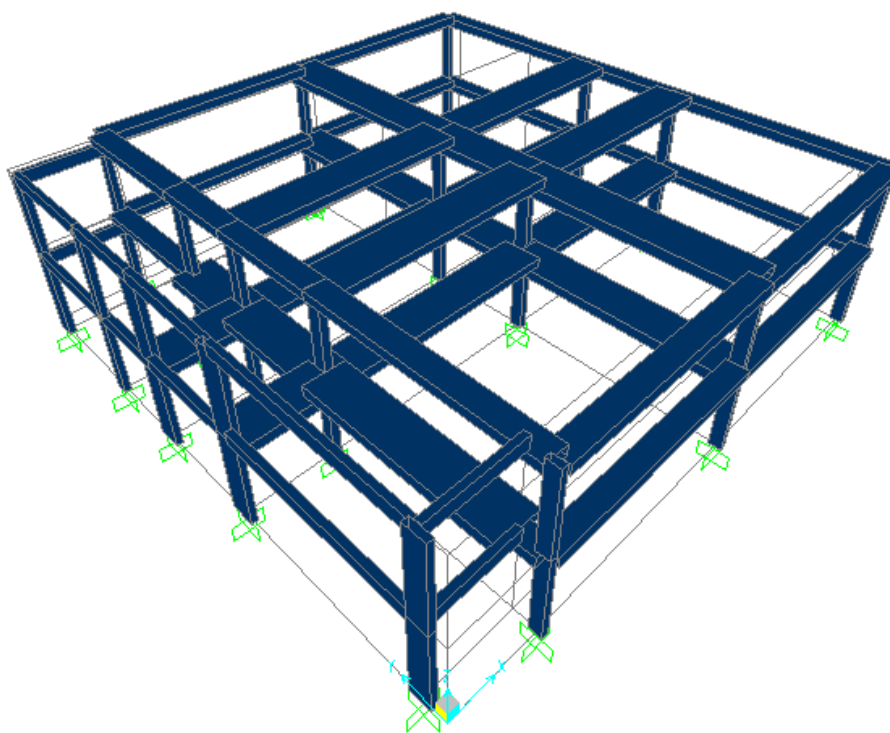




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ**  
**"ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"**

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ – Η ΣΥΜΒΟΛΗ ΤΗΣ  
ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ  
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**



**ΕΚΠΟΝΗΣΗ:**

**ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΑΓΟΡΙΤΣΑ, ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΠΑΤΡΩΝ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:**

**ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ, ΛΕΚΤΟΡΑΣ ΕΜΠ**

**ΑΘΗΝΑ – ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2014**

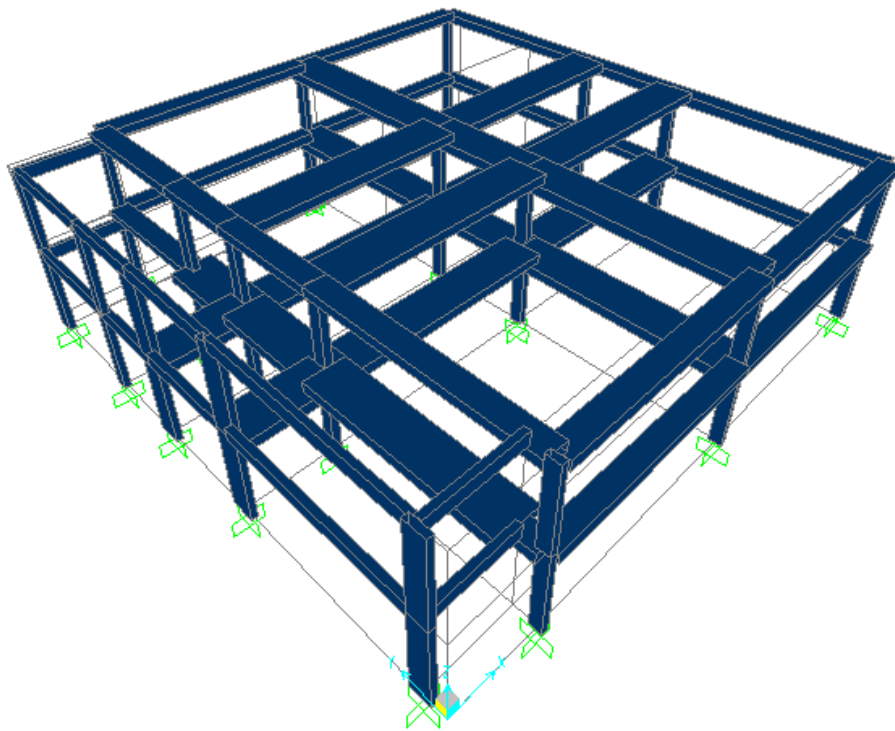




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ**  
**"ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"**

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ – Η ΣΥΜΒΟΛΗ ΤΗΣ  
ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑΣ ΣΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ  
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**



**ΕΚΠΟΝΗΣΗ:**

**ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΑΓΟΡΙΤΣΑ, ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟΥ ΠΑΤΡΩΝ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ:**

**ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ, ΛΕΚΤΟΡΑΣ ΕΜΠ**

**ΑΘΗΝΑ – ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2014**



.....

Αγορίτσα Ι. Εμμανουήλ

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Πανεπιστημίου Πατρών

Copyright © Αγορίτσα Ι. Εμμανουήλ, 2014

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τη συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τη συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Επιβλέπων καθηγητής

**Βουγιούκας Εμμανουήλ**, Λέκτορας της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Εξεταστική επιτροπή

**Κωτσοβός Μιχαήλ**, Καθηγητής της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

**Ραυτογιάννης Ιωάννης**, Αναπληρωτής Καθηγητής της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

---

Το 2014 ξεκίνησε η προσπάθεια για την εκπλήρωση της μεταπτυχιακής αυτής εργασίας, με σκοπό την εκτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς ενός ασύμμετρου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα και τον προσδιορισμό του κέντρου στροφής.

Στο σημείο αυτό, επιθυμώ να εκφράσω τις ιδιαίτερες ευχαριστίες μου στον εισηγητή της παρούσας εργασίας, τον κ. Βουγιούκα Εμμανουήλ, Λέκτορα ΕΜΠ, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα πολύ ενδιαφέρον θέμα. Τον ευχαριστώ για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση καθ' όλη την διάρκεια υλοποίησης της παρούσας εργασίας, καθώς και για το ενδιαφέρον του για την ορθή εκπόνησή της.

Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω την αμέριστη ευγνωμοσύνη μου και αγάπη στην οικογένειά μου, καθώς η στήριξη και η ενθάρρυνσή της στάθηκαν πολύτιμη βοήθεια για τη συγγραφή της παρούσας εργασίας.

Αθήνα, Οκτώβριος 2014

Αγορίτσα Εμμανουήλ

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

---

ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....	1
ABSTRACT .....	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	3
1.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	3
1.2 ΣΚΟΠΟΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ .....	4
1.3 ΔΟΜΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ .....	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΣΤΡΕΠΤΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΤΙΡΙΩΝ - ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ .....	6
2.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	6
2.2 ΜΕΤΑΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΑΣΥΜΜΕΤΡΑ ΚΤΙΡΙΑ.....	6
2.3 ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΡΕΨΗΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ .....	10
2.3.1 Διαμόρφωση Φορέα .....	10
2.3.1.α Κανονικότητα σε κάτοψη .....	11
2.3.1.β Κανονικότητα σε όψη .....	12
2.3.2 Τυχηματικές Στρεπτικές Επιδράσεις .....	13
2.3.3 Στρεπτικά Εύκαμπτα Συστήματα .....	13
2.3.3.α Ορισμός .....	13
2.3.3.β Συσχέτιση στρεπτικής ευαισθησίας με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους κατασκευής .....	14
2.4 ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΑΞΟΝΑΣ .....	15
2.4.1 Εκκεντρότητες Σχεδιασμού.....	16
2.4.2 Προσδιορισμός Θέσης Ελαστικού Κέντρου σε Μονώροφα Κτίρια .....	18
2.4.3 Πλασματικός Ελαστικός Άξονας σε Πολυώροφα Κτίρια.....	20
2.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΚΤΙΝΑΣ ΔΥΣΤΡΕΨΙΑΣ .....	21
2.5.1 Μονώροφο Ασύμμετρο Κτίριο .....	21
2.5.1.α 1 <sup>ος</sup> Εναλλακτικός υπολογισμός της ακτίνας δυστρεψίας .....	21
2.5.1.β 2 <sup>ος</sup> Εναλλακτικός υπολογισμός της ακτίνας δυστρεψίας .....	23
2.5.2 Πολυώροφο Ασύμμετρο Κτίριο .....	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SAP2000.....	27
3.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	27
3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ .....	27
3.3 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ .....	30
3.4 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ .....	31
3.5 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ .....	34



3.6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ.....	35
3.7 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ.....	36
3.8 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ.....	37
3.9 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	37
3.9.1 Αρχικός Φορέας.....	38
3.9.2 Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα .....	41
3.9.3 Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα .....	43
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ .....	46
4.1 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ .....	46
4.1.1 Ισοδύναμα Σεισμικά Φορτία.....	46
4.1.2 Χωρική Επαλληλία .....	47
4.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΤΟ SAP2000 .....	48
4.2.1 Καθορισμός Φάσματος Σχεδιασμού.....	48
4.2.2 Υπολογισμός Ισοδύναμων Σεισμικών Φορτίων.....	50
4.2.3 Εισαγωγή Δεδομένων στο SAP2000 .....	51
4.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....	54
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	61
5.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	61
5.2 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	62
5.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	63
5.3.1 Καμπύλη Ικανότητας.....	64
5.3.2 Καμπύλη F-δ Δομικού Στοιχείου ή Διατομής.....	65
5.3.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής .....	69
5.3.4 Έλεγχος Στοχευόμενης Ικανότητας.....	70
5.4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΟ SAP2000 .....	72
5.4.1 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής στη Διαρροή και Αστοχία.....	72
5.4.1.α Καμπυλότητα διαρροής .....	72
5.4.1.β Γωνία στροφής στη διαρροή.....	73
5.4.1.γ Πλαστική γωνία στροφής χορδής και συνολική γωνία στροφής χορδής .....	74
5.4.2 Καμπύλη M-θ Δομικών Στοιχείων .....	75
5.4.3 Καθορισμός Πιθανών Θέσεων Σχηματισμού Πλαστικών Αρθρώσεων.....	81
5.4.4 Κατανομή Φορτίων.....	81
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	86
6.1 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ .....	86
6.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ .....	95
6.2.1 Αρχικός Φορέας.....	95
6.2.1.α Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X.....	95

6.2.1.β Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $Y$ .....	97
6.2.1.γ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $X$ .....	99
6.2.1.δ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $Y$ .....	100
<b>6.2.2 Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα</b> .....	102
6.2.2.α Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $X$ .....	102
6.2.2.β Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $Y$ .....	104
6.2.2.γ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $X$ .....	106
6.2.2.δ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $Y$ .....	108
<b>6.2.3 Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα</b> .....	110
6.2.3.α Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $X$ .....	110
6.2.3.β Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $Y$ .....	112
6.2.3.γ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $X$ .....	114
6.2.3.δ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση $Y$ .....	116
<b>6.2.4 Συγκεντρικά Αποτελέσματα</b> .....	118
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ</b> .....	120
<b>7.1 ΓΕΝΙΚΑ</b> .....	120
<b>7.2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ</b> .....	120
7.2.1 1 <sup>η</sup> Μεθοδολογία.....	120
7.2.2 2 <sup>η</sup> Μεθοδολογία.....	123
<b>7.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ 2<sup>ης</sup> ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ – ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ</b> .....	126
<b>7.3.1 Αρχικός Φορέας</b> .....	126
7.3.1.α Προσδιορισμός κέντρου στροφής.....	126
7.3.1.β Προσδιορισμός κέντρου δυσκαμψίας.....	129
7.3.1.γ Αξιολόγηση αποτελεσμάτων .....	131
<b>7.3.2 Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα</b> .....	133
7.3.2.α Προσδιορισμός κέντρου στροφής.....	133
7.3.2.β Προσδιορισμός κέντρου δυσκαμψίας.....	136
7.3.2.γ Αξιολόγηση αποτελεσμάτων .....	138
<b>7.3.3 Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα</b> .....	140
7.3.3.α Προσδιορισμός κέντρου στροφής.....	140
7.3.3.β Προσδιορισμός κέντρου δυσκαμψίας.....	143
7.3.3.γ Αξιολόγηση αποτελεσμάτων .....	145
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</b> .....	147
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b> .....	150
<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ</b> .....	152

Η στρεπτική απόκριση των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, λόγω της εκκεντρότητας της μάζας των διαφραγμάτων των ορόφων τους σε σχέση με τον άξονα περιστροφής τους, θεωρείται σημαντικός παράγων όσον αφορά στον αντισεισμικό τους σχεδιασμό. Για το λόγο αυτό, οι αντισεισμικοί κανονισμοί διαθέτουν σχετικές προβλέψεις, οι οποίες βασίζονται κυρίως σε ελαστικά προσομοιώματα.

Καθώς, προκειμένου περί επεμβάσεων, οι κανονισμοί προχωρούν περισσότερο προς ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης, στατικές (τύπου "pushover") ή δυναμικές, κρίθηκε σκόπιμο να συμπεριληφθούν στην παρούσα εργασία τα εξής:

- Σύνοψη των υφισταμένων θεωρήσεων σχετικά με τον άξονα στρέψης.
- Προτεινόμενος νέος τρόπος υπολογισμού της θέσης του κέντρου στροφής ορόφου και μεταβολή της σε συνάρτηση με τις ανελαστικές παραμορφώσεις κάθε μέλους του φορέα – Σύγκριση με τη θέση του κέντρου δυσκαμψίας βάσει των κανονιστικών προβλέψεων.
- Διερεύνηση, με εκπόνηση χαρακτηριστικού παραδείγματος, του κατά πόσον η «έκκεντρη» (σε σχέση με τις κατόψεις ορόφων) ενίσχυση υποδιαστασιοποιημένου κτιρίου είναι δυνατόν να έχει αρνητικά αποτελέσματα σε υφιστάμενα, μη ενισχυόμενα, μέλη και ποια η «απώλεια» σε σχέση με αντίστοιχη ενίσχυση χωρίς εκκεντρότητα. Η διερεύνηση έγινε με βάση τις καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από την εφαρμογή της "pushover" ανάλυσης. Επίσης, εφαρμόστηκε η ελαστική στατική ανάλυση, με σκοπό τη διερεύνηση της έκτασης των τοπικών ανεπαρκειών, άρα και των απαιτήσεων ενίσχυσης υφισταμένου κτιρίου. Για την εφαρμογή των ανωτέρω αναλύσεων, έγινε χρήση του στατικού προγράμματος SAP2000 Version 14.

## ABSTRACT

---

Torsional response of reinforced concrete buildings, due to mass eccentricity of their storey diaphragms relatively to their rotation axis, is considered to be a significant factor for their efficient design against earthquakes. For this reason, Codes for Earthquake Engineering Design give provisions that are based on analysis related to elastic behavior of structures.

In cases of strengthening existing structures, where nonlinear (static or dynamic) analyses are applied, inelastic behavior is mainly assumed, thus the following items worth examining:

- Reference of existing provisions regarding the axis of rotation.
- Proposal of a new way of calculating the coordinates of center of rotation for every storey and their alterations due to inelastic behavior of each structural member – Comparison with the center of stiffness according to the provisions of Codes.
- Investigation (with the use of a characteristic example), if addition of new structural members, that cause large eccentricity, could give any negative results to existing, non-strengthened, members and what would be the "loss", compared to an alternative addition of members that would cause negligible eccentricity. Capacity curves have been carried out, for the sake of comparison, resulting from the application of "pushover" analysis. In addition to the above, the elastic static analysis was applied, for the examination of the extent of the local inadequacies, and therefore the strengthening needs of an existing building. For the above analyses, the static program SAP2000 Version 14 was used.

### 1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στα πολυώροφα κτίρια με ασύμμετρες κατόψεις τα οποία υποβάλλονται σε οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις, τα δάπεδα των ορόφων υφίστανται ταυτόχρονα μεταφορικές και στρεπτικές μετακινήσεις. Οι μετακινήσεις αυτές δημιουργούν στα φέροντα δομικά στοιχεία της κατασκευής τάσεις και παραμορφώσεις πολύ διαφορετικές από εκείνες που θα αναπτύσσονταν στα ίδια στοιχεία, εάν η κατασκευή ήταν συμμετρική και ως εκ τούτου η μετακίνηση καθαρά μεταφορική. Έχει αποδειχθεί από μετασεισμικές παρατηρήσεις ότι ένα μεγάλο ποσοστό βλαβών ή και καταρρεύσεων κτιρίων με ασύμμετρες κατόψεις, οφείλεται στις έντονες στρεπτομεταφορικές ταλαντώσεις, οι οποίες δημιουργούν υψηλές απαιτήσεις πλαστιμότητας στα περιμετρικά ιδίως φέροντα στοιχεία.

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί προτείνουν δύο διαφορετικές μεθόδους για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης: α) τη δυναμική φασματική μέθοδο και β) την απλοποιημένη φασματική μέθοδο. Η πρώτη είναι γενικής εφαρμογής, ενώ η δεύτερη εφαρμόζεται στα κανονικά κτίρια. Κατά την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου οι οριζόντιες στατικές σεισμικές δυνάμεις εφαρμόζονται στις στάθμες των ορόφων έκκεντρα ως προς το ελαστικό κέντρο κατά τις εκκεντρότητες σχεδιασμού, οι οποίες σε όλους τους κανονισμούς δίνονται από τη σχέση:  $e = a \cdot e_0 \pm b \cdot L$ , όπου  $a$ ,  $b$  συντελεστές,  $L$  το μήκος του κτιρίου κάθετα στη διεύθυνση της διέγερσης και  $e_0$  η στατική ή δομική εκκεντρότητα, δηλαδή η απόσταση του κέντρου μάζας από το ελαστικό κέντρο του συστήματος. Ένα άλλο μέγεθος το οποίο σχετίζεται με την εφαρμογή της απλοποιημένης μεθόδου είναι η ακτίνα δυστρεψίας, η οποία αποτελεί μέτρο για την σύζευξη των μεταφορικών με τις στρεπτικές ταλαντώσεις (στρεπτική ευαισθησία) του κτιρίου.

Αλλά, ενώ στα μονώροφα κτίρια το ελαστικό κέντρο ορίζεται πάντοτε και έχει καθορισμένες ιδιότητες, 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. Με τη χρησιμοποίηση του πλασματικού ελαστικού κέντρου, δηλαδή του σημείου από το οποίο διέρχεται ο κατακόρυφος πλασματικός ελαστικός άξονας και των πλασματικών κύριων οριζόντιων αξόνων, καθίσταται δυνατός ο ορισμός της στατικής εκκεντρότητας και της ακτίνας δυστροπείας και ως εκ τούτου τεκμηριωμένη και αξιόπιστη η εφαρμογή της απλοποιημένης μεθόδου σε οποιαδήποτε περίπτωση ασύμμετρου κανονικού καθ' ύψος πολυώροφου κτιρίου (ΞΕΝΙΔΗΣ, ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΑΘΑΝΑΤΟΠΟΥΛΟΥ, 2005).

Οι διατάξεις που περιλαμβάνονται στους κανονισμούς για την εκτίμηση της στρεπτικής συμπεριφοράς των κτιρίων, γνωρίζοντας τη θέση του ελαστικού άξονα και συνεπώς, τη στατική εκκεντρότητα και την ακτίνα δυστροπείας, αναφέρονται στην ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου. Ωστόσο, οι σύγχρονοι κανονισμοί επιβάλλουν το σχεδιασμό των κατασκευών λαμβάνοντας υπόψη την συμπεριφορά τους κατά την μετάβαση στην ανελαστική περιοχή, όπου ορισμένα δομικά στοιχεία διαρρέουν και μειώνεται η δυσκαμψία τους, με αποτέλεσμα να μεταβάλλεται η θέση του ελαστικού άξονα. Στις διατάξεις όμως των κανονισμών, δε δίνονται σαφείς πληροφορίες για τον προσδιορισμό του ελαστικού άξονα στην ανελαστική κατάσταση και συνεπώς, τον περιορισμό των στρεπτικών φαινομένων.

## 1.2 ΣΚΟΠΟΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στα ασύμμετρα κτίρια τα κέντρα μάζας και δυσκαμψίας δεν ταυτίζονται, με αποτέλεσμα να εκδηλώνονται σημαντικές βλάβες στα περιμετρικά κυρίως φέροντα στοιχεία, λόγω των έντονων στρεπτικών ταλαντώσεων. Στην παρούσα εργασία, διερευνήθηκε η επίδραση της ασύμμετρης διαμόρφωσης ενός φορέα σε κάτοψη, στα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις των δομικών του στοιχείων. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκε ένα διώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο παρουσιάζει σοβαρές ανεπάρκειες και προστέθηκαν σε αυτό τοιχώματα με συμμετρική και έκκεντρη διάταξη. Προκειμένου να διεξαχθούν συμπεράσματα για τη συμβολή της εκκεντρότητας στις ανεπάρκειες και τις μετακινήσεις των δομικών στοιχείων του φορέα, εφαρμόστηκε η ισοδύναμη στατική μέθοδος.

Ακόμη, εφαρμόστηκε η ανελαστική στατική ανάλυση (μεθοδολογία Pushover), με σκοπό την κατασκευή των καμπύλων ικανότητας για τους υπό μελέτη φορείς, την εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων στα δομικά τους στοιχεία και τον έλεγχο ικανοποίησης της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας. Οι ανωτέρω αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στο στατικό πρόγραμμα SAP2000 Version 14.

Τέλος, παρουσιάστηκε μια μεθοδολογία προσδιορισμού του κέντρου στροφής των κτιρίων κατά τη μετάβασή τους στην ανελαστική κατάσταση, όπου κάποια δομικά στοιχεία διαρρέουν, και εφαρμόστηκε στους υπό μελέτη φορείς.

### 1.3 ΔΟΜΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα εργασία αποτελείται από οκτώ Κεφάλαια και το Παράρτημα.

Το **Κεφάλαιο 1** περιλαμβάνει την Εισαγωγή, στην οποία παρουσιάζονται ο σκοπός και η δομή της εργασίας.

Στο **Κεφάλαιο 2** αναφέρονται ορισμένες διατάξεις του ΕΚ 8 και του ΕΑΚ 2000 που αφορούν στην εκτίμηση της στρεπτικής συμπεριφοράς των κτιρίων. Επιπλέον, προσδιορίζεται η έννοια του ελαστικού άξονα, με τον οποίο καθορίζονται η στατική εκκεντρότητα και η ακτίνα δυστρεψίας.

Στο **Κεφάλαιο 3** δίνονται πληροφορίες για τον υπό μελέτη φορέα και την διαδικασία που ακολουθήθηκε για την προσομοίωσή του στο λογισμικό SAP2000 Version 14.

Στο **Κεφάλαιο 4** παρέχονται πληροφορίες που αφορούν στην εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου στους υπό μελέτη φορείς, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και πραγματοποιείται η σύγκρισή τους.

Στο **Κεφάλαιο 5** αναφέρονται πληροφορίες που αφορούν στη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και τη διαδικασία που ακολουθήθηκε, με σκοπό την εφαρμογή της στους υπό μελέτη φορείς.

Στο **Κεφάλαιο 6** παρουσιάζονται και αξιολογούνται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

Στο **Κεφάλαιο 7** παρουσιάζεται μια μεθοδολογία προσδιορισμού της θέσης του κέντρου στροφής των κτιρίων κατά τη μετάβασή τους στην ανελαστική περιοχή, η οποία εφαρμόζεται στους υπό μελέτη φορείς.

Στο **Κεφάλαιο 8** περιλαμβάνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν κατά τη διεξαγωγή της παρούσας εργασίας.

#### 2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Από τις μετασεισμικές εμπειρίες ισχυρών σεισμών, έχει παρατηρηθεί ότι συχνά εμφανίζονται περισσότερες βλάβες στην περίμετρο των κτιρίων από ό,τι σε άλλα σημεία. Αυτό αποδίδεται κυρίως στις στρεπτικές ταλαντώσεις των ορόφων περί κατακόρυφο άξονα, οι οποίες προκαλούν στην περίμετρο των κτιρίων πρόσθετες μετακινήσεις, συγκριτικά με αυτές που προκαλούνται από την αντίστοιχη αμιγή μεταφορική ταλάντωση (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΞΕΝΙΔΗΣ, 1999). Στην παράγραφο που ακολουθεί παρουσιάζονται παραδείγματα ασύμμετρων κτιρίων σε κάτοψη ή καθ' ύψος, όπου εκδηλώθηκαν σημαντικές μετασεισμικές βλάβες, λόγω της δημιουργίας στρεπτικών ταλαντώσεων.

#### 2.2 ΜΕΤΑΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΒΛΑΒΕΣ ΣΕ ΑΣΥΜΜΕΤΡΑ ΚΤΙΡΙΑ

Σε κτίρια με ασύμμετρη διάταξη των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, οι θέσεις των κέντρων μάζας και δυσκαμψίας δεν ταυτίζονται, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται στρεπτικές μετακινήσεις περί το κέντρο δυσκαμψίας και σημαντικές βλάβες, κυρίως στην εύκαμπτη πλευρά του κτιρίου. Στο Σχήμα 1 παρουσιάζεται ένα κτίριο με ορθογώνια κάτοψη και ασύμμετρη κατανομή δυσκαμψίας. Το συγκεκριμένο κτίριο αποτελεί ξενοδοχείο με 6 ορόφους στην περιοχή της Γουατεμάλα, που υπέστη βλάβες στον 2<sup>ο</sup> όροφο λόγω της εμφάνισης στρεπτικών κινήσεων κατά την διάρκεια σεισμού που συνέβη το 1976 στην περιοχή. Στο κτίριο υπήρχε δύσκαμπτος πυρήνας τοποθετημένος εκκεντρα, κοντά στην άκρη του. Η εκκεντρότητα λόγω της παρουσίας του πυρήνα αντισταθμίζονταν στους ανωτέρω ορόφους (πάνω από τον 2<sup>ο</sup> όροφο) από τοιχοπληρώσεις. Ωστόσο, αυτές διακόπτονταν στο 2<sup>ο</sup> όροφο, με αποτέλεσμα την δημιουργία μεγάλης εκκεντρότητας και την αστοχία των υποστυλωμάτων, λόγω της ανεπαρκούς αντοχής τους στις αυξημένες διαμητικές δυνάμεις που προέκυψαν από τη στρέψη. Η αστοχία των υποστυλωμάτων περιγράφεται στο Σχήμα 2β και τονίζει τη σημασία της αποφυγής μεγάλων δυνάμεων στρέψης και της εξασφάλισης επαρκούς ποσότητας εγκάρσιου οπλισμού (Bertero, 1997).





**Σχήμα 1.** Γενική άποψη 6-όροφου ξενοδοχείου στην περιοχή της Γουατεμάλα, που αστόχησε στρεπτικά στον 2<sup>ο</sup> όροφο, λόγω σεισμού που συνέβη το 1976 στην περιοχή (Bertero, 1997)



(α)



(β)

**Σχήμα 2.** (α) Κατάρρευση 2<sup>ου</sup> ορόφου, που οφείλεται σε διατμητική αστοχία των υποστυλωμάτων του. (β) Αστοχία υποστυλώματος. Παρά το γεγονός ότι υπήρχε περίσφιγξη, ήταν ανεπαρκής στη διατμητική δύναμη που αναπτύχθηκε, λόγω της στρεπτικής ροπής στον 2<sup>ο</sup> όροφο (Bertero, 1997)

Ένα ακόμη κτίριο με ασύμμετρη κάτοψη, παρουσιάζεται στο Σχήμα 3. Το συγκεκριμένο τριώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα υπέστη βλάβες λόγω στρεπτικών κινήσεων, κατά την διάρκεια σεισμού που συνέβη το 1978 στην Ιαπωνία. Στο κτίριο υπήρχε άκαμπτος τοίχος, με αποτέλεσμα η θέση του κέντρου δυσκαμψίας να μετατοπιστεί προς αυτόν. Η δημιουργία εκκεντρότητας προκάλεσε στρεπτική κίνηση του κτιρίου ως προς το κέντρο δυσκαμψίας και σημαντικές βλάβες στα περιμετρικά υποστυλώματα, που βρίσκονταν μακριά από τον άκαμπτο τοίχο (DO SOO MOON, 2012).



(α)

(β)

**Σχήμα 3.** (α) Γενική άποψη των βλαβών σε τριώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. (β) Βλάβη σε περιμετρικό υποστύλωμα λόγω ασύμμετρης κατανομής της δυσκαμψίας, κατά τη διάρκεια σεισμού στην Ιαπωνία το 1978 (DO SOO MOON, 2012)

Επίσης, σε κτίρια στα οποία παρουσιάζεται έντονη μεταβολή (ασυνέχεια) της δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων καθ' ύψος, υπάρχει ένας όροφος πιο αδύναμος σε σύγκριση με τους υπόλοιπους, που ονομάζεται "μαλακός" όροφος. Σε πολλές περιπτώσεις κτιρίων, ο μαλακός όροφος παρουσιάζεται στο ισόγειο, επειδή είναι συνήθως σχεδιασμένο να έχει μεγάλα ανοίγματα, ώστε να εξυπηρετεί διάφορες χρήσεις, όπως για παράδειγμα χώρο στάθμευσης. Στο Σχήμα 4 παρουσιάζεται ο χαρακτηριστικός τρόπος αστοχίας κτιρίου με μαλακό όροφο. Ο πρώτος όροφος χρησιμοποιήθηκε ως χώρος στάθμευσης και ήταν πολύ αδύναμος σε σύγκριση με τον δεύτερο και τον τρίτο όροφο, με αποτέλεσμα το κτίριο να καταρρεύσει.



**Σχήμα 4.** Κατάρρευση κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα κατά την διάρκεια σεισμού που συνέβη στο Περού το 2007, λόγω της παρουσίας μαλακού ορόφου στο ισόγειο (DO SOO MOON, 2012)

Ένα ακόμη κτίριο που υπέστη μετασεισμικές βλάβες, λόγω ανομοιόμορφης κατανομής της δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων καθ' ύψος, παρουσιάζεται στο Σχήμα 5α. Το συγκεκριμένο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένα 10-όροφο ξενοδοχείο, που αποτελείται από τοιχώματα τοποθετημένα στην εγκάρσια διεύθυνση (μικρή διάσταση) του 4<sup>ου</sup> έως 8<sup>ου</sup> ορόφου. Ωστόσο, λόγω της διακοπής των τοιχωμάτων στο 4<sup>ο</sup> επίπεδο, τα υποστυλώματα του 3<sup>ου</sup> ορόφου με διάμετρο 1,10m υπέστησαν σοβαρές μετασεισμικές βλάβες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5β.



(α)

(β)

**Σχήμα 5.** (α) Γενική άποψη του 10-όροφου ξενοδοχείου στη Βενεζουέλα, που υπέστη βλάβες μετά τον σεισμό του 1967. (β) Βλάβες στα υποστυλώματα (διάμετρου 1,10m) του 3<sup>ου</sup> ορόφου, λόγω της ασυνέχειας των τοιχωμάτων (Bertero, 1997)

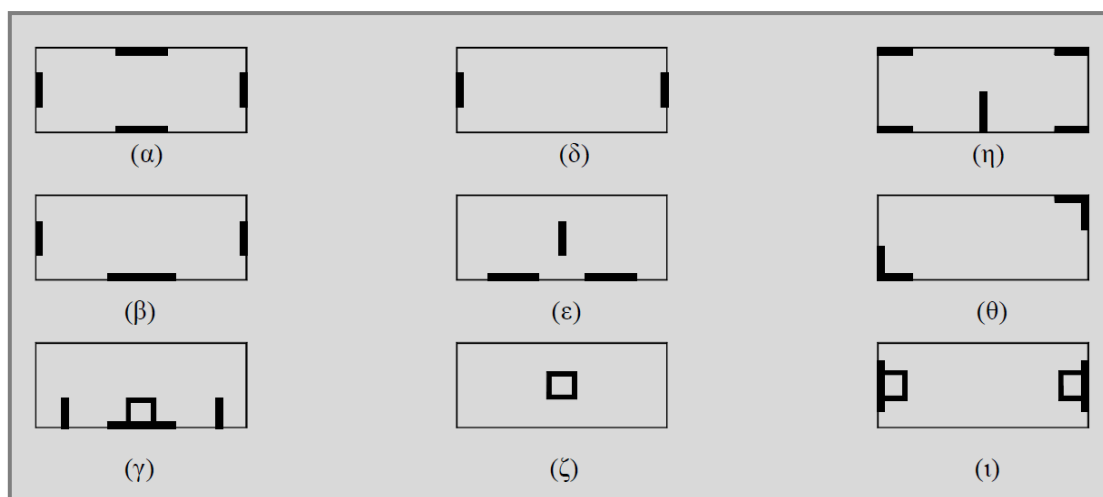
## 2.3 ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΡΕΨΗΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Στην ενότητα αυτή αναφέρονται διατάξεις του ΕΚ 8 και του ΕΑΚ 2000, που αφορούν στην εκτίμηση της στρεπτικής συμπεριφοράς των κτιρίων και στην διαμόρφωση του στατικού συστήματος, προκειμένου να εξασφαλιστεί επαρκής στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία. Για την εκτίμηση της στρεπτικής συμπεριφοράς των κτιρίων, εισάγεται στους κανονισμούς η έννοια της στατικής εκκεντρότητας και της ακτίνας δυστρεψιάς. Επιπλέον, εισάγεται η έννοια της τυχηματικής εκκεντρότητας για την αντιμετώπιση στρεπτικών καταπονήσεων οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν.

### 2.3.1 Διαμόρφωση Φορέα

Σύμφωνα με τον ΕΚ 8 - Μέρος 1, η ομοιόμορφη διαμόρφωση του φορέα σε κάτοψη είναι πολύ σημαντική. Χαρακτηρίζεται από ομαλή κατανομή των φερόντων στοιχείων, που επιτρέπει βραχεία και άμεση μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων που δρουν στις κατανεμημένες μάζες του κτιρίου. Επίσης σημαντική είναι, και η ομοιομορφία στην διαμόρφωση του φορέα καθ' ύψος του κτιρίου, επειδή οδηγεί στην αποφυγή δημιουργίας ευαίσθητων ζωνών, στις οποίες συγκεντρώσεις έντασης ή μεγάλες απαιτήσεις πλαστιμότητας μπορεί να οδηγήσουν σε πρόωρη κατάρρευση.

Σχετικά με την στρεπτική αντοχή και δυσκαμψία, προκειμένου να περιορίζεται η ανάπτυξη των στρεπτικών κινήσεων που οδηγούν τα διάφορα φέροντα στοιχεία σε ανομοιόμορφη καταπόνηση, σαφή πλεονεκτήματα παρουσιάζουν διατάξεις, στις οποίες τα κύρια στοιχεία που αναλαμβάνουν την σεισμική δράση είναι κατανεμημένα κοντά στην περίμετρο του κτιρίου. Όπως ορίζει ο ΕΑΚ 2000, η ελαχιστοποίηση της στρεπτικής παραμόρφωσης του κτιρίου επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου. Στο Σχήμα 6 παρουσιάζονται παραδείγματα κατάλληλων, ανεπαρκών και ακατάλληλων διατάξεων τοιχωμάτων. Οι διατάξεις (α), (β) και (γ) είναι κατάλληλες, τόσο από σεισμική, όσο και από γενικότερη, στατική άποψη. Οι διατάξεις (δ), (ε) και (ζ) είναι ανεπαρκείς από σεισμική άποψη και επομένως, ακατάλληλες. Οι (η), (θ) και (ι), παρέχουν σημαντική αστρεψία και είναι σεισμικά επαρκείς, αλλά σε περίπτωση επιμήκων κτιρίων απαιτείται έλεγχος της έντασης καταναγκασμού, λόγω έμμεσων δράσεων.



**Σχήμα 6.** Κατάλληλες και ανεπαρκείς διατάξεις τοιχωμάτων (ΕΑΚ 2000)

### 2.3.1.α Κανονικότητα σε κάτοψη

Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη, πρέπει να ικανοποιεί ορισμένα κριτήρια. Σύμφωνα με τον ΕΚ 8, όσον αφορά στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο θα πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.

Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους, θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά. Ακόμη, η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη,  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ , δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου  $L_{\max}$  και  $L_{\min}$  είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

Ένα ακόμη κριτήριο που θα πρέπει να ικανοποιείται για τον χαρακτηρισμό ενός κτιρίου ως κανονικό σε κάτοψη, είναι σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης  $x$  και  $y$ , η στατική εκκεντρότητα  $e_o$  και η ακτίνα δυστροπίας  $r$  να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες, οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση  $y$  της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (2.1. \alpha)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2.1. \beta)$$

όπου:

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

$r_x$  είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση  $y$  («ακτίνα δυστρεψίας») και

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

Σε μονώροφα κτίρια το κέντρο δυσκαμψίας ορίζεται ως το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας όλων των βασικών σεισμικών μελών. Η ακτίνα δυστρεψίας  $r$  ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της γενικής δυστρεψίας ως προς το κέντρο της μεταφορικής δυσκαμψίας, προς την γενική μεταφορική δυσκαμψία, σε μία διεύθυνση, στην οποία λαμβάνονται υπόψη όλα τα βασικά σεισμικά μέλη που δρουν στην διεύθυνση αυτή. Σε πολυώροφα κτίρια είναι δυνατοί μόνο κατά προσέγγιση ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψίας. Καθώς δεν υπάρχει σαφής ορισμός, το Εθνικό Προσάρτημα παραπέμπει στην §3.3.3 και το Παράρτημα ΣΤ του ΕΑΚ 2000, όπου ορίζεται η ακτίνα δυστρεψίας ως προς τον ελαστικό άξονα.

### 2.3.1.β Κανονικότητα σε όψη

Όσον αφορά στην ταξινόμηση ενός κτιρίου ως κανονικό σε όψη, σύμφωνα με τον ΕΚ 8, ένα από τα κριτήρια που θα πρέπει να ικανοποιούνται είναι όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.

Επιπλέον, η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα πρέπει να παραμένουν σταθερές ή να μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου. Όπως προβλέπει ο ΕΑΚ 2000 σε αντίστοιχη διάταξη, η μείωση της σχετικής δυσκαμψίας σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν πρέπει να υπερβαίνει το 50% από όροφο σε όροφο, ενώ η αντίστοιχη αύξηση δεν πρέπει να υπερβαίνει το 35%.

### 2.3.2 Τυχηματικές Στρεπτικές Επιδράσεις

Βάσει του ΕΚ 8, προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (2.2)$$

όπου:

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$  από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους και

$L_i$  είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

### 2.3.3 Στρεπτικά Εύκαμπτα Συστήματα

#### 2.3.3.α Ορισμός

Όπως προβλέπει ο ΕΚ 8, πλαισιωτά συστήματα, διπλά συστήματα και συστήματα τοιχωμάτων χωρίς την ελάχιστη στρεπτική δυσκαμψία που ικανοποιεί την εξίσωση (2.1.β) και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, κατατάσσονται στα στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα.

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο, όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση ( $x$  ή  $y$ ) η ακτίνα δυστρεψίας  $\rho_{m,i}$  ως προς το κέντρο μάζας  $M_i$  κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη ή ίση από την ακτίνα αδράνειας  $r_i$  του διαφράγματος ( $\rho_{m,i} \leq r_i$ ). Οι ακτίνες δυστρεψίας  $\rho_{mx,i}$  και  $\rho_{my,i}$  κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x$  και  $y$  του κτιρίου δίνονται από τις σχέσεις:

$$\rho_{mx,i} = \sqrt{\rho_x^2 + e_{ox,i}^2} \quad (2.3. \alpha)$$

$$\rho_{my,i} = \sqrt{\rho_y^2 + e_{oy,i}^2} \quad (2.3. \beta)$$

όπου:

$e_{ox,i}$  και  $e_{oy,i}$  οι στατικές εκκεντρότητες κατά τις διευθύνσεις των κύριων αξόνων  $x$ ,  $y$ ,

$\rho_x$  και  $\rho_y$  οι αντίστοιχες ακτίνες δυστρεψιάς ως προς τον ελαστικό άξονα, υπολογιζόμενες από τις σχέσεις:

$$\rho_x = \sqrt{\frac{c \cdot u_y}{\theta_z}}, \quad \rho_y = \sqrt{\frac{c \cdot u_x}{\theta_z}} \quad (2.4)$$

όπου:

$u_x$  και  $u_y$  μετατοπίσεις του σημείου  $P_o$  για φόρτιση του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις  $F_i$  κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x$  και  $y$  αντίστοιχα,

$\theta_z$  γωνία στροφής στο διάφραγμα ( $i_o$ ) για τη στρεπτική φόρτιση με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές  $M_{zi} = +c \cdot F_i$  και

$c$  αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων  $F_i$  (π.χ.  $c = 1$ ).

### 2.3.3.β Συσχέτιση στρεπτικής ευαισθησίας με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους κατασκευής

Σύμφωνα με τη σχέση (2.1.β), για να μην είναι ένα κτίριο στρεπτικά εύκαμπτο πρέπει να ισχύει:

$$\frac{r_x}{l_s} \geq 1 \quad \text{και} \quad \frac{r_y}{l_s} \geq 1$$

Εάν, αντί για τις ακτίνες δυστρεψιάς ως προς το κέντρο δυσκαμψίας του ορόφου είχαμε χρησιμοποιήσει τις αντίστοιχες ακτίνες ως προς το κέντρο μάζας,  $r_{mx}$  και  $r_{my}$ , όπως συμβαίνει στον ΕΑΚ 2000, θα προέκυπτε ότι πρέπει να ισχύει:

$$\frac{\sqrt{K_{\theta, KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_y/m}} \geq 1 \quad \text{και} \quad \frac{\sqrt{K_{\theta, KM}/I_{KM}}}{\sqrt{K_x/m}} \geq 1$$

Για μονώροφες κατασκευές, η στρεπτική και οι μεταφορικές ιδιοσυχνότητες στις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  μπορούν να γραφούν ως:

$$\omega_{\theta} = \sqrt{\frac{K_{\theta, KM}}{I_{KM}}}, \quad \omega_x = \sqrt{\frac{K_x}{m}}, \quad \omega_y = \sqrt{\frac{K_y}{m}}$$



Επομένως, για να μην είναι ένα μονώροφο κτίριο στρεπτικά εύκαμπτο, πρέπει:

$$\omega_{\theta} \geq \omega_x \text{ και } \omega_{\theta} \geq \omega_y$$

ή αντίστοιχα,

$$T_x \geq T_{\theta} \text{ και } T_y \geq T_{\theta}$$

Επεκτείνοντας αυτές τις σχέσεις σε πολυώροφα κτίρια, ο έλεγχος της στρεπτικής ευκαμψίας θα μπορούσε προσεγγιστικά (πρώτη εκτίμηση) να γίνει με βάση τον παρακάτω έλεγχο: Ένα κτίριο δεν είναι στρεπτικά εύκαμπτο, εάν οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι,  $T_x$  και  $T_y$ , στις δύο κύριες διευθύνσεις είναι μεγαλύτερες από τη στροφική ιδιοπερίοδο,  $T_{\theta}$ .

Ο ορισμός αυτός εμπεριέχει το σφάλμα της χρήσης των  $r_{mx}$  και  $r_{my}$  αντί των  $r_x$  και  $r_y$  που ορίζει ο ΕΚ8 και το σφάλμα της επέκτασης εφαρμογής των εξισώσεων που δίνουν τις ιδιοπεριόδους του μονώροφου σε πολυώροφα κτίρια. Σημειώνεται επίσης, ότι η διάκριση των ιδιομορφών σε στροφικές και μεταφορικές δεν είναι πάντοτε προφανής. Γι' αυτό, η μεθοδολογία αυτή μπορεί να οδηγήσει σε σφάλμα και δεν συνιστάται να χρησιμοποιείται για τον καθορισμό ενός κτιρίου ως στρεπτικά εύκαμπτου ή όχι. Μπορεί όμως να χρησιμοποιείται ως μία πρώτη ένδειξη της στρεπτικής ευαισθησίας ενός κτιρίου (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2012).

## 2.4 ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΑΞΟΝΑΣ

Η έννοια του ελαστικού άξονα κατέχει δεσπόζουσα θέση μέσα στο πλαίσιο των "ισοδύναμων" στατικών μεθόδων αντισεισμικού υπολογισμού, που προβλέπουν οι κανονισμοί για τα κανονικά ή τα μέσης κανονικότητας πολυώροφα κτίρια. Η εφαρμογή των μεθόδων αυτών προϋποθέτει την ύπαρξη δύο κατακόρυφων κάθετων κύριων επιπέδων κάμψης, δηλαδή δύο επιπέδων μέσα στα οποία η οριζόντια εξωτερική φόρτιση προκαλεί συνεπίπεδη μετατόπιση του συστήματος. Η τομή των υπόψη επιπέδων -εφόσον υπάρχουν- αποτελεί τον ελαστικό άξονα του συστήματος, διότι διαθέτει ταυτόχρονα τις ιδιότητες του άξονα κάμψης, διάτμησης και συστροφής (ή στρέψης) (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ, 1997).

Με τον ελαστικό άξονα συναρτώνται δύο απλά γεωμετρικά μεγέθη εξαιρετικά χρήσιμα για την ποιοτική και ποσοτική εκτίμηση της στρεπτικής συμπεριφοράς των

κτιρίων: η δομική ή στατική εκκεντρότητα  $e_o$  και η ακτίνα δυστρεψιάς  $\rho_k$ . Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η πρώτη ισούται με την απόσταση του κέντρου βάρους των πατωμάτων από τον ελαστικό άξονα και αποτελεί μέτρο του βαθμού ασυμμετρίας του συστήματος. Η δεύτερη παριστάνει τον μοχλοβραχίονα, ως προς τον ελαστικό άξονα, των ελαστικών δυνάμεων επαναφοράς κατά τη στρεπτική φόρτιση του συστήματος και υπολογίζεται από τη σχέση  $\rho_k^2 = K_z/K$ , όπου  $K_z$  ο δείκτης δυστρεψιάς περί τον ελαστικό άξονα του συστήματος και  $K$  ο δείκτης δυσκαμψίας μέσα στο αντίστοιχο επίπεδο κάμψης.

Ενώ στα μονώροφα κτίρια το ελαστικό κέντρο ορίζεται πάντοτε και έχει καθορισμένες στατικές ιδιότητες, στα πολυώροφα κτίρια δεν επανευρίσκονται, γενικά, οι υπόψη ιδιότητες και ο ορισμός του ελαστικού άξονα είναι τις περισσότερες φορές αδύνατος. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος, εισάγεται η έννοια του πλασματικού ελαστικού άξονα των πολυώροφων κτιρίων. Ο πλασματικός αυτός άξονας χρησιμοποιείται όπως ακριβώς και ο πραγματικός ελαστικός άξονας και επιτρέπει την απρόσκοπτη εφαρμογή της "ισοδύναμης" στατικής μεθόδου σε κάθε περίπτωση κανονικού κατά το ύψος πολυώροφου κτιρίου.

#### 2.4.1 Εκκεντρότητες Σχεδιασμού

Βάσει του ΕΑΚ 2000, κατά την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου, για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου και σε κάθε διάφραγμα, οι σεισμικές δυνάμεις  $F_i$  εφαρμόζονται εκατέρωθεν του κέντρου μάζας  $M_i$  με τις παρακάτω εκκεντρότητες σχεδιασμού ως προς τον (πραγματικό ή πλασματικό) ελαστικό άξονα του κτιρίου (Σχήμα 7):

- $\max e_i = e_{fi} + e_{ti}$
- $\min e_i = e_{fi} - e_{ti}$

όπου:  $e_{ti}$  η τυχηματική εκκεντρότητα και  $e_{fi}$ ,  $e_{ri}$  οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες. Με τις ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες  $e_f$  και  $e_r$  (γνωστές και σαν δυναμικές εκκεντρότητες), λαμβάνονται υπόψη οι στρεπτικές ταλαντώσεις των ασύμμετρων κτιρίων για μεταφορική σεισμική διέγερση της βάσης.

Ως πραγματικός ή πλασματικός ελαστικός άξονας του κτιρίου ορίζεται ο κατακόρυφος άξονας που διέρχεται από τον πόλο στροφής  $P_o$  του πλησιέστερου προς την στάθμη  $z_o = 0,8 \cdot H$  διαφράγματος ( $i_o$ ) του κτιρίου, για στρεπτική φόρτιση όλων των διαφραγμάτων με τις ομόσημες στρεπτικές ροπές  $M_{zi} = +c \cdot F_i$ , όπου  $H$  το ύψος του κτιρίου και  $c$  αυθαίρετος μοχλοβραχίονας των δυνάμεων  $F_i$  (π.χ.  $c=1$ ).

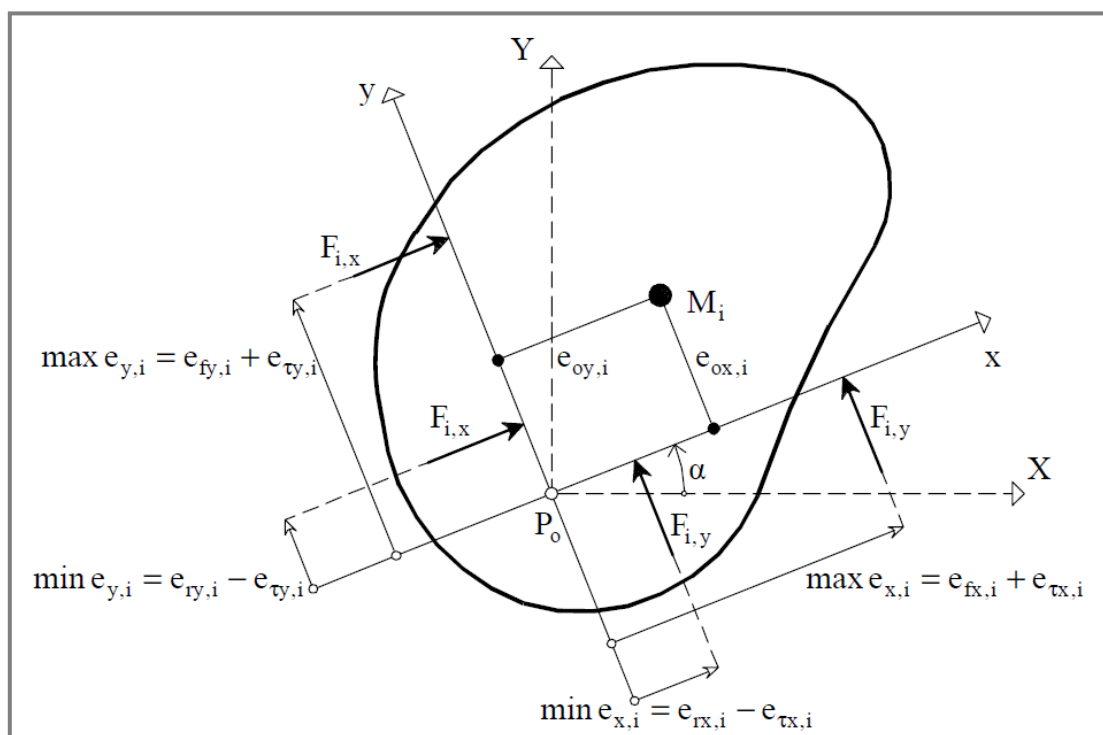
Στη γενική περίπτωση, ο προσανατολισμός των κύριων διευθύνσεων  $x, y$  του κτιρίου ως προς το τυχόν σύστημα αναφοράς  $P_0XY$  καθορίζεται με την γωνία  $\alpha$  της σχέσης:

$$\varepsilon\varphi 2\alpha = \frac{2 \cdot u_{XY}}{u_{XX} - u_{YY}} \quad (2.5)$$

όπου  $u_{XX}, u_{YY}$  και  $u_{XY} = u_{YX}$  οι μετατοπίσεις του σημείου  $P_0$  για τις παρακάτω φορτίσεις του κτιρίου με τις σεισμικές δυνάμεις  $F_i$ :

- Φόρτιση κατά  $X$ :  $u_{XX}, u_{YX}$
- Φόρτιση κατά  $Y$ :  $u_{XY}, u_{YY}$

Οι κύριες διευθύνσεις  $x$  ή  $y$  του κτιρίου χαρακτηρίζονται από την εξής ιδιότητα: Εάν το κατακόρυφο επίπεδο των οριζόντιων στατικών σεισμικών δυνάμεων έχει την διεύθυνση  $x$  ή  $y$ , τότε στη στάθμη  $z \approx 0,8H$  θα έχουμε παράλληλη μεταφορά χωρίς στροφή κατά την ίδια διεύθυνση.



**Σχήμα 7.** Εκκεντρότητες σχεδιασμού (ΕΑΚ 2000)

Σε κτίρια χωρίς στρεπτική ευαισθησία, αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, οι ισοδύναμες στατικές εκκεντρότητες δίνονται από τις προσεγγιστικές σχέσεις:

$$e_{fi} = 1,50 \cdot e_{oi}, \quad e_{ri} = 0,50 \cdot e_{oi} \quad (2.6)$$

όπου  $e_{oi}$  η στατική εκκεντρότητα του ορόφου  $i$  κάθετα προς την θεωρούμενη διεύθυνση των δυνάμεων (δηλαδή  $e_{ox,i}$  ή  $e_{oy,i}$ ).

Σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία απαιτείται είτε ακριβέστερος υπολογισμός των  $e_{fi}$ ,  $e_{ri}$  συναρτήσει της στατικής εκκεντρότητας  $e_{oi}$  και της ακτίνας δυστρεψίας  $\rho$ , είτε εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου.

#### 2.4.2 Προσδιορισμός Θέσης Ελαστικού Κέντρου σε Μονώροφα Κτίρια

Τα μονώροφα μη συμμετρικά κτίρια διαθέτουν πάντοτε ελαστικό κέντρο και κύριες διευθύνσεις κάμψης. Για τυχούσα οριζόντια φόρτιση ( $F_x$ ,  $F_y$ ,  $M_z$ ), η εξίσωση στατικής ισορροπίας του μονώροφου συστήματος ως προς το τυχόν σύστημα αναφοράς OXYZ (Σχήμα 8) γράφεται:

$$\begin{bmatrix} k_{xx} & k_{xy} & k_{xz} \\ k_{yx} & k_{yy} & k_{yz} \\ k_{zx} & k_{zy} & k_{zz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ \theta_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_x \\ F_y \\ M_z \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

όπου οι συντελεστές δυσκαμψίας  $k_{ij} = k_{ji}$  ( $i, j = x, y, z$ ) υπολογίζονται βάσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών του συστήματος.

Η μητρωϊκή αυτή εξίσωση μπορεί πάντοτε να πάρει την παρακάτω διαγώνια μορφή:

$$\begin{bmatrix} k_I & & \\ & k_{II} & \\ & & k_{III} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_I \\ u_{II} \\ \theta_K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_I \\ F_{II} \\ M_K \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

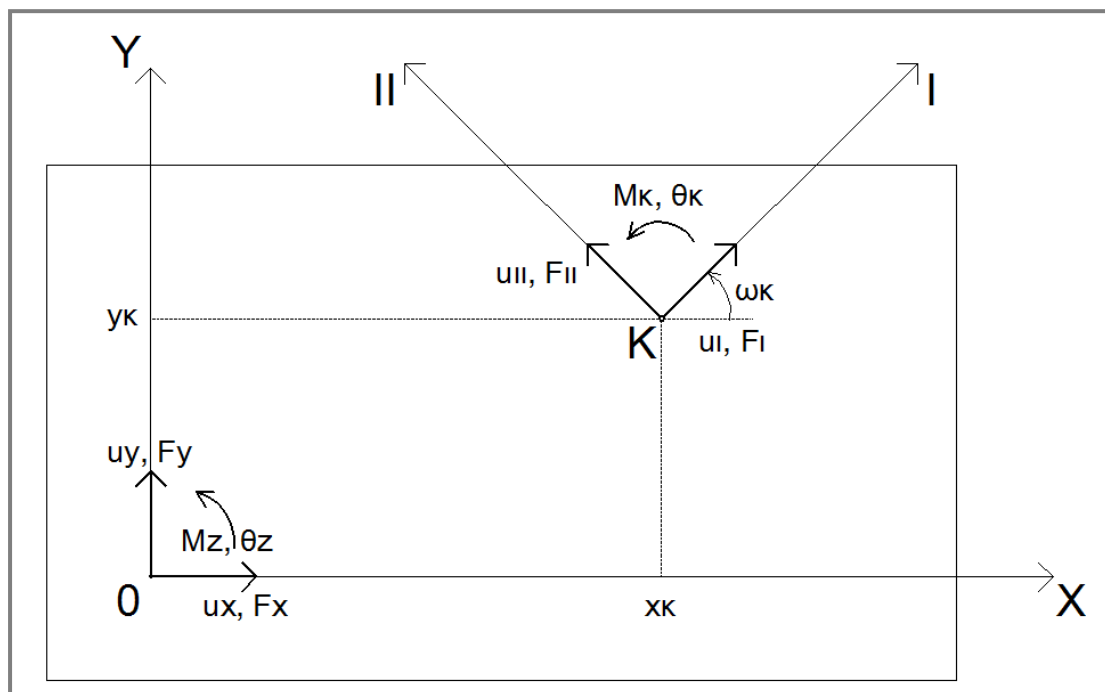
ως προς ένα ειδικό σύστημα αναφοράς  $K(I, II, III)$ , το οποίο προκύπτει με μεταφορά - στροφή του αρχικού και η θέση του προσδιορίζεται βάσει των συνθηκών μηδενισμού των συντελεστών δυσκαμψίας  $k_{I,II}$ ,  $k_{I,III}$ ,  $k_{II,III}$  ως προς το υπόψη σύστημα. Έτσι από τις δύο συνθήκες  $k_{I,III} = 0$ ,  $k_{II,III} = 0$  υπολογίζονται οι συντεταγμένες της αρχής  $K$ :

$$x_k = \frac{k_{xx} \cdot k_{zy} - k_{xy} \cdot k_{zx}}{k_{xx} \cdot k_{yy} - k_{xy}^2} \quad (2.9. \alpha)$$

$$y_k = -\frac{k_{yy} \cdot k_{zx} - k_{yx} \cdot k_{zy}}{k_{xx} \cdot k_{yy} - k_{xy}^2} \quad (2.9. \beta)$$

και από τη συνθήκη  $k_{i,ii} = 0$  υπολογίζεται η γωνία προσανατολισμού των αξόνων:

$$\varepsilon\varphi(2 \cdot \omega_k) = \frac{2 \cdot k_{xy}}{k_{xx} - k_{yy}} \quad (2.9. \gamma)$$



**Σχήμα 8.** Μονώροφο σύστημα (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ, 1997)

Το σημείο K ορίζει το ελαστικό κέντρο και οι άξονες I, II ορίζουν τις κύριες διευθύνσεις του μονώροφου συστήματος, διότι από την εξίσωση (2.8) προκύπτουν άμεσα οι επόμενες ιδιότητες (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ, 1997):

- Η στατική απόκριση του συστήματος προκύπτει ως επαλληλία δύο καταστάσεων καθαρής κάμψης κατά τις διευθύνσεις I, II και μίας κατάστασης καθαρής στρέψης γύρω από το σημείο K.

- Τυχούσα οριζόντια δύναμη διερχόμενη από το σημείο Κ προκαλεί μεταφορά χωρίς στροφή του πατώματος (κέντρο κάμψης). Η μεταφορά γίνεται κατά τη διεύθυνση της δύναμης, όταν αυτή έχει τη διεύθυνση I ή II.
- Τυχούσα στρεπτική ροπή γύρω από κατακόρυφο άξονα προκαλεί περιστροφή του πατώματος με κέντρο το σημείο Κ (κέντρο συστροφής ή στρέψης).

Επίσης, είναι εύκολο να αποδειχθεί βάσει των προηγουμένων ότι, αν παγιώσουμε τη στροφή του πατώματος, τότε για οποιαδήποτε οριζόντια δύναμη  $F$ , η συνισταμένη των εσωτερικών διατμητικών δυνάμεων, που ασκούνται στο πάτωμα, περνάει πάντοτε από το σημείο Κ (κέντρο διάτμησης).

Σημειώνεται, ότι όλες οι προηγούμενες ιδιότητες είναι ανεξάρτητες από την εξωτερική φόρτιση και εξαρτώνται μόνον από τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του συστήματος.

### 2.4.3 Πλασματικός Ελαστικός Άξονας σε Πολυώροφα Κτίρια

Ελαστικό άξονα και κύρια επίπεδα κάμψης διαθέτουν τα κτίρια των οποίων τα κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας είναι ομότροπα. Με τον όρο αυτό χαρακτηρίζονται τα κατακόρυφα στοιχεία (πλαίσια, τοιχώματα, κλπ) που εμφανίζουν τον ίδιο νόμο πλαστικής παραμόρφωσης για οριζόντια φόρτιση, οπότε τα μητρώα οριζόντιας δυσκαμψίας των υπόψη στοιχείων θα είναι ανάλογα. Όταν η παραπάνω ομοτροπία είναι κοινή για όλα τα στοιχεία δυσκαμψίας, το σύστημα θα λέγεται ισότροπο, ενώ στην περίπτωση διαφορετικής ομοτροπίας κατά τις διευθύνσεις των κάθετων αξόνων  $X$  και  $Y$  το σύστημα θα λέγεται ορθο-ισότροπο (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ, 1997).

