ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

Εκπονήτρια:
Μαρία Καραναστάση

***Επιβλέπων καθηγητής*:**
Νικόλαος Λαγαρός,
Επικ. Καθηγητής ΕΜΠ

«ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΧΩΡΟΘΕΤΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗ ΔΥΣΤΡΕΨΙΑ»

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2013

Η διπλωματική αυτή εργασία εκπονήθηκε κατά το ακαδημαϊκό έτος 2012-2013 και με αυτή κλείνει ο κύκλος των προπτυχιακών σπουδών μου στο ΕΜΠ για την απόκτηση του διπλώματος του Πολιτικού Μηχανικού.

Ευχαριστώ πολύ τον καθηγητή κ. Νίκο Λαγαρό για την ανάθεση της συγκεκριμένη εργασίας, το άριστο κλίμα συνεργασίας, τη συμβολή και τη καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της.
Ευχαριστώ επίσης τον κ. Νίκο Καλλιώρα για την επίλυση απορριών μου σχετικών με τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης ICA καθώς και την υποψήφια διδάκτορα κα. Χρυσάνθη Στάθη για τις εποικοδομητικές υποδείξεις της σε κρίσιμα σημεία της εργασίας και το σχετικό με την εργασία επιστημονικό υλικό που μου διέθεσε.
Τέλος, ευχαριστώ ιδιαίτερα την οικογένεια μου για την πολύπλευρη και ανεκτίμητη προσφορά και στήριξη όλα αυτά τα χρόνια των σπουδών μου.

Μαρία Καραναστάση
17/7/2013

- *Γίνε ότι θέλεις.*
- *Ένας ονειροπόλος, ένας ανένταχτος, ένας αραχτός, ένας ερευνητής, ένας ακτιβιστής, ένας ανύπαρκτος, ένας θεατής, ένας δάσκαλος.*
- *Μόνο αυτό που προσπαθούν να σε κάνουν προσπάθησε να μη γίνεις.*
- *Ένας χρήσιμος ηλίθιος.*

Αλκυόνη Παπαδάκη

Περίληψη

Σε κτίρια, τα οποία δεν έχουν δύο άξονες συμμετρίας ως προς τη μάζα και τη δυσκαμψία, και υποβάλλονται σε οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις, τα πατώματα των ορόφων υφίστανται ταυτόχρονα μεταφορικές και στρεπτικές μετακινήσεις, συζευγμένες μεταξύ τους. Τα κτίρια αυτά ονομάζονται εκκεντρικά. 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. Στη παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται η ελαχιστοποίηση της στρεπτικής απόκρισης ενός υφιστάμενου, εκκεντρικού, πολυώροφου κτιρίου Ο/Σ με εφαρμογή ενισχύσεων στα υποστυλώματα του. Η ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας σε κάθε κάτοψη και η ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου αντοχών και του κέντρου μάζας σε κάθε όροφο θεωρούνται ως δυο ανεξάρτητες διατυπώσεις αυτού του προβλήματος βελτιστοποίησης. Το κέντρο αντοχών σύμφωνα με πρόσφατες μελέτες είναι πιο αντιπροσωπευτικό στη μελέτη της στρεπτικής απόκρισης ενός κτιρίου που έχει μπει στην ανελαστική του φάση. Η βελτιστοποίηση γίνεται με τη χρήση του εξελικτικού αλγορίθμου βελτιστοποίησης Imperialist Competitive Algorithm (ICA). Η βελτιστοποίηση γίνεται στο κτίριο αφού πρώτα αποτιμηθεί με στατική ανελαστική ανάλυση και ανασχεδιαστεί ώστε να ικανοποιεί τις κανονιστικές απαιτήσεις ασφάλειας (ΚΑΝΕΠΕ) και συγκρίνεται η σεισμική συμπεριφορά πριν και μετά τη βελτιστοποίηση.

Abstact

Coupled lateral-torsional motions occur in buildings subjected to ground shaking if their structural plan do not have two axes of mass and stiffness symmetry. These systems are called eccentric. A high percentage of building damages, and even collapses, has been mentioned in buildings with asymmetric structural plans. The combined torsional-translational vibration of their structural system had as consequence higher ductility demands in the perimeter, specially, structural elements. This diploma thesis examines the minimization of the torsional response of an existing, eccentric, multistory building, constructed from reinforced concrete, by reinforcing its columns with rc jackets. The minimization of the distance between the mass center and the rigidity center of each floor layout and the minimization of the distance between the mass center and the center of strength of each floor are considered as two separate formulations for this optimization problem. The center of strength according to recent studies is more suitable to assess the torsional response of a building that has passed to its post-elastic phase. For the optimization we use the Imperialist Competitive Algorithm (ICA), an algorithm from the family of evolutionary optimization algorithms. The optimization is applied to the building after we have assessed its seismic behavior and capacity using the nonlinear static analysis (pushover analysis) and have redesigned it in order to meet code requirements. In the end we contrast the seismic behavior of the building before and after the optimization.

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη
Abstact
1 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΜΗ ΣΥΜΜΕΤΡΙΚΩΝ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ ΚΤΙΡΙΩΝ Ο/Σ 1

1.1 Εισαγωγή 1
1.2 Ελαστική απόκριση 4

1.2.1 Μονώροφα κτίρια 4
1.2.2 Πολυώροφα κτίρια 11

1.3 Κανονιστικό πλαίσιο σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 16
1.4 Ανελαστική απόκριση 20
1.5 Στόχος της παρούσας διπλωματικής, πορεία εργασίας και παραδοχές 24

2 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ 27

2.1 Εισαγωγικές έννοιες 27
2.2 Επέμβαση στο κτίριο με σκοπό την άρση των μη κανονικοτήτων σε κάτοψη 29
2.3 Μανδύες υποστυλωμάτων 29

2.3.1 Εισαγωγικά στοιχεία 29
2.3.2 Διεπιφάνεια παλαιών και νέων υλικών [1] 32

3 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΒΕΛΤΙΣΤΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ 37

3.1 Εισαγωγή 37
3.2 Μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης [7] 38

3.2.1 Αντικειμενική Συνάρτηση [7] 39
3.2.2 Μεταβλητές σχεδιασμού [7] 39
3.2.3 Συναρτήσεις περιορισμού [7] 40

3.3 Αλγόριθμοι βελτιστοποίησης [6] 41

3.3.1 Γενικά 41
3.3.2 Imperialist Competitive Algorithm (ICA) – Ο αλγόριθμος του Ανταγωνισμού των Αποικιοκρατών [8] 43

4 ΕΛΑΧΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ ΜΕΣΩ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ 51

4.1 Παράθεση του προβλήματος 51
4.2 Ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας ανά κάτοψη 52

4.2.1 Μαθηματική διατύπωση 52
4.2.2 Αλγόριθμος υπολογισμού αντικειμενικής συνάρτησης 53

4.3 Ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου αντοχών και του κέντρου μάζας ανά όροφο 56

4.3.1 Μαθηματική διατύπωση 56
4.3.2 Αλγόριθμος υπολογισμού αντικειμενικής συνάρτησης..... 57

4.4 Εισαγωγή των δεδομένων των αλγορίθμων..... 63

5 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ..... 65

5.1 Εισαγωγή 65
5.2 Προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών της κατασκευής..... 67
5.3 Στατική ανελαστική ανάλυση (pushover analysis) 73

5.3.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής 73
5.3.2 Κατανομές οριζόντιων δυνάμεων καθ' ύψος 74
5.3.3 Καμπύλη ικανότητας..... 75
5.3.4 Μέθοδος της φασματικής ικανότητας κατά τον ATC -40..... 76
5.3.5 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης κατά τον ΚΑΝΕΠΕ - Μέθοδος των Συντελεστών 84

5.4 Στόχοι σεισμικής ικανότητας 86

5.4.1 Γενικά 86
5.4.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού κατά τον ΚΑΝΕΠΕ . 87

5.5 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας και έλεγχος..... 88

5.5.1 Ανίσωση ασφαλείας..... 88
5.5.2 Στάθμες επιτελεστικότητας δομικών στοιχείων..... 90
5.5.3 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής 92

6 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 95

6.1 Μορφολογία και στοιχεία του κτιρίου..... 95
6.2 Προσομοίωση του φορέα..... 96
6.3 Υλικά 97
6.4 Διατομές υποστυλωμάτων και δοκών 99
6.5 Κατακόρυφα φορτία..... 100
6.6 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού..... 101
6.7 Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων..... 102
6.8 Ιδιομορφική ανάλυση..... 102
6.9 Ορισμός των μη γραμμικών ιδιοτήτων των υλικών 104
6.10 Προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων ... 105
6.11 Κατανομές οριζόντιων φορτίων..... 112
6.12 Αποτελέσματα αναλύσεων..... 116

7 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΤΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΥ ΚΑΝΕΠΕ..... 135

7.1 Εισαγωγή 135
7.2 Υλικά ενίσχυσης 136
7.3 Διαμόρφωση της ενισχυμένης διατομής 137
7.4 Αποτίμηση της ενισχυμένης κατασκευής 137

8 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΤΗΝ ΕΛΑΧΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΤΟΥ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ 147

8.1 Εισαγωγή 147
8.2 Εισαγωγή των δεδομένων του κτιρίου στους αλγόριθμους 148
8.3 Εκκεντρότητες αρχικού και ενισχυμένου κατά ΚΑΝΕΠΕ φορέα 149
8.4 Ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δυσκαμψίας 153
8.5 Ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχής 155
8.6 Ιδιομορφικές Αναλύσεις 160
8.7 Αποτίμηση των δύο νέων φορέων που δημιουργούνται και συγκριτικά αποτελέσματα 162

9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ 183
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 187
Βιβλιογραφία και ιστοσελίδες 193

1 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΜΗ ΣΥΜΜΕΤΡΙΚΩΝ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ ΚΤΙΡΙΩΝ Ο/Σ

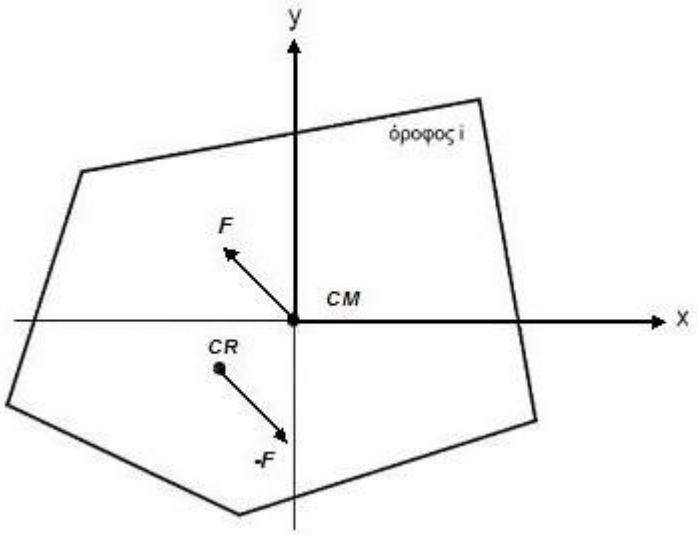
1.1 Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών, ο οποίος αποτελούσε και αποτελεί ακόμα αντικείμενο πολλών ερευνών μηχανικών και επιστημόνων, στοχεύει σε μία κατασκευή που θα μπορεί αξιόπιστα και προβλέψιμα να αντιστέκεται στις σεισμικές διεγέρσεις. Τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα) σε συνεργασία με τις δοκούς και τις πλάκες σε ένα κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούν το στατικό σύστημα που αντιστέκεται στη σεισμική δράση. Η απόκριση και η συμπεριφορά ενός τέτοιου συστήματος υπό σεισμικές δράσεις εξαρτάται κυρίως από τις διαστάσεις και την τοπολογία των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων. Ένα υψηλό ποσοστό βλαβών ή ακόμη και καταρρεύσεων σε κτίρια έχουν αποδοθεί στην εσφαλμένη τοποθέτηση των υποστυλωμάτων και των τοιχίων, τα οποία δημιουργούν στρεπτικές ταλαντώσεις στη κατασκευή [6].

Στα κτίρια, τα οποία δεν έχουν *δύο άξονες συμμετρίας ως προς τη μάζα και τη δυσκαμψία*, και υποβάλλονται σε οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις, τα δάπεδα των ορόφων υφίστανται ταυτόχρονα μεταφορικές και στρεπτικές μετακινήσεις, συζευγμένες μεταξύ τους. Σύζευξη της μεταφορικής με τη στρεπτική κίνηση μπορεί επίσης να εμφανισθεί λόγω μη ισορροπημένης κατανομής των φορτίων επί της κάτοψης του ορόφου (μπαλκόνια κλπ), λόγω των διαφορών μεταξύ των πραγματικών και των θεωρούμενων κατανομών της μάζας και της δυσκαμψίας στο κτίριο αλλά και σε περίπτωση που η κίνηση του εδάφους περικλείει στρεπτική συνιστώσα. 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.

Η δράση της στρέψης ενεργοποιείται όταν τα κέντρα μάζας και δυσκαμψίας ενός στατικού συστήματος δεν ταυτίζονται (και αυτό συμβαίνει στις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν προηγουμένως). Τότε το σύστημα καλείται *εκκεντρικό (eccentric)* ή *στρεπτικά μη ισορροπημένο (torsionally unbalanced).* Όταν ένα τέτοιο σύστημα υπόκειται σε οριζόντιες σεισμικές διεγέρσεις, οι αδρανειακές δυνάμεις μπορούν να μοντελοποιηθούν ως δυνάμεις που διέρχονται από το κέντρο μάζας ενώ οι δυνάμεις που αντιστέκονται στη σεισμική δράση ως δυνάμεις που διέρχονται από το κέντρο δυσκαμψίας. Αυτό το ζευγάρι των αντιτιθέμενων δυνάμεων δημιουργεί στρεπτική δράση στο στατικό σύστημα συζευγμένη με τη μεταφορική κίνηση (Σχήμα 1.1). Στην §1.2 περιγράφεται αναλυτικά το φαινόμενο με τη διατύπωση των διαφορικών εξισώσεων της ελαστικής απόκρισης.



Σχήμα 1.1 - Ανάπτυξη στρέψης όταν δεν ταυτίζεται το κέντρο μάζας με το κέντρο δυσκαμψίας (ελαστική απόκριση)

Ακριβής και πλήρως αξιόπιστη εκτίμηση και πρόβλεψη της απόκρισης *εκκεντρικών πολυώροφων κτιρίων* σε ελαστικό στάδιο δεν έχει βρεθεί γιατί στα πολυώροφα κτίρια, εκτός μίας ειδικής περίπτωσης, το κέντρο δυσκαμψίας δεν ορίζεται κατά μονοσήμαντο τρόπο αλλά εξαρτάται από τη σεισμική φόρτιση. Ο ΕΑΚ - και ο ΕΚ8 ο οποίος παραπέμπει για το θέμα στον ΕΑΚ- προβλέπει έναν πλασματικό άξονα στροφής (άξονας βέλτιστης στρέψης) από τον οποίο μετράται η στατική

εκκεντρότητα. Όσον αφορά το μετελαστικό στάδιο τα πράγματα είναι ακόμα πιο συγκεχυμένα με νέες εργασίες [12] να θέτουν υπό αμφισβήτηση την υιοθέτηση ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς q που προβλέπουν οι σύγχρονοι Αντισεισμικοί Κανονισμοί. Τα τελευταία όμως 30 χρόνια γίνονται πολλές ερευνητικές προσπάθειες προς αυτή τη κατεύθυνση (της εκτίμησης και πρόβλεψης της απόκρισης εκκεντρικών κτιρίων) και έχουν προταθεί διάφορα κριτήρια σχεδιασμού ή/και εκτίμησης της στρεπτικής δράσης ([6], [11], [12], [13]. Τα περισσότερα από αυτά τα κριτήρια συνδέονται με έννοιες όπως το κέντρο δυσκαμψίας, το κέντρο αντοχής, το διατμητικό κέντρο κα.

Εικόνα 1.1 - Αστοχία κτιρίου λόγω της στρεπτικής του απόκρισης γύρω από δύσκαμπτο γωνιακό κλιμακοστάσιο. Αθήνα, σεισμός 1999 (Μ. Φαρδής)

Η έλλειψη συμμετρίας και ομοιομορφίας στη διάταξη των φερόντων στοιχείων σε κάτοψη (μη κανονικότητα σε κάτοψη) αποτελεί τον κανόνα στα υφιστάμενα κτίρια του Ελληνικού χώρου, θεωρείται δε ότι έχει συμβάλλει σημαντικά - με τη στρεπτική περί κατακόρυφο άξονα απόκριση που προκαλεί – σε καταρρεύσεις και βαριές βλάβες σε πρόσφατους και παλαιότερους σεισμούς. Σε κτίρια σχεδιασμένα με παλαιότερους κανονισμούς (προ του 1995 και ιδίως προ του 1985) παρατηρούνται σημαντικές ανομοιομορφίες κατά τη μόρφωση του στατικού συστήματος όπως ανομοιόμορφη κατανομή της δυσκαμψίας ή/και της μάζας σε κάτοψη, μεγάλες μεταβολές στη δυσκαμψία ή/και τη μάζα καθ' ύψος, μη-κανονική κάτοψη (κάτοψη σχήματος «Γ», «Π» κλπ χωρίς αρμούς), έλλειψη πλαισίων δυσκαμψίας κατά τη μία ή και τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, κοκ. Τα νέα κτίρια παρόλα αυτά, χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη κανονικότητα, χάρη στις διατάξεις των σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών, στην Ελλάδα και διεθνώς. Οι σύγχρονοι Αντισεισμικοί

Κανονισμοί προσπαθούν να δώσουν γενικές κατευθύνσεις με προτροπές για στατική απλότητα και διάταξη ισχυρών στοιχείων δυσκαμψίας στη περίμετρο, ώστε να είναι όσο το δυνατόν πιο δύστρεπτο το κτίριο, αλλά και με περιορισμούς ως προς τη γεωμετρία και τη κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας σε κάτοψη και καθ' ύψος αποκλείοντας έτσι χονδροειδή σφάλματα στο σχεδιασμό (§1.3).

Οι σχετικές όμως διατάξεις τους βασίζονται σε ελαστικές θεωρήσεις απλών προσομοιωμάτων ή είναι εμπειρικές. Οι συνήθεις μέθοδοι ανάλυσης κατά τους Κανονισμούς που συνδυάζουν α) ελαστική ανάλυση (ισοδύναμη στατική ή δυναμική φασματική), με διαστασιολόγηση μελών για τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού μειωμένες μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q και β) συνολική και τοπική πλαστιμότητα (που επιτυγχάνεται με τη χρήση ικανοτικού σχεδιασμού και κατασκευαστικών λεπτομερειών μελών), είναι προσανατολισμένες κυρίως στα καινούργια κτίρια. Η επέκταση αυτής της προσέγγισης στο σχεδιασμό μη κανονικών κτιρίων δεν έχει γίνει επαρκώς κοινά αποδεκτή αφού, δεν μπορεί να προβλέψει την απόκριση αυτών των κτιρίων, που έχουν ιδιαίτερες ανάγκες όσον αφορά την πλαστιμότητα τους (διαφορετικές απαιτήσεις πλαστιμότητας στην εύκαμπτη από τη δύσκαμπτη πλευρά [12]).

Οι νέες διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 περιορίζονται στη θέσπιση κριτηρίων για την κανονικότητα σε κάτοψη, τα οποία προσδιορίζουν τον τύπο της και του προσομοιώματος που θα χρησιμοποιηθεί (2D ή 3D), και επιπλέον μία τυχηματική εκκεντρότητα, η οποία δεν επηρεάζεται από τη μη κανονικότητα. Τα περισσότερα κτίρια παρουσιάζουν κάποια μορφή ασυμμετρίας στη κατανομή της μάζας, της αντοχής ή της δυσκαμψίας κατά το σχεδιασμό, που είναι μη αιρούμενες γιατί οφείλονται στη φύση των κατασκευών, και η τυχηματική εκκεντρότητα εισάγεται για να προσομοιώσει αυτήν την αβεβαιότητα μεταξύ της θεωρούμενης και της πραγματικής κατανομής.

1.2 Ελαστική απόκριση

1.2.1 Μονώροφα κτίρια

Βασικές έννοιες

Για τη μελέτη του μονώροφου κτιρίου κάνουμε τις εξής παραδοχές: θεωρούμε ότι έχουμε διαφραγματική λειτουργία της πλάκας, δηλαδή η πλάκα μετακινείται στο

επίπεδο της ως απόλυτα στερεός δίσκος και η κίνηση της μπορεί να καθοριστεί από μία στροφή περί κατακόρυφο άξονα και δύο μετατοπίσεις κατά την διεύθυνση δύο αξόνων καθέτων μεταξύ τους καθώς και ότι η μάζα του κτιρίου είναι συγκεντρωμένη στη πλάκα, και η τελευταία στηρίζεται σε κατακόρυφα, αβαρή, μη εκτατά αξονικά στοιχεία δυσκαμψίας (πλαίσια, τοιχώματα, υποστυλώματα, πυρήνες).

Αρχικά θα ορίσουμε τα χαρακτηριστικά κέντρα του μονώροφου κτιρίου με τα οποία μελετάται η στρεπτική δράση:

- ✓ Το **κέντρο δυσκαμψίας (center of rigidity, CR)** είναι το σημείο επί του διαφράγματος, από το οποίο αν διέρθει κάποια οριζόντια, στατική δύναμη δεν θα προκαλέσει στροφή του διαφράγματος, αλλά μόνο μεταφορική κίνηση, ανεξαρτήτως της διεύθυνσης της.
- ✓ Οι **κύριοι άξονες (principal axes)**, **I** και **II**, του συστήματος είναι δύο ορθογώνιοι άξονες που διέρχονται από το κέντρο δυσκαμψίας του διαφράγματος, τέτοιοι ώστε εάν μία στατική, οριζόντια δύναμη εφαρμοστεί κατά τη διεύθυνση ενός εκ των δύο, το διάφραγμα θα μετατοπιστεί μόνο κατά τη διεύθυνση της δύναμης χωρίς να στραφεί.
- ✓ Το **κέντρο στροφής (center of twist)** είναι το σημείο επί του διαφράγματος το οποίο παραμένει ακίνητο όταν στο διάφραγμα ασκείται μια στατική, στρεπτική ροπή, δηλαδή το διάφραγμα υποβάλλεται σε καθαρή στροφή γύρω από αυτό το σημείο.
- ✓ Το **διατμητικό κέντρο (shear center)** είναι το σημείο του διαφράγματος από το οποίο διέρχεται η συνισταμένη των τεμνουσών δυνάμεων των κατακόρυφων δομικών στοιχείων, όταν το διάφραγμα υπόκειται σε ένα σύστημα πλευρικών, στατικών φορτίων, των οποίων η συνισταμένη διέρχεται από το κέντρο δυσκαμψίας του κτιρίου και έτσι δε προκαλεί καμία στροφή του διαφράγματος.
- ✓ Το **κέντρο μάζας (center of mass, CM)** του συστήματος είναι το σημείο επί του διαφράγματος από το οποίο διέρχεται η συνισταμένη των αδρανειακών δυνάμεων του διαφράγματος. Εάν οι μάζες των μεμονωμένων στοιχείων δυσκαμψίας είναι αμελητέες, το κέντρο μάζας ενός διαφράγματος με ομοιόμορφη κατανομή της μάζας ταυτίζεται με το γεωμετρικό του κέντρο.
- ✓ Ως **στατική εκκεντρότητα e** του μονώροφου κτιρίου ορίζεται η απόσταση μεταξύ του κέντρου μάζας, CM, και του κέντρου δυσκαμψίας, CR, του διαφράγματος, δηλαδή

$$e = \sqrt{(x_M - x_R)^2 + (y_M - y_R)^2} \tag{1.1}$$

Πολλοί ερευνητές ορίζουν ως στατική εκκεντρότητα την απόσταση μεταξύ του κέντρου μάζας και του διατμητικού κέντρου του κτιρίου. Για τα μονώροφα κτίρια δεν υπάρχει καμία διαφορά στο τρόπο υπολογισμού της αφού τα δύο κέντρα συμπίπτουν (σε αντίθεση με ότι συμβαίνει στα πολυώροφα όπως θα δούμε παρακάτω).

Έχει αποδειχτεί από τους Hejal & Chopra ότι για τα μονώροφα κτίρια τα κέντρα δυσκαμψίας και στροφής και το διατμητικό κέντρο ταυτίζονται καθώς και ότι η θέση τους δεν εξαρτάται από το ασκούμενο οριζόντιο φορτίο αλλά από τις θέσεις και τις δυσκαμψίες των κατακόρυφων δομικών μελών τους.

Εξισώσεις κίνησης

Οι γραμμικές εξισώσεις κίνησης ενός μονώροφου κτιρίου (χωρίς θεώρηση της απόσβεσης) που υπόκειται σε σεισμική κίνηση του εδάφους κατά τις διευθύνσεις X και Y είναι:

- *Με αναφορά ένα τυχαίο σημείο O*

$$\begin{bmatrix} m & 0 & -my_M \\ 0 & m & mx_M \\ -my_M & mx_M & J_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u} \\ \ddot{u} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_y & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} a_{gx}(t) \\ a_{gy}(t) \\ -y_M a_{gx}(t) + x_M a_{gy}(t) \end{Bmatrix} \tag{1.2}$$

- *Με αναφορά το κέντρο μάζας του διαφράγματος CM*

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & mr^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u} \\ \ddot{u} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_y & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} a_{gx}(t) \\ a_{gy}(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{1.3}$$

- *Με αναφορά το κέντρο δυσκαμψίας του διαφράγματος CR*

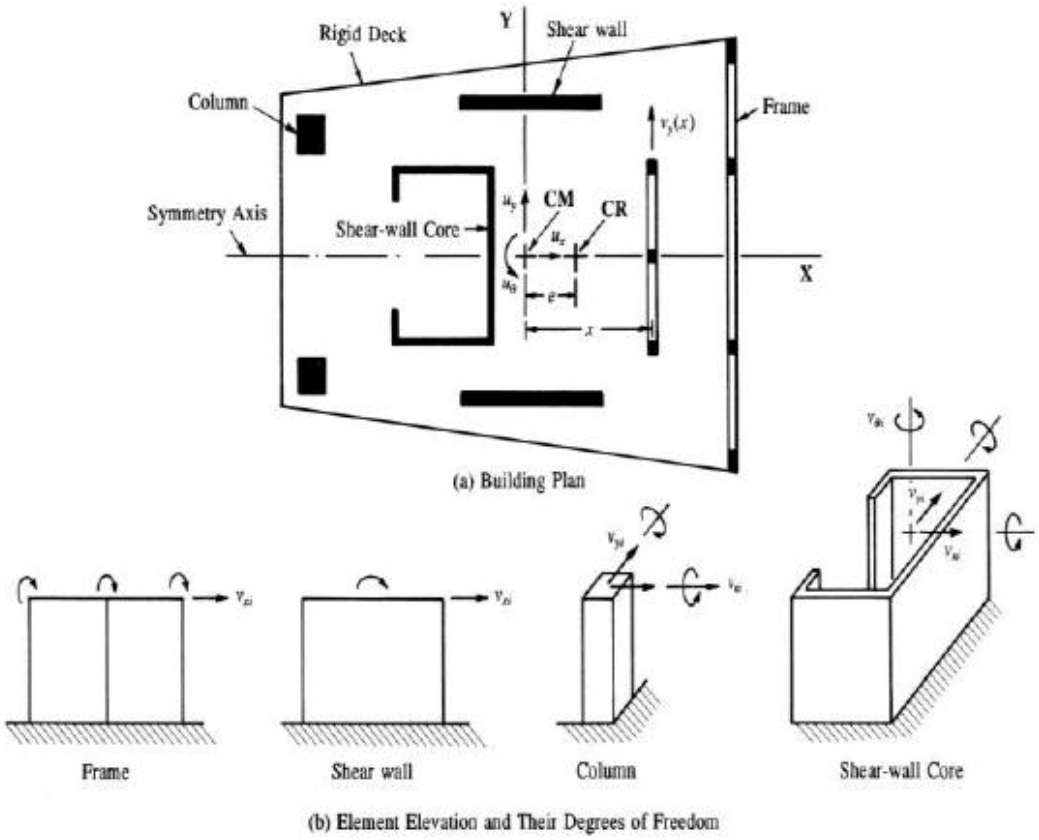
$$\begin{bmatrix} m & 0 & -me_y \\ 0 & m & me_x \\ -me_y & me_x & J_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u} \\ \ddot{u} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \widetilde{K_x} & \widetilde{K_{xy}} & 0 \\ \widetilde{K_{yx}} & \widetilde{K_y} & 0 \\ 0 & 0 & \widetilde{K_\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u} \\ \tilde{u} \\ \tilde{u} \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} a_{gx}(t) \\ a_{gy}(t) \\ -e_y a_{gx}(t) + e_x a_{gy}(t) \end{Bmatrix} \tag{1.4}$$

όπου

J_o=m($r^2 + x_M^2 + y_M^2$) , η πολική ροπή αδράνειας του διαφράγματος περί κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από το σημείο O

r,	η ακτίνα περιστροφής
x_M, y_M ,	οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας στο σύστημα xOy
$a_{gx}(t)$ και $a_{gy}(t)$,	οι σεισμικές επιταχύνσεις κατά τους άξονες X και Y αντίστοιχα
$J_R = m(e^2 + r^2)$,	η πολική ροπή αδράνειας περί κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από το κέντρο δυσκαμψίας
e_x, e_y,	οι στατικές εκκεντρότητες του κτιρίου στις διευθύνσεις x, y αντίστοιχα

Για την απλοποίηση των παραπάνω διαφορικών εξισώσεων και τη μελέτη της συζευγμένης κίνησης χρησιμοποιείται στη βιβλιογραφία [6] το μονώροφο κτίριο που εικονίζεται στο Σχήμα 1.2, του οποίου τα στοιχεία δυσκαμψίας είναι συμμετρικά διατεταγμένα ως προς τον άξονα x και μελετάται η δυναμική του απόκριση για σεισμική μετακίνηση του εδάφους κατά τον Y-άξονα. Όπως είναι αναμενόμενο, η μη συμμετρία κατά τον Y-άξονα θα δημιουργήσει για αυτή τη κίνηση του εδάφους, εκκεντρότητες και ανάπτυξη στρέψης. Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας και της συμμετρίας ως προς τον X-άξονα, το κτίριο έχει δύο δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας: τη μετατόπιση του κέντρου μάζας του διαφράγματος, u_y, κατά τον άξονα-Y και τη στροφή, u_θ, του διαφράγματος περί κατακόρυφο άξονα.



Σχήμα 1.2 - Κάτοψη του υπό μελέτη μονώροφου

Οι γραμμικές εξισώσεις κίνησης στη περίπτωση του παραπάνω μονώροφου συστήματος απλοποιούνται ως εξής:

- *Με αναφορά το κέντρο μάζας CM*

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_y(t) \\ r\ddot{u}_\theta(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_y & \frac{e}{r}K_y \\ \frac{e}{r}K_y & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_y(t) \\ ru_\theta(t) \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} a_{gy}(t) \tag{1.5}$$

- *Με αναφορά το κέντρο δυσκαμψίας CR*

$$\begin{bmatrix} m & -m\frac{e}{r} \\ -m\frac{e}{r} & m[1+(e/r)^2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_y(t) \\ r\ddot{u}_\theta(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_y & 0 \\ 0 & \frac{1}{r^2}K_{\theta R} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_y(t) \\ ru_\theta(t) \end{Bmatrix} = -m \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{e}{r} \end{Bmatrix} a_{gy}(t) \tag{1.6}$$

Είναι φανερό από τις παραπάνω σχέσεις ότι η εδαφική κίνηση κατά τον άξονα Y προκαλεί πλευρική μετατόπιση του κέντρου μάζας καθώς και στροφή του ορόφου γύρω από έναν κατακόρυφο άξονα. Εδώ εντοπίζεται και η διαφορά της απόκρισης σε σεισμό ενός συμμετρικού και ενός μη συμμετρικού μονώροφου κτιρίου όπως αυτό

που εξετάσαμε. Βλέπουμε επίσης ότι εάν η στατική εκκεντρότητα e μηδενιστεί οι εξισώσεις (1.5) και (1.6) μετατρέπονται σε δύο ταυτόσημες, ασύζευκτες εξισώσεις.

Θέση του Κέντρου Δυσκαμψίας

Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας υπολογίζονται σύμφωνα με τη παρακάτω διαδικασία:

$$\tilde{K} = \begin{bmatrix} \widetilde{K_x} & \widetilde{K_{xy}} & 0 \\ \widetilde{K_{yx}} & \widetilde{K_y} & 0 \\ 0 & 0 & \widetilde{K_\theta} \end{bmatrix} \tag{1.7}$$

$$\tilde{K}=\tilde{a}^T K \tilde{a} \tag{1.8}$$

$$u=\begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & y_R \\ 0 & 1 & -x_R \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u} \\ \tilde{u} \\ u_\theta \end{Bmatrix} = \tilde{a}\tilde{u} \tag{1.9}$$

όπου

K, το μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σύμφωνο με τους βαθμούς ελευθερίας u του σημείου αναφοράς O

$\tilde{K}$, το μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σύμφωνο με τους βαθμούς ελευθερίας $\tilde{u}$ του σημείου δυσκαμψίας του συστήματος

$\tilde{a}$, το μητρώο μετασχηματισμού από τις μετακινήσεις u στις μετακινήσεις $\tilde{u}$

x_R, y_R, οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας (με αναφορά το ορθογώνιο σύστημα με κορυφή το O)

Από τη σχέση (1.8) βρίσκουμε:

$$\tilde{K} = \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_x y_R - K_{xy} y_R + K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_y & K_{yx} y_R - K_y x_R + K_{y\theta} \\ K_{\theta x} + y_R K_x - x_R K_{yx} & K_{\theta y} + y_R K_{xy} - x_R K_y & K_\theta \end{bmatrix} \tag{1.10}$$

Τα μητρώα (1.7) και (1.10) πρέπει να είναι ίδια, γεγονός που οδηγεί στις παρακάτω σχέσεις:

$$K_x y_R - K_{xy} x_R + K_{x\theta} = 0 \tag{1.11a}$$

$$K_{yx} y_R - K_y x_R + K_{y\theta} = 0 \tag{1.11b}$$

Άρα σύμφωνα με τις (1.11) οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας ως προς ένα τυχαίο ορθογώνιο σύστημα αναφοράς xOy προσδιορίζονται ως εξής:

$$x_R = \frac{K_x K_{y\theta} - K_{xy} K_{x\theta}}{K_x K_y - K_{xy}^2} \tag{1.12a}$$

$$y_R = -\frac{K_y K_{x\theta} - K_{xy} K_{y\theta}}{K_x K_y - K_{xy}^2} \tag{1.12b}$$

Οι παραπάνω εξισώσεις μπορούν να απλοποιηθούν στις ακόλουθες περιπτώσεις:

a) Όταν το μονώροφο κτίριο έχει έναν άξονα συμμετρίας, ο οποίος ταυτίζεται με έναν από τους κύριους άξονες του και ο άλλος είναι κάθετος σε αυτόν. Σε αυτή τη περίπτωση, ο άξονας X θεωρείται ο άξονας της συμμετρίας οπότε οι όροι K_{xyi} και $K_{x\theta i}$ είναι αντίθετοι. Αυτό σημαίνει ότι $K_{xy} = K_{yx}$ και $K_{x\theta} = K_{\theta x}$, που οδηγεί στις παρακάτω εξισώσεις για τις συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας:

$$x_R = \frac{K_{y\theta}}{K_y} \tag{1.13a}$$

$$y_R = -\frac{K_{x\theta}}{K_x} = 0 \tag{1.13b}$$

b) Όταν τα στοιχεία δυσκαμψίας του κτιρίου είναι διατεταγμένα έτσι ώστε οι κύριοι άξονες τους να σχηματίζουν ένα ορθογώνιο πλέγμα (grid) στη κάτοψη. Τότε οι κύριοι άξονες του συστήματος είναι επίσης στις διευθύνσεις των κυρίων αξόνων των στοιχείων οπότε $k_{xy} = k_{yx} = 0$. Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας δίνονται σε αυτή τη περίπτωση από τις εξής απλοποιημένες σχέσεις:

$$x_R = \frac{K_{y\theta}}{K_y} = \frac{\sum_i k_{yi} x_i}{\sum_i k_{yi}} \tag{1.14a}$$

$$y_R = -\frac{K_{x\theta}}{K_x} = \frac{\sum_i k_{xi} y_i}{\sum_i k_{xi}} \tag{1.14b}$$

1.2.2 Πολυώροφα κτίρια

Εξισώσεις κίνησης

Αντίθετα με ότι συμβαίνει στα μονώροφα κτίρια, στα πολυώροφα κτίρια τα παραπάνω κέντρα δεν ταυτίζονται. Μία άλλη διαφορά στα πολυώροφα κτίρια είναι ότι οι θέσεις των σημείων δυσκαμψίας, στροφής και του διατμητικού κέντρου εξαρτώνται, πέρα από τη δυσκαμψία του συστήματος, και από τα ασκούμενα πλευρικά ή στρεπτικά φορτία. Παρόλα αυτά υπάρχει ένας ειδικός τύπος πολυώροφου κτιρίου στον οποίο τα παραπάνω κέντρα ταυτίζονται σε κάθε όροφο και όλα τα κέντρα των ορόφων βρίσκονται σε μία κοινή, κατακόρυφο γραμμή και είναι ανεξάρτητα της πλευρικής φόρτισης.

Παρακάτω δίνονται τα χαρακτηριστικά κέντρα των πατωμάτων ενός πολυωρόφου κτιρίου:

- ✓ Τα **κέντρα δυσκαμψίας** των πατωμάτων είναι σημεία στα διαφράγματα των πατωμάτων τέτοια ώστε οποιαδήποτε διανομή στατικών, οριζόντιων δυνάμεων αυθαίρετου ύψους και διεύθυνσης που διέρχεται από αυτά να μην προκαλεί περιστροφή ή συστροφή σε κανέναν από τους ορόφους (Hejal & Chopra).
- ✓ Ένας άλλος ορισμός του **κέντρου δυσκαμψίας** ενός πατώματος του κτιρίου ορίζει ως κ.δ. το σημείο του πατώματος από το οποίο εάν διέρχεται μία στατική, οριζόντια δύναμη, αυτή παράγει καθαρή μετατόπιση χωρίς περιστροφή ή συστροφή, χωρίς να αποκλείει όμως ότι οι άλλοι όροφοι μπορεί να περιστραφούν ή να συστραφούν (Humar & Awad).
- ✓ Οι **κύριοι άξονες** ενός ορόφου είναι δύο ορθογώνιοι άξονες που διέρχονται από το κέντρο δυσκαμψίας του. Εάν μία διανομή στατικών, οριζόντιων φορτίων εφαρμοστεί κατά τη διεύθυνση ενός εκ των κυρίων αξόνων κάθε ορόφου τότε θα προκαλέσει μόνο μετατόπιση του ορόφου κατά τη διεύθυνση αυτή, χωρίς στροφή.
- ✓ Το **κέντρο μάζας** είναι το σημείο επί του πατώματος από το οποίο διέρχεται η συνισταμένη των αδρανειακών δυνάμεων του ορόφου. Εάν οι μάζες των μεμονωμένων στοιχείων δυσκαμψίας είναι αμελητέες συγκρινόμενες με αυτές των πατωμάτων και η κατανομή της μάζας στα πατώματα του κτιρίου είναι ομοιόμορφη, τότε το κέντρο μάζας του κτιρίου ταυτίζεται με τα γεωμετρικά κέντρα των ορόφων.

- ✓ Ως **στατική εκκεντρότητα** του i-στου πατώματος ορίζεται ως η απόσταση μεταξύ του κέντρου μάζας του και του κέντρου δυσκαμψίας του.

Οι εξισώσεις κίνησης του πολυώροφου κτιρίου, θεωρώντας γραμμική συμπεριφορά χωρίς απόσβεση, για σεισμική κίνηση του εδάφους κατά τις διευθύνσεις X και Y με επιταχύνσεις $a_{gx}(t)$ και $a_{gy}(t)$ αντίστοιχα, δίνονται παρακάτω για διάφορα σημεία αναφοράς.

- *Με αναφορά ένα τυχαίο σημείο O*

$$\begin{bmatrix} m & 0 & -my_M \\ 0 & m & mx_M \\ -my_M & mx_M & J_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_\theta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_y & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} m1a_{gx}(t) \\ m1a_{gy}(t) \\ -y_M m1a_{gx}(t) + x_M m1a_{gy}(t) \end{Bmatrix} \quad (1.15)$$

- *Με αναφορά το κέντρο μάζας CM*

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & J_M \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_\theta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_y & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} m1a_{gx}(t) \\ m1a_{gy}(t) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1.16)$$

- *Με αναφορά το κέντρο δυσκαμψίας CR*

$$\begin{bmatrix} m & 0 & -me_y \\ 0 & m & me_x \\ -me_y & me_x & J_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\tilde{u}}_x \\ \ddot{\tilde{u}}_y \\ \ddot{u}_\theta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \tilde{K}_x & \tilde{K}_{xy} & 0 \\ \tilde{K}_{yx} & \tilde{K}_y & 0 \\ 0 & 0 & \tilde{K}_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u}_x \\ \tilde{u}_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} m1a_{gx}(t) \\ m1a_{gy}(t) \\ -e_y m1a_{gx}(t) + e_x m1a_{gy}(t) \end{Bmatrix} \quad (1.17)$$

όπου

J_0 , το διαγώνιο μητρώο διάστασης N (όροφοι πολυωρόφου) με στοιχεία τα J_{0j}

J_{0j} , η πολική ροπή αδράνειας του j-στου πατώματος/διαφράγματος περί κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από το O_j

r , η ακτίνα περιστροφής

x_M, y_M , διαγώνια μητρώα διάστασης N με στοιχεία x_{Mj} και y_{Mj} αντίστοιχα

x_{Mj}, y_{Mj} , οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας του j-στου πατώματος στο σύστημα $X_jO_jY_j$

J_M , το διαγώνιο μητρώο διάστασης N με στοιχεία τα J_{Mj}

$J_{Mj} = m_j r_j^2$, η πολική ροπή αδράνειας του j-στου πατώματος περί κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από το κέντρο μάζας του

J_R , διαγώνιο μητρώο διάστασης N με στοιχεία τα J_{Rj}

$J_{Rj} = m_j\left(e_j^2 + r_j^2\right)$, η πολική ροπή αδράνειας του j-στου πατώματος περί κατακόρυφο άξονα που διέρχεται από το κέντρο δυσκαμψίας του

e_x, e_y, διαγώνια μητρώα διάστασης N με στοιχεία e_{xj} και e_{yj} αντίστοιχα

$$e_{xj} = x_{Mj} - x_{Rj} \tag{1.18a}$$

$$e_{yj} = y_{Mj} - y_{Rj} \tag{1.18b}$$

όπου e_{xj} και e_{yj} οι συνιστώσες της στατικής εκκεντρότητας του j-στου πατώματος κατά x και y και x_{Rj}, y_{Rj} οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας του j-στου πατώματος στο σύστημα $X_jO_jY_j$.

Το κέντρο δυσκαμψίας πρέπει να ορίζεται μονοσήμαντα ώστε να προσδιορίσουμε το μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου στη μορφή που αυτό δίνεται στην εξίσωση (1.17).

Θέση του Κέντρου Δυσκαμψίας

Οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας υπολογίζονται σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία:

$$\widetilde{K} = \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & 0 \\ K_{yx} & K_y & 0 \\ 0 & 0 & \widetilde{K}_\theta \end{bmatrix} \tag{1.19}$$

$$\widetilde{K} = \tilde{a}^T K \tilde{a} \tag{1.20}$$

$$u = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & y_R \\ 0 & 1 & -x_R \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u} \\ \tilde{u} \\ u_\theta \end{Bmatrix} = \tilde{a}\tilde{u} \tag{1.21}$$

$$\widetilde{K} = \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_x y_R - K_{xy} x_R + K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_y & K_{yx} y_R - K_y x_R + K_{y\theta} \\ K_{\theta x} + y_R K_x - x_R K_{yx} & K_{\theta y} + y_R K_{xy} - x_R K_y & \widetilde{K_\theta} \end{bmatrix} \tag{1.22}$$

όπου:

K, το μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σύμφωνο με τους βαθμούς ελευθερίας u στο σημείο αναφοράς O

$\widetilde{K}$, το μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σύμφωνα με τους βαθμούς ελευθερίας $\tilde{u}$ στο κέντρο δυσκαμψίας του συστήματος

$\tilde{a}$, το μητρώο μετασχηματισμού από τις μετακινήσεις u στις μετακινήσεις $\tilde{u}$

Σύμφωνα με τις (1.19) και (1.22):

$$x_R = \frac{K_{y\theta} - K_{yx}K_x^{-1}K_{x\theta}}{K_y - K_{yx}K_x^{-1}K_{xy}} \tag{1.23a}$$

$$y_R = -\frac{K_{x\theta} - K_{xy}K_y^{-1}K_{y\theta}}{K_x - K_{xy}K_y^{-1}K_{yx}} \tag{1.23b}$$

Τα μητρώα x_R και y_R πρέπει να είναι διαγώνια έτσι ώστε να ορίζουν μοναδικά κέντρα δυσκαμψίας. Διαφορετικά, μοναδικά κέντρα δυσκαμψίας δεν υπάρχουν πάντα αλλά εξαρτώνται από το φορτίο, δηλαδή διαφορετικές διανομές φορτίων οδηγούν σε διαφορετικές θέσεις των σημείων δυσκαμψίας.

Εάν οι εξ. (1.23) δεν οδηγούν σε διαγώνια μητρώα, οι θέσεις των κέντρων δυσκαμψίας εξαρτώνται από την κατανομή των πλευρικώς, στατικά επιβαλλόμενων φορτίων. Οι συντεταγμένες των κέντρων δυσκαμψίας, x_R και y_R, μπορούν να προσδιορισθούν από τη παρακάτω διαδικασία:

$\widetilde{P}=\widetilde{K}\tilde{u}$

$$\begin{Bmatrix} \widetilde{P_x} \\ \widetilde{P_y} \\ \widetilde{T_\theta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x & K_{xy} & K_x y_R - K_{xy}x_R + K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_y & K_{yx}y_R - K_y x_R + K_{y\theta} \\ K_{\theta x} + y_R K_x - x_R K_{yx} & K_{\theta y} + y_R K_{xy} - x_R K_y & \widetilde{K_\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u} \\ \tilde{u} \\ u_\theta \end{Bmatrix} \tag{1.24}$$

Για διανομή φορτίων P, με $P_x \neq 0$ και $P_y \neq 0$ αλλά $T_\theta=0$, σύμφωνα με τους ορισμούς $u_x \neq 0$ και $u_y \neq 0$ αλλά $u_\theta = 0$:

$$\{x_R\} = [\widetilde{P_y}]^{\wedge}(-1)\frac{K_{\theta y} - K_{\theta x}K_x^{-1}K_{xy}}{K_y - K_{yx}K_x^{-1}K_{xy}}\widetilde{P_y} \tag{1.25a}$$

$$\{y_R\} = -[\widetilde{P_x}]^{\wedge}(-1)\frac{K_{\theta x} - K_{\theta y}K_y^{-1}K_{yx}}{K_x - K_{xy}K_y^{-1}K_{yx}}\widetilde{P_x} \tag{1.25b}$$

Εφόσον τα $[P_y]$ και $[P_x]$ είναι διαγώνια μητρώα, οι εξ. (1.25) απλοποιούνται στις εξ. (1.23). Συνεπώς, οι θέσεις των κέντρων δυσκαμψίας είναι μοναδικές και ανεξάρτητες από την ασκούμενη φόρτιση.

Ένας ειδικός τύπος πολυώροφου κτιρίου

Παρόλο που δε μπορούμε να προσδιορίσουμε μοναδικά κέντρα δυσκαμψίας στους διάφορους ορόφους του πολυώροφου κτιρίου, δηλαδή κ.δ. που να είναι ανεξάρτητα οριζόντιων φορτίων, υπάρχει ένας τύπος πολυώροφου κτιρίου ο οποίος επιτρέπει τον προσδιορισμό μοναδικών κέντρων και έχει τις εξής ιδιότητες:

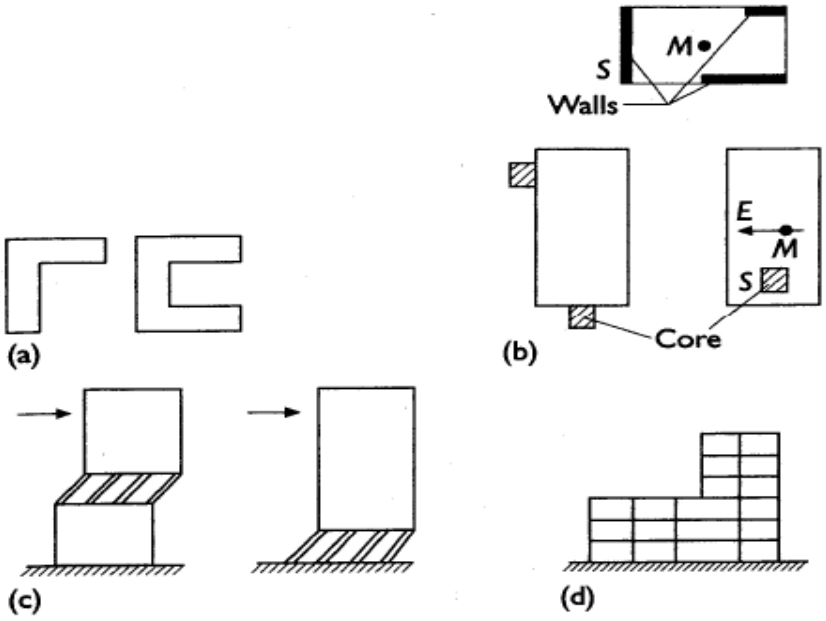
- Τα κέντρα μάζας όλων των ορόφων βρίσκονται στην ίδια κατακόρυφο
- Τα κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας είναι διατεταγμένα κατά τέτοιο τρόπο ώστε οι κύριοι άξονες τους να σχηματίζουν ένα ορθογωνικό πλέγμα στη κάτοψη και συνδέονται σε κάθε όροφο με ένα άκαμπτο διάφραγμα
- Τα μητρώα δυσκαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων κατά μήκος μίας διεύθυνσης είναι ανάλογα μεταξύ τους (ισότροπα συστήματα) δηλαδή το σύστημα είναι αμιγώς πλαισιακό ή σύστημα με τοιχώματα (όχι μικτό).

Αποτέλεσμα των δύο τελευταίων ιδιοτήτων είναι ότι τα κέντρα δυσκαμψίας όλων των ορόφων βρίσκονται στην ίδια κατακόρυφο, δηλαδή το κτίριο διαθέτει ελαστικό άξονα με ιδιότητες αυτές που ορίσαμε για το κέντρο δυσκαμψίας. Οι στατικές εκκεντρότητες των ορόφων είναι επίσης ίδιες [6].

Για πιο περίπλοκα κτίρια όπως μικτά συστήματα τοιχίων – πλαισίων η εργασία των Αναστασιάδη & Μακαρίου για τον προσδιορισμό του πλασματικού ελαστικού άξονα δίνει ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο για την προσομοίωση των στρεπτικών φαινομένων σε πολυώροφα κτίρια, και έχει αφομοιωθεί και από τον ΕΑΚ, στον οποίο παραπέμπει και ο Ευρωκώδικας 8 για το συγκεκριμένο θέμα.

1.3 Κανονιστικό πλαίσιο σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1

Κανονικότητα



Σχήμα 1.3 - (a),(b):Μη κανονικότητα σε κάτοψη - (c),(d): Μη κανονικότητα καθ' ύψος

Η κανονικότητα ενός κτιρίου παίζει σημαντικό ρόλο στον ΕΚ8, αφού επηρεάζει άμεσα την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που θα ληφθεί υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Διακρίνονται δύο τύποι κανονικότητας: η κανονικότητα σε κάτοψη και η κανονικότητα σε όψη (καθ' ύψος).

Η επίδραση της κανονικότητας στο προσομοίωμα και τη μέθοδο της ανάλυσης καθώς και στο συντελεστή συμπεριφοράς φαίνονται στο παρακάτω πίνακα:

Κανονικότητα		Επιτρεπόμενη Απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Σε κάτοψη	**Καθ' ύψος**	**Στατικό Προσομοίωμα**	**Γραμμική Ελαστική Ανάλυση**	**(Για γραμμική ανάλυση)**
Ναι	Ναι	Επίπεδα Πλαίσια	Οριζόντιες Δυνάμεις[a]	Τιμή Κανονισμού
Ναι	Όχι	Επίπεδα Πλαίσια	Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση	Μειωμένη Τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό Προσομοίωμα[b]	Οριζόντιες Δυνάμεις[a]	Τιμή Κανονισμού
Όχι	Όχι	Χωρικό Προσομοίωμα	Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση	Μειωμένη Τιμή

[a] Όταν η συνθήκη της παραγράφου **4.3.3.2.1(2)α)** ικανοποιείται επίσης

[b] Υπό τις ειδικές συνθήκες που δίνονται στην παράγραφο **4.3.3.1(8)** ένα επίπεδο προσομοίωμα χωριστά για κάθε διεύθυνση του κτιρίου επιτρέπεται να χρησιμοποιείται σύμφωνα με την παράγραφο **4.3.3.1(8)**.

Πίνακας 1.1 - Επίδραση της δομικής κανονικότητας στην αντισεισμική ανάλυση και το σχεδιασμό

Μη κανονικότητα σε κάτοψη (§ 4.2.3.2 ΕΚ8/1)

Στην εργασία αυτή μας απασχολεί μόνο η μη κανονικότητα σε κάτοψη. Όπως φαίνεται στον παραπάνω πίνακα, σε κτίρια μη-κανονικά σε κάτοψη η ανάλυση μπορεί να είναι στατική με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά φορτία. Όμως το προσομοίωμα για την ανάλυση δεν επιτρέπεται να είναι στο επίπεδο, χωριστά ανά διεύθυνση, αλλά πρέπει να είναι χώρο.

Τα κριτήρια ώστε ένα κτίριο να χαρακτηριστεί κανονικό σε κάτοψη είναι:

1. Το κτίριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά *στην αντοχή σε οριζόντια φορτία* και *στην κατανομή της μάζας*.
2. Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων (διαφραγματική λειτουργία). Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή Ι, Π, Η, Ι και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεχτικά.
3. Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη του 4, δηλαδή:

$\lambda = L_{max}/L_{min} \leq 4$

όπου L_{max} και L_{min} είναι η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

4. Κάθε πλάκα ορόφου θα πρέπει να οριοθετείται από πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στη περίμετρο) η επιφάνεια τους δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.
5. Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y, η στατική εκκεντρότητα e_0 και η ακτίνα δυστρεψίας r, η οποία εισάγεται ως μέτρο για τη σύζευξη των μεταφορικών με τις στρεπτικές ταλαντώσεις, πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες:

<u>Διεύθυνση ανάλυσης y</u>: $e_{0x} \leq 0.30 * r_x$

$r_x \geq l_s$ Σχέσεις (4.1α) και (4.1β) ΕΚ8

<u>Διεύθυνση ανάλυσης x</u>: $e_{0y} \leq 0.30 * r_y$

$r_y \geq l_s$

όπου

e_{ox} = η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας (στατική εκκεντρότητα)

r_x = ακτίνα δυστρεψίας που ορίζεται ως (ανάλογα ορίζεται η r_y):

$$r_x = \sqrt{\frac{\text{στροφική δυσκαμψία}}{\text{μεταφορική δυσκαμψία στη διεύθυνση } y}}$$

η στροφική δυσκαμψία ορίζεται ως προς το κέντρο μεταφορικής δυσκαμψίας

l_s = ακτίνα αδράνειας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη που ορίζεται ως:

$$l_s = \sqrt{\frac{\text{πολική ροπή αδράνειας πλάκας ως προς το κέντρο μάζας}}{\text{μάζα ορόφου}}}$$

Η πρώτη σχέση για κάθε διεύθυνση αποτελεί ένα συντηρητικό όριο για ικανοποιητική στρεπτική απόκριση ενώ δεν υπάρχει κάποια ειδική απαίτηση για τη πλαστιμότητα των μελών (ισχύουν δηλαδή για τη πλαστιμότητα τα ίδια που ισχύουν και σε κτίρια χωρίς εκκεντρότητα). Η δεύτερη σχέση εξασφαλίζει ότι οι δύο βασικές μεταφορικές ιδιοπερίοδοι είναι μεγαλύτερες της στρεπτικής. Σε περίπτωση που η δεύτερη σχέση δεν ισχύει σε κάποιο όροφο, για κάποια από τις δύο διευθύνσεις, τότε

το σύστημα χαρακτηρίζεται ως *στρεπτικά εύκαμπτο* και πρέπει να υπολογίζεται για σημαντικά μεγαλύτερα σεισμικά φορτία από αντίστοιχα πλαισιωτά ή τοιχωματικά συστήματα, αφού οι επιτρεπόμενοι συντελεστές συμπεριφοράς είναι σημαντικά μικρότεροι.

Ο καθορισμός του κέντρου δυσκαμψίας, σύμφωνα με τον ΕΚ8, γίνεται ως εξής:

- Στα μονώροφα κτίρια το κέντρο δυσκαμψίας ορίζεται ως το κέντρο οριζόντιας δυσκαμψίας των κύριων αντισεισμικών μελών.
- Στα πολυώροφα κτίρια μπορεί να γίνει μόνο προσεγγιστικός καθορισμός του κέντρου δυσκαμψίας μόνο όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω δύο συνθήκες: *α)* όλα τα αντισεισμικά στοιχεία όπως πυρήνες, τοιχώματα και πλαίσια είναι συνεχή από τη θεμελίωση μέχρι τη κορυφή του κτιρίου.

  β) οι εικόνες παραμόρφωσης, των επιμέρους στοιχείων, υπό οριζόντιες φορτίσεις δεν είναι πολύ διαφορετικές. Αυτή η συνθήκη θεωρείται ότι ικανοποιείται στην περίπτωση αμιγών πλαισιακών συστημάτων ή συστημάτων με τοιχώματα. Γενικώς δεν ικανοποιείται σε διπλά συστήματα και σε αυτές τις περιπτώσεις συνίσταται η χρήση του ΕΑΚ (*πλασματικός ελαστικός άξονας*)

- Σε πλαισιακά συστήματα και σε συστήματα τοιχωμάτων όπου κυριαρχούν καμπτικές παραμορφώσεις,η θέση του κέντρου δυσκαμψίας υπολογίζεται με τη χρήση των ροπών αδρανείας των διατομών των κατακόρυφων στοιχείων. Στην περίπτωση κατά την οποία υπάρχουν σημαντικές διατμητικές παραμορφώσεις αυτές συνυπολογίζονται χρησιμοποιώντας μία ισοδύναμη ροπή αδράνειας των διατομών.

Να διευκρίσουμε ότι ο ΕΚ8 χαρακτηρίζει ως (§5.1.2 ΕΚ8):

- *Τοιχωματικό σύστημα*: το στατικό σύστημα με συζευγμένα ή ασύζευκτα τοιχώματα, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι ≥ 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου
- *Πλαισιωτό σύστημα*: το στατικό σύστημα με χωρικά πλαίσια, των οποίων η συνολική διατμητική αντοχή στη βάση είναι ≥ 65% της συνολικής διατμητικής αντοχής του κτιρίου στη βάση.

- *Διπλό σύστημα*(γενικά): τα κατακότυφα φορτία παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια και τα οριζόντια εν μέρει από πλαίσια και εν μέρει από τοιχώματα. (Τα συστήματα αυτά στον ΕΑΚ αναφέρονται ως μικτά).

Τυχηματική εκκεντρότητα (§ 4.3.2 ΕΚ8/1)

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, ο ΕΚ8 συνιστά το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο να θεωρείται μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$

όπου

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

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

1.4 Ανελαστική απόκριση

Όπως είδαμε παραπάνω οι κανονιστικές διατάξεις αναφέρονται μόνο στα ελαστικά χαρακτηριστικά του κτιρίου και είναι εφαρμόσιμες στην περίπτωση της ελαστικής ανάλυσης (στατικής ή δυναμικής). Παρόλα αυτά, επιβάλλουν ή επιτρέπουν τον σχεδιασμό των κατασκευών με την παραδοχή της ανελαστικής συμπεριφοράς (συντελεστής q) χωρίς όμως να υπάρχει καμία σαφής πρόνοια για την αντιμετώπιση των στρεπτικών φαινομένων στον φορέα που βρίσκεται σε ανελαστική κατάσταση. Όμως είναι η προσομοίωση της επιρροής της στρέψης κατά την ανελαστική κατάσταση του φορέα (*προσδιορισμός του άξονα στρέψης στην ανελαστική φάση, ικανότητα παραλαβής των διατμητικών δυνάμεων της στρέψης από τα δομικά στοιχεία*) που θα δώσει τους μηχανισμούς κατάρρευσης του κτιρίου και έτσι τη δυνατότητα στο μηχανικό να εκτιμήσει την απαιτούμενη πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων και να τη συγκρίνει με τη διαθέσιμη.

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν πολλές δημοσιεύσεις σχετικά με την στρέψη στην ελαστική ανάλυση, αντιθέτως όσον αφορά την ανελαστική απόκριση μη συμμετρικών (σε κάτοψη) κτιρίων, λόγω των πολλών παραμέτρων που την επηρεάζουν, υπάρχει σχετική έλλειψη εργασιών, με αποτέλεσμα να εκπονούνται, μέχρι σήμερα, αρκετές

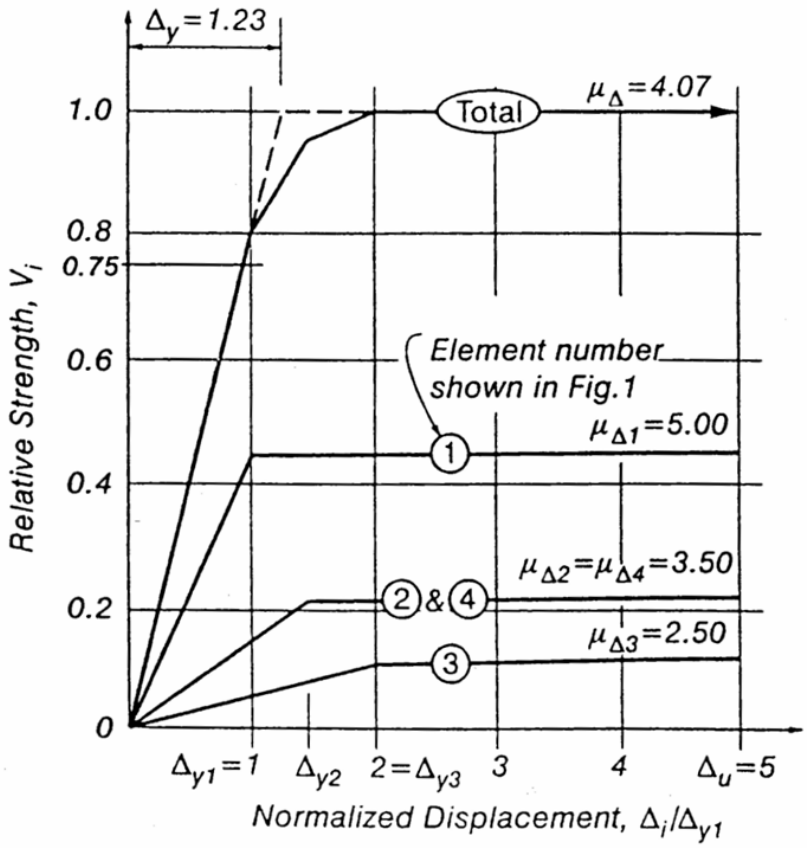
εργασίες με στόχο τη διατύπωση οριστικών και αποδεκτών συμπερασμάτων. Πιο συγκεκριμένα η πλειονότητα των μέχρι σήμερα εργασιών αναφέρονται σε μονώροφα προσομοιώματα, χάρη στην δυνατότητα που δίνουν στον προσδιορισμό της επιρροής κάθε παραμέτρου και στη διατύπωση κριτηρίων σχεδιασμού.

Οι Stathopoulos και Anagnostopoulos (2005) παρουσίασαν μία εργασία με αντικείμενο την διερεύνηση πολυωρόφων κτιρίων σχεδιασμένων σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8 και του UBC-97 [12]. Πιο συγκεκριμένα επέλεξαν τριώροφα και πενταόροφα έκκεντρα κτίρια με πλαισιακό φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα και τα υπέβαλαν σε διέγερση δύο διευθύνσεων, θεωρώντας τις εκκεντρότητες που προέκυψαν από τα κέντρα δυσκαμψίας των ορόφων, όπως ορίζουν οι κανονισμοί. Από τις ανελαστικές αναλύσεις προέκυψαν αυξημένες ανελαστικές μετατοπίσεις για την εύκαμπτη πλευρά και μειωμένες γα την δύσκαμπτη σε σχέση με τις αντίστοιχες των συμμετρικών κτιρίων. Τα συμπεράσματα αυτά σε συνδυασμό με αντίστοιχα άλλων εργασιών, οδήγησαν τους συγγραφείς σε σοβαρό προβληματισμό σε σχέση με τις υφιστάμενες διατάξεις στους σύγχρονους κανονισμούς, οι οποίες δεν αποτρέπουν αυτή την ανισοβαρή κατανομή των απαιτήσεων.

Διάφορες άλλες προσπάθειες που έγιναν με χρήση των κανονιστικών εκκεντροτήτων για την εκτίμηση της στρεπτικής ανελαστικής συμπεριφοράς ασύμμετρων κτιρίων, οδήγησε σε αποτελέσματα όχι πάντοτε αξιόπιστα. Σε κάποιες από τις εργασίες προκύπτουν αντιφατικά συμπεράσματα καθότι σε κάποιες περιπτώσεις η ανελαστική συμπεριφορά συμπίπτει με τα κριτήρια σχεδιασμού αλλά σε άλλες είναι εντελώς διαφορετική (π.χ. παρατηρείται αντίρροπη στρέψη από αυτή που ελήφθη υπόψη κατά τον ελαστικό σχεδιασμό). Ένα πολύ σημαντικό σημείο είναι ότι η στατική εκκεντρότητα, η οποία σε ένα ελαστικό σύστημα είναι σταθερή, και ορίζεται ως η απόσταση του ελαστικού κέντρου CR από το κέντρο μάζας CM, σε ανελαστικά συστήματα μεταβάλλεται καθώς το ελαστικό κέντρο μετακινείται στο κέντρο αντοχής CV. Δηλαδή η στατική εκκεντρότητα έχει δύο όρια μέσα στα οποία μεταβάλλεται, και αυτά είναι η απόσταση του κέντρου μάζας από το ελαστικό κέντρο (κέντρο δυσκαμψίας), όταν το κτίριο συμπεριφέρεται ελαστικά, και από το κέντρο αντοχής, όταν όλα τα φέροντα στοιχεία έχουν διαρρεύσει.

