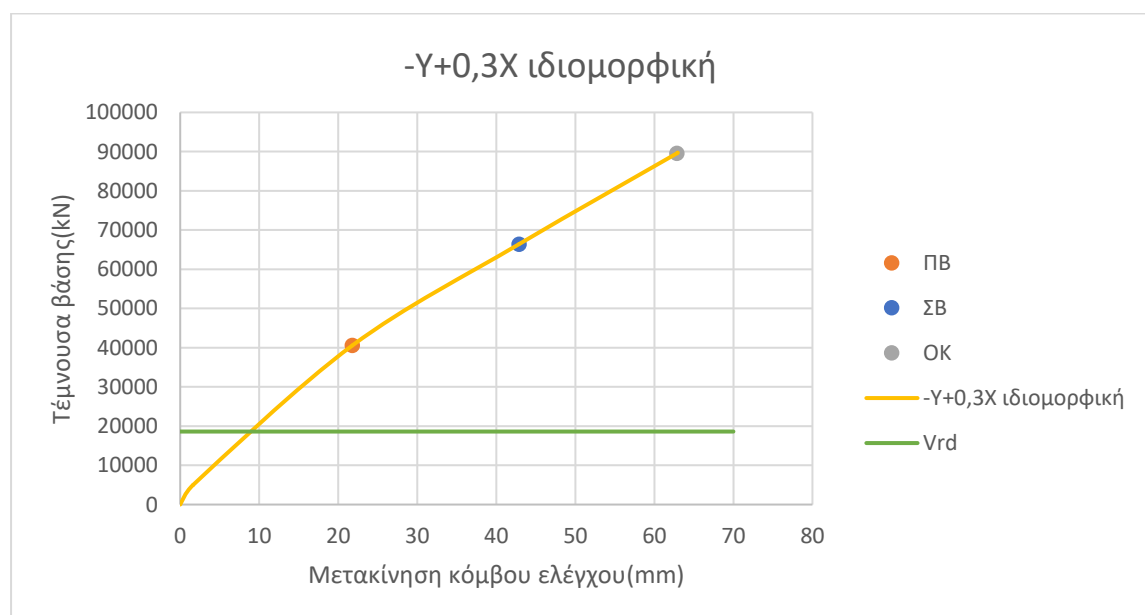
4.8.2.2. Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 2 στην διεύθυνση Y-Y'



Σχήμα 17: Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 2 στη διεύθυνση Y

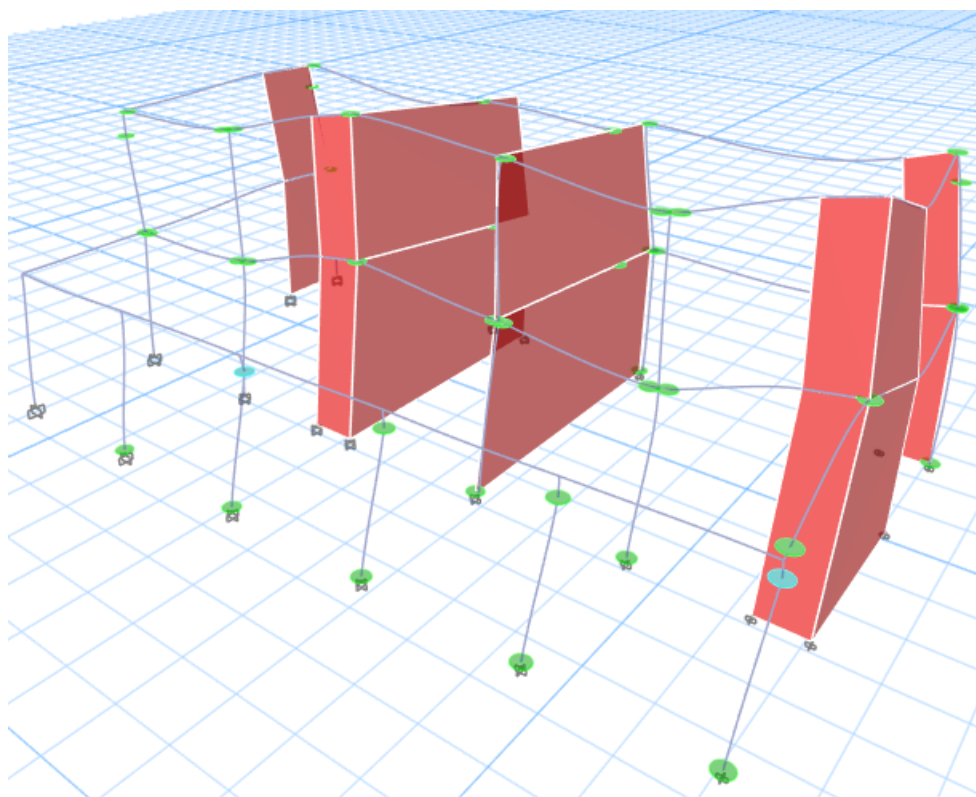
Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι ο -Y+0,3X για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων, καθώς παρουσιάζει την μικρότερη κλίση και την μικρότερη τέμνουσα από τις υπόλοιπες φορτίσεις της ιδιομορφικής κατανομής. Και εδώ παρατηρούμε ότι οι φορτίσεις της ομοιόμορφης κατανομής των φορτίων δίνουν καμπύλες με πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με τις αντίστοιχες της ιδιομορφικής, ενώ σε όλες τις φορτίσεις αναπτύσσεται μεγαλύτερη τέμνουσα από την Vrd.

Εξάγεται η καμπύλη ικανότητας για την οποία θα ελέγξουμε την κατασκευή



Σχήμα 18: Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 2 για το συνδυασμό -Y+0,3X με ιδιομορφική κατανομή

Η κρίσιμη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» ορίστηκε για μετακίνηση  $d=42,857\text{mm}=0,042857\text{m}$ . Βλέπουμε όμως στο διάγραμμα ότι η διατμητική αστοχία προηγείται της επίτευξης της στάθμης, επομένως είναι και το κρίσιμο κριτήριο. Παρακάτω βλέπουμε ότι για την στάθμη «ΣΒ» κρίσιμα είναι τα υποστυλώματα K36 και K39.

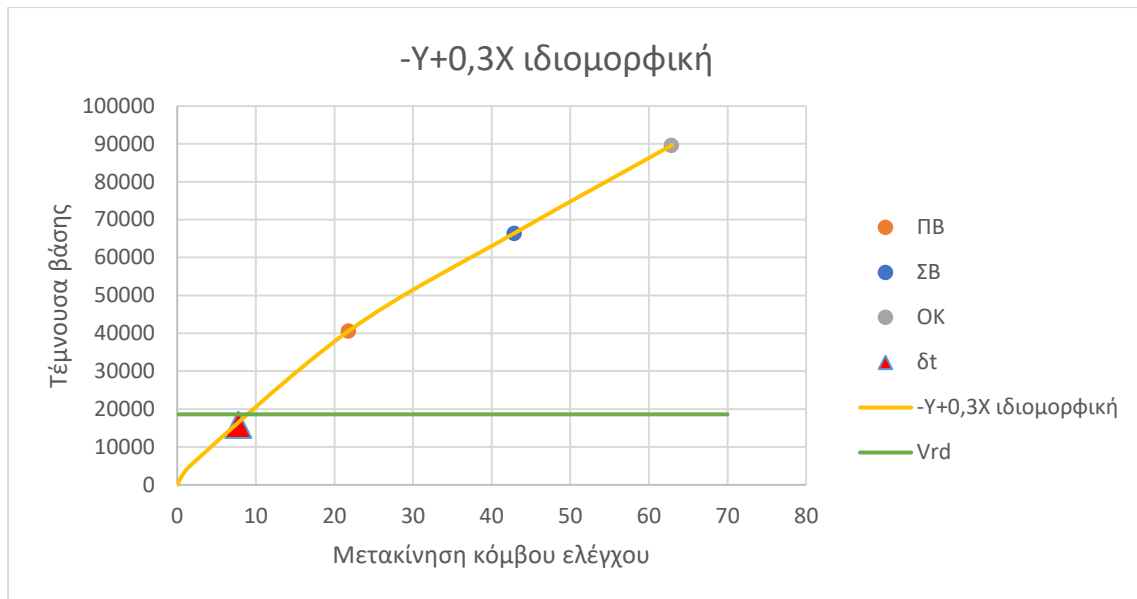


Εικόνα 55: Βήμα όπου τα πρώτα κατακόρυφα στοιχεία φτάνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Στη συνέχεια έγινε διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας και βρέθηκε η στοχευόμενη μετακίνηση χρησιμοποιώντας τα παρακάτω στοιχεία:

dy (mm)	Vy (kN)	du (mm)	Vu (kN)	Kel(kN/m)	c0	c1	c2	c3	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Tel (sec)
42,083	74275,92	62,935	77967,69	1764978	1,2	3,543	1,293	1	3,993	0,118

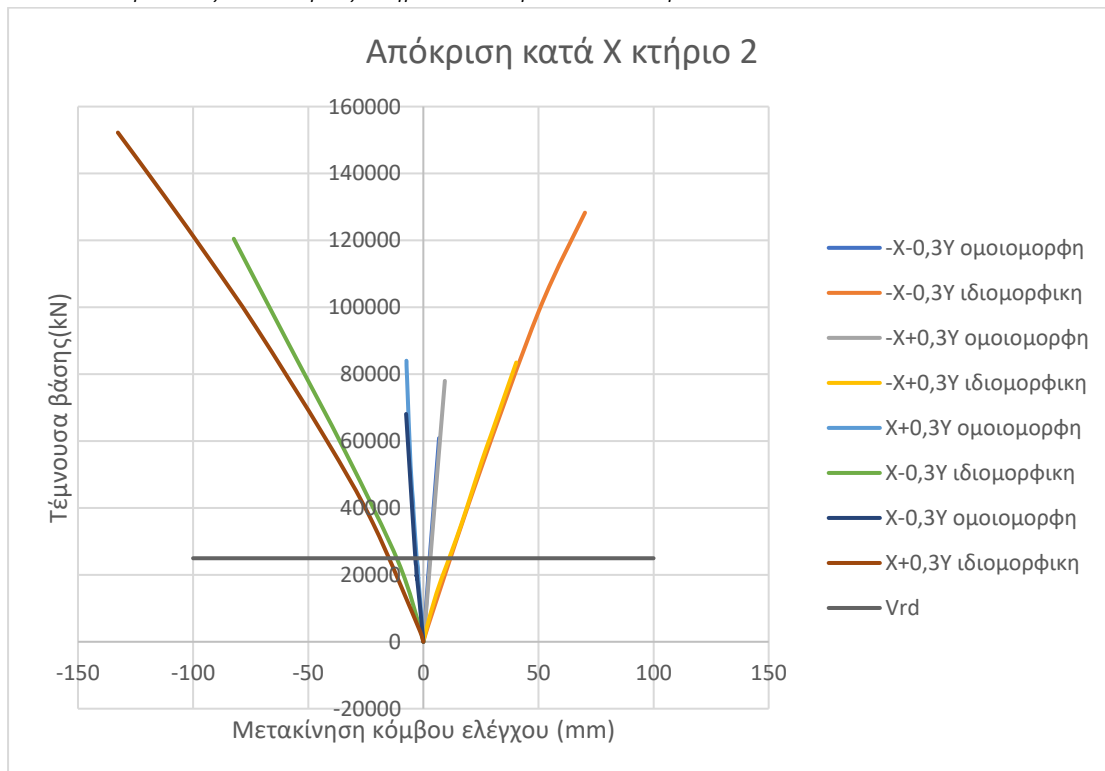
Η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει  $d_t=7,777\text{mm}=0,00777\text{m}$ , μία τιμή που είναι μικρότερη από την τιμή της διατμητικής αστοχίας, επομένως το κτήριο επαρκεί. Για την περίπτωση όπου το κτήριο δεν αστοχούσε πρώτα σε τέμνουσα, βλέπουμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση είναι πολύ μικρότερη από την στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες», ενώ στην συγκεκριμένη περίπτωση ικανοποιείται ακόμα και η στάθμη «Περιορισμένες βλάβες», η οποία έχει τιμή  $d=21,781\text{mm}=0,021781\text{m}$ . Αυτά τα αποτελέσματα είναι λογικά, αν λάβουμε υπόψιν ότι στον άξονα Y «λειτουργούν» τα 4 μεγάλα τοιχώματα του κτηρίου, βελτιώνοντας πολύ τη συμπεριφορά της κατασκευής.



Σχήμα 19:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Y+0,3X με ιδιομορφική κατανομή

### 4.8.3. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 3

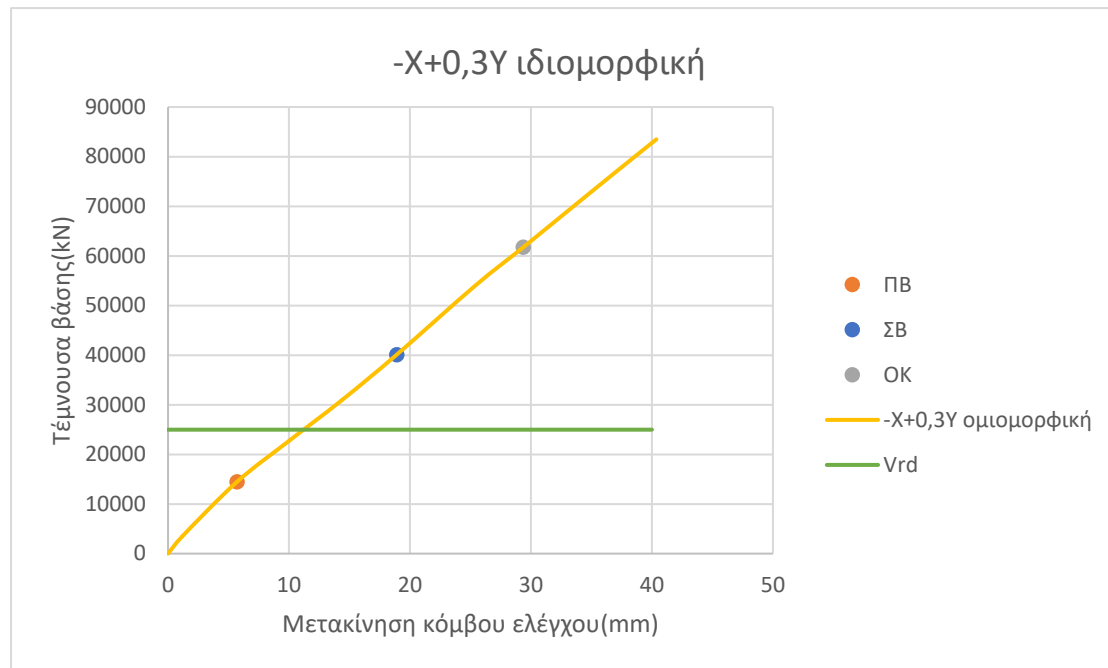
#### 4.8.3.1. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 3 στην διεύθυνση X-X'



Σχήμα 20:Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 3 στη διεύθυνση X

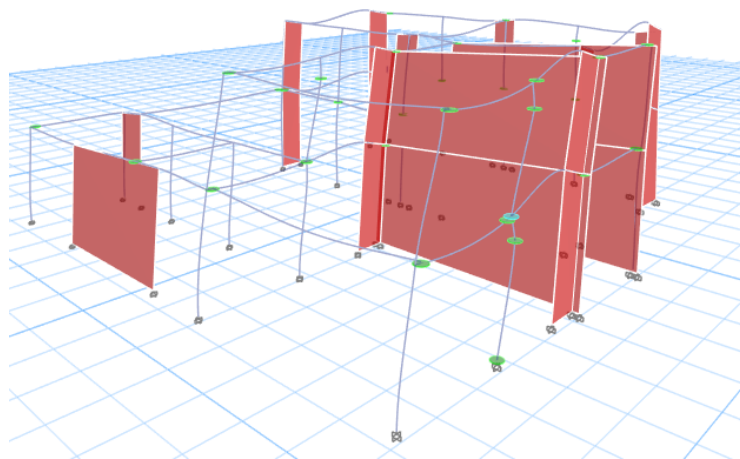
Δυσμενέστερη φόρτιση είναι ο συνδυασμός -X+0,3Y για ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων, καθώς είναι η φόρτιση με τον μικρότερο ελαστικό κλάδο, ενώ αναπτύσσει την μικρότερη τέμνουσα βάσης. Παρατηρούμε ότι το κτήριο δεν μπορεί να παραλάβει την τέμνουσα που αναπτύσσεται στις φορτίσεις, επομένως αναμένεται ψαθυρή αστοχία σε τέμνουσα.

Η καμπύλη ικανότητας για την ομοιόμορφη φόρτιση -X+0,3Υ είναι



Σχήμα 21: Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 3 για το συνδυασμό -X+0,3Υ με ιδιομορφική κατανομή

Η στάθμη «Σημαντικές βλάβες» ορίστηκε για μετακίνηση  $d=18,896\text{mm}=0,018896\text{m}$ . Βλέπουμε όμως, ότι προηγείται η διατμητική αστοχία του κτηρίου, επομένως αυτός θα είναι και ο κρίσιμος έλεγχος. Όσον αφορά τη στάθμη «ΣΒ», το κρίσιμο υποσύλωμα είναι το Κ13 που ξεπερνάει την γωνία στροφής χορδής που έχει οριστεί για αυτήν την στάθμη.

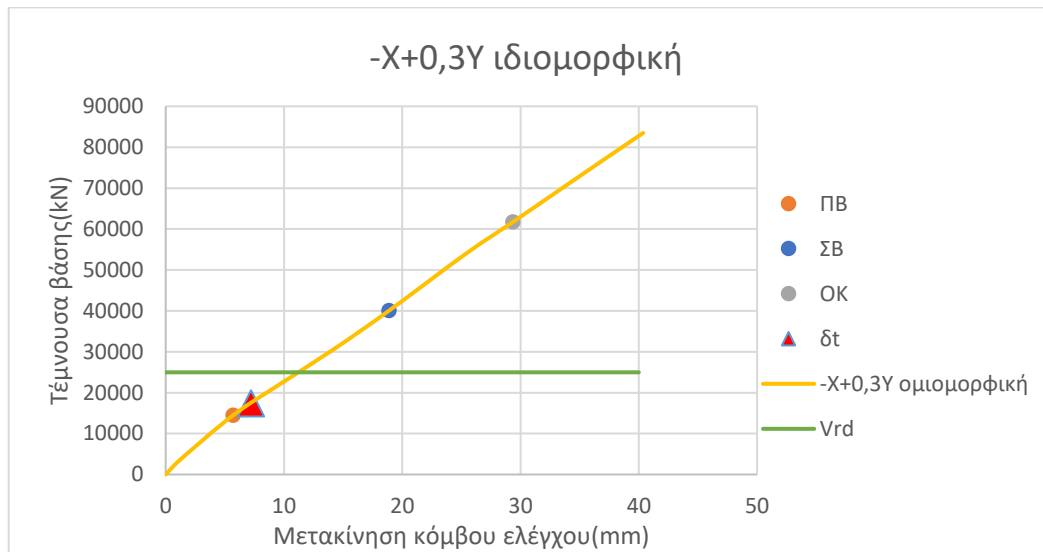


Εικόνα 56: Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Από την στιγμή που η καμπύλη είναι ουσιαστικά μια ευθεία γραμμή, δεν υπάρχει νόημα διγραμμικοποίησης. Για την μέθοδο των συντελεστών χρησιμοποιήθηκαν τα στοιχεία:

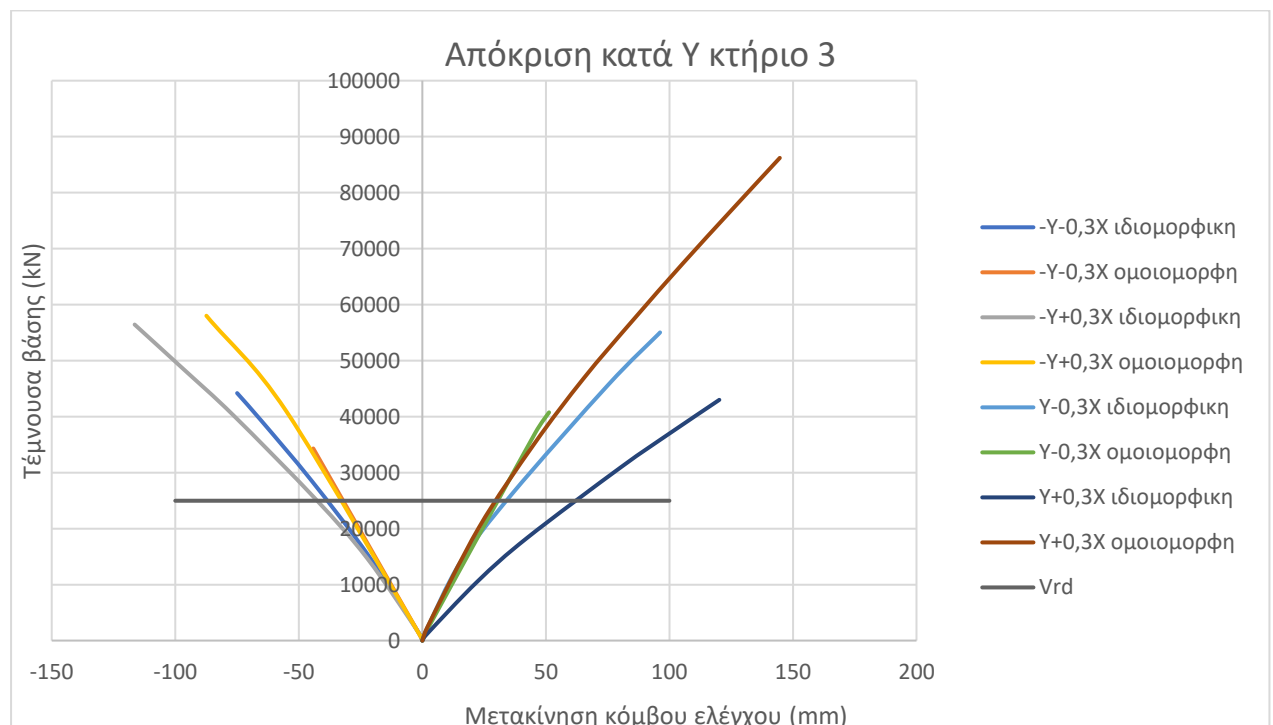
dy (mm)	Vy (kN)	du (mm)	Vu (kN)	Kel(kN/m)	c0	c1	c2	c3	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Tel (sec)
5,692	14457,02	29,368	61745,73	1764978	1,2	3,65	1,295	1	3,913	0,113

Η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει  $\delta t = 7,21 \text{ mm} = 0,00721 \text{ m}$ . Παρατηρούμε ότι και εδώ ο στόχος αποτίμησης ικανοποιείται με σχετική ευκολία, ενώ ο στόχος μετακίνησης προηγείται της κρίσιμης διατμητικής αστοχίας, επομένως το κτήριο επαρκεί.