Ωστόσο, τα περισσότερα πολυώροφα κτίρια δεν διαθέτουν ελαστικό άξονα, διότι κατά κανόνα τα κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας δεν είναι ισότροπα ή ορθο-ισότροπα. Προκύπτει λοιπόν, αδυναμία καθορισμού της στατικής εκκεντρότητας στα πολυώροφα κτίρια. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος, είναι δυνατόν να ορισθεί ένας άξονας "βέλτιστης στρέψης", που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως πλασματικός ελαστικός άξονας, καθώς επίσης και ένα ζεύγος κάθετων επιπέδων "βέλτιστης κάμψης", που μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως πλασματικά κύρια επίπεδα κάμψης. Με τα παραπάνω στοιχεία καθορίζονται οι στατικές εκκεντρότητες και οι ακτίνες δυστρεψίας σε κάθε περίπτωση κανονικού κατά το ύψος πολυώροφου κτιρίου.

Οι ελαστικές ιδιότητες του άξονα βέλτιστης στρέψης αποτελούν γενίκευση των ιδιοτήτων του πραγματικού ελαστικού άξονα και διατυπώνονται ως ακολούθως:

- Η στατική απόκριση του συστήματος προκύπτει ως επαλληλία δύο καταστάσεων βέλτιστης κάμψης μέσα στα επίπεδα (I, III) και (II, III) και μιας κατάστασης βέλτιστης στρέψης γύρω από τον άξονα III.
- Ένα σύστημα οριζοντίων δυνάμεων "F" από τον άξονα III προκαλεί μεταφορά με βέλτιστη στροφή των πατωμάτων (άξονας βέλτιστης κάμψης). Η μεταφορά στη στάθμη  $z_0 = 0,8H$  γίνεται κατά τη διεύθυνση των δυνάμεων, όταν αυτές έχουν τη διεύθυνση I ή II.
- Ένα σύστημα στρεπτικών ροπών " $M = 1 \times F$ " προκαλεί στροφή με βέλτιστη μεταφορά των πατωμάτων ως προς τον άξονα III (άξονας βέλτιστης συστροφής).

## 2.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΚΤΙΝΑΣ ΔΥΣΤΡΕΨΙΑΣ

### 2.5.1 Μονώροφο Ασύμμετρο Κτίριο

#### 2.5.1.α 1<sup>ος</sup> Εναλλακτικός υπολογισμός της ακτίνας δυστρεψίας

Σύμφωνα με τον πρώτο εναλλακτικό υπολογισμό της ακτίνας δυστρεψίας, επιλέγεται μία τυχούσα οριζόντια στατική δύναμη F και μία αντίστοιχη στατική ροπή  $M_{III}$  περί κατακόρυφο άξονα, η οποία είναι αριθμητικά ίση με την δύναμη F (δηλαδή  $M_{III} = 1 \times F$ ) και διενεργούνται τρεις προσωρινές επιλύσεις (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΞΕΝΙΔΗΣ, 1999):

- 1<sup>η</sup> προσωρινή επίλυση: Το μονώροφο σύστημα φορτίζεται με την στατική ροπή  $M_{III}$  περί κατακόρυφο άξονα (Σχήμα 9α) προκειμένου να υπολογισθεί η θέση του ελαστικού κέντρου K και η στρεπτική δυσκαμψία  $k_{III}$  του μονώροφου κτιρίου. Από την επίλυση του συστήματος προκύπτουν οι τρεις μετακινήσεις  $u_{x,M}$ ,  $u_{y,M}$  και  $\theta_{z,M}$  της αρχής O του συστήματος αναφοράς Oxyz (Σχήμα 9β). Ο πόλος συστροφής του διαφράγματος για την φόρτιση  $M_{III}$  αποτελεί το ελαστικό κέντρο  $K(x_k, y_k)$  του συστήματος του οποίου οι συντεταγμένες  $x_k$ ,  $y_k$  μπορούν να υπολογισθούν απ' ευθείας από τις τρεις μετακινήσεις της αρχής των αξόνων, σύμφωνα με τις ακόλουθες γεωμετρικές σχέσεις:

$$x_k = -\frac{u_{y,M}}{\theta_{z,M}}, \quad y_k = \frac{u_{x,M}}{\theta_{z,M}} \quad (2.10)$$

Η γωνία στροφής  $\theta_{z,M} = \theta_{III,M}$  του διαφράγματος του μονώροφου κτιρίου είναι:

$$\theta_{z,M} = \frac{M_{III}}{k_{III}} = \frac{F}{k_{III}} \Rightarrow k_{III} = \frac{F}{\theta_{z,M}} \quad (2.11)$$

- *2<sup>η</sup> προσωρινή επίλυση:* Το μονώροφο κτίριο φορτίζεται με την εξωτερική δύναμη  $F$  η οποία εφαρμόζεται στο ελαστικό κέντρο  $K(x_k, y_k)$  με κατεύθυνση τον κύριο άξονα II (Σχήμα 9γ). Από την επίλυση του κτιρίου προκύπτει ότι το διάφραγμα στη στάθμη του ορόφου (άρα και το ελαστικό κέντρο  $K$ ) υφίσταται μόνο την μετατόπιση  $u_{II,F}$ :

$$u_{II,F} = \frac{F}{k_{II}} \Rightarrow k_{II} = \frac{F}{u_{II,F}} \quad (2.12)$$

Επομένως, η ακτίνα δυστροπείας  $\rho_I$  κατά τον άξονα I, δίνεται ως ακολούθως:

$$\rho_I = \sqrt{\frac{k_{III}}{k_{II}}} = \sqrt{\frac{M_{III}/\theta_{z,M}}{F/u_{II,F}}} = \sqrt{\frac{u_{II,F}}{\theta_{z,M}}} \quad (2.13)$$

- *3<sup>η</sup> προσωρινή επίλυση:* Το μονώροφο κτίριο φορτίζεται με την εξωτερική δύναμη  $F$  η οποία εφαρμόζεται στο ελαστικό κέντρο  $K(x_k, y_k)$  με κατεύθυνση τον κύριο άξονα I (Σχήμα 9δ). Από την επίλυση του κτιρίου προκύπτει ότι το διάφραγμα στη στάθμη του ορόφου (άρα και το ελαστικό κέντρο) υφίσταται την μετατόπιση  $u_{I,F}$ :

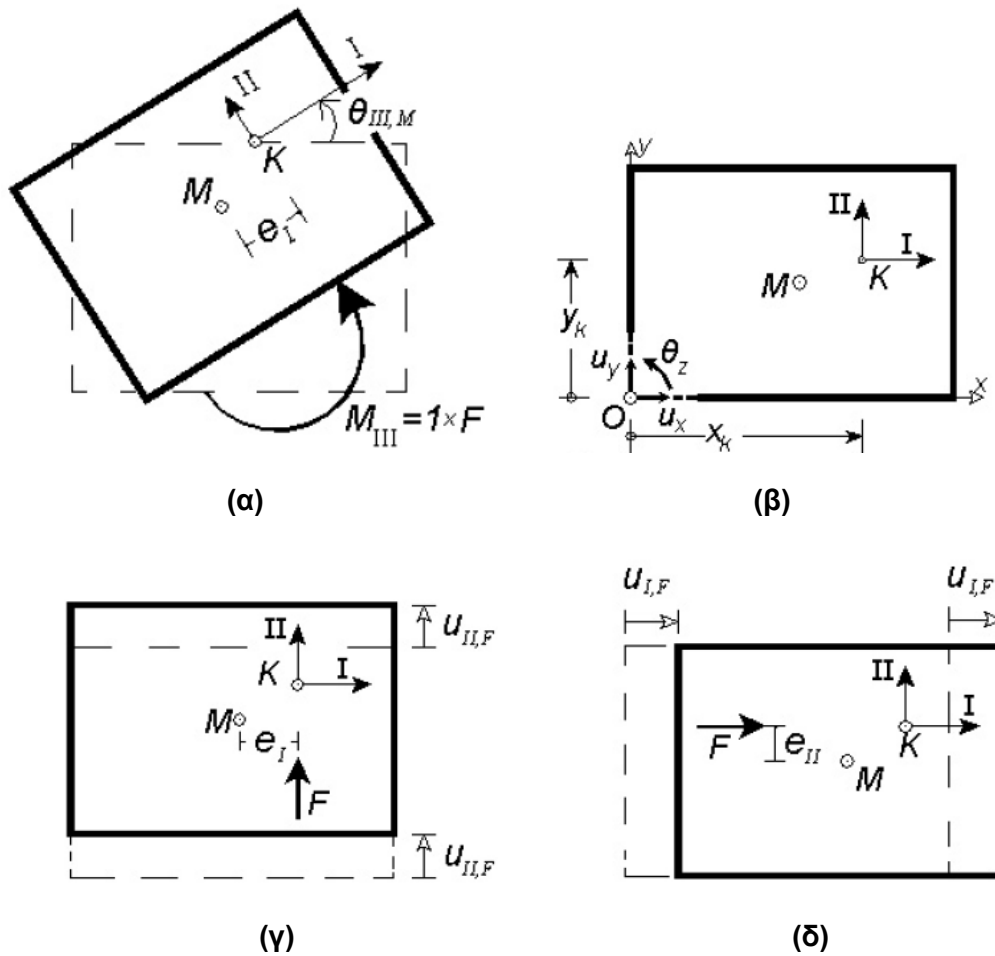
$$u_{I,F} = \frac{F}{k_I} \Rightarrow k_I = \frac{F}{u_{I,F}} \quad (2.14)$$

Επομένως, η ακτίνα δυστροπείας  $\rho_{II}$  κατά τον άξονα II, δίνεται ως ακολούθως:

$$\rho_{II} = \sqrt{\frac{k_{III}}{k_I}} = \sqrt{\frac{M_{III}/\theta_{z,M}}{F/u_{I,F}}} = \sqrt{\frac{u_{I,F}}{\theta_{z,M}}} \quad (2.15)$$

Σύμφωνα με τις εξισώσεις (2.13) και (2.15), δεν απαιτείται ο υπολογισμός των δεικτών δυσκαμψίας  $k_I$ ,  $k_{II}$ ,  $k_{III}$  του μονώροφου κτιρίου και αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε πιο σύνθετα συστήματα, όπου ο υπολογισμός των δεικτών δυσκαμψίας είναι δυσχερής ή αδύνατος όπως συμβαίνει στα πολυώροφα ασύμμετρα κτίρια.





**Σχήμα 9.** (α) Από την φόρτιση του κτιρίου με την ροπή περί τον άξονα z, (β) υπολογίζονται οι συντεταγμένες ( $x_k, y_k$ ) του ελαστικού κέντρου του κτιρίου ως προς το αρχικό σύστημα αναφοράς, ενώ για τον υπολογισμό των ακτίνων δυστρεψίας, (γ, δ) απαιτείται η διενέργεια δύο ακόμα προσωρινών επιλύσεων με τις δυνάμεις F, που τοποθετούνται στο ελαστικό κέντρο K του κτιρίου με κατεύθυνση τους κύριους άξονες II & I, αντίστοιχα (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΞΕΝΙΔΗΣ, 1999)

### 2.5.1.β 2<sup>ος</sup> Εναλλακτικός υπολογισμός της ακτίνας δυστρεψίας

Σύμφωνα με το δεύτερο εναλλακτικό υπολογισμό της ακτίνας δυστρεψίας (Tso & Moghadam 1998), πρέπει να διενεργηθεί η πρώτη επίλυση χρησιμοποιώντας την οριζόντια στατική δύναμη F τοποθετημένη στο κέντρο μάζας M και με προσανατολισμό τον οριζόντιο κύριο άξονα II του μονώροφου κτιρίου. Τότε, η ακτίνα δυστρεψίας  $\rho_I$  δίνεται από την εξίσωση (2.16):

$$\rho_I = L_I \cdot \sqrt{\left(\frac{0,5 \cdot (1 + \Delta_{II})}{1 - \Delta_{II}} - \eta_I\right) \cdot \left(\frac{e_I}{L_I}\right)} \quad (2.16)$$

όπου:

$$\Delta_{II} = \delta_{\min}/\delta_{\max},$$

$\delta_{\max}$  είναι η μέγιστη μετατόπιση της εύκαμπτης πλευράς του κτιρίου για φόρτιση ίση με την οριζόντια στατική δύναμη  $F$  τοποθετημένη στο κέντρο μάζας  $M$  και με προσανατολισμό τον οριζόντιο κύριο άξονα  $II$ ,

$\delta_{\min}$  είναι η μέγιστη μετατόπιση της δύσκαμπτης πλευράς του κτιρίου για φόρτιση ίση με την οριζόντια στατική δύναμη  $F$  τοποθετημένη στο κέντρο μάζας  $M$  και με προσανατολισμό τον οριζόντιο κύριο άξονα  $II$ ,

$\eta_I = \overline{KG}/L_I$ , με  $\overline{KG}$  την απόσταση του γεωμετρικού κέντρου  $G$  της κάτοψης από το ελαστικό κέντρο  $K$  κατά μήκος του οριζόντιου κύριου άξονα  $I$  (ο συντελεστής  $\eta_I = \frac{\overline{KG}}{L_I}$  είναι διαφορετικός από το  $e_I/L_I$ , όταν το κέντρο μάζας  $M$  δεν συμπίπτει με το γεωμετρικό κέντρο  $G$  του διαφράγματος).

Για τον έμμεσο υπολογισμό της στατικής εκκεντρότητας  $e_I$ , οι Tso & Moghadam (1998) προτείνουν τη διενέργεια μίας δεύτερης στατικής ανάλυσης τοποθετώντας την οριζόντια στατική δύναμη  $F$  σε απόσταση  $\beta \cdot L_I$  από το κέντρο μάζας  $M$  προς την εύκαμπτη πλευρά του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή, η στατική εκκεντρότητα  $e_I$  υπολογίζεται από την εξίσωση (2.17):

$$e_I = \frac{L_I \cdot \beta \cdot \theta_{III}}{\theta'_{III} - \theta_{III}} \quad (2.17)$$

όπου:

$\theta'_{III}$  είναι η στροφή του κτιρίου για τη δεύτερη φόρτιση με την οριζόντια στατική δύναμη  $F$  σε απόσταση  $\beta \cdot L_I$  από το κέντρο μάζας  $M$  προς την εύκαμπτη πλευρά του κτιρίου,

$\theta_{III}$  είναι η στροφή του κτιρίου για την πρώτη φόρτιση με την οριζόντια στατική δύναμη  $F$  τοποθετημένη στο κέντρο μάζας  $M$ .

Η δεύτερη ακτίνα δυστρεψίας  $\rho_{II}$  του μονώροφου κτιρίου δίνεται από την εξίσωση (2.16) με εναλλαγή των δεικτών, ακολουθώντας ανάλογη διαδικασία και διενεργώντας δύο επιπλέον αναλύσεις. Τέλος, σύμφωνα με τους ίδιους ερευνητές, η ελάχιστη ακτίνα δυστρεψίας που πρέπει να διαθέτει ένα κτίριο καθορίζεται από την εξίσωση (2.18):

$$\rho_I > 0,30L_I \quad (2.18)$$

Για τον υπολογισμό της ακτίνας δυστρεψίας οι δύο εναλλακτικές μεθοδολογίες συμπίπτουν απόλυτα μεταξύ τους. Ασυμφωνία υπάρχει μόνο ως προς το ελάχιστο μέγεθος της ακτίνας δυστρεψίας που πρέπει να διαθέτει ένα κτίριο προκειμένου να μην χαρακτηριστεί «στρεπτικά ευαίσθητο», δηλαδή μεταξύ της ακριβούς εξίσωσης (2.19), με την οποία υπολογίζονται οι ακτίνες δυστρεψίας  $\rho_{I,M}$  και  $\rho_{II,M}$  ως προς το κέντρο μάζας  $M$  του μονώροφου κτιρίου:

$$\rho_{I,M} = \sqrt{\rho_I^2 + e_I^2} < r \quad (2.19. \alpha)$$

$$\rho_{II,M} = \sqrt{\rho_{II}^2 + e_{II}^2} < r \quad (2.19. \beta)$$

όπου  $e_I$  και  $e_{II}$  οι στατικές εκκεντρότητες του ασύμμετρου μονώροφου κτιρίου κατά τους κύριους άξονες  $I$  και  $II$  αντίστοιχα, και της προσεγγιστικής εξίσωσης (2.18) (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΞΕΝΙΔΗΣ, 1999).

## 2.5.2 Πολυώροφο Ασύμμετρο Κτίριο

Η εφαρμογή του πρώτου εναλλακτικού τρόπου υπολογισμού της ακτίνας δυστρεψίας στα πολυώροφα κτίρια μπορεί να γίνει εύκολα ακολουθώντας τις εξής διαφοροποιήσεις (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΞΕΝΙΔΗΣ, 1999):

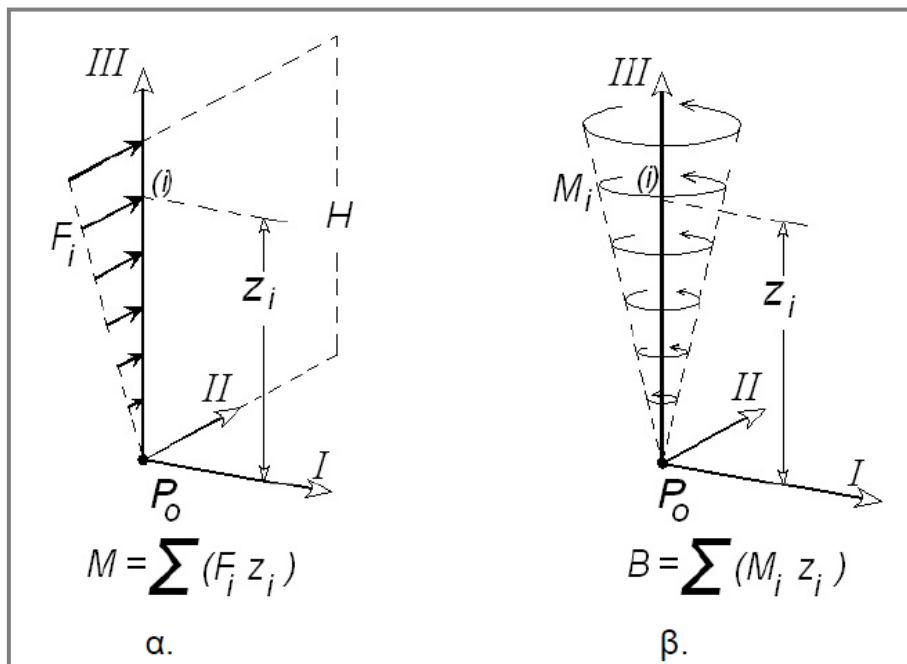
- Εύρεση της θέσης του πλασματικού ελαστικού άξονα (άξονα βέλτιστης στρέψης) του κτιρίου.
- Εύρεση των δύο οριζόντιων πλασματικών κύριων διευθύνσεων του κτιρίου.
- Επιλογή ενός προσωρινού διανύσματος φόρτισης  $F$  των οριζόντιων στατικών δυνάμεων των ορόφων (Σχήμα 10α), που ακολουθεί μία συγκεκριμένη καθ' ύψος κατανομή (π.χ. τριγωνική ή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή).
- Διαμόρφωση του προσωρινού διανύσματος φόρτισης  $M$  των εξωτερικών ροπών περί κατακόρυφο άξονα, που αριθμητικά να είναι ίσο με το διάνυσμα  $F$  των οριζόντιων στατικών δυνάμεων των ορόφων (Σχήμα 10β).
- Διενέργεια τριών προσωρινών επίλυσεων. Η πρώτη επίλυση αναφέρεται στην φόρτιση με το διάνυσμα  $M$  των εξωτερικών ροπών, απ' όπου προκύπτουν οι στροφές  $\theta_{z,M}$  των ορόφων του κτιρίου. Η δεύτερη επίλυση αναφέρεται στη φόρτιση με το διάνυσμα  $F$  των οριζόντιων στατικών δυνάμεων των ορόφων του κτιρίου, προσανατολισμένο κατά τον οριζόντιο πλασματικό κύριο άξονα  $I$  απ' όπου, σε

κάθε στάθμη, προκύπτουν οι μετακινήσεις του πλασματικού ελαστικού άξονα  $u_{i,I}$ ,  $u_{ii,I}$  κατά μήκος των δύο κύριων αξόνων, αντίστοιχα. Η τρίτη επίλυση αναφέρεται στη φόρτιση του κτιρίου με το διάνυσμα  $F$  των οριζόντιων στατικών δυνάμεων των ορόφων, προσανατολισμένο κατά τον οριζόντιο πλασματικό κύριο άξονα II απ' όπου, σε κάθε στάθμη, προκύπτουν οι μετακινήσεις του πλασματικού ελαστικού άξονα  $u_{i,II}$ ,  $u_{ii,II}$  κατά μήκος των δύο κύριων αξόνων, αντίστοιχα.

- Έχει αποδειχθεί τόσο από τη θεωρητική μαθηματική ανάλυση με χρήση της θεωρίας των συνεχών συστημάτων όσο και από την υπολογιστική ανάλυση με χρήση του διακριτού μοντέλου, ότι σε κάθε στάθμη ενός τυχόντος πολυώροφου κτιρίου, η ακτίνα δυστρεψίας υπολογίζεται κατά μήκος των δύο οριζόντιων πλασματικών κύριων διευθύνσεων από τις εξισώσεις (2.20α,β):

$$\rho_{II} = \sqrt{\frac{B}{M} \cdot \frac{u_{I,I}}{\theta_{z,M}}}, \quad \rho_I = \sqrt{\frac{B}{M} \cdot \frac{u_{II,II}}{\theta_{z,M}}} \quad (2.20\alpha, \beta)$$

όπου  $B$  είναι η διρροπή και  $M$  η ροπή κάμψης αντίστοιχα στη βάση του κτιρίου (Σχήμα 10). Σημειώνεται, ότι επειδή οι δυνάμεις  $F_i$  έχουν ληφθεί αριθμητικά ίσες με τις ροπές  $M_i$ , ο λόγος  $B/M$  είναι μονάδα.



**Σχήμα 10.** Το διάνυσμα φόρτισης των οριζόντιων δυνάμεων των ορόφων σε πολυώροφο σύστημα και το αντίστοιχο, αριθμητικά ίσο, διάνυσμα φόρτισης ροπών περί κατακόρυφο άξονα (ΜΑΚΑΡΙΟΣ, ΞΕΝΙΔΗΣ, 1999)

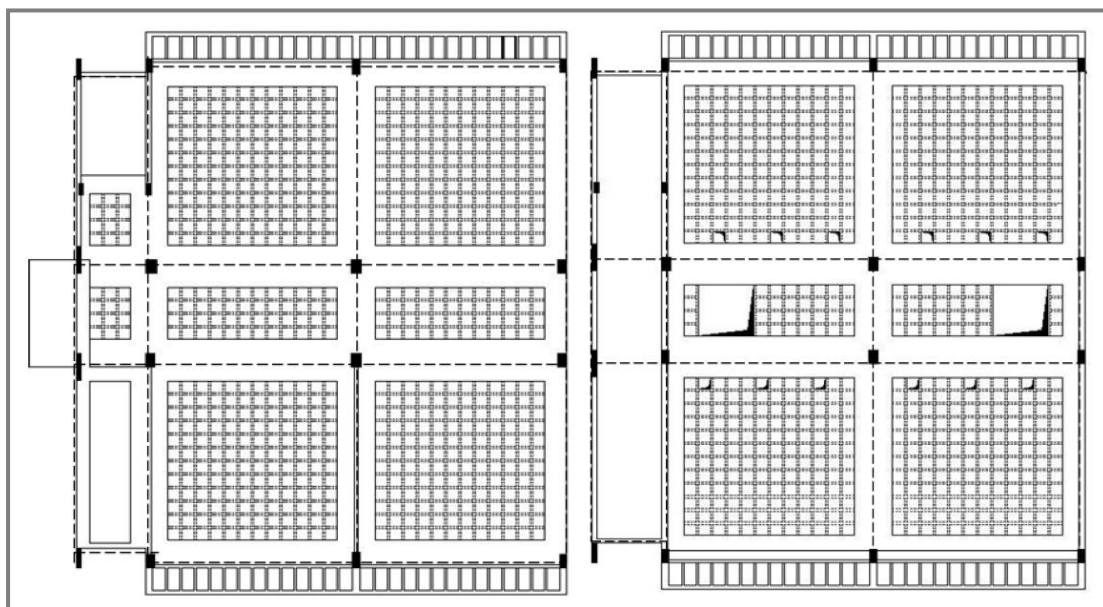
#### 3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2, η εκκεντρότητα μεταξύ των κέντρων μάζας και δυσκαμψίας προκαλεί στρεπτική κίνηση ενός κτιρίου ως προς το δεύτερο, με αποτέλεσμα την εμφάνιση μεγάλου ποσοστού βλαβών στα περιμετρικά ιδίως φέροντα στοιχεία, λόγω των έντονων στρεπτομεταφορικών ταλαντώσεων. Στην παρούσα εργασία, διερευνήθηκε η επίδραση της ασύμμετρης διαμόρφωσης ενός φορέα σε κάτοψη, στα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις που αναπτύσσονται στα δομικά του στοιχεία. Συγκεκριμένα, ο υπό μελέτη φορέας είναι ένα διώροφο σχολικό κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα που παρουσιάζει σοβαρές ανεπάρκειες. Η επιλογή του έγινε, με αφορμή την παρουσίαση στο 16<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος του ΤΕΕ και ΕΤΕΚ, το οποίο πραγματοποιήθηκε στις 21-23/10/2009 στην Κύπρο, με θέμα: «Οι ανάγκες ενίσχυσης υφιστάμενου σχολικού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος ως συνάρτηση της στάθμης επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.». Σκοπός της εργασίας ήταν η εξέταση της έκτασης των τοπικών ανεπαρειών που προκύπτουν κατά την αποτίμηση ενός συγκεκριμένου κτιρίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., άρα και των απαιτήσεων ενίσχυσής του, ως συνάρτηση του στόχου αποτίμησης, που με τη σειρά του συναρτάται με την υιοθετούμενη στάθμη επιτελεστικότητας και την πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης (ΒΟΥΤΣΑ, ΚΟΥΤΑΝΤΟΥ, ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ, 2009). Σε συνέχεια της ανωτέρω μελέτης, στην παρούσα εργασία προστέθηκαν στον υπό μελέτη φορέα τοιχώματα, συμμετρικά και έκκεντρα τοποθετημένα, με σκοπό να διερευνηθεί η επίδραση της δημιουργίας εκκεντρότητας στη σεισμική απόκριση του αρχικού φορέα, συγκριτικά με τον φορέα με τα συμμετρικά τοιχώματα, κάνοντας χρήση του στατικού προγράμματος SAP2000 Version 14.

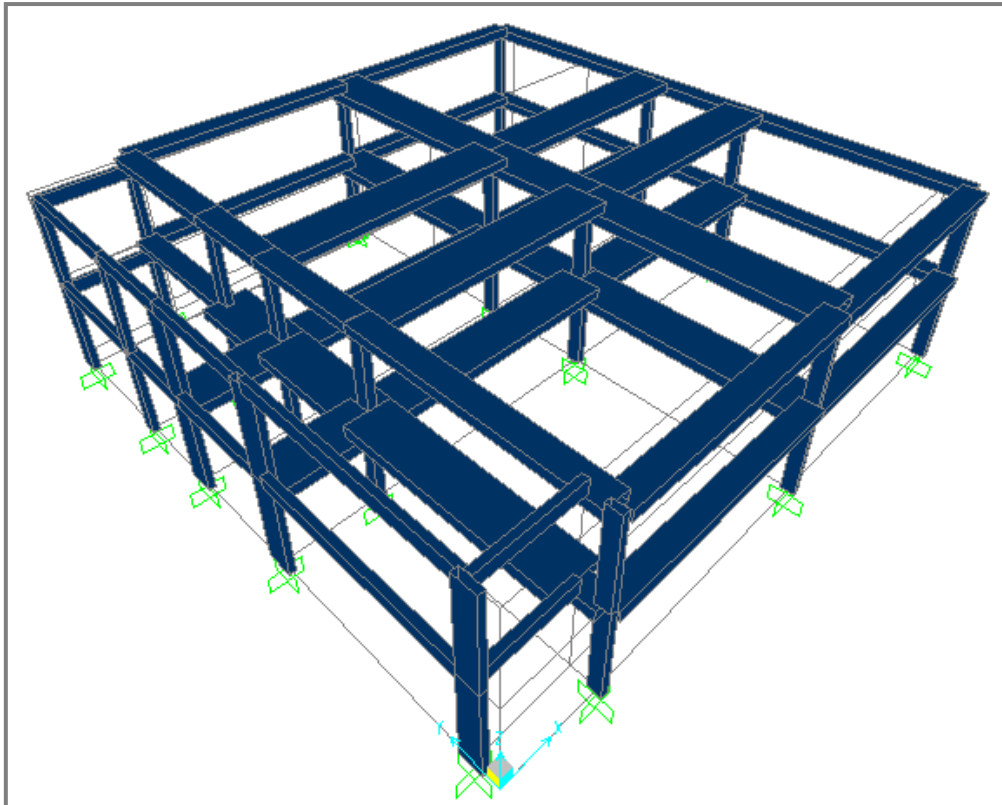
#### 3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το υπό μελέτη κτίριο είναι διώροφο (ισόγειο και 1<sup>ος</sup> όροφος) και αποτελείται από δύο τμήματα, που διαχωρίζονται με αρμό. Στην παρούσα εργασία μελετάται μόνο το αριστερό τμήμα του δομήματος, ορθογωνικής κάτοψης και εμβαδού περίπου 508m<sup>2</sup>. Ο στατικός φορέας είναι πλαισιακού τύπου. Συγκροτείται ανά όροφο από 18 υποστρώματα ορθογωνικής διατομής, 50 δοκούς, από τις οποίες αρκετές έχουν

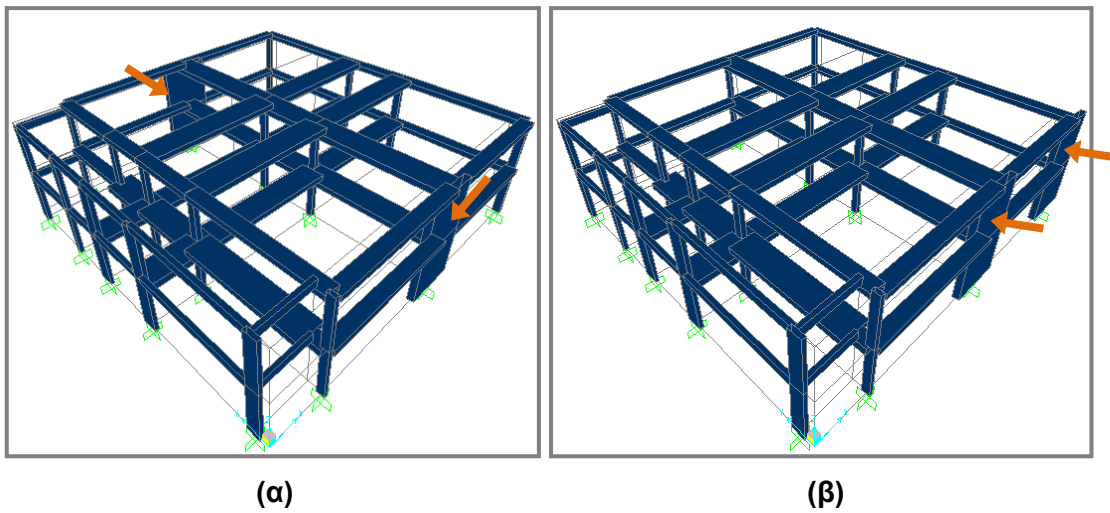
πολύ μεγάλο πλάτος και πλάκες τύπου Zöllner πάχους 37,5cm, με καθαρά διάκενα 50×50cm μεταξύ των νευρώσεων. Στην οροφή του πρώτου ορόφου υπάρχουν 12 οπές φωτισμού διαστάσεων 50×50cm που συμπίπτουν με διάκενα μεταξύ των νευρώσεων της πλάκας και δύο μεγαλύτερες οπές στο κέντρο περίπου της κάτοψης, διαστάσεων 2,30×2,30m. Οι αίθουσες, τόσο στον πρώτο όροφο όσο και στο ισόγειο, διαμορφώνονται με ελαφρά χωρίσματα. Το πλάτος των δοκών φτάνει μέχρι τα 190cm και το ύψος τους είναι με ελάχιστες εξαιρέσεις 37,5cm, όσο και το πάχος της πλάκας (ΒΟΥΤΣΑ, ΚΟΥΤΑΝΤΟΥ, ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ, 2009). Στο Σχήμα 11 παρατίθενται οι ξυλότυποι οροφής ισογείου και ορόφου. Στο Σχήμα 12 παρουσιάζεται το κτίριο σε τρισδιάστατη μορφή, όπως προσομοιώθηκε στο SAP2000. Σημειώνεται ότι ο φορέας διαμορφώθηκε στο πρόγραμμα κάνοντας ορισμένες παραδοχές, που αφορούν στη διάταξη των δομικών στοιχείων, στις διαστάσεις και τους οπλισμούς των διατομών τους. Στα Σχήματα 13α και 13β παρουσιάζεται ο αρχικός φορέας έχοντας προστεθεί αντίστοιχα, τοιχώματα συμμετρικά στις δύο πλευρές του κτιρίου και έκκεντρα στη μία πλευρά του, με αποτέλεσμα τη δημιουργία εκκεντρότητας.



**Σχήμα 11.** Ξυλότυπος οροφής ισογείου (αριστερά) και ορόφου (δεξιά) του κτιρίου (ΒΟΥΤΣΑ, ΚΟΥΤΑΝΤΟΥ, ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ, 2009)



**Σχήμα 12.** Τρισδιάστατη απεικόνιση υπό μελέτη φορέα στο πρόγραμμα SAP2000



**Σχήμα 13.** Προσθήκη τοιχωμάτων τοποθετημένων **(α)** συμμετρικά στις δύο πλευρές του κτιρίου και **(β)** έκκεντρα στη μία πλευρά του

### 3.3 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ

Για τον φέροντα οργανισμό χρησιμοποιήθηκε οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας B225 (ή C16/20), ενώ για τον οπλισμό δοκών και υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε χάλυβας StIIIb (ή S400) για τους διαμήκεις οπλισμούς και StI (ή S220) για τους συνδετήρες. Η εισαγωγή των ιδιοτήτων των υλικών στο πρόγραμμα SAP2000 έγινε μέσω της εντολής "Define → Materials → Add New Material". Στο Σχήμα 14 παρουσιάζονται οι ιδιότητες των υλικών, οι οποίες για το σκυρόδεμα είναι:

- ειδικό βάρος:  $25\text{kN/m}^3$ ,
- μέτρο ελαστικότητας:  $E_{cm} = 29\text{GPa}$ ,
- θλιπτική αντοχή:  $f'_c = 16\text{MPa}$

και για το χάλυβα οπλισμού, σύμφωνα με τον ΕΚ 2, είναι:

- μέση τιμή πυκνότητας:  $78,5\text{kN/m}^3$ ,
- μέτρο ελαστικότητας:  $E_s = 200\text{GPa}$ ,
- τάση διαρροής:  $f_y = 400\text{MPa}$ ,
- εφελκυστική αντοχή:  $f_t = 1,15 \cdot 400 = 460\text{MPa}$ .

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. Screenshot (α) is for concrete material C16/20, and screenshot (β) is for rebar material S400.

Property	Concrete (C16/20)	Rebar (S400)
Material Name and Display Color	C16/20	S400
Material Type	Concrete	Rebar
Weight per Unit Volume	25	78,5
Mass per Unit Volume	2,5493	8,0048
Modulus of Elasticity, E	29000000	2,000E+08
Poisson's Ratio, U	0,2	0,3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05	1,170E-05
Shear Modulus, G	12083333	76923077
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	16000	-
Minimum Yield Stress, Fy	-	400000
Minimum Tensile Stress, Fu	-	460000
Expected Yield Stress, Fye	-	303369,35
Expected Tensile Stress, Fue	-	455054

(α)

(β)

Σχήμα 14. Ιδιότητες (α) σκυροδέματος C16/20 και (β) χάλυβα οπλισμού S400



### 3.4 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

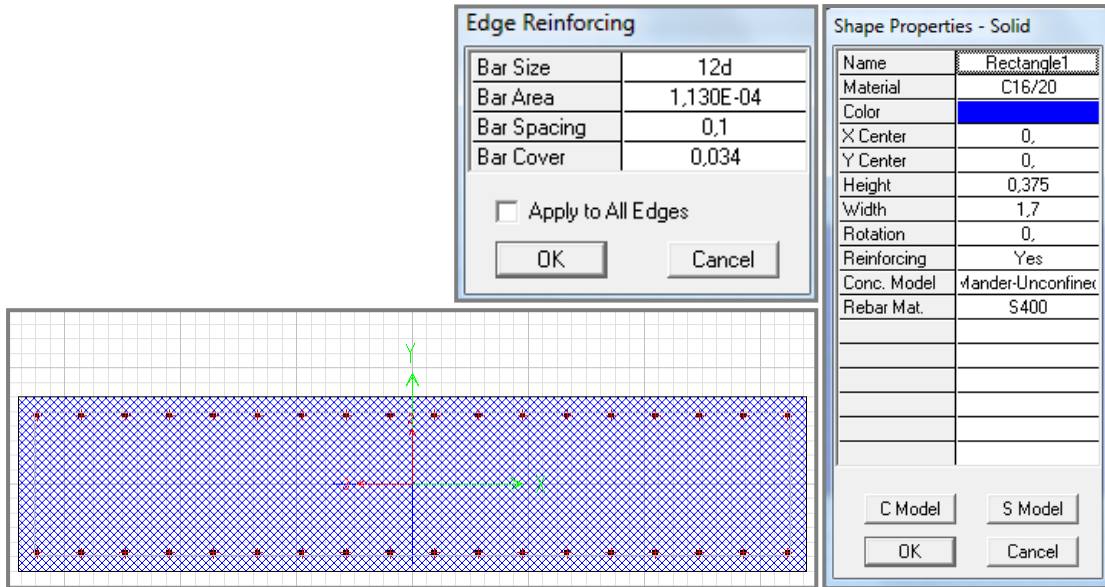
Οι διατομές και οι οπλισμοί των δομικών στοιχείων του φορέα έχουν τις εξής ιδιότητες:

- *Δοκοί:*
  - ✓ *D1* → διαστάσεις: 250×500mm, οπλισμός: 10Φ16,
  - ✓ *D2* → διαστάσεις: 1700×375mm, οπλισμός: 36Φ12,
  - ✓ *D3* → διαστάσεις: 850×375mm, οπλισμός: 18Φ12.
  
- *Υποστυλώματα:*
  - ✓ *C1* → διαστάσεις: 300×500mm, οπλισμός: 4Φ16, 4Φ20,
  - ✓ *C2* → διαστάσεις: 250×500mm, οπλισμός: 4Φ16, 4Φ20,
  - ✓ *C3* → διαστάσεις: 250×1000mm, οπλισμός: 16Φ16,
  - ✓ *C4* → διαστάσεις: 250×500mm, οπλισμός: 4Φ16, 4Φ20,
  - ✓ *C5* → διαστάσεις: 250×800mm, οπλισμός: 12Φ16.

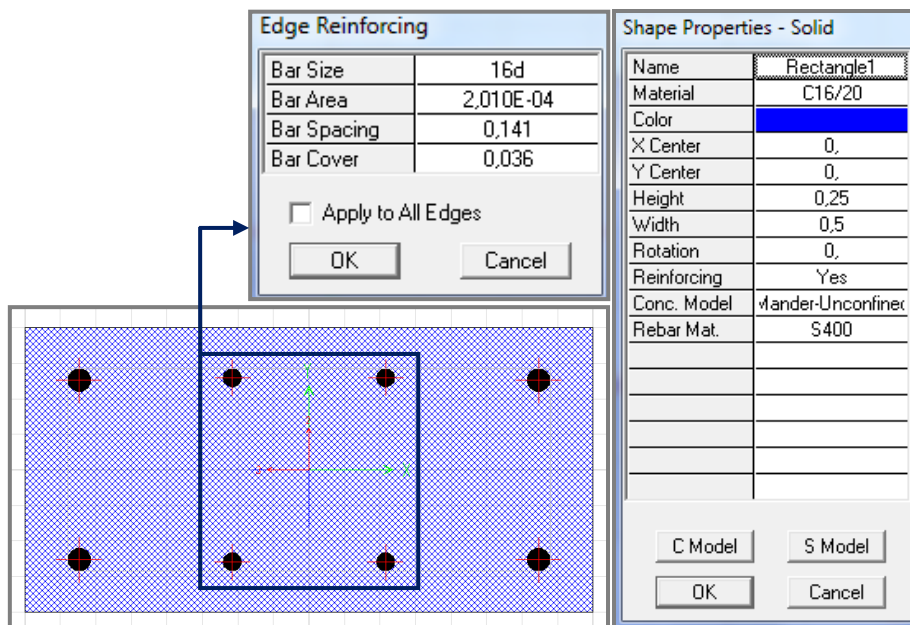
Σημειώνεται, ότι οι διαστάσεις των διατομών και οι οπλισμοί τους εκτιμήθηκαν βάσει των όσων αναφέρθηκαν στην §3.2. Επίσης, τα τοιχώματα (διατομή "C6") που τοποθετήθηκαν στον φορέα έχουν διαστάσεις 3500×400mm και διαμήκη οπλισμό 52Φ25.

Οι διατομές και οι οπλισμοί καθορίστηκαν στο πρόγραμμα μέσω της εντολής "*Define* → *Section Properties* → *Frame Sections* → *Add New Property* → *Frame Section Property Type: Other* → *Section Designer*". Στο Σχήμα 15 παρουσιάζονται οι διατομές της δοκού D2, του υποστυλώματος C2 και του τοιχώματος.

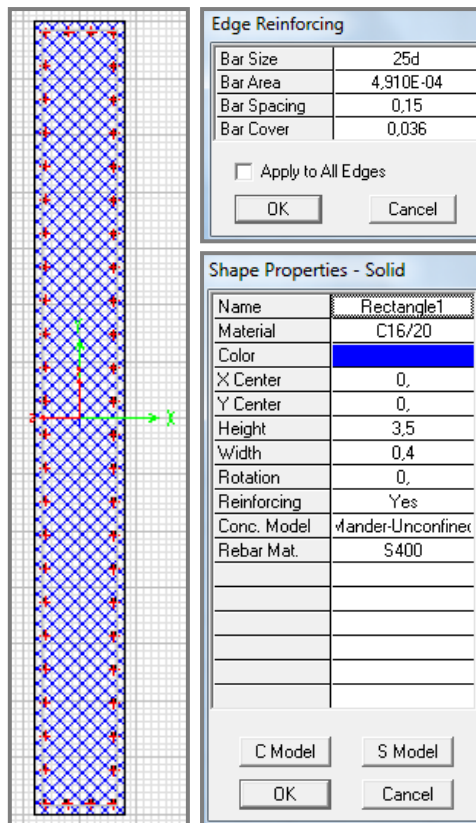
Η ενεργός δυσκαμψία κατά μήκος των δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι μεταβλητή, λόγω μεταβλητής ρηγμάτωσης. Όπως προβλέπει ο ΕΑΚ 2000, οι συνιστώμενες μέσες τιμές για ολόκληρο το μήκος είναι  $0,40E \cdot I_g$  για δοκούς,  $0,60E \cdot I_g$  για περιμετρικά υποστυλώματα και για τοιχώματα και τέλος  $0,80E \cdot I_g$  για εσωτερικά υποστυλώματα ( $I_g$  = ροπή αδράνειας γεωμετρικής διατομής). Στο Σχήμα 16 παρουσιάζεται η μείωση της δυσκαμψίας, στην περίπτωση δοκού και τοιχώματος.



(a)

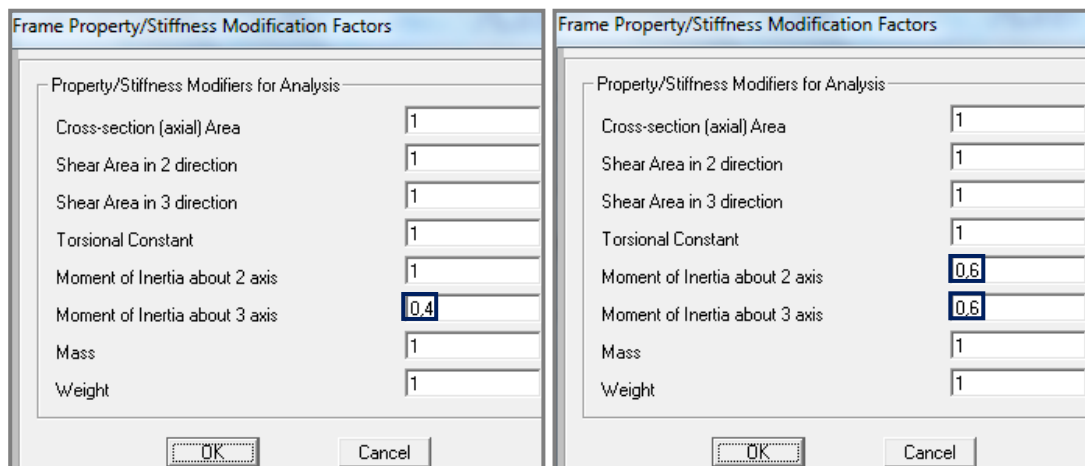


(b)



(γ)

Σχήμα 15. Διατομές (α) δοκού D2, (β) υποστρώματος C2, (γ) τοιχώματος



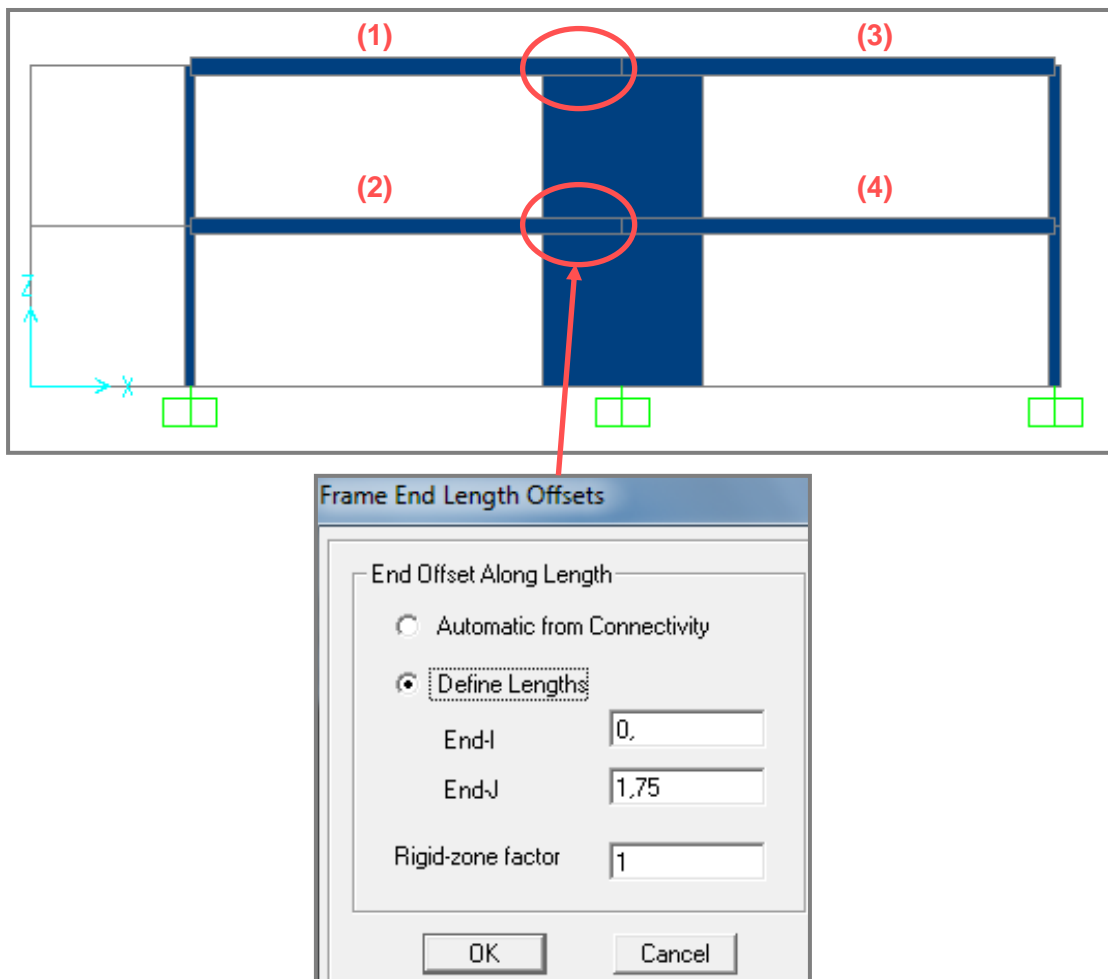
(α)

(β)

Σχήμα 16. Μείωση της δυσκαμψίας στην περίπτωση (α) δοκού και (β) τοιχώματος

### 3.5 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΤΜΗΜΑΤΩΝ

Το πλάτος των τοιχωμάτων που τοποθετήθηκαν στον φορέα είναι σημαντικό σε σύγκριση με το μήκος των δοκών με τις οποίες συνδέονται. Γι' αυτό καθορίστηκαν άκαμπτα στοιχεία μήκους όσο το μισό πλάτος των τοιχωμάτων (1,75m), στα τμήματα των δοκών που συνδέονται με τα τοιχώματα. Για παράδειγμα, για τις δοκούς (1), (2) του Σχήματος 17 ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία. Αφού επιλέχθηκαν, έγινε χρήση της εντολής "Assign → Frame → End (Length) Offsets". Εμφανίστηκε το παράθυρο του Σχήματος 17, όπου έγινε η επιλογή "Define Lengths" και ορίστηκε το μήκος των άκαμπτων τμημάτων στο τέλος (End-J) των συγκεκριμένων δοκών. Επιπλέον, στο πεδίο "Rigid-zone factor" ορίστηκε η τιμή 1, που δηλώνει άκαμπτο στοιχείο. Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε για τις δοκούς (3) και (4), με τη διαφορά ότι το μήκος των άκαμπτων τμημάτων ορίστηκε στην αρχή (End-I) των δύο δοκών.

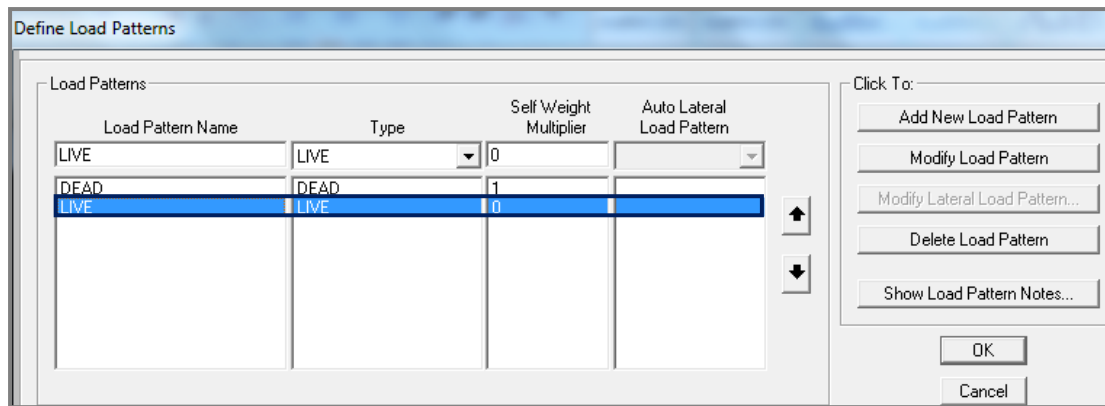


Σχήμα 17. Καθορισμός άκαμπτων τμημάτων στο πέρας των δοκών (1) και (2)

### 3.6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Στα μόνιμα φορτία του φορέα περιλαμβάνονται το ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων και τα φορτία που προκύπτουν από τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία, δηλαδή την επικάλυψη, την μπατική και δρομική οπτοπλινθοδομή. Το ίδιο βάρος υπολογίζεται αυτόματα στο πρόγραμμα, σύμφωνα με τις δοσμένες διαστάσεις των διατομών και τις ιδιότητες των υλικών. Στον υπό μελέτη φορέα, οι δοκιδωτές πλάκες δεν προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα και το ίδιο βάρος τους, καθώς και το φορτίο της επικάλυψης, μεταβιβάστηκαν στις συμπαγείς ζώνες. Συγκεκριμένα, λαμβάνοντας υπόψη το ίδιο βάρος των διαδοκίδων και της μεταξύ τους πλάκας, υπολογίστηκε το πάχος μιας ισοδύναμης ολόσωμης πλάκας. Το φορτίο της (σε  $\text{kN/m}^2$ ) ισούται με το πάχος της ολόσωμης πλάκας επί  $25\text{kN/m}^3$ . Μεταβιβάστηκε στις συμπαγείς ζώνες, υπολογίζοντας τις επιφάνειες φόρτισης που προκύπτουν με γεωμετρικό μερισμό της επιφάνειας της κάτοψης. Βάσει του ΕΚΩΣ 2000, όταν σε μία γωνία συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι  $45^\circ$ , ενώ όταν συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς την πλευρά της πάκτωσης είναι  $60^\circ$ . Το φορτίο της επικάλυψης τέθηκε ίσο με  $1,50\text{kN/m}^2$  και της μπατικής οπτοπλινθοδομής ίσο με  $3,60\text{kN/m}^2$ . Επίσης, στο κινητό φορτίο των πλακών δόθηκε η τιμή  $2,00\text{kN/m}^2$ .

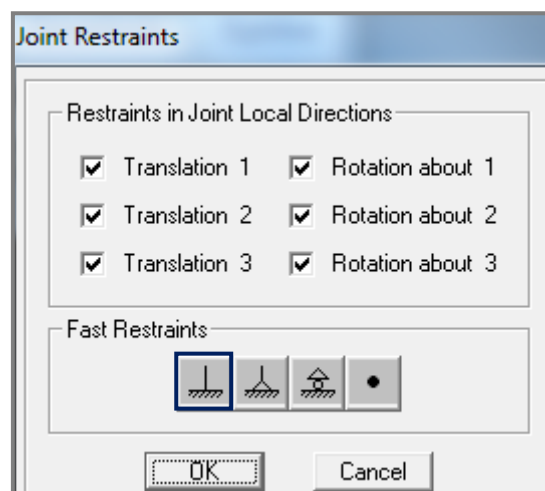
Για την εφαρμογή των φορτίων στις δοκούς ορίζονται δύο Load Patterns που περιγράφουν τα μόνιμα και κινητά φορτία. Χρησιμοποιώντας την εντολή "*Define → Load Patterns*", στο παράθυρο του Σχήματος 18 που εμφανίζεται, παρατηρούμε πως προϋπάρχει το Load Pattern που περιγράφει τα μόνιμα φορτία και εμπεριέχει το ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων. Για να καθορίσουμε και το Load Pattern που αφορά στα κινητά φορτία επιλέγουμε "*LIVE*" στο πεδίο Type και την εντολή "*Add New Load Pattern*". Για την εφαρμογή των φορτίων στις συμπαγείς ζώνες, τις επιλέγουμε και εφαρμόζουμε την εντολή "*Assign → Frame Loads → Distributed*".



Σχήμα 18. Καθορισμός Load Pattern για τα κινητά φορτία

### 3.7 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

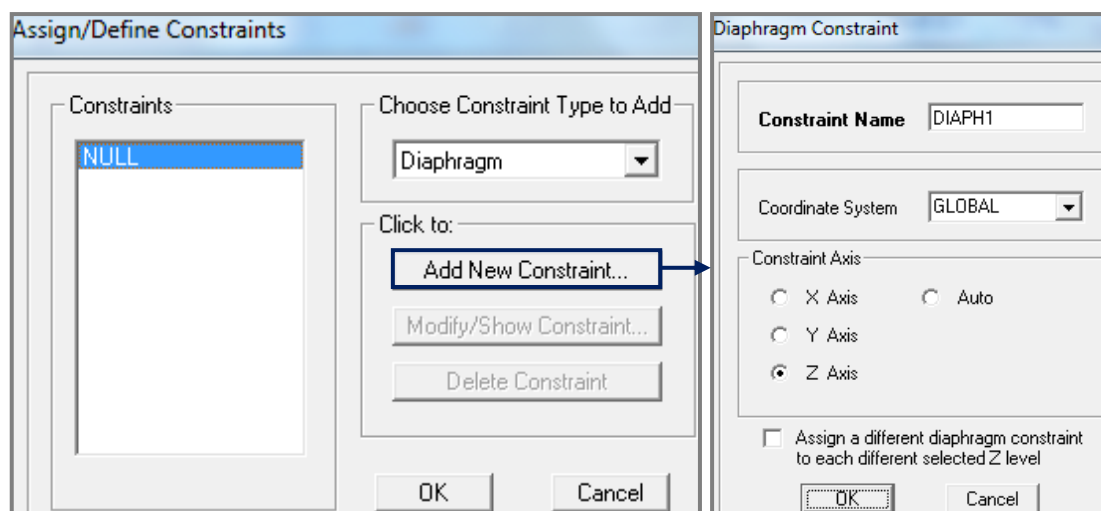
Οι συνθήκες στήριξης στο έδαφος θεωρήθηκαν πακτώσεις. Καθορίστηκαν μέσω της εντολής "Assign → Joint → Restraints" (Σχήμα 19), έχοντας αρχικά επιλέξει τους κόμβους που βρίσκονται στο έδαφος.



Σχήμα 19. Εισαγωγή πακτώσεων

### 3.8 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΟΣ

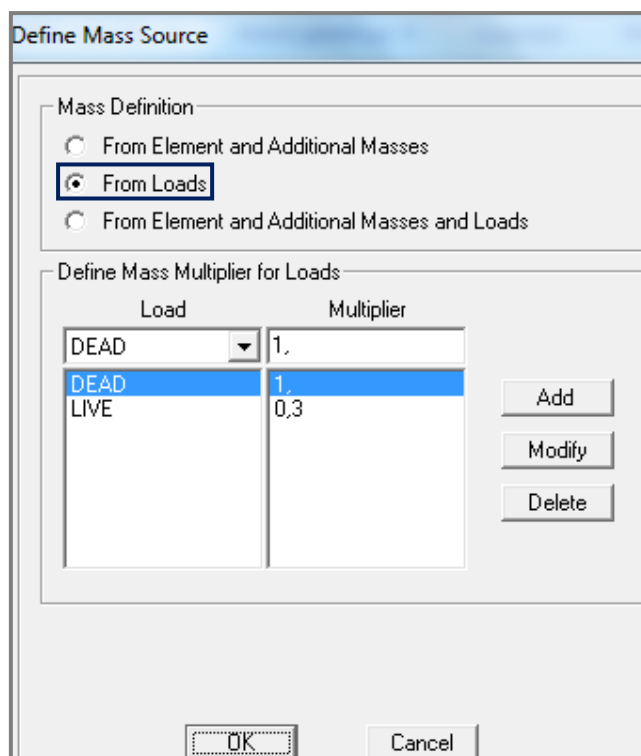
Οι πλάκες δεν προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα, ωστόσο καθορίστηκε η διαφραγματική τους λειτουργία, μέσω της εντολής "Assign → Joint → Constraints". Όταν τα διαφράγματα έχουν επαρκή δυσκαμψία στο επίπεδό τους, επιτυγχάνεται κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα και εξασφαλίζεται η αποτελεσματική συνεργασία τους στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης (ΕΚ 8 - Μέρος 1). Σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών, αρκεί η θεώρηση τριών ελευθεριών κίνησης ανά όροφο (δύο μετατοπίσεις και μία στροφή) (ΕΑΚ 2000). Οι επιλογές για τον καθορισμό της διαφραγματικής λειτουργίας παρουσιάζονται στο Σχήμα 20.



Σχήμα 20. Επιλογές για τον καθορισμό της διαφραγματικής λειτουργίας

### 3.9 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης, η μάζα της κατασκευής υπολογίστηκε από τον συνδυασμό των φορτίων  $G+0,3Q$ . Η εντολή που επιλέχθηκε είναι "Define → Mass Source" και "From Loads" στο πεδίο "Mass Definition" (Σχήμα 21). Τα αποτελέσματα που προέκυψαν με την εφαρμογή της ανάλυσης αφορούν στις ιδιοπεριόδους και τις ιδιομορφικές μάζες των υπό μελέτη φορέων.



