



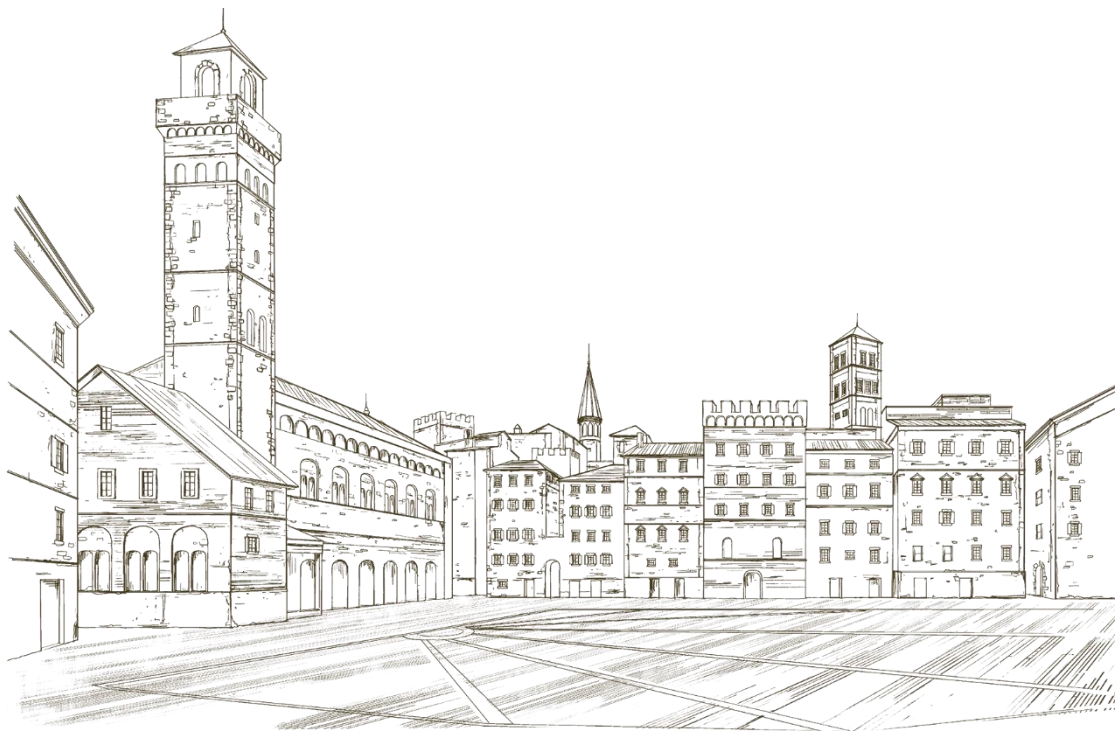
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

**Αντισεισμική αποτίμηση υπαρχόντων κτηρίων με  
αρμό διαστολής και εξέταση τρόπων και  
επιπτώσεων κατάργησής του**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Παναγιώτα Νικητάκη**

Επιβλέπων καθηγητής: Βουγιούκας Εμμανουήλ, Επίκουρος ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 202



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα Καθηγητή κ. Εμμανουήλ Βουγιούκα, για την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω την παρούσα διπλωματική εργασία αλλά και για τις πολύτιμες γνώσεις και τη συνεχή καθοδήγησή του σε όλη τη διάρκεια. Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω τους φίλους μου για την στήριξη και συμπαράστασή τους στις δύσκολες στιγμές και που με βελτιώνουν συνεχώς σαν άνθρωπο. Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την απεριόριστη αγάπη και φροντίδα που μου έχει δώσει και συνεχίζει να μου δίνει όλα αυτά τα χρόνια και ιδιαίτερα στον πατέρα μου, στον οποίον και την αφιερώνω.

# Πίνακας περιεχομένων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	9
ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	9
1.1 Γενικά .....	9
1.2 Στόχος.....	9
1.3 Ευάλωτα κτίρια σε κρούση .....	9
1.4 Μέτρα αποφυγής επιπτώσεων κρούσης γειτονικών κτιρίων .....	10
1.5 Πλεονεκτήματα-Μειονεκτήματα ένωσης .....	11
1.5.1 Κανονικότητα .....	11
1.5.2 Εκκεντρότητα.....	12
1.5.3 Θερμοκρασιακές μεταβολές .....	12
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	13
2.1 Γενικά .....	13
2.2 Πλαστιμότητα .....	13
2.3 Πλαστικές αρθρώσεις .....	14
2.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	15
2.4.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού .....	16
2.5 Καμπύλη ικανότητας ή αντίστασης.....	17
2.6 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής.....	17
2.7 Στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής.....	19
2.8 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας.....	19
2.9 Δημιουργία ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος .....	20
2.10 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης .....	21
2.11 Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση.....	22
2.12 Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών.....	23
2.12.1 Γενικά .....	23
2.12.2 Στατική ανελαστική ανάλυση.....	23
2.12.3 Αποτίμηση συμπεριφοράς .....	24
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	25
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	25
3.1 Περιγραφή της κατασκευής.....	25
3.2 Μορφολογία του φορέα.....	26
3.3 Προσομοίωση της κατασκευής.....	28
3.3.1 Προσδιορισμός και εισαγωγή δομικών υλικών .....	28
3.3.2 Γραμμικά Στοιχεία .....	29

3.3.3 Επιφανειακά Στοιχεία .....	31
3.3.4 Στηρίξεις κατασκευής .....	31
3.4 Δράσεις επί της κατασκευής.....	32
3.4.1 Κατακόρυφες δράσεις .....	32
3.4.2 Σεισμικές δράσεις.....	32
3.4.3 Ταλαντούμενη Μάζα .....	33
3.5 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων .....	34
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4.....	36
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ.....	36
4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	36
4.2 Ιδιομορφική απόκριση φορέων .....	36
4.2.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτιρίων A-B.....	36
4.2.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτιρίου Γ .....	38
4.2.3 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κλιμακοστασίων 1-2. ....	38
4.3 Καθορισμός της στάθμης επιτελεστικότητας.....	40
4.4 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων για τα μεμονωμένα κτίρια.....	40
4.4.1 Καμπύλες αντίστασης κτιρίων A-B στη διεύθυνση X-X' .....	41
4.4.2 Καμπύλες αντίστασης κτιρίου A-B στη διεύθυνση Y.....	46
4.4.3 Καμπύλες αντίστασης κλιμακοστασίου 1-2 στη διεύθυνση X.....	50
4.4.4 Καμπύλες αντίστασης κλιμακοστασίου στη διεύθυνση Y.....	53
4.4.5 Καμπύλες αντίστασης κτιρίου Γ στη διεύθυνση X .....	56
4.4.6 Καμπύλες αντίστασης κτιρίου Γ στη διεύθυνση Y .....	58
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.....	60
ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΑΡΜΟΥ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ.....	60
5.1 Γενικά.....	60
5.2 Στοιχεία προσομοίωσης Gap Elements .....	60
5.2.1 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης του μοντέλου με gap links στην διεύθυνση X-X .....	61
5.2.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης του μοντέλου με gap links στην διεύθυνση Y-Y' .....	63
5.3 Στοιχεία προσομοίωσης RIGID LINKS .....	64
5.3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά φορέα μετά την ένωση.....	65
5.3.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης μετά την ένωση .....	66
5.3.3 Αποτελέσματα pushover ανάλυσης ενωμένου φορέα στη διεύθυνση X-X .....	68
5.3.4 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης του φορέα μετά την ένωση στη διεύθυνση X-X.....	70
5.3.5 Αποτελέσματα pushover ανάλυσης ενωμένου φορέα στη διεύθυνση Y-Y' .....	72

5.3.6 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης του φορέα μετά την ένωση στη διεύθυνση Υ-Υ' .....	74
5.5 Θερμοκρασιακές μεταβολές .....	76
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.....	81
ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ.....	81
6.1 Μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος .....	81
6.2 Βλήτρα-Αγκύρια.....	82
6.2.1 Αγκύρια .....	82
6.2.2 Δράση βλήτρου των ράβδων σπλισμού .....	83
6.2.3 Προσομοίωση βλήτρων-αγκυρίων με μη γραμμικά ελατήρια .....	84
6.2.3 Διαστασιολόγηση βλήτρων-αγκυρίων .....	87
6.2.2 Μέθοδος Κατασκευής- Απαιτήσεις εργασίας.....	92
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.....	95
ΣΥΝΟΨΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	95
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	98
Υπολογισμός γωνιών στροφής-χορδής .....	98
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	102

## ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

### Αντισεισμική αποτίμηση υπαρχόντων κτηρίων με αρμό διαστολής και εξέταση τρόπων και επιπτώσεων κατάργησής του

Παναγιώτα Νικητάκη (Επιβλέπων: Βουγιούκας Ε.)

## Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση σεισμικής επάρκειας μιας υφιστάμενης σχολικής μονάδας κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα που συνδέονται μεταξύ τους με κατασκευαστικό αρμό, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) Στόχος της εργασίας αποτελεί η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κτιρίων και η διερεύνηση ανάγκης ενίσχυσής τους. Για την προσομοίωση της κατασκευής έγινε χρήση του λογισμικού προγράμματος ETABS v18.0 και η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε είναι η στατική ανελαστική ανάλυση (PUSHOVER).

Η μελέτη πραγματοποιήθηκε σε τρία βασικά στάδια. Αρχικά, γίνεται αποτίμηση ικανότητας κάθε κτιρίου ξεχωριστά και στην συνέχεια ελέγχεται η υπέρβαση ή μη της στοχευμένης μετακίνησης του κάθε κτιρίου έναντι του αρμού διαστολής. Δεύτερον, επιλέγεται ο τρόπος ένωσης των διαφραγμάτων των κτιρίων με ανελαστικά ελατήρια και τέλος εξετάζεται η αλληλεπίδραση των κτιρίων και η ευεργετικότητα τη ένωσης τους. Πιο συγκεκριμένα:

Στο **Κεφάλαιο 1** περιγράφεται το αντικείμενο εργασίας και το πρόβλημα κρούσης γειτονικών κτιρίων. Επιπλέον αναφέρονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της ένωσης των κτιρίων.

Στο **Κεφάλαιο 2** παρατίθεται το θεωρητικό υπόβαθρο της εργασίας για την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Περιλαμβάνονται οι βασικές αρχές των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών κάνοντας αναφορά σε σχετικές διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στο **Κεφάλαιο 3** παρουσιάζεται η μορφολογία των κτιρίων, που αποτελούν την υπό εξέταση σχολική μονάδα και ο τρόπος της προσομοίωσης του φορέα στο λογισμικό.

Στο **Κεφάλαιο 4** πραγματοποιείται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης σαν ανεξάρτητα κτίρια.

Στο **Κεφάλαιο 5** γίνεται μελέτη αλληλεπίδρασης των κτιρίων μέσω του αρμού διαστολής χρησιμοποιώντας διαφορετικούς τρόπους σύνδεσης. Εξάγονται έτσι συμπεράσματα για την φέρουσα ικανότητα των κτιρίων σαν ενωμένος φορέας, μέσω της σύγκρισης των αποτιμήσεων σαν ανεξάρτητα κτίρια και σαν ενιαίος φορέας ,

Στο **Κεφάλαιο 6** εξηγείται η κατασκευαστική υλοποίηση της ένωσης των κτιρίων με σιδηροπλισμό, ο οποίος έχει ταυτόχρονη δράση βλήτρου και αγκυρίου.

Στο **Κεφάλαιο 7** παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την ανάλυση της σχολικής μονάδας και οι προτάσεις.

## ABSTRACT

The purpose of this diploma thesis is to assess the seismic adequacy of an existing school unit of reinforced concrete buildings with a structural connection, in accordance with the provisions of the Greek Code for Structural Interventions (KAN.EPE.). The aim of the work is the assessment of the load-bearing capacity of the buildings and to investigate their reinforcement. The ETABS V18.0 program was used to simulate the construction and the method used is static inelastic analysis (PUSHOVER).

The study was carried out in three basic stages. Initially, each building's ability is evaluated separately and then the overrun or non-targeted movement of each building against the expansion joint is controlled. Secondly, the way the diaphragms of buildings with inelastic springs are united is chosen and finally the interaction of buildings and the benefit of their association are examined. More specifically:

The **first chapter** describes the object of this thesis and the impact problem of neighboring buildings. In addition, the advantages and disadvantages of structurally connecting two adjacent buildings are presented.

The **second chapter** is an overview of the theoretical background of the thesis regarding the assessment of the seismic adequacy of a reinforced concrete construction. The basic principles of modern anti-seismic regulations by referring to relevant provisions of KAN.EPE are also included.

The **third chapter** presents the morphology of the buildings, which form the school unit and the way of simulating in the software.

The **fourth chapter** presents the assessment of the carrying capacity of structures through static inelastic analysis as independent buildings

The **fifth chapter** presents the interaction of buildings through the expansion joint using different modes of connectivity. There are therefore conclusions on the load-bearing capacity of the buildings as a united structure through comparison of valuations as independent buildings and as a single structure.

The **sixth chapter** specifies the reinforcement bars working simultaneously as bolts and anchors with inelastic links.

The **seventh chapter** presents the conclusions that emerged from the treatment of the school unit and the proposals.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Γενικά

Οι σεισμικές δραστηριότητες αποτελούν αντικείμενο υψηλού ενδιαφέροντος αφού μπορούν να προκαλέσουν μεγάλες υλικές ζημιές, ακόμα και ανθρώπινες απώλειες. Η Ελλάδα είναι μία από τις πιο σεισμογενείς χώρες του κόσμου και για το λόγο αυτό υφίσταται επιτακτική ανάγκη για περαιτέρω έρευνα στο πεδίο των κατασκευών. Η αυξημένη σεισμική δραστηριότητα στη χώρα οδήγησε το 1959 στη σύνταξη του πρώτοΕλληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού, με σκοπό την θέσπιση μεθοδολογιών και κριτηρίων σχεδιασμού για την αναβάθμιση της προστασίας των νέων κατασκευών και την ενίσχυση των ήδη υφιστάμενων. Με την πάροδο δημιουργήθηκαν νέοι κανονισμοί και τροποποιήθηκαν οι παλαιότεροι μέσω της εξέλιξης της τεχνολογίας της επιστήμης και της αποτίμησης της συμπεριφοράς των υφιστάμενων κτιρίων σε σεισμούς.

Ωστόσο βασικό πρόβλημα αποτελούν οι κατασκευές που έχουν δημιουργηθεί πριν από την πρώτη τροποποίηση του Αντισεισμικού Κανονισμού του 59', καθώς οι κατασκευές αυτές δημιουργήθηκαν με πιο ελαστικούς και απλοποιημένους όρους δόμησης. Κατά συνέπεια, δημιουργείται η ανάγκη αξιολόγησης της συμπεριφοράς των κατασκευών που έχουν υλοποιηθεί με τους παλαιότερους κανονισμούς με απώτερο στόχο την εκτίμηση του βαθμού επέμβασης στις εν λόγω κατασκευές σε περίπτωση διαπίστωσης ανεπάρκειας, καθώς πλέον δεν θεωρούνται ασφαλείς. Εν συνεχεία, για τα κτίρια που θα κριθούν ανεπαρκή απαιτείται η εξέταση του ενδεχομένου ενίσχυσης αυτών, αλλιώς η αντικατάστασής τους με νέες κατασκευές.

Υπό αυτό το πλαίσιο, δημιουργήθηκε ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), ο οποίος θεσμοθετεί τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κατασκευών και τους κανόνες για τον ανασχεδιασμό τους. Μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών, είτε έχουν κατασκευαστεί με παλιούς κανονισμούς είτε χωρίς αντισεισμική μελέτη και τελικά να ενισχύσει τις κατασκευές ώστε να πληρούν τις απαιτήσεις των σημερινών αντισεισμικών κανονισμών.

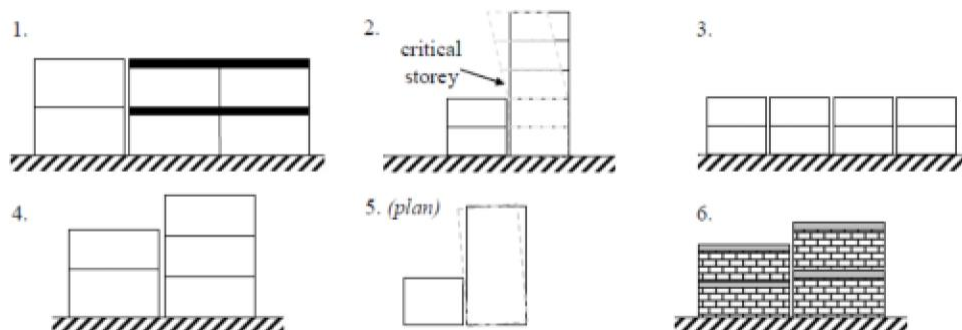
### 1.2 Στόχος

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση σχολικής μονάδας που αποτελείται από πέντε ανεξάρτητα κτίρια, τα οποία χωρίζονται μεταξύ τους από αρμό διαστολής. Η μονάδα είναι κατασκευασμένη το 1981 στην περιοχή της Σπάρτης, με βάση το Βασιλικό Διάταγμα του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του '54. Σκοπός είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κάθε κτιρίου ξεχωριστά και ο εντοπισμός των ανεπαρκειών που ενδεχομένως υπάρχουν. Επιπλέον, ερευνάται ο βαθμός αλληλεπίδρασης των κτιρίων μεταξύ τους, μέσω του αρμού και προτείνεται η ενίσχυση μέσω της ένωσης τους με μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Η μελέτη συμπεριφοράς των κτιρίων ελέγχεται σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς και διατάξεις όπως ο Ευρωκώδικας 8 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 1.3 Ευάλωτα κτίρια σε κρούση

Τα περισσότερα κτίρια έχουν μελετηθεί σαν ανεξάρτητα, χωρίς να όμως να έχει γίνει ανάλυση για την αλληλεπίδραση τους. Αυτό δημιουργεί προβλήματα στην συνολική ικανότητα τους, διότι

υπάρχουν αρκετά φαινόμενα κρούσης μεταξύ των γειτονικών κτιρίων που επιφέρει καταστροφικές επιπτώσεις. Η αλληλεπίδραση τους εξαρτάται από της ιδιότητες του μεμονωμένου κτιρίου αλλά και των γειτονικών της. Παρακάτω αποτυπώνονται κάποιες χαρακτηριστικές περιπτώσεις με βάση τα δυναμικά χαρακτηριστικά, τη δομική διάταξη και τύπους που καθιστούν τις κατασκευές περισσότερο ευάλωτες σε φαινόμενα κρούσης.



Εικόνα 1.3.-Χαρακτηριστικές περιπτώσεις ευάλωτων κτιρίων

1. Στην πρώτη περίπτωση τα κτίρια έχουν μεγάλη διαφορά μάζας και τελικά η ορμή που μεταφέρεται από το μεγαλύτερο κτίριο θα αυξήσει την ταχύτητα στο μικρότερο σε μάζα κτίριο, το οποίο θα είναι πιο ευάλωτο σε κατάρρευση.
2. Στην δεύτερη περίπτωση, όπου τα κτίρια έχουν διαφορετικά ύψη, η κρούση εξαρτάται από την δυσκαμψία του χαμηλότερου κτιρίου. Αν το χαμηλό κτίριο είναι εύκαμπτο, τότε είναι αρκετά ευάλωτο, λόγω της διαφοράς μάζας και ιδιοπεριόδου σε σχέση με το υψηλότερο. Αν είναι δύσκαμπτο και με μεγάλη μάζα, τότε θέτει σε δυσμενέστερη κατάσταση το ψηλό, διότι το επίπεδο σύγκρουσης συγκρατείται και το υπόλοιπο κτίριο τραντάζεται. Έτσι, οι απαιτήσεις σε τέμνουσα και πλαστιμότητα στο πάνω μέρος του κτιρίου αυξάνονται, όπου οι τέμνουσες και οι ροπές αντίστασης είναι πολύ μεγαλύτερες.
3. Σε ένα κτιριακό σύστημα, το οποίο αποτελεί συχνή πρακτική σε μεγάλες πόλεις, τα εξωτερικά κτίρια θα αντιμετωπίσουν μεγάλες ζημιές λόγω της ορμής που θα μεταφερθεί από τα εσωτερικά κτίρια, τα οποία θα υποστούν ελάχιστη ζημιά.
4. Σε διπλανά κτίρια που έχουν διαφορετικό ύψος ορόφων και οι στάθμες των πλακών διαφέρουν, υπάρχει περίπτωση εμβολισμού τους σε υποστυλώματα. Το γεγονός αυτό θέτει τα υποστυλώματα σε κρίσιμη κατάσταση διατμητικής αστοχίας και αύξησης της απαίτησής τους σε πλαστιμότητα.
5. Λόγω των διατάξεων ή της ίδιας ασυμμετρίας της κατασκευής, μπορούν να προκαλέσουν στρεπτική δράση λόγω της αλληλεπίδρασης τους.
6. Σε κτίρια από ψαθυρά υλικά, η μη ενισχυμένη τοιχοποιία καθίσταται ευάλωτη σε οποιοδήποτε οριζόντιο φορτίο. Στο φαινόμενο την κρούσης, η στιγμιαία δύναμη μπορεί να προκαλέσει αστοχία των ψαθυρών στοιχείων της κατασκευής.

#### 1.4 Μέτρα αποφυγής επιπτώσεων κρούσης γειτονικών κτιρίων

Με βάση τους σύγχρονους κανονισμούς, ο μηχανικός οφείλει να εφαρμόζει σε νέα κατασκευές αντισεισμικό αρμό, ώστε να μην τίθεται ζήτημα κρούσης μεταξύ των όμορων κτιρίων.

Ωστόσο, δεν προβλέπεται κάποια συγκεκριμένη μεθοδολογία ενάντια στις καταστροφές που επιφέρει η κρούση και θα έχει καθολική εφαρμογή στα υφιστάμενα κτίρια. Τα περισσότερα κτίρια εξάλλου έχουν κατασκευαστεί πριν από το 1995 το οποίο σημαίνει ότι είτε ο αρμός δεν είναι επαρκής είτε εφάπτονται μεταξύ τους τα κτίρια. Οι ενδεικτικοί τρόποι που έχουν εφαρμοστεί και μελετηθεί είναι εξής:

- ✓ Χρήση τοιχωμάτων-προκρουστήρων: Ειδικά τοιχώματα που αυξάνουν την σεισμική αντοχή, δεν μπορούν να σταματήσουν την κρούση αλλά να την περιορίσουν. Έχουν την ικανότητα να μειώνουν και να προστατεύουν μέχρι ένα βαθμό τα υποστυλώματα, αφού αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της τέμνουσας βάσης λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας τους.
- ✓ Εισαγωγή μονοτικών υλικών: Απορροφούν μεγάλο ποσοστό της δύναμης κρούσης και τοποθετούνται ανάμεσα στα δύο κτίρια. Απαιτείται, ωστόσο να μην εφάπτονται τα κτίρια, καθώς δεν μπορούν να τοποθετηθούν.
- ✓ Υδραυλικοί αποσβεστήρες: Χρησιμοποιούνται κυρίως σε περιπτώσεις μεγάλων γειτονικών κτιρίων (ουρανοξύστες) όπου διαπιστώνεται ότι θα υπάρξει το φαινόμενο της κρούσης.
- ✓ Ένωση: Ο πιο αποτελεσματικός τρόπος αντιμετώπισης πιθανών επιπτώσεων λόγω κρούσης. Μέσω της ένωσης εξαλείφεται το φαινόμενο της κρούσης αφού τα κτίρια συμπεριφέρονται ενιαία. Σε περίπτωση που αποδειχθεί θετική η επιρροή στα κτίρια, μπορεί να εφαρμοστεί σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις, εξαιρώντας τα νομικά ζητήματα που ενδεχομένως να προκύψουν λόγω διαφορετικών ιδιοκτητών.

## 1.5 Πλεονεκτήματα-Μειονεκτήματα ένωσης

### 1.5.1 Κανονικότητα

Ανάλογα με τα προσομοιώματα της ανάλυσης (χωρικά ή επίπεδα), τις μεθόδους μελέτης και την ανώτερη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, οι φορείς ταξινομούνται σε κανονικούς και μη κανονικούς για την αντισεισμική μελέτη. Η κατηγοριοποίηση γίνεται σε κανονικότητα σε κάτοψη και σε κανονικότητα καθ' ύψος. Μετά την ένωση αλλάζει η γεωμετρία του κτιρίου και υπάρχει ενδεχόμενο είτε να ικανοποιούνται είτε όχι τα κριτήρια κατηγοριοποίησης σε κανονικότητα.

#### Κανονικότητα σε κάτοψη

Τα κριτήρια για να είναι κανονικό σε κάτοψη μία κατασκευή πρέπει να πληρούνται όλα είναι τα εξής:

- Το κτίριο είναι πλήρως συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες, όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας.
- Οι πλάκες των ορόφων οριοθετούνται από κυρτή πολυγωνική γραμμή και δεν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο.
- Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων είναι πολύ μεγαλύτερη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων.
- Η λυγνρότητα σε κάτοψη  $\lambda = L_{max}/L_{min}$  είναι μικρότερη του τέσσερα, με  $L_{max}$  και  $L_{min}$  η μεγάλη και η μικρή διάσταση της κατασκευής.

- Σε κάθε επίπεδο και διεύθυνση, οι στατικές εκκεντρότητες  $e_{ox}$  και  $e_{oy}$  και οι ακτίνες δυστροπείας  $r_x$  και  $r_y$  ικανοποιούν και τις δύο συνθήκες:

$$e_o \leq 0,3 * r$$

$$r \geq l_s$$

$e_{o\ x,y}$ : η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και μάζας κατά τη διεύθυνση  $x,y$ .

$r_{x,y}$  : η ακτίνα δυστροπείας, που ορίζεται από την τετραγωνική ρίζα του λόγου δυστροπείας προς τη μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση  $x,y$ .

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad \text{και} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}}$$

- $l_s$ : η ακτίνα αδράνειας μάζας πλάκας του κάθε ορόφου σε κάτοψη, που ορίζεται ως:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{KM}}{m_{\text{ορόφου}}}}$$

### Κανονικότητα καθ' ύψος

Τα κριτήρια για να είναι κανονικό καθ' ύψος μία κατασκευή πρέπει να πληρούνται όλα είναι τα εξής:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων δεν διακόπτονται σε όλο το ύψος του κτιρίου.
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των ορόφων παραμένουν σταθερή σε όλο το ύψος.
- Δεν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος των ορόφων του κτιρίου.

### **1.5.2 Εκκεντρότητα**

Σε κτίρια με κλιμακοστάσια εμφανίζεται το πρόβλημα συγκέντρωσης της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του κτιρίου σε μία μεριά. Αυτό δημιουργεί μεγάλες στατικές εκκεντρότητες, αφού διαφοροποιούνται η θέση του κέντρου μάζας και δυσκαμψίας. Στη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης συμβαίνει ανακατανομή των μετακινήσεων, αφού το δύσκαμπτο κλιμακοστάσιο μετακινείται ελάχιστα, ενώ τα υπόλοιπα υποστυλώματα υποβάλλονται σε μεγαλύτερες μετακινήσεις και στροφές. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να αναπτύσσονται μεγάλες στρεπτικές ροπές. Μετά την ένωση των κτιρίων, το φαινόμενο αυτό είτε εντείνεται είτε απαλείφεται. Για να επιλυθεί πρέπει στην ένωση τα στοιχεία μεγάλης δυσκαμψίας να τοποθετηθούν κατοπτρικά ή αντικατοπτρικά ώστε το νέο κέντρο μάζας να ταυτιστεί με το νέο κέντρο δυσκαμψίας και τελικά να μειωθούν οι εκκεντρότητες.

### **1.5.3 Θερμοκρασιακές μεταβολές**

Η θερμοκρασιακές μεταβολές θεωρούνται το πιο κρίσιμο πρόβλημα στην ένωση των κτιρίων, αφού έχει μελετηθεί η ευνοϊκή επιρροή της. Αυτό οφείλεται στην αύξηση των διαστάσεων του νέου κτιρίου, καθώς και της αύξησης της υπερστατικότητας. Πιο συγκεκριμένα ο ΕΚΩΣ συνιστά την διακοπή εργασίας ανά 20 μέτρα με κατασκευαστικούς αρμούς. Για αυτό το λόγο πρέπει γίνει περαιτέρω μελέτη για τα προβλήματα και την αύξηση των εντατικών μεγεθών που επιφέρει η θερμοκρασία μετά την ένωση.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

#### 2.1 Γενικά

Ο μηχανικός για να συντάσσει αξιόπιστες μελέτες, πρέπει να έχει κατανοήσει το σκεπτικό του σχεδιασμού κατασκευών, σε ότι αφορά τα φορτία και τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στις διαδικασίες που ακολουθούνται κατά το σχεδιασμό και τους στόχους που έχουν τεθεί για οικονομική βελτιστοποίηση. Δεχόμενοι ότι ο κίνδυνος βλάβης από σεισμικές δυνάμεις είναι υψηλότερος σε σχέση με τα υπόλοιπα φορτία, ο μελετητής πρέπει να αντιληφθεί πλήρως τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Η ιδιαιτερότητα της σεισμικής δράσης αποδεικνύεται από δύο παράγοντες. Ο πρώτος αφορά τις σεισμικές παραμέτρους που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του κτιρίου και ο δεύτερος τη μικρή πιθανότητα εκδήλωσης υψηλής επιτάχυνσης που ενδέχεται να δεχθεί μια κατασκευή στη διάρκεια της ζωής της. Ωστόσο, ακόμα και αν καθοριστεί ο μέγιστος σεισμός ώστε όλα τα κτίρια να κατασκευάζονται κατά τρόπο που να αντέχουν χωρίς καμία βλάβη(ελαστικά), απαιτείται η μεταφορά πόρων από άλλους τομείς, ζωτικής σημασίας για το κοινωνικό σύνολο, γεγονός που θα καθιστούσε μια τέτοια διαδικασία οικονομικά ασύμφορη.

Επομένως δημιουργείται η ανάγκη αποτροπής τέτοιων καταστάσεων, με βασικό κριτήριο τη μετελαστική συμπεριφορά για τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Δεδομένου ότι κάποιες μετελαστικές μορφές παραμόρφωσης οδηγούν στην αστοχία, ενώ κάποιες άλλες παρέχουν πλαστιμότητα, με τον τρόπο αυτό ενθαρρύνεται η δημιουργία κατασκευών που διαθέτουν πλαστιμότητα σε σχέση με αυτές που δεν έχουν, κυρίως μέσω διατάξεων που συμβάλλουν στην κανονικότητα της κατασκευής.

Εξάλλου, αυτή είναι η φιλοσοφία του Αντισεισμικού Σχεδιασμού που έχει υιοθετηθεί από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς και διέπεται από τις παρακάτω βασικές αρχές:

- ✓ Σε μικρούς σεισμούς, η κατασκευή πρέπει να μην υποστεί ζημιές (ελαστική συμπεριφορά).
- ✓ Σε μεγάλους σεισμούς, με μικρή πιθανότητα να συμβούν στη χρήσιμη ζωή του έργου, η κατασκευή επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή και επομένως να υποστεί ζημιές. Οι ζημιές αυτές πρέπει να είναι περιορισμένης έκτασης και επιδιορθώσιμες.
- ✓ Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα υπάρξει κανένας κίνδυνος κατάρρευσης. Για το λόγο αυτό πρέπει να αποκλειστούν μορφές αστοχίας που εγκυμονούν κίνδυνο κατάρρευσης, όπως ο σχηματισμός μαλακού ορόφου (μηχανισμός κατάρρευσης) και ψαθυρές μορφές αστοχίας (π.χ. διατμητική αστοχία).

#### 2.2 Πλαστιμότητα

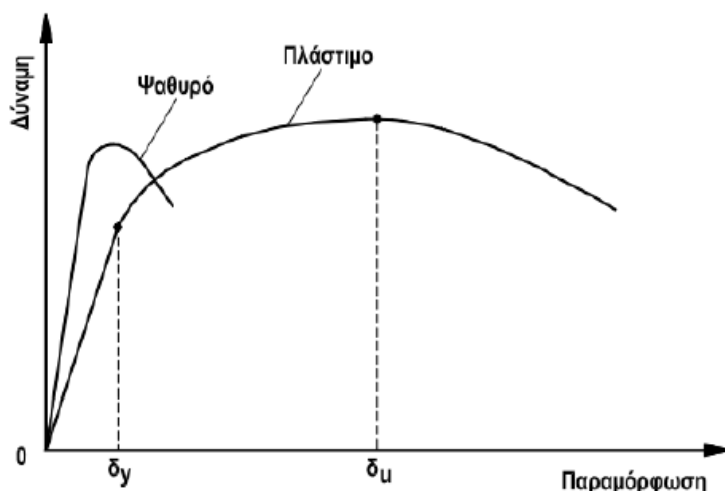
Η ικανότητα ενός μέλους, ακόμα και μιας ολόκληρης κατασκευής στη διάρκεια της σεισμικής δράσης, εξαρτάται από την δυσκαμψία, την αντοχή και την πλαστιμότητα. Η δυσκαμψία αντιπροσωπεύει την ελαστική απόκριση, η αντοχή τα όρια μεταξύ ελαστικής και μετελαστικής απόκρισης και η πλαστιμότητα την μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου και συνολικά του δομήματος. Η πλαστιμότητα δηλαδή, αποτελεί την ικανότητα μια κατασκευής ή ενός στοιχείου να υποστεί παραμορφώσεις πέρα από την ελαστική περιοχή, χωρίς να χάσει την φέρουσα ικανότητα

του. Για αυτό τον λόγο, αποτελεί έναν από τους πιο σημαντικούς παράγοντες για τις κατασκευές, αφού καθορίζει την πιθανότητα κατάρρευσης στην περίπτωση ενός σεισμού, καθώς σύμφωνα τους κανονισμούς, οι συντελεστές που χρησιμοποιούνται προϋποθέτουν ότι μέρος τη σεισμικής ενέργειας θα καταναλωθεί σαν έργο πλαστικών αρθρώσεων.

Η πλαστιμότητα ορίζεται από τον τύπο:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

Τα υλικά που διαθέτουν μικρή πλαστιμότητα, δηλαδή τα υλικά που θραύονται μετά την ελαστική περιοχή, χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά, ενώ εκείνα με μεγάλη πλαστιμότητα ως όλκιμα. Το φαινόμενο αυτό αποτυπώνεται και στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 2.2.).



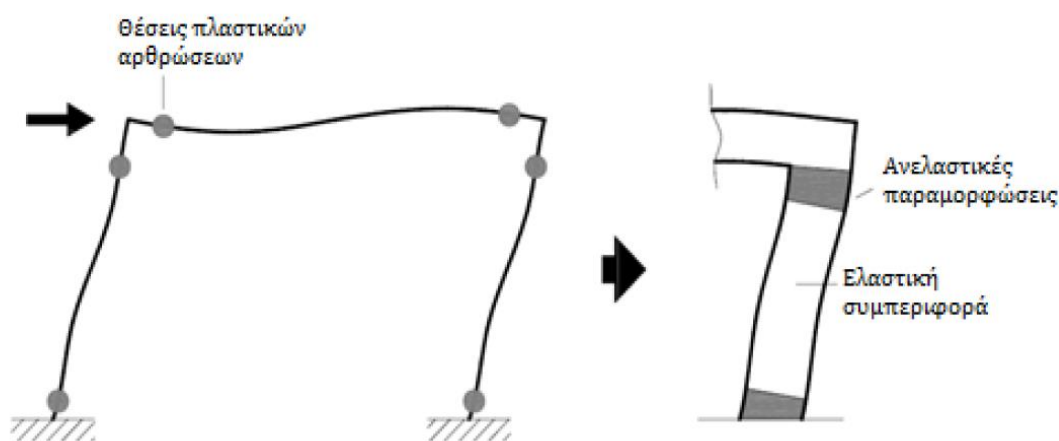
Σχήμα 2.2- Συμπεριφορά ψαθυρού και πλάστιμου μέλους

Για να αναπτυχθεί η πλαστιμότητα στα δομικά στοιχεία πρέπει και τα συστατικά υλικά του να είναι πλάστιμα. Έτσι, το σκυρόδεμα αποτελεί ψαθυρό υλικό, το οποίο είναι κατάλληλο για την ανάληψη θλιπτικών τάσεων, ενώ ο χάλυβας μπορεί να παρέχει επαρκή πλαστιμότητα. Επειδή είναι δύσκολο να υπολογισθεί ή να εκτιμηθεί η πλαστιμότητα μιας κατασκευής καθώς δεν υπάρχουν μέθοδοι ή κανονισμοί που να εισέρχονται σαν φυσικό μέγεθος, η συνολική πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων. Σκοπός λοιπόν, της διαστασιολόγησης κατασκευών είναι ο συνδυασμός αυτών των υλικών ώστε να δημιουργηθούν πλάστιμα μέλη που να ικανοποιούν τις μετελαστικές παραμορφώσεις που επιβάλλονται από τις σεισμικές δράσεις και παράλληλα να τοποθετηθούν στις κατάλληλες θέσεις της κατασκευής.

### 2.3 Πλαστικές αρθρώσεις

Όπως αναφέρθηκε ήδη, οι κατασκευές σχεδιάζονται ώστε να μπορούν να συμπεριφέρονται πλαστικά και να απορροφούν μέρος από τη σεισμική ενέργεια. Η επαρκής πλαστιμότητα της κατασκευής είναι η αιτία που τα μέλη της μπορούν να αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις μετά τη διαρροή, χωρίς να μειώνεται η αντοχή τους. Επομένως, προϋπόθεση σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη ανελαστικής συμπεριφοράς στα μέλη, μέσω των πλαστικών αρθρώσεων. Στην ουσία, η ανελαστικοποίηση ενός στοιχείου δεν αποτελεί ένα σημείο, αλλά κάποιο τμήμα του, όπου ο

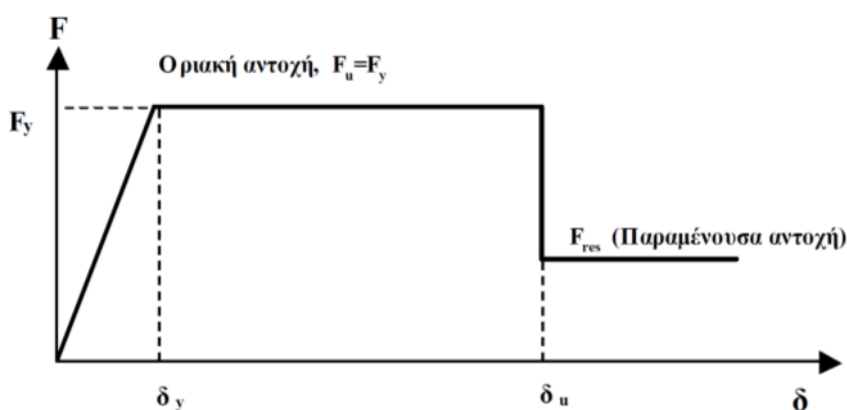
εφελκόμενος χάλυβας βρίσκεται σε διαρροή. Το υπόλοιπο τμήμα του στοιχείου συμπεριφέρεται ελαστικά όπως αποτυπώνεται στο σχήμα (Σχήμα 2.3.1.).



Σχήμα 2.3.1 - Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε πλαίσιο

Αφού οι πλαστικές αρθρώσεις εκτείνονται σε πεπερασμένο μήκος του μέλους, απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο προσομοίωμα και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Οι πλαστικές αρθρώσεις προσομοιάζουν με στροφικά ελατήρια και οι ιδιότητες τους καθορίζονται από το διάγραμμα έντασης παραμόρφωσης, το οποίο προσεγγίζει την περιβάλλουσα των βρόγχων υστέρησης.

Τελικά δημιουργείται ένα διγραμμικό διάγραμμα που απεικονίζει έναν απολύτως ελαστικό κλάδο μέχρι να φτάσει στη διαρροή και συνεχίζει με οριζόντιο πλαστικό κλάδο μέχρι την αστοχία. Μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\theta_u$ , παρόλο που η αντίσταση μειώνεται σημαντικά, δεν μηδενίζεται τελείως. Το μέγεθος της απομένουσας αντίστασης λαμβάνεται ίσο με το 25% της αρχικής, καθώς είναι δύσκολο να υπολογισθεί με ακρίβεια. Μετά το σημείο που τελειώνει το διάγραμμα, το στοιχείο δεν μπορεί να παραλάβει ούτε τα κατακόρυφα φορτία.



Σχήμα 2.3.3 Διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης

## 2.4 Στάθμες Επιτελεστικότητας

Για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση μιας κατασκευής ορίζονται τα αποδεκτά επίπεδα ζημιών, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης. Τα επίπεδα αυτά ονομάζονται στάθμες επιτελεστικότητας και εκφράζουν τον επιδιωκόμενο στόχο σεισμικής ικανότητας που καθορίζεται από το αποδεκτό επίπεδο ζημιών και το επίπεδο της σεισμικής δράσης.

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας, με μικρές διαφορές ως προς τον φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών:

✓ **Άμεση Χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy)**

Το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε να μην διακόπτεται καμία λειτουργία μετά ή και κατά τη διάρκεια του σεισμού, εκτός από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μερικές αραιές ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Ακόμα δεν υπάρχει κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες.

✓ **Προστασία ζωής (Life safety)**

Οι βλάβες που ενδεχομένως θα εμφανιστούν είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής επάρκειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για να επαναχρησιμοποιηθεί η κατασκευή απαιτείται η επισκευή βλαβών μετά τον σεισμό.

✓ **«Αποφυγή κατάρρευσης» (Collapse Prevention)**

Αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Η κατασκευή μπορεί να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά υπάρχει σημαντική μείωση της ικανότητας αντίστασης σε οριζόντια φορτία. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η κατασκευή να μην διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης και υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Υπάρχει κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων, κυρίως λόγω πτώσης αντικειμένων, εντός και εκτός της κατασκευής. Για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Κατά την τοποθέτηση των σημείων, ο μελετητής θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα προσεκτικός αφού δεν είναι προφανής. Με βάση τις συστάσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. χρησιμοποιήθηκε ο διαχωρισμός των μελών σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

#### **2.4.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού**

Με βάση την πιθανότητα υπέρβασης μιας ορισμένης εδαφικής επιτάχυνσης στη διάρκεια ζωής του έργου, ορίζονται τα επίπεδα της σεισμικής διέγερσης. Διακρίνονται τα παρακάτω δύο επίπεδα σεισμικής διέγερσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, §2.2.1):

✓ Σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

✓ Σεισμική διέγερση με πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη, η οποία αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών.

Ο συνδυασμός της σεισμικής δράσης σχεδιασμού με τη στάθμη επιτελεστικότητας δημιουργούν τον στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού, οι οποίοι μπορούν και να διαφέρουν. Στον παρακάτω πίνακα αποτυπώνονται οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού όπως ορίζονται στον



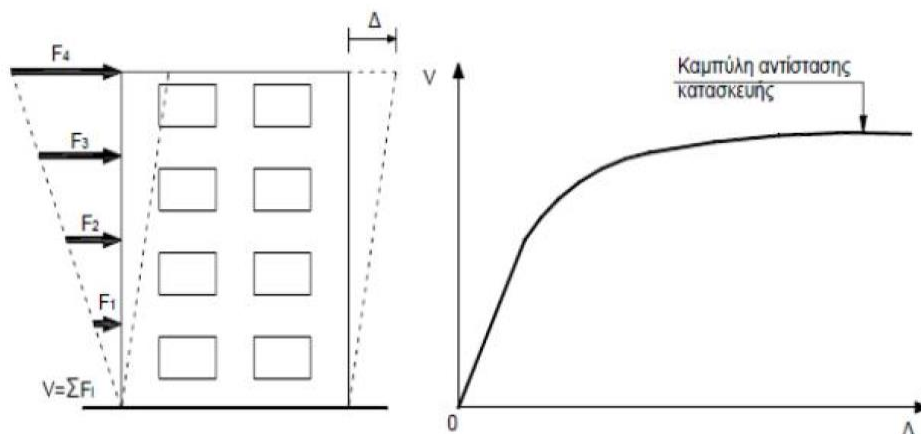
ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Ο στόχος ελέγχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50%, οδηγεί σε πιο συχνές και εκτεταμένες βλάβες σε σχέση με τον αντίστοιχο στόχο με πιθανότητα υπέρβασης 10%.

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

Πίνακας 2.4.1-Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

## 2.5 Καμπύλη ικανότητας ή αντίστασης

Πάνω στην καμπύλη ικανότητας κατασκευής καθορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας. Η καμπύλη ικανότητας κατασκευής εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και μετατόπιση κορυφής και δημιουργείται με τον υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Η κατανομή που μπορεί να χρησιμοποιηθεί καθ' ύψος μπορεί να είναι η τριγωνική, η ομοιόμορφη, η πρώτη ιδιομορφή ή και οι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.



Σχήμα 2.5.1 Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για τριγωνική κατανομή των φορτίων

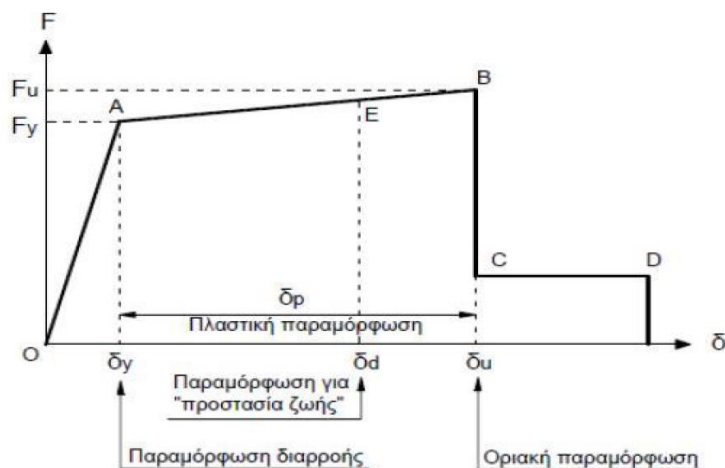
Με τη χρήση των κατανομών αυτών γίνονται στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογίζεται η μετακίνηση κορυφής σε κάθε βήμα, αφού ληφθεί υπόψη η μειωμένη δυσκαμψία των μελών που έχουν διαρρεύσει. Τέλος, γίνεται εξιδανίκευση αυτής της καμπύλης και μετατρέπεται σε μία διγραμμική καμπύλη, βάσει της οποίας προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση και γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

## 2.6 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής

Πρώτο βήμα μόρφωσης της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων F-δ (εντατικά μεγέθη-παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις.)

Σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, όπου οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν και οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η πιο σωστή επιλογή καμπύλης είναι μέσω διαγραμμάτων ροπής κάμψης και γωνία στροφής χορδής  $\theta$ , στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία  $\theta$ , ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου, με μήκος ίσο με το διατμητικό μήκος  $L_V$ .

Ισχύει ότι:  $\theta = \delta_v / L_V$  με  $L_V = M / V$ , όπου  $\delta_v$  η μετατόπιση κορυφής του θεωρητικού προβόλου. Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F- $\delta$  λαμβάνεται συνήθως όπως στο Σχήμα 2.6.3.



Σχήμα 2.6.1-Ιδεατή καμπύλη F- $\delta$  δομικών στοιχείων (Νόμος ανελαστικής συμπεριφοράς της κρίσιμης περιοχής ενός στοιχείου)

#### ✓ Τμήμα OA:

Το τμήμα αυτό αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το σημείο διαρροής. Είναι μια μη πραγματική ευθεία γραμμή που προκύπτει από παραδοχές και έχει κλίση ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που θα ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Στον οριζόντιο άξονα που περιγράφεται η παραμόρφωση, στην περίπτωση περιγραφής της σε όρους στροφής χορδής, δηλαδή  $\delta = \theta$ , στην τιμή της στροφής διαρροής  $\theta_y$  θα πρέπει να ληφθούν και τρεις βασικοί παράγοντες: η καμπυλότητα  $(1/r)_y$ , η συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και η πιθανή ολίσθηση του οπλισμού στις αγκυρώσεις.

#### ✓ Τμήμα AB:

Είναι ο μετελαστικός κλάδος, η αλλιώς ελαστοπλαστικός, όπου περιγράφει την πλαστική συμπεριφορά μέχρι το σημείο B, δηλαδή την θεωρητική οριακή παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ . Η οριακή παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$  ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί μεγάλη μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Στη σπονδυλωτή καμπύλη η μείωση της αντοχής κυμαίνεται μεταξύ (20~25)% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή. Πολλές φορές η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής  $F_y$  μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση  $\delta_p$  που καθορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης της διατομής ορίζεται ως η διαφορά της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας με την παραμόρφωση διαρροής δηλαδή  $\delta_p = \delta_u + \delta_y$ . Στην περίπτωση που η αστοχία είναι ψαθυρή, ως οριακή παραμόρφωση αστοχίας ορίζεται η γωνία στροφής χορδής  $\theta_u$ .

### ✓ **Τμήμα CD:**

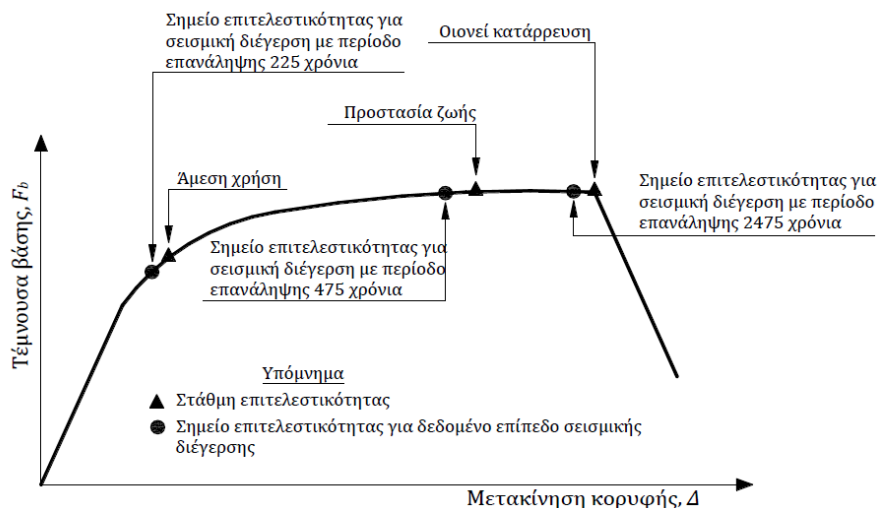
Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία έως και το σημείο D, όπου το στοιχείο δεν είναι σε θέση πλέον να φέρει κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20~25% της οριακής αντοχής.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται πάνω στην καμπύλη ικανότητας F-δ του δομικού στοιχείου και με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις  $\delta_p$ . Σύμφωνα με το (Σχήμα 2.6.3) το σημείο E πάνω στην καμπύλη αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας 'Προστασίας Ζωής'. Ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας εξαρτάται από:

- Το είδος του στοιχείου, εάν είναι δοκός ή υποστύλωμα.
- Τον τρόπο αστοχίας, εάν είναι πλάστιμη ή ψαθυρή.
- Την κατηγορία του στοιχείου, εάν είναι πρωτεύον ή δευτερεύον.

## 2.7 Στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής

Με βάση τις καμπύλες F-δ των στοιχείων της κατασκευής που περιγράφουν την συμπεριφορά τους, κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης συνολικά της κατασκευής και αποτυπώνονται οι στάθμες επιτελεστικότητας για όλη την κατασκευή. Ωστόσο, ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας δεν είναι ξεκάθαρος αναφορικά με το σημείο που θα τοποθετηθούν πάνω στην καμπύλη, αφού δεν προκύπτει από την μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί στη στιγμή που το πρώτο στοιχείο φτάνει στην συγκεκριμένη στάθμη. Το γεγονός αυτό συμβαίνει, γιατί ο φορέας αποτελείται από πολλά στοιχεία εκ των οποίων έχουν περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά συνολικά η κατασκευή να μην έχει φτάσει την αντίστοιχη στάθμη.