Σχήμα 22: Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό  $-X+0,3Y$  με ιδιομορφική κατανομή

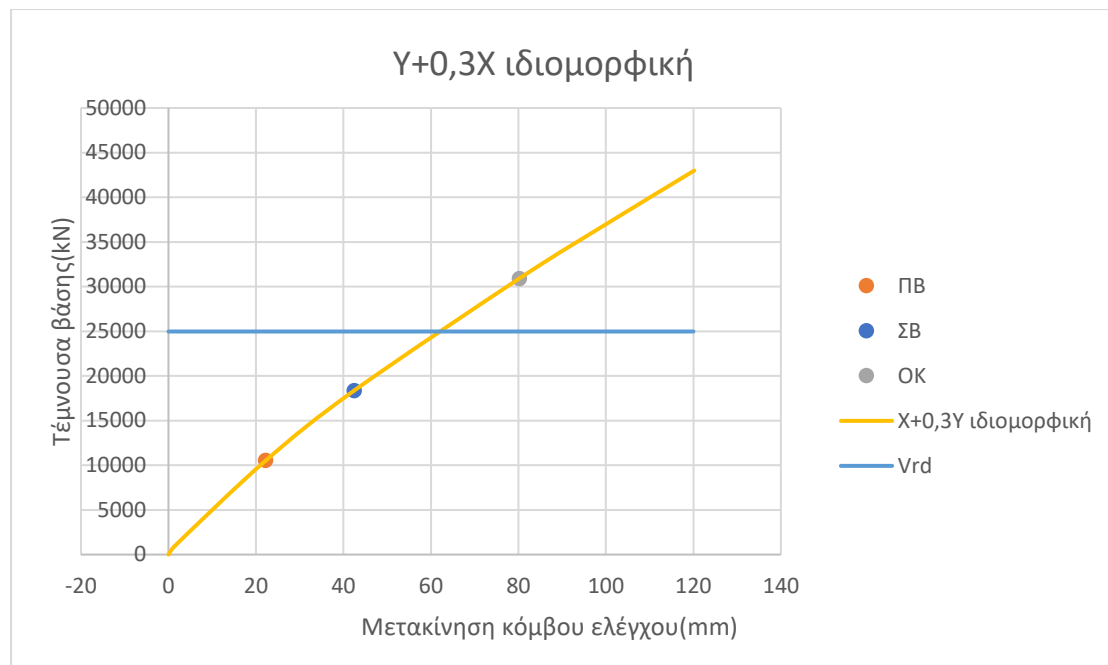
#### 4.8.3.2. Καμπύλες ικανότητας Κτηρίου 3 στην διεύθυνση Y-Y'



Σχήμα 23: Καμπύλες ικανότητας κτηρίου 3 στη διεύθυνση Y

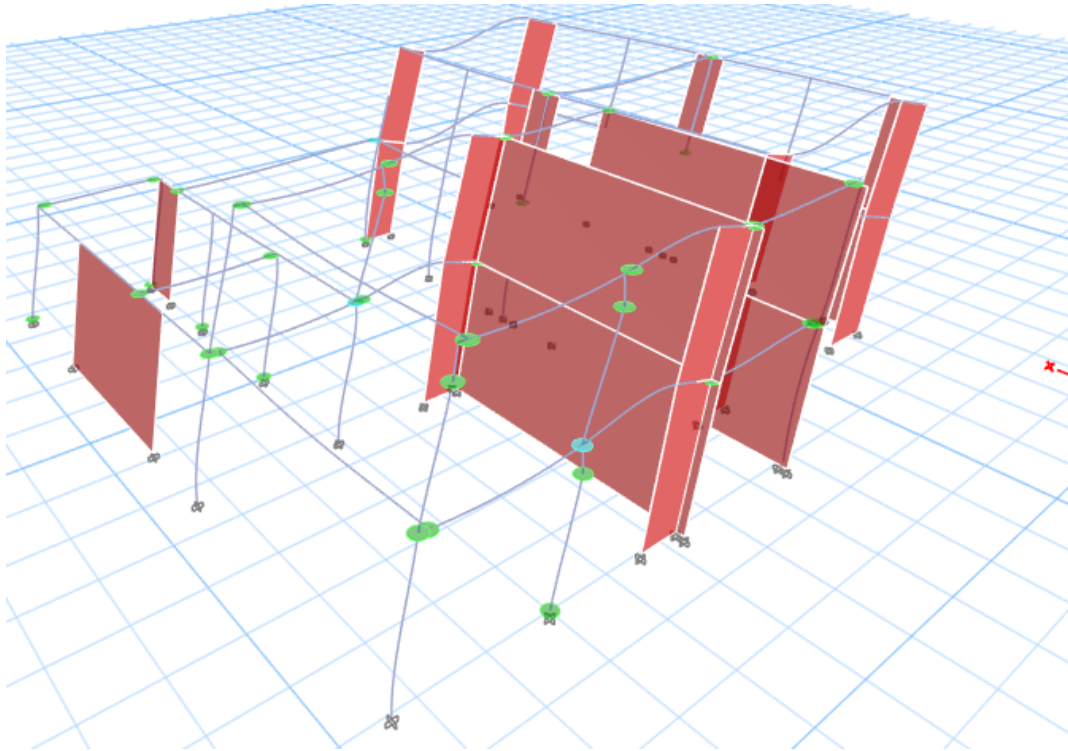
Δυσμενέστερη φόρτιση είναι η Υ+0,3Χ για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων, καθώς έχει την μικρότερη κλίση και αναπτύσσει τη μικρότερη τέμνουσα βάση. Βλέπουμε και εδώ ότι η ύπαρξη των τοιχωμάτων κάνει την απόκριση της κατασκευής να είναι σχεδόν ελαστική.

Εξάγουμε τη φόρτιση την οποία θα ελέγχουμε.



Σχήμα 24: Καμπύλη ικανότητας κτηρίου 3 για το συνδυασμό Υ+0,3Χ με ιδιομορφική κατανομή

Η μετακίνηση για την στάθμη «ΣΒ» είναι  $d=42,49\text{mm}=0,04249\text{m}$ . Σε αυτό το βήμα τα υποστυλώματα Κ12 και Κ13 αναπτύσσουν γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη από αυτήν που τους έχουμε ορίσει ως στάθμη «ΣΒ».



Εικόνα 57:Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Στην συνέχεια, διγραμμοποιούμε την καμπύλη ικανότητας.



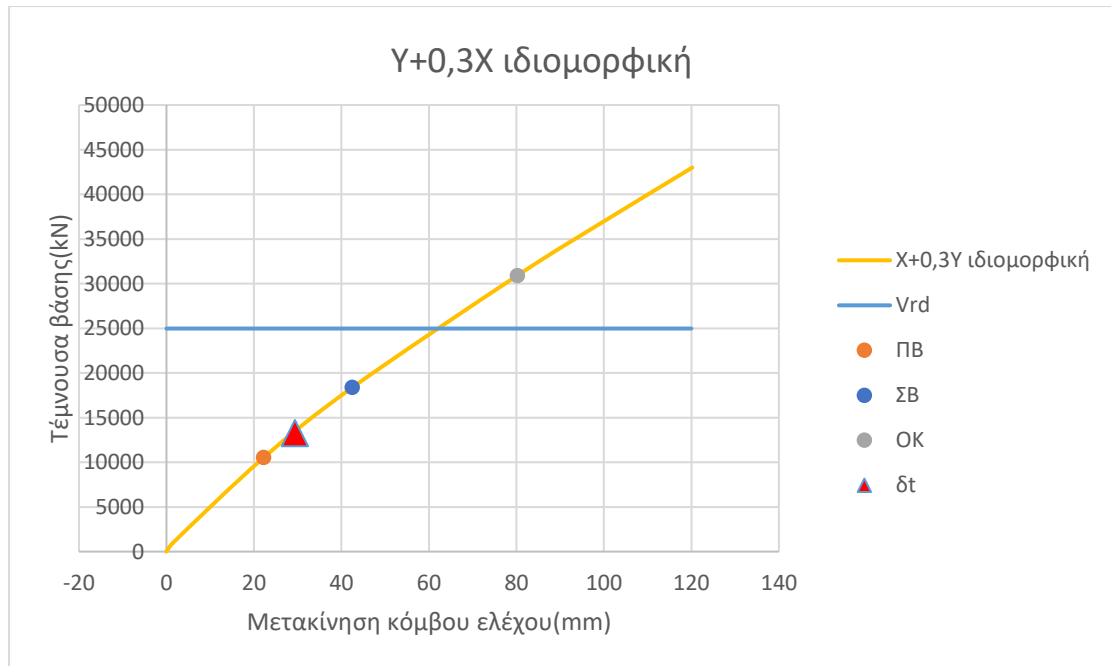
Εικόνα 58:Διγραμμοποίηση καμπύλης ικανότητας  $\gamma+0,3X$  ιδιομορφικής

Επιβεβαιώνεται και μέσω της διγραμμοποίησης, το γεγονός ότι η κατασκευή δεν αναπτύσσει μεγάλη πλαστιμότητα. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με το Bilin πλαστιμότητα της διγραμμοποιημένης καμπύλης είναι μόλις  $\mu=1,27$

Έπειτα εφαρμόζουμε την μέθοδο των συντελεστών χρησιμοποιώντας τα παρακάτω στοιχεία.

c0	c1	c2	c3	Sa	Tel
1,2	1,761	1,224	1	5,29	0,291

Η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει  $\delta t = 29,331 \text{ mm} = 0,029331 \text{ m}$ . Και σε αυτήν την περίπτωση το αποτέλεσμα είναι αναμενόμενο και ο στόχος αποτίμησης ικανοποιείται σχετικά άνετα.



Σχήμα 25: Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Y+0,3X με ιδιομορφική κατανομή

#### 4.9. Αποτελέσματα αλληλεπίδρασης των κτηρίων

Στον παρόν υποκεφάλαιο θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα που βρήκαμε αναλύοντας και τα 3 κτήρια μαζί. Αυτά τα κτήρια ενώνονται με αρμό διαστολής τον οποίο θα προσομοιώσουμε στο λογισμικό με την χρήση κατάλληλων στοιχείων (link element type gar) τα οποία λειτουργούν μόνο σε θλίψη. Στην συνέχεια τα αποτελέσματα θα συγκριθούν με αυτά των μεμονωμένων κτηρίων.



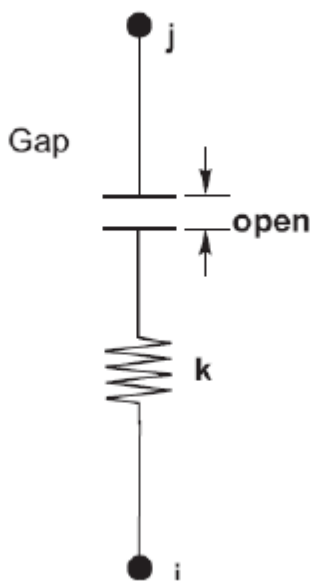
#### 4.9.1 Στοιχεία προσομοίωσης gap elements

Τα Gap Elements είναι στοιχεία σύνδεσης (link elements) με γραμμικές και μη γραμμικές ιδιότητες τα οποία λειτουργούν μόνο σε θλίψη. Για κάθε βαθμό ελευθερίας παραμόρφωσης μπορούν να ορισθούν ανεξάρτητες ιδιότητες. Όλες οι εσωτερικές παραμορφώσεις του στοιχείου είναι ανεξάρτητες. Το κενό της κάθε διεύθυνσης δεν επηρεάζει την συμπεριφορά των παραμορφώσεων των υπολοίπων διευθύνσεων.

Σε περίπτωση που δεν ορισθούν μη γραμμικές ιδιότητες σε κάποιον βαθμό ελευθερίας, τότε το στοιχείο gap λειτουργεί γραμμικά στην αντίστοιχη διεύθυνση, χρησιμοποιώντας την ενεργό δυσκαμψία, η οποία μπορεί να είναι ίση με το μηδέν. Η μη γραμμική σχέση δύναμης παραμόρφωσης δίνεται παρακάτω.

Όπου  $k$  η σταθερά του ελατηρίου και όπου κενό η αρχική απόσταση, η οποία πρέπει να είναι είτε μηδέν, είτε θετική. Στην περίπτωση μας ορίστηκε ίση με 10cm όση η διάσταση πάχους του αρμού διαστολής. Όσον αφορά τη σταθερά του ελατηρίου αυτή λήφθηκε ίση με 3000000kN/m, έτσι ώστε να διασφαλιστεί η λειτουργία των στοιχείων. Αξίζει να σημειωθεί ότι η ανάλυση με τιμή του  $K$  μεγαλύτερη από αυτήν που χρησιμοποιήσαμε δεν μπορούσε να ολοκληρωθεί λόγω μη σύγκλισης της μεθόδου επίλυσης.

$$f = \begin{cases} k(d + \text{κενό}) & \text{αν } d + \text{κενό} < 0 \\ 0 & \text{σε άλλη περίπτωση} \end{cases}$$



Εικόνα 60: Συμπεριφορά gap element κατά την αξονική παραμόρφωση του

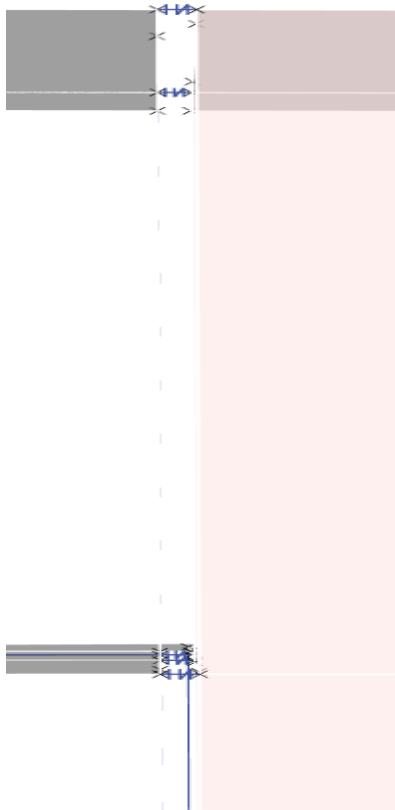
Εικόνα 59: Ορισμός μη γραμμικών παραμέτρων gap element

Ο ορισμός του gap element έγινε με τις παρακάτω εντολές:

Define → Section Properties → Define Link/Support Properties → Add New Property  
 Και στο πεδίο link type ορίστηκε η επιλογή gap.

Εικόνα 61:Ορισμός μη gap element

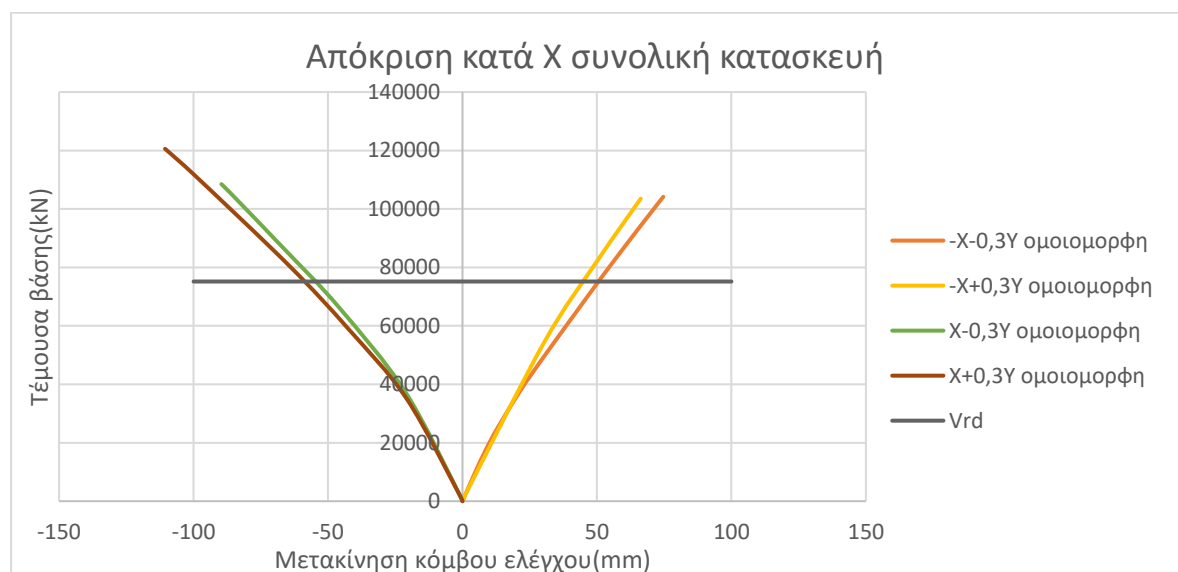
Η σύνδεση των κτηρίων με τα gap elements έγινε σε κατάλληλα σημεία στο ύψος των πλακών, μεταξύ των κόμβων των υποστυλωμάτων που βρίσκονται στις περιοχές που συνορεύουν τα κτήρια. Όσον αφορά τη σύνδεση των κτηρίων 1,3 των οποίων οι πλάκες βρίσκονται σε διαφορετικά ύψη, η σύνδεση έγινε στο ύψος της πλάκας του κτηρίου 1, κάτι το οποίο θα οδηγήσει τα υποστυλώματα του κτηρίου 3 που συμμετέχουν στην σύνδεση να συμπεριφερθούν ως «κοντά» υποστυλώματα. Για αυτόν τον λόγο στα συγκεκριμένα υποστυλώματα θεωρήθηκε ότι έχουν τον μισό εγκάρσιο οπλισμό από τον πραγματικό τους. Τέλος, διατηρήθηκε η διαφορετική διαφραγματική λειτουργία των κτηρίων, έτσι ώστε να ελεγχθεί η πιθανότητα κρούσης μεταξύ των κτηρίων λόγω της επιβολής των οριζόντιων φορτίων της Push over. Για τον λόγο αυτό έγινε ανάλυση μόνο για ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων, αφού οι ιδιομορφές ενεργοποιούν μικρό ποσοστό της συνολικής μάζας.



Εικόνα 62: Τρισδιάστατη όψη σύνδεσης κτηρίων 1 και 2 με προσομοίωση αρμού μέσω gar element

#### 4.9.2. Αποτελέσματα της ενωμένης κατασκευής

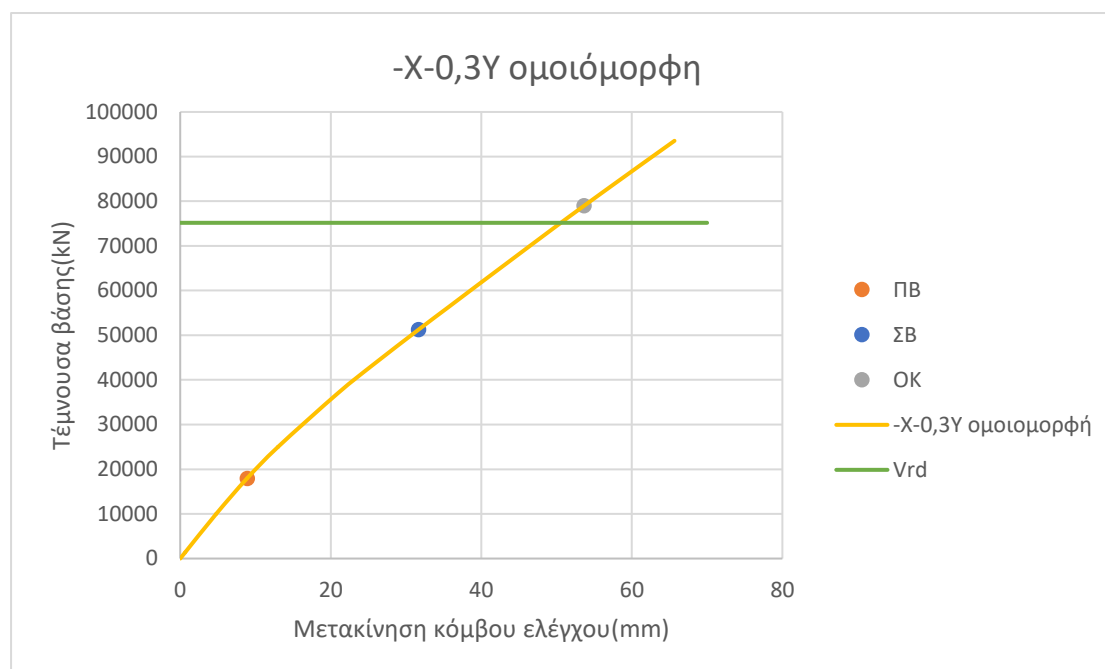
##### 4.9.2.1. Αποτελέσματα της ενωμένης κατασκευής στην διεύθυνση X-X'



Σχήμα 26: Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση X

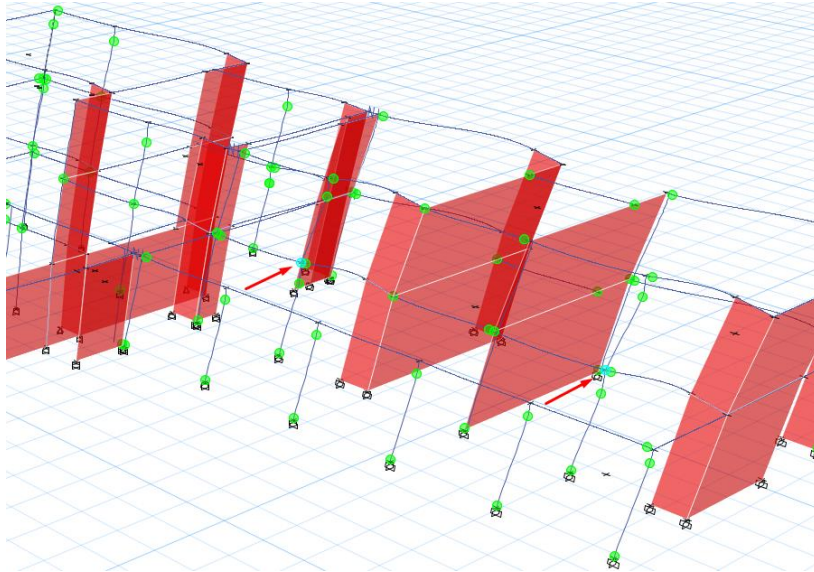
Δυσμενέστερη φόρτιση είναι η -X-0,3Y, καθώς έχει τη μικρότερη κλίση και συγκριτικά με τον άλλο δυσμενή συνδυασμό, τον X+0,3Y, αναπτύσσει μικρότερη τέμνουσα βάσης. Παρατηρούμε και σε αυτές τις καμπύλες ότι η απόκριση του κτηρίου είναι σχεδόν ελαστική, λόγω της ύπαρξης πολλών τοιχιών. Ακόμα βλέπουμε ότι η ενωμένη κατασκευή παρουσιάζει, μεγάλη αύξηση σε διατμητική αντοχή, κάτι το οποίο σημαίνει ότι δύσκολα θα είναι το κρίσιμο κριτήριο ελέγχου, παρά το γεγονός ότι οι καμπύλες αναπτύσσουν και πάλι μεγαλύτερες τέμνουσες. Η τιμή της διατμητικής αντοχής είναι  $V_{rd} = 75715 \text{ kN}$ .

Εξάγουμε την καμπύλη ικανότητας από το λογισμικό:



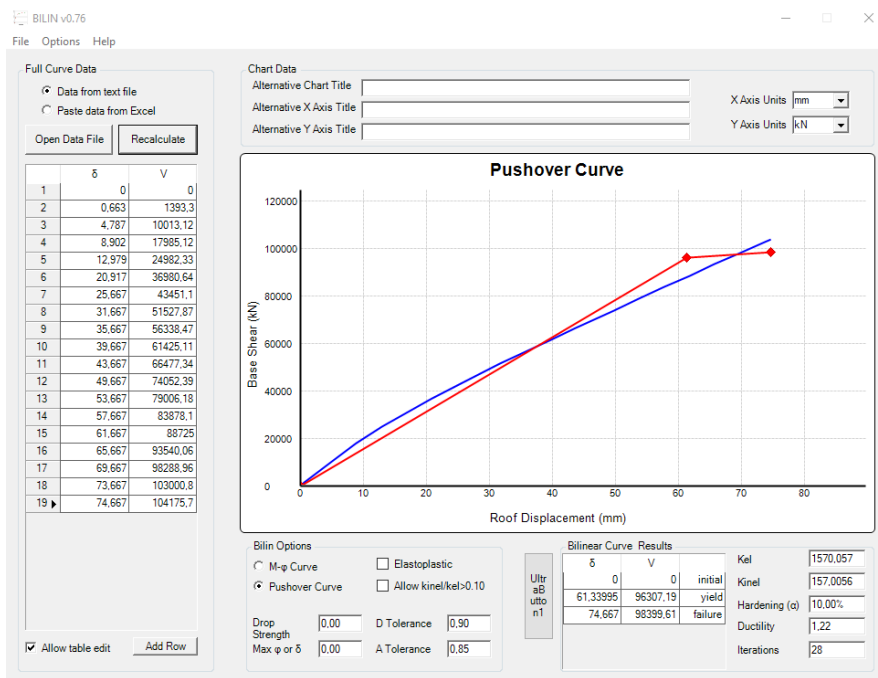
Σχήμα 27: Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό -X-0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή

Η στάθμη «Σημαντικές βλάβες ορίστηκε για μετακίνηση  $d = 31,667 \text{ mm} = 0,031667 \text{ m}$ . Στο συγκεκριμένο παρατηρούμε ότι τα υποστυλώματα K42 και K44 του α' ορόφου του κτηρίου 2 έχουν αναπτύξει γωνία στροφής χορδής που ξεπερνάει αυτήν που είχαμε ορίσει για την στάθμη επιτελεστικότητας που μας ενδιαφέρει. Επιπλέον βλέπουμε ότι η διατμητική αστοχία συμβαίνει λίγο πριν την στάθμη «ΟΚ», επιβεβαιώνοντας ότι δεν θα είναι ο κρίσιμος έλεγχος.