**Σχήμα 21.** Υπολογισμός μάζας από τον συνδυασμό φορτίων G+0,3Q

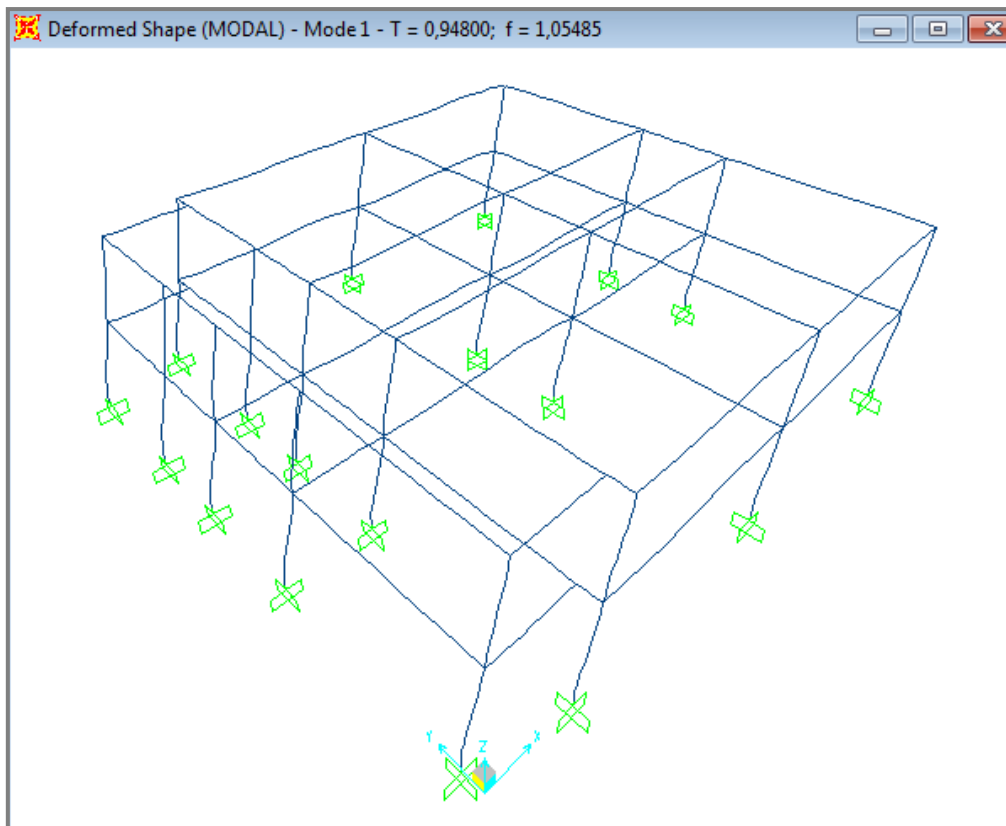
### 3.9.1 Αρχικός Φορέας

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφικές μάζες για τον αρχικό φορέα. Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι στις διευθύνσεις X και Y ισούνται με  $T_x = 0,948\text{sec}$  και  $T_y = 0,767\text{sec}$ . Δίνουν ποσοστά ιδιομορφικών μαζών ίσα με  $U_x = 90,09\%$  για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή και  $U_y = 47,28\%$  για την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή. Στο Σχήμα 22 παρουσιάζονται η 1<sup>η</sup> και η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης του αρχικού φορέα, οι οποίες είναι μεταφορικές κατά τους άξονες X και Y, αντίστοιχα.

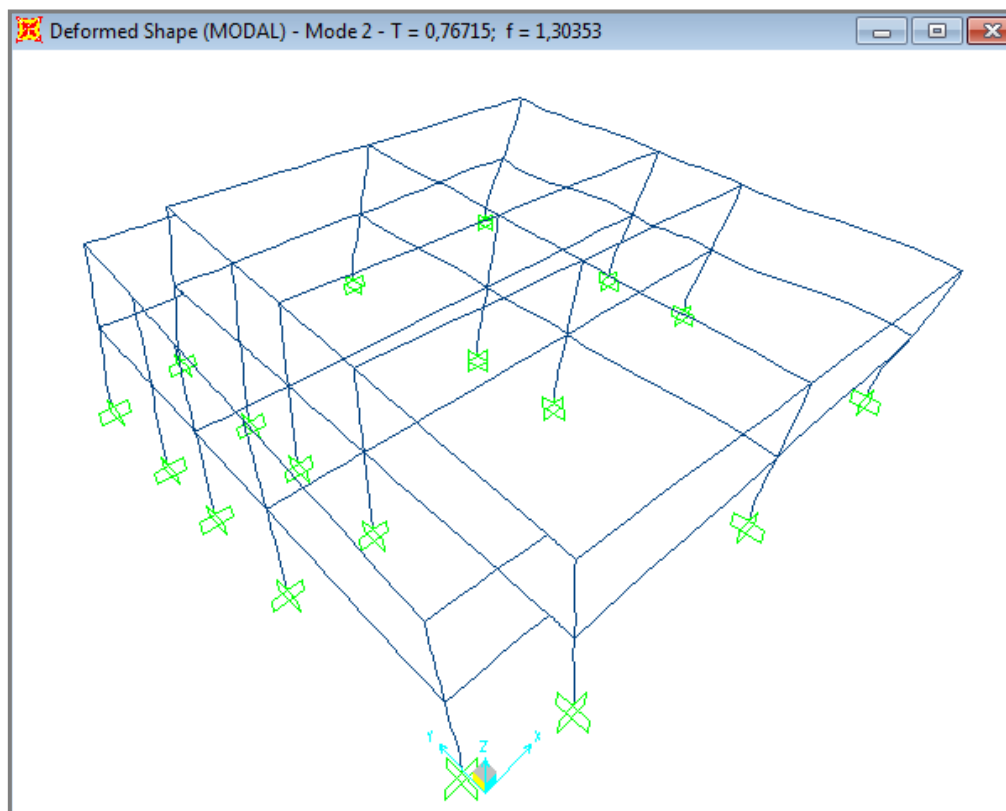


**Πίνακας 1.** Ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφικές μάζες αρχικού φορέα

<i>Ιδιομορφές</i>	<i>T (sec)</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>UZ</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>SumUZ</i>
1	<b>0,948</b>	<b>0,9009</b>	0,0005	0,0000	0,9009	0,0005	0,0000
2	<b>0,767</b>	0,0012	<b>0,4728</b>	0,0000	0,9020	0,4733	0,0000
3	0,439	0,0000	0,3976	0,0000	0,9021	0,8708	0,0000
4	0,355	0,0978	0,0000	0,0000	0,9999	0,8709	0,0000
5	0,259	0,0001	0,0535	0,0000	1,0000	0,9244	0,0000
6	0,128	0,0000	0,0752	0,0000	1,0000	0,9995	0,0001
7	0,084	0,0000	0,0002	0,0256	1,0000	0,9997	0,0257
8	0,075	0,0000	0,0002	0,0282	1,0000	0,9999	0,0539
9	0,071	0,0000	0,0000	0,2380	1,0000	0,9999	0,2919
10	0,070	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,9999	0,2919
11	0,066	0,0000	0,0000	0,1679	1,0000	0,9999	0,4598
12	0,066	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,9999	0,4598



(α)



(β)

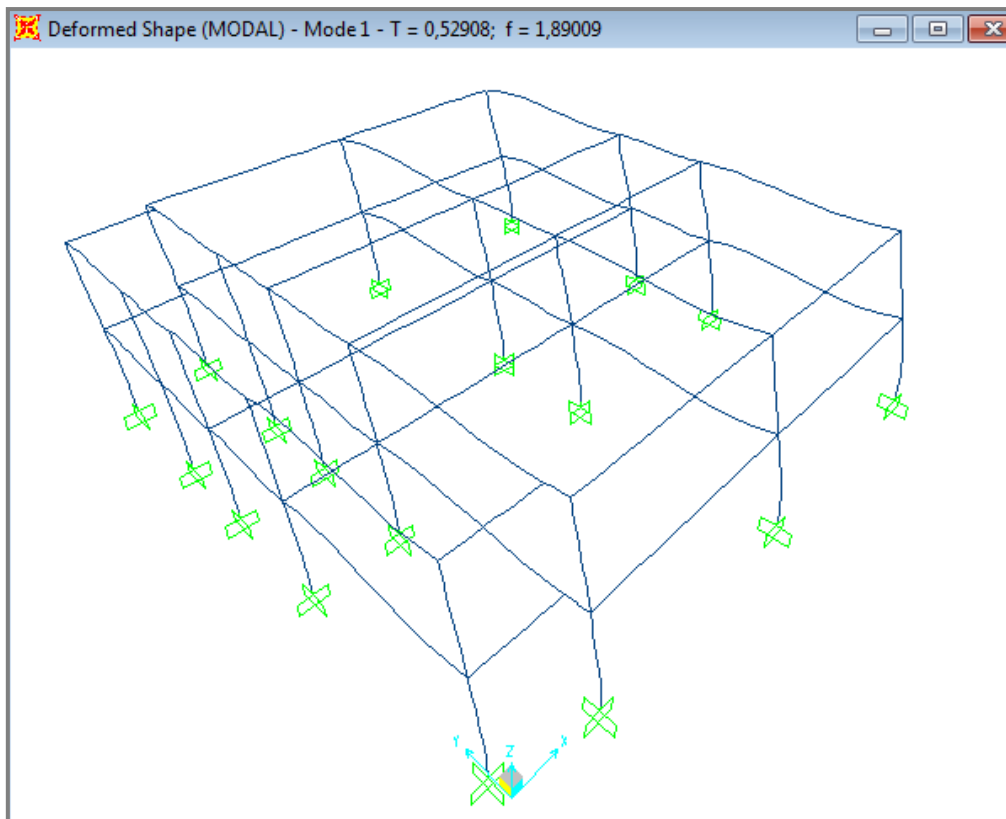
Σχήμα 22. Μεταφορικές ιδιομορφές κατά τις διευθύνσεις (α) X και (β) Y

### 3.9.2 Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα

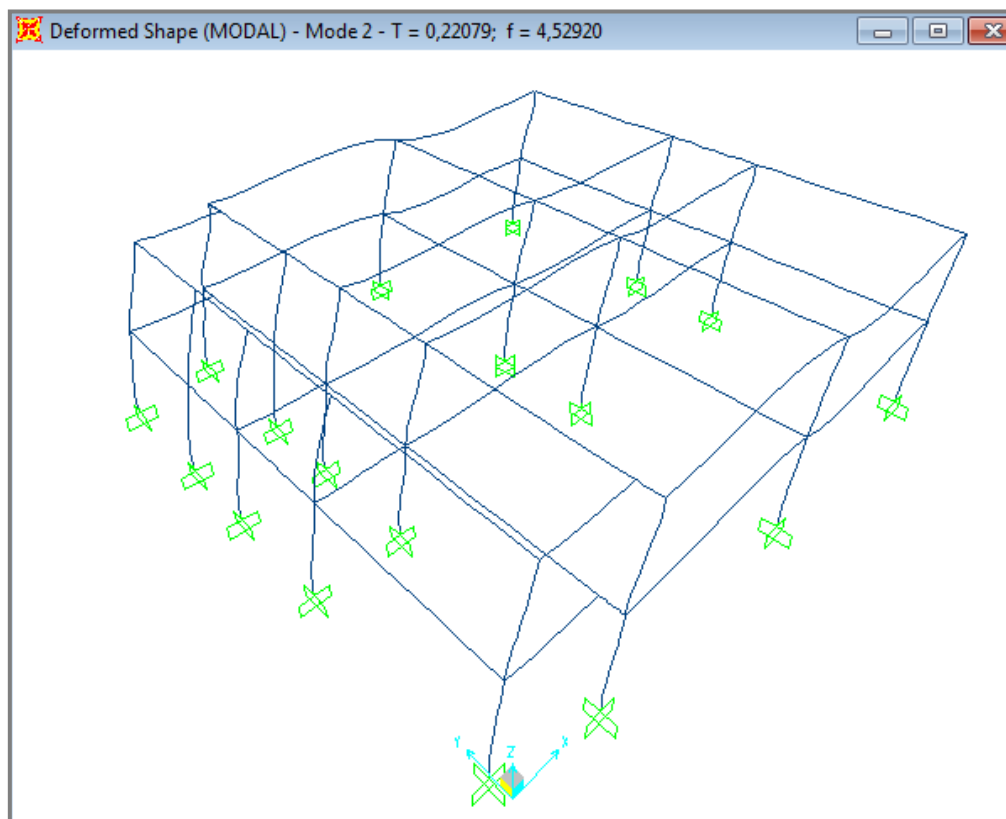
Στον Πίνακα 2 παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφικές μάζες για τον φορέα με συμμετρική διάταξη των τοιχωμάτων. Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι στις διευθύνσεις X, Y ισούνται με  $T_x = 0,221\text{sec}$  και  $T_y = 0,529\text{sec}$ . Δίνουν ποσοστά ιδιομορφικών μαζών ίσα με  $U_x = 79,88\%$  για την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή και  $U_y = 83,81\%$  για την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή. Στο Σχήμα 23 παρουσιάζονται η 1<sup>η</sup> και η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης, οι οποίες είναι μεταφορικές κατά τους άξονες Y και X, αντίστοιχα.

**Πίνακας 2.** Ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφικές μάζες φορέα με συμμετρικά τοιχώματα

Ιδιομορφές	T (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	<b>0,529</b>	0,0000	<b>0,8381</b>	0,0000	0,0000	0,8381	0,0000
2	<b>0,221</b>	<b>0,7988</b>	0,0000	0,0000	0,7988	0,8381	0,0000
3	0,192	0,0000	0,0058	0,0000	0,7988	0,8439	0,0000
4	0,151	0,0000	0,1552	0,0000	0,7988	0,9991	0,0000
5	0,083	0,0000	0,0001	0,0225	0,7988	0,9992	0,0226
6	0,074	0,0000	0,0002	0,0260	0,7988	0,9994	0,0485
7	0,071	0,0000	0,0000	0,2234	0,7988	0,9994	0,2719
8	0,070	0,0000	0,0000	0,0000	0,7988	0,9994	0,2719
9	0,061	0,0000	0,0000	0,0235	0,7988	0,9994	0,2954
10	0,057	0,0000	0,0000	0,1246	0,7988	0,9994	0,4200
11	0,057	0,0000	0,0000	0,0000	0,7988	0,9994	0,4200
12	0,056	0,0000	0,0000	0,0782	0,7988	0,9994	0,4982



(α)



(β)

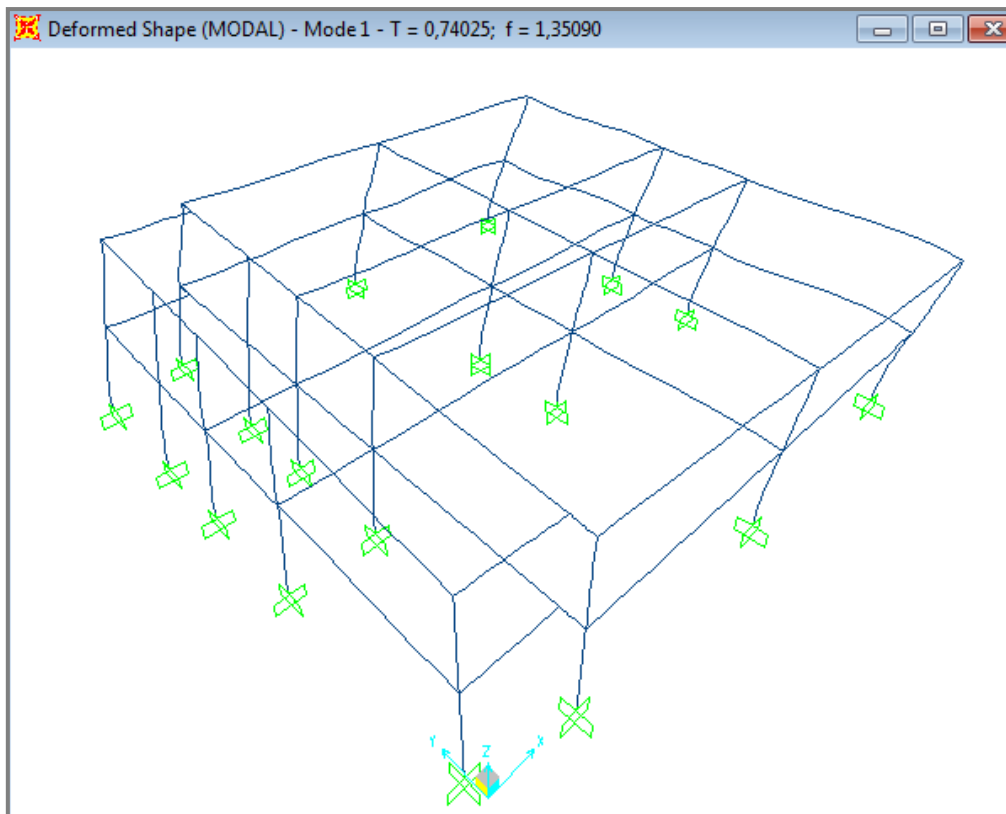
Σχήμα 23. Μεταφορικές ιδιομορφές κατά τις διευθύνσεις (α) Y και (β) X

### 3.9.3 Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα

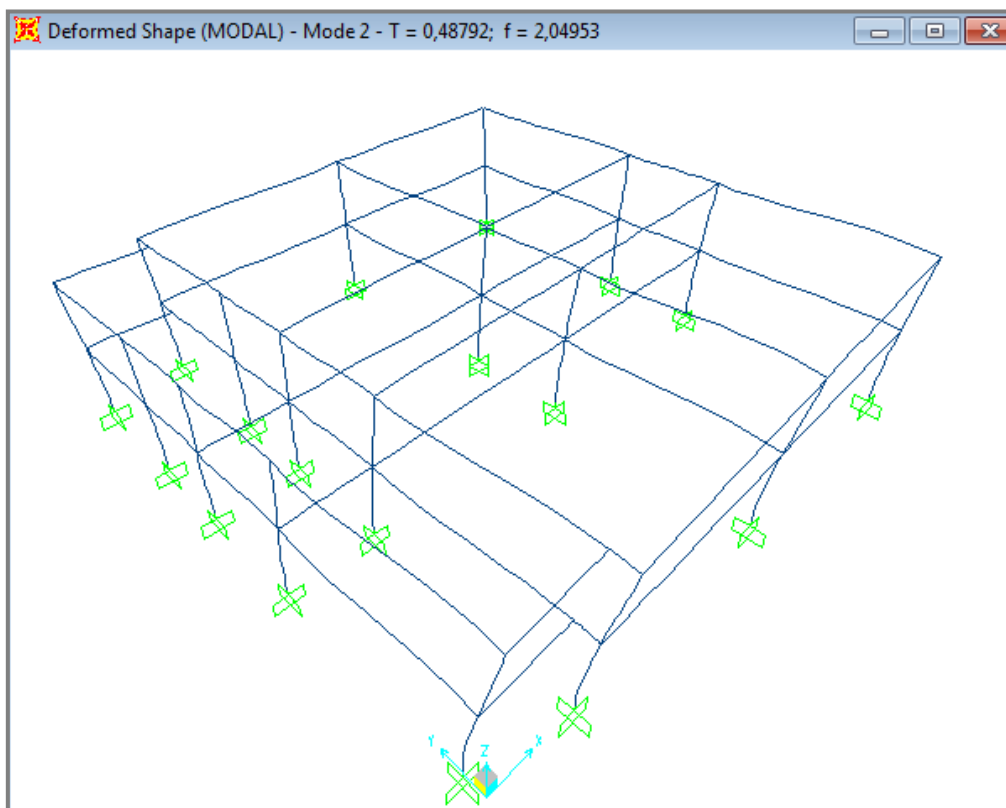
Στον Πίνακα 3 παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφικές μάζες για τον φορέα με έκκεντρη διάταξη των τοιχωμάτων. Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι για τις διευθύνσεις X, Y ισούνται με  $T_x = 0,151\text{sec}$  και  $T_y = 0,488\text{sec}$ . Δίνουν ποσοστά ιδιομορφικών μαζών ίσα με  $U_x = 33,80\%$  για την 4<sup>η</sup> ιδιομορφή και  $U_y = 63,31\%$  για την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή. Στο Σχήμα 24 παρουσιάζεται η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή που είναι στρεπτική, λόγω της δημιουργίας εκκεντρότητας, με ιδιοπερίοδο  $T = 0,740\text{sec}$ , καθώς επίσης η 2<sup>η</sup> και η 4<sup>η</sup> ιδιομορφή που είναι μεταφορικές κατά τους άξονες Y και X, αντίστοιχα.

**Πίνακας 3.** Ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφικές μάζες φορέα με έκκεντρα τοιχώματα

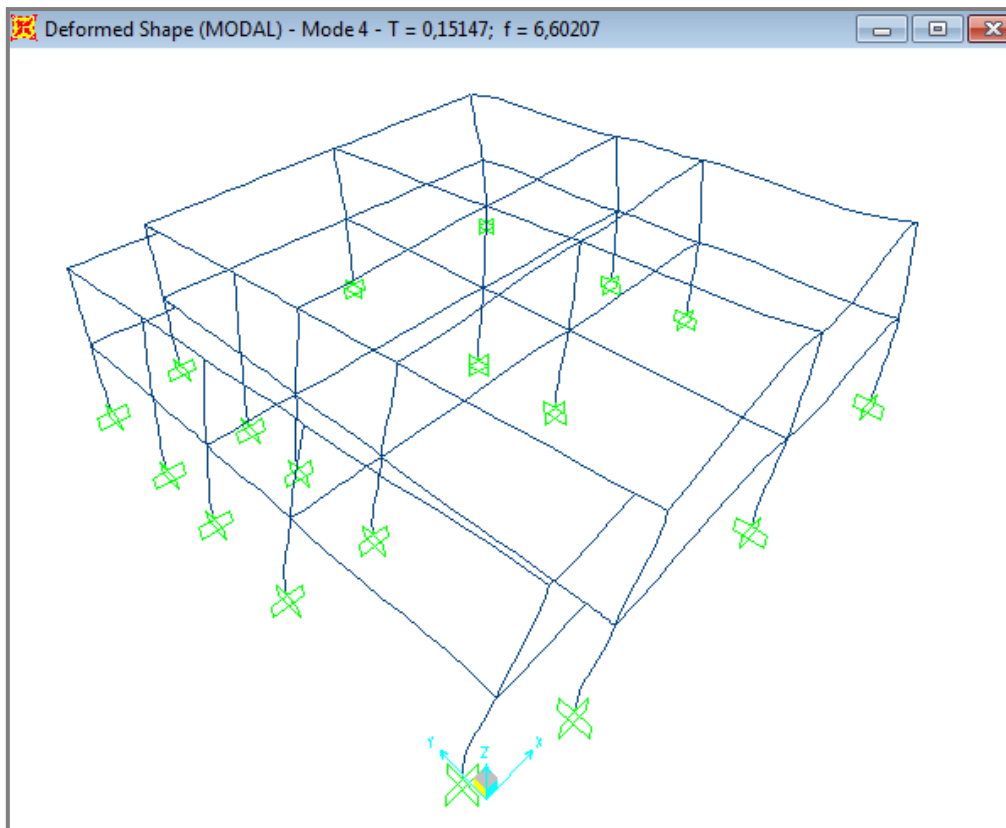
Ιδιομορφές	T (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	<b>0,740</b>	0,3504	0,2080	0,0000	0,3504	0,2080	0,0000
2	<b>0,488</b>	0,1247	<b>0,6331</b>	0,0000	0,4751	0,8410	0,0000
3	0,232	0,0468	0,0293	0,0000	0,5219	0,8703	0,0000
4	<b>0,151</b>	<b>0,3380</b>	0,0065	0,0000	0,8599	0,8768	0,0000
5	0,140	0,0460	0,1227	0,0000	0,9058	0,9994	0,0001
6	0,083	0,0001	0,0002	0,0225	0,9060	0,9996	0,0226
7	0,074	0,0000	0,0002	0,0259	0,9060	0,9998	0,0485
8	0,071	0,0000	0,0000	0,2274	0,9060	0,9998	0,2759
9	0,070	0,0000	0,0000	0,0000	0,9060	0,9998	0,2759
10	0,066	0,0000	0,0000	0,0817	0,9060	0,9998	0,3576
11	0,062	0,0000	0,0000	0,0264	0,9060	0,9998	0,3840
12	0,057	0,0000	0,0000	0,1244	0,9060	0,9998	0,5084



(a)



(b)



(γ)

**Σχήμα 24.** (α) Στρεπτική ιδιομορφή, (β) μεταφορική ιδιομορφή κατά την διεύθυνση Y, (γ) μεταφορική ιδιομορφή κατά την διεύθυνση X

#### 4.1 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια "ισοδύναμων" σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή (ΕΑΚ 2000).

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$ .

Η μέθοδος προορίζεται κυρίως για κανονικά κτίρια. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών αποτελεί βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της, διότι στην αντίθετη περίπτωση δεν είναι δυνατή η προσομοίωση της στρεπτικής ταλάντωσης των πατωμάτων.

##### 4.1.1 Ισοδύναμα Σεισμικά Φορτία

Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T) \quad (4.1)$$

όπου:

$M$  είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

$\Phi_d(T)$  είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, όπως προκύπτει από τις εξισώσεις (4.5) και

$T$  είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου.



Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot m_i \cdot \varphi_i / \sum_j m_j \cdot \varphi_j, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \quad (4.2)$$

όπου:

$m_i$  είναι η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη  $i$ ,

$\varphi_i$  είναι η συνιστώσα στη στάθμη  $i$  της θεμελιώδους ιδιομορφής μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου,

$V_H = 0,07 \cdot T \cdot V_o$  ( $\leq 0,25 \cdot V_o$ ) είναι μία πρόσθετη δύναμη που εφαρμόζεται στην κορυφή του κτιρίου όταν  $T \geq 1,0$ sec και

$N$  είναι ο αριθμός των ορόφων.

Σε κανονικά κτίρια επιτρέπεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων να γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (ΕΑΚ 2000):

$$F_i = (V_o - V_H) \cdot m_i \cdot z_i / \sum_j m_j \cdot z_j, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \quad (4.3)$$

όπου  $z_i$  η απόσταση της στάθμης  $i$  από τη βάση.

#### 4.1.2 Χωρική Επαλληλία

Για ταυτόχρονη στατική δράση των οριζόντιων σεισμικών φορτίων  $F_i$  κατά τις κύριες διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  του κτιρίου, καθώς επίσης και των κατακόρυφων σεισμικών φορτίων, οι πιθανές ακραίες τιμές  $ex A$  τυχόντος μεγέθους απόκρισης  $A$  υπολογίζονται από τη σχέση:

$$ex A = \pm \sqrt{(A_{,x})^2 + (A_{,y})^2 + (A_{,z})^2} \quad (4.4)$$

όπου  $A_{,x}$ ,  $A_{,y}$  και  $A_{,z}$  οι τιμές του υπόψη μεγέθους (με το πρόσημό τους) για ανεξάρτητη στατική φόρτιση του κτιρίου κατά τις θεωρούμενες διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  και  $z$ , αντίστοιχα.

Εναλλακτικά, επιτρέπεται η διαστασιολόγηση με τον δυσμενέστερο από τους επόμενους συνδυασμούς στατικών φορτίσεων (ΕΑΚ 2000):

- $F = \pm F_x \pm \lambda \cdot F_y \pm \mu \cdot F_z$
- $F = \pm \lambda \cdot F_x \pm F_y \pm \mu \cdot F_z$
- $F = \pm \lambda \cdot F_x \pm \mu \cdot F_y \pm F_z$

όπου  $\lambda = \mu = 0,30$ . Στις συμβολικές αυτές σχέσεις τα  $F_x$ ,  $F_y$  και  $F_z$  παριστάνουν τα διανύσματα των σεισμικών φορτίων κατά τις διευθύνσεις  $x$ ,  $y$  και  $z$  και το  $F$  παριστάνει την «συνισταμένη» σεισμική φόρτιση. Στη συνήθη περίπτωση αγνόησης της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, ο τρίτος συνδυασμός παραλείπεται και τίθεται  $\mu = 0$  στους δύο πρώτους. Έτσι, προκύπτουν οι παρακάτω συνδυασμοί:

- $F = \pm F_x \pm 0,3 \cdot F_y$
- $F = \pm 0,3 \cdot F_x \pm F_y$

## 4.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΤΟ SAP2000

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος εφαρμόστηκε στον αρχικό φορέα που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 3, αλλά και στους φορείς που προέκυψαν από τον αρχικό προσθέτοντας τοιχώματα συμμετρικά στις δύο πλευρές του κτιρίου (Σχήμα 13α) και έκκεντρα στη μία πλευρά του (Σχήμα 13β), με σκοπό να διερευνηθεί η επίδραση της προσθήκης εκκεντρότητας, στην διαμόρφωση των εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων και των μετακινήσεών τους.

### 4.2.1 Καθορισμός Φάσματος Σχεδιασμού

Για την εφαρμογή της μεθόδου, αρχικά καθορίστηκε το φάσμα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού, μέσω των παρακάτω εξισώσεων:

$$0 \leq T < T_1 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right] \quad (4.5. \alpha)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \quad (4.5. \beta)$$

$$T_2 < T : \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad (4.5. \gamma)$$

όπου:

$A = \alpha \cdot g$  μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους,

$g$  επιτάχυνση της βαρύτητας,

$\gamma_i$  συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου,

$q$  συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής,

$\eta$  διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης  $\neq 5\%$ ,

$\theta$  συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης,

$T_1$  και  $T_2$  χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος,

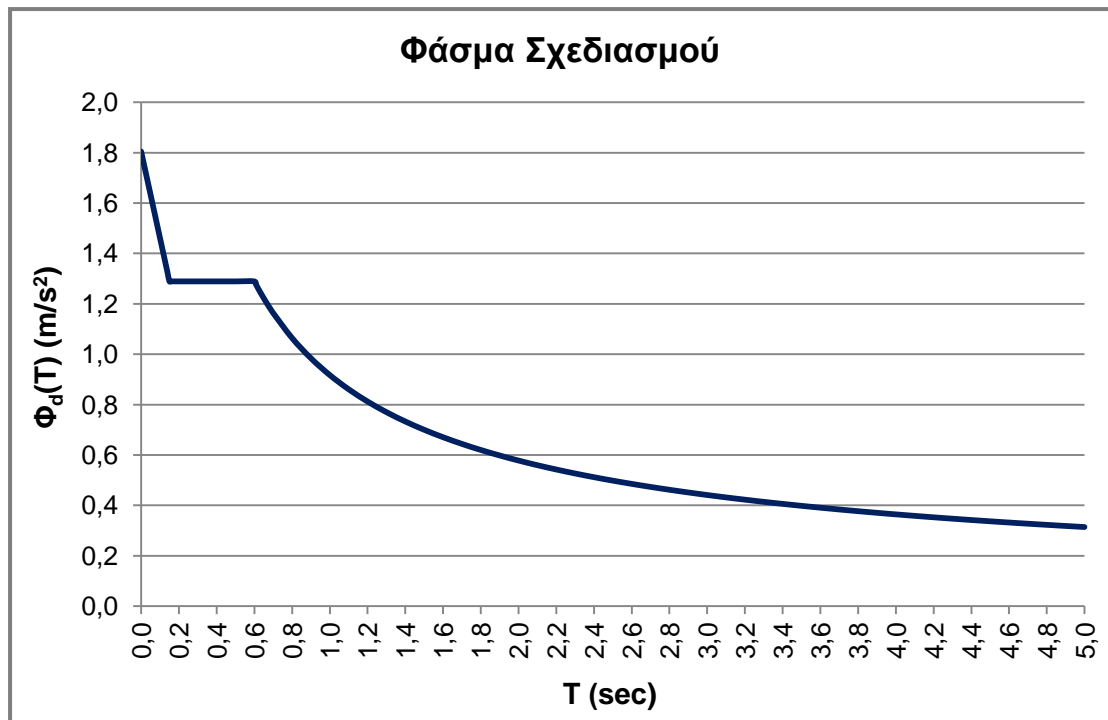
$\beta_0 = 2,5$  συντελεστής φασματικής ενίσχυσης και

A, B, Γ, Δ κατηγορία εδάφους.

Τα χαρακτηριστικά του φάσματος σχεδιασμού που θεωρήθηκαν είναι τα εξής:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II  $\rightarrow A = 0,16 \cdot g$
- Κατηγορία σπουδαιότητας: Σ3  $\rightarrow \gamma_i = 1,15$
- Συντελεστής συμπεριφοράς:  $q = 3,50$
- Ποσοστό απόσβεσης  $\zeta(\%) = 5 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = 1 \geq 0,7$
- Κατηγορία εδάφους: B  $\rightarrow \theta = 1,0, T_1 = 0,15\text{sec}, T_2 = 0,60\text{sec}.$

Το φάσμα σχεδιασμού που προέκυψε κάνοντας χρήση των εξισώσεων (4.5), παρουσιάζεται στο Σχήμα 25.



Σχήμα 25. Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού

#### 4.2.2 Υπολογισμός Ισοδύναμων Σεισμικών Φορτίων

Για τον υπολογισμό των "ισοδύναμων" σεισμικών φορτίων, η διαδικασία που ακολουθήθηκε είναι η εξής:

- Από την ιδιομορφική ανάλυση, προέκυψαν οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι κατά τις διευθύνσεις x και y των φορέων, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.
- Στη συνέχεια, υπολογίστηκαν οι φασματικές επιταχύνσεις  $\Phi_d(T_x)$ ,  $\Phi_d(T_y)$  κάνοντας χρήση του φάσματος σχεδιασμού.
- Για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης από την εξίσωση (4.1), υπολογίστηκε η μάζα κάθε ορόφου (σε Mgr) διαιρώντας τη συνολική αξονική δύναμη (σε kN) ανά όροφο που αντιστοιχεί στο συνδυασμό G+0,3Q με την επιτάχυνση της βαρύτητας, και αφαιρώντας τη μάζα των ανωτέρω ορόφων.
- Σύμφωνα με την εξίσωση (4.3) και χρησιμοποιώντας τα δεδομένα του Πίνακα 4, υπολογίστηκε η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων  $F_{i,x}$  και  $F_{i,y}$ .

**Πίνακας 4.** Δεδομένα για τον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων

	Αρχικός φορέας		Συμμετρικά τοιχώματα	Έκκεντρα τοιχώματα
$T_x$ (sec)	0,948		0,221	0,151
$T_y$ (sec)	0,767		0,529	0,488
$\Phi_d(T_x)$ (m/s <sup>2</sup> )	0,95		1,289	
$\Phi_d(T_y)$ (m/s <sup>2</sup> )	1,095			
$M_{2,ορόφου}$ (Mgr) ( $z_2 = 7m$ )	459,77		482,51	
$M_{1,ισογείου}$ (Mgr) ( $z_1 = 3,5m$ )	576,95		599,70	
$M_{συνολική}$ (Mgr)	1036,72		1082,21	
$\Sigma m_i \cdot z_i$	5237,72		5476,52	
$V_{o,x}$ (kN)	984,88		1394,97	
$V_{o,y}$ (kN)	1135,21			
$F_{2,x}$ (kN)	$F_{2,y}$ (kN)	605,17	697,55	860,33
$F_{1,x}$ (kN)	$F_{1,y}$ (kN)	379,71	437,66	534,64

#### 4.2.3 Εισαγωγή Δεδομένων στο SAP2000

Οι σεισμικές δυνάμεις ορίστηκαν στο SAP2000 χρησιμοποιώντας την επιλογή "Define → Load Patterns". Όπως φαίνεται στο Σχήμα 26, επιλέχθηκε "QUAKE" στο πεδίο "Type" και "User Loads" στο πεδίο "Auto Lateral Load Pattern". Στη συνέχεια, επιλέγοντας "Modify Lateral Load Pattern" εμφανίζεται το παράθυρο του Σχήματος 27, όπου καθορίζεται η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων στις διευθύνσεις x και y. Για να εφαρμοστούν τα σεισμικά φορτία εκατέρωθεν του κέντρου μάζας και σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα, στο πεδίο "Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)" τέθηκε η τιμή της, ίση με  $e_{tx} = e_{ty} = 0,05 \cdot L = 0,05 \cdot 22,5 = 1,125m$  και για τις δύο διευθύνσεις x και y της σεισμικής δράσης, εφόσον οι διαστάσεις του κτιρίου σε κάτοψη θεωρήθηκαν ίσες με  $L_x = L_y = 22,5m$ .



**Load Combination Data**

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G+0,3Q	Combination	1,
G+0,3Q	Combination	1,
Fx	Linear Static	1,
Fy	Linear Static	0,3

**Σχήμα 28.** Γραμμικός συνδυασμός  $G+0,3Q+F_x+0,3F_y$

Σημειώνεται, ότι κατά την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου στον αρχικό φορέα, τα σεισμικά φορτία θεωρήθηκαν ίσα με  $F_{1,x} = F_{1,y} = 534,64\text{kN}$  και  $F_{2,x} = F_{2,y} = 860,33\text{kN}$ , δηλαδή ίσα με αυτά που εφαρμόστηκαν στους φορείς όπου τα τοιχώματα τοποθετήθηκαν συμμετρικά και έκκεντρα, ώστε να διεξαχθούν αξιόπιστα συμπεράσματα για την επίδραση της εκκεντρότητας στους δείκτες ανεπάρκειας και τις μετακινήσεις των δομικών του στοιχείων.

### 4.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Με την εφαρμογή της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου, υπολογίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων για τους 8 συνδυασμούς φόρτισης  $G+0,3Q \pm F_x \pm 0,3F_y$  και  $G+0,3Q \pm 0,3F_x \pm F_y$ , που παρουσιάζονται στους Πίνακες Π.1., Π.2., Π.3. και Π.4. του Παραρτήματος. Στη συνέχεια, υπολογίστηκαν οι δείκτες ανεπάρκειας σε κάμψη και διάτμηση, διαιρώντας την δυσμενέστερη ροπή ή τέμνουσα με την αντίστοιχη διαθέσιμη αντοχή των δομικών στοιχείων. Επίσης, για τα υποστυλώματα υπολογίστηκαν οι σταθμισμένοι δείκτες ανεπάρκειας σε κάμψη και διάτμηση, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\lambda_i = \frac{\lambda_1 \cdot N_1 + \lambda_2 \cdot N_2 + \dots + \lambda_{36} \cdot N_{36}}{\sum N_{i(i=1,2,\dots,36)}} \quad (4.6)$$

όπου:

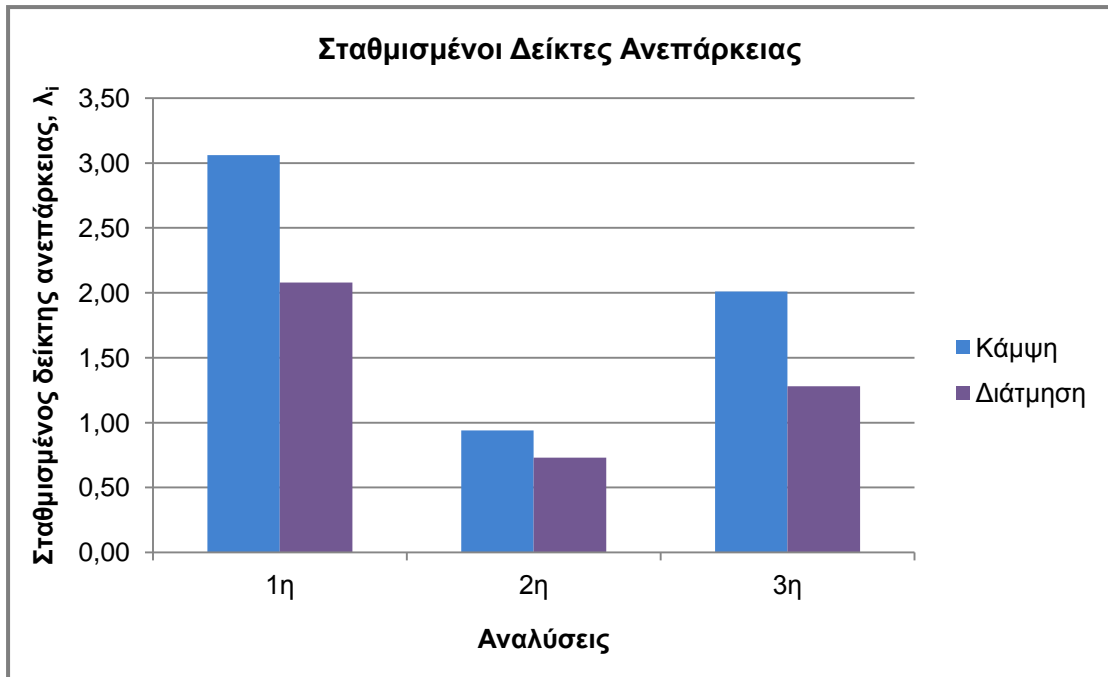
$\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_{36}$  οι δείκτες ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων σε κάμψη ή διάτμηση,

$N_1, N_2, \dots, N_{36}$  οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων που αντιστοιχούν στον συνδυασμό  $G+0,3Q$ .

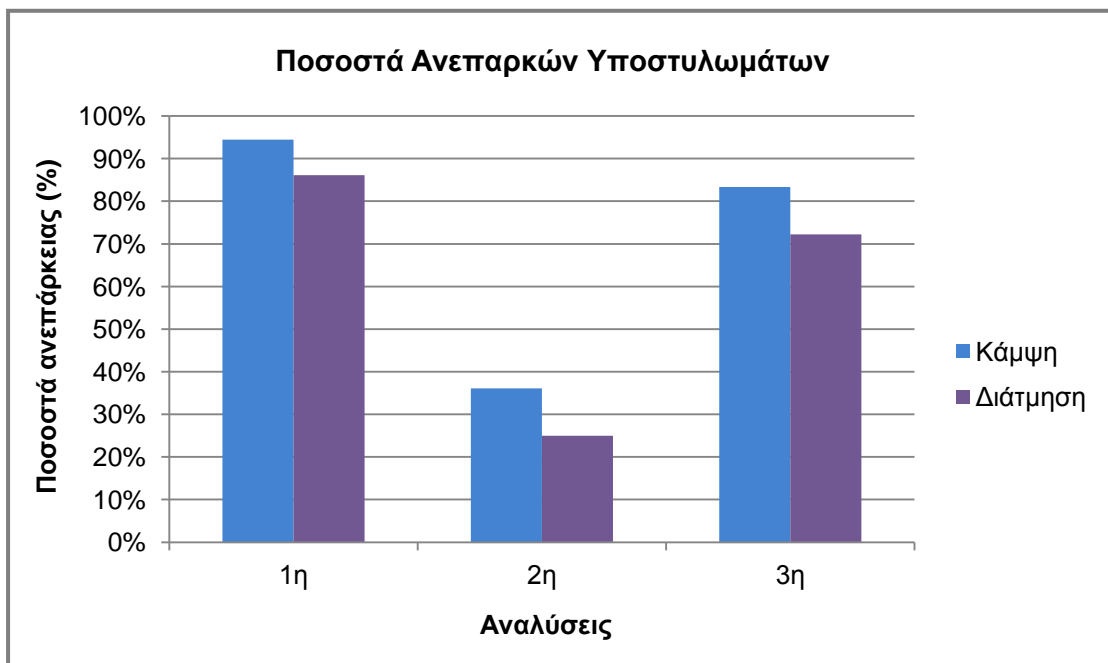
Στα Γραφήματα 1α και 1β παρουσιάζονται οι σταθμισμένοι δείκτες ανεπάρκειας και τα ποσοστά των ανεπαρκών υποστυλωμάτων αντίστοιχα, για τις εξής αναλύσεις:

- την 1<sup>η</sup> ανάλυση του αρχικού φορέα,
- την 2<sup>η</sup> ανάλυση του φορέα με συμμετρικά τοποθετημένα τοιχώματα και
- την 3<sup>η</sup> ανάλυση του φορέα με έκκεντρα τοποθετημένα τοιχώματα.





(α)



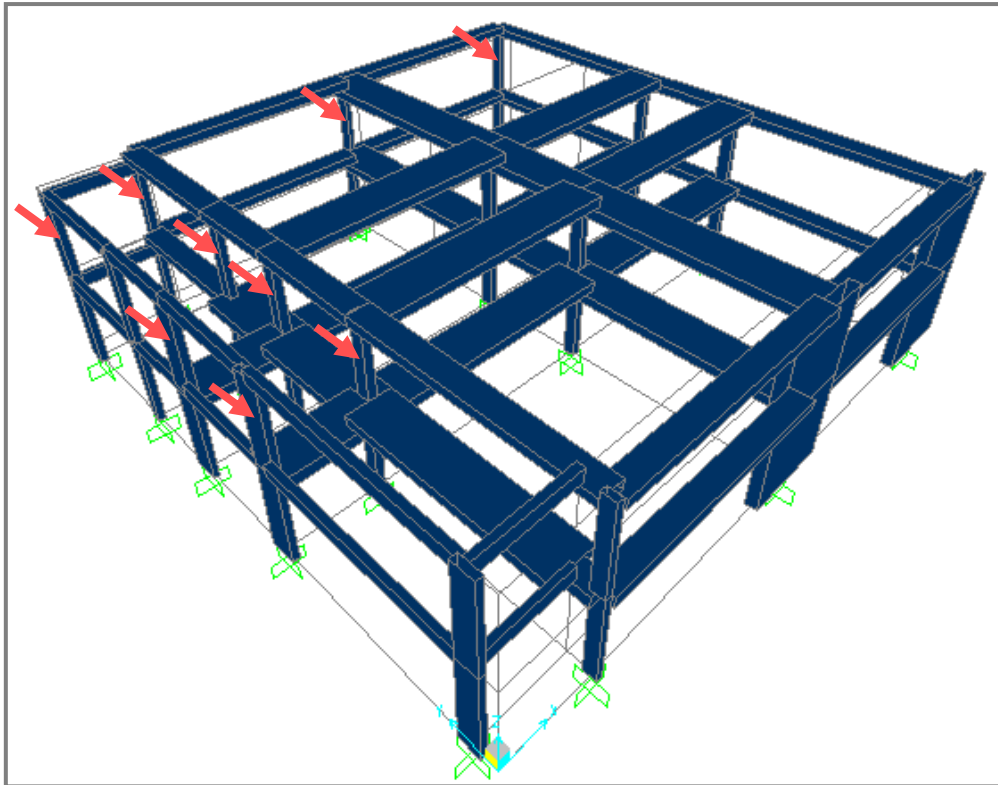
(β)

**Γράφημα 1. (α)** Σταθμισμένοι δείκτες ανεπάρκειας και **(β)** ποσοστά ανεπαρκών υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση

Παρατηρώντας το Γράφημα 1α διαπιστώνουμε, ότι η προσθήκη τοιχωμάτων συμμετρικά τοποθετημένων στις δύο πλευρές του κτιρίου, συνέβαλε σε μείωση του σταθμισμένου δείκτη ανεπάρκειας κατά 69,28% και 64,90% στις περιπτώσεις της κάμψης και της διάτμησης, αντίστοιχα. Όταν τα τοιχώματα τοποθετήθηκαν έκκεντρα στη μία πλευρά του κτιρίου, παρατηρήθηκε και πάλι μείωση του σταθμισμένου δείκτη ανεπάρκειας σε μικρότερα όμως ποσοστά, δηλαδή κατά 34,31% στην περίπτωση της κάμψης και κατά 38,46% στην περίπτωση της διάτμησης.

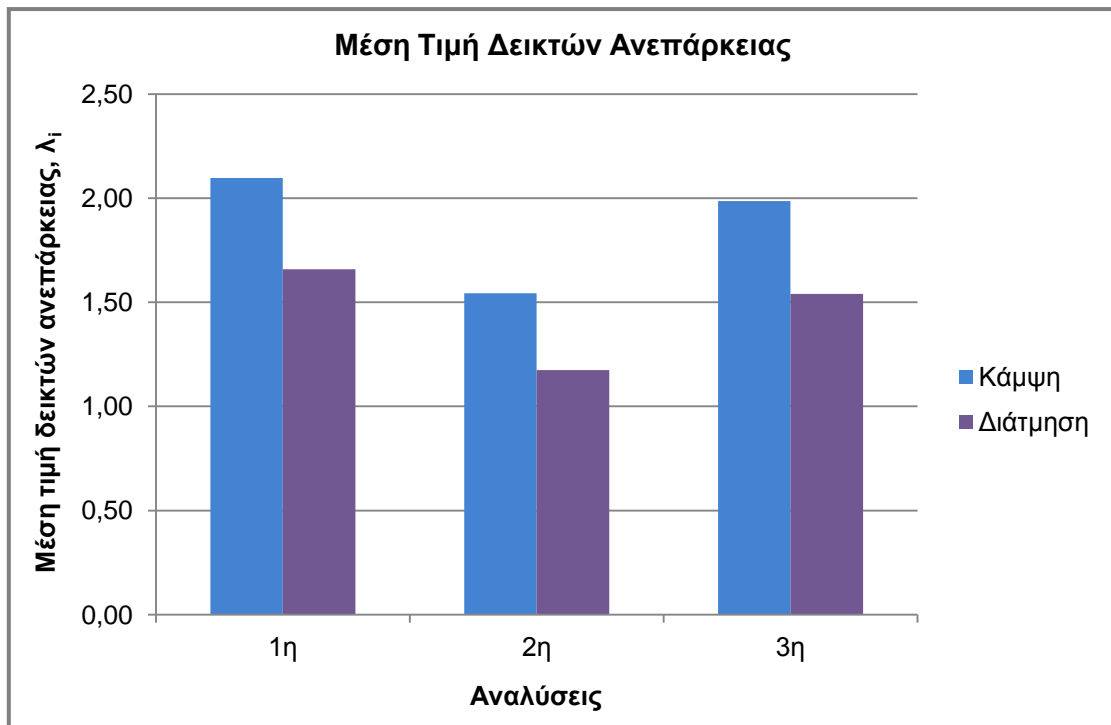
Σε ανάλογα συμπεράσματα καταλήγουμε παρατηρώντας το Γράφημα 1β. Μεταξύ των αναλύσεων 1 και 2, το ποσοστό ανεπαρκών υποστυλωμάτων μειώθηκε κατά 61,76% και 70,97% στις περιπτώσεις της κάμψης και της διάτμησης αντίστοιχα, ενώ μεταξύ των αναλύσεων 1 και 3, η μείωση διαμορφώθηκε σε 11,76% και 16,13%. Ωστόσο, τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη σύγκριση των σταθμισμένων δεικτών ανεπάρκειας κρίνονται πιο αξιόπιστα ως προς τον έλεγχο της έκτασης των τοπικών ανεπαρειών, διότι λαμβάνουν υπόψη τη μεταβολή του δείκτη ανεπάρκειας και την αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων.

Η δημιουργία εκκεντρότητας συνέβαλε σε μείωση του δείκτη ανεπάρκειας των περισσότερων υποστυλωμάτων, ωστόσο σε ορισμένα από αυτά ο ανωτέρω δείκτης αυξήθηκε σε κάμψη ή και διάτμηση. Τα εν λόγω υποστυλώματα επισημαίνονται στο Σχήμα 29. Σημειώνεται, ότι σε τέσσερα από αυτά, ο δείκτης ανεπάρκειας αυξήθηκε πάνω από 10% (~10-25,5%), ενώ στα υπόλοιπα κάτω από 10%. Η αύξηση του εν λόγω δείκτη οφείλεται στη δυσμενή θέση των υποστυλωμάτων, λόγω δημιουργίας σημαντικών μεταφορικών και στρεπτικών κινήσεων.

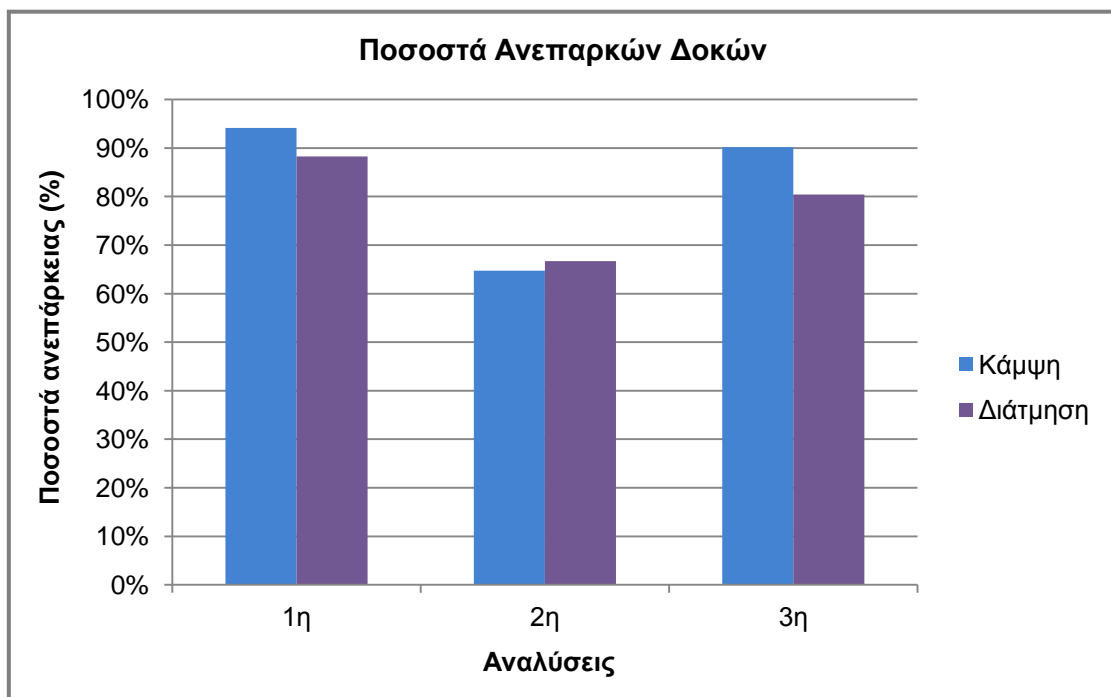


**Σχήμα 29.** Υποστυλώματα με αυξημένο δείκτη ανεπάρκειας σε κάμψη ή και διάτμηση, λόγω προσθήκης εκκεντρότητας

Όσον αφορά στις δοκούς, στα Γραφήματα 2α, 2β παρουσιάζεται αντίστοιχα, η μέση τιμή των δεικτών ανεπάρκειας και τα ποσοστά ανεπάρκειας σε κάμψη και διάτμηση. Η ανεπάρκεια των δοκών παρουσιάζεται στις στηρίξεις και τα υψηλά ποσοστά της οφείλονται στις διαστάσεις των δοκών – συμπαγείς ζώνες, που έχουν μεγάλο πλάτος (μέχρι και 1,7m) σε σύγκριση με το ύψος τους (0,375m). Με την προσθήκη συμμετρικών τοιχωμάτων, η μέση τιμή των δεικτών ανεπάρκειας μειώθηκε κατά 26,67% και 28,92% στις περιπτώσεις της κάμψης και της διάτμησης, αντίστοιχα. Με την τοποθέτηση των τοιχωμάτων στη μια πλευρά του κτιρίου, η ανωτέρω μείωση διαμορφώθηκε σε μικρότερα ποσοστά, δηλαδή κατά 5,24% στην περίπτωση της κάμψης και 7,23% στην περίπτωση της διάτμησης. Παρόμοια συμπεράσματα προκύπτουν από το Γράφημα 2β. Μεταξύ των αναλύσεων 1 και 2, παρατηρούμε ότι το ποσοστό των ανεπαρκών δοκών μειώθηκε κατά 31,25% και 24,44% στις περιπτώσεις της κάμψης και της διάτμησης αντίστοιχα, ενώ μεταξύ των αναλύσεων 1 και 3, η μείωση διαμορφώθηκε σε 4,16% και 8,90%. Διαπιστώνουμε, ότι η προσθήκη εκκεντρότητας συνέβαλε στη μείωση του δείκτη ανεπάρκειας αρκετών δοκών. Ωστόσο, για το 50% περίπου των δοκών παρατηρήθηκε αύξηση του συγκεκριμένου δείκτη σε κάμψη ή και διάτμηση, όπως φαίνεται στον Πίνακα Π.4. του Παραρτήματος.



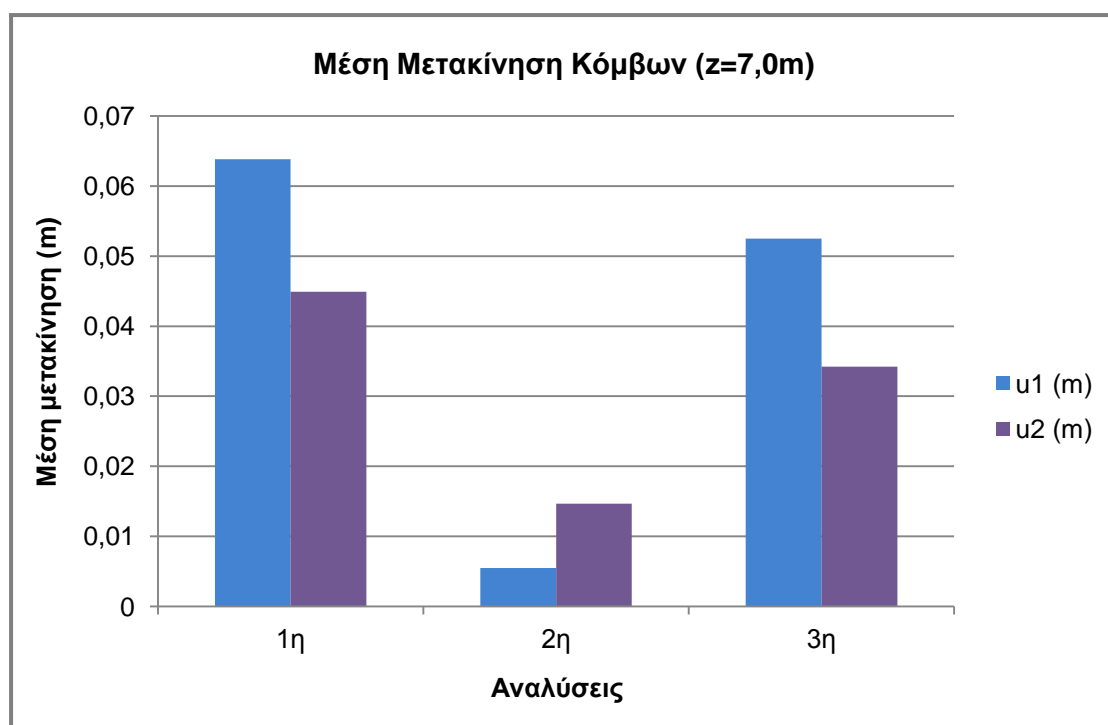
(α)



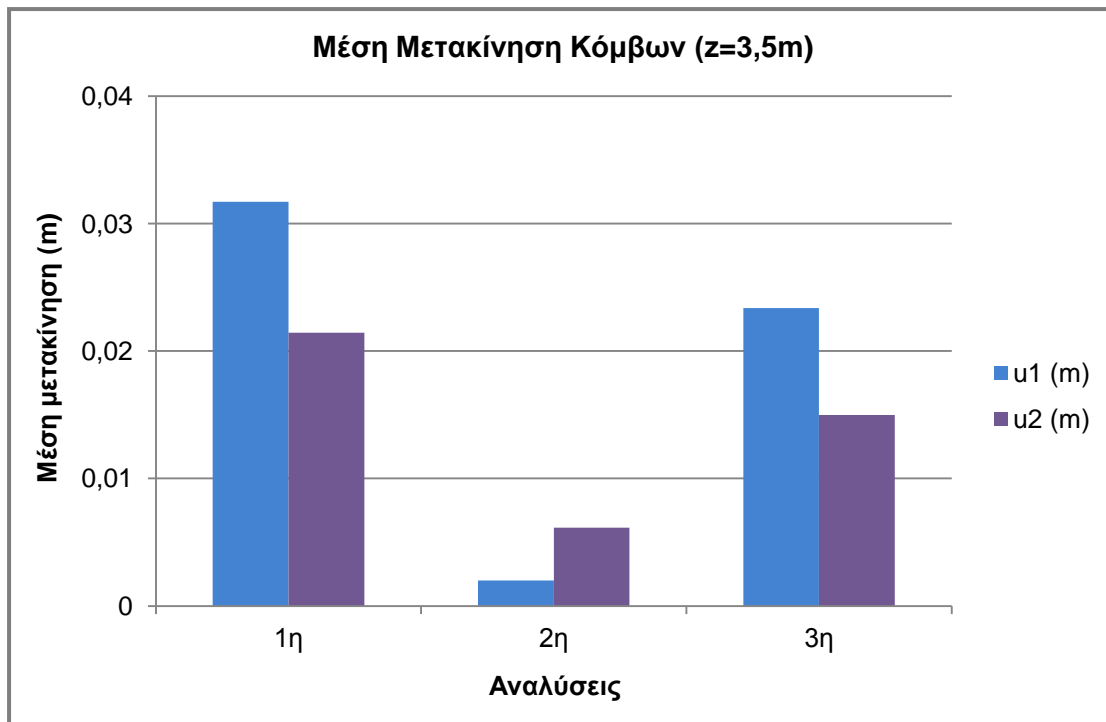
(β)

**Γράφημα 2. (α)** Μέση τιμή δεικτών ανεπάρκειας και **(β)** ποσοστά ανεπαρκών δοκών σε κάμψη και διάτμηση

Στο Γράφημα 3 παρουσιάζεται η μέση τιμή των δυσμενέστερων μετακινήσεων  $u_1$  (ή  $u_x$ ) και  $u_2$  (ή  $u_y$ ) των κόμβων του ορόφου και στο Γράφημα 4 των κόμβων του ισογείου. Οι τιμές των μετακινήσεων των κόμβων παρουσιάζονται στους Πίνακες Π.5. και Π.6. του Παραρτήματος. Στο Γράφημα 3 παρατηρούμε ότι μεταξύ των αναλύσεων 1 και 2, οι μετακινήσεις  $u_x$ ,  $u_y$  μειώθηκαν κατά 91,38% και 67,31% αντίστοιχα, όπως αναμενόταν, λόγω της τοποθέτησης τοιχωμάτων με συμμετρική διάταξη. Μεταξύ των αναλύσεων 1 και 3, η μείωση διαμορφώθηκε σε μικρότερα ποσοστά, δηλαδή 17,70% για τη μετακίνηση  $u_x$  και 23,78% για τη  $u_y$ , καθώς ο φορέας με τα έκκεντρα τοιχώματα είναι πιο εύκαμπτος συγκριτικά με τον φορέα με τα συμμετρικά τοιχώματα. Ανάλογα συμπεράσματα προκύπτουν από το Γράφημα 4, για τις μετακινήσεις των κόμβων του ισογείου.