Σχήμα 2.7-Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας, πάνω στην καμπύλη ικανότητας και σύγκριση σημείου επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

## 2.8 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας

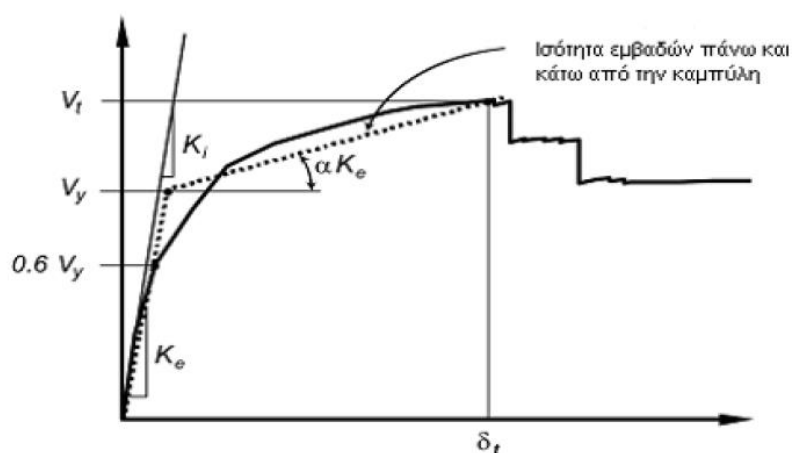
Η μη-γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, ο οποίος λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου (στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου), θα μετατραπεί σε μία εξιδανικευμένη καμπύλη με

σκοπό τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας  $K_e$  και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής  $V_y$  του κτιρίου. Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  αντιστοιχεί σε δύναμη ίση με το 60% τη δύναμης  $V_y$ , η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών. Η ανηγμένη κλίση  $\alpha$  του δεύτερου κλάδου, προσδιορίζεται από την ευθεία που διέρχεται από το σημείο της εξιδανικευμένης καμπύλης που αντιστοιχεί στην μετακίνηση αστοχίας  $\delta_u$ , στην οποία μετά από αυτή υπάρχει σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Η τιμή της ανηγμένης κλίσης πρέπει να είναι θετική ή μηδέν, χωρίς να ξεπερνάει το 0,10. Η τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής που συνίσταται είναι το 15%, με προϋπόθεση ότι δεν υπάρχει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου. Τελικά η  $V_y$  λαμβάνεται ίση με το 85% της  $V_{max}$  και η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος ισούται με:

$$T_e = T \sqrt{K_0/K_e}$$

T: η ελαστική περίοδος

$K_0$ : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία



Σχήμα 2.8.(i) - Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης κατασκευής με διγραμμική καμπύλη (Πηγή: ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013)

## 2.9 Δημιουργία ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η καμπύλη αντίστασης μπορεί να μετατραπεί σε μορφή ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum) ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Το σύστημα αυτό εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Για τον υπολογισμό  $\varphi_i$  χρησιμοποιήθηκαν οι μετακινήσεις που ακολουθούν τις μετακινήσεις κατανομής ιδιόμορφης με την μεγαλύτερη ιδιόμορφη μάζα. Η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε φασματική επιτάχυνση μετακίνησης γίνεται με τις εξής σχέσεις:

$$S_a = \frac{F_b}{a * m_{tot}} \quad S_d = \frac{\Delta}{\Gamma}$$

$$Με \quad \alpha = \frac{[\sum m_i * \varphi_i]^2}{m_{tot} * \sum m_i * \varphi_i^2} \quad \text{και} \quad \Gamma = \frac{\sum m_i * \varphi_i}{\sum m_i * \varphi_i^2}$$

Το  $\alpha$  δηλώνει το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση και το  $\Gamma$  είναι ο συντελεστής συμμετοχής της ιδιομορφής που επιλέγεται για την κατανομή.

## 2.10 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Για να γίνει έλεγχος για το αν μια κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ελέγχεται αν μετακίνηση της κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης είναι ξεπερνάει η όχι το σημείο της στάθμης πάνω στην καμπύλη. Αν το σημείο της στοχευόμενης μετακίνησης βρίσκεται μετά το σημείο της στάθμης επιτελεστικότητας, τότε στα στοιχεία που γίνεται αυτή η υπέρβαση πρέπει να ενισχυθούν. Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης  $\delta_t$ , γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με αυτή του κτιρίου και στη συνέχεια συνεκτιμώνται κατάλληλα όλοι οι παράγοντας από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση του ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου.

Η στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta_t$  υπολογίζεται ως εξής

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * S_e(T)$$

$S_e(T)$ : Η ελαστική φασματικής ψευδοεπιτάγχυση για την ισοδύναμη ιδιοπερίοδο  $T_e$ .

$C_0$ : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία  $K_e$ , με την πραγματική μετακίνηση της κορυφής  $\delta_t$  του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4 και 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και  $\geq 10$ , αντίστοιχα.

$C_1$ : Ο λόγος  $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$  της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική.

$C_2$ : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.10.1. Για τιμές  $T$  μεταξύ 0.1s και  $T_c$  πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

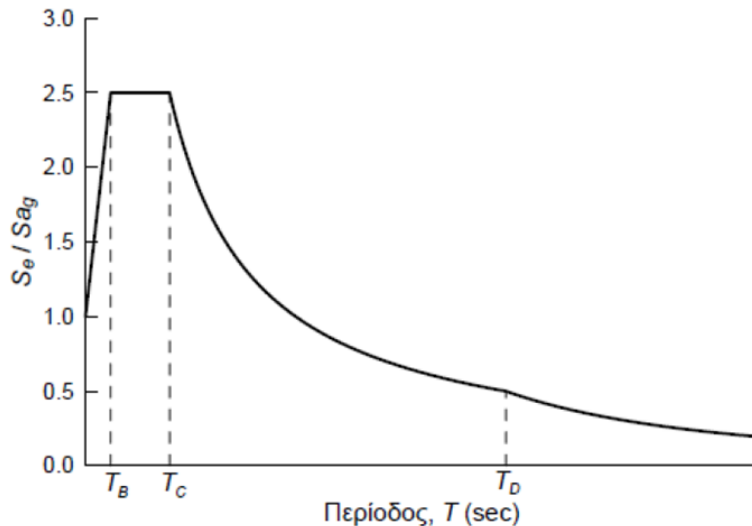
Στάθμη επιτελεστικότητας	$T \leq 0.1s$		$T \geq T_c$	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

Πιν.2.10-Τιμές του συντελεστή  $C_2$  (πηγή ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012)

$C_3$ : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων  $2_{\alpha\varsigma}$  τάξεως (P – Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς  $1+5 \cdot (\theta-0.1)/T$ , όπου  $\theta$  ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας κατά τον ΕΚ 8-1. Στη συνήθη (για κτίρια από Ο/Σ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου  $\theta < 0.1$ , λαμβάνεται  $C_3=1.0$ .

## 2.11 Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση

Η επιρροή των ιδιοτήτων του εδάφους στη μορφή του φάσματος λαμβάνονται υπόψη στους αντισεισμικούς κανονισμούς, κάνοντας τροποποιήσεις στις χαρακτηριστικές περιόδους  $T_B$  και  $T_C$ , οι οποίες καθορίζουν την αρχή τα φασματικής επιτάχυνσης και ταχύτητας αντίστοιχα. Επιπλέον, η χαρακτηριστική περίοδος  $T_D$  καθορίζει την έναρξη της περιοχής φασματικής μετακίνησης, η οποία δεν εξαρτάται από το έδαφος. Οι αναλυτικές σχέσεις για την ελαστική φασματική επιτάχυνση σε κάθε περιοχή είναι οι εξής:



Σχήμα 2.11.1 (α)-Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για οριζόντια σεισμική δράση και για απόσβεση 5%

$$S_e(T) = \alpha_g * S * \left[1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2,5 - 1)\right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2,5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2,58 * \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = \alpha_g * S * \eta * 2,58 * \frac{T_C * T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec}$$

Ανάλογα με την περίοδο δράσης  $T_R$  του σεισμού για πιθανότητα υπέρβασης P του μεγέθους σχεδιασμού ορίζεται και το επίπεδο σεισμικής δράσης. Οι διάφορες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης προκύπτουν από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχούν σε περίοδο επαναφοράς  $T_R = 475$  χρόνια. Γίνεται η θεώρηση ότι οι σεισμοί ακολουθούν κατανομή Poisson, το οποίο σημαίνει ότι σε κάθε περιοχή με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί σεισμός στα επόμενα 50 χρόνια, ο οποίος θα προκαλέσει εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από  $\alpha_{gR}$ . Στον Ευρωκώδικα 8 υιοθετούνται οι τρεις σεισμικές Ζώνες του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $\alpha_{gR}$ (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πιν.2.11.2-Τιμές ενεργούς επιτάχυνσης σεισμικών ζωνών Ελλάδας

Πέρα από την περιοχή και το έδαφος στην οποία εδράζεται η κατασκευή, για τον προσδιορισμό της εδαφικής επιτάχυνσης λαμβάνονται υπόψη και ο παράγοντας της σπουδαιότητας του κτιρίου. Για κτίρια μεγάλης αξίας πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ , ώστε ο αντισεισμικός σχεδιασμός να γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει πιο σπάνια. Στο Ευρωκώδικα η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με:

$$\alpha_g = \gamma_I * \alpha_{gR}$$

Κατηγορία Σπουδαιότητας		$\gamma_I$
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 2.11.3 -Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$  κατά ΕΚ8

## 2.12 Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών

### 2.12.1 Γενικά

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η εκπόνηση μελετών αποτίμησης ή ενίσχυσης γίνεται μέσω της ελαστικής και ανελαστικής στατικής ανάλυσης και ελαστικής και ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Για την επιλογή της μεθόδου, λαμβάνονται υπόψη οι απαιτήσεις της προσομοίωσης και ελέγχων, η στάθμη επιτελεστικότητας και οι μορφολογικές ιδιαιτερότητες του κτιρίου. Η ελαστική μέθοδος απεικονίζει την συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, σε αντίθεση με την ανελαστική, η οποία λαμβάνει υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών εντάσεων λόγω των πλαστικοποιήσεων και οδηγεί σε πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα. Στην συγκεκριμένη εργασία έγινε η επιλογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, με σκοπό τη μελέτη των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία, όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

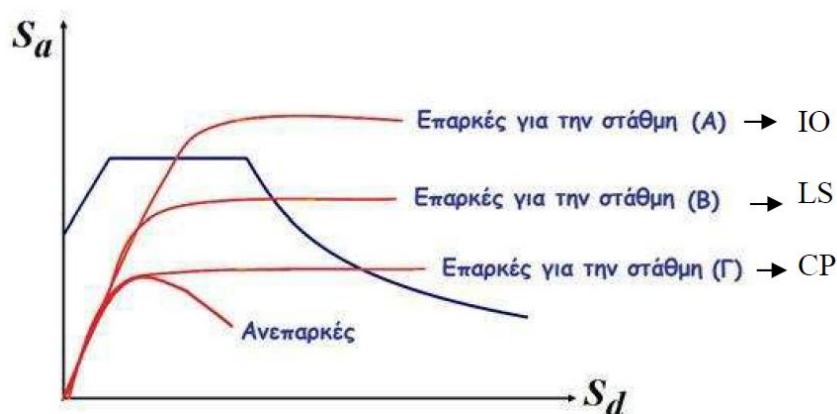
### 2.12.2 Στατική ανελαστική ανάλυση

Στη μέθοδο καθορίζεται η καμπύλη αντίστασης του φορέα, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου. Λαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία με βάση τον συνδυασμό  $G + \psi_2 * Q$  και στη συνέχεια εφαρμόζονται τα οριζόντια φορτία στις δύο κάθετες διευθύνσεις, στην στάθμη κάθε διαφράγματος. Τα οριζόντια φορτία αυξάνονται σταδιακά μέχρι την στιγμή που κάποιο στοιχείο δεν μπορεί να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Στη συνέχεια, ο έλεγχος την κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται με την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση που ορίζεται για τον φορέα και ελέγχεται αν η παραμόρφωση των πλαστικών δομικών στοιχείων είναι αποδεκτή. Στην παρούσα εργασία

επιλέγεται η ομοιόμορφη κατανομή σεισμικών φορτίων, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα με τη μάζα του κάθε ορόφου.

### 2.12.3 Αποτίμηση συμπεριφοράς

Αρχικά, μέσω των καμπυλών αντίστασης ελέγχεται αν το σημείο της στάθμης επιτελεστικότητας της κατασκευής βρίσκεται πριν από την στοχευμένη μετακίνηση, ώστε να επαρκεί. Σε αντίθετη περίπτωση το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκειες για την συγκεκριμένη σεισμική δράση και κρίνεται ότι πρέπει να ενισχυθεί. Στη συνέχεια, επιβεβαιώνεται ο έλεγχος μέσω της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου, η οποία μετατρέπεται σε φάσμα ADRS. Εάν η καμπύλη δεν τέμνει το φάσμα που έχει οριστεί από την αναμενόμενη σεισμική δράση, τότε το κτίριο δεν επαρκεί και χρήζει ενίσχυσης. Σε αντίθετη περίπτωση, ανάλογα με το σημείο τομής, ο φορέας επαρκεί για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.



Σχήμα 2.12.3 Σύγκριση φάσματος και καμπύλης ικανότητας.

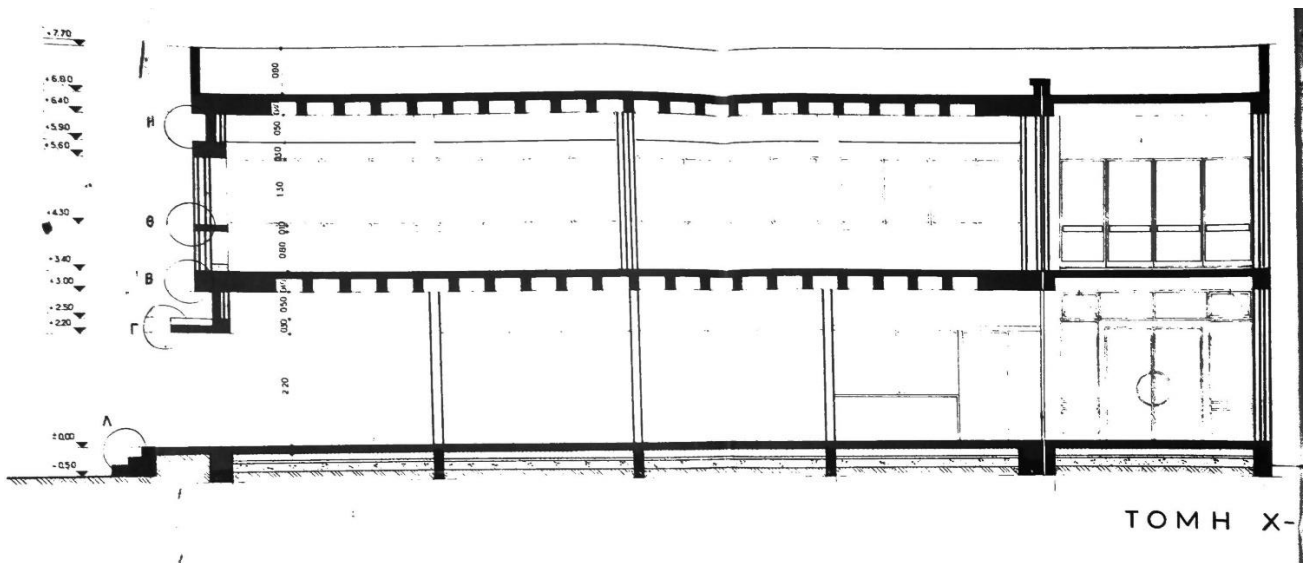


## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.

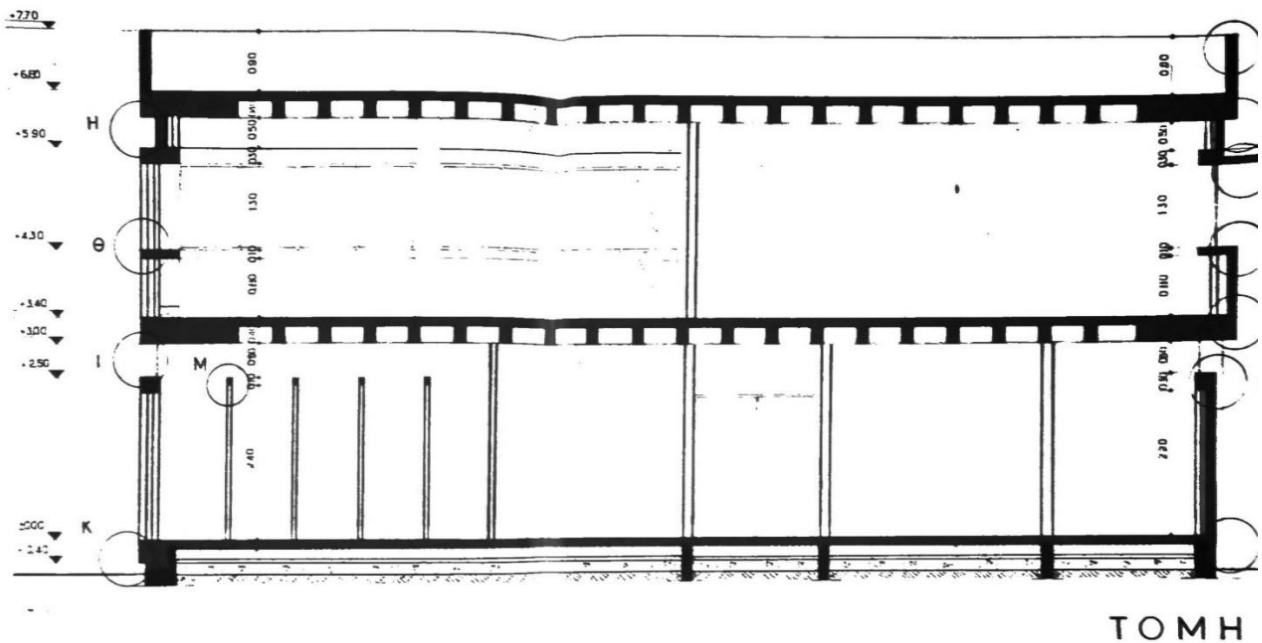
### ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

#### 3.1 Περιγραφή της κατασκευής

Στην παρούσα εργασία γίνεται μελέτη ενός υφιστάμενου δώροφου κτιρίου στην περιοχή της Σπάρτης. Το υπό μελέτη κτίριο κατασκευάστηκε το 1981 και στεγάζει σχολική λειτουργία. Το κτίριο διαστασιολογήθηκε για σεισμική Ζώνη I ( $\epsilon=0,08$ ), σύμφωνα με τον Αντισεισμικό κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Οπλισμένου σκυροδέματος του 1954.



Σχήμα 3.1.1 Τομή Χ-Χ' κτιρίου Α και κλιμακοστασίου 1

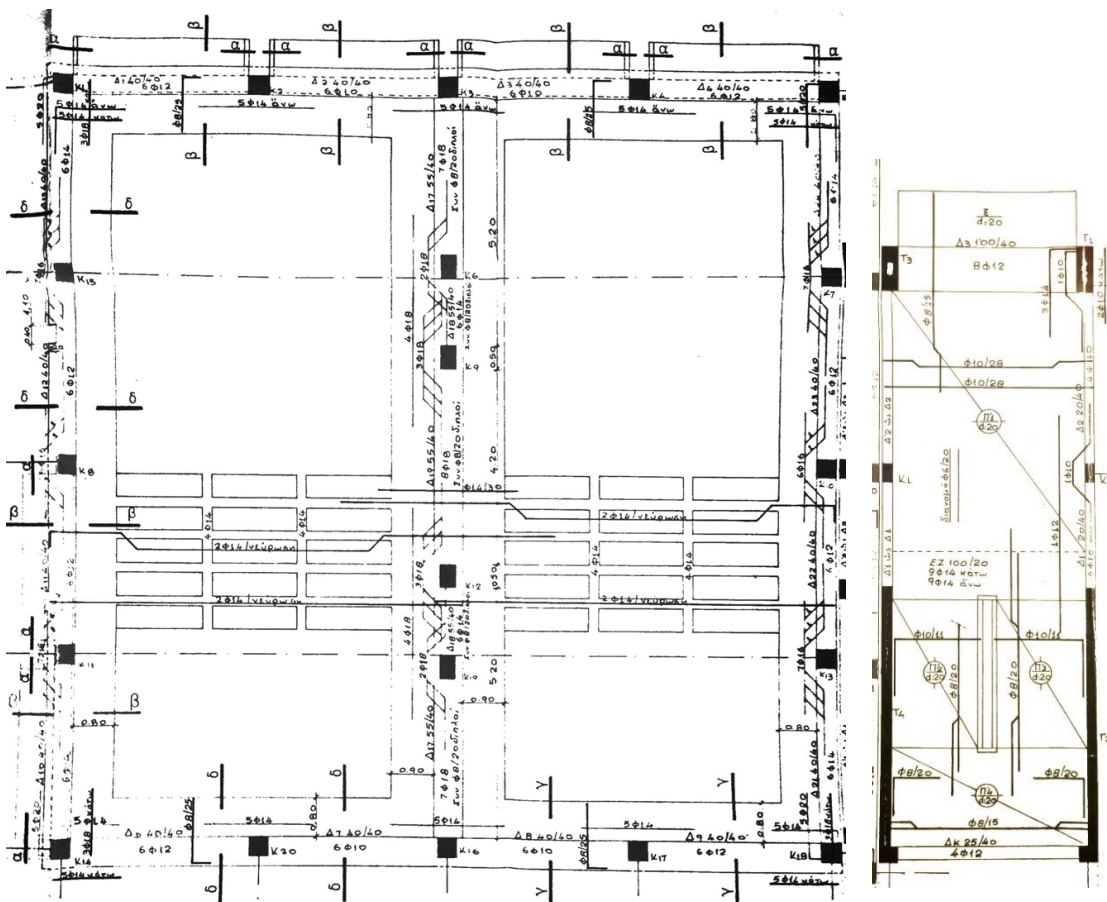


Σχήμα 3.1.2 Τομή Υ-Υ' κτιρίου Α και κλιμακοστασίου 1

### 3.2 Μορφολογία του φορέα

Ο φορέας αποτελείται από 4 διώροφα γειτονικά κτίρια και 1 μονώροφο. Τα κτίρια Α, Β και Γ είναι συμμετρικά κατά τη διεύθυνση Χ και Υ στα οποία βρίσκονται οι αίθουσες διδασκαλίας και αίθουσες πολλαπλών χρήσεων. Τα υπόλοιπα κτίρια είναι μικρότερα από τα κτίρια αιθουσών και αποτελούν τα κλιμακοστάσια του σχολείου. Όλα τα κτίρια εκτός από το κτίριο Γ αποτελούνται από δυο στάθμες ίδιο ύψους ορόφων και ισόσταθμες πλάκες. Το ύψος των ορόφων είναι 3,4 μέτρα και αποτελείται από 4 φατώματα κατά την διεύθυνση Χ και Υ πλάτους 4 μέτρα. Οι διαστάσεις των κτιρίων είναι  $(16,4*16,4)m^2$  για τα μεγάλα κτίρια και  $(4,2*12,4)m^2$  για τα κλιμακοστάσια. Τα κτίρια χωρίζονται μεταξύ τους από αρμό διαστολής πάχους 3cm. Με βάση την μελέτη του κτιρίου, χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας B225 και *StII* για χάλυβα εγκάρσιων οπλισμών και *StIII* για χάλυβα διαμήκων οπλισμών. Τα φέροντα στοιχεία των κτιρίων διατηρούν σταθερές διατομές καθ' ύψος ενώ διακρίνεται μεταβολή των οπλισμών τους στον όροφο καθώς μεταβάλλονται με μικρή διαβάθμιση οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων. Επιπλέον, στα κτίρια υπάρχουν διαδοχικά επιμήκη παράθυρα φωτισμού, τα οποία δημιουργούν καθ' ύψος διακοπή, με αποτέλεσμα τα υποστυλώματα να λειτουργούν σαν κοντά υποστυλώματα. Κοντά υποστυλώματα ονομάζονται τα στοιχεία με λόγο διάτμησης  $\alpha_s = M/V * h$  μικρότερου του 2,5 και αναμένεται ότι θα υπάρξει διατμητικού τύπου ψαθυρή αστοχία κατά τη διάρκεια του σεισμού.

#### Ξυλότυπος οροφής ισογείου



Σχήμα 3.2.1 Ξυλότυπος οροφής ισογείου

ΠΙΝΑΞ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

α/α	Διάσταση	ε=0,16		ε=0,2		ε=0,08	
		σχήμα	δηλίσμος	σχήμα	δηλίσμος	σχήμα	δηλίσμος
Κ9, Κ12	35/50		32φ20		18φ20		16φ16
Κ6, Κ19	35/50		26φ20		16φ20		8φ20
Κ3, Κ8, Κ10	40/40		32φ20		18φ20		16φ16
Κ7, Κ11, Κ13, Κ16, Κ15	40/40		38φ20		22φ20		16φ18
Κ1, Κ2, Κ4, Κ5, Κ14, Κ17, Κ18, Κ20	40/40		28φ20		16φ20		10φ20

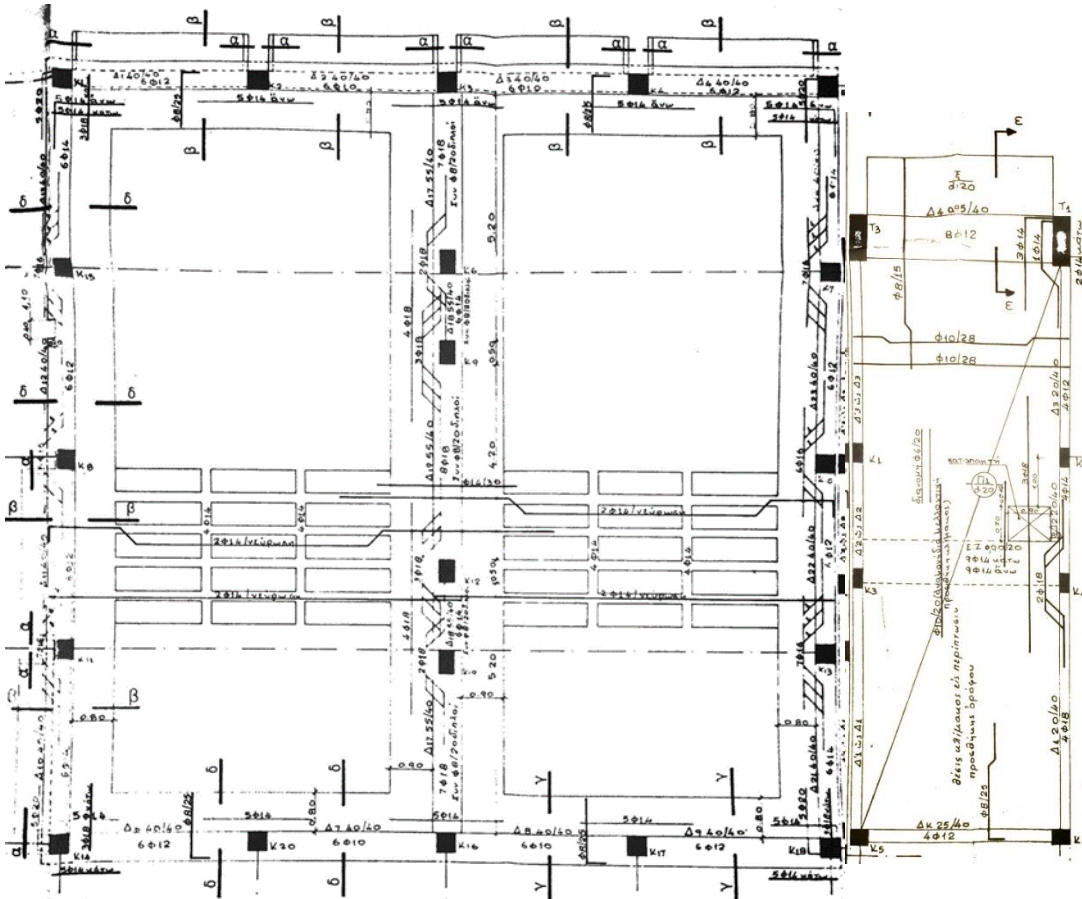
- ✓ Στάθμη οροφής H=3,4m
- ✓ Εμβαδόν ισογείου A-B-Γ: 268,95m<sup>2</sup>
- ✓ Εμβαδόν κλιμακοστασίων :57,96m<sup>2</sup>
- ✓ Ισχυρά τοιχία μήκους 5,55m στη διεύθυνση Υ-Υ'
- ✓ Συνδετήρες δοκών γενικά Φ8/25
- ✓ Συνδετήρες υποστυλωμάτων Φ8/20

ΠΙΝΑΞ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΛΙΜΑΚΟΣ

α/α	Διάσταση	ε=0,16		ε=0,2		ε=0,08	
		σχήμα	δηλίσμος	σχήμα	δηλίσμος	σχήμα	δηλίσμος
Τ6, Τ2	555/20		#φ8/20 1φ20 ανά ακμή		#φ8/20 + 1φ20/ ακμή		#φ8/20 + 1φ20/ ακμή
Τ3, Τ1	100/0,35		16φ20		16φ18		16φ18
Κ1, Κ2	40/20		6φ16		6φ16		6φ16

Σχήμα 3.2.2.- Πίνακες οπλισμών υποστυλωμάτων ισογείου κτιρίων

### Ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου



Σχήμα 3.2.3. Ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου

ΠΙΝΑΞ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ Α' ΟΡΟΦΟΥ

α/α	Διαστάσεις	ε: α16		ε: α12		ε: α8	
		σχ.μα	όπλισμός	σχ.μα	όπλισμός	σχ.μα	όπλισμός
Κ9, Κ12	35/50		16φ20		16φ18		8φ18
Κ6, Κ19	35/50		16φ20		16φ16		8φ18
Κ3, Κ8, Κ10	40/40		12φ20		10φ18		8φ18
Κ7, Κ11, Κ13 Κ16, Κ15	40/40		12φ20		10φ18		8φ18
Κ1, Κ2, Κ4, Κ5, Κ14, Κ17, Κ18, Κ20	40/40		12φ18		10φ18		8φ18

- ✓ Στάθμη οροφής H=6,8m
- ✓ Εμβαδόν ισογείου A-B: 268,95m<sup>2</sup>
- ✓ Εμβαδόν κλιμακοστασιών :57,96m<sup>2</sup>
- ✓ Συνδετήρες δοκών γενικά Φ8/25
- ✓ Συνδετήρες υποστυλωμάτων Φ8/20

ΠΙΝΑΞ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΛΙΜΑΚΟΣ

α/α	Διαστάσεις	ε: α16		ε: α12		ε: α8	
		σχ.μα	όπλισμός	σχ.μα	όπλισμός	σχ.μα	όπλισμός
Τ1, Τ3	1,00/35		16φ18		16φ18		16φ18
Κ1, Κ2, Κ3, Κ4	40/20		8φ16		8φ16		8φ16
Κ5, Κ6	30/35		8φ16		8φ16		8φ16

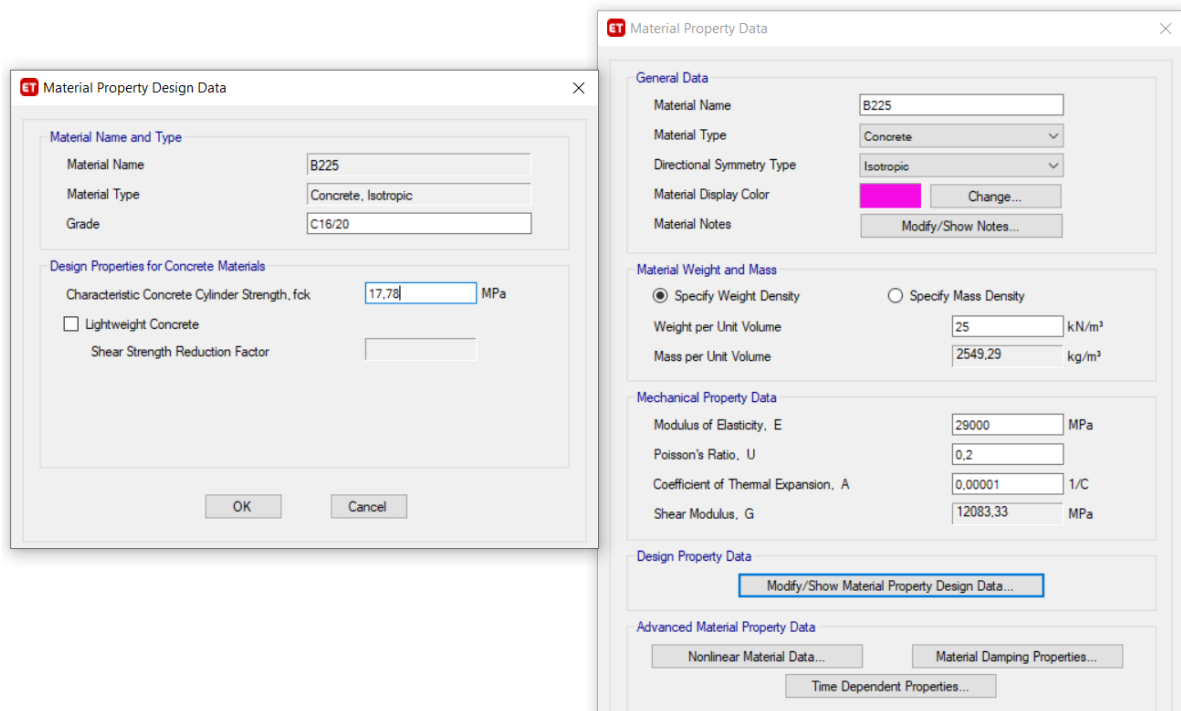
Σχήμα 3.2.4.- Πίνακες οπλισμών υποστυλωμάτων Α' ορόφου κτιρίων

### 3.3 Προσομοίωση της κατασκευής

Η προσομοίωση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό ETABS v.18.02, το οποίο αποτελείται από γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία. Τα φέρονται στοιχεία (δοκοί και υποστυλώματα) προσομοιώνονται με γραμμικά-ραβδωτά στοιχεία συγκεκριμένα με τετρακομβικά στοιχεία κελύφους με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, τα οποία λαμβάνουν υπόψη το ίδιο βάρος τους και κατανέμουν τα επιφανειακά φορτία στις δοκούς ώστε να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία. Στο προσομοίωμα αγνοήθηκε η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων στην δυσκαμψία του φορέα, αλλά όχι και στην μάζα, αφού τα φορτία τους λαμβάνονται υπόψη με την επιβολή του κατάλληλου κατανεμημένου φορτίου στις περιμετρικές δοκούς.

#### 3.3.1 Προσδιορισμός και εισαγωγή δομικών υλικών

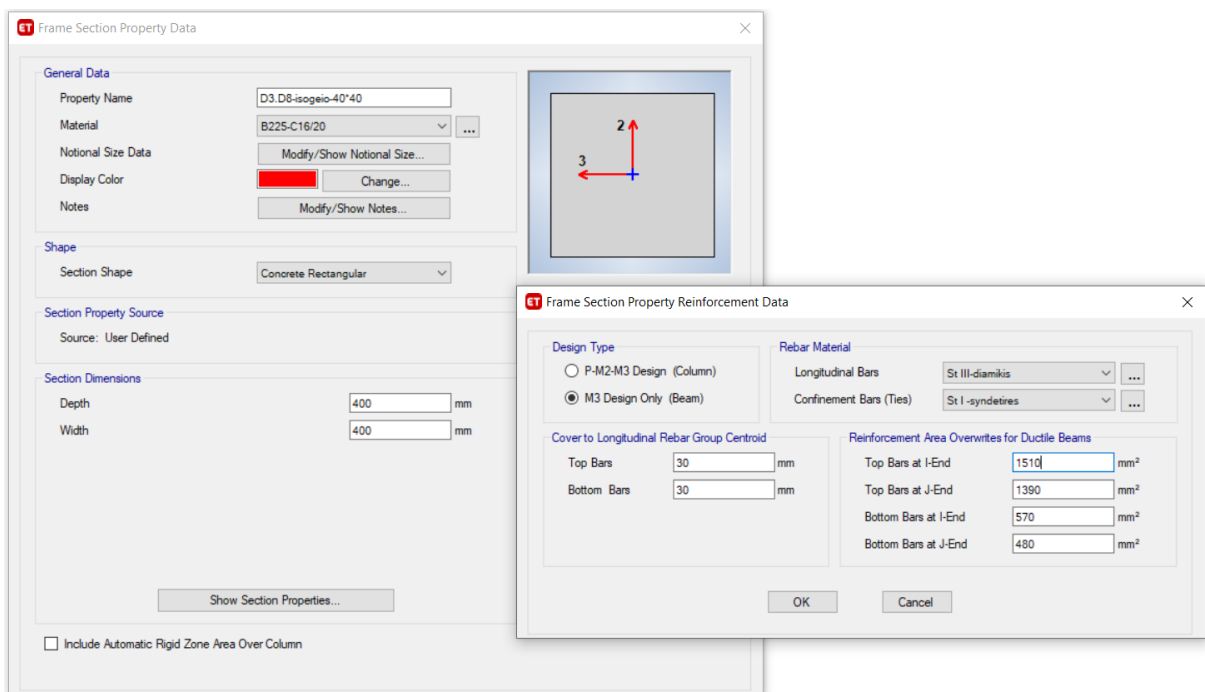
Για τον προσδιορισμό των υλικών της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές των χαρακτηριστικών αντοχών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Έγινε θεώρηση «Υψηλής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων και τελικά για υλικά ισχύει ότι  $\gamma_m = 1$ ,  $\gamma_c = 1,35$ ,  $\gamma_s = 1,05$ . Το σκυρόδεμα κατηγορίας B225, με βάση τον παλιό Ελληνικό Κανονισμό του 1954, αντιστοιχεί για σκυρόδεμα κατηγορίας C16/20 με  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24MPa$  και μέτρο ελαστικότητας  $E_{cm} = 29GPa$ . Ο χάλυβας για τους διαμήκης και εγκάρσιους οπλισμούς κατηγορίας StIII και StII αντιστοιχεί σε κατηγορία S400 για τους διαμήκης και S220 για τους συνδετήρες, με μέτρο ελαστικότητας  $E_{cm} = 200GPa$ .



Εικόνα 3.3.1.- Εισαγωγή υλικών -σκυρόδεμα B225

### 3.3.2 Γραμμικά Στοιχεία

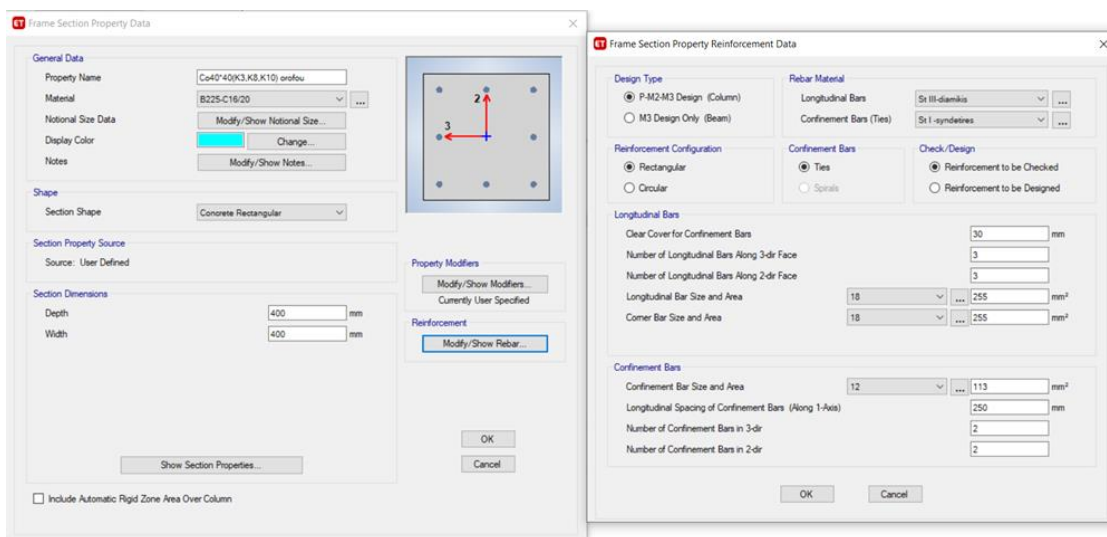
Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών μπορούν να ομαδοποιηθούν σε κατηγορίες ανάλογα με την γεωμετρία τους, οι οποίες είναι είτε τετραγωνικές είτε ορθογωνικές. Στα υποστυλώματα οι εγκάρσιοι οπλισμοί είναι κλειστοί διπλοί συνδετήρες Φ8/250 και η επικάλυψη ισούται με 30mm.



Εικόνα 3.3.2.1- Εισαγωγή διατομής και οπλισμού δοκού στο ETABS

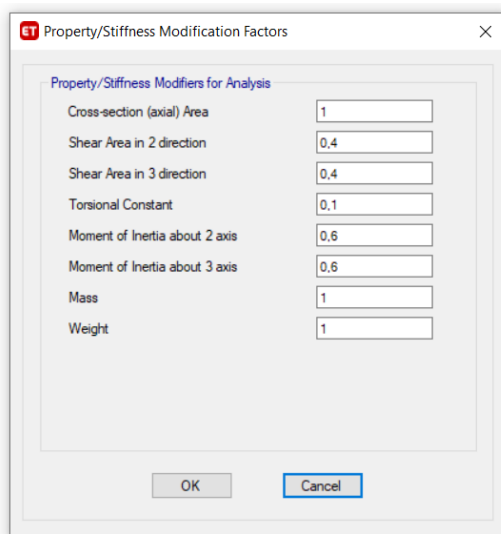
Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των δοκών παραμένουν ίδια και στους δύο ορόφους. Στην προσομοίωση συνυπολογίστηκε ότι το 50% του εφελκόμενου οπλισμού του ανοίγματος των δοκών «σπάει» και ανεβαίνει στις στηρίξεις, ο οποίος αναλαμβάνει ένταση από τις διατομές των στηρίξεων.

Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων παραμένουν σταθερές στους ορόφους ενώ οι διαμήκη οπλισμοί μειώνονται στον όροφο. Στα υποστυλώματα που λειτουργούν ως «θέσει» κοντά υποστυλώματα, ο οπλισμός διάτμησης μειώθηκε κατά 50%, ώστε να γίνει η προσομοίωση τους στο πρόγραμμα. Σκοπός αυτού, είναι να προσεγγίσει την συμπεριφορά τους υπό σεισμικές συνθήκες η οποία χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή, μειώνοντας στο μισό την αντοχή τους σε διάτμηση.



Εικόνα 3.3.2.2.- Εισαγωγή διατομής και οπλισμού υποστυλωμάτων στο ETABS

Στα φέροντα στοιχεία κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, λαμβάνεται υπόψη ότι μέρος της διατομής τους έχει ρηγματωθεί και δεν λειτουργεί, επειδή υπάρχουν ταυτόχρονα φαινόμενα διάτμησης και εξόλκευσης οπλισμών. Σύμφωνα με τους κανονισμούς προτείνεται μείωση της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων. Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η δυσκαμψία των δοκών θα λαμβάνεται ως το 40% της αρηγμάτωτης διατομής, των υποστυλωμάτων το 60% των υποστυλωμάτων αντίστοιχα, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία μπορεί να ληφθεί ίση με το 10% της γεωμετρικής της τιμής.

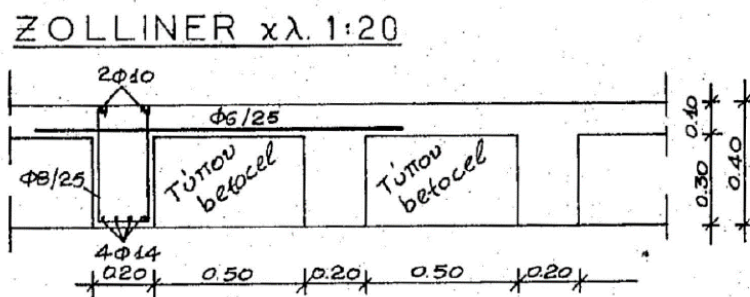


Εικόνα 3.3.2.3.- Ορισμός απομείωσης δυσκαμψίας δοκού στο ETABS

### 3.3.3 Επιφανειακά Στοιχεία

Τα τοιχία και οι πλάκες ορίζονται ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Το βάρος των πλακών υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα ενώ επιτυγχάνεται και η διαφραγματική λειτουργία τους. Με αυτό τον τρόπο, τα φορτία μοιράζονται στις δοκούς ανάλογα με τις δυσκαμψίες τους και εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών. Διασφαλίζεται επίσης η ίση μετακίνηση όλων των σημείων του ορόφου και τελικά θεωρούνται τρεις βαθμοί ελευθερίας, δύο μετακινήσεις και μία στροφή, κατά την επιβολή της σεισμικής δράσης.

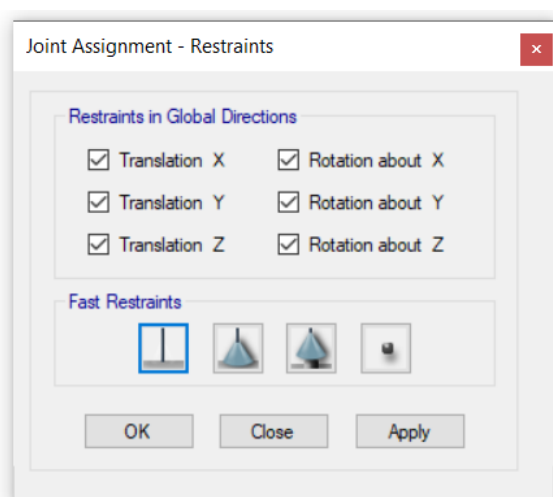
Οι πλάκες των κτιρίων Α, Β και Γ είναι τύπου Zollner με τα ίδια γεωμετρικά χαρακτηριστικά σε όλους τους ορόφους και περιμετρικά υπάρχει συμπαγής ζώνη πλάτους 60cm για να υπάρχει καλύτερη κατανομή των αντιδράσεων της πλάκας στις δοκούς. Οι πλάκες των κλιμακοστασίων είναι συμπαγείς πάχους 20cm. Για την προσομοίωση των πλακών τύπου Zollner των κτιρίων αιθουσών, έγινε μετατροπή σε ορθογωνική συμπαγής πλάκας με ισοδύναμο ύψος 23cm.



Εικόνα 3.3.3- Διατομή πλάκας τύπου σάντουιτς

### 3.3.4 Στηρίξεις κατασκευής

Οι στηρίξεις του φορέα επί του εδάφους θεωρούνται πλήρεις πακτώσεις. Στο λογισμικό, η εισαγωγή τους έγινε δεσμεύοντας όλους τους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων που βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων.



Εικόνα 3.3.4.- Εισαγωγή στηρίξεων στην κατασκευή

### 3.4 Δράσεις επί της κατασκευής

#### 3.4.1 Κατακόρυφες δράσεις

Ανάλογα με τις διακυμάνσεις στο χρόνο, τα κατακόρυφα φορτία που επιβάλλονται σε μία κατασκευή διακρίνονται σε κινητά και μόνιμα. Στο λογισμικό χρησιμοποιήθηκαν τρία διαφορετικά Load Patterns, το πρώτο αφορά τα φορτία του ίδιου βάρους της κατασκευής, το δεύτερο περιλαμβάνει τα μόνιμα φορτία λόγω επικαλύψεων και τοιχοπληρώσεων και το τελευταίο τα κινητά φορτία στα δάπεδα και στους εξώστες.

Τα φορτία που ασκούνται στον φορέα είναι:

✓ Μόνιμα:

- Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος :  $25 \text{ kN/m}^3$
- Επικαλύψεις δαπέδων :  $1,5 \text{ kN/m}^3$
- Επικαλύψεις δώματος :  $2,5 \text{ kN/m}^3$
- Μπατική τοιχοποιία :  $3,6 \text{ kN/m}^3$
- Δρομική τοιχοποιία :  $2,1 \text{ kN/m}^3$

✓ Κινητά

- Δάπεδα αιθουσών :  $3 \text{ kN/m}^3$
- Δάπεδα κλιμακοστασίων :  $3,5 \text{ kN/m}^3$

#### 3.4.2 Σεισμικές δράσεις

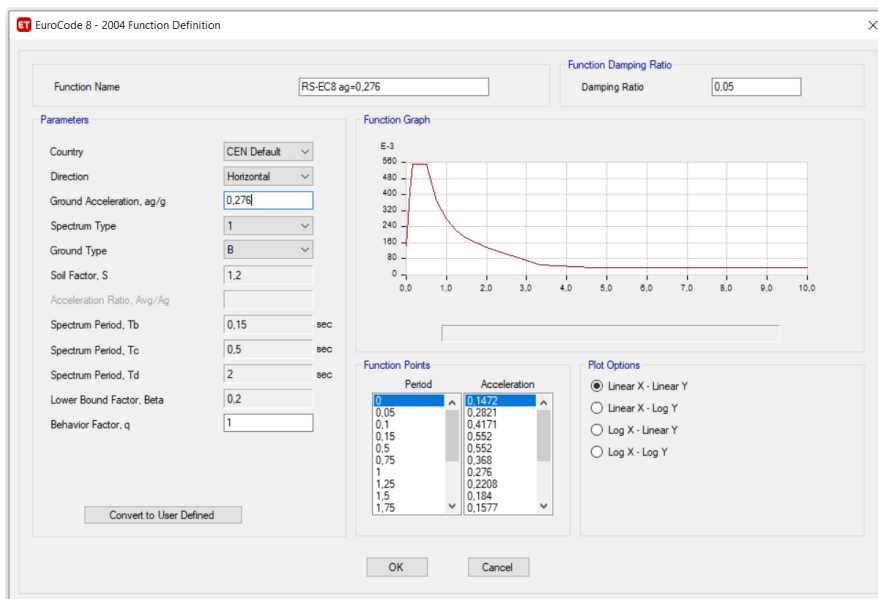
Σεισμικές διεγέρσεις ονομάζονται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω σεισμού, οι οποίες είναι τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις. Ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, και εκφράζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η έντασή τους καθορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

Το κτίριο βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ζ2(Σπάρτη), σε έδαφος κατηγορίας Β και ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙΙ, λόγω της σχολικής του λειτουργίας. Το φάσμα σχεδιασμού για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες ορίζεται ως εξής:

- Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς :  $\alpha_{gR} = 0,24g$
- Συντελεστής σπουδαιότητας :  $\gamma_I = 1,15$
- Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης :  $\zeta=5\%$
- Συντελεστής εδάφους :  $S=1,2$



Εισάγοντας τις παραμέτρους στο λογισμικό, για συντελεστή  $\eta=1$ , προκύπτει το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα που θα χρησιμοποιηθεί για την αποτίμηση.



Εικόνα 3.4.2 - Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού EC-8 στο ETABS

### 3.4.3 Ταλαντούμενη Μάζα

Εφόσον στο λογισμικό έχει διασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας, γίνεται η θεώρηση ότι η μάζα είναι συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους κάθε ορόφου. Με βάση των Ευρωκώδικα 8, ο υπολογισμός των μαζών γίνεται με τον ακόλουθο συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi E_{,i}$$

Με  $\Psi E_{,i} = \varphi * \psi_{2,i}$  όπου  $\varphi$  ισούται με 1 για τον τελευταίο όροφο και  $\psi_{2,i} = 0,5$ .

