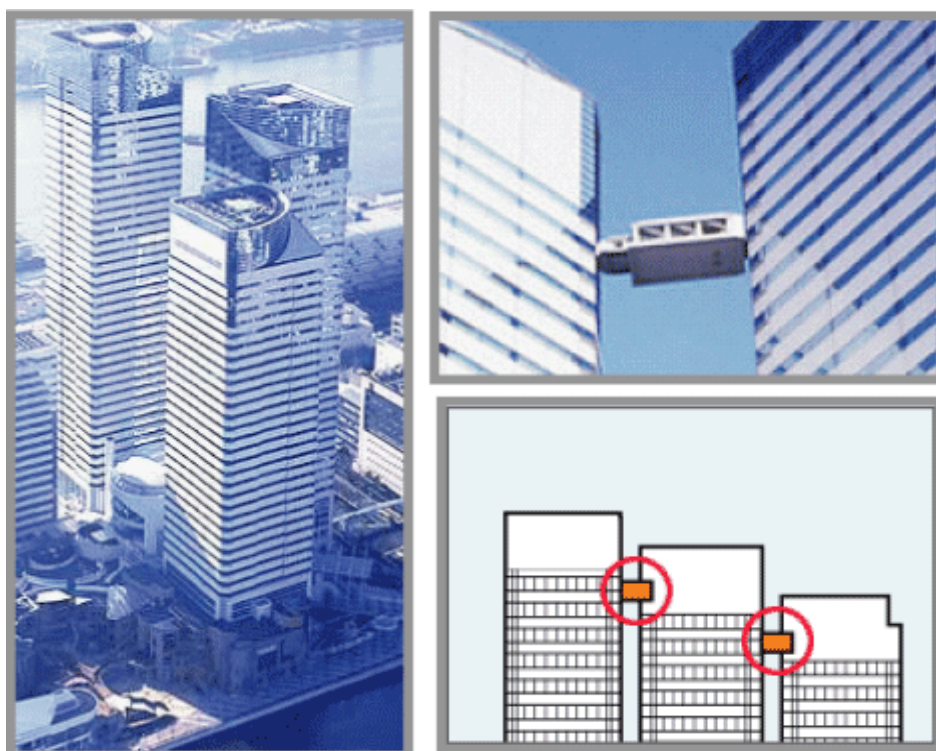




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΟΥ ΤΡΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΤΩΝ  
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΟΜΟΡΩΝ ΚΑΙ ΙΣΟΣΤΑΘΜΩΝ  
ΚΤΙΡΙΩΝ, ΜΕ ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑ  
ΚΑΝ.ΕΠΕ, ΜΕ ΣΚΟΠΟ ΤΗ ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ  
ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΣΥΝΟΛΟΥ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αγγελικής Μαρίας Ε. Εξακουστίδου  
Αθανάσιου Π. Σουξέ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:**  
Ε.ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ  
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιούλιος 2015



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον επιβλέποντα της διπλωματικής μας εργασίας κ. Εμμανουήλ Βουγιούκα , Λέκτορα Ε.Μ.Π για την άριστη συνεργασία, την πάντα άμεσα διαθέσιμη βοήθειά του και τις συμβουλές του καθ' όλη τη διάρκεια της διπλωματικής.

Επίσης θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον υποψήφιο διδάκτορα Νικόλαο Ζυγούρη για την έμπνευση του θέματος, την πολύτιμη καθοδήγηση του και την ενθάρρυνση κατά τη συνεργασία μας.

Τέλος, ευχαριστούμε θερμά τις οικογένειες μας για τη στήριξη τους στην προσπάθεια μας. Ιδιαίτέρως θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε το φίλο και συμφοιτητή μας Άκη Αγγελιδάκη που μας βοήθησε ουσιαστικά με τις γνώσεις του.



---

*Η ισχύς εν τη ενώσει,*

*Αίσωπος (620-560 π.Χ)*

---



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η προσομοίωση του τρόπου ένωσης δύο όμορων και ισόσταθμων κτιρίων με κατασκευαστικό αρμό στο SAP2000. Σκοπός της εργασίας είναι να διερευνηθεί η δυνατότητα της ένωσης των δύο κτιρίων και τα αποτελέσματα της, στην περίπτωση που αποδειχτεί πως είναι ευνοϊκή. Επιπλέον, στόχος είναι η διαμόρφωση ενός εύχρηστου εγχειρίδιου όπου θα περιγράφονται αναλυτικά όλα τα βήματα για την εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης καθώς και για την ένωση κτιρίων στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000. Η εργασία διεκπεραιώνεται σε τρία βασικά στάδια. Αρχικά, γίνεται αποτίμηση της ικανότητας κάθε κτιρίου ξεχωριστά και κατόπιν εξετάζεται η ευεργετικότητα της ένωσης των δύο κτιρίων. Δεύτερον, αφού αποδειχτεί η ευεργετικότητα της ένωσης των δύο συγκεκριμένων κτιρίων, τα κτίρια ενισχύονται με πλάστιμα τοιχώματα ώστε κανένα μέλος τους να μην ξεπερνάει την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας. Τέλος, επιλέγεται ο τρόπος ένωσης των διαφραγμάτων των δύο κτιρίων και προσομοιώνεται με ανελαστικά links. Επιλύονται και συγκρίνονται διαφορετικά μοντέλα ένωσης, με διαφορετικές διαμέτρους και αποστάσεις σιδηροπλισμού. Αναλυτικότερα :

Στο **Κεφάλαιο 1** περιγράφεται γενικά το πρόβλημα της κρούσης γειτονικών κτιρίων, αναφέρονται περιπτώσεις ευάλωτων σε κρούση κατασκευών και παρουσιάζεται το φαινόμενο του λικνισμού μεταξύ όμορων κτιρίων. Επιπλέον αναφέρονται τόσο τα ευεργετικά όσο και τα δυσμενή αποτελέσματα της ένωσης κτιρίων.

Στο **Κεφάλαιο 2** παρατίθεται το θεωρητικό υπόβαθρο της εργασίας, το οποίο περιλαμβάνει τις βασικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Περιλαμβάνονται οι βασικές σχέσεις υπολογισμού των πλαστικών αρθρώσεων των μελών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ καθώς και ο σχεδιασμός με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας, όπως έχει εισαχθεί από τον *I. Ψυχάρη*.

Στο **Κεφάλαιο 3** περιγράφεται η μορφολογία του υπό εξέταση φορέα και αναλύονται οι μη καταστροφικοί και ελάχιστα καταστροφικοί έλεγχοι που έγιναν στα πλαίσια του μαθήματος 'Πρακτική Άσκηση' καθώς και τα αποτελέσματά τους.

Στο **Κεφάλαιο 4** αναλύεται η διαδικασία με την οποία δημιουργείται το υπολογιστικό προσομοίωμα των κατασκευών που περιεγράφηκαν στο Κεφάλαιο 3, στο λογισμικό γραμμικών και μη γραμμικών αναλύσεων SAP2000 v15.2.1 της εταιρίας *Computers and Structures, Inc.*

Στο **Κεφάλαιο 5** πραγματοποιείται η αποτίμηση των κατασκευών που περιεγράφηκαν στο Κεφάλαιο 4 ,μέσω στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Περιγράφεται η διαδικασία με την οποία πραγματοποιείται η ανάλυση στο λογισμικό SAP2000 v15.2.1 .Αποτιμάται επίσης η περίπτωση ενιαίας σκυροδέτησης των διαφραγμάτων των εξεταζόμενων κτιρίων ,τα αποτελέσματα της οποίας χρησιμοποιούνται για τη διεξαγωγή συμπερασμάτων ως προς την ένωση ή μη-ένωση των όμορων κτιρίων.

Στο **Κεφάλαιο 6** αρχικά επεξηγείται η ανάγκη επέμβασης με πλάστιμα τοιχώματα τοποθετημένα συμμετρικά στην περίμετρο των προς ένωση κτιρίων. Στη συνέχεια διερευνάται η μετατόπιση του κέντρου στροφής κάθε κτιρίου ξεχωριστά αλλά και μετά την επέμβαση ,σε χαρακτηριστικά βήματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, τόσο με βάση τον υπολογισμό του κέντρου βάρους των αντιδράσεων των υποστυλωμάτων, όσο και βάσει του ΕΑΚ 2003. Κατόπιν, επεξηγείται η κατασκευαστική υλοποίηση της ένωσης με σιδηροπλισμό που έχει ταυτόχρονη δράση βλήτρου

και αγκύριου και η προσομοίωση αυτού με ανελαστικά *links* στο *SAP2000* v15.2.1 .Τέλος, συγκρίνονται διαφορετικά μοντέλα ένωσης και εξάγονται συμπεράσματα για την επίτευξη καθολικότητας και τη βελτίωση της συμπεριφοράς μετα την ένωση.



## ABSTRACT

This diploma thesis focuses on the simulation of the structural connection of two adjacent buildings with equal floor heights in the finite elements program *SAP2000*. The purpose of this diploma thesis is to investigate both the possibility of structurally joining two buildings and its results, in case that the structural connection has preliminarily been proved to be advantageous. In addition, another objective is the development of a practical manual which includes analytically all the parameters needed in order to perform both a static nonlinear analysis and simulate the connection of two adjacent buildings in *SAP2000*. This diploma thesis is held in three basic parts. First of all, the assessment of the capacity of each building independently is carried out and is followed by the investigation of the possible advantages of a structural connection of these buildings. In the second part, taking the beneficialness of the structural connection as granted, the two buildings are reinforced with ductile walls so that no structural element passes the desirable performance level. Finally, the joint pattern of the diaphragms with equal floor heights is chosen and is simulated with inelastic links. Variable joint patterns of different diameters and distances are implemented and are compared. More specifically :

The first chapter describes the problem of pounding and presents particular cases of buildings vulnerable to pounding. The rocking phenomenon between adjacent buildings is also described. In addition, it introduces the advantages and disadvantages of structurally connecting two adjacent buildings.

The second chapter is an overview of the theoretical basis of this diploma thesis, which includes the main principles of anti-earthquake design of reinforced concrete buildings. It refers to the Greek Interventions Regulation (KAN.EPE) as well as performance-based design, as it has been introduced from Professor I. Psycharis.

In the third chapter there is an analytical description of the examined buildings. The destructive and nondestructive methods of spot-checks held during the course 'Practical Exercise' and their results are also described.

In the fourth chapter, the procedure under which the computational models of the aforementioned structures are created is analysed, using the software of linear and non linear analyses *SAP2000 v15.2.1* by *Computers and Structures, Inc.*

The fifth chapter contains the structural assessment of the two buildings which have been inducted in chapter 4. The assessment is implemented through static inelastic analysis and its procedure is described step-by-step. In addition, the case of the two buildings having been constructed together as an internal building is also assessed, and the results of its assessment are used in order to conclude whether it is propitious to connect the two adjacent buildings or not.

The sixth chapter firstly explains why the intervention with ductile walls, placed symmetrically in the perimeter of the internal plot of the jointed buildings, is necessary. Secondly, it investigates the displacement of the center of rigidity of each independent building both before and after the intervention, during characteristic steps of the static inelastic analysis. The investigation is based both on the center of gravity of the columns' base reactions and on the Greek Earthquake Regulation (EAK). Furthermore, the simulation of reinforcement bars working simultaneously as

bolts and anchors with inelastic links is specified. Finally, variable joint patterns of different diameters and distances are compared and conclusions are cited.

Keywords : Greek Interventions Regulation (KAN.EPE),static inelastic analysis, intervention with ductile walls, structural connection of adjacent buildings, inelastic joints

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<i>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</i> .....	1
1.1 Γενικά .....	1
1.2 Ευάλωτα σε κρούση κτίρια .....	1
1.3 Μέσα για την αποφυγή των συνεπειών της κρούσης γειτονικών κτιρίων.....	5
1.4 Επικίνδυνα κτίρια.....	6
1.5 Το φαινόμενο του λικνισμού .....	6
1.6 Ευεργετικές περιπτώσεις και Μειονεκτήματα ενώσεως κτιρίων .....	8
1.6.1 Ευεργετικές περιπτώσεις ενώσεως κτιρίων.....	8
1.6.2 Μειονεκτήματα ενώσεως κτιρίων.....	13
<i>ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ</i> .....	15
2.1 Εισαγωγή.....	15
2.2 Πλαστικές Αρθρώσεις διατομών.....	15
2.2.1 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής .....	15
2.2.2 Ιδεατή καμπύλη στοιχείου .....	17
2.2.3 Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία .....	18
2.2.4. Υπολογισμός χαρακτηριστικών πλαστικών αρθρώσεων .....	20
2.2.4.1 Υπολογισμός $\theta_y$ .....	20
2.2.4.2. Υπολογισμός $\theta_u$ .....	21
2.2.4.3. Υπολογισμός διατμητικής αντοχής στοιχείου .....	21
2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας.....	22
2.3.1 Γενικά .....	22
2.3.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού .....	22
2.3.3 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας.....	24
2.3.3.1.Στάθμες επιτελεστικότητας στην καμπύλη στοιχείου .....	25
2.3.3.1.1. Πρωτεύοντα-Δευτερεύοντα στοιχεία.....	26
2.3.3.2 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής.....	26
2.4 Στοχευμένη μετακίνηση .....	27
2.4.1 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.....	28
2.4.1.1 Μέθοδος N2 .....	29
2.4.1.2 Μέθοδος ATC-40 .....	31
2.4.1.3. Ελαστικό φάσμα σεισμού.....	34
2.4.1.4. Λόγος Ιξώδους Απόσβεσης.....	36
2.4.2. Κατηγορία Πλαστιμότητας .....	36
2.5 Κανονικότητα .....	37
2.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη .....	37
2.5.2 Κανονικότητα καθ' ύψος .....	38
<i>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ</i> .....	41
3.1 Γενικά .....	41
3.2 Μορφολογία του φορέα .....	41
3.3 Εργασία Αποτύπωσης.....	43
3.3.1 Υλικά.....	43
3.3.1.1 Μη Καταστροφικοί και ελάχιστα καταστροφικοί έλεγχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ. ....	43
3.3.1.2 Μέθοδοι μέτρησης και αποτίμηση των συμπερασμάτων .....	44
3.3.2 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων .....	46
3.3.2.1 Σκυρόδεμα.....	46
3.3.2.2 Χάλυβας οπλισμού .....	47
3.3.3 Στάθμες Αξιοπιστίας Γεωμετρικών δεδομένων .....	48

3.3.4. Συντελεστές Αντιστάσεων Υλικών .....	48
3.3.5 Διατομές .....	49
<i>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ</i> .....	51
4.1 Γενικά .....	51
4.2 Υλικά προσομοιώματος .....	52
4.3 Περιγραφή διατομών .....	53
4.4 Καθορισμός φορτίσεων .....	54
4.5 Καθορισμός στηρίξεων .....	59
4.6 Ταλαντούμενη μάζα .....	60
4.7 Διαφραγματική Λειτουργία .....	61
4.8 Απομειωμένη δυσκαμψία μελών .....	62
<i>ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕΣΩ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)</i> .....	65
5.1 Εισαγωγή .....	65
5.2 ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	65
5.2.1 Στόχοι στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) .....	65
5.2.2 Πλεονεκτήματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) .....	65
5.3 Ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων των διατομών και των χαρακτηριστικών τους .....	66
5.3.1 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων .....	66
5.3.2 Ιδιότητες και χαρακτηριστικές τιμές πλαστικών αρθρώσεων .....	67
5.4 Έλεγχος προσομοίωσης .....	70
5.5 Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover) .....	72
5.5.1 Κατακόρυφα φορτία σεισμικού συνδυασμού .....	72
5.5.2 Ορισμός φορτίσεων .....	72
5.5.3 Ορισμός κόμβων ελέγχου .....	74
5.5.4 Παράμετροι Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000 .....	77
5.5.5 Ελαστικό φάσμα Απόκρισης .....	78
5.6 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover .....	79
5.6.1 Γενικά .....	79
5.6.2 Κτίριο 1B .....	80
5.6.3 Κτίριο 1A .....	84
5.6.4 Ενιαία Σκυροδέτηση των δύο ισόσταθμων κτιρίων .....	88
5.6.5 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα .....	92
5.6.5.1 Βλαμμένα μέλη .....	92
5.6.5.2 Πλαστιμότητες .....	92
<i>ΕΝΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ</i> .....	97
6.1 Εισαγωγή .....	97
6.2 Επέμβαση με σκοπή τη βελτίωση της συμπεριφοράς των κτιρίων πριν την ένωση .....	97
6.2.1 Τοιχώματα .....	97
6.3 Κέντρα Στροφής .....	99
6.3.1 Εισαγωγή .....	99
6.3.2 Ως κέντρο αντιδράσεων δυνάμεων ανά στάθμη .....	100
6.3.3 ΕΑΚ 2003 .....	104
6.3.4 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα .....	106
6.3.5 Σύγκριση δύο μεθόδων και συμπεράσματα .....	108
6.4 Βλήτρα-Αγκύρια .....	109
6.4.1 Αγκύρια .....	109
6.4.2 Δράση βλήτρου των ράβδων οπλισμού .....	111
6.4.2.1 Ελάχιστες επικαλύψεις βλήτρου .....	112
6.4.2.2 Απόσταση διαδοχικών βλήτρων .....	112
6.4.2.3 Μήκος βλήτρου .....	112

6.4.3 Συνδυασμένη δράση βλήτρου-αγκυρίου.....	112
6.4.4 Εφαρμογή ενώσεως .....	113
6.4.5 Προσομοίωση βλήτρων αγκυρίων στο Sap2000 με μη γραμμικά ελατήρια .....	113
6.5 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover.....	119
6.5.1 Τεκμηρίωση βελτίωσης της συμπεριφοράς του συνόλου μέσω της ενώσεως .....	119
6.5.2 Επέμβαση στην περίπτωση ενιαίας σκυροδέτησης των δύο ισόσταθμων κτιρίων .....	121
6.5.3 Χρήση ελατηρίων για την ένωση των κτιρίων .....	125
6.5.4 Συγκεντρωτικά διαγράμματα για τη συμπεριφορά της ένωσης.....	130
6.6 Τελικά συμπεράσματα .....	136
<i>Βιβλιογραφικές Αναφορές.....</i>	<i>139</i>



# Κεφάλαιο 1<sup>ο</sup>

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Γενικά

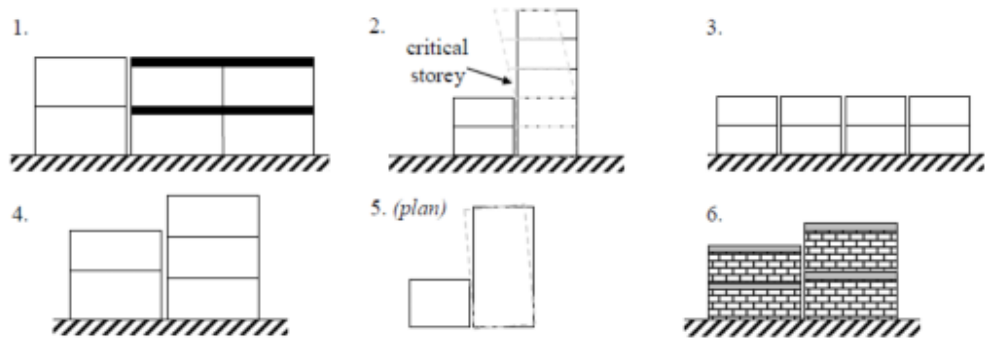
Ένα σημαντικό και σύνηθες πρόβλημα που συναντάται στις σύγχρονες μεγαλουπόλεις είναι η έλλειψη αντισεισμικού αρμού ανάμεσα σε γειτονικά κτίρια. Ιδιαίτερως στην Ελλάδα, για τα κτίρια που είναι κατασκευασμένα προ του 1995, οι κανονισμοί δεν προέβλεπαν την κατασκευή αντισεισμικού αρμού. Επιπλέον, ακόμη και σήμερα που υπάρχει σαφής πρόβλεψη των κανονισμών για υπολογισμό της σεισμικής μόνωσης, αυτή είτε δεν εφαρμόζεται, είτε κρίνεται ανεπαρκής λόγω του μοντέρνου σχεδιασμού των κτιρίων με πλαστιμότητα κάτι το οποίο οδηγεί σε αυξημένες ανελαστικές παραμορφώσεις. Τέλος αξιωματικά μην ξεχνάμε ότι ο εκάστοτε ιδιοκτήτης ενός οικοπέδου θα προσπαθήσει να αξιοποιήσει στο μέγιστο δυνατό βαθμό την ιδιοκτησία του, κάτι το οποίο περιορίζει ακόμη περισσότερο τη χρήση αντισεισμικού αρμού για να μην μειωθεί η διαθέσιμη επιφάνεια του οικοπέδου.

Το φαινόμενο αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων. Τα κτίρια καλούνται να αναλάβουν κατά το σεισμό αδρανειακές δυνάμεις διαφορετικές από αυτές για τις οποίες είχαν διαστασιολογηθεί, κάτι το οποίο μπορεί να επιφέρει δυσάρεστα αποτελέσματα.

Το φαινόμενο της κρούσης όμορων κτιρίων από μόνο του δεν μπορούμε να το προδικάσουμε και να το θεωρήσουμε επιβαρυντικό. Μάλιστα στις συνήθεις περιπτώσεις ισόσταθμων γειτονικών κατασκευών με κοντινές ιδιοπεριόδους η κρούση μπορεί να θεωρηθεί μηχανισμός απορροφήσεως ενέργειας και να δράσει ευεργετικά για τις κατασκευές. Είναι προφανές δηλαδή ότι κάθε περίπτωση γειτονικών κτιρίων θέλει ξεχωριστή διερεύνηση.

### 1.2 Ευάλωτα σε κρούση κτίρια

Προβλήματα εμφανίζονται διότι όπως ήδη αναφέρθηκε οι κατασκευές έχουν μελετηθεί ανεξάρτητα, χωρίς όμως να μπορούν να συμπεριφερθούν έτσι. Υπάρχουν αρκετές περιπτώσεις στις οποίες η κρούση μεταξύ των γειτονικών κτιρίων μπορεί να επιφέρει καταστροφικές επιπτώσεις. Η αλληλεπίδραση κατασκευών λόγω σεισμού εξαρτάται από τις ιδιότητες της μεμονωμένης κατασκευής αλλά και από τις ιδιότητες των γειτονικών της. Οι παρακάτω συνδυασμοί δυναμικών χαρακτηριστικών, δομικής διάταξης και δομικού τύπου κάνουν τις κατασκευές περισσότερο ευάλωτες στις συγκρούσεις.



Σχήμα 1.1: Χαρακτηριστικές περιπτώσεις ευάλωτων κατασκευών

### 1. Κτίρια με μεγάλη διαφορά μάζας

Όταν η διαφορά μάζας είναι μεγάλη, η ορμή που μεταφέρεται από το μεγαλύτερο σε μάζα κτίριο θα αυξήσει πολύ την ταχύτητα στο ελαφρύτερο το οποίο θα είναι ευάλωτο σε κατάρρευση.

### 2. Κτίρια με διαφορετικά ύψη

Όταν δύο κτίρια με διαφορετικά ύψη συγκρούονται, το πώς θα επηρεαστούν αυτά από την πρόσκρουση εξαρτάται από τη δυσκαμψία του χαμηλότερου. Εάν το χαμηλότερο είναι εύκαμπτο τότε βρίσκεται σε δυσμενέστερη κατάσταση λόγω της διαφοράς ιδιοπεριόδου και μάζας σε σχέση με το ψηλότερο και μεγαλύτερο. Το ψηλότερο κτίριο είναι ευάλωτο στην περίπτωση όπου το χαμηλό κτίριο είναι δύσκαμπτο με μεγάλη μάζα. Τότε το επίπεδο σύγκρουσης του ψηλού συγκρατείται και η υπόλοιπη κατασκευή τραντάζεται μέχρι την κορυφή. Αυτό το τράνταγμα προκαλεί μεγάλες απαιτήσεις σε διάτμηση και πλαστιμότητα στο ψηλότερο μέρος του κτιρίου όπου οι τέμνουσες και οι ροπές ανατροπής είναι πολύ μεγαλύτερες από ότι θα ήταν χωρίς την αλληλεπίδραση.

### 3. Εξωτερικά κτίρια συνεχούς κτιριακού συστήματος

Το συνεχές κτιριακό σύστημα αποτελεί την κυρίαρχη πρακτική σε μεγάλες πόλεις, όπου το κάθε κτίριο είναι σε πλήρη ή σε μερική επαφή σε μία ή στις δύο απέναντι πλευρές με τα γειτονικά κτίρια. Σε αυτήν την περίπτωση, τα εξωτερικά κτίρια θα αντιμετωπίσουν μεγάλα προβλήματα λόγω της ορμής που θα μεταφερθεί από τα εσωτερικά, ενώ τα εσωτερικά θα υποστούν ελάχιστη ζημιά.



#### 4. Σύγκρουση πλάκας υποστυλώματος

Το φαινόμενο αυτό συμβαίνει σε διπλανά κτίρια που έχουν διαφορετικό ύψος ορόφων και σε κτίρια που βρίσκονται σε έδαφος με κλίση και οι στάθμες των πλακών διαφέρουν. Σε κάθε περίπτωση εμβολισμού το υποστύλωμα βρίσκεται σε κρίσιμη κατάσταση διατμητικής αστοχίας και συχνά οι απαιτήσεις πλαστιμότητας υπερβαίνονται. Όταν υπάρχει δε επαφή των κτιρίων έχουμε και καμπτική αστοχία.

#### 5. Στρεπτική δράση λόγω αλληλεπίδρασης

Κάποιες διατάξεις ή η ίδια η ασυμμετρία της κατασκευής μπορούν να τη προκαλέσουν.

#### 6. Κτίρια από ψαθυρά υλικά

Η μη ενισχυμένη τοιχοποιία είναι ιδιαίτερα ευάλωτη σε οποιοδήποτε οριζόντιο φορτίο. Η πολύ υψηλή στιγμιαία δύναμη λόγω της σύγκρουσης μπορεί να προκαλέσει εκρηκτική αστοχία των ψαθυρών δομικών στοιχείων.

Παρατίθενται κάποιες περιπτώσεις σημαντικών βλαβών ή ακόμη και καταρρεύσεις λόγω κρούσης γειτονικών κατασκευών.



Σχήμα 1.2 Μεξικό 1985- Κρούση  
λόγω σεισμού όμορων κτιρίων με  
βλάβες



Σχήμα 1.3- Μεξικό 1985-δυσμενέστερη περίπτωση κρούσης λόγω σεισμού όμορων κτιρίων, κατάρρευση 8 όροφου κτιρίου



Σχήμα 1.4- Μεξικό 1985- Κατάρρευση του ανώτερου τμήματος 8 όροφου κτιρίου

### 1.3 Μέσα για την αποφυγή των συνεπειών της κρούσης γειτονικών κτιρίων

Διάφορες λύσεις έχουν προταθεί, χωρίς όμως να μπορεί να θεωρηθεί ότι κάποια υπερτερεί αφού καμία δεν έχει καθολική εφαρμογή, είτε έχει αποδειχτεί ότι είναι η βέλτιστη. Οι σημερινοί κανονισμοί παροτρύνουν τον μηχανικό να εφαρμόζει αντισεισμικό αρμό ώστε να μην τίθεται ζήτημα κρούσεων με γειτονικά κτίρια. Οι περισσότερες κατασκευές όμως που κατασκευάστηκαν πριν το 1995 έχουν κατασκευαστικό αρμό που σημαίνει ότι είτε εφάπτονται είτε ο αρμός δεν είναι επαρκής.

Κάποιοι ενδεικτικοί τρόποι που έχουν προταθεί και εφαρμοστεί είναι:

1) Η χρήση τοιχωμάτων-προσκρουστήρων. Τα ειδικά τοιχώματα μπορούν να εφαρμοστούν και στην περίπτωση που τα δύο κτίρια κατασκευάζονται σε διαφορετικές χρονικές περιόδους ενώ το ένα εκ των δύο προϋπάρχει και εκτείνεται ως το όριο της γραμμής ιδιοκτησίας. Τα ειδικά τοιχώματα αυξάνουν τη σεισμική αντοχή, δε σταματούν την κρούση αλλά την περιορίζουν καθώς σίγουρα προστατεύουν σε ένα βαθμό τα υποστυλώματα, καθώς αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας βάσης, λόγω της πολύ μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους.

2) Η εισαγωγή μονωτικών υλικών ανάμεσα στα δύο κτίρια είναι μία άλλη τεχνική που εφαρμόζεται χωρίς βέβαια να γίνεται κάποια ιδιαίτερη μελέτη για αυτά. Η λογική εφαρμογής έγκειται στο γεγονός ότι αυτά τα υλικά θα απορροφήσουν ένα μεγάλο ποσοστό της δύναμης που θα αναπτυσσόταν στην περίπτωση της κρούσης χωρίς κάποιο μονωτικό ενδιάμεσα. Αυτή η μέθοδος όμως απαιτεί να μην εφάπτονται ήδη τα κτίρια, διότι τότε δεν θα υπάρχει η δυνατότητα να τοποθετηθούν τα επιπρόσθετα υλικά.

3) Υδραυλικοί αποσβεστήρες τοποθετούνται κυρίως σε περιπτώσεις μεγάλων γειτονικών κατασκευών όπως παραδείγματος χάριν ουρανοξύστες όπου διαπιστώνεται ότι θα επέλθει κρούση μεταξύ τους σε περίπτωση υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού. Είναι ένας σχετικά ακριβός τρόπος και απαιτεί μεγάλο κενό μεταξύ των κατασκευών αλλά είναι εφαρμόσιμος σε μεγάλα έργα.

4) Ένωση των γειτονικών κτιρίων. Αυτή είναι η περίπτωση όπου θα απασχολήσει εκτενώς αυτή τη διπλωματική εργασία. Θεωρείται ο πιο αποτελεσματικός τρόπος για την αντιμετώπιση των πιθανών δυσάρεστων επιπτώσεων της κρούσης. Είναι ένας τρόπος που θέλει εκτενή μελέτη σε κάθε περίπτωση για να διαπιστωθεί η συνολική θετική ή αρνητική επιρροή στη συμπεριφορά του συνόλου. Μέσω της ένωσης ουσιαστικά εξαλείφεται το φαινόμενο της κρούσης αφού τα δύο κτίρια θα συμπεριφέρονται ως ένα. Εφόσον αποδειχτεί η θετική επιρροή της είναι εφαρμόσιμη σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις κτιρίων με κατασκευαστικό αρμό, αν και η διαδικασία διευκολύνεται όταν είναι ισόσταθμα. Προκύπτουν όμως ζητήματα νομικά, όπως ότι τα δύο κτίρια πρέπει είτε να είναι κοινής ιδιοκτησίας είτε θα πρέπει να υπάρχει συμφωνία των διαφορετικών ιδιοκτητών για να εφαρμοστεί η ένωση. Χαρακτηριστική περίπτωση όπου η ένωση

μπορεί να λύσει τα χέρια του μηχανικού αλλά και του ιδιοκτήτη είναι η περίπτωση των κτιρίων που χαρακτηρίζονται ως «επικίνδυνα».

#### **1.4 Επικίνδυνα κτίρια**

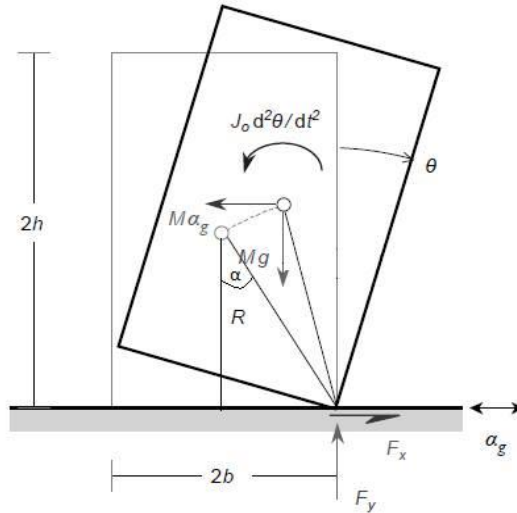
Διακρίνονται τέσσερις περιπτώσεις επικίνδυνων οικοδομών:

Επικίνδυνες από άποψη στατικής και δομικής, από άποψη υγιεινής, από άποψη ασφάλειας κατά του πυρός και από άποψη κυκλοφορίας του κοινού στο εσωτερικό χώρων συνάθροισης.

Στην δική μας περίπτωση ας εξετάσουμε το σενάριο όπου κατασκευάστηκε ένα κτίριο το οποίο χαρακτηρίστηκε ως «επικίνδυνο» μετά την κατασκευή του διότι διαπιστώθηκε ότι το νωρίτερα κατασκευασμένο διπλανό κτίριο έχει τις πλάκες του στο μέσο των υποστυλωμάτων του διπλανού. Αυτό θα δημιουργήσει προβλήματα εμβολισμού των υποστυλωμάτων, δημιουργώντας το φαινόμενο του κοντού υποστυλώματος. Με βάση τα προηγούμενα ο ιδιοκτήτης καλείται να κατεδαφίσει το καινούριο κτίριο διότι θα προκαλέσει καταστροφικές φθορές στα γειτονικά. Κάτι τέτοιο προφανώς είναι ανεπιθύμητο. Ο μηχανικός εδώ καλείται να πείσει τους υπεύθυνους ότι αν επιτραπεί στον χαρακτηρισθέν ως «επικίνδυνο» κτίριο να ενωθεί με το διπλανό του, η συμπεριφορά του συνόλου στη διάρκεια σεισμού θα είναι καλύτερη, χωρίς να τίθεται ζήτημα κρούσης μετά την ένωση, και ταυτόχρονα δεν θα χρειαστεί να κατεδαφιστεί το καινούριο κτίριο.

#### **1.5 Το φαινόμενο του λικνισμού**

Στην παράγραφο αυτή θα γίνει μία αναφορά στο φαινόμενο του λικνισμού το οποίο μελετήθηκε στην εξειδικευμένη περίπτωση επαφής άκαμπτου με εύκαμπο κτίριο. Κατά τη σεισμική διέγερση, λόγω του ότι τα δύο κτίρια είναι σε επαφή, το εύκαμπο κτίριο στρέφεται περί της γωνίας επαφής των δύο κτιρίων και όχι ως προς το κέντρο στροφής του. Για το λόγο αυτό μελετάμε το φαινόμενο του λικνισμού ανάμεσα στα δύο κτίρια κατά αναλογία με την περίπτωση εδάφους- άκαμπτης θεμελίωσης, θεωρώντας ότι το άκαμπο κτίριο συμπεριφέρεται ως έδαφος και το εύκαμπο σαν απολύτως στερεό ορθογωνικό σώμα επι εδάφους. Για να αποτραπεί δε η σχετική ολίσθηση στην διεπιφάνεια μεταξύ των δύο κτιρίων η τριβή θεωρείται αρκετά μεγάλη. Τον αντίστοιχο ρόλο του βάρους στον λικνισμό στην περίπτωση εδάφους-θεμελίωσης, καλείται στην περίπτωσή μας να αναλάβει η συνισταμένη δύναμη που αναπτύσσεται ως αντίδραση του μηχανισμού της ένωσης των δύο κτιρίων. (σχήμα 1.2)



Σχήμα 1.5 Λικνισμός μη παραμορφωτού σώματος σε σεισμικώς διεγχειρόμενη βάση και αναπτυσσόμενες δυνάμεις ισορροπίας

- $R = \sqrt{b^2 + h^2}$
- $a = \arctan\left(\frac{b}{h}\right)$
- $M \cdot g = 0$
- $F_y = 0$  (σεισμός κατά y)

Όταν το σώμα βρίσκεται σε ηρεμία, η ακτίνα R σχηματίζει γωνία α με την κατακόρυφο. Η απόκλιση του κτιρίου από την κατακόρυφο συμβολίζεται με θ.

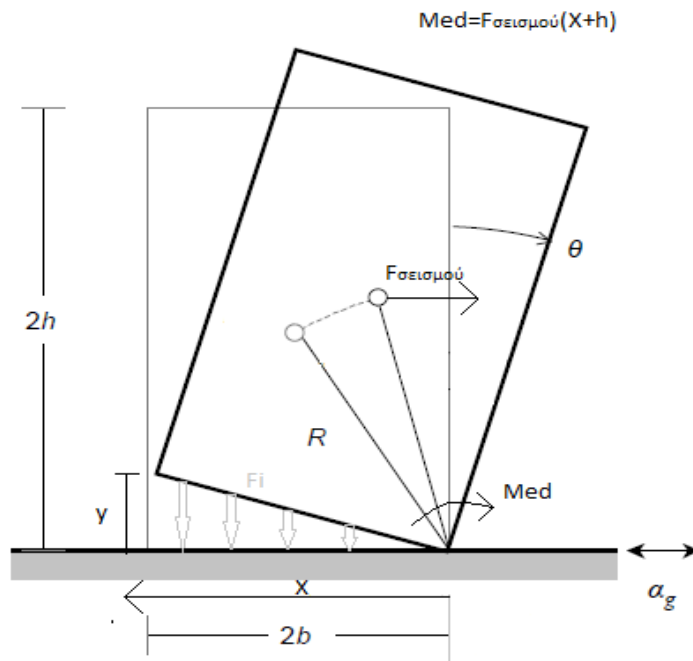
Αρχικώς, για μικρές τιμές της διεγείρουσας επιτάχυνσης, το σώμα βρίσκεται σε σχετική ηρεμία ως προς το επίπεδο της βάσης. Στην περίπτωση αυτή η απόλυτη επιτάχυνση του σώματος είναι  $a_i = a_g$  και η αναπτυσσόμενη αδρανειακή δύναμη στο κέντρο βάρους του σώματος  $F_i = M \cdot a_g$ .

Όταν το σώμα έχει στραφεί κατά γωνία θ, η εξίσωση κίνησης δίνεται από τη σχέση :

$$I_o \ddot{\theta}(t) = -m u_g(t) R \cos(\alpha - \theta(t))$$

Για ορθογωνικά σώματα η ροπή αδράνειας ως προς το σημείο περιστροφής O είναι

$$I_o = \frac{4}{3} M R^2$$



Σχήμα 1.6 Λικνισμός μη-παραμορφωτού σώματος σε σεισμικώς διεγειρόμενη βάση και αναπτυσσόμενες δυνάμεις ισορροπίας

Ισχύουν τα εξής:

- 1)  $y = \theta * 2b$
- 2)  $F_i = M_{ed} * X / I_p$  όπου  $I_p = \sum_i^n (y_i^2 + x_i^2)$
- 3)  $M_{ed} = F_{σεισμού}(h+X)$

Με αυτόν τον τρόπο θα μπορούσαμε να υπολογίσουμε τι εντατικά μεγέθη καλείται να παραλάβει η πιθανή ένωση των όμορων ισόσταθμων κτιρίων. Να γίνει δηλαδή μία καλή εκτίμηση της τάξης μεγέθους των δυνάμεων που θα καλείται να μεταφέρει η ένωση από το ένα διάφραγμα στο διπλανό.

## 1.6 Ευεργετικές περιπτώσεις και Μειονεκτήματα ενώσεως κτιρίων

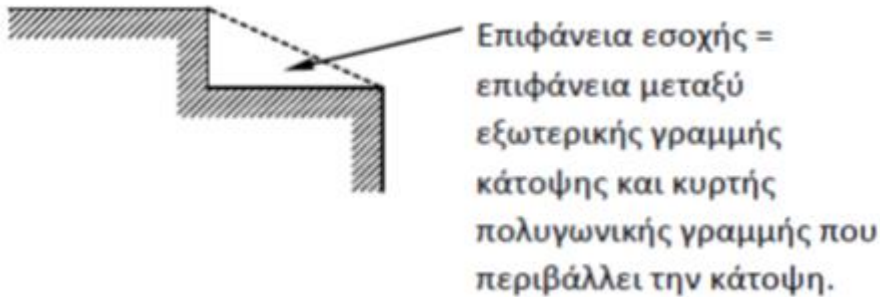
### 1.6.1 Ευεργετικές περιπτώσεις ενώσεως κτιρίων

#### 1. Κανονικότητα σε κάτοψη μετά την ένωση

Για να είναι ένα κτήριο κανονικό σε κάτοψη, θα πρέπει να ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες :

- Το κτήριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη ,σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά :
  - Στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και
  - Στην κατανομή της μάζας

- Κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο):
  - οι ανωμαλίες αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στη δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της
  - σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του

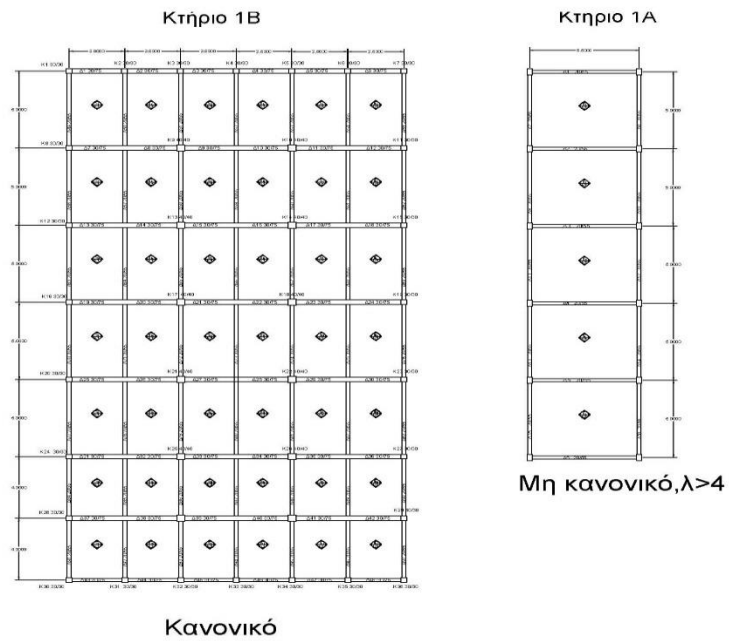


Σχήμα 1.7 Καθορισμός επιφάνειας εσοχής

Η μη κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει έμμεσα το συντελεστή συμπεριφοράς που λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων. Επιπλέον, έχει δυσάρεστες επιπτώσεις στη σεισμική απόκριση των κτηρίων, με σημαντικότερη την στρεπτική καταπόνηση των κτηρίων. Αυτή έχει ως αποτέλεσμα τη διαφορά στις μετατοπίσεις λόγω σεισμού μεταξύ των απέναντι πλευρών της κάτοψης καθώς και την απαίτηση για μεγαλύτερη ικανότητα τοπικών παραμορφώσεων στην πλευρά με τις μεγαλύτερες μετατοπίσεις.

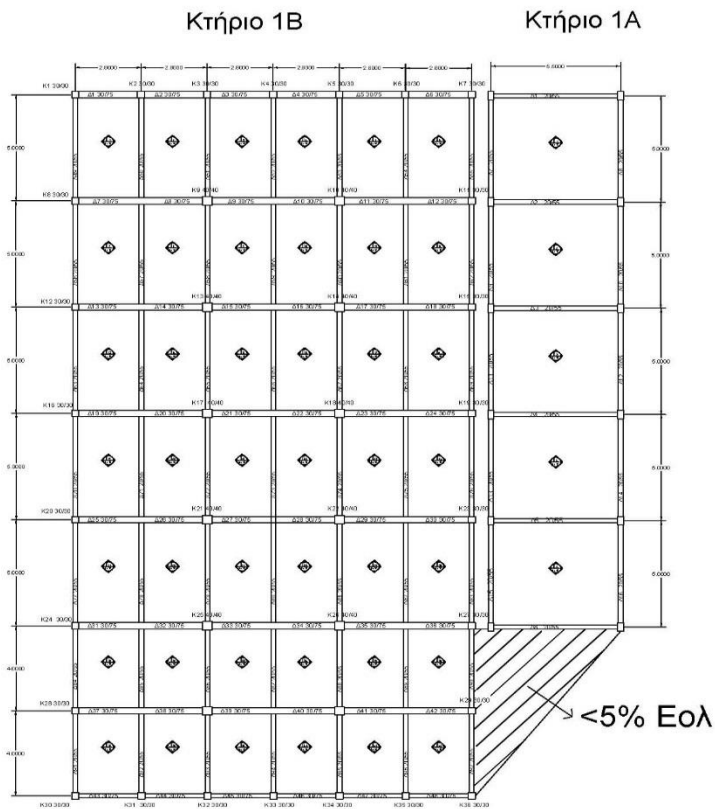
Με την κατασκευαστική ένωση δύο γειτονικών κτηρίων με ισόσταθμες πλάκες, υπάρχουν περιπτώσεις κατά τις οποίες η μη κανονικότητα εξαλείφεται, όπως φαίνεται παρακάτω :

Απαλειφή λυγρότητας σε κάτοψη, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα :



Σχήμα 1.8 Κάτοψη γειτονικών κτιρίων

Ενώ μετά την ένωση επιτυγχάνεται η κανονικότητα :

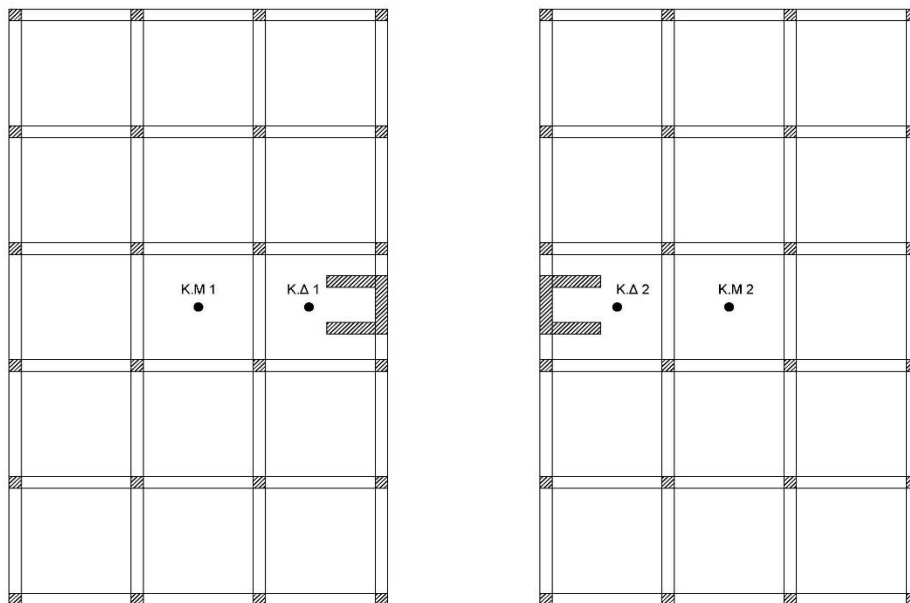


Σχήμα 1.9 Κάτοψη γειτονικών κτιρίων μετά την ένωση

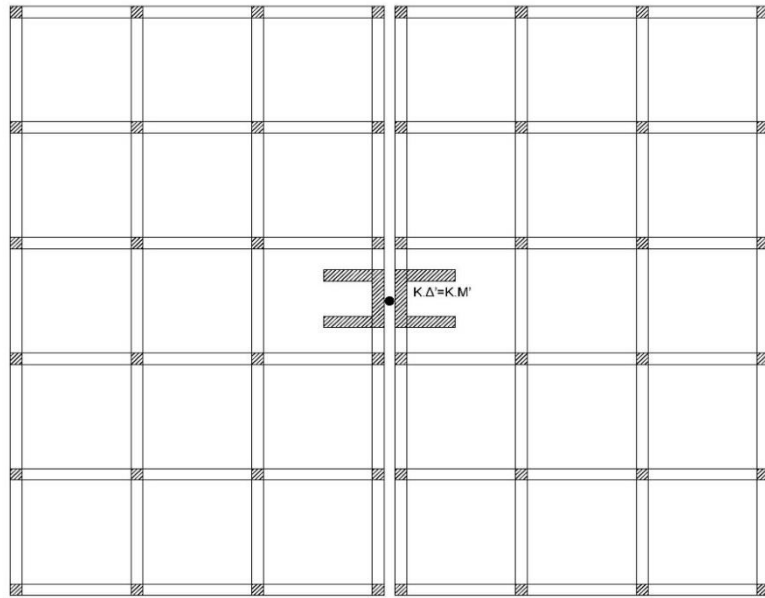


## 2. Απαλοιφή εκκεντροτήτων μετά την ένωση

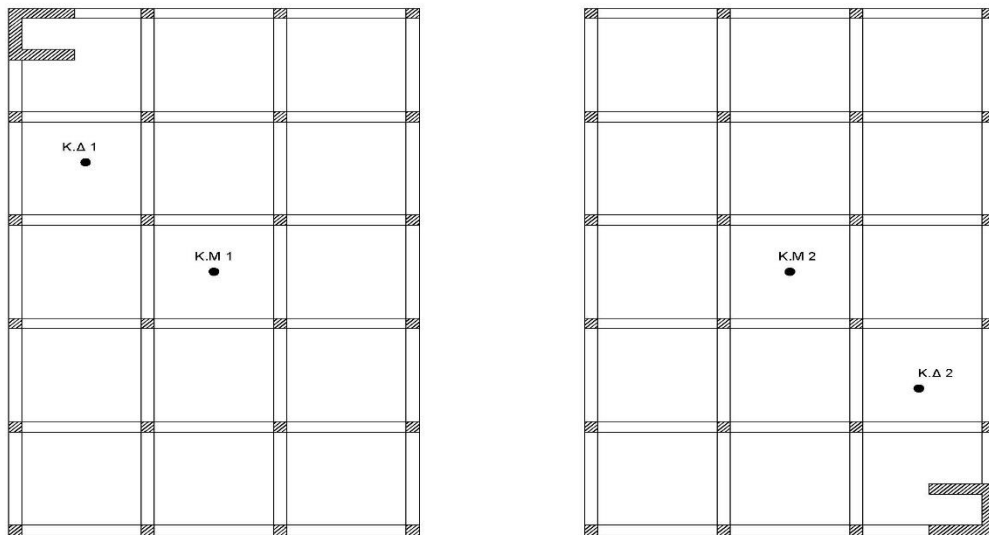
Σε συνήθεις κατόψεις κτιρίων με κλιμακοστάσια αντιμετωπίζεται το πρόβλημα συγκέντρωσης της μεγαλύτερης δυσκαμψίας του κτιρίου στη μία μεριά αυτού. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία μεγάλων στατικών εκκεντροτήτων, καθώς η θέση του κέντρου μάζας και η θέση του κέντρου δυσκαμψίας του ορόφου διαφοροποιούνται έντονα. Κατά τη σεισμική διέγερση ενός τέτοιου κτηρίου, συμβαίνει ανισοκατανομή των μετακινήσεων του ορόφου καθώς το δύσκαμπτο κλιμακοστάσιο μετακινείται ελάχιστα, ενώ τα υπόλοιπα υποστυλώματα καταπονούνται περισσότερο τόσο σε μετακινήσεις όσο και στις στροφές στις οποίες υποβάλλεται το άκαμπτο διάφραγμα γύρω από το κέντρο δυσκαμψίας. Το γεγονός αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγάλων στρεπτικών ροπών. Το πρόβλημα αυτό επιλύεται αν επιτευχθεί κατασκευαστική ένωση διπλανών κτιρίων α) κατοπτρικής ή β) αντικατοπτρικής κάτοψης με κλιμακοστάσια, καθώς το νέο κέντρο μάζας έρχεται να ταυτιστεί με το νέο κέντρο δυσκαμψίας μετά την ένωση και με τον τρόπο αυτό απαλείφονται οι στατικές εκκεντρότητες, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα :



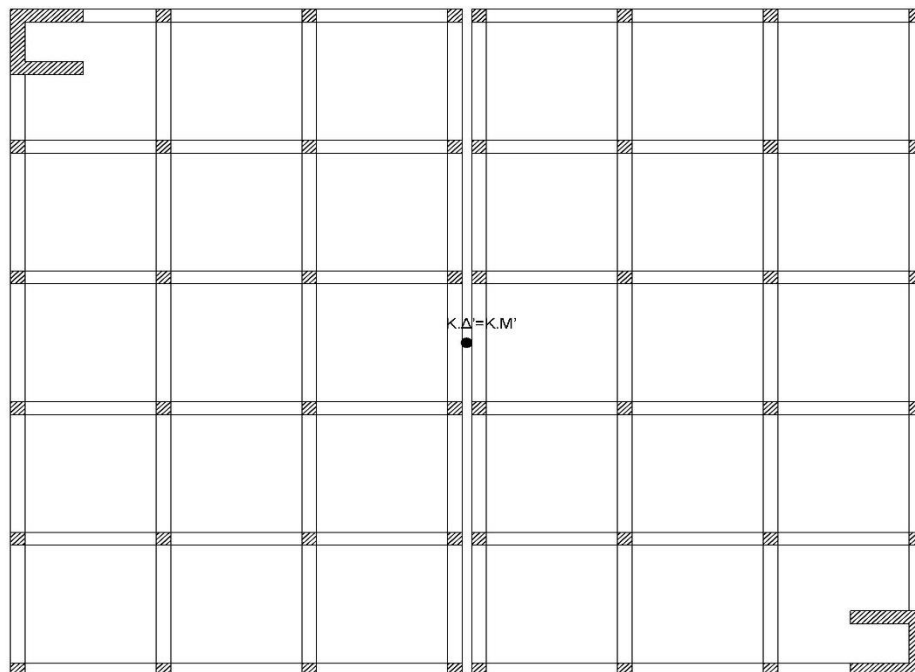
**Σχήμα 1.10 Κεντρο Μάζας και Κέντρο Δυσκαμψίας κάθε κτιρίου πριν την ένωση σε κατοπτρική κατανομή δυσκαμψιών**



Σχήμα 1.11 Απαλοιφή στατικών εκκεντροτήτων μετά την ένωση



Σχήμα 1.12 Κεντρο Μάζας και Κεντρο Δυσκαμψίας κάθε κτιρίου πριν την ένωση σε αντικατοπτρική κατανομή δυσκαμψιών



Σχήμα 1.13 Απαλοιφή στατικών εκκεντροτήτων μετά την ένωση

### 1.6.2 Μειονεκτήματα ενώσεως κτιρίων

- 1) Όσο αυξάνεται ο βαθμός υπερστατικότητας ενός φορέα, τόσο αυξάνονται και τα εντατικά μεγέθη από θερμοκρασιακές αλλαγές. Αυτό φαίνεται να είναι το πιο κρίσιμο πρόβλημα των ενώσεων δύο γειτονικών κατασκευών εφόσον φυσικά έχει διαπιστωθεί η ευνοϊκή επιρροή της ενώσεως. Συγκεκριμένα ο ΕΚΩΣ συνιστά την ύπαρξη αρμών διακοπής εργασίας ανά 20 μέτρα. (Παράγραφος 6.3.2.6)
- 2) Μεγαλύτερες κατόψεις αυξάνουν την τυχαμιακή εκκεντρότητα κάτι το οποίο είναι δυσμενέστερο για τα περιμετρικά δομικά στοιχεία της κατασκευής.
- 3) Δυσκολία εφαρμογής αφού για να ενωθούν δύο όμορα κτίρια θα πρέπει είτε να ανήκουν στον ίδιο ιδιοκτήτη είτε να υπάρξει συμφωνία η οποία είναι δύσκολο να επιτευχθεί.
- 4) Σε περίπτωση ενώσεως με βλήτρα γίνονται πολλές σπές κάτι το οποίο μπορεί να επηρεάσει την αντοχή τοπικά



## Κεφάλαιο 2ο

### **ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**

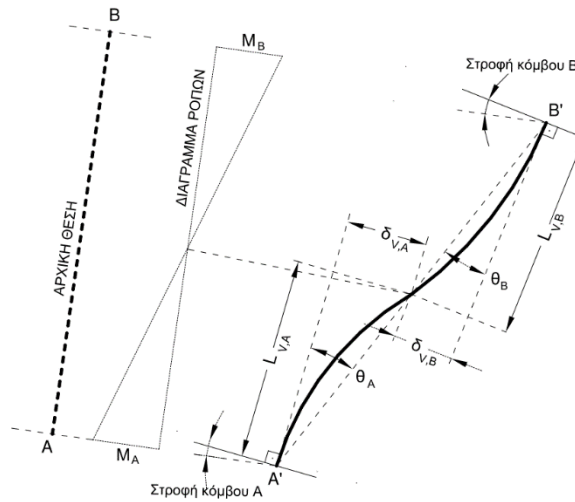
#### **2.1 Εισαγωγή**

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται το θεωρητικό υπόβαθρο σύμφωνα με το οποίο γίνεται η αποτίμηση της ανελαστικής απόκρισης των κατασκευών. Αναφέρονται τα βασικά στοιχεία του Αντισεισμικού Σχεδιασμού με Στάθμες Επιτελεστικότητας και γίνεται μια περιγραφή της Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης. Τα δεδομένα που απαιτούνται προκύπτουν κυρίως από του ισχύοντες κανονισμούς αλλά ακόμη και αυτοί αφήνουν πολλές φορές την επιλογή των κατάλληλων δεδομένων στην κρίση του μηχανικού. Πάνω σε αυτή τη λογική παρουσιάζονται όλα τα δεδομένα που απαιτήθηκαν για την περάτωση των αναλύσεων.