**Γράφημα 3.** Μέση μετακίνηση των κόμβων του ορόφου



**Γράφημα 4.** Μέση μετακίνηση των κόμβων του ισογείου

#### 5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance – Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) 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 (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010).

Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων-ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής.

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, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

## 5.2 ΣΤΟΧΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίνακας 5) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού) (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2011).

**Πίνακας 5.** Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2011)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
1. 10%	A1	B1	Γ1
2. 50%	A2	B2	Γ2

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2011):

- «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (A) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.
- «Προστασία ζωής» (B) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.



- «Οιονεί κατάρρευση» (Γ) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

### 5.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

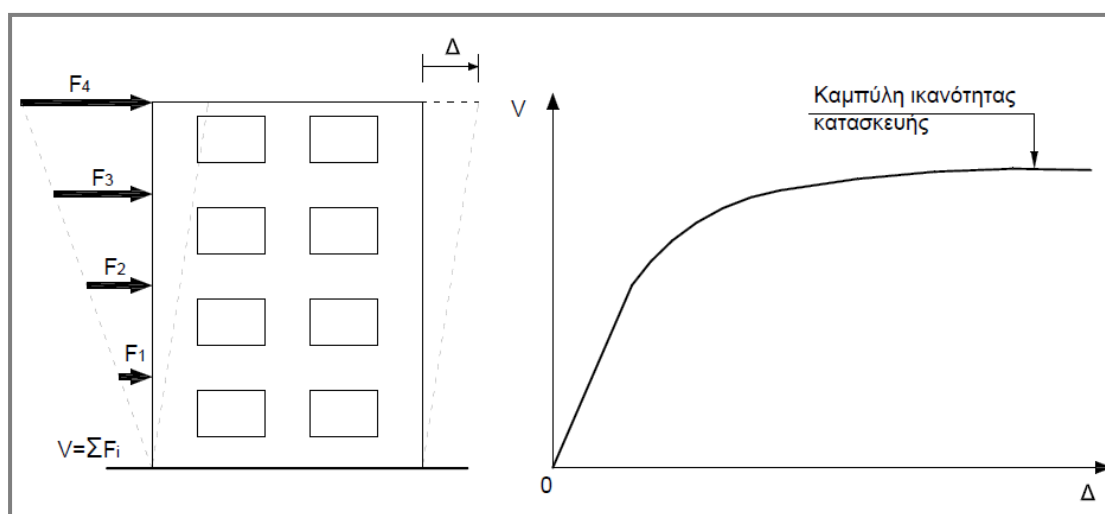
Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία, όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία καταναμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου (ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2011).

### 5.3.1 Καμπύλη Ικανότητας

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχήμα 30). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, 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 (μεθοδολογία *rushover*), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010).

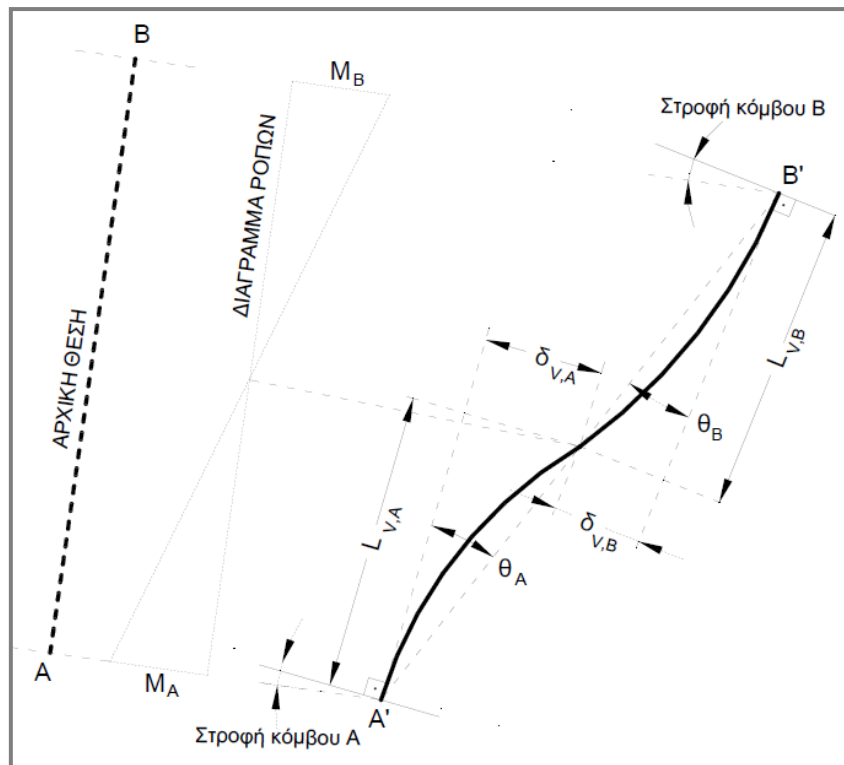


**Σχήμα 30.** Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010)

### 5.3.2 Καμπύλη F- $\delta$ Δομικού Στοιχείου ή Διατομής

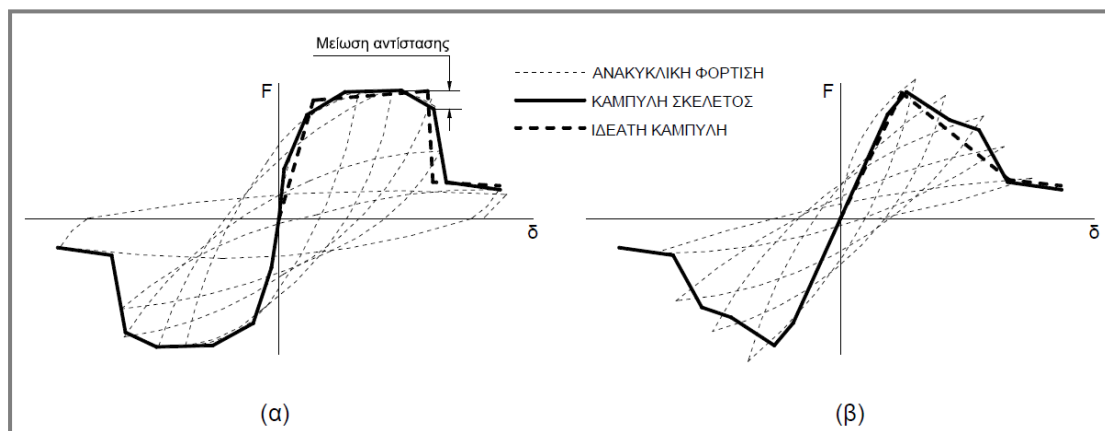
Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, "F", με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, "δ". Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές 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, C (ή 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 ΩΣ 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, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχήμα 31). 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 31. Ορισμός γωνίας  $\theta$  (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010)

Η κατασκευή των διαγραμμάτων  $F-\delta$  των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη-σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 32. Στο Σχήμα 32α φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχήμα 32β σε διατμητική καταπόνηση.



Σχήμα 32. Καμπύλες  $F-\delta$  δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά, (β) διατμητική συμπεριφορά (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010)

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F- $\delta$  λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο Σχήμα 33. Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων. Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

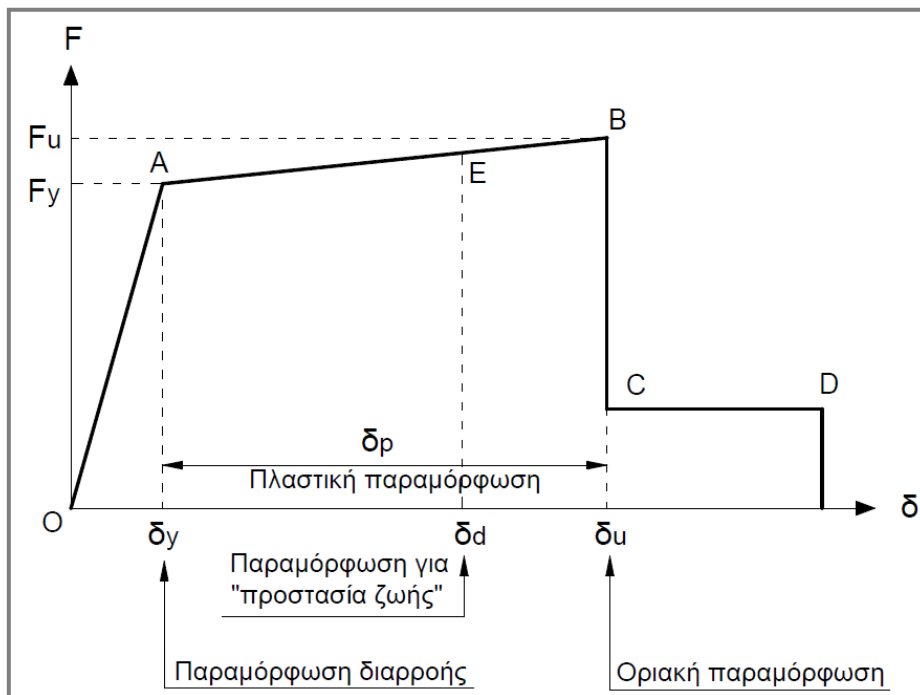
- **Τμήμα OA:** Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση. Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της  $\delta_y = \theta_y$  πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής  $C_y$  ή  $(1/r)_y$  αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 - Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της  $\theta_y$  για συνήθεις διατομές από ΩΣ, λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.
- **Τμήμα AB:** Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο 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. Συνήθως, στην καμπύλη-σκελετό το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντοχής (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της [βλ. Σχήμα 32α]. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον Ευρωκώδικα 8 - Τμήμα 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής,  $\theta_u$ , για συνήθεις διατομές από ΩΣ. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής  $F_y$  μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Η παραμόρφωση  $\delta_u$  ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, 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 δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

- Στάθμες επιτελεστικότητας, E:** Στην καμπύλη F-δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις,  $\delta_d$ . Στο Σχήμα 33, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας, E, δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο στοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάσιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον. Σε περιπτώσεις πλάσιμων στοιχείων (όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (όταν η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων. Για παράδειγμα, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ως εξής τις παραμορφώσεις  $\delta_d$  που αντιστοιχούν σε πλάσιμα στοιχεία στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής:

✓ Πρωτεύοντα στοιχεία:  $\delta_d = 0,5(\delta_y + \delta_u)/\gamma_{Rd}$

✓ Δευτερεύοντα στοιχεία:  $\delta_d = \delta_u/\gamma_{Rd}$

όπου  $\gamma_{Rd}$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας.



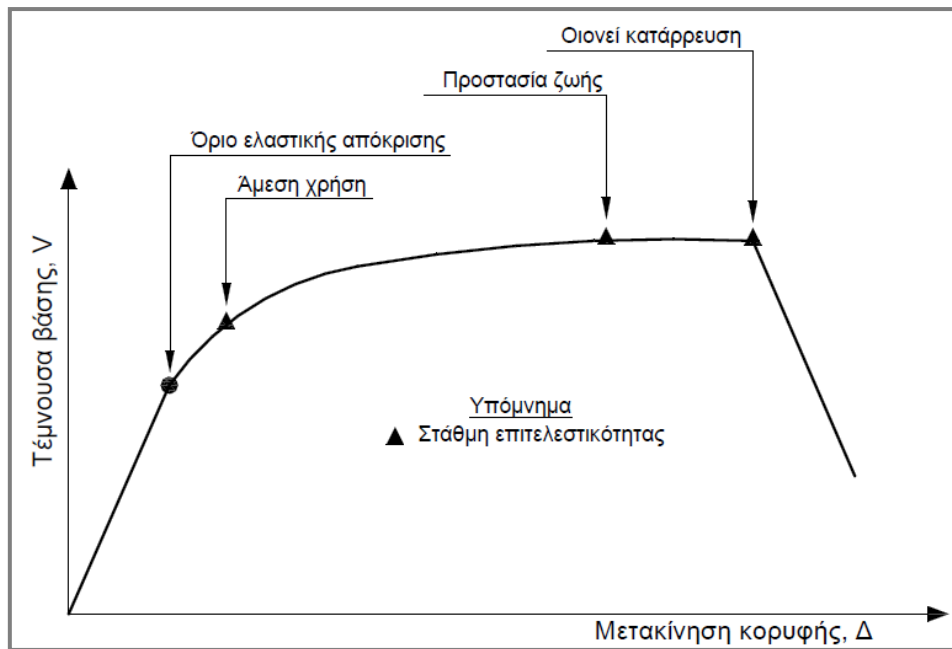
**Σχήμα 33.** Ιδεατή καμπύλη F-δ δομικών στοιχείων (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010)

### 5.3.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας Κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες F-δ 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 34. 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 προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Σε αυτό το πνεύμα γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, ώστε να βοηθηθεί ο μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις. Γενικώς, ως πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας προκύψει ότι ένα μικρό μόνο ποσοστό των στοιχείων της κατασκευής υπερβαίνει μία στάθμη επιτελεστικότητας, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο της παραμόρφωσης της κατασκευής που αντιστοιχεί σε αυτό το επίπεδο επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα, είναι γνωστό ότι οι δοκοί που συνδέουν συζευγμένα τοιχώματα υφίστανται σημαντικές βλάβες ακόμη και για σχετικά μικρές παραμορφώσεις της κατασκευής, χωρίς όμως αυτό να επηρεάζει την ικανότητα της κατασκευής να παραλάβει σεισμικά φορτία. Επομένως, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να οριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία. Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη ικανότητας που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη.



**Σχήμα 34.** Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010)

#### 5.3.4 Έλεγχος Στοχευόμενης Ικανότητας

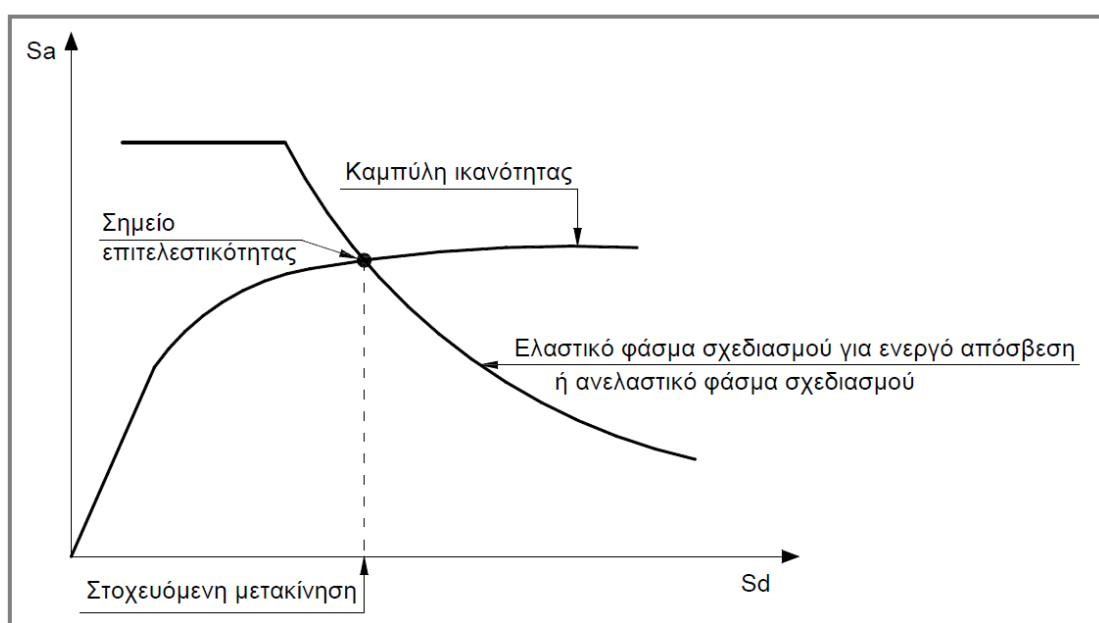
Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως, απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ' ανάγκην αξιόπιστα, επειδή εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής διέγερσης. Γι' αυτό και απαιτούνται πολλές τέτοιες επιλύσεις με σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών. Ως μία απλοποίηση του προβλήματος, η μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί με προσεγγιστικές μεθόδους (π.χ. μέθοδος των συντελεστών) ή με στατική μη-γραμμική ανάλυση (μέθοδος pushover), η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης, όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α. (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010).



Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (μετακίνηση κορυφής) σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας για τις οποίες γίνεται έλεγχος. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης  $F-\delta$  βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.

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, όπως φαίνεται στο Σχήμα 35.



**Σχήμα 35.** Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (ΨΥΧΑΡΗΣ, 2010)

## 5.4 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΟ SAP2000

Η ανελαστική στατική ανάλυση εφαρμόσθηκε στους υπό μελέτη φορείς, με σκοπό την αποτίμηση της συμπεριφοράς τους πέραν της ελαστικής περιοχής. Στην ενότητα αυτή, περιγράφεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την εφαρμογή της συγκεκριμένης ανάλυσης.

### 5.4.1 Υπολογισμός Γωνίας Στροφής στη Διαρροή και Αστοχία

#### 5.4.1.α Καμπυλότητα διαρροής

Για τον υπολογισμό της ροπής διαρροής,  $M_y$  και των γωνιών στροφής κατά τη διαρροή,  $\theta_y$  αρχικά υπολογίστηκε η καμπυλότητα διαρροής βάσει του Παραρτήματος 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αφορά στον αναλυτικό υπολογισμό της καμπυλότητας διαρροής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη και προβλέπεται παρακάτω:

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

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (5.1)$$

- Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη - γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του  $\epsilon_c \sim 1,8f_c/E_c$ ), τότε:

$$(1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1,8f_c}{E_c \xi_y d} \quad (5.2)$$

Λαμβάνεται η μικρότερη των τιμών  $(1/r)_y$  από τις εξισώσεις (5.1) και (5.2).

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή,  $\xi_y$ , ανηγμένο στο στατικό ύψος  $d$ , είναι:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A \quad (5.3)$$

όπου  $\alpha = E_s/E_c$  και τα  $A, B$  προσδιορίζονται από τις κατωτέρω εξισώσεις (5.4) ή (5.5), εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα αντίστοιχα:

- Διαρροή λόγω χάλυβα:

$$\left. \begin{aligned} A &= \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y} \\ B &= \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y} \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

- Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος:

$$\left. \begin{aligned} A &= \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8abdf_c} \\ B &= \rho + \rho'\delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') \end{aligned} \right\} \quad (5.5)$$

Στις εξισώσεις (5.4) και (5.5),  $\rho$ ,  $\rho'$  και  $\rho_v$  είναι τα ποσοστά του εφελκυσμένου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο  $bd$ ),  $\delta'=d'/d$ , όπου  $d'$  η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος,  $b$  το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και  $N$  το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη).

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή  $M_y$  προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left[ 0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right] + \left[ (1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (5.6)$$

#### 5.4.1.β Γωνία στροφής στη διαρροή

Η γωνία στροφής χορδής  $\theta_y$  στην καμπτική διαρροή των στοιχείων, βάσει του ΚΑΝ.ΕΠΕ. εκτιμάται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = \left( \frac{1}{r} \right)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\left( \frac{1}{r} \right)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (5.7)$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (5.8)$$

Στις εξισώσεις (5.7) και (5.8), ο 1<sup>ος</sup> όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2<sup>ος</sup> όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ , ενώ ο 3<sup>ος</sup> όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου ( $f_y$  και  $f_c$  σε MPa). Το μήκος  $L_s$  είναι ο λόγος  $M/V$  στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών.

Εάν οι παραμορφώσεις "δ" αναφέρονται στο σύνολο του μήκους  $L_s = \alpha_s h$  στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως  $\delta$  χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής  $\theta$ ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της  $\theta_y$  που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με  $(1/r)_y (L_s + a_v z)/3$ , όπου ο όρος  $a_v z$  εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σε αυτές,  $z$  είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, ο δε συντελεστής  $a_v$  ισούται με 1 εάν η τέμνουσα,  $V_{R1}$ , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή  $V_{Mu} = M_y/L_s$ , και με 0 αν είναι μεγαλύτερη. Στην τιμή αυτή χρειάζεται να προστεθεί η συμβολή της στροφής της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Χρειάζεται επίσης να προστεθεί η συμβολή των διατμητικών παραμορφώσεων στη  $\theta_y$ .

#### 5.4.1.γ Πλαστική γωνία στροφής χορδής και συνολική γωνία στροφής χορδής

Για τη μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ισχύει:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25 \left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1,25^{100\rho_d}) \quad (5.9)$$

όπου:

$\alpha_s = M/Vh$ , ο λόγος διάτμησης,

$\omega, \omega'$  : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος),

$v = N/bhf_c$  : (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης),

$\rho_s = A_{sh}/b_w s_h$  : γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης,

$\rho_d$  : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Για τη μέση τιμή του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία του στοιχείου:

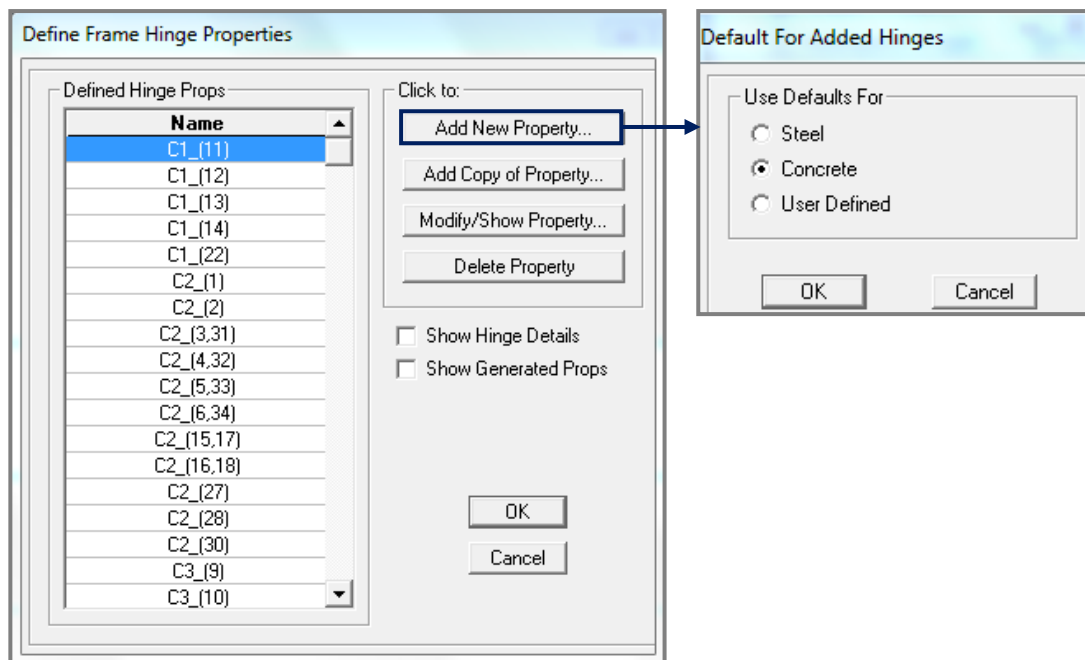
$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145(0,25^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} (f_c)^{0,2} (\alpha_s)^{0,35} 25^{\left(\alpha_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1,275^{100\rho_d}) \quad (5.10)$$

όπου η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή,  $\theta_y$ , είναι αυτή η οποία προκύπτει από τις εξισώσεις (5.7) και (5.8).

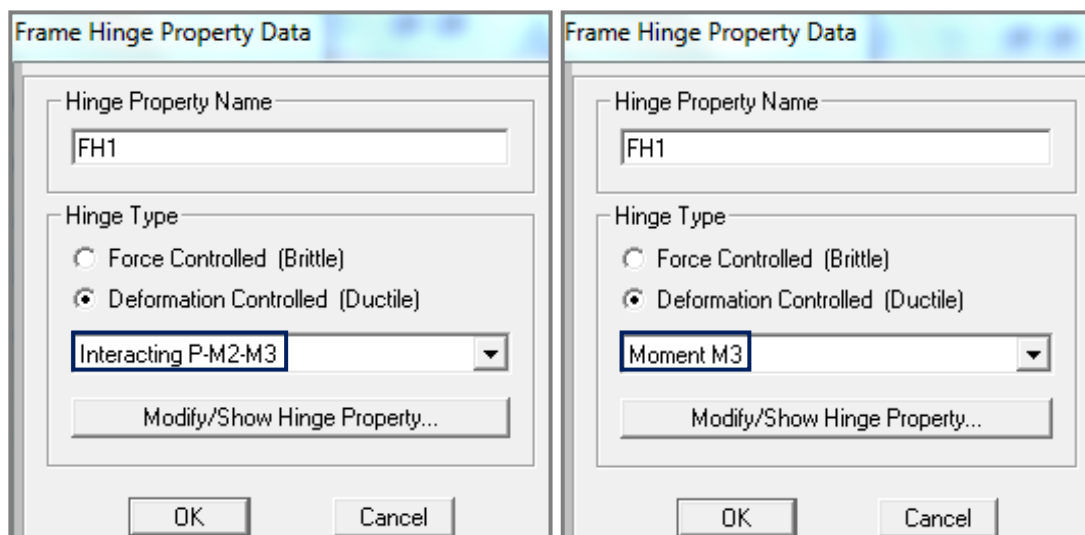
Για τοιχώματα που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, το 2<sup>ο</sup> μέλος της εξίσωσης (5.9) χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,58 (ο συντελεστής γίνεται 0,009), ενώ το 2<sup>ο</sup> μέλος της εξίσωσης (5.10) χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,56 (ο συντελεστής γίνεται 0,008).

#### 5.4.2 Καμπύλη M-θ Δομικών Στοιχείων

Αφού υπολογίστηκαν η ροπή διαρροής και οι γωνίες στροφής χορδής κατά τη διαρροή και αστοχία των δομικών στοιχείων, για την πραγματοποίηση της Pushover ανάλυσης, στη συνέχεια καθορίστηκε η ανελαστική τους συμπεριφορά μέσω διαγραμμάτων ροπής – στροφής. Για το σκοπό αυτό, χρησιμοποιήθηκε η εντολή "Define → Section Properties → Hinge Properties". Εμφανίστηκε το Σχήμα 36α και επιλέχθηκε η εντολή "Add New Property → Concrete". Στα Σχήματα 36β, 36γ που αφορούν στα υποστυλώματα και τις δοκούς αντίστοιχα, καθορίστηκε ως κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης, να είναι η μετακίνηση ελέγχου "Deformation Controlled (Ductile)". Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων επιλέχθηκε "Interacting P-M2-M3", διότι κρίσιμη για την αστοχία τους είναι η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης και των ροπών κάμψης ως προς τους άξονες 2 και 3. Όσον αφορά στις δοκούς, κρίσιμη είναι η αστοχία σε κάμψη, οπότε επιλέχθηκε "Moment M3".



(α)



(β)

(γ)

**Σχήμα 36.** (α) Επιλογή "Add New Property → Concrete". (β) Κρίσιμη για την αστοχία των υποστυλωμάτων είναι η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης P και των ροπών M2, M3. (γ) Κρίσιμη για την αστοχία των δοκών είναι η ροπή M3.

Επιλέγοντας τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας για τα υποστυλώματα, εμφανίστηκε το Σχήμα 37α. Στο πεδίο "Symmetry Condition" έγινε η επιλογή "Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3", καθώς το διάγραμμα M-θ προκύπτει συμμετρικό για κάμψη των υποστυλωμάτων ως προς τους άξονες 2 και 3. Στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, για τον προσδιορισμό της  $\theta_{um,pl}$ , απαιτείται ο καθορισμός της αξονικής δύναμης. Επιλέγοντας "Modify/Show Axial Force Values" εμφανίστηκε το Σχήμα 37β, και στο πεδίο "Axial Force" τέθηκε η αξονική δύναμη που αντιστοιχεί στο συνδυασμό G+0,3Q. Ακολούθως, μέσω της επιλογής "Modify/Show Moment Rotation Curve Data", ορίστηκε η καμπύλη M-θ στο πεδίο "Moment Rotation Data for Selected Curve" (Σχήμα 37γ). Στα σημεία A, B, C, D και E τέθηκαν οι τιμές που παρουσιάζονται στον Πίνακα 6, για κάμψη των υποστυλωμάτων ως προς τους άξονες 2 και 3 ("Angle" → 0° και 90°, αντίστοιχα). Τέλος, στην επιλογή "Acceptance Criteria (Plastic Deformation/SF)" τέθηκαν οι τιμές που παρουσιάζονται στον Πίνακα 7 σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπου οι παραμορφώσεις σχεδιασμού ορίζονται για τα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία ίσες με:

- $\theta_y$ , για στάθμη επιτελεστικότητας A (Άμεση χρήση μετά τον σεισμό),
- $\frac{1}{2}(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$ , για στάθμη επιτελεστικότητας B (Προστασία ζωής) και
- $\theta_u / \gamma_{Rd}$ , για στάθμη επιτελεστικότητας Γ (Αποφυγή κατάρρευσης), όπου  $\gamma_{Rd} = 1,80$ .

Frame Hinge Property Data for C1\_(11) - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type

- Moment - Rotation
- Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Scale Factor for Rotation (SF)

- SF is Yield Rotation per FEMA 356 Eqn. 5-2 (Steel Objects Only)
- User SF:

Load Carrying Capacity Beyond Point E

- Drops To Zero
- Is Extrapolated

Symmetry Condition

- Moment Rotation Dependence is Circular
- Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3**
- Moment Rotation Dependence has No Symmetry

**Requirements for Specified Symmetry Condition**

- Specify curves at angles of 0° and 90°.
- If desired, specify additional intermediate curves where: 0° < curve angle < 90°.

Axial Forces for Moment Rotation Curves

Number of Axial Forces:

Modify/Show Axial Force Values...

Curve Angles for Moment Rotation Curves

Number of Angles:

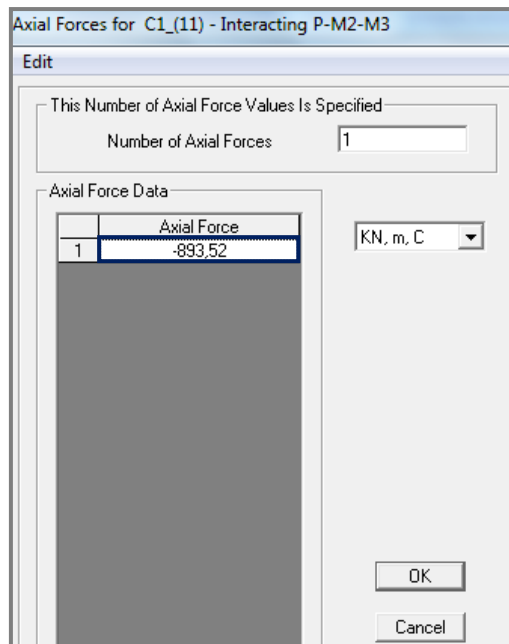
Modify/Show Angles...

Modify/Show Moment Rotation Curve Data...

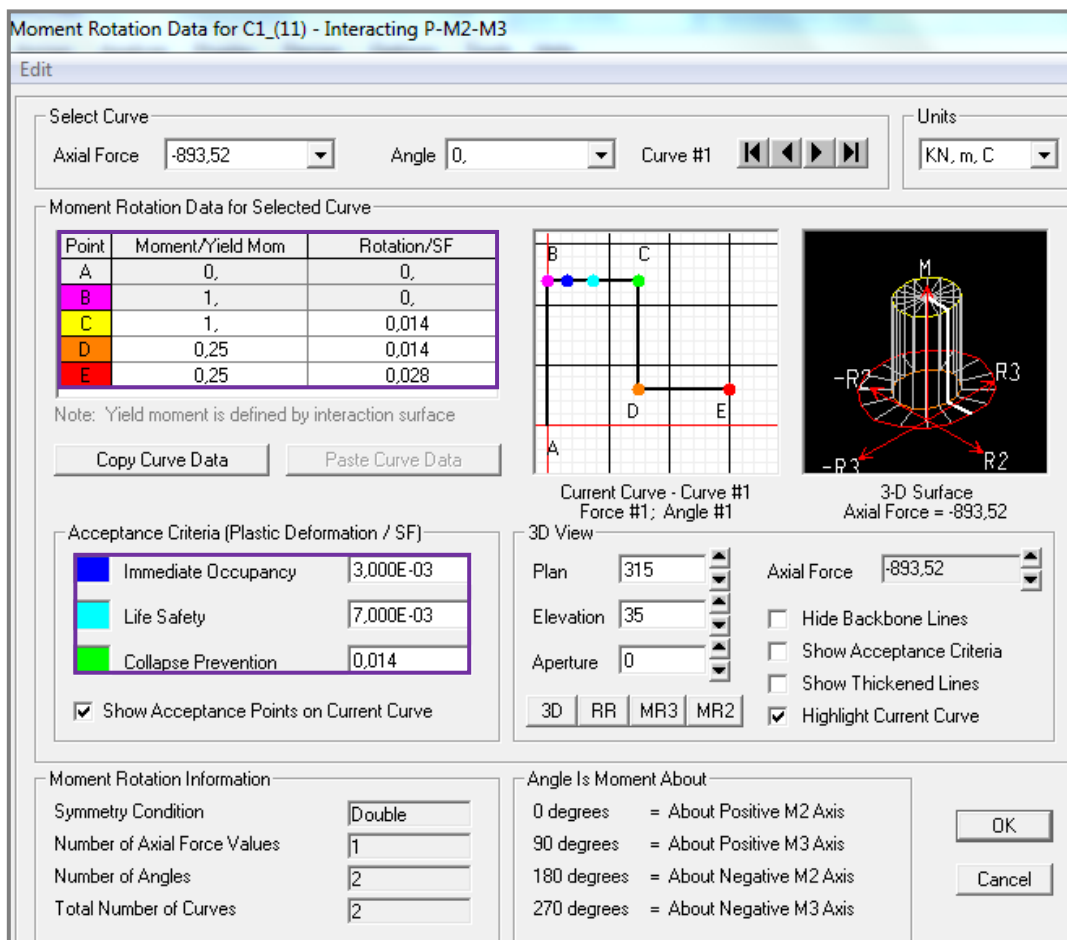
Modify/Show P-M2-M3 Interaction Surface Data...

OK Cancel

(α)



(β)



**Σχήμα 37. (α)** Επιλογή συμμετρικού διαγράμματος M-θ για κάμψη ως προς τους άξονες 2 και 3 των υποστυλωμάτων. **(β)** Καθορισμός αξονικής δύναμης, **(γ)** καμπύλης M-θ και παραμορφώσεων σχεδιασμού.



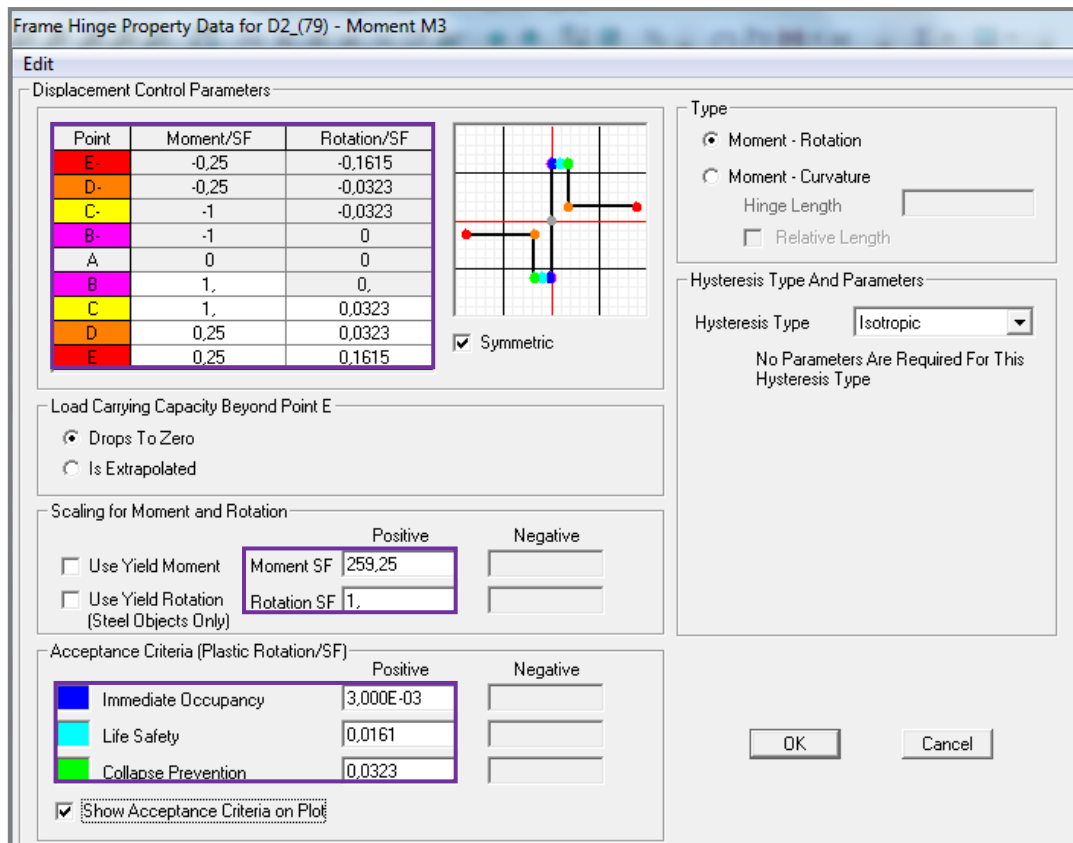
**Πίνακας 6.** Τιμές χαρακτηριστικών σημείων της καμπύλης M-θ, όπως ορίστηκαν στο SAP2000, για την περίπτωση των υποστυλωμάτων

<i>Point</i>	<i>Moment/Yield Mom</i>	<i>Rotation/SF</i>
<b>A</b>	0	0
<b>B</b>	$M = M_y \rightarrow M/M_y = 1$	0
<b>C</b>	$M = M_y \rightarrow M/M_y = 1$	$\theta = \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd} \rightarrow \theta/SF = \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd}$
<b>D</b>	$M = 0,25M_y \rightarrow M/M_y = 0,25$	$\theta = \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd} \rightarrow \theta/SF = \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd}$
<b>E</b>	$M = 0,25M_y \rightarrow M/M_y = 0,25$	$\theta = 2\theta_{um,pl}/\gamma_{Rd} \rightarrow \theta/SF = 2\theta_{um,pl}/\gamma_{Rd}$

**Πίνακας 7.** Παραμορφώσεις σχεδιασμού για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, όπως ορίστηκαν στο SAP2000

<i>Acceptance Criteria</i>	<i>Plastic Deformation/SF</i>
<b>A</b>	~0
<b>B</b>	$\frac{1}{2}(\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd} \rightarrow \frac{1}{2}(\theta_{um,pl})/\gamma_{Rd}$
<b>Γ</b>	$\theta_u/\gamma_{Rd} \rightarrow \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd}$

Στην περίπτωση των δοκών, αφού επιλέχθηκε ο κρίσιμος τρόπος αστοχίας, εμφανίστηκε το Σχήμα 38. Οι τιμές των χαρακτηριστικών σημείων της καμπύλης M-θ ορίστηκαν με ανάλογο τρόπο, όπως στα υποστυλώματα (Πίνακας 8). Στο πεδίο "Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)", οι παραμορφώσεις σχεδιασμού για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας έλαβαν τις τιμές του Πίνακα 7.



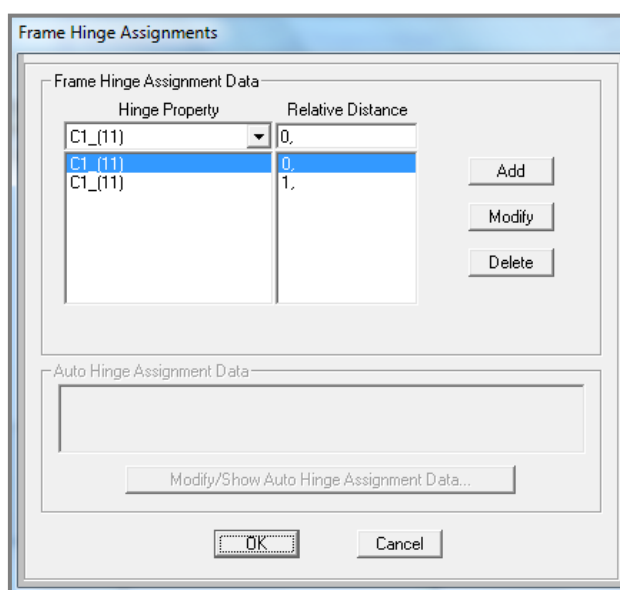
**Σχήμα 38.** Καθορισμός καμπύλης M-θ και παραμορφώσεων σχεδιασμού, για την περίπτωση των δοκών

**Πίνακας 8.** Τιμές χαρακτηριστικών σημείων της καμπύλης M-θ, όπως ορίστηκαν στο SAP2000, για την περίπτωση των δοκών

<i>Point</i>	<i>Moment/SF</i>	<i>Rotation/SF</i>
<b>A</b>	0	0
<b>B</b>	$M = M_y \rightarrow M/M_y = 1$	0
<b>C</b>	$M = M_y \rightarrow M/M_y = 1$	$\theta = \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd} \rightarrow \theta/SF = \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd}$
<b>D</b>	$M = 0,25M_y \rightarrow M/M_y = 0,25$	$\theta = \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd} \rightarrow \theta/SF = \theta_{um,pl}/\gamma_{Rd}$
<b>E</b>	$M = 0,25M_y \rightarrow M/M_y = 0,25$	$\theta = 5\theta_{um,pl}/\gamma_{Rd} \rightarrow \theta/SF = 5\theta_{um,pl}/\gamma_{Rd}$

### 5.4.3 Καθορισμός Πιθανών Θέσεων Σχηματισμού Πλαστικών Αρθρώσεων

Ως πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, ορίστηκαν τα άκρα όλων των δομικών στοιχείων. Για το σκοπό αυτό, επιλέχθηκε καθένα από αυτά και εφαρμόστηκε η εντολή "*Assign → Frame → Hinges*". Στο Σχήμα 39 που εμφανίστηκε ορίστηκαν τα άκρα κάθε δομικού στοιχείου ως πιθανά σημεία πλαστικής άρθρωσης, δηλώνοντας 0 και 1 στο πεδίο "*Relative Distance*".

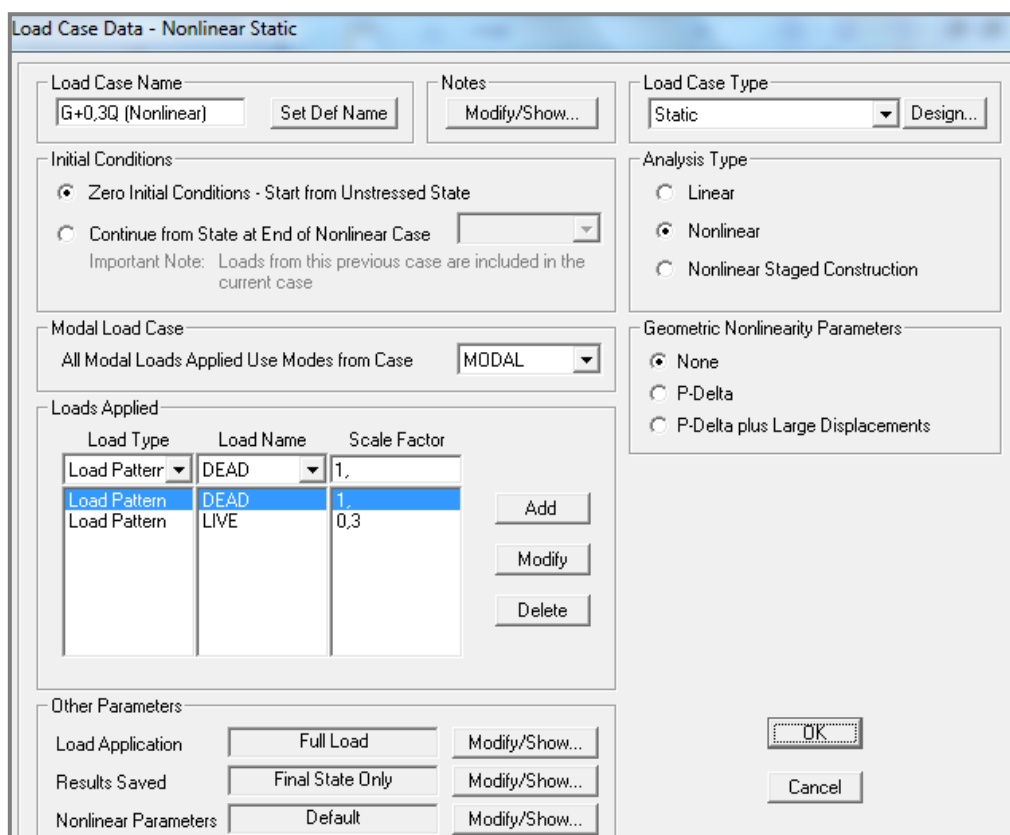


**Σχήμα 39.** Ορισμός άκρων δομικού στοιχείου, ως πιθανά σημεία σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης

### 5.4.4 Κατανομή Φορτίων

Οι κατανομές των φορτίων που χρησιμοποιήθηκαν καθ' ύψος των φορέων είναι η ομοιόμορφη και η τριγωνική και τα φορτία εφαρμόστηκαν στις διευθύνσεις X και Y χωριστά. Προτού επιβληθούν τα φορτία, δημιουργήθηκε ένα Load Case που αντιστοιχεί στη μη-γραμμική φόρτιση G+0,3Q και αποτελεί την αρχική συνθήκη για την ανελαστική στατική ανάλυση. Εφαρμόστηκε η εντολή "*Define → Load Cases → Add New Load Case*" και ορίστηκε η μη-γραμμική φόρτιση G+0,3Q με μηδενικές αρχικές συνθήκες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 40. Ακολούθησε η δημιουργία των 4 φορτίσεων για την ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή στις διευθύνσεις X και Y, με αρχική συνθήκη τη μη-γραμμική φόρτιση G+0,3Q. Στο Σχήμα 41 παρουσιάζονται η ομοιόμορφη και η τριγωνική κατανομή φορτίων στην διεύθυνση X. Για την πρώτη

κατανομή, στο πεδίο "Load Type" έγινε η επιλογή "Accel", ενώ για την δεύτερη έγινε η επιλογή "Load Pattern". Για την περίπτωση της τριγωνικής κατανομής ορίστηκαν δύο Load Patterns, προκειμένου να καθοριστεί η καθ' ύψος κατανομή των φορτίων στις διευθύνσεις X και Y. Ακολουθήθηκε η διαδικασία που περιγράφεται στην §4.2.3 της παρούσας εργασίας, και εφαρμόστηκαν καθ' ύψος των φορέων τα ίδια σεισμικά φορτία με της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου ( $F_{1x} = F_{1y} = 534,64\text{kN}$ ,  $F_{2x} = F_{2y} = 860,33\text{kN}$ ), στο κέντρο μάζας κάθε διαφράγματος χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα ("Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)"  $\rightarrow 0$ ).



**Σχήμα 40.** Ορισμός μη-γραμμικής φόρτισης G+0,3Q

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: Pushover\_X [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [G+0,3Q(Nonlir)]
   
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.
Accel	UX	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:
 

- Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
- Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

(α)

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: Pushover\_X\_Triangular [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [G+0,3Q(Nonlir)]
   
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Fx_Pushover	1.
Load Pattern	Fx_Pushover	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:
 

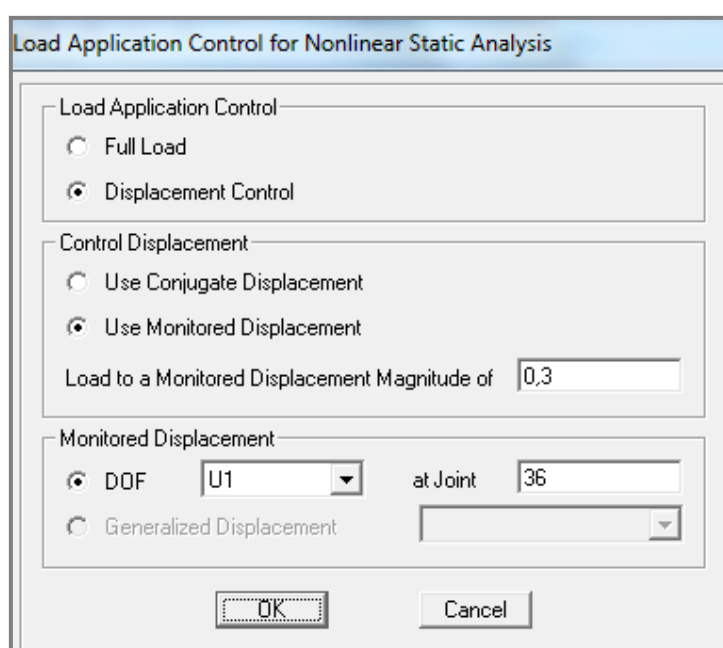
- Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
- Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

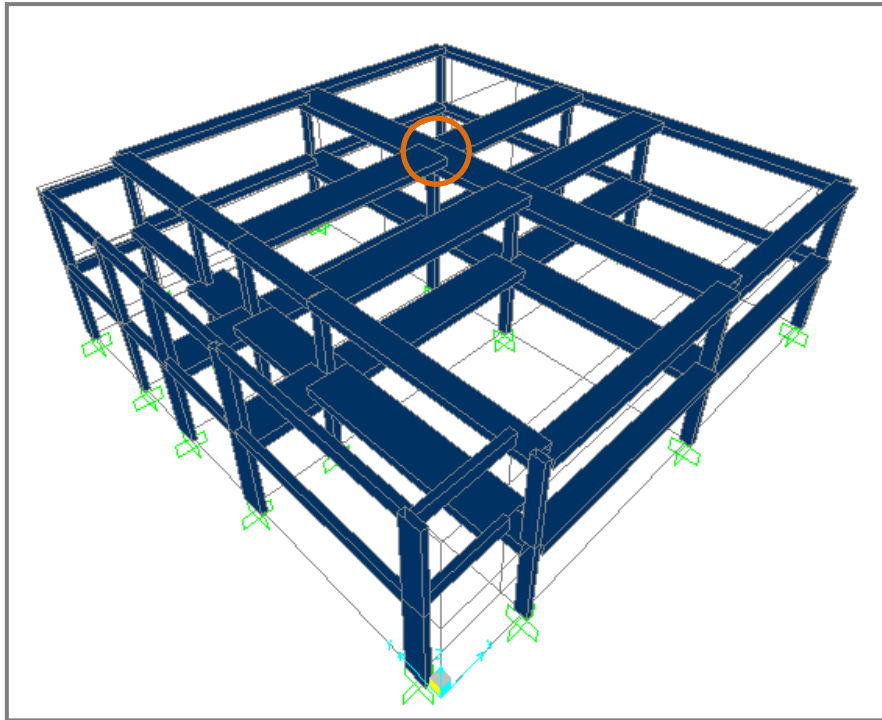
(β)

**Σχήμα 41.** Καθορισμός (α) ομοιόμορφης και (β) τριγωνικής κατανομής φορτίων στη διεύθυνση X

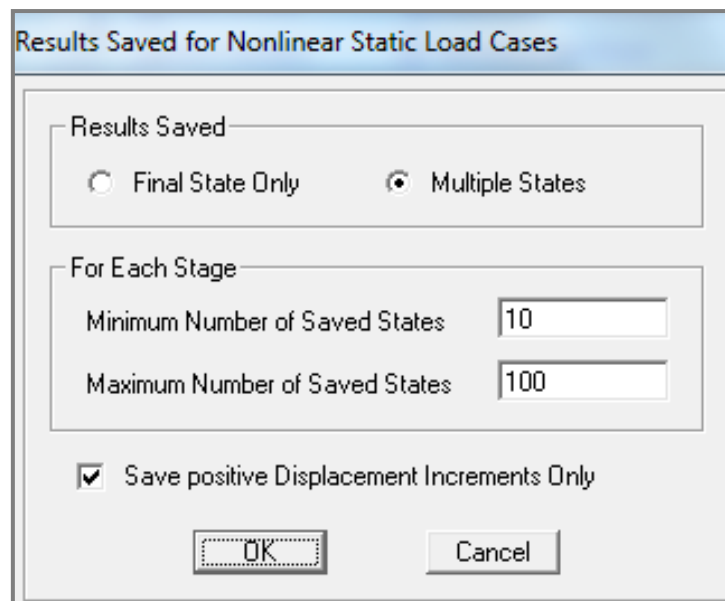
Όπως αναφέρθηκε πιο πάνω, ως κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης τέθηκε η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου. Επομένως, χρειάστηκε να καθορισθεί η τιμή της και να προσδιορισθεί ο κόμβος ελέγχου. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Στην παράμετρο "*Load Application*" (Σχήμα 42), ορίστηκε η μετακίνηση ελέγχου ίση με 0,3m. Ο κόμβος ελέγχου που ορίστηκε, επισημαίνεται στο Σχήμα 43 και είναι ο πλησιέστερος κόμβος στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Επίσης, στην παράμετρο "*Results Saved*" (Σχήμα 44) έγινε η επιλογή "*Multiple States*", προκειμένου να αποθηκευτούν όλα τα επιμέρους βήματα της ανάλυσης.



**Σχήμα 42.** Καθορισμός της μετακίνησης ελέγχου και του κόμβου ελέγχου



**Σχήμα 43.** Προσδιορισμός του κόμβου ελέγχου



**Σχήμα 44.** Επιλογή "Multiple States" για την αποθήκευση όλων των επιμέρους βημάτων της Pushover ανάλυσης

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

---

Στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, για τον αρχικό φορέα και τους φορείς με συμμετρικά και έκκεντρα τοποθετημένα τοιχώματα. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας των φορέων για την ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή φορτίων στις διευθύνσεις X, Y. Επίσης, προσδιορίζονται τα σημεία επιτελεστικότητας και το πλήθος των ακραίων διατομών των δομικών στοιχείων οι οποίες ξεπέρασαν το όριο της γωνίας στροφής χορδής για την στάθμη επιτελεστικότητας B.

#### 6.1 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

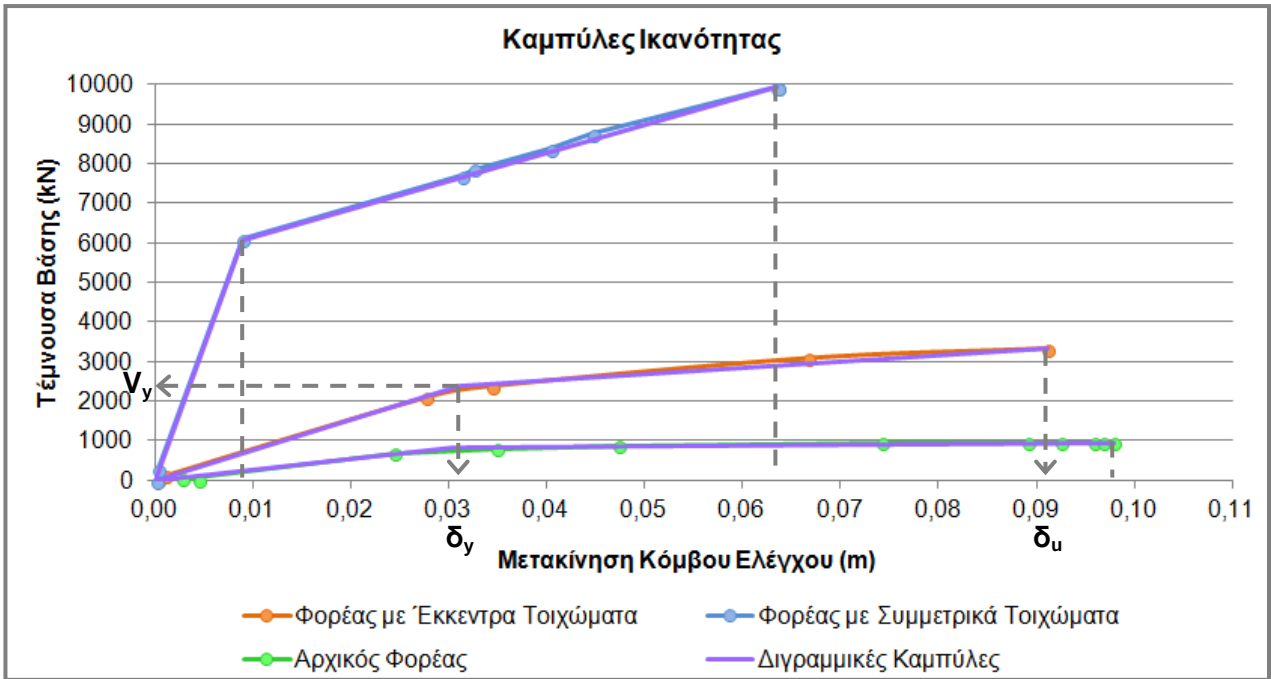
Οι καμπύλες ικανότητας (σχέση τέμνουσας βάσης – μετακίνησης) των υπό μελέτη φορέων, οι οποίες προέκυψαν για την ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή φορτίων κατά τις διευθύνσεις X και Y, παρουσιάζονται στο Σχήμα 45. Επίσης, στον Πίνακα 9 εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των τεμνουσών βάσης που μπορούν να παραλάβουν οι φορείς, όπως προκύπτουν από τις καμπύλες ικανότητας, καθώς και οι μέγιστες μετακινήσεις που μπορούν να αναπτυχθούν στον κόμβο ελέγχου. Από τα δεδομένα του Πίνακα 9 και παρατηρώντας τις καμπύλες ικανότητας διαπιστώνουμε, ότι η τέμνουσα βάσης που μπορεί να παραλάβει ο φορέας με τα έκκεντρα τοιχώματα, στη διεύθυνση X όπου αυτά αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της σεισμικής δράσης, είναι σημαντικά μικρότερη σε σύγκριση με την αντίστοιχη που μπορεί να παραλάβει ο φορέας με τα συμμετρικά τοιχώματα. Ωστόσο, στη διεύθυνση Y οι τέμνουσες βάσης που μπορούν να αναληφθούν από τους ανωτέρω φορείς έχουν παραπλήσιες τιμές.

Όσον αφορά στη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου παρατηρούμε, ότι σε σχέση με τον αρχικό φορέα, η προσθήκη τοιχωμάτων συνέβαλε σε μείωση της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου στη διεύθυνση X, που είναι παράλληλη με τη μεγάλη διάσταση των τοιχωμάτων, καθώς αυξήθηκε η δυσκαμψία του φορέα σε αυτή τη διεύθυνση. Η ανωτέρω μείωση προκύπτει μεγαλύτερη για τα συμμετρικά τοιχώματα. Αντίθετα, στη διεύθυνση Y παρατηρούμε, ότι η μετακίνηση ελέγχου αυξήθηκε με την προσθήκη των τοιχωμάτων, επειδή είναι πιο εύκαμπτα σε αυτή τη διεύθυνση, και η αύξηση είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση των συμμετρικών τοιχωμάτων.