Σε δύο εργασίες του Paulay (1996, 1997) παρουσιάζεται μια απλή διαδικασία σχεδιασμού κτιρίων η οποία λαμβάνει υπόψη τα φαινόμενα στρέψης που εμφανίζονται κατά την μετάβαση ενός κτιρίου στην ανελαστική περιοχή. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται απλά μοντέλα συμπεριφοράς για τα διάφορα κατασκευαστικά στοιχεία (τοιχώματα – πλαίσια) και ελέγχονται υπό μονότονη στατική φόρτιση. Μέσα

από τα παραδείγματα που αναλύονται γίνεται σαφές ότι η στρέψη που υπολογίζεται βάσει της στατικής εκκεντρότητας και μιας επιπλέον τυχηματικής, σε όλους τους σύγχρονους κανονισμούς, δεν έχει μεγάλη σχέση με τα φαινόμενα στρέψης που εμφανίζονται όταν αρχίσει η διαρροή κάποιων από τα στοιχεία του κτιρίου. Η βασική αιτία για αυτό, που φαίνεται σχηματικά και στο Σχήμα 1.4, είναι η μείωση της δυσκαμψίας των διαφόρων στοιχείων καθώς αυτά διαρρέουν, με αποτέλεσμα το κέντρο δυσκαμψίας CR να μετακινείται.



Σχήμα 1.4 - Μεταβολή των δυσκαμψιών διαφόρων στοιχείων (Paulay)

Σε αντικατάσταση αυτού του ελαστικού κέντρου (CR) προτείνεται το κέντρο αντοχής (CV). **Το κέντρο αντοχής (CV) ορίζεται ως το σημείο από το οποίο διέρχεται η συνισταμένη αντοχής όλων των κατακόρυφων στοιχείων**. Φυσικά σε αυτό το σημείο τίθεται το αντίστροφο πρόβλημα με αυτό που παρατηρείται με το σημείο CR. Έτσι ενώ το CR αρχίζει να μετακινείται μόλις αρχίσει η διαρροή του πρώτου κατακόρυφου στοιχείου, το σημείο CV σταματάει να μετακινείται μόλις διαρρεύσει και το τελευταίο κατακόρυφο στοιχείο, οπότε και όλα έχουν φτάσει την αντοχή τους. Στις εργασίες όμως αυτές δεν περιλαμβάνονται καθόλου παραμετρικές αναλύσεις (δυναμικές / στατικές) οι οποίες να παρέχουν ποσοτικά στοιχεία και να

επιβεβαιώνουν την ορθότητα της χρήσης του CV για τον υπολογισμό της επιρροής της στρέψης.

Στις εργασίες αυτές, όπως και σε μετέπειτα εργασίες με αντικείμενο τη στρέψη των κτιρίων στην ανελαστική φάση, γίνεται ο διαχωρισμός των κτιρίων σε στρεπτικώς δεσμευμένα και στρεπτικώς μη δεσμευμένα (διασφαλισμένα), βάσει του οποίου και αναπτύσσεται όλη η μεθοδολογία σχεδιασμού που προτείνεται.

- ✓ **Στρεπτικώς δεσμευμένο** χαρακτηρίζεται το κτίριο του οποίου το κέντρο μάζας με το κέντρο δυσκαμψίας δεν ταυτίζονται (εκκεντρικό), που έχει όμως σύστημα παραλαβής της αναπτυσσόμενης κατά την ανελαστική συμπεριφορά στρεπτικής καταπόνησης.
- ✓ **Στρεπτικώς μη δεσμευμένο** χαρακτηρίζεται το κτίριο του οποίου το κέντρο μάζας με το κέντρο δυσκαμψίας δεν ταυτίζονται (εκκεντρικό) και δεν έχει σύστημα παραλαβής της αναπτυσσόμενης κατά την ανελαστική συμπεριφορά στρεπτικής καταπόνησης.

Κλείνοντας το βασικό συμπέρασμα από τις δύο εργασίες του Paulay (1996, 1997) είναι ότι υπάρχουν δύο εκκεντρότητες σε ένα κτίριο, αυτή που ορίζεται από το ελαστικό κέντρο CR και η οποία είναι σταθερή όσο το κτίριο λειτουργεί σε ελαστικό στάδιο και αυτή που ορίζεται από το κέντρο αντοχής CV η οποία παραμένει σταθερή αφότου όλα τα κατακόρυφα στοιχεία του κτιρίου διαρρεύσουν. Είναι σκόπιμο να αναφερθεί ότι σε ελαστικό στάδιο το CV συμπίπτει με το CR στη συνήθη περίπτωση κατά την οποία οι αντοχές είναι ανάλογες των ελαστικών δυσκαμψιών[17].

Σύμφωνα με τα παραπάνω το κέντρο αντοχής CV προσδιορίζεται ως εξής:

$$x_{CV} = \frac{\sum_i Vyi * xi}{\sum_i Vyi} \tag{1.26a}$$

$$y_{CV} = \frac{\sum_i Vxi * yi}{\sum_i Vxi} \tag{1.26b}$$

όπου

x_i, y_i, οι συντεταγμένες των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου σε ένα ορθογώνιο σύστημα αναφοράς επί της κάτοψης του ορόφου

V_{yi}, V_{xi}, η οριζόντιες αντοχές (τέμνουσες) των κατακόρυφων στοιχείων κατά τις διευθύνσεις y και x αντίστοιχα, οι οποίες υπολογίζονται για ταυτόχρονη καμπτική διαρροή και των δύο άκρων του κάθε κατακόρυφου στοιχείου, ή

εξάντληση της διατμητικής αντοχής τους, V_R, σε περίπτωση ψαθυρού στοιχείου, δηλαδή

$$V_y = \min\{ M_x/L_{si}; V_{Ry} \} \quad (1.27a)$$

$$V_x = \min\{ M_y/L_{si}; V_{Rx} \} \quad (1.27b)$$

με L_{si} την απόσταση της ακραίας διατομής i=1,2 του μέλους από το σημείο μηδενισμού των ροπών (μήκος διάτμησης). Σύμφωνα με την §7.2.3 του ΚΑΝΕΠΕ σε υποστυλώματα το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό της καθαρής απόστασης των δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης.

Τέλος, να προσθέσουμε ότι ο Bakas [6] σε πρόσφατη εργασία του κατέληξε ότι οι σχεδιασμοί που λαμβάνονται σύμφωνα με την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας του κέντρου ελαστικής στροφής συμπεριφέρονται καλά σε συχνούς (50/50 επίπεδο επικινδυνότητας) και συνήθεις (10/50 επίπεδο επικινδυνότητας) σεισμούς, ενώ οι σχεδιασμοί που λαμβάνονται σύμφωνα με την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας του κέντρου αντοχής επιδεικνύουν καλή συμπεριφορά στα σπάνια (2/50 επίπεδο επικινδυνότητας) σεισμικά γεγονότα. Σχεδιασμοί βασιζόμενοι σε μια συνδυασμένη διατύπωση δείχνουν καλή συμπεριφορά και στα τρία επίπεδα επικινδυνότητας που εξετάστηκαν. Κατέληξε συνεπώς στο συμπέρασμα ότι η εκκεντρότητα δυσκαμψίας είναι σημαντική μόνο και όταν το σύστημα συμπεριφέρεται μη γραμμικά.

1.5 Στόχος της παρούσας διπλωματικής, πορεία εργασίας και παραδοχές

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας εξετάζουμε τον ανασχεδιασμό ενός υφιστάμενου κτιρίου Ο/Σ με κριτήριο πέραν της ασφάλειας του σύμφωνα με τους ισχύοντες Κανονισμούς, τη βελτιστοποίηση (ελαχιστοποίηση) της στρεπτικής απόκρισης του ώστε να παράγουμε έναν φορέα με βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά. Έχουμε συνεπώς ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης το οποίο εξετάζουμε με τις εξής δύο διατυπώσεις:

i. ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δυσκαμψίας CR - CM ανά κάτοψη, η οποία είναι καθοριστική για τη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής –

τουλάχιστον στην ελαστική φάση – και χρησιμοποιείται από τους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς.

ii. ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχών CV - CM ανά όροφο, η οποία προτείνεται από τη βιβλιογραφία ως πιο αξιόπιστη για να εκτιμήσουμε τα φαινόμενα στρέψης στην ανελαστική φάση της κατασκευής.

Ο τρόπος με τον οποίο θα επέμβουμε στη κατασκευή είναι με επιλεκτική αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής των υποστυλωμάτων – που είναι τα καθοριστικά στοιχεία αντίστασης στη στρεπτική καταπόνηση – με χρήση μανδυών Ο/Σ. Το πάχος του μανδύα και το γεωμετρικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού του ανά υποστύλωμα θα είναι οι μεταβλητές της βελτιστοποίησης.

Η βελτιστοποίηση θα γίνει με τη χρήση ενός εξελικτικού αλγορίθμου. Για τον υπολογισμό των αντικειμενικών συναρτήσεων (min(CR-CM) και min(CV-CM)) θεωρούμε τις εξής παραδοχές – απλοποιήσεις:

- για τον υπολογισμό της εκκεντρότητας δυσκαμψίας, οι δοκοί λόγω της Τ διατομής τους, θεωρούμε ότι είναι πολύ πιο άκαμπτες σε σχέση με τα υποστυλώματα που τις υποστηρίζουν και γι' αυτό δικαιολογείται μια απλοποιημένη ανάλυση βασισμένη στις δυσκαμψίες των υποστυλωμάτων.
- για τον υπολογισμό της εκκεντρότητας αντοχών, η αντοχή των υποστυλωμάτων στις δύο κύριες διευθύνσεις τους υπολογίζεται σε μονοαξονική κάμψη παρουσία της θλιπτικής δύναμης που αναλογεί σε κάθε υποστύλωμα λόγω των κατακόρυφων φορτίων (συνδυασμός G+0.3Q).

Τέλος, τους δύο νέους φορείς που θα προκύψουν, και θα χαρακτηρίζονται από τη βέλτιστη κατανομή της δυσκαμψίας και τη βέλτιστη κατανομή της αντοχής επί της κάτοψης αντίστοιχα, θα τους αποτιμήσουμε με στατική ανελαστική ανάλυση (static pushover), ώστε να εκτιμήσουμε την επίδραση αυτών των επεμβάσεων στη σεισμική απόκριση του κτιρίου.

2 ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

2.1 Εισαγωγικές έννοιες

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ [1]:

- ✓ Με τον όρο δομητική **επέμβαση** νοείται οποιαδήποτε εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει ως συνέπεια την τροποποίηση της απόκρισής του.
- ✓ Με τον όρο **επισκευή** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία *αποκαθιστά* τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.
- ✓ Με τον όρο **ενίσχυση** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία *αυξάνει* τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού.

Οι **επιλογές επέμβασης** που έχουμε στα δομήματα είναι:

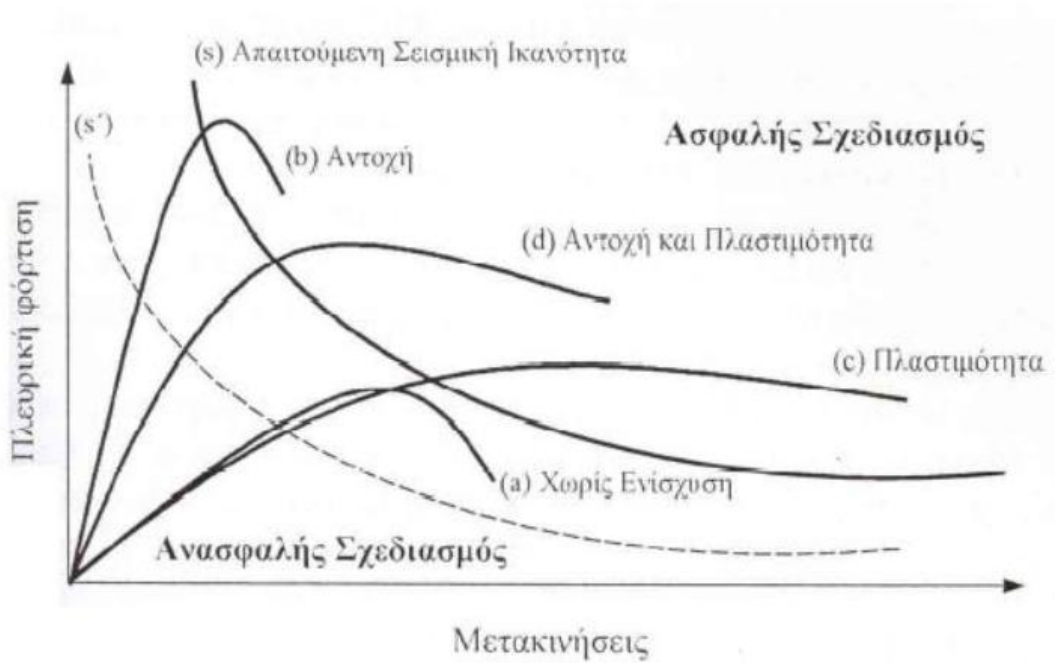
1. Επισκευή - ενίσχυση κρίσιμων περιοχών *υφιστάμενων* δομικών στοιχείων (μανδύες από σκυρόδεμα ή από ινοπλισμένα πολυμερή άνθρακα, γυαλιού ή αραμιδιού, μεταλλικοί κλωβοί κτλ)
2. Προσθήκη *νέων* φερόντων στοιχείων (νέο σκελετό, τοιχώματα ή χαλύβδινα πλαίσια)
3. Γέμισμα τοιχωμάτων του πλαισιακού φορέα → «εμφάτνωση» (ενίσχυση υφιστάμενης πλινθοδομής, καθαίρεση πλινθοδομής και προσθήκη τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικοί ακαμπτήρες/αποσβεστήρες)
4. Προσθήκη αποσβεστήρων

5. Σεισμική μόνωση

Οι παραπάνω επιλογές εντάσσονται σε κάποια **στρατηγική επέμβασης**, η οποία έχει ως στόχο τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου και συνίσταται στην τροποποίηση ή τον έλεγχο βασικών παραμέτρων που επηρεάζουν τη σεισμική συμπεριφορά του.

Ενδεικτικά αναφέρονται μερικές στρατηγικές επέμβασης (τεχνικού χαρακτήρα):

- αύξηση της αντοχής του κτιρίου
- αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου
- αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών
- διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη κανονικοτήτων
- μείωση των σεισμικών απαιτήσεων (πχ σεισμική μόνωση)



Σχήμα 2.1 - Στρατηγικές ενισχύσεων

Το Σχήμα 2.1 είναι ενδεικτικό της επίδρασης χαρακτηριστικών επεμβάσεων στη σεισμική συμπεριφορά του δομήματος. Η καμπύλη s, που υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης, αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα αν θεωρήσουμε ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής.

2.2 Επέμβαση στο κτίριο με σκοπό την άρση των μη κανονικοτήτων σε κάτοψη

Ο τρόπος που επιλέγουμε να επέμβουμε δομητικά στο κτίριο είναι με επιλεκτική αύξηση της δυσκαμψίας, K, και της καμπτικής αντοχής, M_R, των υποστυλωμάτων ώστε να μεταβάλλουμε τα κέντρα ελαστικής δυσκαμψίας και αντοχών και να ελαχιστοποιήσουμε τις αντίστοιχες εκκεντρότητες.

Σύμφωνα με τον Τάσιο [10]:

- ***Επιλεκτική αύξηση της δυσκαμψίας «K»*** πραγματοποιείται

  α) μετά από μικρούς σεισμούς
  β) όταν, απ' τη σύλληψη του το κτίριο, είναι πολύ εύκαμπτο
  γ) *όταν χρειάζεται να διορθωθούν ακανονικότητες στη διανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος ή κατ' έκταση*

- ***Επιλεκτική αύξηση της καμπτικής αντοχής «M_R»*** πραγματοποιείται λόγω

  α) *ακανονικότητας αντοχών καθ' ύψος ή εν κατόψει (στρέψη μετά τη διαρροή)*
  β) τοπική καμπτική ανεπάρκεια ή βλάβη δομικού στοιχείου

Σε τέτοια προβλήματα (επιλεκτικής αύξησης της δυσκαμψίας και της καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων) οι *μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα* προτείνονται ως η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης[1].

2.3 Μανδύες υποστυλωμάτων

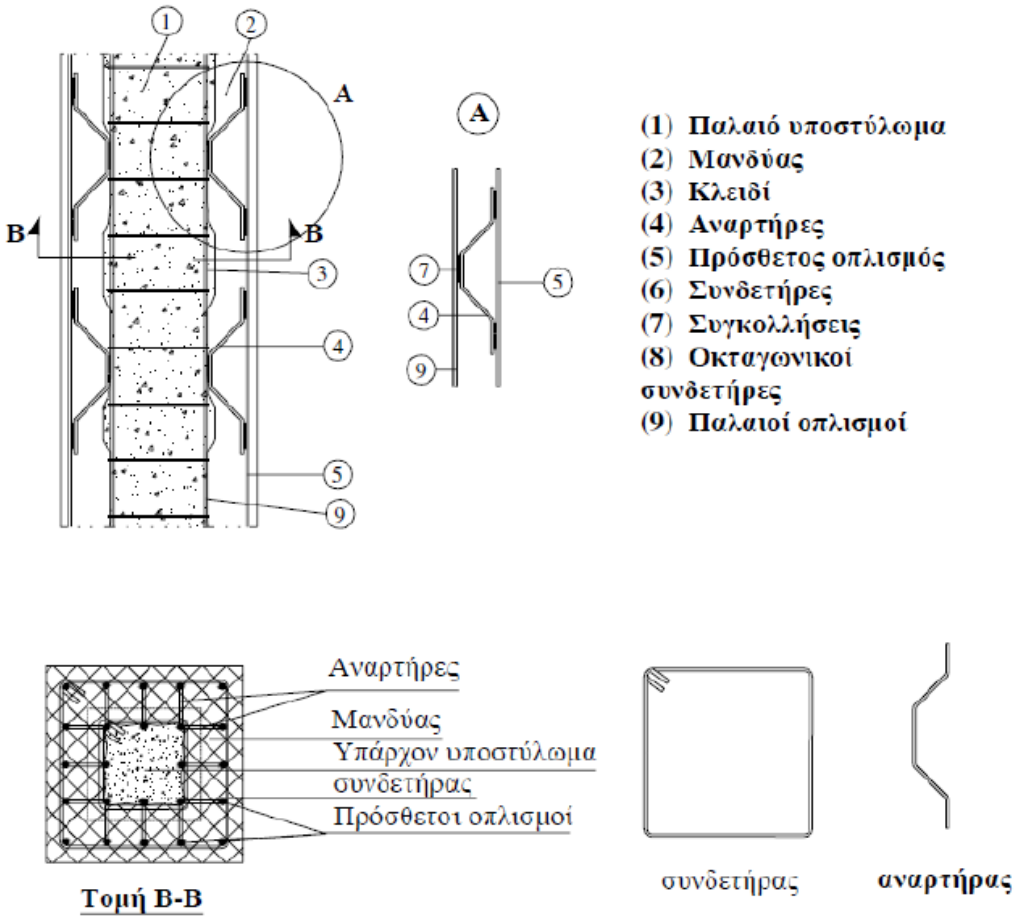
2.3.1 Εισαγωγικά στοιχεία

Η κατασκευή μανδυών σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι μία μέθοδος επισκευής και ενίσχυσης τους που εφαρμόζεται με επιτυχία. Είναι μία μέθοδος που εξασφαλίζει αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων και κατ' επέκταση της κατασκευής. Τα υποστυλώματα στα οποία εφαρμόζεται εμφανίζουν συνήθως σοβαρές βλάβες και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή ανεπάρκεια σε κάποιο από τα τρία παραπάνω χαρακτηριστικά τους.

Η λογική της μεθόδου αυτής είναι η αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά του στοιχείου. Η μέθοδος μπορεί να εφαρμόζεται για επισκευή ή ενίσχυση του στοιχείου σε συγκεκριμένο τμήμα του (*τοπικός μανδύας*) ή σε όλο το μήκος του (*ολικός μανδύας*).

Εκτός από τη βελτίωση των τριών βασικών χαρακτηριστικών του υποστυλώματος η κατασκευή μανδύα προσφέρει και τα παρακάτω:

- Δε μεταβάλλει την αρχιτεκτονική όψης της ενισχυμένης διατομής
- Περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο με αποτέλεσμα να μειώνει τη λυγηρότητα του
- Βελτιώνει τη συμπεριφορά του υφιστάμενου υποστυλώματος λόγω περίσφιξης και
- Αυξάνει το βαθμό πυροπροστασίας



Σχήμα 2.2 - Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος

Τα είδη των μανδυών διαχωρίζονται με βάση το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα. Τα δύο κυριότερα είδη είναι τα εξής:

- **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα**

  Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται για μανδύες των οποίων το πάχος υπερβαίνει τα 8 εκατοστά ($t \geq 8$ cm), ενώ για τη σκυροδέτησή τους απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου. Η χύτευση πρέπει να γίνεται με χαμηλή πίεση και το μέγεθος των αδρανών να μην είναι μεγάλο. Συνίσταται η χρήση ρευστοποιητικών και προσμίκτων που παρεμποδίζουν τη συστολή ξήρανσης. Μειονεκτήματα της συγκεκριμένης τεχνικής αποτελεί η δυσκολία σκυροδέτησης ιδιαίτερα στην κορυφή του υποστυλώματος.

- **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα**

  Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ξηράς ανάμιξης, χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα είναι μικρότερο από 10 εκατοστά ($t \leq 10$cm), ενώ δεν απαιτείται ξυλότυπος για τη σκυροδέτηση. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα, στόχος ο οποίος επιτυγχάνεται με τη χρήση οδηγών. Η συστολή ξήρανσης στο συγκεκριμένο είδος μανδυών είναι μεγαλύτερη με αποτέλεσμα να απαιτείται σωστή συντήρησή τους.

Εικόνα 2.1 - Μανδύες υποστυλωμάτων

Οι κατασκευαστικές διατάξεις των μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος είναι αποτέλεσμα έρευνας και εμπειρίας από την εφαρμογή της μεθόδου στη πράξη και είναι οι εξής:

- Το ελάχιστο πάχος μανδύα πρέπει να είναι 5 cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος
- Για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με μία σειρά οπλισμών 8 – 12 cm
- Για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών 12 cm

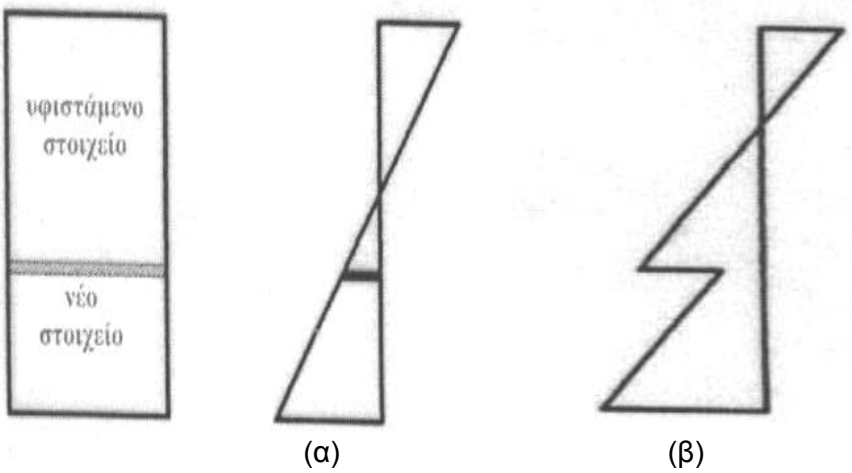
Στην περίπτωση που τα πάχη των μανδυών είναι μικρά (δηλαδή μικρότερα των 7,50 cm) δεν ικανοποιούνται οι διατάξεις του Κανονισμού Σκυροδέματος που έχουν να κάνουν με τις επικαλύψεις των ράβδων οπλισμού συγχρόνως με αυτές που έχουν να κάνουν με τη μορφή των αγκίστρων στα άκρα των συνδετήρων. Έτσι για μικρό πάχος μανδύα θα πρέπει τα άκρα των συνδετήρων να συγκολλούνται σε εναλλασσόμενες πλευρές του υποστυλώματος.

2.3.2 Διεπιφάνεια παλαιών και νέων υλικών [1]

Μετά την όποια τοπική ενίσχυση δομικού στοιχείου (μανδύες, μεταλλικοί κλωβοί κτλ) θεωρείται ότι αποκαθίσταται οιονεί μονολιθική συνεργασία παλαιών και νέων υλικών. Όμως λόγω των μικρών σχετικών μετακινήσεων στις διεπιφάνειες παλαιών/νέων υλικών, η μονολιθικότητα ως προς την αντίσταση κρισίμων περιοχών ή την παραμόρφωση δομικών στοιχείων, ενδέχεται να μην είναι πλήρης. Οι μικρό-μετακινήσεις αυτές επηρεάζουν τις ιδιότητες της ενισχυμένης διατομής (αντοχή, δυσκαμψία, παραμορφώσεις) όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.3 και μπορεί να οδηγήσουν σε αστοχία της διατμητικής αντίστασης της διεπιφάνειας των υλικών πριν την αστοχία του ενισχυμένου στοιχείου, δηλαδή να οδηγήσουν σε ψαθυρή αστοχία, που είναι και ο μεγαλύτερος φόβος του μηχανικού. Παραδείγματος χάρη στο Σχήμα 2.3 εξαιτίας της σχετικής ολίσθησης στην διεπιφάνεια της σύνθετης καμπτόμενης διατομής, η πραγματική κατανομή των παραμορφώσεων οδηγεί σε μικρότερη ενεργοποίηση εσωτερικών δυνάμεων στο προστιθέμενο στοιχείο και, επομένως, σε μικρότερη αντίσταση του σύνθετου μέλους.

Όταν δεν διατίθενται αξιόπιστες μέθοδοι για την πρόβλεψη αυτής της σχετικής ολίσθησης επιτρέπεται υπό προϋποθέσεις να χρησιμοποιείται η προσεγγιστική μέθοδος μονολιθικής συμπεριφοράς, υπό τον όρο ότι το εντατικό μέγεθος δράσης θα

λαμβάνεται ως S_{id}/k (ή η αντοχή θα λαμβάνεται ως $R_{id}\times k$) όπου k ο αντίστοιχος συντελεστής μονολιθικότητας. Ο συντελεστής μονολιθικότητας k ορίζεται ως το πηλίκο του κρισίμου μεγέθους συμπεριφοράς της πραγματικής σύνθετης διατομής, ως προς το αντίστοιχο κρίσιμο μέγεθος συμπεριφοράς μιας αντίστοιχης μονολιθικής διατομής (χωρίς καμία σχετική παραμόρφωση της διεπιφάνειας).



Σχήμα 2.3 - Κατανομή παραμορφώσεων σε καμπτόμενη σύνθετη διατομή :
(α) Με μονολιθική συμπεριφορά,
(β) Με ολίσθηση στη διεπιφάνεια

Για μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος οι τιμές του συντελεστή μονολιθικότητας που προτείνονται από τον ΚΑΝΕΠΕ για τη δυσκαμψία, την αντοχή και για τις γωνίες στροφής χορδής στη διαρροή και την αστοχία είναι αντίστοιχα:

$k_k = 0,80$

$k_r = 0,90$

$k_{\theta y} = 1,25$

$k_{\theta u} = 0,80$

Για να γίνει η μελέτη με τις παραπάνω τιμές πρέπει να εξασφαλίσουμε ότι: (α) η επιδιωκόμενη αύξηση της καμπτικής αντίστασης του στοιχείου δεν υπερβαίνει το διπλάσιο της αρχικής, και (β) τα κατασκευαστικά μέτρα σύνδεσης στην διεπιφάνεια του μανδύα και του υφιστάμενου στοιχείου περιλαμβάνουν επιμελημένη εκτράχυνση της επιφάνειας του στοιχείου (με υδραμμοβολή ή με ελαφρό εξοπλισμό αέρος ή ηλεκτρικό βελόνι) και χρήση βλήτρων, ή/και αναρτήρων και οι εργασίες έχουν εκτελεστεί σύμφωνα με σχετικές τεχνικές προδιαγραφές.

Οι απαιτούμενες κάθε φορά συνδέσεις παλαιών/νέων υλικών οφείλουν να ελέγχονται ώστε στη διεπιφάνεια να ισχύει η σχέση:

$$R_{id} \geq S_{id}$$

Όπου

R_{id} η αντίσταση της υπόψη σύνδεσης στη σχετική διεπιφάνεια. Η αντίσταση αυτή αντιστοιχεί σε ένα *μέγεθος μέγιστης ανεκτής σχετικής μετακίνησης* στην υπόψη διεπιφάνεια.

S_{id} η αντίστοιχη δύναμη που δρα στην υπόψη διεπιφάνεια, όπως υπολογίζεται απ' τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού τα οποία ενεργούν στη περιοχή. Η δύναμη αυτή μπορεί να είναι θλιπτική, εφελκυστική ή διατμητική.

Πιο συγκεκριμένα για τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, σύμφωνα πάντα με τον ΚΑΝΕΠΕ, η ασφαλής μεταφορά δυνάμεων από το αρχικό στοιχείο προς τον μανδύα (για την αποφυγή ψαθυρής αστοχίας), ελέγχεται, αν δεν εφαρμόζεται ακριβέστερη μέθοδος, με την εξής διαδικασία:

Υπολογίζεται η θλίβουσα δύναμη του μανδύα:

$$F_{cm} = \frac{N_v + N_E}{2} + F_M = \frac{N_v + N_E}{2} + \frac{M_n}{z}$$

όπου:

N_V, η αξονική δύναμη λόγω πρόσθετων κατακόρυφων φορτίων και λόγω της αφαίρεσης της υποστύλωσης που αντιστοιχούν στον μανδύα μετά την επέμβαση.

N_E, η αξονική δύναμη που αντιστοιχεί στον μανδύα λόγω σεισμού.

F_M, δύναμη που προέρχεται απ' την καμπτική ροπή που θα επιβληθεί μετά την επέμβαση M_n.

z = 0,9 d και d το στατικό ύψος της ενισχυμένης διατομής

Η θλίβουσα δύναμη του μανδύα, μεταφέρεται ως διατμητική δύναμη στη διεπιφάνεια μέσω τριβής, συγκολλημένων αναρτήρων και βλήτρων, εντός του διαθέσιμου μήκους συναρμογής u_o, και θα πρέπει:

$$F_{cm} \leq V_{Rid}$$

όπου

$$V_{Rid} = 4u_o \mu f_{ctm} t + 10 n_b \frac{A_{sb}}{h_s} + n_D F_{ud} \quad (kN, mm)$$

u_o, το μήκος συναρμογής σε κάθε άκρο του μανδύα που μπορεί να ληφθεί ίσο με το μισό του καθαρού ύψους του υποστυλώματος και πάντως όχι μεγαλύτερο από $u_{o,max} = F_{cm}:4\ f_{ctm}\ t$

μ, συντελεστής τριβής (μ=1)

f_{ctm}, η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος του μανδύα

t, το πάχος του μανδύα

n_b, n_D, ο συνολικός αριθμός αναρτήρων και βλήτρων αντίστοιχα, που διατάσσονται εντός της θλιβόμενης ζώνης, στο κάθε άκρο του μανδύα

A_{sb}, εμβαδόν διατομής αναρτήρα

h_s, απόσταση μεταξύ του αρχικού και του γειτονικού προς αυτόν νέου διαμήκους οπλισμού.

F_{ud}, η αντίσταση ενός βλήτρου

Για την ανάληψη των εφελκυστικών τάσεων ρηγμάτωσης κατά μήκος των ακμών του μανδύα, στην περιοχή του μήκους u_o, πρέπει να διατάσσονται πυκνοί συνδετήρες που να αναλαμβάνουν τουλάχιστον τη δύναμη που αντιστοιχεί στην εγκάρσια εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα. Οι ελάχιστοι συνδετήρες που απαιτούνται ελέγχονται από τη σχέση:

$$\frac{A_{Sw}}{\alpha_{Sw}} \geq \frac{t \cdot f_{ctm}}{f_{ywd}}$$

όπου:

A_{sw}, το εμβαδόν της διατομής της ράβδου του συνδετήρα

α_{sw}, η απόσταση των συνδετήρων που μπορεί να υπολογίζεται

$$\alpha_{sw} \leq 0{,}8 \left(\frac{f_{ywd}}{f_{ctm}} \right) \cdot \frac{d_h^2}{t}$$

f_{ywd}, το όριο της διαρροής των συνδετήρων

Αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία διατάσσονται συνδετήρες Φ8/75mm.

3 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΒΕΛΤΙΣΤΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.1 Εισαγωγή

Η πρόοδος της τεχνολογίας των υπολογιστών επέτρεψε την αύξηση των απαιτήσεων κατά το σχεδιασμό ενός δομικού συστήματος. Έτσι ένα δομικό σύστημα που θα ικανοποιεί απλά τις κατασκευαστικές απαιτήσεις ασφάλειας δεν αποτελεί πια μία αποδεκτή λύση. Είναι απαραίτητο το δομικό σύστημα να σχεδιαστεί με το βέλτιστο δυνατό τρόπο. ‘‘Βέλτιστος’’ ονομάζεται ένας σχεδιασμός που ικανοποιεί τις λειτουργικές προδιαγραφές, ελαχιστοποιώντας ταυτόχρονα συγκεκριμένα κριτήρια όπως είναι το κόστος ή/και το βάρος της κατασκευής.Στη παρούσα εργασία τα εργαλεία της βελτιστοποίησης δεν χρησιμοποιούνται για ένα σχεδιασμό βέλτιστο ως προς τα παραδοσιακά κριτήρια του κόστος ή/και του βάρους της κατασκευής αλλά ως προς τη κατανομή της δυσκαμψίας και της αντοχής του.

Στόχος του μηχανικού σε ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης, είναι να εξευρεθεί ένας συνδυασμός ανεξάρτητων μεταβλητών που λαμβάνουν πραγματικές ή ακέραιες τιμές και ονομάζονται *παράμετροι* ή ***μεταβλητές σχεδιασμού*** (design variables), έτσι ώστε να βελτιστοποιηθεί η ***αντικειμενική συνάρτηση*** (objective function) του προβλήματος. Τα προβλήματα βελτιστοποίησης, στην επιστημονική περιοχή της υπολογιστικής μηχανικής, συνήθως υπόκεινται σε ***περιορισμούς***, όπως είναι το εύρος μέσα στο οποίο κινούνται οι παράμετροι σχεδιασμού το οποίο καθορίζει το χώρο αναζήτησης.

Για τον υπολογισμό του βέλτιστου σχεδιασμού είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν δύο βήματα: η ***μαθηματική διατύπωση του προβλήματος στο μοντέλο βελτιστοποίησης*** και ο ***αλγόριθμος βελτιστοποίησης***. Το πρώτο βήμα περιλαμβάνει τον ορισμό των παραμέτρων σχεδιασμού, της σχέσης μεταξύ των παραμέτρων αυτών, τον καθορισμό της προς βελτιστοποίηση συνάρτησης καθώς

επίσης και τον ορισμό των περιορισμών. Η διαδικασία βελτιστοποίησης ολοκληρώνεται με την επιλογή του κατάλληλου αλγόριθμου βελτιστοποίησης και τον συνδυασμό του με το δομοστατικό μοντέλο και το μοντέλο βελτιστοποίησης.

3.2 Μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης [7]

Γενικά ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης κατασκευών ενδέχεται να είναι συνεχές ή διακριτό, ανάλογα με το είδος του πεδίου τιμών των παραμέτρων σχεδιασμού. Λόγοι τυποποίησης πολλές φορές επιβάλλουν το πεδίο τιμών να είναι διακριτό.

Το μαθηματικό μοντέλο ενός συνεχούς προβλήματος βέλτιστου σχεδιασμού μπορεί να διατυπωθεί ως εξής:

$$
\begin{aligned}
& F(\mathbf{s}) \rightarrow \min \\
& \mathbf{s} = [\, s_1, s_2, \ldots, s_n]^T \\
& l_i \leq s_i \leq u_i \,,\ i = 1,2,\ldots,n \\
& g_j(\mathbf{s}) \geq 0,\ j = 1,2,\ldots,m \\
& h_j(\mathbf{s}) = 0,\ j = m+1, m+2,\ldots,t
\end{aligned}
\tag{3.1}
$$

όπου **s** είναι το διάνυσμα μεταβλητών σχεδιασμού, l_i και u_i είναι το κάτω και άνω όριο αντίστοιχα της μεταβλητής σχεδιασμού s_i, F(**s**) είναι η αντικειμενική συνάρτηση της οποίας αναζητούμε την ελάχιστη τιμή ενώ g_j (**s**), h_j (**s**) οι συναρτήσεις περιορισμού ανισοτήτων και ισοτήτων αντίστοιχα.

Σε αντιστοιχία με το πρόβλημα που διατυπώνεται στην εξ. (3.1), ένα διακριτό πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού γράφεται

$$
\begin{aligned}
& F(\mathbf{s}) \rightarrow \min \\
& \mathbf{s} = [\, s_1, s_2, \ldots, s_n]^T \\
& l_i \leq s_i \leq u_i \,,\ i = 1,2,\ldots,n \\
& s_i \in R^d \,,\ i = 1,2,\ldots,n \\
& g_j(\mathbf{s}) \geq 0,\ j = 1,2,\ldots,m \\
& h_j(\mathbf{s}) = 0,\ j = m+1, m+2,\ldots,t
\end{aligned}
\tag{3.2}
$$

όπου R^d είναι το πεδίο τιμών των διακριτών μεταβλητών σχεδιασμού **s**. Οι μεταβλητές σχεδιασμού s_i (i = 1,2,…,n) μπορούν να λάβουν τιμές μόνο από το πεδίο R^d.

Πολλά από τα προβλήματα που εμφανίζονται στην επιστημονική περιοχή του βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών ενδέχεται να εμπεριέχουν διακριτές και συνεχείς μεταβλητές σχεδιασμού. Ένα τέτοιο πρόβλημα ονομάζεται μικτό πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού.

Έχουν αναπτυχθεί πολλές μέθοδοι αντιμετώπισης διακριτών ή μικτών προβλημάτων βέλτιστου σχεδιασμού. Οι περισσότερες από αυτές τις μεθόδους μετατρέπουν το μικτό ή το διακριτό πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού σε μια σειρά συνεχών προβλημάτων βέλτιστου σχεδιασμού τα οποία λύνονται επαναληπτικώς.

3.2.1 Αντικειμενική Συνάρτηση [7]

Σκοπός κάθε προβλήματος είναι η επίτευξη της καλύτερης λύσης – σχεδιασμού σε σχέση με όλες τις υπόλοιπες πιθανές. Για να επιλεγεί όμως η καλύτερη πρέπει να υπάρχει ένα κριτήριο σύγκρισης. Το ρόλο αυτό παίρνει η αντικειμενική συνάρτηση που λαμβάνει συγκεκριμένη τιμή για κάθε σχεδιασμό και εξαρτάται από τις μεταβλητές σχεδιασμού. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αντικειμενικής συνάρτησης αποτελούν η ελαχιστοποίηση του κόστους ή του βάρους μιας κατασκευής ή η μεγιστοποίηση του κέρδους. Σε περίπτωση που η αντικειμενική συνάρτηση F(s) αφορά τη μεγιστοποίηση ενός μεγέθους εύκολα μπορεί να μετατραπεί σε συνάρτηση ελαχιστοποίησης –F(s) ώστε να προσαρμοστεί στα δεδομένα του προβλήματος.

3.2.2 Μεταβλητές σχεδιασμού [7]

Οι παράμετροι εκείνες οι οποίες όταν λάβουν συγκεκριμένη τιμή καθορίζουν πλήρως ένα σχεδιασμό ονομάζονται μεταβλητές σχεδιασμού.

Πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή κατά την επιλογή των μεταβλητών σχεδιασμού γιατί σε περίπτωση λανθασμένης τους εκτίμησης η προσομοίωση του προβλήματος είναι δυνατό να είναι εσφαλμένη ή σε χειρότερη περίπτωση ο βέλτιστος σχεδιασμός στον οποίο καταλήγει ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης να είναι μη πραγματοποιήσιμος. Ένα σημαντικό ζήτημα κατά την επιλογή των μεταβλητών σχεδιασμού είναι η μεταξύ τους εξάρτηση ή ανεξαρτησία. Στην περίπτωση που κάποια μεταβλητή σχεδιασμού είναι εξαρτώμενη από μία άλλη παύει να αποτελεί μεταβλητή σχεδιασμού και μετατρέπεται σε παράμετρο η οποία λαμβάνει τιμές σύμφωνες με την εξάρτηση της από τη μεταβλητή σχεδιασμού.

Τέλος, κατά τη μόρφωση του μαθηματικού μοντέλου βελτιστοποίησης θα πρέπει η προς βελτιστοποίηση συνάρτηση να είναι επαρκώς εξαρτώμενη από όλες τις παραμέτρους σχεδιασμού.

3.2.3 Συναρτήσεις περιορισμού [7]

Οι απαιτήσεις του μηχανικού κατά το σχεδιασμό εισάγονται στο μοντέλο βελτιστοποίησης με τη μορφή ανισοτήτων και ισοτήτων οι οποίες ονομάζονται περιορισμοί. Σε ένα πρόβλημα σχεδιασμού μιας κατασκευής, πχ, περιορισμοί μπορούν να επιβληθούν στις τάσεις και τις μετατοπίσεις, οι τιμές των οποίων δε επιτρέπεται να υπερβαίνουν κάποια καθορισμένα όρια. Για να έχει νόημα η συμμετοχή του περιορισμού στο μαθηματικό μοντέλο θα πρέπει να είναι εξαρτώμενος τουλάχιστον από μία μεταβλητή σχεδιασμού του προβλήματος.

Στην περίπτωση που ένας σχεδιασμός, δηλαδή μια συγκεκριμένη τιμή των μεταβλητών σχεδιασμού, δεν πληροί τους περιορισμούς του προβλήματος τότε ονομάζεται ανέφικτος (infeasible) ενώ στην αντίθετη περίπτωση ονομάζεται εφικτός (feasible). Ένας εφικτός σχεδιασμός δεν είναι απαραίτητα και ο βέλτιστος αλλά είναι πάντοτε πραγματοποιήσιμος.

Κάθε δυνατότητα μείωσης των υπολογισμών των τιμών και των παραγώγων των συναρτήσεων περιορισμού έχει σημαντική επίπτωση στην απόδοση της μεθόδου βελτιστοποίησης, ειδικά όταν το πρόβλημα βελτιστοποίησης είναι σχετικά μεγάλο, δηλαδή με πολλές μεταβλητές σχεδιασμού και συναρτήσεις περιορισμού. Για το λόγο αυτό κατά την επίλυση προβλημάτων βελτιστοποίησης είναι απαραίτητη η χρησιμοποίηση διάφορων τεχνικών αποτελεσματικότερης αντιμετώπισης των συναρτήσεων περιορισμού. Έτσι σε κάθε βήμα εντοπίζονται οι συναρτήσεις περιορισμού που είναι εντός της ασφαλούς (safe) περιοχής, δηλαδή αυτές από τις ανισοτικές $g_j(\mathbf{s}) \geq 0$ που ικανοποιούνται αυστηρά στην ανισότητα $g_j(\mathbf{s}^*) > 0$ για ένα σχεδιασμό $\mathbf{s}^*$, οι οποίες ονομάζονται *ανενεργείς,* και οι οποίες δεν επηρεάζουν στη παρούσα φάση τη διαδικασία εύρεσης ενός βελτιωμένου σχεδιασμού προκειμένου να συνεχιστεί η διαδικασία με τις *ενεργείς* συναρτήσεις περιορισμού. *Ενεργείς* συναρτήσεις περιορισμού θεωρούνται οι ισότητες $h_j(\mathbf{s}) = 0$ και από τις ανισότητες $g_j(\mathbf{s}) \geq 0$ αυτές που για κάποιο σχεδιασμό $\mathbf{s}^*$ ικανοποιούνται στην ισότητα, δηλαδή $g_j(\mathbf{s}^*) = 0$. Ουσιαστικά μία ενεργής συνάρτηση περιορισμού υποδηλώνει ότι η παρουσία της επηρεάζει σημαντικά τη βελτίωση του παρόντος σχεδιασμού.

3.3 Αλγόριθμοι βελτιστοποίησης [6]

3.3.1 Γενικά

Οι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης είναι επαναληπτικοί. Συνήθως ξεκινούν από μία αρχική εκτίμηση των μεταβλητών σχεδιασμού και στη συνέχεια δημιουργούν μια αλληλουχία βελτιωμένων σχεδιασμών μέχρι να καταλήξουν στον βέλτιστο. Η στρατηγική μέσω της οποίας από μια επανάληψη προκύπτει η επόμενη κατηγοριοποιεί και τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης.

Κάθε αλγόριθμος βελτιστοποίησης πρέπει να έχει τις παρακάτω ιδιότητες:

- *Σθεναρότητα (Robustness)*: Ο αλγόριθμος πρέπει να μπορεί να αντιμετωπίσει μια πληθώρα προβλημάτων.
- *Απόδοση (Efficiency):* Ο αλγόριθμος δεν θα πρέπει να απαιτεί πολύ μεγάλη υπολογιστική ισχύ ή χρόνο.
- *Ακρίβεια (Accuracy):* Ο αλγόριθμος θα πρέπει να μπορεί να αναγνωρίσει μια λύση με ακρίβεια, χωρίς να είναι υπερευαίσθητος σε αριθμητικής ακρίβειας σφάλματα.

Οι παραπάνω απαιτήσεις είναι αλληλοσυγκρουόμενες. Για παράδειγμα, ένας πολύ γρήγορος (στη σύγκλιση) αλγόριθμος μπορεί να απαιτεί υπερβολικά μεγάλο αποθηκευτικό χώρο ή μνήμη για προβλήματα με πολλές μεταβλητές σχεδιασμού. Αντίθετα, ένας αλγόριθμος με μεγάλη σθεναρότητα (robustness) μπορεί να απαιτεί πολλές επαναλήψεις και μεγάλο υπολογιστικό χρόνο ώστε να βρει το βέλτιστο σχεδιασμό.

Μερικοί αλγόριθμοι διατηρούν ένα ποσοστό της πληροφορίας από τους σχεδιασμούς των προηγούμενων σχεδιασμών, ενώ άλλοι χρησιμοποιούν μόνο πληροφορία του τρέχοντος σχεδιασμού. Οι αλγόριθμοι, σχετικά με το είδος της πληροφορίας, διακρίνονται στους αλγόριθμους *μηδενικής*, *πρώτης* και *δεύτερης τάξης*. Οι αλγόριθμοι μηδενικής τάξης χρησιμοποιούν μόνο την τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης στην έρευνα για το βέλτιστο, οι αλγόριθμοι πρώτης τάξης χρησιμοποιούν και την πρώτη παράγωγο της αντικειμενικής συνάρτησης, ενώ οι αλγόριθμοι δεύτερης τάξης χρησιμοποιούν και τη δεύτερη παράγωγο, εκτός από τη τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης και την πρώτη της παράγωγο.

Οι αλγόριθμοι μηδενικής τάξης διακρίνονται σε ***αιτιοκρατικούς*** ή ***μαθηματικούς*** και ***στοχαστικούς*** αλγορίθμους, ανάλογα με τον τρόπο που σχηματίζονται οι νέοι σχεδιασμοί. Οι αιτιοκρατικοί προσεγγίζουν επαναληπτικά το βέλτιστο σχεδιασμό πολύ γρήγορα. Το βασικό τους μειονέκτημα είναι πως εγκλωβίζονται εύκολα σε τοπικά ελάχιστα. Οι στοχαστικοί αλγόριθμοι αναζητούν με έναν τυχηματικό τρόπο νέους σχεδιασμούς καλύτερους από τους υπάρχοντες ώστε να οδηγηθούν στο βέλτιστο. Δεν εγκλωβίζονται τόσο εύκολα σε τοπικά ελάχιστα όπως οι αιτιοκρατικοί αλγόριθμοι, αλλά απαιτούν μεγαλύτερη υπολογιστική ισχύ και χρόνο από αυτούς για να συγκλίνουν στο βέλτιστο.

Οι μαθηματικοί αλγόριθμοι αποτέλεσαν για πολλά χρόνια το αποκλειστικό εργαλείο βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών. Παρόλα αυτά ήδη από τη δεκαετία του 1960 διερευνώνται οι στοχαστικοί αλγόριθμοι. Τα τελευταία χρόνια οι στοχαστικοί αλγόριθμοι έχουν εφαρμοστεί σε ερευνητικό επίπεδο στο πεδίο του βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών και κατόρθωσαν να δώσουν λύση σε ιδιαίτερα δύσκολα προβλήματα.

Οι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης μπορούν να διαχωριστούν σε αλγορίθμους που διαχειρίζονται ένα σχεδιασμό τη φορά, και σε αυτούς που διαχειρίζονται έναν πληθυσμό από σχεδιασμούς ταυτόχρονα. Όλοι οι αιτιοκρατικοί αλγόριθμοι διαχειρίζονται έναν σχεδιασμό τη φορά. Από τους στοχαστικούς αλγορίθμους, ο γνωστότερος που χρησιμοποιεί έναν σχεδιασμό τη φορά, είναι ο αλγόριθμος της Προσομειούμενης Ανόπτησης (Simulated Annealing).

Οι στοχαστικοί αλγόριθμοι βελτιστοποίησης που διαχειρίζονται έναν πληθυσμό σχεδιασμών είναι γνωστοί και ως ***εξελικτικοί αλγόριθμοι*** ή ***δαρβίνειες μέθοδοι***. Οι εξελικτικοί αλγόριθμοι μοντελοποιούν συνήθως ένα φαινόμενο φυσικό, κοινωνικό ή βιολογικό. Οι λύσεις αυτές είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, οπότε είναι δυνατό να αντιμετωπιστούν ανεξάρτητα η μία από την άλλη, και έτσι καθίσταται δυνατή η εφαρμογή των μεθόδων αυτών σε παράλληλο υπολογιστικό περιβάλλον. Ο αρχικός πληθυσμός επιλέγεται με τυχαίο τρόπο. Στη συνέχεια με τη χρήση κατάλληλων γενετικών μηχανισμών, όπως η *επιλογή* (selection), ο *ανασυνδυασμός* (recombination) και η *μετάλλαξη* (mutation), ο αρχικός πληθυσμός εξελίσσεται κινούμενος σε όλο και καλύτερες περιοχές του χώρου αναζήτησης και μέσω της αρχής της *επικράτησης του ισχυρότερου* (survival of the fittest) επιτυγχάνεται ο εντοπισμός της λύσης. Οι εξελικτικοί αλγόριθμοι χαρακτηρίζονται από σθεναρότητα (robustness) και έχουν την ικανότητα να εντοπίζουν την περιοχή του ολικά βέλτιστου

σχεδιασμού λόγω της τυχαίας επιλογής του αρχικού πληθυσμού αλλά απαιτείται μεγάλο πλήθος επαναλήψεων προς την επίτευξη του βέλτιστου σχεδιασμού.

Οι γνωστότεροι εξελικτικοί αλγόριθμοι είναι:

- οι Γενετικοί Αλγόριθμοι (Genetic Algorithms)
- οι Στρατηγικές Εξέλιξης (Evolution Strategies)
- οι Αποικίες Μυρμηγκιών (Ant Colonies)

Στα προβλήματα βελτιστοποίησης που αντιμετωπίστηκαν στα πλαίσια αυτής της εργασίας χρησιμοποιήθηκε ο Αλγόριθμος του Ανταγωνισμού των Αποικιοκρατών (Imperialist Competitive Algorithm) όπου για συντομία θα αναφέρεται ως ICA και περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο.

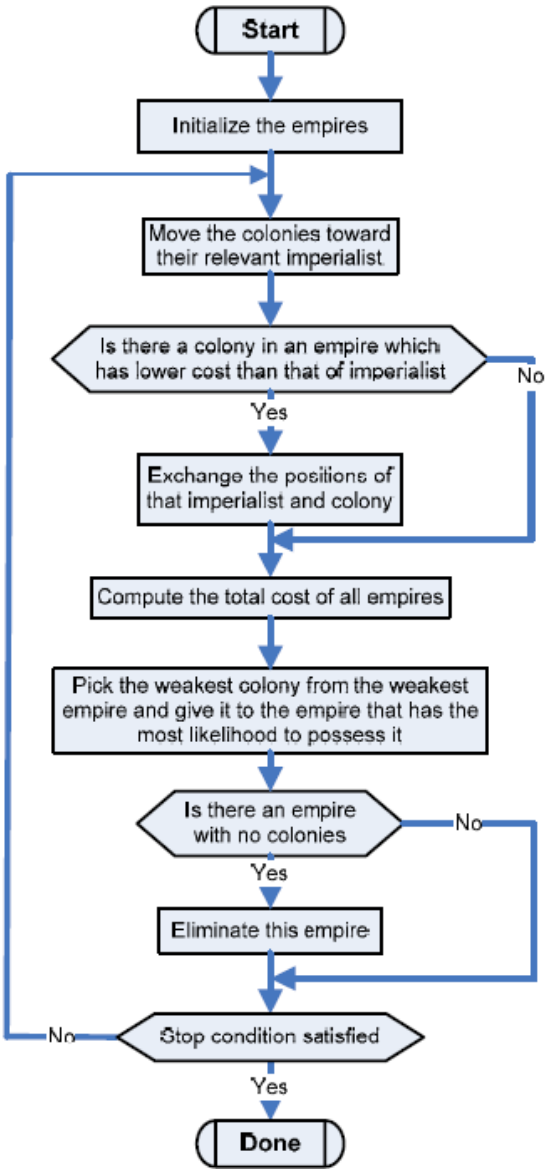
3.3.2 Imperialist Competitive Algorithm (ICA) – Ο αλγόριθμος του Ανταγωνισμού των Αποικιοκρατών [8]

Ο ICA είναι ένας νέος εξελικτικός αλγόριθμος βελτιστοποίησης ο οποίος είναι εμπνευσμένος από τον ιμπεριαλιστικό ανταγωνισμό. Αναπτύχθηκε από τους Esmaeil Atashpaz-Gargari και Caro Lukas στη Σχολή Ηλεκτρονικών Μηχανικών & Μηχανικών Υπολογιστών στο Πανεπιστήμιο της Τεχεράνης και παρουσιάστηκε το 2007 στο IEEE Congress on Evolutionary Computation. Χρησιμοποιείται για να λύσει διαφορετικά προβλήματα βελτιστοποίησης στις διάφορες περιοχές της μηχανικής και της επιστήμης. Μπορεί να επιλύσει τόσο διακριτά όσο και συνεχή προβλήματα βελτιστοποίησης.

Όπως όλοι οι εξελικτικοί αλγόριθμοι, ο ICA ξεκινά με έναν αρχικό πληθυσμό. Τα ανεξάρτητα σύνολα του πληθυσμού ονομάζονται *χώρες (countries)* και είναι δύο τύπων: *αποικίες (colonies)* και *αποικιοκράτες (imperialists)* που όλα μαζί σχηματίζουν τις *αυτοκρατορίες (empires)*. Ο *αποικιοκρατικός/ιμπεριαλιστικός ανταγωνισμός (imperialistic competition)* μεταξύ των αυτοκρατοριών είναι η βάση αυτού του εξελικτικού αλγορίθμου. Κατά τη διάρκεια αυτού του ανταγωνισμού, οι ανίσχυρες αυτοκρατορίες καταρρέουν και οι ισχυρές παίρνουν στην κατοχή τους τις αποικίες των αδυνάμων. Ο ιμπεριαλιστικός ανταγωνισμός συγκλίνει επιτυχώς στο στάδιο που υπάρχει μία μόνο αυτοκρατορία μετά την κατάρρευση των υπολοίπων, της οποίας οι αποικίες (που σε αυτό το σημείο είναι όλες οι υπόλοιπες χώρες) βρίσκονται στην ίδια θέση με τον αποικιοκράτη και έχουν το ίδιο κόστος με αυτόν, δηλαδή δίνουν την ίδια

τιμή στην αντικειμενική συνάρτηση. Από μία σκοπιά θα μπορούσαμε να πούμε ότι ο ICA μπορεί να θεωρηθεί ως ο κοινωνικός αντίστοιχος αλγόριθμος των Γενετικών Αλγορίθμων. Ο ICA είναι το μαθηματικό μοντέλο και η υπολογιστική προσομοίωση της ανθρώπινης κοινωνικής εξέλιξης, ενώ οι Γενετικοί Αλγόριθμοι βασίζονται στη βιολογική εξέλιξη των ειδών [9].

Παρακάτω εξηγείται και περιγράφεται με βήματα και σχηματικά στο διάγραμμα ροής του Σχήματος 3.1 πως μοντελοποιείται και εφαρμόζεται ο ιμπεριαλιστικός ανταγωνισμός μεταξύ των αυτοκρατοριών. Επειδή ο αλγόριθμος είναι καινούργιος και δεν υπάρχει σχετική ελληνική βιβλιογραφία για τη λειτουργία του η παρουσίαση του είναι εκτενής.



Σχήμα 3.1 - Διάγραμμα ροής ICA

1. Δημιουργία Αρχικών Αυτοκρατοριών (Initial Empires)

Όπως όλοι οι εξελικτικοί αλγόριθμοι, ο ICA ξεκινά με ένα τυχαίο αρχικό πληθυσμό (*χώρες* στο κόσμο). Κάποια από τις χώρες επιλέγονται να είναι οι αποικιοκράτες/ιμπεριαλιστές και οι υπόλοιπες σχηματίζουν τις αποικίες αυτών των αποικιοκρατών. Οι αρχικές αυτές αποικίες μοιράζονται μεταξύ των αποικιοκρατών ανάλογα με την ισχύ του καθενός, όπου η ισχύς των αποικιοκρατών είναι ανάλογη του *κόστους* τους (*cost*). Να αναφέρουμε εδώ ότι με την έννοια κόστος μιας χώρας/σχεδιασμού αναφερόμαστε στην τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης σε αυτή τη χώρα/σχεδιασμό.

Έστω p_1, p_2, …, p_N οι μεταβλητές σχεδιασμού του προβλήματος βελτιστοποίησης που αντιμετωπίζουμε. Ορίζουμε ως χώρα το διάνυσμα:

$$\text{χώρα} = [\, p_1, p_2, \ldots, p_N \,]$$

Οι μεταβλητές σχεδιασμού παίρνουν τυχαίες τιμές τέτοιες ώστε να ικανοποιούνται οι περιορισμοί και έτσι σχηματίζεται ο αρχικός πληθυσμός των N_{pop} (*στις εφαρμογές αυτής της εργασίας χρησιμοποιήσαμε αρχικό πληθυσμό 200 χωρών*).
Το κόστος κάθε χώρας υπολογίζεται από την αντικειμενική συνάρτηση f του προβλήματος στις μεταβλητές (p_1, p_2, …, p_N), δηλαδή

$$\text{κόστος} = f\,(\text{χώρας}) = f\,(p_1, p_2, \ldots, p_N)$$

Ανάλογα με το αρχικό αυτό κόστος (initial cost) κάθε χώρας, χωρίζουμε τις χώρες στις N_{imp} (*θεωρήσαμε 8 για τις εφαρμογές της εργασίας*) πιο ισχυρές που είναι οι αρχικοί αποικιοκράτες και στις υπόλοιπες N_{col} που είναι οι αρχικές αποικίες (N_{imp} + N_{col} = N_{pop}). Οι αποικίες αυτές μοιράζονται στους αποικιοκράτες ώστε να σχηματιστούν οι αρχικές αυτοκρατορίες (initial empires), ανάλογα με το κόστος κάθε αποικιοκράτη. Ορίζουμε ως κανονικοποιημένο κόστος ενός αποικιοκράτη:

$$C_n = c_n - \max\{c_1, c_2, \ldots, c_{Nimp}\}$$

όπου c_n το κόστος του n-στου αποικιοκράτη και C_n το κανονικοποιημένο του κόστος.

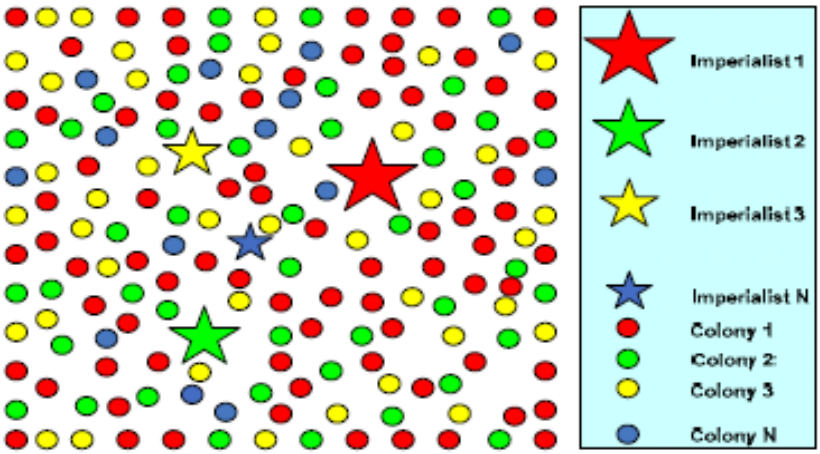
Έχοντας το κανονικοποιημένο κόστος μπορούμε να υπολογίσουμε την ισχύ, p_n, κάθε αποικιοκράτη ως εξής:

$$p_n = \left| \frac{Cn}{\sum_{i=1}^{Nimp} Ci} \right|$$

Έτσι οι αρχικές αποικίες περνάνε στη κατοχή κάθε αποικιοκράτη και σχηματίζουν τις αυτοκρατορίες, αναλόγως με τη δύναμη του κάθε αποικιοκράτη σύμφωνα με τη σχέση:

$$N.C._n = \text{round}\ \{p_n * N_{col}\}$$

όπου $N.C._n$ είναι το αρχικό πλήθος των αποικιών της n-στης αυτοκρατορίας. Οι $N.C._n$ επιλέγονται *τυχαία* και αποδίδινται στη n-στη αυτοκρατορία. Το Σχήμα 3.2 δείχνει τον αρχικό πληθυσμό κάθε αυτοκρατορίας. Όπως φαίνεται σ΄αυτό το σχήμα οι ισχυρότερες αυτοκρατορίες έχουν το μεγαλύτερο πλήθος αποικιών ενώ οι πιο αδύναμες μικρότερο. Όπως επίσης φαίνεται, ο αποικιοκράτης 1 έχει σχηματίσει τη πιο ισχυρή αυτοκρατορία και έχει το μεγαλύτερο αριθμό αποικιών.



Σχήμα 3.2 - Σχηματισμός αρχικών αυτοκρατοριών

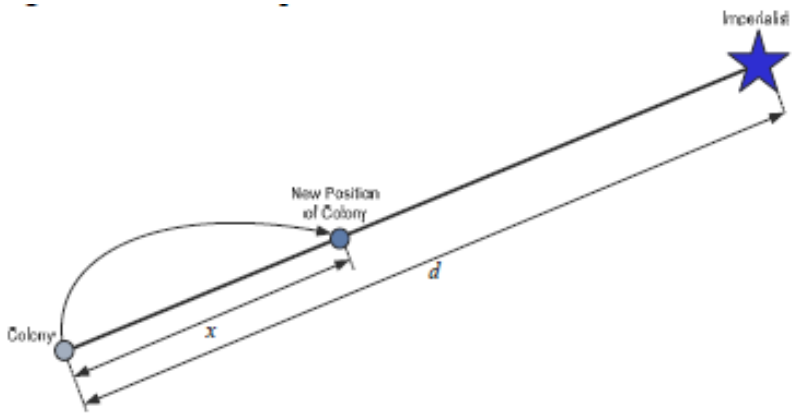
2. Μετακίνηση αποικιών μιας αυτοκρατορίας προς τον αποικιοκράτη

Αφού οι αποικίες χωριστούν μεταξύ των αποικιοκρατών, αρχίζουν να κινούνται προς τον αποικιοκράτη τους. Με αυτό τον τρόπο οι αποικιοκράτες βελτιώνουν τις αποικίες τους – κινούνται προς θέσεις χαμηλότερου κόστους. Η κίνηση αυτή γίνεται κατά μήκος του διανύσματος που ενώνει την αποικία με τον αποικιοκράτη όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3. Η αποικία διανύει απόσταση x μονάδων

επί της διεύθυνσης αυτού του διανύσματος όπου το x θεωρείται μία τυχαία μεταβλητή με ομοιόμορφη (ή οποιαδήποτε κατάλληλη) διανομή, δηλαδή

$$x \sim U(0, \beta \times d)$$

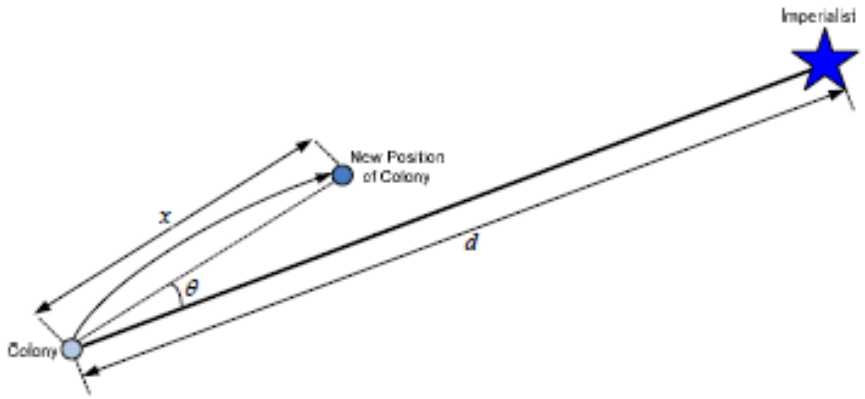
Όπου β είναι ένας αριθμός μεγαλύτερος του 1 και d είναι η απόσταση μεταξύ αποικίας και αποικιοκράτη. Στις περισσότερες εφαρμογές η τιμή β=2 έχει διαπιστωθεί ότι δίνει ταχεία σύγκλιση των χωρών στο καθολικό ελάχιστο.