ΑΡΑΣΕΙΣ		Τιμή συνδυασμού για σύνοδες δράσεις υπό συνδυασμό	
		βραχυχρόνιο $\Psi_1$	μακροχρόνιο $\Psi_2$
Ωφέλιμα φορτία	* Κατοικίες	0.60	0.30
	* Γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.70	0.30
	* Χώροι συνάθροισης κοινού (στάδια, σχολεία, θέατρα κλπ.)	0.80	0.50
	* Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αποθήκες δεξαμενές, σιλό κλπ.)	1.00	0.80
	* Χώροι στάθμευσης	0.90	0.60
Περιβ. Δράσεις	Άνεμος	0.60	0.00
	Χιόνι	0.60	0.0/0.3*
Έμμεσες δράσεις / παρεμποδιζόμενες και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (διαφορικές καθιζήσεις, θερμοκρασία, συστολή ξηράνσεως κλπ.)		0.00	0.00
Πλευρικές τάσεις ή πιέσεις		1.00	1.00
(*: μόνο για μη βατές στέγες ή δώματα για τις οποίες $\Psi_2=0$ για τα ωφέλιμα φορτία)			

Πίνακας 3.4.3-Πίνακας συντελεστή  $\psi$  των μεταβλητών δράσεων για ΟΚΑ και ΟΚΛ

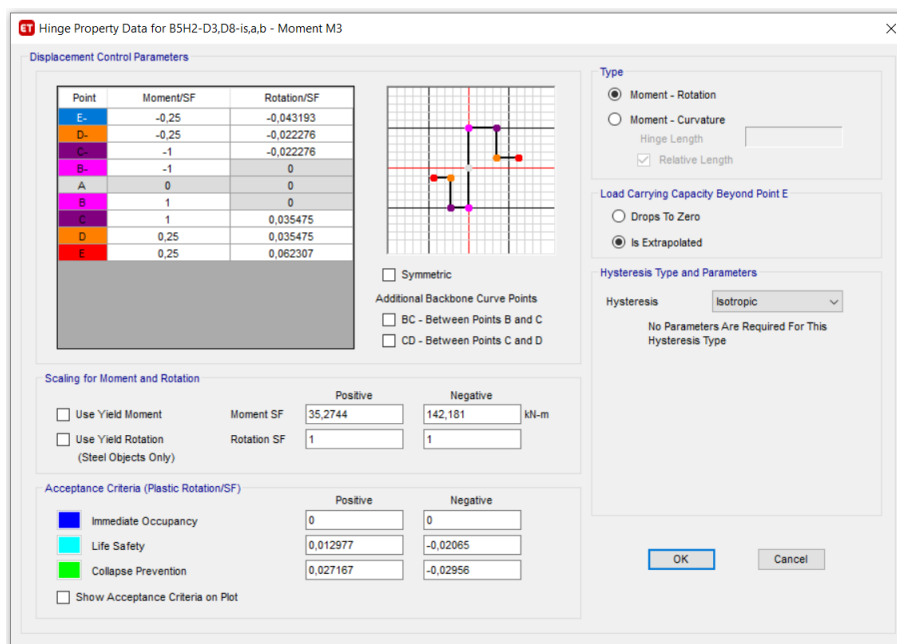
### 3.5 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων

Για την ανάλυση απαιτείται η προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα σε συγκεκριμένα στοιχεία. Ορίστηκαν στα άκρα της κάθε διατομής που αναμένεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση, τα διαγράμματα ροπών-στροφών, στα οποία σημειώθηκαν και τα σημεία που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας. Οι στάθμες επιτελεστικότητας τοποθετήθηκαν με βάση το κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θεωρήθηκε ότι η απομένουσα αντοχή ισούται με το 25% της ροπής διαρροής, για παραμορφώσεις έως και  $1,5\theta_u$ . Στο τμήμα ΑΒ, η διατομή λειτουργεί ελαστικά και για αυτό η στροφή είναι ίση με 0. Το σημείο Β είναι το σημείο διαρροής και το C αντιπροσωπεύει τη μέγιστη αντοχή. Τέλος το σημείο D αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντοχή ενώ το σημείο Ε είναι το σημείο που έρχεται η πλήρης αστοχία.

Οι στροφές των σταθμών επιτελεστικότητας υπολογίστηκαν ως εξής:

- Άμεση χρήση:  $\theta_{pl} = 0$
- Προστασία Ζωής:  $\theta_{pl} = \frac{\theta_y + \theta_u}{2 * \gamma_{Rd}} - \theta_y$
- Οιονεί Κατάρρευση:  $\theta_{pl} = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}} - \theta_y$

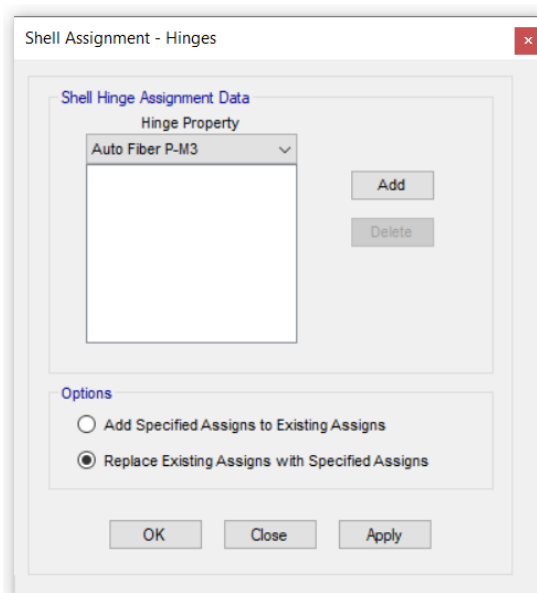
με  $\gamma_{Rd} = 1,25$



Εικόνα 3.5.1- Εισαγωγή χαρακ/κων πλαστικής άρθρωσης δοκού

Στις δοκούς χρησιμοποιούνται πλαστικές αρθρώσεις τύπου M3, επειδή ως κρίσιμος παράγοντας θεωρείται η αντοχή σε κάμψη περί τον άξονα 3. Αντιθέτως, στα υποστυλώματα επιλέγονται πλαστικές αρθρώσεις τύπου P-M2-M3 λόγω της αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης. Οι γωνίες στροφής χορδής ορίζονται όπως και στις δοκούς, με τη διαφορά ότι χρειάζεται να προσδιοριστεί και η επιφάνεια αλληλεπίδρασης των μεγεθών.

Στα τοιχία οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται κυρίως στη βάση τους. Το λογισμικό δίνει την δυνατότητα προσομοίωσης της ανελαστικής τους συμπεριφοράς μέσω της μεθόδου Wall Fiber Hinge (P-M3). Τα τοιχία έχουν την δυνατότητα να χωρίζονται κατά μήκος με ίνες, οι οποίες έχουν οριστεί να έχουν το υλικό του σκυροδέματος και τον σπλισμό κάμψης που αντιστοιχεί σε κάθε μία από αυτές. Όταν κάποιο υλικό φτάσει στο σημείο διαρροής, τότε αυτή πλαστικοποιείται και η διαδικασία συνεχίζεται με μειωμένη δυσκαμψία τοιχίου. Η παραπάνω διαδικασία, συνεχίζεται ώσπου κάποια ίνα να ξεπεράσει τα ανεκτά όρια παραμόρφωσης.



Εικόνα 3.5.2- Εισαγωγή πλαστικής άρθρωσης τοιχίου

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΩΝ

#### 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο παρουσιάζεται η σεισμική συμπεριφορά του κάθε κτιρίου ξεχωριστά, δηλαδή μεμονωμένα τα κτίρια αιθουσών και τα κλιμακοστάσια, και στην συνέχεια εξετάζεται η αλληλεπίδραση μεταξύ τους, χρησιμοποιώντας διαφορετικούς τρόπους σύνδεσης λόγω του αρμού διαστολής 3cm. Η μέθοδος η οποία χρησιμοποιήθηκε είναι η μέθοδος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Pushover) όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, που περιγράφηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια. Για την προσομοίωση του αρμού χρησιμοποιήθηκαν δύο τρόποι σύνδεσης. Με αυτόν τον τρόπο εξετάζεται η επιρροή του αρμού διαστολής καθώς επίσης και η αλληλεπίδραση των κτιρίων με σκοπό την σωστή και ολοκληρωμένη εικόνα του μηχανικού. Μέσω της ανελαστικής στατικής ανάλυσης απώτερος σκοπός του μελετητή είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού αφού δίνεται η δυνατότητα να έχει πλήρη εικόνα για κάθε χρονική στιγμή. Μέσω της μεθόδου σχηματίζονται τελικά τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης οροφής και στην συνέχεια γίνεται έλεγχος επάρκειας της κατασκευής σε σχέση με την στοχευμένη μετακίνηση για την κάθε απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε για την κάθε μία περίπτωση και τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω.

#### 4.2 Ιδιομορφική απόκριση φορέων

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση στο κάθε κτίριο με σκοπό τον προσδιορισμό των ιδιομορφών. Η ανάλυση αυτή δεν εξαρτάται από τις δράσεις που εφαρμόζονται, ούτε αποτελεί κάποια μορφή φόρτισης, αλλά εξαρτάται καθαρά από τα χαρακτηριστικά του κτιρίου και πιο συγκεκριμένα από την μάζα και την δυσκαμψία του. Με αυτόν τον τρόπο δίνεται η δυνατότητα διεύρυνσης του τρόπου ταλάντωσης του κτιρίου λόγω σεισμικής διέγερσης, μέσω της μορφής των κύριων ιδιομορφών του κτιρίου και τελικά την εκτίμηση της σεισμικής του συμπεριφοράς.

##### 4.2.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτιρίων A-B

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	RX	RY	RZ
Modal	1	0,469	0,9198	0	0	0,116	0
Modal	2	0,427	0	0,9115	0,1185	0	0,0055
Modal	3	0,402	0	0,0054	0,0009	0	0,9151

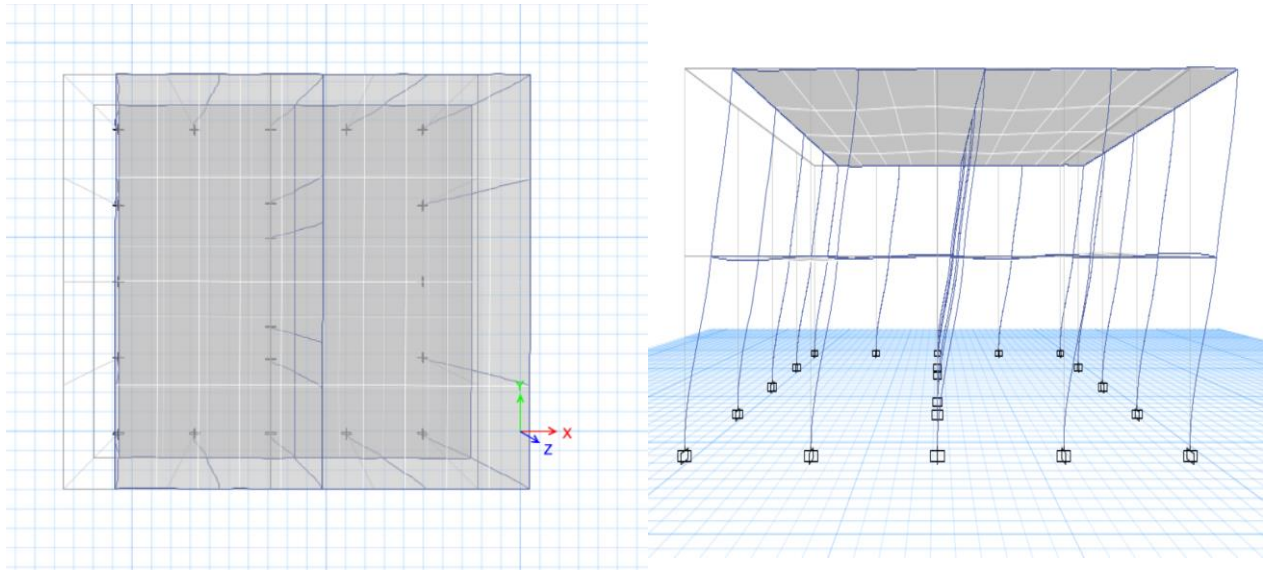
Πίνακας 4.2.1- Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κτιρίων A-B

Η κύρια ιδιοπερίοδος των κτιρίων A-B από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι:

$$T=0,469 \text{ sec}$$

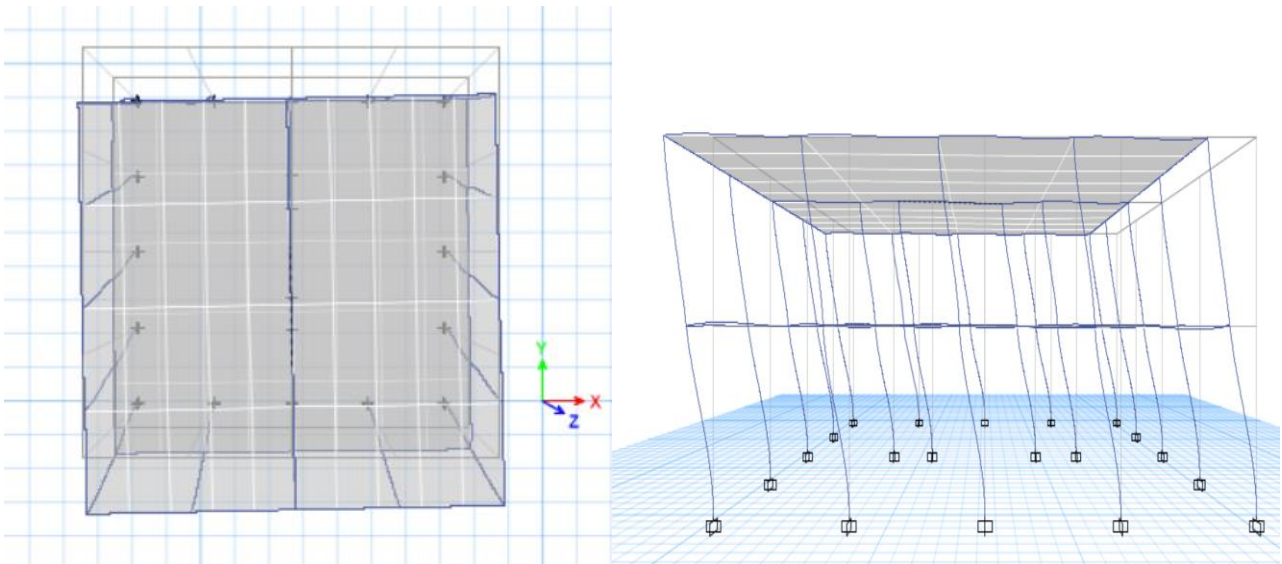
Κατά τη διεύθυνση X δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 1<sub>η</sub> με ποσοστό ενεργοποιημένης μάζας 91,98%, ενώ στη διεύθυνση Y είναι η 2<sub>η</sub> με ποσοστό συμμετοχής 91,15% συνολικής μάζας. Οι πρώτες δύο ιδιομορφές έχουν κυρίως μεταφορικό χαρακτήρα ενώ η 3<sub>η</sub> είναι υπεύθυνη για τη στροφική κίνηση του κτιρίου περί τον άξονα Z με ποσοστό 91,51%. Άρα τα κτίρια A-B είναι κτίρια στρεπτικά δύσκαμπτα, με τις δύο διευθύνσεις να έχουν παρόμοιες ιδιοπεριόδους και επομένως παρόμοιες δυσκαμψίες, με την διεύθυνση X να διαθέτει σχετικά μεγαλύτερη δυσκαμψία.

✓ 1<sub>η</sub> Ιδιομορφή-Μεταφορική κατά Χ,  $T=0,469$



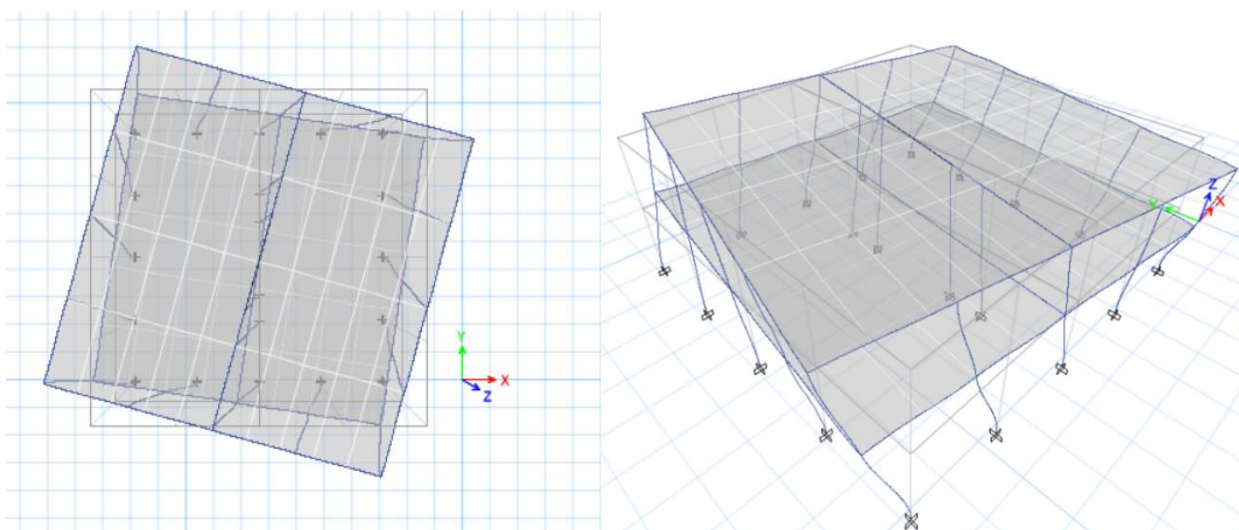
Εικόνα 4.2.1- Παραμορφωμένη γεωμετρία κτιρίου Α κατά την 1η ιδιομορφή

✓ 2<sub>η</sub> Ιδιομορφή-Μεταφορική κατά Υ,  $T=0,427$



Εικόνα 4.2.2- Παραμορφωμένη γεωμετρία κτιρίων Α-Β κατά την 2η ιδιομορφή

✓ 3<sup>η</sup> Ιδιομορφή-Στρεπτική κατά Z T=0,402



Εικόνα 4.2.3-Παραμορφωμένη γεωμετρία κτιρίων Α-Β κατά την 3<sup>η</sup> ιδιομορφή

#### 4.2.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κτιρίου Γ

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	RX	RY	RZ
Modal	1	0,259	0,9995	0	0	0,9832	0,0004
Modal	2	0,236	0	0,9999	0,9836	0	0
Modal	3	0,22	0,0004	0	0	0,0004	0,9995

Πίνακας 4.2.2- Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κτιρίου Γ

Η κύρια ιδιοπερίοδος του κτιρίου Γ από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι:  
T=0,259 sec

Κατά τη διεύθυνση X δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 1<sup>η</sup> ενώ στην διεύθυνση Y είναι η 2<sup>η</sup> με ποσοστό συμμετοχής περίπου 100%, οι οποίες είναι και οι δύο μεταφορικές, ενώ η 3<sup>η</sup> είναι στρεπτική. Στις δύο διευθύνσεις ενεργοποιείται σχεδόν η συνολική μάζα του κτιρίου, οι οποίες έχουν και αντίστοιχες ιδιοπεριόδους. Όπως φαίνεται από την ιδιομορφική ανάλυση, το κτίριο Γ είναι στρεπτικά δύσκαμπτο. Επίσης, η ιδιοπερίοδος του κτιρίου Γ είναι σχεδόν η μισή σε σχέση με τα κτίρια Α-Β.

#### 4.2.3 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης κλιμακοστασίων 1-2.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	RX	RY	RZ
Modal	1	0,43	0,813	0,0001	0,0001	0,2354	0,0017
Modal	2	0,297	0,023	0,0286	0,0343	0	0,2776
Modal	3	0,18	0,0041	0,4091	0,4901	0,0094	0,1398
Modal	4	0,147	0,0944	0,0067	0,0081	0,4456	0,0112
Modal	5	0,068	0	0,0027	0	0,0006	0,3819
Modal	6	0,023	0	0,4864	0,1524	0	0,0824

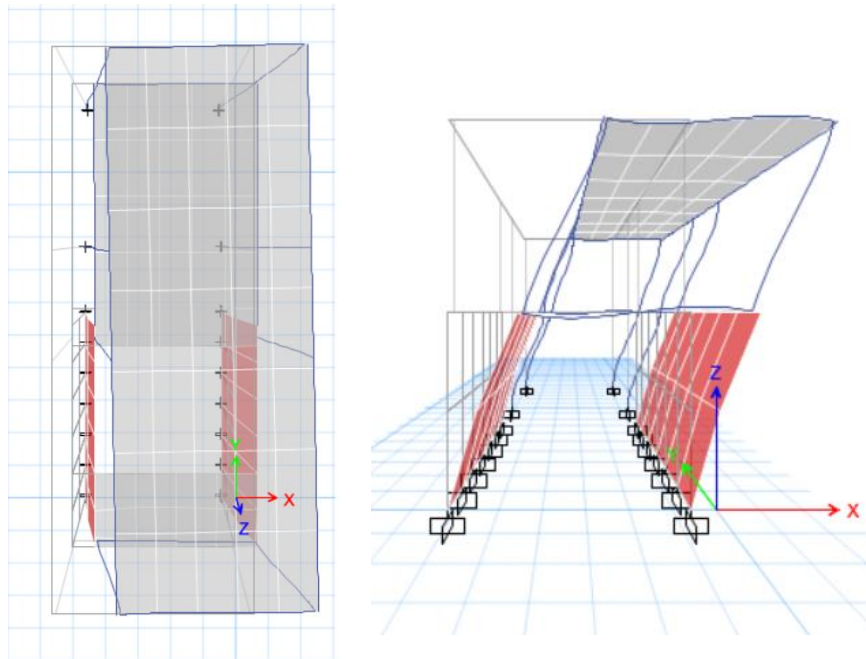
Πίνακας 4.2.2- Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ιδιομορφών κλιμακοστασίων 1-2.

Για το κλιμακοστάσιο κύρια ιδιοπερίοδος από τα αποτελέσματα είναι:

$$T=0,43 \text{ sec}$$

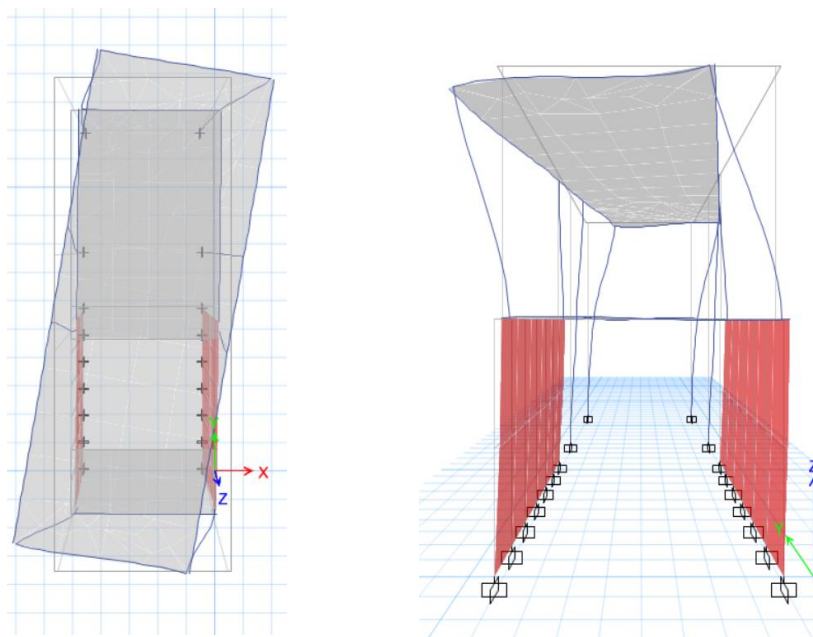
Δεσπόζουσα ιδιομορφή για τη διεύθυνση X είναι η  $1_{\eta}$  με ποσοστό συμμετοχής 81,3% η οποία είναι μεταφορική ενώ για τη διεύθυνση Y δεσπόζουσα είναι η  $3_{\eta}$  στην οποία ενεργοποιείται το 40,9% της συνολικής μάζας και είναι κυρίως μεταφορική. Η  $2_{\eta}$  διεύθυνση είναι στρεπτική με  $R_z > 0,2$  και υποδηλώνει ότι είναι ένα στρεπτικά εύκαμπτο κτίριο.

### 1<sub>η</sub> Ιδιομορφή-Μεταφορική κατά X, T=0,387



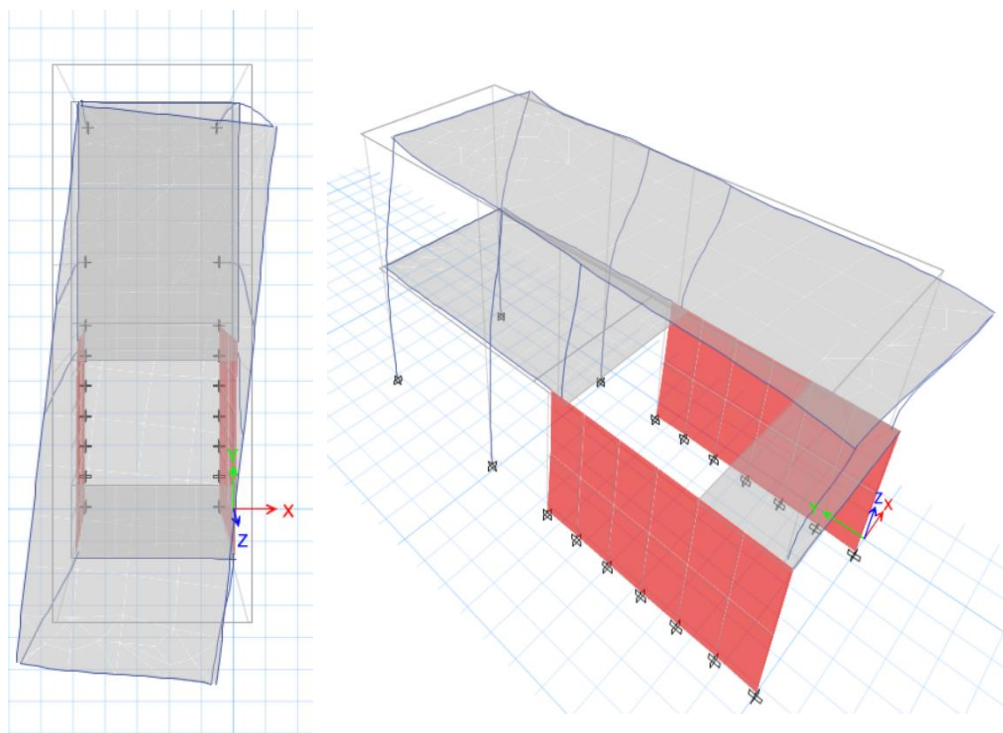
Εικόνα 4.2.3.1- Παραμορφωμένη γεωμετρία κλιμακοστασίων κατά την 1η ιδιομορφή

### ✓ 2<sub>η</sub> Ιδιομορφή-Στρεπτική κατά Z, T=0,261



Εικόνα 4.2.3.1- Παραμορφωμένη γεωμετρία κλιμακοστασίων κατά την 2η ιδιομορφή

### 3<sup>η</sup> Ιδιομορφή κυρίως μεταφορική κατά Y, T=0,18



Εικόνα 4.2.3.1- Παραμορφωμένη γεωμετρία κλιμακοστασίων κατά την 3<sup>η</sup> ιδιομορφή

Με βάση την απόκριση του κτιρίου στην ιδιομορφική ανάλυση, παρατηρείται ότι στις ιδιομορφές 2 και 3 η οροφή του ορόφου έχει μεγαλύτερες μετακινήσεις σε σχέση με του ισόγειου, το οποίο έχει πολύ μικρές μετακινήσεις. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των τοιχίων στην διεύθυνση Y, η οποία δημιουργεί μεγάλη δυσκαμψία στο κτίριο στην συγκεκριμένη διεύθυνση και τελικά μείωση των μετακινήσεων στον συγκεκριμένο όροφο. Ταυτόχρονα, η διακοπή των τοιχίων στον πάνω όροφο έχει ως αποτέλεσμα ο όροφος να λειτουργεί σαν μαλακός, αυξάνοντας με αυτό τον τρόπο τις μετακινήσεις του, γεγονός που αυξάνει τις απαιτήσεις των μελών του ορόφου σε πλαστιμότητα. Επίσης στην διεύθυνση X-X', το κτίριο δεν έχει μεγάλη πλευρική δυσκαμψία, γι' αυτό υπάρχουν μετακινήσεις και στους δύο ορόφους.

### 4.3 Καθορισμός της στάθμης επιτελεστικότητας

Για την σεισμική αποτίμηση των κατασκευών με βάση το παράρτημα 2.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας, οι οποίες εξαρτώνται από την κατηγορία του κτιρίου και την αντίστοιχη κατηγορία σπουδαιότητας. Στην συγκεκριμένη περίπτωση ο ελάχιστος απαιτούμενος στόχος για την αποτίμηση της κατασκευής είναι B1, στην οποία στάθμη το κτίριο επιτρέπεται να εμφανίζει βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων. Τα δομικά στοιχεία έχουν την δυνατότητα να διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και να είναι σε θέση να φέρουν κατακόρυφα φορτία. Η πιθανότητα υπέρβασης της κατασκευής της σεισμικής δράσης σε 50 έτη είναι 10% με περίοδο επαναφοράς τα T=475 έτη.

### 4.4 Αποτελέσματα στατικών ανελαστικών αναλύσεων για τα μεμονωμένα κτίρια

Η κατανομή των σεισμικών καθ' ύψος για την στατική ανελαστική ανάλυση που επιλέχθηκε είναι η ομοιόμορφη κατανομή, η οποία βασίζεται σε οριζόντια φορτία ανάλογα με τη μάζα κάθε ορόφου, ανεξάρτητα από την στάθμη του. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο κόμβος ελέγχου λαμβάνεται



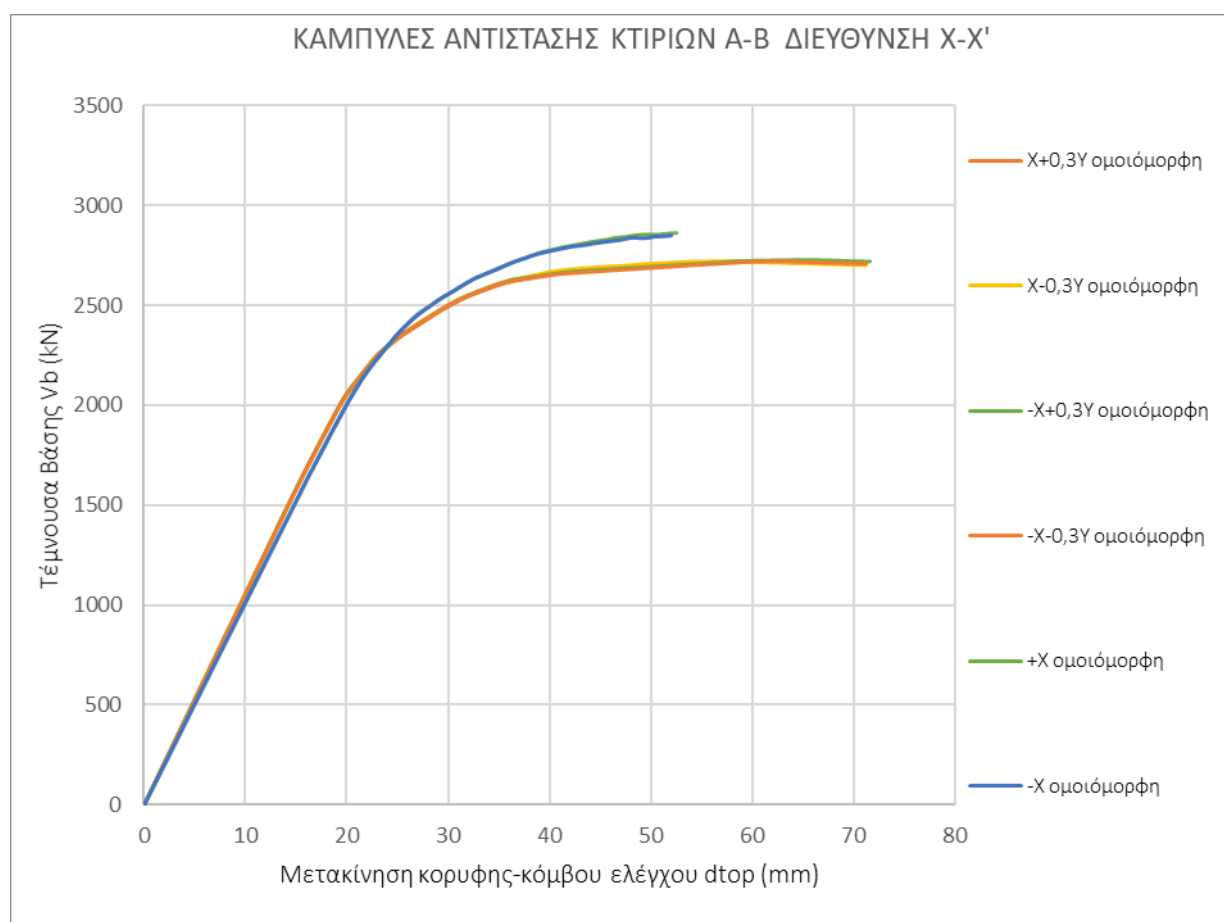
κοντά στο κέντρο μάζας της οροφή του φορέα, ο οποίος δεν αποτελεί σοφίτα ή μικρούς οικισμούς στο δώμα. Σ' αυτή την περίπτωση ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην κορυφή του αμέσως επόμενου πλήρους υποκείμενου ορόφου. Οι συνδυασμοί φόρτισης για την ομοιόμορφη κατανομή είναι οι εξής:

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

Πίνακας 4.4-Συνδυασμοί σεισμικής φόρτισης για ομοιόμορφη κατανομή

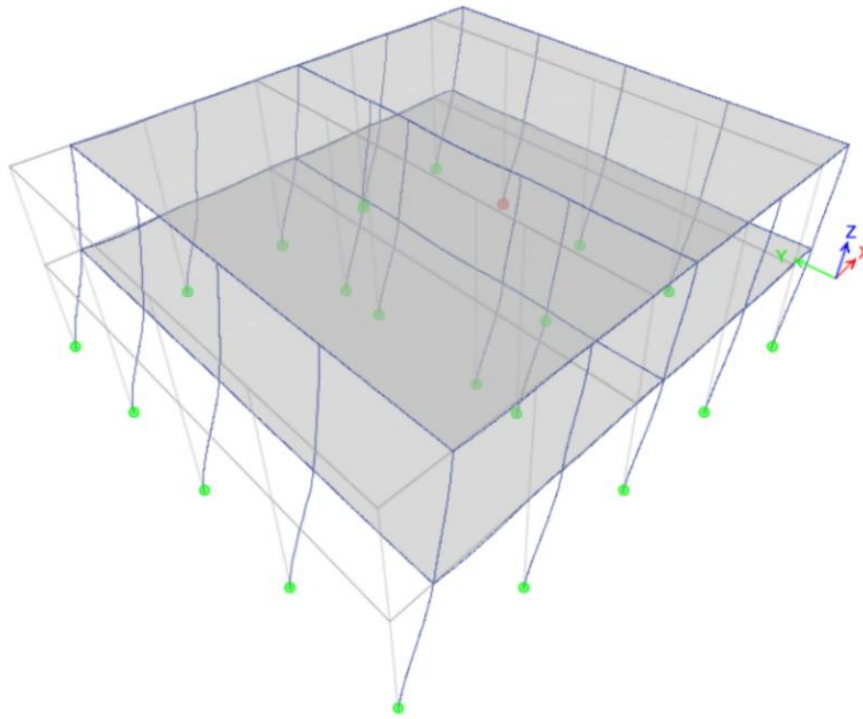
Παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης και στις δύο διευθύνσεις  $X$  και  $Y$  για όλες τις επιμέρους περιπτώσεις. Στη συνέχεια μεταξύ αυτών θα επιλέξουμε την δυσμενέστερη, η οποία είναι αυτή που έχει την μικρότερη κλίση ελαστικού κλάδου όπως και στην οποία η κατασκευή μπορεί να φέρει μικρότερη τέμνουσα βάσης  $V_b$ .

#### 4.4.1 Καμπύλες αντίστασης κτιρίων A-B στη διεύθυνση X-X'



Σχήμα 4.4.1.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης κτιρίων A-B στη διεύθυνση X-X'

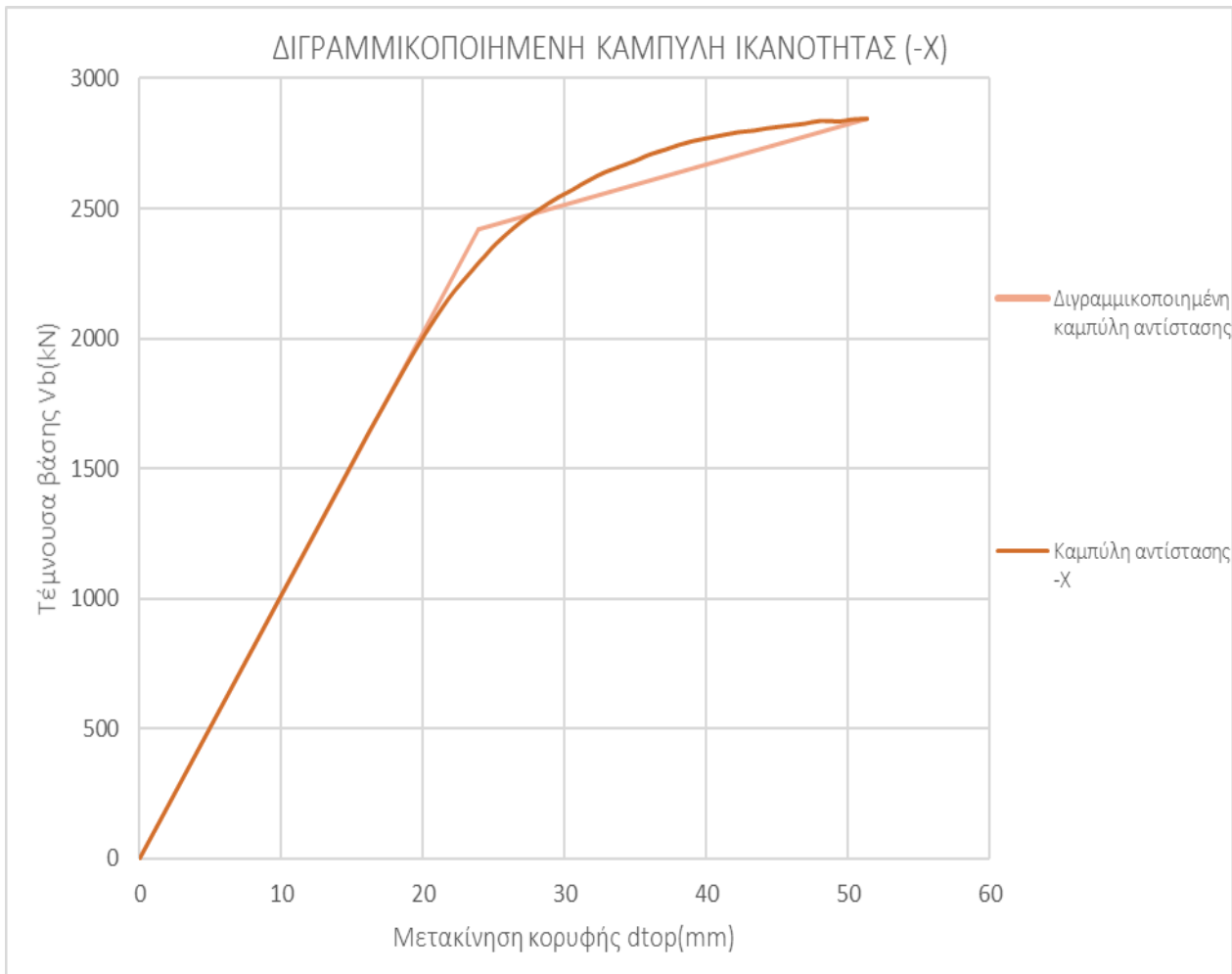
Όπως φαίνεται και στο διάγραμμα, δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την διεύθυνση X-X' είναι ο -X, δεδομένου ότι έχει την μικρότερη κλίση ελαστικού κλάδου και το διάγραμμα σταματάει πιο νωρίς σε σχέση με τα υπόλοιπα.



Σχήμα 4.4.1.2- Παραμορφωμένη κατάσταση κατασκευής τη στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους για εφαρμογή της Pushover ανάλυσης στη διεύθυνση -X

Στο σχήμα παρουσιάζεται η πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους του κτιρίου, το οποίο βρίσκεται στην περίμετρο του ισόγειου, που πραγματοποιείται για τέμνουσα βάσης  $V_b=2505,8\text{kN}$  και μετακίνηση του κόμβου ελέγχου  $d_{top}=28,05\text{mm}$ , δηλαδή το υποστύλωμα αυτό έχει παρουσιάσει γωνία στροφής μεγαλύτερη από την μέγιστη που θα μπορούσε να παραλάβει. Το πράσινο χρώμα συμβολίζει τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν προκύψει, με γαλάζιο χρώμα αυτές που έχουν ξεπεράσει την στάθμη «Προστασία Ζωής» και με κόκκινο αυτές που βρίσκονται πάνω από την «Οιονεί Κατάρρευση». Παρατηρείται ότι στο συγκεκριμένο βήμα της πρώτης αστοχίας έχουν δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις μόνο στο ισόγειο, από τις οποίες καμία τους, εκτός από το υποστύλωμα που αστοχεί, δεν έχει ξεπεράσει την στάθμη «Προστασία Ζωής».

Στη συνέχεια η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης μετατόπισης για την συγκεκριμένη σεισμική φόρτιση σύμφωνα με τη διαδικασία που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπως παρουσιάστηκε αναλυτικά στα προηγούμενα κεφάλαια.



Σχήμα 4.4.1.3.- Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας -X

Από τα παραπάνω υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του κτιρίου για την συγκεκριμένη διεύθυνση. Τα αποτελέσματα που εξάγουμε είναι τα εξής:

$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_0=\Gamma$	$S_e(T)$ (m/s <sup>2</sup> )	$T^*$	$K_{el}$ (kN/m)
1,0099	1	1	1,2260284	8,12268	0,4406	101308,85

Τα σημεία της καμπύλης διγραμμικοποίησης είναι :

$d_y$ (mm)	23,86	$V_y$ (kN)	2417,2
$d_u$ (mm)	51,37	$V_u$ (kN)	2843,8

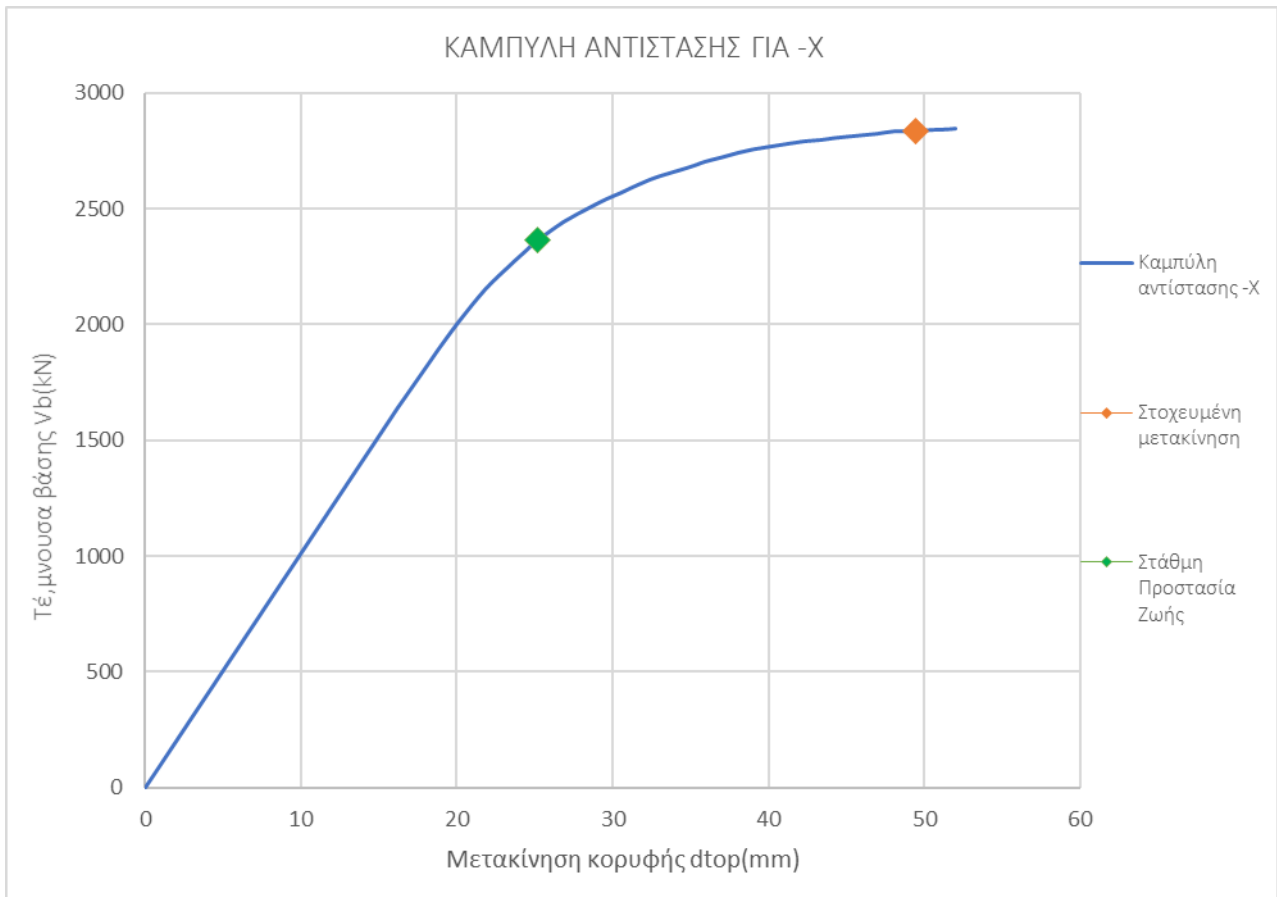
Η στοχευμένη μετακίνηση υπολογίζεται τελικά

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \left( \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} \right) * S_e(T) = \mathbf{49,46 \text{ mm} = 0,049446 \text{ m}}$$

Σύμφωνα με το παράρτημα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας Β, η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής υπολογίζεται από την σχέση:

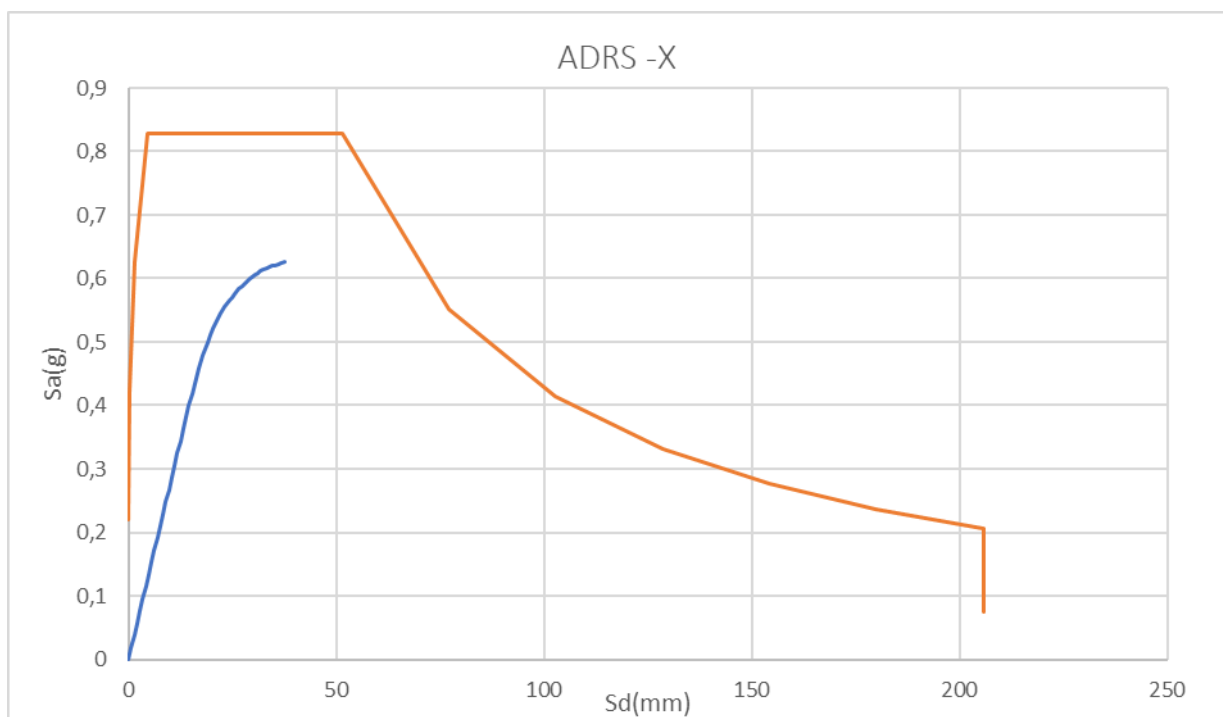
$$\delta_{(ΠΖ)} = \frac{d_y + d_u}{2 * \gamma_{RD}} = \mathbf{25,08 \text{ mm} = 0,02508 \text{ m}}$$

με  $\gamma_{RD} = 1,5$ .



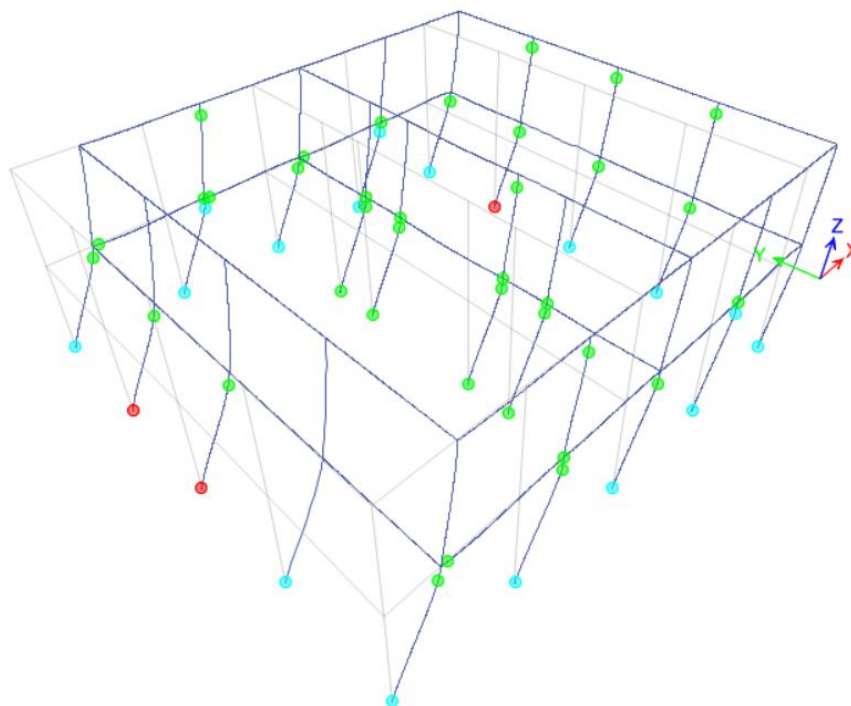
Σχήμα 4.4.1.4-Καμπύλη ικανότητας κτιρίων Α-Β, στάθμη Π.Ζ και στοχευόμενη μετακίνηση για τη φόρτιση -X

Μετατρέποντας την καμπύλη σε φάσμα ADRS(Acceleration-Displacement Response Spectrum), δηλαδή σε ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, δημιουργείται η καμπύλη απόκρισης της κατασκευής του σε σύστημα αξόνων επιτάχυνσης-μετατόπισης. Στο ίδιο διάγραμμα τοποθετείται και η καμπύλη του φάσματος απόκρισης όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα .



Σχήμα 4.4.1.5(α)-Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(ADRS),-X και ελαστικό φάσμα απαίτησης σεισμού

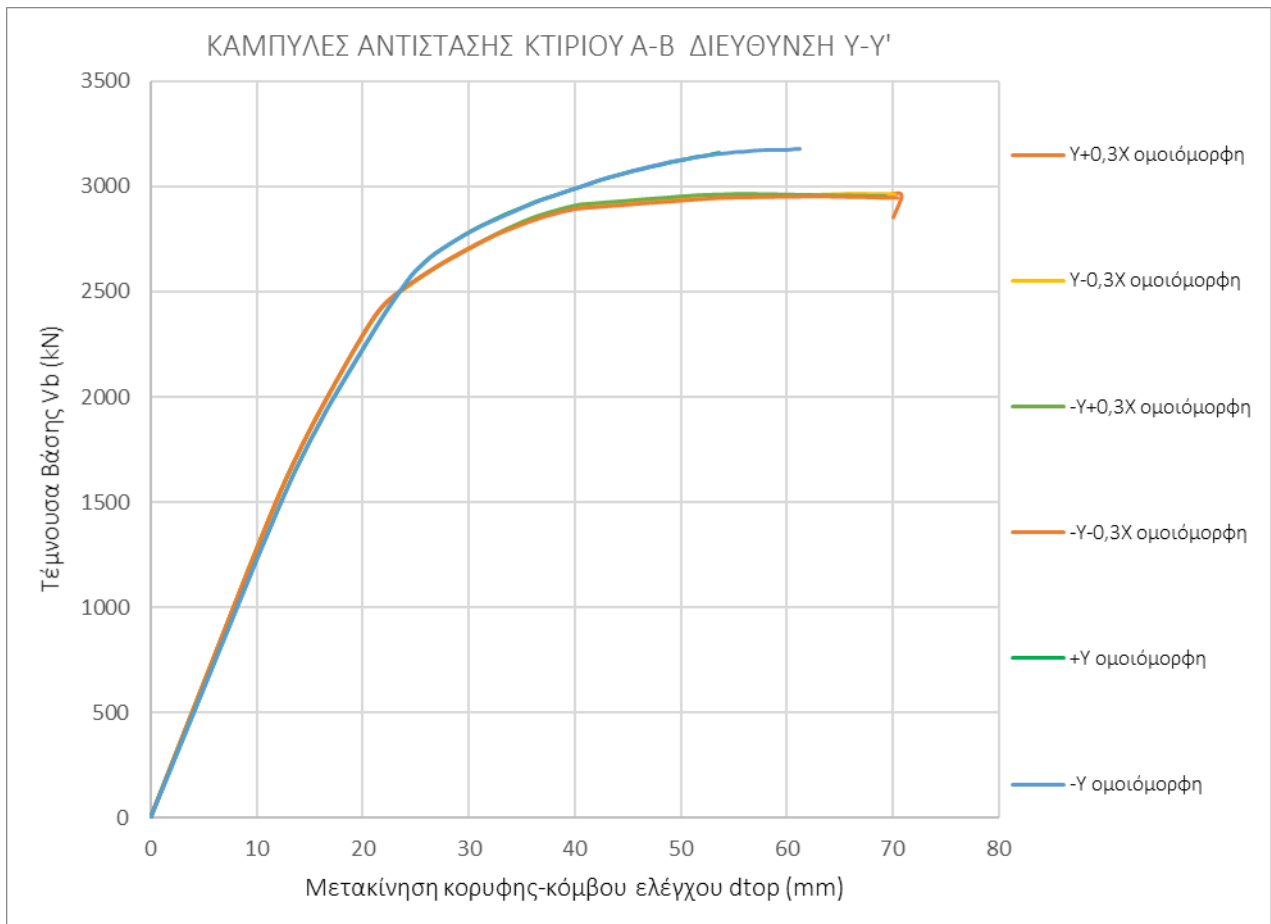
Όπως παρατηρείται οι δύο καμπύλες δεν τέμνονται μεταξύ τους, κάτι που σημαίνει ότι δε θα μπορεί να ανταπεξέλθει στον αναμενόμενο σεισμό και τελικά θα πρέπει να ενισχυθεί ώστε να επαρκεί. Βασική αιτία είναι η έλλειψη ικανότητας της κατασκευής να παραλάβει μεγάλη Τέμνουσα Βάσης, αφού είναι ένα κτίριο με πλασιωτό σύστημα και θεωρητικά έχει την ικανοποιητική ανταπόκριση στις σεισμικές δονήσεις. Αυτό φαίνεται και από τη στοχευμένη μετακίνηση της κατασκευής, η οποία είναι οριακά η διπλάσια από την στάθμη «Προστασία Ζωής». Επομένως, η κατασκευή δεν αρκεί στην διεύθυνση X-X' για την σεισμική φόρτιση -X.



4.4.1.- Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή που τα κτίρια A-B φτάνουν τη στοχευόμενη μετακίνηση

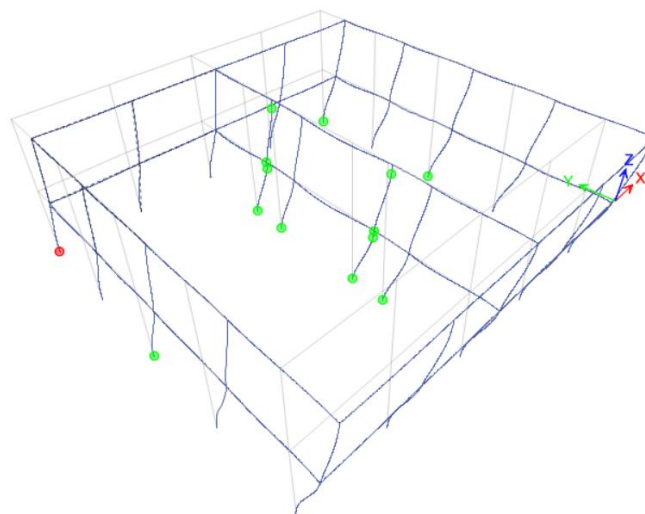
Στο σχήμα 4.4.1 παρουσιάζεται ποια είναι η κατάσταση του κτιρίου A στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης, καθώς επίσης και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν σχηματιστεί. Παρατηρείται ότι οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν δημιουργηθεί κυρίως στα υποστυλώματα του Ισογείου και σε λίγες περιπτώσεις στα άκρα των δοκών. Επίσης, φαίνεται ότι τα υποστυλώματα του ισογείου έχουν ξεπεράσει την στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση» στην βάση τους, το οποίο οφείλεται στο γεγονός ότι διαστασιολογήθηκαν με κύριο σκοπό την αντοχή του σε αξονικές και κατακόρυφα φορτία και τελικά έχουν μικρότερη αντοχή σε σχέση με τις δοκούς.

#### 4.4.2 Καμπύλες αντίστασης κτιρίου A-B στη διεύθυνση Y



Σχήμα 4.4.2.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης κτιρίων A-B στη διεύθυνση Y-Y'

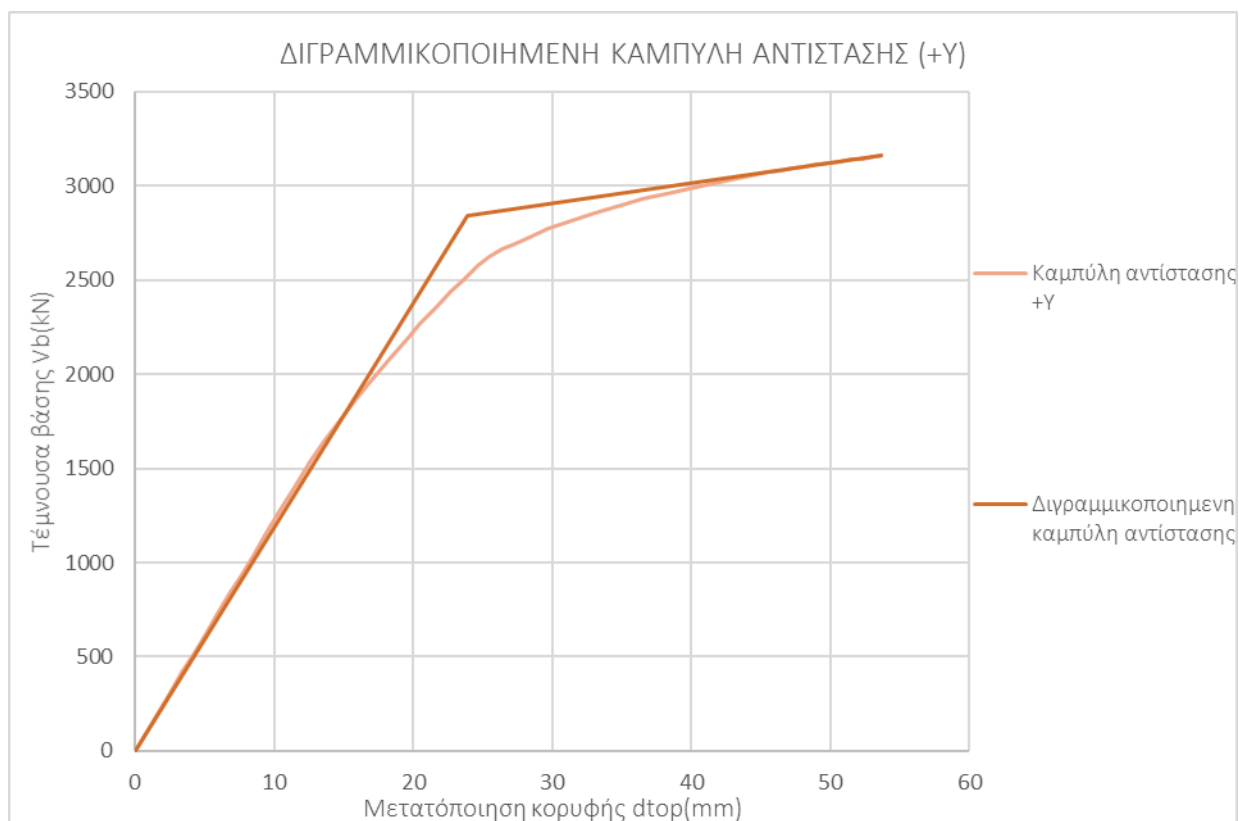
Από το διάγραμμα φαίνεται ότι δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την διεύθυνση Y-Y' είναι ο +Y λόγω των ίδιων κριτηρίων με πριν. Επίσης, τα κτίρια A-B σ' αυτή τη διεύθυνση εμφανίζουν μεγαλύτερη δυσκαμψία και έχουν την ικανότητα να παραλάβουν μεγαλύτερη τέμνουσα σε σχέση με τη διεύθυνση X-X'. Αυτό οφείλεται στην συμμετοχή του μεσαίου πλαισίου σε αυτή την διεύθυνση που βοηθάει στην συμπεριφορά των κτιρίων.



Σχήμα 4.4.2.2- Παραμορφωμένη κατάσταση κατασκευής τη στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους για εφαρμογή της Pushover ανάλυσης στη διεύθυνση +Y

Την στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους η τέμνουσα βάση είναι  $V_b=2503,907\text{kN}$  και η μετατόπιση κορυφής  $d_{top}=23,58\text{ mm}$ . Για ακόμα μία φορά, στο κτίριο έχουν δημιουργηθεί λίγες πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στο ισόγειο, χωρίς να υπάρχει κάποιο υποστύλωμα που να ξεπερνάει την στάθμη «Προστασία Ζωής». Επίσης το ενδιάμεσο πλαίσιο φαίνεται να λειτουργεί στην συγκεκριμένη διεύθυνση, συγκριτικά με πριν, από τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν δημιουργεί.

Τα στοιχεία της διγραμμικοποιημένης καμπύλης ύστερα από την διαδικασία που παρουσιάστηκε στα προηγούμενα κεφάλαια είναι τα εξής:



Σχήμα 4.4.2.3.- Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας +Υ

$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_0=\Gamma$	$S_e(T) (m/s^2)$	$T^*$	$K_{el} (kN/m)$
1,015	1	1	1,232556	8,12268	0,404	118882,25

Και τα σημεία της καμπύλης διγραμμικοποίησης είναι :

$d_y(\text{mm})$	23,917	$V_y (\text{kN})$	2843,31
$d_u (\text{mm})$	53,646	$V_u (\text{kN})$	3159,24

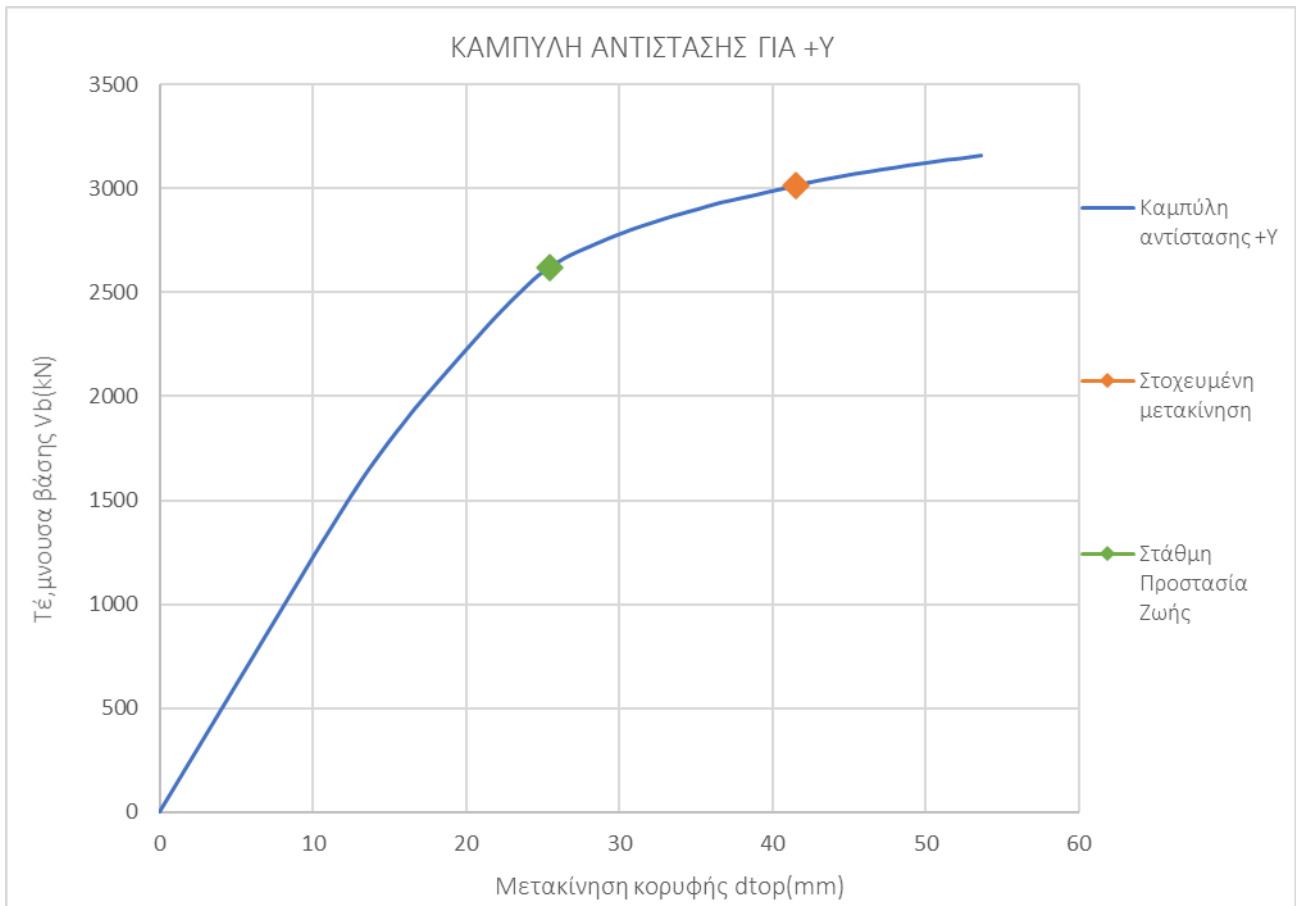
Η στοχευμένη μετακίνηση υπολογίζεται τελικά

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \left( \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} \right) * S_e(T) = 41,965\text{mm} = 0,041965\text{m}$$

Σύμφωνα με το παράρτημα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας Β, η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής υπολογίζεται από την σχέση:

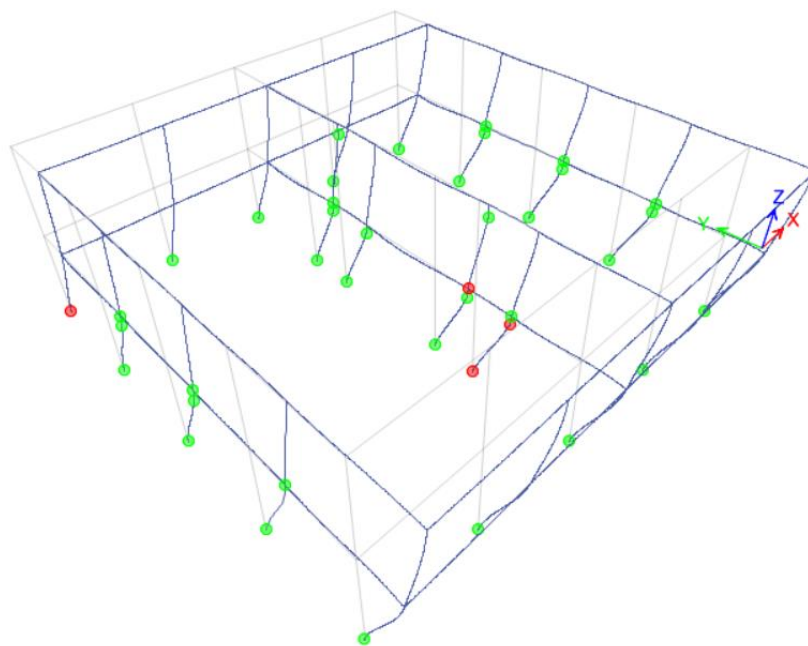
$$\delta_{(ΠΖ)} = \frac{d_y + d_u}{2 * \gamma_{RD}} = 25,854\text{mm} = 0,025854\text{m}$$

με  $\gamma_{RD} = 1,5$ .



Σχήμα 4.4.2.4-Καμπύλη ικανότητας κτιρίων A-B, στάθμη Π.Ζ και στοχευόμενη μετακίνηση για τη φόρτιση +Y

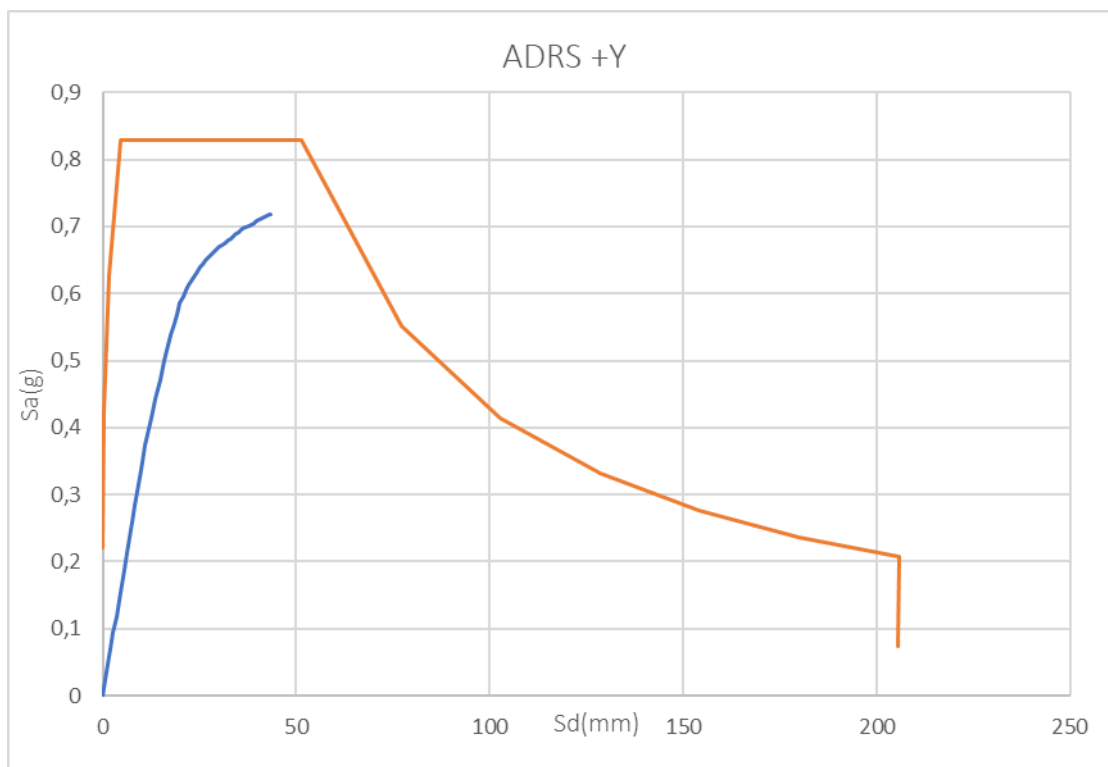
Είναι ξεκάθαρο πως το κτίριο δεν αντέχει την στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, δεδομένου ότι το σημείο της στάθμης αυτής είναι αρκετά πιο πριν από το σημείο στοχευόμενης μετακίνησης. Επίσης στο βήμα της στοχευόμενης μετακίνησης έχουν αστοχήσει υποστυλώματα και του ισογείου και του ορόφου, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα.



4.4.2.- Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή που τα κτίρια A-B φτάνουν τη στοχευόμενη μετακίνηση



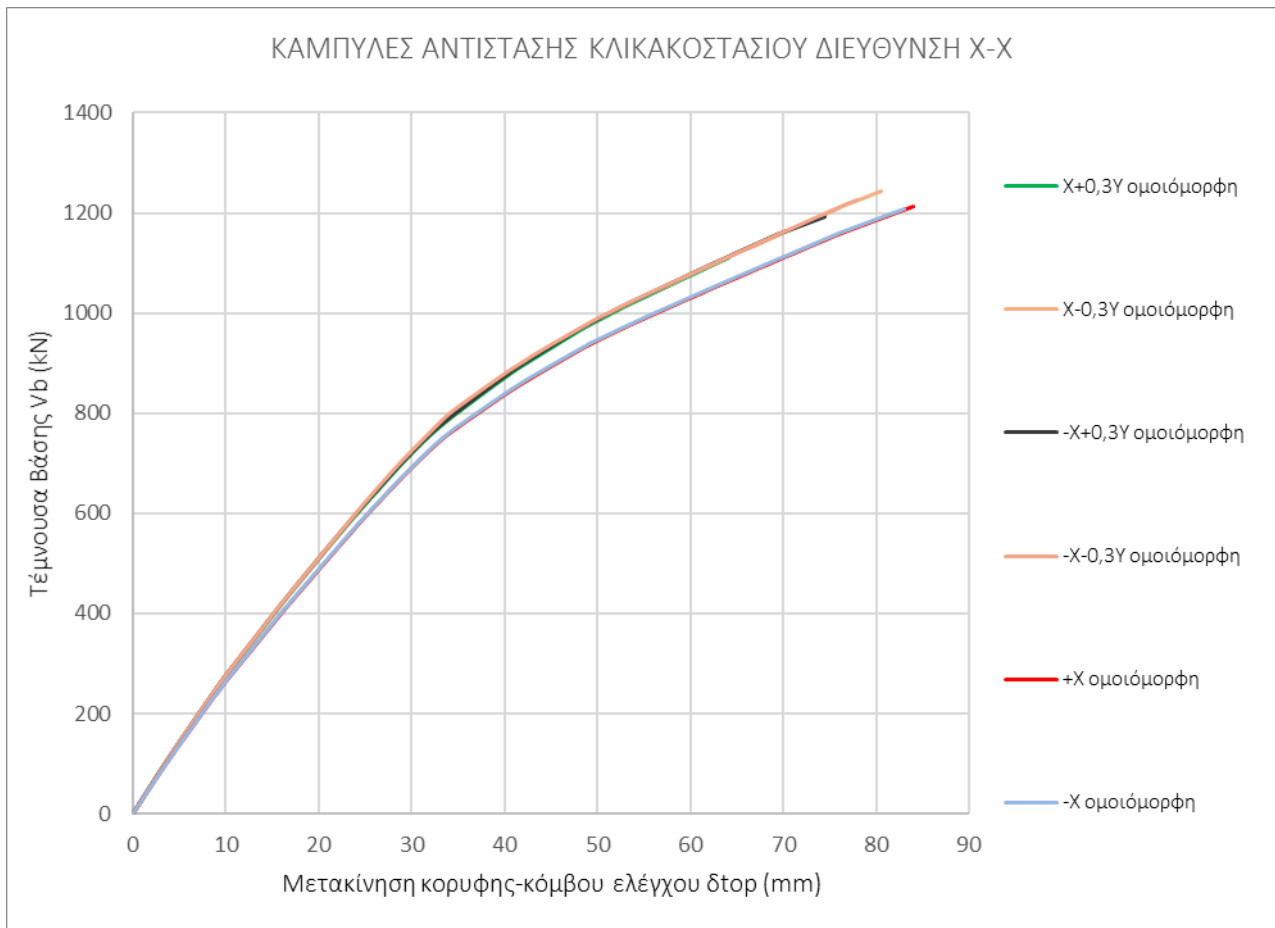
Στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης τα περισσότερα υποστυλώματα του ορόφου που βρίσκονται περιμετρικά του κτιρίου δεν έχουν σχηματίσει πλαστικές αρθρώσεις, ενώ αυτά που ξεπερνάνε το σημείο της «Οιονεί Κατάρρευση» βρίσκονται κυρίως στο ισόγειο εκτός από το υποστυλώμα στο ενδιάμεσο πλαίσιο που σχηματίζεται στην βάση του. Επίσης, στα υποστυλώματα δεν έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες ξεπερνάνε τη στάθμη «Προστασία Ζωής».



Σχήμα 4.4.2.5(α)-Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(ADRS), +Y και ελαστικό φάσμα απαίτησης σεισμού

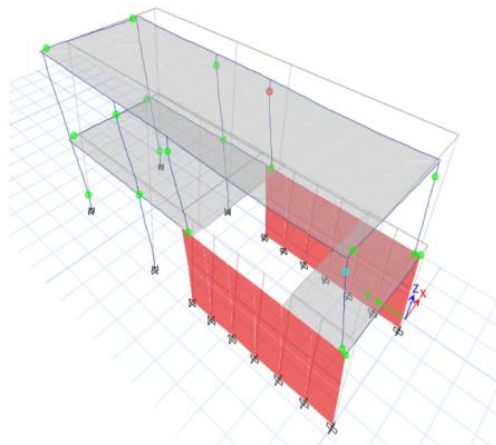
Από το διάγραμμα καμπύλη φάσματος ADRS και καμπύλη φάσματος απόκρισης του Ευρωκώδικα φαίνεται ότι δεν υπάρχει και πάλι τομή των δύο καμπυλών όπως γίνεται αντίστοιχα στη διεύθυνση X-X'. Από αυτό το γεγονός προκύπτει το συμπέρασμα ότι το κτίριο δεν μπορεί να αντέξει την συγκεκριμένη επιτάχυνση του εδάφους στην διεύθυνση Y-Y' και τελικά χρήζει ενίσχυση για να μπορέσει να ανταποκριθεί στην σεισμική φόρτιση και να επαρκεί.

### 4.4.3 Καμπύλες αντίστασης κλιμακοστασίου 1-2 στη διεύθυνση X



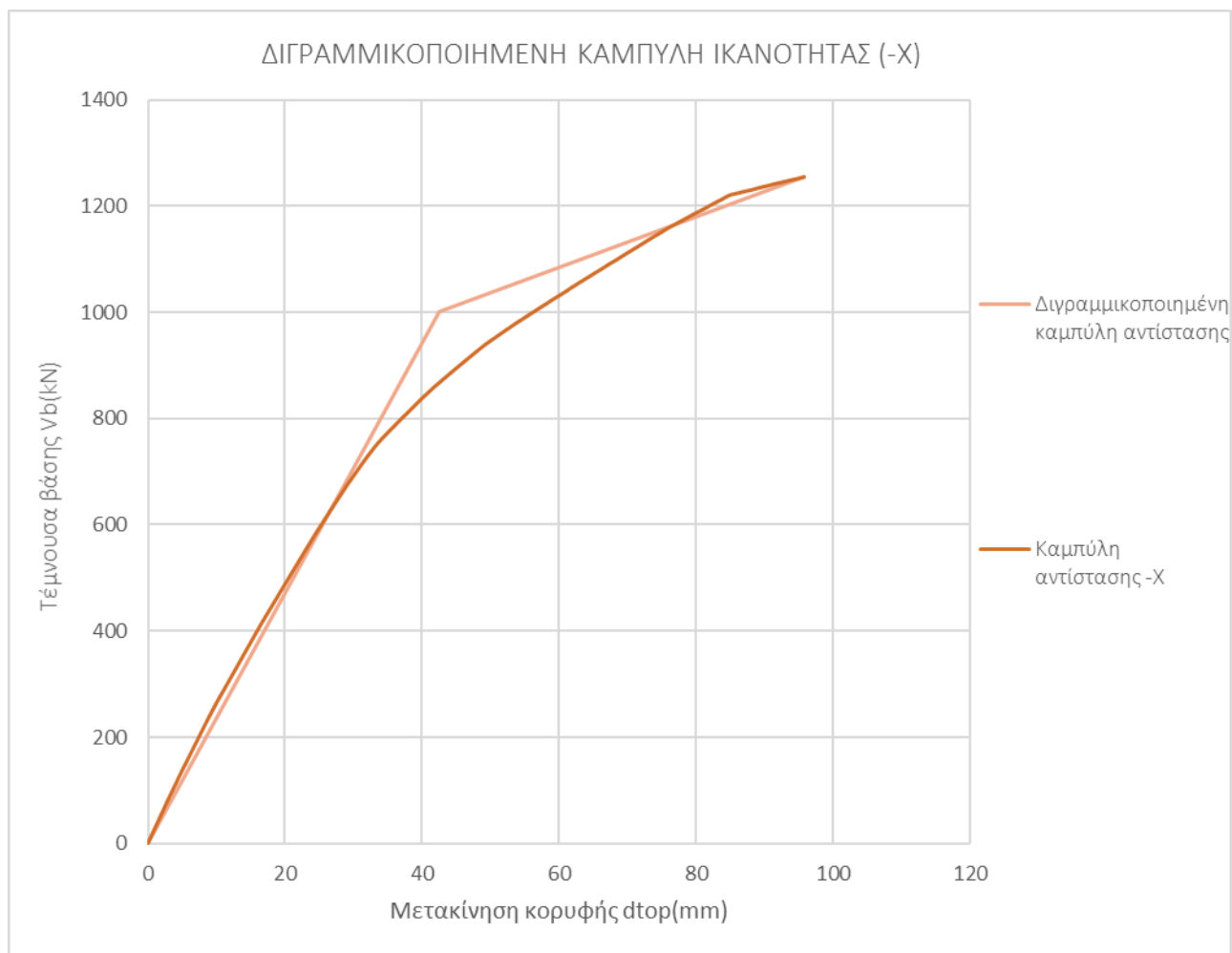
Σχήμα 4.4.3.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης κλιμακοστασίων στη διεύθυνση X-X'

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.4.3.1, δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την διεύθυνση X-X είναι ο -X, δεδομένου ότι έχει την μικρότερη κλίση ελαστικού κλάδου καθώς μπορεί να αντέξει την μικρότερη τέμνουσα βάσης. Παρατηρούμε επίσης, ότι το κτίριο στη συγκεκριμένη διεύθυνση έχει πολύ μικρή δυσκαμψία και μπορεί να ανταποκριθεί για μικρή τέμνουσα βάσης. Ταυτόχρονα, αναπτύσσει μικρή πλαστιμότητα και συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά μέχρι να καταρρεύσει. Αυτό είναι αποτέλεσμα του σχεδιασμού με βάση τους παλιούς κανονισμούς, οι οποίοι δεν συμπεριελάμβαναν τον όρο της πλαστιμότητας και την σημασία της.



Σχήμα 4.4.3.2- Παραμορφωμένη κατάσταση κατασκευής τη στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους για εφαρμογή της Pushover ανάλυσης στη διεύθυνση -X

Έγινε εξαγωγή των αποτελεσμάτων της συγκεκριμένης ανάλυσης . Τη στιγμή που το πρώτο υποστύλωμα παρουσιάζει γωνία στροφής μεγαλύτερη από την μέγιστη, η τέμνουσα βάσης είναι  $V_b = 1001,741\text{kN}$  και η μετατόπιση κορυφής  $d_{top} = 56,44\text{mm}$ . Όπως φαίνεται σχεδόν όλα τα υποστυλώματα έχουν δημιουργήσει πλαστικές αθρώσεις και κυρίως αυτά του ορόφου. Επίσης επιβαβαιώνεται ότι το κτίριο στην διεύθυνση X-X' έχει μικρή πλευρική δυσκαμψία.

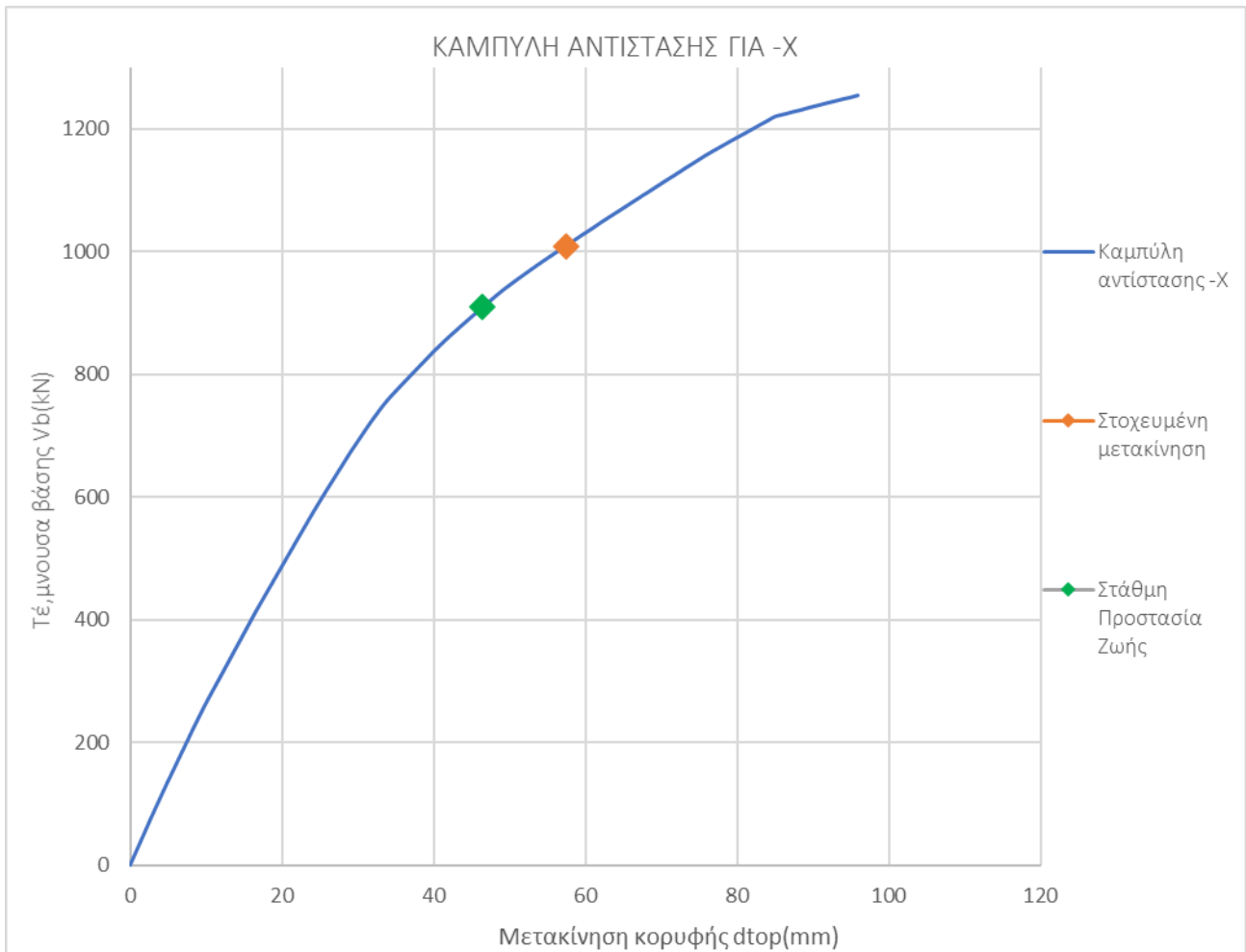


Σχήμα 4.4.3.3.- Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας -X

Από τη διαδικασία διγραμμικοποίησης της καμπύλης για την σεισμική φόρτιση -X, η οποία περιγράφεται στο κεφάλαιο 2 σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η στοχευμένη μετακίνηση και η μετακίνηση της απαιτούμενης στάθμης επιτελεστικότητας της κατασκευής υπολογίστηκαν:

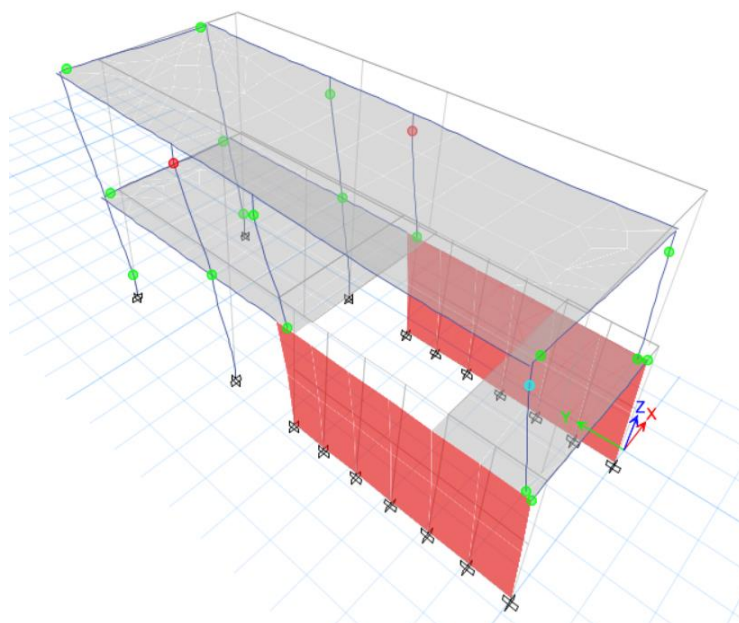
$$\checkmark \delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \left( \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} \right) * S_e(T) = 57,09\text{mm} = 0,05709 \text{ m}$$

$$\checkmark \delta_{(ΠΖ)} = \frac{d_y + d_u}{2 * \gamma_{RD}} = 46,06\text{mm} = 0,04606 \text{ m} \quad \text{με } \gamma_{RD} = 1,5.$$



Σχήμα 4.4.3.4-Καμπύλη ικανότητας κλιμακοστασίων, στάθμη Π.Ζ και στοχευόμενη μετακίνηση για τη φόρτιση -X

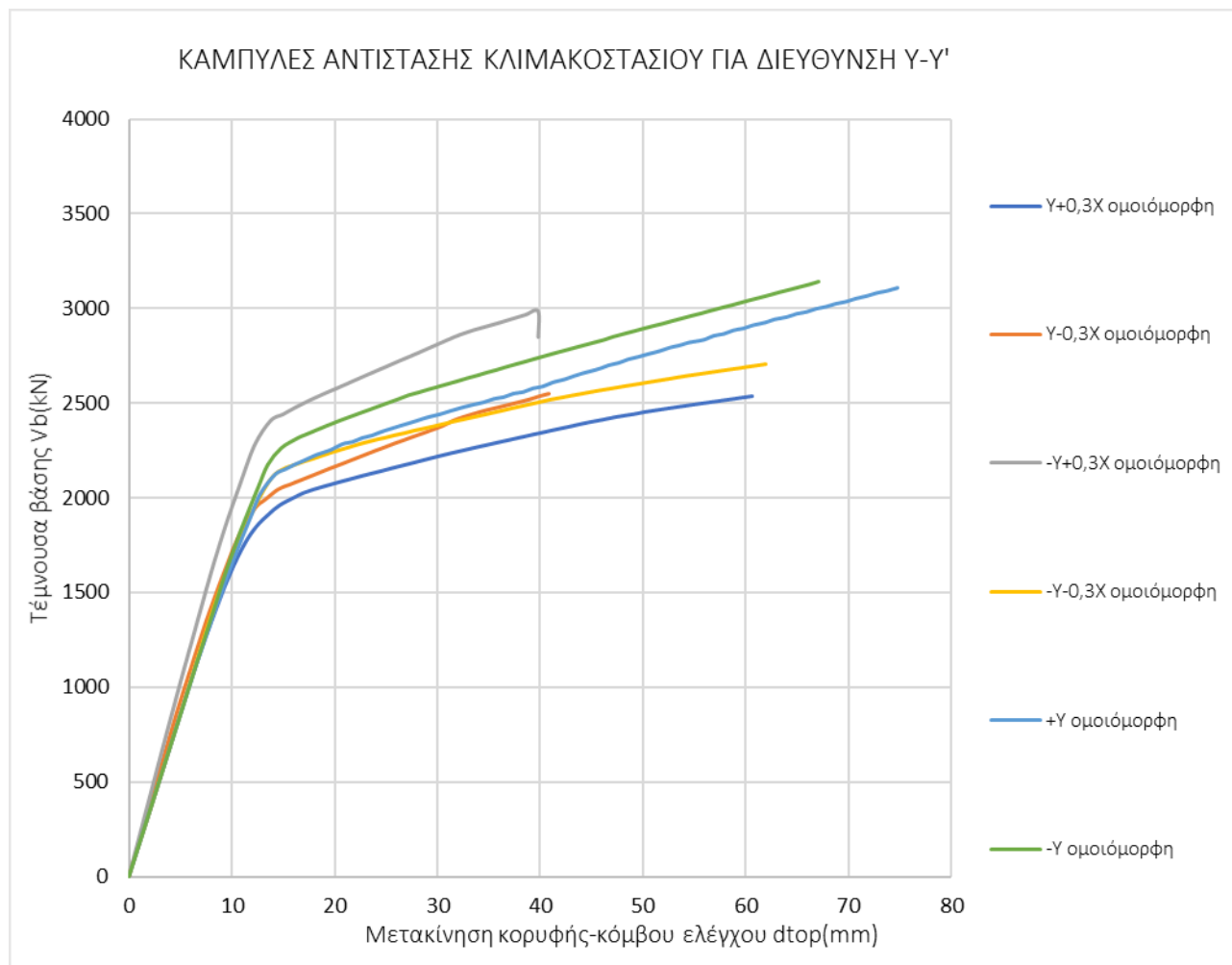
Από τα αποτελέσματα των υπολογισμών, η στοχευόμενη μετακίνηση είναι για μικρή διαφορά μεγαλύτερη από την ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για την στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζεται. Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή δεν επαρκεί οριακά για την συγκεκριμένη σεισμική φόρτιση “-X”.



4.4.3.- Πλαστικές αρθρώσεις τη στιγμή που τα κλιμακοστάσια φτάνουν τη στοχευόμενη μετακίνηση

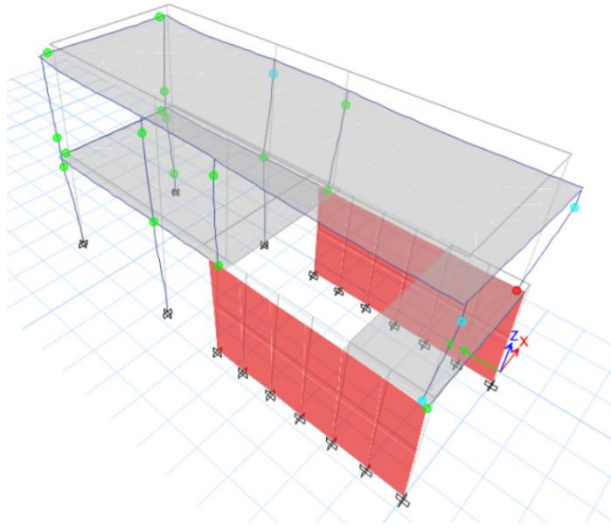
Ακόμα στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης, μόνο δύο υποστυλώματα έχουν ξεπεράσει την αστοχία και είναι αυτά του ορόφου που φαίνεται στο σχήμα. Τελικά, από την ανάλυση απόκρισης του φορέα στην διεύθυνση Χ-Χ' προκύπτει ότι στο σημείο της στοχευμένης μετακίνησης του σεισμού, η κατασκευή μετατοπίζεται 5,7 cm το οποίο υπερβαίνει την ύπαρξη αρμού των 3 cm. Το γεγονός αυτό μας οδηγεί σε περαιτέρω ανάλυση, λόγω της αμφίβολης συμπεριφοράς των κτιρίων μεμονωμένα αλλά και της αλληλεπίδρασης τους, με σκοπό την καλύτερη μελέτη που θα λαμβάνει, την ύπαρξη του αρμού διαστολής και τελικά την ανάδειξη της βέλτιστης λύσης.

#### 4.4.4 Καμπύλες αντίστασης κλιμακοστασίου στη διεύθυνση Y



Σχήμα 4.4.4.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης κλιμακοστασίων στη διεύθυνση Y-Y'

Από το διάγραμμα φαίνεται ότι δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την διεύθυνση Y-Y' είναι ο "Y+0,3X" επειδή έχει την μικρότερη κλίση αλλά και την μικρότερη τμήνουσα αντοχής. Από το διάγραμμα φαίνεται ότι το κτίριο έχει αρκετά μεγάλη δυσκαμψία σε σχέση με την διεύθυνση Χ-Χ' λόγω της ύπαρξης των τοιχίων τα οποία ενισχύουν αρκετά την απόκριση του φορέα. Την στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους η τμήνουσα βάσης είναι  $V_b = 2196,717 \text{ kN}$  και μετατόπιση κορυφής  $d_{top} = 28,434 \text{ mm}$ . Όπως φαίνεται έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις κυρίως στον όροφο, όπου βρίσκεται και το υποστυλώμα που έχει ξεπεράσει και την στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση», κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο από την στιγμή που λειτουργεί σαν μαλακός. Επίσης σε σχέση με τα κτίρια Α-Β υπάρχουν υποστυλώματα τα οποία έχουν δημιουργήσει πλαστικές αρθρώσεις που ξεπερνάν την «Προστασία Ζωής».



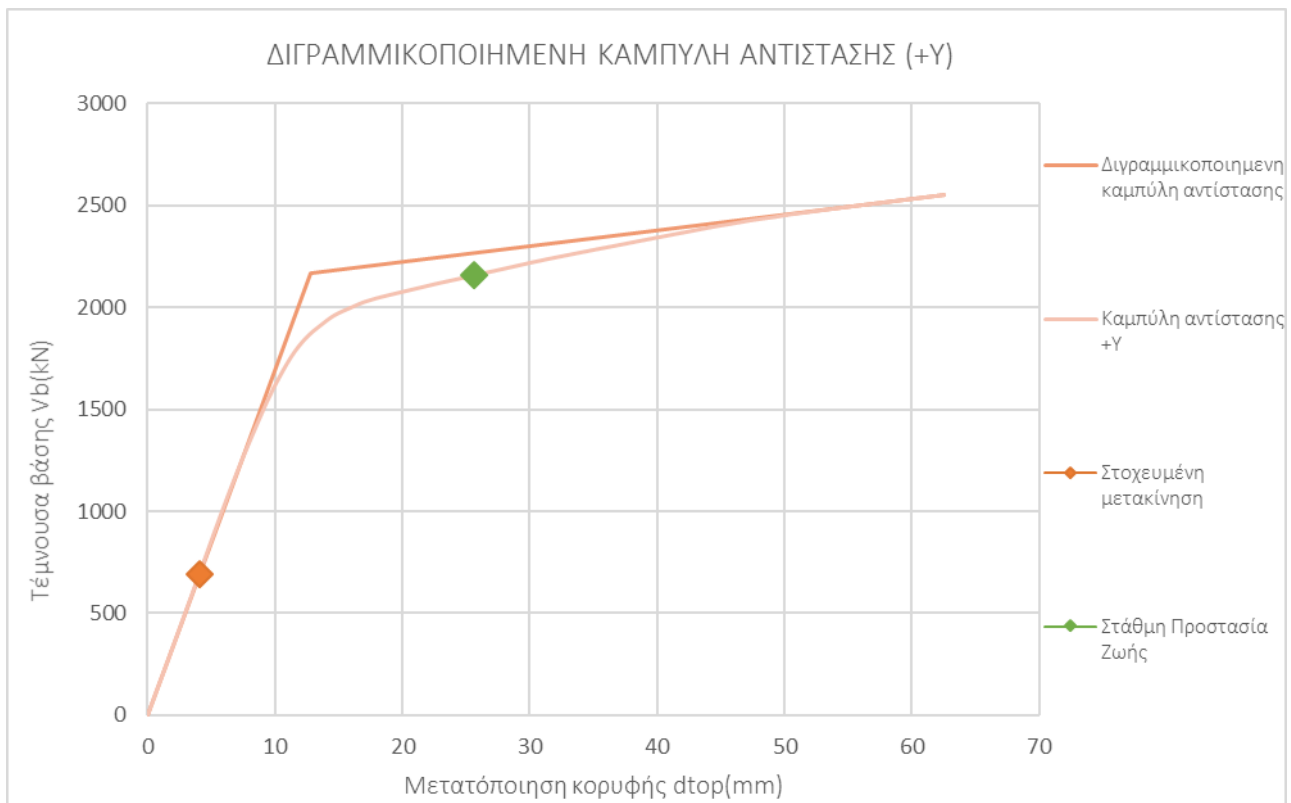
Σχήμα 4.4.4.2- Παραμορφωμένη κατάσταση κατασκευής τη στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους για εφαρμογή της Pushover ανάλυσης στη διεύθυνση Υ+0,3Χ

Πραγματοποιήθηκε η διαδικασία διγραμμοποίησης της καμπύλης για την φόρτιση “Υ+0,3Χ”, όπως περιγράφεται και πιο πάνω και τελικά τα αποτελέσματα είναι τα εξής:  
 Η στοχευμένη μετακίνηση

✓  $\delta_t = 4,02mm = 0,00402m$

Σύμφωνα με το παράρτημα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας Β, η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής υπολογίζεται από την σχέση:

✓  $\delta_{(ΠΖ)} = 25,135mm = 0,025135m$



Σχήμα 4.4.4.4-Διγραμμοποιημένη καμπύλη ικανότητας κλιμακοστασίων, στάθμη Π.Ζ και στοχευόμενη μετακίνηση για τη φόρτιση Υ+0,3Χ

Το κτίριο στη διεύθυνση Υ-Υ' ικανοποιεί το κριτήριο σχεδιασμού για την εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας αφού βρίσκεται αρκετά μετά από την στοχευμένη μετακίνηση για σεισμό με περίοδο επαναφοράς  $T=475$  έτη και για πιθανότητα υπέρβασης 10%. Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των τοιχίων που βρίσκονται σ' αυτή τη διεύθυνση τα οποία αύξησαν σημαντικά την δυσκαμψία του κλιμακοστασίου, το οποίο ευθύνεται για την μείωση των βλαβών στα μέλη αλλά και της σημαντικής ελαχιστοποίησης της στοχευμένης μετακίνησης.