Εικόνα 63:Βήμα όπου τα πρώτα κατακόρυφα στοιχεία φτάνουν τη στάση επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Στην συνέχεια διγραμμοποιούμε την καμπύλη:

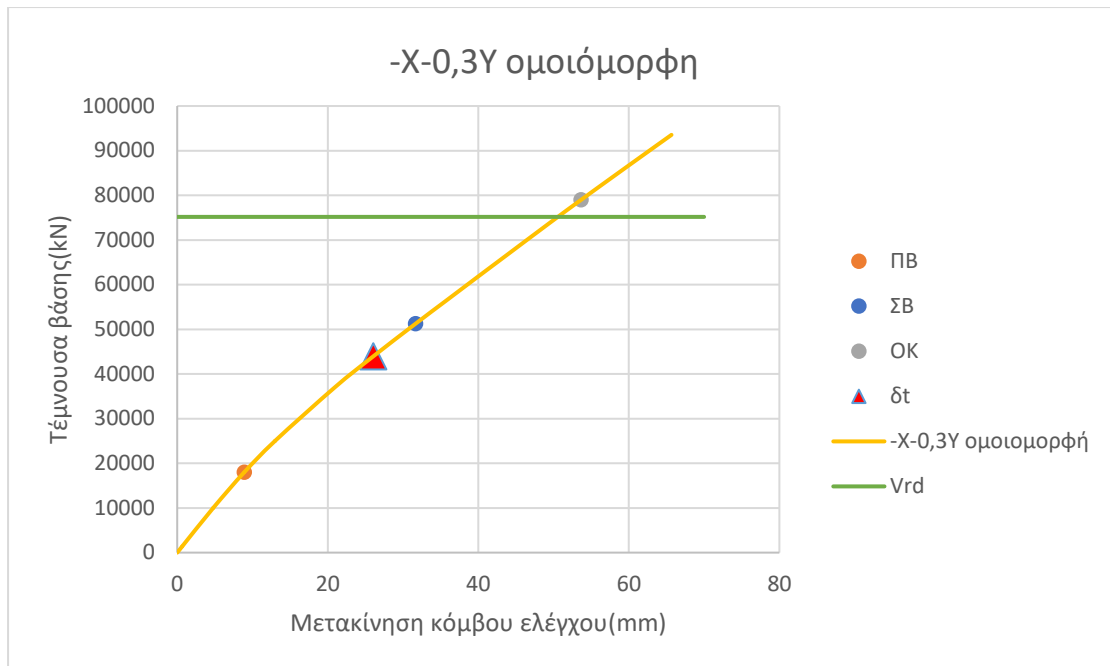


Εικόνα 64:Διγραμμοποίηση καμπύλης ικανότητας -X-0,3Y ομοιόμορφης

Έπειτα, με την χρήση των παρακάτω συντελεστών και στοιχείων βρίσκουμε την στοχευόμενη μετακίνηση.

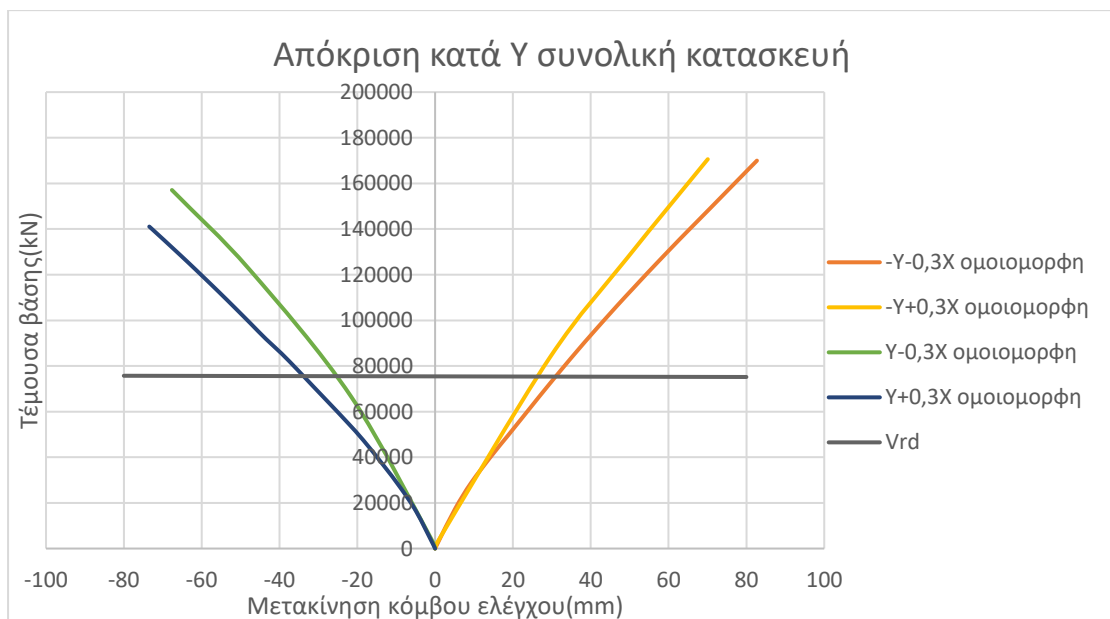
c0	c1	c2	c3	Sa	Tel
1,2	1,935	1,236	1	5,29	0,26

Η στοχευόμενη μετακίνηση προέκυψε  $\delta t = 26,055 \text{ mm} = 0,026055 \text{ m}$ . Βλέπουμε ότι ο στόχος αποτίμησης ικανοποιείται, κάτι το οποίο είναι λογικό από την στιγμή που τα κτήρια ξεχωριστά είχαν τη δυνατότητα να ικανοποιήσουν τους στόχους αποτίμησης τους.



Σχήμα 28:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -X-0,3Y με ομοιομορφη κατανομή

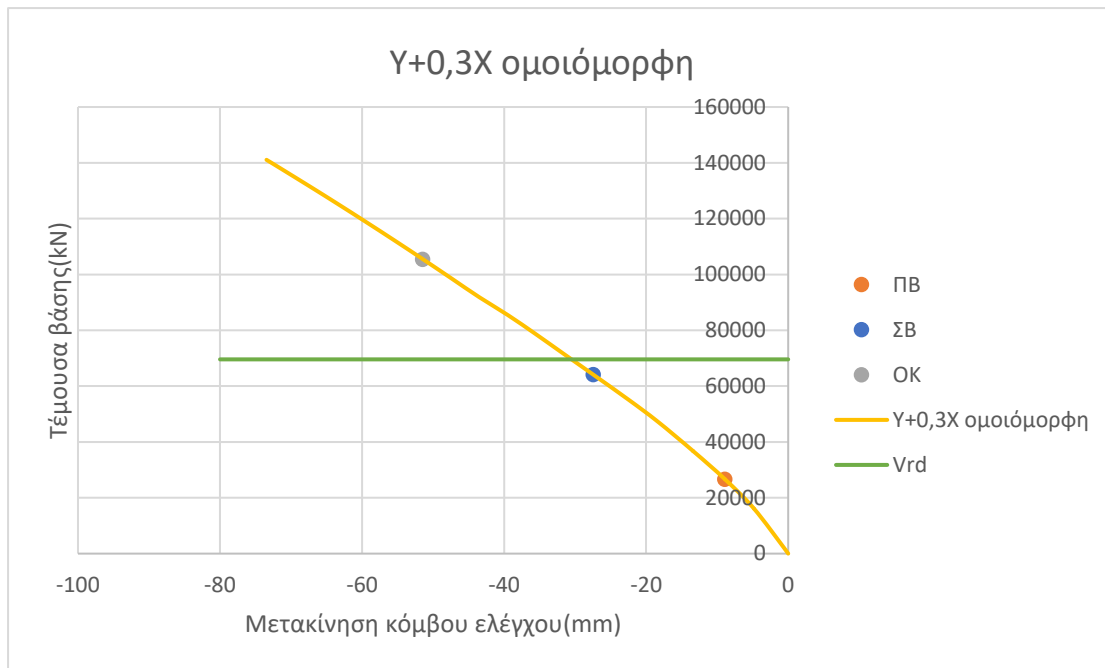
#### 4.9.2.2. Αποτελέσματα της ενωμένης κατασκευής στην διεύθυνση Y-Y'



Σχήμα 29:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση Y

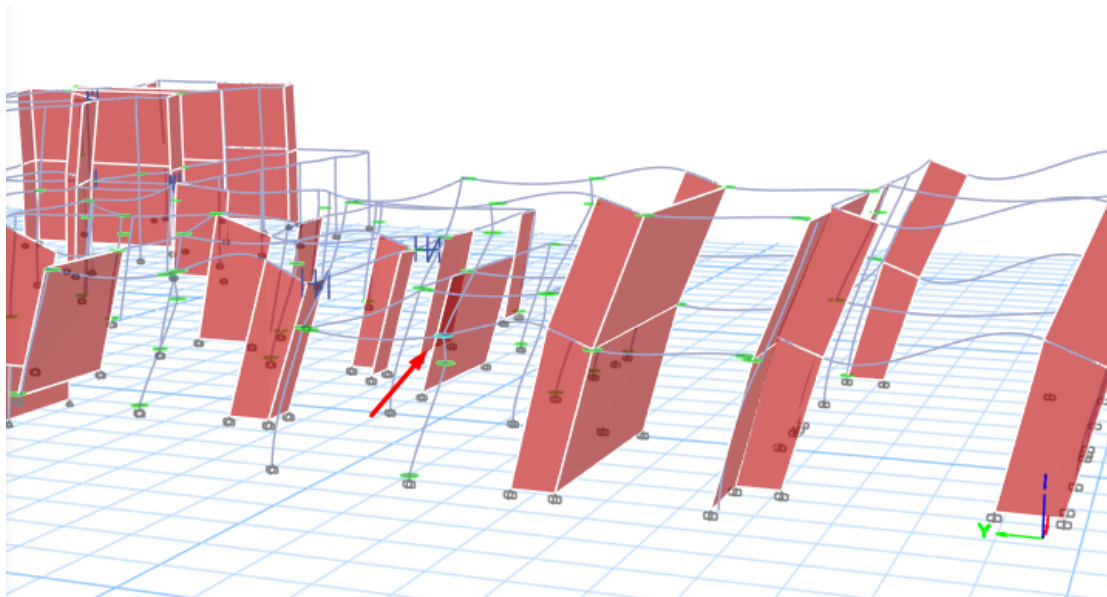
Δυσμενέστερη φόρτιση είναι η Y+0,3X καθώς έχει την μικρότερη κλίση και αναπτύσσει την μικρότερη τέμνουσα βάσης. Όπως ήταν αναμενόμενο, λόγω των πολλών τοιχίων που υπάρχουν στην κατασκευή, η απόκριση της στα σεισμικά φορτία είναι σχεδόν ελαστική.

Η καμπύλη ικανότητας  $\gamma+0,3\chi$  παρουσιάζεται παρακάτω.



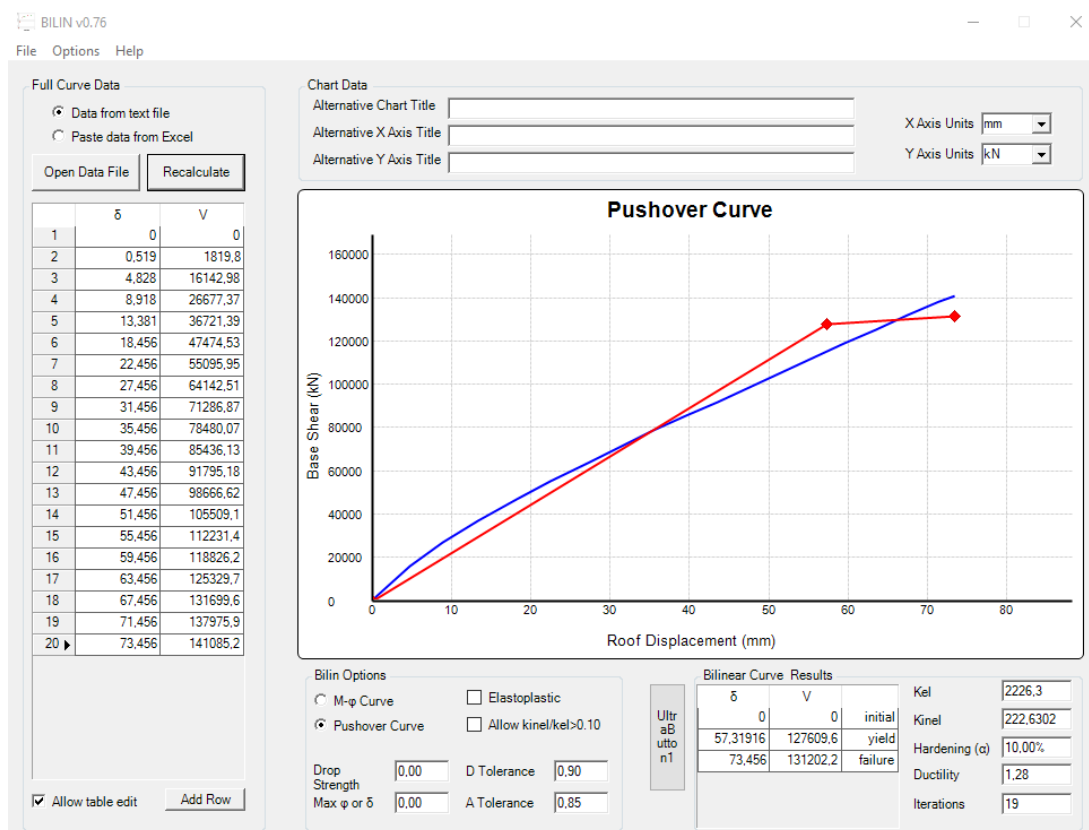
Σχήμα 30: Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό  $\gamma+0,3\chi$  με ομοιόμορφη κατανομή

Βλέπουμε, ότι η στάθμη «ΣΒ» προηγείται της διατμητικής αστοχίας, επομένως θα είναι και ο κρίσιμος έλεγχος. Ο στόχος αποτίμησης ορίστηκε σε μετακίνηση  $d=27,456\text{mm}=0,027456\text{m}$ , βήμα στο οποίο φτάνει την κρίσιμη στάθμη επιτελεστικότητας το υποστυλώμα Κ13.



Εικόνα 65: Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Στην συνέχεια διαγραμματικοποιούμε την καμπύλη ικανότητας.



Εικόνα 66: Διαγραμματικοποίηση καμπύλης ικανότητας  $\gamma+0,3X$  ομοιόμορφης

Έπειτα βρίσκουμε την στοχευόμενη μετακίνηση με τη μέθοδο των συντελεστών, χρησιμοποιώντας τα παρακάτω στοιχεία.

c0	c1	c2	c3	Sa	Tel
1,2	2,252	1,253	1	5,29	0,218

Η στοχευόμενη μετακίνηση προέκυψε  $\delta_t = 21,63 \text{ mm} = 0,02163 \text{ m}$ . Επομένως, παρατηρούμε ότι η κατασκευή επιτυγχάνει τους στόχους αποτίμησης που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. κάτι το οποίο αναμενόταν από την στιγμή που τα κτήρια ξεχωριστά κατάφεραν να ικανοποιήσουν τους στόχους αποτίμησης και η αλληλεπίδραση τους αναμενόταν να έχει ευνοϊκά αποτελέσματα στην συμπεριφορά τους.





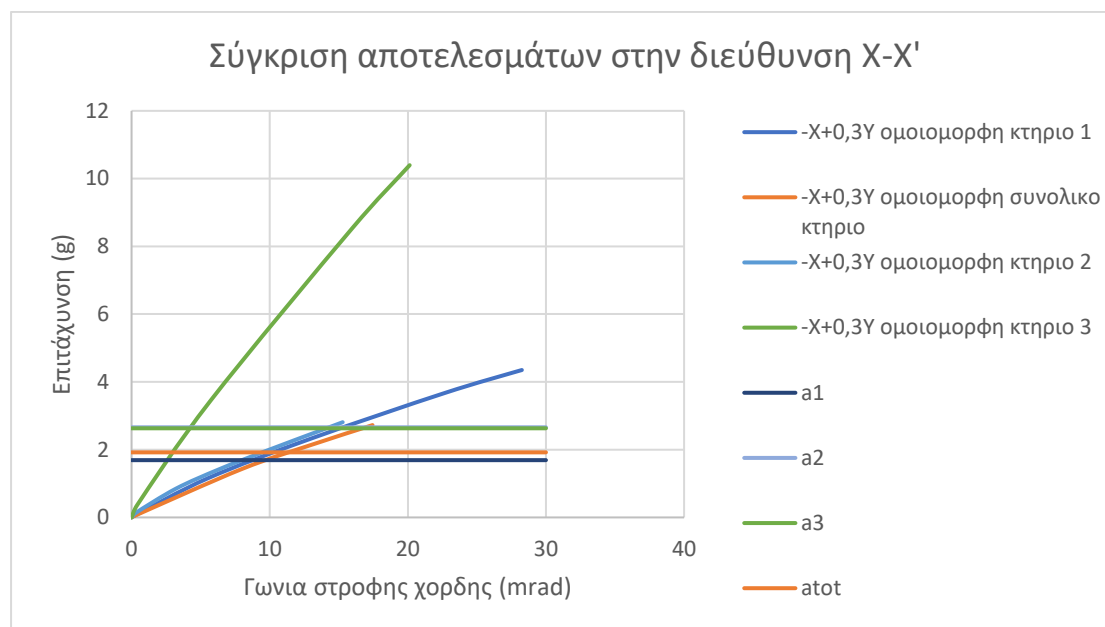
Σχήμα 31:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Υ+0,3Χ με ομοιόμορφη κατανομή

#### 4.10. Σύγκριση αποτελεσμάτων μεμονωμένων κτηρίων-συνολικής κατασκευής

Στο παρόν υποκεφάλαιο θα συγκρίνουμε τα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρουσιάσαμε παραπάνω, έτσι ώστε να μπορέσουμε να εξάγουμε κάποια συμπεράσματα. Για την πραγματοποίηση της σύγκρισης, μετατρέψαμε τις καμπύλες V-δ σε καμπύλες επιτάχυνσης(g)-γωνίας στροφής χορδής, έτσι ώστε να «αδιαστατοποιήσουμε» τις καμπύλες και να λάβουμε περισσότερες πληροφορίες από αυτές.

#### 4.10.1. Σύγκριση αποτελεσμάτων στη διεύθυνση X-X'

Για την σύγκριση των αποτελεσμάτων επιλέχθηκε ο συνδυασμός -X+0,3Y για ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων.

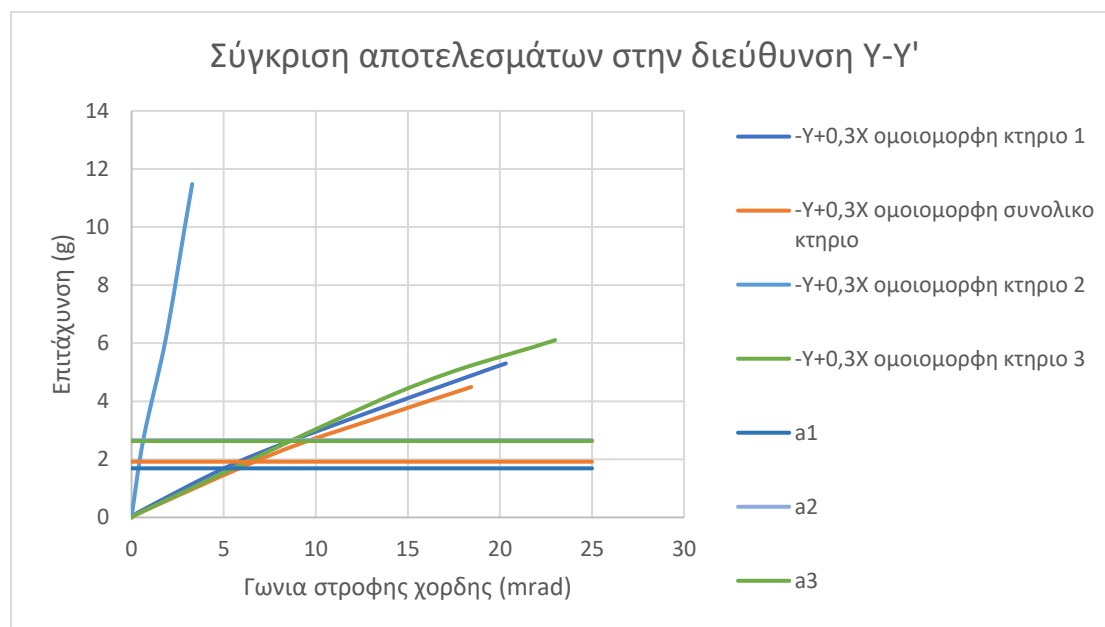


Σχήμα 32: Συγκριτικά αποτελέσματα «αδιαστατοποιημένων» καμπυλών του συνδυασμού -X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή

Παρατηρούμε ότι η καμπύλη του κτηρίου 3 έχει πολύ μεγαλύτερη κλίση συγκριτικά με τις υπόλοιπες. Αυτό είναι κάτι αναμενόμενο, καθώς το κτήριο 3 στην διεύθυνση X εμφανίζει πολύ μεγάλη δυσκαμψία, λόγω των 3 πολύ μεγάλων τοιχιών που «λειτουργούν» σε αυτή την διεύθυνση, κάτι το οποίο έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη πολύ μεγάλων επιταχύνσεων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να φτάνει στη διατμητική αστοχία για πολύ μικρή τιμή της γωνίας στροφής. Το αποτέλεσμα που δεν περιμέναμε, έχει να κάνει με το γεγονός ότι η καμπύλη της συνολικής κατασκευής έχει μικρότερη κλίση από την καμπύλη του κτηρίου 1 σε ποσοστό περίπου 10%. Αν και φαίνεται παράξενο, εξηγείται από την σημαντική αύξηση της μάζας στη συνολική κατασκευή, η οποία είναι περίπου η διπλάσια από αυτήν του κτηρίου 1. Έτσι, η αύξηση της μάζας έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της ιδιοπεριόδου και αυτό έχει ως αποτέλεσμα την μείωση της κλίσης της καμπύλης. Βέβαια αυτό σημαίνει ότι η ενωμένη κατασκευή έχει τη δυνατότητα να αναπτύξει μεγαλύτερη γωνία στροφής, σε συνδυασμό με την μεγαλύτερη ικανότητα παραλαβής τέμνουσας.

#### 4.10.2. Σύγκριση αποτελεσμάτων στη διεύθυνση Υ-Υ'

Για την σύγκριση των αποτελεσμάτων επιλέχθηκε ο συνδυασμός -Υ+0,3Χ για ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων.