Σχήμα 3.3 - Κίνηση αποικιών προς τον σχετιζόμενό τους αποικιοκράτη

Για να ψάξει η αποικία σε διαφορετικά σημεία γύρω από τον αποικιοκράτη δίνεται μια τυχαία παρέκκλιση στη διεύθυνση της κίνησης. Αυτό γίνεται, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.4 με τη τυχαία γωνία παρέκκλισης θ. Η γωνία θ είναι ένας τυχαίος αριθμός με ομοιόμορφη (ή οποιαδήποτε άλλη κατάλληλη) κατανομή. Έτσι

$$\theta \sim U(-\gamma, \gamma)$$



Σχήμα 3.4 - Μετακίνηση αποικιών προς το σχετιζόμενό τους αποικιοκράτη με τυχούσα παρεκκλίνουσα διεύθυνση

Στις περισσότερες εφαρμογές η τιμή γ=π/4 έχει διαπιστωθεί ότι δίνει ταχεία σύγκλιση των χωρών στο καθολικό ελάχιστο.

3. Αλλαγή θέσης μεταξύ του Αποικιοκράτη και μιας Αποικίας

Εάν μία αποικία κινούμενη προς τον αποικιοκράτη βρεθεί σε θέση χαμηλότερου κόστους απ' αυτόν τότε αλλάζουν τις θέσεις τους, δηλαδή αυτή η αποικία γίνεται ο νέος αποικιοκράτης της αυτοκρατορίας. Ο αλγόριθμος θα συνεχίσει με το νέο αποικιοκράτη και τις αποικίες της αυτοκρατορίας (συμπεριλαμβανομένου και του πρώην αποικιοκράτη) να κινούνται πλέον προς αυτόν.

4. Συνολική ισχύς Αυτοκρατορίας

Το συνολικό κόστος της n-στης αυτοκρατορίας υπολογίζεται ως εξής:

$$T.C_n = \text{κόστος (αποικιοκράτη)} + \xi \times M.O \{ \text{κόστος (αποικιών αυτοκρατορίας)} \}$$

ξ = 0,1 στις περισσότερες εφαρμογές

5. Ιμπεριαλιστικός ανταγωνισμός

Ο ιμπεριαλιστικός ανταγωνισμός σταδιακά φέρνει απώλεια ισχύος στις πιο αδύναμες αυτοκρατορίες και ενδυνάμωση των πιο ισχυρών, ενώ όλες οι αυτοκρατορίες προσπαθούν να πάρουν στη κατοχή τους αποικίες άλλων αυτοκρατοριών. Αυτό μοντελοποιείται στον αλγόριθμο επιλέγοντας κάποιες (ή κάποια) από τις πιο αδύναμες αποικίες των πιο αδύναμων αυτοκρατοριών και κάνοντας ένα ανταγωνισμό μεταξύ των υπόλοιπων αυτοκρατοριών για το ποια θα αποκτήσει αυτές (αυτή) τις αποικίες. Οι αυτοκρατορίες με τη μεγαλύτερη ισχύ έχουν τη μεγαλύτερη πιθανότητα να κυριαρχήσουν σε αυτόν τον ανταγωνισμό.

Το κανονικοποιημένο κόστος της αυτοκρατορίας δίνεται:

$$N.T.C_n = T.C_n - \max\{T.C_1, T.C_2, \ldots, T.C_{Nimp}\}$$

και η ισχύς της:

$$p_{pn} = \left| \frac{\mathrm{N.T.Cn}}{\sum_{i=1}^{Nimp} N.T.Ci} \right|$$

Σχηματίζουμε το διάνυσμα **D**:

$$\mathbf{D} = \mathbf{P} - \mathbf{R} = [\, D_1, D_2, \ldots, D_{Nimp}] = [p_{p1} - r_1, p_{p2} - r_2, \ldots, p_{pNimp} - r_{Nimp}]$$

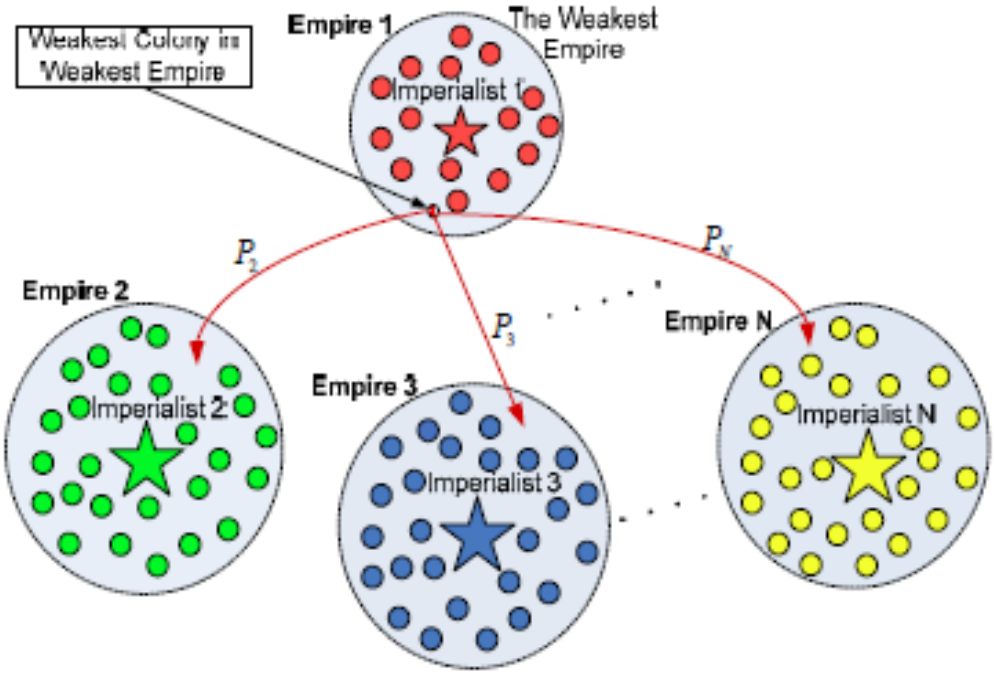
όπου

P = [p_{p1}, p_{p2}, …, p_{pNimp}] , το διάνυσμα ισχύων των αυτοκρατοριών

και

R = [r_1, r_2, …, r_{Nimp}] , διάνυσμα με τυχαίους αριθμούς ομοιόμορφα κατανεμημένους στο διάστημα (0,1)

Με αναφορά στο διάνυσμα **D** οι αναφερόμενες αποικίες θα προσαχθούν στην αυτοκρατορία της οποίας το στοιχείο στο διάνυσμα **D** είναι το μέγιστο.



Σχήμα 3.5 - Ιμπεριαλιστικός ανταγωνισμός. Όσο πιο ισχυρή είναι μία αυτοκρατορία, τόσο πιο πιθανό είναι να πάρει στη κατοχή της την πιο αδύναμη αποικία της πιο αδύναμης αυτοκρατορίας

6. Αποκλεισμός Ανίσχυρων Αυτοκρατοριών

Οι αυτοκρατορίες που μένουν χωρίς αποικίες θεωρούμε ότι καταρρέουν και αποκλείονται από τον ανταγωνισμό.

7. Σύγκλιση

Στο τέλος θα μείνει μόνο μια αυτοκρατορία, η πιο ισχυρή, μετά την κατάρρευση των υπολοίπων και όλες οι αποικίες θα είναι υπό τη κατοχή της. Σε αυτό το σημείο όλες οι αποικίες βρίσκονται στις ίδιες θέσεις και έχουν το ίδιο κόστος μεταξύ τους αλλά και με τον αποικιοκράτη. Σε αυτόν τον ιδανικό κόσμο (☺) δεν

υπάρχουν διαφορές μεταξύ των αποικιών και των αποικιών με τον αποικιοκράτη. Σε μια τέτοια συνθήκη θεωρούμε ότι ο αλγόριθμος συγκλίνει και τερματίζεται.

Περισσότερες πληροφορίες για τον αλγόριθμο θα βρείτε στη σχετικές αναφορές στη βιβλιογραφία που παρατίθεται στο τέλος καθώς και στην προσωπική ηλεκτρονική σελίδα του Atashpaz Gargari http://atashpaz.com/

4 ΕΛΑΧΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ ΜΕΣΩ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

4.1 Παράθεση του προβλήματος

Σε αυτό το πρόβλημα ο βασικός στόχος είναι να διατυπώσουμε μια διαδικασία βελτιστοποίησης η οποία θα μπορούσε να οδηγήσει σε ανασχεδιασμούς υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι οποίες ενδεχομένως έχουν ενισχυθεί ώστε να ικανοποιούν της προβλεπόμενες συνθήκες ασφάλειας των ισχυόντων Κανονισμών, ώστε να παράγουμε σχεδιασμούς με ελάχιστη στρεπτική απόκριση και συνεπώς βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά.

Σε αυτή τη δουλειά δύο διατυπώσεις αυτού του προβλήματος εφαρμόστηκαν, στην πρώτη διατυπώνεται σαν πρόβλημα ελαχιστοποίησης της εκκεντρότητας e_{CM-CR} μεταξύ του κέντρου μάζας (CM) και του κέντρου ελαστικής στροφής (CR) της κάθε κάτοψης του κτιρίου, ενώ η δεύτερη διατύπωση εφαρμόζεται σαν πρόβλημα ελαχιστοποίησης της εκκεντρότητας e_{CM-CV} μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου αντοχών (CV) κάθε ορόφου. Μεταβλητές σχεδιασμού (εφόσον πρόκειται για υφιστάμενα κτίρια) είναι για τη μεν πρώτη διατύπωση τα πάχη των μανδυών των υποστυλωμάτων ενώ για τη δεύτερη τόσο τα πάχη όσο και ο διαμήκης οπλισμός των μανδυών. Οι περιορισμοί αφορούν στα πεδία τιμών στα οποία αυτές οι μεταβλητές, λόγω κατασκευαστικών και κανονιστικών απαιτήσεων, κινούνται.

4.2 Ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας ανά κάτοψη

4.2.1 Μαθηματική διατύπωση

Το πρόβλημα αυτής της παραγράφου είναι ένα ***διακριτό πρόβλημα βελτιστοποίησης*** που μαθηματικά εκφράζεται ως εξής:

min $e_{CM-CR} = \sqrt{(x_{CM}^i - x_{CR}^i)^2 + (y_{CM}^i - y_{CR}^i)^2}$, i = 1,2, …, n_{dif_plan}

subject to $t_j \in \{0, 0.08, 0.09, 0.10, \ldots, 0.20\}$, j = 1, 2, …, $n_{unstrengh_columns}$

$t_k \in \{0, 0.01, 0.02, 0.03, \ldots, 0.10\}$, k = 1,2, …, $n_{strengh_columns}$ (4.1)

όπου

(x_{CM}^i , y_{CM}^i), (x_{CR}^i , y_{CR}^i), οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας και του κέντρου ελαστικής στροφής της i κάτοψης

n_{dif_plan}, το πλήθος των διαφορετικών κατόψεων του κτιρίου

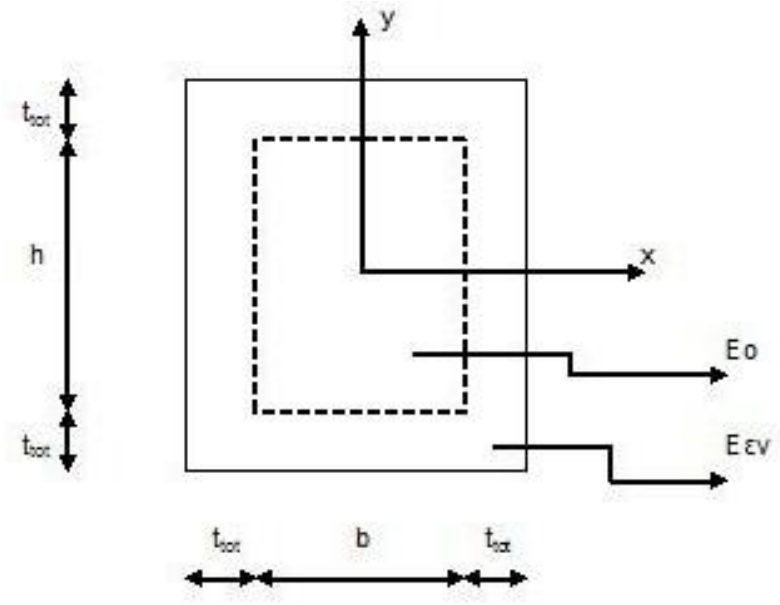
t_j, τα πάχη των μανδυών των μη ενισχυμένων αρχικά υποστυλωμάτων

t_k, τα πάχη των μανδυών των ήδη ενισχυμένων (με κριτήριο την ασφάλεια) υποστυλωμάτων

$n_{unstrengh_columns}$, το πλήθος των μη ενισχυμένων αρχικά υποστυλωμάτων της κάτοψης

$n_{strengh_columns}$, το πλήθος των ήδη ενισχυμένων (με κριτήριο την ασφάλεια) υποστυλωμάτων της κάτοψης

4.2.2 Αλγόριθμος υπολογισμού αντικειμενικής συνάρτησης



Σχήμα 4.1- Διατομή υποστυλώματος ενισχυμένου με μανδύα Ο/Σ

Στο παραπάνω σχήμα είναι:

$t_{tot} = t_o + t_{new}$

t_o το πάχος του μανδύα που προέκυψε από τις κανονιστικές απαιτήσεις για την ασφάλεια του κτιρίου

t_{new} το πάχος του μανδύα που θα προκύψει από την ελαχιστοποίηση της απόστασης του κέντρου μάζας από το κέντρο δυσκαμψίας της κάτοψης

Εο το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος της αρχικής κατασκευής

Εεν το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος του μανδύα

Ο αλγόριθμος για τον υπολογισμό της αντικειμενικής συνάρτησης περιλαμβάνει τα εξής βήματα <u>για κάθε διαφορετική κάτοψη</u>:

1ο Βήμα: *Υπολογισμός ροπών αδράνειας κατά τις διευθύνσεις x, y για κάθε υποστύλωμα με τη μέθοδο της ισοδύναμης διατομής*

Μετατροπή διατομής ενίσχυσης σε ισοδύναμη διατομή μέτρου ελαστικότητας Εο (για μεγέθη ορθής έντασης):

$$\text{Αεν}' \times \text{Εο} = \text{Αεν} \times \text{Εεν} \rightarrow \text{Αεν}' = \frac{\text{Εεν}}{\text{Εο}} \times \text{Αεν} = \text{Αεν}/\eta$$

όπου $\eta = \frac{Eo}{Eεν}$.

Άρα $Ii = Ioi + \frac{Iενi}{\eta}, \quad i = x, y$

όπου

Ii η ροπή αδράνειας της σύνθετης διατομής στη διεύθυνση i

Ioi η ροπή αδράνειας της αρχικής διατομής στη διεύθυνση i

Ιενi η ροπή αδράνειας της διατομής του μανδύα στη διεύθυνση i

Συνεπώς,

- $I_x = bh^3/12 + 1/\eta * [(b+2t_{tot})*(h+2t_{tot})^3/12 - bh^3/12] \rightarrow$

  $I_x = bh^3/12 * (1- 1/\eta) + 1/12 * 1/\eta * (b +2*(t_o + t_{new}))*(h + 2*(t_o + t_{new}))^3$

- $I_y = hb^3/12 * (1- 1/\eta) + 1/12 * 1/\eta * (h +2*(t_o + t_{new}))*(b + 2*(t_o + t_{new}))^3$

Τις παραπάνω δυσκαμψίες απομειώνουμε με το συντελεστή k_k = 0,80 επειδή θεωρήσαμε μονολιθικό το στοιχείο, σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ.

2ο Βήμα: *Υπολογισμός των ρηγματωμένων δυσκαμψιών της διατομής για κάθε υποστύλωμα*

Α/α	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_cI_g)$
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_cI_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_cI_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_cI_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_cI_g)$

(1) Ή επισκευασμένο, με απλές μεθόδους.

(2) Για τις πλακοδοκούς, μορφής Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη $I_g = (1,5$ ή $2,0)I_w$, αντιστοίχως, όπου I_w είναι η ροπή αδρανείας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον.

Πίνακας 4.1 - Τιμές ρηγματωμένης δυσκαμψίας

Ο ΚΑΝΕΠΕ δίνει το παραπάνω πίνακα για μία *απλοποιητική εκτίμηση της ρηγματωμένης δυσκαμψίας* όταν δε διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία. E_cI_g η αρηγμάτωτη δυσκαμψία υπολογισμένη σύμφωνα με τα όσα αναφέραμε στο Βήμα 1.

3ο Βήμα: *Υπολογισμός συντεταγμένων κέντρου δυσκαμψίας CR (για αμιγώς πλαισιακό σύστημα ή σύστημα με τοιχώματα)*

Εάν οι κύριες διευθύνσεις x, y των διατομών των υποστυλωμάτων σχηματίζουν ένα ορθογώνιο πλέγμα στη κάτοψη (όπως συμβαίνει σχεδόν σε όλα τα συμβατικά κτίρια):

$$x_{CR} = \frac{\sum_i k_{yi} * xi}{\sum_i k_{yi}} = \frac{\sum_i E_o I_{xi} * \mathrm{xi}}{\sum_i E_o I_{xi}}$$

$$y_{CR} = \frac{\sum_i k_{xi} * yi}{\sum_i k_{xi}} = \frac{\sum_i E_o I_{yi} * \mathrm{yi}}{\sum_i E_o I_{yi}}$$

όπου E_oI_{xi} και E_oI_{yi} οι ρηγματωμένες δυσκαμψίες των διατομών (και απομειωμένες με το συντελεστή μονολιθικότητας).

4ο Βήμα: *Υπολογισμός της αντικειμενικής συνάρτησης σύμφωνα με τη (4.1)*

$$e_{CM\text{-}CR} = \sqrt{(x_{CM} - x_{CR})^2 + (y_{CM} - y_{CR})^2}$$

4.3 Ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου αντοχών και του κέντρου μάζας ανά όροφο

4.3.1 Μαθηματική διατύπωση

Το πρόβλημα αυτής της παραγράφου είναι ένα ***μικτό πρόβλημα βελτιστοποίησης*** που μαθηματικά εκφράζεται ως εξής:

min $e_{CM\text{-}CV} = \sqrt{(x_{CM}^{i} - x_{CV}^{i})^2 + (y_{CM}^{i} - y_{CV}^{i})^2}$, i = 1,2, …, $n_{storeys}$

subject to $t_j \in \{0, 0.08, 0.09, 0.10, \ldots, 0.20\}$, j = 1, 2, …, $n_{unstrengh_columns}$

$t_k \in \{0, 0.01, 0.02, 0.03, \ldots, 0.10\}$, k = 1,2, …, $n_{strengh_columns}$

$0.01 \leq \rho_l \leq 0.04$, l = 1, 2, …, $n_{columns}$ (4.2)

όπου

(x_{CM}^{i}, y_{CM}^{i}), (x_{CV}^{i}, y_{CV}^{i}), οι συντεταγμένες του κέντρου μάζας και του κέντρου αντοχών του i ορόφου

$n_{storeys}$, ο συνολικός αριθμός των ορόφων του κτιρίου

t_j, τα πάχη των μανδυών των μη ενισχυμένων υποστυλωμάτων

t_k, τα πάχη των μανδυών των ενισχυμένων (με κριτήριο την ασφάλεια) υποστυλωμάτων

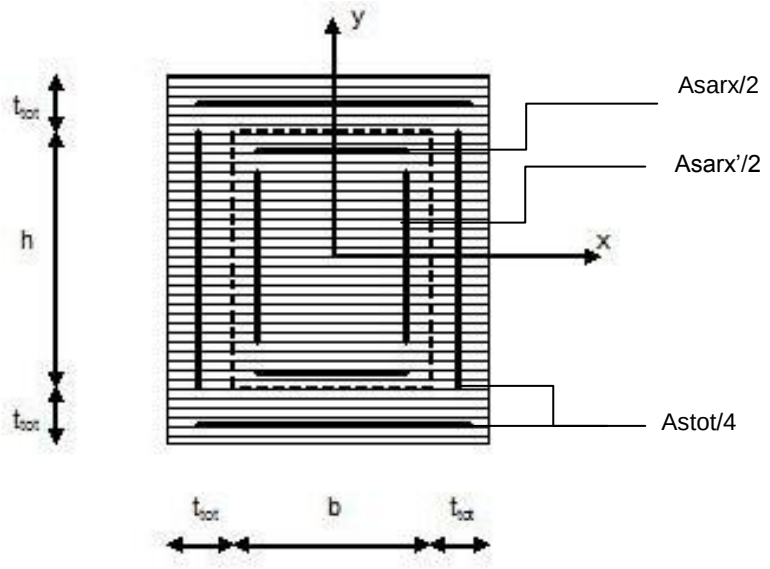
$n_{unstrengh_columns}$, ο αριθμός των μη ενισχυμένων υποστυλωμάτων του ορόφου

$n_{strengh_columns}$, ο αριθμός των ενισχυμένων (με κριτήριο την ασφάλεια) υποστυλωμάτων του ορόφου

ρ_l, το ποσοστό διαμήκους οπλισμού των μανδυών

$n_{columns}$ ο αριθμός των υποστυλωμάτων του ορόφου

4.3.2 Αλγόριθμος υπολογισμού αντικειμενικής συνάρτησης



Σχήμα 4.2 - Διακριτοποίηση ενισχυμένης διατομής για τον υπολογισμό της αντοχής της σε μοναξονική κάμψη με αξονική δύναμη

Στο παραπάνω σχήμα είναι

$t_{tot} = t_o + t_{new}$

t_o το πάχος του μανδύα που προέκυψε από τις κανονιστικές απαιτήσεις για την ασφάλεια του κτιρίου

t_{new} το πάχος του μανδύα που θα προκύψει από την ελαχιστοποίηση της απόστασης του κέντρου μάζας από το κέντρο αντοχών του ορόφου

A_{sarx} ο αρχικός οπλισμός της διατομής, ο κάθετος στη διεύθυνση y

A_{sarx}' ο αρχικός οπλισμός της διατομής, ο κάθετος στη διεύθυνση x

$A_{stot} = A_{so} + A_{snew}$

A_{snew} ο οπλισμός του μανδύα που θα προκύψει από τη διαδικασία της βελτιστοποίησης

A_{so} ο οπλισμός του μανδύα που προέκυψε από τις απαιτήσεις αντοχής του μέλους

Για τον υπολογισμό των ροπών αντοχής και των αντίστοιχων τεμνουσών δυνάμεων *διακριτοποιούμε* τη διατομή σε στρώσεις πλήθους:

- $l_x = \text{round}\left(\frac{h+2t_{tot}}{h_l}\right)$ // στη διεύθυνση x (4.3a)
- $l_y = \text{round}\left(\frac{b+2t_{tot}}{h_l}\right)$ // στη διεύθυνση y (4.3b)

Όπου h_l το πάχος της στρώσης. Μετά από δοκιμές για επίτευξη τόσο σύγκλισης όσο και ταχύτητας καταλήξαμε σε $h_l = 1$ cm.

Οι παραδοχές που κάναμε κατά τη σύνταξη του αλγορίθμου:

1η παραδοχή: Κατασκευάζεται κοινός τελικός $t_o + t_{new}$ με όλα τα σίδερα στην ίδια στάθμη όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.2.

2η παραδοχή: Για κάθε διεύθυνση θεωρούμε για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής τα σίδερα που είναι κάθετα σε αυτή γιατί

a) για τα ενδιάμεσα σίδερα δε ξέρουμε τις ακριβείς στάθμες τους και δυσκολεύει η γενικότητα της λύσης για κάθε διατομή

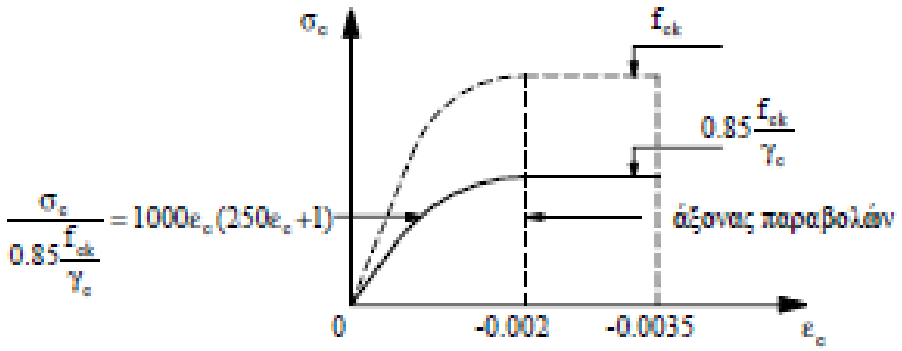
b) θεωρούμε τη συνεισφορά τους στην αντοχή ροπής της διατομής μικρή

3η παραδοχή: Θεωρούμε ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων στο πάχος μιας στρώσης και ίση με τη τάση του άνω ορίου της

4η παραδοχή: Θεωρούμε επικαλύψεις οπλισμών τόσο στην αρχική διατομή όσο και στο μανδύα 3 cm.

Για τον υπολογισμό της αντοχής ακολουθούνται οι σχετικοί Κανόνες του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3: Το σύνθετο στοιχείο θεωρείται ως μονολιθικό, με αντοχή σκυροδέματος αυτή του μανδύα, κατακόρυφους οπλισμούς τους συνολικούς (στην πραγματική τους θέση και με τις τυχόν διαφοροποιήσεις ιδιοτήτων μεταξύ αρχικών και νέων ράβδων) και αξονικό φορτίο που ασκείται στο σύνολο της διατομής.

Χρησιμοποιούμε το παρακάτω υπολογιστικό διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για το σκυρόδεμα (ΕΚΩΣ2000 και ΕΚ2 για fck≤ 50 MPa):



Σχήμα 4.3 - Παραβολικό - ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος

Να διευκρινίσουμε εδώ ότι ο ΚΑΝΕΠΕ προϋποθέτει διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Ανάλογα λοιπόν με την επάρκεια των δεδομένων καθορίζεται η ***στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων* (ΣΑΔ)** και ακολούθως ανάλογα με τη ΣΑΔ που έχει αποδοθεί επιλέγονται και οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για τις δράσεις και γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων ή/και προστιθέμενων υλικών. Ορίζονται τρεις (3) στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων:

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή

Σύμφωνα με τα παραπάνω και το Κεφ. 4 του ΚΑΝΕΠΕ θεωρούμε:

- **<u>Αντιπροσωπευτικές τιμές των αντοχών των υλικών</u>**

  - <u>Υφιστάμενα υλικά</u>

    Ως αντιπροσωπευτική τιμή των αντοχών των υφιστάμενων υλικών για ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων (μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης) θεωρείται η μέση, συνεπώς:

    $f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)

    $f_{ym} = f_{yk}$

  - <u>Προστιθέμενα υλικά</u>

    Και εδώ ως αντιπροσωπευτική τιμή των αντοχών για ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων θεωρείται η μέση. Η μέση τιμή αντοχής, για σύγχρονα, συνήθη και «συμβατικά» υλικά μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής με βάση τη χαρακτηριστική τιμή:

    $f_{cm} = \min (1.2\, f_{ck}, f_{ck} + 5$ MPa)

    f_{ym} = (1.10 ή 1,05) f_{yk} για Φ ≤ 16 ή ≥ 18 mm αντιστοίχως, για Χάλυβες B500(C ή A)

- **<u>Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας</u> γ_m**

  - <u>Υφιστάμενα υλικά</u>

  γ_m = 1,10 για ικανοποιητική στάθμη δεδομένων (ΣΑΔ) - ± 0,10 για υψηλή/ανεκτή

  - <u>Προστιθέμενα υλικά</u> (που καλύπτονται από τους Κανονισμούς)

  γ_m = 1,15 για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα
  γ_m = 1,25 για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα

Επομένως οι <u>τιμές σχεδιασμού</u> των ιδιοτήτων των υλικών, θεωρώντας <u>ικανοποιητική στάθμη δεδομένων</u> διαμορφώνονται ως εξής:

✓ αντοχή σκυροδέματος μανδύα σε θλίψη (που λαμβάνεται και ως αντοχή του σκυροδέματος της συνολικής διατομής σε περίπτωση ενίσχυσης)

$$f_{cd} = \frac{\min\,(1.2f_{ck}, f_{ck}+5)}{1.15}$$

✓ τάση και παραμόρφωση διαρροής υφιστάμενων οπλισμών

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.10}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{\varepsilon_{yk}}{1.10}$$

✓ τάση και παραμόρφωση διαρροής προστιθέμενων οπλισμών

$$f_{yd} = \frac{1{,}05 f_{yk}}{1.15}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{1{,}05 \varepsilon_{yk}}{1.15}$$

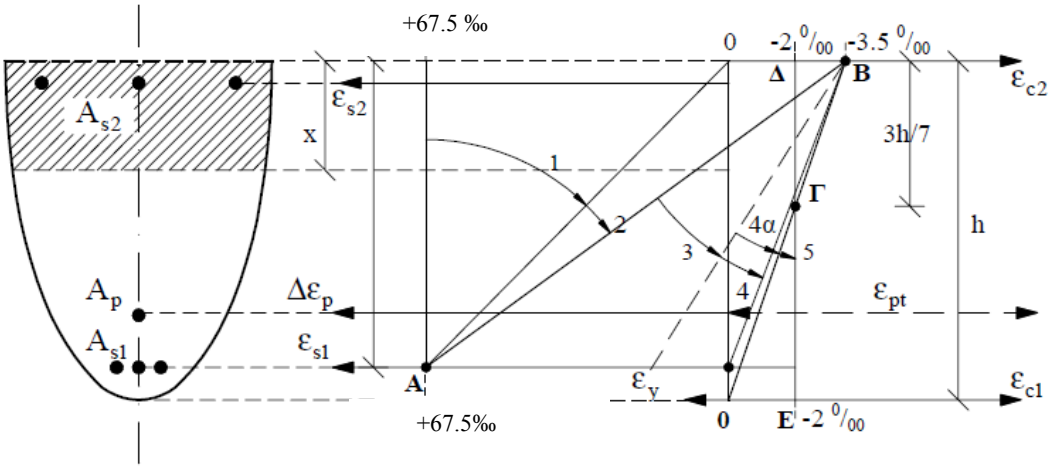
θεωρώντας συνήθη διατομή και προσπελασιμότητα (t_{tot} ≥ 8 mm) και Φ ≥ 18 γιατί έχουμε διατομές υποστυλωμάτων.

✓ αντοχή σκυροδέματος μη ενισχυμένης διατομής σε θλίψη

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}+8}{1.10}$$

σε MPa.

Για τον υπολογισμό της αντοχής θεωρείται, σύμφωνα με τις αρχές του Οπλισμένου Σκυροδέματος για την οριακή κατάσταση αστοχίας από μεγέθη ορθής έντασης, ότι οι ακραίες παραμορφώσεις διέρχονται από τα σημεία Α, Β,Γ (Σχήμα 4.4).



Σχήμα 4.4 - Διάγραμμα παραμορφώσεων (σύμφωνα με τον ΕΚ2)

Όπου

Α - όριο παραμόρφωσης εφελκυόμενου χάλυβα (67,5‰ για χάλυβα με κράτυνση)

Β - όριο παραμόρφωσης θλιβόμενου σκυροδέματος (3,5‰ για $f_{ck} \leq$ 50MPa)

Γ - όριο παραμόρφωσης σκυροδέματος υπό καθαρή θλίψη (2,0‰ για $f_{ck} \leq$50MPa)

Τελικά, τα βήματα του αλγορίθμου για τον υπολογισμό της απόστασης CV-CM ανά όροφο είναι τα εξής:

❖ Για κάθε διατομή υποστυλώματος και σε κάθε διεύθυνση:

1ο Βήμα: *Διακριτοποίηση της διατομής σύμφωνα με την (4.3)*

2ο Βήμα: *Υπολογισμός ροπής αντοχής υπό αξονική δύναμη N*

Πορεία υπολογισμού σύμφωνα με το Σχήμα 4.4 για αστοχία υπό μεγέθη ορθής έντασης, δηλαδή:
(Να σημειώσουμε ότι θεωρείται θετική η θλίψη και αρνητικός ο εφελκυσμός)

- Εξετάζεται πρώτα η περίπτωση ε_{c2} = 3.5‰ και ε_{s1} = - 67.5‰
  - Εάν $N < F_{stot} + F_{ctot}$ → αστοχία εφελκυόμενου οπλισμού →εντατική περιοχή 2 (η παραμόρφωση διέρχεται από το σημείο Α) → *υπολογισμός ροπής αντοχής*
  - Εάν $N > F_{stot} + F_{ctot}$ → αστοχία θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος → εντατικές περιοχές 3,4,5
    - Εξετάζεται η περίπτωση ε_{c2} = 3.5‰ και ε_{c1} = 0‰ (όριο εντατικών περιοχών 4α και 5)
      - Εάν $N < F_{stot} + F_{ctot}$ → ανάγκη μείωσης θλιβόμενης ζώνης → εντατικές περιοχές 3,4 (η παραμόρφωση διέρχεται από το σημείο Β) → *υπολογισμός ροπής αντοχής*
      - Εάν $N > F_{stot} + F_{ctot}$ → ανάγκη αύξησης θλιβόμενης ζώνης → εντατική περιοχή 5 (η παραμόρφωση διέρχεται από το σημείο Γ) → *υπολογισμός ροπής αντοχής*
- Επειδή θεωρήσαμε μονολιθικό το στοιχείο απομειώνουμε την αντοχή του με το συντελεστή k_r = 0,90 σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ.

Για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής μέσα στην εντατική περιοχή που καταλήγει ο αλγόριθμος θεωρούμε ένα διακριτό εύρος παραμορφώσεων είτε για το χάλυβα είτε για σκυρόδεμα (ανάλογα με τη περιοχή) όπου θεωρούμε ικανοποιητικό για τη σύγκλιση (ισορροπία δυνάμεων) ένα μέγιστο σφάλμα της τάξης του 2%.

3ο Βήμα: *Υπολογισμός τέμνουσας αντοχής θεωρώντας αστοχία υπό κάμψη σύμφωνα με τις σχέσεις (1.27)*

$$V_y = M_x/L_{si}$$
$$V_x = M_y/L_{si}$$

❖ Τέλος, αφού έχουμε τις τέμνουσες αντοχής των υποστυλωμάτων στις 2 κύριες διευθύνσεις τους:

4ο Βήμα: *Υπολογισμός των συντεταγμένων του κέντρου αντοχής σύμφωνα με τις σχέσεις (1.26)*

$$x_{CV} = \frac{\sum_i Vyi*xi}{\sum_i Vyi}$$

$$y_{CV} = \frac{\sum_i Vxi*yi}{\sum_i Vxi}$$

5ο Βήμα: *Υπολογισμός της αντικειμενικής συνάρτησης σύμφωνα με τη (4.2)*

$$e_{CM\text{-}CV} = \sqrt{(x_{CM} - x_{CV})^2 + (y_{CM} - y_{CV})^2}$$

Οι παραπάνω αλγόριθμοι για τον υπολογισμό των αποστάσεων CR – CM και CV – CM, συνταγμένοι σε κώδικα MATLAB βρίσκονται στο Παράρτημα.

4.4 Εισαγωγή των δεδομένων των αλγορίθμων

Για την εισαγωγή των δεδομένων που απαιτούνται από τους αλγόριθμους κατασκευάζουμε ένα κοινό μητρώο δεδομένων εισαγωγής, το Data[N,14] όπου N ο αριθμός των υποστυλωμάτων του ορόφου. Οι 14 στήλες του μητρώου διαμορφώνονται ως εξής:

1η Στήλη: διάσταση υποστυλώματος // στον x, **b (m)**
2η Στήλη: διάσταση υποστυλώματος // στον y, **h (m)**
3η Στήλη: αρχικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού, **ρ**
4η Στήλη: τετμημένη κέντρου μάζας υποστυλώματος, **x (m)**
5η Στήλη: τεταγμένη κέντρου μάζας υποστυλώματος, **y (m)**
6η Στήλη: συντελεστής απομείωσης δυσκαμψίας λόγω ρηγμάτωσης
7η Στήλη: πάχος αρχικής ενίσχυσης (απαιτήσεις αντοχής στοιχείου), **t_o (m)**
8η Στήλη: μηχανικό ποσοστό οπλισμού αρχικής ενίσχυσης
9η Στήλη: πάχος επιπρόσθετης ενίσχυσης που θα προκύψει από την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας της κατασκευής, **t_{new} (m)**
10η Στήλη: μηχανικό ποσοστό επιπρόσθετου οπλισμού ενίσχυσης, **$ρ_{new}$**
11η Στήλη: μέτρο ελαστικότητας αρχικού υλικού, **E (kPa)**
12η Στήλη: μέτρο ελαστικότητας υλικού ενισχύσεων, **E' (kPa)**
13η Στήλη: ύψος υποστυλώματος, **l (m)**

14η Στήλη: αξονική θλιπτική δύναμη σκυροδέματος για το συνδυασμό G+0.3Q (με θετικό πρόσημο), **N (kN)**

5 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΩΝ ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

5.1 Εισαγωγή

Σκοπός της αποτίμησης ενός κτιρίου είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Για την αποτίμηση και τον ενδεχόμενο ανασχεδιασμό - σε περίπτωση μη ικανοποίησης των κανονιστικών απαιτήσεων - το Ελληνικό Κανονιστικό πλαίσιο επεμβάσεων, ο ΚΑΝΕΠΕ, προβλέπει τη χρήση τόσο ελαστικών όσο και ανελαστικών αναλύσεων, ορίζοντας βέβαια το πεδίο εφαρμογής της κάθε ανάλυσης. Όμως είναι οι ανελαστικές αναλύσεις που θα μας δώσουν τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή στο σεισμό, την μετακίνηση που θα αναπτύξει γι' αυτό το σεισμό και έτσι τον πραγματικό συντελεστή συμπεριφοράς της.

Με τις ανελαστικές αναλύσεις, για τα διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης (συχνοί, σπάνιοι ή πολύ σπάνιοι σεισμοί), μπορούμε να υπολογίσουμε τις ακριβείς μετακινήσεις της κατασκευής και να τις συγκρίνουμε με ένα καθορισμένο επίπεδο αποδεκτών ζημιών για το συγκεκριμένο σεισμό, το οποίο θα συνδυάζει τόσο την ασφάλεια όσο και την οικονομία. Η μεθοδολογία αυτή για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών ονομάζεται ***μεθοδολογία των σταθμών***

επιτελεστικότητας *(performance based design)* και συναντάται σε όλους τους κανονισμούς επεμβάσεων διεθνώς. Η γνώση της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών και τα υπολογιστικά εργαλεία που διαθέτουμε σήμερα κάνουν την ανελαστική (στατική) ανάλυση και τη μεθοδολογία αυτή αξιόπιστο και εύχρηστο εργαλείο σχεδιασμού του Μηχανικού της πράξης.

Οι ανελαστικές μέθοδοι διακρίνονται σε στατικές και δυναμικές ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης. Στην **Ανελαστική ή Προσαυξητική Στατική Ανάλυση** (Pushover Analysis) το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση, ενώ στην **Ανελαστική ή Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση** (Incremental Dynamic Analysis) επιβάλλονται σεισμικές δράσεις η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση. Ο πλέον αξιόπιστος έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων μπορεί να πραγματοποιηθεί με τον ακριβή υπολογισμό των μετελαστικών παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών για ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων που είναι πιθανό να πλήξουν την κατασκευή. Ο υπολογισμός αυτός είναι εφικτός μόνο με τη διενέργεια του ανελαστικού δυναμικού υπολογισμού με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων κινήσεως. Ένας τέτοιος υπολογισμός εξακολουθεί να έχει μεγάλες απαιτήσεις υπολογιστικής ισχύος ακόμη και για συνήθεις κατασκευές και προσκρούει σε προβλήματα προσομοίωσης της μετελαστικής ανακυκλικής συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής η οποία βρίσκεται στο στάδιο της διερεύνησης και της πειραματικής επαλήθευσης[19].

Έτσι έχουν αναπτυχθεί προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης-ελέγχου της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων οι οποίες μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό μέσω των οποίων υπολογίζονται χαρακτηριστικές παράμετροι της απόκρισης της κατασκευής (μετακινήσεις, στροφές, εντατικά μεγέθη κλπ).Τέτοιες μέθοδοι είναι η ανελαστική στατική ανάλυση ή προσεγγιστικές μέθοδοι όπως η μέθοδος των συντελεστών.

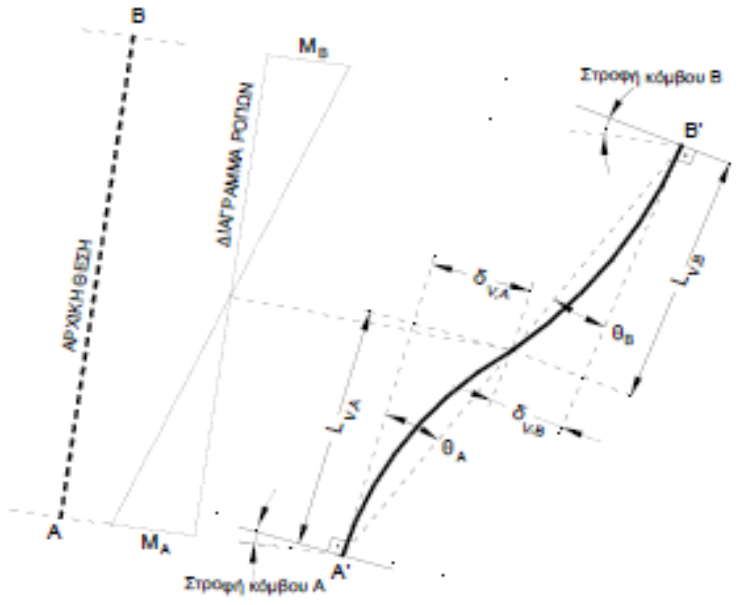
Δύο προσεγγιστικές μέθοδοι με ευρεία αποδοχή, οι οποίες βασίζονται στη στατική ανελαστική ανάλυση, είναι η μέθοδος της **σεισμικής αποτίμησης και σχεδιασμού με επιβολή μετατοπίσεων** (displacement-based seismic design method) και η μέθοδος της **φασματικής ικανότητας** (capacity spectrum method) με επιβολή δυνάμεων. Η μέθοδος της φασματικής ικανότητας θεωρείται ότι είναι πιο κοντά στη δυναμική ανάλυση στην οποία επιβάλλονται αδρανειακές δυνάμεις και έχει

υιοθετηθεί από τους αμερικανικούς κανονισμούς ATC-40 (Applied Technology Council) και FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency).

5.2 Προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών μελών της κατασκευής

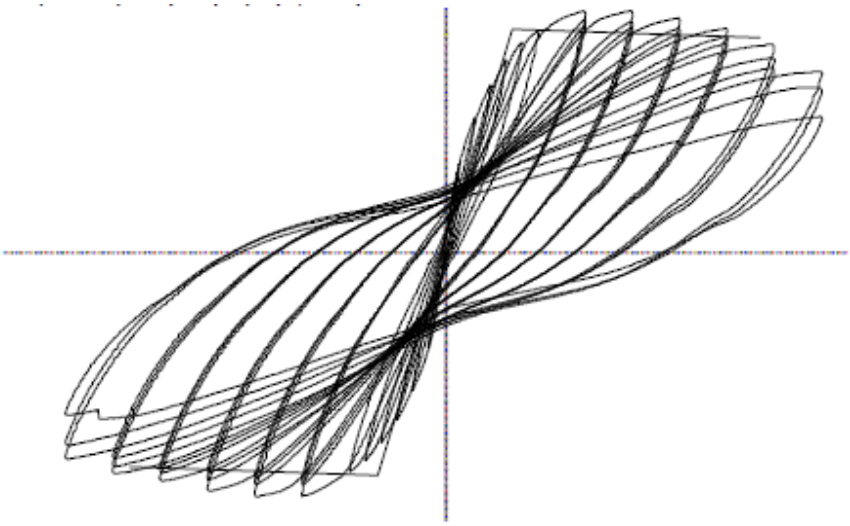
Η ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής περιγράφεται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, *"F"*, με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, *"δ"*. Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις *δ* παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές. Εάν καθοριστική 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 Ο.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή *F* και *δ* είναι η ροπή κάμψης, *M* και η γωνία στροφής χορδής, *θ*, στα άκρα του στοιχείου [4]. Η γωνία *θ* ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχήμα 5.1). 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 δ_V είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



Σχήμα 5.1 - Γωνία στροφής-χορδής θ

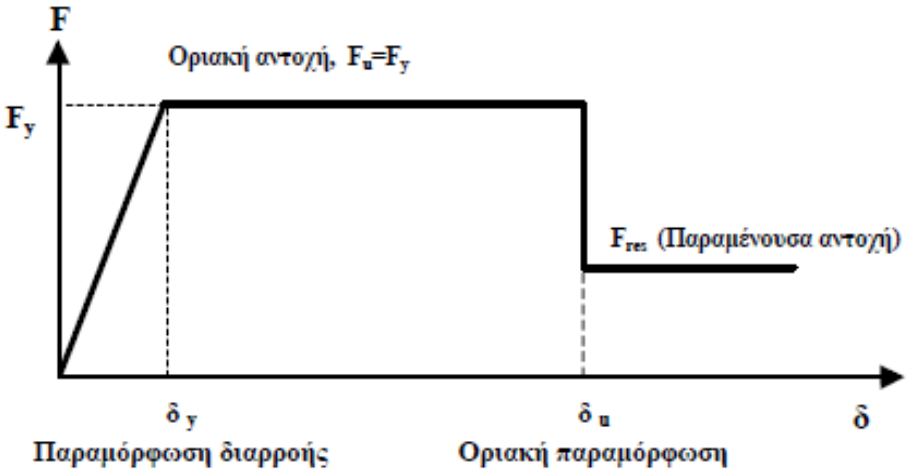
Στον ΚΑΝΕΠΕ θεωρείται ότι η μηχανική συμπεριφορά περιγράφεται από την περιβάλλουσα των εξασθενημένων αποκρίσεων F, μετά από πλήρως ανακυκλιζόμενη επιβαλλόμενη παραμόρφωση ±δ, μέχρι και την απώλεια της ικανότητας του δομικού στοιχείου, της κρίσιμης περιοχής ή της σύνδεσης να φέρει τα φορτία βαρύτητας.



Σχήμα 5.2 - Μηχανική συμπεριφορά δομικών στοιχείων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση (ΚΑΝΕΠΕ)

Σύμφωνα και με το παραπάνω σχήμα, η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F-δ μέσω του πολυγραμμικού διαγράμματος που φαίνεται στο Σχήμα 5.3

θεωρείται επαρκής για τις ανάγκες του σχεδιασμού (ουσιαστικά πρόκειται για μία εξιδανικευμένη περιβάλλουσα του Σχήματος 5.2).



Σχήμα 5.3 - Ιδεατή καμπύλη μηχανικής συμπεριφοράς δομικών μελών ή περιοχών δομικών μελών (όπως συνδέσεις) (ΚΑΝΕΠΕ)

ΟΙΟΝΕΙ ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΚΛΑΔΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΡΡΟΗ

Ο πρώτος ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη συμβατική (ή ενεργό) "διαρροή" του στοιχείου και αποτελεί το ελαστικό τμήμα της συμπεριφοράς του. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, ο οιονεί ελαστικός κλάδος παρακάμπτει την ρηγμάτωση και κατευθύνεται στην διαρροή του στοιχείου ώστε να έχουμε μία τέτοια μορφή της καμπύλης του στοιχείου που να δίνει μία καμπύλη ικανότητας όσο το δυνατόν πιο κοντά στη διγραμμική μορφή. Επιπρόσθετα μία τέτοια θεώρηση της ελαστικής περιοχής δεν επιδρά στην εκτίμηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του στοιχείου.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (υποστυλώματα, δοκοί, τοιχώματα) η καταλληλότερη επιλογή *F* και *δ* είναι η ροπή κάμψης, *M,* και η γωνία στροφής χορδής, *θ*, στα άκρα του στοιχείου. Συνεπώς (για στοιχεία χωρίς βλάβες):

- ✓ Η ***αντίσταση διαρροής*** F_y (εάν δεν θεωρήσουμε οριζόντιο μετελαστικό κλάδο όπως θα δούμε στη πορεία ώστε να αντιστοιχεί στη ροπή αντοχής M_u) λαμβάνεται ίση με τη ροπή διαρροής M_y του άκρου του στοιχείου (η τιμή αυτή αντιστοιχεί συνήθως σε διαρροή του εφελκυόμενου χάλυβα). Η M_y υπολογίζεται κατευθείαν από το λογισμικό SAP2000 με την εισαγωγή της διατομής. Μάλιστα σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ επιτρέπεται να υπολογίζεται για αξονική δύναμη N

του στοιχείου με βάση τα κατακόρυφα φορτία, χωρίς την επίδραση της σεισμικής δράσης.

- ✓ Η ***γωνία στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y,*** υπολογίζεται με μία από τις παρακάτω σχέσεις:

<u>ΚΑΝΕΠΕ (§7.2.2)</u>

Για δοκούς ή υποστυλώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0{,}0014\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_s}\right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \qquad (5.1)$$

Για τοιχώματα

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0{,}0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \qquad (5.2)$$

όπου

L_s, η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών που δίνεται από τον τύπο: $L_s=\alpha_s \cdot h= M/V$ στην ακραία διατομή του στοιχείου

h, το ύψος της διατομής

$(1/r)_y$, η καμπυλότητα διαρροής του δομικού στοιχείου

f_y και f_c, οι μέσες τιμές αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα (γ_m=1.10)

d_b, η μέση διάμετρος του οπλισμού της διατομής

z, εσωτερικός μοχλοβραχίονας δυνάμεων, λαμβάνεται ως $h-2\cdot d_1=d-d_1$ για δοκούς ή υποστυλώματα και 0,8h για τοιχώματα

$\alpha_v z$, όρος που εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης

α_V =1 αν $V_{R1} < V_{My}$ και α_V= 0 αν $V_{R1} > V_{My}$

V_{R1}, η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου

$V_{Mu}=M_y/L_s$, η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή

Στις σχέσεις (5.1), (5.2) ο 1ος όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2ος όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s, ενώ ο 3ος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Το μήκος L_S απλοποιητικά μπορεί να υπολογίζεται ως εξής:

- Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.
- Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.
- Σε υποστυλώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο της κάμψης.
- Στα τοιχώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο.

✓ Η ***ενεργός δυσκαμψία για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος*** υπολογίζεται:

$$K = \frac{Fy}{\delta y} = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \tag{5.3}$$

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την (5.1) στις δύο ακραίες διατομές το στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την (5.1) για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

<u>ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΚΛΑΔΟΣ</u>

Στις περιπτώσεις όπου αναμένεται ορισμένη αξιόπιστη πλαστιμότητα των κρισίμων περιοχών, είναι αποδεκτό να λαμβάνεται ο μετελαστικός κλάδος της καμπύλης F-δ ως οριζόντιος μέχρι την παραμόρφωση αστοχίας του στοιχείου, δ_u. Η εκτίμηση της ανελαστικής σεισμικής απόκρισης δεν επηρεάζεται ουσιωδώς αν αγνοηθεί η λόγω κράτυνσης θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου. Πάντως ο μετελαστικός κλάδος μπορεί να λαμβάνεται με μικρή θετική κλίση για λόγους αριθμητικής ευστάθειας της ανάλυσης. Στις εφαρμογές αυτής της εργασίας ως F στη παραμόρφωση αστοχίας θεωρούμε τη ροπή αντοχής M_u της διατομής για αξονική N του στοιχείου με βάση τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού.

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ

Ως "αστοχία" μπορεί να θεωρηθεί μία μείωση της αντίστασης ίση περίπου με 20% της μέγιστης τιμής της. Η "αστοχία" λόγω σημαντικής πτώσης της αντίστασης F δεν συνοδεύεται απαραίτητα από μείωση της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Ως παραμόρφωση αστοχίας, δ_u, επομένως, ορίζεται εκείνη η τιμή που αντιστοιχεί σε απόκριση F μειωμένη κατά 20% έναντι της μέγιστης. Για στοιχεία χωρίς βλάβες τα χαρακτηριστικά μεγέθη που συνδέονται με τη πλαστιμότητα του στοιχείου θα προσδιορίζονται με τη παρακάτω διαδικασία:

- ✓ Η ***γωνία στροφής χορδής στη αστοχία, θ_u,*** μπορεί να υπολογίζεται με μία από τις παρακάτω σχέσεις:

  <u>ΚΑΝΕΠΕ (§7.2.4.1)</u>

  Για τη μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία <u>δοκών ή υποστυλωμάτων</u> που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα,

$$\theta_{um} = 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\ \omega')}{\max(0{,}01;\ \omega)} f_c \right]^{0.225} (\alpha_s)^{0{,}35}\, 25^{\left(\alpha\rho_s \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} (1{,}25^{100\,\rho_d}) \qquad (5.4)$$

  όπου

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

  ω,ω' , μηχανικό ποσοστό εφελκυόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκυομένου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκυόμενος)

  $\nu = N/b_h f_c$ (b= πλάτος θλιβόμενης ζώνης)

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

  ρ_d , γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

  Για <u>τοιχώματα</u> που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, το 2ο μέλος της σχέσης (5.4) χρειάζεται να πολλαπλασιασθεί επί 0,58.

  Ο υπολογισμός των γωνιών στροφής χορδής σε κάθε μέλος επιτρέπεται να γίνεται με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης ίσες με εκείνες που

συμβαίνουν στο μέλος αυτό κατά τη στιγμή της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος.

- ✓ Η ***διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής*** υπολογίζεται με βάση και τα παραπάνω:

$$\theta_{u,pl} = \theta_{um} - \theta_y \quad (5.7)$$

ΑΠΟΜΕΝΟΥΣΑ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ

Μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u, μειώνεται σημαντικά η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ, αλλά συνήθως δεν μηδενίζεται. Η απόκριση αυτή μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας, ονομάζεται δε απομένουσα αντίσταση F_{res}. Το μέγεθος της απομένουσας αντίστασης F_{res} και της παραμόρφωσης για την οποία μηδενίζεται (ουσιαστικώς) η αντίσταση σε φορτία βαρύτητας είναι δύσκολο να εκτιμηθούν. Μόνο για λόγους προσομοίωσης της απόκρισης του συνολικού δομήματος μετά την παραμόρφωση αστοχίας των επιμέρους στοιχείων, μπορεί να λαμβάνεται:

- ✓ ***απομένουσα αντίσταση, F_{res}***

$$F_{res} = \alpha * F_u \quad (5.8)$$

για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να ληφθεί α = 25%

- ✓ ***μέγιστη παραμόρφωση, d_{max},*** υπό την οποία επέρχεται πλήρης απώλεια των αντιστάσεων του στοιχείου και υπό τα φορτία βαρύτητας

$$\delta_{max} = \beta * \delta_u \quad (5.9)$$

για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να ληφθεί β = 1,5

5.3 Στατική ανελαστική ανάλυση (pushover analysis)

5.3.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ για να εφαρμοστεί η στατική ανελαστική ανάλυση πρέπει να διασφαλίζεται:

a) *Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) τουλάχιστον «ικανοποιητική»* γιατί όπως αναφέρεται «είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα». Δηλαδή πρέπει να έχουμε στάθμη αξιοπιστίας είτε ικανοποιητική είτε υψηλή.

b) *Ότι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική*. Για να το εξακριβώσουμε αυτό πρέπει να διενεργήσουμε πρώτα μία δυναμική ελαστική ανάλυση με τις ιδιομορφές εκείνες που συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα πρέπει να διενεργήσουμε μία δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση βασισμένη μόνο στην πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Εάν η τέμνουσα που προκύπτει σε κάθε όροφο από τη πρώτη ανάλυση είναι μεγαλύτερη του 130% εκείνης που προκύπτει από τη δεύτερη τότε η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών πρέπει να θεωρείται σημαντική. Σε αυτή τη περίπτωση επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση σε συνδυασμό με μία δυναμική ελαστική ανάλυση.

5.3.2 Κατανομές οριζόντιων δυνάμεων καθ' ύψος

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ «τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών». Έτσι προτείνονται οι εξής δύο κατανομές:

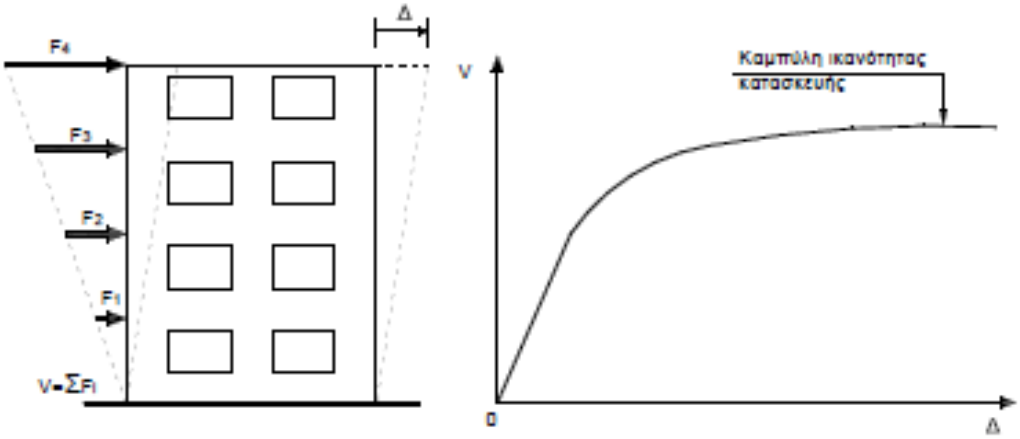
- «Ομοιόμορφη», δηλαδή ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης και φορτία στους ορόφους ανάλογα μόνο της μάζας τους,
- «Ιδιομορφική», σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή.

Κατά την §4.3.3.2.3 του ΕΚ8/Μέρος 1 το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων Δυναμικής ή μπορεί να προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου (τριγωνική κατανομή), όταν δεν έχουμε ένα στρεπτικά εύκαμπτο φορέα, δηλαδή ένα φορέα του οποίου η πρώτη ιδιομορφή είναι κυρίως στρεπτική.

5.3.3 Καμπύλη ικανότητας

Σε μία υπάρχουσα κατασκευή ή μετά τη διαστασιολόγηση του φορέα, εφόσον πρόκειται για μια νέα κατασκευή, εκτελείται η στατική ανελαστική ανάλυση για μια *δεδομένη κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων* στους ορόφους, τα οποία συνεχώς αυξάνονται μέχρι τη κατάρρευση του φορέα, με σκοπό να εξάγουμε την ***καμπύλη ικανότητας*** *(capacity curve)* V-Δ του κτιρίου, όπου V η τέμνουσα βάσης και Δ συνήθως η οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.4. Στη καμπύλη ικανότητας παρουσιάζεται όλη η μηχανική συμπεριφορά του φορέα μέχρι τη κατάρρευση. Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, όπως καταλαβαίνουμε, επηρεάζεται:

a) Από τη θεώρηση που υιοθετείται για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα. Στη γραμμικοποιημένη μέθοδος βήμα προς βήμα (που χρησιμοποιείται από τα περισσότερα λογισμικά για την εξαγωγή της καμπύλης), σε κάθε βήμα αυξάνεται η τέμνουσα βάσης και υπολογίζεται η μετακίνηση της κορυφής με στατική, ελαστική ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει μέχρι να βρεθεί ο μηχανισμός κατάρρευσης και ο φορέας να μην είναι σε θέση να παραλάβει τα φορτία που του αναλογούν. Δηλαδή η εφαρμογή της μεθόδου προϋποθέτει τη γραμμική συμπεριφορά του φορέα μέσα σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης. Αυτή η παραδοχή ισχύει με τη θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστιμότητας και του ακαριαίου σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων μέσω μιας ελαστικής- απολύτως πλαστικής θεώρησης. Στην πλέον ρεαλιστική θεώρηση της κατανεμημένης πλαστιμότητας, η πλαστικοποίηση πραγματοποιείται σταδιακά καθ’ ύψος της διατομής και κατά τον διαμήκη άξονα των ράβδων του φορέα με αποτέλεσμα ο φορέας να συμπεριφέρεται μη γραμμικά σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης. Η θεώρηση αυτή όμως είναι υπολογιστικά χρονοβόρα.
b) Από τη θεώρηση για τη κατανομή των οριζόντιων φορτίων στους ορόφους.



Σχήμα 5.4 - Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

Όσον αφορά, λοιπόν, τα παραπάνω δύο σημεία πρέπει να κάνουμε κάποιες λογικές παραδοχές που να ανταποκρίνονται στις ιδιότητες της κατασκευής που ελέγχουμε (ύπαρξη θεμελιώδους ιδιομορφής σε κάθε οριζόντια διεύθυνση , ικανότητα σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων για την απορρόφηση ενέργειας) ώστε να έχουμε αξιόπιστα αποτελέσματα.

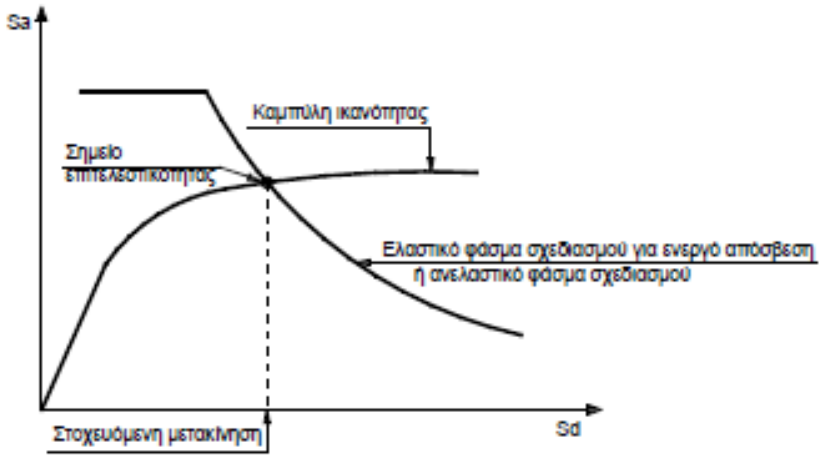
Ο ΚΑΝΕΠΕ συνιστά ως κόμβο ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης (μέγιστης μετελαστικής μετακίνησης για το σεισμό ελέγχου) να λαμβάνεται εν γένει το κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου να λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου.

Το πρώτο βήμα για τη κατασκευή της καμπύλης ικανότητας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής με τον τρόπο που περιγράφτηκε στην §1.2.

5.3.4 Μέθοδος της φασματικής ικανότητας κατά τον ATC -40

Σκοπός της μεθόδου της φασματικής ικανότητας είναι η σύγκριση της ***διατιθέμενης*** αντοχής της κατασκευής, η οποία εκφράζεται από τη καμπύλη ικανότητας V-Δ, με την ***απαιτούμενη*** αντοχή, η οποία προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού. Προκειμένου να γίνει η σύγκριση αυτών των δύο χαρακτηριστικών αντοχών πρέπει τόσο η καμπύλη ικανότητας V-Δ όσο και το φάσμα σχεδιασμού να μετατραπούν σε διάγραμμα φασματικών συντεταγμένων ή φάσμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum). Η τομή των δύο διαγραμμάτων, για κοινή απόσβεση ζ, που επιτυγχάνεται μετά από μία σειρά δοκιμών, ορίζει το

σημείο επιτελεστικότητας *(performance point)* της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Στο σημείο αυτό έχει επέλθει ισορροπία μεταξύ της διαθέσιμης αντοχής (capacity) της κατασκευής και της απαίτησης (demand) που υπαγορεύει το φάσμα σχεδιασμού και αποτελεί τη *μέγιστη απαιτούμενη μετελαστική φασματική μετακίνηση* του φορέα για αυτό το σεισμό. Η μετακίνηση αυτή ονομάζεται και ***στοχευόμενη μετακίνηση*** του φορέα (Σχήμα 5.5).



Σχήμα 5.5 - Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Στη μέθοδο αυτή η καμπύλη ικανότητας ενός πολυβάθμιου κτιρίου μετατρέπεται στην καμπύλη φασματικής συμπεριφοράς ή ***καμπύλη φασματικής ικανότητας*** *(capacity spectrum)* ενός ισοδύναμου ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος. Η χρήση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος αποτελεί μια παραδοχή με σημαντικές αβεβαιότητες. Η αξιοπιστία του επηρεάζεται από τη μορφή και τον τύπο της κατασκευής και τις μετελαστικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται κατά τη σεισμική καταπόνηση.

Ισοδύναμο Μονοβάθμιο Σύστημα [4]

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

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

$$F_i = V \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j} \tag{5.10}$$

όπου $V = \sum_i F_i$ είναι η τέμνουσα βάσης
και φ_i οι συντελεστές που δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1ης ιδιομορφής. Σημειώνεται, όμως, ότι αντί της 1ης ιδιομορφής θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως, οι τιμές των φ_i κανονικοποιούνται έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με μονάδα, $\varphi_{top}=1$.

Με βάση τη σχέση (5.10) και για $\varphi_{top}=1$ η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \tag{5.11}$$

όπου
Q^* = μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^*, μετακίνηση δ^*)
Q = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V, μετακίνηση κορυφής Δ)
Γ = συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i^2} \tag{5.12}$$

Στη παραπάνω σχέση ο αριθμητής ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή,

$$m^* = \sum m_i \cdot \varphi_i$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού [σχέση (5.11)], η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως

του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1η ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ_i ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1ου ιδιοδιανύσματος.

