



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗΣ ΚΑΙ
ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΣΤΗ Ν. ΣΜΥΡΝΗ

Μπροκαλάκη Σ. Ελένη

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Σπυράκος Κωνσταντίνος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Οκτώβριος 2011

Σε όλους όσους συνετέλεσαν στην
πραγματοποίηση αυτής της
εργασίας.

Πρόλογος

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια μεταπτυχιακής εργασίας για το Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών» της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας.

Ο τομέας της Αντισεισμικής Τεχνολογίας έχει γνωρίσει σοβαρή πρόοδο τις τελευταίες δεκαετίες έτσι ώστε να εξασφαλίζεται σε ικανοποιητικό βαθμό η προστασία ενός νεόδμητου κτιρίου. Η πλειονότητα των κατασκευών στη χώρα μας, ωστόσο, αποτελείται από υφιστάμενα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος τα οποία μελετήθηκαν και οικοδομήθηκαν τουλάχιστον έως και τα τέλη της δεκαετίας του 1970, σε εποχές που στερούνταν τα αυστηρά σύγχρονα κριτήρια σχεδιασμού και επίβλεψης και η συντήρηση απεδείχθη ελλιπής. Ένας προοδευτικά αυξανόμενος αριθμός δομημάτων, κατά συνέπεια, χρήζει επεμβάσεων με σκοπό τη βελτίωση της σεισμικής τους συμπεριφοράς.

Ο πολυσύνθετος χαρακτήρας του τομέα των ανασχεδιασμών οδήγησε στη σύσταση ενός κανονιστικού κειμένου μελέτης των δομητικών επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τελικό εναρμονισμένο κείμενο 2010/2011) με ενσωματωμένες Οδηγίες από το ευρωπαϊκό πρότυπο του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (Αντισεισμικός Σχεδιασμός των Κατασκευών - Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, EN 1998 - 3:2005). Βασικοί στόχοι της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας είναι η θεωρητική και πρακτική παρουσίαση του ελέγχου επάρκειας, που βασίζεται στις οδηγίες αυτών των Κανονισμών, και της ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών, η ανάδειξη των αποτελεσμάτων που μπορεί να έχει στη συμπεριφορά μιας κατασκευής η ενίσχυσή της, καθώς και η ιδιαίτερη σημασία της ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών σε μία κοινωνία όπως η ελληνική.

Στο σημείο αυτό, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή του τομέα Αντισεισμικής Τεχνολογίας της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, κύριο Κωνσταντίνο Σπυράκο, για την εμπιστοσύνη που μου επέδειξε αναθέτοντάς μου το θέμα αυτό αλλά και για την καθοδήγησή του στην αποπεράτωση αυτής της προσπάθειας, κάτω από το άριστο κλίμα συνεργασίας. Επίσης, ευχαριστώ ιδιαίτερα τον υποψήφιο Διδάκτορα Χάρη Μανιατάκη και το Δημήτριο Κοκκινάκο για την πολύτιμη βοήθειά τους, για τις ουσιαστικές τους υποδείξεις και για την ηθική και ψυχολογική τους υποστήριξη.

Μπροκαλάκη Σ. Ελένη

Περιεχόμενα

	Περίληψη - Abstract	8
1	ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΕΥΩΝ	12
1.1	Εισαγωγή – Ορισμός βασικών εννοιών	12
1.2	Αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων	15
1.2.1	Γενικά	15
1.2.2	Σκοπός	15
1.2.3	Συλλογή στοιχείων	16
1.2.3.1	Διάγνωση των βλαβών	16
1.2.3.2	Αποτίμηση με βάση τη στάθμη της βλάβης	19
1.2.3.3	Στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ.)	23
1.2.4	Αρχές αποτίμησης	30
1.2.4.1	Γενικότητες	30
1.2.4.2	Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης	31
1.3	Διαδικασία ανασχεδιασμού της κατασκευής	32
1.3.1	Γενικά	32
1.3.2	Διαδικασία ανασχεδιασμού	33
1.4	Στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων	34
1.4.1	Στρατηγική των επεμβάσεων	34
1.4.2	Σύστημα επεμβάσεων	36
1.4.2.1	Βελτίωση του φορέα μέσω τοπικών επεμβάσεων	37
1.4.2.2	Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα	37
1.4.2.3	Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης	38
1.4.2.4	Μείωση της σεισμικής απαίτησης	39
1.4.3	Επιλογή συστήματος επεμβάσεων	40
1.4.4	Σχεδιαστικοί περιορισμοί	42
1.4.5	Διαχειριστικές στρατηγικές επεμβάσεων	43
2	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ – ΜΑΝΔΥΕΣ Ο.Σ. ΚΑΙ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ	44
2.1	Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος	44
2.1.1	Γενικά	44
2.1.2	Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος	46
2.1.3	Ανοικτοί μανδύες	47
2.1.4	Διαδικασία κατασκευής των μανδύων – Θεμελιώσεις	48
2.1.5	Έλεγχος διεπιφάνειας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. – Διαστασιολόγηση επεμβάσεων	50
2.1.6	Κατασκευαστικές διατάξεις	55
2.2	Σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (F.R.P. Composites)	55
2.2.1	Εισαγωγή	55
2.2.2	Βασικές έννοιες σύνθετων υλικών	56
2.2.3	Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών	57
2.2.4	Μήτρες σύνθετων υλικών (resins)	58

2.2.5	Ίνες οπλισμού (fibers)	58
2.2.6	Παράγοντες επηρεάζοντες τις μηχανικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών	60
2.2.7	Συνοχή υλικού με υπόστρωμα	60
2.2.8	Ενίσχυση πλακοδοκού ο. σ. έναντι διάτμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	61
3	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	66
3.1	Ορισμός	66
3.2	Σχετικές κανονιστικές διατάξεις	66
3.3	Βασικές παραδοχές	67
3.4	Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου	68
3.5	Προσομοίωση και Ανάλυση	69
3.5.1	Γενικά	69
3.5.2	Καθορισμός του κόμβου ελέγχου	70
3.5.3	Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος	70
3.5.4	Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης – μετακίνησης	71
3.5.5	Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου	72
3.5.6	Ανάλυση του προσομοιώματος	72
3.5.7	Μεθοδολογία υπολογισμών	73
3.5.8	Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα	74
3.6	Προσδιορισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών	76
3.6.1	Γενικά	76
3.6.2	Στοχευόμενη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Μέθοδος συντελεστών)	76
3.6.3	Στοχευόμενη μετακίνηση κατά ATC – 40	79
3.6.4	Διαφράγματα	84
3.7	Σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας	85
3.8	Στόχοι σεισμικής ικανότητας	86
3.8.1	Γενικά	86
3.8.2	Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού	87
3.8.3	Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής	91
3.9	Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας	92
3.9.1	Καμπύλη ικανότητας	92
3.9.2	Καμπύλη F – δ δομικού στοιχείου ή διατομής	92
3.9.3	Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής	96
4	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ	97
4.1	Στοιχεία του υφιστάμενου κτιρίου	97
4.2	Υλικά – Μηχανικές παράμετροι	100
4.3	Προσομοίωση μοντέλου	102
4.3.1	Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	118
4.3.2	Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τις γραμμικές μεθόδους και αναπαράσταση προσομοιώματος	122
4.4	Προσομοίωση φορτίσεων	132

5	ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	140
5.1	Γενικά	140
5.2	Ιδιομορφική ανάλυση	141
5.3	Δυναμική φασματική ανάλυση – Δείκτες ανεπάρκειας	144
5.4	Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover analysis)	152
5.4.1	Προϋποθέσεις εφαρμογής	152
5.4.2	Εντατικό μέγεθος αντίστασης διαρροής ή αστοχίας στοιχείου	153
5.4.3	Παραμόρφωση διαρροής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος	154
5.4.4	Παραμορφώσεις αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος	155
5.4.5	Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων	179
5.4.6	Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου	182
6	ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ	208
6.1	Σεισμοί κοντινού πεδίου	208
6.2	Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου σε τρεις σεισμούς κοντινού πεδίου	210
6.2.1	Σημεία απόκρισης για την απαίτηση των επιμέρους σεισμών	213
6.2.2	Αποτίμηση για το σεισμό της Αθήνας	217
6.2.3	Αποτίμηση για το σεισμό του San Salvador	229
6.2.4	Αποτίμηση για το σεισμό της Coyote Lake	241
7	ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΜΕΤΑΞΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 – ΜΕΡΟΣ 3	254
7.1	Στοιχεία πλαισίου	254
7.2	Μόνιμα, κινητά και οριζόντια φορτία	256
7.3	Αναλυτικός προσδιορισμός γωνιών στροφής των μελών του πλαισίου	257
7.3.1	Ανάλυση σύμφωνα με το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.	257
7.3.2	Ανάλυση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (EN 1998 – 3:2005)	274
7.3.3	Σύγκριση των γωνιών που προέκυψαν από ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8 – 3	285
7.4	Ανελαστική στατική ανάλυση πλαισίου	286
7.4.1	Ανάλυση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	287
7.4.2	Ανάλυση σύμφωνα με τον EC8 – 3	293
7.5	Συμπεράσματα σύγκρισης	300
8	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.	302
8.1	Δεδομένα κλειστών μανδύων	302
8.2	Δεδομένα φόρτισης	303
8.3	Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών για γραμμικές μεθόδους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	305
8.4	Συντελεστές μονολιθικότητας – Συντελεστές ασφαλείας	306
8.5	Στατική επίλυση πλαισίου	309
8.6	Γεωμετρικοί περιορισμοί	313
8.7	Έλεγχος έναντι λυγισμού	313
8.8	Υπολογισμός διαμήκων οπλισμών (κύριος οπλισμός)	314

8.9	Υπολογισμός εγκάρσιων οπλισμών (συνδετήρες μανδύα)	316
8.10	Αναλυτικός προσδιορισμός γωνιών στροφής των ενισχυμένων υποστυλωμάτων	320
8.11	Στάθμες επιτελεσματικότητας και καμπύλη ροπής – στροφής ($M - \theta$)	325
8.12	Ανελαστική στατική ανάλυση ενισχυμένου πλαισίου	327
8.12.1	Ρηγματωμένες διατομές	327
8.12.2	Προσομοίωση	328
8.12.3	Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης	329
8.13	Ενίσχυση πλακοδοκού έναντι διάτμησης με σύνθετα υλικά	334
9	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	337
	Βιβλιογραφία	342

Περίληψη

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία πραγματεύεται το ευαίσθητο και πολυπαραμετρικό θέμα των επεμβάσεων στις υφιστάμενες κατασκευές μέσω ελέγχων που πραγματοποιούνται σε σχολικό κτίριο, μέρος του συγκροτήματος τεσσάρων ανεξάρτητων κατασκευών του δήμου Νέας Σμύρνης, που μελετήθηκε και οικοδομήθηκε το 1971. Τα φέροντα δομικά στοιχεία του κτιρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) και του Αντισεισμικού Κανονισμού (1959) οι οποίες στερούνταν την αυστηρότητα των σύγχρονων Οδηγιών ως προς τη μελέτη και την επίβλεψη. Οι σοβαρότατες ανεπάρκειες που κατέδειξε ο έλεγχος επάρκειας σύμφωνα με το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010/2011), μετά τη δυναμική ελαστική ανάλυση για το φάσμα του EC8 και μετά τις 8 ανελαστικές στατικές αναλύσεις, οδήγησαν στην επιτακτική ανάγκη για βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του φορέα. Η ενδελεχής μελέτη πάνω σε ένα επίπεδο πλαίσιο, χάριν απλότητας, κατέδειξε το σύστημα των κλειστών ολόσωμων μανδύων ο. σ. για τα υποστυλώματα και τα σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή τύπου «U» με επαρκή μηχανική αγκύρωση στη θλιβόμενη ζώνη της δοκού ως μία ικανοποιητική λύση. Αναλυτικότερα:

Στο Κεφάλαιο 1, τίθεται το ζήτημα των επεμβάσεων με τον ορισμό των βασικότερων εννοιών που επιβάλλεται να κατανοηθούν εξ' αρχής και τη διατύπωση των αρχών που διέπουν την αποτίμηση. Επίσης, περιγράφονται συνοπτικά τα βήματα που ακολουθούνται κατά τον ανασχεδιασμό, ενώ παρουσιάζονται και οι βασικότερες στρατηγικές – συστήματα επεμβάσεων, ανάλογα με τις ανάγκες που υφίστανται. Το θεωρητικό ενδιαφέρον στο Κεφάλαιο 2 εξειδικεύεται στις δύο συγκεκριμένες μεθόδους που εφαρμόζονται και προαναφέρθηκαν.

Στο Κεφάλαιο 3, περιγράφεται η ανελαστική στατική ανάλυση είτε ως μέθοδος αποτίμησης είτε ως ανασχεδιασμού, όπως είναι γνωστή από τη διεθνή βιβλιογραφία και κυρίως από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εισάγεται, επιπλέον, η έννοια της «Στάθμης Επιτελεστικότητας» αφού το υπό εξέταση κτίριο αποτιμάται και ανασχεδιάζεται βάσει αυτής της λογικής.

Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζονται τα στοιχεία, τα υλικά και οι παράμετροι του κτιρίου και των φορτίσεων που υπεισέρχονται στο προσομοίωμα, καθώς και ο τρόπος μοντελοποίησής τους στο λογισμικό SAP 2000 v.14. Το μοντέλο υπόκειται σε πλήρη έλεγχο επάρκειας μετά από ελαστική και ανελαστική ανάλυση που εφαρμόζονται αφού εξεταστεί η ικανοποίηση των προϋποθέσεων που τίθενται (Κεφάλαιο 5). Διερευνητικά, το κτίριο υποβάλλεται και στη σεισμική διέγερση τριών πραγματικών σεισμών κοντινού πεδίου, στο Κεφάλαιο 6 και οι ανεπάρκειες είναι ακόμα σημαντικότερες.

Τέλος, στα Κεφάλαια 7 και 8, αναλύεται ένα επίπεδο πλαίσιο από σχολικό κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τη λογική του δύσκαμπτου ζυγώματος έναντι πιο εύκαμπτων κατακόρυφων μελών (προ 1985), παρουσιάζονται όλοι οι υπολογισμοί και προτείνεται η ενίσχυση αυτού, και όλου του κτιρίου αντιστοίχως, με ένα σύστημα ενίσχυσης που συνίσταται από μανδύες ο. σ. που αυξάνουν τελικά την αντίσταση, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητα του πλαισίου και από σύνθετα υαλουφάσματα που αναλαμβάνουν την πλεονάζουσα τέμνουσα σχεδιασμού που δρα στη δοκό.

Abstract

In present master in science thesis, the sensible and complex issue of Interventions to provide adequate resistance against seismic actions in existing structures is discussed. This is achieved by examining an individual reinforced concrete school building located in Municipality of Nea Smirni, in Athens, member of a four building block. The four – storey building was designed and constructed in 1971 under the provisions of coexisting material – relevant national Codes (Members of Reinforced Concrete, 1954), at least by means of traditional construction rules and according to a non – conservative design Code for earthquake resistant structures (1959). Seismic hazard evaluation and complete assessment after eight different non – linear static (pushover) analysis, a modal Eurocode 8 response spectrum analysis and a q – factor ($q = 1.50$) approach indicated severe inadequacies demanding retrofitting. However, the whole computing, based on the finally adapted edition of National Interventions Code (KAN.EPE), is presented on a theoretical plane frame isolated from a school building for the sake of completeness and simplicity. It also led to the great need for a retrofitting campaign in order to enhance the strength and stiffness of the frame. The proposed retrofitting programme consists of reinforced concrete jackets applied to the whole length of the columns and F.R.P. composite materials (Type “U”) for the beam after all the appropriate anchorage measures in the compressed area of the section are taken.

In the 1st Chapter, a theoretical approach of Assessment and Retrofitting takes place by presenting significant definitions, fundamental principles in accordance with present knowledge and by describing some internationally applied retrofitting programmes (passive and active). In the 2nd Chapter interest is concentrated especially in the two methods which are applied further and are prementioned.

Furthermore, 3rd Chapter presents in theoretical detail non – linear static analysis as well as the great variety of conditional parameters. Terms such as capacity / demanding curves, target displacement and performance requirements (Limit States) are introduced since the plain frame and the particular building assessment and retrofitting processes are based on a certain acceptable degree of structural damage.

In the 4th Chapter, detailed information such as material properties, local law parameters and so on concerning the building and seismic or non – seismic actions are given. The steps followed for modeling in SAP 2000 v.14 software are analyzed, various compulsory assumptions are made to finally reach the results. In the 5th Chapter, results from all analysis are presented and compliance criteria are checked. In the 6th Chapter, the building is investigated for the action of three real seismic events under which inadequacies appear to be major.

Finally, in the 7th and 8th Chapters, detailed computing during all procedures of assessment and retrofitting is presented. These Chapters deal with the plane frame that consists of an extensively stiff beam compared to two less stiff vertical elements (constructed before 1985 provisions). Its current seismic behaviour is evaluated and since performance requirements for Significant Damage Limit State are exceeded, the retrofitting programme previously discussed is proposed before remodeling. Strength and stiffness

enhancement in total is achieved by the application of reinforced concrete jackets in columns combined with the greater shear strength of the beam as resulted by the use of F.R.P. composites.

1. ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

1.1 Εισαγωγή – Ορισμός βασικών εννοιών

Η Ελλάδα αν και καλύπτει μόλις το 0.02% του παγκόσμιου χάρτη είναι στη δυσμενή θέση να απελευθερώνει το 2% της συνολικής σεισμικής ενέργειας της Γης και το 50% της ευρωπαϊκής. Το ποσοστό αυτό την κατατάσσει στην 6^η πιο σεισμογενή θέση παγκοσμίως, μετά την Ιαπωνία, τη Δημοκρατία Βουνουάτου, το Περού, τα Νησιά του Σολομώντα και τη Χιλή. Υπό αυτές τις συνθήκες, ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής στον ελλαδικό χώρο αποτελεί μία σύνθετη διαδικασία το αποτέλεσμα της οποίας πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις για τις οποίες δημιουργείται η κατασκευή και ταυτόχρονα να παρέχει ασφάλεια· ακόμα και στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού να μην υπάρχουν απώλειες ανθρώπινων ζωών. (Σχήματα 1.1 και 1.2). Η αβεβαιότητα ως προς τις φορτίσεις, ειδικά τις σεισμικές και ως προς την προσομοίωση της κατασκευής με τη χρήση των ανάλογων παραδοχών, δημιουργούν προβλήματα αξιοπιστίας και βλάβες στις κατασκευές. Ο τομέας της Αντισεισμικής Τεχνολογίας, ωστόσο, έχει γνωρίσει σοβαρή πρόοδο τα τελευταία χρόνια έτσι ώστε να μπορεί να εξασφαλίζεται η προστασία και η ασφάλεια ενός νεόδμητου κτιρίου, κατασκευασμένου σύμφωνα με τον πρόσφατο Αντισεισμικό Κανονισμό, σε ικανοποιητικό βαθμό.

Η πλειονότητα των κατασκευών στη χώρα μας, βέβαια, αποτελείται από υφιστάμενα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος (ο. σ.) στην συντριπτική τους πλειοψηφία, που μελετήθηκαν και οικοδομήθηκαν τουλάχιστον έως και τα τέλη της δεκαετίας του 1970. Έχουν κατασκευαστεί σε εποχές όπου δεν εφαρμόζονταν τα σημερινά αυστηρά κριτήρια στην κατασκευή και την επίβλεψη των έργων και τα διαθέσιμα λογισμικά υπολογισμών, η τεχνολογία και οι γνώσεις των μηχανικών σε θέματα σεισμών ήταν συγκριτικά περιορισμένα. Συγκεκριμένα, η γνώση των μηχανισμών κατάρρευσης ήταν ελλιπής (ιδιαίτερα στα κτίρια τύπου pilotis, με τη δημιουργία του μηχανισμού μαλακού ορόφου), ενώ το ίδιο συνέβαινε και με τη γνώση που αφορά στα κοντά υποστυλώματα, στον τρόπο λειτουργίας των τοιχοπληρώσεων, στην επίδραση των γειτονικών κτιρίων και στην αλληλεπίδραση του εδάφους με την κατασκευή. Τα σημαντικότερα προβλήματα εμφανίζονται, δηλαδή, στις περιπτώσεις των υφιστάμενων κατασκευών οι οποίες δεν είναι σε θέση να φέρουν τα φορτία που αναμένονται από έναν ενδεχόμενο σεισμό καθώς έχουν σχεδιαστεί κάτω από την ισχύ παλαιότερων Κανονισμών (πριν την εφαρμογή των πρόσθετων άρθρων του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1985) που σε αρκετές περιπτώσεις αποδείχτηκαν ανεπαρκείς. Επιπροσθέτως, δεν υπήρξε πρόνοια για κατάλληλη συντήρηση με αναπόφευκτη συνέπεια τη φυσική φθορά των κατασκευών μέσα στο χρόνο. Παρουσιάζονται, κατά συνέπεια, μικρότερης ή μεγαλύτερης έκτασης βλάβες (μικρή αντοχή σε σεισμικές δράσεις, μειωμένη δυσκαμψία ή πλαστιμότητα, παρουσία

ασθενών ορόφων, πιλοτές) οι οποίες καθιστούν τα υφιστάμενα κτίρια επικίνδυνα σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμών. Αποτέλεσμα των παραπάνω είναι ότι ένας προοδευτικά αυξανόμενος αριθμός υφιστάμενων κατασκευών χρήζει *επεμβάσεων, επισκευών* ή/και *ενισχύσεων* με σκοπό τη βελτίωση της σεισμικής τους συμπεριφοράς, που μεταφράζεται σε μεγαλύτερη ασφάλεια για τους χρήστες τους. Ο στόχος των επισκευών και των ενισχύσεων είναι η αποκατάσταση ή η αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της ικανότητας απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Συγκεκριμένα:

Με τον όρο **επισκευή** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ της βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

Με τον όρο **ενίσχυση** νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες προληπτικά, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή του φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού αναβαθμίζοντας τα μηχανικά χαρακτηριστικά του.

Δομητική **επέμβαση** καλείται η ευρύτερη εργασία που έχει ως αποτέλεσμα την επιθυμητή μεταβολή των υφιστάμενων μηχανικών χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος και έχει ως συνέπεια την τροποποίηση της απόκρισής του. Τέτοιες μεταβολές είναι συνήθως η τροποποίηση των γεωμετρικών ή/και μηχανικών χαρακτηριστικών των δομικών στοιχείων, η προσθήκη νέων ή η αφαίρεση υφιστάμενων δομικών στοιχείων καθώς και η κατεδάφιση της κατασκευής με την ανέγερση νέας. Με τον ορισμό αυτό, κάθε επισκευή ή/και ενίσχυση είναι μια επέμβαση.



Σχήμα 1. 1



Σχήμα 1. 2

Περισσότερο από το 90% των υφιστάμενων δομημάτων στον ελλαδικό χώρο υπόκεινται σε ανασχεδιασμό με σκοπό την αποκατάσταση των βλαβών που προκλήθηκαν από κάποιο ισχυρό σεισμό ή τη βελτίωση της απόκρισής τους σε ένα ενδεχόμενο επόμενο. Ανασχεδιασμός, ωστόσο, πραγματοποιείται υποχρεωτικά και σε ένα μικρότερο ποσοστό κτιρίων που αλλάζουν χρήση και στα οποία αναμένεται να εφαρμόζονται σημαντικότερα φορτία λειτουργίας. Η συνεχώς αυξανόμενη παροχή νέας γνώσης από τη διεθνή ερευνητική κοινότητα του αντισεισμικού τομέα στους νέους εθνικούς Κανονισμούς και η ανάγκη συμμόρφωσης των υφιστάμενων κατασκευών σε αυτούς οδηγούν σε μελέτες ανασχεδιασμού επίσης, ενώ το ίδιο συμβαίνει προσεισμικά με την επιδίωξη των ιδιοκτητών για βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων τους με σκοπό την ασφάλεια των

ενοίκων (προστασία από κατάρρευση) και την ελάχισητοποίηση των ζημιών (οικονομική προστασία). Σε κάθε περίπτωση θα ήταν παράλειψη να μην αναφερθεί ότι ο τομέας των επεμβάσεων είναι κλάδος ο οποίος απαιτεί εξειδικευμένη τεχνογνωσία, ενώ παράλληλα απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή του τύπου των επεμβάσεων που πρόκειται να πραγματοποιηθούν μιας και λανθασμένες επιλογές σε τοπικό επίπεδο δύνανται, όχι μόνο να αποδειχθούν αναποτελεσματικές, αλλά και να αυξήσουν την τρωτότητα του κτίσματος. Ο πολυσύνθετος και πολύπλοκος χαρακτήρας της διαδικασίας των ανασχεδιασμών των υφιστάμενων κατασκευών δυσχεραίνεται επιπλέον από το γεγονός ότι πρόκειται για ένα σχετικά νέο τομέα της επιστήμης και της τεχνολογίας που ερευνάται ακόμα, χωρίς κατασταλαγμένες μεθόδους σχεδιασμού. Συνεπώς, ο Μελετητής αναλαμβάνει μια δυσανάλογα μεγάλη ευθύνη όταν υιοθετεί μια συγκεκριμένη λογική σχεδιασμού ή μια συγκεκριμένη μέθοδο υπολογισμών ή, ακόμη, μια συγκεκριμένη τεχνική επισκευών και ενισχύσεων. Αλλά και η οικονομία και η ασφάλεια των κατασκευών δεν εξυπηρετούνται πάντοτε σωστά. Κρίθηκε, επομένως, ήδη από το Φεβρουάριο του 2009 απαραίτητη η σύσταση ενός κανονιστικού κειμένου μελέτης των δομητικών επεμβάσεων (Κανονισμός Επεμβάσεων, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για να φτάσει σήμερα να έχει ολοκληρωθεί το πέμπτο και τελικό κείμενο του (2010/2011) με ενσωματωμένες οδηγίες από το Ευρωπαϊκό Πρότυπο του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (Αντισεισμικός Σχεδιασμός των Κατασκευών - Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, EN 1998-3:2005) αλλά διατηρώντας και τις διαφοροποιήσεις που ανταποκρίνονται στα ιδιαίτερα εθνικά χαρακτηριστικά της χώρας. Ο πλήρης δρόμος για τη θέσπιση του Ελληνικού Κανονιστικού Κειμένου Επεμβάσεων άνοιξε με την πρώτη έκδοση του EC8 το 1994 και προωθήθηκε με το τελικό κείμενο του EC8 το 2004 και 2005. Αλλά ακόμα και το αρμόδιο κεφάλαιο του EC8 δε διαθέτει την πληρότητα την οποία απαιτούν οι καθημερινές πρακτικές εφαρμογές. Τα ακόμα πιο επεξεργασμένα κανονιστικά κείμενα της FEMA, στις ΗΠΑ, καλύπτουν κυρίως τις γενικές αρχές και την ανάλυση μόνο. Το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αποπειράται να καλύψει ακόμα ευρύτερες ανάγκες της πράξης.

Σκοπός του είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων με ή χωρίς εμφανείς βλάβες¹ και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους, καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Συγκεκριμένα, περιέχει διατάξεις υποχρεωτικής εφαρμογής που καθορίζουν:

- ▶ Τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας του υφισταμένου δομήματος. Η διαδικασία και τα κριτήρια αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας που προτείνονται αποτελούν ένα σύνολο κανόνων, με την τήρηση των οποίων θεωρείται ότι ικανοποιούνται οι θεμελιώδεις συνθήκες επάρκειας του δομήματος ή των τμημάτων του. Οι απαιτήσεις πληρότητας των ελέγχων καθορίζονται σε συνάρτηση με το σκοπό για τον οποίο γίνεται ο έλεγχος και οι ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται από την υφιστάμενη κατασκευή, μπορεί, υπό προϋποθέσεις, να είναι μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των ισχυόντων Κανονισμών σχεδιασμού νέων δομημάτων κατά τον χρόνο της αποτίμησης.
- ▶ Τις ελάχιστες υποχρεωτικές απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας του ανασχεδιασμένου δομήματος ή των μελών του. Οι υποχρεωτικές ελάχιστες απαιτήσεις, που θα

¹ Βλάβες που οφείλονται σε φυσικοχημικά αίτια ή πυρκαγιά καλύπτονται από συμπληρωματικές διατάξεις πέραν του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

πρέπει να ικανοποιούνται πριν και μετά την επέμβαση, καθορίζονται σε συνάρτηση με το είδος του δομήματος, τη χρήση του, το χρόνο κατασκευής του, και τους ισχύοντες τότε Κανονισμούς.

- ▶ Τον καθορισμό των τρόπων με τους οποίους μπορεί να γίνει επέμβαση.
- ▶ Τη συσχέτιση του Κανονισμού αυτού με άλλους Κανονισμούς όπως των υλικών ή των φορτίσεων.

Τέλος, είναι ιδιαίτερης σημασίας η μελέτη και η εφαρμογή των διατάξεων που αφορούν στον «ευαίσθητο» τομέα των επεμβάσεων να πραγματοποιούνται από άτομα με την απαραίτητη τεχνογνωσία και εμπειρία.

1.2 Αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων

1.2.1 Γενικά

Η αποτίμηση των υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί τα εξής βήματα:

- ▶ *Συλλογή στοιχείων* (έρευνα του ιστορικού του δομήματος)
- ▶ *Ανάλυση και*
- ▶ *Έλεγχος οριακών καταστάσεων.*

1.2.2 Σκοπός

Σκοπός της αποτίμησης υφισταμένου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Για την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του δομήματος θα λαμβάνονται υποχρεωτικώς υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού του.

Ο μελετητής Μηχανικός οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέψει μία σειρά διερευνητικών εργασιών ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις παραδοχές στις οποίες θα βασισθεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης.

Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο:

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.

Στην περίπτωση που ήδη υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

(i) Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι. Το σκέλος αυτό της αποτίμησης πρακτικώς έχει εφαρμογή όταν οι βλάβες είναι περιορισμένες. Επιτρέπεται να παραλείπεται όταν κατά την κρίση του μελετητή Μηχανικού απαιτείται οπωσδήποτε επέμβαση, οπότε εφαρμόζονται τα αναφερόμενα στο επόμενο σκέλος (ii).

(ii) Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ των βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν (επισκευασθούν) οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το

αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνον επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

1.2.3 Συλλογή στοιχείων

Η συλλογή των απαιτούμενων για την αποτίμηση στοιχείων διέπεται από τις ακόλουθες αρχές:

- ▶ Τα δεδομένα που απαιτούνται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων, όπου είναι δυνατόν, θα διασταυρώνονται μεταξύ τους και θα βαθμονομούνται καταλλήλως.
- ▶ Το πρόγραμμα των επιτόπου και των εργαστηριακών διερευνήσεων συνιστάται να συντάσσεται, η δε εκτέλεσή του να εποπτεύεται, από τον μελετητή Μηχανικό της αποτίμησης, ανάλογα με τις ειδικότερες ανάγκες της μελέτης.
- ▶ Η αξιοπιστία των συλλεγομένων στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη στην αποτίμηση των υφισταμένων δομημάτων και στη διαμόρφωση στρατηγικών επέμβασης. Υιοθετούνται τέσσερις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.), η «Υψηλή», η «Ικανοποιητική», η «Ανεκτή» και η «Ανεπαρκής».

1.2.3.1 Διάγνωση των βλαβών

Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή επέμβαση, απαιτείται η διερεύνηση και η τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Προς τούτο απαιτείται η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη του ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή των τυχόν βλαβών ή φθορών, καθώς και η εκτέλεση επιτόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων.

Με τον όρο «βλάβη», νοείται κάθε αλλοίωση ή απομείωση της γεωμετρίας ή των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων του φέροντος οργανισμού ή των τοιχοπληρώσεων. Στις βλάβες, συμπεριλαμβάνονται γενικώς και οι φθορές, π.χ. λόγω φυσικοχημικών δράσεων. Ως βλάβες νοούνται, λόγου χάρη:

- ▶ Σημαντικές παραμορφώσεις ή αποκλίσεις.
- ▶ Ρηγματώσεις ή αποκολλήσεις.
- ▶ Τοπικές αστοχίες και θραύσεις.
- ▶ Απομειώσεις διατομών, απολεπίσεις και αποφλοιώσεις.
- ▶ Διάβρωση οπλισμών ή προσβολή σκυροδέματος.

Ο προσδιορισμός της δομικής κατάστασης του σκυροδέματος είναι αδύνατο να γίνει αποκλειστικά με οπτικό έλεγχο. Είναι μία διαδικασία που περιλαμβάνει το συνδυασμό της οπτικής αξιολόγησης του δομήματος με τις κατάλληλες ενόργανες μεθόδους διάγνωσης βλαβών έτσι ώστε να αποκτηθούν όλα τα απαιτούμενα στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν ως δεδομένα για την αξιολόγηση της φέρουσας ικανότητας ή/και της πλαστιμότητας του

υφιστάμενου φορέα. Σε κάθε εξειδικευμένη διάγνωση πραγματοποιείται αρχικά ένας οπτικός έλεγχος έτσι ώστε να υπάρξει μία εποπτεία πάνω στην υφιστάμενη κατάσταση του δομήματος. Αφού ολοκληρωθεί, γίνεται μία «υπόθεση εργασίας» σχετικά με τα αίτια των βλαβών που διαπιστώθηκαν οπτικά. Με βάση την υπόθεση αυτή, επιλέγονται οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών που θα εφαρμοσθούν ακολούθως, καθώς και οι θέσεις των προς εξέταση περιοχών. Τα προς εξέταση δείγματα επιβάλλεται, επίσης, να επιλεγθούν ορθά τόσο ως προς τη θέση και τον αριθμό τους και ο αριθμός των ενόργανων ελέγχων συνολικά πρέπει να επαρκεί για την επιλογή της σωστής στρατηγικής επεμβάσεων και την καλή εκτίμηση του τμήματος της κατασκευής που χρήζει επισκευών. Για τη διεξαγωγή των ελέγχων απαιτείται πεπειραμένο συνεργείο, το οποίο σε συνεργασία με το μελετητή Μηχανικό πρέπει να διασφαλίσει την εφαρμογή των κατάλληλων μεθόδων διάγνωσης των βλαβών στην πράξη, συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας του απαραίτητου μηχανικού εξοπλισμού, την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου και της θέσης ελέγχου ανάλογα με το είδος της βλάβης, την ορθή και λεπτομερή περιγραφή των αποτελεσμάτων της έρευνας καθώς και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων αυτών.

Υπάρχει μεγάλη ποικιλία ελέγχων διάγνωσης βλαβών που χρησιμοποιούνται για τη διερεύνηση τόσο των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος όσο και της διαβρωτικής δράσης ουσιών στο σκυροδέμα και στο χάλυβα του οπλισμού. Οι έλεγχοι αποσκοπούν κυρίως στην εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος και στον προσδιορισμό περιοχών που χαρακτηρίζονται από μεγάλη διαπερατότητα, ρηγματώσεις, αποφλοιώσεις, μειωμένη πυκνότητα, κλπ. Κατηγοριοποιούνται σε τέσσερις βασικές ομάδες ελέγχων:

- i. *Μη καταστροφικοί*: Οπτικός έλεγχος, κρουσιμέτρηση (Σχ.1.3), χρήση υπερήχων (Σχ.1.4), μαγνητικές μέθοδοι, μέτρηση του ηλεκτρικού δυναμικού του σιδηροπλισμού, ακτινογράφιση με ακτίνες «Χ» και «Γ», θερμογράφιση με υπέρυθρη ακτινοβολία και μέτρηση του ποσοστού υγρασίας με εκπομπή νετρονίων.
- ii. *Ημικαταστροφικοί*: Λήψη πυρήνων (Σχ.1.6), χρήση εξολκέα, έλεγχος των ράβδων του οπλισμού σε εφελκυσμό και μέθοδος της πετρογραφικής ανάλυσης.
- iii. *Επιτόπου χημικοί*: Έλεγχος του βάθους ενανθράκωσης και έλεγχος χλωριόντων.
- iv. *Καθολικής φόρτισης*.



Σχήμα 1. 3 - Κρουσιμέτρο. Βασίζεται στην επιφανειακή σκληρότητα των δομικών στοιχείων. Ιδανικό για τη διαπίστωση της ομοιογένειας κυρίως πριν την εφαρμογή άλλων μεθόδων.



Σχήμα 1. 4 – Συσκευή υπερήχων. Βασίζεται στην ταχύτητα με την οποία διέρχονται οι υπέρηχοι από το σώμα του δομικού στοιχείου. Επιπλέον μπορεί να διαπιστώσει την ομοιομορφία του σκυροδέματος, την ύπαρξη και το βάθος των ρωγμών, το βάθος προσβολής από πυρκαγιά, τις αλλαγές που παρατηρούνται στο σκυροδέμα με το χρόνο, το μέτρο ελαστικότητας και τη σταθερά Poisson.



Σχήμα 1.5 – Σύστημα ελέγχου διαπερατότητας και απορροφητικότητας στοιχείων από σκυρόδεμα.



Σχήμα 1.6 – Περιστροφικός δειγματολήπτης. Η πυρηνοληψία πραγματοποιείται με αυτή τη συσκευή στην οποία αναρτάται διαμαντοκορώνα (συνήθως Φ100). Τα δοκίμια μορφώνονται, σπάνε στην ειδική πρέσα και η θλιπτική αντοχή που προκύπτει ανάγεται σε αντοχή κύβου 28 ημερών.

Εκτός από τις παραπάνω κύριες κατηγορίες ελέγχων διάγνωσης βλαβών, μία κατασκευή μπορεί επίσης να υποβληθεί και σε άλλους συμπληρωματικούς ελέγχους για την εξαγωγή συμπερασμάτων όσον αφορά στην εμφάνιση βλαβών, όπως:

- i. Έλεγχοι της γεωμετρίας των δομικών στοιχείων του φορέα:
 - ▶ Μετρήσεις των διαστάσεων των διατομών και του μήκους των μελών και των τελειωμάτων, όπως κατασκευάστηκαν.
 - ▶ Μετρήσεις του εύρους των ρωγμών στο σκυρόδεμα ή στη φέρουσα τοιχοποιία (Σχ.1.5).
 - ▶ Μετρήσεις των παραμενουσών παραμορφώσεων (συνιστάται χρήση τοπογραφικών οργάνων).
- ii. Έλεγχοι της θεμελίωσης και του εδάφους έδρασης:
 - ▶ Μέτρηση των διαστάσεων των θεμελιώσεων και αξιολόγηση με την εκσκαφή τάφρων ελέγχου.
 - ▶ Λήψη και εξέταση δειγμάτων υπεδάφους.

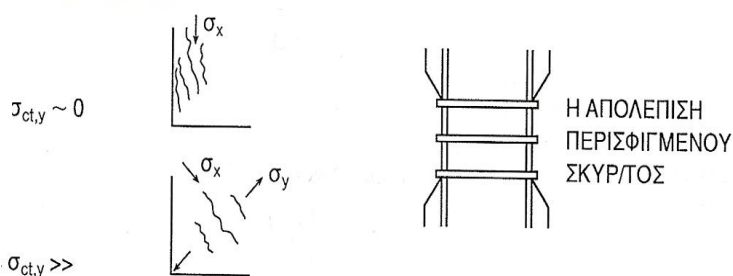
Παρακάτω παρατίθεται ένας συγκεντρωτικός Πίνακας (Σχ. 1.7) με τις διαθέσιμες δοκιμές ελέγχου των δομημάτων απο ο.σ. Για κάθε αντικείμενο ελέγχου (π.χ. «πορώδες»), σημειώνονται με σταυρό οι τεχνικές μέσω των οποίων είναι δυνατόν να γίνει ο αντίστοιχος έλεγχος (π.χ. στην περίπτωση του πορώδους αντιστοιχούν: το μικροσκόπιο, η απορρόφηση ύδατος και η υδροπερατότητα).

ΣΚΟΠΟΣ ΤΕΧΝΙΚΕΣ		ΣΥΝΘΕΣΗ				ΔΙΑΠΕΡ.		ΕΣΩΤΕΡΙΚΟΝ			ΡΩΓΜΕΣ			ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ		
		Συστατικά	Ενανθράκωση	Χλωριόντα	Θειικά	Πορώδες	Κενά	Κρυμμένα ανοίγματα	Στρώματα	Μέταλλα	Εύρος	Βάθος	Μήκος	Υγρασία	Θερμοκρασία	Διάβρωση
ΟΠΤΙΚΕΣ	Φακός (μεγεθυντικός)												+			
	Φωτογραμμετρία												+			+
	Ενδοσκόπιο					+		+							+	
	Μικρόμετρα												+			
	Μικροσκόπιο		+			+										
ΦΥΣΙΚΕΣ	Απορρόφηση ύδατος					+										
	Υδροπερατότητα					+										
	Υπέρηχοι							+				+				
	Θερμογραφία						+	+						+	+	
	Μαγνητομετρία										+					
	Επιγ. ραντάρ						+	+		+				+		
	Ραδιογραφία						+	+		+						
ΧΗΜΙΚΕΣ	Χημική ανάλυση	+	+	+	+											
	Ψεκ. φαινολοφθαλ.		+													
	Ψεκ. AgNO ₃			+												
ΗΛΕΚΤΡΙΚΕΣ	Δυναμικών															+
	Ειδική αντίσταση												+			
	Ηλεκτρομηκνισιόμ.										+					+

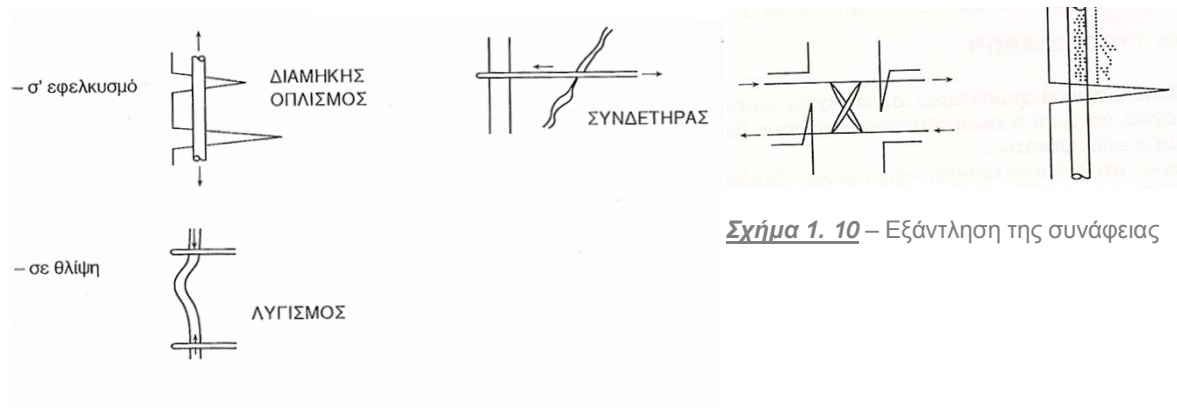
Σχήμα 1. 7 – Δοκιμές ελέγχου

1.2.3.2 Αποτίμηση με βάση τη στάθμη της βλάβης

Κάθε βλάβη μηχανικού χαρακτήρα που έχει συμβεί στα δομικά στοιχεία ο.σ. είναι δυνατό να αναχθεί σε έναν ή περισσότερους από τους κυριότερους τύπους βλαβών που παρατίθενται στα Σχ. 1.8 – 1.11. Κάθε ζημιά που παρατηρείται στην πράξη οφείλει να αποδίδεται σε μία από τις βασικές αιτίες εξάντλησης της αντοχής που υπενθυμίζονται αμέσως παρακάτω:

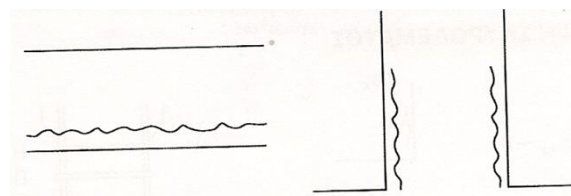


Σχήμα 1. 8 – Θλίψη του σκυροδέματος



Σχήμα 1. 9 – Διαρροή του οπλισμού

Σχήμα 1. 10 – Εξάντληση της συνάφειας



Σχήμα 1. 11 – Διάβρωση του οπλισμού

Η μέθοδος που επιλέγεται για την επισκευή ενός στοιχείου που έχει υποστεί απομείωση της αντοχής του βρίσκεται σε άμεση συνάρτηση με το μέγεθος της βλάβης, αφού αυτό καθορίζει τόσο την απομένουσα φέρουσα ικανότητα όσο και τα διαθέσιμα περιθώρια ασφαλείας του βλαμμένου στοιχείου. Κρίθηκε, επομένως, απαραίτητη η ταξινόμηση των βλαβών που εμφανίζονται στα φέροντα δομικά στοιχεία μιας κατασκευής μετά από μία σεισμική δράση σε τέσσερις βασικές στάθμες (Σχ. 1.12). Η ταξινόμηση περιλαμβάνει τους **αντιπροσωπευτικούς βαθμούς βλάβης** που αναφέρονται σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία και συνδέονται άμεσα με τις απομένουσες φέρουσες ικανότητες και διαθέσιμα περιθώρια ασφαλείας για αυτά τα βλαμμένα στοιχεία, και το **χαρακτήρα των βλαβών**, που αναφέρεται στην κατασκευή ως σύνολο που συνδέεται με την ασφάλειά της και τη λήψη αποφάσεων (επιλογή μέτρων θεραπείας) καθώς και το βαθμό του επείγοντος λήψης μέτρων και επεμβάσεων.

Ανωδομή:

Υποστυλώματα

- ▶ **Ελαφρές βλάβες (Βαθμού A και B):** Πρόκειται για περιπτώσεις απλής ρηγμάτωσης, δηλαδή είτε μεμονωμένων ρωγμών μικρού εύρους (< 2 mm) λόγω δευτερευόντων λόγων και τοπικών αδυναμιών (π.χ. αρμοί διακοπής σκυροδέτησης, ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης του οπλισμού, κτλ.) είτε περισσότερων. Αυτές είτε έχουν σχηματιστεί εγκάρσια στον άξονα του δομικού στοιχείου οφειλόμενες στο φαινόμενο της κάμψης είτε είναι μεμονωμένες μικρού εύρους (< 5 mm) σχηματισμένες λοξά λόγω υψηλών διατμητικών τάσεων. Προϋπόθεση του χαρακτηρισμού των βλαβών ως A ή B είναι οι μικρές εμφανείς μετακινήσεις του σκελετού του δομήματος.

Οι βλάβες σε αυτό το βαθμό αποκαθίστανται κατά κανόνα με χρήση εποξικών ρητινών, συγκόλληση νέων οπλισμών, χαλύβδινων ελασμάτων, προσθήκη εξωτερικών συνδετήρων (κολάρων) ή σύνθετων υλικών.

- ▶ **Σοβαρές βλάβες – Μερική αποδιοργάνωση (Βαθμού C):** Παρατηρείται έντονη ρηγμάτωση μεγάλου πλάτους, καθώς και τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος από θλίψη ή/και διάτμηση. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι πολύ μικρές.

Οι βλάβες αυτού του βαθμού αποκαθίστανται με μερική καθαίρεση του βλαμμένου σκυροδέματος και αντικατάσταση αυτού με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με ενίσχυση με νέους οπλισμούς, με συγκόλληση χαλύβδινων ελασμάτων ή σύνθετων υλικών.

- ▶ **Βαριές βλάβες – Πλήρης αποδιοργάνωση ή βλάβη οπλισμών (Βαθμού D):** Πρόκειται για τη σοβαρότερη κατηγορία επισκευάσιμων βλαβών. Παρατηρείται θραύση του σκυροδέματος του στοιχείου, βλάβη των κυρίων οπλισμών (π.χ. λυγισμός των διαμήκων ράβδων και θραύση ή διαρροή των συνδετήρων) και διακοπή της συνέχειας. Παρόλ' αυτά, οι παραμένουσες παραμορφώσεις και ιδιαίτερα οι κατακόρυφες είναι σχετικά μικρές.

Οι βλάβες αυτού του βαθμού αποκαθίστανται με πλήρη επισκευή ή αντικατάσταση ολοκλήρου του στοιχείου με έγχυτο ή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τοποθέτηση νέου οπλισμού. Για περαιτέρω ενίσχυση των δομικών στοιχείων χρησιμοποιούνται μετά την αποκατάστασή τους, και όπου απαιτείται από την μελέτη, είτε χαλύβδινα ελάσματα με μορφή κλειστών ή ανοικτών μανδυών είτε μεταλλικοί κλωβοί που δημιουργούνται με κατακόρυφα γωνιακά ελάσματα και είτε οριζόντια μεταλλικά κολάρα είτε πλήρη χαλύβδινα φύλλα.

Επισημαίνεται, επίσης, ότι αν οι προϋποθέσεις που αναφέρονται στα προηγούμενα για την επάρκεια της διατομής ή τις μετακινήσεις των κόμβων δεν πληρούνται, τότε η βλάβη θεωρείται ενός βαθμού παραπάνω.