#### **2.2 Πλαστικές Αρθρώσεις διατομών**

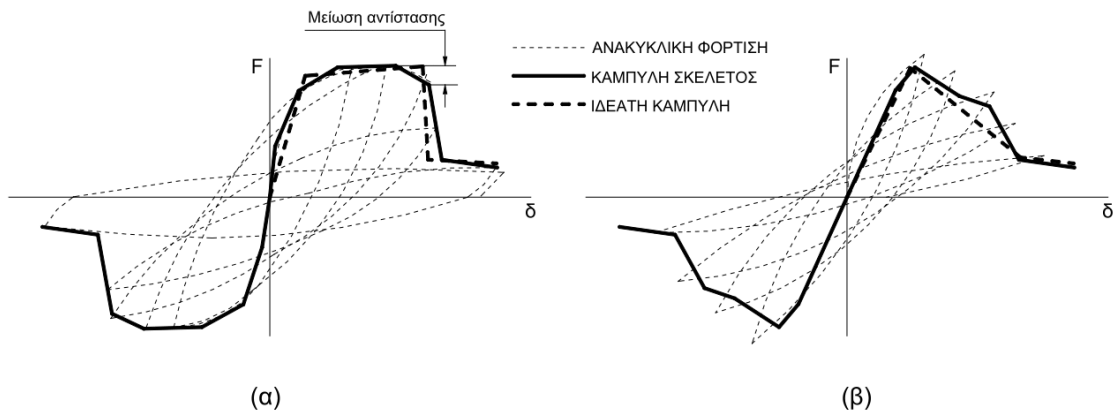
##### **2.2.1 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου ή διατομής**

Για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας μιας κατασκευής θα πρέπει πρώτα να έχουν οριστεί οι νόμοι που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη “F” με παραμορφώσεις “δ”. Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις δ παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η καμπυλότητα  $1/r$ , αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη, V και η διατμητική παραμόρφωση, γ, αντίστοιχα. Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ, στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχ. 3.2). Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος  $L_v$ , δηλαδή,  $\theta = \delta_v / L_v$ , όπου:  $L_v = M / V$  (M=ροπή στη βάση, V=τέμνουσα) και  $\delta_v$  είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



Σχήμα 2.1: Περιγραφή της στροφής χορδής μέλους.

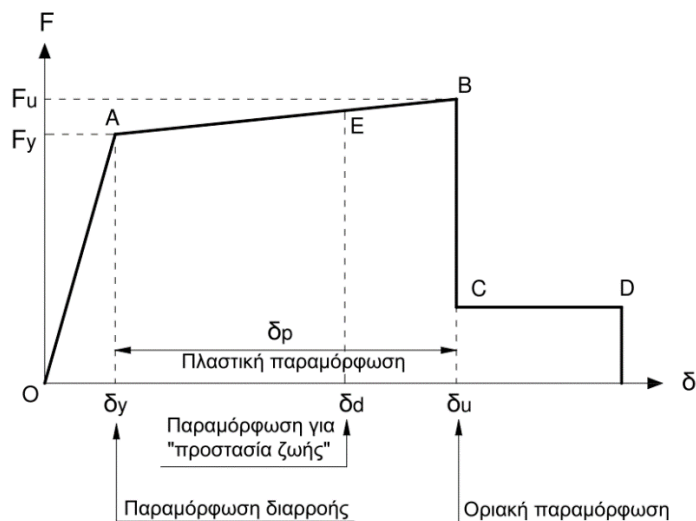
Η επιλογή των μεγεθών ροπής-στροφής χορδής πραγματοποιείται αφού καθοριστική για την ανελαστική συμπεριφορά των μελών θεωρείται η κάμψη και όχι η διάτμηση, εφόσον δεν επιτρέπουμε σε κανένα μέλος να φτάσει στη διαρροή του λόγω διάτμησης. Η ικανότητα στροφής χορδής των δοκών και των υποστυλωμάτων έχει υπολογιστεί σύμφωνα το παράρτημα 7Α σε συνδυασμό με το 7.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. καταλήγοντας στην ιδεατή καμπύλη-σκελετό κάθε διατομής που αναμένεται να συμπεριφερθεί ανελαστικά, δηλαδή να σχηματίσει πλαστική άρθρωση.



Σχήμα 2.2: Καμπύλες F-δ δομικών στοιχείων (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά.

## 2.2.2 Ιδεατή καμπύλη στοιχείου

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων M-θ λαμβάνεται όπως φαίνεται στο σχήμα 9.4. Ο υπολογισμός των χαρακτηριστικών σημείων των διαγραμμάτων ροπών στροφών των διατομών ορίζεται από τον εκάστοτε κανονισμό και στην προκειμένη περίπτωση από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα τμήματα μιας καμπύλης M-θ ορίζονται ως εξής:



Σχήμα 2.3: Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου.

### Τμήμα OA

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής A.

### Τμήμα AB

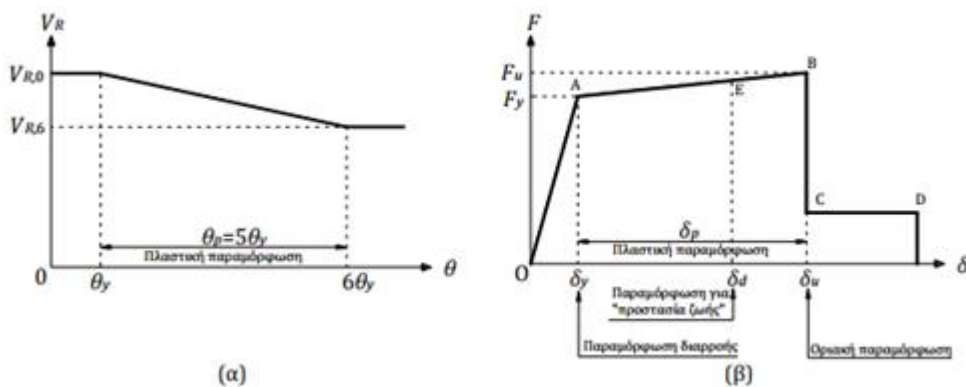
Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι το σημείο θεωρητικής αστοχίας B. Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Η παραμόρφωση  $\delta_u$  ορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης του στοιχείου, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή  $\delta_p = \delta_u - \delta_y$ .

### Τμήμα CD

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως μετά την παραμόρφωση αστοχίας  $\delta_u$ , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δε μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο εξακολουθεί να μπορεί να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D γίνεται η θεώρηση ότι το στοιχείο δε μπορεί να παραλάβει ούτε τα κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντοχής εκτιμάται συνήθως ως το 20% της οριακής αντοχής.

### 2.2.3 Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία

Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων, δηλαδή όταν η αστοχία σε κάμψη προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση, κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, δηλαδή όταν η αστοχία σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη, ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων. Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος  $F - \delta$  που θα χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή της καμπύλης ικανότητας, πρέπει να ελεγχθεί εάν η αστοχία σε τέμνουσα συμβαίνει πριν την αστοχία σε κάμψη και, εάν ναι, να τροποποιηθεί κατάλληλα το διάγραμμα  $F - \delta$  που αντιστοιχεί στην κάμψη (δηλαδή το διάγραμμα  $M - \theta$ ). Για το σκοπό αυτό υπολογίζεται η αρχική αντοχή σε τέμνουσα  $V_{R,0}$ , η οποία όμως μειώνεται μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη. Η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα είναι ανάλογη της πλαστιμότητας στρωφών  $m_\theta$ . Επομένως, ο έλεγχος πρέπει να γίνεται για την τέμνουσα αντοχής που αντιστοιχεί στην εκάστοτε στρόφη χορδής  $\theta$ . Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ., η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα εφαρμόζεται για γωνίες στρόφης  $\theta_y < \theta < 6\theta_y$ , όπως φαίνεται στο Σχ. 2.4. Για στρόφες μεγαλύτερες από  $6\theta_y$  η αντοχή σε τέμνουσα θεωρούμε ότι παραμένει σταθερή, ίση με  $V_{R,6}$ .



Σχήμα 2.4: (α) Μεταβολή της αντοχής σε τέμνουσα  $V_R$ , με τη γωνία στρόφης χορδής  $\theta$ , (β) Πλαστική άρθρωση στοιχείου σε κάμψη

Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος  $M - \theta$  μετατρέπουμε το διάγραμμα  $V_R - \theta$  του Σχ. 2.4(α) σε διάγραμμα  $M_R - \theta$ , όπως φαίνεται στο Σχ. 2.5, όπου  $M_R$  είναι η ροπή στη διατομή που αντιστοιχεί στη  $V_R$ , δηλαδή:  $M_R = V_R \cdot L_V$ . Στη συνέχεια, τοποθετούμε το διάγραμμα  $M_R - \theta$  πάνω στο διάγραμμα  $M - \theta$  της διατομής που περιγράφει τη συμπεριφορά σε κάμψη. Διακρίνουμε τρεις περιπτώσεις (βλ. Σχήμα 2.5):

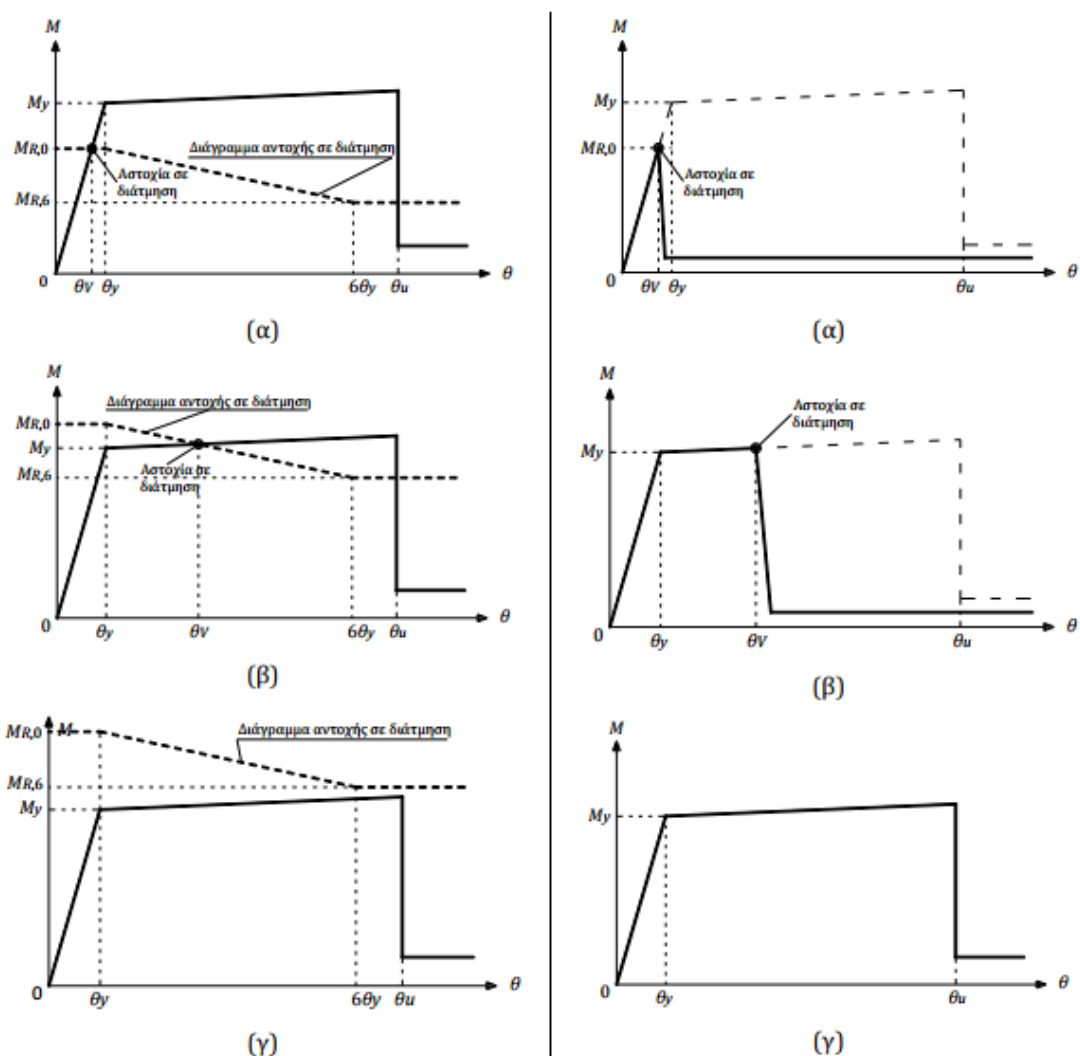
1. Αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει πριν τη διαρροή της διατομής σε κάμψη (Σχ. 2.5(α)). Σε αυτή την περίπτωση η διατομή αστοχεί σε διάτμηση για γωνία στρόφης χορδής  $\theta_V$ . Για μεγαλύτερες γωνίες στρόφης, η αντοχή πέφτει απότομα, επειδή η αστοχία σε



διάτμηση είναι ψαθυρή μορφή αστοχίας. Επομένως το τελικό διάγραμμα  $M - \theta$  προκύπτει όπως φαίνεται στο Σχ. 2.5(α) δεξιά.

2. Αστοχία σε διάτμηση συμβαίνει μετά τη διαρροή της διατομής σε κάμψη, αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη (Σχ. 2.5(β)). Σε αυτή την περίπτωση η διατομή αστοχεί σε διάτμηση για γωνία στροφής χορδής  $\theta = \theta_V$  όπου  $\theta_Y < \theta_V < \theta_U$ . Για γωνίες στροφής μεγαλύτερες της  $\theta_V$ , η αντοχή πάλι πέφτει απότομα. Επομένως το τελικό διάγραμμα  $M - \theta$  προκύπτει όπως φαίνεται στο Σχ. 2.5(β) δεξιά.

3. Το διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε διάτμηση βρίσκεται πάνω από το αντίστοιχο διάγραμμα που περιγράφει την αστοχία σε κάμψη (Σχ. 2.5(γ)). Σε αυτή την περίπτωση η διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση και το τελικό διάγραμμα  $M - \theta$  προκύπτει ίδιο με αυτό της αντοχής σε κάμψη, όπως φαίνεται στο Σχ. 2.5(γ) δεξιά.



Σχήμα 2.5: (α) Αστοχία σε διάτμηση πριν τη διαρροή σε κάμψη, (β) Αστοχία σε διάτμηση μετά τη διαρροή σε κάμψη, αλλά πριν την αστοχία σε κάμψη, (γ) αστοχία σε κάμψη, Στα δεξιά είναι τα τελικά διαγράμματα των αριστερά περιπτώσεων

## 2.2.4. Υπολογισμός χαρακτηριστικών πλαστικών αρθρώσεων

### 2.2.4.1 Υπολογισμός $\theta y$

Για τον καθορισμό των χαρακτηριστικών της μετελαστικής συμπεριφοράς των διατομών γίνεται εφαρμογή του Κεφαλαίου 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αρχικά στο 7.2.2

Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta y = \left(\frac{1}{r}\right) y * \frac{Ls+av*z}{3} + 0.0014 * \left(1 + 1.5 * \frac{h}{Ls}\right) + \frac{\left(\frac{1}{r}\right) y * db * fy}{8 * (fc)^{0.5}} \quad (2.1)$$

Για τοιχώματα:

$$\theta y = \left(\frac{1}{r}\right) y * \frac{Ls+av*z}{3} + 0.0013 + \frac{\left(\frac{1}{r}\right) y * db * fy}{8 * (fc)^{0.5}} \quad (2.2)$$

Όπου το  $(1/r)y$  υπολογίζεται ως εξής από το παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε **διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού**, τότε:

$$\left(\frac{1}{r}\right) y = \frac{fy}{Es * (1 - \xi y) * d}$$

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε μή-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του **θλιβόμενου σκυροδέματος** (για παραμόρφωση ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του  $\epsilon_c \approx 1.8fc/Ec$ ), τότε:

$$\left(\frac{1}{r}\right) y = \frac{\epsilon_c}{\xi y * d} = \frac{1.8fc}{Ec * \xi y * d}$$

Λαμβάνεται η **μικρότερη** των τιμών  $(1/r)y$

Αφού υπολογιστεί το  $(1/r)y$  και το  $\xi y$  υπολογίζουμε το  $\theta y$  (2.1) ή (2.2) και το  $M_y$  από:

$$\frac{M_y}{b * d^3} = \left(\frac{1}{r}\right)y \left( Ec * \frac{\xi y^2}{2} * \left(0.5 * (1 + \delta') - \frac{\xi y}{3}\right) + \frac{\left((1 - \xi y)\rho + (\xi y - \delta')\rho' + \frac{\rho v}{6}(1 - \delta')\right)(1 - \delta')Es}{2} \right)$$

#### 2.2.4.2. Υπολογισμός $\theta u$

Ο υπολογισμός του  $\theta u$  και του  $\theta u_{rl}$ , γίνεται από το παράρτημα 7B του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όπου με γνωστά τη γεωμετρία και τον οπλισμό της διατομής μπορούμε από τους πίνακες να το υπολογίσουμε. Μάλιστα αυτοί οι πίνακες αφορούν διατομές οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη. Επίσης στο παράρτημα αυτό ορίζονται κάποιοι απομειωτικοί συντελεστές για να λάβουμε υπόψιν και άλλους παράγοντες, όπως ο χάλυβας οπλισμού να μην έχει νευρώσεις ή μεγάλη αξονική στο μέλος, στην τελική  $\theta u$ .

#### 2.2.4.3. Υπολογισμός διατμητικής αντοχής στοιχείου

Από το παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$VR = \frac{h - x}{2Ls} \min(N; 0.55Acfc) + (1 - 0.05 \min(5; \mu\theta_{pl})) (0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \min(5; as)) \sqrt{fc} Ac + Vw)$$

Ειδικότερα η διατμητική αντοχή,  $V_R$ , τοιχώματος δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε αστοχία του κορμού σε λοξή θλίψη,  $VR_{max}$ , η οποία, υπό ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, ελαστικές ή μετελαστικές, μπορεί να λαμβάνεται από τη σχέση (μονάδες MN και m)

$$VR_{max} = 0.85(1 - 0.06 \min(5; \mu\theta_{pl})) (1 + 1.8 \min\left(0.15; \frac{N}{Acfc}\right) * (1 + 0.25 \max(1.75; 100\rho_{tot})) (1 - 0.2 \min(2; as)) \sqrt{fc} * bw * z)$$

Η τιμή της  $V_{R,max}$  προ της καμπτικής διαρροής υπολογίζεται με  $\mu\theta_{pl}=0$ .

Εξάλλου, η διατμητική αντοχή,  $VR$ , υποστυλώματος με λόγο διάτμησης  $as \leq 2.0$  δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου,  $VR_{max}$ , η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων,  $\mu\theta_{pl} = \mu\theta - 1$ , ως (μονάδες MN και m):

$$VR_{max} = \frac{4}{7} (1 - 0.02 \min(5; 0.2\mu\theta pl)) (1 + 1.35 * \frac{N}{Acfc}) (1 + 0.45(100\rho_{tot})) (\sqrt{\min(40; f_c)} * bw * z * \sin 2\delta$$

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

## 2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

### 2.3.1 Γενικά

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, στατικές (ανάλυση pushover).

### 2.3.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών.

#### Άμεση χρήση μετά το σεισμό (*Immediate Occupancy*)

Όσον αφορά το φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό, όπως και πριν το σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

Όσον αφορά τα μη-φέροντα στοιχεία, επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ)

πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation - DL), η οποία δεν ταυτίζεται ακριβώς με τη στάθμη Άμεση χρήση, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη Άμεση χρήση συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια (50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη Περιορισμού βλαβών με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

### **Προστασία ζωής (*Life Safety*)**

Όσον αφορά το φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρούς τραυματισμούς ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορεί να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για την επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά τα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαγιάς, κλπ.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται ως Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage - SD).

### **Οιονεί κατάρρευση (*Structural Stability*)**

Όσον αφορά το φέροντα οργανισμό, αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Όσον αφορά τα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαίρεση αποτελούν τα υψηλού

κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

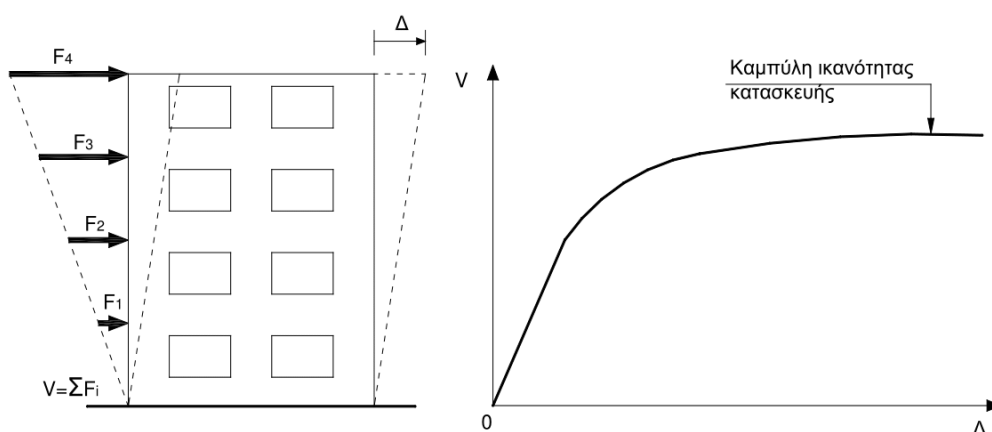
Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται επίσης ως Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse - NC).

### 2.3.3 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

#### Καμπύλη ικανότητας (*capacity curve*)

Ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας μιας κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης ενός κόμβου ελέγχου. Όπως αναφέρεται στην §4.3.3.4.2.3 (2) του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, η μετακίνηση ελέγχου λαμβάνεται στο κέντρο μάζας του δώματος του κτιρίου με προσοχή στην παρατήρηση ότι το δώμα ορόφου σε εσοχή δεν πρέπει να θεωρείται δώμα του κτιρίου.

Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης του κέντρου βάρους του δώματος για διάφορες τιμές μονοτονικά αυξανόμενων φορτίων δεδομένης κατανομής καθ' ύψος των ορόφων. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η ομοιόμορφη, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (προσαυξητική ελαστοπλαστική μέθοδος βήμα προς βήμα), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



Σχήμα 2.6: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας.

### 2.3.3.1. Στάθμες επιτελεστικότητας στην καμπύλη στοιχείου

Στην καμπύλη F-d του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δd. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλαστική ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον. Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα εξηγείται παρακάτω και γίνεται με κριτήριο το κατά πόσον η συμμετοχή του στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων είναι περισσότερο ή λιγότερο σημαντική.

Παράδειγμα: ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ως εξής τις παραμορφώσεις δd που αντιστοιχούν σε πλαστικά στοιχεία στη στάθμη επιτελεστικότητας **προστασία ζωής**:

Πρωτεύοντα στοιχεία:  $\delta d = 0.5(\delta\gamma + \delta u) / \gamma_{Rd}$

Δευτερεύοντα στοιχεία:  $\delta d = \delta u / \gamma_{Rd}$

Για τοιχοπληρώσεις :  $\delta d \cong \delta u / \gamma_{Rd}$ .

Στη στάθμη επιτελεστικότητας **άμεση χρήση**:

Πρωτεύοντα στοιχεία:  $\delta d = \delta\gamma$

Δευτερεύοντα στοιχεία:  $\delta d = \delta\gamma$

Για τοιχοπληρώσεις :  $\delta d \cong \delta\gamma$

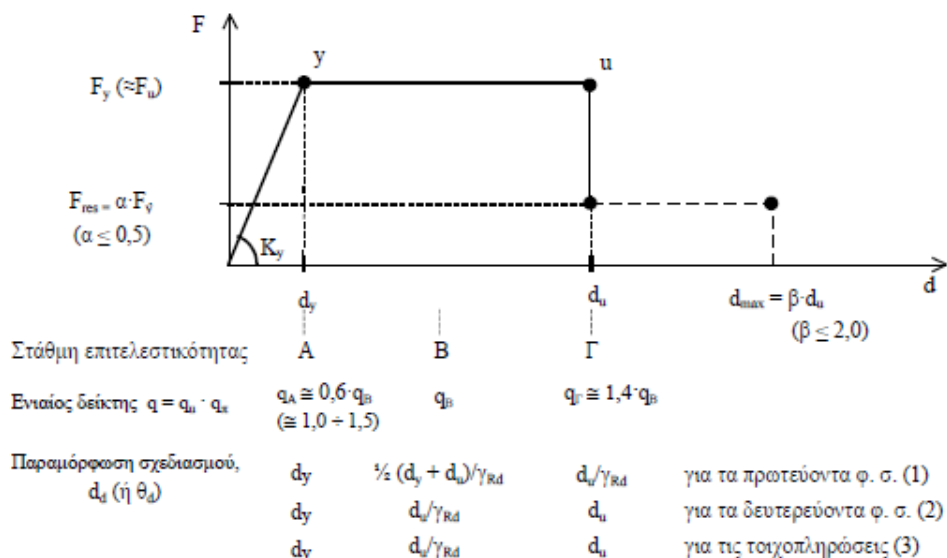
Στη στάθμη επιτελεστικότητας **οιονεί κατάρρευση**:

Πρωτεύοντα στοιχεία:  $\delta d = \delta u / \gamma_{Rd}$

Δευτερεύοντα στοιχεία:  $\delta d = \delta u$

Για τοιχοπληρώσεις :  $\delta d \cong \delta u$

όπου  $\gamma_{Rd} = 1,50$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας.



Σχήμα 2.6: Επιτελεστικότητες Στοιχείου

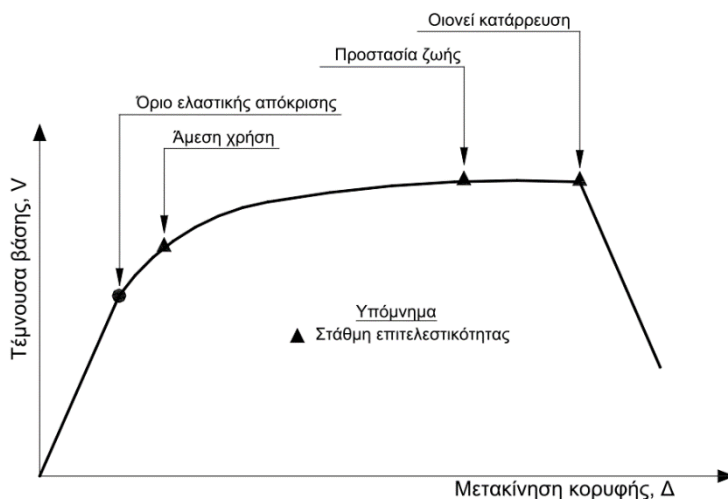
### 2.3.3.1.1. Πρωτεύοντα-Δευτερεύοντα στοιχεία

Σύμφωνα με το παράρτημα 2.4.3.4. του κανονισμού επεμβάσεων, οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο, ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε «κύρια» (ή «πρωτεύοντα») και «δευτερεύοντα». Ως κύρια εν γένει θα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή επιμέρους φορείς θα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία όλα τα στοιχεία θεωρήθηκαν πρωτεύοντα καθώς δεν μπορούσε να αμεληθεί η συνεισφορά τους στη συμπεριφορά των κατασκευών.

### 2.3.3.2 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες M-θ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.7.



Σχήμα 2.7 : Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι μονοσήμαντος ούτε προφανής, γι' αυτό και απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μια στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει τη στάθμη αυτή. Στην περίπτωση που μια κατασκευή αποτελείται

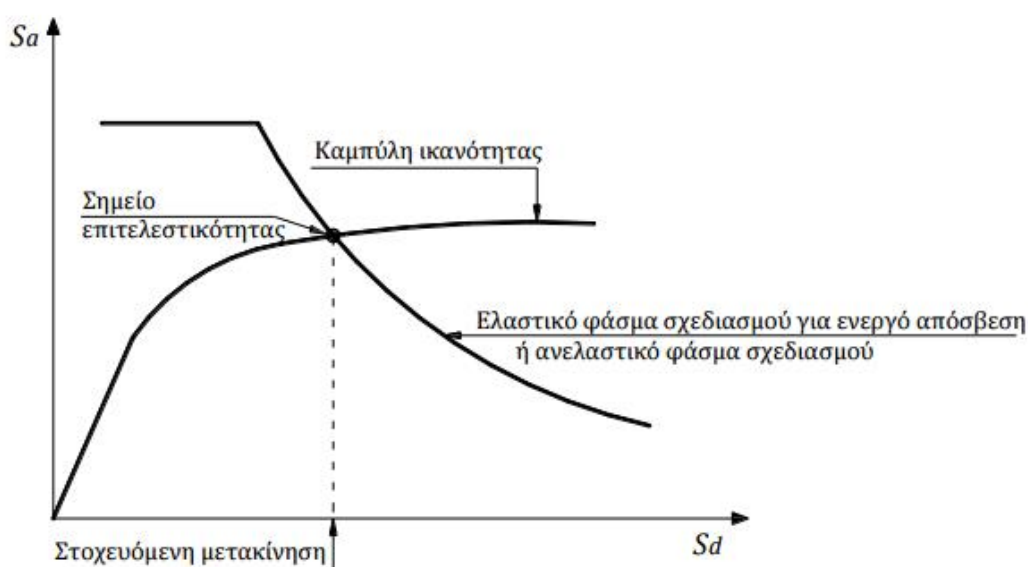


από πολλά στοιχεία, μπορεί ένα μικρό ποσοστό αυτών να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη.

## 2.4 Στοχευμένη μετακίνηση

Όταν δεν γίνονται μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοιστορίας, η στοχευμένη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού μπορεί να υπολογιστεί με τη στατική ανελαστική ανάλυση (pushover).

Ο υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης βασίζεται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της ικανότητας (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος σχεδιασμού.



Σχήμα 2.8: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

### 2.4.1 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των φορτίων στους ορόφους γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση :

$$F_i = V \cdot \frac{m_i \phi_i}{\sum_j m_j \phi_j}$$

Όπου  $V = \sum F_i$  είναι η τέμνουσα βάσης.

Οι συντελεστές  $\phi_i$  δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1ης ιδιομορφής. Διαφορετικά, αντί της 1ης ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Οι τιμές των  $\phi_i$  κανονικοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα:  $\phi_{\text{top}} = 1$ .

Τότε, η σχέση που συνδέει όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργειες) του πολυβάθμιου συστήματος με το ισοδύναμο μονοβάθμιο είναι η εξής :

$$Q = \Gamma \cdot Q^*$$

Όπου :

$Q^*$  = μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη  $F^*$ , μετακίνηση  $\delta^*$ )

$Q$  = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης  $V$ , μετακίνηση κορυφής  $\Delta$ )

$\Gamma$  = συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή :

$$m^* = \sum m_i \phi_i$$

Αρχικά η καμπύλη ικανότητας του πολυβάθμιου κτηρίου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε ADRS μορφή, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις μετασχηματισμού:

$$S_a = \frac{V}{\alpha m_{ολ}} , S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} , \alpha = \Gamma \cdot \frac{m^*}{m_{ολ}}$$

όπου:

$V$  = τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

$m_{ολ}$  = συνολική μάζα πολυβαθμίου

$\alpha$  = ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης και

$\Delta$  = μετακίνηση κορυφής

#### 2.4.1.1 Μέθοδος N2

Η μέθοδος N2 βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς  $R_m$  με την πλαστιμότητα  $\mu$ .

Η ανελαστική φασματική επιτάχυνση  $S_a$  συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική  $S_{ae}$  με τη σχέση :

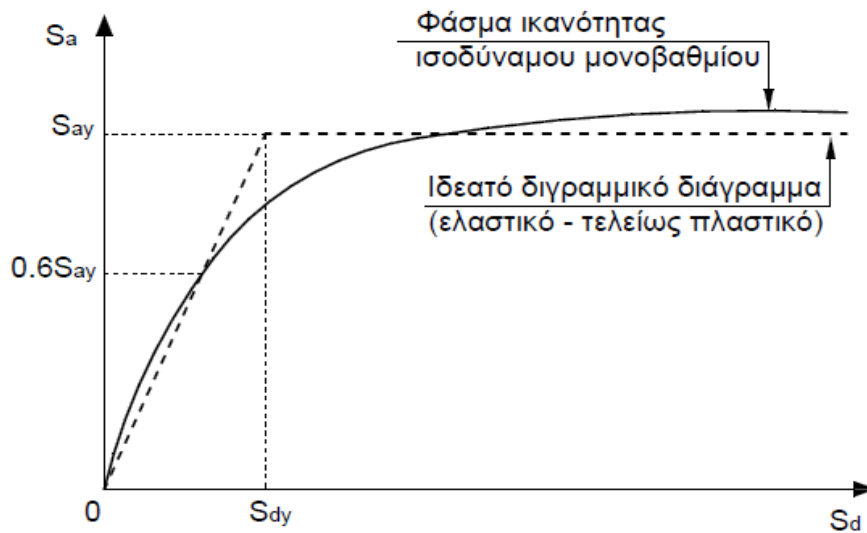
$$S_{ae} = \frac{S_a}{R_\mu}$$

Και αντίστοιχα η ανελαστική φασματική μετακίνηση με την μετακίνηση διαρροής με τη σχέση :

$$S_d = \mu \cdot S_{de}$$

Βήματα:

1. Το φάσμα ικανότητας ADRS μετατρέπεται σε διγραμμικό χωρίς κράτυνση, θέτοντας  $S_{ay} = S_{amax}$  και εφαρμόζοντας είτε την αρχή των ισοδύναμων εμβαδών είτε την παρακάτω διγραμμικοποίηση, με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής :



Σχήμα 2.9: Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού φάσματος ικανότητας σύμφωνα με τη μέθοδο N2

2. Από τη διγραμμικοποίηση θεωρείται γνωστή η  $S_{ay}(=S_{amax})$  και προκύπτει η μετακίνηση διαρροής  $S_{dy}$ . Στη συνέχεια υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}}$$

3. Λαμβάνεται  $T_o=T_c$  (EC8)

Για τον υπολογισμό της πλαστιμότητας και της στοχευμένης μετακίνησης, υπάρχουν οι εξής περιπτώσεις :

- Εάν  $T^* \geq T_o \Rightarrow \mu = R_\mu$  και  $S_d = S_{de}$  (παραδοχή ίσων μετακινήσεων για μεγάλες ιδιοπεριόδους)
- Εάν  $T^* \leq T_o \Rightarrow \mu = (R_\mu - 1) \frac{T_o}{T^*} + 1$  και

4. Τέλος, υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση της κατασκευής :

$$\Delta_{top} = \Gamma \cdot S_{de}$$

### 2.4.1.2 Μέθοδος ATC-40

Βήμα 1:

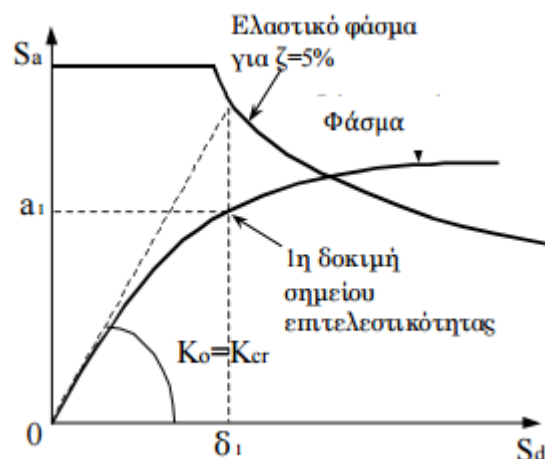
Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta=5\%$  στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή ADRS).

Βήμα 2:

Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (capacity curve) και του φάσματος ικανότητας (capacity spectrum).

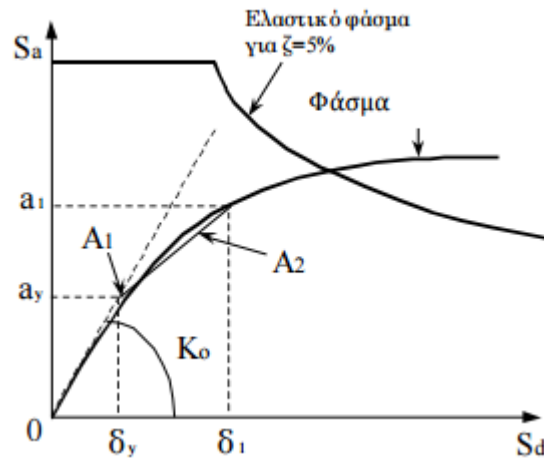
Βήμα 3:

Εύρεση 1ου σημείου δοκιμών (Σχ. 2.10). Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση  $\zeta=5\%$  υπολογίζεται η μετακίνηση  $\delta_1$  για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση  $\delta_1$  υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση  $a_1$ . Η μετακίνηση  $\delta_1$  είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.



Σχήμα 2.10 : Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας (Σχ. 2.11)



Σχήμα 2.11 : Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Από το 1ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά A1 και A2 να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες Sa και Sd ορίζει την επιτάχυνση διαρροής, ay και τη μετακίνηση διαρροής, dy αντίστοιχα.

Βήμα 5:

Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ}$$

$$\zeta_{eff}(\%) = 5 + 63.7 * \kappa * \frac{ay * \delta_1 - \delta y * a_1}{a_1 * \delta_1}$$

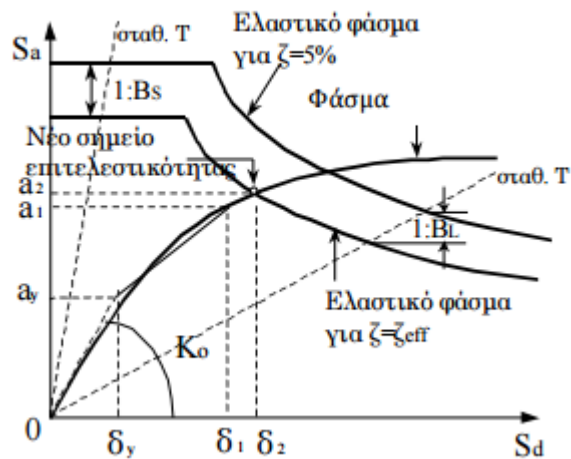
Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση  $\zeta = \zeta_{eff}$  με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για  $\zeta = 5\%$  με τους συντελεστές SRA και SRB

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min}$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min}$$

Για να υπολογιστούν απαιτούνται πίνακες οι οποίοι μας δίνουν τον τύπο συμπεριφοράς του κτιρίου, την τιμή του  $\kappa$  καθώς και τις ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης.

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta = \zeta_{\text{eff}}$  και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει την νέα επιτάχυνση,  $a_2$  και τη νέα μετακίνηση,  $\delta_2$  αντίστοιχα.



Βήμα 6:

Έλεγχος σύγκλισης Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, θέτουμε  $a_1 = a_2$  και  $\delta_1 = \delta_2$  και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το 4ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση  $\delta_2$  αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση  $\delta^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

Βήμα 7:

Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής Η μετακίνηση της κορυφής,  $\Delta$ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $\delta^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται από τη σχέση, επιλύοντας ως προς  $\Delta$  και θέτοντας  $S_d = \delta^*$ .

$$\Delta_{\text{top}} = \Gamma \cdot S_{de}$$

### 2.4.1.3. Ελαστικό φάσμα σεισμού

#### Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας

Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μία τιμή αναφοράς  $a_{gR}$  της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς  $T_{NCR} = 475$  έτη. Για έδαφος διαφορετικής κατηγορίας, η τιμή αυτή πολλαπλασιάζεται με το Συντελεστή Εδάφους S. Για τις εν λόγω κατασκευές επιλέχθηκε Ζώνη σεισμικής Επικινδυνότητας **Z2** για την οποία σύμφωνα με το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα, ορίζεται μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_{gR} = 0,24 g$ :

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

#### Κατηγορία Εδάφους

Για το σύνολο των κατασκευών επιλέγεται **Κατηγορία Εδάφους B**, όπως ορίζεται με βάση τη μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $v_{s,30}$  στον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 1.

Ο συντελεστής εδάφους και οι χαρακτηριστικές περίοδοι για Κατηγορία Εδάφους B όπως δίνονται στο Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα του EC8:

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

#### Συντελεστής Σπουδαιότητας

Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Τα εν λόγω κτίρια θεωρούνται **Συνήθους Σπουδαιότητας** ως προς τη χρήση τους (κατοικίες ή χώροι γραφείων), ή κατά τον κανονισμό, **Κατηγορίας Σπουδαιότητας III**.



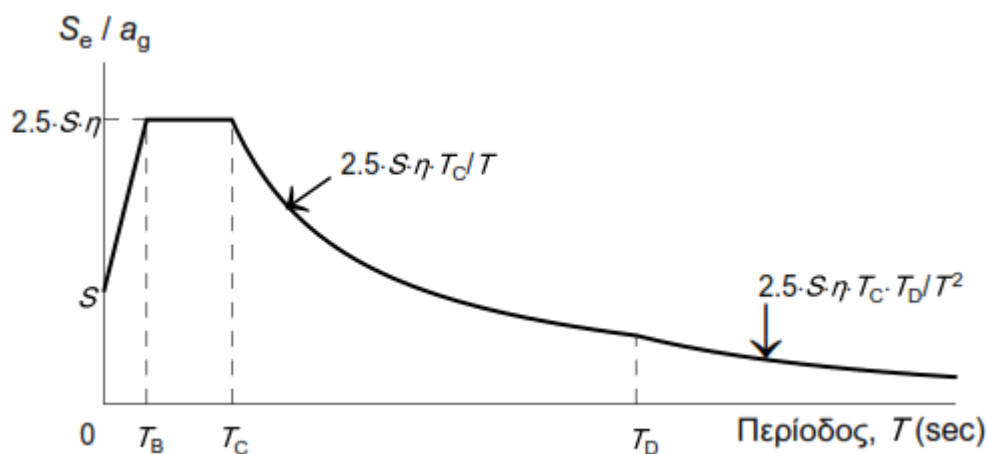
Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Ο Συντελεστής Σπουδαιότητας  $\gamma_1 = 1,20$  όπως ορίζεται από τον κανονισμό και το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα για κατασκευές με κατηγορία σπουδαιότητας III:

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_1$	0,80	1,00	1,20	1,40

#### Ε.Κ. 8

Ελαστικό φάσμα απόκρισης ( $S_e$ =ελαστική φασματική επιτάχυνση)



Σχήμα 2.12 : Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου

$T$  η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$a_g$  η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  η τιμή της περιόδου στην αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$S_e(T)$  το φάσμα σχεδιασμού

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55 =$  συντελεστής απόσβεσης (το  $\xi$  τίθεται επί τοις εκατό)

#### 2.4.1.4. Λόγος Ιξώδους Απόσβεσης

Ο λόγος ιξώδους απόσβεσης για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι  $\xi=5\%$ . Σημειώνεται ότι ο λόγος  $\xi$  υπεισέρχεται κατά το σχεδιασμό, μέσω του συντελεστή  $\eta$ , στον υπολογισμό του ελαστικού φάσματος, δηλαδή στην περίπτωση πλήρως ελαστικού σχεδιασμού, όχι όμως στο φάσμα σχεδιασμού, όπου η επιρροή της απόσβεσης της κατασκευής συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

#### 2.4.2. Κατηγορία Πλαστιμότητας

Τα κτίρια από σκυρόδεμα κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας: *ΚΠΜ* (μέση πλαστιμότητα) και *ΚΠΥ* (υψηλή πλαστιμότητα), ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. Και οι δύο κατηγορίες αντιστοιχούν σε κτίρια που σχεδιάζονται, διαστασιολογούνται και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται σύμφωνα με ειδικές αντισεισμικές διατάξεις που δίνουν την δυνατότητα στον φορέα να αναπτύξει ευσταθείς πλαστικούς μηχανισμούς που συνοδεύονται από μεγάλη απόδοση υστερητικής ενέργειας υπό φόρτιση με επαναλαμβανόμενες αναστροφές χωρίς να υποστεί ψαθυρές αστοχίες. Σημειώνεται ότι αν ο κανονισμός προβλέπει Κατηγορία

Πλαστιμότητας Χαμηλή (ΚΠΧ), δηλαδή τη διαστασιολόγηση κατασκευών χωρίς προδιαγραφές πλαστιμότητας, αυτή απαγορεύεται για υπέργειες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στον Ελλαδικό χώρο.

Για το σύνολο των κτιρίων που σχεδιάζονται στην εργασία αυτή επιλέγεται **Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ)**, αφού είναι επιθυμητό τα μέλη που συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων (δοκοί και υποστυλώματα) να έχουν αυτές τις λεπτομέρειες όπλισης που θα τους δώσουν την ικανότητα να συμπεριφερθούν πλάστιμα όταν βρεθούν στην πλαστική περιοχή, δηλαδή να σχηματίσουν πλαστικές αρθρώσεις σε εκείνες τις θέσεις και με εκείνες τις δυνατότητες ροπής-στροφής, που θα τους δώσουν τη δυνατότητα ο σχηματισμός του πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης να σχηματιστεί σε στάθμες φορτίων/μετακινήσεων αρκετά μεγαλύτερες από αυτές που προκαλούν την πρώτη διαρροή της κατασκευής.

## 2.5 Κανονικότητα

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς. Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στη σεισμική μελέτη των κατασκευών ως προς τα προσομοιώματα ανάλυσης (χωρικά ή επίπεδα), τις μεθόδους μελέτης (απλουστευμένη ανάλυση οριζόντιας φόρτισης ή ιδιομορφική) και την ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς. Οι κατασκευές κατηγοριοποιούνται σε κανονικές και μη κανονικές ως προς την κανονικότητά τους σε κάτοψη και την κανονικότητά τους καθ' ύψος

### 2.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Οι κατασκευές που αναλύονται στην εργασία αυτή είναι στο σύνολό τους *Κανονικές σε Κάτοψη*, αφού:

- ❖ Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, τα κτίρια είναι πλήρως συμμετρικά σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.
- ❖ Η διαμόρφωση των κατόψεων είναι συμπαγής, δηλαδή οι πλάκες όλων των ορόφων οριοθετούνται από κυρτή πολυγωνική γραμμή και δεν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο).
- ❖ Η δυσκαμψία των πλακών όλων των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση των πλακών έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων

- ❖ Η λυγηρότητα σε κάτοψη  $\lambda = L_{max}/L_{min}$ , δεν είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το  $L_{max}$  και το  $L_{min}$  είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις. Για την ακρίβεια, είναι:
- ❖ Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης  $x$  και  $y$ , οι στατικές εκκεντρότητες  $e_{0x}$ ,  $e_{0y}$  και οι ακτίνες δυστρεψίας  $r_x$ ,  $r_y$  ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

#### Διεύθυνση ανάλυσης $y$

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

#### Διεύθυνση ανάλυσης $x$

$$e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y$$

$$r_y \geq l_s$$

όπου

$e_{0x,y}$  είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση  $x,y$ , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης.

$r_{x,y}$  είναι η ακτίνα δυστρεψίας, δηλαδή η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας (στροφικής δυσκαμψίας) προς την μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση  $y,x$ .

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \quad \text{και} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (7.5) \text{ και } (7.6)$$

$l_s$  είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου ( $\alpha$ ) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς ( $\beta$ ) την μάζα της πλάκας του ορόφου)

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{KM}}{m_{\text{ορόφου}}}} \quad (7.7)$$

### 2.5.2 Κανονικότητα καθ' ύψος

Οι κατασκευές που αναλύονται στην εργασία αυτή είναι στο σύνολό τους *Κανονικές σε Όψη*, αφού:

- ❖ Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων (στη συγκεκριμένη περίπτωση πλαίσια), είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια των κτιρίων.
- ❖ Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερές, χωρίς αλλαγές, από τη βάση ως την κορυφή των κτιρίων.

- ❖ Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα (όπως όλα τα κτίρια που αναλύονται στην εργασία αυτή) ο λόγος της πραγματικής αντοχής των ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δε διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων.
- ❖ Δεν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος των ορόφων.