Σύμφωνα, λοιπόν, με τη σχέση (5.11), η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) μορφή (Σχήμα. 5.6), γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = \frac{V}{\alpha \cdot m_{o\lambda}} \tag{5.13}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \qquad [\text{ή } S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}} \text{ εάν } \varphi_{top} \neq 1] \tag{5.14}$$

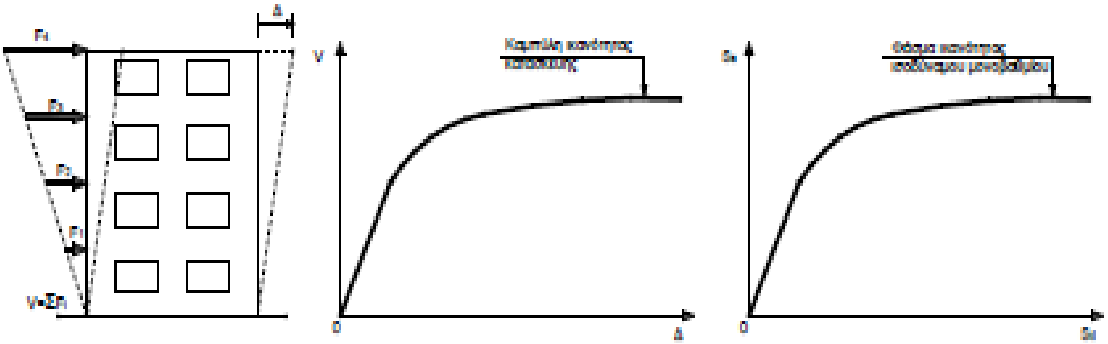
όπου

V = τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

$m_{o\lambda}$= συνολική μάζα πολυβαθμίου

α = ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha = \frac{[\sum m_i \varphi_i]^2}{m_{o\lambda} \cdot \sum m_i \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{o\lambda}} = \Gamma \cdot \frac{m^*}{m_{o\lambda}} \tag{5.15}$$



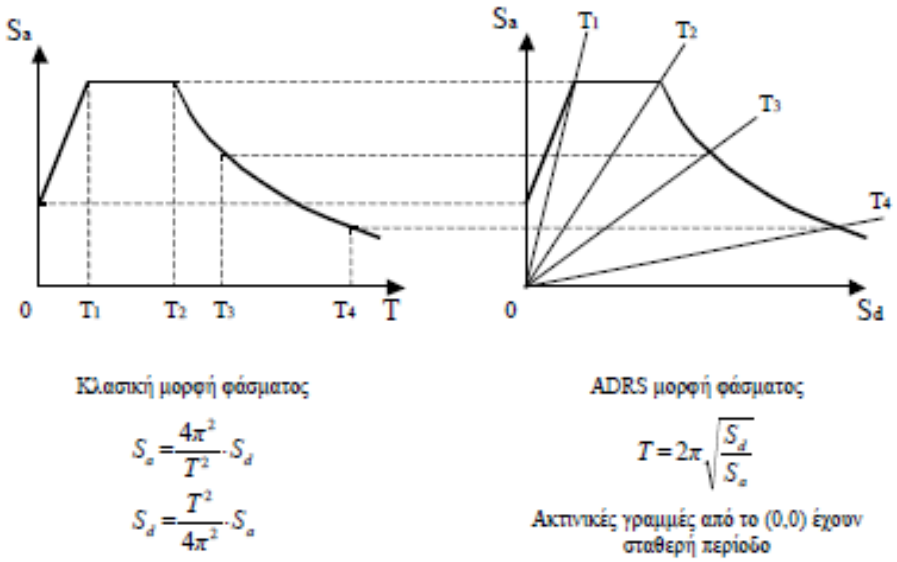
Σχήμα 5.6 - Μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε ADRS μορφή

Τα βήματα της μεθόδου κατά τον ATC- 40

Στο SAP2000v15, το οποίο χρησιμοποιήσαμε στην ανάλυση, υπάρχει αυτοματοποιημένος τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας με διάφορες μεθόδους, συμπεριλαμβανομένης και της μεθοδολογίας του ATC-40. Η μέθοδος αυτή επιλέχθηκε για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας κατά τις ανελαστικές αναλύσεις της παρούσας εργασίας.

Τα βήματα της μεθόδου κατά τον ATC-40 είναι [4]:

Βήμα 1: Μετατροπή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για ζ=5% σε φάσμα μορφής ADRS (φάσμα επιτάχυνσης-μετακίνησης) με τη διαδικασία που φαίνεται στο Σχήμα 5.7.

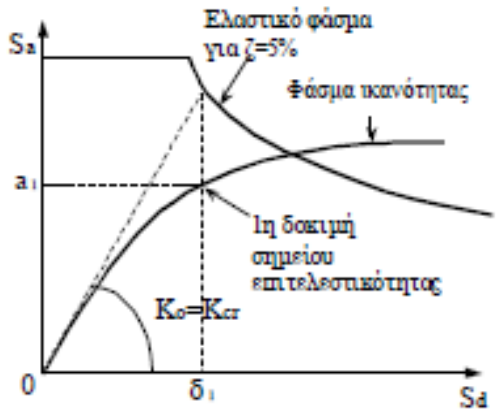


Σχήμα 5.7 - Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε ADRS μορφή

Βήμα 2: Μετατροπή της καμπύλη ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Βήμα 3: Εύρεση 1ου σημείου δοκιμών

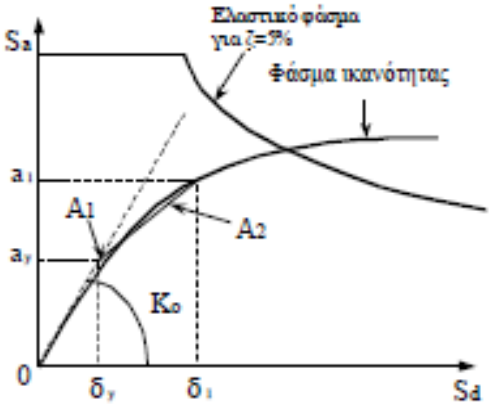
Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση ζ=5% υπολογίζεται η μετακίνηση δ_1 για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση δ_1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1. Η μετακίνηση δ_1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.



Σχήμα 5.8 - Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Από το 1ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά A_1 και A_2 να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες S_a και S_d ορίζει την επιτάχυνση διαρροής, a_y και τη μετακίνηση διαρροής, δ_y αντίστοιχα.



Σχήμα 5.9 - Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ} \tag{5.16}$$

όπου

$\zeta_{ελ}$ = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά, ισούται με 0.05 για Ο.Σ

$\zeta_{υστ}$ = υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς

Ο υπολογισμός της υστερητικής απόσβεσης βασίζεται στη προσέγγιση του Chopra, με προσθήκη στη σχέση που καταλήγει ενός διορθωτικού συντελεστή κ. Η επέμβαση αυτή κρίνεται σκόπιμη γιατί η σχέση του Chopra υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάστιμη συμπεριφορά. Ο συντελεστής λοιπόν κ παίρνει τιμές ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση (Πίνακες 5.1 και 5.2). Έτσι:

$$\zeta_{υστ}(\%) = \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (\alpha_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \tag{5.17}$$

και τελικά,

$$\zeta_{eff}(\%) = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (\alpha_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \tag{5.18}$$

Διάρκεια σεισμού	Νέες, καλές αντισεισμικές κατασκευές	Μέτριες αντισεισμικά κατασκευές	Φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	A	B	C
Μεγάλη (μακριά από επίκεντρο, γενικάς για ζώνες III & IV)	B	C	C

Πίνακας 5.1 - Τύποι συμπεριφοράς κτιρίων

Τύπος συμπεριφοράς	ζ_{eff} (%)	κ
A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
B	< 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u}$
C	Όλες οι τιμές	0.33

Πίνακας 5.2 - Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ

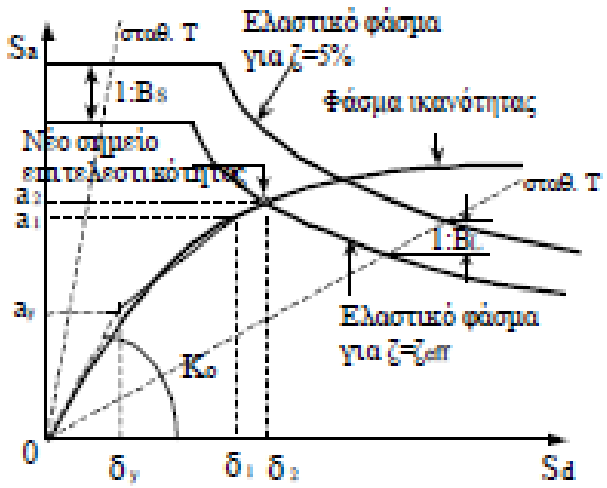
Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση $\zeta=\zeta_{eff}$ με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για ζ=5% με τους συντελεστές SR_A και SR_V:

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln\zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min} \quad (5.19a)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln\zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min} \quad (5.19b)$$

στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα, αντίστοιχα. Οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών δίνονται στον Πίνακα 5.3.

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta=\zeta_{eff}$ και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες S_a και S_d ορίζει την νέα επιτάχυνση, a_2 και τη νέα μετακίνηση, δ_2 αντίστοιχα (Σχήμα 5.9).



Σχήμα 5.10 - Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για $\zeta=\zeta_{eff}$ και εύρεση νέου σημείου επιτελεστικότητας

Τύπος συμπεριφοράς	$SR_{d,min}$	$SR_{V,min}$
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

Πίνακας 5.3 - Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης

Βήμα 6: Έλεγχος σύγκλισης

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

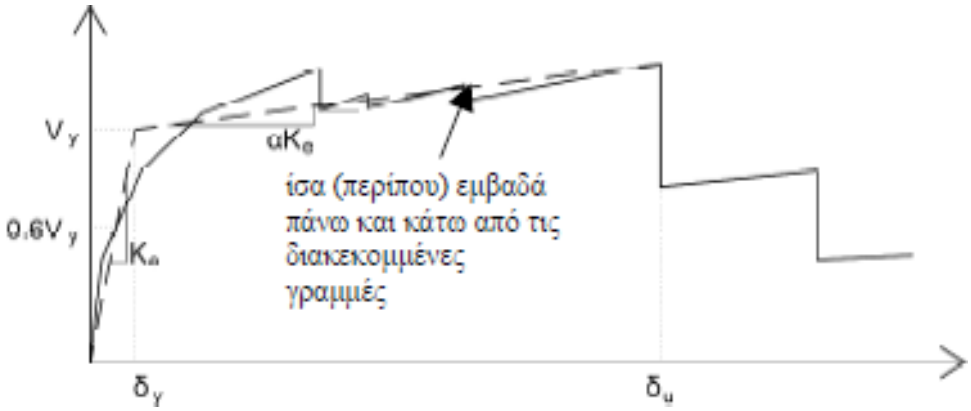
$$0,95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1 \quad (5.20)$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, θέτουμε $a_1=a_2$ και $\delta_1=\delta_2$ και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το 5ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση δ_2 αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση δ* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

5.3.5 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης κατά τον ΚΑΝΕΠΕ - Μέθοδος των Συντελεστών

Για λόγους πληρότητας παρουσιάζουμε και μια μέθοδο, παραπλήσια με τη μέθοδο των συντελεστών, που προτείνει ο ΚΑΝΕΠΕ για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας.

Στον ΚΑΝΕΠΕ συνίσταται η καμπύλη ικανότητας να εξιδανικεύεται από μία διγραμμική καμπύλη όπως αυτή που φαίνεται στο Σχήμα 5.11. Η εξιδανικευμένη καμπύλη προκύπτει γραφικά με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της διγραμμικής καμπύλης.



Σχήμα 5.11 - Μετατροπή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής σε εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών της διγραμμικής καμπύλης. Ο μετελαστικός κλάδος της διγραμμικής καμπύλης πρέπει να τέμνει τη πραγματική στο σημείο που αντιστοιχεί στη παραμόρφωση αστοχίας και έτσι προκύπτει ο συντελεστής α που σε καμία περίπτωση δεν πρέπει να ξεπερνάει την τιμή 0,10.

Εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t επιτρέπεται να υπολογίζεται θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\delta_t = C_0\, C_1\, C_2\, C_3\, (T_e^2 / 4\pi^2)\, S_e(T) \qquad (5.21)$$

όπου

T_e η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης σύμφωνα με τη παρακάτω σχέση

$$T_e = T\sqrt{\frac{K_o}{K_e}} \qquad (5.22)$$

με

T η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση

K_0 η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία

K_e η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία σύμφωνα με τα παραπάνω

$S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e

C_0, C_1, C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που υπολογίζονται κατά την §5.7.4.2 του ΚΑΝΕΠΕ [1].

5.4 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

5.4.1 Γενικά

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας ***στάθμης επιτελεστικότητας*** *(δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών)* και ενός ***επιπέδου της σεισμικής δράσης***, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται στο φέροντα οργανισμό ή τόσο στο φέροντα όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή στη δεύτερη περίπτωση προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό. Στον ΚΑΝΕΠΕ οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται μόνο στο φέροντα οργανισμό.

Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας διαμορφώνονται στον ΚΑΝΕΠΕ ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας και τη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών (Πίνακας 5.4).

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

Πίνακας 5.4 - Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝΕΠΕ

Η ονομαστική τεχνική διάρκεια ζωής λαμβάνεται ίση με τον συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών, ανεξαρτήτως της εικαζόμενης κατά περίπτωση «πραγματικής» υπολειπόμενης διάρκειας ζωής του κτίσματος. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών.

Να σημειωθεί εδώ ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς σχεδιασμούς (ΕΑΚ, ΕΚ8) αντιστοιχεί, σύμφωνα με το παραπάνω πίνακα, σε στόχο σχεδιασμού Β1.

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό *συνδυασμό ασφάλειας και κόστους*, λαμβάνοντας υπόψη και τη *σπουδαιότητα της κατασκευής*. Έτσι οι στόχοι Β2, Γ1, Γ2 κρίνονται μη ασφαλείς άρα και μη αποδεκτοί.

5.4.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού κατά τον ΚΑΝΕΠΕ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού, όπως ορίζονται στην §2.2.2 του ΚΑΝΕΠΕ για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, είναι οι εξής:

- <u>«Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» - Στάθμη (Α)</u>

  Είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό.

- <u>«Προστασία ζωής» - Στάθμη (Β)</u>

Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το 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» - Στάθμη (Γ)

Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το 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, το σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Δεν αποκλείονται όμως τραυματισμοί ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του *μη-φέροντος οργανισμού* ή αντικειμένων. Να σημειωθεί εδώ ότι ο όρος μη-επισκευάσιμες βλάβες, αναφέρεται σε σοβαρές ή βαριές βλάβες, έναντι των οποίων απαιτείται ενίσχυση (και όχι απλή επισκευή) ή αντικατάσταση ή υποκατάσταση του δομικού στοιχείου ή του δομήματος στο σύνολό του.

5.5 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας και έλεγχος

5.5.1 Ανίσωση ασφαλείας

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στους Ευρωκώδικες (ΕΚ), δηλαδή:

$$S_d < R_d$$

με

$$S_d = \gamma_{Sd} \cdot S\,(S_k \cdot \gamma_f)$$

και

$$R_d = (1/\gamma_{Rd}) \cdot R\,(R_k / \gamma_m)$$

όπου

- S_d, οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.
- R_d, οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).
- S_k, οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη.
- R_k, οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.
- γ_f, γ_m, οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές. Για τις μεταβλητές δράσεις χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_f και ψ_i κατά τους Κανονισμούς. Οι τιμές γ_g για τις μόνιμες δράσεις λαμβάνονται ως εξής: για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως είναι γ_g = 1,35 για ικανοποιητική ΣΑΔ και γ_g = 1,50 ή 1,20 για ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ αντιστοίχως. Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ_m δίνονται στην §4.3.2 του παρόντος.
- γ_{Sd},γ_{Rd}, οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
γ_{Sd} =1,20	γ_{Sd} =1,10	γ_{Sd} =1,00

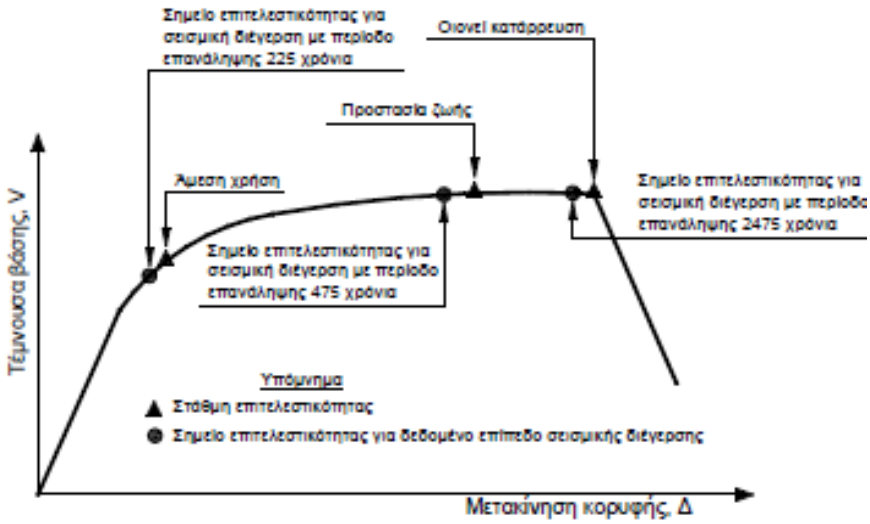
Πίνακας 5.5 - Τιμές του συντελεστή γ_{Sd} όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα (ή μόνον από αυτό)

Ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα.

Ο έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας γίνεται ανάλογα με

1. τη μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε
2. τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό)

Για τον *έλεγχο της παραπάνω ανίσωσης με ανελαστική στατική ανάλυση*, είτε σε επίπεδο κατασκευής είτε σε επίπεδο δομικού στοιχείου, τοποθετούμε τις ορισμένες κατά την §5.4.2 στάθμες επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας ή στη καμπύλη F-δ του στοιχείου αντίστοιχα. Στην καμπύλη F-δ του στοιχείου τοποθετούνται σύμφωνα με τους Κανονισμούς (§5.5.2) έτσι ώστε οι απαιτήσεις τους να ανταποκρίνονται στις ιδιότητες της καμπύλης ενώ στη καμπύλη ικανότητας απαιτείται κρίση μηχανικού για την τοποθέτηση τους (§5.5.3). Οι στάθμες επιτελεστικότητας επί των καμπυλών δηλώνουν το μέγεθος R_d, τις διαθέσιμες αντιστάσεις. Το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής για κάποια συγκεκριμένη διέγερση αποτελεί την εντατική κατάσταση γι'αυτό το σεισμό, S_d. Γι' αυτό το σημείο επιτελεστικότητας/στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης F-δ βρίσκεται κάθε στοιχείο, και να έχουμε και την εντατική κατάσταση S_d του στοιχείου. Ανάλογα με το στόχο σεισμικής ικανότητας που έχουμε ορίσει, δηλαδή τη στάθμη επιτελεστικότητας (αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θέλουμε γι' αυτή τη σεισμική διέγερση βλέπουμε αν ικανοποιείται ο έλεγχος ασφάλειας ή όχι. Σε περίπτωση που δεν ικανοποιείται ενισχύουμε τα προβληματικά στοιχεία και ο έλεγχος επαναλαμβάνεται.



Σχήμα 5.12 - Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

5.5.2 Στάθμες επιτελεστικότητας δομικών στοιχείων

Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας του δομικού στοιχείου σε ανελαστικές αναλύσεις γίνεται στον ΚΑΝΕΠΕ με βάση:

- τον τρόπο αστοχίας, δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάστιμη ή ψαθυρή

- την κατηγοριοποίηση του σε κύριο/πρωτεύον ή δευτερεύον

Ως ***πρωτεύοντα*** αναφέρει ότι θα χαρακτηρίζονται εν γένει τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία ενώ ως ***δευτερεύοντα*** θα χαρακτηρίζονται τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή επιμέρους φορείς.

Για ανελαστικές αναλύσεις ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται ως εξής:

- Άμεση χρήση μετά το σεισμό: Απαίτηση οιονεί ελαστικής συμπεριφοράς

  Τόσο για τα πρωτεύοντα όσο και για τα δευτερεύοντα:

$$R_d = \delta_y / \gamma_{Rd} = \theta_y / \gamma_{Rd}$$

  με $\gamma_{Rd} = 1$

a) Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας

- Προστασία ζωής: Όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους.

  - Σε πρωτεύοντα στοιχεία:

$$R_d=\delta_d=0,5(\theta_y+\theta_u)/\gamma_{Rd}$$

  - Σε δευτερεύοντα στοιχεία:

$$R_d=\delta_d=\theta_u/\gamma_{Rd}$$

  με γ_{Rd} = 1,80 και στις δύο περιπτώσεις γιατί ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιούμαι τη πλαστική γωνία στροφής

- Οιονεί κατάρρευση: Απαίτηση να μην ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας των πρωτευόντων και των ενδεχομένων

κατακόρυφων δευτερευόντων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, ενώ για τα οριζόντια δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπονται, γενικώς, υπερβάσεις.

- Σε πρωτεύοντα στοιχεία:

$$R_d = \delta_d = \theta_u/\gamma_{Rd}$$
$$\text{με } \gamma_{Rd} = 1{,}80$$

- Σε δευτερεύοντα στοιχεία:

$$R_d = \delta_d = \theta_u/\gamma_{Rd}$$
$$\text{με } \gamma_{Rd} = 1{,}00$$

b) Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας

Η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με:

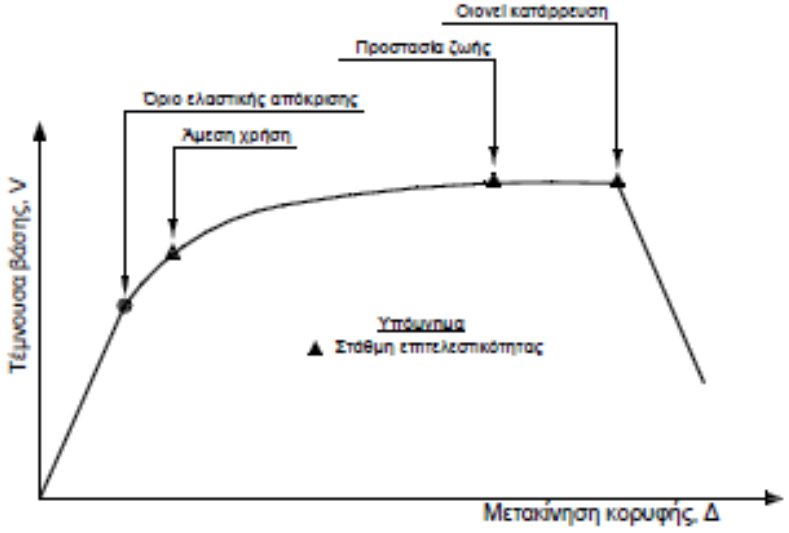
S_d = εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση

R_d = τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_m κατά την § 4.5.3 του παρόντος και τα Κεφ. 7 και Κεφ. 8 του ΚΑΝΕΠΕ για τα πρωτεύοντα στοιχεία, για δε τα δευτερεύοντα με τις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών χωρίς συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_m.

5.5.3 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην καμπύλη συμπεριφοράς του, μπορούν να τοποθετηθούν πάνω στη καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για την κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.13. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας 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.



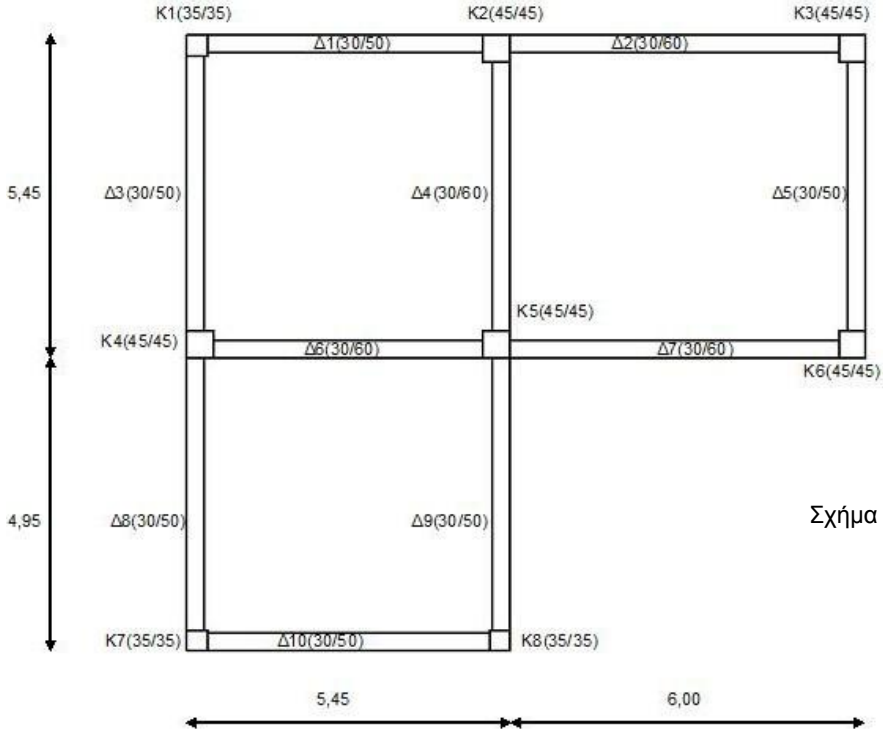
Σχήμα 5.13 - Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στη καμπύλη ικανότητας

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.

6 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ ΜΕ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

6.1 Μορφολογία και στοιχεία του κτιρίου

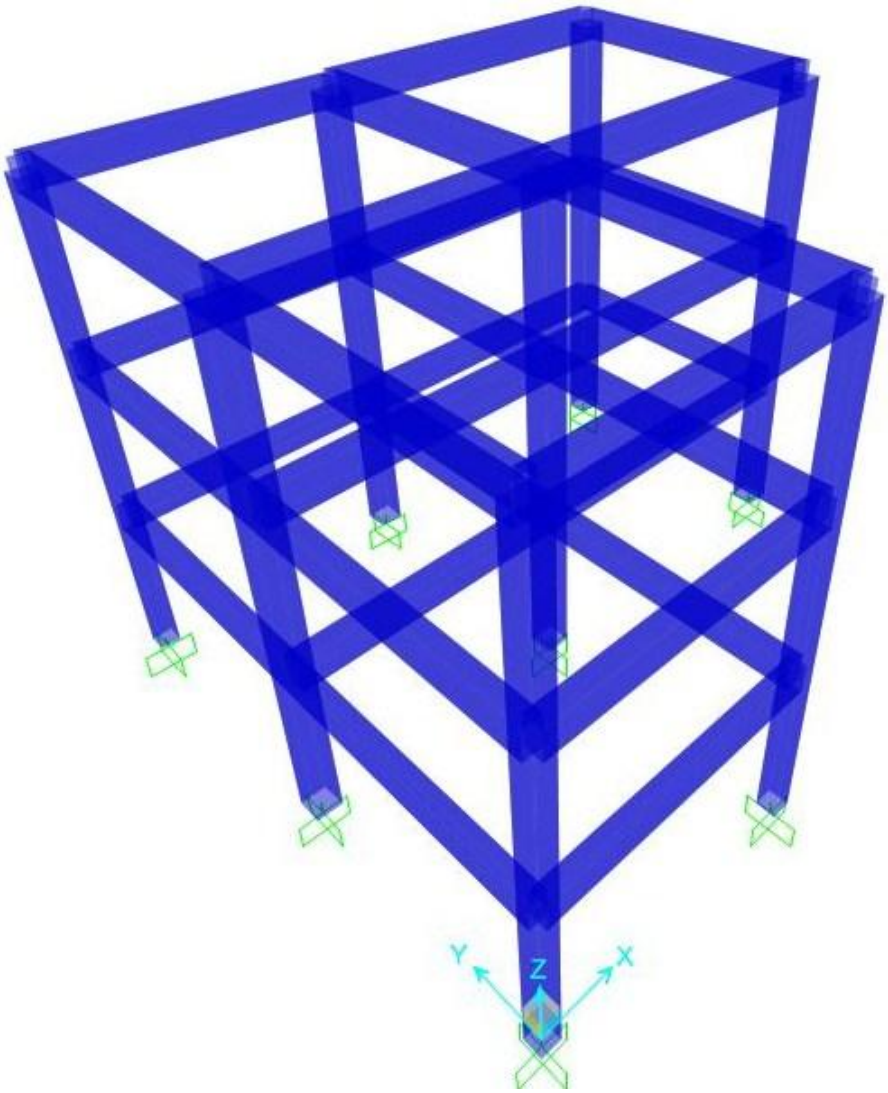
Ως υφιστάμενο κτίριο εφαρμογής για την αποτίμηση και την ελαχιστοποίηση της στρεπτικής απόκρισης χρησιμοποιήσαμε ένα υποθετικό, τριώροφο κτίριο Οπλισμένου Σκυροδέματος. Η κάτοψη είναι μορφής Γ, κοινή για όλους τους ορόφους, επιφάνειας 89 m^2 και το ύψος των ορόφων είναι 3m. Η χρήση του είναι οικιστική και τοποθετείται χωρικά στο Δήμο Ζωγράφου (Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ζ1). Εφόσον το κτίριο είναι υποθετικό θεωρούμε ικανοποιητική ΣΑΔ.



Σχήμα 6.1 - Κάτοψη κτιρίου

6.2 Προσομοίωση του φορέα

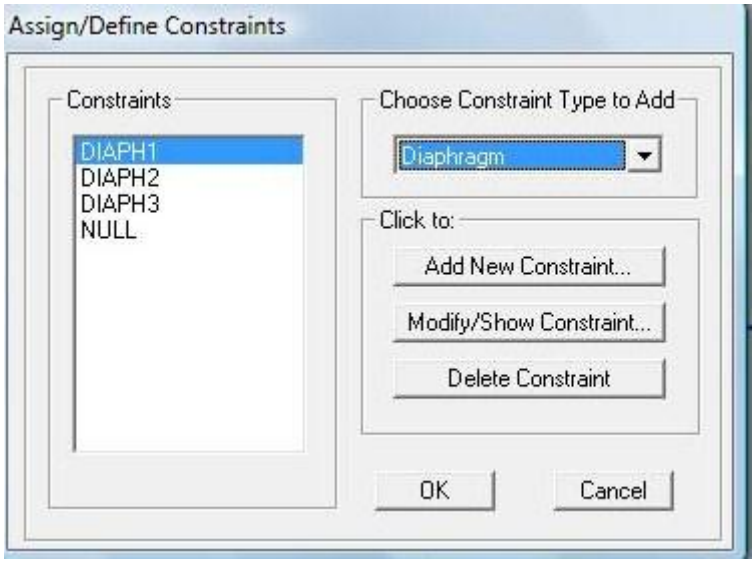
Το κτίριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα, στο οποίο αμελείται η επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη των οριζόντιων φορτίων του σεισμού. Γίνεται λοιπόν η παραδοχή ότι τα φορτία αυτά παραλαμβάνονται από τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία, δηλαδή απ' τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Τα τελευταία προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου 6 βαθμών ελευθερίας.



Σχήμα 6.2 - Προσομοίωμα του κτιρίου στο SAP2000

Στο μοντέλο δεν εισάγονται οι πλάκες αλλά εξασφαλίζεται η **διαφραγματική λειτουργία** των ορόφων δεσμεύοντας τους κόμβους κάθε ορόφου με την εντολή:

Assign→Joint→Constraints→Diaphragm

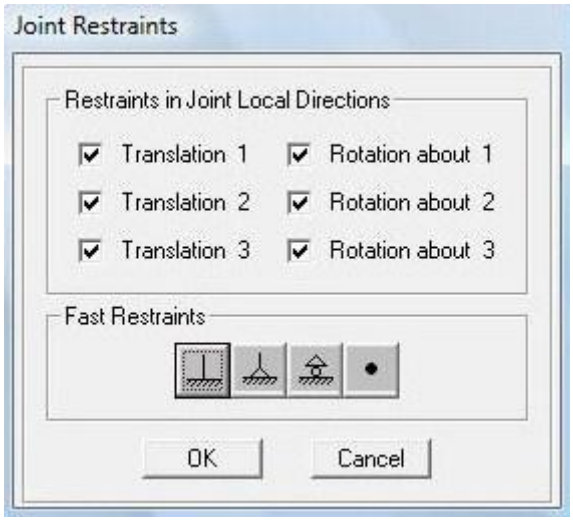


Σχήμα 6.3 - Εισαγωγή των διαφραγμάτων στο SAP2000

Φυσικά λαμβάνεται υπόψη η φορτιστική επίδραση τόσο των τοιχοποιιών όσο και των πλακών στο φορέα.

Οι **στηρίξεις επί του εδάφους** θεωρούνται πακτώσεις. Αφού επιλεχθούν οι κόμβοι των υποστυλωμάτων που βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος δεσμεύονται οι μετακινήσεις τους και οι στροφές με την εντολή:

Assign→Joint→Restraints



Σχήμα 6.4 - Εισαγωγή πακτώσεων στο SAP2000

6.3 Υλικά

Τα χαρακτηριστικά των υλικών της κατασκευής είναι:

- <u>Σκυρόδεμα</u>

Ως σκυρόδεμα της αρχικής κατασκευής θεωρούμε σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και επιβατικού μέτρου ελαστικότητας E_{cm}=29GPa. Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι 25kN/m^3. Ως αντοχή -εφόσον πρόκειται για υλικό υφιστάμενης κατασκευής που θα αποτιμηθεί με ανελαστικές αναλύσεις- θεωρείται η μέση (ΚΑΝΕΠΕ), όπως αναφέρθηκε και στη §4.3.2, δηλαδή:

$$f_c = (f_{ck}+8)/\gamma_m = (20+8)/1.10 = 25.454 \text{ MPa}$$

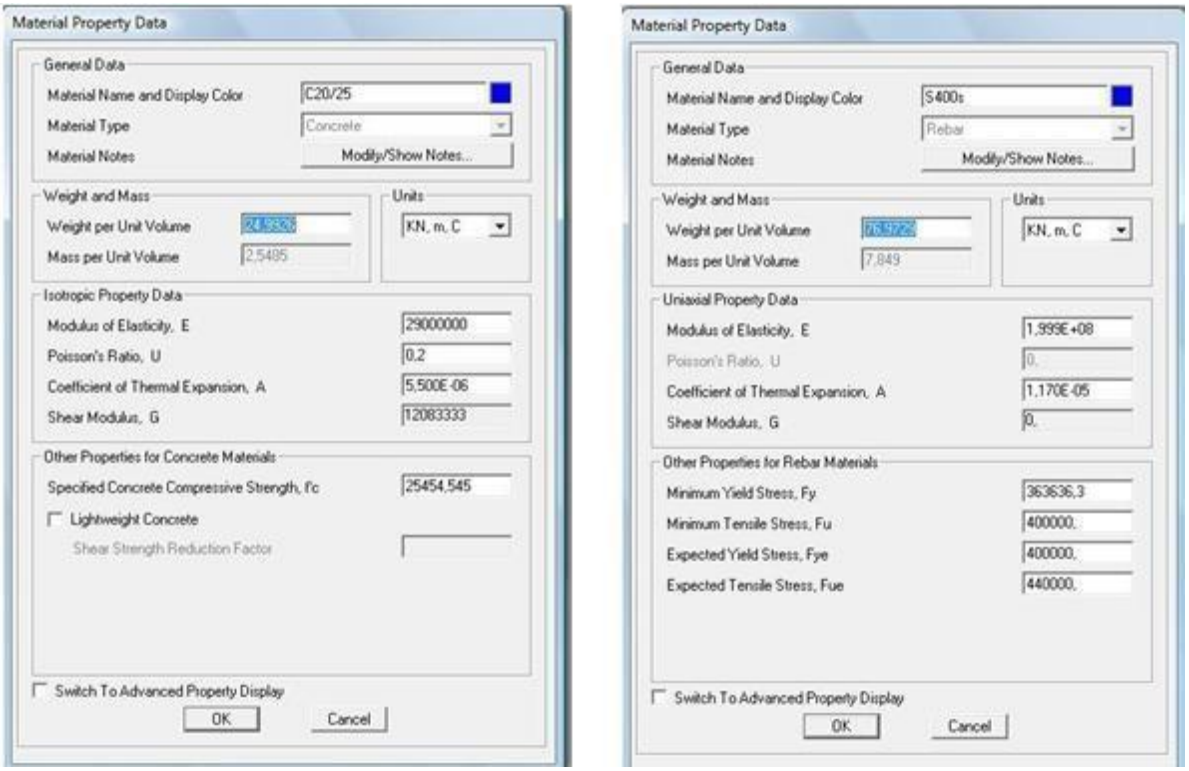
- <u>Χάλυβας</u>

Ως χάλυβα τον οπλισμών θεωρούμε χάλυβα ποιότητας S400s, μέτρου ελαστικότητας E_s=200GPa. Επίσης θεωρούμε ότι μετελαστικά έχει κράτυνση 1.10, δηλαδή η τάση αστοχίας είναι f_{tk} = 440MPa. Η τάση διαρροής υπολογίζεται (§4.3.2):

$$f_{sy} = f_{yk}/\gamma_m = 400/1.10 = 363.636 \text{ MPa}$$

Οι ιδιότητες κάθε υλικού εισάγονται στο SAP2000 με τη διαδικασία:

Define→Materials→Add New Material



Σχήμα 6.5 - Εισαγωγή των υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβας αντίστοιχα) στο SAP2000

6.4 Διατομές υποστυλωμάτων και δοκών

Τις δοκούς τις εισάγουμε απλοποιητικά ως ορθογωνικές διατομές. Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στις δοκούς και στα υποστυλώματα του φορέα, οι οποίες τυποποιούνται ανάλογα με τις διαστάσεις και τον οπλισμό τους:

- Δοκοί

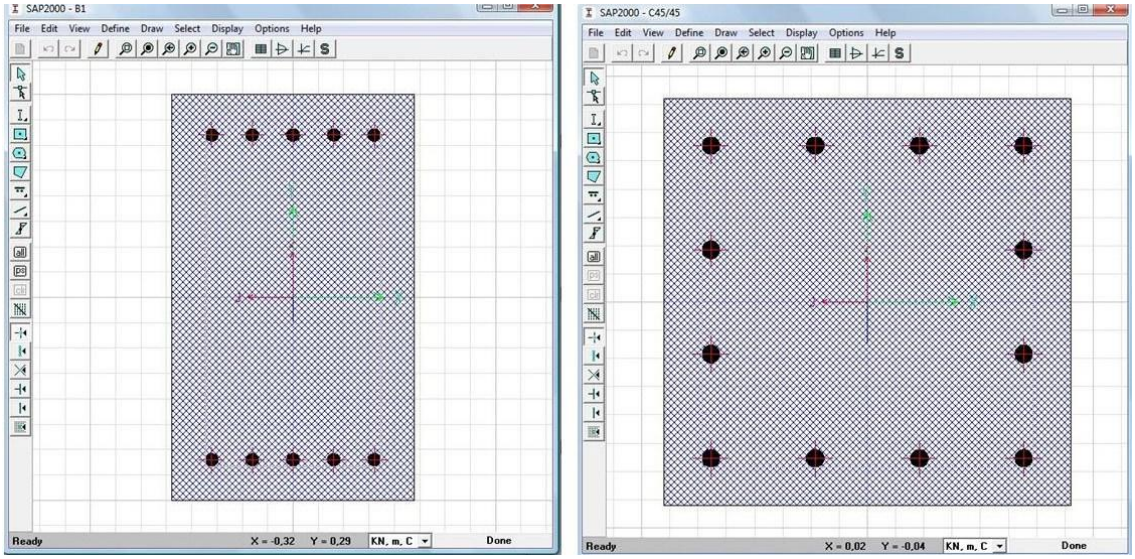
Διαστάσεις	Οπλισμός	Στοιχεία
60/30	8Φ20	Δ2,Δ4,Δ6,Δ7
50/30	10Φ16	Δ1,Δ3,Δ5,Δ8,Δ9,Δ10

- Υποστυλώματα

Διαστάσεις	Οπλισμός	Στοιχεία
35/35	8Φ20	Κ1,Κ7,Κ8
40/40	12Φ20	Κ2,Κ3,Κ4,Κ5,Κ6

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται στο Section Designer του SAP (γεωμετρία, οπλισμός, υλικά). Η ακολουθία των εντολών είναι:

Define→Section Properties→Frame Sections→Add New Property→Other→Section Designer



Σχήμα 6.6 - Διαμόρφωση διατομών στο Section Designer του SAP2000

6.5 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία που θεωρούμε για την αποτίμηση του κτιρίου είναι σύμφωνα με τον ΕΚ1:

- <u>Μόνιμα</u>
  - ✓ Βάρος πλάκας (θεωρώντας πάχος 18cm) 4,5 KN/m^2
  - ✓ Επικάλυψη δωματίων 1,5 KN/m^2
  - ✓ Δρομικές τοιχοποιίες (απομειωμένο κατά 20% λόγω ανοιγμάτων) 1,7 KN/m

- <u>Κινητά</u>
  - ✓ Δωμάτια 2,0 KN/m^2

Επειδή δεν τοποθετήσαμε πλάκες στο προσομοίωμα ώστε να μεταφερθούν αυτόματα τα φορτία από τις πλάκες στις δοκούς, θεωρούμε επιφάνειες φόρτισης για την κατανομή των φορτίων στις δοκούς που προκύπτουν από το γεωμετρικό μερισμό της επιφάνειας της κάτοψης (ΕΚΩΣ 2000). Έτσι

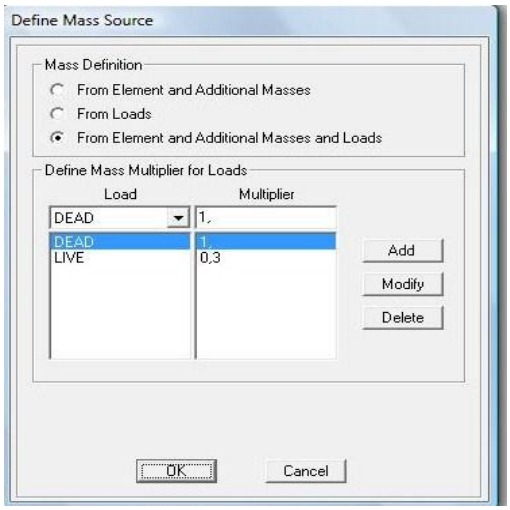
- Εφόσον σε μία γωνία συναντώνται δύο πλευρές ομοειδούς στήριξης, η γωνία μερισμού είναι 45°.

- Εφόσον συναντώνται πλήρως πακτωμένη με ελεύθερα εδραζόμενη πλευρά, η γωνία μερισμού προς τη πλευρά της πάκτωσης είναι 60°.

Η *ταλαντούμενη μάζα*, που χρησιμοποιείται για την ιδιομορφική ανάλυση (modal), ορίστηκε από το συνδυασμό G+0.3Q με την επιλογή:

Define → Mass Source → From Element and Additional Masses and Loads

με την οποία το ίδιο βάρος της κατασκευής λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.



Σχήμα 6.7 - Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου

6.6 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιείται για την αποτίμηση του κτιρίου στη μέθοδο ATC-40 υπολογίσθηκε με βάση τον ΕΚ8 και σύμφωνα με τους τύπους:

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

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

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

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

όπου:

$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$

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

S = συντελεστής εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_i
I	0.80
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

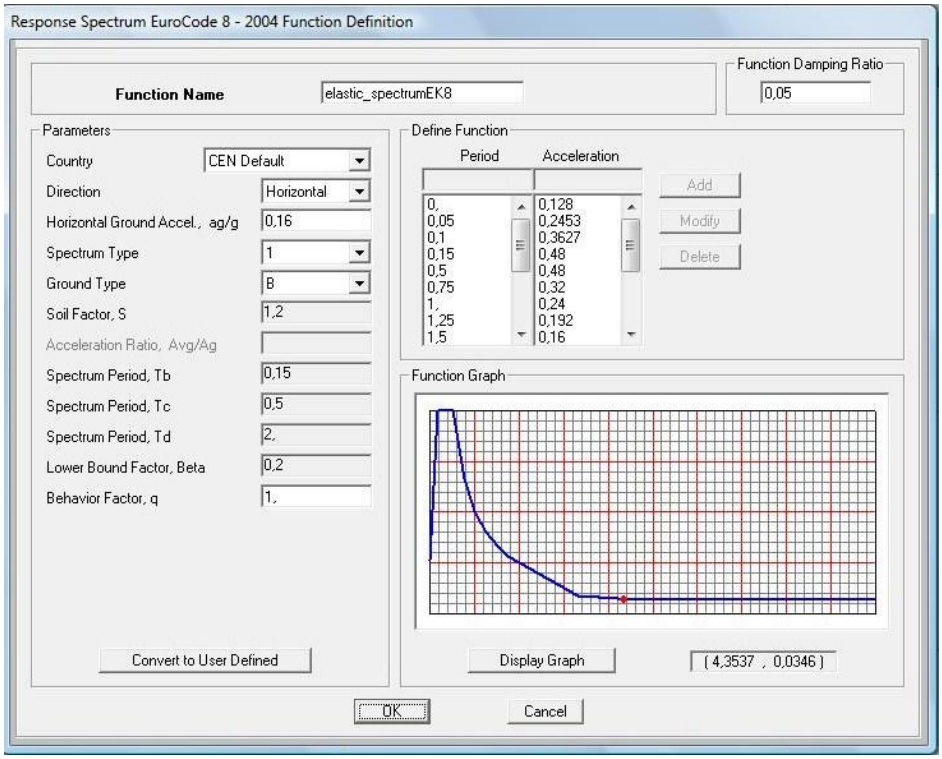
Στο συγκεκριμένο κτίριο είναι:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 → a_{gR} = 0.16
- Κατηγορία σπουδαιότητας II → γ_I = 1.00
- Κατηγορία εδάφους B → T_B = 0.15, T_C = 0.50, T_D = 2.50, S = 1.20

Η εισαγωγή του φάσματος στο SAP2000 γίνεται με την εντολή:

Define→Functions→Response Spectrum

όπου επιλέγουμε το φάσμα του ΕΚ8 που υπάρχει έτοιμο στο SAP προσθέτοντας τα παραπάνω στοιχεία για το κτίριο και q=1.



Σχήμα 6.8 - Εισαγωγή του ελαστικού φάσματος του ΕΚ8 στο SAP2000

6.7 Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων

Η ενεργός δυσκαμψία των δομικών στοιχείων είναι μικρότερη σε σχέση με τη γεωμετρική λόγω της ρηγμάτωσης των στοιχείων. Η απομείωση γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1.

Για να συνυπολογισθεί η μείωση της δυσκαμψίας στο λογισμικό SAP2000 τοποθετείται ο συντελεστής K_{eff}/ K_{el} στα modifiers έκαστης διατομής στη θέση moment of inertia around 2,3.

6.8 Ιδιομορφική ανάλυση

Αρχικά ορίστηκε το είδος της φόρτισης με μηδενικές αρχικές συνθήκες και μέγιστο αριθμό ιδιομορφών 12 με την εντολή:

Define→Load Cases→Modal

Όπως ήδη αναφέρθηκε η ταλαντούμενη μάζα ορίστηκε για το συνδυασμό G+0.3Q.

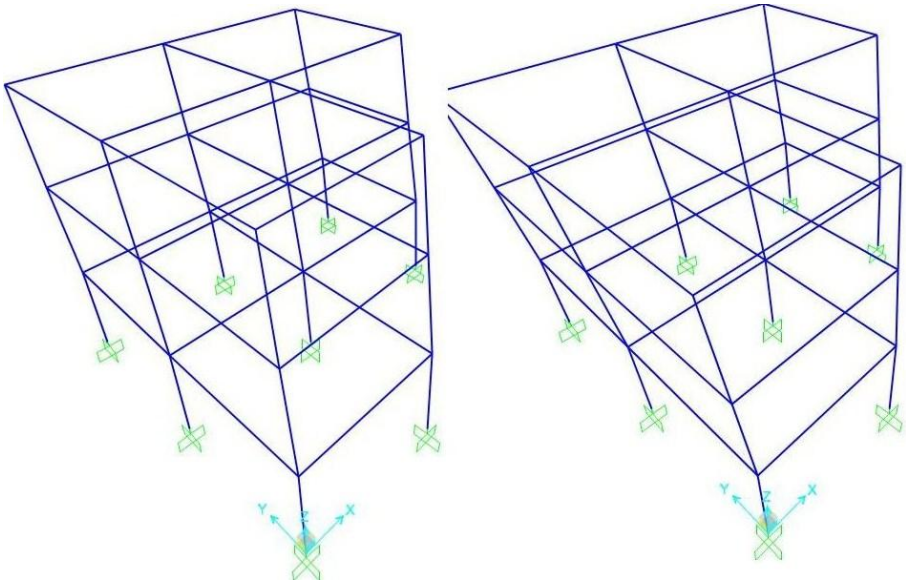
Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές των ιδιοπεριόδων ταλάντωσης του κτιρίου καθώς και τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών (δρώσες ιδιομορφικές μάζες / συνολική μάζα) για κάθε ιδιομορφή και διεύθυνση.

Ιδιομορφή	T (sec)	M_x	M_y	M_θ	ΣM_x	ΣM_y	ΣM_θ
1	0,63	0,004	0,832	0,20	0,004	0,832	0,20
2	0,60	0,810	0,007	0,19	0,815	0,840	0,39
3	0,55	0,037	0,008	0,46	0,852	0,847	0,85
4	0,19	0,005	0,101	0,02	0,857	0,948	0,87
5	0,19	0,105	0,009	0,02	0,962	0,957	0,89
6	0,17	0,007	0,010	0,08	0,968	0,967	0,97
7	0,11	0,003	0,021	0,00	0,971	0,988	0,97
8	0,10	0,028	0,004	0,00	0,999	0,992	0,97
9	0,09	0,001	0,008	0,03	1,000	1,000	1,00
10	0,05	0,000	0,000	0,00	1,000	1,000	1,00
11	0,04	0,000	0,000	0,00	1,000	1,000	1,00
12	0,04	0,000	0,000	0,00	1,000	1,000	1,00

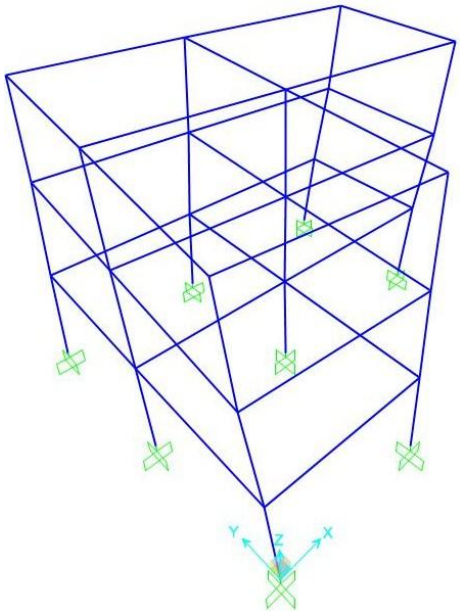
Πίνακας 6.1 - Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά διεύθυνση για κάθε ιδιομορφή

Παρατηρούμε ότι η 1^{η} Ιδιομορφή είναι θεμελιώδης για τη διεύθυνση Y με ποσοστό συμμετοχής της μάζας 83,2% ενώ η 2^{η} είναι θεμελιώδης για τη διεύθυνση X με ποσοστό συμμετοχής 81,0%.

Στα σχήματα που ακολουθούν εμφανίζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του φορέα:



Σχήμα 6.9 - 1η και 2η ιδιομορφή αντίστοιχα (μεταφορικές)



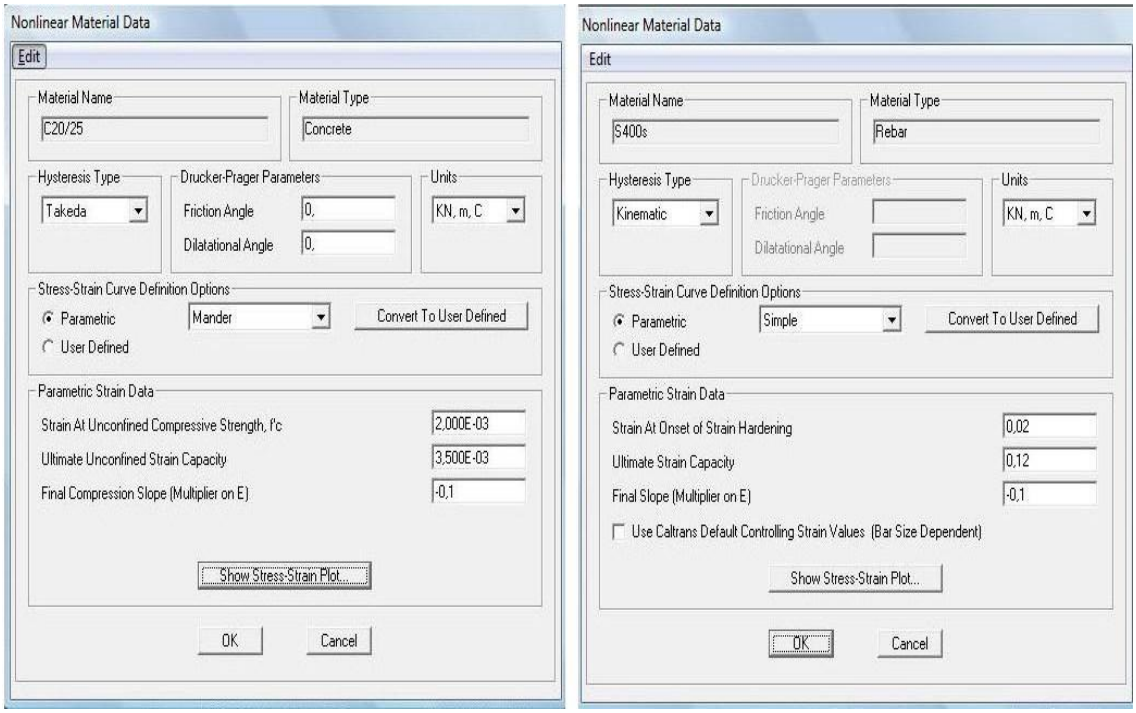
Σχήμα 6.10 - 3η ιδιομορφή (στρεπτική)

6.9 Ορισμός των μη γραμμικών ιδιοτήτων των υλικών

Για την εισαγωγή της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων πρωταρχικό βήμα είναι η ορισμός των μη γραμμικών ιδιοτήτων των υλικών. Για το σκυρόδεμα θεωρούμε παραμόρφωση αστοχίας σε κεντρική θλίψη 2‰ και σε κάμψη 3,5‰. Για το χάλυβα θεωρούμε παραμόρφωση αστοχίας 20‰.

Η εισαγωγή της μη γραμμικής συμπεριφοράς των υλικών στο SAP γίνεται με την εντολή:

Define → Materials →Show advanced properties →Modify→ Nonlinear material data



Σχήμα 6.11 - Εισαγωγή των μη γραμμικών ιδιοτήτων των υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβας)

6.10 Προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων

Το SAP2000 για την εξαγωγή της καμπύλης ικανότητας του φορέα κατά την στατική ανελαστική ανάλυση βασίζεται στη μέθοδο βήμα προς βήμα, δηλαδή στο σχηματισμό συγκεντρωμένων πλαστικών αρθρώσεων επί των στοιχείων μέχρι τη δημιουργία του μηχανισμού κατάρρευσης του φορέα. Επόμενο συνεπώς βήμα είναι ο ορισμός των θέσεων των πλαστικών αρθρώσεων επί των στοιχείων του φορέα και ο καθορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς τους, δηλαδή η διαμόρφωση της καμπύλης συμπεριφοράς τους σε όρους ροπής- γωνίας χορδής στροφής.

Η μόρφωση της καμπύλης συμπεριφοράς γίνεται κατά την §5.2, χρησιμοποιώντας για τον υπολογισμό των γωνιών στροφής στη διαρροή και την αστοχία τις σχέσεις του ΚΑΝΕΠΕ (σχέσεις 5.1 και 5.4 στη παρούσα εργασία).

Με την εισαγωγή μιας διατομής στο Section Designer του SAP2000, υπολογίζεται αυτόματα το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων της διατομής από το οποίο λαμβάνονται οι ροπές διαρροής και αστοχίας, M_y και M_u αντίστοιχα, καθώς και οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας της διατομής, φ_y και φ_u αντίστοιχα.

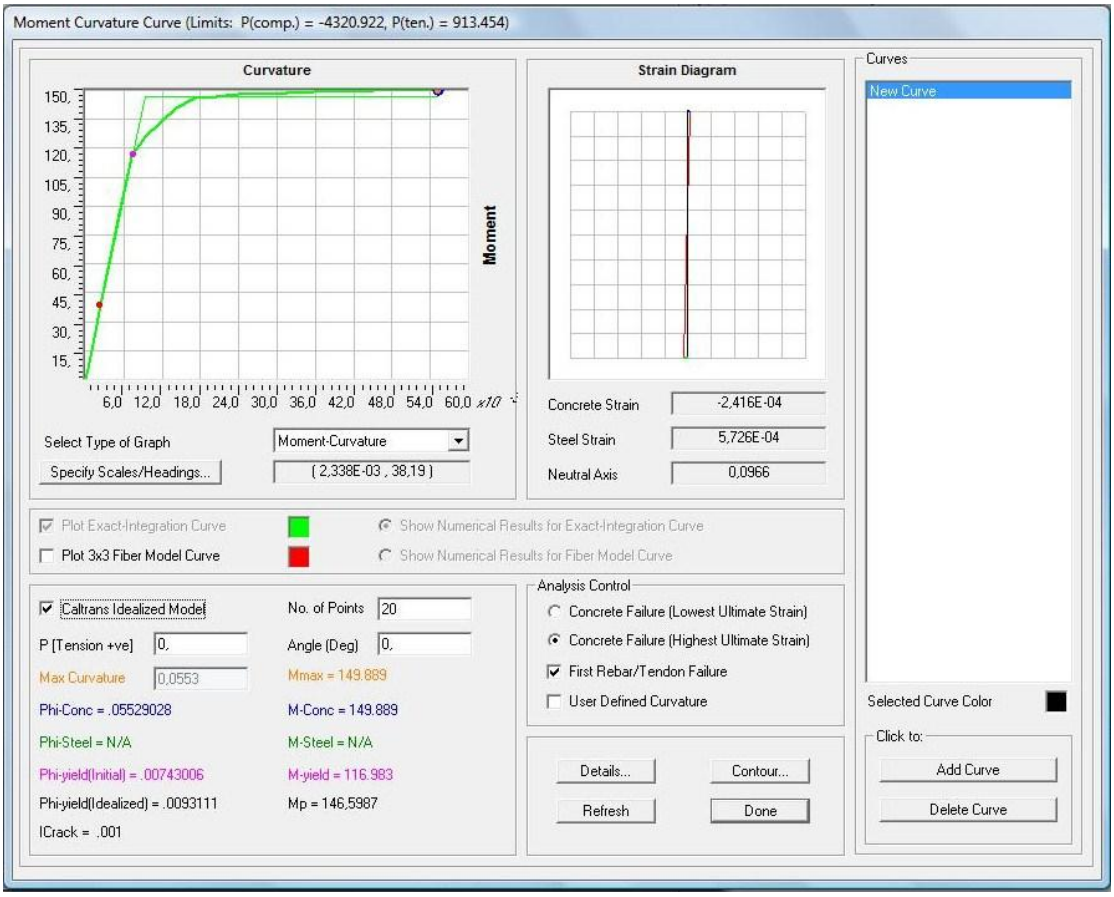
Από τα δεδομένα του παρακάτω σχήματος γίνεται η εξής αντιστοίχιση:

Phi-yield (initial) → φ_y

Phi-Conc→φ_u

M-yield→M_y

M-Conc→M_u



Σχήμα 6.12 - Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων διατομής

Με δεδομένα τα μεγέθη φ_y και φ_u υπολογίζονται οι γωνίες στροφής χορδής στη διαρροή και την αστοχία, θ_y και θ_{um} αντίστοιχα, για τα διάφορα στοιχεία του φορέα σύμφωνα με τις σχέσεις 5.1 και 5.4. Να σημειώσουμε εδώ ότι θεωρούμε $\rho_s=\rho_d=0$. Για τον υπολογισμό τους στην περίπτωση των υποστυλωμάτων είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων για το συνδυασμό G+0,3Q.

Στοιχείο	Διαστάσεις	d_b (m)	Lnet (m)	Ls (m)	(1/R)y	(1/R)u	My (kNm)	Mu (kNm)	θy	θum	θu,pl
Δ1	30/50	0,016	4,63	2,31	0,0057	0,0579	176,38	194,37	0,0078	0,0566	**0,0488**
Δ2	30/60	0,020	5,60	2,80	0,0045	0,0579	206,17	242,40	0,0076	0,0568	**0,0493**
Δ3	30/50	0,016	4,65	2,33	0,0057	0,0579	176,38	194,37	0,0078	0,0568	**0,0489**
Δ4	30/60	0,020	4,60	2,30	0,0045	0,0579	206,17	242,40	0,0069	0,0530	**0,0461**
Δ5	30/50	0,016	4,60	2,30	0,0057	0,0579	176,38	194,37	0,0078	0,0565	**0,0487**
Δ6	30/60	0,020	4,63	2,31	0,0045	0,0579	206,17	242,40	0,0069	0,0531	**0,0462**
Δ7	30/60	0,020	5,60	2,80	0,0045	0,0579	206,17	242,40	0,0076	0,0568	**0,0493**
Δ8	30/50	0,016	4,65	2,33	0,0057	0,0579	176,38	194,37	0,0078	0,0568	**0,0489**
Δ9	30/50	0,016	4,63	2,31	0,0057	0,0579	176,38	194,37	0,0078	0,0566	**0,0488**
Δ10	30/50	0,016	4,65	2,33	0,0057	0,0579	176,38	194,37	0,0078	0,0568	**0,0489**

Πίνακας 6.2 - Υπολογισμός των γωνιών στροφής θy, θum και θu,pl για τις δοκούς

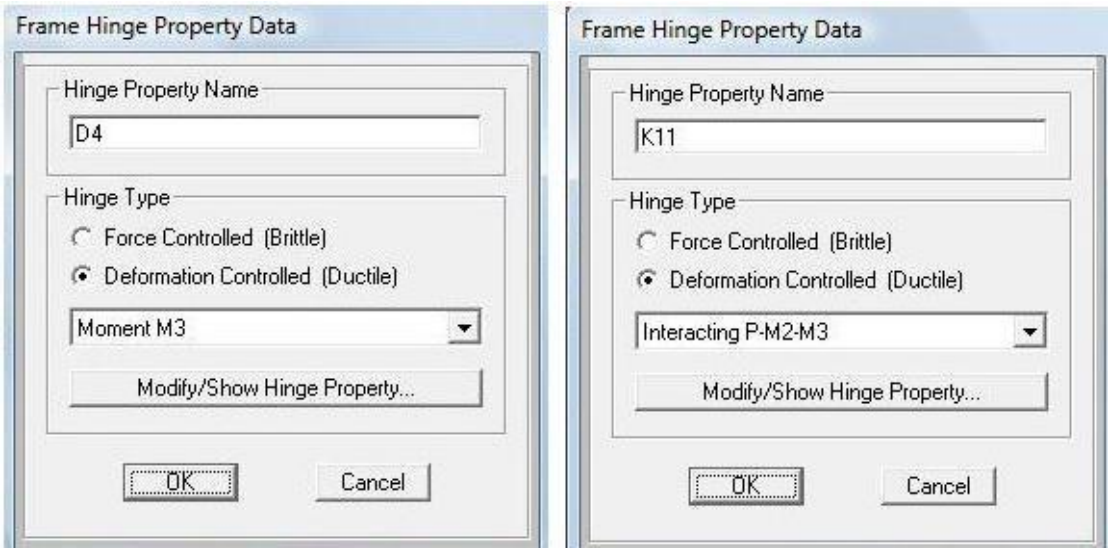
Στοιχείο	Διαστάσεις	db (m)	Lnet (m)	Ls (m)	N (KN)	(1/R)y	(1/R)u	My (kNm)	Mu (kNm)	θy	θum	θu,pl
K11	35/35	0,02	3,00	1,5	-258,15	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0610	**0,0520**
K12	45/45	0,02	3,00	1,5	-698,90	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0595	**0,0522**
K13	45/45	0,02	3,00	1,5	-364,74	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0550	**0,0477**
K14	45/45	0,02	3,00	1,5	-605,59	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0582	**0,0509**
K15	45/45	0,02	3,00	1,5	-1012,96	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0640	**0,0567**
K16	45/45	0,02	3,00	1,5	-327,93	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0546	**0,0473**
K17	35/35	0,02	3,00	1,5	-276,97	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0614	**0,0525**
K18	35/35	0,02	3,00	1,5	-265,58	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0612	**0,0522**
K21	35/35	0,02	3,00	1,5	-172,53	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0590	**0,0500**
K22	45/45	0,02	3,00	1,5	-465,53	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0564	**0,0490**
K23	45/45	0,02	3,00	1,5	-243,19	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0535	**0,0462**
K24	45/45	0,02	3,00	1,5	-403,56	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0556	**0,0482**
K25	45/45	0,02	3,00	1,5	-675,45	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0592	**0,0519**
K26	45/45	0,02	3,00	1,5	-218,41	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0532	**0,0459**
K27	35/35	0,02	3,00	1,5	-184,53	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0593	**0,0503**
K28	35/35	0,02	3,00	1,5	-177,96	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0591	**0,0502**
K31	35/35	0,02	3,00	1,5	-83,29	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0570	**0,0480**
K32	45/45	0,02	3,00	1,5	-233,54	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0534	**0,0461**
K33	45/45	0,02	3,00	1,5	-120,23	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0520	**0,0447**
K34	45/45	0,02	3,00	1,5	-201,29	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0530	**0,0457**
K35	45/45	0,02	3,00	1,5	-347,56	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0548	**0,0475**
K36	45/45	0,02	3,00	1,5	-106,91	0,0066	0,0439	187,81	253,48	0,0073	0,0518	**0,0445**
K37	35/35	0,02	3,00	1,5	-90,86	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0572	**0,0482**
K38	35/35	0,02	3,00	1,5	-86,50	0,0091	0,0526	98,37	124,69	0,0090	0,0571	**0,0481**

Πίνακας 6.3 - Υπολογισμός των γωνιών στροφής θy, θum και θu,pl για τα υποστυλώματα

Στον Πίνακα 6.3 ο πρώτος δείκτης του στοιχείου δείχνει τον όροφο που βρίσκεται το υποστύλωμα ενώ ο δεύτερος τη θέση του.