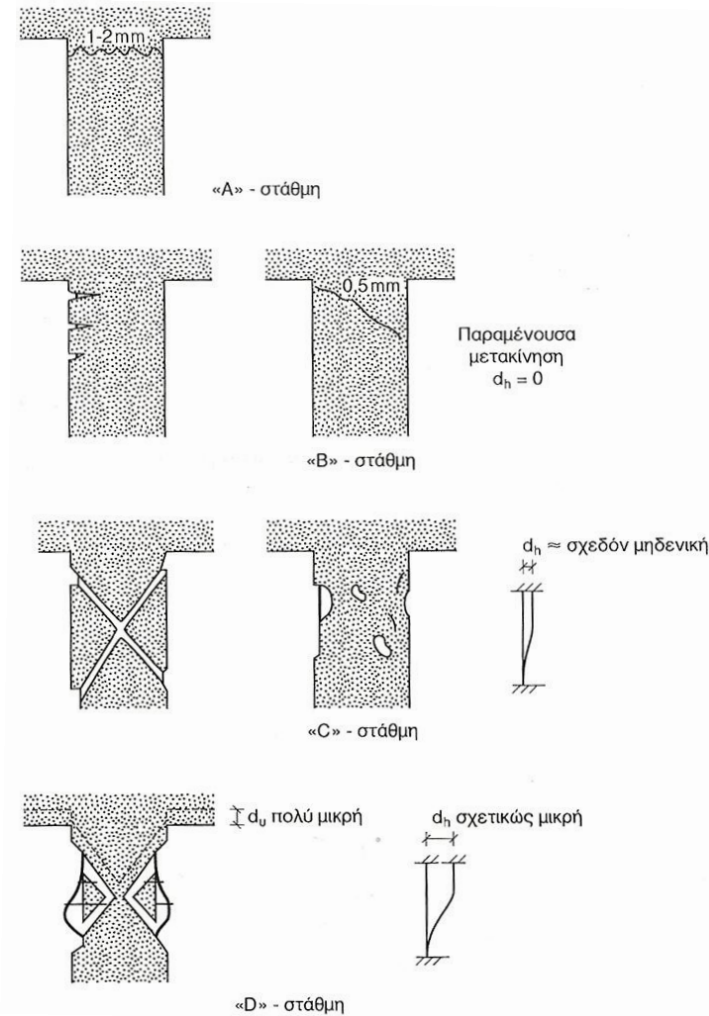
Οι ελαφρές βλάβες θεωρούνται **τοπικού χαρακτήρα**, εφόσον τα βλαβέντα κατακόρυφα στοιχεία του φέροντος οργανισμού που παρουσιάζουν ρωγμές μικρού πλάτους (βαθμού A) δεν υπερβαίνουν σε κάθε στάθμη το 30% του συνόλου των κατακόρυφων στοιχείων της στάθμης αυτής.

Οι σοβαρές και οι βαριές βλάβες (**γενικού χαρακτήρα**) θεωρείται ότι επηρεάζουν την ασφάλεια της όλης κατασκευής (ακόμα και αν παρουσιάζονται σε λίγα στοιχεία). Υπάρχει επιπλέον και τυπικός **βαθμός E** για δύσκολα επισκευάσιμες βλάβες, όταν οι μετακινήσεις του σκελετού είναι μέτριες έως μεγάλες. Σε αυτήν την περίπτωση παρατηρούνται σημαντικές αποκολλήσεις ή/και μερικές καταρρεύσεις.

Δοκοί - Πλάκες

Για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία, όπως είναι οι πλάκες και οι δοκοί, ισχύουν σε γενικές γραμμές οι ίδιοι βαθμοί βλάβης όπως και για τα κυρίως θλιβόμενα στοιχεία. Επίπλέον ισχύουν και οι ίδιες προϋποθέσεις για ανεπάρκεια διατομής (χάλυβα ή σκυροδέματος) ή μετακινήσεις κόμβων (κατακόρυφες και οριζόντιες). Δεδομένου όμως του ότι οι δοκοί και οι πλάκες είναι από τα λιγότερο επιτιμωμένα στοιχεία σε περίπτωση

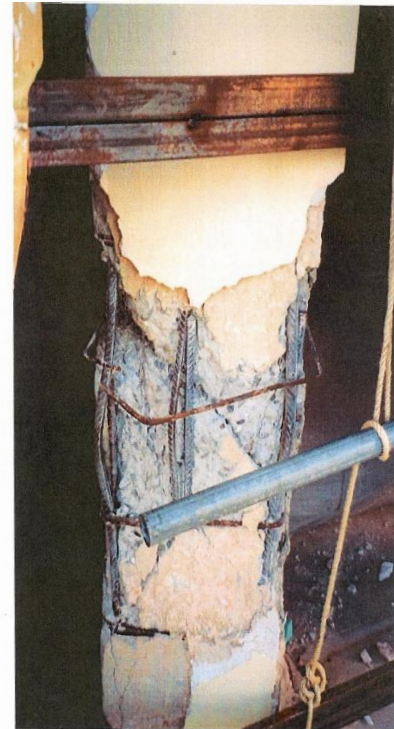
σεισμού, παρουσιάζονται συνήθως μόνο ελαφρές έως σοβαρές βλάβες, εκτός αν υπάρχει πρόβλημα διαφραγματικής λειτουργίας ή/και μεταφοράς δυνάμεων στα στοιχεία ακαμψίας. Σε αυτές τις περιπτώσεις είναι δυνατό να παρουσιαστούν και σοβαρές βλάβες που χαρακτηρίζονται από έντονες και διαμπερείς ρηγματώσεις, μερικές αποκολλήσεις που απαιτούν ιδιαίτερη και προσεχτική αντιμετώπιση.



Σχήμα 1.12 – Χαρακτηριστικοί τύποι βλαβών στα δομικά στοιχεία ο.σ.

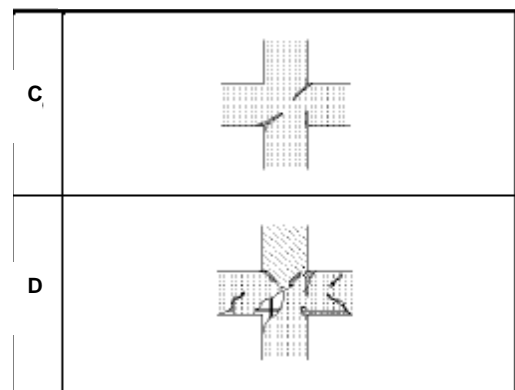
Τοιχώματα - Κόμβοι

Λόγω της σπουδαιότητας του ρόλου τους στην αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, κάθε βλάβη και ρηγμάτωση σε αυτά θεωρείται επικίνδυνη (εφόσον επηρεάζει την ασφάλεια της όλης κατασκευής) και αντιμετωπίζεται τουλάχιστον ως σοβαρή (βαθμού C) ή βαριά (βαθμού D) αν έχει συμβεί και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή/και βλάβη των ράβδων του οπλισμού. Για τα τοιχώματα ισχύουν τα αντίστοιχα σκίτσα του Σχ.1.12, με τη διαφορά ότι οι βαθμοί A και B θεωρούνται C και οι βαθμοί C και D θεωρούνται D (Σχ. 1.14).



Σχήμα 1.13 – Τυπική μορφή βλάβης υποστυλώματος στάθμης D

Σχήμα 1.14 – Τύποι βλαβών σε κόμβους



Θεμελίωση:

Προβλήματα υπεδάφους ή/και θεμελίων (όπως καθιζήσεις, ολισθήσεις, βλάβες συνδετηρίων, ανησυχητική μορφολογία ρηγματώσεων ανωδομής, κ.λπ.) θεωρούνται σοβαρές έως βαριές. Ως εκ τούτου απαιτείται ιδιαίτερη και προσεκτική αντιμετώπιση και εφαρμογή ειδικών τεχνικών επέμβασης.

Με την κατηγοριοποίηση των βλαβών των μεμονωμένων κατακόρυφων δομικών στοιχείων (υποστυλώματα – τοιχώματα) είναι εφικτό να πραγματοποιηθεί μία «ψευδοποσοτική» προεκτίμηση της παρούσας απομένουσας αντίστασης R_{res} και της ακαμψίας K_{res} των βλαμμένων περιοχών, ως ποσοστά των αντίστοιχων R_o και K_o για την προ βλάβης κατάσταση (Σχ. 1.15).

Στάθμη συντηρήσεως κτιρίου	Στάθμη βλάβης			
	A	B	C	D
Καλή	0,95	0,75	0,45	0,15
Κακή	0,85	0,65	0,35	0,00

Σχήμα 1. 15 – Τιμές του λόγου $r_R=R_{res}/R_o$ βλαμμένων υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων ο.σ.

- Οι τιμές για την προεκτίμηση της δυσκαμψίας είναι $r_k=K_{res}/K_o=0,8 \cdot r_R$.
- Τα απομένοντα χαρακτηριστικά των δοκών ο.σ. μπορούν χοντρικά να εκτιμηθούν μέσω των ίδιων λόγων r .

1.2.3.3 Στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Αποτελεί αναμφισβήτητο γεγονός ότι οι αριθμητικές τιμές των δεδομένων που υπεισέρχονται τόσο στην αποτίμηση όσο και στον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων κατασκευών ενδέχεται να υπόκεινται σε σφάλματα σημαντικότερα από ό,τι στην περίπτωση των νέων κατασκευών. Για το λόγο αυτό, στον τομέα των επισκευών εισάγεται η έννοια της *στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ.)* που αφορά είτε σε δράσεις είτε σε αντιστάσεις. Η Σ.Α.Δ. εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφισταμένου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, ωστόσο, δεν ορίζεται με βάση τη διασπορά των αποτελεσμάτων των διερευνητικών εργασιών· λαμβάνεται ήδη υπόψη κατά τη φάση της αξιολόγησης και επηρεάζει την «αντιπροσωπευτική» τιμή κάθε μεγέθους. Δεν είναι αναγκαστικώς ενιαία για ολόκληρο το κτίριο, γεγονός σπάνιο. Αντίθετα, προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες των απαραίτητων πληροφοριών. Μάλιστα, για την επιλογή των μεθόδων ανάλυσης που πρόκειται να εφαρμοστούν θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη – λιγότερο αξιόπιστη - στάθμη.

Όπως έχει ήδη προαναφερθεί, διακρίνονται τρεις Σ.Α.Δ.: «Υψηλή», «Ικανοποιητική» και «Ανεκτή». Αυτές ανταποκρίνονται στα *κύρια φέροντα στοιχεία* (§1.4.1) ενώ για τα *δευτερεύοντα* ισχύει ότι μπορούν να λαμβάνονται υπόψη έστω και με ανεπαρκέστερα δεδομένα. Στην περίπτωση αυτή εφαρμόζονται όσα ισχύουν για «Ανεκτή» Σ.Α.Δ. Επιδιώκοντας μία εναρμόνιση με το αντίστοιχο ευρωπαϊκό πρότυπο της αποτίμησης και των ενισχύσεων (EC8 – Part3), το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αντιστοιχίζει τις

παραπάνω Σ.Α.Δ. στα τρία Επίπεδα Γνώσης: ΕΓ1 (περιορισμένη), ΕΓ2 (κανονική) και ΕΓ3 (πλήρης) με τα οποία προσδιορίζεται η μέθοδος ανάλυσης² και οι συντελεστές εμπιστοσύνης (CF).

Έτσι, ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας (γ_f) για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους συντελεστές (γ_{sd}), ενώ για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών γίνεται χρήση των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας (γ_m) σε συνδυασμό με τους (γ_{Rd}) για τον έλεγχο της γενικής ανίσωσης ασφαλείας³ εντατικών ή/και παραμορφωσιακών μεγεθών:

$$S_d < R_d \text{ με} \quad [1.1]$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S(S_k \cdot \gamma_f) \text{ και} \quad [1.2]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R \left(\frac{R_k}{\gamma_m} \right) \quad [1.3]$$

όπου:

S_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.

R_d : τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).

S_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη.

R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.

γ_f, γ_m : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

γ_{sd}, γ_{Rd} : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Ως εντατικά μεγέθη («δυνάμεις») ορίζονται οι ορθές και τέμνουσες δυνάμεις (N και V) καθώς και οι καμπτικές και στρεπτικές ροπές (M και T), που καταπονούν δομικά στοιχεία (π.χ. έναν κόμβο ενός χωρικού πλαισιώματος) ή/και διεπιφάνειες σε περιπτώσεις επισκευών/ενισχύσεων (π.χ. μεταξύ παλαιών και νέων υλικών ή στοιχείων).

Παραμορφωσιακά μεγέθη («παραμορφώσεις») είναι οι κάθε είδους μεταθέσεις και μετακινήσεις (d), τα βέλη κάμψης, οι στροφές (θ) ραβδόμορφων στοιχείων και οι γωνιακές παραμορφώσεις (γ) τοιχείων ή οι καμπυλότητες ($1/r$), που προκύπτουν από τις επιβαλλόμενες δράσεις (π.χ. λόγω εξωτερικών φορτίων ή λόγω έμμεσων δράσεων, δηλ. επιβαλλόμενων ή και παρεμποδιζόμενων παραμορφώσεων).

² ΕΓ1: Γραμμική στατική ή δυναμική ανάλυση

ΕΓ2: Γραμμική ή μη - γραμμική στατική ή δυναμική ανάλυση

ΕΓ3: Γραμμική ή μη - γραμμική στατική ή δυναμική ανάλυση

³ Η ίδια γενική μορφή της ανίσωσης ασφαλείας προβλέπεται και στους Ευρωκώδικες.

Ως δεδομένα των υλικών νοούνται οι διαστάσεις και οι αντοχές του σκυροδέματος και του χάλυβα των σιδηροπλισμών, αλλά και οι πραγματικές λεπτομέρειες όπλισης, οι αγκυρώσεις, οι αναμονές κλπ. που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις. Εξετάζονται επίσης τα υλικά των τοιχοπληρώσεων και ο τρόπος δόμησής τους, όταν και όπου επιβάλλεται ή πρόκειται να ληφθούν υπόψη.

Συγκεκριμένα, για τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας ισχύουν τα ακόλουθα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5 και Παράρτημα 4.1):

▶ **γ_{sd}**

Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων αναλαμβάνεται κυρίως (σε ποσοστό περισσότερο από 75%) από νέους, ικανούς και επαρκείς φορείς, λαμβάνεται γενικώς $\gamma_{sd} = 1.00$.

Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα (ή μόνο από αυτό) και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι (έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων), οι τιμές γ_{sd} που θα χρησιμοποιούνται εξαρτώνται από τη σοβαρότητα (την ένταση) και την έκταση των βλαβών ή/και των επεμβάσεων (ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης). Εφόσον δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία μπορούν να λαμβάνονται οι τιμές του κάτωθι πίνακα (Σχ. 1.16).

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd} = 1,20$	$\gamma_{sd} = 1,10$	$\gamma_{sd} = 1,00$

Σχήμα 1. 16

▶ **γ_g**

Ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων των υφιστάμενων στοιχείων, οι τιμές γ_g για τις μόνιμες δράσεις θα λαμβάνονται ως εξής:

Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως:
«Ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.35$

«Ανεκτή» ή «Υψηλή» Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.50$ ή 1.20 , αντιστοίχως.

Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως:
«Ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.10$

«Ανεκτή» ή «Υψηλή» Σ.Α.Δ. $\gamma_g = 1.20$ ή 1.00 , αντιστοίχως.

Για τα νέα στοιχεία και τις νέες κατασκευές χρησιμοποιούνται γενικώς οι καθιερωμένες τιμές γ_g .

▶ **γ_m**

Για «Ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες Κανονισμούς.

Για «Ανεκτή» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται αυξημένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες

Κανονισμούς. Μάλιστα, αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές: $\gamma_c= 1.65$ και $\gamma_s= 1.25$.

Για «Υψηλή» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m θα λαμβάνονται μειωμένες σε σχέση με αυτές που προβλέπονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Σε αυτή την περίπτωση αν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να ληφθούν υπόψη οι εξής τιμές: $\gamma_c= 1.35$ και $\gamma_s= 1.05$.

Για «Ανεκτή» ή «Υψηλή» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, οι τιμές γ_m για τις άοπλες τοιχοπληρώσεις μπορούν να ληφθούν ίσες με 2.50 ή 1.50, αντιστοίχως, ενώ για «ικανοποιητική» στάθμη μπορεί να ληφθεί υπόψη $\gamma_m=2.00$.

Μία συνοπτική παρουσίαση των ανωτέρω παρουσιάζεται στον κάτωθι Πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα 4.1, Σχήμα Π.4.1), (Σχ. 1.17):

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ¹					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ²			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ³		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ ⁶	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσωπευτικές τιμές ⁵	$\bar{X} - s$	X_k	X_k	\bar{X}	\bar{X}	\bar{X}
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ'_m ⁴	Αναλόγως ΣΑΔ $\gamma'_c = 1,50 \pm 0,15$ $\gamma'_s = 1,15 \pm 0,10$	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας $\gamma_m \cdot (1,05 \text{ ή } 1,20)$	Αυξημένοι	Αναλόγως ΣΑΔ $\gamma'_m = 1,10 \pm 0,10$	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας $\gamma'_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$	$\gamma'_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$

- Υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις: $\gamma_m=2,00 \pm 0,50$.
Για υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις δεν επιτρέπεται απλώς ανεκτή ΣΑΔ (βλ. § 3.7.3). Έτσι, για ικανοποιητική ή υψηλή ΣΑΔ $\gamma_m=2,00$ ή 1,50, αντιστοίχως.
- Προστιθέμενες τοιχοπληρώσεις: $\gamma_m=1,70 + 3,00$, βλ. ΕΚ 6.

¹) Γενικός, ο Πίνακας ισχύει και για τις γραμμικές και για τις μη – γραμμικές μεθόδους ανάλυσης.

²) Έλεγχοι σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) γίνονται κυρίως στις γραμμικές μεθόδους ανάλυσης, αλλά και στις μη – γραμμικές για στοιχεία με οιονεί – ψαθυρή συμπεριφορά (m_s ή $m_a < 2,0$ ή $m_s < 3,0$) ή για ενδεχόμενους ψαθυρούς μηχανισμούς αστοχίας (π.χ. λόγω διάτμησης) ή για στοιχεία υπογείων, θεμελίων κ.λπ.

³) Έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων γίνονται κυρίως στις μη – γραμμικές μεθόδους ανάλυσης και για στοιχεία με οιονεί – πλαστική συμπεριφορά ή για πλαστικούς μηχανισμούς αστοχίας.

⁴) Οι γ'_m διαμορφώνονται για μεν τα υφιστάμενα υλικά αναλόγως της στάθμης αξιοπιστίας των δεδομένων, για δε τα προστιθέμενα υλικά αναλόγως της διατομής και της προσπελασιμότητας της θέσης επέμβασης.

⁵) \bar{X} = μέση τιμή, X_k = χαρακτηριστική τιμή, s = τυπική απόκλιση (βλ. και Κεφ. 3).

⁶) Σε ορισμένες περιπτώσεις, βλ. Κεφ. 9, ο έλεγχος σε όρους δυνάμεων γίνεται με τις μέσες τιμές, όπως γίνεται σε όρους παραμορφώσεων.

Σχήμα 1. 17 – Τιμές ιδιοτήτων των υλικών και οι αντίστοιχοι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

Έτσι, η ανίσωση ασφαλείας μπορεί να αφορά το γενικό έλεγχο ισορροπίας ενός δομήματος ως συνόλου (ανατροπή και ολίσθηση), ή τον έλεγχο μετατροπής του σε μηχανισμό, ή τον έλεγχο του εύρους μιας ρωγμής ή του μεγέθους ενός βέλους κάμψης ή ακόμη, την επαλήθευση ότι η επιβαλλόμενη μετακίνηση της κορυφής του δομήματος είναι μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη μετακίνηση («αντίσταση») πριν από την αστοχία.

Η Σ.Α.Δ. για κάθε δεδομένο θα αντιμετωπίζεται με αντίστοιχες προβλέψεις χειρισμού στον σχεδιασμό του οικείου δομικού στοιχείου. Για τον καθορισμό των κριτηρίων ορισμού της Σ.Α.Δ. όσον αφορά στο σκυρόδεμα, το χάλυβα και τα γεωμετρικά δεδομένα ισχύουν τα παρακάτω (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.7):

Σκυροδέμα

Η διερεύνηση του σκυροδέματος σκοπεί κατά κύριο λόγο στον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής, για κάθε περιοχή του φέροντος οργανισμού. Ιδιότητες όπως το μέτρο ελαστικότητας, η εφελκυστική αντοχή κλπ. μπορούν να προσδιορίζονται εμμέσως (βάσει της θλιπτικής αντοχής), εφόσον δε γίνεται ειδική έρευνα. Η εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος σε κάθε κρίσιμη περιοχή δομικού στοιχείου πρέπει να γίνεται με αξιόπιστες έμμεσες μεθόδους (μη καταστροφικές). Θα γίνεται, ωστόσο, συνδυασμός των εμμέσων μεθόδων με πυρηνοληψία (ημικαταστροφική), ώστε να δίνεται η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις, με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Το πλήθος των χαρακτηριστικών θέσεων στις οποίες θα γίνονται οι μετρήσεις ανά όροφο και είδος δομικού στοιχείου πρέπει να είναι αρκετό για την επιζητούμενη αξιοπιστία, επηρεάζεται δε και από το μέγεθος της από θέση σε θέση διαφοράς τιμών που θα παρατηρηθούν. Ο περιορισμός του πλήθους των πυρήνων περιορίζει τις πληγές από την πυρηνοληψία, ενώ η εφαρμογή των εμμέσων μεθόδων σε περισσότερες θέσεις (με διεύρυνση της έκτασης της διερεύνησης) συνεπάγεται σχετικώς μικρότερη δαπάνη. Με τις έμμεσες μεθόδους, η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος εκτιμάται εμμέσως από τη συσχέτιση με κάποια άλλη ιδιότητα (π.χ. επιφανειακή σκληρότητα, πυκνότητα κ.λπ.). Για τις μεθόδους λόγου χάρη με υπερήχους και με κρουσίμετρο, διατίθενται στην ελληνική βιβλιογραφία καμπύλες συσχέτισης των ενδείξεών τους με τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Λόγω της μεγάλης διασποράς, οι καμπύλες αυτές δεν μπορούν να εφαρμοστούν απευθείας χωρίς προηγούμενη βαθμονόμηση, με την οποία πρέπει να συνταχθεί νέα καμπύλη συσχέτισης. Προς τούτο, μπορεί να ακολουθηθεί η εξής διαδικασία:

- Προσδιορίζεται η μέση τιμή της αντοχής κάθε ομάδας πυρήνων.
- Υπολογίζεται η μέση τιμή των ενδείξεων των εμμέσων μεθόδων στις αντίστοιχες θέσεις πυρηνοληψίας.
- Με βάση τα παραπάνω, ευρίσκεται νέα καμπύλη συσχέτισης, η οποία χαράσσεται τοπικώς παράλληλη με αυτές που διατίθενται από την βιβλιογραφία για την υπόψη περιοχή τιμών αντοχής.

Με βάση τα αποτελέσματα των ως άνω δοκιμών, ο μελετητής Μηχανικός υποχρεούται να αιτιολογήσει τις παραδοχές για τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθούν κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, λαμβάνοντας υπόψη και συνεκτιμώντας και άλλες τυχόν διαθέσιμες πληροφορίες που ίσως υπάρχουν στο φάκελο του έργου όπως από τη μελέτη του κτιρίου, τους ελέγχους κατά τη διάρκεια της κατασκευής ή τους τυχόν ελέγχους αντοχής του σκυροδέματος μετά την κατασκευή (π.χ. μέσω πυρήνων).

Για μικρά (μέχρι διώροφα) κτίρια, το απολύτως ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος πυρήνων, είναι $n = 3$, από ομοειδή δομικά στοιχεία. Για μεγαλύτερα κτίρια, απαιτούνται τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά δύο ορόφους, οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στον «κρίσιμο» όροφο. Κρίσιμος όροφος, νοείται εκείνος στον οποίο αναμένεται η δυσμενέστερη καταπόνηση λόγω σεισμού. Στις συνήθεις περιπτώσεις κρίσιμος όροφος είναι ο κατώτερος (ισόγειο), ιδίως στις περιπτώσεις τύπου pilotis.

Για να μπορεί η Σ.Α.Δ., για την αντοχή του σκυροδέματος, να θεωρείται «Υψηλή» πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των εμμέσων μεθόδων να καλύπτουν σε κάθε όροφο επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- Το 45% των κατακορύφων στοιχείων.
- Το 25% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).

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

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

Στην περίπτωση που τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση, $s \leq 0.20 \cdot \bar{x}$), τότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «Υψηλή». Με εφαρμογή της μεθόδου στο μισό των παραπάνω ποσοστών, η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «Ανεκτή», εκτός αν τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση, $s \leq 0.20 \cdot \bar{x}$), οπότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «Ικανοποιητική».

Σε ειδικές περιπτώσεις κτιρίων για τα οποία διατίθενται υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες για τον τρόπο κατασκευής τους, οι δοκιμές για την επαλήθευση των διατιθέμενων πληροφοριών μπορούν να περιορίζονται στην ελάχιστη πυρηνοληψία. Οι πληροφορίες θεωρούνται υπεύθυνες και αξιόπιστες όταν:

- Διατίθεται φάκελος μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί στην πράξη,
- Υπάρχουν αποδείξεις περί συνεχούς επίβλεψης και
- Διατίθενται αποτελέσματα δοκιμών σκυροδέματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Χάλυβας

Ο προσδιορισμός της κατηγορίας του χάλυβα οπλισμού υφισταμένου κτιρίου αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Η κατάταξη του χάλυβα μπορεί να γίνει με οπτική αναγνώριση (επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων), σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «ικανοποιητική». Για τη συσχέτιση της κατηγορίας του χάλυβα με το χρόνο κατασκευής όπως επίσης με τη μορφή των νευρώσεων, παρέχονται πληροφορίες στον Κανονισμό Τεχνολογίας Χαλύβων (Κ.Τ.Χ. 2008). Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα που θα χρησιμοποιούνται κατά τον έλεγχο της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, επιτρέπεται να λαμβάνονται από τα προβλεπόμενα στους αντίστοιχους Κανονισμούς για την κατηγορία χάλυβα που προσδιορίστηκε. Στην περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες για την αξιοπιστία της κατάταξης του χάλυβα με οπτική αναγνώριση, θα χρησιμοποιούνται τα χαρακτηριστικά που θα προκύπτουν από κατάλληλη διερεύνηση. Η διερεύνηση για τον προσδιορισμό των «πραγματικών» χαρακτηριστικών του χάλυβα (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) πρέπει να περιλαμβάνει τη δοκιμή σε τρία τουλάχιστον δείγματα περίπου ίδιας διαμέτρου από δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου. Πρέπει να λαμβάνεται συντηρητικώς υπόψη η αναμενόμενη διαφορά στα χαρακτηριστικά του χάλυβα αναλόγως με τη διάμετρο της ράβδου, καθώς επίσης και η μειωμένη ολκιμότητα εντόνως διαβρωμένων χαλύβων. Αν από τα δείγματα αυτά, διαπιστωθεί η παρουσία χαλύβων που κατατάσσονται σε διαφορετικές κατηγορίες, τότε η έρευνα πρέπει να επεκταθεί – ο αριθμός και το είδος των δοκιμών κρίνεται από τον μελετητή Μηχανικό - ώστε να προσδιοριστούν τα δομικά στοιχεία στα οποία έχει εφαρμοστεί κάθε κατηγορία. Μόνον στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θα θεωρείται «Υψηλή».

Γεωμετρικά δεδομένα

Ως γεωμετρικά δεδομένα θεωρούνται τα εξής: το είδος και η γεωμετρία του φορέα της θεμελίωσης, το είδος και η γεωμετρία του φορέα της ανωδομής, το είδος και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων, οι επιστρώσεις, οι επενδύσεις, καθώς και η όπλιση.

Σε ό,τι αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον επόμενο Πίνακα του Σχήματος 1.18 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.7, Πίνακας 3.2).

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ										
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Η ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ				
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ			Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή		
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓				✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓			✓	
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓				✓			✓		
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)			✓			✓			✓	
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓				✓			✓		
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓			✓	✓		✓	✓	

Σχήμα 1.18 – Στάθμη αξιοπιστίας γεωμετρικών δεδομένων

1.2.4 Αρχές αποτίμησης

1.2.4.1 Γενικότητες

Η αποτίμηση υφισταμένων δομημάτων ακολουθεί τις παρακάτω αρχές:

Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνο κατακορύφων φορτίων, η αποτίμησή του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, πάντως συντηρητικές, μεθόδους. Στην περίπτωση αυτή, η ακρίβεια της χρησιμοποιούμενης μεθόδου αποτίμησης πρέπει να προσαρμόζεται προς τον επιδιωκόμενο στόχο. Παραδείγματος χάριν αρκεί μια προσεγγιστική, αλλά συντηρητική, μέθοδος αποτίμησης για να αποδειχθεί η επάρκεια του υφιστάμενου φέροντος οργανισμού έναντι κατακορύφων φορτίων. Προφανώς, όταν ο υφιστάμενος φορέας προβλέπεται να καθαιρεθεί πλήρως, δεν απαιτείται αποτίμησή του.

Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακορύφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμησή του με βάση τις παρακάτω αρχές:

Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφάλαιο 5). Ειδικώς στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοσθεί) και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης. Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την

αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλομένων δράσεων. Γενικώς, το είδος των προσομοιωμάτων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοσθούν. Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων, συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων. Η χρήση εμπειρικών - αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή. Στις περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζουν βλάβες ή φθορές, η εφαρμοζόμενη μέθοδος αποτίμησης οφείλει να μπορεί να ερμηνεύσει κατά αδρομερή προσέγγιση τόσο τη μορφή όσο και τη θέση των ουσιοδών αυτών βλαβών. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, στα οποία έχουν διαπιστωθεί βλάβες, ενδέχεται να απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να επιτευχθεί η ερμηνεία των βλαβών κατά μορφή και θέση. Πιθανές παράμετροι μπορεί να είναι αφανή γεωμετρικά στοιχεία, μηχανικά χαρακτηριστικά που δεν έχουν ερευνηθεί ή τυχαίοι συνδυασμοί δράσεων που πιθανολογείται ότι ασκήθηκαν στο παρελθόν. Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων, την επαλήθευση των επιβαλλομένων μετακινήσεων και τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας, έχουν κατ' αναλογία εφαρμογή οι διατάξεις των Παραγράφων 2.4.3 έως 2.4.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ειδικώς για τις τοιχοπληρώσεις ισχύει το επόμενο εδάφιο (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.1.4.2).

Σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι χρήσιμη ή/και αναγκαία μια ταχεία εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί βλάβες ή φθορές. Η εκτίμηση αυτή μπορεί να γίνεται ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών σύμφωνα με δόκιμες (ακριβείς ή προσεγγιστικές) μεθόδους (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.3 και Παράρτημα 7Δ).

1.2.4.2 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης⁴ δε συνεκτιμώνται στην ανάληψη των δράσεων. Για τον υπολογισμό της έντασης του φορέα λόγω μη σεισμικών δράσεων, όπως λόγω κατακορύφων φορτίων, θα χρησιμοποιούνται προσομοιώματα χωρίς τοίχους πλήρωσης ή προσομοιώματα που δε θα προκαλούν ένταση στους τοίχους πλήρωσης. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνιστάται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δράσεων. Η συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης εν γένει συμβάλλει στην ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς του δομήματος υπό τις σεισμικές δράσεις ιδίως κατά τη φάση της αποτίμησης.

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικώς στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για το φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Η εκτίμηση της δυσμενούς ή ευμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων γίνεται απο το μελετητή Μηχανικό, επισημαίνεται όμως η δυσκολία της εκτίμησης, ιδίως όταν δε διατίθενται στοιχεία αναλύσεων και υπολογισμών. Συνεπώς, η εκτίμηση αυτή θα είναι ασφαλέστερη εάν εξ αρχής εισαχθούν οι τοιχοπληρώσεις στα προσομοιώματα των αναλύσεων.

⁴ Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν αναφέρεται σε φέρουσες τοιχοποιίες που έχουν κατασκευαστεί ταυτόχρονα με το σκελετό. Στις περιπτώσεις αυτές οι τοιχοποιίες συνδέονται με το σκελετό πρακτικώς μονολιθικά, και έτσι συμμετέχουν και στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων.

1.3 Διαδικασία ανασχεδιασμού της κατασκευής

1.3.1 Γενικά

Είναι σαφές ότι η πλειοψηφία των υφιστάμενων κατασκευών που έχουν σχεδιαστεί με παλαιότερους Κανονισμούς αυτών που ισχύουν σήμερα είναι πολύ πιθανό να εμφανίσουν σοβαρές βλάβες σε έναν ενδεχόμενο σεισμό. Αυτό συμβαίνει γιατί οι γνώσεις που υπάρχουν πάνω στην αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών έχουν προκύψει τα τελευταία χρόνια και μετά από κάποιους καταστροφικούς σεισμούς. Αποτέλεσμα των νέων αυτών γνώσεων ήταν να αλλάξει ως προς κάποια θέματα ο τρόπος αντίληψης των νέων κατασκευών (π.χ. ικανοτικός σχεδιασμός) και να υπάρξουν αλλαγές και στους Κανονισμούς, όπως έχει ήδη προαναφερθεί.

Για να δοθεί πιο ικανοποιητικά η διάσταση του προβλήματος αρκεί να αναλογιστούμε ότι για τις παλαιότερες κατασκευές ισχύουν τα παρακάτω:

Οι σεισμικές δράσεις για τις οποίες έχουν σχεδιαστεί αντιστοιχούν το πολύ στο 50% των σεισμικών δράσεων των νέων κατασκευών.

Ο αρχιτεκτονικός τους σχεδιασμός δεν τηρεί καμία κανονικότητα σε θέματα γεωμετρίας ή αντοχής.

Λόγω μη ύπαρξης των σημερινών πακέτων λογισμικού που κάνουν σύνθετους υπολογισμούς, γίνονται κάποιες απλοποιητικές παραδοχές για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών, δε γινόταν χωρική ανάλυση και δε λαμβανόταν υπόψη η δισδιάστατη πλαισιακή λειτουργία.

Παράλληλα, απλοποιητικές παραδοχές του παρελθόντος, που είχαν να κάνουν είτε με τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών των μελών, είτε με τη διαστασιολόγηση των μελών, έχουν πλέον αναθεωρηθεί, ενώ νέοι τρόποι λογικής του σχεδιασμού υπάρχουν σήμερα που δεν υπήρχαν τότε, όπως, ο ικανοτικός σχεδιασμός, η έννοια της πλαστιμότητας, νέες κατασκευαστικές διατάξεις, κ.λπ.

Συμπέρασμα όλων των παραπάνω είναι ότι σε αυτό το πλήθος των υφιστάμενων κατασκευών προκειμένου να παρέχουν την απαιτούμενη ασφάλεια σε αυτούς που τις χρησιμοποιούν θα πρέπει να μελετηθούν και να ανασχεδιαστούν με βάση τους σύγχρονους Κανονισμούς. Παράγοντες που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά τον ανασχεδιασμό είναι η χρήση και ο αριθμός των χρηστών της κατασκευής, η σπουδαιότητά της, το κόστος επέμβασης, η ηλικία της και η διάρκεια ζωής.

1.3.2 Διαδικασία ανασχεδιασμού

Η διαδικασία ανασχεδιασμού μιας κατασκευής ακολουθεί τρία στάδια:

1^ο στάδιο: Το πρώτο στάδιο είναι η αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Το πρώτο πράγμα που πρέπει να γίνεται σε αυτό το στάδιο είναι οι έλεγχοι διάγνωσης πιθανών βλαβών. Οι έλεγχοι μπορούν να γίνονται είτε οπτικά, για εντοπισμό ρηγμάτων, αποφλοίωσης και προχωρημένης διάβρωσης του σκυροδέματος, είτε πειραματικά, για εντοπισμό βλαβών που δε φαίνονται, όπως η διάβρωση οπλισμού και για προσδιορισμό της συνολικής κατάστασης της κατασκευής και της έκτασης των βλαβών. Επίσης θα πρέπει να γίνεται και μια οπτική εκτίμηση της συνολικής κατάστασης του κτιρίου.

Εν συνεχεία, θα πρέπει να συλλέγονται στοιχεία για την κατασκευή, όπως, η γεωμετρία της, η κατανομή της συνολικής μάζας της, οι διαμορφώσεις πλαισιακών φορέων, διατμητικών τοιχωμάτων, διαφραγμάτων και θεμελίωσης, καθώς και η σύνδεση των στοιχείων αυτών μεταξύ τους. Άλλα στοιχεία για την κατασκευή είναι οι διαστάσεις και οι οπλισμοί κάμψης και διάτμησης των μελών του φορέα, οι αγκυρώσεις τους, καθώς και οι ιδιότητες των υλικών του, δηλαδή του σκυροδέματος και του χάλυβα.

Αξιολογώντας και αναλύοντας όλα τα παραπάνω στοιχεία προκύπτει η αποτίμηση της κατασκευής και ιδιαίτερα της σεισμικής συμπεριφοράς της, καθώς και η εκτίμηση των κινδύνων που θα προκύψουν σε έναν ενδεχόμενο σεισμό. Εδώ είναι που θα αποφασιστεί αν απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής. Τα στοιχεία που θα ληφθούν υπόψη για την απόφαση αυτή είναι όλα τα παραπάνω, καθώς επίσης και η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας σε συνάρτηση με το σεισμό σχεδιασμού.

2^ο στάδιο: Το δεύτερο στάδιο είναι η λήψη της απόφασης σχετικά με το ποιές στρατηγικές επεμβάσεων θα ακολουθηθούν και ποιά συστήματα επεμβάσεων θα εφαρμοστούν ή με το εάν τελικά πρέπει η υφιστάμενη κατασκευή να κατεδαφιστεί και να δημιουργηθεί νέα στη θέση της.

Οι αποφάσεις που μπορούν να ληφθούν στο στάδιο αυτό είναι οι εξής:

- ▶ Επισκευή της υφιστάμενης κατασκευής στις περιοχές όπου υπάρχουν βλάβες
- ▶ Ενίσχυση της κατασκευής, είτε σε μεμονωμένα μέλη, είτε στο σύνολό της
- ▶ Κατεδάφιση της κατασκευής και ανακατασκευή της

Για να ληφθεί μία από τις παραπάνω αποφάσεις θα πρέπει να γίνουν κάποιες δοκιμές εφαρμογής κάθε μίας εναλλακτικής και να αξιολογηθούν τα αποτελέσματα, τόσο ως προς τη συμπεριφορά της επισκευασμένης ή ενισχυμένης κατασκευής, όσο και ως προς άλλους παράγοντες όπως η απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, το κόστος και ο χρονικός ορίζοντας της. Προφανώς οι δοκιμές που αφορούν στην ενίσχυση είναι οι διαφορετικές στρατηγικές επεμβάσεων και τα διαφορετικά συστήματα επεμβάσεων που αναφέρονται στην επόμενη παράγραφο.

3^ο στάδιο: Το τρίτο στάδιο είναι ο σχεδιασμός της λύσης που επελέγη στο δεύτερο στάδιο. Ο σχεδιασμός της επιλεγμένης λύσης έχει να κάνει στην πρώτη περίπτωση με τη μέθοδο επισκευής των επιμέρους βλαβών που θα εφαρμοστεί. Στη δεύτερη περίπτωση με την επιλογή της συγκεκριμένης στρατηγικής και του συστήματος επέμβασης, καθώς επίσης και

το πώς αυτό θα εφαρμοστεί στη συγκεκριμένη κατασκευή. Στην τρίτη περίπτωση με το σχεδιασμό της νέας κατασκευής.

1.4 Στρατηγικές και Συστήματα επεμβάσεων

1.4.1 Στρατηγική των επεμβάσεων

Η *στρατηγική των επεμβάσεων* είναι η βασική προσέγγιση που υιοθετείται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής ή διαφορετικά, για τη μείωση της διακινδύνευσης σε αποδεκτά όρια. Για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης, μπορούν να εφαρμοστούν στρατηγικές είτε καθαρά *τεχνικής* είτε *διαχειριστικής* φύσης. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται επιλογές, όπως η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου, η αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης και η μείωση της σεισμικής απαίτησης. Στη δεύτερη κατηγορία ανήκει μεταξύ άλλων η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων και η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης, η μερική ή ολική καθαίρεση (π.χ. ορισμένων ορόφων), η μονολιθική μεταφορά του δομήματος σε άλλη θέση, καθώς και η απόφαση για «καμία επέμβαση». Στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει αποδεκτή και μία μείωση της απομένουσας τεχνικής διάρκειας ζωής του δομήματος, υπό τον όρο ότι η μετά ταύτα κατεδάφιση του κτιρίου είναι εγγυημένη.

Το εύρος των τεχνικών και των διαχειριστικών στρατηγικών που μπορούν να εφαρμοστούν για τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι εξαιρετικά μεγάλο. Οι τεχνικές στρατηγικές αποτελούν προσεγγίσεις που στοχεύουν στη μεταβολή των βασικών παραμέτρων τόσο της σεισμικής απαίτησης όσο και της συμπεριφοράς του κτιρίου για το σεισμό σχεδιασμού. Περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης.

Είναι αξιοσημείωτο ότι κατά το παρελθόν η στρατηγική ενίσχυσης που υιοθετήθηκε από τους περισσότερους μηχανικούς στόχευε στην ικανοποίηση των απαιτήσεων του εκάστοτε ισχύοντος Κανονισμού. Η στρατηγική αυτή μεταφραζόταν σε επεμβάσεις, ώστε η ενισχυμένη κατασκευή να φέρει με ασφάλεια ένα ποσοστό των σεισμικών φορτίων που προέβλεπε ο εκάστοτε εν ισχύ Κανονισμός για τις νέες κατασκευές. Στην πραγματικότητα η παραπάνω προσέγγιση δεν αποτελεί στρατηγική, αλλά *κριτήριο σχεδιασμού* που μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με μία από τις στρατηγικές που αναφέρθηκαν. Τα κριτήρια σχεδιασμού αφορούν στο ποσό της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας που πρέπει να προστεθεί στο δόμημα, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τη φιλοσοφία που έχει πλέον επικρατήσει διεθνώς, το βασικό κριτήριο επιλογής των επεμβάσεων είναι ο περιορισμός των βλαβών που υφίστανται τα πρωτεύοντα καθώς και τα δευτερεύοντα στοιχεία της κατασκευής σε ανεκτά επίπεδα για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Σύμφωνα με τον ορισμό του EC8 – 1, §4.2.2 στον οποίο παραπέμπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. **πρωτεύοντα/κύρια** είναι τα στοιχεία και οι φορείς που συμβάλλουν ουσιαστικά στην

αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση, λόγω κίνησης του εδάφους σε οποιαδήποτε διεύθυνση (π.χ. υποστυλώματα, τοιχώματα, κτλ). Ορισμένα στατικά μέλη (π.χ. δοκοί ή/και υποστυλώματα) μπορούν να χαρακτηριστούν ως **δευτερεύοντα** σεισμικά μέλη (ή στοιχεία), τα οποία δεν αποτελούν μέρος του συστήματος του κτιρίου που αναλαμβάνει την σεισμική δράση. Η αντοχή και η δυσκαμψία των στοιχείων αυτών στις σεισμικές δράσεις θα αγνοούνται. Για τα στοιχεία αυτά δεν απαιτείται συμμόρφωση στις απαιτήσεις των Κεφαλαίων 5 έως 9 του EC8 - 1. Εν τούτοις, τα μέλη αυτά και οι συνδέσεις τους θα σχεδιάζονται και οι λεπτομέρειές τους θα διαμορφώνονται έτσι ώστε να διατηρούν την ικανότητα ανάληψης των φορτίων βαρύτητας όταν υποβάλλονται σε μετακινήσεις που προκαλούνται από τη δυσμενέστερη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η μελέτη αυτών των μελών πρέπει να περιλαμβάνει κατάλληλη πρόβλεψη για αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ). Η συνολική συνεισφορά όλων των δευτερευόντων σεισμικών μελών στην οριζόντια δυσκαμψία δεν πρέπει να υπερβαίνει το 15% της αντίστοιχης συνεισφοράς των κύριων σεισμικών μελών. Ο χαρακτηρισμός ορισμένων στατικών στοιχείων ως δευτερευόντων σεισμικά μελών δεν επιτρέπεται να μεταβάλει την ταξινόμηση του φορέα από μη - κανονικό σε κανονικό όπως περιγράφεται στην(§4.3).

Πέρα από τις τεχνικές στρατηγικές, υπάρχει και ένας μεγάλος αριθμός εναλλακτικών διαχειριστικών στρατηγικών που πρέπει επίσης να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό των επεμβάσεων. Οι διαχειριστικές στρατηγικές περιλαμβάνουν θέματα όπως: (α) την απόφαση να υλοποιηθούν οι επεμβάσεις ενώ το κτίριο παραμένει σε χρήση ή να εκκενωθεί το κτίριο έως ότου πραγματοποιηθούν οι εργασίες ενίσχυσης, (β) να θεωρηθεί αποδεκτή η υπάρχουσα σεισμική διακινδύνευση της κατασκευής και να μη γίνουν επεμβάσεις ή να αλλαχτεί η χρήση της κατασκευής, έτσι ώστε να είναι αποδεκτή η διακινδύνευση, (γ) να κατεδαφιστεί το υπάρχον κτίριο και να αντικατασταθεί με άλλο, (δ) να υλοποιηθούν οι προτεινόμενες επεμβάσεις προοδευτικά μέσα σε μεγάλης διάρκειας χρονικό περιθώριο ή να ληφθούν προσωρινά μέτρα ενίσχυσης έως ότου αντικατασταθεί η κατασκευή, (ε) εάν οι επεμβάσεις θα γίνουν στο εξωτερικό του κτιρίου, έτσι ώστε να μειωθούν οι αρνητικές «επιπτώσεις» στους ενοίκους ή αντίθετα αν οι εργασίες θα γίνουν στο εσωτερικό του κτιρίου προκειμένου να μην αλλοιωθούν τα χαρακτηριστικά της εξωτερικής του όψης.

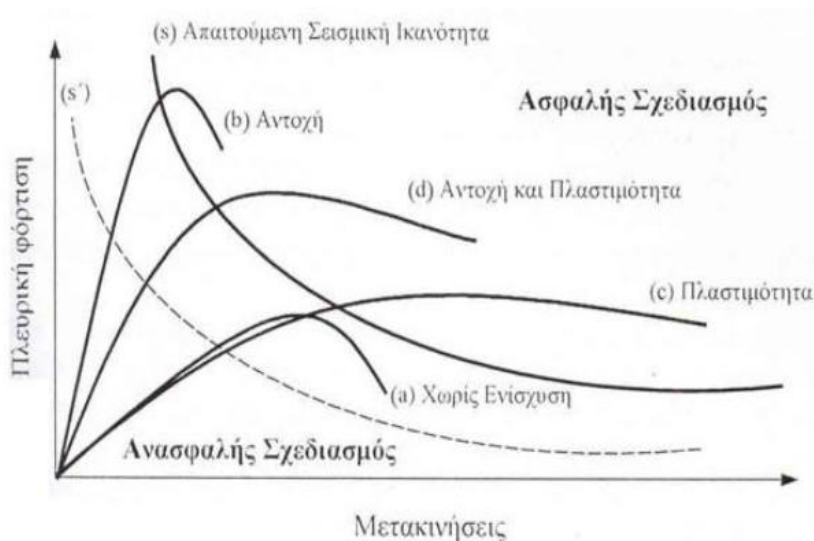
Αν και πολλοί Μηχανικοί θεωρούν ότι οι διαχειριστικές στρατηγικές δεν αποτελούν αντικείμενο της άμεσης αρμοδιότητάς τους, πρέπει να γίνει κατανοητό ότι αυτές ενδέχεται να έχουν πολύ σημαντική επίδραση τόσο στην εφαρμοσιμότητα όσο και στο κόστος της προτεινόμενης τεχνικής στρατηγικής των επεμβάσεων. Είναι γεγονός ότι, κατά κανόνα, η βέλτιστη λύση για ένα κτίριο σχετίζεται με τη λήψη αποφάσεων διαχειριστικής και τεχνικής φύσης. Για τους λόγους αυτούς οι διαχειριστικές στρατηγικές πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να επισημαίνονται στον Κύριο του Έργου προκειμένου να επιλεγεί η κατάλληλη στρατηγική επεμβάσεων.