Σχήμα 33: Συγκριτικά αποτελέσματα «αδιαστατοποιημένων» καμπυλών του συνδυασμού -Υ+0,3Χ με ομοιόμορφη κατανομή

Τα συμπεράσματα που μπορούμε να βγάλουμε από αυτήν την σύγκριση είναι παρόμοια με αυτά για τη διεύθυνση Χ. Βλέπουμε εδώ, όπως περιμέναμε, ότι το κτήριο 2 είναι αυτό με την πολύ μεγαλύτερη κλίση στην καμπύλη του, κάτι το οποίο είναι λογικό καθώς σε αυτήν την διεύθυνση «λειτουργούν» τέσσερα πολύ μεγάλα τοιχία, τα οποία έχουν ως αποτέλεσμα την απαίτηση μεγάλων επιταχύνσεων για την ανάπτυξη μετακινήσεων. Ακόμα, και σε αυτήν την διεύθυνση παρατηρούμε ότι το κτήριο 1 έχει καμπύλη με μεγαλύτερη κλίση από αυτήν της καμπύλης της συνολικής κατασκευής, κάτι το οποίο εξηγήθηκε προηγουμένως. Και εδώ παρατηρείται ότι η μείωση της κλίσης είναι της τάξης του 10% σε σχέση με το κτήριο 1. Ακόμα, βλέπουμε ότι σε αυτήν την διεύθυνση αναπτύσσονται μεγαλύτερες επιταχύνσεις, κάτι το οποίο συμβαίνει για η κατασκευή παρουσιάζει μεγαλύτερη δυσκαμψία σε αυτήν τη διεύθυνση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η κατασκευή να αναπτύσσει μικρότερες γωνίες στροφής μέχρι την τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης.

## Κεφάλαιο 5. Ανάλυση και αποτίμηση συμπεριφοράς του σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής με συνυπολογισμό των καθιζήσεων

### 5.1 Εισαγωγή

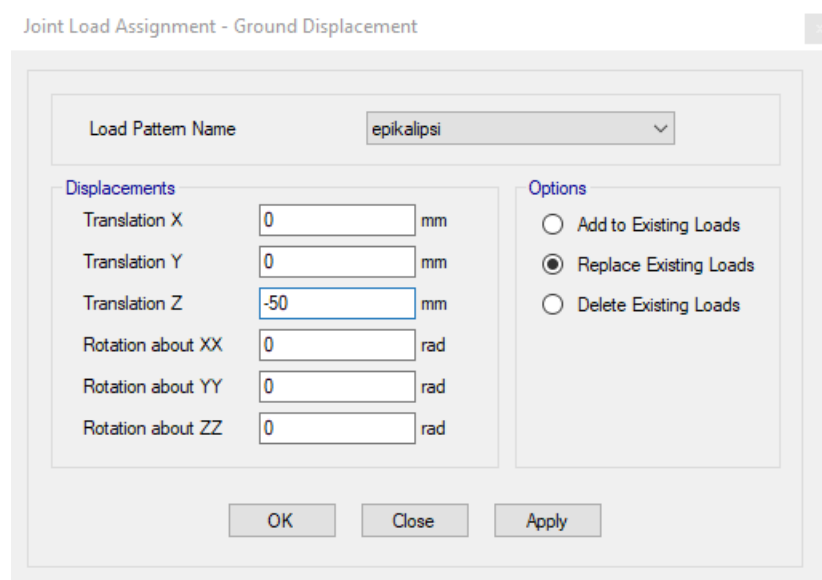
Σε αυτό το κεφάλαιο θα πραγματοποιήσουμε και πάλι μη γραμμική στατική ανάλυση στη συνολική κατασκευή, επιβάλλοντας επιπλέον φορτίσεις καθιζήσεων. Με αυτόν τον τρόπο θα ελέγξουμε την συμπεριφορά της κατασκευής με την επιρροή των καθιζήσεων και πως επηρεάζει τη μη γραμμική ανάλυση. Στην συνέχεια θα ελέγξουμε αν η κατασκευή χρειάζεται ενίσχυση λόγω των καθιζήσεων και τέλος θα συγκρίνουμε τα αποτελέσματα με αυτά του προηγούμενου κεφαλαίου.

### 5.2 Καθιζήσεις

Ο καθορισμός των καθιζήσεων γίνεται με τον ίδιο τρόπο που ορίστηκαν και τα υπόλοιπα κατακόρυφα φόρτια του φορέα. Τις ορίζουμε ως μόνιμο φορτίο. Οι καθιζήσεις ασκήθηκαν σε κατάλληλους κόμβους στην βάση των κτηρίων. Για τον ορισμό τους χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω εντολές:

Assign → Joint Loads → Ground Displacement → Add New Property

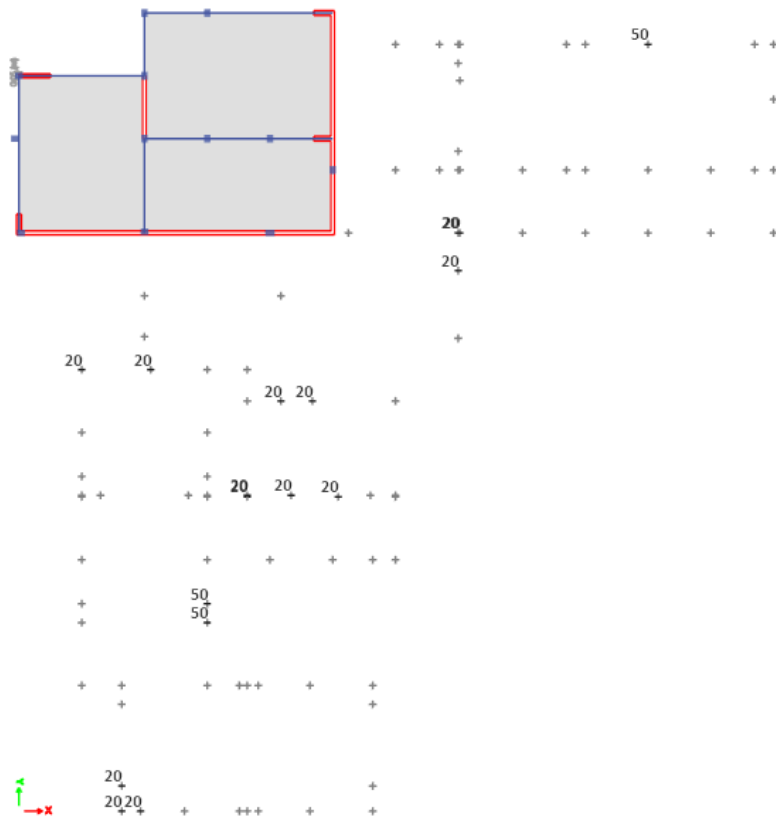
Και στην συνέχεια βάζουμε την τιμή που θέλουμε στο πεδίο Translation Z, με αρνητικό πρόσημο.



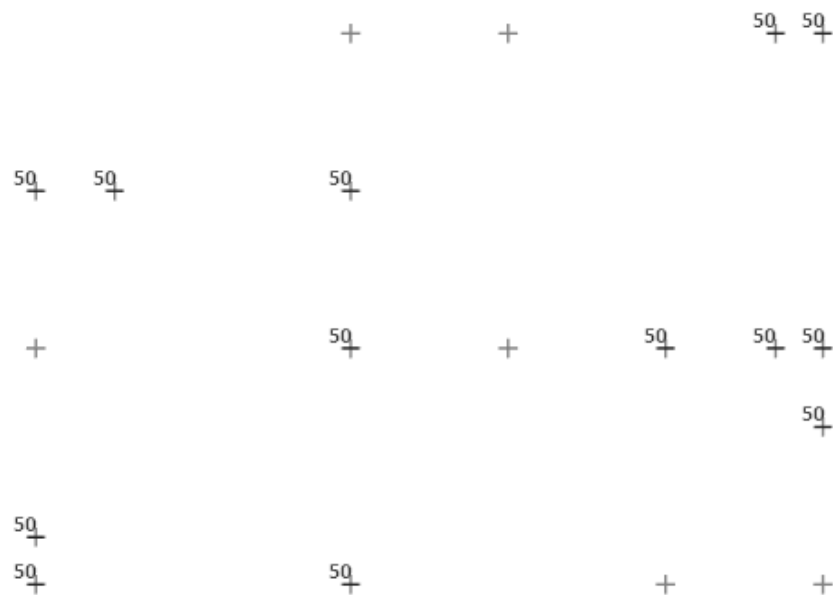
Εικόνα 67:Ορισμός καθιζήσεων στο Etabs

Για την επιλογή των κόμβων όπου θα ασκηθεί φόρτιση καθίζησης ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία. Υπολογίστηκαν από το λογισμικό οι αντιδράσεις κάθε κόμβου της βάσης του κάθε κτηρίου και στην συνέχεια αφού τις διαιρέσαμε με τις διαστάσεις του κάθε αντίστοιχου πέλδου, βρήκαμε προσεγγιστικά τις τάσεις που δέχεται το έδαφος από κάθε κόμβο/πέδλο. Έτσι, στους κόμβους όπου προέκυψαν οι υψηλότερες τάσεις ασκήθηκαν οι μεγαλύτερες καθιζήσεις. Για πιο ρεαλιστική προσομοίωση, αποφασίστηκε να ασκηθεί και μία δεύτερη φόρτιση καθιζήσεων, με μικρότερη τιμή, καθώς στην πραγματικότητα είναι πολύ πιθανό σε φαινόμενα καθιζήσεων η κατασκευή να παρουσιάσει ανομοιομορφία ως αφορά τις τιμές των καθιζήσεων. Αυτή η μικρότερη τιμή καθίζησης, επιλέχθηκε να ασκηθεί στους κόμβους όπου υπολογίστηκαν οι μεγαλύτερες τάσεις και δεν είχαν επιλεγεί για την μεγαλύτερη τιμή καθίζησης.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν δύο διαφορετικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Στην πρώτη ασκήθηκαν καθιζήσεις της τάξης των 5cm και 2cm και στην δεύτερη ασκήθηκαν καθιζήσεις της τάξης των 7cm και 3cm.



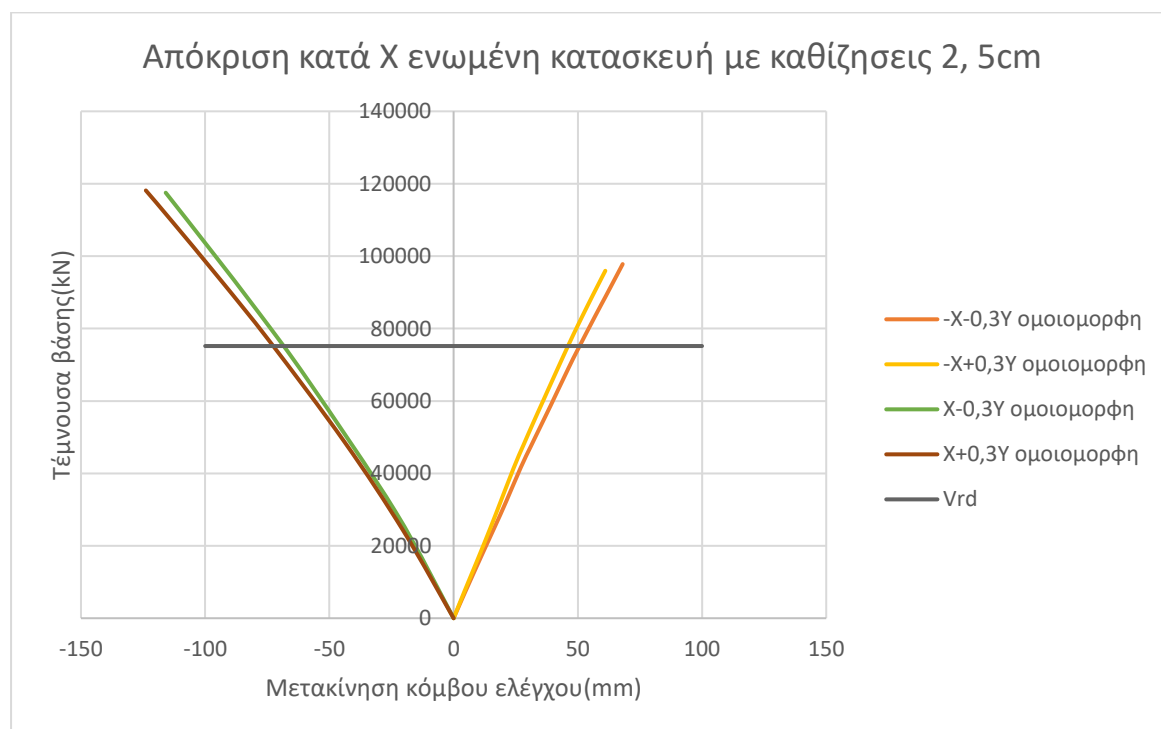
Εικόνα 68:Κόμβοι όπου ορίστηκαν καθιζήσεις α'



Εικόνα 69:Κόμβοι όπου ορίστηκαν καθιζήσεις β'

### 5.3. Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 2, 5cm

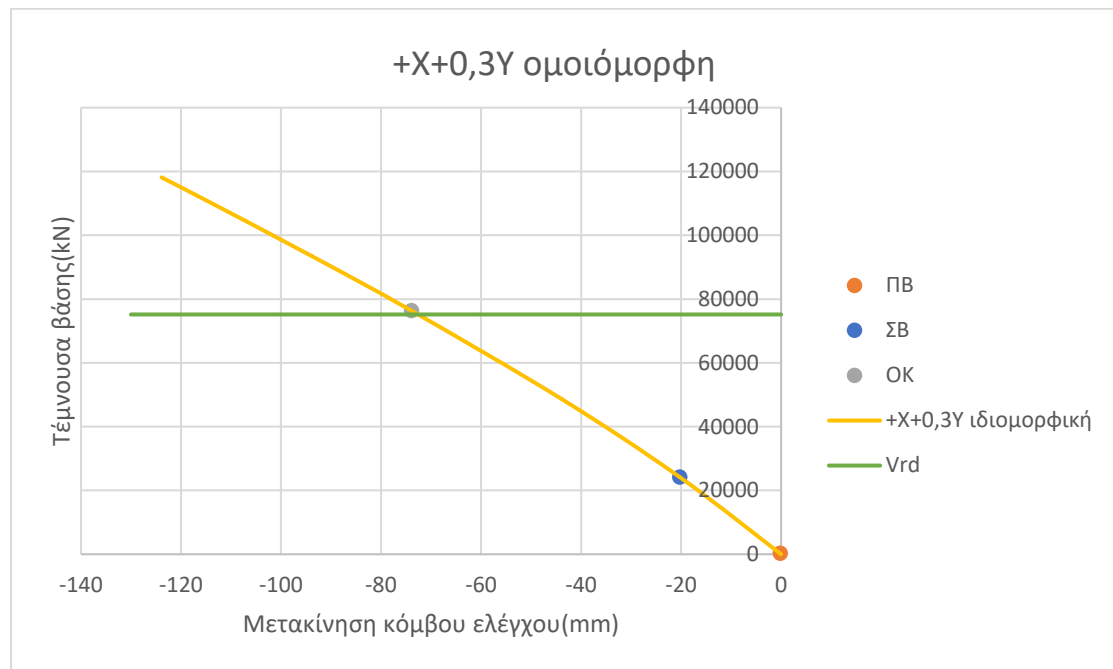
#### 5.3.1 Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 2, 5cm στην διεύθυνση Χ-Χ'



Σχήμα 34:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση Χ με καθιζήσεις 2,5cm

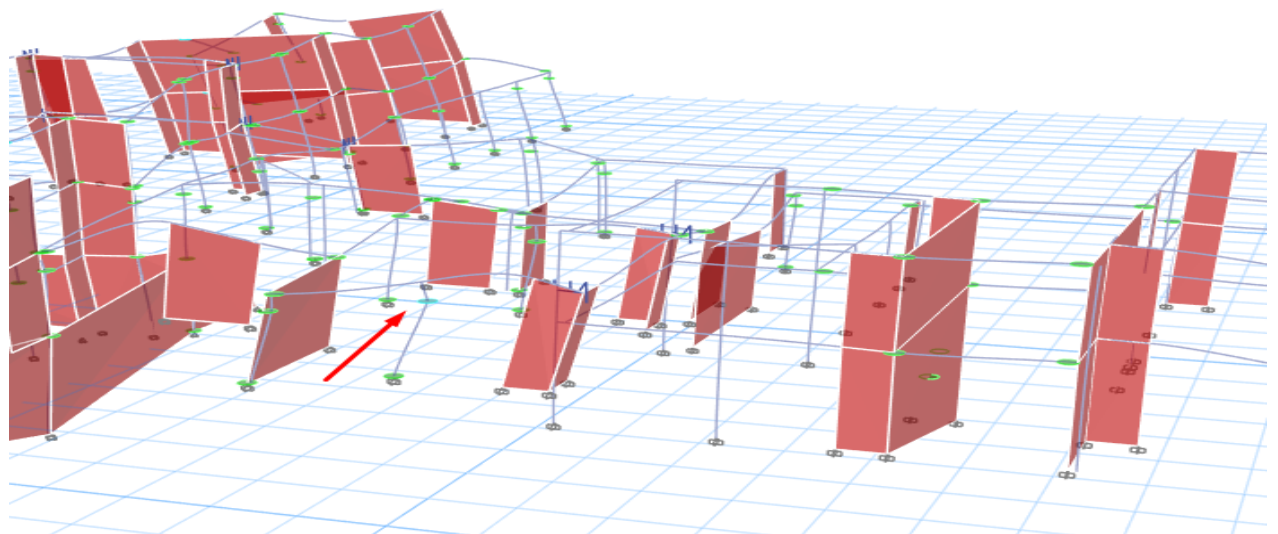
Παρατηρούμε ότι η δυσμενέστερη φόρτιση είναι η X+0,3Y, καθώς παρουσιάζει την μικρότερη κλίση, παρά το γεγονός ότι αναπτύσσει τη μεγαλύτερη τέμνουσα βάση.

Εξάγουμε την καμπύλη ικανότητας από το λογισμικό



Σχήμα 35: Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή με καθιζήσεις 2, 5cm

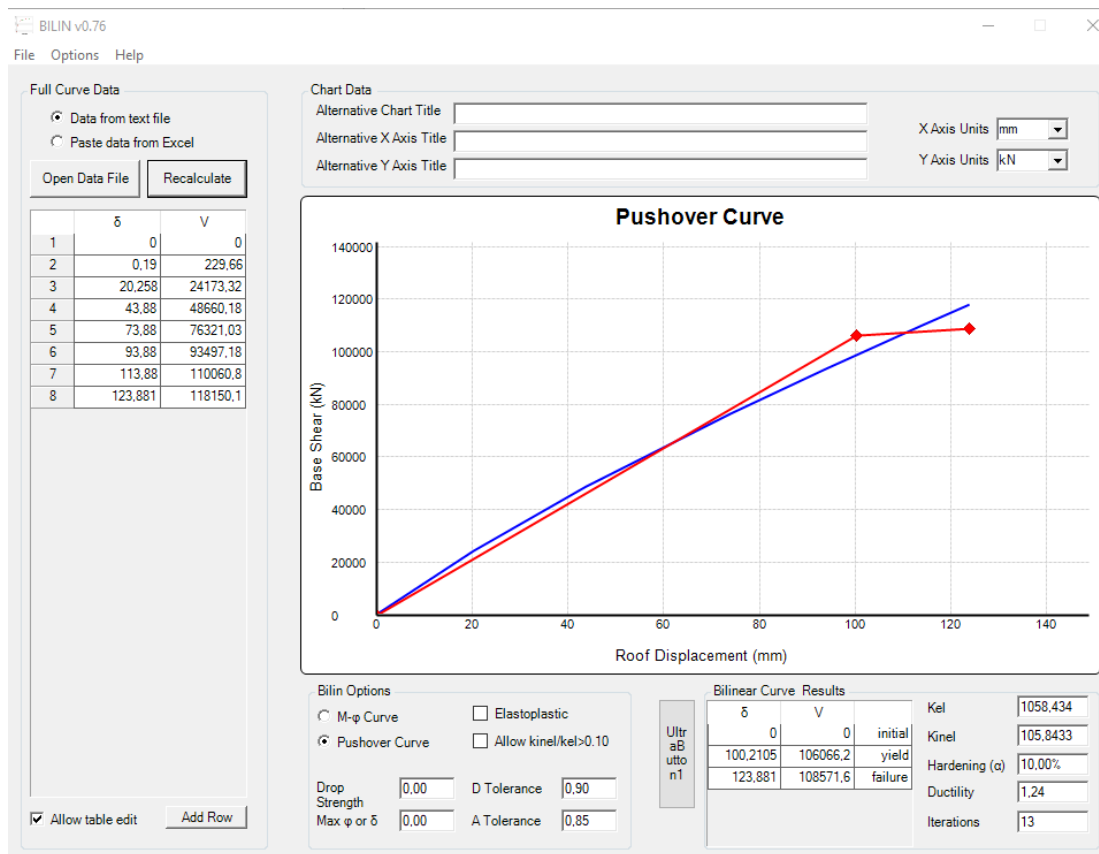
Παρατηρούμε ότι η μετακίνηση του στόχου αποτίμησης είναι μικρότερη από τις τιμές του προηγούμενου κεφαλαίου, κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο, λαμβάνοντας υπόψιν την επιπλέον φόρτιση των καθιζήσεων. Η τιμή της μετακίνησης για την κρίσιμη στάθμη επιτελεστικότητας είναι  $d=20,258\text{mm}=0,020258\text{m}$ , και προκύπτει από το γεγονός ότι το υποσύλωμα K19 σχηματίζει γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη από αυτήν που είχαμε ορίσει για την στάθμη «Σημαντικές βλάβες».



Εικόνα 70: Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Βλέπουμε ότι η καθίζηση έχει σημαντικό ρόλο σε αυτό το γεγονός, καθώς ασκήσαμε καθίζηση 2cm στο γειτονικό τοιχίο και έτσι επιταχύνθηκε η διαδικασία της πλαστικοποίησης της κρίσιμης διατομής του υποστυλώματος K19.