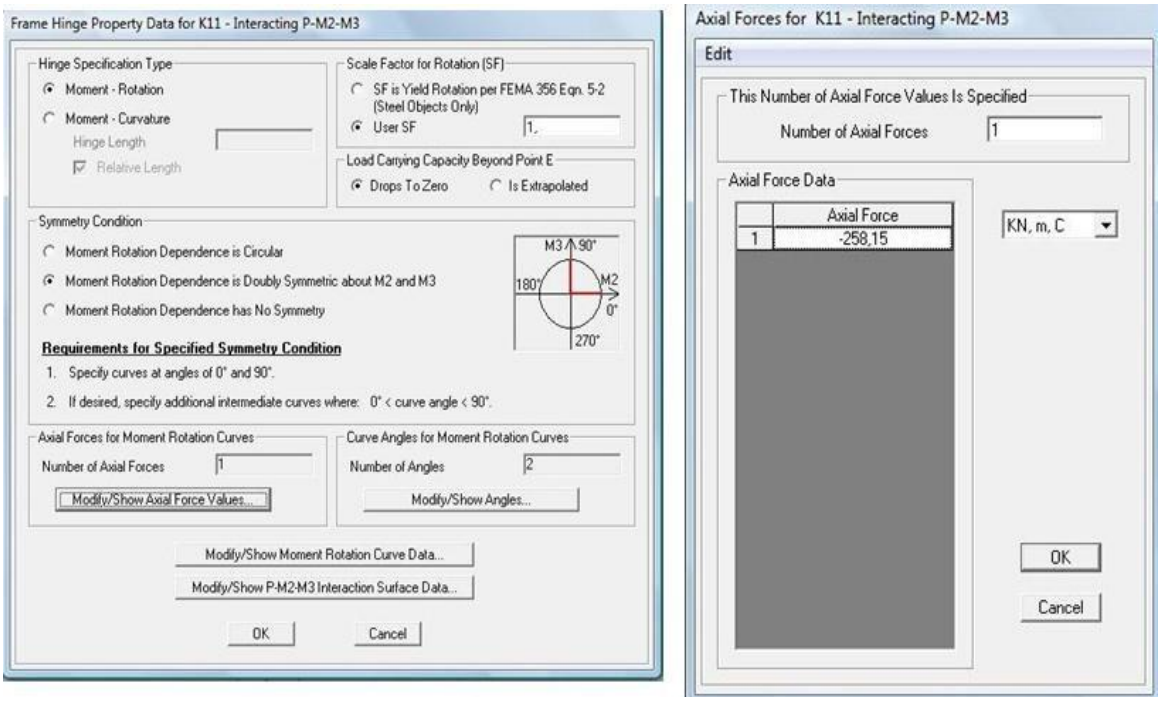
Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης των μελών στο SAP2000 ξεκινά με την εντολή:

Define→Section Properties→Hinge Properties→Add New Property→Concrete



Σχήμα 6.13 - Εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς και τα υποστυλώματα αντίστοιχα

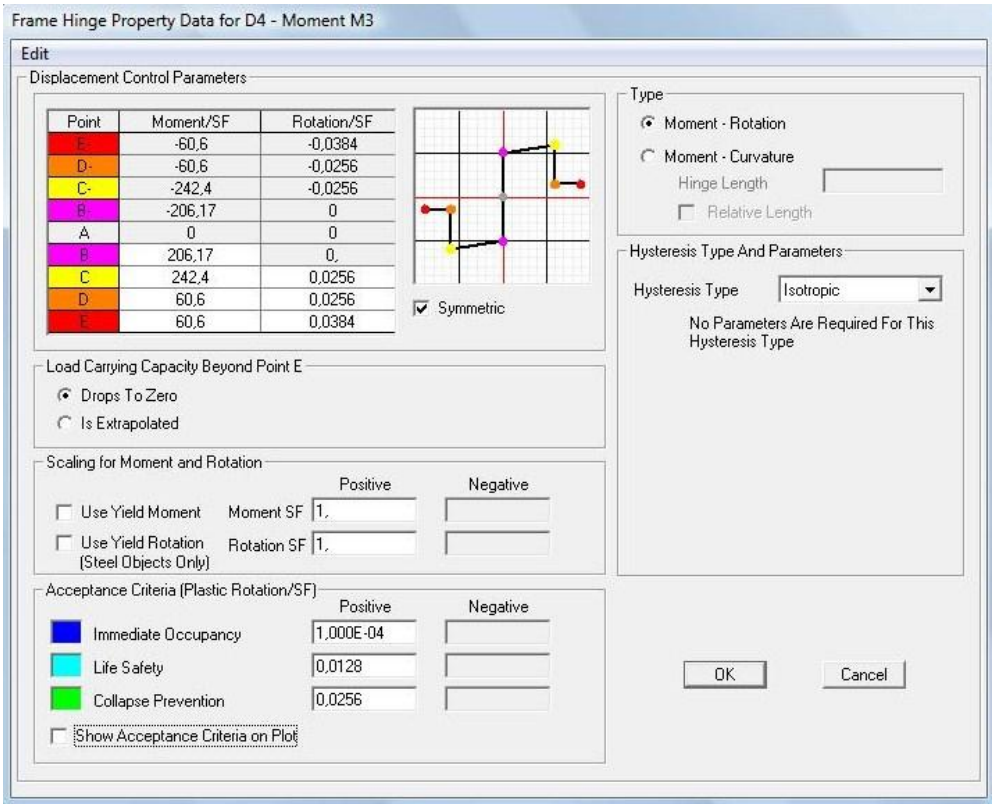
Επιλέγεται πλάστιμος τρόπος αστοχίας με έλεγχο των μετακινήσεων Deformation Controlled (Ductile) και στη συνέχεια ανάλογα με το στοιχείο για το οποίο ορίζεται η πλαστική άρθρωση επιλέγουμε και τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας. Αυτό σημαίνει πως για τις δοκούς θεωρούμε κρίσιμη την αστοχία λόγω καμπτικής ροπής περί τον άξονα 3-3 (Moment M3) ενώ για τα υποστυλώματα κρίσιμη θεωρείται η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης και των καμπτικών ροπών περί τους άξονες 2-2 και 3-3 (Interacting P-M2-M3). Η αξονική δύναμη που τους αναλογεί, μπορεί σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, να προκύπτει από το συνδυασμό G+0.3Q. Η τιμή της εισάγεται στην επιλογή Modify/Show Axial Force Values στην πρώτη καρτέλα αφού ορίσουμε τον τρόπο αστοχίας των υποστυλωμάτων.



Σχήμα 6.14 - Εισαγωγή αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα

Στη συνέχεια καλείται ο χρήστης να συμπληρώσει τη καμπύλη ροπής-γωνίας στροφής χορδής για τα μέλη. Η καμπύλη στο SAP ξεκινά από τη πλαστικοποίηση της διατομής συνεπώς είναι θ_y=0 και θ_{um}=$\theta_{u,pl}$. Πάνω στη καμπύλη ορίζονται και οι στάθμες επιτελεστικότητας του στοιχείου κατά την §5.5.2. Να σημειώσουμε εδώ ότι θεωρούμε όλα τα στοιχεία **πρωτεύοντα**. Αναλυτικά ο τρόπος συμπλήρωσης των καμπυλών για τις δοκούς και τα υποστυλώματα φαίνεται στα παρακάτω σχήματα.

Για τις δοκούς:



Σχήμα 6.15 - Συμπλήρωση των στοιχείων της καμπύλης M-θ για τις δοκούς στο SAP2000

Όπου η συμπλήρωση γίνεται σύμφωνα με τους παρακάτω πίνακες:

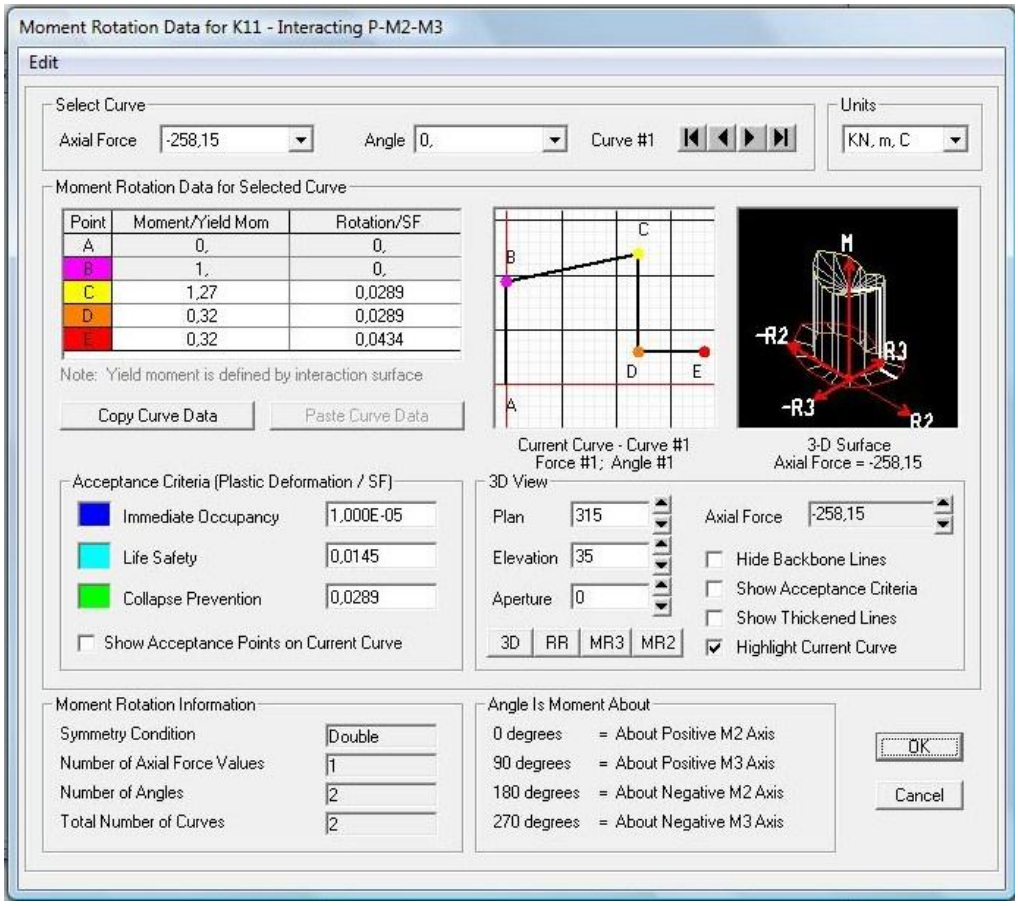
Σημείο	Ροπή (Moment)	Γωνία στροφής χορδής (Rotation)
A	0	0
B	M_y	0
C	M_u	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$
D	$0,25 \cdot M_u$	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$
E	$0,25 \cdot M_u$	$1,5 \cdot \theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$

όπου γ_{Rd} = 1,80.

Στάθμη Επιτελεστικότητας (Acceptance Criteria)	Γωνία στροφής χορδής (Rotation)
Άμεση χρήση (Immediate Occupancy)	0
Προστασία ζωής (Life Safety)	$\theta_{u,pl}/(2 \cdot \gamma_{Rd})$
Οιονεί κατάρρευση (Collapse Prevention)	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$

Πίνακας 6.4 – Υπολογισμός των χαρακτηριστικών μεγεθών της καμπύλης M-θ για τις δοκούς κατά ΚΑΝΕΠΕ

Για τα υποστυλώματα:



Σχήμα 6.16 - Συμπλήρωση των στοιχείων της καμπύλης M-θ για τα υποστυλώματα στο SAP2000

Όπου η συμπλήρωση γίνεται σύμφωνα με τους παρακάτω πίνακες:

Σημείο	Ροπή (Moment)	Γωνία στροφής χορδής (Rotation)
A	0	0
B	1	0
C	M_u/M_y	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$
D	$0,25\cdot M_u/M_y$	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$
E	$0,25\cdot M_u/M_y$	$1,5\cdot\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$

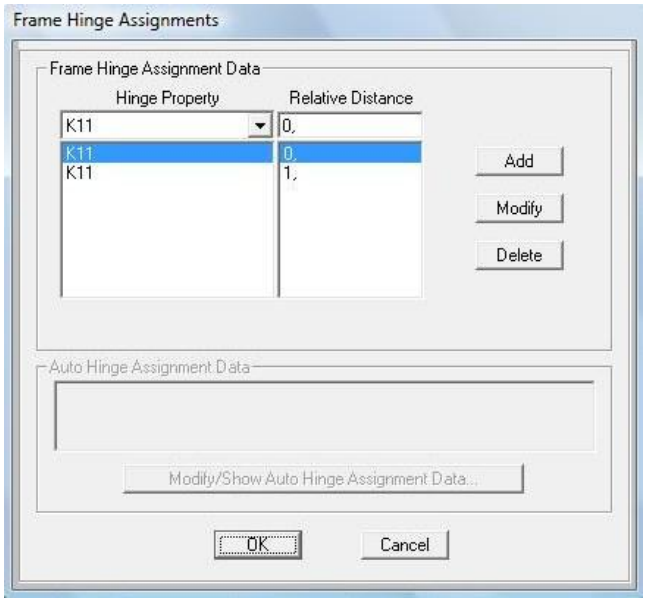
όπου γ_{Rd} = 1,80.

Στάθμη Επιτελεστικότητας (Acceptance Criteria)	Γωνία στροφής χορδής (Rotation)
Άμεση χρήση (Immediate Occupancy)	0
Προστασία ζωής (Life Safety)	$\theta_{u,pl}/(2\cdot\gamma_{Rd})$
Οιονεί κατάρρευση (Collapse Prevention)	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$

Πίνακας 6.5 - Υπολογισμός των χαρακτηριστικών μεγεθών της καμπύλης M-θ για τα υποστυλώματα κατά ΚΑΝΕΠΕ

Οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων ορίζονται στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων. Η εισαγωγή τους ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία: αφού επιλεχθεί το στοιχείο στο οποίο αντιστοιχεί η πλαστική άρθρωση επιλέγεται η εντολή:

Assign→Frame→Hinges



Σχήμα 6.17 - Εφαρμογή των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων

6.11 Κατανομές οριζόντιων φορτίων

Όπως αναφέρθηκε και στην §5.3.2, ο ΚΑΝΕΠΕ απαιτεί την εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων για τη στατική ανελαστική ανάλυση, προτείνοντας την «Ομοιόμορφη» και την «Ιδιομορφική». Η «Ιδιομορφική» κατανομή είναι σύμφωνη με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Όπως είδαμε στην ιδιομορφική ανάλυση που προηγήθηκε η θεμελιώδης ιδιομορφή στη διεύθυνση Χ είναι η $2^{η}$ ενώ για στη διεύθυνση Υ η $1^{η}$. Για τη χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων το κτίριο αναλύεται για φορτία σε δύο διευθύνσεις, με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεως 10:3 και (χωριστά) 3:10 (§5.4.9 ΚΑΝΕΠΕ). Επίσης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ότι τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος να γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο. Έτσι προκύπτουν οι 16 κατανομές για τα σεισμικά φορτία που φαίνονται στο παρακάτω πίνακα:

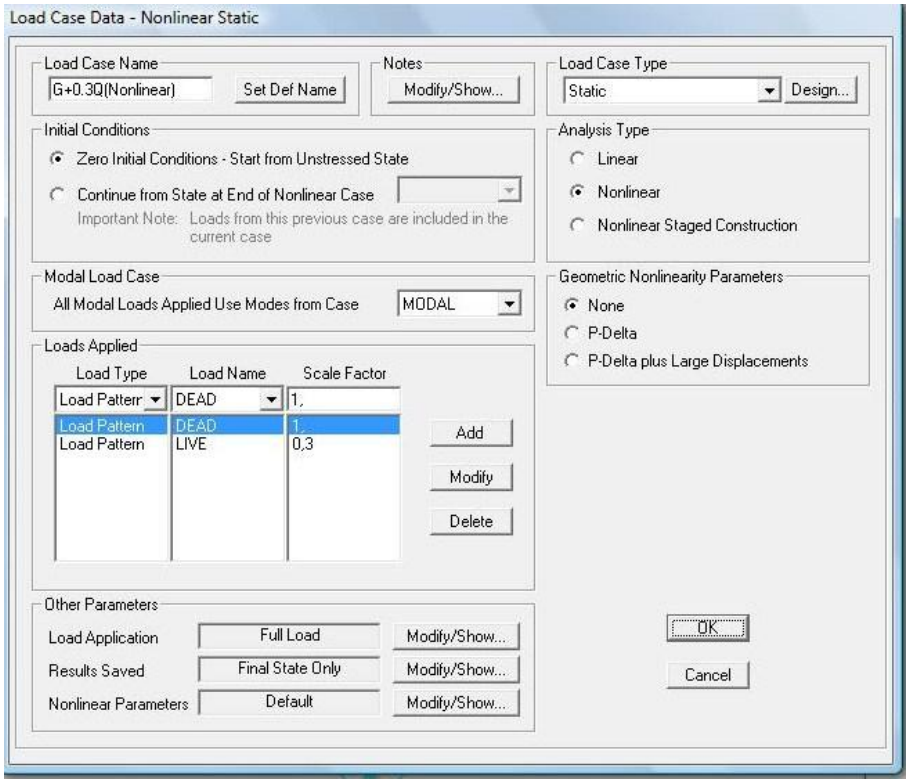
Διεύθυνση		Μορφή κατανομής	
		ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ
X	Θετική φορά	+X+0.3Y Ιδιομορφική	+X+0.3Y Ομοιόμορφη
		+X-0.3Y Ιδιομορφική	+X-0.3Y Ομοιόμορφη
	Αρνητική φορά	-X+0.3Y Ιδιομορφική	-X+0.3Y Ομοιόμορφη
		-X-0.3Y Ιδιομορφική	-X-0.3Y Ομοιόμορφη
Y	Θετική φορά	+Y+0.3X Ιδιομορφική	+Y+0.3X Ομοιόμορφη
		+Y-0.3X Ιδιομορφική	+Y-0.3X Ομοιόμορφη
	Αρνητική φορά	-Y+0.3X Ιδιομορφική	-Y+0.3X Ομοιόμορφη
		-Y-0.3X Ιδιομορφική	-Y-0.3X Ομοιόμορφη

Πίνακας 6.6 - Κατανομές των σεισμικών φορτίων

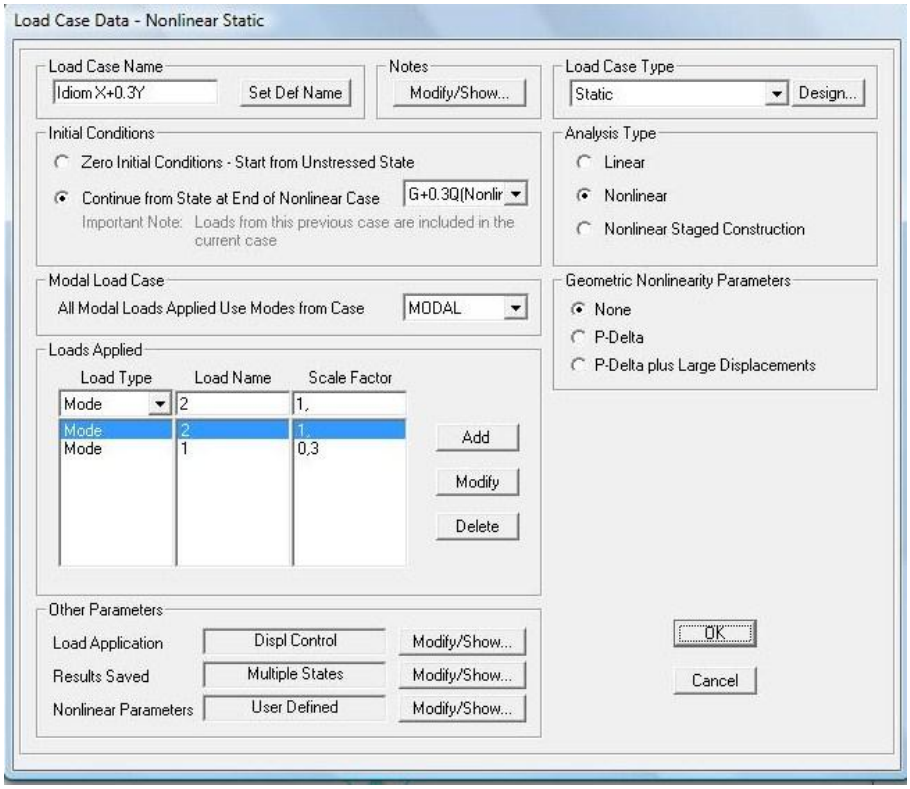
Η επιβολή των φορτίων γίνεται σε 2 φάσεις. Αρχικά επιβάλλονται τα κατακόρυφα φορτία με το μη γραμμικό συνδυασμό G+0,3Q, ώστε να προκληθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Έπειτα εισάγονται οι 16 ανελαστικές αναλύσεις του παραπάνω πίνακα, έχοντας ως αρχική συνθήκη το τελευταίο στάδιο της μη γραμμικής ανάλυσης G+0,3Q. Οι αναλύσεις εισάγονται με την εντολή:

Define→Load Cases→Add New Load Case

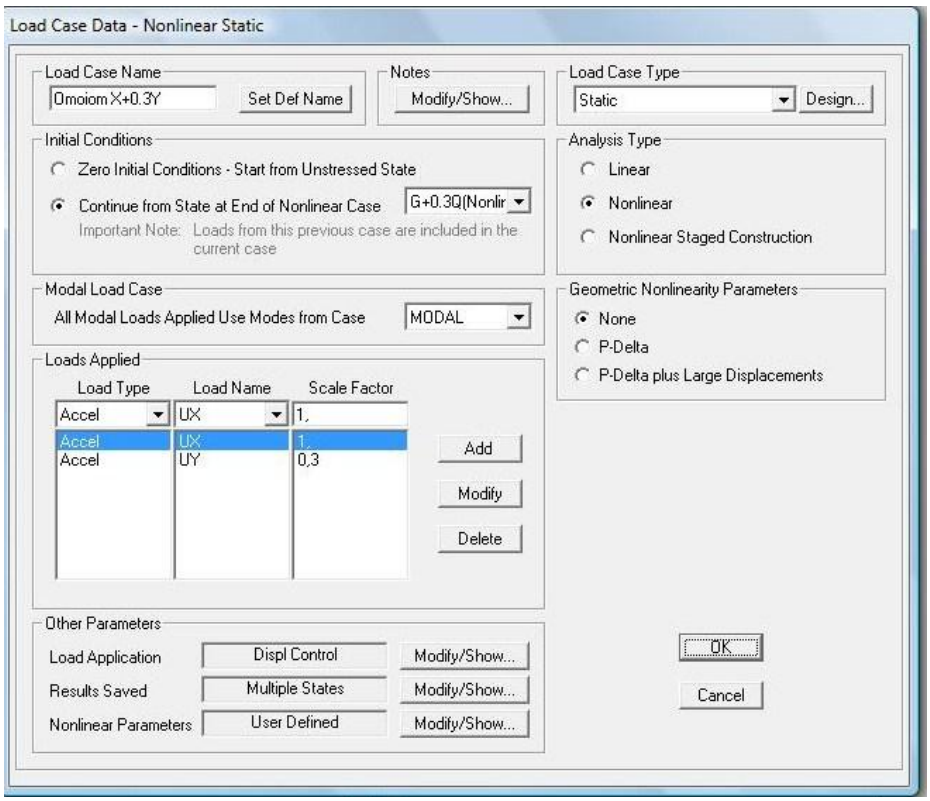
και διαμορφώνονται όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 6.18 - Ορισμός μη γραμμικής ανάλυσης για το συνδυασμό G+0.3Q

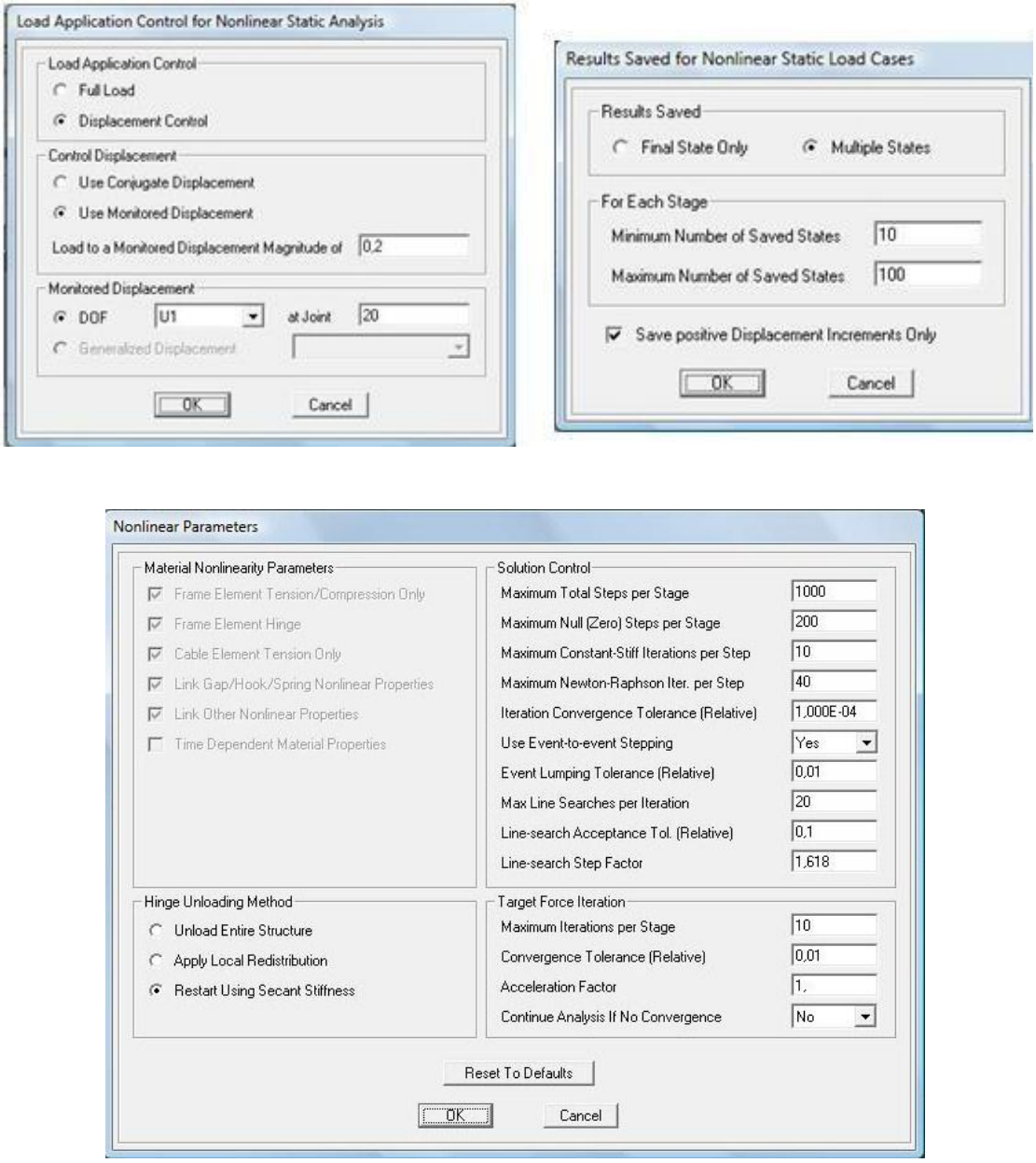


Σχήμα 6.19 - Ορισμός ανελαστικής ανάλυσης με ιδιομορφική κατανομή των φορτίων καθ' ύψος



Σχήμα 6.20 - Ορισμός ανελαστικής ανάλυσης με ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων καθ' ύψος

Ορίζουμε τις παραμέτρους των ανελαστικών αναλύσεων ως εξής:



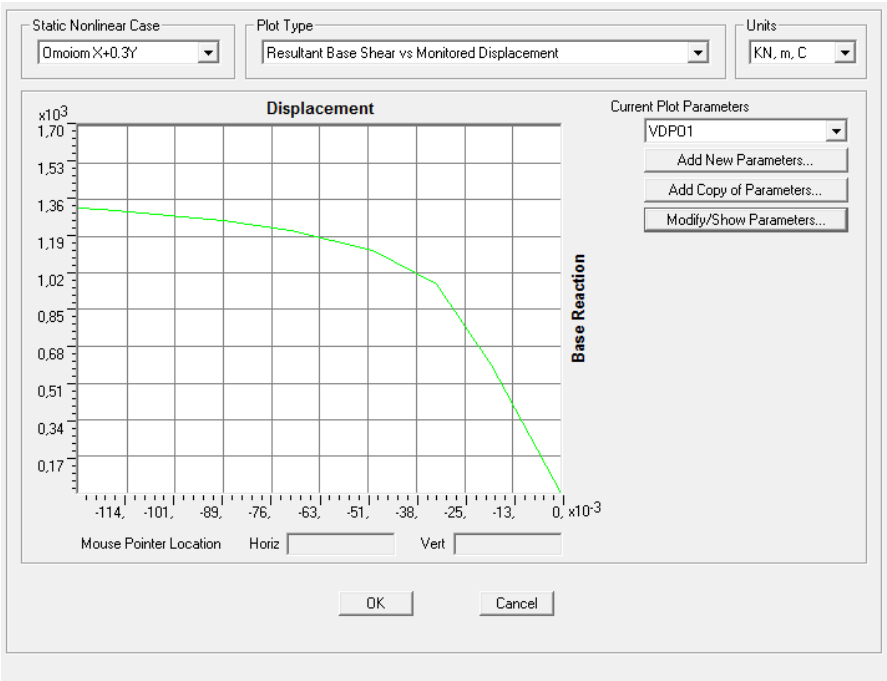
Σχήμα 6.21 - Παράμετροι ανελαστικών αναλύσεων

Όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα επιλέγεται η μέθοδος ελεγχόμενης μετακίνησης και ορίζεται ως κόμβος ελέγχου ο κόμβος 20 που είναι ο πλησιέστερος στο κέντρο μάζας του κτιρίου. Ορίζουμε ως μέγιστη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου τα 0,20m που είναι μια μετακίνηση πολύ μεγαλύτερη της αναμενόμενης. Να σημειώσουμε επίσης ότι γίνεται χρήση της επιλογής Restart Using Secant Stiffness με την οποία κάθε φορά που κάποιο στοιχείο αστοχεί, επαναλαμβάνεται η διαδικασία λαμβάνοντας υπόψη πλέον τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

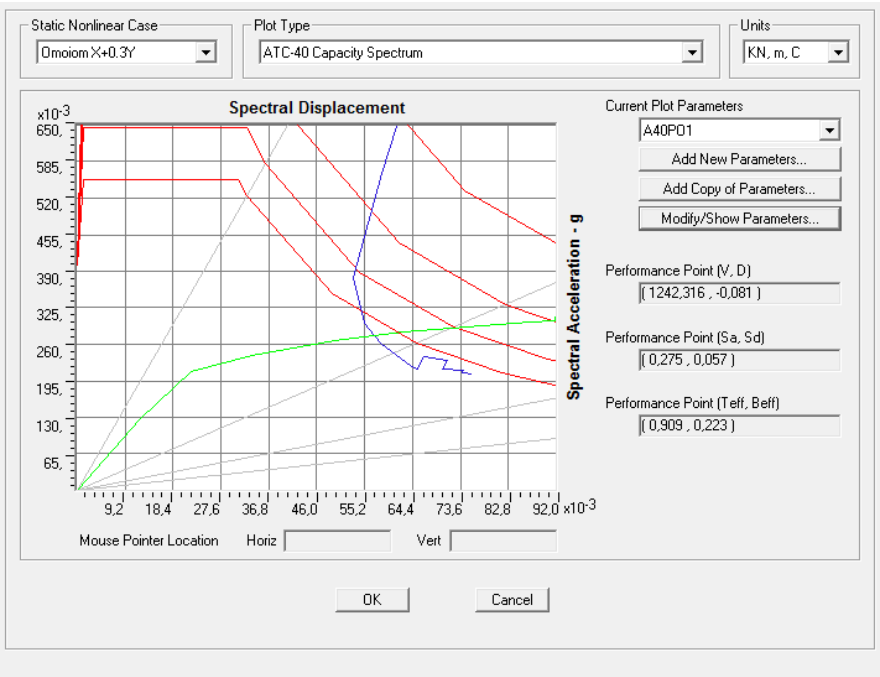
6.12 Αποτελέσματα αναλύσεων

Παρακάτω παρουσιάζονται για τις δυσμενέστερες κατανομές ανά διεύθυνση, οι καμπύλες αντίστασης V-D και τα φάσματα ικανότητας σε μορφή ADRS (Sa-Sd) και γίνεται αποτίμηση του φορέα σε κάθε περίπτωση. Στα σχήματα μορφής ADRS με κόκκινο χρώμα δίνεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με βάση τον EK8 και μια σειρά μειωμένων αποκρίσεων. Η πράσινη καμπύλη αποτελεί το φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Η τομή της μπλε γραμμής (απαίτησης) και της πράσινης (ικανότητας) ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας.

I. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά +X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο X+0,3Y)



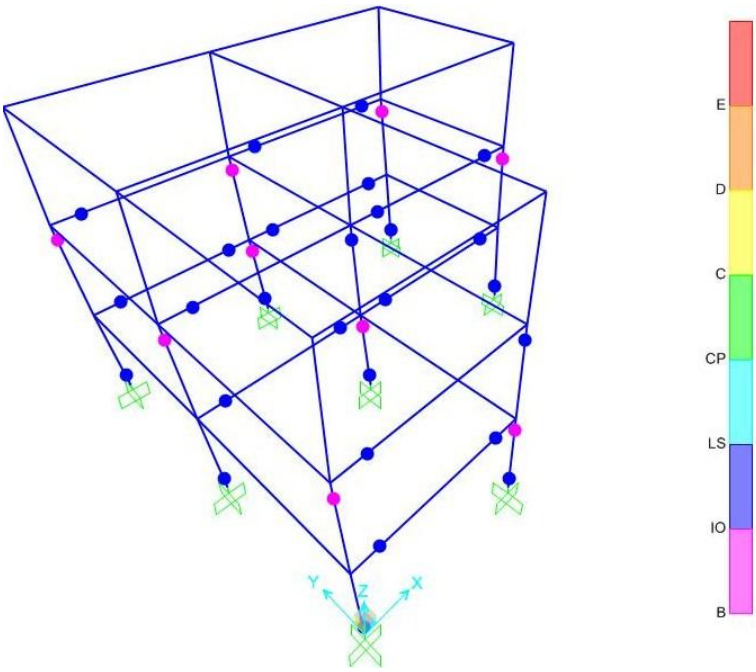
Σχήμα 6.22 - Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 6.23 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά X+0,3Y πραγματοποιήθηκε σε 7 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V,D)=(1242,32, -0,081) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 4 και 5.

Καμπύλη ικανότητας - Omoiom X+03Y		
Βήμα	D (m)	V (KN)
3	-0,0494	1121,98
4	**-0,0711**	**1218,44**
ΣΕ	**-0,081**	**1242,32**
5	**-0,0887**	**1261,43**
6	-0,1206	1311,10



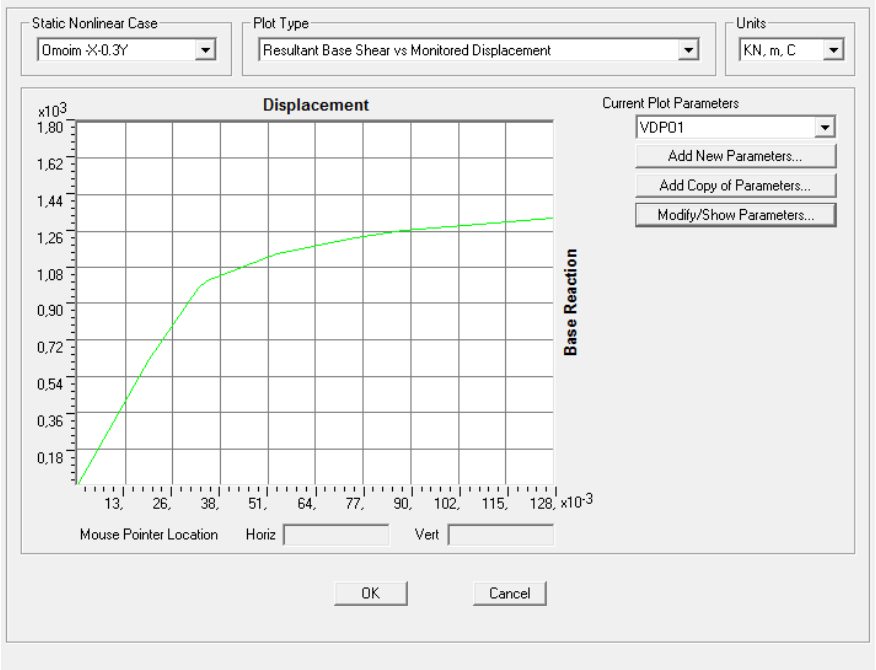
Σχήμα 6.24 - Εικόνα διαρροής κτιρίου στο σημείο επιτελεστικότητας

Omoiom X+03Y											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
3	-0,0494	1121,98	89	2	17	0	0	0	0	0	108
4	-0,0711	1218,44	81	4	23	0	0	0	0	0	108
5	**-0,0887**	**1261,43**	**72**	**9**	**27**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**108**
6	-0,1206	1311,10	71	3	23	11	0	0	0	0	108

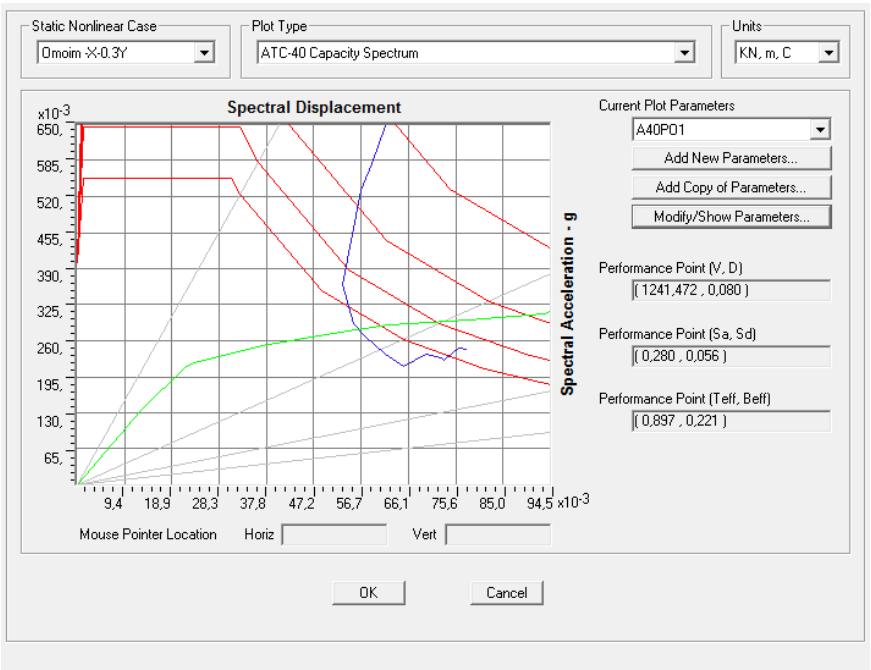
Πίνακας 6.7 - Κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διάφορα βήματα της ανάλυσης pushover

Στον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι 9+27=36 άκρα στοιχείων έχουν πλαστικοποιηθεί (ροζ και μπλε). Όμως κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» (γαλάζιο). Το κτίριο συνεπώς για αυτή τη κατανομή των οριζόντιων φορτίων είναι ασφαλές.

II. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -Χ (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Χ-0,3Υ)



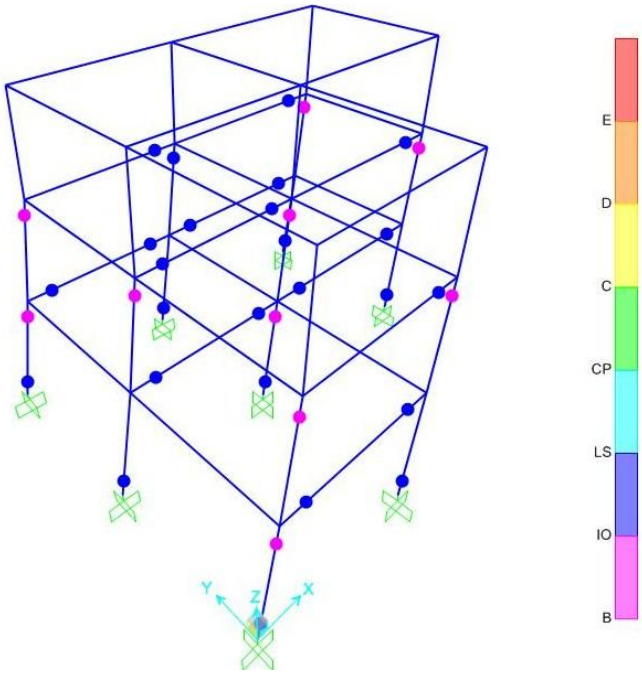
Σχήμα 6.25 - Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 6.26 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά -Χ-0,3Υ πραγματοποιήθηκε σε 8 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V,D)=(1241,47, 0,080) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 5 και 6.

Καμπύλη ικανότητας - Omoiom -X-03Y		
Βήμα	D (m)	V (KN)
4	0,0534	1147,39
5	**0,0747**	**1228,96**
ΣΕ	**0,080**	**1241,47**
6	**0,0876**	**1262,43**
7	0,1082	1294,30



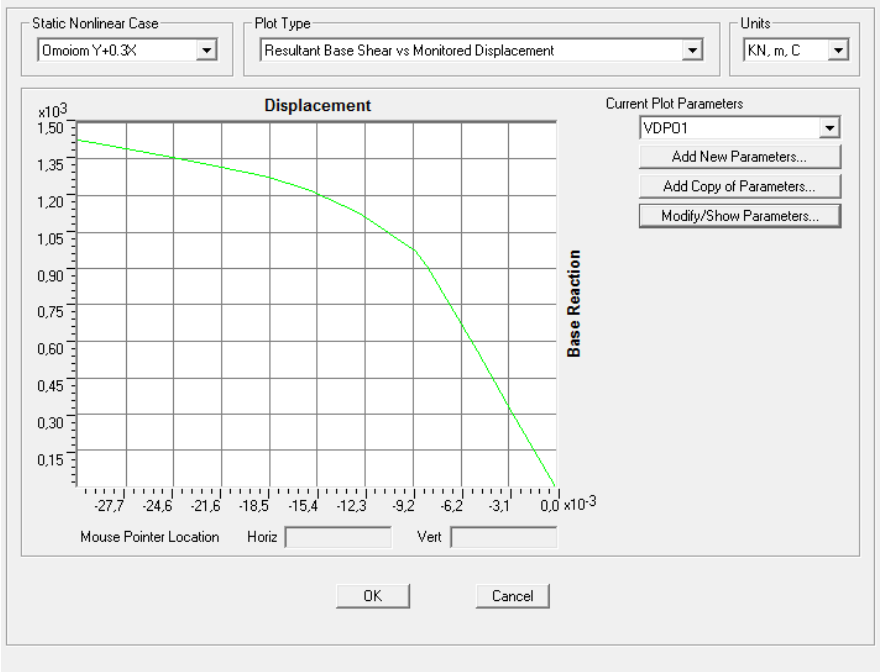
Σχήμα 6.27 - Εικόνα διαρροής κτιρίου στο σημείο επιτελεστικότητας

Omoiom -X-03Y											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
4	0,0534	1147,39	87	1	20	0	0	0	0	0	108
5	0,0747	1228,96	79	6	23	0	0	0	0	0	108
6	**0,0876**	**1262,43**	**73**	**10**	**25**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**108**
7	0,1082	1294,30	70	5	25	8	0	0	0	0	108

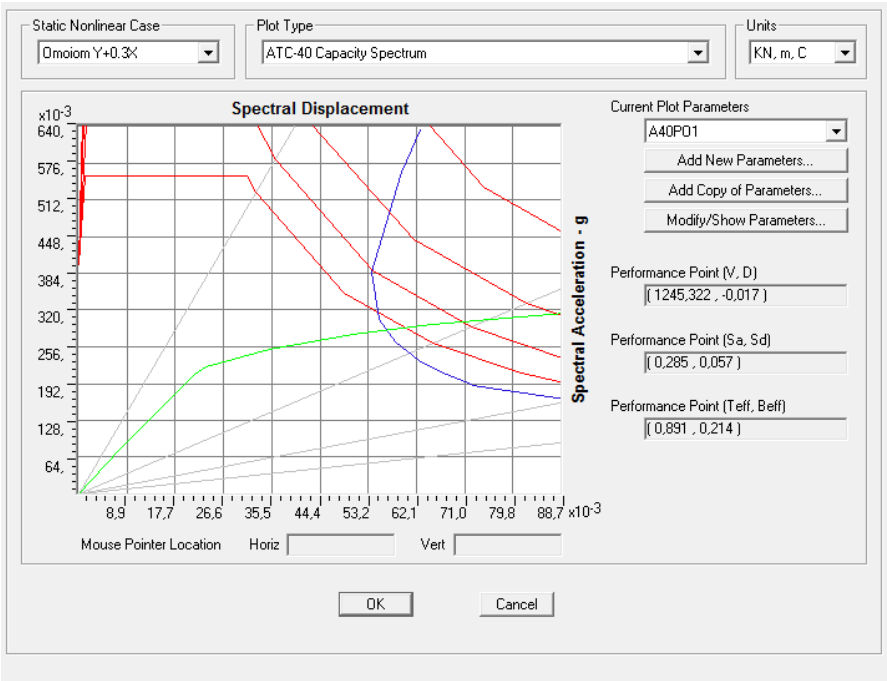
Πίνακας 6.8 - Κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διάφορα βήματα της ανάλυσης pushover

Στον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι 10+25=35 άκρα στοιχείων έχουν πλαστικοποιηθεί. Όμως κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Το κτίριο συνεπώς για αυτή τη κατανομή των οριζόντιων φορτίων είναι ασφαλές.

III. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά +Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο Y+0,3X)



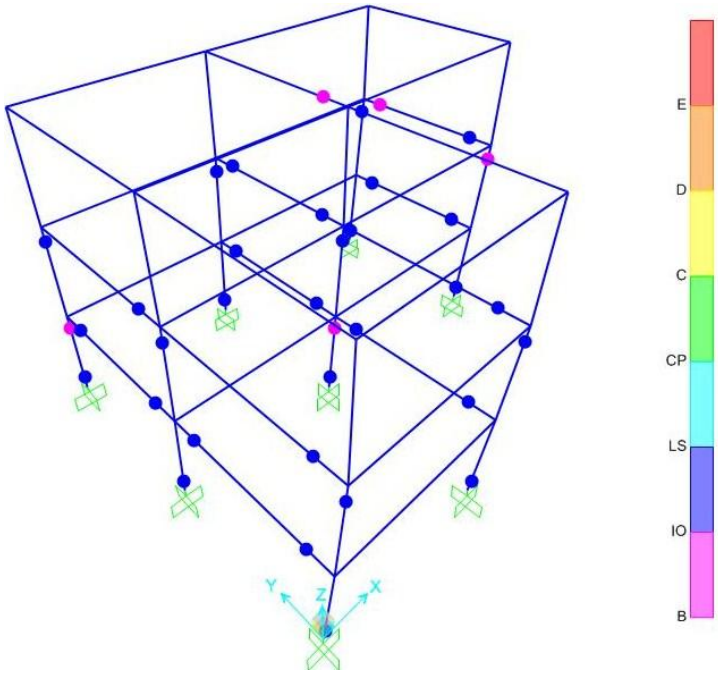
Σχήμα 6.28 - Καμπύλη ικανότητας



Σχήμα 6.29 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά Y+0,3X πραγματοποιήθηκε σε 11 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V,D)=(1245,32, -0,017) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.

Καμπύλη ικανότητας - Omoiom Y+0.3X		
Βήμα	D (m)	V (KN)
5	-0,0127	1126,46
6	**-0,0159**	**1222,84**
ΣΕ	**-0,017**	**1245,32**
7	**-0,0185**	**1277,45**
8	-0,0220	1323,28



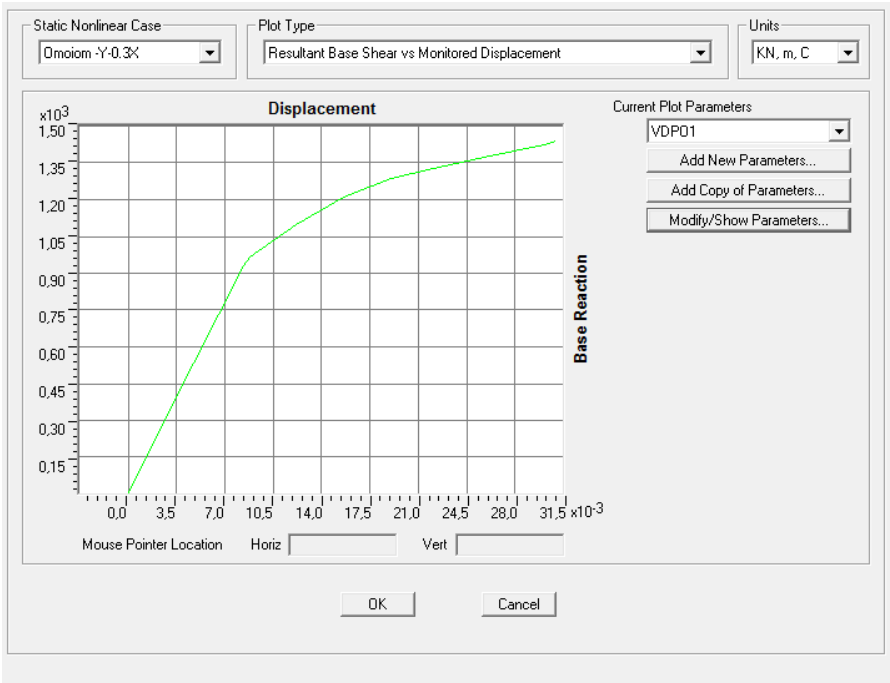
Σχήμα 6.30 - Εικόνα διαρροής κτιρίου στο σημείο επιτελεστικότητας

Omoiom Y+03X											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
5	-0,0127	1126,46	90	2	16	0	0	0	0	0	108
6	-0,0159	1222,84	80	4	24	0	0	0	0	0	108
7	**-0,0185**	**1277,45**	**72**	**5**	**31**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**108**
8	-0,0220	1323,28	70	4	27	7	0	0	0	0	108

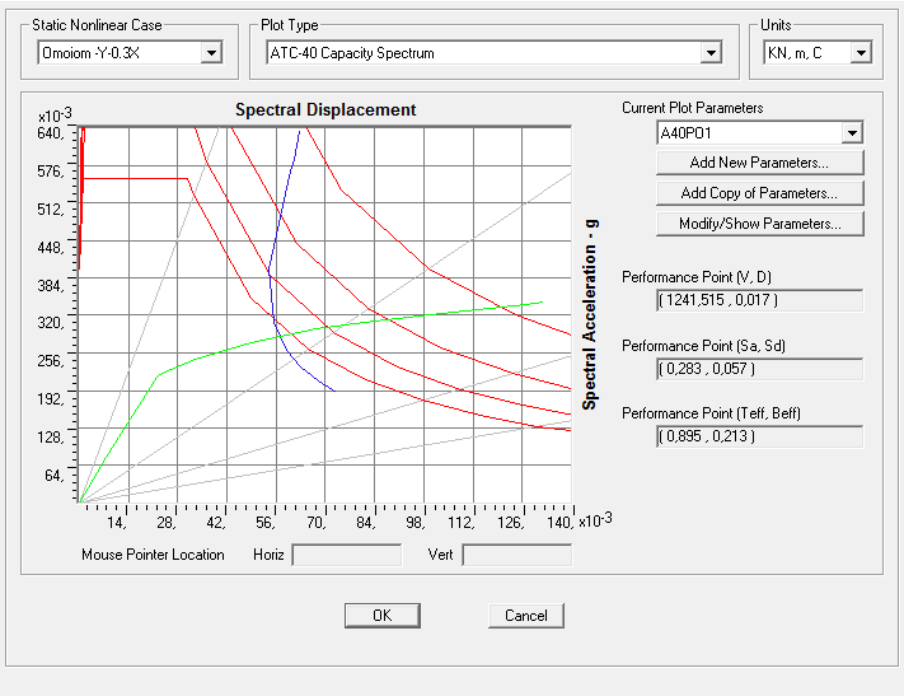
Πίνακας 6.9 - Κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διάφορα βήματα της ανάλυσης pushover

Παρατηρούμε στον παραπάνω πίνακα ότι 5+31=36 άκρα στοιχείων έχουν πλαστικοποιηθεί. Όμως κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Το κτίριο συνεπώς για αυτή τη κατανομή των οριζόντιων φορτίων είναι ασφαλές.

IV. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y-0,3X)



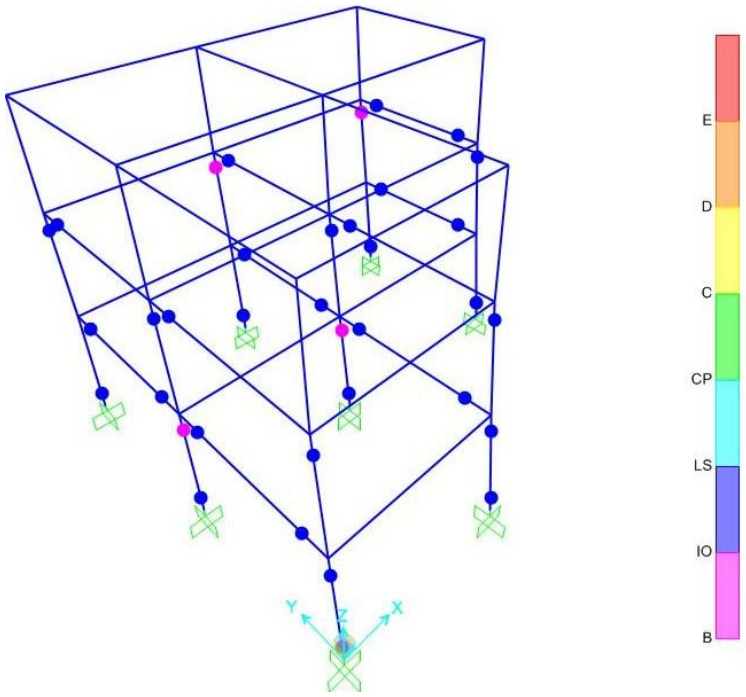
Σχήμα 6.31 - Καμπύλη Ικανότητας



Σχήμα 6.32 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ομοιόμορφη ανάλυση κατά -Y-0,3X πραγματοποιήθηκε σε 11 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V,D)=(1241,52, 0,017) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.

Καμπύλη ικανότητας - Omoiom -Y-0.3X		
Βήμα	D (m)	V (KN)
5	0,0121	1098,54
6	**0,0156**	**1209,40**
ΣΕ	**0,017**	**1241,52**
7	**0,0190**	**1283,93**
8	0,0221	1325,93



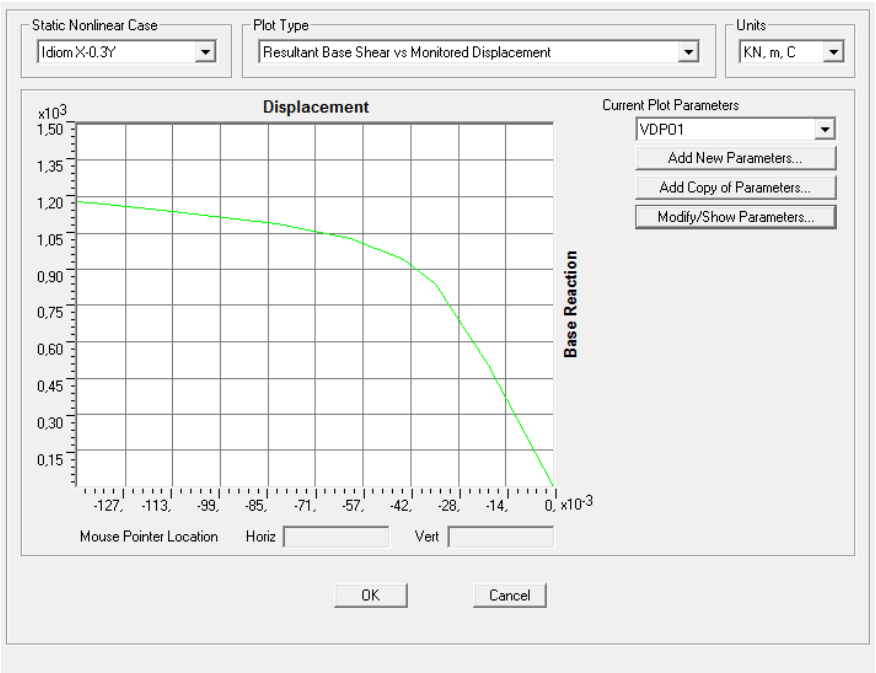
Σχήμα 6.33 - Εικόνα διαρροής κτιρίου στο σημείο επιτελεστικότητας

Omoiom -Y-03X											
Βήμα	**D (m)**	**V (KN)**	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
5	0,0121	1098,54	93	1	14	0	0	0	0	0	108
6	0,0156	1209,40	81	1	26	0	0	0	0	0	108
7	**0,0190**	**1283,93**	**72**	**4**	**32**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**108**
8	0,0221	1325,93	70	4	29	5	0	0	0	0	108

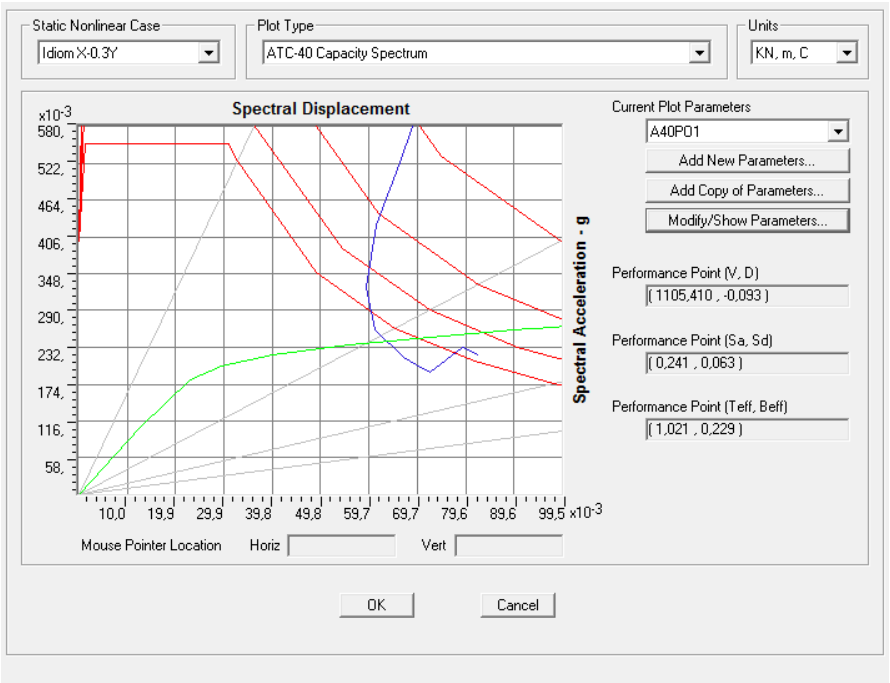
Πίνακας 6.10 - Κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διάφορα βήματα της ανάλυσης pushover

Παρατηρούμε στον παραπάνω πίνακα ότι 4+32=36 άκρα στοιχείων έχουν πλαστικοποιηθεί. Όμως κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Το κτίριο συνεπώς για αυτή τη κατανομή των οριζόντιων φορτίων είναι ασφαλές.

V. Ιδιομορφική Κατανομή κατά +X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο X-0,3Y)



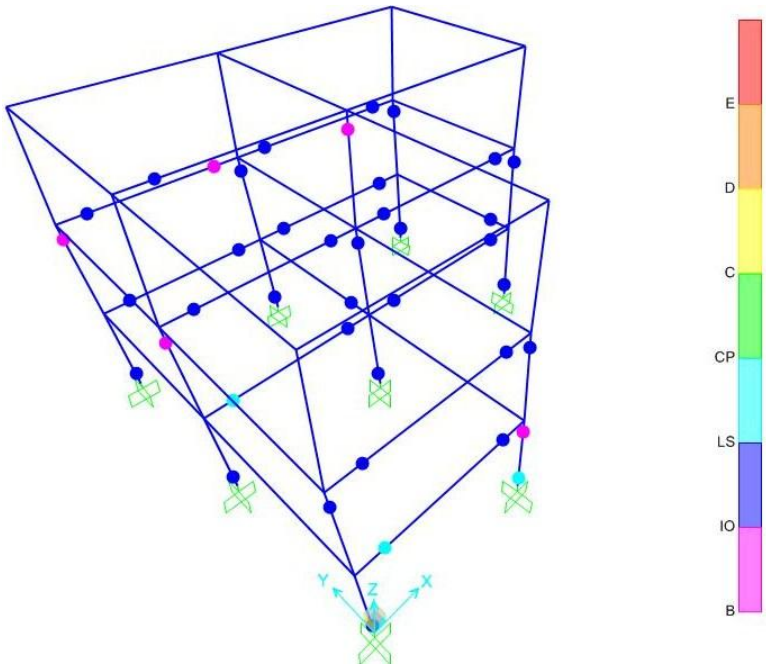
Σχήμα 6.34 - Καμπύλη Ικανότητας



Σχήμα 6.35 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ιδιομορφική ανάλυση κατά X-0,3Y πραγματοποιήθηκε σε 8 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V,D)=(1105,41, -0,093) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 5 και 6.

Καμπύλη ικανότητας - Idiom X-0.3Y		
Βήμα	D (m)	V (KN)
4	-0,0603	1029,09
5	**-0,0822**	**1088,46**
ΣΕ	**-0,093**	**1105,41**
6	**-0,1134**	**1138,67**
7	-0,1334	1168,37



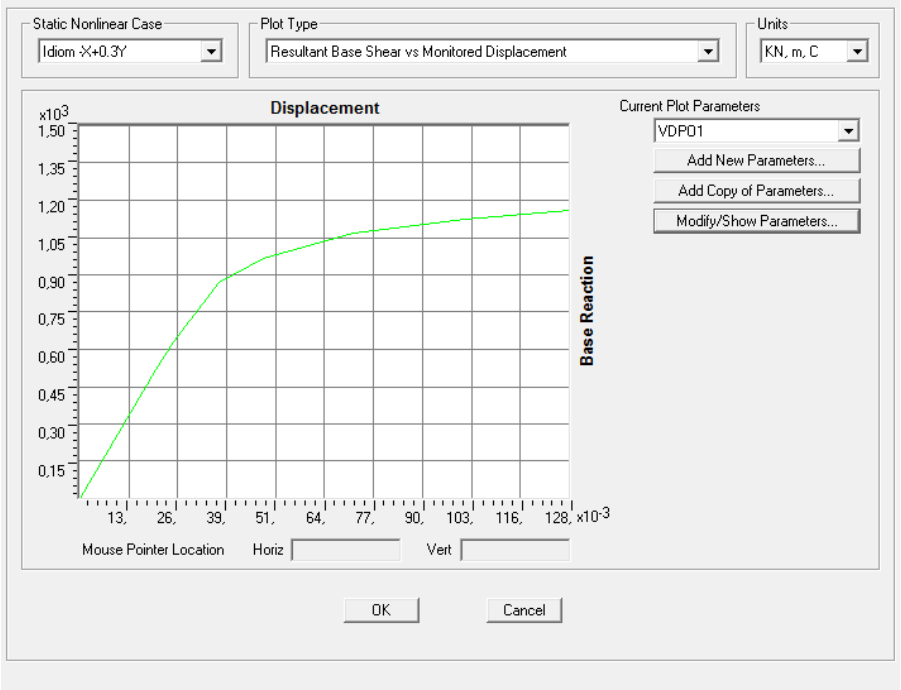
Σχήμα 6.36 - Εικόνα διαρροής κτιρίου στο σημείο επιτελεστικότητας

Idiom X-0.3Y											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
4	-0,0603	1029,09	83	5	20	0	0	0	0	0	108
5	-0,0822	1088,46	74	6	28	0	0	0	0	0	108
6	**-0,1134**	**1138,67**	**67**	**5**	**33**	**3**	**0**	**0**	**0**	**0**	**108**
7	-0,1334	1168,37	66	3	28	11	0	0	0	0	108

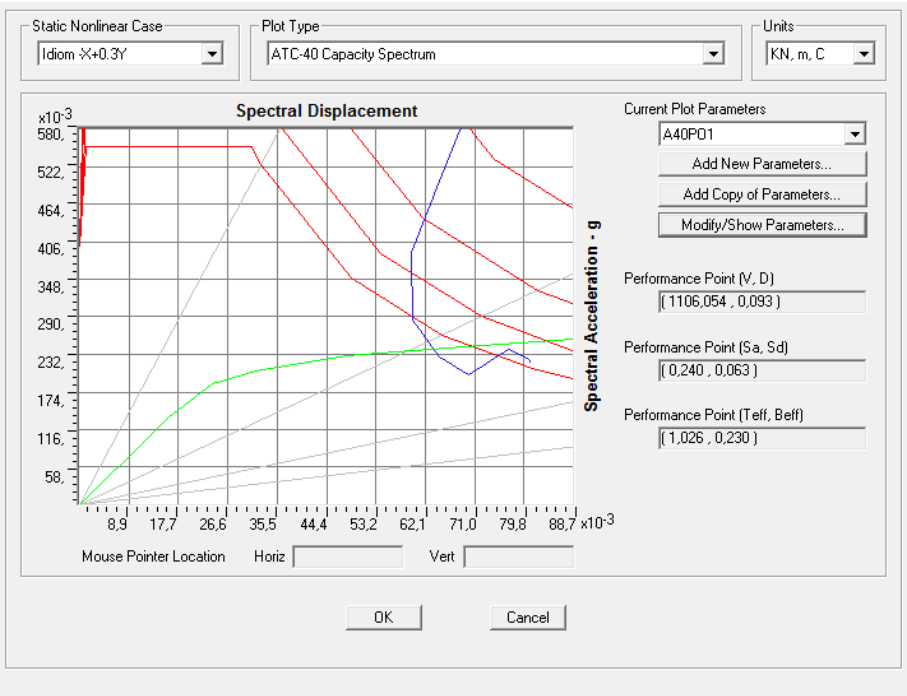
Πίνακας 6.11 - Κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διάφορα βήματα της ανάλυσης pushover

Παρατηρούμε στον παραπάνω πίνακα ότι 5+33+3=41 άκρα στοιχείων έχουν πλαστικοποιηθεί. Στα 3 από αυτά η γωνία στροφής χορδής έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Τα στοιχεία αυτά είναι (Σχήμα 6.36) οι δοκοί Δ4 και Δ10 του ισογείου και το υποστύλωμα Κ18.

