



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

*Αποτίμηση Σεισμικής Επάρκειας
Κτιρίου Κατοικίας*

Σοφία Α. Αντωνοδημητράκη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας, Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/05

Αντωνοδημητράκη Σ. Α (2016)
Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας κτιρίου κατοικίας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/05
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Antonodimitraki S.A. (2016)
Evaluation of seismic adequacy of a residential building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/05
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



Περιεχόμενα

Περίληψη	7
Abstract	8
Ευχαριστίες	9
Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή	11
1.1 Αντικείμενο Εργασίας	11
Κεφάλαιο 2 Βασικές έννοιες Αντισεισμικού Σχεδιασμού	13
2.1 Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση	14
2.1.1 Κατηγορίες εδάφους.....	14
2.1.2 Σεισμικές ζώνες.....	16
2.1.3 Συντελεστής σπουδαιότητας	17
2.2 Ελαστικό φάσμα απόκρισης ΕΚ8.....	18
2.2.1 Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής φόρτισης.....	19
2.2.2 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής φόρτισης.....	21
2.3 Πλαστιμότητα (μ)	21
2.4 Συντελεστής συμπεριφοράς (q)	23
2.5 Φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8 για ανελαστική συμπεριφορά.....	26
2.6 Υπολογισμός μαζών.....	27
2.7 Διαφραγματική λειτουργία	28
Κεφάλαιο 3 Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών	29
3.1 Γενικά	29
3.2 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας	29
3.3 Στάθμες επιτελεστικότητας.....	30
3.4 Στόχοι σεισμικής ικανότητας.....	31
3.5 Πληροφορίες για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας	33
3.5.1 Απαιτούμενες πληροφορίες.....	34
3.5.2 Επίπεδα Γνώσης	34
3.5.3 Συντελεστές Εμπιστοσύνης.....	36
3.6 Κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη	37
3.7 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας.....	38
3.7.1 Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης.....	38
3.7.2 Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)	39
3.7.3 Καμπύλη F – δ δομικού στοιχείου ή διατομής	40
3.7.4 Πλάσιμη – Ψαθυρή Συμπεριφορά.....	43
3.7.5 Προσδιορισμός γωνιών στροφής κατά ΕΚ8.....	44
3.7.6 Στάθμες επιτελεστικότητας διατομής.....	45
3.7.7 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής	46
3.8 Ανάλυση	47
3.8.1 Γενικά – Μέθοδοι ανάλυσης	47
3.8.2 Προσομοίωση.....	48
3.8.3 Σεισμική δράση	52
3.8.4 Χωρική επαλληλία	52

3.9 Έλεγχος ασφαλείας.....	53
Κεφάλαιο 4 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.....	55
4.1 Γενικά	55
4.2 Ιδιομορφική ανάλυση	56
4.3 Ιδιομορφική εντατική κατάσταση.....	56
4.4 Ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος ιδιομορφών.....	57
4.5 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων	58
Κεφάλαιο 5 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Push-Over).....	61
5.1 Γενικά	61
5.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής.....	62
5.3 Προσομοίωση	63
5.4 Φορτία.....	63
5.4.1 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος.....	63
5.5 Καθορισμός κόμβου ελέγχου.....	64
5.6 Υπολογιστικά βήματα.....	64
5.7 Καμπύλη ικανότητας	65
5.8 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης	65
5.8.1 Εισαγωγή	65
5.8.2 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα	66
5.8.3 Μεθοδολογία ATC-40	68
5.9 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.....	73
Κεφάλαιο 6 Περιγραφή και Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής	75
6.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής.....	75
6.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής.....	77
6.3 Υλικά	78
6.3.1 Σκυρόδεμα	78
6.3.2 Χάλυβας Οπλισμού.....	82
6.4 Διατομές φερόντων στοιχείων	85
6.4.1 Υποστυλώματα	85
6.4.2 Δοκοί.....	87
6.4.3 Πλάκες	89
6.5 Διαφραγματική λειτουργία	89
6.6 Απομείωση δυσκαμψιών.....	89
6.7 Εκκεντρώτητες δομικών μελών.....	90
6.8 Κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων.....	92
6.9 Διακριτοποίηση.....	93
6.10 Στηρίξεις	95
Κεφάλαιο 7 Δράσεις επί της κατασκευής.....	97
7.1 Κατακόρυφα φορτία	97
7.1.1 Μόνιμα φορτία (G)	97
7.1.2 Κινητά φορτία (Q)	98
7.2 Σεισμικές δράσεις (E)	104
7.3 Συνδυασμοί δράσεων.....	106
Κεφάλαιο 8 Ελαστική ανάλυση κατασκευής.....	111

8.1	Στατική ανάλυση υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ	111
8.1.1	Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα.....	111
8.1.2	Εντατικά μεγέθη φορέα.....	112
8.1.3	Έλεγχος επάρκειας φορέα	114
8.2	Ιδιομορφική ανάλυση	116
8.3	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης	119
8.3.1	Φαινόμενα 2 ^{ης} τάξης (P-Δ).....	119
8.3.2	Σεισμικές δράσεις – Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων	121
8.3.3	Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα.....	124
8.3.4	Εντατικά μεγέθη φορέα.....	125
8.3.5	Έλεγχος επάρκειας φορέα	127
8.4	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 (q=1).....	128
Κεφάλαιο 9	Μη γραμμική στατική ανάλυση κατασκευής	131
9.1	Πλαστικές αρθρώσεις	131
9.2	Αρχικές συνθήκες – Κατανομή πλευρικών φορτίων καθ' ύψος.....	140
9.3	Ρύθμιση παραμέτρων ανάλυσης	142
9.3.1	Κόμβος ελέγχου – Μετακίνηση ελέγχου.....	142
9.3.2	Αριθμός βημάτων – Παράμετροι σύγκλισης.....	144
9.4	Φάσμα απαίτησης κατά ATC-40	145
9.5	Αποτελέσματα αναλύσεων	146
9.6	Συγκρίσεις αποτελεσμάτων	167
9.6.1	Καμπύλες ικανότητας.....	167
9.6.2	Μετακίνηση κορυφής (ελαστική ανάλυση – pushover)	170
9.6.3	Φαινόμενα 2 ^{ης} τάξης.....	171
9.7	Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q	172
9.8	Έλεγχος σεισμικής επάρκειας με ελαστική ανάλυση για τον διαθέσιμο συντελεστή συμπεριφοράς.....	175
Κεφάλαιο 10	Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και ενίσχυση της κατασκευής για σεισμική εδαφική επιτάχυνση 0,36g.....	177
10.1	Εισαγωγή	177
10.2	Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας	177
10.3	Ενισχύσεις.....	187
10.3.1	Ενίσχυση με μανδύες σύνθετων υλικών (FRP).....	188
10.3.2	Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετο οπλισμό από FRP σε εγκοπές (NSM)	207
Κεφάλαιο 11	Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας του κτιρίου συμπεριλαμβανομένου του υπογείου	221
11.1	Εισαγωγή	221
11.2	Περιγραφή και προσομοίωση	221
11.3	Φορτία.....	223
11.4	Στατική ελαστική ανάλυση.....	224
11.5	Ιδιομορφική ανάλυση	227
11.6	Επιρροή φαινομένων 2 ^{ης} τάξης.....	229
11.7	Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover)	230

11.8 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για τον διαθέσιμο συντελεστή συμπεριφοράς	240
11.9 Συγκρίσεις αποτελεσμάτων προσομοίωσης του κτιρίου με και χωρίς το υπόγειο	242
Κεφάλαιο 12 Συμπεράσματα	247
Βιβλιογραφία	249
Παράρτημα: Αναπτύγματα οπλισμών	251

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας κτιρίου κατοικίας

Αντωνοδημητράκη Σ.Α. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας και την ενίσχυση ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το υπό μελέτη κτίριο είναι ένα διώροφο κτίριο κατοικίας με υπόγειο, το οποίο σχεδιάστηκε το 1985. Η ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιείται με το λογισμικό SAP2000 v18.0.1 της εταιρείας Computers and Structures, Inc.

Αρχικά, γίνεται μία θεωρητική προσέγγιση του αντικειμένου της αποτίμησης της σεισμικής επάρκειας των υφιστάμενων κατασκευών, γενικά, και ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή της προσομοίωσης του υπό εξέταση κτιρίου στο λογισμικό ανάλυσης.

Εκτελούνται ορισμένες ελαστικές αναλύσεις, ενδεικτικού κυρίως χαρακτήρα, ώστε να αποκτηθεί μία πρώτη εικόνα της συμπεριφοράς του κτιρίου υπό τη δράση των κατακόρυφων και των σεισμικών φορτίων.

Στη συνέχεια το κτίριο αναλύεται ανελαστικά με τη μέθοδο της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover) και γίνεται η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητάς του, όπου διαπιστώνεται η επάρκειά της. Υπολογίζεται ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς και η επάρκεια του κτιρίου επιβεβαιώνεται μέσω της ανάλυσής του με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης.

Στο πλαίσιο της διερεύνησης της συμπεριφοράς του, το κτίριο ελέγχεται και για σεισμική εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη εκείνης που αντιστοιχεί στην περιοχή έδρασής του και για την οποία είχε αρχικά σχεδιαστεί. Όπως ήταν αναμενόμενο, παρατηρούνται ανεπάρκειες σε αρκετά δομικά μέλη του κτιρίου, τα οποία αποφασίζεται να ενισχυθούν με σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (FRP). Παρουσιάζονται δύο προτάσεις ενίσχυσης. Η πρώτη υλοποιείται με μανδύες σύνθετων υλικών με στόχο την αύξηση της πλαστιμότητας του κτιρίου, ενώ η δεύτερη με ελάσματα σύνθετων υλικών τοποθετημένων σε εγκοπές (NSM), με στόχο την αύξηση της καμπτικής αντοχής του.

Τέλος, το κτίριο αναλύεται, μέσω ενός δεύτερου προσομοιώματος, προκειμένου να ελεγχθεί η ορθότητα της αρχικής προσομοίωσης.

Evaluation of seismic adequacy of a residential building

Antonodimitraki S.A. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The present diploma thesis deals with the evaluation of seismic adequacy and strengthening of an existing building of reinforced concrete. The building that is studied is a two-storey residential building with a basement, which was designed in 1985. The building is simulated and analyzed using the software SAP2000 v18.0.1 by Computers and Structures, Inc.

Firstly, a theoretical approach of the subject of the evaluation of the seismic capacity of existing structures is carried out, followed by a detailed description of the simulation of the test building in software.

A number of elastic analyses is performed, mainly of indicative character, to get a first picture of the building behavior under the stress of the vertical and the seismic loads. Furthermore the model is subjected to nonlinear static analysis and the results show that the building is capable of carrying its loads. The available behavior factor (q) is calculated and the capacity of the building is confirmed by the method of modal response spectrum analysis.

During the investigation of its conduct, the building is checked for a ground acceleration greater than the corresponding to the grounding area for which it was originally designed. As it was expected, several structural elements of the building showed inadequacies, so it is decided that these parts will be reinforced with synthetic materials from fibre – reinforced polymers (FRP). Two propositions are presented. The first one has aim to increase building's ductility by using jackets by CFRP fabrics and the second has aim to increase building's flexural strength by using CFRP plates.

Finally, the building is analyzed, with the use of a second simulator, in order to check the rightness of the first simulation.

Ευχαριστίες

Τελειώνοντας τη διπλωματική μου εργασία θα ήθελα να ευχαριστήσω τα άτομα που με οποιοδήποτε τρόπο συνέβαλαν στην ολοκλήρωσή της.

Αρχικά, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. Ιωάννη Βάγια, για την επιστημονική καθοδήγησή του, καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας. Κυρίως όμως τον ευχαριστώ για τον χρόνο που αφιέρωσε, ακούγοντας τους προβληματισμούς μου, λύνοντας τις απορίες μου και βοηθώντας με, με τις ουσιαστικές του υποδείξεις, να ξεπεράσω τα όποια προβλήματα ανέκυπταν στα διάφορα στάδια της εργασίας.

Επίσης ευχαριστώ την κ. Βίκυ Μπεκιάρη, γραμματέα του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών ΕΜΠ, για την υποστήριξή της και την κ. Στέλλα Αυγερινού, υποψήφια Διδάκτορα ΕΜΠ για τη βοήθειά της σε θέματα του λογισμικού.

Ιδιαίτερος ευχαριστώ την Ανδριανή, την Κατερίνα, τον Βαγγέλη και τον Άκη για τη βοήθειά τους σε θέματα της εργασίας, αλλά και όλους τους φίλους μου για την υπομονή και την κατανόησή τους.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το οφείλω στους γονείς μου και στην αδερφή μου, που είναι πάντα δίπλα μου και με στηρίζουν. Χωρίς την αγάπη τους και τη διαρκή τους φροντίδα η ολοκλήρωση της παρούσας προσπάθειας θα ήταν αδύνατη.

Σοφία Α. Αντωνοδημητράκη

Αθήνα, Ιούλιος 2016

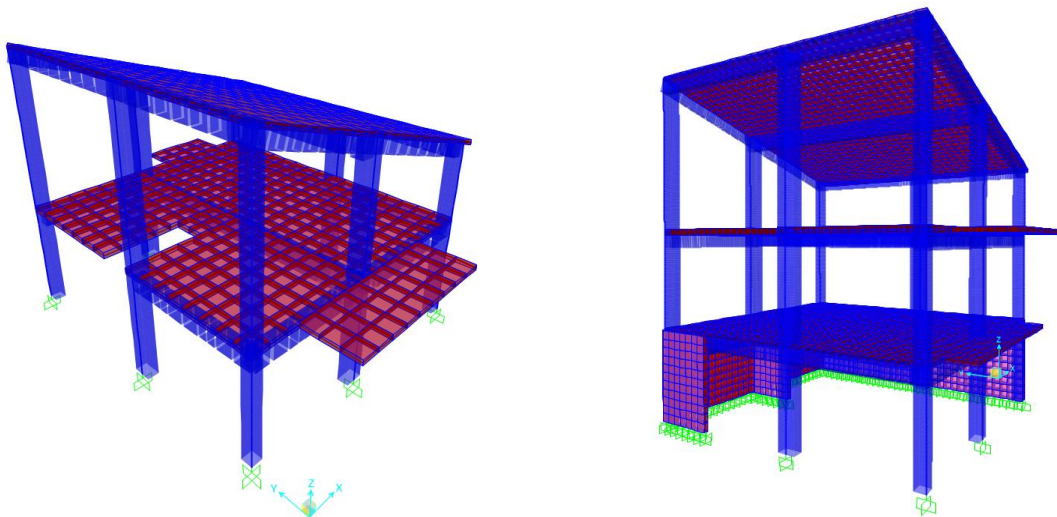


Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο Εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας και η ενίσχυση ενός υφιστάμενου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο σχεδιάστηκε το 1985. Για τον σκοπό αυτόν, η συμπεριφορά του κτιρίου εξετάζεται με ελαστικές και ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς. Συγκεκριμένα, η μελέτη βασίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και στους Ευρωκώδικες ΕΚ0, ΕΚ1, ΕΚ2 και ΕΚ8, ενώ λαμβάνονται υπόψη και ορισμένες διατάξεις των Αμερικάνικων κανονισμών ATC-40 και FEMA 356. Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν κατά την ανάλυση του κτιρίου δίνονται στο Σχήμα 1.1.



Σχήμα 1.1 Προσομοιώματα του υπό μελέτη κτιρίου



Κεφάλαιο 2

Βασικές έννοιες Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Ο Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών που εφαρμόζεται διεθνώς και περιγράφεται στους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς (π.χ. Ευρωκώδικας 8, ΕΑΚ) βασίζεται στη μέθοδο των δυνάμεων (force-based design), η οποία, όπως προκύπτει και από την ονομασία της, βασίζεται στις δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Ο σεισμός είναι μία δυναμική φόρτιση των κατασκευών, η οποία όμως συμβαίνει σπάνια και διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα. Ειδικότερα ο σεισμός σχεδιασμού, για τον οποίο σχεδιάζονται οι κατασκευές, είναι ένα φαινόμενο που συμβαίνει κατά μέσον όρο κάθε 500 περίπου χρόνια για συνήθεις κατασκευές (κτίρια κατοικιών και γραφείων) και ακόμη πιο σπάνια (έως και 2000 χρόνια) για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Αυτό σημαίνει ότι η πιθανότητα να συμβεί αυτός ο σεισμός στη διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι μικρή. Συγκεκριμένα, για συνήθεις κατασκευές με διάρκεια ζωής 50 έτη η πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι μόλις 10%, ενώ για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας ο αντίστοιχος σεισμός σχεδιασμού έχει ακόμη μικρότερη πιθανότητα να συμβεί.

Οι συνήθεις κατασκευές πολιτικού μηχανικού, και ιδιαίτερα αυτές από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα, έχουν την ικανότητα να διατηρούν την αντοχή τους για σημαντικά μεγάλες οριζόντιες παραμορφώσεις, όπως αυτές που προκαλούνται κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών, που αντιστοιχούν σε μετακινήσεις αρκετά μετά τη διαρροή τους. Επίσης, παρότι η δυσκαμψία τους μειώνεται σημαντικά (σχεδόν μηδενίζεται) κατά τη διάρκεια που οι κατασκευές αποκρίνονται στην πλαστική περιοχή, κατά την αποφόρτιση το σύστημα ανακτά τη δυσκαμψία του. Η σεισμική φόρτιση διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα, κατά τη διάρκεια των οποίων συμβαίνουν πολλές εναλλαγές προσήμου των σεισμικών φορτίων, δηλαδή συνεχείς φορτίσεις – αποφορτίσεις με εναλλασσόμενο πρόσημο.

Εφόσον, η σεισμική δόνηση για την οποία γίνεται η μελέτη μιας κατασκευής έχει μικρή πιθανότητα να συμβεί κατά τη διάρκεια της ζωής της, θα ήταν αντιοικονομικό να σχεδιαστεί έτσι ώστε να μην πάθει καμία ζημιά (δηλαδή να συμπεριφερθεί ελαστικά) όταν συμβεί αυτός ο σεισμός και να μην εκμεταλλευτεί η ικανότητά της να μπορεί να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάνει την αντοχή και την δυσκαμψία της. Με άλλα λόγια, είναι περισσότερο οικονομικό η κατασκευή να πάθει κάποιες μικρές ζημιές εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, οι οποίες θα επισκευαστούν μετά το σεισμό, παρά να κατασκευαστεί εξ αρχής τόσο ισχυρή ώστε να μπορεί να ανταπεξέλθει σε αυτό το σεισμό χωρίς καθόλου ζημιές. Φυσικά, πρέπει να ληφθούν κατάλληλα μέτρα ώστε οι ζημιές να είναι ελεγχόμενες και επισκευάσιμες.

Αυτή η φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, η οποία έχει υιοθετηθεί από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, διέπεται από τις παρακάτω βασικές αρχές:

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

2.1 Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση

Η σεισμική δράση σχεδιασμού εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή και τη σεισμικότητα της περιοχής. Για τον καθορισμό της πρέπει να εκτελούνται εδαφικές έρευνες ή/και γεωλογικές μελέτες, ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του φορέα και τις ειδικές συνθήκες του έργου.

2.1.1 Κατηγορίες εδάφους

Στον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E, οι οποίες καθορίζονται ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφουν τις ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων. Υπάρχουν δύο ειδικές κατηγορίες εδαφών, οι S1 και S2, για τις οποίες απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων. Οι παραπάνω κατηγορίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

Γενικά, απαιτείται έλεγχος του εδάφους για τον καθορισμό της κατηγορίας του. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8-1, η έκταση της απαιτούμενης εδαφοτεχνικής έρευνας – μελέτης εξαρτάται από την Κατηγορία Εδάφους, τη Σεισμικότητα και τη Σπουδαιότητα του κτιρίου. Ειδικότερα, στις παρακάτω περιπτώσεις δεν απαιτείται εδαφοτεχνική έρευνα αλλά επιτρέπεται η εκτίμηση της κατηγορίας και της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με βάση υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς (οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις):

- σε κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I επί εδάφους κατηγορίας A, B ή C
- σε κτίρια σπουδαιότητας II επί εδάφους κατηγορίας A ή B
- σε μονώροφα κτίρια σπουδαιότητας III επί εδάφους κατηγορίας A ή B.

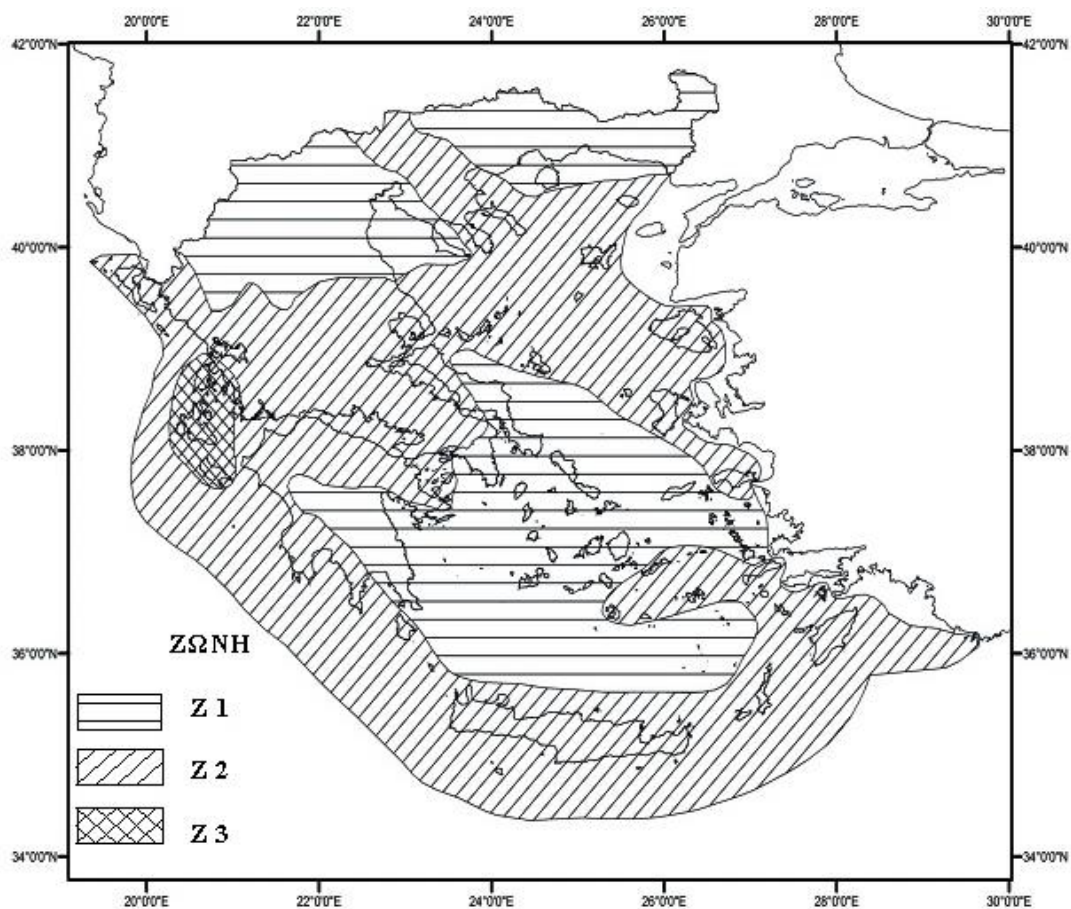
Πίνακας 2.1 Κατάταξη εδαφών κατά ΕΚ8

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI > 40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	<100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁			

2.1.2 Σεισμικές ζώνες

Οι αναμενόμενες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης προκύπτουν από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας, μετά από στατιστική επεξεργασία των σεισμικών γεγονότων που έχουν συμβεί στην ευρύτερη περιοχή του έργου. Τέτοιες μελέτες εκπονούνται για μεγάλα και σημαντικά έργα, ενώ για συνήθεις κατασκευές εφαρμόζονται οι τιμές που δίνονται στους κανονισμούς, ανάλογα με την περιοχή στην οποία πρόκειται να γίνει η κατασκευή.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1, οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες (Z1, Z2 και Z3) ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή και περιγράφεται από μία μοναδική παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α και χαρακτηρίζει τη σεισμική δράση σε κάθε ζώνη.



Σχήμα 2.1 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Πίνακας 2.2 Τιμές a_{gR}/g

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} (g)
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

2.1.3 Συντελεστής σπουδαιότητας

Η τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης κάθε σεισμικής ζώνης για έδαφος κατηγορίας Α, έχει προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, δηλαδή συμβαίνει κατά μέσο όρο μία φορά κάθε 475 χρόνια. T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη-κατάρρευσης. Θεωρώντας ότι οι σεισμοί που συμβαίνουν σε κάθε περιοχή ακολουθούν την κατανομή Poisson, περίοδος επανάληψης 475 χρόνια σημαίνει ότι υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί σεισμός στα επόμενα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής των κατασκευών), ο οποίος θα προκαλέσει εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από a_{gR} . Η πιθανότητα αυτή (πιθανότητα υπέρβασης) είναι αποδεκτή για συνήθεις κατασκευές. Για την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται *συντελεστής σπουδαιότητας* γ_I ίσος με 1,0 (κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας). Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνει τιμές 0,8 για κατασκευές μικρής σημασίας και 1,2 ή 1,4 για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας.

Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, a_g , για έδαφος Α ισούται με την τιμή a_{gR} επί το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , δηλαδή:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (2.1)$$

Με αυτό τον τρόπο ο αντισεισμικός σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει σπανιότερα, δηλαδή για σεισμό με μεγαλύτερη περίοδο επαναφοράς ($T_R = 1000$ ή 2000 χρόνια), η οποία αντιστοιχεί σε μικρότερη πιθανότητα υπέρβασης της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ή/και σε μεγαλύτερη διάρκεια ζωής της κατασκευής.

Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.

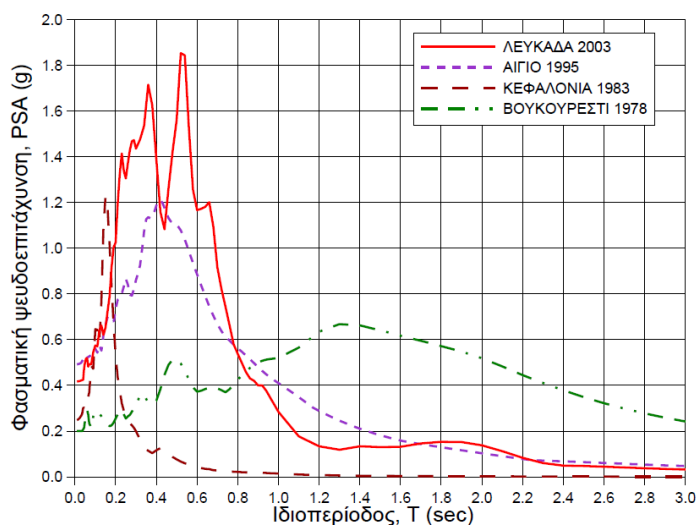
Πίνακας 2.3 Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I κατά ΕΚ8

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_I	Περιγραφή
I	0,80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1,00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες
III	1,20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1,40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

2.2 Ελαστικό φάσμα απόκρισης ΕΚ8

Στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 8 η σεισμική δράση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες είναι επιθυμητό να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού.

Τα φάσματα απόκρισης καταγεγραμμένων σεισμών παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση μεταξύ τους ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης και των εδαφικών συνθηκών. Γι' αυτό, στον σχεδιασμό των κατασκευών χρησιμοποιείται ένα εξομαλυμένο φάσμα που καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορούν να πλήξουν την περιοχή του έργου.

**Σχήμα 2.2** Σύγκριση φασμάτων απόκρισης διαφόρων σεισμών για $\zeta=5\%$

Επιρροή κατηγορίας εδάφους στο φάσμα σχεδιασμού

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς, a_{gR} , αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας A (βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος). Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με το *συντελεστή εδάφους S*, ο οποίος κυμαίνεται από 1,00 έως 1,40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.

Εκτός από την τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης που επηρεάζεται από την κατηγορία του εδάφους, η ποιότητα του εδάφους πάνω στο οποίο θα θεμελιωθεί η κατασκευή επηρεάζει σημαντικά και τη μορφή του φάσματος σχεδιασμού. Η εξάρτηση του φάσματος σχεδιασμού από τις ιδιότητες του εδάφους είναι αναμενόμενη, αφού η κατασκευή θα διεγερθεί με την κίνηση του εδάφους στη στάθμη θεμελίωσης, η οποία είναι αποτέλεσμα της απόκρισης του εδάφους στη σεισμική δόνηση.

Ο ΕΚ8 λαμβάνει υπόψη του την επιρροή των ιδιοτήτων του εδάφους στη μορφή του φάσματος τροποποιώντας τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B και T_C που καθορίζουν την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και σταθερής φασματικής ταχύτητας, αντίστοιχα. Η χαρακτηριστική περίοδος T_D που ορίζει την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης δεν εξαρτάται από το έδαφος. Παράλληλα, προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B , T_C και T_D και το συντελεστή εδάφους S . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1 με τις τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων και του συντελεστή εδάφους S που δίνονται στον Πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.4 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης (Φάσμα τύπου 1)

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

2.2.1 Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής φόρτισης

Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, η ελαστική φασματική επιτάχυνση $S_e(T)$ σε κάθε περιοχή υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.2)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.3)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.4)$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4sec \quad (2.5)$$

όπου:

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

T_B είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

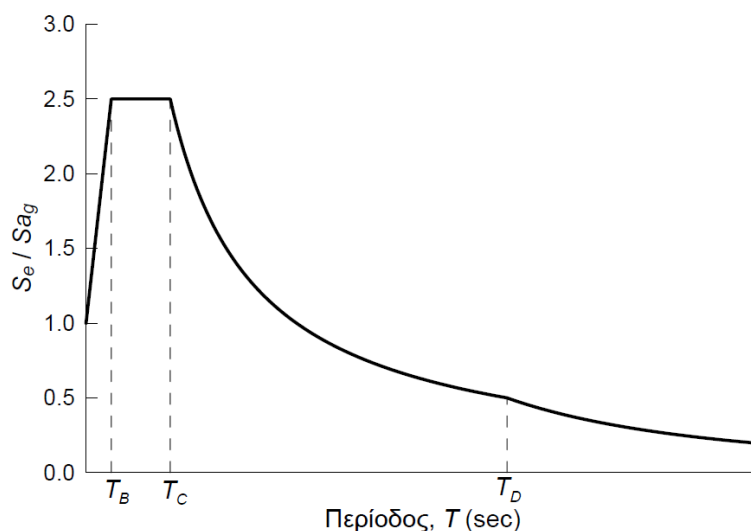
T_C είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής ταχύτητας

T_D είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής ταχύτητας και την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης. Για ιξώδη απόσβεση $\zeta = 5\%$ τίθεται $\eta = 1$, δηλαδή οι παραπάνω σχέσεις αντιστοιχούν σε απόσβεση $\zeta = 5\%$. Για κατασκευές με διαφορετικές τιμές απόσβεσης, η τιμή του η υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0,55 \quad (2.6)$$



Σχήμα 2.3 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8

2.2.2 Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής φόρτισης

Για την ελαστική φασματική επιτάχυνση στην κατακόρυφη διεύθυνση εφαρμόζονται οι εξισώσεις:

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.7)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.8)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{T}{T_C} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.9)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (2.10)$$

Πίνακας 2.5. Τιμές επιτάχυνσης εδάφους και χαρακτηριστικών περιόδων για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης

a_{vg}/a_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0,90	0,05	0,15	1,00

2.3 Πλαστιμότητα (μ)

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού, οι κατασκευές επιτρέπεται να διαρρεύσουν εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού. Επιτρέπεται, δηλαδή, να παραμορφωθούν πλαστικά και έτσι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας να καταναλωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης. Ο όρος *πλαστιμότητα* αναφέρεται στην ικανότητα μίας κατασκευής να παραμορφωθεί ανελαστικά, χωρίς να μειωθεί η φέρουσα ικανότητά της.

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ ορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \quad (2.11)$$

όπου

d_u η οριακή παραμόρφωση χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής

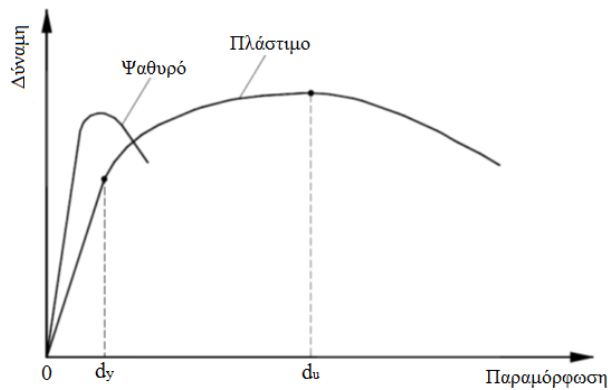
d_y η παραμόρφωση διαρροής.

Η τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μίας κατασκευής εξαρτάται βασικά από δύο παράγοντες:

- Το υλικό της κατασκευής. Φορείς κατασκευασμένοι από όλκιμα υλικά (π.χ. χάλυβα) μπορούν να αναπτύξουν μεγαλύτερες τιμές πλαστιμότητας σε σχέση με φορείς κατασκευασμένους από ψαθυρά υλικά (π.χ. άοπλο σκυρόδεμα, τοιχοποιία).
- Το στατικό σύστημα. Όσο μεγαλύτερος είναι ο βαθμός υπερστατικότητας μίας κατασκευής τόσο καλύτερη είναι η σεισμική συμπεριφορά της και τόσο μεγαλύτερη πλαστιμότητα μπορεί να αναπτύξει, λόγω της ανακατανομής της έντασης και της

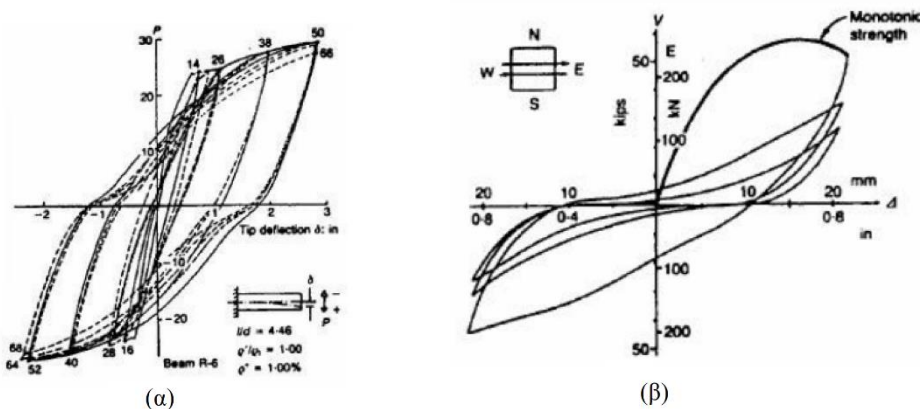
αντοχής που διατηρεί η κατασκευή από τα μέλη της που δεν έχουν υποστεί σημαντικές βλάβες. Αντίθετα, στις ισοστατικές κατασκευές αστοχία κάποιου μέλους μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση.

Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητά της εξασφαλίζεται μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των μελών της. Για μονοτονική φόρτιση ένα μέλος έχει πλαστική συμπεριφορά όταν παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του, αντίθετα ένα ψαθυρό μέλος αστοχεί απότομα (δηλαδή χωρίς προειδοποίηση της επικείμενης αστοχίας) μόλις αναλάβει το μέγιστο φορτίο του, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.4.



Σχήμα 2.4 Τυπικά διαγράμματα δύναμης – παραμόρφωσης μελών με πλαστική ή ψαθυρή συμπεριφορά

Για ανακυκλιζόμενη φόρτιση, η οποία είναι χαρακτηριστικό της σεισμικής διέγερσης, οι βρόχοι υστέρησης δύναμης – παραμόρφωσης ενός μέλους με πλαστική συμπεριφορά είναι σχεδόν σταθεροί ως προς το πλάτος και τη μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, σε μέλη με ψαθυρή συμπεριφορά παρατηρείται σημαντική μείωση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας τους μετά από λίγους (δύο ή τρεις) κύκλους φόρτισης.



Σχήμα 2.5 Βρόχοι υστέρησης για (α) πλαστική και (β) ψαθυρή συμπεριφορά

2.4 Συντελεστής συμπεριφοράς (q)

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη-γραμμική περιοχή επιτρέπει τον έλεγχο τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Όταν μία κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση. Η ικανότητά της για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων της, μπορεί να λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης, η οποία βασίζεται σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό (φάσμα σχεδιασμού). Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι ο λόγος των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριορίστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, δηλαδή:

$$q = \frac{F_e}{F_d} \quad (2.12)$$

όπου

F_e η μέγιστη δύναμη που θα αναπτυσσόταν στην κατασκευή για ελαστική συμπεριφορά (εάν είχε ικανοποιητική αντοχή ώστε να μη διαρρέει στον εξεταζόμενο σεισμό)

F_d το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού

Η ελαστική ανάλυση γίνεται για οριζόντιο φορτίο $F_d = F_e/q$ και η κατασκευή ελέγχεται με τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί ορίζουν τη μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , με την οποία επιτρέπεται να υπολογιστεί η σεισμική δράση για την ελαστική ανάλυση, βάσει του υλικού κατασκευής και του στατικού συστήματος (κανονικότητα, υπερστατικότητα). Για την εκτίμηση του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς λαμβάνεται υπόψη το αν η υφιστάμενη κατασκευή παρουσιάζει βλάβες ή όχι, καθώς και το αν έχει σχεδιασθεί με τους σύγχρονους κανονισμούς και τη λογική του συντελεστή συμπεριφοράς.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 4.6.2), ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού της κατασκευής, θεωρούνται διαφοροποιημένες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , με τιμή αναφοράς q' την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής". Οι τιμές του λόγου q/q' δίνονται στον Πίνακα 2.6.

Πίνακας 2.6 Τιμές του λόγου q/q' αναλόγως στάθμης επιτελεστικότητας

Στάθμη επιτελεστικότητας		
Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
0,6 αλλά $1,0 < q < 1,5$	1,0	1,4

Κατά τη φάση της αποτίμησης, όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία η μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q' για τη στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία Ζωής", μπορεί να λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.7, όπου ουσιώδεις βλάβες θα θεωρούνται αυτές που έχουν οδηγήσει σε απομείωση της φέρουσας ικανότητας μεγαλύτερη του 25%.

Πίνακας 2.7 Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q' για στάθμη επιτελεστικότητας "Προστασία ζώης"

Εφαρμοσθέντες κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995 < ...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985 < ... < 1995	2,3	1,7	1,7	1,3
... < 1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Επιμέρους παράγοντες που διαμορφώνουν την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q μπορεί να οριστεί ως το γινόμενο μεταξύ του παράγοντα υπεραντοχής (Ω) και του παράγοντα πλαστιμότητας (q_μ), δηλαδή:

$$q = \Omega \cdot q_\mu \quad (2.13)$$

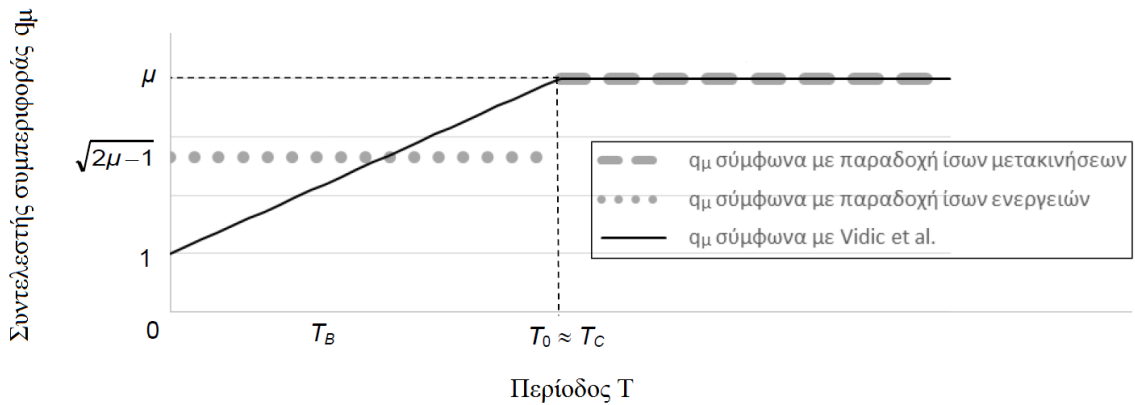
Ο παράγοντας υπεραντοχής Ω εκφράζεται σε όρους δύναμης και ισούται με τον λόγο της σεισμικής δύναμης (τέμνουσας βάσεως) V_u , η οποία οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών δομικών στοιχείων ως προς τη δύναμη V_1 , η οποία οδηγεί σε διαρροή του πρώτου δομικού στοιχείου, δηλαδή:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_1} \quad (2.14)$$

Η υπεραντοχή εξαρτάται από το δομικό σύστημα και την κανονικότητά του σε κάτοψη, από την υπερστατικότητα και τη δυνατότητα ανακατανομής της έντασης και από τα διαθέσιμα αποθέματα αντίστασης της κατασκευής μετά την εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης μέχρι τη δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης. Για συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα η τιμή της υπεραντοχής είναι της τάξης του 1,3 ÷ 1,5.

Ο παράγοντας πλαστιμότητας q_μ εκφράζεται σε όρους παραμόρφωσης και ισούται με τον λόγο της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας, αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας, ως προς την παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής (έναρξη δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης). Οι παραμορφώσεις (μετακινήσεις) αναφέρονται στην κορυφή του κτιρίου ή στην περιοχή εφαρμογής της συνισταμένης σεισμικής δύναμης.

Ο παράγοντας πλαστιμότητας εξαρτάται από το δομικό σύστημα και την κανονικότητά του καθ' ύψος, καθώς και από την ικανότητα παραμόρφωσης και κατανάλωσης ενέργειας, μέσω της ανακυκλιζόμενης μεταελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Η τιμή του μεταβάλλεται αναλόγως της ιδιοπεριόδου της κατασκευής και μπορεί να υπολογιστεί με διάφορες σχέσεις. Τρεις συνήθεις τρόποι εκτίμησης της τιμής του παράγοντα πλαστιμότητας είναι η παραδοχή ίσων μετακινήσεων (για εύκαμπτες κατασκευές), η παραδοχή ίσων ενεργειών (για δύσκαμπτες κατασκευές) και η σχέση των Vidic et al. (1994). Στο Σχήμα 2.6 δίνονται οι τιμές του q_{μ} συναρτήσει της πλαστιμότητας μ ανάλογα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, σύμφωνα με τις παραπάνω παραδοχές.

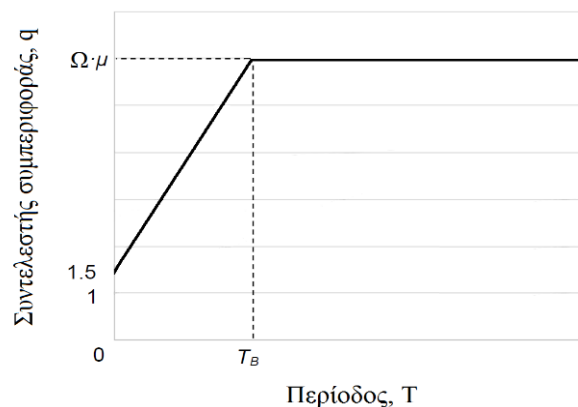


Σχήμα 2.6 Συντελεστής q_{μ} συναρτήσει πλαστιμότητας και ιδιοπεριόδου

Εφόσον η τιμή του παράγοντα πλαστιμότητας q_{μ} μεταβάλλεται ανάλογα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, θα μεταβάλλεται και η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Σύμφωνα με τη θεώρηση του ΕΚ8, η τιμή του q είναι σταθερή για κατασκευές με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο T_B του φάσματος σχεδιασμού, ενώ για μικρότερες περιόδους η τιμή του q μειώνεται γραμμικά έως την τιμή $q = 1,5$ για $T = 0$. Οι σχέσεις που περιγράφουν την τιμή του q κατά τον ΕΚ8 είναι οι εξής:

$$q = (\Omega \cdot \mu - 1,5) \frac{T}{T_B} + 1,5 \quad \text{για } T \leq T_B \quad (2.15)$$

$$q = \Omega \cdot \mu \quad \text{για } T > T_B \quad (2.16)$$



Σχήμα 2.7 Συντελεστής συμπεριφοράς q κατά ΕΚ8

Να σημειωθεί ότι, ο συντελεστής συμπεριφοράς q μπορεί να έχει διαφορετική τιμή στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, η κατηγορία πλαστιμότητας όμως είναι σταθερή σε όλες τις διευθύνσεις.

2.5 Φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8 για ανελαστική συμπεριφορά

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.17)$$

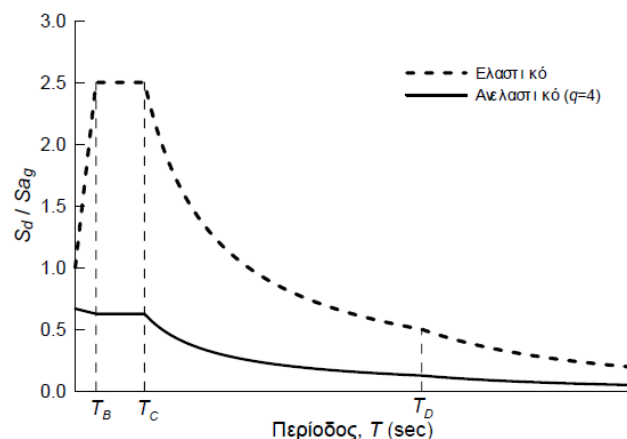
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.18)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.19)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (2.20)$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή β ορίζεται σε $\beta = 0,2$.

Στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q εμπεριέχεται και η επιρροή του συντελεστή απόσβεσης που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο υλικό και στατικό σύστημα, σε περίπτωση που αυτός είναι διάφορος του 5%. Γι' αυτό στις εξισώσεις που περιγράφουν το φάσμα σχεδιασμού, παρακάτω, δεν περιλαμβάνεται ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η , όπως στο ελαστικό φάσμα απόκρισης, αφού αυτός έχει συμπεριληφθεί στην προτεινόμενη τιμή του q .



Σχήμα 2.8 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για $q = 4$ και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα

Για την κατακόρυφη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης εφαρμόζονται οι παραπάνω σχέσεις με τις εξής τροποποιήσεις:

- Χρησιμοποιείται η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση $a_{vg} = 0,90 \cdot a_g$
- Τίθεται $S = 1,0$
- Οι χαρακτηριστικές περίοδοι λαμβάνονται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4.
- Λαμβάνεται $q \leq 1,5$ για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα. Η υιοθέτηση τιμών $q > 1,5$ πρέπει να τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη.

2.6 Υπολογισμός μαζών

Για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (αδρανειακά φορτία) λαμβάνονται υπόψη οι μάζες που αντιστοιχούν στα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,j} \quad (2.21)$$

όπου

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (2.22)$$

φ μειωτικός συντελεστής σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8

ψ_{2i} συντελεστής συνδυασμού για τη μεταβλητή δράση i σύμφωνα με τον Πίνακα 2.9.

Σημειώνεται ότι $\varphi \leq 1$, επομένως ο συντελεστής συνδυασμού $\psi_{E,i}$ για κάθε μεταβλητή δράση i είναι γενικά μικρότερος από το συντελεστή ψ_{2i} . Αυτό συμβαίνει για δύο λόγους:

- για να ληφθεί υπόψη η πιθανότητα τα φορτία $Q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού
- για να ληφθεί υπόψη η μειωμένη συμμετοχή των μαζών των κινητών φορτίων στην κίνηση του φορέα λόγω μη στερεάς σύνδεσής τους με αυτόν.

Πίνακας 2.8 Τιμές του συντελεστή φ κατά ΕΚ8

Κατηγορία κτιρίου	Όροφος	φ
A-C	Δώμα	1,0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0,8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0,5
D-F		1,0

Πίνακας 2.9 Τιμές συντελεστή ψ_2 για κτίρια

Δράση	ψ_2
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία Α)	0,3
Χώροι γραφείων (κατηγορία Β)	0,3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0,6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0,6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	0,8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30kN$ (κατηγορία F)	0,6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30kN \leq W \leq 160kN$ (κατηγορία G)	0,3
Στέγες (κατηγορία Η)	0,0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000m$	0,2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000m$	0,0
Φορτία ανέμου	0,0
Θερμοκρασία (μη – πυρκαγιάς)	0,0

2.7 Διαφραγματική λειτουργία

Στα οικοδομικά έργα γίνεται η παραδοχή ότι οι πλάκες των ορόφων λειτουργούν ως *διαφράγματα*, δηλαδή ότι είναι απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους και μπορούν να κινούνται στο χώρο ως απαραμόρφωτοι δίσκοι. Η ιδιότητα αυτή ονομάζεται *διαφραγματική λειτουργία* και παίζει σημαντικό ρόλο στη σεισμική απόκριση του φορέα, επειδή επιβάλλει συγκεκριμένους κινηματικούς περιορισμούς στην παραμόρφωση της κατασκευής. Τα διαφράγματα συλλέγουν και μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα και εξασφαλίζουν ότι τα συστήματα αυτά συνεργάζονται αποτελεσματικά στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης.

Τα διαφράγματα πρέπει να έχουν επαρκή δυσκαμψία στο επίπεδό τους για να επιτυγχάνεται κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα σύμφωνα με τις υποθέσεις της ανάλυσης.

Στις περισσότερες περιπτώσεις πλακών από Ο.Σ. (εκτός από πλάκες, οι οποίες λόγω σχήματος δεν εξασφαλίζουν το απαραμόρφωτο στο επίπεδό τους, όπως πολύ επιμήκεις στη μία διεύθυνση και πλάκες σχήματος Η ή L) μπορεί να θεωρηθεί ότι κάθε πλάκα αποτελεί ένα διαφραγματικό δίσκο που δεν παραμορφώνεται στο επίπεδό του, δηλαδή ότι σε κάθε όροφο υπάρχει διαφραγματική λειτουργία.

Εάν οι πλάκες των ορόφων λειτουργούν ως διαφράγματα, υπάρχει συσχέτιση των μετακινήσεων όλων των σημείων του διαφράγματος, οι οποίες πρέπει να είναι συμβατές με την κίνηση του διαφράγματος ως απαραμόρφωτο σώμα. Επομένως, εάν είναι γνωστό το διάνυσμα των μετακινήσεων $u_o = \{u_{ox} \ u_{oy} \ \theta_o\}^T$ οποιουδήποτε σημείου αναφοράς Ο, μπορεί να υπολογιστεί το αντίστοιχο διάνυσμα μετακινήσεων και οποιουδήποτε άλλου σημείου Σ πάνω στο διάφραγμα.

Κεφάλαιο 3

Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών

3.1 Γενικά

Σκοπός της αποτίμησης ενός υφισταμένου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς.

Για δομήματα που έχουν οικοδομηθεί με βάση παλαιότερες από τις τελευταίες, κάθε φορά, εκδόσεις των ισχυόντων κανονισμών, ακόμη δε και χωρίς αντισεισμική μελέτη είναι πιθανόν να είναι πρακτικώς ανεφάρμοστη η ολοκληρωτική ικανοποίηση των τρεχουσών απαιτήσεων, π.χ. σε θέματα που αφορούν τη διαμόρφωση του οπλισμού στοιχείων και κατ' επέκταση την τοπική και συνολική πλαστιμότητα κ.α.

Οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται από τις υφιστάμενες κατασκευές, μπορεί, υπό προϋποθέσεις, να είναι μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των ισχυόντων κανονισμών σχεδιασμού νέων δομημάτων κατά τον χρόνο της αποτίμησης.

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού της κατασκευής)
2. Ανάλυση
3. Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν βλάβες, το αποτέλεσμα της αποτίμησης, ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.

3.2 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

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

Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνον τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το

ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας και ο περιορισμός των βλαβών επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας κατάλληλη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ.).

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

3.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικών και οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.

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

Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)

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

Όσον αφορά στα *μη-φέροντα στοιχεία*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με α) επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ.) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

Σημειώνεται ότι στον ΕΚ8-3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (DL – Limit state of damage limitation)*, η οποία δεν είναι ίδια με τη στάθμη *Άμεση χρήση*, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη *Άμεση χρήση* συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια (50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη *Περιορισμού βλαβών* με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

Προστασία ζωής (Life Safety)

Όσον αφορά στο *φέροντα οργανισμό*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με Β) αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορούν να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά στα *μη-φέροντα στοιχεία*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με β) αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαγιάς, κλπ.

Η στάθμη αυτή στον ΕΚ8 – 3 αναφέρεται ως *Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (SD – Limit state of significant damage)*.

Αποφυγή κατάρρευσης (Collapse Prevention)

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

Όσον αφορά στα *μη-φέροντα στοιχεία*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με γ) αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαιρέση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται με το ίδιο όνομα, δηλαδή ως *Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (NC – Limit state of near collapse)*.

Η στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής ορίζεται από το συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και μιας στάθμης επιτελεστικότητας των μη-φερόντων στοιχείων.

3.4 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμό 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, η οποία καθορίζεται από την αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης. Αφού καθοριστεί ο *επιθυμητός* στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, οι περίοδοι επαναφοράς οι οποίες αντιστοιχούν στις διάφορες Οριακές Καταστάσεις (ΟΚ), ώστε να επιτυγχάνεται η προστασία η οποία θεωρείται κατάλληλη για συνήθη νέα κτίρια είναι:

- ΟΚ Οιονεί Κατάρρευσης (NC): 2475 χρόνια, που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 2% σε 50 χρόνια.
- ΟΚ Σημαντικών Βλαβών (SD): 475 χρόνια, που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια.
- ΟΚ Περιορισμού Βλαβών (DL): 225 χρόνια, που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης 20% σε 50 χρόνια.

Αξίζει να σημειωθεί ότι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσότερων συνήθων οικοδομικών έργων, που αντιστοιχούν σε κατηγορία σπουδαιότητας II, επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών (Προστασία Ζωής). Για κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας συνιστάται η υιοθέτηση αυστηρότερων κριτηρίων επιτελεστικότητας σε συνεργασία με τον Κύριο του Έργου.

Στον Πίνακα 3.1 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του ΕΚ8 – Μέρος 3. Ο συνήθης σχεδιασμός νέων κατασκευών με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, όπως ο ΕΚ8 – Μέρος 1, αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B₂.

Πίνακας 3.1. Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά ΕΚ8

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A ₁	B ₁	Γ ₁
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A ₂	B ₂	Γ ₂
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A ₃	B ₃	Γ ₃

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει η αποτίμηση εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Σχηματικά, η φιλοσοφία σχεδιασμού φαίνεται στο Σχήμα 3.1, όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι, η γραμμή 1-3 καθορίζει το βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας (π.χ. σε σπουδαιότητα ΙΙΙ κατά ΕΚ8) και η γραμμή 3-3 σε ένα πολύ ασφαλή (αλλά και πολύ αντιοικονομικό) σχεδιασμό που θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε μία κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας (π.χ. σε σπουδαιότητα ΙV κατά ΕΚ8). Οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1-3 δεν είναι αποδεκτοί.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3	3	3

Σχήμα 3.1 Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

3.5 Πληροφορίες για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας

Για από την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων φορέων όσον αφορά την αντοχή σε σεισμό, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωσή τους σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη. Οι πληροφορίες πρέπει να συλλέγονται από μία ποικιλία πηγών και να διασταυρώνονται έτσι ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι αβεβαιότητες. Δεδομένα μπορούν να συλλεχθούν από διαθέσιμα δημόσια ή ιδιωτικά αρχεία και από επί τόπου διερευνήσεις και ελέγχους.

Η αξιοπιστία των δεδομένων εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως:

- Διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης
- Χρονική περίοδος κατασκευής δομήματος
- Επάρκεια διερεύνησης ποιότητας υλικών και τρόπου δομήσεως
- Λεπτομέρειες οπλίσεως, αγκυρώσεων και αναμονών
- Τρόπος κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων
- Δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών.

3.5.1 Απαιτούμενες πληροφορίες

Οι πληροφορίες για την δομική εκτίμηση του φορέα θα πρέπει να καλύπτουν τα ακόλουθα σημεία:

1. Προσδιορισμός του δομικού συστήματος. Οι πληροφορίες θα πρέπει να συλλεχθούν είτε μέσω επί τόπου έρευνας είτε από τα πρωτότυπα σχέδια της μελέτης, εάν αυτά είναι διαθέσιμα. Στην τελευταία αυτή περίπτωση, θα πρέπει να συλλεχθούν και πληροφορίες που αφορούν πιθανές δομικές αλλαγές που έχουν πραγματοποιηθεί μετά την αρχική κατασκευή.
2. Προσδιορισμός του τύπου των θεμελιώσεων του κτιρίου.
3. Προσδιορισμός των εδαφικών συνθηκών και κατάταξη του εδάφους σύμφωνα με τις κατηγορίες του ΕΚ8-1 (§3.1.2).
4. Πληροφορίες σχετικά με τις συνολικές διαστάσεις και τις διατομές των στοιχείων του κτηρίου και τις μηχανικές ιδιότητες και την κατάσταση των υλικών.
5. Πληροφορίες σχετικά με αναγνωρίσιμα ελαττώματα των υλικών και ανεπαρκούς διαμόρφωσης λεπτομερειών.
6. Πληροφορίες σχετικά με τα κριτήρια αντισεισμικού σχεδιασμού τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στον αρχικό σχεδιασμό, συμπεριλαμβανομένης της τιμής του συντελεστή μείωσης της δύναμης (συντελεστή συμπεριφοράς q), εάν συντρέχει.
7. Περιγραφή της παρούσας και/ ή της προβλεπόμενης χρήσης του κτηρίου (με προσδιορισμό της κατηγορίας σπουδαιότητας, όπως περιγράφεται στον ΕΚ8-1 (§4.2.5))
8. Εκτίμηση των επιβαλλόμενων δράσεων λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική χρήση του κτιρίου.
9. Πληροφορίες σχετικά με τον τύπο και την έκταση της προγενέστερης και της σημερινής βλάβης του φορέα, εάν υφίσταται, συμπεριλαμβανομένων προγενέστερων μέτρων επισκευής.

Ωστόσο, ενδέχεται να είναι δύσκολο να συλλέγουν πάντοτε τόσο λεπτομερείς πληροφορίες. Στις περιπτώσεις αυτές, οι αβεβαιότητες καλύπτονται με την εισαγωγή της έννοιας «Επίπεδα Γνώσης». Έτσι ανάλογα με την ποσότητα και την ποιότητα των πληροφοριών που έχουν συλλεχθεί υιοθετούνται διαφορετικοί τύποι ανάλυσης και διαφορετικές τιμές των συντελεστών εμπιστοσύνης.

3.5.2 Επίπεδα Γνώσης

Για τον σκοπό της επιλογής του επιτρεπόμενου τύπου ανάλυσης και των κατάλληλων τιμών των συντελεστών εμπιστοσύνης, ορίζονται τα ακόλουθα τρία επίπεδα γνώσης:

ΕΓ1: Περιορισμένη γνώση

ΕΓ2: Κανονική γνώση

ΕΓ3: Πλήρης γνώση

Οι παράγοντες οι οποίοι προσδιορίζουν το κατάλληλο επίπεδο γνώσης είναι:

- (i) γεωμετρία: οι γεωμετρικές ιδιότητες του δομικού συστήματος, και εκείνες των μη φερόντων στοιχείων (π.χ. τοιχοπληρώσεις από τοιχοποιία) οι οποίες μπορεί να επηρεάσουν την απόκριση του φορέα.

- (ii) λεπτομέρειες: αυτές περιλαμβάνουν την ποσότητα και τη διαμόρφωση λεπτομερειών του οπλισμού στο οπλισμένο σκυρόδεμα, τις συνδέσεις μεταξύ των χαλύβδινων μελών, τη σύνδεση των διαφραγμάτων δαπέδου με τους κατακόρυφους φορείς αντίστασης, τη συνάφεια στις ενώσεις κονιάματος στην τοιχοποιία και τη φύση των οποιωνδήποτε στοιχείων οπλισμού στην τοιχοποιία.
- (iii) υλικά: οι μηχανικές ιδιότητες των συστατικών υλικών.

Περιορισμένη Γνώση

- (i) Η συνολική γεωμετρία του φορέα και τα μεγέθη των μελών είναι γνωστά είτε (α) από έρευνα, ή (β) από αρχικά κατασκευαστικά σχέδια τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για τις οποιεσδήποτε εκ των υστέρων τροποποιήσεις. Στην περίπτωση (β), θα πρέπει να ελέγχεται επί τόπου ένα επαρκές δείγμα των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Εάν παρατηρηθούν σημαντικές ασυμφωνίες με τα κατασκευαστικά σχέδια, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων.
- (ii) Οι δομικές λεπτομέρειες δεν είναι γνωστές από λεπτομερή σχέδια της κατασκευής και μπορεί να υποτεθούν βάσει μιας προσομοίωσης σχεδιασμού σύμφωνα με την συνήθη πρακτική κατά τον χρόνο της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή, πραγματοποιούνται περιορισμένες επιθεωρήσεις στα πιο κρίσιμα στοιχεία, έτσι ώστε να ελέγχεται κατά πόσον οι υποθέσεις ανταποκρίνονται στην πραγματική κατάσταση. Διαφορετικά, απαιτείται πιο εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση.
- (iii) Δεν είναι διαθέσιμες άμεσες πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των κατασκευαστικών υλικών, τόσο από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού όσο και από τις αρχικές αναφορές δοκιμών. Καταχρηστικές τιμές, σύμφωνα με τα πρότυπα που ίσχυαν κατά τον χρόνο της κατασκευής θα πρέπει να υιοθετούνται, συνοδευόμενες από περιορισμένες επί τόπου δοκιμές στα πιο κρίσιμα στοιχεία.

Οι πληροφορίες οι οποίες έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ανάλυση.

Η ανάλυση του φορέα βάσει του επιπέδου περιορισμένης γνώσης, θα πρέπει να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων γραμμικής ανάλυσης, είτε στατικών είτε δυναμικών.

Κανονική Γνώση

- (i) Η συνολική γεωμετρία του φορέα και τα μεγέθη των μελών είναι γνωστά είτε (α) από εκτεταμένη έρευνα, ή (β) από αρχικά κατασκευαστικά σχέδια τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για οποιεσδήποτε εκ των υστέρων τροποποιήσεις. Στην περίπτωση (β), θα πρέπει να ελέγχεται επί τόπου ένα επαρκές δείγμα των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Εάν παρατηρηθούν σημαντικές ασυμφωνίες με τα κατασκευαστικά σχέδια, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων.
- (ii) Οι δομικές λεπτομέρειες είναι γνωστές είτε από εκτεταμένη επί τόπου επιθεώρηση ή από τα μη πλήρη λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια. Στη δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου επιθεωρήσεις στα πιο

κρίσιμα στοιχεία, έτσι ώστε να ελέγχεται κατά πόσον οι διαθέσιμες πληροφορίες ανταποκρίνονται στην πραγματική κατάσταση.

- (iii) Είναι διαθέσιμες πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των κατασκευαστικών υλικών, είτε από εκτεταμένες επί τόπου δοκιμές ή από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού. Στην δεύτερη περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου δοκιμές.

Οι πληροφορίες οι οποίες έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ή μη-γραμμική ανάλυση.

Η ανάλυση του φορέα βάσει του υπόψη επιπέδου γνώσης θα μπορεί να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων είτε γραμμικής είτε μη-γραμμικής ανάλυσης, στατικών ή δυναμικών.

Πλήρης Γνώση

- (i) Η συνολική γεωμετρία του φορέα και τα μεγέθη των μελών είναι γνωστά είτε (α) από διεξοδική έρευνα, ή (β) από το σύνολο των κατασκευαστικών σχεδίων τα οποία χρησιμοποιήθηκαν τόσο για την αρχική κατασκευή όσο και για οποιεσδήποτε εκ των υστέρων τροποποιήσεις. Στην περίπτωση (β), θα πρέπει να ελέγχεται επί τόπου ένα επαρκές δείγμα των διαστάσεων τόσο της συνολικής γεωμετρίας όσο και του μεγέθους των μελών. Εάν παρατηρηθούν σημαντικές ασυμφωνίες με τα κατασκευαστικά σχέδια, θα πρέπει να πραγματοποιηθεί πληρέστερη έρευνα των διαστάσεων.
- (ii) Οι δομικές λεπτομέρειες είναι γνωστές είτε από συνολική επί τόπου επιθεώρηση ή από το ολοκληρωμένο σύνολο των λεπτομερών σχεδίων της κατασκευής. Στην περίπτωση αυτή, πραγματοποιούνται περιορισμένες επιθεωρήσεις επί τόπου στα πιο κρίσιμα στοιχεία, έτσι ώστε να ελέγχεται κατά πόσον οι διαθέσιμες πληροφορίες ανταποκρίνονται στην πραγματική κατάσταση.
- (iii) Είναι διαθέσιμες πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες των κατασκευαστικών υλικών, είτε από συνολικές επί τόπου δοκιμές είτε από τις αρχικές αναφορές δοκιμών. Στην δεύτερη αυτή περίπτωση θα πρέπει να πραγματοποιούνται περιορισμένες επί τόπου δοκιμές.

Οι πληροφορίες οι οποίες έχουν συλλεχθεί θα πρέπει να είναι επαρκείς για την πραγματοποίηση τοπικών ελέγχων της ικανότητας των στοιχείων και για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος για γραμμική ή μη-γραμμική ανάλυση.

Η ανάλυση του φορέα βάσει του υπόψη επιπέδου γνώσης θα μπορεί να πραγματοποιείται μέσω μεθόδων είτε γραμμικής είτε μη-γραμμικής ανάλυσης, στατικών ή δυναμικών.

3.5.3 Συντελεστές Εμπιστοσύνης

Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υπαρχόντων υλικών που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό της ικανότητας, και δη στις περιπτώσεις στις οποίες η ικανότητα θα συγκρίνεται με την απαίτηση για ελέγχους ασφάλειας, οι μέσες τιμές οι οποίες προκύπτουν από τις επί τόπου δοκιμές και από τις πρόσθετες πηγές πληροφοριών, θα διαιρούνται με τον συντελεστή εμπιστοσύνης CF, ανάλογα με το επίπεδο γνώσης.

Για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων που θα χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό της ικανότητας ανάπτυξης δυνάμεων (αντοχή) σε πλάστιμα στοιχεία που προκαλούν εντατικά

μεγέθη σε ψαθυρά στοιχεία και μηχανισμούς, οι μέσες ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών που λαμβάνονται από επί τόπου ελέγχους και από τις πρόσθετες πηγές πληροφοριών, θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή εμπιστοσύνης, CF , ανάλογα με το επίπεδο γνώσης.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8-3 οι τιμές που αποδίδονται στους συντελεστές εμπιστοσύνης είναι:

- $CF_{EG1} = 1,35$
- $CF_{EG2} = 1,20$
- $CF_{EG3} = 1,00$

3.6 Κύρια και δευτερεύοντα σεισμικά μέλη

Οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού μίας κατασκευής, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στην κατασκευή, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε *κύρια* (ή *πρωτεύοντα*) και *δευτερεύοντα*. Η διάκριση αυτή είναι δυναμική, επαφίεται δηλαδή στην κρίση του μηχανικού, ενώ η ειδοποιός διαφορά μεταξύ των δύο κατηγοριών είναι κατά πόσον ένα στοιχείο ή φορέας είναι κρίσιμο (και όχι απλώς συνεισφέρει) στην αντίσταση της κατασκευής έναντι κατάρρευσης.

Δευτερεύοντα σεισμικά μέλη χαρακτηρίζονται τα μέλη της κατασκευής που παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία αλλά δε συμμετέχουν στην παραλαβή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων (είτε λόγω χαμηλής δυσκαμψίας ή αντοχής ή πλαστιμότητας, είτε λόγω ανεξέλεγκτου τρόπου δόμησης). Η αντοχή και η δυσκαμψία των στοιχείων αυτών δε θα λαμβάνεται υπόψη στις σεισμικές επιλύσεις. Τα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής που παραλαμβάνουν σεισμικά φορτία και έτσι συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία ονομάζονται *κύρια* σεισμικά μέλη.

Η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία γίνεται για να μην οδηγεί ο έλεγχος στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων που δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθειά του υπό σεισμικές δράσεις.

Γενικώς, τα δευτερεύοντα σεισμικά μέλη πρέπει να αποφεύγονται, αφού δεν σχεδιάζονται έτσι ώστε να διαθέτουν πλάστικη συμπεριφορά και επομένως είναι πιθανόν να πάθουν σημαντικές ζημιές σε ένα ισχυρό σεισμό. Επιπλέον δεν γίνεται πλήρης εκμετάλλευση όλων των στοιχείων της κατασκευής, αφού τα δευτερεύοντα μέλη δεν συμμετέχουν στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων.

Για τα δευτερεύοντα σεισμικά μέλη πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω δύο απαιτήσεις:

- Η συνολική συμμετοχή των δευτερευόντων μελών στην οριζόντια δυσκαμψία δεν μπορεί να υπερβαίνει το 15% της αντίστοιχης συμμετοχής των πρωτευόντων μελών. Η απαίτηση αυτή πρέπει να ικανοποιείται σε κάθε διεύθυνση της σεισμικής φόρτισης.
- Δεν επιτρέπεται η αλλαγή της κανονικότητας της κατασκευής, δηλαδή η μετατροπή της από μη κανονική σε κανονική, με τον καθορισμό κάποιων μελών του φέροντα οργανισμού ως δευτερευόντων.

3.7 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

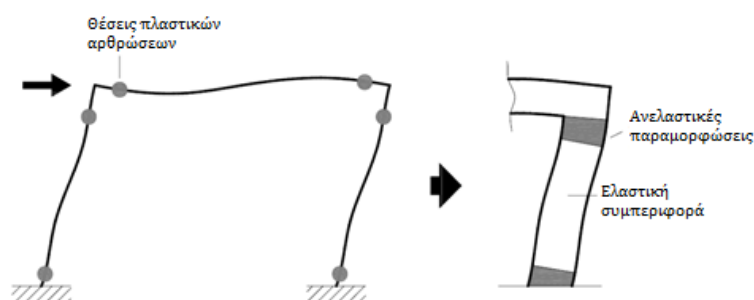
3.7.1 Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης

Κατά την αποτίμηση μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι σκόπιμο να λαμβάνεται υπόψη η πλαστιμότητα που διαθέτει, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά της. Ιδιαίτερα κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται να προσομοιωθεί η συμπεριφορά των δομικών μελών με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους.

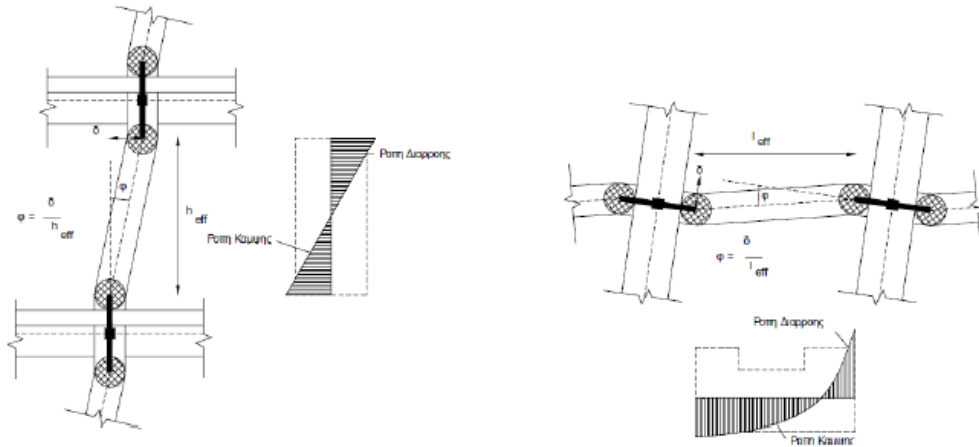
Η επαρκής πλαστιμότητα μίας κατασκευής είναι ο λόγος που τα μέλη της μετά τη διαρροή τους, μπορούν να αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να απομειώνεται η αντοχή τους. Η πλάστιμη συμπεριφορά επιτρέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς πτώση της αντοχής, και ταυτόχρονα ικανότητα απορρόφησης και έκλυσης της σεισμικής ενέργειας μέσα από σταθερού πλάτους βρόχους υστέρησης.

Οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται στα μέλη μίας κατασκευής όταν αυτά διαρρεύσουν. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Όταν η ένταση σε μία διατομή ενός μέλους ξεπεράσει την αντοχή της τότε το μέλος διαρρέει. Δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη μίας κατασκευής που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία της και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές, συνήθως, εντοπίζονται στα άκρα των δοκών, στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων, καθώς και σε περιοχές μεγάλου συγκεντρωμένου φορτίου. Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστύλωματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης.

Κατά την επιβολή μίας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν, δηλαδή μεγαλώνουν τα τμήματα στα άκρα του μέλους που επιτρέπουν ανελαστική συμπεριφορά. Επομένως τα μέλη μίας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους, οι οποίες αναφέρονται ως πλαστικές αρθρώσεις. Το υπόλοιπο τμήμα κάθε μέλους εξακολουθεί να συμπεριφέρεται ελαστικά (βλ. Σχήμα 3.2). Κατά το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων συντελείται ανακατανομή της έντασης στην κατασκευή, έτσι το φορτίο που μπορεί να αντισταθεί μία πλάστιμη κατασκευή αυξάνεται.

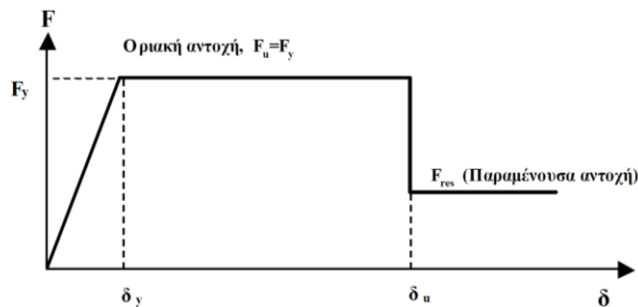


Σχήμα 3.2 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε πλαίσιο



Σχήμα 3.3 Πλαστικές αρθρώσεις και διαγράμματα ροπών

Για την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων στο προσομοίωμα, εντοπίζονται οι πιθανές θέσεις τους, γνωρίζοντας ότι εκτείνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου. Η κατανομημένη πλαστικότητα προσομοιώνεται με τη χρήση ενός στροφικού ελατηρίου, το οποίο βρίσκεται στο μέσον της πλαστικής άρθρωσης. Οι ιδιότητές του προκύπτουν από διαγράμματα έντασης – παραμόρφωσης, τα οποία καθορίζονται είτε από το λογισμικό ανάλυσης, είτε από το χρήστη. (βλ. Σχήμα 3.4) Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψιν μέλος. Τελικώς υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, με αρχικό ελαστικό κλάδο που εκτείνεται για μέλη σκυροδέματος μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια έναν ευθύγραμμο κλάδο που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους.

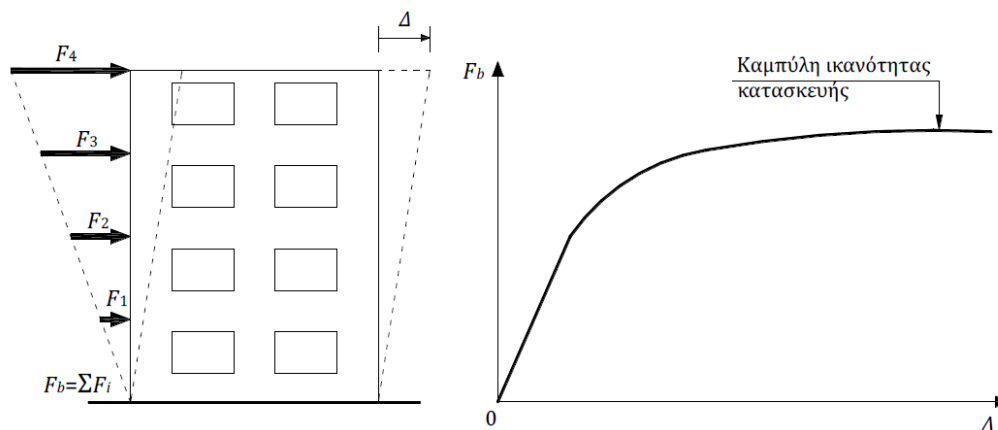


Σχήμα 3.4 Διάγραμμα έντασης – παραμόρφωσης

3.7.2 Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης ενός σημείου αναφοράς (σε κτίρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση Δ του ΚΜ του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου F_b (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (βλ. Σχήμα 3.5). Ως κατανομή

των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμός της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρέυσει σε προηγούμενα βήματα.



Σχήμα 3.5 Κατασκευή καμπύλης ικανότητας πολυώροφου κτιρίου

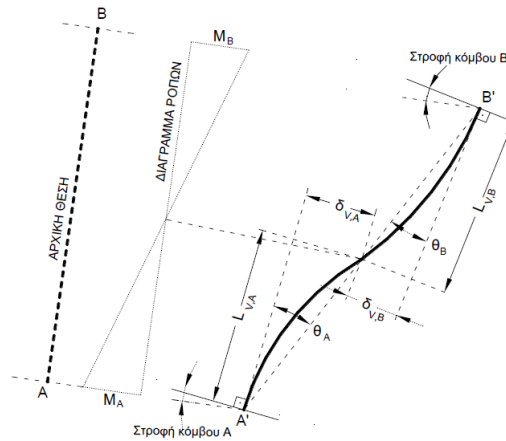
3.7.3 Καμπύλη $F - \delta$ δομικού στοιχείου ή διατομής

Το πρώτο βήμα για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη F με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις δ . Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και επιλέγονται έτσι ώστε να χαρακτηρίζουν το κύριο μέρος της έντασης την οποία προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο. Οι σχετικές μετακινήσεις δ μπορούν να είναι μετατοπίσεις, παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές και επιλέγονται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με τα εντατικά μεγέθη F , να εκφράζουν την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου.

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, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών. 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

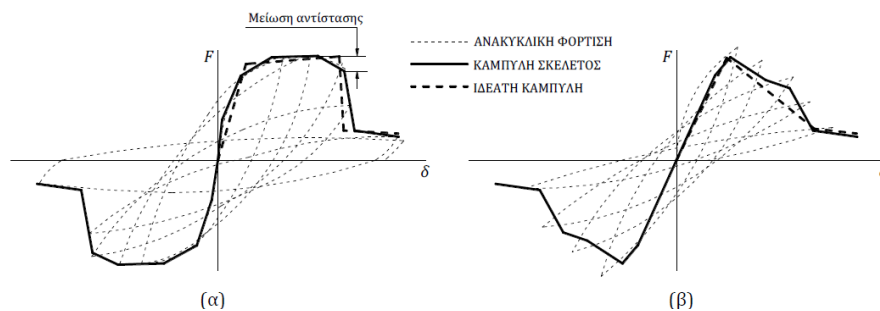
των ροπών (βλ. Σχήμα 3.6). Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου με μήκος ίσο με το διατμητικό μήκος L_V , δηλαδή, $\theta = \delta_V/L_V$, όπου $L_V = M/V$ (M = ροπή στο άκρον υπό διαρροή, V = τέμνουσα) και δ_V είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



Σχήμα 3.6 Ορισμός γωνίας στροφής χορδής θ

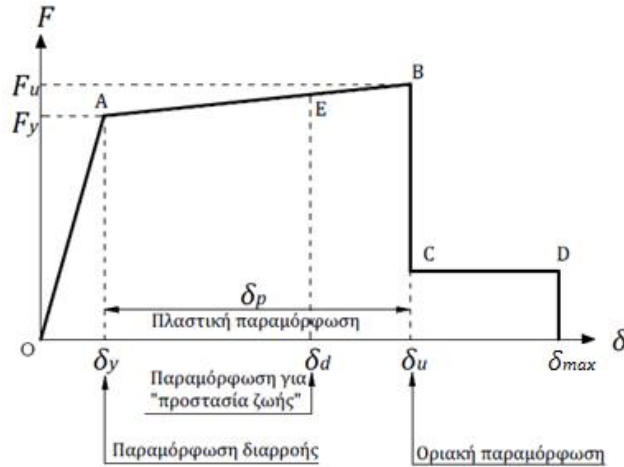
Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου θεωρείται ότι μπορεί να εκφραστεί από την περιβάλλουσα των εξασθενημένων αποκρίσεων F , μετά από πλήρως ανακυκλιζόμενη επιβαλλόμενη παραμόρφωση $\pm\delta$ (περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης), μέχρι και την απώλεια της ικανότητας του δομικού στοιχείου να φέρει τα φορτία βαρύτητας (καμπύλη σκελετός). Συνήθως, λαμβάνονται υπόψη τρεις πλήρεις ανακυκλίσεις σε κάθε επιβαλλόμενη παραμόρφωση δ .

Από την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης διακρίνεται η μετάβαση από την ελαστική στην ανελαστική συμπεριφορά καθώς και η μείωση της αντίστασης μετά την θεωρητική αστοχία. Η απώλεια της φέρουσας ικανότητας ή αντίστασης έναντι κατακόρυφων φορτίων σηματοδοτεί το τελικό στάδιο της αστοχίας του στοιχείου. Κατά κανόνα, αυτή συμβαίνει σε τιμές της παραμόρφωσης δ πολύ πέραν από αυτές που προκαλούν απώλεια ή ουσιαστική μείωση της αντίστασης του στοιχείου έναντι της σεισμικής έντασης. Στο Σχήμα 3.7 (α) φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά και η αντίστοιχη καμπύλη σκελετός ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχήμα 3.7 (β) η συμπεριφορά σε διατμητική καταπόνηση και η αντίστοιχη καμπύλη. Στη δεύτερη περίπτωση η συμπεριφορά είναι ψαθυρή, αφού μετά τη διαρροή λαμβάνει χώρα απότομη πτώση αντοχής.



Σχήμα 3.7 Ενδεικτικές καμπύλες $F - \delta$ δομικών στοιχείων με (α) καμπτική συμπεριφορά (β) διατμητική συμπεριφορά

Η κατασκευή των διαγραμμάτων $F - \delta$ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή πολυγωνική μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη σκελετό (backbone curve) της συμπεριφοράς σε ανακυκλική φόρτιση. Η γενική μορφή του διαγράμματος $F - \delta$ λαμβάνεται συνήθως με την ιδεατή μορφή του Σχήματος 3.8 και οι κλάδοι του ορίζονται ως εξής:



Σχήμα 3.8 Ιδεατή καμπύλη $F - \delta$ δομικών στοιχείων

Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή (Τμήμα OA)

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, ο οιονεί ελαστικός κλάδος παρακάμπτει την ρηγμάτωση και κατευθύνεται στην διαρροή του στοιχείου. Η ρηγμάτωση παρακάμπτεται κυρίως διότι τα στοιχεία είναι κατά κανόνα ήδη ρηγματωμένα από προγενέστερες δράσεις, σεισμικές ή μη, η εκτίμηση της μη-γραμμικής σεισμικής απόκρισης δεν επηρεάζεται από το αν ο προ της διαρροής κλάδος θεωρείται ευθύγραμμος ή τεθλασμένος και επιπλέον διότι οι ψευδο-ελαστικές μέθοδοι (χρήση ανελαστικών φασμάτων απόκρισης με συντελεστή συμπεριφοράς q) για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης προϋποθέτουν διγραμμικό διάγραμμα $F - \delta$ για το σύνολο της κατασκευής.

Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση ($K = F_y/\delta_y$). Ο υπολογισμός της οιονεί ελαστικής δυσκαμψίας K βασίζεται στις μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής (δηλαδή $\delta = \theta$), η τιμή της στροφής διαρροής θ_y πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνον την καμπυλότητα διαρροής C_y ή $(1/r)_y$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις.

Η τιμή των F_y , δ_y και K επιτρέπεται να καθορίζεται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου, δηλαδή με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω μόνο των κατακόρυφων δράσεων, υπό τον σεισμικό συνδυασμό.

Μεταλαστικός κλάδος (Τμήμα AB)

Αντιπροσωπεύει τη μεταλαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Ως αστοχία ορίζεται η σημαντική και συχνά απότομη μείωση της αντίστασης F υπό μονοτονικά αυξανόμενη παραμόρφωση, ή υπό ανακυκλιζόμενη παραμόρφωση. Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας δ_u , που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Συνήθως, στην καμπύλη σκελετό το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντοχής (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της.

Στις περιπτώσεις όπου αναμένεται ορισμένη αξιόπιστη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών, είναι αποδεκτό ο μεταλαστικός κλάδος να λαμβάνεται οριζόντιος. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση F_u για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας (αστοχία από κάμψη ή τέμνουσα). Η εκτίμηση της ανελαστικής σεισμικής απόκρισης δεν επηρεάζεται ουσιαστικά αν αγνοηθεί η λόγω κράτυνσης θετική κλίση του μεταλαστικού κλάδου. Πάντως, ο μεταλαστικός κλάδος μπορεί να λαμβάνεται με μικρή θετική κλίση για λόγους αριθμητικής ευστάθειας της ανάλυσης.

Η παραμόρφωση $\delta_p = \delta_u - \delta_y$, η οποία ορίζεται από το μεταλαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, καθορίζει την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης της διατομής.

Κλάδος απομένουσας αντίστασης (Τμήμα CD)

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Η απόκριση αυτή του στοιχείου μπορεί να θεωρηθεί περίπου σταθερή μέχρι την παραμόρφωση που προκαλεί και απώλεια της ικανότητας παραλαβής κατακόρυφων φορτίων (σημείο D).

Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Η μέγιστη παραμόρφωση δ_{max} , υπό την οποία επέρχεται πλήρης απώλεια των αντιστάσεων του στοιχείου και υπό τα φορτία βαρύτητας, δεν μπορεί να εκτιμηθεί με αξιοπιστία. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, μπορεί να ληφθεί $\delta_{max} = 1,5 \cdot \delta_u$ (KAN.ΕΠΕ, Παράρτημα 4.4).

3.7.4 Πλάστιμη – Ψαθυρή Συμπεριφορά

Πλάστιμη χαρακτηρίζονται τα στοιχεία, στα οποία η αστοχία σε κάμψη προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση. Σε αυτή την περίπτωση κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων.

Ψαθυρά χαρακτηρίζονται τα στοιχεία, στα οποία η αστοχία σε διάτμηση προηγείται της αστοχίας σε κάμψη. Σε αυτήν την περίπτωση ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Στοιχεία με συμπεριφορά η οποία σύμφωνα με τα παραπάνω χαρακτηρίζεται κατ' αρχήν ως πλάστιμη, χρειάζεται να ελέγχονται σε όρους δυνάμεων έναντι του ενδεχομένου

μετελαστικής αστοχίας από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής κατά την ανακύκλιση των παραμορφώσεων.

3.7.5 Προσδιορισμός γωνιών στροφής κατά ΕΚ8

Η ικανότητα παραμόρφωσης των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοίχων, υπό κάμψη με και χωρίς αξονική δύναμη ορίζεται σε όρους στροφής χορδής θ , σύμφωνα με τον ΕΚ8 – 3 (Παράρτημα Α).

Στροφή χορδής σε διαρροή

Η στρόφη χορδής σε διαρροή για δοκούς και υποστυλώματα υπολογίζεται ως:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_V + a_V z}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \varphi_y \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3.1)$$

όπου:

h (m) είναι το ύψος της διατομής

φ_y είναι η καμπυλότητα διαρροής της ακραίας διατομής

$a_V z$ είναι το μήκος μετατόπισης του διαγράμματος των ροπών κάμψης

z (m) μήκος του εσωτερικού μοχλοβραχίονα, που λαμβάνεται ίσο με $d - d'$ σε δοκούς

d και d' ορίζουν τις θέσεις του εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού, αντίστοιχα

L_V (m) είναι η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών (διατμητικό μήκος) και λαμβάνεται ως ο λόγος ροπή/διάτμησης στην ακραία διατομή, $L_V = M/V$

Εναλλακτικά σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 7.2.3) το μήκος L_V εκτιμάται ως εξής:

- Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το L_V 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_V μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.
- Σε υποστυλώματα, το L_V μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο της κάμψης.

$a_V = 1$ εάν η διατμητική ρηγμάτωση αναμένεται να προηγηθεί της καμπτικής διαρροής στην ακραία διατομή (δηλαδή όταν η ροπή διαρροής στην ακραία διατομή, M_y , υπερβαίνει το γινόμενο του διατμητικού μήκους L_V επί την διατμητική αντοχή $V_{Rd,c}$ του υπό εξέταση μέλους χωρίς οπλισμό διάτμησης, $M_y > L_V \cdot V_{Rd,c}$)

$a_V = 0$ εάν $M_y < L_V \cdot V_{Rd,c}$

f_y (MPa) είναι η τάση διαρροής του χάλυβα

f_c (MPa) είναι η τάση διαρροής του σκυροδέματος

d_{bL} (m) είναι η (μέση) διάμετρος του εφελκόμενου οπλισμού.

Ο πρώτος όρος στη σχέση (3.1) αντιπροσωπεύει την καμπτική συνεισφορά, ο τη συνεισφορά της διατμητικής παραμόρφωσης και ο τρίτος την ολίσθηση στην αγκύρωση των ράβδων.

Οριακή τιμή ικανότητας στροφής χορδής

Η οριακή τιμή της συνολικής ικανότητας στροφής χορδής (ελαστικό συν ανελαστικό μέρος) θ_u , μελών από σκυρόδεμα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (3.2)$$

όπου

θ_y η στροφή της χορδής στη διαρροή όπως ορίζεται από τη σχέση ().

φ_u η οριακή καμπυλότητα στην ακραία διατομή

φ_y η καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή

$L_V = M/V$ λόγος ροπής/ διάτμησης στην ακραία διατομή

γ_{el} συντελεστής που μπορεί να ληφθεί ίσος με 2 για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και με 1,0 για τα δευτερεύοντα σεισμικά στοιχεία

Η τιμή του μήκους L_{pl} της πλαστικής άρθρωσης εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η ενίσχυση της αντοχής και της ικανότητας παραμόρφωσης του σκυροδέματος, η οποία οφείλεται στην περίσφιγξη, κατά τον υπολογισμό της οριακής καμπυλότητας της ακραίας διατομής, φ_u , και μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3.3)$$

όπου τα L_V (m), h (m), d_{bL} (m), f_y (MPa), f_c (MPa) ορίζονται όπως παραπάνω.

Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής θ_u^{pl} μίας κρίσιμης περιοχής δίνεται από τη σχέση:

$$\theta_u^{pl} = \theta_u - \theta_y \quad (3.4)$$

3.7.6 Στάθμες επιτελεστικότητας διατομής

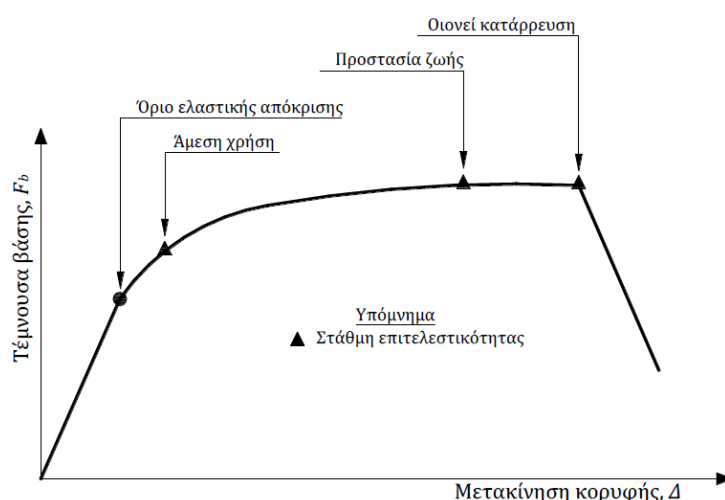
Πάνω στην καμπύλη $F - \delta$ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες ανεκτές παραμορφώσεις. Στο Σχήμα 3.8 το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας *προστασία ζωής*. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας E δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάστιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε *πρωτεύον* ή *δευτερεύον*.

Ο ΕΚ8 – 3 στο Παράρτημα Α (§ Α.3.2) για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων ορίζει τις ανεκτές παραμορφώσεις για τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας ως εξής:

- Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC): $\theta_{NC} = \theta_u$
- Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD): $\theta_{SD} = (3/4)\theta_u$
- Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL): $\theta_{DL} = \theta_y$

3.7.7 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F - \delta$ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, στη συνέχεια μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για την κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9.



Σχήμα 3.9 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής Δ που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής ως σύνολο δεν προκύπτει αναγκαστικά από τη μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί στη στιγμή που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει στην αντίστοιχη 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 την αντίστοιχη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής η εμφάνιση βλαβών σε κάθε μέλος. Σε αυτό το πνεύμα γίνεται από τον ΕΚ8-1 ο διαχωρισμός των στοιχείων σε *πρωτεύοντα* ή *κύρια* και *δευτερεύοντα*, ώστε να βοηθηθεί ο μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις και αποφάσεις.

Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι επιτρεπόμενες παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Έτσι, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει κάποια μέλη της

κατασκευής στα οποία έχει υπερβληθεί η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας ως δευτερεύοντα, μετατοπίζοντας έτσι το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής προς τα δεξιά, δηλαδή, αυξάνοντας τα επιτρεπτά επίπεδα παραμόρφωσης. 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 επιτελεστικότητας.

3.8 Ανάλυση

3.8.1 Γενικά – Μέθοδοι ανάλυσης

Η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας είναι μια ποσοτική διαδικασία για τον έλεγχο του κατά πόσον ένα υφιστάμενο κτίριο, είτε αυτό έχει είτε δεν έχει υποστεί βλάβες, θα ικανοποιεί την απαιτούμενη οριακή κατάσταση, που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση υπό εξέταση. Με βάση τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την ανάλυση με μία από τις συνιστώμενες μεθόδους, γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Οι μέθοδοι αποτίμησης διακρίνονται σε ελαστικές, οι οποίες είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών και σε ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής απειλής.

Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης θα γίνεται με βάση τη σπουδαιότητα και τις τυχόν βλάβες ή φθορές του κτιρίου, την εκπλήρωση ή όχι ορισμένων προϋποθέσεων κανονικότητας, καθώς και τα διαθέσιμα δεδομένα για τις διατομές και τις αντοχές των δομικών στοιχείων.

Τα εντατικά μεγέθη των σεισμικών δράσεων, τα οποία πρόκειται να συνδυαστούν με τα εντατικά μεγέθη άλλων μόνιμων και μεταβλητών φορτίων σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης, μπορεί να προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας μία από τις ακόλουθες μεθόδους:

Ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης:

- ανάλυση οριζόντιας φόρτισης (ελαστική στατική ανάλυση)
- ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (ελαστική δυναμική ανάλυση)

Ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης:

- μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (ανελαστική δυναμική ανάλυση)

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν τη γραμμική σχέση έντασης παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν μεν να δώσουν μια καλή εικόνα της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής

μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά αδυνατούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα μέχρι την κατάρρευση.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης σκοπεύουν στο ρεαλιστικότερο προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, λαμβάνοντας υπόψη τις ανακατανομές των εσωτερικών εντάσεων λόγω των προκαλούμενων βλαβών (πλαστικοποιήσεων), δηλαδή λόγω της εισόδου της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή. Έτσι, επιτρέπουν καλύτερη εποπτεία και βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών, καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Με τον τρόπο αυτό, αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης οι οποίες υιοθετούνται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της σεισμικής διέγερσης, οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης διακρίνονται σε στατικές και δυναμικές. Στη μη – γραμμική στατική ανάλυση το αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση, ενώ στη μη – γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας επιβάλλονται σεισμικές δράσεις, η ένταση των οποίων αυξάνεται μέχρι την κατάρρευση. Η ανελαστική στατική ανάλυση αποτελεί προσεγγιστική μέθοδο ανελαστικής ανάλυσης, καθώς χρησιμοποιεί απλοποιημένες τεχνικές υπολογισμού της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι, τα σεισμικά φορτία προσομοιώνονται ως στατικά και επιβάλλονται μονότονα, αγνοώντας τον ανακυκλικό χαρακτήρα της σεισμικής διέγερσης, ενώ για τον υπολογισμό της απόκρισης λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη ιδιομορφή. Αντίθετα, η μη – γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η πιο πλήρης και ρεαλιστική ανάλυση, η οποία, όμως, έχει μεγάλες απαιτήσεις υπολογιστικής ισχύος ακόμη και για συνήθεις κατασκευές, ενώ είναι απαραίτητος ένας μεγάλος αριθμός αναλύσεων για πολλές χρονοϊστορίες διεγέρσεων, ώστε να προκύψουν αξιόπιστα συμπεράσματα. Επιπρόσθετα, απαιτείται σημαντική κριτική ικανότητα και εμπειρία του μηχανικού που διενεργεί τον έλεγχο αποτίμησης. Για τους λόγους αυτούς, σε συνδυασμό με την αυξημένη πολυπλοκότητα, δεν κρίνεται πρακτική για γενική χρήση.

3.8.2 Προσομοίωση

Το προσομοίωμα του φορέα θα μορφωθεί βάσει των πληροφοριών που έχουν συλλεχθεί και θα είναι τέτοιο, ώστε να μπορούν να προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη σε όλα τα δομικά στοιχεία, υπό τον συνδυασμό της σεισμικής φόρτισης. Θα απεικονίζει επαρκώς την κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας, έτσι ώστε όλες οι σημαντικές μορφές παραμόρφωσης και δυνάμεις αδράνειας να αντιπροσωπεύονται κατάλληλα στο πλαίσιο της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης. Σε περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης, το προσομοίωμα θα απεικονίζει επιπροσθέτως και την κατανομή της αντοχής, καθώς και τη μετελαστική συμπεριφορά των φερόντων στοιχείων. Η συμβολή των περιοχών κόμβων στην παραμορφωσιμότητα του κτιρίου (π.χ. ακραίες περιοχές σε δοκούς ή υποστυλώματα πλαισιωτών φορέων) πρέπει επίσης να αποδίδεται από το προσομοίωμα.

Η αντοχή και η δυσκαμψία των δευτερευόντων σεισμικών στοιχείων, έναντι πλευρικών δράσεων γενικώς θα αγνοούνται κατά την ανάλυση, εκτός από την περίπτωση που

εφαρμόζεται μη-γραμμική ανάλυση όπου συνίσταται να λαμβάνονται υπόψη στο συνολικό προσομοίωμα του φορέα.

Εκτός αν ορίζεται διαφορετικά, οι ιδιότητες των στοιχείων πρέπει να βασίζονται στις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

Στηρίξεις

Κατά την προσομοίωση θα λαμβάνονται υπόψη οι πραγματικές συνθήκες στήριξης στο έδαφος. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 5.4.1) σε κτίρια με υπόγειο που περιβάλλεται από μονολιθικά τοιχώματα, μπορεί να θεωρείται πλήρης πάκτωση στη βάση των στύλων του ισόγειου. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις πρέπει να αιτιολογείται επαρκώς η ενδεχόμενη παραδοχή πάκτωσης στη στάθμη θεμελίωσης, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίωσης.

Διαφράγματα

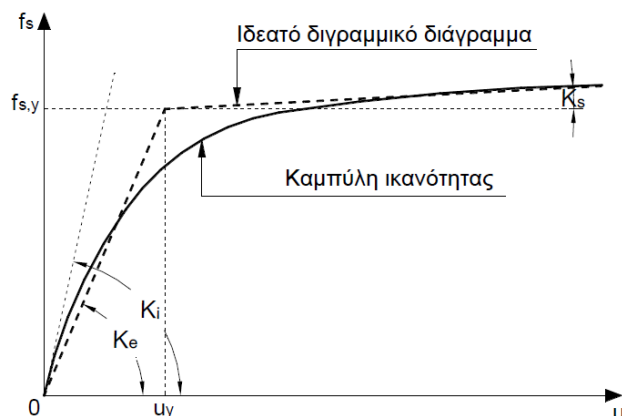
Γενικά ο φορέας μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από ένα σύνολο συστημάτων ανάλυσης κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, που συνδέονται με οριζόντια διαφράγματα. Όταν τα διαφράγματα δαπέδων του κτιρίου μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους. Ένα διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο εάν, κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψία του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από το 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§5.4.6) στη συνήθη περίπτωση των συστημάτων πλακών – δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα, το αντίστοιχο διάφραγμα επιτρέπεται να θεωρείται απαραμόρφωτο (άκαμπτο), χωρίς αναλυτικό υπολογισμό, όταν η γεωμετρία και η αντοχή του εντός επιπέδου μπορούν να θεωρηθούν ικανοποιητικές. Εάν δεν γίνεται λεπτομερέστερη θεώρηση, ένα διάφραγμα από οπλισμένο σκυρόδεμα θεωρείται απαραμόρφωτο, εάν πληρούνται τα εξής (απλοποιητικά) κριτήρια:

- Παρουσία ουσιωδών περιμετρικών δοκών, απουσία έντονων μεταβολών του πάχους και των διατομών, απουσία ασυνεχειών στη διάταξη δοκών και πλακών.
- Δεν πρόκειται για συστήματα συμπαγών πλακών χωρίς δοκούς ή με έμμεσες στηρίξεις. Στην κατηγορία αυτή δεν συμπεριλαμβάνονται οι συμπαγείς πλάκες χωρίς δοκούς, αλλά με επαρκή τοιχώματα καθώς και οι δοκιδωτές πλάκες (ιδίως τύπου Sandwich) επίσης με επαρκή τοιχώματα.
- Οι ανισοσταθμίες μέσα στον ίδιο όροφο δεν είναι έντονες (π.χ. υψομετρικές διαφορές όχι μεγαλύτερες του $h_b/2$, όπου h_b το μέσο ύψος δοκών).
- Η μορφή της κάτοψης είναι συμπαγής (π.χ. απουσία μεγάλων εισεχόντων ή εξεχόντων τμημάτων, απουσία κατόψεων με επιμήκεις πτέρυγες μορφής Γ, Τ, Π κλπ.).
- Δεν υπάρχουν μεγάλα κενά (ανοίγματα) μέσα στο διάφραγμα, ιδίως στην περιοχή μεγάλων τοιχωμάτων.

Δυσκαμψία

Η δυσκαμψία της κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά είναι σταθερή, ανεξάρτητη του χρόνου, αντίθετα, για ανελαστική συμπεριφορά η δυσκαμψία μεταβάλλεται με το χρόνο και επομένως για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης απαιτείται να δοθεί ο νόμος

συμπεριφοράς της κατασκευής, δηλαδή η σχέση της δύναμης συναρτήσει της μετακίνησης. Η καμπύλη που περιγράφει το νόμο συμπεριφοράς ονομάζεται καμπύλη ικανότητας. Σύμφωνα με τον ΕΚ8 για την εκτίμηση της δυσκαμψίας της κατασκευής απαιτείται η χρήση τουλάχιστον διγραμμικής σχέσης δύναμης – παραμόρφωσης. Στο Σχήμα 3.10 δίνεται η τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας και το αντίστοιχο ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα, όπου φαίνεται ότι η κατασκευή συμπεριφέρεται ελαστικά για μετακίνηση $u < u_y$, με δυσκαμψία K_e , ενώ η απόκρισή της είναι πλαστική για μετακίνηση $u > u_y$ όπου η δυσκαμψία της μειώνεται σημαντικά στην τιμή K_s .



Σχήμα 3.10 Τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας και αντίστοιχο ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα

Η ελαστική δυσκαμψία K_e ονομάζεται τέμνουσα δυσκαμψία στο σημείο διαρροής και για να υπολογιστεί απαιτείται να γίνει διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας. Η τιμή της διαφέρει (είναι μικρότερη) από την αρχική δυσκαμψία K_i , η οποία αντιστοιχεί στις μη – ρηγματωμένες διατομές των μελών (για κατασκευές από Ο.Σ.) και υπολογίζεται από τις γεωμετρικές τους διαστάσεις. Αυτή η μείωση της δυσκαμψίας είναι αποτέλεσμα της μείωσης της ενεργού διατομής των μελών, καθώς όταν μία διατομή σκυροδέματος βρίσκεται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνεται με συνέπεια ένα τμήμα της να μη συμμετέχει στην ανάληψη των τάσεων.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε κτίρια από σκυρόδεμα η δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων πρέπει να αποτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες της ρηγμάτωσης. Η ελαστική δυσκαμψία μίας διγραμμικής σχέσης δύναμης – παραμόρφωσης θα αντιστοιχεί σε αυτήν των ρηγματωμένων διατομών. Εκτός αν γίνει ακριβέστερη ανάλυση (υπολογισμός ενεργού δυσκαμψίας, βλ. παρακάτω) των ρηγματωμένων στοιχείων, τα ελαστικά καμπτικά και διατμητικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας των στοιχείων μπορούν προσεγγιστικά να ληφθούν ίσα με το ήμισυ της αντίστοιχης δυσκαμψίας των μη ρηγματωμένων στοιχείων ($K_e = 0,5K_i$). Η σχέση αυτή προβλέπει γενικώς μεγαλύτερη δυσκαμψία από αυτή που θα προέκυπτε από τη διγραμμικοποίηση της αντίστοιχης καμπύλης ικανότητας, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε πολύ μικρές τιμές K_e , ακόμη και μικρότερες από 10 – 20% της K_i . Παρ' όλα αυτά προτείνεται από τον ΕΚ8 επειδή αποτελεί άνω όριο της K_e και είναι μία παραδοχή υπέρ της ασφαλείας στη μέθοδο των δυνάμεων, καθώς οδηγεί σε περισσότερο δύσκαμπτες κατασκευές.

Μετά τη διαρροή η δυσκαμψία K_s κυμαίνεται από 0 – 5% της K_e και απλοποιητικά μπορεί να θεωρηθεί μηδενική.

Η ενεργός δυσκαμψία στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος ισούται με:

$$EI_{eff} = \frac{M_y L_V}{3\theta_y} \quad (3.5)$$

όπου

M_y είναι η τιμή της ροπής στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου

θ_y είναι η τιμή της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου

L_V το διατμητικό μήκος, που μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του μήκους του στοιχείου

Η ενεργός δυσκαμψία EI_{eff} του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την (3.5) στις δύο ακραίες διατομές του 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 της EI_{eff} από την (3.5) για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

Η (3.5) εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της ενεργού δυσκαμψίας, ακόμη και αν η διατμητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του.

Εναλλακτικά, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§ 4.4.1.4) στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς q , και ελέγχων σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου Ι (μη – ρηγματωμένα στοιχεία). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2 Τιμές δυσκαμψίας ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
Υποστύλωμα εσωτερικό	0,8($E_c I_g$)
Υποστύλωμα περιμετρικό	0,6($E_c I_g$)
Τοίχωμα, μη – ρηγματωμένο	0,7($E_c I_g$)
Τοίχωμα, ρηγματωμένο	0,5($E_c I_g$)
Δοκός	0,4($E_c I_g$)

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

3.8.3 Σεισμική δράση

Για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης χρησιμοποιούνται είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσεως (επιταχυνσιογραφήματα), είτε τα φάσματα απόκρισης του ΕΚ8 – 1 σε όρους επιτάχυνσης. Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού $S_d(T)$, ενώ στην περίπτωση εφαρμογής μη – γραμμικών μεθόδων ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα ομαλοποιημένα ελαστικά φάσματα $S_e(T)$.

Όταν η κατασκευή προσομοιώνεται με χωρικό προσομοίωμα, η σεισμική δράση σχεδιασμού πρέπει να εφαρμόζεται σε όλες τις κατάλληλες οριζόντιες διευθύνσεις (ανάλογα με την στατική διάταξη του κτιρίου) και στις ορθογώνιες προς αυτές. Για κτίρια με φέροντα στοιχεία σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις αυτές οι δύο διευθύνσεις θεωρούνται ως οι κατάλληλες. Η σεισμική δράση θα εφαρμόζεται σε κάθε διεύθυνση με θετικό και με αρνητικό πρόσημο και θα χρησιμοποιούνται τα μέγιστα σεισμικά αποτελέσματα που προκύπτουν.

Η σεισμική δράση σχεδιασμού θα συνδυάζεται κατάλληλα με τις άλλες μόνιμες ή μεταβλητές δράσεις σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ8 (βλ. §2.1)

3.8.4 Χωρική επαλληλία

Οι σεισμικές αναλύσεις (με οποιαδήποτε μέθοδο) πρέπει να γίνονται για τουλάχιστον δύο οριζόντιες, κάθετες μεταξύ τους, διευθύνσεις σεισμικής δράσης, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις απαιτείται και ανάλυση για κατακόρυφη σεισμική διέγερση. Τα τελικά εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται υπόψη προκύπτουν από συνδυασμό των αποτελεσμάτων των αναλύσεων για κάθε διεύθυνση σεισμού.

Επειδή τα μεγέθη (εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις) που προκύπτουν από την ανάλυση για κάποια διεύθυνση σεισμού αφορούν ακραίες τιμές, η χωρική επαλληλία των αποτελεσμάτων για τις τρεις διευθύνσεις της σεισμικής δράσης, x , y και z , μπορεί να γίνει με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών του μεγέθους λόγω κάθε συνιστώσας.

$$A_{Ed} = \pm \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2 + E_{Edz}^2} \quad (3.6)$$

όπου

E_{Edx} είναι τα εντατικά μεγέθη ή οι μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για το φορέα

E_{Edy} είναι τα εντατικά μεγέθη ή οι μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά τη διεύθυνση του ορθογώνιου προς τον x οριζόντιου άξονα y του φορέα

E_{Edz} είναι τα εντατικά μεγέθη ή οι μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης σχεδιασμού.

Εναλλακτικά, τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω συνδυασμού των συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας τον δυσμενέστερο από τους παρακάτω συνδυασμούς:

$$A_{Ed} = \pm E_{Edx} \pm 0,3E_{Edy} \pm 0,3E_{Edz} \quad (3.7)$$

$$A_{Ed} = \pm 0,3E_{Edx} \pm E_{Edy} \pm 0,3E_{Edz} \quad (3.8)$$

$$A_{Ed} = \pm 0,3E_{Edx} \pm 0,3E_{Edy} \pm E_{Edz} \quad (3.9)$$

Το πρόσημο κάθε συνιστώσας στους παραπάνω συνδυασμούς θα λαμβάνεται το δυσμενέστερο για το υπό εξέταση συγκεκριμένο εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση.

Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής δράσης

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη εάν η επιτάχυνση a_{vg} είναι μεγαλύτερη από $0,25 \text{ g}$ ($= 2,5 \text{ m/s}^2$) στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα 20 m ή περισσότερο
- για οριζόντιους ή σχεδόν οριζόντιους στατικούς προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5 m
- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς με φυτευτά υποστυλώματα
- σε φορείς με σεισμική μόνωση.

Τα αποτελέσματα της κατακόρυφης συνιστώσας χρειάζεται να ληφθούν υπόψη μόνο για τα παραπάνω στοιχεία και τα στοιχεία άμεσης στήριξής τους, ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης μπορεί να αγνοηθεί εάν γίνεται μη – γραμμική στατική ανάλυση.

3.9 Έλεγχος ασφαλείας

Ο έλεγχος ασφαλείας εκτελείται σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο της κατασκευής. Επιτάσσεται από τους κανονισμούς, προκειμένου να διαπιστωθεί η επάρκεια της κατασκευής σε κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, δηλαδή ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από τη διαθέσιμη ικανότητα. Η ανίσωση ελέγχου περιγράφεται από τη σχέση:

$$E_d \leq R_d \quad (3.10)$$

όπου

E_d η τιμή του αποτελέσματος των συνδυασμών των δράσεων σχεδιασμού (εντατικά μεγέθη, αλληλεπίδραση εντατικών μεγεθών, μετακινήσεις), η οποία περιλαμβάνει, εάν είναι αναγκαίο, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως.

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται ή η επιτρεπόμενη παραμόρφωση.

Η ανίσωση ελέγχου είναι γενική και μπορεί να εφαρμόζεται για τον έλεγχο ισορροπίας της κατασκευής, τον έλεγχο μετατροπής της σε μηχανισμό, τον έλεγχο βελών, τον έλεγχο ότι η επιβαλλόμενη μετακίνηση της κορυφής ενός κτιρίου είναι μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη μετακίνηση πριν την αστοχία κλπ.

Η αντοχή σε κόπωση δεν χρειάζεται να ελέγχεται στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας μίας κατασκευής, όταν τα αποτελέσματα της σεισμικής δράσης λαμβάνονται από γραμμική μέθοδο ανάλυσης, οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών). Στην περίπτωση εφαρμογής μη – γραμμικών μεθόδων ανάλυσης γίνεται διαχωρισμός των δομικών μελών, ανάλογα με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας, σε πλάστιμα και ψαθυρά. Τα πλάστιμα μέλη ελέγχονται για να εξασφαλιστεί ότι οι απαιτήσεις δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες σε όρους παραμορφώσεων, ενώ τα ψαθυρά ελέγχονται για να εξασφαλιστεί ότι οι απαιτήσεις δεν υπερβαίνουν τις αντίστοιχες ικανότητες σε όρους δυνάμεων (αντοχών). Σημειώνεται ότι, όταν εφαρμόζεται μη – γραμμική ανάλυση οι απαιτήσεις προκύπτουν από την εφαρμογή της αμείωτης σεισμικής δράσης ($q=1$).

Τα στοιχεία υπογείων και θεμελίων, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 4.1.4) ελέγχονται πάντοτε σε όρους δυνάμεων.

Επιρροές 2^{ης} τάξης (φαινόμενα P-Δ)

Οι επιρροές 2^{ης} τάξης δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta \leq 0,10 \quad (3.11)$$

όπου θ , ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου, ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (3.12)$$

όπου

P_{tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, η οποία ισούται με τη διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

V_{tot} η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h το ύψος του ορόφου

Κεφάλαιο 4

Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

4.1 Γενικά

Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης είναι μία μέθοδος δυναμικής ανάλυσης, η οποία όμως καταλήγει σε μία σειρά στατικών αναλύσεων. Για κάθε ιδιομορφή, η στατική ανάλυση της κατασκευής, η οποία υπόκειται σε σεισμικές δυνάμεις, παρέχει την ιδιομορφική στατική απόκριση. Πολλαπλασιάζοντας την ιδιομορφική στατική απόκριση με τη φασματική τεταγμένη της επιτάχυνσης, υπολογίζεται η μέγιστη ιδιομορφική απόκριση της κατασκευής. Επομένως, παρόλο που δεν γίνεται δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων (η οποία είναι απαραίτητη για την ανάλυση ιστορίας απόκρισης), η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης εξακολουθεί να είναι μία δυναμική μέθοδος ανάλυσης, εφόσον χρησιμοποιεί τις ιδιότητες της ταλάντωσης της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, μέσω του φάσματος απόκρισης.

Το πλεονέκτημα της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης έγκειται στη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάσει της θεωρίας των φασμάτων απόκρισης, ακόμη και στην ανελαστική περιοχή, με τη βοήθεια του συντελεστή συμπεριφοράς q . Σημειώνεται ότι, τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης δεν συμπίπτουν ακριβώς με τα αποτελέσματα της ανάλυσης ιστορίας, όμως η προσέγγιση που παρέχεται είναι επαρκώς ακριβής για εφαρμογές σχεδιασμού κατασκευών. Το σημαντικότερο, ωστόσο, μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι θα πρέπει να εισαχθούν προσεγγίσεις στο συνδυασμό των μέγιστων τιμών των ιδιομορφικών αποκρίσεων, καθώς οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα η φασματική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση όπως η χρονική.

Η μέθοδος γενικά περιλαμβάνει:

1. Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
2. Υπολογισμό της ιδιομορφικής απόκρισης, κατά τον οποίο με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).
3. Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
4. Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

4.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Με την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά της ταλάντωσης, δηλαδή οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιομορφές της κατασκευής, το πλήθος των οποίων ισούται με τον αριθμό των βαθμών ελευθερίας της κατασκευής. Ο μαθηματικός υπολογισμός των ιδιοσυχνοτήτων μιας κατασκευής γίνεται μέσω της χαρακτηριστικής εξίσωσης:

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (4.1)$$

Για κάθε ιδιοσυχνότητα υπολογίζεται η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος από τη σχέση:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (4.2)$$

Ιδιομορφή, ονομάζεται η συγκεκριμένη μορφή ταλάντωσης με την οποία θα αποκριθεί μία κατασκευή, εάν διεγερθεί με αρμονική φόρτιση που έχει συχνότητα ίση με μία από τις ιδιοσυχνότητές της. Ταλάντωση της κατασκευής σε μία από τις ιδιομορφές της σημαίνει ότι το σχήμα της παραμορφωμένης κατασκευής παραμένει σταθερό στο χρόνο και μόνον το εύρος των μετακινήσεων αλλάζει κάθε χρονική στιγμή. Η κίνηση της κατασκευής οποιαδήποτε χρονική στιγμή μπορεί να γραφεί ως άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεων της.

Η κίνηση κάθε ιδιομορφής ενεργοποιεί ένα ποσοστό της συνολικής μάζας, την *ενεργό ιδιομορφική μάζα* m_i^* , το οποίο δηλώνει πόσο πολύ ή πόσο λίγο συμμετέχει η ιδιομορφή στη συνολική κίνηση. Η ενεργός ιδιομορφική μάζα εξαρτάται από τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Έτσι, κάποια ιδιομορφή μπορεί να έχει μεγάλη ιδιομορφική μάζα για μία διεύθυνση σεισμικής δράσης, δηλαδή μεγάλη συμμετοχή στην απόκριση της κατασκευής, και πολύ μικρή ή ακόμη και μηδενική ιδιομορφική μάζα για κάποια άλλη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, δηλαδή ασήμαντη συμμετοχή. Το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών όλων των ιδιομορφών ισούται με τη συνολική μάζα της κατασκευής που ενεργοποιείται σε μία δεδομένη διεύθυνση σεισμού.

4.3 Ιδιομορφική εντατική κατάσταση

Τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού της ιδιομορφής i για ανελαστική συμπεριφορά μπορούν να υπολογιστούν από τη σχέση:

$$F_{d,i} = \Gamma_i \cdot S_d(T_i, \zeta_i) \cdot M \varphi_i \quad (4.3)$$

όπου

Γ_i ο συντελεστής συμμετοχής της i ιδιομορφής. Ο συντελεστής συμμετοχής δεν εξαρτάται από τη σεισμική διέγερση, εξαρτάται όμως από τη διεύθυνση στην οποία ενεργεί αυτή

$S_d(T_i, \zeta_i)$ η επιτάχυνση σχεδιασμού σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8

M το μητρώο μάζας της κατασκευής

φ_i η τιμή της i κανονικοποιημένης ιδιομορφής

Από τα σεισμικά φορτία της ιδιομορφής υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις που αυτά προκαλούν στην κατασκευή λόγω της αντίστοιχης ιδιομορφικής παραμόρφωσης. Ο υπολογισμός γίνεται από *στατική ελαστική ανάλυση*, θεωρώντας ότι στις θέσεις των μαζών ενεργούν οριζόντιες δυνάμεις και στρεπτικές ροπές. Αρχικά υπολογίζονται οι μετακινήσεις των ΚΜ των διαφραγμάτων των ορόφων. Στη συνέχεια, με βάση τις μετακινήσεις του ΚΜ κάθε διαφράγματος υπολογίζονται οι μετακινήσεις στα άκρα των μελών, με βάση τις οποίες υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη των μελών χρησιμοποιώντας το μητρώο δυσκαμψίας κάθε μέλους.

Εάν τα φορτία σχεδιασμού έχουν υπολογιστεί για συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1$, οι μετακινήσεις των ΚΜ των διαφραγμάτων των ορόφων είναι αυτές που αντιστοιχούν σε ελαστική συμπεριφορά για τα φορτία σχεδιασμού. Οι μετακινήσεις αυτές χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών των μελών. Εάν όμως ζητούνται οι πραγματικές μετακινήσεις της κατασκευής που αντιστοιχούν στη συμμετοχή της i ιδιομορφής, οι παραπάνω μετακινήσεις πρέπει να πολλαπλασιαστούν με το συντελεστή συμπεριφοράς q .

Σημειώνεται ότι, για κάθε διεύθυνση σεισμικής δράσης γίνεται ξεχωριστή ανάλυση. Όσα αναφέρθηκαν παραπάνω ισχύουν για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμού.

4.4 Ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος ιδιομορφών

Η συμμετοχή των ιδιομορφών στη συνολική απόκριση της κατασκευής δεν είναι εξίσου σημαντική. Συνήθως, η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών είναι μικρή και μπορεί να αμεληθεί. Γι' αυτό ο αντισεισμικός σχεδιασμός γίνεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο ορισμένες πρώτες ιδιομορφές.

Το κριτήριο που καθορίζει το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη βασίζεται στο ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται από την κίνηση της κατασκευής σε αυτές τις ιδιομορφές. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 (§4.3.3.1), το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών που λαμβάνονται υπόψη στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης, δηλαδή, εάν λαμβάνονται υπόψη οι k πρώτες ιδιομορφές πρέπει να ισχύει:

$$\sum_{i=1}^k m_i^* \geq 0.90 \cdot m_{tot} \quad (4.4)$$

όπου m_{tot} είναι η συνολική μάζα που ενεργοποιείται στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού. Επιπρόσθετα της παραπάνω ανίσωσης, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και όλες οι ιδιομορφές με ενεργό ιδιομορφική μάζα $m_i^* > 0.05 \cdot m_{tot}$.

Σημειώνεται ότι, στον υπολογισμό της m_{tot} δεν πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μάζες οι οποίες δεν συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής, όπως π.χ. η μάζα θεμελίωσης ή η μάζα οροφής υπογείου με περιμετρικά τοιχώματα που θεωρείται πρακτικά απαραμόρφωτο.

Επειδή στην πράξη δεν είναι πάντα εύκολο να καθοριστεί ποιες μάζες συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής και ποιες όχι, είναι πιθανόν να μην μπορεί να ικανοποιηθεί η παραπάνω ανίσωση ακόμη και εάν ληφθεί υπόψη ένα σημαντικό πλήθος κανονικών μορφών (π.χ. σε κτίρια με σημαντική συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών). Σε τέτοιες περιπτώσεις, το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών k που πρέπει να ληφθούν υπόψη πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο παρακάτω συνθήκες:

- $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$
- $T_k \leq 0.20 \text{ sec}$

όπου n είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή την οροφή υπογείου σε περίπτωση που το υπόγειο είναι άκαμπτο και T_k η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k .

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ελέγχονται σε κάθε απαιτούμενη διεύθυνση.

4.5 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

Με τη διαδικασία της §4.3 υπολογίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης και για κάθε ιδιομορφή χωριστά. Όμως, οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα. Επιπρόσθετα, με τη χρήση των φασμάτων σχεδιασμού έχει χαθεί και το πρόσημο κάθε μεγέθους. Για τους λόγους αυτούς, για να υπολογιστούν τα συνολικά εντατικά μεγέθη για τις k ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, συνδυάζονται τα μεγέθη των επιμέρους κανονικών μορφών στατιστικά αντί να προστεθούν αλγεβρικά.

Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) και η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Η μέθοδος SRSS παρέχει καλές εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών.

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι κανόνες συνδυασμού των ιδιομορφών SRSS και CQC βασίζονται στην θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων, η τελική μέγιστη τιμή της απόκρισης μπορεί να ερμηνευθεί ως ο μέσος όρος των μέγιστων τιμών της απόκρισης σε ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως, οι παραπάνω κανόνες προορίζονται για χρήση όταν η διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα απόκρισης, που προέρχεται από τα φάσματα πολλών σεισμικών διεγέρσεων. Το ομαλό φάσμα μπορεί να είναι ο μέσος όρος ή ο στατιστικός μέσος των ανεξάρτητων φασμάτων απόκρισης ή μπορεί να είναι ένα περισσότερο συντηρητικό φάσμα.

Μέθοδος SRSS

Η απλούστερη μέθοδος συνδυασμού μέγιστων τιμών είναι με την *τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων*, γνωστή και ως SRSS από τα αρχικά του αντίστοιχου αγγλικού όρου: *Square Root of the Sum of the Squares*.

Σύμφωνα με τη μέθοδο SRSS, εάν E_i είναι η τιμή τυχαίου μεγέθους E (π.χ. ροπή, αξονική ή τέμνουσα δύναμη στο άκρον κάποιου μέλους) που προέκυψε από την επίλυση της i

ιδιομορφής, η πιθανή ακραία τιμή exE του μεγέθους E που προκύπτει από τη συμμετοχή των k πρώτων ιδιομορφών υπολογίζεται από τη σχέση:

$$exE = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4.5)$$

Η μέθοδος SRSS δίνει καλά αποτελέσματα και επιτρέπεται να εφαρμόζεται εάν όλες οι ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι αμοιβαία ανεξάρτητες. Δύο ιδιομορφές i και j θεωρούνται ανεξάρτητες εάν $T_i \leq 0.9 \cdot T_j$ (για $T_i \leq T_j$), αλλιώς θεωρούνται εξαρτημένες.

Μέθοδος CQC

Εάν οι ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν είναι ανεξάρτητες απαιτούνται ακριβέστερες μέθοδοι συνδυασμού τους. Μία τέτοια μέθοδος, η οποία χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη, είναι ο *πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός* γνωστός και ως CQC από τα αρχικά του αντίστοιχου αγγλικού όρου: *Complete Quadratic Combination*.

Σύμφωνα με τη μέθοδο CQC, η πιθανή ακραία τιμή exE του μεγέθους E υπολογίζεται από τη σχέση:

$$exE = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \varepsilon_{ij} E_i E_j} \quad (4.6)$$

όπου ε_{ij} είναι ο *συντελεστής συσχέτισης* των ιδιομορφών i και j που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j} (\zeta_i \omega_i + \zeta_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2} \quad (4.7)$$

και E_i, E_j είναι οι τιμές του μεγέθους E που προέκυψαν από την επίλυση για τις ιδιομορφές i και j αντίστοιχα.

Συνήθως, όλες οι ιδιομορφές έχουν την ίδια απόσβεση ζ . Σε αυτή την περίπτωση, και θέτοντας $r = \omega_i/\omega_j$, η παραπάνω σχέση που δίνει το συντελεστή συσχέτισης των ιδιομορφών i και j απλοποιείται ως εξής:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2} (1+r)}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r (1+r)^2} \quad (4.8)$$

Ισχύουν οι σχέσεις:

- $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ji}$
- $\varepsilon_{ii} = 1$

Κεφάλαιο 5

Μη γραμμική στατική ανάλυση (Push-Over)

5.1 Γενικά

Η μη γραμμική στατική ανάλυση ή αλλιώς στατική υπερωθητική ανάλυση εκτελείται υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων και έχει σκοπό τον υπολογισμό της μετελαστικής απόκρισης μίας κατασκευής για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της.

Αναλυτικότερα, η μη γραμμική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί:

- Για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής a_u/a_1 , όπου a_1 είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση, ώστε να δημιουργηθεί για πρώτη φορά πλαστική άρθρωση στο φορέα και a_u η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η σεισμική δράση για να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις, ώστε να σχηματιστεί μηχανισμός κατάρρευσης.
- Για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών.
- Για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων.
- Ως εναλλακτική λύση αντί της μελέτης που βασίζεται σε γραμμική ελαστική ανάλυση που χρησιμοποιεί τον συντελεστή συμπεριφοράς q .

Κύριος στόχος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος υπολογίζει και τις τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) των δομικών στοιχείων που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους).

Κατά την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης το προσομοίωμα της κατασκευής, το οποίο ενσωματώνει άμεσα μη γραμμικότητες υλικού, φορτίζεται με σταθερά κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά του σεισμικού συνδυασμού) και εξωθείται σταδιακά με μονοτονικά αυξανόμενης έντασης πλευρικά φορτία, σταθερής κατανομής καθ' ύψος, τα οποία αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή να επέλθει κατάρρευση της κατασκευής. Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιπροσωπεύει τη μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού. Η κατάρρευση επέρχεται, καθώς απομειώνεται η αντοχή των κόμβων που έχουν οριστεί ως ενδεχόμενες θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων και σταδιακά σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος των στοιχείων της κατασκευής (δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων). Τελικά, δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης

από τις σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι τέτοιες, που τα στοιχεία δεν μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και έτσι η κατασκευή οδηγείται στην αστοχία.

Από την παραπάνω διαδικασία υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής που έχει ως άξονες την τέμνουσα βάσης που ασκείται στο φορέα (V) και την ανελαστική μετακίνηση κορυφής της κατασκευής (Δ). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Για την πραγματοποίηση των αναγκαίων ελέγχων απαιτείται ο προσδιορισμός τριών παραμέτρων: της ικανότητας, της απαίτησης και της συμπεριφοράς. Η ικανότητα μίας κατασκευής εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών στοιχείων που συνθέτουν τον φέροντα οργανισμό της και μπορεί να υπολογιστεί από την ανελαστική ανάλυσή της. Η απαίτηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής για μία δεδομένη εδαφική κίνηση και δύο από τις κυριότερες μεθόδους προσδιορισμού της είναι η μέθοδος φασματικής ικανότητας (capacity spectrum method) και η μέθοδος των συντελεστών μετακίνησης (displacement coefficient method). Τέλος, η συμπεριφορά της κατασκευής εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο η ικανότητα μπορεί να ανταποκρίνεται στην απαίτηση, από το αν μπορεί, δηλαδή, να αντιστέκεται στις εντάσεις και τις μετακινήσεις που επιβάλει η σεισμική δράση, χωρίς να υποστεί βλάβες πέρα από τα επιτρεπτά όρια για το δεδομένο στόχο σεισμικής ικανότητας.

Συνοψίζοντας, ο προσδιορισμός της ανελαστικής απόκρισης ενός κτιρίου μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης ακολουθεί τέσσερα βασικά βήματα:

1. Κατασκευή καμπύλης ικανότητας
2. Κατασκευή φάσματος ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
3. Προσδιορισμός απόκρισης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
4. Προσδιορισμός απόκρισης κτιρίου.

5.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Η μη γραμμική στατική ανάλυση συνίσταται να εφαρμόζεται όταν διασφαλίζεται τουλάχιστον επίπεδο γνώσης: *Κανονική Γνώση*.

Εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του $EK8 - 1$ ($q = 1$). Σύμφωνα με [15] §3.3.1, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική (η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα) για κτίρια με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους έως 1 sec.

Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια

συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

5.3 Προσομοίωση

Συμπληρωματικά των όσων αναφέρονται στην §3.8.2 μπορούν να σημειωθούν τα παρακάτω.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλαστικού στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του.

Κτίρια, τα οποία δεν ικανοποιούν τα κριτήρια κανονικότητας πρέπει να μελετώνται χρησιμοποιώντας χωρικό προσομοίωμα. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§ 5.4.9), σε κτίρια χωρίς έντονη ασυμμετρία σε κάτοψη επιτρέπεται να εκτελούνται δύο ανεξάρτητες αναλύσεις με οριζόντια φορτία που εφαρμόζονται σε μία μόνον διεύθυνση. Σε αυτήν την περίπτωση η στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει να επαυξάνεται κατά 30%.

5.4 Φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων πρέπει να συμπεριλαμβάνονται στην ανάλυση, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία, σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ8. Τα οριζόντια φορτία, στα οποία υποβάλλεται το προσομοίωμα της κατασκευής, κατανέμονται κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού και αυξάνονται μονότονα, μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Εφαρμόζονται σε δύο αντίθετες διευθύνσεις με θετικό και αρνητικό πρόσημο και ο έλεγχος γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

5.4.1 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

Τα οριζόντια σεισμικά φορτία εφαρμόζονται στατικά στο προσομοίωμα στις θέσεις των μαζών, δηλαδή στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων του σεισμού.

Η κατανομή των οριζόντιων πλευρικών φορτίων μεταβάλλεται συνεχώς κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού, καθώς τμήματα του φορέα διαρρέουν και η δυσκαμψία τους αλλάζει. Οι ακραίες τιμές της κατανομής εξαρτώνται από το βαθμό ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Επομένως, για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο, τουλάχιστον, διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να περικλείουν το εύρος των δράσεων που είναι πιθανό να συμβούν κατά τη διάρκεια της πραγματικής δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του

τρόπου κατανομής των φορτίων, λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 – 1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

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

5.5 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου πρέπει να λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου.

5.6 Υπολογιστικά βήματα

Η μη γραμμική στατική ανάλυση χρησιμοποιεί μία σειρά από διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις για την προσέγγιση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Καθεμία από αυτές αποτελεί ένα ξεχωριστό υπολογιστικό βήμα. Τα βήματα της ανάλυσης επηρεάζονται από τις παραδοχές κατά την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Με την παραδοχή της συγκεντρωμένης πλαστικότητας και του ακαριαίου σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων μέσω μίας ελαστικής – απολύτως πλαστικής συμπεριφοράς, η κατασκευή θεωρείται ότι αποκρίνεται γραμμικά μέσα σε κάθε προσαυξητικό βήμα. Αντίθετα, η θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας, η οποία είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα και κατά την οποία η πλαστικοποίηση πραγματοποιείται σταδιακά καθ’ ύψος της διατομής και κατά τον διαμήκη άξονα των στοιχείων, έχει αποτέλεσμα η κατασκευή να συμπεριφέρεται μη γραμμικά σε κάθε προσαυξητικό βήμα.

Κατά τις διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις επιβάλλονται πλευρικά φορτία, τέτοια ώστε ένα στοιχείο ή μία ομάδα στοιχείων να οδηγηθούν στη διαρροή. Μετά από κάθε ελαστική ανάλυση το προσομοίωμα της κατασκευής αναθεωρείται, ώστε να ληφθεί υπόψη η μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει και εφαρμόζεται μία νέα κατανομή πλευρικών φορτίων, μονοτονικά επαυξημένων, με σκοπό να διαρρεύσει μία νέα ομάδα στοιχείων. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται έως ότου επέλθει η κατάρρευση της κατασκευής ή η συνολική μετακίνηση του κόμβου ελέγχου γίνει ίση με μία προκαθορισμένη οριακή τιμή.

Τα εντατικά μεγέθη και οι στροφές των δομικών στοιχείων στην αρχή κάθε υπολογιστικού βήματος είναι ίσα με τα αντίστοιχα μεγέθη στο τέλος του προηγούμενου βήματος, ενώ κάθε φορά που εφαρμόζεται μία νέα κατανομή προσαυξημένων οριζοντίων φορτίων η ανάλυση που διενεργείται αρχίζει από μηδενικές αρχικές συνθήκες. Συνεπώς, για τον προσδιορισμό του συνολικού διαγράμματος τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κορυφής

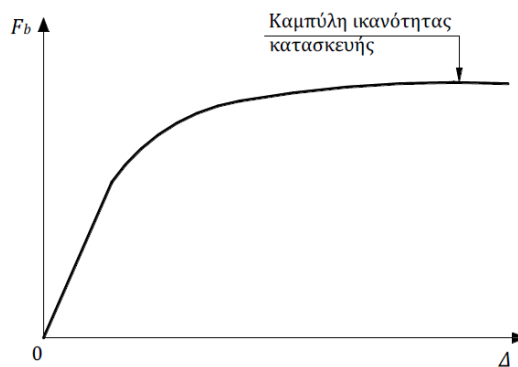
(V-Δ), το οποίο ονομάζεται καμπύλη ικανότητας τα αποτελέσματα κάθε ανάλυσης προστίθενται στα αποτελέσματα της προηγούμενης.

5.7 Καμπύλη ικανότητας

Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής υπολογίζεται από τη διαδικασία που περιγράφεται παραπάνω, και η τυπική μορφή της δίνεται στο Σχήμα 5.1. Η συνεχώς ελαττούμενη κλίση αναπαριστά την προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής, η οποία οφείλεται στην αυξανόμενη πλευρική μετακίνηση, την προοδευτική διαρροή των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και τις βλάβες που σημειώνονται στο φορέα.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 – 1 η χάραξη της καμπύλης ικανότητας πρέπει να γίνεται για τιμές της μετακίνησης ελέγχου, που κυμαίνονται από μηδέν έως το 150%, κατ' ελάχιστον, της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό γίνεται αφενός για να είναι η διγραμμική καμπύλη, που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης ικανότητας της κατασκευής και αφετέρου για να διασφαλιστεί η αριθμητική ευστάθεια της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου.

Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη π.χ. κατά 50% από τη στοχευόμενη. Ωστόσο, συνίσταται να χαράσσεται η «πλήρης» καμπύλη αντίστασης, δηλαδή μέχρι τη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα, ώστε πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας της κατασκευής να μπορεί να γίνει και μία εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων (μ_δ).



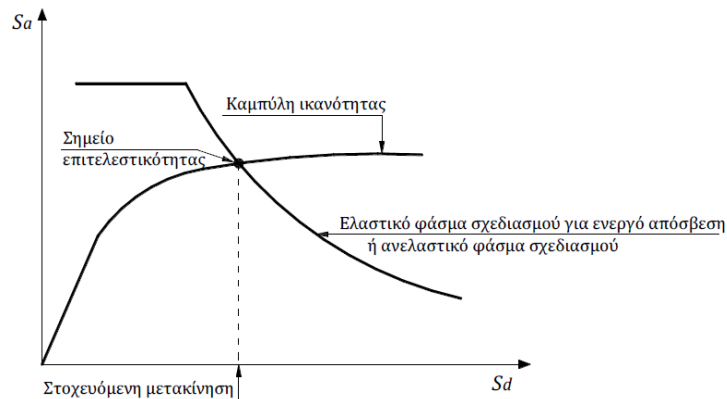
Σχήμα 5.1 Τυπική καμπύλη ικανότητας

5.8 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

5.8.1 Εισαγωγή

Η γενική φιλοσοφία υπολογισμού που ακολουθείται είναι ότι για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία (capacity) πρέπει να είναι ίδια με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού (demand). Δηλαδή, το σημείο επιτελεστικότητας προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας της κατασκευής (το φάσμα ικανότητας προκύπτει από μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε μορφή ADRS) και του ανελαστικού φάσματος (επίσης σε

μορφή ADRS) για την αντίστοιχη πλαστιμότητα ή του ελαστικού φάσματος για την ενεργό απόσβεση (Σχήμα 5.2).



Σχήμα 5.2 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού του σημείου επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μεθοδολογία ATC-40 και τη μέθοδο των συντελεστών. Η μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται και στις δύο μεθόδους από τη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

5.8.2 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους μπορεί να θεωρηθεί ότι γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = F_b \frac{m_i \varphi_i}{\sum_j m_j \varphi_j} \quad (5.1)$$

όπου, $F_b = \sum F_i$ είναι η τέμνουσα βάσης και οι συντελεστές φ_i δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους. Συνήθως οι συντελεστές φ_i λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της θεμελιώδους ιδιομορφής στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Σημειώνεται, όμως, ότι αντί της θεμελιώδους 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, δηλαδή τίθεται $\varphi_{top} = 1$.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (5.1) και $\varphi_{top} = 1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ.) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot \hat{Q} \quad (5.2)$$

όπου

\hat{Q} = μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη, μετακίνηση)

Q = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης F_b , μετακίνηση κορυφής Δ)

Γ = συντελεστής συμμετοχής που (για επίπεδη κίνηση της κατασκευής) δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (5.3)$$

Ο αριθμητής της σχέσης (5.3) ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή,

$$\hat{m} = \sum m_i \varphi_i \quad (5.4)$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού [σχέση (5.2)], η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ_i είναι ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της θεμελιώδους ιδιομορφής.

Η σχέση (5.2) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε *φάσμα ικανότητας (capacity spectrum)* του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε μορφή ADRS. Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = \frac{F_b}{a \cdot m_{ολ}} \quad (5.5)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad \text{εάν } \varphi_{top} = 1 \quad (5.6)$$

ή

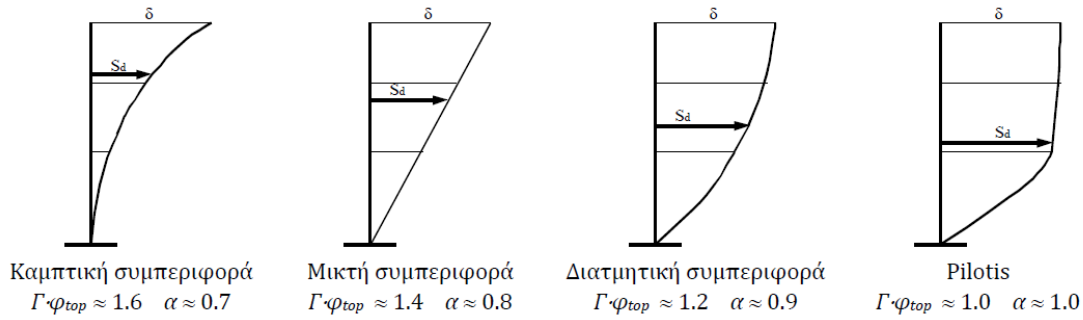
$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}} \quad \text{εάν } \varphi_{top} \neq 1 \quad (5.7)$$

όπου

F_b είναι η τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου, $m_{ολ}$ είναι η συνολική μάζα του πολυβάθμιου, Δ είναι η μετακίνηση κορυφής του κτιρίου και ο συντελεστής a δηλώνει το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης και δίνεται από τη σχέση:

$$a = \frac{[\sum m_i \varphi_i]^2}{m_{ολ} \cdot \sum m_i \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \frac{\hat{m}}{m_{ολ}} \quad (5.8)$$

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών a για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.3.



Σχήμα 5.3 Τιμές συντελεστή α για χαρακτηριστικούς τύπους συμπεριφοράς

5.8.3 Μεθοδολογία ATC-40

Στη μεθοδολογία που προτείνεται στον ATC-40 (Applied Technology Council) για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης χρησιμοποιείται η μεθοδολογία του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος.

Στην παρακάτω παρουσίαση της μεθοδολογίας, για λόγους απλοποίησης, τα μεγέθη που αφορούν στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (μετακίνηση, επιτάχυνση) παρουσιάζονται χωρίς το σύμβολο ‘^’.

Ισοδύναμο ελαστικό σύστημα

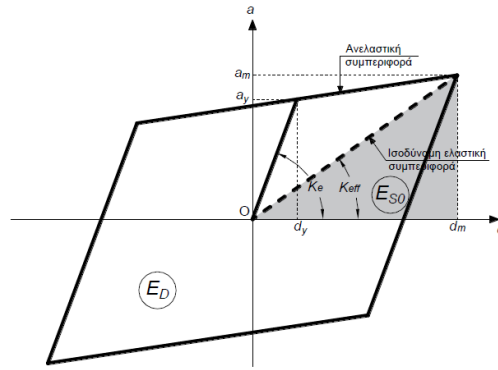
Σύμφωνα με τη θεώρηση του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος, η μέγιστη δύναμη F_m και η μέγιστη μετακίνηση d_m που θα συμβούν σε ένα ανελαστικό σύστημα κατά τη διάρκεια ενός σεισμού μπορεί να υπολογιστεί από τη μετακίνηση ενός ισοδύναμου ελαστικού συστήματος με ενεργό δυσκαμψία K_{eff} και ενεργό απόσβεση ζ_{eff} . Η ενεργός δυσκαμψία υπολογίζεται από τη σχέση (βλ. Σχήμα 5.4)

$$K_{eff} = \frac{F_m}{d_m} = \frac{m a_m}{d_m} \quad (5.9)$$

Η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη και την απόσβεση λόγω υστερητικής συμπεριφοράς ζ_{hyst} , που αντιστοιχεί στον κύκλο απόκρισης για τη μέγιστη μετακίνηση. Για τον υπολογισμό της ζ_{hyst} συνήθως χρησιμοποιείται η σχέση Chorga (1995), η οποία βασίζεται στην ισοδυναμία των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος:

$$\zeta_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{s0}} = \frac{0.637 \cdot (a_y \cdot d_m - d_y \cdot a_m)}{a_m \cdot d_m} \quad (5.10)$$

Σημειώνεται ότι, τόσο για τον υπολογισμό της ενεργούς δυσκαμψίας K_{eff} όσο και για τον υπολογισμό της ενεργούς απόσβεσης ζ_{eff} απαιτείται η μέγιστη μετακίνηση d_m , η οποία όμως δεν είναι γνωστή αλλά η ζητούμενη στοχευόμενη μετακίνηση. Γι’ αυτό η μέθοδος απαιτεί δοκιμές μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση.



Σχήμα 5.4 Ορισμός ισοδύναμου ελαστικού συστήματος

Η μέθοδος ATC-40 σε βήματα

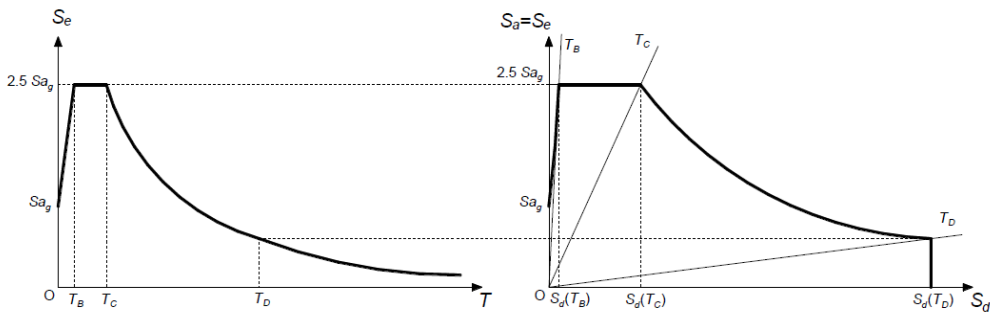
Βήμα 1. Μετατροπή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = 5\%$ σε μορφή ADRS (Σχήμα 5.5)

Η διαδικασία μετατροπής βασίζεται στη σχέση:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \quad (5.11)$$

Σημειώνεται ότι, ισχύει: $T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$ (5.12)

Επομένως στο φάσμα ADRS ακτινικές γραμμές από την αρχή των αξόνων έχουν σταθερή περίοδο (Σχήμα 5.5).



Σχήμα 5.5 Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε μορφή ADRS

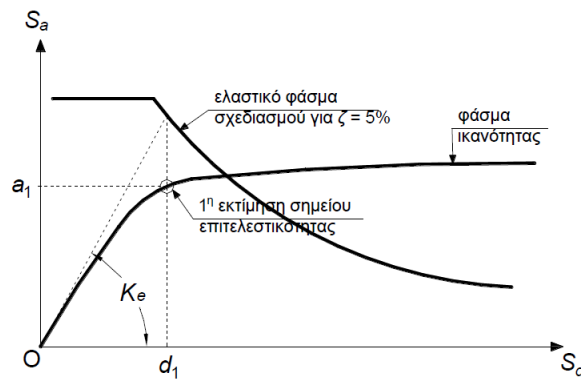
Βήμα 2. Μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum).

Η καμπύλη ικανότητας (capacity curve) μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (5.5) – (5.7).

Βήμα 3. Εύρεση 1^{ου} σημείου δοκιμών.

Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta=5\%$ υπολογίζεται η μετακίνηση d_1 για τη δυσκαμψία K_e που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση d_1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας από το αντίστοιχο σημείο πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1 (Σχήμα 5.6).

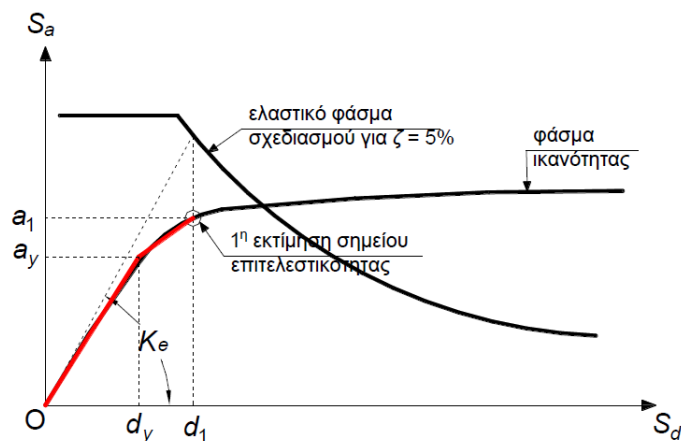
Σημειώνεται ότι, η μετακίνηση d_1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και του ανελαστικού συστήματος (παραδοχή ίσων μετακινήσεων).



Σχήμα 5.6 Εύρεση πρώτου σημείου δοκιμών

Βήμα 4. Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας.

Διγραμμικοποιείται το τμήμα του φάσματος ικανότητας μέχρι το σημείο της 1^{ης} εκτίμησης του σημείου επιτελεστικότητας που υπολογίστηκε στο προηγούμενο βήμα με κριτήριο τα αποκοπτόμενα εμβαδά πάνω και κάτω από την καμπύλη να είναι ίσα (Σχήμα 5.7). Έτσι, ορίζεται η μετακίνηση διαρροής d_y και η επιτάχυνση διαρροής a_y .



Σχήμα 5.7 Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Βήμα 5. Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης. Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$\zeta_{eff} = \zeta_e + \zeta_{hyst} \quad (5.13)$$

όπου:

ζ_e = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά ($\zeta_e = 5\%$ για Ο.Σ.)

ζ_{hyst} = υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης χρησιμοποιείται η σχέση Chopra (5.10), η οποία όμως έχει αποδειχθεί όμως ότι *υπερεκτιμά* την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάστιμη συμπεριφορά. Γι' αυτό, στο ATC-40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ που ορίζεται ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση.

Πίνακας 5.1 Τύποι συμπεριφοράς κτιρίων

Διάρκεια σεισμού	Νέες, καλές αντισεισμικές κατασκευές	Μέτριες αντισεισμικά κατασκευές	Φτωχές αντισεισμικά κατασκευές
Μικρή (κοντά στο επίκεντρο)	A	B	C
Μεγάλη (μακριά από το επίκεντρο, γενικώς για ζώνες Z3 & Z4)	B	C	C

Πίνακας 5.2 Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ

Τύπος συμπεριφοράς	ζ_{hyst} (%)	κ
A	$\leq 16,25$	1,00
	$> 16,25$	$1,13 - \frac{0,51 \cdot (a_y \cdot d_m - d_y \cdot a_m)}{a_m \cdot d_m}$
B	< 25	0.67
	> 25	$0,845 - \frac{0,446 \cdot (a_y \cdot d_m - d_y \cdot a_m)}{a_m \cdot d_m}$
C	Όλες οι τιμές	0,33

Θέτοντας $a_m = a_1$ και $d_m = d_1$ στη σχέση (5.10) προκύπτει:

$$\zeta_{eff}(\%) = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot d_1 - d_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot d_1} \quad (5.14)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση $\zeta = \zeta_{eff}$ με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = 5\%$ με τους συντελεστές SR_A και SR_V (βλ. Σχήμα 5.8):

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2,12} \geq SR_{A,min} \quad (5.15)$$

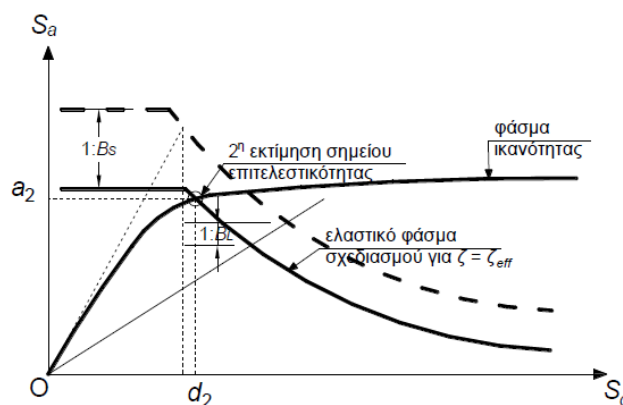
$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2,31 - 0,41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1,65} \geq SR_{V,min} \quad (5.16)$$

στα τμήματα που αντιστοιχούν σε σταθερή επιτάχυνση και σταθερή ταχύτητα αντίστοιχα.

Πίνακας 5.3 Ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης

Τύπος συμπεριφοράς	$SR_{A,min}$	$SR_{V,min}$
A	0,33	0,50
B	0,44	0,56
C	0,56	0,67

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 d_2 αντίστοιχα.



Σχήμα 5.8 Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για $\zeta = \zeta_{eff}$ και εύρεση νέου σημείου επιτελεστικότητας

Βήμα 6. Έλεγχος σύγκλισης

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

$$0,95 \cdot d_1 < d_2 < 1,05 \cdot d_1 \tag{5.17}$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, τίθεται $a_1 = a_2$ και $d_1 = d_2$ και επαναλαμβάνεται η διαδικασία από το 5^ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση d_2 αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση (στοχευόμενη μετακίνηση) \hat{d} του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

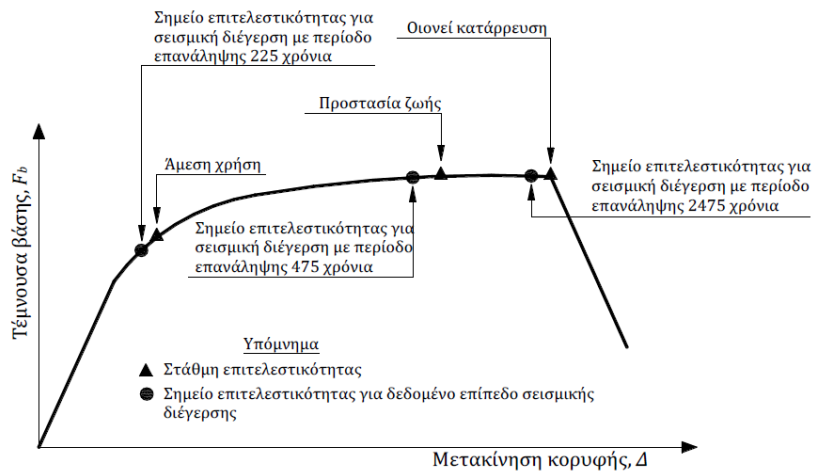
Βήμα 7. Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Η μετακίνηση της κορυφής Δ του κτιρίου που αντιστοιχεί στη μετακίνηση \hat{d} του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται από τη σχέση (5.6) ή την (5.7) επιλύοντας ως προς Δ και θέτοντας $S_d = \hat{d}$. Δηλαδή, στη γενική περίπτωση:

$$\Delta = \Gamma \cdot \varphi_{top} \cdot \hat{d} \tag{5.18}$$

5.9 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

Για να ελεγχθεί εάν μία κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να εξεταστεί εάν, για το σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης, η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – *target displacement*) αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας (*performance point*) πάνω στην καμπύλη ικανότητας που βρίσκεται πριν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.



Σχήμα 5.9 Σύγκριση σημείου επιτελεστικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και της αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας

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

Κεφάλαιο 6

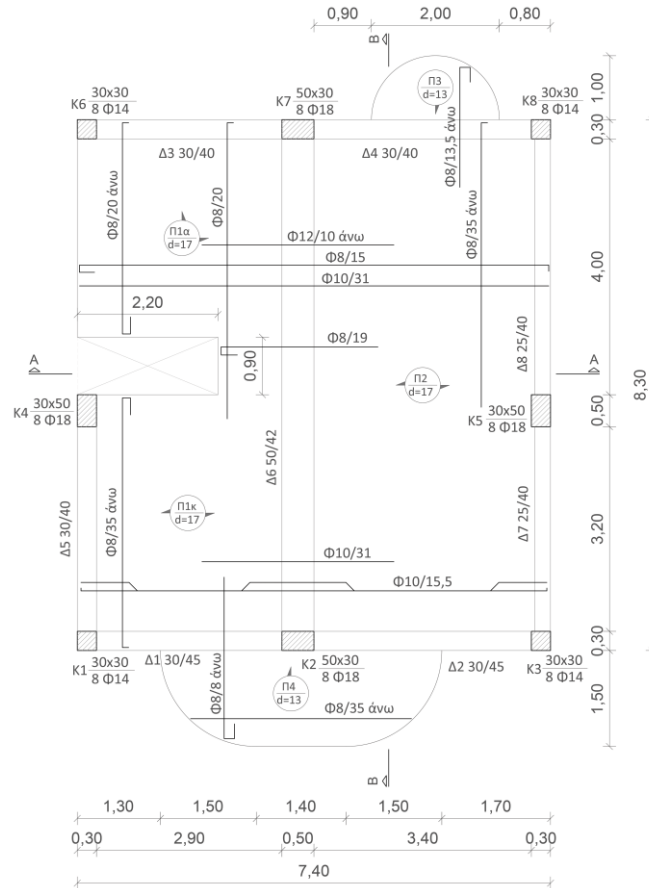
Περιγραφή και Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής

6.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής

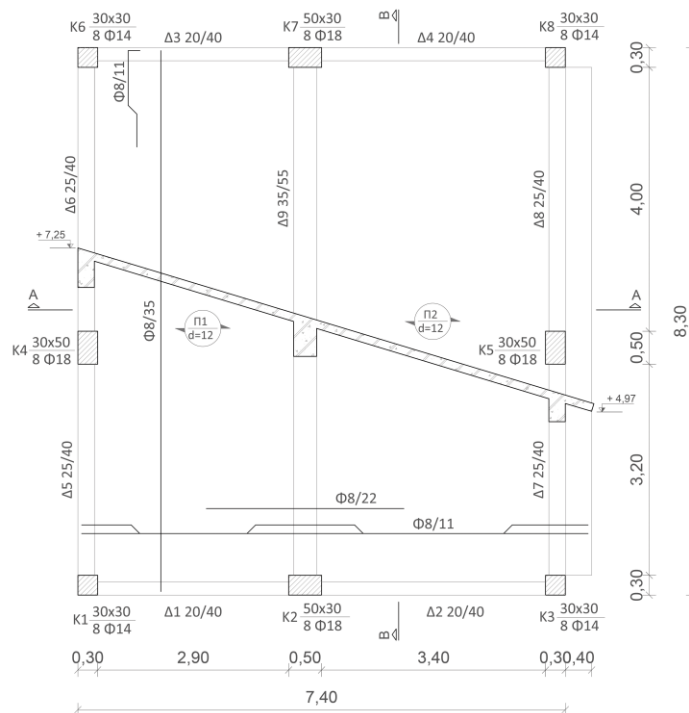
Η υπό μελέτη κατασκευή είναι ένα υφιστάμενο διώροφο κτίριο κατοικίας με υπόγειο, που βρίσκεται στην περιοχή του Διονύσου Αττικής. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική διαστάσεων $7,40 \text{ m} \times 8,30 \text{ m}$. Το καθαρό ύψος του ισογείου είναι $2,67 \text{ m}$, ενώ του ορόφου είναι μεταβλητό, λόγω ύπαρξης κεκλιμένης πλάκας στέγης (κλίση 30%) και κυμαίνεται από $4,29 \text{ m}$ έως $2,07 \text{ m}$. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελείται από πλάκες, δοκούς και υποστυλώματα, ενώ το υπόγειο διαθέτει τοιχώματα και κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του κτιρίου.

Το εν λόγω κτίριο μελετήθηκε το 1985, συνεπώς η στατική μελέτη έγινε σύμφωνα με τον ισχύοντα Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 (Κ.Ο.Σ 1954) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, όπως τροποποιήθηκε το 1984. Για τη διαστασιολόγηση τα σεισμικά φορτία υπολογίστηκαν για περιοχή κατηγορίας I και έδαφος κατηγορίας γ, επομένως για συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης $\varepsilon = 0,08$. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα B160 και νευροχάλυβας ST III.

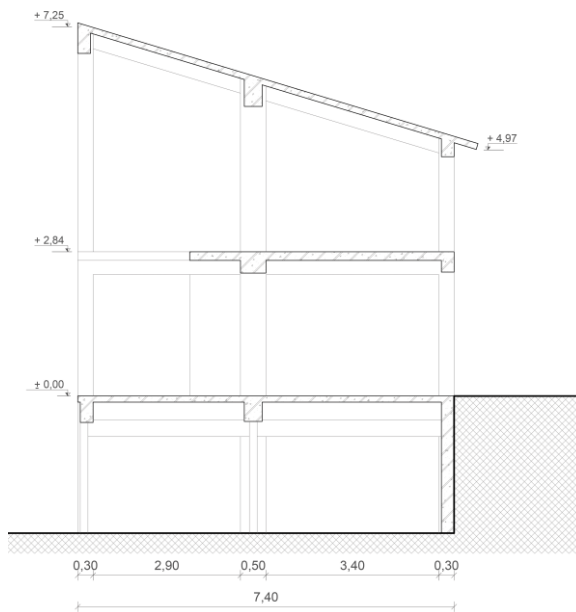
Το υπό μελέτη κτίριο δεν έχει υποστεί καμία επέμβαση, προσθήκη ή κάποια αλλαγή μετά την αρχική κατασκευή του. Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται οι ξυλότυποι του κτιρίου και οι τομές κατά τις δύο κύριες και κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.



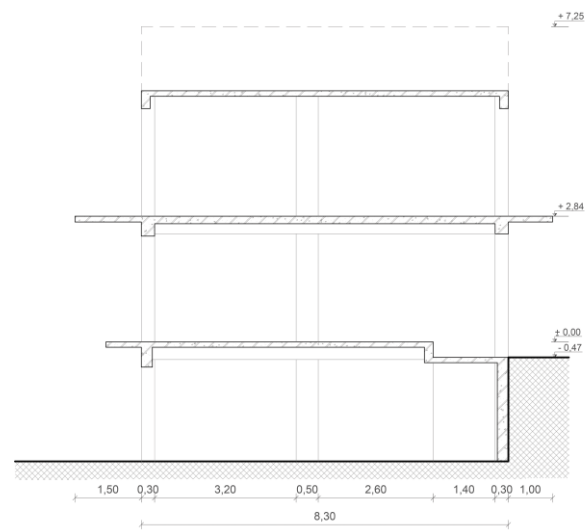
Σχήμα 6.1 Ευλότυπος οροφής ισογείου



Σχήμα 6.2 Ευλότυπος οροφής Α' ορόφου



Σχήμα 6.3 Τομή A-A



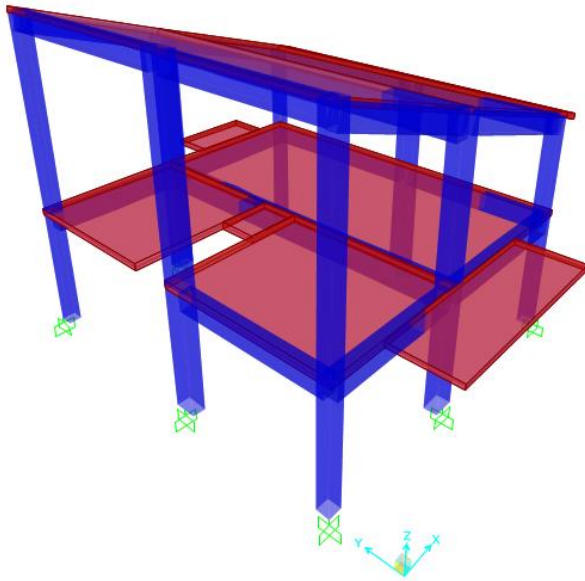
Σχήμα 6.4 Τομή B-B

6.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής

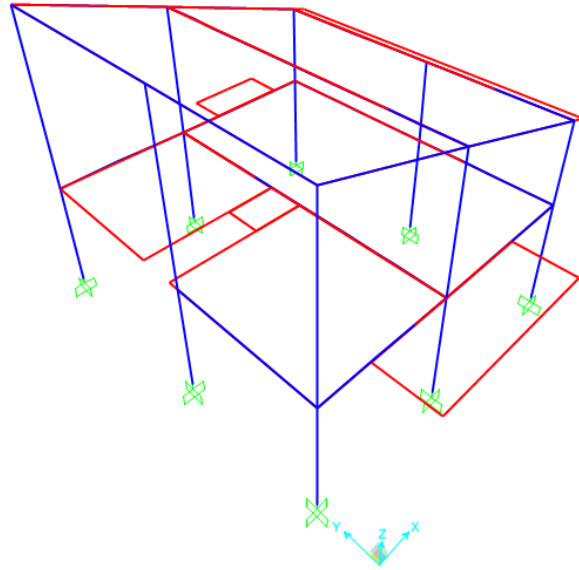
Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε με το λογισμικό SAP2000 v.18.0.1. Επιλέγεται η μόρφωση ενός χωρικού προσομοιώματος, το οποίο αποτελείται από γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται με γραμμικά – ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας (frame elements), ενώ οι πλάκες με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους, συγκεκριμένα με τετρακομβικά στοιχεία κελύφους με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο (shell elements), έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος τους και να κατανέμουν τα επιφανειακά φορτία στις δοκούς.

Στο προσομοίωμα αγνοήθηκε η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων στη δυσκαμψία της κατασκευής, όχι όμως και στη μάζα, αφού τα φορτία τους λαμβάνονται υπόψη με την επιβολή του κατάλληλου επιφανειακά κατανεμημένου φορτίου στις πλάκες της οροφής του ισόγειου.

Εφόσον το υπόγειο του κτιρίου διαθέτει τοιχεία μεγάλου μεγέθους και κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του κτιρίου, θεωρείται ότι εξασφαλίζεται το απαραμόρφωτο της στάθμης του ισόγειου. Γι' αυτόν τον λόγο, επιλέχθηκε να μην προσομοιωθεί και για τη στήριξη του προσομοιώματος της ανωδομής στο έδαφος να χρησιμοποιηθούν πακτώσεις (στο Κεφάλαιο 11 ελέγχεται κατά πόσο η συγκεκριμένη προσομοίωση είναι ορθή).



Σχήμα 6.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος (extruded view)



Σχήμα 6.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος

6.3 Υλικά

Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών δε χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής των υλικών, αλλά οι μέσες, ως μία εκτίμηση της πραγματικής αντοχής των υλικών.

Στον υπό μελέτη φορέα δεν έχει επιτελεστεί κάποια επί τόπου επιθεώρηση, διατίθενται όμως τα αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια από τα οποία προσδιορίζονται οι γεωμετρικές ιδιότητες του δομικού φορέα, η ποσότητα και η διαμόρφωση λεπτομερειών οπλισμού και οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών. Επομένως θεωρείται ότι επιτυγχάνεται το επίπεδο γνώσης “Κανονική Γνώση” και ως αντιπροσωπευτικές τιμές της αντοχής των υφιστάμενων υλικών λαμβάνονται οι μέσες, διαιρεμένες με το συντελεστή εμπιστοσύνης $CF_{EΓ2} = 1,20$.

Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών των υλικών στο λογισμικό γίνεται με την παρακάτω σειρά εντολών:

Define → *Materials* → *Add New Material*

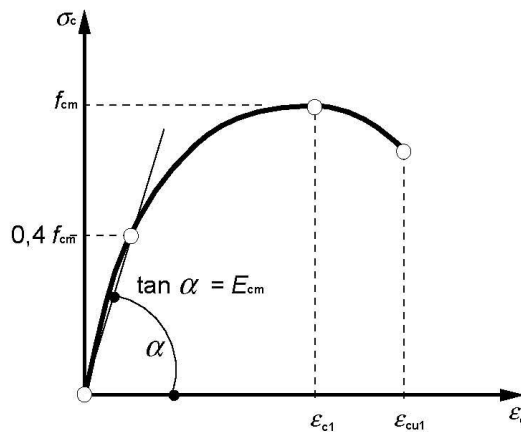
6.3.1 Σκυρόδεμα

Για την κατασκευή του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας B160 (αντοχή κυβικού δοκιμίου 16 MPa, Β.Δ. 1954), το οποίο αντιστοιχεί στην κατηγορία C12/15 του Ευρωκώδικα 2, με τα παρακάτω χαρακτηριστικά (ΕΚ2 – 1.1, § 3.1.3):

- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου: $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$
- Μέση θλιπτική αντοχή: $f_{cm} = 20 \text{ MPa} (= f_{ck} + 8)$
- Αντιπροσωπευτική αντοχή για σεισμική αποτίμηση: $f_{cm}/1,2 = 16,67 \text{ MPa}$

- Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας: $E_{cm} = 27 \text{ GPa} (= 22 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3})$
- Ανηγγμένη παραμόρφωση στη μέγιστη αντοχή: $\varepsilon_{c1} = 1,8 \cdot 10^{-3}$
- Ονομαστική παραμόρφωση αστοχίας: $\varepsilon_{cu1} = 3,5 \cdot 10^{-3}$
- Λόγος Poisson (για μη – ρηγματωμένο σκυρόδεμα): $\nu = 0,2$
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha_t = 10^{-5} /^\circ\text{C}$
- Ειδικό βάρος σπλισμένου σκυροδέματος : $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Μάζα ανά μονάδα όγκου: $2,5 \text{ tn/m}^3$

Στο Σχήμα 6.7 δίνεται το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων του σκυροδέματος σύμφωνα με το μοντέλο που προτείνει ο ΕΚ2.

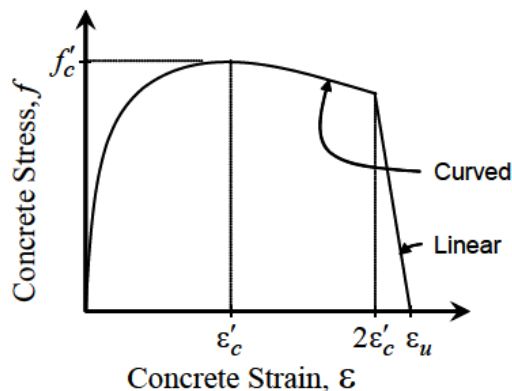


Σχήμα 6.7 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων σκυροδέματος (ΕΚ2)

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του σκυροδέματος στο λογισμικό, είναι διαθέσιμες δύο παραμετρικές καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων, η *Simple* και η *Mander*. Επιλέγεται η καμπύλη *Mander – Unconfined Concrete* (βλ. Σχήμα 6.8), στην οποία λαμβάνονται:

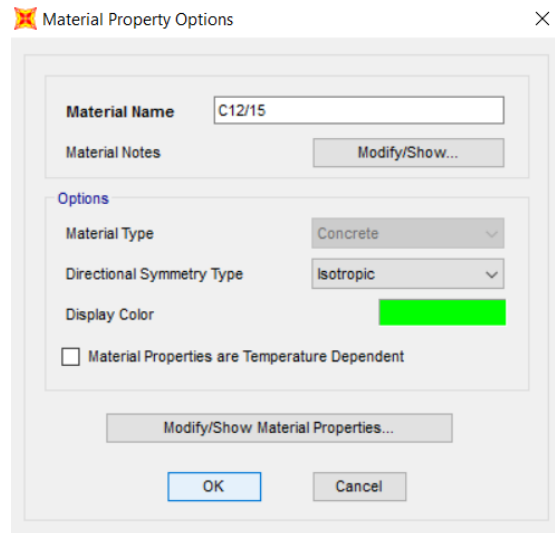
- $f'_c = 16,67 \text{ MPa}$
- $\varepsilon'_c = 1,8 \cdot 10^{-3}$
- $\varepsilon_u = 3,5 \cdot 10^{-3}$

Ο νόμος που διέπει τη συμπεριφορά του υλικού ορίζεται *ισοτροπικός*.

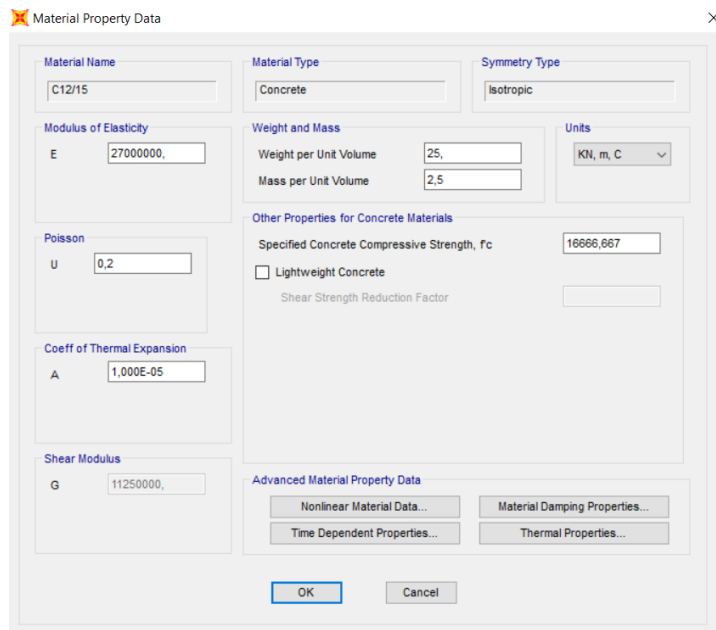


Σχήμα 6.8 Καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων Mander για μη περισφιγμένο σκυρόδεμα

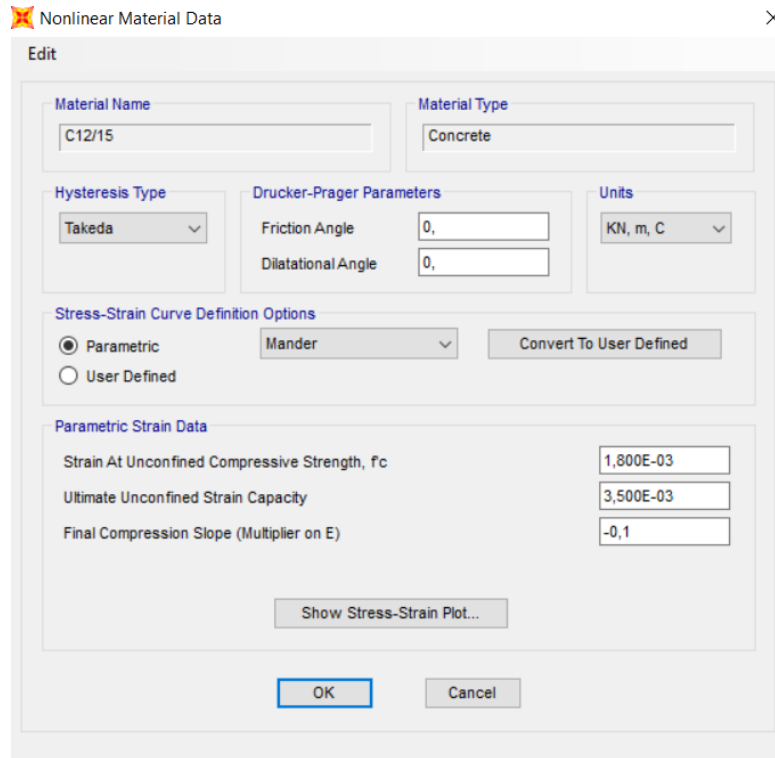
Στα Σχήματα 6.9 – 6.11 φαίνεται η εισαγωγή των χαρακτηριστικών του σκυροδέματος στο λογισμικό, ενώ στο Σχήμα 6.12 δίνεται το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων του υλικού όπως το υπολογίζει το λογισμικό σύμφωνα με τις παραμέτρους που ορίστηκαν παραπάνω.



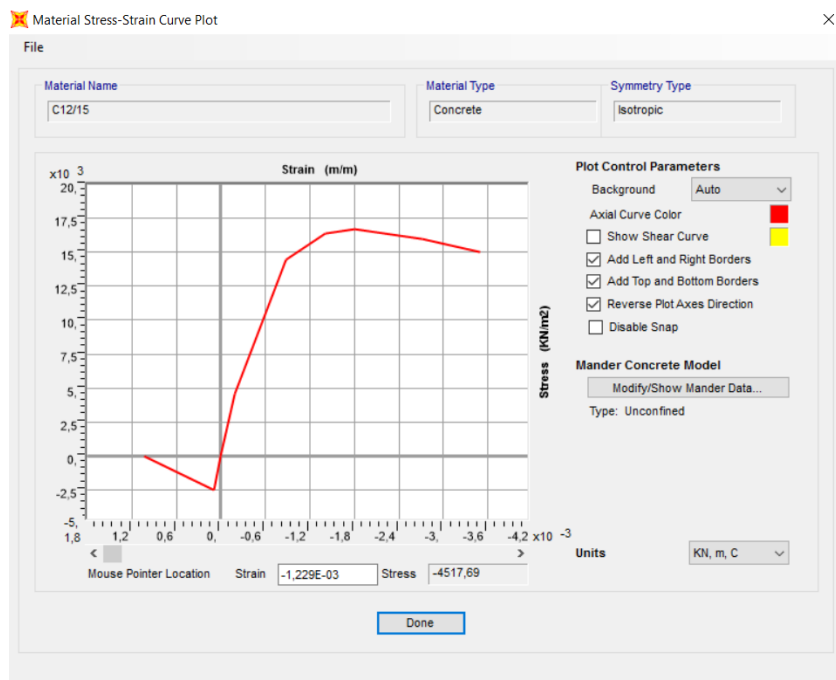
Σχήμα 6.9 Εισαγωγή χαρακτηριστικών σκυροδέματος στο SAP2000



Σχήμα 6.10. Εισαγωγή χαρακτηριστικών σκυροδέματος στο SAP2000



Σχήμα 6.11 Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας σκυροδέματος στο SAP2000



Σχήμα 6.12. Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος (Mander)

6.3.2 Χάλυβας Οπλισμού

Κατά την κατασκευή χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού ποιότητας ST III με τα παρακάτω χαρακτηριστικά (Β.Δ. 1954):

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 420 \text{ MPa}$
- Χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής: $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_s = 200 \text{ GPa}$
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha_t = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Μάζα ανά μονάδα όγκου: $7,85 \text{ tn/m}^3$

Π Ι Ν Α Ξ Ι

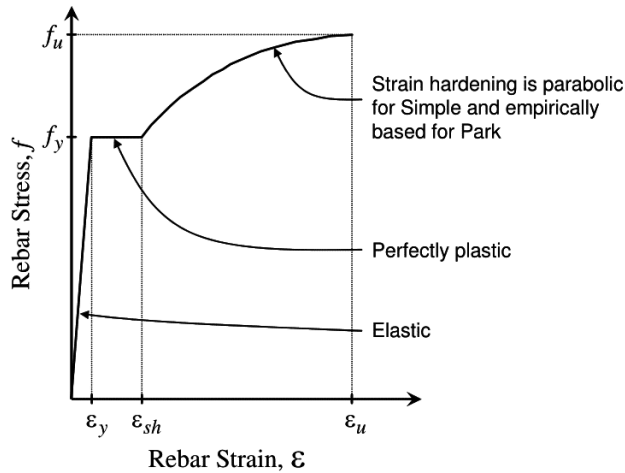
Κατηγορία	Ε Ν Δ Ε Ι Ξ Ε Ι Σ	Διάμετρος mm	Ελάχιστον δριον διαρροής Kg/cm ³	Αντοχή εις εφελκυσμόν Kg/cm ²	Ελαχίστη μήκων εις επίμηκος προτύπου δοκιμίου %
1	2	3	4	5	6
I	Κοινός Χάλυψ I		2200	3400-5000	18
II ^a	Χάλυψ II (φυσικώς σκληρός μέχρι τούδε «χάλυψ ύψηλης άντοχής»)	≤ 18	3600	5000-6200 5000-6400	20
		> 18	3400		18
II ^b	Ειδικός χάλυψ II (κατεργασμένος εν ψυχρῶ)	≤ 18 > 18	3600 3400	} ≥ 5000	14
III ^a	Χάλυψ III (φυσικώς σκληρός)	≤ 18 > 18	4200 4000		
		III ^b	Ειδικός Χάλυψ III (κατεργασμένος εν ψυχρῶ) Μόνον υπό ειδικήν μορφήν	≤ 18 > 18	4200 4000
IV ^a	Χάλυψ IV (φυσικώς σκληρός)		5000	—	16
IV ^b	Ειδικός χάλυψ IV (κατεργασμένος εν ψυχρῶ δικτυωτός όπλι- σμός μετὰ άμετατοπίστων κόμβων ώς π. χ. δικτυωτά έλάσματα).		5000	—	8

Σχήμα 6.13. Μηχανικά χαρακτηριστικά χαλύβων οπλισμού σύμφωνα με Β.Δ. 1954

Συντηρητικά, λαμβάνεται η μέση τιμή αντοχής ίση με τη χαρακτηριστική:

- $f_{ym} = f_{yk} = 420 \text{ MPa} \rightarrow f_{ym}/1,2 = 350 \text{ MPa}$
- $f_{tm} = f_{tk} = 500 \text{ MPa} \rightarrow f_{tm}/1,2 = 416,67 \text{ MPa}$

Για την προσομοίωση του χάλυβα οπλισμού στο λογισμικό είναι διαθέσιμοι δύο τύποι παραμετρικών καμπυλών τάσεων – παραμορφώσεων, η καμπύλη *Simple* και η καμπύλη *Park*, η διαφορά των οποίων είναι ότι στην κρατυνόμενη περιοχή μετά το πλατό διαρροής, η καμπύλη *Simple* χρησιμοποιεί παραβολική σχέση, ενώ η *Park* μία εμπειρική σχέση.