Στην συνέχεια διγραμμικοποιούμε την καμπύλη



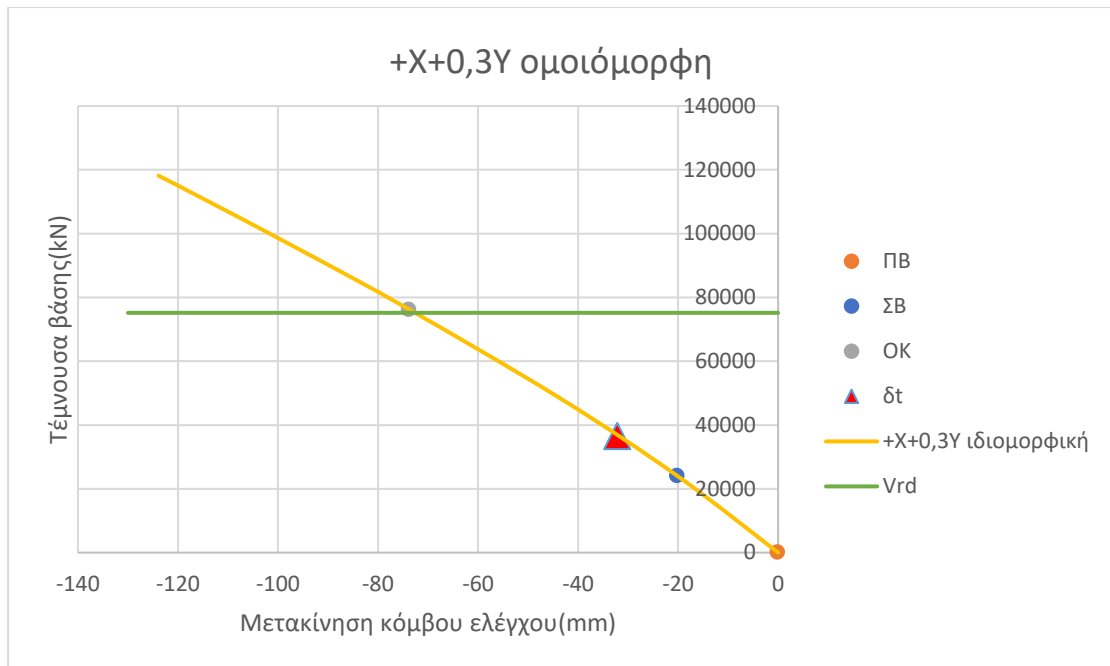
Εικόνα 71: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας Χ+0,3Υ ομοιόμορφης

Για την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης χρησιμοποιήθηκαν τα εξής στοιχεία

c0	c1	c2	c3	Sa	Tel
1,2	1,638	1,213	1	5,29	0,317

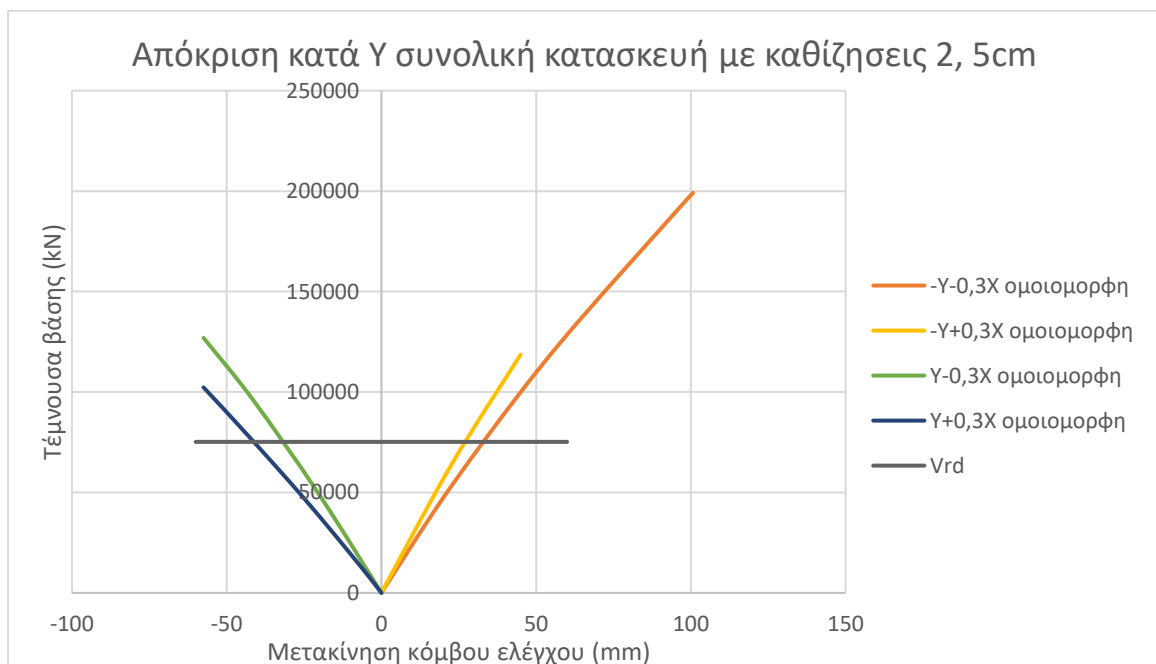
Η στοχευόμενη μετακίνηση προέκυψε  $\delta_t = 32,183\text{mm} = 0,032183\text{m}$ . Παρατηρούμε η κατασκευή δεν ικανοποιεί τον στόχο αποτίμησης. Αξίζει να σημειωθεί ότι σε καμία από τις 4 καμπύλες ικανότητας δεν ικανοποιείται ο στόχος αποτίμησης «Σημαντικές βλάβες».





Σχήμα 36: Στοιχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό +X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή

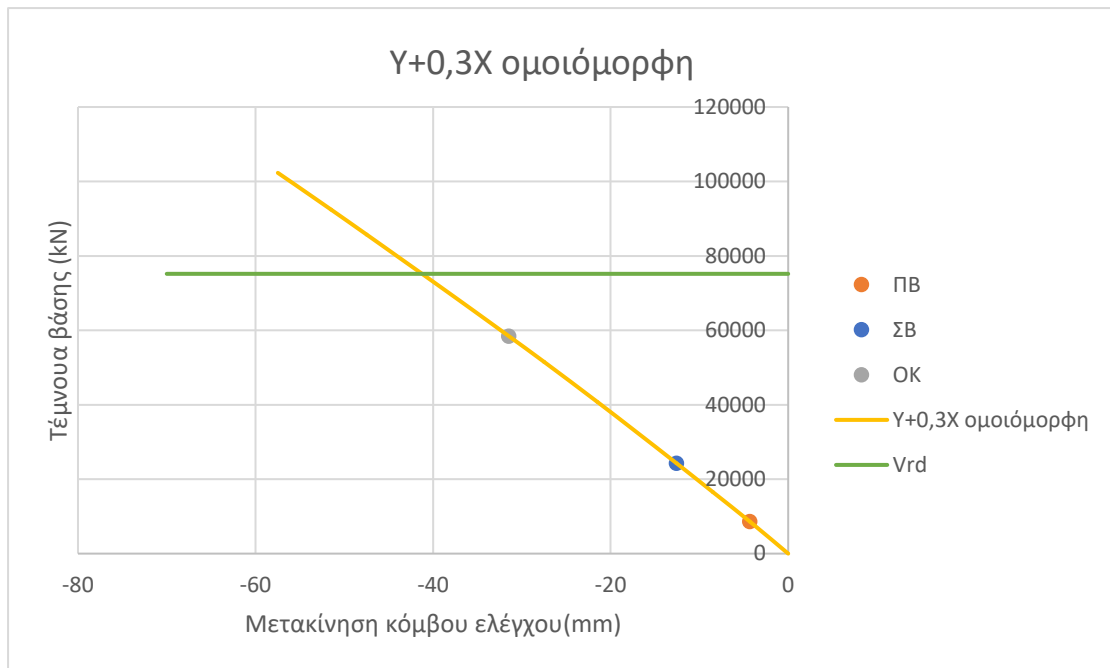
### 5.3.2. Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 2, 5cm στην διεύθυνση Y-Y'



Σχήμα 37: Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση Y με καθιζήσεις 2, 5cm

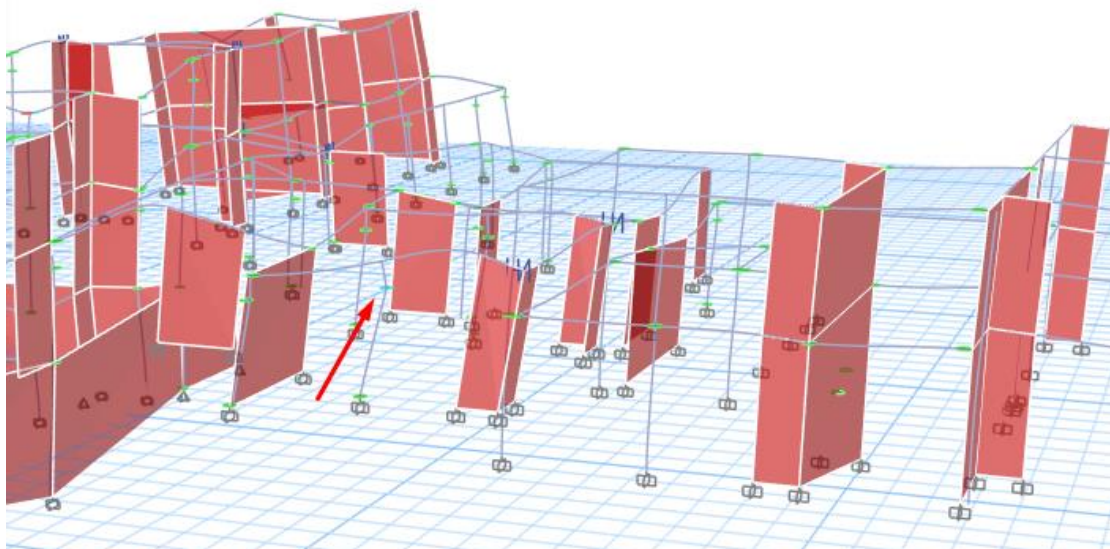
Δυσμενέστερη φόρτιση είναι ο συνδυασμός Y+0,3X, ο οποίος παρουσιάζει τη μικρότερη κλίση και ταυτόχρονα αναπτύσσει τη μικρότερη τέμνουσα βάσης.

Η καμπύλη ικανότητας για αυτόν τον συνδυασμό είναι η παρακάτω



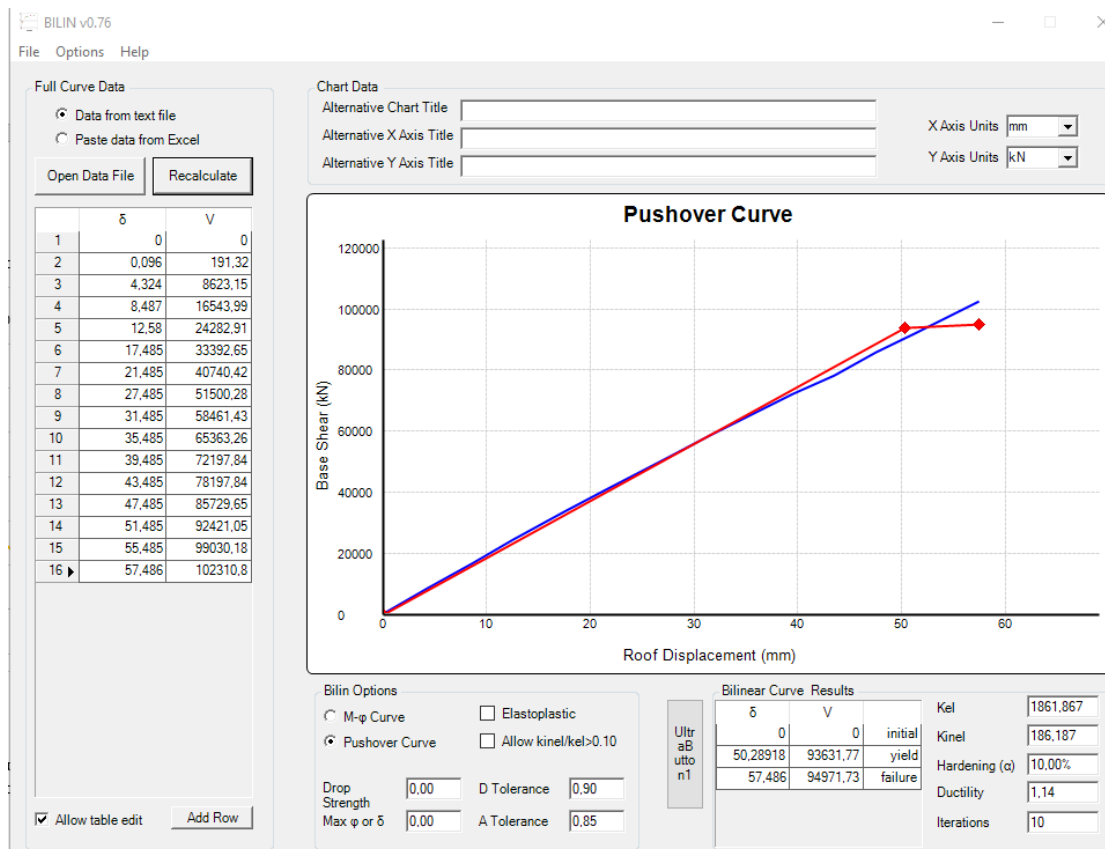
Σχήμα 38: Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή με καθιζήσεις 2, 5cm

Η μετακίνηση για τον στόχο αποτίμησης ισούται με  $d=12,58\text{mm}=0,01258\text{m}$ . Ο λόγος για την τόσο μικρή τιμή είναι και πάλι το υποστυλώμα K19 τον οποίο ξεπερνάει την επιτρεπόμενη στάθμη επιτελεστικότητας πολύ γρήγορα.



Εικόνα 72: Βήμα όπου το 1ο πρωτεύον στοιχείο φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Έπειτα, διγραμμικοποιούμε την καμπύλη ικανότητας

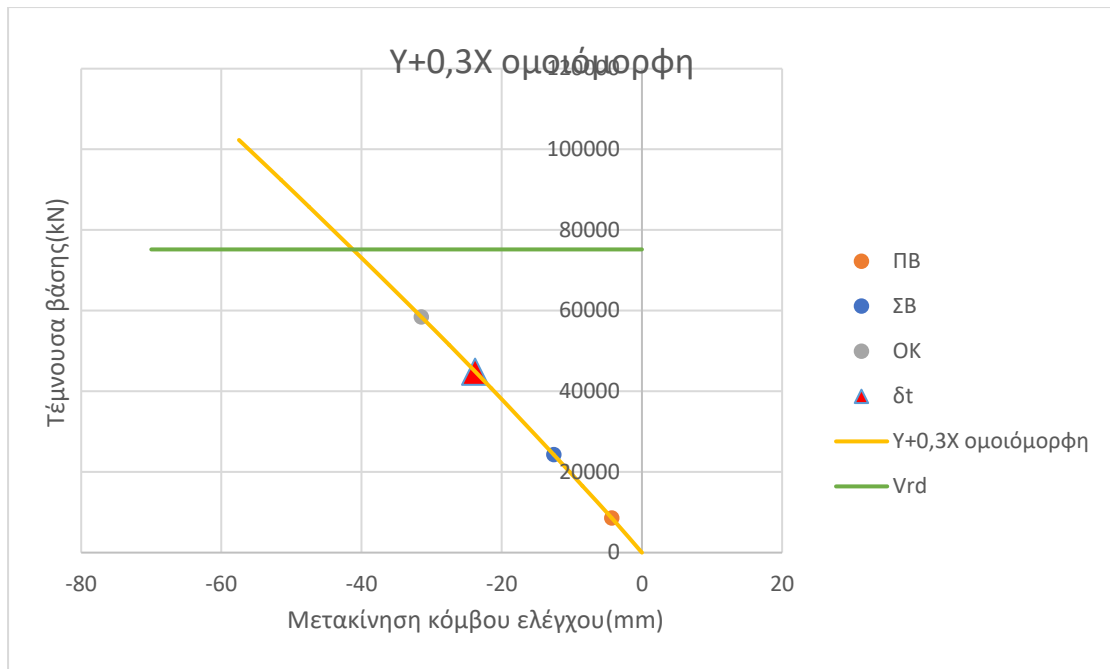


Εικόνα 73: Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας  $\gamma+0,3X$  ομοιόμορφης

Και υπολογίζουμε τη στοχευόμενη μετακίνηση με τη χρήση των παρακάτω στοιχείων

c0	c1	c2	c3	Sa	Tel
1,2	2,082	1,24	1	5,29	0,239

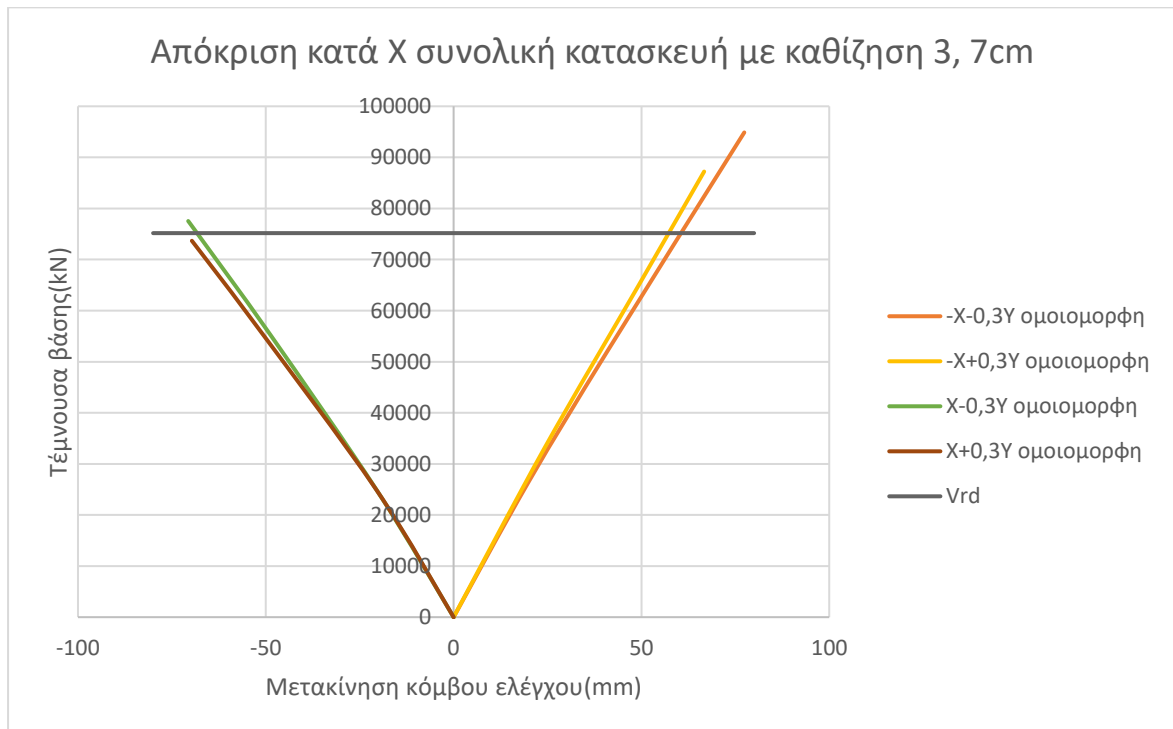
Η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει  $\delta_t = 23,8 \text{ mm} = 0,0238 \text{ m}$ . Όπως παρατηρούμε, παρότι η κατασκευή έδειξε καλύτερη συμπεριφορά στον άξονα  $\gamma$  σε σχέση με το προηγούμενο αποτέλεσμα του άξονα  $X$ , κάτι το οποίο προκύπτει από το γεγονός ότι η στοχευόμενη μετακίνηση σε αυτήν την φόρτιση προέκυψε μικρότερη, δεν ικανοποιεί τον στόχο αποτίμησης.



Σχήμα 39:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό Y+0,3X με ομοιόμορφη κατανομή

#### 5.4 Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 3, 7cm στην διεύθυνση X-X'

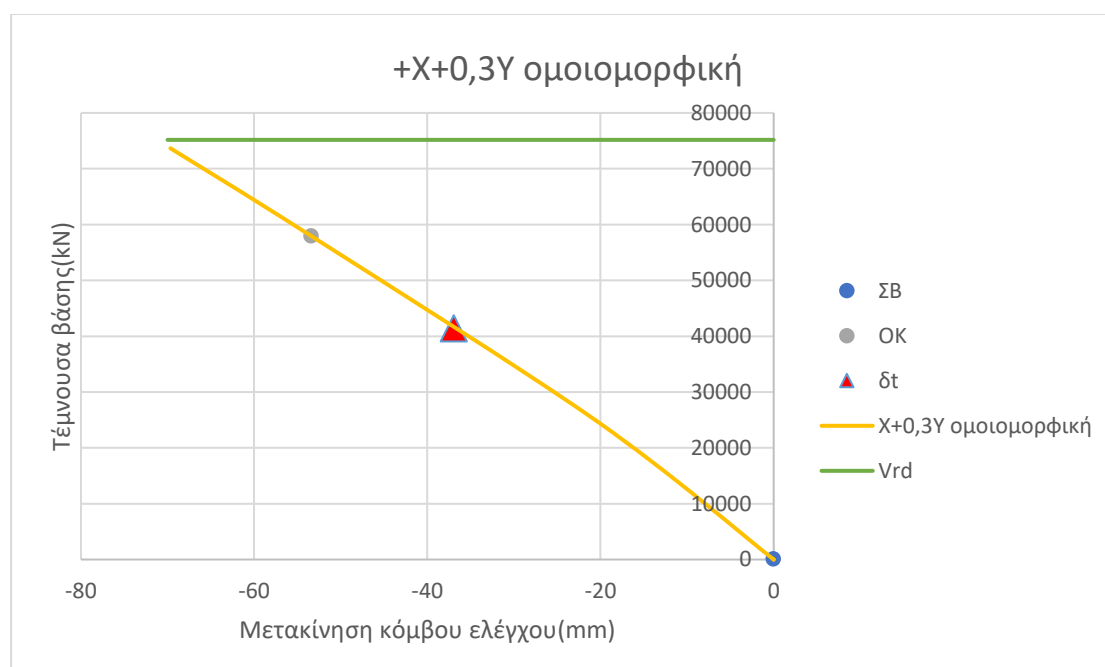
##### 5.4.1. Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 3, 7cm στην διεύθυνση X-X'



Σχήμα 40:Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση X με καθιζήσεις 3, 7cm

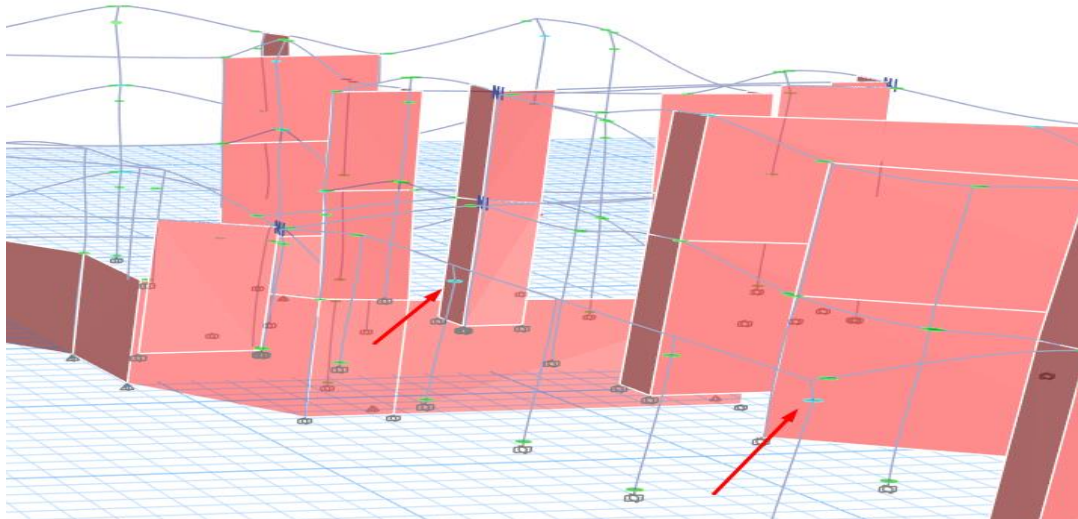
Παρατηρούμε ότι στις 2 από τις 4 καμπύλες η ανάπτυξη τέμνουσας μειώνεται περίπου στην τιμή της διατμητικής αντοχής.

Δυσμενέστερη φόρτιση είναι ο συνδυασμός  $X+0,3Y$ , αφού έχει την μικρότερη κλίση και αναπτύσσει την μικρότερη τέμνουσα βάσης. Αξίζει να σημειωθεί ότι σε αυτήν την ανάλυση υπάρχουν υποστυλώματα τα οποία έχουν ξεπεράσει τη γωνία στροφής χορδής που έχει οριστεί για την στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες», ήδη από τη μη γραμμική ανάλυση με κατακόρυφα φορτία, ως αποτέλεσμα της μεγάλης καθίζησης στην οποία έχει υποβληθεί η κατασκευή. Επομένως, είναι δεδομένο ότι η κατασκευή δεν θα επαρκεί για τον στόχο αποτίμησης, κάτι το οποίο είναι λογικό αφού δεν επαρκούσε ούτε για την μικρότερη καθίζηση που υποβλήθηκε στα προηγούμενα υποκεφάλαια. Ακόμα, βλέπουμε ότι σε αυτόν τον συνδυασμό φορτίσεως η καμπύλη δεν φτάνει την τιμή της διατμητικής αντοχής.



Σχήμα 41: Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό  $X+0,3Y$  με ομοιόμορφη κατανομή με καθιζήσεις 3, 7cm

Τα υποστυλώματα που έχουν ήδη ξεπεράσει την απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας από το αρχικό βήμα της ανάλυσης Push over είναι το K36 και το K39.