VI. Ιδιομορφική Κατανομή κατά -Χ (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Χ+0,3Υ)



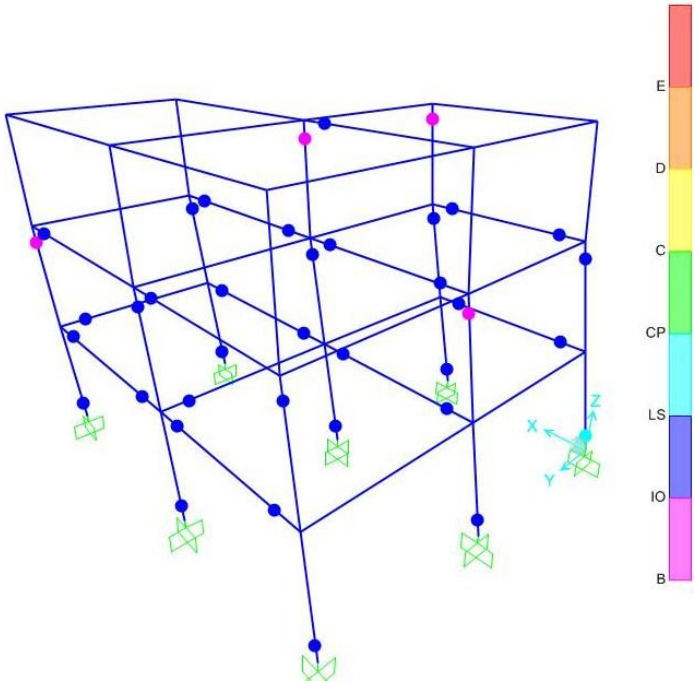
Σχήμα 6.37 - Καμπύλη Ικανότητας



Σχήμα 6.38 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ιδιομορφική ανάλυση κατά -Χ+0,3Υ πραγματοποιήθηκε σε 7 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V,D)=(1106,05, 0,093) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 5 και 6.

Καμπύλη ικανότητας - Idiom -X+0.3Y		
Βήμα	D (m)	V (KN)
4	0,0482	967,23
5	**0,0715**	**1065,27**
ΣΕ	**0,093**	**1106,05**
6	**0,1012**	**1121,53**
7	0,1283	1159,93



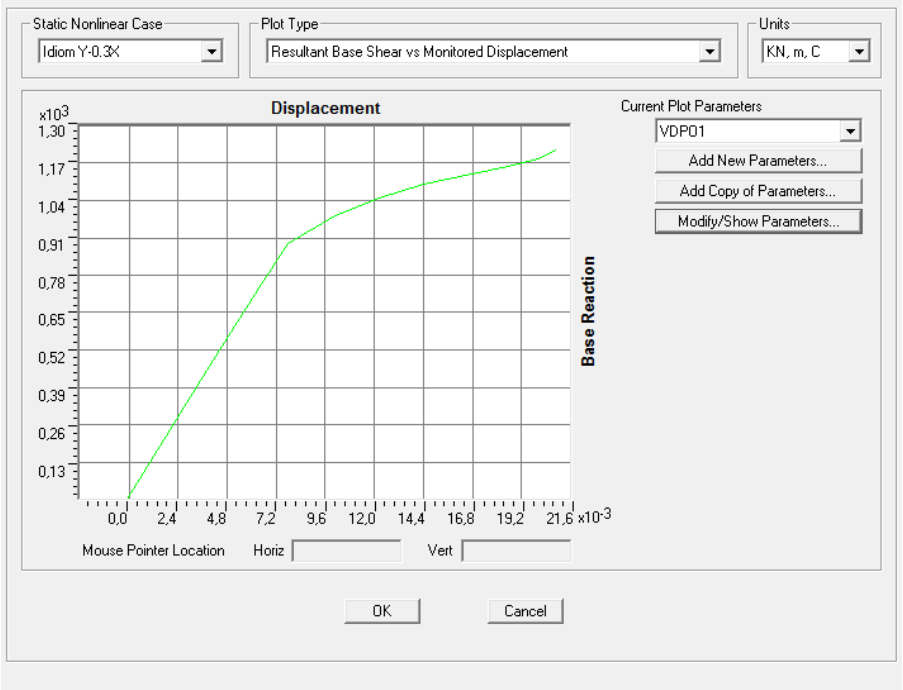
Σχήμα 6.39 - Εικόνα διαρροής κτιρίου στο σημείο επιτελεστικότητας

Idiom -X+0.3Y											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
4	0,0482	967,23	89	7	12	0	0	0	0	0	108
5	0,0715	1065,27	76	7	25	0	0	0	0	0	108
6	**0,1012**	**1121,53**	**69**	**4**	**34**	**1**	**0**	**0**	**0**	**0**	**108**
7	0,1283	1159,93	66	3	30	8	0	0	1	0	108

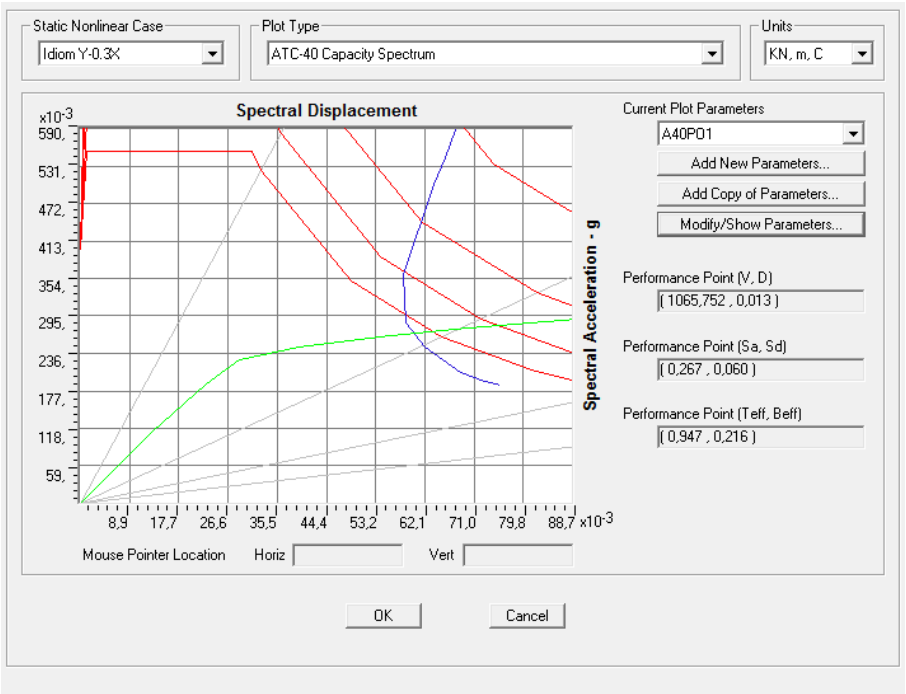
Πίνακας 6.12 - Κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διάφορα βήματα της ανάλυσης pushover

Παρατηρούμε στον παραπάνω πίνακα ότι 4+34+1=39 άκρα στοιχείων έχουν πλαστικοποιηθεί. Στο 1 από αυτά η γωνία στροφής χορδής έχει ξεπεράσει το όριο της στάθμης επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Το στοιχεία αυτό είναι (Σχήμα 6.39) το υποστύλωμα Κ17.

VII. Ιδιομορφική Κατανομή κατά +Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο Y-0,3X)



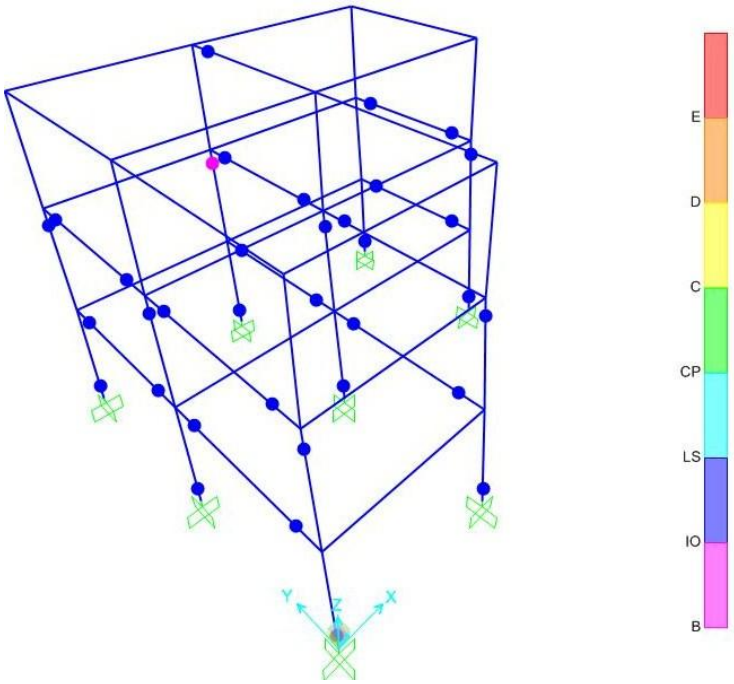
Σχήμα 6.40 - Καμπύλη Ικανότητας



Σχήμα 6.41 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ιδιομορφική ανάλυση κατά Y-0,3X πραγματοποιήθηκε σε 10 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V,D)=(1065,75, 0,013) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.

Καμπύλη ικανότητας - Idiom Y-0.3X		
Βήμα	D (m)	V (KN)
5	0,0101	988,06
6	**0,0122**	**1046,97**
ΣΕ	**0,013**	**1065,75**
7	**0,0144**	**1096,85**
8	0,0182	1156,52



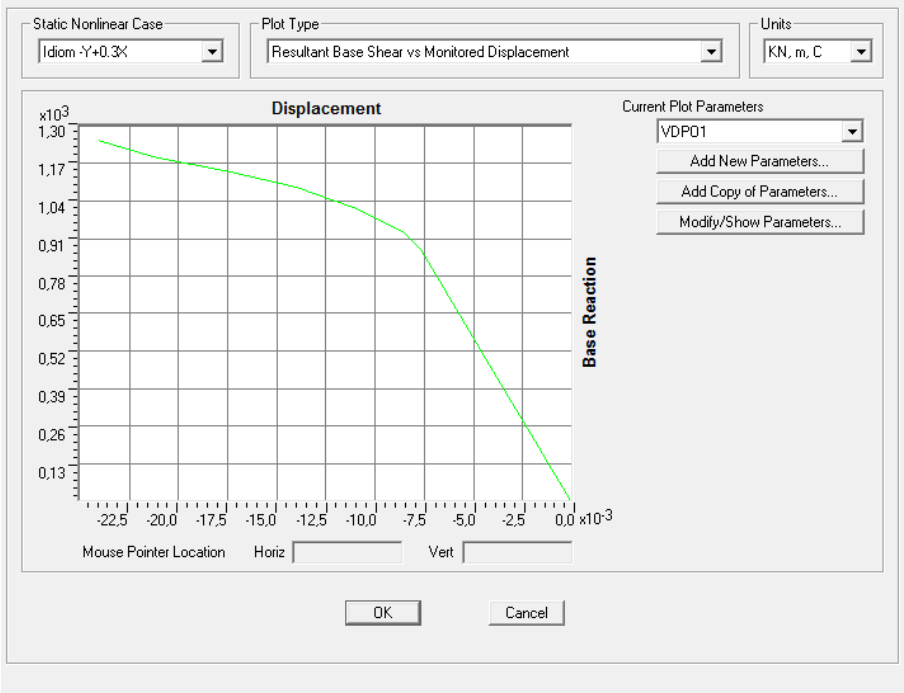
Σχήμα 6.42 - Εικόνα διαρροής κτιρίου στο σημείο επιτελεστικότητας

Idiom Y-0.3X											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
5	0,0101	988,06	86	2	20	0	0	0	0	0	108
6	0,0122	1046,97	78	2	28	0	0	0	0	0	108
7	**0,0144**	**1096,85**	**73**	**1**	**34**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**108**
8	0,0182	1156,52	68	1	32	7	0	0	0	0	108

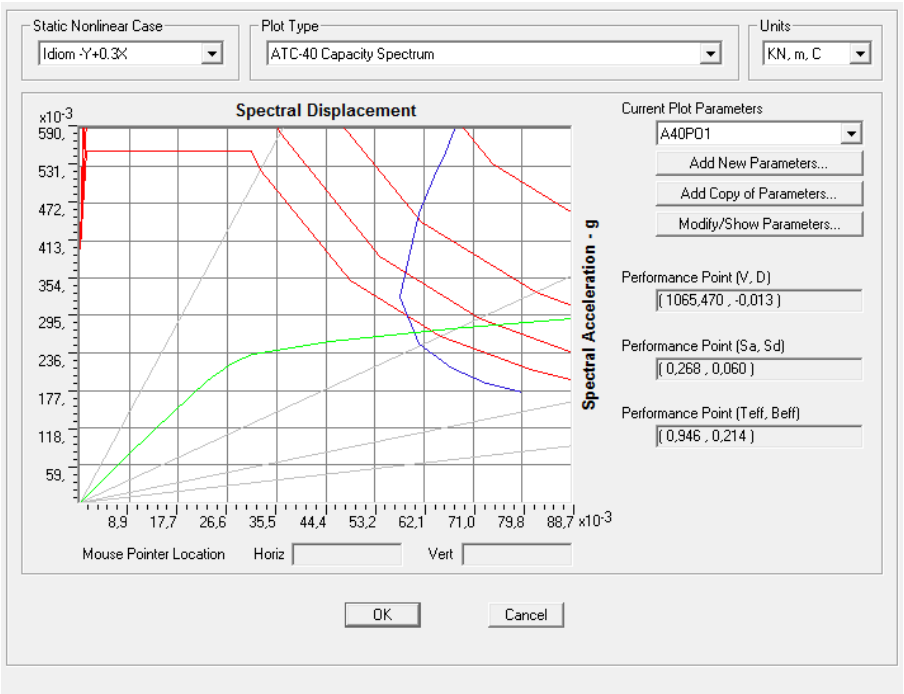
Πίνακας 6.13 - Κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διάφορα βήματα της ανάλυσης pushover

Παρατηρούμε στον παραπάνω πίνακα ότι 1+34=35 άκρα στοιχείων έχουν πλαστικοποιηθεί. Όμως σε κανένα από αυτά η γωνία στροφής χορδής δεν έχει ξεπεράσει το όριο που ορίζεται από τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Το κτίριο συνεπώς για αυτή τη κατανομή των οριζόντιων φορτίων είναι ασφαλές.

VIII. Ιδιομορφική Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y+0,3X)



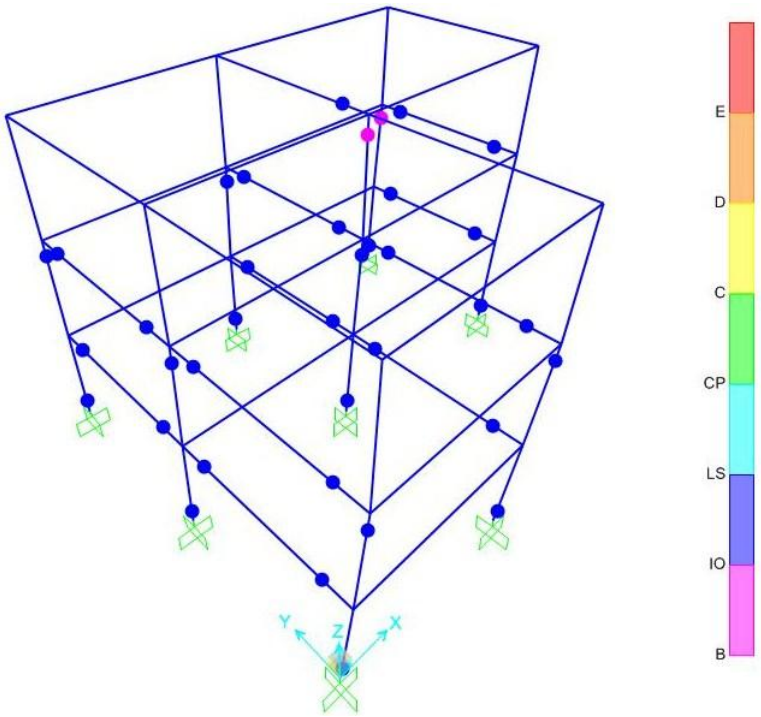
Σχήμα 6.43 - Καμπύλη Ικανότητας



Σχήμα 6.44 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Η ιδιομορφική ανάλυση κατά -Y+0,3X πραγματοποιήθηκε σε 10 βήματα. Το σημείο επιτελεστικότητας (V,D)=(1065,47, -0,013) εντοπίστηκε μεταξύ των βημάτων 6 και 7.

Καμπύλη ικανότητας - Idiom -Y+0.3X		
Βήμα	D (m)	V (KN)
5	-0,0085	930,48
6	**-0,0111**	**1019,58**
ΣΕ	**-0,013**	**1065,47**
7	**-0,0140**	**1087,01**
8	-0,0174	1140,84



Σχήμα 6.45 - Εικόνα διαρροής κτιρίου στο σημείο επιτελεστικότητας

Idiom -Y+0.3X											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
5	-0,0085	930,48	93	4	11	0	0	0	0	0	108
6	-0,0111	1019,58	81	3	24	0	0	0	0	0	108
7	**-0,0140**	**1087,01**	**71**	**2**	**35**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**108**
8	-0,0174	1140,84	68	2	34	4	0	0	0	0	108

Πίνακας 6.14 - Κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα διάφορα βήματα της ανάλυσης pushover

Παρατηρούμε στον παραπάνω πίνακα ότι 2+35=37 άκρα στοιχείων έχουν πλαστικοποιηθεί. Όμως κανένα από αυτά δεν έχει ξεπεράσει το όριο της γωνίας στροφής χορδής για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Το κτίριο συνεπώς για αυτή τη κατανομή των οριζόντιων φορτίων είναι ασφαλές.

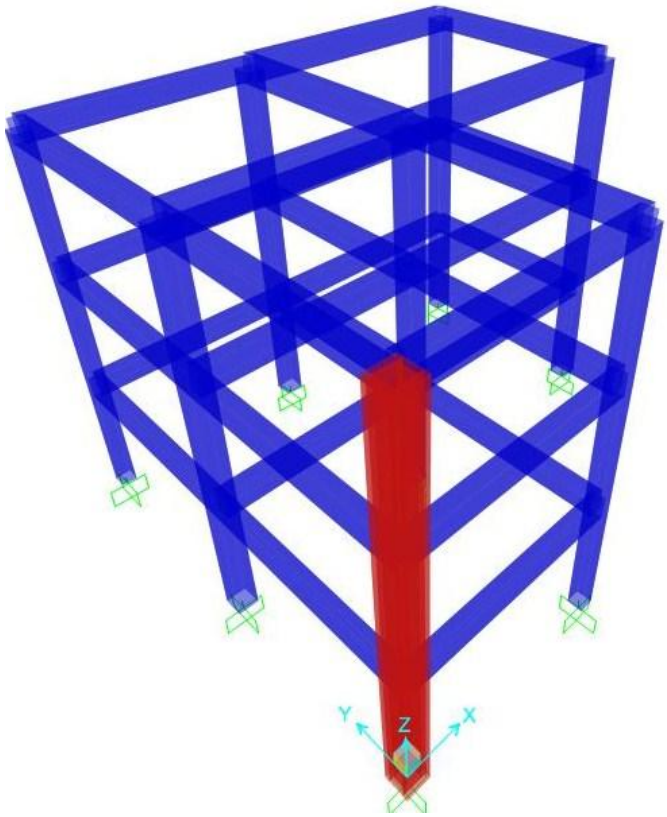
Συμπεράσματα

Αφού πήραμε τις δυσμενέστερες εικόνες του φορέα για το σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8 μέσα από τις διάφορες κατανομές των οριζόντιων φορτίων καταλήγουμε στο τελικό συμπέρασμα ότι ο φορέας συνολικά **δεν είναι ασφαλής** για αυτό το σεισμό αφού τα στοιχεία Δ6 και Δ10 του ισογείου, Κ17 και Κ18 αναπτύσσουν παραμορφώσεις μεγαλύτερες των αποδεκτών, δηλαδή αυτών που ορίζει η στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» για τη γωνία χορδής στροφής τους. Επόμενο βήμα συνεπώς είναι η ενίσχυση κάποιων από αυτά τα στοιχεία ώστε να καταλήξουμε σε έναν ασφαλή φορέα.

7 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΤΙΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΥ ΚΑΝΕΠΕ

7.1 Εισαγωγή

Όπως είδαμε στο προηγούμενο κεφάλαιο κατά την αποτίμηση του κτιρίου που παρουσιάσαμε, σε κάποια άκρα στοιχείων (Δ6 και Δ10 του ισογείου, Κ17, Κ18) η γωνία χορδής στροφής ξεπέρασε το όριο που ορίζει για αυτή η καθορισμένη κατά τον ΚΑΝΕΠΕ στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», δηλαδή τα στοιχεία αυτά κατά το σεισμό σχεδιασμού αναπτύσσουν βλάβες μεγαλύτερες των αποδεκτών. Τα στοιχεία αυτά-όπως και όλα τα δομικά στοιχεία του προσομοιώματος του κτιρίου-θεωρούνται πρωτεύοντα με αποτέλεσμα η κατασκευή μας ως σύνολο να μη θεωρείται ασφαλής. Για το λόγο αυτό θα επέμβουμε στο προσομοίωμα, ενισχύοντας κάποια από αυτά τα στοιχεία έτσι ώστε ο ανασχεδιασμένος φορέας να ικανοποιεί το στόχο σχεδιασμού Β1 του ΚΑΝΕΠΕ, δηλαδή για το σεισμό σχεδιασμού (10% πιθανότητα υπέρβασης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών) όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής να βρίσκονται πριν τη στάθμη που αντιστοιχεί στη «Προστασία Ζωής». Μετά από δοκιμές επεμβάσεων που δεν είχαν πάντα θετικά αποτελέσματα για τη κατασκευή καταλήξαμε στην ενίσχυση του υποστυλώματος Κ7 με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Η διαδικασία της ενίσχυσης και της επαναποτίμησης του κτιρίου, κατά την οποία ο σχεδιασμός αυτός κρίνεται ασφαλής (ικανοποίηση του στόχου σχεδιασμού) φαίνεται στις επόμενες παραγράφους.



Σχήμα 7.1 - Ενισχυμένος φορέας στο SAP2000

7.2 Υλικά ενίσχυσης

- Σκυρόδεμα

Θεωρούμε ποιότητα σκυροδέματος για τη κατασκευή του μανδύα C25/30. Η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος, εφόσον πρόκειται για προστιθέμενο υλικό υπολογίζεται κατά την §4.3.2 ως εξής:

$$f_{cd} = \frac{\min\,(1.2f_{ck}, f_{ck}+5)}{1.15} = \frac{\min\,(1.2*25;25+5)}{1.15} = 26.09\ \text{MPa}$$

- Χάλυβας

Θεωρούμε ποιότητα χάλυβα οπλισμού B500C. Ομοίως κατά την §4.3.2 υπολογίζουμε την τάση διαρροής:

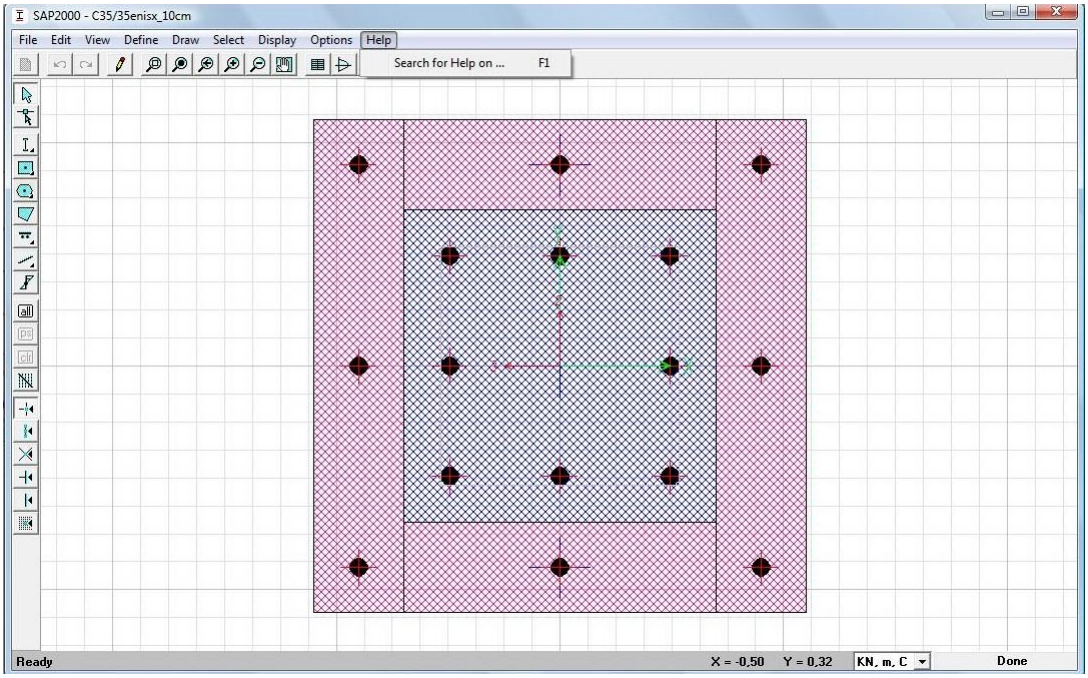
$$f_{yd} = \frac{1{,}05f_{yk}}{1.15} = \frac{1{,}05*500}{1.15} = 456{,}52\ \text{MPa}$$

Τα υλικά του μανδύα εισάγονται στο SAP2000 με την εντολή:

Define → Materials → Add New Material

7.3 Διαμόρφωση της ενισχυμένης διατομής

Για την ενίσχυση του υποστυλώματος Κ7 χρησιμοποιείται μανδύας 10cm με οπλισμό 8Φ20. Ο διαμόρφωση της ενισχυμένης διατομής γίνεται στο Section Designer (Define→Frame Sections→Add New Property→Other→Section Designer) όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

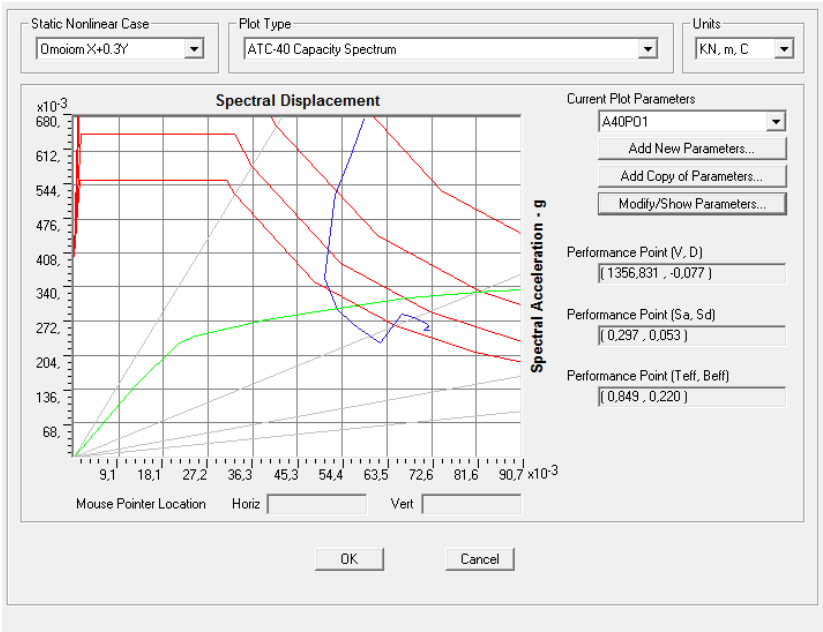


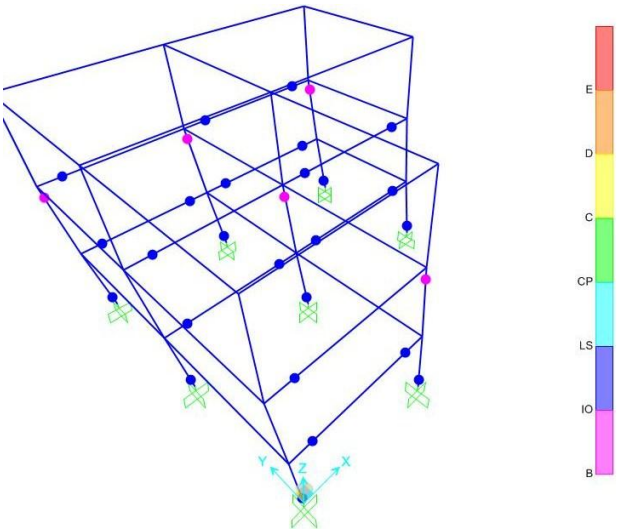
Σχήμα 7.2 - Διαμόρφωση της ενισχυμένης διατομής στο Section Designer του SAP2000

7.4 Αποτίμηση της ενισχυμένης κατασκευής

Αποτιμούμε τον ενισχυμένο φορέα με στατική ανελαστική ανάλυση (ανάλυση pushover) και κατανομές των οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος αυτές που φαίνονται στο Πίνακα 6.6. Να σημειώσουμε εδώ ότι και στον ενισχυμένο φορέα η πρώτη ιδιομορφή είναι θεμελιώδης στη διεύθυνση Y ενώ η δεύτερη στη διεύθυνση X. Ακολουθούν συνοπτικά τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων για τις δυσμενέστερες κατανομές τα οποία περιλαμβάνουν τις καμπύλες ικανότητας και τον γραφικό προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας κατά τον ATC-40 για τον ενισχυμένο φορέα καθώς και τη συγκριτική κατάσταση του αρχικού φορέα και του ενισχυμένου στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας.

I. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά +Χ (δυσμενέστερος συνδυασμός ο Χ+0,3Υ)



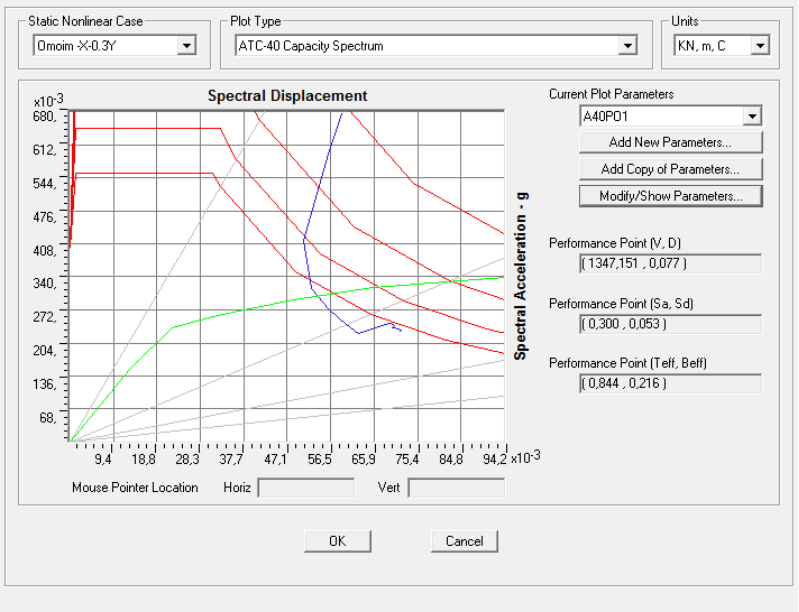


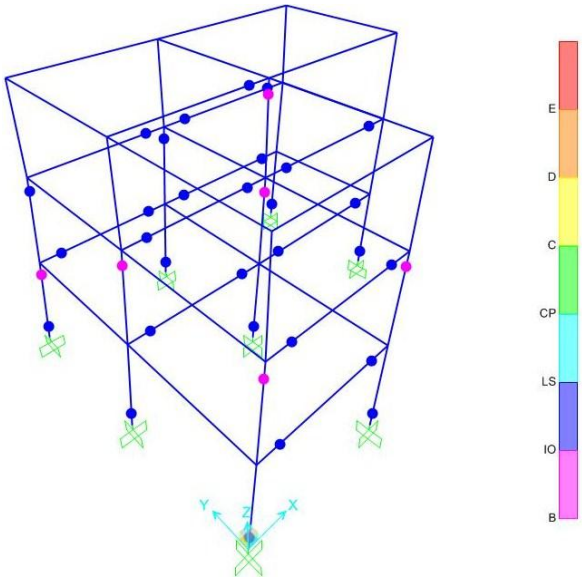
Σχήμα 7.3 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας και εικόνα διαρροής του φορέα στο σημείο αυτό

Omoiom X+03Y											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
ΣΕ αρχ 5	**-0,081** -0,0887	**1242,32** 1261,43	72	9	27	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ενισχ 5	**-0,077** -0,0772	**1356,83** 1359,61	78	5	25	0	0	0	0	0	108

Πίνακας 7.1 - Συγκριτικός πίνακας για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

II. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -Χ (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Χ-0,3Υ)



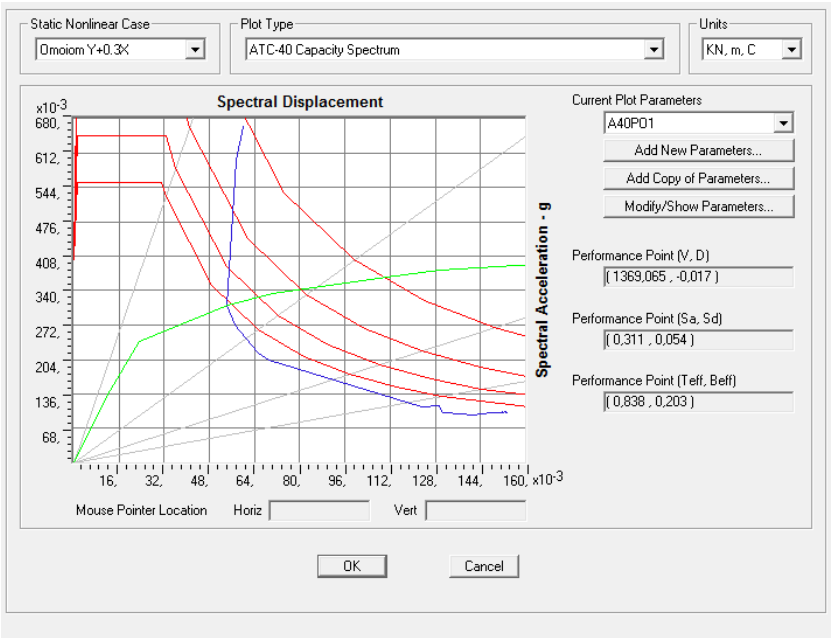


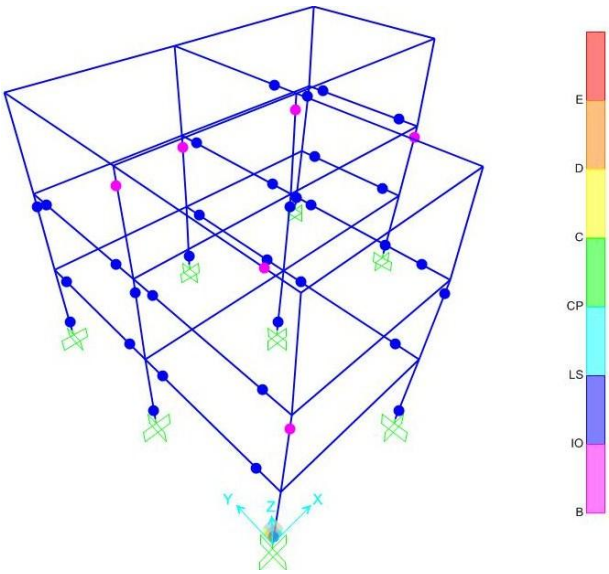
Σχήμα 7.4 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας και εικόνα διαρροής του φορέα στο σημείο αυτό

Omoiom -X-03Y											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
ΣΕ αρχ	**0,080**	**1241,47**									
6	0,0876	1262,43	73	10	25	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ενισχ	**0,077**	**1347,15**									
5	0,0935	1402,22	72	6	30	0	0	0	0	0	108

Πίνακας 7.2 - Συγκριτικός πίνακας για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

III. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά +Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο Y+0,3X)



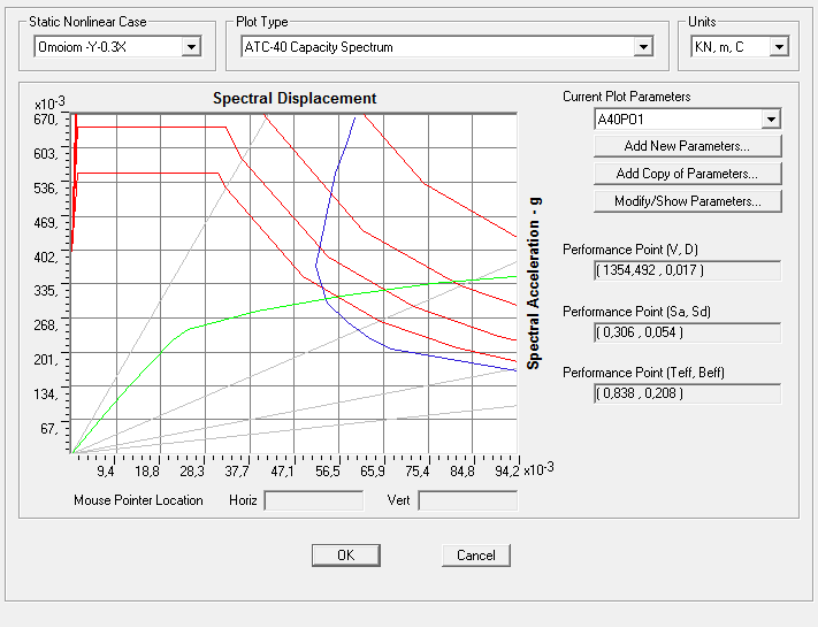


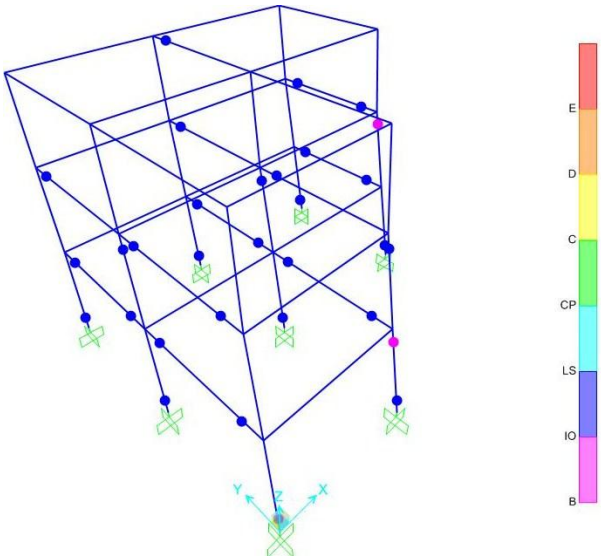
Σχήμα 7.5 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας και εικόνα διαρροής του φορέα στο σημείο αυτό

Omoiom Y+03X											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
ΣΕ αρχ	**-0,017**	**1245,32**									
7	-0,0185	1277,45	72	5	31	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ενισχ	**-0,017**	**1369,07**									
4	-0,0194	1439,69	68	6	34	0	0	0	0	0	108

Πίνακας 7.3 - Συγκριτικός πίνακας για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

IV. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y-0,3X)



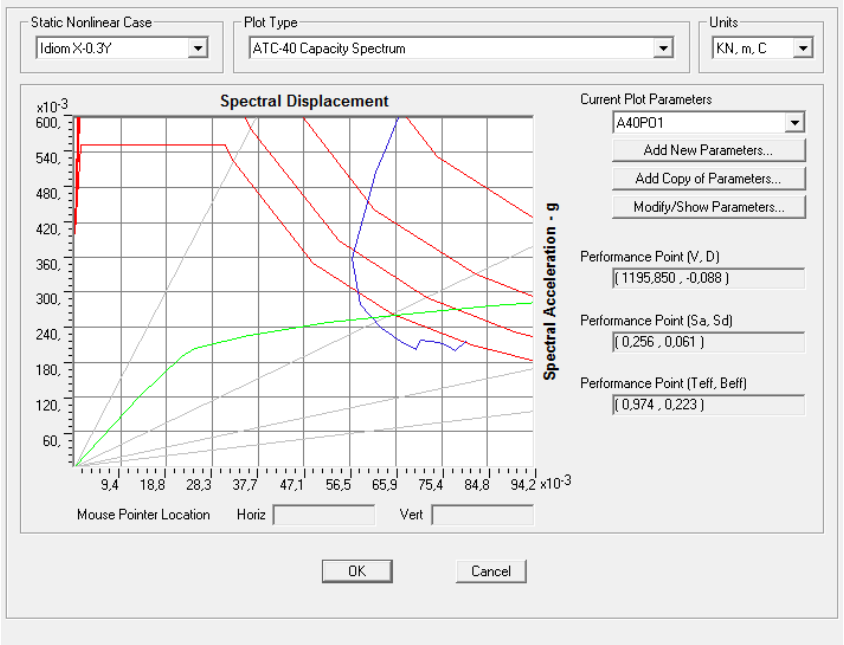


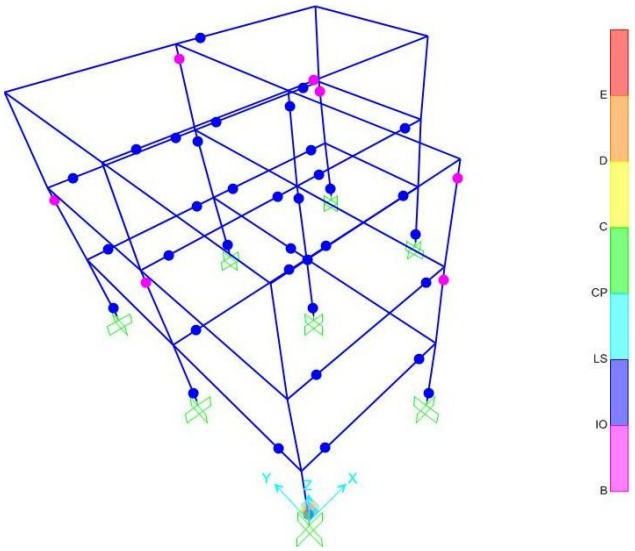
Σχήμα 7.6 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας και εικόνα διαρροής του φορέα στο σημείο αυτό

Omoiom -Y-03X											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
ΣΕ αρχ	**0,017**	**1241,52**									
7	0,0190	1283,93	72	4	32	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ενισχ	**0,017**	**1354,49**									
6	0,0177	1373,64	77	2	29	0	0	0	0	0	108

Πίνακας 7.4 - Συγκριτικός πίνακας για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

V. Ιδιομορφική Κατανομή κατά +X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο X-0,3Y)



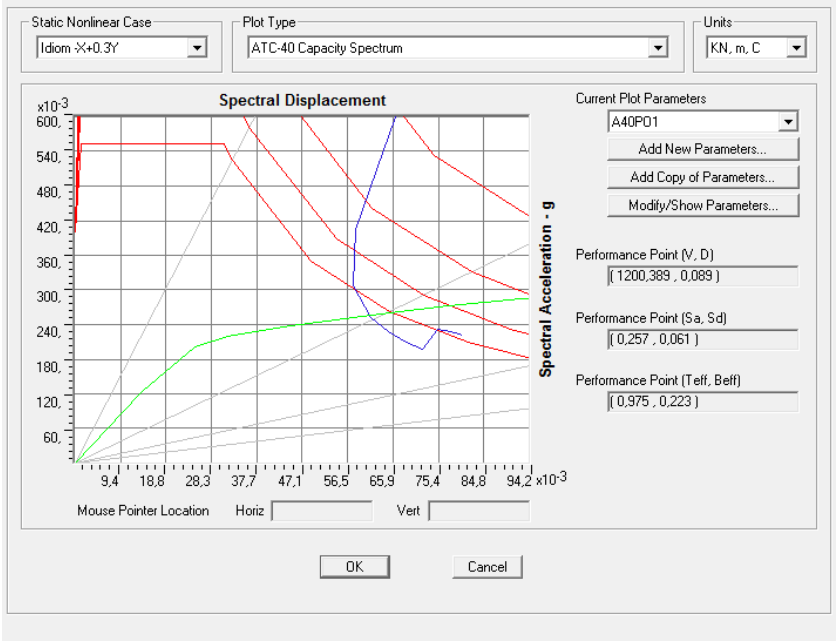


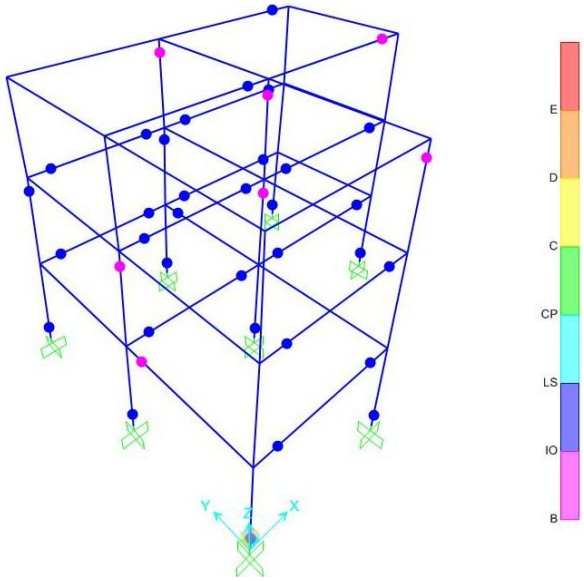
Σχήμα 7.7 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας και εικόνα διαρροής του φορέα στο σημείο αυτό

Idiom X-0.3Y											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
ΣΕ αρχ	**-0,093**	**1105,41**									
6	-0,1134	1138,67	67	5	33	3	0	0	0	0	108
ΣΕ ενισχ	**-0,088**	**1195,85**									
6	-0,1026	1224,96	65	7	36	0	0	0	0	0	108

Πίνακας 7.5 - Συγκριτικός πίνακας για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

VI. Ιδιομορφική Κατανομή κατά -X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -X+0,3Y)



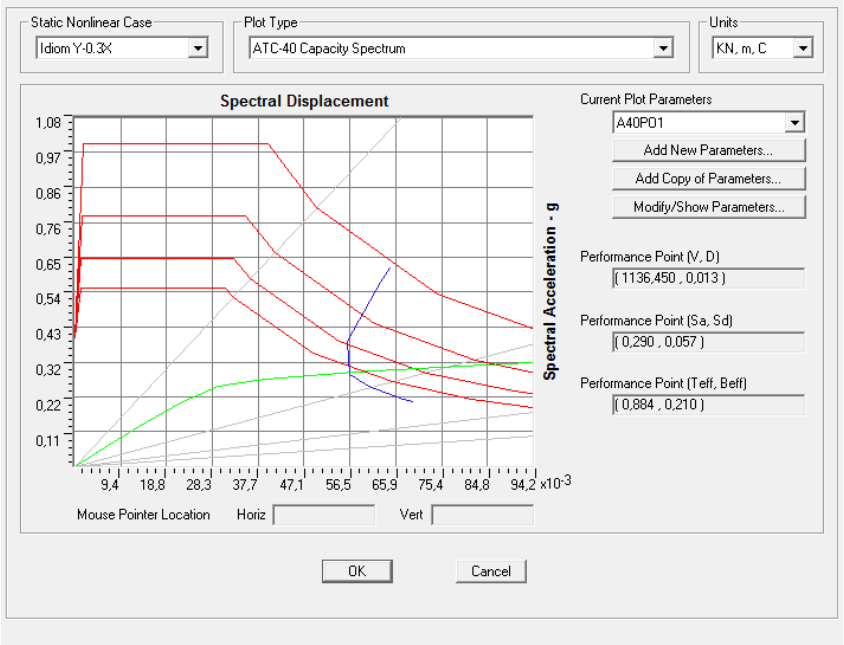


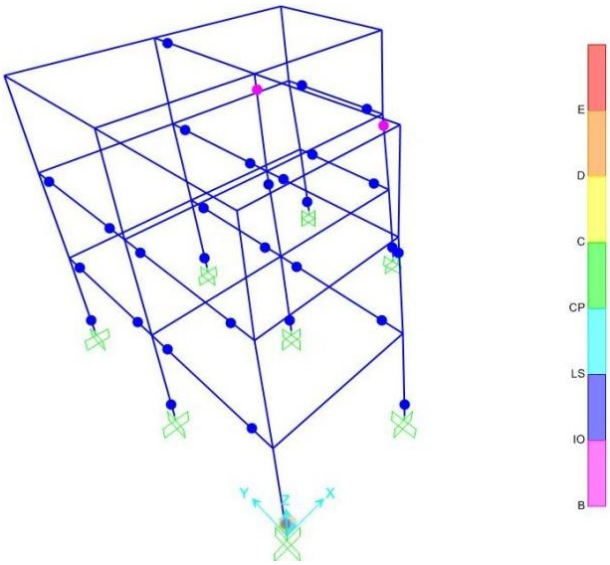
Σχήμα 7.8 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας και εικόνα διαρροής του φορέα στο σημείο αυτό

Idiom -X+0.3Y											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
ΣΕ αρχ	**0,093**	**1106,05**									
6	0,1012	1121,53	69	4	34	1	0	0	0	0	108
ΣΕ ενισχ	**0,089**	**1200,39**									
6	0,0924	1208,42	68	7	33	0	0	0	0	0	108

Πίνακας 7.6 - Συγκριτικός πίνακας για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

VII. Ιδιομορφική Κατανομή κατά +Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο Y-0,3X)



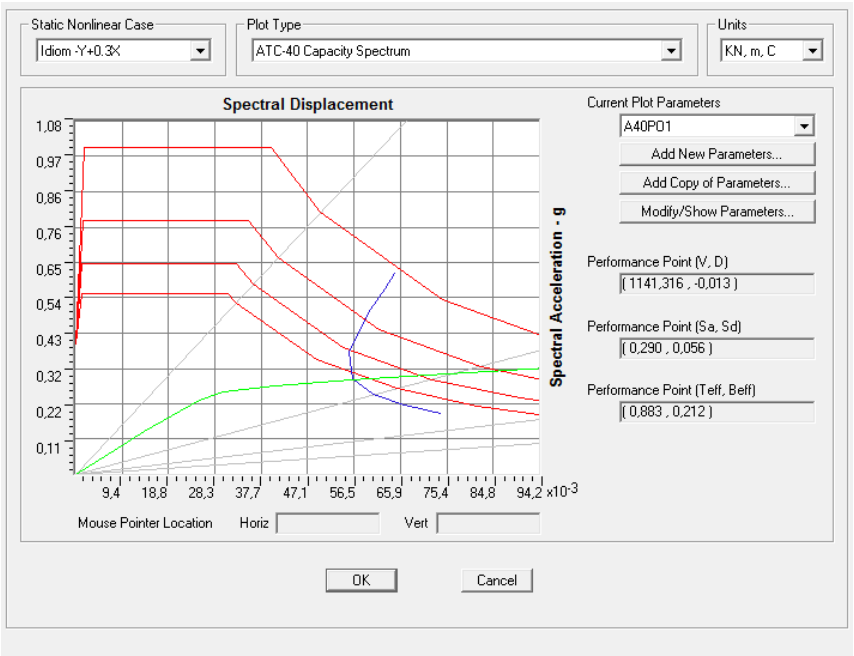


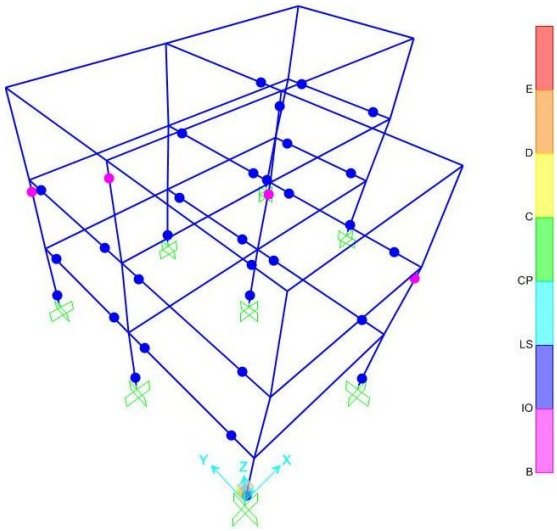
Σχήμα 7.9 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας και εικόνα διαρροής του φορέα στο σημείο αυτό

Idiom Y-0.3X											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
ΣΕ αρχ	**0,013**	**1065,75**									
7	0,0144	1096,85	73	1	34	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ενισχ	**0,013**	**1136,45**									
6	0,0135	1141,22	76	2	30	0	0	0	0	0	108

Πίνακας 7.7 - Συγκριτικός πίνακας για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

VIII. Ιδιομορφική Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y+0,3X)





Σχήμα 7.10 - Προσδιορισμός σημείου επιτελεστικότητας και εικόνα διαρροής του φορέα στο σημείο αυτό

Idiom -Y+0.3X											
Βήμα	**D** (m)	**V** (KN)	**AtoB**	**BtoIO**	**IOtoLS**	**LStoCP**	**CPtoC**	**CtoD**	**DtoE**	**>E**	**Total**
ΣΕ αρχ	**-0,013**	**1065,47**									
7	-0,0140	1087,01	71	2	35	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ενισχ	**-0,013**	**1141,32**									
6	-0,0134	1142,45	73	4	31	0	0	0	0	0	108

Πίνακας 7.8 - Συγκριτικός πίνακας για την κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων του αρχικού και του ενισχυμένου φορέα στα αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

Συμπεράσματα

Όπως παρατηρούμε από τους παραπάνω πίνακες τα σημεία επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα στους διάφορους συνδυασμούς φόρτισης παρουσιάζουν μια μικρή αύξηση της τέμνουσας βάσης κατά 90-130 kN, της τάξης περίπου του 8%. Όσον αφορά τις στοχευμένες μετακινήσεις μειώνονται αρκετά στις κατανομές κατά Χ ενώ δε μεταβάλλονται καθόλου στις κατανομές κατά Υ. Αυτό μπορούμε να το εξηγήσουμε εν μέρει ως εξής: κατά τη διεύθυνση Χ το υποστύλωμα Κ7 συμμετέχει στο πλαίσιο Κ7-Δ10-Κ8. Το πλαίσιο αυτό έχει ένα ζύγωμα και τα υποστυλώματα του Κ7 και Κ8 έχουν τη διατομή με τη μικρότερη αντοχή από τις δύο που χρησιμοποιήσαμε. Έτσι καθίσταται το πιο αδύναμο από τα πλαίσια του φορέα. Στη διεύθυνση Υ η ενίσχυση δεν έπαιξε σημαντικό ρόλο γιατί τα πλαίσια κατά Υ ήταν από την αρχή πιο δύσκαμπτα.

Χάρη στη μείωση των στοχευμένων μετακινήσεων κατά Χ κανένα δομικό στοιχείο του κτιρίου δεν αναπτύσσει πια στο σεισμό σχεδιασμού βλάβες μεγαλύτερες των αποδεκτών, δηλαδή αυτών που ορίζει η στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Να θυμηθούμε ότι κατανομές κατά Χ έδιναν κατά την αρχική αποτίμηση στοιχεία που ξεπερνούσαν τη στάθμη αυτή. Επίσης μειώθηκαν στις περισσότερες κατανομές τα άκρα των στοιχείων που μπήκαν στη πλαστική περιοχή.

Σαν τελικό λοιπόν συμπέρασμα μπορούμε να πούμε ότι η επέμβαση κρίνεται επιτυχής αφού ο φορέας πια είναι ασφαλής και παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά στον ίδιο σεισμό.

8 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΤΗΝ ΕΛΑΧΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΣΤΡΕΠΤΙΚΗΣ ΤΟΥ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

8.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό θα εφαρμόσουμε τους αλγόριθμους που κατασκευάσαμε στο Κεφάλαιο 4, εντεταγμένους στον αλγόριθμο ICA, ώστε να ελαχιστοποιήσουμε τη στρεπτική απόκριση του κτιρίου που παρουσιάσαμε στο Κεφάλαιο 6. Το κτίριο αυτό το ενισχύσαμε ώστε να ικανοποιεί το στόχο σχεδιασμού Β1 του ΚΑΝΕΠΕ. Η βελτιστοποίηση θα γίνει σε αυτόν, τον ενισχυμένο κατά το Κεφάλαιο 7 φορέα (Σχήμα 7.1). Όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 4 για το σκοπό αυτό θα εξετάσουμε δύο περιπτώσεις: την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δυσκαμψίας και την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχών. Για την εκτέλεση των αλγορίθμων διαμορφώνουμε μητρώα με τα δεδομένα του κτιρίου που απαιτούνται από τους αλγορίθμους και παίρνουμε ως αποτελέσματα:

- πάχη μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, στη περίπτωση της *ελαχιστοποίησης της εκκεντρότητας δυσκαμψίας*
- πάχη και ποσοστό οπλισμού μανδύων από οπλισμένο σκυρόδεμα για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, στη περίπτωση της *ελαχιστοποίησης της εκκεντρότητας αντοχών*

Για κάθε μία από τις δύο περιπτώσεις εφαρμόζουμε τις ενισχύσεις αυτές στο προσομοίωμα του φορέα στο SAP2000 και αποτιμούμε τους δύο νέους αυτούς φορείς

με Στατική Ανελαστική Ανάλυση. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων τα εξετάζουμε συγκριτικά με τα αποτελέσματα των δύο ανελαστικών αναλύσεων που προηγήθηκαν, στον αρχικό φορέα και τον ενισχυμένο κατά ΚΑΝΕΠΕ φορέα (για συντομία θα τους αναφέρουμε και ως φορέας 1 και φορέας 2 αντίστοιχα).

8.2 Εισαγωγή των δεδομένων του κτιρίου στους αλγόριθμους

Σύμφωνα με την §4.4 διαμορφώνουμε τα μητρώα δεδομένων των αλγορίθμων για το κτίριο που εξετάζουμε ως εξής:

	b (m)	h (m)	ρ	x (m)	y (m)	Συντ. Ρηγματ.	t_o (m)	$ρ_o$	t_{new} (m)	$ρ_{new}$	E (kPa)	E' (kPa)	l (m)	N (kN)
K1	0,35	0,35	0,0205	0,175	10,225	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	239,01
K2	0,45	0,45	0,0186	5,225	10,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	723,36
K3	0,45	0,45	0,0186	11,225	10,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	365,24
K4	0,45	0,45	0,0186	0,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	620,43
K5	0,45	0,45	0,0186	5,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	995,15
K6	0,45	0,45	0,0186	11,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	333,69
K7	0,35	0,35	0,0205	0,175	0,175	0,6	0,1	0,014	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	321,73
K8	0,35	0,35	0,0205	5,275	0,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	248,54

Πίνακας 8.1 - Μητρώο δεδομένων ισογείου`

	b (m)	h (m)	ρ	x (m)	y (m)	Συντ. Ρηγματ.	t_o (m)	$ρ_o$	t_{new} (m)	$ρ_{new}$	E (kPa)	E' (kPa)	l (m)	N (kN)
K1	0,35	0,35	0,0205	0,175	10,225	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	159,1
K2	0,45	0,45	0,0186	5,225	10,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	482,33
K3	0,45	0,45	0,0186	11,225	10,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	243,71
K4	0,45	0,45	0,0186	0,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	413,29
K5	0,45	0,45	0,0186	5,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	663,24
K6	0,45	0,45	0,0186	11,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	221,2
K7	0,35	0,35	0,0205	0,175	0,175	0,6	0,1	0,014	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	214,91
K8	0,35	0,35	0,0205	5,275	0,175	0,6	0	0	0	0	$29\cdot10^6$	$30,5\cdot10^6$	3	165,75

Πίνακας 8.2 - Μητρώο δεδομένων 1ου ορόφου

	b (m)	h (m)	ρ	x (m)	y (m)	Συντ. Ρηγματ.	t_o (m)	$ρ_o$	t_{new} (m)	$ρ_{new}$	E (kPa)	E' (kPa)	l (m)	N (kN)
K1	0,35	0,35	0,0205	0,175	10,225	0,6	0	0	0	0	$29·10^6$	$30,5·10^6$	3	76,6
K2	0,45	0,45	0,0186	5,225	10,175	0,6	0	0	0	0	$29·10^6$	$30,5·10^6$	3	242,33
K3	0,45	0,45	0,0186	11,225	10,175	0,6	0	0	0	0	$29·10^6$	$30,5·10^6$	3	120,41
K4	0,45	0,45	0,0186	0,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29·10^6$	$30,5·10^6$	3	206,32
K5	0,45	0,45	0,0186	5,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29·10^6$	$30,5·10^6$	3	340,53
K6	0,45	0,45	0,0186	11,225	5,175	0,6	0	0	0	0	$29·10^6$	$30,5·10^6$	3	108,23
K7	0,35	0,35	0,0205	0,175	0,175	0,6	0,1	0,014	0	0	$29·10^6$	$30,5·10^6$	3	107,3
K8	0,35	0,35	0,0205	5,275	0,175	0,6	0	0	0	0	$29·10^6$	$30,5·10^6$	3	79,95

Πίνακας 8.3 - Μητρώο δεδομένων 2ου ορόφου

Η κάτοψη είναι κοινή σε όλους τους ορόφους και η μόνη διαφορά στους πίνακες εντοπίζεται στη τελευταία στήλη που αφορά τις αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων. Οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων προκύπτουν από γραμμική ανάλυση του φορέα 2 για τον συνδυασμό G+0.3Q. Για την εξέταση της ελαχιστοποίησης της εκκεντρότητας αντοχών θα ελέγξουμε και τις τρεις περιπτώσεις. Η λύση που θα μας δίνει συνολικά τις μικρότερες εκκεντρότητες και για τα τρία πατώματα θα είναι και η λύση που θα επιλεγεί. Για την εκτέλεση του αλγορίθμου που αφορά την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δυσκαμψίας μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε οποιονδήποτε από τους τρεις παραπάνω πίνακες.

Θεωρούμε ποιότητα σκυροδέματος για τους μανδύες C20/25 και ποιότητα χάλυβα όπλισης B500C (§7.2).

Τα κέντρα μάζας των ορόφων συμπίπτουν, αφού η κάτοψη είναι κοινή σε όλους τους ορόφους, δημιουργώντας έτσι έναν κεντροβαρικό άξονα για το κτίριο. Θεωρούμε ομοιόμορφη κατανομή των κατακόρυφων φορτίων στις πλάκες των ορόφων και έτσι το κέντρο μάζας συμπίπτει με το γεωμετρικό κέντρο των ορόφων (Σχήμα 8.1).

8.3 Εκκεντρότητες αρχικού και ενισχυμένου κατά ΚΑΝΕΠΕ φορέα

Αρχικά κάνουμε χρήση των αλγορίθμων ώστε να υπολογίσουμε τις εκκεντρότητες του αρχικού φορέα και να δούμε πως επιδρά η ενίσχυση του υποστυλώματος K7 σε αυτές:

	Αρχικός Φορέας	Ενισχυμένος κατά ΚΑΝΕΠΕ φορέας
x_{CR}	5,77	4,67
y_{CR}	6,52	5,27
$\mathbf{e_{CM-CR}}$	**1,03**	**0,86**
Μεταβολή εκκεντρότητας(%)		-17%

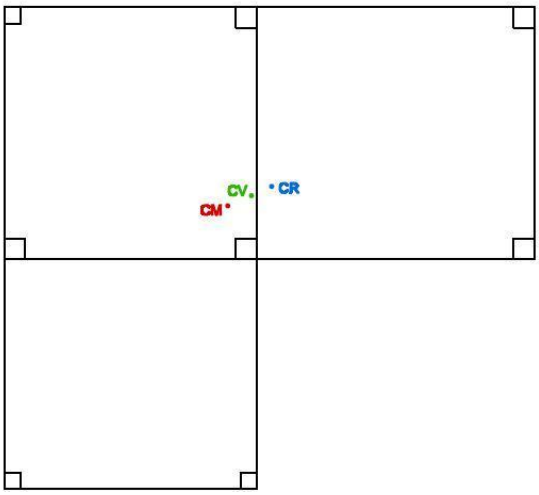
Πίνακας 8.4 - Εκκεντρότητες δυσκαμψίας

		Αρχικός Φορέας	Ενισχυμένος κατά ΚΑΝΕΠΕ φορέας
ΙΣΟΓΕΙΟ	x_{CR}	5,29	4,75
	y_{CR}	6,33	5,68
	$\mathbf{e_{CM-CV}}$	**0,52**	**0,44**
	Μεταβολή εκκεντρότητας(%)		-15%
1ος ΟΡΟΦΟΣ	x_{CR}	5,33	4,73
	y_{CR}	6,33	5,61
	$\mathbf{e_{CM-CV}}$	**0,55**	**0,50**
	Μεταβολή εκκεντρότητας(%)		-9%
2ος ΟΡΟΦΟΣ	x_{CR}	5,40	4,72
	y_{CR}	6,33	5,52
	$\mathbf{e_{CM-CV}}$	**0,63**	**0,60**
	Μεταβολή εκκεντρότητας(%)		-5%

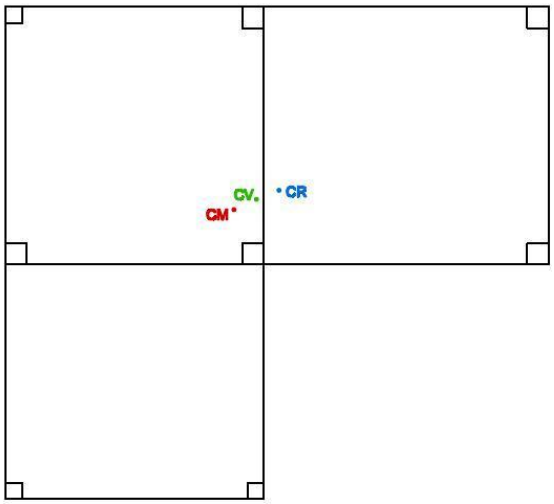
Πίνακας 8.5 - Εκκεντρότητες αντοχής

Οι αξονικές δυνάμεις που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των εκκεντροτήτων αντοχής προκύπτουν από τις γραμμικές αναλύσεις των φορέων για το συνδυασμό G+0.3Q. Στη περίπτωση του 2ου φορέα ταυτίζονται με αυτές που φαίνονται στους Πίνακες 8.1-8.3.