Επειδή στη συγκεκριμένη διεύθυνση φόρτισης, τα τοιχεία αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της τέμνουσας, κρίνεται αναγκαίο να γίνει έλεγχος σε διάτμηση. Με βάση των Ευρωκώδικα η Ικανοτική Τέμνουσα υπολογίζεται:

$$V_{Ed} = \varepsilon * V_{Ed}'$$

με  $V_{Ed}'$ : η τέμνουσα από την ανάλυση

και  $\varepsilon=1,50$  για ΚΠΜ που είναι το κτίριο στο οποίο γίνεται η ανάλυση.

Από την στατική ανάλυση του προγράμματος στο σημείο της στοχευμένης μετακίνησης η τέμνουσα είναι ίση με 771kN για το ένα τοιχίο και 890kN για το άλλο. Άρα η Ικανοτική Τέμνουσα για τα δύο τοιχεία υπολογίζεται τελικά ίση με 1156,5kN και 1335kN αντίστοιχα.

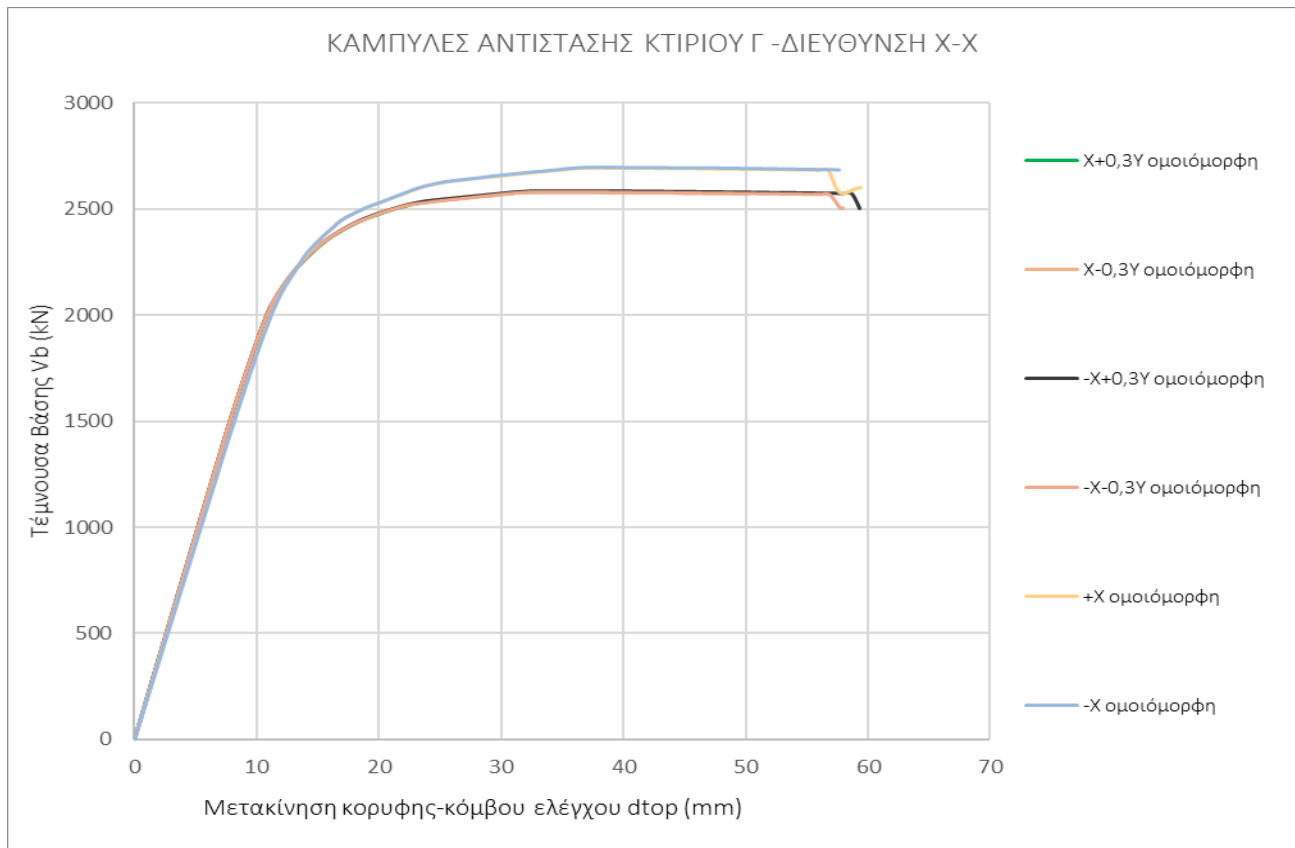
Στον κορμό των τοιχίων έχουν τοποθετηθεί δίτμητοι κατακόρυφοι και οριζόντιοι σπλισμοί κορμού  $\Phi 8/200$  οι οποίοι αντιστοιχούν σε  $A_{swh}/s_{wh}=5 \text{ cm}^2/m$ . Από τον τύπο:

$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = A_{swh} * \left( \frac{z * \cot\theta}{s_{wh}} \right) * f_{ywd}$$

για  $V_{Ed}=1156,5\text{kN}$  ο απαιτούμενος σπλισμός προκύπτει  $A_{swh}/s_{wh}=7,9 \text{ cm}^2/m$  με λόγο ανεπάρκειας  $\lambda=1,52$  και για  $V_{Ed}=1335\text{kN}$  προκύπτει  $A_{swh}/s_{wh}=8,72 \text{ cm}^2/m$  και τελικά  $\lambda=1,74$ .

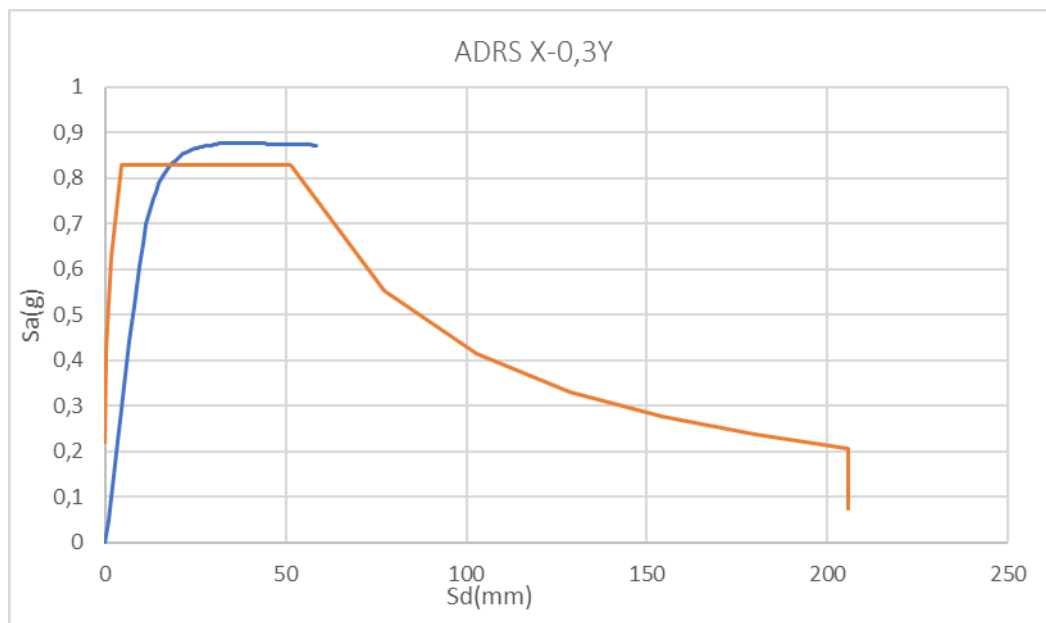
Άρα μπορεί το κλιμακοστάσιο να επαρκεί για την συγκεκριμένη διεύθυνση Υ-Υ' με βάση την ανάλυση PUSHOVER, ωστόσο χρειάζεται να γίνει ενίσχυση στα τοιχώματα τα οποία παρουσιάσουν σοβαρή ανεπάρκεια σε τέμνουσα.

#### 4.4.5 Καμπύλες αντίστασης κτιρίου Γ στη διεύθυνση Χ



Σχήμα 4.4.5.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης κτιρίου Γ στη διεύθυνση Χ-Χ'

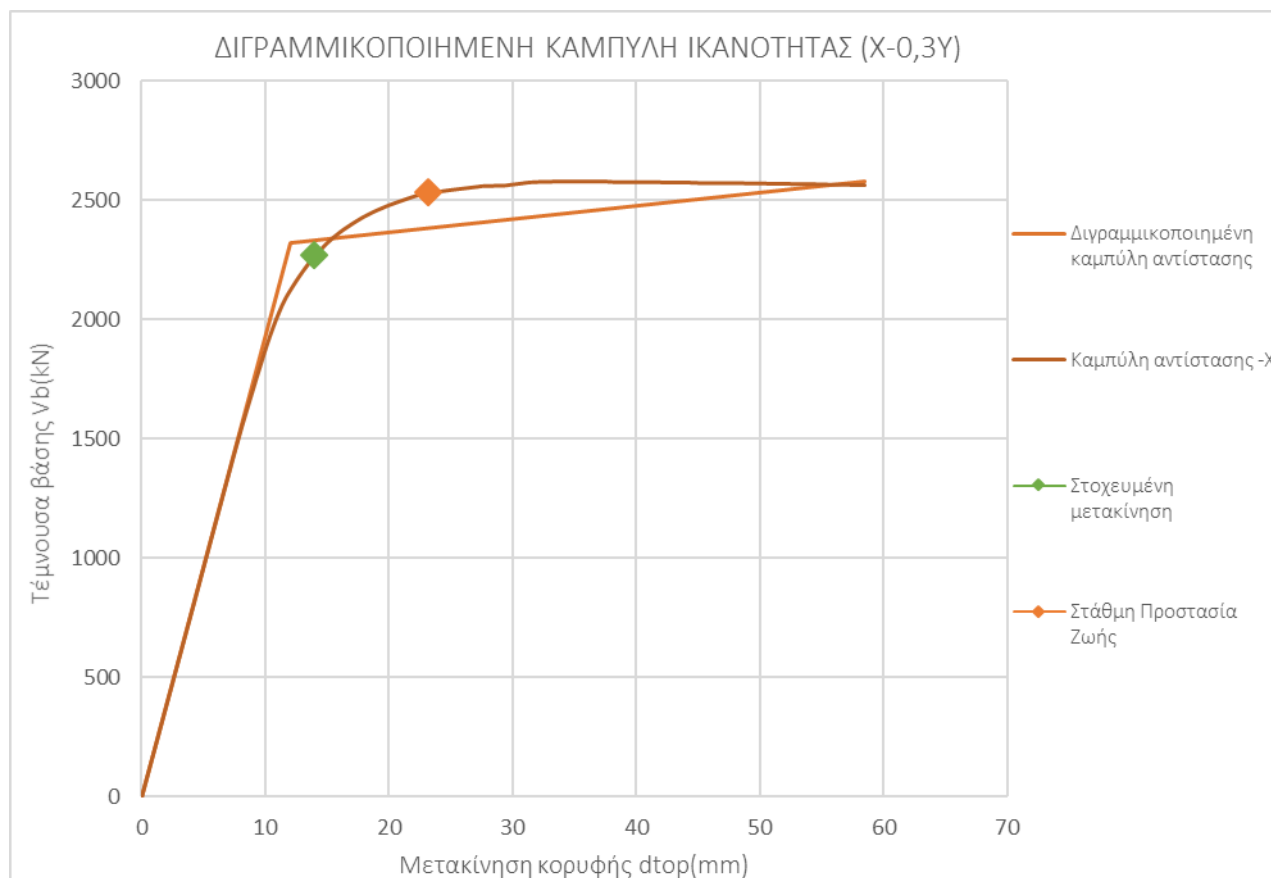
Όπως φαίνεται και στο διάγραμμα, δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την διεύθυνση Χ-Χ είναι ο “Χ-0,3Υ”, δεδομένου ότι όλες οι καμπύλες έχουν σχεδόν την ίδια και σε αυτή τη διεύθυνση μπορεί να αντέξει την μικρότερη τέμνουσα βάσης. Έγινε εξαγωγή των αποτελεσμάτων της συγκεκριμένης ανάλυσης. Τη στιγμή που το πρώτο υποστύλωμα παρουσιάζει γωνία στροφής μεγαλύτερη από την μέγιστη, η τέμνουσα βάσης είναι  $V_b = 2577,561\text{kN}$  και η μετατόπιση κορυφής  $d_{top} = 41,175\text{mm}$ .



Σχήμα 4.4.5.2(α)-Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(ADRS), Χ-0,3Υ και ελαστικό φάσμα απαίτησης σεισμού



Στο σχήμα φαίνεται ότι η καμπύλη απόκρισης της κατασκευής σε φάσμα ADRS τέμνει το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα στο οριζόντιο κομμάτι. Αυτό υποδηλώνει ότι το κτίριο επαρκεί για την στάθμη επιτελεστικότητας που πραγματοποιείται η ανάλυση. Θα γίνει ωστόσο αναλυτικά ο έλεγχος για την επιβεβαίωση του διαγράμματος.



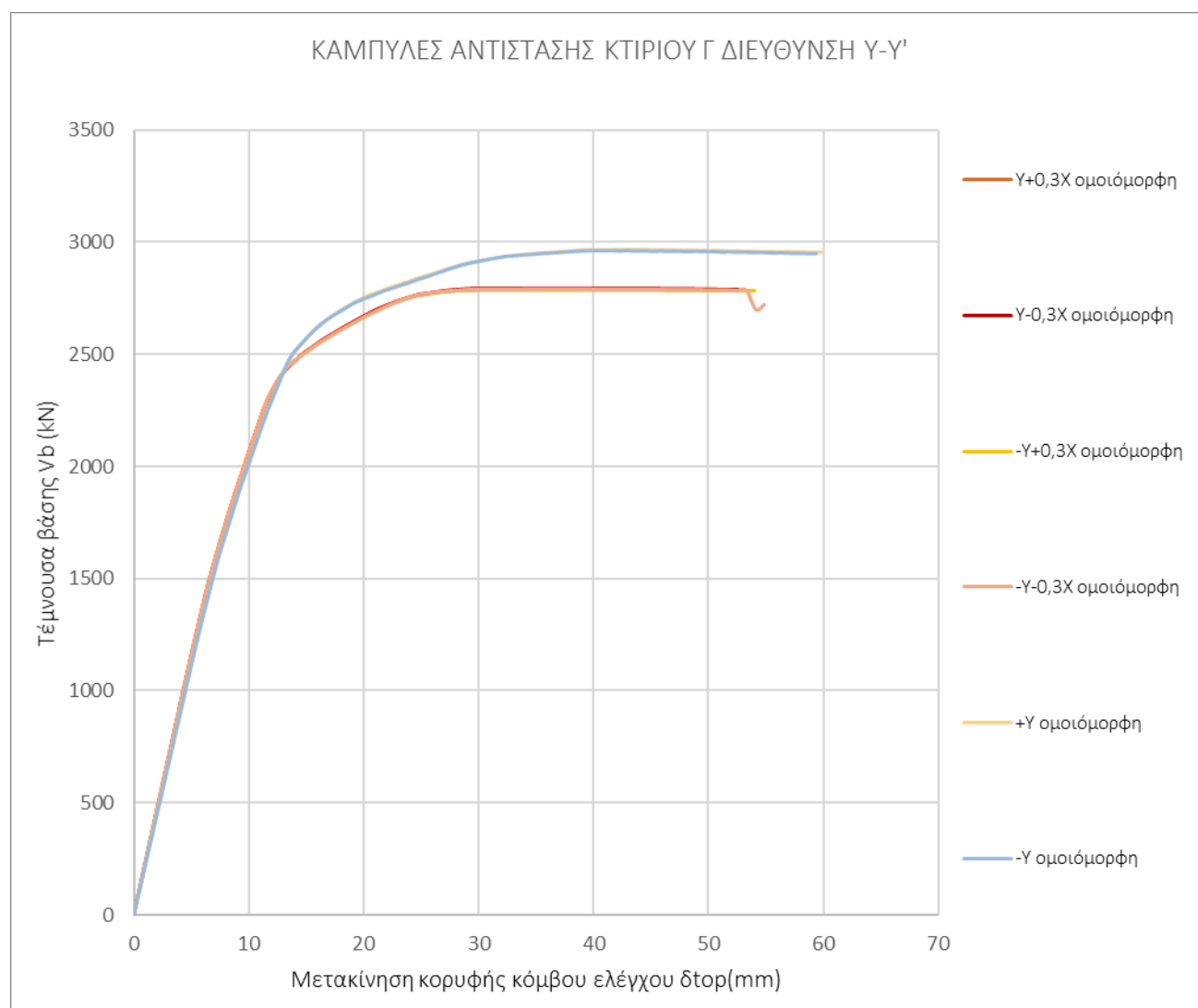
Σχήμα 4.4.5.3-Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κλιμακοστασίων, στάθμη Π.Ζ και στοχευόμενη μετακίνηση για τη φόρτιση X-0,3Y

Από τη διαδικασία διαγραμμικοποίησης της καμπύλης για την σεισμική φόρτιση X-0,3Y, η στοχευόμενη μετακίνηση και η μετακίνηση της απαιτούμενης στάθμης επιτελεστικότητας της κατασκευής υπολογίστηκαν:

- ✓  $\delta_t = 13,825\text{mm} = 0,013825\text{ m}$
- ✓  $\delta_{(\Pi Z)} = 23,492\text{mm} = 0,023492\text{ m}$

Πράγματι, από τα αποτελέσματα των υπολογισμών προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται πιο πριν από την στάθμη επιτελεστικότητας και επιβεβαιώνει την υπόθεση του διαγράμματος πριν. Άρα το κτίριο αντέχει για την συγκεκριμένη σεισμική φόρτιση στην διεύθυνση X-X'.

#### 4.4.6 Καμπύλες αντίστασης κτιρίου Γ στη διεύθυνση Υ



Σχήμα 4.4.6.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης κτιρίου Γ στη διεύθυνση Υ-Υ'

Από το διάγραμμα φαίνεται ότι δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για την διεύθυνση Υ-Υ' είναι ο "-Y-0,3X" επειδή έχει την μικρότερη τέμνουσα αντοχής. Την στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους η τέμνουσα βάσης είναι  $V_b = 2795 \text{ kN}$  και μετατόπιση κορυφής  $d_{top} = 36,079 \text{ mm}$ .

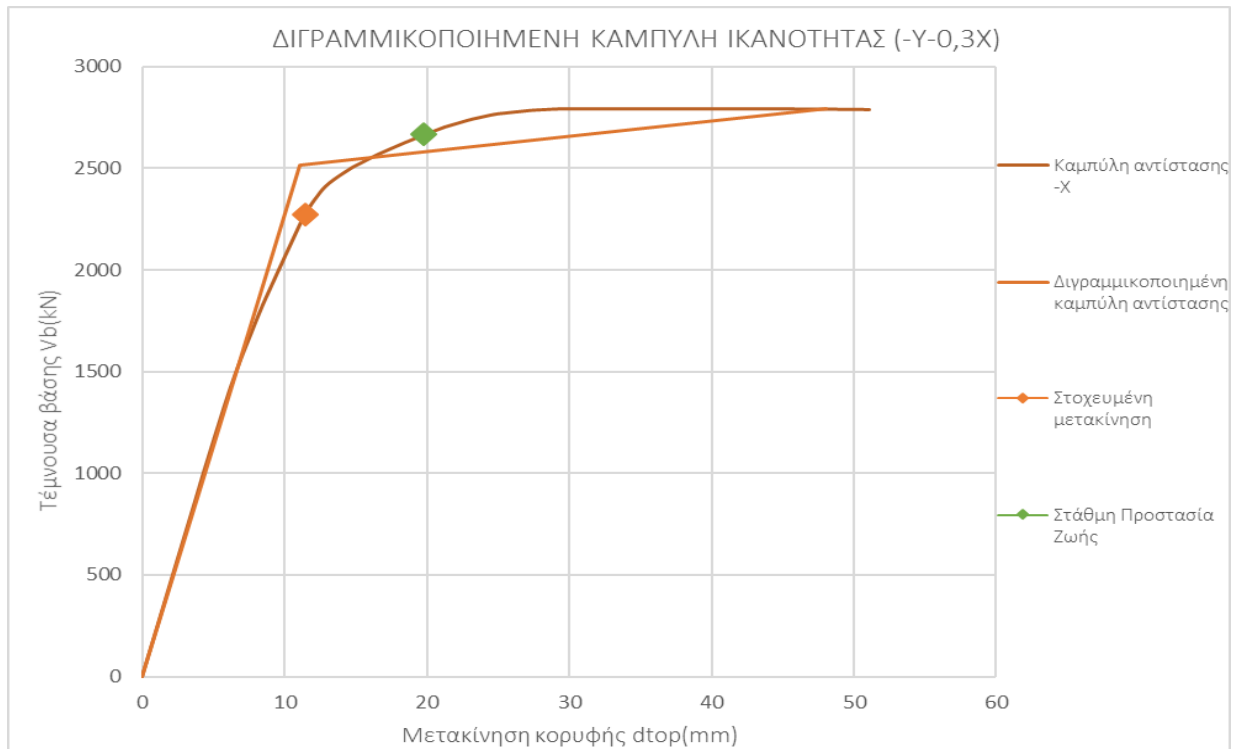
Πραγματοποιήθηκε η διαδικασία διγραμμικοποίησης της καμπύλης για την φόρτιση "-Y-0,3X", όπως περιγράφεται και πιο πάνω και τα αποτελέσματα είναι τα εξής:

Η στοχευμένη μετακίνηση

$$\checkmark \delta_t = 11,928 \text{ mm} = 0,0011928 \text{ m}$$

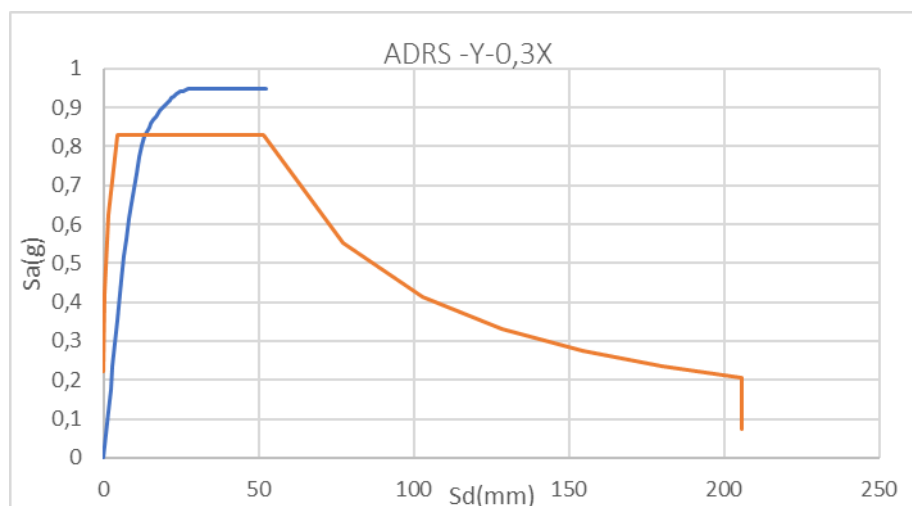
Σύμφωνα με το παράρτημα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την στάθμη επιτελεστικότητας Β, η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής υπολογίζεται από την σχέση:

$$\checkmark \delta_{(\Pi Z)} = 19,726 \text{ mm} = 0,019726 \text{ m}$$



Σχήμα 4.4.6.2-Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κλιμακοστασίων, στάθμη Π.Ζ και στοχευόμενη μετακίνηση για τη φόρτιση -Υ-0,3Χ

Όπως και προηγουμένως, η τομή της καμπύλης απόκρισης σε φάσμα ARDS τέμνει το ελαστικό φάσμα στο οριζόντιο κομμάτι, άρα επιβεβαιώνει τα αποτελέσματα των υπολογισμών. Το κτίριο Γ επαρκεί και στις δύο διευθύνσεις με τις στοχευμένες μετακινήσεις να μην ξεπερνούν μάλιστα την αρμό των 3cm. Δηλαδή το κτίριο Γ δεν συγκρούεται με το κλιμακοστάσιο αφού δεν ξεπερνάει τον αρμό διαστολής. Ωστόσο το κλιμακοστάσιο στην διεύθυνση -Χ στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης εμφανίζει μετατόπιση οροφής ισογείου 2,507cm. Τελικά η άθροιση των μετατοπίσεων του κτιρίου Γ και της οροφής του ισογείου του κλιμακοστασίου ξεπερνούν τα 3cm του αρμού διαστολής, με αποτέλεσμα την πιθανή σύγκρουση των κτιρίων.



Σχήμα 4.4.6.3(α)-Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(ARDS), -Υ-0,3Χ και ελαστικό φάσμα απαίτησης σεισμού

Από την ανάλυση των μεμονωμένων κτιρίων προκύπτει η ανάγκη ανάλυσης της αλληλεπίδρασης μεταξύ τους ως προς την πιθανότητα κρούσης, δεδομένου ότι τα κτίρια σε όλες τις διευθύνσεις ξεπερνούν το κενό μεταξύ τους είτε σα μεμονωμένα είτε σαν άθροιση μεταξύ τους.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### ΣΥΝΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕΣΩ ΤΟΥ ΑΡΜΟΥ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ

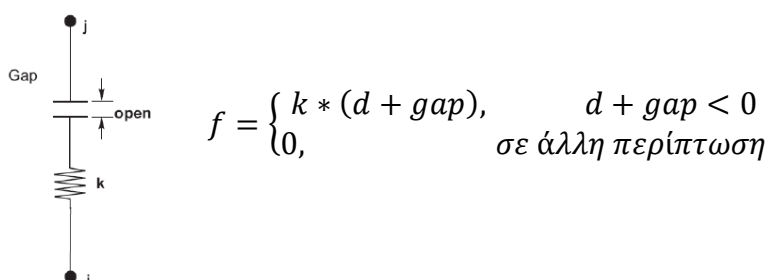
#### 5.1 Γενικά

Το συγκεκριμένο κεφάλαιο έχει σκοπό την διερεύνηση αλληλεπίδρασης των κτιρίων λόγω του αρμού διαστολής. Για την αποτελεσματικότερη ανάλυση έχουν επιλεγεί δύο τρόποι σύνδεσης. Ο πρώτος περιλαμβάνει την προσομοίωση του αρμού με στοιχεία Gap Elements και ο δεύτερος με κατάλληλα στοιχεία τα οποία λειτουργούν με τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να συμπεριφέρεται σαν ενιαίος (Rigid Links). Η προσομοίωση αυτή έχει ως στόχο την μελέτη της κρούσης μεταξύ των κτιρίων και της απόκριση αυτών σαν ένας ενιαίος φορέας. Επίσης τα κλιμακοστάσια είναι στρεπτικά εύκαμπτα τα οποία κάνουν πιο δυσμενή την ανάλυση της κρούσης. Τελικά μέσω της μη γραμμικής ανάλυσης του ανασχεδιασμένου φορέα γίνεται σύγκριση των καμπυλών αντίστασης με αυτών των μεμονωμένων κτιρίων εξάγοντας έτσι συμπεράσματα για την αποτίμηση, με κριτήριο την αλληλεπίδραση τους λόγω της σεισμικής φόρτισης.

#### 5.2 Στοιχεία προσομοίωσης Gap Elements

Τα Gap Elements είναι στοιχεία σύνδεσης 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.

Παρακάτω δίνεται η μη γραμμική σχέση δύναμης παραμόρφωσης, όπου  $k$  είναι η σταθερά του ελατηρίου η οποία είναι ίση με τρεις φορές μεγαλύτερη από το μέσο όρο της δυστένειας ( $EA/L$ ) των γειτονικών στοιχείων χωρίς ωστόσο να είναι πολύ μεγάλη η τιμή για να μην υπάρξει μη σύγκλιση της μεθόδου. Το gap είναι η απόσταση του αρμού διαστολής, που στην υπό εξέταση περίπτωση είναι ίσο με 3cm.



Εικόνα 5.2-Συμπεριφορά Gap element κατά την αξονική παραμόρφωσή του.

Στην ανάλυση, τα στοιχεία gap elements τοποθετήθηκαν σε κατάλληλα σημεία (π.χ. μεταξύ των κόμβων επικείμενων υποστυλωμάτων) και στους δύο ορόφους. Βασικό κριτήριο είναι ότι διατηρήθηκε διαφορετική διαφραγματική λειτουργία σε όλα τα κτίρια με σκοπό να διερευνηθεί η κρούση μεταξύ των σταθμών των πλακών. Για την αποτελεσματικότερη εποπτεία επιλέχθηκαν τέσσερις διαφορετικοί κόμβοι ελέγχου, ένας για κάθε κέντρο μάζας των κτιρίων. Με αυτό τον τρόπο ο μηχανικός έχει καλύτερη εικόνα για την συμπεριφορά του κάθε κτιρίου στο φαινόμενο της

κρούσης και έχει τη δυνατότητα να συγκρίνει τελικά την ικανότητα του με τον αρχικό μεμονωμένο φορέα ώστε να εξάγει πιο σωστά συμπεράσματα.

### 5.2.1 Συγκεντρικά αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης του μοντέλου με gap links στην διεύθυνση X-X



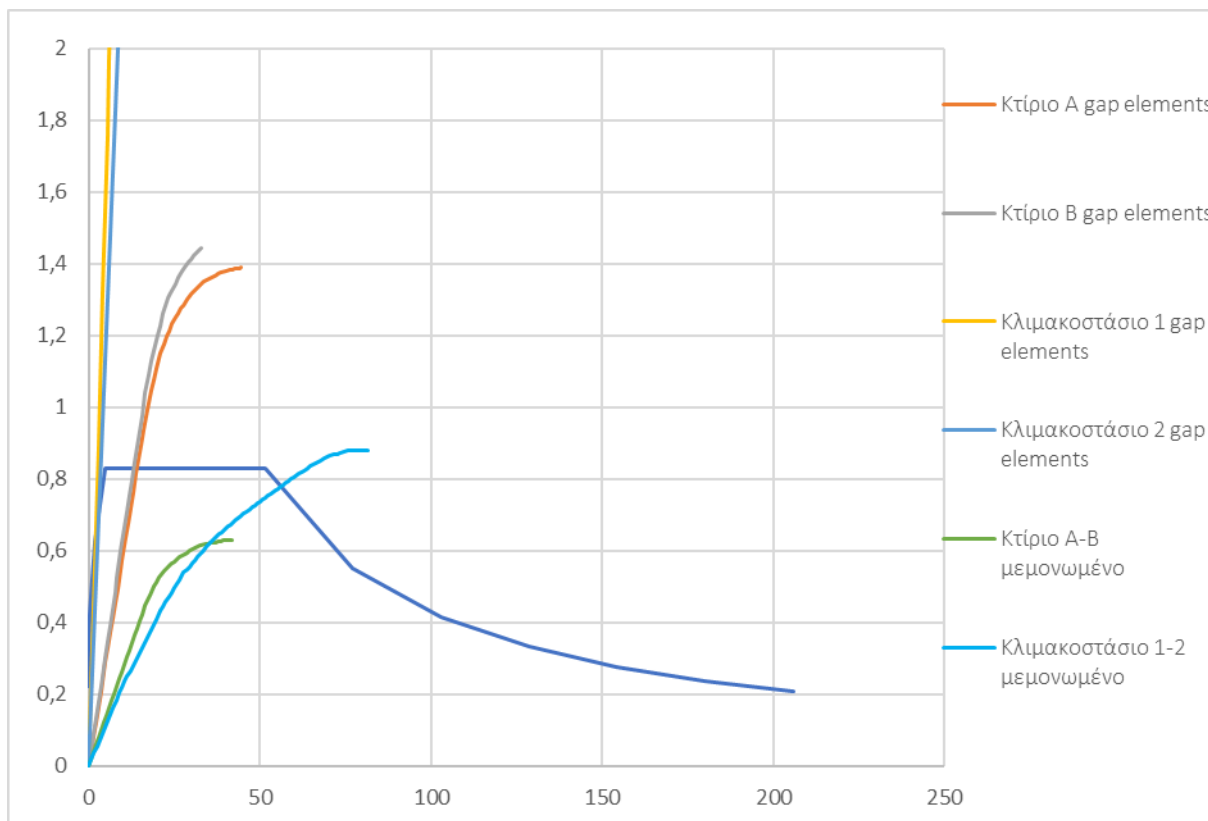
Σχήμα 5.2.1.1-Συγκριτικά αποτελέσματα των διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής κάθε κόμβου ελέγχου ,φόρτιση +X ,για τις περιπτώσεις των κτιρίων ανεξάρτητα και σε αλληλεπίδραση με gap elements links

Επειδή το παρόν υποκεφάλαιο έχει σκοπό να αναλύσει το φαινόμενο κρούσης των κτιρίων και να συγκρίνει την αλληλεπίδρασή τους, επιλέχθηκε ενδεικτικά η ομοιόμορφη κατανομή +X. Από τις καμπύλες ικανότητας φαίνεται ότι η απόκριση των κτιρίων μετά την σύνδεση είναι καλύτερη όσο αφορά την δυσκαμψία και την μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει, σε σχέση με την περίπτωση μη συνυπολογισμού της για την ίδια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου. Συγκεκριμένα τα κτίρια A-B μπορούν να παραλάβουν οριακά την τριπλάσια τέμνουσα βάσης για την ίδια μετακίνηση κορυφής.

Επιπλέον από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι ο συνυπολογισμός της αλληλεπίδρασης των κτιρίων έχει ευνοϊκά αποτελέσματα για το κλιμακοστάσιο καθώς αυξάνει την πλευρική δυσκαμψία και μειώνει τις μετακινήσεις, δεδομένου ότι είναι ένα αρκετά εύκαμπτο κτίριο στη συγκεκριμένη διεύθυνση. Βέβαια, πρέπει να αναφερθεί ότι στο κλιμακοστάσιο 2 τα τοιχεία βρίσκονται στην διεύθυνση του συγκεκριμένου συνδυασμού φόρτισης, δηλαδή για τη διεύθυνση X-X' λειτουργεί η δυσκαμψία των τοιχείων που δικαιολογεί την μεγάλη κλίση της καμπύλης.

Έγινε η αναγωγή των καμπυλών αντίστασης σε φάσμα ADRS με σκοπό να γίνει έλεγχος επάρκειας για το κάθε κτίριο χρησιμοποιώντας την διαφορετική μάζα του κάθε διαφράγματος. Στο

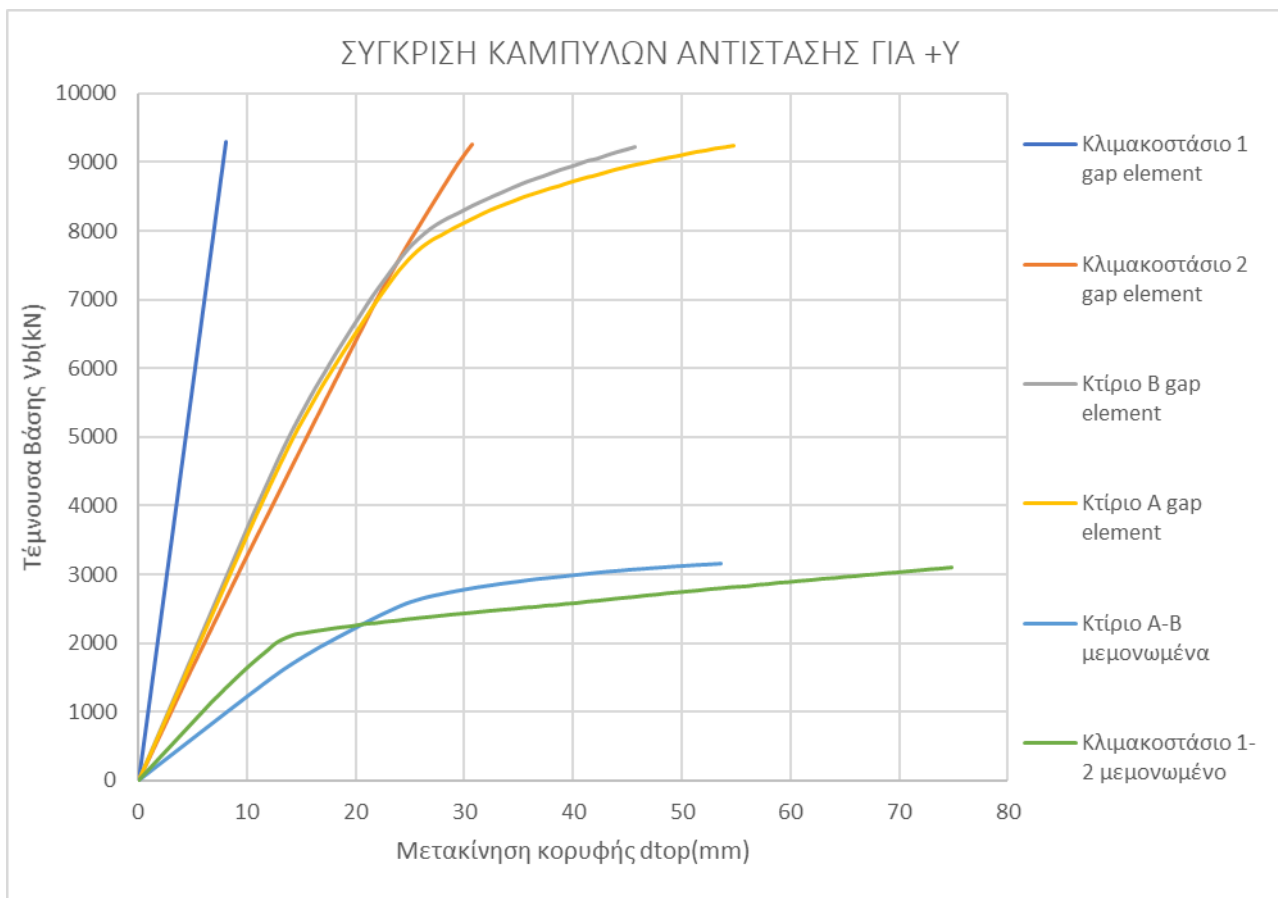
ίδιο διάγραμμα τοποθετήθηκαν και οι καμπύλες των μεμονωμένων κτιρίων ώστε να γίνει καλύτερη σύγκριση απόκρισης σε σχέση με τον συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης τους.



Σχήμα 5.2.1.2(α)-Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(ADRS),(β) Συγκριτικά αποτελέσματα ελαστικού φάσματος κάθε κόμβου ελέγχου για +X,για τις περιπτώσεις των κτιρίων ανεξάρτητα και σε αλληλεπίδραση με gap elements links

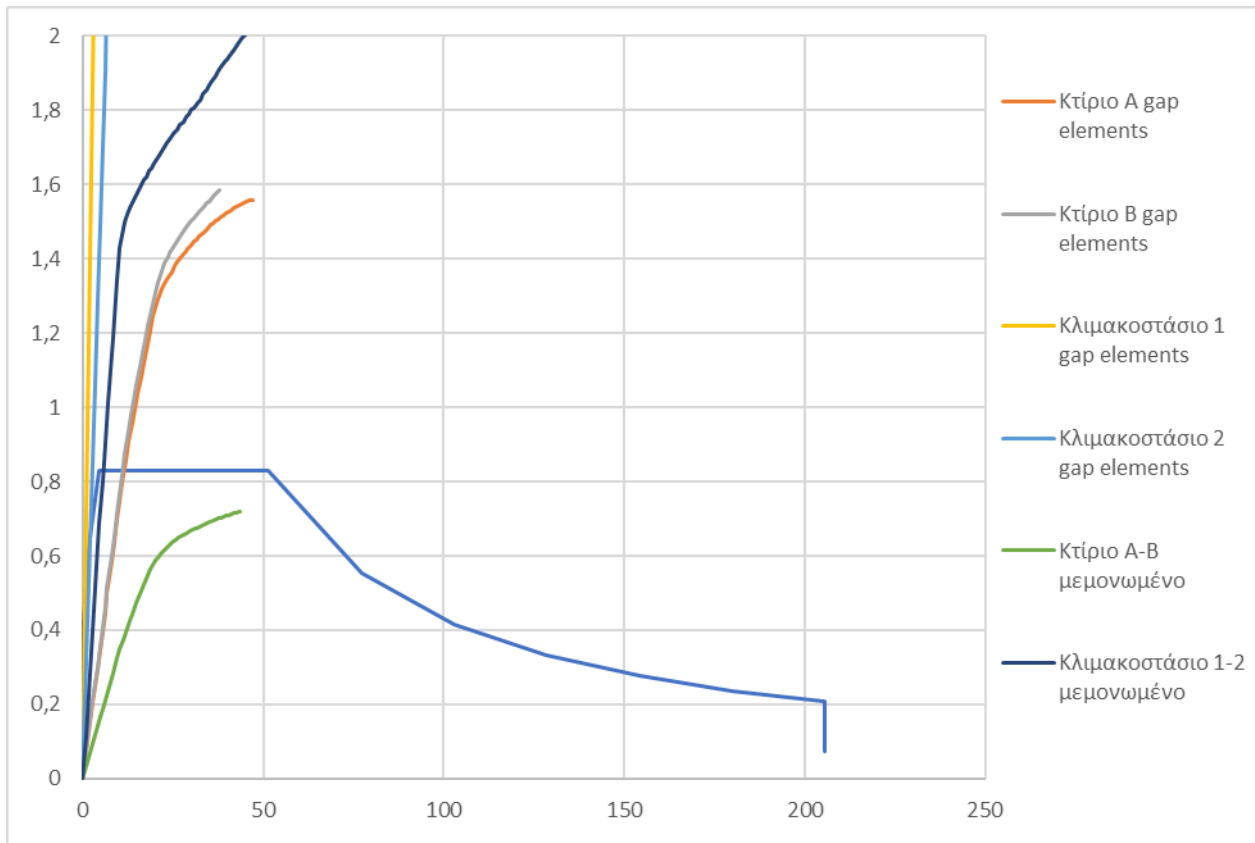
Όπως παρατηρείται στο διάγραμμα, τα κτίρια A και B εμφανίζουν βελτιωμένη απόκριση σε σχέση με μεμονωμένο κτίριο σε σημείο που τέμνει πλέον το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα στο σημείο της οριζόντιας γραμμής, πράγμα που σημαίνει ότι σ' αυτή την περίπτωση επαρκεί για το σημείο επιτελεστικότητας που γίνεται ο έλεγχος. Αντίστοιχα τα κλιμακοστάσια εμφανίζουν άλμα σε ότι αφορά την δυσκαμψία που έχουν και την μέγιστη επιτάχυνση που μπορούν να δεχθούν. Τελικά, η συμπεριφορά των κτιρίων στην συγκεκριμένη περίπτωση σύνδεσης είναι ενισχυμένη συγκριτικά με την εξέταση των κτιρίων μεμονωμένα, που σημαίνει ότι όντως η αλληλεπίδραση των κτιρίων λειτουργεί ευνοϊκά.

## 5.2.2 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης του μοντέλου με gap links στην διεύθυνση Y-Y'



Σχήμα 5.2.2.1-Συγκριτικά αποτελέσματα των διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής κάθε κόμβου ελέγχου, φόρτιση +Y, για τις περιπτώσεις των κτιρίων ανεξάρτητα και σε αλληλεπίδραση με gap elements links

Για την διεύθυνση Y-Y' η ανάλυση έγινε για την +Y ομοιόμορφη κατανομή. Όπως φαίνεται στο διάγραμμα, τα κτίρια εξακολουθούν να έχουν βελτιωμένη συμπεριφορά όπως και στη διεύθυνση X-X'. Στην συγκεκριμένη διεύθυνση το κλιμακοστάσιο 2 εμφανίζει πιο υποβαθμισμένη συμπεριφορά σε σχέση με την διεύθυνση X-X' διότι τα τοιχεία βρίσκονται κάθετα και τελικά βοηθούν στην απόκριση του κτιρίου, χωρίς να σημαίνει ότι δεν έχει βελτιωθεί η σεισμική του απόκριση. Όσον αφορά τα κτίρια A και B αυξάνεται η μέγιστη τέμνουσα που μπορούν να παραλάβουν, κάτι το οποίο ήταν βασικό κριτήριο αστοχίας των μεμονωμένων κτιρίων.



Σχήμα 5.2.2.2(α)-Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(ADRS),(β) Συγκριτικά αποτελέσματα ελαστικού φάσματος κάθε κόμβου ελέγχου για +Y, για τις περιπτώσεις των κτιρίων ανεξάρτητα και σε αλληλεπίδραση με gap elements links

Από το διάγραμμα επιτάχυνσης μετατόπισης είναι ξεκάθαρα ευνοϊκή η αλληλεπίδραση μεταξύ των κτιρίων. Φαίνεται ότι η μεγάλη δυσκαμψία των τοιχίων του κλιμακοστασίου στη διεύθυνση αυτή βοήθησε την συμπεριφορά των κτιρίων A-B. Πιο συγκεκριμένα, εκτός του ότι αύξησε την δυσκαμψία συνολικά των κτιρίων, βελτίωσε την ικανότητα τους να μπορούν να ανταποκριθούν στη σεισμική δράση που γίνεται η ανάλυση. Τελικά, η αλληλεπίδραση των κτιρίων όχι μόνο βοηθάει την απόκρισή τους αλλά παίζει και κομβικό ρόλο για να υπάρξει επάρκεια για όλα τα κτίρια.

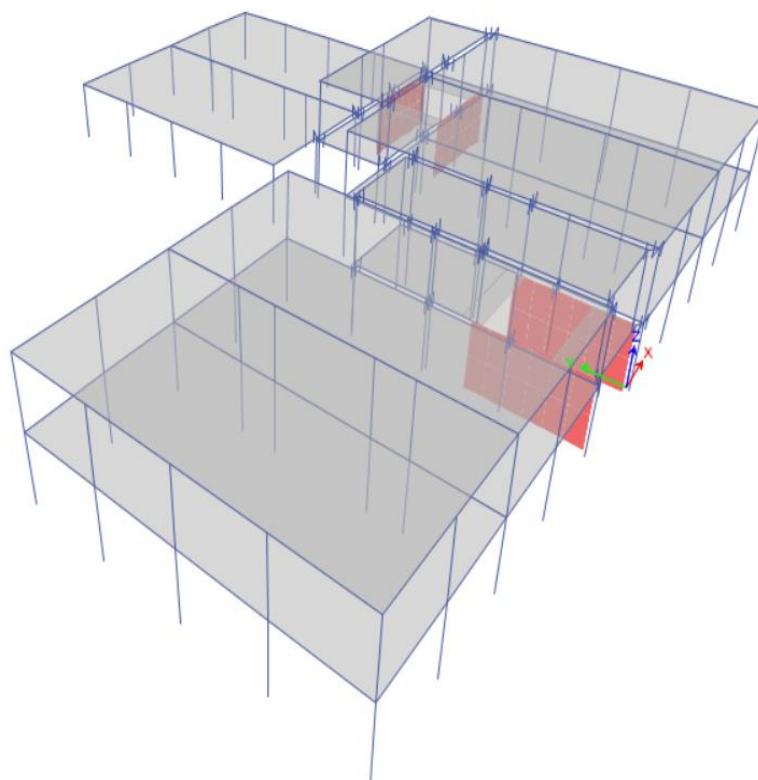
### 5.3 Στοιχεία προσομοίωσης RIGID LINKS

Όπως φάνηκε στο προηγούμενο υποκεφάλαιο η αλληλεπίδραση μεταξύ των κτιρίων λειτούργησε ευεργετικά για την συμπεριφορά των κτιρίων αυξάνοντας την δυσκαμψία και την παραλαβή τους σε τέμνουσα.

Τα στοιχεία rigid links είναι άκαμπτοι σύνδεσμοι που συνδέουν γεωμετρικές οντότητες, όπως επιφάνειες και σημεία έτσι ώστε να παραμένουν άκαμπτα συνδεδεμένα κατά τη διάρκεια μια ανάλυσης. Χρησιμοποιούνται ώστε να αντικαταστήσουν αποτελεσματικά ένα συστατικό του οποίου η δυσκαμψία είναι πολύ μεγαλύτερη από τα άλλα και η μόνη του συμβολή είναι να διατηρήσει καθορισμένες μετατοπίσεις μεταξύ των σημείων. Τα σημεία είναι ελεύθερα να κινούνται με οποιοδήποτε τρόπο αλλά να διατηρούν τις σχετικές τους θέσεις. Ταυτόχρονα εισήχθησαν κοινά διαφράγματα σε κάθε όροφο με αποτέλεσμα να λειτουργεί σαν ενωμένος φορέας.



### 5.3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά φορέα μετά την ένωση



Εικόνα 5.3.1-Γεωμετρικά χαρακτηριστικά νέου διαμορφωμένου φορέα

Στο σχήμα διατυπώνεται ο νέος φορέας μετά την ένωση, στο οποίο παρατηρείται ότι τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του φορέα άλλαξαν σε σχέση με τα μεμονωμένα κτίρια. Τα κτίρια Α-Β και Γ πριν την ένωση ήταν συμμετρικά σε κάτοψη σε σχέση με τους δύο ορθογώνιους άξονες, σε ότι αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή σε μάζα, και δεν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο, ικανοποιώντας τις συνθήκες για να θεωρηθούν κανονικά σε κάτοψη.

Ωστόσο μετά την ένωση ο φορέας μετατρέπεται σε μη κανονικό σε κάτοψη. Αυτό συμβαίνει διότι ο φορέας παίρνει την μορφή γάμα κάνοντάς το ασύμμετρο και πιο συγκεκριμένα τα τοιχεία στα κλιμακοστάσια διατάσσονται με τέτοιο τρόπο που αυξάνουν τις στατικές εκκεντρότητες αφού η θέση του κέντρου μάζας και της δυσκαμψίας διαφοροποιούνται έντονα. Κατά τη σεισμική διέγερση ενός τέτοιου κτιρίου συμβαίνει ανακατανομή των μετακινήσεων επειδή το κλιμακοστάσιο λόγω δυσκαμψίας μετακινείται ελάχιστα, ενώ τα υπόλοιπα στοιχεία λόγω διαφράγματος καταπονούνται περισσότερο σε μετακινήσεις και στροφές γύρω από το κέντρο δυσκαμψίας.

Επιπλέον, η μη κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει τον συντελεστή συμπεριφοράς που λαμβάνεται υπόψη στα σεισμικά φορτία και δημιουργεί προβλήματα στην απόκριση του φορέα λόγω στρεπτικής καταπόνησης, με αποτέλεσμα να υπάρχει ανάγκη για μεγαλύτερη ικανότητα τοπικών παραμορφώσεων στην πλευρά με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις. Τέλος, μετά την ένωση ο φορέας παρουσιάζει αρκετά μεγάλη εσοχή στον όροφο λόγω της ύπαρξης του κτιρίου Γ, το οποίο είναι μονώροφο, πράγμα που αυξάνει ακόμα περισσότερο την τρωτότητά του στον σεισμό.