## Κεφάλαιο 3<sup>ο</sup>

### ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

#### **3.1 Γενικά**

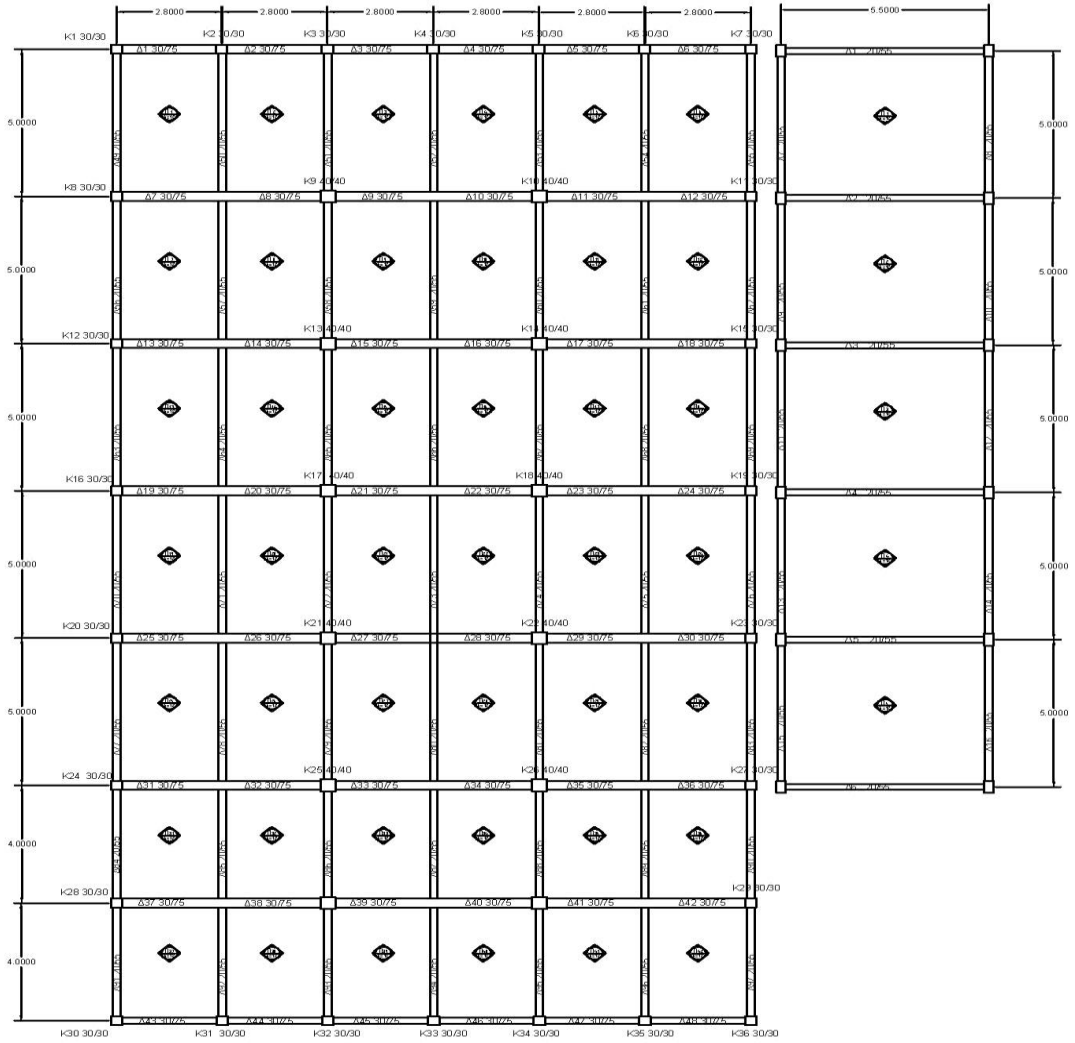
Ο υπό μελέτη φορέας είναι υποθετικός, με στόχο όμως να προσομοιάσει στο μέγιστο βαθμό τμήμα βιομηχανικού συγκροτήματος παλαιών εργοστασίων κλωστοϋφαντουργίας εδραζόμενων στην Αθήνα. Τα κτίρια κατασκευάστηκαν σε διαφορετικές χρονικές περιόδους, περί το 1960, με βάση τις κείμενες κατασκευαστικές συνήθειες της κάθε εποχής. Η μελέτη και ο ανασχεδιασμός του υφιστάμενου φορέα, βασίζονται στην εργασία αποτίμησης που έγινε στα πλαίσια του μαθήματος 'Πρακτική Άσκηση' στο διάστημα Οκτωβρίου-Νοέμβριος 2014.

#### **3.2 Μορφολογία του φορέα**

Ο φορέας αποτελείται από δύο διώροφα γειτονικά κτίρια, με ίδιο ύψος ορόφων (ύψος ορόφου 3 m) και ισόσταθμες πλάκες. Το κτίριο 1Α παρουσιάζει συμμετρία τόσο κατά την Χ και όσο και κατά την Υ διεύθυνση, ενώ οι κατόψεις των ορόφων είναι ίδιες καθ' ύψος του κτίσματος. Αποτελείται από πλαίσια μίας διεύθυνσης. Το κτίριο 1Β, τετραπλάσιου εμβαδού από το 1Α, είναι συμμετρικό μόνο κατά την Υ διεύθυνση, ενώ κατά την Χ διεύθυνση διαφοροποιείται λόγω της ύπαρξης πλαισίων μικρότερων διαστάσεων στο κάτω μέρος του (πλαίσιο ανοίγματος 4 m αντι για 5 m στην Υ διεύθυνση). Παρουσιάζει ποικιλία δομικών χαρακτηριστικών, όπως διαφορετικές διατομές δοκών και υποστυλωμάτων, καθώς και έμμεσες στηρίξεις δοκού σε δοκό. Οι κατόψεις του ισογείου και του πρώτου ορόφου είναι ίδιες. Τα δύο κτίρια χωρίζονται με κατασκευαστικό αρμό. Ο φέρων οργανισμός τους αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Υπάρχει μη φέρουσα τοιχοποιία μόνο κατά την Χ διεύθυνση της περιμέτρου των κτιρίων, ενώ δεν υπάρχει τοιχοποιία κατά την Υ διεύθυνση. Ενδεικτικά, στο Σχήμα 3.1, παρατίθεται η κάτοψη του πρώτου ορόφου.

# Κτίριο 1B

# Κτίριο 1A



## Α ΟΡΟΦΟΣ

Σχήμα 3.1 : Κατόψεις κτιρίων 1A και 1B



### **3.3 Εργασία Αποτύπωσης**

Κατά την φάση διεξαγωγής των ελέγχων πραγματοποιήθηκε ενδελεχής οπτικός έλεγχος, με σκοπό τον εντοπισμό πιθανών προβληματικών περιοχών ή/ και άλλων παρατηρήσεων που θα μπορούσαν να χρησιμεύσουν στην μελέτη στατικής επάρκειας. Επίσης, πραγματοποιήθηκε γεωμετρική αποτύπωση του φέροντος οργανισμού. Στην παράγραφο αυτή θα παρουσιαστεί η μεθοδολογία μέσω της οποίας έγινε η επιλογή των τελικών αντοχών των υλικών. Θα παρουσιαστούν επίσης αναλυτικά τα αποτελέσματα των ελέγχων που έγιναν κατά τη διάρκεια της πρακτικής ασκήσεως της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. στην εταιρεία 'ΛΙΘΟΣ Σύμβουλοι Μηχανικοί' σε συνεργασία με διαπιστευμένο εργαστήριο για τους εργαστηριακούς ελέγχους που απαιτήθηκαν.

#### **3.3.1 Υλικά**

##### **3.3.1.1 Μη Καταστροφικοί και ελάχιστα καταστροφικοί έλεγχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

Η διεξαγωγή των ελέγχων έγινε σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν έμμεσοι έλεγχοι σκυροδέματος σε όλες τις στάθμες των κτιρίων. Αναλυτικότερα, διανοίχτηκαν περιοχές ελέγχου (απομάκρυνση σοβά ή καθαρισμός εμφανών σκυροδεμάτων σε περιοχές επί των στοιχείων του φέροντος οργανισμού, διαστάσεων περίπου 30\*40 cm) και διεξήχθησαν μη καταστροφικοί ή ελάχιστα καταστροφικοί έλεγχοι (κρουσιμετρήσεις, εξόλκευση ήλων), όπως αυτοί περιγράφονται παρακάτω στο Σχήμα 4.2. Για την αποτύπωση των οπλισμών εφαρμόστηκε η μέθοδος της μαγνητικής σάρωσης (Μαγνητογραφία). Για τη βαθμονόμηση των οργάνων, πραγματοποιήθηκε λήψη πυρήνων οπλισμένου σκυροδέματος, όπως ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Το βάθος της ενανθράκωσης του σκυροδέματος μετρήθηκε με χρήση διαλύματος φαινολοφθαλείνης. Στον ακόλουθο πίνακα περιγράφονται συνοπτικά οι υλοποιηθείσες εργασίες.

					Πυρήνες	Κρουσιμετρήσεις	Εξολκώσεις	Ανίχνευση οπλισμού	Αποκαλύψεις οπλισμών	Δοκίμια χάλυβα
Κτίριο	Στάθμη	Στοιχείο	Πλήθος	Υλικό						
1A	Θεμελίωση									1
	Ισόγειο	Πλάκες,Δοκοί	22	Σκυρόδεμα	1	4	4	5	5	
		Στύλοι	12	Σκυρόδεμα		4	4	7	4	
	Α΄Οροφος	Πλάκες,Δοκοί	22	Σκυρόδεμα	1	4	4	6	6	
		Στύλοι	12	Σκυρόδεμα		4	4	6	4	
1B	Θεμελίωση									1
	Ισόγειο	Πλάκες,Δοκοί	98	Σκυρόδεμα	3	15	15	11	4	
		Στύλοι	35	Σκυρόδεμα		11	11	16	5	
	Α΄Οροφος	Πλάκες,Δοκοί	110	Σκυρόδεμα	3	17	17	14	8	
		Στύλοι	28	Σκυρόδεμα		10	10	13	7	

Σχήμα 3.2 : Μη Καταστροφικοί και ελάχιστα καταστροφικοί έλεγχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 3.3.1.2 Μέθοδοι μέτρησης και αποτίμηση των συμπερασμάτων

Οι μη καταστροφικές ή ελάχιστα καταστροφικές μέθοδοι μέτρησης (έμμεσες μέθοδοι) που χρησιμοποιήθηκαν για την εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος ήταν: α) κρουσιμέτρηση (με χρήση σφύρας Schmidt) και β) εξόλκευση ήλου (με χρήση πυρσοκροτητή και εξολκέα τύπου Hilti). Όσον αφορά τις ημικαταστρεπτικές μεθόδους (άμεσες μέθοδοι), ελήφθησαν πυρήνες σκυροδέματος σύμφωνα με τα όσα ορίζει ο ΚΑΝΕΠΕ στην §3.7.1.2. Στους πυρήνες πραγματοποιήθηκε εκτίμηση του βάθους ενανθράκωσης με χρήση διαλύματος φαινολοφθαλείνης. Η θραύση των πυρήνων πραγματοποιήθηκε σε διαπιστευμένο από το ΥΠΕΧΩΔΕ και το ΕΣΥΔ εργαστήριο σκυροδέματος.

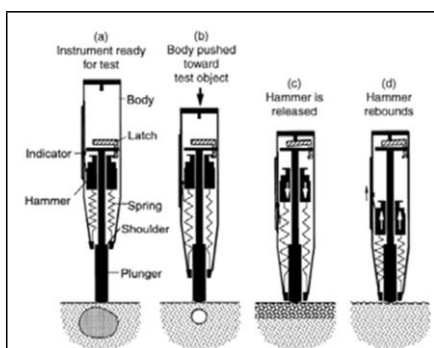
Σημειώνεται ότι λόγω των ενδογενών αβεβαιοτήτων των έμμεσων μεθόδων εκτίμησης της θλιπτικής αντοχής, κρίνεται απαραίτητη η συνδυαστική χρήση τους για την μεγαλύτερη δυνατή ελαχιστοποίηση των πιθανών σφαλμάτων. Η αποτίμηση των αποτελεσμάτων γίνεται ύστερα από στατιστική επεξεργασία των επί τόπου μετρήσεων. Για κάθε στοιχείο γίνεται καταγραφή των μετρήσεων κάθε μεθόδου αναλυτικά. Στη συνέχεια υπολογίζεται ο μέσος όρος (MVi) και η τυπική απόκλιση (SDi) για κάθε μέθοδο. Τέλος, από το μέσο όρο των αποτελεσμάτων κάθε μεθόδου εκτιμάται η θλιπτική αντοχή του εξεταζόμενου μέλους με βάση: (i) νομογραφήματα / καμπύλες της διαθέσιμης βιβλιογραφίας, (ii) τα εγχειρίδια των οργάνων ή (iii) τις βαθμονομήσεις που πραγματοποιούνται στους πυρήνες ή/ και στις περιοχές γύρω από τις θέσεις εξαγωγής των πυρήνων. Παρακάτω δίνεται συνοπτικός πίνακας με τις μέσες θλιπτικές αντοχές

όλων των στοιχείων που εξετάστηκαν ανά μέθοδο και ανά στάθμη, ώστε να υπάρχει συνολική εικόνα για την κατασκευή. Η μη καταστροφική μέθοδος της μαγνητομετρίας (σαρωτής οπλισμών Ferroskan Hilti) χρησιμοποιήθηκε για την εύρεση της θέσης και του πλήθους των υφιστάμενων χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος, καθώς και την εκτίμηση της διαμέτρου τους.

- **Κρουσιμέτρηση**

Η μέθοδος του κρουσίμετρου είναι μία μη καταστροφική μέθοδος εκτίμησης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, η οποία βασίζεται στη μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας των υπό εξέταση δομικών στοιχείων. Με τη συγκεκριμένη μέθοδο εκτιμάται η ποιότητα του σκυροδέματος της εξωτερικής επιφάνειας των φερόντων στοιχείων σε βάθος έως 30mm («επιφανειακό σκυρόδεμα»). Σύμφωνα με την αρχή λειτουργίας της μεθόδου (**Εικόνα 1α**), μια μεταλλική μάζα προσκρούει στην επιφάνεια του εξεταζόμενου υλικού. Το ύψος αναπηδήσεως αυτής της μάζας καταγράφεται και συναρτάται με τη θλιπτική αντοχή του εξεταζόμενου υλικού.

Πριν την εφαρμογή της μεθόδου απαιτείται απομάκρυνση των επιχρισμάτων, καθώς και τοπική λείανση των στοιχείων στις θέσεις εφαρμογής. Τα αποτελέσματα των μετρήσεων επηρεάζονται από την ηλικία του σκυροδέματος, την επιφανειακή και εσωτερική υγρασία, το μέγεθος των αδρανών και το βάθος ενανθράκωσης του σκυροδέματος. Για όλες αυτές τις παραμέτρους έγιναν οι κατάλληλες διορθώσεις.



**Σχήμα 3.3 :Σχηματική απεικόνιση αρχής λειτουργίας μεθόδου κρουσιμέτρησης**

Η λήψη και η στατιστική επεξεργασία των μετρήσεων βασίστηκαν στην οδηγία ACI 228.1R- 03 και πραγματοποιήθηκαν με κατάλληλη τροποποίηση του προτύπου ASTM C805. Συγκεκριμένα, ελήφθησαν 20 μετρήσεις, εκ των οποίων απορρίφθηκαν οι μετρήσεις εκείνες που διέφεραν από το μέσο όρο των 20 μετρήσεων περισσότερο από 6 μονάδες («αναπηδήσεις»). Από το σύνολο των έγκυρων μετρήσεων προέκυψε νέος μέσος όρος, ο οποίος τροποποιήθηκε κατάλληλα ανάλογα με τη διεύθυνση κρούσεως.

- **Εξόλκευση ήλου**

Πρόκειται για μια έμμεση μέθοδο προσδιορισμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος με εξόλκευση ήλου η οποία αναπτύχθηκε από τους Τάσιο και Δεμίρη (Αθήνα 1968). Με τη χρήση ενός πυροδοτικού εκτοξευτή σε επαφή με το σκυρόδεμα, εκτοξεύεται πρότυπος ήλος μήκους 4cm και διαμέτρου 4mm, ο οποίος εισάγεται μέσα στο επιφανειακό σκυρόδεμα. Ύστερα από την πάροδο δέκα λεπτών, ο ήλος

απομακρύνεται με ειδικό εξολκέα, ο οποίος φέρει δυναμόμετρο. Η δύναμη εξολκείσεως καταγράφεται και, στη συνέχεια, με κατάλληλα νομογραφήματα, πρότυπα ή μέσω βαθμονόμησης του οργάνου, είναι δυνατή η εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος. Οι έλεγχοι γίνονται με τη χρήση εξολκέα HILTI και ήλο HILTI 32D 12.

- **Μαγνητομετρία**

Με τη μέθοδο της μαγνητομετρίας ελέγχεται η ύπαρξη χάλυβα οπλισμού σε συγκεκριμένες θέσεις. Με χρήση ειδικού μαγνητικού σαρωτή και με χρήση πρότυπου κάναβου αποτυπώνεται η υπό έλεγχο περιοχή. Οι αντανάκλασεις των οπλισμών αποτυπώνονται γραφικά και καταγράφονται οι θέσεις και οι αποστάσεις μεταξύ των εντοπισμένων ράβδων. Μέσω περαιτέρω αναλύσεως είναι δυνατή η εκτίμηση της διαμέτρου ή/ και του πάχους επικαλύψεως των οπλισμών. Σε περίπτωση που η διάμετρος των οπλισμών δεν είναι γνωστή (λόγω απώλειας ή μη ύπαρξης σχεδίων μελέτης ή/ και εφαρμογής) πραγματοποιείται εκτίμηση πιθανών συνδυασμών διαμέτρου-επικαλύψεων, με βάση και τη βαθμονόμηση του οργάνου που πραγματοποιείται επιτόπου σε μέρος των θέσεων ελέγχου (αποκάλυψη οπλισμών, οπτική παρατήρηση οπλισμών σε σημεία όπου υπάρχουν αποφλοιώσεις, οπές, κ.λπ.).

### **3.3.2 Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων**

Σύμφωνα με το παράρτημα 3.6.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας δεδομένων:

- i. «Υψηλή»
- ii. «Ικανοποιητική»
- iii. «Ανεκτή».

#### **3.3.2.1 Σκυρόδεμα**

Στο παράρτημα 3.7.1.3. του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρεται ότι:

Για να μπορεί η Σ.Α.Δ. να θεωρείται «ικανοποιητική», αρκεί οι θέσεις εφαρμογής των εμμέσων μεθόδων να καλύπτουν ένα μικρότερο αλλά επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- Το 30% των κατακόρυφων στοιχείων
- Το 15% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).

Στην περίπτωση που τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση  $S \leq 0,20 X$ ), τότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «υψηλή».

Κατά τη διάρκεια της αποτίμησης του υφιστάμενου φορέα έγιναν έλεγχοι στο 30% των κατακόρυφων στοιχείων και στο 15% των οριζόντιων, εμφανίζοντας όμως μεγάλη τυπική απόκλιση καταλήγοντας στο συμπέρασμα ότι η στάθμη αξιοπιστίας για τα στοιχεία σκυροδέματος να είναι **Ικανοποιητική**.

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΜΜΕΣΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΑΝΑ ΣΤΑΘΜΗ										
ΚΩΔΙΚΟΣ	ΠΛΗΘΟΣ ΘΕΣΕΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ	ΜΕΣΟ ΒΑΘΟΣ ΕΝΑΝΘΡΑΚΩΣΗΣ (mm)	ΤΕΛΙΚΗ ΜΕΣΗ ΑΝΤΟΧΗ		ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΗΣΗ			ΕΞΟΛΚΕΥΣΗ ΗΛΟΥ		
			fcm (MPa)	fck,st dev(MPa)	n	fck,m (MPa)	fck,st dev(MPa)	n	fck,m (MPa)	fck,st dev(MPa)
ΙΣΟΓΕΙΟ	29	30	24.59	2.48	29	22.21	1.14	29	26.95	4.54
Α ΟΡΟΦΟΣ	26	30	22.96	2.11	26	21.25	1.36	26	24.66	3.72
ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΜΜΕΣΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΓΙΑ ΟΛΟ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ 1B										
ΚΩΔΙΚΟΣ	ΠΛΗΘΟΣ ΘΕΣΕΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ	ΜΕΣΟ ΒΑΘΟΣ ΕΝΑΝΘΡΑΚΩΣΗΣ (mm)	ΤΕΛΙΚΗ ΜΕΣΗ ΑΝΤΟΧΗ		ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΗΣΗ			ΕΞΟΛΚΕΥΣΗ ΗΛΟΥ		
			fcm (MPa)	fck,st dev(MPa)	n	fck,m (MPa)	fck,st dev(MPa)	n	fck,m (MPa)	fck,st dev(MPa)
ΕΓΚΥΡΕΣ ΘΕΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ	80	30	N=80			N=704			N=80	
Μ.Ο ΣΥΛΟΛΟΥ ΤΙΜΩΝ		30	23.69	2.41		2.49	6.98		25.44	4.53

Σχήμα 3.4 : Πίνακας υπολογισμού μέσης αντοχής σκυροδέματος Κτιρίου 1B

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΜΜΕΣΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΑΝΑ ΣΤΑΘΜΗ										
ΚΩΔΙΚΟΣ	ΠΛΗΘΟΣ ΘΕΣΕΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ	ΜΕΣΟ ΒΑΘΟΣ ΕΝΑΝΘΡΑΚΩΣΗΣ (mm)	ΤΕΛΙΚΗ ΜΕΣΗ ΑΝΤΟΧΗ		ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΗΣΗ			ΕΞΟΛΚΕΥΣΗ ΗΛΟΥ		
			fcm (MPa)	fck,st dev(MPa)	n	fck,m (MPa)	fck,st dev(MPa)	n	fck,m (MPa)	fck,st dev(MPa)
ΙΣΟΓΕΙΟ	8	40	24.85	1.91	8	21.31	0.87	8	28.39	4.16
Α ΟΡΟΦΟΣ	8	40	22.44	3.8	8	20.03	1.35	8	24.84	6.11
ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΜΜΕΣΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΓΙΑ ΟΛΟ ΤΟ ΚΤΙΡΙΟ 1A										
ΚΩΔΙΚΟΣ	ΠΛΗΘΟΣ ΘΕΣΕΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ	ΜΕΣΟ ΒΑΘΟΣ ΕΝΑΝΘΡΑΚΩΣΗΣ (mm)	ΤΕΛΙΚΗ ΜΕΣΗ ΑΝΤΟΧΗ		ΚΡΟΥΣΙΜΕΤΡΗΣΗ			ΕΞΟΛΚΕΥΣΗ ΗΛΟΥ		
			fcm (MPa)	fck,st dev(MPa)	n	fck,m (MPa)	fck,st dev(MPa)	n	fck,m (MPa)	fck,st dev(MPa)
ΕΓΚΥΡΕΣ ΘΕΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ	26	40	N=26			N=650			N=26	
Μ.Ο ΣΥΛΟΛΟΥ ΤΙΜΩΝ		40	23.65	2.76		0.85	4.19		26.02	4.86

Σχήμα 3.5 : Πίνακας υπολογισμού μέσης αντοχής σκυροδέματος Κτιρίου 1A

### 3.3.2.2 Χάλυβα σπλισμού

Σύμφωνα με το παράρτημα 3.7.2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η κατάταξη του χάλυβα μπορεί να γίνει με οπτική αναγνώριση (επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων), σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «ικανοποιητική».

Η οπτική αναγνώριση/κατάταξη του χάλυβα προϋποθέτει οπωσδήποτε αποκαλύψεις σπλισμών («χαντρώματα») στην αναγκαία κατά την κρίση του μελετητή Μηχανικού έκταση.

Η διερεύνηση για τον προσδιορισμό των «πραγματικών» χαρακτηριστικών του χάλυβα (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) πρέπει να περιλαμβάνει τη δοκιμή σε τρία (3) τουλάχιστον δείγματα περίπου ίδιας διαμέτρου από δομικά στοιχεία του κρισίμου ορόφου.

Έγιναν δοκιμές σε δοκίμια χάλυβα αλλά χωρίς να έχουμε επαρκές δείγμα (3 ανά στάθμη) οπότε η στάθμη αξιοπιστίας θα μπορούσε να επιλεγεί ικανοποιητική.

Κτ.	Μάζα ανά μήκος (gr/mm)	Όνομ. Διάμετρος (mm)	Όνομ. Διατομή (mm <sup>2</sup> )	Πραγματική διατομή (mm <sup>2</sup> )	Τάση διαρροής fy (MPa)	Εφελκυστική αντοχή ft(Mpa)	ft/fy	Ανηγμένη μήκυνση es (%)
A	0.413	8	50.3	52.6	360	453	1.26	36
B	0.418	8	50.3	52.6	337	434	1.29	37

Σχήμα 3.6 : Πίνακας υπολογισμού τάσης διαρροής χάλυβα των Κτιρίων 1Α και 1Β

Η οπτική αναγνώριση σε συνδυασμό με την εποχή κατασκευής οδήγησαν στο συμπέρασμα ότι ο χάλυβας είναι StI χάλυβας δηλαδή χωρίς νευρώσεις χαρακτηριστικής αντοχής διαρροής 220 MPa. Παρατηρούμε ότι τα δοκίμια φτάνουν αρκετά παραπάνω οπότε θεωρούμε ότι η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων για τον χάλυβα θα είναι **υψηλή** με τάση διαρροής 220MPa.

### 3.3.3 Στάθμες Αξιοπιστίας Γεωμετρικών δεδομένων

Η στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων είναι υψηλή διότι έγινε εκτενής έλεγχος των σχεδίων της αρχικής μελέτης τα οποία άλλαξαν ριζικά μετά την καινούρια αποτύπωση. Ουσιαστικά δημιουργήθηκαν καινούρια σχέδια με την πραγματική σημερινή γεωμετρία του φορέα.

### 3.3.4. Συντελεστές Αντιστάσεων Υλικών

Σύμφωνα με το παράρτημα 4.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για τις «αντιπροσωπευτικές» τιμές των αντιστάσεων  $R_k$ , σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών, ισχύουν τα εξής :

- Ανάλογα με τη μέθοδο ελέγχου, τον τύπο αστοχίας και το είδος του ελεγχόμενου στοιχείου, εκλέγονται κατά περίπτωση οι μέσες τιμές ή άλλες χαρακτηριστικές τιμές, με κατάλληλα ποσοστημόρια πιθανότητας.
- Ειδικότερα, οι αντιπροσωπευτικές αυτές τιμές, για μεν τα υφιστάμενα υλικά θα εξαρτώνται και από τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, για δε τα προστιθέμενα υλικά θα εξαρτώνται και από τις εκτιμώμενες αποκλίσεις ομοιομορφίας κατά την εφαρμογή των επεμβάσεων, δηλ. θα εξαρτώνται από το μέγεθος της προστιθέμενης διατομής και από την προσπελασιμότητα της περιοχής επεμβάσεως.

Επίσης όπως αναφέρεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ § 4.1.4, οι αντιπροσωπευτικές τιμές και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ιδιοτήτων υλικών ή αξιοπιστίας προσομοιωμάτων,

εξαρτώνται από τη φύση του ελεγχόμενου κρίσιμου μεγέθους και τον τύπο της αστοχίας (οιονεί – ψαθυρός ή οιονεί – πλάστιμος).

Στο παράρτημα 4.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ αναφέρεται ότι εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (μετακινήσεων, στροφών κ.λπ.), οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους. Ύστερα στο §4.5.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ σημειώνεται πως όταν για τον υπολογισμό των αντιστάσεων χρησιμοποιούνται οι «μέσες» τιμές ιδιοτήτων των υλικών, οι συντελεστές  $\gamma_m$  είναι κατ' αρχήν περίπου ίσοι με τη μονάδα, αυξάνονται δε καταλλήλως προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες γεωμετρικών διαστάσεων (για τα υφιστάμενα υλικά) ή και δυσχέρειες στην επιτόπου επίτευξη και στον έλεγχο των αντοχών (για τα προστιθέμενα υλικά).

Για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και αν η τυπική απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί  $\gamma_m = 1,00$  για τα υφιστάμενα υλικά. Πρακτικώς, όμως, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη τιμή  $\gamma_m = 1,10$ . Αντιστοίχως, για «υψηλή» ή «ανεκτή» στάθμη αξιοπιστίας, οι τιμές  $\gamma_m$  μπορούν να θεωρηθούν ίσες με 1,00 ή 1,20, αντιστοίχως. Για τα προστιθέμενα υλικά, μπορεί να ληφθεί υπόψη  $\gamma_m = 1,15$  για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα ή  $\gamma_m = 1,25$  για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα, ανεξαρτήτως του αν τα υλικά καλύπτονται ή όχι από Κανονισμούς.

Τελικά επιλέγεται  $\gamma_m = 1,10$  για το σκυρόδεμα και  $\gamma_m = 1,00$  για τον χάλυβα ως ικανοποιητική και υψηλή στάθμη αξιοπιστίας αντίστοιχα.

### 3.3.5 Διατομές

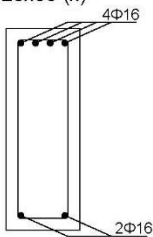
Οι διατομές των δομικών στοιχείων των δύο κτιρίων είναι είτε τετραγωνικές είτε ορθογωνικές.

Οι διαστάσεις και ο οπλισμός τους ποικίλουν ανάλογα τη διατομή. Η επικάλυψη των οπλισμών είναι 0,03 cm.

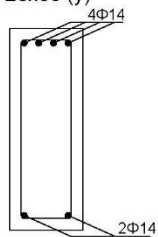
Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι διατομές των υποστυλωμάτων, καθώς και των δοκών στις στηρίξεις. Για τον εφελκόμενο οπλισμό στις στηρίξεις των δοκών συνυπολογίζεται ο άνω οπλισμός από τα διπλανά ανοίγματα δοκών, ο οποίος θεωρείται ότι είναι επαρκώς αγκυρωμένος στα γειτονικά ανοίγματα και αναλαμβάνει ένταση στις ζητούμενες διατομές των στηρίξεων. Θεωρούμε ότι το 50% του εφελκόμενου οπλισμού του ανοίγματος των δοκών "σπάει" και ανεβαίνει στις στηρίξεις.

### ΚΤΗΡΙΟ 1Α

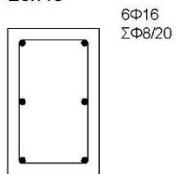
Δοκός  
20x55 (x)



Δοκός  
20x55 (y)

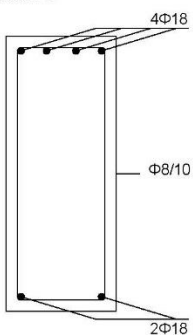


Υποσύλωμα  
25x40

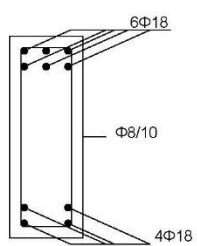


### ΚΤΗΡΙΟ 1Β

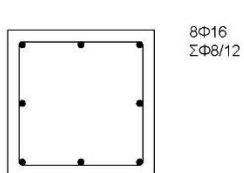
Δοκός  
30x75



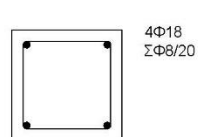
Δοκός  
20x55



Υποσύλωμα  
40x40



Υποσύλωμα  
30x30



Σχήμα 3.7 : Διατομές υποστυλωμάτων και δοκών στις στηρίξεις



## Κεφάλαιο 4<sup>ο</sup>

### ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

#### 4.1 Γενικά

Η προσομοίωση του φορέα έγινε στο πρόγραμμα SAP2000V15.1.0.

Οι μονάδες που χρησιμοποιούνται είναι kN,m,C.

Στο προσομοίωμα του φορέα δεν συμπεριλαμβάνονται οι πλάκες και η τοιχοποιία, ωστόσο τα φορτία τους μεταβιβάζονται στις δοκούς ως γραμμικώς κατανεμημένα με βάση τη μέθοδο των εμβαδών επιρροής του ΕΚΩΣ(Παρ.9.1.5) .

Η τοιχοποιία επιτρέπεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παρ 2.1.4.2) να μην περιλαμβάνεται στο προσομοίωμα όταν η επιρροή της δεν είναι δυσμενής. Η διάταξη των τοιχοπληρώσεων στον παρών φορέα είναι συμμετρική σε κάτοψη και για το λόγο αυτό θεωρείται ευμενής και παραλείπεται.

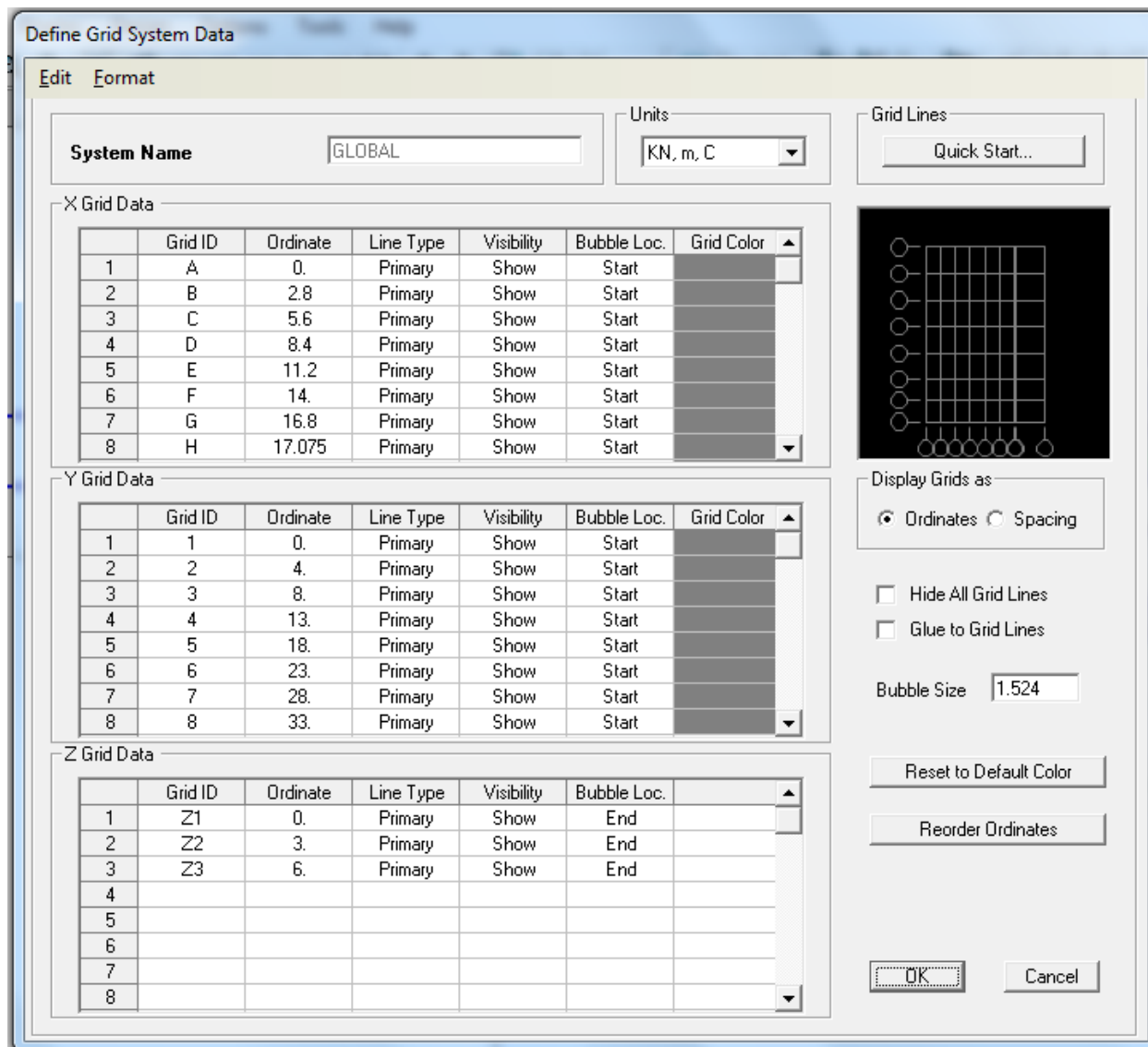
Αρχικά, ορίστηκε ο τρισδιάστατος κানাβος εργασίας. Ορίστηκαν τα υλικά, οι διατομές και σχεδιάστηκε η συνδεσμολογία μεταξύ των στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

Οι στηρίξεις των κατακόρυφων μελών στη βάση της κατασκευής θεωρούνται πακτώσεις.

Στις στάθμες των ορόφων θεωρείται ότι εξασφαλίζεται η επίτευξη διαφραγματικής λειτουργίας.

Όσο αναφορά τα προσομοιώματα των μελών:

- Στα επιμέρους δομικά στοιχεία εισάγονται σημειακές πλαστικές αρθρώσεις με βάση το διάγραμμα συμπεριφοράς του ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παράρτημα 4.4)
- Τα μέλη λαμβάνονται με την ελαστική δυσκαμψία τους  $EI=M_y L_s/3\theta_y$
- Στις στηρίξεις των δοκών λαμβάνεται υπόψη η λειτουργία πλακοδοκού, με συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού να είναι ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού, ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 7.2.1)



Σχήμα 4.1 : Κάναβος στις δύο πρώτες στάθμες

Ο κάναβος εισάγεται με την εξής διαδικασία :

Δεξί κλικ στην επιφάνεια εργασίας του SAP2000 → Edit Grid Data → Modify/Show System

## 4.2 Υλικά προσομιώματος

Τα κτίρια έχουν κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ λαμβάνοντας υπόψη τις αποκαλύψεις που πραγματοποιήθηκαν σε φέροντα στοιχεία των κτιρίων προκύπτει ότι ο χάλυβας οπλισμού σε όλα τα στοιχεία είναι λείος, ποιότητας STI(S220).

Βάση των συγκεντρωτικών αποτελεσμάτων των έμμεσων μεθόδων ελέγχου ανά στάθμη και για τα δύο κτίρια, προκύπτει τελική μέση αντοχή σκυροδέματος :

$f_{c_m}=23.5 \text{ MPa}$

Αντιστοίχως, για τον ακριβέστερο προσδιορισμό της αντοχής του χάλυβα, πραγματοποιήθηκε αποκοπή ενός τεμαχίου χάλυβα από κάθε κτίριο και στη συνέχεια εργαστηριακή δοκιμή του σε εφελκυσμό. Συντηρητικά λαμβάνεται:

**$f_y=220 \text{ MPa}$**

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ορίστηκε  $E_{c,m}=29 \text{ GPa}$  ενώ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ορίστηκε  $E_s=200 \text{ GPa}$  σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα.

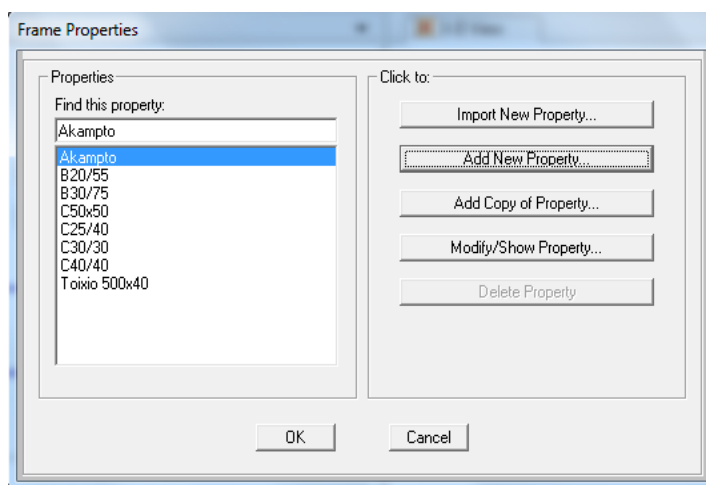
Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι  $25 \text{ kN/m}^3$  και του χάλυβα  $78,5 \text{ kN/m}^3$ .

Οι ιδιότητες των υλικών εισάγονται στο SAP2000 με την παρακάτω διαδικασία :

*Define → Materials → Add new material*

### 4.3 Περιγραφή διατομών

Εισάγεται η γεωμετρία των διατομών των υποστυλωμάτων, των τοιχωμάτων, καθώς και των δοκών στις στηρίξεις. Ο οπλισμός των διατομών λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων, όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 5.



Σχήμα 4.2 : Εισαγωγή διατομών δοκών, τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων

Οι διατομές εισάγονται στο πρόγραμμα με την εντολή :

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

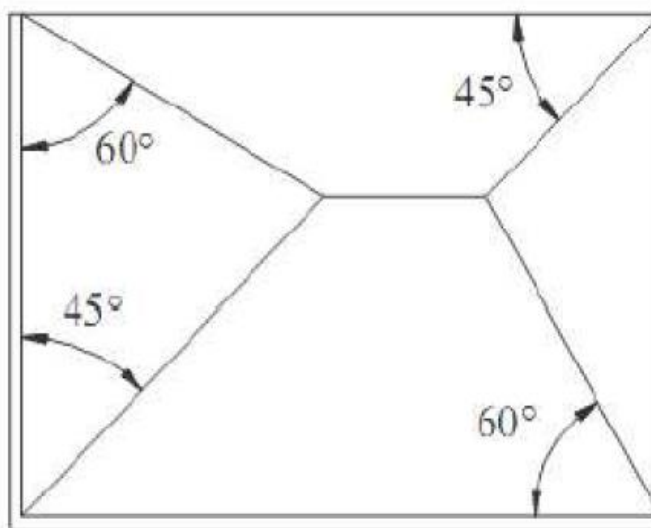
#### 4.4 Καθορισμός φορτίσεων

Τα φορτία που ασκούνται στον υπο εξέταση φορέα είναι :

- Μόνιμα:
  - Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος : 25kN/m<sup>3</sup>
  - Επικαλύψεις δαπέδων : 1.5 kN/m<sup>2</sup>
  - Επικαλύψεις δώματος : 2.5 kN/m<sup>2</sup>
  - Μπατική τοιχοποιία : 3.6 kN/m<sup>2</sup>
- Κινητά :
  - Δαπέδων : 3 kN/m<sup>2</sup>
  - Δώματος : 1.5 kN/m<sup>2</sup>

Καθώς οι πλάκες δεν προσομοιώνονται στο μοντέλο του φορέα στο SAP2000, το ίδιο βάρος τους καθώς και τα φορτία τους κατανέμονται στις δοκούς με βάση τις επιφάνειες επιρροής που ορίζονται κατά τον ΕΚΩΣ (Παρ.9.1.5). Όταν σε μία γωνία της πλάκας συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης, τότε η γωνία μερισμού είναι 45°. Όταν σε μία γωνία συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι 60°. Τα φορτία μεταφέρονται στις δοκούς ως γραμμικά κατανεμημένα φορτία:

Φορτίο δοκού(kN/m)=[Εμβαδόν επιφάνειας επιρροής(m<sup>2</sup>) \* μόνιμο φορτίο πλάκας (kN/m<sup>2</sup>)] / μήκος δοκού (m)



Σχήμα 4.3 : Εμβαδά μερισμού πλακών

Γενικά, η επιβολή γραμμικού φορτίου στις δοκούς γίνεται αρχικά επιλέγοντας το ζητούμενο στοιχείο και στη συνέχεια με την εντολή :

*Assign → Frame loads → Distributed*

Όσο αναφορά τα ίδια βάρη των δοκών και των υποστυλωμάτων, υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Παρακάτω φαίνονται τα φύλλα υπολογισμού των κατανεμημένων στις δοκούς φορτίων των πλακών.

Φορτία Δοκών Ισογείου																				
Δοκός		L1	Συν/κό Φορτίο		Αριστερά								Δεξιά					Gtot	Qtot	
Από	Στόμμη		g	q	h_πλ	g_πλ	q_πλ	Lτραπ	Hτραπ	g_Δα	q_Δα	h_πλ	g_πλ	q_πλ	Lτραπ	Hτραπ	g_Δα			q_Δα
Δ1	Σ	5.50	5.49	3.66	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	1.84	1.83	5.49	3.66	30.22	20.15
Δ2	Σ	5.50	17.81	11.88	0.12	1.50	3.00	1.84	3.17	9.52	6.35	0.12	1.50	3.00	2.61	2.50	8.29	5.53	97.97	65.31
Δ3	Σ	5.50	16.59	11.06	0.12	1.50	3.00	2.61	2.50	8.29	5.53	0.12	1.50	3.00	2.61	2.50	8.29	5.53	91.24	60.83
Δ4	Σ	5.50	16.59	11.06	0.12	1.50	3.00	2.61	2.50	8.29	5.53	0.12	1.50	3.00	2.61	2.50	8.29	5.53	91.24	60.83
Δ5	Σ	5.50	17.81	11.88	0.12	1.50	3.00	2.61	2.50	8.29	5.53	0.12	1.50	3.00	1.84	3.17	9.52	6.35	97.97	65.31
Δ6	Σ	5.50	5.49	3.66	0.12	1.50	3.00	1.84	1.83	5.49	3.66	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30.22	20.15
Δ7	Σ	5.00	4.12	2.75	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	1.83	4.12	2.75	20.59	13.73
Δ8	Σ	5.00	4.12	2.75	0.12	1.50	3.00	0.00	1.83	4.12	2.75	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.59	13.73
Δ9	Σ	5.00	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	1.44	3.24	2.16	16.20	10.80
Δ10	Σ	5.00	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	1.44	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.20	10.80
Δ11	Σ	5.00	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	1.44	3.24	2.16	16.20	10.80
Δ12	Σ	5.00	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	1.44	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.20	10.80
Δ13	Σ	5.00	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	1.44	3.24	2.16	16.20	10.80
Δ14	Σ	5.00	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	1.44	3.24	2.16	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.20	10.80
Δ15	Σ	5.00	4.12	2.75	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	1.83	4.12	2.75	20.59	13.73
Δ16	Σ	5.00	4.12	2.75	0.12	1.50	3.00	0.00	1.83	4.12	2.75	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.59	13.73

Σχήμα 4.4 : Υπολογιστικό φύλλο κατανεμημένων στις δοκούς φορτίων, Οροφή Ισογείου 1Α

Φορτία Δοκών Οροφής Α Ορόφου																				
Δοκός		L1	Συν/κό Φορτίο		Αριστερά								Δεξιά					Gtot	Qtot	
Από	Στόμμη		g	q	h_πλ	g_πλ	q_πλ	Lτραπ	Hτραπ	g_Δα	q_Δα	h_πλ	g_πλ	q_πλ	Lτραπ	Hτραπ	g_Δα			q_Δα
Δ1	Σ	5.50	6.72	1.22	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.00	1.84	1.83	6.72	1.22	36.94	6.72
Δ2	Σ	5.50	21.77	3.96	0.12	2.50	1.00	1.84	3.17	11.63	2.12	0.12	2.50	1.00	2.61	2.50	10.14	1.84	119.74	21.77
Δ3	Σ	5.50	20.28	3.69	0.12	2.50	1.00	2.61	2.50	10.14	1.84	0.12	2.50	1.00	2.61	2.50	10.14	1.84	111.51	20.28
Δ4	Σ	5.50	20.28	3.69	0.12	2.50	1.00	2.61	2.50	10.14	1.84	0.12	2.50	1.00	2.61	2.50	10.14	1.84	111.51	20.28
Δ5	Σ	5.50	21.77	3.96	0.12	2.50	1.00	2.61	2.50	10.14	1.84	0.12	2.50	1.00	1.84	3.17	11.63	2.12	119.74	21.77
Δ6	Σ	5.50	6.72	1.22	0.12	2.50	1.00	1.84	1.83	6.72	1.22	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	36.94	6.72
Δ7	Σ	5.00	5.03	0.92	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.00	0.00	1.83	5.03	0.92	25.16	4.58
Δ8	Σ	5.00	5.03	0.92	0.12	2.50	1.00	0.00	1.83	5.03	0.92	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.16	4.58
Δ9	Σ	5.00	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.00	0.00	1.44	3.96	0.72	19.80	3.60
Δ10	Σ	5.00	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	1.44	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.80	3.60
Δ11	Σ	5.00	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.00	0.00	1.44	3.96	0.72	19.80	3.60
Δ12	Σ	5.00	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	1.44	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.80	3.60
Δ13	Σ	5.00	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.00	0.00	1.44	3.96	0.72	19.80	3.60
Δ14	Σ	5.00	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	1.44	3.96	0.72	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19.80	3.60
Δ15	Σ	5.00	5.03	0.92	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.00	0.00	1.83	5.03	0.92	25.16	4.58
Δ16	Σ	5.00	5.03	0.92	0.12	2.50	1.00	0.00	1.83	5.03	0.92	0.12	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.16	4.58

Σχήμα 4.5 : Υπολογιστικό φύλλο κατανεμημένων στις δοκούς φορτίων, Οροφή Α Ορόφου 1Α

Φορτία Δοκών Ισογείου																					
Δοκός		L1	Συνικό Φορτίο			Αριστερά								Δεξιά						Qtot	Qtot
Από	Στόβμη		g	q		h_πλ	g_πλ	q_πλ	L_τραπ	H_τραπ	g_Δα	q_Δα	h_πλ	g_πλ	q_πλ	L_τραπ	H_τραπ	g_Δα	q_Δα		
Δ1	ΙΣ	2.80	2.30	1.53	3.83	0.12	1.50	3.00	0.00	1.02	2.30	1.53	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.43	4.28
Δ2	ΙΣ	2.80	1.82	1.21	3.03	0.12	1.50	3.00	0.00	0.81	1.82	1.21	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.09	3.39
Δ3	ΙΣ	2.80	1.82	1.21	3.03	0.12	1.50	3.00	0.00	0.81	1.82	1.21	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.09	3.39
Δ4	ΙΣ	2.80	1.82	1.21	3.03	0.12	1.50	3.00	0.00	0.81	1.82	1.21	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.09	3.39
Δ5	ΙΣ	2.80	1.82	1.21	3.03	0.12	1.50	3.00	0.00	0.81	1.82	1.21	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.09	3.39
Δ6	ΙΣ	2.80	2.30	1.53	3.83	0.12	1.50	3.00	0.00	1.02	2.30	1.53	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.43	4.28
Δ7	ΙΣ	2.80	8.01	5.34	13.35	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	22.43	14.95
Δ8	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ9	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ10	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ11	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ12	ΙΣ	2.80	8.01	5.34	13.35	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	22.43	14.95
Δ13	ΙΣ	2.80	8.01	5.34	13.35	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	22.43	14.95
Δ14	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ15	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ16	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ17	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ18	ΙΣ	2.80	8.01	5.34	13.35	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	22.43	14.95
Δ19	ΙΣ	2.80	8.01	5.34	13.35	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	22.43	14.95
Δ20	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ21	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ22	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ23	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ24	ΙΣ	2.80	8.01	5.34	13.35	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	22.43	14.95
Δ25	ΙΣ	2.80	8.01	5.34	13.35	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	22.43	14.95
Δ26	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ27	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ28	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ29	ΙΣ	2.80	6.30	4.20	10.50	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	0.12	1.50	3.00	0.00	1.40	3.15	2.10	17.64	11.76
Δ30	ΙΣ	2.80	8.01	5.34	13.35	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	0.12	1.50	3.00	0.00	1.78	4.01	2.67	22.43	14.95
Δ31	ΙΣ	2.80	2.30	1.53	3.83	0.12	1.50	3.00	0.00	1.02	2.30	1.53	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.43	4.28
Δ32	ΙΣ	2.80	1.82	1.22	3.04	0.12	1.50	3.00	0.00	0.81	1.82	1.22	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.10	3.40
Δ33	ΙΣ	2.80	1.82	1.22	3.04	0.12	1.50	3.00	0.00	0.81	1.82	1.22	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.10	3.40
Δ34	ΙΣ	2.80	1.82	1.22	3.04	0.12	1.50	3.00	0.00	0.81	1.82	1.22	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.10	3.40
Δ35	ΙΣ	2.80	1.82	1.22	3.04	0.12	1.50	3.00	0.00	0.81	1.82	1.22	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.10	3.40
Δ36	ΙΣ	2.80	2.30	1.53	3.83	0.12	1.50	3.00	0.00	1.02	2.30	1.53	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.43	4.28
Δ43	ΙΣ	2.80	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ44	ΙΣ	2.80	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ45	ΙΣ	2.80	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ46	ΙΣ	2.80	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ47	ΙΣ	2.80	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ48	ΙΣ	2.80	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ49	ΙΣ	5.00	3.30	2.20	5.51	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	2.20	1.02	3.30	2.20	16.52	11.02
Δ50	ΙΣ	5.00	10.67	7.12	17.79	0.12	1.50	3.00	2.20	1.78	5.77	3.84	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	53.37	35.58
Δ51	ΙΣ	5.00	9.82	6.54	16.36	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	49.08	32.72
Δ52	ΙΣ	5.00	9.82	6.54	16.36	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	49.08	32.72
Δ53	ΙΣ	5.00	9.82	6.54	16.36	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	49.08	32.72
Δ54	ΙΣ	5.00	10.67	7.12	17.79	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	0.12	1.50	3.00	2.20	1.78	5.77	3.84	53.37	35.58
Δ55	ΙΣ	5.00	3.30	2.20	5.51	0.12	1.50	3.00	2.20	1.02	3.30	2.20	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.52	11.02
Δ56	ΙΣ	5.00	2.96	1.97	4.93	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	1.45	1.02	2.96	1.97	14.80	9.87
Δ57	ΙΣ	5.00	9.70	6.47	16.17	0.12	1.50	3.00	1.45	1.78	5.17	3.44	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	48.51	32.34
Δ58	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24
Δ59	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24
Δ60	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24

Δ61	ΙΣ	5.00	9.70	6.47	16.17	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	1.45	1.78	5.17	3.44	48.51	32.34
Δ62	ΙΣ	5.00	2.96	1.97	4.93	0.12	1.50	3.00	1.45	1.02	2.96	1.97	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.80	9.87
Δ63	ΙΣ	5.00	2.96	1.97	4.93	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	1.45	1.02	2.96	1.97	14.80	9.87
Δ64	ΙΣ	5.00	9.70	6.47	16.17	0.12	1.50	3.00	1.45	1.78	5.17	3.44	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	48.51	32.34
Δ65	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24
Δ66	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24
Δ67	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24
Δ68	ΙΣ	5.00	9.70	6.47	16.17	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	1.45	1.78	5.17	3.44	48.51	32.34
Δ69	ΙΣ	5.00	2.96	1.97	4.93	0.12	1.50	3.00	1.45	1.02	2.96	1.97	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.80	9.87
Δ70	ΙΣ	5.00	2.96	1.97	4.93	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	1.45	1.02	2.96	1.97	14.80	9.87
Δ71	ΙΣ	5.00	9.70	6.47	16.17	0.12	1.50	3.00	1.45	1.78	5.17	3.44	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	48.51	32.34
Δ72	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24
Δ73	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24
Δ74	ΙΣ	5.00	9.07	6.05	15.12	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	45.36	30.24
Δ75	ΙΣ	5.00	9.70	6.47	16.17	0.12	1.50	3.00	2.20	1.40	4.54	3.02	0.12	1.50	3.00	1.45	1.78	5.17	3.44	48.51	32.34
Δ76	ΙΣ	5.00	2.96	1.97	4.93	0.12	1.50	3.00	1.45	1.02	2.96	1.97	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.80	9.87
Δ77	ΙΣ	5.00	3.30	2.20	5.51	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	2.20	1.02	3.30	2.20	16.52	11.02
Δ78	ΙΣ	5.00	10.67	7.12	17.79	0.12	1.50	3.00	2.20	1.78	5.77	3.84	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	53.37	35.58
Δ79	ΙΣ	5.00	9.82	6.54	16.36	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	49.08	32.72
Δ80	ΙΣ	5.00	9.82	6.54	16.36	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	49.08	32.72
Δ81	ΙΣ	5.00	9.82	6.54	16.36	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	49.08	32.72
Δ82	ΙΣ	5.00	10.67	7.12	17.79	0.12	1.50	3.00	2.79	1.40	4.91	3.27	0.12	1.50	3.00	2.20	1.78	5.77	3.84	53.37	35.58
Δ83	ΙΣ	5.00	3.30	2.20	5.51	0.12	1.50	3.00	2.20	1.02	3.30	2.20	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.52	11.02
Δ81	ΙΣ	8.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ82	ΙΣ	8.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ83	ΙΣ	8.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ84	ΙΣ	8.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ85	ΙΣ	8.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ86	ΙΣ	8.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Δ87	ΙΣ	9.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	1.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Σχήμα 4.6 : Υπολογιστικό φύλλο κατανεμημένων στις δοκούς φορτίων, Οροφή Ισογείου 1B

Φορτία Δοκών Οροφού																					
Δοκός		Συν/κό Φορτίο				Αριστερά								Δεξιά							
Από	Στάθμη	L1	g	q	h_πλ	g_πλ	q_πλ	l_τραπ	h_τραπ	g_Δα	q_Δα	h_πλ	g_πλ	q_πλ	l_τραπ	h_τραπ	g_Δα	q_Δα	Qtot	Qtot	
Δ1	ΙΣ	2.80	2.81	0.77	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.50	0.00	1.02	2.81	0.77	7.85	2.14	
Δ2	ΙΣ	2.80	2.23	0.61	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.50	0.00	0.81	2.23	0.61	6.24	1.70	
Δ3	ΙΣ	2.80	2.23	0.61	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.50	0.00	0.81	2.23	0.61	6.24	1.70	
Δ4	ΙΣ	2.80	2.23	0.61	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.50	0.00	0.81	2.23	0.61	6.24	1.70	
Δ5	ΙΣ	2.80	2.23	0.61	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.50	0.00	0.81	2.23	0.61	6.24	1.70	
Δ6	ΙΣ	2.80	2.81	0.77	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.50	0.00	1.02	2.81	0.77	7.85	2.14	
Δ7	ΙΣ	2.80	9.79	2.67	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	27.41	7.48	
Δ8	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	
Δ9	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	
Δ10	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	
Δ11	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	
Δ12	ΙΣ	2.80	9.79	2.67	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	27.41	7.48	
Δ13	ΙΣ	2.80	9.79	2.67	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	27.41	7.48	
Δ14	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	
Δ15	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	
Δ16	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	
Δ17	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	
Δ18	ΙΣ	2.80	9.79	2.67	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	27.41	7.48	
Δ19	ΙΣ	2.80	9.79	2.67	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	0.12	2.50	1.50	0.00	1.78	4.90	1.34	27.41	7.48	
Δ20	ΙΣ	2.80	7.70	2.10	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	0.12	2.50	1.50	0.00	1.40	3.85	1.05	21.56	5.88	





Δ81	Σ	5.00	11.09	3.02	0.12	2.50	1.50	2.20	1.40	5.54	1.51	0.12	2.50	1.50	2.20	1.40	5.54	1.51	55.44	15.12
Δ82	Σ	5.00	11.86	3.23	0.12	2.50	1.50	2.20	1.40	5.54	1.51	0.12	2.50	1.50	1.45	1.78	6.31	1.72	59.29	16.17
Δ83	Σ	5.00	3.65	1.00	0.12	2.50	1.50	1.45	1.03	3.65	1.00	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	18.27	4.98
Δ84	Σ	4.00	3.12	0.85	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.50	0.45	1.02	3.12	0.85	12.48	3.40
Δ85	Σ	4.00	10.45	2.85	0.12	2.50	1.50	0.45	1.78	5.45	1.49	0.12	2.50	1.50	1.20	1.40	5.01	1.37	41.80	11.40
Δ86	Σ	4.00	10.01	2.73	0.12	2.50	1.50	1.20	1.40	5.01	1.37	0.12	2.50	1.50	1.20	1.40	5.01	1.37	40.04	10.92
Δ87	Σ	4.00	10.01	2.73	0.12	2.50	1.50	1.20	1.40	5.01	1.37	0.12	2.50	1.50	1.20	1.40	5.01	1.37	40.04	10.92
Δ88	Σ	4.00	10.01	2.73	0.12	2.50	1.50	1.20	1.40	5.01	1.37	0.12	2.50	1.50	1.20	1.40	5.01	1.37	40.04	10.92
Δ89	Σ	4.00	10.45	2.85	0.12	2.50	1.50	1.20	1.40	5.01	1.37	0.12	2.50	1.50	0.45	1.78	5.45	1.49	41.80	11.40
Δ90	Σ	4.00	3.12	0.85	0.12	2.50	1.50	0.45	1.02	3.12	0.85	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	12.48	3.40
Δ91	Σ	4.00	3.65	0.99	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	2.50	1.50	1.20	1.02	3.65	0.99	14.59	3.98
Δ92	Σ	4.00	11.94	3.26	0.12	2.50	1.50	1.20	1.78	6.36	1.74	0.12	2.50	1.50	1.79	1.40	5.57	1.52	47.75	13.02
Δ93	Σ	4.00	11.15	3.04	0.12	2.50	1.50	1.79	1.40	5.57	1.52	0.12	2.50	1.50	1.79	1.40	5.57	1.52	44.58	12.16
Δ94	Σ	4.00	11.15	3.04	0.12	2.50	1.50	1.79	1.40	5.57	1.52	0.12	2.50	1.50	1.79	1.40	5.57	1.52	44.58	12.16
Δ95	Σ	4.00	11.15	3.04	0.12	2.50	1.50	1.79	1.40	5.57	1.52	0.12	2.50	1.50	1.79	1.40	5.57	1.52	44.58	12.16
Δ96	Σ	4.00	11.94	3.26	0.12	2.50	1.50	1.79	1.40	5.57	1.52	0.12	2.50	1.50	1.20	1.78	6.36	1.74	47.75	13.02
Δ97	Σ	4.00	3.65	0.99	0.12	2.50	1.50	1.20	1.02	3.65	0.99	0.12	2.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	14.59	3.98

Σχήμα 4.7 : Υπολογιστικό φύλλο κατανεμημένων στις δοκούς φορτίων, Οροφή Α Ορόφου 1B

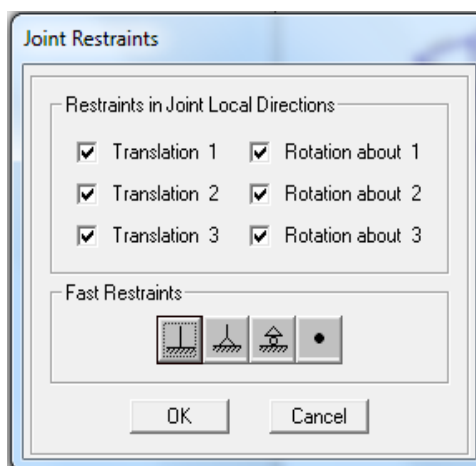
#### 4.5 Καθορισμός στηρίξεων

Θεωρούμε πάκτωση στη βάση των κατακόρυφων μελών σε δύσκαμπτη θεμελίωση.