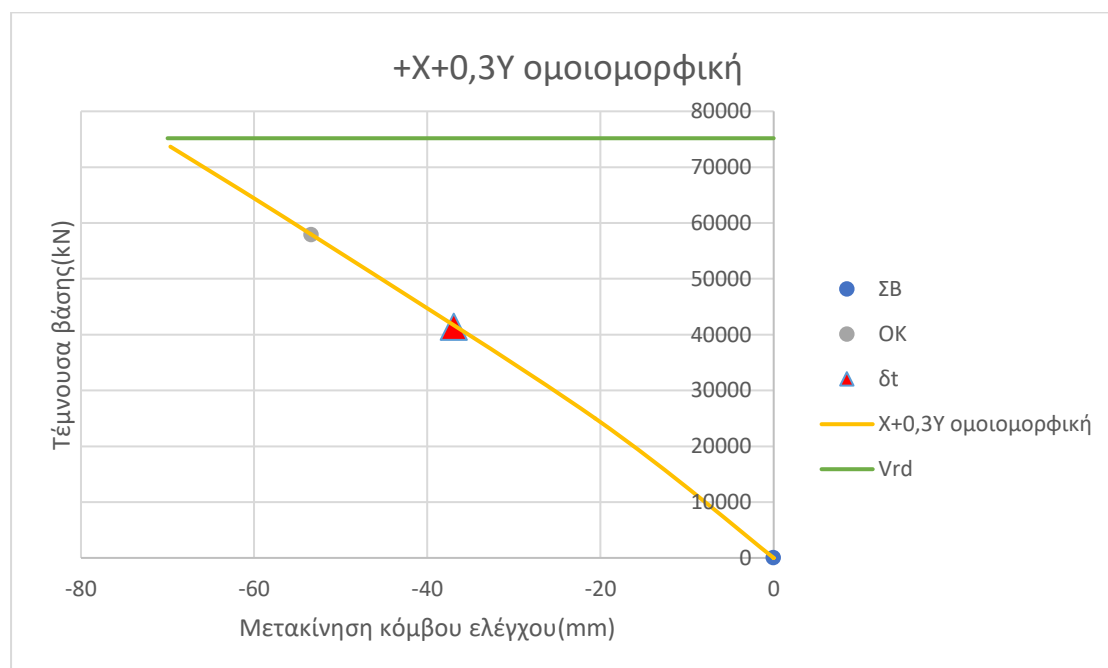


Εικόνα 74:Βήμα όπου τα πρώτα κατακόρυφα στοιχεία φτάνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «ΣΒ»

Αφού διγραμμοποιήσουμε την καμπύλη ικανότητας, βρίσκουμε την στοχευόμενη μετακίνηση χρησιμοποιώντας τα παρακάτω στοιχεία

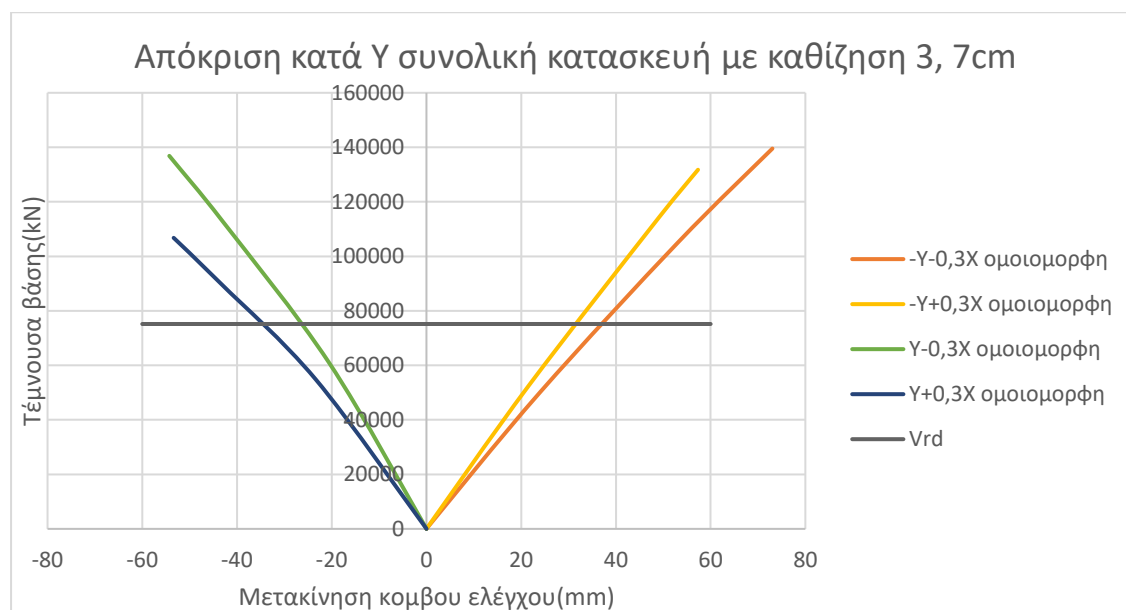
dy (mm)	Vy (kN)	du (mm)	Vu (kN)	Kel(kN/m)	c0	c1	c2	c3	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Tel (sec)
61,847	70982,12	69,673	71883,43	1147708	1,2	1,695	1,218	1	5,29	0,304

Η στοχευόμενη μετακίνηση προκύπτει  $\delta t = 30,786 \text{ mm} = 0,030786 \text{ m}$ .



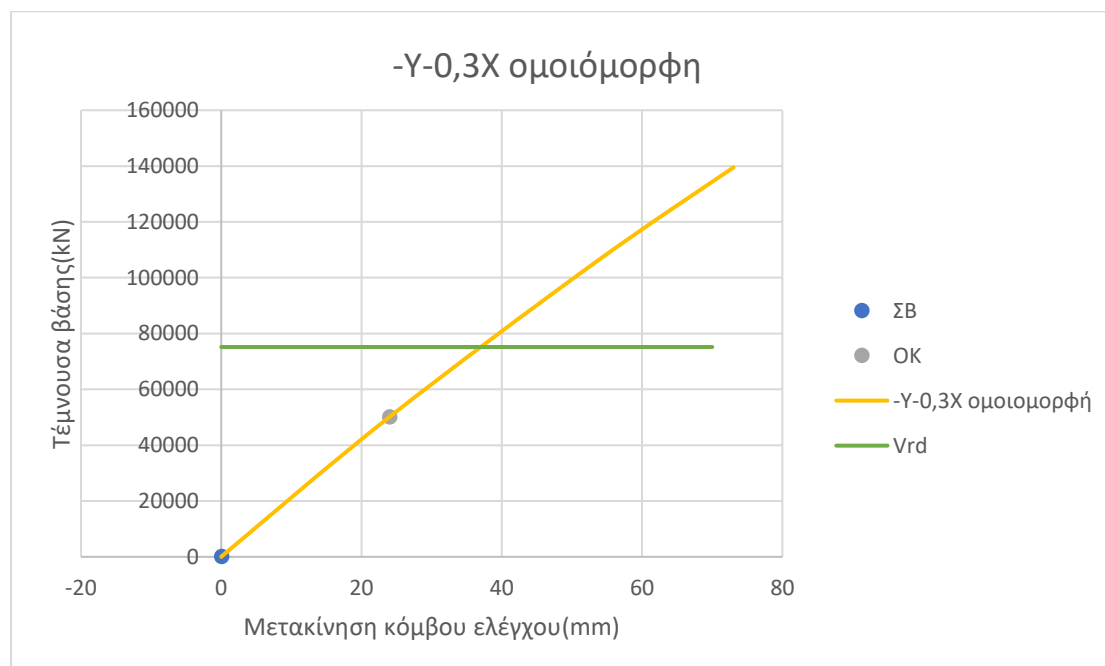
Σχήμα 42:Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή

#### 5.4.2. Αποτελέσματα για επιβολή καθιζήσεων 3, 7cm στην διεύθυνση Y-Y'



Σχήμα 43: Καμπύλες ικανότητας ενωμένης κατασκευής στη διεύθυνση X με καθιζήσεις 3, 7cm

Δυσμενέστερη φόρτιση είναι η -Y-0,3X, καθώς παρουσιάζει την μικρότερη κλίση. Παρακάτω παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της συγκεκριμένης φόρτισης.

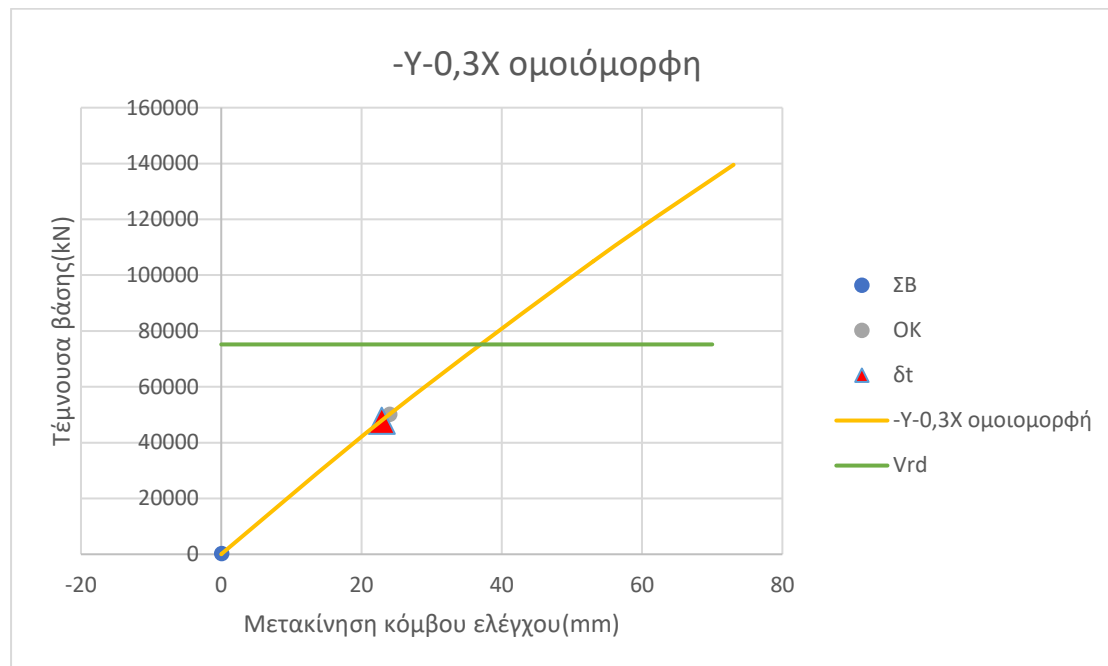


Σχήμα 44: Καμπύλη ικανότητας ενωμένης κατασκευής για το συνδυασμό -Y-0,3X με ομοιόμορφη κατανομή με καθιζήσεις 3, 7cm

Πραγματοποιούμε τη διγραμμικοποίηση της καμπύλης και βρίσκουμε την στοχευόμενη μετακίνηση. Θα χρησιμοποιήσουμε τα παρακάτω δεδομένα.

dy (mm)	Vy (kN)	du (mm)	Vu (kN)	Kel(kN/m)	c0	c1	c2	c3	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Tel (sec)
64,12	129197	73,046	130986,3	2014936	1,2	2,15	1,248	1	5,29	0,23

Η στοχευόμενη μετακίνηση προέκυψε  $\delta t = 22,878\text{mm} = 0,022878\text{m}$ . Είναι προφανές ότι ο στόχος αποτίμησης έχει ξεπεραστεί.

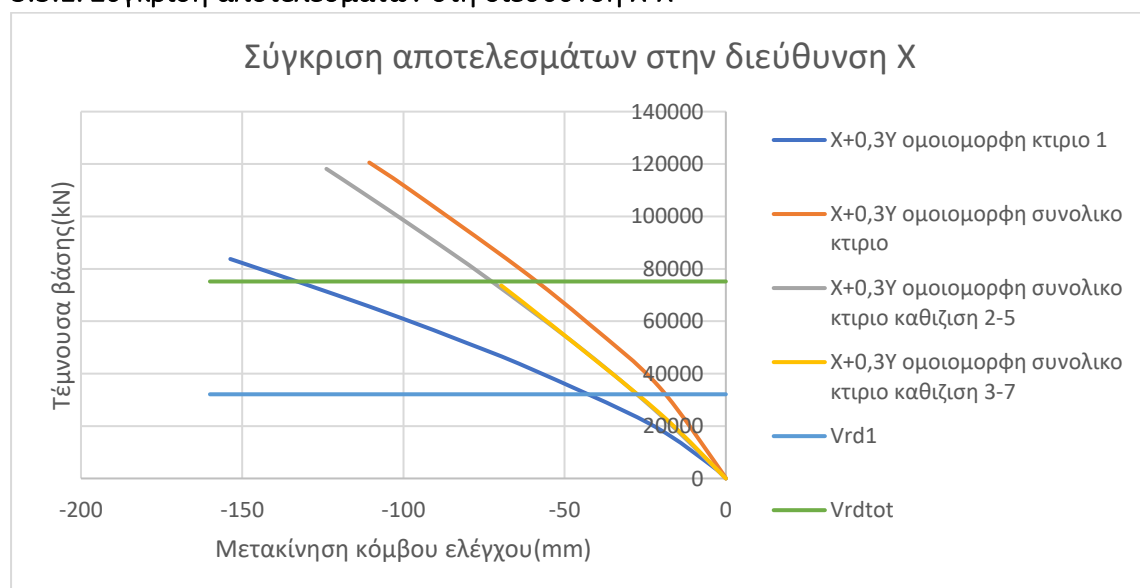


Σχήμα 45: Στοχευόμενη μετακίνηση για συνδυασμό -Y-0,3X με ομοιόμορφη κατανομή

Παρατηρούμε ότι σε αυτή τον συνδυασμό ικανοποιείται οριακά η στάθμη επιτελεσματικότητας «Οιονεί Κατάρρευση».

## 5.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων

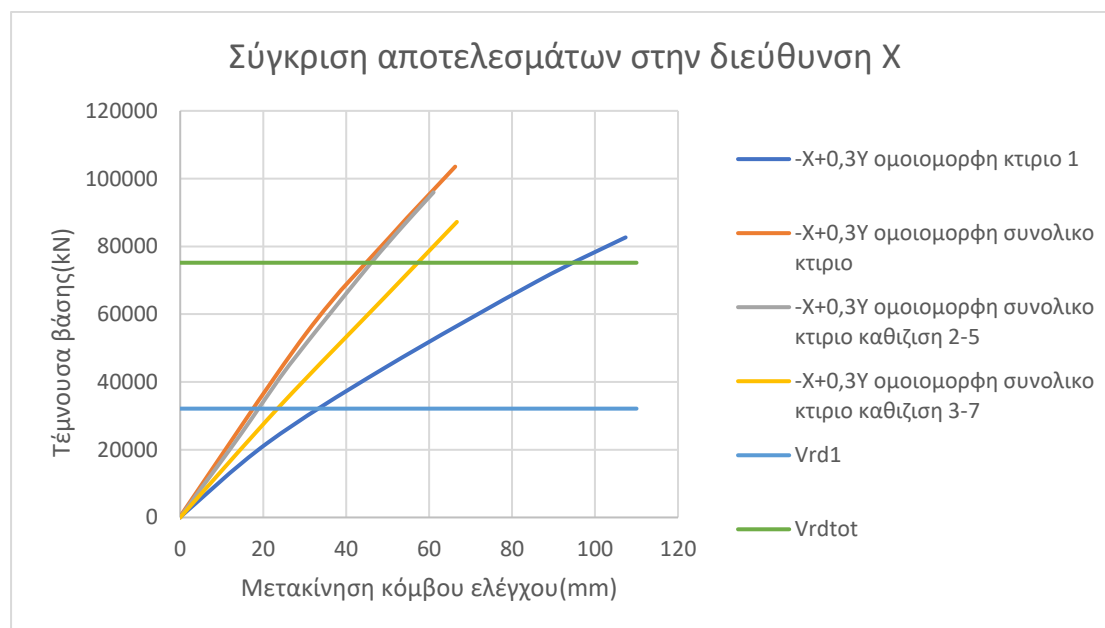
### 5.5.1. Σύγκριση αποτελεσμάτων στη διεύθυνση X-X'



Σχήμα 46: Συγκριτικά αποτελέσματα καμπυλών ικανότητας του συνδυασμού -X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή



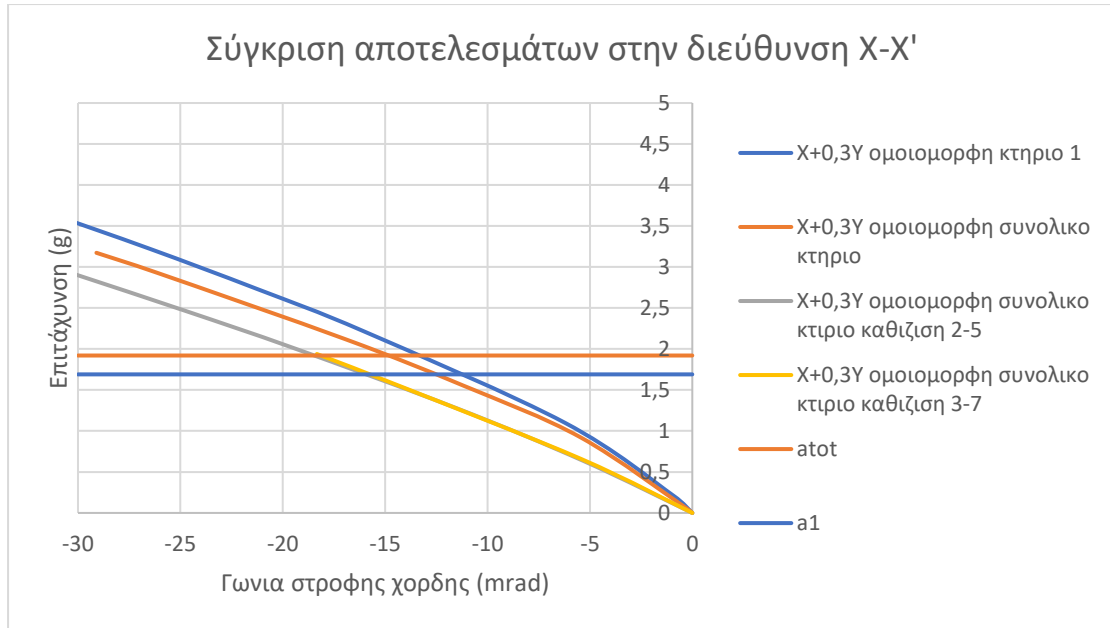
Βλέπουμε ότι στην συγκεκριμένη διεύθυνση η καθίζηση έχει ως αποτέλεσμα της μείωση της φέρουσας ικανότητας, ενώ οι καμπύλες που προέκυψαν από την επιβολή των καθιζήσεων παρουσιάζουν μικρότερη κλίση. Πάντως, μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι όσο μεγαλώνουν οι μετακινήσεις οι καμπύλες φαίνεται να αποκτούν την ίδια κλίση, κάτι το οποίο σημαίνει ότι οι καθιζήσεις επιταχύνουν τη μείωση της δυσκαμψίας σε μία τιμή που με την αύξηση των μετακινήσεων θα έφτανε έτσι και αλλιώς. Οι καμπύλες με καθιζήσεις αναπτύσσουν το 90% της φέρουσας ικανότητας που αναπτύσσει η κατασκευή χωρίς την επιρροή των καθιζήσεων. Οι δύο καμπύλες με καθιζήσεις είναι σχεδόν ίδιες, κάτι το οποίο είναι λογικό αν λάβουμε υπόψιν το γεγονός ότι οι τιμές καθιζήσεων που επιβλήθηκαν είναι αρκετά κοντά. Τέλος βλέπουμε ότι ακόμα και με την επιβολή καθιζήσεων, ο συνολικός φορέας έχει πολύ καλύτερη απόκριση από το κτήριο 1 μόνο του. Παρ' όλα αυτά, από τις αναλύσεις που έγιναν στο παρόν Κεφάλαιο, προέκυψε ότι ο φορέας θα χρειαστεί ενίσχυση σε περίπτωση που επιβεβαιωθεί ότι έχει υποστεί καθιζήσεις τέτοιου μεγέθους. Αυτό σημαίνει, ότι οι καθιζήσεις έχουν μεγαλύτερη επιρροή σε μεμονωμένα μέλη, παρά στην συνολική απόκριση του φορέα. Όσον αφορά τη Vrd, δεν μπορούμε να βγάλουμε κάποιο συμπέρασμα, καθώς η στοχευόμενη μετακίνηση και η στάθμη «ΣΒ» προηγήθηκαν.



Σχήμα 47: Συγκριτικά αποτελέσματα καμπυλών ικανότητας του συνδυασμού -X+0,3Y με ομοιόμορφη κατανομή

Σε αυτήν την περίπτωση βλέπουμε ότι η καμπύλη που προκύπτει από για καθιζήσεις 2-5cm είναι σχεδόν ίση με την καμπύλη της ενωμένης κατασκευής, με την διαφορά τους να κυμαίνεται σε ένα ποσοστό μεταξύ 2-5% σε φέρουσα ικανότητα. Από την άλλη, η καμπύλη για καθιζήσεις 3-7cm έχει παρόμοια συμπεριφορά με αυτήν στην σύγκριση του συνδυασμού X+0,3Y, δηλαδή παρουσιάζει μείωση της φέρουσας ικανότητας σε ποσοστό περίπου 10%.

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε και εδώ «αδιαστατοποίηση» των καμπυλών σε καμπύλες επιτάχυνσης-γωνίας στροφής χορδής. Παρακάτω παρουσιάζουμε τα συγκριτικά αποτελέσματα για τον συνδυασμό X+0,3Y.

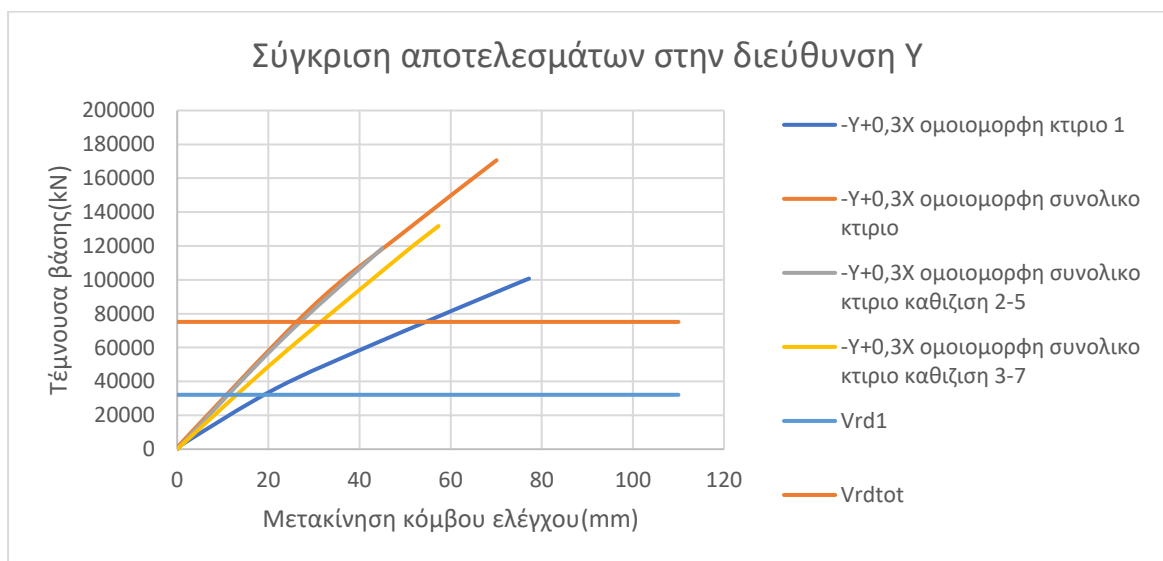


Σχήμα 48: Συγκριτικά αποτελέσματα «αδιαστατοποιημένων» καμπυλών του συνδυασμού Χ+0,3Υ με ομοιόμορφη κατανομή

Παρατηρούμε ότι, σε αντίθεση με το προηγούμενο διάγραμμα, η καμπύλη με την μεγαλύτερη κλίση είναι αυτή του κτηρίου 1. Αυτό οφείλεται, όπως εξηγήσαμε και στο προηγούμενο κεφάλαιο στην μεγάλη αύξηση της μάζας στη συνολική κατασκευή. Ακόμα, παρατηρούμε ότι οι 3 καμπύλες της συνολικής κατασκευής δεν μεταβάλλονται η μία σε σχέση με την άλλη, κάτι το οποίο οφείλεται στο γεγονός ότι προκύπτουν από τον ίδιο φορέα και επομένως, για την εύρεση της αδιαστατοποιημένης καμπύλης, διαιρέθηκαν με τα ίδια νούμερα. Βλέπουμε όμως, ότι το κτήριο 1 μπορεί να αναπτύξει μικρότερη γωνία στροφής και μικρότερες επιταχύνσεις.