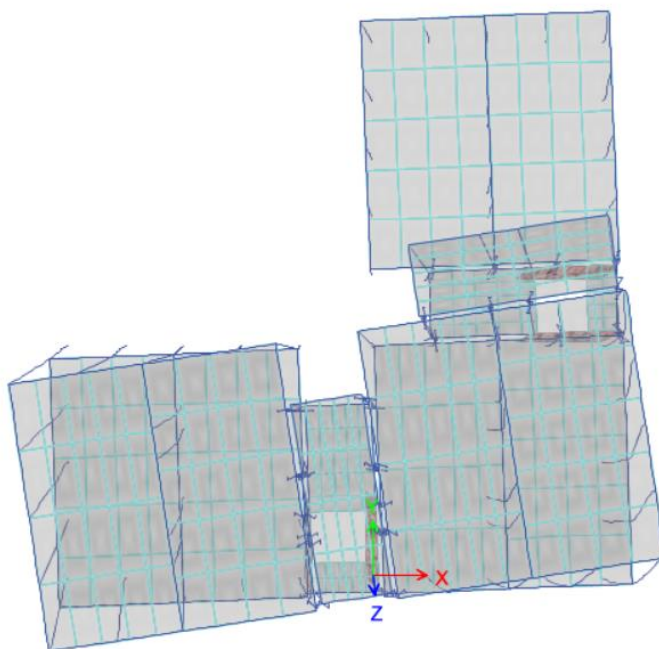
### 5.3.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης μετά την ένωση

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	RX	RY	RZ
Modal	1	0,473	0,0005	0,0916	0,0647	0,0004	0,1675
Modal	2	0,348	0,0324	0,3169	0,4061	0,0384	0,028
Modal	3	0,255	0,4272	0,0128	0,1746	0,3181	0,6608
Modal	4	0,156	0,1692	0,1871	0,0061	0,2615	0,0073
Modal	5	0,095	0,033	0,3561	0,3004	0,0014	0,1113
Modal	6	0,076	0,3376	0,0354	0,0478	0,38	0,025

Πίνακας 5.3.2-Ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας ενωμένου φορέα

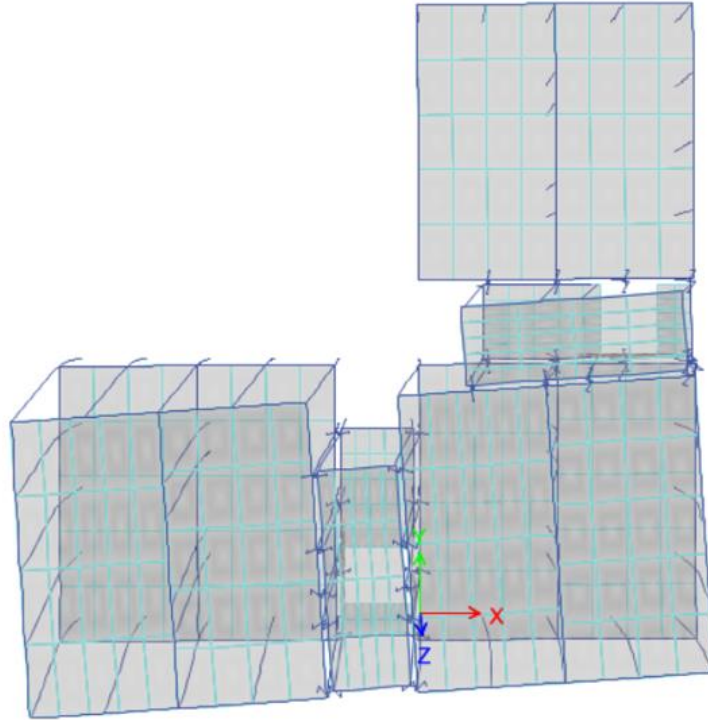
Στην πρώτη ιδιομορφή δεν ενεργοποιείται σχεδόν καθόλου μάζα και στις δύο διευθύνσεις ενώ η στροφική μετακίνηση είναι σχεδόν 16,75%. Αυτό σημαίνει ότι ο φορέας μετά την ένωση αποκτά στρεπτική ευαισθησία, το οποίο το είχε προβλεφθεί παραπάνω. Κατά τη διεύθυνση Y δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 2<sub>η</sub> με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 31,69% η οποία είναι κυρίως μεταφορική, ενώ για τη διεύθυνση X είναι η 3<sub>η</sub> ιδιομορφή η οποία είναι κυρίως στρεπτική.

✓ **1<sub>η</sub> ιδιομορφή στρεπτική κατά Z για T=0,473**



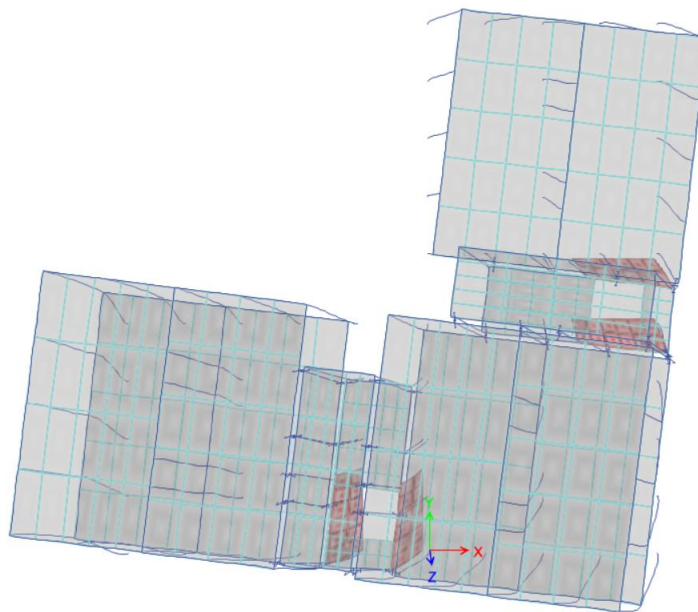
Εικόνα 5.3.2.1- Παραμορφωμένη γεωμετρία ενωμένου φορέα κατά την 1η ιδιομορφή

- ✓ 2<sub>η</sub> ιδιομορφή κυρίως μεταφορική για  $T=0,348$



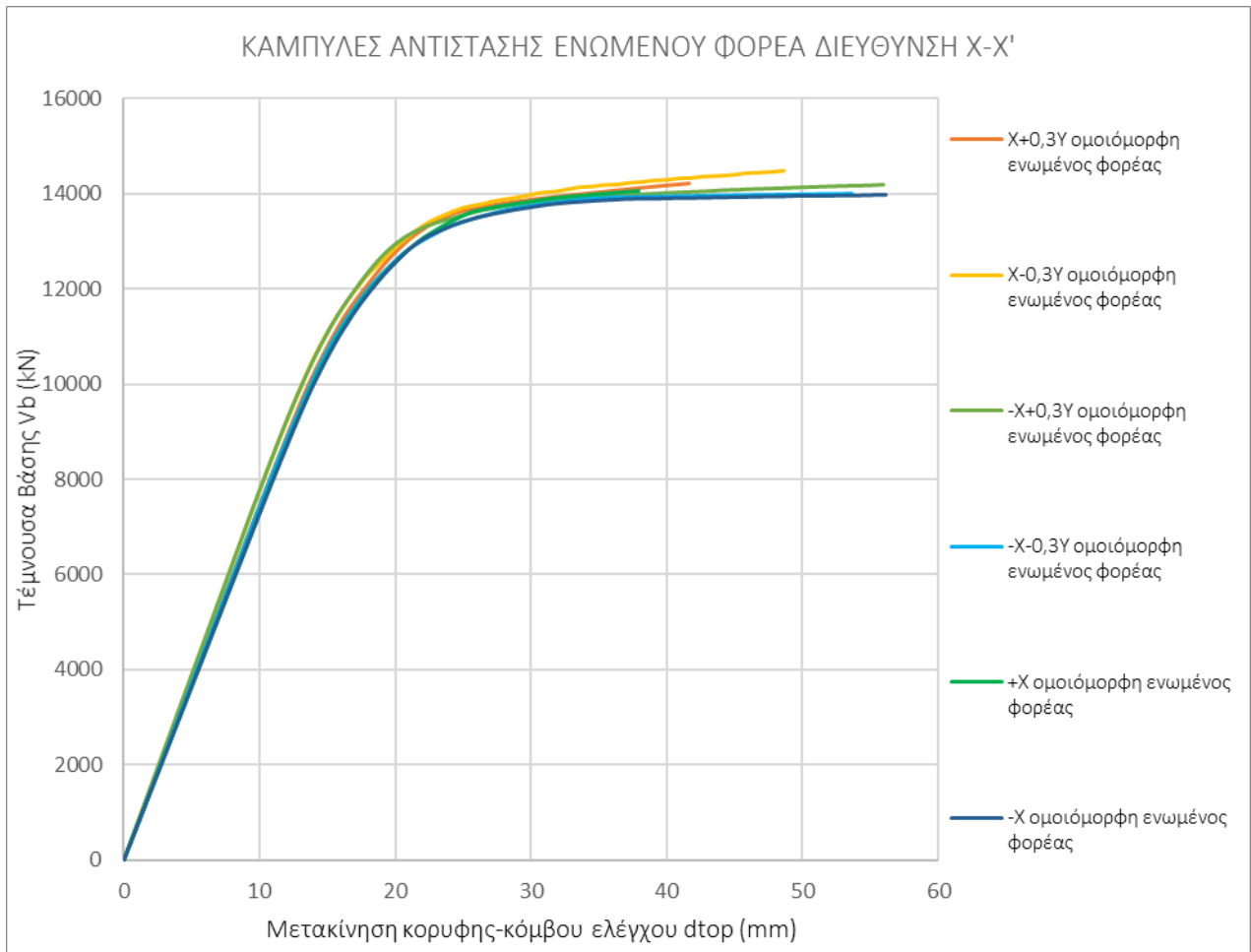
Εικόνα5.3.2.2- Παραμορφωμένη γεωμετρία ενωμένου φορέα κατά την 2η ιδιομορφή

- ✓ 3<sub>η</sub> ιδιομορφή κυρίως στρεπτική κατά Z για  $T=0,255$



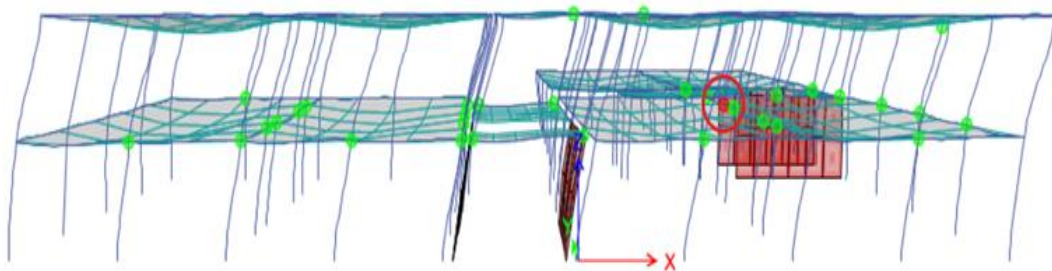
Εικόνα5.3.2.2- Παραμορφωμένη γεωμετρία ενωμένου φορέα κατά την 3η ιδιομορφή

### 5.3.3 Αποτελέσματα pushover ανάλυσης ενωμένου φορέα στη διεύθυνση X-X



Σήμα 5.3.3.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης ενωμένου φορέα στη διεύθυνση X-X'

Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για τη διεύθυνση X-X, είναι ο -X των οριζόντιων φορτίων καθώς έχει τη μικρότερη κλίση ελαστικού κλάδου και αναπτύσσει τη μικρότερη αντοχή σε τέμνουσα βάσης.



Σχήμα 5.3.3.2- Παραμορφωμένη κατάσταση κατασκευής τη στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους για εφαρμογή της Pushover ανάλυσης στη διεύθυνση -X

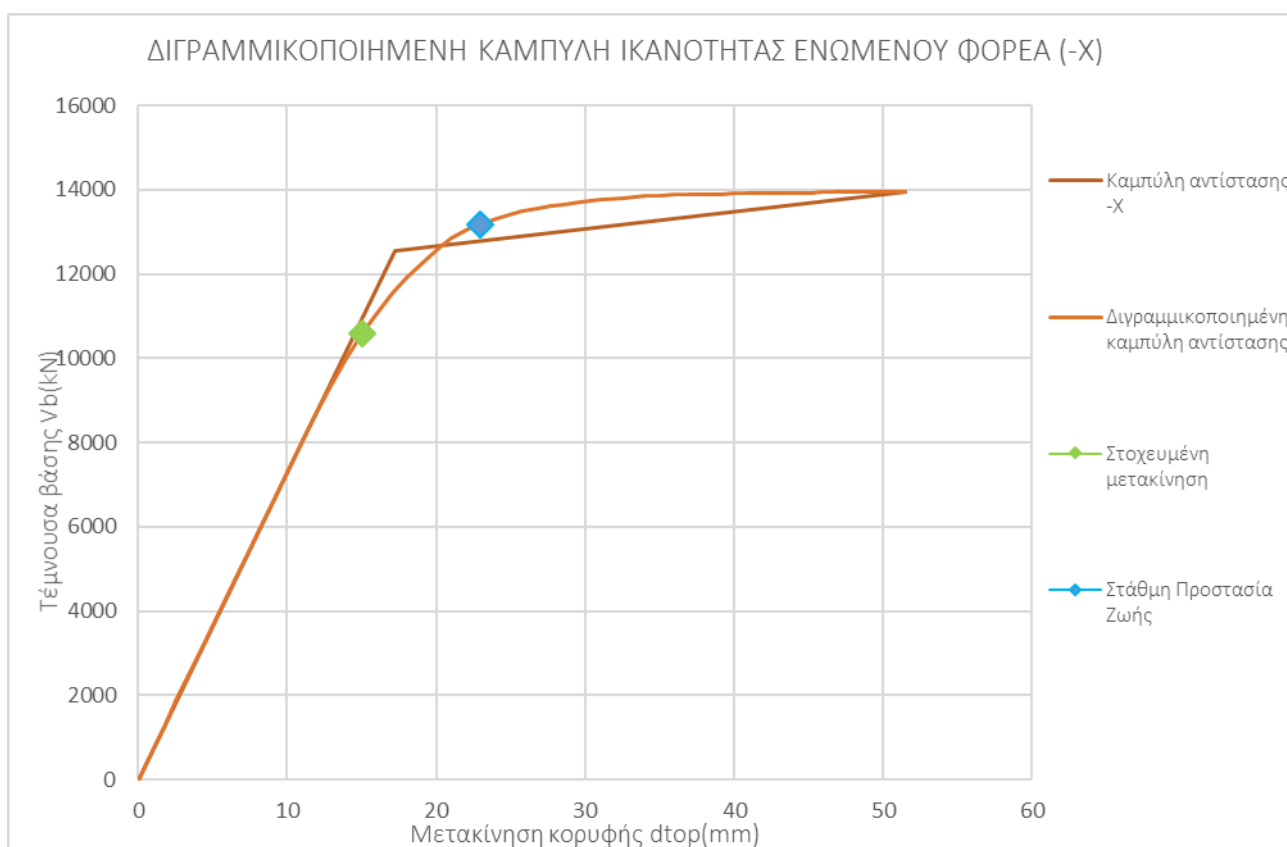
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται η στιγμή της πρώτης αστοχίας μέλους του φορέα, που είναι το υποστύλωμα του ορόφου. Στην βάση του έχει δημιουργηθεί γωνία στροφής χορδής μεγαλύτερη από την μέγιστη που θα μπορούσε να παραλάβει, η οποία γίνεται για τέμνουσα βάσης  $V_b =$

10581 kN και μετακίνηση κορυφής  $d_{top} = 15,01mm$ . Ακόμα φαίνεται ότι σε εκείνο το βήμα έχουν δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα μόνο στα κατακόρυφα στοιχεία του ορόφου, οι οποίες βρίσκονται πριν τη στάθμη της «Άμεσης Χρήσης». Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη μαλακού ορόφου λόγω της τοποθέτησης των τοιχίων μόνο στο ισόγειο, τα οποία μειώνουν τις μετακινήσεις στα υπόλοιπα μέλη. Τελικά τα μέλη του ορόφου αναλαμβάνουν τις μεγαλύτερες μετακινήσεις και αστοχούν κυρίως στην βάση τους.

Ύστερα από την διαδικασία διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης, υπολογίστηκε η στοχευμένη μετακίνηση για την συγκεκριμένη σεισμική φόρτιση όπως επίσης και η μετακίνηση για την στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζεται.

$$\checkmark \delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \left( \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} \right) * S_e(T) = 14,982mm = 0,014982 m$$

$$\checkmark \delta_{(ΠΖ)} = \frac{d_y + d_u}{2 * \gamma_{RD}} = 22,92mm = 0,02292 m \quad \text{με } \gamma_{RD} = 1,5.$$



Σχήμα 5.3.3.3-Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας ενωμένου φορέα, στάθμη Π.Ζ και στοχευόμενη μετακίνηση για τη φόρτιση -X

Από τα αποτελέσματα των υπολογισμών, φαίνεται στο διάγραμμα ότι η στοχευμένη μετακίνηση βρίσκεται αρκετά πιο πριν από το σημείο επιτελεστικότητας Β «Προστασία Ζωής». Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι ο φορέας μπορεί να αντέξει τον σεισμό για τον οποίο γίνεται ο έλεγχος επάρκειας. Έχει σημασία να πούμε ότι η στοχευμένη μετακίνηση μετά την ένωση του φορέα έχει μειωθεί σημαντικά σε σχέση με αυτή των μεμονωμένων κτιρίων (περίπου 3 φορές μικρότερη).

Στη συγκεκριμένη διεύθυνση φόρτισης, τα τοιχία που αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της τέμνουσας κρίνεται ότι είναι τα τοιχία του κλιμακοστασίου 2. Από την στατική ανάλυση του προγράμματος στο σημείο της στοχευμένης μετακίνησης, η τέμνουσα είναι ίση με 1287kN για το

ένα τοιχίο και 606kN για το άλλο. Άρα η Ικανοτική Τέμνουσα για τα δύο τοιχία υπολογίζεται με βάση τον τύπο  $V_{Ed} = \varepsilon * V_{Ed}'$  τελικά ίση με 1930,5kN και 909kN αντίστοιχα, όπου  $\varepsilon=1,50$ .

Στον κορμό των τοιχίων έχουν τοποθετηθεί δίτημοι κατακόρυφοι και οριζόντιοι οπλισμοί κορμού  $\Phi 8/200$  οι οποίοι αντιστοιχούν σε  $A_{swh}/s_{wh}=5 \text{ cm}^2/m$ . Από τον τύπο:

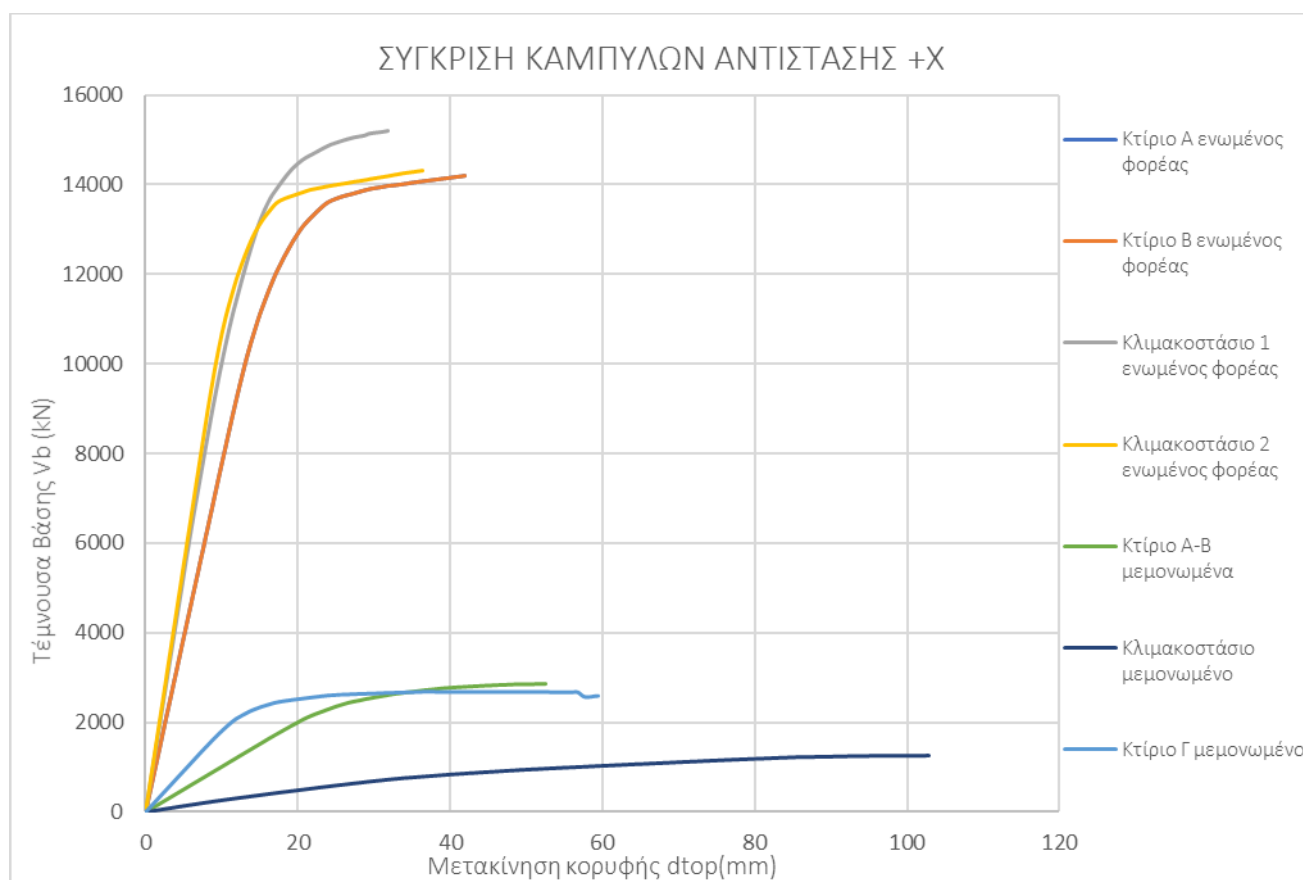
$$V_{Ed} = V_{Rd,s} = A_{swh} * \left( \frac{z * \cot\theta}{s_{wh}} \right) * f_{ywd}$$

για  $V_{Ed}=1930,5\text{kN}$  ο απαιτούμενος οπλισμός προκύπτει  $A_{swh}/s_{wh}=12,61 \text{ cm}^2/m$  με λόγο ανεπάρκειας  $\lambda=2,52$  και για  $V_{Ed}=909\text{kN}$  προκύπτει  $A_{swh}/s_{wh}=5,94 \text{ cm}^2/m$  και τελικά  $\lambda=1,19$ .

Επομένως, ο ενωμένος φορέας επαρκεί για την εξεταζόμενη ζώνη στη διεύθυνση Χ-Χ', ωστόσο απαιτείται ενίσχυση στα συγκεκριμένα τοιχώματα, εκ των οποίων το ένα παρουσιάζει σοβαρή ανεπάρκεια.

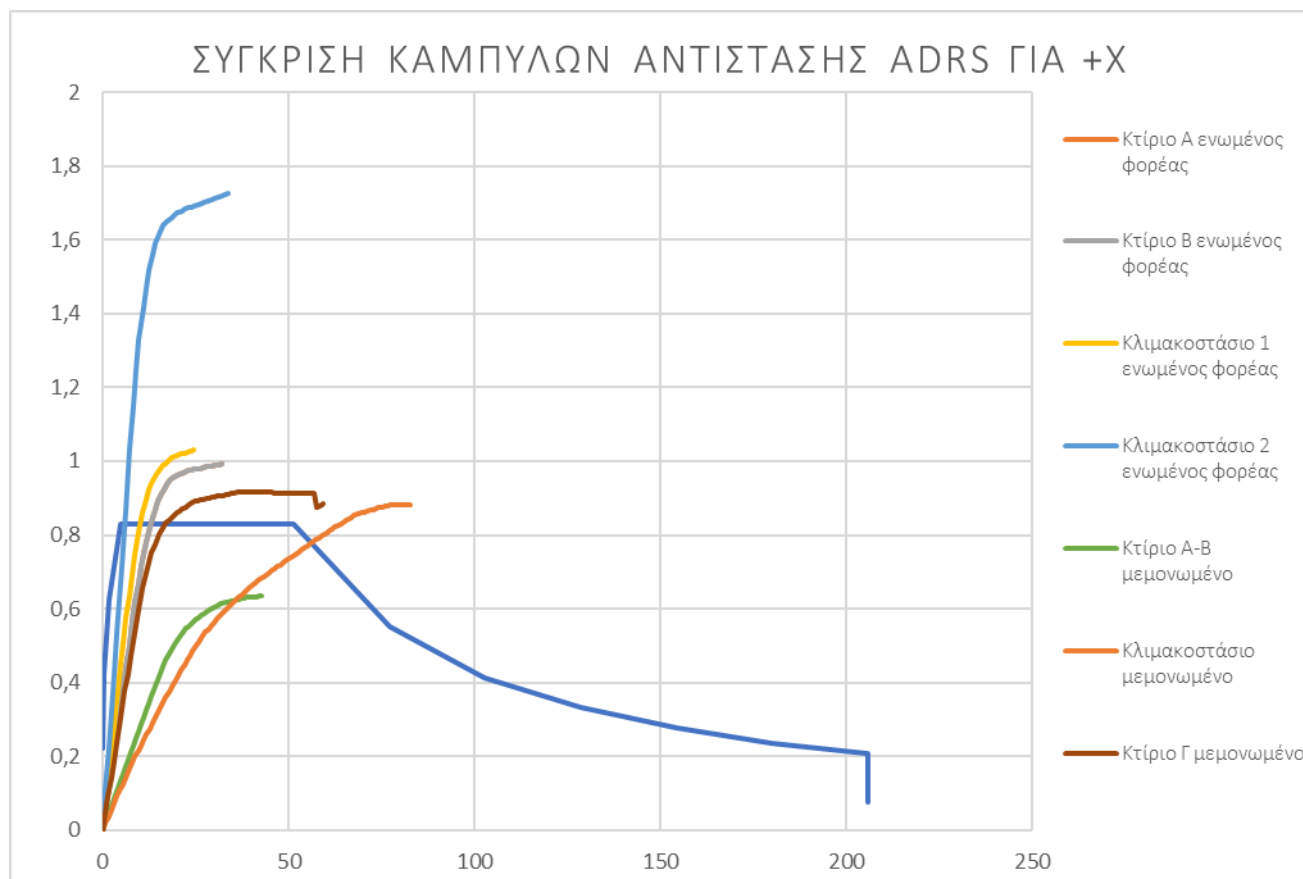
### 5.3.4 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης του φορέα μετά την ένωση στη διεύθυνση Χ-Χ

Στο παρόν υποκεφάλαιο έγινε μια προσπάθεια σύγκρισης των καμπυλών αντίστασης του ενωμένου φορέα με τα αρχικά μεμονωμένα κτίρια. Για την αποτελεσματικότερη και πιο ακριβή διερεύνηση της απόκρισης του φορέα μετά την ένωση, έγιναν τέσσερις διαφορετικές αναλύσεις με κριτήριο το κέντρο ελέγχου. Πιο συγκεκριμένα, εκτός από την καμπύλη αντίστασης με κόμβο ελέγχου το κέντρο μάζας συνολικά του ενωμένου φορέα, η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται άλλες τέσσερις φορές με διαφορά όμως ότι το κέντρο ελέγχου είναι το κέντρο μάζας του κάθε κτιρίου ξεχωριστά. Με αυτό τον τρόπο οι καμπύλες αντίστασης αντιπροσωπεύουν πιο σωστά την απόκριση του κάθε κτιρίου στην σεισμική φόρτιση μετά την ένωση του φορέα.



Σχήμα 5.3.4.1-Συγκριτικά αποτελέσματα των διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης -μετακίνησης κορυφής κάθε κόμβου ελέγχου του ενωμένου φορέα με τα ανεξάρτητα κτίρια για φόρτιση +Χ

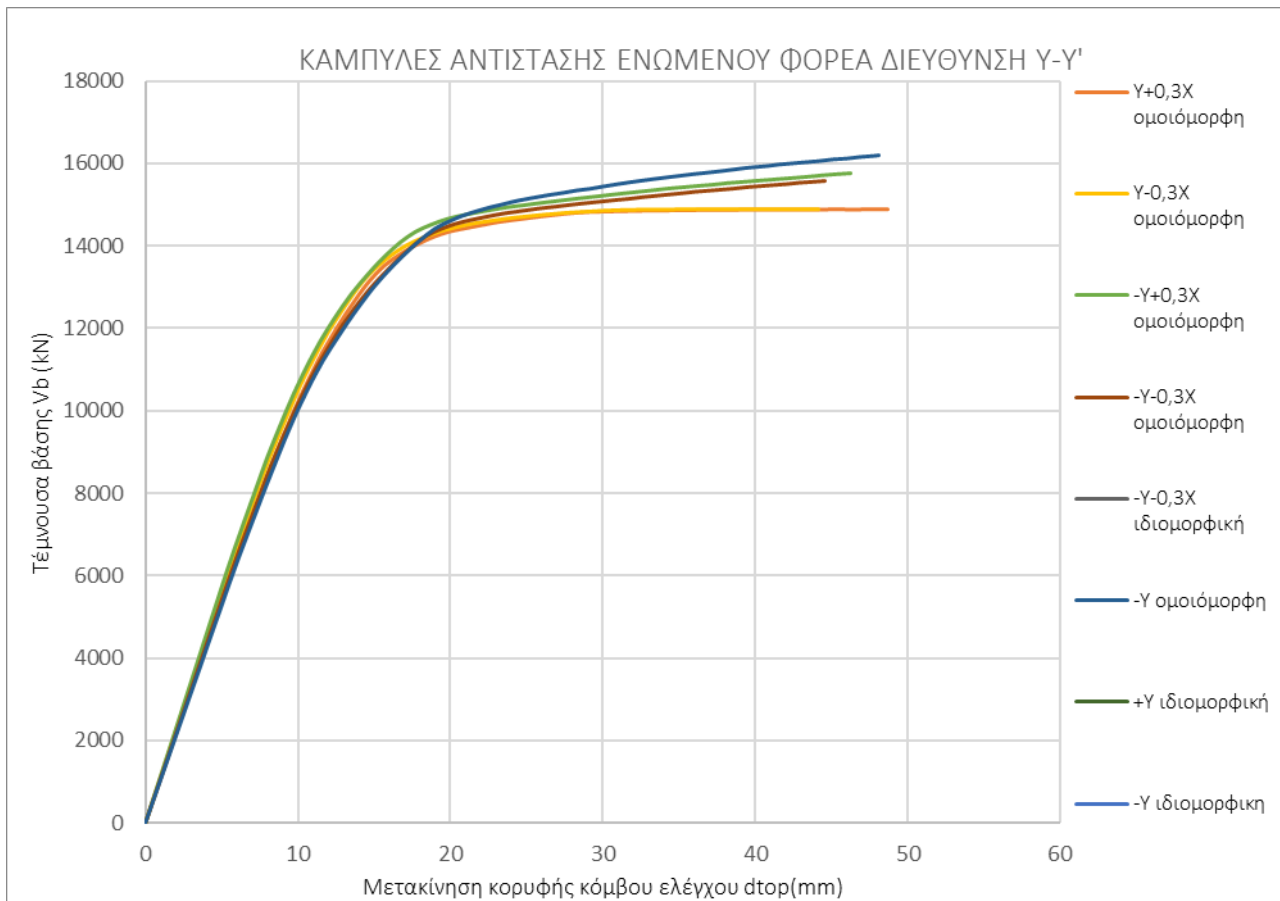
Στο παραπάνω διάγραμμα εμφανίζονται τα αποτελέσματα από τις καμπύλες αντίστασης των κτιρίων του ενωμένου φορέα και των κτιρίων μεμονωμένα για την σεισμική φόρτιση +X. Πράγματι ο φορέας μετά την ένωση των κτιρίων έχει καλύτερα αποτελέσματα σε σχέση με την απόκριση των μεμονωμένων. Από τις καμπύλες φαίνεται ότι η δυσκαμψία αυξάνεται σημαντικά καθώς επίσης και η δυνατότητα του νέου φορέα να παραλάβει τέμνουσα σε σχέση με πριν. Ωστόσο είναι ένα αποτέλεσμα αναμενόμενο, διότι σε αυτή την διαδικασία η νέα καμπύλη δημιουργήθηκε μέσω της άθροισης της δυσκαμψίας και της τέμνουσας βάσης του κάθε κτιρίου ξεχωριστά. Άρα δεν σημαίνει απαραίτητα ότι ο νέος φορέας ανταποκρίνεται καλύτερα στην σεισμική φόρτιση.



Σχήμα 5.4.3.2(α)-Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(ADRS),(β) Συγκριτικά αποτελέσματα ελαστικού φάσματος κάθε κόμβου ελέγχου του ενωμένου φορέα με τα ανεξάρτητα κτίρια για +X

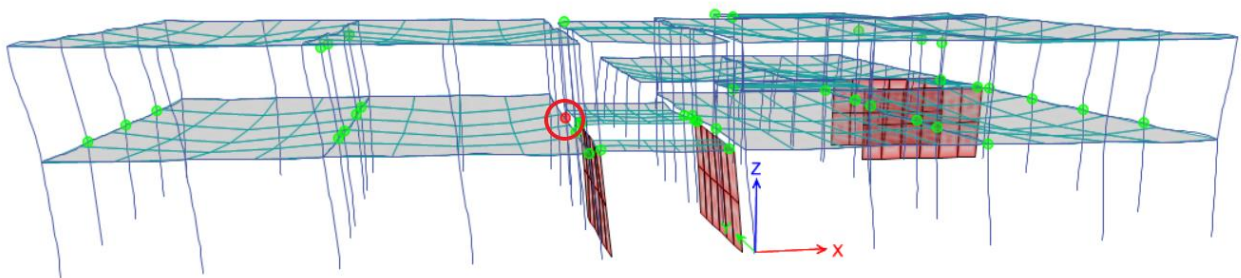
Μετατρέποντας τις καμπύλες σε ADRS επιβεβαιώνεται ότι ο νέος φορέας επαρκεί για την συγκεκριμένη σεισμική φόρτιση. Στο διάγραμμα παρατηρείται ότι οι νέες καμπύλες βρίσκονται πιο πάνω από τις καμπύλες των μεμονωμένων, γεγονός το οποίο είναι μη αναμενόμενο διότι περιμέναμε ότι θα βρίσκονται ενδιάμεσα, αφού το ισχυρό κτίριο θα βοηθούσε το πιο αδύναμο χωρίς όμως να το ξεπεράσει. Ωστόσο, με την νέα διάταξη των κτιρίων τα κλιμακοστάσια τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο ώστε τα τοιχεία να δρουν και στις δύο κατευθύνσεις. Μ' αυτό τον τρόπο ενισχύεται η απόκριση του νέου φορέα στην διεύθυνση X-X' σε σχέση με πριν, όπου τα τοιχεία επιδρούσαν μόνο στην διεύθυνση Y-Y', διαδραματίζοντας έτσι κομβικό ρόλο για την επάρκεια του συνολικού φορέα.

### 5.3.5 Αποτελέσματα pushover ανάλυσης ενωμένου φορέα στη διεύθυνση Y-Y'



Σήμα 5.3.3.1.- Συγκεντρωτικές καμπύλες αντίστασης ενωμένου φορέα στη διεύθυνση Y-Y'

Δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης για τη διεύθυνση Y-Y', είναι ο Y+0,3X των οριζόντιων φορτίων, καθώς έχει τη μικρότερη κλίση ελαστικού κλάδου και αναπτύσσει τη μικρότερη αντοχή σε τέμνουσα βάρσης.



Σχήμα 5.3.5.2- Παραμορφωμένη κατάσταση κατασκευής τη στιγμή της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου μέλους για εφαρμογή της Pushover ανάλυσης στη διεύθυνση -X

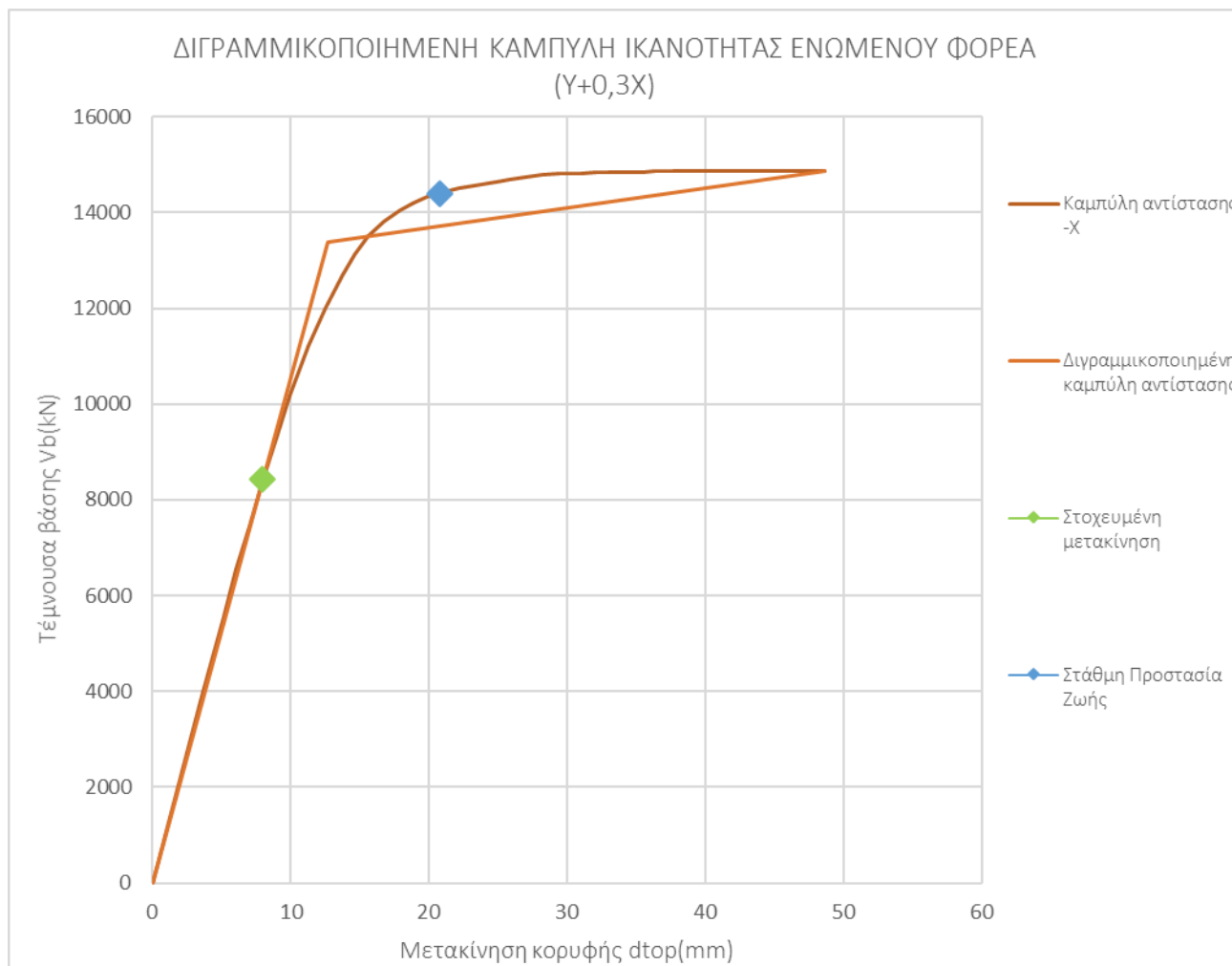
Η πρώτη αστοχία μέλους του νέου φορέα γίνεται για τέμνουσα βάρσης  $V_b = 11987,71 \text{ kN}$  και μετακίνηση κορυφής  $d_{top} = 12,528 \text{ mm}$ . Όπως φαίνεται και στην εικόνα αστοχεί το υποστύλωμα του ισογείου στο κτίριο A πλησίον του αρμού, και πιο συγκεκριμένα στο σημείο σύνδεσης του κτιρίου με το κλιμακοστάσιο. Στα υπόλοιπα μέλη έχουν δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες βρίσκονται πριν από τη στάθμη της «Άμεσης Χρήσης» ή και καθόλου.



Από την διαδικασία διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης, υπολογίστηκε η στοχευμένη μετακίνηση για την συγκεκριμένη σεισμική φόρτιση όπως επίσης και η μετακίνηση για την στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζεται.

$$\checkmark \delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \left( \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} \right) * S_e(T) = 7,6583 \text{ mm} = 0,076583 \text{ m}$$

$$\checkmark \delta_{(ΠΖ)} = \frac{d_y + d_u}{2 * \gamma_{RD}} = 20,455 \text{ mm} = 0,0204 \text{ m} \quad \text{με } \gamma_{RD} = 1,5.$$



Σχήμα 5.3.5.3-Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας ενωμένου φορέα, στάθμη Π.Ζ και στοχευόμενη μετακίνηση για τη φόρτιση Υ+0.3Χ

Στο διάγραμμα φαίνεται ότι η στοχευμένη μετακίνηση για τον συγκεκριμένο σεισμό κατά Υ βρίσκεται αρκετά πιο πριν από την στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζουμε, άρα ο φορέας μετά την ένωση ανταπεξέρχεται και τελικά επαρκεί. Με την ένωση των κτιρίων τα κλιμακοστάσια βοήθησαν σημαντικά τα κτίρια Α-Β ώστε να μειωθεί η στοχευμένη μετακίνηση, προσφέροντας τους αύξηση της δυσκαμψίας και της μέγιστης τέμνουσας λόγω της παρουσίας των τοιχωμάτων. Επίσης στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης, έχουν δημιουργηθεί μόλις επτά πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες δεν ξεπερνάνε την στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση».

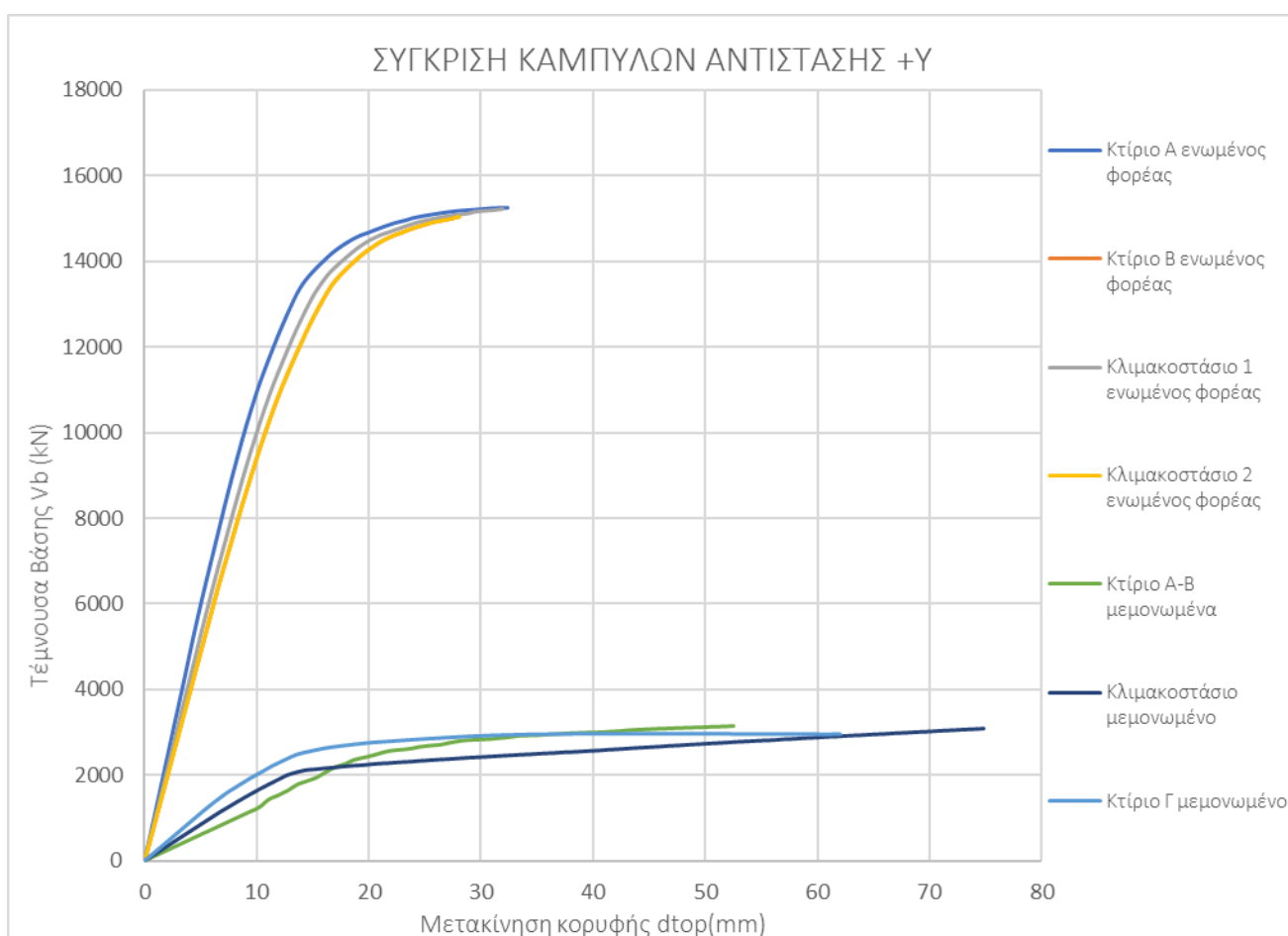
Από την στατική ανάλυση του προγράμματος το μεγαλύτερο ποσοστό της τέμνουσα βάσης αναλαμβάνουν τα τοιχεία του κλιμακοστασίου 1. Στο σημείο της στοχευμένης μετακίνησης η τέμνουσα είναι ίση με 568kN για το ένα τοιχείο και 876kN για το άλλο. Άρα η Ικανοτική Τέμνουσα για τα δύο τοιχεία υπολογίζεται με βάση τον τύπο  $V_{Ed} = \epsilon * V_{Ed}'$  τελικά ίση με 852kN και 1314kN αντίστοιχα, όπου  $\epsilon=1,50$ .

Επομένως, για  $V_{Ed}=852\text{kN}$  ο απαιτούμενος οπλισμός προκύπτει  $A_{sw}/sw_h=5,57\text{ cm}^2/m$  με λόγο ανεπάρκειας  $\lambda=1,11$  και για  $V_{Ed}=1314\text{kN}$  προκύπτει  $A_{sw}/sw_h=8,59\text{ cm}^2/m$  και τελικά  $\lambda=1,72$ .

Τελικά, ο νέος φορέας επαρκεί και για τις δύο διευθύνσεις, όμως παρουσιάζει ανεπάρκεια στα τοιχεία των κλιμακοστασίων εκ των οποίων τα δυο με μεγάλο λόγο. Στην τελική μελέτη του φορέα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η μεμονωμένη ενίσχυση των τοιχείων.

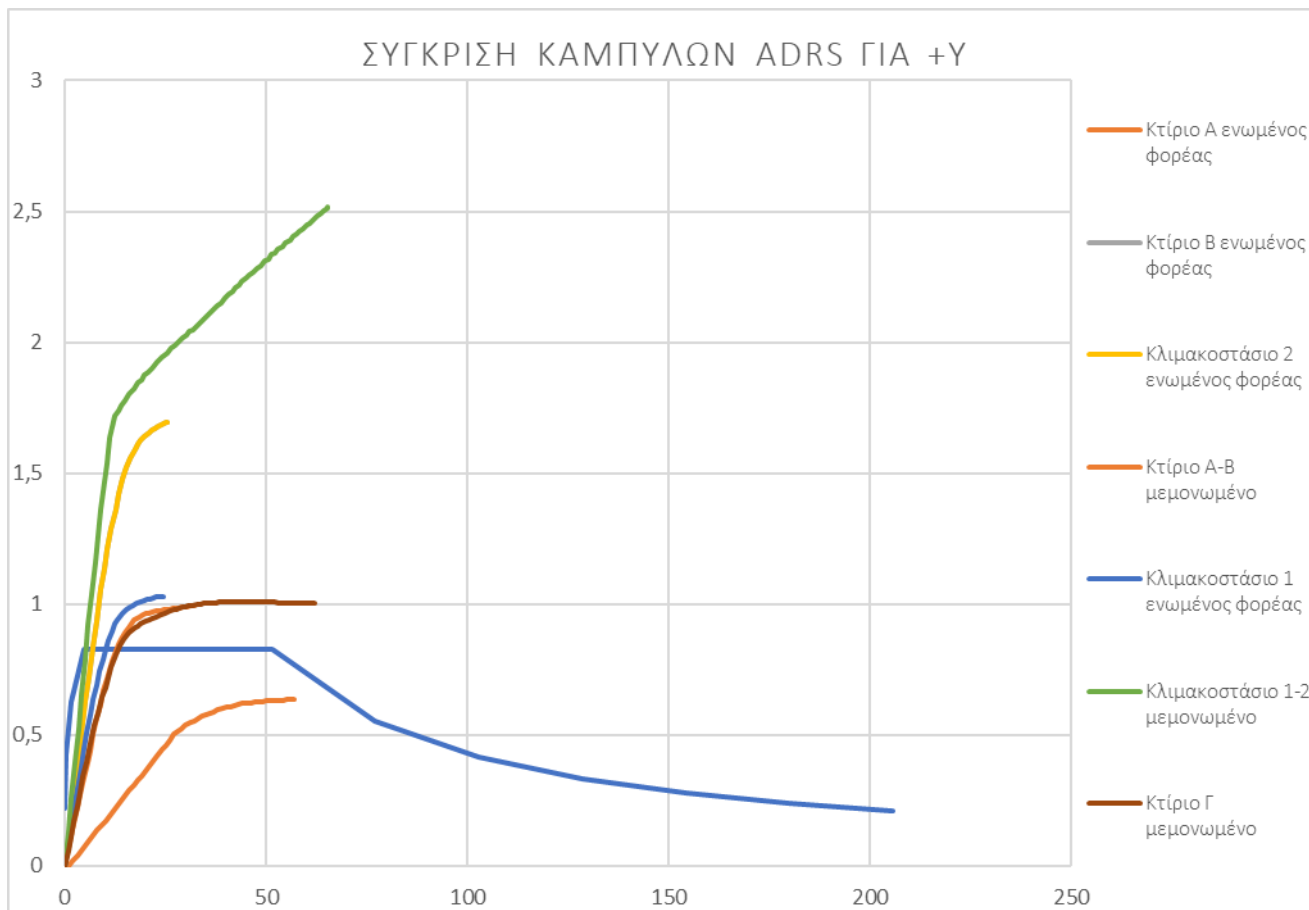
### 5.3.6 Σύγκριση καμπυλών αντίστασης του φορέα μετά την ένωση στη διεύθυνση Υ-Υ'

Η σύγκριση των αναλύσεων έγινε ενδεικτικά για την διεύθυνση +X και +Y χωρίς ωστόσο να σημαίνει, όπως φάνηκε και στα προηγούμενα κεφάλαια, ότι είναι η δυσμενέστερη φόρτιση για κάποιο από τα κτίρια ή για την ενωμένο φορέα. Στο κάτω διάγραμμα παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης για την διεύθυνση +Y των μεμονωμένων κτιρίων και του νέου φορέα.



Σχήμα 5.3.6.1-Συγκριτικά αποτελέσματα των διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης -μετακίνησης κορυφής κάθε κόμβου ελέγχου του ενωμένου φορέα με τα ανεξάρτητα κτίρια για φόρτιση +Y

Όπως και στην προηγούμενη διεύθυνση παρατηρείται ότι οι καμπύλες αντίστασης του νέου φορέα έχουν οριακά τετραπλασιαστεί σε σχέση με αυτές των μεμονωμένων κτιρίων, το οποίο οφείλεται στο γεγονός ότι η καμπύλη αντίστασης «Τέμνουσα βάσης-μετακίνηση κορυφής» του ενωμένου φορέα έχει την τάση να αθροίζει τις καμπύλες των μεμονωμένων κτιρίων λόγω της πρόσθεσης των μαζών των κτιρίων και των δυσκαμψιών τους και δεν αποτελεί σημαντική ένδειξη για την αποτελεσματικότερη ικανότητα της κατασκευής.



Σχήμα 5.4.3.2(α)-Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(ADRS), (β) Συγκριτικά αποτελέσματα ελαστικού φάσματος κάθε κόμβου ελέγχου του ενωμένου φορέα με τα ανεξάρτητα κτίρια για +X

Στο διάγραμμα φάσματος ADRS είναι φανερή η συμβολή του κλιμακοστασίου μετά την ένωση. Οι καμπύλες του νέου φορέα βρίσκονται ενδιάμεσα των καμπυλών των μεμονωμένων κτιρίων, το οποίο σημαίνει ότι η δυσκαμψία του κλιμακοστασίου, λόγω της ύπαρξης των τοιχίων, συνέβαλαν στη βελτίωση της καμπύλης του φορέα μετά την ένωση και αύξησαν την δυσκαμψία των κτιρίων A-B.