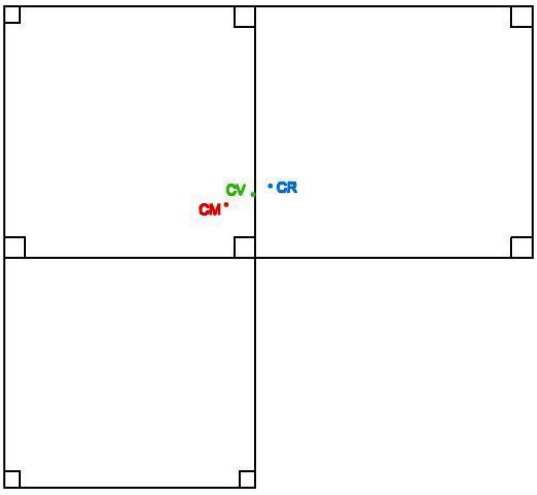
Ισόγειο



1ος όροφος

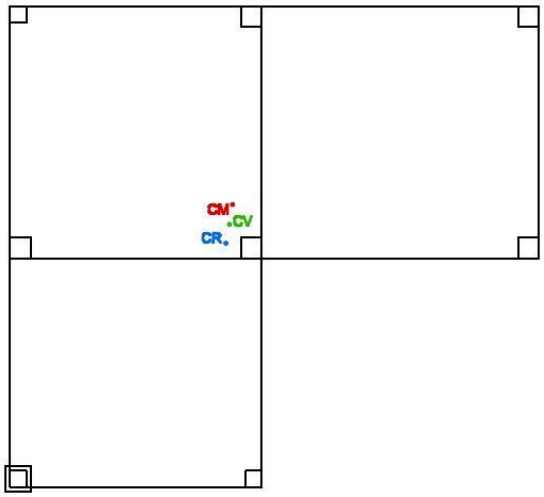


2ος όροφος

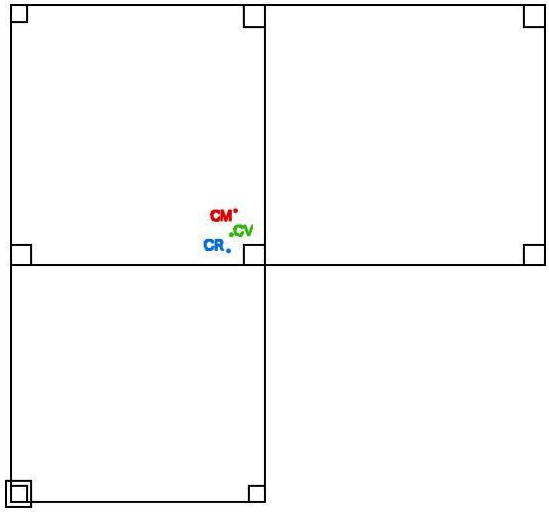


Σχήμα 8.1 - Κέντρα μάζας, αντοχής και δυσκαμψίας αρχικού φορέα

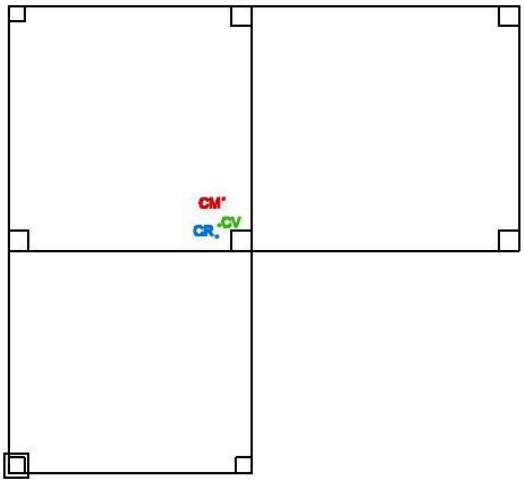
Ισόγειο



1ος όροφος

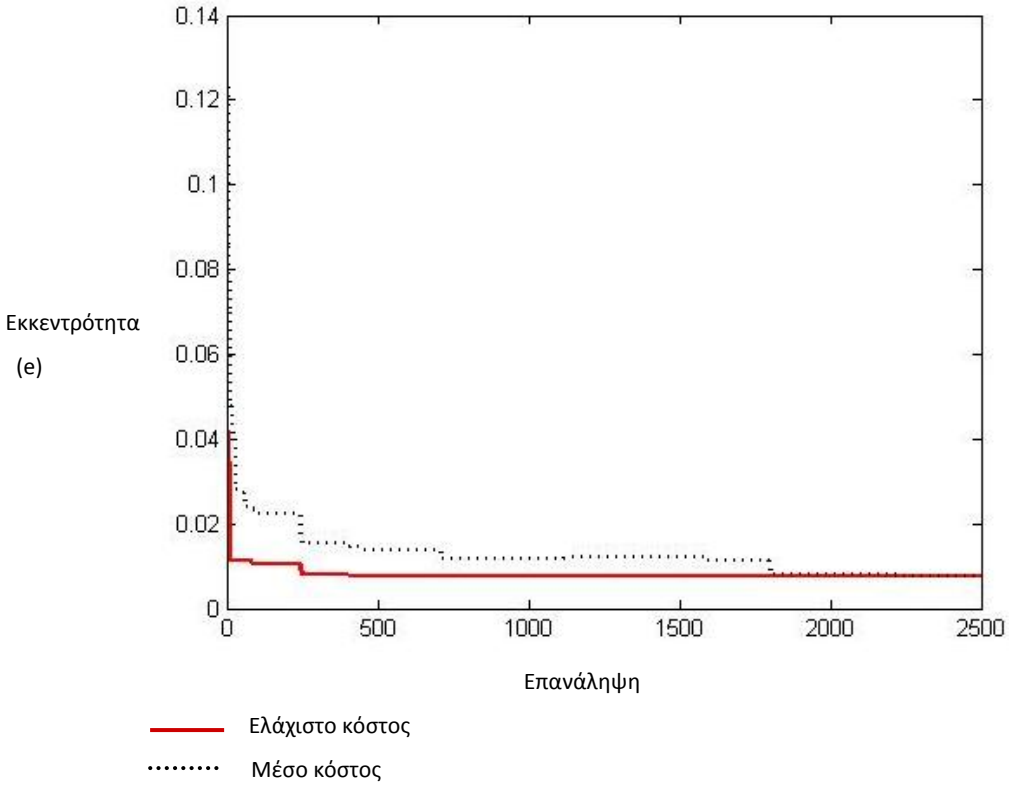


2ος όροφος



Σχήμα 8.2 - Κέντρα μάζας, αντοχής και δυσκαμψίας ενισχυμένου φορέα

8.4 Ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δυσκαμψίας



Σχήμα 8.3 - Πορεία σύγκλισης ICA

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα ο ICA εντοπίζει το ελάχιστο πριν να ολοκληρωθούν οι 500 πρώτες επαναλήψεις αλλά η σύγκλιση γίνεται λίγο πριν τις πρώτες 2000 επαναλήψεις. Αυτό γίνεται γιατί έχει εντοπιστεί από τη μία η βέλτιστη λύση αλλά δεν έχουν καταρρεύσει όλες οι αυτοκρατορίες, έχουν δηλαδή τέτοια κόστη/τιμή αντικειμενικής συνάρτησης που είναι σε θέση ακόμα να ανταγωνίζονται. Όταν μένει μία αυτοκρατορία τότε το μέσο κόστος ταυτίζεται με το ελάχιστο και έχουμε σύγκλιση του αλγορίθμου στη βέλτιστη λύση.

Η βέλτιστη λύση εντοπίζεται στη θέση (imperialist position)

[0,19, 0,20, 0, 0,20, 0,15, 0,20, 0, 0,19]

και έχει κόστος, δηλαδή δίνει τιμή στην αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος (imperialist cost) ίση με

$$e = 0{,}0074m \approx 7\ mm$$

Κάθε υποστύλωμα θα ενισχυθεί συνεπώς όπως φαίνεται στο παρακάτω πίνακα:

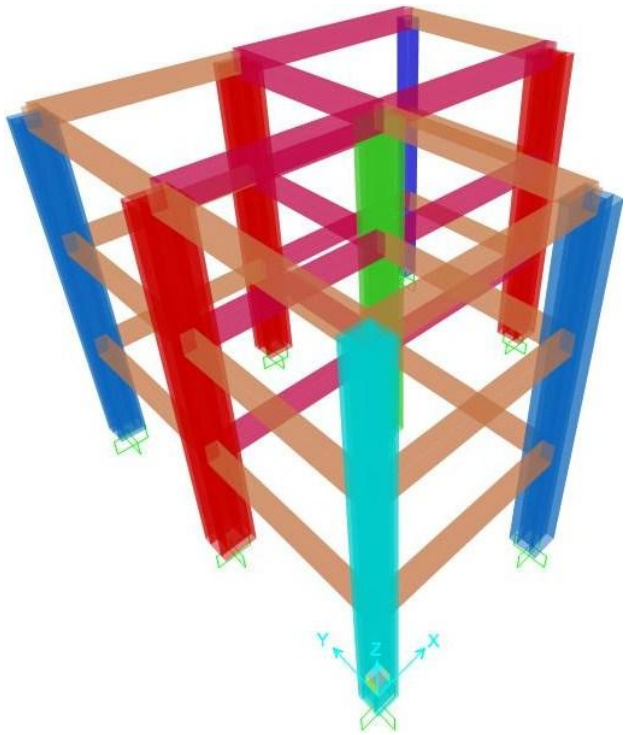
Υποστύλωμα	Πάχος ενίσχυσης (cm)
K1	19
K2	20
K3	0
K4	20
K5	15
K6	20
K7	0 (+10)
K8	19

Πίνακας 8.6 - Πάχη ενίσχυσης υποστυλωμάτων για την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δυσκαμψίας

Το υποστύλωμα K7 είναι ήδη ενισχυμένο με μανδύα 10cm. Ο τελικός μανδύας του θα είναι 10cm.

Τους μανδύες, για το σχεδιασμό του νέου φορέα με την ελαχιστοποιημένη εκκεντρότητα δυσκαμψίας, τους εισάγουμε με το ελάχιστο μηχανικό ποσοστό όπλισης του 1%. Οι νέες διατομές διαμορφώνονται στο Section Designer του SAP2000.

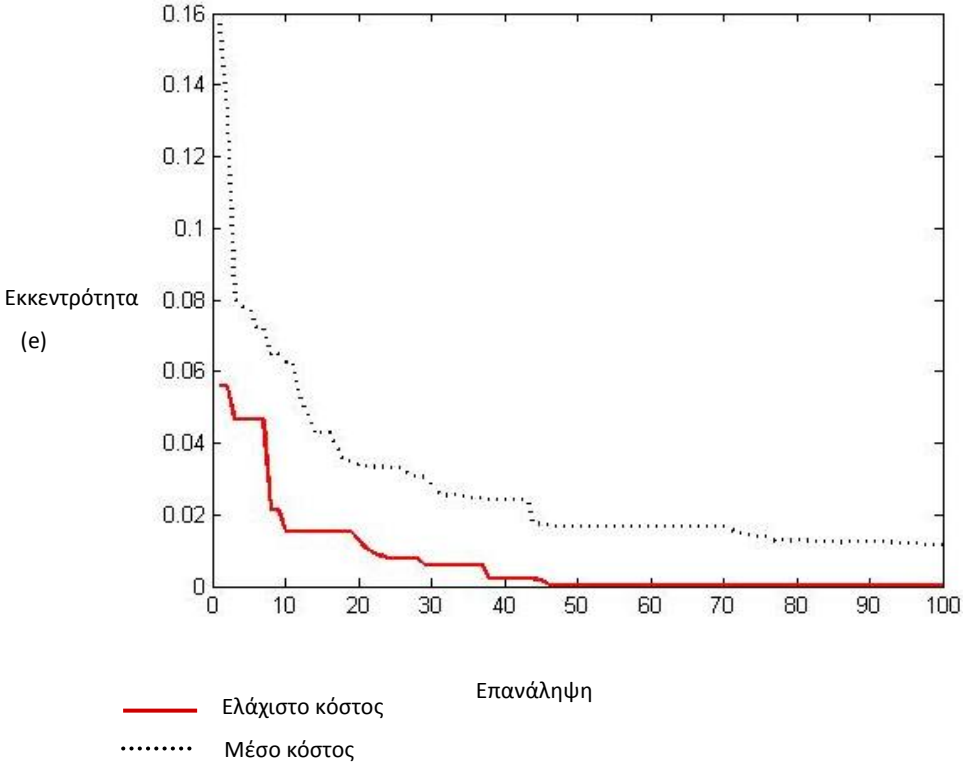
Ο ανασχεδιασμένος φορέας σύμφωνα με τα παραπάνω φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 8.4 - Ανασχεδιασμένος φορέας με ελαχιστοποιημένη εκκεντρότητα δυσκαμψίας

8.5 Ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχής

➢ *2ος όροφος*



Σχήμα 8.5 - Πορεία σύγκλισης ICA

Ο αλγόριθμος για την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχής είναι πολύ χρονοβόρος (1min/επανάληψη) σε αντίθεση με τον αλγόριθμο για την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δυσκαμψίας στον οποίο οι 2500 επαναλήψεις εκτελέστηκαν μόλις σε λίγα λεπτά. Αυτό εξαρχής μας κάνει φειδωλούς στην επιλογή του πλήθους των επαναλήψεων. Όμως όπως φαίνεται στο παραπάνω διάγραμμα εκκεντρότητας-επανάληψης η εκκεντρότητα αντοχής σχεδόν μηδενίζεται περίπου στην 46η επανάληψη. Συνεπώς παρότι δεν έχουμε σύγκλιση δεν έχουμε περιθώρια βελτίωσης της λύσης που παίρνουμε σε αυτό το σημείο αφού αυτή σχεδόν μηδενίζει την εκκεντρότητα. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με το χρονοβόρο του αλγορίθμου καθιστά αποδεκτό τον τερματισμό του αλγορίθμου πριν τη σύγκλιση.

Συγκεκριμένα η βέλτιστη λύση εντοπίζεται στη θέση (imperialist position)

Υποστύλωμα	Πάχος μανδύα (cm)	Μηχανικό ποσοστό οπλισμού μανδύα
K1	20	0.0260
K2	20	0.0167
K3	16	0.0278
K4	0	0
K5	20	0.0400
K6	0	0
K7	10	0.0400
K8	15	0.0400

Πίνακας 8.7 - Πάχη ενίσχυσης υποστυλωμάτων για την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχών του δεύτερου ορόφου

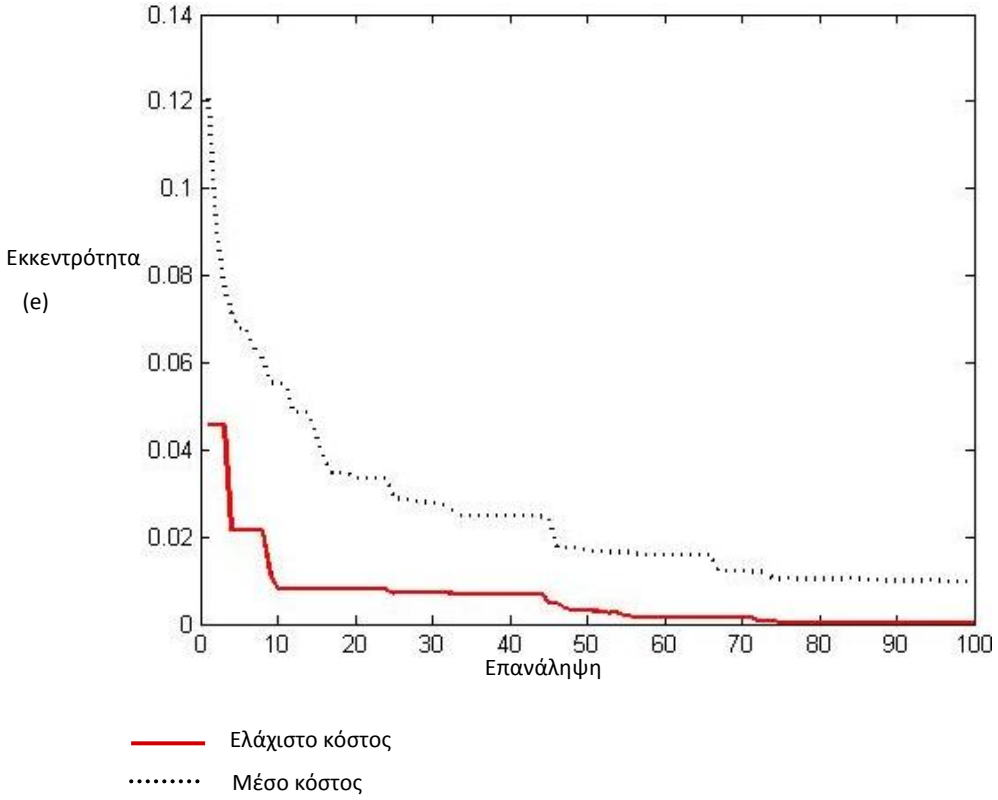
και έχει κόστος, δηλαδή δίνει τιμή στην αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος ίση με (imperialist cost)

$$e = 0{,}00063m < 1mm$$

Για τη λύση αυτή οι εκκεντρότητες αντοχής των υπολοίπων πατωμάτων του κτιρίου είναι:

Όροφος	$e_{CM\text{-}CV}$ (m)
Ισόγειο	0,0290
1ος	0,0162

➢ *1ος όροφος*



Σχήμα 8.6 - Πορεία σύγκλισης ICA

Η βέλτιστη λύση εντοπίζεται στη θέση (imperialist position)

Υποστύλωμα	Πάχος μανδύα (cm)	Μηχανικό ποσοστό οπλισμού μανδύα
K1	0	0
K2	20	0.0400
K3	0	0
K4	16	0.0314
K5	0	0
K6	20	0.0100
K7	0	0
K8	20	0.0255

Πίνακας 8.8 - Πάχη ενίσχυσης υποστυλωμάτων για την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχών του 1ου ορόφου

και έχει κόστος, δηλαδή δίνει τιμή στην αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος ίση με (imperialist cost)

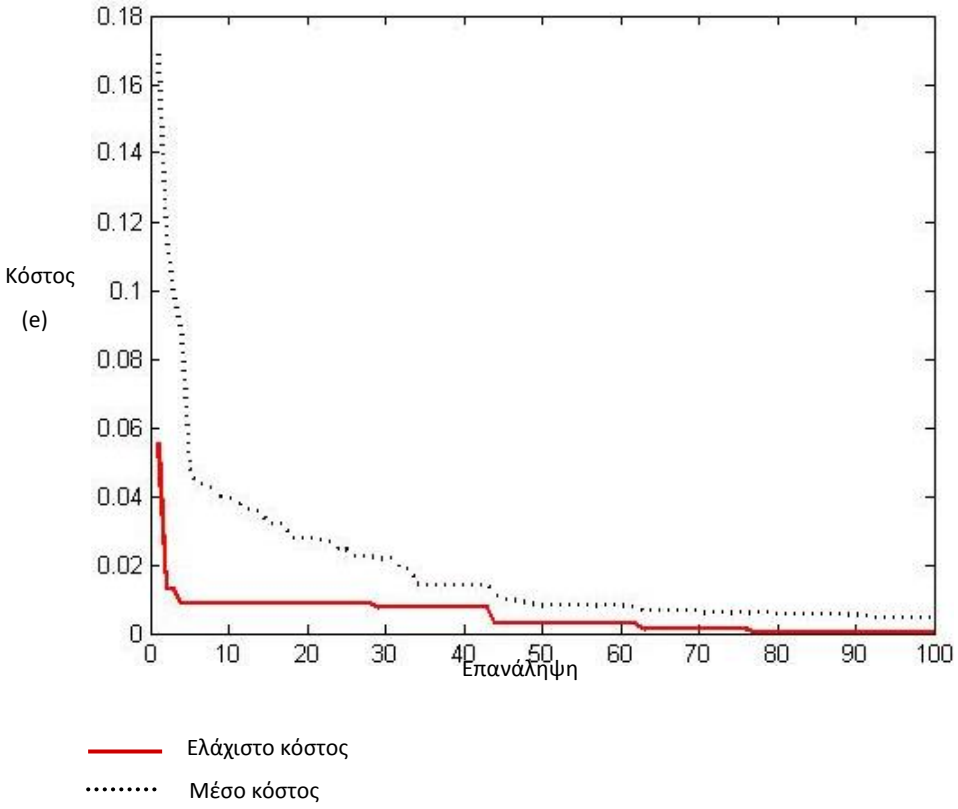
$$e = 0{,}0018m \approx 2mm$$

Για τη λύση αυτή οι εκκεντρότητες αντοχής των υπολοίπων πατωμάτων του κτιρίου είναι:

Όροφος	$e_{CM\text{-}CV}$ (m)
Ισόγειο	0,0094
2ος	0,0065

Πίνακας 8.9

- ***Ισόγειο***



Σχήμα 8.7 - Πορεία σύγκλισης ICA

Η βέλτιστη λύση εντοπίζεται στη θέση (imperialist position)

Υποστύλωμα	Πάχος μανδύα (cm)	Μηχανικό ποσοστό οπλισμού μανδύα
K1	20	0.0290
K2	0	0
K3	0	0
K4	0	0
K5	20	0.0216
K6	15	0.0296
K7	10	0.0100
K8	0	0

Πίνακας 8.10 - Πάχη ενίσχυσης υποστυλωμάτων για την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχών του ισογείου

και έχει κόστος, δηλαδή δίνει τιμή στην αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος ίση με (imperialist cost)

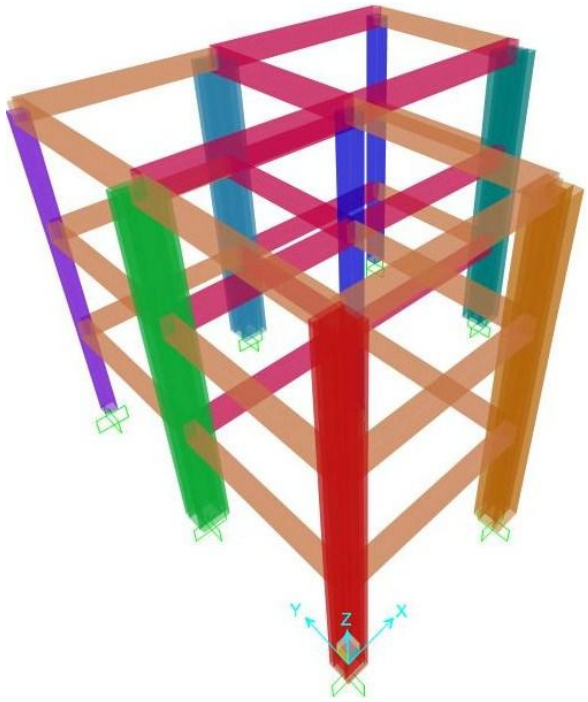
$$e = 0{,}0003m < 1mm$$

Για τη λύση αυτή οι εκκεντρότητες αντοχής των υπολοίπων πατωμάτων του κτιρίου είναι:

Όροφος	$e_{CM\text{-}CV}$ (m)
1ος	0,0143
2ος	0,0260

Πίνακας 8.11

Παρατηρούμε ότι οι βέλτιστες λύσεις των πατωμάτων παρουσιάζουν μια ευαισθησία αφού διαφέρουν αρκετά από όροφο σε όροφο. Παρόλα αυτά η βέλτιστη λύση που πήραμε για το 1° όροφο δίνει σχεδόν μηδενικές εκκεντρότητες και στα υπόλοιπα πατώματα (μικρότερες του 1cm). Συνεπώς θα ενισχύσουμε τον φορέα 2 σύμφωνα με τον Πίνακα 8.8. Ο ανασχεδιασμένος φορέας φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 8.8 - Ανασχεδιασμένος φορέας με ελαχιστοποιημένη εκκεντρότητα αντοχής

8.6 Ιδιομορφικές Αναλύσεις

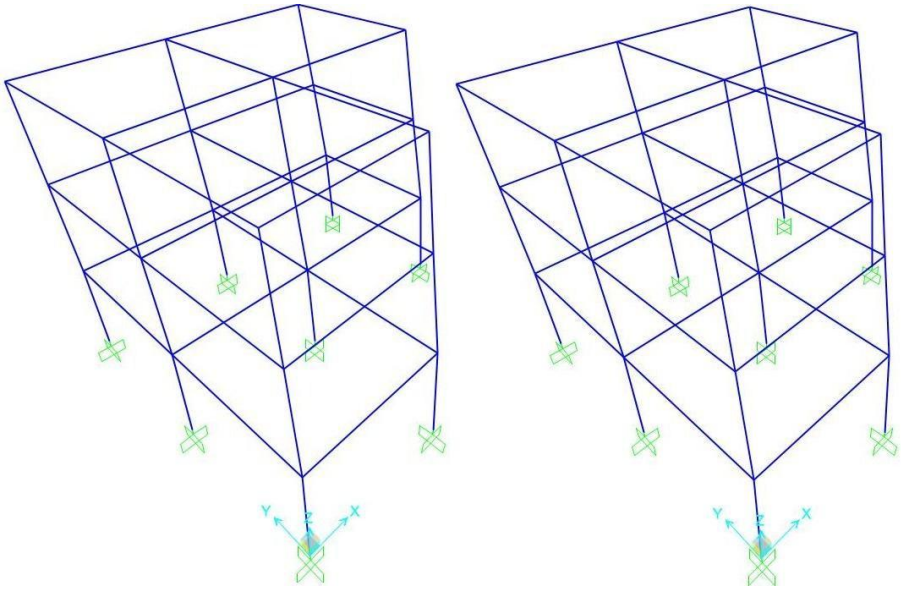
Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης που εκτελέστηκε για καθέναν από τους δύο νέους φορείς που σχηματίζονται μετά τις ελαχιστοποιήσεις των εκκεντροτήτων.

❖ *Φορέας με ελαχιστοποιημένη εκκεντρότητας δυσκαμψίας:*

Ιδιομορφή	T (sec)	M_x	M_y	M_θ	ΣM_x	ΣM_y	ΣM_θ
1	0,43	0,000	0,756	0,21	0,000	0,756	0,21
2	0,41	0,763	0,000	0,32	0,764	0,756	0,53
3	0,34	0,000	0,003	0,24	0,764	0,760	0,77
4	0,10	0,000	0,185	0,05	0,764	0,945	0,82
5	0,10	0,183	0,000	0,08	0,947	0,945	0,90
6	0,09	0,000	0,001	0,05	0,947	0,946	0,95
7	0,04	0,000	0,054	0,02	0,947	1,000	0,96
8	0,04	0,053	0,000	0,02	1,000	1,000	0,98
9	0,04	0,000	0,000	0,02	1,000	1,000	1,00
10	0,03	0,000	0,000	0,00	1,000	1,000	1,00

11	0,03	0,000	0,000	0,00	1,000	1,000	1,00
12	0,03	0,000	0,000	0,00	1,000	1,000	1,00

Πίνακας 8.12 - Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά διεύθυνση για κάθε ιδιομορφή

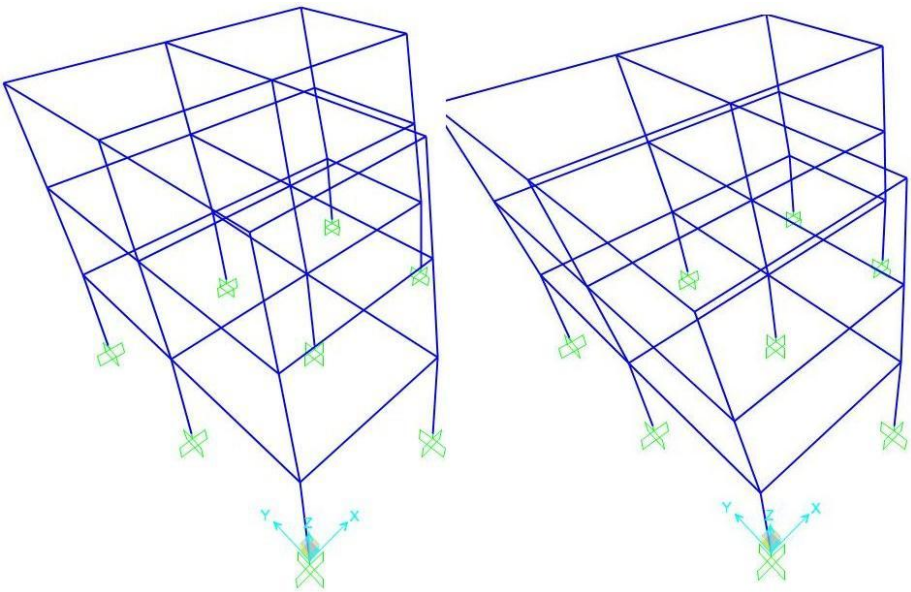


Σχήμα 8.9 - 1η και 2η ιδιομορφή αντίστοιχα

❖ *Φορέας με ελαχιστοποιημένη εκκεντρότητας αντοχής:*

Ιδιομορφή	T (sec)	M_x	M_y	M_θ	ΣM_x	ΣM_y	ΣM_θ
1	0,46	0,000	0,763	0,17	0,000	0,763	0,17
2	0,44	0,768	0,000	0,34	0,768	0,764	0,51
3	0,37	0,001	0,002	0,26	0,769	0,766	0,77
4	0,11	0,011	0,147	0,00	0,780	0,912	0,77
5	0,11	0,163	0,015	0,11	0,942	0,927	0,89
6	0,09	0,005	0,020	0,06	0,947	0,947	0,95
7	0,05	0,000	0,000	0,00	0,947	0,947	0,95
8	0,05	0,006	0,031	0,00	0,953	0,977	0,95
9	0,05	0,044	0,009	0,03	0,997	0,986	0,98
10	0,04	0,003	0,014	0,02	1,000	1,000	1,00
11	0,04	0,000	0,000	0,00	1,000	1,000	1,00
12	0,03	0,000	0,000	0,00	1,000	1,000	1,00

Πίνακας 8.13 - Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά διεύθυνση για κάθε ιδιομορφή



Σχήμα 8.10 - 1η και 2η ιδιομορφή αντίστοιχα

Από τα παραπάνω φαίνεται πως και για τους δύο φορείς η 1η Ιδιομορφή είναι θεμελιώδης στη διεύθυνση Y ενώ η δεύτερη στη διεύθυνση X. Επίσης οι πρώτες τρεις ιδιοπερίοδοι μειώθηκαν σημαντικά σε σχέση με τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους του αρχικού φορέα, γεγονός αναμενόμενο αφού μετά τις ενισχύσεις ο φορέας έγινε σημαντικά πιο δύσκαμπτος. Να παρατηρήσουμε επίσης ότι στη 3η ιδιομορφή που είναι κυρίως στρεπτική μειώθηκε το ποσοστό συμμετοχής της μάζας.

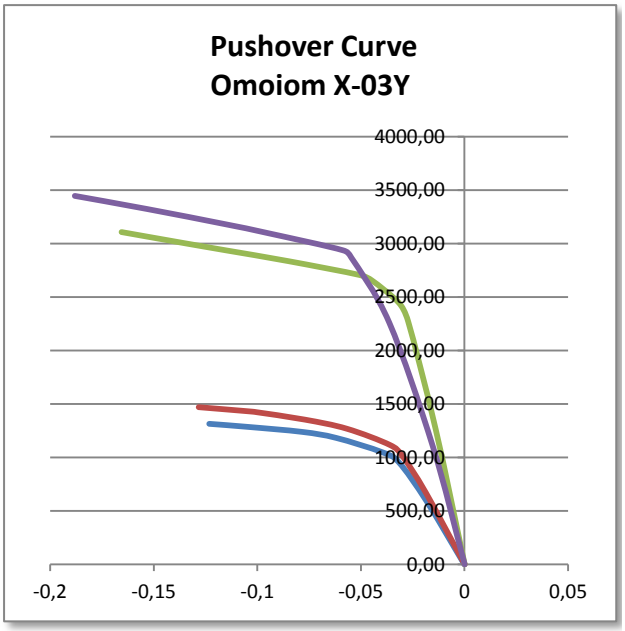
8.7 Αποτίμηση των δύο νέων φορέων που δημιουργούνται και συγκριτικά αποτελέσματα

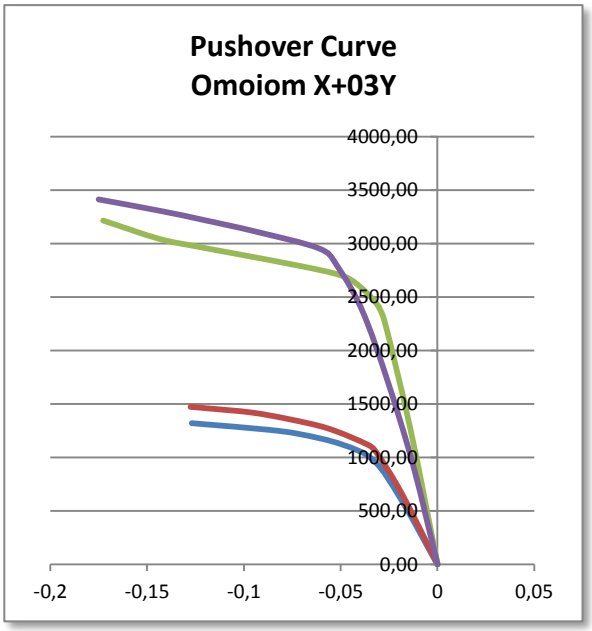
Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων (αναλύσεις pushover) των δύο νέων φορέων που δημιουργούνται και συγκρίνεται η σεισμική τους συμπεριφορά σε σχέση με τον αρχικό φορέα και τον ενισχυμένο φορέα που σχεδιάστηκε ώστε να ικανοποιείται ο στόχος σχεδιασμού Β1 του ΚΑΝΕΠΕ (Κεφάλαιο 7). Οι κατανομές των οριζοντίων φορτίων καθ' ύψος, με τις οποίες εκτελέστηκαν οι αναλύσεις pushover, είναι αυτές με τις οποίες έγιναν και οι δύο προηγούμενες αποτιμήσεις (Πίνακας 6.6). Εμφανίζονται αρχικά οι καμπύλες ικανότητας για να εκτιμήσουμε πως οι επεμβάσεις επηρέασαν τη συνολική συμπεριφορά του φορέα. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η συμπεριφορά των φορέων για το σεισμό σχεδιασμού (στοχευμένη μετακίνηση, εικόνα διαρροής) για τις δυσμενέστερες κατανομές ανά διεύθυνση. Τέλος παρουσιάζονται πίνακες με τις απαιτούμενες πλαστιμότητες των

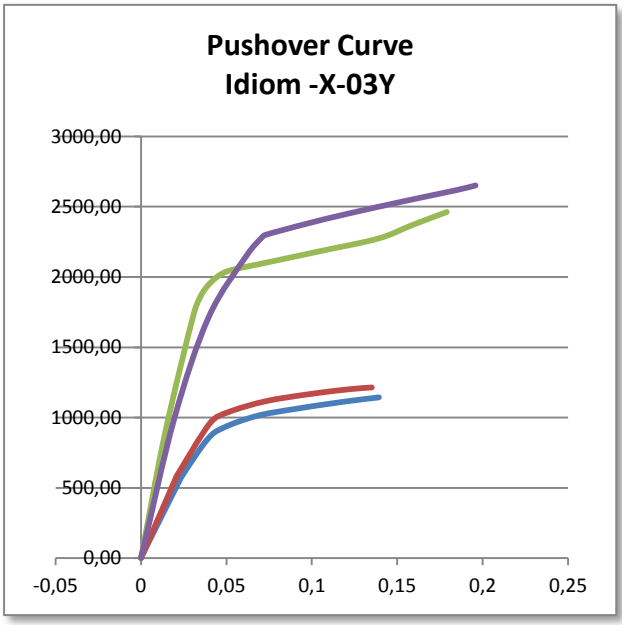
υποστυλωμάτων των φορέων στο σεισμό σχεδιασμού και ελέγχεται η κατανομή της απαιτούμενης πλαστιμότητας στους φορείς.

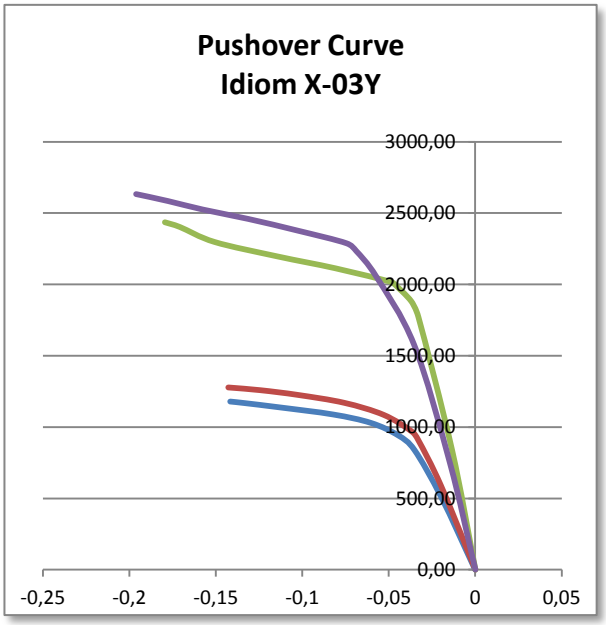
❖ ***Καμπύλες Ικανότητας***

a. Χαρακτηριστικές κατανομές κατά Χ

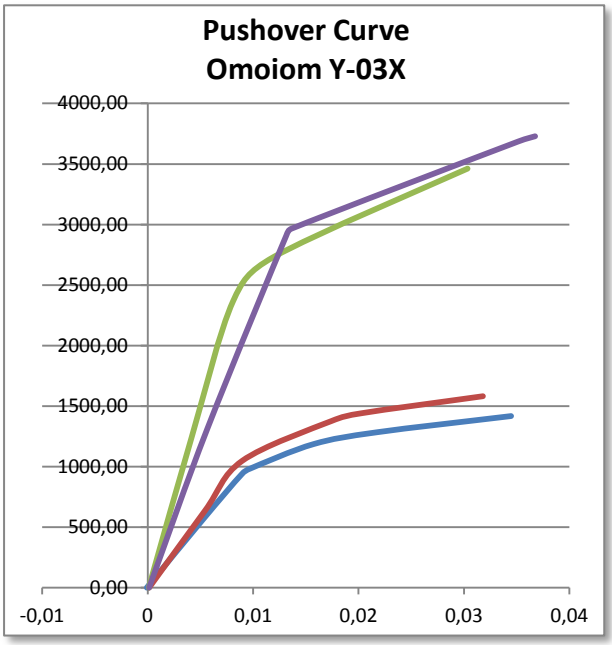


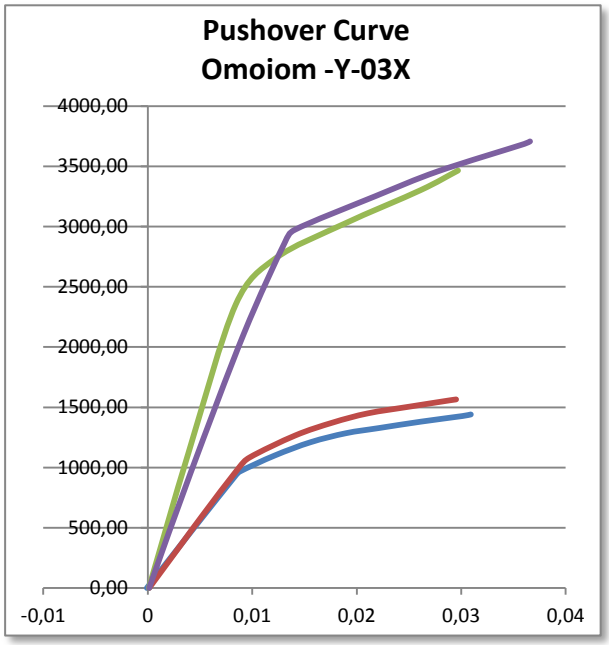


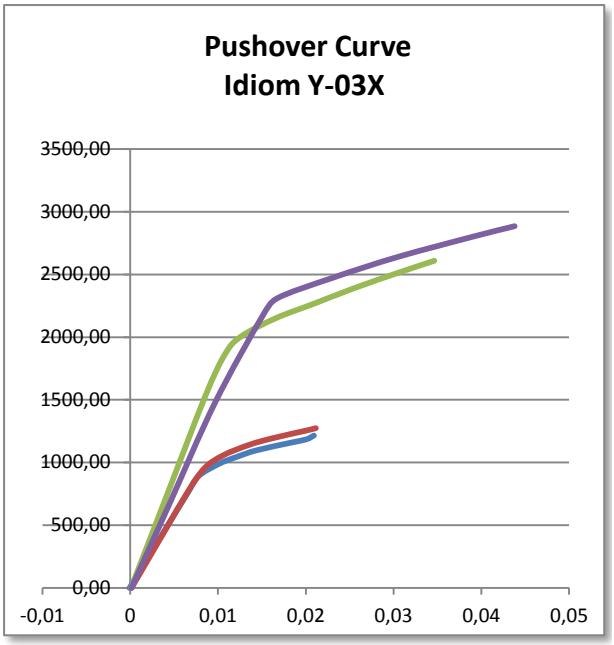


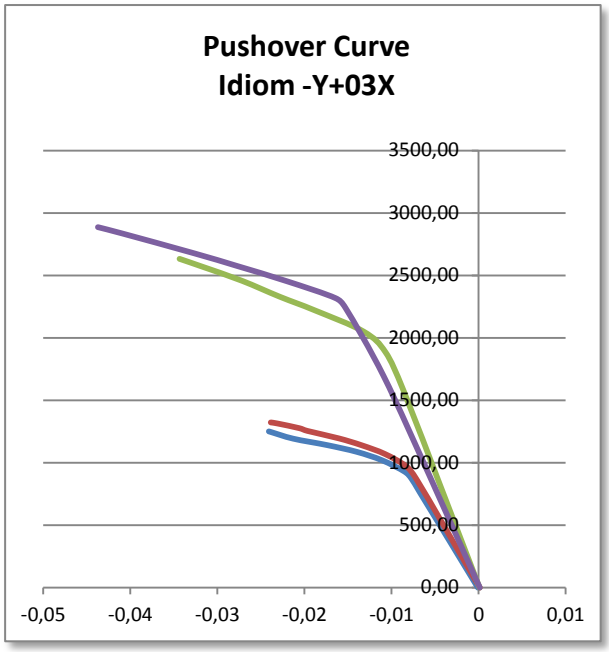


b. Χαρακτηριστικές κατανομές κατά Y









ΥΠΟΜΝΗΜΑ

- Αρχικός φορέας
- Ενισχυμένος φορέας(ΚΑΝΕΠΕ)
- Ελαχιστοποίηση εκκεντρότητας δυσκαμψίας
- Ελαχιστοποίηση εκκεντρότητας αντοχής

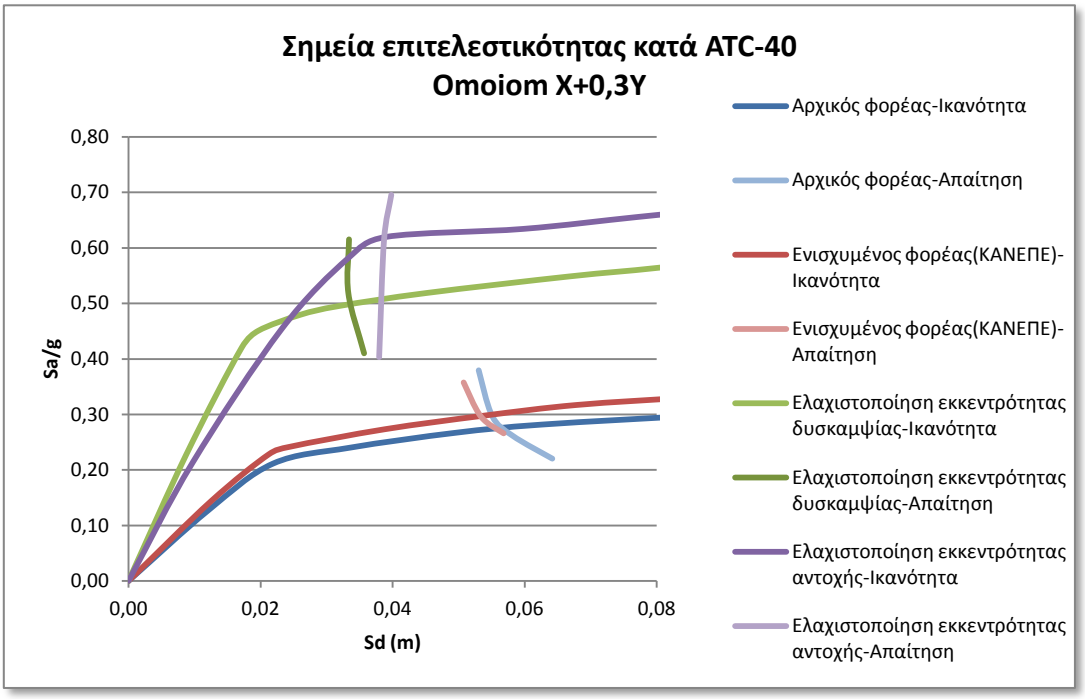
Η μεγάλη αύξηση της φέρουσας ικανότητας (περίπου διπλασιάζεται) και της δυσκαμψίας καθώς και η σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας που παρατηρείται στους φορείς που προέκυψαν μετά τη βελτιστοποίηση σε σχέση με τους δύο που προηγήθηκαν είναι αναμενόμενη λόγω της εκτεταμένης χρήσης μανδυών Ο/Σ στα υποστυλώματα. Όπως ήδη αναφέρθηκε στη βιβλιογραφική επισκόπηση για τις ενισχύσεις σε κτίρια στο Κεφάλαιο 2, ο μανδύας Ο/Σ εξασφαλίζει αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας των υποστυλωμάτων και κατ' επέκταση της κατασκευής. Να παρατηρήσουμε επίσης ότι οι μικρότερες τέμνουσες βάσης που σημειώνονται στις ιδιομορφικές κατανομές σε σχέση με τις ομοιόμορφες δικαιολογούνται από το γεγονός ότι στις ιδιομορφικές δε συμμετέχει το 100% της μάζας του κτιρίου.

❖ ***Συγκριτική συμπεριφορά των φορέων στο σεισμό σχεδιασμού***

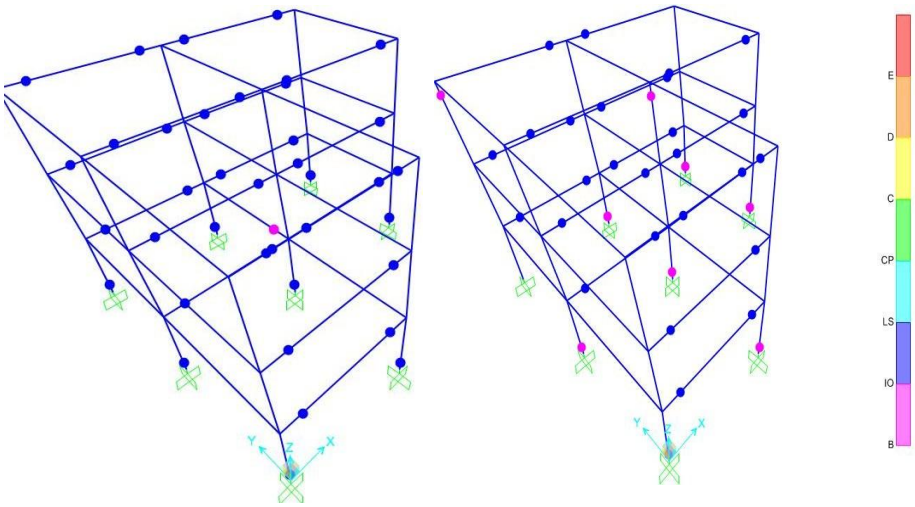
ΣΕ ΑΡ = Στάθμη Επιτελεστικότητας Αρχικού Φορέα
ΣΕ ΕΚ = Στάθμη Επιτελεστικότητας Ενισχυμένου κατά ΚΑΝΕΠΕ Φορέα
ΣΕ ΕΔ = Στάθμη Επιτελεστικότητας του Φορέα με την ελάχιστη Εκκεντρότητα Δυσκαμψίας
ΣΕ ΕΑ = Στάθμη Επιτελεστικότητας του Φορέα με την ελάχιστη Εκκεντρότητα Αντοχής

Στα σχήματα που συνοδεύουν κάθε κατανομή αριστερά εικονίζεται η κατάσταση διαρροής του φορέα με την ελάχιστη εκκεντρότητα δυσκαμψίας και δεξιά εικονίζεται η κατάσταση διαρροής του φορέα με την ελάχιστη εκκεντρότητα αντοχής.

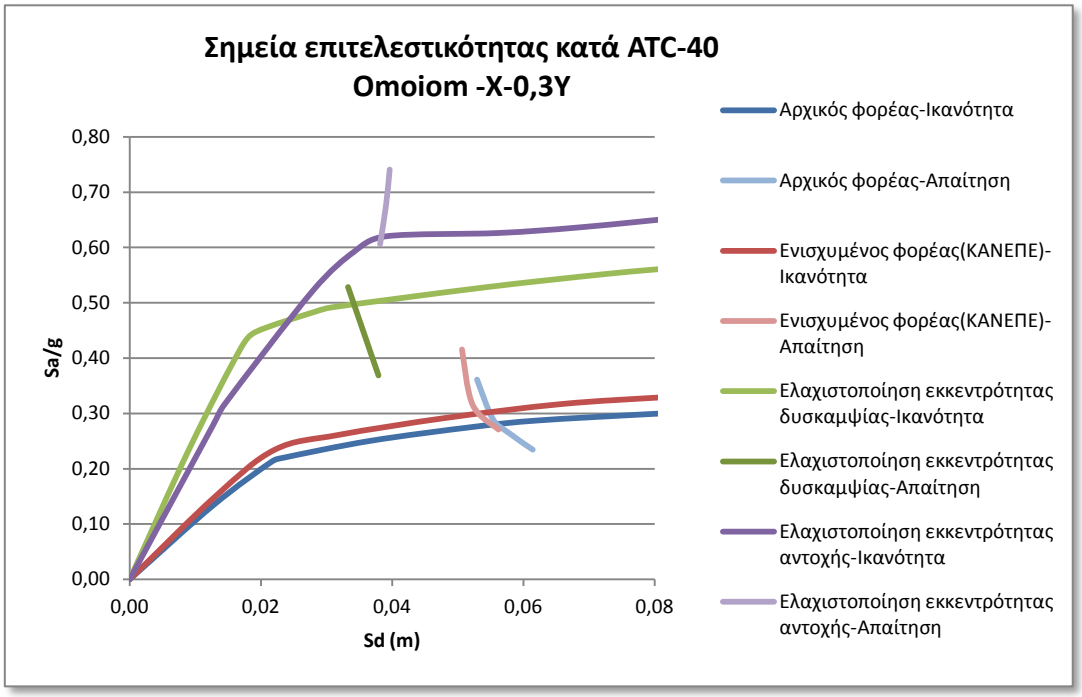
I. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά +X (δυσμενέστερος συνδυασμός ο X+0,3Y)



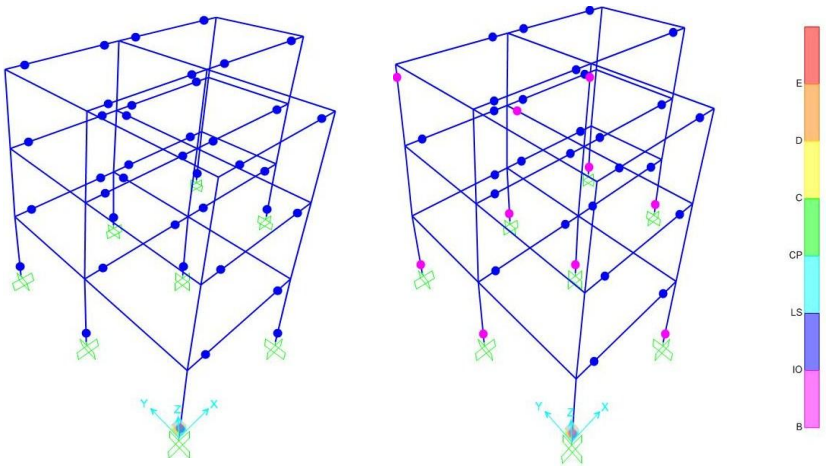
Omoiom X+0,3Y											
Βήμα	D (m)	V (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
ΣΕ ΑΡ 5	**-0,081** -0,0887	**1242,32** 1261,43	72	9	27	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΚ 5	**-0,077** -0,0772	**1356,83** 1359,61	78	5	25	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΔ 6	**-0,053** -0,0707	**2715,96** 2789,60	69	1	38	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΑ 4	**-0,061** -0,0610	**2947,67** 2954,88	73	9	26	0	0	0	0	0	108



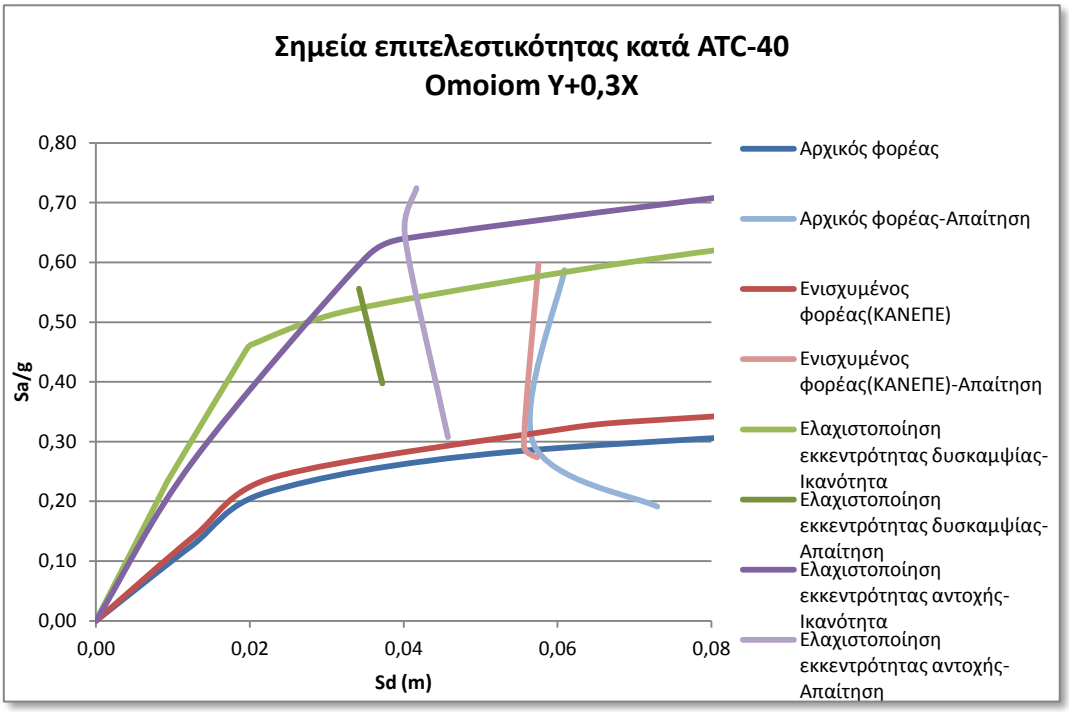
II. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -Χ (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Χ-0,3Υ)



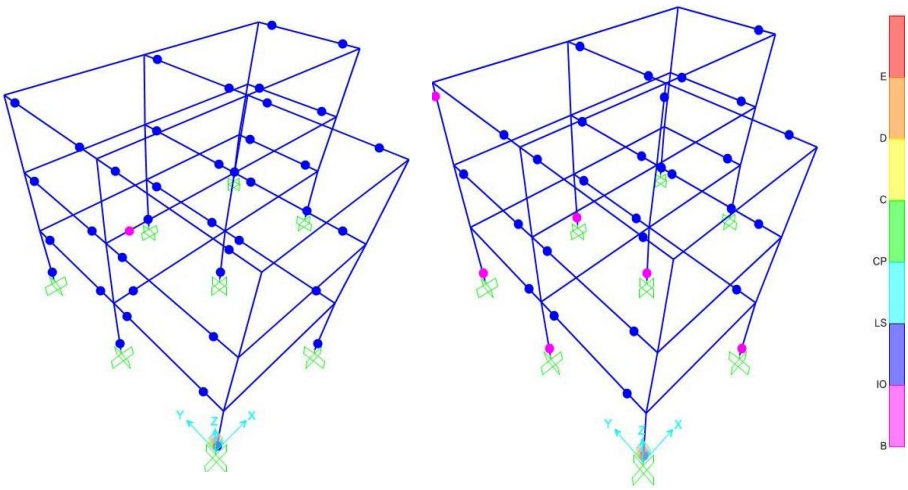
Omoiom -X-0,3Y											
Βήμα	D (m)	V (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
ΣΕ ΑΡ	**0,080**	**1241,47**									
6	0,0876	1262,43	73	10	25	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΚ	**0,077**	**1347,15**									
5	0,0935	1402,22	72	6	30	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΔ	**0,054**	**2714,78**									
6	0,0851	2830,27	68	0	40	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΑ	**0,060**	**2942,17**									
5	0,0614	2960,08	70	11	27	0	0	0	0	0	108



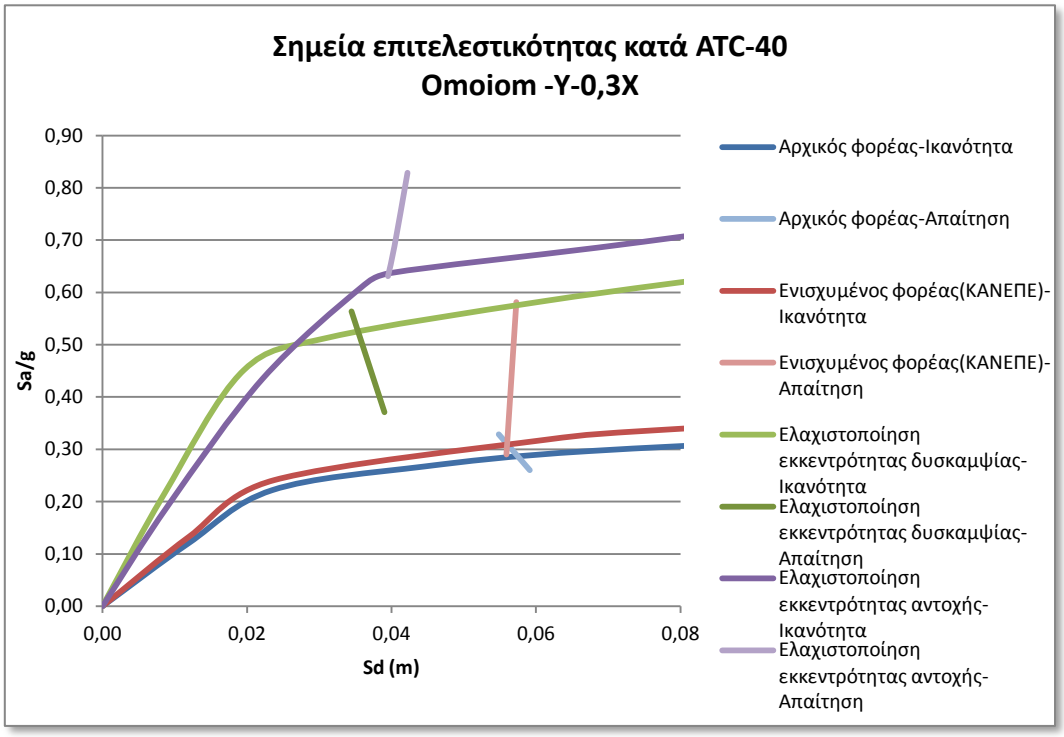
III. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά +Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο Y+0,3X)



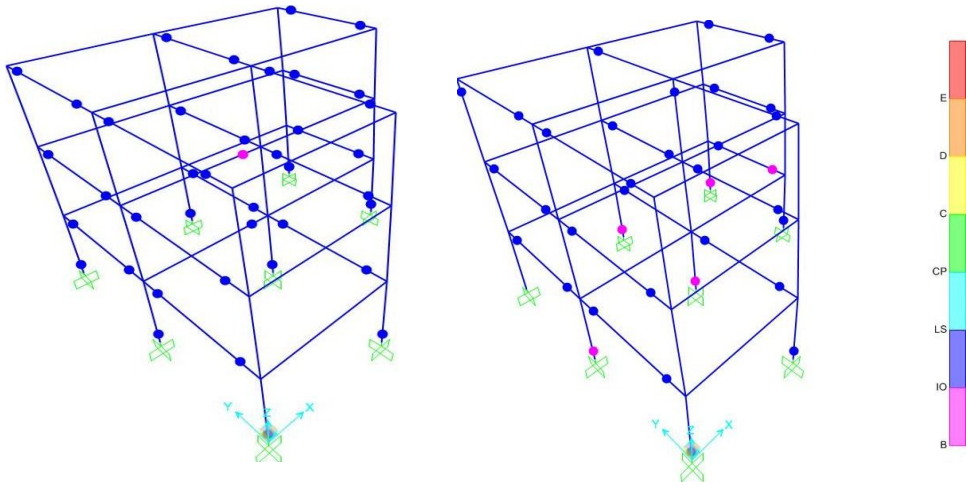
Omoiom Y+0,3X											
Βήμα	D (m)	V (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
ΣΕ ΑΡ	**-0,017**	**1245,32**									
7	-0,0185	1277,45	72	5	31	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΚ	**-0,017**	**1369,07**									
4	-0,0194	1439,69	68	6	34	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΔ	**-0,013**	**2762,90**									
6	-0,0168	2950,89	68	1	39	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΑ	**-0,014**	**2987,62**									
3	-0,0139	2984,51	74	7	27	0	0	0	0	0	108



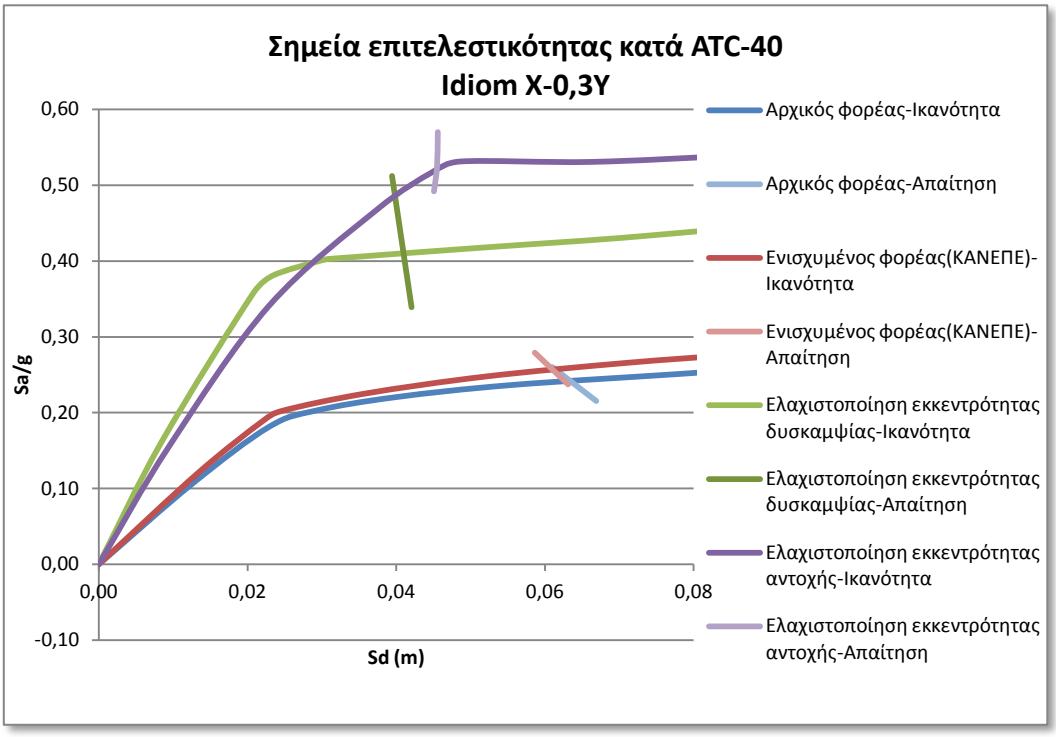
IV. Ομοιόμορφη Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y-0,3X)



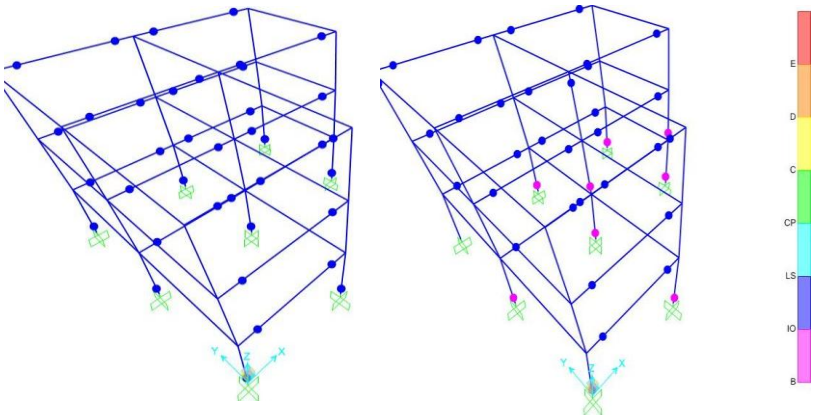
Omoiom -Y-0,3X											
Βήμα	D (m)	V (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
ΣΕ ΑΡ	**0,017**	**1241,52**									
7	0,0190	1283,93	72	4	32	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΚ	**0,017**	**1354,49**									
6	0,0177	1373,64	77	2	29	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΔ	**0,013**	**2769,07**									
4	0,0188	3023,95	68	1	39	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΑ	**0,014**	**2966,24**									
4	0,0141	2974,64	73	5	30	0	0	0	0	0	108