Οι στηρίξεις εισάγονται στο πρόγραμμα με την εξής διαδικασία :

Αφού προεπιλεχθούν όλοι οι κόμβοι που βρίσκονται στη στάθμη  $Z=0$ , με την εντολή :

*Assign*→*Join*→*Restraints*



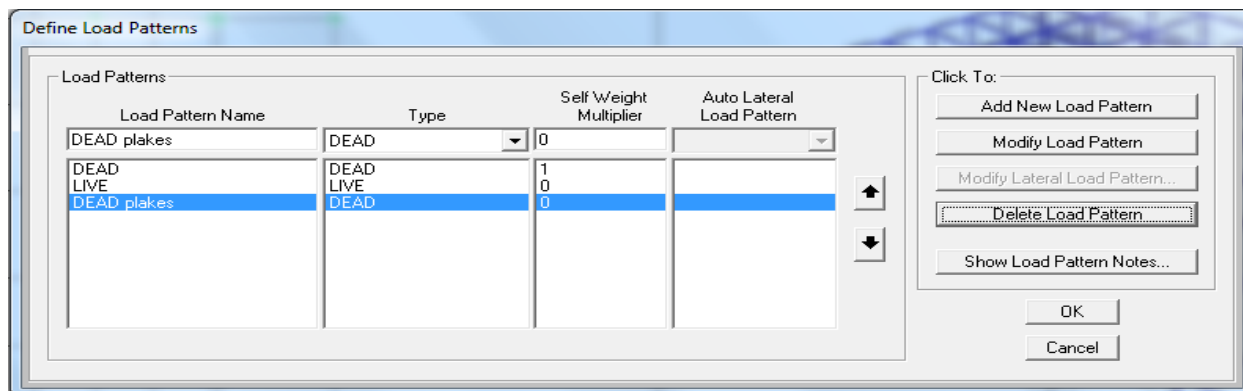
Σχήμα 4.8 : Καθορισμός Στηρίξεων στο SAP2000

## 4.6 Ταλαντούμενη μάζα

Η μάζα της κατασκευής που συμμετέχει στις αναλύσεις προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων  $G+0.3Q$  και ορίζεται στο πρόγραμμα ως εξής :

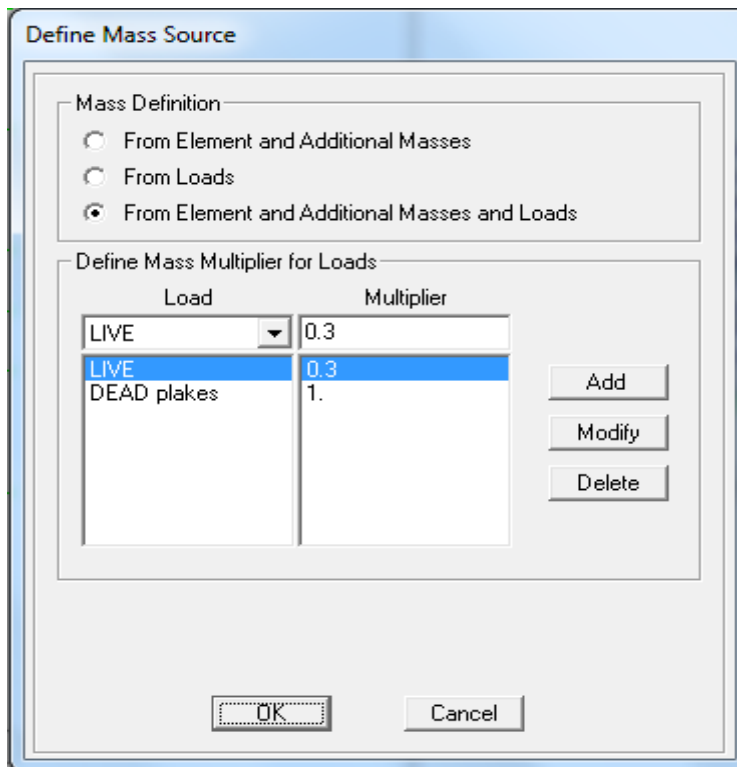
Αρχικά εισάγεται ένα καινούριο Load Pattern μόνιμων φορτίων με όνομα “DEAD PLAKES” στο οποίο το ίδιο βάρος της κατασκευής δεν υπολογίζεται, δηλαδή έχει Self Weight Multiplier μηδέν, με την εντολή :

*Define*→*Load Patterns*



Σχήμα 4.9 : Καθορισμός Load Patterns στο SAP2000

Στη συνέχεια, με την εντολή *Define*→*Mass Source*→*From Element and Additional Masses and Loads* :



Σχήμα 4.10: Καθορισμός ταλαντούμενης μάζας στο SAP2000

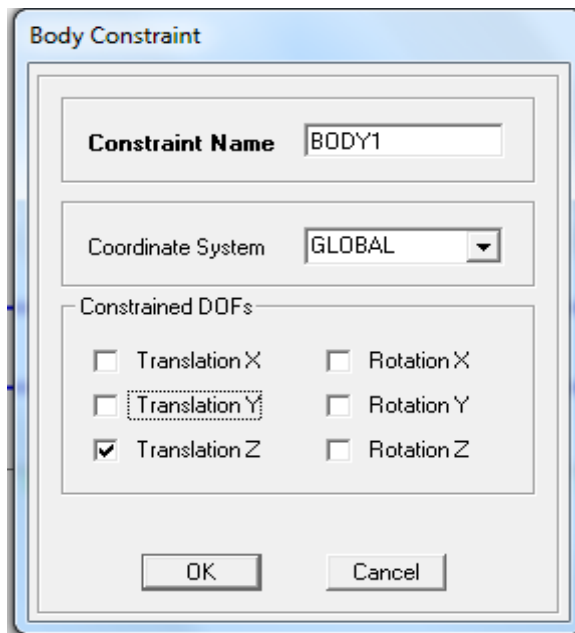
## 4.7 Διαφραγματική Λειτουργία

Οι πλάκες προσοιώνονται μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας που προσδίδουν σε κάθε στάθμη ορόφου.

Θεωρώντας διαφραγματική λειτουργία, εξασφαλίζονται οι ίσες μετακινήσεις όλων των κόμβων της ίδιας στάθμης, ενώ αποκλείονται οι εκτός του επιπέδου της στάθμης μετακινήσεις. Ένα διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο όταν πριν και μετά το σεισμό η απόσταση μεταξύ δύο τυχαίων σημείων του παραμένει σταθερή. Συνεπώς, κατά την επιβολή της σεισμικής φόρτισης, μπορούμε να θεωρήσουμε τρεις βαθμούς ελευθερίας ανα όροφο (μετακίνηση U1, μετακίνηση U2 και ενιαία στροφή). Η κανονικότητα σε κάτοψη εξασφαλίζει ότι τα διαφράγματα των ορόφων είναι άκαμπτα, απαίτηση που ορίζεται στις βασικές αρχές μελέτης διαμόρφωσης στην §4.2.1.5 του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1. Όσον αφορά το υπολογιστικό προσομοίωμα, όπως ορίζεται στην §4.3.1(4) του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1, όταν τα διαφράγματα δαπέδων του κτιρίου μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους. Σημειώνεται ότι ένα διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο εάν κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψία του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από το 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για να ορίσουμε τη διαφραγματική λειτουργία στο πρόγραμμα, αφού προεπιλέξουμε τους κόμβους που συμμετέχουν στο διάφραγμα ανα στάθμη ορόφου, ακολουθούμε την εξής διαδικασία:

*Assign → Joint-Constraints → Choose Constraint Type To Add → Body*



Σχήμα 4.11 : Καθορισμός διαφραγμάτων

#### 4.8 Απομειωμένη δυσκαμψία μελών

Όταν εφαρμόζουμε στατική ανελαστική ανάλυση και κατά το σύνηθες έλεγχο σε όρους μετακινήσεων ( $\theta_E < \theta_\gamma$ ), υπολογίζουμε με τον παρακάτω τύπο την επιβατική δυσκαμψία :

$$EI = \frac{M_\gamma L_s}{3\theta_\gamma},$$

που θεωρείται ότι πλησιάζει κατά το μέγιστο τη δυσκαμψία στη διαρροή των διατομών σε αντισυμμετρική κάμψη. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνουμε πιο ρεαλιστικές τιμές των ιδιοπεριόδων απόκρισης, που καθορίζουν το μέγεθος των σεισμικών μετακινήσεων.

Τα  $M_\gamma, L_s, \theta_\gamma$  δίνονται από τις παραγράφους 7.2.2 και στο Παράρτημα 7<sup>A</sup> του ΚΑΝ.ΕΠΕ και υπολογίζονται αναλυτικά σε παραπάνω κεφάλαιο.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η δυσκαμψία της ορθογωνικής διατομής (αρηγμάτωση)  $EI_g$ ,

και ο λόγος  $\lambda$  των δύο δυσκαμψιών :

$$\lambda = \frac{EI}{EI_g}$$

Ιδιαίτερα για τις πλακοδοκούς, μορφής Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη  $I_g = (1,5 \text{ ή } 2,0)I_w$ , αντιστοίχως, όπου  $I_w$  είναι η ροπή αδρανείας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον (ΚΑΝ.ΕΠΕ Παρ.4.4.1.4).

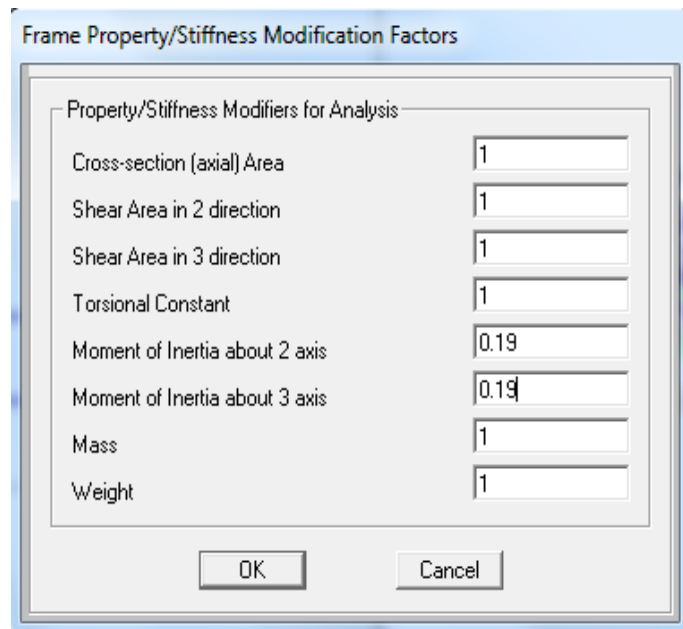
Η ενεργός δυσκαμψία  $K$  του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου, (ΚΑΝ.ΕΠΕ Παρ.7.2.3) :

$$\lambda_\mu = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{2}$$

Η τροποποίηση της αρχικής δυσκαμψίας στο πρόγραμμα γίνεται, αφού προεπιλέξουμε το ζητούμενο στοιχείο, με την εντολή :

*Assign* → *Frame* → *Property Modifiers*

και βάζοντας τη μονάδα με τον όρο  $\lambda_\mu$  στις γραμμές Moment of Inertia about 2 axis και Moment of Inertia about 3 Axis, όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα.



Σχήμα 4.12 : Εισαγωγή Ενεργού Δυσκαμψίας στο SAP2000



## Κεφάλαιο 5<sup>ο</sup>

### **ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕΣΩ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)**

#### **5.1 Εισαγωγή**

Η αποτίμηση των δύο αρχικών κτιρίων (Κτίριο 1Α και Κτίριο 1Β) έγινε με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Pushover) ή αλλιώς ανελαστική μη-γραμμική μέθοδος εξώθησης, η οποία συμπεριλαμβάνεται στον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ).

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφονται οι στόχοι της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, οι προϋποθέσεις για την εφαρμογή της, η εφαρμογή της στα Κτίρια 1Α και 1Β μεμονωμένα, καθώς και στην ιδανική περίπτωση ενιαίας σκυροδέτησης των πλακών των δύο κτιρίων και τέλος, τα αποτελέσματα της. Μετά από επεξεργασία των αποτελεσμάτων διαπιστώνεται ποιά είναι τα δομικά στοιχεία που χρειάζονται ενίσχυση και συγκρίνονται οι πλαστιμότητες του κάθε κτιρίου ξεχωριστά με την περίπτωση της ενιαίας σκυροδέτησης.

#### **5.2 ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗ ΕΠΙΛΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

##### **5.2.1 Στόχοι στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover)**

Η μια εκ των δύο ανελαστικών ειδών ανάλυσης κατασκευών που προτείνονται στους σύγχρονους κανονισμούς είναι η ανελαστική στατική ανάλυση ή αλλιώς πιο γνωστή ως ανάλυση Pushover. Η χρήση της μεθόδου έχει μια σειρά στόχων:

- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος  $\alpha_u / \alpha_1$ ).
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού.

##### **5.2.2 Πλεονεκτήματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης(pushover)**

Η μη γραμμική ανάλυση υπερέχει της κλασικής ελαστικής καθώς παρουσιάζει τα ακόλουθα πλεονεκτήματα.

- Είναι πιο ακριβής διότι δεν βασίζεται μόνο στη δυσκαμψία των μελών, αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Επίσης, καθιστά δυνατό τον έλεγχο της δυνατότητας παραμόρφωσης όπως αυτή διαμορφώνεται βάσει π.χ. της περίσφιξης και της λεπτομέρειας όπλισης.
- Εξασφαλίζεται η εποπτεία κατανομής των βλαβών στον φορέα.
- Γίνεται απαλλαγή από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Μπορεί να ελεγχθεί η επάρκεια του φορέα για πολλές επιτελεστικότητες ταυτόχρονα (Άμεση χρήση, Προστασία ζωής, Αποφυγή κατάρρευσης)
- Παρέχει πληροφόρηση σχετικά με την μορφή της δομικής ανεπάρκειας και βοηθάει να σχεδιαστεί η ενίσχυση είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε με συνδυασμό τους.

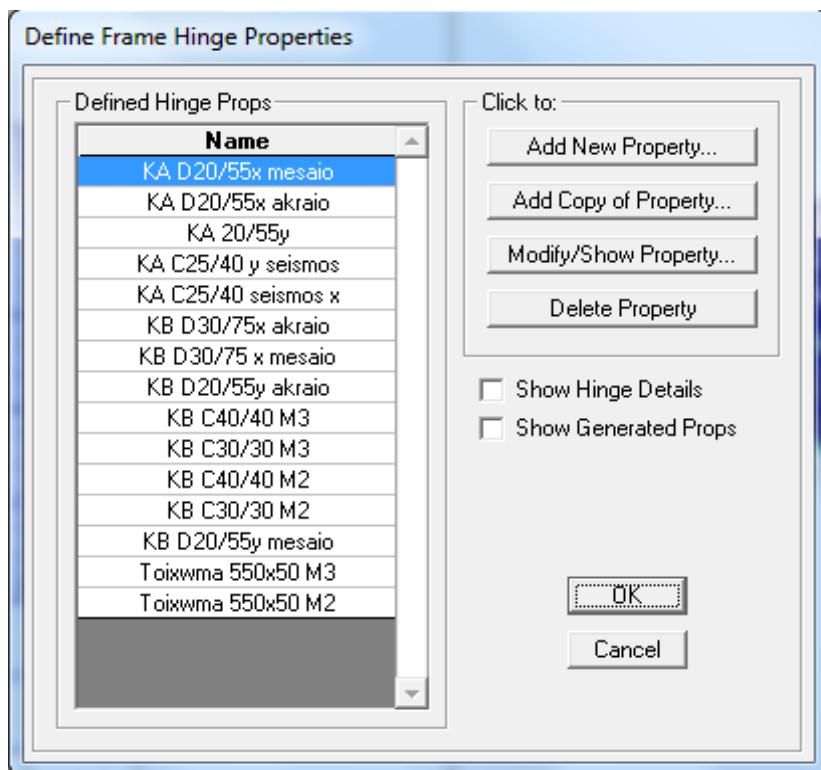
### **5.3 Ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων των διατομών και των χαρακτηριστικών τους**

#### **5.3.1 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων**

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Κατά τη διαδικασία αυτή στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών, η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων καθώς και η βάση των τοιχωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία. Στις θέσεις αυτές εισάγονται μέσω του προγράμματος SAP2000 πλαστικές αρθρώσεις, όπως φαίνεται στην παρακάτω διαδικασία :

*Define → Section Properties → Hinge Properties*





Σχήμα 5.1 : Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000

Για τον ορισμό νέων πλαστικών αρθρώσεων επιλέγουμε :

*Add New Property* → *Concrete* → *Deformation Controlled*,

που σημαίνει έλεγχος των μετακινήσεων και πλάστιμος τρόπος αστοχίας. Με τον τρόπο αυτό η ανάλυση σταματά όταν ο κόμβος ελέγχου φτάσει την δοσμένη μετακίνηση. Ως κόμβος ελέγχου ορίζεται ο κόμβος που βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του υπο μελέτη κτιρίου.

### 5.3.2 Ιδιότητες και χαρακτηριστικές τιμές πλαστικών αρθρώσεων

Για τα υποστυλώματα, είναι κρίσιμη η αλληλεπίδραση σε διαξονική κάμψη κατά τις δύο διευθύνσεις και αξονική δύναμη. Επειδή όμως οι κλειστοί τύποι υπολογισμού των  $\theta_y, \theta_x, M_y, M_x$  του ΚΑΝ.ΕΠΕ ισχύουν για μονοαξονική κάμψη, στην κορυφή και τη βάση κάθε υποστυλώματος εισάγονται δύο πλαστικές αρθρώσεις για μονοαξονική κάμψη τόσο κατά τον κύριο όσο και κατά τον ασθενή άξονα της διατομής (τύπου *Moment M2* και *Moment M3* στο SAP2000) οι οποίες ενεργοποιούνται ανεξάρτητα η μία από την άλλη. Η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων υπολογίζεται από προκαταρκτική στατική ανάλυση με το σεισμικό συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων  $G+0.3Q$  και στη συνέχεια εισάγεται στους τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ στον υπολογισμό της ροπής αντοχής της διατομής.

Όσο αναφορά τις δοκούς, κρίσιμη είναι η μονοαξονική κάμψη περι τον κύριο άξονα της διατομής (άξονας 3-3) και εισάγονται στα άκρα τους πλαστικές αρθρώσεις (Moment M3). Τέλος, στη βάση των τοιχωμάτων εισάγονται πλαστικές αρθρώσεις που υπολογίζονται όπως των υποστυλωμάτων.

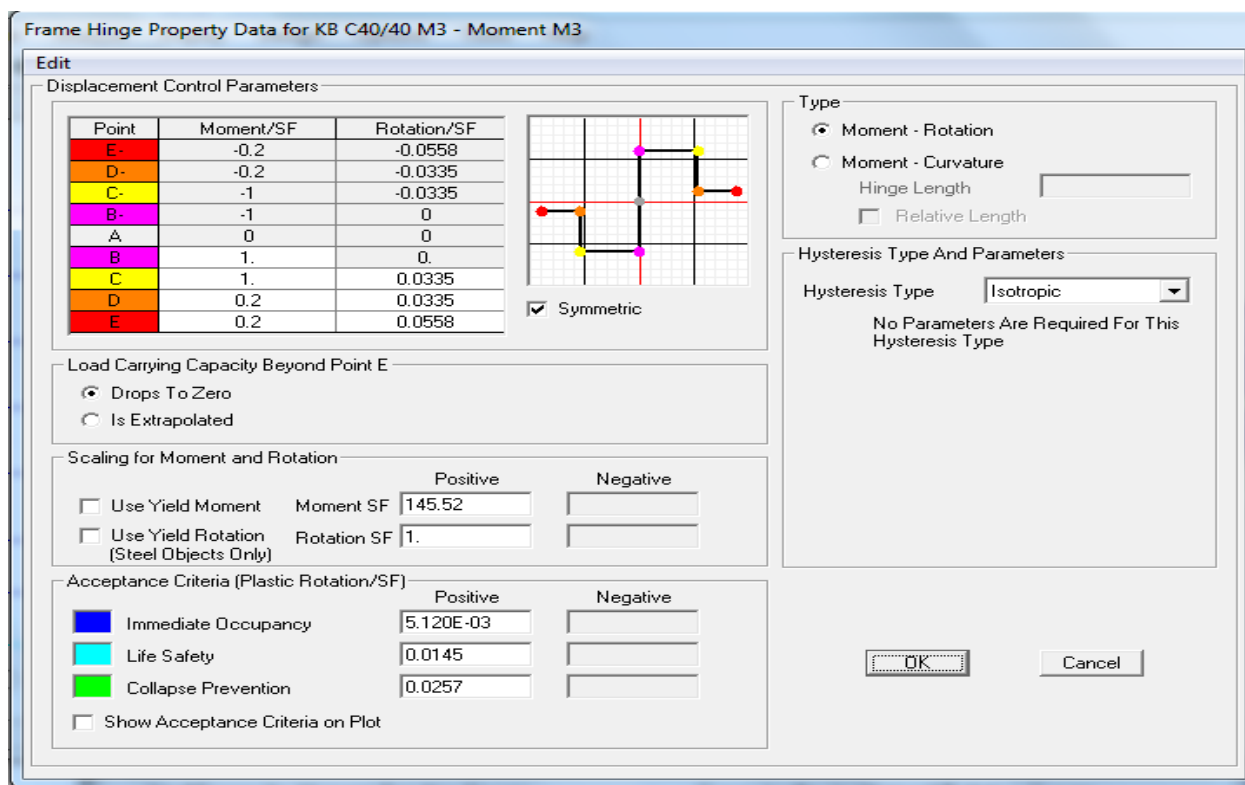
Κτίριο A											Επιτελεστικότητα			
Πρόσημο Ροπής	Είδος	Διατομή	Σίδερα άνω	Σίδερα κάτω	Συνδετήρες	1/γ <sub>y</sub>	θ <sub>y</sub>	θ <sub>u</sub>	θ <sub>υρl</sub>	1.5θ <sub>u</sub> -θ <sub>y</sub>	Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55x(μεσαίο)	4Φ16	2Φ16	Φ8/20	0.002641	4.93	26.86	20.25	35.36	4.93	10.60	17.91	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55x(ακραίο)	4Φ16	2Φ16	Φ8/20	0.002666	4.96	30.02	22.5	40.07	4.96	11.66	20.01	
Θετική ροπή	Δοκάρι	20/55x	4Φ16	2Φ16	Φ8/20	0.002453	4.33	47.874	45	67.48	4.33	17.40	31.92	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55y(ακραίο)	4Φ14	2Φ14	Φ8/20	0.002622	4.70	26.86	21.075	35.59	4.70	10.52	17.91	
Θετική ροπή	Δοκάρι	20/55y	4Φ14	2Φ14	Φ8/20	0.002406	4.09	46.057	43.275	65.00	4.09	16.72	30.70	
	Υποσύλωμα	25x40		6Φ14	Φ8/20	Σεισμός Y	0.004427	4.58	31.126	26.475	4.58	11.90	20.75	
						Σεισμός X	0.007688	6.31	43.134	38.25	6.31	16.48	28.76	
Κτίριο B											Επιτελεστικότητα			
Πρόσημο Ροπής	Είδος	Διατομή	Σίδερα άνω	Σίδερα κάτω	Συνδετήρες	1/γ <sub>y</sub>	θ <sub>y</sub>	θ <sub>u</sub>	θ <sub>υρl</sub>	1.5θ <sub>u</sub> -θ <sub>y</sub>	Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	30/75x(ακραίο)	8Φ18	4Φ18	Φ8/20	0.001998	4.07	27.966	22.425	37.88	4.07	10.68	18.64	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	30/75x(μεσαίο)	8Φ18	4Φ18	Φ8/20	0.001929	4.41	27.255	21.3	36.47	4.41	10.56	18.17	
Θετική ροπή	Δοκάρι	30/75x	8Φ18	4Φ18	Φ8/20	0.00179	3.96	33.417	31.35	46.17	3.96	12.46	22.28	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55y(ακραίο)	6Φ18/4Φ14	2Φ18	Φ8/20	0.0028	4.97	33.022	27.825	44.57	4.97	12.66	22.01	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55y(μεσαίο)	6Φ18	2Φ18	Φ8/20	0.002721	4.88	31.284	25.875	42.05	4.88	12.05	20.86	
Θετική ροπή	Δοκάρι	20/55y	6Φ18	2Φ18	Φ8/20	0.002692	4.43	43.055	39.3	60.16	4.43	15.83	28.70	
	Υποσύλωμα	40x40	8Φ16		Φ8/20	Σεισμός Y	0.004735	4.83	33	28	4.83	14.54	25.67	
						Σεισμός X		ομοίως						
	Υποσύλωμα	30x30	4Φ18		Φ8/20	Σεισμός Y	0.006242	5.69	40.606	37.5	5.69	15.43	27.07	
			4Φ16			Σεισμός X		ομοίως						
		Τοιχείο M2					0.000622	2.83985789	11.3	9.5	14.11	2.84	7.53	11.30
		Τοιχείο M3					0.006601	8.91938943	34.8	30.8	43.28	8.92	23.20	34.80

Σχήμα 5.2 : Πίνακας υπολογισμού θ<sub>y</sub>,θ<sub>u</sub> και σταθμών επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων

Κτίριο A						Διαρροή			Απομείωση		
Πρόσημο Ροπής	Είδος	Διατομή	Σίδερα άνω	Σίδερα κάτω	Συνδετήρες	M <sub>y</sub>	V <sub>r</sub>	M <sub>r</sub>	V <sub>r</sub>	M <sub>r</sub>	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55x(μεσαίο)	4Φ16	2Φ16	Φ8/20	229.45	98.9378	272.0788	76.9463	211.6024	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55x(ακραίο)	4Φ16	2Φ16	Φ8/20	151.91	98.8604	271.8660	74.1453	203.8995	
Θετική ροπή	Δοκάρι	20/55x	4Φ16	2Φ16	Φ8/20	41.33	49.4171	135.8970	37.0628	101.9227	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55y(ακραίο)	4Φ14	2Φ14	Φ8/20	125.57	98.8627	247.1568	75.5534	188.8835	
Θετική ροπή	Δοκάρι	20/55y	4Φ14	2Φ14	Φ8/20	31.80	49.4178	123.5445	37.0634	92.6584	
	Υποσύλωμα	25x40		6Φ14	Φ8/20	Σεισμός Y	62.46	55.4835	83.2252	46.6895	70.0342
						Σεισμός X	40.72	33.5734	50.3601	28.3450	42.5174
Κτίριο B						Διαρροή			Απομείωση		
Πρόσημο Ροπής	Είδος	Διατομή	Σίδερα άνω	Σίδερα κάτω	Συνδετήρες	M <sub>y</sub>	V <sub>r</sub>	M <sub>r</sub>	V <sub>r</sub>	M <sub>r</sub>	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	30/75x(ακραίο)	8Φ18	4Φ18	Φ8/20	253.40	137.0387	383.7085	102.7791	287.7814	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	30/75x(μεσαίο)	8Φ18	4Φ18	Φ8/20	307.67	137.2328	384.2518	102.9246	288.1888	
Θετική ροπή	Δοκάρι	30/75x	8Φ18	4Φ18	Φ8/20	145.51	68.5427	95.9598	51.4070	71.9699	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55y(ακραίο)	6Φ18/4Φ14	2Φ18	Φ8/20	214.66	98.9263	247.3158	74.1947	185.4869	
Αρνητική ροπή	Δοκάρι	20/55y(μεσαίο)	6Φ18	2Φ18	Φ8/20	278.63	99.0458	247.6144	74.2843	185.7108	
Θετική ροπή	Δοκάρι	20/55y	6Φ18	2Φ18	Φ8/20	103.00	49.4475	123.6186	37.0856	92.7140	
	Υποσύλωμα	40x40	8Φ16		Φ8/20	Σεισμός Y	127.59	79.2479	118.8718	70.4492	105.6738
						Σεισμός X		ομοίως			
	Υποσύλωμα	30x30	4Φ18		Φ8/20	Σεισμός Y	50.95	40.20088	60.3013158	33.78467	50.67700922
			4Φ16			Σεισμός X		ομοίως			
		Τοιχείο M2					11799.37	4623.417	13870.2508	3964.482	11893.44643
		Τοιχείο M3					1202.49	482.192	1446.57614	415.1833	1245.549971

Σχήμα 5.3 : Πίνακας υπολογισμού ροπής διαρροής από κάμψη και από τέμνουσα πλαστικών αρθρώσεων

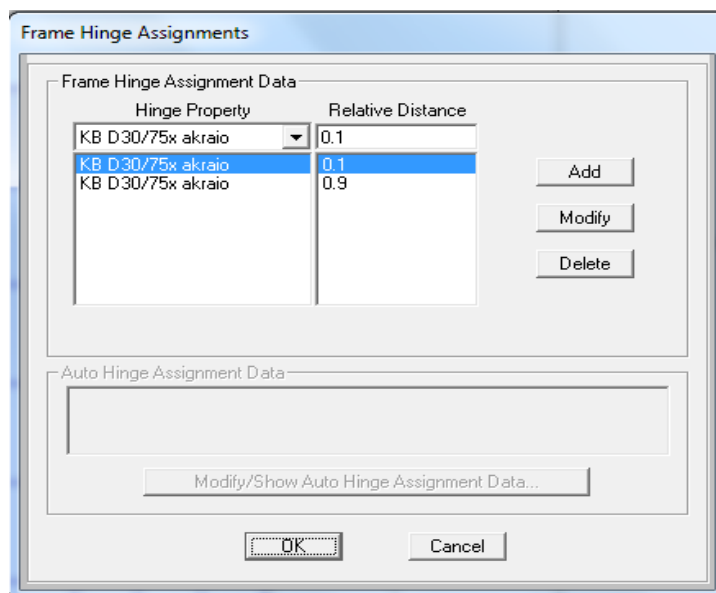
Ενδεικτικά παρατίθεται το διάγραμμα ροπής στροφής συμμετρικά οπλισμένης τετραγωνικής διατομής υποστυλώματος του Κτιρίου Β. Οι τιμές του διαγράμματος και οι στάθμες επιτελεστικότητας προκύπτουν με βάση τα αποτελέσματα των σχέσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σημειώνεται ότι στο διάγραμμα ροπής-στροφής που εκλαμβάνει το πρόγραμμα, δεν υπάρχει ελαστικός κλάδος, δηλαδή το σημείο C έχει στροφή ίση με  $\theta_{pl}$  και όχι  $\theta_u$ . Η απομείωση της ροπής κάμψης στο 20% της τιμής της ροπής αντοχής, συμβαίνει σε τιμή στροφής ίση με  $1,5\theta_u - \theta_y$ .



Σχήμα 5.4 : Εισαγωγή διαγράμματος M-θ και σταθμών επιτελεστικότητας πλαστικής άρθρωσης στο SAP2000

Κατόπιν, εισάγονται οι πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δομικών στοιχείων. Αφού προεπιλεγθεί το στοιχείο, ακολουθείται η εξής διαδικασία : *Assign* → *Frame* → *Hinges*

Δίνεται η τιμή 0,1 για το ένα άκρο του στοιχείου και 0.9 για το άλλο για να προσομοιωθεί ότι η πλαστική άρθρωση δε θα εμφανιστεί μέσα στον κόμβο, αφού τα μέλη τοποθετούνται κεντροβαρικά, αλλά στην παρειά του μέλους.



Σχήμα 5.5 : Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη του φορέα

#### 5.4 Έλεγχος προσομοίωσης

Πριν προχωρήσουμε στην στατική ανελαστική ανάλυση ,θα πρέπει να ελεγχθούν τα μοντέλα μας. Εργαζόμαστε ως εξής :

- Πρώτον, τρέχουμε μια ιδιομορφική ανάλυση (*Modal*) για να δούμε αν οι ιδιομορφές είναι οι αναμενόμενες. Προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα :

	X διεύθυνση	Y διεύθυνση
Κτίριο 1A	1 <sup>η</sup> ιδιομορφή	3 <sup>η</sup> ιδιομορφή
Κτίριο 1B	1 <sup>η</sup> & 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή	2 <sup>η</sup> ιδιομορφή
Ενιαία Σκυροδέτηση	1 <sup>η</sup> & 3 <sup>η</sup> ιδιομορφή	2 <sup>η</sup> ιδιομορφή

Σχήμα 5.6 : Κυρίαρχες ιδιομορφές ανα διεύθυνση για κάθε φορέα

TABLE: Modal Participating Mass Ratios "Ενιαία Σκυροδέτηση"						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
Modal	Mode	1	0.560904	0.48333	0.00031	7.443E-10
Modal	Mode	2	0.455653	0.00068	0.9222	1.064E-07
Modal	Mode	3	0.40244	0.44074	0.00037	1.913E-09

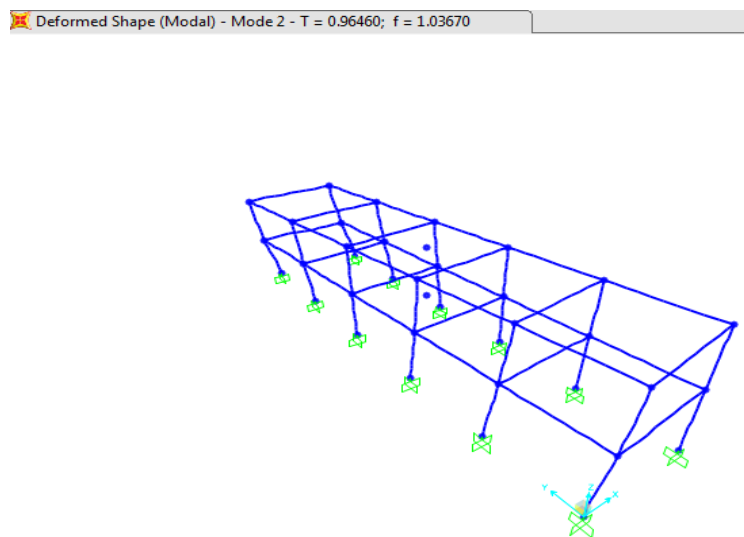
TABLE: Modal Participating Mass Ratios "Κτίριο 1A"						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
Modal	Mode	1	1.161194	0.92488	0	0
Modal	Mode	2	0.964596	0	0	0
Modal	Mode	3	0.861128	0	0.91296	0

TABLE: Modal Participating Mass Ratios "Κτίριο 1B"						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
Modal	Mode	1	0.560904	0.4833	0.0003141	7.443E-10
Modal	Mode	2	0.455653	0.0006845	0.9222	1.064E-07
Modal	Mode	3	0.40244	0.4407	0.0003659	1.913E-09

Σχήμα 5.7 : Συμμετοχή ιδιομορφών σε κάθε φορέα

Παρατηρούμε ότι στο μικρό κτήριο η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή είναι η στρεπτική, γεγονός που ήταν αναμενόμενο καθώς πρόκειται για ένα πολύ εύστρεπτο κτήριο με λόγο (μήκους κάτοψης/πλάτος κάτοψης) >4 .

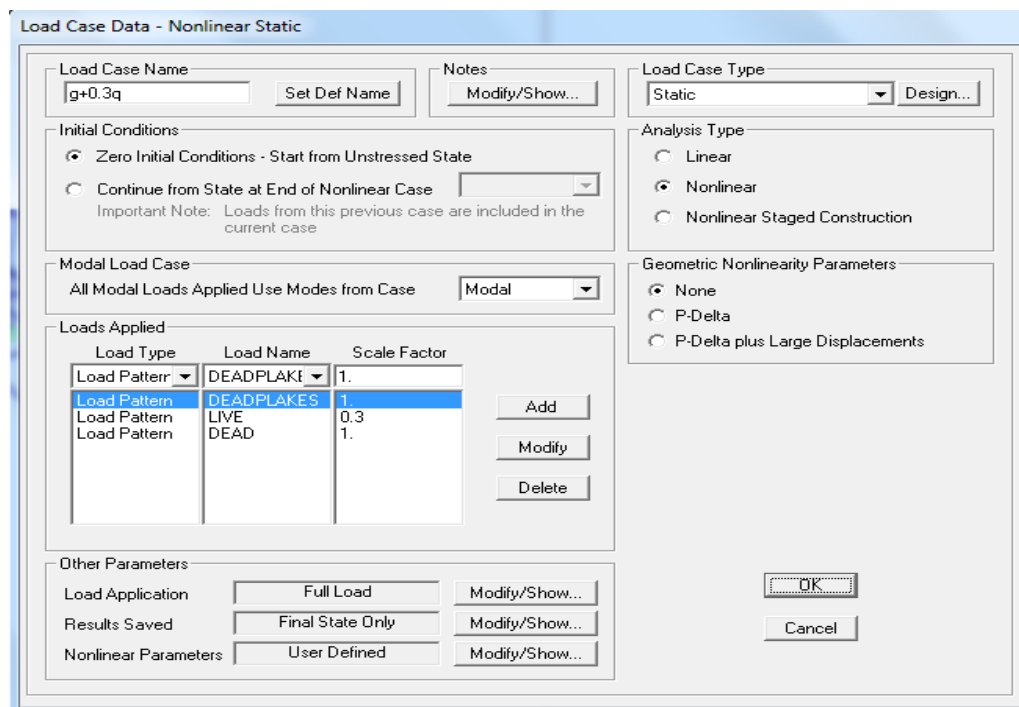


Σχήμα 5.8 : Κτίριο 1A, 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή Στρεπτική

## 5.5 Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover)

### 5.5.1 Κατακόρυφα φορτία σεισμικού συνδυασμού

Η ανάλυση πλευρικής οριακής ώθησης περιλαμβάνει δύο φάσεις φόρτισης. Σε πρώτο στάδιο, λαμβάνονται υπόψη οι αρχικές φορτικές συνθήκες  $G+0.3Q$ , ανάλογες της σεισμικής δράσης, και ακολουθείται μια στατική μη – γραμμική ανάλυση υπό μηδενικές αρχικές συνθήκες. Κατά την φάση αυτή η κατασκευή θα πρέπει να βρίσκεται στην ελαστική περιοχή, διαφορετικά αστοχεί υπό τα ίδια βάρη της.



Σχήμα 5.9 :Πρώτη φάση φόρτισης pushover

Στο παράθυρο του σχήματος επιλέγουμε στο *Load Application* → *Full Load* εφόσον είναι γνωστό το επιβαλλόμενο φορτίο, στο *Results Saved* → *Final State Only* καθώς αυτό που ενδιαφερόμαστε να αποθηκεύσουμε είναι το τελευταίο στάδιο της φόρτισης αυτής το οποίο θα αποτελεί και τις αρχικές συνθήκες για τις επόμενες φορτίσεις. Στο *Nonlinear Parameters* αφήνουμε τις προεπιλεγμένες τιμές των παραμέτρων.

### 5.5.2 Ορισμός φορτίσεων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (5.7.3.3) απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιλέγονται η ομοιόμορφη κατανομή και η ιδιομορφική κατανομή. Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον EC8-1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές :

- “Ομοιόμορφη”, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)
- “Ιδιομορφική”, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

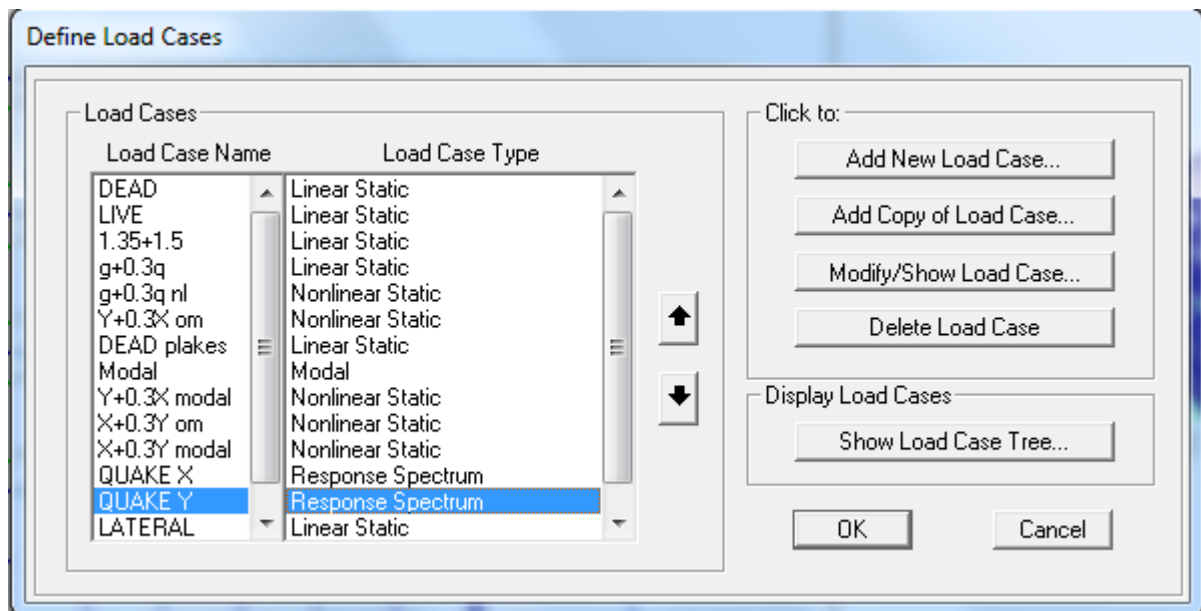
Στην περίπτωση εφαρμογής της ανελαστικής στατικής μεθόδου το κτίριο θα αναλύεται για φορτία σε δύο διευθύνσεις, με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεως 10:3 και (χωριστά) 3:10. (KAN.ΠΕ 5.4.9).

Οι δυνατοί χωρικοί συνδυασμοί και για τις δύο κατανομές είναι :

$$\pm X \pm 0.3Y \text{ και } \pm Y \pm 0.3X$$

Εισάγουμε τους συνδυασμούς φορτίσεως ως εξής :

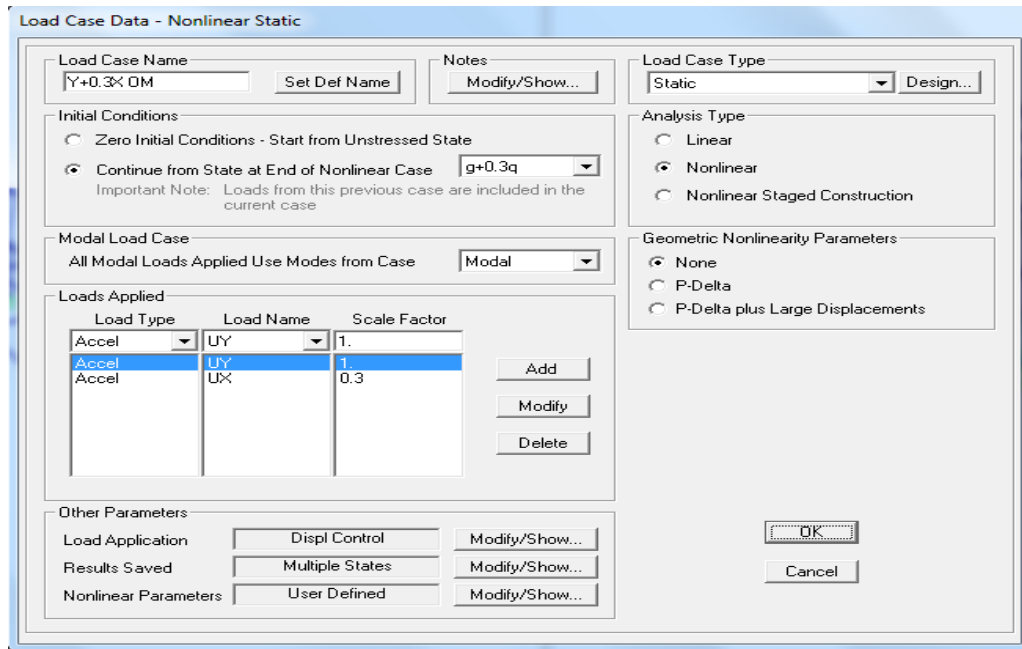
*Define* → *Load Cases* → *Add New Load Case*



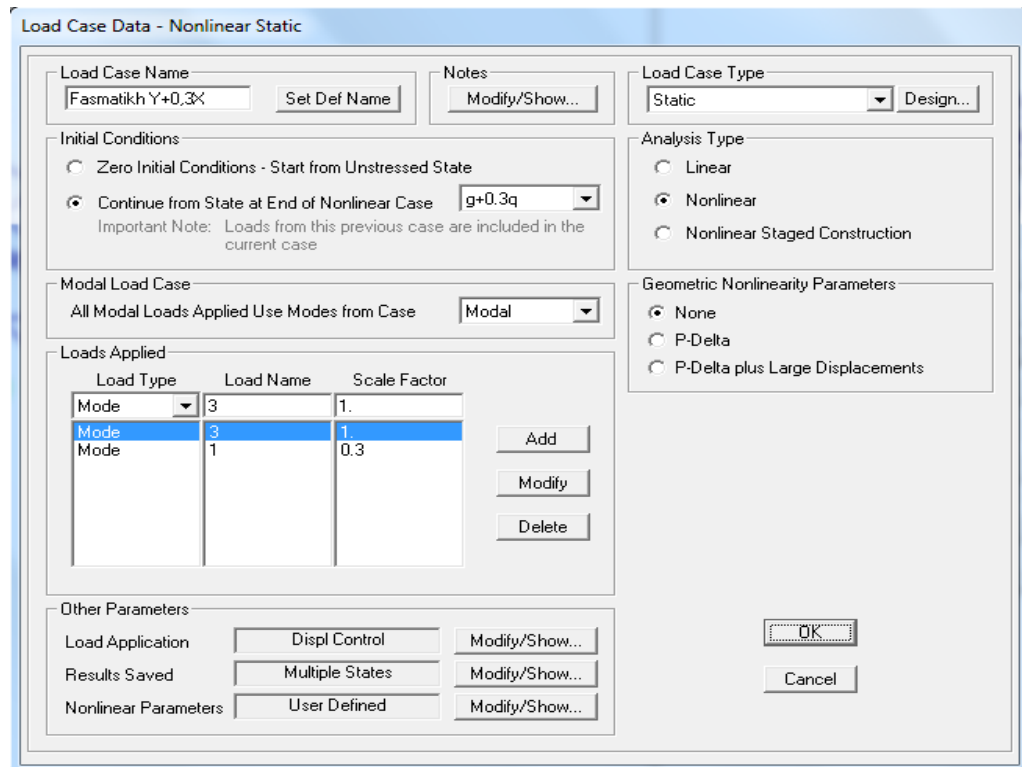
Σχήμα 5.10 :Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων

Για τα κτίρια 1A και 1B, επειδή είναι συμμετρικά σε κάτοψη και τα μέλη τους είναι συμμετρικά σπλισμένα στα άκρα τους, ελέγχονται μόνο οι περιπτώσεις φόρτισης X+0,3Y και Y+0,3X.