1.4.2 Σύστημα επεμβάσεων

Το σύστημα των επεμβάσεων είναι η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Προκειμένου μία κατασκευή να επιδείξει αξιόπιστη σεισμική συμπεριφορά πρέπει να διαθέτει ένα πλήρες σύστημα ανάληψης των σεισμικών φορτίων, το οποίο να είναι ικανό να περιορίζει τις μετακινήσεις σε μεγέθη που αντιστοιχούν σε αποδεκτά επίπεδα βλαβών για την επιδιωκόμενη στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής. Οι κύριοι παράγοντες που καθορίζουν την αποδοτικότητα του συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων είναι: (α) η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση και η διαμόρφωση του φέροντος και του μη - φέροντος οργανισμού, (β) η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων του φέροντος και του μη - φέροντος οργανισμού και (γ) η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή.

Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα τους παραπάνω παράγοντες και εφαρμόζονται είτε μεμονωμένα είτε σε συνδυασμό. Παραδείγματος χάριν, οι παραδοσιακές μέθοδοι ενίσχυσης, όπως είναι η προσθήκη δικτυωτών συνδέσμων ή τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, επιδρούν στη δυσκαμψία και στην αντοχή της κατασκευής. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας, π.χ. οι ιξώδεις αποσβεστήρες, μεταβάλλουν την απόσβεση της κατασκευής και η σεισμική μόνωση επιδρά στο χαρακτήρα της εδαφικής διέγερσης που μεταδίδεται στην κατασκευή.

Αν θεωρηθεί ότι το μέγεθος της μέγιστης αναπτυσσόμενης ενέργειας παραμόρφωσης λόγω σεισμού αποτελεί μέτρο της σεισμικής αντίστασης της κατασκευής, τότε μπορεί να χαραχθεί μια καμπύλη υπερβολικής μορφής που αναπαριστά την απαιτούμενη σεισμική ικανότητα. Η καμπύλη αυτή, επομένως, υποδηλώνει το όριο μεταξύ της ασφαλούς και της ανασφαλούς επιλογής της λύσης ενίσχυσης. Δηλαδή, μία κατασκευή θεωρείται ασφαλής όταν η καμπύλη που αναπαριστά τη συμπεριφορά της επεκτείνεται στην περιοχή πάνω από την καμπύλη (s) που απεικονίζει τον ασφαλή σχεδιασμό. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση (Σχ. 1.19).



Σχήμα 1.19 – Στρατηγικές ενίσχυσης

Διακρίνονται, κατά συνέπεια, τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής:

- ▶ Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα
- ▶ Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής
- ▶ Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής
- ▶ Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση)

1.4.2.1 Βελτίωση του φορέα μέσω τοπικών επεμβάσεων

Η στρατηγική βελτίωσης ενός φορέα με τοπικές επεμβάσεις εφαρμόζεται σε κατασκευές που, ενώ διαθέτουν τα βασικά στοιχεία ενός επαρκούς συστήματος ανάληψης σεισμικών φορτίων, στερούνται ορισμένων κατασκευαστικών λεπτομερειών που είναι απαραίτητες για τη βελτιστοποίηση του συστήματος και την εξασφάλιση της επιθυμητής λειτουργίας του. Η ικανότητα μετακίνησης μίας τέτοιας κατασκευής μπορεί να είναι επαρκής σε σχέση με τη δεδομένη σεισμική απαίτηση, παρά όλα αυτά πριν επιτευχθεί αυτή η μετακίνηση ενδέχεται να συμβούν τοπικές αστοχίες σε διάφορες θέσεις της κατασκευής. Οι πλέον συνηθισμένες ατέλειες που ευθύνονται για τέτοιου είδους τοπικές αστοχίες είναι το ανεπαρκές μήκος έδρασης στις θέσεις των στηρίξεων προκατασκευασμένων στοιχείων και η ανεπαρκής αγκύρωση ή σύνδεση των στοιχείων του φέροντος οργανισμού τόσο μεταξύ τους όσο και με τα στοιχεία του μη φέροντος οργανισμού. Η τοπική επέμβαση για τη διόρθωση αυτών των ατελειών θα επέτρεπε στην κατασκευή να συμπεριφερθεί με τον επιθυμητό τρόπο. Πολύ συχνά η στρατηγική των τοπικών επεμβάσεων χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με άλλες στρατηγικές προκειμένου να επιτευχθεί μία κατασκευή με επαρκή σεισμική συμπεριφορά.

1.4.2.2 Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα είναι η πιο διαδεδομένη στρατηγική βελτίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς σε κατασκευές με ανεπαρκές σύστημα ανάληψης σεισμικών φορτίων. Αν και οι δύο στρατηγικές σχετίζονται άμεσα μεταξύ τους, η κύρια διαφορά τους έγκειται στο γεγονός, ότι μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση, ενώ με την αύξηση της αντοχής επιτυγχάνεται επιπλέον αύξηση της σεισμικής δύναμης που απαιτείται ώστε να προκληθούν βλάβες στην κατασκευή. Εφόσον η αύξηση της αντοχής γίνει χωρίς ταυτόχρονη αύξηση της δυσκαμψίας, όπως με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων ή ινοπλισμένων πολυμερών, τότε η ενισχυμένη κατασκευή μπορεί για μεγαλύτερα σεισμικά φορτία να μην υποστεί βλάβες. Πρέπει να σημειωθεί ότι ακόμα και αν η μείωση της απαίτησης σε μετακίνηση που επιτυγχάνεται με την αύξηση της δυσκαμψίας του συστήματος δεν είναι μεγάλη, μπορεί να μεταβάλλει σημαντικά τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής, τα οποία, ενώ δεν συμμετέχουν ιδιαίτερα στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων, είναι εξαιρετικά ευαίσθητα στις πλευρικές μετακινήσεις. Τέτοια στοιχεία αποτελούν υποστυλώματα με χαμηλή πλαστιμότητα που χρησιμοποιούνται κυρίως για την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και αρχιτεκτονικά διαχωριστικά τοιχεία και επικαλύψεις.

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα αποτελούν στρατηγικές που εφαρμόζονται κατά κανόνα ταυτόχρονα, καθώς τα περισσότερα συστήματα που αυξάνουν

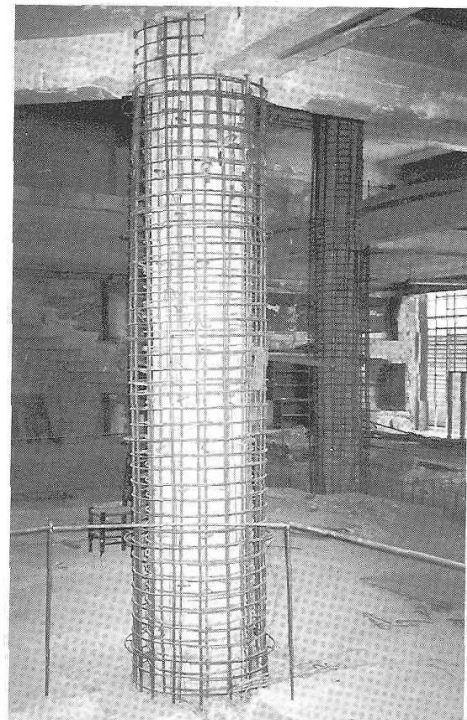
την αντοχή μίας κατασκευής, όπως είναι η προσθήκη τοιχωμάτων ή πλαισίων, αυξάνουν και τη δυσκαμψία της. Εξαίρεση αποτελούν τα τοπικά μέτρα ενίσχυσης τα οποία αυξάνουν την αντοχή συγκεκριμένων στοιχείων χωρίς να μεταβάλουν σημαντικά τη δυσκαμψία τους. Παραδείγματος χάριν, μία συνήθης ατέλεια των παλαιότερων πλαισιακών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ότι τα μήκη υπερκάλυψης των εφελκόμενων ράβδων του διαμήκους οπλισμού είναι ανεπαρκή, με αποτέλεσμα χαμηλή καμπτική αντοχή των μελών του φορέα. Η επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης στις θέσεις των ενώσεων με υπερκάλυψη μπορεί να βελτιώσει σημαντικά τη συμπεριφορά των πλαισίων και να τους επιτρέψει να αναπτύξουν μεγαλύτερη αντοχή χωρίς να μεταβληθεί σημαντικά η δυσκαμψία τους.

1.4.2.3 Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης

Η βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου μέσω της αύξησης της ικανότητας των στοιχείων του φέροντος οργανισμού να διατηρούν την αντοχή τους για μεγάλες παραμορφώσεις (*πλαστιμότητα*), είναι μία σχετικά νέα μέθοδος για τη σεισμική ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι κυριότερες μέθοδοι για την αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης περιλαμβάνουν:

- i. Την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης σε υφιστάμενα στοιχεία
- ii. Την τοπική απομείωση της δυσκαμψίας
- iii. Την τροποποίηση στοιχείων, κυρίως κατακόρυφων, του φέροντος οργανισμού ώστε να μεταβληθούν οι προβλεπόμενοι μηχανισμοί αστοχίας και
- iv. Την παροχή επιπλέον στήριξης σε περιοχές που αστοχούν λόγω υπερβολικών μετακινήσεων.



Σχήμα 1.20 – Ενίσχυση υποστυλώματος με μανδύα ο.σ.

Κατά κανόνα, αυτές οι μέθοδοι απαιτούν πολύ μικρότερη αρχιτεκτονική παρέμβαση στο κτίριο, σε σχέση με αυτές που αφορούν σε αύξηση της αντοχής ή της δυσκαμψίας.

Με την επιβολή εξωτερικής περίσφιγξης επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας. Η μέθοδος εφαρμόζεται κατά κανόνα σε υποστυλώματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος (Σχ. 1.20), μεταλλικοί μανδύες ή μανδύες από σύνθετα υλικά ινοπλισμένων πολυμερών. Η τοπική απομείωση της δυσκαμψίας μπορεί να είναι ένας πολύ αποτελεσματικός τρόπος αποφυγής ανεπιθύμητων μορφών αστοχίας ή ακόμα περιορισμού των βλαβών σε μεμονωμένα στοιχεία που δεν είναι καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η ενίσχυση συγκεκριμένων υποστυλωμάτων μπορεί να απαιτείται σε πλαισιακούς φορείς που δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού με αποτέλεσμα τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου, δηλαδή τη συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του ορόφου με μειωμένη δυσκαμψία. Χαρακτηριστική περίπτωση είναι οι κατασκευές τύπου pilotis. Η

παροχή επιπλέον στήριξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε οριζόντια στοιχεία που συμμετέχουν κυρίως στην ανάληψη των κατακόρυφων και όχι των πλευρικών φορτίων και τα οποία ενδέχεται να απολέσουν την έδρασή τους σε περίπτωση μεγάλων πλευρικών μετακινήσεων του φορέα.

Η στρατηγική της αύξησης της ικανότητας παραμόρφωσης είναι περισσότερο αποτελεσματική όταν το πλήθος των στοιχείων που απαιτούν τροποποιήσεις είναι σχετικά μικρό. Σε διαφορετική περίπτωση, η συγκεκριμένη στρατηγική μπορεί, αφενός μεν να αποδειχθεί εξαιρετικά δαπανηρή, αφετέρου δε να προκαλέσει σημαντικές δυσχέρειες στη χρήση του κτιρίου κατά τη διάρκεια των εργασιών ενίσχυσης.

1.4.2.4 Μείωση της σεισμικής απαίτησης

Η συγκεκριμένη στρατηγική έχει ως στόχο την επιβολή μεταβολών στην υφιστάμενη κατασκευή ώστε να μειωθούν οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμού. Μέθοδοι αυτής της στρατηγικής περιλαμβάνουν:

- i. Τη μείωση της μάζας της κατασκευής και
- ii. Την εγκατάσταση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας.

Η συμπεριφορά ορισμένων κτιρίων μπορεί να βελτιωθεί σημαντικά με τη μείωση της μάζας τους. Η μείωση της μάζας οδηγεί σε μείωση των αδρανειακών δυνάμεων και της συνολικής απαίτησης σε μετακίνηση της κατασκευής. Η μάζα μπορεί, παραδείγματος χάριν, να μειωθεί είτε απομακρύνοντας μη φέροντα στοιχεία μεγάλου βάρους, όπως επικαλύψεις ή δεξαμενές, είτε σε ακραία περίπτωση έναν ή περισσότερους ορόφους.

Η εγκατάσταση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης ενέργειας κατά κανόνα συνεπάγεται μία σημαντική δαπάνη. Πλεονέκτημα αυτών των συστημάτων είναι ότι παρέχουν προστασία όχι μόνο στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου αλλά και στα περιεχόμενα του. Κατά συνέπεια, η χρήση τους είναι συχνά κατάλληλη για κτίρια αυξημένης σπουδαιότητας, φέρουν ευαίσθητο εξοπλισμό ή είναι απαραίτητο να παραμείνουν σε λειτουργία τόσο κατά τη διάρκεια όσο και αμέσως μετά το σεισμό. Αυτοί είναι μερικοί από τους σημαντικότερους λόγους που η σεισμική μόνωση έχει επιλεγεί για το σχεδιασμό και τη σεισμική αναβάθμιση νοσοκομείων, εργοστασίων παραγωγής ενέργειας και τηλεπικοινωνιακών κέντρων. Συστήματα σεισμικής μόνωσης επίσης έχουν χρησιμοποιηθεί για την ενίσχυση ιστορικών κτισμάτων γιατί παρέχουν τη δυνατότητα μικρών σχετικά επεμβάσεων στα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά της κατασκευής.

Η χρήση της σεισμικής μόνωσης απαιτεί την εισαγωγή εύκαμπτων εφεδράνων σε ένα συγκεκριμένο επίπεδο του στατικού συστήματος της κατασκευής, κατά κανόνα κοντά στη θεμελίωση. Τα εφέδρανα χαρακτηρίζονται από μεγάλη ικανότητα πλευρικής παραμόρφωσης, ενώ πολλά από αυτά έχουν επίσης και χαρακτηριστικά αποσβεστήρων. Η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και, ενδεχομένως, του ποσοστού απόσβεσης της κατασκευής. Καθώς τα εφέδρανα έχουν πολύ μεγαλύτερη πλευρική ενδοτικότητα σε σχέση με την κατασκευή, η απαίτηση πλευρικής μετακίνησης λόγω του σεισμού συγκεντρώνεται σε αυτά. Κατά συνέπεια, η απαίτηση σε μετακίνηση στο τμήμα της κατασκευής πάνω από τα

εφέδρανα μειώνεται σημαντικά. Προκειμένου να συμβεί αυτό πρέπει το τμήμα της κατασκευής πάνω από τα εφέδρανα να είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτο από τους μονωτήρες. Επίσης, η σεισμική μόνωση είναι πιο αποδοτική εάν η ανωδομή μπορεί να συμπεριφερθεί ελαστικά για την υπολειπόμενη απαίτηση σε μετακίνηση. Για να επιτευχθούν οι δύο παραπάνω περιορισμοί, η εγκατάσταση ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης απαιτεί συχνά την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα.

Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας αυξάνουν άμεσα την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια και με αυτό τον τρόπο μειώνουν την απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής. Για την εγκατάσταση των αποσβεστήρων συχνά χρειάζεται πρώτα η τοποθέτηση συνδέσμων σε επιλεγμένα φαντώματα του φορέα, πάνω στους οποίους αναρτώνται οι αποσβεστήρες. Τα συστήματα απορρόφησης ενέργειας έχουν κατά κανόνα μεγαλύτερο κόστος από τα παραδοσιακά συστήματα αύξησης της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, αλλά εξασφαλίζουν σημαντικά βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά. Είναι πιο αποδοτικά σε κατασκευές με σημαντική ικανότητα πλευρικής μετακίνησης, όπως πλαισιακοί φορείς, καθώς εάν η κατασκευή είναι σχετικά δύσκαμπτη, οι αποσβεστήρες, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας των οποίων εξαρτάται άμεσα από την αναπτυσσόμενη δύναμη και την παραμόρφωση τους, δεν θα μπορέσουν να ενεργοποιηθούν πριν η κατασκευή υποστεί μεγάλες μετακινήσεις. Συνεπώς, τα συστήματα αυτά εφαρμόζονται κυρίως σε πλαισιακούς φορείς.

1.4.3 Επιλογή συστήματος επεμβάσεων

Με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση και την έκταση των βλαβών ή ενδεχόμενων φθορών, λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών.

Η επιλογή των τύπων δομητικής επέμβασης θα γίνεται, όπως έχει ήδη προαναφερθεί, καταρχήν με βάση γενικά κριτήρια κόστους και χρόνου, διαθεσιμότητας των απαιτούμενων μέσων, αρχιτεκτονικών αναγκών κ.λπ. Για την επιλογή αυτή πρέπει να συνεκτιμάται και η οικονομική αξία του δομήματος, τόσο πριν όσο και μετά τις επεμβάσεις. Τέτοια γενικά κριτήρια θεωρούνται τα ακόλουθα:

- ▶ Το κόστος, τόσο το αρχικό όσο και το μελλοντικό (δηλαδή τα έξοδα συντήρησης και οι πιθανές μελλοντικές φθορές ή βλάβες), σε σχέση με τη σπουδαιότητα και την ηλικία του υπόψη κτιρίου
- ▶ Η διαθέσιμη ποιότητα εργασίας (είναι εξαιρετικά σημαντικό τα μέτρα επέμβασης να είναι συμβατά με τα διαθέσιμα μέσα και την διαθέσιμη ποιότητα εργασίας)
- ▶ Η διαθεσιμότητα του κατάλληλου ποιοτικού ελέγχου
- ▶ Η χρήση του κτιρίου (επίπτωση των εργασιών επέμβασης στη χρήση του κτιρίου)

- ▶ Η αισθητική (το σχήμα επέμβασης ενδέχεται να ποικίλει μεταξύ πλήρως αφανών επεμβάσεων και σκόπιμα διακριτών νέων - πρόσθετων - στοιχείων)
- ▶ Η διατήρηση της αρχιτεκτονικής ταυτότητας των ιστορικών κτιρίων και η συνεκτίμηση του βαθμού αντιστρεψιμότητας των επεμβάσεων και
- ▶ Η διάρκεια εκτέλεσης των εργασιών.

Η επιλογή του τύπου, της τεχνικής, της έκτασης και του επείγοντος της επέμβασης θα γίνεται και με βάση τεχνικά κριτήρια σχετιζόμενα με τη διαπιστωθείσα κατάσταση του κτιρίου, καθώς και με τη μέριμνα για όσο γίνεται μεγαλύτερη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας (πλαστιμότητα) μετά την επέμβαση. Τέτοια τεχνικά κριτήρια θεωρούνται τα ακόλουθα:

- ▶ Όλα τα διαπιστωμένα σοβαρά σφάλματα πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως
- ▶ Όλες οι διαπιστωμένες σοβαρές βλάβες (και φθορές) σε πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να αποκατασταθούν καταλλήλως
- ▶ Σε περίπτωση εντόνως μη - κανονικών κτιρίων (κυρίως από την άποψη της κατανομής της υπεραντοχής), η δομική κανονικότητά τους πρέπει να βελτιωθεί στο μέγιστο δυνατό βαθμό (§4.3)
- ▶ Όλες οι απαιτήσεις αντίστασης κρίσιμων περιοχών των πρωτευόντων στοιχείων (δηλαδή τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη αντίστασης και η απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης) πρέπει να ικανοποιούνται μετά την επέμβαση
- ▶ Όπου είναι δυνατόν, θα πρέπει να επιδιώκεται η αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας σε κρίσιμες περιοχές. Πρέπει να λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε, στον βαθμό που είναι δυνατόν, οι τοπικές επισκευές ή/και ενισχύσεις να μη μειώνουν τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των κρίσιμων περιοχών και
- ▶ Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ανθεκτικότητα τόσο των νέων όσο και των αρχικών στοιχείων, καθώς και το ενδεχόμενο επιτάχυνσης της φθοράς σε ιδιαίτερες περιπτώσεις.

Συνοψίζοντας, οι μέθοδοι αντισεισμικής ενίσχυσης μπορούν να ταξινομηθούν ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

- i. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής, τότε η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η προσθήκη τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φορέα. Ακολουθεί η μέθοδος της προσθήκης δικτυωτών συνδέσμων, η μέθοδος

της προσθήκης τοιχωμάτων κατ' επέκταση υφιστάμενων υποστυλωμάτων και η χρήση σύνθετων υλικών

- ii. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδύων σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών
- iii. Αν στόχος είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης λαμβάνοντας υπόψη τον επιθυμητό βαθμό αύξησης του μεγέθους καθενός από τα παραπάνω χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση που οι απαιτούμενες αυξήσεις είναι ιδιαίτερα υψηλές και για τα τρία χαρακτηριστικά, είναι κατά κανόνα αναπόφευκτη η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων.

Πρέπει να επισημανθεί ότι συχνά είναι σκόπιμο να εφαρμόζεται ένας συνδυασμός μεθόδων ή επιμέρους τεχνικών ώστε να προκύψει η βέλτιστη οικονομοτεχνικά λύση. Επίσης πρέπει να γίνει κατανοητό ότι πολλές φορές η μέθοδος επέμβασης που επιλέγεται ως καταλληλότερη δεν είναι τεχνικά εφικτή. Για παράδειγμα, το σύνολο σχεδόν των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα που κατασκευάστηκαν στην Ελλάδα έως τα μέσα της δεκαετίας του 1980 δεν πληρούν τις απαιτήσεις πλαστιμότητας των σύγχρονων Κανονισμών. Παρά όλα αυτά, η αύξηση της πλαστιμότητας σε ένα από τα κτίρια αυτά με προσθήκη μανδύων δημιουργεί την ανάγκη για πρόσθετα στοιχεία δυσκαμψίας και αντοχής, τα οποία όμως ενδέχεται να αυξήσουν σημαντικά την απαίτηση στη θεμελίωση ή να προκαλέσουν προβλήματα λειτουργικότητας όταν η κατασκευή επανέλθει σε χρήση.

Με βάση τα παραπάνω είναι εύλογο ότι το νομοθετικό πλαίσιο που καθορίζεται από την Πολιτεία για την αποκατάσταση των βλαβών μετά από ένα καταστροφικό σεισμό δεν πρέπει να αποτελεί αντικείμενο αυστηρής επιστημονικής κριτικής, καθώς προσπαθεί να συγκρατήσει το ευκαίριο με το εφικτό. Με άλλα λόγια, πρόκειται περί πολιτικής απόφασης, με την ευρύτερη σημασία του όρου, που επιχειρεί να πετύχει το βέλτιστο συνδυασμό επιστημονικής γνώσης και οικονομοτεχνικών περιορισμών με στόχο την άμεση αντιμετώπιση του οξύτατου κοινωνικού προβλήματος της ασφαλούς επισκευής των κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες.

1.4.4 Σχεδιαστικοί περιορισμοί

Οι *σχεδιαστικοί περιορισμοί* είναι οι παράγοντες εκείνοι, πέρα από τα χαρακτηριστικά του φέροντος οργανισμού της κατασκευής, που επηρεάζουν άμεσα τη δυνατότητα υλοποίησης μίας στρατηγικής ή ενός συστήματος επεμβάσεων. Μεταξύ των παραγόντων αυτών περιλαμβάνονται η επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας, περιορισμοί κόστους που αφορούν είτε στη μελέτη είτε στην κατασκευή, καθώς επίσης και χρονικοί περιορισμοί σχετικά με την αποπεράτωση του έργου. Περιορισμοί ακόμη μπορεί να επιβληθούν από πολεοδομικές διατάξεις, απαιτήσεις διατήρησης του ιστορικού χαρακτήρα της κατασκευής, καθώς και τις επιπτώσεις των εργασιών ανασχεδιασμού στη λειτουργικότητα και τη χρήση του κτιρίου τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά την ολοκλήρωσή τους.

1.4.5 Διαχειριστικές στρατηγικές επεμβάσεων

Οι διαχειριστικές στρατηγικές επεμβάσεων αποτελούν αποτέλεσμα προγραμματισμού και κατά κανόνα καθορίζονται από τον Κύριο του Έργου σε συνεργασία με το μελετητή Μηχανικό. Διακρίνονται συνήθως σε δύο κατηγορίες:

- ▶ σε στρατηγικές που επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να ικανοποιεί τις απαιτήσεις της επιδιωκόμενης στάθμης επιτελεσματικότητας για τη χρήση της και
- ▶ σε στρατηγικές που ρυθμίζουν τον τρόπο εφαρμογής της μεθόδου των επεμβάσεων.

Μεταξύ αυτών περιλαμβάνονται η αλλαγή χρήσης της κατασκευής, η κατεδάφιση, η προσωρινή ενίσχυση, η ενίσχυση σε φάσεις, η ενίσχυση χωρίς διαταραχή της λειτουργίας της κατασκευής, η ενίσχυση με εκκένωση της κατασκευής και η ενίσχυση της κατασκευής εξωτερικά ή εσωτερικά.

Η επιλογή της κατάλληλης διαχειριστικής στρατηγικής αποτελεί πολύ σημαντική παράμετρο επίτευξης του αντικειμενικού στόχου, δηλαδή της μείωσης της σεισμικής διακινδύνευσης μίας υφιστάμενης κατασκευής. Επομένως, οι εναλλακτικές στρατηγικές επεμβάσεων πρέπει να συνεκτιμώνται από το Μηχανικό και να παρουσιάζονται στον Κύριο του Έργου, ο οποίος ενδέχεται να μην είναι εξοικειωμένος με αυτές ώστε να γνωρίζει τα σχετικά πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα από την εφαρμογή τους.

2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ – ΜΑΝΔΥΕΣ Ο.Σ. ΚΑΙ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ

2.1 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

2.1.1 Γενικά

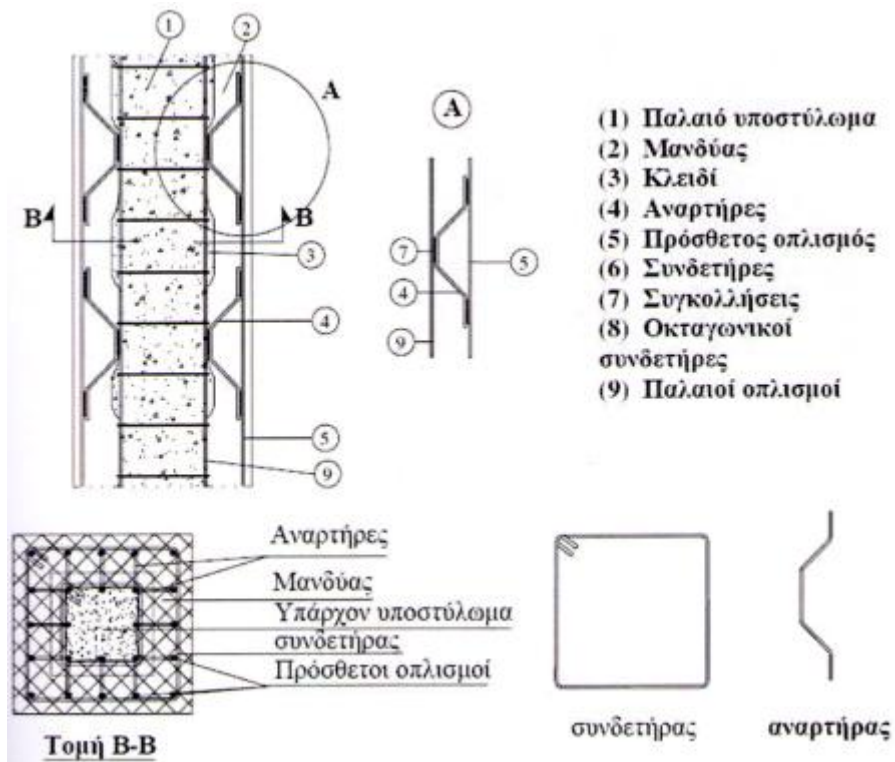
Τα στοιχεία μιας κατασκευής στα οποία επικεντρώνονται οι επεμβάσεις είναι τα υποστυλώματα και αυτό γιατί αυτά είναι που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία, εμφανίζουν το μεγαλύτερο ποσοστό των βλαβών και έχουν τις μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η κατασκευή μανδύων σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι μία μέθοδος επισκευής και ενίσχυσής τους που εφαρμόζεται με επιτυχία. Είναι μία μέθοδος που εξασφαλίζει αύξηση της *αντοχής*, της *δυσκαμψίας* και της *πλαστιμότητας* των υποστυλωμάτων και της κατ' επέκταση της κατασκευής. Τα υποστυλώματα στα οποία εφαρμόζεται εμφανίζουν συνήθως σοβαρές βλάβες και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή ανεπάρκεια σε κάποιο από τα τρία παραπάνω χαρακτηριστικά τους.

Παράλληλα, η κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιείται και για την επισκευή και ενίσχυση δοκών, οι οποίες είτε μπορεί να εμφανίζουν βλάβες είτε να πρόκειται να αυξηθεί το φορτίο που παραλαμβάνουν (π.χ. αλλαγή χρήσης δομήματος). Οι βλάβες των δοκών σε περίπτωση σεισμικών καταπονήσεων, κατά κανόνα, επικεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος. Η επισκευή και η ενίσχυση των κόμβων είναι μια διαδικασία κατά την οποία απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή και γίνεται παράλληλα με την ενίσχυση των υποστυλωμάτων.

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

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

- ▶ Δε μεταβάλλει την αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής
- ▶ Περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο με αποτέλεσμα να μειώνει τη λυγηρότητά του
- ▶ Βελτιώνει τη συμπεριφορά του υφιστάμενου υποστυλώματος λόγω περίσφιγξης και
- ▶ Αυξάνει το βαθμό πυροπροστασίας.



Σχήμα 2. 1 - Λεπτομέρειες μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Σχήμα 2. 2 - Μανδύας στην περιοχή κόμβου δοκού – υποστυλώματος

2.1.2 Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος

Τα είδη των μανδύων διαχωρίζονται με βάση το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα και είναι τα εξής:

▶ **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα:**

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

▶ **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:**

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

▶ **Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα:**

Το σκυροτσιμεντόπηγμα έχει το πλεονέκτημα ότι η σκυροδέτηση είναι δυνατή ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, ενώ μειώνεται σημαντικά η συστολή ξήρανσης. Για να μπορεί να εφαρμοστεί αυτή η τεχνική πρέπει το μέγεθος των κόκκων των αδρανών να είναι μεγαλύτερο από 10 - 15 cm. Πρόκειται για μία τεχνική που θα μπορούσε να είναι ιδιαίτερα επιτυχημένη, αλλά η εφαρμογή της είναι περιορισμένη λόγω έλλειψης εμπειρίας και υψηλού κόστους.

▶ **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα:**

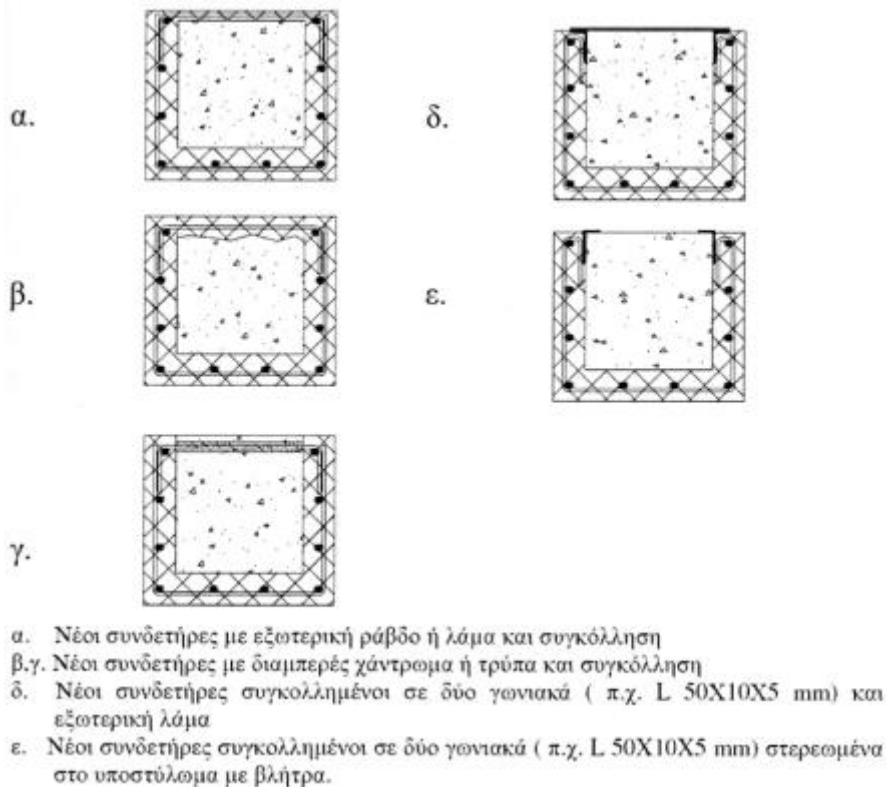
Ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα χρησιμοποιούνται συνήθως σε περιπτώσεις που υπάρχουν ειδικές απαιτήσεις για το μανδύα που πρόκειται να κατασκευαστεί. Αυτό συμβαίνει γιατί παρά τα πλεονεκτήματα που εμφανίζουν τέτοια σκυροδέματα, όπως η δυνατότητα δημιουργίας μανδύων ιδιαίτερα μικρού πάχους, έχουν παράλληλα και υψηλό κόστος που ουσιαστικά απαγορεύει την ευρεία χρήση τους.

2.1.3 Ανοικτοί μανδύες

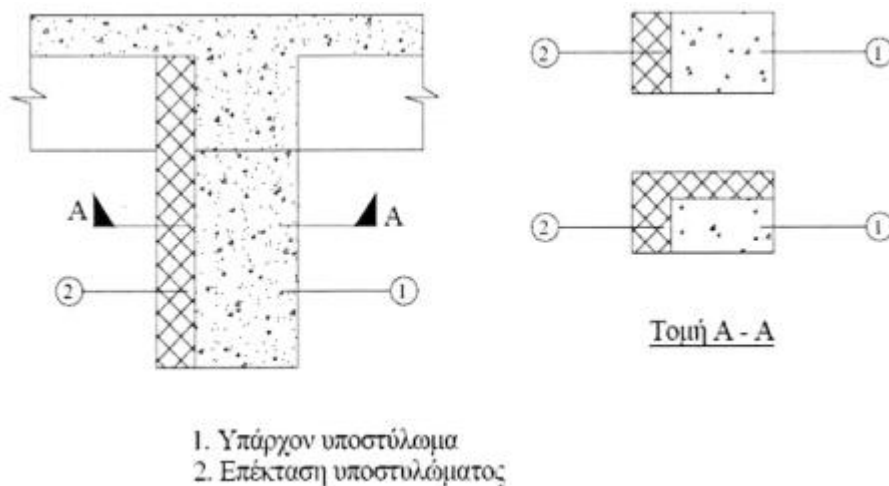
Ανοικτοί ονομάζονται οι μανδύες στις περιπτώσεις που δεν είναι δυνατό να περιβάλλουν ολόκληρη τη διατομή. Αυτό μπορεί να συμβαίνει είτε όταν το ενισχυόμενο υποστυλώμα βρίσκεται στα όρια με άλλη οικοδομή ή εφόσον υπάρχουν κάποιες διατάξεις όπως μεσοτοιχίες ή αρμοί. Ιδιαίτερη προσοχή στους ανοικτούς μανδύες πρέπει να δίνεται στη συγκόλληση παλαιών και νέων οπλισμών, καθώς και στην αγκύρωση των συνδετήρων, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η σωστή λειτουργία τους και η αντοχή τους στο χρόνο.

Όταν ο μανδύας περιβάλλει μόνο μία ή δύο πλευρές του υποστυλώματος, στην πραγματικότητα πρόκειται πλέον για επέκταση του υποστυλώματος. Σε τέτοιες περιπτώσεις επεμβάσεων η προσοχή που πρέπει να δίνεται στην αγκύρωση τόσο των πρόσθετων οπλισμών, όσο και των πρόσθετων συνδετήρων είναι ακόμα μεγαλύτερη. Σε περιπτώσεις όπου υπάρχει αδυναμία πλήρους αγκυρώσεως λαμβάνεται μειωμένη απόδοση των πρόσθετων οπλισμών και ταυτόχρονα η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα είναι μικρότερη. Γενική σύσταση για αυτές τις περιπτώσεις είναι τα νέα εντατικά μεγέθη κάμψης και διάτμησης να μην ξεπερνούν το διπλάσιο των αρχικών.

Δηλαδή: $M_R' \leq 2 \cdot M_R$, $V_R' \leq V_R$



Σχήμα 2. 3 – Περιπτώσεις ανοικτών μανδυών



Σχήμα 2. 4 – Περίπτωση μονόπλευρης ή δίπλευρης επέκτασης υποστύλωματος

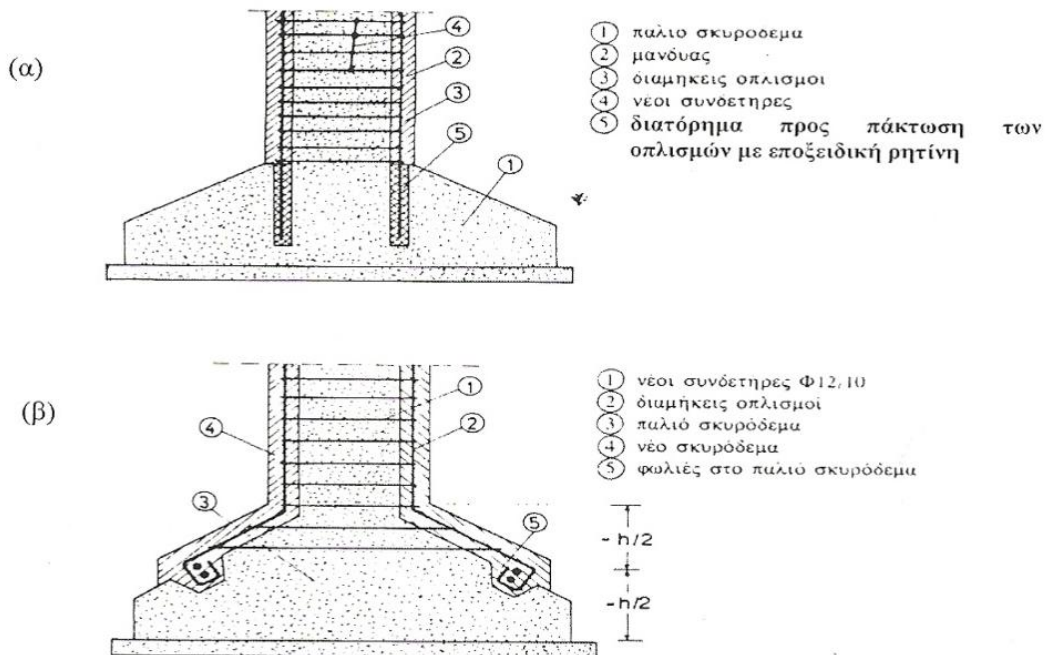
2.1.4 Διαδικασία κατασκευής των μανδύων - Θεμελιώσεις

Μία συνήθης σειρά που απαιτείται για την κατασκευή μανδύων είναι η παρακάτω:

- ▶ Αποφορτίζονται και υποστύλωνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στο υποστύλωμα.
- ▶ Απομακρύνεται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα και αποκαθίσταται η συνέχεια του υποστύλωματος επισκευάζοντας τις τυχόν προϋπάρχουσες τοπικές βλάβες (π.χ. λυγισμένες ράβδοι οπλισμού).
- ▶ Αποκαλύπτονται οι οπλισμοί σε θέσεις που έχουν προεπιλεγεί για συγκόλληση με νέους οπλισμούς (εφόσον προβλέπεται).
- ▶ Διανοίγονται και προετοιμάζονται οι οπές στις θέσεις αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα.
- ▶ Εκτραχύνεται η επιφάνεια του σκυροδέματος, με επιμέλεια, σε βάθος 6 mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό (π.χ. με "ματσακόνι" όχι απλώς με σφυρί και καλέμι), ή με υδροβολή, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- ▶ Καθαρίζεται επιμελώς η επιφάνεια χρησιμοποιώντας αέρα υπό πίεση, και το εσωτερικό των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα.
- ▶ Αγκυρώνονται στα άκρα τους οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού με χημική πάκτωση (χρήση εποξειδικής ρητίνης). Για κατασκευαστική ευκολία είναι δυνατόν να μην αγκυρωθούν απευθείας οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, αλλά να προηγηθεί η αγκύρωση μικρότερων τμημάτων ράβδων οπλισμού επί των οποίων στη συνέχεια θα «ματιστούν» οι νέες ράβδοι. Η παραπάνω διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί και για την αγκύρωση των ράβδων οπλισμού στα στοιχεία θεμελίωσης. Προβλέπεται η συνέχεια του μανδύα γύρω από τον κώνο του πεδίου σε μήκος τουλάχιστον ίσο προς το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σ' αυτή τη περιοχή της τάξεως Φ12/100 mm και απόληξη του μανδύα σε μία περιμετρική «φωλιά» που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο. Εάν ο διαμήκεις οπλισμός του μανδύα είναι αρκετός (π.χ.

περισσότερος από 4 ράβδοι) είναι μάλλον προτιμότερο να γίνει μια μικτή εφαρμογή των δύο παραπάνω διαδικασιών. Στην περίπτωση που απαιτείται συγχρόνως και ενίσχυση των στοιχείων θεμελίωσης, η τεχνική προσαρμόζεται έτσι ώστε το θέμα να αντιμετωπιστεί συνολικά.

- ▶ Αγκυρώνονται τα μηχανικά ή χημικά βλήτρα (εφόσον και όπου προβλέπονται).
- ▶ Τοποθετούνται και ηλεκτροσυγκολλούνται τα χαλύβδινα παρεμβλήματα σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες), εφόσον προβλέπονται συγκολλήσεις.
- ▶ Τοποθετούνται νέοι συνδετήρες.
- ▶ Γίνεται ο τελικός καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- ▶ Διαβρέχεται η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος τουλάχιστον 6 ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου σκυροδέματος. Η διαβροχή πρέπει να γίνεται και στον ξυλότυπο (εφόσον υπάρχει) και στα αδρανή για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.
- ▶ Σκυροδετείται ο μανδύας και ακολουθούν τα μέτρα συντήρησης σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΥΠΕΧΩΔΕ, 1997). Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για τη συντήρηση στην περίπτωση που χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, επειδή τότε η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη, όπως έχει προαναφερθεί (§2.1.2).

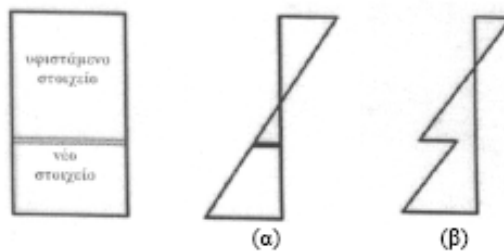


Σχήμα 2.5 – Διαδικασίες απόληξης μανδύα στα στοιχεία θεμελίωσης

2.1.5 Έλεγχος διεπιφάνειας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. – Διαστασιολόγηση επεμβάσεων

Κάθε επέμβαση σε υφιστάμενη κατασκευή, με ή χωρίς βλάβες, σκοπεί στην εξυπηρέτηση του στόχου ανασχεδιασμού, υλοποιείται δε με την προσθήκη νέων υλικών ή στοιχείων σε υφιστάμενα δομικά στοιχεία. Σε κάθε περίπτωση, οι εργασίες εκτελούνται σύμφωνα με σχετικές τεχνικές προδιαγραφές. Άλλως έχουν εφαρμογή οι Προσωρινές Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές (Π.Ε.ΤΕ.Π.): Εργασίες Αποκατάστασης Ζημιών Κατασκευών από το Σεισμό και λοιπούς Βλαπτικούς Παράγοντες (Τ.Ε.Ε./Ι.Ο.Κ, 2008). Ούτως ή άλλως, η επέμβαση πρέπει να περιλαμβάνει την αποκατάσταση (επισκευή) τυχόν προϋφισταμένων βλαβών ή φθορών.

Μέσω της προσθήκης θεωρείται ότι αποκαθίσταται οιονεί μονολιθική συνεργασία παλαιών και νέων υλικών. Παρά ταύτα, λόγω των (μικρών, έστω) σχετικών μετακινήσεων στις διεπιφάνειες παλαιών - νέων υλικών, η μονολιθικότητα ως προς την αντίσταση κρίσιμων περιοχών ή την παραμόρφωση δομικών στοιχείων, ενδέχεται να μην είναι πλήρης. Εξαιτίας π.χ. της σχετικής ολίσθησης στην διεπιφάνεια της σύνθετης καμπτόμενης διατομής, η πραγματική κατανομή των παραμορφώσεων οδηγεί σε μικρότερη ενεργοποίηση εσωτερικών δυνάμεων στο προστιθέμενο στοιχείο και επομένως, σε μικρότερη αντίσταση του σύνθετου μέλους (Σχ. 2.6). Οι απαιτούμενες κάθε φορά συνδέσεις παλαιών - νέων υλικών οφείλουν να ελέγχονται ώστε στη διεπιφάνεια να ισχύει η σχέση:



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

Σχήμα 2. 6

$R_{id} \geq S_{id}$ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχέση 8.1) όπου

R_{id} : Η αντίσταση της υπόψη σύνδεσης στη σχετική διεπιφάνεια. Η αντίσταση αυτή αντιστοιχεί σε ένα μέγεθος μέγιστης ανεκτής σχετικής μετακίνησης στην υπόψη διεπιφάνεια. Τέτοιες αντιστάσεις νοούνται ως θλιπτικές, εφελκυστικές ή διατμητικές (αντιστοίχως κάθετα ή παράλληλα προς την υπόψη διεπιφάνεια) που ενεργοποιούνται με τις αντίστοιχες σχετικές μετακινήσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §6.1). Οι αυξημένες αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις αντιστάσεις κατά τη διαστασιολόγηση των στοιχείων μετά την επέμβαση, λαμβάνονται υπόψη μέσω ειδικών επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_{Rd} , όπου απαιτείται. Στη συνέχεια, η εφαρμογή αυτής της διάταξης εξειδικεύεται για κάθε ειδικότερη περίπτωση επέμβασης.

Αντίσταση διεπιφάνειας σε θλίψη:

Οι αντιστάσεις διεπιφάνειας σε θλίψη υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη τη θλιπτική αντοχή του ασθενέστερου υλικού εκατέρωθεν της διεπιφάνειας, υπό την προϋπόθεση ότι έχουν συμπληρωθεί όλα τα κενά ή οι ρωγμές μέσω κατάλληλης τεχνικής και υλικού. Η μικρή τοπική απομείωση άλλων χαρακτηριστικών (π.χ. της δυστένειας) αγνοείται.

Αντίσταση διεπιφάνειας σε εφελκυσμό:

Οι αντιστάσεις διεπιφάνειας σε εφελκυσμό υπολογίζονται βάσει των ακόλουθων κριτηρίων:

i) Υπό ορισμένες αξιόπιστες και πλήρως ελέγξιμες συνθήκες εφαρμογής και ειδικής συντήρησης, επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη η εφελκυστική αντοχή αποκόλλησης του σκυροδέματος προς το πρόσθετο υλικό. Σ' αυτές τις περιπτώσεις, η εφελκυστική αντοχή της διεπιφάνειας υπαγορεύεται από την εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου εκατέρωθεν της διεπιφάνειας υλικού. Σε συνήθεις περιπτώσεις δεν συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη η εφελκυστική αντοχή αποκόλλησης σκυροδέματος, παρά μόνο εφόσον έχει χρησιμοποιηθεί κατάλληλο συγκολλητικό υλικό (π.χ. εποξειδική κόλλα) και οι εργασίες έχουν εκτελεσθεί σύμφωνα με τις σχετικές τεχνικές προδιαγραφές. Άλλως, συνιστάται η εφαρμογή των Π.Ε.ΤΕ.Π.

ii) Όταν δεν πληρούνται οι συνθήκες της προηγούμενης παραγράφου, η εφελκυστική αντίσταση στη διεπιφάνεια διασφαλίζεται μέσω πρόσθετων καταλλήλως αγκυρωμένων αγκυρίων, των οποίων ο υπολογισμός ακολουθεί τα προσομοιώματα του Κεφαλαίου 6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Διατμητική αντίσταση διεπιφάνειας:

Οι διατμητικές αντιστάσεις στις διεπιφάνειες υπολογίζονται με την ακόλουθη διαδικασία:

i) Για την ανεκτή τιμή σχετικής ολίσθησης στις διεπιφάνειες, υπολογίζονται οι αντιστάσεις οι οποίες επιστρατεύονται απ' το σύνολο των διαθέσιμων στη διεπιφάνεια μηχανισμών. Η μέγιστη ανεκτή σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια εξαρτάται απ' την σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, μπορεί δε να λαμβάνεται ίση με 0.20, 0.80 ή 1.50 mm, για τις στάθμες Α, Β και Γ, αντίστοιχα. Οι διαθέσιμοι μηχανισμοί που λαμβάνονται κατά περίπτωση είναι οι ακόλουθοι:

- ▶ Συνοχής σκυροδέματος προς σκυρόδεμα, όπου επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη.
- ▶ Συνοχής σκυροδέματος προς ρητίνη.
- ▶ Τριβής σκυροδέματος προς σκυρόδεμα στην θλιβόμενη διεπιφάνεια, λαμβανομένων υπόψη:

- των ορθών τάσεων που προέρχονται από τις εξωτερικές δράσεις φορτίων

- των ορθών τάσεων που προκύπτουν από την επιστρατευόμενη αντίσταση εξόλκευσης τυχόν διαθέσιμων αγκυρωμένων εγκάρσιων οπλισμών, λόγω της κάθετης προς την διεπιφάνεια διόγκωσης η οποία προκαλείται από την αποδεκτή τιμή σχετικής ολίσθησης.