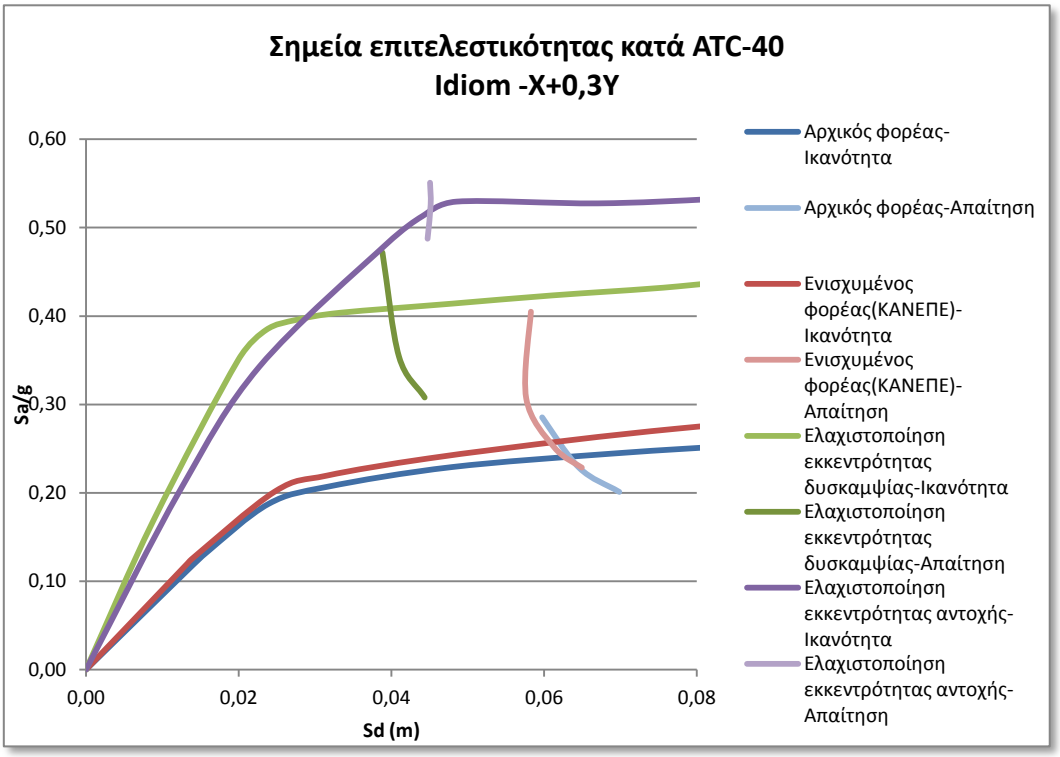
V. Ιδιομορφική Κατανομή κατά +Χ (δυσμενέστερος συνδυασμός ο Χ-0,3Υ)



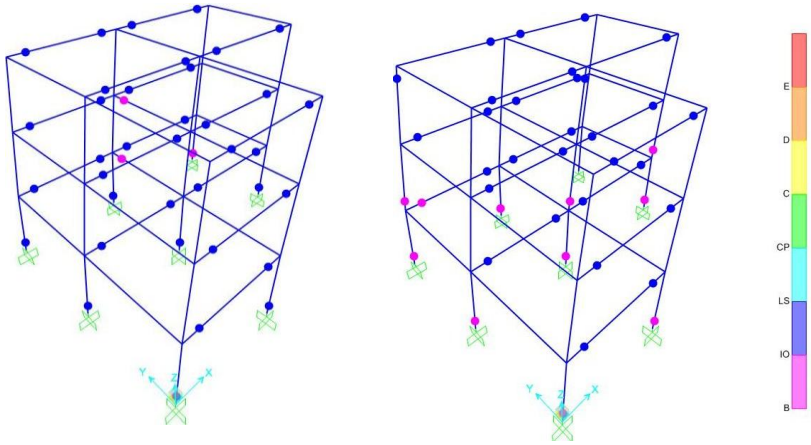
Idiom X-0,3Y											
Βήμα	D (m)	V (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
ΣΕ ΑΡ	**-0,093**	**1105,41**									
6	-0,1134	1138,67	67	5	33	3	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΚ	**-0,088**	**1195,85**									
6	-0,1026	1224,96	65	7	36	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΔ	**-0,064**	**2063,18**									
6	-0,0808	2113,77	70	0	38	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΑ	**-0,069**	**2241,80**									
5	-0,0745	2289,60	68	9	31	0	0	0	0	0	108



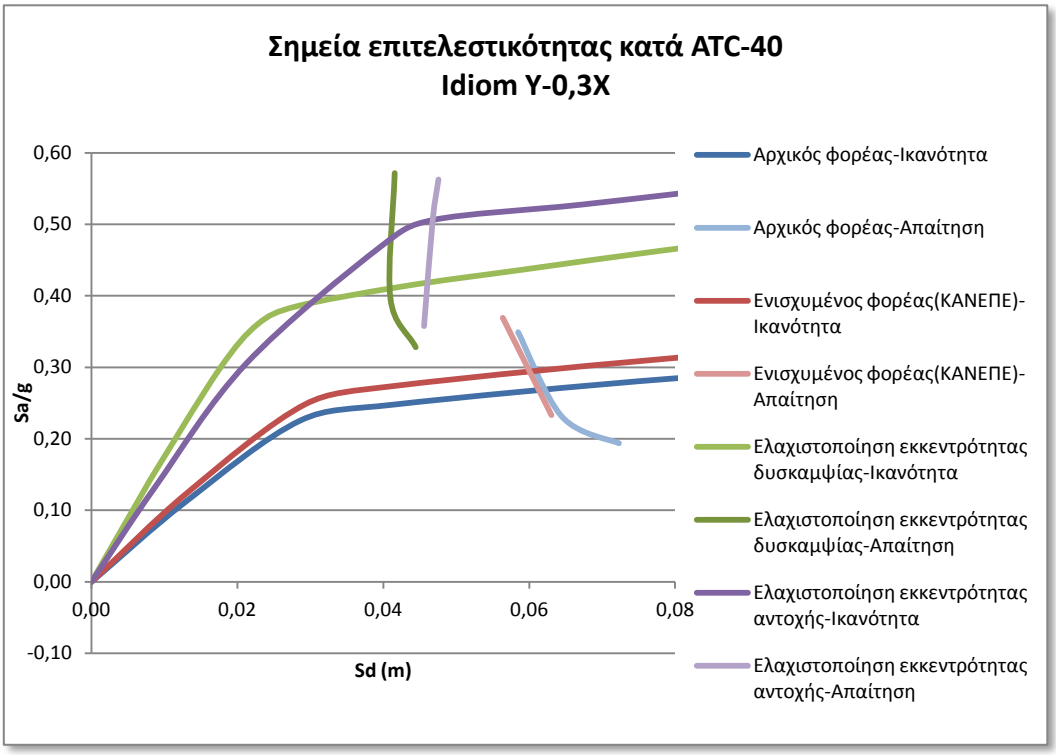
VI. Ιδιομορφική Κατανομή κατά -Χ (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Χ+0,3Υ)



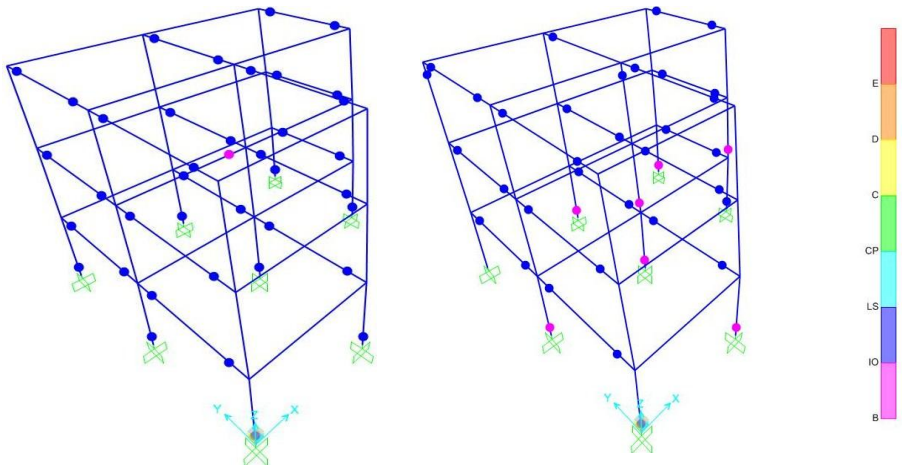
Idiom -X+0,3Y											
Βήμα	D (m)	V (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
ΣΕ ΑΡ	**0,093**	**1106,05**									
6	0,1012	1121,53	69	4	34	1	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΚ	**0,089**	**1200,39**									
6	0,0924	1208,42	68	7	33	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΔ	**0,063**	**2059,63**									
6	0,0751	2093,18	68	3	37	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΑ	**0,069**	**2240,31**									
5	0,0747	2293,44	68	11	29	0	0	0	0	0	108



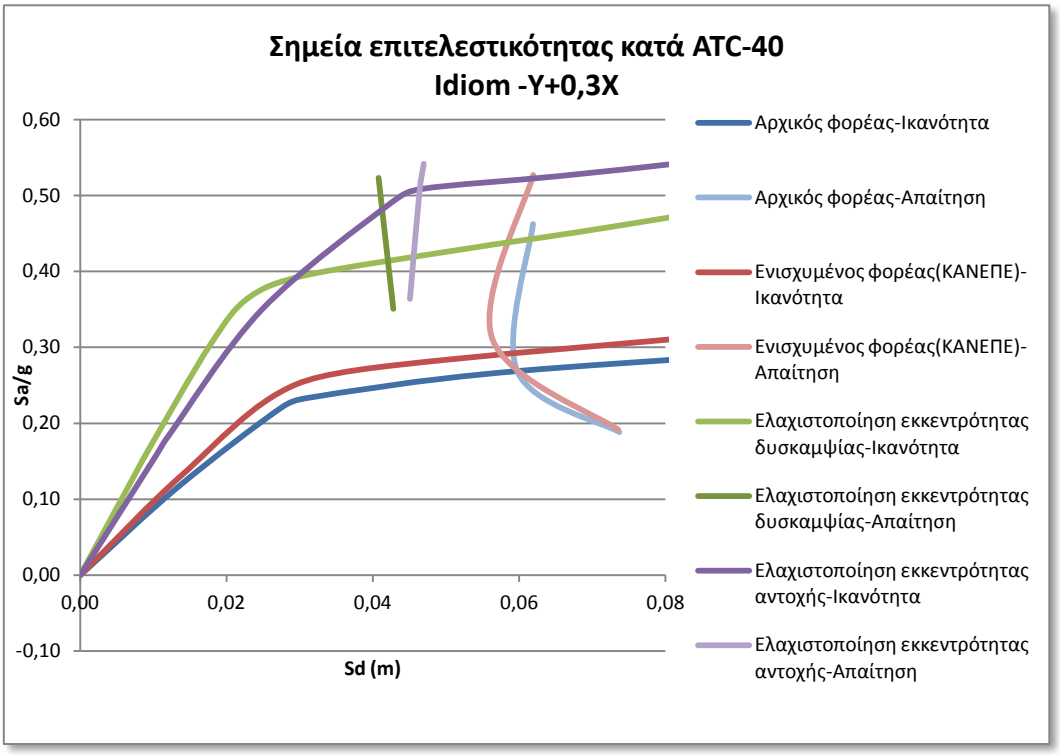
VII. Ιδιομορφική Κατανομή κατά Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο Y-0,3X)



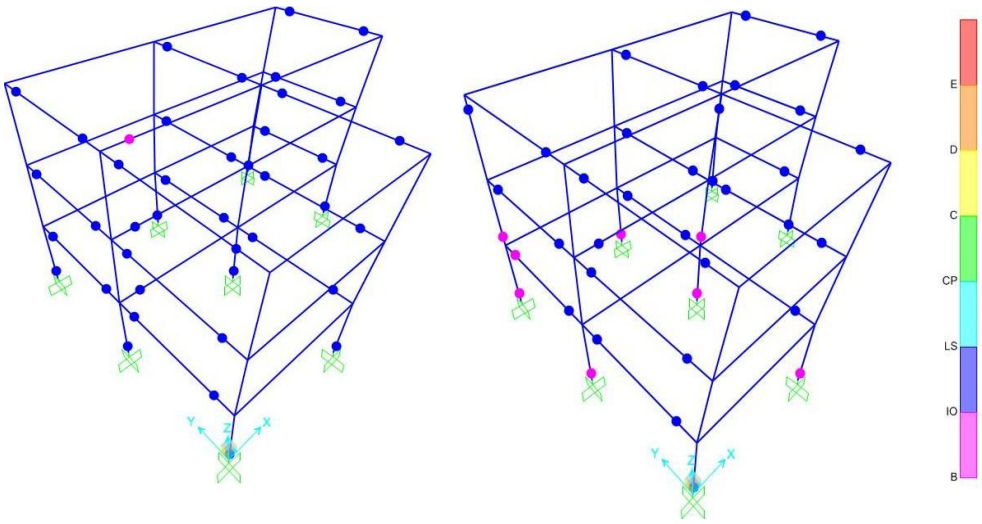
Idiom Y-0,3X											
Βήμα	D (m)	V (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
ΣΕ ΑΡ	**0,013**	**1065,75**									
7	0,0144	1096,85	73	1	34	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΚ	**0,013**	**1136,45**									
6	0,0135	1141,22	76	2	30	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΔ	**0,016**	**2136,55**									
6	0,0166	2153,02	69	1	38	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΑ	**0,017**	**2308,58**									
4	0,0167	2308,46	68	7	33	0	0	0	0	0	108



VIII. Ιδιομορφική Κατανομή κατά -Y (δυσμενέστερος συνδυασμός ο -Y+0,3X)



Idiom -Y+0,3X											
Βήμα	D (m)	V (KN)	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	>E	Total
ΣΕ ΑΡ	**-0,013**	**1065,47**									
7	-0,0140	1087,01	71	2	35	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΚ	**-0,013**	**1141,32**									
6	-0,0134	1142,45	73	4	31	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΔ	**-0,016**	**2138,10**									
6	-0,0188	2221,73	67	1	40	0	0	0	0	0	108
ΣΕ ΕΑ	**-0,016**	**2311,81**									
5	-0,0164	2317,61	69	8	31	0	0	0	0	0	108



Συγκρίνοντας τα σημεία επιτελεστικότητας των φορέων που προέκυψαν μετά τη βελτιστοποίηση με αυτά του αρχικού και του ενισχυμένου σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ βλέπουμε τα εξής:

- Η τέμνουσα βάσης στο σημείο επιτελεστικότητας έχει περίπου διπλασιαστεί και στους δύο νέους φορείς.
- Οι μετακινήσεις στο σημείο επιτελεστικότητας μειώθηκαν σημαντικά σχεδόν σε όλους του συνδυασμούς φόρτισης των οριζόντιων φορτίων που εξετάσαμε (σε ποσοστά 24-30%).

Βέβαια τα αποτελέσματα αυτά ήταν αναμενόμενα αφού όπως είδαμε και παραπάνω η δυσκαμψία και η φέρουσα ικανότητα των δύο νέων φορέων έχει αυξηθεί πολύ σε σχέση με τους δύο που προηγήθηκαν. Αξίζει όμως να παρατηρήσουμε ότι:

- Και οι δύο νέοι φορείς που προκύπτουν είναι ασφαλείς αφού κανένα άκρο δοκού ή υποστυλώματος δε ξεπερνά τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής». Το πλήθος των άκρων των υποστυλωμάτων που μπαίνουν στην πλαστική περιοχή μειώνεται (περιορίζεται στα κάτω άκρα των υποστυλωμάτων του ισογείου) παρόλα αυτά το συνολικό πλήθος των άκρων των στοιχείων που πλαστικοποιείται δεν μεταβάλλεται ουσιαστικά και στις δύο περιπτώσεις. Αυτό συμβαίνει γιατί η τέμνουσα βάσης αυξάνεται με αποτέλεσμα οι δοκοί να καλούνται να αναλάβουν μεγαλύτερες δυνάμεις χωρίς όμως να έχουμε αυξήσει την αντοχής τους με αποτέλεσμα τα άκρα τους να πλαστικοποιούνται. Ακόμα και έτσι όμως κανένα άκρο δοκού δεν ξεπερνά τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» και συμμετέχουν οι δοκοί όλων των πλαισίων στη θεωρούμενη κάθε φορά διεύθυνση στην ανάληψη των δυνάμεων του σεισμού με την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων, οπότε συμπεραίνουμε πως έχουμε μια ομοιόμορφη κατανομή της έντασης.

Τα βασικά συμπεράσματα όμως, που θα κρίνουν τις αλλαγές στο φορέα μετά τις βελτιστοποιήσεις θα προκύψουν στη επόμενη παράγραφο όπου εξετάζεται η κατανομή της πλαστιμότητας που απαιτείται στο σεισμό σχεδιασμού στα υποστυλώματα.

❖ ***<u>Απαιτούμενες πλαστιμότητες υποστυλωμάτων</u>***

Είδαμε ότι σε μια μη συμμετρική κατασκευή έχουμε ανάπτυξη στρέψης περί κατακόρυφο άξονα στα διαφράγματα των ορόφων της. Η πλευρά της κατασκευής της οποίας η μετακίνηση από τη στροφή προστίθεται στη μετακίνηση λόγω της

μεταφορικής κίνησης του σεισμού ονομάζεται «εύκαμπτη πλευρά» ενώ η πλευρά στην οποία η μετακίνηση από τη στροφή του διαφράγματος αφαιρείται από τη μετακίνηση λόγω της μεταφορικής κίνησης του σεισμού ονομάζεται «δύσκαμπτη πλευρά». Έχει διαπιστωθεί από ανελαστικές αναλύσεις ότι έχουμε αυξημένες ανελαστικές μετατοπίσεις για την εύκαμπτη πλευρά και μειωμένες γα την δύσκαμπτη σε σχέση με τις αντίστοιχες των συμμετρικών κτιρίων συνεπώς έχουμε μία ανισοβαρή κατανομή των απαιτούμενων πλαστιμοτήτων σε εκκεντρικά κτίρια η οποία μπορεί να οδηγήσει σε αστοχίες σε περιπτώσεις μη αναμενόμενων σεισμών [12], [18].

Σε αυτή τη παράγραφο θα ελέγξουμε την κατανομή της πλαστιμότητας που απαιτεί ο σεισμός σχεδιασμού από τα υποστυλώματα κάθε ορόφου για καθέναν από τους τέσσερις φορείς που εξετάσαμε. Για να ελέγξουμε τη κατανομή των απαιτούμενων πλαστιμοτήτων θα χρησιμοποιήσουμε το συντελεστή μεταβλητότητας ο οποίος είναι ένα μέτρο σχετικής μεταβλητότητας και εκφράζεται συνήθως ως ποσοστό και όχι μέσω των μονάδων των δεδομένων στα οποία αναφέρεται. Ο συντελεστής μεταβλητότητας συμβολίζεται με CV και μετρά το ‘άπλωμα’ των δεδομένων σε σχέση με το μέσο. Ορίζεται ως:

$$CV = \frac{S}{\overline{X}} \tag{8.1}$$

όπου S η τυπική απόκλιση και $\overline{X}$ η μέση τιμή των δεδομένων.

Ο συντελεστής πλαστιμότητας δοκών ή υποστυλωμάτων ορίζεται ως εξής:

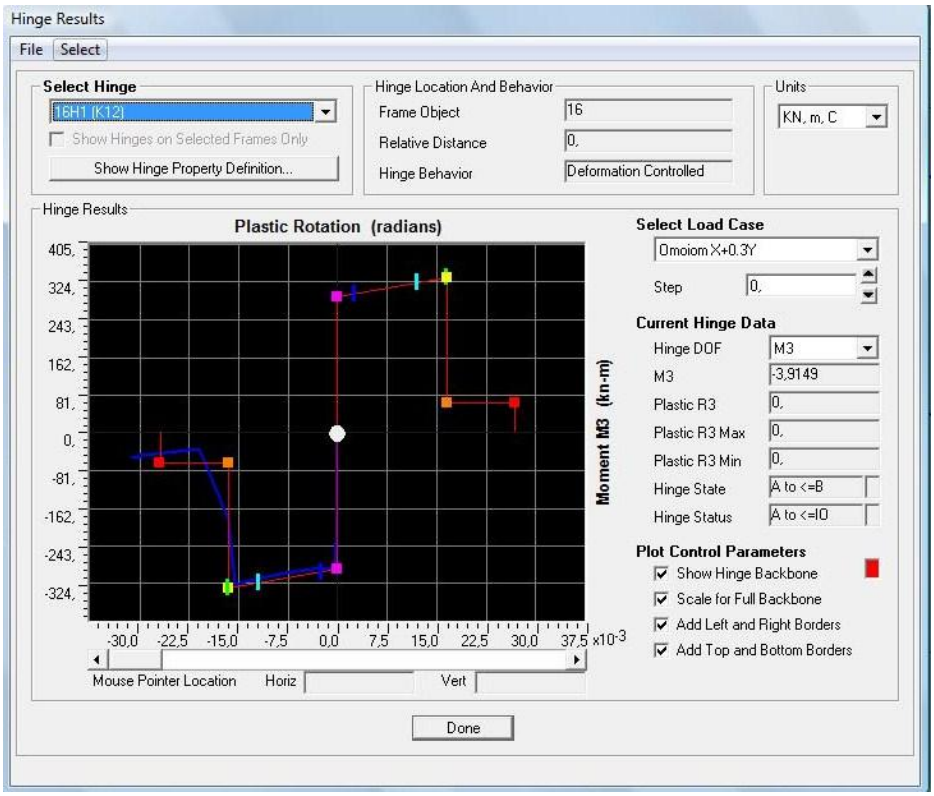
$$\mu_\theta = 1 + \frac{\theta_{pl}}{\theta_y} \tag{8.2}$$

όπου θ_{pl} η στροφή της πλαστικής άρθρωσης σε κάθε άκρο του μέλους και θ_y η στροφή διαρροής.

Για να υπολογίσουμε την απαιτούμενη πλαστιμότητα βρίσκουμε τη γωνία πλαστικής στροφής, θ_{pl}, κάθε άκρου υποστυλώματος στο σημείο επιτελεστικότητας του φορέα για το σεισμό σχεδιασμού του ΕΚ8 επιλέγοντας στο SAP2000 την εντολή:

Display→Show Hinge results

Εκεί εμφανίζεται η παρακάτω καρτέλα όπου φαίνεται το διάγραμμα ροπής-στροφής του μέλους και η τιμή της πλαστικής στροφής κάθε άκρου στα διάφορα βήματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.



Σχήμα 8.12 - Προσδιορισμός θpl των άκρων των μελών

Με δεδομένα συνεπώς τα θ_{pl} των άκρων των υποστυλωμάτων και σύμφωνα με τη σχέση (8.2) μορφώνουμε τους παρακάτω πίνακες:

Ομοιόμορφη Χ+0,3Υ												
ΙΣΟΓΕΙΟ												
	Αρχικός Φορέας			**Ενίσχυση κατά ΚΑΝΕΠΕ**			**min(CR-CM)**			**min(CV-CM)**		
	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$
Κ11α	0,0090	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00
Κ11κ		0,0096	2,07		0,0072	1,80		0,0041	1,51		0,0000	1,00
Κ12α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0087	0,0000	1,00
Κ12κ		0,0107	2,47		0,0086	2,18		0,0046	1,59		0,0000	1,00
Κ13α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00
Κ13κ		0,0106	2,45		0,0086	2,17		0,0033	1,45		0,0009	1,12
Κ14α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0084	0,0000	1,00
Κ14κ		0,0094	2,29		0,0069	1,94		0,0045	1,58		0,0004	1,05
Κ15α	0,0073	0,0004	1,06	0,0073	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00
Κ15κ		0,0100	2,37		0,0074	2,01		0,0044	1,51		0,0004	1,06
Κ16α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0077	0,0000	1,00
Κ16κ		0,0103	2,41		0,0076	2,04		0,0046	1,59		0,0023	1,30
Κ17α	0,0090	0,0000	1,00	0,0094	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00
Κ17κ		0,0085	1,95		0,0072	1,76		0,0031	1,32		0,0009	1,09
Κ18α	0,0090	0,0003	1,04	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00
Κ18κ		0,0100	2,11		0,0067	1,75		0,0042	1,52		0,0008	1,09
μ			**1,64**			**1,48**			**1,26**			**1,04**
σ			**0,64**			**0,49**			**0,26**			**0,08**
CV			**0,39**			**0,33**			**0,21**			**0,07**

Πίνακας 8.14 - Απαιτούμενες πλαστιμότητες των υποστυλωμάτων του ισογείου στην ομοιόμορφη κατανομή Χ+0,3Υ των οριζόντιων φορτίων καθ'ύψος

Ομοιόμορφη Χ+0,3Υ

1ος ΟΡΟΦΟΣ

	Αρχικός Φορέας			**Ενίσχυση κατά ΚΑΝΕΠΕ**			**min(CR-CM)**			**min(CV-CM)**		
	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$
Κ21α	0,0090	0,0009	1,10	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00
Κ21κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ22α	0,0073	0,0024	1,33	0,0073	0,0013	1,18	0,0078	0,0000	1,00	0,0087	0,0000	1,00
Κ22κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ23α	0,0073	0,0013	1,17	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00
Κ23κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ24α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0084	0,0000	1,00
Κ24κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ25α	0,0073	0,0028	1,38	0,0073	0,0012	1,17	0,0085	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00
Κ25κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ26α	0,0073	0,0013	1,18	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0077	0,0000	1,00
Κ26κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ27α	0,0090	0,0011	1,13	0,0094	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00
Κ27κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ28α	0,0090	0,0026	1,29	0,0090	0,0008	1,09	0,0081	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00
Κ28κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
μ			**1,10**			**1,03**			**1,00**			**1,00**
σ			**0,13**			**0,06**			**0,00**			**0,00**
CV			**0,12**			**0,06**			**0,00**			**0,00**

Πίνακας 8.15 - Απαιτούμενες πλαστιμότητες των υποστυλωμάτων του 1ου ορόφου στην ομοιόμορφη κατανομή Χ+0,3Υ των οριζόντιων φορτίων καθ'ύψος

Ομοιόμορφη Χ+0,3Υ

2ος ΟΡΟΦΟΣ

	Αρχικός Φορέας			**Ενίσχυση κατά ΚΑΝΕΠΕ**			**min(CR-CM)**			**min(CV-CM)**		
	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$
Κ31α	0,0090	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0090	0,0014	1,16
Κ31κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ32α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0087	0,0000	1,00
Κ32κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ33α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0040	0,0000	1,00
Κ33κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ34α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0084	0,0000	1,00
Κ34κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ35α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00	0,0073	0,0019	1,26
Κ35κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ36α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0077	0,0000	1,00
Κ36κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ37α	0,0090	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00
Κ37κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
Κ38α	0,0090	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00
Κ38κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
μ			**1,00**			**1,00**			**1,00**			**1,03**
σ			**0,00**			**0,00**			**0,00**			**0,07**
CV			**0,00**			**0,00**			**0,00**			**0,07**

Πίνακας 8.16 - Απαιτούμενες πλαστιμότητες των υποστυλωμάτων του 2ου ορόφου στην ομοιόμορφη κατανομή Χ+0,3Υ των οριζόντιων φορτίων καθ'ύψος

Ομοιόμορφη Y+0,3X

ΙΣΟΓΕΙΟ

	Αρχικός Φορέας			**Ενίσχυση κατά ΚΑΝΕΠΕ**			**min(CR-CM)**			**min(CV-CM)**		
	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$
K11α	0,0090	0,0003	1,03	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00
K11κ		0,0028	1,32		0,0022	1,25		0,0016	1,19		0,0000	1,00
K12α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0087	0,0000	1,00
K12κ		0,0034	1,46		0,0027	1,37		0,0016	1,21		0,0000	1,00
K13α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00
K13κ		0,0035	1,48		0,0027	1,37		0,0014	1,19		0,0004	1,05
K14α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0084	0,0000	1,00
K14κ		0,0030	1,40		0,0030	1,41		0,0016	1,20		0,0001	1,02
K15α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00
K15κ		0,0033	1,45		0,0035	1,48		0,0013	1,16		0,0002	1,03
K16α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0077	0,0000	1,00
K16κ		0,0024	1,33		0,0027	1,37		0,0016	1,21		0,0007	1,10
K17α	0,0090	0,0000	1,00	0,0094	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00
K17κ		0,0033	1,37		0,0035	1,37		0,0014	1,14		0,0003	1,03
K18α	0,0090	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00
K18κ		0,0024	1,26		0,0036	1,40		0,0017	1,21		0,0002	1,03
μ			**1,19**			**1,19**			**1,09**			**1,02**
σ			**0,20**			**0,19**			**0,10**			**0,03**
CV			**0,16**			**0,16**			**0,09**			**0,03**

Πίνακας 8.17 - Απαιτούμενες πλαστιμότητες των υποστυλωμάτων του ισογείου στην ομοιόμορφη κατανομή Y+0,3X των οριζόντιων φορτίων καθ'ύψος

Ομοιόμορφη Y+0,3X

1^{ος} ΟΡΟΦΟΣ

	Αρχικός Φορέας			**Ενίσχυση κατά ΚΑΝΕΠΕ**			**min(CR-CM)**			**min(CV-CM)**		
	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$
K21α	0,0090	0,0006	1,07	0,0090	0,0004	1,05	0,0081	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00
K21κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K22α	0,0073	0,0006	1,08	0,0073	0,0003	1,04	0,0078	0,0000	1,00	0,0087	0,0000	1,00
K22κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K23α	0,0073	0,0030	1,41	0,0073	0,0002	1,03	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00
K23κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K24α	0,0073	0,0007	1,10	0,0073	0,0005	1,06	0,0078	0,0000	1,00	0,0084	0,0000	1,00
K24κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K25α	0,0073	0,0006	1,08	0,0073	0,0005	1,07	0,0085	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00
K25κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K26α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0077	0,0000	1,00
K26κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K27α	0,0090	0,0007	1,08	0,0094	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00
K27κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K28α	0,0090	0,0005	1,06	0,0090	0,0038	1,42	0,0081	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00
K28κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
μ			**1,05**			**1,04**			**1,00**			**1,00**
σ			**0,10**			**0,10**			**0,00**			**0,00**
CV			**0,09**			**0,10**			**0,00**			**0,00**

Πίνακας 8.18 - Απαιτούμενες πλαστιμότητες των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου στην ομοιόμορφη κατανομή Y+0,3X των οριζόντιων φορτίων καθ'ύψος

Ομοιόμορφη Y+0,3X

2ος ΟΡΟΦΟΣ

	Αρχικός Φορέας			Ενίσχυση κατά ΚΑΝΕΠΕ			min(CR-CM)			min(CV-CM)		
	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$	θ_y	$\theta_{pl_απαιτ}$	$\mu_{απαιτ}$
K31α	0,0090	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0090	0,0002	1,03
K31κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K32α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0087	0,0000	1,00
K32κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K33α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0040	0,0000	1,00
K33κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K34α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0001	1,01	0,0078	0,0000	1,00	0,0084	0,0000	1,00
K34κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K35α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0001	1,01	0,0085	0,0000	1,00	0,0073	0,0006	1,08
K35κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K36α	0,0073	0,0000	1,00	0,0073	0,0000	1,00	0,0078	0,0000	1,00	0,0077	0,0000	1,00
K36κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K37α	0,0090	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00	0,0098	0,0000	1,00
K37κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
K38α	0,0090	0,0000	1,00	0,0090	0,0000	1,00	0,0081	0,0000	1,00	0,0085	0,0000	1,00
K38κ		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00		0,0000	1,00
μ			**1,00**			**1,00**			**1,00**			**1,01**
σ			**0,00**			**0,00**			**0,00**			**0,02**
CV			**0,00**			**0,00**			**0,00**			**0,02**

Πίνακας 8.19 - Απαιτούμενες πλαστιμότητες των υποστυλωμάτων του 2ου ορόφου στην ομοιόμορφη κατανομή Y+0,3X των οριζόντιων φορτίων καθ'ύψος

Αντιπροσωπευτικός όροφος για να δούμε τη μεταβολή της κατανομής της πλαστιμότητας στα υποστυλώματα είναι το ισόγειο όπου έχουμε πλαστικοποιήσεις άκρων σε όλα τα υποστυλώματα όλων των φορέων. Στο 1ο όροφο, στους φορείς με την ελαχιστοποιημένη εκκεντρότητα δυσκαμψίας και την ελαχιστοποιημένη εκκεντρότητα αντοχών λόγω της μεγάλης τους δυσκαμψίας, δεν έχουμε πλαστικοποιήσεις άκρων ενώ στο 2ο όροφο που αναμενόμενα αναπτύσσεται η μικρότερη ένταση δεν έχουμε πλαστικοποιήσεις υποστυλωμάτων σε κανέναν από τους τέσσερις φορείς. Στο ισόγειο λοιπόν βλέπουμε ότι ο συντελεστής μεταβλητότητας μειώνεται στους φορείς που προέκυψαν από τις βελτιστοποιήσεις άρα σε αυτούς τους φορείς αμβλύνεται η ανισοβαρής κατανομή της πλαστιμότητας στα υποστυλώματα.

9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στη παρούσα εργασία επιδιώχθηκε να ελαχιστοποιηθεί η στρεπτική απόκριση ενός υφιστάμενου, πολυώροφου κτιρίου Ο/Σ με την εφαρμογή ενισχύσεων στα υποστυλώματα του με απώτερο σκοπό τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του. Αντιμετωπίσαμε συνεπώς ένα πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού (με κριτήριο πάντα τη στρεπτική απόκριση του κτιρίου) στο οποίο έπρεπε αρχικά να μελετηθεί η συμπεριφορά των εκκεντρικών κτιρίων, δηλαδή των κτιρίων των οποίων η έλλειψη συμμετρίας επί της κάτοψης στη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας οδηγεί στην ανάπτυξη στρεπτικών μετακινήσεων στις πλάκες των ορόφων, ώστε να διατυπωθεί μαθηματικά το πρόβλημα της βελτιστοποίησης. Στη συνέχεια να επιλεχθεί ο κατάλληλος αλγόριθμος βελτιστοποίησης που θα ικανοποιούσε τις απαιτήσεις του προβλήματος ώστε να επιλυθεί.

Στη μαθηματική διατύπωση του προβλήματος χρησιμοποιήθηκαν το ελαστικό κέντρο δυσκαμψίας και το κέντρο αντοχών, που σύμφωνα με πρόσφατες μελέτες είναι πιο αντιπροσωπευτικό στη μελέτη της στρεπτικής απόκρισης ενός κτιρίου που έχει μπει στην ανελαστική του φάση. Το μαθηματικό πρόβλημα συνεπώς αναπτύχθηκε με δύο ανεξάρτητες διατυπώσεις: την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας και την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας μεταξύ του κέντρου αντοχών και του κέντρου μάζας. Το πρώτο αποτελεί ένα διακριτό πρόβλημα βελτιστοποίησης ενώ το δεύτερο ένα μικτό. Η βελτιστοποίηση έγινε με τη χρήση ενός πρόσφατα ανεπτυγμένου εξελικτικού αλγορίθμου, του Imperialist Competitive Algorithm.

Σε πρώτο στάδιο, έγινε αποτίμηση του κτιρίου με στατική ανελαστική ανάλυση ώστε να ελέγξουμε τη συμπεριφορά του στο σεισμό σχεδιασμού (πιθανότητα υπέρβασης

εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών 10%). Το κανονιστικό πλαίσιο που είχαμε κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό είναι ο Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ). Για τη προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών μελών στο ελαστικό και το ανελαστικό στάδιο τους, δηλαδή τη κατασκευή των καμπυλών συμπεριφοράς τους σε όρους ροπής-γωνίας στροφής χορδής χρησιμοποιήθηκαν οι σχέσεις του ΚΑΝΕΠΕ για τον υπολογισμό της ρηγματωμένης δυσκαμψίας και της γωνίας χορδής στροφής στη διαρροή, θ_y, και στην αστοχία, θ_{um}, στα άκρα των μελών. Με βάση τα παραπάνω κατασκευάστηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των στοιχείων ώστε να εκτελεστεί η ανελαστική ανάλυση του κτιρίου. Χρησιμοποιήθηκαν δύο κατανομές οριζόντιων φορτίων -κατά τις συστάσεις του ΚΑΝΕΠΕ- η ιδιομορφική και η ομοιόμορφη και εξετάστηκαν όλοι οι δυνατοί συνδυασμοί κατά Χ και Υ, δηλαδή ±Χ±0,3Υ και ±Υ±0,3Χ. Να επισημάνουμε εδώ ότι οι δύο πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου είναι κυρίως μεταφορικές, η πρώτη κατά Υ με ποσοστό συμμετοχής της μάζας 83,2% ενώ η $2^{η}$ κατά Χ με ποσοστό συμμετοχής 81,0%.

Από τις ανελαστικές αναλύσεις προέκυψε ότι η διεύθυνση Χ καταπονείται περισσότερο από τη Υ αφού εκεί είχαμε τις μεγαλύτερες μετακινήσεις της κατασκευής. Τόσο στις ομοιόμορφες όσο και στις ιδιομορφικές κατανομές οι όροφοι που καταπονούνται περισσότερο είναι το ισόγειο και ο $1^{ος}$ όροφος με την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα. Το γεγονός ότι τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών στις δύο μεταφορικές ιδιομορφές που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση είναι μεγάλα είχε ως αποτέλεσμα οι τέμνουσες βάσης των ιδιομορφικών κατανομών να μην είναι σημαντικά μικρότερες από τις τέμνουσες βάσης των ομοιόμορφων κατανομών. Οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί ήταν οι Χ-0,3Υ και -Χ+0,3Υ της ιδιομορφικής κατανομής. Στους συνδυασμούς αυτούς οι δοκοί Δ6 και Δ10 του ισογείου και τα υποστυλώματα Κ17 και Κ18 επίσης του ισογείου, ανέπτυξαν σε κάποιο από τα άκρα τους παραμορφώσεις μεγαλύτερες αυτών που όριζε για το καθένα η στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» του ΚΑΝΕΠΕ, μικρότερες όμως των παραμορφώσεων αστοχίας τους. Τα στοιχεία αυτά, όπως και όλα τα δομικά στοιχεία του κτιρίου, θεωρούνται πρωτεύοντα με αποτέλεσμα η κατασκευή ως σύνολο να μη θεωρείται ασφαλής.

Επόμενο στάδιο ήταν η επέμβαση στο κτίριο με σκοπό την ενίσχυση κάποιων στοιχείων ώστε να ικανοποιείται ο στόχος σχεδιασμού Β1 του ΚΑΝΕΠΕ, δηλαδή για σεισμική δράση με πιθανότητα υπέρβασης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των

50 ετών 10% η κατασκευή να μην υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Εφόσον θεωρούμε όλα τα στοιχεία πρωτεύοντα αυτό σημαίνει κανένα στοιχείο να μην ξεπερνά τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας επί της καμπύλης συμπεριφοράς του. Καταλήξαμε στην ενίσχυση του υποστυλώματος Κ7 με μανδύα Ο/Σ με το νέο φορέα να ικανοποιεί τον παραπάνω στόχο. Η συμπεριφορά της ενισχυμένης κατασκευής στο σεισμό είναι σαφώς βελτιωμένη. Τα σημεία επιτελεστικότητας του ενισχυμένου φορέα στους διάφορους συνδυασμούς φόρτισης παρουσιάζουν μια μικρή αύξηση της τέμνουσας βάσης κατά 90-130 kN, της τάξης περίπου του 8%. Όσον αφορά τις στοχευμένες μετακινήσεις μειώνονται αρκετά στις κατανομές κατά Χ ενώ δε μεταβάλλονται καθόλου στις κατανομές κατά Υ. Αυτό μπορούμε να το εξηγήσουμε εν μέρει ως εξής: κατά τη διεύθυνση Χ το υποστύλωμα Κ7 συμμετέχει στο πλαίσιο Κ7-Δ10-Κ8. Το πλαίσιο αυτό έχει ένα ζύγωμα και τα υποστυλώματα του Κ7 και Κ8 έχουν τη διατομή με τη μικρότερη αντοχή από τις δύο που χρησιμοποιήσαμε. Έτσι καθίσταται το πιο αδύναμο από τα πλαίσια του φορέα. Στη διεύθυνση Υ η ενίσχυση δεν έπαιξε σημαντικό ρόλο γιατί τα πλαίσια κατά Υ ήταν από την αρχή πιο δύσκαμπτα. Χάρη στη μείωση των στοχευμένων μετακινήσεων κατά Χ κανένα δομικό στοιχείο του κτιρίου δεν ανέπτυξε στο σεισμό σχεδιασμού βλάβες μεγαλύτερες των αποδεκτών, δηλαδή αυτών που ορίζει η στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Επίσης μειώθηκαν στις περισσότερες κατανομές τα άκρα των στοιχείων που πλαστικοποιήθηκαν.

Τέλος, εφαρμόσαμε στο υπό μελέτη κτίριο τους αλγορίθμους που κατασκευάσαμε για την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας δυσκαμψίας και της εκκεντρότητας αντοχών, εντεταγμένους στον αλγόριθμο βελτιστοποίησης ICA, ώστε να ελαχιστοποιήσουμε τη στρεπτική του απόκριση στο σεισμό. Οι εκκεντρότητες του αρχικού φορέα, πριν τις επεμβάσεις, είχαν ως εξής: e_{CM-CR}=1,03 και e_{CM-CV}=0,52, 0,55 0,63 στο ισόγειο, στο 1° και στο 2° όροφο αντίστοιχα. Η ενίσχυση του υποστυλώματος Κ7 έδρασε ευνοϊκά μειώνοντας τις παραπάνω εκκεντρότητες. Μετά την ελαχιστοποίηση της η νέα εκκεντρότητα δυσκαμψίας είναι e_{CM-CR} = 0,0074m ≈ 7 mm. Ο σχεδιασμός που προέκυψε από αυτή τη διαδικασία αφορούσε πάχη ενίσχυσης υποστυλωμάτων με μανδύα Ο/Σ. Στη προσομοίωση του νέου αυτού φορέα στο λογισμικό SAP2000 θεωρήθηκε και ένα ελάχιστο ποσοστό όπλισης για τους μανδύες που προέκυψαν. Από την άλλη η ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας αντοχών έδωσε νέες εκκεντρότητες e_{CM-CV}=0,0094m, 0,0018m, 0,0065m στο ισόγειο, στο 1° και στο 2° όροφο αντίστοιχα. Ο σχεδιασμός που προέκυψε από αυτή τη διαδικασία αφορούσε πάχη και γεωμετρικά ποσοστά ενίσχυσης υποστυλωμάτων με μανδύα Ο/Σ.

Στις στατικές ανελαστικές αναλύσεις που ακολούθησαν για τους δύο νέους φορείς διαπιστώθηκε ότι η φέρουσα ικανότητα και η δυσκαμψία σχεδόν διπλασιάστηκε συγκριτικά με τον αρχικό και τον ενισχυμένο κατά ΚΑΝΕΠΕ φορέα ενώ σημαντικά αυξήθηκε και η πλαστιμότητα τους. Οι μετακινήσεις στο σημείο επιτελεστικότητας μειώθηκαν σημαντικά σχεδόν σε όλους του συνδυασμούς φόρτισης των οριζόντιων φορτίων που εξετάσαμε (σε ποσοστά 24-30%). Λόγω της μεγάλης αύξησης της τέμνουσας βάσης στο σημείο επιτελεστικότητας αυξήθηκαν οι πλαστικοποιήσεις στα άκρα των δοκών αφού αυτά παρέμειναν με την αρχική τους διατομή. Ακόμα και έτσι όμως κανένα άκρο δοκού δεν ξεπέρασε τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» και συμμετείχαν οι δοκοί όλων των πλαισίων στη θεωρούμενη κάθε φορά διεύθυνση στην ανάληψη των δυνάμεων του σεισμού. Τα αποτελέσματα αυτά βέβαια ήταν αναμενόμενα λόγω των εκτεταμένων ενισχύσεων των υποστυλωμάτων. Το κυριότερο συμπέρασμα που προέκυψε είναι ότι η κατανομή της πλαστιμότητας στα υποστυλώματα είναι πιο ισορροπημένη σε σχέση με τον αρχικό φορέα και τον ενισχυμένο με κριτήριο το στόχο σχεδιασμού Β1 του ΚΑΝΕΠΕ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

I. Υπορουτίνα υπολογισμού της αντικειμενικής συνάρτησης στο πρόβλημα της ελαχιστοποίησης της εκκεντρότητας δυσκαμψίας

```
function e=distanceCR_CM(x)
load('Data.mat')
n=size(Data,1);
% ΔΗΛΩΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΜΑΖΑΣ ΤΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ (παραδοχή ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου στις πλάκες)
CMx=4.82;
CMy=6.11;


CRx=zeros(size(x,1),1) ;
CRy=zeros(size(x,1),1) ;
ex=zeros(size(x,1),1) ;
ey=zeros(size(x,1),1) ;
e=zeros(size(x,1),1) ;
for j=1:size(x,1) % για κάθε χώρα/σχεδιασμό υπολογισμός του e
SEoIxx=0;
SEoIyy=0;
SEoIx=0;
SEoIy=0;
for i=1:n
    if Data(i,7)== 0 && x(j,i)~=1
            Data(i,9)=0.08 + (x(j,i)-2)*0.01; % μη ενισχυμένα αρχικώς υποστυλώματα
        elseif Data(i,7)~=0 && x(j,i)~=1
            Data(i,9)=0.01 + (x(j,i)-2)*0.01;  % ενισχυμένα αρχικώς υποστυλώματα
        else
            Data(i,9)=0;
    end
     %υπολογισμός ροπών αδρανείας ενισχυμένων διατομών υποστυλωμάτων
    Ix=1/12*(Data(i,1)*Data(i,2)^3*(1-
Data(i,12)/Data(i,11))+Data(i,12)/Data(i,11)*(2*(Data(i,7)+Data(i,9))+Data(i,1))*(2*(Data(i,7)+Data(i,
9))+Data(i,2))^3) ;
    Iy=1/12*(Data(i,2)*Data(i,1)^3*(1-
Data(i,12)/Data(i,11))+Data(i,12)/Data(i,11)*(2*(Data(i,7)+Data(i,9))+Data(i,2))*(2*(Data(i,7)+Data(i,
9))+Data(i,1))^3) ;
    if Data(i,7)~=0 || Data(i,9)~=0 % εξασφάλιση ύπαρξης μανδύα
        SEoIxx=0.80*Data(i,6)*Data(i,11)*Ix*Data(i,4)+ SEoIxx ;
        SEoIyy=0.80*Data(i,6)*Data(i,11)*Iy*Data(i,5)+ SEoIyy;
        SEoIx=0.80*Data(i,6)*Data(i,11)*Ix+ SEoIx ;
        SEoIy=0.80*Data(i,6)*Data(i,11)*Iy+ SEoIy ;
    else
        SEoIxx=Data(i,6)*Data(i,11)*Ix*Data(i,4)+ SEoIxx ;
        SEoIyy=Data(i,6)*Data(i,11)*Iy*Data(i,5)+ SEoIyy;
        SEoIx=Data(i,6)*Data(i,11)*Ix+ SEoIx ;
        SEoIy=Data(i,6)*Data(i,11)*Iy+ SEoIy ;
    end
end
% υπολογισμός συντεταγμένων CR
CRx(j,1)=SEoIxx/SEoIx;
CRy(j,1)=SEoIyy/SEoIy;


% υπολογισμός εκκεντρότητας CR - CM
ex(j,1)=CMx-CRx(j,1);
ey(j,1)=CMy-CRy(j,1);
e(j,1)=sqrt(ex(j,1)^2+ey(j,1)^2);
end
end
```

II. Υπορουτίνα υπολογισμού της αντικειμενικής συνάρτησης στο πρόβλημα της ελαχιστοποίησης της εκκεντρότητας αντοχής

```
function e=distanceCV_CM(x)


% ΕΔΩ ΔΗΛΩΝΟΥΜΕ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ ΜΑΖΑΣ ΤΗΣ ΚΑΤΟΨΗΣ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΟ ΕΠΙΛΕΓΕΝ ΣΥΣΤΗΜΑ ΑΝΑΦΟΡΑΣ (παραδοχή
ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου στις πλάκες)
CMx=4.82;
CMy=6.11;
load('Data.mat')


hl=0.01; % πάχος λωρίδας
V=zeros(size(Data,1),2) ;
e=zeros(size(x,1),1);


for sx=1:size(x,1) % για κάθε χώρα/σχεδιασμό υπολογισμός του e
for i=1:size(Data,1) % πλήθος υποστυλωμάτων
 % στις στήλες 2i-1 του πίνακα x βρίσκονται οι θέσεις των τιμών των παχών
 % ενίσχυσης στο πίνακα του πεδίου τιμών τους
     if Data(i,7)== 0 && x(sx,2*i-1)~=1
            Data(i,9)=0.08 + (x(sx,2*i-1)-2)*0.01; % μη ενισχυμένα αρχικώς υποστυλώματα
        elseif Data(i,7)~=0 && x(sx,2*i-1)~=1
            Data(i,9)=0.01 + (x(sx,2*i-1)-2)*0.01;  % ενισχυμένα αρχικώς υποστυλώματα
        else
            Data(i,9)=0;
    end
    % τα γεωμετρικά ποσοστά του οπλισμού ενίσχυσης βρίσκονται στις στήλες
    % 2i του πίνακα x
    Data(i,10)=x(sx,2*i) ;


    Asarx = Data(i,1)*Data(i,2)*Data(i,3)      ;     % συνολικός οπλισμός ενίσχυσης αρχικής-μη
ενισχυμένης διατομής
    Aso = Data(i,8)*(2*(Data(i,1)+Data(i,2))*Data(i,7)+4*Data(i,7)^2) ;    % συνολικός
οπλισμός ενίσχυσης που προέκυψε από απαιτήσεις αντοχής του στοιχείου
    Asnew = Data(i,10)*(2*(Data(i,1)+Data(i,2))*Data(i,9)+4*Data(i,9)^2) ;    % συνολικός
οπλισμός ενίσχυσης που προκύπτει από ανάγκες βελτιστοποίησης της δυστρεψίας
    Astot = Aso + Asnew ;         % συνολικός οπλισμός ενίσχυσης
    t_tot = Data(i,7) + Data(i,9)     ;   % συνολικό πάχος ενίσχυσης


    l= round([(Data(i,1)+2*t_tot)/hl ; (Data(i,2)+2*t_tot)/hl ]) ;  % l(1,1) διακριτές λωρίδες
// y, l(2,1) διακριτές λωρίδες // x
for d =1:2   % υπολογισμός τέμνουσας αντοχής σε κάθε διεύθυνση d=1-->y (My, Vx) και d=2-->x
(Mx, Vy)
    htot = Data(i,d) + 2*t_tot ;   % γεωμετρικό ύψος διατομής
    ec=zeros(l(d,1),1) ;
    es=zeros(4,1)  ;
    % θεωρείται θετική η θλίψη και αρνητικός ο εφελκυσμός
    % ελέγχουμε αν έχουμε αστοχία του χάλυβα (εντατική περιοχή 2) ή της
    % θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος (εντατ. περιοχές 3,4,5)
    ecc = 0.0035  ;
    es1 = -0.0675   ;
    hc = ecc/(ecc-es1)*(htot-0.04)   ;   % ύψος θλιβόμενης ζώνης


    % υπολογισμός παραμορφώσεων άνω ινών λωρίδων
    for j=0:(l(d,1)-1)
        s=hl*j  ;  % απόσταση άνω ορίου λωρίδας από την πλέον θλιβόμενη ίνα
        ec(j+1,1)= (hc-s)/hc*ecc   ; % θετικές παραμορφώσεις θλιπτικές δυνάμεις, αρνητικές
παραμορφώσεις εφελκυστικές δυνάμεις
    end


    % υπολογισμός παραμορφώσεων οπλισμών
    St_opl = [htot-0.04; htot-t_tot-0.04; t_tot+0.04; 0.04]   ;   % στάθμες οπλισμών
μετρούμενες από την πλέον θλιβόμενη ίνα - κάνουμε παραδοχή επικάλυψης οπλισμών 3cm και Φ20mm
    for j=1:4
    es(j,1) = (hc-St_opl(j,1))/hc*ecc ; % θετικές παραμορφώσεις θλιπτικές δυνάμεις, αρνητικές
παραμορφώσεις εφελκυστικές δυνάμεις
    end


    [Fc,m,Fctot]=dynameis_mohlovrah_skyrod(ec,l,d,Data,i,htot,hl);
    [Fs,Fstot]=dynameis_oplism(es,Astot,Asarx);
    a=(Fstot+Fctot-Data(i,14))/Data(i,14)      ;                          % Data(i,14) η
αξονική θλίψη N του υποστυλώματος i
```

```
    if abs(a)<= 0.02                                                    % θεωρείται
ικανοποιητικό ένα σφάλμα μέχρι 2%
        M=ropi_antohis(Fc,m,Fs,htot,l,d,t_tot)  ;
    elseif Data(i,14)<Fctot+Fstot
        % ανάγκη μείωσης θλιβόμενης ζώνης --> εντατική περιοχή 2 es1=-0.0675
        b=0:0.0001:0.0035 ;    % παραμορφώσεις σκυροδέματος με ακρίβεια 4ου δεκαδικού ψηφίου
        for j=1:size(b,2)
            ecc=b(1,j)   ;
            hc=ecc/(ecc+0.0675)*(htot-0.04)  ;
            for k=0:(l(d,1)-1)
                s=hl*k   ;
                ec(k+1,1)=(hc-s)/hc*ecc ;
            end
            for k=1:4
                es(k,1) = (hc-St_opl(k,1))/hc*ecc ;
            end
            [Fc,m,Fctot]=dynameis_mohlovrah_skyrod(ec,l,d,Data,i,htot,hl);
            [Fs,Fstot]=dynameis_oplism(es,Astot,Asarx);
            a=(Fstot+Fctot-Data(i,14))/Data(i,14)      ;
            if abs(a)<=0.02
                 M=ropi_antohis(Fc,m,Fs,htot,l,d,t_tot)  ;
                 break
            end
        end
    else
        % αστοχία θλιβόμενης ζώνης σκυροδέματος
        ecc=0.0035  ;  % & ec1=0 : όριο εντατικών περιοχών (3,4,4α) & 5
        hc=htot ;
        for j=0:(l(d,1)-1)
            s=hl*j ;
            ec(j+1,1)= (hc-s)/hc*ecc   ;
        end
        for j=1:4
            es(j,1) = (hc-St_opl(j,1))/hc*ecc ;
        end

        [Fc,m,Fctot]=dynameis_mohlovrah_skyrod(ec,l,d,Data,i,htot,hl);
        [Fs,Fstot]=dynameis_oplism(es,Astot,Asarx);
        a=(Fstot+Fctot-Data(i,14))/Data(i,14)      ;

        if abs(a)<= 0.02
             M=ropi_antohis(Fc,m,Fs,htot,l,d,t_tot)  ;
        elseif Data(i,14)<Fctot+Fstot
            %ανάγκη μείωσης θλιβόμενης ζώνης --> εντατικές περιοχές 3,4,4α
            ecc=0.0035 ;
            b=-0.0675:0.0001:0.04*ecc/htot ;
            for j=1:size(b,2)
                es(1,1)=b(1,j) ;
                hc=ecc*(htot-0.04)/(ecc-es(1,1)) ;
                 for k=0:(l(d,1)-1)
                     s=hl*k   ;
                     ec(k+1,1)=(hc-s)/hc*ecc ;
                 end
                 for k=2:4
                     es(k,1) = (hc-St_opl(k,1))/hc*ecc ;
                 end
                [Fc,m,Fctot]=dynameis_mohlovrah_skyrod(ec,l,d,Data,i,htot,hl);
                [Fs,Fstot]=dynameis_oplism(es,Astot,Asarx);
                a=(Fstot+Fctot-Data(i,14))/Data(i,14)      ;
                if abs(a)<=0.02
                    M=ropi_antohis(Fc,m,Fs,htot,l,d,t_tot) ;
                    break
                end
            end
        else
            % ανάγκη αύξησης θλιβόμενης ζώνης --> εντατική περιοχή 5
            b=0.0021:0.0001:0.0035;                  % ξεκινάμε με παραμόρφωση 0,0021 αντί
για 0,0020 γιατί διαφορετικά θα απειριζόταν το hc και γιατί αποκλείεται η διατομή να μην έχει
ροπή και να έχουμε κεντρική θλίψη
            for j=1:size(b,2)
                ecc=b(1,j)  ;
                hc=3/7*ecc*htot/(ecc-0.002) ;
                for k=0:(l(d,1)-1)
                    s=hl*k   ;
                    ec(k+1,1)=(hc-s)/hc*ecc ;
                end
                for k=1:4
                    es(k,1) = (hc-St_opl(k,1))/hc*ecc ;
                end
```

```
                    [Fc,m,Fctot]=dynameis_mohlovrah_skyrod(ec,l,d,Data,i,htot,hl);
                    [Fs,Fstot]=dynameis_oplism(es,Astot,Asarx);
                    a=(Fstot+Fctot-Data(i,14))/Data(i,14)      ;
                   if abs(a)<=0.02
                       M=ropi_antohis(Fc,m,Fs,htot,l,d,t_tot)  ;
                       break
                   end
               end
           end
       end
       if Data(i,7)~=0 || Data(i,9)~=0   %εξασφάλιση ύπαρξης μανδύα
           V(i,d)=0.9*M/(0.5*Data(i,13)) ;  % 0.9: συντελ. απομείωσης αντοχής λόγω θεώρησης
μονολιθικότητας (ΚΑΝΕΠΕ)
       else
           V(i,d)= M/(0.5*Data(i,13)) ;   % μη ενισχυμένη με μανδύα διατομή
       end
   end
   end
   SVxY=0 ;
   SVyX=0 ;
   SVx=0 ;
   SVy=0 ;
   for i=1:size(Data,1)
       SVxY=SVxY+V(i,1)*Data(i,5) ;
       SVyX=SVyX+V(i,2)*Data(i,4) ;
       SVx=SVx+V(i,1) ;
       SVy=SVy+V(i,2) ;
   end


   % υπολογισμός συντεταγμένων CV
   CVx=SVyX/SVy ;
   CVy=SVxY/SVx ;


   % υπολογισμός εκκεντρότητας CV - CM
   ex=CMx-CVx;
   ey=CMy-CVy;
   e(sx,1)=sqrt(ex^2+ey^2); % κάθε γραμμή του πίνακα αναφέρεται σε διαφορετικό σχεδιασμό/χώρα
   end
   end
```

```
function [Fc,m,Fctot]=dynameis_mohlovrah_skyrod(ec,l,d,Data,i,htot,hl)
fck_man = 25 ; % ΕΔΩ ΔΗΛΩΝΟΥΜΕ ΤΗΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΤΙΜΗ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ (MPa)
fck_arx = 20 ; % ΕΔΩ ΔΗΛΩΝΟΥΜΕ ΤΗΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΤΙΜΗ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
(MPa)


fcd_man = min(1.2*fck_man,fck_man+5)/1.15 ;  % αντοχή σκυροδέματος ενισχυμένης διατομής
fcd_arx = (fck_arx+8)/1.10 ;  % αντοχή σκυροδέματος μη ενισχυμένης διατομής


Fctot=0;
Fc=zeros(l(d,1),1) ;
m=zeros(l(d,1),1) ;
for o=0:(l(d,1)-1)
    % ελέγχουμε αν έχουμε ενισχυμένη ή μη διατομή για να χρησιμοποιήσουμε ανάλογη αντοχή σκυροδέματος
    if Data(i,7)~=0 || Data(i,9)~=0        % ενισχυμένη διατομή
        if ec(o+1,1)>=0 && ec(o+1,1)<=0.002
            tasi=1000*ec(o+1,1)*(1-250*ec(o+1,1))*fcd_man ; % από υπολογιστικό διάγραμμα τάσεων-
παραμορφώσεων σκυροδέματος σε θλίψη, θεωρώντας θετική τη θλίψη
        elseif ec(o+1,1)>0.002
            tasi=fcd_man ;
        else
            tasi=0 ;
        end
    else % μη ενισχυμένη διατομή
         if ec(o+1,1)>=0 && ec(o+1,1)<=0.002
             tasi=1000*ec(o+1,1)*(1-250*ec(o+1,1))*fcd_arx ;
         elseif ec(o+1,1)>0.002
             tasi=fcd_arx ;
         else
             tasi=0 ;
```

```
        end
    end
     s=hl*o ;
    % υπολογισμός δυνάμεων λωρίδων
    if d==1 % // διεύθυνση y
        Fc(o+1,1)=tasi*(Data(i,2)+2*(Data(i,7)+Data(i,9)))*hl*10^3  ;  % σε kN
    else % // διεύθυνση x
        Fc(o+1,1)=tasi*(Data(i,1)+2*(Data(i,7)+Data(i,9)))*hl*10^3 ;  % σε kN
    end
    Fctot=Fctot+Fc(o+1,1) ;
    % υπολογισμός μοχλοβραχιώνων λωρίδων
    m(o+1,1)=htot/2-(s+hl/2) ; % ως προς το κ.β της λωρίδας (s+0.01) - σε λωρίδες κάτω σκυροδέματος
πάνω από τη Κ.Β.Γ m>0 --> M>0 ενώ κάτω από τη Κ.Β.Γ. m<0 --> M<0
end
end
```

```
function [Fs,Fstot]=dynameis_oplism(es,Astot,Asarx)

% ΕΔΩ ΔΗΛΩΝΟΥΜΕ ΤΙΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΤΩΝ ΜΑΝΔΥΩΝ
fyk_man = 500;  % σε Mpa
Es_man =200000 ;   % σε Mpa
% ΕΔΩ ΔΗΛΩΝΟΥΜΕ ΤΙΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΤΗΣ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ
fyk_arx = 400;   % σε Mpa
Es_arx = 200000;  % σε Mpa

fyd_man = 1.05*fyk_man/1.15   ;
eyd_man = fyd_man/Es_man ;

fyd_arx = fyk_arx/1.10 ;
eyd_arx = fyd_arx/Es_arx ;

As=1/4*[Astot;Asarx;Asarx;Astot] ; % θεωρούμε ομοιόμορφη κατανομή των οπλισμών στις 4 πλευρές
eyd=[eyd_man;eyd_arx;eyd_arx;eyd_man]  ;
Es=[Es_man;Es_arx;Es_arx;Es_man]  ;
fyd=[fyd_man;fyd_arx;fyd_arx;fyd_man]  ;

Fstot=0  ;
Fs=zeros(4,1) ;
for q=1:4
    if abs(es(q,1))>=eyd(q,1)
        Fs(q,1)=sign(es(q,1))*fyd(q,1)*As(q,1)*10^3 ; % σε kN
    else
        Fs(q,1)=es(q,1)*Es(q,1)*As(q,1)*10^3  ; % σε kN
    end
    Fstot=Fstot+Fs(q,1)  ;
end
end
```

```
function M=ropi_antohis(Fc,m,Fs,htot,l,d,t_tot)
Fcm=0;
for q=1:l(d,1)
    Fcm=Fc(q,1)*m(q,1)+Fcm ;
end
M=Fcm+(Fs(4,1)-Fs(1,1))*(htot/2-0.04)+(Fs(3,1)-Fs(2,1))*(htot/2-t_tot-0.04) ;
end
```

Βιβλιογραφία και ιστοσελίδες

[1] Ο.Α.Σ.Π. (2011), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 2012», Αθήνα

[2] Ο.Α.Σ.Π. (2006), «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ2000)», Αθήνα

[3] Ο.Α.Σ.Π. (2006), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000)», Αθήνα

[4] Ψυχάρης, Γ. (2010), «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας – Σημειώσεις για το μάθημα του 9ου εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία», ΕΜΠ, Αθήνα

[5] Σκουληκάρη, Ε. (2012), «Βέλτιστος Σχεδιασμός Επεμβάσεων Ενισχύσεων σε Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», ΕΜΠ, Αθήνα

[6] Bakas, N. (2011), «Optimum design of irregular reinforced concrete buildings», NTUA, Athens

[7] Λαγαρός, Ν. (2000), «Βελτιστοποίηση κατασκευών με χρήση εξελικτικών αλγορίθμων και νευρωνικών δικτύων», ΕΜΠ, Αθήνα

[8] Atashpaz-Gargari, E.; Lucas, C (2007), «Imperialist Competitive Algorithm: An algorithm for optimization inspired by imperialistic competition», IEEE Congress on Evolutionary Computation. **7**. pp. 4661–4666

[9] http://en.wikipedia.org/wiki/Imperialist_competitive_algorithm

[10] Τάσιος, Θ.Π.(2012), «Θεωρία σχεδιασμού επισκευών και ενισχύσεων», ΕΜΠ, Αθήνα

[11] Κοσμόπουλος, Α. (2005), «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και ενίσχυση μη κανονικών σε κάτοψη κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος», Πολυτεχνική Σχολή Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα

[12] Stathopoulos, K.G; Anagnostopoulos, S.A, (2005), «Inelastic torsion of multistory buildings under earthquake excitations», Wiley Interscience (www.interscience.wiley.com)

[13] Ξενίδης, Χ.; Μακάριος, Τ.; Αθανασοπούλου, Α., «Οι ιδιότητες του άξονα στρέψης βέλτιστης στρέψης στα ασύμμετρα πολυώροφα κτίρια», Τεχν. Χρον. Επιστ. Έκδ. ΤΕΕ, Ι, τεύχος 2-3 2005

[14] Ψυχάρης, Γ. (2012), «Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8», ΕΜΠ, Αθήνα

[15] Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός – Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1: 2004)

[16] Παπαδρακάκης, Μ. (2011), «Μαθήματα Στατικής V: Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων, Σύγχρονες Μέθοδοι», ΕΜΠ, Αθήνα

[17] Πενέλης, Γ. (2007), «Συμβολή στην ανελαστική ανάλυση κτιρίων Ο/Σ με ασύμμετρη διάταξη των στοιχείων δυσκαμψίας σε κάτοψη», ΑΠΘ, Θεσσαλονίκη

[18] Kyrkos, M., Anagnostopoulos, S. (2012) «Improved earthquake resistant design of eccentric steel buildings», Department of Civil Engineering University of Patras, Greece