Σε δεύτερο στάδιο λοιπόν, ορίζονται οι περιπτώσεις στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) για τους διάφορους χωρικούς συνδυασμούς. Οι φορτίσεις αυτές είναι μη γραμμικές και ξεκινάνε από το τελευταίο βήμα της G+0.3Q (non linear). Στο <Load type> για την ομοιόμορφη κατανομή επιλέγουμε <Accel> και για ιδιομορφική κατανομή <Mode>. Ενδεικτικά παρουσιάζονται μια ομοιόμορφη και μια ιδιομορφική κατανομή για το κτίριο 1A.



Σχήμα 5.11: Ορισμός ομοιόμορφης κατανομής οριζόντιων φορτίων



Σχήμα 5.12: Ορισμός ιδιομορφικής κατανομής οριζόντιων φορτίων

### 5.5.3 Ορισμός κόμβων ελέγχου

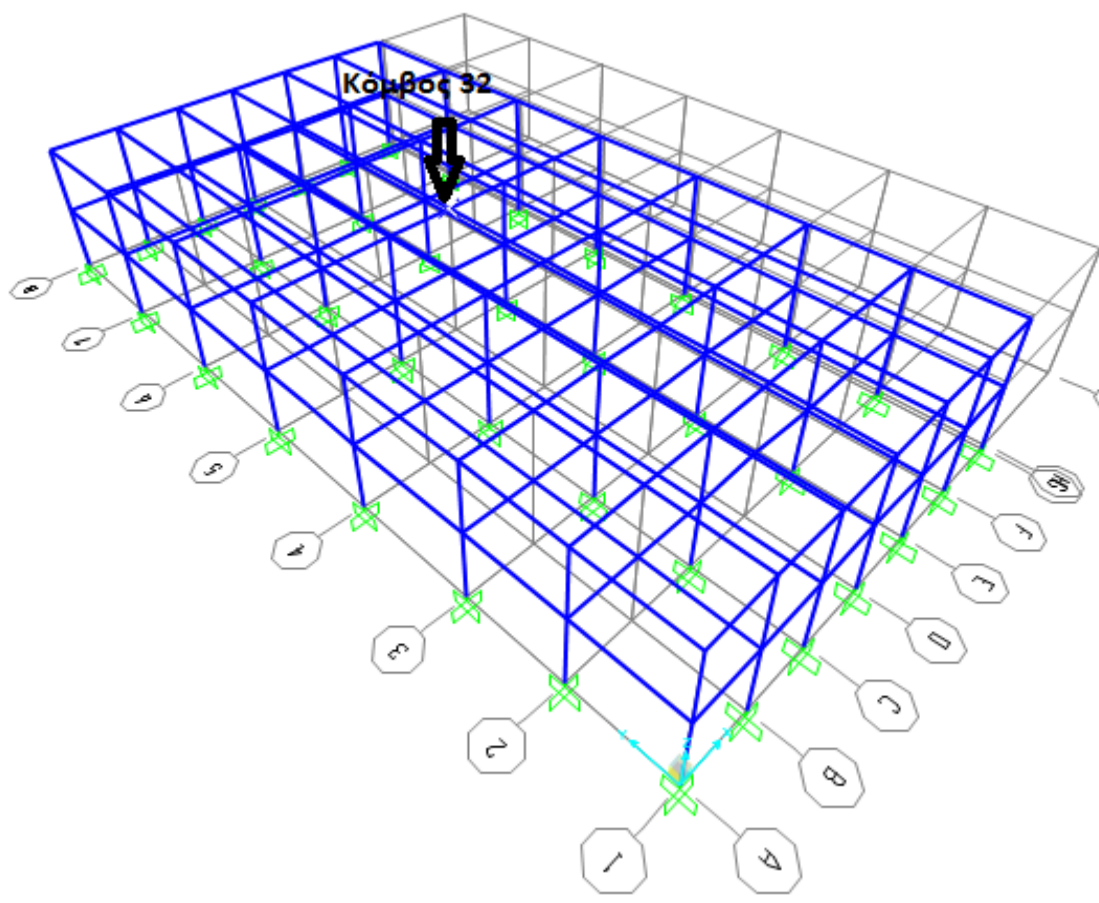
Επιλέγεται η μέθοδος ελεγχόμενης μετακίνησης. Ορίζεται ως κόμβος ελέγχου ο πλησιέστερος κόμβος στο κέντρο βάρους του τελευταίου ορόφου, όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ (5.7.3.2). Ως ελεγχόμενη μετακίνηση τίθεται μια προαποφασισμένη ακραία τιμή η οποία δεν πρόκειται να αναληφθεί από την κατασκευή, από 0,1 m έως



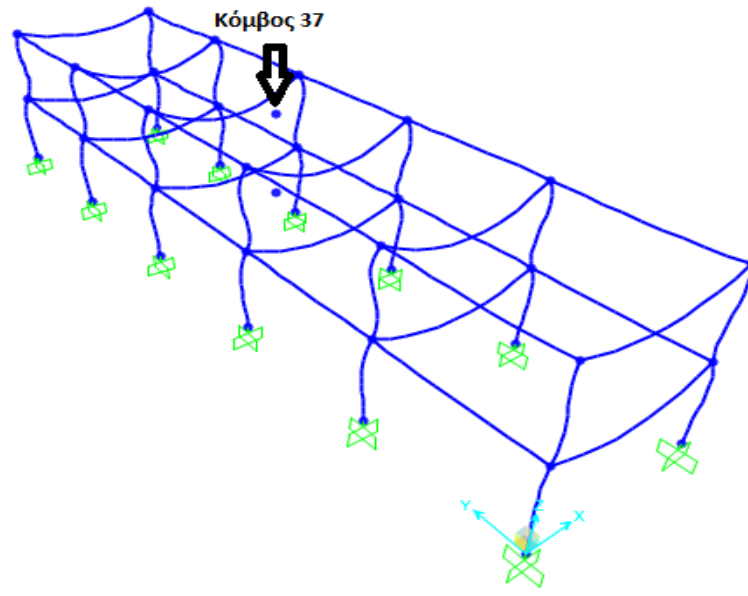
0,3 m για τα συγκεκριμένα κτίρια. Οι οριζόντιες φορτίσεις μεταβάλλονται αυξητικά και σταδιακά μέχρι η παραμόρφωση στον εκλεγμένο κόμβο ελέγχου να φτάσει την στοχευόμενη μετακίνηση που ορίσαμε.

	Κόμβος Ελέγχου
Κτίριο 1A	37
Κτίριο 1B	32
Ενιαία Σκυροδέτηση	33

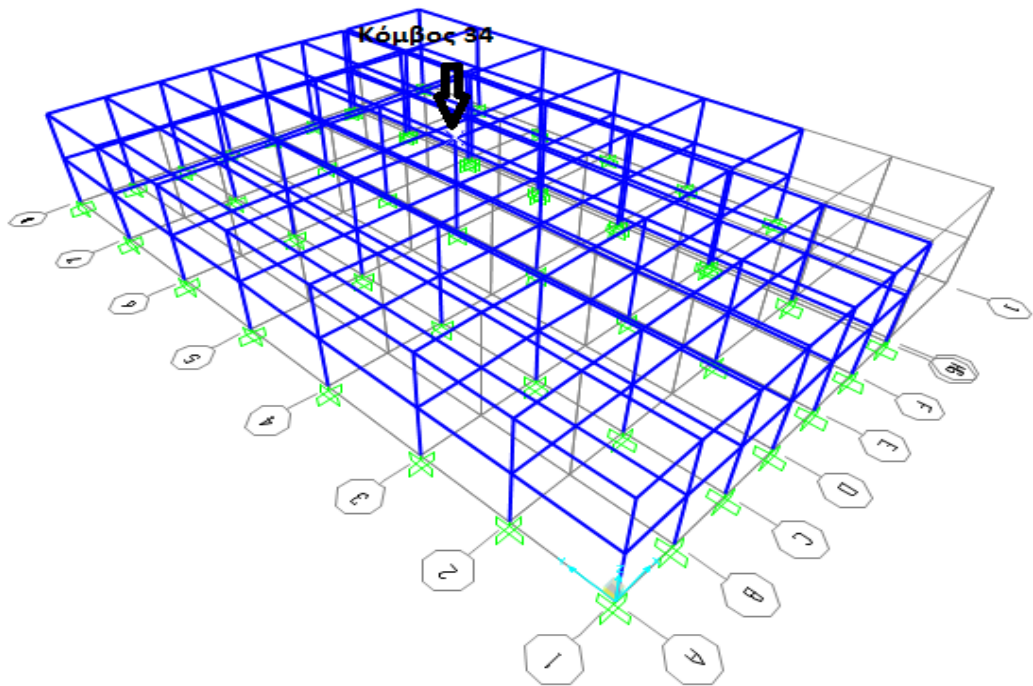
Σχήμα 5.13: Κόμβοι ελέγχου κάθε φορέα



Σχήμα 5.14: Κόμβος Ελέγχου 32,Κτίριο 1B



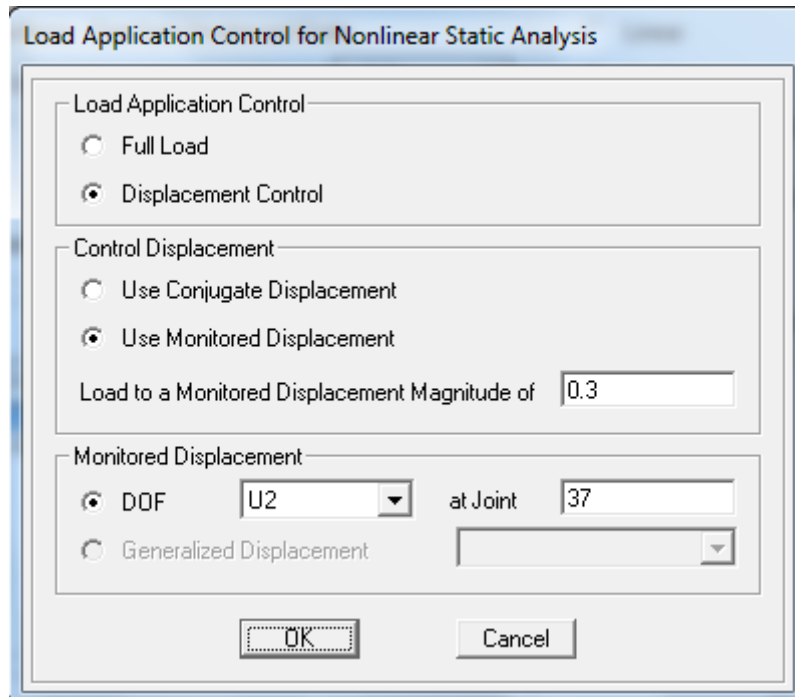
Σχήμα 5.15: Κόμβος Ελέγχου 37,Κτίριο 1Α



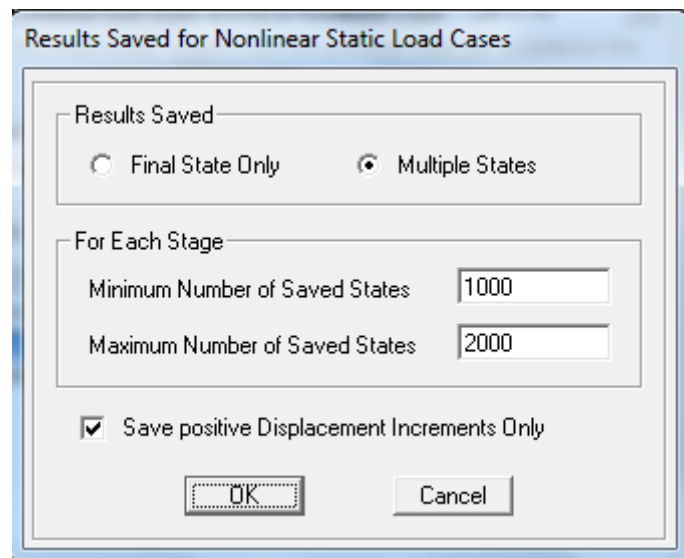
Σχήμα 5.16: Κόμβος ελέγχου 34,Περίπτωση αρχικής ενιαίας σκυροδέτησης των 1Α και 1Β

#### 5.5.4 Παράμετροι Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP2000

Επιπλέον, ορίζονται οι παράμετροι που χρειάζονται για την επαναληπτική διαδικασία της pushover ανάλυσης. Οι αριθμοί των Max Total Steps per Stage και Maximum Null Steps Per Stage ορίζονται μετά από δοκιμές.



Σχήμα 5.17 Παράμετροι Συνδυασμών Φόρτισης

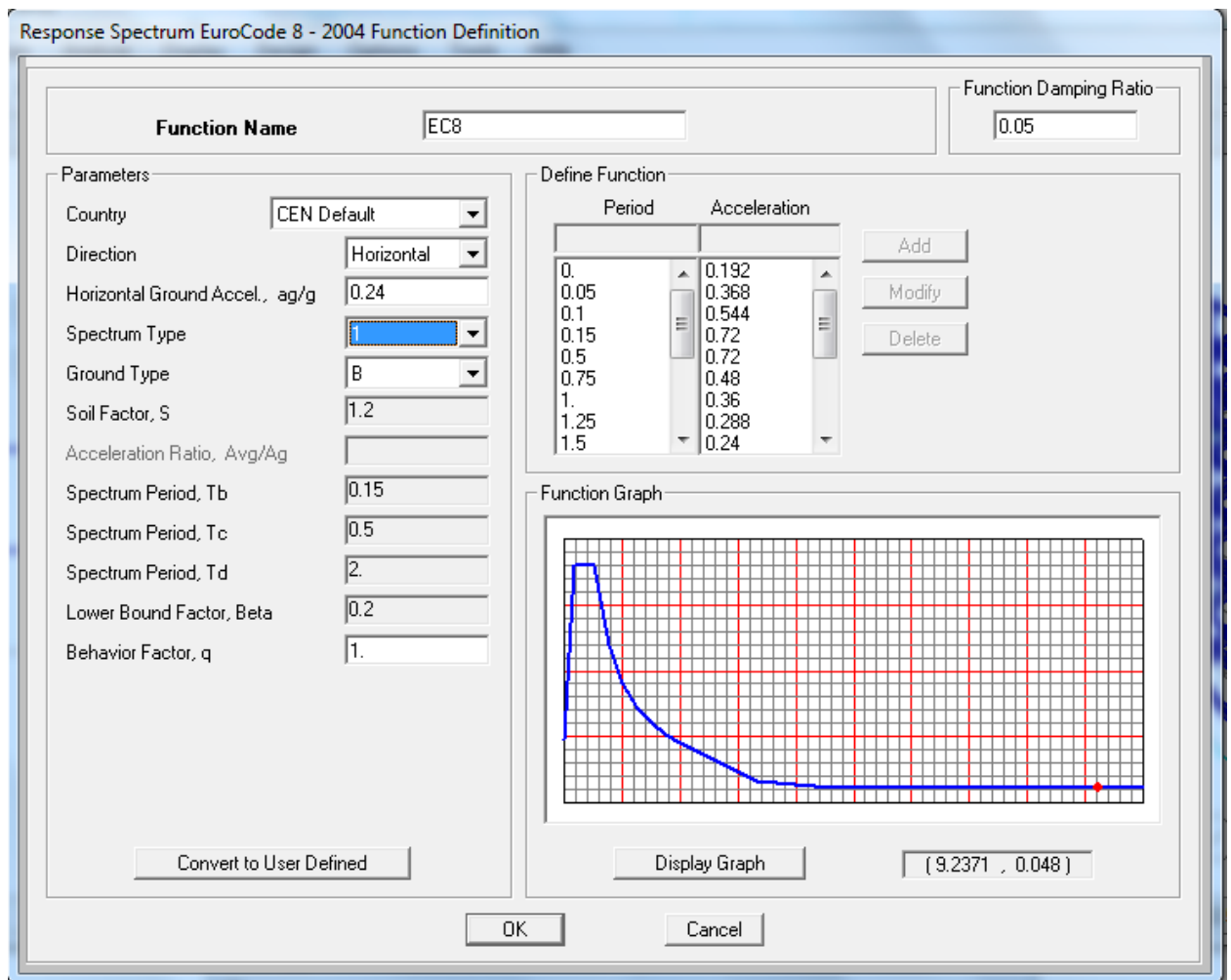


Σχήμα 5.18: Παράμετροι Συνδυασμών Φόρτισης

### 5.5.5 Ελαστικό φάσμα Απόκρισης

Τέλος, πριν ξεκινήσει η ανάλυση θα πρέπει να οριστούν οι παράμετροι του ελαστικού φάσματος του σεισμού. Τα συγκεκριμένα κτίρια βρίσκονται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_{Gr} = 0.24g$  (Κεφάλαιο 2.4.1.3) . Ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία :

*Define* → *Functions* → *Response Spectrum* → (Choose function type to Add: Eurocode 8 2004) *Add New Function*



Σχήμα 5.20: Εισαγωγή ελαστικού φάσματος σεισμού

Το φάσμα αυτό εισάγεται στη διαδικασία εύρεσης του σημείου επιτελεστικότητας της ATC-40 μεθοδολογίας ως εξής :

*Define* → *Pushover Parameter Sets* → *ATC 40 Capacity Spectrum*

## 5.6 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover

### 5.6.1 Γενικά

Παρακάτω, θα παρουσιαστούν οι καμπύλες αντίστασης (τέμνουσα βάσης V- μετακίνηση κόμβου ελέγχου στην κύρια διεύθυνση φόρτισης) κάθε κτιρίου για τους συνδυασμούς μοιόμορφων φορτίσεων  $X+0.3Y$  και  $Y+0.3X$ . Οι επιλύσεις από τις ιδιομορφικές φορτίσεις καθ' ύψος προέκυψαν ευμενέστερες και δεν παρουσιάζονται. Επιπλέον θα παρουσιαστούν εικόνες από κάθε κτήριο στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης, ώστε να υπάρχει εποπτεία των αστοχιών μέσω των πλαστικών αρθρώσεων που φαίνονται να έχουν ενεργοποιηθεί.

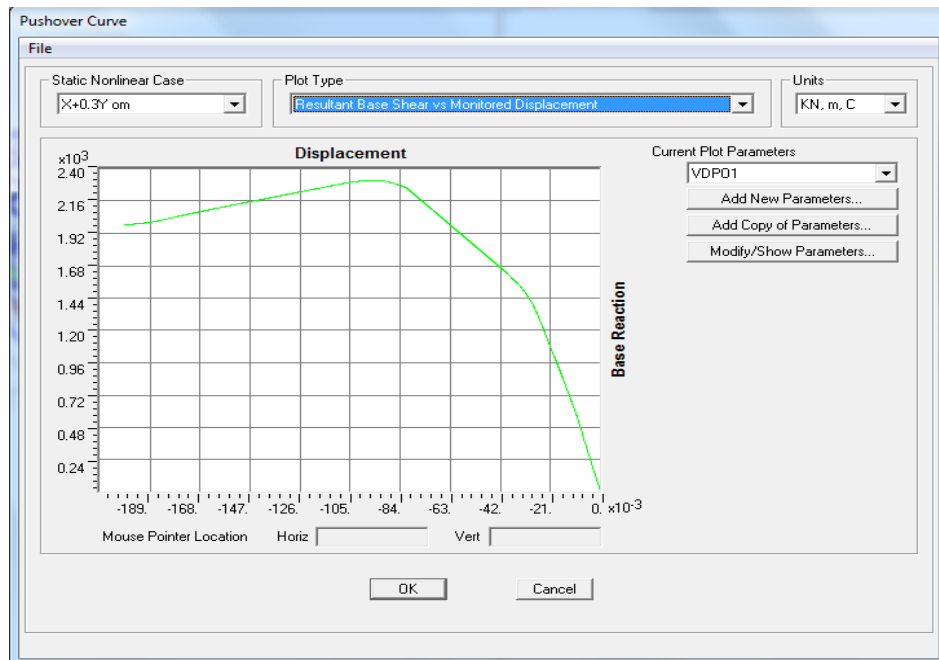
Για να ληφθεί υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα και η επιρροή της στρέψης, η στοχευμένη μετακίνηση πολλαπλασιάζεται με συντελεστή 1,1 (KAN.ΕΠΕ 5.4.2).

Ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας γίνεται με τη μέθοδο του ATC-40 (Περιγράφεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 2.4.1.2). Παρακάτω παρατίθενται τα σχήματα του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού EC8 με μια σειρά μειωμένων αποκρίσεων σε μορφή ADRS και του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος που προκύπτει από την καμπύλη αντίστασης. Με κόκκινο χρώμα δίνεται το ελαστικό φάσμα, με πράσινο χρώμα το φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και με μαύρο χρώμα ορίζεται ο γεωμετρικός τόπος των σημείων (δοκιμών) που προέκυψαν κατά την ATC-40. Η τομή της μαύρης (απαίτηση) με την πράσινη (φάσμα ικανότητας) ορίζουν το σημείο επιτελεστικότητας.

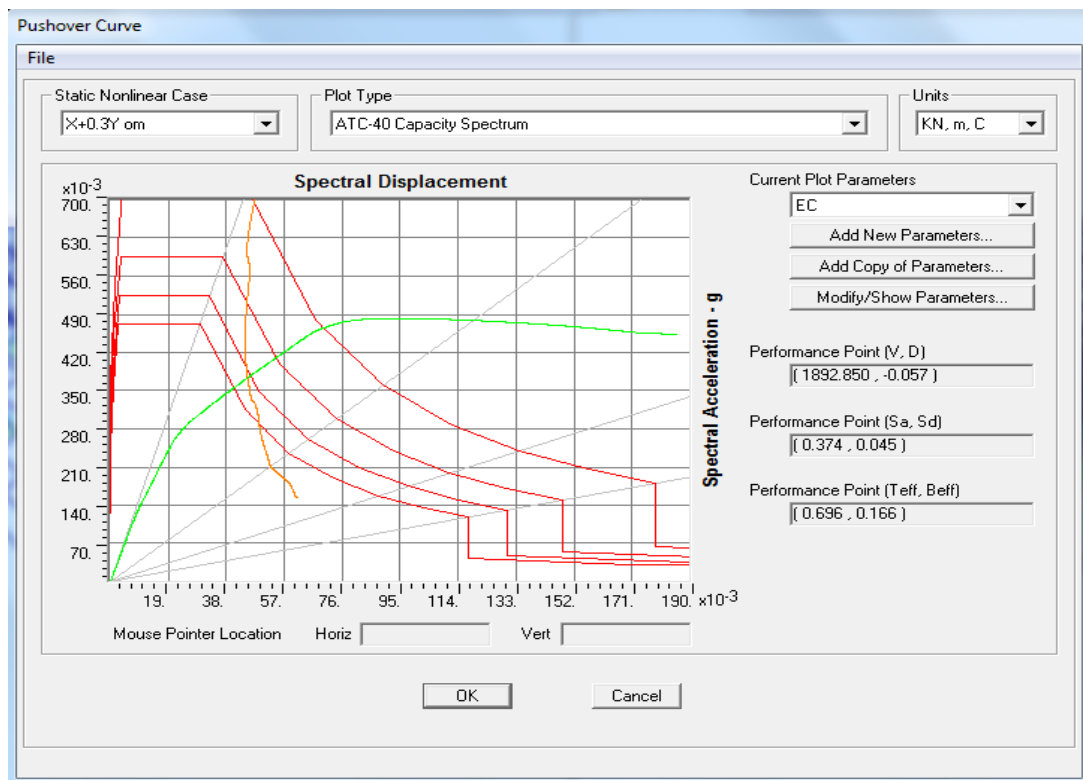
## 5.6.2 Κτίριο 1B

### ➤ Κτίριο 1B

- Διεύθυνση X ,Ομοιόμορφη κατανομή X+0.3Y :



Σχήμα 5.21 : Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 5.22: Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Το σημείο επιτελεστικότητας είναι το  $(V,D)=(1893.514,-0.057)$  ή  $(S_a,S_d)=(0.374,0.045)$  σε όρους φάσματος απαίτησης. Όπως αναφέρθηκε στην αρχή της παραγράφου ,η στοχευμένη μετακίνηση πολλαπλασιάζεται επί 1,1 και προκύπτει :

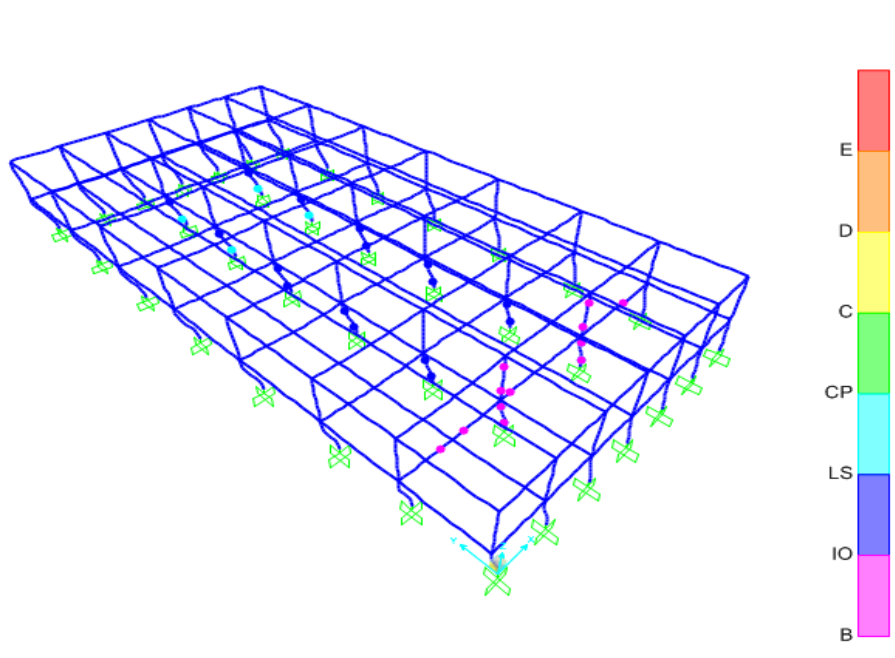
$$1.1*(-0.057)=-0.0627 \text{ m}$$

Η μετακίνηση αυτή αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $u_1$  του κόμβου 32 (κόμβος ελέγχου στο κέντρο βάρους της οροφής) στο βήμα 470.

Στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης ( Βήμα 470) ,12 από τα άκρα των στοιχείων έχουν διαρρεύσει (B -Διαρροή / Μώβ χρώμα) ,12 βρίσκονται στη στάθμη άμεση χρήση (IO-Άμεση χρήση /Μπλε χρώμα) και 8 πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη προστασίας ζωής (LS-Προστασία ζωής /Σιέλ χρώμα ).Συγκεκριμένα φτάνουν στη στάθμη προστασίας ζωής 4 υποστυλώματα από τις μεσαίες σειρές υποστυλωμάτων της Y διεύθυνσης του κτιρίου 1B .

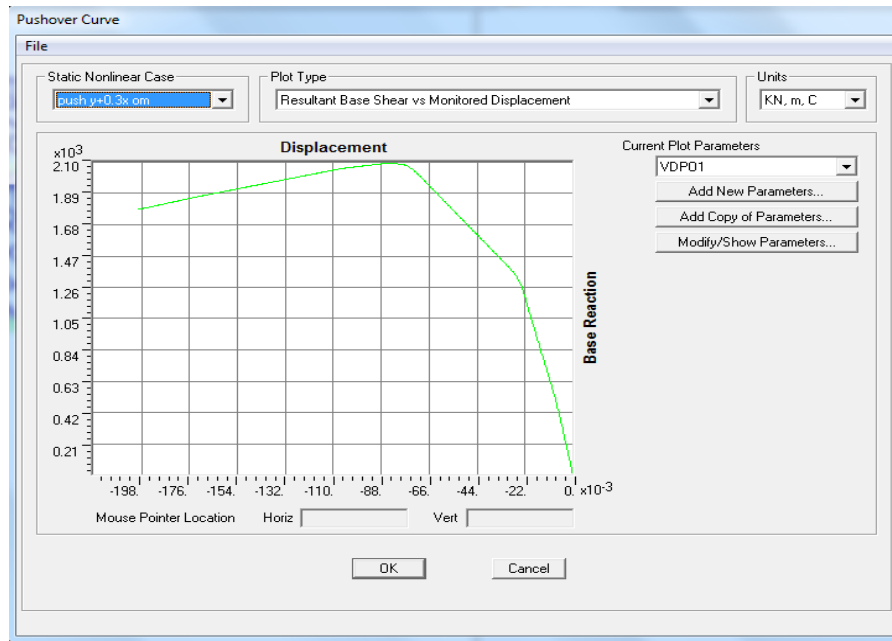
Step	D (m)	V (kN)	B to IO	IO to LS	LS to CP
458	-0,067	1893,514	12	12	8

Σχήμα 5.23: Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανα στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης

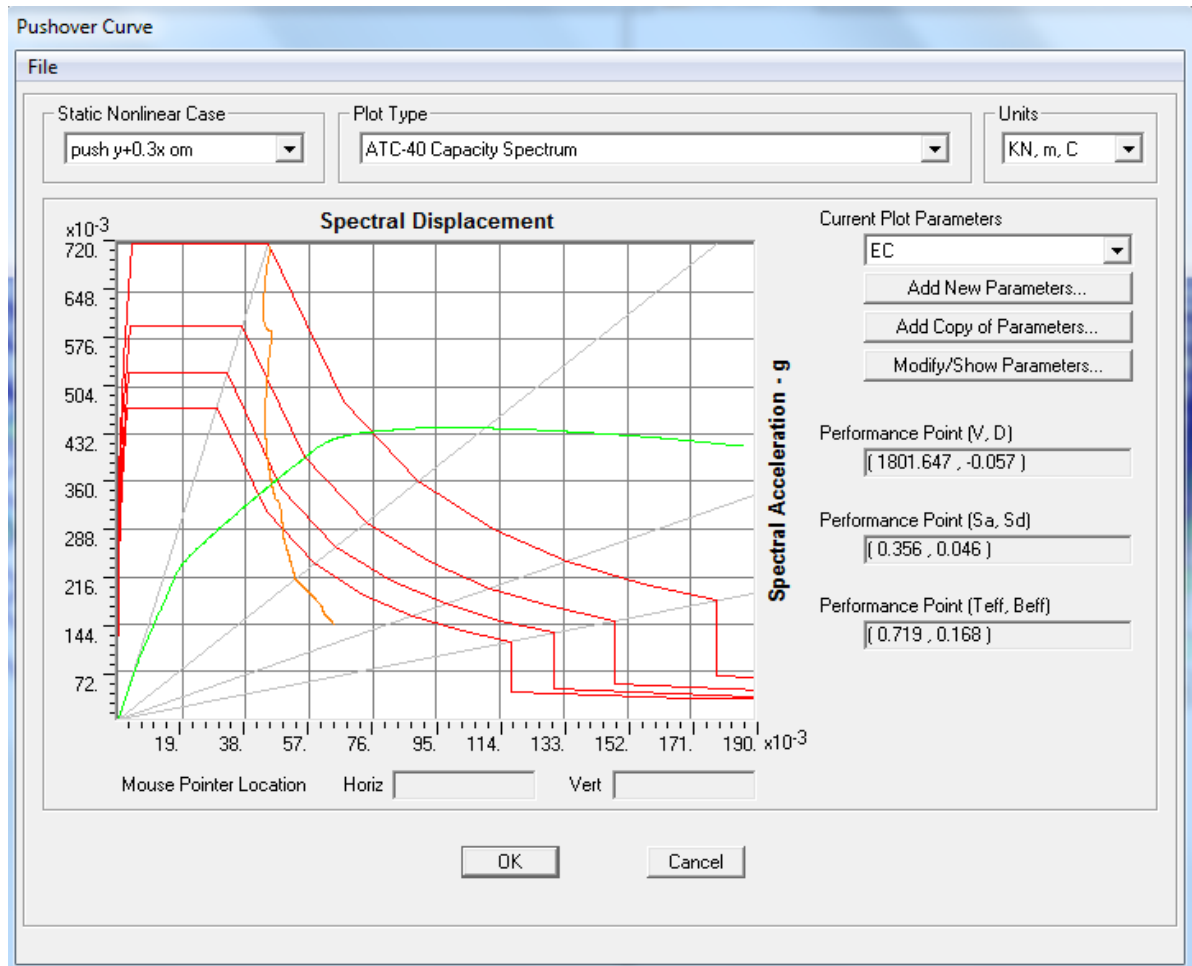


Σχήμα 5.24: Πλαστικές αρθρώσεις στη στοχευμένη μετακίνηση, Κτίριο 1B

- Διεύθυνση Y  
Ομοιόμορφη κατανομή, Y+0,3X :



Σχήμα 5.25: Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 5.26: Σημείο επιτελεσματικότητας κατά ATC-40



Η στοχευμένη μετακίνηση  $-0,057$  του κόμβου 32 της οροφής πολλαπλασιάζεται επί  $1,1$  :

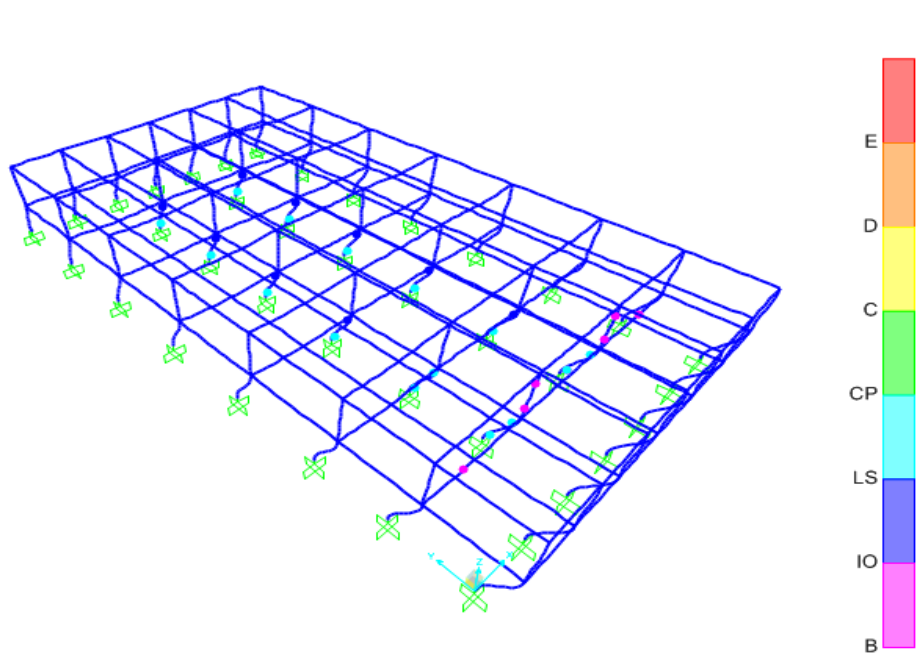
$$1.1 * (-0.057) = -0.067 \text{ m}$$

Και αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $u_2$  του κόμβου ελέγχου 32 στο βήμα 185.

Στο βήμα αυτό (βήμα 185), 6 από τα άκρα των στοιχείων έχουν διαρρέυσει (B - Διαρροή / Μώβ χρώμα), 9 βρίσκονται στη στάθμη άμεση χρήση (IO - Άμεση χρήση / Μπλε χρώμα) και 15 πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη προστασίας ζωής (LS - Προστασία ζωής / Σιέλ χρώμα). Συγκεκριμένα φτάνουν στη στάθμη προστασίας ζωής τα υποστυλώματα 12 υποστυλώματα από τις μεσαίες σειρές υποστυλωμάτων της  $Y$  διεύθυνσης του κτιρίου 1B.

Step	D (m)	V (kN)	B to IO	IO to LS	LS to CP
185	-0,067	1801,647	6	9	15

Σχήμα 5.27: Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανα στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης



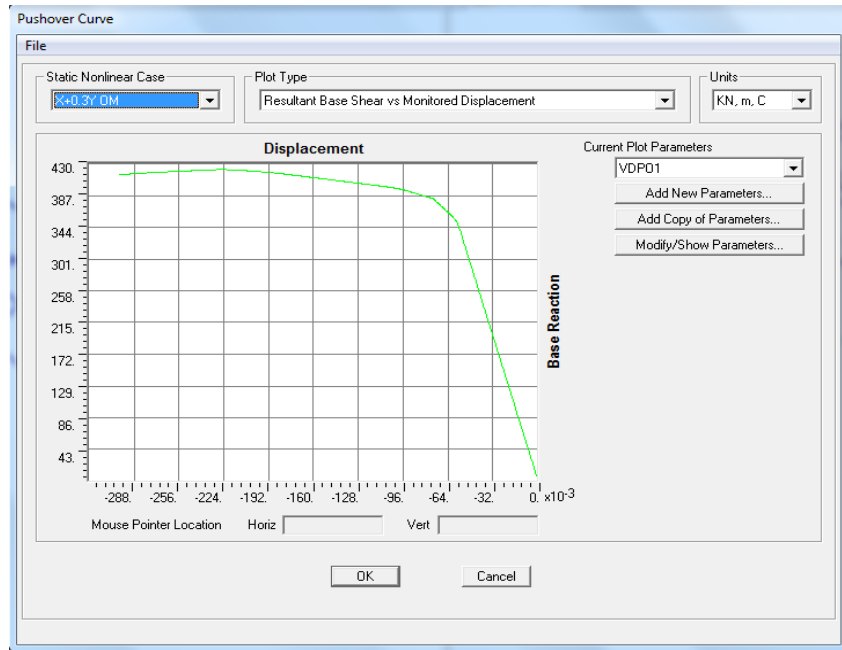
Σχήμα 5.28: Πλαστικές αρθρώσεις στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης

### 5.6.3 Κτίριο 1A

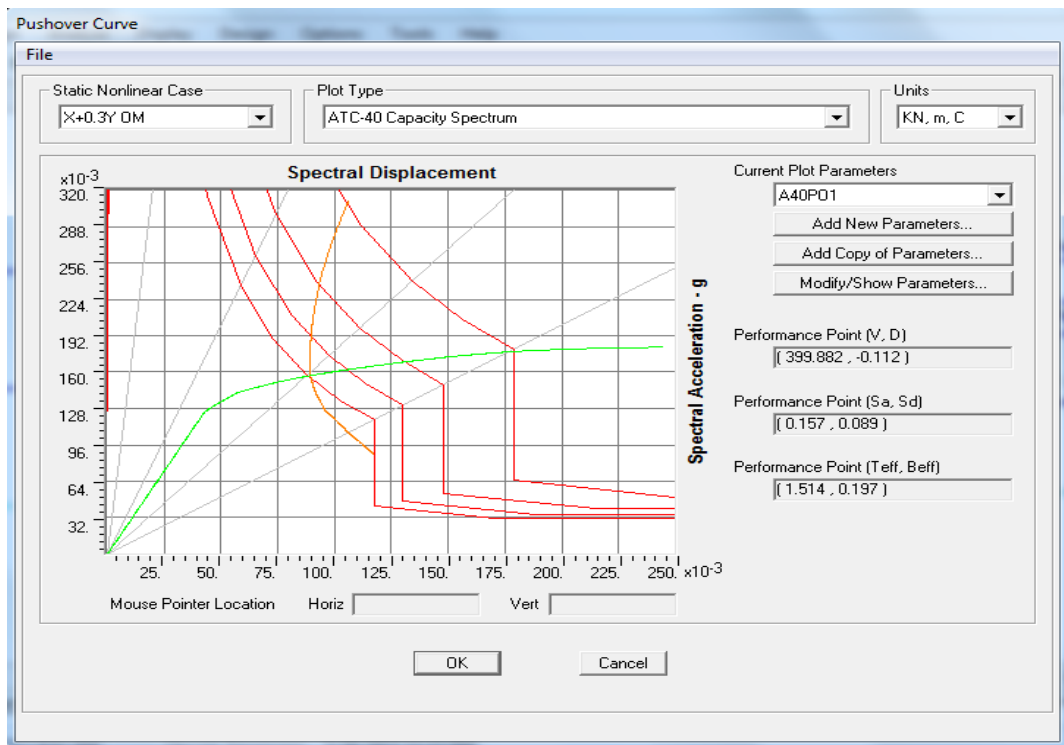
➤ Κτίριο 1A

Διεύθυνση X

Ομοιόμορφη Κατανομή  $\chi+0.3\gamma$  :



Σχήμα 5.29: Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 5.30: Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40

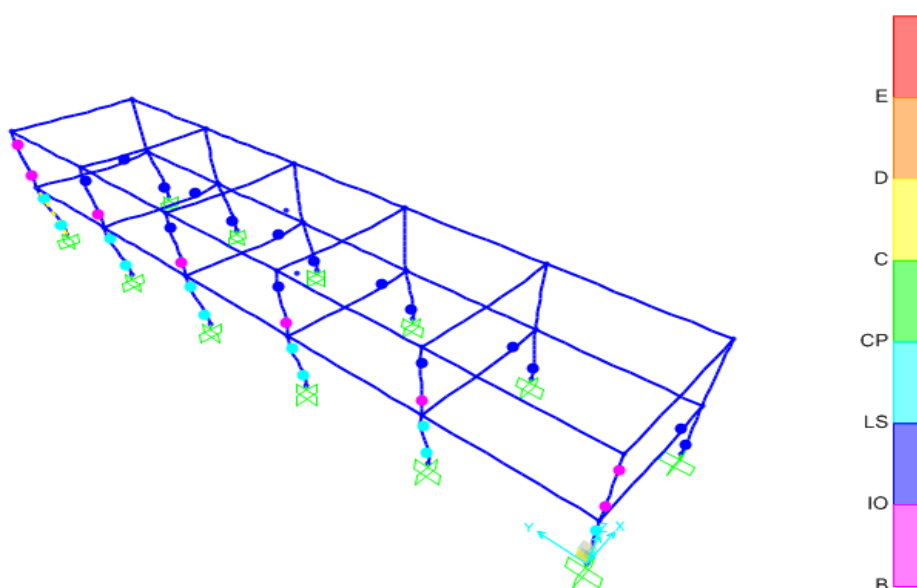
Η στοχευμένη μετακίνηση -0,112 του κόμβου 37 της οροφής πολλαπλασιάζεται επί 1,1 :

$1.1 * (-0,112) = -0.1232$  m και αντιστοιχεί στη μετακίνηση u1 του κόμβου ελέγχου 37 στο βήμα 413.

Στο βήμα αυτό ( Βήμα 413 ) ,8 από τα άκρα των στοιχείων έχουν διαρρεύσει (B -Διαρροή / Μώβ χρώμα),16 βρίσκονται στη στάθμη άμεση χρήση (IO-Άμεση χρήση /Μπλε χρώμα) και 12 πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη προστασίας ζωής (LS-Προστασία ζωής /Σιέλ χρώμα). Συγκεκριμένα φτάνουν στη στάθμη προστασίας ζωής ολόκληρη η μία σειρά υποστυλωμάτων κατά την Y διεύθυνση του κτιρίου.

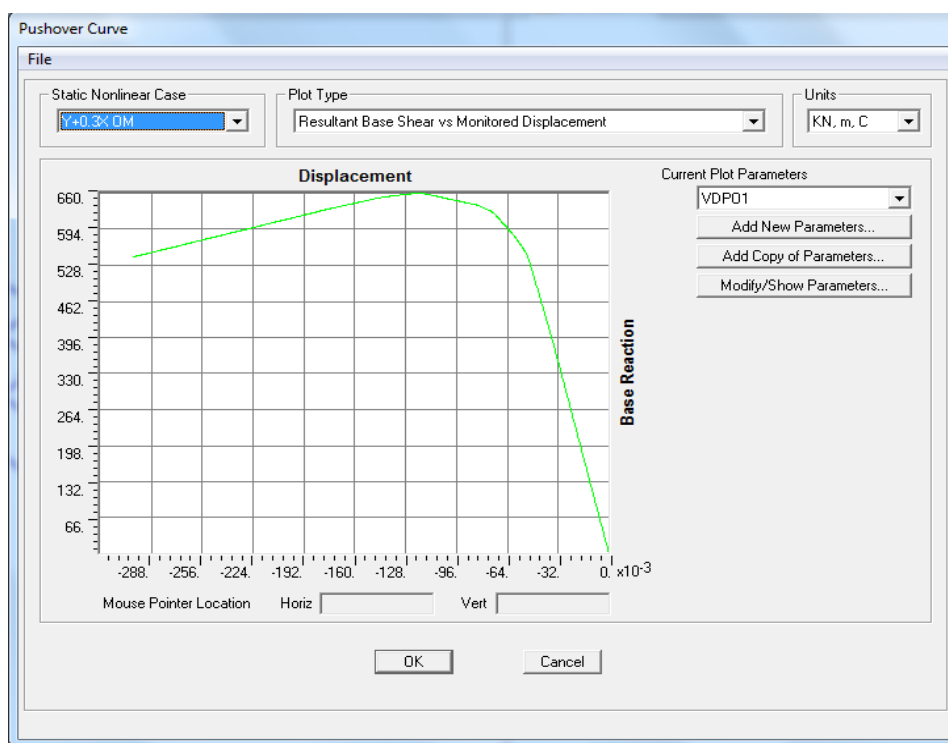
Step	D (m)	V (kN)	B to IO	IO to LS	LS to CP
413	-0,1232	399,882	8	16	12

Σχήμα 5.31: Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανα στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης

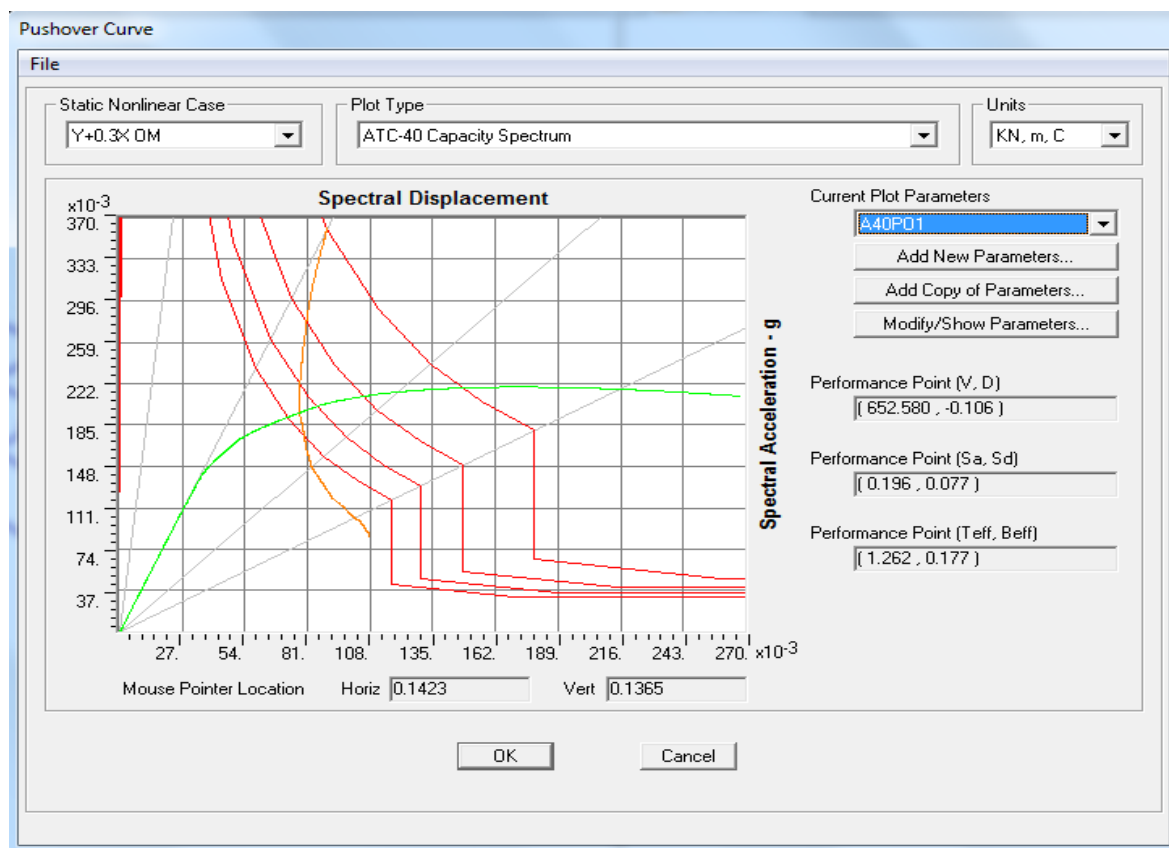


Σχήμα 5.32: Πλαστικές αρθρώσεις στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης

- Διεύθυνση Y  
Ομοιόμορφη Κατανομή Y+0,3X :



Σχήμα 5.33: Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 5.34: Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η στοχευμένη μετακίνηση  $-0,106$  του κόμβου 37 της οροφής πολλαπλασιάζεται επι  $1,1$  :

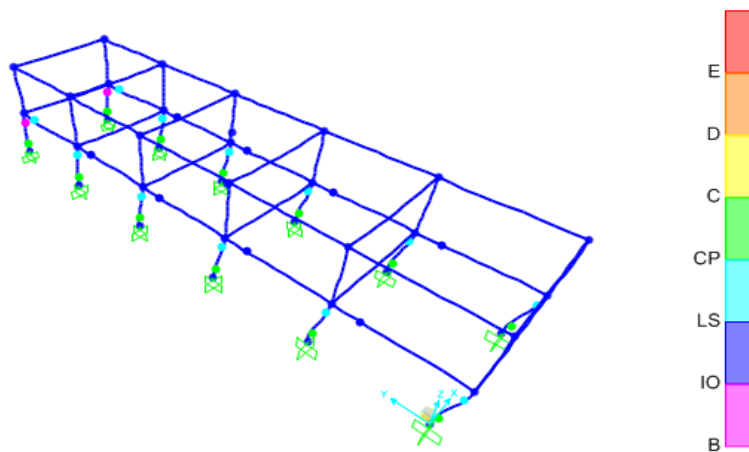
$$1.1 * (-0,106) = -0.1166 \text{ m}$$

Και αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $u_2$  του κόμβου ελέγχου 37 στο βήμα 389.

Στο βήμα αυτό( Βήμα 389) ,2 άκρα στοιχείων έχουν διαρρεύσει(B -Διαρροή / Μώβ χρώμα),8 από τα άκρα των στοιχείων βρίσκονται στη στάθμη 'Άμεση Χρήση' (IO-Άμεση χρήση /Μπλε χρώμα),12 πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη 'Προστασία Ζωής' (LS-Προστασία ζωής /Σιέλ χρώμα) και 12 πλαστικές αρθρώσεις έχουν περάσει στη στάθμη 'Αποφυγή κατάρρευσης'(CP-Αποφυγή Κατάρρευσης/Πράσινο χρώμα) , έχουν δηλαδή εκτεταμένες, μη επισκευάσιμες βλάβες .Συγκεκριμένα φτάνουν στη στάθμη 'Αποφυγή Κατάρρευσης' όλες οι πλαστικές αρθρώσεις στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Step	D (m)	V (kN)	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C
389	-0,1166	652,580	2	8	12	12

Σχήμα 5.35: Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανα στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης



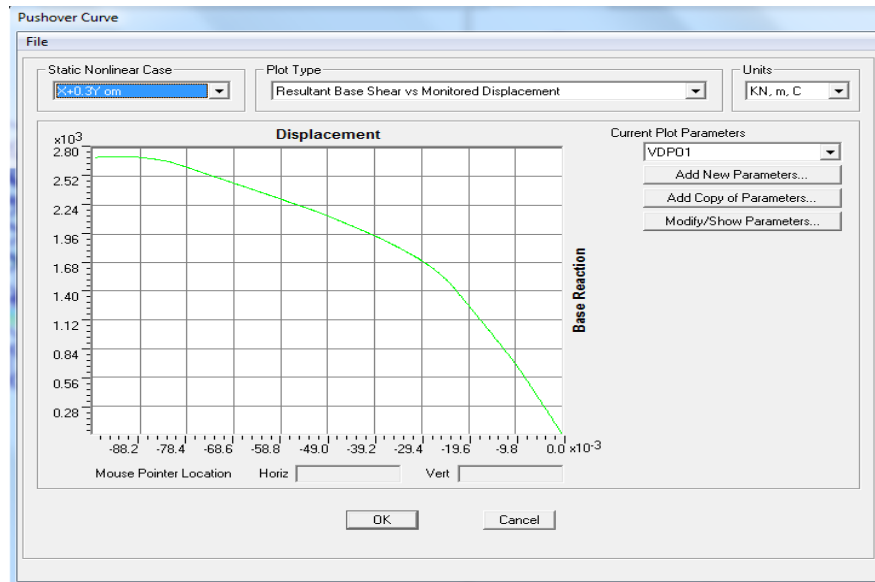
Σχήμα 5.36: Πλαστικές αρθρώσεις στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης

## 5.6.4 Ενιαία Σκυροδέτηση των δύο ισόσταθμων κτιρίων

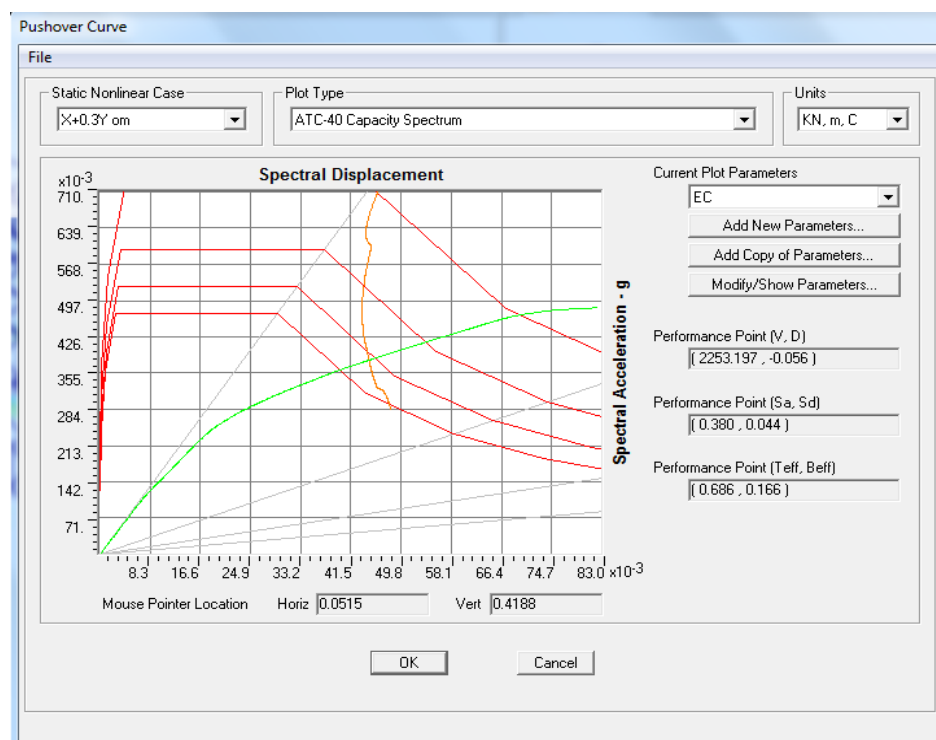
### ➤ Ενιαία σκυροδέτηση

Εξετάζεται το υποθετικό σενάριο αρχικής ενιαίας σκυροδέτησης των ισόσταθμων πλακών των γειτονικών κτιρίων 1Α και 1Β. Στο πρόγραμμα SAP2000 η υπόθεση αυτή υλοποιείται θέτοντας όλους τους κόμβους κάθε στάθμης σε ένα ενιαίο διάφραγμα. Υπάρχουν δηλαδή δύο διαφράγματα, που το ένα περιέχει τους κόμβους με  $z=3$  m και το άλλο τους κόμβους με  $z=6$  m.