- ▶ Αντιστάσεων βλήτρων.
- ▶ Αντιστάσεων συνδέσμων, μεταξύ παλαιών και νέων οπλισμών.

ii) Λαμβάνεται υπόψη η τυχόν αλληλόδραση μεταξύ των πιο πάνω μηχανισμών.

iii) Ανάλογα με τη θέση και την κρισιμότητα των υπό έλεγχο περιοχών του διαστασιολογούμενου δομικού στοιχείου, λαμβάνεται υπόψη η τυχόν εξασθένηση των πιο πάνω μηχανισμών λόγω ανακύκλισης των επιβαλλομένων δράσεων.

iv) Επιτρέπεται ο υπολογισμός της συνολικής αντίστασης, αθροίζοντας τις μέγιστες τιμές αντίστασης του κάθε διαθέσιμου μηχανισμού, μειωμένες μέσω κατάλληλων συντελεστών συμμετοχής σημαντικά μικρότερων της μονάδας.

v) Η μέγιστη ανηγμένη διατμητική δύναμη στη διεπιφάνεια δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την διατμητική αντοχή ψαλιδισμού του ασθενέστερου σκυροδέματος. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ότι δεν αστοχεί το υπόβαθρο λόγω εκτεταμένων λοξών ρωγμών:

$$\tau_d \leq 0.30 \cdot f_{cd} \text{ (KAN.ΕΠΕ. Σχέση 8.2)}$$

S_{id}: Αντίστοιχη δύναμη που δρα στην υπόψη διεπιφάνεια, όπως υπολογίζεται απ' τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού τα οποία ενεργούν στη περιοχή. Η δύναμη αυτή μπορεί να είναι θλιπτική, εφελκυστική ή διατμητική, όπως και η αντίσταση. Οι αβεβαιότητες στο προσδιορισμό του μεγέθους των δυνάμεων (S_{id}) που δρουν στην διεπιφάνεια λαμβάνονται υπόψη, ανάλογα με τον τρόπο που έχει επιλεγεί για την προσομοίωση της σύνδεσης στην διεπιφάνεια. Π.χ. λαμβάνονται υπόψη κατάλληλοι συντελεστές αβεβαιότητας στις δυσκαμψίες των συνδέσμων, όταν οι δυσκαμψίες υπεισέρχονται στην σχετική προσομοίωση. Η αστοχία του ενισχυμένου στοιχείου πρέπει, ωστόσο, να προηγείται της αστοχίας των διεπιφανειών παλαιών – προς - νέα υλικά. Προς τούτο, ο έλεγχος αντοχής της διεπιφάνειας θα πραγματοποιείται για εντατικά μεγέθη πολλαπλασιασμένα με συντελεστή $\gamma_{sd} = 1.35$. Λόγω της συνήθους ψαθυρής συμπεριφοράς των διεπιφανειών, απαιτείται να παραμείνουν στην ελαστική τους φάση μέχρι την αστοχία του ενισχυμένου στοιχείου. Στις περιπτώσεις, επίσης, που η διαστασιολόγηση του στοιχείου γίνεται με βάση τα ικανοτικά μεγέθη σχεδιασμού, τα εντατικά μεγέθη που δρουν στις διεπιφάνειες θα υπολογίζονται αντίστοιχα.

Στις επιμέρους διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνονται συνιστώμενες τιμές του «συντελεστή μονολιθικότητας» (*k*), ο οποίος ορίζεται ως το πηλίκο του κρίσιμου μεγέθους συμπεριφοράς της πραγματικής σύνθετης διατομής, ως προς το αντίστοιχο κρίσιμο μέγεθος συμπεριφοράς μιας αντίστοιχης μονολιθικής διατομής (χωρίς καμία σχετική παραμόρφωση της διεπιφάνειας). Όταν δε διατίθενται αξιόπιστες μέθοδοι για την πρόβλεψη της σχετικής ολίσθησης, επιτρέπεται να χρησιμοποιείται η προσεγγιστική μέθοδος μονολιθικής συμπεριφοράς, υπό τον όρο ότι το εντατικό μέγεθος δράσης θα λαμβάνεται ως S_{id}/*k*. Η εφαρμογή της προσεγγιστικής διαδικασίας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.1.1δ) μπορεί να πραγματοποιείται υπό τις προϋποθέσεις ότι: (α) η επιδιωκόμενη αύξηση της καμπτικής αντίστασης του στοιχείου δεν υπερβαίνει το διπλάσιο της αρχικής, και (β) τα κατασκευαστικά μέτρα σύνδεσης στην διεπιφάνεια του μανδύα και του υφιστάμενου στοιχείου περιλαμβάνουν επιμελημένη εκτράχυνση της επιφάνειας του στοιχείου (με υδραμμοβολή ή με ελαφρό εξοπλισμό αέρος ή ηλεκτρικό βελόνι) και χρήση βλήτρων, ή/και αναρτήρων και οι εργασίες έχουν εκτελεστεί σύμφωνα με σχετικές τεχνικές προδιαγραφές. Σε αυτή την περίπτωση επιτρέπεται η χρήση των ακολούθων τιμών συντελεστών μονολιθικότητας για τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος:

$K_k = 0.80$
 $K_r = 0.90$
 $K_{\theta y} = 1.25$ και
 $K_{\theta u} = 0.80$

Οι απαιτήσεις της παραπάνω παραγράφου θεωρείται ότι ικανοποιούνται με την εφαρμογή των κατωτέρω διατάξεων:

i) Η αρχική διατομή μαζί με την διατομή του μανδύα θεωρούνται ότι συνιστούν ενιαία μονολιθική διατομή.

ii) Η διατομή του μανδύα ελέγχεται για την ανάληψη των ορθών και τεμνουσών δυνάμεων που της αναλογούν, λαμβανομένων υπόψη:

- ▶ των τυχόν βλαβών του αρχικού στοιχείου και του βαθμού αποκατάστασής τους
- ▶ των συνθηκών υποστύλωσης και σφήνωσης για την ανάληψη φορτίων κατά την επέμβαση και
- ▶ της τυχόν ανακατανομής της έντασης μετά την επέμβαση.

iii) Η ασφαλής μεταφορά δυνάμεων από το αρχικό στοιχείο προς τον μανδύα, καθώς και το συμβιβαστό των παραμορφώσεων, ελέγχονται κατά τις ακόλουθες παραγράφους:

Η διατμητική δύναμη της διεπιφάνειας ανάμεσα στον μανδύα και στο παλιό υποστύλωμα είναι αποτέλεσμα των εξής δυνάμεων:

- ✓ Αξονική δύναμη (N_v) λόγω πρόσθετων κατακόρυφων φορτίων και λόγω της αφαίρεσης της υποστύλωσης που αντιστοιχούν στον μανδύα μετά την επέμβαση.
- ✓ Αξονική δύναμη (N_E) που αντιστοιχεί στον μανδύα λόγω σεισμού.
- ✓ Δύναμη (F_M) που προέρχεται απ' την καμπτική ροπή που θα επιβληθεί μετά την επέμβαση (M_n).

Επομένως, η θλίβουσα δύναμη F_{cm} του μανδύα μεταφέρεται ασφαλώς ως διατμητική δύναμη στη διεπιφάνεια μέσω τριβής, συγκολλημένων αναρτήρων και βλήτρων, εντός διαθέσιμου μήκους συναρμογής « u_o » εφόσον:

$$F_{cm} \leq V_{Rid} \text{ (KAN.ΕΠΕ. Σχέση 8.9}^a\text{) όπου}$$

$$V_{Rid} = 4 \cdot u_o \cdot \mu \cdot f_{ctm} \cdot t + 10 \cdot n_b \cdot \frac{A_{sb}}{h_s} + n_D \cdot F_{ud} \text{ (kN, mm) (KAN.ΕΠΕ. Σχέση 8.9}^b\text{)}$$

όπου

u_o : το μήκος συναρμογής στο κάθε άκρο του μανδύα

μ : συντελεστής τριβής σκυρόδεμα/σκυρόδεμα από χαμηλές ορθές τάσεις, ο οποίος στην παρούσα περίπτωση μπορεί να ληφθεί ίσος με την μονάδα

f_{ctm} : η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος του μανδύα
 t : το πάχος του μανδύα
 n_b και n_D : ο συνολικός αριθμός των αναρτήρων (“πάπιες”) και βλήτρων αντίστοιχα, που διατάσσονται εντός της θλιβόμενης ζώνης, στο κάθε άκρο του μανδύα κατά την έννοια του μήκους του αρχικού στοιχείου.
 A_{sb} : εμβαδόν διατομής αναρτήρα
 h_s : απόσταση μεταξύ του αρχικού και του γειτονικού προς αυτόν νέου διαμήκους οπλισμού του στοιχείου.
 F_{ud} : η αντίσταση ενός βλήτρου, όπως προκύπτει σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην §6.1.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η θλίβουσα δύναμη F_{cm} του μανδύα μπορεί, προσεγγιστικά, να εκτιμηθεί ως:

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

όπου $z = 0.90 \cdot d$ και d το στατικό ύψος της ενισχυμένης διατομής.

Το μήκος συναρμογής u_o μπορεί να ληφθεί ίσο με το μισό του καθαρού ύψους του υποστυλώματος και πάντως όχι μεγαλύτερο από: $u_{o,max} = F_{cm}/4 \cdot f_{ctm} \cdot t$. Όταν ο μανδύας κατασκευάζεται σε υποστυλώματα που έχουν υποστεί βλάβες (που ούτως ή άλλως θα πρέπει να έχουν επισκευαστεί), το μήκος συναρμογής u_o σε κάθε άκρο του μανδύα δεν μπορεί να θεωρηθεί μεγαλύτερο από την απόσταση του πέρατος της βλάβης μέχρι το άκρο του μανδύα. Όταν το διατιθέμενο μήκος συναρμογής στο ένα άκρο του μανδύα είναι ανεπαρκές για την μεταφορά της θλίβουσας δύναμης στο μανδύα (όπως είναι πιθανόν στην περίπτωση που η βλάβη είναι κοντά σε ένα άκρο του στοιχείου), ενδέχεται να απαιτούνται ειδικότερα κατασκευαστικά μέτρα για την εξασφάλιση απ' ευθείας μεταφοράς θλιπτικού φορτίου στον μανδύα από τα υφιστάμενα δομικά μέλη (που βρίσκονται στο άκρο του προς ενίσχυση στοιχείου).

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

$$\frac{A_{sw}}{a_{sw}} \geq \frac{t \cdot f_{ctm}}{f_{ywd}} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχέση 8.10}) \quad \text{όπου}$$

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

a_{sw} : η απόσταση των συνδετήρων με

$$\alpha_{sw} \leq 0.80 \cdot \left(\frac{f_{ywd}}{f_{ctm}} \right) \cdot \frac{d_n^2}{t} \quad (\text{ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχέση Σ.8.7})$$

και

f_{ywd} : το όριο διαρροής των συνδετήρων

Σε περιοχή προϋπάρχουσας βλάβης, απαιτείται η τοποθέτηση πυκνών συνδετήρων, ώστε να αποφεύγεται ο πρόωρος λυγισμός του νέου διαμήκους οπλισμού. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία διατάσσονται συνδετήρες $\Phi 8/75$ mm.

2.1.6 Κατασκευαστικές διατάξεις

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

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

Στην περίπτωση που τα πάχη των μανδύων είναι μικρά (δηλαδή μικρότερα των 7.50 cm) δεν ικανοποιούνται οι διατάξεις του Κανονισμού Σκυροδέματος που έχουν να κάνουν με τις επικαλύψεις των ράβδων οπλισμού συγχρόνως με αυτές που έχουν να κάνουν με τη μορφή των ακίστρων στα άκρα των συνδετήρων. Έτσι για μικρό πάχος μανδύα θα πρέπει τα άκρα των συνδετήρων να συγκολλούνται σε εναλλασσόμενες πλευρές του υποστρώματος.

2.2 Σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή (F.R.P. Composites)

2.2.1 Εισαγωγή

Τα προϊόντα από πλαστικά (πολυμερή) οπλισμένα με ίνες χρησιμοποιήθηκαν αρχικά στα μέσα της δεκαετίας του 1950 ως οπλισμός σκυροδέματος, υπό τη μορφή ράβδων. Στις μέρες μας προϊόντα από FRP παράγονται σε διάφορα σχήματα: ράβδους, καλώδια, δισδιάστατα ή τρισδιάστατα πλέγματα, φύλλα, πλάκες, ελάσματα κλπ. Η προσπάθεια για την ανάπτυξη των εφαρμογών και των προϊόντων από σύνθετα υλικά FRP έχει εξαπλωθεί σημαντικά. Συγκεκριμένα στην χώρα μας, την τελευταία δεκαετία αυτή η τεχνική ενίσχυσης κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος αναπτύχθηκε σε μεγάλο βαθμό.

Για την περαιτέρω ανάπτυξη των FRP πρέπει να αναπτυχθούν, τεχνικές παραγωγής, τέτοιες ώστε να βελτιστοποιήσουν τα μηχανικά χαρακτηριστικά των FRP με σκοπό την ακόμα καλύτερη συνεργασία μεταξύ της ίνας (fiber) και της ρητίνης (resin) που την περιβάλλει, ώστε να εξασφαλισθεί η βέλτιστη συνεργασία με το σκυρόδεμα. Παράλληλα πρέπει να εφαρμοστούν τεχνικές παραγωγής των υλικών αλλά και τεχνικές κατασκευής των έργων οπλισμένου σκυροδέματος, ώστε να μειωθεί το κόστος κατασκευής.

Τα *σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή* (fiber reinforced polymer composites) αποτελούνται από υφάσματα από ινώδη οπλισμένα πολυμερή εμποτισμένα με ειδικές εποξικές ρητίνες. Τα υφάσματα αυτά τοποθετούνται στις επιφάνειες των δομικών στοιχείων ως εξωτερικός οπλισμός και μόνιμη ενίσχυση. Ο προσανατολισμός των ινών είναι τέτοιος ώστε να παραλαμβάνουν τις σημαντικές εφελκυστικές δυνάμεις. Λόγω της ανθεκτικότητάς τους σε ηλεκτροχημική διάβρωση και του υψηλού λόγου αντοχής προς βάρος, αποτελούν μία πολύ καλή εναλλακτική επιλογή για την επίλυση προβλημάτων που σχετίζονται με την επισκευή και ενίσχυση κατασκευών.

Κοινό χαρακτηριστικό όλων των ινοπλισμένων πολυμερών, είναι η χρήση ινών (γυαλί, αραμίδιο, άνθρακας, κλπ.) εμποτισμένων σε ένα «καλούπι» με ρητίνη. Η ρητίνη (μήτρα) αποτελεί το συνδετικό υλικό που επιβάλλει στις ίνες να λειτουργούν ενιαία. Οι ρητίνες που χρησιμοποιούνται είναι δύο ειδών: αυτές που δεν τήκονται και δεν επανέρχονται στην αρχική τους κατάσταση (thermoset) όπως ο πολυεστέρας, ο βινυλεστέρας κλπ., και εκείνες που μπορούν να τηχθούν και να επανέλθουν στην αρχική τους κατάσταση (thermoplastic), όπως το νάιλον.

Τα σύνθετα υλικά έχουν τύχει ευρείας εφαρμογής, κατά τις τελευταίες δεκαετίες στην παραγωγή τεράστιας ποικιλίας προϊόντων, που σχετίζονται σε μεγάλο ποσοστό με τη ναυσιπλοΐα, την αυτοκινητοβιομηχανία, την αεροναυπηγική, τα είδη σπορ, μέρη ηλεκτρονικών συσκευών. Επιπλέον, ερευνητές παγκοσμίως έχουν αναπτύξει πολλές εφαρμογές σύνθετων υλικών για την όπλιση και προέκταση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, τη σεισμική ενίσχυση κατασκευών τόσο από οπλισμένο σκυρόδεμα όσο και από άοπλη τοιχοποιία, την ενίσχυση γεφυρών και κτιριακών κατασκευών.

2.2.2 Βασικές έννοιες σύνθετων υλικών

Ο όρος «*σύνθετα υλικά*» σημαίνει συνδυασμός δύο ή περισσότερων υλικών υπό διακριτή μορφή τα οποία συνεργάζονται και δημιουργούν ένα νέο υλικό με βελτιωμένες ιδιότητες. Για παράδειγμα, τα σκύρα ενώνονται με το τσιμέντο για να δημιουργηθεί το σκυρόδεμα, το οποίο είναι τόσο δυνατό όσο τα σκύρα που περιέχει αλλά και μπορεί να αποκτήσει σχήμα πιο εύκολα από το να λαξεύσεις βράχο. Ενώ οι αυξημένες ιδιότητες του σκυροδέματος είναι η αντοχή και η ευκολία κατασκευής, οι περισσότερες από τις φυσικές, χημικές και σχετικές με την πορεία ιδιότητες μπορούν να αυξηθούν με κατάλληλους συνδυασμούς υλικών. Τα πλέον συνήθη υλικά είναι αυτά που γίνονται με δυνατές ίνες που συγκρατούνται με ένα συνδετικό υλικό. Μόρια ή νιφάδες (particles ή flakes) χρησιμοποιούνται επίσης ως ενισχύσεις, αλλά δεν είναι τόσο αποτελεσματικές όσο οι ίνες.

Σε κάποιες περιπτώσεις, τα σύνθετα υλικά χρησιμοποιούν περισσότερους από έναν τύπους υλικών για οπλισμό και ονομάζονται υβριδικά (hybrids). Π.χ. αν θεωρήσουμε το οπλισμένο σκυρόδεμα, ένα μόριο οπλισμένου σύνθετου υλικού (σκυρόδεμα) το οποίο οπλίζεται παραπέρα με μεταλλικές ράβδους ως ίνες. Σε άλλες περιπτώσεις, διαφορετικά υλικά διατάσσονται σε στρώσεις έτσι ώστε να σχηματίζουν ένα τελικό προϊόν με αυξημένες ιδιότητες, όπως στην περίπτωση κατασκευής «sandwich», όπου ένας ασθενής πυρήνας υλικού περικλείεται μεταξύ δύο στρώσεων ισχυρών και δύσκαμπτων υλικών.

2.2.3 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών

Η επιλογή του τύπου, της μορφής και της μεθόδου εφαρμογής των σύνθετων υλικών εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες όπως: η γεωμετρία και οι διαστάσεις των προς ενίσχυση στοιχείων, το είδος της εντατικής τους καταπόνησης, οι περιβαλλοντικές συνθήκες (π.χ. σε θερμοκρασίες κάτω των 10°C περίπου η σκλήρυνση των ρητινών είναι δύσκολη), η εμπειρία του μηχανικού και του διατιθέμενου εργατοτεχνικού προσωπικού και τέλος ο προϋπολογισμός της επέμβασης. Η χρήση ινοπλισμένων πολυμερών πρέπει να αποφεύγεται σε περιπτώσεις όπου η κατάσταση του υποστρώματος εφαρμογής των σύνθετων υλικών είναι άγνωστη ή έχει υποστεί σημαντική μείωση της αντοχής της, όταν υπάρχει σε εξέλιξη σημαντική διάβρωση του σιδηροπλισμού ή όταν δεν υπάρχει σιδηροπλισμός που να εξασφαλίζει την πλάστιμη συμπεριφορά του μέλους που πρόκειται να ενισχυθεί.

Οι βασικές αρχές για το σχεδιασμό μανδυνών από σύνθετα υλικά είναι αντίστοιχες με τις αρχές σχεδιασμού των μεταλλικών μανδυνών. Σε σύγκριση με τη χρήση μεταλλικών ελασμάτων για την ενίσχυση δομικών στοιχείων, τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζει η εφαρμογή ινοπλισμένων πολυμερών είναι τα εξής:

- ▶ Εξαιρετικές ιδιότητες βάρους προς αντοχή
- ▶ Διαθεσιμότητα υλικού σε σχετικά απεριόριστο μήκος
- ▶ Συγκριτικά ευκολότερη εγκατάσταση
- ▶ Ανθεκτικότητα σε διάβρωση

Σε σχέση με τις παραδοσιακές μεθόδους ενίσχυσης και επισκευής με χρήση συμβατικών υλικών τα κυριότερα πλεονεκτήματα της χρήσης σύνθετων υλικών είναι τα εξής :

- ▶ Απαιτείται μικρή προετοιμασία στο εργοτάξιο. Η εκκένωση του χώρου δεν είναι αναγκαία και η όχληση στους χρήστες είναι ελάχιστη.
- ▶ Η εφαρμογή τους είναι απλή.
- ▶ Οι διαστάσεις του ενισχυόμενου στοιχείου παραμένουν ουσιαστικά αμετάβλητες, λόγω του μικρού πάχους του σύνθετου υλικού.
- ▶ Η τοποθέτησή τους είναι δυνατή ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει περιορισμός του χώρου εργασίας (π.χ. υποστυλώματα σε μεσοτοιχία).
- ▶ Λόγω του μικρού βάρους των σύνθετων υλικών δεν απαιτείται βαρύς ή ειδικός οπλισμός για την τοποθέτησή τους.
- ▶ Τα σύνθετα υλικά μπορούν να επιχριστούν και να χρωματιστούν σύμφωνα με τις αισθητικές απαιτήσεις του έργου.
- ▶ Τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των κατασκευών παραμένουν πρακτικά αμετάβλητα.
- ▶ Το κόστος εφαρμογής τους είναι ανάλογο των παραδοσιακών μεθόδων επισκευής και ενίσχυσης.

Οι κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν τη φυσική απόδοση των ινοπλισμένων πολυμερών είναι οι μηχανικές ιδιότητες των ινών, ο προσανατολισμός τους, το μήκος τους, το σχήμα και η σύνθεση των ινών, οι μηχανικές ιδιότητες της ρητίνης και η προσχώρηση που επιτυγχάνεται στον δεσμό μεταξύ των ινών και της ρητίνης.

Τα σύνθετα υλικά ως υλικό ενίσχυσης/αποκατάστασης παρουσιάζουν ορισμένα βασικά μειονεκτήματα. Σημαντικό μειονέκτημα αποτελεί η πτωχή συμπεριφορά των υλικών αυτών σε θερμοκρασίες πυρκαγιάς (με την εξαίρεση ίσως των ανθρακικών ινών) πρόβλημα που ωστόσο παρουσιάζει και ο χαλύβδινος οπλισμός. Συνεπώς, απαραίτητη είναι η εξασφάλιση συνθηκών πυρασφάλειας και για αυτά τα υλικά. Παράλληλα, μειονέκτημα αποτελεί το υψηλό κόστος τους το οποίο, ωστόσο, μειώνεται με την πάροδο των ετών. Το βασικότερο μειονέκτημα των σύνθετων υλικών είναι η έλλειψη πλαστιμότητας που παρουσιάζουν. Έτσι, στη κατάσταση οριακής αστοχίας εμφανίζεται ψαθυρή θραύση, ιδιότητα που δεν συμβαδίζει με την τάση για πλαστικό σχεδιασμό των δομικών στοιχείων που επιβάλλουν οι Κανονισμοί. Θα πρέπει, όμως, να τονιστεί η δυνατότητα των σύνθετων υλικών να αναλαμβάνουν σημαντικές ελαστικές παραμορφώσεις με αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση της πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων που έχουν ενισχυθεί με αυτή τη μέθοδο. Τέλος, μειονέκτημα σχετικό με την εφαρμογή τους στο πεδίο των ενισχύσεων είναι η έλλειψη εξοικείωσης του τεχνικού κόσμου της χώρας, που ωστόσο δικαιολογείται από την πρόσφατη εμφάνιση αυτής της τεχνικής και της γρήγορης ανάπτυξής της.

2.2.4 Μήτρες σύνθετων υλικών (resins)

Οι μέχρι τώρα αναφορές στα σύνθετα υλικά και ειδικά στο πεδίο του οπλισμένου σκυροδέματος (με FRP), εστιάζουν περισσότερο στη συμπεριφορά των οπλισμών από ίνες. Οι ίνες θεωρούνται η κυρίαρχη συνιστώσα της αντοχής σε φόρτιση ενός δοσμένου δομικού στοιχείου από σύνθετο υλικό. Οι οπλισμοί από ίνες είναι τα βασικά δομικά συστατικά στα σύνθετα υλικά. Όμως, είναι αναγκαίο να ληφθεί υπόψη και να κατανοηθεί ο σημαντικός ρόλος που διαδραματίζουν και τα πολυμερισμένα υλικά/ρητίνες. Οι ρητίνες χρησιμοποιούνται ως μήτρες για την παραγωγή σύνθετων υλικών ινών. Αποτελούν την συγκολλητική ύλη μεταξύ των ινών και προκειμένου να αναπτυχθεί ισχυρή μηχανική σύνδεση μεταξύ ινών και ρητίνης, είναι απαραίτητη η ύπαρξη συνάφειας μεταξύ τους. Ο ρόλος τους είναι να μεταφέρουν και να κατανέμουν τις τάσεις στις ίνες κάθε στρώσης του πολυμερούς. Με τον τρόπο αυτό, επιτρέπουν στο ινοπλισμένο πολυμερές να συμπεριφέρεται σχεδόν σαν ομογενές υλικό. Επιπλέον, συνεισφέρουν στην ανθεκτικότητα και στην ηλεκτρική μόνωση του σύνθετου υλικού.

2.2.5 Ίνες οπλισμού (fibers)

Οι κυρίαρχες ίνες στο εμπόριο για τη κατασκευή έργων πολιτικού μηχανικού, συμπεριλαμβανομένου και του ο. σ. με σύνθετα υλικά, είναι από γυαλί (glass), άνθρακα (carbon) και αραμίδιο (aramid), (Σχ. 2.7). Η πιο γνωστή μορφή των σύνθετων που οπλίζονται με ίνες και χρησιμοποιούνται στις κατασκευές απαντάται σε «στρώσεις» (laminates). Αυτές φτιάχνονται συσσωρεύοντας έναν αριθμό από λεπτά



στρώματα ινών και πολυμερούς, τα οποία σταθεροποιούνται στο επιθυμητό πάχος. Ο προσανατολισμός των ινών σε κάθε στρώση όπως και το πλήθος των στρώσεων, μπορεί

Σχήμα 2. 7 - Συνήθεις ίνες άνθρακα και γυαλιού και ινοπλισμένα πολυμερή (FRP)

να μελετηθεί έτσι ώστε να δημιουργηθεί ένα φάσμα φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων.

- ▶ **Ίνες άνθρακα (carbon fibers):** Είναι χημικά αδρανείς στους περισσότερους διαλύτες, είτε αυτοί είναι βασικοί είτε όξινοι και έχουν μεγάλη αντοχή σε υψηλές θερμοκρασίες. Υπάρχουν τρεις πηγές ινών άνθρακα του εμπορίου: η πίσσα που προέρχεται από τη διύλιση του πετρελαίου, το PAN (polyacrylonitrile) και η κυτταρίνη (rayon). Είναι διαθέσιμες σε κουβάρια (tows) ή δέσμες παράλληλων ινών (sheets). Επίσης σαν προεμποτισμένες, όπως και στην μορφή φύλλων με μια διεύθυνση ινών. Το κόστος των ανθρακονημάτων παρότι παραμένει σχετικά υψηλό σε σχέση με άλλα είδη ινών έχει μειωθεί σημαντικά τα τελευταία χρόνια.
- ▶ **Ίνες γυαλιού (glass fibers):** Είναι η επικρατέστερη ίνα για πολλές εφαρμογές εξαιτίας της ισορροπίας μεταξύ του κόστους και των ιδιοτήτων αντοχής. Οι ίνες αν και είναι ανθεκτικές στους περισσότερους διαλύτες, αντιδρούν με ορισμένες αλκαλικές ενώσεις και ισχυρά οξέα. Ο ύαλος παρέχει εξαιρετική θερμική και ηλεκτρική μόνωση. Οι ίνες γυαλιού είναι διαθέσιμες στο εμπόριο στους παρακάτω τύπους: ο τύπος E - Glass (συνήθως για ηλεκτρικές εφαρμογές) που ευρέως χρησιμοποιείται στην όπλιση των σύνθετων υλικών, ο τύπος υψηλής αντοχής S - Glass, και ο τύπος ECR - Glass (είναι μετασχηματισμένος E - Glass που παρέχει βελτιωμένη αντοχή σε οξέα).
- ▶ **Ίνες αραμιδίου (aramid fibers):** Υπάρχουν διάφορες οργανικές ίνες που μπορούν να εφαρμοστούν στην κατασκευή. Όμως το κόστος, είτε σε μερικές περιπτώσεις, η θερμοκρασία λειτουργίας, είτε κάποιοι παράγοντες που μειώνουν τη μακροχρόνια απόδοση τους, περιορίζουν τη χρήση τους σε ειδικές εφαρμογές. Η πιο διάσημη οργανική ίνα είναι το αραμίδιο. Το Kevlar 49 και το Twaron 1055 είναι οι κύριοι τύποι που χρησιμοποιούνται λόγω των υψηλότερων μέτρων ελαστικότητας τους. Ειδικά όσον αφορά τα αραμίδια που χρησιμοποιούνται στους οπλισμούς από FRP, αν υπόκεινται σε θλιπτικά ή καμπτικά φορτία πρέπει να διασταυρώνονται σε υβρίδια με γυάλινες ανθρακούχες ίνες. Με αυτόν τον τρόπο οι υβριδικές ίνες έχουν επιπλέον υψηλό συντελεστή απόσβεσης κατά τη διέγερση, προσφέροντας ένα πλεονέκτημα στις κατασκευές από FRP υπό δυναμική καταπόνηση.

2.2.6 Παράγοντες επηρεάζοντες τις μηχανικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών

Οι μηχανικές ιδιότητες των σύνθετων υλικών εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, όπως η διάρκεια και η ιστορία της φόρτισης, η θερμοκρασία και η υγρασία.

- ▶ **Υγρασία:** Η υπερβολική απορρόφηση νερού μπορεί να προκαλέσει μεγάλη απώλεια αντοχής και δυσκαμψίας για τα σύνθετα υλικά, μεταβάλλει τις ιδιότητες της ρητίνης και μπορεί να οδηγήσει σε φούσκωμα και στρέβλωση. Ωστόσο, υπάρχουν ρητίνες που μορφοποιούνται κατάλληλα σαν ανθεκτικές στην υγρασία και μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε κατασκευές που αναμένεται να βρίσκονται σε υγρό περιβάλλον.
- ▶ **Φωτιά και θερμοκρασία:** Πολλά σύνθετα υλικά έχουν καλές έως εξαιρετικές ιδιότητες σε υψηλές θερμοκρασίες, ενώ τα περισσότερα δεν καίγονται εύκολα. Η επιρροή της υψηλής θερμοκρασίας είναι πιο σοβαρή στη ρητίνη απ' ό,τι στην ίνα επειδή περιέχει συνήθως μεγάλες ποσότητες άνθρακα και υδρογόνου, που είναι εύφλεκτες.
- ▶ **Υπεριώδεις ακτίνες:** Τα σύνθετα υλικά μπορεί να καταστραφούν από υπεριώδεις ακτινοβολίες και από την παρουσία του ηλιακού φωτός. Οι ακτίνες προκαλούν χημικές αντιδράσεις στη «μήτρα» του πολυμερούς, που μπορούν να οδηγήσουν σε υποβάθμιση των ιδιοτήτων.
- ▶ **Αλκαλικά περιβάλλοντα:** Η μη επιστρωμένη ύαλος E - Glass διαβρώνεται σε αλκαλικά περιβάλλοντα. Η ύαλος E θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί σε εφαρμογές όπου δεν υπάρχουν αλκαλικές ουσίες ή, σε αντίθετη περίπτωση, να πακτωθεί 100% σε πλέγμα εποξειδικής ρητίνης, αφού υπάρχει κίνδυνος να καταστραφεί στα άκρα της κατά την τοποθέτηση. Ενώ ο χαλύβδινος οπλισμός διαβρώνεται και η αύξηση του όγκου του προκαλεί ρηγματώσεις και θρυμματισμό του σκυροδέματος επιταχύνοντας την καταστροφή, ένα κύριο πλεονέκτημα των σύνθετων υλικών είναι ότι δε διαβρώνονται. Όμως, μπορεί να καταστραφούν αν εκτεθούν σε συγκεκριμένο εχθρικό περιβάλλον. Επιπλέον, πρέπει να αποφεύγεται η επαφή ινών άνθρακα με χάλυβα διότι προκαλείται γαλβανική διάβρωση του χάλυβα. Στην περίπτωση χρήσης ινών υάλου ή πολυαραμίδης δεν υφίσταται αυτό το πρόβλημα.

2.2.7 Συνοχή υλικού με υπόστρωμα

Κρίσιμο σημείο κατά την εφαρμογή των σύνθετων υλικών είναι η συνεργασία του υλικού με το δομικό στοιχείο στο οποίο εφαρμόζεται. Το κυριότερο ζήτημα εμφανίζεται στις τάσεις συνάφειας που θα πρέπει να αναπτυχθούν στη διεπιφάνεια των δύο υλικών (συνήθως σκυροδέματος ή λιθωσμάτων με το σύνθετο υλικό). Οι τάσεις θα πρέπει να μεταφέρονται στο ακέραιο από το ένα υλικό στο άλλο, χωρίς ολίσθηση ή αποκόλληση της στρώσης του ινοπλισμένου πολυμερούς που σημαίνει την υπολειτουργία της ως και την πλήρη αχρήστευσή της. Η ικανοποίηση αυτής της απαίτησης εξασφαλίζεται με τη χρήση της επονομαζόμενης «κόλλας» που εφαρμόζεται στη διεπιφάνεια των υλικών λίγο πριν την επίθεση της στρώσης ινοπλισμένου πολυμερούς στο δομικό στοιχείο. Συνήθως πρόκειται για εποξειδική ρητίνη δύο συστατικών. Τα διάφορα είδη κόλλας χρησιμοποιούνται ανάλογα με τις απαιτήσεις της εκάστοτε εφαρμογής, ενώ διαφοροποιούνται στα εξής τρία βασικά χαρακτηριστικά:

- ▶ **Χρόνος εργασιμότητας (pot life):** Είναι ο χρόνος κατά τον οποίο η κόλλα έχει υψηλό εργασιμο, δηλαδή χρησιμοποιείται και εφαρμόζεται με ευχέρεια πριν αρχίσει να μετατρέπεται σε παχύρευστο, υψηλού ιξώδους υλικό. Ενδεικτικοί χρόνοι για ποσότητα τυπικής κόλλας 5kg είναι 90λεπτά για θερμοκρασία περιβάλλοντος 30°C, ενώ μόλις 30λεπτά για 15°C.
- ▶ **Χρόνος εφαρμογής (open time):** Είναι ο χρόνος κατά τον οποίο η κόλλα διατηρεί τις συγκολλητικές της ιδιότητες πάνω στην επιφάνεια που έρχεται σε επαφή με τον αέρα και όπου θα πρέπει να επικολληθεί το ύφασμα ινών του σύνθετου υλικού.
- ▶ **Θερμοκρασία υαλώδους μετάπτωσης (glass transition temperature):** Είναι η θερμοκρασία κατά την οποία η κόλλα κρυσταλλώνεται με ταυτόχρονη σημαντική μείωση του μέτρου ελαστικότητας, οπότε η δυνατότητά της για μεταφορά δυνάμεων μειώνεται δραστικά.

2.2.8 Ενίσχυση πλακοδοκού οπλισμένου σκυροδέματος έναντι διάτμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

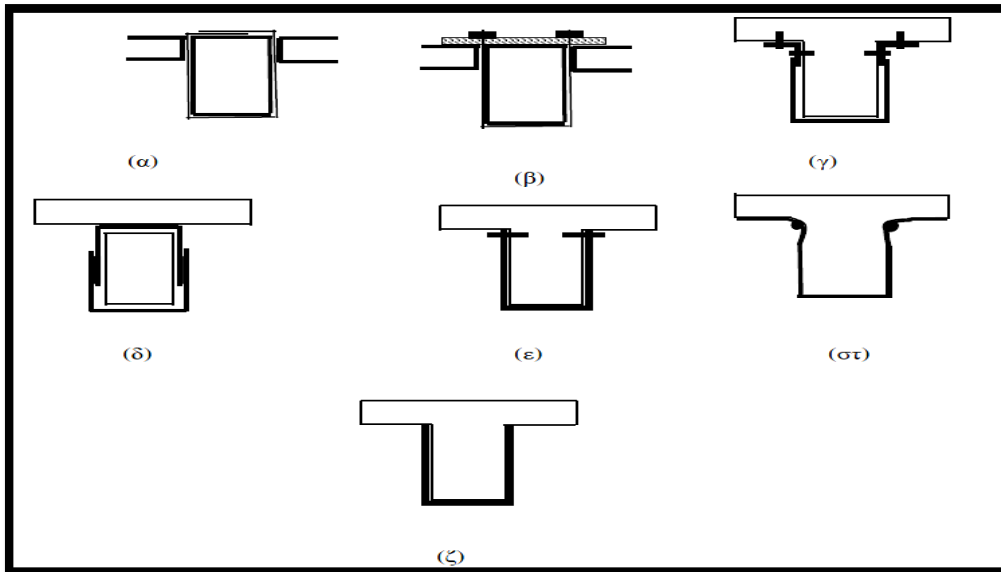
Συνιστάται η επιδίωξη «κλειστών» ενισχύσεων με τη μορφή ολόπλευρων μανδυνών ή κολλάρων που περιβάλλουν ολόκληρη τη διατομή του στοιχείου. Στην περίπτωση που αυτό δεν είναι εφικτό, απαιτείται η πλήρης αγκύρωση του διατμητικού οπλισμού της «ανοικτής» ενίσχυσης (κάλυψη τουλάχιστον τριών πλευρών του αρχικού στοιχείου με υλικό ενίσχυσης) στο υφιστάμενο σκυρόδεμα με πρόσθετα στοιχεία σύνδεσης, με επαρκή ικανότητα για την μεταφορά των δυνάμεων στο αρχικό στοιχείο. Δεν επιτρέπονται «ανοικτές» ενισχύσεις με ανεξάρτητα ελάσματα ή υφάσματα επικολλημένα στις παρειές του στοιχείου: «Ανοικτές» ενισχύσεις επιτρέπονται μόνο υπό μορφή συνεχούς U (δεν επιτρέπονται δίπλευρες ενισχύσεις) (Σχ. 2.8).

Κατά παρέκκλιση, επιτρέπεται η εφαρμογή «ανοικτών» ενισχύσεων με αγκύρωση χωρίς πρόσθετα ακραία στοιχεία σύνδεσης, αλλά μόνο μέσω εποξειδικής κόλλας υπό τις ακόλουθες σύγχρονες προϋποθέσεις:

(α) Το ύψος του αρχικού στοιχείου που διατίθεται για την επικόλληση του στοιχείου ενίσχυσης είναι επαρκές για την εξασφάλιση της δύναμης η οποία ζητείται να αναληφθεί από τους νέους συνδετήρες.

(β) Η ικανότητα του αρχικού στοιχείου χωρίς ενίσχυση είναι επαρκής για τον συνδυασμό φόρτισης $G + \psi_2 \cdot Q$.

(γ) Ο ποιοτικός έλεγχος των εργασιών είναι υψηλής στάθμης.



Σχήμα 2. 8 - Ενδεικτικοί τρόποι ενίσχυσης σε διάτμηση έναντι ανεπάρκειας οπλισμού διάτμησης: (α), (β) «κλειστή» ενίσχυση, (γ), (δ), (ε), (στ) «ανοιχτή» ενίσχυση με αγκυρωμένα άκρα και (ζ) «ανοιχτή» ενίσχυση αποδεκτή κατά παρέκκλιση.

Στην περίπτωση ενίσχυσης με εξωτερικά ινοπλισμένα πολυμερή, η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω οπλισμού διάτμησης (V_{Rd3}) υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} + V_{jd}$$

όπου:

V_{cd} και V_{wd} : οι τέμνουσες που αναλαμβάνουν το σκυρόδεμα και οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου

V_{jd} : η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης

✓ **Για στοιχεία με ορθογωνική διατομή:**

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j b_w h_{j,ef} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \alpha \quad \text{όπου :}$$

σ_{jd} : η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης

ρ_j : είναι το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού

b_w : το πλάτος της διατομής

$h_{j,ef}$: το ενεργό (για την ανάληψη τέμνουσας) ύψος της ενίσχυσης .

θ : η γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών, η οποία μπορεί να θεωρηθεί ίση με 45° .

α : η γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου.

Το ποσοστό ορίζεται ως:

$$\rho_j = \frac{2nA_j}{s_j b_w \sin \alpha} \quad \text{όπου:}$$

n : αριθμός στρώσεων υλικού ενίσχυσης

t_j : το πάχος του εξωτερικού οπλισμού

w_j : το πλάτος του εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων

s_j : η αξονική απόσταση του εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων

Για συνεχή φύλλα $t_j = A_j/s_j$ και $w_j = s_j$
 Για $\theta = 45^\circ$ και $\alpha = 90^\circ$ η σχέση απλοποιείται:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j b_w h_{j,ef} = 2nA_j \sigma_{jd} h_{j,ef} / s_j$$

Μπορεί να θεωρηθεί $h_{j,ef} = 2/3 \cdot d$ όπου d είναι το στατικό ύψος του στοιχείου.

✓ **Για στοιχεία με κυκλική διατομή:**

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \rho_j (1/2) \pi D^2 (\cot \theta + \cot \alpha) \sin^2 \alpha \quad \text{όπου:}$$

ρ_j : το ογκομετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης, το οποίο στην περίπτωση λωρίδων ή κολλάρων είναι ίσο προς $4 \cdot A_j / (D \cdot s_j \cdot \sin \alpha)$ ενώ στην περίπτωση ολόσωμων μανδύων είναι $4 \cdot t_j / (D \cdot \sin \alpha)$

D : η διάμετρος της διατομής

$A_j = t_j \cdot w_j$: το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού διάτμησης

Στην περίπτωση ενίσχυσης με ινοπλισμένα πολυμερή, η γωνία α είναι η γωνία των κύριων ινών του πολυμερούς ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου.

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσεως σ_{jd} , του νέου οπλισμού διάτμησης, εκτιμάται με βάση μια κρίσιμη τιμή της τάσης $\sigma_{j,crit}$ ή της παραμορφώσεως $\varepsilon_{j,crit}$ του υλικού ενίσχυσης, η οποία εξαρτάται από την μορφή αστοχίας. Ως τιμή σχεδιασμού σ_{jd} θεωρείται αυτή που αντιστοιχεί στη δυσμενέστερη (μικρότερη τιμή) από τις ακόλουθες δύο μορφές αστοχίας:

Αστοχία του ίδιου του υλικού ενίσχυσης (ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ):

Έναντι αυτής, πρέπει:

$$\sigma_{jd} \leq \frac{1}{\gamma_m} f_{jk} \quad \text{όπου:}$$

f_{jk} : είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του υλικού ενίσχυσης

γ_m : είναι ο συντελεστής ασφαλείας για το υλικό ενίσχυσης

Στην περίπτωση που το υλικό ενίσχυσης είναι ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ) λαμβάνεται $\gamma_m = \gamma_{IOΠ} = 1.20$ και $f_{jk} = E_j \cdot \varepsilon_{j,crit}$, όπου E_j είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού ενίσχυσης. Όταν χρησιμοποιείται ινοπλισμένο πολυμερές, η αστοχία του υλικού μπορεί να συμβεί υπό παραμορφώσεις σημαντικά μικρότερες της συμβατικής παραμόρφωσης αστοχίας του υλικού (όπως αυτή προκύπτει από τις δοκιμές αξονικού εφελκυσμού), λόγω τοπικής υπερκαταπόνισης στην θέση όπου γεφυρώνεται το μεγαλύτερο άνοιγμα μιας κρίσιμης διατμητικής ρωγμής. Έναντι αυτού του δυσμενούς ενδεχομένου, λαμβάνεται :

$$\varepsilon_{j,crit} = k_v \varepsilon_{j,max} \quad \text{όπου:}$$

k_v : είναι ο συντελεστής που εκφράζει την περίπου τριγωνική κατανομή των παραμορφώσεων κατά μήκος της κρίσιμης λοξής ρωγμής και λαμβάνεται, $k_v = 1/2$.

$$\varepsilon_{j,max} = \varepsilon_{ju} \psi \leq 1.5\% \quad \text{όπου:}$$

ε_{ju} : η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση του υλικού

ψ : ο μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων

Η μέγιστη τιμή $\varepsilon_{j,max}=1.5\%$ στοχεύει στον περιορισμό του ανοίγματος μιας κρίσιμης λοξής ρωγμής πέραν της οποίας μειώνεται η συμβολή του σκυροδέματος (V_c) στην διατμητική αντοχή του μέλους, η δε αστοχία συμβαίνει πριν από την εξάντληση της αντοχής του υλικού ενίσχυσης.

Πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του (ΑΝΟΙΧΤΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ):

Έναντι αυτής της αστοχίας πρέπει

$$\sigma_{jd} \leq \sigma_{j,crit} / \gamma_{Rd} \quad \text{όπου:}$$

γ_{Rd} : είναι κατάλληλος συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος

Αυτή η μορφή αστοχίας αφορά μόνο τις κατά παρέκκλιση επιτρεπόμενες ανοικτές ενισχύσεις που δεν έχουν πρόσθετα ακραία στοιχεία αγκύρωσης και η αγκύρωση των άκρων τους εξασφαλίζεται μόνο με πρόσφυση μέσω εποξειδικής κόλλας.

Στην περίπτωση «κλειστών» ενισχύσεων, η αστοχία αυτή αποφεύγεται εξασφαλίζοντας την περιμετρική συνέχεια του στοιχείου ενίσχυσης. Η περιμετρική συνέχεια θεωρείται ότι εξασφαλίζεται μέσω επαρκούς (της τάξεως των 150 mm) υπερκάλυψης των δύο άκρων του υφάσματος σύνθετου υλικού.

«Ανοικτές» ενισχύσεις μπορεί να θεωρηθούν ως οιονεί «κλειστές», εάν εξασφαλίζεται η πλήρης αγκύρωση των άκρων τους στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος, ελέγχοντας και όλους τους ενδεχόμενους τρόπους αστοχίας των στοιχείων αγκύρωσης. Ο συντελεστής αβεβαιότητας του προσομοιώματος, γ_{Rd} , λαμβάνεται ίσος με 1.20.

Οι τιμές των $\sigma_{j,crit}$ ή $\varepsilon_{j,crit}$ προσδιορίζονται με χρήση αξιόπιστων δεδομένων της διεθνούς βιβλιογραφίας. Ελλείψει τέτοιων δεδομένων μπορεί να θεωρηθεί:

$$\sigma_{j,crit} = k_v \sigma_{j,max} \quad \text{με:}$$

$$k_v = 0.525, \text{ όταν } \lambda = L_{av}/L_e \leq 0.5$$

$$k_v = 0.40 + 0.25 \cdot \lambda \leq 0.80, \text{ όταν } \lambda > 0.5$$

όπου :

$L_{av} = h_{j,ef}$: το διατιθέμενο μήκος αγκύρωσης του οπλισμού ενίσχυσης

L_e : είναι το αντίστοιχο ενεργό μήκος αγκύρωσης (δηλ. το μήκος αγκύρωσης πέραν του οποίου η αναλαμβανόμενη δύναμη από το υλικό ενίσχυσης δεν αυξάνεται) και μπορεί να ληφθεί από την σχέση :

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}}$$

$$\sigma_{j,max} = \beta \frac{\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}}}{t_j} L_e$$

$$\tau_b^{\alpha_{\text{ποκ}}} = f_{ctm}$$

t_j : το πάχος του υλικού ενίσχυσης.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται k επάλληλες στρώσεις υλικού ενίσχυσης πάχους t_{j1} , λαμβάνεται $t_j = \psi \cdot k \cdot t_{j1}$, όπου $\psi < 1$ είναι ο μειωτικός συντελεστής πολλών στρώσεων.

$$\beta = \beta_w \beta_L$$

είναι ο διορθωτικός συντελεστής

$$\beta_w = \sqrt{(2 - w_j / s_j \sin a) / (1 + w_j / s_j \sin a)}$$

β_w : ο συντελεστής επιρροής πλάτους οπλισμού ενίσχυσης, ίσος με $1/\sqrt{2}$ για ενίσχυση με συνεχή φύλλα ή υφάσματα και

$$\beta_L = \sin(\pi\lambda / 2) = \lambda(2 - \lambda)$$

β_L : ο συντελεστής επιρροής διατιθέμενου μήκους αγκύρωσης, με $\beta_L = 1$ αν $\lambda \geq 1.0$

3. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

3.1 Ορισμός

Η Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Non- Linear Static Procedure) ορίζεται ως εξής: «Ένα προσομοίωμα που άμεσα ενσωματώνει μη γραμμικότητες υλικού μετατοπίζεται μέχρι κάποιας στοχευόμενης μετακίνησης, ενώ υπολογίζονται οι εσωτερικές παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά των επιμέρους στοιχείων του δομήματος προσομοιώνονται άμεσα. Το προσομοίωμα του δομήματος υπόκειται σε πλάγια κατανομή δυνάμεων ή μετατοπίσεων, μονοτονικά αυξανόμενης έντασης, μέχρι να επιτευχθεί η στοχευόμενη μετακίνηση ή να επέλθει κατάρρευση του δομήματος. Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιπροσωπεύει τη μέγιστη μετακίνηση που αναμένεται κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού».