Βασικό συμπέρασμα της μελέτης αποτελεί η αντίφαση της συμβολής του ικανοτικού ελέγχου που ορίζουν οι κανονισμοί. Από την μία τα κτίρια A-B, τα οποία είναι συμμετρικά και στις δύο διευθύνσεις κανονικά σε κάτοψη και καθ' ύψος και τελικά πληρούν τα κριτήρια του ικανοτικού σχεδιασμού, παρουσιάζουν ανεπάρκειες σε ότι αφορά την αντισεισμική τους συμπεριφορά. Από την άλλη ο νέος φορέας που διαμορφώνεται μετά την ένωση, έχει αρκετές προβληματικές σε αυτό το κομμάτι. Έχει ασύμμετρη μορφή (μορφή γάμα), είναι μη κανονικός σε κάτοψη και καθ' ύψος και είναι στρεπτικά ευαίσθητος. Ωστόσο, μπορεί να ανταπεξέλθει στις σεισμικές δράσεις τις περιοχές καταρρίπτοντας εν μέρη την αξία του ικανοτικού κανονισμού. Προφανώς έχει σημασία να πληρούνται οι προϋποθέσεις του ικανοτικού σχεδιασμού στην μελέτη μιας νέας κατασκευής, δεν αποτελεί όμως κρίσιμο παράγοντα για την εξέταση ή μη κάποιας υπάρχουσας κατασκευής.

## 5.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Με βάση την προηγούμενη ανάλυση αποδείχθηκε ότι ο νέος φορέας μπορεί να ανταποκριθεί στο συγκεκριμένο σεισμό, καθώς η διασύνδεση των κτιρίων αύξησε τόσο την τέμνουσα βάση που μπορεί να παραλάβει, όσο και την δυσκαμψία του. Ωστόσο ο αρμός που χωρίζει τα κτίρια μεταξύ τους είναι αρμός διαστολής και έχει ως σκοπό την διακοπή της αύξησης των θερμοκρασιακών μεταβολών λόγω της μείωσης των διαστάσεών του. Γι' αυτό τον λόγο, μετά την ένωση των κτιρίων δημιουργείται η ανάγκη για περαιτέρω ανάλυση όσον αφορά τις θερμοκρασιακές μεταβολές, ώστε να διερευνηθεί αν είναι δυσμενέστερες σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη, λόγω της σεισμικής δράσης.

Βασική επίδραση της θερμοκρασίας αποτελεί η παραμόρφωση των στοιχείων  $\Delta l$ , η οποία δημιουργεί αξονικές θλιπτικές δυνάμεις στα στοιχεία του φορέα. Δεδομένου ότι τα στοιχεία αυτά ενώ έχουν την τάση να μεγαλώνουν τα μήκη τους, τελικά περιορίζονται από τα υπόλοιπα μέλη με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται θλιπτικές δυνάμεις στο εσωτερικό τους. Το γεγονός αυτό παρατηρείται κυρίως στις δοκούς, οι οποίες εμφανίζουν μεγάλες αξονικές δυνάμεις, που οφείλονται κυρίως στη διατομή τους ώστε να αναπτύσσεται αξονική η οποία ισούται με :

$$P = -\alpha * E * A * \Delta T$$

Η αντίστοιχη παραμόρφωση ισούται με:

$$\Delta l = \alpha * l_o * \Delta T$$

Όπου:

$\alpha$ : συντελεστής γραμμικής διαστολής (για σκυρόδεμα  $\alpha=10^{-6}K^{-1}$ )

E: μέτρο ελαστικότητας

A: εμβαδόν διατομής

$\Delta T$ : θερμοκρασιακή μεταβολή

Η επιμήκυνση των δοκών προξενεί εγκάρσιες μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων, άρα ροπές αντίστοιχης μορφής με τις σεισμικές, που μεταφέρονται και στις δοκούς μέσω της ισορροπίας κόμβων. Για την συγκεκριμένη μελέτη χρησιμοποιήθηκε θερμοκρασιακή μεταβολή ίση με 20°C. Μέσω των διαγραμμάτων ροπών λόγω θερμοκρασίας στα μεμονωμένα κτίρια, φαίνεται ότι τα υποστυλώματα καταπονούνται αρκετά χωρίς ωστόσο να θεωρείται κρίσιμος παράγοντας αστοχίας σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη που δημιουργεί η σεισμική δράση, γεγονός που οφείλεται στην ευνοϊκή ύπαρξη του αρμού διαστολής. Μετά την ένωση των κτιρίων μπορεί η απόκριση του φορέα κατά τη σεισμική δράση να βελτιώθηκε, ωστόσο τα μεγέθη λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής οριακά πολλαπλασιάστηκαν, ώστε η ανάγκη για σύγκριση των μεγεθών αυτών με αυτά του σεισμού να θεωρείται κρίσιμη.

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΡΟΠΩΝ (kNm)					
ΚΤΙΡΙΟ A-B		ΚΤΙΡΙΟ A		ΚΤΙΡΙΟ B	
ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ		ΕΝΩΜΕΝΟ		ΕΝΩΜΕΝΟ	
K7 ορόφου	12,7	K7 ορόφου	54,7	K7 ορόφου	112,1
K10 ορόφου	14,7	K10 ορόφου	70,8	K10 ορόφου	157,9
K13 ορόφου	12,7	K13 ορόφου	43,4	K13 ορόφου	117,1
K6 ορόφου	0	K6 ορόφου	59,2	K6 ορόφου	64,5
K9 ορόφου	0	K9 ορόφου	61,7	K9 ορόφου	72,6
K12 ορόφου	0	K12 ορόφου	62,4	K12 ορόφου	82,3
K19 ορόφου	0	K19 ορόφου	60,4	K19 ορόφου	80,1

Πίνακας 5.4.1- Συγκριτικά εντατικά μεγέθη ροπών λόγω θερμοκρασίας του ενωμένου φορέα με τα μεμονωμένα κτίρια A-B.

Στις περιπτώσεις που αναφέρονται στον παραπάνω πίνακα χρησιμοποιήθηκαν κάποια χαρακτηριστικά υποστυλώματα των κτιρίων A-B όσον αφορά την αύξηση των ροπών λόγω θερμοκρασίας μετά την ένωση. Τα υποστυλώματα K7, K10, K13 ανήκουν στις άκρες των κτιρίων ενώ τα K6, K9, K12, K19 βρίσκονται ακριβώς στη μέση. Παρατηρήθηκε λοιπόν, ότι τα ακραία υποστυλώματα εμφανίζουν αύξηση έως και 140kNm ενώ στα ενδιάμεσα αναπτύσσονται ροπές μετά την ένωση, σε αντίθεση με τα προηγούμενα όπου φαίνεται ότι δεν καταπονούνται καθόλου.

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΡΟΠΩΝ (kNm)					
ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ 1-2		ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ 1		ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟ 2	
ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΟ		ΕΝΩΜΕΝΟ		ΕΝΩΜΕΝΟ	
<i>T3 ορόφου</i>	47,4	<i>T3 ορόφου</i>	27,4	<i>T3 ορόφου</i>	35
<i>K1' ορόφου</i>	15,8	<i>K1' ορόφου</i>	5,5	<i>K1' ορόφου</i>	2,5
<i>K2' ορόφου</i>	37,8	<i>K2' ορόφου</i>	9,24	<i>K2' ορόφου</i>	25,9

Πίνακας 5.4.2- Συγκριτικά εντατικά μεγέθη ροπών λόγω θερμοκρασίας του ενωμένου φορέα με τα μεμονωμένα κλιμακοστάσια.

Αντίστοιχα για τα κλιμακοστάσια παρατηρείται ότι η ένωση των κτιρίων λειτουργεί ευνοϊκά για τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων αφού παρατηρείται σχετική μείωση, κάτι το οποίο έρχεται σε αντίθεση με την θεώρηση ότι μετά την ένωση θα επιδεινωθούν. Το γεγονός οφείλεται στο κέντρο δυσκαμψίας του φορέα. Όπως αναφέρθηκε ήδη, οι θερμοκρασιακές δυνάμεις που αναπτύσσονται εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του κάθε στοιχείου (διαστάσεις διατομής, μήκος) λόγω της παραμόρφωσης τους οι οποίες τελικά μεταφέρονται από μέλος σε μέλος. Τα τοιχώματα, τα οποία είναι στοιχεία με πολύ μεγάλο μήκος, αναπτύσσουν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και τελικά πολύ μεγάλα εντατικά μεγέθη, τα οποία μεταφέρει στα υπόλοιπα μέλη του φορέα. Ενόψει τούτων οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι η ένωση της θερμοκρασίας έχει την τάση να απελευθερώνεται στις ελεύθερες πλευρές του κτιρίου σε αντίθεση με τα μέλη που βρίσκονται κοντά στο κέντρο δυσκαμψίας τα οποία εμφανίζουν πολύ μικρά μεγέθη. Αυτό γίνεται αντιληπτό και από τα εντατικά μεγέθη των κτιρίων A-B, τα οποία πριν την ένωση δεν εμφανίζουν καμία ροπή στα υποστυλώματα που βρίσκονται κεντρικά στο κτίριο και ταυτόχρονα κοντά στο κέντρο δυσκαμψίας, σε αντίθεση με τον ενωμένο φορέα, όπου το κέντρο δυσκαμψίας μετατοπίστηκε. Με το ίδιο κριτήριο δικαιολογείται και η μείωση των ροπών στα κλιμακοστάσια, τα οποία μετά την ένωση βρέθηκαν κοντά στο κέντρο δυσκαμψίας του νέου φορέα, μειώνοντας τις ροπές των υποστυλωμάτων.

Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται οι ροπές των ανωτέρω υποστυλωμάτων του ενωμένου φορέα που δημιουργούνται λόγω της σεισμικής δράσης, οι οποίες συγκρίνονται με τις θερμοκρασιακές μεταβολές. Για την σύγκριση χρησιμοποιήθηκαν τα εντατικά μεγέθη της σεισμικής φόρτισης -X ομοιόμορφης κατανομής στο σημείο στοχευμένης μετακίνησης, στην οποία ο νέος φορέας επαρκεί της σεισμικής δράσης.

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΡΟΠΩΝ (kNm)							
ΚΤΙΡΙΟ Α				ΚΤΙΡΙΟ Β			
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ		ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ		ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ		ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ	
<i>K7 ορόφου</i>	119,6	<i>K7 ορόφου</i>	54,7	<i>K7 ορόφου</i>	120,1	<i>K7 ορόφου</i>	112,1
<i>K10 ορόφου</i>	141,9	<i>K10 ορόφου</i>	70,8	<i>K10 ορόφου</i>	135,05	<i>K10 ορόφου</i>	157,9
<i>K13 ορόφου</i>	142,9	<i>K13 ορόφου</i>	43	<i>K13 ορόφου</i>	135,4	<i>K13 ορόφου</i>	117,1
<i>K6 ορόφου</i>	113,4	<i>K6 ορόφου</i>	59,2	<i>K6 ορόφου</i>	117,4	<i>K6 ορόφου</i>	64,5
<i>K9 ορόφου</i>	138,7	<i>K9 ορόφου</i>	61,7	<i>K9 ορόφου</i>	120,5	<i>K9 ορόφου</i>	72,6
<i>K12 ορόφου</i>	125,6	<i>K12 ορόφου</i>	62,4	<i>K12 ορόφου</i>	135,8	<i>K12 ορόφου</i>	82,3
<i>K19 ορόφου</i>	125,7	<i>K19 ορόφου</i>	60,4	<i>K19 ορόφου</i>	117,5	<i>K19 ορόφου</i>	80,1

Πίνακας 5.4.3- Συγκριτικά εντατικά μεγέθη ροπών λόγω θερμοκρασίας με του σεισμού του ενωμένου φορέα με τα μεμονωμένα κτίρια A-B.

Από τα στοιχεία του πίνακα παρατηρείται ότι η σεισμική δράση αποτελεί δυσμενή φόρτιση για τα υποστυλώματα και συνολικά για το φορέα. Εξαιρέση αποτελεί το υποστύλωμα K10 ορόφου του κτιρίου Β, στο οποίο είναι ελαφρώς μεγαλύτερη η θερμοκρασία, χωρίς όμως να αποτελεί κρίσιμο μέγεθος ώστε να οδηγηθούμε στο συμπέρασμα ότι η θερμοκρασία είναι η κρίσιμη φόρτιση. Ωστόσο, φαίνεται από την σύγκριση ότι τα εντατικά μεγέθη δεν έχουν μεγάλες διαφορές τάξεων και τελικά μπορεί να μην ασκούν δυσμενή επίδραση για το συγκεκριμένο κτίριο και τη συγκεκριμένη σεισμική ζώνη, αλλά δεν αποκαλείται ως γεγονός σε κάποια άλλη περίπτωση. Κατ' επέκταση κρίνεται σκόπιμο, λοιπόν, να γίνει επιπλέον έλεγχος για την διερεύνηση των περιστατικών όπου οι θερμοκρασιακές μεταβολές υπερτερούν της σεισμικής δράσης. Για τον περαιτέρω έλεγχο έλαβε χώρα η μελέτη δύο περιπτώσεων.

Η πρώτη αφορά την διαπίστωση της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας για το συγκεκριμένο κτίριο, δηλαδή τις διαστάσεις του, στην οποία τα εντατικά μεγέθη του σεισμού υστερούν έναντι θερμοκρασίας. Εξετάζοντας τα διαγράμματα ροπών στην σεισμική φόρτιση -X για ομοιόμορφη κατανομή, το βήμα στο οποίο η δυσμενής φόρτιση είναι η θερμοκρασία ορίζεται για  $d_{top} = 7,25m = 0,00725m$ . Ειδικότερα, τα διαγράμματα ροπών στο συγκεκριμένο βήμα είναι τα εξής:

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΡΟΠΩΝ-ΔΥΣΜΕΝΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ( $kNm$ )							
ΚΤΙΡΙΟ Α				ΚΤΙΡΙΟ Β			
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ		ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ		ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ		ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ	
K7 ορόφου	67,8	K7 ορόφου	54,7	K7 ορόφου	85,92	K7 ορόφου	112,1
K10 ορόφου	79,6	K10 ορόφου	70,8	K10 ορόφου	105,7	K10 ορόφου	157,9
K13 ορόφου	76,9	K13 ορόφου	43	K13 ορόφου	94,3	K13 ορόφου	117,1
K6 ορόφου	54,6	K6 ορόφου	59,2	K6 ορόφου	54,2	K6 ορόφου	64,52
K9 ορόφου	55,2	K9 ορόφου	61,7	K9 ορόφου	52,7	K9 ορόφου	72,65
K12 ορόφου	59,37	K12 ορόφου	62,4	K12 ορόφου	53,4	K12 ορόφου	82,312
K19 ορόφου	60,1	K19 ορόφου	60,4	K19 ορόφου	53,9	K19 ορόφου	80,01

Πίνακας 5.4.4- Συγκριτικά εντατικά μεγέθη ροπών λόγω θερμοκρασίας και σεισμού του ενωμένου για τα κτίρια Α-Β ώστε να είναι δυσμενής η θερμοκρασία.

Πράγματι στο συγκεκριμένο βήμα είναι φανερό ότι η θερμοκρασία υπερτερεί σαν φόρτιση στα περισσότερα υποστυλώματα. Ειδικά στα υποστυλώματα του κτιρίου Β η διαφορά είναι κατά μέσο όρο 30kN πιο πάνω σε σχέση με την σεισμική δράση. Για την συγκεκριμένη μετατόπιση κορυφής η σεισμική επιτάχυνση ισούται με  $S_e(T^*) = 3,93 m/s^2$  μέσω της εξίσωσης :

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \left( \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} \right) * S_e(T)$$

Λαμβάνοντας τις παραμέτρους από την εύρεση της στοχευμένης μετακίνησης από το προηγούμενο υποκεφάλαιο για -X ομοιόμορφη κατανομή, η συγκεκριμένη σεισμική επιτάχυνση αντιστοιχεί σε εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR} = 0,116(g)$ , η οποία δεν έχει μεγάλη διαφορά από την εδαφική επιτάχυνση αναφοράς της Ζώνης  $I a_{gR} = 0,16(g)$ . Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι εάν το κτίριο βρισκόταν σε σεισμική Ζώνη I τότε σε αρκετές περιπτώσεις υποστυλωμάτων η θερμοκρασιακή μεταβολή θα θεωρούνταν κρίσιμος παράγοντας ανάλυσης.

Επιπρόσθετα, όπως αποδείχθηκε και προηγουμένως, εκτός από την σεισμική επιτάχυνση, η ένταση της θερμοκρασιακής μεταβολής εξαρτάται και από την απόσταση των μελών του φορέα από το κέντρο δυσκαμψίας. Όσο μεγαλύτερη είναι η απόσταση τόσο μεγαλύτερα είναι και τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στα στοιχεία. Με την νέα διαμόρφωση του φορέα, το κέντρο δυσκαμψίας ανέρχεται οριακά στη μέση του κτιρίου στη διεύθυνση X και συγκεκριμένα σε

απόσταση περίπου 19m από την αρχή του κτιρίου, με το συνολικό μήκος κατασκευής να ισούται με 32,06m, λαμβάνοντας υπόψη και το πάχος του αρμού.

Για την ανάλυση της παραμέτρου αυτής, χρησιμοποιήθηκαν τα χαρακτηριστικά υποστυλώματα των κτιρίων που αναφέρονται στους παραπάνω πίνακες, καταλήγοντας σε έναν συντελεστή προσαύξησης των ροπών λόγω θερμοκρασίας, ο οποίος εξαρτάται από την απόσταση των υποστυλωμάτων από το κέντρο δυσκαμψίας. Σημειώνεται ότι τα υποστυλώματα K7, K10, K13 του κτιρίου A απέχουν περίπου 3 μέτρα ενώ τα K6, K9, K12 και K19 απέχουν 11m. Αντίστοιχα για το κτίριο B τα υποστυλώματα K7,K10,K13 έχουν απόσταση 17μέτρα και τα K6,K9,K12, K19 έχουν 9m. Ο παρακάτω πίνακας εμπεριέχει τους συντελεστές του κάθε υποστυλώματος σε σχέση με την ροπή και την απόστασή τους από το κέντρο.

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗΣ			
ΚΤΙΡΙΟ Α		ΚΤΙΡΙΟ Β	
K7 ορόφου	18,2	K7 ορόφου	6,6
K10 ορόφου	23,6	K10 ορόφου	9,2
K13 ορόφου	14,3	K13 ορόφου	6,8
K6 ορόφου	5,3	K6 ορόφου	7,1
K9 ορόφου	5,6	K9 ορόφου	8,1
K12 ορόφου	5,6	K12 ορόφου	9,1
K19 ορόφου	5,5	K19 ορόφου	8,9

Πίνακας 5.4.5- Συντελεστής προσαύξησης μήκους των υποστυλωμάτων για τα κτίρια A-B.

Εξάλλου, ο συντελεστής προσαύξησης έχει σκοπό την εύρεση του μήκους κάθε υποστυλώματος από το κέντρο δυσκαμψίας το οποίο θα δημιουργήσει ροπές ίσες ή ακόμα και μεγαλύτερες από εκείνες της σεισμικής δράσης, με αποτέλεσμα να θεμελιώνει την θερμοκρασιακή μεταβολή ως κρίσιμο παράγοντα. Ενόψει τούτων, λαμβάνοντας υπόψη τις ροπές λόγω σεισμού, η ελάχιστη απόσταση των μελών προσδιορίζεται ως ακολούθως:

ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΌ Κ.Δ. ΓΙΑ ΔΥΣΜΕΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΣ(m)			
ΚΤΙΡΙΟ Α		ΚΤΙΡΙΟ Β	
K7 ορόφου	6,6	K7 ορόφου	18,2
K10 ορόφου	6,2	K10 ορόφου	14,5
K13 ορόφου	7,9	K13 ορόφου	19,6
K6 ορόφου	21,1	K6 ορόφου	16,3
K9 ορόφου	24,7	K9 ορόφου	14,9
K12 ορόφου	22,1	K12 ορόφου	14,8
K19 ορόφου	22,9	K19 ορόφου	13,2

Πίνακας 5.4.6- Απόσταση των υποστυλωμάτων από το κέντρο δυσκαμψίας για να είναι δυσμενής φόρτιση η θερμοκρασία.

Από την ανάλυση των παραπάνω στοιχείων διαπιστώνεται ότι τα υποστυλώματα που βρίσκονται στην ίδια θέση στον Χ-Χ' θα πρέπει να έχουν περίπου την ίδια απόσταση από το κέντρο δυσκαμψίας. Έτσι τα υποστυλώματα του κτιρίου A που απέχουν 3 μέτρα από το κέντρο θα πρέπει να έχουν απόσταση περίπου 6,8 μέτρα, ενώ για τα υπόλοιπα με απόσταση 11 μέτρα θα πρέπει να διπλασιαστεί οριακά το μήκος τους. Αντίστοιχα για το κτίριο B τα υποστυλώματα που απέχουν 9 μέτρα από το κέντρο δυσκαμψίας πρέπει να αυξήσουν το μήκος τους κατά 5 μέτρα περίπου σε αντίθεση με τα ακραία τα οποία δεν εμφανίζουν κάποια σημαντική αύξηση, κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο δεδομένου ότι τα μέλη αυτά δεν εμφάνιζαν μεγάλες διαφορές στις ροπές σε σχέση με τον σεισμό. Εν τέλει, το συνολικό μήκος του φορέα θα πρέπει να προσαυξηθεί κατά τη διαφορά του αρχικού μήκους του κάθε κτιρίου από το μήκος που θα έπρεπε να είχε για να υπερτερεί η θερμοκρασία. Με τα δεδομένα αυτά στο κτίριο A απαιτείται επιπλέον μήκος 10 μέτρων και στο

κτίριο Β επιπλέον μήκος 5 μέτρων. Λαμβάνοντας υπόψη μάλιστα ότι το αρχικό μήκος του ενωμένου φορέα είναι 36,06 μέτρα, το τελικό μήκος στο οποίο το κτίριο αναπτύσσει εντατικά μεγέθη λόγω θερμοκρασίας μεγαλύτερα από αυτά του σεισμού, ανέρχεται στα 50 μέτρα περίπου.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

#### 6.1 Μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων για το μοντέλο που περιέχει την σύνδεση και αλληλεπίδραση των κτιρίων μέσω του αρμού, προκύπτει το συμπέρασμα ότι η ανάλυση των κτιρίων σαν ενιαίος φορέας έχει ευνοϊκότερα αποτελέσματα στη φέρουσα ικανότητά τους έναντι των σεισμικών δράσεων. Τελικά ως βέλτιστη πρόταση ενίσχυσης κρίνεται η ένωση των κτιρίων, η οποία αναβαθμίζει την συμπεριφορά τους και επαρκούν για την στάθμη επιτελεσματικότητας «Προστασία Ζωής». Επιπλέον, μέσω της σύγκρισης των θερμοκρασιακών μεταβολών, που αναπτύσσονται στον φορέα μετά την σύνδεση, τους με τα εντατικά μεγέθη που δημιουργεί η σεισμική φόρτιση, καταλήξαμε στο συμπέρασμα ότι η θερμοκρασία δεν αποτελεί κρίσιμο παράγοντα φόρτισης η θερμοκρασία. Άρα η πλέον συμφέρουσα ενίσχυση για τα κτίρια είναι η ένωση τους.



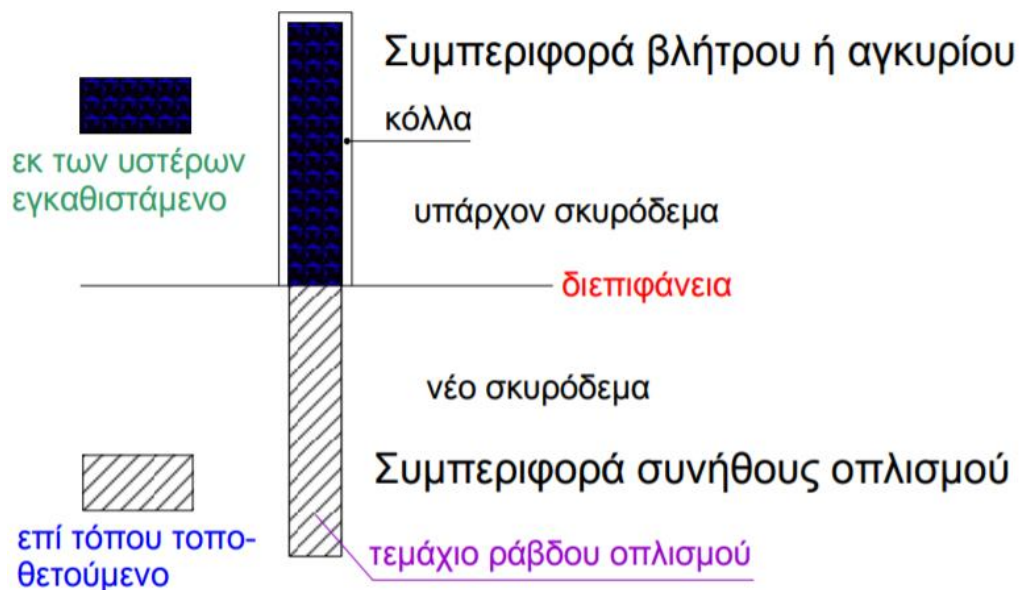
Εικόνα 5.6-Προετοιμασία εργασιών και εκτόξευση σκυροδέματος (gunite)

Η ένωση μπορεί να πραγματοποιηθεί με μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στις διευθύνσεις, που διατρέχει ο αρμός διαστολής στις περιοχές των δοκών, σε όλους τους ορόφους των κτιρίων. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η διαφραγματική λειτουργία μεταξύ τους. Ο μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί έναν από τους συνηθέστερους τρόπους ενίσχυσης των κατασκευών, σε περιπτώσεις που δεν υπερβαίνει τα 10cm συνολικού πάχους. Η ευρύτερη κατασκευή και χρήση του μανδύα οφείλεται στο γεγονός ότι διαθέτει υψηλή θλιπτική αντοχή, επειδή ο συντελεστής  $N/T$  είναι χαμηλός και ταυτόχρονα επιτυγχάνεται υψηλή συμπύκνωση λόγω της μεγάλης ταχύτητας εκτόξευσης. Επιπλέον, μέσω αυτής της ταχύτητας παρέχεται η δυνατότητα καλής πρόσφυσης με το υλικό βάσης, του οποίου η επιφάνεια πρέπει πρώτα να έχει εκτραχυνθεί. Βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου αποτελεί η ικανότητα του σκυροδέματος να στηρίζεται μόνο του, χωρίς δηλαδή τη χρήση ξυλοτύπου, ακόμα και στο κάτω μέρος οριζόντιων στοιχείων. Θέλει ωστόσο προσοχή στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα, για αυτό τον λόγο πραγματοποιείται με χρήση οδηγών. Μειονέκτημα της συγκεκριμένης κατηγορίας μανδύων

αποτελεί η μεγάλη συστολή ξηράνσεως, με αποτέλεσμα να δίνεται μεγάλη σημασία στη σωστή συντήρησή τους.

## 6.2 Βλήτρα-Αγκύρια

Τα βλήτρα ή αγκύρια είναι χαλύβδινα στοιχεία που εγκαθίσταται σε επιφάνειες, με σκοπό την μεταφορά εφελκυστικών ή διατμητικών δυνάμεων μεταξύ του παλαιού σκυροδέματος και πρόσθετου σκυροδέματος ή χαλύβδινου στοιχείου. Χρησιμοποιούνται κατά βάση βιομηχανικά βλήτρα με διάφορους τύπους ή τεμάχια με ράβδους οπλισμών, τα οποία αγκυρώνονται στο σκυρόδεμα με κόλλα. Στα τεμάχια οπλισμού, η συμπεριφορά των βλήτρων ή αγκυρίων εξαρτάται από την συνήθη συμπεριφορά μηχανισμού βλήτρου και εξολκείσεως, καθώς και από την συμπεριφορά του εκ των υστέρων εγκαθιστάμενου αγκυρίου. Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να μεταφέρει το χαλύβδινο στοιχείο, δεν πρέπει να ξεπερνάει τις δυνάμεις που μπορεί να μεταφέρει η ράβδος, η οποία είναι πακτωμένη από την μία πλευρά στην άλλη.



Σχήμα 6.2. Λειτουργία ράβδου οπλισμού κατά τη σύνδεση παλαιού με νέου σκυροδέματος

### 6.2.1 Αγκύρια

Τα αγκύρια με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι στοιχεία τα οποία υπόκεινται σε εφελκυσμό. Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορεί να παραλάβει ένα αγκύριο είναι η εξής:

- ✓ Διαρροή αγκυρίου

$$N_{yd} = A_s f_{yd}$$

$A_s$  : το εμβαδόν διατομής

$f_{yd}$  : το όριο διαρροής του αγκυρίου

- ✓ Αστοχία συνάφεια αγκυρίου και συνδετικού υλικού

$$N_{bd} = F_{bk} l_e \pi d_b / \gamma_b$$

$F_{bk}$  : η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού

$l_e$  : το μήκος εμπήξεως του αγκυρίου διαμέτρου  $d_b$ .

$\gamma_b$ : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για τη συνάφεια.

- ✓ Αστοχία συνάφειας μεταξύ συνδετικού υλικού και περιβάλλοντος σκυροδέματος

$$N_{cd} = 4,5l_e\pi \sqrt{\frac{f_{ck}\Phi}{\gamma_c}}$$

$f_{ck}$ : η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτική αντοχής του σκυροδέματος που εμπήγεται το αγκύριο ( $MP_\alpha$ )

$\Phi$ : η διάμετρος της οπής που θα τοποθετηθεί το αγκύριο, η οποία δεν πρέπει να υπερβαίνει το  $d_b + 5$ .(mm)

$\gamma_c$ : επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για το σκυρόδεμα.

### 6.2.2 Δράση βλήτρου των ράβδων οπλισμού

Η μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού σε αναकुλιζόμενη φόρτιση που μπορεί να μεταφερθεί από μια ράβδο, με την προϋπόθεση ότι διαθέτει επαρκές μήκος και επικαλύψεις υπολογίζεται ως εξής:

$$F_{ub} = \frac{1,3d_b^2}{\gamma_{Rd}} \sqrt{f_{cd}f_{yd}} \leq \frac{A_s f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$A_s$ : το εμβαδό διατομής της ράβδου

$f_{cd}$ : η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος

$f_{yd}$ : η τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής της ράβδου

με  $\gamma_{Rd}$  ίσο με 1,3.

Υπάρχουν τρεις κρίσιμες περιοχές στη διάτμηση του βλήτρου και η τελική αντοχή πρέπει να ικανοποιεί και τις τρεις.

α. Διαρροή σε Τέμνουσα του σιδηροπλισμού.

β. Σύνθλιψη περιβάλλοντος σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο.

γ. Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος, το οποίο δεν θεωρείται κρίσιμο αφού πληρούνται οι κατάλληλες επικαλύψεις που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

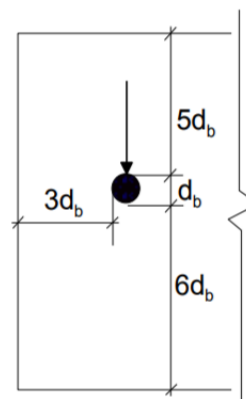
Πρέπει να εξασφαλίζεται ότι ο μηχανισμός βλήτρου αστοχεί με διαρροή του βλήτρου και ταυτόχρονη τοπική αστοχία λόγω συνθλίψεως του σκυροδέματος κάτω απ' την ράβδο. Ο επιθυμητός τρόπος αστοχίας εξασφαλίζεται όταν η επικάλυψη της ράβδου, διαμέτρου  $d_b$  (κατά την διεύθυνση της φορτίσεως και κάθετα προς αυτήν), είναι τουλάχιστον ίση με τις τιμές που ακολουθούν:

Κατά την διεύθυνση φορτίσεως:

- Ελάχιστη εμπρός επικάλυψη= $6d_b$
- Ελάχιστη πίσω επικάλυψη= $5d_b$

Κάθετα στην διεύθυνση φορτίσεως:

- Ελάχιστη πλευρική επικάλυψη= $3d_b$



Σχήμα 6.2.2 Ορισμός επικαλύψεων βλήτρου

Όταν η επικάλυψη δεν είναι επαρκής, ο μηχανισμός αστοχεί με την εμφάνιση ρωγμής στο σκυρόδεμα κατά μήκος του βλήτρου (ρωγμή αποσχίσεως). Η αστοχία λόγω αποσχίσεως του σκυροδέματος είναι εξαιρετικά ψαθυρή (συμβαίνει για πολύ μικρή τιμή της ολισθήσεως κατά μήκος της διεπιφάνειας, συνοδεύεται δε από σημαντική απότομη πτώση της αναλαμβανόμενης τέμνουσας). Γι' αυτόν τον λόγο, όταν δεν πληρούνται αυτές οι προϋποθέσεις επικαλύψεων, δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται υπ' όψη η αντίσταση βλήτρου υπό σεισμό.

Όσον αφορά την απόσταση των διαδοχικών βλήτρων, πρέπει να λαμβάνεται τουλάχιστον ίση με το πενταπλάσιο της διαμέτρου του βλήτρου. Επιπλέον, για να είναι σε θέση να μεταφέρουν την τέμνουσα δύναμη θα πρέπει το μήκος της ράβδου να είναι κατ' ελάχιστον οκτώ φορές μεγαλύτερο από την διάμετρό της. Όταν οι ράβδοι έχουν επαρκές μήκος αγκυρώσεως εκατέρωθεν της διεπιφάνειας, η μέγιστη τέμνουσα δύναμη ή η μέγιστη δύναμη εξολκεύσεως την οποίαν μπορούν να αναλάβουν, μπορεί να υπολογίζεται ως εξής:

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{ud}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{F_{sd}}{F_{ud}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1$$

$N_{sd}$ : η δρώσα εφελκυστική δύναμη

$N_{ud}$ : η μέγιστη αντίσταση εξολκεύσεως

$F_{sd}$ : η δρώσα τέμνουσα

$F_{ud}$ : η μέγιστη αντοχή βλήτρου

Για την ένωση των εξεταζόμενων κτιρίων υπάρχουν δύο επικρατέστεροι τρόποι τοποθέτησης βλήτρων:

- Αγκύρωση του σιδηροπλισμού εντός της δοκού μετά από διάνοιξη οπής και πλήρωσης της με κόλλα ή με σκάψιμο της επικάλυψης του δοκαριού και της πλάκας ώστε να τοποθετηθούν τα βλήτρα και στην συνέχεια από πάνω η κόλλα ώστε να αγκυρωθούν.
- Άνοιγμα οπών στο δοκάρι σε όλο το πλάτος και τοποθέτηση ελάσματος σε όλο το μήκος όπου θα κοχλιωθεί ο σπλισμός που θα χρησιμοποιηθεί.

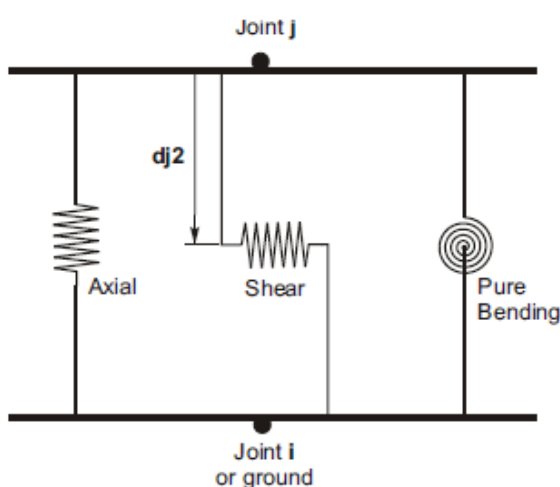
### 6.2.3 Προσομοίωση βλήτρων-αγκυρίων με μη γραμμικά ελατήρια

Ο σιδηροπλισμός που θα χρησιμοποιηθεί στο πρόβλημα έχει διπλή λειτουργία. Αρχικά, πρέπει να εκφραστεί η λειτουργία του ως αγκύριο και η διαφορετική συμπεριφορά του σε ότι αφορά τη θλίψη και τον εφελκυσμό. Η διαφορά μεταξύ τους είναι ότι τα αγκύρια υποβάλλονται σε

εφελκυσμό, ενώ δεν μπορούν να παραλάβουν θλίψη, επειδή θα την παραλάβει το σκυρόδεμα μόλις έρθουν σε επαφή τα κτίρια. Επομένως, στην προσομοίωση θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι τα ελατήρια έχουν την δυνατότητα να παραλάβουν πολύ μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις, ενώ για τον εφελκυσμό η προσομοίωση θα προσαρμοστεί σύμφωνα με τα παραπάνω. Δεύτερον, πρέπει να εκφραστεί η λειτουργία του ως βλήτρο, το οποίο εκφράστηκε στην προσομοίωση σαν ένα δύσκαμπτο ελατήριο, που μπορεί να παραλάβει την απαιτούμενη τέμνουσα και να δημιουργήσει σχεδόν ενιαία διαφραγματική λειτουργία στα κτίρια.

Για την μελέτη διαστασιολόγησης του βλήτρου-αγκυρίου, αρχικά καθορίστηκε ο τύπος ελατηρίου, ο οποίο αντιπροσωπεύει την λειτουργία του και στη συνέχεια ορίστηκαν οι παράμετροι, ώστε να συνάδουν με τη συμπεριφορά της ράβδου. Τοποθετήθηκαν στα σημεία ένωσης των κτιρίων, ανάλογα με τη απόσταση των διαδοχικών βλήτρων, στην οποία θα γίνει ο έλεγχος. Τελικά, πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση για την δυσμενέστερη φόρτιση, που στην συγκεκριμένη περίπτωση αποτελεί η -X ομοιόμορφη κατανομή, διατηρώντας την διαφραγματική λειτουργία κάθε κτιρίου ξεχωριστά. Λαμβάνοντας τα διαγράμματα Δύναμης-Μετατόπισης των καθορισμένων ελατηρίων, εκ των οποίων επιλέγεται αυτό που εμφανίζει τα μεγαλύτερα μεγέθη τέμνουσας και εφελκυσμού, πραγματοποιείται ο έλεγχος επάρκειας.

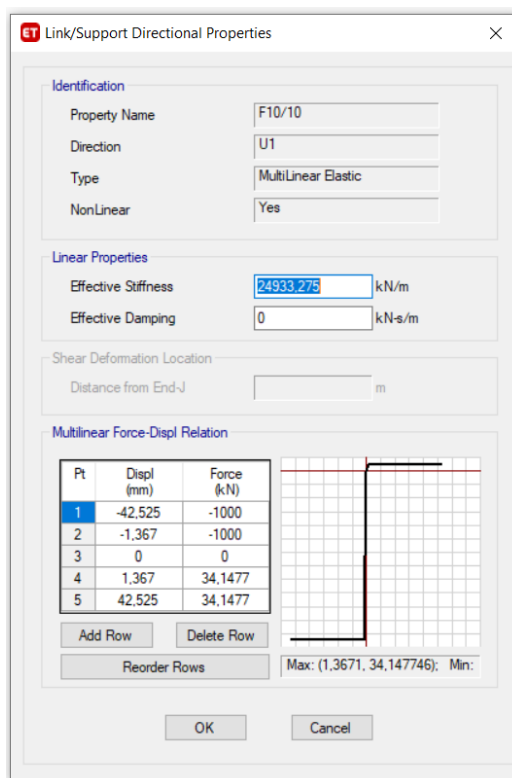
Το ελατήριο το οποίο χρησιμοποιήθηκε είναι το Multi-Linear elastic, το οποίο μπορεί να προσομοιώσει καλύτερα την συμπεριφορά του ελατηρίου. Έχει μη γραμμική συμπεριφορά και μπορεί να εκφραστεί μέσω ενός νόμου Δύναμης-Μετατόπισης, που θα περιλαμβάνει ένα σύνολο συνεχών ευθειών, το οποίο αποτυπώνει τη συμπεριφορά του μετά τη διαρροή. Κάθε βαθμός ελευθερίας είναι ανεξάρτητος χωρίς να επηρεάζει τη συμπεριφορά των υπολοίπων.



Σχήμα 6.2.3.1 Συμπεριφορά ελατηρίου

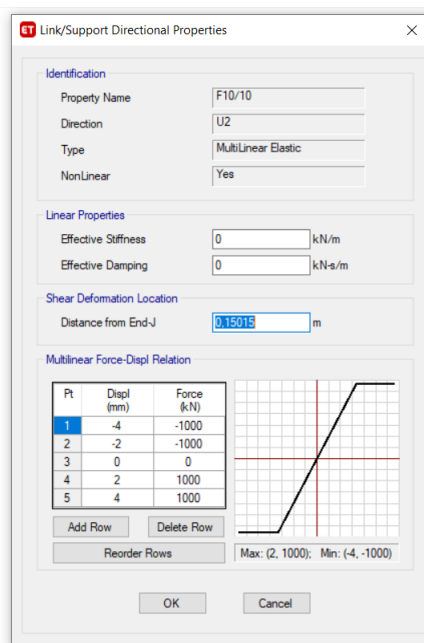
Τα ελατήρια έχουν σχεδιαστεί με τη φορά του καθολικού άξονα. Η  $U_1$  έχει τη φορά του άξονα X, η  $U_2$  τη φορά του Z και η  $U_3$  τη φορά του άξονα Y. Οι βαθμοί ελευθερίας  $U_2, U_3$  αφορούν την τέμνουσα του ελατηρίου σύμφωνα με το σχήμα 6.2.3.1. ενώ η  $U_1$  την αξονική δύναμη. Η  $U_2$  δεν θα μελετηθεί διότι δεν θα παραλάβει κάποια ιδιαίτερη τέμνουσα σ' αυτόν τον άξονα. Όσον αφορά τις στροφές  $R_1, R_2, R_3$  θα παραμείνουν ελεύθερες.

Οι παράμετροι του κάθε βαθμού ελευθερίας υπολογίζονται ως εξής:



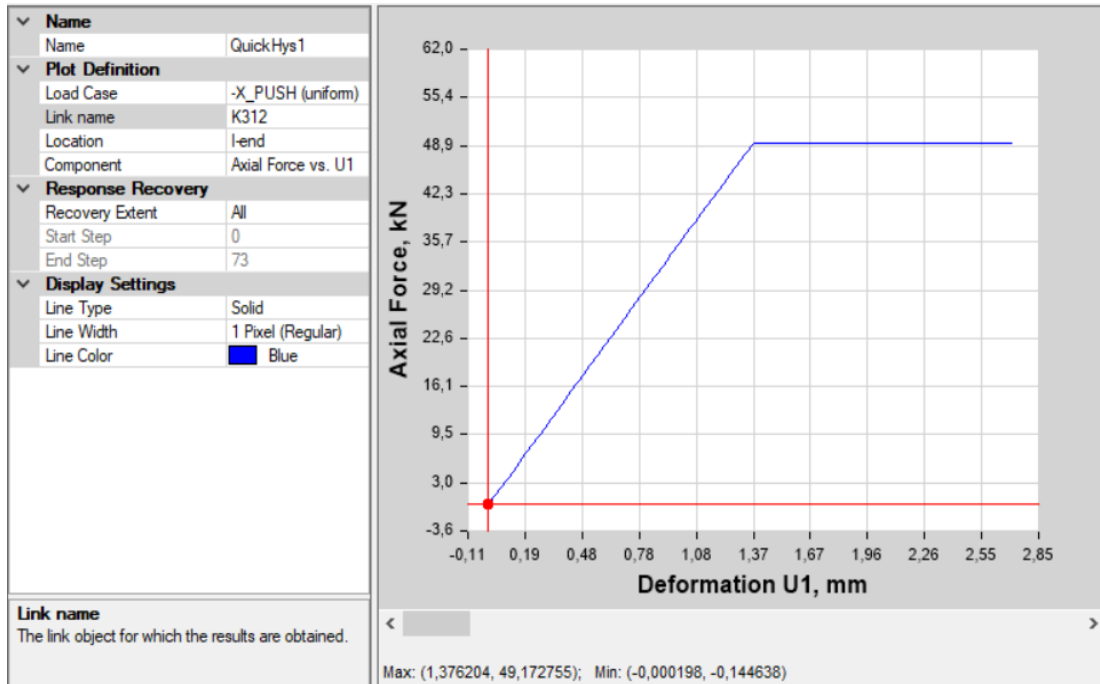
Σχήμα 6.2.3.2 Ιδιότητες U1 μη γραμμικού ελατηρίου Φ10

- ✓  $U_1$  : Οι μετατοπίσεις υπολογίστηκαν για μήκος βλήτρου 0,63, το οποίο είναι αγκυρωμένο με μετωπικές πλάκες στο πέρας κάθε δοκαριού. Η παραμόρφωση διαρροής του είναι στο 2.17‰ και της θεωρητικής αστοχίας στο 67.5‰. Επομένως, για το μήκος του βλήτρου, η μετατόπιση ισούται με 1,37 και 42,5 αντίστοιχα. Υπολογίστηκε η εφελκυστική αντοχή για κάθε διάμετρο ράβδου (επιλέχθηκαν  $\Phi_{10}$  και  $\Phi_{12}$ ) για ποιότητα χάλυβα B500C. Για λόγους προσομοίωσης χρησιμοποιήθηκε πολύ μεγάλη θλιπτική αντοχή της τάξεως 1000kN. Τέλος, εισήχθη η ελαστική δυσκαμψία της ράβδου  $AE/L$ .

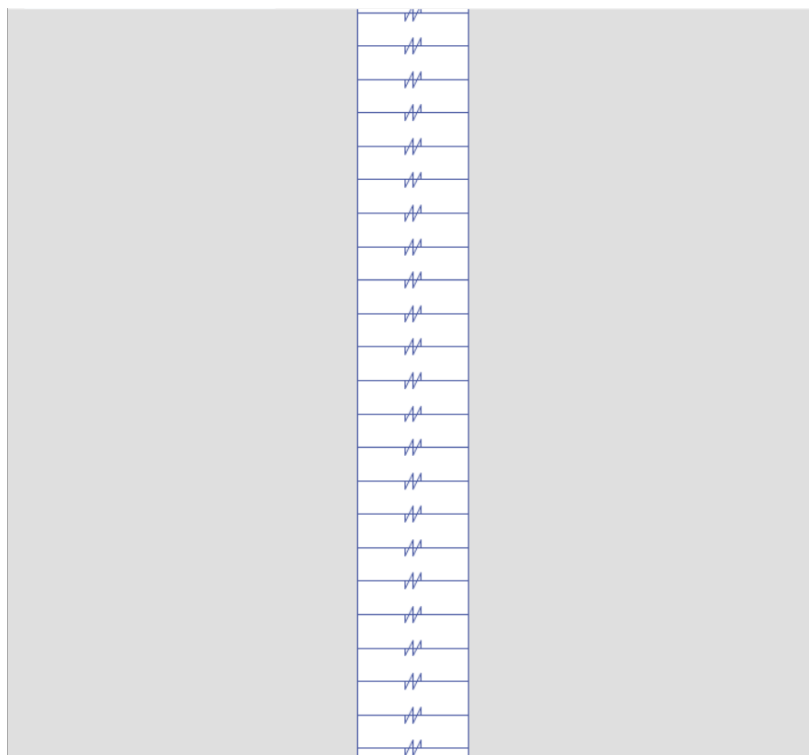


Σχήμα 2.6.3.3. Ιδιότητες U2,U3 μη γραμμικού ελατηρίου Φ10

- ✓  $U_3 - U_2$  : Στη διάτμηση θεωρήθηκε ένας πολύ δύσκαμπτος νόμος ώστε να διαπιστωθούν με μεγαλύτερη ακρίβεια τα εντατικά μεγέθη. Κανένα βλήτρο επί της ουσίας δεν θα ξεπεράσει την παραμόρφωση που έχει εισαχθεί στο λογισμικό, διότι η καμπύλη ικανότητας της κατασκευή σταματάει νωρίτερα λόγω της διατμητικής αστοχίας των βλήτρων. Γι' αυτό το λόγο χρησιμοποιήθηκε η συγκεκριμένη προσομοίωση ώστε να μην σταματάει η ανάλυση. Τα ελατήρια θα τοποθετηθούν στο κέντρο βάρους κάθε μέλους και η απόσταση που απαιτείται στον συγκεκριμένο βαθμό ελευθερίας ισούται με κέντρο επαφής των όμορων κτιρίων.



Σχήμα 2.6.3.4 Εφελκυστική συμπεριφορά ελατηρίου, Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης



Σχήμα 2.6.3.5 Τοποθέτηση βλήτρων-αγκυρίων στο λογισμικό

## 6.2.4 Διαστασιολόγηση βλήτρων-αγκυρίων

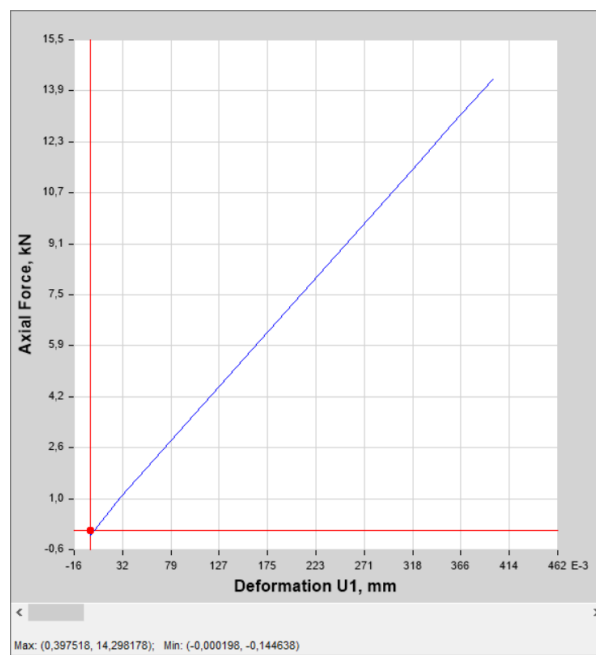
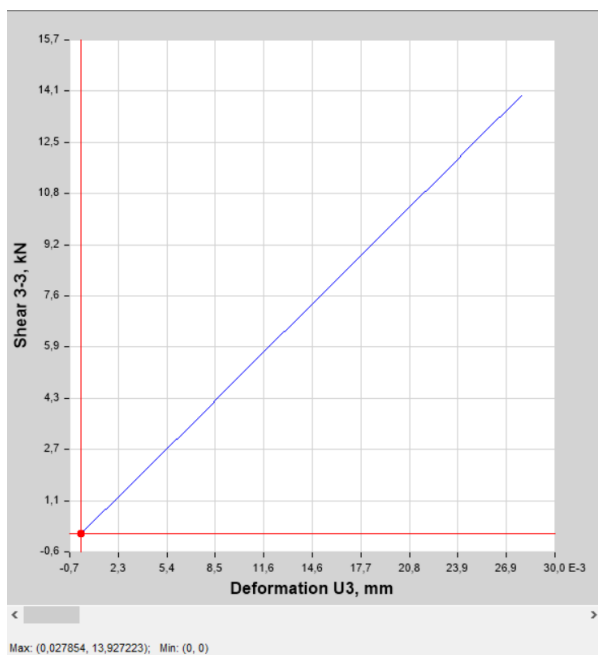
Οι ράβδοι σπλισμού που χρησιμοποιήθηκαν για την ένωση κτιρίων έχουν ταυτόχρονη δράση αγκυρίου-βλήτρου όπως έχει ήδη αναφερθεί. Οι ράβδοι που επιλέχθηκαν για διαστασιολόγηση έχουν διάμετρο 8, 10 και 12mm και τοποθετήθηκαν σε συγκεκριμένες θέσεις ώστε να εξασφαλίζουν την απόσταση των διαδοχικών βλήτρων. Η διάμετρος που τοποθετείται επιδιώκουμε να είναι μικρή επειδή αγκυρώνεται καλύτερα. Θεωρείται ότι και η οπή που θα τοποθετηθεί ο χάλυβας αλλά και η κόλλα που θα χρησιμοποιηθεί επαρκεί ώστε να εξαντληθεί η εφελκυστική αντοχή του σιδήρου. Η μελέτη διαστασιολόγησης έγινε αρχικά για διάμετρο σιδήρου 8mm, η οποία δεν ικανοποιούσε τους ελέγχους σε διάτμηση.