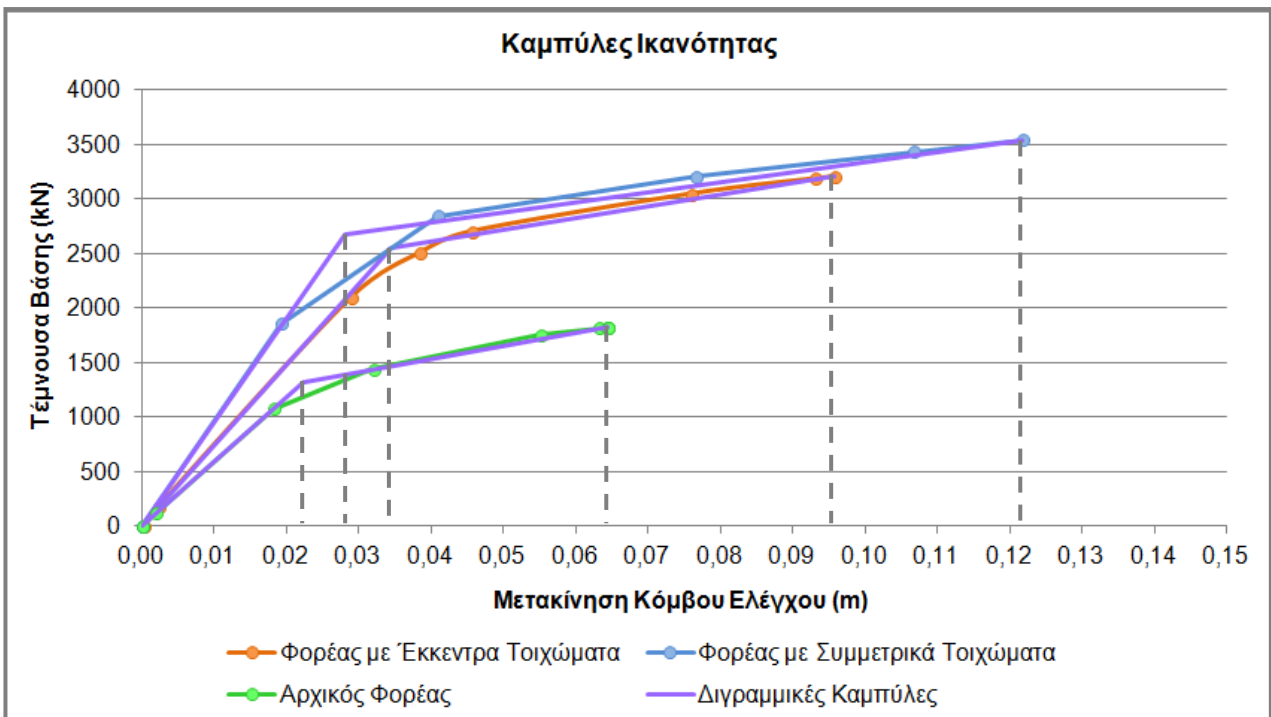


Όπως φαίνεται στο Σχήμα 45, οι καμπύλες ικανότητας αντικαταστάθηκαν από διγραμμικές καμπύλες και υπολογίστηκαν οι δυνάμεις διαρροής,  $V_y$  και οι διαθέσιμες (μέγιστες) τιμές του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων,  $\mu_{\delta u} = \delta_u / \delta_y$ . Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης. Ο δεύτερος κλάδος της διγραμμικής καμπύλης διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης, το οποίο αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας  $\delta_u$ , πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Για παράδειγμα, στην περίπτωση του φορέα με τα έκκεντρα τοποθετημένα τοιχώματα και για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X, οι παραμορφώσεις αστοχίας και διαρροής προκύπτουν αντίστοιχα, ίσες με  $\delta_u = 0,091\text{m}$  και  $\delta_y = 0,031\text{m}$  ( $\mu_{\delta u} = 2,94$ ) και η δύναμη διαρροής ίση με  $V_y = 2400\text{kN}$ .

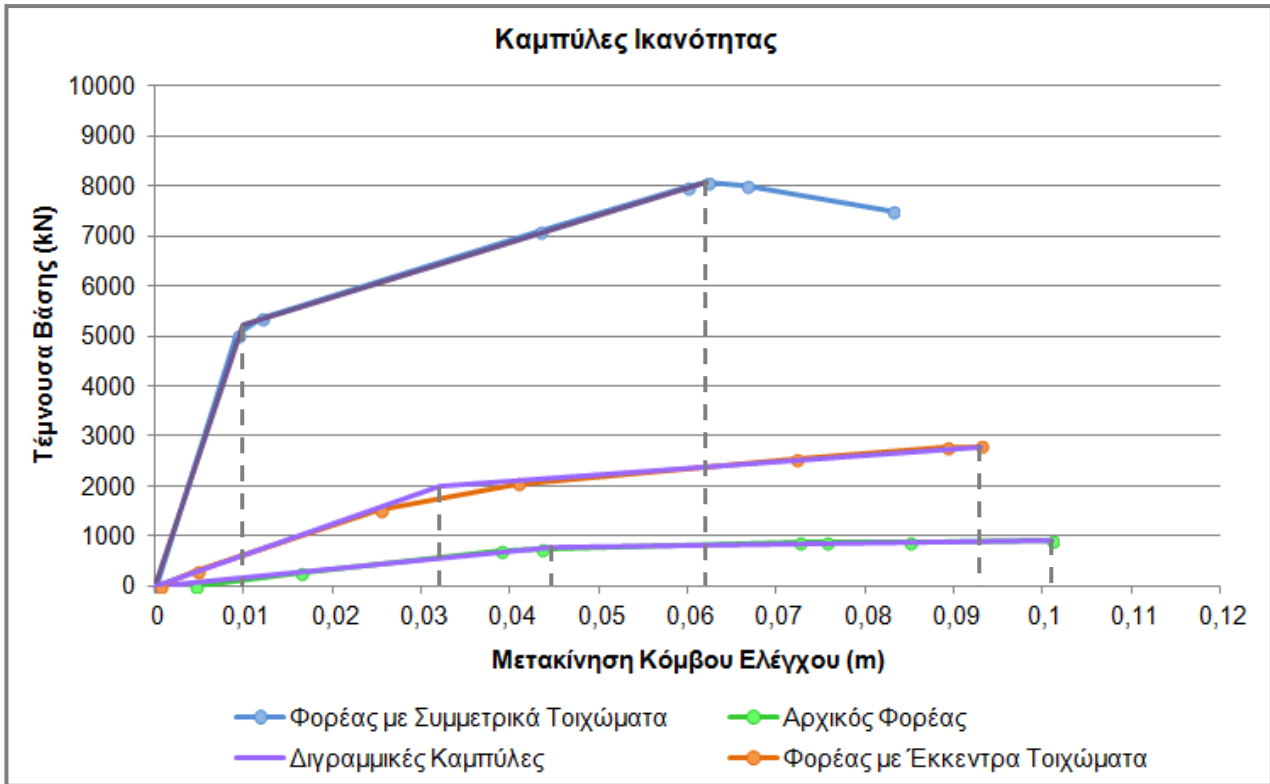
Στον Πίνακα 10 παρουσιάζονται οι δυνάμεις διαρροής και οι διαθέσιμες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων, για τους υπό μελέτη φορείς και για κάθε κατανομή φορτίων. Παρατηρούμε, ότι η δύναμη διαρροής που αναπτύσσεται στον φορέα με τα συμμετρικά τοιχώματα, όπως και η τέμνουσα βάση, είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με αυτή που αναπτύσσεται στον φορέα με τα έκκεντρα τοιχώματα, για τη διεύθυνση X, και δεν παρουσιάζει αξιόλογη μεταβολή στη διεύθυνση Y. Όσον αφορά στο δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων, διαμορφώνεται σε υψηλότερες τιμές για τον φορέα με τα συμμετρικά τοιχώματα σε σύγκριση με τα έκκεντρα, κυρίως για τη διεύθυνση X, όπου αυτά αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της σεισμικής δράσης. Στα Σχήματα 45α, 45γ παρατηρούμε, ότι η παραμόρφωση διαρροής που αναπτύσσεται στον φορέα με τα έκκεντρα τοιχώματα είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης του φορέα με τα συμμετρικά, και συνεπώς μειώνεται ο δείκτης πλαστιμότητας παραμορφώσεων για τον πρώτο φορέα, αν και αναπτύσσει μεγαλύτερες παραμορφώσεις αστοχίας σε σχέση με το δεύτερο. Συγκριτικά με τον αρχικό φορέα διαπιστώνουμε, ότι οι δυνάμεις διαρροής και οι μέγιστες τέμνουσες βάσης που παραλαμβάνουν οι φορείς με τα συμμετρικά και έκκεντρα τοιχώματα, διαμορφώνονται σε υψηλότερες τιμές για τις διευθύνσεις X και Y. Η αύξηση αυτή είναι εντονότερη στην περίπτωση του φορέα με τα συμμετρικά τοιχώματα και για τη διεύθυνση X.



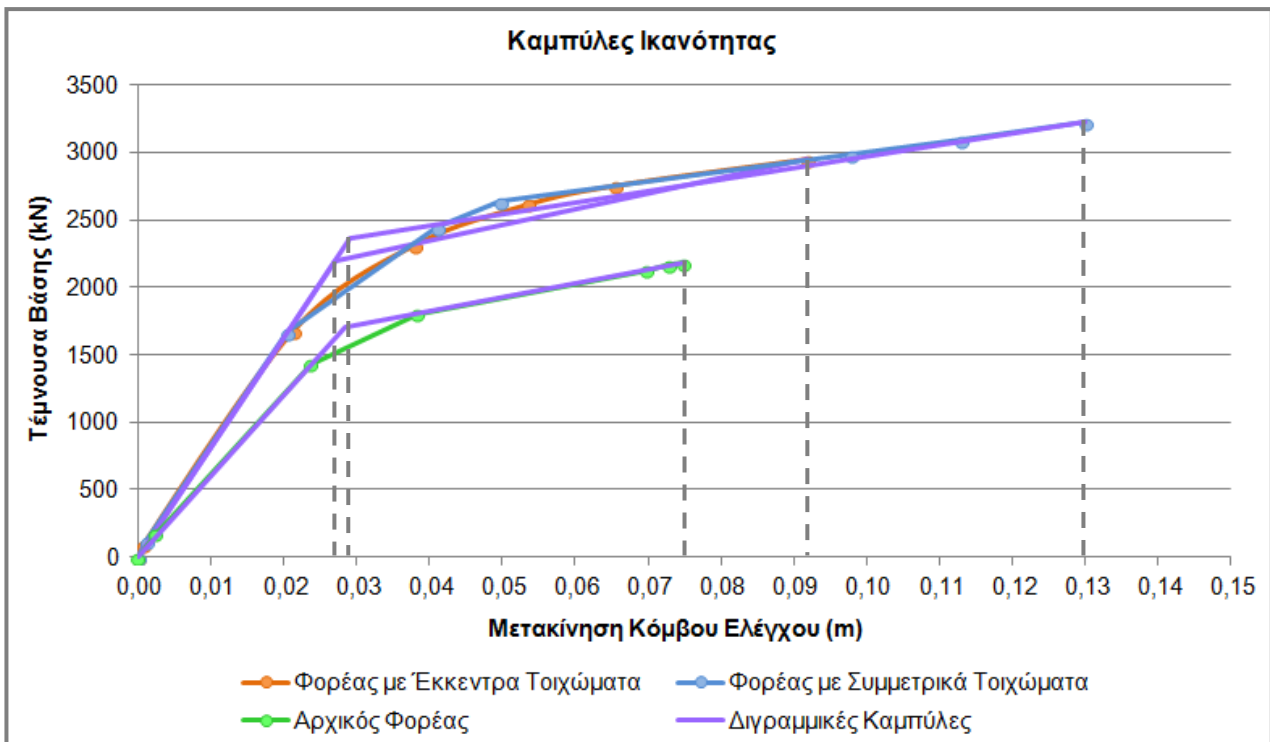
(α)



(β)



(γ)



(δ)

**Σχήμα 45.** Καμπύλες ικανότητας για τις εξής κατανομές φορτίων: (α) Ομοιόμορφη κατά Χ, (β) Ομοιόμορφη κατά Υ, (γ) Τριγωνική κατά Χ, (δ) Τριγωνική κατά Υ

**Πίνακας 9.** Μέγιστες τιμές τεμνουσών βάσης και μετακινήσεων του κόμβου ελέγχου

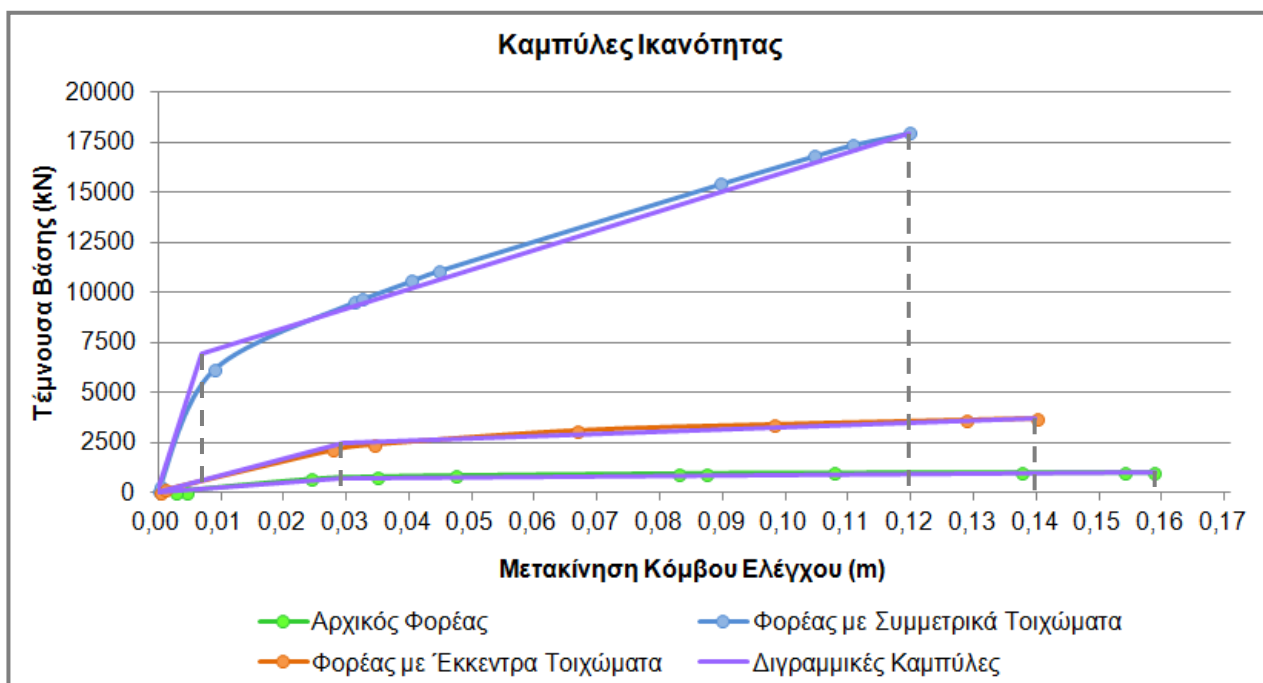
Κατανομή Φορτίων	Αρχικός Φορέας		Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα		Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα	
	V (kN)	D (m)	V (kN)	D (m)	V (kN)	D (m)
Ομοιόμορφη κατά Χ	943,20	0,098	9929,09	0,064	3320,21	0,091
Ομοιόμορφη κατά Υ	1820,54	0,064	3541,92	0,122	3202,96	0,096
$\sqrt{V_X^2 + V_Y^2}$	2050,36		10541,92		4613,32	
$\sqrt{D_X^2 + D_Y^2}$		0,117		0,138		0,132
Κατανομή Φορτίων	V (kN)	D (m)	V (kN)	D (m)	V (kN)	D (m)
Τριγωνική κατά Χ	891,42	0,101	8062,29	0,062	2787,92	0,093
Τριγωνική κατά Υ	2180,70	0,075	3227,05	0,130	2947,69	0,092
$\sqrt{V_X^2 + V_Y^2}$	2355,86		8684,14		4057,26	
$\sqrt{D_X^2 + D_Y^2}$		0,126		0,144		0,131

**Πίνακας 10.** Τιμές της δύναμης διαρροής,  $V_y$  και του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων,  $\mu_{\delta u}$

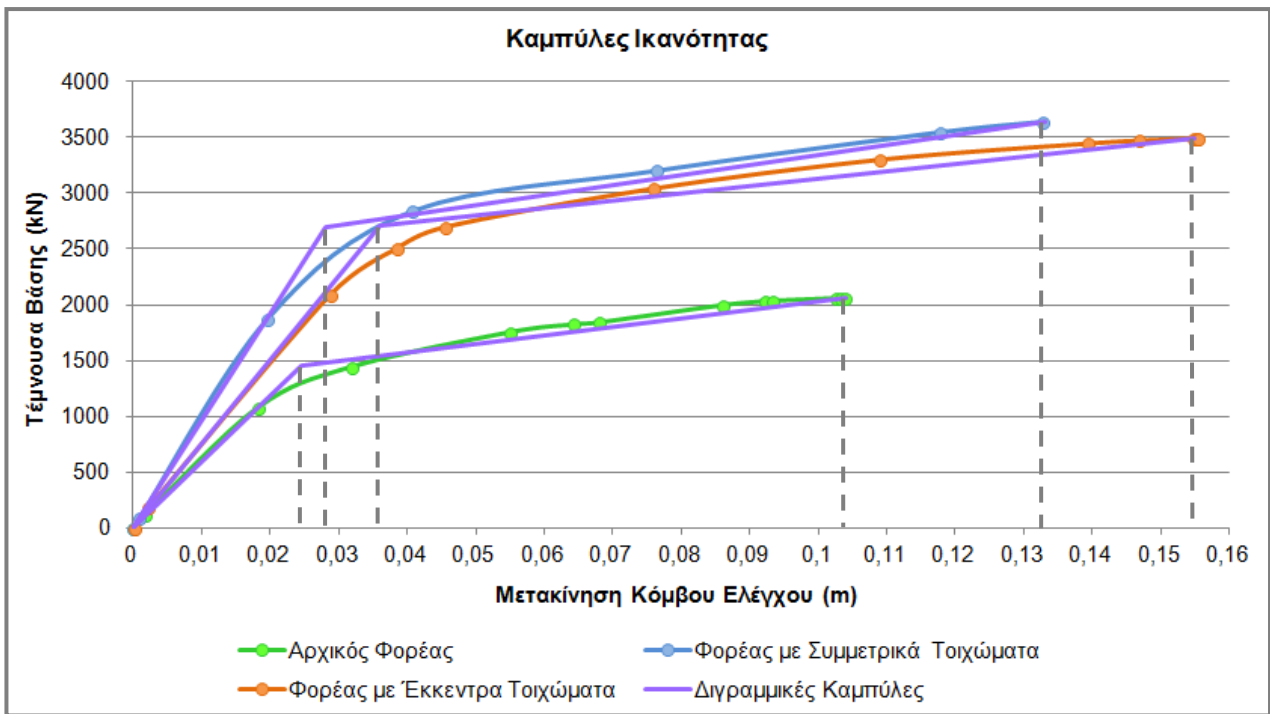
Κατανομή Φορτίων	Αρχικός Φορέας		Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα		Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα	
	$V_y$ (kN)	$\mu_{\delta u}$	$V_y$ (kN)	$\mu_{\delta u}$	$V_y$ (kN)	$\mu_{\delta u}$
Ομοιόμορφη κατά Χ	825	3,22	6070	7,11	2400	2,94
Ομοιόμορφη κατά Υ	1320	2,90	2680	4,34	2550	2,77
Τριγωνική κατά Χ	778	2,26	5216	6,26	2000	2,91
Τριγωνική κατά Υ	1700	2,63	2360	4,48	2200	3,40

Προσδιορίστηκαν επίσης, οι καμπύλες ικανότητας για τους υπό μελέτη φορείς και στην περίπτωση, όπου κατά την κατασκευή των διαγραμμάτων M-θ των δομικών στοιχείων, ο συντελεστής ασφαλείας τέθηκε ίσος με  $\gamma_{Rd}=1$  στις τιμές της πλαστικής γωνίας στροφής κατά την αστοχία,  $\theta_{um,pl}$ . Οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν σε αυτή την περίπτωση, παρουσιάζονται στο Σχήμα 46. Στον Πίνακα 11 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των τεμνουσών βάσης που μπορούν να παραλάβουν οι φορείς και των μετακινήσεων του κόμβου ελέγχου. Οι δυνάμεις διαρροής και οι μέγιστες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων, παρουσιάζονται στον Πίνακα 12.

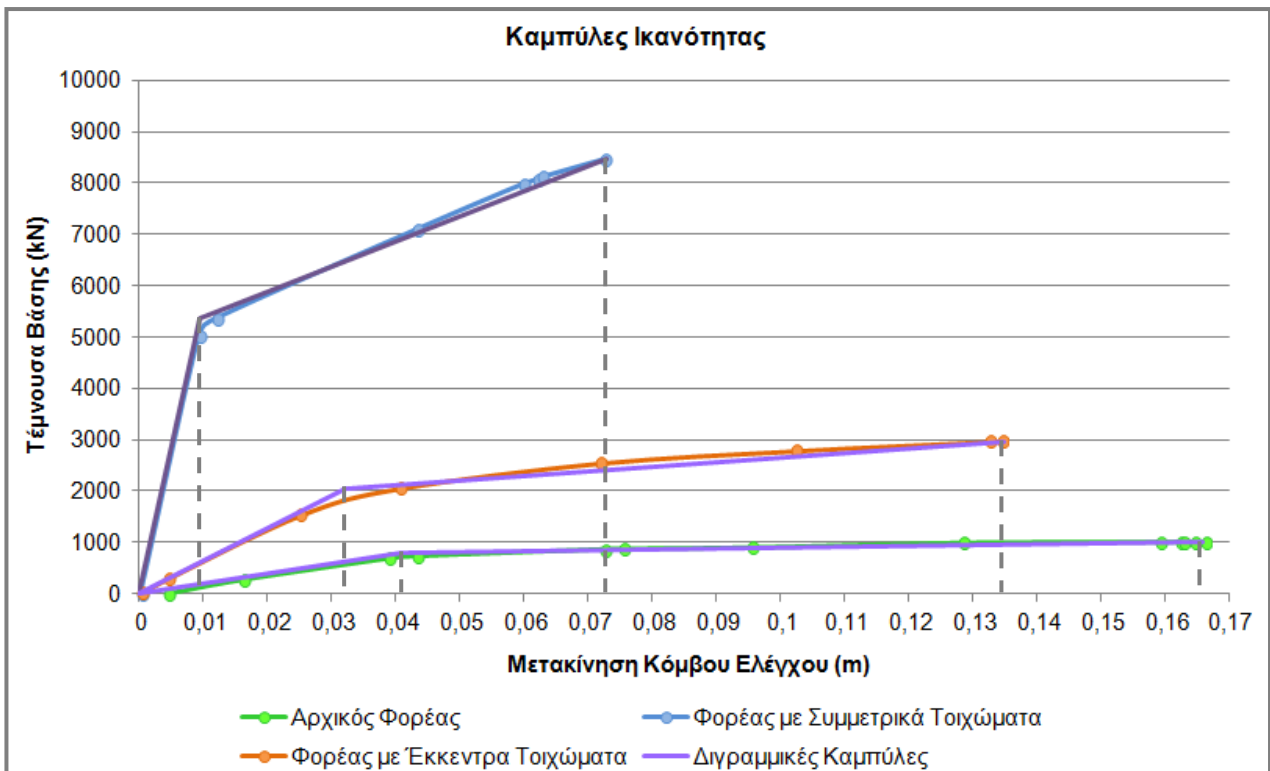
Συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν για τις περιπτώσεις, όπου ο συντελεστής ασφαλείας ισούται με  $\gamma_{Rd}=1,8$  (Σχήμα 45) και  $\gamma_{Rd}=1$  (Σχήμα 46), εξάγονται ανάλογα συμπεράσματα για τις τιμές των τεμνουσών βάσης που μπορούν να παραλάβουν οι φορείς, όπως και για τις τιμές των δυνάμεων διαρροής. Σχετικά με τις μέγιστες μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου παρατηρείται, ότι στην 1<sup>η</sup> περίπτωση διαμορφώθηκαν σε αρκετά μικρότερες τιμές συγκριτικά με την 2<sup>η</sup> περίπτωση, καθώς μειώθηκε η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων ( $\theta_{um,pl} = \theta_u - \theta_y$ ), όταν τέθηκε  $\gamma_{Rd}=1,8$ . Για το λόγο αυτό, μείωση προέκυψε και για τις μέγιστες τιμές του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων.



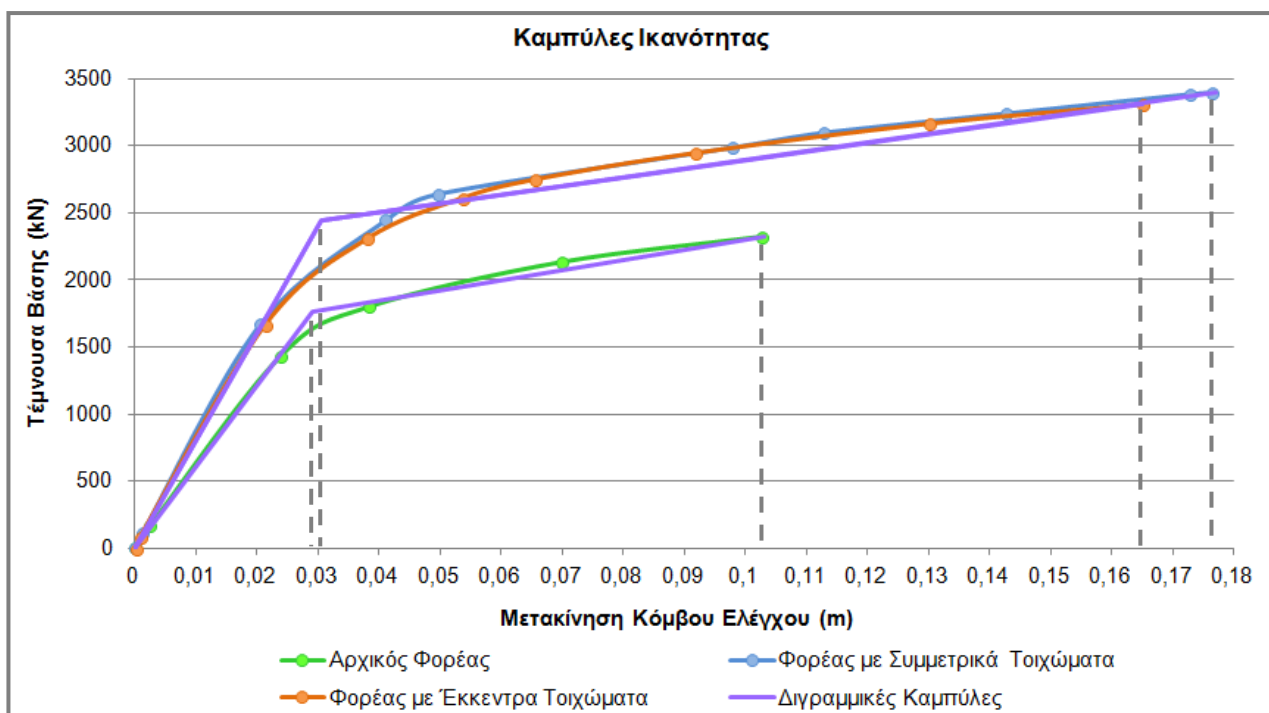
(α)



(β)



(γ)



(δ)

**Σχήμα 46.** Καμπύλες ικανότητας (με  $\gamma_{Rd}=1$ ) για κατανομές φορτίων: (α) Ομοιόμορφη κατά Χ, (β) Ομοιόμορφη κατά Υ, (γ) Τριγωνική κατά Χ, (δ) Τριγωνική κατά Υ

**Πίνακας 11.** Μέγιστες τιμές τεμνουσών βάσης και μετακινήσεων του κόμβου ελέγχου

Κατανομή Φορτίων	Αρχικός Φορέας		Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα		Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα	
	V (kN)	D (m)	V (kN)	D (m)	V (kN)	D (m)
Ομοιόμορφη κατά Χ	1010,74	0,159	17959,98	0,120	3672,84	0,140
Ομοιόμορφη κατά Υ	2060,74	0,104	3646,90	0,133	3497,35	0,155
$\sqrt{V_X^2 + V_Y^2}$	2295,27		18326,50		5071,61	
$\sqrt{D_X^2 + D_Y^2}$		0,190		0,179		0,209
Κατανομή Φορτίων	V (kN)	D (m)	V (kN)	D (m)	V (kN)	D (m)
Τριγωνική κατά Χ	1006,71	0,166	8455,26	0,073	2963,32	0,135
Τριγωνική κατά Υ	2317,37	0,103	3393,34	0,177	3310,23	0,165
$\sqrt{V_X^2 + V_Y^2}$	2526,59		9110,77		4442,85	
$\sqrt{D_X^2 + D_Y^2}$		0,195		0,191		0,213

**Πίνακας 12.** Τιμές της δύναμης διαρροής,  $V_y$  και του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων,  $\mu_{\delta u}$

<i>Κατανομή Φορτίων</i>	<i>Αρχικός Φορέας</i>		<i>Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα</i>		<i>Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα</i>	
	$V_y$ (kN)	$\mu_{\delta u}$	$V_y$ (kN)	$\mu_{\delta u}$	$V_y$ (kN)	$\mu_{\delta u}$
Ομοιόμορφη κατά Χ	700	5,48	6900	17,1	2500	4,83
Ομοιόμορφη κατά Υ	1450	4,24	2690	4,75	2715	4,31
Τριγωνική κατά Χ	800	4,05	5360	7,68	2040	4,22
Τριγωνική κατά Υ	1760	3,55	2440	5,80	2440	5,41



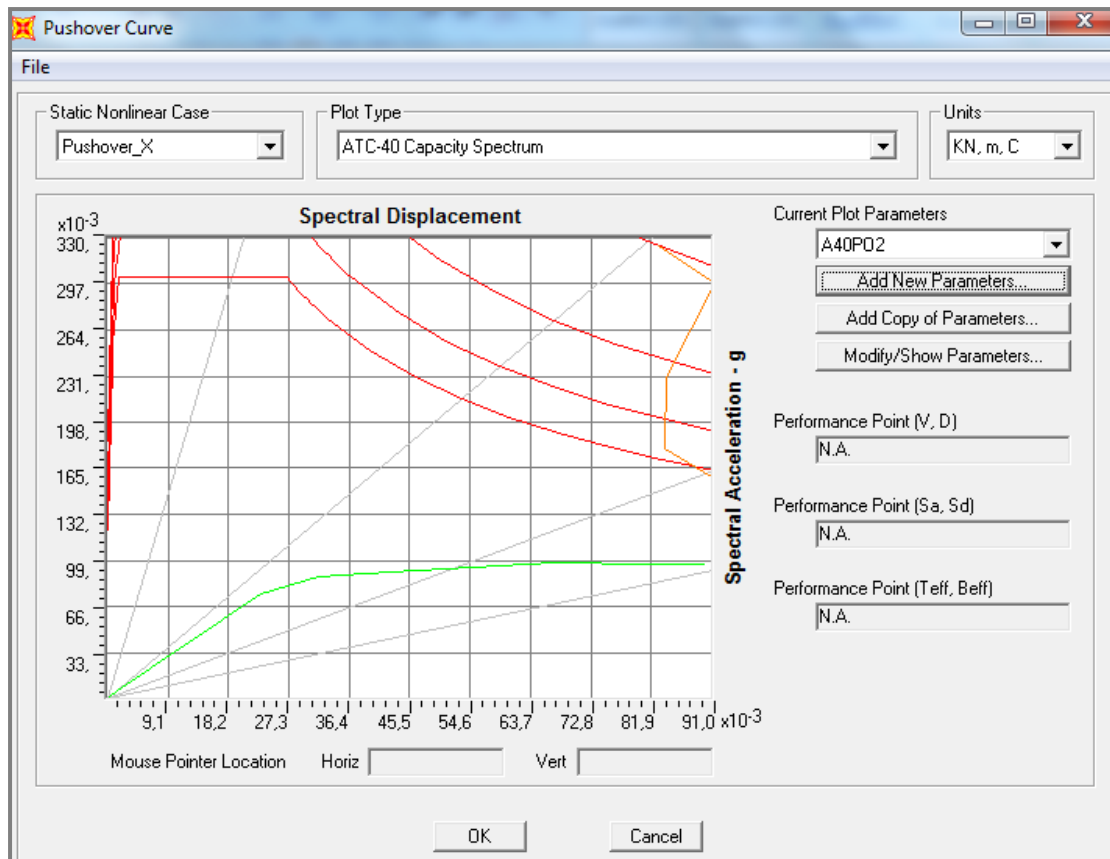
## 6.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Τα σημεία επιτελεστικότητας προσδιορίστηκαν από την τομή της πράσινης με την κίτρινη καμπύλη και σύμφωνα με τη μεθοδολογία ATC-40. Η πρώτη καμπύλη απεικονίζει το φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε ADRS μορφή ( $S_a-S_d$ ), ενώ η δεύτερη απεικονίζει το φάσμα απαίτησης. Με κόκκινο χρώμα παρουσιάζονται τα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού βάσει του ΕΑΚ 2000, για διάφορες τιμές απόσβεσης. Στο φάσμα σχεδιασμού που καθορίστηκε στην παρούσα εργασία (§4.2.1), ο συντελεστής συμπεριφοράς τέθηκε ίσος με  $q=3,5$ . Για τον υπολογισμό των σημείων επιτελεστικότητας χρησιμοποιήθηκε το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα. Στόχος αποτίμησης του φέροντος οργανισμού ορίστηκε ο B1, που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας B και σε πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών ίση με 10%. Συνεπώς, βάσει του Πίνακα Π 4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., λήφθηκε υπόψη το 100% της σεισμικής δράσης που καθορίστηκε σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000.

### 6.2.1 Αρχικός Φορέας

#### 6.2.1.α Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X

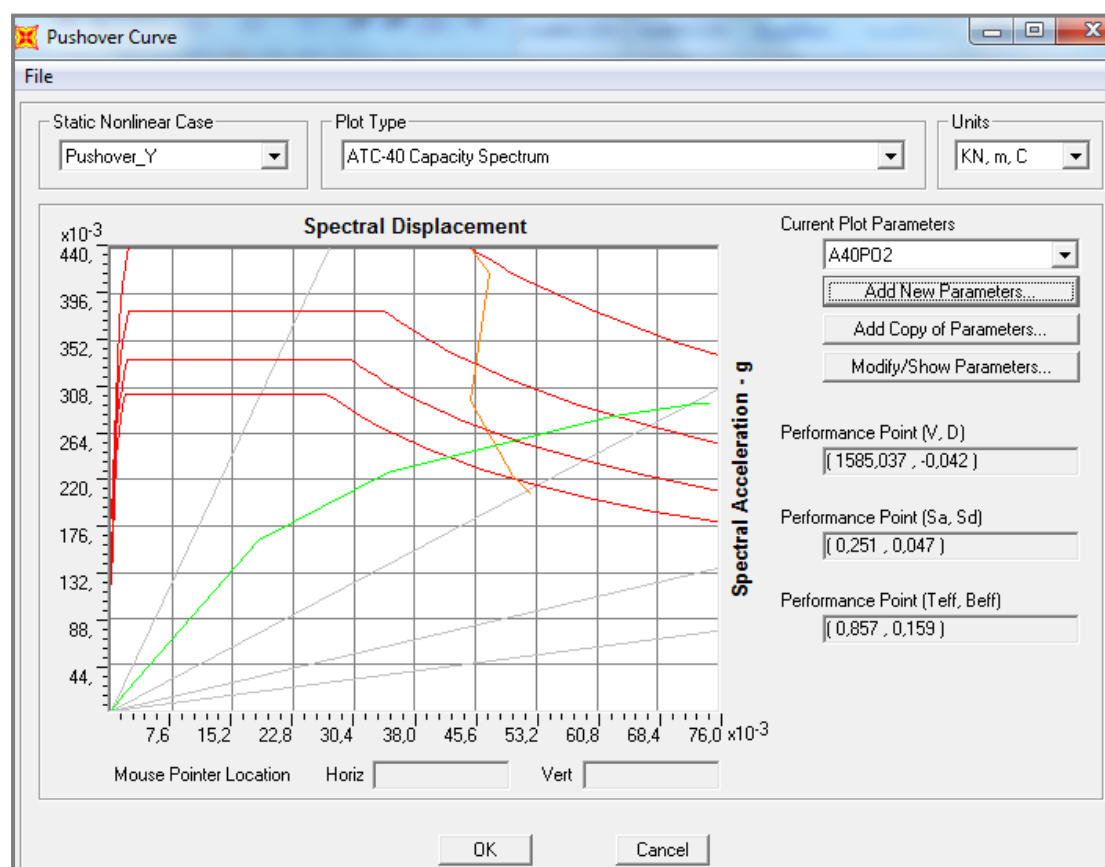
Στην περίπτωση της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων στη διεύθυνση X, όπως φαίνεται στο Σχήμα 47, το σημείο επιτελεστικότητας δεν ορίζεται. Αυτό σημαίνει, ότι ο αρχικός φορέας είναι ανεπαρκής για τον επιθυμητό στόχο αποτίμησης που επελέγη, τον B1.



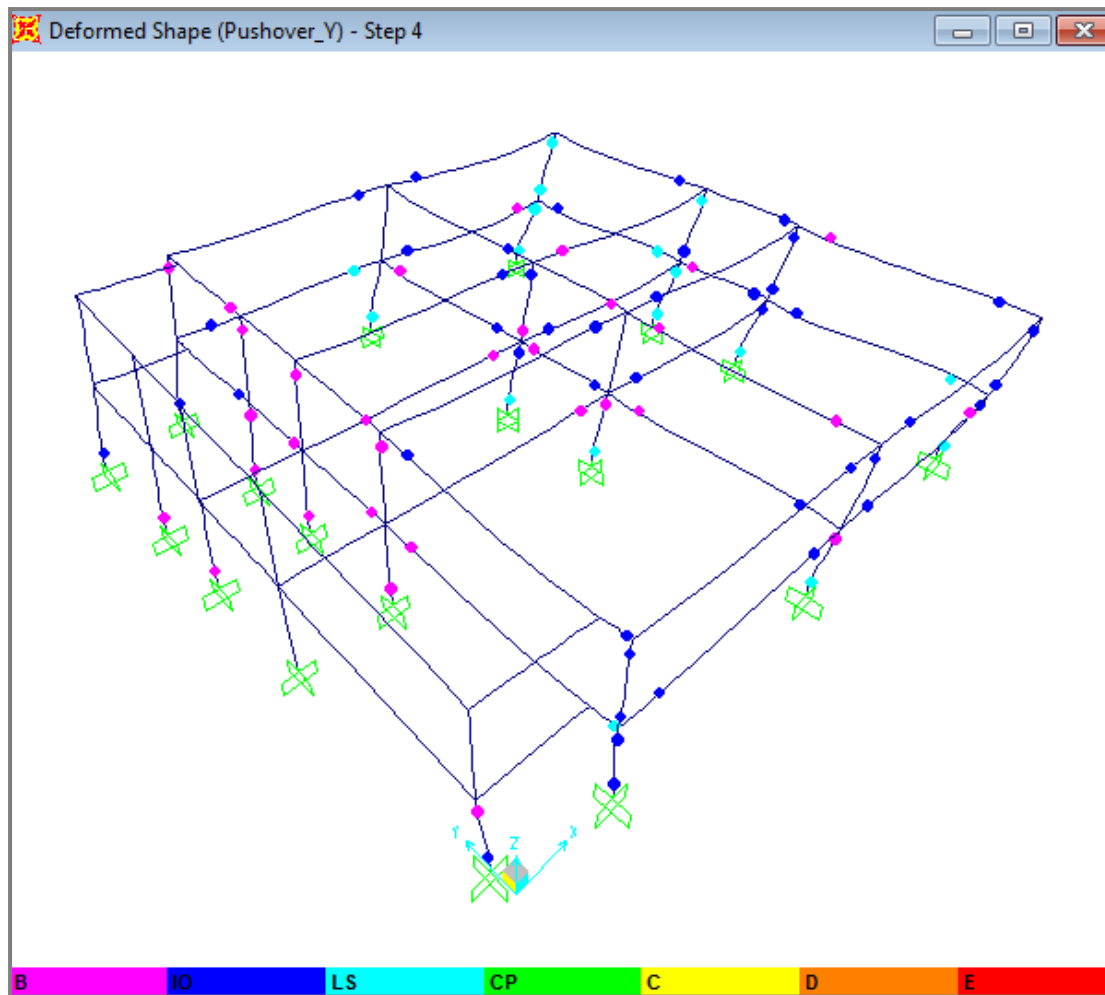
Σχήμα 47. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας (δεν ορίζεται)

### 6.2.1.β Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y

Η ανάλυση για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y, πραγματοποιήθηκε σε 9 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 48, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (1585,04\text{kN}, -0,042\text{m})$  και εντοπίσθηκε μεταξύ των βημάτων 3 και 4 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 49 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 13 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 48. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας



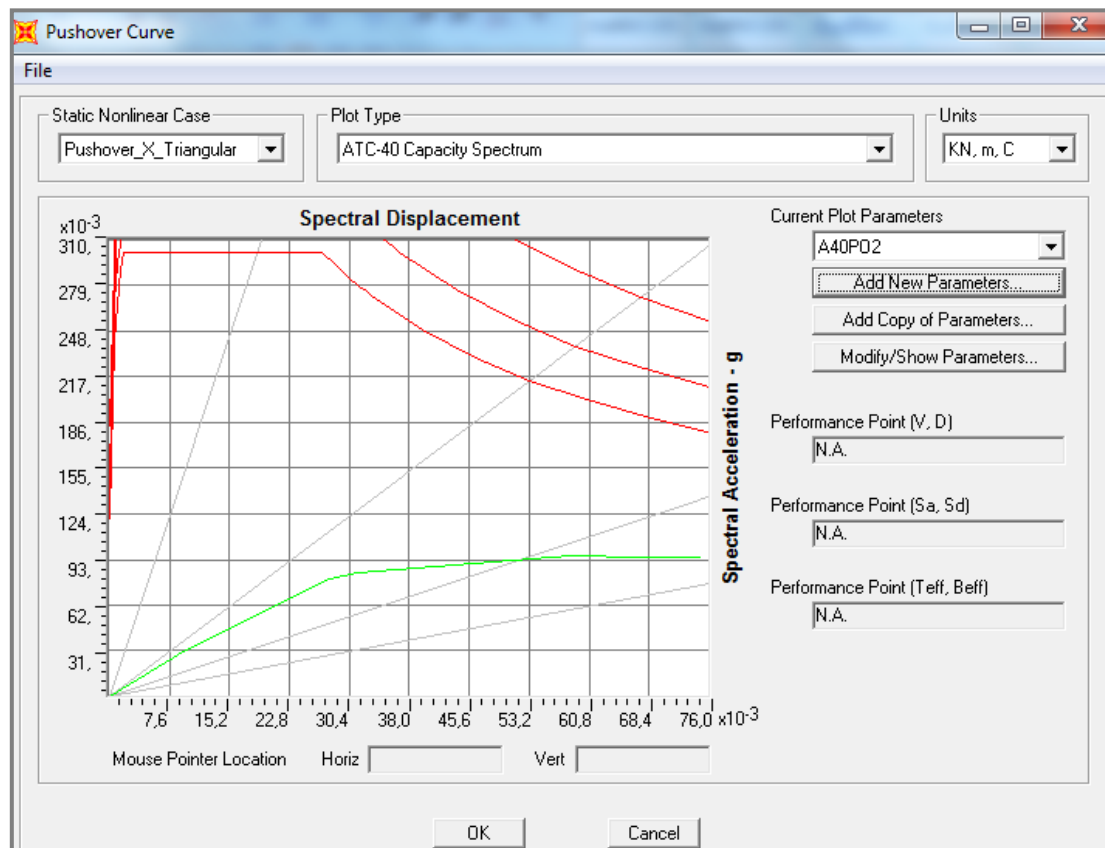
Σχήμα 49. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Πίνακας 13. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση Υ											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,032	1443,96	93	35	41	5	0	0	0	0	174
4	0,055	1756,68	81	32	44	17	0	0	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,032	1443,96	38	16	15	3	0	0	0	0	72
4	0,055	1756,68	28	14	17	13	0	0	0	0	72

### 6.2.1.γ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X

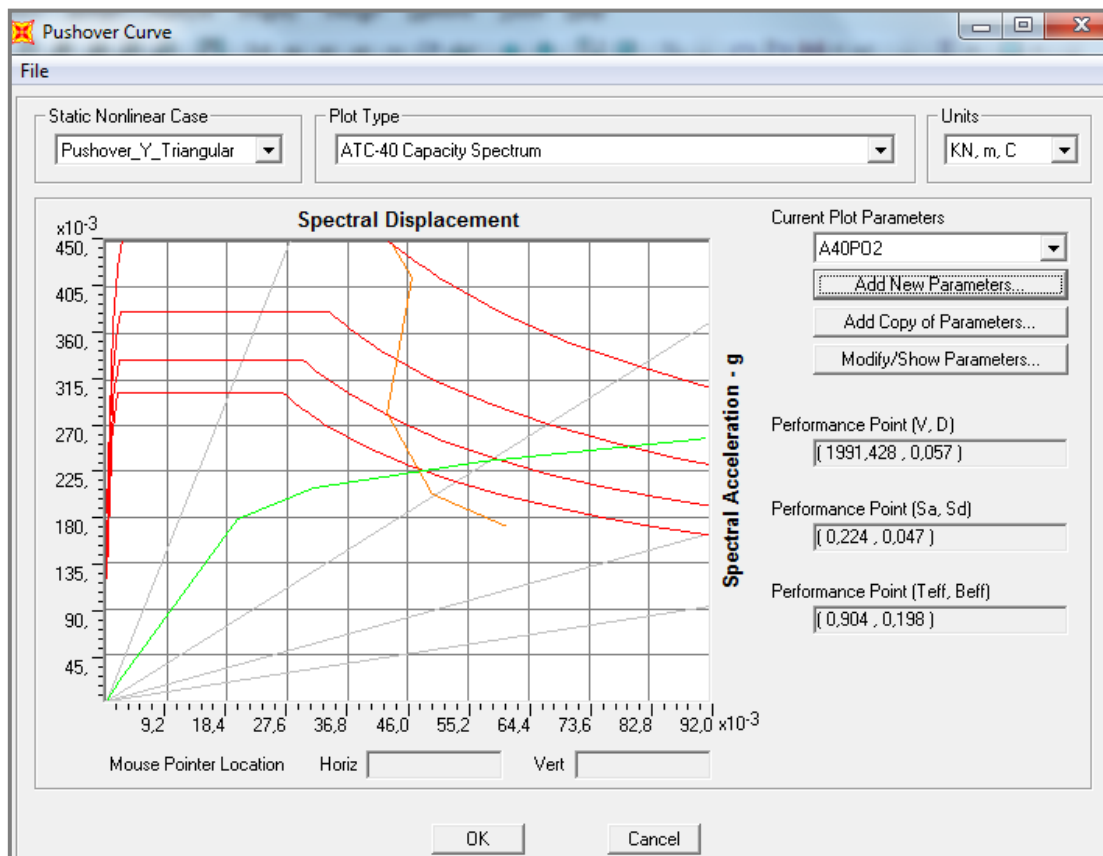
Στην περίπτωση της τριγωνικής κατανομής φορτίων στη διεύθυνση X, όπως φαίνεται στο Σχήμα 50, το σημείο επιτελεστικότητας δεν ορίζεται. Αυτό σημαίνει, ότι ο αρχικός φορέας είναι ανεπαρκής για τον επιθυμητό στόχο αποτίμησης που επελέγη, τον B1.



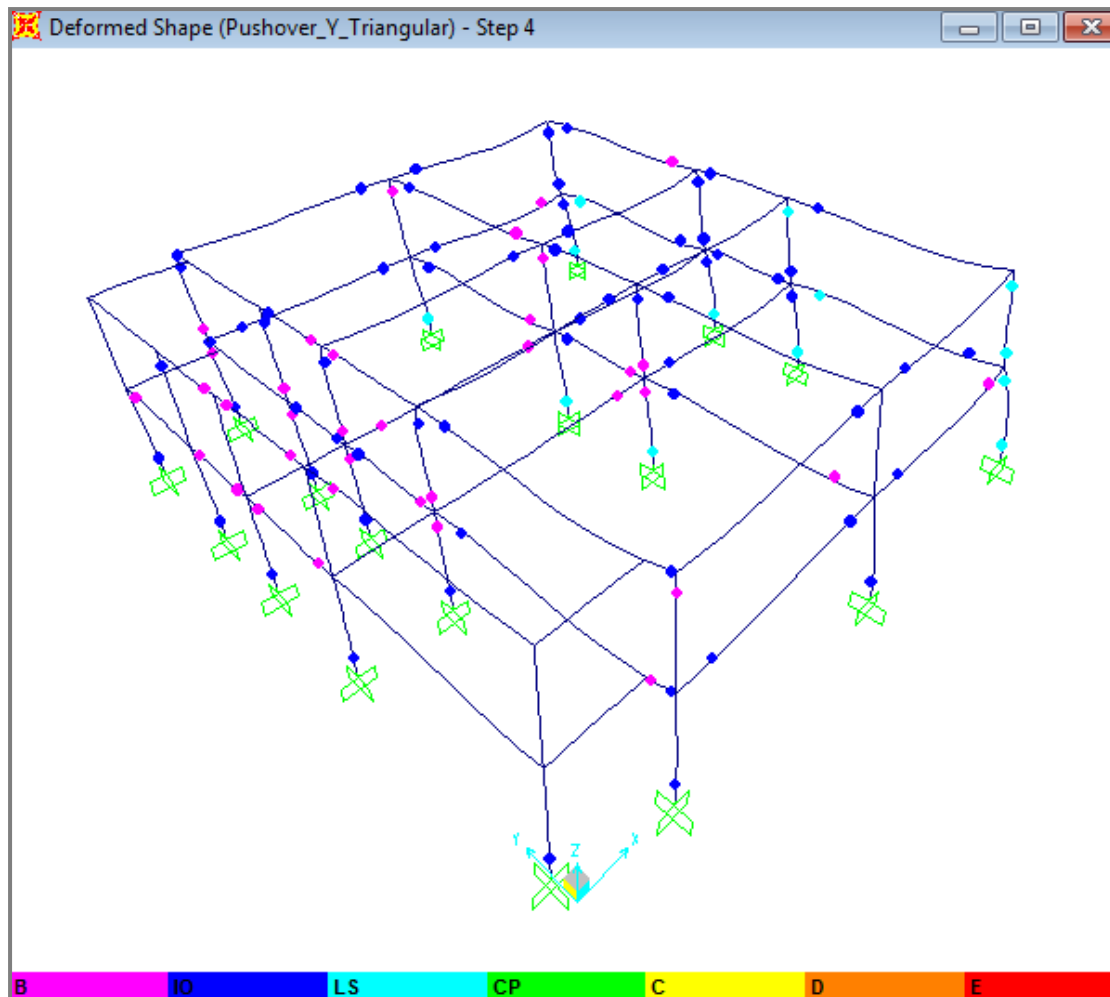
Σχήμα 50. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας (δεν ορίζεται)

#### 6.2.1.δ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y

Η ανάλυση για την τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y, πραγματοποιήθηκε σε 6 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 51, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (1991,43\text{kN}, 0,057\text{m})$  και εντοπίσθηκε μεταξύ των βημάτων 3 και 4 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 52 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 14 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 51. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας



Σχήμα 52. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

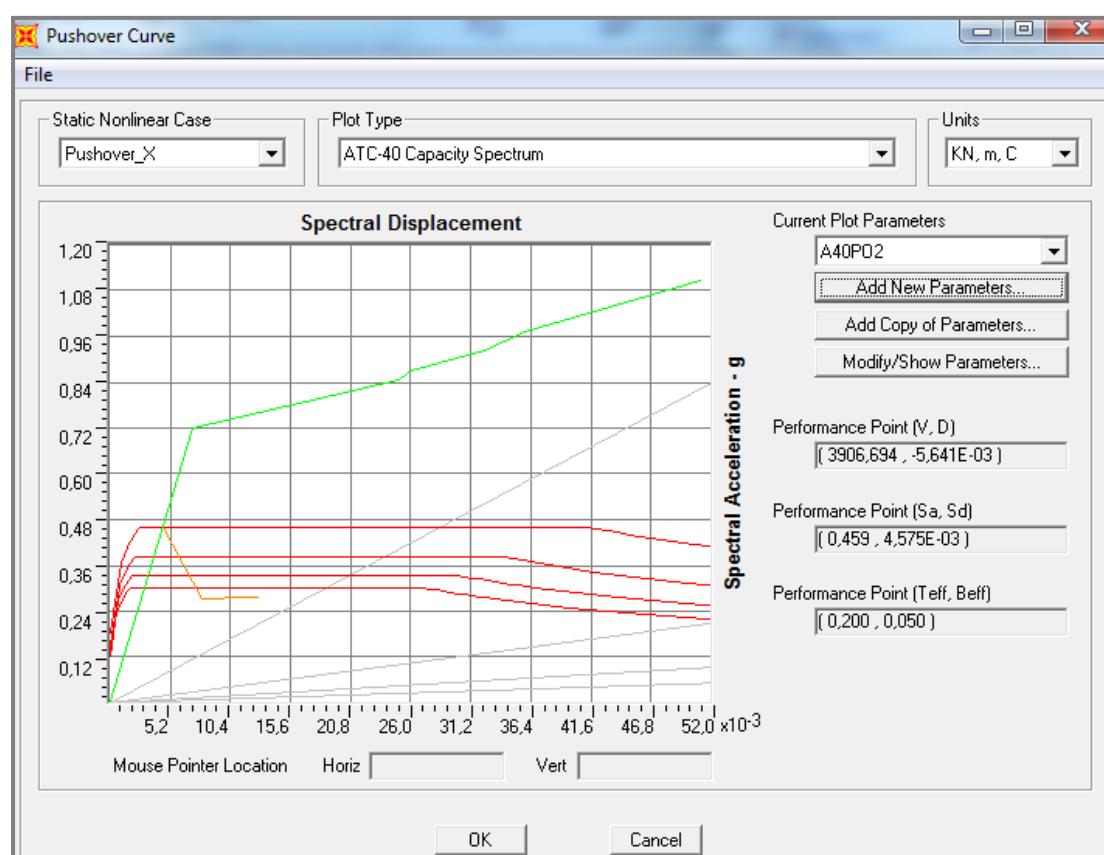
Πίνακας 14. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση Y											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,038	1799,45	86	37	47	4	0	0	0	0	174
4	0,070	2129,02	61	36	64	13	0	0	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,038	1799,45	33	21	16	2	0	0	0	0	72
4	0,070	2129,02	23	13	25	11	0	0	0	0	72

## 6.2.2 Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα

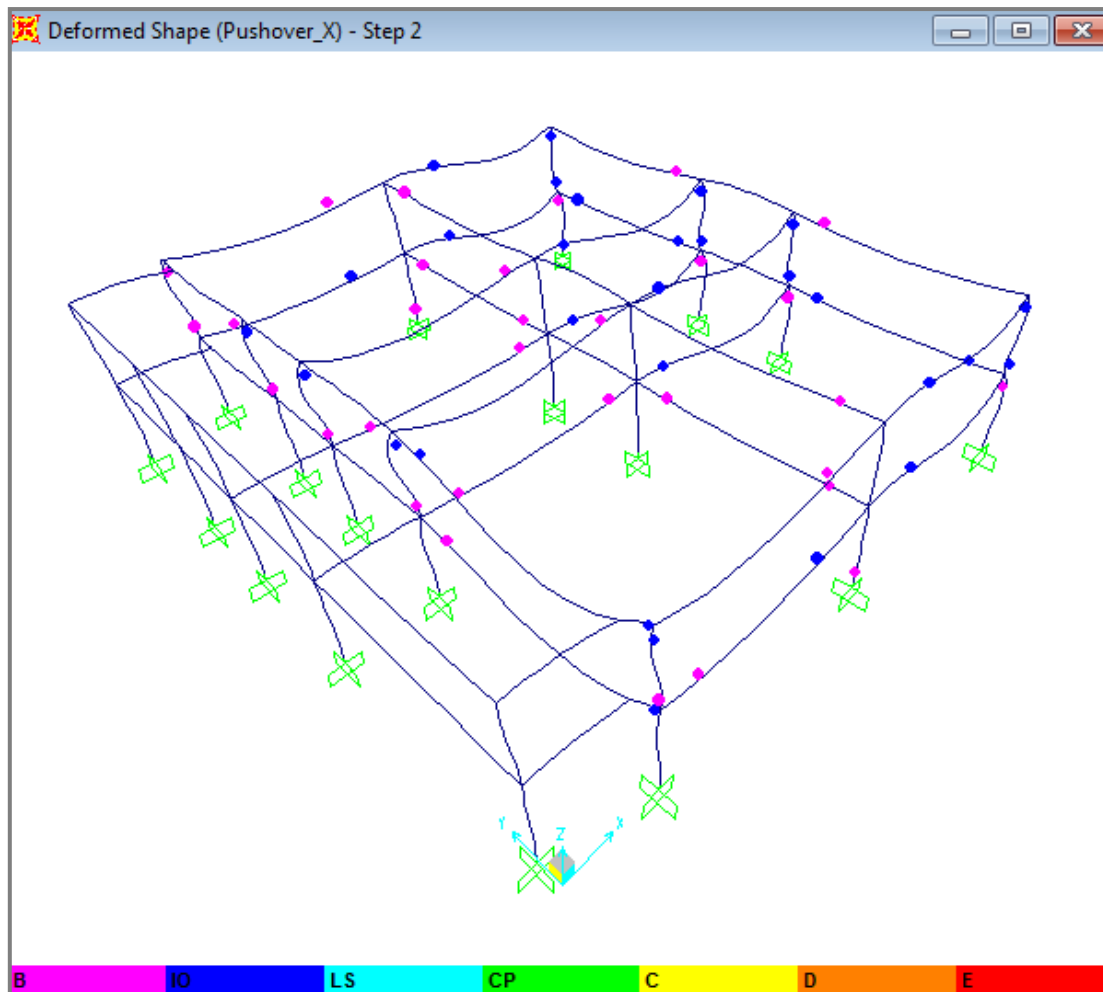
### 6.2.2.α Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X

Η ανάλυση για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X, πραγματοποιήθηκε σε 9 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 53, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (3906,69\text{kN}, -0,0056\text{m})$  και εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 1 και 2 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 54 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 15 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 53. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας





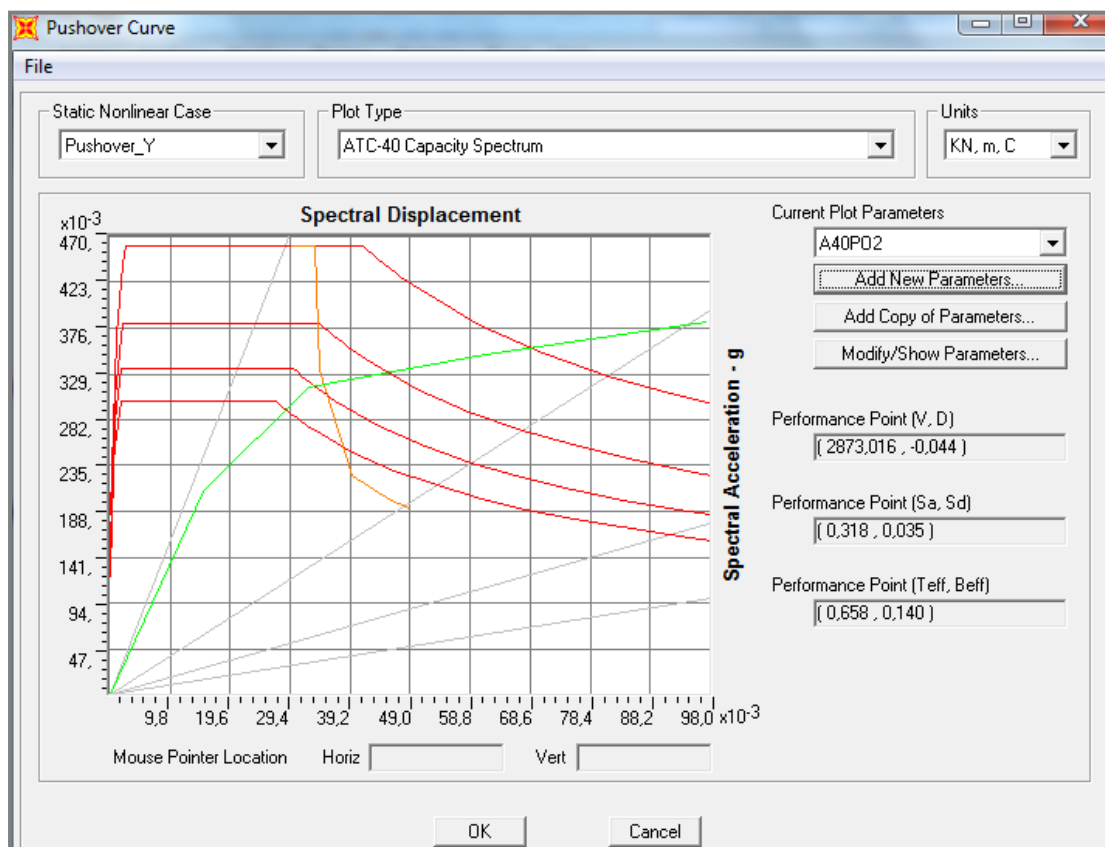
Σχήμα 54. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Πίνακας 15. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