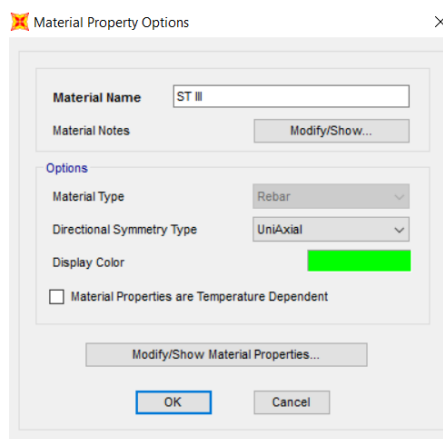
Σχήμα 6.14. Διαθέσιμη καμπύλη τάσεων - παραμορφώσεων χάλυβα οπλισμού από το λογισμικό

Επιλέγεται η καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων *Simple*, στην οποία λαμβάνονται:

- $f_y = 350$ MPa
- $f_u = 416,67$ MPa
- $\epsilon_{sh} = 0,02$ (η ανηγμένη παραμόρφωση στην οποία αρχίζει η κράτυνση του χάλυβα δεν ορίζεται σε κανένα Ευρωπαϊκό πρότυπο και η τιμή της λαμβάνεται συμβατικά)
- $\epsilon_u = 0,075$ (ανηγμένη παραμόρφωση στην τάση θραύσης)

Ο νόμος που διέπει την συμπεριφορά του υλικού ορίζεται *μονοαξονικός*, καθώς το υλικό θα χρησιμοποιηθεί μόνο για την προσομοίωση των ράβδων οπλισμού.

Στα Σχήματα 6.15 – 6.17 φαίνεται η εισαγωγή των χαρακτηριστικών του χάλυβα οπλισμού στο λογισμικό, ενώ στο Σχήμα 6.18 δίνεται το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων του υλικού όπως το υπολογίζει το λογισμικό σύμφωνα με τις παραμέτρους που ορίστηκαν παραπάνω.



Σχήμα 6.15 Εισαγωγή χαρακτηριστικών χάλυβα οπλισμού στο SAP2000

Σχήμα 6.16 Εισαγωγή χαρακτηριστικών χάλυβα οπλισμού στο SAP2000

Σχήμα 6.17 Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας χάλυβα οπλισμού στο SAP2000



Σχήμα 6.18 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων χάλυβα οπλισμού (Simple)

6.4 Διατομές φερόντων στοιχείων

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

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

Εναλλακτικά, οι διατομές των γραμμικών στοιχείων μπορούν να σχεδιαστούν στο *Section Designer* με την ακόλουθη σειρά εντολών:

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

ώστε να είναι δυνατός ο άμεσος υπολογισμός του διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων και των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης εντατικών μεγεθών κάθε διατομής, από το λογισμικό.

Η εισαγωγή των διατομών των επιφανειακών στοιχείων (πλάκες) στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → *Section Properties* → *Area Sections* → *Shell* → *Add New Section*

6.4.1 Υποστυλώματα

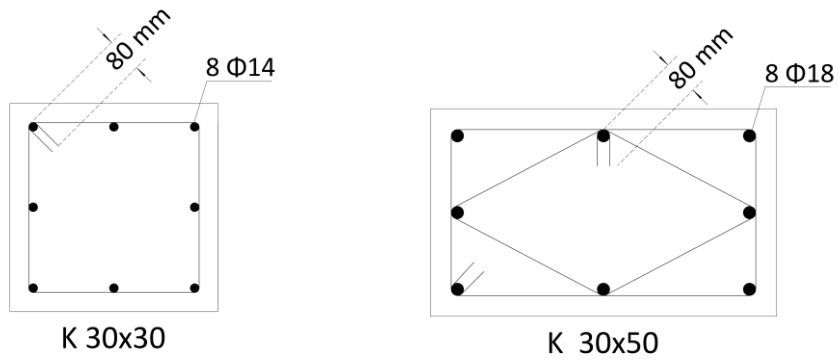
Οι διατομές των υποστυλωμάτων της κατασκευής μπορούν να ομαδοποιηθούν σε δύο κατηγορίες, ανάλογα με τη γεωμετρία και τον οπλισμό τους:

K 30×30 (8 Φ14) για τα υποστυλώματα K1, K3, K6, K8

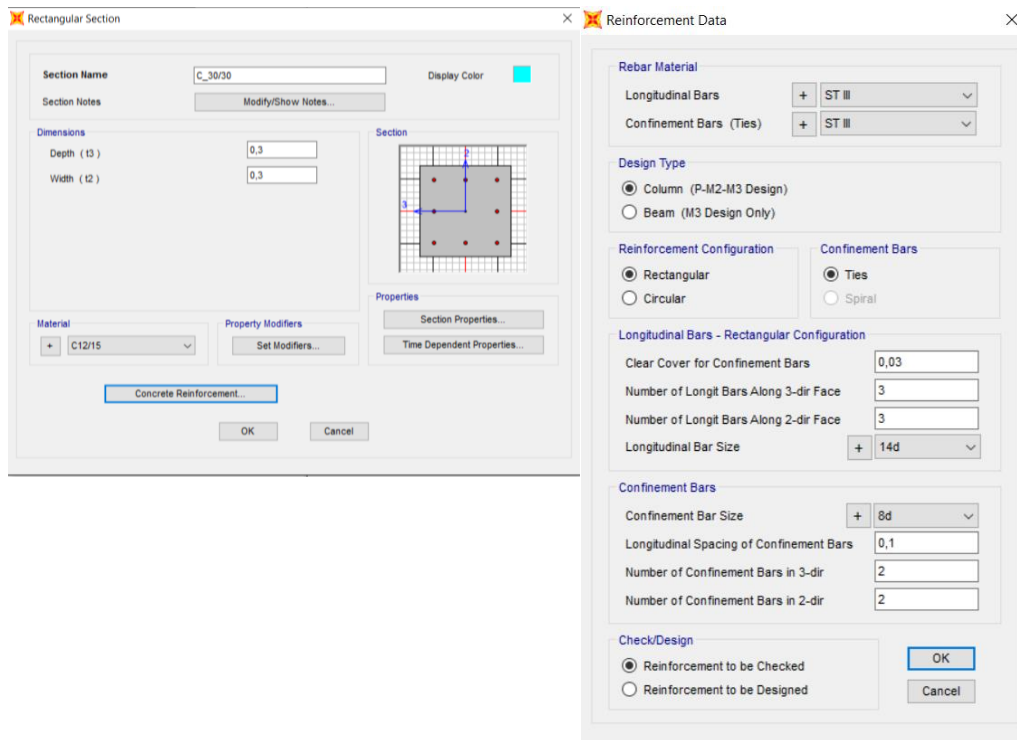
K 30×50 (8 Φ18) για τα υποστυλώματα K2, K4, K5, K7

Οι εγκάρσιοι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι κλειστοί συνδετήρες Φ8/20 γενικά, ενώ εκατέρωθεν των κόμβων σε μήκος ίσο με H/6 (όπου H το καθαρό μήκος του υποστυλώματος) ή 30 cm γίνεται πύκνωση των συνδετήρων σε Φ8/10.

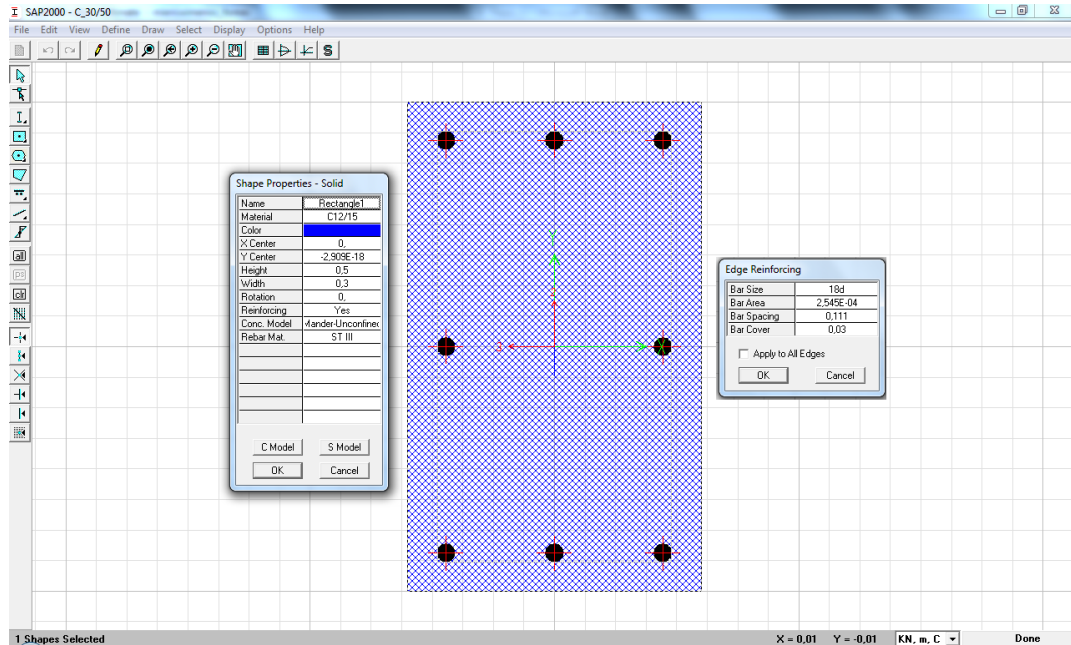
Στο Σχήμα 6.19 δίνονται οι διατομές των υποστυλωμάτων με τις λεπτομέρειες όπλισης και στα Σχήματα 6.20 – 6.21 η εισαγωγή τους στο λογισμικό.



Σχήμα 6.19. Λεπτομέρειες όπλισης υποστυλωμάτων



Σχήμα 6.20 Εισαγωγή διατομής K30x30 στο SAP2000



Σχήμα 6.21 Εισαγωγή διατομής K30×50 στο SAP2000 (Section Designer)

6.4.2 Δοκοί

Οι διατομές των δοκών του ισόγειου μπορούν να ομαδοποιηθούν σε τέσσερις κατηγορίες ως προς τη γεωμετρία τους:

- Δ 30/45 για τις δοκούς Δ1, Δ2
- Δ 30/40 για τις δοκούς Δ3, Δ4, Δ5
- Δ 50/42 για τη δοκό Δ6
- Δ 25/40 για τις δοκούς Δ7, Δ8

Αντίστοιχα, οι διατομές των δοκών του ορόφου μπορούν να ομαδοποιηθούν σε τρεις κατηγορίες ως προς τη γεωμετρία τους:

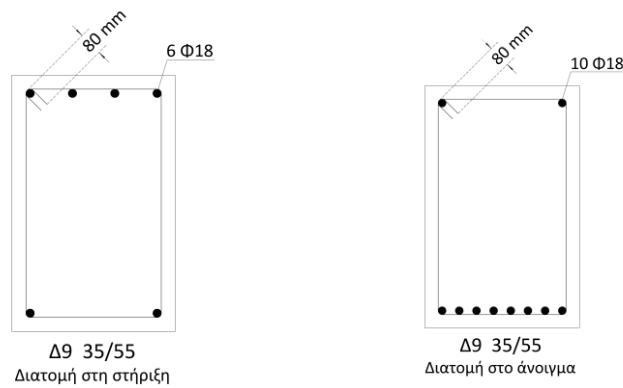
- Δ 20/40 για τις δοκούς Δ1, Δ2, Δ3, Δ4
- Δ 25/40 για τις δοκούς Δ5, Δ6, Δ7, Δ8
- Δ 35/55 για τη δοκό Δ9

Όπως φαίνεται στα αναπτύγματα οπλισμού των δοκών (βλ. Παράρτημα), ο διαμήκης οπλισμός δεν είναι ο ίδιος κατά μήκος κάθε δοκού. Αφενός, διότι υπάρχει κλιμάκωση του οπλισμού και αφετέρου, διότι μέρος του κάτω οπλισμού κάμπτεται προς τα πάνω στις στηρίξεις, για την παραλαβή των αρνητικών ροπών. Για την εκτίμηση της πραγματικής συμπεριφοράς της κατασκευής κάθε δοκός προσομοιώνεται με όσες διατομές απαιτούνται ώστε να αποδοθεί ο πραγματικός διαμήκης οπλισμός κατά μήκος της δοκού.

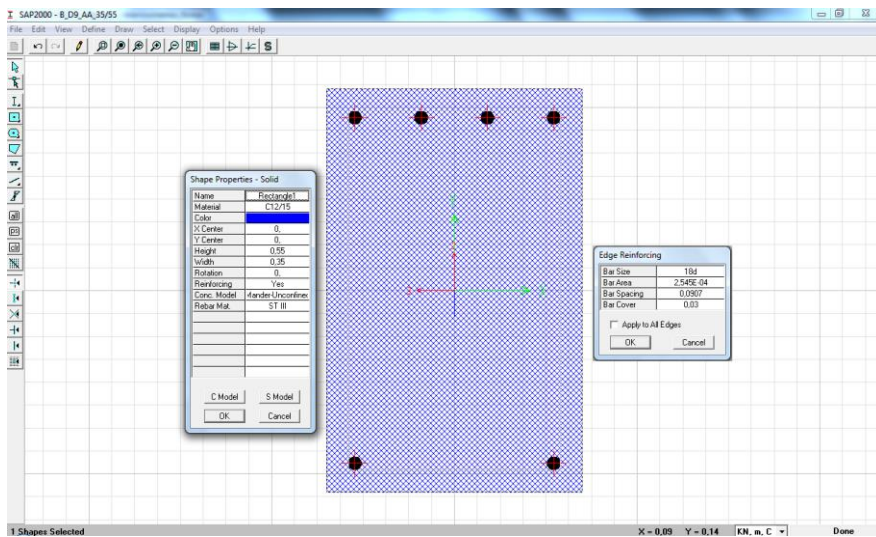
Οι εγκάρσιοι οπλισμοί των δοκών είναι κλειστοί συνδετήρες Φ8/18,5. Οι αποστάσεις τους δίνονται λεπτομερώς στα αναπτύγματα οπλισμού. Σε μήκος ίσο με 2d εκατέρωθεν των παρειών του υποστυλώματος γίνεται πυκνώση των συνδετήρων σε Φ8/10.

Σημειώνεται ότι, οι δοκοί προσομοιώνονται με ορθογωνική διατομή και όχι με διατομή πλακοδοκού, καθώς στο προσομοίωμα του κτιρίου οι πλάκες εισάγονται με τις πραγματικές τους διαστάσεις ως επιφανειακά στοιχεία, εξασφαλίζοντας, έτσι τη λειτουργία πλακοδοκού και την πραγματική δυσκαμψία της κατασκευής.

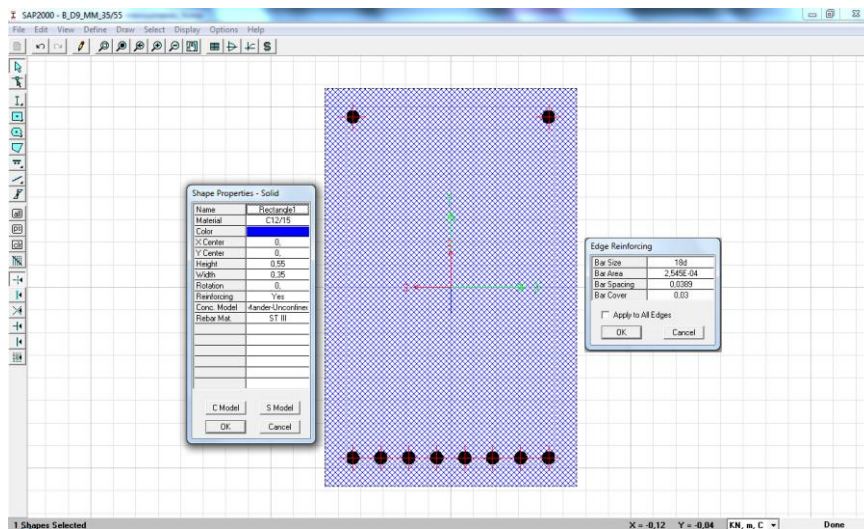
Στο Σχήμα 6.22 δίνονται ενδεικτικά δύο διατομές της δοκού Δ9 (35/55) του ορόφου με τις λεπτομέρειες όπλισης, η μία στη στήριξη και η άλλη στο άνοιγμα, ενώ στα Σχήματα 6.23 και 6.24 δίνεται η προσομοίωσή τους στο λογισμικό.



Σχήμα 6.22 Ενδεικτικές διατομές δοκού στη στήριξη και στο άνοιγμα



Σχήμα 6.23 Εισαγωγή διατομής Δ 35/55 (στη στήριξη) στο SAP2000



Σχήμα 6.24 Εισαγωγή διατομής Δ 35/55 (στο άνοιγμα) στο SAP2000

6.4.3 Πλάκες

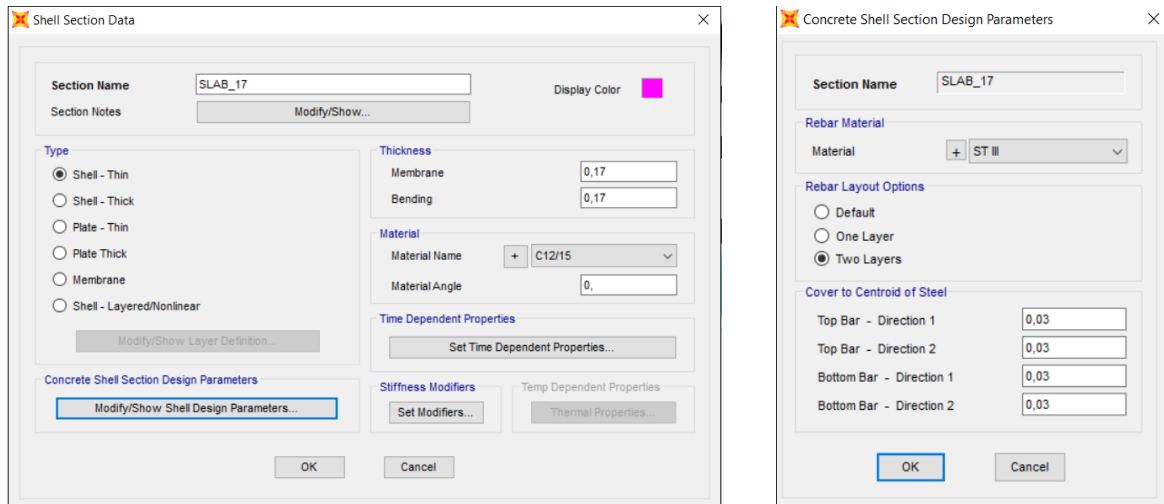
Τα πάχη των πλακών του κτιρίου είναι:

Οροφή ισογείου: $h = 17 \text{ cm}$

Οροφή ορόφου: $h = 12 \text{ cm}$

Εξώστες $h = 13 \text{ cm}$

Οι πλάκες προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, ορίζοντας για κάθε διαφορετικό πάχος πλάκας μία διαφορετική διατομή (*Area Section*). Η διαδικασία δίνεται στο Σχήμα 6.25.



Σχήμα 6.25 Εισαγωγή στοιχείων πλάκας στο SAP2000

6.5 Διαφραγματική λειτουργία

Με την εισαγωγή των πλακών ως επιφανειακών στοιχείων στο προσομοίωμα του κτιρίου επιτυγχάνεται η διαφραγματική λειτουργία του φορέα. Επομένως η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους, εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών, άρα και η υπερστατικότητα της κατασκευής και οι αξονικές παραμορφώσεις των δοκών είναι μηδενικές. Κατά την επιβολή της οριζόντιας σεισμικής δράσης θεωρούνται τρεις βαθμοί ελευθερίας, ανά όροφο, δύο μετακινήσεις και μία στροφή.

Σημειώνεται ότι, στην περίπτωση έλλειψης διαφράγματος μειώνεται η υπερστατικότητα, η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής και ενδέχεται συγκέντρωση μεγάλων μετακινήσεων σε ορισμένα μόνο σημεία.

6.6 Απομείωση δυσκαμψιών

Σε φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι μέρος της διατομής τους ρηγματώνεται και δεν λειτουργεί, καθώς και ότι συνυπάρχουν φαινόμενα διάτμησης και εξόλκευσης οπλισμών. Για το λόγο αυτό, οι κανονισμοί προτείνουν την απομείωση των δυσκαμψιών των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η

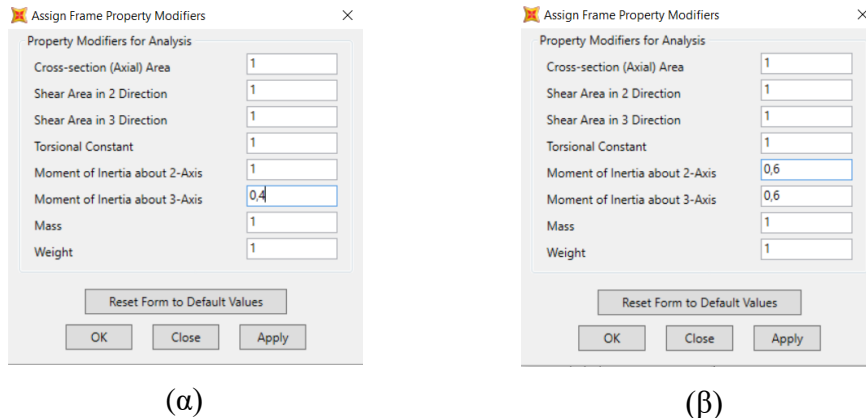
δυσκαμψία των δοκών θα ισούται με το 40% της δυσκαμψίας της αρηγμάτωτης διατομής, και των υποστυλωμάτων με το 60%, αντίστοιχα (όλα τα υποστυλώματα του υπό μελέτη κτιρίου είναι περιμετρικά). Η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 10% της γεωμετρικής τιμής. Η δυστένεια ΕΑ δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες (διαφραγματική λειτουργία).

Η απομείωση αυτή της δυσκαμψίας εισάγεται στο προσομοίωμα ως ένας μειωτικός συντελεστής I_{eff}/I_{el} για κάθε μέλος, μέσω των *Property Modifiers*. Ο λόγος αυτός προκύπτει ως το πηλίκο της ενεργού δυσκαμψίας προς την ελαστική δυσκαμψία της αρηγμάτωτης διατομής $(EI)_{eff}/(EI)_{el}$. Στις δοκούς ο μειωτικός συντελεστής εισάγεται στη ροπή αδράνειας I_{33} , καθώς οι δοκοί κάμπτονται περί τον τοπικό άξονα 3, ενώ στα υποστυλώματα, τα οποία υπόκεινται σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη, εισάγονται μειωτικοί συντελεστές στις ροπές αδράνειας I_{22} και I_{33} .

Η εισαγωγή των μειωτικών συντελεστών γίνεται στο λογισμικό με την παρακάτω σειρά εντολών:

Επιλογή των στοιχείων → *Assign* → *Frame* → *Property Modifiers*

Στο Σχήμα 6.26 δίνεται η εισαγωγή των μειωτικών συντελεστών στο λογισμικό (α) για τις δοκούς και (β) για τα υποστυλώματα.



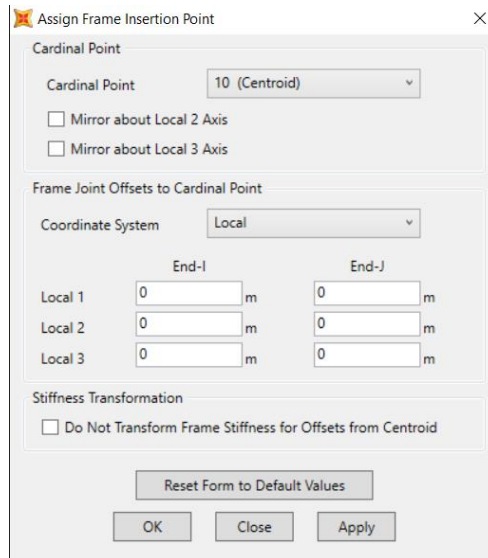
Σχήμα 6.26 Εισαγωγή μειωτικών συντελεστών δυσκαμψίας στο SAP2000

6.7 Εκκεντρότητες δομικών μελών

Η σύνδεση των δομικών μελών της κατασκευής, γενικώς, δεν πραγματοποιείται κεντρικά. Ο κεντροβαρικός άξονας των περιμετρικών δοκών δεν τέμνει τον κεντροβαρικό άξονα των υποστυλωμάτων, στα οποία στηρίζονται και το επίπεδο των πλακών συμπίπτει με την άνω ίνα και όχι το κέντρο βάρους της διατομής των δοκών. Το λογισμικό δίνει τη δυνατότητα εισαγωγής αυτών των εκκεντροτήτων στο προσομοίωμα με την εκτέλεση της σειράς εντολών:

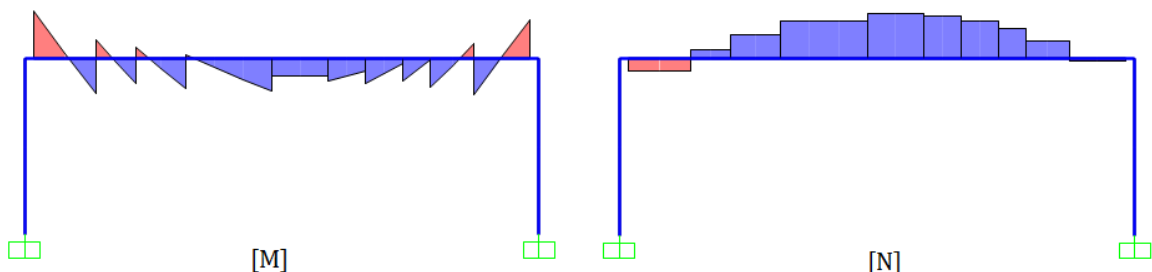
Επιλογή μέλους → *Assign* → *Frame* → *Insertion Point*

Αρχικά τα μέλη σχεδιάζονται κεντρικά και στην συνέχεια με τις παραπάνω εντολές τα άκρα τους μεταφέρονται στην επιθυμητή διεύθυνση και απόσταση ώστε να επιτευχθεί η έκκεντρη σύνδεση. Για να ληφθεί υπόψη η εκκεντρότητα κάθε μέλους στον υπολογισμό του μητρώου δυσκαμψίας του θα πρέπει η εντολή *Do not transform frame stiffness for offsets from centroid* (βλ. Σχήμα 6.27) να μην είναι επιλεγμένη, διαφορετικά οι εκκεντρότητες αποτυπώνονται μόνο στη γραφική απεικόνιση του προσομοιώματος.

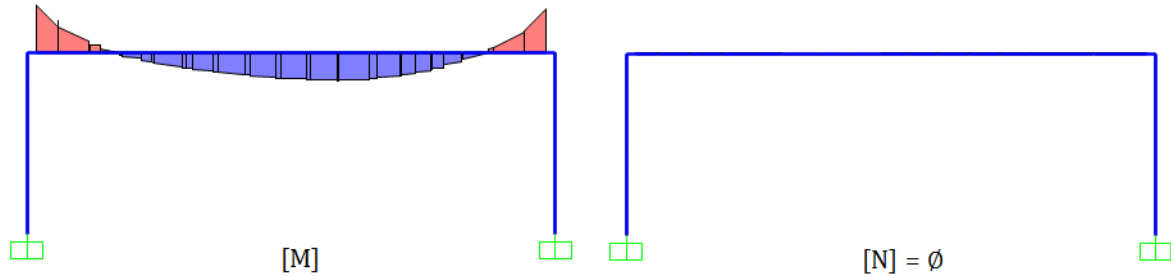


Σχήμα 6.27 Joint Offsets

Προσοχή πρέπει να δοθεί στην περίπτωση, κατά την οποία οι δοκοί οριστούν στο προσομοίωμα με έκκεντρο καθ' ύψος άξονα που διέρχεται από το άνω πέλμα τους. Με δεδομένο ότι υπάρχουν διαφράγματα στις στάθμες των ορόφων, η ανωτέρω προσομοίωση έχει ως αποτέλεσμα να αναπτύσσεται στις δοκούς εκτός από καμπτική ροπή και αξονική δύναμη (βλ. Σχήμα 6.28), εφόσον το άνω πέλμα τους παραμένει απαραμόρφωτο, ενώ το κάτω εφελκύεται λόγω των κατακόρυφων δράσεων (για περισσότερες λεπτομέρειες προτείνεται [35], §2.9.1). Το «πρόβλημα» παρακάμπτεται αν η εντολή *Do not transform frame stiffness for offsets from centroid* είναι επιλεγμένη αφού έτσι τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η εκκεντρότητα.



Σχήμα 6.28 Χαρακτηριστικά εντατικά μεγέθη [M], [N] δοκού σχεδιασμένης με εκκεντρότητα (στήριξη στο άνω πέλμα)



Σχήμα 6.29 Εντατικά μεγέθη $[M]$, $[N]$ δοκού σχεδιασμένης με εκκεντρότητα (στήριξη στο άνω πέλιμα) με επιλεγμένη την εντολή *Do not transform frame stiffness for offsets from centroid*

Στην παρούσα εργασία δίνονται οι εκκεντρότητες στα δομικά μέλη, όπως είναι στην πραγματικότητα, ώστε γραφικά το προσομοίωμα να είναι ρεαλιστικό, αλλά παράλληλα για τις δοκούς επιλέγεται η εντολή *Do not transform frame stiffness for offsets from centroid* ώστε να ληφθούν τα σωστά εντατικά μεγέθη για τον έλεγχο της κατασκευής.

6.8 Κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων

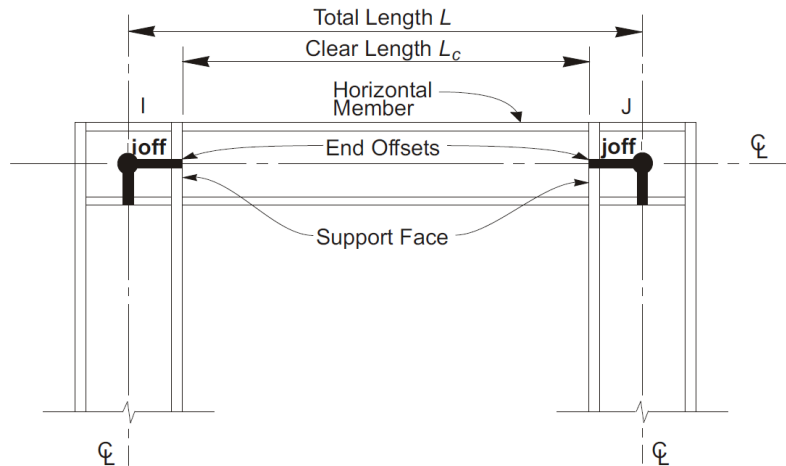
Στις περιοχές των κόμβων των πλαισίων, όπου συνδέονται οι δοκοί με τα υποστυλώματα υπάρχει ένα τμήμα σε κάθε στοιχείο το οποίο υπερκαλύπτεται από τη διατομή του άλλου. Αυτή η υπερκάλυψη συνεπάγεται τη μείωση του ελαστικού μήκους των στοιχείων, βάσει του οποίου υπολογίζεται η δυσκαμψία τους.

Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα καθορισμού του μήκους των τμημάτων στην αρχή (*End-I*) και στο τέλος (*End-J*) κάθε στοιχείου που υπερκαλύπτονται, με την ακόλουθη σειρά εντολών:

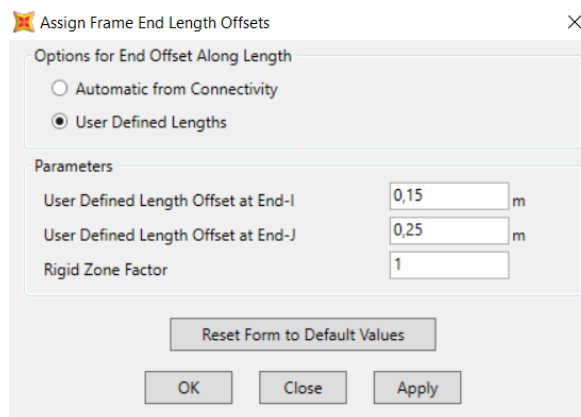
Επιλογή του στοιχείου → *Assign* → *Frame* → *End (Length) Offsets* → *Define Lengths*

Ακόμη, μπορεί να καθοριστεί το πόσο άκαμπτα θα είναι αυτά τα τμήματα, μέσω του συντελεστή *Rigid – zone factor*, ο οποίος παίρνει τιμές από 0 έως 1, με την τιμή 1 να δηλώνει πλήρως άκαμπτο τμήμα και την τιμή 0 πλήρως εύκαμπτο. Η πραγματικότητα βρίσκεται κάπου στο ενδιάμεσο. Ωστόσο, δεδομένου ότι ο υπό μελέτη φορέας είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, θεωρούνται στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα (άκαμπτοι κόμβοι) και στον συντελεστή *Rigid – zone factor* δίνεται η τιμή 1. Διευκρινίζεται ότι, άκαμπτα τμήματα (*End Length Offsets*) ορίζονται μόνο στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, καθώς γίνεται η παραδοχή ότι τα άκρα των δοκών παγιώνονται από τα υποστυλώματα, αλλά τα άκρα των υποστυλωμάτων δεν παγιώνονται από τις δοκούς.

Με τον ορισμό άκαμπτων τμημάτων στις περιοχές των κόμβων τα εντατικά μεγέθη που εξάγονται από το λογισμικό εμφανίζονται από τις παρειές, αφορούν δηλαδή μόνο το καθαρό μήκος των στοιχείων.



Σχήμα 6.30 Άκαμπτες περιοχές κόμβων



Σχήμα 6.31 Καθορισμός μήκους απολύτως στερεών βραχιόνων στο SAP2000

Με την επιλογή *Automatic from Connectivity* (βλ. Σχήμα 6.31) το λογισμικό λαμβάνει αυτόματα υπόψη τις υπερκαλύψεις των στοιχείων στις περιοχές των κόμβων, βάσει των διαστάσεων των διατομών και της σύνδεσης των στοιχείων. Η επιλογή, όμως, αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο όταν τα στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους κεντροβαρικά, καθώς στην περίπτωση που εισαχθούν εκκεντρότητες στα δομικά μέλη, η μετάθεση της παρειάς δεν υπολογίζεται αυτόματα και θα πρέπει να εισαχθεί από το χρήστη.

6.9 Διακριτοποίηση

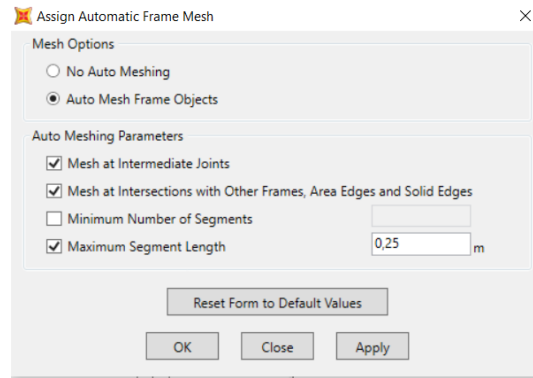
Για την επίτευξη μεγαλύτερης υπολογιστικής ακρίβειας πραγματοποιείται πύκνωση της διακριτοποίησης τόσο για τα γραμμικά όσο και για τα επιφανειακά στοιχεία.

Στο SAP2000 η διακριτοποίηση των γραμμικών στοιχείων επιτυγχάνεται με τη σειρά εντολών:

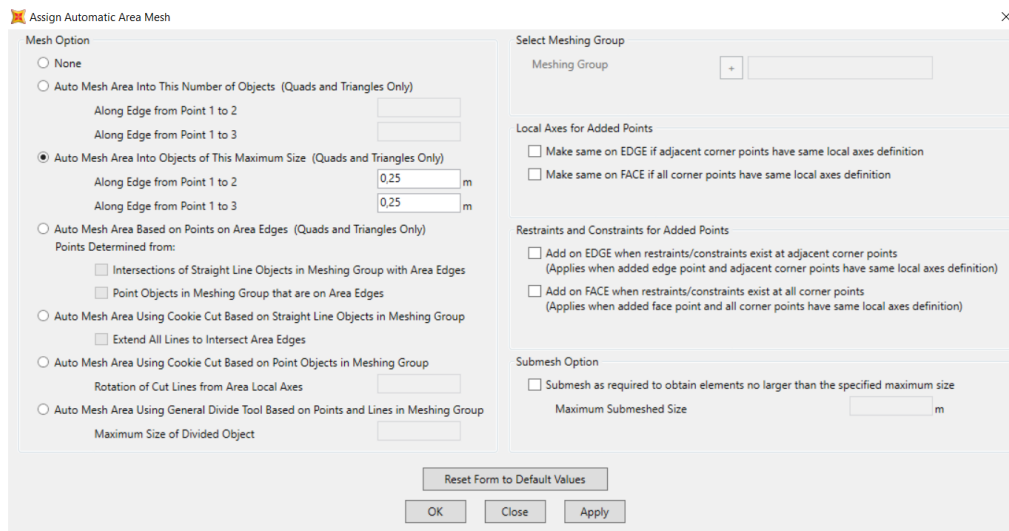
Επιλογή των γραμμικών στοιχείων → Assign → Frame → Automatic Frame Mesh

και των επιφανειακών, αντίστοιχα:

Επιλογή των επιφανειακών στοιχείων → Assign → Area → Automatic Area Mesh

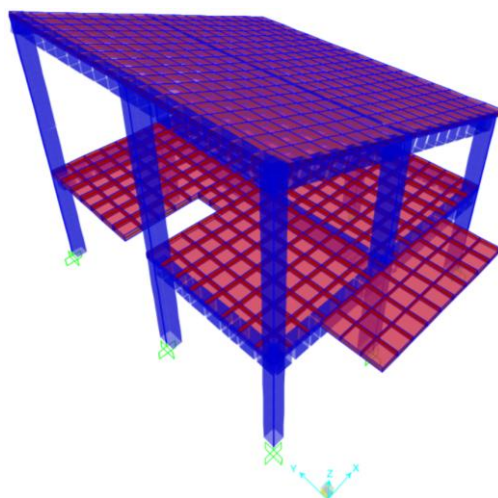


Σχήμα 6.32 Διακριτοποίηση γραμμικών στοιχείων στο SAP2000



Σχήμα 6.33 Διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων στο SAP2000

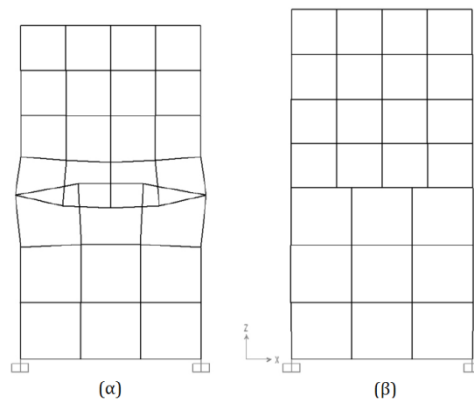
Σημειώνεται ότι, η διακριτοποίηση των δοκών και των πλακών πρέπει να είναι ακριβώς η ίδια, έτσι ώστε να δημιουργούνται κοινί κόμβοι μεταξύ γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων και να εξασφαλίζεται η σωστή μεταβίβαση των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς.



Σχήμα 6.34 Προσομοίωμα του φορέα μετά τη διακριτοποίηση

Στην περίπτωση που οι κόμβοι (αυτοί που δημιουργούνται από τη διακριτοποίηση) των γειτονικών στοιχείων δεν συντρέχουν σε κοινό σημείο (π.χ. λόγω διαφορετικών διαστάσεων των στοιχείων), το πρόγραμμα παρέχει τη δυνατότητα αυτόματης σύνδεσης των στοιχείων αυτών, εξασφαλίζοντας κοινές μετατοπίσεις στα σημεία που τα στοιχεία εφάπτονται, μέσω της εντολής *Edge Constraints* (βλ. Σχήμα 6.35). Η εντολή μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να συνδέσει μεταξύ τους επιφανειακά στοιχεία με διαφορετικό “*mesh*” (π.χ. γειτονικές πλάκες), αλλά και για να συνδέσει σε ένα επιφανειακό στοιχείο ένα οποιοδήποτε στοιχείο έχει κόμβους κατά μήκος οποιασδήποτε πλευράς του (π.χ. σύνδεση πλάκας – δοκού). Η διαδρομή που ακολουθείται είναι η εξής:

Επιλογή των επιφανειακών στοιχείων → *Assign* → *Area* → *Generate Edge Constraints* → *Create Constraints around Object Edges*

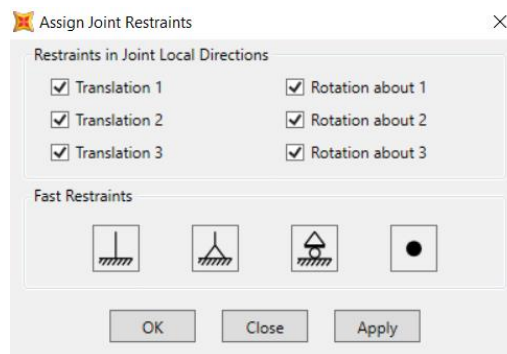


Σχήμα 6.35 Μοντέλο με (α) μη – χρήση και (β) χρήση της εντολής *Edge Constraints*

6.10 Στηρίξεις

Οι στηρίξεις του κτιρίου επί του εδάφους, όπως αναφέρθηκε και στην § 6.2 θεωρούνται πακτώσεις. Η εισαγωγή τους στο λογισμικό γίνεται δεσμεύοντας όλους τους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων που βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Επιλογή των κόμβων στη βάση των υποστυλωμάτων → *Assign* → *Joint* → *Restraints*



Σχήμα 6.36 Εισαγωγή στηρίξεων στο SAP2000

Κεφάλαιο 7

Δράσεις επί της κατασκευής

7.1 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο διακρίνονται σε:

- Μόνιμα (G): ίδιο βάρος φορέα, επικαλύψεις, τοίχοι πληρώσεως
- Κινητά (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα), φορτία χιονιού.

Επειδή τα φορτία λαμβάνουν διαφορετικούς συντελεστές στους συνδυασμούς φόρτισης, ανάλογα με το είδος τους, ομαδοποιούνται στο λογισμικό σε *Load Patterns*. Τα *Load Patterns* που ορίζονται είναι:

DEAD: περιλαμβάνει τα μόνιμα φορτία λόγω του ίδιου βάρους του φορέα.

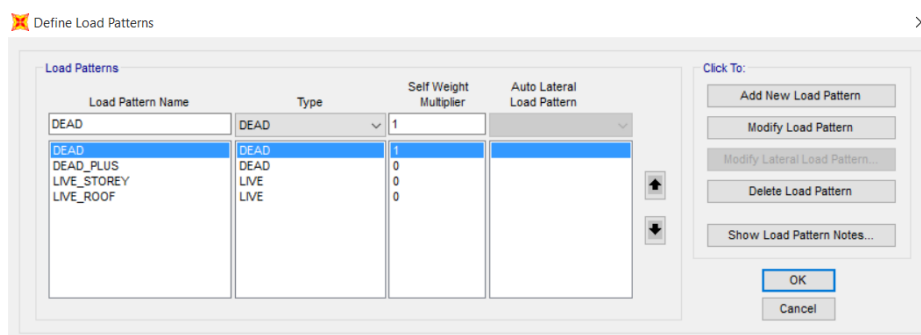
DEAD_PLUS: περιλαμβάνει τα μόνιμα φορτία λόγω επικαλύψεων και τοιχοπληρώσεων.

LIVE_STOREY: περιλαμβάνει τα κινητά φορτία των δαπέδων και των εξωστών.

LIVE_ROOF: περιλαμβάνει τα κινητά φορτία της στέγης.

Ο καθορισμός ενός *Load Pattern* γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → *Load Patterns* → *Add New Load Pattern*



Σχήμα 7.1 Ομαδοποίηση φορτίων σε Load Patterns στο SAP2000

Στο προσομοίωμα του κτιρίου τα κατακόρυφα φορτία επιβάλλονται ως επιφανειακά ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία επί των πλακών. Η εισαγωγή τους στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

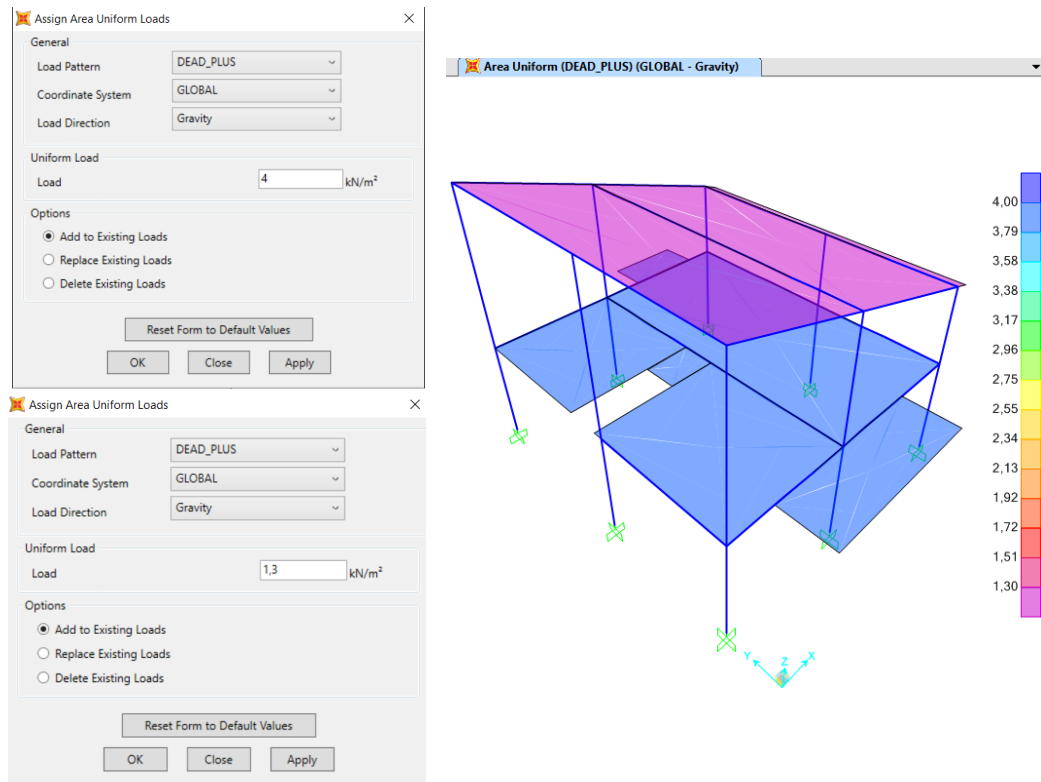
Επιλογή επιφανειακών στοιχείων πλακών → *Assign* → *Area Loads* → *Uniform (Shell)*

7.1.1 Μόνιμα φορτία (G)

Με βάση τις παραδοχές της μελέτης τα μόνιμα φορτία που ελήφθησαν υπόψη είναι:

- Ίδιο βάρος φέροντα οργανισμού. Υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, με βάση τις διατομές των στοιχείων και το ειδικό βάρος του σκυροδέματος.
- Επικάλυψη δαπέδων – εξωστών: 2,0 kN/m²

- Επικάλυψη στέγης: 1,3 kN/m²
- Τοίχοι πληρώσεως: 2,0 kN/m²



Σχήμα 7.2 Εισαγωγή πρόσθετων μόνιμων φορτίων στο SAP2000

7.1.2 Κινητά φορτία (Q)

Επιβαλλόμενα (μεταβλητά) φορτία.

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς.

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων φορτίων, οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους, σύμφωνα με τον Πίνακα 7.1.

Πίνακας 7.1 Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροιστούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και D)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ, π.χ. σχολικοί χώροι, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης δίνονται στον Πίνακα 7.2, όπως προτείνεται στο Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

Πίνακας 7.2 Επιβαλλόμενα φορτία σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ1

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β	
Δάπεδα	2,0
Σκάλες	3,5
Εξώστες	5,0
Κατηγορία C	
C1	3,0
C2	5,0
C3	5,0
C4	5,0
C5	7,5
Κατηγορία D	
D1	5,0
D2	5,0

Οι οροφές υποδιαιρούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητά τους σύμφωνα με τον Πίνακα 7.3.

Πίνακας 7.3 Κατηγορίες οροφών

Κατηγορία	Ειδική Χρήση
H	Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές.
I	Οροφές προσιτές για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D.
K	Οροφές προσιτές για ειδικές υπηρεσίες, όπως για προσγείωση ελικοπτέρων.

Για την κατηγορία H το επιβαλλόμενο φορτίο σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ1 είναι: $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$.

Τα φορτία της κατηγορίας I δίνονται στον Πίνακα 7.2, ενώ τα φορτία της κατηγορίας K πρέπει να προσδιορίζονται κατά περίπτωση.

Το υπό μελέτη κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία Α (κατοικία), ενώ η στέγη του ως μη – βατή στην κατηγορία Η. Επομένως, τα επιβαλλόμενα (ωφέλιμα) φορτία για το κτίριο είναι:

- Δάπεδα: $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Εξώστες: $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Στέγη: $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης οι χαρακτηριστικές τιμές του φορτίου χιονιού s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του ΕΚ1 – Μέρος 1.3. Για την Ελλάδα σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

Ζώνη Ι ($s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη ΙΙ ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα.

Ζώνη ΙΙΙ ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (Α), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (7.1)$$

όπου

$s_{k,0}$ (kN/m^2) είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. $A=0$)

A (m) είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας.

Το φορτίο χιονιού s που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές δίνεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (7.2)$$

όπου

μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1

C_t θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου. Η πρώτη μορφή προκύπτει από μία ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου. Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μία αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Οι συντελεστές μορφής δίνονται στον Πίνακα 7.4 για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 7.4 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha/30$	1,6	-

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην Αττική, άρα ανήκει στη Ζώνη II, και συγκεκριμένα στην περιοχή του Διονύσου, η οποία έχει υψόμετρο $A = 500$ m. Η κλίση της στέγης είναι 30%, δηλαδή $16,7^\circ$. Θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω στη στέγη, το φορτίο χιονιού προκύπτει:

$$s_k = 0,8 \left(1 + \left(\frac{500}{917} \right)^2 \right) = 1,04 \text{ kN/m}^2 \left. \begin{array}{l} s = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot s_k \\ \end{array} \right\} \Rightarrow s = 0,83 \text{ kN/m}^2$$

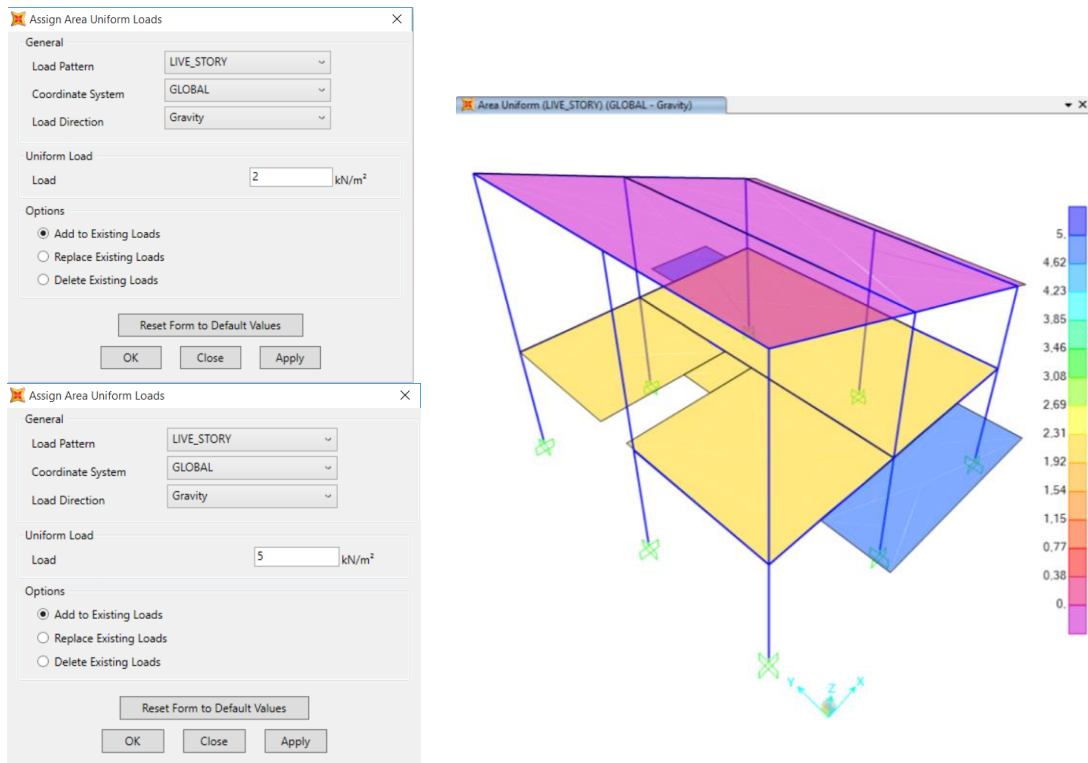
Γενικά, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. χιόνι), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θεωρείται ως μία ενιαία δράση. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται με τα φορτία χιονιού.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, τα κινητά φορτία που επιβάλλονται στο εξεταζόμενο κτίριο, συγκεντρωτικά είναι:

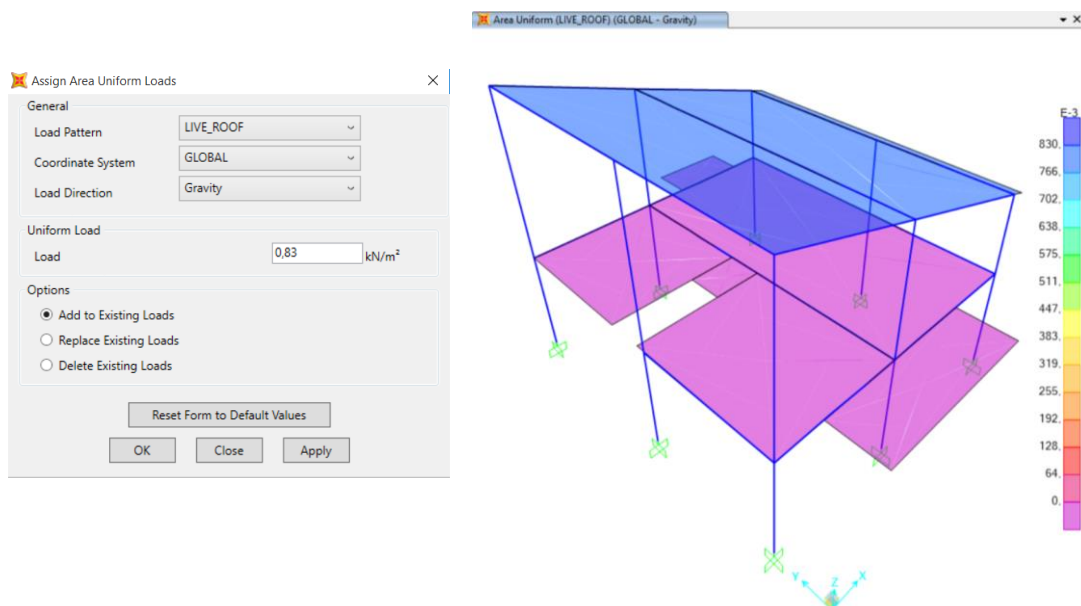
- Δάπεδα : $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Εξώστες : $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$

- Στέγη : $q = 0,83 \text{ kN/m}^2$

Στα Σχήματα 7.3 και 7.4 φαίνεται η εισαγωγή τους στο λογισμικό.



Σχήμα 7.3 Εισαγωγή κινητών φορτίων δαπέδων και εξωστών στο SAP2000



Σχήμα 7.4 Εισαγωγή κινητού φορτίου στέγης στο SAP2000

7.2 Σεισμικές δράσεις (E)

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, και εκφράζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η έντασή τους καθορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 (Διόνυσος), θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας C ($\sigma_{επ} = 196 \text{ kPa}$) και ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (κατοικία). Επομένως το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 (τύπου 1) για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης ορίζεται για τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

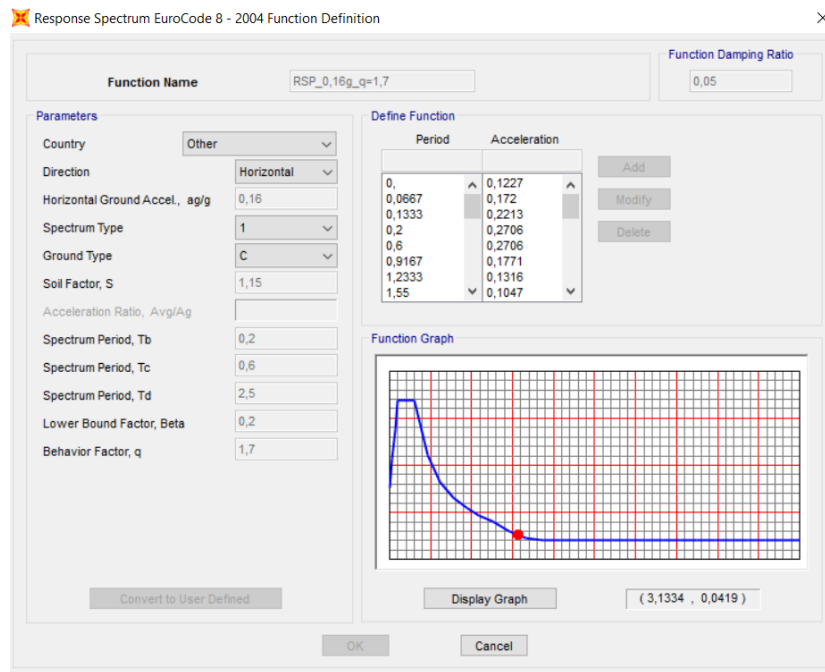
- Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς: $a_{gR} = 0,16 \text{ g}$
- Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma_I = 1,00$
- Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης (οπλισμένο σκυρόδεμα): $\zeta = 5\%$
- Συντελεστής εδάφους: $S = 1,15$
- Περίοδος στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης: $T_B = 0,2 \text{ s}$
- Περίοδος στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης: $T_C = 0,6 \text{ s}$
- Περίοδος στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης: $T_D = 2,5 \text{ s}$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q προσδιορίζεται από τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εφόσον πρόκειται για υφιστάμενο κτίριο. Θεωρώντας ως δυσμενέστερη περίπτωση τη “Δυσμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων” και με τα δεδομένα ότι το κτίριο μελετήθηκε το 1985 και δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία, λαμβάνεται $q' = 1,7$. Ο στόχος σεισμικής ικανότητας της κατασκευής είναι η στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (Σημαντικές Βλάβες) οπότε $q/q' = 1,0$. Επομένως:

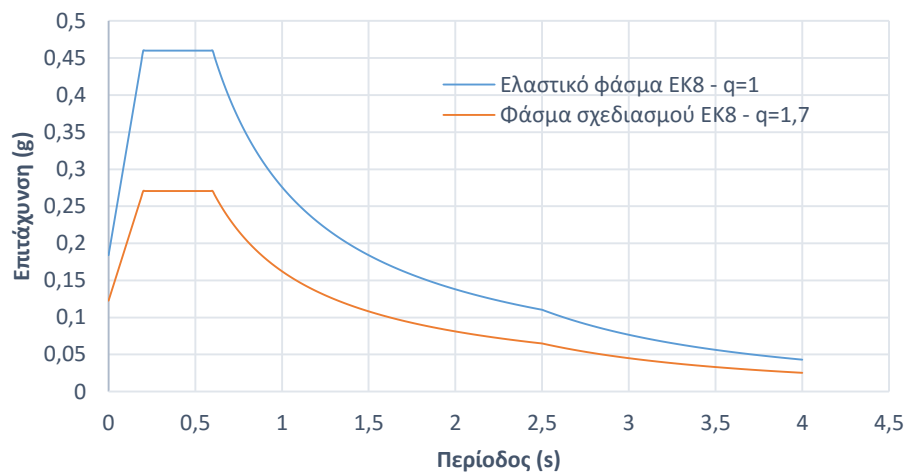
- Συντελεστής συμπεριφοράς: $q = 1,7$

Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών του φάσματος σχεδιασμού στο λογισμικό γίνεται με την παρακάτω σειρά εντολών:

Define → *Functions* → *Response Spectrum* → *Choose Function Type to Add: Eurocode8 2004* → *Add New Function*



Σχήμα 7.5 Εισαγωγή χαρακτηριστικών φάσματος σχεδιασμού στο SAP2000



Σχήμα 7.6 Ελαστικό φάσμα ΕΚ8 και φάσμα σχεδιασμού για $q = 1,7$ (τύπου 1)

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης μπορεί να αγνοηθεί εφόσον ισχύουν όσα αναφέρονται στην §3.8.4 και επιπλέον:

$$\left. \begin{array}{l} a_{vg} = 0,9 \cdot a_g \\ a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} a_{vg} = 0,9 \cdot 0,16g \\ a_g = 1,0 \cdot 0,16g \end{array} \right\} \Rightarrow a_{vg} = 0,144g < 0,25g$$

7.3 Συνδυασμοί δράσεων

Οι *οριακές καταστάσεις* πέραν των οποίων μία κατασκευή ή τμήμα αυτής δεν ικανοποιεί πλέον τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέρος αυτού.

Ο έλεγχος επάρκειας των κατασκευών σε σχέση με τις οριακές καταστάσεις αστοχίας ή λειτουργικότητας γίνεται για τις παρακάτω *καταστάσεις σχεδιασμού*:

- Καταστάσεις διάρκειας, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια εκτέλεσης ή επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί των δράσεων, όπως ορίζει ο ΕΚ1 – 1, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού και περιέχουν δράσεις που μπορεί να επενεργούν και να εκδηλώνονται ταυτόχρονα μόνο. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

Οριακή κατάσταση αστοχίας

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας εξετάζονται οι παρακάτω συνδυασμοί:

- α. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- β. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- γ. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας εξετάζονται οι παρακάτω συνδυασμοί:

α. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

β. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ " + " } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

γ. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ " + " } P \text{ " + " } \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων). Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συμπεριλαμβάνονται δράσεις, οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανισθούν ταυτόχρονα.

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς είναι τα εξής:

" + " σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$ χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,1}$ χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν

A_d τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για μόνιμη δράση j

γ_p επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας δίνονται στον Πίνακα 7.5.

Πίνακας 7.5 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας δράσεων

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,50	0,0	1,0	0,0

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Επειδή η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μεγίστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή, κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μίας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με τις άλλες δράσεις. Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού δίνονται στο Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ0 και συνοψίζονται στον Πίνακα 7.6.

Πίνακας 7.6 Τιμές συντελεστών συνδυασμού ψ για κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	1,0	0,9	0,7
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30 kN \leq βάρος οχημάτων ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0,7	0,5	0,2
Τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη – πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

Εάν εφαρμόζεται γραμμική ανάλυση για την επίλυση του εξεταζόμενου φορέα, οι παραπάνω συνδυασμοί μπορεί να εφαρμόζονται είτε στις δράσεις είτε στα αποτελέσματα των δράσεων. Αντιθέτως, εάν εφαρμόζεται μη – γραμμική ανάλυση, οπότε δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας και το αποτέλεσμα δεν είναι κατ' ευθείαν ανάλογο με τη δράση, οι συνδυασμοί είτε εφαρμόζονται στις δράσεις είτε μπορούν απλοποιητικά να εφαρμόζονται:

- Στις δράσεις, εφόσον το αποτέλεσμα της δράσης αυξάνεται περισσότερο από τη δράση.
- Στα αποτελέσματα των δράσεων, εφόσον το αποτέλεσμα της δράσης αυξάνεται λιγότερο από τη δράση.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 4.4.2) κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λόγω σεισμού, δεν ελέγχονται θέματα λειτουργικότητας για τα δομικά στοιχεία τα οποία δεν παρουσιάζουν σχετικά προβλήματα. Για ενδεχόμενα νέα δομικά στοιχεία ή και για τα υπάρχοντα μετά τις επεμβάσεις πρέπει να τηρούνται οι σύγχρονες αντιλήψεις και κανονιστικές διατάξεις για τη λειτουργικότητα (π.χ. περιορισμός παραμορφώσεων και ρηγματώσεων). Έτσι, για τον έλεγχο της επάρκειας του υπό μελέτη κτιρίου τα φορτία επιβάλλονται στο φορέα με το βασικό στατικό συνδυασμό και με το σεισμικό συνδυασμό για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

Βασικός στατικός συνδυασμός (ΟΚΑ)

Για δυσμενή επίδραση των μόνιμων και των κινητών φορτίων οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας παίρνουν τις τιμές:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

Επομένως ο βασικός στατικός συνδυασμός, εφόσον στα δάπεδα και τους εξώστες δεν επιβάλλονται άλλα φορτία πέραν των ωφέλιμων και στη στέγη τα ωφέλιμα φορτία δεν επιβάλλονται ταυτόχρονα με το φορτίο χιονιού, είναι:

$$1,35 G + 1,50 Q$$

Ο συνδυασμός των αντίστοιχων Load Patterns στο λογισμικό είναι:

$$1,35 DEAD + 1,35 DEAD_PLUS + 1,50 LIVE_STOREY + 1,50 LIVE_ROOF$$

Σεισμικός Συνδυασμός (ΟΚΑ)

Η τιμή του συντελεστή συνδυασμού ψ_2 για τα κινητά φορτία δαπέδων και εξωστών είναι $\psi_2 = 0,3$ εφόσον πρόκειται για κτίριο κατοικίας, ενώ για το κινητό φορτίο στέγης είναι $\psi_2 = 0$ εφόσον είναι φορτίου χιονιού και η τοποθεσία του κτιρίου έχει υψόμετρο $H < 1000$ m. Επομένως ο σεισμικός συνδυασμός γράφεται:

$$G + 0,3 Q + A_{Ed}$$

Ο συνδυασμός των αντίστοιχων φορτίων στο λογισμικό είναι:

$$DEAD + DEAD_PLUS + 0,3 LIVE_STOREY + E$$

Οι διάφοροι συνδυασμοί φορτίων εισάγονται στο λογισμικό με την ακόλουθη σειρά εντολών:

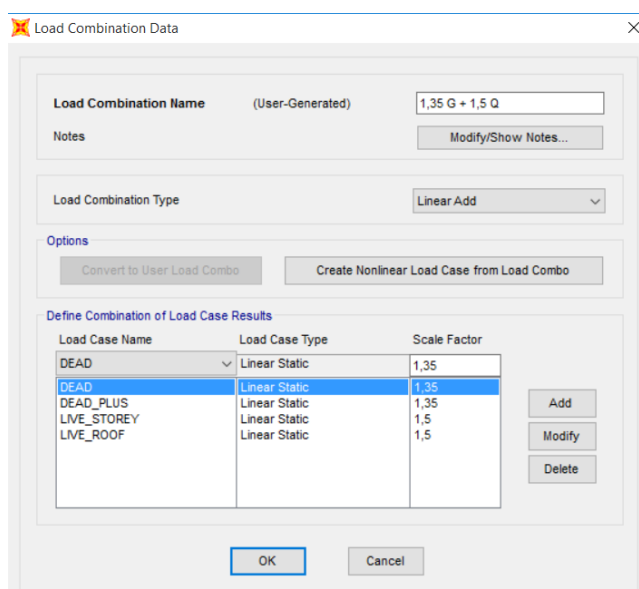
Define → *Load Combinations* → *Add New Combo*

Κεφάλαιο 8

Ελαστική ανάλυση κατασκευής

8.1 Στατική ανάλυση υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ

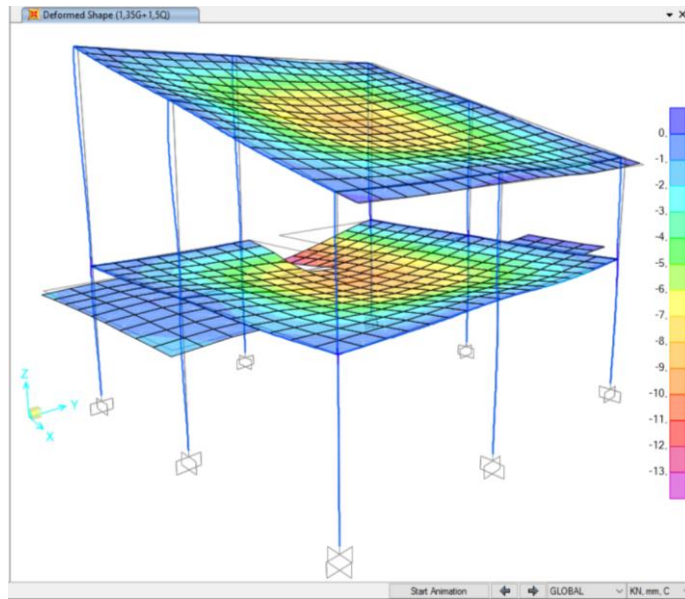
Προκειμένου να μελετηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου και να διαπιστωθεί η επάρκειά του υπό τη δράση μόνο των κατακόρυφων φορτίων, εκτελείται στατική ελαστική ανάλυση για το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ ($1,35G + 1,5Q$). Στο Σχήμα 8.1 δίνεται ο συνδυασμός των φορτίων όπως εισήχθη στο λογισμικό.



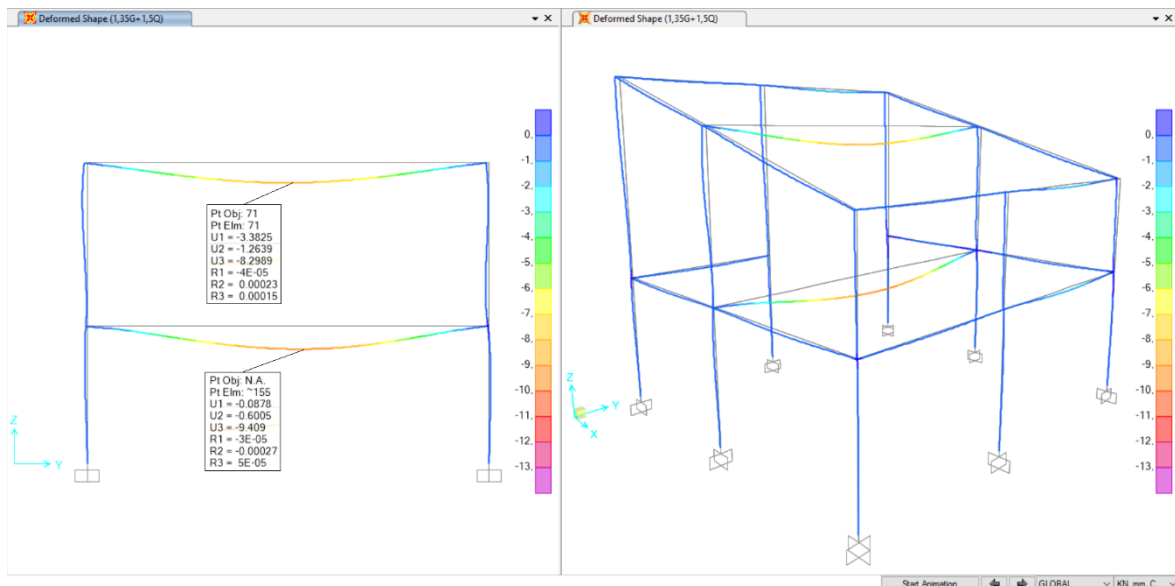
Σχήμα 8.1 Εισαγωγή βασικού στατικού συνδυασμού στο SAP2000

8.1.1 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα

Η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα υπό τη δράση των κατακόρυφων φορτίων με το βασικό συνδυασμό $1,35G + 1,5Q$, δίνεται στο Σχήμα 8.2 (οι παραμορφώσεις σε mm). Όπως ήταν αναμενόμενο, οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις (βέλη) παρατηρούνται στη δοκό Δ6 του ισογείου και στη δοκό Δ9 του ορόφου. Το βέλος στο μέσον της δοκού Δ6 του ισογείου είναι $\delta = 9,4 \text{ mm}$, ενώ στο μέσον της δοκού Δ9 του ορόφου είναι $\delta = 8,3 \text{ mm}$ (Σχήμα 8.3).



Σχήμα 8.2 Παραμορφωμένος φορέας υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ (1,35G + 1,5Q)



Σχήμα 8.3 Μέγιστα βέλη δοκών υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ (1,35G+1,5Q)

8.1.2 Εντατικά μεγέθη φορέα

Από την ανάλυση του κτιρίου υπό το βασικό στατικό συνδυασμό προέκυψαν οι αντιδράσεις στις στηρίξεις και τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών που δίνονται στα Σχήματα 8.4 – 8.78.7. Οι αντιδράσεις αναφέρονται στους καθολικούς άξονες συντεταγμένων, ενώ τα εντατικά μεγέθη στους τοπικούς άξονες των στοιχείων.

Καθολικοί άξονες

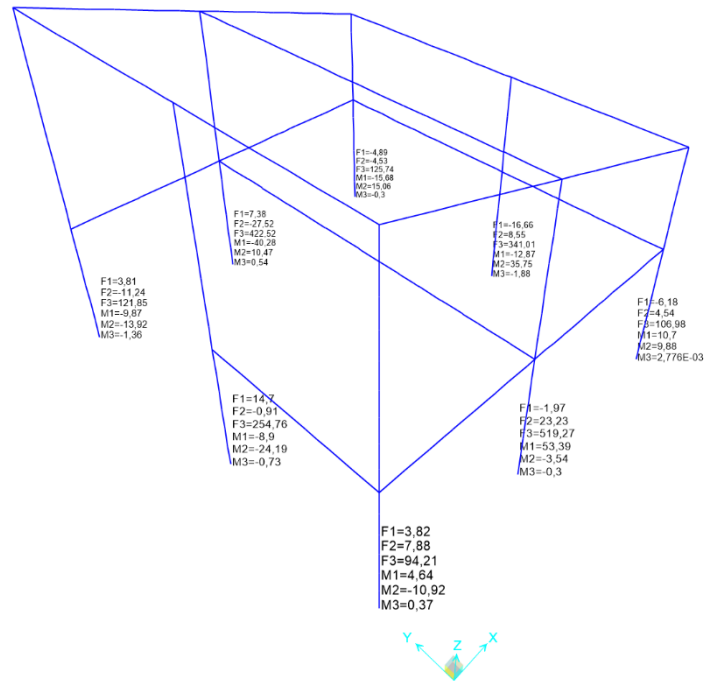
Global X = 1

Global Y = 2

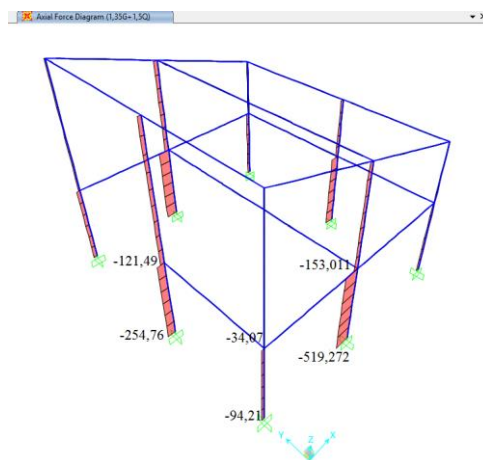
Global Z = 3

Τοπικοί άξονες

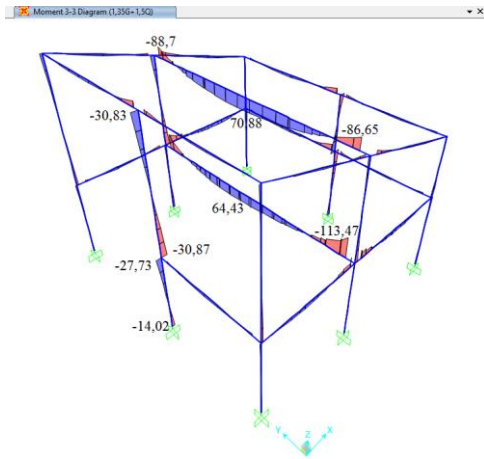
- Local 1: ο διαμήκης άξονας των στοιχείων με φορά από τον κόμβο αρχής προς τον κόμβο πέραςτος
- Local 2: παράλληλος στον καθολικό άξονα X για τα κατακόρυφα στοιχεία, ενώ για τα οριζόντια ανήκει στο επίπεδο Local 1 – Global Z
- Local 3: παράλληλος στον καθολικό άξονα Y για τα κατακόρυφα στοιχεία, ενώ για τα οριζόντια προκύπτει από τον κανόνα δεξιού χεριού.



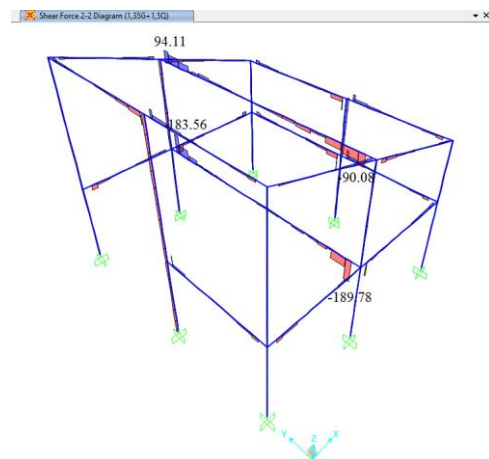
Σχήμα 8.4 Αντιδράσεις στηρίξεων υπό το βασικό στατικό συνδυασμό της ΟΚΑ



Σχήμα 8.5 [N] (1,35G + 1,5Q)



Σχήμα 8.6 [M_{3-3}] (1,35G + 1,5Q)

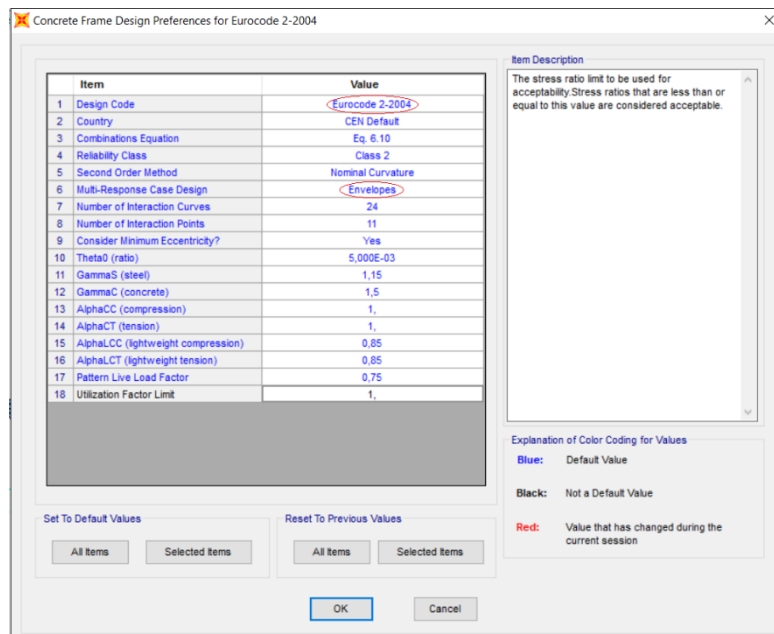


Σχήμα 8.7 [V_{2-2}] (1,35G + 1,5Q)

8.1.3 Έλεγχος επάρκειας φορέα

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τον ΕΚ2 από το λογισμικό. Οι παράμετροι και ο κανονισμός βάσει των οποίων θα γίνει ο έλεγχος καθορίζονται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

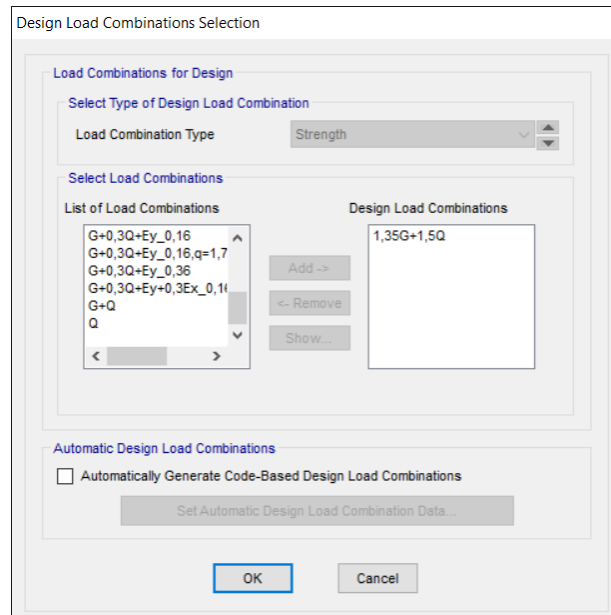
Design → *Concrete Frame Design* → *View/Revise Preferences*



Σχήμα 8.8 Ρύθμιση παραμέτρων για τον έλεγχο του φορέα στο SAP2000

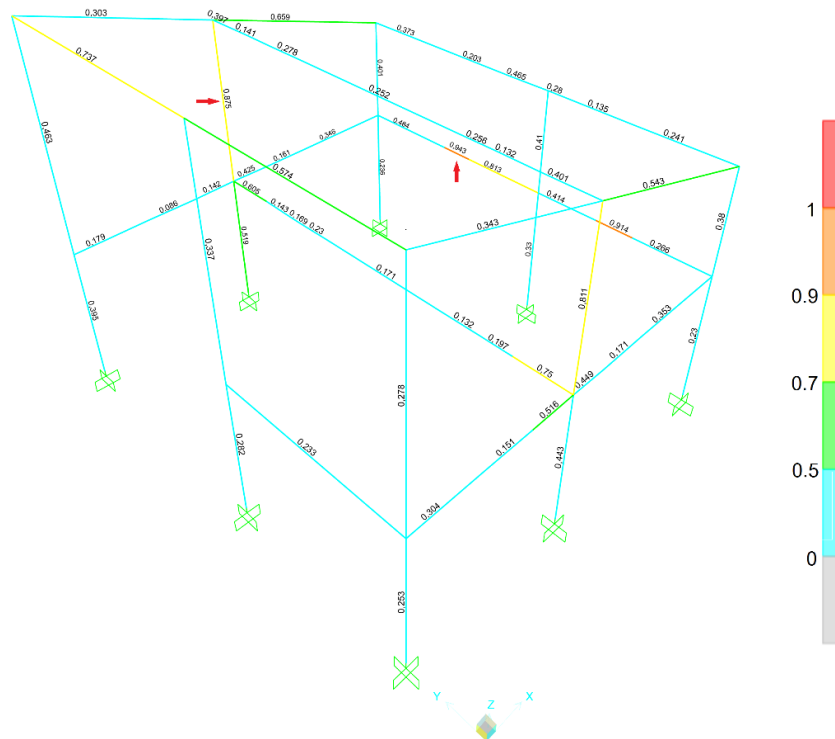
Ο βασικός στατικός συνδυασμός με βάση τον οποίο θα γίνει ο έλεγχος εισάγεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Design → *Concrete Frame Design* → *Select Design Combos*



Σχήμα 8.9 Εισαγωγή βασικού στατικού συνδυασμού για τον έλεγχο επάρκειας στο SAP2000

Από την εκτέλεση των ελέγχων προκύπτει ότι, τα πλέον καταπονούμενα υποστυλώματα είναι τα K2 και K7 του ορόφου με μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης $\lambda = 0,875$ (K7), ενώ οι πλέον καταπονούμενες δοκοί είναι οι Δ7 και Δ8 του ισογείου με μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης $\lambda = 0,943$. Επομένως, ο φορέας επαρκεί υπό τη δράση μόνο των κατακόρυφων φορτίων. Τα αποτελέσματα του ελέγχου και τα ποσοστά εκμετάλλευσης των μελών δίνονται στο Σχήμα 8.10.



Σχήμα 8.10 Ποσοστά εκμετάλλευσης μελών του φορέα

8.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής, από την οποία υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές της, καθώς και το ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε ιδιομορφή. Έτσι, γίνεται μία εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής (μεταφορική / στρεπτική) και της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών σε αυτήν και προσδιορίζεται ο αριθμός των σημαντικών ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (δυναμική φασματική ανάλυση).

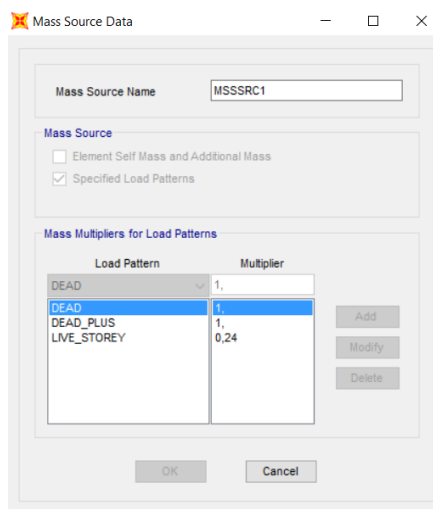
Για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης πρέπει να καθοριστεί η μάζα, την οποία θα λάβει υπόψη του το λογισμικό, ώστε να κατασκευαστεί το μητρώο μάζας της κατασκευής. Η συνολική μάζα ταλάντωσης προκύπτει, από τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων $G + \varphi \cdot \psi_2 Q$. Για τα κινητά φορτία δαπέδων και εξωστών, εφόσον το εξεταζόμενο κτίριο είναι κατοικία και οι όροφοι έχουν συσχετισμένες χρήσεις, λαμβάνονται $\psi_2 = 0,3$ και $\varphi = 0,8$. Για τα κινητά φορτία της στέγης λαμβάνεται $\psi_2 = 0$. Επομένως, ο συνδυασμός των κατακόρυφων φορτίων που συμμετέχουν στη διαμόρφωση της μάζας της κατασκευής, σύμφωνα με τα Load Patterns που έχουν οριστεί στο λογισμικό γράφεται:

$$DEAD + DEAD_PLUS + 0,24LIVE_STOREY$$

Ο καθορισμός της συνολικής μάζας ταλάντωσης στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → *Mass Source*

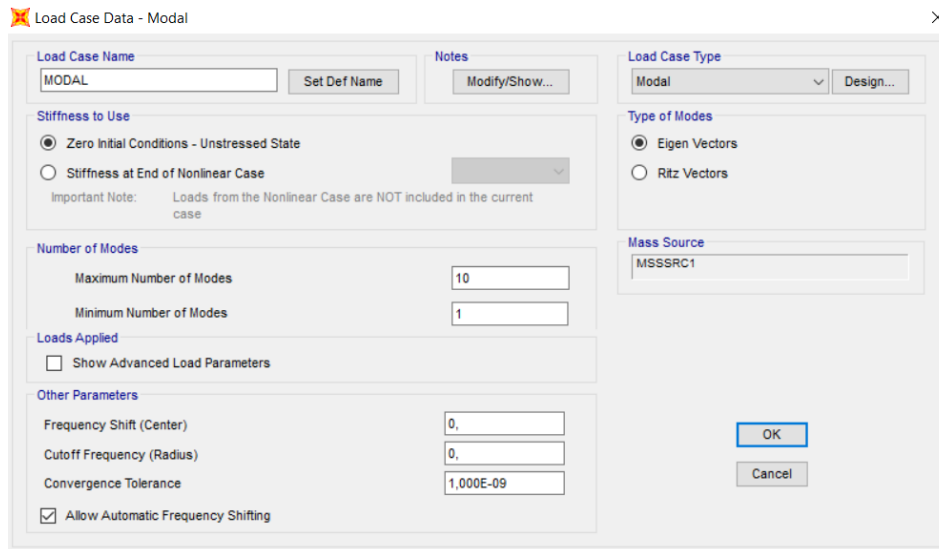
Το λογισμικό μετατρέπει τα φορτία του συνδυασμού σε επικόμβιες μάζες και υπολογίζει τις ιδιομορφές του κτιρίου με φθίνουσα τιμή ιδιοπεριόδου.



Σχήμα 8.11 Καθορισμός μάζας ταλάντωσης στο SAP2000

Οι παράμετροι της ιδιομορφικής ανάλυσης ορίζονται στο λογισμικό με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → *Load Cases* → *MODAL* → *Modify / Show Load Case*



Σχήμα 8.12 Καθορισμός παραμέτρων ιδιομορφικής ανάλυσης στο SAP2000

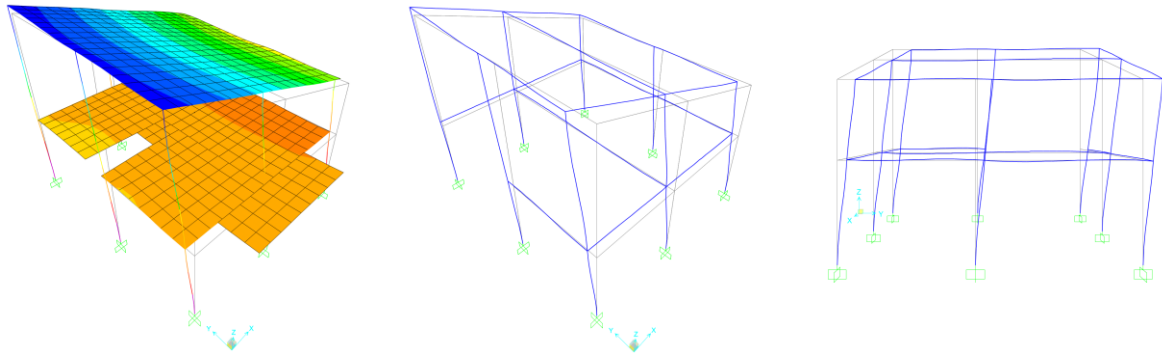
Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης δίνονται στον Πίνακα 8.1. Τα κριτήρια του EK8 ως προς τον απαιτούμενο αριθμό των ιδιομορφών, που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης ικανοποιούνται στις δέκα πρώτες ιδιομορφές. Συγκεκριμένα, στη διεύθυνση X το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ξεπερνά το 90% στην 5η ιδιομορφή, ενώ στη διεύθυνση Y στην 6η ιδιομορφή. Για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας, όμως, και για να ληφθούν υπόψη όλες οι ιδιομορφές με ενεργό ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας της κατασκευής, επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν και οι δέκα πρώτες ιδιομορφές.