Αντοχές σιδηροπλισμών		
	Φ10	Φ12
$A_s (cm^2)$	0,78	1,13
Διάμετρος (mm)	10	12
$V_{Rd} (kN)$	9,33	13,43
$N_{Rd} (kN)$	34,15	49,17

Πίνακας 6.2.4.1 Αντοχές σε διάτμηση και εφελκυσμό των ράβδων

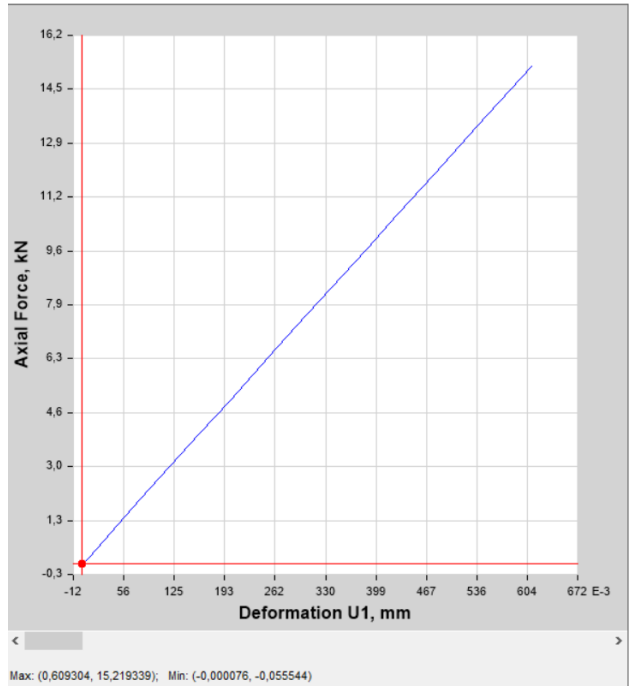
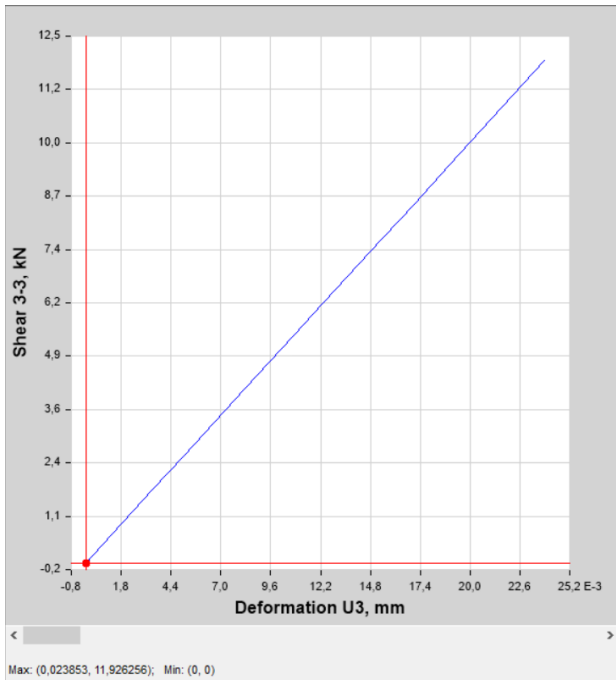
Κρίσιμος μηχανισμός αστοχίας για την αντοχή σε τέμνουσα προέκυψε από την σύνθλιψη περιβάλλοντος σκυροδέματος και δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο σε ανακλυζόμενη φόρτιση. Όσον αφορά την αντοχή σε εφελκυσμό προέκυψε από την εφελκυστική αντοχή του σιδήρου όπως υπολογίστηκε στο προηγούμενο υποκεφάλαιο.

Παρουσιάζονται τα διαγράμματα Δύναμης-Μετατόπισης της PUSHOVER στα ελατήρια στο σημείο της στοχευμένης μετακίνησης.

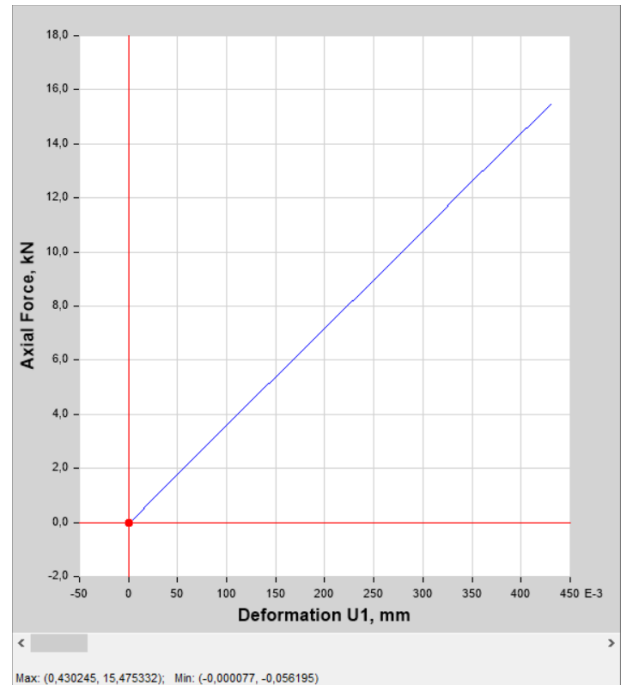
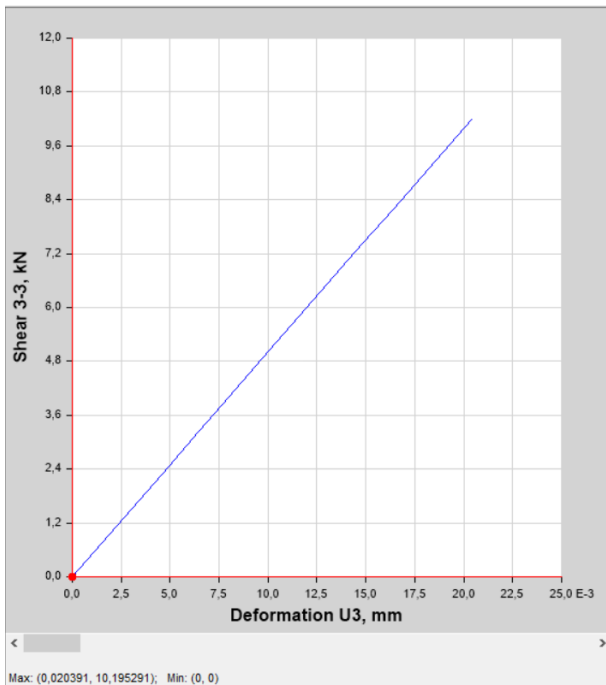


Σχήμα 6.2.4.1 Δρώσα Τέμνουσα και Αξονική στη στοχευμένη μετακίνηση για Φ12/15

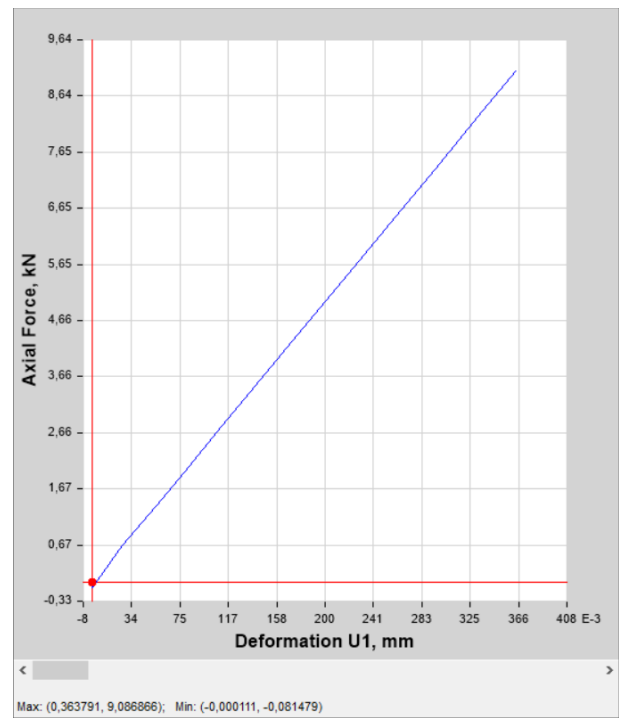
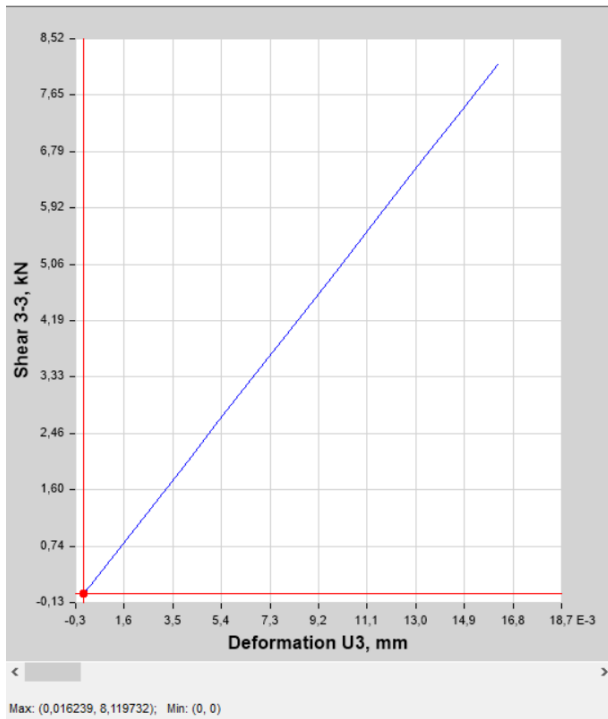




Σχήμα 6.2.4.2 Δρώσα Τέμνουσα και Αξονική στη στοχευμένη μετακίνηση για Φ10/10



Σχήμα 6.2.4.3 Δρώσα Τέμνουσα και Αξονική στη στοχευμένη μετακίνηση για Φ12/10

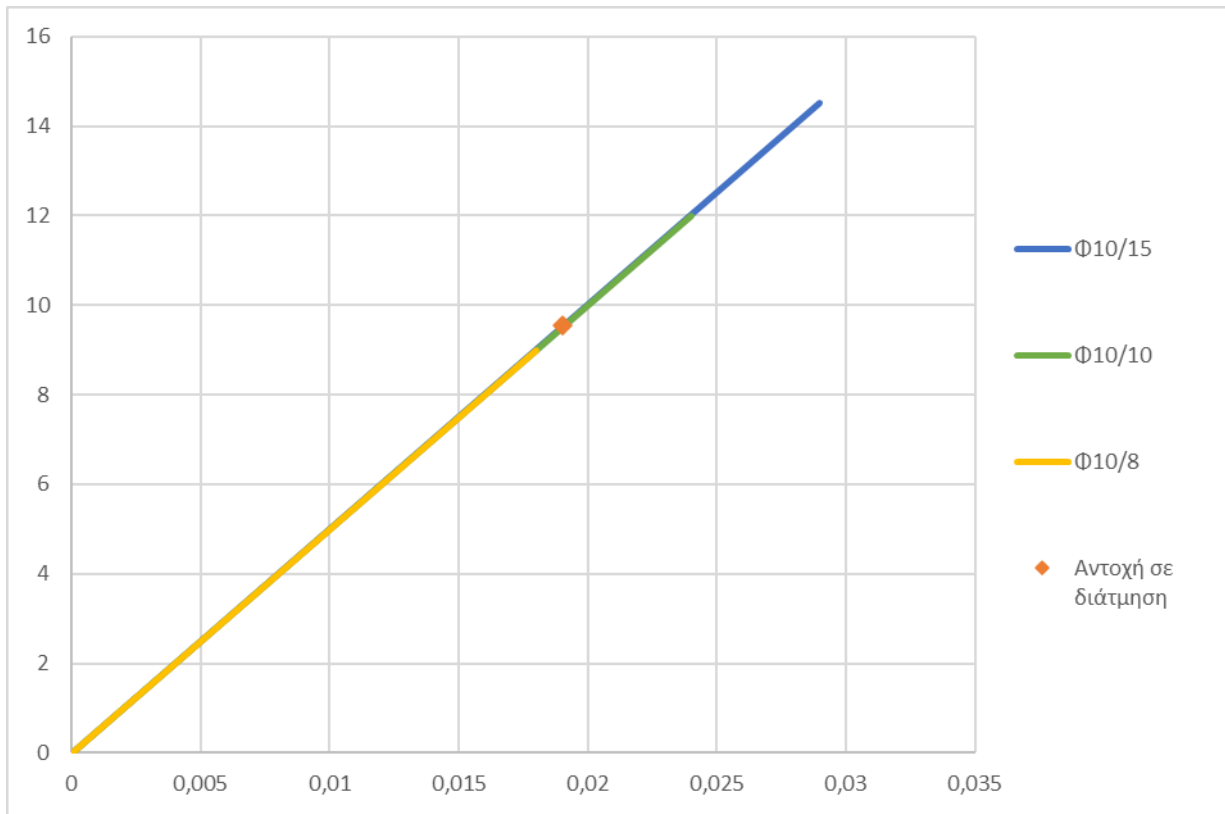


Σχήμα 6.2.4.4 Δρώσα Τέμνουσα και Αξονική στη στοχευμένη μετακίνηση για Φ10/8

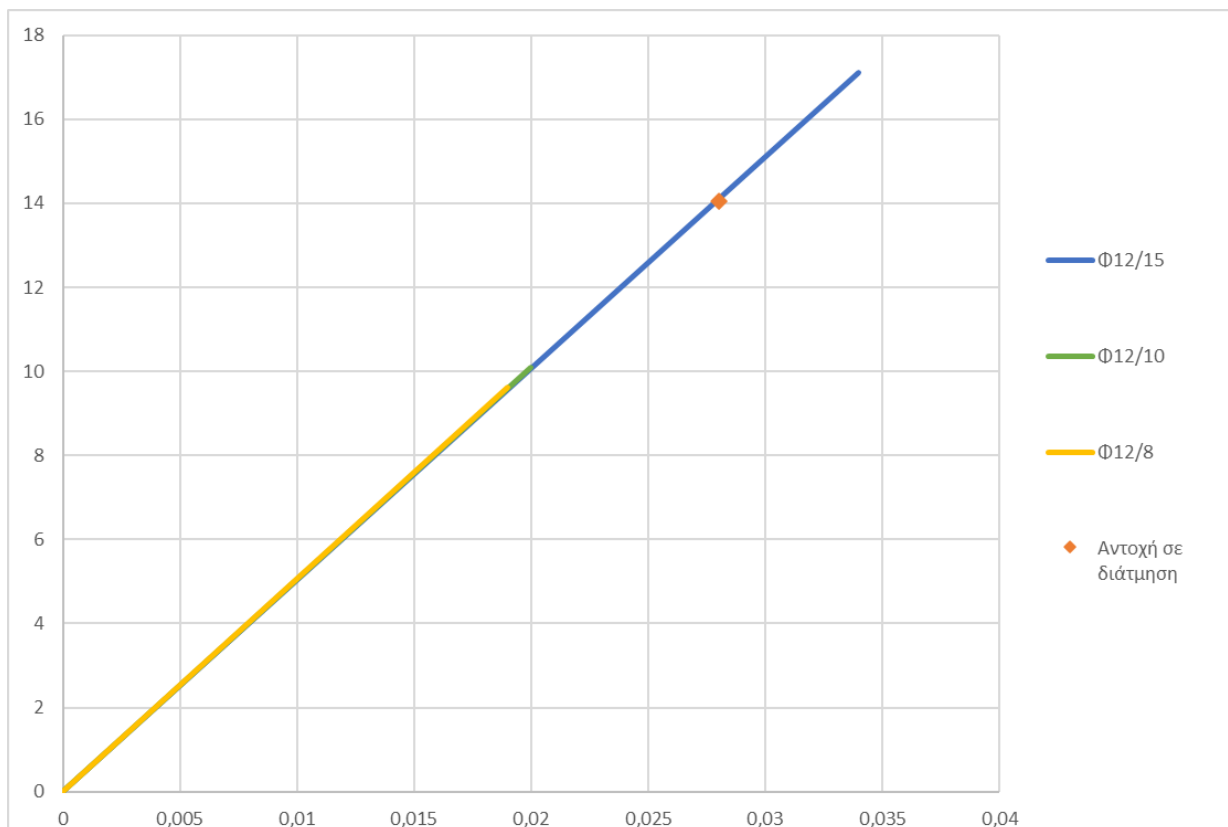
Έλεγχος αστοχίας					
	$V_{ed}$	Έλεγχος	$N_{ed}$	Έλεγχος	$\left(\frac{N_{sd}}{N_{ud}}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{F_{sd}}{F_{ud}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1$
Φ10/15	14,5	Αστοχία	12,4	OK	2,16
Φ12/15	17,11	Αστοχία	17,67	OK	1,656
Φ10/10	11,9	Αστοχία	15,2	OK	1,74
Φ12/10	10,19	OK	15,42	OK	0,84
Φ10/8	8,11	OK	9,1	OK	0,95
Φ12/8	9,05	OK	11,97	OK	0,67

Πίνακας 6.2.4.2 Έλεγχος αστοχίας σε τέμνουσα και αξονική και ταυτόχρονης δράσης αγκυρίου-βλήτρου

Οι περιπτώσεις Φ10/15, Φ12/15 και Φ10/10 αστοχούν πριν από την στοχευμένη μετακίνηση της κατασκευής. Ακολουθώς παρατίθενται οι περιπτώσεις που επαρκούν οι ράβδοι σιδήρων, για κάθε μήκος διαδοχικών βλήτρων, στο σημείο της στοχευμένης μετακίνησης.



Σχήμα 6.2.4.5 Έλεγχος Δρώσας Τέμνουσας στις περιπτώσεις Φ10 στη στοχευμένη μετακίνηση



Σχήμα 6.2.4.6 Έλεγχος Δρώσας Τέμνουσας στις περιπτώσεις Φ12 στη στοχευμένη μετακίνηση

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι και οι δύο περιπτώσεις Φ10/8 και Φ12/10 επαρκούν για την ένωση των κτιρίων με βλήτρα-αγκύρια. Τελικά επιλέγεται το Φ10/8, διότι όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, συνήθως προτιμάμε σίδερα με μικρή διάμετρο ώστε να είναι πιο εύκολη η αγκύρωση τους. Επίσης η καμπύλης ικανότητας της κατασκευής μέσω της σύνδεσης τους με τα βλήτρα, δεν έχει διαφορά

με την καμπύλη ικανότητας με την σύνδεση των κτιρίων μέσω rigid links. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η σύνδεση των κτιρίων πετυχαίνει ενιαία διαφραγματική λειτουργία στα κτίρια. Επιπλέον, μέσω της μελέτης φάνηκε ότι όσο πιο μικρή είναι η πυκνότητα των βλήτρων τόσο περισσότερο αστοχούν, κυρίως σε διάτμηση, και δεν θα εξασφαλίσουν τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη.

Από την διάταξη των βλήτρων και τις δυνάμεις από τις οποίες καταπονούνται, βγάζουμε συμπεράσματα για την αλληλεπίδραση μεταξύ των κτιρίων. Δεδομένου ότι το κάθε βλήτρο καταπονείται από εφελκυστική αξονική δύναμη ίση με 9,1kN και τέμνουσα 8,11kN, τελικά το κάθε κτίριο μεταφέρει στα άλλα 1610kN αξονική και 1435kN τέμνουσα.

### 6.2.5 Μέθοδος Κατασκευής- Απαιτήσεις εργασίας

Το μήκος που πρέπει να καλύψουν τα βλήτρα, ώστε να πραγματοποιηθεί η ενίσχυση ισούται με το μήκος του κλιμακοστασίου, 14.2 μέτρα. Δεδομένου ότι τα βλήτρα θα τοποθετούνται ανά 80mm, για να καλυφθεί κάθε πλευρά ένωσης χρειάζονται 177 βλήτρα. Επομένως, συνολικά θα τοποθετηθούν στην κατασκευή 1240 βλήτρα μήκους 63mm και διαμέτρου Φ10.

#### Προετοιμασία-διάνοιξη οπών

Για την τοποθέτηση των βλήτρων-αγκυρίων η σειρά εκτέλεσης εργασιών έχει ως εξής:

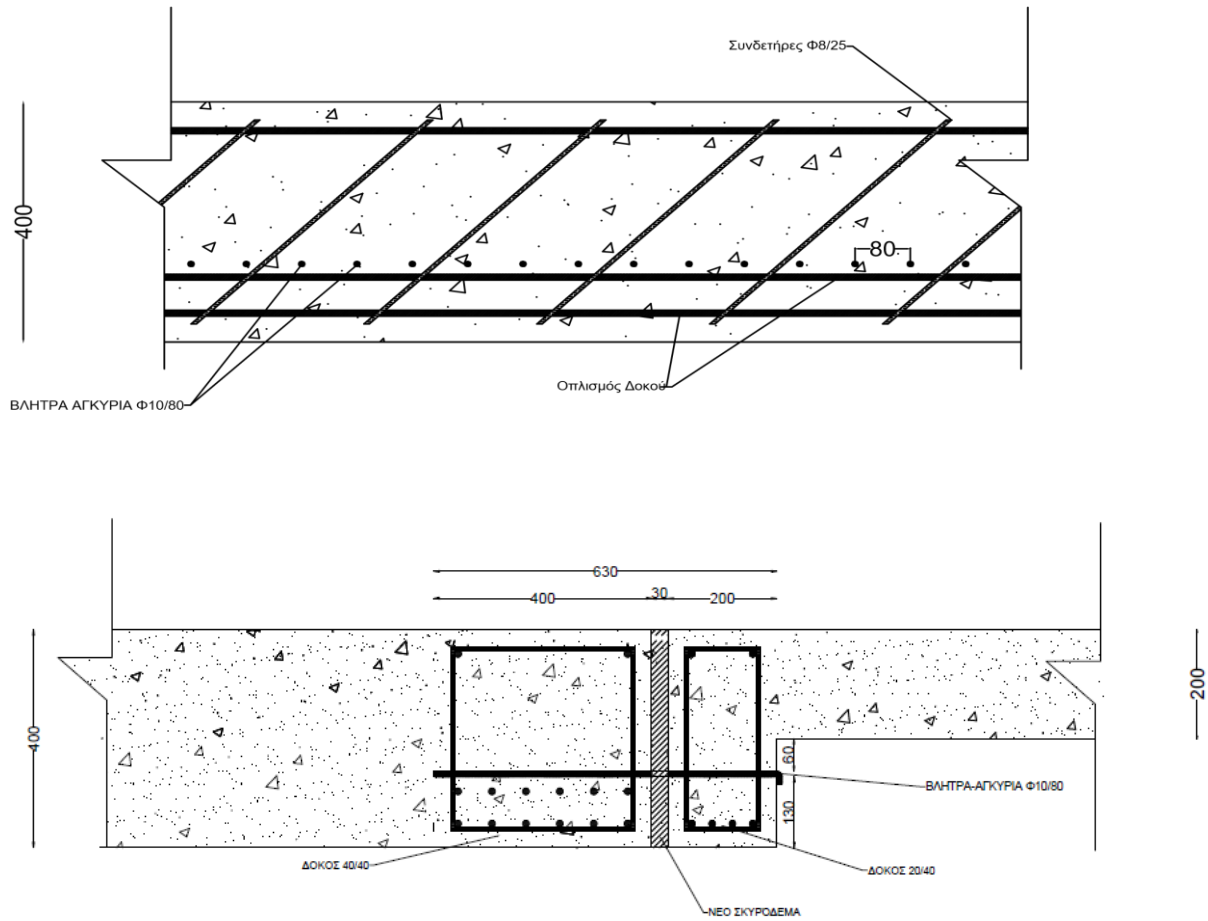
- ✓ Προσδιορίζονται οι προβλεπόμενες θέσεις τοποθέτησης των βλήτρων-αγκυρίων.
- ✓ Καθορίζεται και εκτραχύνεται η επιφάνεια σκυροδέματος.
- ✓ Διανοίγονται οι οπές στο σκυρόδεμα. Η οπή έχει διάμετρο μεγαλύτερη από αυτής του συνδέσμου για να υπάρξει ο απαραίτητος χώρος για την κόλλα. Η διάμετρος της οπής θα είναι  $D_{βλ} + 4$ , δηλαδή 14 mm και το βάθος  $10D_{βλ}$ , που στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι 100mm.
- ✓ Μετά τη διάνοιξη της οπής εκτραχύνονται οι παρειές με συρματόβουρτσα εκτράχυνσης κυκλικής κεφαλής και κατάλληλης διαμέτρου, ώστε να ακουμπάει τα τοιχώματα της οπής.
- ✓ Μετά την επεξεργασία, οι οπές θα προστατεύονται με προσωρινή σφράγιση, για την αποφυγή εισχώρησης ξένων ουσιών.
- ✓ Πριν την τοποθέτηση του βλήτρου-αγκυρίου, η οπή θα καθαρίζεται επιμελώς με αναρρόφηση της σκόνης από το εσωτερικό της ώστε να τοποθετηθεί η κόλλα.

#### Τοποθέτηση βλήτρων-αγκυρίων

Η σειρά τοποθέτησης είναι η εξής:

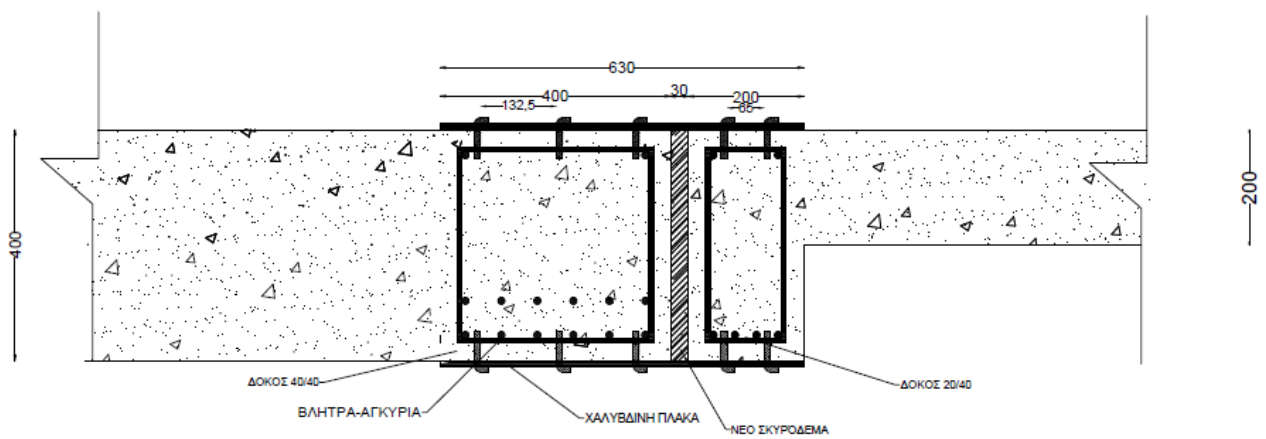
- ✓ Εισάγεται επαρκούς ποσότητας συγκολλητικού υλικού στη νωπή και η έμπηξη του βλήτρου περιστροφικά έτσι, ώστε αφ' ενός να γεμίσει πλήρως το διάκενο και αφ' ετέρου να απομακρύνεται ο εγκλωβισμένος αέρας. Στη συνέχεια, απομακρύνεται η ποσότητα του συγκολλητικού υλικού.
- ✓ Το μήκος του βλήτρου που εξέχει λαμβάνεται ίσο με  $10D_{βλ}$ .

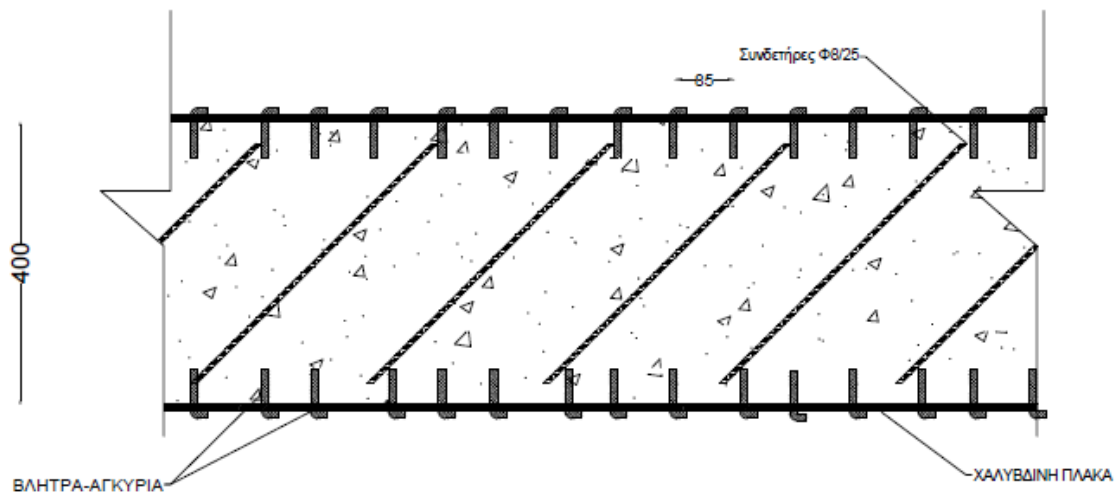
Η τοποθέτηση βλήτρων-αγκυρίων, αν και αποτελεί συχνή μέθοδος ενίσχυσης στα κτίρια, στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι δύσκολη η υλοποίηση της. Παράγοντας αποτελεί το μεγάλο μήκος έμπηξης των βλήτρων, το οποίο δημιουργεί κίνδυνο αποδιοργάνωσης της υπάρχουσας δοκού.



Σχήμα 6.2.5 Λεπτομέρειες βλήτρων-αγκυρίων

Ενδεικτικά παρουσιάζεται και η μέθοδος ενίσχυσης με τοποθέτηση μεταλλικών πλακών στα οριζόντια τμήματα των δοκών που θα ενωθούν, οι οποίες συνδέονται με κατακόρυφα βλήτρα-αγκύρια με τις δοκούς.





Σχήμα 6.2.5 Λεπτομέρειες μεταλλικής πλάκας

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

### ΣΥΝΟΨΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Είναι γεγονός, ότι η Ελλάδα αποτελεί μία από τις πιο σεισμογενείς χώρες του κόσμου. Για αυτό το λόγο η ανάγκη για σεισμικές απογραφές και αποτίμηση των υπαρχόντων παλαιών κτιρίων, και κυρίως πριν από το 1984, είναι μεγάλη. Ιδιαίτερη προσοχή θέλουν τα κτίρια όπου υπάρχει μεγάλη συνάθροιση ανθρώπων, όπως η σχολική μονάδα που εξετάστηκε στην παρούσα εργασία. Το συγκεκριμένο κτίριο κατασκευάστηκε το 1981, σύμφωνα με τον πρώτο Αντισεισμικό Κανονισμό της Ελλάδας το οποίο αποτελείται από πέντε ανεξάρτητα κτίρια που χωρίζονται από κατασκευαστικό αρμό διαστολής. Αξίζει να σημειωθεί ότι κατασκευάστηκε για σεισμική Ζώνη Ι ( $\epsilon=0,08$ ), ωστόσο με βάση τις τροποποιήσεις των Αντισεισμικών Κανονισμών, λόγω των έντονων σεισμικών δράσεων στην περιοχή της Σπάρτης, άλλαξε σεισμική Ζώνη και τελικά η μελέτη έγινε για Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ και εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $\alpha_{gR} = 0,24g$ .

Η αποτίμηση των κτιρίων πραγματοποιήθηκε με βάση τη μέθοδο της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης (μέθοδος Pushover), με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες. Με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτυγχάνεται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών για τον σεισμό που γίνεται ο έλεγχος και τελικά η επέμβαση και ενίσχυση τους σε περίπτωση ανεπάρκειας.

Η μελέτη της σχολικής μονάδας έγινε με δύο τρόπους λόγω της ύπαρξης του αρμού διαστολής μεταξύ των κτιρίων. Ο πρώτος αφορά την αποτίμηση των κτιρίων μεμονωμένα. Τα κτίρια Α-Β, με βάση την ανάλυση της PUSHOVER κρίθηκαν ανεπαρκή για την στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και στις δύο διευθύνσεις. Ενώ διαθέτουν αρκετά μεγάλη δυσκαμψία και στις δύο διευθύνσεις, κρίσιμος παράγοντας αποτέλεσε η μικρή Τέμνουσα βάσης που μπορεί να αντέξει η κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα, οι αστοχίες που παρουσιάστηκαν στα κτίρια Α-Β εντοπίζονται κυρίως στα υποστυλώματα του ισογείου, κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο καθώς η μορφής της αστοχίας, δηλαδή η διατμητική αστοχία, οφείλεται στην δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων κατά την σεισμική φόρτιση και στις δύο όψεις, τα οποία αστοχούν πρόωρα σε τέμνουσα. Όσον αφορά το κτίριο Γ, μπορεί να ανταπεξέλθει στην σεισμική δράση για την Ζώνη που έγινε η ανάλυση, το οποίο ήταν αναμενόμενο λόγω της γεωμετρίας του, αφού πληρεί όλη τη φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού που διέπει τους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς.

Όσον αφορά τα κλιμακοστάσια, κατά τη διεύθυνση Υ εμφανίζουν πολύ μεγάλη δυσκαμψία και αντοχή. Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των μεγάλων τοιχίων στην συγκεκριμένη διεύθυνση, με αποτέλεσμα να επαρκούν τα κλιμακοστάσια για την εξεταζόμενη στάθμη και με μεγάλη διαφορά. Πρέπει να σημειωθεί όμως ότι στην συγκεκριμένη διεύθυνση, επειδή την μεγαλύτερη τέμνουσα την παραλαμβάνουν τα τοιχεία, δημιουργεί πρόβλημα αστοχίας σε τέμνουσα στο ένα τοίχιο και τελικά πρέπει να ενισχυθεί. Στην διεύθυνση Χ, φάνηκε από τις αναλύσεις ότι διαθέτουν πολύ μικρή δυσκαμψία και μικρή ικανότητα παραλαβής Τέμνουσας Βάσης. Βασικός παράγοντας αποτελεί η στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου στη συγκεκριμένη διεύθυνση το οποίο αυξάνει την τρωτότητα του στο σεισμό. Τελικά το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκεια για την σεισμική φόρτιση που έγινε η μελέτη, χωρίς ωστόσο να υπάρχει μεγάλη διαφορά της στοχευμένης μετακίνησης και της στάθμης επιτελεστικότητας.

Η ανάλυση των κτιρίων μεμονωμένα φανερώνει ότι οι στοχευμένες μετακινήσεις των κτιρίων, για την σεισμική δράση μελέτης, ξεπερνάνε το πάχος του αρμού διαστολής είτε σαν μεμονωμένη

μετακίνηση κορυφής είτε σαν άθροισμα μετακινήσεων. Άρα, επειδή υπάρχουν αβεβαιότητες στη συμπεριφορά του κάθε κτιρίου σε συνδυασμό με το φαινόμενο κρούσης με τα γειτονικά κτίρια, δημιουργείται η ανάγκη να εξετασθεί και να μελετηθεί η αλληλεπίδραση των κτιρίων.

Τα αποτελέσματα από την αποτίμηση του ανασχεδιασμένου φορέα μέσω των στοιχείων *gap elements* και *rigid links*, τα οποία προσομοίωσαν την αλληλεπίδρασή τους, έδειξαν ότι η απόκριση τους είναι βελτιωμένη. Βοηθητικός παράγοντας αποτελεί η μεγάλη δυσκαμψία των κλιμακοστασίων λόγω των τοιχίων που λειτουργούν και στις δύο διευθύνσεις. Επίσης, η πλευρική δυσκαμψία των κτιρίων αιθουσών λειτουργεί ευνοϊκά στα κλιμακοστάσια στην διεύθυνση X-X', στην οποία δεν επαρκούσαν για την στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

Για να αναβαθμιστεί η αντισεισμική συμπεριφορά των κτιρίων για την στάθμη που εξετάστηκε, βέλτιστη λύση αποτελεί η ένωση των κτιρίων με άκαμπτους συνδέσμους, το οποίο θα πραγματοποιηθεί πρακτικά με αγκύρια-βλήτρα Φ10/8, τα οποία δημιουργούν τις συνθήκες στις οποίες η κατασκευή έχει την ίδια καμπύλη ικανότητας σε σχέση με τα *rigid links*. Μέσω της μελέτης φάνηκε ότι ο νέος φορέας επαρκεί για την στάθμη «Προστασία Ζωής», όμως, δεδομένου ότι τα τοιχεία των κλιμακοστασίων αστοχούν λόγω της μεγάλης παραλαβής τέμνουσας τελικά πρέπει να γίνει και μεμονωμένη ενίσχυση σε αυτά.

Μετά την ένωση των κτιρίων, λόγω της αύξησης της υπερστατικότητας του φορέα και την αύξηση των διαστάσεων του φορέα, δημιουργείται κίνδυνος ακραίων εντατικών μεγεθών λόγω της θερμοκρασιακής μεταβολής. Μέσω της σύγκρισης των εντατικών μεγεθών λόγω σεισμού, με τα εντατικά μεγέθη των θερμοκρασιακών μεταβολών, φάνηκε ότι δεν αποτελεί κρίσιμος παράγοντας. Ωστόσο, η ανάλυση προχώρησε ωστόσο για την εύρεση των περιπτώσεων στις οποίες η θερμοκρασία θα υπερτερούσε σε σχέση με τις σεισμικές δράσεις. Η πρώτη εξέτασε το επίπεδο της σεισμικής δράσης από την οποία εξάγεται το συμπέρασμα ότι δεν αποτελεί αμελητέα συνθήκη. Πράγματι το επίπεδο της σεισμικής δράσης δεν ήταν πολύ μικρότερο της εδαφικής επιτάχυνσης για τη Ζώνη Ι. Η δεύτερη περίπτωση αφορούσε το ελάχιστο μήκος του φορέα που ο σεισμός θα υστερούσε έναντι της σεισμικής δράσης, με την οποία έγινε όλη η μελέτη. Το κριτήριο τέθηκε με τη λογική ότι τα εντατικά μεγέθη των στοιχείων αυξάνονται όσο απομακρύνονται από το κέντρο δυσκαμψίας του φορέα. Αποδείχθηκε ότι το ελάχιστο μήκος για το συγκεκριμένο κτίριο θα έπρεπε να είναι αρκετά παραπάνω από το ήδη υπάρχον και τουλάχιστον διπλάσιο από το μήκος που ορίζουν οι κανονισμοί.

Τα συμπεράσματα της μελέτης αποδεικνύουν ότι πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στον κατάλληλο σχεδιασμό ενός ευπαθούς κτιρίου για το οποίο η πρόσκρουση λόγω σεισμού μπορεί να είναι καταστροφική. Αν και η σχολική μονάδα κατασκευάστηκε με παλαιούς αντισεισμικούς κανονισμούς, η αντισεισμική του συμπεριφορά, μετά από μία σειρά επεμβάσεων και με μικρό κόστος, βελτιώνεται και τελικά ανταπεξέρχεται στα σύγχρονα αντισεισμικά δεδομένα.

Η μελέτη θα μπορούσε να προχωρήσει και σε άλλα ζητήματα σχετικά με το θέμα του κατασκευαστικού αρμού ή να επαναληφθεί λαμβάνοντας υπόψη και άλλα ζητήματα ή παραδοχές. Πιο συγκεκριμένα:

- ✓ Η αντισεισμική μελέτη του κτιρίου θα μπορούσε να γίνει με άλλη μέθοδο ανάλυσης ελαστική στατική ανάλυση και ελαστική ανελαστική δυναμική ανάλυση (ελαστική στατική ανάλυση και ελαστική ανελαστική δυναμική ανάλυση).
- ✓ Θα μπορούσε να αλλάξει το γραμμικό στοιχείο σύνδεσης των κτιρίων. Ενδιαφέρουσα πρόταση αποτελεί η χρήση του ελατηρίου Kelvin-Voigt με *gap*, το οποίο λαμβάνει υπόψη του



και την επιρροή της απόσβεσης. Βέβαια θα είχε νόημα σε ελαστική ανάλυση, ώστε να ενεργοποιείται η συνεισφορά της σταθεράς της απόσβεσης.

- ✓ Άλλη μία περίπτωση που θα μπορούσε να αναλυθεί είναι η ανισοσταθμία των ορόφων των υφιστάμενων κτιρίων, ώστε να διερευνηθούν οι επιπτώσεις της πρόσκρουσης μεταξύ πλάκας και υποστυλωμάτων.
- ✓ Για την αποφυγή των επιπτώσεων της κρούσης θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί άλλος τρόπος εκτός από την ένωση, όπως έχει περιγραφεί στα προηγούμενα κεφάλαια.
- ✓ Η προσομοίωση του φορέα θα μπορούσε να πραγματοποιηθεί με άλλο λογισμικό (που δεν λειτουργεί με πεπερασμένα στοιχεία) και να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων, ώστε να εξετασθεί πόσο επηρεάζουν οι παραδοχές του λογισμικού.
  - ✓ Η ενίσχυση να γίνει με άλλη μεθοδολογία και όχι με την χρήση βλήτρων-αγκυρίων.

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

### Υπολογισμός γωνιών στροφής-χορδής

- Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής  $\theta_y$  στη διαρροή

Διαδικασία υπολογισμού των παραμέτρων διαρροής:

- ✓ Διαρροή εφελκυσμένου οπλισμού:

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

- ✓ Διαρροή για παραμόρφωση ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του  $\varepsilon_c = 1,8f_c/E_c$ :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} = \frac{1,8f_c}{E_c \xi_y d}$$

Επιλέγεται η μικρότερη τιμή των δύο σχέσεων.

- ✓ Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στην διαρροή  $\xi_y$  ανηγμένο στο στατικό ύψος  $d$  είναι:

$$\xi_y = \sqrt{\alpha^2 + A^2 + 2\alpha B} - \alpha A \quad \text{με } \alpha = \frac{E_s}{E_c}$$

Για διαρροή χάλυβα:

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

Για διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8abd f_c} \quad \text{και}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta')$$

Με

$\rho, \rho', \rho_v$  είναι τα ποσοστά του εφελκυσμένου οπλισμού, θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού

$\delta' = \frac{d}{a'}$ ,  $d'$  η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος.

$b$  : το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης

$N$  : το αξονικό φορτίο και λαμβάνεται θετικό για θλίψη

- ✓ Η ροπή διαρροής υπολογίζεται:

$$\frac{M_y}{bd^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0,5(1 - \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[ (1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής  $\theta_y$  για τα υποστυλώματα και για τις δοκούς στη διαρροή:

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

Στην φάση της καμπτικής διαρροής ο όρος  $\alpha_{vz}$  εκφράζει την επιρροή του μήκους μετάθεσης των ροπών κάμψης. Ο συντελεστής  $\alpha_{vz}$  ισούται με 1 όταν η τέμνουσα  $V_{R,c}$  που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική ροπή  $V_{Mu} = M_y / L_s$  ή ισούται με μηδέν όταν είναι μεγαλύτερη και Z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων (συνήθως λαμβάνεται ως 0,9d).

$L_s$  : Το διατμητικό μήκος και ισούται με τον λόγο  $M_y$  στην ακραία διατομή του στοιχείου.

$h$  : το ύψος της διατομής ή το ύψος του αρχικού στοιχείου.

$d_b$  : η διάμετρος της ράβδου.

$f_c$  : η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa.

$f_y$  : το όριο διαρροής σε MPa.

Σε περίπτωση που προηγείται η αστοχία σε διάτμηση έναντι της κάμψης:

$$\theta_y = \theta_{y, κάμψης} \frac{V_R}{L_s M_y} \quad \text{ή} \quad \theta_y = \theta_{y, κάμψης} \frac{V_R}{V_{Mu}}$$

$$\text{με} \quad M_y = \theta_y \frac{V_R}{M_u}$$

✓ Για τα τοιχώματα η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται:

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \frac{L_s + \alpha_{vz}}{3} + 0,0013 + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

✓ Με τέμνουσα  $V_{R,c}$  που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου υπολογίζεται

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

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

$d$  : το στατικό ύψος της διατομής σε m

$f_c$ : η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa

$N$ : η θλιπτική αξονική δύναμη σε KN

$A_c$ : το εμβαδόν της διατομής

#### • Υπολογισμός γωνίας στροφής χορδής $\theta_{um}$ στην αστοχία

Υπάρχουν δύο είδη γωνιών στην πλαστική περιοχή, η  $\theta_u^{pl}$  και η  $\theta_u$ , με  $\theta_u^{pl}$  η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής μιας κρίσιμης περιοχής και  $\theta_u$  η διαθέσιμη συνολική γωνία στροφής στο άκρο δομικού στοιχείου. Στην περίπτωση που οι διαμήκεις οπλισμοί είναι νευροχάλυβες και το κτίριο έχει διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων εκτιμάται με βάση την παρακάτω σχέση :

$$\checkmark \theta_{um} = 0,016(0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01;\omega)}{\max(0,01;\omega-\omega')} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25^{(a\rho_s f_{wd}/f_c)} (1,25^{100\rho_d})$$

Με:

$\alpha_s = M / V_h$  ο λόγος διάτμησης.

$\omega, \omega'$  ολικό μηχανικό ποσοστό σπλισμού και μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου σπλισμού.

$\nu = \frac{N}{bhf_c}$  ανηγμένη αξονική δύναμη και  $b$  το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης.

$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b_w s_h}$  το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου σπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

$\rho_d$  το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου σπλισμού.

$f_{wd}$  η τάση διαρροής των συνδετήρων.

$s_h$  η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων.

Η μέση τιμή της πλαστικής γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου :

$$\checkmark \theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145(0,25^\nu) \left[ \frac{\max(0,01;\omega)}{\max(0,01;\omega-\omega')} \right]^{0,3} f_c^{0,2} (\alpha_s)^{0,35} 25^{(a\rho_s f_{wd}/f_c)} (1,25^{100\rho_d})$$

Για δοκούς και υποστυλώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις διατάξεις πριν του 1985 και με την χρήση νευροχάλυβων είναι:

$$\checkmark \theta_{um} = \frac{0,016}{1,2} (0,3^\nu) \left[ \frac{\max(0,01;\omega)}{\max(0,01;\omega-\omega')} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25^{(a\rho_s f_{wd}/f_c)} (1,25^{100\rho_d})$$

$$\checkmark \theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = \frac{0,0145}{1,2} (0,25^\nu) \left[ \frac{\max(0,01;\omega)}{\max(0,01;\omega-\omega')} \right]^{0,3} f_c^{0,2} (\alpha_s)^{0,35} 25^{(a\rho_s f_{wd}/f_c)} (1,25^{100\rho_d})$$

#### • Προσδιορισμός διαγραμμάτων M-θ σε ψαθυρά στοιχεία

Η γωνία στροφής χορδής,  $\theta_y$ , πολλαπλασιάζεται επί τον λόγο της διατμητικής αντοχής του στοιχείου προς την τέμνουσα δύναμη κατά την καμπτική διαρροή.

$$\frac{V_R L_s}{M_y}: \theta_{y,sh} = \theta_y \frac{V_R}{M_u}$$

Η πλαστική γωνία στροφής  $\theta_u^{pl}$ , στο άκρο του δομικού στοιχείου μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής του, μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή,  $\theta_y$ . Δηλαδή:

$$\theta_{pl,sh} = 0,4\theta_y$$

Τελικά, η γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία  $\theta_u$ , για ψαθυρά στοιχεία ισούται με:

$$\theta_{u,sh} = \theta_{y,sh} + \theta_{pl,sh}$$

Η ροπή διαρροής  $M_y$ , πολλαπλασιάζεται επί τον λόγο της διατμητικής αντοχής του στοιχείου προς την τέμνουσα δύναμη κατά την καμπτική διαρροή,  $\frac{V_R}{V_{Mu}}$ :

$$M_{y,sh} = M_y V_R / V_{Mu}$$

Η διατμητική αντοχή ενός δομικού στοιχείου (όπως δοκοί, υποστυλώματα, τοιχώματα) μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής.

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

Με:

$$\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1, \text{ όπου } \mu_{\theta} = \frac{\theta_x}{\theta_y}$$

$h$ : το ύψος της διατομής και είναι ίσο με το  $D$  στις κυκλικές διατομές

$x$ : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης και είναι  $x = \xi_y d$

$N$ : το αξονικό φορτίο, θετικό για θλίψη και μηδέν για εφελκυσμό

$\alpha_s$ : ο λόγος διάτμησης

$A_c$ : το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος,  $A_c = b_w d$  σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  και στατικό ύψος  $d$ .

$f_c$ : η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa

$\rho_{tot}$ : το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου)

$V_w$ : η συμβολή του εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή.

Όπου  $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$  για ορθογωνικές διατομές

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1) ΚΑΝ.ΕΠΕ [2η Αναθεώρηση 2017] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ» ΟΑΣΠ.
- 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) Β.Δ [18-2-1954] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΔΙΑ ΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗΝ ΚΑΙ ΕΚΤΕΛΕΣΙΝ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΕΞ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ», ΑΘΗΝΑ 1954.
- 8) Β.Δ [19-2-1959] «ΦΕΚ 36/Α/19-2-1959 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ».ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ,1984.
- 9) FEMA 356 «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. » November 2000, Washington D.C.
- 10) ATC-40 « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol.1» November1996, California.
- 11) Ψυχάρης Ι.Ν. (2010) «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας: Τεύχος 2»Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- 12) Τάσιος Θ.Π. (2009) «Θεωρία επισκευών και ενισχύσεων» Ε.Μ.Π. ,Αθήνα
- 13) Πανταζοπούλου Μ. (2020) «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας υφιστάμενης σχολικής μονάδας κτιρίων με αρμό διαστολής, με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.» Ε.Μ.Π, Αθήνα
- 14) Κίρτας Ε.& Παναγόπουλος Γ. (2015) <<Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή>>,Σέρρες
- 15) Σπυράκος Κ. (2004) «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία» Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
- 16) Computers&Structures Inc. (2016) «CSI Analysis Reference Manual ForSAP2000®, ETABS® and CSiBridge®», Berkeley, California
- 17) Fahjan Y.M., Kubin J.&Tan M.T. (2010) <<Nonlinear analysis methods forreinforced concrete buildings with shear walls>>, ECCE
- 18) Fawad Ahmed Najam, «Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues»

- 19) Graham H. Powell, Ομότιμος Καθηγητής Κατασκευών Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια στο Berkeley «Προσομοίωση για την Ανάλυση Κατασκευών, Συμπεριφορά και Βασικά»
- 20) Πενέλης Γ. Γ., Κάππος Α.Ι. (1990). ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
- 21) Δρίτσος Σ.Η. «Το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα σε Έργα Επεμβάσεων»
- 22) Λουράντος Κ.Α. (2015) <<Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μελετημένο το 1961>>, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- 23) Πετρουλάς Ε. (2016) «Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και πρόταση ενίσχυσης ξενοδοχειακής μονάδας κατασκευασμένης το 1961», ΔΕ ΕΜΠ
- 24) Αντωνοδημητράκη Σ. Α (2016) «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας κτιρίου κατοικίας» ΕΜΠ ΔΕ 2016/05
- 25) Ξενούλη Μ. (2019) «Αποτίμηση έναντι σεισμού και ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περιοχή της Καλαμάτας» , Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ
- 26) Εξακουστίδου Α.Μ.-Σουξές Θ.(2015) «Διερεύνηση του τρόπου σύνδεσης των διαφραγμάτων όμορων και ισόσταθμων κτιρίων, με ταυτόχρονη ενίσχυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, με σκοπό τη βελτίωση της συμπεριφοράς του συνόλου»
- 27) Βασιλειάδη Μ. (2018) «Επίδραση Γειτονικού Κτιρίου στην Αποτίμηση Κατασκευών Ο/Σ»
- 28) Αγγελή Μ. Κ. (2018) «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.».