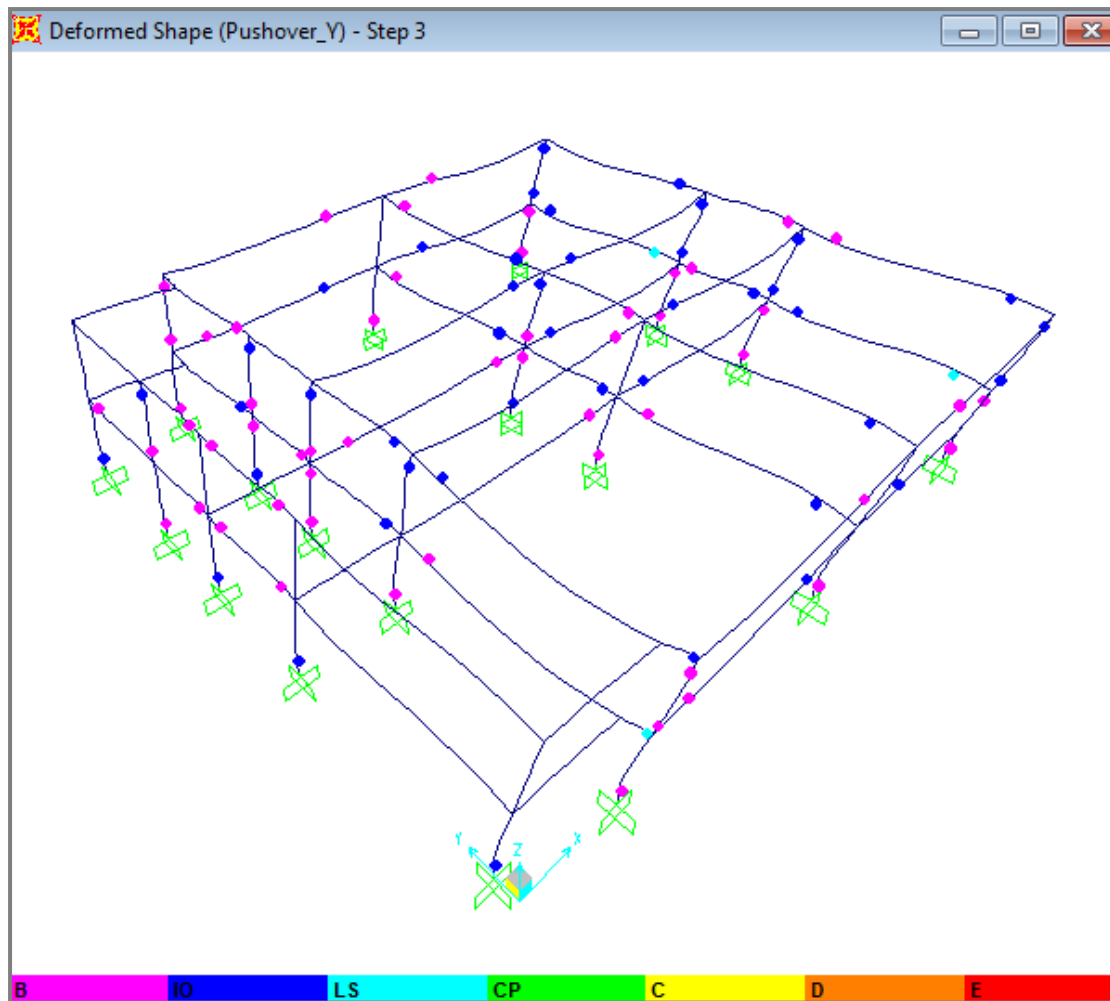
Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση X											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
1	0,0003	282,35	120	31	23	0	0	0	0	0	174
2	0,0089	6105,20	114	31	29	0	0	0	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα και τοιχώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
1	0,0003	282,35	53	11	8	0	0	0	0	0	72
2	0,0089	6105,20	48	12	12	0	0	0	0	0	72

### 6.2.2.β Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y

Η ανάλυση για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y, πραγματοποιήθηκε σε 6 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 55, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (2873,02\text{kN}, -0,044\text{m})$  και εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 3 και 4 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 56 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 16 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 55. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας



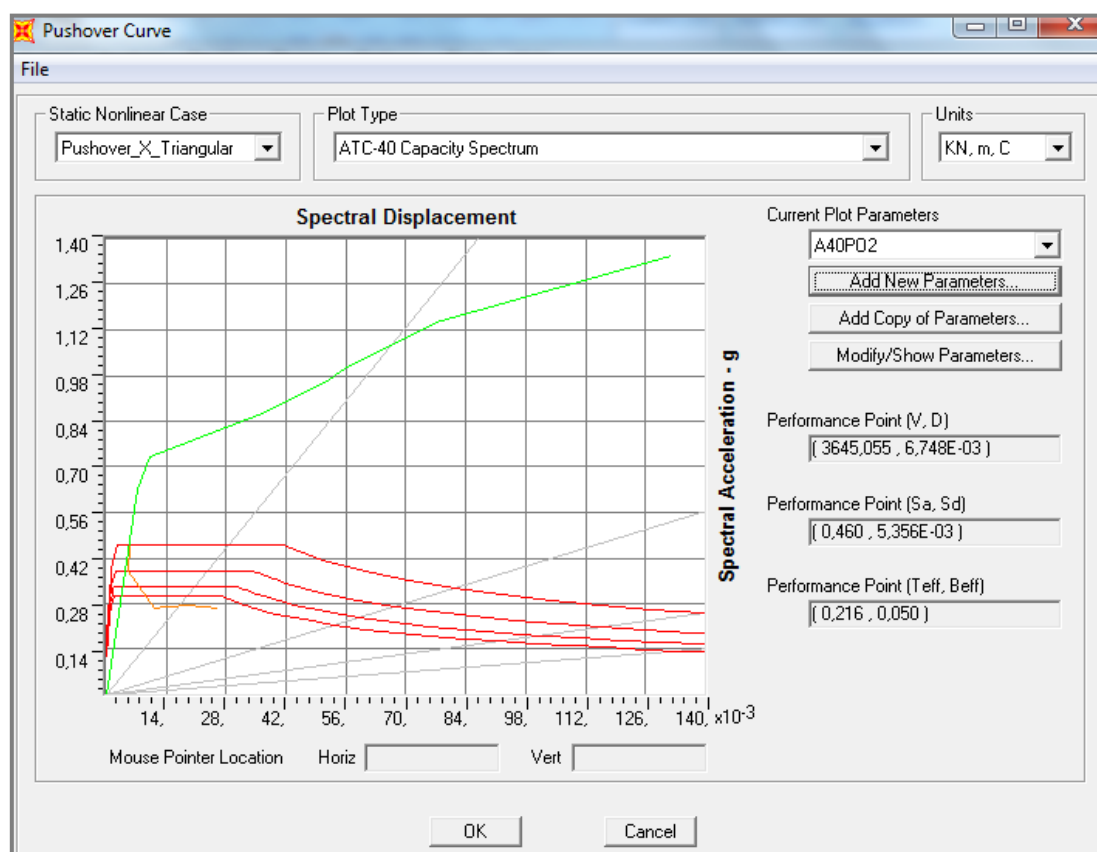
Σχήμα 56. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Πίνακας 16. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

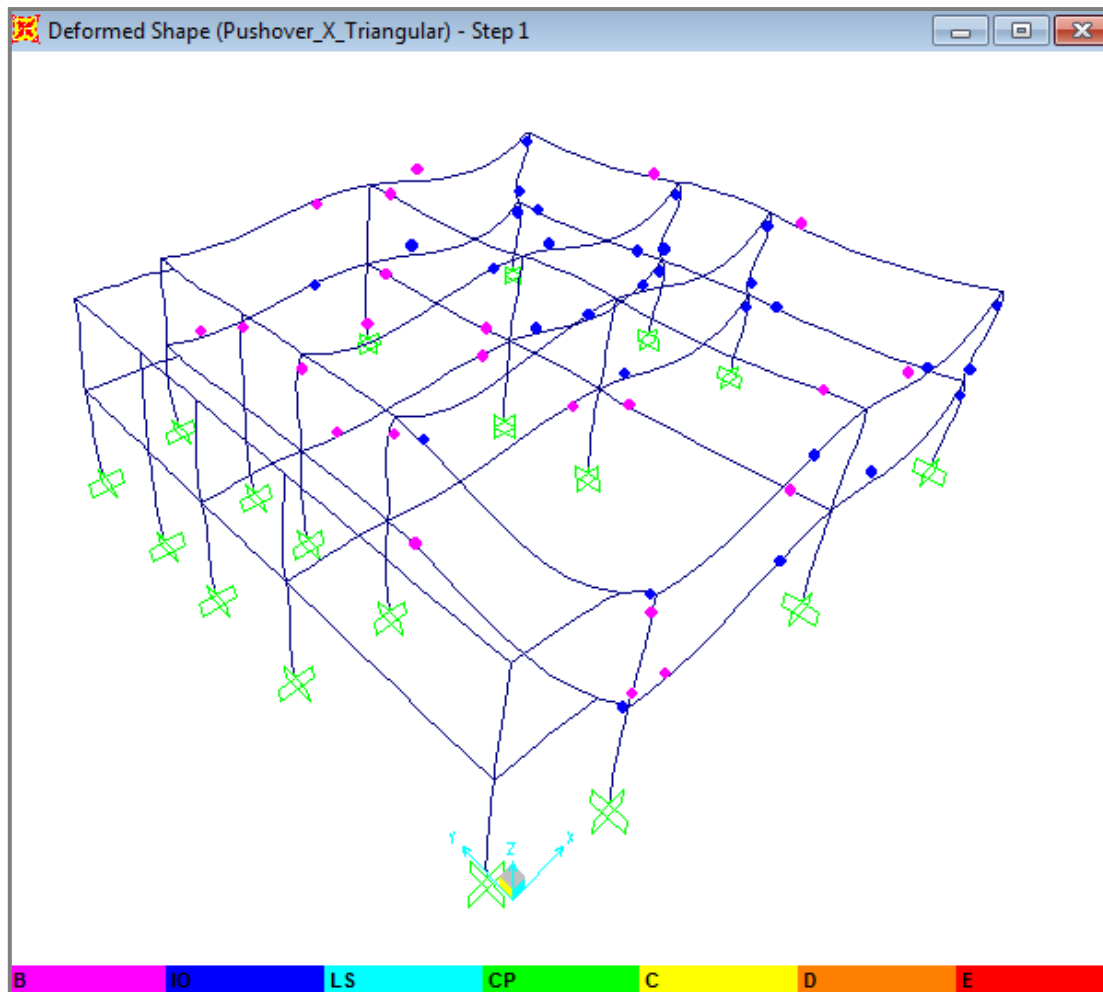
Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση Y											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,041	2845,50	74	54	43	3	0	0	0	0	174
4	0,076	3206,12	62	33	68	10	0	1	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα και τοιχώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,041	2845,50	26	27	19	0	0	0	0	0	72
4	0,076	3206,12	24	15	26	7	0	0	0	0	72

### 6.2.2.γ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X

Η ανάλυση για την τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X, πραγματοποιήθηκε σε 7 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 57, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (3645,06\text{kN}, 0,0067\text{m})$  και εντοπίσθηκε μεταξύ των βημάτων 0 και 1 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 58 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 17 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 57. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας



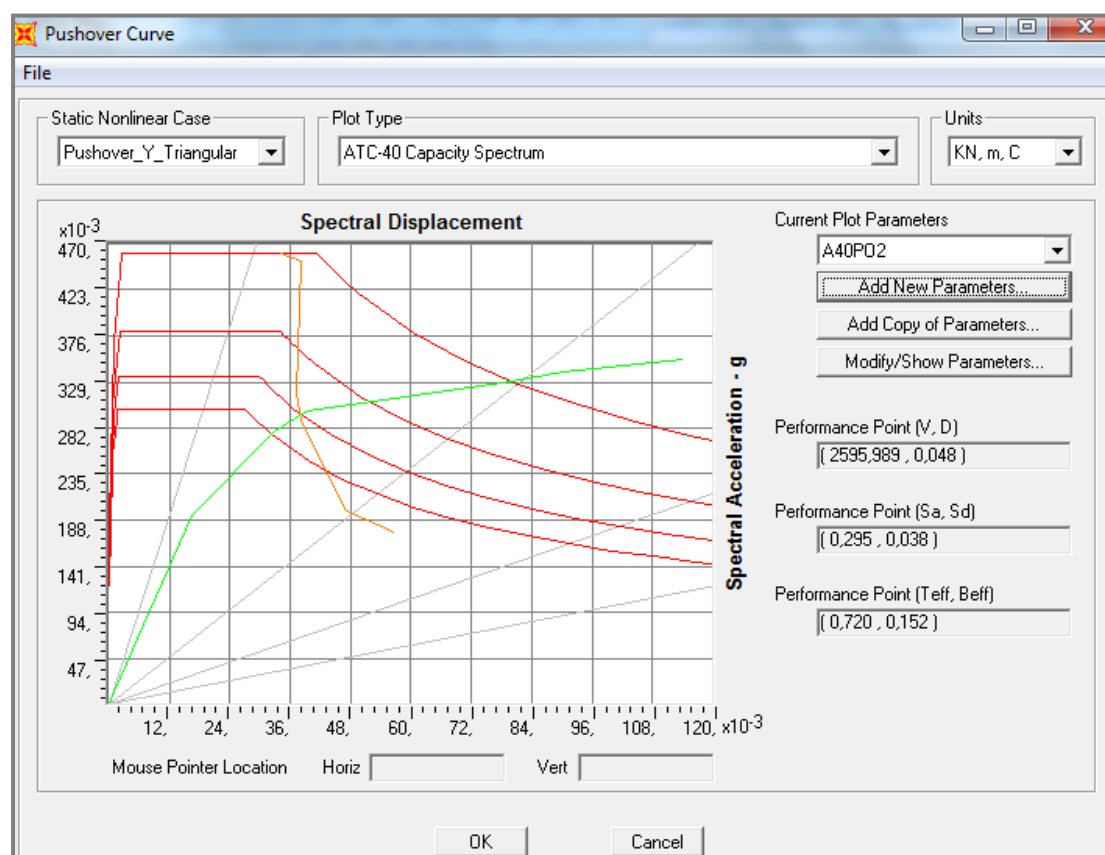
Σχήμα 58. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Πίνακας 17. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

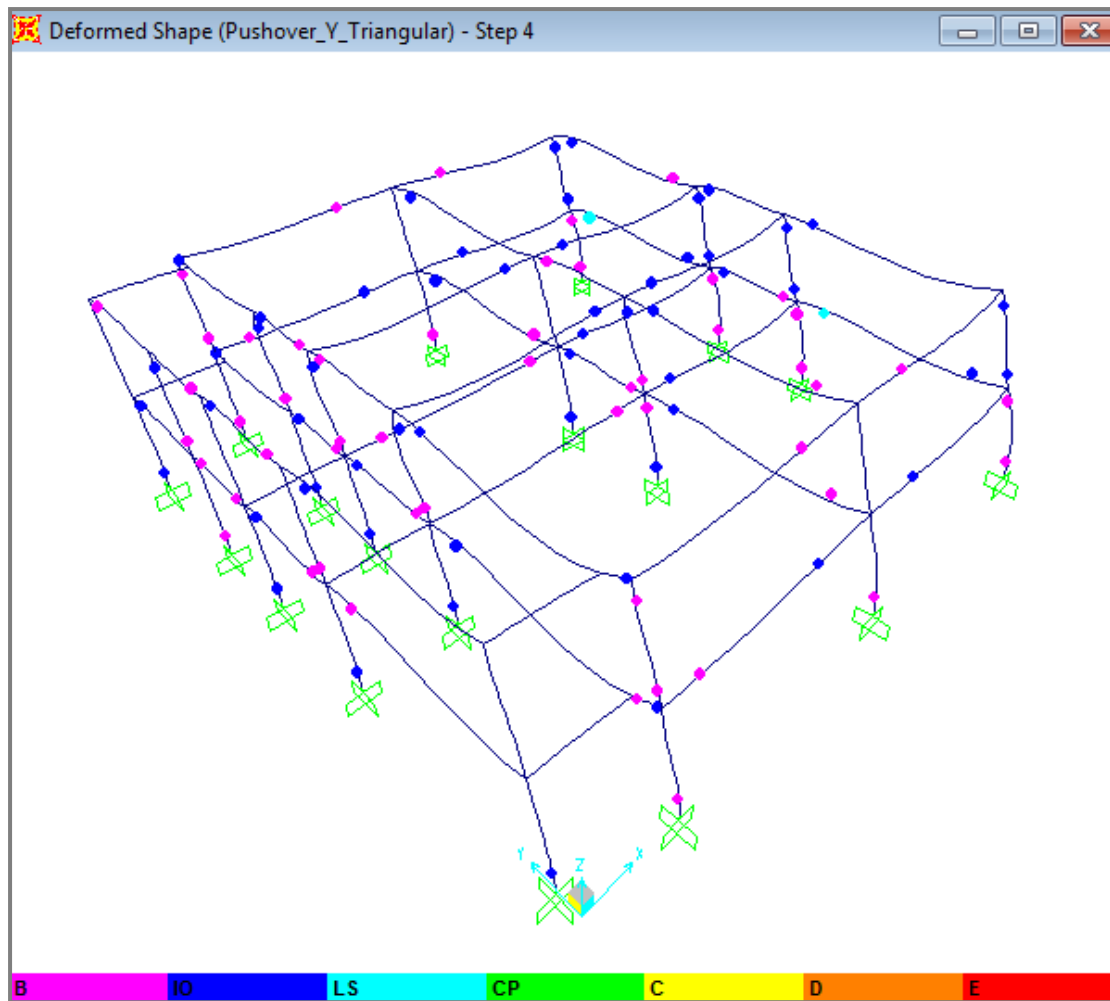
Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση X											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
0	0,0001	0,00	122	29	23	0	0	0	0	0	174
1	0,0092	5012,92	121	23	30	0	0	0	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα και τοιχώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
0	0,0001	0,00	55	9	8	0	0	0	0	0	72
1	0,0092	5012,92	54	6	12	0	0	0	0	0	72

#### 6.2.2.δ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y

Η ανάλυση για την τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y, πραγματοποιήθηκε σε 7 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 59, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (2595,99\text{kN}, 0,048\text{m})$  και εντοπίσθηκε μεταξύ των βημάτων 3 και 4 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 60 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 18 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 59. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας



Σχήμα 60. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

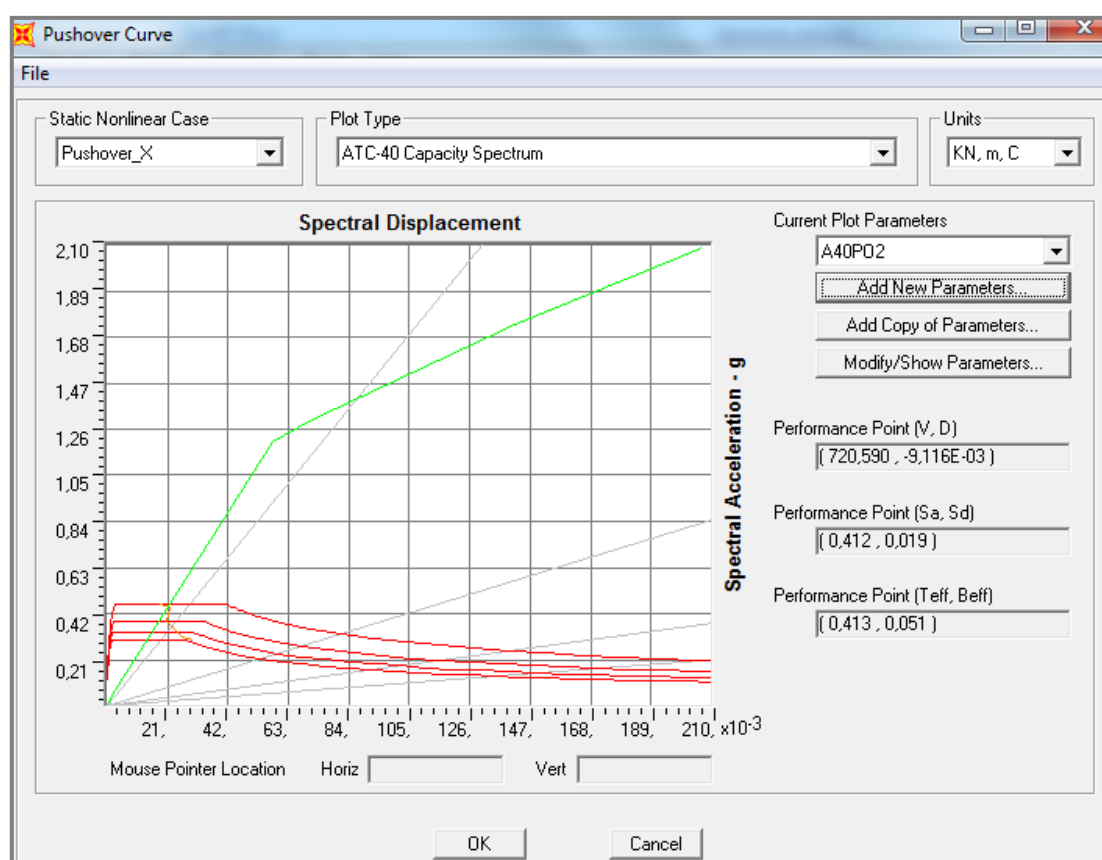
Πίνακας 18. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση Y											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,041	2445,83	72	56	44	2	0	0	0	0	174
4	0,050	2637,34	64	52	56	2	0	0	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα και τοιχώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,041	2445,83	30	26	16	0	0	0	0	0	72
4	0,050	2637,34	26	24	22	0	0	0	0	0	72

## 6.2.3 Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα

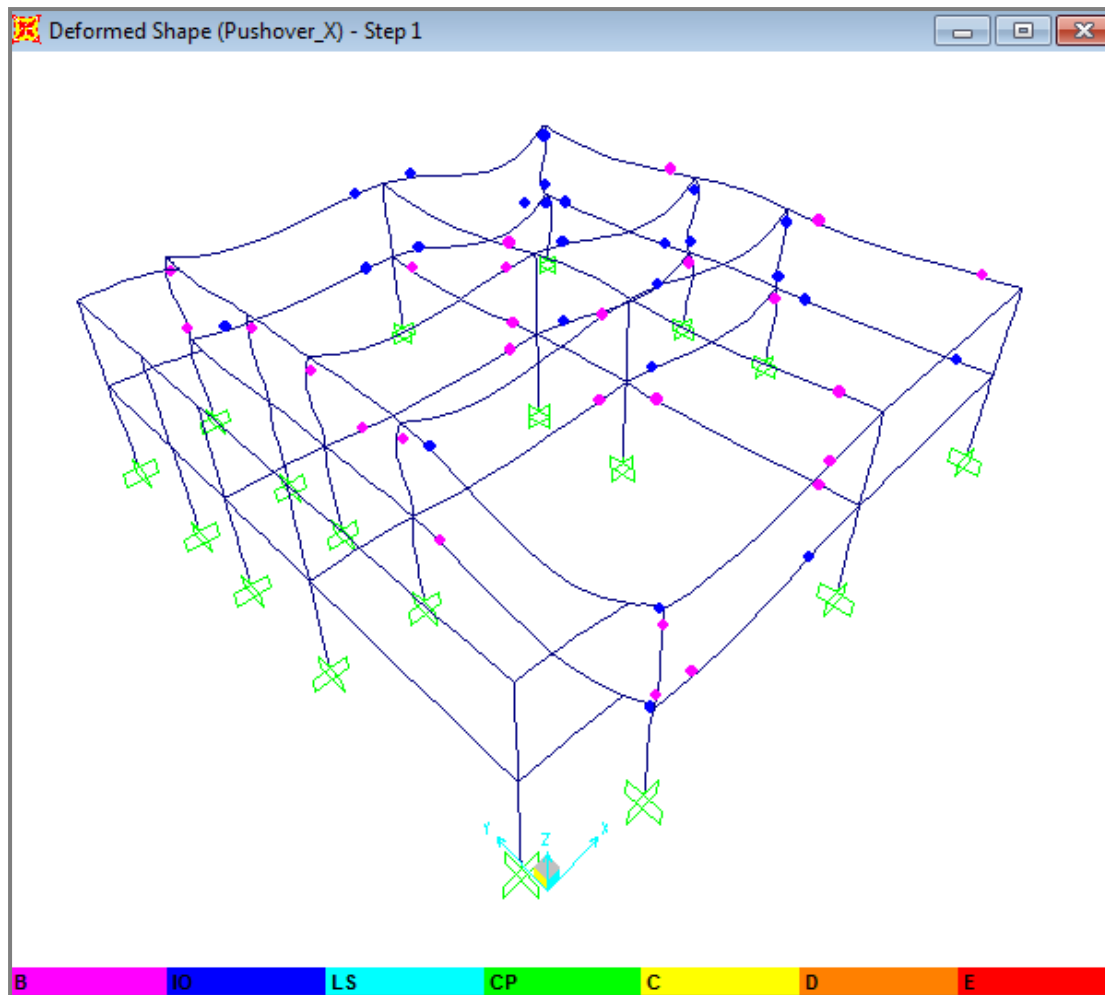
### 6.2.3.α Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X

Η ανάλυση για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X, πραγματοποιήθηκε σε 5 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 61, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (720,59\text{kN}, -0,0091\text{m})$  και εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 1 και 2 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 62 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 19 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 61. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας





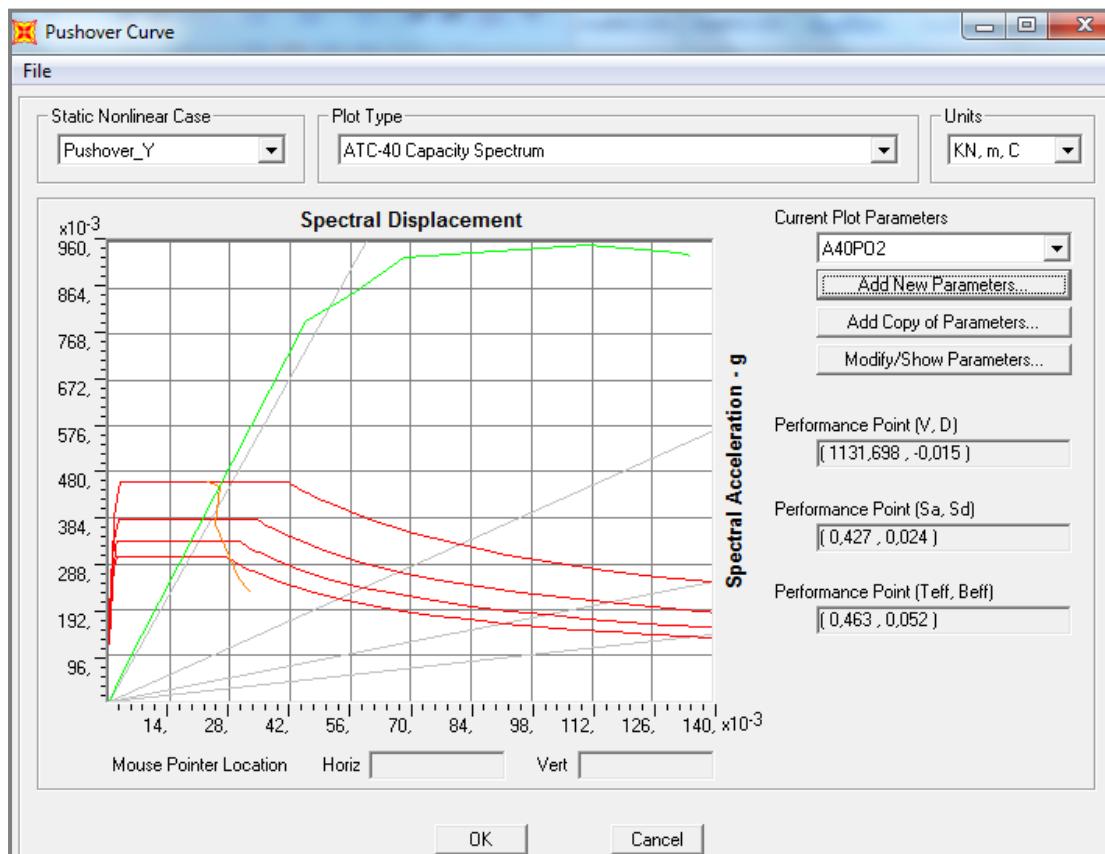
Σχήμα 62. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Πίνακας 19. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

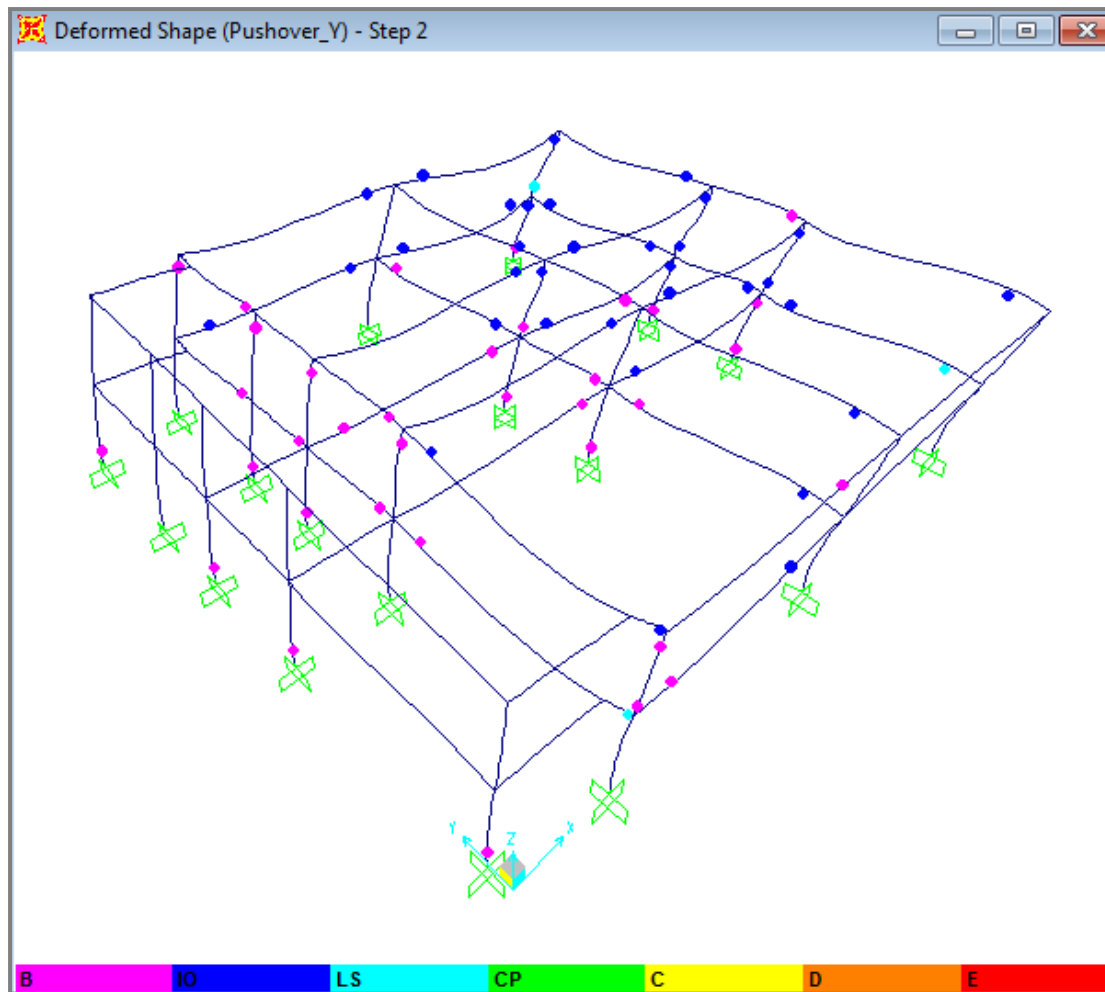
Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση X											
<i>Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία</i>											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
1	0,001	125,61	123	26	25	0	0	0	0	0	174
2	0,028	2095,85	98	36	39	1	0	0	0	0	174
<i>Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα και τοιχώματα</i>											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
1	0,001	125,61	56	9	7	0	0	0	0	0	72
2	0,028	2095,85	36	18	18	0	0	0	0	0	72

### 6.2.3.β Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y

Η ανάλυση για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y, πραγματοποιήθηκε σε 7 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 63, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (1131,70\text{kN}, -0,015\text{m})$  και εντοπίσθηκε μεταξύ των βημάτων 1 και 2 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 64 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 20 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 63. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας



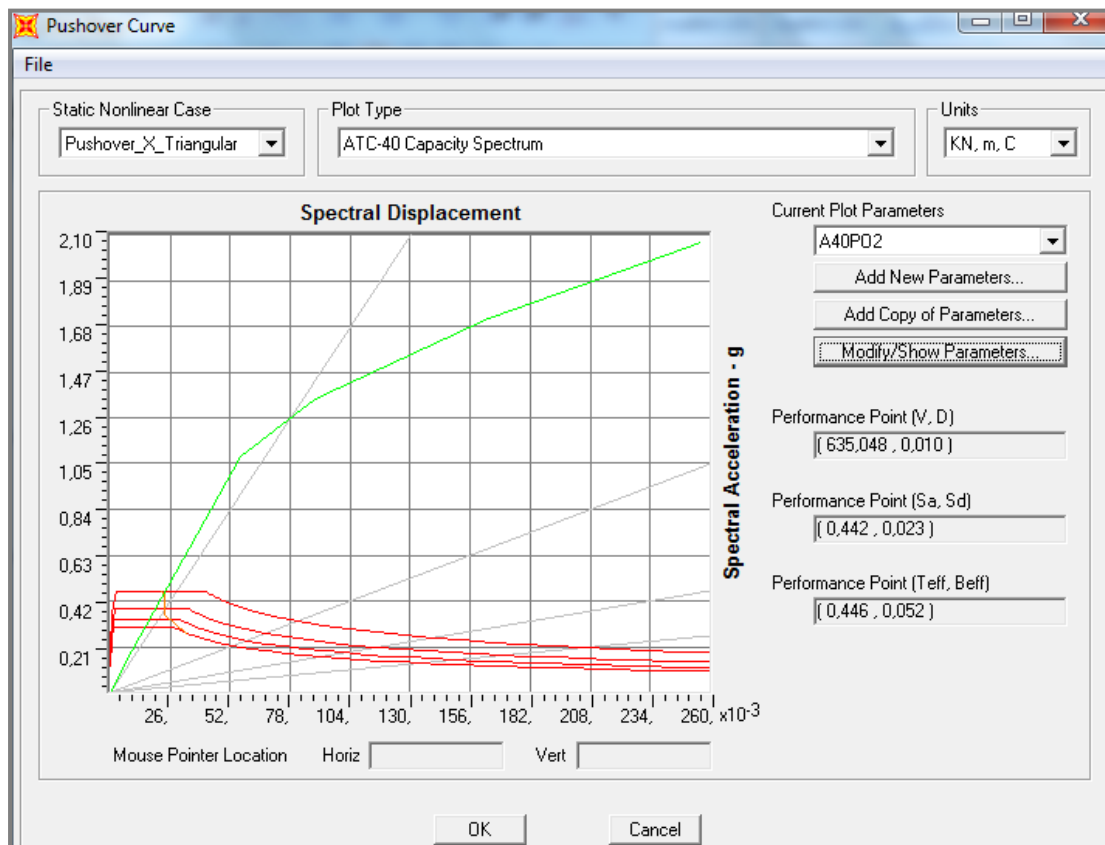
Σχήμα 64. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Πίνακας 20. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

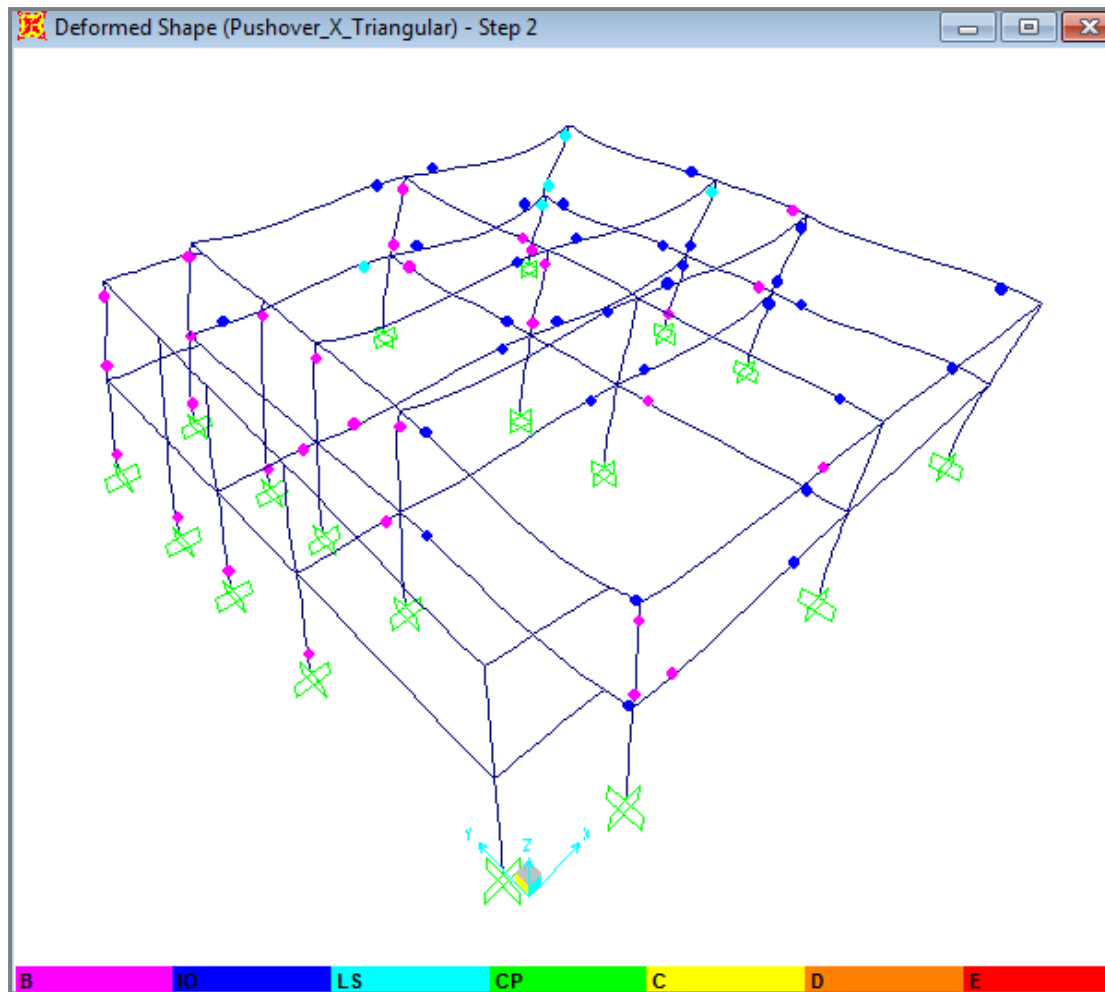
Ομοιόμορφη Κατανομή – Διεύθυνση Y											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
1	0,002	183,57	125	24	25	0	0	0	0	0	174
2	0,029	2090,03	103	35	33	3	0	0	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα και τοιχώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
1	0,002	183,57	57	8	7	0	0	0	0	0	72
2	0,029	2090,03	44	19	8	1	0	0	0	0	72

### 6.2.3.γ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X

Η ανάλυση για την τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση X, πραγματοποιήθηκε σε 6 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 65, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (635,05\text{kN}, 0,010\text{m})$  και εντοπίσθηκε μεταξύ των βημάτων 1 και 2 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 66 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 21 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 65. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας



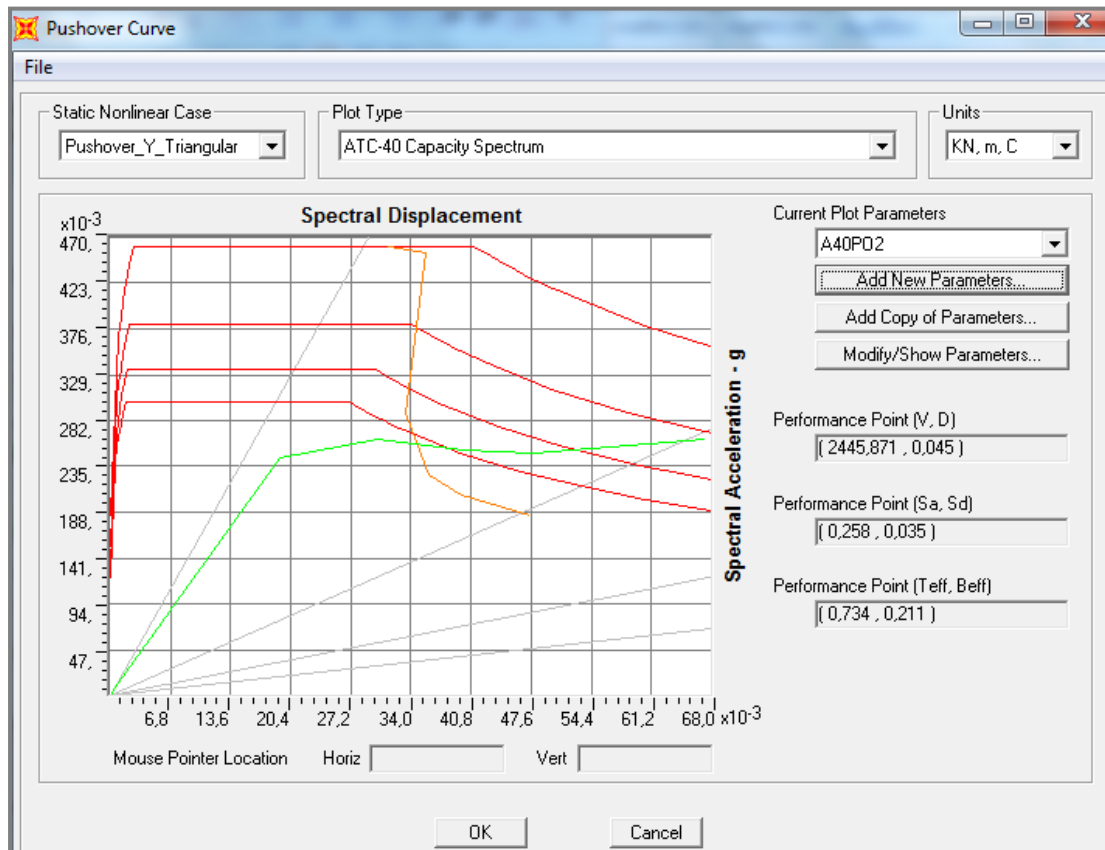
Σχήμα 66. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Πίνακας 21. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

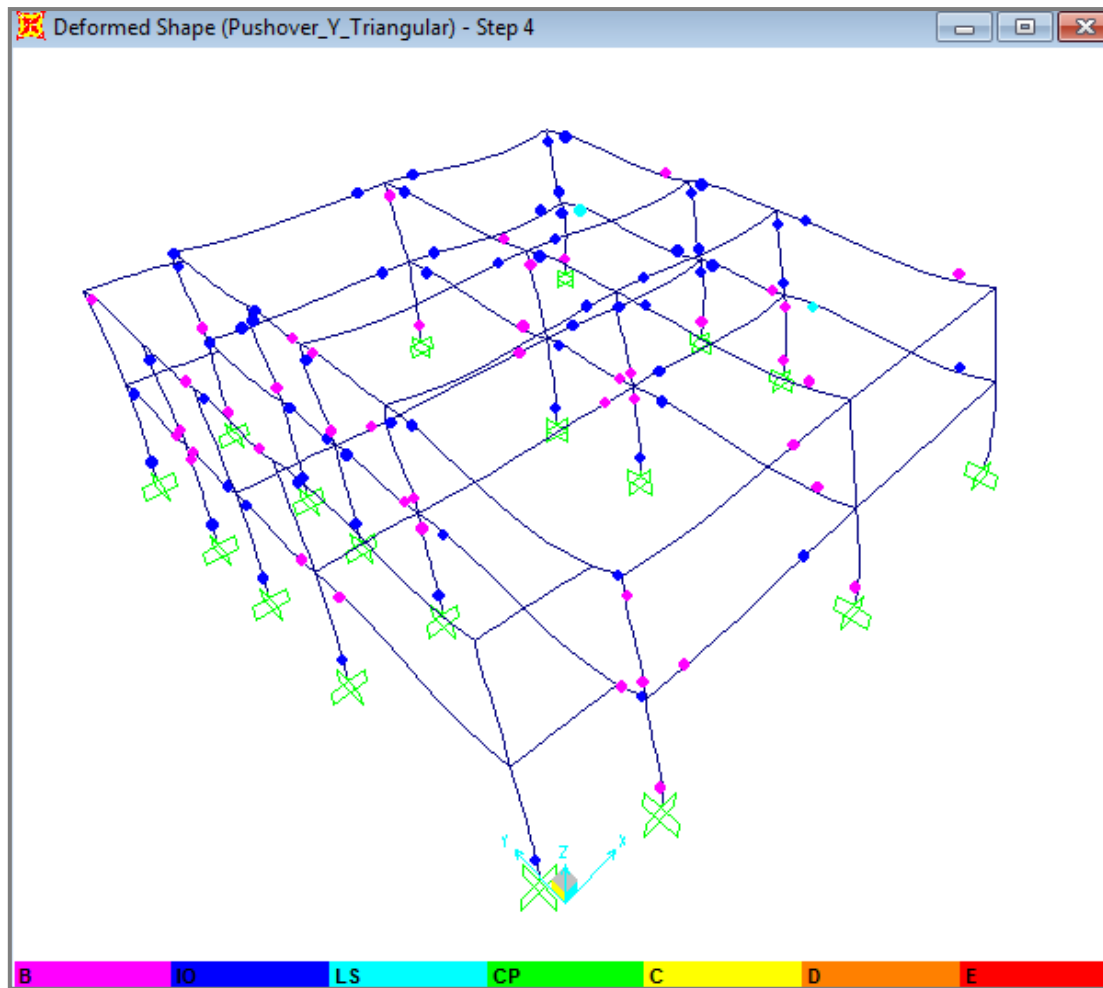
Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση X											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
1	0,0046	291,51	125	21	28	0	0	0	0	0	174
2	0,0252	1522,19	105	32	32	5	0	0	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα και τοιχώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
1	0,0046	291,51	57	7	8	0	0	0	0	0	72
2	0,0252	1522,19	43	20	5	4	0	0	0	0	72

#### 6.2.3.δ Τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y

Η ανάλυση για την τριγωνική κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Y, πραγματοποιήθηκε σε 6 βήματα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 67, το σημείο επιτελεστικότητας προέκυψε  $(V, D) = (2445,87\text{kN}, 0,045\text{m})$  και εντοπίσθηκε μεταξύ των βημάτων 3 και 4 της ανάλυσης. Στο Σχήμα 68 εμφανίζονται οι ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για το σημείο επιτελεστικότητας και στον Πίνακα 22 παρουσιάζεται το πλήθος τους.



Σχήμα 67. Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας



Σχήμα 68. Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Πίνακας 22. Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

Τριγωνική Κατανομή – Διεύθυνση Y											
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για όλα τα δομικά στοιχεία											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,038	2309,31	80	49	43	2	0	0	0	0	174
4	0,054	2612,45	63	45	64	2	0	0	0	0	174
Ακραίες διατομές που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή για τα υποστυλώματα και τοιχώματα											
Βήμα	D (m)	V (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Σύνολο
3	0,038	2309,31	34	23	15	0	0	0	0	0	72
4	0,054	2612,45	27	21	24	0	0	0	0	0	72

#### **6.2.4 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα**

Στον Πίνακα 23 παρουσιάζεται το πλήθος των ακραίων διατομών, οι οποίες ξεπέρασαν τη γωνία στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας B. Παρατηρούμε, ότι η προσθήκη τοιχωμάτων συνέβαλε στη μείωση του πλήθους των ακραίων διατομών των δομικών στοιχείων, οι οποίες ξεπέρασαν την ανωτέρω γωνία στροφής. Η μείωση αυτή, βάσει των δεδομένων του Πίνακα 23, αφορά κυρίως στα υποστυλώματα που ήταν και τα περισσότερα από τα δομικά στοιχεία, τα οποία ξεπέρασαν την εν λόγω γωνία στροφής. Αυτό οφείλεται, στο ότι η τοποθέτηση των τοιχωμάτων συνέβαλε σε αύξηση της δυσκαμψίας του αρχικού φορέα, και συνεπώς σε βελτίωση της σεισμικής απόκρισης των υποστυλωμάτων, που παραλαμβάνουν μικρότερα σεισμικά φορτία σε σύγκριση με τον αρχικό φορέα. Στον Πίνακα 24 παρουσιάζεται το πλήθος των άκρων των δομικών στοιχείων, που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή.



**Πίνακας 23.** Πλήθος ακραίων διατομών που ξεπέρασαν τη γωνία στροφής χορδής για τη στάθμη επιτελεστικότητας B

	Ομοιόμορφη Κατανομή		Τριγωνική Κατανομή	
	Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ	Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ
	Πλήθος ακραίων διατομών όλων των δομικών στοιχείων			
<i>Αρχικός Φορέας</i>	-	<b>17</b>	-	<b>13</b>
<i>Με Συμμετρικά Τοιχώματα</i>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>0</b>	<b>2</b>
<i>Με Έκκεντρα Τοιχώματα</i>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>5</b>	<b>2</b>
	Πλήθος ακραίων διατομών υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων			
<i>Αρχικός Φορέας</i>	-	<b>13</b>	-	<b>11</b>
<i>Με Συμμετρικά Τοιχώματα</i>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<i>Με Έκκεντρα Τοιχώματα</i>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>4</b>	<b>0</b>

**Πίνακας 24.** Πλήθος ακραίων διατομών που εισήχθησαν στην πλαστική περιοχή

	Ομοιόμορφη Κατανομή		Τριγωνική Κατανομή	
	Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ	Διεύθυνση Χ	Διεύθυνση Υ
	Πλήθος ακραίων διατομών όλων των δομικών στοιχείων			
<i>Αρχικός Φορέας</i>	-	<b>93</b>	-	<b>113</b>
<i>Με Συμμετρικά Τοιχώματα</i>	<b>60</b>	<b>100</b>	<b>53</b>	<b>110</b>
<i>Με Έκκεντρα Τοιχώματα</i>	<b>51</b>	<b>71</b>	<b>69</b>	<b>111</b>
	Πλήθος ακραίων διατομών υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων			
<i>Αρχικός Φορέας</i>	-	<b>44</b>	-	<b>49</b>
<i>Με Συμμετρικά Τοιχώματα</i>	<b>24</b>	<b>46</b>	<b>18</b>	<b>46</b>
<i>Με Έκκεντρα Τοιχώματα</i>	<b>16</b>	<b>28</b>	<b>29</b>	<b>45</b>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

### ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ

---

#### 7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2, η γνώση της θέσης του ελαστικού άξονα είναι απαραίτητη για την εκτίμηση της στρεπτικής συμπεριφοράς των κτιρίων, καθώς με αυτόν καθορίζονται η στατική εκκεντρότητα και η ακτίνα δυστρεψίας. Οι διατάξεις των κανονισμών για την αντιμετώπιση των στρεπτικών φαινομένων, αφορούν στην ελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, όπου η στατική εκκεντρότητα παραμένει σταθερή. Ωστόσο, κατά τη μετάβαση ενός κτιρίου στην ανελαστική περιοχή, ορισμένα δομικά στοιχεία διαρρέουν, μειώνεται η δυσκαμψία τους, και συνεπώς το ελαστικό κέντρο μετακινείται. Στο Κεφάλαιο αυτό, παρουσιάζονται και αξιολογούνται μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό του κέντρου στροφής των κτιρίων κατά τη μετάβασή τους στην ανελαστική κατάσταση.

#### 7.2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ

##### 7.2.1 1<sup>η</sup> Μεθοδολογία

Στο Σχήμα 69 παρουσιάζεται η αρχική θέση ενός διαφράγματος και η τελική που προέκυψε, λόγω μεταφοράς και στροφής του. Το σημείο A του διαφράγματος μετατοπίστηκε στη θέση A'. Η απόσταση (O'A') στην τελική θέση είναι ίση με την (OA) στην αρχική θέση, λόγω διαφραγματικής λειτουργίας και δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$(O'A') = (OA) = \sqrt{x_A^2 + y_A^2} \quad (7.1)$$

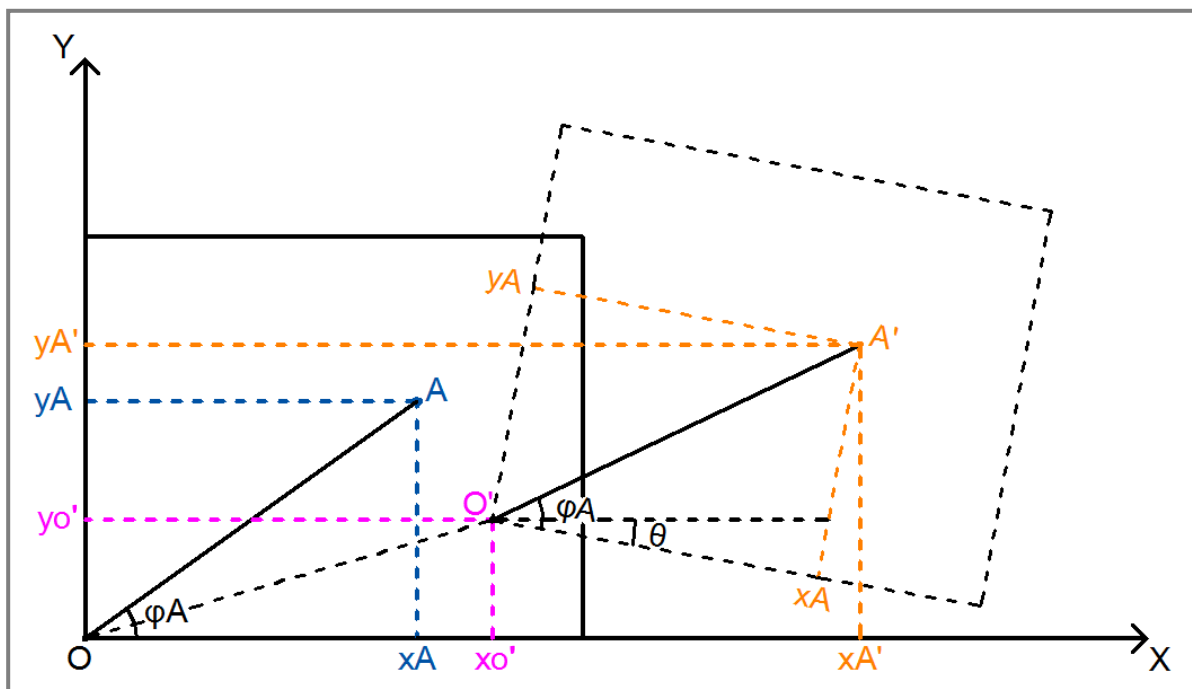
Η τιμή της γωνίας  $\varphi_A$  που σχηματίζει η ευθεία OA με τον οριζόντιο άξονα, παραμένει σταθερή στην τελική θέση και ισούται με:

$$\varphi_A = \tan^{-1} \left( \frac{y_A}{x_A} \right) \quad (7.2)$$

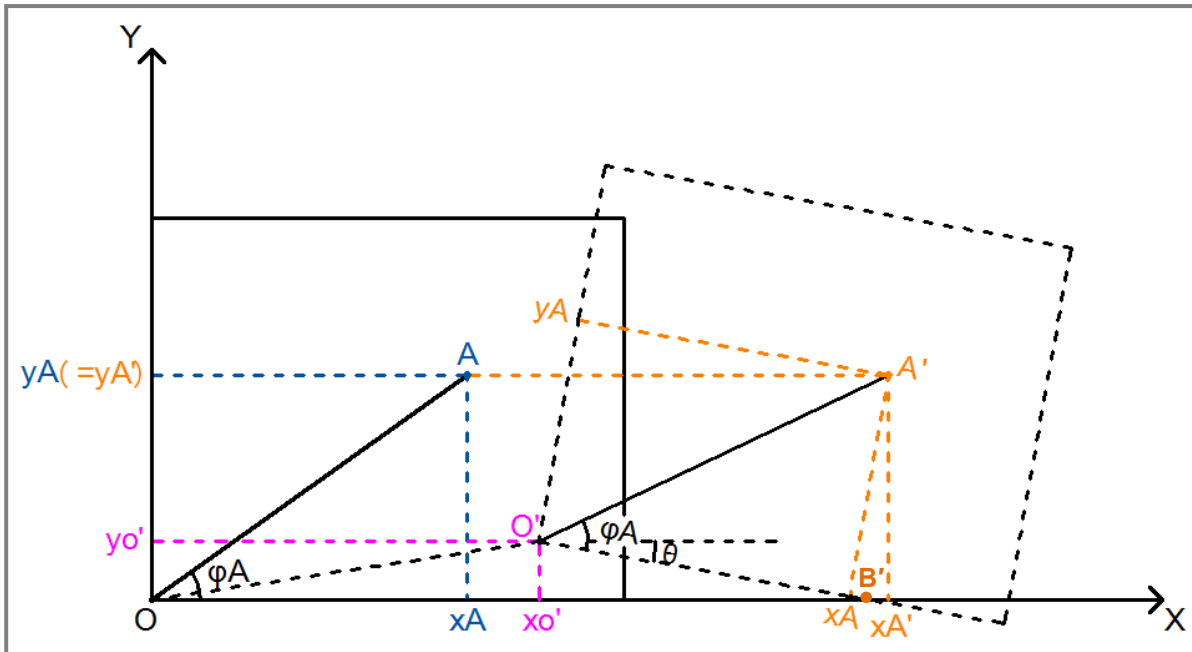
Οι συντεταγμένες του σημείου  $A'$  υπολογίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\left. \begin{aligned} x'_A &= x'_o + (OA) \cdot \cos(\varphi_A - \theta) \\ y'_A &= y'_o + (OA) \cdot \sin(\varphi_A - \theta) \end{aligned} \right\} \quad (7.3)$$

Το ζητούμενο σημείο  $A'$  που θα αποτελούσε το κέντρο στροφής του διαφράγματος, έγινε η υπόθεση ότι θα χαρακτηρίζεται από την παρακάτω ιδιότητα: Για σεισμική διέγερση στη διεύθυνση  $X$ , δεν θα μετατοπίζεται κατά τον άξονα  $Y$  του αρχικού συστήματος αναφοράς, δηλαδή  $\Delta y = y_{A'} - y_A = 0$  και αντίστοιχα, για σεισμική διέγερση στη διεύθυνση  $Y$ , δεν θα μετατοπίζεται στον οριζόντιο άξονα, δηλαδή  $\Delta x = x_{A'} - x_A = 0$ . Επίσης, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας θα πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα τις εξισώσεις (7.1), (7.2). Στο Σχήμα 70 παρουσιάζεται ένα παράδειγμα του ζητούμενου σημείου.



Σχήμα 69. Μεταφορά και στροφή διαφράγματος, λόγω σεισμικής διέγερσης κατά  $X$



**Σχήμα 70.** Ζητούμενο σημείο  $A'$  που ικανοποιεί την εξίσωση  $y_{A'} = y_A$

Ωστόσο, υπάρχουν πολλά σημεία εντός του επιπέδου του διαφράγματος, για τα οποία ισχύει  $y_{A'} = y_A$  και ικανοποιούν ταυτόχρονα τις εξισώσεις (7.1) και (7.2), όπως για παράδειγμα τα σημεία  $A'$ ,  $B'$ . Επομένως, η συνθήκη  $y_{A'} = y_A$  είναι αναγκαία για να είναι το σημείο  $A'$  το κέντρο στροφής του διαφράγματος, αλλά όχι ικανή.

## 7.2.2 2<sup>η</sup> Μεθοδολογία

Σε αυτή την ενότητα, παρουσιάζεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τον προσδιορισμό του κέντρου στροφής των υπό μελέτη φορέων κατά τη μετάβασή τους στην ανελαστική κατάσταση, όπου ορισμένα δομικά στοιχεία έχουν διαρρεύσει. Για το σκοπό αυτό, χρησιμοποιήθηκαν τα δεδομένα που προέκυψαν από την εφαρμογή της Pushover ανάλυσης για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στην διεύθυνση Χ, όπου αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της σεισμικής δράσης τα συμμετρικά και έκκεντρα τοιχώματα που προστέθηκαν στον αρχικό φορέα.

Αρχικά, λαμβάνοντας υπόψη τα διαγράμματα ροπής – στροφής των δομικών στοιχείων (Σχήμα 71) και τα δεδομένα που προέκυψαν από την Pushover ανάλυση για τις γωνίες στροφής χορδής  $\theta$  στα άκρα τους, υπολογίστηκαν για ορισμένα βήματα της ανάλυσης, οι μειωμένες τιμές του μέτρου ελαστικότητας,  $E$  των τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων που είχαν διαρρεύσει, μέσω της εξίσωσης (7.4):

$$E = E_0 \cdot \frac{\tan \alpha}{\tan \alpha_0} = E_0 \cdot \frac{\left( \frac{M}{\theta_y + \theta} \right)}{\left( \frac{M_y}{\theta_y} \right)} = E_0 \cdot \frac{M\theta_y}{M_y(\theta_y + \theta)}, \quad (E \leq E_0) \quad (7.4)$$

όπου  $E_0$  είναι το μέτρο ελαστικότητας στην περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων (στην παρούσα εργασία  $E_0 = 29\text{GPa}$ ).