Πίνακας 8.1 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών

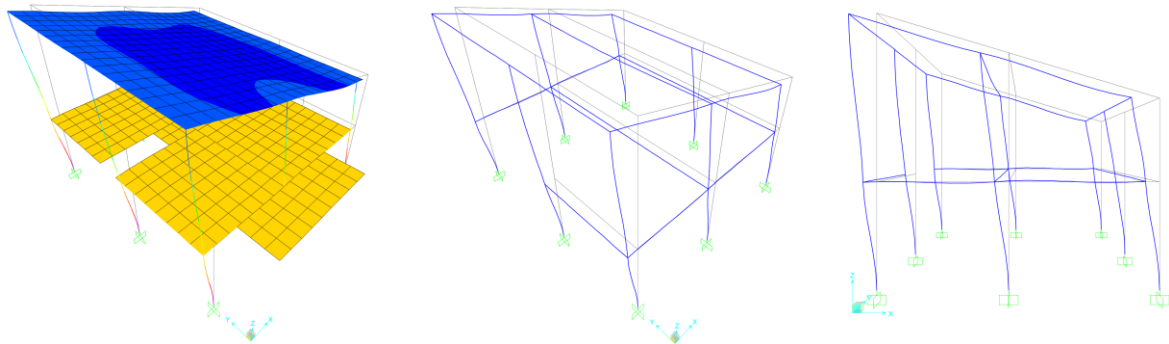
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,3478	0,00043	0,80811	0,00047	0,03532	0,00043	0,8081	0,00047	0,0353
2	0,3231	0,86139	0,0005	0,00058	1,2E-05	0,86182	0,8086	0,00105	0,0353
3	0,2379	0,00022	0,06957	0,00012	0,8072	0,86204	0,8782	0,00117	0,8425
4	0,1389	0,02433	0,00036	0,02928	0,00011	0,88637	0,8785	0,03045	0,8427
5	0,1365	0,06514	0,0055	0,17914	0,0028	0,95151	0,884	0,20959	0,8454
6	0,1311	0,00419	0,0911	0,0216	0,07094	0,95571	0,9751	0,23119	0,9164
7	0,1169	0,02668	5E-05	0,16336	4,2E-05	0,98239	0,9752	0,39455	0,9164
8	0,0898	1,5E-05	0,00124	0,01061	4,8E-05	0,9824	0,9764	0,40516	0,9165
9	0,0861	0,00012	0,00544	0,00041	0,05653	0,98252	0,9819	0,40557	0,973
10	0,0715	4E-07	0,00038	0,04773	8,6E-05	0,98252	0,9822	0,4533	0,9731

Παρατηρείται ότι, η πρώτη ιδιομορφή ($T_1 = 0,348$ s) είναι μεταφορική κατά Y, η δεύτερη ιδιομορφή ($T_2 = 0,323$ s) είναι μεταφορική κατά X και η τρίτη ιδιομορφή ($T_3 = 0,238$ s) είναι στρεπτική. Εφόσον το κτίριο έχει τη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση Y, είναι πιο εύκαμπτο σε αυτήν τη διεύθυνση, συνεπώς αναμένεται να εμφανιστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση Y και να είναι η κρίσιμη διεύθυνση κατά τον έλεγχο της

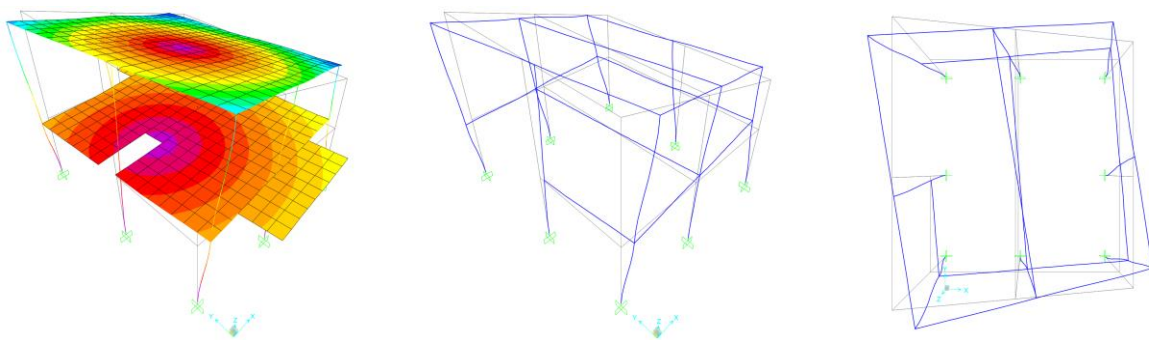
επάρκειας του κτιρίου. Στα Σχήματα 8.13 – 8.16 δίνεται ενδεικτικά η παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα, βάσει των τεσσάρων πρώτων ιδιομορφών.



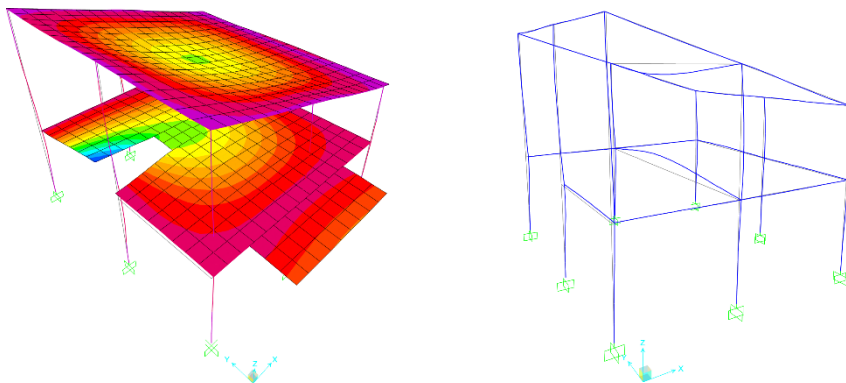
Σχήμα 8.13 1^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά y) $T_1 = 0,348$ s



Σχήμα 8.14 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά x) $T_2 = 0,323$ s



Σχήμα 8.15 3^η ιδιομορφή (στρεπτική) $T_3 = 0,238$ s



Σχήμα 8.16 4^η ιδιομορφή $T_4 = 0,139$ s

8.3 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιείται με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης του ΕΚ8. Οι σεισμικές δυνάμεις προσδιορίζονται από το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 για συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,7$ (βλ. §7.2). Σκοπός της ανάλυσης είναι να γίνει μία πρώτη εκτίμηση της επάρκειας του φορέα υπό τη δράση των σεισμικών δυνάμεων και να βρεθούν τα πλέον καταπονούμενα μέλη του. Παρακάτω (κεφάλαιο 9), θα υπολογιστεί ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q της κατασκευής, μέσω της ανάλυσης pushover και θα γίνει η τελική αποτίμηση της σεισμικής επάρκειάς της.

8.3.1 Φαινόμενα 2^{ης} τάξης (P-Δ)

Ελέγχεται η επιρροή φαινομένων 2^{ης} τάξης, προκειμένου να διαπιστωθεί εάν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση, επαυξάνοντας κατάλληλα τις σεισμικές δράσεις. Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (4.28) του ΕΚ8 - 1. Ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετάθεσης ορόφου θ μπορεί να υπολογιστεί με δύο τρόπους. Είτε από τη σχέση (4.28) του ΕΚ8 - 1, είτε με μεγαλύτερη ακρίβεια από τη σχέση:

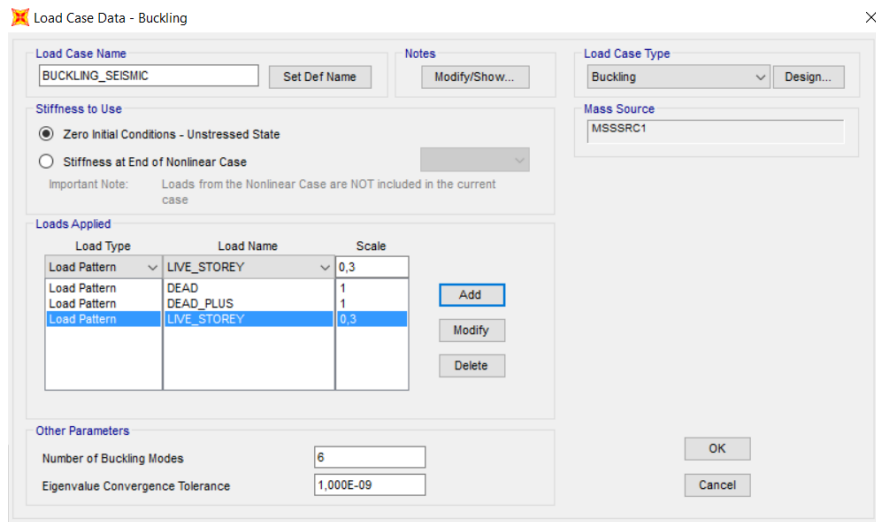
$$\theta = \frac{1}{\alpha_{cr}} \quad (8.1)$$

όπου α_{cr} είναι ο συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια. Ο συντελεστής α_{cr} υπολογίζεται από την κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού, μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού του κτιρίου, υπό τη δράση των κατακόρυφων φορτίων συνδυασμένων με τον σεισμικό συνδυασμό $G + \psi_2 Q$ (οι σεισμικές δράσεις δεν επηρεάζουν τους συντελεστές λυγισμού αφού είναι οριζόντιες).

Για τα κινητά φορτία δαπέδων και εξωστών λαμβάνεται $\psi_2 = 0,3$, ενώ για το κινητό φορτίο της στέγης λαμβάνεται $\psi_2 = 0$, εφόσον πρόκειται για φορτίο χιονιού και η τοποθεσία του κτιρίου βρίσκεται σε υψόμετρο $H < 1000$ m. Επομένως, για την

ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού ο συνδυασμός των αντίστοιχων Load Patterns, όπως έχουν ορισθεί στο λογισμικό, είναι:

$$DEAD + DEAD_PLUS + 0,3LIVE_STOREY$$



Σχήμα 8.17 Ρύθμιση παραμέτρων ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού στο SAP2000

Στον Πίνακα 8.2 δίνονται οι συντελεστές λυγισμού, όπως υπολογίστηκαν από την ανάλυση με το λογισμικό.

Πίνακας 8.2 Συντελεστές λυγισμού

TABLE: Buckling Factors			
Output Case	Step Type	Step Num	Scale Factor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING_SEISMIC	Mode	1	126,246579
BUCKLING_SEISMIC	Mode	2	141,59116
BUCKLING_SEISMIC	Mode	3	167,862428
BUCKLING_SEISMIC	Mode	4	226,093568
BUCKLING_SEISMIC	Mode	5	242,05138
BUCKLING_SEISMIC	Mode	6	262,808286

Για τον υπολογισμό του συντελεστή θ λαμβάνεται υπόψη ο συντελεστής λυγισμού της ιδιομορφής, η οποία προκαλεί καθολικό λυγισμό στο φορέα για πρώτη φορά. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.18, καθολικός λυγισμός στο κτίριο εμφανίζεται για πρώτη φορά στην 1^η ιδιομορφή λυγισμού. Άρα ο συντελεστής θ υπολογίζεται από το συντελεστή της 1^{ης} ιδιομορφής λυγισμού.

Οι συντελεστές λυγισμού του Πίνακας 8.2 έχουν προκύψει από τις ελαστικές μετακινήσεις του κτιρίου (d_e). Όμως, ο έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης γίνεται για το σεισμικό συνδυασμό, στον οποίο τα σεισμικά φορτία έχουν υπολογιστεί με συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1$

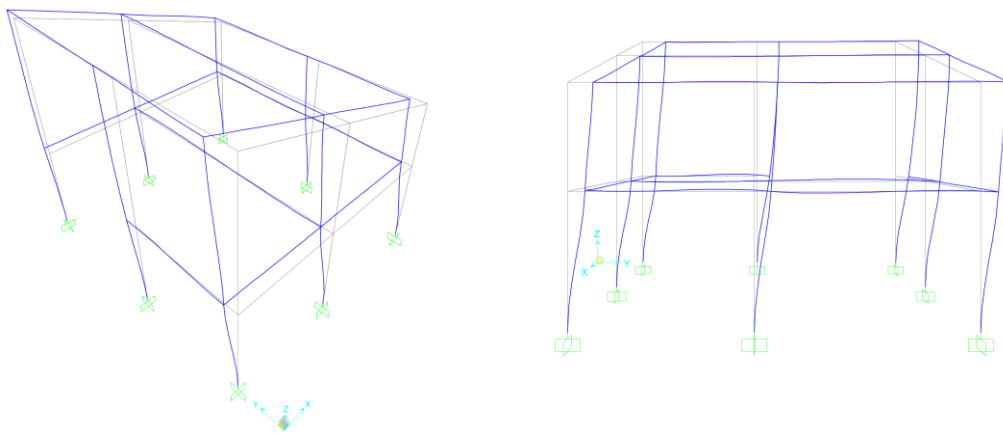
($q = 1,7$). Άρα, για να ληφθούν υπόψη οι πραγματικές (ελαστικές και ανελαστικές) μετακινήσεις του φορέα (d_s), για τις οποίες ισχύει $d_s = q \cdot d_e$, οι συντελεστές του Πίνακας 8.2 πρέπει να διαιρεθούν με τον συντελεστή q , δηλαδή:

$$a_{cr} = \text{Buckling Factor} / q$$

Σύμφωνα με τα παραπάνω, ο συντελεστής ευαισθησίας θ του κτιρίου ισούται με:

$$\theta = \frac{1,7}{126,25} = 0,01 < 0,1$$

Επομένως, επιρροές 2^{ης} τάξης δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη και τυχόν αύξηση των εντατικών μεγεθών, ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του κτιρίου, λόγω παραμορφωμένης γεωμετρίας μπορεί να αμεληθεί.

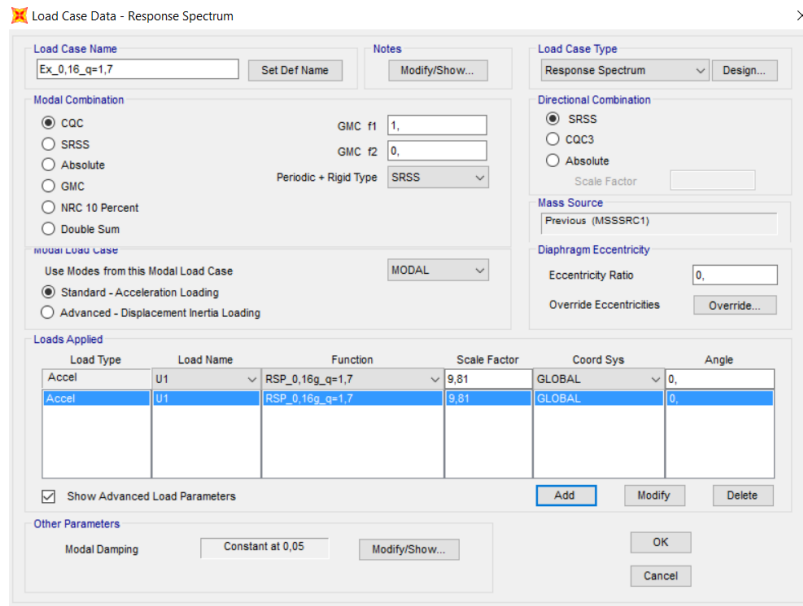


Σχήμα 8.18 1^η ιδιομορφή λυγισμού

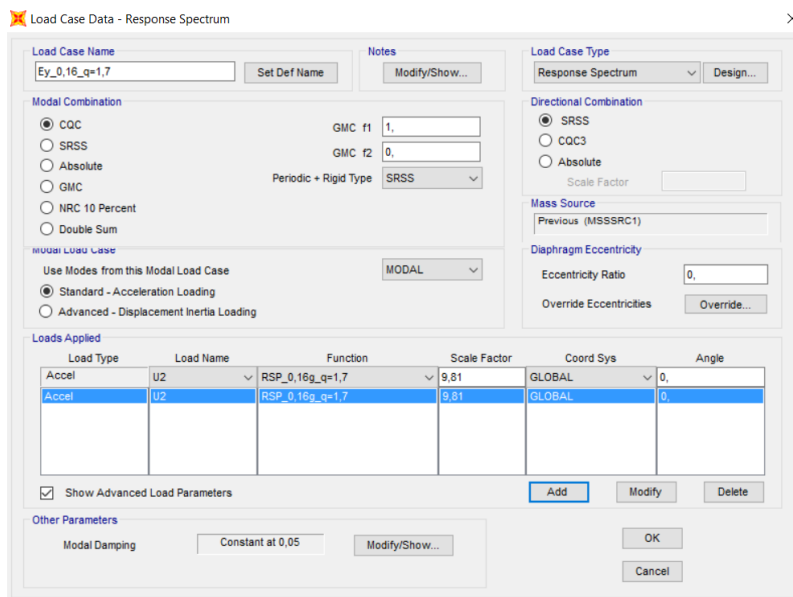
8.3.2 Σεισμικές δράσεις – Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων

Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης εισάγονται στο λογισμικό, ως δυναμικές φορτίσεις, με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → *Load Cases* → *Add New Load Case* → *Load Case Type: Response Spectrum*



Σχήμα 8.19 Εισαγωγή σεισμικής δράσης κατά X στο SAP2000



Σχήμα 8.20 Εισαγωγή σεισμικής δράσης κατά Y στο SAP2000

Για το συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων χρησιμοποιείται η μέθοδος CQC εφόσον οι ιδιομορφές του κτιρίου δεν είναι ανεξάρτητες ($T_2 = 0,323 \text{ s} > 0,9 \cdot T_1 = 0,313 \text{ s}$) και για τη χωρική επαλληλία η μέθοδος SRSS.

Για τη σεισμική δράση κατά X (E_x) το φάσμα σχεδιασμού συνδυάζεται με τη διεύθυνση U_1 , ενώ για τη σεισμική δράση κατά Y (E_y) με τη διεύθυνση U_2 . Οι τιμές της επιτάχυνσης του φάσματος σχεδιασμού έχουν οριστεί ως ποσοστά της επιτάχυνσης της βαρύτητας. Για να μετατραπούν σε μονάδες μέτρησης του SI (m/s^2) εισάγεται στο πεδίο *Scale Factor* η τιμή 9,81.

Όπως αποδείχθηκε στην §8.3.1 δεν χρειάζεται να γίνει προσαύξηση των σεισμικών δράσεων λόγω επιρροών 2^{ης} τάξης. Επομένως, οι σεισμικοί συνδυασμοί για τους οποίους θα γίνει η ανάλυση του κτιρίου και θα ελεγχθεί η επάρκειά του, λαμβάνοντας υπόψη τη χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων, όπως ορίζει ο ΕΚ8, είναι οι εξής:

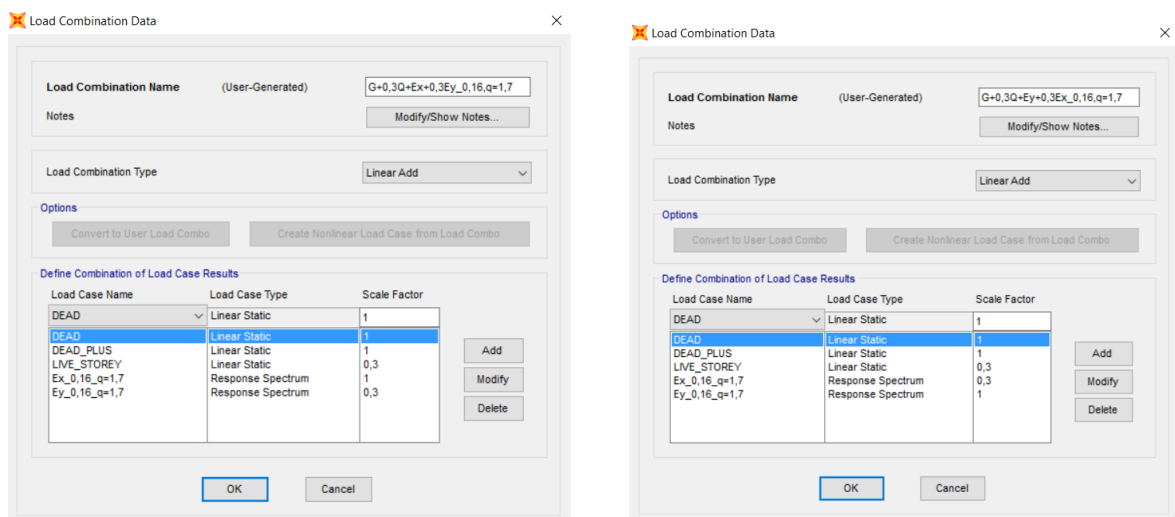
- $G + 0,3 Q + E_x + 0,3 E_y$
- $G + 0,3 Q + E_x - 0,3 E_y$
- $G + 0,3 Q - E_x + 0,3 E_y$
- $G + 0,3 Q - E_x - 0,3 E_y$
- $G + 0,3 Q + E_y + 0,3 E_x$
- $G + 0,3 Q + E_y - 0,3 E_x$
- $G + 0,3 Q - E_y + 0,3 E_x$
- $G + 0,3 Q - E_y - 0,3 E_x$

Για τις δυναμικές φορτίσεις (E_x , E_y) η εναλλαγή των προσήμων γίνεται αυτόματα από το λογισμικό. Έτσι, δεν χρειάζεται να εισαχθούν όλοι οι παραπάνω συνδυασμοί, αλλά αρκούν μόνο δυο, ένας με κυρίαρχη τη σεισμική δράση κατά X και ένας με κυρίαρχη τη σεισμική δράση κατά Y, με όλες τις επιμέρους φορτίσεις να έχουν θετικό πρόσημο. Το λογισμικό εναλλάσσει διαδοχικά τα πρόσημα για όλες τις δυνατές περιπτώσεις και παρουσιάζει στα αποτελέσματα τις περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών για όλους τους πιθανούς συνδυασμούς.

Οι συνδυασμοί των αντίστοιχων *Load Cases* που εισάγονται στο λογισμικό είναι:

$$DEAD + DEAD_PLUS + 0,3 LIVE_STOREY + E_x + 0,3 E_y$$

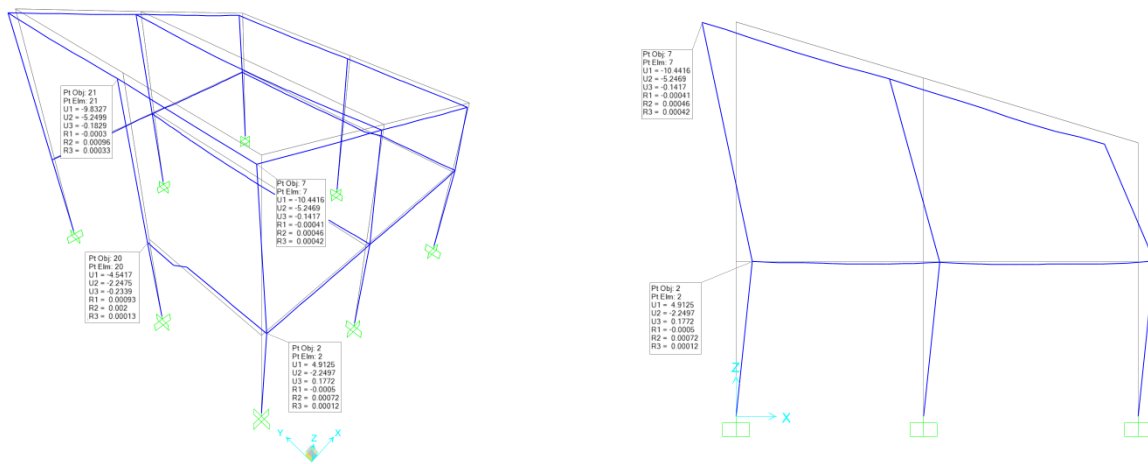
$$DEAD + DEAD_PLUS + 0,3 LIVE_STOREY + E_y + 0,3 E_x$$



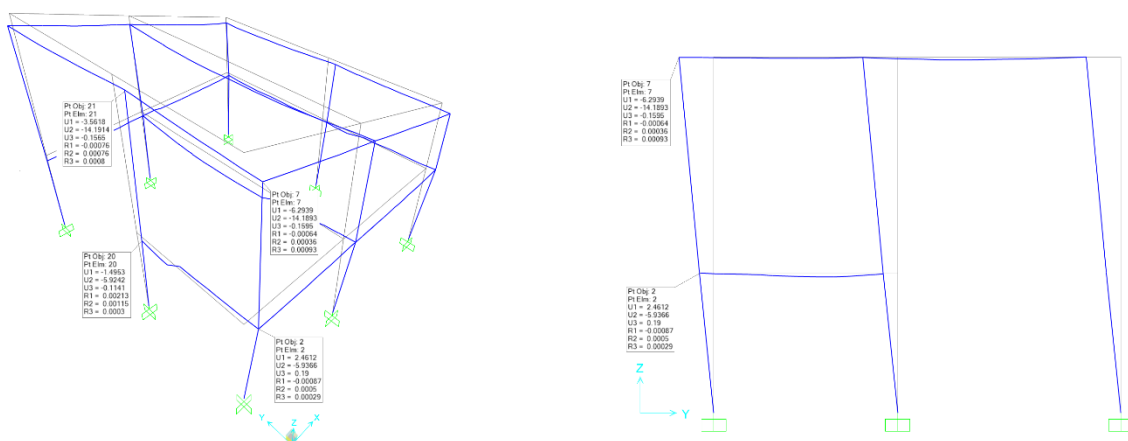
Σχήμα 8.21 Εισαγωγή σεισμικών συνδυασμών στο SAP2000

8.3.3 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα

Στα παρακάτω σχήματα δίνεται η εικόνα του παραμορφωμένου φορέα για κάθε σεισμικό συνδυασμό και ενδεικτικά οι τιμές των μετακινήσεων (σε mm) σε ορισμένα σημεία, όπως προέκυψαν από την ανάλυση. Επισημαίνεται ότι, οι μετακινήσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση αντιστοιχούν στις ελαστικές μετακινήσεις της κατασκευής, μέχρι το σημείο διαρροής. Στις μετακινήσεις, δηλαδή, που θα εμφανιζόταν αν η κατασκευή αποκρινόταν ελαστικά υπό τα φορτία του σεισμικού συνδυασμού. Επειδή, όμως, οι σεισμικές δράσεις έχουν υπολογιστεί για $q > 1$, για να βρεθούν οι πραγματικές μετακινήσεις της κατασκευής, πρέπει οι μετακινήσεις που προκύπτουν από την ανάλυση να πολλαπλασιαστούν με $q = 1,7$.



Σχήμα 8.22 Εικόνα παραμορφωμένου φορέα υπό το σεισμικό συνδυασμό $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$

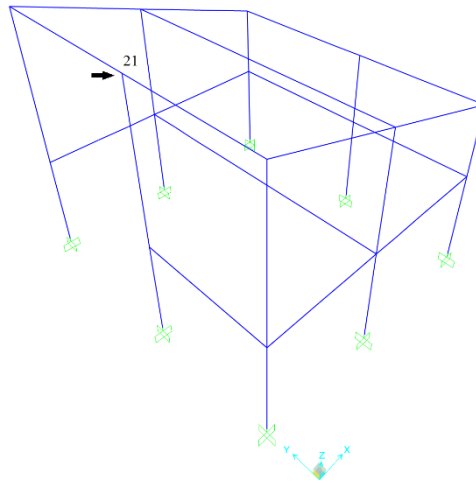


Σχήμα 8.23 Εικόνα παραμορφωμένου φορέα υπό το σεισμικό συνδυασμό $G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x$

Παρατηρείται ότι, τα παραμορφωσιακά μεγέθη είναι μεγαλύτερα για το σεισμικό συνδυασμό με κυρίαρχη τη σεισμική δράση κατά Y. Επομένως, δυσμενέστερη διεύθυνση σεισμού για το κτίριο είναι η Y και δυσμενέστερος σεισμικός συνδυασμός ο $G + 0,3 Q + E_y + 0,3 E_x$.

8.3.4 Εντατικά μεγέθη φορέα

Στον Πίνακα 8.3 δίνεται η τέμνουσα βάσης του κτιρίου και η μετακίνηση του κόμβου 21 της οροφής του σε κάθε διεύθυνση και για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

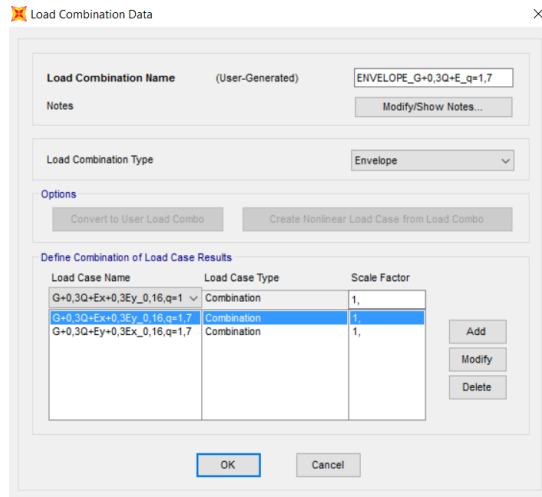


Σχήμα 8.24 Κόμβος 21 οροφής κτιρίου

Πίνακας 8.3 Τέμνουσα βάσης – Μετακίνηση κορυφής

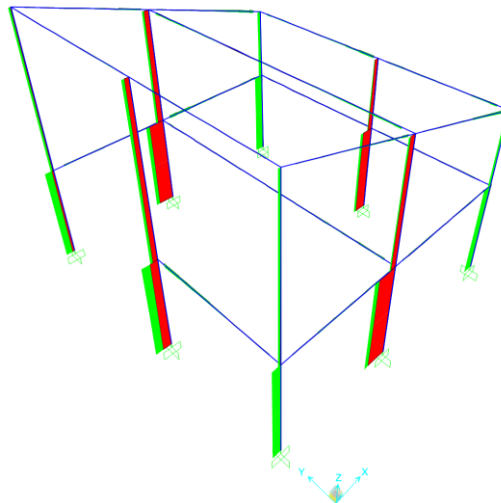
Σεισμικός συνδυασμός	Τέμνουσα βάσης (kN)		Μετακίνηση κορυφής (mm)	
	V_x	V_y	Δ_x	Δ_y
$G + 0,3 Q + E_x + 0,3 E_y$	296,308	90,279	9,83	5,25
$G + 0,3 Q + E_y + 0,3 E_x$	95,266	279,683	3,56	14,19

Προκειμένου να ληφθούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη όλων των δυνατών σεισμικών συνδυασμών, με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος επάρκειας του κτιρίου, οι δύο σεισμικοί συνδυασμοί, που έχουν εισαχθεί στο λογισμικό συνδυάζονται με την εντολή *Envelope*, ώστε να υπολογιστούν οι περιβάλλουσες των μέγιστων εντατικών μεγεθών.

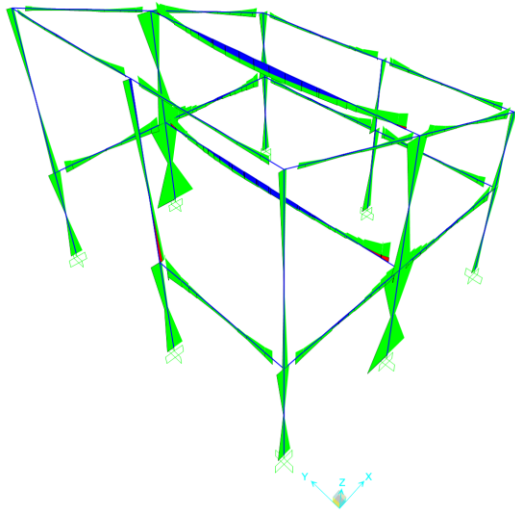


Σχήμα 8.25 Περιβάλλουσα σεισμικών συνδυασμών

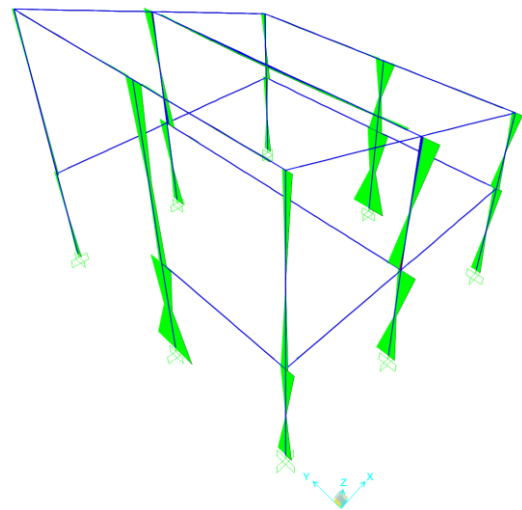
Στα Σχήματα 8.26 – 8.30 δίνονται οι περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών για τους σεισμικούς συνδυασμούς.



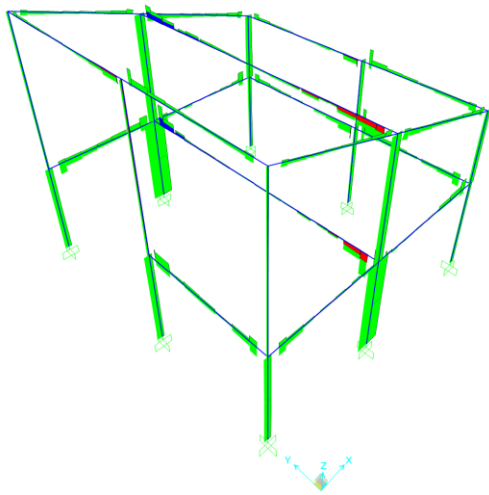
Σχήμα 8.26 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων [N]



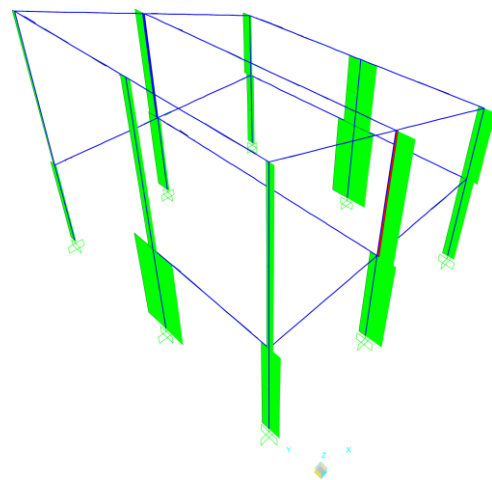
Σχήμα 8.27 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης
[M₃₋₃]



Σχήμα 8.28 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης
[M₂₋₂]



Σχήμα 8.29 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων
[V₂₋₂]



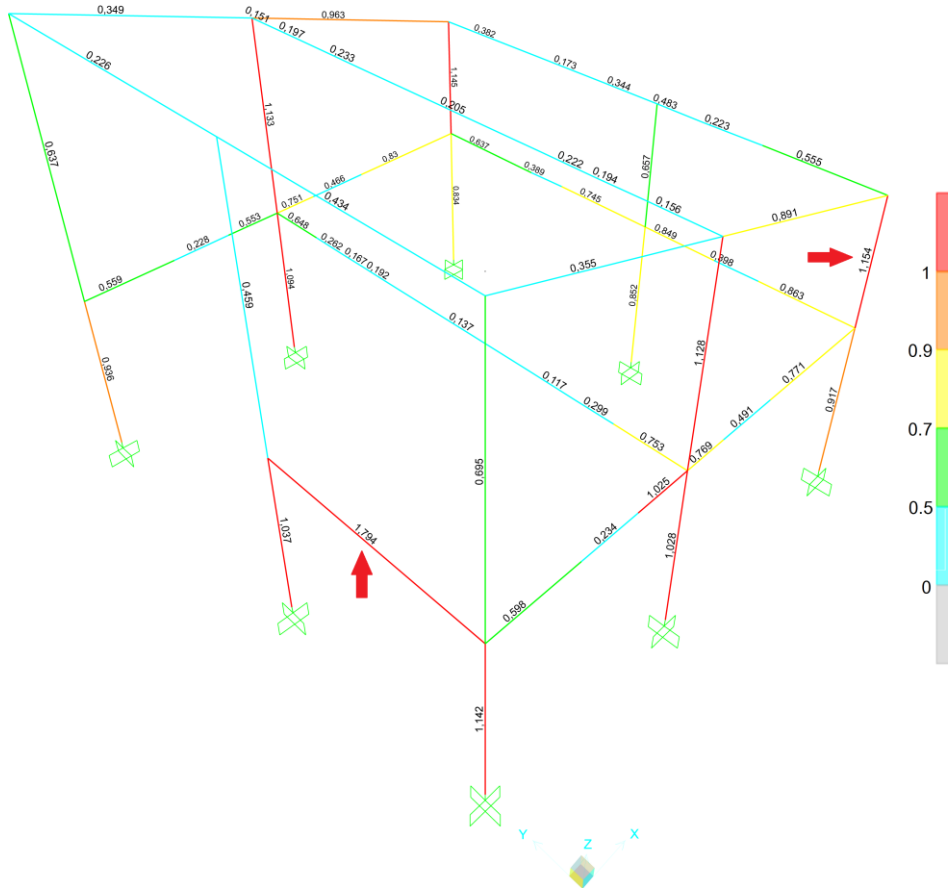
Σχήμα 8.30 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων
[V₃₋₃]

8.3.5 Έλεγχος επάρκειας φορέα

Η επάρκεια του φορέα ελέγχεται από το λογισμικό, σύμφωνα με τον ΕΚ2 και τον ΕΚ8, με βάση τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς που ορίστηκαν στην §8.3.2. Οι δείκτες ανεπάρκειας των μελών βάσει της αντοχής τους σε κάμψη, όπως προέκυψαν από τον έλεγχο δίνονται στο Σχήμα 8.31. Για το πλέον καταπονούμενο υποστύλωμα ο δείκτης ανεπάρκειας ισούται με $\lambda = 1,154$ και για την πλέον καταπονούμενη δοκό με $\lambda = 1,794$.

Από τα αποτελέσματα του ελέγχου προκύπτει ότι η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου δεν επαρκεί για τα φορτία του σεισμικού συνδυασμού, καθώς σε αρκετά υποστυλώματα ο δείκτης ανεπάρκειας υπερβαίνει τη μονάδα. Ωστόσο, υπενθυμίζεται ότι για τον παραπάνω

έλεγχο τα σεισμικά φορτία έχουν υπολογιστεί με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,7$. Στο επόμενο κεφάλαιο η συμπεριφορά του κτιρίου θα μελετηθεί με μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover), θα υπολογιστεί ο πραγματικός συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου και με βάση αυτόν θα γίνει ο τελικός έλεγχος της σεισμικής επάρκειάς του.



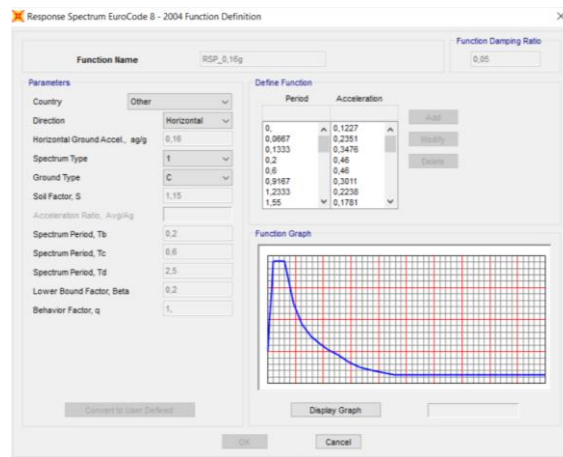
Σχήμα 8.31 Δείκτες ανεπάρκειας μελών υπό το σεισμικό συνδυασμό

8.4 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 ($q=1$)

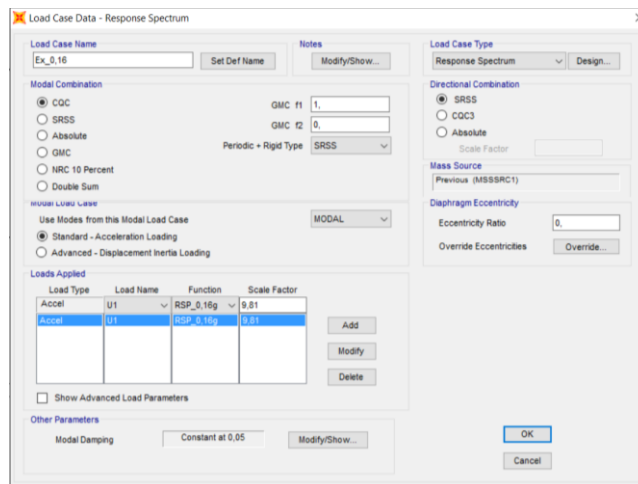
Προκειμένου να είναι δυνατή η σύγκριση (βλ. §9.6.2) μεταξύ των μετακινήσεων, όπως προκύπτουν από την ελαστική και την ανελαστική ανάλυση του κτιρίου, το κτίριο αναλύεται επιπροσθέτως με ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, για σεισμικά φορτία που προσδιορίζονται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 και επιβάλλονται σε μία μόνο διεύθυνση κάθε φορά.

Η ανάλυση εκτελείται για τους σεισμικούς συνδυασμούς $G + 0,3Q + E_x$ και $G + 0,3Q + E_y$ και υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου, συγκεκριμένα του κόμβου 21 (βλ. Σχήμα 8.24), ο οποίος έχει ορισθεί και ως κόμβος ελέγχου στις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover). Τα φαινόμενα Ρ-Δ δεν

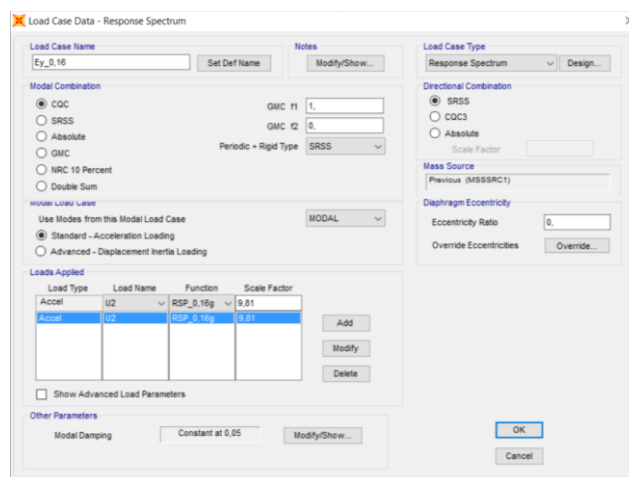
χρειάζεται να ληφθούν υπόψη, καθώς για $q = 1$, ισχύει $\theta < 0,01$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 8.4.



Σχήμα 8.32 Ελαστικό φάσμα απόκρισης ΕΚ8 στο SAP2000



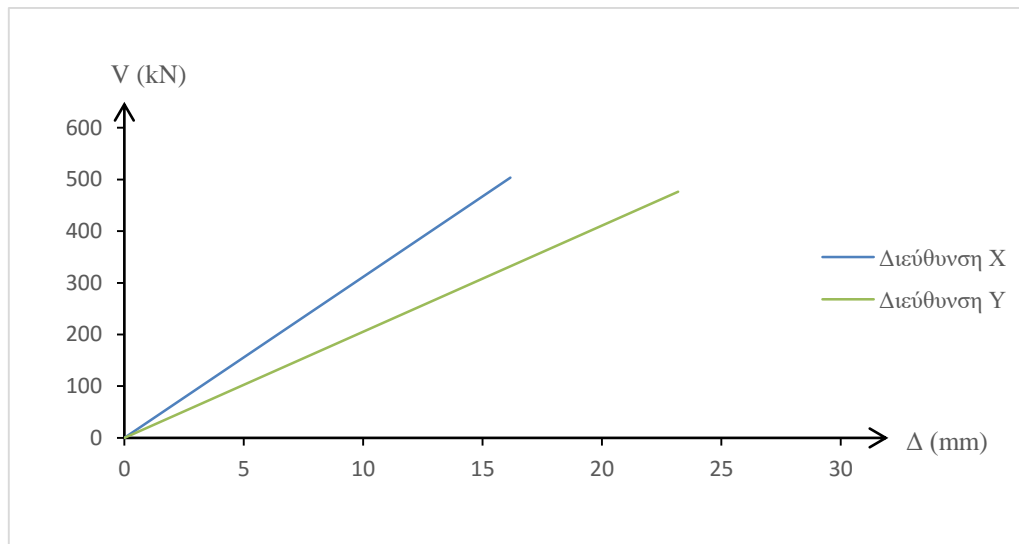
Σχήμα 8.33 Σεισμική δράση κατά X στο SAP2000



Σχήμα 8.34 Σεισμική δράση κατά Y στο SAP2000

Πίνακας 8.4 Τέμνουσα – βάσης μετακίνηση κορυφής ($q=1$)

Σεισμικός συνδυασμός	Τέμνουσα βάσης (kN)	Μετακίνηση κορυφής (mm)
	V	Δ
$G + 0,3 Q + E_x$	503,17	16,16
$G + 0,3 Q + E_y$	476,179	23,19

**Σχήμα 8.35** Σύγκριση ελαστικής απόκρισης του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις

Από τη σύγκριση της απόκρισης του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του διαπιστώνεται (όπως και από την ιδιομορφική ανάλυση) ότι το κτίριο διαθέτει μικρότερη δυσκαμψία κατά τη διεύθυνση Y. Επομένως κατά την ανελαστική ανάλυση και τον έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, αναμένεται κρίσιμη διεύθυνση να είναι η Y.

Κεφάλαιο 9

Μη γραμμική στατική ανάλυση κατασκευής

Στο παρόν κεφάλαιο μελετάται η συμπεριφορά της κατασκευής με τη μέθοδο της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, προκειμένου να εξεταστεί η ανελαστική απόκρισή της. Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου καλύπτονται, εφόσον έχει επιτευχθεί το επίπεδο γνώσης *Κανονική Γνώση* και επιπλέον η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν είναι σημαντική. Η θεώρηση αυτή γίνεται, καθώς η θεμελιώδης ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση έχει ιδιοπερίοδο με τιμή μικρότερη από 1 s ($T_1 = 0,348$ s και $T_2 = 0,323$ s) και ενεργοποιεί μεγάλο ποσοστό (περίπου το 80%) της συνολικής μάζας.

Οι αναλύσεις pushover εκτελούνται για τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου (x και y), με τα οριζόντια σεισμικά φορτία να επιβάλλονται κατά μία διεύθυνση κάθε φορά και να εφαρμόζονται με δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές, την ομοιόμορφη κατανομή και την κατανομή σύμφωνα με την πρώτη, σε κάθε διεύθυνση, ιδιομορφή.

Για κάθε ανάλυση χαράσσεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας, σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40, και υπολογίζεται η διαθέσιμη πλαστιμότητα, ο λόγος υπεραντοχής και ο συντελεστής συμπεριφοράς. Τέλος, ελέγχεται η επάρκεια του κτιρίου με βάση την στοχευόμενη μετακίνηση για στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής.

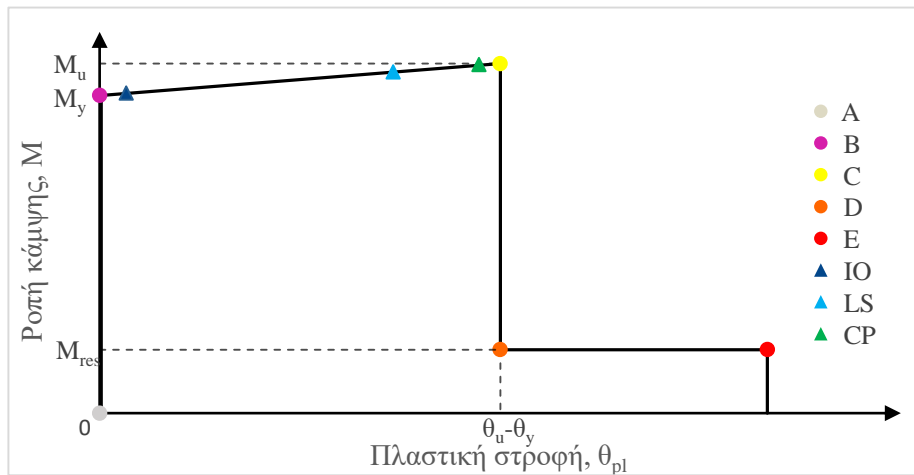
9.1 Πλαστικές αρθρώσεις

Οι κατασκευές έχουν την ικανότητα να απορροφούν μέρος της σεισμικής ενέργειας μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων, με τον σχηματισμό δηλαδή, πλαστικών αρθρώσεων σε ορισμένες περιοχές των μελών τους.

Το πρώτο βήμα για την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης στο λογισμικό είναι ο καθορισμός των πιθανών θέσεων σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Οι θέσεις αυτές ορίζονται στα σημεία, στα οποία αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές, δηλαδή στα άκρα όλων των δοκών και των υποστυλωμάτων, όπου γίνεται η θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστικότητας.

Σε κάθε διατομή, όπου αναμένεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση πρέπει να καθοριστεί ο νόμος που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά της, ο οποίος περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος έντασης – παραμόρφωσης ($F - \delta$). Εφόσον πρόκειται για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, όπου οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ως καταλληλότερο εντατικό μέγεθος F επιλέγεται η ροπή κάμψης M , ενώ ως καταλληλότερο μέγεθος παραμόρφωσης δ επιλέγεται η γωνία στροφής χορδής θ στο άκρο του στοιχείου. Επιπλέον, πρέπει να υπολογιστούν και να σημειωθούν πάνω στο διάγραμμα $M - \theta$ τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.

Η χαρακτηριστική μορφή του διαγράμματος $M - \theta$, μέσω του οποίου προσδιορίζονται οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων στο λογισμικό δίνεται στο Σχήμα 9.1.

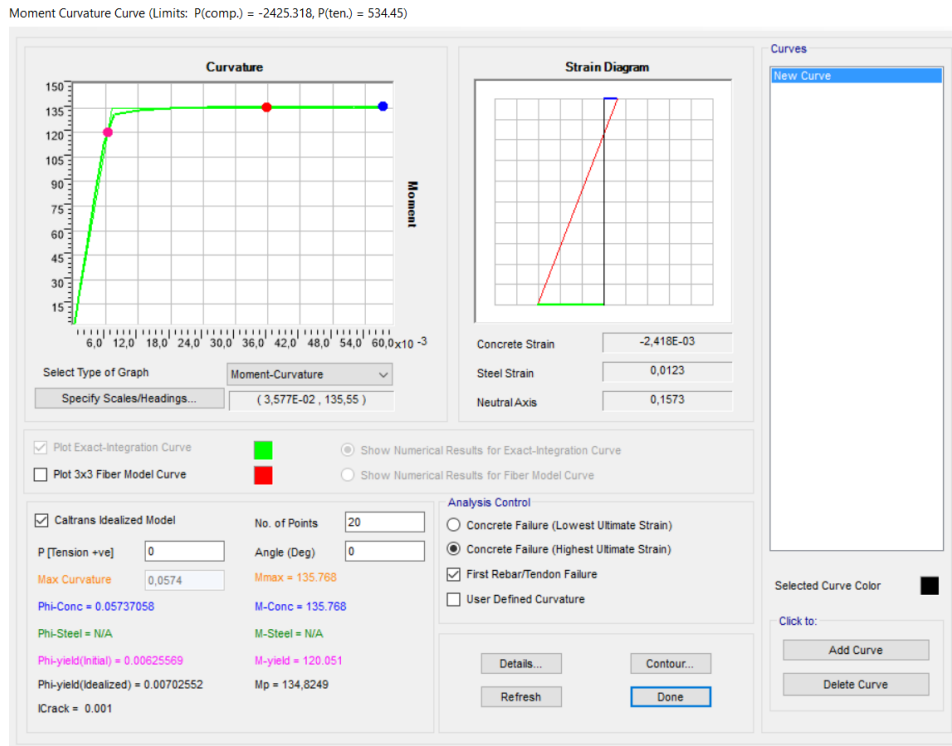


Σχήμα 9.1 Χαρακτηριστική μορφή διαγράμματος $M - \theta$ στο SAP2000

Τα σημεία του διαγράμματος $M - \theta$ είναι τα εξής:

- A η αρχή των αξόνων
- B το σημείο διαρροής. Η στροφή είναι μηδενική εφόσον το διάγραμμα απεικονίζει μόνο τις πλαστικές στροφές.
- C το σημείο που αντιπροσωπεύει τη μέγιστη αντοχή
- D το σημείο που αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντοχή μετά την στροφή αστοχίας
- E το σημείο στο οποίο επέρχεται η πλήρης αστοχία (απώλεια ικανότητας παραλαβής κατακόρυφων φορτίων)
- IO η στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*
- LS η στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*
- CP η στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*

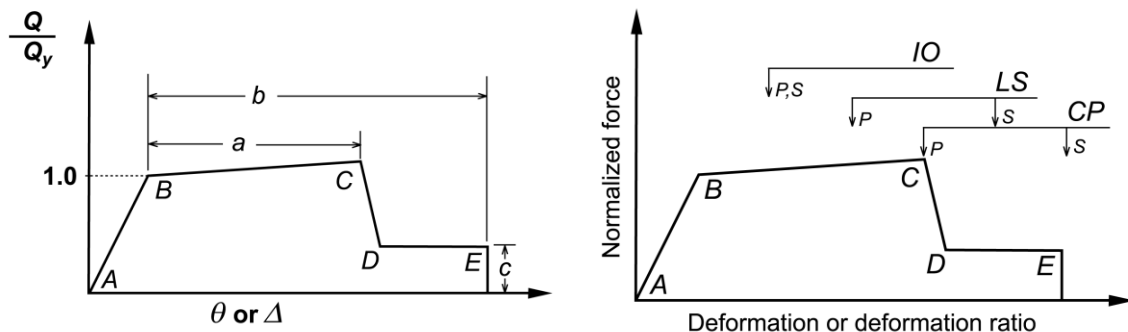
Για τον προσδιορισμό των σημείων του διαγράμματος η στροφή διαρροής θ_y και η στροφή αστοχίας θ_u μπορούν να υπολογιστούν από τις σχέσεις του ΕΚ8, όπως δίνονται στις §§ 3.7.5 και 3.7.6. Οι αντίστοιχες ροπές διαρροής M_y και αστοχίας M_u , καθώς και οι καμπυλότητες διαρροής φ_y και αστοχίας φ_u , οι οποίες χρειάζονται για τον υπολογισμό των στροφών, λαμβάνονται από τα διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων ($M - \varphi$) των διατομών. Τα διαγράμματα $M - \varphi$ (*Moment – Curvature Curve*) υπολογίζονται για κάθε διατομή από το λογισμικό μέσω του Section Designer, το οποίο λαμβάνει υπόψη τις μη γραμμικές ιδιότητες των υλικών, όπως έχουν καθοριστεί στα αντίστοιχα προσομοιώματα του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμού. Στο Σχήμα 9.2 δίνεται ενδεικτικά το διάγραμμα $M - \varphi$ της διατομής μίας δοκού για θετική ροπή κάμψης, όπως έχει υπολογιστεί από το Section Designer.



Σχήμα 9.2 Διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων διατομής (από το Section Designer)

Από τα δεδομένα που υπολογίζει το λογισμικό η τιμή M_{-yield} αντιστοιχεί στη ροπή διαρροής M_y , η τιμή M_{-Conc} στη ροπή αστοχίας M_u , η τιμή $Phi_{-yield(Initial)}$ στην καμπυλότητα διαρροής ϕ_y και η τιμή Phi_{-Conc} στην καμπυλότητα αστοχίας ϕ_u .

Η παραπάνω διαδικασία προσδιορισμού των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων εκτός από ιδιαίτερα χρονοβόρα, ειδικά όταν υπάρχουν πολλά στοιχεία με διαφορετικές διατομές, ενέχει και τον κίνδυνο υπολογιστικού λάθους. Το λογισμικό παρέχει τη δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού των χαρακτηριστικών κάθε πλαστικής άρθρωσης, βάσει των στοιχείων της διατομής (διαστάσεις, οπλισμός, υλικά), όπως αυτά έχουν εισαχθεί κατά την προσομοίωση της διατομής στο Section Designer, υιοθετώντας τα πρότυπα της FEMA 356.



Σχήμα 9.3 Χαρακτηριστικά σημεία καμπύλης σκελετού διατομής και στάθμες επιτελεστικότητας κατά FEMA 356

Πίνακας 9.1 Παράμετροι υπολογισμού ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων δοκών οπλισμένου σκυροδέματος κατά FEMA 356

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
				Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio			Component Type			
							Primary		Secondary	
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Πίνακας 9.2 Παράμετροι υπολογισμού ιδιοτήτων πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος κατά FEMA 356

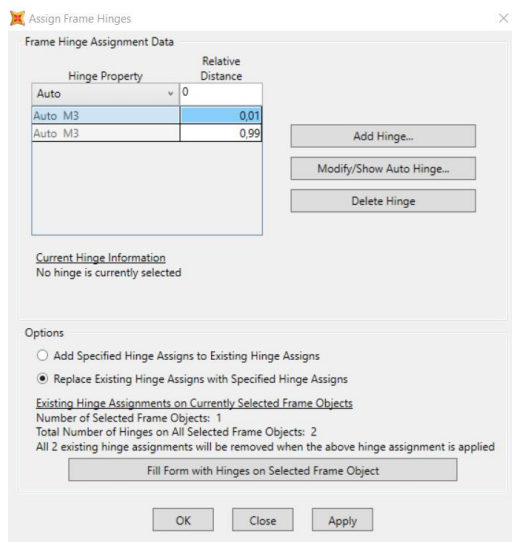
Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	IO	Plastic Rotation Angle, radians					
					Performance Level					
	a		b	c	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS	CP	LS	CP							
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1, 3}										
All cases ⁵	—	—	—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1, 3}										
Hoop spacing ≤ d/2	0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02		
Hoop spacing > d/2	0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01		
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1, 3}										
Conforming hoops over the entire length	0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02		
All other cases	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		

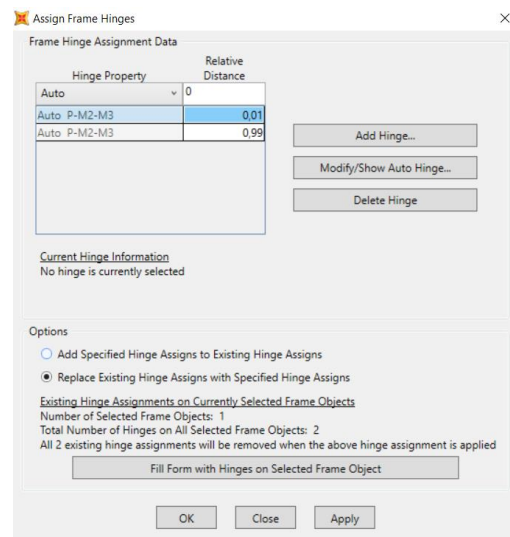
- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Στην παρούσα εργασία επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί η δυνατότητα του λογισμικού για αυτόματο υπολογισμό των χαρακτηριστικών των πλαστικών αρθρώσεων από τους πίνακες της FEMA 356. Ο καθορισμός των θέσεων, όπου αναμένεται να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις στα μέλη του φορέα και των χαρακτηριστικών τους γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Επιλογή στοιχείων → Assign → Frame → Hinges → Add Hinge



(α)

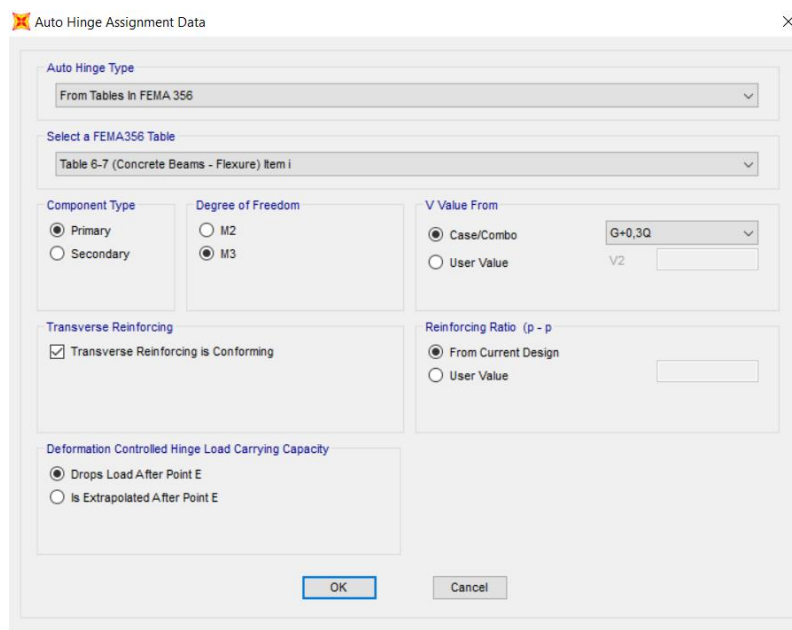


(β)

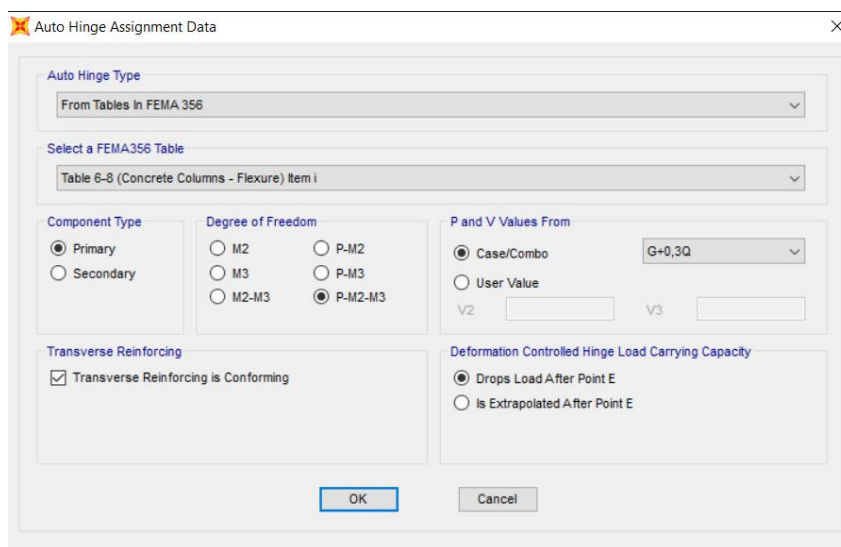
Σχήμα 9.4 Καθορισμός θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (α) και τα υποστυλώματα (β) στο SAP2000

Οι πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται στα άκρα των στοιχείων. Στο πεδίο *Relative Distance* εισάγεται η τιμή της σχετικής απόστασης 0,01 για εισαγωγή πλαστικής άρθρωσης στον κόμβο αρχής του στοιχείου και η τιμή 0,99 για εισαγωγή πλαστικής άρθρωσης στον κόμβο τέλους του στοιχείου.

Στις δοκούς για την προσομοίωση της ανελαστικής τους συμπεριφοράς επιλέγεται πλαστική άρθρωση τύπου M3, καθώς κρίσιμη θεωρείται η αστοχία λόγω κάμψης περί τον τοπικό άξονα 3, ενώ για τα υποστυλώματα επιλέγεται πλαστική άρθρωση τύπου P-M2-M3, καθώς θεωρείται κρίσιμη η αστοχία λόγω αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης περί τους τοπικούς άξονες 2 και 3.



Σχήμα 9.5 Ρύθμιση παραμέτρων πλαστικών αρθρώσεων δοκών Ο.Σ.



Σχήμα 9.6 Ρύθμιση παραμέτρων πλαστικών αρθρώσεων υποστυλωμάτων Ο.Σ.

Η τιμή της αξονικής και της τέμνουσας δύναμης που χρησιμοποιούνται, σύμφωνα με τους πίνακες της FEMA 356, για τον υπολογισμό των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων, αλλά και η τιμή της τέμνουσας δύναμης που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών λαμβάνονται από τον σεισμικό συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων ($G + 0.3Q$).

Η επιλογή *Transverse Reinforcing is Conforming* συνδέεται με την αυξημένη στροφική ικανότητα των πλαστικών αρθρώσεων, που σχηματίζονται σε μέλη, τα οποία ικανοποιούν δύο κριτήρια, που ορίζονται στην FEMA 356. Τα κριτήρια αυτά είναι τα εξής:

1. Οι συνδετήρες των μελών στην περιοχή, όπου αναμένεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση είναι τοποθετημένοι με αποστάσεις μεταξύ τους $\leq d/3$.
2. Η διατμητική αντοχή των μελών, η οποία παρέχεται μόνο από τους συνδετήρες ($V_{Rd,s}$) ισούται τουλάχιστον με τα $3/4$ της τέμνουσας δύναμης σχεδιασμού.

Στο υπό μελέτη κτίριο τα παραπάνω κριτήρια ικανοποιούνται, εφόσον:

1. Στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, όπου είναι πιθανός ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων έχουν τοποθετηθεί συνδετήρες $\Phi 8/10$, ενώ η ελάχιστη διάσταση d για τις δοκούς είναι 40 cm και για τα υποστυλώματα 30 cm.
2. Η διατμητική αντοχή των συνδετήρων είναι παντού μεγαλύτερη από τα $3/4$ της τέμνουσας που αναπτύσσεται από τον σεισμικό συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων. Παρακάτω, παρατίθεται ενδεικτικά ο έλεγχος για τη μέγιστη τέμνουσα που αναπτύσσεται στο κτίριο και συγκεκριμένα στη δοκό Δ6 (50/42) του ισογείου.

$$V_{Ed}^{max} = 120,3 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywm} \cdot \cot\theta$$

όπου

$$A_{sw} = n \cdot \frac{\pi \cdot d_{bw}^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,008^2}{4} = 1,005 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$s = 0,1 \text{ m}$$

$$z = d - d_1 = h - c - d_{bw} - \frac{d_{bl}}{2} = 0,371 \text{ m}$$

$$f_{ywm} = 350 \text{ MPa}$$

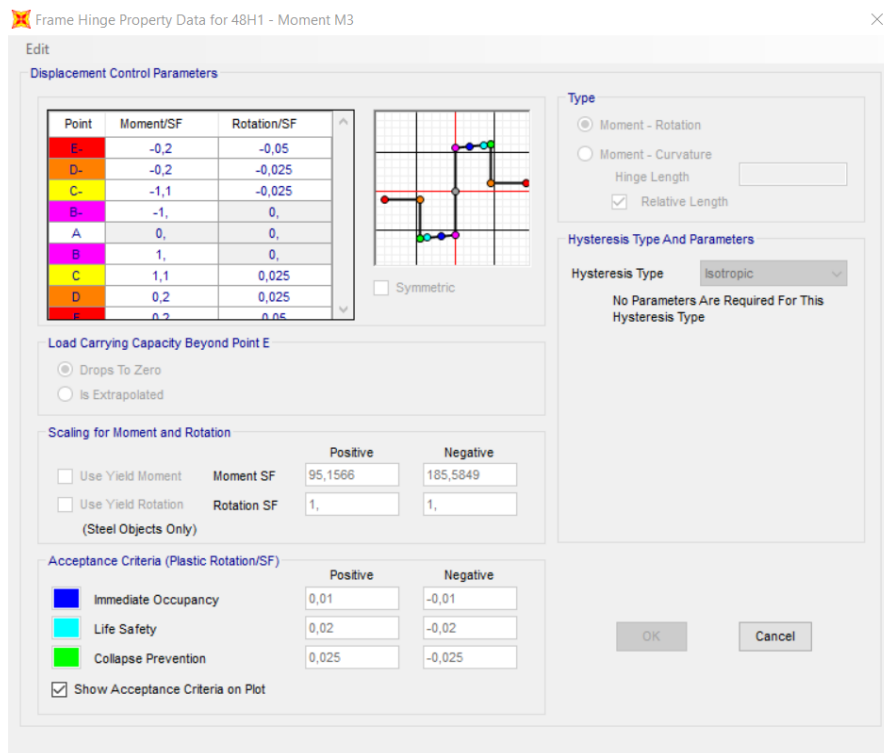
$$\cot\theta = 1,2$$

$$\text{Επομένως, } V_{Rd,s} = 130,54 \text{ kN} > 3/4 V_{Ed}^{max} = 90,23 \text{ kN}$$

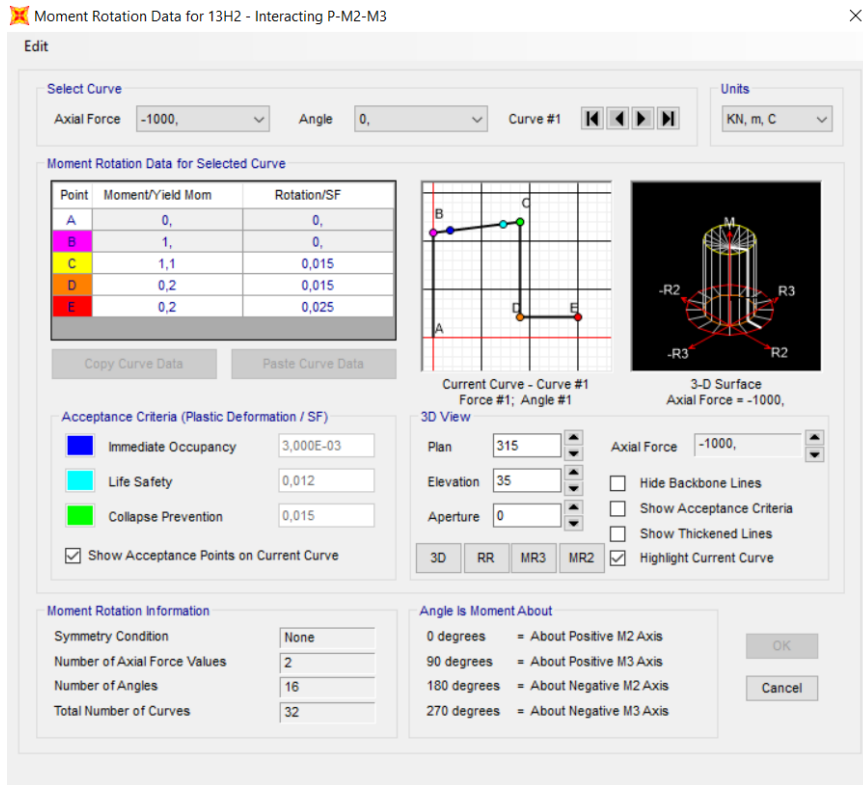
Τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων, που δημιουργήθηκαν αυτόματα από το λογισμικό μπορούν να ελεγχθούν με την εκτέλεση της ακόλουθης σειράς εντολών:

Define → *Section Properties* → *Hinge Properties* → *Show Generated Props* → *Modify / Show Property*

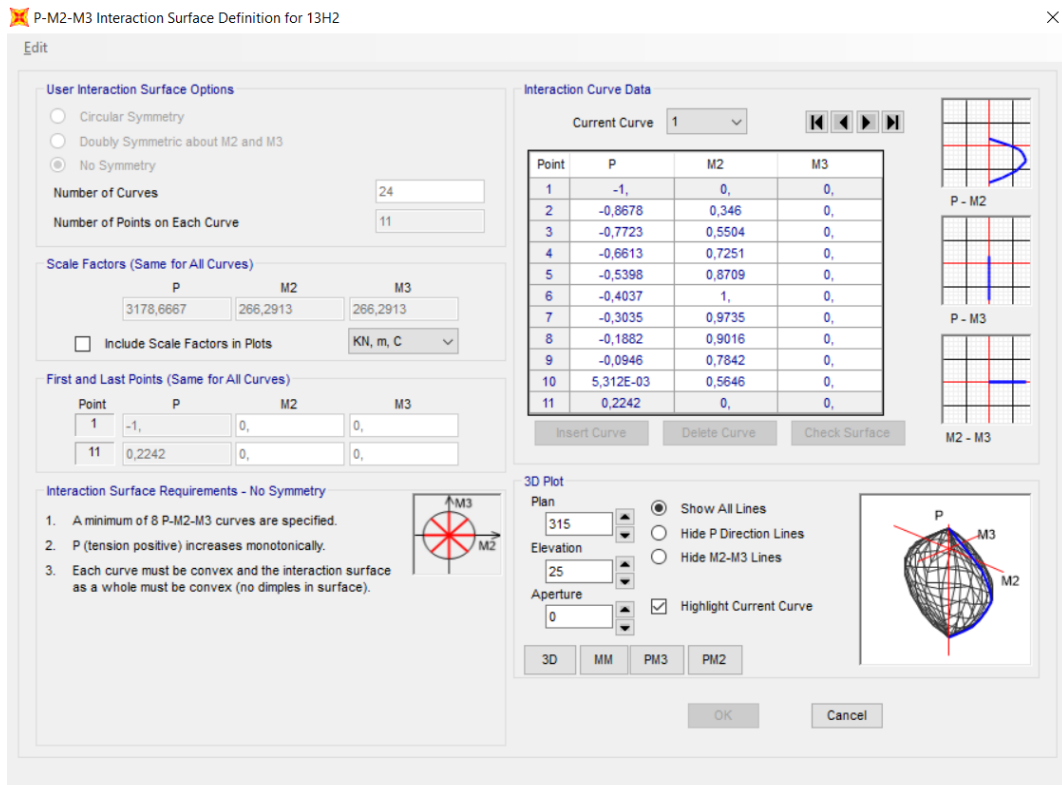
Ενδεικτικά, στα Σχήματα 9.7 και 9.8 δίνονται τα χαρακτηριστικά μίας πλαστικής άρθρωσης σε στοιχείο δοκού και μίας σε στοιχείο υποστυλώματος, ενώ στο Σχήμα 9.9 δίνεται η επιφάνεια αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης – διαξονικής ροπής μίας διατομής υποστυλώματος.



Σχήμα 9.7 Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης δοκού



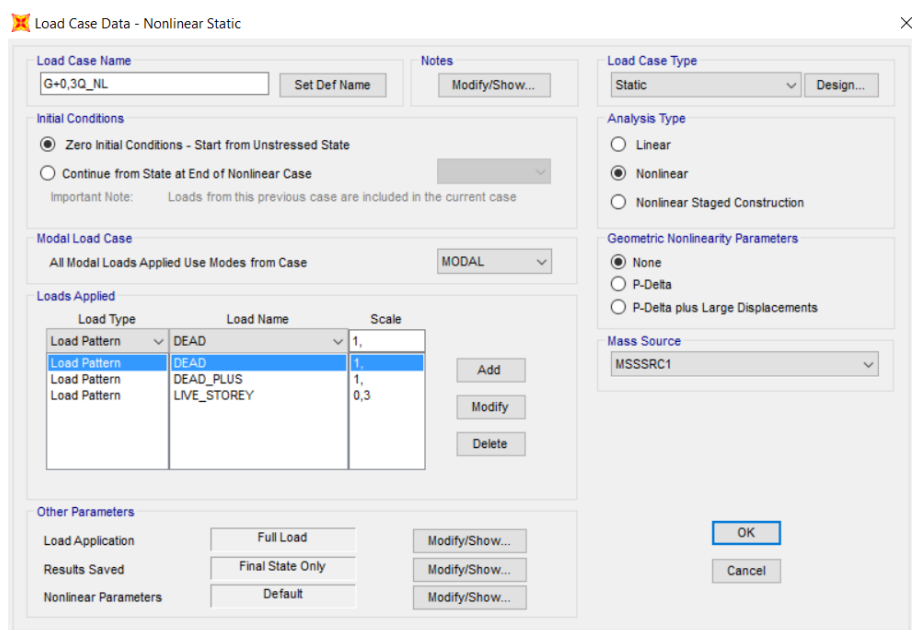
Σχήμα 9.8 Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος



Σχήμα 9.9 Επιφάνεια αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης – διαξονικής ροπής διατομής υποστυλώματος

9.2 Αρχικές συνθήκες – Κατανομή πλευρικών φορτίων καθ' ύψος

Η επιβολή των φορτίων για την εκτέλεση της ανάλυσης pushover περιλαμβάνει δύο φάσεις. Κατά την πρώτη φάση ορίζεται ένα στατικό μη γραμμικό *Load Case* ($G + 0,3Q_{NL}$), όπου τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) συνδυάζονται με τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό $G + 0,3Q$ και επιβάλλονται στον φορέα. Ο φορέας αναλύεται με μη γραμμική στατική ανάλυση υπό μηδενικές αρχικές συνθήκες, προκειμένου, πριν την επιβολή των οριζόντιων φορτίων, να βρίσκεται σε μία κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης υπό τη δράση μόνο των κατακόρυφων φορτίων του. Η πρώτη φάση αποτελεί το σημείο εκκίνησης (*Initial Conditions*) των αναλύσεων πλευρικής ώθησης, που θα ακολουθήσουν.



Σχήμα 9.10 Πρώτη φάση φόρτισης pushover

Η δεύτερη φάση φόρτισης αρχίζει από το τέλος της πρώτης και περιλαμβάνει τη σταδιακή εξώθηση της κατασκευής, δηλαδή τη μονοτονικά αυξανόμενη επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Τα φορτία αυτά αναπαριστούν τις εμφανιζόμενες αδρανειακές δυνάμεις ανά όροφο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

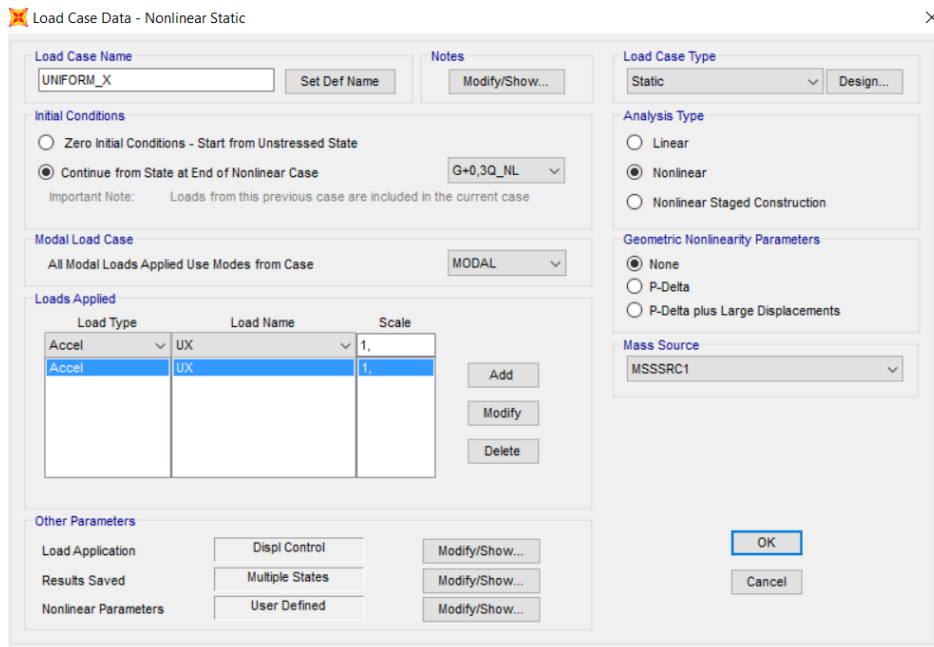
Για την σταδιακή εξώθηση της κατασκευής τα οριζόντια φορτία επιβάλλονται κατά τις διευθύνσεις x και y με θετικό και αρνητικό πρόσημο. Για κάθε διεύθυνση χρησιμοποιούνται δύο κατανομές καθ' ύψος των οριζόντιων φορτίων, η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική. Οι κατανομές δίνουν την αναλογία μεταξύ των οριζόντιων φορτίων των ορόφων, η οποία παραμένει σταθερή, καθώς αυτά αυξάνονται. Στην ομοιόμορφη κατανομή τα οριζόντια φορτία είναι ανάλογα μόνο της μάζας του κάθε ορόφου, ενώ στην ιδιομορφική κατανομή κατά τη διεύθυνση x υιοθετείται το σχήμα της 2^{ης} ιδιομορφής και κατά τη διεύθυνση y το σχήμα της 1^{ης} ιδιομορφής.

Επομένως, για την ανάλυση του κτιρίου ορίζονται οκτώ διαφορετικά *Load Cases*, που περιγράφουν τις παραπάνω κατανομές και τα οποία δίνονται στον Πίνακα 9.3.

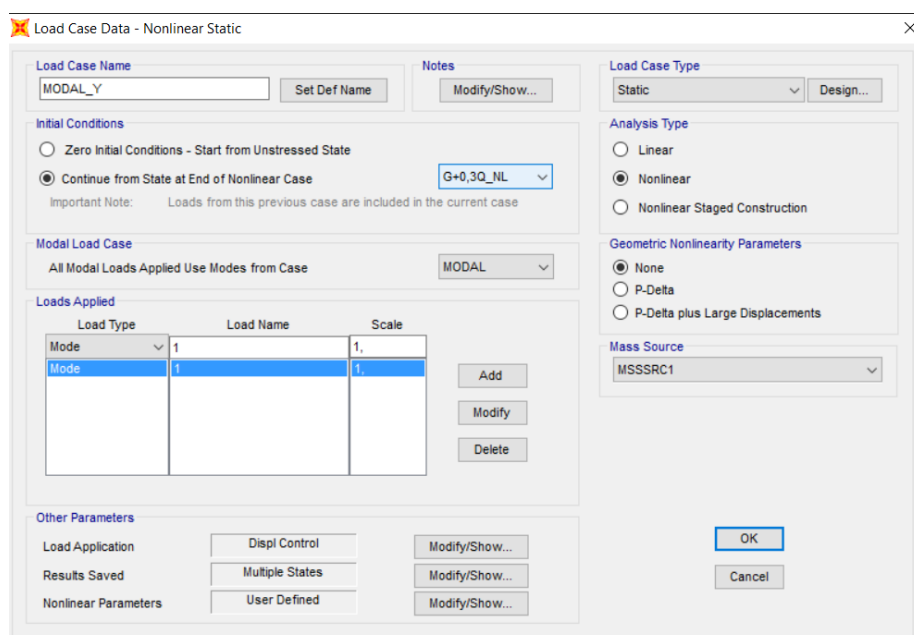
Πίνακας 9.3 Επιβαλλόμενες κατανομές οριζόντιων φορτίων

		Κατεύθυνση			
		X	-X	Y	-Y
Κατανομή	Ομοιόμορφη	<i>UNIFORM_X</i>	<i>UNIFORM_-X</i>	<i>UNIFORM_Y</i>	<i>UNIFORM_-Y</i>
	Ιδιομορφική	<i>MODAL_X</i>	<i>MODAL_-X</i>	<i>MODAL_Y</i>	<i>MODAL_-Y</i>

Στα Σχήματα 9.11 και 9.12 δίνεται ενδεικτικά ο ορισμός στο λογισμικό μίας κατανομής οριζόντιων φορτίων ανά διεύθυνση.



Σχήμα 9.11 Ορισμός ομοιόμορφης κατανομής οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση x στο SAP2000



Σχήμα 9.12 Ορισμός ιδιομορφικής κατανομής οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση y στο SAP2000

Κατά την εκτέλεση των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων για την εκτίμηση της ανελαστικής απόκρισης του κτιρίου δεν λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα 2^{ης} τάξης (P-Δ), καθώς όπως διαπιστώθηκε στην §8.3.1 η επιρροή τους είναι αμελητέα. Ωστόσο, για λόγους επαλήθευσης εκτελέστηκαν οι ίδιες αναλύσεις λαμβάνοντας υπόψη και τα φαινόμενα P-Δ. Στην §9.6.3, όπου συγκρίνονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις δύο θεωρήσεις, διαπιστώνεται ότι ταυτίζονται, επαληθεύοντας την αρχική παραδοχή.

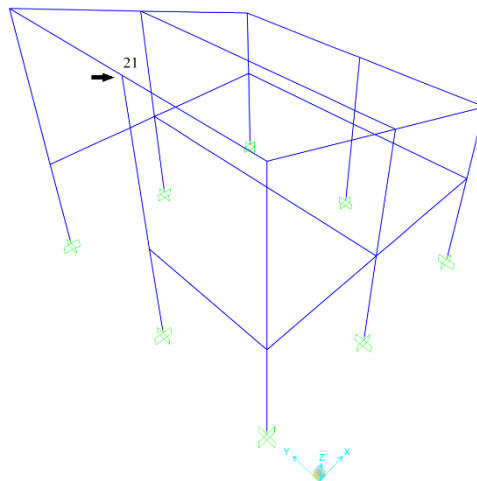
9.3 Ρύθμιση παραμέτρων ανάλυσης

9.3.1 Κόμβος ελέγχου – Μετακίνηση ελέγχου

Το λογισμικό παρέχει τη δυνατότητα εκτέλεσης δύο τύπων υπερωθητικής ανάλυσης, οι οποίοι διακρίνονται ανάλογα με το κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης. Ο πρώτος τύπος (*Full Load*) βασίζεται στην επιβαλλόμενη δύναμη και έχει ως κριτήριο τερματισμού την ανάπτυξη μίας μέγιστης τιμής τέμνουσας βάσης στην κατασκευή, η οποία έχει προκαθοριστεί. Το μειονέκτημα αυτού του τύπου ανάλυσης είναι ότι αν δεν είναι εξ' αρχής γνωστό ότι η κατασκευή μπορεί να φέρει αυτή την τιμή της πλευρικής δύναμης, μπορεί να επέλθει κατάρρευση σε μικρότερη δύναμη, με αποτέλεσμα να συνεχίζεται η επιβολή δύναμης στην κατασκευή χωρίς να μπορεί να ικανοποιηθεί το κριτήριο τερματισμού. Ο δεύτερος τύπος υπερωθητικής ανάλυσης είναι η ανάλυση με έλεγχο των παραμορφώσεων (*Displacement Control*). Ως κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης ορίζεται μία μέγιστη μετακίνηση σε ένα σημείο της κατασκευής (κόμβος ελέγχου). Η κατασκευή φορτίζεται έως ότου η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου γίνει ίση με το κριτήριο τερματισμού, εκτός εάν αστοχήσει πριν την επίτευξη αυτής της μετακίνησης. Για τη μελέτη του υπό εξέταση κτιρίου επιλέγεται η ανάλυση με έλεγχο των παραμορφώσεων, καθώς πρώτον δεν είναι γνωστό το φορτίο κατάρρευσης του κτιρίου και δεύτερον αυτή η

ανάλυση παρέχει επαρκή εικόνα της ανελαστικής απόκρισης του κτιρίου και μετά την υπέρβαση της μέγιστης τέμνουσας βάσης, που μπορεί να αναπτυχθεί.

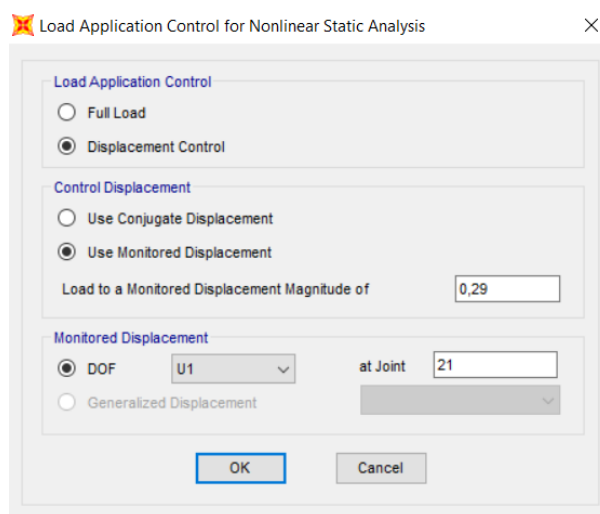
Ως κόμβος ελέγχου ορίζεται το σημείο 21 της οροφής του κτιρίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.13



Σχήμα 9.13 Κόμβος ελέγχου

Για τη μετακίνηση ελέγχου (κριτήριο τερματισμού της ανάλυσης pushover) το πρόγραμμα έχει σαν προεπιλογή την τιμή που ισούται με 4% του ύψους του υψηλότερου κόμβου του κτιρίου, η οποία στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι ίση με 0,29 m. Χωρίς βλάβη της γενικότητας, καθώς μπορεί να επιλεγθεί οποιαδήποτε τιμή, η τιμή 0,29 m ορίζεται ως μετακίνηση ελέγχου και για τις δύο διευθύνσεις επιβολής των φορτίων x και y (βαθμοί ελευθερίας U1 και U2, αντίστοιχα). Η τιμή αυτή δεν πρόκειται να αναληφθεί από την κατασκευή, αλλά αποσκοπεί στην ανάδειξη της πορείας αστοχίας. Η μετακίνηση ελέγχου επιλέγεται να είναι τύπου *Monitored Displacement*, έναντι του τύπου *Conjugate Displacement*, που χρησιμοποιείται όταν δεν επιτυγχάνεται σύγκλιση της ανάλυσης.

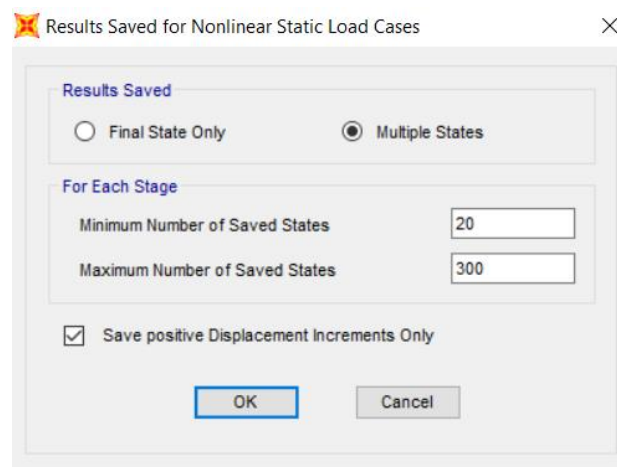
Η εισαγωγή των παραπάνω ρυθμίσεων στο λογισμικό δίνεται στο Σχήμα 9.14.



Σχήμα 9.14 Ορισμός κόμβου ελέγχου και μετακίνησης ελέγχου στο SAP2000

9.3.2 Αριθμός βημάτων – Παράμετροι σύγκλισης

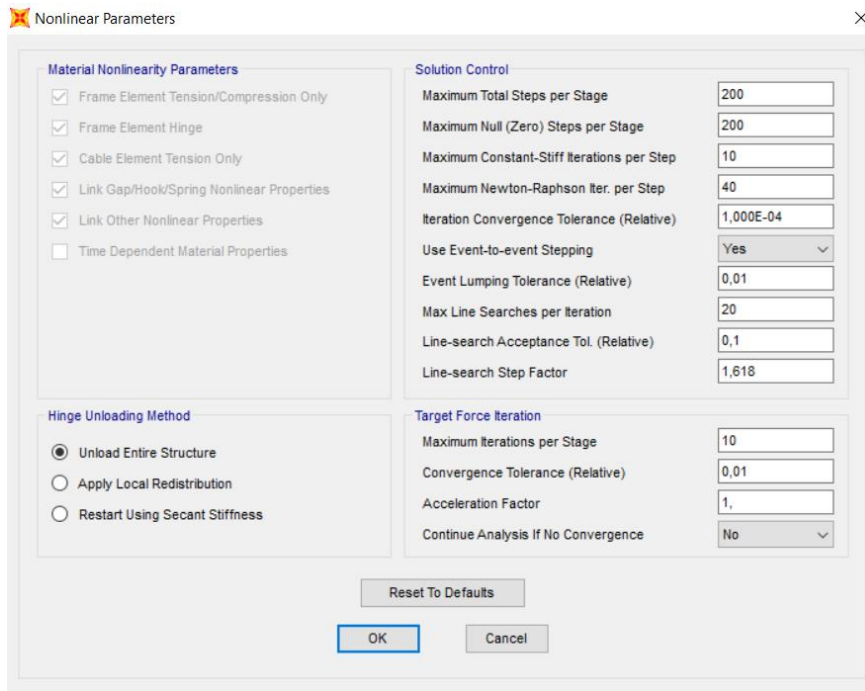
Προκειμένου να, ληφθεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, αλλά και μία εικόνα για το πως αποκρίνεται το κτίριο κατά τη διάρκεια της φόρτισης επιλέγεται να αποθηκευτούν τα αποτελέσματα ενός αριθμού ενδιάμεσων βημάτων της ανάλυσης. Ο ελάχιστος αριθμός των βημάτων που θα αποθηκευτούν (*Minimum Number of Saved States*) ορίζεται ίσος με 20, ενώ ο μέγιστος (*Maximum Number of Saved States*) ίσος με 300. Ο ελάχιστος αριθμός καθορίζει το βήμα μετακίνησης του κόμβου ελέγχου σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Σημειώνεται ότι, αν ο ελάχιστος αριθμός των βημάτων που θα αποθηκευτούν είναι πολύ μικρός, μπορεί να μην είναι διαθέσιμα αρκετά σημεία για να σχεδιαστεί αντιπροσωπευτικά η καμπύλη ικανότητας. Αντίθετα, αν ο ελάχιστος και ο μέγιστος αριθμός βημάτων που θα αποθηκευτούν είναι πολύ μεγάλος, θα χρειαστεί πολύς χρόνος για να ολοκληρωθεί η ανάλυση.