3.2 Σχετικές κανονιστικές διατάξεις

Το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2010/2011) στο εδάφιο 5.7 του Κεφαλαίου 5 (*Ανάλυση πριν και μετά την Επέμβαση*) ορίζει τη στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση Pushover, καθώς και τη μεθοδολογία και τους όρους εφαρμογής της. Η αντίστοιχη παράγραφος του EC8 – 3 (§4.4) παραπέμπει για τις σχετικές πληροφορίες στον EC8 – 1 (EN1998 – 1, §4.3.3.2.1).

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως *μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων*. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τις τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία 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 τους τυχόν ικανοτικούς ελέγχους.)

3.3 Βασικές παραδοχές

- i. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- ii. Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η *καμπύλη αντίστασης* του κτιρίου (§3.9.1), η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (*κόμβος ελέγχου*), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του (§3.5.2). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας (§3.9.3).
- iii. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλάστιμων δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου (§3.8.2).
- iv. Όταν δεν πραγματοποιείται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (*στοχευόμενη μετακίνηση, δt*) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.
- v. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους (§3.6.2 - §3.6.3).

3.4 Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

- i. Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. Όλες οι μέθοδοι ανάλυσης είναι πρακτικώς εξίσου ευαίσθητες στη διακύμανση των τιμών των βασικών δεδομένων. Συνιστάται, ωστόσο, όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Σ.Α.Δ., δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα.
- ii. Η στατική ανελαστική μέθοδος 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 μπορεί να 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 $S_e(T)$ του EC8 (§4.4), στην παρούσα εργασία). 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 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6) ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. 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. Δηλαδή, εφόσον εφαρμόζεται η μέθοδος του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (α), αυτός μπορεί να λαμβάνεται αυξημένος κατά 25% (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.6), ενώ αν εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m) (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.7), η αύξηση του 25% αφορά στις τιμές που καθορίζονται στα Κεφάλαια 4 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.5 Προσομοίωση και Ανάλυση

3.5.1 Γενικά

- i. Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (§3.5.2) θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν μέχρι και πέρα από την μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος. Αυτό γίνεται αφενός για να είναι αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης απόκρισης του κτιρίου η διγραμμική καμπύλη (§3.5.4) που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους και αφετέρου για να διασφαλιστεί αριθμητική ευστάθεια της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου. Κατ' ελάχιστον, η καμπύλη θα χαράσσεται ως το 150% της στοχευόμενης μετακίνησης (§3.6.2), εφόσον βεβαίως δεν έχει στο μεταξύ επέλθει αστοχία του φορέα (όταν γίνεται προσομοίωση της αστοχίας στοιχείων). Συνιστάται, ωστόσο, η χάραξη «πλήρους» καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα η οποία παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και μία εκτιμήτρια της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων (μ_o), ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί τελικώς υπόψη για σχετικούς ελέγχους.
- ii. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του EC8 (§4.4 στην παρούσα εργασία). Τα οριζόντια φορτία θα εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.
- iii. Το αναλυτικό προσομοίωμα θα υιοθετεί τέτοιο βαθμό διακριτοποίησης ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία μπορεί να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά.
- iv. Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις, σύμφωνα με τις §§5.4.3 και 5.4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- v. Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρις αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλάστιμου στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του, σύμφωνα με την §7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τα στοιχεία ή ισοδύναμης διαγωνίου διατμητικού φατνώματος που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων, εισάγεται κατάλληλη προσέγγιση (κατά κανόνα τριγραμμική) της περιβάλλουσας του

διαγράμματος $\tau - \gamma$ (ή $N - \varepsilon$ για τις διαγωνίους). Ο κλάδος της παραμένουσας αντίστασης θα τερματίζεται σε σημείο συμβατό με την εκτός ή εντός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης, μόνον για οπλισμένες τοιχοπληρώσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ. 8).

- vi. Εναλλακτικώς, επιτρέπεται χρήση *απλοποιημένης* στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπου μπορούν να προσομοιώνονται μόνο τα πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων του κτιρίου υπό τις προϋποθέσεις της §5.4.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η σχέση έντασης - παραμόρφωσης κάθε τέτοιου στοιχείου θα είναι διγραμμική, χωρίς να προσομοιώνεται άμεσα η φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου.
- vii. Στην απλοποιημένη στατική ανελαστική ανάλυση, φέροντα δομικά στοιχεία που δεν πληρούν τους ελέγχους του Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§§1.2.3.3 και 3.9.3) θα θεωρούνται ως δευτερεύοντα και θα αφαιρούνται από το προσομοίωμα του κτιρίου. Αντίστοιχη απλοποίηση μπορεί να εφαρμοσθεί και για τις άοπλες τοιχοπληρώσεις.

3.5.2 Καθορισμός του κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.

3.5.3 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

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

Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον EC8 - 1, στον οποίο παραπέμπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., είναι δυνατό να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- i. *Ομοιόμορφη*, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
- ii. *Ιδιομορφική*, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση (EN1998 - 1, §4.3.3.2.3):
 - ▶ Το σχήμα των θεμελιωδών ιδιομορφών στις οριζόντιες διευθύνσεις της ανάλυσης του κτιρίου μπορεί να υπολογιστεί με χρήση μεθόδων Δυναμικής ή μπορεί να

προσεγγιστεί από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος του κτιρίου.

- ▶ Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή, στα δύο επίπεδα προσομοιώματα, οριζόντιων φορτίων F_i σε όλους τους ορόφους:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad [3.1]$$

όπου

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

s_i, s_j είναι οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

m_i, m_j είναι οι μάζες των ορόφων

- ▶ Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, τα οριζόντια φορτία F_i θα λαμβάνονται από την έκφραση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad [3.2]$$

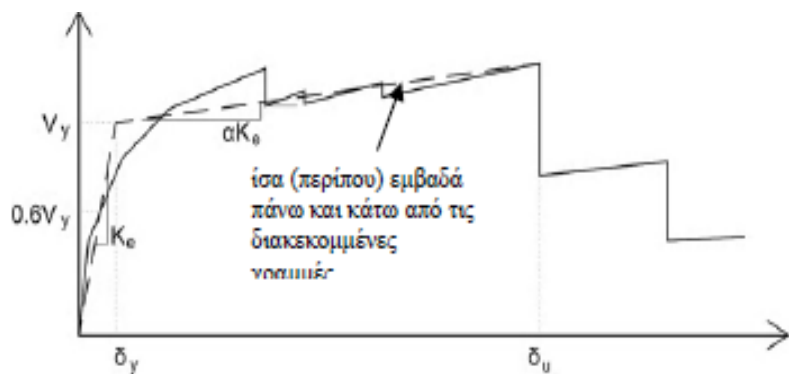
όπου

z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

- ▶ Τα οριζόντια φορτία F_i που καθορίζονται σύμφωνα με τις σχέσεις [3.1] και [3.2] θα κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

3.5.4 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης - μετακίνησης

Η μη γραμμική σχέση δύναμης - μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (§3.5.2), θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής



της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

V_y του κτιρίου. Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης (σχέση δύναμης - μετακίνησης) συνιστάται να είναι διγραμμική με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με $\alpha \cdot K_e$. Οι δύο ευθείες που συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να

προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης (Σχ. 3.1).

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της (α) πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της δ_u , όπως ο συντελεστής C_1 , §3.6.2). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κυρίου κατακορύφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικώς, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y ως το 80% της V_{max} .

3.5.5 Προσδιορισμός ιδιοπεριόδου

Η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος (T_e) στη θεωρούμενη διεύθυνση θα εκτιμάται με βάση την εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης που αναφέρθηκε παραπάνω (§3.5.4). Η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \cdot (K_0/K_e)^{1/2} \quad [3.3]$$

όπου T η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση, K_0 η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e υπολογίζεται όπως προαναφέρθηκε κατά την κατασκευή της εξιδανικευμένης καμπύλης δύναμης - μετακίνησης.

3.5.6 Ανάλυση του προσομοιώματος

- i. Για ανάλυση στο επίπεδο θα χρησιμοποιούνται δύο διαφορετικά (ενδεχομένως) προσομοιώματα, αντιπροσωπευτικά του φέροντος οργανισμού του κτιρίου κατά μήκος δύο κάθετων μεταξύ τους αξόνων. Αν αυτοί οι άξονες δεν υφίστανται, θα γίνεται ανάλυση στον χώρο, με βάση προσομοίωμα αντιπροσωπευτικό του συνόλου του φέροντος οργανισμού του κτιρίου.
- ii. Η επιρροή της στρέψης θα λαμβάνεται υπόψη (§5.2).
- iii. Θα γίνεται χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων (§4.4).

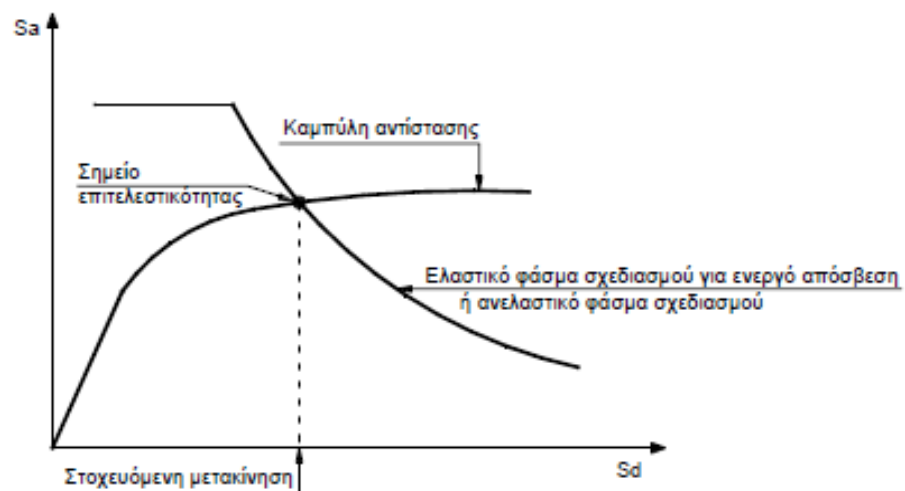
3.5.7 Μεθοδολογία υπολογισμών

Με τη χρήση της μη γραμμικής στατικής μεθόδου ανάλυσης (pushover) είναι απαραίτητη η εφαρμογή μιας διαδικασίας που θα υπολογίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη στοχευόμενη μετακίνηση (δ_t), τη μέγιστη δηλαδή ανελαστική μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Τέτοιες προσεγγιστικές μέθοδοι για τον υπολογισμό της δ_t είναι η μεθοδολογία ATC – 40 (§3.6.3), η μέθοδος N2 και η μέθοδος των συντελεστών (§3.6.2).

Η ακρίβεια που επιτυγχάνεται με αυτές τις στατικές μεθόδους δεν είναι γενικά ικανοποιητική. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι βασίζονται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος. Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας (§3.9.3) βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (*demand*), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού και της αντίστασης (*capacity*) της κατασκευής. Σε διάγραμμα AD - RS (*Acceleration - Displacement Response Spectrum*), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης αντίστασης και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση

την πλαστικότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.

Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν την ελαστική μετακίνηση με την ανελαστική.



Σχήμα 3.2 - Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

3.5.8 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών (§3.5.3).

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

$$F_i = V \cdot m_i \cdot \varphi_i / (\sum m_j \varphi_j) \quad [3.4]$$

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

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την παραπάνω εξίσωση 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:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad [3.5]$$

όπου

Q^* : μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση δ^*)

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

Γ : συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = (\sum m_i \cdot \varphi_i / \sum m_i \cdot \varphi_i^2) \quad [3.6]$$

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης [3.6] ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή:

$$m^* = \sum m_i \cdot \varphi_i \quad [3.7]$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού, η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1^η ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές φ , ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1^{ου} ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση [3.5] χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε AD - RS

(Acceleration - Displacement Response Spectrum) μορφή. Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = V/(\alpha \cdot m_{ολ}) \quad [3.8]$$

$$S_d = \Delta/\Gamma \quad \text{ή} \quad [S_d = \Delta/(\Gamma \cdot \varphi_{top}) \text{ εάν } \varphi_{top} \neq 1] \quad [3.9]$$

όπου:

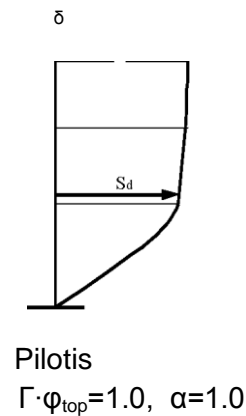
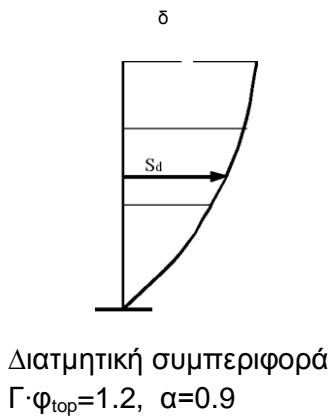
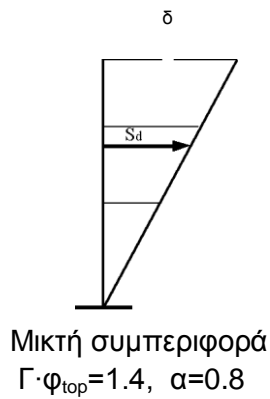
V: τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

$m_{ολ}$: συνολική μάζα πολυβαθμίου

α : ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση: $\alpha = \Gamma \cdot m^*/m_{ολ}$

Δ : μετακίνηση κορυφής

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων παρουσιάζονται αμέσως παρακάτω:



3.6 Προσδιορισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών

3.6.1 Γενικά

- i. Για κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα (§5.2) σε κάθε στάθμη ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση (δ_i) μπορεί να υπολογίζεται σύμφωνα με την §5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§3.6.2) που θα περιγραφεί παρακάτω ή με άλλη αποδεκτή μεθοδολογία που συνεκτιμά την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου (π.χ. τη μεθοδολογία που υιοθετείται στο Παράρτημα Β του EC8 (EN1998 - 1, 2004), η οποία είναι κατά τι πολυπλοκότερη αυτής που περιγράφεται στην §3.6.2.
- ii. Για κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η εντός του επιπέδου του παραμορφωσιμότητα του διαφράγματος θα συνεκτιμάται στο προσομοίωμα. Η στοχευόμενη μετακίνηση θα υπολογίζεται όπως και στα κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, αλλά θα επαυξάνεται με βάση το λόγο της μέγιστης μετακίνησης της οροφής (σε οποιοδήποτε σημείο της), προς τη μετακίνηση στο κέντρο μάζας της οροφής. Οι δύο αυτές μετακινήσεις θα υπολογίζονται από φασματική ιδιομορφική (ελαστική) ανάλυση ενός χωρικού προσομοιώματος του κτιρίου. Εναλλακτικά, σε κτίρια με ευπαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να υπολογίζεται χωριστά για κάθε φορέα ανάληψης σεισμικών δράσεων. Η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε επιμέρους φορέα θα υπολογίζεται όπως και στα κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα, με κατάλληλο ορισμό των μαζών που αντιστοιχούν σε κάθε φορέα. Απλοποιητικά, οι μάζες αυτές μπορεί να καθορίζονται με βάση τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής.
- iii. Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με δ_i , θα ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια του Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§§1.2.3.3 και 3.9.3).

3.6.2 Στοχευόμενη μετακίνηση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Μέθοδος συντελεστών)

Η στοχευόμενη μετακίνηση (δ_i) θα υπολογίζεται συνεκτιμώντας κατάλληλα όλους του παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρέπεται να γίνεται θεώρηση της μετακίνησης ενός *ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος* (§3.5.8) με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου (§3.5.5) το οποίο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται ο έλεγχος, με κατάλληλη διόρθωση ώστε να προκύπτει η αντίστοιχη μετακίνηση του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικώς υπόψη:

- ▶ Η διαφορά ελαστικής – ανελαστικής μετακίνησης
- ▶ Η διαφορά της μετακίνησης του ανωτέρω μονοβάθμιου συστήματος και του κόμβου ελέγχου του κτιρίου (§3.5.2)
- ▶ Η διαφορά της μετακίνησης ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος και ενός αντίστοιχου συστήματος με φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση και
- ▶ Η επιρροή των φαινομένων 2^{ας} τάξεως στη μετακίνηση.

Εφόσον δε χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση (δ_t) επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση [3.10] και να διορθώνεται (όποτε απαιτείται) με βάση την §5.7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εξής :

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4 \cdot \pi^2) \cdot S_e(T) \quad [3.10]$$

όπου, $S_e(T)$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του EC8) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα και C_0, C_1, C_2 και C_3 διορθωτικοί συντελεστές που ορίζονται ως εξής:

- ▶ C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e ($S_d = [T_e^2 / 4 \cdot \pi^2] \cdot \Phi_e$), με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και ≥ 10 , αντίστοιχα.
- ▶ Ο λόγος $C_1 = \delta_{inel} / \delta_{el}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις $C_1 = 1.0$ για $T \geq T_c$, και $C_1 = [1.0 + (R-1) \cdot T_c / T] / R$ για $T < T_c$ όπου T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και $R = V_{el} / V_y$ ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα. Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση [3.11]:

$$R = \frac{\Phi_e / g}{V_y / W} \cdot C_m \quad [3.11]$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεων) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου, όπως ορίστηκε παραπάνω. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος V_y / W στη σχέση [3.11] μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

- ▶ C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Σ5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχ. 3.3).

Στάθμη επιτελεστικότητας	T = 0.1s		T ≥ T _c	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	1.0	1.0	1.0	1.0
Προστασία ζωής	1.3	1.0	1.1	1.0
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	1.5	1.0	1.2	1.0

Σχήμα 3. 3 – Προσέγγιση συντελεστή C_2

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτίρια από το 1985 και έπειτα ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον παραπάνω πίνακα διαφοροποίηση του C_2 με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

- ▶ C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2^{ος} τάξεως (P - Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5 \cdot (\theta-0.1)/T$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (βλ. EC8 - 1). Στη συνήθη (για κτίρια από ο.σ. και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3 = 1.0$.

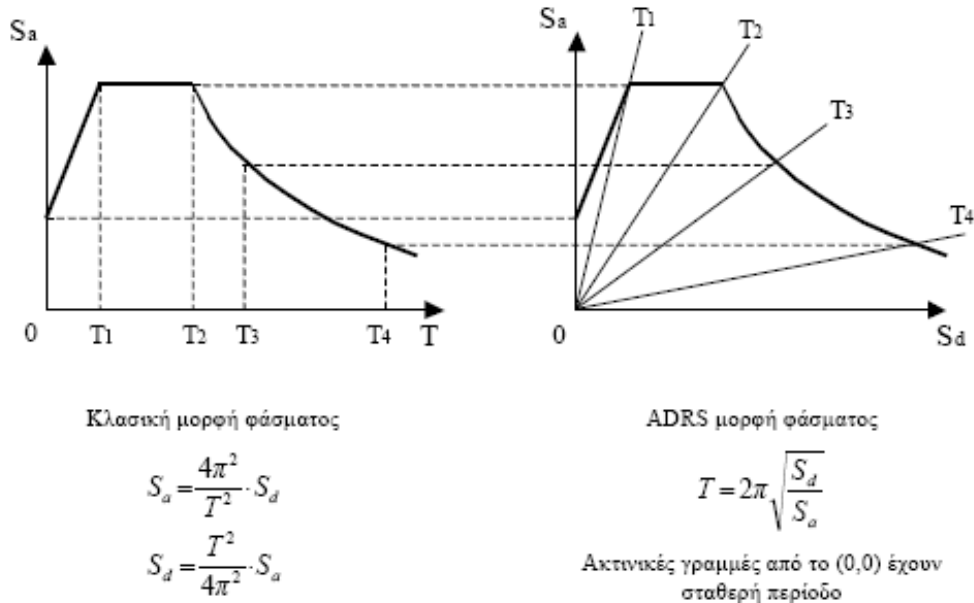
Η στοχευόμενη μετακίνηση θα επαυξάνεται κατάλληλα για να συνεκτιμηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα.

3.6.3. Στοιχειώμενη μετακίνηση κατά ATC - 40

Στο ATC - 40 προτείνονται τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού με παραπλήσια αποτελέσματα. Παρακάτω περιγράφεται με βήματα η διαδικασία υπολογισμού της πρώτης μεθοδολογίας, η οποία είναι και η περισσότερο αναλυτική, σε αντίθεση με την τρίτη, η οποία είναι γραφική.

Βήμα 1: Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για $\zeta = 5\%$ στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή AD - RS).

Η διαδικασία μετατροπής είναι απλή και φαίνεται στο Σχ. 3.4.



Σχήμα 3. 4 - Μετατροπή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού σε AD – RS μορφή

Βήμα 2: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (capacity curve) και του φάσματος ικανότητας (capacity spectrum).

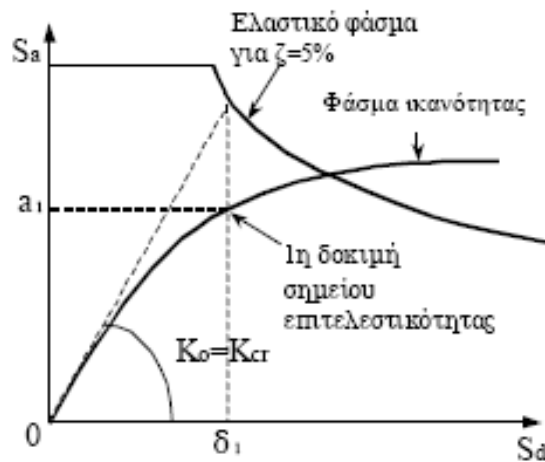
Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος (§3.5.8).

Βήμα 3: Εύρεση 1ου σημείου δοκιμών (Σχ. 3.5).

Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta = 5\%$ υπολογίζεται η μετακίνηση δ_1 για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση δ_1 υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας⁵ πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση a_1 . Η

⁵ Στην παρακάτω διαδικασία, για λόγους απλοποίησης, τα μεγέθη (μετακίνηση, επιτάχυνση) που αφορούν στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα παρουσιάζονται χωρίς αστερίσκο.

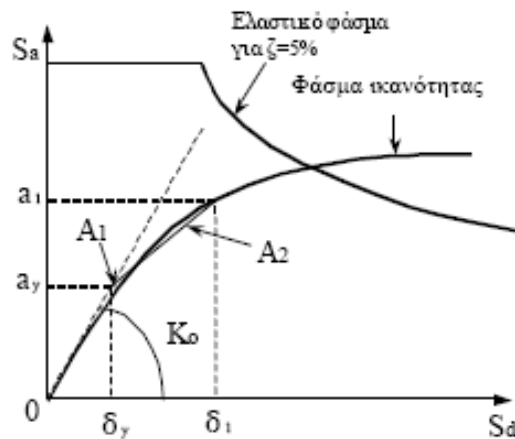
μετακίνηση δ_1 είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.



Σχήμα 3.5 – Εύρεση 1^{ου} σημείου δοκιμών

Βήμα 4: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας (Σχ. 3.6)

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



Σχήμα 3.6 – Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης

Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

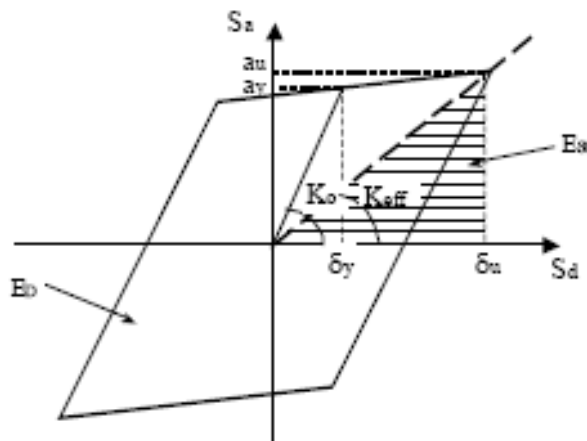
$$\zeta_{\text{eff}} = \zeta_{\text{ελ}} + \zeta_{\text{υστ}} \quad [3.12]$$

όπου, $\zeta_{\text{ελ}}$ η απόσβεση της κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά (= 0.05 για ο.σ.) και $\zeta_{\text{υστ}}$ η υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς.

Για τον υπολογισμό της υστερητικής απόσβεσης προτείνεται η σχέση του Chopra (1995), η οποία βασίζεται στη σχέση [3.13] των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος (Σχ. 3.7):

$$\zeta_{\text{υστ}} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \Rightarrow$$

$$\zeta_{\text{υστ}} = \frac{0.637 \cdot (a_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot a_u)}{a_u \cdot \delta_u} \quad [3.13]$$



Σχήμα 3.7 – Υπολογισμός υστερητικής απόσβεσης κατά Chopra (1995)

Η σχέση του Chopra *υπερεκτιμά* την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας και κατασκευές χωρίς καλή πλάσιμη συμπεριφορά. Γι' αυτό, στο ATC - 40 προτείνεται η χρήση ενός διορθωτικού συντελεστή κ , ανάλογα με την ποιότητα της κατασκευής σε συνδυασμό με την αναμενόμενη σεισμική διέγερση. Οι τύποι συμπεριφοράς δίνονται στον πίνακα του Σχ. 3.9 και οι συντελεστές κ στον πίνακα του Σχ. 3.10. Θέτοντας στη σχέση [3.13] $a_u = a_1$ και $\delta_u = \delta_1$ προκύπτει η σχέση [3.14]:

$$\zeta_{\text{eff}} (\%) = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot a_1)}{a_1 \cdot \delta_1} \quad [3.14]$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση $\zeta = \zeta_{eff}$ με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για $\zeta = 5\%$ με τους συντελεστές SR_A και SR_V (Σχ. 3.8):

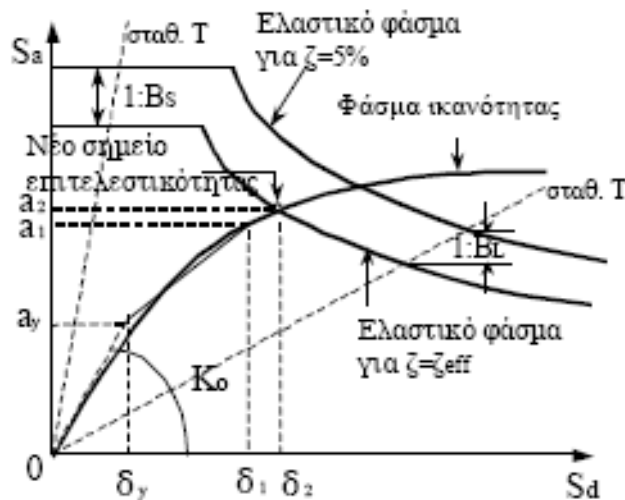
$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min} \quad [3.15]$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min} \quad [3.16]$$

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

Οι ελάχιστες τιμές των συντελεστών δίνονται στον πίνακα του Σχ. 3.11.

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



Σχήμα 3. 8 – Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης για $\zeta = \zeta_{eff}$ και εύρεση νέου σημείου επιτελεσματικότητας

Σχήμα 3.9 | Τύποι συμπεριφοράς κτηρίων.

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

Σχήμα 3.10 | Τιμές διορθωτικού συντελεστή κ.

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

Σχήμα 3.11 | 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

Βήμα 6: Έλεγχος σύγκλισης

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

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05 \cdot \delta_1 \quad [3.17]$$

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

Βήμα 7: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Η μετακίνηση της κορυφής (Δ) που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται από τη σχέση [3.9], επιλύοντας ως προς Δ και θέτοντας $S_d = \delta^*$.

3.6.4 Διαφράγματα

Τα διαφράγματα θα ελέγχονται έναντι της συνδυασμένης δράσης των οριζόντιων φορτίων που δημιουργούνται λόγω ασυνεχειών στη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων πάνω και κάτω από το διάφραγμα και των αδρανειακών δυνάμεων του διαφράγματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.6 ή §5.6.4.2).

3.7 Σχεδιασμός με βάση τις 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. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. 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 αποτελώντας το βασικό κορμό των διεθνών Κανονισμών επεμβάσεων. Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιοική κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

3.8 Στόχοι σεισμικής ικανότητας

3.8.1 Γενικά

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο *επιθυμητός* στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (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 δε 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.

Στον παρακάτω πίνακα (Σχ. 3.12) φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάληψης του EC8 – 3.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάληψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάληψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάληψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Σχήμα 3. 12 – Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά EC8 - 3

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Σχηματικά, η φιλοσοφία σχεδιασμού φαίνεται στο Σχ. 3.13, όπου κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού, ενώ οι διαγώνιες γραμμές αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Έτσι, η γραμμή 1 - 3 καθορίζει τον βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2 - 3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να αντιστοιχεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας 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. Οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1 - 3 δεν είναι αποδεκτοί.

		Στάθμη επιτελεσματικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συνολότητα εμφάνισης σημαντικών δεικτών	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3		

Σχήμα 3. 13 – Καθορισμός στόχων σχεδιασμού

3.8.2 Στάθμες επιτελεσματικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεσματικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεσματικότητας (π.χ. ATC - 40).

A. Άμεση χρήση μετά το σεισμό (*Immediate occupancy*)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη 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 (στάθμη A), 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 κ.λπ.) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

Στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (EC8 - 3, §2.1), ως πρώτη στάθμη επιτελεσματικότητας χρησιμοποιείται η *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation)*, η οποία δεν ταυτίζεται ακριβώς με τη στάθμη *Άμεση χρήση*, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη *Άμεση χρήση* συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια (50% πιθανότητα

υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη *Περιορισμού βλαβών* με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια). Στον πίνακα του Σχ. 3.14 δίνεται μία ενδεικτική περιγραφή των αναμενόμενων βλαβών στα βασικά στοιχεία ενός κτηρίου από ο.σ. για τις στάθμες επιτελεστικότητας *Άμεση χρήση* και *Περιορισμός βλαβών*.

B. Προστασία ζωής (Life safety)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη 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, μπορεί να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για την επανάχρηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά στα μη φέροντα στοιχεία (στάθμη 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 EC8 - 3 αναφέρεται ως *Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage)*. Στο Σχ. 3.14 δίνεται μία ενδεικτική περιγραφή των αναμενόμενων βλαβών στα βασικά στοιχεία ενός κτιρίου από ο.σ. για τη στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία ζωής*.

Γ. Οιονεί κατάρρευση (Structural stability)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη 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 την επανάχρηση 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 (στάθμη Γ), αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξαίρεση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού. Η στάθμη αυτή στον EC8 - 3 αναφέρεται επίσης ως *Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse)*. Στο Σχ. 3.14 δίνεται μία ενδεικτική περιγραφή των αναμενόμενων βλαβών στα βασικά στοιχεία ενός κτιρίου από ο.σ. γι' αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας.

Σχήμα 3.14 Ενδεικτική περιγραφή αναμενόμενων βλαβών σε κτήρια από Ω.Σ.
για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (πηγή: ATC-40)

Στοιχείο	Άμεση χρήση	Περιορισμός βλαβών	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Υποστυλώματα	<p>Πολύ περιορισμένες καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις χωρίς αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης.</p> <p>Καμμία μόνιμη οριζόντια παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Περιορισμένες καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις χωρίς ή πολύ μικρή αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης.</p> <p>Καμμία μόνιμη οριζόντια παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στο κατώτερο τμήμα του κτηρίου που προκαλούν αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης πάνω και κάτω από τους κόμβους.</p> <p>Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 2.0%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στο κατώτερο τμήμα του κτηρίου που προκαλούν σημαντική αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης πάνω και κάτω από τους κόμβους και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στο εσωτερικό των κόμβων.</p> <p>Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3.5%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές.</p> <p>Η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων διατηρείται σχεδόν σε όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής.</p>
Τοιχώματα	<p>Ασήμαντες διατμητικές ρηγματώσεις στο επίπεδο του τοιχώματος. Καθόλου ή πολύ μικρές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος.</p> <p>Καμμία μόνιμη παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Ελάχιστες διατμητικές ρηγματώσεις στο επίπεδο του τοιχώματος. Καθόλου ή πολύ μικρές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος.</p> <p>Καμμία μόνιμη παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης και διατμητικές και καμπτικές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος.</p> <p>Ενδείξεις αστοχών λόγω διατμητικής ολίσθησης.</p> <p>Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 2.0%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης και διατμητικές και καμπτικές ρηγματώσεις σε όλο το ύψος του τοιχώματος και ειδικά στις περιοχές με τη μεγαλύτερη μόνιμη παραμόρφωση. Ενδείξεις αστοχών λόγω λυγισμού διαμήκων ράβδων οπλισμού.</p> <p>Ενδείξεις αστοχών λόγω διατμητικής ολίσθησης στις θέσεις των αρμών σκυροδέτησης και στη βάση του τοιχώματος.</p> <p>Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3.5%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές.</p> <p>Η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων διατηρείται σχεδόν σε όλα τα τοιχώματα της</p>

				κατασκευής.
Δοκοί	<p>Πολύ περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους. Πολύ περιορισμένες καμπτικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων.</p> <p>Καμμία μόνιμη παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους.</p> <p>Περιορισμένες καμπτικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων.</p> <p>Καμμία μόνιμη παραμόρφωση.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης στους κόμβους και τις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Καμπτικές και διαμητικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, που επεκτείνονται και μέσα στους κόμβους.</p> <p>Επιμήκυνση των συνδετήρων κοντά στους κόμβους.</p> <p>Μόνιμες κατακόρυφες παραμορφώσεις της τάξης του $L/175$.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης στους κόμβους και τις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων. Εκτεταμένες καμπτικές και διαμητικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων, που επεκτείνονται και μέσα στους κόμβους. Θραύση των συνδετήρων κοντά στους κόμβους.</p> <p>Μόνιμες κατακόρυφες παραμορφώσεις της τάξης του $L/75$.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>
Πλάκες	<p>Πολύ περιορισμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Περιορισμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις.</p> <p>Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακορύφων φορτίων.</p>	<p>Εκτεταμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις.</p> <p>Αποκολλήσεις τμημάτων σκυροδέματος μεταξύ των οπλισμών.</p> <p>Κατακόρυφες παραμορφώσεις κοντά στις στηρίξεις της τάξης του $d/4$ (d=πάχος πλάκας).</p> <p>Όχι κατάρρευση της πλάκας.</p>
Θεμελιώσεις	<p>Καμμία ένδειξη διαφορικής καθίζησης μεταξύ γειτονικών υποστρωμάτων</p>	<p>Καμμία ένδειξη διαφορικής καθίζησης μεταξύ γειτονικών υποστρωμάτων</p>	<p>Διαφορικές καθιζήσεις της τάξης του $L/150$ μεταξύ γειτονικών υποστρωμάτων</p>	<p>Διαφορικές καθιζήσεις της τάξης του $L/60$ μεταξύ γειτονικών υποστρωμάτων</p>
Μη-φέροντα στοιχεία	<p>Δεν υπάρχουν θραύσεις εξωτερικών υαλοπινάκων.</p> <p>Όλες οι πόρτες (εσωτερικές και εξωτερικές) παραμένουν σε λειτουργία.</p> <p>Πολύ περιορισμένες ζημιές σε ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα χωρίς καταπτώσεις.</p> <p>Ελάχιστα έπιπλα ανατρέπονται.</p> <p>Πολύ περιορισμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και επικαλύψεις κλιμάκων.</p> <p>Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός παραμένουν σε λειτουργία.</p> <p>Πολύ περιορισμένες βλάβες σε σοφίτες.</p>	<p>Πολύ περιορισμένες θραύσεις εξωτερικών υαλοπινάκων.</p> <p>Όλες οι πόρτες (εσωτερικές και εξωτερικές) παραμένουν σε λειτουργία.</p> <p>Πολύ περιορισμένες ζημιές σε ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα χωρίς καταπτώσεις.</p> <p>Μεμονωμένες ανατροπές επίπλων.</p> <p>Περιορισμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και επικαλύψεις κλιμάκων.</p> <p>Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός παραμένουν σε λειτουργία.</p> <p>Περιορισμένες βλάβες σε σοφίτες.</p>	<p>Μερικές θραύσεις υαλοπινάκων.</p> <p>Οι περισσότερες εξωτερικές πόρτες παραμένουν σε λειτουργία, αλλά μερικές εσωτερικές πόρτες μπλοκάρουν.</p> <p>Μερικές ψευδοροφές καταρρέουν και φωτιστικά σώματα καταστρέφονται.</p> <p>Ανατροπές επίπλων.</p> <p>Εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και ορισμένες ανατροπές.</p> <p>Εκτεταμένες ρηγματώσεις των τοίχων που περικλείουν το κλιμακοστάσιο.</p> <p>Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός τίθενται εκτός λειτουργίας.</p> <p>Εκτεταμένες βλάβες σε σοφίτες.</p>	<p>Οι περισσότεροι υαλοπίνακες θραύονται.</p> <p>Οι εξωτερικές και εσωτερικές πόρτες μπλοκάρουν.</p> <p>Οι περισσότερες ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα καταρρέουν.</p> <p>Ανατροπές επίπλων.</p> <p>Εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα που ανατρέπονται μερικώς.</p> <p>Εκτεταμένες ρηγματώσεις των τοίχων που περικλείουν το κλιμακοστάσιο.</p> <p>Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός τίθενται εκτός λειτουργίας.</p> <p>Μερική κατάρρευση σε σοφίτες.</p>

3.8.3 Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής

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

Ένα παράδειγμα αποδεκτών σταθμών επιτελεστικότητας μιας κατασκευής, σύμφωνα με την ορολογία του EC8 – 3, φαίνονται στο Σχ. 3.15. Ο δείκτης «i» αντιστοιχεί στη συχνότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού. Για παράδειγμα, εάν οι στόχοι σχεδιασμού περιγράφονται όπως στο Σχ. 3.12, τότε ο δείκτης i παίρνει τιμές: i = 1, 2, 3 (i = 1 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια, i = 2 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια, i = 3 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 2475 χρόνια). Με αυτό τον τρόπο προκύπτει ο συνδυασμένος στόχος επιτελεστικότητας της κατασκευής. Για κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας, μπορεί να εφαρμόζονται δύο στόχοι, π.χ. B3 - β3 και A2 - α2.

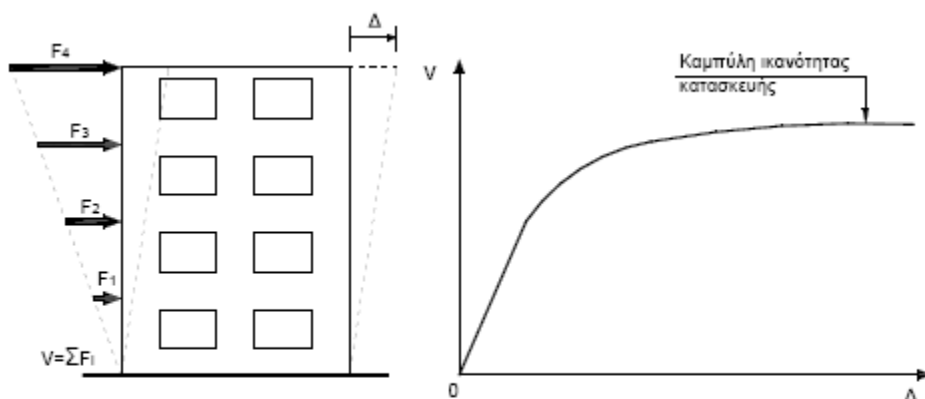
		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
		Περιορισμός βλαβών (A)	Σημαντικές βλάβες (B)	Οιονεί κατάρρευση (Γ)
Στάθμη επιτελεστικότητας μη-φερόντων στοιχείων	Περιορισμός βλαβών (α)	Ai – αι Συνιστάται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας σε συνδυασμό με Bi-βι	Bi - αι	Δεν συνιστάται
	Σημαντικές βλάβες (β)	Ai - βι	Bi – βι Συνιστάται για κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας	Γi - βι
	Οιονεί κατάρρευση (γ)	Δεν συνιστάται	Bi - γι	Γi - γι

Σχήμα 3. 15 – Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας

3.9 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

3.9.1 Καμπύλη ικανότητας

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ. 3.16). Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.



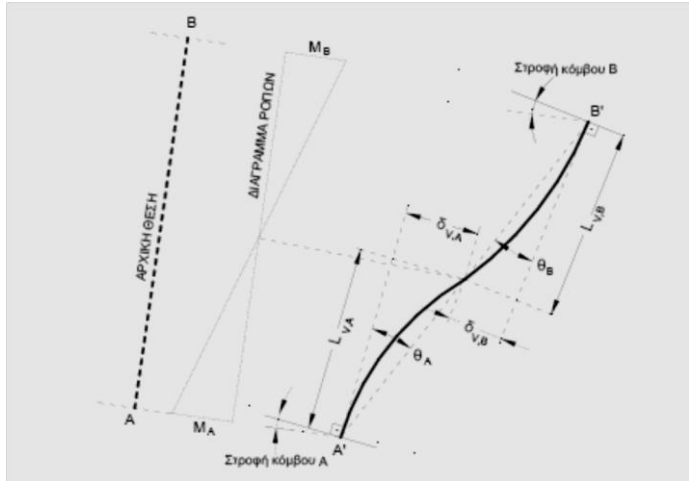
Σχήμα 3.16 – Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

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

Το πρώτο βήμα της παραπάνω διαδικασίας είναι ο καθορισμός των νόμων που διέπουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, οι οποίοι περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, « F », με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, « δ ». Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις δ παραμορφώσεις, καμπυλότητες, ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η καμπυλότητα, C (ή $1/r$), αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη, V και η διατμητική παραμόρφωση, γ , αντίστοιχα.

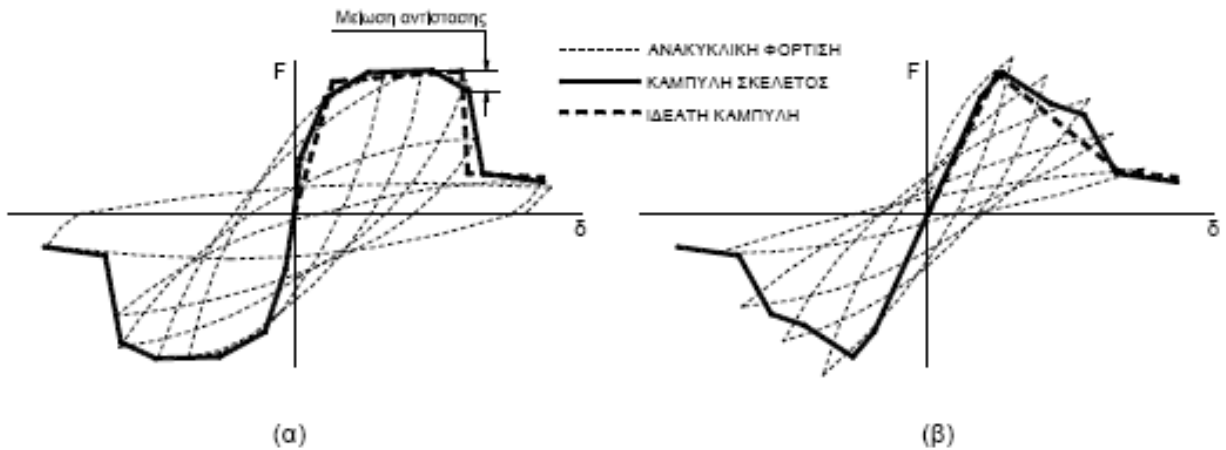
Επειδή στα στοιχεία από ο.σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ , στα άκρα του στοιχείου. Η γωνία θ ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρον υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρον του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχ. 3.17). Με άλλα λόγια, η γωνία θ ορίζεται ως η

γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το διατμητικό μήκος L_v , δηλαδή, $\theta = \delta_v/L_v$, όπου: $L_v=M/V$ (M = ροπή στη βάση, V = τέμνουσα) και δ_v είναι η μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου.



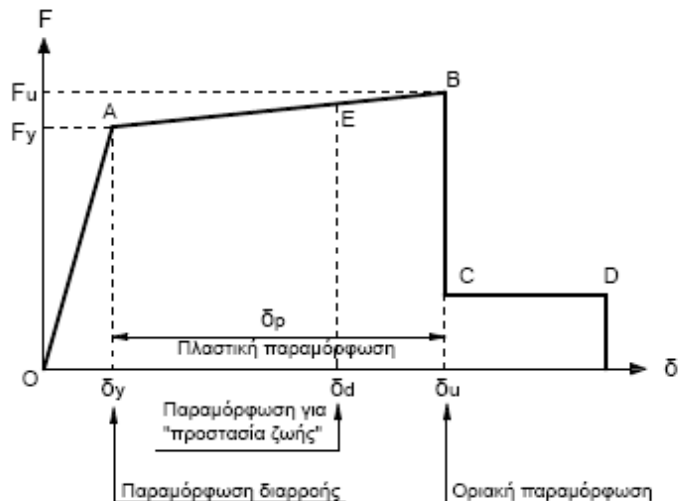
Σχήμα 3. 17 – Ορισμός γωνίας «θ»

Η κατασκευή των διαγραμμάτων $F - \delta$ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη - σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχ. 3.18. Στο Σχ. 3.18 (α) φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχ. 3.18 (β) σε διατμητική καταπόνηση.



Σχήμα 3. 18 – Καμπύλες $F - \delta$ δομικών στοιχείων (α) Καμπτική συμπεριφορά (β) Διατμητική συμπεριφορά

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων $F - \delta$ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο Σχ. 3.19. Στους διάφορους Κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων (για ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ.7 παρούσας εργασίας και Σχ.3.20). Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:



Σχήμα 3. 19 – Ιδεατή καμπύλη $F - \delta$ δομικών στοιχείων

Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

Σημειώνεται ότι εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της $\delta_y = \theta_y$ πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής C_y ή $(1/r)_y$ αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8 – 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ_y για συνήθεις διατομές από ο.σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα (§5.3.3).

Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). 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 (Σχ. 3.18(α)). Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8 – 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής, θ_u , για συνήθεις διατομές από ο.σ (§5.3.4).

Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας.