Στην ειδική περίπτωση του Σχήματος 71, όπου  $M=M_y$ , η εξίσωση (7.4) γίνεται:

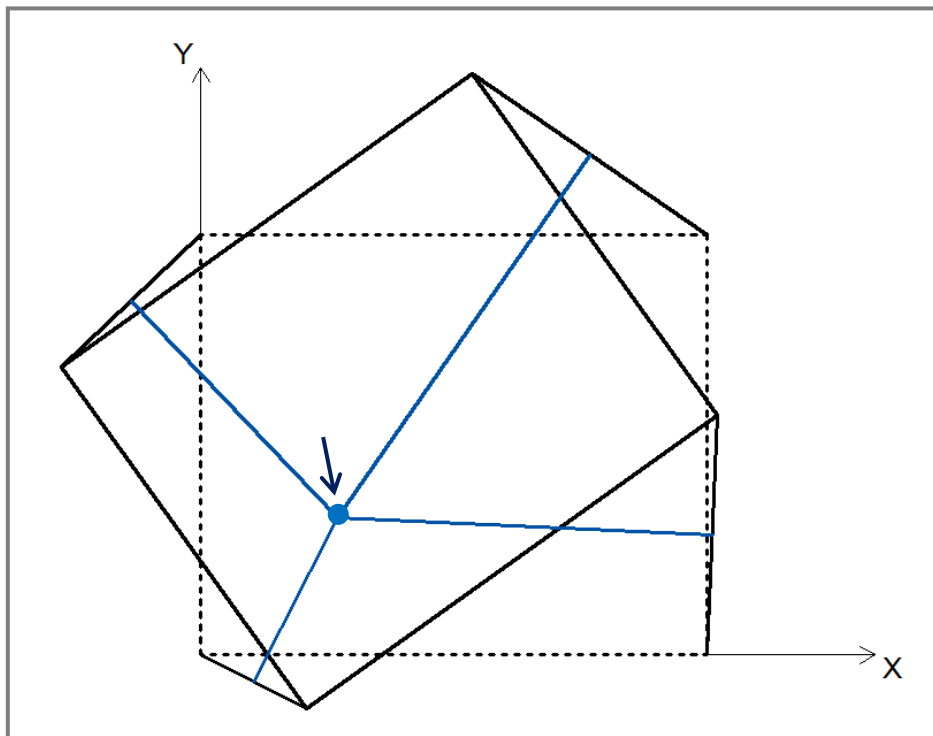
$$E = E_0 \cdot \frac{\theta_y}{\theta_y + \theta} \quad (7.5)$$

Σημειώνεται, ότι αυτός ο υπολογισμός πραγματοποιήθηκε μόνο για τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, διότι αυτά θεωρήθηκε πως συμβάλουν περισσότερο στη στρεπτική δυσκαμψία ενός κτιρίου.

Αφού υπολογίστηκαν οι τιμές των μέτρων ελαστικότητας,  $E$  των κατακόρυφων δομικών στοιχείων για ορισμένα βήματα της Pushover ανάλυσης, εφαρμόστηκαν στα αντίστοιχα υποστυλώματα και τοιχώματα, προκειμένου να προσομοιωθεί η μειωμένη τους αντοχή στην ανελαστική κατάσταση. Ακολούθως, εφαρμόστηκαν καθ' ύψος των φορέων ροπές περί τον κατακόρυφο άξονα  $z$ , αριθμητικά ίσες με τα σεισμικά φορτία που προέκυψαν βάσει της απλοποιημένης φασματικής μεθόδου. Για το σκοπό αυτό, ορίστηκε το Load Pattern του Σχήματος 72.



Ακολουθως, προσδιορίστηκε ο πόλος στροφής των διαφραγμάτων λόγω της ροπής περί τον κατακόρυφο άξονα z, από το σημείο τομής των μεσοκαθέτων των ευθειών που συνδέουν τα σημεία της τελικής τους θέσης, με τα αντίστοιχα σημεία της αρχικής θέσης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 73 (οι μεσοκάθετοι απεικονίζονται με μπλε γραμμή).



**Σχήμα 73.** Προσδιορισμός πόλου στροφής διαφράγματος

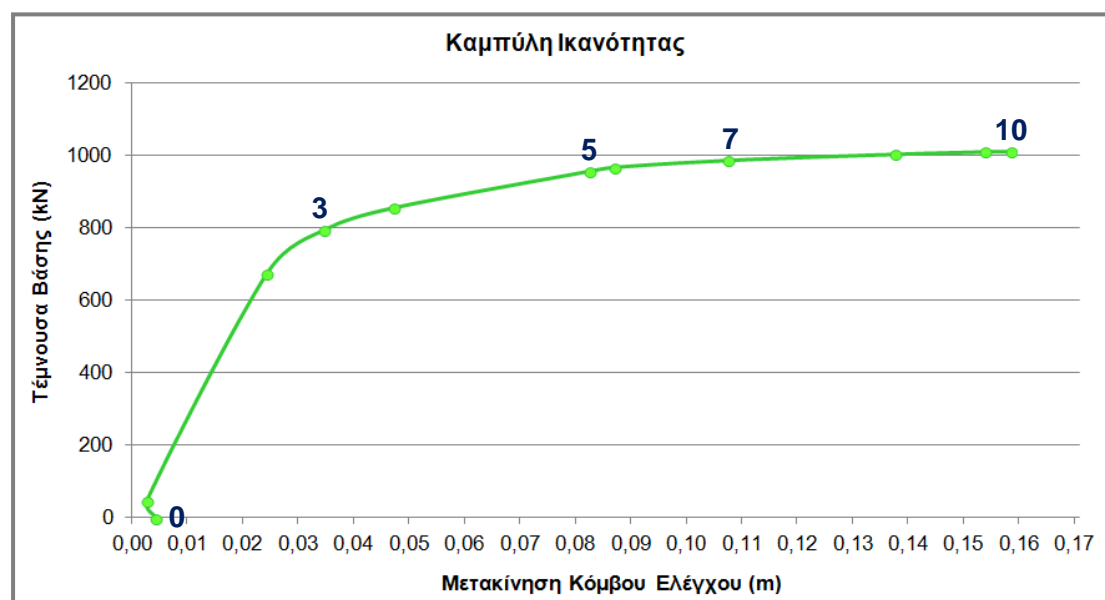
### 7.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ 2<sup>ης</sup> ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑΣ – ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Σε αυτή την παράγραφο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν εφαρμόζοντας τη 2<sup>η</sup> μεθοδολογία, για τις θέσεις των πόλων στροφής των υπό μελέτη φορέων σε ορισμένα βήματα της Pushover ανάλυσης για την ομοιόμορφη κατανομή φορτίων στη διεύθυνση Χ.

#### 7.3.1 Αρχικός Φορέας

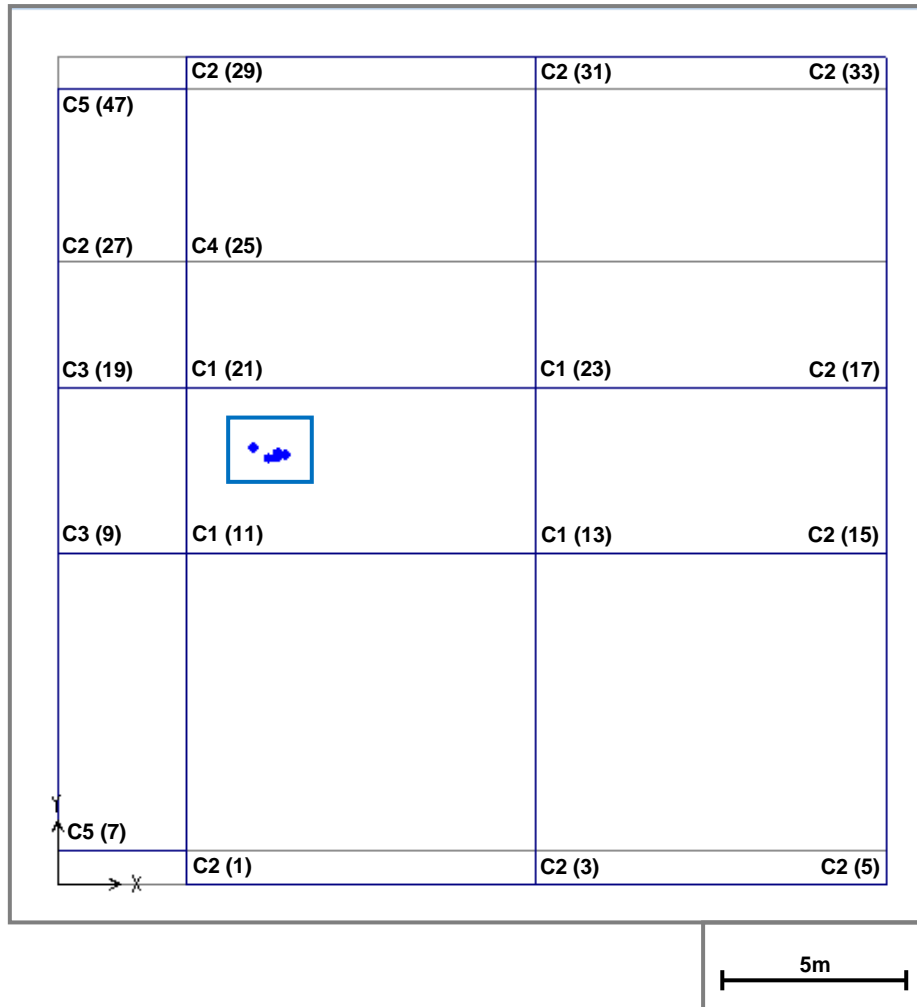
##### 7.3.1.α Προσδιορισμός κέντρου στροφής

Στον Πίνακα Π.7. του Παραρτήματος παρουσιάζονται οι μειωμένες τιμές του μέτρου ελαστικότητας των υποστυλωμάτων του αρχικού φορέα, όπως προέκυψαν από τις εξισώσεις (7.4) ή (7.5) για ορισμένα βήματα της Pushover. Αφού ορίστηκαν οι ανωτέρω τιμές στα αντίστοιχα υποστυλώματα, εφαρμόστηκαν καθ' ύψος του φορέα ροπές περί τον κατακόρυφο άξονα z, και προσδιορίστηκαν τα κέντρα στροφής των διαφραγμάτων, σύμφωνα με τη διαδικασία της §7.2.2. Οι θέσεις τους παρουσιάζονται στο Σχήμα 74 και στον Πίνακα 25. Το σύμβολο "C" αντιστοιχεί στα υποστυλώματα.

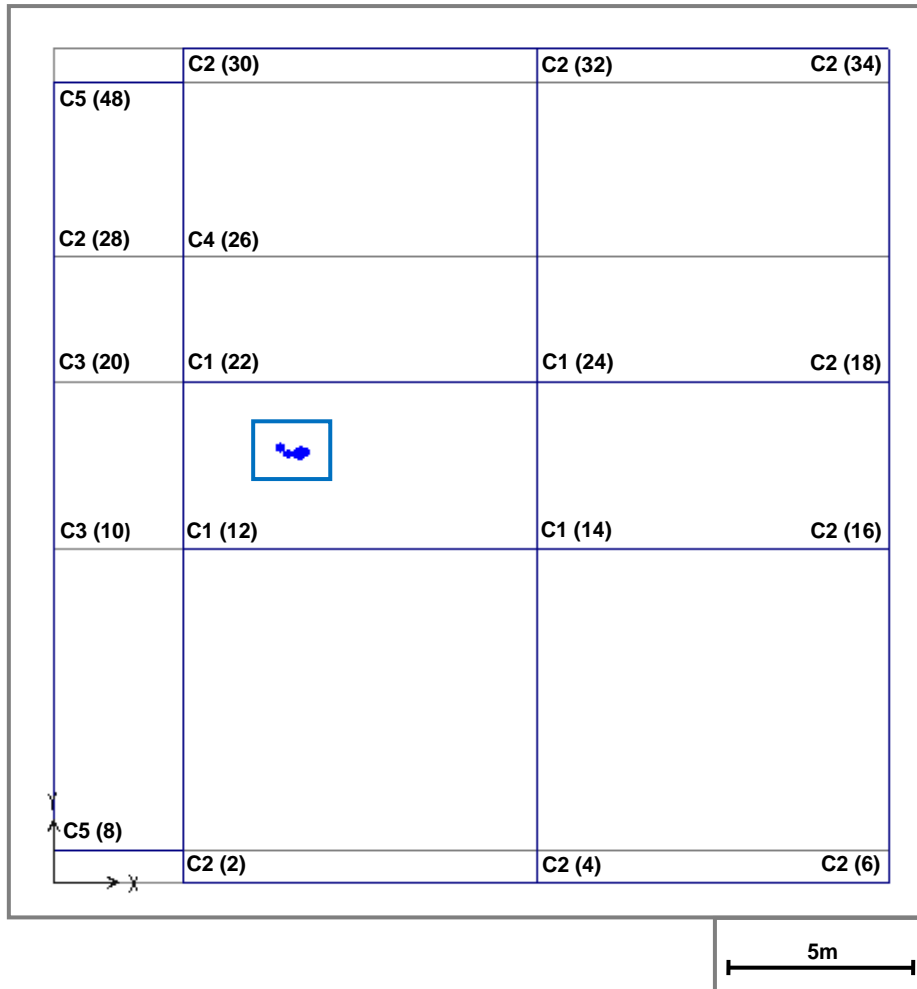


(α)





(β)



(γ)

**Σχήμα 74. (α)** Καμπύλη ικανότητας αρχικού φορέα. Προσδιορισμός των κέντρων στροφής των διαφραγμάτων του (β) ισόγειου και του (γ) ορόφου, για τα βήματα που αναγράφονται στην καμπύλη.

**Πίνακας 25.** Συντεταγμένες κέντρων στροφής αρχικού φορέα

	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 3	Step 5	Step 7	Step 10
<b>Ισόγειο</b>						
$X_i$ (m)	5,95	5,71	5,92	6,18	5,99	5,32
$Y_i$ (m)	11,60	11,57	11,60	11,67	11,73	11,86
<b>Όροφος</b>						
$X_i$ (m)	6,63	6,31	6,52	6,76	6,64	6,10
$Y_i$ (m)	11,52	11,57	11,57	11,63	11,66	11,75

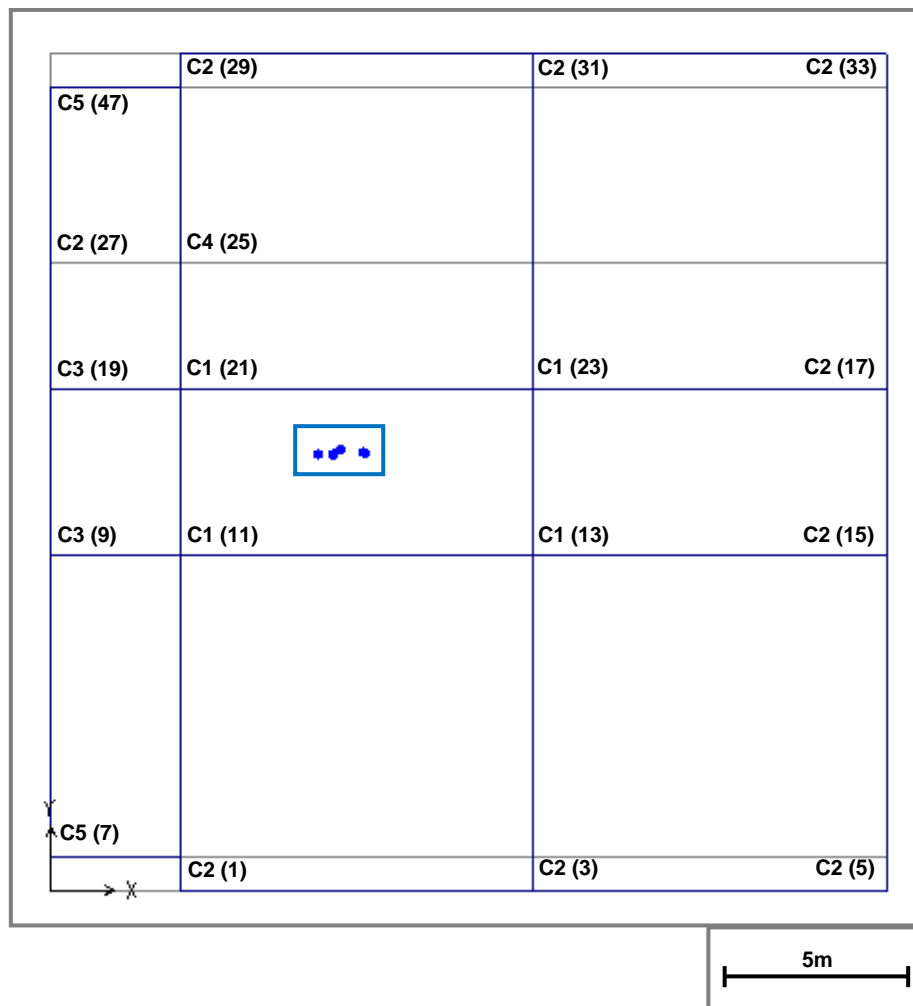
### 7.3.1.β Προσδιορισμός κέντρου δυσκαμψίας

Ο προσδιορισμός του κέντρου δυσκαμψίας των ορόφων για ορισμένα βήματα της Pushover, πραγματοποιήθηκε υπολογίζοντας τις σχετικές δυσκαμψίες  $E \cdot I/h$  των κατακόρυφων στοιχείων τους, λαμβάνοντας υπόψη τα δεδομένα του Πίνακα Π.7. του Παραρτήματος για τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας,  $E$ . Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών  $E \cdot I/h$  των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου. Λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές  $E \cdot I/h$  που προέκυψαν, το κέντρο δυσκαμψίας  $(x_k, y_k)$  προσδιορίστηκε από τις εξισώσεις (7.6):

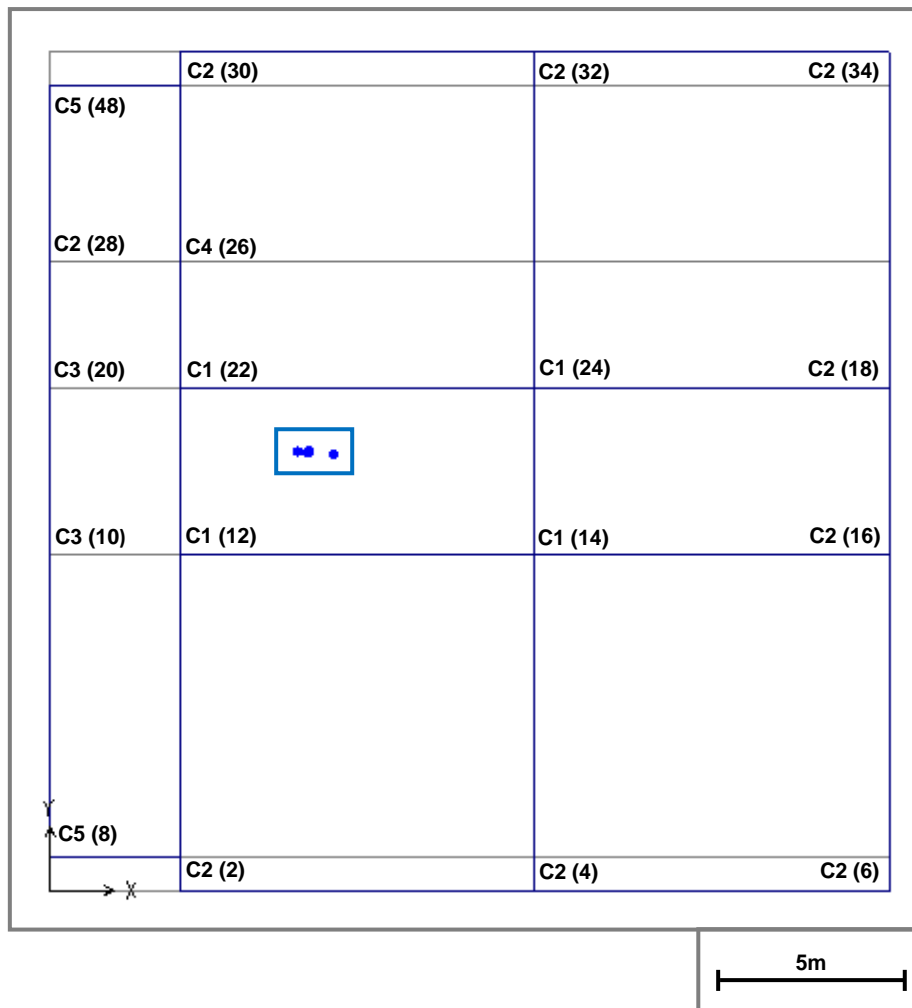
$$x_k = \frac{\sum x_i \cdot K_i}{\sum K_i}, \quad y_k = \frac{\sum y_i \cdot K_i}{\sum K_i} \quad (7.6)$$

όπου  $x_i, y_i$  οι συντεταγμένες των υποστυλωμάτων και  $K_i$  οι σχετικές δυσκαμψίες,  $EI/h$ .

Στον Πίνακα Π.8. του Παραρτήματος παρουσιάζονται οι σχετικές δυσκαμψίες για ορισμένα βήματα της Pushover. Οι θέσεις των κέντρων δυσκαμψίας ανά όροφο, παρουσιάζονται στο Σχήμα 75 και στον Πίνακα 26.



(α)



(β)

Σχήμα 75. Προσδιορισμός κέντρων δυσκαμψίας (α) ισογείου και (β) ορόφου

Πίνακας 26. Συντεταγμένες κέντρων δυσκαμψίας αρχικού φορέα

	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 3	Step 5	Step 7	Step 10
<b>Ισόγειο</b>						
$X_{ki}$ (m)	7,61	7,20	7,62	8,48	8,41	7,80
$Y_{ki}$ (m)	11,72	11,73	11,78	11,77	11,78	11,87
<b>Όροφος</b>						
$X_{ki}$ (m)	7,61	6,62	6,88	6,90	6,92	6,94
$Y_{ki}$ (m)	11,72	11,78	11,76	11,75	11,77	11,79

### 7.3.1.γ Αξιολόγηση αποτελεσμάτων

Από τα δεδομένα του Πίνακα 25 παρατηρούμε, ότι τα κέντρα στροφής για το ισόγειο και τον όροφο μετακινούνται προς τα αριστερά από την ελαστική κατάσταση μέχρι το Step 0 της Pushover ανάλυσης. Αντίθετα, από το Step 0 μέχρι το Step 5 μετακινούνται προς τα δεξιά. Βάσει των δεδομένων του Πίνακα 27, που αφορούν στη συνολική μείωση της σχετικής δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων παρατηρούμε, ότι από την ελαστική κατάσταση μέχρι το Step 0, η συνολική μείωση της δυσκαμψίας είναι μικρότερη για τα αριστερά του κέντρου στροφής υποστυλώματα, συγκριτικά με αυτή για τα δεξιά υποστυλώματα. Για αυτό, το κέντρο στροφής μετακινήθηκε προς τα αριστερά. Το αντίθετο συμβαίνει μεταξύ των Step 0 – Step 3 και Step 3 – Step 5, με αποτέλεσμα το κέντρο στροφής να μετακινείται προς τα δεξιά. Ωστόσο, μεταξύ των Step 5 – Step 7 και Step 7 – Step 10, αν και μειώνεται περισσότερο η δυσκαμψία των αριστερά του κέντρου στροφής υποστυλωμάτων για το ισόγειο και τον όροφο, αυτό μετακινείται προς τα αριστερά. Αυτό πιθανότατα συμβαίνει, διότι η περιοχή αυτή του κτιρίου παραμένει πιο δύσκαμπτη, όπως προκύπτει από τα δεδομένα του Πίνακα 27.

Σχετικά με τη μετακίνηση του κέντρου στροφής στον άξονα Y παρατηρείται, ότι η μεταβολή των τιμών  $Y_i$  διαμορφώνεται σε μικρότερες τιμές συγκριτικά με των  $X_i$ . Γενικά, το κέντρο στροφής στον άξονα Y μετακινείται προς τα πάνω τόσο στο ισόγειο όσο και τον όροφο, αν και η μείωση της συνολικής δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων που βρίσκονται πάνω από το κέντρο στροφής είναι μεγαλύτερη, στις περισσότερες περιπτώσεις (κυρίως για το ισόγειο), από την αντίστοιχη των υποστυλωμάτων κάτω από το κέντρο στροφής. Αυτό πιθανόν οφείλεται, στο ότι η συνολική δυσκαμψία των υποστυλωμάτων που βρίσκονται άνω του κέντρου στροφής παραμένει μεγαλύτερη, συγκριτικά με αυτή των υποστυλωμάτων κάτω από το κέντρο στροφής. Παρόμοια συμπεράσματα προκύπτουν και για το κέντρο δυσκαμψίας, που γενικά μεταβάλλεται ανάλογα με το κέντρο στροφής.

**Πίνακας 27.** Συνολική μείωση δυσκαμψίας, EI/h υποστυλωμάτων

Εκατέρωθεν Κέντρου Στροφής	Συνολική μείωση σχετικής δυσκαμψίας, EI/h (kNm)					
	Ελαστική Κατάσταση	Ελαστική Κατάσταση – Step 0	Step 0 – 3	Step 3 – 5	Step 5 – 7	Step 7 – 10
	<b>Ισόγειο</b>					
Αριστερά Υποστυλώματα	79062,3	0	13194,0	30787,7	7589,3	9683,8
Δεξιά Υποστυλώματα	51006,9	3507,2	2693,6	18528,9	6427,6	8648,8
Κάτω Υποστυλώματα	59640,6	1755,4	7425,6	22636,3	6408,3	8763,1
Άνω Υποστυλώματα	70428,6	1751,8	8461,9	26680,3	7608,6	9569,5
Εκατέρωθεν Κέντρου Στροφής	Ελαστική Κατάσταση	Ελαστική Κατάσταση – Step 0	Step 0 – 3	Step 3 – 5	Step 5 – 7	Step 7 – 10
	<b>Όροφος</b>					
Αριστερά Υποστυλώματα	79062,3	1228,3	9963,1	2835,3	584,7	954,0
Δεξιά Υποστυλώματα	51006,9	8346,4	389,1	1185,7	212,6	189,4
Κάτω Υποστυλώματα	59640,6	4990,8	4438,3	1736,1	514,6	657,4
Άνω Υποστυλώματα	70428,6	4583,9	5913,9	2284,9	282,7	486,0

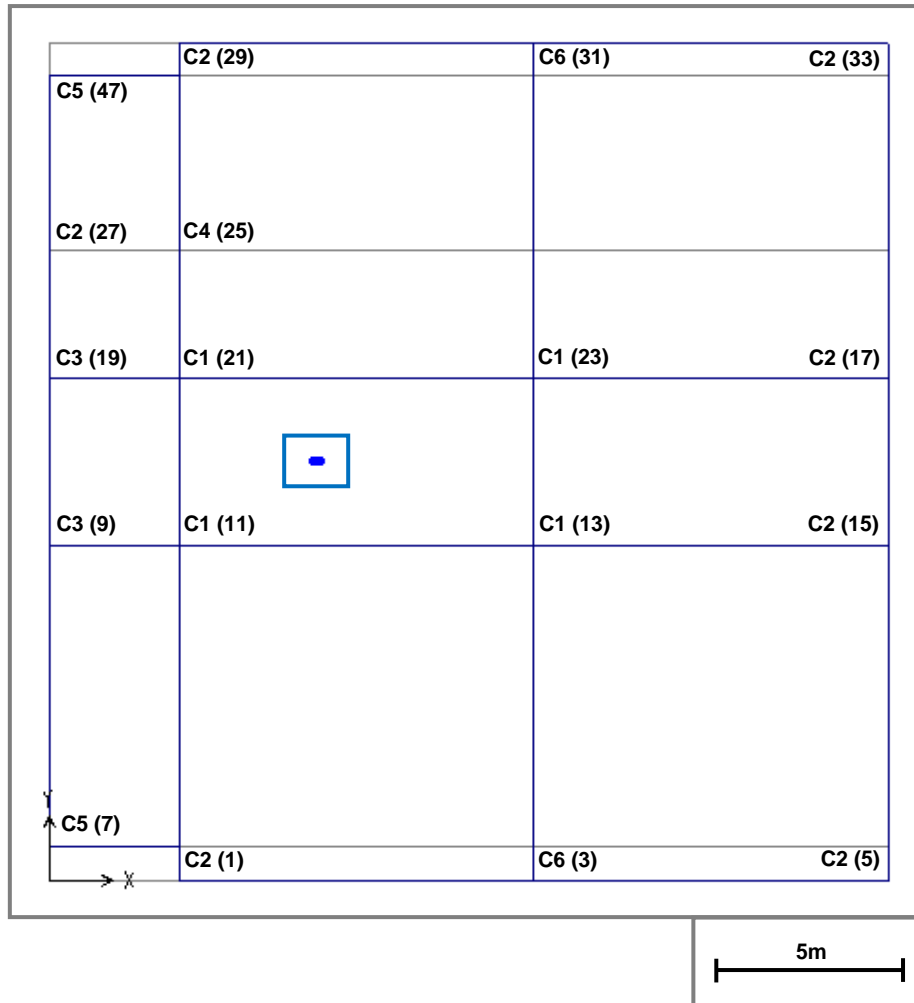
### 7.3.2 Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα

#### 7.3.2.α Προσδιορισμός κέντρου στροφής

Στον Πίνακα Π.9. του Παραρτήματος παρουσιάζονται οι τιμές για το μέτρο ελαστικότητας,  $E$  των κατακόρυφων δομικών στοιχείων του φορέα με τα συμμετρικά τοιχώματα, σε ορισμένα βήματα της Pushover. Οι θέσεις των κέντρων στροφής που προέκυψαν, φαίνονται στο Σχήμα 76 και τον Πίνακα 28. Το σύμβολο "C6" αντιστοιχεί στα τοιχώματα που έχουν τοποθετηθεί συμμετρικά στις δύο πλευρές του κτιρίου.

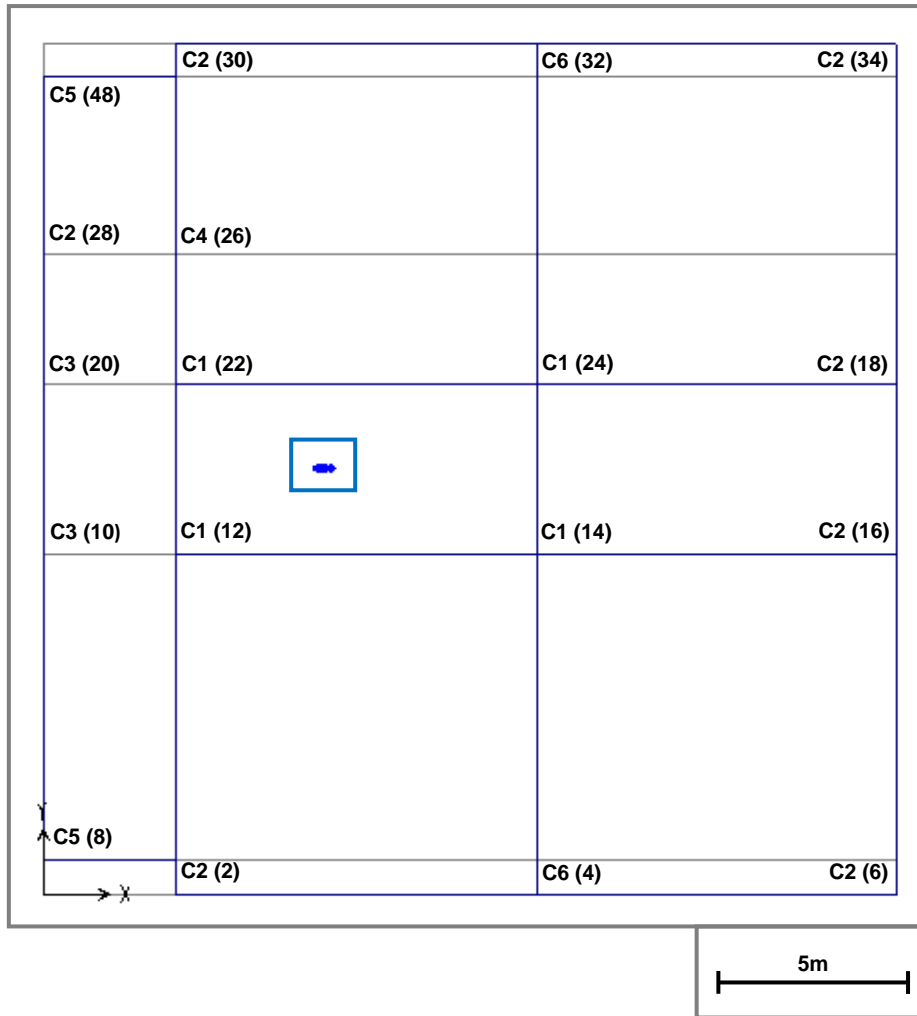


(α)



(β)





(γ)

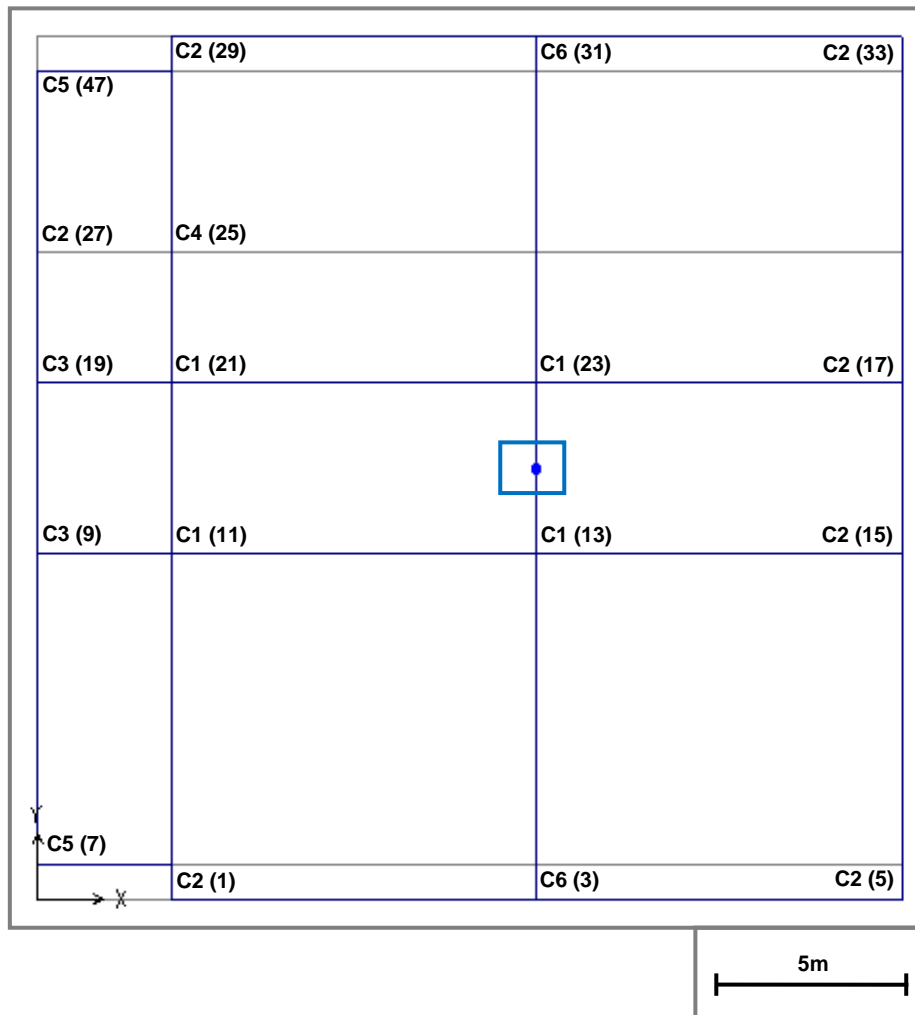
**Σχήμα 76. (α)** Καμπύλη ικανότητας φορέα με συμμετρικά τοιχώματα. Προσδιορισμός των κέντρων στροφής των διαφραγμάτων του **(β)** ισόγειου και του **(γ)** ορόφου, για τα βήματα που αναγράφονται στην καμπύλη.

**Πίνακας 28.** Συντεταγμένες κέντρων στροφής φορέα με συμμετρικά τοιχώματα

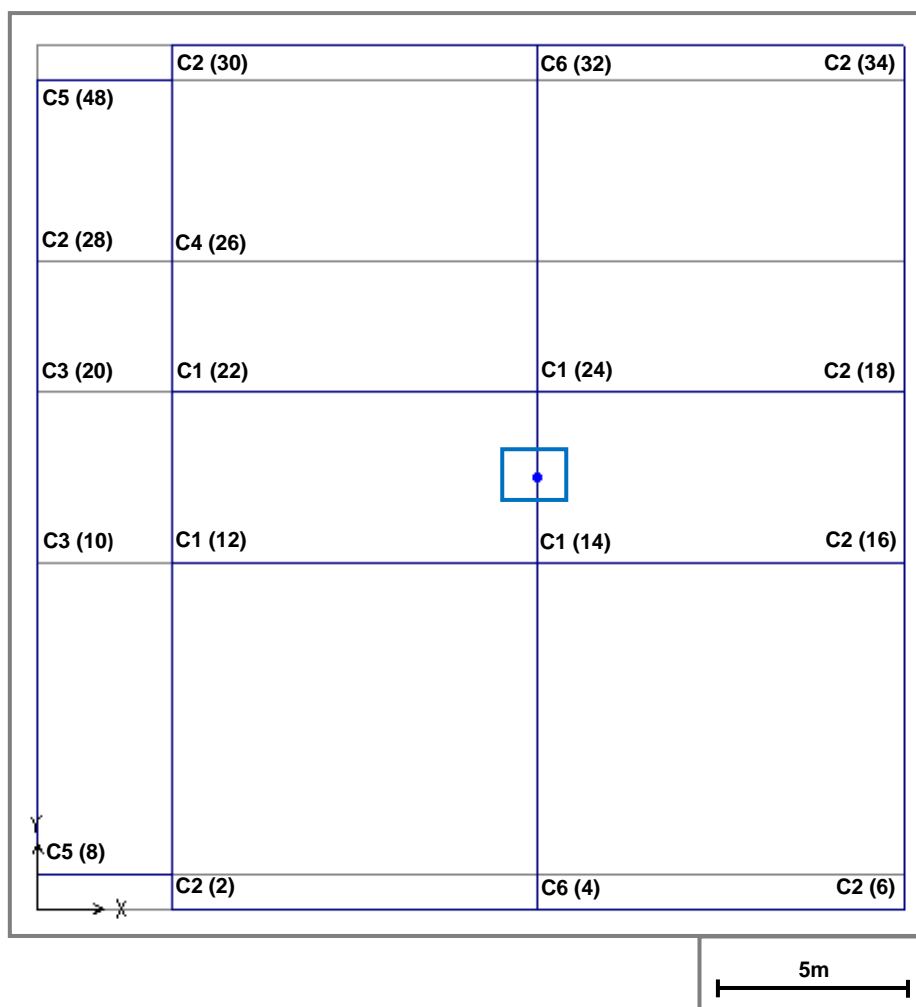
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 5	Step 7	Step 10
	<b>Ισόγειο</b>					
$X_i$ (m)	7,22	7,09	7,10	7,08	7,18	7,26
$Y_i$ (m)	11,27	11,27	11,27	11,27	11,27	11,27
	<b>Όροφος</b>					
$X_i$ (m)	7,42	7,22	7,26	7,34	7,56	7,57
$Y_i$ (m)	11,27	11,27	11,27	11,27	11,27	11,27

### 7.3.2.β Προσδιορισμός κέντρου δυσκαμψίας

Για τον φορέα με συμμετρικά τοιχώματα, οι θέσεις των κέντρων δυσκαμψίας προέκυψαν σύμφωνα με την διαδικασία της §7.3.1.β και παρουσιάζονται στο Σχήμα 77 και τον Πίνακα 29. Οι σχετικές δυσκαμψίες των κατακόρυφων δομικών στοιχείων για τα βήματα της Pushover, παρουσιάζονται στον Πίνακα Π.10. του Παραρτήματος.



(α)



(β)

Σχήμα 77. Προσδιορισμός κέντρων δυσκαμψίας (α) ισογείου και (β) ορόφου

Πίνακας 29. Συντεταγμένες κέντρων δυσκαμψίας φορέα με συμμετρικά τοιχώματα

	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 5	Step 7	Step 10
<b>Ισόγειο</b>						
$X_{ki}$ (m)	12,97	12,97	12,97	12,96	12,97	12,97
$Y_{ki}$ (m)	11,25	11,25	11,25	11,26	11,24	11,22
<b>Όροφος</b>						
$X_{ki}$ (m)	12,97	12,97	12,97	12,97	12,98	12,98
$Y_{ki}$ (m)	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25

### 7.3.2.γ Αξιολόγηση αποτελεσμάτων

Στον Πίνακα 28 παρατηρούμε, ότι από την ελαστική κατάσταση μέχρι το Step 0 της Pushover ανάλυσης τα κέντρα στροφής του ισογείου και ορόφου μετακινούνται προς τα αριστερά, καθώς η μείωση της δυσκαμψίας των δεξιά του κέντρου στροφής υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με την αντίστοιχη των υποστυλωμάτων που τοποθετούνται αριστερά του κέντρου στροφής, βάσει των δεδομένων του Πίνακα 30. Μεταξύ των Step 2 – Step 5, στο ισόγειο παρατηρείται μια μικρή μετακίνηση του κέντρου στροφής προς τα αριστερά, διότι τα τοιχώματα διαρρέουν, με αποτέλεσμα η συνολική τους δυσκαμψία να μειωθεί περίπου κατά  $7026 \cdot 10^3 \text{kNm}$ . Ωστόσο, μεταξύ των Step 5 – 7 – 10, αν και μειώνεται ακόμη περισσότερο η δυσκαμψία των τοιχωμάτων, το κέντρο στροφής του ισογείου μετακινείται προς τα δεξιά. Πιθανότατα αυτό οφείλεται, στο ότι η μείωση της δυσκαμψίας των τοιχωμάτων για τα ανωτέρω Step είναι μικρότερη, όπως φαίνεται στον Πίνακα 30, και το κέντρο στροφής κινείται προς την πιο δύσκαμπτη περιοχή του κτιρίου.

Όσον αφορά στο κέντρο στροφής του ορόφου, από το Step 0 μέχρι το Step 10 κινείται προς τα δεξιά, καθώς τα τοιχώματα διατηρούν την αρχική τους δυσκαμψία και γενικά, μειώνεται περισσότερο η δυσκαμψία των αριστερά του κέντρου στροφής υποστυλωμάτων. Σχετικά με τη θέση του κατά τον άξονα Υ, δε μεταβάλλεται, καθώς οι συνολικές μειώσεις της δυσκαμψίας των κατακόρυφων δομικών στοιχείων που βρίσκονται πάνω και κάτω απ' το κέντρο στροφής διαμορφώνονται σε παραπλήσιες τιμές. Όσον αφορά στο κέντρο δυσκαμψίας, δεν παρατηρείται αξιόλογη μεταβολή του στους άξονες Χ και Υ, όπως διαπιστώνεται από τα δεδομένα του Πίνακα 29 και το Σχήμα 77.

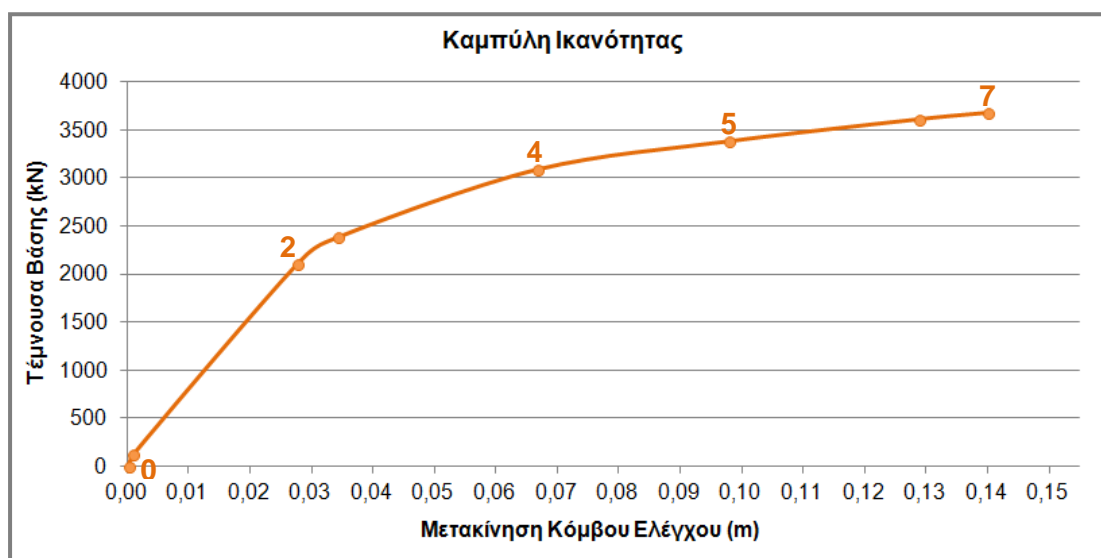
**Πίνακας 30.** Συνολική μείωση δυσκαμψίας, EI/h υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων

Εκατέρωθεν Κέντρου Στροφής	Συνολική μείωση σχετικής δυσκαμψίας, EI/h ( $10^3 \cdot \text{kNm}$ )					
	Ελαστική Κατάσταση	Ελαστική Κατάσταση – Step 0	Step 0 – 2	Step 2 – 5	Step 5 – 7	Step 7 – 10
	<b>Ισόγειο</b>					
Αριστερά Υποστυλώματα	79,1	0	0	11,7	16,5	4,7
Δεξιά Υποστυλώματα – Τοιχώματα	23724,1	1,8	0	7026,9	2296,9	465,1
Κάτω Υποστυλώματα – Τοιχώματα	11896,2	0,9	0	3524,1	1140,9	225,2
Άνω Υποστυλώματα – Τοιχώματα	11907,0	0,9	0	3514,5	1172,6	244,6
Εκατέρωθεν Κέντρου Στροφής	Ελαστική Κατάσταση	Ελαστική Κατάσταση – Step 0	Step 0 – 2	Step 2 – 5	Step 5 – 7	Step 7 – 10
	<b>Όροφος</b>					
Αριστερά Υποστυλώματα	79,1	2,1	3,3	8,4	8,8	3,8
Δεξιά Υποστυλώματα – Τοιχώματα	23724,1	5,2	0	0	-0,2	4,7
Κάτω Υποστυλώματα – Τοιχώματα	11896,2	3,8	1,5	3,4	4,0	4,0
Άνω Υποστυλώματα – Τοιχώματα	11907,0	3,5	1,9	4,9	4,7	4,4

### 7.3.3 Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα

#### 7.3.3.α Προσδιορισμός κέντρου στροφής

Στον Πίνακα Π.11. του Παραρτήματος παρουσιάζονται οι τιμές για το μέτρο ελαστικότητας,  $E$  των κατακόρυφων δομικών στοιχείων του φορέα με τα έκκεντρα τοιχώματα, σε ορισμένα βήματα της Pushover. Οι θέσεις των κέντρων στροφής που προέκυψαν, φαίνονται στο Σχήμα 78 και τον Πίνακα 31. Το σύμβολο "C6" αντιστοιχεί στα τοιχώματα που έχουν τοποθετηθεί έκκεντρα στη μία πλευρά του κτιρίου.



(α)



(β)



(γ)

**Σχήμα 78. (α)** Καμπύλη ικανότητας φορέα με έκκεντρα τοιχώματα. Προσδιορισμός των κέντρων στροφής των διαφραγμάτων του **(β)** ισόγειου και του **(γ)** ορόφου, για τα βήματα που αναγράφονται στην καμπύλη.

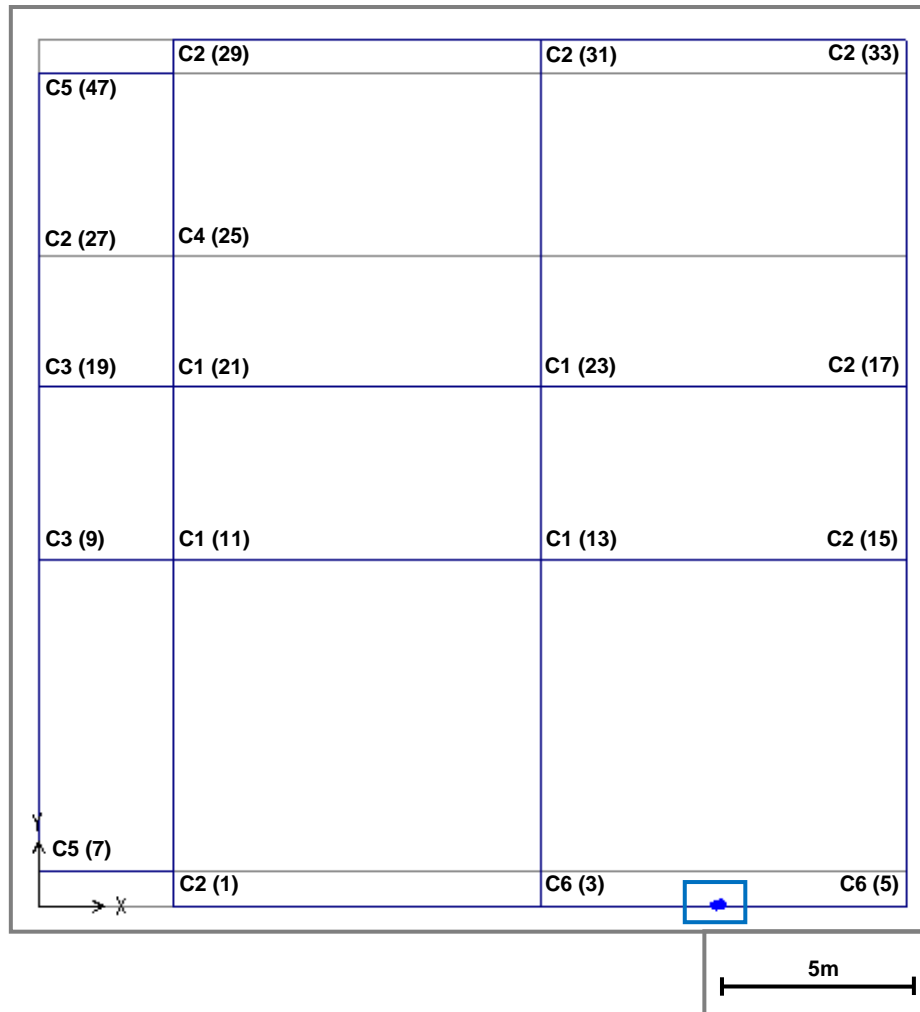
**Πίνακας 31.** Συντεταγμένες κέντρων στροφής φορέα με έκκεντρα τοιχώματα

	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 4	Step 5	Step 7
<b>Ισόγειο</b>						
<b>X<sub>i</sub> (m)</b>	7,68	7,58	7,80	8,15	8,52	8,57
<b>Y<sub>i</sub> (m)</b>	0,51	0,50	0,46	0,36	0,32	0,27
<b>Όροφος</b>						
<b>X<sub>i</sub> (m)</b>	7,73	7,58	7,75	8,06	8,32	8,30
<b>Y<sub>i</sub> (m)</b>	0,65	0,64	0,59	0,49	0,45	0,39



### 7.3.3.β Προσδιορισμός κέντρου δυσκαμψίας

Για τον φορέα με τα έκκεντρα τοιχώματα, οι θέσεις των κέντρων δυσκαμψίας μεταξύ των τοιχωμάτων C6 (3), C6 (5) του ισογείου και C6 (4), C6 (6) του ορόφου, παρουσιάζονται στο Σχήμα 79 και τον Πίνακα 32. Οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων δομικών στοιχείων για ορισμένα βήματα της Pushover, παρουσιάζονται στον Πίνακα Π.12. του Παραρτήματος.



(α)



(β)

Σχήμα 79. Προσδιορισμός κέντρων δυσκαμψίας (α) ισόγειου και (β) ορόφου

Πίνακας 32. Συντεταγμένες κέντρων δυσκαμψίας φορέα με έκκεντρα τοιχώματα

	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 4	Step 5	Step 7
<b>Ισόγειο</b>						
$X_{ki}$ (m)	17,69	17,69	17,70	17,55	17,54	17,56
$Y_{ki}$ (m)	0,064	0,063	0,058	0,041	0,034	0,027
<b>Όροφος</b>						
$X_{ki}$ (m)	17,69	17,69	17,70	17,71	17,71	17,72
$Y_{ki}$ (m)	0,064	0,060	0,054	0,047	0,042	0,034

### 7.3.3.γ Αξιολόγηση αποτελεσμάτων

Στον Πίνακα 31 παρατηρούμε, ότι οι θέσεις των κέντρων στροφής στο ισόγειο και τον όροφο, γενικά, μεταβάλλονται με όμοιο τρόπο. Στην διεύθυνση Χ, τα κέντρα στροφής από την ελαστική κατάσταση μέχρι το Step 0 της Pushover μετακινούνται προς τα αριστερά, λόγω μεγαλύτερης μείωσης της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων που τοποθετούνται δεξιά των κέντρων στροφής, όπως φαίνεται στον Πίνακα 33, ενώ από το Step 0 μέχρι το Step 7 μετακινούνται προς τα δεξιά. Όσον αφορά στον όροφο αυτό συμβαίνει, διότι μεταξύ των ανωτέρω βημάτων η συνολική σχετική δυσκαμψία των αριστερά του κέντρου στροφής υποστυλωμάτων εμφανίζει μεγαλύτερη μείωση, σε σύγκριση με των δεξιά. Στο ισόγειο όμως, όπου από το Step 2 μέχρι το Step 7 τα τοιχώματα C6 (3) και C6 (5) διέρρευσαν (Πίνακας Π.12. Παραρτήματος) και συνεπώς μειώθηκε η δυσκαμψία τους, το κέντρο στροφής κινήθηκε προς τα δεξιά, πιθανότατα λόγω του ότι η περιοχή αυτή του κτιρίου είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτη. Ως προς τη διεύθυνση Υ παρατηρείται, ότι τα κέντρα στροφής του ισόγειου και ορόφου κινούνται με ανάλογο τρόπο προς την πιο δύσκαμπτη περιοχή του κτιρίου, από την ελαστική κατάσταση μέχρι και το Step 7.

Όσον αφορά στη θέση του κέντρου δυσκαμψίας, σύμφωνα με τον Πίνακα 32 παρατηρείται, ότι στο ισόγειο μετακινήθηκε προς τα αριστερά μετά την διαρροή των τοιχωμάτων, ενώ στον όροφο όπου τα τοιχώματα C6 (4) και C6 (6) διατήρησαν την αρχική τους δυσκαμψία, δεν προέκυψε αξιόλογη μεταβολή του. Κατά τη διεύθυνση Υ, τα κέντρα δυσκαμψίας μετακινήθηκαν προς την πιο δύσκαμπτη περιοχή του κτιρίου, όπως και τα κέντρα στροφής.

**Πίνακας 33.** Συνολική μείωση δυσκαμψίας, EI/h υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων

		<b>Συνολική μείωση σχετικής δυσκαμψίας, EI/h (<math>10^3 \cdot \text{kNm}</math>)</b>				
<b>Εκατέρωθεν Κέντρου Στροφής</b>	<i>Ελαστική Κατάσταση</i>	<i>Ελαστική Κατάσταση – Step 0</i>	<i>Step 0 – 2</i>	<i>Step 2 – 4</i>	<i>Step 4 – 5</i>	<i>Step 5 – 7</i>
	<b>Ισόγειο</b>					
<i>Αριστερά Υποστυλώματα</i>	79,1	0	6,4	19,0	10,0	8,1
<i>Δεξιά Υποστυλώματα – Τοιχώματα</i>	23724,1	1,5	0,5	778,4	1313,9	1506,2
<i>Κάτω Υποστυλώματα – Τοιχώματα</i>	23689,3	0	0	766,8	1309,1	1500,0
<i>Άνω Υποστυλώματα</i>	113,9	1,5	6,9	30,6	14,9	14,3
<b>Εκατέρωθεν Κέντρου Στροφής</b>	<i>Ελαστική Κατάσταση</i>	<i>Ελαστική Κατάσταση – Step 0</i>	<i>Step 0 – 2</i>	<i>Step 2 – 4</i>	<i>Step 4 – 5</i>	<i>Step 5 – 7</i>
	<b>Όροφος</b>					
<i>Αριστερά Υποστυλώματα</i>	79,1	2,7	7,2	8,1	5,9	6,6
<i>Δεξιά Υποστυλώματα – Τοιχώματα</i>	23724,1	4,6	1,0	3,6	2,7	6,1
<i>Κάτω Υποστυλώματα – Τοιχώματα</i>	23689,3	0,3	0,2	0,3	0,3	0,3
<i>Άνω Υποστυλώματα</i>	113,9	6,9	8,0	11,4	8,3	12,4

Με την ολοκλήρωση της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας, εξάγονται τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Σε κτίρια με ασύμμετρες κατόψεις, τα κέντρα μάζας και δυσκαμψίας δεν ταυτίζονται, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται στρεπτικές ταλαντώσεις περί το ελαστικό κέντρο και σημαντικές μετασεισμικές βλάβες, κυρίως στην εύκαμπτη πλευρά του κτιρίου. Στις διατάξεις των κανονισμών, εισάγεται η έννοια δύο εξαιρετικά χρήσιμων γεωμετρικών μεγεθών για την εκτίμηση της στρεπτικής συμπεριφοράς των κτιρίων, τα οποία είναι η στατική εκκεντρότητα και η ακτίνα δυστρεψίας. Για τον καθορισμό τους, είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της θέσης του ελαστικού άξονα, γεωμετρικού τόπου των ελαστικών κέντρων των πατωμάτων. Ενώ στα μονώροφα κτίρια το ελαστικό κέντρο ορίζεται πάντοτε, στα πολυώροφα κτίρια ο ορισμός του ελαστικού άξονα είναι τις περισσότερες φορές αδύνατος. Γι' αυτό, εισάγεται η έννοια του άξονα "βέλτιστης στρέψης", του οποίου οι ελαστικές ιδιότητες αποτελούν γενίκευση των ιδιοτήτων του πραγματικού ελαστικού άξονα.
- Στην παρούσα εργασία, διερευνήθηκε η επίδραση της ασύμμετρης διαμόρφωσης ενός φορέα σε κάτοψη, στα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις των δομικών του στοιχείων. Ο φορέας που επελέγη αποτελεί διώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, που παρουσιάζει σοβαρές ανεπάρκειες. Προστέθηκαν σε αυτό τοιχώματα, με συμμετρική και έκκεντρη διάταξη, προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση της δημιουργίας εκκεντρότητας στη διαμόρφωση των ανεπαρκειών και μετακινήσεων των δομικών στοιχείων του αρχικού φορέα. Για το σκοπό αυτό, η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε είναι η ισοδύναμη στατική. Με την εφαρμογή της, υπολογίστηκαν οι δείκτες ανεπάρκειας των δομικών στοιχείων των φορέων σε κάμψη και διάτμηση. Για τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία υπολογίστηκαν ακόμη, οι σταθμισμένοι δείκτες ανεπάρκειας σε κάμψη και διάτμηση, βάσει της εξίσωσης (4.6). Η προσθήκη τοιχωμάτων με συμμετρική διάταξη συνέβαλε στη μείωση του σταθμισμένου δείκτη ανεπάρκειας κατά 69,28% και 64,90% στις περιπτώσεις της κάμψης και διάτμησης, αντίστοιχα. Με τα έκκεντρα τοιχώματα, παρατηρήθηκε και πάλι μείωση του ανωτέρω δείκτη σε μικρότερα όμως ποσοστά, δηλ. κατά 34,31% στην περίπτωση της κάμψης και 38,46% στην περίπτωση της διάτμησης.

- Η δημιουργία εκκεντρότητας συνέβαλε στη μείωση του δείκτη ανεπάρκειας των περισσότερων υποστυλωμάτων. Ωστόσο σε κάποια από αυτά, ο ανωτέρω δείκτης αυξήθηκε σε κάμψη ή και διάτμηση, πιθανόν λόγω της δυσμενούς θέσης τους ως προς τα τοιχώματα, δηλ. στην εύκαμπτη πλευρά του κτιρίου, όπου αναπτύσσονται σημαντικές στρεπτικές και μεταφορικές ταλαντώσεις.
- Όσον αφορά στις δοκούς, οι ανεπάρκειες σε κάμψη και διάτμηση παρουσιάστηκαν στις στηρίξεις, και το υψηλό ποσοστό τους οφείλεται στις διαστάσεις των δοκών, που έχουν μεγάλο πλάτος (μέχρι και 1,7m) σε σχέση με το ύψος τους (0,375m). Η μέση τιμή των δεικτών ανεπάρκειας με τη συμμετρική διάταξη των τοιχωμάτων, μειώθηκε κατά 26,67% και 28,92% στις περιπτώσεις της κάμψης και διάτμησης, αντίστοιχα. Με την έκκεντρη τοποθέτηση των τοιχωμάτων, η ανωτέρω μείωση διαμορφώθηκε σε μικρότερα ποσοστά, δηλαδή 5,24% για την κάμψη και 7,23% για τη διάτμηση. Η δημιουργία εκκεντρότητας συνέβαλε στη μείωση του δείκτη ανεπάρκειας αρκετών δοκών, ωστόσο για το 50% περίπου αυτών παρατηρήθηκε αύξηση του συγκεκριμένου δείκτη σε κάμψη ή και διάτμηση.
- Από τα ανωτέρω δεδομένα διαπιστώνουμε, ότι η τοποθέτηση των τοιχωμάτων με συμμετρική και έκκεντρη διάταξη συνέβαλε σε μείωση του δείκτη ανεπάρκειας των υποστυλωμάτων σε μεγαλύτερο βαθμό, συγκριτικά με των δοκών. Αυτό οφείλεται, στο ότι η τοποθέτηση των τοιχωμάτων, κυρίως με συμμετρική διάταξη, αύξησε τη δυσκαμψία του αρχικού φορέα, και συνεπώς βελτίωσε τη σεισμική συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, που παραλαμβάνουν μικρότερα σεισμικά φορτία σε σχέση με τον αρχικό φορέα.
- Επίσης, στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε η στατική ανελαστική ανάλυση και προέκυψαν οι καμπύλες ικανότητας των υπό μελέτη φορέων, για ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή των φορτίων στους ορόφους. Παρατηρήθηκε, ότι η τέμνουσα βάσης που παραλαμβάνει ο φορέας με τα έκκεντρα τοιχώματα στη διεύθυνση Χ, όπου αυτά αναλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό της σεισμικής δράσης, είναι σημαντικά μικρότερη σε σύγκριση με αυτή που παραλαμβάνει ο φορέας με τα συμμετρικά τοιχώματα. Στη διεύθυνση Υ, οι τέμνουσες βάσης που μπορούν να αναληφθούν από τους ανωτέρω φορείς έχουν παραπλήσιες τιμές. Όσον αφορά στη μετακίνηση ελέγχου, παρατηρήθηκε μείωσή της με την τοποθέτηση των τοιχωμάτων, κυρίως με συμμετρική διάταξη, στη διεύθυνση Χ όπου αυξήθηκε η δυσκαμψία του φορέα.