Σχήμα 9.15 Ορισμός παραμέτρων αποθήκευσης αποτελεσμάτων ενδιάμεσων βημάτων

Ο μέγιστος αριθμός των βημάτων που θα εκτελεστούν για την ολοκλήρωση της ανάλυσης (*Maximum Total Steps per Stage*) ορίζεται ίσος με 200, όπως και ο μέγιστος αριθμός μηδενικών βημάτων (*Maximum Null (Zero) Steps per Stage*). Μηδενικά βήματα εμφανίζονται όταν διαρρέει κάποιο στοιχείο, όταν γίνεται ανακατανομή της έντασης και όταν δεν επιτυγχάνεται σύγκλιση.

Η μέθοδος που επιλέγεται για την ανακατανομή της έντασης, μετά το σχηματισμό μίας πλαστικής άρθρωσης στο φορέα είναι η *Unload Entire Structure*, δηλαδή η αποφόρτιση ολόκληρης της κατασκευής. Κατά τη μέθοδο αυτή, όταν μία πλαστική άρθρωση χάσει την αντοχή της το λογισμικό μειώνει τα επιβαλλόμενα φορτία σε ολόκληρη την κατασκευή μέχρι η συγκεκριμένη πλαστική άρθρωση να αποφορτιστεί πλήρως. Στην συνέχεια, η κατασκευή επαναφορτίζεται και άλλα μέλη της αναλαμβάνουν το φορτίο που αφαιρέθηκε από την εν λόγω πλαστική άρθρωση.



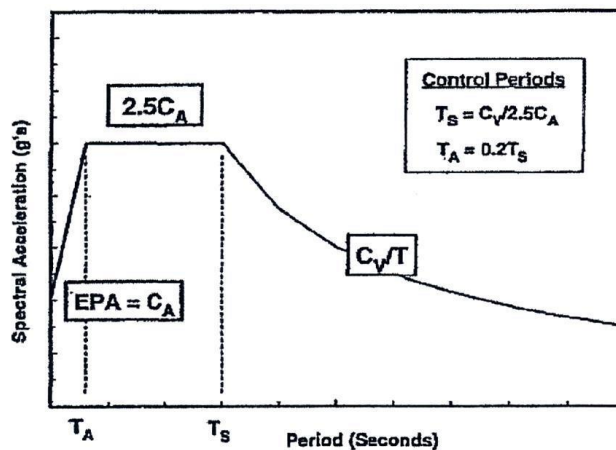
Σχήμα 9.16 Ρύθμιση παραμέτρων σύγκλισης μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

9.4 Φάσμα απαίτησης κατά ATC-40

Σύμφωνα με τον κανονισμό ATC-40, το ελαστικό φάσμα απόκρισης για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας σε μία περιοχή βασίζεται στους σεισμικούς συντελεστές C_A και C_V . Οι συντελεστές C_A και C_V καθορίζουν τη μορφή του φάσματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 9.17. Εξισώνοντας το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ATC-40 με το αντίστοιχο ελαστικό ($q = 1$) φάσμα του ΕΚ8, για εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0,16 \text{ g}$, έδαφος κατηγορίας C και απόσβεση $\zeta = 5\%$, οι σεισμικοί συντελεστές υπολογίζονται ως εξής:

$$2,5 \cdot C_A = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \Rightarrow C_A = 0,16 \cdot 1,15 \Rightarrow C_A = 0,184$$

$$\frac{C_V}{T} = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \Rightarrow C_V = 0,16 \cdot 1,15 \cdot 2,5 \cdot 0,6 \Rightarrow C_V = 0,276$$



Σχήμα 9.17 Ελαστικό φάσμα απόκρισης κατά ATC-40

Οι παράμετροι για την κατασκευή του απαιτούμενου φάσματος σύμφωνα με τον ATC-40, όπως έχουν ορισθεί στο λογισμικό δίνονται στο Σχήμα 9.18. Εισάγονται οι τιμές των σεισμικών συντελεστών, όπως υπολογίστηκαν και επιλέγεται, βάσει των κριτηρίων του ATC-40, ο τύπος B για να περιγράψει τη συμπεριφορά του κτιρίου.

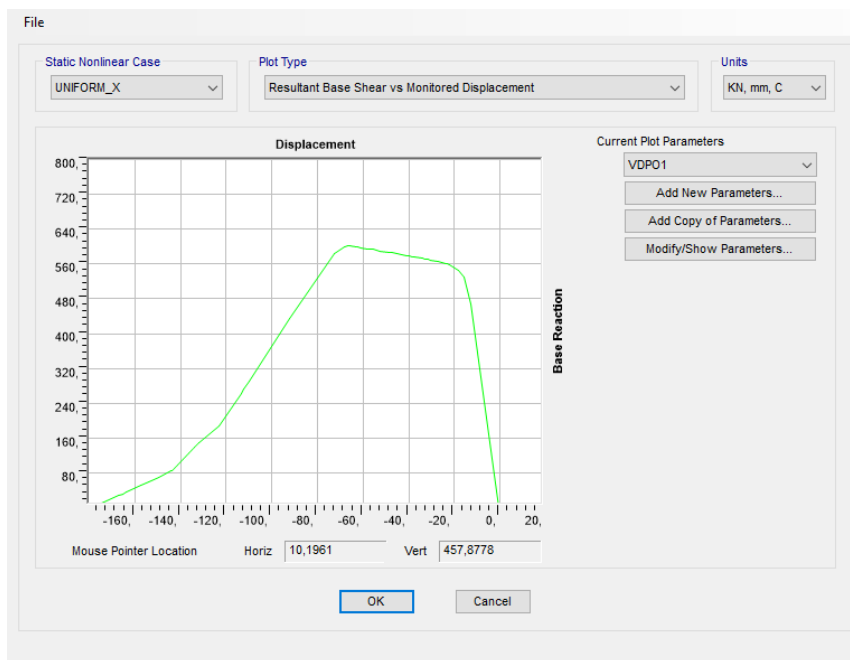
Σχήμα 9.18 Ρύθμιση παραμέτρων για την κατασκευή του φάσματος απαίτησης στο SAP2000

9.5 Αποτελέσματα αναλύσεων

Παρακάτω, παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό. Παρατίθενται για κάθε ανάλυση η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, το φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε μορφή ADRS, το σημείο επιτελεστικότητας και η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στο σημείο αυτό. Τέλος, γίνεται αποτίμηση της ικανότητας του κτιρίου για κάθε περίπτωση φόρτισης.

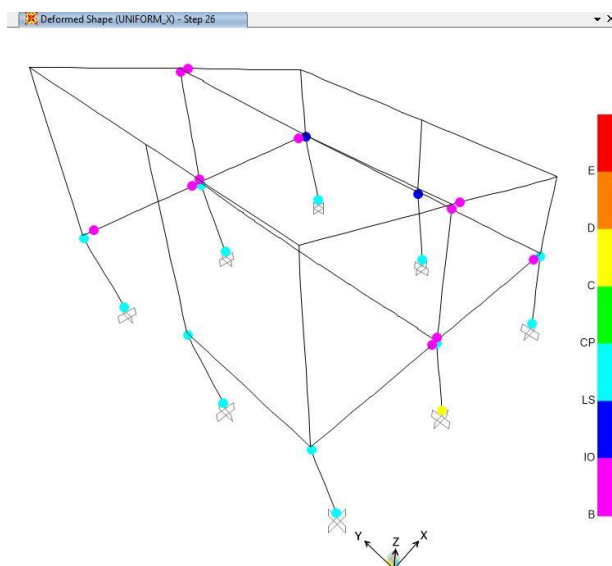
▪ **UNIFORM_X**

Για ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση X η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



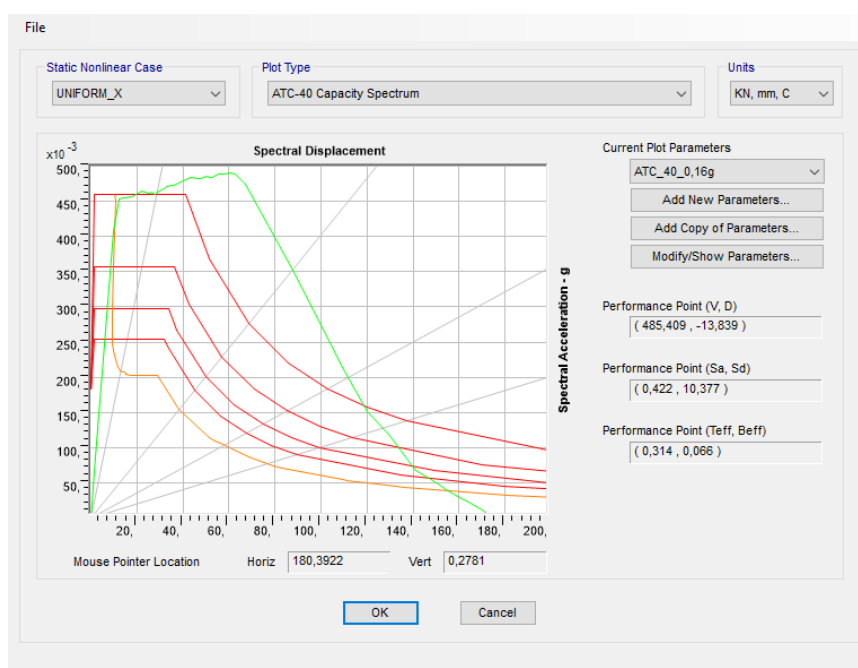
Σχήμα 9.19 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή *UNIFORM_X*

Από το Σχήμα 9.19 παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_c = 602,276$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με $\Delta_c = 65,95$ mm. Στο Σχήμα 9.20 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης, που ταυτίζεται με τη στιγμή κατά την οποία για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης* (Τα σημεία *C* και *CP* ταυτίζονται σύμφωνα με FEMA 356).



Σχήμα 9.20 Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης (*UNIFORM_X*)

Στο Σχήμα 9.21 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας (*Performance Point*) σύμφωνα με τη μέθοδο του ATC-40, βάσει των παραμέτρων που ορίστηκαν στην §9.4. Με πράσινο χρώμα δίνεται το φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε μορφή ADRS, όπως έχει προκύψει από τη μετατροπή της αντίστοιχης καμπύλης ικανότητας. Με κόκκινο χρώμα δίνεται, επίσης σε μορφή ADRS, το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 για μία σειρά αυξανόμενων ενεργών αποσβέσεων. Τέλος, με πορτοκαλί χρώμα δίνεται, σε μορφή ADRS, το φάσμα απαίτησης, μεταβλητής απόσβεσης, όπως προέκυψε από μία επαναληπτική διαδικασία σύγκλισης. Η τομή της πράσινης καμπύλης (ικανότητα) και της πορτοκαλί (απαίτηση) ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας.

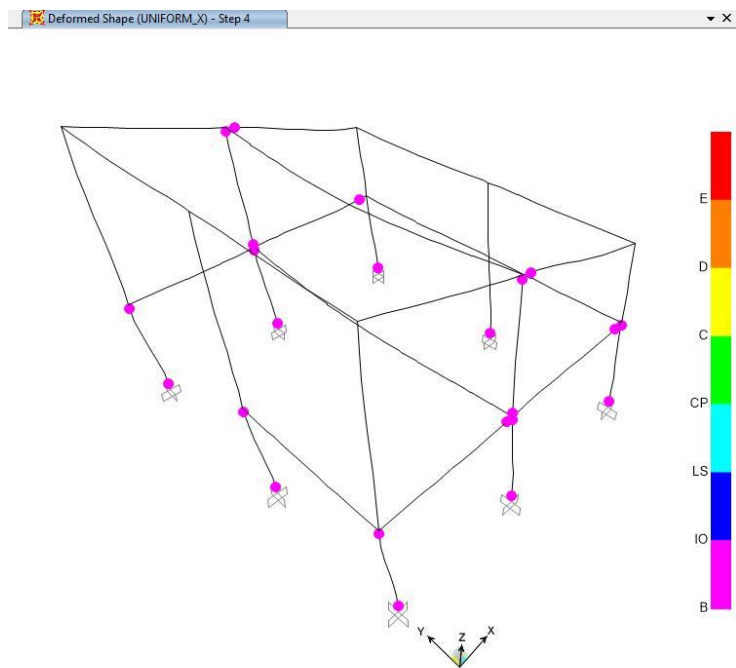


Σχήμα 9.21 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *UNIFORM_X*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 485,409$ kN και σε μετακίνηση κορυφής (στοχευόμενη μετακίνηση) $D = 13,84$ mm. Όπως αναφέρεται στην §5.3, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όταν η ανάλυση εκτελείται κατά μόνο μία διεύθυνση η στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει να αυξάνεται κατά 30%. Επομένως, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου είναι $\Delta = 17,99$ mm. Από τον Πίνακα 9.4 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4. Στο βήμα 4 έχουν σχηματισθεί συνολικά 23 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 4 δίνεται στο Σχήμα 9.22.

Πίνακας 9.4 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (*UNIFORM_X*)

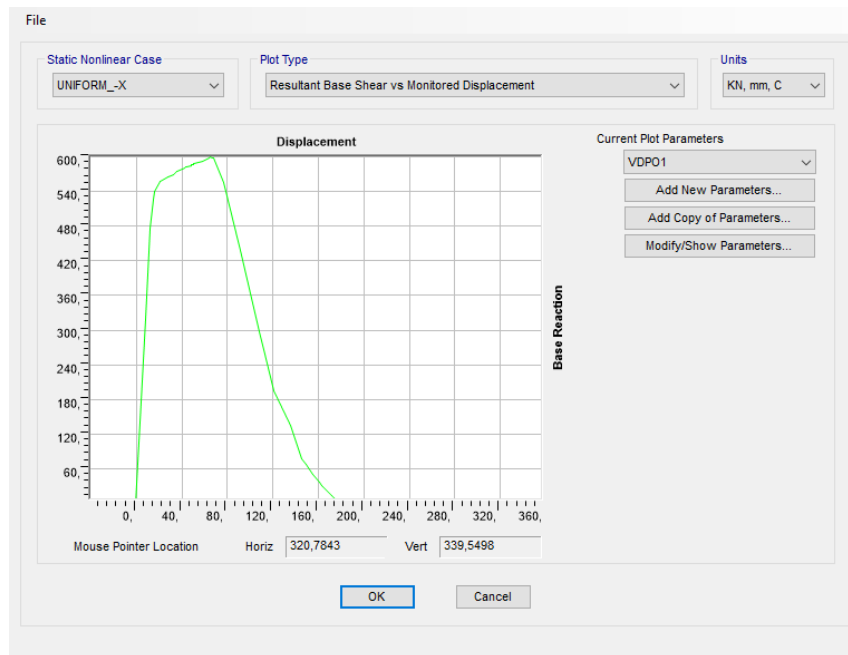
TABLE: Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,558561	0	64	2	0	0	0	0	0	0	66
1	-2,505446	75,211	63	3	0	0	0	0	0	0	66
2	-12,95489	467,417	56	10	0	0	0	0	0	0	66
3	-15,990861	529,218	48	18	0	0	0	0	0	0	66
4	-18,387755	545,729	43	23	0	0	0	0	0	0	66
5	-22,28897	559,395	39	27	0	0	0	0	0	0	66
6	-23,273434	561,237	39	27	0	0	0	0	0	0	66
7	-23,564661	562,055	39	27	0	0	0	0	0	0	66
8	-27,046897	565,757	39	24	3	0	0	0	0	0	66
9	-27,0469	565,757	39	24	3	0	0	0	0	0	66
10	-30,529136	568,473	39	19	8	0	0	0	0	0	66
11	-31,562938	571,05	39	17	10	0	0	0	0	0	66
12	-33,159457	572,311	39	15	12	0	0	0	0	0	66
13	-33,940499	573,865	39	13	14	0	0	0	0	0	66
14	-37,565499	575,272	39	11	16	0	0	0	0	0	66
15	-38,096212	576,788	39	11	16	0	0	0	0	0	66



Σχήμα 9.22 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (*UNIFORM_X*)

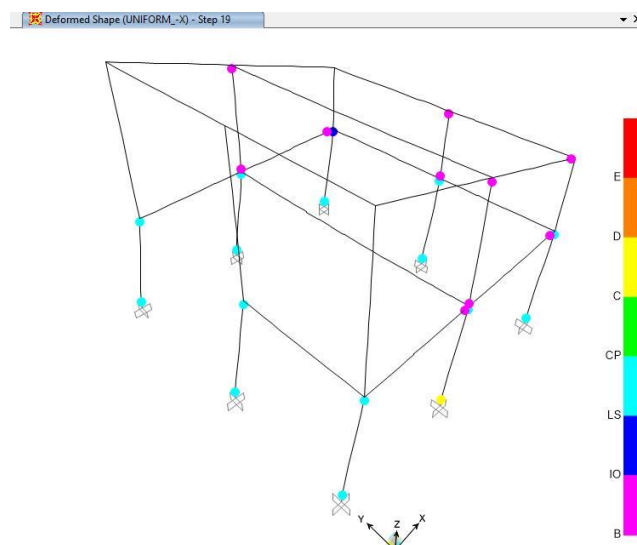
▪ **UNIFORM_X**

Για ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση -X η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



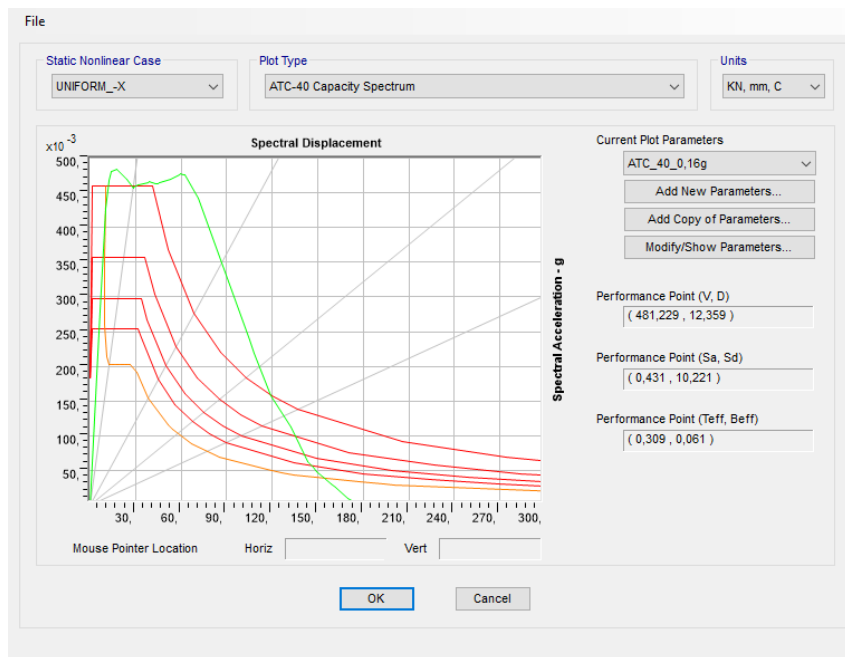
Σχήμα 9.23 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή *UNIFORM_X*

Από το Σχήμα 9.23 παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_c = 599,954$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με $\Delta_c = 64,79$ mm. Στο Σχήμα 9.24 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης, που ταυτίζεται με τη στιγμή κατά την οποία για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*.



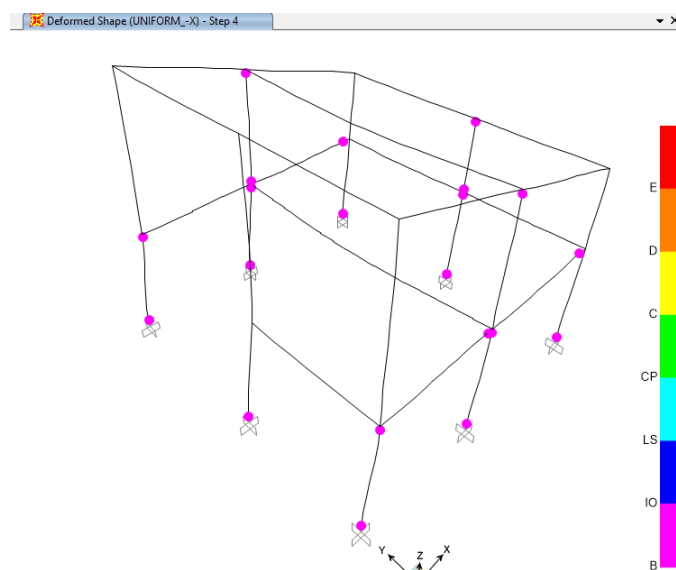
Σχήμα 9.24 Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης (*UNIFORM_X*)

Στο Σχήμα 9.25 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.



Σχήμα 9.25 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *UNIFORM-X*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 481,229$ kN και σε μετακίνηση κορυφής $D = 12,36$ mm. Με επαύξηση κατά 30% της μετακίνησης κορυφής στο σημείο επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου προκύπτει $\Delta = 16,07$ mm. Από τον Πίνακα 9.5 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4. Στο βήμα 4 έχουν σχηματισθεί συνολικά 21 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 4 δίνεται στο Σχήμα 9.26.



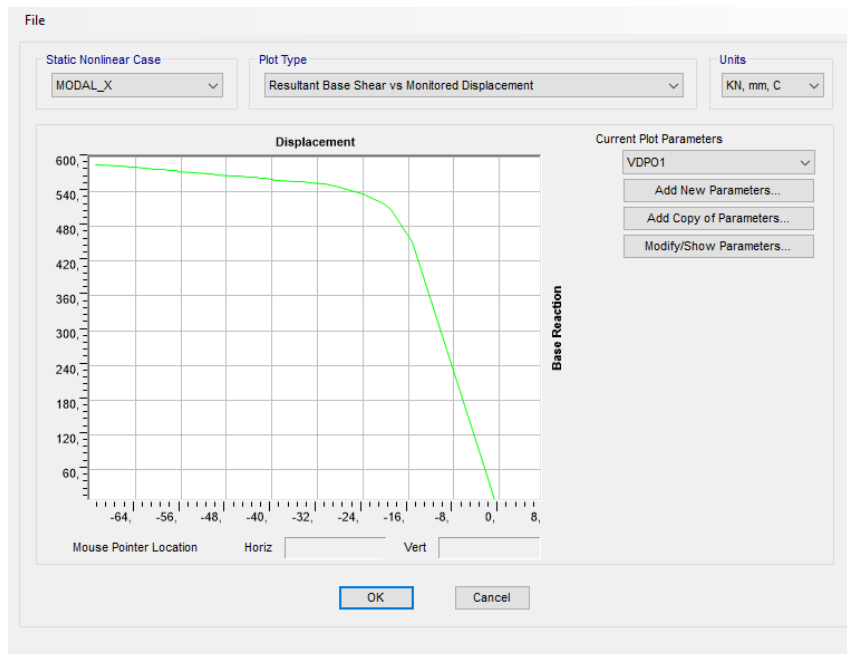
Σχήμα 9.26 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (*UNIFORM-X*)

Πίνακας 9.5 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (UNIFORM_X)

TABLE: Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,558561	0	64	2	0	0	0	0	0	0	66
1	7,703587	320,913	63	3	0	0	0	0	0	0	66
2	12,11815	476,871	56	10	0	0	0	0	0	0	66
3	14,859445	526,466	48	18	0	0	0	0	0	0	66
4	16,361368	540,546	45	21	0	0	0	0	0	0	66
5	20,433602	558,246	41	25	0	0	0	0	0	0	66
6	27,898591	565,328	41	19	6	0	0	0	0	0	66
7	27,89942	565,33	41	19	6	0	0	0	0	0	66
8	32,732754	569,731	41	12	13	0	0	0	0	0	66
9	32,808679	570,002	41	12	13	0	0	0	0	0	66
10	35,75604	575,608	41	10	15	0	0	0	0	0	66
11	42,311069	580,919	41	9	16	0	0	0	0	0	66
12	43,605975	582,743	41	9	16	0	0	0	0	0	66
13	47,975995	585,195	41	9	16	0	0	0	0	0	66
14	48,199307	585,746	41	9	16	0	0	0	0	0	66
15	49,98578	587,413	41	9	16	0	0	0	0	0	66

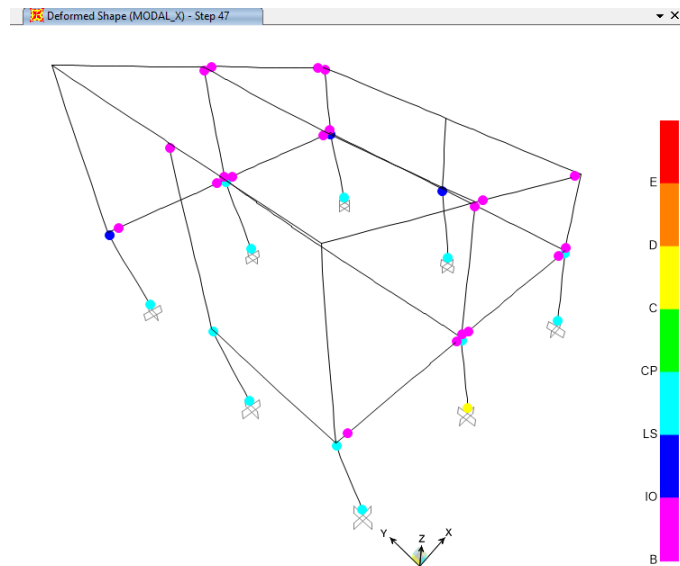
▪ **MODAL_X**

Για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση X η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



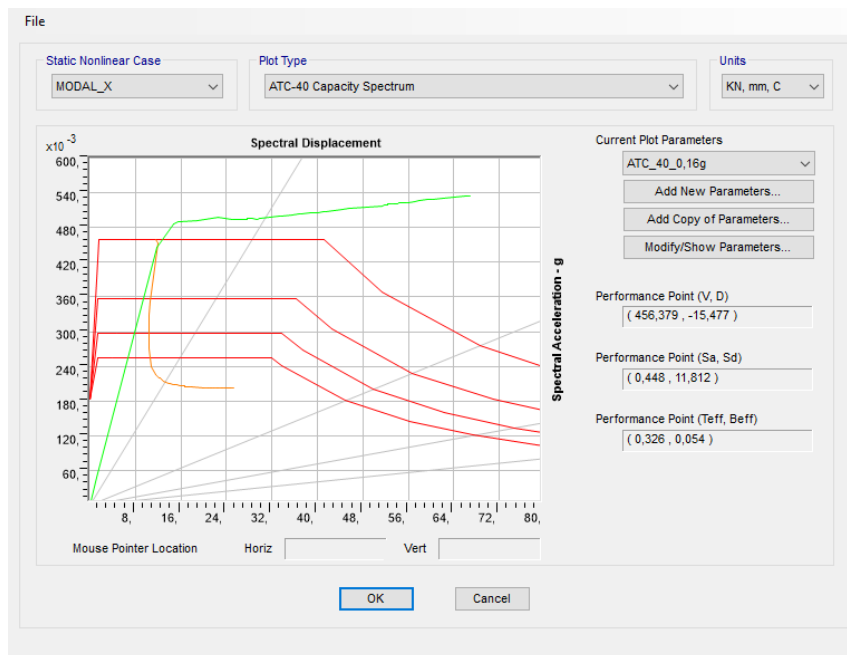
Σχήμα 9.27 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή MODAL_X

Από το Σχήμα 9.27 παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_c = 586,408$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με $\Delta_c = 70,06$ mm. Στο Σχήμα 9.28 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης, που ταυτίζεται με τη στιγμή κατά την οποία για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*.



Σχήμα 9.28 Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης (*MODAL_X*)

Στο Σχήμα 9.29 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.

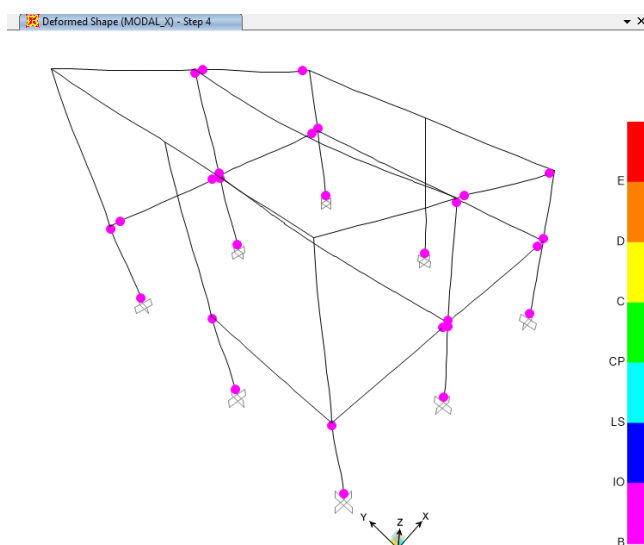


Σχήμα 9.29 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *MODAL_X*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 456,379$ kN και σε μετακίνηση κορυφής $D = 15,48$ mm. Με επαύξηση κατά 30% της μετακίνησης κορυφής στο σημείο επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου προκύπτει $\Delta = 20,12$ mm. Από τον Πίνακα 9.6 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4. Στο βήμα 4 έχουν σχηματισθεί συνολικά 28 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 4 δίνεται στο Σχήμα 9.30.

Πίνακας 9.6 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (MODAL_X)

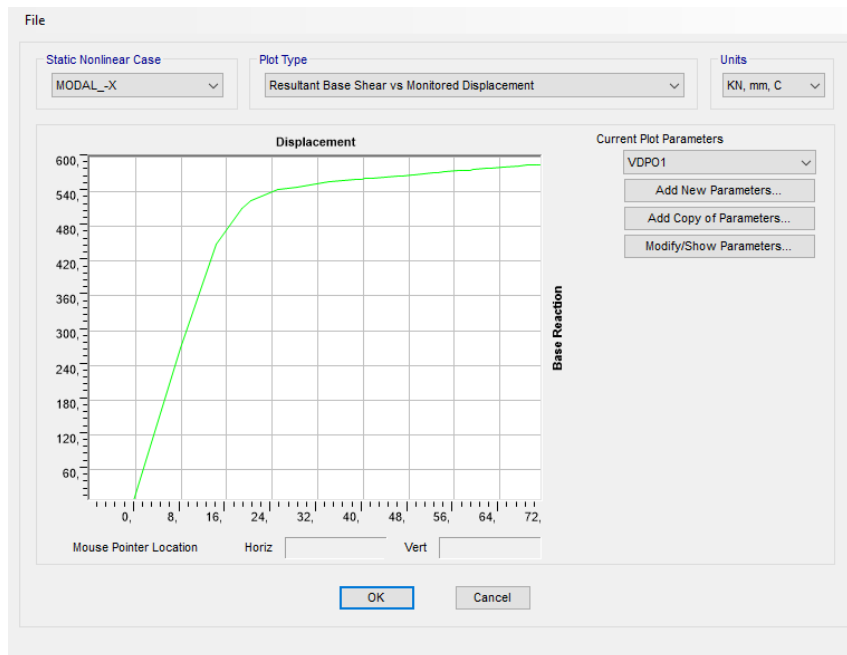
TABLE: Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,558561	0	64	2	0	0	0	0	0	0	66
1	-2,113762	49,516	63	3	0	0	0	0	0	0	66
2	-15,303665	453,765	54	12	0	0	0	0	0	0	66
3	-19,050588	510,283	40	26	0	0	0	0	0	0	66
4	-20,147712	519,683	38	28	0	0	0	0	0	0	66
5	-23,88994	537,293	35	31	0	0	0	0	0	0	66
6	-27,995328	548,306	32	34	0	0	0	0	0	0	66
7	-30,674481	552,836	31	32	3	0	0	0	0	0	66
8	-33,24096	555,557	31	28	7	0	0	0	0	0	66
9	-33,364347	555,829	31	28	7	0	0	0	0	0	66
10	-34,312714	557,097	31	27	8	0	0	0	0	0	66
11	-35,013072	557,646	31	27	8	0	0	0	0	0	66
12	-35,028256	557,679	31	27	8	0	0	0	0	0	66
13	-35,452254	558,209	31	25	10	0	0	0	0	0	66
14	-38,679324	559,212	31	21	14	0	0	0	0	0	66
15	-39,073539	560,194	31	21	14	0	0	0	0	0	66



Σχήμα 9.30 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_X)

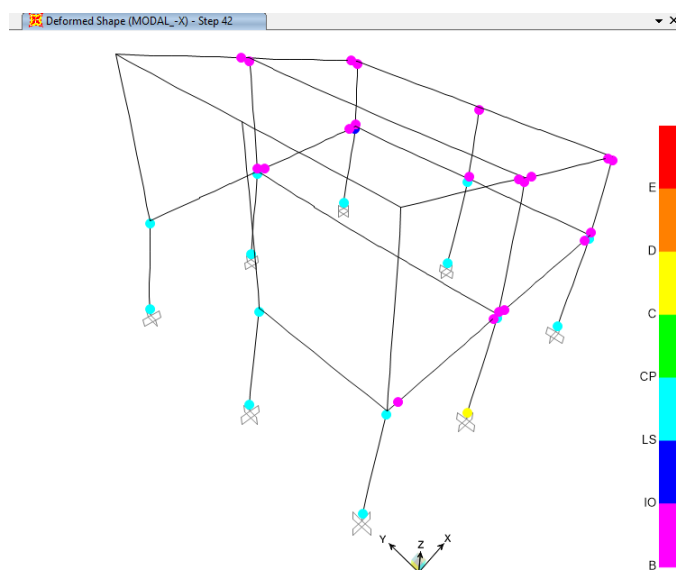
- **MODAL_-X**

Για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση -X η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



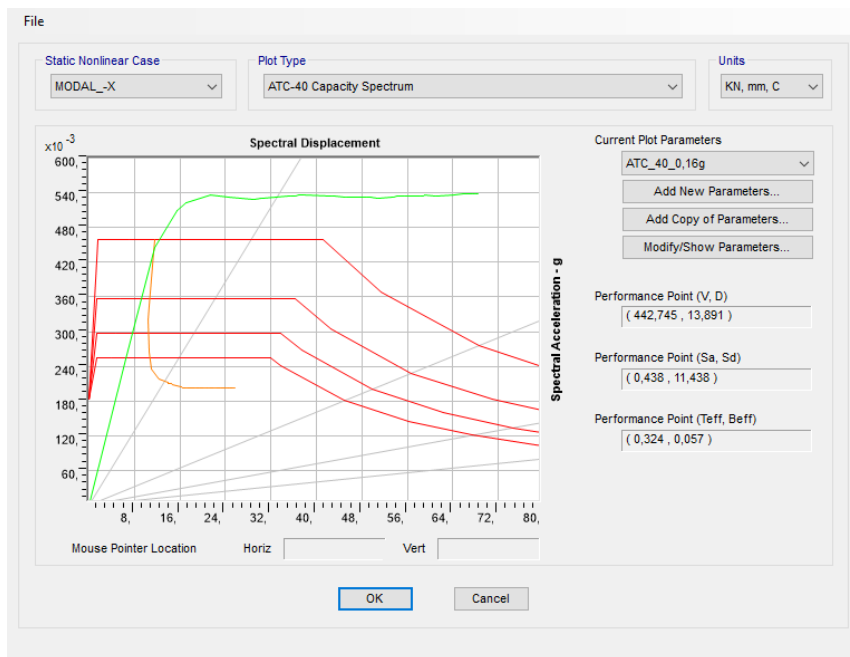
Σχήμα 9.31 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή *MODAL_-X*

Από το Σχήμα 9.31 παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_c = 586,72$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με $\Delta_c = 70,47$ mm. Στο Σχήμα 9.32 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης, που ταυτίζεται με τη στιγμή κατά την οποία για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*.



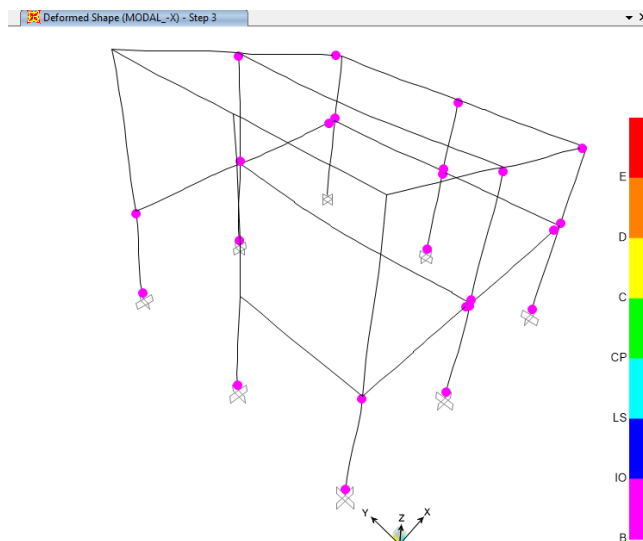
Σχήμα 9.32 Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης (*MODAL_-X*)

Στο Σχήμα 9.33 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.



Σχήμα 9.33 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *MODAL_X*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 442,745$ kN και σε μετακίνηση κορυφής $D = 13,89$ mm. Με επαύξηση κατά 30% της μετακίνησης κορυφής στο σημείο επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου προκύπτει $\Delta = 18,06$ mm. Από τον Πίνακα 9.7 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 2 και 3. Στο βήμα 3 έχουν σχηματισθεί συνολικά 24 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 3 δίνεται στο Σχήμα 9.34.



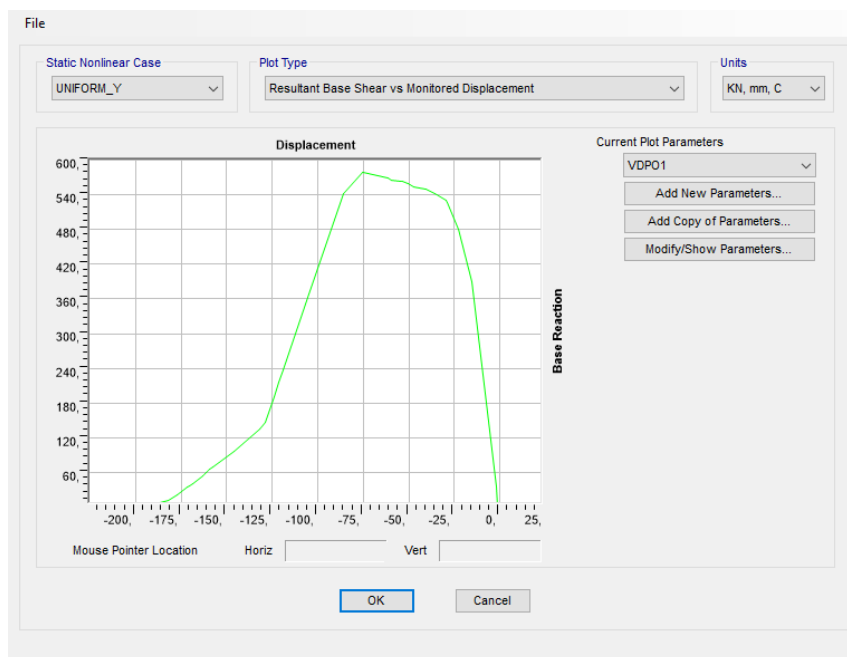
Σχήμα 9.34 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (*MODAL_X*)

Πίνακας 9.7 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (MODAL_-X)

Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-0,558561	0	64	2	0	0	0	0	0	0	66
1	7,856988	270,005	63	3	0	0	0	0	0	0	66
2	14,157861	450,384	50	16	0	0	0	0	0	0	66
3	18,669592	511,032	42	24	0	0	0	0	0	0	66
4	20,283541	524,178	39	27	0	0	0	0	0	0	66
5	24,853941	544,463	34	32	0	0	0	0	0	0	66
6	28,34271	548,723	33	32	1	0	0	0	0	0	66
7	32,825849	555,948	33	25	8	0	0	0	0	0	66
8	33,928582	557,117	32	25	9	0	0	0	0	0	66
9	33,939195	557,134	32	25	9	0	0	0	0	0	66
10	38,401229	560,97	31	22	13	0	0	0	0	0	66
11	38,854216	561,588	30	22	14	0	0	0	0	0	66
12	39,659814	562,01	30	22	14	0	0	0	0	0	66
13	40,321621	562,876	30	22	14	0	0	0	0	0	66
14	43,743991	563,747	30	20	16	0	0	0	0	0	66
15	44,634867	566,276	30	20	16	0	0	0	0	0	66

▪ **UNIFORM_Y**

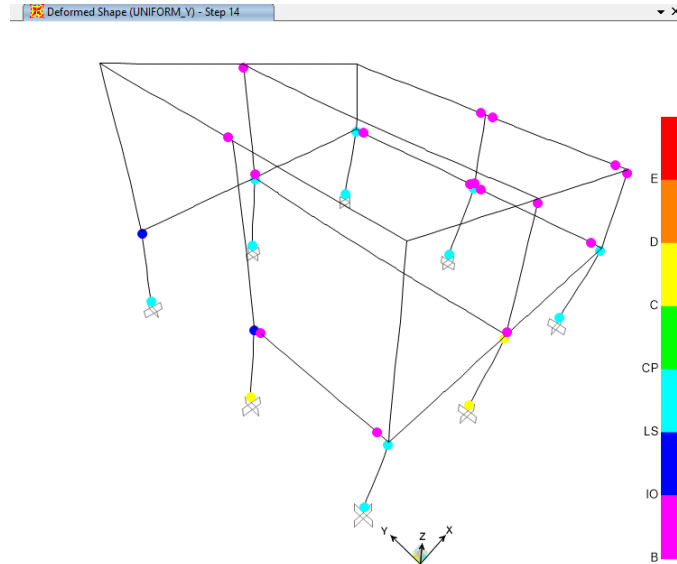
Για ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση Y η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



Σχήμα 9.35 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή UNIFORM_Y

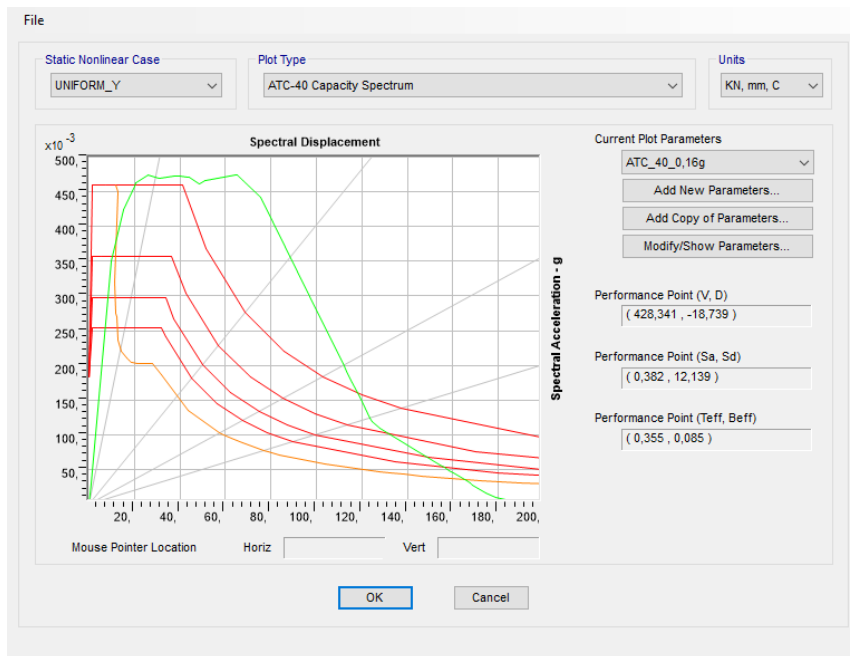
Από το Σχήμα 9.35 παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_c = 579,623$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με

$\Delta_c = 74,63 \text{ mm}$. Στο Σχήμα 9.36 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης, που ταυτίζεται με τη στιγμή κατά την οποία για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*.



Σχήμα 9.36 Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης (*UNIFORM_Y*)

Στο Σχήμα 9.37 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.

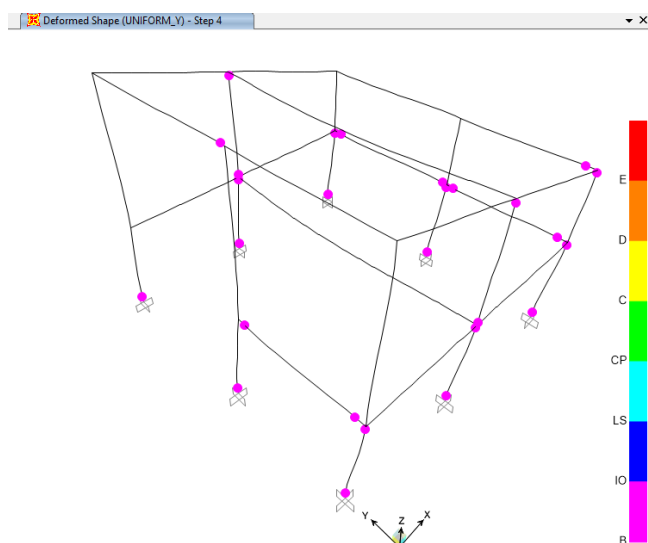


Σχήμα 9.37 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *UNIFORM_Y*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 428,341$ kN και σε μετακίνηση κορυφής $D = 18,74$ mm. Με επαύξηση κατά 30% της μετακίνησης κορυφής στο σημείο επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου προκύπτει $\Delta = 24,36$ mm. Από τον Πίνακα 9.8 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4. Στο βήμα 4 έχουν σχηματισθεί συνολικά 27 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 3 δίνεται στο Σχήμα 9.38.

Πίνακας 9.8 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (*UNIFORM_Y*)

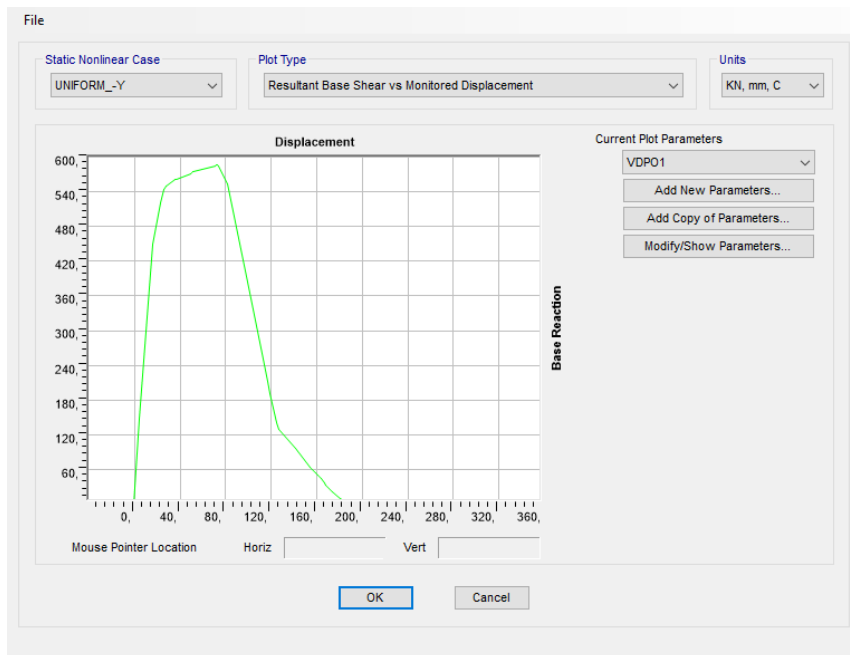
TABLE: Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-1,065235	0	64	2	0	0	0	0	0	0	66
1	-2,219783	34,587	63	3	0	0	0	0	0	0	66
2	-15,57134	389,355	53	13	0	0	0	0	0	0	66
3	-23,009233	480,898	46	20	0	0	0	0	0	0	66
4	-29,039972	526,783	39	27	0	0	0	0	0	0	66
5	-29,835755	530,733	38	27	1	0	0	0	0	0	66
6	-35,507084	542,568	37	24	5	0	0	0	0	0	66
7	-40,660582	549,254	36	20	10	0	0	0	0	0	66
8	-47,067919	553,363	36	15	15	0	0	0	0	0	66
9	-50,545504	560,049	35	16	15	0	0	0	0	0	66
10	-53,58763	563,024	35	16	15	0	0	0	0	0	66
11	-54,053658	563,938	35	16	15	0	0	0	0	0	66
12	-59,416911	565,896	35	15	15	1	0	0	0	0	66
13	-61,428732	569,439	35	15	13	3	0	0	0	0	66
14	-74,634809	579,623	34	16	2	11	0	3	0	0	66
15	-75,585106	578,837	34	16	1	10	1	4	0	0	66



Σχήμα 9.38 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (*UNIFORM_Y*)

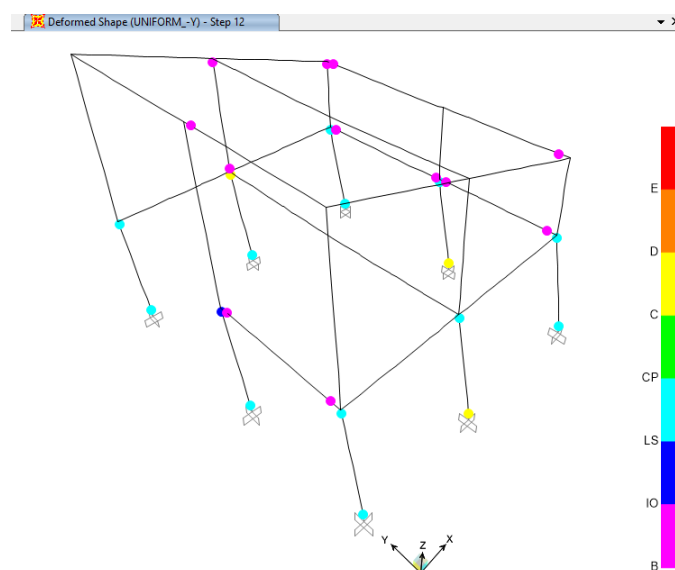
▪ *UNIFORM_Y*

Για ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση -Y η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



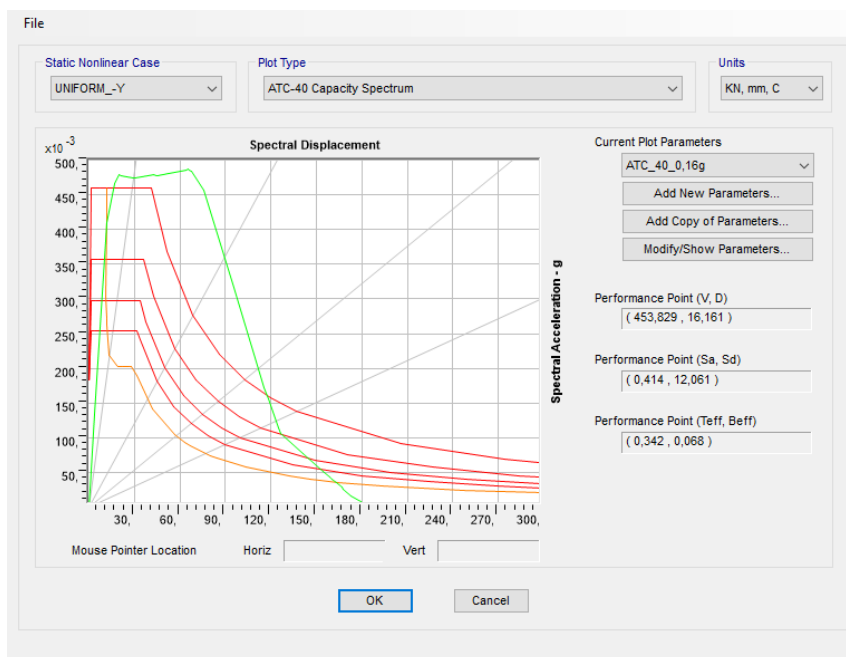
Σχήμα 9.39 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή *UNIFORM_Y*

Από το Σχήμα 9.39 παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_c = 586,789$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με $\Delta_c = 71,82$ mm. Στο Σχήμα 9.40 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης, που ταυτίζεται με τη στιγμή κατά την οποία για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*.



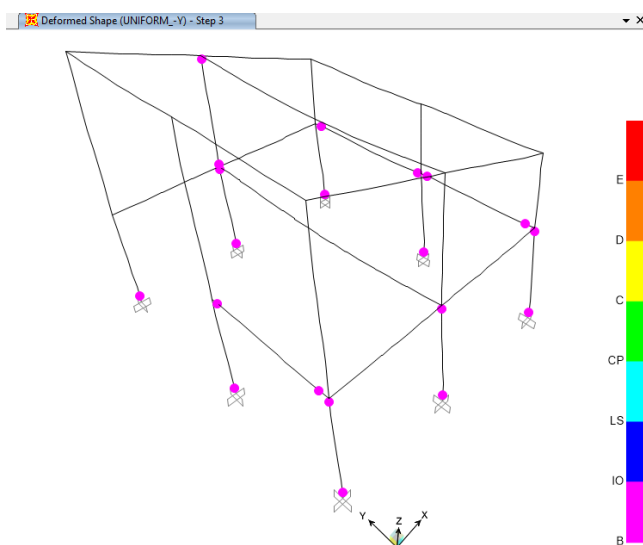
Σχήμα 9.40 Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης (*UNIFORM_Y*)

Στο Σχήμα 9.41 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.



Σχήμα 9.41 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *UNIFORM_Y*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 453,829$ kN και σε μετακίνηση κορυφής $D = 16,16$ mm. Με επαύξηση κατά 30% της μετακίνησης κορυφής στο σημείο επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου προκύπτει $\Delta = 21,01$ mm. Από τον Πίνακα 9.9 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 2 και 3. Στο βήμα 3 έχουν σχηματισθεί συνολικά 20 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 3 δίνεται στο Σχήμα 9.42



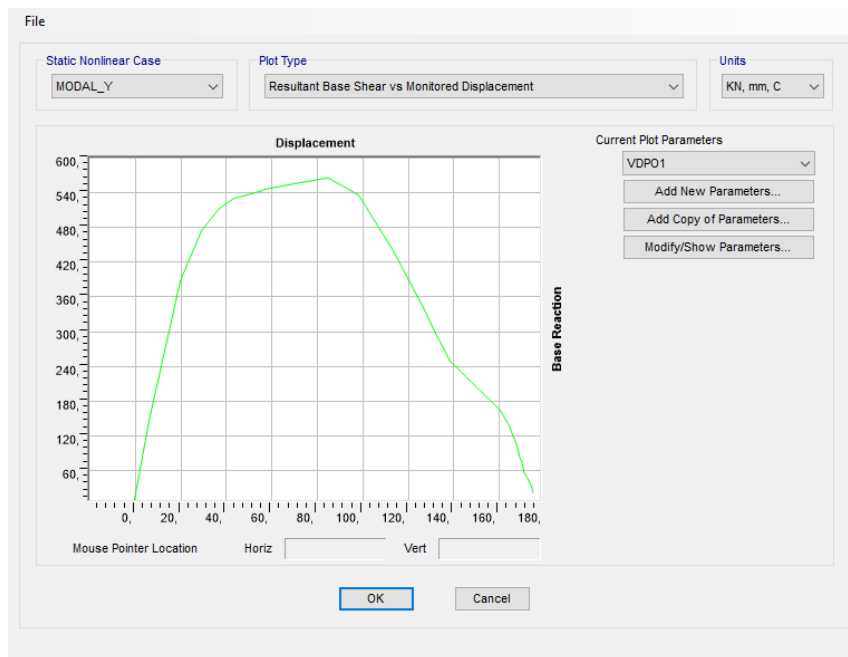
Σχήμα 9.42 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (*UNIFORM_Y*)

Πίνακας 9.9 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (*UNIFORM_Y*)

TABLE: Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-1,065235	0	64	2	0	0	0	0	0	0	66
1	4,025804	148,519	63	3	0	0	0	0	0	0	66
2	15,753372	449,558	53	13	0	0	0	0	0	0	66
3	22,48252	520,048	46	20	0	0	0	0	0	0	66
4	26,13419	544,915	41	25	0	0	0	0	0	0	66
5	27,213549	549,002	40	26	0	0	0	0	0	0	66
6	35,761138	560,49	40	17	9	0	0	0	0	0	66
7	36,73957	562,132	40	17	9	0	0	0	0	0	66
8	49,149397	570,941	39	11	16	0	0	0	0	0	66
9	51,513724	574,248	38	12	16	0	0	0	0	0	66
10	58,763724	579,376	38	12	11	5	0	0	0	0	66
11	70,567898	584,732	38	12	1	14	0	1	0	0	66
12	71,819584	586,789	38	12	1	12	0	3	0	0	66
13	72,617636	586,33	38	12	0	11	0	5	0	0	66
14	74,073727	584,748	38	12	0	10	0	6	0	0	66
15	81,864765	554,379	38	12	0	3	0	13	0	0	66

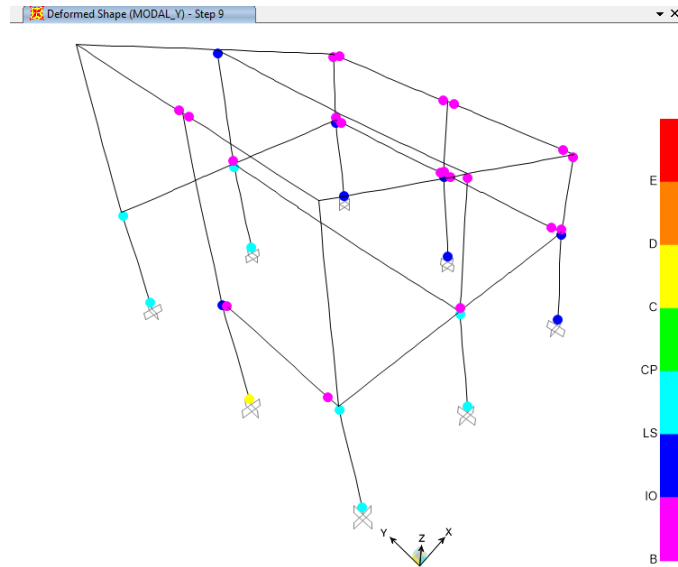
▪ **MODAL_Y**

Για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση Y η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



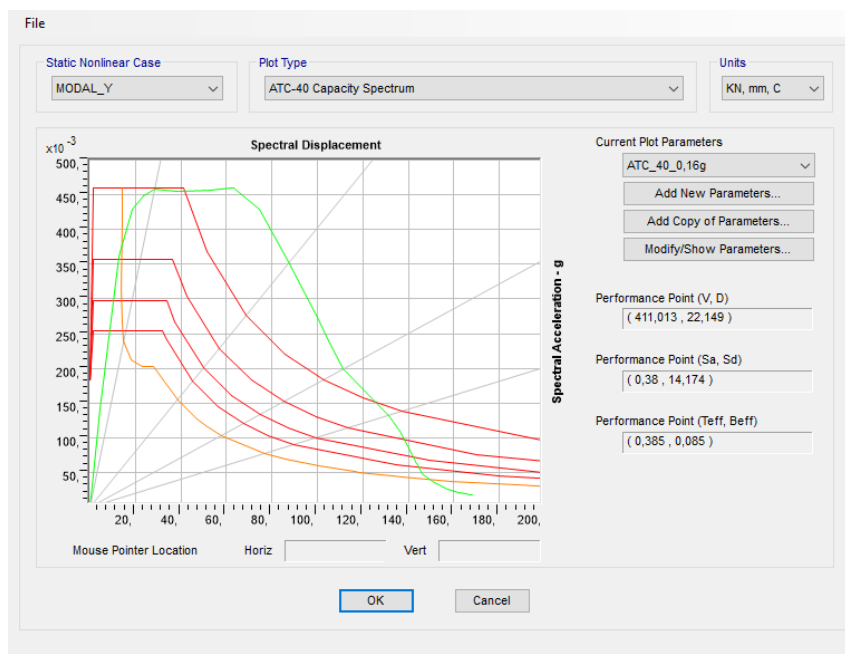
Σχήμα 9.43 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή *MODAL_Y*

Από το Σχήμα 9.43 παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάση ίση με $V_c = 566,235$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με $\Delta_c = 83,57$ mm. Στο Σχήμα 9.40 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης, που ταυτίζεται με τη στιγμή κατά την οποία για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*.



Σχήμα 9.44 Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης (*MODAL_Y*)

Στο Σχήμα 9.45 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.

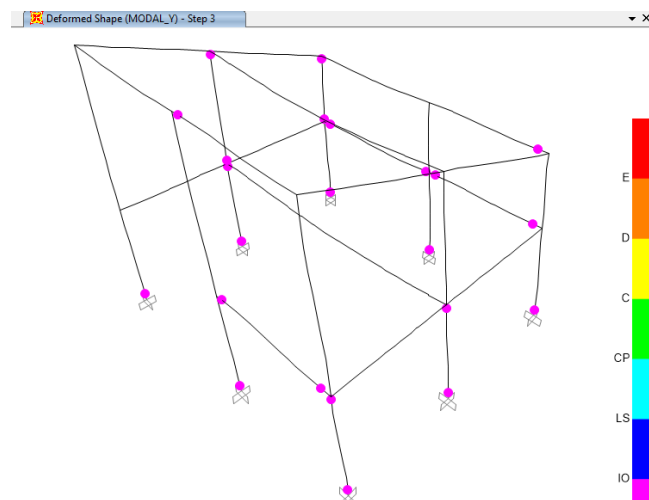


Σχήμα 9.45 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *MODAL_Y*

Το σημείο επιτελεσματικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 411,013 \text{ kN}$ και σε μετακίνηση κορυφής $D = 22,15 \text{ mm}$. Με επαύξηση κατά 30% της μετακίνησης κορυφής στο σημείο επιτελεσματικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου προκύπτει $\Delta = 28,80 \text{ mm}$. Από τον Πίνακα 9.10 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 2 και 3. Στο βήμα 3 έχουν σχηματισθεί συνολικά 23 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεσματικότητας *Άμεση Χρήση*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 3 δίνεται στο Σχήμα 9.46.

Πίνακας 9.10 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (MODAL_Y)

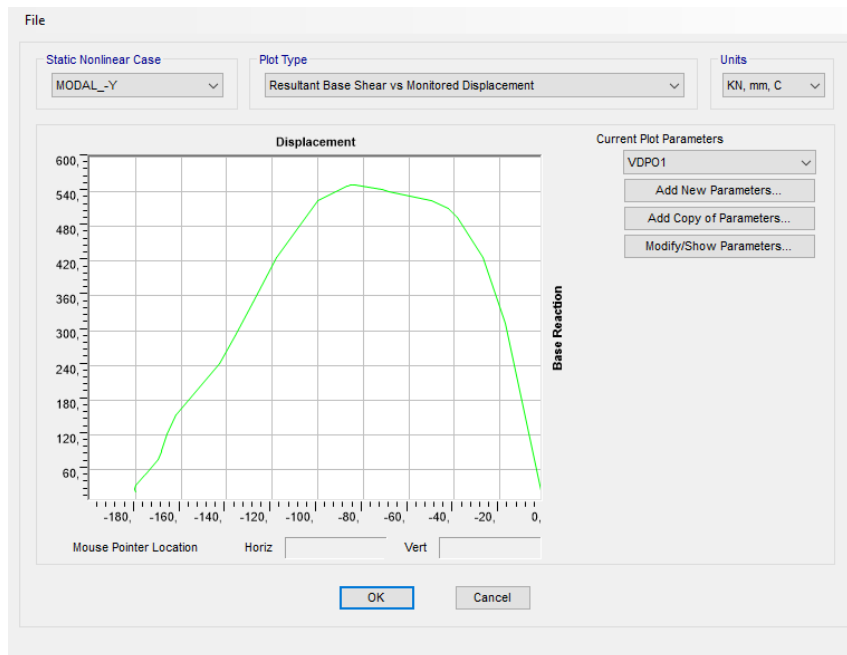
TABLE: Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-1,065235	0	64	2	0	0	0	0	0	0	66
1	6,083342	146,769	63	3	0	0	0	0	0	0	66
2	19,516865	387,466	52	14	0	0	0	0	0	0	66
3	29,260601	474,643	43	23	0	0	0	0	0	0	66
4	36,691951	512,626	37	28	1	0	0	0	0	0	66
5	43,205291	530,816	32	28	6	0	0	0	0	0	66
6	56,048945	544,624	29	24	13	0	0	0	0	0	66
7	56,494812	545,346	29	24	13	0	0	0	0	0	66
8	71,933822	557,458	29	20	12	5	0	0	0	0	66
9	83,565011	566,235	29	20	8	8	0	1	0	0	66
10	83,702778	566,188	29	20	8	8	0	1	0	0	66
11	83,737219	566,151	29	20	8	8	0	1	0	0	66
12	84,105389	565,952	29	20	8	7	0	2	0	0	66
13	84,192659	565,881	29	20	8	7	0	2	0	0	66
14	84,20988	565,844	29	20	8	7	0	2	0	0	66
15	84,466331	565,634	29	20	7	8	0	2	0	0	66



Σχήμα 9.46 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_Y)

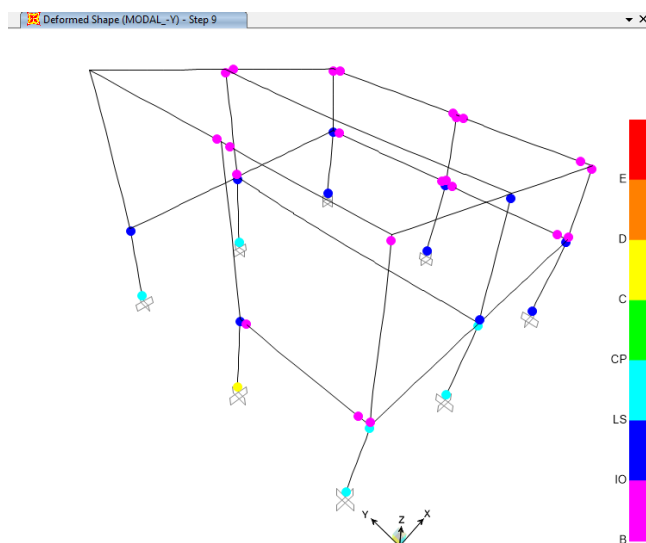
▪ *MODAL_-Y*

Για ιδιομορφική κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση -Y η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



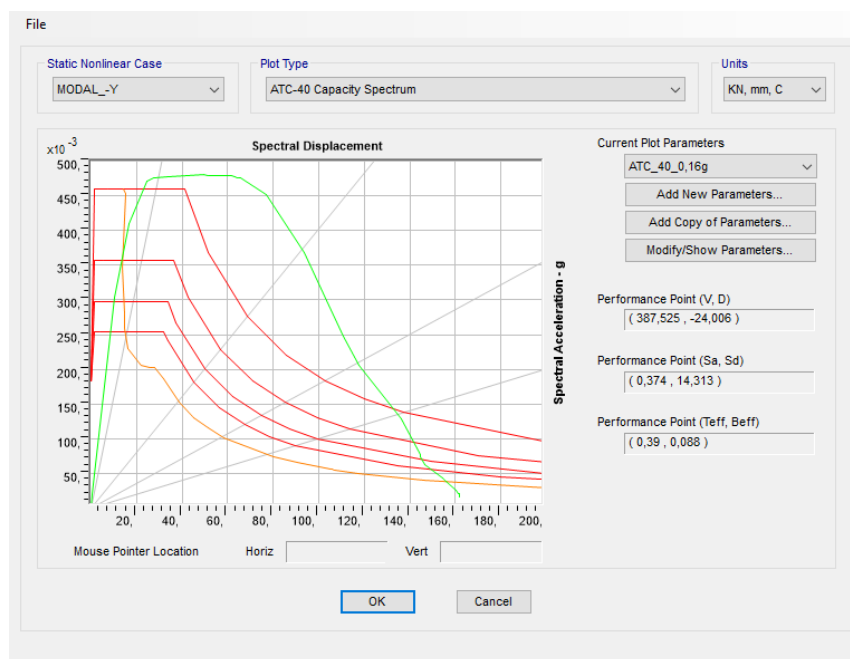
Σχήμα 9.47 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή *MODAL_-Y*

Από το Σχήμα 9.47 παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V_c = 552,154$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με $\Delta_c = 83,46$ mm. Στο Σχήμα 9.48 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης, που ταυτίζεται με τη στιγμή κατά την οποία για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*.



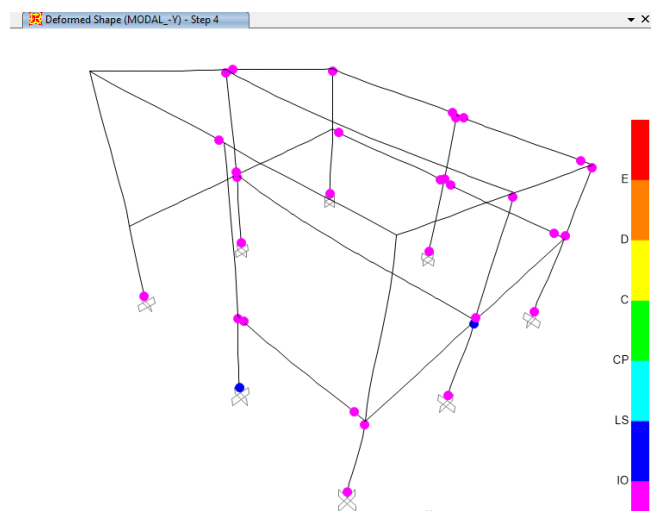
Σχήμα 9.48 Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου τη στιγμή της κατάρρευσης (*MODAL_-Y*)

Στο Σχήμα 9.49 παρουσιάζεται σχηματικά ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας.



Σχήμα 9.49 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *MODAL_-Y*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 387,525$ kN και σε μετακίνηση κορυφής $D = 24,01$ mm. Με επαύξηση κατά 30% της μετακίνησης κορυφής στο σημείο επιτελεστικότητας, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου προκύπτει $\Delta = 31,21$ mm. Από τον Πίνακα 9.11 φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4. Στο βήμα 4 έχουν σχηματισθεί συνολικά 30 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες δύο έχουν φτάσει στη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*, ενώ καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 3 δίνεται στο Σχήμα 9.50.



Σχήμα 9.50 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (*MODAL_-Y*)

Πίνακας 9.11 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (MODAL_-Y)

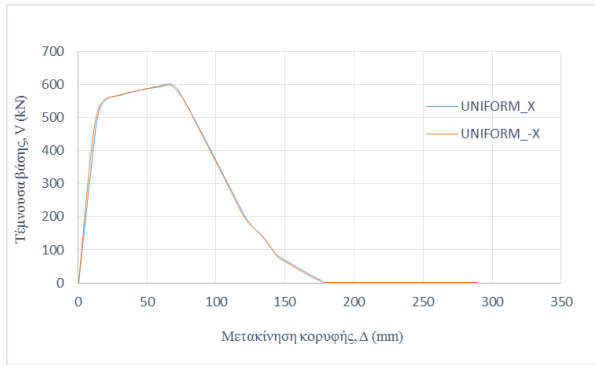
TABLE: Pushover Capacity Curve											
Step	Displacement mm	Base Force KN	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	Beyond E	Total
0	-1,065235	0	64	2	0	0	0	0	0	0	66
1	-2,1339	22,659	63	3	0	0	0	0	0	0	66
2	-17,495493	313,008	54	12	0	0	0	0	0	0	66
3	-27,341098	425,691	45	21	0	0	0	0	0	0	66
4	-38,715323	496,548	34	30	2	0	0	0	0	0	66
5	-42,513515	510,311	31	30	5	0	0	0	0	0	66
6	-50,051794	525,122	27	30	9	0	0	0	0	0	66
7	-68,713613	539,873	27	22	17	0	0	0	0	0	66
8	-71,458486	543,679	26	23	15	2	0	0	0	0	66
9	-83,455926	552,154	26	22	11	6	0	1	0	0	66
10	-84,747558	551,835	26	22	11	5	0	2	0	0	66
11	-84,82929	551,799	26	22	11	5	0	2	0	0	66
12	-85,864636	551,064	26	22	10	6	0	2	0	0	66
13	-85,864636	551,042	26	22	10	6	0	2	0	0	66
14	-86,688962	550,488	26	22	9	7	0	2	0	0	66
15	-86,693676	550,461	26	22	9	7	0	2	0	0	66

Συγκεντρωτικά, από την εξέταση του κτιρίου με μη γραμμική στατική ανάλυση για τις παραπάνω κατανομές των οριζόντιων φορτίων, προκύπτει ότι σε καμία περίπτωση φόρτισης η παραμόρφωση των μελών του δεν υπερβαίνει το όριο της στάθμης επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*, η οποία έχει τεθεί ως "στόχος αποτίμησης". Επιπλέον, για τις περισσότερες περιπτώσεις φόρτισης η παραμόρφωση των μελών του κτιρίου δεν υπερβαίνει ούτε το όριο της στάθμης επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Επομένως, η ικανότητα του κτιρίου έναντι σεισμικών φορτίων, τα οποία αντιστοιχούν σε εδαφική επιτάχυνση $a_{gR} = 0,16$ g κρίνεται επαρκής.

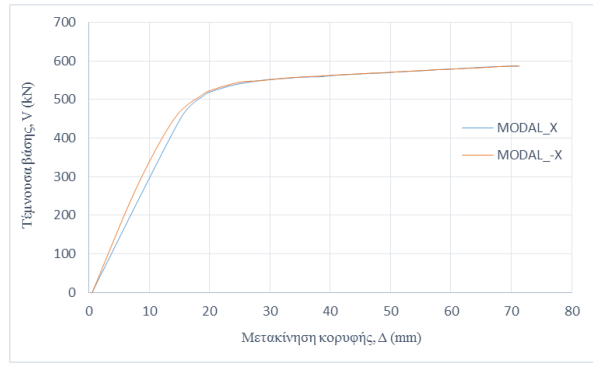
9.6 Συγκρίσεις αποτελεσμάτων

9.6.1 Καμπύλες ικανότητας

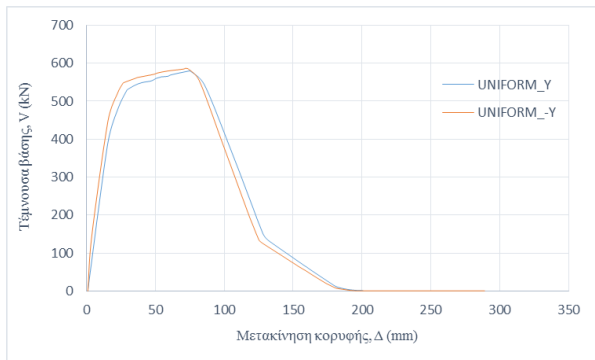
Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες ικανότητας του κτιρίου ανά μορφή κατανομής (ομοιόμορφη / ιδιομορφική) και ανά κατεύθυνση επιβολής των οριζόντιων φορτίων.



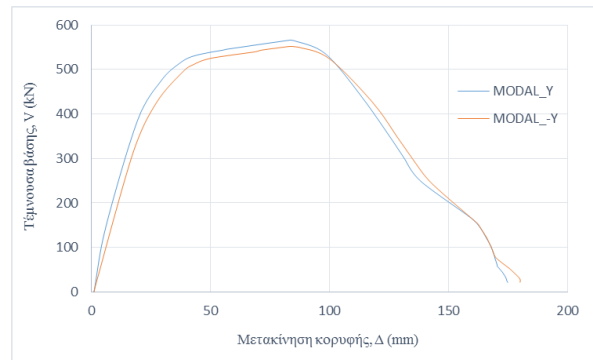
Σχήμα 9.51 Σύγκριση UNIFORM_X – UNIFORM_-X



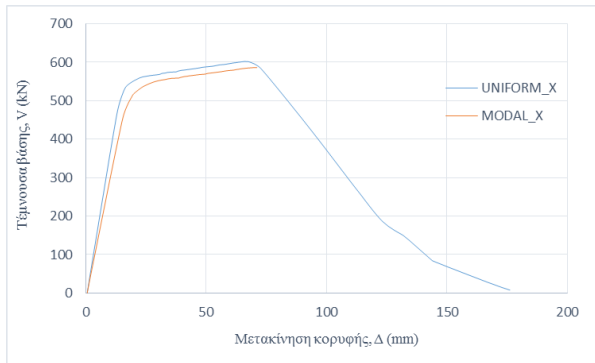
Σχήμα 9.52 Σύγκριση MODAL_X – MODAL_-X



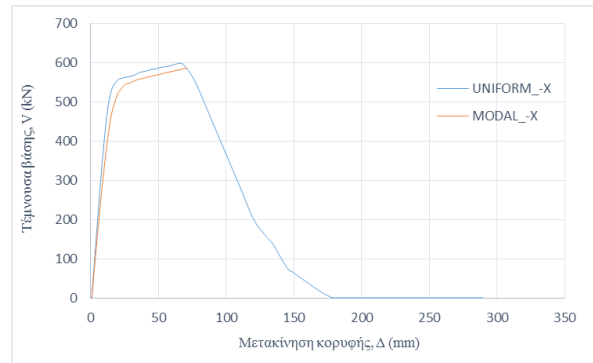
Σχήμα 9.53 Σύγκριση UNIFORM_Y – UNIFORM_-Y



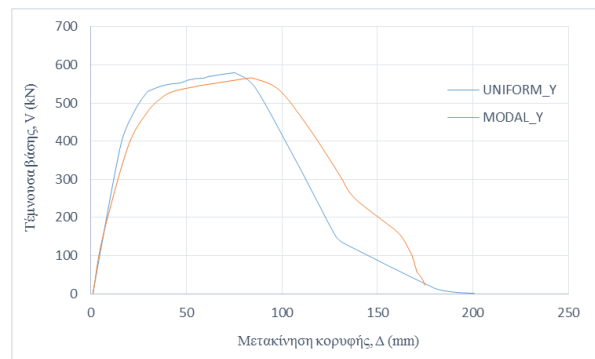
Σχήμα 9.54 Σύγκριση MODAL_Y – MODAL_-Y



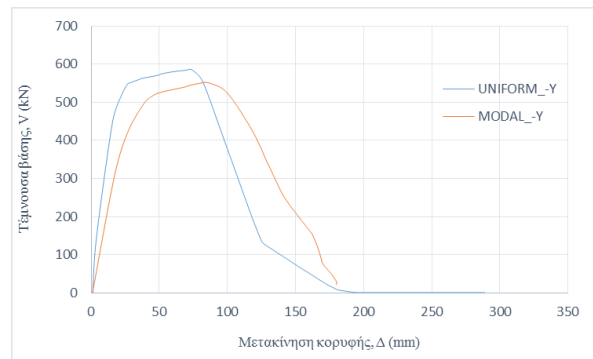
Σχήμα 9.55 Σύγκριση UNIFORM_X – MODAL_X



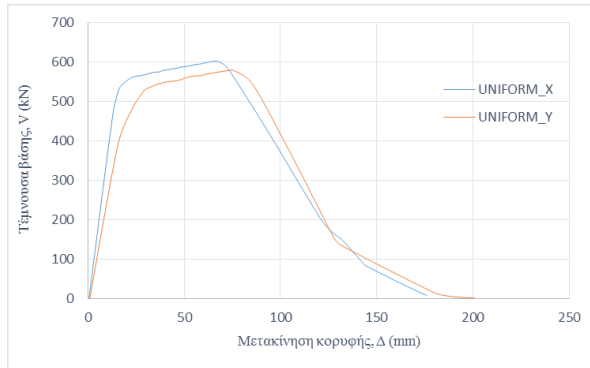
Σχήμα 9.56 Σύγκριση UNIFORM_-X – MODAL_-X



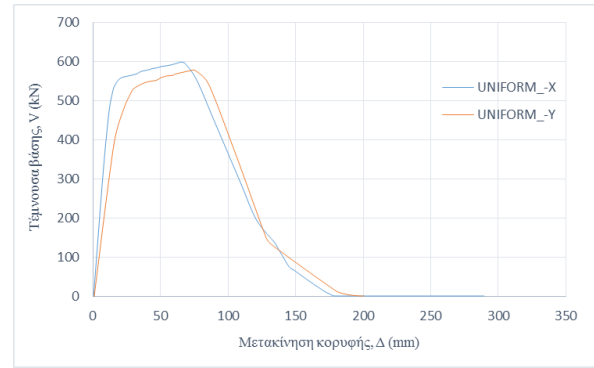
Σχήμα 9.57 Σύγκριση UNIFORM_Y – MODAL_Y



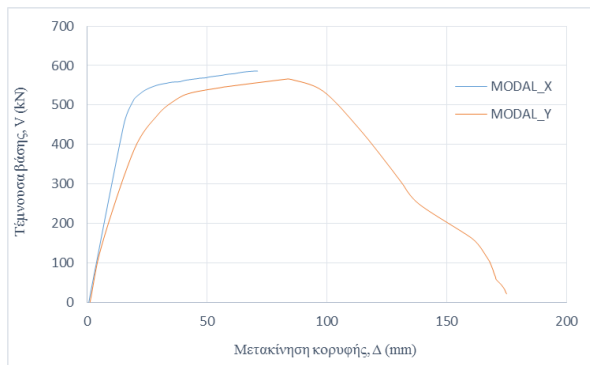
Σχήμα 9.58 Σύγκριση UNIFORM_-Y – MODAL_-Y



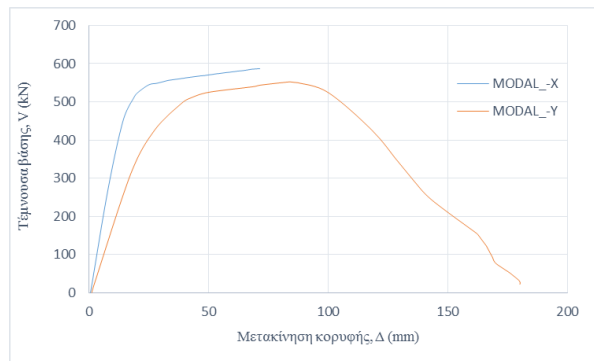
Σχήμα 9.59 Σύγκριση UNIFORM_X – UNIFORM_Y



Σχήμα 9.60 Σύγκριση UNIFORM_-X – UNIFORM_-Y



Σχήμα 9.61 Σύγκριση MODAL_X – MODAL_Y



Σχήμα 9.62 Σύγκριση MODAL_-X – MODAL_-Y

Από τα παραπάνω διαγράμματα εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- Η συμπεριφορά του κτιρίου παραμένει, πρακτικά, η ίδια κατά την επιβολή των οριζόντιων φορτίων με θετικό και αρνητικό πρόσημο και στις δύο διευθύνσεις φόρτισης.
- Η τέμνουσα βάσης, που αναπτύσσεται πριν την κατάρρευση κατά την επιβολή των οριζόντιων φορτίων με ιδιομορφική κατανομή, είναι μικρότερη σε σχέση με την αυτήν που αναπτύσσεται για ομοιόμορφη κατανομή.
- Κατά τη διεύθυνση Y μπορεί να αναπτυχθεί μεγαλύτερη πλαστιμότητα πριν την κατάρρευση του κτιρίου κατά την επιβολή των οριζόντιων φορτίων με ιδιομορφική κατανομή, σε σχέση με την πλαστιμότητα, που μπορεί να αναπτυχθεί κατά την επιβολή των οριζόντιων φορτίων με ομοιόμορφη κατανομή. Κατά τη διεύθυνση X η πλαστιμότητα που μπορεί να αναπτυχθεί είναι η ίδια και για τις δύο κατανομές.
- Κατά τη διεύθυνση Y το κτίριο διαθέτει μικρότερη δυσκαμψία και μπορεί να αναπτύξει μικρότερη τέμνουσα βάσης πριν την κατάρρευση, σε σχέση με τη διεύθυνση X.

9.6.2 Μετακίνηση κορυφής (ελαστική ανάλυση – pushover)

Στον Πίνακα 9.12 παρατίθενται, συγκριτικά, οι τιμές της μετακίνησης της κορυφής του κτιρίου (κόμβος 21), όπως προέκυψαν από την ελαστική και την ανελαστική ανάλυσή του. Συγκεκριμένα, συγκρίνεται η μετακίνηση στο Σημείο Επιτελεστικότητας, που υπολογίστηκε από τις αναλύσεις pushover για τις διάφορες κατανομές των οριζόντιων φορτίων, με τη μέγιστη μετακίνηση κορυφής, που υπολογίστηκε από την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 (§8.4). Επιπλέον, δίνεται η απόκλιση μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής απόκρισης $(\frac{\Delta_{ελ}-\Delta_{ανελ}}{\Delta_{ελ}} \%)$.

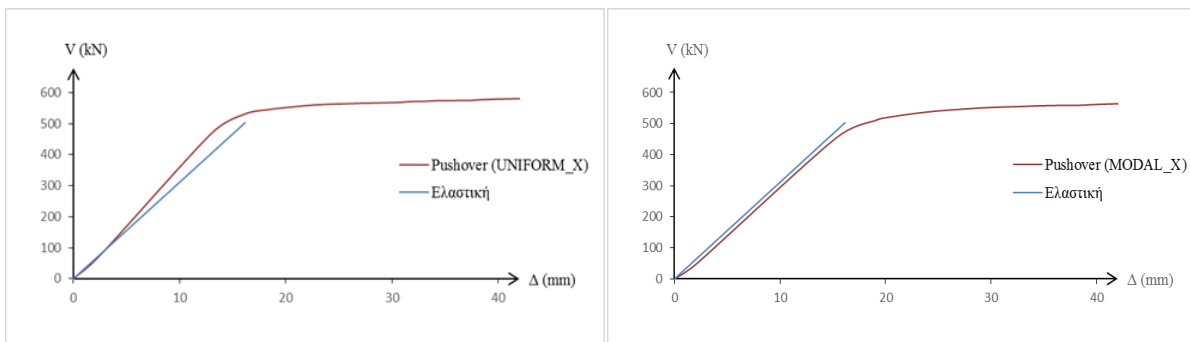
Πίνακας 9.12 Ελαστική - ανελαστική απόκριση κορυφής κτιρίου

Ανάλυση	Μετακίνηση κορυφής (mm)			
	Διεύθυνση X	Απόκλιση (%)	Διεύθυνση Y	Απόκλιση (%)
UNIFORM ₊	13,84	14,16	18,74	19,19
UNIFORM ₋	12,36	23,51	16,16	30,31
MODAL ₊	15,48	4,21	22,15	4,48
MODAL ₋	13,89	14,05	24,01	-3,54
Ελαστική	16,16		23,19	

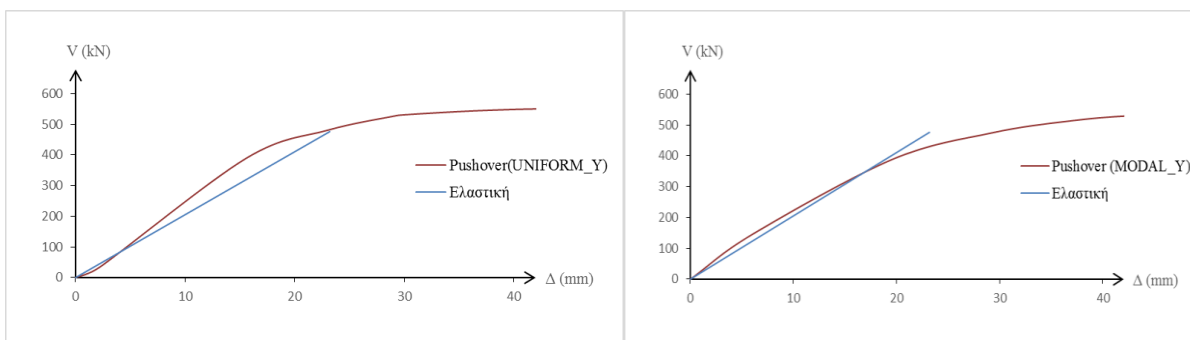
Παρατηρείται ότι, από την ελαστική ανάλυση του κτιρίου προκύπτουν, γενικά, μεγαλύτερες μετακινήσεις. Οι αποκλίσεις μεταξύ των αποτελεσμάτων της ελαστικής και της ανελαστικής ανάλυσης κρίνονται αρκετά σημαντικές, δεδομένου ότι κατά μέσο όρο είναι της τάξης του 14% και στις δύο διευθύνσεις. Οι αποκλίσεις αυτές μπορεί να οφείλονται στους εξής λόγους:

- Κατά την ανάλυση pushover δεν λαμβάνονται υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης, αλλά τα φορτία επιβάλλονται στατικά.
- Η ανάλυση pushover εκτελείται για μία μορφή κατανομής των οριζόντιων φορτίων κάθε φορά, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Αντίθετα, στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης γίνεται επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων όλων των σημαντικών ιδιομορφών.
- Τέλος, για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας λαμβάνεται υπόψη η αύξηση της ενεργού απόσβεσης, η οποία οφείλεται στο διαδοχικό σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα.

Στα Σχήματα 9.63 και 9.64 δίνεται η σύγκριση της απόκρισης του κτιρίου, όπως προκύπτει από την ελαστική και την ανελαστική ανάλυσή.



Σχήμα 9.63 Σύγκριση απόκρισης του κτιρίου κατά τη διεύθυνση X μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής ανάλυσης



Σχήμα 9.64 Σύγκριση απόκρισης του κτιρίου κατά τη διεύθυνση X μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής ανάλυσης

9.6.3 Φαινόμενα 2^{ης} τάξης

Στους Πίνακες 9.13 και 9.14 γίνεται σύγκριση των σημείων επιτελεστικότητας που προκύπτουν λαμβάνοντας και μη λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης (P-Δ). Διαπιστώνεται ότι τα αποτελέσματα των δύο θεωρήσεων ταυτίζονται, επομένως τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης είναι αμελητέα, κάτι που επαληθεύεται και από την ανάλυση λυγισμού του κτιρίου (βλ. §8.3.1).

Πίνακας 9.13 Σημεία επιτελεστικότητας λαμβάνοντας και μη υπόψη φαινόμενα P-Δ (Διεύθυνση X)

		Σημείο επιτελεστικότητας							
		<i>UNIFORM_X</i>		<i>UNIFORM_-X</i>		<i>MODAL_X</i>		<i>MODAL_-X</i>	
		V (kN)	D (mm)	V (kN)	D (mm)	V (kN)	D (mm)	V (kN)	D (mm)
P-Δ	Όχι	485,41	13,84	481,23	12,36	456,38	15,48	442,75	13,89
	Ναι	483,39	13,91	479,04	12,41	454,62	15,54	442,51	13,98

Πίνακας 9.14 Σημεία επιτελεστικότητας λαμβάνοντας και μη υπόψη φαινόμενα P-Δ (Διεύθυνση Y)

		Σημείο επιτελεστικότητας							
		UNIFORM_Y		UNIFORM_-Y		MODAL_Y		MODAL_-Y	
		V (kN)	D (mm)	V (kN)	D (mm)	V (kN)	D (mm)	V (kN)	D (mm)
P-Δ	Όχι	428,34	18,74	453,83	16,16	411,01	22,15	387,53	24,01
	Ναι	425,50	18,85	450,84	16,26	408,75	22,28	385,23	24,14

9.7 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q

Στην παρούσα ενότητα υπολογίζεται ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου, βάσει των δεδομένων που προέκυψαν από τη μη γραμμική στατική ανάλυση. Ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς εξαρτάται μόνο από τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του κτιρίου. Εφόσον η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου τόσο κατά τη διεύθυνση X ($T_2 = 0,323$ s), όσο και κατά τη διεύθυνση Y ($T_1 = 0,348$ s) είναι μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο $T_B = 0,2$ s, η τιμή του ισούται με το γινόμενο της πλαστιμότητας μ επί την υπεραντοχή Ω .