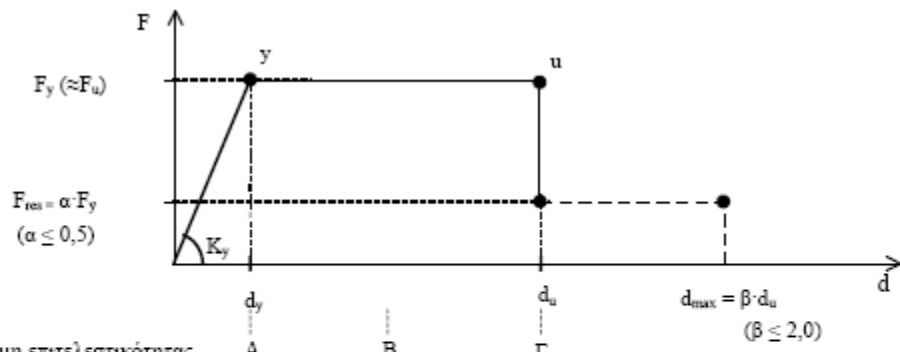
Η παραμόρφωση δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δε μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία. Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στάθμες επιτελεστικότητας, E:

Στην καμπύλη $F - \delta$ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο Σχ. 3.19, 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, κ.λπ.), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάστιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον (§1.4.1). Σε περιπτώσεις πλάστιμων στοιχείων (όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (όταν η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων. Για τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι στάθμες ελέγχου δίνονται σύμφωνα με το Σχ. 3.20:



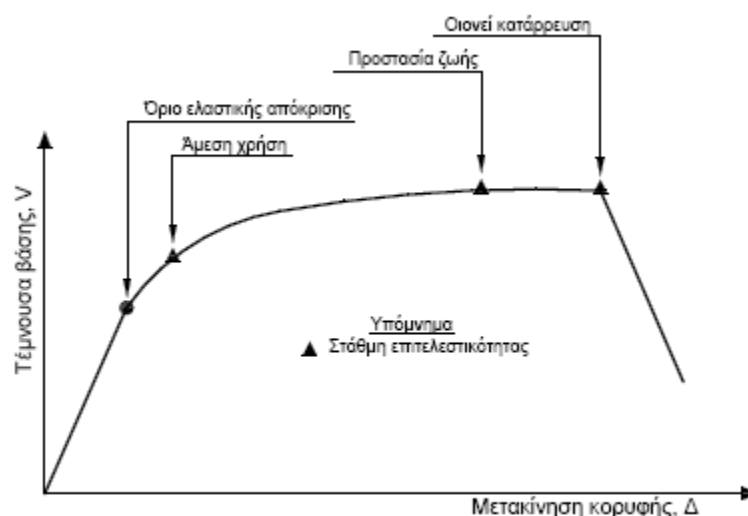
Στάθμη επιτελεστικότητας	A	B	Γ	
Ενιαίος δείκτης $q = q_u \cdot q_k$	$q_A \cong 0,6 \cdot q_B$ ($\cong 1,0 + 1,5$)	q_B	$q_\Gamma \cong 1,4 \cdot q_B$	
Παραμόρφωση σχεδιασμού, d_d (ή θ_d)	d_y	$\frac{1}{2} (d_y + d_u) / \gamma_{Rd}$	d_u / γ_{Rd}	για τα πρωτεύοντα φ. σ. (1) για τα δευτερεύοντα φ. σ. (2) για τις τοιχοπληρώσεις (3)

Σκελετικό Διάγραμμα Συμπεριφοράς
(για τα επιμέρους δομικά στοιχεία, ή το δόμημα – ως σύνολο)

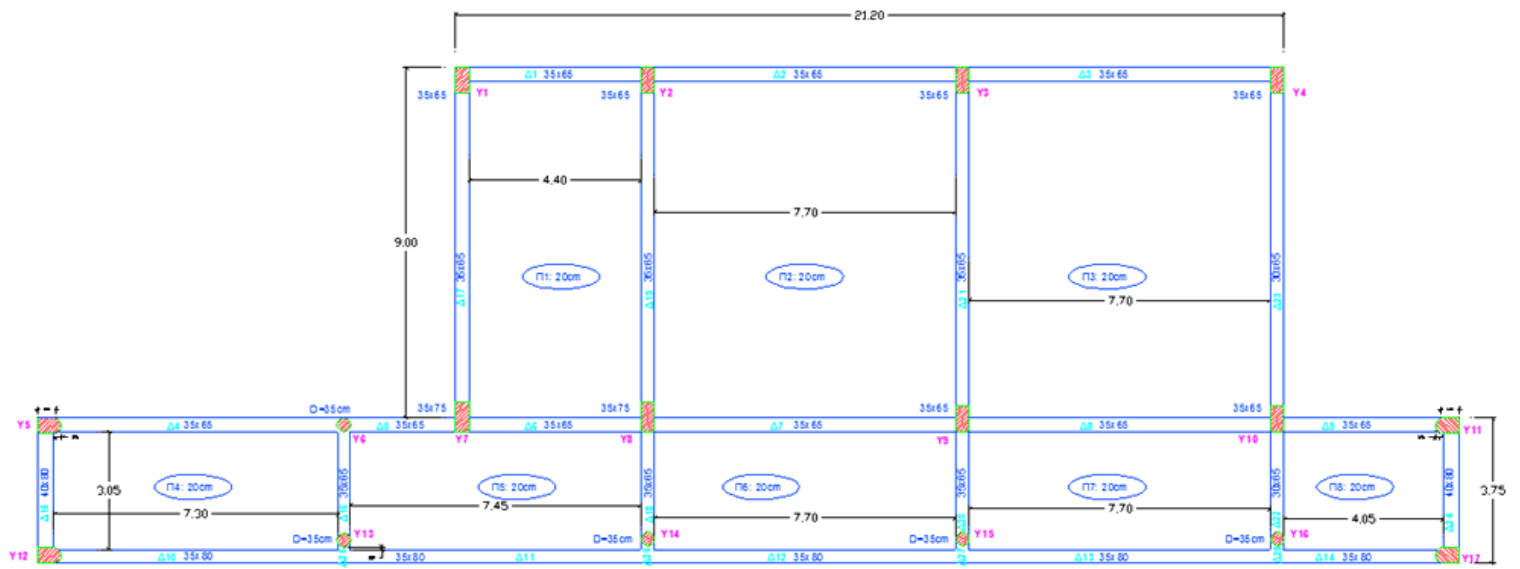
Σχήμα 3. 20

3.9.3 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

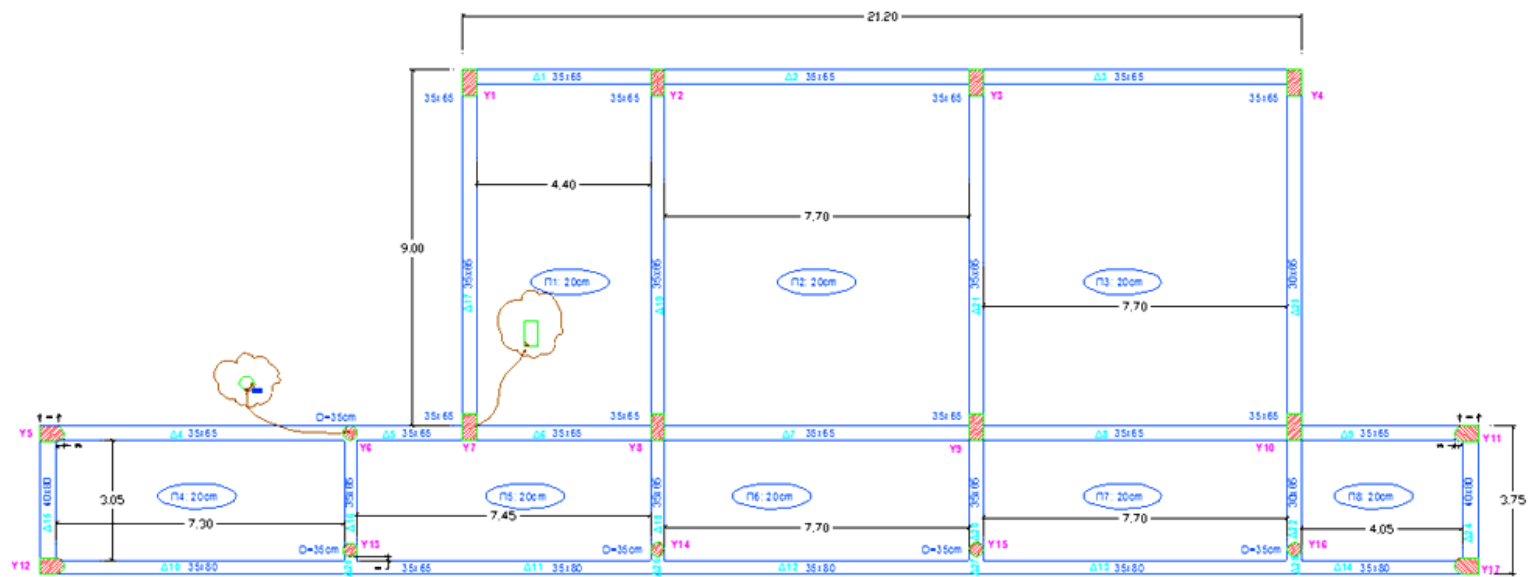
Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F - \delta$ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχ. 3.21. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση Μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο Μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Σε αυτό το πνεύμα γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα (§1.4.1), ώστε να βοηθηθεί ο Μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις. Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Εάν κατά την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας προκύψει ότι ένα μικρό μόνο ποσοστό των στοιχείων της κατασκευής υπερβαίνει μία στάθμη επιτελεστικότητας, ο Μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει αυτά τα στοιχεία ως δευτερεύοντα, αυξάνοντας έτσι το όριο της παραμόρφωσης της κατασκευής που αντιστοιχεί σε αυτό το επίπεδο επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα, είναι γνωστό ότι οι δοκοί που συνδέουν συζευγμένα τοιχώματα υφίστανται σημαντικές βλάβες ακόμη και για σχετικά μικρές παραμορφώσεις της κατασκευής, χωρίς όμως αυτό να επηρεάζει την ικανότητα της κατασκευής να παραλάβει σεισμικά φορτία. Επομένως, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να οριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία. Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη ικανότητας που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη.



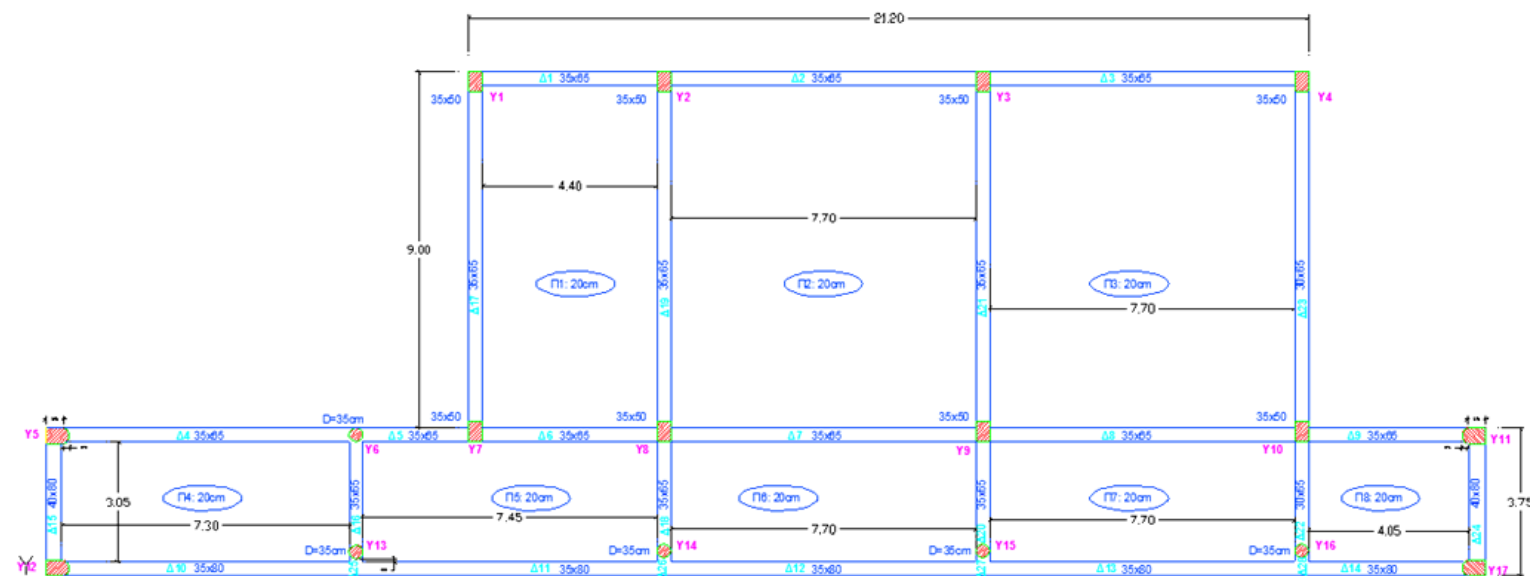
Σχήμα 3. 21 – Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης του κτιρίου



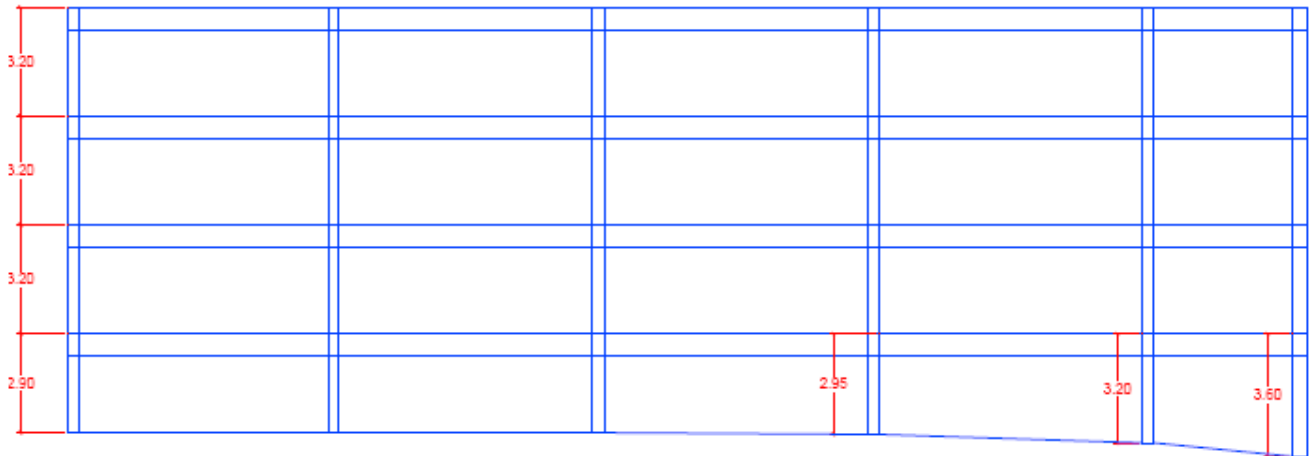
Σχήμα 4. 2 - Κάτοψη 1^{ου} ορόφου Κτιρίου Γ



Σχήμα 4. 3 - Κάτοψη 2^{ου} ορόφου Κτιρίου Γ



Σχήμα 4. 4 - Κάτοψη 3^{ου} ορόφου Κτιρίου Γ



Σχήμα 4.5 – Χαρακτηριστική τομή του κτιρίου Γ

Αμέσως παρακάτω παρατίθεται μέρος τις φωτογραφικής αποτύπωσης του υφιστάμενου κτιρίου (Σχ. 4.6 – 4.8):



ισόγειο

Σχήμα 4.6



Σχήμα 4.7 – 1^{ος} όροφος



Σχήμα 4.8 – 2^{ος} όροφος

4.2 Υλικά – Μηχανικές παράμετροι

Ο φέρων οργανισμός (σκελετός) του υπό μελέτη κτιρίου έχει κατασκευαστεί από σκυρόδεμα με αντιπροσωπευτική τιμή κυλινδρικής αντοχής $f_c = 17.4$ MPa, όπως αυτή προέκυψε από κρουσιμετρήσεις. Συγκεκριμένα, εξετάστηκε ως προς τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος το 30% των κατακόρυφων στοιχείων (υποστυλωμάτων) και το 15% των δοκών έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι ελάχιστες απαιτήσεις που ορίζονται από την «Ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§1.2.3.3). Πρόκειται, επομένως, για σκυρόδεμα κατηγορίας C16 ($f_{ck} = 16$ MPa) από όπου ορίζεται και η τιμή του επιβατικού μέτρου ελαστικότητας E_{cm} σύμφωνα με τη σχέση [4.5]. Ο λόγος του Poisson (ν) λαμβάνεται ίσος με 0.2. Κατά τη διάρκεια των υπολογισμών της ανάλυσης του υφιστάμενου δομήματος στη θέση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος χρησιμοποιείται η μέση τιμή της έναντι της χαρακτηριστής που εφαρμόζεται στις νέες κατασκευές, όπως ορίζει επίσης ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχ. 1.17). Η αντιπροσωπευτική τιμή των υφιστάμενων υλικών είναι ίση με τη μέση τιμή, για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων ή τη μέση τιμή μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση, για έλεγχο σε όρους δυνάμεων. Η μέση τιμή, για συγκεκριμένο δομικό στοιχείο (ή ομάδα ομοειδών στοιχείων), είναι η διαπιστωμένη «ονομαστική» (μετρημένη), ενώ η ονομαστική τυπική απόκλιση εξαρτάται κυρίως από το είδος του υλικού, καθώς και την ποιότητα και την περίοδο κατασκευής. Στην προκειμένη περίπτωση για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων των υλικών χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές τους, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για ελέγχους υφιστάμενων υλικών σε όρους παραμορφώσεων, οι οποίοι γίνονται κυρίως στις μη

γραμμικές μεθόδους ανάλυσης και για στοιχεία με *οιονεί – πλάσιμη συμπεριφορά* ή για πλάσιμους μηχανισμούς αστοχίας. Για τη μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και για τις απαραίτητες για τους υπολογισμούς εφελκυστική και διατμητική αντοχή του αντίστοιχα, ισχύουν τα παρακάτω (EC8):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa}) = 16 + 8 = 24 \text{ MPa} \quad [4.1]$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{cm}^{2/3} = 2.496 \text{ MPa} \quad [4.2]$$

$$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.747 \text{ MPa} \quad [4.3]$$

$$\tau_R = 0.25 \cdot f_{ctk,0.05} = 0.436 \text{ MPa} \quad [4.4]$$

$$E_{cm} = 9.50 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} = 28 \text{ GPa} \quad [4.5]$$

Σε ό,τι αφορά στην ποιότητα του χάλυβα του οπλισμού, στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκαν οι επί τόπου μετρήσεις από μη καταστροφικούς ελέγχους (Ferroskan Hilti PSA 90). Όλες οι ράβδοι είναι λείες και αντιστοιχούν σε ποιότητα STAH L I, οπότε η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του χάλυβα (f_{yk}) λαμβάνεται ίση με 220MPa (η μέση τιμή λαμβάνεται ίση με την ονομαστική του). Επιπλέον, δεδομένα σε σχέση με τη διάμετρο των ράβδων προέκυψαν από αποκαλύψεις υποστυλωμάτων σε συνδυασμό με τις επί τόπου μετρήσεις. Δεν αναγνωρίστηκαν απλά οπτικά η ποιότητα και ο τύπος των ράβδων αλλά πραγματοποιήθηκε επιπλέον δοκιμή σε 3 τουλάχιστον δείγματα της ίδιας διαμέτρου περίπου που βρίσκονται σε δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου, κατά συνέπεια, η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων σε αυτή την περίπτωση είναι «Υψηλή» (§1.2.3.3). Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα λαμβάνεται ως $E_s = 200 \text{ GPa}$.

Όσον αφορά στα γεωμετρικά δεδομένα (§1.2.3.3, Σχ. 1.18) που εισάγονται στο μοντέλο της ανάλυσης και ανταποκρίνονται στο φορέα, η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων για τις επιμέρους κατηγορίες είναι η εξής: Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της θεμελίωσης και της ανωδομής είναι δεδομένα που προέρχονται από το σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί χωρίς τροποποιήσεις, άρα η Σ.Α.Δ. χαρακτηρίζεται «Υψηλή». Τα πάχη και τα βάρη των τοιχοπληρώσεων, των επιστρώσεων, των επενδύσεων κτλ. είναι δεδομένα που έχουν ευλόγως υποτεθή, οπότε η Σ.Α.Δ. σε αυτή την περίπτωση χαρακτηρίζεται «Ικανοποιητική», ενώ οι πληροφορίες σχετικά με τη διάταξη και τις λεπτομέρειες της όπλισης είναι δεδομένα επίσης «Ικανοποιητικά» αφού προέρχονται από το σχέδιο της αρχικής μελέτης που έχει εφαρμοστεί με κάποιες ελαφρές τροποποιήσεις. Η δυσμενέστερη στάθμη αξιοπιστίας των γεωμετρικών δεδομένων συνολικά χαρακτηρίζεται «Ικανοποιητική» και ομοίως συμβαίνει για τη στάθμη όλων των δεδομένων της υφιστάμενης κατασκευής.

4.3 Προσομοίωση μοντέλου

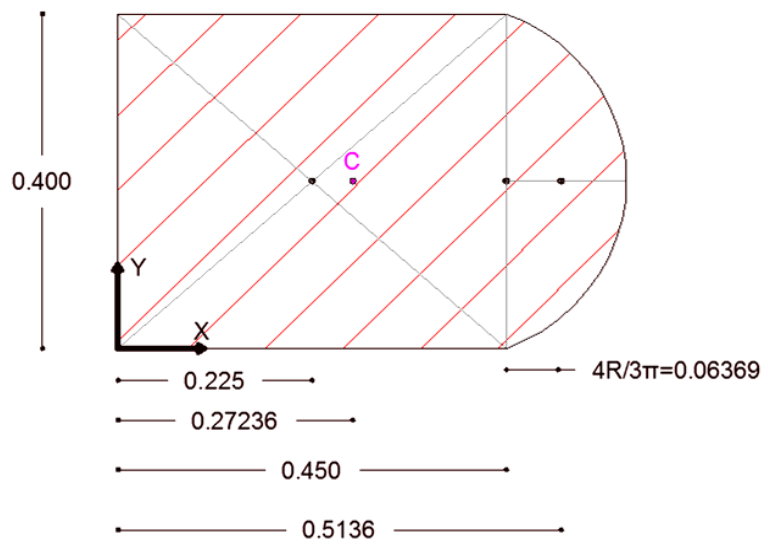
Για την αξιολόγηση της υφιστάμενης κατάστασης του σχολικού κτιρίου απαιτείται η προσομοίωσή του μέσω ενός μοντέλου που να ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα με τον πιστότερο τρόπο. Επιλέγεται η προσομοίωση του δομήματος στο περιβάλλον του λογισμικού *SAP 2000 version 14* μέσω χωρικού πλαισίου που συνίσταται από τη συμβολή κατακόρυφων και οριζόντιων γραμμικών στοιχείων – υποστυλώματα και δοκοί, αντίστοιχα. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί δίνονται ως ορθογωνικές διατομές. Οι υπάρχουσες πλάκες και οι τοιχοποιίες δεν εισάγονται στο μοντέλο, η φορτιστική τους επίδραση, ωστόσο, λαμβάνεται υπόψη με την εφαρμογή του κατάλληλου γραμμικά κατανεμημένου φορτίου απ' ευθείας στις περιβάλλουσες δοκούς του μορφώματος με τη μέθοδο των εμβαδών. Η μορφολογική και η στατική κανονικότητα⁶ του κτιρίου τόσο σε επίπεδο κάτοψης όσο και όψης εξασφαλίζεται αφού **i.** η λυγηρότητα του κτιρίου δεν υπερβαίνει την τιμή 4 ($L_{max}/L_{min}=36.35 \text{ m}/12.75 \text{ m} = 2.85 < 4.00$) και **ii.** το συνολικό εμβαδόν των οπών στην κάτοψη κάθε ορόφου [$(8.98 \text{ m} \times 4.464 \text{ m} = 40.087 \text{ m}^2) + (10.676 \text{ m} \times 8.98 \text{ m} = 95.871 \text{ m}^2) = 135.957 \text{ m}^2$] = $29\% \cdot F_{tot} < 35\% \cdot F_{tot}$, όπου $F_{tot} = 36.35 \text{ m} \times 12.75 \text{ m} = 463.463 \text{ m}^2$. Επιπροσθέτως, **iii.** δεν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος και **iv.** η μείωση της μάζας και της δυσκαμψίας με την αύξηση του ύψους των κατακόρυφων στοιχείων και τη μείωση της διατομής τους δεν υπερβαίνει από όροφο σε υψηλότερο όροφο το 50% του υποκείμενου (βλ. Σχ. 4.1 – 4.5). Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών διασφαλίζεται, επομένως, σε κάθε όροφο και εξασφαλίζεται στο προσομοίωμα με τον εξαναγκασμό της κοινής μετακίνησης των κόμβων για κάθε όροφο παρά τη μη εφαρμογή των πλακών στο μοντέλο. Για τον προσδιορισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών, επιπλέον, η γειννίαση με άλλα δομήματα επιτρέπεται να αγνοείται.

Στην κάτοψη του κάθε ορόφου (Σχ. 4.1 – 4.4) σημειώνονται αρχικά τα κέντρα βάρους των διατομών των κατακόρυφων στοιχείων και αντίστοιχα, στην τομή, τα κέντρα βάρους των διατομών των δοκών, έτσι ώστε να δημιουργηθεί ο κάρναβος (*coordinate system*) και πάνω σε αυτόν οι κόμβοι (*joints*), (Σχ. 4.10 – 4.14). Η ένωση των σημείων – κόμβων αυτών αποτελεί τη σχεδίαση των γραμμικών στοιχείων που συνιστούν το χωρικό πλαίσιο του μοντέλου λαμβάνοντας τα θεωρητικά μήκη των δοκών (*li*) από τα μέσα των διατομών των υποστυλωμάτων. Παρά τη μη ύπαρξη σπλισμού στα ακτινικά τμήματα των 0.15 m των σύνθετων διατομών των ακραίων υποστυλωμάτων, όπως απέδειξε η επί τόπου αποκάλυψη των ράβδων σε αυτά, κατά την τεκμηρίωση, αυτές προσομοιώνονται επ' ακριβώς (Σχ. 4.9). Ο υπολογισμός του κέντρου βάρους της σύνθετης διατομής έδωσε το εξής αποτέλεσμα:

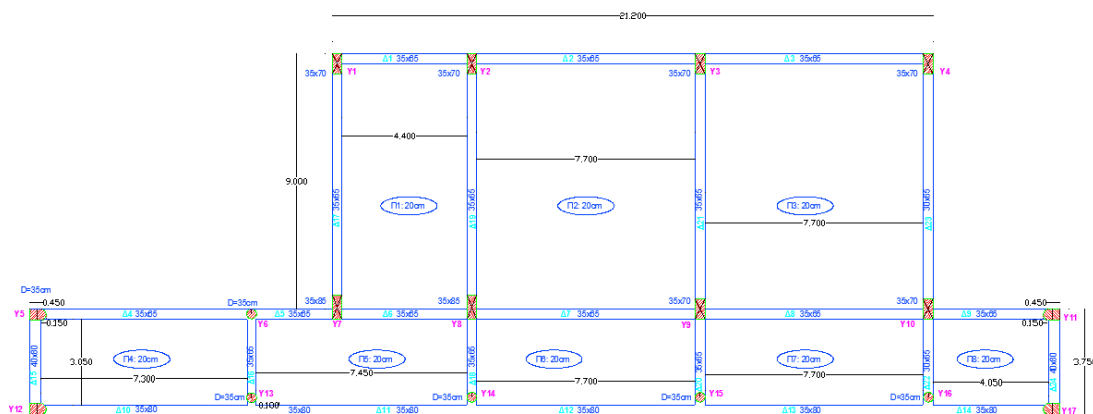
$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^2 x_i \cdot S_i}{\sum_{i=1}^2 S_i} = \frac{0.225 \cdot 0.45 \cdot 0.40 + 0.5136 \cdot 0.03534}{0.4 \cdot 0.45 + 0.03534} = 0.27236 \text{ m} \quad [4.6]$$

$$\psi_c = \frac{0.40}{2} = 0.20 \text{ m} \quad [4.7]$$

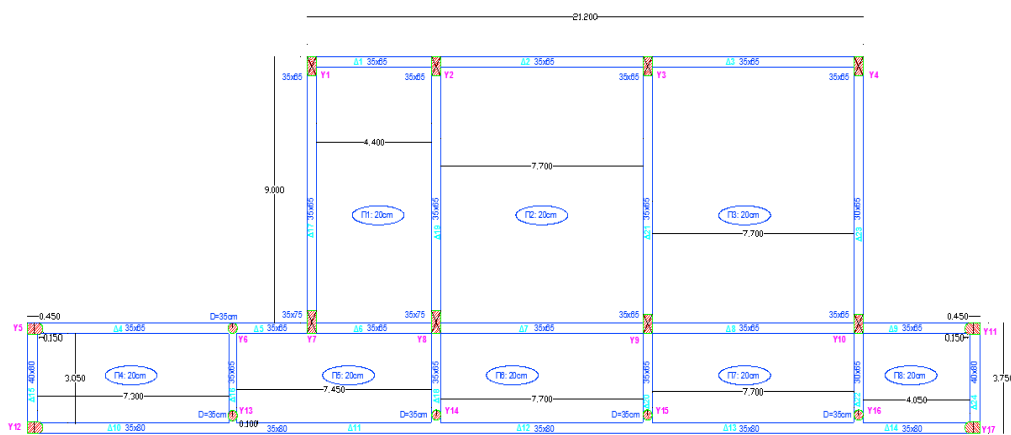
⁶ Τα κριτήρια που τίθενται από την Οδηγία του ευρωπαϊκού προτύπου (EN 1998-1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός - Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια) είναι αυστηρότερα αφού η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.



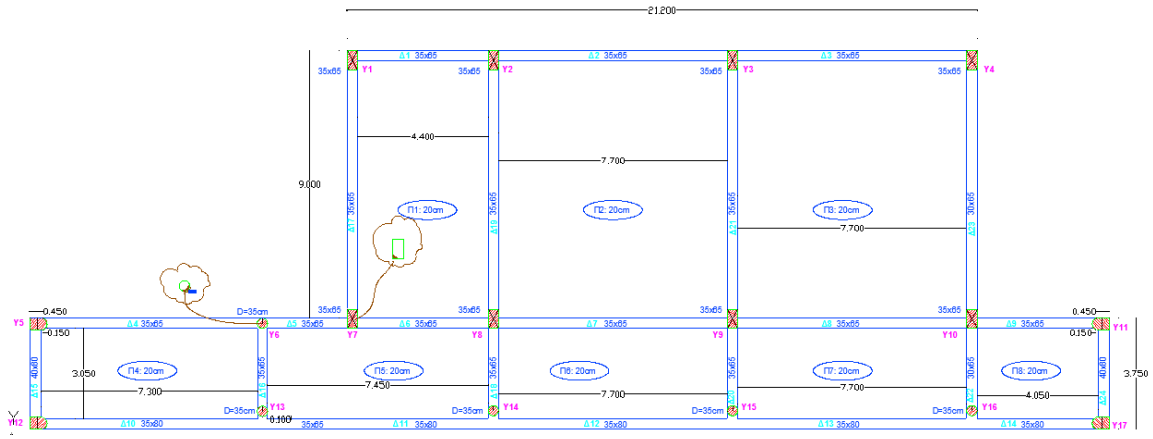
Σχήμα 4. 9 – Υπολογισμός του κέντρου βάρους σύνθετης διατομής υποστυλώματος



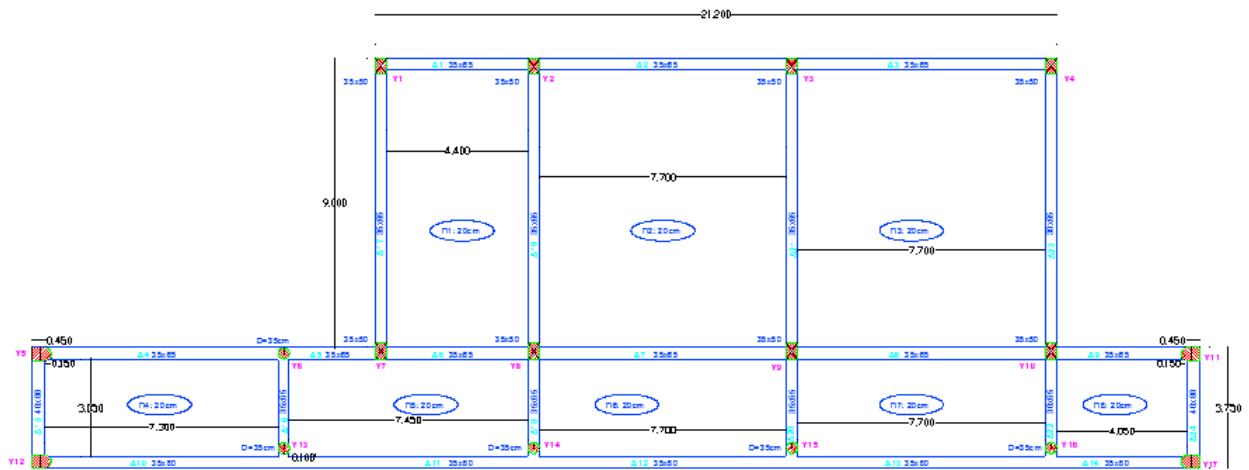
Σχήμα 4. 10 – Συντεταγμένες κέντρων βάρους διατομών υποστυλωμάτων ισογείου



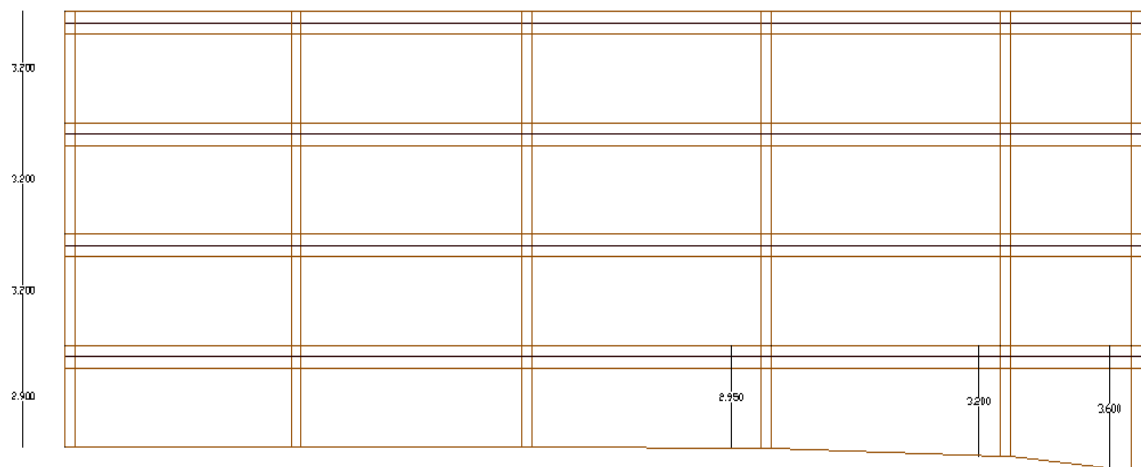
Σχήμα 4. 11 – Συντεταγμένες κέντρων βάρους διατομών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.12 – Συντεταγμένες κέντρων βάρους διατομών υποστυλωμάτων 2^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.13 – Συντεταγμένες κέντρων βάρους διατομών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου



Σχήμα 4.14 – Συντεταγμένες κέντρων βάρους διατομών δοκών κτιρίου

Το κτίριο έχει μοντελοποιηθεί συνολικά με 293 κόμβους που συνδέονται μεταξύ τους με ραβδωτά στοιχεία. Η αρίθμηση και οι συντεταγμένες των κόμβων βρίσκονται στον πίνακα που ακολουθεί (Σχ. 4.15):

TABLE: Joint Coordinates						
Joint	CoordSys	CoordType	SpecialJt	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	Text	Yes/No	m	m	m
1	GLOBAL	Cartesian	No	0	0	0
2	GLOBAL	Cartesian	No	0	0	2.5
3	GLOBAL	Cartesian	No	7.602	0.625	0
4	GLOBAL	Cartesian	No	7.602	0.625	2.575
5	GLOBAL	Cartesian	No	12.38533	12.23333	2.575
6	GLOBAL	Cartesian	No	13.96867	12.31667	2.575
7	GLOBAL	Cartesian	No	15.402	0.625	0
8	GLOBAL	Cartesian	No	15.402	0.625	2.575
9	GLOBAL	Cartesian	No	23.452	0.625	-0.05
10	GLOBAL	Cartesian	No	23.452	0.625	2.575
11	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	0.625	-0.3
12	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	0.625	2.575
13	GLOBAL	Cartesian	No	18.23533	12.4	2.575
14	GLOBAL	Cartesian	No	20.91867	12.4	2.575
15	GLOBAL	Cartesian	No	26.23533	12.4	2.575
16	GLOBAL	Cartesian	No	28.86867	12.4	2.575
17	GLOBAL	Cartesian	No	2.60067	3.49167	2.575
18	GLOBAL	Cartesian	No	5.20133	3.53333	2.575
19	GLOBAL	Cartesian	No	8.802	3.575	2.575
20	GLOBAL	Cartesian	No	9.802	3.575	2.575
21	GLOBAL	Cartesian	No	12.38533	3.65833	2.575
22	GLOBAL	Cartesian	No	35.855	0	-0.7
23	GLOBAL	Cartesian	No	35.855	0	2.5
24	GLOBAL	Cartesian	No	0	3.45	0
25	GLOBAL	Cartesian	No	0	3.45	2.575
26	GLOBAL	Cartesian	No	7.802	3.575	0
27	GLOBAL	Cartesian	No	7.802	3.575	2.575
28	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	3.575	0
29	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	3.575	2.575
30	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	3.825	0
31	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	3.825	2.575
32	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	3.75	-0.05
33	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	3.75	2.575
34	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	3.75	-0.3
35	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	3.75	2.575
36	GLOBAL	Cartesian	No	13.96867	3.74167	2.575
37	GLOBAL	Cartesian	No	18.23533	3.8	2.575
38	GLOBAL	Cartesian	No	36.205	3.35	-0.7
39	GLOBAL	Cartesian	No	36.205	3.35	2.575

40	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	12.15	0
41	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	12.15	2.575
42	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	12.4	0
43	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	12.4	2.575
44	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	12.4	-0.05
45	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	12.4	2.575
46	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	12.4	-0.3
47	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	12.4	2.575
48	GLOBAL	Cartesian	No	20.91867	3.775	2.575
49	GLOBAL	Cartesian	No	26.23533	3.75	2.575
50	GLOBAL	Cartesian	No	28.86867	3.75	2.575
51	GLOBAL	Cartesian	No	33.06967	3.61667	2.575
52	GLOBAL	Cartesian	No	34.63733	3.48333	2.575
53	GLOBAL	Cartesian	No	2.534	0	2.525
54	GLOBAL	Cartesian	No	5.068	0	2.55
55	GLOBAL	Cartesian	No	10.202	0	2.575
56	GLOBAL	Cartesian	No	12.802	0	2.575
57	GLOBAL	Cartesian	Yes	7.602	0	2.575
58	GLOBAL	Cartesian	Yes	31.502	0	2.575
59	GLOBAL	Cartesian	Yes	15.402	0	2.575
60	GLOBAL	Cartesian	Yes	23.452	0	2.575
61	GLOBAL	Cartesian	No	18.08533	0	2.575
62	GLOBAL	Cartesian	No	20.76867	0	2.575
63	GLOBAL	Cartesian	No	26.13533	0	2.575
64	GLOBAL	Cartesian	No	28.81867	0	2.575
65	GLOBAL	Cartesian	No	32.953	0	2.55
66	GLOBAL	Cartesian	No	34.404	0	2.525
67	GLOBAL	Cartesian	No	0	1.15	2.525
68	GLOBAL	Cartesian	No	0	2.3	2.55
69	GLOBAL	Cartesian	No	7.66867	1.60833	2.575
70	GLOBAL	Cartesian	No	7.73533	2.59167	2.575
71	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	6.43333	2.575
72	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	9.29167	2.575
73	GLOBAL	Cartesian	No	15.452	1.69167	2.575
74	GLOBAL	Cartesian	No	15.502	2.75833	2.575
75	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	6.68333	2.575
76	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	9.54167	2.575
77	GLOBAL	Cartesian	No	23.502	1.66667	2.575
78	GLOBAL	Cartesian	No	23.552	2.70833	2.575
79	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	6.63333	2.575
80	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	9.51667	2.575
81	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	1.66667	2.575
82	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	2.70833	2.575
83	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	6.63333	2.575
84	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	9.51667	2.575
85	GLOBAL	Cartesian	No	35.97167	1.11667	2.525

86	GLOBAL	Cartesian	No	36.08833	2.23333	2.55
87	GLOBAL	Cartesian	No	12.38533	12.29167	5.45
88	GLOBAL	Cartesian	No	13.96867	12.35833	5.45
89	GLOBAL	Cartesian	No	18.23533	12.425	5.45
90	GLOBAL	Cartesian	No	20.91867	12.425	5.45
91	GLOBAL	Cartesian	No	26.23533	12.425	5.45
92	GLOBAL	Cartesian	No	28.86867	12.425	5.45
93	GLOBAL	Cartesian	No	2.60067	3.49167	5.45
94	GLOBAL	Cartesian	No	5.20133	3.53333	5.45
95	GLOBAL	Cartesian	No	8.802	3.575	5.45
96	GLOBAL	Cartesian	No	9.802	3.575	5.45
97	GLOBAL	Cartesian	No	12.38533	3.64167	5.45
98	GLOBAL	Cartesian	No	13.96867	3.70833	5.45
99	GLOBAL	Cartesian	No	18.23533	3.75833	5.45
100	GLOBAL	Cartesian	No	20.91867	3.74167	5.45
101	GLOBAL	Cartesian	No	26.23533	3.725	5.45
102	GLOBAL	Cartesian	No	28.86867	3.725	5.45
103	GLOBAL	Cartesian	No	33.06967	3.6	5.45
104	GLOBAL	Cartesian	No	34.63733	3.475	5.45
105	GLOBAL	Cartesian	No	2.534	0	5.4
106	GLOBAL	Cartesian	No	5.068	0	5.425
107	GLOBAL	Cartesian	No	10.202	0	5.45
108	GLOBAL	Cartesian	No	12.802	0	5.45
109	GLOBAL	Cartesian	No	18.08533	0	5.45
110	GLOBAL	Cartesian	No	20.76867	0	5.45
111	GLOBAL	Cartesian	No	26.13533	0	5.45
112	GLOBAL	Cartesian	No	28.81867	0	5.45
113	GLOBAL	Cartesian	No	32.953	0	5.425
114	GLOBAL	Cartesian	No	34.404	0	5.4
115	GLOBAL	Cartesian	No	0	1.15	5.4
116	GLOBAL	Cartesian	No	0	2.3	5.425
117	GLOBAL	Cartesian	No	7.66867	1.60833	5.45
118	GLOBAL	Cartesian	No	7.73533	2.59167	5.45
119	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	6.45833	5.45
120	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	9.34167	5.45
121	GLOBAL	Cartesian	No	15.452	1.675	5.45
122	GLOBAL	Cartesian	No	15.502	2.725	5.45
123	GLOBAL	Cartesian	No	0	0	5.375
124	GLOBAL	Cartesian	No	7.602	0.625	5.45
125	GLOBAL	Cartesian	No	15.402	0.625	5.45
126	GLOBAL	Cartesian	No	23.452	0.625	5.45
127	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	0.625	5.45
128	GLOBAL	Cartesian	No	35.855	0	5.375
129	GLOBAL	Cartesian	No	0	3.45	5.45
130	GLOBAL	Cartesian	No	7.802	3.575	5.45
131	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	3.575	5.45

132	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	3.775	5.45
133	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	3.725	5.45
134	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	3.725	5.45
135	GLOBAL	Cartesian	No	36.205	3.35	5.45
136	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	12.225	5.45
137	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	12.425	5.45
138	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	12.425	5.45
139	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	12.425	5.45
140	GLOBAL	Cartesian	Yes	7.602	0	5.45
141	GLOBAL	Cartesian	Yes	31.502	0	5.45
142	GLOBAL	Cartesian	Yes	15.402	0	5.45
143	GLOBAL	Cartesian	Yes	23.452	0	5.45
144	GLOBAL	Cartesian	No	0	0	8.25
145	GLOBAL	Cartesian	No	7.602	0.625	8.325
146	GLOBAL	Cartesian	No	15.402	0.625	8.325
147	GLOBAL	Cartesian	No	23.452	0.625	8.325
148	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	0.625	8.325
149	GLOBAL	Cartesian	No	35.855	0	8.25
150	GLOBAL	Cartesian	No	0	3.45	8.325
151	GLOBAL	Cartesian	No	7.802	3.575	8.325
152	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	3.575	8.325
153	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	3.725	8.325
154	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	3.725	8.325
155	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	3.725	8.325
156	GLOBAL	Cartesian	No	36.205	3.35	8.325
157	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	12.15	8.325
158	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	12.425	8.325
159	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	12.425	8.325
160	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	12.425	8.325
161	GLOBAL	Cartesian	Yes	7.602	0	8.325
162	GLOBAL	Cartesian	Yes	31.502	0	8.325
163	GLOBAL	Cartesian	Yes	15.402	0	8.325
164	GLOBAL	Cartesian	Yes	23.452	0	8.325
165	GLOBAL	Cartesian	No	0	0	11.125
166	GLOBAL	Cartesian	No	7.602	0.625	11.2
167	GLOBAL	Cartesian	No	15.402	0.625	11.2
168	GLOBAL	Cartesian	No	23.452	0.625	11.2
169	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	0.625	11.2
170	GLOBAL	Cartesian	No	35.855	0	11.125
171	GLOBAL	Cartesian	No	0	3.45	11.2
172	GLOBAL	Cartesian	No	7.802	3.575	11.2
173	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	3.575	11.2
174	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	3.65	11.2
175	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	3.65	11.2
176	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	3.65	11.2
177	GLOBAL	Cartesian	No	36.205	3.35	11.2

178	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	12.3	11.2
179	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	12.5	11.2
180	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	12.5	11.2
181	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	12.5	11.2
182	GLOBAL	Cartesian	Yes	7.602	0	11.2
183	GLOBAL	Cartesian	Yes	31.502	0	11.2
184	GLOBAL	Cartesian	Yes	15.402	0	11.2
185	GLOBAL	Cartesian	Yes	23.452	0	11.2
186	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	6.65833	5.45
187	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	9.54167	5.45
188	GLOBAL	Cartesian	No	23.502	1.65833	5.45
189	GLOBAL	Cartesian	No	23.552	2.69167	5.45
190	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	6.625	5.45
191	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	9.525	5.45
192	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	1.65833	5.45
193	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	2.69167	5.45
194	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	6.625	5.45
195	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	9.525	5.45
196	GLOBAL	Cartesian	No	35.97167	1.11667	5.4
197	GLOBAL	Cartesian	No	36.08833	2.23333	5.425
198	GLOBAL	Cartesian	No	12.38533	12.24167	8.325
199	GLOBAL	Cartesian	No	13.96867	12.33333	8.325
200	GLOBAL	Cartesian	No	18.23533	12.425	8.325
201	GLOBAL	Cartesian	No	20.91867	12.425	8.325
202	GLOBAL	Cartesian	No	26.23533	12.425	8.325
203	GLOBAL	Cartesian	No	28.86867	12.425	8.325
204	GLOBAL	Cartesian	No	2.60067	3.49167	8.325
205	GLOBAL	Cartesian	No	5.20133	3.53333	8.325
206	GLOBAL	Cartesian	No	8.802	3.575	8.325
207	GLOBAL	Cartesian	No	9.802	3.575	8.325
208	GLOBAL	Cartesian	No	12.38533	3.625	8.325
209	GLOBAL	Cartesian	No	13.96867	3.675	8.325
210	GLOBAL	Cartesian	No	18.23533	3.725	8.325
211	GLOBAL	Cartesian	No	20.91867	3.725	8.325
212	GLOBAL	Cartesian	No	26.23533	3.725	8.325
213	GLOBAL	Cartesian	No	28.86867	3.725	8.325
214	GLOBAL	Cartesian	No	33.06967	3.6	8.325
215	GLOBAL	Cartesian	No	34.63733	3.475	8.325
216	GLOBAL	Cartesian	No	2.534	0	8.275
217	GLOBAL	Cartesian	No	5.068	0	8.3
218	GLOBAL	Cartesian	No	10.202	0	8.325
219	GLOBAL	Cartesian	No	12.802	0	8.325
220	GLOBAL	Cartesian	No	18.08533	0	8.325
221	GLOBAL	Cartesian	No	20.76867	0	8.325
222	GLOBAL	Cartesian	No	26.13533	0	8.325
223	GLOBAL	Cartesian	No	28.81867	0	8.325

224	GLOBAL	Cartesian	No	32.953	0	8.3
225	GLOBAL	Cartesian	No	34.404	0	8.275
226	GLOBAL	Cartesian	No	0	1.15	8.275
227	GLOBAL	Cartesian	No	0	2.3	8.3
228	GLOBAL	Cartesian	No	7.66867	1.60833	8.325
229	GLOBAL	Cartesian	No	7.73533	2.59167	8.325
230	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	6.43333	8.325
231	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	9.29167	8.325
232	GLOBAL	Cartesian	No	15.452	1.65833	8.325
233	GLOBAL	Cartesian	No	15.502	2.69167	8.325
234	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	6.625	8.325
235	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	9.525	8.325
236	GLOBAL	Cartesian	No	23.502	1.65833	8.325
237	GLOBAL	Cartesian	No	23.552	2.69167	8.325
238	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	6.625	8.325
239	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	9.525	8.325
240	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	1.65833	8.325
241	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	2.69167	8.325
242	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	6.625	8.325
243	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	9.525	8.325
244	GLOBAL	Cartesian	No	35.97167	1.11667	8.275
245	GLOBAL	Cartesian	No	36.08833	2.23333	8.3
246	GLOBAL	Cartesian	No	12.38533	12.36667	11.2
247	GLOBAL	Cartesian	No	13.96867	12.43333	11.2
248	GLOBAL	Cartesian	No	18.23533	12.5	11.2
249	GLOBAL	Cartesian	No	20.91867	12.5	11.2
250	GLOBAL	Cartesian	No	26.23533	12.5	11.2
251	GLOBAL	Cartesian	No	28.86867	12.5	11.2
252	GLOBAL	Cartesian	No	2.60067	3.49167	11.2
253	GLOBAL	Cartesian	No	5.20133	3.53333	11.2
254	GLOBAL	Cartesian	No	8.802	3.575	11.2
255	GLOBAL	Cartesian	No	9.802	3.575	11.2
256	GLOBAL	Cartesian	No	12.38533	3.6	11.2
257	GLOBAL	Cartesian	No	13.96867	3.625	11.2
258	GLOBAL	Cartesian	No	18.23533	3.65	11.2
259	GLOBAL	Cartesian	No	20.91867	3.65	11.2
260	GLOBAL	Cartesian	No	26.23533	3.65	11.2
261	GLOBAL	Cartesian	No	28.86867	3.65	11.2
262	GLOBAL	Cartesian	No	33.06967	3.55	11.2
263	GLOBAL	Cartesian	No	34.63733	3.45	11.2
264	GLOBAL	Cartesian	No	2.534	0	11.15
265	GLOBAL	Cartesian	No	5.068	0	11.175
266	GLOBAL	Cartesian	No	10.202	0	11.2
267	GLOBAL	Cartesian	No	12.802	0	11.2
268	GLOBAL	Cartesian	No	18.08533	0	11.2
269	GLOBAL	Cartesian	No	20.76867	0	11.2

270	GLOBAL	Cartesian	No	26.13533	0	11.2
271	GLOBAL	Cartesian	No	28.81867	0	11.2
272	GLOBAL	Cartesian	No	32.953	0	11.175
273	GLOBAL	Cartesian	No	34.404	0	11.15
274	GLOBAL	Cartesian	No	0	1.15	11.15
275	GLOBAL	Cartesian	No	0	2.3	11.175
276	GLOBAL	Cartesian	No	7.66867	1.60833	11.2
277	GLOBAL	Cartesian	No	7.73533	2.59167	11.2
278	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	6.48333	11.2
279	GLOBAL	Cartesian	No	10.802	9.39167	11.2
280	GLOBAL	Cartesian	No	15.452	1.63333	11.2
281	GLOBAL	Cartesian	No	15.502	2.64167	11.2
282	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	6.6	11.2
283	GLOBAL	Cartesian	No	15.552	9.55	11.2
284	GLOBAL	Cartesian	No	23.502	1.63333	11.2
285	GLOBAL	Cartesian	No	23.552	2.64167	11.2
286	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	6.6	11.2
287	GLOBAL	Cartesian	No	23.602	9.55	11.2
288	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	1.63333	11.2
289	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	2.64167	11.2
290	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	6.6	11.2
291	GLOBAL	Cartesian	No	31.502	9.55	11.2
292	GLOBAL	Cartesian	No	35.97167	1.11667	11.15
293	GLOBAL	Cartesian	No	36.08833	2.23333	11.175

Σχήμα 4. 15 – Συντεταγμένες κόμβων προσομοιώματος

Αμέσως παρακάτω ακολουθούν οι επεξηγήσεις των συνημμένων σχημάτων για τον τρόπο που ρυθμίστηκαν οι απαιτούμενες λεπτομέρειες του μοντέλου. Οι μονάδες μέτρησις είναι σε kN, m και C.