- Διεύθυνση Χ  
Ομοιόμορφη Κατανομή, Χ+0,3Υ :



Σχήμα 5.37: Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 5.38: Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η στοχευμένη μετακίνηση -0,056 του κόμβου 34 της οροφής της ενιαίας σκυροδέτησης πολλαπλασιάζεται επι 1,1 :

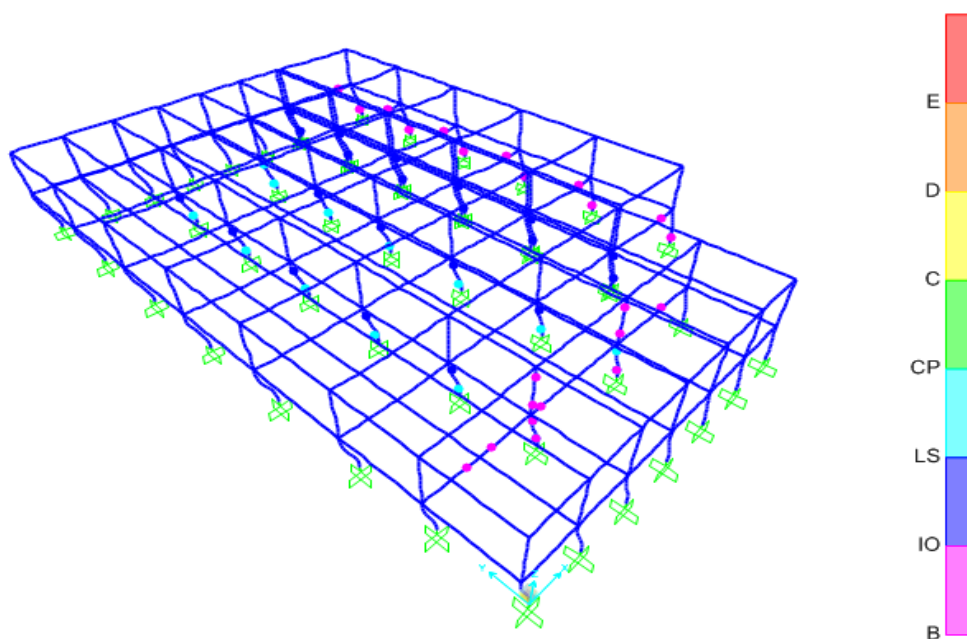
$$1.1 * (-0,056) = -0.0616 \text{ m}$$

Και αντιστοιχεί στη μετακίνηση u1 του κόμβου ελέγχου 34 στο βήμα 410.

Στο βήμα αυτό(Βήμα 410) ,12 άκρα στοιχείων έχουν διαρρεύσει(B -Διαρροή / Μώβ χρώμα),21 από τα άκρα των στοιχείων βρίσκονται στη στάθμη ‘Άμεση Χρήση’ (IO-Άμεση χρήση /Μπλε χρώμα) και 12 πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη ‘Προστασία Ζωής’ (LS-Προστασία ζωής /Σιέλ χρώμα).Συγκεκριμένα έχουν φτάσει στη στάθμη προστασία ζωής τα υποστυλώματα του ισογείου του κτιρίου 1B.

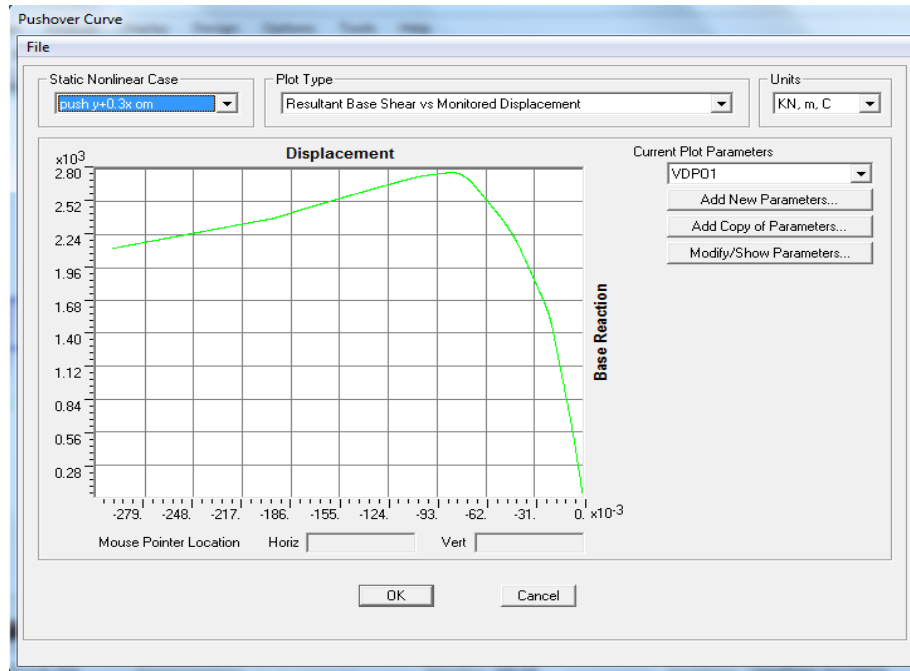
Step	D (m)	V (kN)	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C
410	-0.0616	2253,197	12	21	12	0

Σχήμα 5.39: Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανα στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης

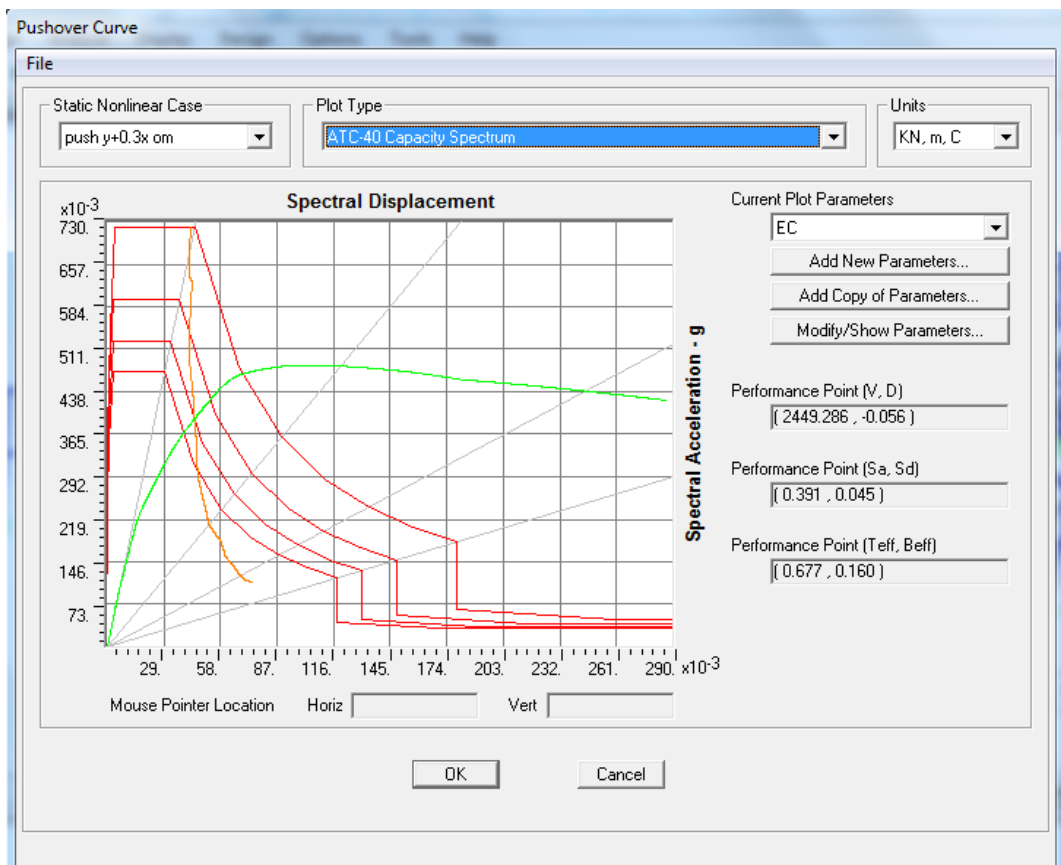


Σχήμα 5.40: Πλαστικές αρθρώσεις στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης

- Διεύθυνση Y  
Ομοιόμορφη Κατανομή Y+0,3X :



Σχήμα 5.41: Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 5.42: Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40



Η στοχευμένη μετακίνηση  $-0,056$  του κόμβου 33 της οροφής της ενιαίας σκυροδέτησης πολλαπλασιάζεται επι  $1,1$  :

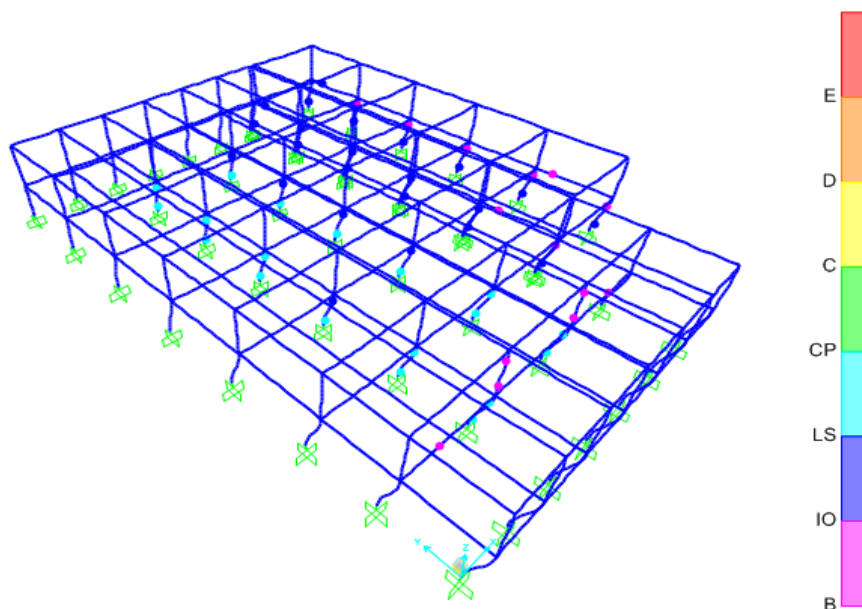
$$1.1 * (-0,056) = -0.0616 \text{ m}$$

Και αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $u_2$  του κόμβου ελέγχου 33 στο βήμα 419.

Στο βήμα αυτό( Βήμα 419) ,12 άκρα στοιχείων έχουν διαρρεύσει(B -Διαρροή / Μώβ χρώμα),23 από τα άκρα των στοιχείων βρίσκονται στη στάθμη ‘Άμεση Χρήση’ (IO-Άμεση χρήση /Μπλε χρώμα) και 19 πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στη στάθμη ‘Προστασία Ζωής’ (LS-Προστασία ζωής /Σιέλ χρώμα).Συγκεκριμένα έχουν φτάσει στη στάθμη προστασία ζωής τα υποστυλώματα του ισογείου του κτιρίου 1B.

Step	D (m)	V (kN)	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C
419	-0,0616	2449,286	12	23	19	0

Σχήμα 5.43: Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ανα στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης



Σχήμα 5.44: Πλαστικές αρθρώσεις στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης

## 5.6.5 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα

### 5.6.5.1 Βλαμμένα μέλη

	Κτίριο 1B		Κτίριο 1A		Ενιαία Σκυροδέτηση	
	X+0,3Y	Y+0,3X	X+0,3Y	Y+0,3X	X+0,3X	Y+0,3X
B to IO	12	6	8	2	12	12
IO to LS	12	9	16	8	21	23
LS to CP	8	15	12	12	12	19
CP to C	-	-	-	12	-	-

Σχήμα 5.45: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα πλήθους πλαστικών αρθρώσεων ανα στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης, για κάθε περίπτωση επίλυσης

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση αρχικής ενιαίας σκυροδέτησης φτάνουν στη στάθμη προστασίας ζωής μόνο τα υποστυλώματα του Κτιρίου 1B. Το κτίριο 1A δηλαδή επωφελείται από την ένωση των κτιρίων καθώς τα υποστυλώματά του που βρίσκονταν στις στάθμες επιτελεστικότητας 'Προστασία Ζωής' και 'Αποφυγή Κατάρρευσης' όταν συμπεριφερόταν ανεξάρτητα, με την ενιαία σκυροδέτηση περνούν στις στάθμες 'Διαρροή' και 'Άμεση Χρήση' και αποφεύγονται οι σοβαρές βλάβες που υπήρχαν. Το κτίριο 1B παρατηρούμε ότι επιβαρύνεται στην περίπτωση αρχικής ενιαίας σκυροδέτησης καθώς αυξάνεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που περνούν στη στάθμη επιτελεστικότητας 'Προστασία Ζωής'.

### 5.6.5.2 Πλαστιμότητες

Ελέγχονται οι πλαστιμότητες των κτιρίων 1A και 1B ανα διεύθυνση καθώς και οι πλαστιμότητες ανα διεύθυνση στην περίπτωση αρχικής ενιαίας σκυροδέτησής τους.

Χρησιμοποιώντας την αρχή των ίσων εμβαδών και τη μέθοδο N2 (Παράγραφος 2.4.1.1), συγκρίνονται οι πλαστιμότητες του μικρού κτιρίου ( $\mu_A$ ) και του μεγάλου κτιρίου ( $\mu_B$ ) με την πλαστιμότητα της περίπτωσης της ενιαίας σκυροδέτησης ( $\mu_{OL}$ ), και προκύπτει πως  $\mu_A < \mu_{OL} < \mu_B$  τόσο για τη διεύθυνση Y, όσο και για τη διεύθυνση X. Το αποτέλεσμα αυτό θεωρείται λογικό και αναμενόμενο, καθώς το μικρό (μη κανονικό, εύστρεπτο) κτίριο επωφελείται από το μεγάλο κτίριο που είναι πιο δύσκαμπτο. Το μεγάλο κτίριο καταπονείται περισσότερο, 'ανακουφίζοντας' το μικρό, χωρίς αυτό να έχει καμία ουσιώδη επίπτωση στην απόκριση του μεγάλου που έχει περίσσεια αντοχής.

Παρουσιάζονται οι πλαστιμότητες των αντίστοιχων ισοδύναμων μονοβάθμιων συστημάτων, με χρήση της μεθόδου N2 :

➤ Διεύθυνση Χ

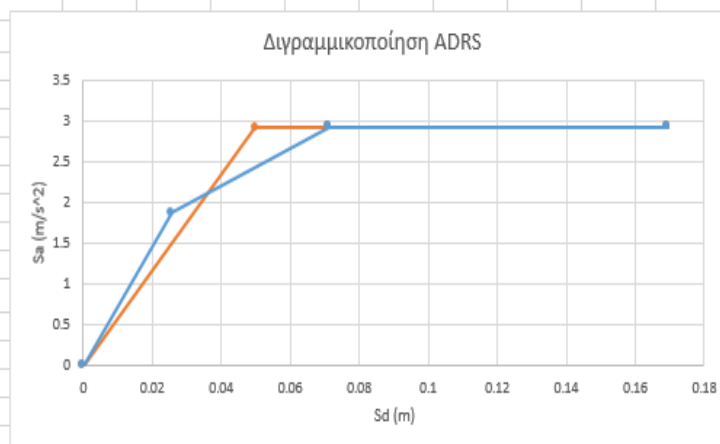
- Κτίριο 1B

Ισοδύναμο μονοβάθμιο  
Κτίριο 1B

Οροφος	mi	φi	miφi	miφi <sup>2</sup>
1	419.22	0.59	247.3398	145.93
2	413.3	1	413.3	413.3
Σύνολο	832.52		660.6398	559.23

Γ= 1.18134  
m\*= 660.64  
α= 0.93744

Σημεία	V(kN)	Δ(m)	Sa(m/sec <sup>2</sup> )	Sd(m)
0	0	0	0	0
1	1465	0.0304	1.8771501	0.02573
2	2278	0.0841	2.9188722	0.07119
3	2278	0.2	2.9188722	0.1693
4				



Sd<sub>e</sub>= 0.09749  
Δtop= 0.11517

E1=Εμβαδό φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης  
E2=Εμβαδό διγραμμικού φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης(άγνωστο Sdy,Say=3.165)  
E1= 0.13316  
E2= 0.13482  
Sdy= 0.05 Say= 2.198  
T\*= 0.94766  
Κατηγορία Εδάφους Γ(EC8,TB=0.2s,Tc=0.6 s,Td=2.5 s,S=1.15),Ζώνη Z2,To=Tc  
Se(T\*)= 4.28567  
Για T\*>To, μ=Rμ Rμ=Say/Se(T\*)  
Αρα μ= 1.9498

Σχήμα 5.46:Πλαστιμότητα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, Κτίριο 1B, Χ Διεύθυνση

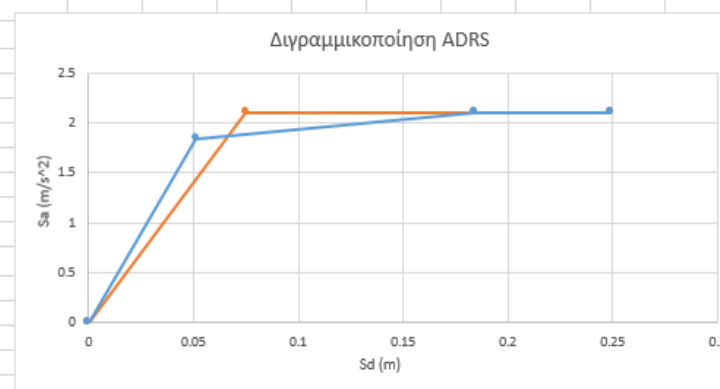
- Κτίριο 1A

Ισοδύναμο μονοβάθμιο  
Κτίριο 1A

Οροφος	mi	φi	miφi	miφi <sup>2</sup>
1	111	0.56	62.16	34.8096
2	106.6	1	106.6	106.6
Σύνολο	217.6		168.76	141.41

Γ= 1.19341  
m\*= 168.76  
α= 0.92555

Σημεία	V(kN)	Δ(m)	Sa(m/s <sup>2</sup> )	Sd(m)
0	0	0	0	0
1	370.23	0.0612	1.8382792	0.05128
2	424.17	0.22	2.106104	0.18435
3	424.17	0.297	2.106104	0.24887
4				



Sde= 0.12215  
Δtop= 0.14578

E1=Εμβαδό φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης  
E2=Εμβαδό διγραμμικού φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης(άγνωστο Sdy,Say=3.165)  
E1= 0.30956  
E2= 0.30927  
Sdy= 0.075 Say= 2.1  
T\*= 1.18741  
Κατηγορία Εδάφους Γ(EC8,TB=0.2s,Tc=0.6 s,Td=2.5 s,S=1.15),Ζώνη Z2,To=Tc  
Se(T\*)= 3.42033  
Για T\*>To, μ=Rμ Rμ=Say/Se(T\*)  
Αρα μ= 1.62873

Σχήμα 5.47:Πλαστιμότητα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, Κτίριο 1A, Χ Διεύθυνση

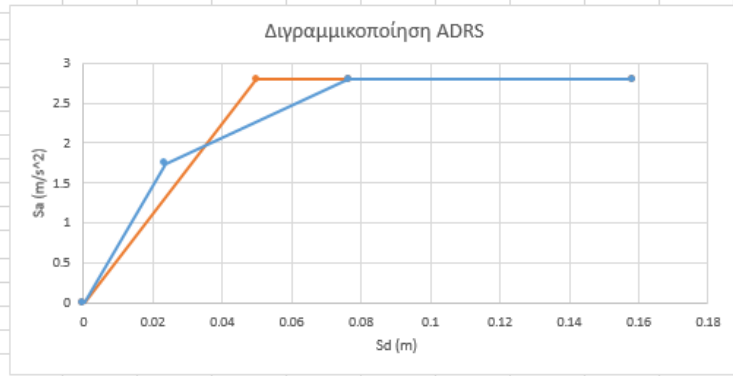
- Ενιαία σκυροδέτηση

Ισοδύναμο μονοβάθμιο				
Ενιαία Σκυροδέτηση				
Οροφος	mi	φi	miφi	miφi <sup>2</sup>
1	530.32	0.55	291.676	160.422
2	519.98	1	519.98	519.98
Σύνολο	1050.3		811.656	680.402

Γ= 1.19291  
 m\*= 811.656  
 α= 0.92186

Σημεία	V(kN)	Δ(m)	Sa(m/s <sup>2</sup> )	Sd(m)
0	0	0	0	0
1	1690	0.028	1.745453	0.02347
2	2705	0.0913	2.7937576	0.07654
3	2705	0.189	2.7937576	0.15844
4				

Sd<sub>e</sub>= 0.08647  
 Δtop= 0.10316



E1=Εμβαδό φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης  
 E2=Εμβαδό διαγραμματικού φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης(άγνωστο Sdy,Say=3.165)  
 E1= 0.14092  
 E2= 0.14398  
 Sdy= 0.05 Say= 2.7937  
 T\*= 0.84057  
 Κατηγορία Εδάφους Γ(EC8,TB=0.2s,Tc=0.6 s,Td=2.5 s,S=1.15),Ζώνη Z2,Το=Τc  
 Se(T\*)= 4.83164  
 Για T\*>Το, μ=Rμ Rμ=Se(T\*)/Say  
 Αρα μ= 1.72948

Σχήμα 5.48:Πλαστιμότητα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, Ενιαία Σκυροδέτηση, Χ Διεύθυνση

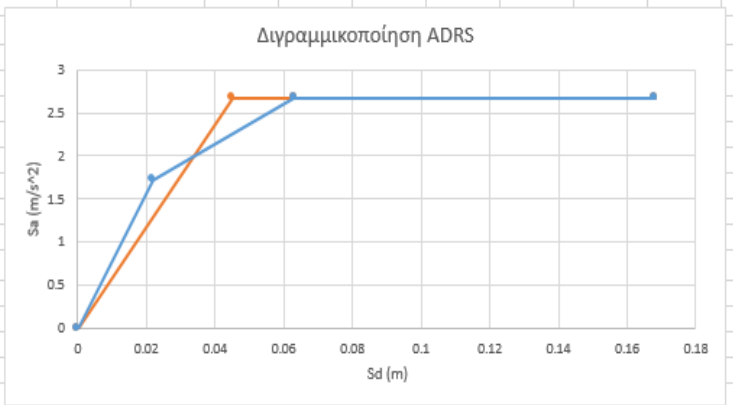
- Υ διεύθυνση
  - Κτίριο 1B

Ισοδύναμο μονοβάθμιο				
Κτίριο 1B				
Οροφος	mi	φi	miφi	miφi <sup>2</sup>
1	419.22	0.56	234.7632	131.467
2	413.3	1	413.3	413.3
Σύνολο	832.52		648.0632	544.767

Γ= 1.18961  
 m\*= 648.063  
 α= 0.92604

Σημεία	V(kN)	Δ(m)	Sa(m/s <sup>2</sup> )	Sd(m)
0	0	0	0	0
1	1330	0.026	1.7251546	0.02186
2	2060	0.075	2.672044	0.06305
3	2060	0.2	2.672044	0.16812
4				

Sde= 0.08388  
 Δtop= 0.09979

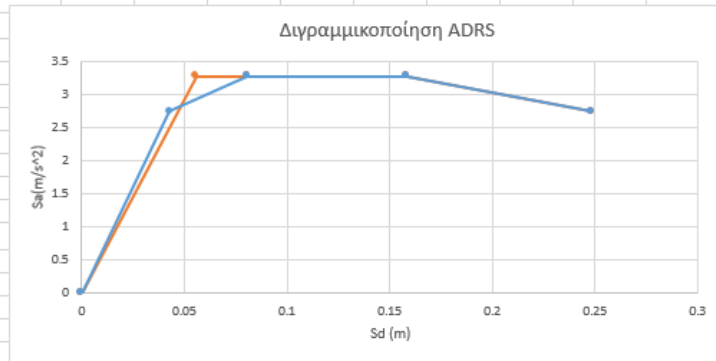


E1=Εμβαδό φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης  
 E2=Εμβαδό διαγραμματικού φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης(άγνωστο Sdy,Say=3.165)  
 E1= 0.10941  
 E2= 0.10834  
 Sdy= 0.045 Say= 2.672  
 T\*= 0.81539  
 Κατηγορία Εδάφους Γ(EC8,TB=0.2s,Tc=0.6 s,Td=2.5 s,S=1.15),Ζώνη Z2,Το=Τc  
 Se(T\*)= 4.98083  
 Για T\*>Το, μ=Rμ Rμ=Say/Se(T\*)  
 Αρα μ= 1.86408

Σχήμα 5.49:Πλαστιμότητα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, Κτίριο 1B, Υ Διεύθυνση

- Κτίριο 1A

Ισοδύναμο μονοβάθμιο				
Κτίριο 1A				
Οροφος	mi	φi	miφi	miφi <sup>2</sup>
1	111	0.534	59.274	31.6523
2	106.6	1	106.6	106.6
Σύνολο	217.6		165.874	138.252
Γ=	1.19979			
m*=	165.874			
α=	0.91459			
Σημεία	V(kN)	Δ(m)	Se(m/s <sup>2</sup> )	Sd(m)
0	0	0	0	0
1	545	0.0513	2.7384971	0.04276
2	650	0.0967	3.2660974	0.0806
3	650	0.19	3.2660974	0.15836
4	545	0.298	2.7384971	0.24838
Sde=	0.08472			
Δtop=	0.10164			

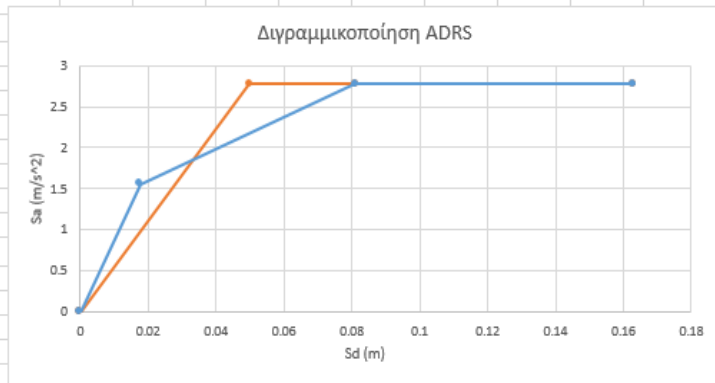


E1=Εμβαδό φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης  
 E2=Εμβαδό διγραμμικού φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης(άγνωστο Sdy,Say=3.165)  
 E1= 0.17215  
 E2= 0.17179  
**Sdy= 0.056 Say= 3.26**  
 T\*= 0.8235  
 Κατηγορία Εδάφους Γ(EC8,TB=0.2s,Tc=0.6 s,Td=2.5 s ,S=1.15),Ζώνη Z2,To=Tc  
 Se(T\*)= 4.93179  
 Για T\*>To, μ=Rμ Rμ=Se(T\*)/Say  
**Αρα μ= 1.51282**

Σχήμα 5.50: Πλαστιμότητα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, Κτίριο 1A, Υ Διεύθυνση

- Ενιαία Σκυροδέτηση

Ισοδύναμο μονοβάθμιο				
Ενιαία Σκυροδέτηση				
Οροφος	mi	φi	miφi	miφi <sup>2</sup>
1	530.32	0.642	340.46544	218.579
2	519.98	1	519.98	519.98
Σύνολο	1050.3		860.44544	738.559
Γ=	1.16503			
m*=	860.445			
α=	0.95444			
Σημεία	V(kN)	Δ(m)	Se(m/s <sup>2</sup> )	Sd(m)
0	0	0	0	0
1	1566	0.0206	1.5621767	0.01768
2	2780	0.0945	2.7732129	0.08111
3	2780	0.19	2.7732129	0.16309
4				
Sde=	0.086796			
Δtop=	0.1011202			



E1=Εμβαδό φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης  
 E2=Εμβαδό διγραμμικού φάσματος ADRS μέχρι το σημείο σταθερής επιτάχυνσης(άγνωστο Sdy,Say=3.165)  
 E1= 0.15131  
 E2= 0.15561  
**Sdy= 0.05 Say= 2.773**  
 T\*= 0.8437  
 Κατηγορία Εδάφους Γ(EC8,TB=0.2s,Tc=0.6 s,Td=2.5 s ,S=1.15),Ζώνη Z2,To=Tc  
 Se(T\*)= 4.8137  
 Για T\*>To, μ=Rμ Rμ=Say/Se(T\*)  
**Αρα μ= 1.73592**

Σχήμα 5.51: Πλαστιμότητα ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, Ενιαία Σκυροδέτηση, Υ Διεύθυνση

### Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα πλαστιμοτήτων

	Κτίριο 1B		Κτίριο 1A		Ενιαία Σκυροδέτηση	
	X+0,3Y	Y+0,3X	X+0,3Y	Y+0,3X	X+0,3X	Y+0,3X
μ	1,94	1,86	1,63	1,51	1,72	1,73

Σχήμα 5.52: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Πλαστιμοτήτων

## Κεφάλαιο 6°

### ΕΝΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

#### **6.1 Εισαγωγή**

Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει εκτενής διερεύνηση του τρόπου ενώσεως δύο ισόσταθμων όμορων κατασκευών καθώς και η συμπεριφορά τους σε κάποια πιθανά σενάρια ενώσεως. Η ένωση θα γίνει με ράβδους σιδηροπλισμού οι οποίες θα έχουν ταυτόχρονα δράση βλήτρου και αγκυρίου, δηλαδή θα δέχονται εφελκυσμό αλλά και διάτμηση. Πριν από αυτό όμως θα γίνει επέμβαση ώστε να μην τίθενται ζητήματα αστοχιών κατά τη μελέτη του τρόπου ενώσεως. Εξασφαλίζοντας ότι κανένα στοιχείο δεν θα ξεπεράσει την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας στην στοχευόμενη μετακίνηση παίρνουμε πιο αξιόπιστα αποτελέσματα για τη συμπεριφορά της μεθόδου ενώσεως. Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστεί επίσης η μεταβολή των κέντρων στροφής των διαφραγμάτων των δύο κτιρίων κατά τη διάρκεια της μη γραμμικής στατικής μεθόδου, τόσο πριν την ένωση όσο και μετά την ένωσή τους. Στη συνέχεια θα συγκριθούν με τα αποτελέσματα που δίνει ο ΕΑΚ2003.

#### **6.2 Επέμβαση με σκοπή τη βελτίωση της συμπεριφοράς των κτιρίων πριν την ένωση**

Ένα βασικό πλεονέκτημα της ένωσης γειτονικών κτιρίων είναι ότι παρέχεται η δυνατότητα να γίνουν ευκολότερα ενισχύσεις σε σημεία επιλογής του μηχανικού ακόμη και εάν το ένα από τα δύο κτίρια δεν ενδείκνυται για αρχιτεκτονικούς ή και πρακτικούς λόγους να ενισχυθεί. Στη δική μας περίπτωση τοποθετώντας μονάχα δύο τοιχώματα συμμετρικά ανά διεύθυνση στην εξωτερική περίμετρο της κατόψεως καταφέραμε να βελτιώσουμε τη σεισμική συμπεριφορά του συνόλου, χωρίς να χρειαστεί να γίνουν επεμβάσεις σε πολλά μέλη, κάτι το οποίο είναι και οικονομικότερα προσφορότερο και αξιοποιεί στο μέγιστο την δοθείσα επιφάνεια.

##### **6.2.1 Τοιχώματα**

Η παράγραφος αυτή αναφέρεται σε τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος με λόγο μήκους προς πάχος διατομής ίσο ή μεγαλύτερο του 4 και στα οποία ο οπλισμός λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής. Ο σχεδιασμός έγινε με βάση τον ευρωκώδικα EN 1992-1-1 παράγραφο 9.6.2 σύμφωνα με τον οποίο οι οπλισμοί του τοιχώματος πρέπει να ικανοποιούν τις εξής συνθήκες:

- Κατακόρυφος οπλισμός

$$A_{s,v_{\min}} = 0.002A_c$$

$$A_{s,v_{\max}} = 0.04A_c$$

$$S_v < 3b \text{ \& } S_v < 40\text{cm}$$

- Οριζόντιος οπλισμός

$$A_{s,h_{\min}} = \max(25\% A_{s,v_{\min}}, 0.001A_c)$$

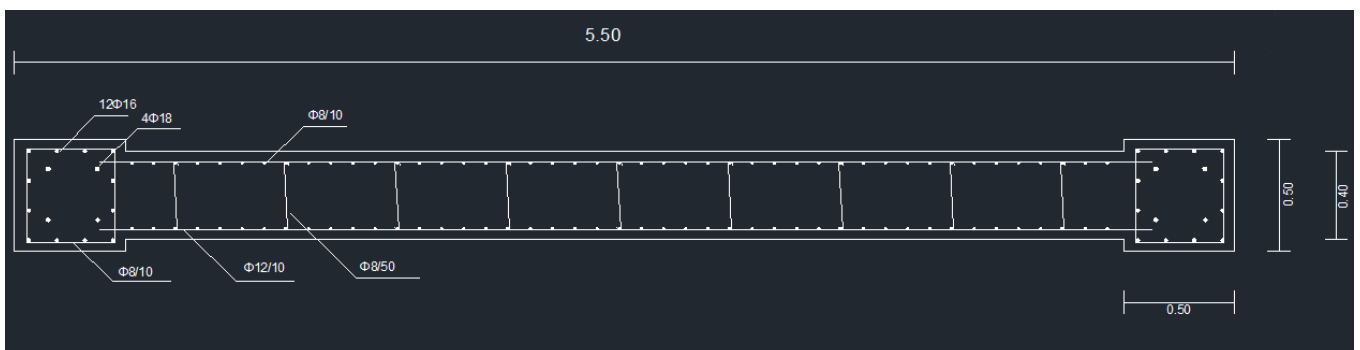
$$S_h < 40\text{cm}$$

- Εγκάρσιος οπλισμός

$$S_{cl,t_{\max}} = \min(20\Phi_{\min}, b, 40\text{cm})$$

### Σχεδιασμός τοιχώματος

Στην περίπτωση μας τα υποστυλώματα διαστάσεων 30x30 βρίσκονταν σε απόσταση 5 μέτρων οπότε στα τοιχώματα χρησιμοποιήθηκαν τα υπάρχοντα υποστυλώματα, τα οποία φυσικά ενισχύθηκαν, ως κρυφοκολώνες. Επομένως το τοίχωμα έχει διαστάσεις 5.5 μέτρα επί 0.4 στον κορμό και 0.5 στις άκρες όπου έχουν ενσωματωθεί τα υποστυλώματα.



Σχήμα 6.1: Διατομή τοιχώματος.



Στα υποστυλώματα προβλέπεται ένας διαμήκης οπλισμός της τάξεως του 1% έως 4% του  $A_c$  οπότε χρειάστηκε να προστεθεί επιπλέον διαμήκης οπλισμός αφού ο προυπάρχων δεν επαρκούσε:

$$4\Phi 18 = 10,18 \text{ cm}^2 < 1\% * A_c = 25 \text{ cm}^2$$

Προστέθηκε εξωτερικός μανδύας πάχους 10cm σε κάθε πλευρά του υποστυλώματος καθώς και 12Φ16 ώστε να καλύπτεται ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός:

$$4\Phi 18 + 12\Phi 16 = 34,306 \text{ cm}^2 = 1.37\% A_c$$

Ο οπλισμός διάτμησης των υπάρχοντων υποστυλωμάτων αγνοήθηκε καθώς ήταν ανοιχτός, αραιός και χαμηλής αντοχής οπότε δεν προσέφερε κάποια περίσφιξη. Ο καινούριος οπλισμός διάτμησης είναι Φ8/10 ποιότητας B500C.

Όσον αφορά τον οπλισμό του κορμού του τοιχώματος τοποθετήθηκε Φ10/10 κατακόρυφος οπλισμός ανά παρειά και Φ12/10 οριζόντιος οπλισμός διάτμησης. Επελέγη μεγαλύτερη διάμετρος στον οριζόντιο οπλισμό διότι διαφορετικά η πλαστική άρθρωση του τοιχώματος προέκυπτε σε διάτμηση. Επίσης τοποθετήθηκε εγκάρσιος οπλισμός  $4\Phi 8/\text{m}^2$  σιγμοειδής όπως προβλέπεται από τον ευρωκώδικα EN 1992-1-1 παράγραφο 9.6.2

## 6.3 Κέντρα Στροφής

### 6.3.1 Εισαγωγή

Ένας από τους σημαντικούς παράγοντες που μπορούν να ωθήσουν τον μηχανικό στην κατασκευαστική ένωση γειτονικών κτιρίων είναι το σενάριο όπου οι κατασκευές έχουν έντονα στρεπτικά φαινόμενα με αποτέλεσμα να δημιουργούνται μεγάλα εντατικά μεγέθη στα μέλη της κατασκευής. Η ένωση θα μπορούσε σε αρκετές περιπτώσεις να περιορίσει αυτά τα φαινόμενα βελτιώνοντας έτσι τη συνολική συμπεριφορά των κατασκευών. Κρίνεται σημαντικό λοιπόν να μελετηθεί στο παρόν κεφάλαιο ο υπολογισμός των κέντρων στροφής των υπό εξέταση όμορων κατασκευών. Θα υπολογιστούν τα κέντρα στροφής τόσο στην ελαστική κατάσταση του φορέα όσο και στην ανελαστική, συγκρίνοντάς τα με τα αποτελέσματα που δίνει ο ΕΑΚ 2003. Στα μονώροφα κτίρια το ελαστικό κέντρο ορίζεται πάντοτε και έχει καθορισμένες ιδιότητες, ενώ στα πολυώροφα κτίρια (εκτός ολίγων ειδικών κατηγοριών) δεν υπάρχει κατακόρυφος ελαστικός άξονας. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί, πλην του ΕΑΚ 2003, δε δίνουν σαφείς πληροφορίες για τον ορισμό της στατικής εκκεντρότητας ή των κύριων αξόνων των πολυώροφων κτιρίων.

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2003) εισάγει την έννοια του κατακόρυφου πλασματικού ελαστικού άξονα κάνοντας χρήση του κριτηρίου βέλτιστης στρέψης.

### 6.3.2 Ως κέντρο αντιδράσεων δυνάμεων ανά στάθμη

Ο προσδιορισμός του κέντρου στροφής έγινε θεωρώντας ότι ταυτίζεται με το κέντρο δυνάμεων ανά διάφραγμα. Αυτή η διαδικασία έγινε σε 3 χαρακτηριστικά βήματα της rushover. Το 1<sup>ο</sup> ήταν όταν όλη η κατασκευή συμπεριφερόταν ελαστικά, το 2<sup>ο</sup> όταν είχαμε τις πρώτες διαρροές και το τρίτο όταν πολλά κατακόρυφα στοιχεία είχαν φτάσει τη στάθμη επιτελεστικότητας collapse prevention οπότε η κατασκευή συμπεριφερόταν ανελαστικά. Αυτή η διαδικασία έγινε για το κάθε ένα κτίριο ανεξάρτητα, για τα κτίρια ενωμένα πριν την επέμβαση καθώς και για τα κτίρια ενωμένα μετά την επέμβαση.

Ο υπολογιστής του κέντρου των δυνάμεων έγινε χρησιμοποιώντας τις τέμνουσες δυνάμεις της βάσεως των υποστυλωμάτων. Έπειτα αυτές αξιοποιούνταν σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία.

$$X = \frac{\sum(X_i * F_{yi})}{\sum(F_{yi})}$$

$$Y = \frac{\sum(Y_i * F_{xi})}{\sum(F_{xi})}$$

Όπου  $X_i$ ,  $Y_i$  οι συντεταγμένες του εκάστοτε κατακόρυφου στοιχείου στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων. Στη συνέχεια παρατίθεται ενδεικτικά το excel που δημιουργήθηκε για τον υπολογισμό του κέντρου στροφής των δύο κτιρίων ενωμένων μετά την επέμβαση:







### 6.3.3 ΕΑΚ 2003

Με το ίδιο τρόπο υπολογίστηκαν τα κέντρο στροφής και στις υπόλοιπες περιπτώσεις. Στη συνέχεια υπολογίστηκαν τα κέντρα στροφής σύμφωνα με τον ΕΑΚ2003 για λόγους σύγκρισης των αποτελεσμάτων και πιθανής επαλήθευσης.

Η διαδικασία που τηρήθηκε ήταν αντίστοιχη, όμως την θέση των τεμνουσών δυνάμεων της βάσεως των κατακόρυφων στοιχείων αντικατέστησαν οι λόγοι  $EI/h$  του εκάστου μέλους.

$$X = \frac{\sum \left( X_i * \frac{EIy}{h} \right)}{\sum \left( \frac{EIy}{h} \right)}$$
$$Y = \frac{\sum \left( Y_i * \frac{EIx}{b} \right)}{\sum \left( \frac{EIx}{b} \right)}$$

Όπου  $h$  η διάσταση του μέλους παράλληλη στον  $Y$  άξονα και  $b$  η παράλληλη στον  $X$ .

$$Iy = \frac{bh^3}{12}$$

$$Ix = \frac{hb^3}{12}$$

Παρατίθεται ενδεικτικά το excel υπολογισμού του κέντρου στροφής των ενωμένων κτιρίων μετά την επέμβαση.



### 6.3.4 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα

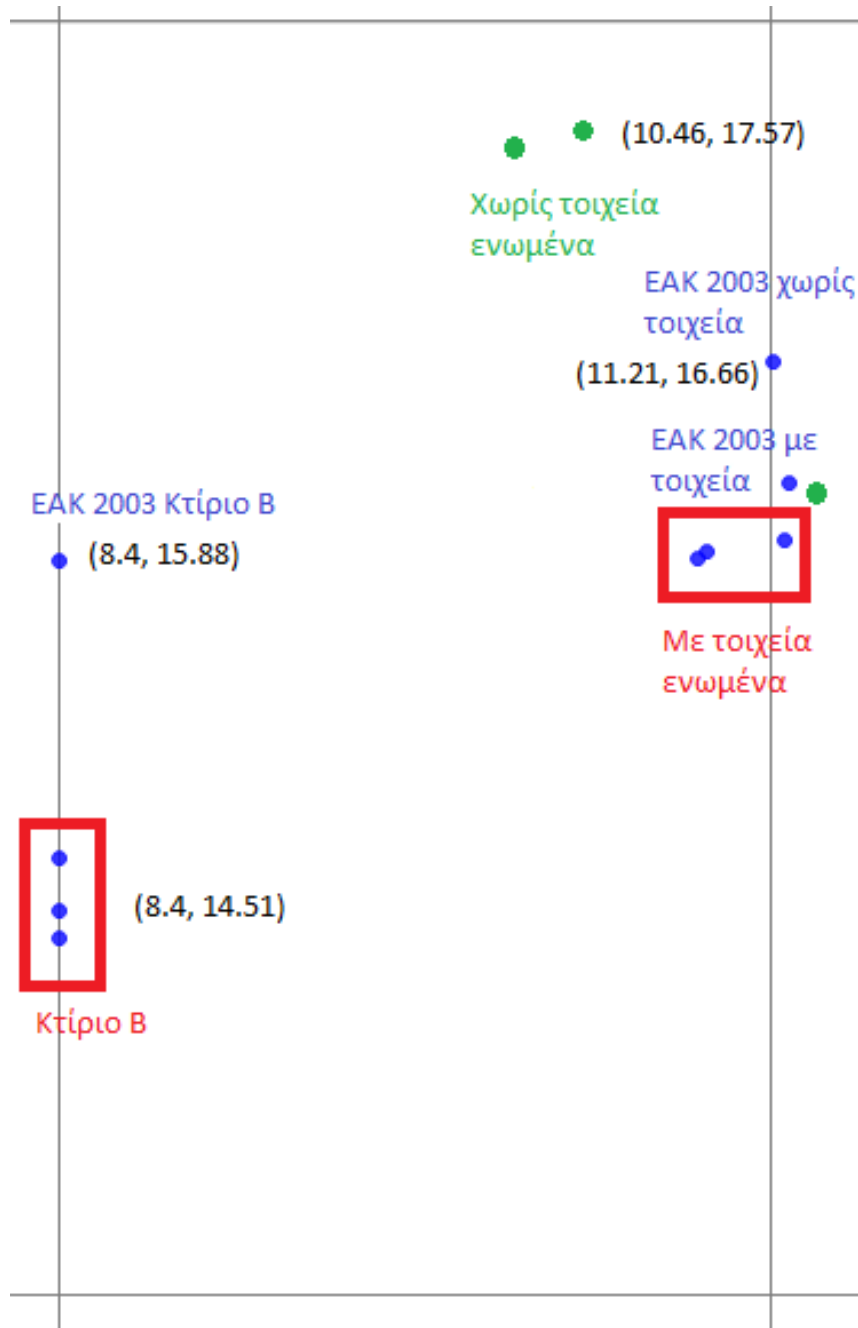
		Οροφή Ισογείου				Οροφή 1ου		
		Κατάσταση pushover	X	Y		Κατάσταση pushover	X	Y
Κτίριο A		ελαστικά	2.75	12.5		ελαστικά	2.75	12.5
		διαρροές	2.75	12.5		διαρροές	2.75	12.5
		οιωνεί κατάρρευση	2.75	12.5		οιωνεί κατάρρευση	2.75	12.5
		EAK 2003	2.75	12.5		EAK 2003	2.75	12.5
		Οροφή Ισογείου				Οροφή 1ου		
		Κατάσταση pushover	X	Y		Κατάσταση pushover	X	Y
Κτίριο B		ελαστικά	8.4	14.4		ελαστικά	8.4	14.76
		διαρροές	8.4	14.51		διαρροές	8.4	14.81
		οιωνεί κατάρρευση	8.4	14.71		οιωνεί κατάρρευση	8.4	14.9
		EAK 2003	8.4	15.88		EAK 2003	8.4	15.88
		Οροφή Ισογείου				Οροφή 1ου		
		Κατάσταση pushover	X	Y		Κατάσταση pushover	X	Y
Ενωμένα χωρίς τοιχεία		ελαστικά	10.18	17.51		ελαστικά	9.88	17.66
		διαρροές	10.46	17.57		διαρροές	9.86	17.68
		οιωνεί κατάρρευση	11.33	16.15		οιωνεί κατάρρευση	9.64	17.71
		EAK 2003	11.21	16.66		EAK 2003	11.21	16.66
		Οροφή Ισογείου				Οροφή 1ου		
		Κατάσταση pushover	X	Y		Κατάσταση pushover	X	Y
Ενωμένα με τοιχεία		ελαστικά	10.19	15.89		ελαστικά	10.55	17.92
		διαρροές	10.95	15.92		διαρροές	10.57	17.92
		οιωνεί κατάρρευση	11.25	15.96		οιωνεί κατάρρευση	10.58	17.94
		EAK 2003	11.27	16.19		EAK 2003	11.27	16.19

Σχήμα 6.6 Πίνακας αποτελεσμάτων κέντρων στροφής

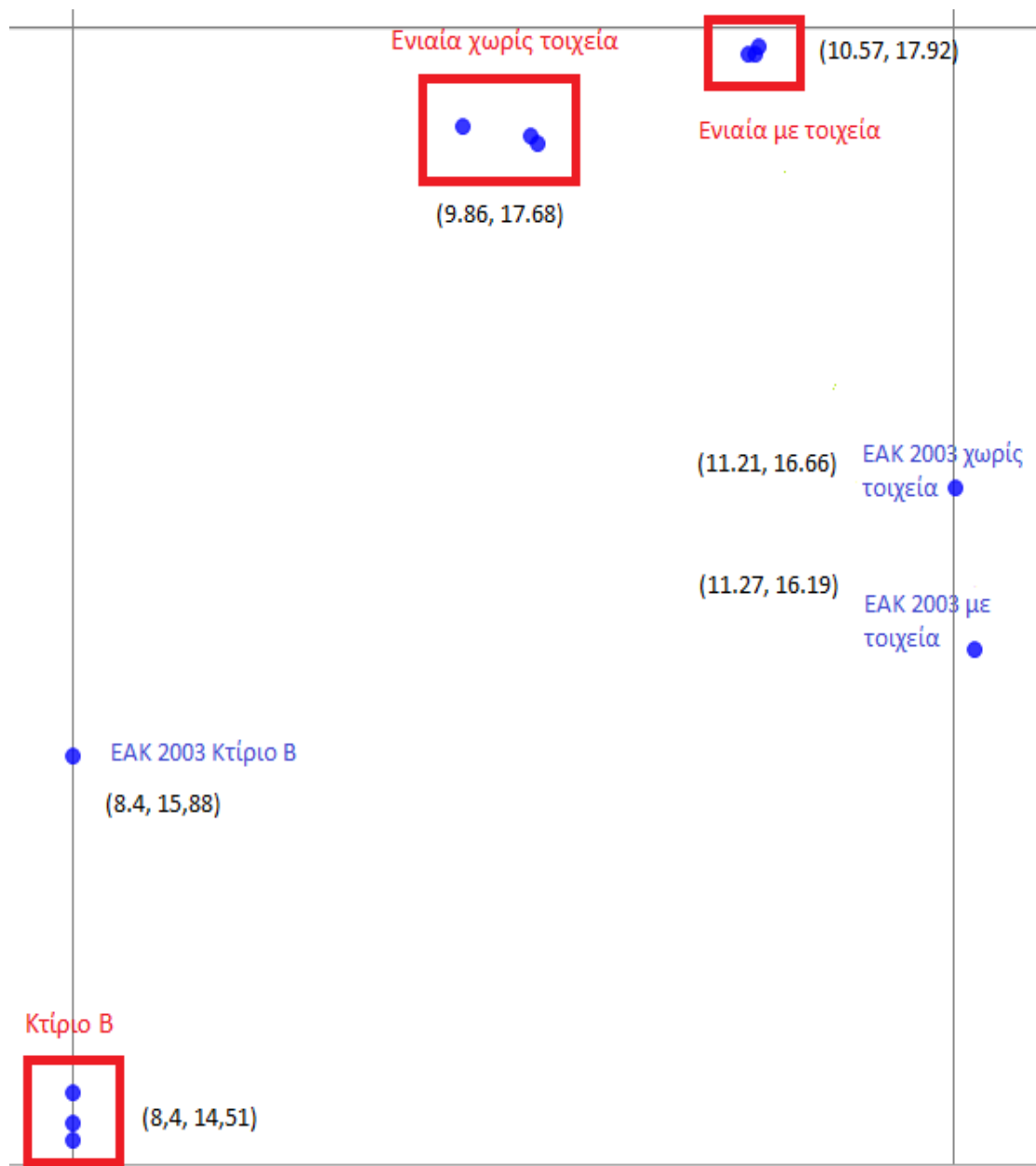


Παρατηρούμε ότι το κτίριο A όταν εξετάζεται μόνο του έχει πληρη αντιστοιχία των κέντρων στροφής σε όλες τις καταστάσεις καθώς και με τον ΕΑΚ 2003. Οπότε δεν χρειάζεται περαιτέρω αναφορά και διερεύνηση.