Η διαθέσιμη πλαστιμότητα του κτιρίου υπολογίζεται ως ο λόγος της μετακίνησης της κορυφής λίγο πριν την κατάρρευση (Δ_u) προς την αντίστοιχη μετακίνηση στη διαρροή (Δ_y).

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (9.1)$$

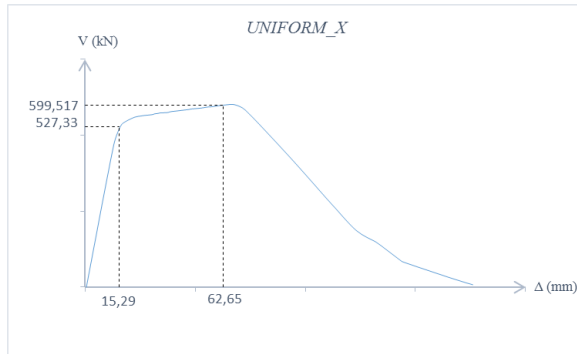
Η διαθέσιμη υπεραντοχή του κτιρίου υπολογίζεται ως ο λόγος της τέμνουσας βάσης που αντιστοιχεί στο σημείο λίγο πριν την κατάρρευση (V_u) προς την τέμνουσα βάσης στη διαρροή (V_y).

$$\Omega = \frac{V_u}{V_y} \quad (9.2)$$

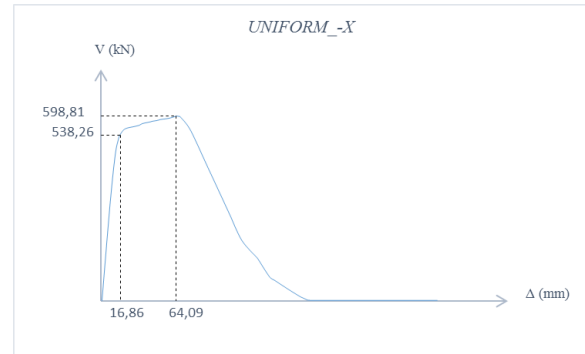
Γίνεται η παραδοχή ότι η κατάρρευση του κτιρίου επέρχεται όταν για πρώτη φορά η παραμόρφωση μίας πλαστικής άρθρωσης υπερβεί την στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*, δηλαδή όταν για πρώτη φορά εμφανιστεί πλαστική άρθρωση με *κίτρινο* χρώμα, εφόσον τα σημεία C και CP ταυτίζονται κατά FEMA 356 (βλ. Σχήμα 9.7 και Σχήμα 9.8). Επομένως, συντηρητικά, τα Δ_u και V_u λαμβάνονται από το αμέσως προηγούμενο βήμα της ανάλυσης pushover πριν το βήμα που εμφανίζεται η πρώτη κίτρινη πλαστική άρθρωση.

Παρακάτω, υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q σε κάθε διεύθυνση, προκειμένου να βρεθεί η μικρότερη διαθέσιμη τιμή του.

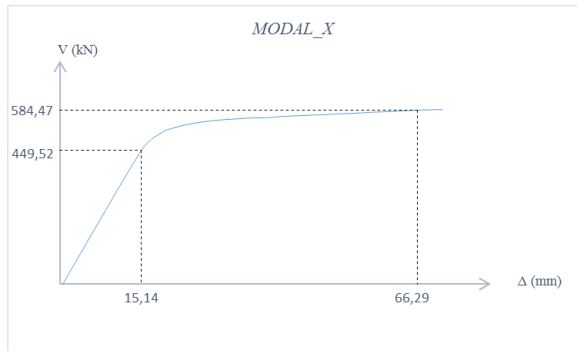
▪ Διεύθυνση X



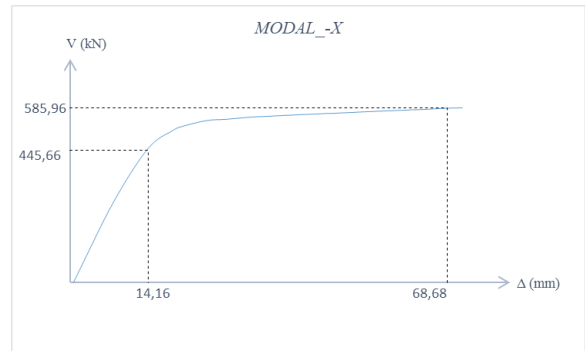
Σχήμα 9.65 Καμπύλη ικανότητας για κατανομή UNIFORM_X



Σχήμα 9.66 Καμπύλη ικανότητας για κατανομή UNIFORM_-X



Σχήμα 9.67 Καμπύλη ικανότητας για κατανομή MODAL_X

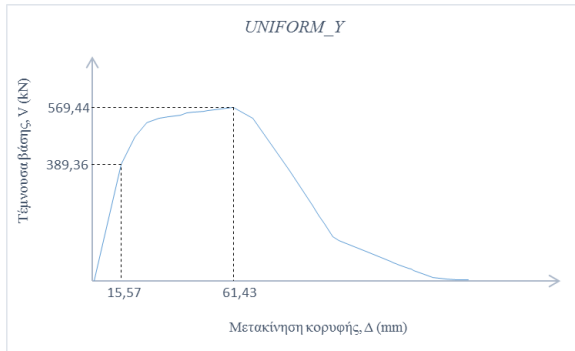


Σχήμα 9.68 Καμπύλη ικανότητας για κατανομή MODAL_-X

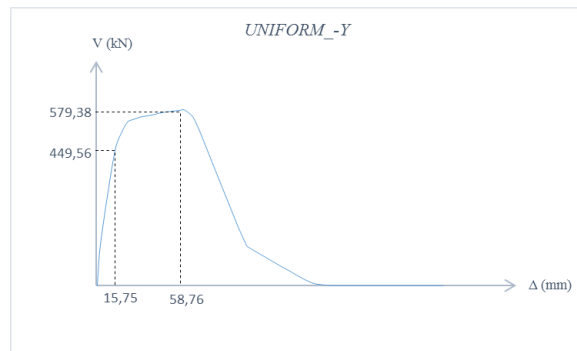
Πίνακας 9.15 Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (Διεύθυνση X)

	UNIFORM_X	UNIFORM_-X	MODAL_X	MODAL_-X
Δ_y (mm)	15,29	16,86	15,14	14,16
Δ_u (mm)	62,66	64,09	66,29	68,68
V_y (kN)	527,33	538,26	449,52	445,66
V_u (kN)	599,52	598,81	584,47	585,96
μ	4,1	3,8	4,38	4,85
Ω	1,14	1,11	1,3	1,31
q	4,7	4,22	5,69	6,35

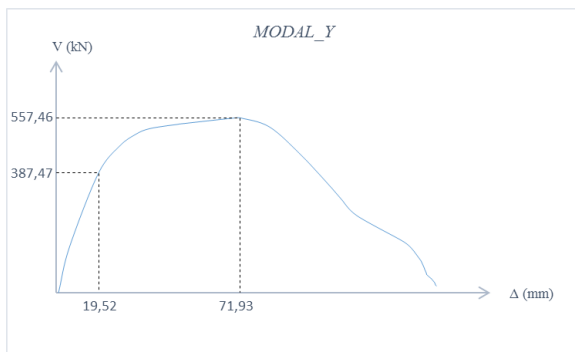
▪ Διεύθυνση Y



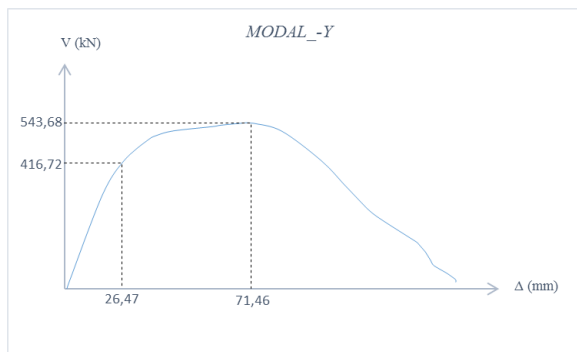
Σχήμα 9.69 Καμπύλη ικανότητας για κατανομή UNIFORM_Y



Σχήμα 9.70 Καμπύλη ικανότητας για κατανομή UNIFORM_-Y



Σχήμα 9.71 Καμπύλη ικανότητας για κατανομή MODAL_Y



Σχήμα 9.72 Καμπύλη ικανότητας για κατανομή MODAL_-Y

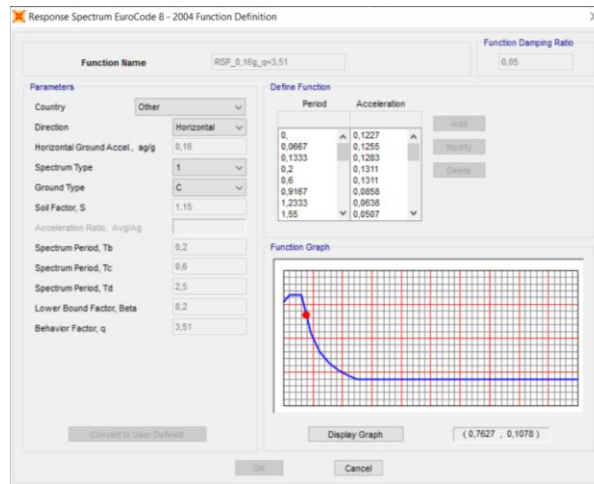
Πίνακας 9.16 Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (Διεύθυνση Y)

	UNIFORM_Y	UNIFORM_-Y	MODAL_Y	MODAL_-Y
Δ_y (mm)	15,57	15,75	19,52	26,47
Δ_u (mm)	61,43	58,76	71,93	71,46
V_y (kN)	389,36	449,56	387,47	416,72
V_u (kN)	569,44	579,38	557,46	543,68
μ	3,95	3,73	3,68	2,7
Ω	1,46	1,29	1,44	1,3
q	5,77	4,81	5,3	3,51

Η ελάχιστη τιμή του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς είναι $q = 3,51$. Με βάση αυτήν την τιμή θα υπολογιστούν τα σεισμικά φορτία στην επόμενη ενότητα, ώστε να ελεγχθεί η σεισμική επάρκεια του κτιρίου και με ελαστική ανάλυση.

9.8 Έλεγχος σεισμικής επάρκειας με ελαστική ανάλυση για τον διαθέσιμο συντελεστή συμπεριφοράς

Στην παρούσα παράγραφο ελέγχεται με ελαστική ανάλυση η σεισμική επάρκεια του κτιρίου. Τα σεισμικά φορτία, με τα οποία καταπονείται το κτίριο, υπολογίζονται από το μειωμένο, με τον διαθέσιμο συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3,51$, φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8. Η εισαγωγή του μειωμένου φάσματος στο λογισμικό δίνεται στο Σχήμα 9.73.



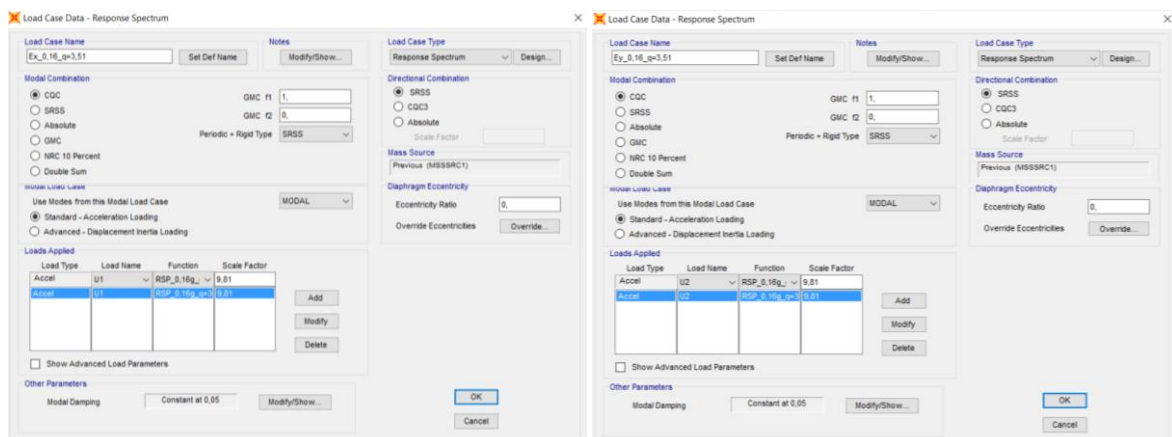
Σχήμα 9.73 Φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8 ($q = 3,51$) στο SAP2000

Εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για επιβαλλόμενα φορτία σύμφωνα με τους σεισμικούς συνδυασμούς:

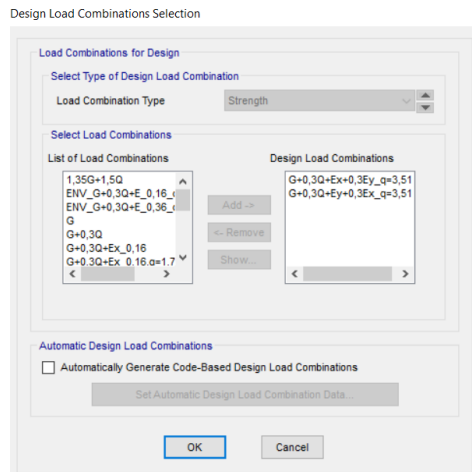
$$G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$$

$$G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x$$

όπου οι σεισμικές δράσεις E_x και E_y ορίζονται στο λογισμικό όπως δίνεται στο Σχήμα 9.74. Η επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης αμελείται, καθώς ο συντελεστής ευαισθησίας θ είναι μικρότερος από 0,1 ($\theta = 3,51/126,25 = 0,03$).

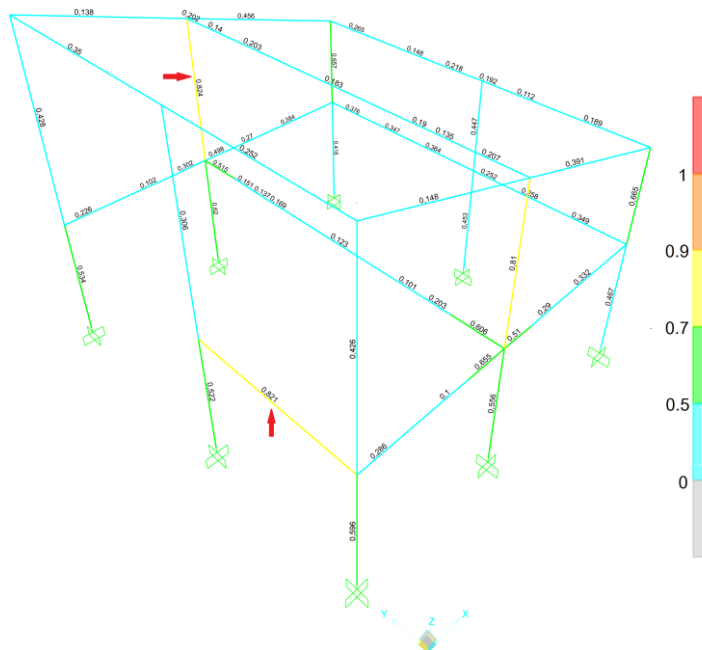


Σχήμα 9.74 Σεισμική δράση E_x και E_y ($q = 3,51$) στο SAP2000



Σχήμα 9.75 Σεισμικοί συνδυασμοί για τον έλεγχο

Με βάση τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για τους παραπάνω συνδυασμούς εκτελείται από το λογισμικό ο έλεγχος επάρκειας του κτιρίου σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2 και 8. Τα αποτελέσματα του ελέγχου δίνονται στο Σχήμα 9.76.



Σχήμα 9.76 Ποσοστά εκμετάλλευσης των μελών του φορέα για τον σεισμικό συνδυασμό ($q = 3,51$)

Από τα αποτελέσματα του ελέγχου διαπιστώνεται ότι το μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης της καμπτικής αντοχής των υποστυλωμάτων είναι ίσο με $\lambda = 0,824$, ενώ το αντίστοιχο ποσοστό εκμετάλλευσης των δοκών είναι ίσο με $\lambda = 0,821$. Επομένως, η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου κρίνεται επαρκής.

Κεφάλαιο 10

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και ενίσχυση της κατασκευής για σεισμική εδαφική επιτάχυνση 0,36g

10.1 Εισαγωγή

Από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο διαπιστώθηκε ότι η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου επαρκεί, όταν αυτό καταπονείται από σεισμικές δράσεις με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{gR} = 0,16g$. Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, για περαιτέρω διερεύνηση αλλά και για μεγαλύτερη ασφάλεια του υφιστάμενου κτιρίου, εξετάζεται η συμπεριφορά του υπό τη δράση μεγαλύτερων σεισμικών δυνάμεων και συγκεκριμένα για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{gR} = 0,36g$.

Η συμπεριφορά του κτιρίου επιλέγεται να μελετηθεί ανελαστικά, με τη μέθοδο της φασματικής ικανότητας. Ως στόχος αποτίμησης και ανασχεδιασμού ορίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*. Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου, που αντιστοιχεί σε εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0,36g$ ($\gamma_I = 1,00$), υπολογίζεται σύμφωνα με τη μεθοδολογία ATC-40. Για την στοχευόμενη μετακίνηση, ελέγχεται σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης $M - \theta$ βρίσκεται κάθε δομικό στοιχείο και εάν οι παραμορφώσεις στα άκρα του (γωνίες στροφής θ) υπερβαίνουν την παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*.

Τα δομικά στοιχεία, των οποίων οι παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες, ενισχύονται και η διαδικασία αποτίμησης του κτιρίου επαναλαμβάνεται, προκειμένου να διαπιστωθεί ότι σε κανένα στοιχείο δεν σημειώνεται υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας. Για την ενίσχυση χρησιμοποιούνται ελάσματα και υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP).

10.2 Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας

Στο Κεφάλαιο 9 παρουσιάστηκαν αναλυτικά οι αναλύσεις pushover, που εκτελέστηκαν με επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου (X και Y), σύμφωνα με την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική καθ' ύψος κατανομή. Στην παρούσα ενότητα υπολογίζεται για κάθε ανάλυση το σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου, που αντιστοιχεί σε εδαφική επιτάχυνση 0,36g. Η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεστικότητας προσαυξάνεται κατά 30%, σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με βάση αυτή την επαυξημένη στοχευόμενη μετακίνηση ελέγχεται εάν οι παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων του κτιρίου υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*.

Για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας, υπολογίζονται και εισάγονται στο λογισμικό οι σεισμικοί συντελεστές C_A και C_V , οι οποίοι καθορίζουν τη μορφή του απαιτούμενου φάσματος απόκρισης σύμφωνα με τον ATC-40. Εξισώνοντας το ελαστικό

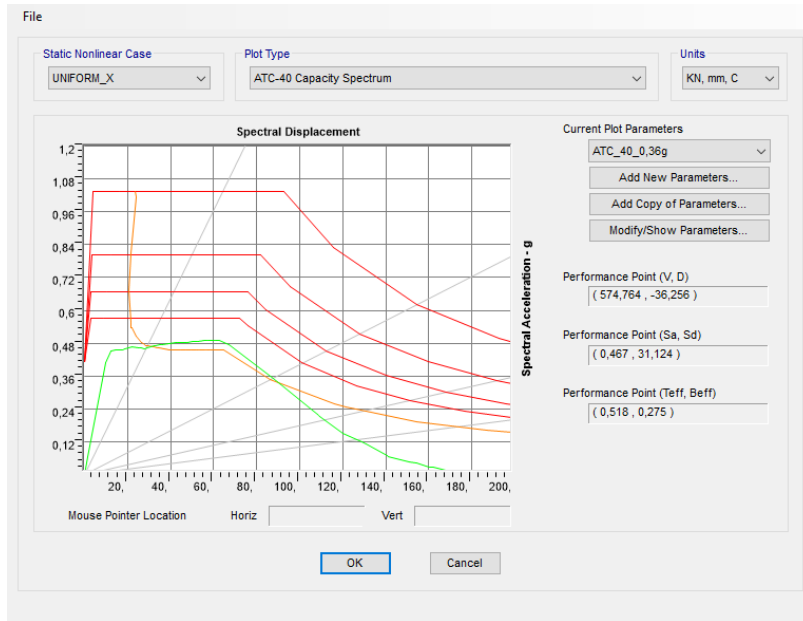
φάσμα απόκρισης του ATC-40 με το αντίστοιχο ελαστικό ($q = 1$) φάσμα του ΕΚ8, για εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0,36 \text{ g}$, έδαφος κατηγορίας C και απόσβεση $\zeta = 5\%$, υπολογίζονται οι τιμές των σεισμικών συντελεστών, οι οποίες προκύπτουν ίσες με:

- $C_A = 0,414$
- $C_V = 0,621$

Σχήμα 10.1 Ρύθμιση παραμέτρων φάσματος απαίτησης για εδαφική επιτάχυνση 0,36g στο SAP2000

Παρακάτω, παρουσιάζονται για κάθε ανάλυση το σημείο επιτελεστικότητας (V,D), η στοχευόμενη μετακίνηση (Δ) και η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στο βήμα της ανάλυσης, που αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση.

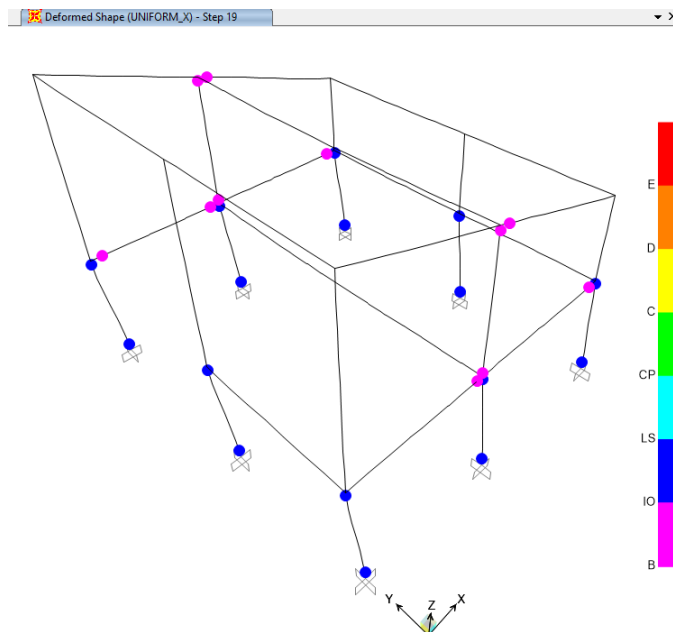
▪ **UNIFORM_X**



Σχήμα 10.2 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (UNIFORM_X)

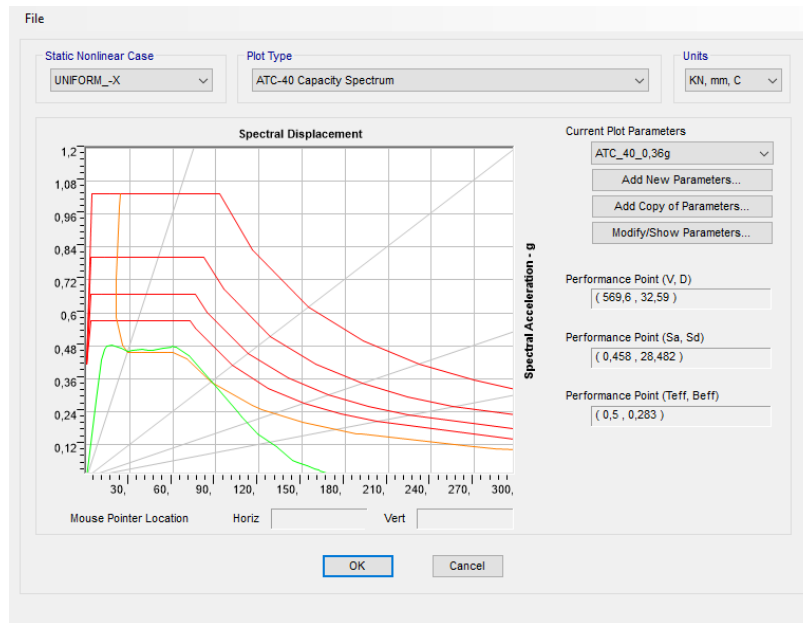
Πίνακας 10.1 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (UNIFORM_X)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
574,784	36,256	47,133	18-19



Σχήμα 10.3 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_X)

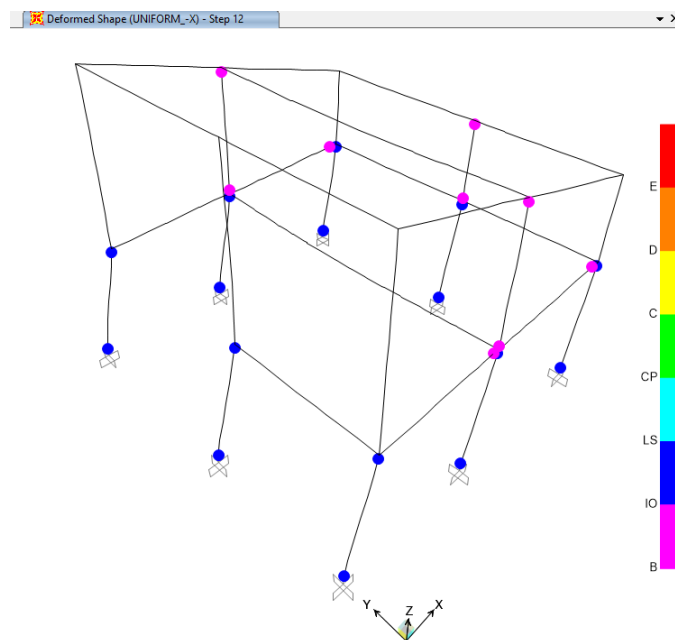
▪ **UNIFORM_X**



Σχήμα 10.4 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (UNIFORM_X)

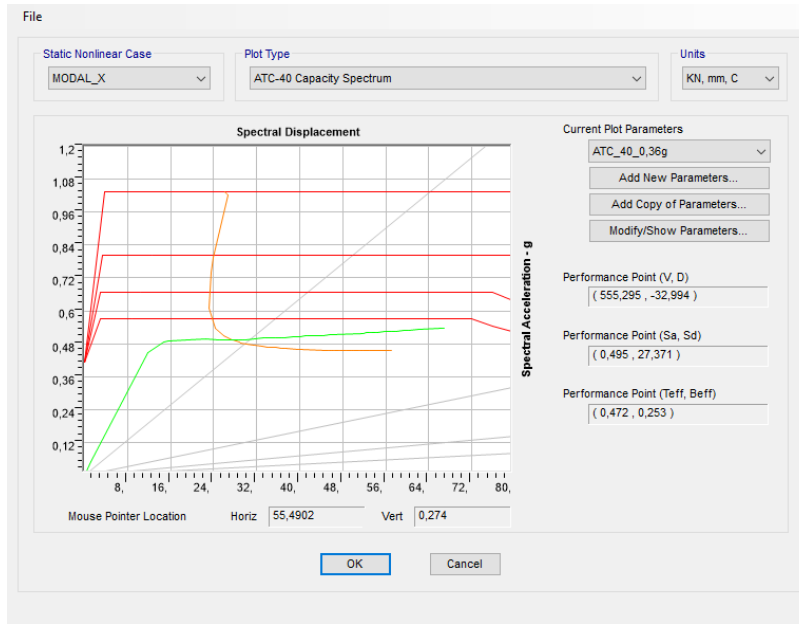
Πίνακας 10.2 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (UNIFORM_X)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
569,6	32,59	42,37	11-12



Σχήμα 10.5 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_X)

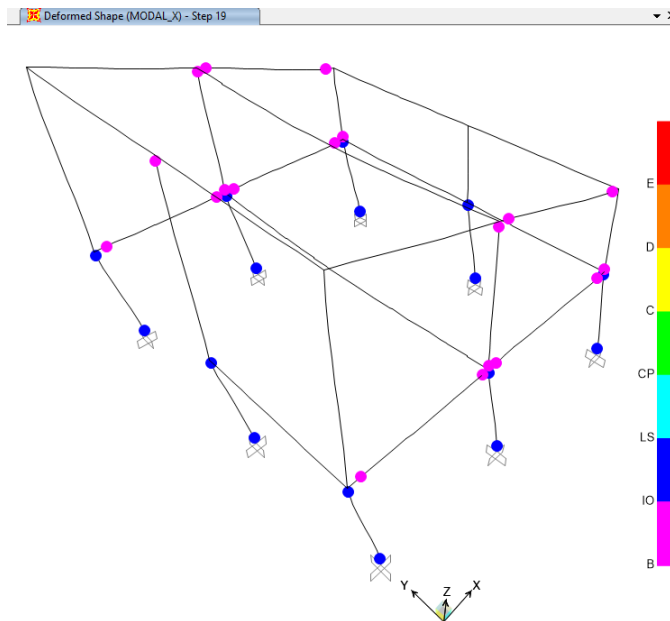
▪ **MODAL_X**



Σχήμα 10.6 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_X)

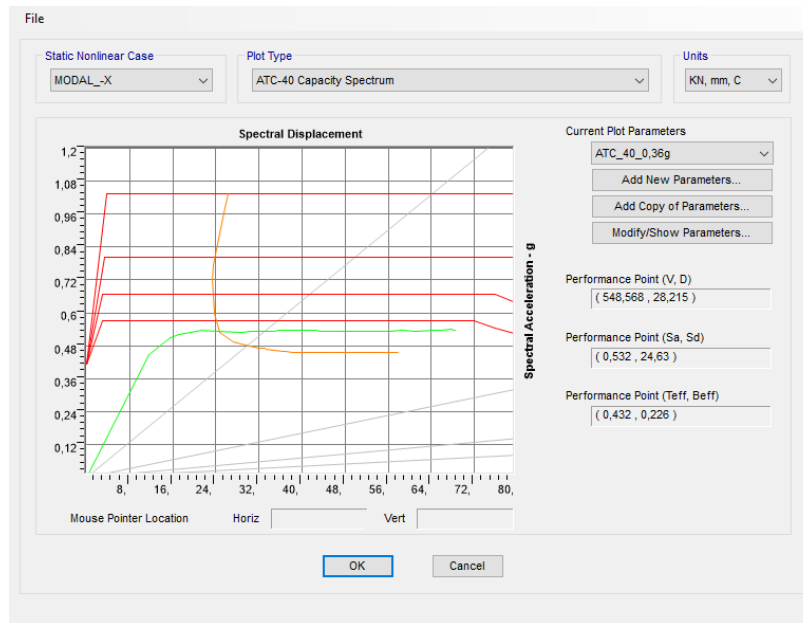
Πίνακας 10.3 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_X)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
555,295	32,994	42,892	18-19



Σχήμα 10.7 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_X)

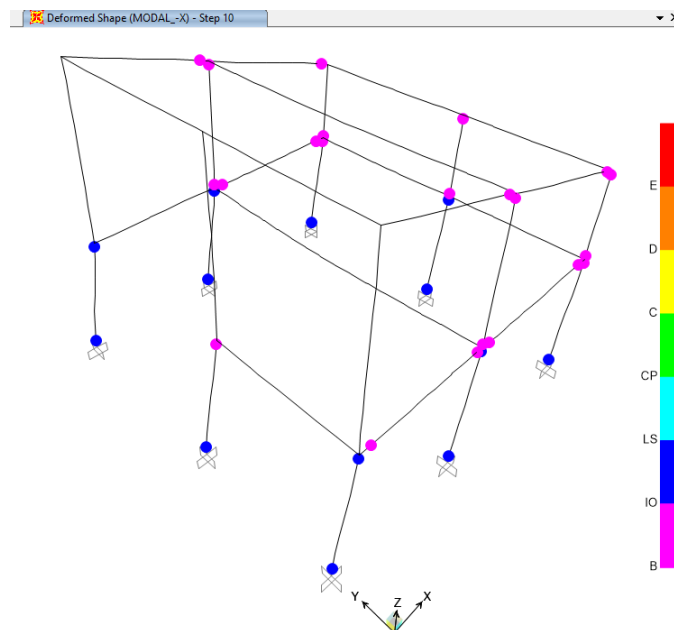
▪ **MODAL_X**



Σχήμα 10.8 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_X)

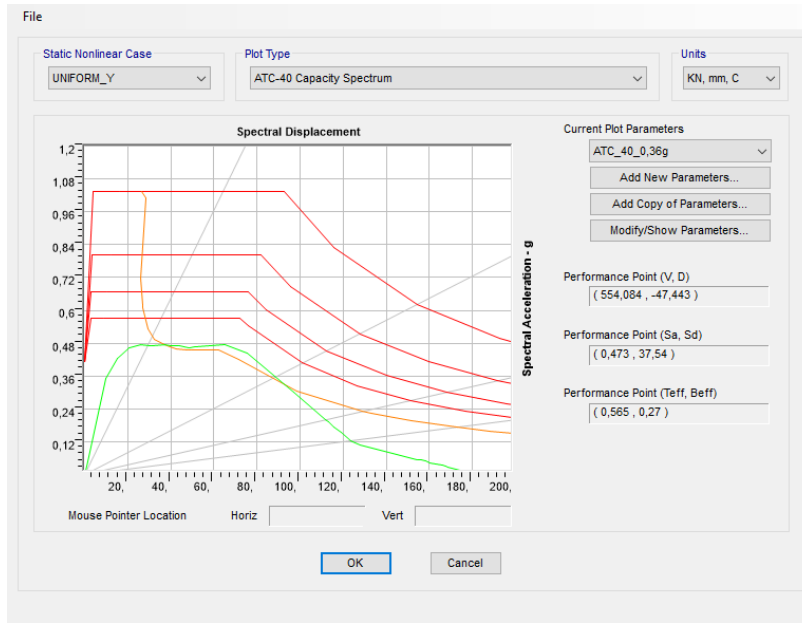
Πίνακας 10.4 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_X)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
548,568	28,215	36,68	9-10



Σχήμα 10.9 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_X)

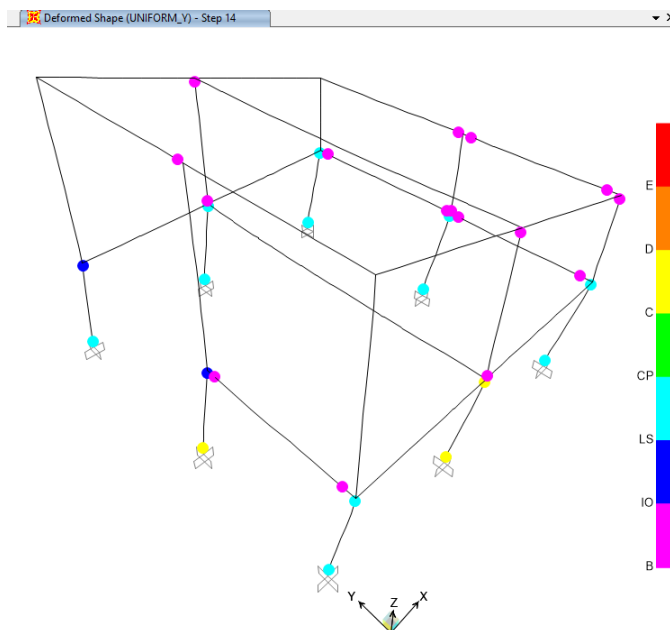
▪ **UNIFORM_Y**



Σχήμα 10.10 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (UNIFORM_Y)

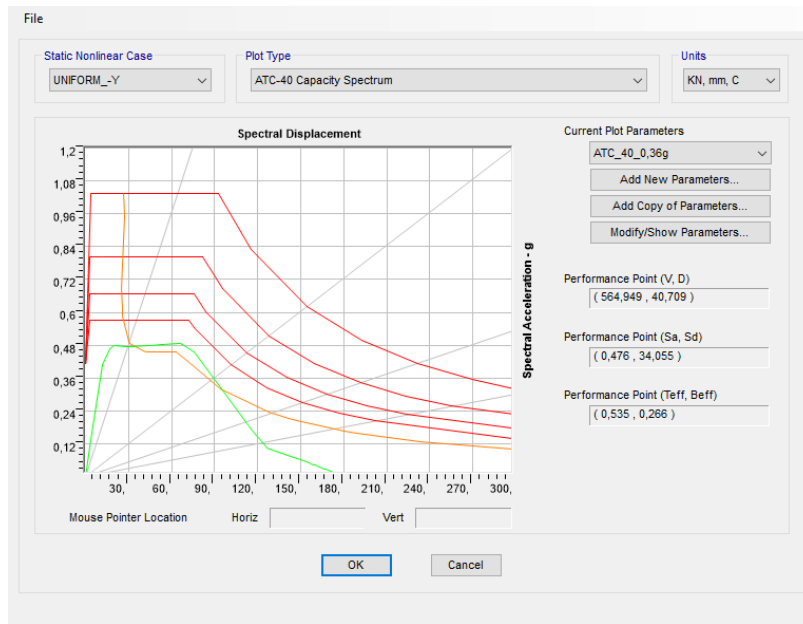
Πίνακας 10.5 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (UNIFORM_Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
554,084	47,443	61,676	13-14



Σχήμα 10.11 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_Y)

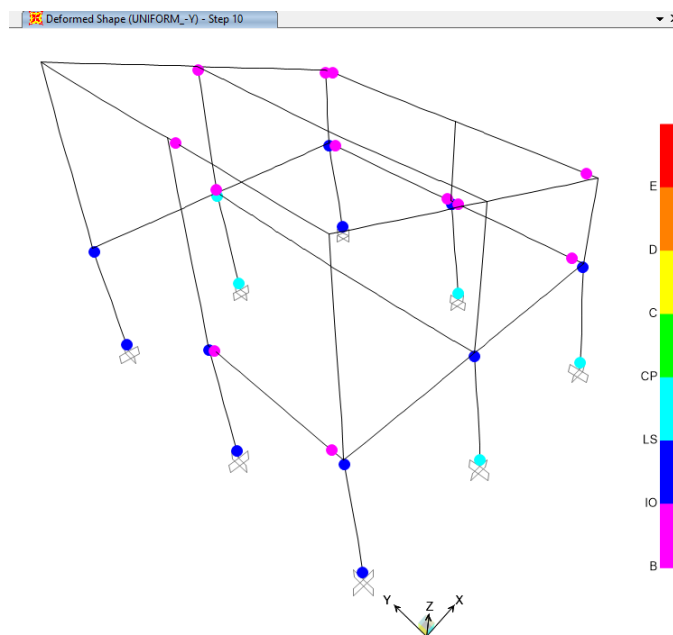
▪ **UNIFORM_Y**



Σχήμα 10.12 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (UNIFORM_Y)

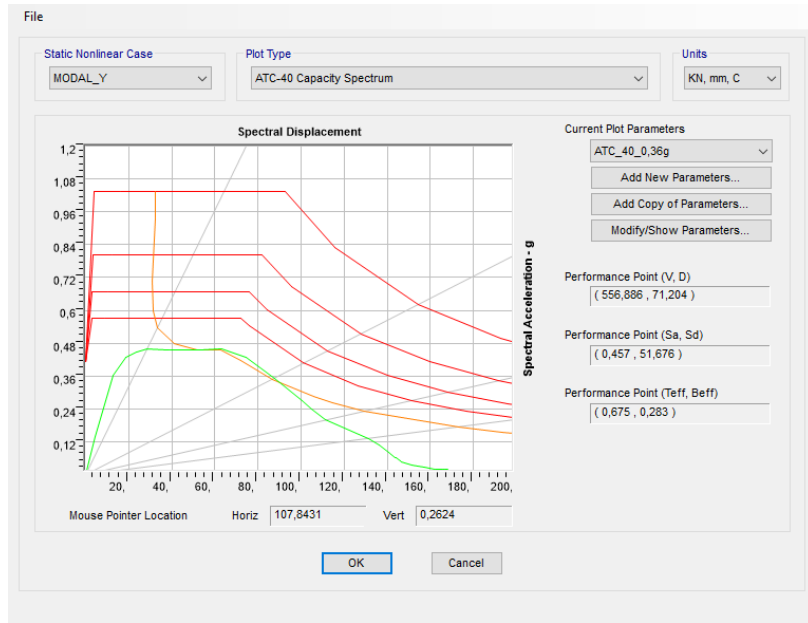
Πίνακας 10.6 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (UNIFORM_Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση		Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)		
564,949	40,709	52,922		9-10



Σχήμα 10.13 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_Y)

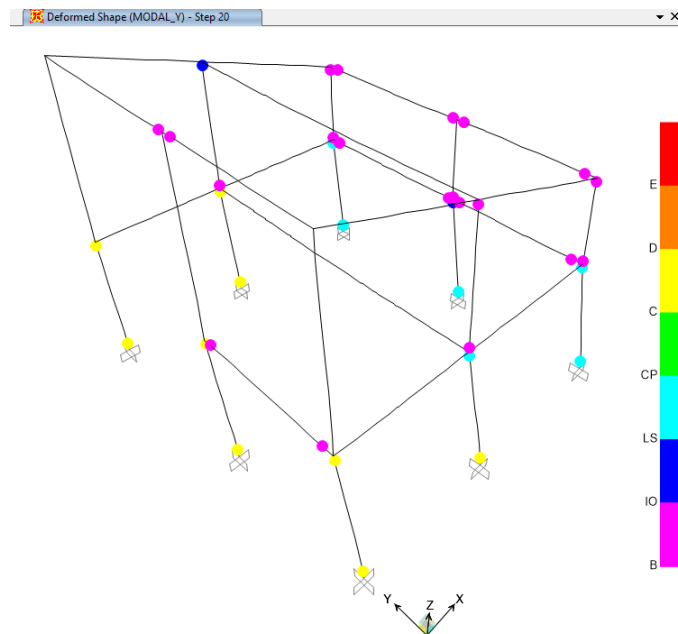
▪ **MODAL_Y**



Σχήμα 10.14 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_Y)

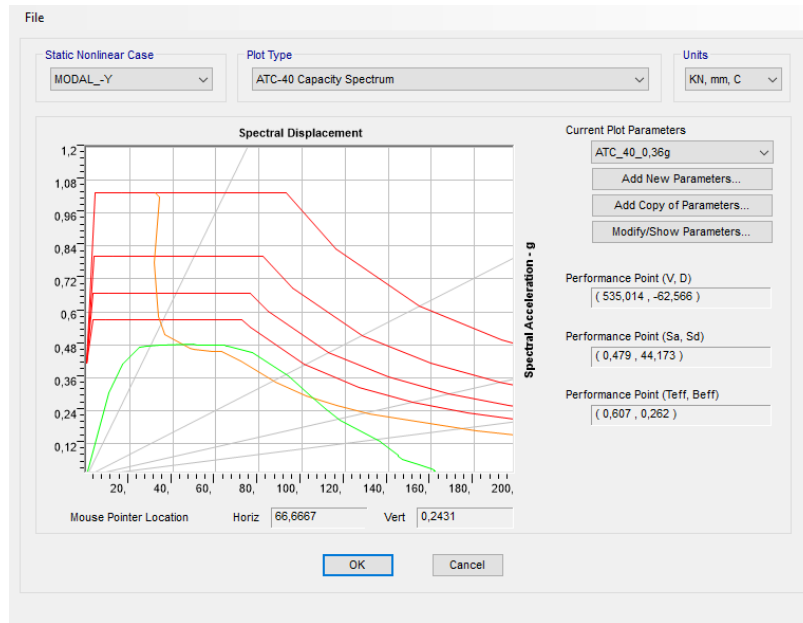
Πίνακας 10.7 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
556,886	71,204	92,565	19-20



Σχήμα 10.15 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_Y)

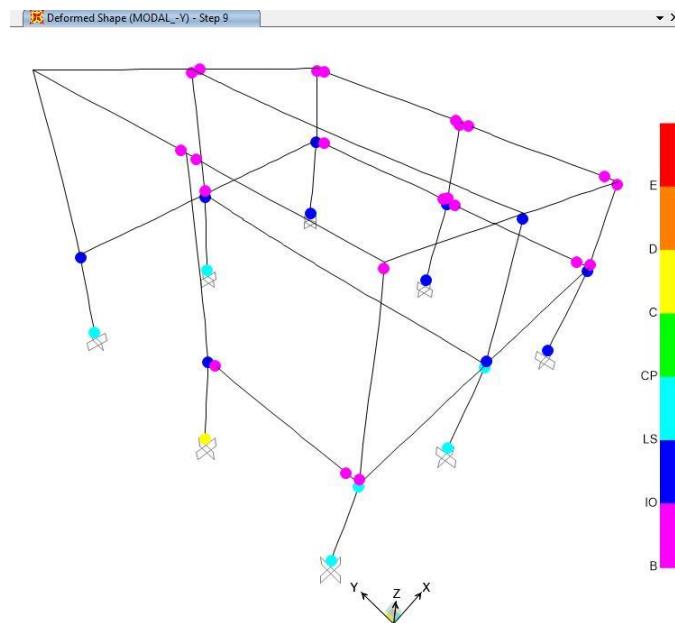
▪ **MODAL_-Y**



Σχήμα 10.16 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_-Y)

Πίνακας 10.8 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_-Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
535,014	62,566	81,336	8-9



Σχήμα 10.17 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_-Y)

Σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους, διαπιστώνεται ότι όταν τα οριζόντια φορτία επιβάλλονται κατά τη διεύθυνση X, οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στη στοχευόμενη μετακίνηση, τόσο στις δοκούς, όσο και στα υποστυλώματα, δεν υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*. Ωστόσο, παρατηρείται ότι έχουν σχηματισθεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου, με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου.

Αντίθετα, όταν τα οριζόντια φορτία επιβάλλονται κατά τη διεύθυνση Y, εκτός του ότι και σε αυτήν την περίπτωση δημιουργείται μηχανισμός μαλακού ορόφου στο ισόγειο, στην στοχευόμενη μετακίνηση, σημειώνονται πολύ μεγαλύτερες παραμορφώσεις, οι οποίες σε αρκετά στοιχεία υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας *Οιονεί Κατάρρευση*. Επιπλέον, σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις σε περισσότερα στοιχεία του κτιρίου. Το γεγονός αυτό δικαιολογείται από το ότι το κτίριο είναι περισσότερο εύκαμπτο κατά τη διεύθυνση Y, όπως διαπιστώθηκε και από την ιδιομορφική ανάλυσή του, εφόσον η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση Y (T_1) είναι μεγαλύτερη από τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατά τη διεύθυνση X (T_2).

Με βάση τα αποτελέσματα των ελέγχων, κρίνεται αναγκαία η ενίσχυση του κτιρίου. Δυσμενέστερη των αναλύσεων προκύπτει η ανάλυση, κατά την οποία τα οριζόντια φορτία επιβάλλονται σύμφωνα με την ιδιομορφική καθ' ύψος κατανομή, κατά τη διεύθυνση Y (*MODAL_Y*), οπότε βάσει αυτής θα διαστασιοποιηθούν οι ενισχύσεις.

10.3 Ενισχύσεις

Για την ενίσχυση του κτιρίου επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή με ίνες άνθρακα (CFRP). Η επιλογή αυτή γίνεται λόγω των πλεονεκτημάτων που παρουσιάζει η ενίσχυση με σύνθετα υλικά σε σχέση με τους συμβατικούς τρόπους ενίσχυσης (μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κλπ).

Αναλυτικότερα, οι λόγοι για τους οποίους επιλέγεται η ενίσχυση με σύνθετα υλικά είναι οι εξής:

- Η ταχύτητα και η ευκολία στην εφαρμογή των σύνθετων υλικών.
- Η δυνατότητα επέμβασης χωρίς να απαιτείται εκκένωση του χώρου, χωρίς να διακόπτεται η λειτουργία και η χρήση του, ενώ η όχληση στους χρήστες, κατά τη διάρκεια της επέμβασης, είναι ελάχιστη.
- Η υψηλή εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών (πολλαπλάσια του κοινού χάλυβα οπλισμών).
- Το μικρό βάρος των σύνθετων υλικών (περίπου 1/4 – 1/5 του χάλυβα). Έτσι, πρακτικά τα φορτία της κατασκευής δεν μεταβάλλονται.
- Το μικρό πάχος των σύνθετων υλικών (τάξεως χιλιοστού), με αποτέλεσμα οι διαστάσεις του ενισχυόμενου δομικού στοιχείου να παραμένουν πρακτικά αμετάβλητες και να μην αλλοιώνονται τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά του κτιρίου.
- Η δυνατότητα των σύνθετων υλικών να επιχριστούν και να χρωματιστούν, χωρίς να αλλοιώνουν την αισθητική της κατασκευής.

Τέλος, προτιμώνται, συγκεκριμένα, ινοπλισμένα πολυμερή με ίνες άνθρακα, λόγω της μεγαλύτερης εφελκυστικής τους αντοχής σε σύγκριση με τα ινοπλισμένα πολυμερή με άλλους τύπους ινών (γυαλί, αραμίδιο).

Στις επόμενες ενότητες ακολουθούν δύο προτάσεις ενίσχυσης. Η πρώτη αφορά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων του ισογείου με μανδύες σύνθετων υλικών, προκειμένου να αυξηθεί η ικανότητά τους σε παραμόρφωση, ενώ η δεύτερη αφορά την ενίσχυση σε κάμψη των υποστυλωμάτων του ισογείου με χρήση πρόσθετων οπλισμών από FRP σε εγκοπές (NSM).

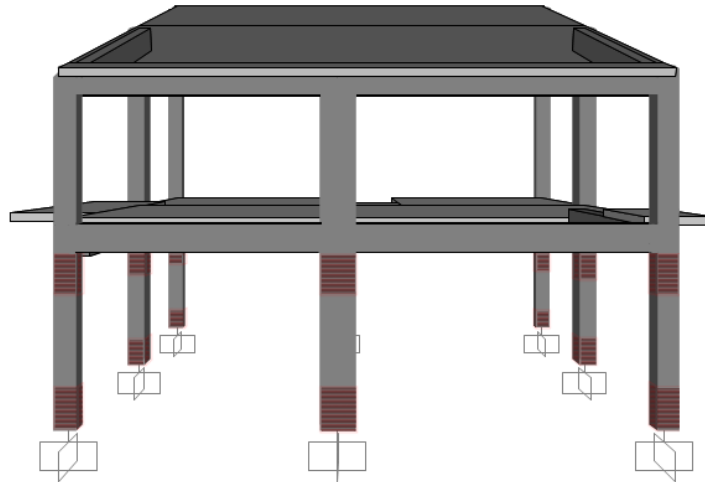
10.3.1 Ενίσχυση με μανδύες σύνθετων υλικών (FRP)

Από την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου προέκυψε ότι οι παραμορφώσεις στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου υπερβαίνουν το όριο της στάθμης επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής. Με σκοπό την αύξηση της ικανότητάς τους να παραμορφώνονται, τα υποστυλώματα του ισογείου ενισχύονται με μανδύες σύνθετων υλικών. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιούνται ινοπλισμένα πολυμερή με ίνες άνθρακα, CFRP, υπό τη μορφή υφασμάτων (ανθρακοϋφάσματα).

Η επιλογή του συγκεκριμένου τρόπου ενίσχυσης γίνεται αφενός λόγω της ευκολίας στην εφαρμογή του, καθώς οι μανδύες από σύνθετα υλικά με τη μορφή υφασμάτων FRP αποτελούν τον πιο εύχρηστο τρόπο επιβολής περίσφιγξης σε υποστυλώματα και αφετέρου διότι με τη χρήση υφασμάτων επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας χωρίς να μεταβάλλεται η δυσκαμψία των μελών και κατ' επέκταση του κτιρίου, γεγονός ιδιαίτερα ευνοϊκό, εφόσον έτσι δεν μεταβάλλεται η απόκρισή του στην επιβολή φορτίων.

Για την ενίσχυση του κτιρίου, τα υφάσματα CFRP εφαρμόζονται εξωτερικά, γύρω από τα ενισχυόμενα υποστυλώματα, στις κρίσιμες περιοχές τους (κορυφή και βάση), όπου είναι πιθανός ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων, με τις ίνες των υφασμάτων κάθετες προς τον άξονα του στοιχείου, δηλαδή παράλληλες στην οριζόντια διεύθυνση (βλ. Σχήμα 10.18). Με αυτόν τον τρόπο τοποθέτησης επιτυγχάνεται ο κατάλληλος προσανατολισμός των ινών του σύνθετου υλικού, ώστε αυτές να καταπονούνται από εφελκυστικές δυνάμεις παράλληλες στη διεύθυνσή τους. Σημειώνεται ότι, στα σύνθετα υλικά οι ίνες, που αποτελούν τον κύριο φορέα ανάληψης δυνάμεων (η αντοχή τους είναι μία τάξη μεγέθους μεγαλύτερη από αυτή του συνδετικού υλικού), μπορούν κυρίως να παραλάβουν εφελκυστικές δυνάμεις, οι οποίες ασκούνται παράλληλα στη διεύθυνσή τους.

Οι μανδύες των σύνθετων υλικών ενεργοποιούνται μέσω της ανάπτυξης εφελκυστικών τάσεων στις ίνες των υφασμάτων, οι οποίες παραμένουν ανενεργές για θλιπτικές τάσεις. Η ενεργοποίηση του μανδύα κατά την εγκάρσια διεύθυνση έχει ως αποτέλεσμα την επιβολή παθητικής περίσφιγξης στο υποστυλώμα μέσω της οποίας εισάγεται τριαξονική θλίψη στο σκυρόδεμα (ο μανδύας λειτουργεί ως κινηματικός περιορισμός της διόγκωσης). Έτσι, επιτυγχάνεται αύξηση της θλιπτικής αντοχής και της παραμορφωσιμότητας του σκυροδέματος, που συνεπάγεται την αύξηση της πλαστιμότητας του στοιχείου.



Σχήμα 10.18 Ενίσχυση κτιρίου με μανδύες FRP

Η εφελκυστική αντοχή του μανδύα είναι κατά κανόνα μικρότερη από την εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών, όπως αυτή προκύπτει μέσω δοκιμών εφελκυσμού. Αυτό οφείλεται τόσο στην πολυαξονικότητα της έντασης στον μανδύα όσο και στη διαδικασία εφαρμογής των σύνθετων υλικών κατά την ενίσχυση, η οποία μπορεί να επιφέρει συγκέντρωση τάσεων στις γωνίες, αλλά και μη ικανοποιητική συνεργασία των σύνθετων υλικών με την υποκείμενη επιφάνεια. Για μεγιστοποίηση της αποτελεσματικότητας της ενίσχυσης του κτιρίου ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία εφαρμογής των υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή.

Αρχικά, καθαιρείται το επίχρισμα στην επιφάνεια όπου θα γίνει η επικόλληση και απομακρύνονται με αμμοβολή τα σαθρά τμήματα από την επιδερμική στρώση του σκυροδέματος ώστε να αποκαλυφθούν τα αδρανή σε βάθος περίπου 5 mm. Υφιστάμενες ρηγματώσεις πληρώνονται με ένεμα και οι κοιλότητες επισκευάζονται με κονίαμα.

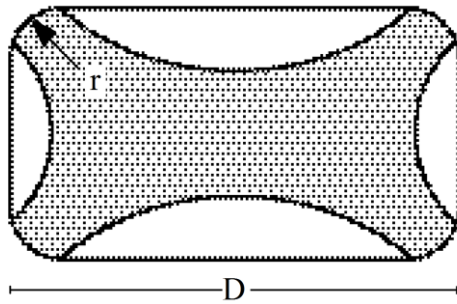
Για την αποφυγή συγκέντρωσης τάσεων στις γωνίες των υποστυλωμάτων, αυτές λαξεύονται ώστε να αποκτήσουν καμπυλότητα με ακτίνα $r = 50$ mm (βλ. Σχήμα 10.19). Πιθανές προεξοχές εξομαλύνονται, ώστε να μην υπάρχει ανωμαλία με ύψος μεγαλύτερο από 1 mm και να επιτευχθεί συνεχής επαφή σύνθετου υλικού και σκυροδέματος. Η προετοιμασία της επιφάνειας όπου θα γίνει η επικόλληση των υφασμάτων ολοκληρώνεται με τον καθαρισμό της με νερό υπό πίεση και τέλος με το καλό στέγνωμά της.

Ακολουθεί η επάλειψη της επιφάνειας με εποξειδική ρητίνη πάχους 1-2 mm και η τοποθέτηση της πρώτης στρώσης υφάσματος εφαρμόζοντας ομοιόμορφη πίεση με τέτοιο τρόπο ώστε να μην εγκλωβίζεται αέρας. Το ύφασμα «στρώνεται» με πλαστικό ρολό, το οποίο εμποτίζει το ύφασμα με ρητίνη και «δουλεύεται» προς τη διεύθυνση των ινών και προς μία μόνο κατεύθυνση, ώστε να αποφευχθεί η χαλαρότητα του υφάσματος και η δημιουργία πτυχώσεων. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι να τοποθετηθεί ο απαιτούμενος αριθμός στρώσεων, επαλείφοντας κάθε φορά με ρητίνη την επιφάνεια της προηγούμενης στρώσης.

Τα δύο άκρα των λωρίδων των υφασμάτων στις επάλληλες στρώσεις υπερκαλύπτονται σε μήκος 200 mm, ώστε η ενδεχόμενη θραύση του μανδύα να προηγείται της αποκόλλησης, ενώ λαμβάνεται μέριμνα ώστε η μάτιση κάθε τμήματος των στρώσεων του υφάσματος, καθ'

ύψος του υποστυλώματος να γίνεται σε διαφορετική πλευρά (βλ. Σχήμα 10.20). Επιπλέον κατά την εφαρμογή του μανδύα αφήνεται αρμός της τάξης των 15 mm στην κορυφή και τη βάση του υποστυλώματος, ώστε αφενός να μην παρεμποδίζεται η στροφή της ακραίας διατομής και αφετέρου να μην υφίσταται σύνθλιψη ο μανδύας λόγω της στροφής αυτής.

Τέλος, μετά την σκλήρυνση του συστήματος χρησιμοποιείται «πεταχτό» τσιμεντοκονίαμα για την προστασία των υφασμάτων από υψηλές θερμοκρασίες (π.χ. πυρκαγιά) και άλλες περιβαλλοντικές προσβολές.



Σχήμα 10.19 Καμπύλωση γωνιών υποστυλώματος – περισφιγμένο σκυρόδεμα



Σχήμα 10.20 Μάτιση τμημάτων μανδύα

Υπολογισμός απαιτούμενων στρώσεων

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 – 3 το απαραίτητο μέγεθος της πίεσης περίσφιγξης (f_I), η οποία θα πρέπει να εφαρμοσθεί εξαρτάται από τον λόγο μεταξύ της επιδιωκόμενης πλαστιμότητας καμπυλότητας, $\mu_{\phi,tar}$ και της διαθέσιμης πλαστιμότητας καμπυλότητας, $\mu_{\phi,ava}$ και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_I = 0,4 I_{\chi}^2 \frac{f_c \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}} \quad (10.1)$$

όπου

$$I_{\chi} = \frac{\mu_{\phi,tar}}{\mu_{\phi,ava}} \quad (10.2)$$

f_c (MPa) η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος όπως προκύπτει από τη μέση τιμή διαιρεμένη με τον συντελεστή εμπιστοσύνης CF λαμβάνοντας υπόψη το επίπεδο της αποκτηθείσας γνώσης.

ε_{cu} η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση του σκυροδέματος ($\varepsilon_{cu} = 3,5\%$)

ε_{ju} η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση του μανδύα FRP, η οποία είναι χαμηλότερη από την οριακή ανηγμένη παραμόρφωση του υλικού του FRP, ε_{fu}

Για την περίπτωση των ορθογωνικών διατομών στις οποίες οι γωνίες είναι στρογγυλεμένες έτσι ώστε να επιτρέπουν την τύλιξη του FRP γύρω από αυτές, η πίεση περίσφιγξης η οποία εφαρμόζεται από το ύφασμα FRP υπολογίζεται ως:

$$f'_l = k_s \cdot f_l \quad (10.3)$$

με

$$k_s = \frac{2R_c}{D} \quad (10.4)$$

$$f_l = 2 \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{ju} \cdot t_f}{D} \quad (10.5)$$

όπου

R_c η ακτίνα καμπύλωσης γωνιών

D η μεγαλύτερη διάσταση της διατομής

E_f το μέτρο ελαστικότητας του FRP

t_f το πάχος του υφάσματος

ε_{ju} όπως ορίστηκε στη σχέση (10.1)

Για την πραγματοποίηση των ενισχύσεων χρησιμοποιείται το ύφασμα SikaWrap 300 C της εταιρίας Sika. Πρόκειται για ένα πλεκτό ύφασμα με ίνες άνθρακα μονής διεύθυνσεως, υψηλής εφελκυστικής αντοχής, του οποίου η τοποθέτηση μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας ξηρή ή υγρή μέθοδο εφαρμογής. Τα χαρακτηριστικά του δίνονται στον Πίνακα 10.9.

Πίνακας 10.9 Χαρακτηριστικά SikaWrap 300 C

SikaWrap 300 C			
Εφελκυστική αντοχή f_{fk} (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας E_f (GPa)	Πάχος υφάσματος t_f (mm)	Βάρος (gr/m ²)
3200	220	0,167	304

Σημειώνεται ότι, η επί τόπου εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών είναι μικρότερη αυτής που προκύπτει από δοκιμές εφελκυσμού στο εργαστήριο. Αυτό οφείλεται σε συγκεντρώσεις τάσεων, στην πολυαξονικότητα της εντατικής κατάστασης, στην ύπαρξη σημαντικού αριθμού στρώσεων, στην επίδραση διάφορων περιβαλλοντικών παραγόντων, κλπ. Σύμφωνα με το fib Bulletin 14, η μείωση αυτή μπορεί να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς θεωρώντας ότι η αστοχία επέρχεται όταν η παραμόρφωση στο σύνθετο υλικό ισούται με μία «ενεργή» παραμόρφωση, ε_{fue} , η οποία είναι μικρότερη από τη μέση οριακή παραμόρφωση αστοχίας που προσδιορίζεται μέσω δοκιμής εφελκυσμού, ε_{fum} . Η ενεργή αντοχή σχεδιασμού των σύνθετων υλικών υπολογίζεται από τη σχέση :

$$f_{fde} = \frac{\varepsilon_{fue} f_{fk}}{\varepsilon_{fum} \gamma_f} \quad (10.6)$$

Οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας των σύνθετων υλικών για διάφορους τύπους ινών δίνονται στον Πίνακα 10.10, ενώ ο λόγος $\varepsilon_{fue}/\varepsilon_{fum}$ συνήθως ισούται με τη μονάδα, όταν η οριακή ενεργή παραμόρφωση, ε_{fue} , που αναμένεται κατά την επί τόπου εφαρμογή δεν διαφέρει σημαντικά από τη μέση παραμόρφωση, ε_{fum} , καθώς μικρές διακυμάνσεις λαμβάνονται υπόψη στο συντελεστή ασφαλείας του υλικού.

Πίνακας 10.10 Συντελεστής ασφαλείας υλικού για σύνθετα υλικά, γ_f

Τύπος ινών	Εφαρμογή τύπου A ⁽¹⁾	Εφαρμογή τύπου B ⁽²⁾
Άνθρακας	1,20	1,35
Αραμίδιο	1,25	1,45
Γυαλί	1,30	1,50

⁽¹⁾ Χρήση ελασμάτων (προκατασκευασμένων) σε συνήθεις συνθήκες. Χρήση υφασμάτων σε συνθήκες υψηλής στάθμης ποιοτικού ελέγχου και εφαρμογής.

⁽²⁾ Χρήση υφασμάτων σε συνθήκες συνήθους στάθμης ποιοτικού ελέγχου. Χρήση οποιουδήποτε υλικού σε δύσκολες συνθήκες επί τόπου εφαρμογής

Στην παρούσα μελέτη θεωρείται ότι η χρήση του υφάσματος SikaWrap 300 C γίνεται σε συνθήκες που εμπίπτουν στην κατηγορία A, επομένως λαμβάνεται $\gamma_f = 1,20$. Η αντοχή σχεδιασμού, f_{fd} , και η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση του υφάσματος, ε_{ju} , ισούνται με:

$$f_{fd} = \frac{3200}{1,20} = 2666,67 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ju} = \frac{f_{fd}}{E_f} = \frac{2666,67}{220000} = 0,0121$$

Στην συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά ο υπολογισμός των απαιτούμενων στρώσεων του μανδύα CFRP για το υποστύλωμα AK6, ενώ συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για όλα τα υποστυλώματα δίνονται στον Πίνακα 10.11.

Το υποστύλωμα AK6 έχει τετραγωνική διατομή διαστάσεων $b = h = 0,3 \text{ m}$, διαμήκη σπλισμό διαμέτρου $d_{bL} = 14 \text{ mm}$ και το καθαρό μήκος του είναι $L_{cl} = 2,44 \text{ m}$. Υπό τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων ($G + 0,3Q$) καταπονείται από αξονική δύναμη: $N_{Ed} = -77,648 \text{ kN}$.

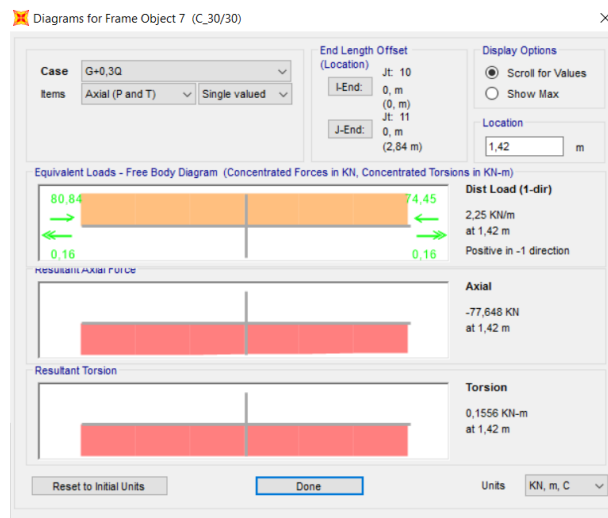
Από την ανάλυση της διατομής του στο Section Designer προκύπτει ότι η καμπυλότητα διαρροής φ_y και η καμπυλότητα αστοχίας φ_u της διατομής ισούνται με:

$$\varphi_y = 0,0103$$

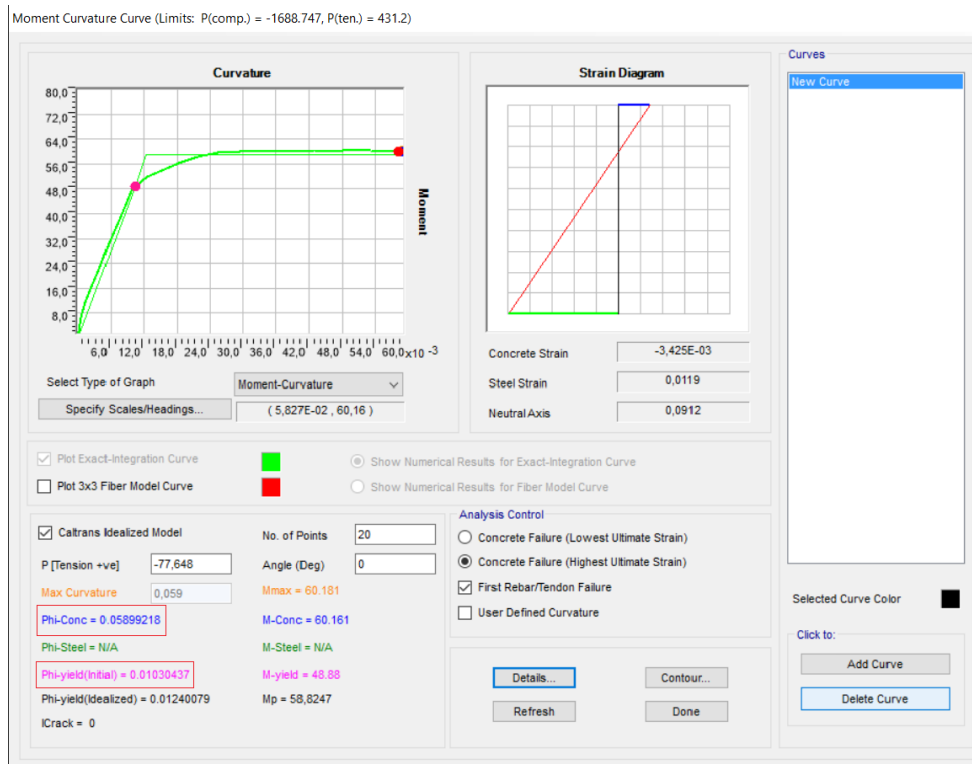
$$\varphi_u = 0,059$$

Επομένως, η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλότητας της διατομής ισούται με:

$$\mu_{\varphi,ava} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 5,728$$



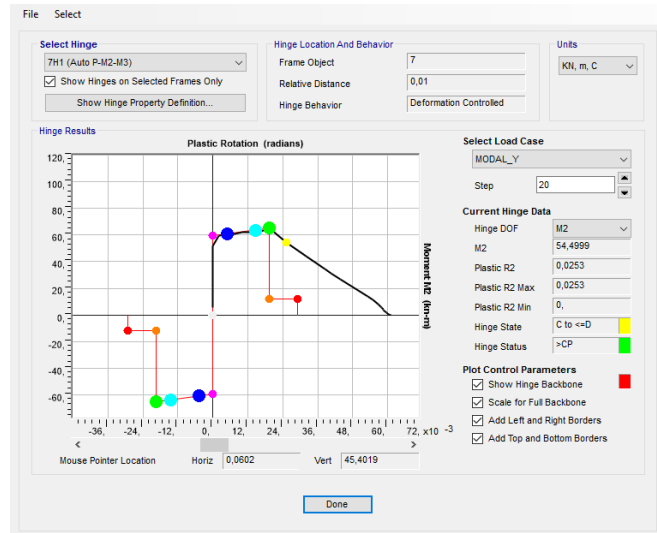
Σχήμα 10.21 Αξονική δύναμη σχεδιασμού N_{Ed} υποστυλώματος ΑΚ6 υπό τον συνδυασμό G + 0,3Q



Σχήμα 10.22 Υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής και αστοχίας της διατομής του υποστυλώματος ΑΚ6

Στην στοχευόμενη μετακίνηση, η πλαστική γωνία στροφής χορδής που αναπτύσσεται στη βάση και στην κορυφή του υποστυλώματος, αντίστοιχα, είναι $\theta_{td,0}^{pl} = 0,0253 \text{ rad}$ και $\theta_{td,1}^{pl} = -0,0213 \text{ rad}$. Η ενίσχυση θα διαστασιολογηθεί για τη μεγαλύτερη παραμόρφωση, οπότε λαμβάνεται:

$$\theta_{td}^{pl} = 0,0253 \text{ rad}$$



Σχήμα 10.23 Πλαστική γωνία στροφής χορδής στη βάση του υποστυλώματος ΑΚ6 στη στοχευόμενη μετακίνηση

Η γωνία στροφής χορδής στη διαρροή, θ_y , υπολογίζεται από την σχέση (3.1) και προκύπτει:

$$\theta_y = 0,0076 \text{ rad}$$

Επομένως, η συνολική (ελαστικό και πλαστικό μέρος) γωνία στροφής χορδής στην στοχευόμενη μετακίνηση είναι ίση με:

$$\theta_{td} = 0,0076 + 0,0253 = 0,0329 \text{ rad}$$

Με την ενίσχυση επιδιώκεται να αυξηθεί η ικανότητα παραμόρφωσης της διατομής. Εφόσον, ως στόχος ανασχεδιασμού έχει τεθεί η στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, η παραμορφωσιμότητα της διατομής επιδιώκεται να αυξηθεί τόσο, ώστε η γωνία στροφής χορδής που αντιστοιχεί στην στάθμη Προστασία Ζωής να είναι τουλάχιστον ίση με τη γωνία στροφής χορδής, που αναπτύσσεται στη μη ενισχυμένη διατομή, στην στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή:

$$\theta_{LS} \geq \theta_{td}$$

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 – 3, η γωνία στροφής χορδής που αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, θ_{LS} , μπορεί να λαμβάνεται ίση με τα 3/4 της οριακής γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_u . Έτσι, η επιδιωκόμενη, μετά την ενίσχυση, γωνία στροφής χορδής στην αστοχία μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$\theta_{u,tar} = \frac{4}{3} \theta_{LS} = \frac{4}{3} \theta_{td} = 0,0439 \text{ rad}$$

Επομένως η επιδιωκόμενη πλαστιμότητα σε όρους στροφής ισούται με:

$$\mu_{\theta,tar} = \frac{\theta_{u,tar}}{\theta_y} = \frac{0,0439}{0,0076} = 5,776$$

Η σχέση μεταξύ της πλαστιμότητας σε όρους στροφής και της πλαστιμότητας σε όρους καμπυλότητας, σύμφωνα με τον ΕΚ8 είναι:

$$\mu_{\varphi} = 2\mu_{\theta} - 1 \quad (10.7)$$

Επομένως η επιδιωκόμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλότητας ισούται με :

$$\mu_{\varphi,tar} = 2 \cdot 5,776 - 1 = 10,552$$

Η απαιτούμενη πίεση περίσφιγξης υπολογίζεται από την σχέση (10.1):

$$f_I = 0,4 \left(\frac{10,552}{5,728} \right)^2 \frac{16,67 \cdot 0,0035^2}{0,0121^{1,5}} = 0,208 \text{ MPa}$$

Η πίεση περίσφιγξης, που ασκεί μία στρώση υφάσματος SikaWrap 300 C στη διατομή του υποστυλώματος υπολογίζεται από την σχέση (10.3):

$$f_I' = \frac{2 \cdot 50}{300} \cdot 2 \cdot \frac{220000 \cdot 0,0121 \cdot 0,167}{300} = 0,988 \text{ MPa}$$

Επομένως επαρκεί μία στρώση υφάσματος για να εφαρμόσει στη διατομή την απαιτούμενη πίεση περίσφιγξης ($n = f_I/f_I'$).

Πίνακας 10.11 Απαιτούμενες στρώσεις υφάσματος SikaWrap 300 C

	b_c (m)	h_c (m)	d_{bL} (m)	φ_y (1/m)	$\varphi_{u,ava}$ (1/m)	$\mu_{\varphi,ava}$	θ_y (rad)	θ_{LS} (rad)	$\theta_{u,tar}$ (rad)	$\mu_{\theta,tar}$	$\mu_{\varphi,tar}$	f_I (MPa)	f_I' (MPa)	n
AK1	0,3	0,3	0,014	0,0102	0,0616	6,039	0,0075	0,0330	0,0439	5,844	10,688	0,192	0,990	1
AK2	0,5	0,3	0,018	0,0063	0,0264	4,209	0,0088	0,0319	0,0425	4,854	8,707	0,262	0,356	1
AK3	0,3	0,3	0,014	0,0102	0,0608	5,961	0,0075	0,0261	0,0348	4,632	8,263	0,118	0,990	1
AK4	0,3	0,5	0,018	0,0106	0,0550	5,189	0,0056	0,0321	0,0428	7,599	14,199	0,458	0,356	2
AK5	0,3	0,5	0,018	0,0109	0,0511	4,688	0,0057	0,0243	0,0324	5,652	10,303	0,296	0,356	1
AK6	0,3	0,3	0,014	0,0103	0,0590	5,728	0,0076	0,0328	0,0438	5,779	10,558	0,208	0,990	1
AK7	0,5	0,3	0,018	0,0062	0,0289	4,695	0,0086	0,0326	0,0435	5,068	9,137	0,232	0,356	1
AK8	0,3	0,3	0,014	0,0103	0,0590	5,728	0,0076	0,0249	0,0331	4,376	7,751	0,112	0,990	1

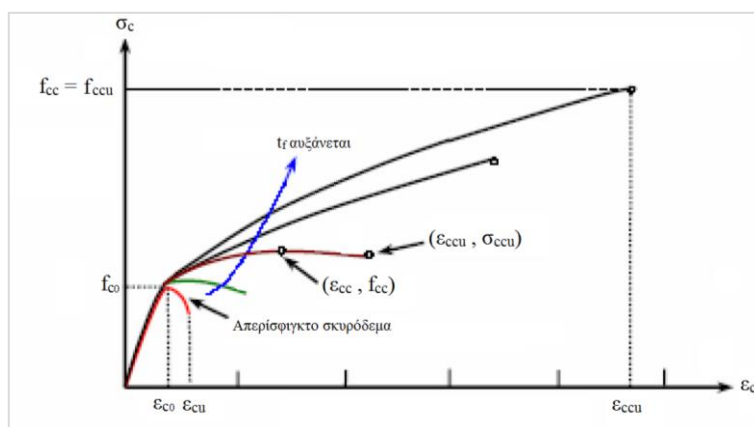
Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια του κτιρίου μετά την ενίσχυση και θεωρώντας ότι στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων έχει επιτευχθεί η ικανότητα στροφής $\theta_u = \theta_{u,tar}$, που αναγράφεται στον Πίνακα 10.11, μεταβάλλονται ανάλογα στο λογισμικό, τα χαρακτηριστικά των αναμενόμενων πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου. Έτσι, για τον προσδιορισμό των καμπύλων $M - \theta_{pl}$ (βλ. Σχήμα 9.1), εισάγονται στο λογισμικό οι τιμές που δίνονται στον Πίνακα 10.12, όπου π.χ. για το υποστύλωμα AK6 υπολογίζονται ως εξής:

- $\theta_{pl}^C = \theta_{pl}^D = \theta_u - \theta_y = 0,0439 - 0,0076 = 0,0363 \text{ rad}$
- $\theta_{pl}^E = 1,5\theta_u - \theta_y = 0,0659 - 0,0076 = 0,0583 \text{ rad}$ (βλ. §3.7.3)
- $\theta_{pl}^{IO} = \theta_y = 0,0076 \text{ rad}$
- $\theta_{pl}^{LS} = 0,75\theta_u - \theta_y = 0,0329 - 0,0076 = 0,0253 \text{ rad}$
- $\theta_{pl}^{LS} = \theta_{pl} = 0,0363 \text{ rad}$

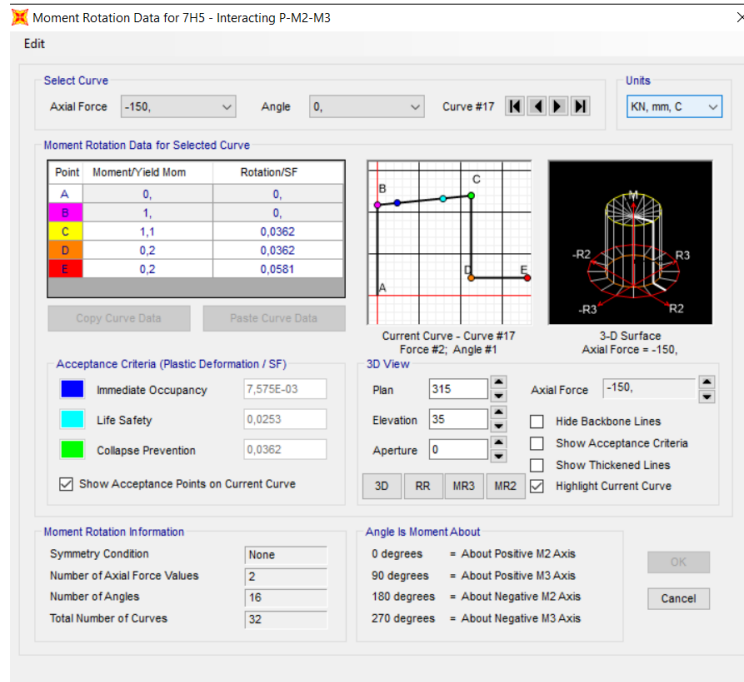
Πίνακας 10.12 Χαρακτηριστικά σημεία καμπύλων $M - \theta_{pl}$ ενισχυμένων υποστυλωμάτων

	A	B	C	D	E	IO	LS	CP
AK1	0	0	0,0364	0,0364	0,0584	0,0075	0,0254	0,0364
AK2	0	0	0,0338	0,0338	0,055	0,0088	0,0231	0,0338
AK3	0	0	0,0273	0,0273	0,0447	0,0075	0,0186	0,0273
AK4	0	0	0,0371	0,0371	0,0585	0,0056	0,0265	0,0371
AK5	0	0	0,0267	0,0267	0,0429	0,0057	0,0186	0,0267
AK6	0	0	0,0362	0,0362	0,0581	0,0076	0,0253	0,0362
AK7	0	0	0,0349	0,0349	0,0567	0,0086	0,024	0,0349
AK8	0	0	0,0256	0,0256	0,0421	0,0076	0,0173	0,0256

Σημειώνεται ότι, βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων έχει διαπιστωθεί ότι αν το πάχος του μανδύα είναι μικρό, όπως στην παρούσα μελέτη, αυξάνεται μόνο η οριακή παραμόρφωση, ϵ_{ccu} και κατά συνέπεια η πλαστιμότητα του περισφιγμένου σκυροδέματος και όχι η αντοχή του. Γι' αυτόν τον λόγο στα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων μεταβάλλονται μόνο οι τιμές των γωνιών στροφής και όχι οι τιμές των ροπών αντοχής των διατομών.



Σχήμα 10.24 Καμπύλες τάσης – παραμόρφωσης περισφιγμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά



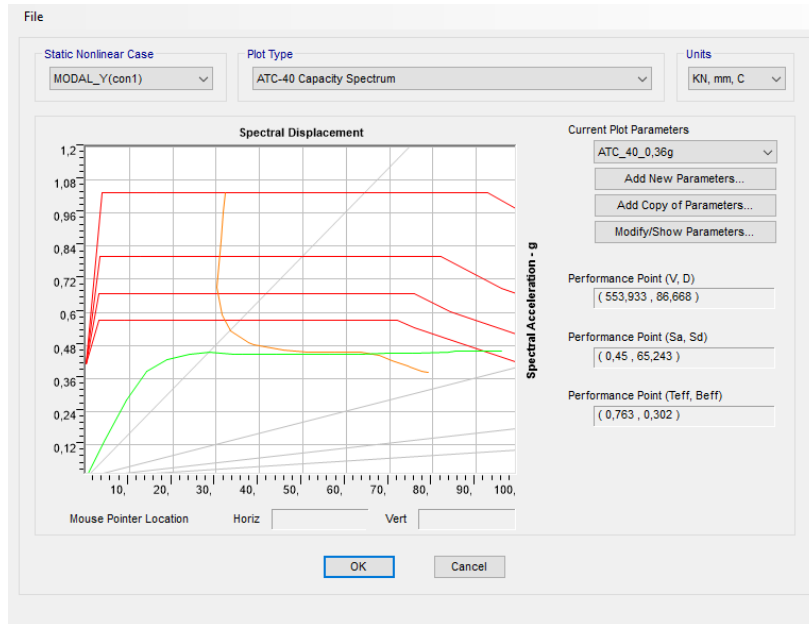
Σχήμα 10.25 Χαρακτηριστικά πλαστικής άρθρωσης στην κορυφή και τη βάση του υποστυλώματος ΑΚ6 μετά την ενίσχυση στο SAP2000

Κατά αντιστοιχία με όσα αναφέρθηκαν στην §9.2 εκτελούνται οι αναλύσεις pushover, που δίνονται στον Πίνακα 10.13.

Πίνακας 10.13 Αναλύσεις pushover ενισχυμένου κτιρίου

		Κατεύθυνση επιβολής οριζόντιων φορτίων			
		X	-X	Y	-Y
Κατανομή	Ομοιόμορφη	<i>UNIFORM_X(con1)</i>	<i>UNIFORM_-X(con1)</i>	<i>UNIFORM_Y(con1)</i>	<i>UNIFORM_-Y(con1)</i>
	Ιδιομορφική	<i>MODAL_X(con1)</i>	<i>MODAL_-X(con1)</i>	<i>MODAL_Y(con1)</i>	<i>MODAL_-Y(con1)</i>

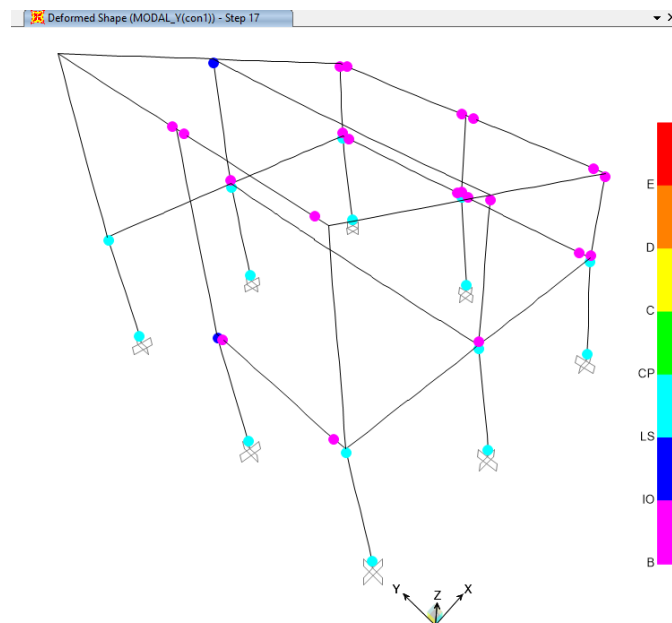
Η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στην στοχευόμενη μετακίνηση, όπως υπολογίσθηκε από την pushover ανάλυση *MODAL_Y(con1)*, από την οποία προκύπτουν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα δίνεται στο Σχήμα 10.27. Όπως ήταν αναμενόμενο, η εικόνα του κτιρίου είναι βελτιωμένη σε σχέση με την εικόνα του πριν την ενίσχυση (βλ. Σχήμα 10.15), καθώς πλέον σε κανένα υποστυλώμα η παραμόρφωση δεν υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγή Κατάρρευσης. Ωστόσο, οι παραμορφώσεις στη βάση και την κορυφή σχεδόν όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου εξακολουθούν να υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, οπότε οι ενισχύσεις πρέπει να αναδιαστασιοποιηθούν ώστε να αυξηθεί περαιτέρω η ικανότητα παραμόρφωσης των κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων του ισογείου.



Σχήμα 10.26 Σημείο επιτελεστικότητας ενισχυμένου κτιρίου (*MODAL_Y(con1)*)

Πίνακας 10.14 Στοχευόμενη μετακίνηση στην ανάλυση *MODAL_Y(con1)* (προσαύξηση 30%)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
553,933	86,668	112,668	16-17



Σχήμα 10.27 Παραμορφωσιακή κατάσταση ενισχυμένου κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (*MODAL_Y(con1)*)

Η αναδιαστασιολόγηση των ενισχύσεων γίνεται ως εξής. Υπολογίζεται ο συνολικός αριθμός των στρώσεων του υφάσματος CFRP, που πρέπει να τοποθετηθεί στις κρίσιμες περιοχές κάθε υποστυλώματος για να επιτευχθεί ικανότητα παραμόρφωσης (θ_u) σε κάθε κρίσιμη περιοχή, τέτοια ώστε η παραμόρφωση, η οποία αντιστοιχεί στην στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής ($\theta_{LS} = 3/4 \theta_u$) να ισούται με την παραμόρφωση που αναπτύσσεται στο βήμα της ανάλυσης, που αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση του ενισχυμένου (σε πρώτη φάση) κτιρίου (θ_{td}). Εφόσον, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η ανάλυση *MODAL_Y(con1)* δίνει τα δυσμενέστερα αποτελέσματα, η παραμόρφωση θ_{td} θα υπολογισθεί από το βήμα 17 της *MODAL_Y(con1)* αφού σε αυτό εντοπίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση (βλ. Πίνακα 10.14)

Έτσι, π.χ. για το υποστύλωμα ΑΚ6, το οποίο εξετάστηκε και προηγουμένως, η πλαστική γωνία στροφής χορδής που αναπτύσσεται στη βάση του, στο βήμα 17 της *MODAL_Y(con1)* είναι $\theta_{td}^{pl} = 0,0311$ rad (βλ. Σχήμα 10.28). Εφόσον $\theta_y = 0,0076$ rad, η συνολική γωνία στροφής χορδής στη στοχευόμενη μετακίνηση είναι $\theta_{td} = 0,0387$ rad. Θέτοντας ως στόχο $\theta_{LS} = \theta_{td}$, η απαιτούμενη στοχευόμενη ικανότητα παραμόρφωσης $\theta_{u,tar}$ είναι:

$$\left. \begin{array}{l} \theta_{LS} = \frac{3}{4} \theta_{u,tar} \\ \theta_{LS} = 0,0387 \end{array} \right\} \Rightarrow \theta_{u,tar} = \frac{4}{3} \cdot 0,0387 = 0,0516 \text{ rad}$$

Άρα για στοχευόμενη ικανότητα παραμόρφωσης $\theta_{u,tar} = 0,0516$ rad υπολογίζεται, σύμφωνα με τη μεθοδολογία που παρουσιάστηκε αναλυτικά παραπάνω, ο αριθμός των στρώσεων (n) του υφάσματος SikaWrap 300 C, που απαιτείται να τοποθετηθεί στις κρίσιμες περιοχές του υποστυλώματος ΑΚ6. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών για όλα τα υποστυλώματα του ισογείου συνοψίζονται στον Πίνακα 10.15.