Για τις ιδιότητες των υλικών παρουσιάζονται οι καρτέλες από το περιβάλλον του προγράμματος αναπαράστασης και ανάλυσης (Σχ. 4.16 – 4.17):

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: beton ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2.5493

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 28000000

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 11666667

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 24000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Σχήμα 4. 16 – Καρτέλα σκυροδέματος C16/20

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Oplismo ■

Material Type: Rebar

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.849

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1.999E+08

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 76903069

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 220000

Minimum Tensile Stress, Fu: 413685.5

Expected Yield Stress, Fye: 303369.35

Expected Tensile Stress, Fue: 455054

Switch To Advanced Property Display

Σχήμα 4. 17 – Καρτέλα χάλυβα σπλισμού τύπου Stahl I

Κατά την τεκμηρίωση του δομήματος διαπιστώθηκε ο υπάρχων οπλισμός των υποστρωμάτων ο οποίος παρουσιάζεται στον κάτωθι πίνακα (Σχ. 4.19). Για όσα κατακόρυφα στοιχεία δε διατίθενται πληροφορίες σχετικά με τη διάταξη και τις λεπτομέρειες των οπλισμών εφαρμόστηκε η ελάχιστη απαίτηση έναντι κάμψης σύμφωνα με τον Κ.Ω.Σ. 1954 όπου η ελάχιστη χρησιμοποιούμενη διάμετρος (Φ_{min}) είναι αυτή των 14 mm και το ελάχιστο απαιτούμενο ποσοστό επί της επιφάνειας της διατομής είναι, $\omega_{min} = 0.008$. Η διάταξη του Κ.Ω.Σ. 1954, επιπλέον, σχετικά με τους «χάλυβες» επιβεβαιώνει τη λήψη της ονομαστικής τάσης διαρροής (f_{yk}) ίσης με 220 MPa, ως ο «Κοινός Χάλυψ Ι», (Σχ. 4.18), ενώ το πάχος της επικάλυψης τόσο για τα κατακόρυφα όσο και για τα οριζόντια στοιχεία λαμβάνεται ως το ελάχιστο σύμφωνα με τον ίδιο Κανονισμό, δηλαδή $c = 2.00$ cm. Στο «Άρθρον 40» περί «Διατάξεως οπλισμών» αναφέρεται, επίσης, ο περιορισμός στις σειρές του τοποθετούμενου οπλισμού στις δοκούς στις 2 εφελκόμενου και στη 1 θλιβόμενου, καθώς και η ελάχιστη καθαρή απόσταση (d_{max}) μεταξύ των ράβδων της ίδιας σειράς, ως η μέγιστη τιμή μεταξύ της μεγαλύτερης τοποθετούμενης διαμέτρου (Φ_{max}) και των 20 mm, πληροφορίες απαραίτητες για την επιλογή του οπλισμού στις δοκούς (Σχ. 4.20) κατά την προσομοίωση αφού οι σχετικές πληροφορίες ήταν ελλιπείς.

ΠΙΝΑΚΑΣ Ι					
Κατηγορία	ΕΝΔΕΙΞΕΙΣ	Διάμετρος mm	Ελάχιστον δύο διαφορές Kg/cm ²	Αντοχή επί εφελκυσμών Kg/cm ²	Ελάχιστη μόνιμη επιμήκυνση προτύπου δοκιμίου %
1	2	3	4	5	6
I	Κοινός Χάλυψ Ι		2200	3400-5000	18
II ^a	Χάλυψ II (φυσικώς σκληρός μέχρι τούδε «χάλυψ υψηλής αντοχής»)	≤ 18	3600	5000-6200	20
		> 18	3400		5000-6400
II ^b	Ειδικός χάλυψ II (κατεργασμένος εν ψυχρώ)	≤ 18	3600	} ≥ 5000	14
		> 18	3400		
III ^a	Χάλυψ III (φυσικώς σκληρός)	≤ 18	4200	} ≥ 5000	18
		> 18	4000		
III ^b	Ειδικός Χάλυψ III (κατεργασμένος εν ψυχρώ) Μόνον υπό ειδική μορφή	≤ 18	4200	} ≥ 5000	8
		> 18	4000		
IV ^a	Χάλυψ IV (φυσικώς σκληρός)		5000	—	16
IV ^b	Ειδικός χάλυψ IV (κατεργασμένος εν ψυχρώ δικτυωτός οπλισμός μετά αμετατόπιστων κόμβων ως π.χ. δικτυωτά ελάσματα).		5000	—	8

Σχήμα 4. 18 – Χάλυβες (σύμφωνα με τις Οδηγίες του Κ.Ω.Σ. 1954)

ΙΣΟΓΕΙΟ

Υποστύλωμα	h (cm)	b (cm)	Εμβαδόν, cm ²	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (0.8 %)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (1 %)	Μέγιστος οπλισμός, cm ² (4 %)	Υπάρχων συνολικός οπλισμός, cm ²	Παράλληλα στη x (Σεισμός στην ψ)	Παράλληλα στην ψ (Σεισμός στη x)	Συμμετρικά (ένα σε κάθε γωνία)
Y1	70.00	35.00	2450.00	19.60	24.50	98.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y2	70.00	35.00	2450.00	19.60	24.50	98.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y3	70.00	35.00	2450.00	19.60	24.50	98.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y4	70.00	35.00	2450.00	19.60	24.50	98.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y5	40.00	45.00	2233.75	17.87	22.34	89.35	12.56			4Φ20(=12.56)
Y6			962.50	7.70	9.63	38.50	15.40			4Φ22(=15.20)
Y7	85.00	35.00	2975.00	23.80	29.75	119.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y8	85.00	35.00	2975.00	23.80	29.75	119.00	19.60	2Φ20(=6.28)	3Φ20(=9.42)	
Y9	70.00	35.00	2450.00	19.60	24.50	98.00	19.60	2Φ20(=6.28)	3Φ20(=9.42)	
Y10	70.00	35.00	2450.00	19.60	24.50	98.00	11.01			4Φ18(=10.20)
Y11	40.00	45.00	2233.75	17.87	22.34	89.35	12.56			4Φ20(=12.56)
Y12	40.00	45.00	2233.75	17.87	22.34	89.35	12.56			4Φ20(=12.56)
Y13			962.50	7.70	9.63	38.50	11.01			4Φ18(=10.20)
Y14			962.50	7.70	9.63	38.50	11.01			4Φ18(=10.20)
Y15			962.50	7.70	9.63	38.50	11.01			4Φ18(=10.20)
Y16			962.50	7.70	9.63	38.50	11.01			4Φ18(=10.20)
Y17	40.00	45.00	2233.75	17.87	22.34	89.35	12.56			4Φ20(=12.56)

Α' ΟΡΟΦΟΣ

Υποστύλωμα	h (cm)	b (cm)	Εμβαδόν, cm ²	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (0.8 %)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (1 %)	Μέγιστος οπλισμός, cm ² (4 %)	Υπάρχων συνολικός οπλισμός, cm ²	Παράλληλα στη x (Σεισμός στην ψ)	Παράλληλα στην ψ (Σεισμός στη x)	Συμμετρικά (ένα σε κάθε γωνία)
Y1	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y2	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y3	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y4	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y5	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y6			962.50	7.70	9.63	38.50	15.40			4Φ22(=15.2)
Y7	75.00	35.00	2625.00	21.00	26.25	105.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y8	75.00	35.00	2625.00	21.00	26.25	105.00	21.00	2Φ22(=7.602)	3Φ22(=11.403)	
Y9	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	18.20			4Φ24(=18.1)
Y10	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	11.01			4Φ18(=10.2)
Y11	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y12	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y13			962.50	7.70	9.63	38.50	11.01			4Φ18(=10.2)
Y14			962.50	7.70	9.63	38.50	11.01			4Φ18(=10.2)
Y15			962.50	7.70	9.63	38.50	11.01			4Φ18(=10.2)
Y16			962.50	7.70	9.63	38.50	11.01			4Φ18(=10.2)
Y17	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)

Β' ΟΡΟΦΟΣ

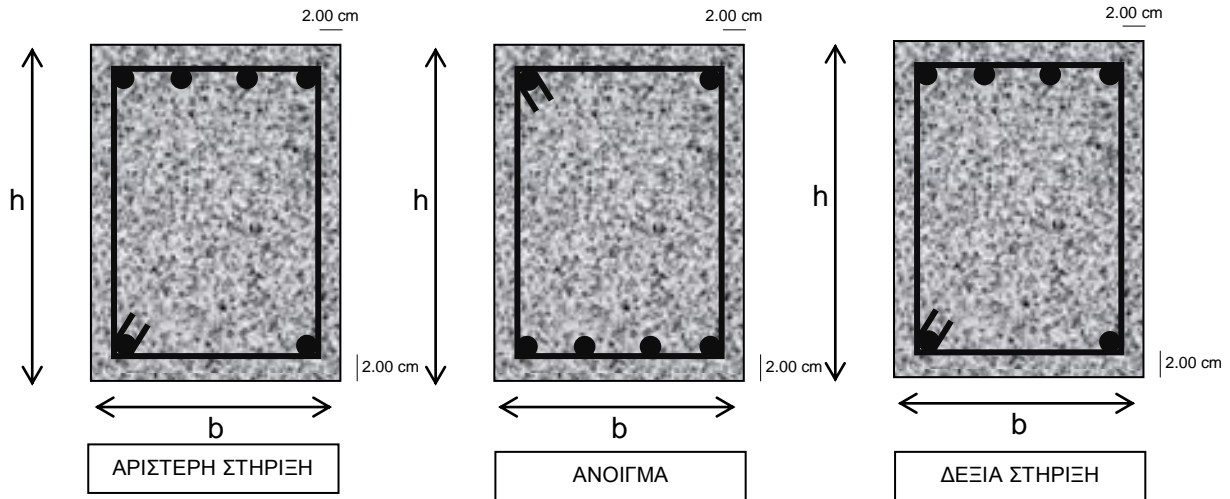
Υποστώλιωμα	h (cm)	b (cm)	Εμβαδόν, cm ²	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (0.8 %)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (1 %)	Μέγιστος οπλισμός, cm ² (4 %)	Υπάρχων συνολικός οπλισμός, cm ²	Παράλληλα στη x (Σεισμός στην ψ)	Παράλληλα στην ψ (Σεισμός στη x)	Συμμετρικά (ένα σε κάθε γωνία)
Y1	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y2	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y3	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y4	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y5	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y6			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y7	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y8	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y9	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	15.40	2Φ18(=5.089)	3Φ18(=7.634)	
Y10	65.00	35.00	2275.00	18.20	22.75	91.00	7.34			4Φ16(=8.04)
Y11	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y12	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y13			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y14			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y15			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y16			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y17	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)

Γ' ΟΡΟΦΟΣ

Υποστώλιωμα	h (cm)	b (cm)	Εμβαδόν, cm ²	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (0.8 %)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (1 %)	Μέγιστος οπλισμός, cm ² (4 %)	Υπάρχων συνολικός οπλισμός, cm ²	Παράλληλα στη x (Σεισμός στην ψ)	Παράλληλα στην ψ (Σεισμός στη x)	Συμμετρικά (ένα σε κάθε γωνία)
Y1	50.00	35.00	1750.00	14.00	17.50	70.00	15.40			4Φ22(=15.2)
Y2	50.00	35.00	1750.00	14.00	17.50	70.00	15.40			4Φ22(=15.2)
Y3	50.00	35.00	1750.00	14.00	17.50	70.00	15.40			4Φ22(=15.2)
Y4	50.00	35.00	1750.00	14.00	17.50	70.00	15.40			4Φ22(=15.2)
Y5	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y6			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y7	50.00	35.00	1750.00	14.00	17.50	70.00	15.40			4Φ22(=15.2)
Y8	50.00	35.00	1750.00	14.00	17.50	70.00	15.40			4Φ22(=15.2)
Y9	50.00	35.00	1750.00	14.00	17.50	70.00	15.40			4Φ22(=15.2)
Y10	50.00	35.00	1750.00	14.00	17.50	70.00	7.34			4Φ16(=8.04)
Y11	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y12	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)
Y13			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y14			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y15			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y16			962.50	7.70	9.63	38.50	7.34			4Φ16(=8.04)
Y17	40.00	45.00	2234.00	17.87	22.34	89.36	12.56			4Φ20(=12.56)

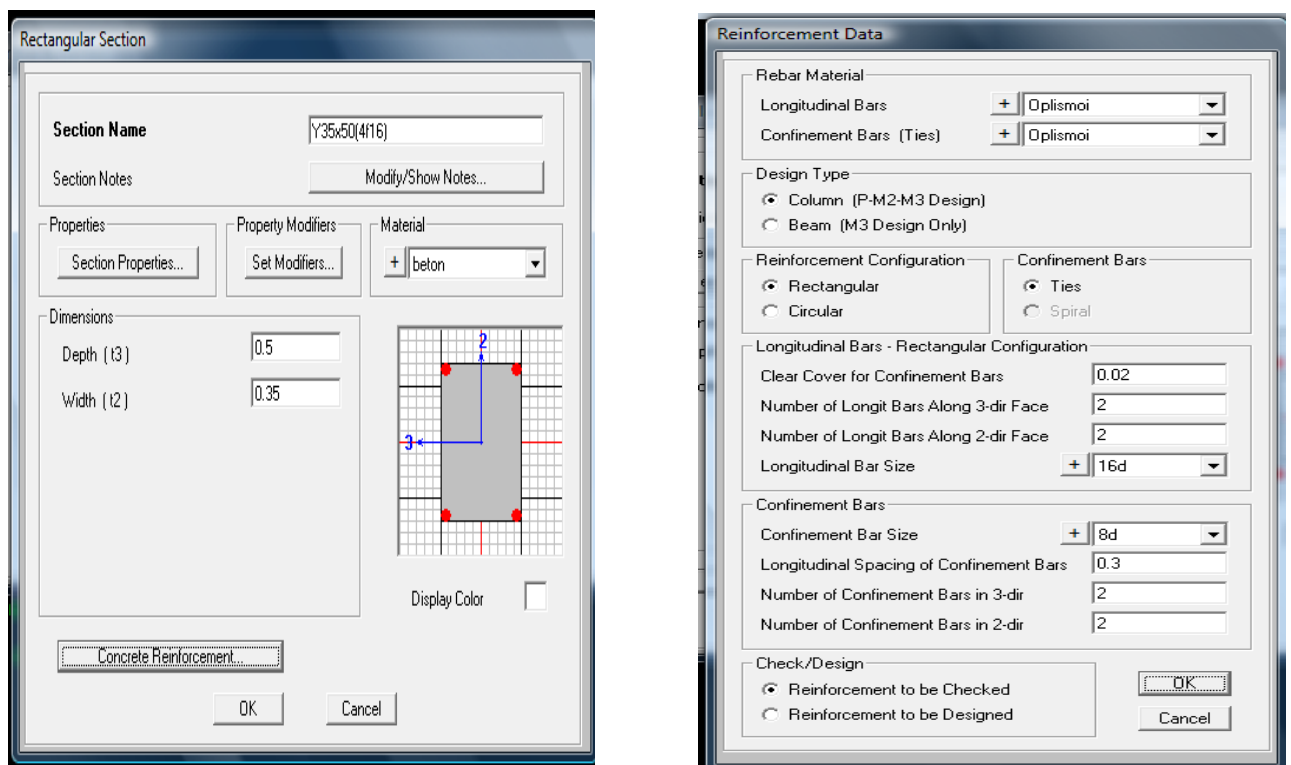
Σχ. 4. 19 – Πίνακες οπλισμών υποστυλωμάτων (Στα κενά κελιά του Πίνακα αντιστοιχεί η κυκλική διατομή διαμέτρου, D = 0.35 m ενώ οι συνδετήρες είναι παντού Φ8/30)

Ο συνήθης τρόπος όπλισης των δοκών την περίοδο κατασκευής του υπό μελέτη σχολικού κτιρίου όπου ήθελε περισσότερο δύσκαμπτες διατομές στις δοκούς ως προς την επιλογή του οπλισμού, καθώς ο σχεδιασμός των κόμβων δε διεπόταν από τις ικανοτικές διατάξεις, αλλά με μεγάλα μήκη ανοιγμάτων, η έρευνα και οι διατάξεις του Κ.Ω.Σ. 1954 έδωσαν τις παρακάτω πληροφορίες για τη διάταξη του οπλισμού των δοκών:

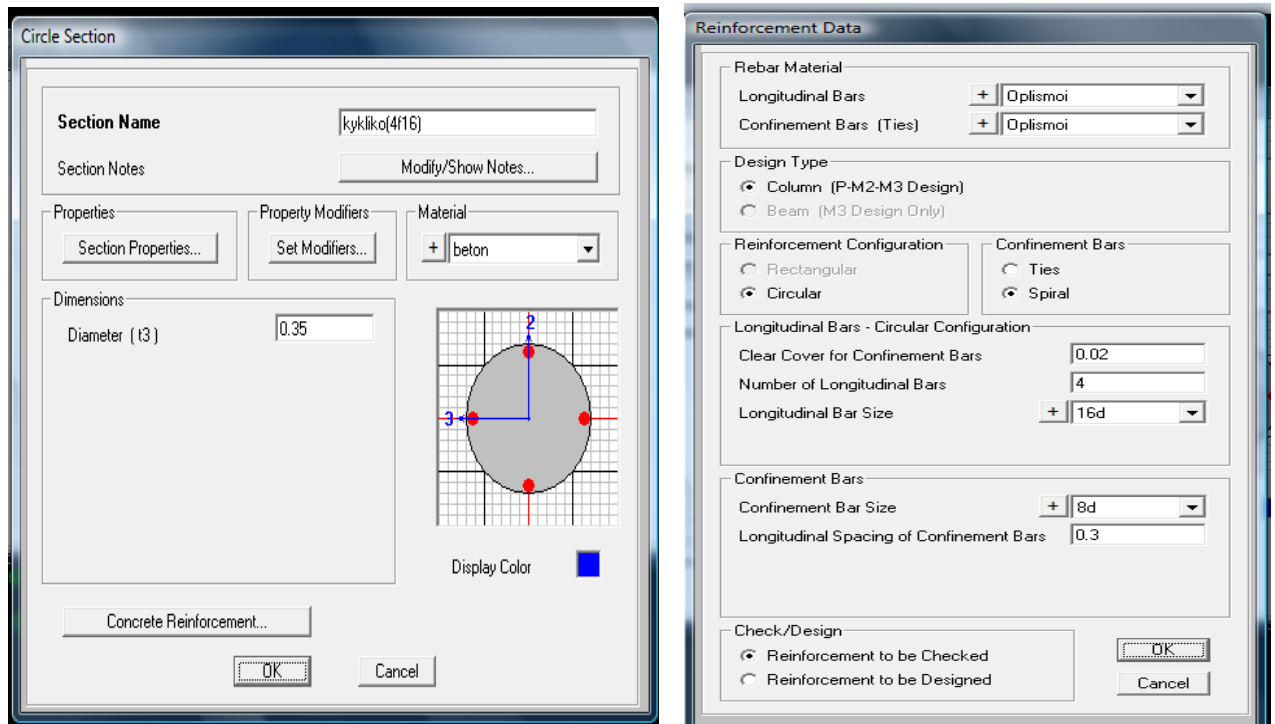


Σχήμα 4. 20 – Διατομές δοκών (Για $l_i < 6.00$ m: $\Phi 18$, για $l_i \geq 6.00$ m: $\Phi 20$ και σε κάθε περίπτωση εγκάρσιος οπλισμός $\Phi 8/30$)

Με τη βοήθεια της εντολής *Define, Frame Sections, Add* και *Concrete* δημιουργήθηκαν οι εκάστοτε διατομές των υποστυλωμάτων για το δημιουργηθέν υλικό *Beton* (Σχ. 4.16) τόσο για την πλειοψηφία των ορθογωνικών διατομών (*Rectangular Sections*) όσο και των κυκλικών (*Circle Sections*). Ενδεικτικά παρουσιάζονται δύο αντίστοιχες καρτέλες από το λογισμικό της αναπαράστασης στα Σχ. 4.21 και 4.22:

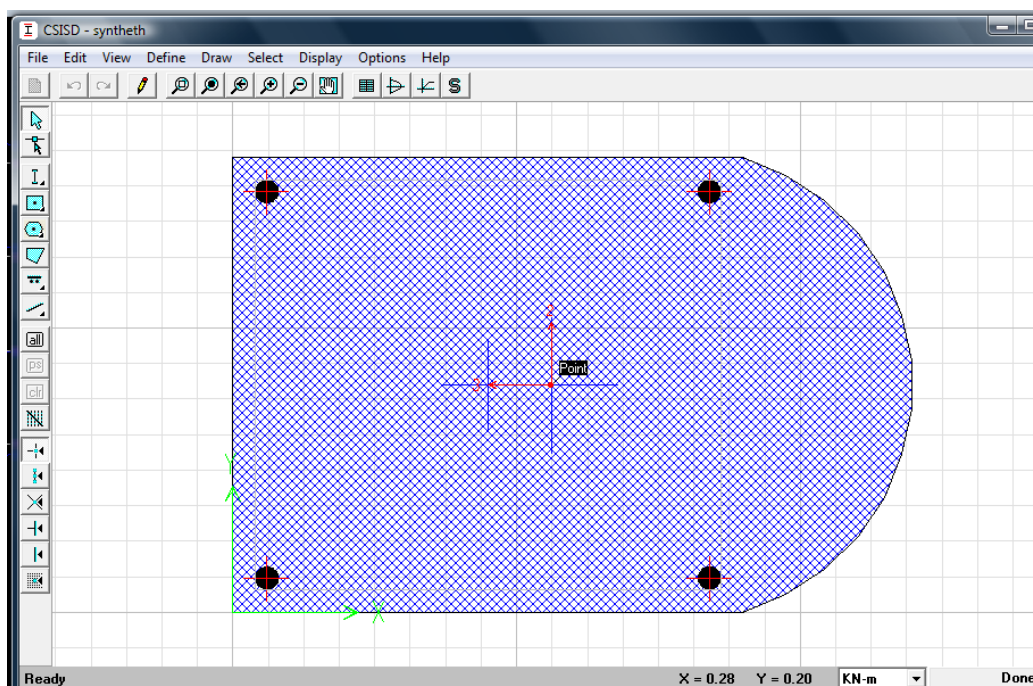


Σχήμα 4. 21 – Εισαγωγή ορθογωνικής διατομής υποστυλώματος και οπλισμού του



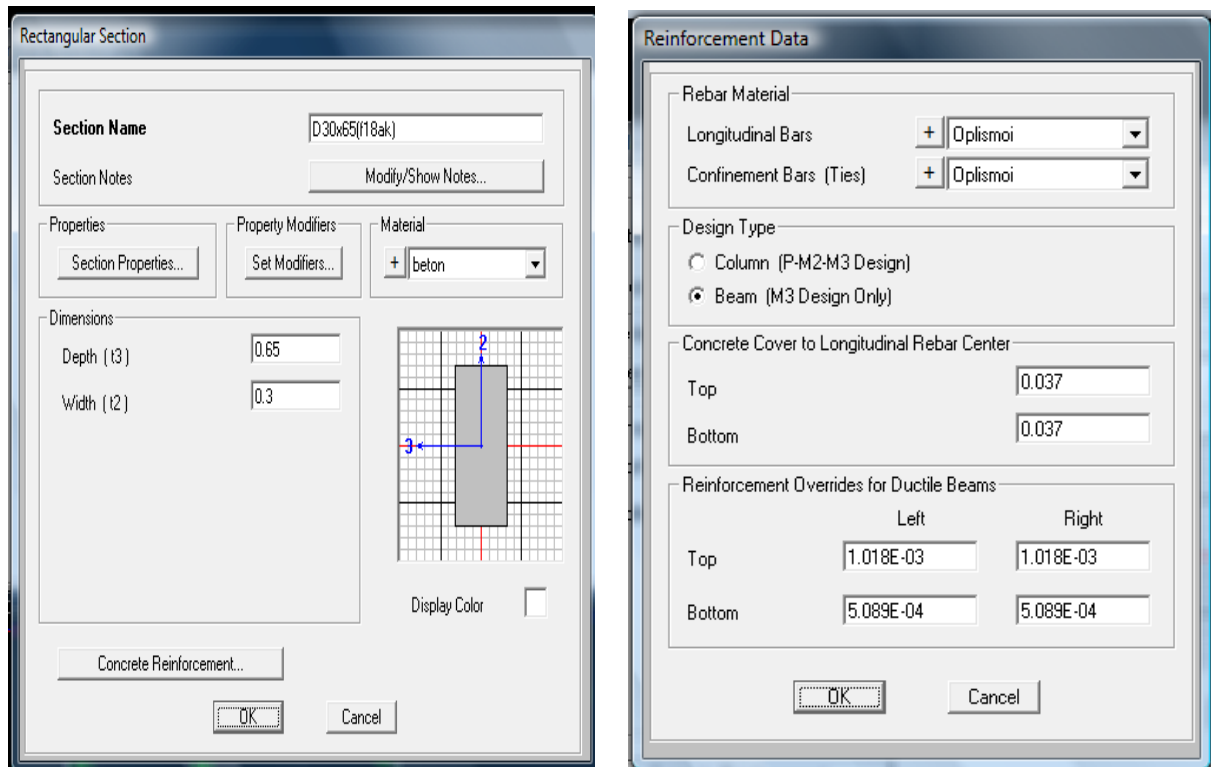
Σχήμα 4. 22 – Εισαγωγή κυκλικής διατομής υποστυλώματος και οπλισμού του

Η σύνθετη διατομή των ακραίων υποστυλωμάτων (Σχ. 4.23) εισάγεται στο μοντέλο με τη χρήση της επιλογής *Section Designer* εφόσον δεν υπάρχει τυποποιημένη διατομή της ζητούμενης μορφής στην κατηγορία του σκυροδέματος. Οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους συμπίπτουν με αυτές που υπολογίστηκαν στις σχέσεις [4.6] και [4.7].



Σχήμα 4. 23 – Σχεδιασμός σύνθετης διατομής ακραίων υποστυλωμάτων

Η διαδικασία εισαγωγής των διατομών των δοκών είναι παρόμοια με αυτή για τα υποστυλώματα με τη διαφορά ότι το κάθε οριζόντιο στοιχείο τέμνεται σε τρία μέρη έτσι ώστε να αποδοθούν, αντίστοιχα, οι διατομές των στηρίξεων και του ανοίγματος σε αυτό και επιπλέον, η εισαγωγή της κάθε νέας διατομής γίνεται ως «δοκός» (beam) σκυροδέματος και όχι, προφανώς, ως «υποστύλωμα» (column) με τις αντίστοιχες τροποποιήσεις στις καρτέλες των οπλισμών (Σχ. 4.24).



Σχήμα 4. 24 – Εισαγωγή ορθογωνικής διατομής δοκού και οπλισμού

4.3.1 Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Είναι γνωστό ότι όταν μία διατομή σκυροδέματος βρίσκεται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνεται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην παραλαβή των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της *δυσκαμψίας*, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται.

Το λογισμικό SAP δε λαμβάνει υπόψη τη μείωση αυτή, επομένως πρέπει να εισαχθεί η πληροφορία αυτή στα χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής του προσομοιώματος. Ο υπολογισμός του ποσοστού της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη των τάσεων πραγματοποιείται με το λόγο K_{eff}/K_{el} , όπου K_{eff} είναι η ενεργός δυσκαμψία κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ ($(E_c \cdot I)_{eff}$) και K_{el} η γεωμετρική δυσκαμψία ($= E_c \cdot I$). Έπειτα, ο λόγος αυτός τίθεται στα *modifiers* κάθε διατομής, στη θέση του *moment of inertia around 3* για τις δοκούς, αφού ο άξονας 3 είναι ο κύριος για αυτές και στη θέση του *moment of inertia around 3 and around 2* για τα υποστυλώματα, αφού οι στύλοι υπόκεινται σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη.

Ο τύπος υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας των διατομών γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης [4.8].

$$K_{\text{eff}} = \frac{M_y \cdot L_s}{3 \cdot \theta_y} \quad [4.8]$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου ενώ ως L_s ορίζεται το μήκος μεταξύ της ακραίας διατομής του στοιχείου και του σημείου μηδενισμού των ροπών κάμψης.

Το Παράρτημα 7^A του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περιγράφει έναν αρκετά απλοποιημένο αλγόριθμο προσέγγισης της M_y ορθογωνικών διατομών οποίος εφαρμόζεται και στους υπολογισμούς του παρόντος προσομοιώματος έτσι ώστε να εκτιμηθεί σύμφωνα με τη σχέση [4.8] το ποσοστό της ενεργής δυσκαμψίας. Ο αλγόριθμος αυτός ισχύει, επιπλέον και για διατομές τύπου «Γ», «Τ», «Π» κτλ. εφόσον η θλιβόμενη ζώνη τους έχει σταθερό πλάτος b , συνθήκη η οποία ελέγχεται με βάση το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ($\xi_y \cdot d$) με το ξ_y να υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση [4.11]. Επομένως, εάν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού τότε η καμπυλότητα στη διαρροή ($1/r_y$) υπολογίζεται από τη σχέση [4.9], ενώ εάν οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του $\varepsilon_c \approx 1.8 \cdot f_c / E_c$) τότε υπολογίζεται από την [4.10]. Ως καμπυλότητα διαρροής λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των δύο, ως η δυσμενέστερη.

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s \cdot (1 - \xi_y) \cdot d} \quad [4.9]$$

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y \cdot d} \approx \frac{1.8 \cdot f_c}{E_c \cdot \xi_y \cdot d} \quad [4.10]$$

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{0.5} - \alpha \cdot A \quad [4.11]$$

όπου $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$ και τα A , B προσδιορίζονται από τις [4.12] και [4.13] εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυρόδεμα, αντίστοιχα. Στις εξισώσεις, ρ , ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο $b \cdot d$), d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο με θετικό πρόσημο για τη θλίψη.

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y}$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} \quad [4.12]$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{b \cdot d \cdot \varepsilon_c \cdot E_s} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot f_c \cdot a}$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') \quad [4.13]$$

Αντί των παραπάνω σχέσεων, για την καμπυλότητα στη διαρροή μπορούν να χρησιμοποιηθούν και οι ημι - εμπειρικές εξισώσεις [4.14] και [4.15] για υποστυλώματα – δοκούς και για τοιχώματα, αντίστοιχα:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.77 \cdot f_y}{E_s \cdot h} \quad \text{ή}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.55 \cdot f_y}{E_s \cdot d} \quad [4.14]$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.44 \cdot f_y}{E_s \cdot h} \quad \text{ή}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.36 \cdot f_y}{E_s \cdot d} \quad [4.15]$$

Με δεδομένη την καμπυλότητα διαρροής, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως,

$$\frac{M_y}{b \cdot d^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{ E_c \cdot \frac{\xi_y^2}{2} \cdot \left(0.5 \cdot (1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y) \cdot \rho + (\xi_y - \delta') \cdot \rho' + \frac{\rho_v}{6} \cdot (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \cdot \frac{E_s}{2} \right\} \quad [4.16]$$

Στον υπολογισμό της παραμόρφωσης διαρροής του στοιχείου (θ_y) πρέπει να λαμβάνεται υπόψη τόσο η συμβολή της κάμψης όσο και της διάτμησης. Η συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής μπορεί να εκτιμηθεί βάσει της τιμής της καμπυλότητας διαρροής, $(1/r)_y$. Η θ_y για δοκούς και υποστυλώματα, όταν οι παραμορφώσεις « δ » αναφέρονται στο σύνολο του μήκους $L_s = a_s \cdot h$ στο άκρο δομικού στοιχείου, δίνεται με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., από τον τύπο [4.17]. Ο 1^{ος} όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2^{ος} όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου (f_y και f_c σε Μρα).

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{L_s + a_y \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left[1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right] + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad [4.17]$$

Στην παραπάνω εξίσωση το h είναι το ύψος της διατομής του στοιχείου, το d_b η διάμετρος του διαμήκους σπλισμού, ενώ το L_s είναι ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών όπως έχει προαναφερθεί και ορίζεται ως εξής:

- ▶ Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.
- ▶ Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.

- ▶ Σε υποστυλώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό της καθαρής απόστασης δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο της κάμψης.

Ο όρος $a_v \cdot z$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σε αυτές, z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ίσος με $0.90 \cdot d$, ο δε συντελεστής a_v ισούται με 1 εάν η τέμνουσα V_{Rd1} , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

Τελικά, η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται στις δύο ακραίες διατομές του. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη - συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K_{eff} για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

Παρακάτω, παρουσιάζεται ενδεικτικά ο υπολογισμός της M_y της διατομής ενός από τα ακραία υποστυλώματα με τη σύνθετη διατομή (Y17 ισογείου) με τη βοήθεια λογιστικού φύλλου εργασίας Microsoft Office Excel (Σχ. 4.25). Οι αναλυτικές τιμές για τις ενεργές δυσκαμψίες των διατομών των στοιχείων παρατίθενται στους πίνακες της §5.3.4 μαζί με τις τιμές των γωνιών στροφής χορδής.

ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω διαρροής χάλυβα		ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος
E_s (MPa)	200000	
E_c (MPa)	27500	
b (mm)	400	
h (mm)	450	
d (mm)	449.962	
d' (mm)	38	
f_y (MPa)	220	
f_{cm} (MPa)	24	
$\alpha =$	7.272727273	
A_s (mm ²)	628	
$A_{s'}$ (mm ²)	628	
A_{s_v} (mm ²)	0	
$\rho =$	0.003489184	
$\rho' =$	0.003489184	
$\rho_v =$	0	
N_{sd} (N)	438681	
$A =$	0.018057106	-0.000779314
$\delta' =$	0.084451576	
$B =$	0.014862589	0.003783851
$\xi_y/d =$	0.351820723	0.240337616
ξ_y (mm) =	158.3059561	450.2023376

(1/r) γ λόγω διαρροής χάλυβα (mm^{-1})=	3.77157E-06
(1/r) γ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος (mm^{-1})=	9.92325E-06
επιλέγεται ως δυσμενέστερη η min	0.000003772
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ	4.32667E-06
M_y (kN-m)=	139.5991221

Σχήμα 4. 25 – Υπολογισμός ροπής διαρροής του Υ17 του ισογείου με τους προσεγγιστικούς τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.3.2 Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τις γραμμικές αναλύσεις και αναπαράσταση προσομοιώματος.

Τόσο η δυσμησία όσο και η δυστένεια των δομικών στοιχείων, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., πρέπει να εκτιμώνται με τις θεωρήσεις της κλασικής Μηχανικής. Σχετικώς, για κτίρια απο οπλισμένο σκυρόδεμα επιτρέπεται η χρήση των τιμών $0.4 \cdot E_c \cdot A_w$ και $E_c \cdot A_g$, αντίστοιχα, όπου A_g η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνο το σκυρόδεμα) και A_w μόνο η ορθογωνική διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ. για τις πλακοδοκούς). Στο πρόγραμμα η κατά 60% μειωμένη δυσμησία εισάγεται ως *modifier* στις επιλογές *shear area in 2 direction* και *shear area in 3 direction*.

Σε κάθε περίπτωση, η δυσκαμψία θα εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμό, με τις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών (χωρίς συντελεστές γ_m). Γενικώς, θα χρησιμοποιείται η επιβατική τιμή δυσκαμψίας στη διαρροή του δομικού στοιχείου, η οποία θα εκτιμάται κατά τα αναφερόμενα στην προηγούμενη ενότητα (§4.3.1). Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q , ή των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , οπότε γενικώς όταν οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μή – ρηγματωμένα στοιχεία). Όταν δε διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, είναι επιτρεπτό να χρησιμοποιούνται οι τιμές της δυσκαμψίας που δίνονται στον Πίνακα Σ 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ακολουθεί (Σχ. 4.26).

Πίνακας Σ 4.1: Τιμές δυσκαμψίας

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστώλωμα εσωτερικό	$0,8 \cdot (E_c I_g)$
1.2	Υποστώλωμα περιμετρικό	$0,6 \cdot (E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7 \cdot (E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5 \cdot (E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4 \cdot (E_c I_g)$

(1) Η επισκευασμένο, με απλές μεθόδους.

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

Σχήμα 4. 26

TABLE: Frame Section Assignments

Frame	SectionType	DesignSect			
Text	Text	Text			
1	SD Section	syntheth	68	Rectangular	Y35x50(4f22)
2	Circle	kykliko(4f18)	69	Rectangular	Y35x65(6f18)
3	Circle	kykliko(4f18)	70	Rectangular	Y35x65(6f18)
4	Circle	kykliko(4f18)	71	Rectangular	Y35x50(4f22)
5	Circle	kykliko(4f18)	72	Rectangular	Y35x75(6f22)
6	Circle	kykliko(4f18)	73	Rectangular	Y35x65(6f18)
7	Circle	kykliko(4f16)	74	Rectangular	Y35x50(4f22)
8	Circle	kykliko(4f16)	75	Rectangular	Y35x65(6f18)
9	Circle	kykliko(4f18)	76	Rectangular	Y35x65(6f18)
10	Circle	kykliko(4f16)	77	Rectangular	Y35x50(4f22)
11	Circle	kykliko(4f16)	78	Rectangular	Y35x65(4f24)
12	Circle	kykliko(4f18)	79	Rectangular	Y35x65(6f18)
13	SD Section	syntheth	80	Rectangular	Y35x50(4f22)
14	Circle	kykliko(4f22)	81	Rectangular	Y35x65(6f18)
15	Rectangular	Y35x85(6f18)	82	Rectangular	Y35x65(6f18)
16	Rectangular	Y35x85(6f20)	83	Rectangular	Y35x50(4f22)
17	Rectangular	Y35x70(6f20)	84	Rectangular	Y35x65(4f18)
18	Rectangular	Y35x70(4f18)	85	Rectangular	Y35x65(4f16)
19	Circle	kykliko(4f16)	86	Rectangular	Y35x50(4f16)
20	Rectangular	D35x65(f18ak)	87	Rectangular	D35x65(f18mes)
21	Rectangular	Y35x70(6f18)	88	Rectangular	D35x65(f18ak)
22	Rectangular	Y35x70(6f18)	89	Rectangular	D35x65(f20ak)
23	Rectangular	Y35x70(6f18)	90	Rectangular	D35x65(f20mes)
24	Rectangular	Y35x70(6f18)	91	Rectangular	D35x65(f20ak)
34	Circle	kykliko(4f16)	92	SD Section	syntheth
35	Circle	kykliko(4f18)	93	SD Section	syntheth
36	Circle	kykliko(4f16)	94	SD Section	syntheth
37	Circle	kykliko(4f16)	95	SD Section	syntheth
38	Rectangular	D35x65(f18ak)	96	Rectangular	D35x65(f20ak)
39	Rectangular	D35x65(f18ak)	97	Rectangular	D35x65(f20mes)
40	Rectangular	D35x65(f18ak)	98	Rectangular	D35x65(f20ak)
41	Rectangular	D30x65(f18ak)	99	Rectangular	D35x65(f20ak)
57	SD Section	syntheth	100	Rectangular	D35x65(f20mes)
58	SD Section	syntheth	101	Rectangular	D35x65(f20ak)
59	SD Section	syntheth	102	Rectangular	D35x65(f18ak)
60	Circle	kykliko(4f22)	103	Rectangular	D35x65(f18mes)
61	Circle	kykliko(4f16)	104	Rectangular	D35x65(f18ak)
62	Circle	kykliko(4f16)	105	Rectangular	D35x65(f18ak)
63	Rectangular	Y35x75(6f18)	106	Rectangular	D35x65(f18mes)
64	Rectangular	Y35x65(6f18)	107	Rectangular	D35x65(f18ak)
65	Rectangular	Y35x50(4f22)	108	Rectangular	D35x65(f20ak)
66	Rectangular	Y35x65(6f18)	109	Rectangular	D35x65(f20mes)
67	Rectangular	Y35x65(6f18)	110	Rectangular	D35x65(f20ak)

111	Rectangular	D35x65(f20ak)	157	Rectangular	D30x65(f20mes)
112	Rectangular	D35x65(f20mes)	167	Rectangular	D35x65(f18ak)
113	Rectangular	D35x65(f20ak)	168	Rectangular	D35x65(f18ak)
114	Rectangular	D35x65(f18ak)	169	Rectangular	D35x65(f18ak)
115	Rectangular	D35x65(f18mes)	170	Rectangular	D30x65(f18ak)
116	Rectangular	D35x65(f18ak)	195	Rectangular	D35x65(f18ak)
117	Rectangular	D35x80(f20ak)	196	Rectangular	D35x65(f18ak)
118	Rectangular	D35x80(f20mes)	197	Rectangular	D35x65(f18ak)
119	Rectangular	D35x80(f20ak)	198	Rectangular	D30x65(f18ak)
120	Rectangular	D35x80(f20ak)	223	Rectangular	D35x65(f18ak)
121	Rectangular	D35x80(f20mes)	224	Rectangular	D35x65(f18ak)
122	Rectangular	D35x80(f20ak)	225	Rectangular	D35x65(f18ak)
123	Rectangular	D35x80(f20ak)	226	Rectangular	D30x65(f18ak)
124	Rectangular	D35x80(f20mes)	242	SD Section	syntheth
125	Rectangular	D35x80(f20ak)	243	SD Section	syntheth
126	Rectangular	D35x80(f20ak)	244	SD Section	syntheth
127	Rectangular	D35x80(f20mes)	245	Rectangular	D30x65(f20ak)
128	Rectangular	D35x80(f20ak)	246	Rectangular	D40x80(f18ak)
129	Rectangular	D35x80(f18ak)	247	Rectangular	D40x80(f18mes)
130	Rectangular	D35x80(f18mes)	248	Rectangular	D40x80(f18ak)
131	Rectangular	D35x80(f18ak)	249	Rectangular	D35x65(f18ak)
132	Rectangular	D40x80(f18ak)	250	Rectangular	D35x65(f18mes)
133	Rectangular	D40x80(f18mes)	251	Rectangular	D35x65(f18ak)
134	Rectangular	D40x80(f18ak)	252	SD Section	syntheth
135	Rectangular	D35x65(f18ak)	253	SD Section	syntheth
136	Rectangular	D35x65(f18mes)	254	SD Section	syntheth
137	Rectangular	D35x65(f18ak)	255	SD Section	syntheth
138	Rectangular	D35x65(f20ak)	256	Rectangular	D35x65(f20ak)
139	Rectangular	D35x65(f20mes)	257	Rectangular	D35x65(f20mes)
140	Rectangular	D35x65(f20ak)	258	Rectangular	D35x65(f20ak)
141	Rectangular	D35x65(f18ak)	259	Rectangular	D35x65(f20ak)
142	Rectangular	D35x65(f18mes)	260	Rectangular	D35x65(f20mes)
143	Rectangular	D35x65(f18ak)	261	Rectangular	D35x65(f20ak)
144	Rectangular	D35x65(f20ak)	262	Rectangular	D35x65(f20ak)
145	Rectangular	D35x65(f20mes)	263	Rectangular	D35x65(f20mes)
146	Rectangular	D35x65(f20ak)	264	Rectangular	D35x65(f20ak)
147	Rectangular	D35x65(f18ak)	265	Rectangular	D35x65(f18ak)
148	Rectangular	D35x65(f18mes)	266	Rectangular	D35x65(f18mes)
149	Rectangular	D35x65(f18ak)	267	Rectangular	D35x65(f18ak)
150	Rectangular	D35x65(f20ak)	268	Rectangular	D35x65(f18ak)
151	Rectangular	D35x65(f20mes)	269	Rectangular	D35x65(f18mes)
152	Rectangular	D35x65(f20ak)	270	Rectangular	D35x65(f18ak)
153	Rectangular	D30x65(f18ak)	271	Rectangular	D35x65(f20ak)
154	Rectangular	D30x65(f18mes)	272	Rectangular	D35x65(f20mes)
155	Rectangular	D30x65(f18ak)	273	Rectangular	D35x65(f20ak)
156	Rectangular	D30x65(f20ak)	274	Rectangular	D35x65(f20ak)