Όσων αφορά τις υπόλοιπες περιπτώσεις παρατίθενται τα αποτελέσματα πάνω στην κάτοψη των ενωμένων κτιρίων για εποπτικούς λόγους.



Σχήμα 6.7 Κάτοψη με τα κέντρα στροφής στη στάθμη Z=3m



Σχήμα 6.8 Κάτοψη με τα κέντρα στροφής στη στάθμη Z=6m

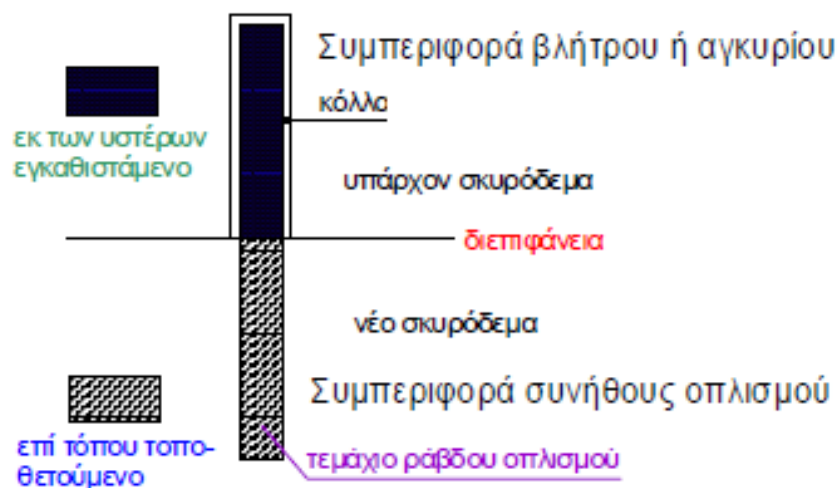
### 6.3.5 Σύγκριση δύο μεθόδων και συμπεράσματα

Γενικά παρατηρούμε ότι κυρίως στη συμπεριφορά της κατασκευής μετά τη στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγή Κατάρρευσης (Collapse Prevention/CP) υπάρχουν αποκλίσεις τόσο σε σχέση με την ελαστική κατάσταση όσο και στα κέντρα στροφής που προκύπτουν από ΕΑΚ2003. Οι αποκλίσεις όμως αυτές είναι πολύ μικρές και γενικά αγνοούνται στο παράδειγμά μας. Η κάτοψη έχει διαστάσεις 33m X 22.575m οπότε αποκλίσεις της τάξεως έως 2m είναι αμελητέες. Επίσης παρατηρούμε ότι μόλις τοποθετηθούν τα τοιχώματα, τα κέντρα στροφής είναι αρκετά πιο σταθερά, κάτι το

οποίο είναι λογικό αφού έχουμε συγκεντρωμένες δυσκαμψίες οι οποίες ουσιαστικά παγιώνουν το κέντρο στροφής.

## 6.4 Βλήτρα-Αγκύρια

Χαλύβδινα στοιχεία εγκαθίστανται, συνήθως κάθετα, σε διεπιφάνειες, με σκοπό την μεταφορά εφελκυστικών ή/και διατμητικών δυνάμεων μεταξύ παλαιού σκυροδέματος και προστιθέμενου σκυροδέματος ή χαλύβδινου στοιχείου. Γι' αυτόν τον σκοπό, χρησιμοποιούνται είτε βιομηχανικά αγκύρια ή βλήτρα διαφόρων τύπων, είτε τεμάχια ράβδων οπλισμού, αγκυρούμενα στο σκυρόδεμα μέσω κόλλας. Όταν χρησιμοποιούνται τεμάχια ράβδων οπλισμού για την σύνδεση παλαιού σκυροδέματος με νέο, η συμπεριφορά των αγκυρίων ή βλήτρων θα υπαγορεύεται εν μέρει απ' την συνήθη συμπεριφορά μηχανισμού βλήτρου ή/και εξολκεύσεως και εν μέρει απ' την συμπεριφορά του εκ των υστέρων εγκαθιστάμενου αγκυρίου. Η μέγιστη δύναμη, την οποία μπορεί να μεταφέρει ένα τέτοιο χαλύβδινο στοιχείο θα είναι η μικρότερη απ' τις δυνάμεις που είναι δυνατόν να μεταφερθούν μέσω του τμήματος της ράβδου που είναι πακτωμένο στην μία ή στην άλλη πλευρά της διεπιφάνειας.



Σχήμα 6.9 Λειτουργία ράβδου οπλισμού κατά τη σύνδεση παλαιού με νέο σκυρόδεμα

### 6.4.1 Αγκύρια

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.1.2.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αγκύρια είναι στοιχεία υποβαλλόμενα σε εφελκυσμό. Για να είναι δυνατή η εφαρμογή των γενικών σχέσεων που ακολουθούν, πρέπει να διαθέτει ο μελετητής τα κατάλληλα δεδομένα για το συνδετικό υλικό το οποίο χρησιμοποιεί. Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορεί να αναλάβει ένα αγκύριο είναι η μικρότερη απ' τις δυνάμεις που υπολογίζονται κατά τις παραγράφους (i), (ii) και (iii) που ακολουθούν.

i) Διαρροή του αγκυρίου

Υπό την προϋπόθεση ότι διατίθεται επαρκές μήκος εμπήξεως του αγκυρίου, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει ένα αγκύριο υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

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

όπου:  $A_s$  και  $f_{yd}$ : το εμβαδόν της διατομής και το όριο διαρροής του αγκυρίου αντιστοίχως.

ii) Αστοχία της συνάφειας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού

Η μέγιστη εφελκυστική δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει ένα αγκύριο, ώστε να προκληθεί αστοχία της συνάφειας μεταξύ του αγκυρίου και του συνδετικού υλικού, υπολογίζεται μέσω της ακόλουθης σχέσεως:

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

όπου:

$f_{bk}$ : η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής συναφείας μεταξύ αγκυρίου και συνδετικού υλικού

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

$\gamma_b$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την συνάφεια

iii) Αστοχία της συνάφειας μεταξύ του συνδετικού υλικού και του περιβάλλοντος σκυροδέματος.

Η μέγιστη δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει το αγκύριο, ώστε να εξοικευθεί το σύστημα αγκυρίου/κόλλας, υπολογίζεται απ' την ακόλουθη σχέση:

$$N_{cd} = 4.5 \pi l_e \sqrt{\frac{f_{ck} * \phi}{\gamma_c}}$$

όπου:

$f_{ck}$ (MPa): η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος στο οποίο εμπήγνυται το αγκύριο

$\phi$ (mm): η διάμετρος της οπής στην οποίαν τοποθετείται το αγκύριο, όχι μεγαλύτερη από  $d_b + 5\text{mm}$ ,

$l_e$ : το μήκος εμπήξεως του αγκυρίου,

$\gamma_c$ : ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυροδέμα ο οποίο λαμβάνεται 1.8 για υψηλή ποιότητα εφαρμογής

#### 6.4.2 Δράση βλήτρου των ράβδων οπλισμού

Σύμφωνα με το παράρτημα 6.1.1.2 η τιμή σχεδιασμού της μέγιστης τέμνουσας σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση,  $F_{ud}$ , που μπορεί να μεταφερθεί από μια ράβδο με διάμετρο  $d_b$ , με επαρκές μήκος και επαρκείς επικαλύψεις μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$F_{ud} = 0.65d_b^2 \sqrt{f_{cd} * f_{yd}} \leq \frac{A_s * f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

όπου:  $A_s$ : η διατομή της ράβδου

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

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

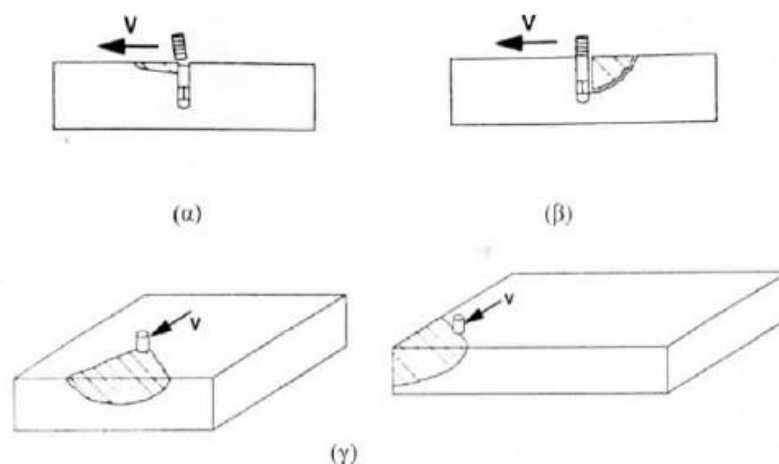
$\gamma_{Rd}$  λαμβάνεται ίσο με 1,3.

Στη διάτμηση βλήτρου τρεις είναι οι κρίσιμες αστοχίες όπου πάλι λαμβάνεται το ελάχιστο εκ των τριών ως αντοχή.

α) Διαρροή σε τέμνουσα του σιδηροπλισμού, το δεύτερο μέλος δηλαδή της παραπάνω ανίσωσης, δεν είναι η κρισιμότερη συνήθως.

β) Σύνθλιψη περιβάλλοντος σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο, το πρώτο μέλος δηλαδή της ανίσωσης που είναι συνήθως η κρισιμότερη

γ) Απόσχιση πλευρικού κώνου σκυροδέματος όπου δεν είναι κρίσιμη εφόσον πληρούνται οι κατάλληλες επικαλύψεις που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

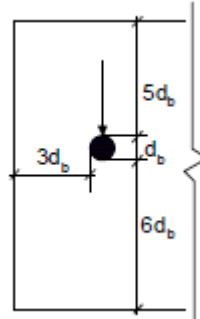


Σχήμα 6.10 Τύποι αστοχίας από δράση βλήτρου α) Διαρροή χάλυβα β) Αστοχία περιβάλλοντος σκυροδέματος γ) Απόσχιση πλευρικού κώνου

#### 6.4.2.1 Ελάχιστες επικαλύψεις βλήτρου

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 6.11 Ορισμός επικαλύψεων βλήτρου

#### 6.4.2.2 Απόσταση διαδοχικών βλήτρων

Στην περίπτωση βλήτρων διατεταγμένων εν σειρά, η καθαρή απόσταση μεταξύ διαδοχικών βλήτρων πρέπει να είναι κατ' ελάχιστον ίση με το πενταπλάσιο της διαμέτρου του βλήτρου.

#### 6.4.2.3 Μήκος βλήτρου

Για να είναι σε θέση οι ράβδοι να μεταφέρουν την τέμνουσα δύναμη, κατά περίπτωση, θα πρέπει το μήκος τους εντός του σκυροδέματος να είναι τουλάχιστον ίσο με το οκταπλάσιο της διαμέτρου των.

#### 6.4.3 Συνδυασμένη δράση βλήτρου-αγκυρίου

Εφόσον πληρούνται οι παραπάνω απαιτήσεις σε επικάλυψη, μήκος βλήτρου και αποστάσεις διαδοχικών βλήτρων η μέγιστη τέμνουσα δύναμη ή η μέγιστη δύναμη εξολκείσεως την οποίαν μπορούν να αναλάβουν, μπορεί να υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση, λαμβάνοντας υπ' όψη και ανακύκλιση των ολισθήσεων:

$$\left(\frac{Nsd}{Nud}\right)^{\frac{3}{2}} + \left(\frac{Fsd}{Fud}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 1$$

όπου: NSd και Nud η δρώσα εφελκυστική δύναμη και η μέγιστη αντίσταση εξολκείσεως αντιστοίχως,

Fsd και Fud είναι η δρώσα τέμνουσα και η μέγιστη αντοχή βλήτρου αντιστοίχως.

#### 6.4.4 Εφαρμογή ενώσεως

Οι δύο επικρατέστεροι τρόποι τοποθέτησης των βλήτρων στη δική μας περίπτωση όπου θα πρέπει να ενωθούν δύο γειτονικές κατασκευές είναι:

- i) Αγκύρωση του σιδηροπλισμού εντός του δοκαριού μετά από διάνοιξη οπής και πλήρωσή της με κόλλα(κάθετα στη επιφάνεια του δοκαριού), ή αλλιώς με το σκάψιμο της επικάλυψης του δοκαριού και της πλάκας ώστε να τοποθετηθούν τα βλήτρα-αγκύρια από πάνω και στη συνέχεια να τοποθετηθεί η απαραίτητη κόλλα ώστε να αγκυρωθούν.(αυλάκι όπου θα τοποθετηθεί ο οπλισμός και θα πληρωθεί με κόλλα)
- ii) Διάνοιξη διαμπερών οπών στο δοκάρι σε όλο το πλάτος του και τοποθέτηση ελάσματος στο πέρασ του δοκαριού όπου θα κοχλιωθεί ο σιδηροπλισμός που θα χρησιμοποιηθεί ως βλήτρο-αγκύριο.

Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι σε περίπτωση που εφαρμοσθεί η πρώτη μέθοδος όπου αγκυρώνεται ο σιδηροπλισμός μέσα στο δοκάρι, είναι πολύ πιθανό το δοκάρι να μην έχει επαρκές πλάτος. Σε αυτή την περίπτωση μπορούμε να διευρύνουμε την οπή όπου θα τοποθετηθεί το βλήτρο και με αυτόν τον τρόπο να τοποθετήσουμε παραπάνω κόλλα, η οποία είναι πολύ ισχυρότερη από την εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος, μειώνοντας έτσι το απαιτούμενο ευθύγραμμο μήκος αγκύρωσης.

#### 6.4.5 Προσομοίωση βλήτρων αγκυρίων στο Sap2000 με μη γραμμικά ελατήρια

Το πρόβλημα στην περίπτωση της ενώσεως είναι ότι ο σιδηροπλισμός που χρησιμοποιήθηκε έχει διπλή λειτουργία.

Πρώτον στην λειτουργία του ως αγκύριο θα πρέπει να εκφραστεί η διαφορετική του συμπεριφορά σε εφελκυσμό και σε θλίψη. Σε εφελκυσμό συμπεριφέρεται όπως περιγράψαμε παραπάνω στο 6.4.1, σε θλίψη όμως δεν θα παραλάβει ο σιδηροπλισμός κάποιο φορτίο. Την θλίψη θα την παραλάβει το σκυρόδεμα μόλις έρθουν σε επαφή τα δύο κτίρια. Οπότε αφ' ενός πρέπει να προσομοιωθεί η συμπεριφορά του σε εφελκυσμό ως αγκύριο και εφετέρου θα πρέπει να εκφραστεί στο Sap2000 ότι στη θλίψη μπορεί να παραλάβει πολύ μεγάλες δυνάμεις.

Δεύτερον στην λειτουργία του ως βλήτρο. Η λειτουργία του σιδηροπλισμού σε διάτμηση εκράστηκε με ένα δύσκαμπτο ελατήριο ώστε να μπορεί να παραλάβει την απαιτούμενη τέμνουσα και να λειτουργήσουν διαφραγματικά, σχεδόν ενιαία τα διαφράγματα των δύο γειτονικών κτιρίων.

Στη συνέχεια γινόταν μία μη γραμμική στατική ανάλυση pushover και μετά τον καθορισμό των εντατικών μεγεθών του σιδηροπλισμού στη στοχευόμενη μετακίνηση, γινόταν ο έλεγχος σε ταυτόχρονο εφελκυσμό και τέμνουσα όπως ορίστηκε στο 6.4.3.

Πιο αναλυτικά, ο σιδηροπλισμός θεωρήθηκε ότι στη λειτουργία του σε εφελκυσμό έχει επαρκή αγκύρωση και συνδεδετικό υλικό, κάτι το οποίο θα επέτρεπε να εξαντληθεί η αντοχή του σε εφελκυσμό. Οπότε ως δύναμη διαρροής εξαντλήθηκε το  $F_{yd}$  του πλισμού. Ταυτόχρονα όμως πρέπει να εκφραστεί ότι στη θλίψη μπορούν να παραληφθούν πολύ μεγάλες δυνάμεις, λόγω επαφής σκυροδεμάτων, κάτι το οποίο έγινε θεωρώντας ένα πολύ δύσκαμπτο νόμο θλίψης με πολύ μεγάλη αντοχή διαρροής.

Ο καθορισμός των ιδιοτήτων των ελατηρίων γίνεται με τις εντολές:

*Define*→ *Section Properties*→ *Link/Support Properties*→ *Modify/Show Property*

Εδώ πέρα δίνεται η επιλογή πολλών τύπων ελατηρίου. Επιλέγουμε το multilinear elastic το οποίο σύμφωνα με το εγχειρίδιο του Sap2000 είναι κατάλληλο για να προσομοιώσουμε την συμπεριφορά του ελατηρίου. Όπως αναφέρει το manual “The non linear force-deformation relationship is given by a multi-linear curve that you define by a set of points” που σημαίνει ότι η μη γραμμική συμπεριφορά του συγκεκριμένου ελατηρίου μπορεί να εκφραστεί δίνοντας ένα νόμο Δύναμης-Μετατόπισης που θα περιλαμβάνει ένα σύνολο συνεχών ευθειών ώστε να φαίνεται και η συμπεριφορά του μετά τη διαρροή(αλλαγή κλίσης) . Να σημειωθεί ότι κάθε βαθμός ελευθερίας συμπεριφέρεται ανεξάρτητα στο μοντέλο αυτό χωρίς να επηρεάζει τους υπόλοιπους.

Πρώτα επεξηγείται ποια διεύθυνση παραμόρφωσης αφορά τον κάθε βαθμό ελευθερίας στο μοντέλο.

### **Longitudinal Axis 1**

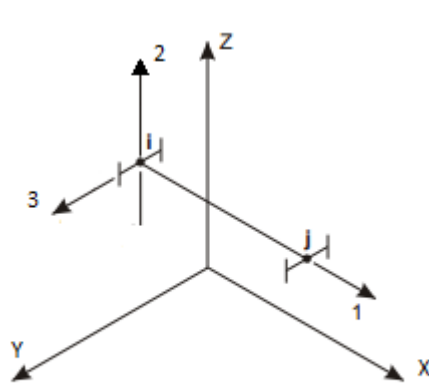
Local axis 1 is the longitudinal axis of the element, corresponding to extensional deformation. This axis is determined as follows:

- For elements of finite length this axis is automatically defined as the direction from joint **I** to joint **j**

Σχήμα 6.9 Καθορισμός βαθμού ελευθερίας 1 σύμφωνα με το manual του Sap2000



Τα ελατήρια σχεδιάστηκαν από αριστερά προς τα δεξιά δηλαδή σύμφωνα με τη φορά του καθολικού άξονα X οπότε και η U1 έχει τη διεύθυνση του άξονα X.



Local 1 Axis is Parallel to +X Axis  
Local 2 Axis is Parallel to +Z Axis

**Default Orientation**

The default orientation of the local 2 and 3 axes is determined by the relationship between the local 1 axis and the global Z axis. The procedure used here is identical to that for the Frame element:

- The local 1-2 plane is taken to be vertical, i.e., parallel to the Z axis
- The local 2 axis is taken to have an upward (+Z) sense unless the element is vertical, in which case the local 2 axis is taken to be horizontal along the global +X direction
- The local 3 axis is always horizontal, i.e., it lies in the X-Y plane

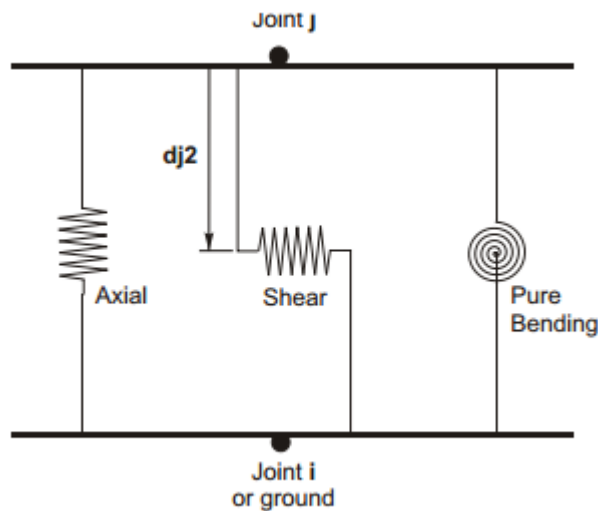
An element is considered to be vertical if the sine of the angle between the local 1 axis and the Z axis is less than  $10^{-3}$ .

The local 2 axis makes the same angle with the vertical axis as the local 1 axis makes with the horizontal plane. This means that the local 2 axis points vertically upward for horizontal elements.

Σχήμα 6.12 Καθορισμός βαθμών ελευθερίας 2,3 σύμφωνα με το manual του Sap2000

Τελικά η U1 έχει τη φορά του καθολικού άξονα X, η U2 έχει τη φορά του Z άξονα και η U3 τη φορά του άξονα Y.

Όσον αφορά τους βαθμούς ελευθερίας U2 και U3 που αφορούν την τέμνουσα του ελατηρίου χρειαζόμαστε και μία επιπλέον πληροφορία σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 6.13 Συμπεριφορά του ελατηρίου στο Sap2000

Καταλαβαίνουμε δηλαδή ότι θα χρειαστεί να εισάγουμε και την απόσταση του κόμβου J από το σημείο όπου θα εκδηλωθεί η διάτμηση, δηλαδή στην περίπτωση μας το σημείο επαφής των δύο κτιρίων.

Επιπρόσθετα το manual του Sap2000 αναφέρει ότι καλό είναι να μην επιλέγεται η επιλογή “fixed” σε κάποιον βαθμό ελευθερίας. Εάν επιθυμούμε ένας βαθμός ελευθερίας να θεωρηθεί παγιωμένος τότε μπορούμε να δώσουμε μία μεγάλη δυσκαμψία στην προσομοίωσή του αλλά υπό την προϋπόθεση να μην διαφέρουν οι δυσκαμψίες που θα χρησιμοποιηθούν κατά τάξη μεγαλύτερη του  $10^4$ .

***IMPORTANT!*** You may sometimes be tempted to specify very large values for **k**, particularly for Damper, Gap, and Hook properties. Resist this temptation! If you want to limit elastic deformations in a particular internal spring, it is usually sufficient to use a value of **k** that is from  $10^2$  to  $10^4$  times as large as the corresponding stiffness in any connected elements. Larger values of **k** may cause numerical difficulties during solution. See the additional discussion for the Damper property below.

Σχήμα 6.14 Σημαντικό σχόλιο στο manual του Sap2000 για τις δυσκαμψίες που θα χρησιμοποιηθούν

Η U2 δεν θα μελετηθεί ιδιαίτερα καθώς τα ελατήρια στην πραγματικότητα δεν θα παραλάβουν κάποια σημαντική τέμνουσα κατά τον άξονα Z.

Επιλέγουμε nonlinear στο direction U1, U2, U3 αφήνοντας ελεύθερες τις στροφές R1,R2,R3 και οι ιδιότητες ενδεικτικά για Φ10 είναι οι εξής:

**Link/Support Directional Properties**

Edit

Identification

Property Name: LIN1

Direction: U1

Type: MultiLinear Elastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 39250.

Effective Damping: 0.

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-0.027	-1000.
2	-8.680E-04	-1000.
3	0.	0.
4	8.680E-04	34.13
5	0.027	34.13

Order Rows    Delete Row    Add Row 6

OK    Cancel

Σχήμα 6.15 Ιδιότητες U1 μη γραμμικού ελατηρίου Φ10

**Link/Support Directional Properties**

Edit

Identification

Property Name: LIN1

Direction: U3

Type: MultiLinear Elastic

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0.

Effective Damping: 0.

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.1375

Multi-Linear Force-Deformation Definition

	Displ	Force
1	-4.000E-03	-1000.
2	-2.000E-03	-1000.
3	0.	0.
4	2.000E-03	1000.
5	4.000E-03	1000.

Order Rows    Delete Row    Add Row 6

OK    Cancel

Σχήμα 6.16 Ιδιότητες U2, U3 μη γραμμικού ελατηρίου Φ10

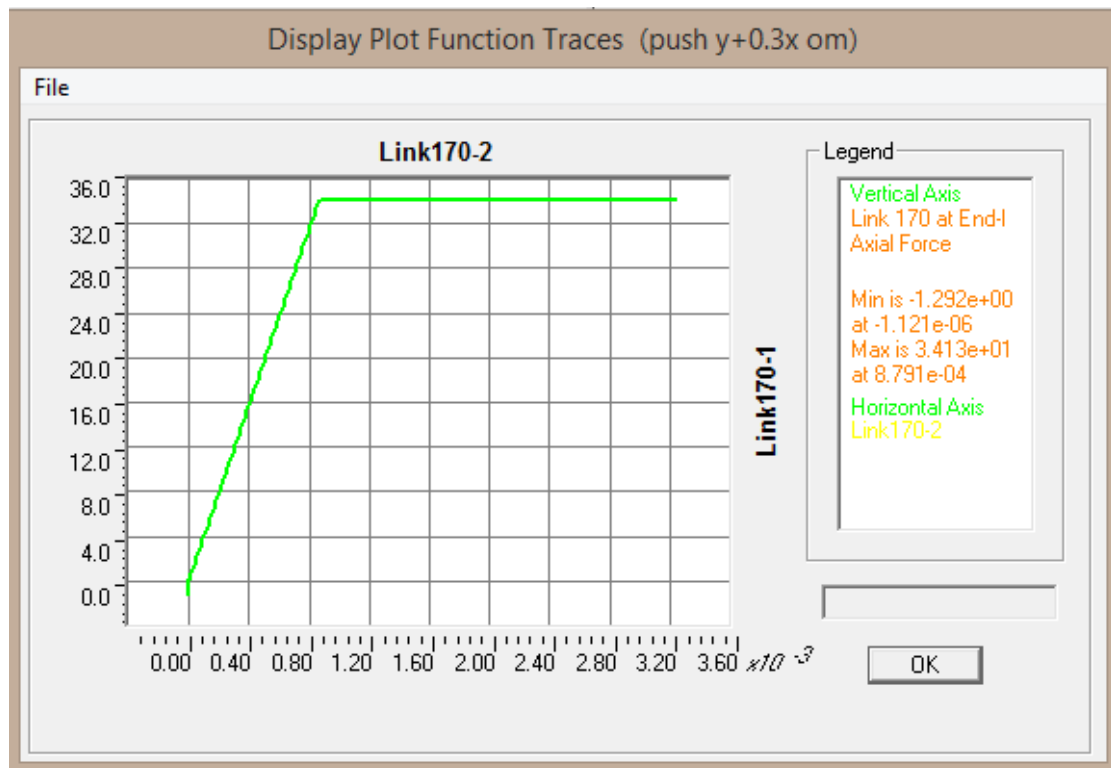
Επεξήγηση των τιμών που χρησιμοποιήθηκαν.

1) U1 : Οι μετατοπίσεις υπολογίστηκαν με βάση την παραδοχή ότι το βλήτρο θα έχει μήκος 0.4m και είναι αγκυρωμένο με μετωπικές πλάκες στο πέρας κάθε δοκαριού. Οπότε η διαρροή του θα ήταν στο 0,217% και η θεωρητική αστοχία στο 6.75% δηλαδή 0,868mm και 27mm αντίστοιχα. Η εφελκυστική αντοχή του Φ10 για B500C είναι 34.14kN. Στη θλίψη όπως αναφέραμε η αντοχή είναι πολύ μεγάλη διότι θα την παραλάβει η επαφή των δύο κτιρίων δηλαδή το σκυρόδεμα. Οπότε για λόγους προσομοίωσης τοποθετήθηκε μία πολύ μεγάλη τιμή της τάξεως του 1000kN. Το 39250kN/m προκύπτει από το AE/L δηλαδή την ελαστική δυσκαμψία της ράβδου.

2) U3 Εδώ χρειάζεται και επιπρόσθετη πληροφορία, το distance from end-J. Τα περιμετρικά υποστυλώματα των κτιρίων έχουν πλάτος 25cm και 30cm αντίστοιχα. Όμως επειδή τα ελατήρια θα τοποθετηθούν στο κέντρο βάρους των υποστυλωμάτων κατά την προσομοίωση πρέπει να βάλουμε μία τιμή στο distance from end-J η οποία θα είναι ουσιαστικά το σημείο της διεπαφής των δύο κατασκευών, δηλαδή το  $(25+30)/4=13,75\text{cm}$

Στη διάτμηση θεωρήθηκε ένας πολύ δύσκαμπτος νόμος με  $1000\text{kN}/0.002=500000\text{kN/m}$  ώστε να διαπιστωθούν με μεγαλύτερη αξιοπιστία τα εντατικά μεγέθη που πρέπει να περάσουν από την ένωση και στη συνέχεια ελέγχθηκε βήμα-βήμα πότε η τέμνουσα θα φτάσει την αντοχή του βλήτρου. Κανένα βλήτρο δεν θα φτάσει στην πραγματικότητα τα 2χιλιοστά. Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής σταματάει νωρίτερα λόγω διατμητικής αστοχίας των βλήτρων αλλά για λόγους προσομοίωσης και εξαγωγής συμπερασμάτων χρησιμοποιήσαμε αυτή τη συμπεριφορά για να μην σταματάει η ανάλυση.

3)U2 χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες ιδιότητες με την U3 για λόγους σταθερότητας του υπολογιστικού μοντέλου.



Σχήμα 6.17 Εφελκυστική συμπεριφορά του ελατηρίου, Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης

## 6.5 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover

### 6.5.1 Τεκμηρίωση βελτίωσης της συμπεριφοράς του συνόλου μέσω της ενώσεως

Αρχικά θα παραθέσουμε κάποια αποτελέσματα που προέκυψαν στο 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο για τις δύο κατασκευές ανεξάρτητα καθώς και για το σενάριο όπου οι δύο κατασκευές λειτουργούν ως ένα. Στον παρακάτω πίνακα παρατίθεται η συμπεριφορά των μελών στην εκάστωτε στοχευόμενη μετακίνηση.

## Βλαμμένα μέλη

	Κτίριο 1B		Κτίριο 1A		Ενιαία Σκυροδέτηση	
	X+0,3Y	Y+0,3X	X+0,3Y	Y+0,3X	X+0,3X	Y+0,3X
B to IO	12	6	8	2	12	12
IO to LS	12	9	16	8	21	23
LS to CP	8	15	12	12	12	19
CP to C	-	-	-	12	-	-

Σχήμα 6.18: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα πλήθους πλαστικών αρθρώσεων ανα στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της στοχευμένης μετακίνησης, για κάθε περίπτωση επίλυσης

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση ενιαίας σκυροδέτησης φτάνουν στη στάθμη προστασίας ζωής μόνο τα υποστυλώματα του Κτιρίου 1B. Το κτίριο 1A δηλαδή επωφελείται από την ένωση των κτιρίων καθώς τα υποστυλώματά του που βρίσκονταν στις στάθμες επιτελεστικότητας 'Προστασία Ζωής' και 'Αποφυγή Κατάρρευσης' όταν συμπεριφερόταν ανεξάρτητα, με την ενιαία σκυροδέτηση περνούν στις στάθμες 'Διαρροή' και 'Άμεση Χρήση' και αποφεύγονται οι σοβαρές βλάβες που υπήρχαν. Το κτίριο 1B παρατηρούμε ότι επιβαρύνεται στην περίπτωση αρχικής ενιαίας σκυροδέτησης καθώς αυξάνεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που περνούν στη στάθμη επιτελεστικότητας 'Προστασία Ζωής'.

### 1) Σεισμός X+0.3Y

Σε αυτήν την περίπτωση παρατηρούμε ότι χωρίς να γίνει ένωση το σύνολο των πλαστικών αρθρώσεων που θα περνούσαν την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή το LS, είναι  $8+12=20$  πλαστικές αρθρώσεις. Στην περίπτωση ενώσεως οι πλαστικές αρθρώσεις που περνάνε την στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής θα ήταν  $12 < 20$ .

### 2) Σεισμός Y+0.3X

Σε αυτήν την περίπτωση παρατηρούμε ότι χωρίς να γίνει ένωση το σύνολο των πλαστικών αρθρώσεων που θα περνούσαν την επιθυμητή στάθμη, δηλαδή το LS, είναι  $15+12=27$  πλαστικές αρθρώσεις. Στην περίπτωση ενώσεως οι πλαστικές αρθρώσεις που περνάνε την στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής θα ήταν  $19 < 27$ .

Το αποτέλεσμα ήταν αναμενόμενο εφόσον το κτίριο Α είναι μη κανονικό και εύκαμπτο  $L_{max}/l_{min}>4$ . Μόνο του δηλαδή έχει σημαντικά προβλήματα. Με την ένωση το ασθενές κτίριο Α κλέβει αντοχή από το κτίριο Β το οποίο είναι κανονικό, μεγαλύτερης δυσκαμψίας και κάτοψης, χωρίς όμως να επιβαρύνεται αισθητά το Β γιατί έχει υπεραντοχή. Το αποτέλεσμα είναι η βελτίωση της συμπεριφοράς του συνόλου.

Στη συνέχεια θα συγκρίνουμε τις πλαστιμότητες των κατασκευών ως ένα επιπλέον κριτήριο για να αποδείξουμε την βελτίωση της συμπεριφοράς του συνόλου στο δικό μας παράδειγμα.

### Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα πλαστιμοτήτων

	Κτίριο 1B		Κτίριο 1A		Ενιαία Σκυροδέτηση	
	X+0,3Y	Y+0,3X	X+0,3Y	Y+0,3X	X+0,3X	Y+0,3X
<b>μ</b>	1,94	1,86	1,63	1,51	1,72	1,73

Σχήμα 6.19: Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Πλαστιμοτήτων

#### Σεισμός X+0.3Y

Η πλαστιμότητα του κτιρίου Α είναι 1.63 και η πλαστιμότητα του Β είναι 1.94. Μετά την ένωση η πλαστιμότητα προκύπτει λογικά ανάμεσα στις δύο τιμές 1.72. Επιβεβαιώνεται ότι επιβαρύνεται ελαφρώς το Β και βελτιώνεται το Α αλλά συνολικά η συμπεριφορά είναι καλύτερη.

#### Σεισμός Y+0.3X

Η πλαστιμότητα του κτιρίου Α είναι 1.51 και η πλαστιμότητα του Β είναι 1.86. Μετά την ένωση η πλαστιμότητα προκύπτει λογικά ανάμεσα στις δύο τιμές 1.73. Επιβεβαιώνεται ότι επιβαρύνεται ελαφρώς το Β και βελτιώνεται το Α αλλά συνολικά η συμπεριφορά είναι καλύτερη.

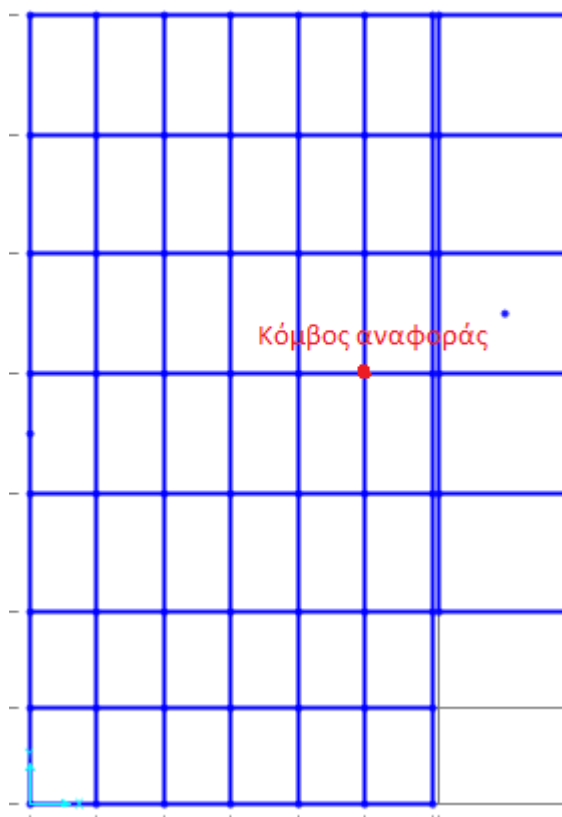
### 6.5.2 Επέμβαση στην περίπτωση ενιαίας σκυροδέτησης των δύο ισόσταθμων κτιρίων

Για να μελετήσουμε τα αποτελέσματα της ενώσεως των δύο όμορων ισόσταθμων κτιρίων, αρχικά χρειάζεται ένα μοντέλο το οποίο θα αποτελέσει τη βάση σύγκρισης με τα μετέπειτα αποτελέσματα. Αυτό το μοντέλο είναι το ιδανικό σενάριο όπου οι πλάκες των δύο κτιρίων θα είχαν σκυροδετηθεί ενιαία, με αποτέλεσμα να συμπεριφέρονται ως ένα μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας.

Η επέμβαση που έγινε αναφέρθηκε στο 6.2 και είναι δύο τοιχώματα ανά διεύθυνση, δηλαδή 4, περιμετρικά της ενωμένης κατασκευής.

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της pushover στην περίπτωση ενιαίας σκυροδέτησης των διαφραγμάτων μετά την επέμβαση. Για την μελέτη της ένωσης δεν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στην περίπτωση  $X+0.3Y$  διότι δεν είναι κρίσιμος συνδυασμός για την ένωση. Μεγαλύτερα εντατικά καλείται να παραλάβει η ένωση στον συνδυασμό  $Y+0.3X$  καθώς η τέμνουσα στα βλήτρα είναι καθοριστικότερη.

Ο κόμβος αναφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην κορυφή ( $Z=6m$ ) της κατασκευής είναι ο παρακάτω:



Σχήμα 6.20: Κόμβος αναφοράς στην pushover

Επελέγη διότι είναι πολύ κοντά στο κέντρο μάζας της ενωμένης κατάστασης.

Η μεθοδολογία είναι γενικά ίδια με αυτή που έγινε στο κεφάλαιο 5 οπότε παρατίθενται κάποια επιπρόσθετα στοιχεία.

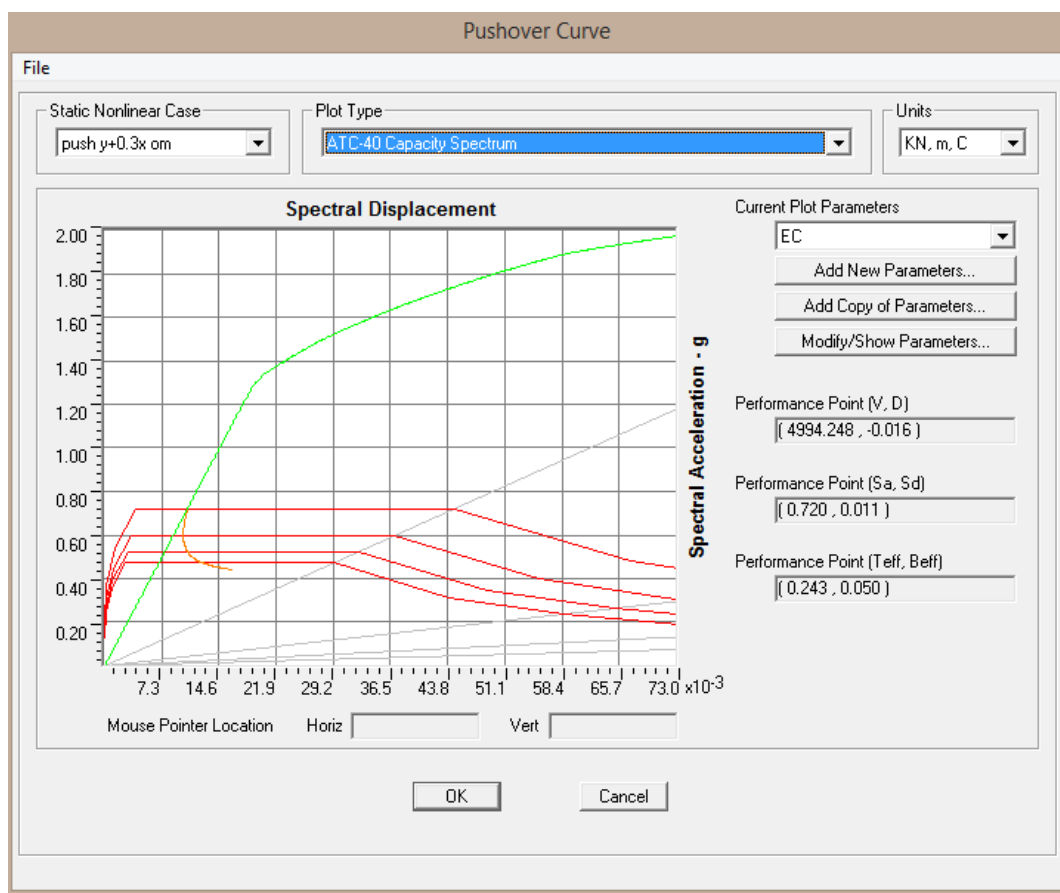
Οι πλαστικές αρθρώσεις του τοιχώματος και στις δύο διευθύνσεις καθώς και όλων των μελών υπάρχουν στο κεφάλαιο 5.3.2



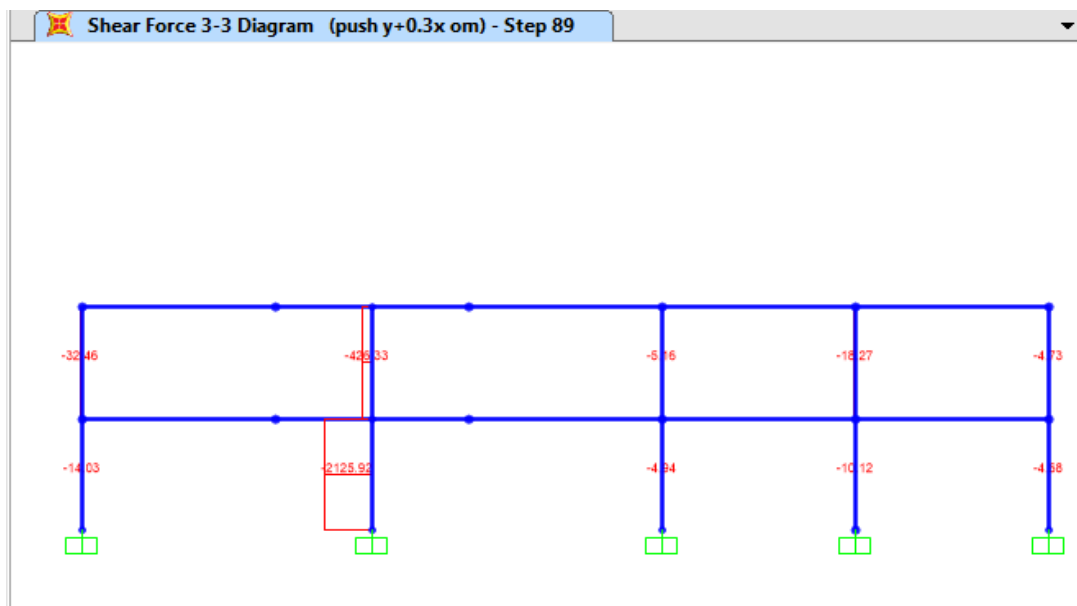
TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
Modal	Mode	1	0.261317	0.77734	0.00238	6.141E-09
Modal	Mode	2	0.252924	0.00262	0.78322	0.00000012

Σχήμα 6.21 : Συμμετοχή ιδιομορφών

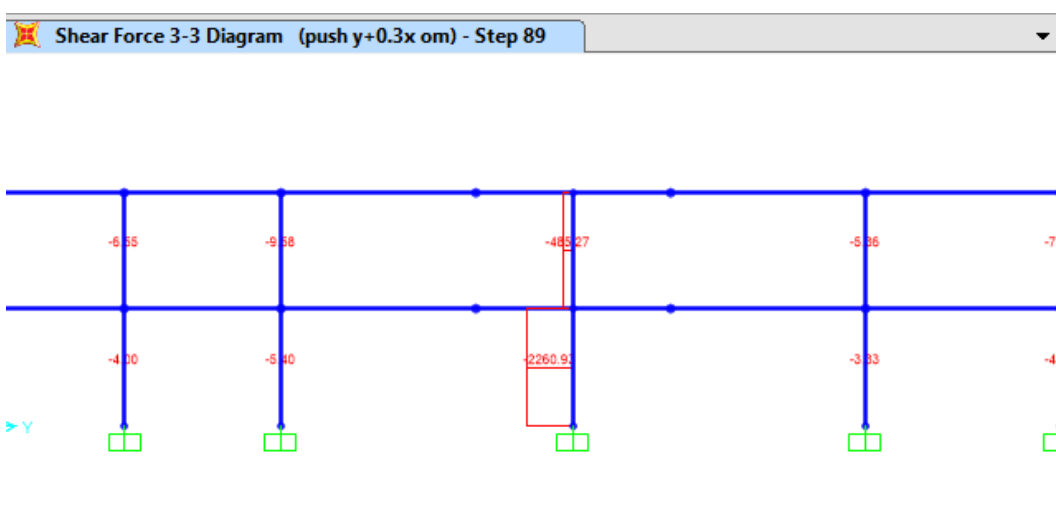
Ελέγχεται ότι οι ιδιομορφές προκύπτουν μεταφορικές όπως είναι το επιθυμητό και ότι οι πρώτες δύο είναι οι δεσπάζουσες κατά Χ και κατά Υ. Τελικώς τα αποτελέσματα της Pushover είναι τα εξής:



Σχήμα 6.22 : Στοχευόμενη μετακίνηση στην ενιαία σκυροδέτηση του ενισχυμένου φορέα



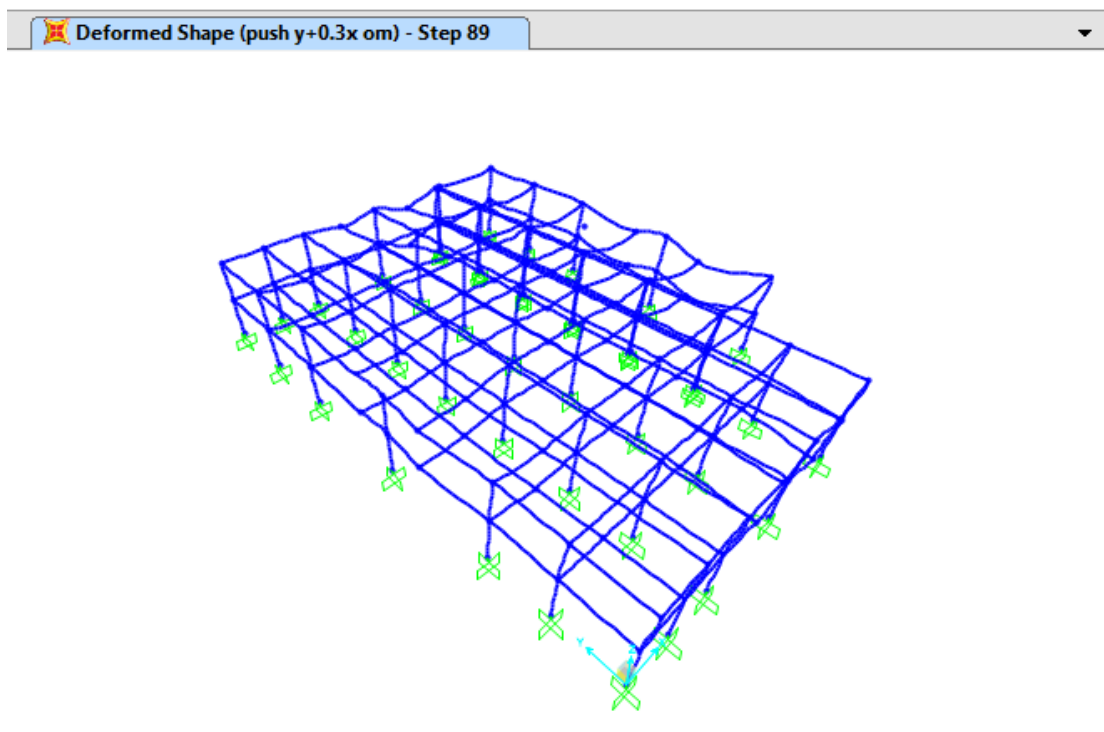
Σχήμα 6.23 : Τέμνουσα τοιχώματος κτιρίου A



Σχήμα 6.24 : Τέμνουσα τοιχώματος κτιρίου B

Είναι σημαντικό να εξετάσθει ο λόγος των τεμνουσών στα δύο τοιχεία στη διεύθυνση του σεισμού, κατά γ δηλαδή, διότι αυτός είναι ένας άμεσος τρόπος να διαπιστωθεί ο βαθμός αποτελεσματικότητας της ένωσης. Έχουμε το κτίριο B που είναι το μεγαλύτερο και πιο δύσκαμπτο εκ των δυό, του οποίου το τοίχωμα χωρίς την ένωση θα έπρεπε να παραλάβει το μεγαλύτερο ποσοστό της τέμνουσας βάσης. Με την αποτελεσματική ένωση οι τέμνουσες που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα θα πρέπει να ισοκαταμεμηθούν αφού αναφερόμαστε σε τοιχώματα ίδιας δυσκαμψίας και διαστάσεων τοποθετημένα συμμετρικά. Αυτό ήταν ένα σημαντικό κριτήριο στην διάρκεια των αναλύσεων για να διαπιστώσουμε εάν η εκάστωτε σύνδεση των δύο κτιρίων ήταν σε θέση να μεταφέρει αποτελεσματικά την απαιτούμενη τέμνουσα στο τοίχωμα του κτιρίου A. Εδώ παρατηρούμε ότι ο λόγος των τεμνουσών είναι  $2125.92/2260.90=0.94$  Η ενιαία σκυροδέτηση δηλαδή μεταφέρει επιτυχώς την απαιτούμενη τέμνουσα στο τοίχωμα του κτιρίου A.

Τα συμπεράσματα από την επέμβαση των ενωμένων κτιρίων είναι ότι τα τοιχώματα έχουν υπερδιαστασιολογηθεί εφόσον δεν έχουν καν διαρρεύσει οι πλαστικές αρθρώσεις στη στοχευόμενη μετακίνηση. Δεν αναζητούμε όμως την βέλτιστη επέμβαση αλλά ένα μοντέλο χωρίς αστοχίες ώστε να είναι αξιόπιστα και αποδεκτά τα αποτελέσματα με τα οποία θα συγκρίνουμε στη συνέχεια τα μοντέλα με τα ελατήρια στην ένωση.



Σχήμα 6.25 : Καμμία πλαστική άρθρωση δεν ενεργοποιήθηκε στη στοχευόμενη μετακίνηση

### 6.5.3 Χρήση ελατηρίων για την ένωση των κτιρίων

Όπως ήδη αναφέρθηκε στο 6.4.5 οι ράβδοι σπλισμού που χρησιμοποιήθηκαν για την ένωση των κτιρίων θα έχουν ταυτόχρονη δράση αγκυρίου - βλήτρου η οποία στο Sap2000 προσομοιώθηκε με μη γραμμικά ελατήρια. Σε αυτή την παράγραφο θα παρουσιασθούν τα αποτελέσματα από κάποιες αναλύσεις με αποδεκτά αποτελέσματα καθώς και κάποιες με μη αποδεκτά.

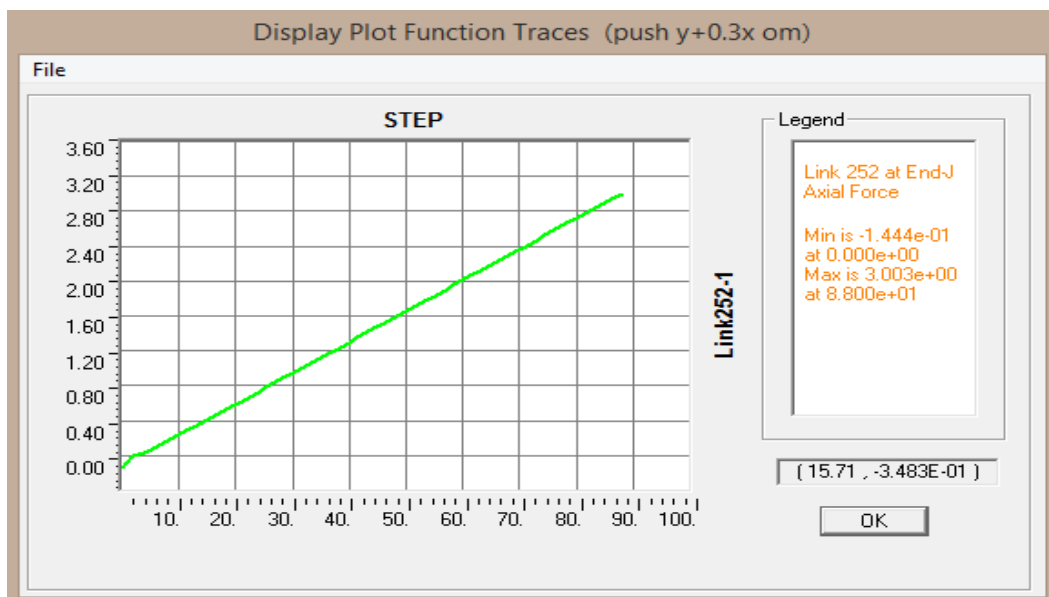
	Φ10	Φ12
A	0.0000785	0.000113
Φ	0.01	0.012
$V_{RD}=(1.65/\gamma_{rd}) * A_s * (f_{cd} * f_{yd})^{(1/2)}$	8.481461704	12.208983
$V_{RD}=0.65db^2 * (f_{cd} * f_{yd})^{(1/2)}$	5.53316745	7.9677611
$0.4 * V_{RD}$	3.392584681	4.8835932
$N_{RD}=A * f_{yd}$	34.13043478	49.130435

Σχήμα 6.26 : Αντοχές σε διάτμηση και εφελκυσμό των σιδηροπλισμών

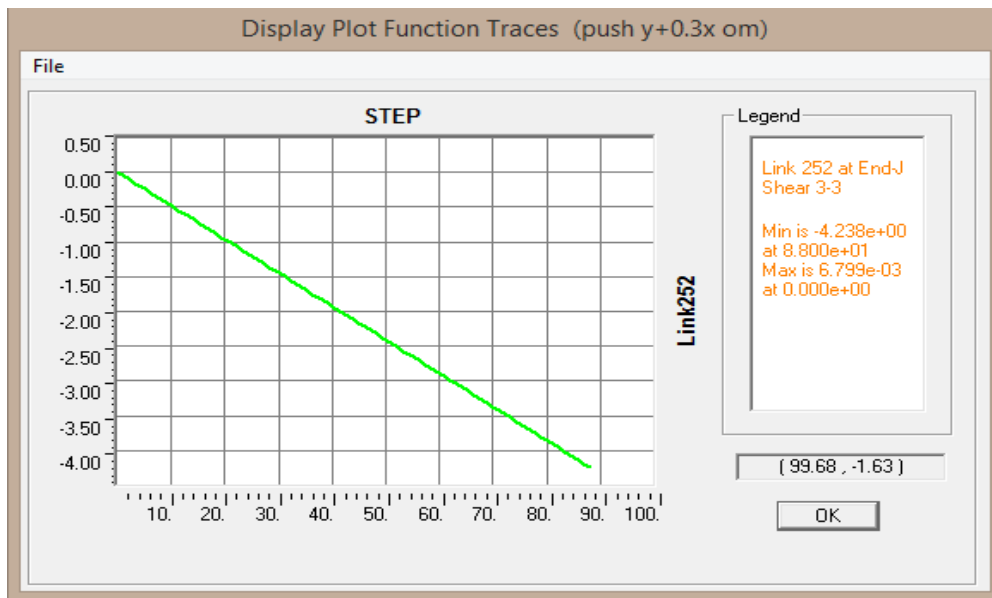
Η αντοχή σε τέμνουσα προέκυψε από τον αναμενόμενο κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας, την σύνθλιψη περιβάλλοντος σκυροδέματος και δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο βλήτρο σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Η αντοχή σε εφελκυσμό προέκυψε από την εφελκυστική αντοχή του σιδέρου. Θεωρήθηκε ότι η οπή όπου θα τοποθετηθεί ο χάλυβας και η κόλλα είναι επαρκείς ώστε να εξαντληθεί η εφελκυστική αντοχή του σιδέρου.