Σχήμα 10.28 Πλαστική γωνία στροφής χορδής στη βάση του υποστυλώματος ΑΚ6 στη στοχευόμενη μετακίνηση (*MODAL_Y(con1)*)

Πίνακας 10.15 Συνολικές απαιτούμενες στρώσεις υφάσματος SikaWrap 300 C (2^η φάση ενίσχυσης)

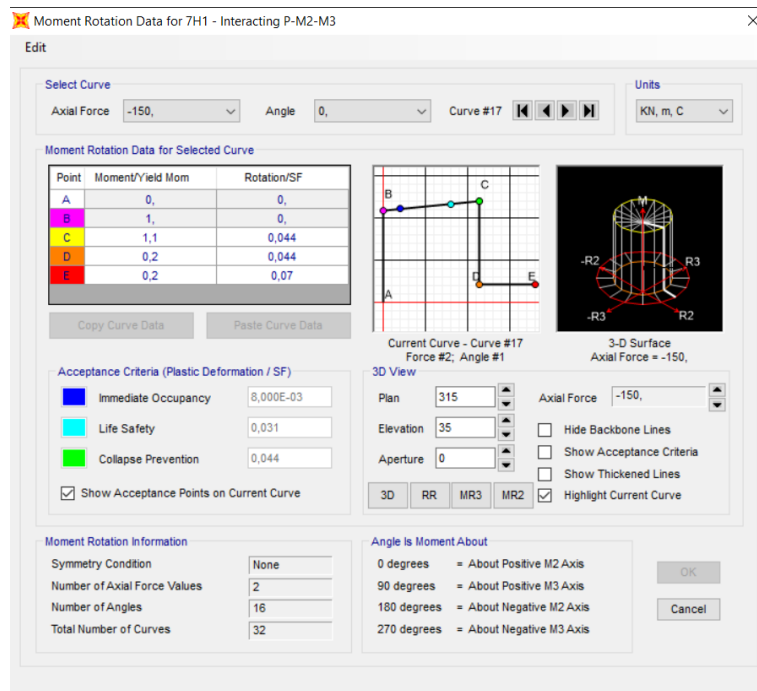
	b_c (m)	h_c (m)	d_{bL} (m)	φ_y (1/m)	$\varphi_{u,ava}$ (1/m)	$\mu_{\varphi,ava}$	θ_y (rad)	θ_{LS} (rad)	$\theta_{u,tar}$ (rad)	$\mu_{\theta,tar}$	$\mu_{\varphi,tar}$	f_l (MPa)	f'_l (MPa)	n
AK1	0,3	0,3	0,014	0,0102	0,0616	6,039	0,0075	0,0390	0,0521	6,923	12,846	0,277	0,990	1
AK2	0,5	0,3	0,018	0,0063	0,0264	4,209	0,0088	0,0378	0,0504	5,753	10,507	0,381	0,356	2
AK3	0,3	0,3	0,014	0,0102	0,0608	5,961	0,0075	0,0320	0,0427	5,679	10,358	0,185	0,990	1
AK4	0,3	0,5	0,018	0,0106	0,0550	5,189	0,0056	0,0375	0,0500	8,877	16,755	0,638	0,356	2
AK5	0,3	0,5	0,018	0,0109	0,0511	4,688	0,0057	0,0303	0,0404	7,041	13,082	0,477	0,356	2
AK6	0,3	0,3	0,014	0,0103	0,0590	5,728	0,0076	0,0386	0,0515	6,802	12,605	0,296	0,990	1
AK7	0,5	0,3	0,018	0,0062	0,0289	4,695	0,0086	0,0384	0,0511	5,960	10,920	0,331	0,356	1
AK8	0,3	0,3	0,014	0,0103	0,0590	5,728	0,0076	0,0306	0,0408	5,385	9,770	0,178	0,990	1

Θεωρώντας ότι μετά την αναδιαστασιολόγηση των ενισχύσεων, έχει επιτευχθεί στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων η ικανότητα στροφής $\theta_u = \theta_{u,tar}$, που αναγράφεται στον Πίνακα 10.15, μεταβάλλονται ανάλογα στο λογισμικό τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου, προκειμένου να ελεγχθεί εκ νέου η επάρκεια του κτιρίου. Οι νέες τιμές των χαρακτηριστικών σημείων των καμπύλων $M - \theta_{pl}$ που περιγράφουν τις αναμενόμενες πλαστικές αρθρώσεις κάθε υποστυλώματος του ισογείου δίνονται στον Πίνακα 10.16.

Πίνακας 10.16 Χαρακτηριστικά σημεία καμπύλων $M - \theta_{pl}$ ενισχυμένων υποστυλωμάτων (2^η φάση ενίσχυσης)

	A	B	C	D	E	IO	LS	CP
AK1	0	0	0,045	0,045	0,071	0,008	0,032	0,045
AK2	0	0	0,042	0,042	0,067	0,009	0,029	0,042
AK3	0	0	0,035	0,035	0,057	0,008	0,025	0,035
AK4	0	0	0,044	0,044	0,069	0,006	0,032	0,044
AK5	0	0	0,035	0,035	0,055	0,006	0,025	0,035
AK6	0	0	0,044	0,044	0,070	0,008	0,031	0,044
AK7	0	0	0,043	0,043	0,068	0,009	0,030	0,043
AK8	0	0	0,033	0,033	0,054	0,008	0,023	0,033

Στο Σχήμα 10.29 παρουσιάζεται η εισαγωγή στο λογισμικό των τιμών των χαρακτηριστικών σημείων της καμπύλης $M - \theta_{pl}$ των πλαστικών αρθρώσεων του υποστυλώματος AK6 μετά την αναδιαστασιολόγηση της ενίσχυσης.



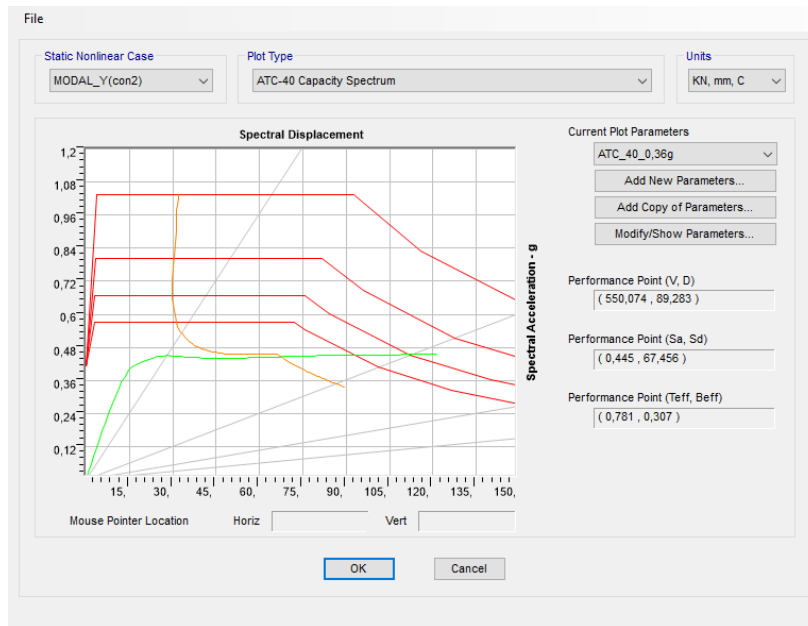
Σχήμα 10.29 Χαρακτηριστικά σημεία πλαστικών αρθρώσεων υποστυλώματος ΑΚ6 μετά την ενίσχυση (2^η φάση ενίσχυσης)

Κατ' αντιστοιχία με τα προηγούμενα για την αποτίμηση της επάρκειας του κτιρίου εκτελούνται οκτώ διαφορετικές αναλύσεις pushover, όπως δίνονται στον Πίνακα 10.17.

Πίνακας 10.17 Αναλύσεις pushover ενισχυμένου κτιρίου (2^η φάση ενίσχυσης)

		Κατεύθυνση επιβολής οριζόντιων φορτίων			
		X	-X	Y	-Y
Κατανομή	Ομοιόμορφη	<i>UNIFORM_X(con2)</i>	<i>UNIFORM_-X(con2)</i>	<i>UNIFORM_Y(con2)</i>	<i>UNIFORM_-Y(con2)</i>
	Ιδιομορφική	<i>MODAL_X(con2)</i>	<i>MODAL_-X(con2)</i>	<i>MODAL_Y(con2)</i>	<i>MODAL_-Y(con2)</i>

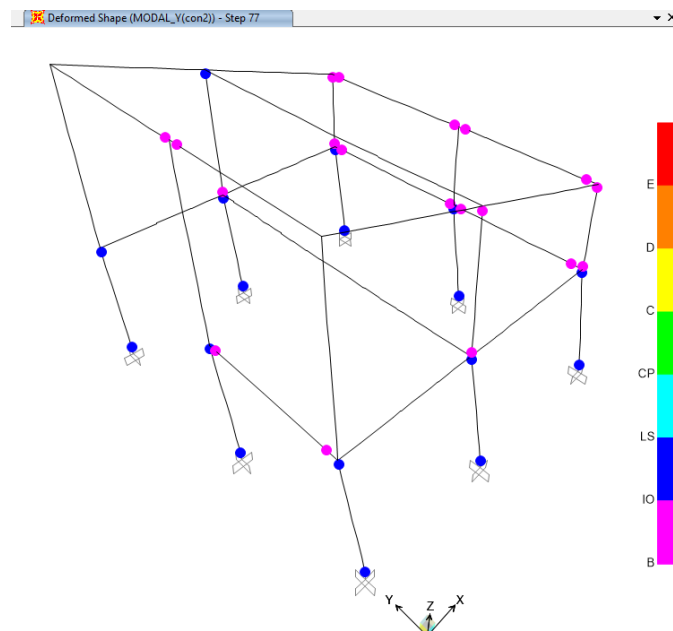
Τα δυσμενέστερα αποτελέσματα προκύπτουν από την ανάλυση *MODAL_Y(con2)*. Στο Σχήμα 10.31 φαίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στο βήμα 77 της ανάλυσης *MODAL_Y(con2)*, όπου εντοπίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση. Διαπιστώνεται ότι σε κανένα στοιχείο του κτιρίου οι παραμορφώσεις δεν υπερβαίνουν, πλέον, τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής. Επομένως οι μανδύες FRP έχουν δώσει την απαιτούμενη στροφική ικανότητα στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων του ισογείου, ώστε το κτίριο ως σύνολο να βρίσκεται κάτω από την στάθμη Προστασία Ζωής.



Σχήμα 10.30 Σημείο επιτελεστικότητας ενισχυμένου κτιρίου (*MODAL_Y(con2)*)

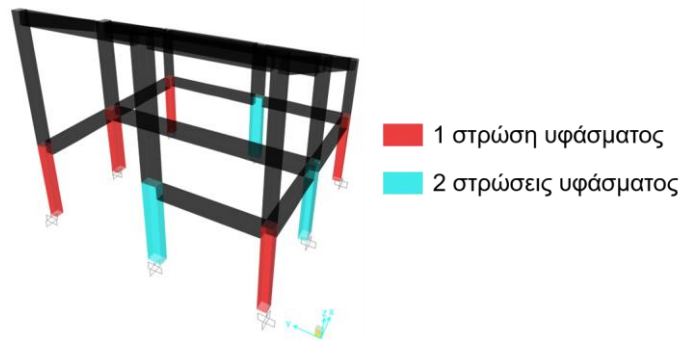
Πίνακας 10.18 Στοχευόμενη μετακίνηση στην ανάλυση *MODAL_Y(con2)* (προσαύξηση 30%)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση		Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)		
550,074	89,283	116,068		76-77



Σχήμα 10.31 Παραμορφωσιακή κατάσταση ενισχυμένου κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (*MODAL_Y(con2)*)

Επομένως τελικά τοποθετούνται οι στρώσεις που φαίνονται στο Σχήμα 10.32



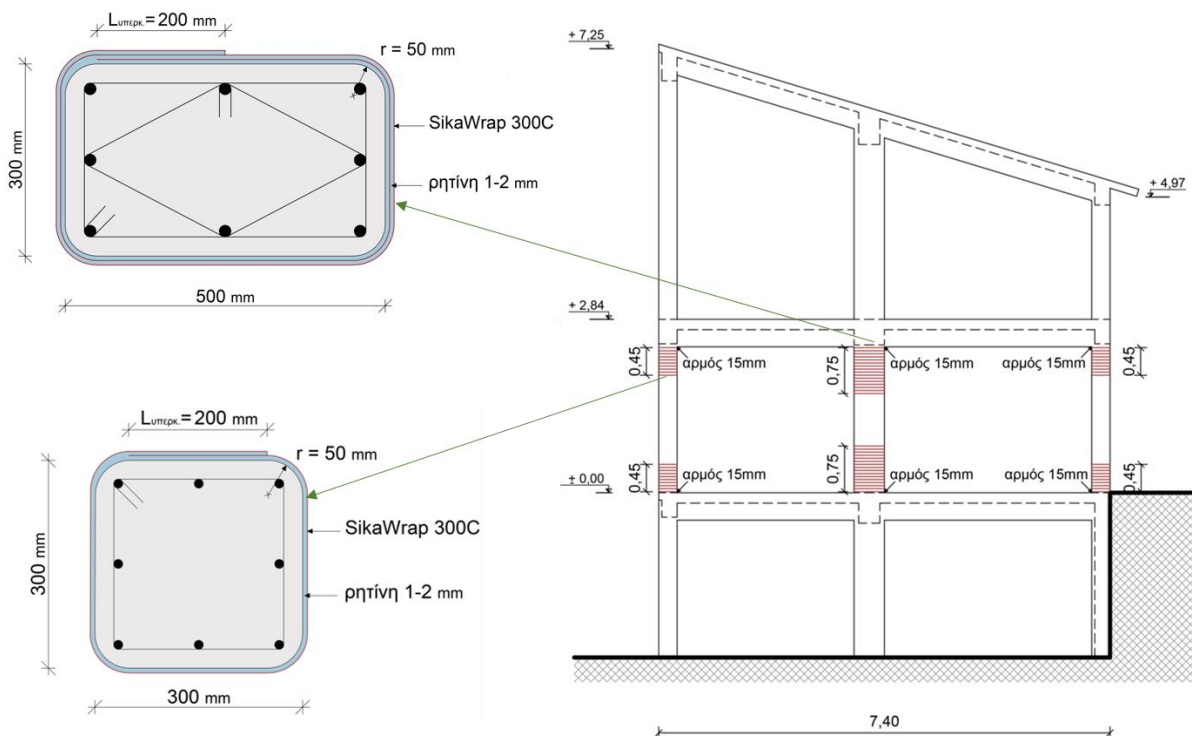
Σχήμα 10.32 Απαιτούμενες στρώσεις υφάσματος

Οι μανδύες τοποθετούνται στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων, στις κρίσιμες περιοχές, οι οποίες στα υποστυλώματα διατομής Κ 50×30 και Κ 30×30 έχουν μήκος αντίστοιχα:

$$L_{cr} = \max(1,5h_c ; L_{cl}/6 ; 0,6) = \max(1,5 \cdot 0,5 ; 2,44/6 ; 0,6) = 0,75 \text{ m}$$

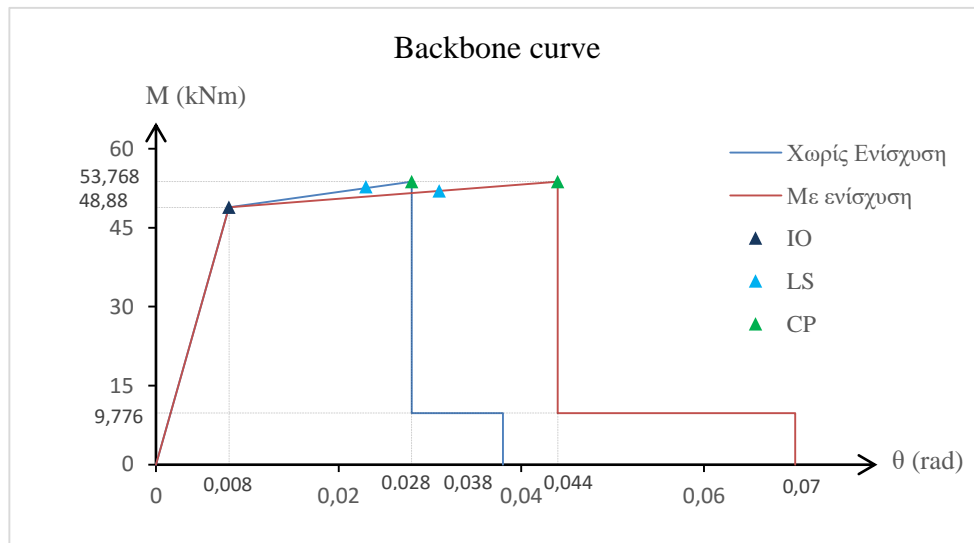
$$L_{cr} = \max(1,5h_c ; L_{cl}/6 ; 0,6) = \max(1,5 \cdot 0,3 ; 2,44/6 ; 0,6) = 0,45 \text{ m}$$

Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες δίνονται στο Σχήμα 10.33.

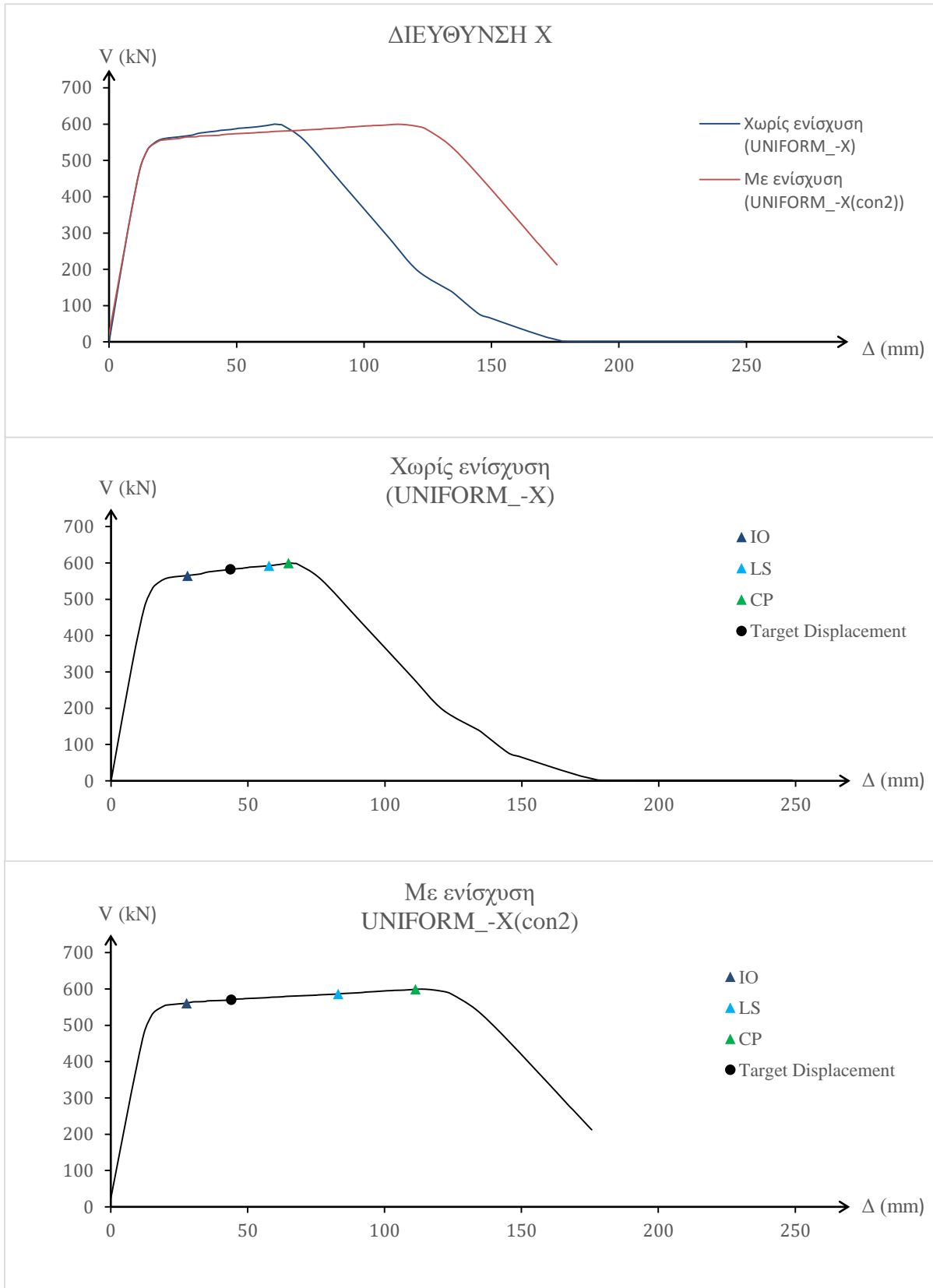


Σχήμα 10.33 Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

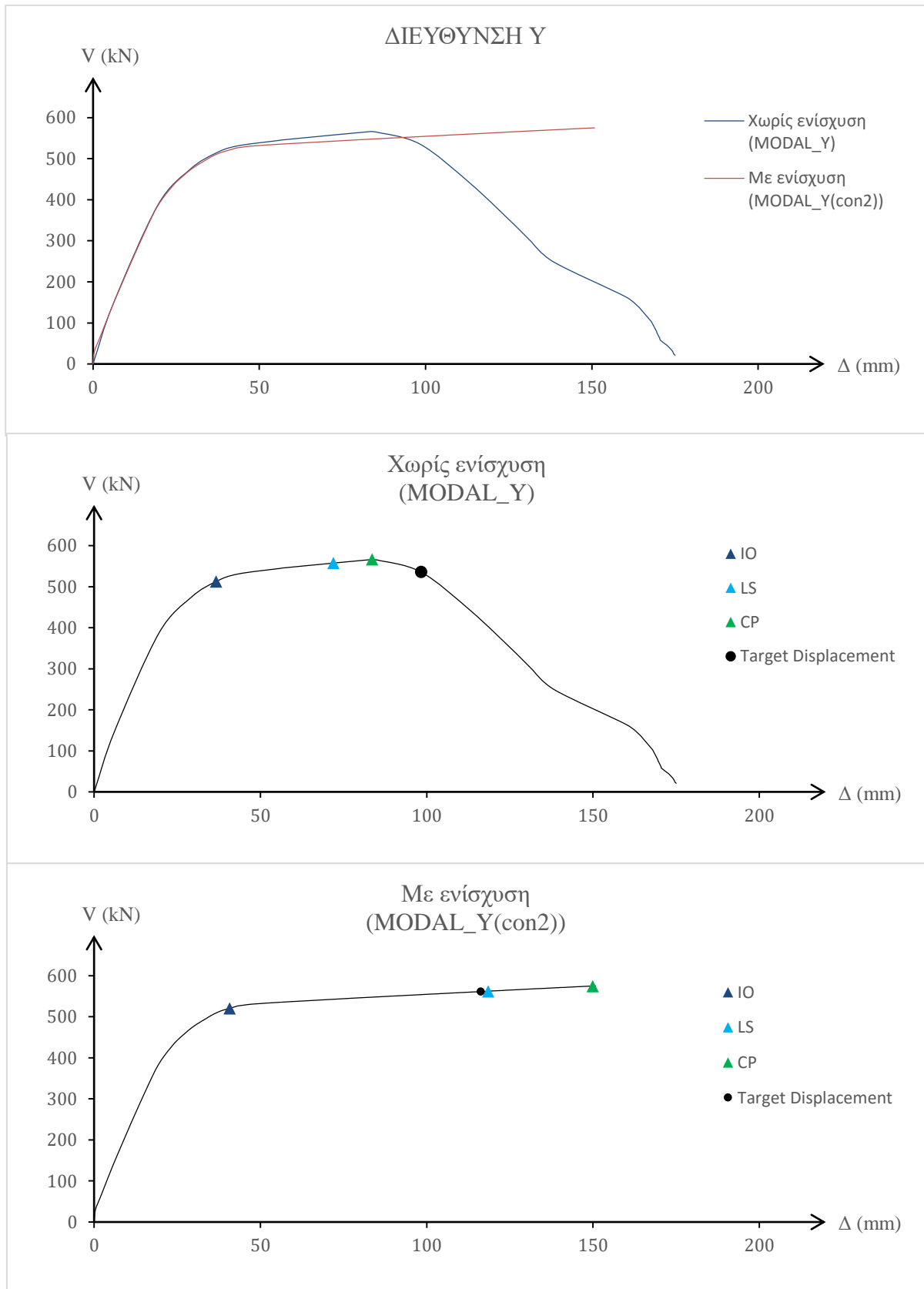
Στο Σχήμα 10.34 δίνεται η καμπύλη $M - \theta$ του υποστυλώματος ΑΚ6 πριν και μετά την ενίσχυσή του, ενώ στα Σχήματα 10.35 και 10.36 δίνεται, ενδεικτικά, για κάθε διεύθυνση επιβολής των οριζόντιων φορτίων, η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση. Επισημαίνεται ότι, οι στάθμες επιτελεστικότητας έχουν σημειωθεί πάνω στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, με τη συντηρητική παραδοχή ότι το κτίριο ως σύνολο φτάνει σε μία στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της ανάλυσης, όπου για πρώτη φορά η παραμόρφωση κάποιου κατακόρυφου δομικού στοιχείου υπερβαίνει το όριο της συγκεκριμένης στάθμης.



Σχήμα 10.34 Καμπύλη σκελετός υποστυλώματος ΑΚ6 πριν και μετά την ενίσχυση



Σχήμα 10.35 Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση για επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 10.36 Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση για επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση Y

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω σχήματα, η ικανότητα του κτιρίου να παραμορφώνεται χωρίς να αστοχεί έχει αυξηθεί σημαντικά μετά την ενίσχυσή του με τους μανδύες FRP. Στον Πίνακα 10.19 παρουσιάζεται η μεταβολή της πλαστιμότητάς του, όπως υπολογίζεται από τη μη γραμμική ανάλυση για κάθε διεύθυνση επιβολής των οριζόντιων φορτίων.

Πίνακας 10.19 Μεταβολή πλαστιμότητας του κτιρίου μετά την ενίσχυση

Διεύθυνση επιβολής οριζόντιων φορτίων	Πλαστιμότητα, μ		Αύξηση $\Delta\mu$ (%)
	Πριν την ενίσχυση	Μετά την ενίσχυση	
X	3,8	7,21	89,7
Y	3,68	6,63	80

Παρά την αύξηση της πλαστιμότητας, η ενίσχυση του κτιρίου κατά αυτόν τον τρόπο δεν αποτρέπει τη δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου στο ισόγειο (βλ. Σχήμα 10.31). Στην επόμενη ενότητα το κτίριο ενισχύεται με ελάσματα ινοπλισμένων πολυμερών, με σκοπό την αύξηση της καμπτικής αντοχής του.

10.3.2 Καμπτική ενίσχυση με πρόσθετο οπλισμό από FRP σε εγκοπές (NSM)

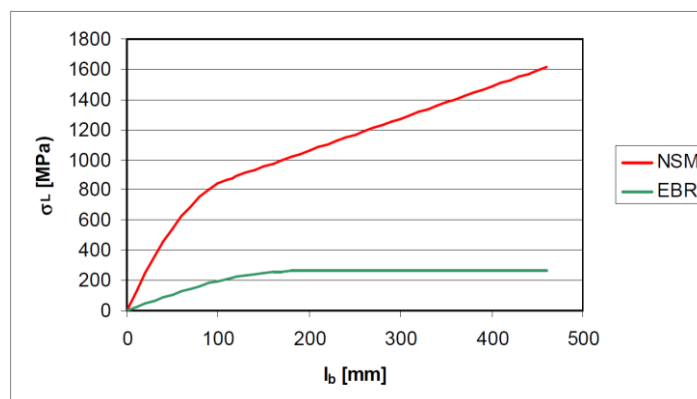
Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται μία δεύτερη εναλλακτική πρόταση ενίσχυσης. Στόχος της ενίσχυσης είναι αφενός οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία του κτιρίου να μην υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής και αφετέρου να αποφευχθεί η δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου στο ισόγειο. Έτσι, τα πλέον καταπονούμενα υποστυλώματα του ισογείου ενισχύονται έναντι κάμψης, ώστε να αυξηθεί η αντοχή τους και παράλληλα η τιμή της σεισμικής δύναμης, η οποία μπορεί να προκαλέσει βλάβες στην κατασκευή.

Η επιτυχής ενίσχυση σε κάμψη προϋποθέτει τη συνέχιση και αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού πέραν της κρίσιμης διατομής, όπου εμφανίζεται η μέγιστη ροπή, δηλαδή στην περίπτωση υποστυλωμάτων πέραν της κορυφής και της βάσης τους. Επομένως, οι μανδύες από FRP παρά την ευκολία στην εφαρμογή τους, δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν, ενώ η τεχνική των εξωτερικά επικολλούμενων ελασμάτων FRP, δεν είναι αποτελεσματική λόγω του κινδύνου λυγισμού των ελασμάτων, αφού τα υποστυλώματα καταπονούνται από θλιπτικές δυνάμεις. Για τους λόγους αυτούς, η συμβατική μέθοδος, η οποία χρησιμοποιείται κατά κανόνα για την καμπτική ενίσχυση υποστυλωμάτων είναι η κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, γύρω από τα αρχικά υποστυλώματα. Η μέθοδος αυτή αν και αρκετά αποτελεσματική παρουσιάζει πολλές δυσκολίες στην εφαρμογή της, καθώς απαιτείται διακοπή της λειτουργίας του δομήματος κατά τη διάρκεια της επέμβασης και σημαντικός εργατικός κόπος για την προετοιμασία των επιφανειών (εκτράχυνση), τις διατρήσεις των πλακών για τη διέλευση των οπλισμών και την επακόλουθη αποκατάσταση του σκυροδέματος. Ταυτόχρονα αυξάνονται οι διαστάσεις και το βάρος των υποστυλωμάτων, καθώς και η δυσκαμψία της κατασκευής.

Ως ευκολότερα εφαρμόσιμη σε σχέση με τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και περισσότερο αποτελεσματική σε σχέση με την επικόλληση ελασμάτων εξωτερικά στην επιφάνεια των υποστυλωμάτων, επιλέγεται η ενίσχυση των υποστυλωμάτων του ισογείου του υπό μελέτη κτιρίου με Πρόσθετο Οπλισμό από FRP σε Εγκοπές (Near Surface

Mounted). Εκτός της δυνατότητας αγκύρωσης του πρόσθετου διαμήκους οπλισμού πέραν των κρίσιμων διατομών στα άκρα των υποστυλωμάτων, εντός των κόμβων και των θεμελίων και της απουσίας λυγισμού, λόγω της πλευρικής εξασφάλισης από το σκυρόδεμα, η τεχνική NSM πλεονεκτεί σε σύγκριση με την εξωτερική επικόλληση ελασμάτων στα εξής σημεία: (α) οι πρόσθετοι οπλισμοί σε εγκοπές παρουσιάζουν εξαιρετικά βελτιωμένη συνάφεια με το σκυρόδεμα, λόγω της ενσωμάτωσής τους σε αυτό από τρεις πλευρές, με αποτέλεσμα να απαιτείται μικρότερο μήκος αγκύρωσης (βλ. Σχήμα 10.37), ενώ μπορούν να αγκυρωθούν και σε ζώνη ρηγματωμένου σκυροδέματος, (β) η αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης δεν εξαρτάται από την επιφανειακή εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, (γ) απαιτείται μειωμένη προετοιμασία της επιφάνειας του υποστρώματος και (δ) επιτυγχάνεται καλύτερη προστασία των πρόσθετων οπλισμών (π.χ. έναντι φωτιάς, τυχηματικής πρόσκρουσης, κλπ). Αξίζει να σημειωθεί ότι στο υφιστάμενο κτίριο μπορεί να εφαρμοσθεί η τεχνική NSM, καθώς υπάρχει επαρκής επικάλυψη του σιδηροπλισμού (3 cm) έτσι ώστε να μπορούν να διανοιχθούν οι εγκοπές και να μην υπάρχει ο κίνδυνος γαλβανικής διάβρωσης του υπάρχοντος οπλισμού από επαφή με τα ελάσματα FRP.

Συγκεκριμένα, για την ενίσχυση χρησιμοποιούνται τα ελάσματα της εταιρίας Sika, τύπου *Sika Carbodur S1.525*. Πρόκειται για ελάσματα ινοπλισμένων πολυμερών με ίνες άνθρακα (CFRP), ορθογωνικής διατομής, των οποίων τα χαρακτηριστικά δίνονται στον Πίνακα 10.20. Επιλέγονται ινοπλισμένα πολυμερή άνθρακα διότι έχουν μεγαλύτερη αντοχή και μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας σε σχέση με τα ινοπλισμένα πολυμερή από γυαλί ή αραμίδιο (βλ. Σχήμα 10.38). Έτσι, για την ίδια εφελκυστική αντοχή μία ράβδος CFRP έχει πολύ μικρότερη διατομή απαιτεί μικρότερη εγκοπή, με αποτέλεσμα να επιταχύνεται η διάνοιξη των εγκοπών και να γίνεται οικονομία του συγκολλητικού υλικού. Ακόμη, επιλέγονται ελάσματα ορθογωνικής διατομής και όχι κυλινδρικές ράβδοι, λόγω του ότι για δεδομένη ορθογωνική εγκοπή μεγιστοποιείται αφενός η διατομή του ελάσματος που μπορεί να τοποθετηθεί και αφετέρου η ειδική επιφάνεια επαφής μεταξύ του πρόσθετου οπλισμού και του συγκολλητικού υλικού και έτσι ελαχιστοποιείται ο κίνδυνος πρόωρης αποκόλλησης του πρόσθετου οπλισμού.



Σχήμα 10.37 Σύγκριση απαιτούμενου μήκους αγκύρωσης μεταξύ πρόσθετου οπλισμού σε εγκοπές (NSM) και εξωτερικά επικολλούμενων ελασμάτων (EBR)

Πίνακας 10.20 Χαρακτηριστικά ελάσματος Sika Carbodur S1.525

Sika Carbodur S1.525				
Μέτρο Ελαστικότητας E_f (GPa)	Εφελκυστική αντοχή f_{fk} (MPa)	Πλάτος b_f (mm)	Πάχος t_f (mm)	Επιφάνεια ενεργής διατομής A_f (mm ²)
165	3100	15	2,5	37,5



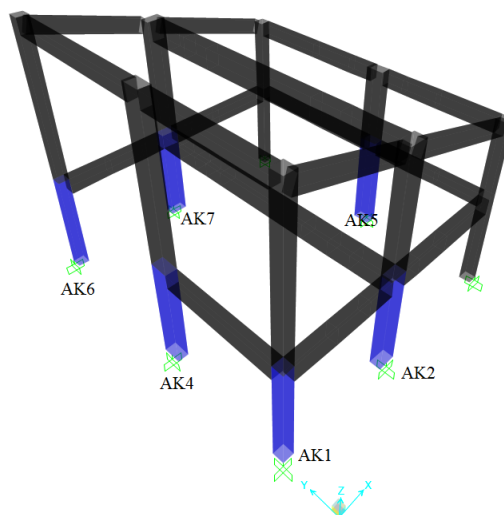
Σχήμα 10.38 Εφελκυστική αντοχή διαφόρων τύπων FRP και χάλυβα

Η διαδικασία εφαρμογής των πρόσθετων οπλισμών σε εγκοπές είναι η εξής. Αρχικά, δημιουργούνται επιφανειακές εγκοπές επί της διαθέσιμης επικάλυψης του σκυροδέματος, στις οποίες προστίθεται μία στρώση συγκολλητικού υλικού (εποξειδική ρητίνη), πάχους περίπου ίσου με το μισό του βήθους της εγκοπής (το συγκολλητικό υλικό είναι το μέσο που είναι υπεύθυνο για τη μεταφορά των τάσεων μεταξύ του σκυροδέματος και των ράβδων FRP). Κατόπιν, τοποθετούνται στη θέση τους οι πρόσθετοι οπλισμοί, ασκώντας ελαφρά πίεση επί του συγκολλητικού υλικού, με αποτέλεσμα αυτό να εκτοπιστεί ρέοντας γύρω από τα ελάσματα. Οι πρόσθετοι οπλισμοί αγκυρώνονται εντός οπών στα άκρα των υποστρωμάτων. Τέλος συμπληρώνεται ποσότητα συγκολλητικού υλικού, ώστε να πληρωθούν τελείως οι εγκοπές και η τελική επιφάνεια επιπεδώνεται. Η διαδικασία εφαρμογής δίνεται στο Σχήμα 10.39.



Σχήμα 10.39 Διαδικασία εφαρμογής NSM

Για την ενίσχυση έναντι κάμψης του υπό μελέτη κτιρίου, επιλέγεται να ενισχυθούν τα υποστυλώματα, τα οποία βάσει της μη γραμμικής ανάλυσης παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες βλάβες για εδαφική σεισμική επιτάχυνση 0,36g. Έτσι, τελικά επιλέγονται τα υποστυλώματα AK1, AK2, AK4, AK5, AK6 και AK7, τα οποία σημειώνονται με μπλε χρώμα στο Σχήμα 10.40. Ο πρόσθετος οπλισμός ενίσχυσης τοποθετείται στην περιοχή των άκρων των υποστυλωμάτων, όπου εμφανίζεται η μέγιστη ροπή κάμψης και αγκυρώνεται εκατέρωθεν των κόμβων στη βάση και την κορυφή τους σε μήκος ίσο με $l_b = L_{cr} = 0,75$ m στα υποστυλώματα διατομής K 50×30 και σε μήκος $l_b = L_{cr} = 0,45$ m στα υποστυλώματα διατομής K 30×30.



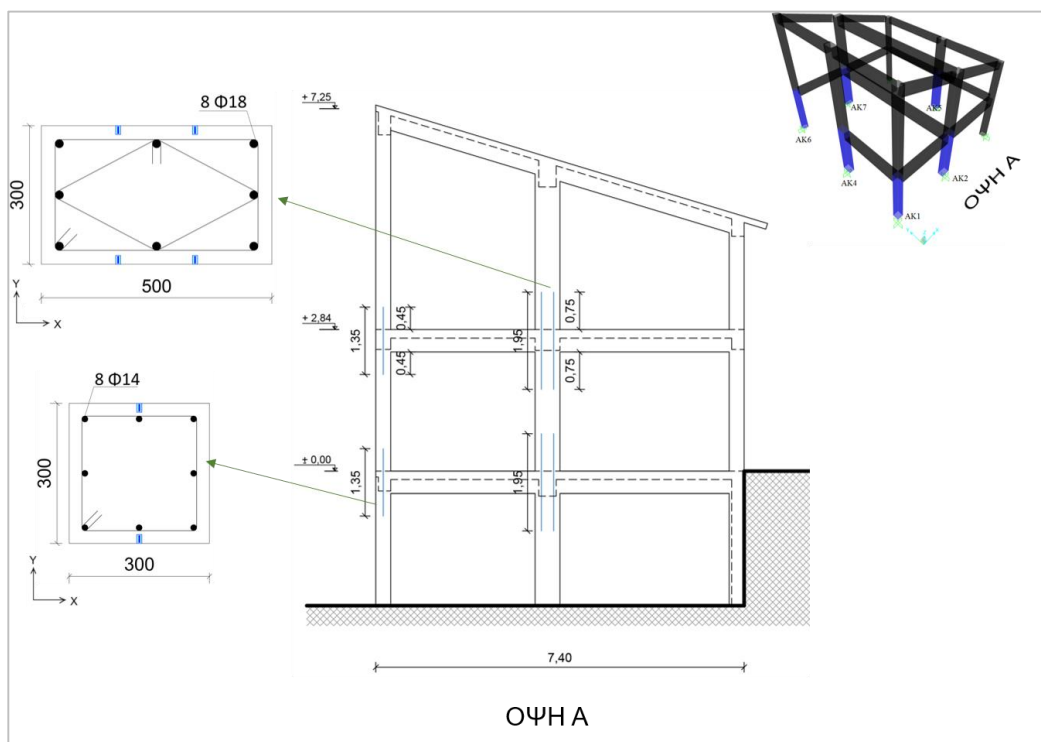
Σχήμα 10.40 Ενισχυόμενα υποστυλώματα έναντι κάμψης

Τόσο από τη γραμμική όσο και από τη μη γραμμική ανάλυση διαπιστώθηκε ότι το κτίριο είναι λιγότερο δύσκαμπτο κατά τη διεύθυνση Y. Επιπλέον, κατά την αποτίμηση μέσω της

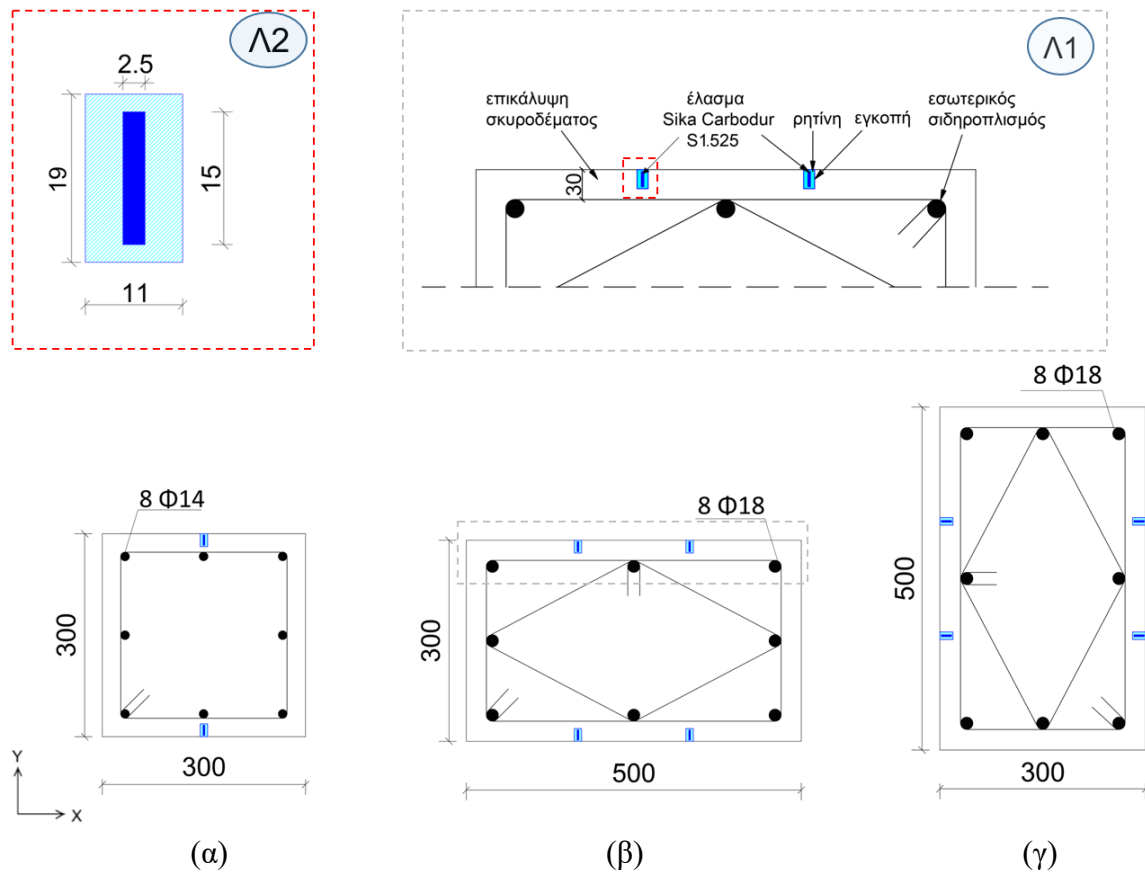
ανάλυσης pushover παρατηρήθηκε ότι οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις, άρα και βλάβες, σημειώνονται όταν τα οριζόντια σεισμικά φορτία επιβάλλονται κατά τη διεύθυνση Y. Επομένως, οι πρόσθετοι οπλισμοί τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να είναι περισσότερο αποτελεσματικοί στην παραλαβή οριζόντιων φορτίων κατά Y (βλ. Σχήμα 10.42), Κατ' εξαίρεση, προκειμένου να μην χρειασθεί να διατηρηθούν οι προσκείμενες δοκοί και να διευκολυνθεί η εφαρμογή τους, οι πρόσθετοι οπλισμοί στα υποστυλώματα ΑΚ4 και ΑΚ5 τοποθετούνται στη μεγάλη πλευρά της διατομής τους, παρόλο που έτσι είναι λιγότερο αποτελεσματικοί στην παραλαβή των οριζόντιων φορτίων που ασκούνται κατά τη διεύθυνση Y.

Οι διαστάσεις των διανοιγόμενων εγκοπών είναι αυτές που προτείνονται από την εταιρία παραγωγής των ελασμάτων (Sika), ενώ ο γενικός κανόνας είναι ότι το βάθος και το πλάτος των εγκοπών πρέπει να είναι μεγαλύτερο τουλάχιστον κατά 3 mm από το πλάτος και το πάχος του ελάσματος FRP, αντίστοιχα, ώστε γύρω από το έλασμα να υπάρχει μία στρώση συγκολλητικού υλικού, πάχους τουλάχιστον 1-2 mm.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ο πρόσθετος οπλισμός, υπό τη μορφή εξωτερικά επικολλούμενων ελασμάτων FRP, υπολογίζεται έτσι ώστε σε συνεργασία με τον υφιστάμενο οπλισμό να παραλαμβάνονται οι εφελκυστικές δυνάμεις που αντιστοιχούν στη συνολική καμπτική ένταση στην περιοχή ενίσχυσης, ενώ η ροπή αντοχής της ενισχυμένης διατομής εκτιμάται θεωρώντας τα ελάσματα ως νέο εξωτερικό οπλισμό. Κατά αναλογία για την ενίσχυση του υπό μελέτη κτιρίου, τοποθετούνται σε εγκοπές στα υποστυλώματα τόσα ελάσματα όσα κρίνεται ότι επαρκούν για την παραλαβή της αναπτυσσόμενης ροπής κάμψης και στη συνέχεια προσομοιώνονται στο λογισμικό ως πρόσθετες χαλύβδινες ράβδοι εσωτερικού οπλισμού, προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια του ενισχυμένου κτιρίου.



Σχήμα 10.41 Τοποθέτηση ελασμάτων FRP



Σχήμα 10.42 Διατομές ενισχυμένων με την τεχνική NSM υποστυλωμάτων (α) AK1, AK6, (β) AK2, AK7, (γ) AK4, AK5

Η εφελκυστική αντοχή ενός ελάσματος Sika Carbodur S1.525 είναι:

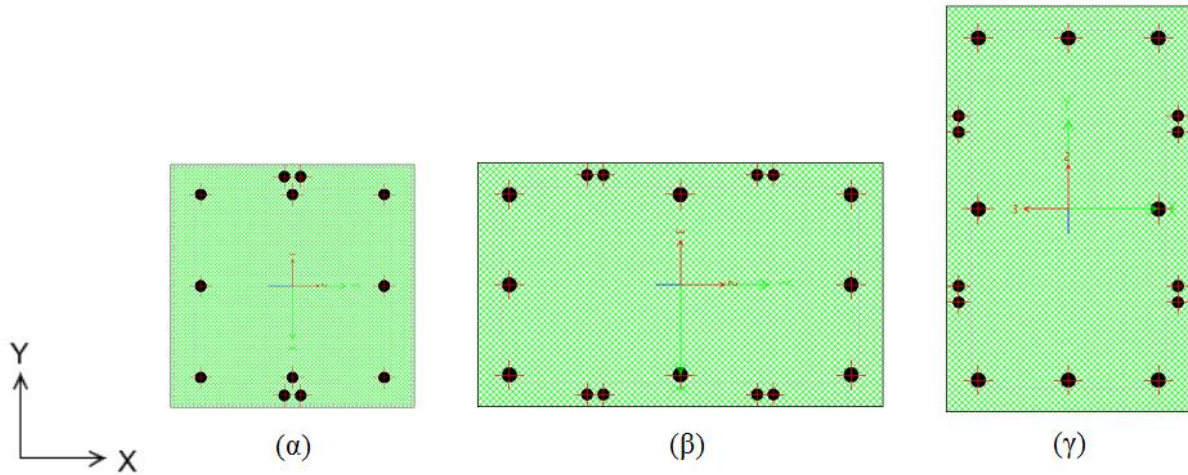
$$N_{f,Rd} = \frac{A_f \cdot f_{fk}}{\gamma_f} = \frac{37,5 \cdot 3100}{1,2} = 96,875 \text{ kN}$$

όπου γ_f είναι ο συντελεστής ασφαλείας του σύνθετου υλικού σύμφωνα με τον Πίνακα 10.10.

Αντίστοιχα, η εφελκυστική αντοχή μίας χαλύβδινης ράβδου, διατομής Φ14 από χάλυβα ποιότητας S400 είναι:

$$N_{s,Rd} = \frac{A_s \cdot f_{ys}}{\gamma_s} = \frac{\pi \cdot 14^2 \cdot 400}{4 \cdot 1,15} = 53,54 \text{ kN}$$

Επομένως, κάθε έλασμα S1.525 προσομοιώνεται με δύο ράβδους Φ14. Οι διατομές των ενισχυμένων υποστυλωμάτων, όπως προσομοιώθηκαν στο λογισμικό δίνονται στο Σχήμα 10.43.



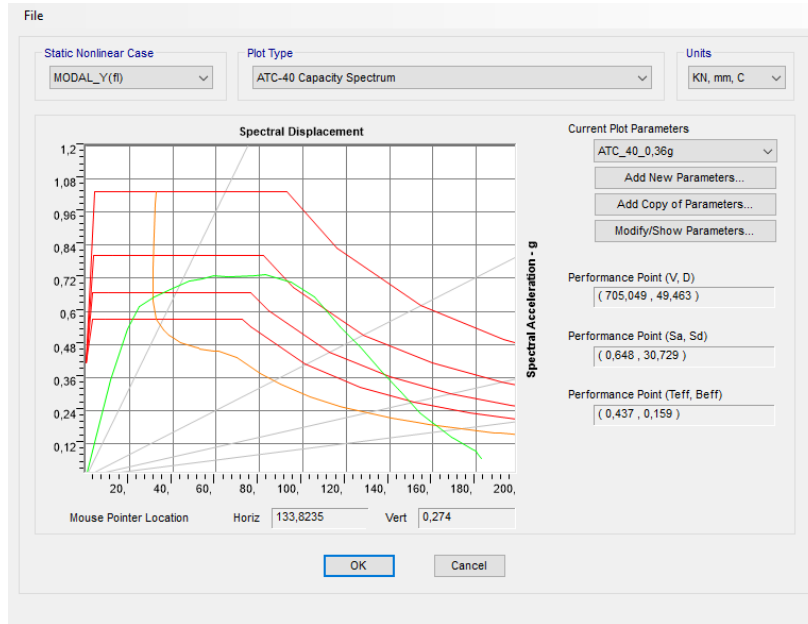
Σχήμα 10.43 Προσομοίωση στο SAP2000 των διατομών των ενισχυμένων υποστλωμάτων (α) AK1, AK6, (β) AK2, AK7, (γ) AK4, AK5

Για την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας του ενισχυμένου κτιρίου εκτελούνται οι οκτώ διαφορετικές αναλύσεις pushover, που δίνονται στον Πίνακα 10.21, ανάλογα με την κατεύθυνση επιβολής και την κατανομή καθ' ύψος των οριζόντιων φορτίων.

Πίνακας 10.21 Αναλύσεις pushover του ενισχυμένου έναντι κάμψης κτιρίου

		Κατεύθυνση επιβολής οριζόντιων φορτίων			
		X	-X	Y	-Y
Κατανομή	Ομοιόμορφη	<i>UNIFORM_X(fl)</i>	<i>UNIFORM_-X(fl)</i>	<i>UNIFORM_Y(fl)</i>	<i>UNIFORM_-Y(fl)</i>
	Ιδιομορφική	<i>MODAL_X(fl)</i>	<i>MODAL_-X(fl)</i>	<i>MODAL_Y(fl)</i>	<i>MODAL_-Y(fl)</i>

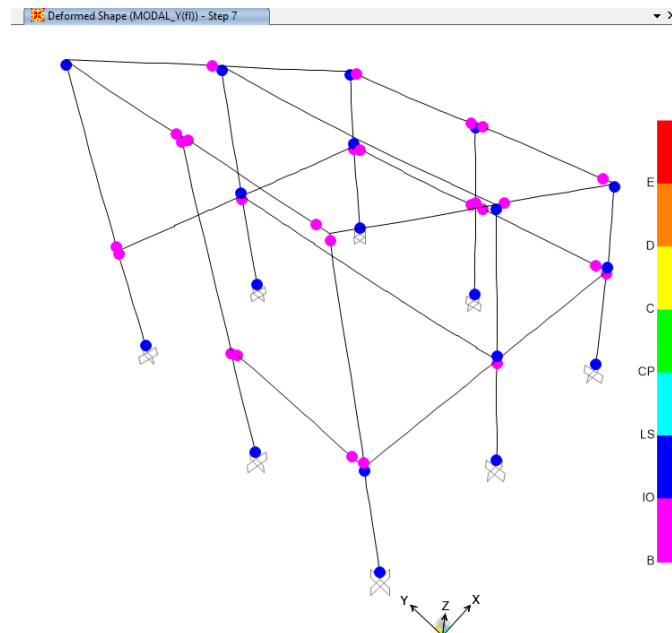
Τα δυσμενέστερα αποτελέσματα προκύπτουν από την ανάλυση *MODAL_Y(fl)*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του ενισχυμένου κτιρίου στο βήμα της ανάλυσης στο οποίο εντοπίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση δίνεται στο Σχήμα 10.45. Διαπιστώνεται ότι σε κανένα δομικό στοιχείο η παραμόρφωση δεν υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής και παράλληλα έχει αποτραπεί η δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου στο ισόγειο. Όμως, ο ικανοτικός σχεδιασμός εξακολουθεί να μην ικανοποιείται.



Σχήμα 10.44 Σημείο επιτελεσματικότητας ενισχυμένου κτιρίου (MODAL_Y(fl))

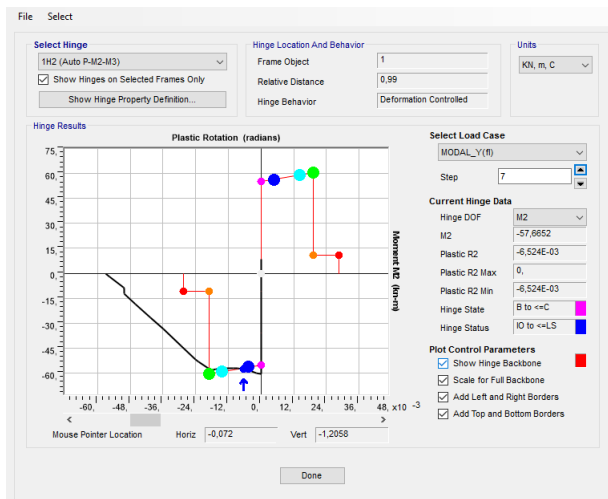
Πίνακας 10.22 Στοχευόμενη μετακίνηση στην ανάλυση MODAL_Y(fl) (Προσαύξηση 30%)

Σημείο Επιτελεσματικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
705,049	49,463	64,302	6-7



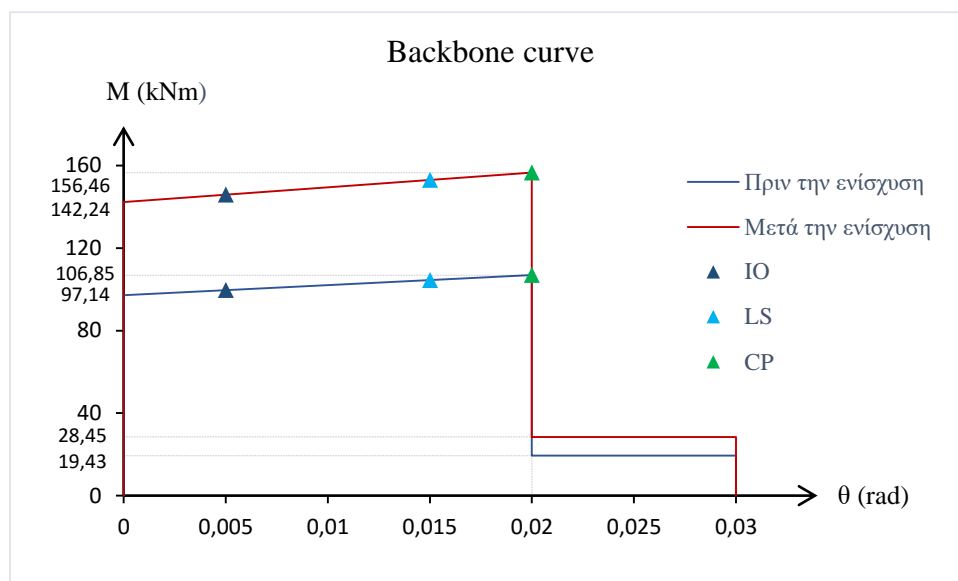
Σχήμα 10.45 Παραμορφωσιακή κατάσταση ενισχυμένου κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_Y(fl))

Πρέπει να επισημανθεί ότι η προσομοίωση των ελασμάτων FRP, που τοποθετούνται στις εγκοπές, με χαλύβδινες ράβδους δεν είναι ακριβής. Τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή δεν διαθέτουν καθόλου πλαστιμότητα, σε αντίθεση με τον χάλυβα, ο οποίος μετά τη διαρροή του μπορεί να παραμορφωθεί αρκετά πριν χάσει την αντοχή του (βλ. Σχήμα 10.38). Ωστόσο, στο υπό μελέτη κτίριο, στη στοχευόμενη μετακίνηση, τα ενισχυμένα υποστυλώματα δεν έχουν παραμορφωθεί πολύ πέραν της διαρροής τους. Ενδεικτικά, στο Σχήμα 10.46 παρουσιάζεται η παραμόρφωση στη βάση του υποστυλώματος AK1, το οποίο αναπτύσσει τη μεγαλύτερη παραμόρφωση από όλα τα ενισχυμένα στοιχεία, αφού είναι το μόνο στο οποίο οι παραμορφώσεις και στα δύο άκρα του υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση. Έτσι, μπορεί να θεωρηθεί ότι η πλαστιμότητα που απαιτείται ώστε τα ενισχυμένα υποστυλώματα να μπορούν να αναπτύξουν τις εμφανιζόμενες ανελαστικές παραμορφώσεις, παρέχεται από τον υφιστάμενο σιδηροπλισμό. Επομένως, η ενίσχυση του κτιρίου έναντι κάμψης κρίνεται επαρκής. Επιπλέον, για να εξασφαλισθεί η απαιτούμενη πλαστιμότητα, στις κρίσιμες περιοχές, στα άκρα των ενισχυμένων υποστυλωμάτων, αλλά και για τη βελτίωση των συνθηκών συνάφειας για την αγκύρωση των προστιθέμενων ελασμάτων, μπορούν τα άκρα των υποστυλωμάτων να περισιφιγθούν με μανδύες FRP.

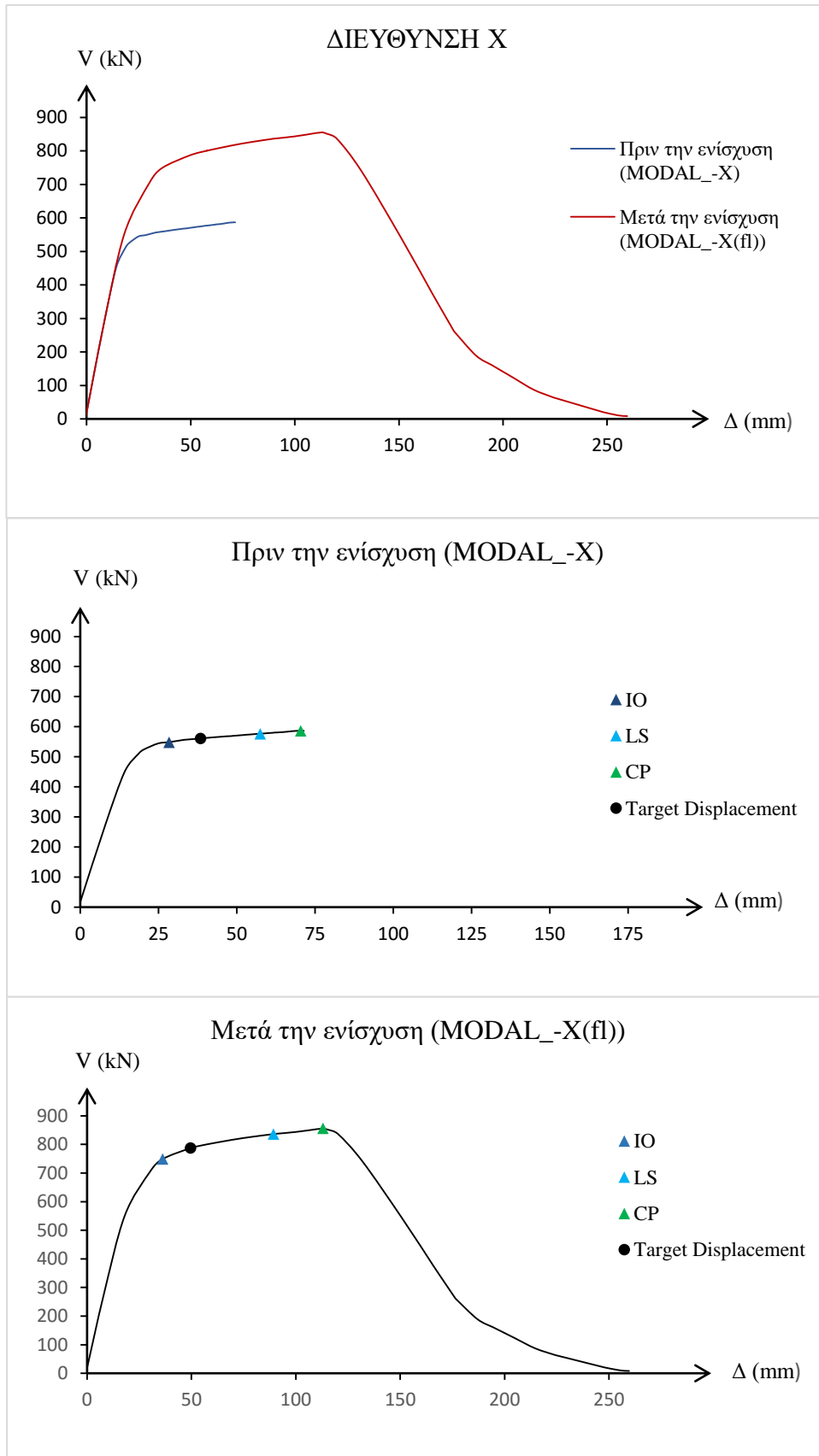


Σχήμα 10.46 Παραμόρφωση στη βάση του υποστυλώματος AK1 στη στοχευόμενη μετακίνηση

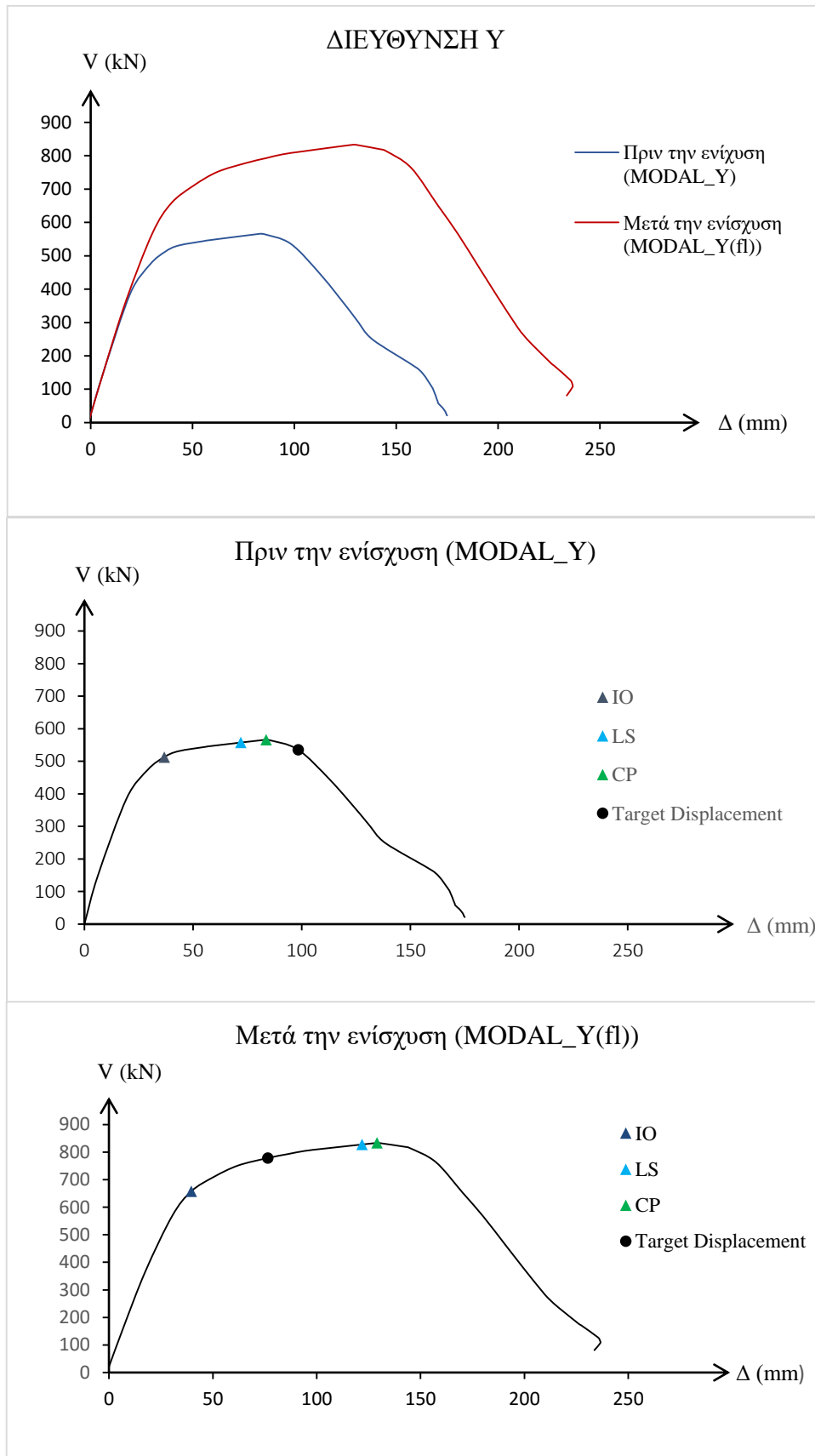
Στο Σχήμα 10.47 δίνεται ενδεικτικά η καμπύλη $M - \theta$ του υποστυλώματος AK2 πριν και μετά την ενίσχυση, ενώ στα Σχήματα 10.48 και 10.49 δίνεται η καμπύλη ικανότητας του ενισχυμένου και του μη ενισχυμένου κτιρίου, για κάθε διεύθυνση επιβολής των οριζόντιων φορτίων. Επαναλαμβάνεται ότι οι στάθμες επιτελεστικότητας έχουν σημειωθεί πάνω στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, με τη συντηρητική παραδοχή ότι το κτίριο ως σύνολο φτάνει σε μία στάθμη επιτελεστικότητας στο βήμα της ανάλυσης, όπου για πρώτη φορά η παραμόρφωση κάποιου κατακόρυφου δομικού στοιχείου υπερβαίνει το όριο της συγκεκριμένης στάθμης. Όπως ήταν αναμενόμενο έχει αυξηθεί η αντοχή του κτιρίου και κατά της δύο διευθύνσεις, ενώ η δυσκαμψία του παραμένει αμετάβλητη.



Σχήμα 10.47 Καμπύλη $M - \theta$ του υποστυλώματος AK2 πριν και μετά την ενίσχυση



Σχήμα 10.48 Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση για επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 10.49 Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση για επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση Y

Στον Πίνακα 10.23 παρουσιάζεται η μεταβολή της αντοχής του κτιρίου μετά την ενίσχυση, συγκρίνοντας τη μέγιστη τέμνουσα βάση που μπορεί να αναπτυχθεί πριν και μετά την ενίσχυση.

Πίνακας 10.23 Μεταβολή της αντοχής του κτιρίου μετά την ενίσχυση

Διεύθυνση επιβολής οριζόντιων φορτίων	Τέμνουσα βάση V_u (kN)		Αύξηση ΔV (%)
	Πριν την ενίσχυση	Μετά την ενίσχυση	
X	586,761	851,322	45,1
Y	566,235	832,87	47,1

Στον Πίνακα 10.24 παρουσιάζονται συγκριτικά ο λόγος πλαστιμότητας (μ), ο λόγος υπεραντοχής (Ω) και ο συντελεστής συμπεριφοράς (q) του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση. Σημειώνεται ότι, λόγω της μη ακριβούς προσομοίωσης των προστιθέμενων ελασμάτων FRP οι πραγματικές τιμές των μ , Ω και q ενδέχεται να είναι διαφορετικές.

Πίνακας 10.24 Τιμές μ , Ω και q του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση

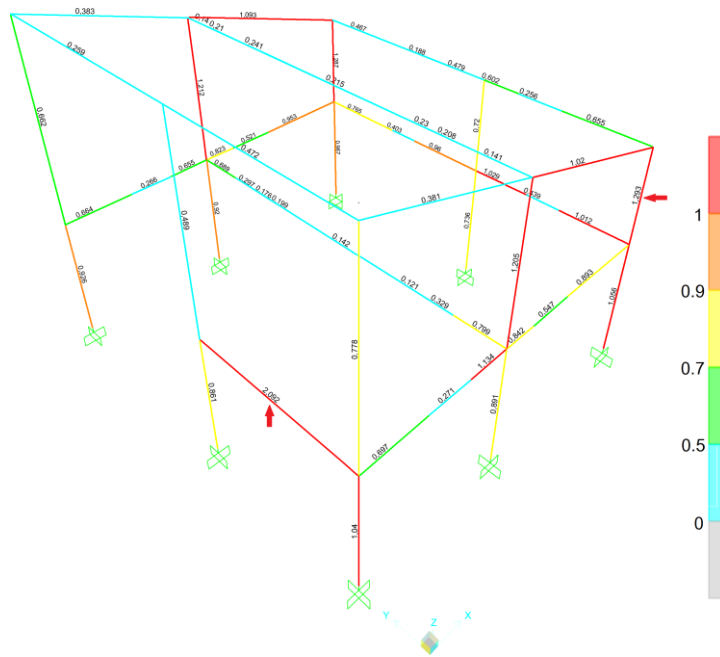
	Πριν την ενίσχυση			Μετά την ενίσχυση			Μεταβολή $\left(\frac{\text{Μετά-Πριν}}{\text{Πριν}}\right)$ (%)		
	μ	Ω	q	μ	Ω	q	μ	Ω	q
<i>UNIFORM_X</i>	4,1	1,14	4,7	4,28	1,46	6,24	4,39	28,07	32,77
<i>UNIFORM_-X</i>	3,8	1,11	4,22	2,56	1,35	3,45	-32,63	21,62	-18,25
<i>MODAL_X</i>	4,38	1,3	5,69	5,22	1,47	7,69	19,18	13,08	35,15
<i>MODAL_-X</i>	4,85	1,31	6,35	3,71	1,21	4,5	-23,51	-7,63	-29,13
<i>UNIFORM_Y</i>	3,95	1,46	5,77	3,09	1,51	4,65	-21,77	3,42	-19,41
<i>UNIFORM_-Y</i>	3,73	1,29	4,81	2,32	1,23	2,86	-37,80	-4,65	-40,54
<i>MODAL_Y</i>	3,68	1,44	5,3	3,08	1,26	3,88	-16,30	-12,5	-26,79
<i>MODAL_-Y</i>	2,7	1,3	3,51	2,71	1,23	3,34	0,37	-5,38	-4,84

Παρακάτω παρουσιάζεται ο έλεγχος του κτιρίου με βάση την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης. Οι σεισμικές δράσεις E_X και E_Y υπολογίζονται με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3,34$, η τιμή του οποίου είναι η δυσμενέστερη από όσες υπολογίστηκαν από τις αναλύσεις pushover (η τιμή $q = 2,84$ που υπολογίστηκε από την ανάλυση *UNIFORM_-Y(fl)* δεν θεωρείται αξιόπιστη, καθώς η συγκεκριμένη ανάλυση δεν ολοκληρώθηκε) και γίνεται χωρική επαλληλία. Έτσι επιβάλλονται στο κτίριο οι σεισμικοί συνδυασμοί $G + 0,3Q + E_X + 0,3 E_Y$ και $G + 0,3Q + E_Y + 0,3 E_X$ και ο έλεγχος γίνεται από το λογισμικό για τα δυσμενέστερα αποτελέσματα με βάση τον ΕΚ2 και τον ΕΚ8. Τα αποτελέσματα του ελέγχου δίνονται στο Σχήμα 10.50.

Διαπιστώνεται ότι βάσει της ελαστικής ανάλυσης η ικανότητα του ενισχυμένου κτιρίου δεν επαρκεί έναντι σεισμικών δράσεων από εδαφική επιτάχυνση 0,36g, παρότι το σημείο επιτελεστικότητας του ενισχυμένου κτιρίου, όπως προέκυψε από τις αναλύσεις pushover βρίσκεται αρκετά κάτω από τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής. Στα

υποστυλώματα ο μέγιστος συντελεστής καμπτικής ανεπάρκειας ισούται με $\lambda = 1,293$, ενώ στις δοκούς ισούται με $\lambda = 2,092$.

Οι αποκλίσεις στα αποτελέσματα των ελέγχων μεταξύ γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης εξηγούνται αφενός από το ότι η μη γραμμική στατική ανάλυση είναι πιο ακριβής σαν μέθοδος σε σχέση με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και αφετέρου από το ότι οι μη γραμμικές αναλύσεις είναι γενικά οικονομικότερες, καθώς σε αντίθεση με τις γραμμικές, εξετάζουν και τη μετελαστική συμπεριφορά των στοιχείων.



Σχήμα 10.50 Δείκτες καμπτικής ανεπάρκειας του ενισχυμένου έναντι κάμψης κτιρίου βάσει ελαστικής ανάλυσης για σεισμική εδαφική επιτάχυνση 0,36g

Κεφάλαιο 11

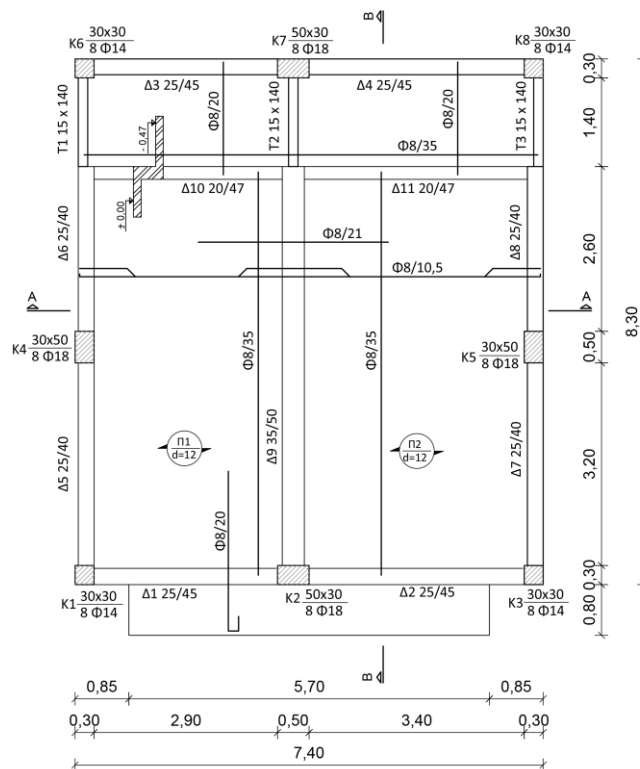
Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας του κτιρίου συμπεριλαμβανομένου του υπογείου

11.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται η συμπεριφορά του κτιρίου, στο προσομοίωμα του οποίου έχει συμπεριληφθεί πλέον και το υπόγειο. Το κτίριο αναλύεται ελαστικά και ανελαστικά και ελέγχεται η επάρκειά του υπό σεισμικές δράσεις οφειλόμενες σε εδαφική επιτάχυνση 0,16g. Τέλος, γίνεται σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων, όπως εξήχθησαν από την προσομοίωση του κτιρίου με υπόγειο και χωρίς.

11.2 Περιγραφή και προσομοίωση

Η κάτοψη του υπογείου είναι ορθογωνική με διαστάσεις ίσες με αυτές της ανωδομής 7,40×8,30 m. Το καθαρό ύψος του είναι 2,5 m, ενώ διαθέτει περιμετρικά τοιχεία σε δύο πλευρές του κτιρίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 11.1.



Σχήμα 11.1 Ευλότυπος οροφής υπογείου

Οι διατομές των υποστυλωμάτων του υπογείου έχουν ίσες διαστάσεις και τον ίδιο οπλισμό με τις διατομές των υποστυλωμάτων της ανωδομής και ομαδοποιούνται σε δύο κατηγορίες:

Κ 30×30 (8Φ14) για τα υποστυλώματα Κ1, Κ3, Κ6, Κ8
 Κ 30×50 (8Φ18) για τα υποστυλώματα Κ2, Κ4, Κ5, Κ7

Οι διατομές των δοκών του υπογείου μπορούν να ομαδοποιηθούν σε τέσσερις κατηγορίες ως προς τη γεωμετρία τους:

Δ 25/45 για τις δοκούς Δ1, Δ2, Δ3, Δ4
 Δ 25/40 για τις δοκούς Δ5, Δ6, Δ7, Δ8
 Δ 35/50 για τη δοκό Δ9
 Δ 20/47 για τη δοκό Δ10

Ο διαμήκης οπλισμός των δοκών δίνεται στα αναπτύγματα οπλισμών (βλ. Παράρτημα Α). Για τον εγκάρσιο οπλισμό τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων του υπογείου ισχύουν τα αντίστοιχα της ανωδομής.

Οι διατομή των τοιχείων Τ1, Τ2, Τ3 είναι διαστάσεων 15 × 140 cm και δίνεται στο Σχήμα 11.2. Το πάχος των πλακών της οροφής του υπογείου, καθώς και του εξώστη είναι $h = 12$ cm, ενώ το πάχος των περιμετρικών τοιχείων είναι $t = 25$ cm.

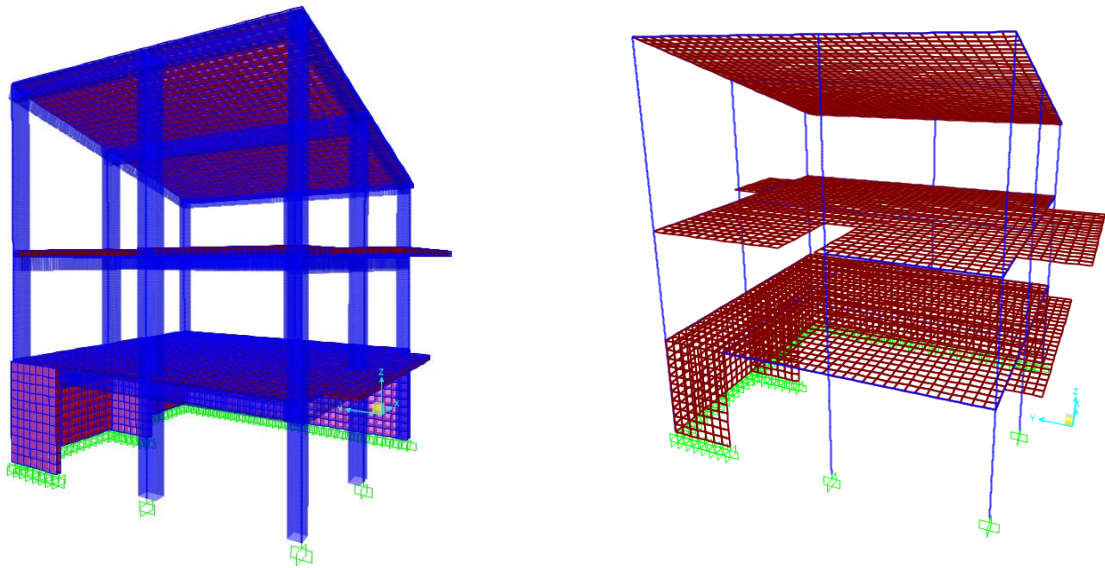


Σχήμα 11.2 Διατομή τοιχείων Τ1, Τ2, Τ3 (15 × 140)

Η δυσκαμψία των φερόντων στοιχείων του κτιρίου λαμβάνεται απομειωμένη (Δυσκαμψία Σταδίου ΙΙ), σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων θεωρείται ίση με το 60% της γεωμετρικής δυσκαμψίας της διατομής, των δοκών ίση με το 40% και των τοιχείων, τα οποία θεωρούνται μη ρηγματωμένα, ίση με το 70%. Η απομειωμένη δυσκαμψία λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα του κτιρίου, εισάγοντας στο λογισμικό, στα *Stiffness Modifiers*, τις τιμές:

- Υποστυλώματα: $I_{22} = I_{33} = 0,6$
- Δοκοί: $I_{33} = 0,4$
- Τοιχεία: $f_{11} = f_{22} = 0,7$ (εντός επιπέδου δυσκαμψία)

Για τη δημιουργία του προσομοιώματος του κτιρίου οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με ραβδωτά στοιχεία (frame elements), ενώ τα τοιχεία και οι πλάκες με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους (shell elements). Για την επίτευξη μεγαλύτερης υπολογιστικής ακρίβειας, τα επιφανειακά στοιχεία διακριτοποιήθηκαν σε στοιχεία διαστάσεων 0,25×0,25 m, και τα ραβδωτά στοιχεία σε στοιχεία μέγιστης διάστασης 0,25 m. Οι στηρίξεις επί του εδάφους των υποστυλωμάτων και των τοιχείων θεωρήθηκαν πακτώσεις.



Σχήμα 11.3 Προσομοίωμα κτιρίου

11.3 Φορτία

Κατακόρυφα φορτία

Όπως αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 7, τα κατακόρυφα φορτία που επιβάλλονται στο κτίριο είναι τα εξής (σε παρένθεση σημειώνεται το *Load Pattern* στο οποίο εντάσσεται κάθε φορτίο):

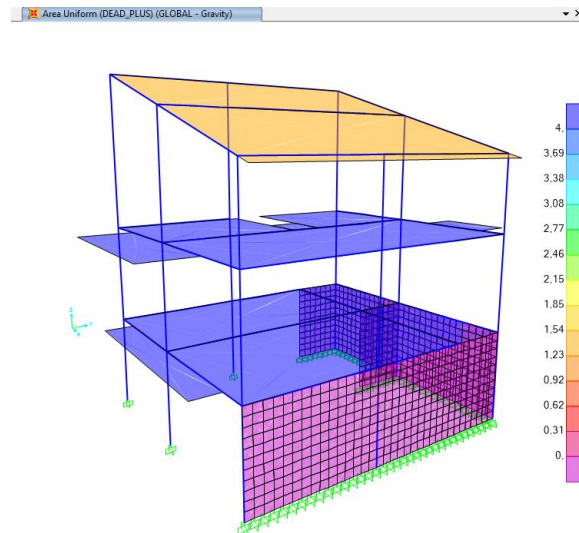
Μόνιμα:

- Ίδιο βάρος φέροντα οργανισμού: υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό βάσει των διαστάσεων των στοιχείων και του ειδικού βάρους του σκυροδέματος (*DEAD*).
- Επικάλυψη δαπέδων – εξωστών: $2,0 \text{ kN/m}^2$ (*DEAD_PLUS*)
- Επικάλυψη στέγης: $1,3 \text{ kN/m}^2$ (*DEAD_PLUS*)
- Τοίχοι πληρώσεως: $2,0 \text{ kN/m}^2$ (*DEAD_PLUS*)

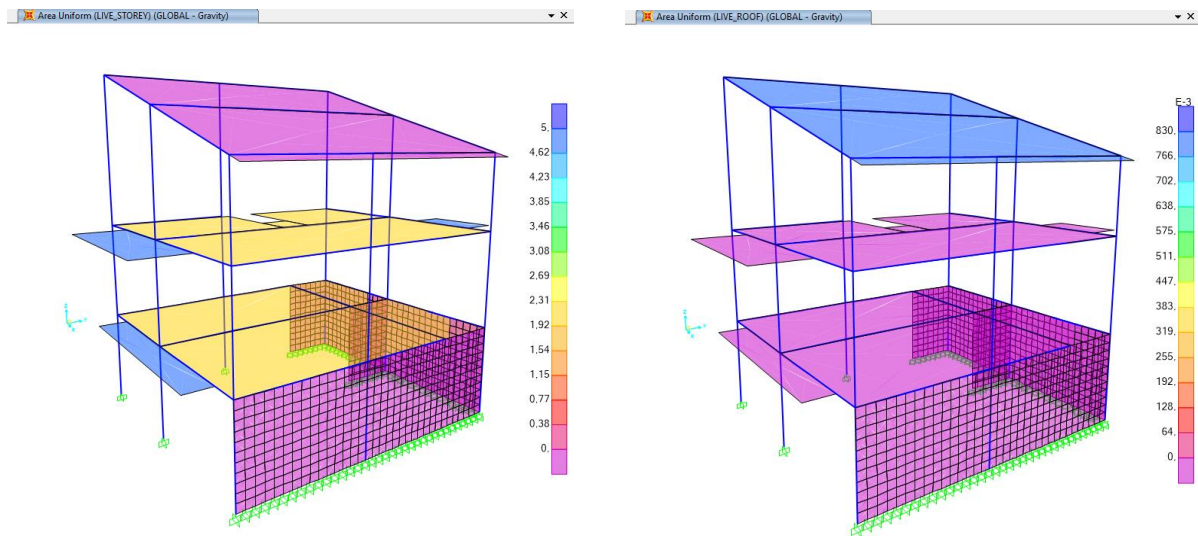
Κινητά:

- Κινητό φορτίο δαπέδων: $2,0 \text{ kN/m}^2$ (*LIVE_STOREY*)
- Κινητό φορτίο εξωστών: $5,0 \text{ kN/m}^2$ (*LIVE_STOREY*)
- Κινητό φορτίο στέγης (φορτίο χιονιού) : $0,83 \text{ kN/m}^2$ (*LIVE_ROOF*)

Τα κατακόρυφα φορτία επιβάλλονται ως επιφανειακά ομοιόμορφα κατανεμημένα επί των πλακών. Η επιβολή των φορτίσεων στο προσομοίωμα του κτιρίου δίνεται στα Σχήματα 11.4 και 11.5.



Σχήμα 11.4 Επιβολή μόνιμων φορτίων στο προσομοίωμα του κτιρίου



Σχήμα 11.5 Επιβολή κινητών φορτίων στο προσομοίωμα του κτιρίου

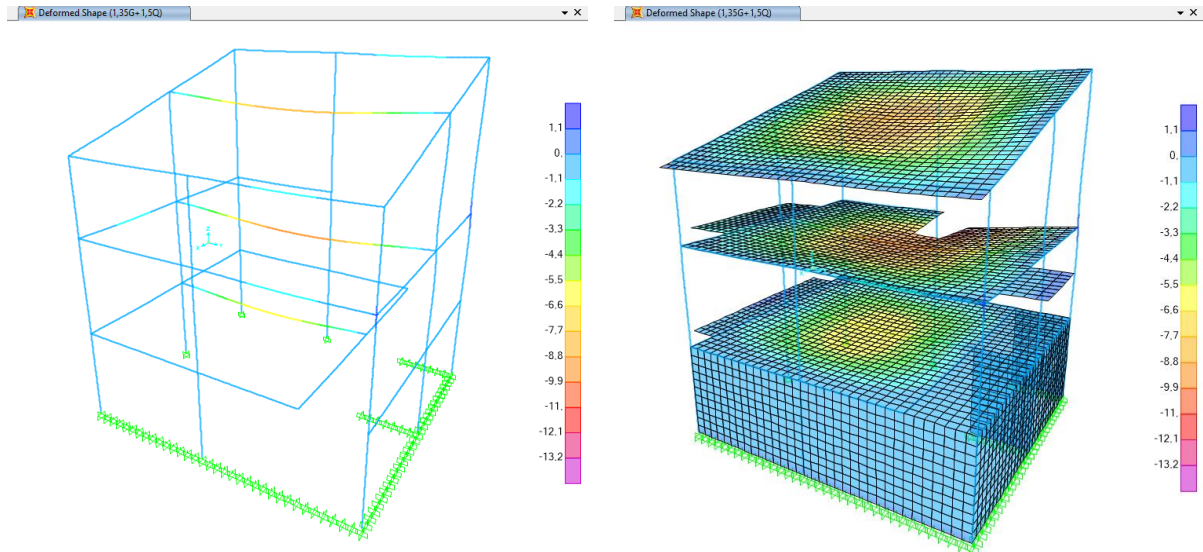
Σεισμικά φορτία

Τα σεισμικά φορτία υπολογίζονται σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 λαμβάνοντας υπόψη ότι: (α) το κτίριο βρίσκεται στην περιοχή του Διονύσου Αττικής (Ζώνη Ζ1), άρα η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι $a_{gR} = 0,16 g$, (β) ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II και (γ) θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας C.

11.4 Στατική ελαστική ανάλυση

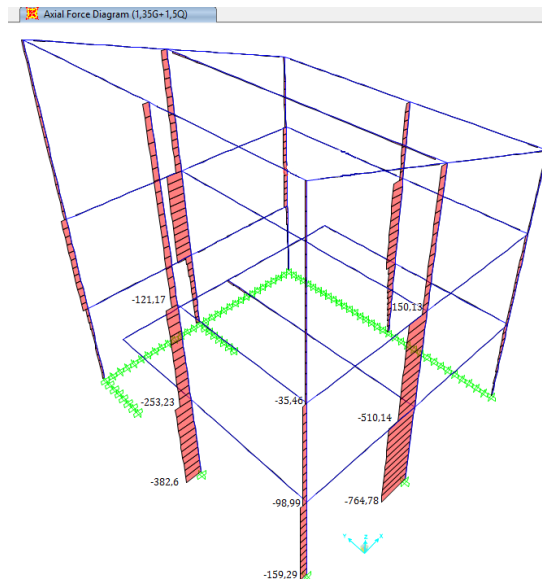
Το κτίριο αναλύεται με ελαστική στατική ανάλυση υπό το βασικό στατικό συνδυασμό της ΟΚΑ (1,35G + 1,5Q), προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκειά του, αρχικά υπό τη δράση μόνο των κατακόρυφων φορτίων. Στο Σχήμα 11.6 δίνεται η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα. Τα μέγιστα βέλη εμφανίζονται στη δοκό Δ9 του υπογείου (ΥΔ9), στη δοκό Δ6 του ισογείου (ΑΔ6) και στη δοκό Δ9 του ορόφου (ΒΔ9).

- ΥΔ9: $\delta = 6,5 \text{ mm}$
- ΑΔ6: $\delta = 9,7 \text{ mm}$
- ΒΔ9: $\delta = 8,7 \text{ mm}$



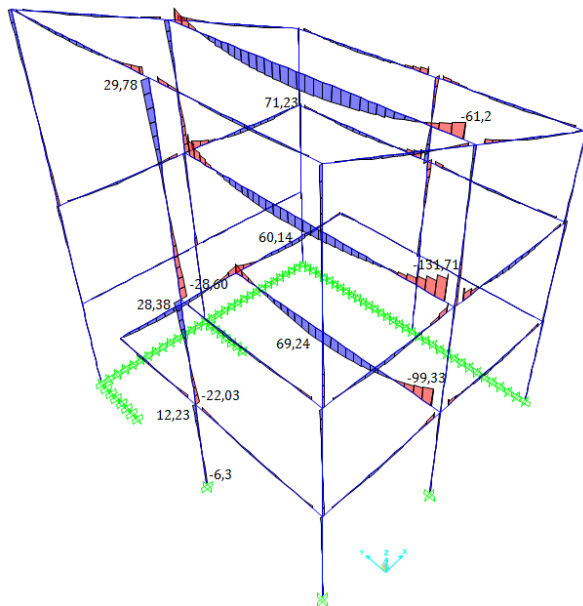
Σχήμα 11.6 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα υπό το βασικό στατικό συνδυασμό της ΟΚΑ (1,35G + 1,5Q)

Στα Σχήματα 11.7 – 11.11 δίνονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών με ενδεικτικές χαρακτηριστικές τιμές. Οι τιμές των ροπών δίνονται σε kNm, ενώ οι τιμές των αξονικών και των τεμνουσών δυνάμεων σε kN.