- Για τον υπολογισμό των δυνάμεων διαρροής και των μέγιστων τιμών του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων, οι καμπύλες ικανότητας αντικαταστάθηκαν από διγραμμικές καμπύλες. Διαπιστώθηκε, ότι η δύναμη διαρροής που αναπτύσσεται στον φορέα με τα συμμετρικά τοιχώματα είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με αυτή που αναπτύσσεται στον φορέα με τα έκκεντρα τοιχώματα για τη διεύθυνση Χ, ενώ δεν παρουσιάζει αξιόλογη μεταβολή στη διεύθυνση Υ. Το ίδιο συμπέρασμα προέκυψε και για τις τιμές του δείκτη πλαστιμότητας παραμορφώσεων.
- Επίσης, η προσθήκη τοιχωμάτων με συμμετρική και έκκεντρη διάταξη συνέβαλε στη μείωση του πλήθους των ακραίων διατομών των υποστυλωμάτων, οι οποίες ξεπερνούν τη γωνία στροφής για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β, καθώς αυξήθηκε η δυσκαμψία του αρχικού φορέα.
- Τέλος, αφού προσδιορίστηκαν τα κέντρα στροφής των υπό μελέτη φορέων κατά τη μετάβασή τους στην ανελαστική κατάσταση διαπιστώθηκε, ότι μετακινούνται προς την περιοχή του κτιρίου, όπου παρουσιάζεται η μικρότερη συνολική μείωση δυσκαμψίας των κατακόρυφων δομικών στοιχείων, ή που παραμένει σημαντικά πιο δύσκαμπτη.

- **Ελληνική**

ΒΟΥΤΣΑ Α., ΚΟΥΤΑΝΤΟΥ Ε. και ΣΤΥΛΙΑΝΙΔΗΣ Κ. (2009),

«Οι ανάγκες ενίσχυσης υφισταμένου σχολικού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος ως συνάρτηση της στάθμης επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝΕΠΕ», 16<sup>ο</sup> Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, 21-23 Οκτωβρίου 2009, Κύπρος.

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 2000 (ΕΑΚ 2000), Ο.Α.Σ.Π.

ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ 2000 (ΕΚΩΣ 2000), Ο.Α.Σ.Π.

Ευρωκώδικας 8 (ΕΚ 8),

«Αντισεισμικός Σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, EN 1998-1:2004.

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) (2011), Ο.Α.Σ.Π.

ΜΑΚΑΡΙΟΣ Τ. και ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ Κ. (1997),

«Πραγματικός και Πλασματικός Ελαστικός Άξονας Πολυώροφων Κτιρίων: Θεωρία», Τεχνικά Χρονικά, Επιστημονική Έκδοση ΤΕΕ, Ιανουάριος – Αύγουστος 1997, τεύχος 1-2, σελ. 97-113.

ΜΑΚΑΡΙΟΣ Τ. και ΞΕΝΙΔΗΣ Χ. (1999),

«ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΚΤΙΝΩΝ ΔΥΣΤΡΕΨΙΑΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ», 3<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, 5-7 Νοεμβρίου 2008.

ΞΕΝΙΔΗΣ Χ., ΜΑΚΑΡΙΟΣ Τ. και ΑΘΑΝΑΤΟΠΟΥΛΟΥ Α. (2005),

«Οι Ιδιότητες του Άξονα Βέλτιστης Στρέψης στα Ασύμμετρα Πολυώροφα Κτίρια», Τεχνικά Χρονικά, Επιστημονική Έκδοση ΤΕΕ, τεύχος 2-3, σελ. 99.

ΨΥΧΑΡΗΣ Ι. (2010),

«ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ», Σημειώσεις για το Μάθημα του 9<sup>ου</sup> Εξαμήνου «ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ 2», Τομέας Δομοστατικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

ΨΥΧΑΡΗΣ Ι. (2012),

«ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8», Τομέας Δομοστατικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.



- **Ξένη**

DO SOO MOON (2012),

«INTEGRATED SEISMIC ASSESSMENT AND DESIGN OF PLAN-IRREGULAR STRUCTURES», DISSERTATION, University of Illinois at Urbana-Champaign.

- **Διαδίκτυο**

Bertero V. V. (1997),

«Simplicity, Symmetry, Regularity», National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley, [http://nisee.berkeley.edu/bertero/html/simplicity\\_symmetry\\_regularity.html](http://nisee.berkeley.edu/bertero/html/simplicity_symmetry_regularity.html), [πρόσβαση 22/06/2014]

«Distribution of Mass, Stiffness & Strength», National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley, [http://nisee.berkeley.edu/bertero/html/uniform\\_distribution\\_of\\_mass\\_stiffness\\_strength\\_and\\_ductility.html](http://nisee.berkeley.edu/bertero/html/uniform_distribution_of_mass_stiffness_strength_and_ductility.html), [πρόσβαση 22/06/2014].

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Πίνακας Π.1. Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων σε κάμψη, διάτμηση και δείκτες ανεπάρκειας,  $\lambda_i$  για τον αρχικό φορέα

Υποστώλωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$
C1 (11)	893,52	500	300	2061	206,80	149,54		225,38	1,51	1346,67	153,08	138,71	127,89		0,84	746,51
C1 (12)	352,93	500	300	2061	197,60	138,46		230,18	1,66	586,71	131,67	105,34		149,11	1,42	499,57
C1 (13)	1310,78	500	300	2061	170,00	116,31	744,90		4,38	5743,52	169,60	158,31		379,26	2,40	3140,14
C1 (14)	650,26	500	300	2061	207,50	144,00	612,94		2,95	1920,81	143,44	121,71		316,99	2,60	1693,55
C1 (21)	618,55	500	300	2061	207,00	144,00		313,73	2,18	1347,63	142,19	119,57	171,89		1,21	747,77
C1 (22)	229,75	500	300	2061	186,50	127,38		281,71	2,21	508,11	126,79	97,09	156,71		1,24	283,97
C1 (23)	1298,72	500	300	2061	171,50	116,31	744,32		4,34	5636,52	169,12	157,81		378,04	2,40	3111,14
C1 (24)	641,97	500	300	2061	207,40	149,54	601,10		2,90	1860,60	143,11	121,13		310,89	2,57	1647,69
C2 (1)	598,16	500	250	2061	192,20	107,69		157,58	1,46	875,25	119,70	119,34	88,55		0,74	442,51
C2 (2)	253,60	500	250	2061	182,10	92,31		182,24	1,97	500,68	106,42	99,75		139,05	1,39	353,50
C2 (3)	957,01	500	250	2061	173,50	92,31	442,42		2,55	2440,34	133,52	141,45		214,98	1,52	1454,46

Υποστώλωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$
C2 (4)	414,07	500	250	2061	190,00	103,85	366,51		1,93	798,75	112,61	107,36		178,68	1,66	689,14
C2 (5)	497,21	500	250	2061	191,20	107,69	807,78		4,22	2100,62	115,81	112,60		359,20	3,19	1586,19
C2 (6)	193,03	500	250	2061	176,80	88,46	440,41		2,49	480,85	104,09	95,63		203,73	2,13	411,22
C2 (15)	648,23	500	250	2061	192,40	107,69	920,48		4,78	3101,24	121,63	122,86		457,96	3,73	2416,23
C2 (16)	277,21	500	250	2061	184,20	92,31	705,75		3,83	1062,11	107,33	100,62		367,24	3,65	1011,72
C2 (17)	647,21	500	250	2061	192,40	107,69	921,31		4,79	3099,16	121,59	122,82		458,26	3,73	2414,82
C2 (18)	276,45	500	250	2061	184,20	92,31	705,34		3,83	1058,60	107,31	100,60		367,11	3,65	1008,88
C2 (27)	73,46	500	250	2061	165,50	80,77		128,61	1,59	116,97	99,49	85,45		105,57	1,24	90,76
C2 (28)	43,72	500	250	2061	162,20	73,08	245,02		1,51	66,04	98,34	82,91		128,09	1,54	67,54
C2 (29)	477,13	500	250	2061	190,90	103,85		266,49	2,57	1224,40	115,04	111,24	147,44		1,28	611,53
C2 (30)	204,55	500	250	2061	177,80	88,46		260,11	2,94	601,46	104,54	96,69	145,67		1,39	285,04
C2 (31)	955,09	500	250	2061	173,50	92,31		248,99	2,70	2576,26	133,45	141,37		213,66	1,51	1443,46
C2 (32)	412,77	500	250	2061	190,00	103,85		224,82	2,16	893,62	112,56	107,31		173,08	1,61	665,74
C2 (33)	497,24	500	250	2061	191,20	103,85	807,01		4,22	2098,72	115,81	112,60		358,95	3,19	1585,16

Υποστύλωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>i</sub> ·Ni	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>i</sub> ·Ni
C2 (34)	193,15	500	250	2061	176,80	92,31		255,25	2,77	534,10	104,10	95,64		202,63	2,12	409,23
C3 (9)	120,01	1000	250	3217	434,30	123,08	1384,18		3,19	382,47	155,71	145,87		498,43	3,42	410,06
C3 (10)	72,99	1000	250	3217	446,70	115,38	328,66		0,74	53,70	153,90	145,90		179,41	1,23	89,76
C3 (19)	105,47	1000	250	3217	438,10	115,38	1405,61		3,21	338,39	155,15	145,86		514,13	3,52	371,75
C3 (20)	51,97	1000	250	3217	452,70	115,38		112,57	0,98	50,70	153,09	145,94		208,14	1,43	74,12
C4 (25)	363,26	500	250	2061	189,20	103,85		226,01	2,18	790,60	110,65	104,35	117,84		1,06	386,87
C4 (26)	167,01	500	250	2061	174,60	84,62		169,95	2,01	335,45	103,09	93,43		87,22	0,93	155,91
C5 (7)	69,87	800	250	2413	302,10	86,15	686,00		2,27	158,65	147,61	121,42		226,01	1,86	130,05
C5 (8)	45,99	800	250	2413	297,80	86,15		118,61	1,38	63,31	146,69	119,97		80,83	0,67	30,98
C5 (47)	39,32	800	250	2413	297,00	86,15		325,95	3,78	148,76	146,43	119,60		233,55	1,95	76,78
C5 (48)	28,89	800	250	2413	294,70	86,15		225,52	2,62	75,63	146,03	119,24	116,67		0,80	23,08
Σύνολο	14680,53									44977,38						30566,82

Πίνακας Π.2. Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων σε κάμψη, διάτμηση και δείκτες ανεπάρκειας,  $\lambda_i$  φορέα με συμμετρικά τοιχώματα

Υποσύλωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$
C1 (11)	894,01	500	300	2061	206,80	149,54	148,41		0,72	641,59	153,09	138,73		77,57	0,56	499,89
C1 (12)	353,01	500	300	2061	197,60	138,46	220,06		1,11	393,13	131,67	105,34		116,50	1,11	390,39
C1 (13)	1296,92	500	300	2061	171,50	116,31	205,53		1,20	1554,26	169,05	157,73		109,42	0,69	899,67
C1 (14)	642,51	500	300	2061	207,40	144,00	326,68		1,58	1012,03	143,14	121,15		175,42	1,45	930,33
C1 (21)	620,74	500	300	2061	207,10	144,00	134,81		0,65	404,06	142,27	119,79		65,06	0,54	337,14
C1 (22)	231,21	500	300	2061	186,50	127,38		130,16	1,02	236,25	126,85	97,14		72,79	0,75	173,25
C1 (23)	1285,88	500	300	2061	173,00	116,31	206,30		1,19	1533,39	168,61	157,27		109,52	0,70	895,44
C1 (24)	634,97	500	300	2061	207,30	144,00	317,70		1,53	973,13	142,84	120,73		171,12	1,42	900,00
C2 (1)	598,63	500	250	2061	192,20	107,69	99,68		0,52	310,47	119,72	119,36		53,88	0,45	270,23
C2 (2)	253,34	500	250	2061	182,10	92,31	172,77		0,95	240,36	106,41	99,74		90,12	0,90	228,90
C6 (3)	1205,50	3500	400	25525	1417,00	11516,00		9538,00	0,83	998,44	3461,51	1721,72	1802,43		0,52	627,71
C6 (4)	540,48	3500	400	25525	1528,00	12068,00		3339,01	0,28	149,54	3499,06	1694,49	972,26		0,28	150,18
C2 (5)	495,65	500	250	2061	191,10	107,69	151,50		0,79	392,94	115,75	112,41		73,91	0,66	325,88

Υποστούλωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot N_i$	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot N_i$
C2 (6)	192,36	500	250	2061	176,80	92,31		104,79	1,14	218,37	104,07	95,61		102,41	1,07	206,04
C2 (15)	647,00	500	250	2061	192,40	107,69	166,10		0,86	558,56	121,58	122,81		87,01	0,71	458,39
C2 (16)	276,40	500	250	2061	184,20	96,15	247,45		1,34	371,30	107,30	100,59		135,65	1,35	372,72
C2 (17)	646,20	500	250	2061	192,40	107,69	167,12		0,87	561,30	121,55	122,78		87,53	0,71	460,68
C2 (18)	275,79	500	250	2061	183,90	96,15	246,42		1,34	369,55	107,28	100,57		135,16	1,34	370,64
C2 (27)	73,44	500	250	2061	165,50	80,77	74,80		0,45	33,19	99,49	85,45		34,95	0,41	30,04
C2 (28)	43,70	500	250	2061	162,20	76,92	79,70		0,49	21,47	98,34	82,91		41,25	0,50	21,74
C2 (29)	478,41	500	250	2061	190,90	103,85		52,41	0,50	241,45	115,08	111,29		37,87	0,34	162,79
C2 (30)	204,90	500	250	2061	177,80	88,46		81,29	0,92	188,29	104,55	96,70		51,03	0,53	108,13
C6 (31)	1202,75	3500	400	25525	1417,00	11516,00		14209,80	1,23	1484,09	3461,42	1721,61	2641,42		0,76	917,82
C6 (32)	538,49	3500	400	25525	1528,00	12068,00		5125,48	0,42	228,71	3499,00	1694,41	1490,81		0,43	229,43
C2 (33)	495,54	500	250	2061	191,10	107,69	150,60		0,79	390,52	115,74	112,41		73,49	0,65	323,97
C2 (34)	192,34	500	250	2061	176,80	88,46		111,66	1,26	242,78	104,07	95,61		102,31	1,07	205,82
C3 (9)	119,67	1000	250	3217	434,30	123,08	448,13		1,03	123,48	155,70	145,86		159,91	1,10	131,20

Υποστούλωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>i</sub> ·Ni	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>i</sub> ·Ni
C3 (10)	72,99	1000	250	3217	446,70	115,38	122,45		0,27	20,01	153,90	145,90		59,51	0,41	29,77
C3 (19)	105,13	1000	250	3217	438,10	115,38	454,48		1,04	109,06	155,14	145,85		162,75	1,12	117,31
C3 (20)	51,97	1000	250	3217	452,70	115,38	123,05		0,27	14,13	153,09	145,94		59,43	0,41	21,16
C4 (25)	361,25	500	250	2061	189,20	100,00	120,61		0,64	230,28	110,57	104,28		61,47	0,59	212,94
C4 (26)	165,43	500	250	2061	174,20	84,62	136,35		0,78	129,48	103,03	93,16		75,05	0,81	133,27
C5 (7)	70,36	800	250	2413	302,10	86,15	228,82		0,76	53,29	147,63	121,44		77,64	0,64	44,98
C5 (8)	46,70	800	250	2413	297,80	86,15	102,16		0,34	16,02	146,72	119,99		41,63	0,35	16,20
C5 (47)	40,03	800	250	2413	297,00	86,15	228,48		0,77	30,79	146,46	119,63		77,33	0,65	25,88
C5 (48)	29,78	800	250	2413	294,70	86,15		27,26	0,32	9,42	146,06	119,27		30,48	0,26	7,61
Σύνολο	15383,47									14485,15						11237,57

**Πίνακας Π.3.** Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων-τοιχωμάτων σε κάμψη, διάτμηση και δείκτες ανεπάρκειας,  $\lambda_i$  φορέα με έκκεντρα τοιχώματα

Υποσύλωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$
C1 (11)	891,50	500	300	2061	206,80	144,00		215,49	1,50	1334,09	153,00	138,62	121,04		0,79	705,30
C1 (12)	352,76	500	300	2061	197,60	132,92		268,62	2,02	712,88	131,66	105,33		143,60	1,36	480,91
C1 (13)	1283,47	500	300	2061	173,00	116,31	406,51		2,35	3015,86	168,52	157,17		206,38	1,31	1685,30
C1 (14)	635,30	500	300	2061	207,30	149,54	510,15		2,46	1563,43	142,85	120,74		272,77	2,26	1435,23
C1 (21)	618,01	500	300	2061	207,00	144,00		305,16	2,12	1309,67	142,16	119,55	165,75		1,17	720,54
C1 (22)	230,79	500	300	2061	186,50	127,38		330,95	2,60	599,60	126,83	97,13	188,48		1,49	342,97
C1 (23)	1301,86	500	300	2061	171,00	116,31		278,95	2,40	3122,35	169,25	157,94		201,79	1,28	1663,30
C1 (24)	643,72	500	300	2061	207,40	149,54	479,98		2,31	1489,74	143,18	121,20		256,32	2,11	1361,41
C2 (1)	596,89	500	250	2061	192,10	107,69	135,12		0,70	419,84	119,65	119,16		75,22	0,63	376,78
C2 (2)	252,59	500	250	2061	182,10	92,31	221,86		1,22	307,74	106,39	99,72		116,64	1,17	295,46
C6 (3)	1176,70	3500	400	25525	1417,00	11538,00	1276,00		0,90	1059,61	3463,49	1720,54		457,53	0,27	312,91
C6 (4)	526,89	3500	400	25525	1528,00	12082,00	505,00		0,33	174,14	3500,08	1693,93		216,29	0,13	67,28
C6 (5)	752,38	3500	400	25525	1485,00	11912,00	2694,79		1,81	1365,32	3483,03	1703,17		931,19	0,55	411,36



Υποστώλιωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>i</sub> ·Ni	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>i</sub> ·Ni
C6 (6)	320,06	3500	400	25525	1568,00	12233,00	460,03		0,29	93,90	3514,79	1685,46	445,67		0,13	40,58
C2 (15)	645,65	500	250	2061	192,40	107,69	532,66		2,77	1787,48	121,53	122,76		263,82	2,15	1387,56
C2 (16)	275,71	500	250	2061	183,90	96,15	563,95		3,07	845,50	107,28	100,57		302,54	3,01	829,42
C2 (17)	650,98	500	250	2061	192,40	107,69	523,67		2,72	1771,82	121,73	123,10		259,65	2,11	1373,08
C2 (18)	278,46	500	250	2061	184,20	96,15	541,34		2,94	818,36	107,38	100,67		290,53	2,89	803,63
C2 (27)	74,72	500	250	2061	165,50	80,77		112,99	1,40	104,53	99,53	85,49		101,93	1,19	89,09
C2 (28)	44,43	500	250	2061	162,70	76,92	211,86		1,30	57,85	98,37	83,17		111,34	1,34	59,48
C2 (29)	476,92	500	250	2061	190,90	107,69		229,04	2,13	1014,31	115,03	111,23	126,44		1,10	524,24
C2 (30)	204,30	500	250	2061	177,80	88,46		270,76	3,06	625,31	104,53	96,68	152,91		1,46	298,87
C2 (31)	955,83	500	250	2061	173,50	92,31		210,34	2,28	2178,03	133,47	141,40		120,77	0,85	816,36
C2 (32)	413,02	500	250	2061	190,00	103,85		235,55	2,27	936,84	112,57	107,32		165,54	1,54	637,07
C2 (33)	497,45	500	250	2061	191,20	107,69	464,57		2,43	1208,68	115,82	112,61		204,40	1,82	902,97
C2 (34)	193,19	500	250	2061	176,80	88,46		259,13	2,93	565,91	104,10	95,64		190,15	1,99	384,10
C3 (9)	119,68	1000	250	3217	434,30	123,08	1324,21		3,05	364,91	155,70	145,86		484,60	3,32	397,63

Υποστώλωμα	N (kN) Θλιπτική (-)	b (mm)	h (mm)	As,tot (mm <sup>2</sup> )	Md2 (kNm)	Md3 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$	Vd2 (kN)	Vd3 (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	$\lambda_i$	$\lambda_i \cdot Ni$
C3 (10)	72,05	1000	250	3217	446,70	115,38		93,03	0,81	58,09	153,86	145,87		147,52	1,01	72,87
C3 (19)	106,45	1000	250	3217	438,10	115,38	1338,12		3,05	325,14	155,19	145,89		502,67	3,45	366,77
C3 (20)	51,80	1000	250	3217	452,70	115,38		142,23	1,23	63,85	153,08	145,94		172,33	1,18	61,17
C4 (25)	365,40	500	250	2061	189,20	100,00		203,15	2,03	742,31	110,73	104,55	104,26		0,94	344,05
C4 (26)	167,47	500	250	2061	174,20	84,62		188,08	2,22	372,25	103,11	93,23	106,38		1,03	172,79
C5 (7)	71,23	800	250	2413	302,10	86,15	657,54		2,18	155,04	147,66	121,47		225,77	1,86	132,40
C5 (8)	46,99	800	250	2413	297,80	86,15	174,06		0,58	27,47	146,73	120,00		61,86	0,52	24,22
C5 (47)	43,28	800	250	2413	297,80	86,15		275,21	3,19	138,25	146,58	119,88		232,43	1,94	83,91
C5 (48)	31,28	800	250	2413	295,50	86,15		236,85	2,75	85,99	146,12	119,32	126,25		0,86	27,03
Σύνολο	15369,21									30816,11						19688,01

**Πίνακας Π.4.** Δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη δοκών σε κάμψη, διάτμηση και δείκτες ανεπάρκειας,  $\lambda_i$

			Αρχικός Φορέας				Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα				Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα			
Δοκοί	Md3 (kNm)	Vd2 (kN)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)
D1 (77)	149,05	101,41	136,49	41,77	0,92	0,41	56,31	22,34	0,38	0,22	125,07	39,41	0,84	0,39
D1 (78)	149,05	101,41	211,08	103,75	1,42	1,02	79,98	45,71	0,54	0,45	192,84	96,42	1,29	0,95
D1 (89)	149,05	101,41	229,96	134,74	1,54	1,33	81,87	53,04	0,55	0,52	208,10	124,30	1,40	1,23
D1 (90)	149,05	101,41	184,74	77,98	1,24	0,77	62,97	30,06	0,42	0,30	171,28	72,31	1,15	0,71
D1 (76)	149,05	101,41	187,33	102,80	1,26	1,01	30,78	14,75	0,21	0,15	42,27	17,37	0,28	0,17
D2 (75)	243,30	129,19	351,84	200,14	1,45	1,55	126,43	74,00	0,52	0,57	370,80	210,11	1,52	1,63
D2 (69)	243,30	129,19	519,34	298,43	2,13	2,31	138,46	87,03	0,57	0,67	546,01	312,46	2,24	2,42
D1 (50)	149,05	101,41	409,66	223,60	2,75	2,20	55,42	30,63	0,37	0,30	389,47	214,30	2,61	2,11
D3 (80)	121,65	96,91	253,34	271,59	2,08	2,80	252,72	192,57	2,08	1,99	256,34	195,05	2,11	2,01
D2 (79)	243,30	129,19	383,39	214,83	1,58	1,66	365,44	210,83	1,50	1,63	397,63	217,29	1,63	1,68
D2 (38)	243,30	129,19	284,13	170,93	1,17	1,32	236,96	151,18	0,97	1,17	296,91	176,71	1,22	1,37
D2 (39)	243,30	129,19	236,48	193,11	0,97	1,49	199,67	169,06	0,82	1,31	266,53	210,37	1,10	1,63

			Αρχικός Φορέας				Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα				Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα			
Δοκοί	Md3 (kNm)	Vd2 (kN)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)
D3 (46)	121,65	96,91	221,33	315,59	1,82	3,26	147,24	128,52	1,21	1,33	234,00	311,55	1,92	3,21
D3 (41)	121,65	96,91	353,57	182,23	2,91	1,88	525,79	203,23	4,32	2,10	494,43	198,70	4,06	2,05
D2 (40)	243,30	129,19	445,25	212,21	1,83	1,64	320,46	187,80	1,32	1,45	450,77	213,51	1,85	1,65
D2 (70)	243,30	129,19	504,58	224,79	2,07	1,74	327,23	188,69	1,34	1,46	520,41	227,88	2,14	1,76
D3 (44)	121,65	96,91	438,33	200,24	3,60	2,07	542,07	205,61	4,46	2,12	432,41	198,85	3,55	2,05
D2 (43)	243,30	129,19	610,92	277,59	2,51	2,15	443,75	230,49	1,82	1,78	573,37	256,54	2,36	1,99
D2 (36)	243,30	129,19	628,41	301,09	2,58	2,33	249,23	133,58	1,02	1,03	426,02	210,98	1,75	1,63
D2 (35)	243,30	129,19	613,57	277,98	2,52	2,15	442,06	229,98	1,82	1,78	489,69	248,76	2,01	1,93
D3 (42)	121,65	96,91	376,62	191,29	3,10	1,97	535,65	208,15	4,40	2,15	355,63	164,35	2,92	1,70
D2 (68)	243,30	129,19	483,01	228,56	1,99	1,77	348,11	199,91	1,43	1,55	488,36	228,18	2,01	1,77
D2 (71)	243,30	129,19	547,28	242,88	2,25	1,88	357,77	201,82	1,47	1,56	569,78	247,03	2,34	1,91
D3 (45)	121,65	96,91	475,70	213,95	3,91	2,21	568,10	211,69	4,67	2,18	471,61	212,73	3,88	2,20
D3 (72)	121,65	96,91	602,03	233,56	4,95	2,41	289,89	167,96	2,38	1,73	519,38	210,87	4,27	2,18

			Αρχικός Φορέας				Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα				Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα			
Δοκοί	Md3 (kNm)	Vd2 (kN)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)
D3 (73)	121,65	96,91	649,73	314,53	5,34	3,25	186,81	108,83	1,54	1,12	439,00	220,71	3,61	2,28
D3 (74)	121,65	96,91	601,33	233,71	4,94	2,41	289,50	168,03	2,38	1,73	458,67	202,63	3,77	2,09
D1 (63)	149,05	101,41	152,71	59,37	1,02	0,59	78,52	41,14	0,53	0,41	140,31	56,31	0,94	0,56
D1 (64)	149,05	101,41	205,24	102,53	1,38	1,01	73,71	44,41	0,49	0,44	179,68	92,02	1,21	0,91
D1 (65)	149,05	101,41	196,58	110,18	1,32	1,09	66,92	44,61	0,45	0,44	167,54	99,45	1,12	0,98
D1 (66)	149,05	101,41	155,39	71,16	1,04	0,70	58,08	35,13	0,39	0,35	139,64	65,44	0,94	0,65
D1 (62)	149,05	101,41	119,80	72,95	0,80	0,72	33,23	18,07	0,22	0,18	50,47	26,39	0,34	0,26
D1 (67)	149,05	101,41	241,38	147,84	1,62	1,46	47,23	30,01	0,32	0,30	257,81	156,62	1,73	1,54
D3 (53)	121,65	96,91	232,90	202,16	1,91	2,09	228,74	153,77	1,88	1,59	234,07	156,18	1,92	1,61
D3 (54)	121,65	96,91	127,43	80,36	1,05	0,83	131,30	82,55	1,08	0,85	127,45	80,62	1,05	0,83
D3 (55)	121,65	96,91	138,59	108,65	1,14	1,12	115,91	101,03	0,95	1,04	144,57	114,22	1,19	1,18
D3 (56)	121,65	96,91	155,65	233,06	1,28	2,40	128,80	115,80	1,06	1,19	157,16	239,35	1,29	2,47
D3 (51)	121,65	96,91	227,44	117,74	1,87	1,21	372,24	136,02	3,06	1,40	335,55	131,00	2,76	1,35

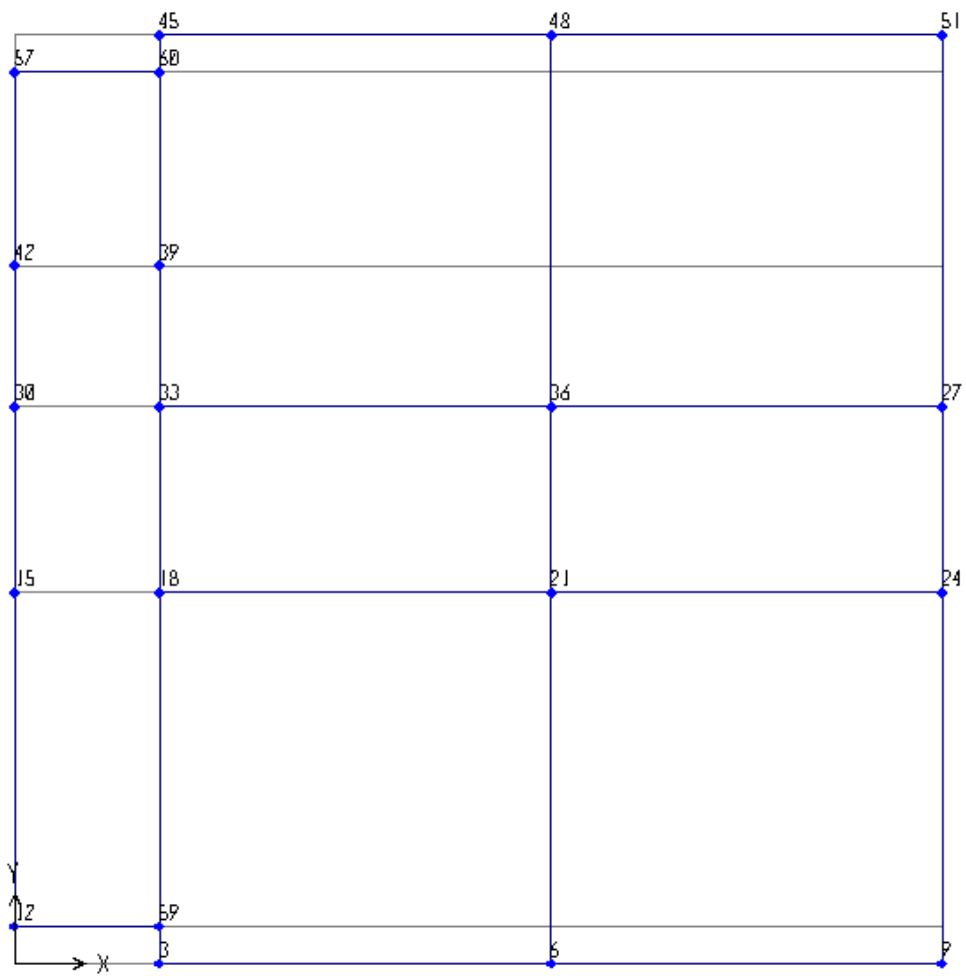
			Αρχικός Φορέας				Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα				Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα			
Δοκοί	Md3 (kNm)	Vd2 (kN)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)
D2 (85)	243,30	129,19	417,41	208,55	1,72	1,61	335,25	188,19	1,38	1,46	435,04	213,37	1,79	1,65
D2 (83)	243,30	129,19	459,86	218,87	1,89	1,69	342,40	189,17	1,41	1,46	487,66	225,90	2,00	1,75
D3 (57)	121,65	96,91	270,93	127,10	2,23	1,31	386,04	137,46	3,17	1,42	275,81	128,25	2,27	1,32
D2 (37)	243,30	129,19	455,53	239,82	1,87	1,86	405,22	218,00	1,67	1,69	499,65	236,31	2,05	1,83
D2 (81)	243,30	129,19	394,80	187,05	1,62	1,45	209,83	108,42	0,86	0,84	319,74	154,40	1,31	1,20
D2 (82)	243,30	129,19	457,92	239,76	1,88	1,86	404,28	217,41	1,66	1,68	415,74	229,87	1,71	1,78
D3 (52)	121,65	96,91	238,66	122,69	1,96	1,27	383,55	138,77	3,15	1,43	246,65	108,72	2,03	1,12
D2 (86)	243,30	129,19	400,22	205,89	1,64	1,59	344,29	192,59	1,42	1,49	411,16	206,77	1,69	1,60
D2 (84)	243,30	129,19	433,78	213,68	1,78	1,65	352,29	194,00	1,45	1,50	459,50	218,78	1,89	1,69
D3 (58)	121,65	96,91	287,92	134,37	2,37	1,39	406,49	142,30	3,34	1,47	297,43	136,50	2,44	1,41
D3 (59)	121,65	96,91	352,33	144,31	2,90	1,49	192,72	109,33	1,58	1,13	372,60	141,49	3,06	1,46
D3 (60)	121,65	96,91	362,23	168,20	2,98	1,74	129,72	65,57	1,07	0,68	278,85	130,91	2,29	1,35
D3 (61)	121,65	96,91	352,33	144,39	2,90	1,49	192,65	109,36	1,58	1,13	297,71	131,77	2,45	1,36

			Αρχικός Φορέας				Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα				Φορέας με Έκκετρα Τοιχώματα			
Δοκοί	Md3 (kNm)	Vd2 (kN)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)	M3 (kNm)	V2 (kN)	$\lambda_i$ (M3)	$\lambda_i$ (V2)
Μέση τιμή					2,10	1,66			1,54	1,18			1,99	1,54

Πίνακας Π.5. Δυσμενέστερες μετακινήσεις κόμβων ορόφου

Κόμβοι	Μετακινήσεις (z=7,0m)					
	Αρχικός Φορέας		Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα		Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα	
	u <sub>x</sub> (m)	u <sub>y</sub> (m)	u <sub>x</sub> (m)	u <sub>y</sub> (m)	u <sub>x</sub> (m)	u <sub>y</sub> (m)
3	0,0550	0,0136	0,0062	0,0119	0,0018	0,0166
6	0,0550	0,0517	0,0062	0,0167	0,0018	0,0334
9	0,0550	0,1073	0,0062	0,0225	0,0018	0,0704
12	0,0497	0,0334	0,0057	0,0107	0,0036	0,0306
59	0,0497	0,0136	0,0057	0,0119	0,0036	0,0166
15	0,0348	0,0334	0,0018	0,0107	0,0396	0,0306
18	0,0348	0,0136	0,0018	0,0119	0,0396	0,0166
21	0,0348	0,0517	0,0018	0,0167	0,0396	0,0334
24	0,0348	0,1073	0,0018	0,0225	0,0396	0,0704
30	0,0535	0,0334	0,0039	0,0107	0,0597	0,0306
33	0,0535	0,0136	0,0039	0,0119	0,0597	0,0166
36	0,0535	0,0517	0,0039	0,0167	0,0597	0,0334
27	0,0535	0,1073	0,0039	0,0225	0,0597	0,0704
42	0,0728	0,0334	0,0059	0,0107	0,0748	0,0306
39	0,0728	0,0136	0,0059	0,0119	0,0748	0,0166
57	0,0995	0,0334	0,0088	0,0107	0,0958	0,0306
60	0,0995	0,0136	0,0088	0,0119	0,0958	0,0166
45	0,1046	0,0136	0,0093	0,0119	0,0998	0,0166
48	0,1046	0,0517	0,0093	0,0167	0,0998	0,0334
51	0,1046	0,1073	0,0093	0,0225	0,0998	0,0704

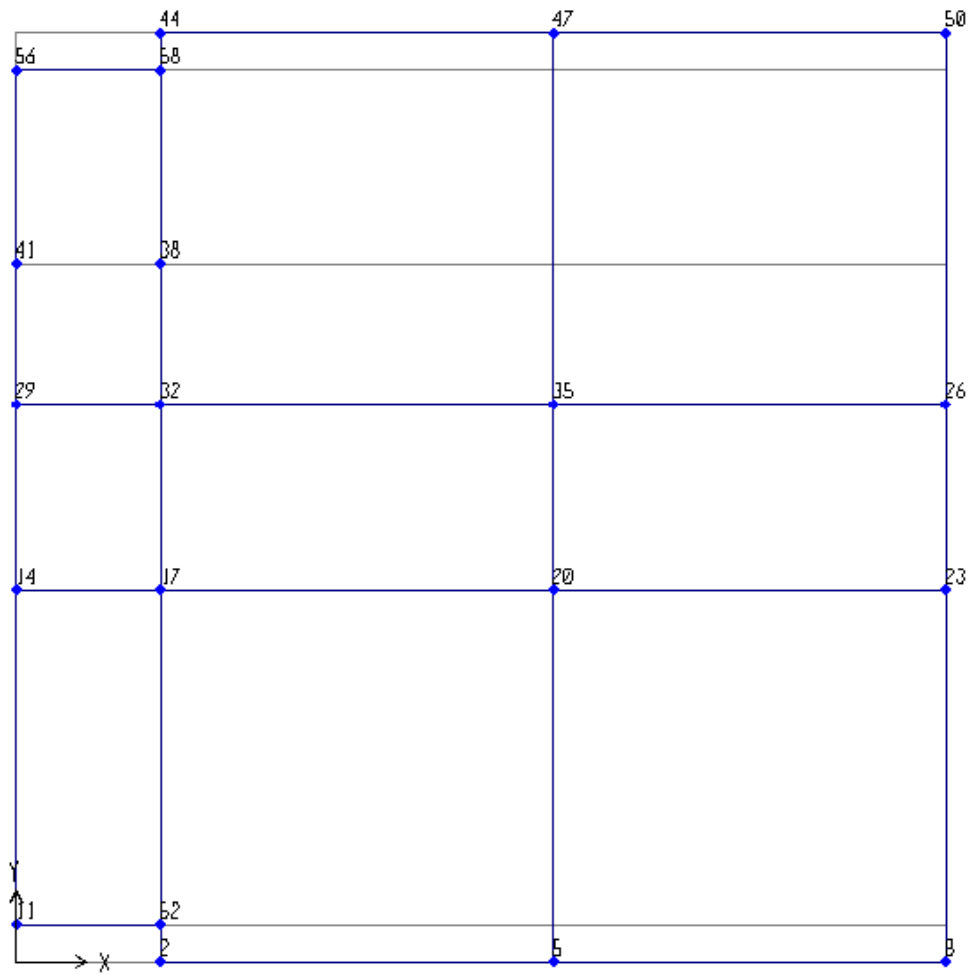




Σχήμα Π.1. Αρίθμηση κόμβων ορόφου

Πίνακας Π.6. Δυσμενέστερες μετακινήσεις κόμβων ισογείου

Κόμβοι	Μετακινήσεις (z=3,5m)					
	Αρχικός Φορέας		Φορέας με Συμμετρικά Τοιχώματα		Φορέας με Έκκεντρα Τοιχώματα	
	u <sub>x</sub> (m)	u <sub>y</sub> (m)	u <sub>x</sub> (m)	u <sub>y</sub> (m)	u <sub>x</sub> (m)	u <sub>y</sub> (m)
2	0,0268	0,0053	0,0023	0,0051	0,0006	0,0071
5	0,0268	0,0265	0,0023	0,0069	0,0006	0,0145
8	0,0268	0,0535	0,0023	0,009	0,0006	0,0311
11	0,0242	0,0143	0,0021	0,0047	0,0017	0,0135
52	0,0242	0,0053	0,0021	0,0051	0,0017	0,0071
14	0,0182	0,0143	0,0006	0,0047	0,0177	0,0135
17	0,0182	0,0053	0,0006	0,0051	0,0177	0,0071
20	0,0182	0,0265	0,0006	0,0069	0,0177	0,0145
23	0,0182	0,0535	0,0006	0,009	0,0177	0,0311
29	0,027	0,0143	0,0014	0,0047	0,0266	0,0135
32	0,027	0,0053	0,0014	0,0051	0,0266	0,0071
35	0,027	0,0265	0,0014	0,0069	0,0266	0,0145
26	0,027	0,0535	0,0014	0,009	0,0266	0,0311
41	0,0362	0,0143	0,0021	0,0047	0,0333	0,0135
38	0,0362	0,0053	0,0021	0,0051	0,0333	0,0071
56	0,049	0,0143	0,0032	0,0047	0,0426	0,0135
58	0,049	0,0053	0,0032	0,0051	0,0426	0,0071
44	0,0515	0,0053	0,0034	0,0051	0,0444	0,0071
47	0,0515	0,0265	0,0034	0,0069	0,0444	0,0145
50	0,0515	0,0535	0,0034	0,009	0,0444	0,0311



Σχήμα Π.2. Αρίθμηση κόμβων ισογείου

**Πίνακας Π.7.** Τιμές μέτρου ελαστικότητας, E υποστρωμάτων αρχικού φορέα για τα βήματα της Pushover με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων κατά X

Ισόγειο	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 3	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (1)	29,00	29,00	20,39	11,05	8,77	6,12
C2 (3)	29,00	29,00	27,07	12,61	9,23	5,90
C2 (5)	29,00	23,55	23,40	17,12	16,02	8,95
C5 (7)	29,00	29,00	26,59	14,24	11,09	7,59
C3 (9)	29,00	29,00	26,31	13,98	10,94	7,51
C1 (11)	29,00	29,00	20,53	10,07	7,78	2,27
C1 (13)	29,00	29,00	25,90	11,88	8,55	4,73
C2 (15)	29,00	25,01	25,01	20,14	13,27	7,79
C3 (19)	29,00	29,00	26,33	13,99	10,96	7,54
C1 (21)	29,00	29,00	21,04	11,06	8,69	5,48
C1 (23)	29,00	29,00	25,96	12,09	8,59	4,23
C2 (17)	29,00	25,02	25,02	20,13	13,23	7,79
C2 (27)	29,00	29,00	26,10	15,11	11,86	8,17
C4 (25)	29,00	29,00	21,54	12,33	9,90	7,03
C5 (47)	29,00	29,00	26,75	14,48	11,21	7,63
C2 (29)	29,00	29,00	23,60	11,71	9,34	6,58
C2 (31)	29,00	29,00	27,21	12,66	9,28	5,31
C2 (33)	29,00	23,56	23,56	17,20	16,07	8,99
Όροφος	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 3	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (2)	29,00	27,45	19,17	16,98	16,63	16,14
C2 (4)	29,00	29,00	28,10	27,10	26,79	26,54
C2 (6)	29,00	17,24	17,24	17,24	17,24	17,24
C5 (8)	29,00	29,00	29,00	29,00	28,44	27,65
C3 (10)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C1 (12)	29,00	27,36	19,08	16,75	16,41	15,87

Όροφος	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 3	Step 5	Step 7	Step 10
C1 (14)	29,00	29,00	28,78	27,56	27,20	26,85
C2 (16)	29,00	18,32	18,32	18,32	18,32	18,32
C3 (20)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C1 (22)	29,00	27,82	19,41	17,02	16,68	16,26
C1 (24)	29,00	29,00	28,97	27,68	27,59	27,51
C2 (18)	29,00	18,32	18,32	18,32	18,32	18,32
C2 (28)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C4 (26)	29,00	28,81	20,95	18,51	18,16	16,94
C5 (48)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C2 (30)	29,00	29,00	20,42	17,98	17,61	17,10
C2 (32)	29,00	29,00	28,24	27,22	27,16	27,12
C2 (34)	29,00	17,25	17,25	17,25	17,25	17,25

**Πίνακας Π.8.** Τιμές σχετικής δυσκαμψίας,  $EI/h$  υποστυλωμάτων αρχικού φορέα για τα βήματα της Pushover με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων κατά  $X$

Ισόγειο	$X$ (m)	$Y$ (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$EI/h$ (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 3	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (1)	3,5	0	0,000651	5394,0	5394,0	3791,6	2055,4	1630,5	1138,1
C2 (3)	13	0	0,000651	5394,0	5394,0	5034,9	2344,8	1716,5	1098,2
C2 (5)	22,5	0	0,000651	5394,0	4380,2	4351,6	3183,8	2979,4	1664,7
C5 (7)	0	0,9	0,001042	8633,7	8633,7	7917,6	4238,4	3301,2	2258,5
C3 (9)	0	9	0,001302	10788,0	10788,0	9787,9	5200,6	4070,7	2794,8
C1 (11)	3,5	9	0,001125	9321,4	9321,4	6598,6	3235,8	2499,8	728,4
C1 (13)	13	9	0,001125	9321,4	9321,4	8325,0	3818,0	2749,5	1519,6
C2 (15)	22,5	9	0,000651	5394,0	4652,4	4652,4	3746,6	2467,6	1449,7
C3 (19)	0	13,5	0,001302	10788,0	10788,0	9795,4	5203,3	4077,3	2805,9
C1 (21)	3,5	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	6763,7	3554,9	2791,8	1760,7
C1 (23)	13	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	8344,3	3884,8	2760,0	1358,4
C2 (17)	22,5	13,5	0,000651	5394,0	4653,5	4653,5	3744,8	2460,9	1449,4
C2 (27)	0	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	4854,6	2811,3	2205,1	1519,5
C4 (25)	3,5	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	4005,9	2293,2	1842,3	1307,6
C5 (47)	0	21,6	0,001042	8633,7	8633,7	7964,2	4310,1	3336,2	2270,8
C2 (29)	3,5	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	4388,9	2177,6	1736,6	1223,3
C2 (31)	13	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	5061,7	2355,3	1726,1	988,2
C2 (33)	22,5	22,5	0,000651	5394,0	4382,7	4382,7	3199,2	2989,6	1672,5
Όροφος	$X$ (m)	$Y$ (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$EI/h$ (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 3	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (2)	3,5	0	0,000651	5394,0	5106,2	3566,0	3158,7	3092,5	3002,5
C2 (4)	13	0	0,000651	5394,0	5394,0	5226,4	5040,3	4983,5	4935,6
C2 (6)	22,5	0	0,000651	5394,0	3206,5	3206,5	3206,5	3206,5	3206,5
C5 (8)	0	0,9	0,001042	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7	8467,1	8232,1
C3 (10)	0	9	0,001302	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0
C1 (12)	3,5	9	0,001125	9321,4	8793,2	6134,2	5383,9	5275,1	5101,0
C1 (14)	13	9	0,001125	9321,4	9321,4	9250,0	8857,7	8741,5	8631,2
C2 (16)	22,5	9	0,000651	5394,0	3406,7	3406,7	3406,7	3406,7	3406,7

Όροφος	X (m)	Y (m)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	EI/h (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 3	Step 5	Step 7	Step 10
C3 (20)	0	13,5	0,001302	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0
C1 (22)	3,5	13,5	0,001125	9321,4	8943,5	6238,0	5469,1	5361,1	5226,0
C1 (24)	13	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	9312,9	8896,0	8867,0	8843,1
C2 (18)	22,5	13,5	0,000651	5394,0	3408,1	3408,1	3408,1	3408,1	3408,1
C2 (28)	0	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	5394,0	5394,0	5394,0	5394,0
C4 (26)	3,5	16,9	0,000651	5394,0	5359,6	3897,6	3442,2	3377,0	3150,2
C5 (48)	0	21,6	0,001042	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7
C2 (30)	3,5	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	3797,7	3344,3	3274,5	3181,5
C2 (32)	13	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	5252,5	5062,1	5051,5	5044,2
C2 (34)	22,5	22,5	0,000651	5394,0	3208,3	3208,3	3208,3	3208,3	3208,3

**Πίνακας Π.9.** Τιμές μέτρου ελαστικότητας, E υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων φορέα με συμμετρικά τοιχώματα για τα βήματα της Pushover με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων κατά X

Ισόγειο	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (1)	29,00	29,00	29,00	20,80	13,99	11,86
C6 (3)	29,00	29,00	29,00	20,38	17,62	17,07
C2 (5)	29,00	26,67	26,67	26,67	20,13	20,10
C5 (7)	29,00	29,00	29,00	27,58	22,97	21,66
C3 (9)	29,00	29,00	29,00	27,23	21,50	20,25
C1 (11)	29,00	29,00	29,00	21,14	13,01	10,74
C1 (13)	29,00	29,00	29,00	27,75	21,00	18,02
C2 (15)	29,00	26,53	26,53	26,53	19,99	19,81
C3 (19)	29,00	29,00	29,00	27,25	21,93	20,63
C1 (21)	29,00	29,00	29,00	21,58	14,00	11,70
C1 (23)	29,00	29,00	29,00	27,77	21,01	19,04
C2 (17)	29,00	26,53	26,53	26,53	19,99	19,73
C2 (27)	29,00	29,00	29,00	26,79	22,93	21,71
C4 (25)	29,00	29,00	29,00	21,96	15,18	12,91
C5 (47)	29,00	29,00	29,00	27,73	22,93	21,57
C2 (29)	29,00	29,00	29,00	21,45	14,42	12,19
C6 (31)	29,00	29,00	29,00	20,41	17,57	16,98
C2 (33)	29,00	26,67	26,67	26,67	19,99	19,25
Όροφος	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (2)	29,00	27,31	24,11	17,41	12,59	10,89
C6 (4)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C2 (6)	29,00	22,86	22,86	22,86	23,77	20,35
C5 (8)	29,00	29,00	29,00	29,00	24,03	21,64
C3 (10)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	28,48
C1 (12)	29,00	26,33	23,65	16,85	11,77	9,98



Όροφος	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 5	Step 7	Step 10
C1 (14)	29,00	29,00	29,00	29,00	26,28	22,75
C2 (16)	29,00	21,24	21,24	21,24	25,23	22,74
C3 (20)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C1 (22)	29,00	26,68	24,14	17,02	11,81	9,93
C1 (24)	29,00	29,00	29,00	29,00	26,50	22,80
C2 (18)	29,00	21,24	21,24	21,24	25,23	22,71
C2 (28)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C4 (26)	29,00	28,04	25,56	18,68	13,26	11,31
C5 (48)	29,00	29,00	29,00	29,00	25,31	23,01
C2 (30)	29,00	29,00	25,70	18,45	13,10	11,20
C6 (32)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C2 (34)	29,00	22,85	22,85	22,85	23,83	19,74

**Πίνακας Π.10.** Τιμές σχετικής δυσκαμψίας,  $EI/h$  υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων φορέα με συμμετρικά τοιχώματα για τα βήματα της Pushover με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων κατά  $X$

Ισόγειο	$X$ (m)	$Y$ (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$EI/h$ (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (1)	3,5	0	0,000651	5394,0	5394,0	5394,0	3868,4	2601,8	2205,8
C6 (3)	13	0	1,4292	11841942,9	11841942,9	11841942,9	8323415,4	7194538,9	6972358,7
C2 (5)	22,5	0	0,000651	5394,0	4960,9	4960,9	4960,9	3744,8	3738,0
C5 (7)	0	0,9	0,001042	8633,7	8633,7	8633,7	8209,8	6837,9	6448,0
C3 (9)	0	9	0,001302	10788,0	10788,0	10788,0	10131,4	7998,9	7531,6
C1 (11)	3,5	9	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	6793,8	4180,7	3451,9
C1 (13)	13	9	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	8919,2	6751,0	5791,8
C2 (15)	22,5	9	0,000651	5394,0	4934,8	4934,8	4934,8	3717,8	3684,9
C3 (19)	0	13,5	0,001302	10788,0	10788,0	10788,0	10136,3	8158,2	7675,5
C1 (21)	3,5	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	6936,2	4498,4	3761,2
C1 (23)	13	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	8925,6	6752,1	6120,9
C2 (17)	22,5	13,5	0,000651	5394,0	4934,8	4934,8	4934,8	3718,8	3669,5
C2 (27)	0	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	5394,0	4983,0	4265,4	4038,2
C4 (25)	3,5	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	5394,0	4084,3	2823,1	2400,6
C5 (47)	0	21,6	0,001042	8633,7	8633,7	8633,7	8255,1	6827,8	6422,7
C2 (29)	3,5	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	5394,0	3989,9	2681,8	2266,9
C6 (31)	13	22,5	1,4292	11841942,9	11841942,9	11841942,9	8334410,8	7175600,8	6934470,6
C2 (33)	22,5	22,5	0,000651	5394,0	4960,9	4960,9	4960,9	3718,2	3581,2
Όροφος	$X$ (m)	$Y$ (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$EI/h$ (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (2)	3,5	0	0,000651	5394,0	5079,9	4484,5	3237,5	2340,8	2025,9
C6 (4)	13	0	1,4292	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9
C2 (6)	22,5	0	0,000651	5394,0	4251,7	4251,2	4251,2	4421,5	3785,8
C5 (8)	0	0,9	0,001042	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7	7153,0	6442,6
C3 (10)	0	9	0,001302	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10595,2
C1 (12)	3,5	9	0,001125	9321,4	8463,4	7603,3	5415,3	3783,3	3208,7
C1 (14)	13	9	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	9321,4	8446,7	7314,0

Όροφος	X (m)	Y (m)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	EI/h (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 5	Step 7	Step 10
C2 (16)	22,5	9	0,000651	5394,0	3949,8	3949,8	3949,8	4692,5	4229,6
C3 (20)	0	13,5	0,001302	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0
C1 (22)	3,5	13,5	0,001125	9321,4	8574,5	7758,2	5472,3	3797,2	3193,2
C1 (24)	13	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	9321,4	8518,9	7329,6
C2 (18)	22,5	13,5	0,000651	5394,0	3949,8	3949,8	3949,8	4693,3	4223,2
C2 (28)	0	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	5394,0	5394,0	5394,0	5394,0
C4 (26)	3,5	16,9	0,000651	5394,0	5215,8	4754,8	3474,8	2466,2	2103,5
C5 (48)	0	21,6	0,001042	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7	7533,8	6850,8
C2 (30)	3,5	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	4780,4	3430,8	2436,9	2082,7
C6 (32)	13	22,5	1,4292	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9
C2 (34)	22,5	22,5	0,000651	5394,0	4251,0	4251,0	4251,0	4433,1	3670,9

**Πίνακας Π.11.** Τιμές μέτρου ελαστικότητας, E υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων φορέα με έκκεντρα τοιχώματα για τα βήματα της Pushover με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων κατά X

Ισόγειο	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 4	Step 5	Step 7
C2 (1)	29,00	29,00	29,00	28,70	25,69	23,20
C6 (3)	29,00	29,00	29,00	29,00	27,47	25,47
C6 (5)	29,00	29,00	29,00	27,12	25,45	23,77
C5 (7)	29,00	29,00	28,88	27,25	25,46	23,66
C3 (9)	29,00	29,00	27,49	21,29	17,20	13,89
C1 (11)	29,00	29,00	29,00	18,43	14,43	11,07
C1 (13)	29,00	29,00	29,00	21,03	14,92	10,83
C2 (15)	29,00	27,88	27,88	21,28	20,51	15,17
C3 (19)	29,00	29,00	26,74	18,75	14,51	11,24
C1 (21)	29,00	29,00	25,15	15,88	12,29	9,39
C1 (23)	29,00	29,00	29,00	19,91	12,54	8,48
C2 (17)	29,00	26,37	26,37	19,65	19,38	12,24
C2 (27)	29,00	29,00	27,34	21,46	17,33	13,12
C4 (25)	29,00	29,00	23,28	15,13	11,81	9,27
C5 (47)	29,00	29,00	26,25	17,49	12,74	9,50
C2 (29)	29,00	29,00	20,75	12,16	9,20	6,66
C2 (31)	29,00	29,00	26,98	14,03	9,29	6,27
C2 (33)	29,00	24,43	23,49	16,50	16,39	10,22
Όροφος	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 4	Step 5	Step 7
C2 (2)	29,00	27,13	26,17	24,75	23,29	21,59
C6 (4)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C6 (6)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C5 (8)	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
C3 (10)	29,00	29,00	29,00	29,00	27,90	24,85
C1 (12)	29,00	26,17	21,46	16,93	14,73	12,49

Όροφος	Μέτρο Ελαστικότητας, E (GPa)					
	Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 4	Step 5	Step 7
C1 (14)	29,00	29,00	27,80	22,70	18,75	15,11
C2 (16)	29,00	22,57	21,83	24,21	27,84	23,18
C3 (20)	29,00	29,00	29,00	27,79	24,67	22,14
C1 (22)	29,00	26,36	19,49	14,46	12,31	10,24
C1 (24)	29,00	29,00	29,00	23,71	17,95	13,42
C2 (18)	29,00	20,82	20,82	22,47	24,71	20,38
C2 (28)	29,00	29,00	29,00	28,83	26,11	21,12
C4 (26)	29,00	27,45	19,80	14,67	12,46	10,36
C5 (48)	29,00	29,00	29,00	21,09	16,64	12,88
C2 (30)	29,00	27,47	17,67	12,63	10,57	8,62
C2 (32)	29,00	29,00	25,89	17,45	13,42	10,22
C2 (34)	29,00	18,97	19,33	22,39	22,92	16,29

**Πίνακας Π.12.** Τιμές σχετικής δυσκαμψίας,  $EI/h$  υποστρωμάτων και τοιχωμάτων φορέα με έκκεντρα τοιχώματα για τα βήματα της Pushover με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων κατά  $X$

Ισόγειο	$X$ (m)	$Y$ (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$EI/h$ (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 4	Step 5	Step 7
C2 (1)	3,5	0	0,000651	5394,0	5394,0	5394,0	5337,5	4778,6	4315,1
C6 (3)	13	0	1,4292	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11217010,0	10401315,4
C6 (5)	22,5	0	1,4292	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11075185,2	10391596,0	9707716,9
C5 (7)	0	0,9	0,001042	8633,7	8633,7	8597,1	8113,0	7580,8	7044,7
C3 (9)	0	9	0,001302	10788,0	10788,0	10225,3	7919,4	6397,6	5166,3
C1 (11)	3,5	9	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	5922,3	4639,3	3559,6
C1 (13)	13	9	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	6760,8	4795,3	3480,8
C2 (15)	22,5	9	0,000651	5394,0	5186,2	5186,2	3958,6	3814,7	2821,0
C3 (19)	0	13,5	0,001302	10788,0	10788,0	9945,9	6973,2	5396,7	4182,2
C1 (21)	3,5	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	8085,2	5105,8	3949,6	3019,7
C1 (23)	13	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	6400,7	4029,8	2726,7
C2 (17)	22,5	13,5	0,000651	5394,0	4904,6	4904,6	3654,6	3605,2	2276,7
C2 (27)	0	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	5085,0	3992,0	3223,4	2439,6
C4 (25)	3,5	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	4330,9	2814,0	2196,8	1724,1
C5 (47)	0	21,6	0,001042	8633,7	8633,7	7815,9	5205,9	3791,5	2828,6
C2 (29)	3,5	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	3858,7	2262,0	1711,3	1238,5
C2 (31)	13	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	5018,9	2609,6	1727,3	1166,9
C2 (33)	22,5	22,5	0,000651	5394,0	4544,7	4369,7	3068,3	3048,6	1901,7
Όροφος	$X$ (m)	$Y$ (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$EI/h$ (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 4	Step 5	Step 7
C2 (2)	3,5	0	0,000651	5394,0	5045,5	4866,8	4603,6	4332,4	4015,6
C6 (4)	13	0	1,4292	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9
C6 (6)	22,5	0	1,4292	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9	11841942,9
C5 (8)	0	0,9	0,001042	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7	8633,7
C3 (10)	0	9	0,001302	10788,0	10788,0	10788,0	10788,0	10378,7	9244,3
C1 (12)	3,5	9	0,001125	9321,4	8412,1	6896,7	5443,3	4734,2	4015,8
C1 (14)	13	9	0,001125	9321,4	9321,4	8935,6	7296,3	6027,9	4855,7

Όροφος	X (m)	Y (m)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	EI/h (kNm)					
				Ελαστική Κατάσταση	Step 0	Step 2	Step 4	Step 5	Step 7
C2 (16)	22,5	9	0,000651	5394,0	4197,1	4060,1	4503,9	5177,4	4311,9
C3 (20)	0	13,5	0,001302	10788,0	10788,0	10788,0	10336,0	9176,0	8236,8
C1 (22)	3,5	13,5	0,001125	9321,4	8473,9	6264,1	4646,7	3957,8	3290,8
C1 (24)	13	13,5	0,001125	9321,4	9321,4	9321,4	7622,6	5770,8	4314,0
C2 (18)	22,5	13,5	0,000651	5394,0	3872,2	3872,2	4180,2	4596,7	3791,2
C2 (28)	0	16,9	0,000651	5394,0	5394,0	5394,0	5361,5	4857,4	3928,5
C4 (26)	3,5	16,9	0,000651	5394,0	5106,1	3682,2	2729,4	2316,8	1926,2
C5 (48)	0	21,6	0,001042	8633,7	8633,7	8633,7	6278,0	4953,7	3833,9
C2 (30)	3,5	22,5	0,000651	5394,0	5109,1	3285,9	2349,7	1966,4	1604,0
C2 (32)	13	22,5	0,000651	5394,0	5394,0	4816,1	3245,8	2496,2	1900,5
C2 (34)	22,5	22,5	0,000651	5394,0	3528,0	3595,7	4164,2	4262,8	3030,1