#### 5.5.2. Σύγκριση αποτελεσμάτων στη διεύθυνση Υ-Υ'

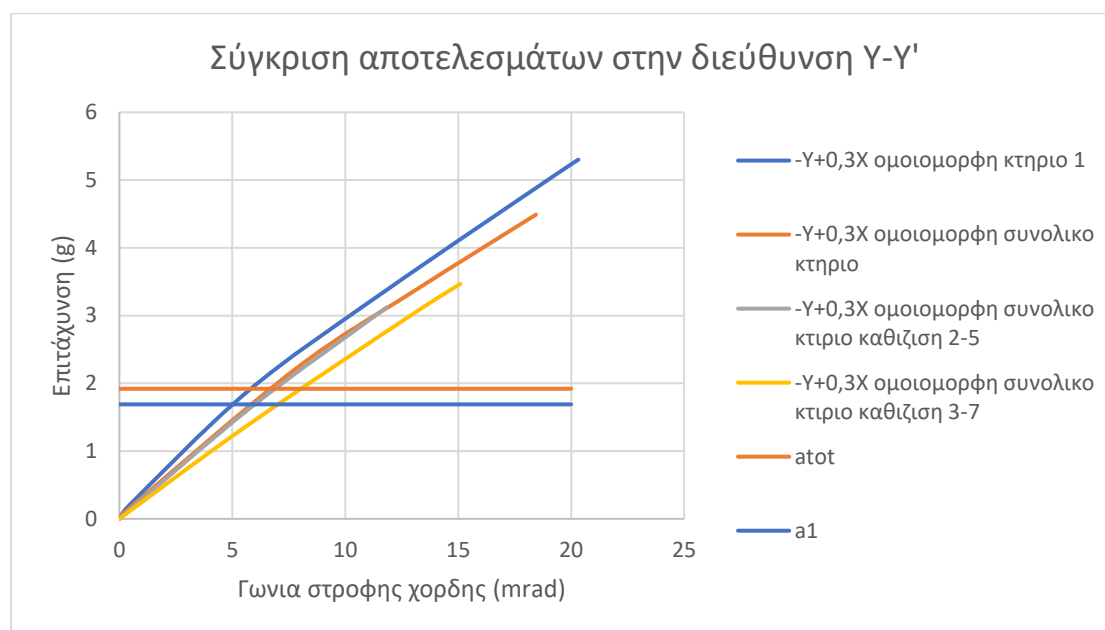
Παρουσιάζουμε τα συγκριτικά αποτελέσματα για τον συνδυασμό -Υ+0,3Χ.



Σχήμα 49: Συγκριτικά αποτελέσματα καμπυλών ικανότητας του συνδυασμού -Υ+0,3Χ με ομοιόμορφη κατανομή

Παρατηρούμε παρόμοια συμπεριφορά της κατασκευής με τον αντίστοιχο συνδυασμό για την διεύθυνση Χ που παρουσιάστηκε παραπάνω. Δηλαδή οι καμπύλες της ενωμένης κατασκευής χωρίς καθίζηση και με καθίζηση 2-5cm είναι σχεδόν ίσες, με την δεύτερη να παρουσιάζει σε κάποια σημεία απώλεια σε φέρουσα ικανότητα της τάξεως του 2%, ενώ η καμπύλη που προέκυψε για καθιζήσεις 3-7cm παρουσιάζει αρχικά μικρότερη κλίση, και όταν αυτό εξομαλύνεται παρουσιάζει μικρότερη φέρουσα ικανότητα κατά ποσοστό 10%.

Ακόμα, θα παρουσιάσουμε τις αδιαστατοποιημένες καμπύλες για τον εν λόγω συνδυασμό.



Σχήμα 50: Συγκριτικά αποτελέσματα «αδιαστατοποιημένων» καμπυλών του συνδυασμού -Υ+0,3Χ με ομοιόμορφη κατανομή

Τα συμπεράσματα που βγαίνουν από το παραπάνω διάγραμμα είναι παρόμοια με αυτά του αντίστοιχου διαγράμματος στη διεύθυνση Χ. Παρατηρούμε ότι η καμπύλη του μεμονωμένου κτηρίου 1 παρουσιάζει μεγαλύτερη κλίση, κάτι το οποίο οφείλεται στο γεγονός ότι η αύξηση της μάζας του συνολικού φορέα είναι μεγαλύτερη από την αύξηση της δυσκαμψίας του. Επιπλέον, βλέπουμε ότι οι καμπύλες της ενιαίας κατασκευής είναι αναλογικά οι ίδιες με το διάγραμμα V-δ. Βλέπουμε όμως, ότι η διατμητική αστοχία για το κτήριο 1 γίνεται για πολύ μικρή γωνία στροφής, συγκριτικά με τη συνολική κατασκευή.

## Κεφάλαιο 6. Προτάσεις ενίσχυσης του εδάφους και της θεμελίωσης της κατασκευής

### 6.1. Εισαγωγή

Όπως παρατηρήσαμε στο κεφάλαιο 5, η επιρροή των καθιζήσεων στην καμπύλη Pushover και κυρίως στις στάθμες επιτελεστικότητας, οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η κατασκευή μας είναι ανεπαρκής σε τέτοια φαινόμενα και θα χρειαστεί ενίσχυση. Η αντιμετώπιση αυτού του φαινομένου μπορεί να γίνει είτε με ενίσχυση της ποιότητας του εδάφους, είτε με ενίσχυση των στοιχείων θεμελίωσης της κατασκευής. Αρχικά θα πρέπει να γίνει μία εδαφοτεχνική μελέτη έτσι ώστε το προσδιοριστεί ποιος ακριβώς είναι ο λόγος για τον οποίο εμφανίζεται αυτό το φαινόμενο και στην συνέχεια να αντιμετωπιστεί με τον ανάλογο τρόπο. Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζονται διάφορες μέθοδοι επίλυσης του προβλήματος χωρίς περαιτέρω εμβάθυνση, καθώς αυτό είναι αντικείμενο της εδαφομηχανικής και όχι της παρούσας εργασίας. Επιπλέον, γίνεται πρόταση μίας μεθόδου ενίσχυσης των τοιχιών έναντι τέμνουσας, καθώς από τα αποτελέσματα των αναλύσεων φάνηκε ότι σε αρκετές φορτίσεις κρίσιμη είναι η διατμητική αντοχή η οποία μπορεί να οδηγήσει σε ψαθυρή αστοχία.

### 6.2 Μέθοδοι ενίσχυσης του εδάφους θεμελίωσης

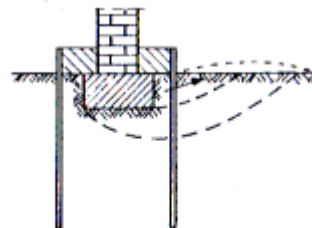
Στην περίπτωση όπου τα θεμέλια κατασκευής δεν έχουν υποστεί βλάβες, ούτε έχουν αστοχήσει, τότε αυτό σημαίνει πως ο λόγος για τον οποίο παρουσιάζεται το φαινόμενο των καθιζήσεων είναι το έδαφος θεμελίωσης. Στο παρόν υποκεφάλαιο θα παρουσιάσουμε δύο μεθόδους ενίσχυσης του εδάφους θεμελίωσης.

#### 6.2.1. Βελτίωση του εδάφους με διαπότιση

Η συγκεκριμένη μέθοδος συντελεί στην αύξηση της αντοχής του εδάφους και ενδείκνυται για την πρόληψη βλαβών στα στοιχεία θεμελίωσης. Σε αυτήν την μέθοδο γίνεται διαπότιση του εδάφους θεμελίωσης με κατάλληλα διαλύματα, τα οποία έχουν ως αποτέλεσμα να κλείσουν τα κενά του εδαφικού υλικού και έτσι να αυξηθεί η αντοχή του. Η επιλογή του υλικού διαπότισης με το οποίο θα γίνει η διαπότιση εξαρτάται από έδαφος θεμελίωσης. Αναλόγως την περίπτωση μπορεί να είναι τσιμέντο κοινό, μίγμα τσιμέντου-μπετονίτη ή χημικά διαλύματα. Η μέθοδος πραγματοποιείται μέσω διατρήσεων στο έδαφος για την εκτέλεση ενέσεων διαπότισης, διαδικασία για την εκτέλεση της οποίας παρέχει λεπτομέρειες το DIN 4093 (6/1962) «Θεμελιώσεις, καταθλίψεις στο υπέδαφος και δομικά έργα. Οδηγίες για το σχεδιασμό και εκτέλεση». Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι η παραπάνω μέθοδος είναι δυνατό να εφαρμοστεί μόνο σε εδάφη τα οποία διαρρέονται από νερά.

### 6.2.2. Αύξηση της ασφάλειας κατά θραύση του εδάφους

Στην περίπτωση όπου το πρόβλημα εντοπιστεί στη θραύση του εδάφους, τότε προτείνεται η παρεμπόδιση της πλευρικής διαφυγής του εδάφους. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με την έμπηξη πασσαλοσανίδων σε σειρά, εκατέρωθεν και κατά μήκος των θεμελίων. Με αυτόν τον τρόπο μετατοπίζεται η επιφάνεια ολισθήσεως προς τα κάτω, κάτι το οποίο κάνει ένα μεγάλο μέρος γαιών να συμπεριφέρονται ως αντίβαρο προς τα φορτία της πλευρικής μετακινήσεως, και έτσι αυξάνεται η ασφάλεια του εδάφους κατά θραύση.



Εικόνα 75:Αύξηση ασφάλειας εδάφους κατά θραύση με πασσαλοσανίδες

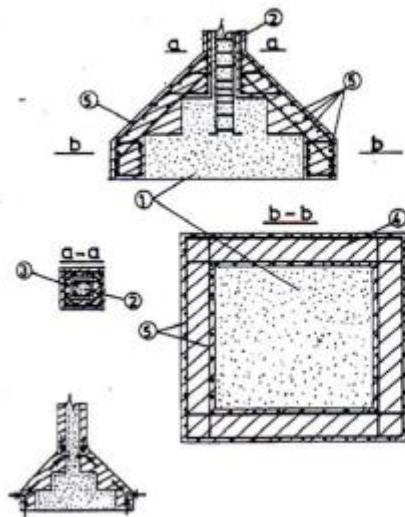
### 6.3. Μέθοδοι ενίσχυσης των στοιχείων θεμελίωσης

Ο πιο συνηθισμένος λόγος για τον οποίο εμφανίζονται προβλήματα καθιζήσεων σε μία κατασκευή είναι είτε βλάβες σε κάποιο στοιχείο θεμελίωσης, είτε αστοχία κάποιων στοιχείων. Στον παρόν υποκεφάλαιο θα παρουσιάσουμε τους 3 τρόπους ενίσχυσης της θεμελίωσης μίας κατασκευής.

#### 6.3.1. Αύξηση διαστάσεων των υπάρχοντων θεμελίων

Η αύξηση των διαστάσεων του θεμελίου γίνεται με τη χρήση μανδύα σκυροδέματος σε συνδυασμό με την τοποθέτηση νέων οπλισμών. Αυτό μπορεί να γίνει με διάφορες τεχνικές.

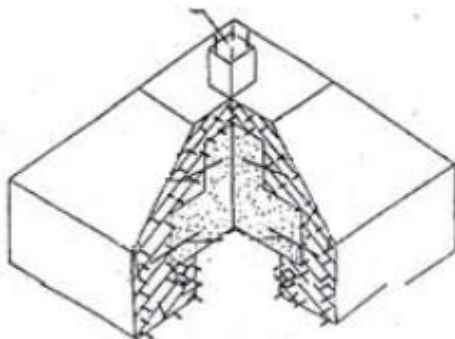
Μία τεχνική είναι η αύξηση των διαστάσεων του θεμελίου με ταυτόχρονη αύξηση των διαστάσεων του υπερκείμενου κατακόρυφου στοιχείου (υποσύλωμα, τοίχωμα). Ο μανδύας τοποθετείται περιμετρικά του πέδιλου με τέτοιο τρόπο ώστε να αυξάνει όλες τις διαστάσεις του (μήκος, πλάτος, ύψος). Στη βάση του πέδιλου ο μανδύας τοποθετείται σαν περιμετρικός δακτύλιος, ο οποίος αποτελείται από κλειστούς συνδετήρες οι οποίοι κατασκευάζονται με υπερκαλυπτόμενα τμήματα στα άκρα τους, για την καλύτερη παραλαβή των δυνάμεων εκτροπής που δημιουργούνται, ενώ είναι σημαντικό να γίνει σωστή αγκύρωση των οπλισμών του μανδύα γύρω από το θεμέλιο. Σε αυτήν τη μέθοδο επιβάλλεται να χρησιμοποιηθούν διατμητικοί σύνδεσμοι στις διεπιφάνειες παλαιού-νέου σκυροδέματος.



- 1- παλιό πέδιλο
- 2- παλιό υποστύλωμα
- 3- μανδύας
- 4- νέο υποστύλωμα
- 5- νέος οπλισμός

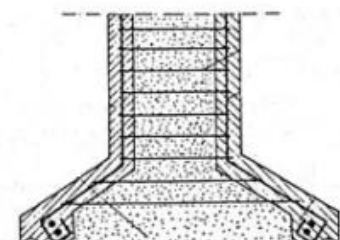
Εικόνα 76:Ενίσχυση πέδινων με μανδύα, όταν ενισχύεται και το φέρον κατακόρυφο στοιχείο

Μία άλλη τεχνική είναι η αύξηση των διαστάσεων του θεμελίου χωρίς την ταυτόχρονη αύξηση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου. Σε αυτήν την τεχνική, ο μανδύας πρέπει να επεκτείνεται και κάτω από το θεμέλιο, κάτι το οποίο κάνει δύσκολη την εφαρμογή της καθώς απαιτείται περιμετρική εκσκαφή κάτω από το υπάρχον πέδιλο, κατά την οποία χρησιμοποιούνται και μεταλλικές διατομές διπλού ταυ για την προσωρινή στήριξη του πέδிலου.



Εικόνα 77:Ενίσχυση πέδινων με μανδύα, χωρίς να ενισχύεται και το φέρον κατακόρυφο στοιχείο

Τέλος, υπάρχει η δυνατότητα αύξησης των διαστάσεων του πέδிலου, μέσω της σύνδεσης του μανδύα του υποστυλώματος στο πέδιλο. Με αυτήν την τεχνική, επιτυγχάνεται η αύξηση του ύψους του θεμελίου, που συνεισφέρει στην δυσκαμψία του. Σε αυτήν την μέθοδο, επιβάλλεται ο μανδύας να οπλίζεται με κλειστούς οριζόντιους συνδετήρες τουλάχιστον  $\Phi 12/10$ . Ακόμα ο μανδύας πρέπει να συνεχίζει και να καλύπτει τουλάχιστον το μισό του ύψους του πέδிலου έτσι ώστε να υπάρχει το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης των οπλισμών.



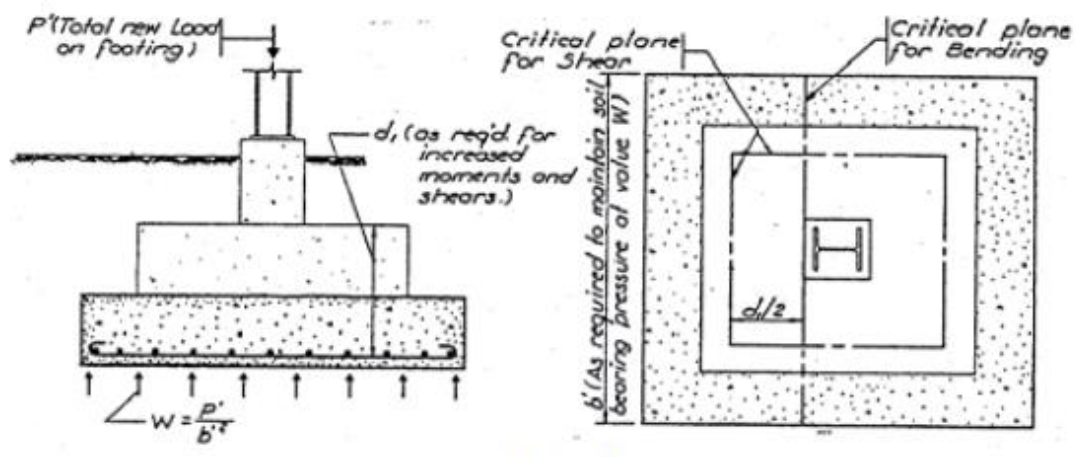
Εικόνα 78:Αύξηση ύψους πέδிலου με μανδύα

Ένα από τα πιο δύσκολα και σημαντικά σημεία της χρήσης του μανδύα σκυροδέματος είναι η εξασφάλιση της συνάφειας παλαιού και νέου σκυροδέματος, κάτι το οποίο μπορεί να επιτευχθεί τα παρακάτω βήματα:

- Αποκοπή της επιφανειακής στρώσης σκυροδέματος με βλάβες και διαμόρφωση κοιλοτήτων για να υποδεχτούν το νέο σκυρόδεμα.
- Εκτράχυνση της επιφάνειας με μηχανικά μέσα.
- Πλύση της επιφάνειας με νερό υπό πίεση.
- Διαβροχή της επιφάνειας παλαιού σκυροδέματος μέχρι κορεσμού.

Από τις παραπάνω μεθόδους συνίσταται η πρώτη, η οποία είναι πιο εύκολη στην εφαρμογή, αλλά ταυτόχρονα με αυτήν ενισχύουμε και το υπερκείμενο υποστύλωμα/τοίχωμα, έτσι ώστε να έχει καλύτερη συμπεριφορά στη σεισμική δράση.

Τέλος, να σημειωθεί ότι αντί της αύξησης των διαστάσεων του θεμελίου, υπάρχει η μέθοδος κατά την οποία κατασκευάζεται κάτω από την υπάρχουσα θεμελίωση ένας κύβος σκυροδέματος με μεγαλύτερες διαστάσεις από αυτές του υπάρχοντος θεμελίου, κάτι το οποίο όμως είναι αρκετά δύσκολο στην εφαρμογή, όπως και η 2<sup>η</sup> τεχνική που παρουσιάστηκε παραπάνω.

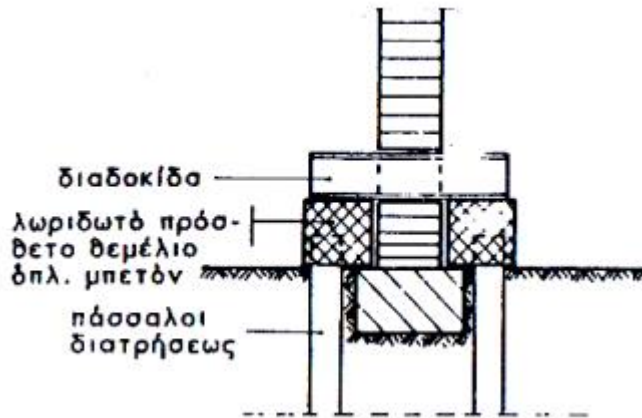


Εικόνα 79:Μεγέθυνση πέδιλου

### 6.3.2. Κατασκευή νέων θεμελίων

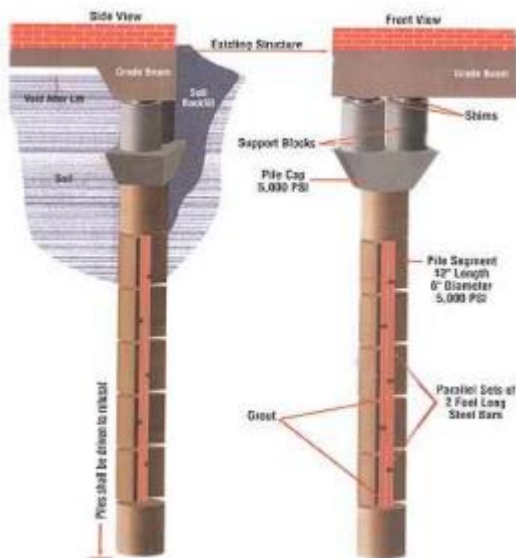
Πρόκειται για μία από τις πιο διαδεδομένες μεθόδους σε περίπτωση που εντοπιστούν βλάβες στην υπάρχουσα θεμελίωση ή σε περίπτωση προσθήκης επιπλέον ορόφων στην κατασκευή.

Σε αυτήν τη μέθοδο, εκατέρωθεν του υπάρχοντος πέδιλου τοποθετούνται νέες λωρίδες θεμελίων. Σε αυτές τις λωρίδες, τοποθετούνται πάσσαλοι διατήρησης, των οποίων οι κεφαλές δένονται μέσα στο σκυρόδεμα των συνδετήριων δοκών της θεμελίωσης. Επιπλέον, σε αυτή τη μέθοδο γίνεται χρήση διαδοκίδων μέσω των οποίων αναλαμβάνουν τα φορτία.



Εικόνα 80:Υποστήριξη διαμήκου τοίχου

Ένας τρόπος προσθήκης νέων θεμελίων είναι με τη χρήση πασσάλων ή κιβωτίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα πλεονεκτήματα αυτής της μεθόδου είναι η δυνατότητα παραλαβής μεγαλύτερου φορτίου, η εύκολη εύρεση του βάθους θεμελίωσης τους και η ευελιξία στην ευθυγράμμιση τους, η οποία μπορεί να είναι είτε κατακόρυφη είτε υπό γωνία. Το σημαντικότερο πλεονέκτημα είναι ότι σε περίπτωση σωστού σχεδιασμού και εγκατάστασης, αποτελεί μία μόνιμη λύση. Πρόκειται όμως για μία μέθοδος που δεν προτιμάται, λόγω της χρονοβόρας εγκατάστασης, της δυσκολίας κατασκευής και της αδυναμίας κατασκευής στο εσωτερικό της κάτοψης του κτηρίου.



Εικόνα 81:Πάσσαλοι από οπλισμένο σκυρόδεμα

Ένας άλλος τρόπος είναι η χρήση μεταλλικών πασσάλων που προστατεύονται από διάβρωση, οι οποίοι έχουν μεγάλη δυσκαμψία, έχουν πιο εύκολη διαδικασία εγκατάστασης και έχουν τη δυνατότητα να φτάσουν στο επιθυμητό βάθος θεμελίωσης.

Τέλος, υπάρχει η ειδική περίπτωση των ριζοπασσάλων. Η έμπηξη αυτού του είδους πασσάλων γίνεται με τη μέθοδο της περιστροφικής διείδυσης. Για τον οπλισμό τους χρησιμοποιούνται διαμήκεις ράβδοι και ελικοειδείς συνδετήρες. Αυτή η κατηγορία πασσάλων έχει το πλεονέκτημα ότι μπορεί να τοποθετηθεί από το εσωτερικό των

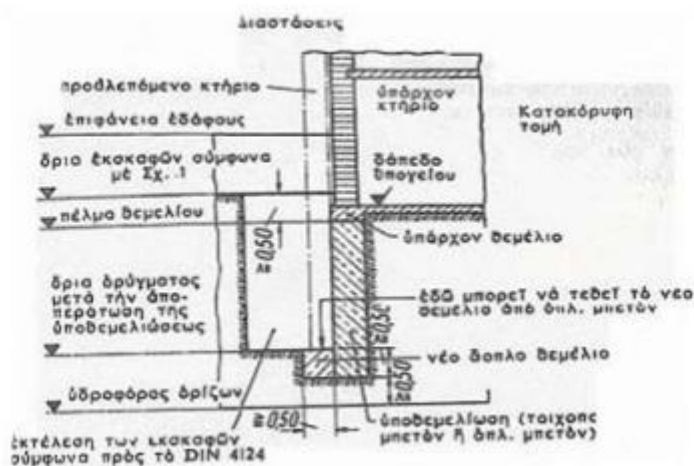


υπογειών, ενώ από την εφαρμογή τους σε υπάρχουσες κατασκευές έχει διαπιστωθεί ότι περιορίζει τα φαινόμενα καθιζήσεων στην τάξη των λίγων χιλιοστών.