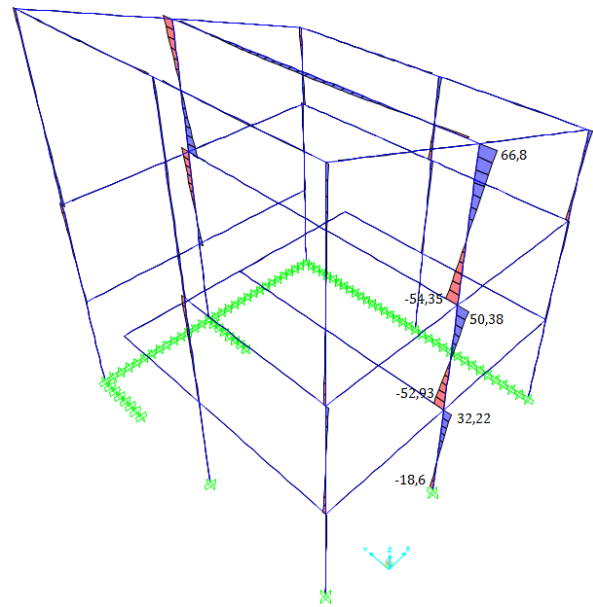
Σχήμα 11.7 [N]

Moment 3-3 Diagram (1,35G+1,5Q)



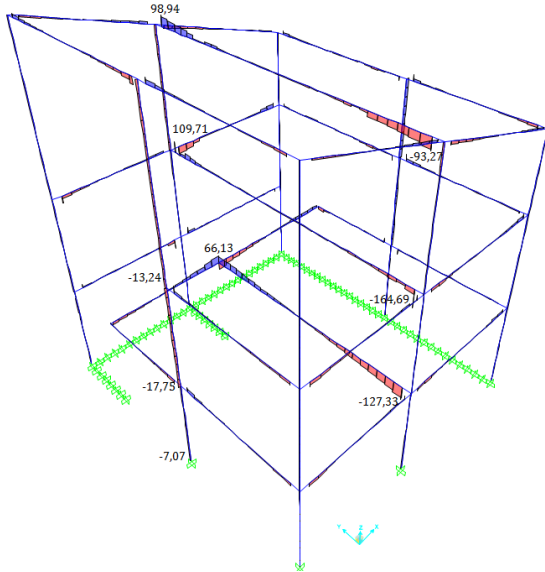
Σχήμα 11.9 [M₃₋₃]

Moment 2-2 Diagram (1,35G+1,5Q)



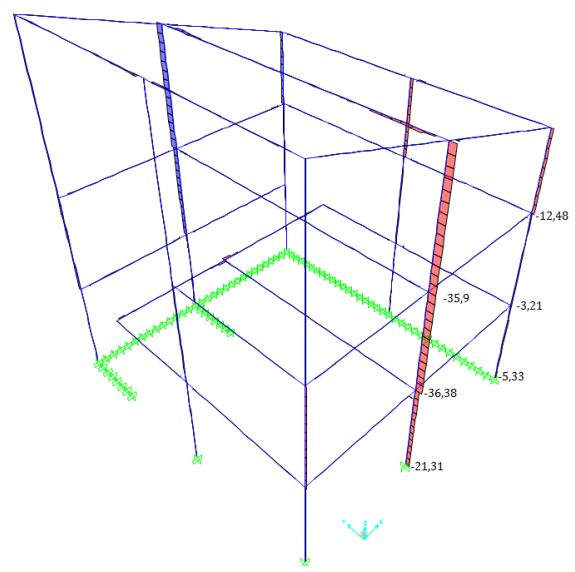
Σχήμα 11.8 [M₂₋₂]

Shear Force 2-2 Diagram (1,35G+1,5Q)



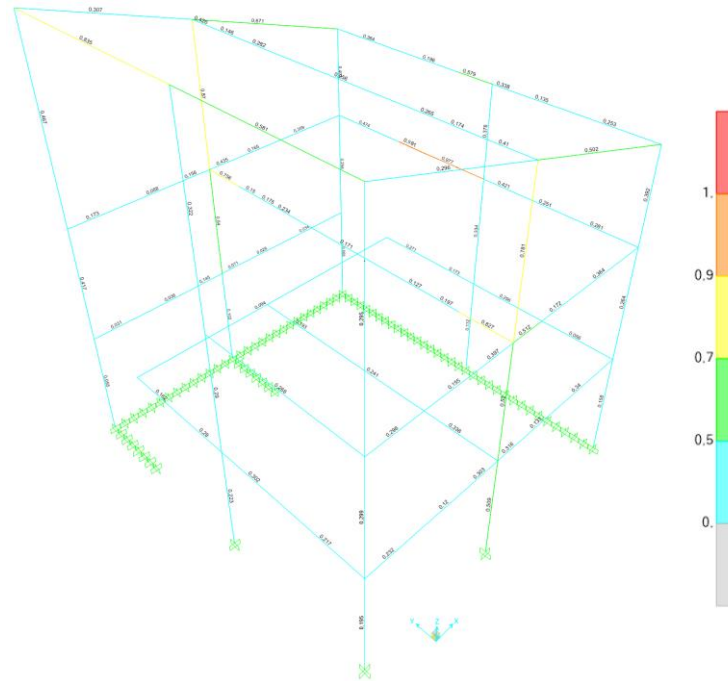
Σχήμα 11.10 [V₂₋₂]

Shear Force 3-3 Diagram (1,35G+1,5Q)



Σχήμα 11.11 [V₃₋₃]

Με βάση τον ΕΚ2 γίνεται ο έλεγχος του κτιρίου. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 11.12. Όπως είναι εμφανές κανένα δομικό μέλος δεν εμφανίζει ανεπάρκεια.



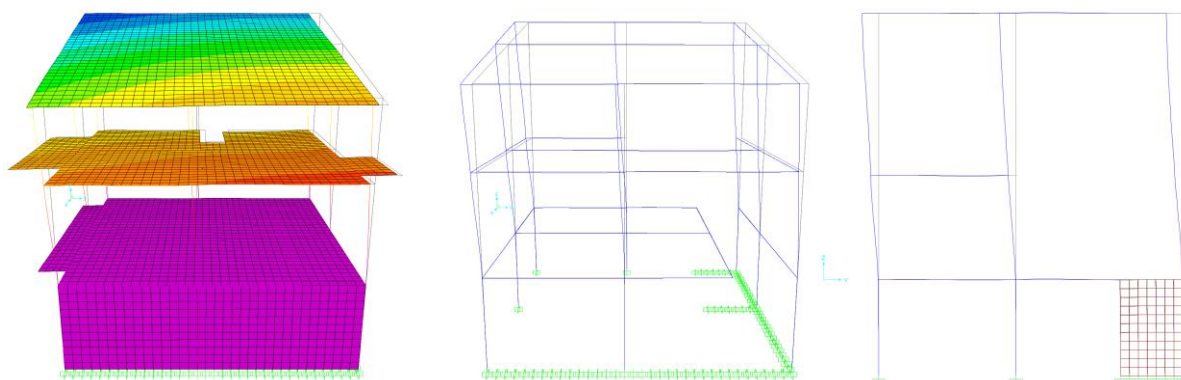
Σχήμα 11.12 Ποσοστά εκμετάλλευσης καμπτικής αντοχής των δομικών στοιχείων

11.5 Ιδιομορφική ανάλυση

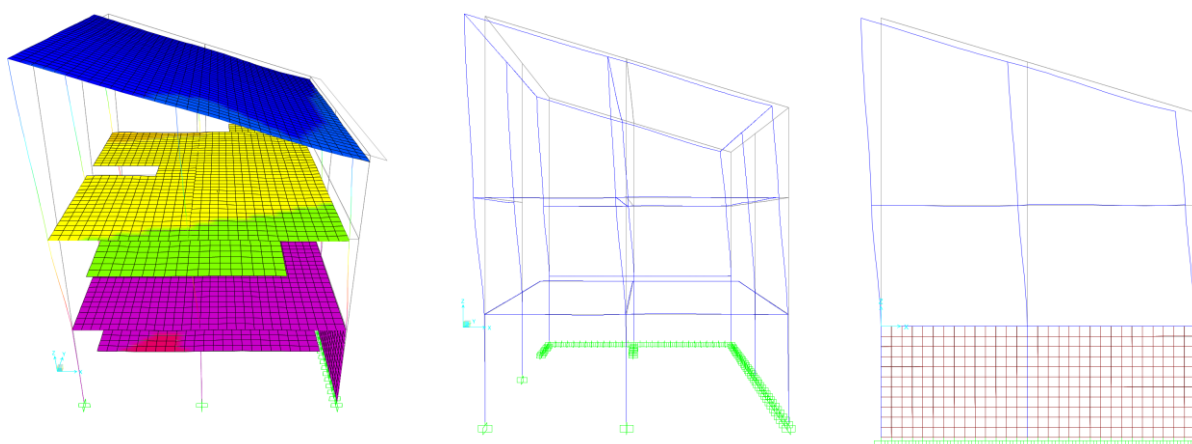
Από την ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου προσδιορίζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές του, καθώς και το ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιεί κάθε ιδιομορφή. Η συνολική ταλαντούμενη μάζα υπολογίζεται από τον συνδυασμό φορτίων $DEAD + DEAD_PLUS + 0,3 \cdot 0,8 LIVE_STOREY$, όπως αναλύθηκε στην §8.2. Ενδεικτικά αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 11.1. Η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y με ιδιοπερίοδο $T_1 = 0,376$ s, η δεύτερη μεταφορική κατά X με $T_2 = 0,350$ s, ενώ η τρίτη είναι στρεπτική με ιδιοπερίοδο $T_3 = 0,248$ s. Για την επίτευξη ενεργοποίησης πάνω από το 90% της συνολικής μάζας απαιτείται ένας ιδιαίτερα μεγάλος αριθμός ιδιομορφών. Συγκεκριμένα, για την ενεργοποίηση του 90% της συνολικής μάζας κατά τη διεύθυνση X απαιτούνται 86 ιδιομορφές, ενώ κατά τη διεύθυνση Y απαιτούνται 89 ιδιομορφές. Αυτό οφείλεται στο ότι η μάζα του υπογείου (η οποία είναι μεγάλη λόγω των τοιχείων) ενεργοποιείται για πρώτη φορά στην 46^η ιδιομορφή.

Πίνακας 11.1 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών

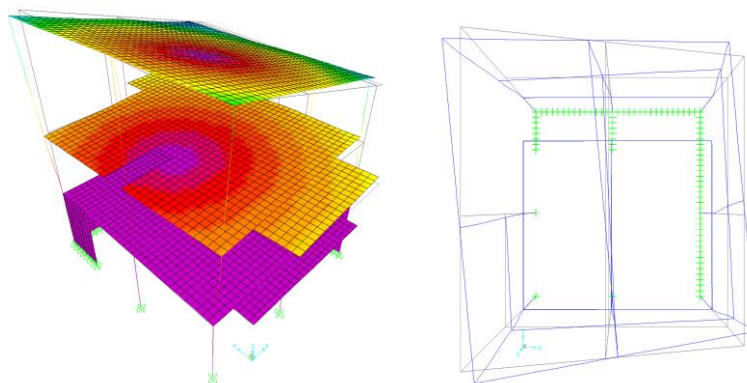
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,3761	0,0569	0,4321	4,01E-05	0,0604	0,0569	0,4321	4,01E-05	0,0604
2	0,3496	0,4797	0,0459	0,0003	0,0038	0,5365	0,4780	0,0004	0,0642
3	0,2484	0,0011	0,0434	0,0002	0,4438	0,5377	0,5213	0,0006	0,5081
4	0,1465	0,0414	0,0289	0,0073	0,0184	0,5790	0,5503	0,0079	0,5265
5	0,1403	0,0009	0,0033	0,0473	0,0025	0,5799	0,5536	0,0552	0,5290
6	0,1365	0,0186	0,0263	0,0742	0,0211	0,5985	0,5799	0,1294	0,5501
7	0,1191	0,0126	0,0001	0,1024	0,0000	0,6111	0,5800	0,2317	0,5501
8	0,1055	0,0001	0,0011	0,1155	0,0004	0,6112	0,5811	0,3472	0,5505
9	0,0899	0,0000	0,0011	0,0095	0,0000	0,6112	0,5822	0,3567	0,5505
10	0,0876	0,0005	0,0016	0,0001	0,0341	0,6116	0,5838	0,3568	0,5846



Σχήμα 11.13 1^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y) $T_1 = 0,376$ s



Σχήμα 11.14 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά X) $T_2 = 0,350$ s



Σχήμα 11.15 3^η ιδιομορφή (στρεπτική) $T_3 = 0,248$ s

11.6 Επιρροή φαινομένων 2^{ης} τάξης

Από την ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού του κτιρίου, υπό τη δράση των κατακόρυφων φορτίων συνδυασμένων με τον σεισμικό συνδυασμό ($DEAD + DEAD_PLUS + 0,3LIVE_STOREY$), τα αποτελέσματα της οποίας δίνονται στον Πίνακα 11.2, προέκυψε ότι καθολικός λυγισμός στον φορέα εμφανίζεται για πρώτη φορά στην 1^η ιδιομορφή (βλ. Σχήμα 11.16). Επομένως ο συντελεστής α_{cr} υπολογίζεται από τον συντελεστή της 1^{ης} ιδιομορφής λυγισμού:

$$\alpha_{cr} = \frac{112,610}{3,5} = 32,174$$

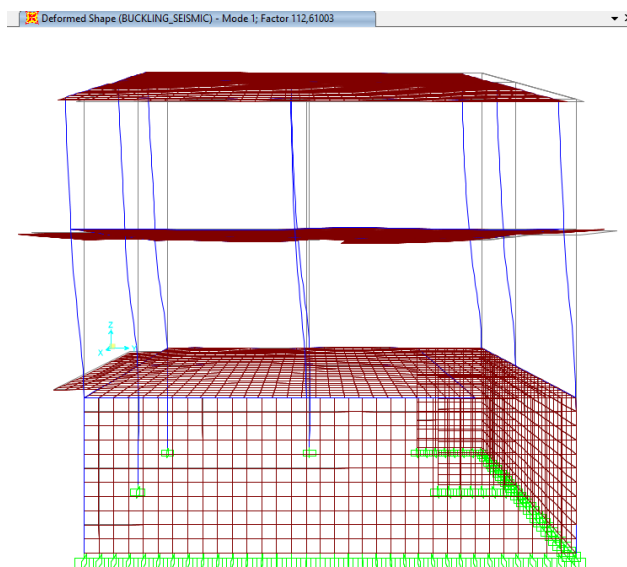
όπου ο συντελεστής συμπεριφοράς q θεωρήθηκε συντηρητικά ίσος με 3,5, παραδοχή που θα ελεγχθεί στη συνέχεια. Άρα ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετάθεσης ορόφου θ , είναι ίσος με:

$$\theta = \frac{1}{32,174} = 0,031 < 0,1$$

Επομένως επιρροές φαινομένων 2^{ης} τάξης δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη.

Πίνακας 11.2 Συντελεστές λυγισμού

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING_SEISMIC	Mode	1	112,61004
BUCKLING_SEISMIC	Mode	2	126,45222
BUCKLING_SEISMIC	Mode	3	157,47597
BUCKLING_SEISMIC	Mode	4	159,48105
BUCKLING_SEISMIC	Mode	5	217,4444
BUCKLING_SEISMIC	Mode	6	225,06069



Σχήμα 11.16 1^η ιδιομορφή λυγισμού

11.7 Μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover)

Στην παρούσα παράγραφο εξετάζεται η απόκριση του κτιρίου ανελαστικά. Για την εκτέλεση της ανάλυσης pushover ορίζονται ως πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων τα άκρα όλων των δοκών και των υποστυλωμάτων. Τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων καθορίζονται κατά FEMA 356.

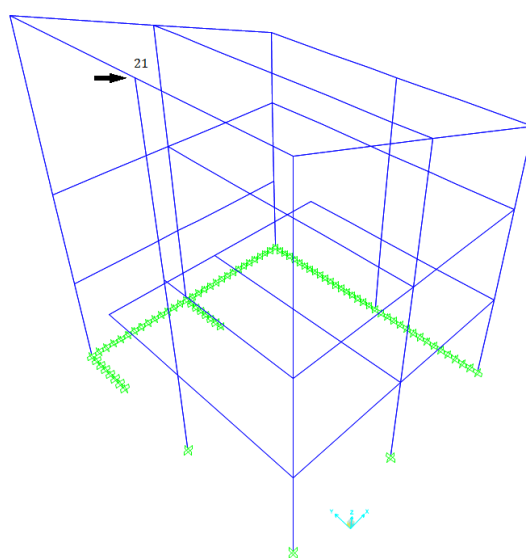
Εκτελούνται οκτώ διαφορετικές αναλύσεις pushover ανάλογα με την κατεύθυνση επιβολής των οριζόντιων φορτίων και την καθ' ύψος κατανομή τους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 11.3. Ως κόμβος ελέγχου ορίζεται το σημείο 21 στην οροφή του κτιρίου (βλ. Σχήμα 9.13)

Το σημείο επιτελεστικότητας προσδιορίζεται σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40. Για τον έλεγχο της ικανότητας του κτιρίου, η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεστικότητας προσαυξάνεται κατά 30% (στοχευόμενη μετακίνηση), καθώς το σημείο επιτελεστικότητας έχει προκύψει από την επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά μία μόνο διεύθυνση (βλ. §5.3).

Παρακάτω, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων, εκτός της ανάλυσης *UNIFORM_X*, η οποία δεν ολοκληρώθηκε με αποτέλεσμα το λογισμικό να μην μπορέσει να εντοπίσει το σημείο επιτελεστικότητας.

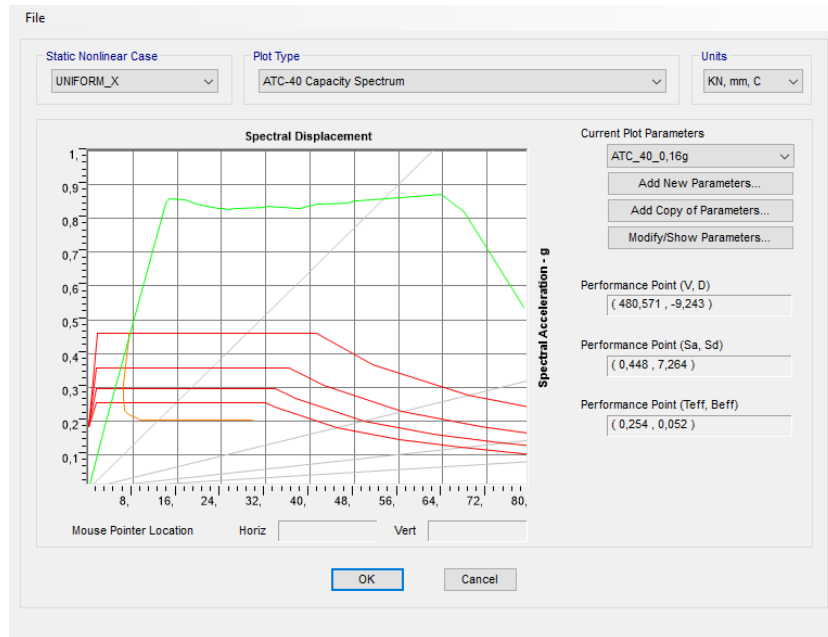
Πίνακας 11.3 Αναλύσεις pushover

		Κατεύθυνση επιβολής οριζόντιων φορτίων			
		X	-X	Y	-Y
Κατανομή	Ομοιόμορφη	<i>UNIFORM_X</i>	<i>UNIFORM_-X</i>	<i>UNIFORM_Y</i>	<i>UNIFORM_-Y</i>
	Ιδιομορφική	<i>MODAL_X</i>	<i>MODAL_-X</i>	<i>MODAL_Y</i>	<i>MODAL_-Y</i>



Σχήμα 11.17 Κόμβος ελέγχου

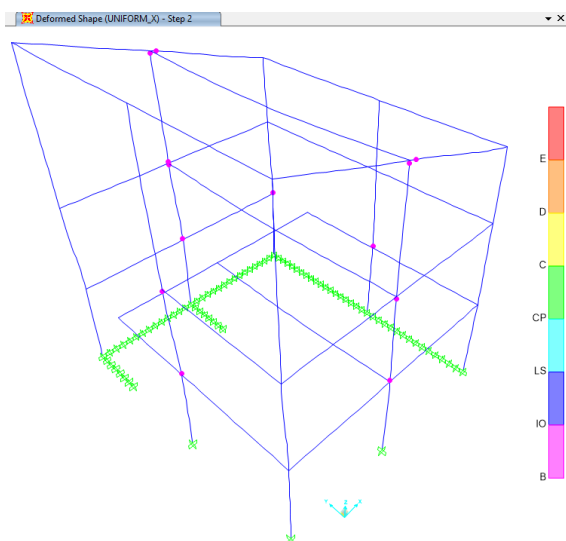
▪ **UNIFORM_X**



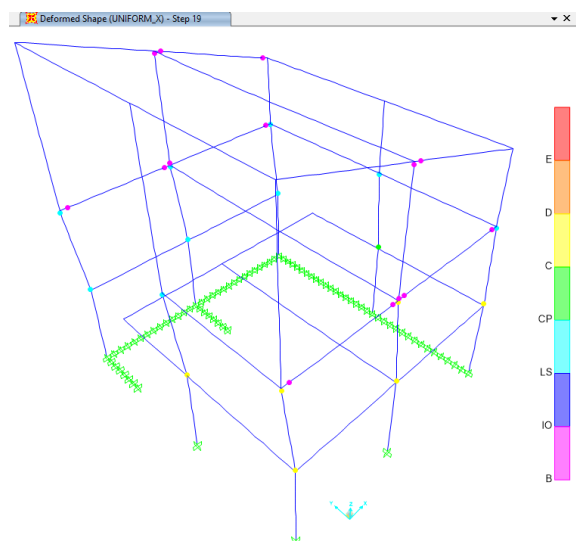
Σχήμα 11.18 Σημείο επιτελεσματικότητας (UNIFORM_X)

Πίνακας 11.4 Στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_X)

Σημείο Επιτελεσματικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
480,571	9,243	12,016	1-2

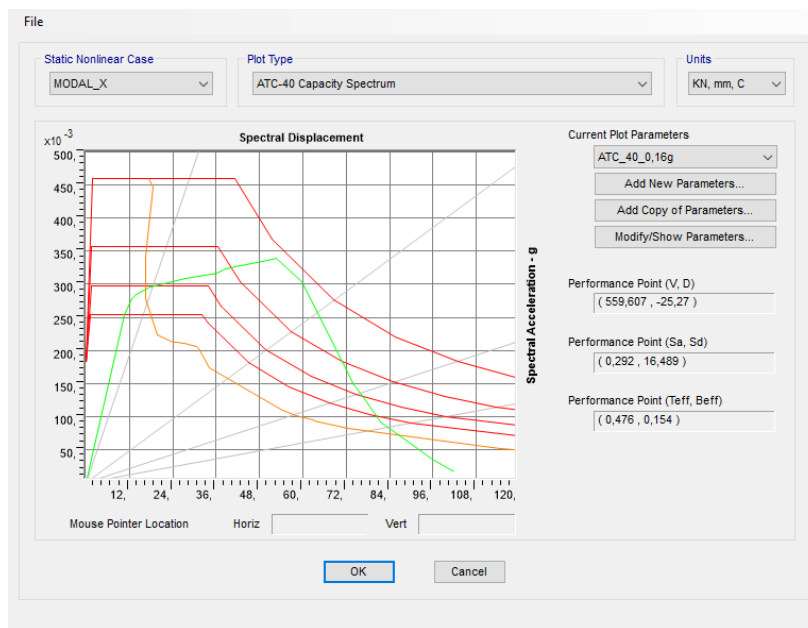


Σχήμα 11.19 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_X)



Σχήμα 11.20 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στην κατάρρευση (UNIFORM_X)

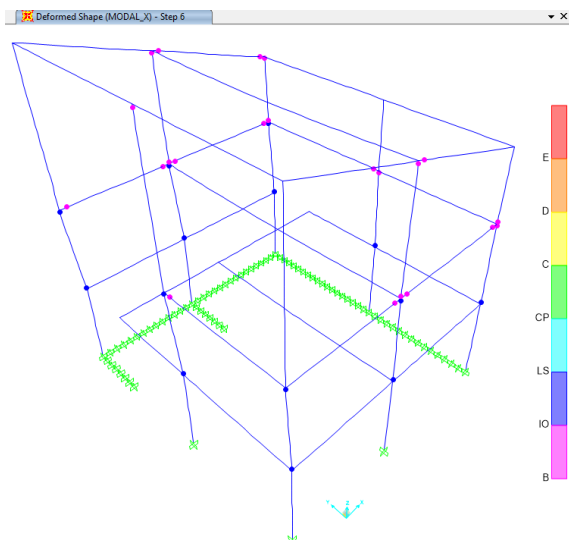
▪ **MODAL_X**



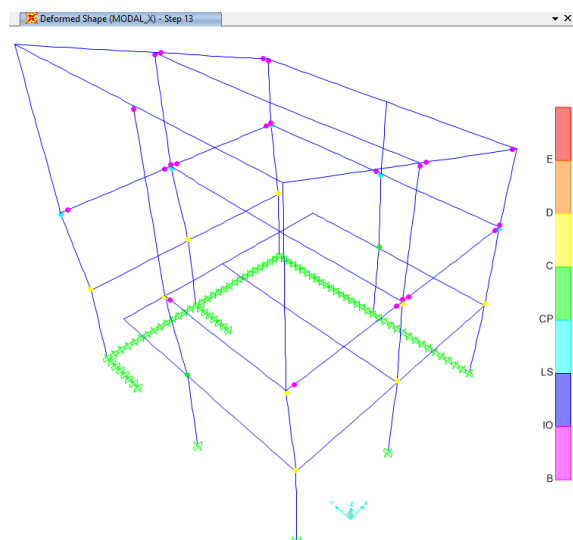
Σχήμα 11.21 Σημείο επιτελεστικότητας (MODAL_X)

Πίνακας 11.5 Στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_X)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση		Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)		
559,607	25,27	32,851		5-6

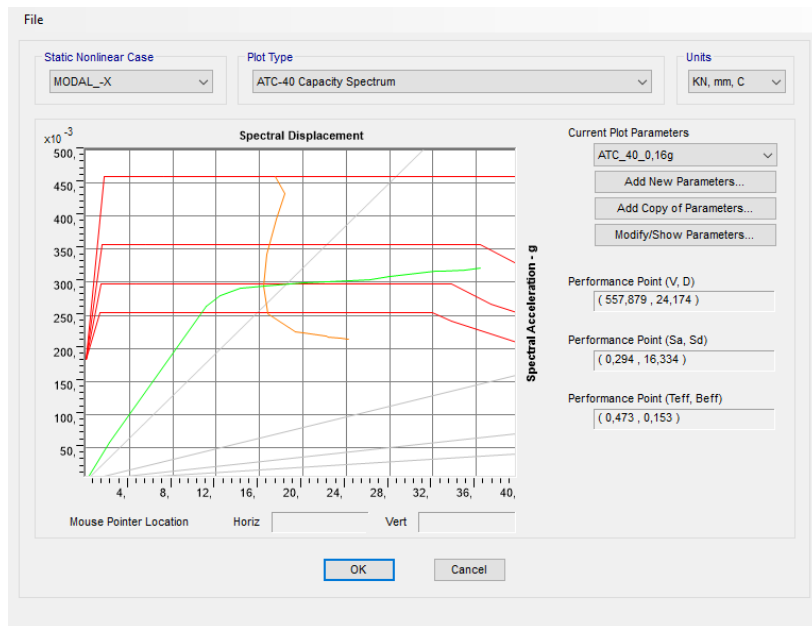


Σχήμα 11.22 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_X)



Σχήμα 11.23 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στην κατάρρευση (MODAL_X)

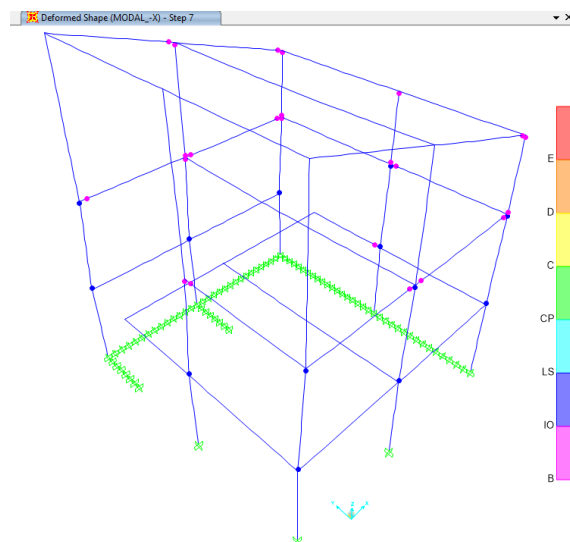
▪ **MODAL_-X**



Σχήμα 11.24 Σημείο επιτελεστικότητας (MODAL_-X)

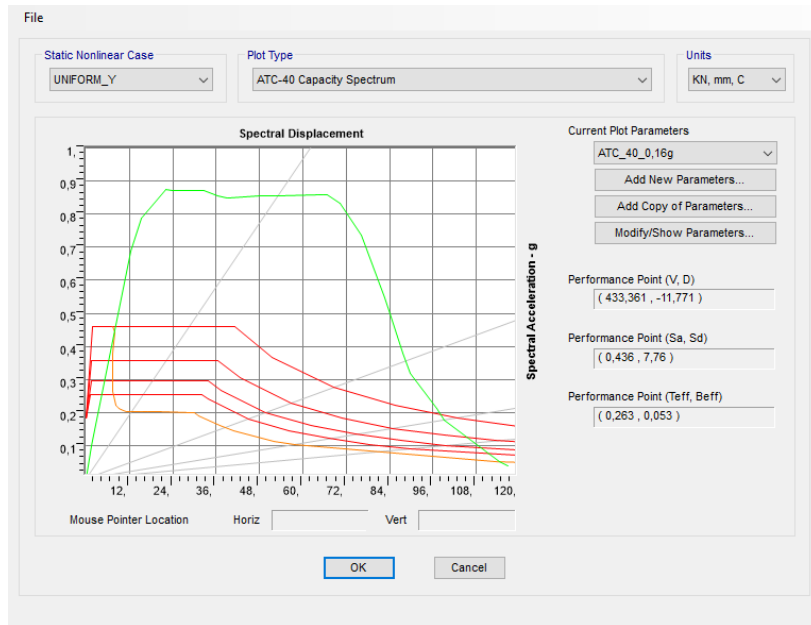
Πίνακας 11.6 Στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_-X)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
557,879	24,174	31,426	6-7



Σχήμα 11.25 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_-X)

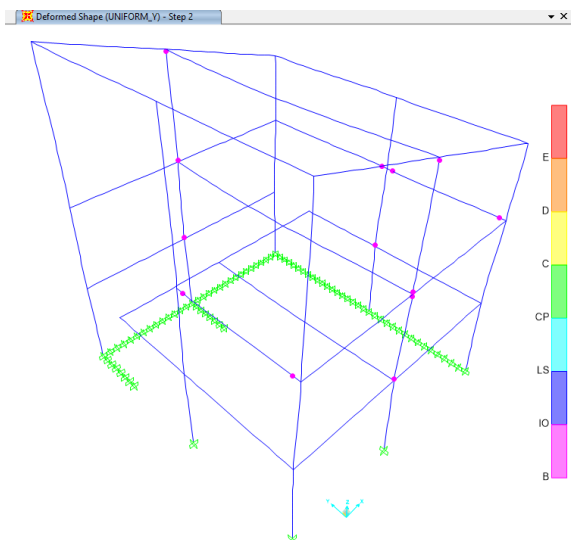
▪ **UNIFORM_Y**



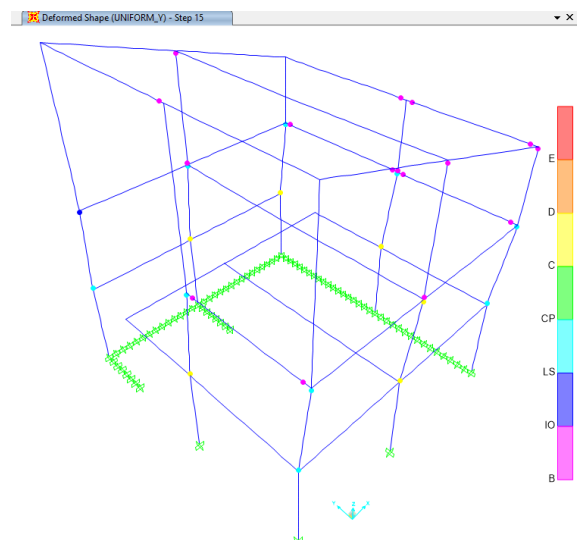
Σχήμα 11.26 Σημείο επιτελεστικότητας (UNIFORM_Y)

Πίνακας 11.7 Στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
433,361	11,771	15,302	1-2

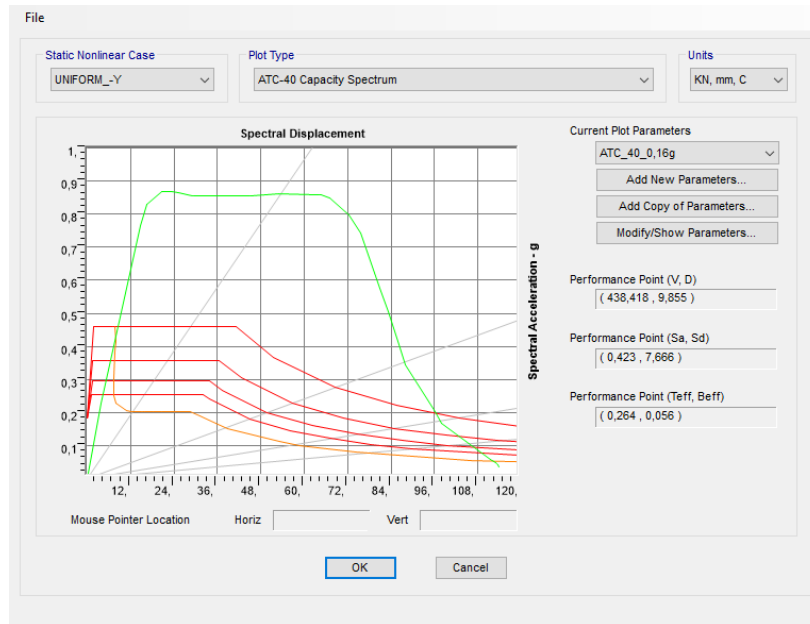


Σχήμα 11.27 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_Y)



Σχήμα 11.28 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στην κατάρρευση (UNIFORM_Y)

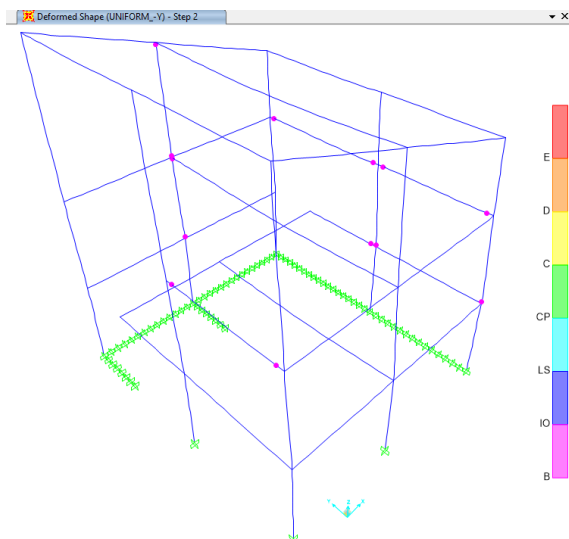
▪ **UNIFORM_Y**



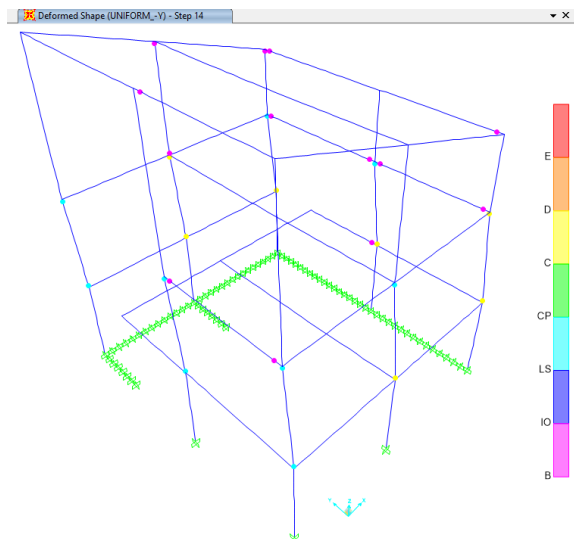
Σχήμα 11.29 Σημείο επιτελεστικότητας (UNIFORM_Y)

Πίνακας 11.8 Στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση		Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)		
438,418	9,855	12,812		1-2

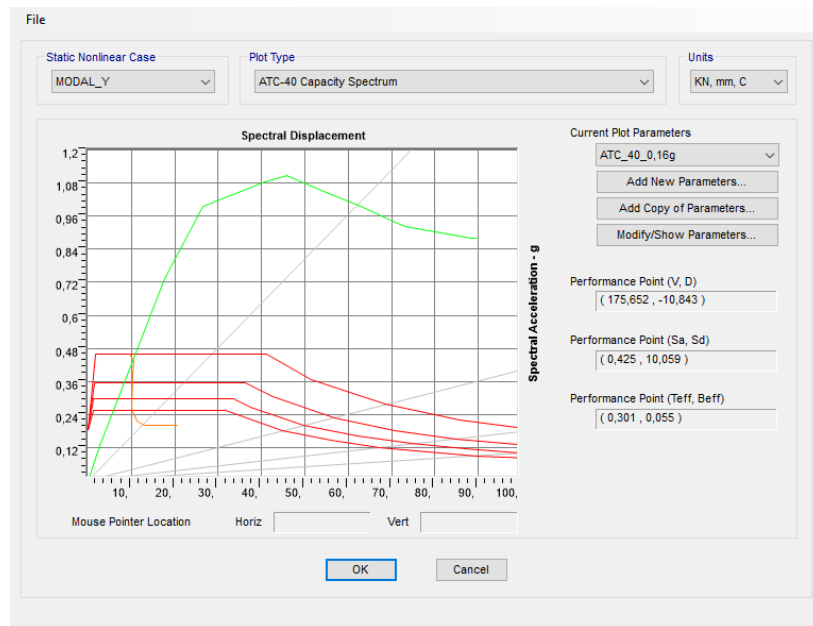


Σχήμα 11.31 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_Y)



Σχήμα 11.30 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στην κατάρρευση (UNIFORM_Y)

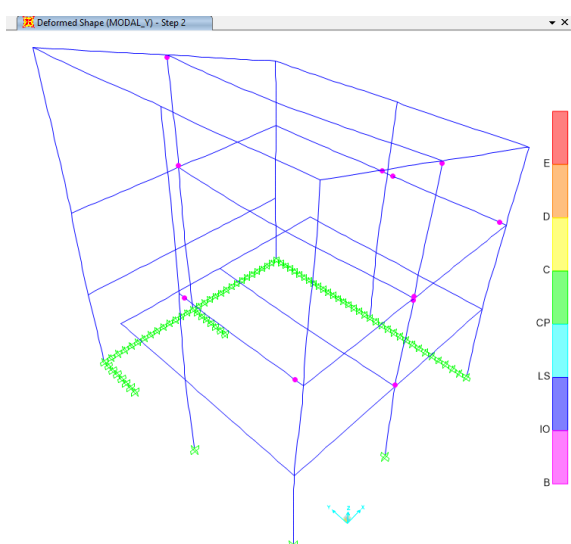
▪ **MODAL_Y**



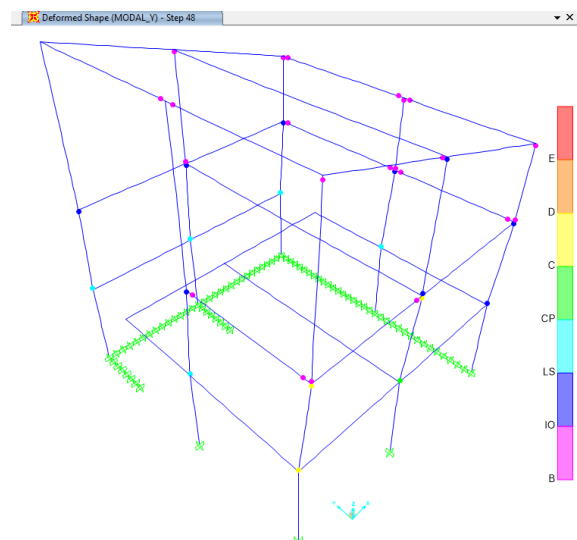
Σχήμα 11.32 Σημείο επιτελεστικότητας (MODAL_Y)

Πίνακας 11.9 Στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
175,852	10,843	14,096	1-2

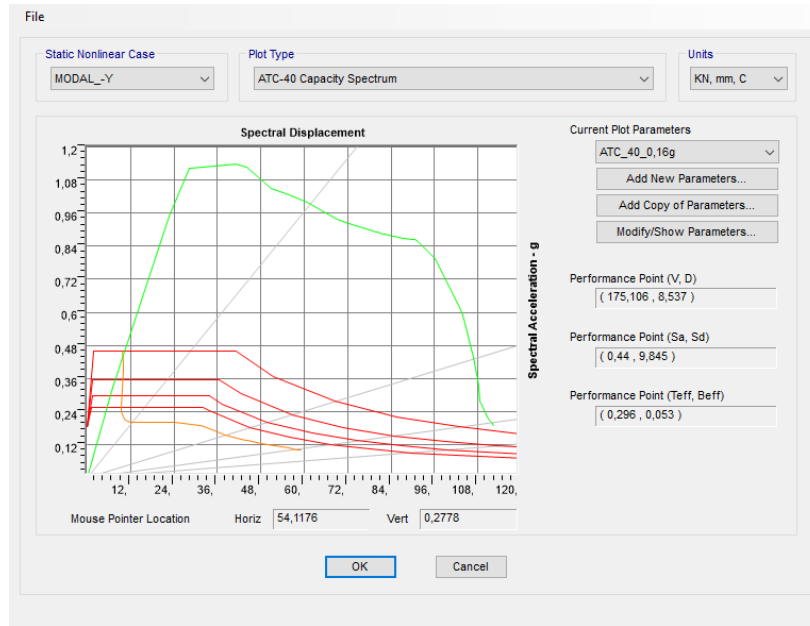


Σχήμα 11.34 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_Y)



Σχήμα 11.33 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στην κατάρρευση (MODAL_Y)

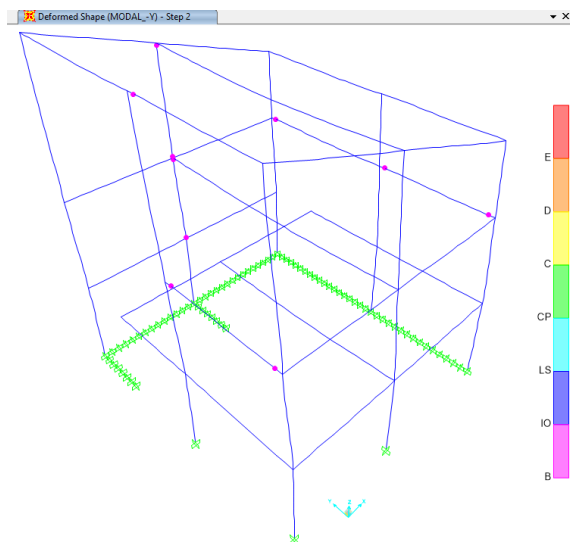
▪ **MODAL_-Y**



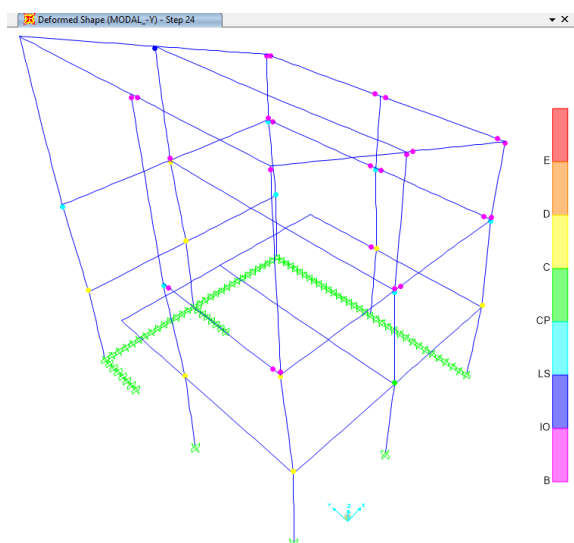
Σχήμα 11.35 Σημείο επιτελεστικότητας (MODAL_-Y)

Πίνακας 11.10 Στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_-Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
175,106	8,537	11,098	1-2



Σχήμα 11.36 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_-Y)



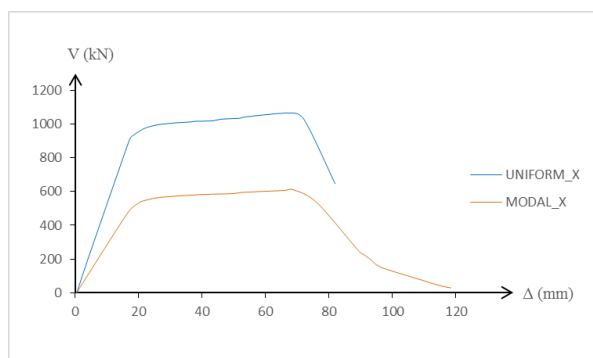
Σχήμα 11.37 Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα στην κατάρρευση (MODAL_-Y)

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων διαπιστώνεται ότι οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις, στη στοχευόμενη μετακίνηση, σημειώνονται κατά την ανάλυση *MODAL_X*. Ωστόσο σε κανένα δομικό μέλος του κτιρίου δεν υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής. Άρα συμπεραίνεται ότι η ικανότητα του κτιρίου έναντι των σεισμικών δράσεων που οφείλονται σε εδαφική επιτάχυνση $a_{gR} = 0,16 \text{ g}$ είναι επαρκής.

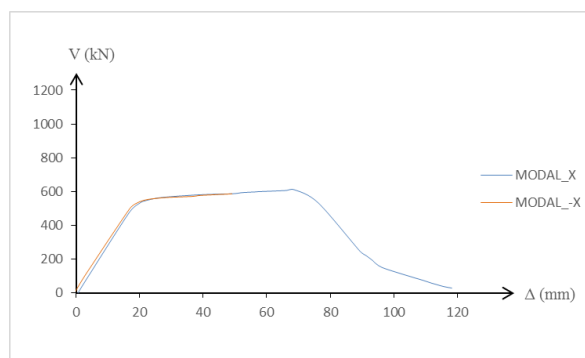
Συγκρίσεις

Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες ικανότητας του κτιρίου ανά μορφή κατανομής (ομοιόμορφη / ιδιομορφική) και ανά κατεύθυνση επιβολής των οριζόντιων φορτίων. Παρατηρείται ότι:

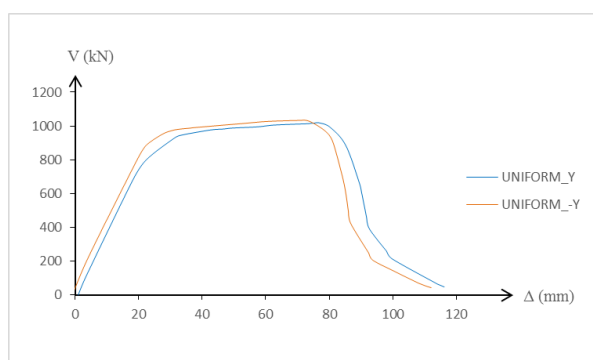
- Η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου δεν αλλάζει αισθητά για επιβολή των οριζόντιων φορτίων είτε με θετικό είτε με αρνητικό πρόσημο.
- Η δυσκαμψία του κτιρίου είναι μικρότερη κατά τη διεύθυνση Y.
- Κατά την επιβολή των οριζόντιων φορτίων σύμφωνα με την πρώτη σε κάθε διεύθυνση ιδιομορφή η αντοχή και η δυσκαμψία του κτιρίου είναι σημαντικά μικρότερες σε σχέση με αυτές που προκύπτουν κατά τη φόρτιση του κτιρίου με την ομοιόμορφη κατανομή. Αυτό οφείλεται στο ότι στις δύο πρώτες ιδιομορφές δεν ενεργοποιείται η μάζα του υπογείου και έτσι αυτό δεν συνεισφέρει στην αντοχή και τη δυσκαμψία του κτιρίου.



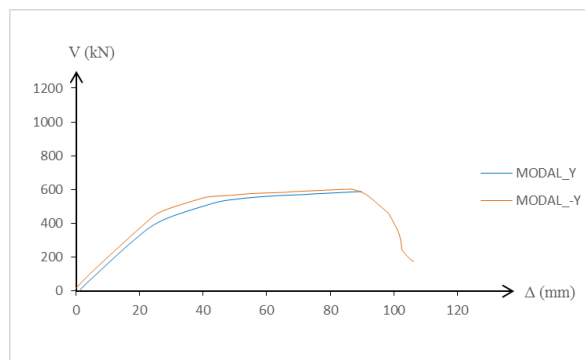
Σχήμα 11.38 Σύγκριση UNIFORM_X – MODAL_X



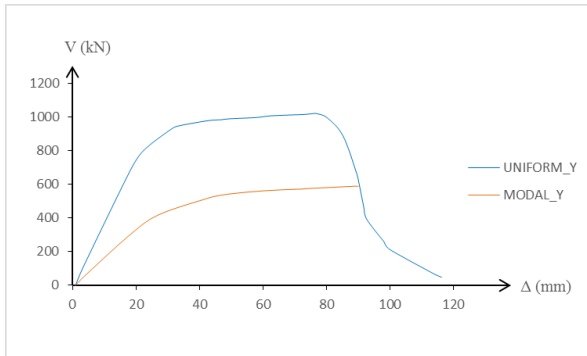
Σχήμα 11.39 Σύγκριση MODAL_X – MODAL_-X



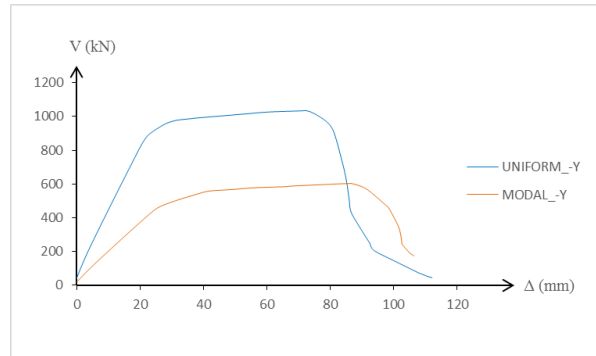
Σχήμα 11.40 Σύγκριση UNIFORM_Y – UNIFORM_-Y



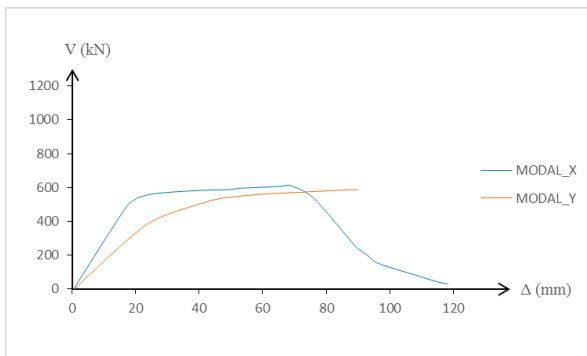
Σχήμα 11.41 Σύγκριση MODAL_Y – MODAL_-Y



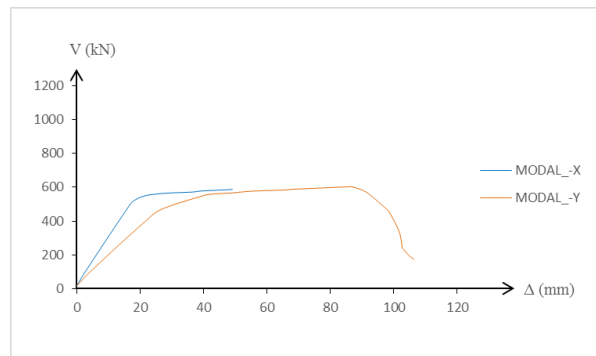
Σχήμα 11.42 Σύγκριση UNIFORM_Y – MODAL_Y



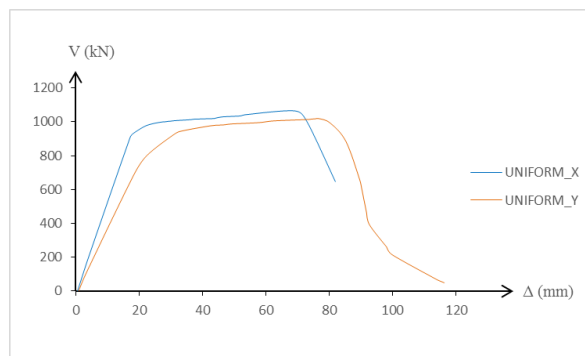
Σχήμα 11.43 Σύγκριση UNIFORM_-Y – MODAL_-Y



Σχήμα 11.44 Σύγκριση MODAL_X – MODAL_Y



Σχήμα 11.45 Σύγκριση MODAL_-X – MODAL_-Y



Σχήμα 11.46 Σύγκριση UNIFORM_X – UNIFORM_-Y

11.8 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για τον διαθέσιμο συντελεστή συμπεριφοράς

Στον Πίνακα 11.11 υπολογίζεται ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου, όπως προκύπτει για κάθε μία από τις αναλύσεις pushover που πραγματοποιήθηκαν (οι αναλύσεις *UNIFORM-X* και *MODAL-X* δεν ολοκληρώθηκαν, οπότε για τις συγκεκριμένες αναλύσεις δεν μπορεί να υπολογιστεί αξιόπιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς).

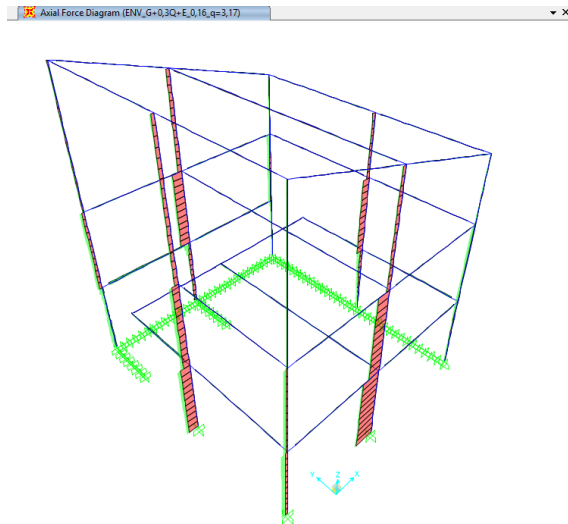
Πίνακας 11.11 Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς

	<i>UNIFORM_X</i>	<i>MODAL_X</i>	<i>UNIFORM_Y</i>	<i>UNIFORM_-Y</i>	<i>MODAL_Y</i>	<i>MODAL_-Y</i>
μ	3,136	3,264	2,805	2,727	2,740	3,120
Ω	1,151	1,137	1,258	1,162	1,371	1,279
q	3,61	3,71	3,53	3,17	3,76	3,99

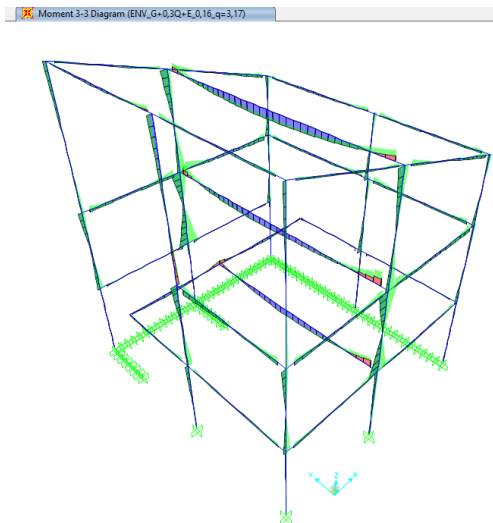
Η μικρότερη διαθέσιμη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς είναι $q = 3,17$. Οπότε για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{gR} = 0,16g$ και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3,17$ υπολογίζονται οι σεισμικές δράσεις E_X και E_Y και το κτίριο αναλύεται με ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για τους σεισμικούς συνδυασμούς $G + 0,3Q + E_X + 0,3 E_Y$ και $G + 0,3Q + E_Y + 0,3 E_X$. Στον Πίνακα 11.12 δίνεται για κάθε διεύθυνση η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση της οροφής του κτιρίου. Στα Σχήματα 11.47 – 11.51 παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών από την περιβάλλουσα των σεισμικών συνδυασμών, ενώ στο Σχήμα 11.52 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του ελέγχου επάρκειας του κτιρίου με βάση τον ΕΚ8, όπου φαίνεται ότι κανένα δομικό μέλος δεν εμφανίζει ανεπάρκεια. Επομένως τα αποτελέσματα των ελέγχων ελαστικής όσο και ανελαστικής ανάλυσης συμπίπτουν, καθώς το κτίριο επαρκεί και με τις δύο μεθόδους ανάλυσης.

Πίνακας 11.12 Τέμνουσα βάσης – Μετακίνηση κορυφής

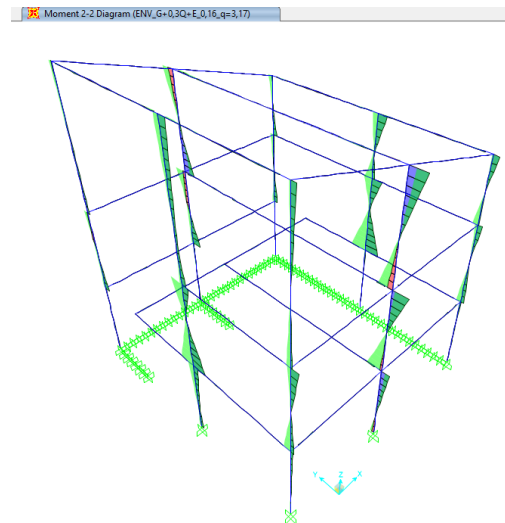
Σεισμικός συνδυασμός	Τέμνουσα βάσης (kN)		Μετακίνηση κορυφής (mm)	
	V_x	V_y	Δ_x	Δ_y
$G + 0,3 Q + E_x + 0,3 E_y$	194,489	111,489	6,71	5,43
$G + 0,3 Q + E_y + 0,3 E_x$	115,053	182,61	3,78	9,54



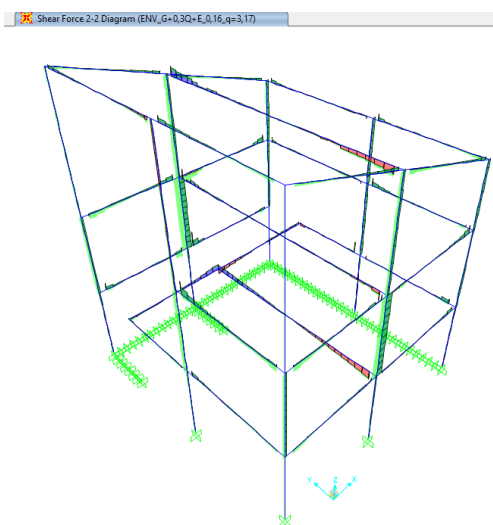
Σχήμα 11.47 Περιβάλλουσα [N]



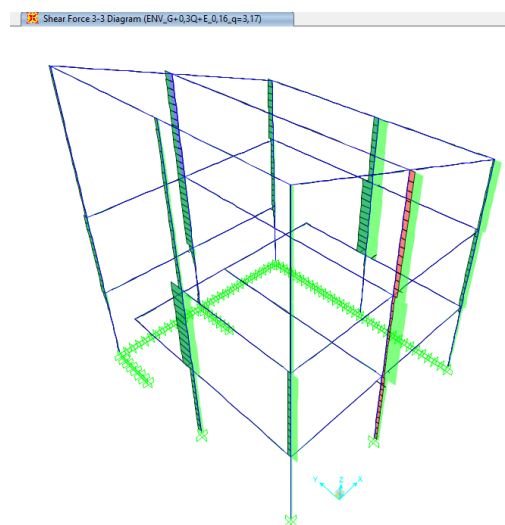
Σχήμα 11.48 Περιβάλλουσα [M_{3-3}]



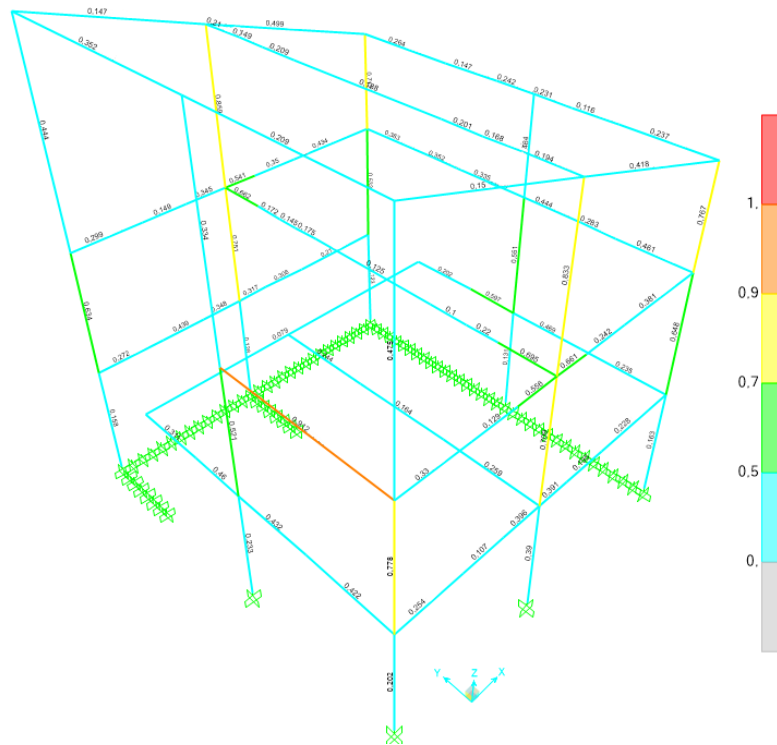
Σχήμα 11.49 Περιβάλλουσα [M_{2-2}]



Σχήμα 11.50 Περιβάλλουσα [V_{2-2}]



Σχήμα 11.51 Περιβάλλουσα [V_{3-3}]



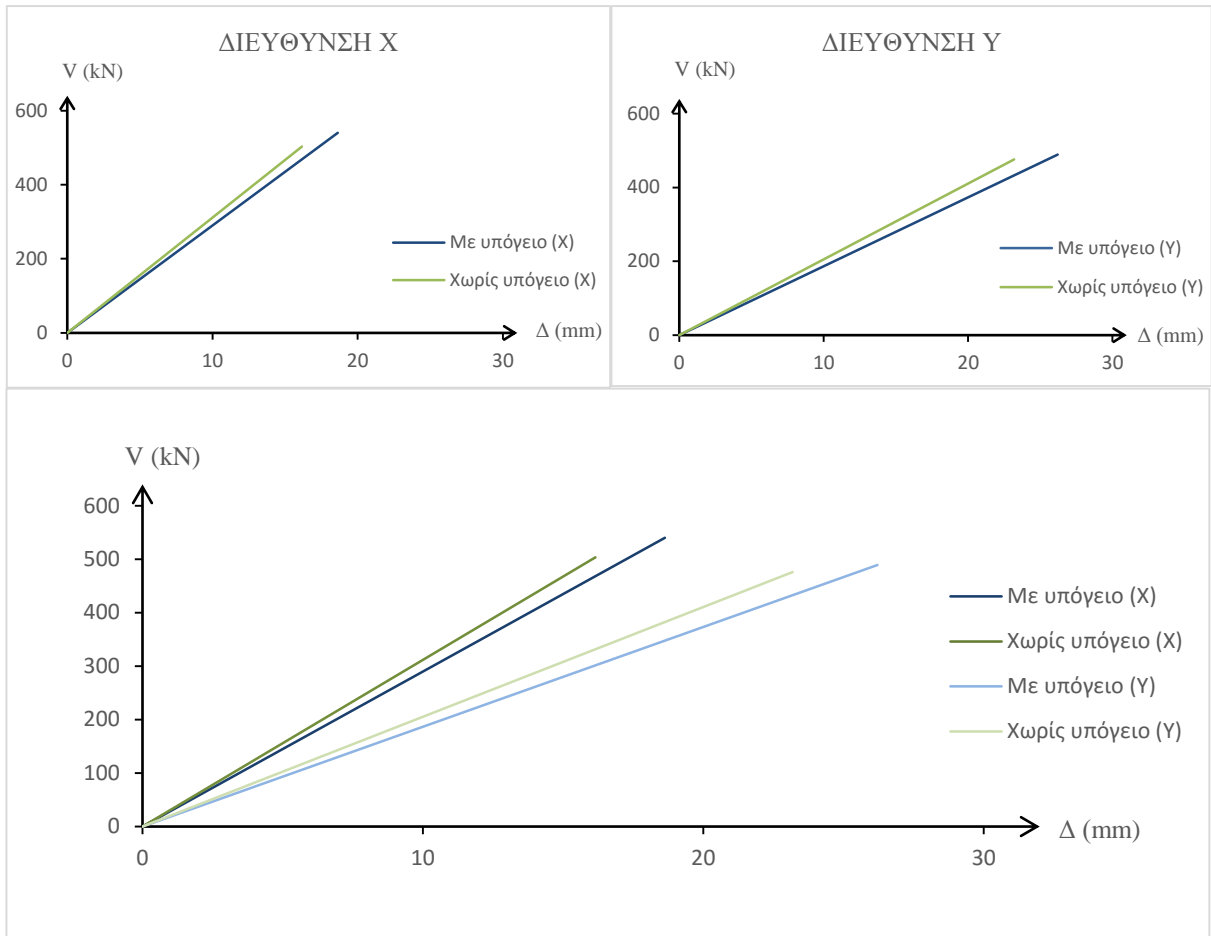
Σχήμα 11.52 Έλεγχος κτιρίου με ελαστική ανάλυση για συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3,17$

11.9 Συγκρίσεις αποτελεσμάτων προσομοίωσης του κτιρίου με και χωρίς το υπόγειο

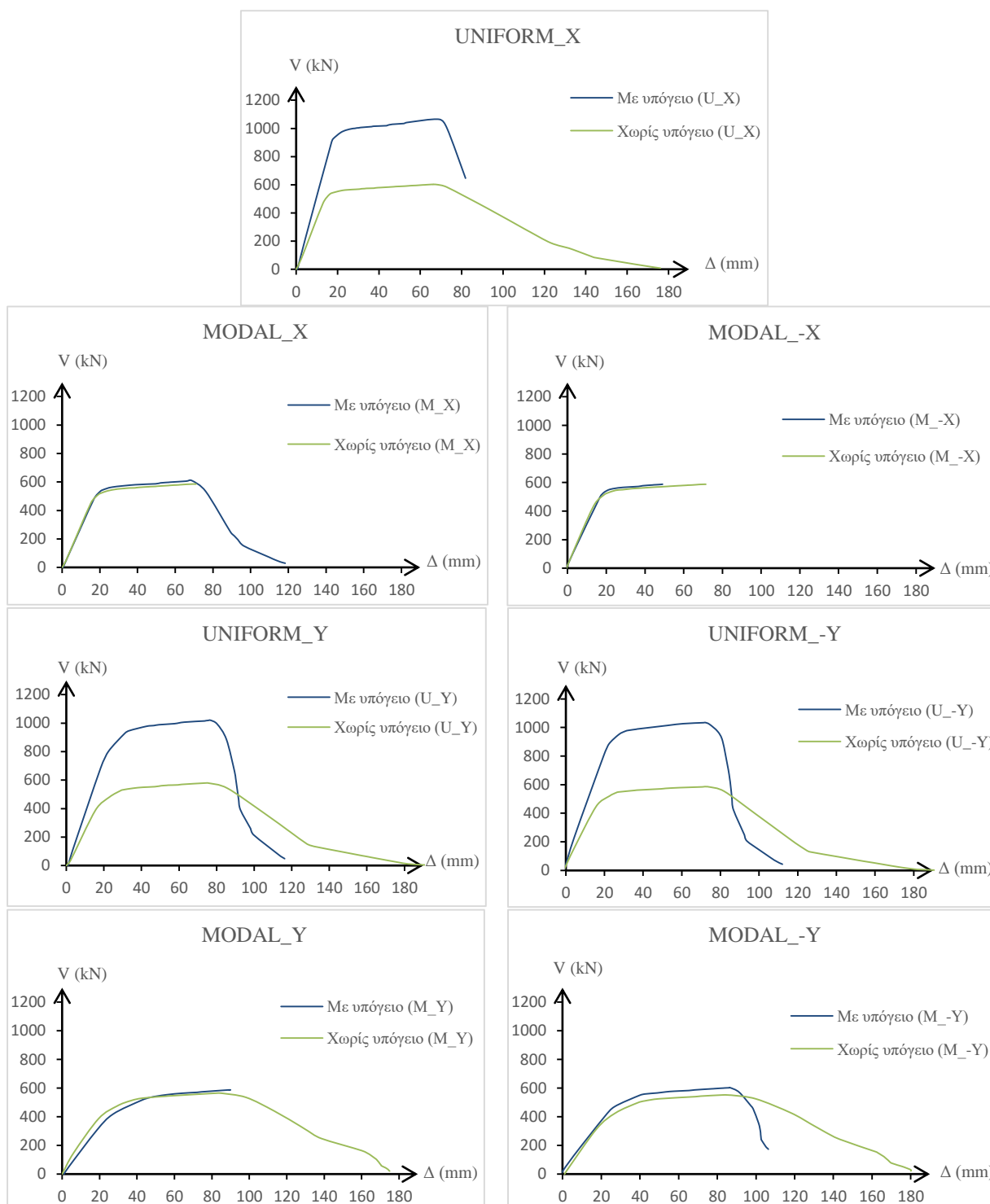
Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά ορισμένα αποτελέσματα των ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων του κτιρίου, με και χωρίς την εισαγωγή του υπογείου στο προσομοίωμα.

Πίνακας 11.13 Σύγκριση τιμών τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κορυφής ($q = 1$)

	Τέμνουσα βάσης V (kN)		Μετακίνηση κορυφής Δ (mm)	
	Χωρίς υπόγειο	Με υπόγειο	Χωρίς υπόγειο	Με υπόγειο
$G + 0,3 Q + E_x$	503,17	540,124	16,16	18,63
$G + 0,3 Q + E_y$	476,179	489,089	23,19	26,21



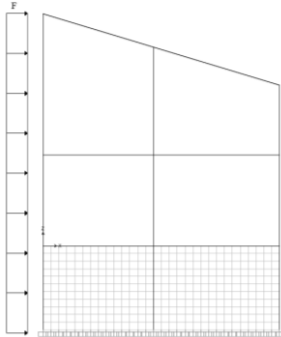
Σχήμα 11.53 Σύγκριση ελαστικής απόκρισης του κτιρίου με και χωρίς το υπόγειο κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις



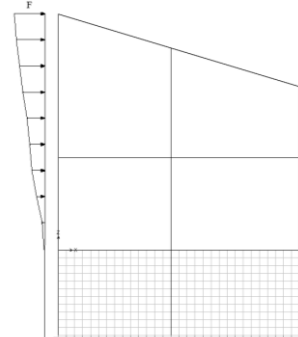
Σχήμα 11.54 Συγκρίσεις καμπύλων ικανότητας του κτιρίου με και χωρίς το υπόγειο για διάφορες κατανομές των οριζόντιων φορτίων

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα τόσο των ελαστικών όσο και των ανελαστικών αναλύσεων διαπιστώνεται ότι σχεδόν ταυτίζονται. Εξάιρεση αποτελούν οι καμπύλες ικανότητας, οι οποίες προέκυψαν από αναλύσεις pushover, όπου τα οριζόντια φορτία επιβάλλονται με ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή. Από αυτές τις αναλύσεις προκύπτει ότι το κτίριο με το υπόγειο έχει πολύ μεγαλύτερη αντοχή και αρκετά μεγαλύτερη δυσκαμψία. Τα αποτελέσματα αυτά είναι αναμενόμενα, καθώς με την επιβολή των φορτίων ομοιόμορφα το κτίριο πλέον συμπεριφέρεται ως τριώροφο, όπου ο πρώτος του όροφος έχει πολύ μεγάλη

αντοχή και δυσκαμψία λόγω των τοιχείων. Αντίθετα, με την επιβολή των οριζόντιων φορτίων σύμφωνα με την πρώτη σε κάθε διεύθυνση ιδιομορφή, το κτίριο με το υπόγειο εξακολουθεί να συμπεριφέρεται ως δώροφο, αφού οι δύο πρώτες ιδιομορφές δεν ενεργοποιούν τη μάζα του υπογείου.



Σχήμα 11.55 Ομοιόμορφη Κατανομή καθ' ύψος των οριζόντιων φορτίων



Σχήμα 11.56 Κατανομή οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος σύμφωνα με τη 2^η ιδιομορφή

Επομένως, συμπεραίνεται ότι η αρχική προσομοίωση του κτιρίου χωρίς το υπόγειο ήταν ορθή, καθώς δεν αλλάζουν αισθητά ούτε οι ιδιομορφές, ούτε η ελαστική και ανελαστική απόκριση του. Επιπλέον οι έλεγχοι επάρκειας και με τους δύο τρόπους προσομοίωσης δείχνουν ότι το κτίριο επαρκεί για σεισμική εδαφική επιτάχυνση ίση με $0,16g$.

Κεφάλαιο 12

Συμπεράσματα

Από την εξέταση του κτιρίου διαπιστώνεται η επάρκεια της φέρουσας ικανότητάς του έναντι σεισμικών δράσεων, οφειλόμενων σε εδαφική επιτάχυνση 0,16g, για την οποία είχε αρχικά σχεδιαστεί.

Από τη διερεύνηση της συμπεριφοράς του κτιρίου σε εδαφική επιτάχυνση 0,36g και τον έλεγχο της επάρκειάς του σε όρους παραμορφώσεων μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης προκύπτει η ανάγκη ενίσχυσης των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Η ενίσχυση του κτιρίου, μέσω περίσφιξης των κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων του ισογείου, με μανδύες σύνθετων υλικών κρίνεται ιδιαίτερα αποτελεσματική στην αύξηση της πλαστιμότητάς του, καθώς με 1-2 στρώσεις υφάσματος CFRP επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας κατά 80%. Η ενίσχυση επιλεγμένων υποστυλωμάτων του ισογείου με την τεχνική των πρόσθετων οπλισμών σε εγκοπές (NSM) χρησιμοποιώντας ελάσματα CFRP επιφέρει αύξηση της καμπτικής αντοχής του κτιρίου κατά 45%, με μηδενική μεταβολή της δυσκαμψίας. Επομένως συμπεραίνεται ότι τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή, αναλόγως της μορφής τους μπορούν να χρησιμοποιηθούν με διαφορετικές τεχνικές, προσδίδοντας κάθε φορά στην κατασκευή τα επιθυμητά χαρακτηριστικά, χωρίς ταυτόχρονη, πιθανώς μη επιθυμητή, μεταβολή άλλων χαρακτηριστικών της κατασκευής (π.χ. μεταβολή δυσκαμψίας).

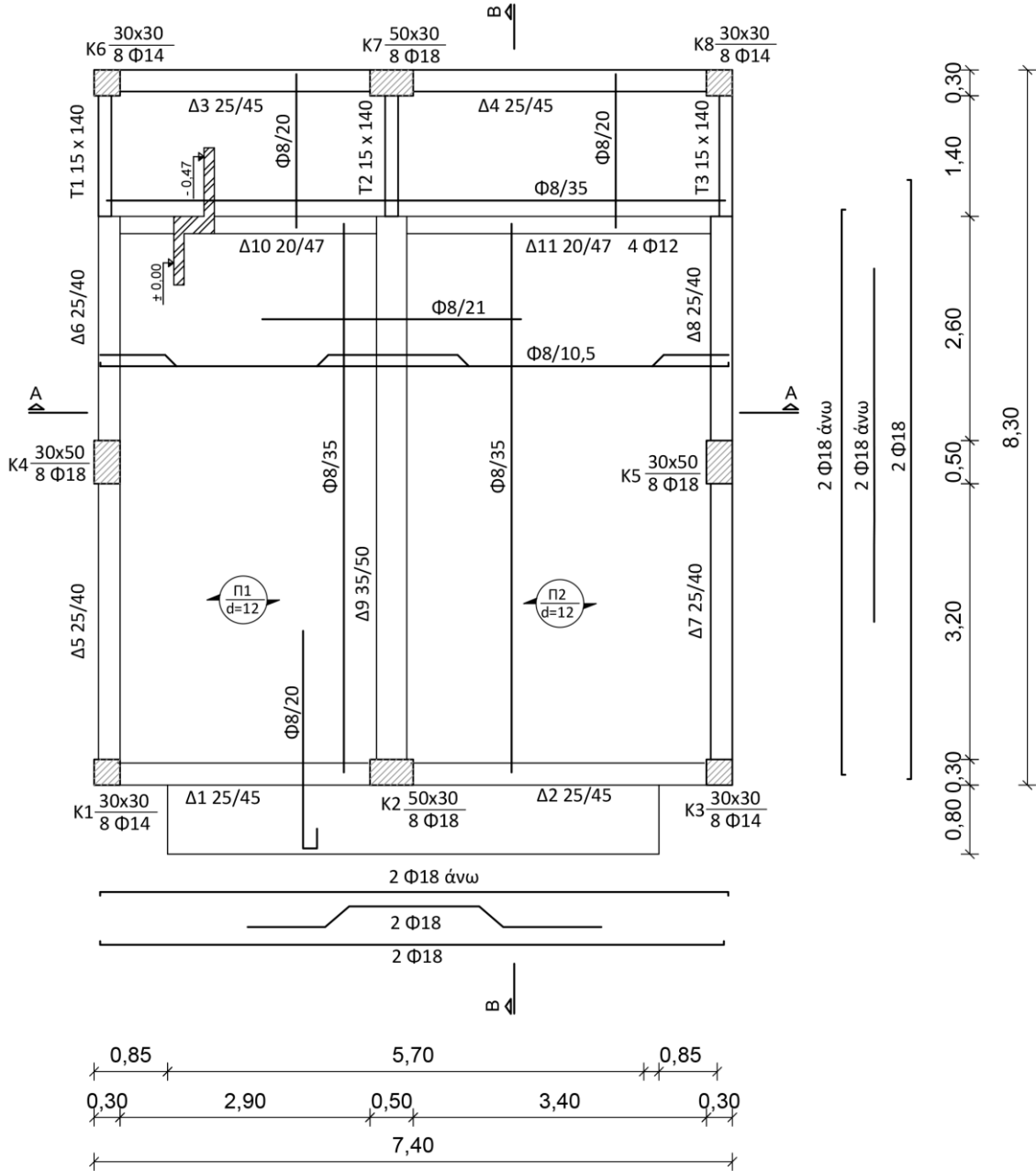
Τέλος, από τη σύγκριση της συμπεριφοράς του κτιρίου, αναλύοντάς το με δύο διαφορετικά προσομοιώματα (στο ένα συμπεριλαμβάνεται το υπόγειο, ενώ στο άλλο όχι), δεν παρατηρούνται ουσιαστικές διαφορές, επιβεβαιώνοντας την ορθότητα της αρχικής προσομοίωσης με τη θεώρηση της ανωδομής πακτωμένης στο έδαφος.

Βιβλιογραφία

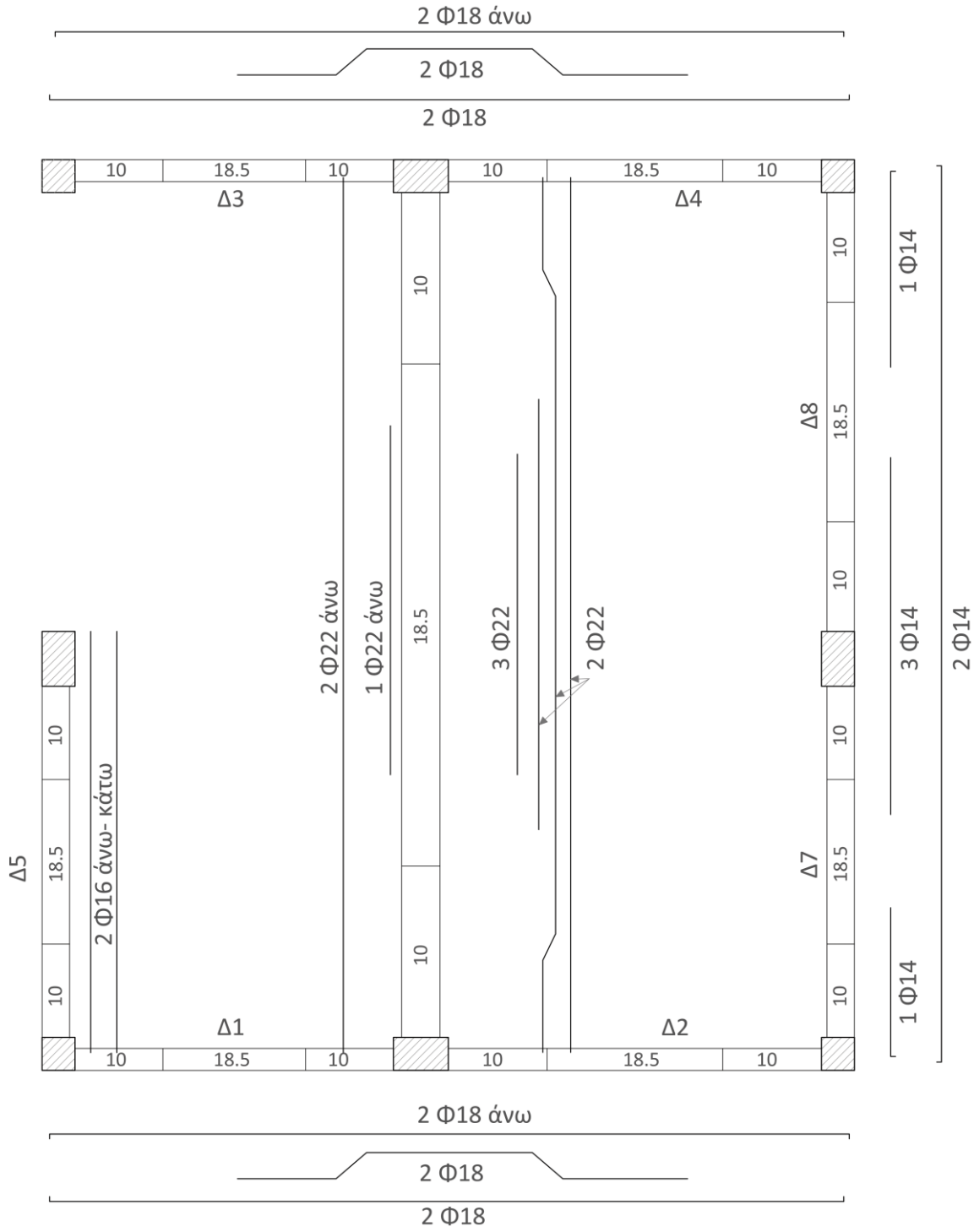
- [1] Βάγιας Ι., 2010, *Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [2] Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., 2013, *Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [3] Βασιλικό Διάταγμα, 1954, *Περί Κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος*, Τεύχος Πρώτον, αριθμός φύλλου 160, Αθήνα
- [4] Γιαννόπουλος Π., *Πλαστιμότητα κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα*, σημειώσεις μαθήματος: Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [5] Δρίτσος Σ., 2005, *Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα*, γ' αναθεωρημένη έκδοση, Πάτρα
- [6] Ερμόπουλος Ι., 2005, *Ευρωκώδικας I, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [7] Κανελλόπουλος Α., 2007, *Αντισεισμικός σχεδιασμός και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα*, Εκδόσεις Cubus Hellas, Αθήνα
- [8] ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013, *Κανονισμός επεμβάσεων*, ΟΑΣΠ
- [9] Καρύδης Γ., *Δομητικές επεμβάσεις ενισχύσεων με ινώδη σύνθετα υλικά*, Sika CarboDur
- [10] Κατσικαδέλης Ι., 2002, *Δυναμική των κατασκευών*, Τόμος Ι, Εκδόσεις Συμμετρία
- [11] Κατσικαδέλης Ι., 2004, *Δυναμική των κατασκευών*, Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Συμμετρία
- [12] Μπούρνας Δ., 2008, *Ενίσχυση υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος με νέα υλικά: ινοπλέγματα ανόργανης μήτρας, οπλισμοί σύνθετων υλικών ή ανοξείδωτου χάλυβα σε εγκοπές*, Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα
- [13] Μπούρνας Δ., Τριανταφύλλου Α., 2009, *Ενίσχυση Υποστυλωμάτων Οπλισμένου Σκυροδέματος σε Ανακυκλιζόμενη Κάμψη με Πρόσθετους Οπλισμούς σε Εγκοπές (ΠΟΕ)*, 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, Πάφος, Κύπρος
- [14] Παπαδρακάκης Μ., 2003, *Πλαστική ανάλυση ραβδωτών φορέων*, σημειώσεις μαθήματος Στατική V, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [15] Σπυράκος Κ., 2004, *Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία*, ΤΕΕ, Αθήνα
- [16] Τριανταφύλλου Α, 2003, *Ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά*
- [17] Τσάμπρας Γ., 2010, *SAP2000 Ανάλυση & σχεδιασμός κατασκευών με πεπερασμένα στοιχεία*, Πάτρα
- [18] Χατζηκυριάκος Ε., 2011, *Ελαστική και ανελαστική ανάλυση φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα ενισχυμένου με μεταλλικά υποστυλώματα*, Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [19] Χιώτης Δ., 2012, *Ενίσχυση δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία με ινοπλισμένα πολυμερή*, Μεταπτυχιακή εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [20] Ψυχάρης Γ., 2015, *Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας (Τεύχος I)*, σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 1&2, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα

- [21] Ψυχάρης Γ., 2015, *Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας (Τεύχος 2)*, σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 1&2, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [22] ATC, 1996, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California
- [23] Chopra A., 2010, *Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική*, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
- [24] CSI, 2011, *SAP2000: Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*, Berkeley, California
- [25] EN 1990, 2004, *Eurocode 0: Basic of structural design*, CEN, European committee for standardization
- [26] EN 1991, 2005, *Eurocode 1: Actions on structures*, CEN, European committee for standardization
- [27] EN 1992-1, 2005, *Eurocode 2: Design of concrete structures*, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, European Committee for standardization
- [28] EN 1998-1, 2004, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European committee for standardization
- [29] EN 1998-3, 2005, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*, Part 3: Strengthening and repair of buildings, CEN, European committee for standardization
- [30] Fardis M., 2009, *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*, Published by Springer
- [31] FEMA, 2000, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 356, Virginia
- [32] FIB, 2001, “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”, bulletin 14
- [33] Pauley T., Priestley M., 1996, *Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία*, μετάφραση της αγγλικής έκδοσης “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- [34] Penelis G., Penelis Gr., 2014, *Concrete Buildings in Seismic Regions*, Published by CRC Press
- [35] Rombach G., 2011, *Finite-element design of concrete structures*, second edition, Published by ICE Publishing, London

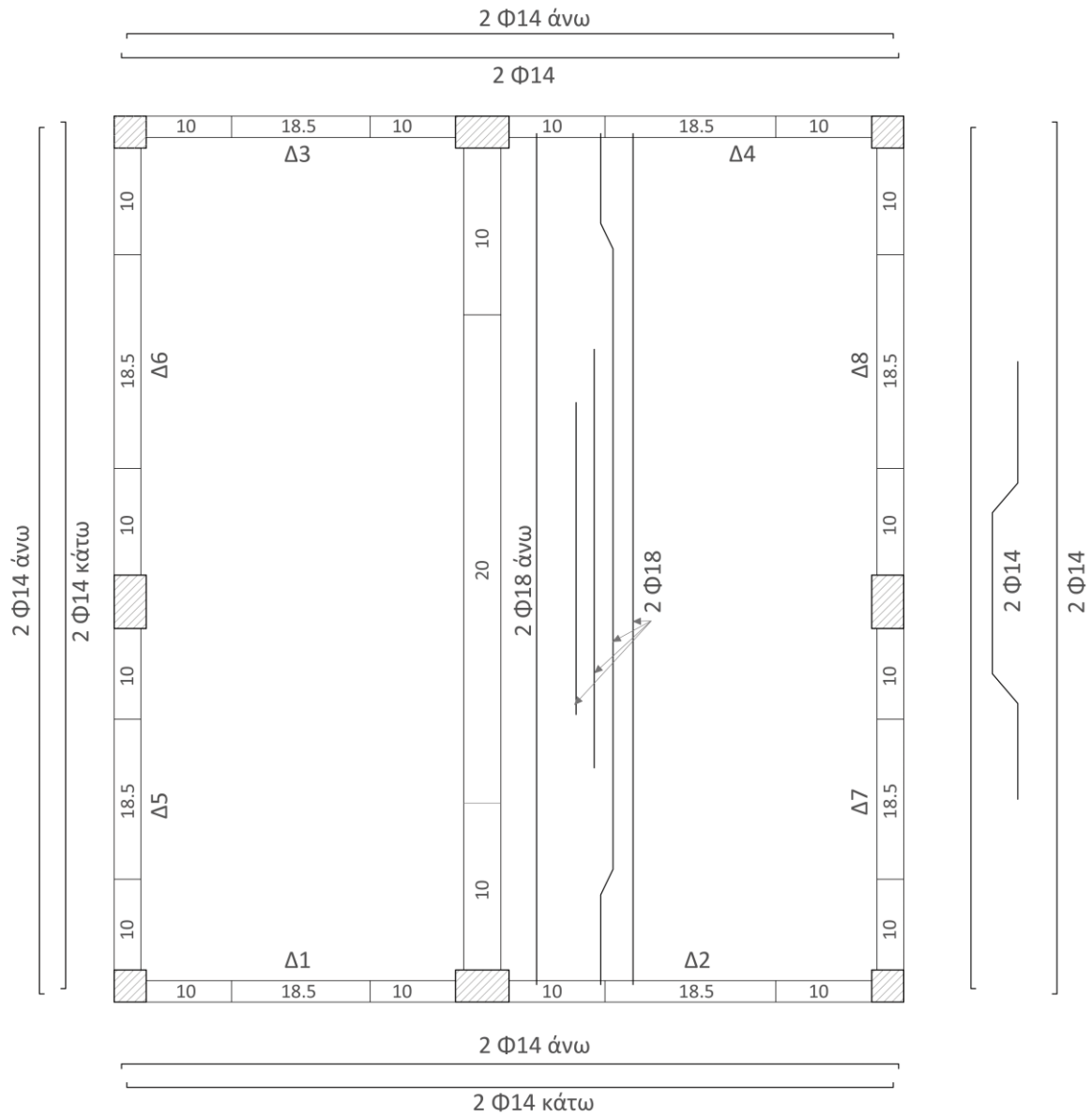
Παράρτημα: Αναπτύγματα οπλισμών



Σχήμα Π1 Αναπτύγματα οπλισμών δοκών υπογείου



Σχήμα Π2 Αναπτύγματα οπλισμών δοκών ισογείου



Σχήμα Π3 Αναπτύγματα οπλισμών δοκών ορόφου