Επιδιώκουμε γενικά να χρησιμοποιήσουμε μικρές διατομές σιδηροπλισμού διότι αγκυρώνονται πιο εύκολα. Αρχικά έγιναν αναλύσεις ελέγχοντας με σίδερα διαμέτρου Φ8, οι οποίες όμως δεν ικανοποιούσαν τους ελέγχους σε διάτμηση ούτε στην περίπτωση Φ8/10. Οπότε στη συνέχεια έγιναν δοκιμές με Φ10 & Φ12.

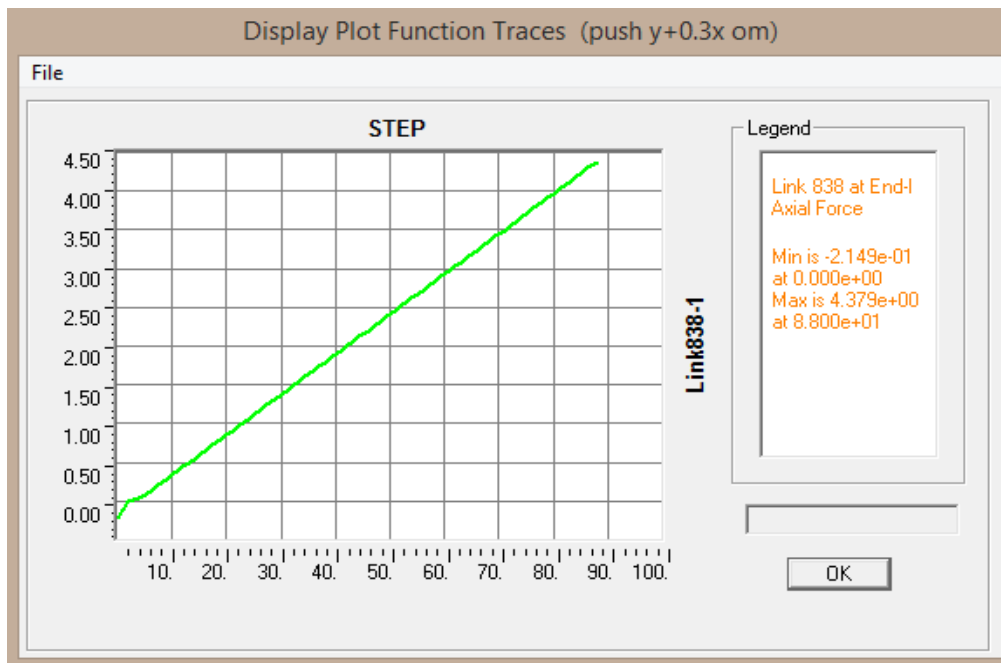
Τα αποτελέσματα της Pushover στη ελατήρια παρουσιάζονται παρακάτω:



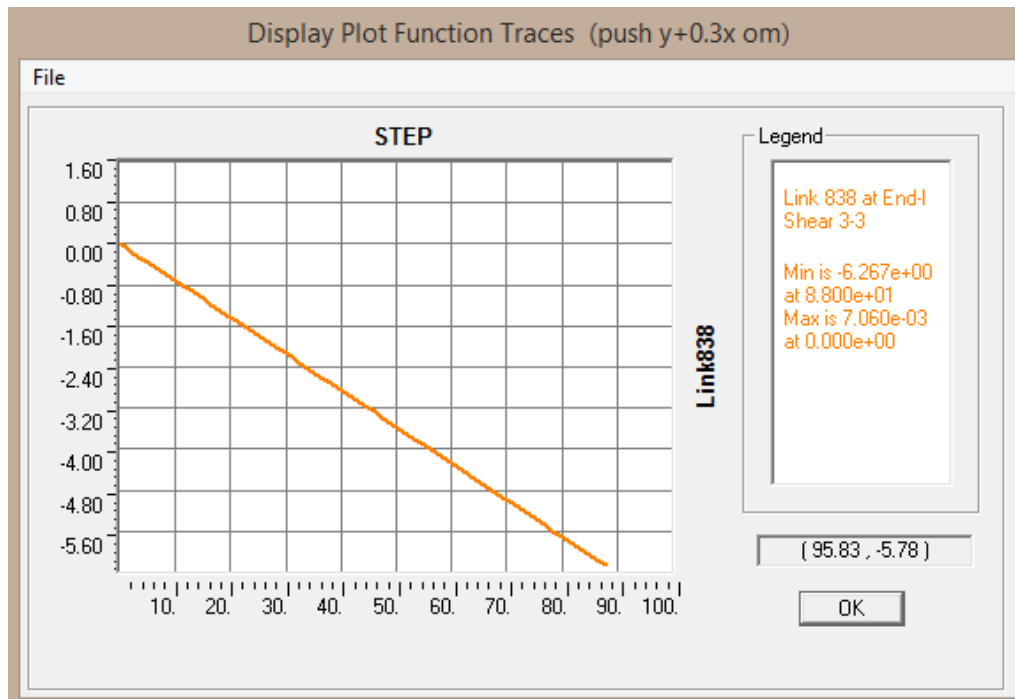
Σχήμα 6.27 : Δρώσα αξονική στη στοχευόμενη μετακίνηση για Φ10/10



Σχήμα 6.28 : Δρώσα τέμνουσα στη στοχευόμενη μετακίνηση για Φ10/10



Σχήμα 6.29 : Δρώσα αξονική στη στοχευόμενη μετακίνηση για Φ12/15

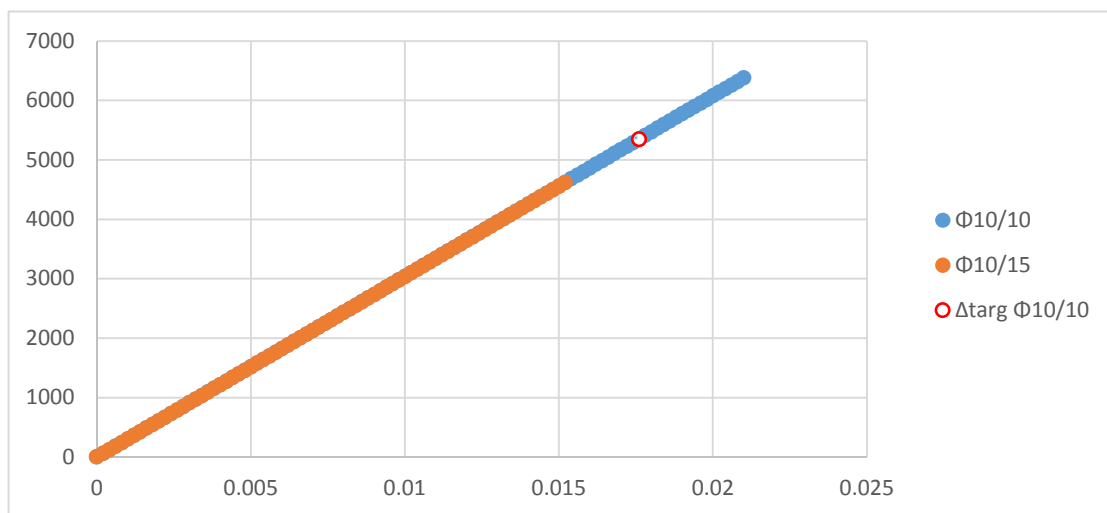


Σχήμα 6.30 : Δρώσα τέμνουσα στη στοχευόμενη μετακίνηση για Φ12/15

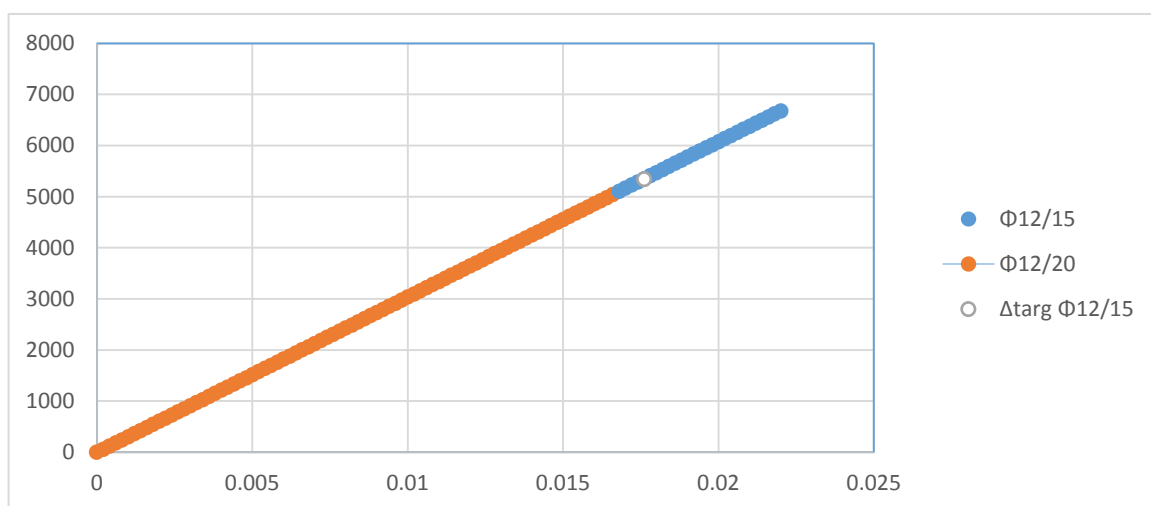
	Ved	ΕΛΕΓΧΟΣ	Ned	ΕΛΕΓΧΟΣ	$(Nsd/Nud)^{(3/2)} + (Fsd/Fud)^{(3/2)}$	Αστοχία
Φ12/15	6.27	OK	4.38	OK	0.724685193	OK
Φ10/10	4.24	OK	3	OK	0.696851978	OK
Φ12/20	8.29	OK	6.03	OK	1.104271721	STEP 83
Φ10/15	6	OK	4	OK	1.252231601	STEP 76

Σχήμα 6.31 : Δρώσες τέμνουσες και αξονικές στη στοχευόμενη μετακίνηση καθώς και έλεγχος ταυτόχρονης δράσης αγκυρίου-βλήτρου

Οι περιπτώσεις του Φ10/15 και Φ12/20 αστοχούνε πριν από τη στοχευόμενη μετακίνηση. Παρατίθενται οι pushover στις 4 περιπτώσεις και μέχρι πού αντέχει η κάθε περίπτωση.



Σχήμα 6.32 : Pushover στις περιπτώσεις Φ10 και στοχευόμενη μετακίνηση



Σχήμα 6.33 : Pushover στις περιπτώσεις Φ12 και στοχευόμενη μετακίνηση

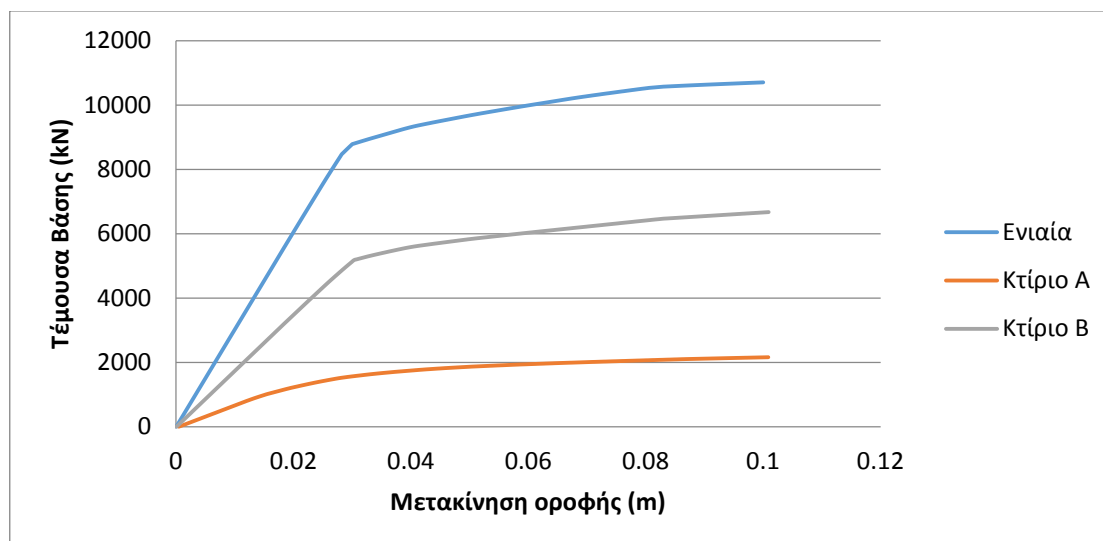
Είναι σημαντικό επίσης να παρουσιαστούν οι λόγοι των τεμνουσών δυνάμεων των δύο τοιχωμάτων στη διεύθυνση του σεισμού. Με αυτόν τον τρόπο μπορεί να διαπιστωθεί εάν η ένωση κατάφερε να μεταφέρει ικανοποιητικά τα απαιτούμενα εντατικά από το ένα διάφραγμα στο άλλο.

	Voλ(kN)	VA(kN)	VB(kN)	Pα	Pβ	VA/VB	ρολ
Φ12/15	4964.7	2070	2275.21	0.416944	0.458277	0.909806	0.875221
Φ10/10	4966.81	2082.28	2264.75	0.419239	0.455977	0.91943	0.875216
ΕΝΙΑΙΑ	5004.62	2125.92	2260.9	0.424791	0.451763	0.940298	0.876554

Σχήμα 6.34 : Λόγοι τεμνουσών τοιχωμάτων δύο κτιρίων καθώς και ποσοστό συνολικής τέμνουσαν που παραλαμβάνουν

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει το συμπέρασμα ότι οι δύο περιπτώσεις Φ12/15 και Φ10/10 λειτουργούν αρκετά ικανοποιητικά εφόσον σε σύγκριση με την ενιαία σκυροδέτηση καταφέρνουν να πετύχουν πολύ κοντινά αποτελέσματα. Τελικά επιλέγουμε το Φ10/10 διότι έχει ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα και μικρότερη διάμετρο, κάτι το οποίο σημαίνει μικρότερες απαιτήσεις αγκύρωσης.

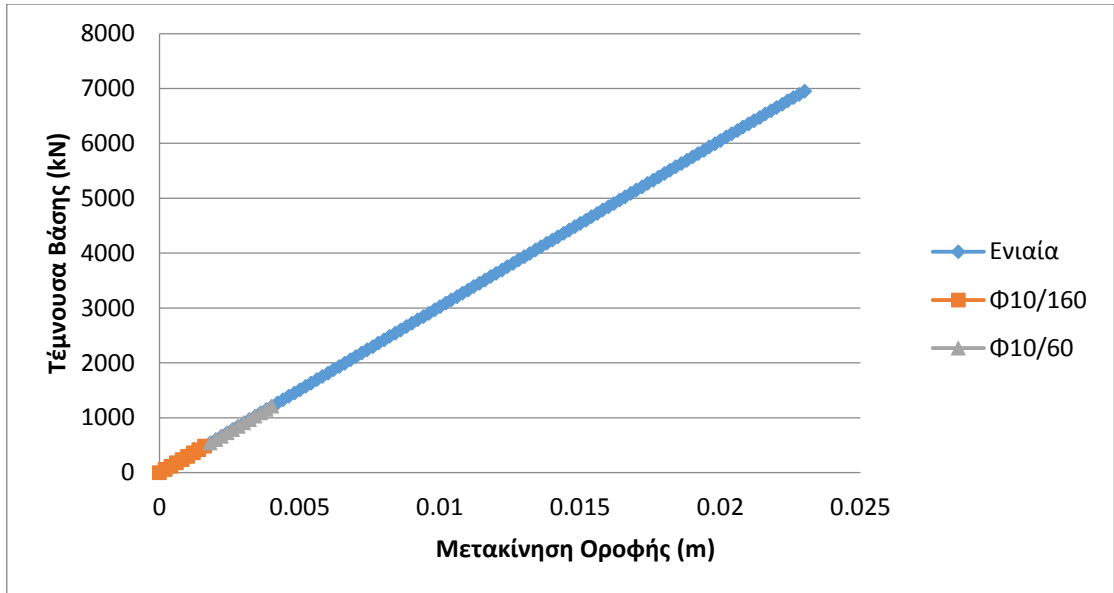
#### 6.5.4 Συγκεντρωτικά διαγράμματα για τη συμπεριφορά της ένωσης



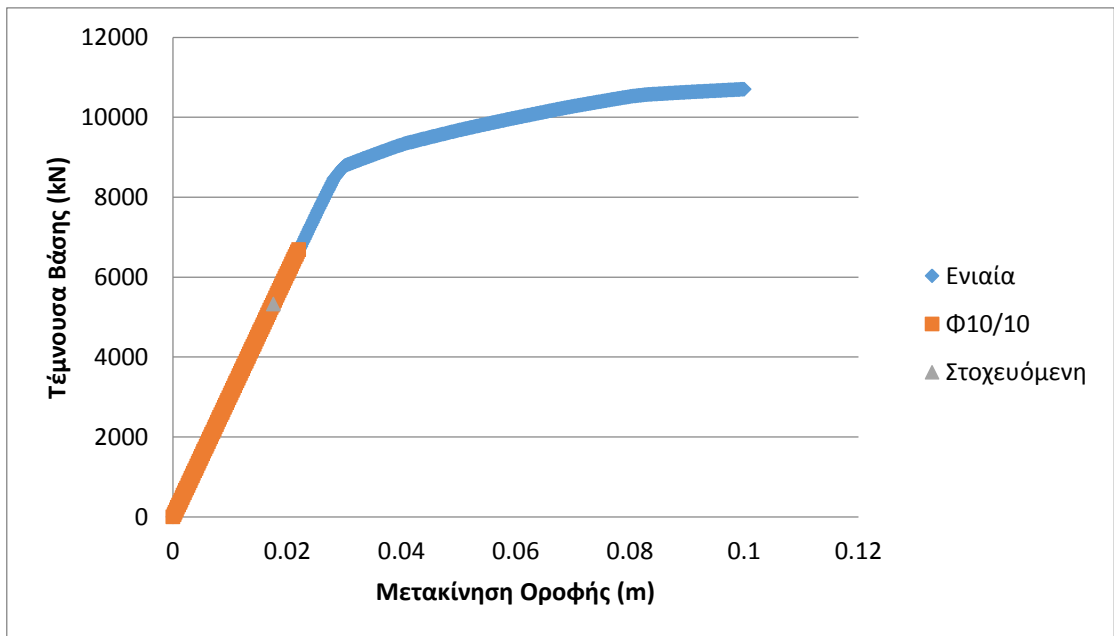
Σχήμα 6.35 : Pushover για τις περιπτώσεις των δύο κτιρίων ανεξάρτητα και στο σενάριο ενιαίας σκυροδέτησης

Στη συνέχεια αξιοποιήθηκαν κάποια επιπρόσθετα μοντέλα με πολύ αραιά βλήτρα για λόγους πληρότητας. Έγιναν αναλύσεις με βλήτρα Φ10/60 και Φ10/160 καθώς και αναλύσεις με τα δύο κτίρια ανεξάρτητα αλλά ενισχυμένα με τα περιμετρικά τοιχώματα που έχουν ήδη αναφερθεί. Χρειαζόμαστε τα μοντέλα με τα δύο κτίρια ανεξάρτητα ώστε να έχουμε το κάτω όριο στα διαγράμματα που θα ακολουθήσουν, με το άνω όριο να είναι η ενιαία σκυροδέτηση. (σχήμα 6.36-6.38)

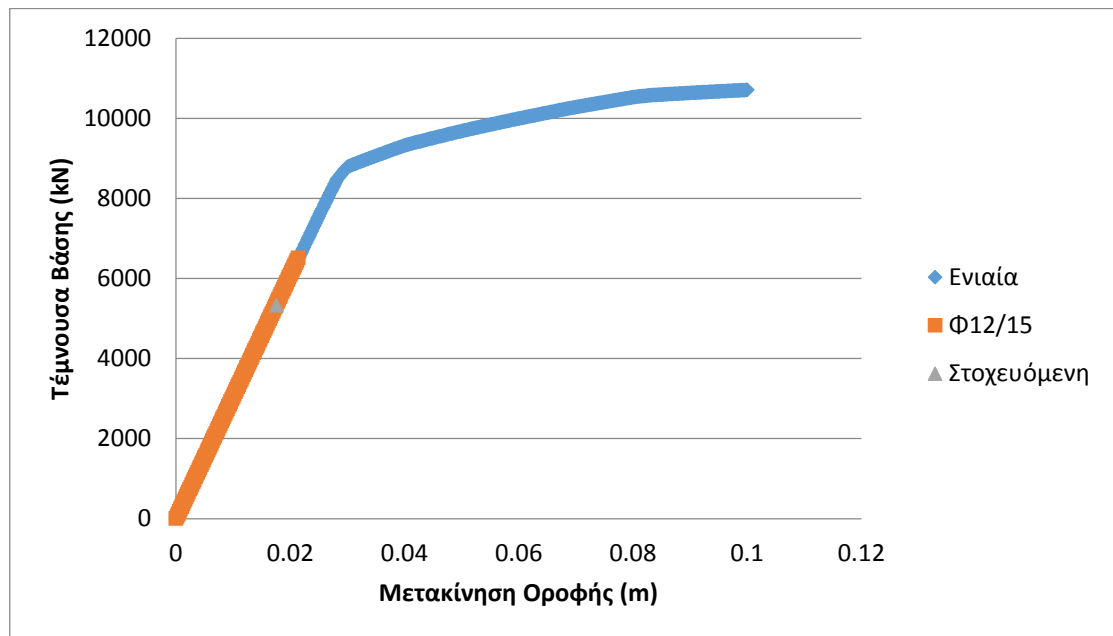




Σχήμα 6.36 : Διακοπή της pushover λόγω αστοχίας των βλήτρων



Σχήμα 6.37 : Pushover με βλήτρα Φ10/10 σε σύγκριση με ενιαία σκυροδέτηση

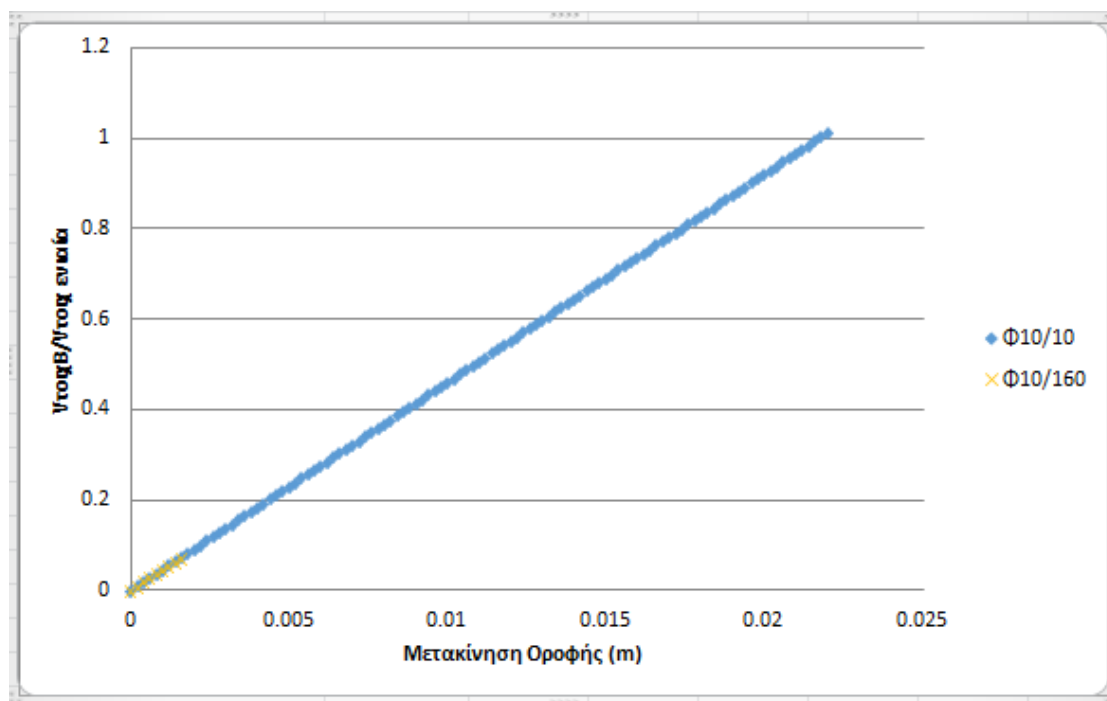


Σχήμα 6.38 : Pushover με βλήτρα Φ12/15 σε σύγκριση με ενιαία σκυροδέτηση

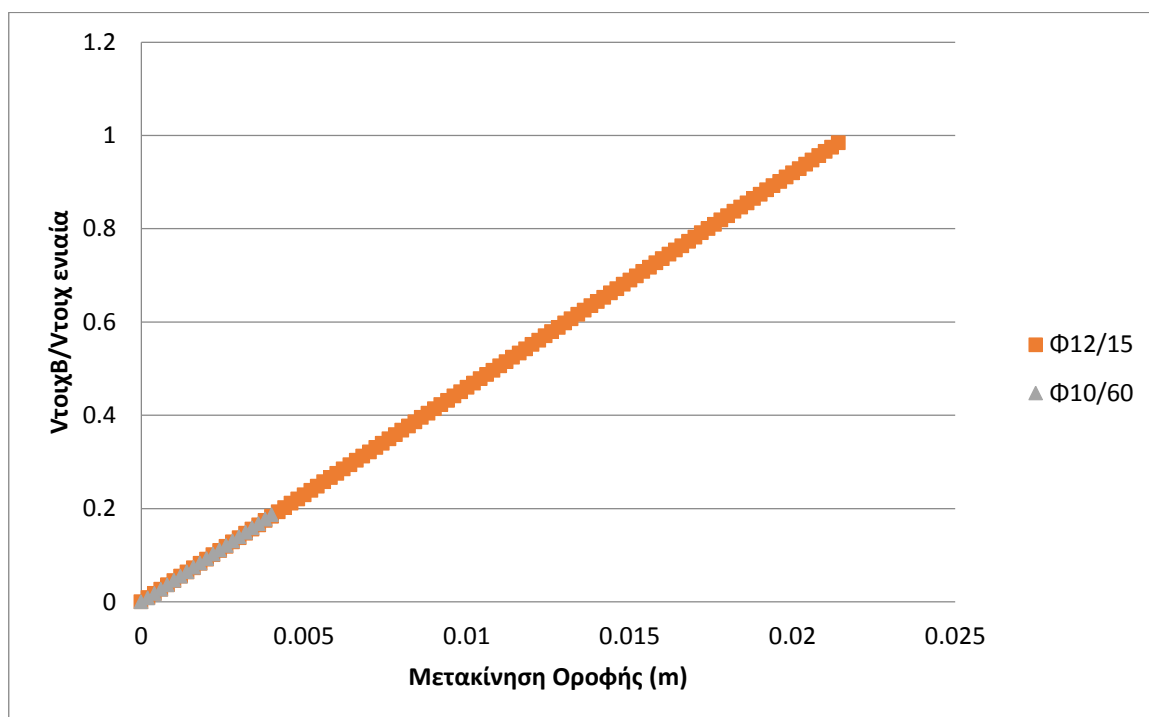
Βλέπουμε ότι στην περίπτωση πυκνών βλήτρων Φ10/10 και Φ12/15 τα βλήτρα έχουν μεγαλύτερη αντοχή από αυτή που απαιτεί η στοχευόμενη μετακίνηση.

Είναι πολύ σημαντικό να δοθεί έμφαση στην τέμνουσα που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα σε κάθε περίπτωση καθώς αυτός είναι ο πιο καθοριστικός παράγοντας για να διαπιστωθεί η αποτελεσματικότητα της ενώσεως. Εάν είναι αποτελεσματική η ένωση, τα εντατικά που θα αναπτύσσονται στα τοιχώματα θα προσεγγίζουν την ενιαία σκυροδέτηση, δηλαδή τα δύο τοιχώματα θα παραλαμβάνουν σχεδόν την ίδια τέμνουσα. Υπενθυμίζεται ότι τα δύο τοιχώματα στη διεύθυνση του σεισμού είναι ίδιων διαστάσεων και δυσκαμψίας.

Στα δύο επόμενα σχήματα (6.39 & 6.40) παρακολουθείται ο λόγος της τέμνουσας που παραλαμβάνει το τοίχωμα του μεγάλου κτιρίου Β προς την τέμνουσα που παραλαμβάνει το ίδιο τοίχωμα στο βήμα που στοχεύει το Φ10/10, δηλαδή το πιο αποτελεσματικό σενάριο. Αυτό γίνεται για λόγους εποπτείας της τέμνουσας κατά την διάρκεια της pushover. Ο οριζόντιος άξονας είναι η μετακίνηση του κόμβου αναφοράς στην οροφή.

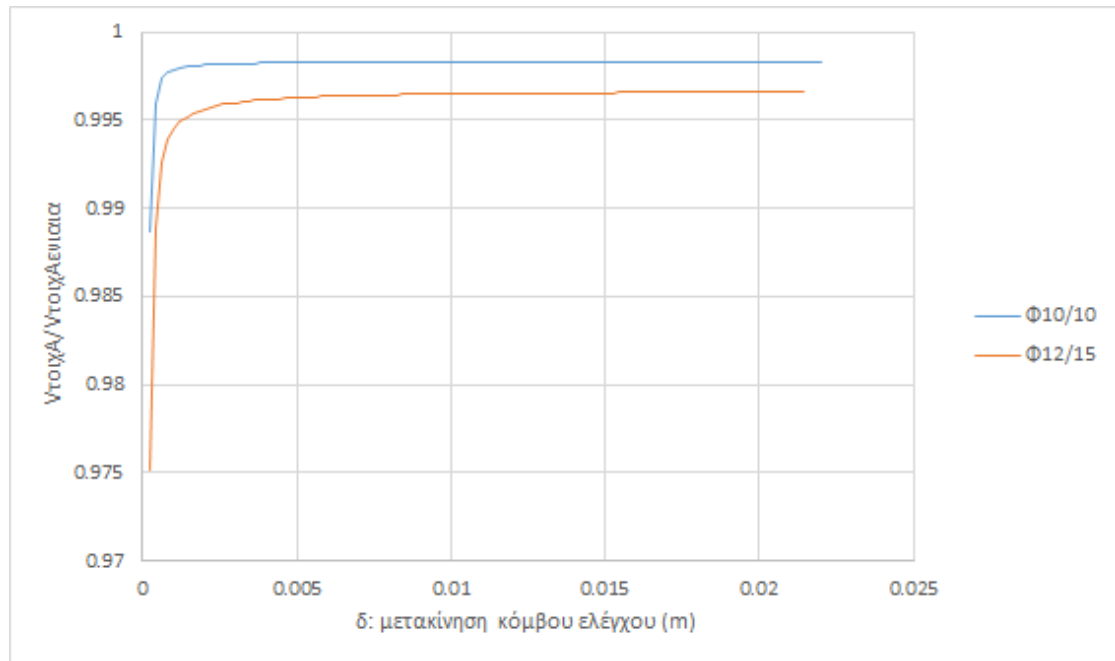


Σχήμα 6.39 : Λόγος τεμνουσών τοιχώματος Β στο Φ10/160

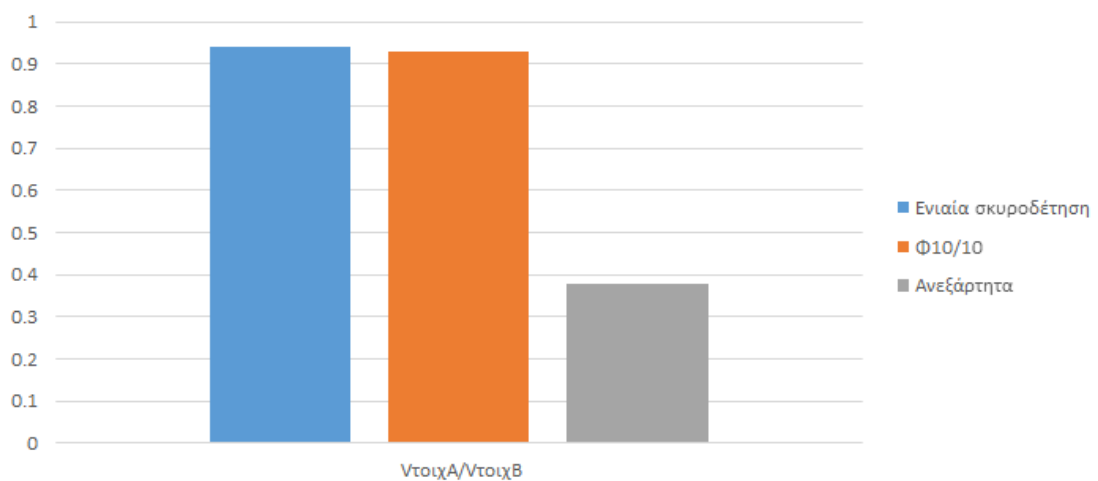


Σχήμα 6.40 : Λόγος τεμνουσών τοιχώματος Β στο Φ10/60

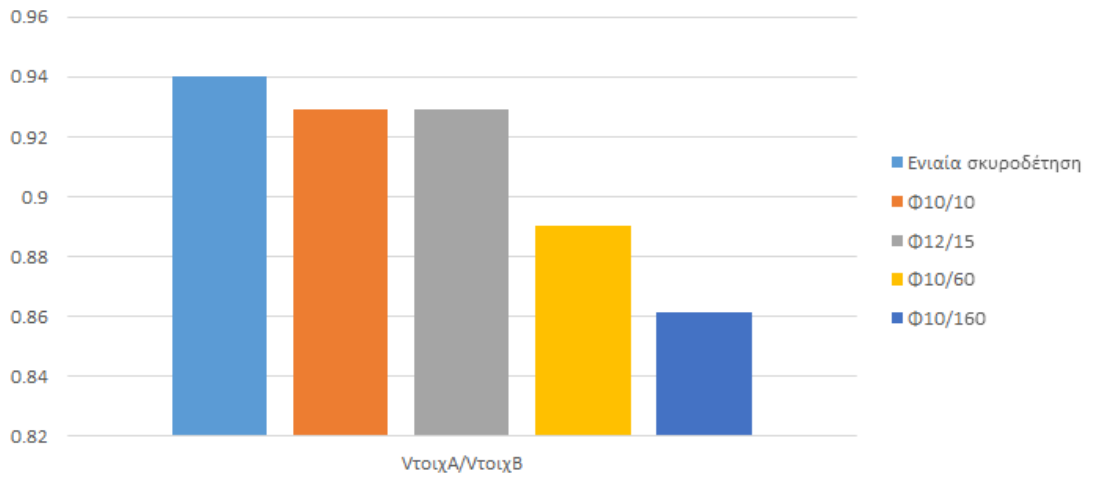
Στο παρακάτω διάγραμμα (σχήμα 6.41) ο κατακόρυφος άξονας είναι ο λόγος των τεμνουσών του τοιχώματος A με αριθμητή την τέμνουσα ανά βήμα της Pushover στις περιπτώσεις Φ10/10 και Φ12/15 και παρονομαστή την τέμνουσα του τοιχώματος A στην ενιαία σκυροδέτηση επίσης ανά βήμα της Pushover. Ο οριζόντιος άξονας είναι η μετατόπιση του κόμβου αναφοράς στην οροφή της κατασκευής. Το συμπέρασμα είναι ότι οι δύο αυτές περιπτώσεις λειτουργούν πολύ αποδοτικά εφόσον προσεγγίζουν τον 1 που είναι η ενιαία σκυροδέτηση.



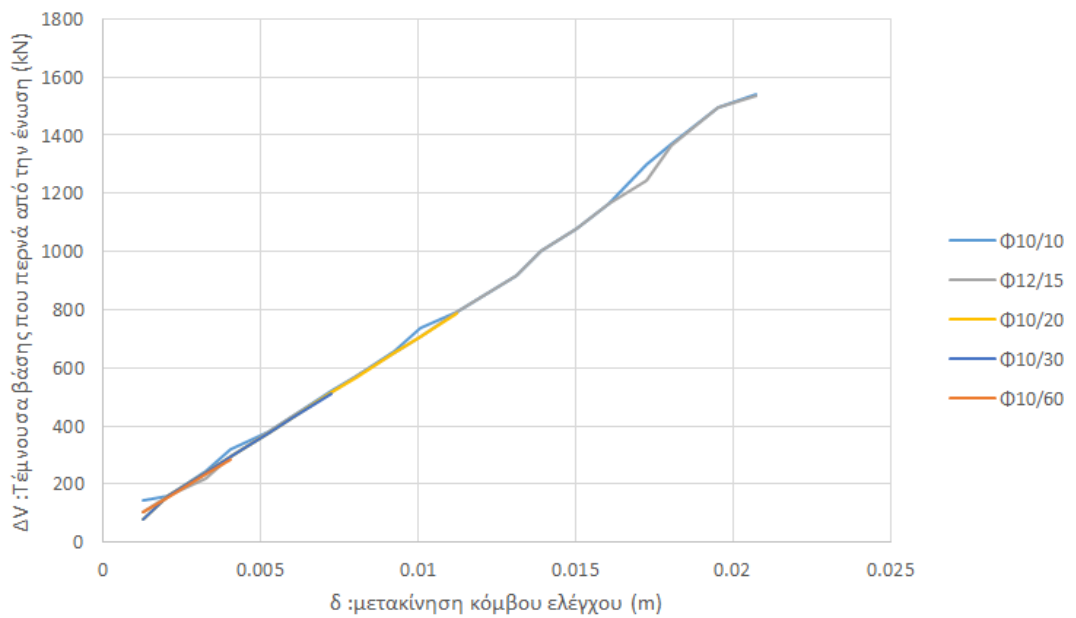
Σχήμα 6.41 : Λόγος τεμνουσών τοιχώματος A για Φ10/10 και Φ12/15 σε σχετικά με ενιαία σκυροδέτηση



Σχήμα 6.42 : Λόγος τεμνουσών μαζί με το σενάριο όπου τα κτίρια συμπεριφέρονται ανεξάρτητα

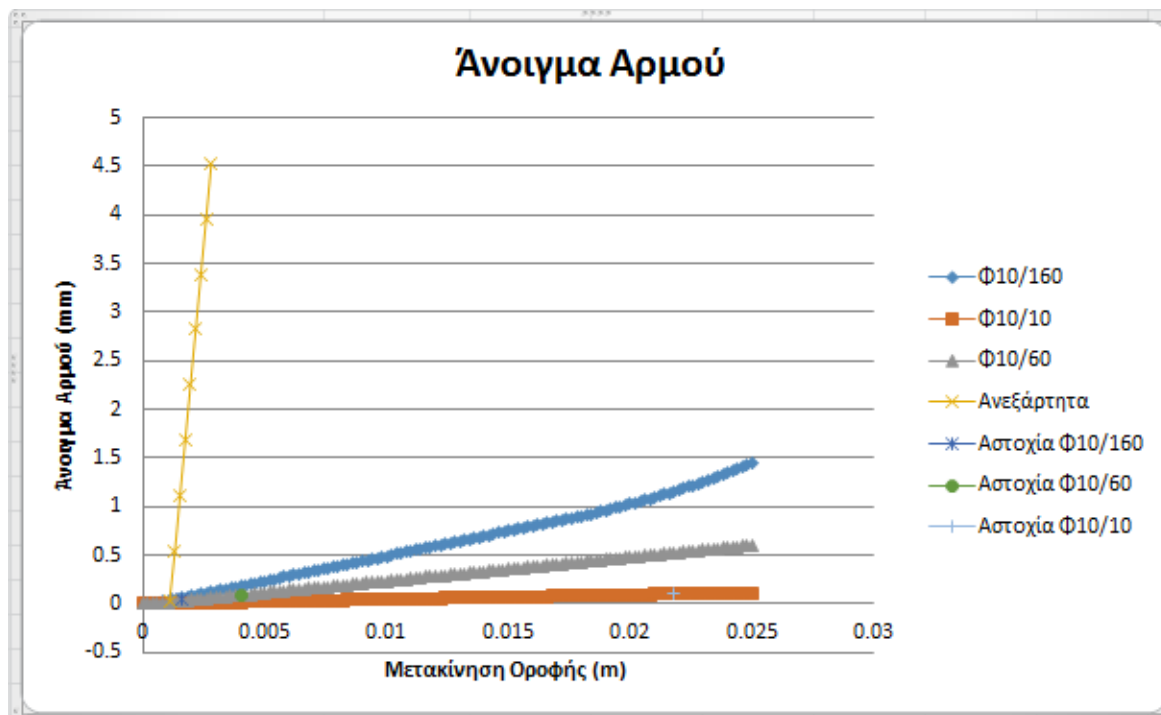


Σχήμα 6.43 : Λόγος τεμνουσών τοιχωμάτων σε διαφορετικές πυκνότητες βλήτρω



Σχήμα 6.44 : Τέμνουσα Βάσης που καλείται η ένωση να περάσει στο διπλανό διάφραγμα

Στο σχήμα 6.45 διαπιστώνεται ότι ο αρμός ανοίγει μέχρι ένα σημείο και μετά σταθεροποιείται. Το κτίριο Α όταν είναι ανεξάρτητο όπως έχει ήδη αναφερθεί είναι πολύ εύστρεπτο οπότε ο αρμός ανοίγει πάρα πολύ γρήγορα. Για λόγους εποπτικών δόθηκε μέχρι το άνοιγμα των 7mm στο ανεξάρτητο σενάριο.



Σχήμα 6.45 : Άνοιγμα αρμού κατά τη διάρκεια της pushover

## 6.6 Τελικά συμπεράσματα

Η ένωση κτιρίων είναι μία δυνατότητα που δίνεται στο μηχανικό ως πιθανή λύση σε ένα εύρος προβλημάτων συμπεριφοράς γειτονικών κτιρίων. Φυσικά δεν έχει καθολική εφαρμογή αφού πρέπει πάντα να γίνεται διερεύνηση εάν η ένωση είναι ευνοϊκότερη από ότι η επέμβαση και μελέτη του κάθε κτιρίου ξεχωριστά. Με τον όρο ευνοϊκότερη εννοείται ένα σύνολο παραμέτρων όπως:

A) Καλύτερη σεισμική συμπεριφορά, αυτό μπορεί να καθοριστεί με 3 αναλύσεις. Τα δύο κτίρια επιλύονται ανεξάρτητα και στη συνέχεια επιλύονται ενωμένα. Εάν διαπιστωθεί ότι η συμπεριφορά του συνόλου είναι βελτιωμένη, σε όρους πλαστιμοτήτων & σε όρους λιγότερων μελών να ξεπερνάνε την επιθυμητή στάθμη επιτελεσματικότητας τότε η ένωση θα αποτελούσε μία καλή διαφυγή.

B) Οικονομικότερη επέμβαση, με την ένωση δίνεται η δυνατότητα να γίνει επέμβαση σε μεγαλύτερο εύρος κατόψεως οπότε και σε σημεία με ευκολότερη προσβασιμότητα. Με

αυτόν τον τρόπο μειώνονται οι εργατοώρες. Φυσικά θέλει αναλυτική οικονομική μελέτη.

Γ) Καλύτερη συνεργασία με τον αρχιτέκτονα, ο οποίος λόγω απαίτησης του εργοδότη πιθανόν να μην μπορεί να επιτρέψει στον μηχανικό να κάνει επέμβαση σε κάποια από τα σημεία που επιθυμεί. Όπως αναφέρθηκε η ένωση θα δώσει τη δυνατότητα μεγαλύτερου εύρους πιθανών επεμβάσεων.

Δ) Νομικές καταστάσεις όπου ένα κτίριο χαρακτηρίστηκε εκ των υστέρων «επικίνδυνο» και για να αποφευχθεί η κατεδάφισή του ο μηχανικός θα μπορούσε να παρουσιάσει στο δικαστήριο μελέτη όπου η ένωση με το διπλανό κτίριο θα μπορούσε να επιφέρει θετικά αποτελέσματα και για τα δύο κτίρια χωρίς να τίθεται ζήτημα εμβολισμού του δίπλα κτιρίου λόγω κρούσης.

Από τα διαγράμματα της παραγράφου 6.5.4 εξάγεται το συμπέρασμα ότι γενικά τα βλήτρα μπορούν να μεταφέρουν αρκετά αποτελεσματικά τα εντατικά που απαιτούνται από το ένα κτίριο στο άλλο ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι λειτουργούν σχεδόν διαφραγματικά. Το άνοιγμα του αρμού ακόμη και στην περίπτωση όπου χρησιμοποιήθηκαν Φ10/160 δεν ξεπέρασε τα 3 χιλιοστά ακόμη και σε πολύ προχωρημένη κατάσταση της pushover. Η καμπύλη συμπεριφοράς του κτιρίου σε σχέση με την ενιαία σκυροδέτηση δεν επηρεάζεται ιδιαίτερα από την παρουσία των βλήτρων. Ουσιαστικά με μικρή πυκνότητα βλήτρων το πρόβλημα είναι ότι τα βλήτρα θα αστοχήσουν νωρίς, κάτι το οποίο δεν είναι επιθυμητό, και δεν θα περάσουν τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη από την ένωση. Όσο πυκνώνουν τα βλήτρα, η συμπεριφορά βελτιώνεται, με τον λόγο των τεμνουσών στα τοιχεία να ταυτίζονται σχεδόν με αυτόν της ενιαίας σκυροδέτησης. Αρχικά ο μηχανικός επιδιώκει στη στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής, να μην αστοχούν τα βλήτρα, αλλά χωρίς να έχουν και δραστικά μεγαλύτερη αντοχή από αυτή. Το επόμενο βήμα που επιθυμεί ο μηχανικός είναι να βρει τον κατάλληλο αριθμό βλήτρων με την κατάλληλη διάμετρο ώστε να πετύχει τον βέλτιστο οικονομικά συνδυασμό. Η διάμετρος θα πρέπει να είναι μικρή ώστε να μπορούν να αγκυρωθούν εύκολα χωρίς να προκύπτουν ιδιαίτερες δυσκολίες στην εγκατάστασή τους στο εργοτάξιο. Ο αριθμός των βλήτρων επιδιώκεται να είναι ο μικρότερος δυνατός καθώς για κάθε ένα πρέπει να διανοιχθούν οπές μειώνοντας τοπικά την αντοχή των μελών και αυξάνοντας τις εργατοώρες και τον χρόνο περάτωσης του έργου.

Οι δυνατότητες που παρέχει αυτή η διπλωματική για περαιτέρω διερεύνηση είναι πολλές και ιδιαίτερα ενδιαφέρουσες.

Α) Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής δεν διερευνήθηκε η επιρροή των εντατικών μεγεθών από θερμοκρασιακές μεταβολές κάτι το οποίο μπορεί να θεωρηθεί κρίσιμο σε ένωση κτιρίων με μεγάλες κατόψεις διότι αυξάνεται πολύ ο βαθμός υπερστατικότητας.

Β) Τα βλήτρα έχουν πάρα πολύ σύνθετη λειτουργία, πόσο μάλλον όταν έχουν σύνθετη φόρτιση συνδυασμού αξονικής-διάτμησης. Δεν δόθηκε έμφαση στο φαινόμενο της ολίσθησης ένα φαινόμενο που καθορίζει σημαντικά την αντοχή των βλήτρων.

Γ) Θα ήταν χρήσιμη η δημιουργία ενός υπολογιστικού μοντέλου που να λαμβάνει υπόψη του την πλάσιμη συμπεριφορά των βλήτρων (κρίσιμη περίπτωση διατμητικής αστοχίας λόγω σύνθλιψης σκυροδέματος και πλαστικοποίησης του βλήτρου) και να ανακατανέμει την επιπρόσθετη τέμνουσα στα διπλανά βλήτρα.



## Βιβλιογραφικές Αναφορές

- [1] Ο.Α.Σ.Π., **ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ**, 1η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013
- [2] Ο.Α.Σ.Π., **Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός**, 2003
- [3] CEN (Comite Europeen de Normalisation) (2004), **Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings**, EN 1998-1: 2004.
- [4] CEN (2004), **Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings**, EN 1998-3:2005.
- [5] CEN (2004), **Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings**, EN 1992-1-1: 2004.
- [6] CEN (2001), **Eurocode 0: Basis of structural design**, EN 1990: 2001.
- [7] CSI Knowledge base/Test problems/Moment curvature, cracked moment of inertia and Caltrans idealized model.
- [8] CSi Analysis Reference Manual Chapter XIV The Link/Support Element—Basic
- [9] CSi Analysis Reference Manual Chapter XV The Link/Support Element—Advanced
- [10] ΙΩΑΝΝΗΣ Ν. ΨΥΧΑΡΗΣ, **ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ ΤΟΥ 9<sup>ου</sup> ΕΞΑΜΗΝΟΥ - ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ 2**, 2015.
- [11] Δρίτσος Στέφανος, **Επισκευή και ενίσχυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα**, Πάτρα 2005
- [12] Γερόλυμος Ν., Αποστόλου Μ., Γκαζέτας Γ., **Λικνισμός και Ανατροπή Στερεού Σώματος υπό Σεισμική Διέγερση: Ιστορικά Περιστατικά**, *Πρακτικά 3ου Πανελληνίου Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, Αθήνα, 5–7 Νοεμβρίου, Άρθρο 1777, 2008.
- [13] Ζέρης Χρήστος, Μαχαίρας Ευάγγελος, **Επιρροή της Διαφραγματικής Λειτουργίας σε Κτίρια με Τοιχώματα από ΟΣ**, *Πρακτικά 3ου Πανελληνίου Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, Αθήνα, 5–7 Νοεμβρίου, Άρθρο 2033, 2008.
- [14] Εμμανουήλ Αγορίτσα, **Προσδιορισμός κέντρου στροφής - Η συμβολή της εκκεντρότητας στην ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα**, μεταπτυχιακή εργασία, επιβλέπων Εμμανουήλ Βουγιούκας, Αθήνα Οκτώβριος 2014

- [15] Γεωργιάδης Δημήτρης, Γιούνη Ελισάβετ, **Συγκρούσεις παρακείμενων κατασκευών λόγω σεισμικής αλληλεπίδρασης**, 18<sup>ο</sup> φοιτητικό συνέδριο «επισκευές κατασκευών», Πάτρα Φεβρουάριος 2012
- [16] Ηλίας Παναγιώτης, **Αποτίμηση ανελαστικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα**, διπλωματική εργασία, επιβλέπων Β. Κουμούσης, Νοέμβριος 2010
- [17] Κουραμάνου Ματίλντα, **Ενίσχυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. έναντι προοδευτικής κατάρρευσης**, διπλωματική εργασία, επιβλέπων Ν. Λαγαρός, Αθήνα 2013
- [18] Θάλεια Κοντορούπη, **Λικνισμός 1-Βάθμιου συστήματος επί ανελαστικού εδάφους: Ανάπτυξη απλοποιημένης μη-γραμμικής μεθοδολογίας**, μεταπτυχιακή εργασία, επιβλέπων Γ. Γκαζέτας και Ι. Αναστασόπουλος, Ιούνιος 2012
- [19] Δόδουλα Ευγενία, **Προσομοίωση σεισμικής συμπεριφοράς τοιχωμάτων-προσκρουστήρων σε κτίρια**, διπλωματική εργασία, επιβλέπων Κωνσταντίνος Σπηλιόπουλος, Αθήνα Μάρτιος 2013