Από τις παραπάνω μεθόδους, συνίσταται η τελευταία, λόγω της ευκολίας κατασκευής της. Ακόμα, μπορεί να συνδυαστεί με την ανύψωση της κατασκευής, μέσω της χρήσης υδραυλικών γρύλων που θα στηριχθούν στην άνω παρειά των πλακών οροφής υπογειών, έτσι ώστε να αρθούν οι όποιες διαφορικές καθιζήσεις.

### 6.3.3. Κατασκευή υποθεμελίωσης

Πρόκειται για μία κατασκευή που γίνεται κάτω από την υπάρχουσα θεμελίωση του κτηρίου, και ο σκοπός της είναι να παραλάβει τα φορτία της θεμελίωσης και να τα μεταφέρει χαμηλότερα σε καλύτερο έδαφος. Ουσιαστικά δεν πρόκειται για μία μέθοδο ενίσχυσης της υπάρχουσας θεμελίωσης, αλλά περισσότερο για μία μέθοδο αλλαγής του τρόπου θεμελίωσης, με την οποία επιτυγχάνεται αύξηση της φέρουσας ικανότητας και του βάθους θεμελίωσης. Παράλληλα, με αυτόν τον τρόπο αντιμετωπίζονται και τα οποία προβλήματα καθιζήσεων υπάρχουν στο κτήριο. Καθώς η υποθεμελίωση πρόκειται για καινούργια θεμελίωση, πρέπει να εξασφαλίζεται πλήρης συνεργασία μεταξύ νέας και υπάρχουσας.



Εικόνα 82:Υποθεμελίωση υπαρχόντων θεμελίων

#### 6.3.3.1. Αβαθείς υποθεμελιώσεις

Πρόκειται για την συνηθέστερη μορφή υποθεμελίωσης, καθώς γίνεται σε μικρό βάθος και δεν παρουσιάζουν στατικά προβλήματα. Ο τρόπος κατασκευής γίνεται μέσω της κατασκευής ορυγμάτων κάτω από την υφιστάμενη θεμελίωση και την πλήρωσή τους με ντουλάπια σκυροδέματος, τα οποία διατάσσονται σε σειρές πάνω στον τοίχο των θεμελίων. Αυτού του είδους η υποθεμελίωση προτιμάται όταν θέλουμε να κάνουμε εκκαφή του εδάφους σε μικρή απόσταση από τη θεμελίωση.

### 6.3.3.2. Βαθιές υποθεμελιώσεις

Πρόκειται για μία πιο πολύπλοκη περίπτωση, λόγω του μεγάλου βάθους κατασκευής, το οποίο μπορεί να προκαλέσει διάφορα προβλήματα. Για αυτόν τον λόγο πολλές φορές χρειάζεται ενίσχυση της τοιχοποιίας θεμελίωσης, στην συγκεκριμένη μέθοδο. Ο συνηθέστερος τρόπος εφαρμογής της μεθόδου είναι με χρήση μικροπασσάλων. Η εγκατάστασή τους γίνεται με περιστροφικά γεωτρήπανα. Όταν φτάσουμε στο επιθυμητό βάθος, η γεώτρηση πληρώνεται με τσιμεντοκονίαμα, το οποίο συνεισφέρει στη βελτίωση του εδάφους θεμελίωσης και ενίσχυση των στοιχείων θεμελίωσης. Στην συνέχεια τοποθετείται ο οπλισμός που συνήθως είναι μία χαλύβδινη ράβδος ή ένας σωλήνας κυκλικής διατομής.

## 6.4. Ενίσχυση υποστυλωμάτων έναντι τέμνουσας με ινοπλισμένα πολυμερή

Όπως είδαμε στα κεφάλαια 4,5, η κατασκευή ανέπτυξε κατά την στατική ανελαστική ανάλυση πολύ μεγάλες τιμές τέμνουσας βάσης, με τις περισσότερες εξ αυτών να ξεπερνούν την διατμητική αντοχή της κατασκευής της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι ο πιο πιθανός λόγος αστοχίας της κατασκευής είναι ανεπάρκεια σε τέμνουσα, κάτι το οποίο θα την οδηγήσει σε ψαθυρή αστοχία. Για αυτόν τον λόγο στο παρόν υποκεφάλαιο θα παρουσιαστεί μία μέθοδος ενίσχυσης των τοιχωμάτων σε τέμνουσα.

Μία από τις πλέον σύγχρονες μεθόδους ενίσχυσης, είναι η μέθοδος ενίσχυσης με τη χρήση σύνθετων υλικών από ινοπλισμένα πολυμερή FRP (fiber reinforced polymers). Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή, έχουν ως συστατικά τους στοιχεία ίνες υψηλής αντοχής και υψηλού μέτρου ελαστικότητας σε παχύρρευστη σκληρυσμένη μήτρα. Σε αυτήν την μορφή, τόσο οι ίνες όσο και η μήτρα διατηρούν τις φυσικές και χημικές τους ιδιότητες, ενώ παράγουν ένα νέο συνδυασμό ιδιοτήτων που χωριστά κανένα από τα δύο συστατικά στοιχεία δεν θα μπορούσε να επιτύχει. Η μήτρα αποτελεί τη ουσία συγκόλλησης των ινών εξασφαλίζοντας τη μεταφορά δυνάμεων σε αυτές.

### 6.4.1. Υλικά ινών

Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό των ινών που χρησιμοποιούνται στα σύνθετα υλικά είναι η σχεδόν γραμμική καμπύλη έντασης-παραμόρφωσης έως την αστοχία τους. Αυτό σημαίνει ότι δεν παρουσιάζουν σχεδόν ποτέ πλαστική παραμόρφωση ή έστω διαρροή, με την θραύση να αποτελεί την τυπική μορφή αστοχίας τους. Οι τρεις συνηθέστεροι τύποι ινών παρουσιάζονται παρακάτω.



Εικόνα 83: Κομμάτια υφασμάτων GFRP, CFRP, AFRP

#### 6.4.1.1. Ίνες υάλου (GFRP)

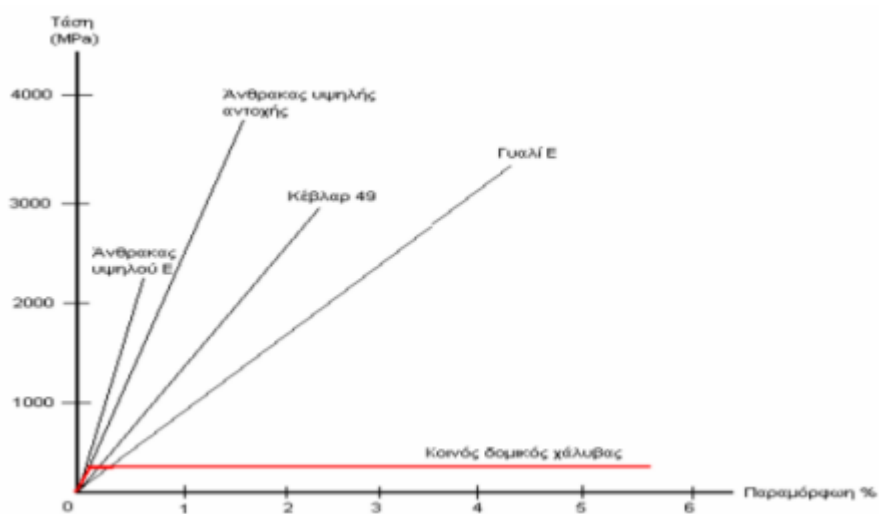
Αποτελούν τον πρώτο είδος ινών που εμφανίστηκαν και πλέον έχουν αναπτυχθεί έξι διαφορετικοί τύποι ινών υάλου. Στις κατασκευές χρησιμοποιούνται δύο από αυτούς, ο τύπος E και ο τύπος S. Ο δεύτερος παρουσιάζει μεγαλύτερη αντοχή (2000-3000MPa) και μέτρο ελαστικότητας (85-90GPa), σε σχέση με το πρώτο που όμως προτιμάται ο πρώτος λόγω χαμηλού κόστους. Το μειονέκτημα των ινών υάλου είναι ότι είναι ευπαθή σε διάβρωση.

#### 6.4.1.2. Ίνες άνθρακα (CFRP)

Οι ίνες άνθρακα είναι αυτές που παρουσιάζουν τις καλύτερες ιδιότητες από όλους τους άλλους τύπους ινών. Πιο συγκεκριμένα, παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή (2100-6800 MPa) και μέτρο ελαστικότητας (215-700 GPa), ενώ παρουσιάζουν τη μικρότερη επιμήκυνση θραύσης (0,2-2,5%). Τέλος δεν παρουσιάζουν κάποια σημαντική αδυναμία. Το μόνο πρόβλημα τους είναι το αυξημένο κόστος, το οποίο όμως δεν είναι πολύ μεγαλύτερο από αυτό των άλλων ειδών.

#### 6.4.1.3. Ίνες πολυαραμιδής (AFRP)

Αποτελεί έναν τύπο ινών που χρησιμοποιείται για την αντιμετώπιση κρουστικών φορτίων σε κατασκευές και όχι τόσο για την ενίσχυση τους. Όσον αφορά τα χαρακτηριστικά τους, παρουσιάζουν μεγάλο μέτρο ελαστικότητας (70-130GPa) και σχετική υψηλή εφελκυστική αντοχή (3800MPa). Αξίζει να σημειωθεί ότι η θλιπτική αντοχή αυτού του τύπου ινών είναι μειωμένη περίπου 20% σε σχέση με την παραπάνω εφελκυστική. Τέλος το εύρος του μήκους θραύσης τους κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 2,5-5%. Τέλος, να αναφερθεί ότι αυτού του είδους οι ίνες είναι πιθανό να παρουσιάσουν ερπυστικές παραμορφώσεις.



Σχήμα 51: Τυπικές καμπύλες εφελκυστικής τάσης-παραμόρφωσης διαφόρων τύπων ινών και κοινού χάλυβα

#### 6.4.2. Μήτρα σύνθετων υλικών

Ως μήτρα για την παραγωγή σύνθετων υλικών ινών χρησιμοποιούνται ρητίνες. Ο ρόλος της ρητίνης στο σύνθετο υλικό είναι η σύνδεση των ινών. Οι ρητίνες από μόνες τους δεν θα μπορούσαν να ενισχύσουν μία κατασκευή, καθώς σε σχέση με τις ίνες είναι πολύ ασθενέστερο υλικό. Παρόλα αυτά, ο ρόλος τους στο σύνθετο υλικό είναι πολύ σημαντικός καθώς αυτές μεταφέρουν τα φορτία και κατανέμουν τις τάσεις στις ίνες, επιτρέποντας τους να συμπεριφέρονται σχεδόν σαν ομογενές υλικό.

Θα παρουσιάσουμε μόνο ένα είδος ρητινών, αυτό των εποξικών, το οποίο σύμφωνα με τη βιβλιογραφία αποτελεί την καλύτερη επιλογή για χρήση σε ινοπλισμένα πολυμερή, λόγω της μεγάλης αντοχής(55-130MPa), συγκολλητικής ικανότητας και ανθεκτικότητας σε φαινόμενα κόπωσης και διάβρωσης.

#### 6.5. Πρόταση ενίσχυσης

Παραπάνω είδαμε διάφορες μεθόδους αντιμετώπισης του φαινομένου των καθιζήσεων. Για το κτήριο το οποίο μελετάμε στην παρούσα εργασία, προτείνουμε σαν βέλτιστη λύση, την κατασκευή νέων θεμελίων με τη χρήση ριζοπασσάλων, όπως αυτή παρουσιάστηκε στο υποκεφάλαιο 6.3.2. Αυτή η τεχνική, έχει το πλεονέκτημα ότι «κατεβάζει» το βάθος θεμελίωσης σε έδαφος με καλύτερες ιδιότητες. Επιπλέον, είναι μία τεχνική η οποία μπορεί να εφαρμοστεί από το εσωτερικό του κτηρίου, κάτι το οποίο σημαίνει ότι γλιτώνουμε την χρονοβόρα και ακριβή διαδικασία της εκσκαφής περιμετρικά του κτηρίου. Επίσης, προτείνεται να πραγματοποιηθεί και ανύψωση του κτηρίου στα σημεία όπου παρατηρούνται οι διαφορικές καθιζήσεις, έτσι ώστε να αντιμετωπιστούν πιθανές βλάβες στην ανωδομή λόγω αυτού του φαινομένου και να αποφευχθεί η μείωση της μετακίνησης για την οποία ορίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες», όπως συνέβη στις αναλύσεις του Κεφαλαίου 5. Βέβαια πρέπει αρχικά να γίνει εδαφοτεχνική μελέτη με την οποία θα προσδιοριστεί που υπάρχει το πρόβλημα. Επιπλέον, θα πρέπει να ελεγχθεί η κατασκευή για την πιθανότητα ύπαρξης βλαβών στα φέροντα στοιχεία της ανωδομής, και να πραγματοποιηθεί η επισκευή/ενίσχυση τους(π.χ. έλεγχος στα υποστυλώματα τα οποία ήταν κρίσιμα στις αναλύσεις με επιρροή καθιζήσεων). Όσον αφορά την πιθανή ενίσχυση των τοιχίων σε τέμνουσα, προτείνεται η χρήση σύνθετου υλικού αποτελούμενα από ίνες άνθρακα και εποξική ρητίνης, το οποίο σύμφωνα με τη βιβλιογραφία έχει εφελκυστική αντοχή (2200-4300MPa) και μέτρο ελαστικότητας (200-450GPa), με πάχος στρώσης 0,12-0,6mm.

## Κεφάλαιο 7. Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκε μία διώροφη σχολική μονάδα, η οποία σχεδιάστηκε πριν το 1984 και η οποία αποτελείται από τρία κτήρια που συνδέονται με αντισεισμικό αρμό. Το ιδιαίτερο αυτής της κατασκευής είναι ότι έχει παρουσιάσει σε κάποιους τοίχους οριζόντιες ρωγμές, φαινόμενο που αποτελεί ένδειξη αστοχίας των στοιχείων θεμελίωσης και που υποδηλώνει την ύπαρξη διαφορικών καθιζήσεων. Στόχος της εργασίας ήταν να συνυπολογίσει κατά την αντισεισμική αποτίμηση την επιρροή της φόρτισης των καθιζήσεων, και να γίνουν συγκρίσεις με την αποτίμηση χωρίς τον συνυπολογισμό των καθιζήσεων. Το γεγονός ότι η μονάδα χωρίζεται σε τρεις ανεξάρτητους φέροντες οργανισμούς, μας οδήγησε στην προσομοίωση κάθε κτηρίου μεμονωμένα με σκοπό να πάρουμε περισσότερες πληροφορίες για την απόκριση της κατασκευής.

Πράγματι, μέσα από αυτές τις αναλύσεις είδαμε ότι το κτήριο 2,3 επιδεικνύουν πολύ μεγάλη δυσκαμψία κατά τη διεύθυνση Y και X αντίστοιχα. Αυτό ήταν κάτι το οποίο περιμέναμε να συμβεί, καθώς στο κτήριο 2 υπάρχουν τέσσερα μεγάλα τοιχώματα που λειτουργούν κατά τη διεύθυνση Y, ενώ αντίστοιχα στο κτήριο 3 υπάρχουν 3 μεγάλα τοιχώματα που λειτουργούν στη διεύθυνση X. Αυτό μεταφράστηκε και από τις πολύ μικρές στοχευόμενες μετακινήσεις που προέκυψαν στις αναλύσεις κατά αυτές τις διευθύνσεις, όπου ικανοποιούταν ακόμα και η στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμένες βλάβες». Εν γένει, σε όλες τις αναλύσεις τα αποτελέσματα έδειχναν ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά με μικρές τιμές πλαστιμότητας. Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη μεγάλου αριθμού τοιχίων τα οποία είναι υπεύθυνα για το μεγαλύτερο μέρος της δυσκαμψίας του φορέα, ενώ παραλαμβάνουν και το μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής δράσης. Συγκεκριμένα, η απόκριση όλων των φορέων που αναλύσαμε (μεμονωμένα κτήρια και συνολικός φορέας) ήταν σχεδόν ελαστική. Από την εξαγωγή διαγράμμάτων επιτάχυνσης-μετακίνησης, είδαμε ότι κατά τις αναλύσεις η κατασκευή ανέπτυξε μεγάλες επιταχύνσεις, κάτι το οποίο μας οδήγησε να κάνουμε έλεγχο διατμητικής αντοχής. Μέσω αυτού του ελέγχου, είδαμε ότι στις περισσότερες αναλύσεις ξεπεράστηκε η  $V_{rd}$ , κάτι σημαίνει ότι προηγείται η ψαθυρή αστοχία λόγω τέμνουσας. Όμως, σε κανέναν συνδυασμό φόρτισης δεν ξεπεράστηκε η τιμή της διατμητικής αντοχής, κάτι το οποίο σημαίνει ότι η κατασκευή επαρκεί σε τέμνουσα.

Οι αναλύσεις του ενωμένου φορέα έδειξαν μία σημαντική αύξηση σε δυσκαμψία σε σχέση με το κτήριο 1, ενώ υπήρξε και μείωση των μετακινήσεων, στοιχεία που δείχνουν τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς. Ακόμα, στα διαγράμματα επιτάχυνσης-γωνίας στροφής χορδής παρατηρούμε ότι οι καμπύλες του συνολικού φορέα έχουν μικρότερη κλίση από αυτές του κυρίως μεμονωμένου κτηρίου 1, κάτι το οποίο σημαίνει ότι αναπτύσσει την ίδια γωνία στροφής χορδής για μικρότερη επιτάχυνση. Αυτό το γεγονός αντικρούεται με την αύξηση της δυσκαμψίας αναφέραμε παραπάνω. το οποίο εξηγείται από την αύξηση της μάζας του συνολικού φορέα, εκτός της δυσκαμψίας. Άρα, ο λόγος δυσκαμψίας-μάζας, ο οποίος πρόκειται για την κλίση της συγκεκριμένης μορφής διαγράμματος, του συνολικού φορέα προκύπτει μικρότερος από τον αντίστοιχο του κτηρίου 1. Όμως, λόγω της ικανότητας της ενωμένης κατασκευής να αναπτύξει μεγαλύτερη τέμνουσα, μπορεί να αναπτύξει και μεγαλύτερες τιμές γωνίας στροφής χορδής, δηλαδή επιβραδύνεται η στιγμή αστοχίας. Τέλος, οι φορείς (μεμονωμένοι και ενωμένος) κατάφεραν, όπως ήταν αναμενόμενο, να πετύχουν το στόχο αποτίμησης για όλους τους

συνδυασμούς φόρτισης, γεγονός το οποίο επίσης οφείλεται στο μεγάλο αριθμό τοιχίων, αν και σε κάποιες φορτίσεις η κατασκευή επαρκούσε οριακά λόγω διατμητικής αστοχίας.

Όσον αφορά την επιρροή των καθιζήσεων παρατηρήσαμε την μείωση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής σε ποσοστό περίπου 10% στον συνδυασμό Χ+0,3Υ. Επίσης παρατηρήσαμε ότι η επιρροή των καθιζήσεων δεν είναι η ίδια και αλλάζει ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης. Αυτό πιθανότατα οφείλεται στις περιοχές όπου επιλέξαμε να εφαρμόσουμε τη φόρτιση της καθίζησης, οι οποίες δεν καταπονούνται το ίδιο σε όλες τις διευθύνσεις σεισμικής δράσης. Ακόμα, είδαμε ότι μετά από μία μετακίνηση οι καμπύλες με και χωρίς καθίζηση γίνονται παράλληλες, κάτι το οποίο σημαίνει ότι αυτού του είδους η φόρτιση επιταχύνει την διαρροή κάποιων μελών, η οποία θα συνέβαινε και χωρίς την επιρροή του καθιζήσεων για μεγαλύτερη μετακίνηση. Τέλος, οι καθιζήσεις έχουν πολύ μεγάλη επιρροή στην αποτίμηση με στάθμες επιτελεστικότητας. Αυτό γίνεται κατανοητό, μόνο αν λάβουμε υπόψιν ότι οι αναλύσεις χωρίς τον συνυπολογισμό των καθιζήσεων ικανοποίησαν τον στόχο αποτίμησης για όλους τους συνδυασμούς, ενώ στις αναλύσεις όπου λάβαμε υπόψιν φαινόμενα καθιζήσεων, ο φορέας κρίθηκε ανεπαρκής σε αρκετούς συνδυασμούς, καθώς υπήρξαν υποστυλώματα που ανέπτυξαν τη μέγιστη επιτρεπόμενη γωνία στροφής χορδής πρόωρα, λόγω των διαφορικών καθιζήσεων.

Κλείνοντας, είναι φανερό ότι η κατασκευή αν και δεν έχει σχεδιασθεί με τρόπο ώστε να αναπτύσσει πλαστιμότητα, έχει πολύ καλή αντισεισμική συμπεριφορά λόγω την ύπαρξης των τοιχίων, υπάρχει όμως ο κίνδυνος της ψαθυρής αστοχίας. Όσον αφορά τα φαινόμενα καθιζήσεων, όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 6, θα πρέπει να γίνει μία εδαφοτεχνική μελέτη, καθώς και έλεγχοι στα στοιχεία θεμελίωσης, έτσι ώστε να εντοπιστεί η πηγή του φαινομένου και να αντιμετωπιστεί με κάποια από τις μεθόδους του αναφέραμε. Ακόμα, θα πρέπει να γίνει έλεγχος και στην ανωδομή για τυχόν βλάβες που μπορεί να έχουν προκληθεί λόγω αυτού του φαινομένου και αν επιδιορθωθούν, καθώς όπως είδαμε και στις αναλύσεις τα γραμμικά μέλη του φέροντος οργανισμού είναι αρκετά ευαίσθητα σε τέτοιου είδους φορτίσεις.

## Βιβλιογραφία

1. ΚΑΝ.ΕΠΕ [2η Αναθεώρηση 2017] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ» ΟΑΣΠ.1.
2. EC8[EN 1998-1 : 2004] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1 : «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια».
3. EC8[EN 1998-3] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 3: «Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων».
4. EC2[EN 1992-1-1 : 2004] «Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα» Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
5. ΕΑΚ 2000 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ.
6. ΕΚΩΣ 2000 Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ.
7. Ψυχάρης Ι.Ν. (2016) «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας: Τεύχος 1»
8. Ψυχάρης Ι.Ν. (2015) «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας: Τεύχος 2»
9. Καραβεζύρογλου-Βέμπερ Μ. (3<sup>η</sup> έκδοση 2016) «Στοιχεία υπολογισμού και διαμόρφωση ολόσωμων κατασκευών»
10. Καραγιάννης Γ.Χ. (2<sup>η</sup> έκδοση 2016) «Σχεδιασμός -συμπεριφορά κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού»
11. Σπυράκος Κ. (2<sup>η</sup> έκδοση 2004) «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία»
12. Δρίτσος Η.Σ. (2005) «Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
13. Computers&Structures Inc. (2016) «CSI Analysis Reference Manual ForSAP2000®, ETABS® and CSiBridge®»
14. Μπάρπας Γ. (2021) «Αντισεισμική αποτίμηση και σενάρια ενίσχυσης κτηρίου με χρήση ιατρικού κέντρου στον Πειραιά»
15. Πανταζοπούλου Μ. (2020) «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας υφιστάμενης σχολικής μονάδας κτιρίων με αρμό διαστολής, με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.»
16. Νικολάου Α. (2017) «Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας κτιριακού συγκροτήματος με μεγάλα ελαφρώς οπλισμένα τοιχώματα»
17. Παναγιωτοπούλου Μ. «Μέθοδοι ενίσχυσης και επισκευής στοιχείων θεμελίωσης»
18. Γαβριλάκη Α.-Χιώτης Δ. (2010) «Μέθοδοι ενίσχυσης στοιχείων θεμελίωσης»
19. Φαρδής Ν.Μ. «Το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004 - Ευρωκώδικας 8: «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια”»