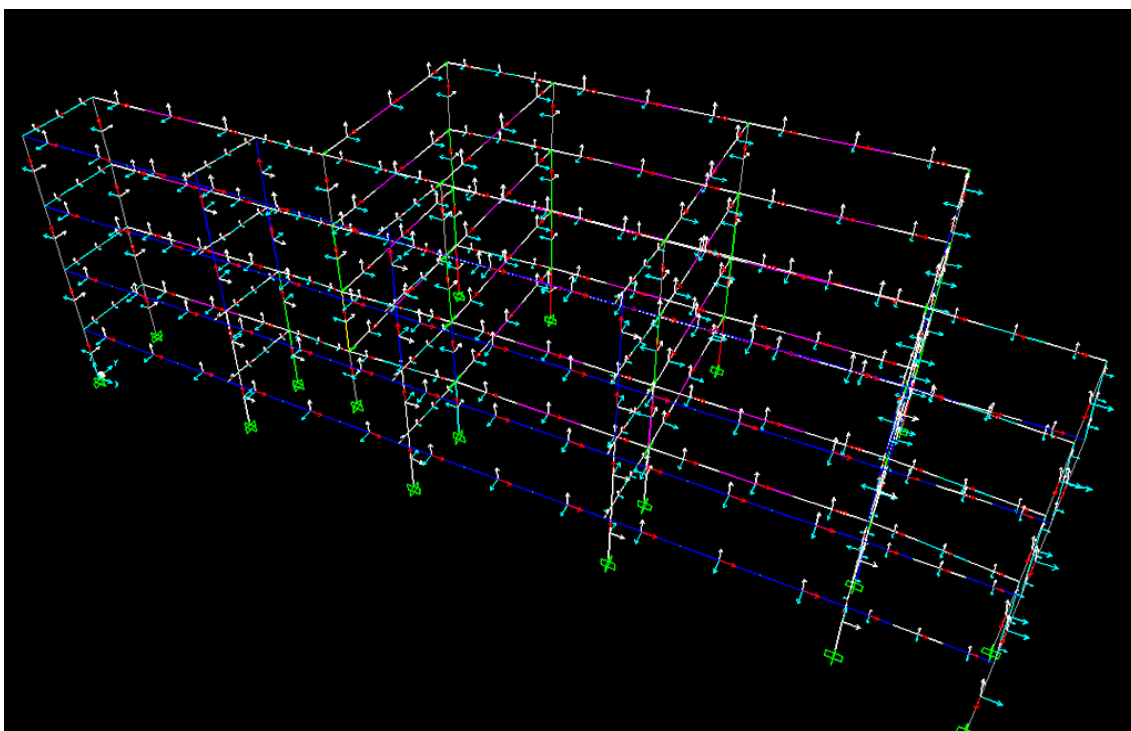
275	Rectangular	D35x65(f20mes)	321	Rectangular	D30x65(f20ak)
276	Rectangular	D35x65(f20ak)	322	Rectangular	D40x80(f18ak)
277	Rectangular	D35x65(f18ak)	323	Rectangular	D40x80(f18mes)
278	Rectangular	D35x65(f18mes)	324	Rectangular	D40x80(f18ak)
279	Rectangular	D35x65(f18ak)	325	Rectangular	D35x65(f18ak)
280	Rectangular	D35X80(f20ak)	326	Rectangular	D35x65(f18mes)
281	Rectangular	D35x80(f20mes)	327	Rectangular	D35x65(f18ak)
282	Rectangular	D35X80(f20ak)	328	Rectangular	D35x65(f20ak)
283	Rectangular	D35X80(f20ak)	329	Rectangular	D35x65(f20mes)
284	Rectangular	D35x80(f20mes)	330	Rectangular	D35x65(f20ak)
285	Rectangular	D35X80(f20ak)	331	Rectangular	D35x65(f20ak)
286	Rectangular	D35X80(f20ak)	332	Rectangular	D35x65(f20mes)
287	Rectangular	D35x80(f20mes)	333	Rectangular	D35x65(f20ak)
288	Rectangular	D35X80(f20ak)	334	Rectangular	D35x65(f20ak)
289	Rectangular	D35X80(f20ak)	335	Rectangular	D35x65(f20mes)
290	Rectangular	D35x80(f20mes)	336	Rectangular	D35x65(f20ak)
291	Rectangular	D35X80(f20ak)	337	Rectangular	D35x65(f18ak)
292	Rectangular	D35x80(f18ak)	338	Rectangular	D35x65(f18mes)
293	Rectangular	D35x80(f18mes)	339	Rectangular	D35x65(f18ak)
294	Rectangular	D35x80(f18ak)	340	Rectangular	D35x65(f18ak)
295	Rectangular	D40x80(f18ak)	341	Rectangular	D35x65(f18mes)
296	Rectangular	D40x80(f18mes)	342	Rectangular	D35x65(f18ak)
297	Rectangular	D40x80(f18ak)	343	Rectangular	D35x65(f20ak)
298	Rectangular	D35x65(f18ak)	344	Rectangular	D35x65(f20mes)
299	Rectangular	D35x65(f18mes)	345	Rectangular	D35x65(f20ak)
300	Rectangular	D35x65(f18ak)	346	Rectangular	D35x65(f20ak)
301	Rectangular	D35x65(f20ak)	347	Rectangular	D35x65(f20mes)
302	Rectangular	D35x65(f20mes)	348	Rectangular	D35x65(f20ak)
303	Rectangular	D35x65(f20ak)	349	Rectangular	D35x65(f18ak)
304	Rectangular	D35x65(f18ak)	350	Rectangular	D35x65(f18mes)
305	Rectangular	D35x65(f18mes)	351	Rectangular	D35x65(f18ak)
306	Rectangular	D35x65(f18ak)	352	Rectangular	D35X80(f20ak)
307	Rectangular	D35x65(f20ak)	353	Rectangular	D35x80(f20mes)
308	Rectangular	D35x65(f20mes)	354	Rectangular	D35X80(f20ak)
309	Rectangular	D35x65(f20ak)	355	Rectangular	D35X80(f20ak)
310	Rectangular	D35x65(f18ak)	356	Rectangular	D35x80(f20mes)
311	Rectangular	D35x65(f18mes)	357	Rectangular	D35X80(f20ak)
312	Rectangular	D35x65(f18ak)	358	Rectangular	D35X80(f20ak)
313	Rectangular	D35x65(f20ak)	359	Rectangular	D35x80(f20mes)
314	Rectangular	D35x65(f20mes)	360	Rectangular	D35X80(f20ak)
315	Rectangular	D35x65(f20ak)	361	Rectangular	D35X80(f20ak)
316	Rectangular	D30x65(f18ak)	362	Rectangular	D35x80(f20mes)
317	Rectangular	D30x65(f18mes)	363	Rectangular	D35X80(f20ak)
318	Rectangular	D30x65(f18ak)	364	Rectangular	D35x80(f18ak)
319	Rectangular	D30x65(f20ak)	365	Rectangular	D35x80(f18mes)
320	Rectangular	D30x65(f20mes)	366	Rectangular	D35x80(f18ak)

367	Rectangular	D40x80(f18ak)	413	Rectangular	D35x65(f18mes)
368	Rectangular	D40x80(f18mes)	414	Rectangular	D35x65(f18ak)
369	Rectangular	D40x80(f18ak)	415	Rectangular	D35x65(f20ak)
370	Rectangular	D35x65(f18ak)	416	Rectangular	D35x65(f20mes)
371	Rectangular	D35x65(f18mes)	417	Rectangular	D35x65(f20ak)
372	Rectangular	D35x65(f18ak)	418	Rectangular	D35x65(f20ak)
373	Rectangular	D35x65(f20ak)	419	Rectangular	D35x65(f20mes)
374	Rectangular	D35x65(f20mes)	420	Rectangular	D35x65(f20ak)
375	Rectangular	D35x65(f20ak)	421	Rectangular	D35x65(f18ak)
376	Rectangular	D35x65(f18ak)	422	Rectangular	D35x65(f18mes)
377	Rectangular	D35x65(f18mes)	423	Rectangular	D35x65(f18ak)
378	Rectangular	D35x65(f18ak)	424	Rectangular	D35x80(f20ak)
379	Rectangular	D35x65(f20ak)	425	Rectangular	D35x80(f20mes)
380	Rectangular	D35x65(f20mes)	426	Rectangular	D35x80(f20ak)
381	Rectangular	D35x65(f20ak)	427	Rectangular	D35x80(f20ak)
382	Rectangular	D35x65(f18ak)	428	Rectangular	D35x80(f20mes)
383	Rectangular	D35x65(f18mes)	429	Rectangular	D35x80(f20ak)
384	Rectangular	D35x65(f18ak)	430	Rectangular	D35x80(f20ak)
385	Rectangular	D35x65(f20ak)	431	Rectangular	D35x80(f20mes)
386	Rectangular	D35x65(f20mes)	432	Rectangular	D35x80(f20ak)
387	Rectangular	D35x65(f20ak)	433	Rectangular	D35x80(f20ak)
388	Rectangular	D30x65(f18ak)	434	Rectangular	D35x80(f20mes)
389	Rectangular	D30x65(f18mes)	435	Rectangular	D35x80(f20ak)
390	Rectangular	D30x65(f18ak)	436	Rectangular	D35x80(f18ak)
391	Rectangular	D30x65(f20ak)	437	Rectangular	D35x80(f18mes)
392	Rectangular	D30x65(f20mes)	438	Rectangular	D35x80(f18ak)
393	Rectangular	D30x65(f20ak)	439	Rectangular	D40x80(f18ak)
394	Rectangular	D40x80(f18ak)	440	Rectangular	D40x80(f18mes)
395	Rectangular	D40x80(f18mes)	441	Rectangular	D40x80(f18ak)
396	Rectangular	D40x80(f18ak)	442	Rectangular	D35x65(f18ak)
397	Rectangular	D35x65(f18ak)	443	Rectangular	D35x65(f18mes)
398	Rectangular	D35x65(f18mes)	444	Rectangular	D35x65(f18ak)
399	Rectangular	D35x65(f18ak)	445	Rectangular	D35x65(f20ak)
400	Rectangular	D35x65(f20ak)	446	Rectangular	D35x65(f20mes)
401	Rectangular	D35x65(f20mes)	447	Rectangular	D35x65(f20ak)
402	Rectangular	D35x65(f20ak)	448	Rectangular	D35x65(f18ak)
403	Rectangular	D35x65(f20ak)	449	Rectangular	D35x65(f18mes)
404	Rectangular	D35x65(f20mes)	450	Rectangular	D35x65(f18ak)
405	Rectangular	D35x65(f20ak)	451	Rectangular	D35x65(f20ak)
406	Rectangular	D35x65(f20ak)	452	Rectangular	D35x65(f20mes)
407	Rectangular	D35x65(f20mes)	453	Rectangular	D35x65(f20ak)
408	Rectangular	D35x65(f20ak)	454	Rectangular	D35x65(f18ak)
409	Rectangular	D35x65(f18ak)	455	Rectangular	D35x65(f18mes)
410	Rectangular	D35x65(f18mes)	456	Rectangular	D35x65(f18ak)
411	Rectangular	D35x65(f18ak)	457	Rectangular	D35x65(f20ak)
412	Rectangular	D35x65(f18ak)	458	Rectangular	D35x65(f20mes)

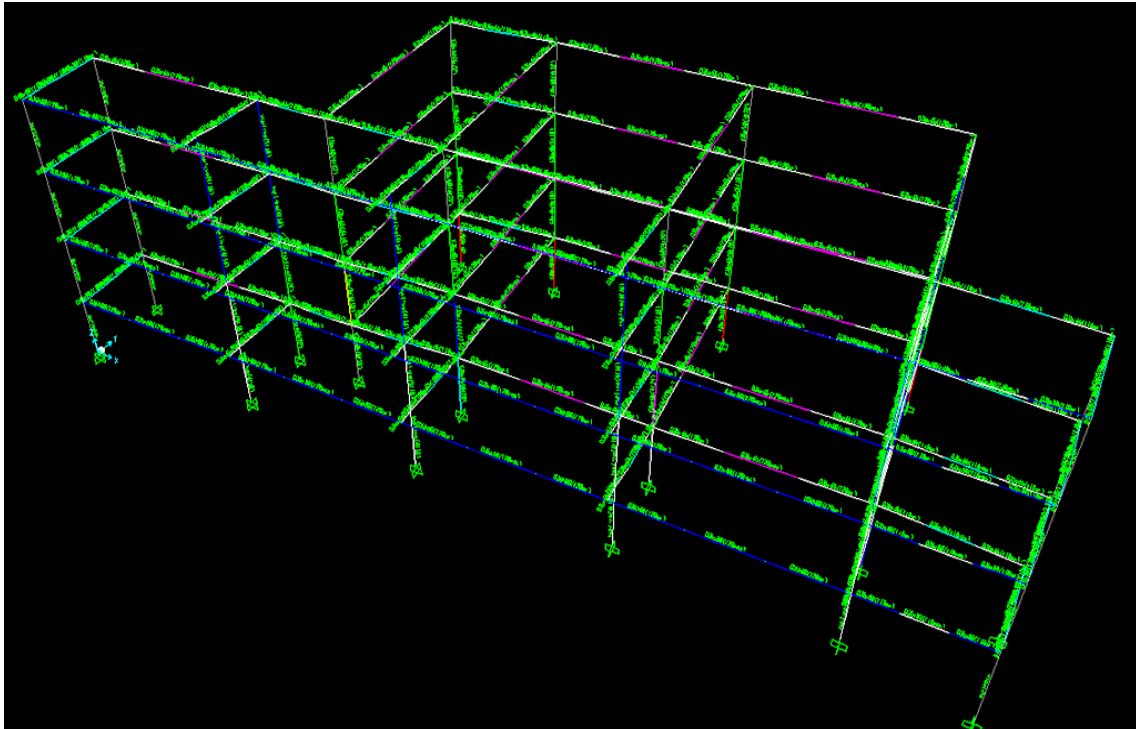
459	Rectangular	D35x65(f20ak)
460	Rectangular	D30x65(f18ak)
461	Rectangular	D30x65(f18mes)
462	Rectangular	D30x65(f18ak)
463	Rectangular	D30x65(f20ak)
464	Rectangular	D30x65(f20mes)
465	Rectangular	D30x65(f20ak)
466	Rectangular	D40x80(f18ak)
467	Rectangular	D40x80(f18mes)
468	Rectangular	D40x80(f18ak)

Σχήμα 4. 27 – Διατομές του προσομοιώματος συνολικά όπως εισήχθησαν στο λογισμικό

Μετά την ολοκλήρωση του καθορισμού των ιδιοτήτων των διατομών σχεδιάζονται τα ραβδωτά στοιχεία με τα οποία προσομοιώνεται εξ' ολοκλήρου το μοντέλο του κτιρίου με ιδιαίτερη προσοχή ως προς τους τοπικούς άξονες του καθενός (Σχ. 4.28). Συγκεκριμένα, ο τοπικός άξονας **1** (κόκκινος) είναι παράλληλος στο διαμήκη άξονα του εκάστοτε γραμμικού στοιχείου, ο **2** (άσπρος) ανήκει στο επίπεδο **1- z** εκτός εάν το στοιχείο είναι κατακόρυφο οπότε είναι παράλληλος στον καθολικό άξονα **x**, ενώ ο τοπικός άξονας **3** (κυανός) είναι ο τρίτος που προκύπτει σύμφωνα με τον κανόνα «του δεξιού χεριού» με θετική την αντιωρολογιακή φορά.



Σχήμα 4. 28 – Μοντέλο – Τοπικοί άξονες ραβδωτών στοιχείων

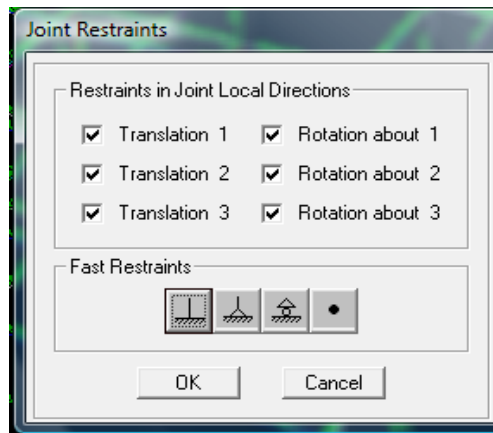


Σχήμα 4. 29– Μοντέλο – Διατομές ραβδωτών στοιχείων (Το χρώμα κάθε στοιχείου έχει επιλεγθεί να είναι κοινό σύμφωνα με το είδος της διατομής που του έχει οριστεί)

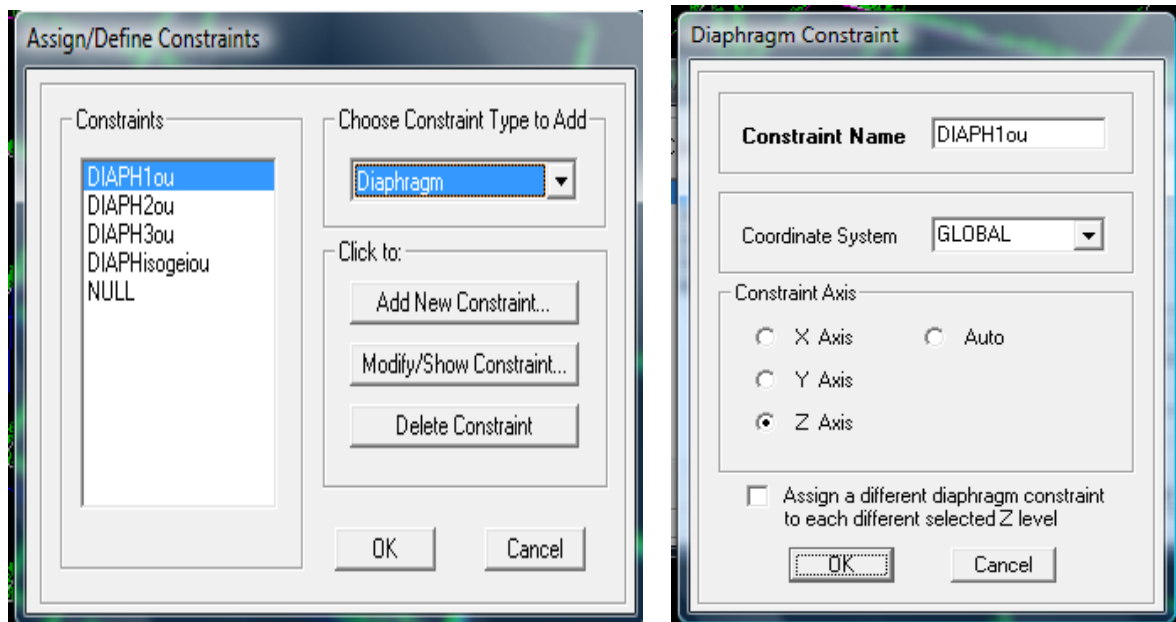
Ολοκληρώνοντας την προσομοίωση του φορέα, οι κοινές περιοχές μεταξύ δοκών – υποστυλωμάτων τα οποία αποτελούνται από έντονα επιμήκεις ορθογωνικές διατομές είναι σημαντικό να εισαχθούν στο μοντέλο ως άκαμπτα στοιχεία έτσι ώστε να εξασφαλίζονται ενιαίες μετακινήσεις των σημείων που ανήκουν σε αυτές. Η εισαγωγή αυτού του χαρακτηριστικού στο πρόγραμμα επιτυγχάνεται εύκολα, απλά με την εντολή *End length offsets* όπου σχεδιάζονται *rigid areas* στη διεύθυνση ψ (Σχ. 4.30) αφού τα κέντρα βάρη δοκών – υποστυλωμάτων κείνται επί ευθείας (βλ. Σχ. 4.10 – 4.13). Η στηρίξεις (*Restraints*) επί του εδάφους που έχουν ήδη εισαχθεί, όπως φαίνεται στις παραπάνω εικόνες των σκαριφημάτων, προσομοιώθηκαν με πλήρεις πακτώσεις (Σχ. 4.31) και η διαφραγματική λειτουργία με τον εξαναγκασμό της ενιαίας μετακίνησης των κομβων κάθε ορόφου με τη δημιουργία τεσσάρων ομάδων διαφραγμάτων – μία για κάθε όροφο (Σχ. 4.32).

		Δ17	Δ18	Δ19	Δ20	Δ21	Δ22	Δ23
ισόγειο	End-I:	0.425	0	0.425	0	0.35	0	0.35
	End-J:	0.35	0.425	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
1ος όροφος	End-I:	0.375	0	0.375	0	0.325	0	0.325
	End-J:	0.325	0.375	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325
2ος όροφος	End-I:	0.325	0	0.325	0	0.325	0	0.325
	End-J:	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325
3ος όροφος	End-I:	0.25	0	0.25	0	0.25	0	0.25
	End-J:	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25

Σχήμα 4. 30 – Άκαμπτες περιοχές δοκών – επιμήκων υποστυλωμάτων (σε m)

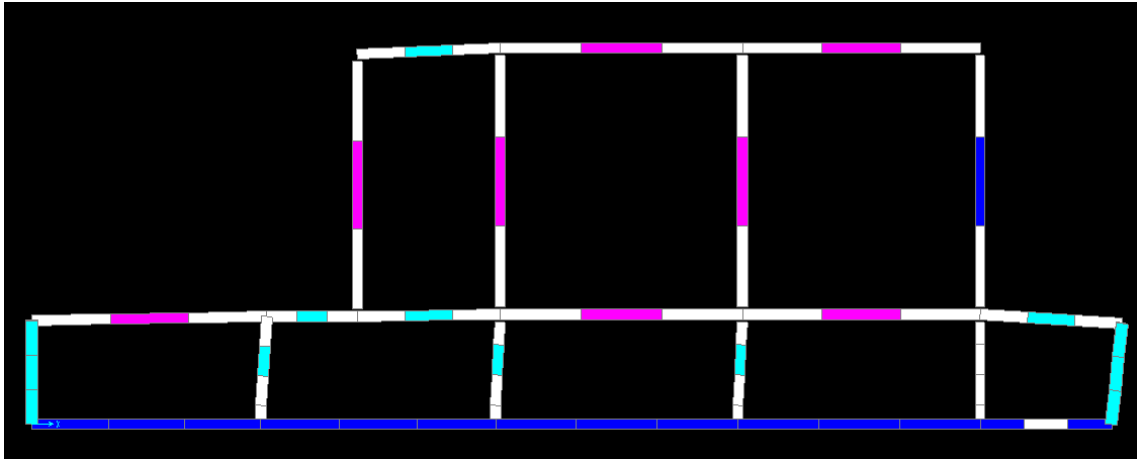


Σχήμα 4. 31 – Καθορισμός στηρίξεων στη στάση θεμελίωσης ως πακτώσεις

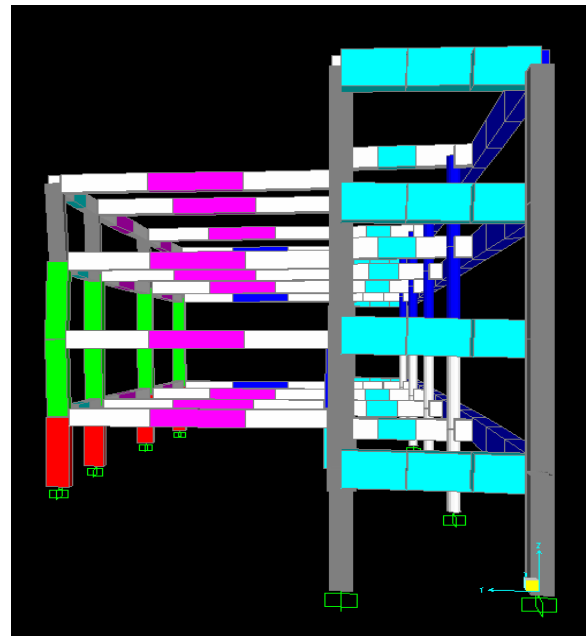
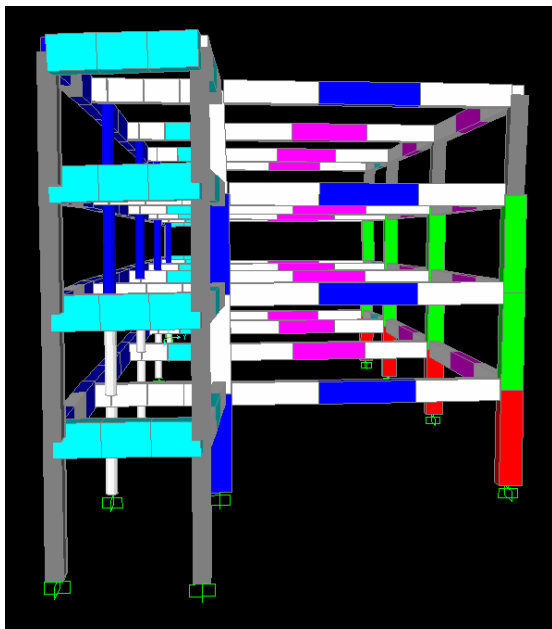


Σχήμα 4. 32 – Καθορισμός διαφραγματικής λειτουργίας πλακών σε κάθε όροφο του κτιρίου

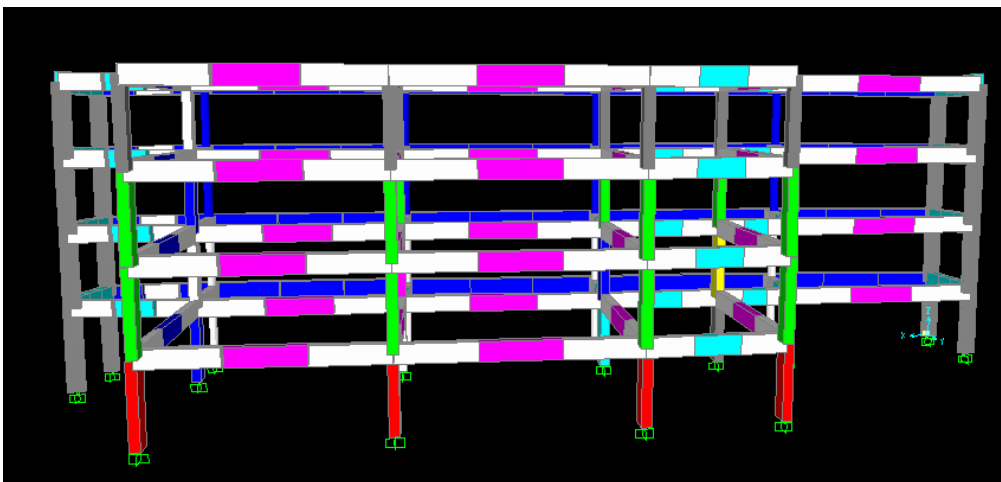
Ακολούθως, δίνονται μία τυπική κάτοψη του κτιρίου και οι τέσσερις όψεις αυτού, καθώς και μία προοπτική άποψη του κτιρίου, όπως παρουσιάζονται στο σχεδιαστικό περιβάλλον του SAP (Σχ. 4.33 - 4.37). Τα χρώματα των στοιχείων έχουν και πάλι επιλεχθεί να διακρίνουν τα είδη των διαφορετικών διατομών.



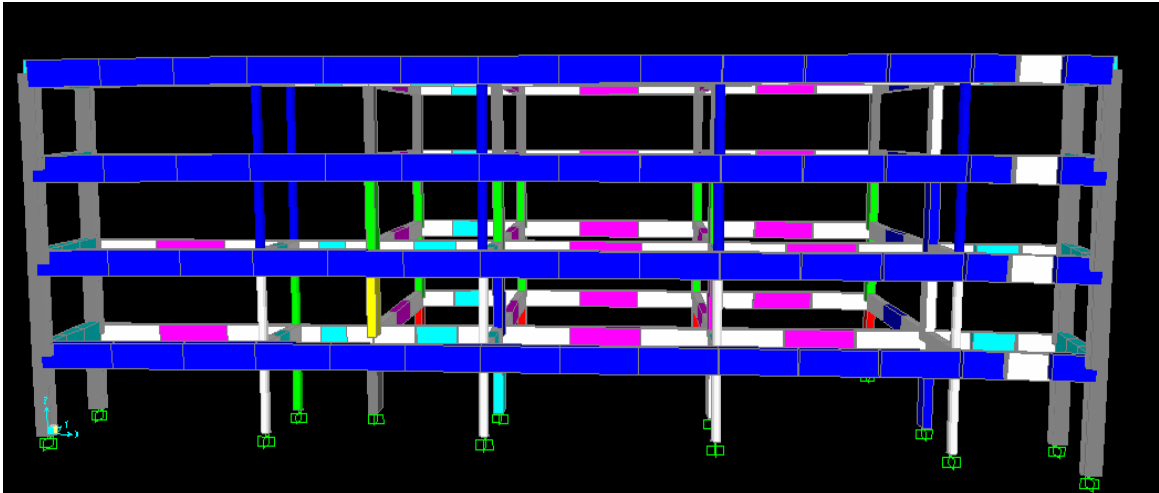
Σχήμα 4. 33 – Τυπική κάτοψη προσομοιώματος



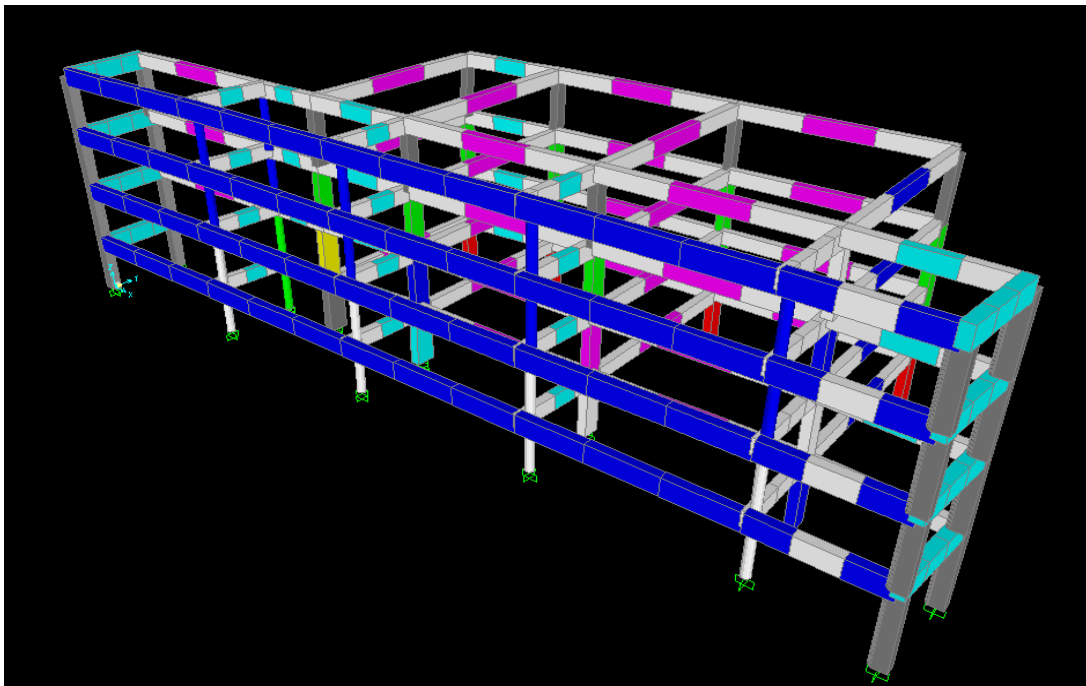
Σχήμα 4. 34 – Ανατολική και δυτική όψη προσομοιώματος



Σχήμα 4. 35 – Βορινή όψη προσομοιώματος



Σχήμα 4. 36 – Νότια όψη προσομοιώματος



Σχήμα 4. 37 – Προοπτικό προσομοιώματος

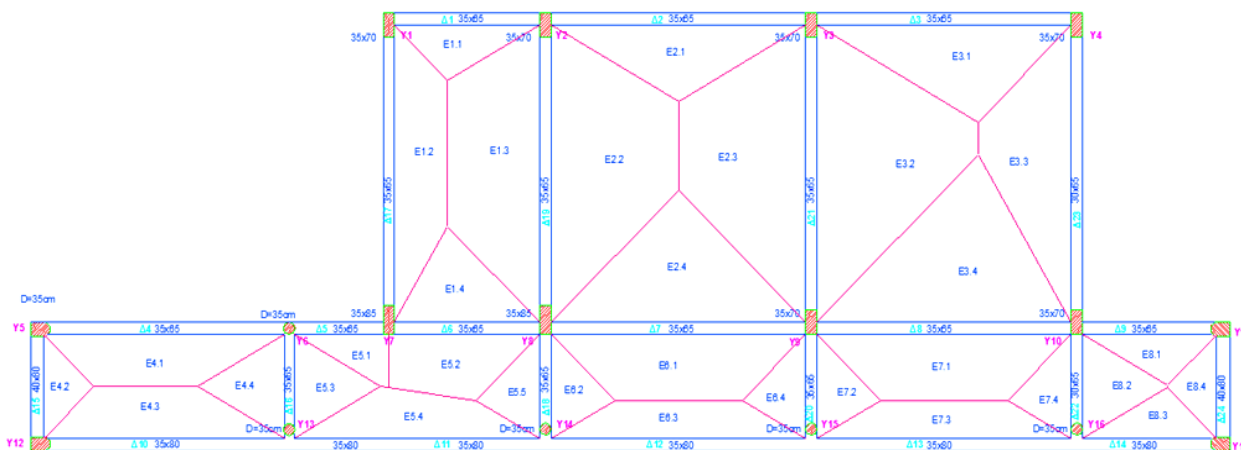
4.4 Προσομοίωση φορτίσεων

Μόνιμα και κινητά φορτία

Οι ονομαστικές τιμές των φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα δίνονται στον κάτωθι πίνακα:

I.B. σκυροδέματος (g_{IB})	25.00 KN/m³
Επικάλυψη πλακών (g_e)	1.50 KN/m²
Κινητό πλακών (ισογείου έως και 2ου ορόφου) (q)	2.00 KN/m²
Κινητό πλακών (3ου ορόφου) (q)	5.00 KN/m²
Μπατική οπτοπλινθοδομή (για εξωτερικές δοκούς)	3.60 KN/m²
Δρομική οπτοπλινθοδομή (για εσωτερικές δοκούς)	2.10 KN/m²

Από αυτές τις τιμές προκύπτει ότι το συνολικό φορτίο που μεταβιβάζουν οι πλάκες στα περιβάλλοντα δοκάρια τους είναι το μόνιμο επιφανειακό φορτίο, $g = h \cdot 25 = 0.20 \cdot 25 = 5 \text{ kN/m}^2 + g_e = 1.50 \text{ kN/m}^2 = 6.50 \text{ kN/m}^2$ και το κινητό $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$ για τους ορόφους του ισογείου έως και του 2^{ου} ορόφου είτε $q = 5.00 \text{ kN/m}^2$ για τον 3^ο όροφο (θεώρηση σαν εξώστης). Το φορτία αυτά κατανέμονται κατά μήκος των δοκών ομοιόμορφα, χαριν απλότητας, με τη μέθοδο των εμβαδών (Σχ. 4.38) σύμφωνα με τις σχέσεις $g_{\text{πλ}} = 6.50 \cdot E_i/l_i$ και $q_{\text{πλ}} = 2.00 \cdot E_i/l_i$ ή $q_{\text{πλ}} = 5.00 \cdot E_i/l_i$ όπου E_i το εμβαδόν του τμήματος της πλάκας που αντιστοιχεί στο εκάστοτε δοκάρια και l_i το θεωρητικό άνοιγμα της δοκού. Στα γραμμικά αυτά φορτία προστίθεται ασφαλώς και το βάρος της υπερκείμενης τοιχοποιίας της οποίας το επιφανειακό φορτίο πολλαπλασιασμένο με το ύψος ($3.20 - h_{\text{δοκού}}$) μετατρέπεται σε γραμμικό. Αναλυτικά, οι υπολογισμοί για τα φορτία που εφαρμόζονται στις δοκούς παρουσιάζονται στα Σχ. 4.39 - 4.41. Τα ίδια βάρη όλων των στοιχείων πέρα από των πλακών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.



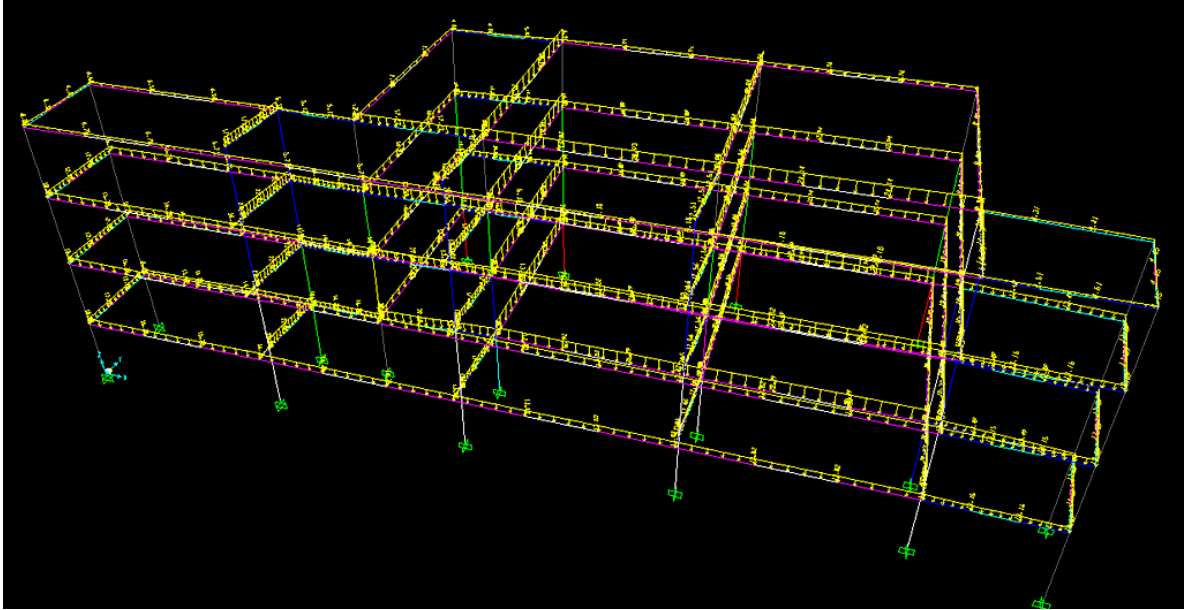
Σχήμα 4. 38 – Κατάμηση πλακών για μεταβίβαση των φορτίων τους στις περιβάλλουσες δοκούς

ΔΟΚΟΣ	li (m)	Πλάκες				Τοιχοποιίες			Συνολικά φορτία	
		Εμβαδά πλακών		Μόνιμο κατανεμημένο φορτίο (kN/m)	Κινητό κατανεμημένο φορτίο (kN/m)	Υψος (m)	Μόνιμο φορτίο (kN/m ²)	Μόνιμο κατανεμημένο φορτίο (kN/m)	Μόνιμο φορτίο (kN/m)	Κινητό φορτίο (kN/m)
ΙΣΟΓΕΙΟ		Εμβαδό-ά	m ²							
Δ1	4.750	E1.1	3.543	4.848	1.492	2.550	3.60	9.180	14.028	1.492
Δ2	8.050	E2.1	8.558	6.910	2.126	2.550	3.60	9.180	16.090	2.126
Δ3	8.050	E3.1	10.851	8.762	2.696	2.550	3.60	9.180	17.942	2.696
Δ4	7.802	E4.1	7.893	6.576	2.023	2.550	3.60	9.180	15.756	2.023
Δ5	3.000	E5.1	2.362	5.118	1.575	2.550	3.60	9.180	14.298	1.575
Δ6	4.750	E1.4 + E5.2	12.587	17.224	5.300	2.550	2.10	5.355	22.579	5.300
Δ7	8.050	E2.4 + E6.1	25.923	20.932	6.440	2.550	2.10	5.355	26.287	6.440
Δ8	8.050	E3.4 + E7.1	29.894	24.138	7.427	2.550	2.10	5.355	29.493	7.427
Δ9	4.553	E8.1	3.020	4.311	1.327	2.550	3.60	9.180	13.491	1.327
Δ10	7.602	E4.3	7.893	6.749	2.077	2.400	3.60	8.640	15.389	2.077
Δ11	7.800	E5.4	6.855	5.713	1.758	2.400	3.60	8.640	14.353	1.758
Δ12	8.050	E6.3	6.410	5.176	1.593	2.400	3.60	8.640	13.816	1.593
Δ13	8.050	E7.3	6.410	5.176	1.593	2.400	3.60	8.640	13.816	1.593
Δ14	4.353	E8.3	3.020	4.510	1.388	2.400	3.60	8.640	13.150	1.388
Δ15	3.450	E4.2	2.292	4.318	1.329	2.400	3.60	8.640	12.958	1.329
Δ16	2.950	E4.4 + E5.3	7.950	17.517	5.390	2.550	2.10	5.355	22.872	5.390
Δ17	8.575	E1.2	10.351	7.846	2.414	2.550	3.60	9.180	17.026	2.414
Δ18	3.200	E5.5 + E6.2	5.820	11.822	3.638	2.550	2.10	5.355	17.177	3.638
Δ19	8.575	E1.3 + E2.2	39.451	29.905	9.201	2.550	2.10	5.355	35.260	9.201
Δ20	3.125	E6.4 + E7.2	5.820	12.106	3.725	2.550	2.10	5.355	17.461	3.725
Δ21	8.650	E2.3 + E3.2	44.842	33.696	10.368	2.550	2.10	5.355	39.051	10.368
Δ22	3.125	E7.4 + E8.2	6.884	14.319	4.406	2.550	2.10	5.355	19.674	4.406
Δ23	8.650	E3.3	13.463	10.117	3.113	2.550	3.60	9.180	19.297	3.113
Δ24	3.350	E8.4	2.292	4.447	1.368	2.400	3.60	8.640	13.087	1.368
Δ25	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ26	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ27	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ28	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
1ος ΟΡΟΦΟΣ										
Δ1	4.750	E1.1	3.543	4.848	1.492	2.550	3.60	9.180	14.028	1.492
Δ2	8.050	E2.1	8.558	6.910	2.126	2.550	3.60	9.180	16.090	2.126
Δ3	8.050	E3.1	10.851	8.762	2.696	2.550	3.60	9.180	17.942	2.696
Δ4	7.802	E4.1	7.893	6.576	2.023	2.550	3.60	9.180	15.756	2.023
Δ5	3.000	E5.1	2.362	5.118	1.575	2.550	3.60	9.180	14.298	1.575

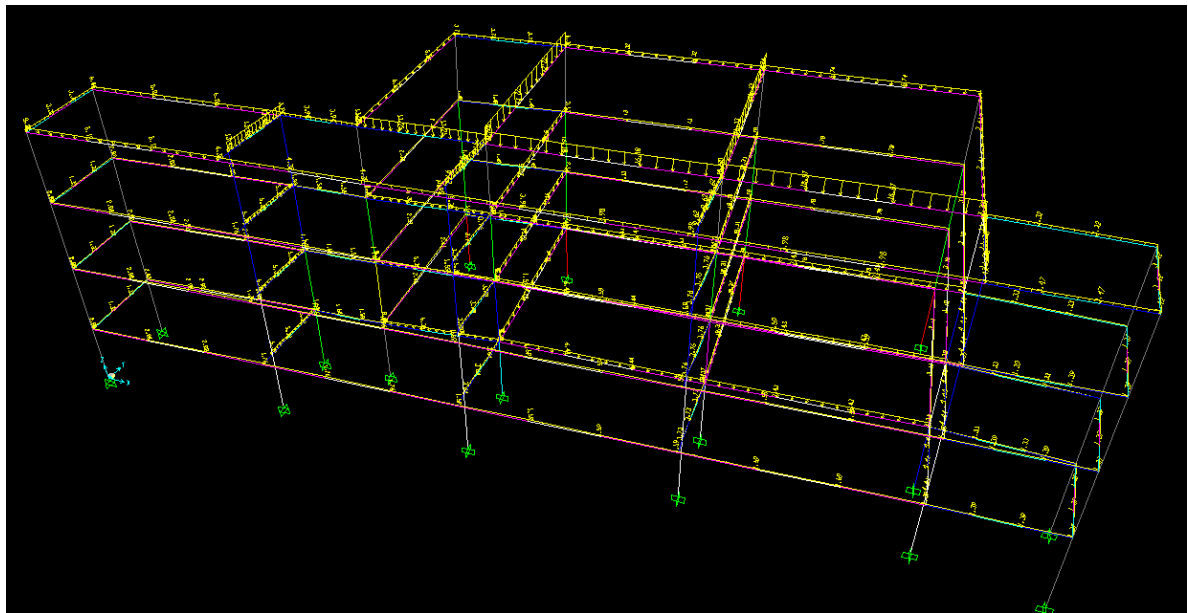
Δ6	4.750	E1.4 + E5.2	12.587	17.224	5.300	2.550	2.10	5.355	22.579	5.300
Δ7	8.050	E2.4 + E6.1	25.923	20.932	6.440	2.550	2.10	5.355	26.287	6.440
Δ8	8.050	E3.4 + E7.1	29.894	24.138	7.427	2.550	2.10	5.355	29.493	7.427
Δ9	4.553	E8.1	3.020	4.311	1.327	2.550	3.60	9.180	13.491	1.327
Δ10	7.602	E4.3	7.893	6.749	2.077	2.400	3.60	8.640	15.389	2.077
Δ11	7.800	E5.4	6.855	5.713	1.758	2.400	3.60	8.640	14.353	1.758
Δ12	8.050	E6.3	6.410	5.176	1.593	2.400	3.60	8.640	13.816	1.593
Δ13	8.050	E7.3	6.410	5.176	1.593	2.400	3.60	8.640	13.816	1.593
Δ14	4.353	E8.3	3.020	4.510	1.388	2.400	3.60	8.640	13.150	1.388
Δ15	3.450	E4.2	2.292	4.318	1.329	2.400	3.60	8.640	12.958	1.329
Δ16	2.950	E4.4 + E5.3	7.950	17.517	5.390	2.550	2.10	5.355	22.872	5.390
Δ17	8.650	E1.2	10.351	7.778	2.393	2.550	3.60	9.180	16.958	2.393
Δ18	3.150	E5.5 + E6.2	5.820	12.010	3.695	2.550	2.10	5.355	17.365	3.695
Δ19	8.650	E1.3 + E2.2	39.451	29.645	9.122	2.550	2.10	5.355	35.000	9.122
Δ20	3.100	E6.4 + E7.2	5.820	12.203	3.755	2.550	2.10	5.355	17.558	3.755
Δ21	8.700	E2.3 + E3.2	44.842	33.503	10.309	2.550	2.10	5.355	38.858	10.309
Δ22	3.100	E7.4 + E8.2	6.884	14.434	4.441	2.550	2.10	5.355	19.789	4.441
Δ23	8.700	E3.3	13.463	10.059	3.095	2.550	3.60	9.180	19.239	3.095
Δ24	3.350	E8.4	2.292	4.447	1.368	2.400	3.60	8.640	13.087	1.368
Δ25	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ26	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ27	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ28	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
2ος ΟΡΟΦΟΣ										
Δ1	4.750	E1.1	3.543	4.848	1.492	2.550	3.60	9.180	14.028	1.492
Δ2	8.050	E2.1	8.558	6.910	2.126	2.550	3.60	9.180	16.090	2.126
Δ3	8.050	E3.1	10.851	8.762	2.696	2.550	3.60	9.180	17.942	2.696
Δ4	7.802	E4.1	7.893	6.576	2.023	2.550	3.60	9.180	15.756	2.023
Δ5	3.000	E5.1	2.362	5.118	1.575	2.550	3.60	9.180	14.298	1.575
Δ6	4.750	E1.4 + E5.2	12.587	17.224	5.300	2.550	2.10	5.355	22.579	5.300
Δ7	8.050	E2.4 + E6.1	25.923	20.932	6.440	2.550	2.10	5.355	26.287	6.440
Δ8	8.050	E3.4 + E7.1	29.894	24.138	7.427	2.550	2.10	5.355	29.493	7.427
Δ9	4.553	E8.1	3.020	4.311	1.327	2.550	3.60	9.180	13.491	1.327
Δ10	7.602	E4.3	7.893	6.749	2.077	2.400	3.60	8.640	15.389	2.077
Δ11	7.800	E5.4	6.855	5.713	1.758	2.400	3.60	8.640	14.353	1.758
Δ12	8.050	E6.3	6.410	5.176	1.593	2.400	3.60	8.640	13.816	1.593
Δ13	8.050	E7.3	6.410	5.176	1.593	2.400	3.60	8.640	13.816	1.593
Δ14	4.353	E8.3	3.020	4.510	1.388	2.400	3.60	8.640	13.150	1.388
Δ15	3.450	E4.2	2.292	4.318	1.329	2.400	3.60	8.640	12.958	1.329
Δ16	2.950	E4.4 + E5.3	7.950	17.517	5.390	2.550	2.10	5.355	22.872	5.390
Δ17	8.700	E1.2	10.351	7.734	2.380	2.550	3.60	9.180	16.914	2.380
Δ18	3.100	E5.5 +	5.820	12.203	3.755	2.550	2.10	5.355	17.558	3.755

		E6.2								
Δ19	8.700	E1.3 + E2.2	39.451	29.475	9.069	2.550	2.10	5.355	34.830	9.069
Δ20	3.100	E6.4 + E7.2	5.820	12.203	3.755	2.550	2.10	5.355	17.558	3.755
Δ21	8.700	E2.3 + E3.2	44.842	33.503	10.309	2.550	2.10	5.355	38.858	10.309
Δ22	3.100	E7.4 + E8.2	6.884	14.434	4.441	2.550	2.10	5.355	19.789	4.441
Δ23	8.700	E3.3	13.463	10.059	3.095	2.550	3.60	9.180	19.239	3.095
Δ24	3.350	E8.4	2.292	4.447	1.368	2.400	3.60	8.640	13.087	1.368
Δ25	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ26	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ27	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
Δ28	0.625					2.550	2.10	5.355	5.355	0.000
3ος ΟΡΟΦΟΣ										
Δ1	4.750	E1.1	3.543	4.848	3.729				4.848	3.729
Δ2	8.050	E2.1	8.558	6.910	5.316				6.910	5.316
Δ3	8.050	E3.1	10.851	8.762	6.740				8.762	6.740
Δ4	7.802	E4.1	7.893	6.576	5.058				6.576	5.058
Δ5	3.000	E5.1	2.362	5.118	3.937				5.118	3.937
Δ6	4.750	E1.4 + E5.2	12.587	17.224	13.249				17.224	13.249
Δ7	8.050	E2.4 + E6.1	25.923	20.932	16.101				20.932	16.101
Δ8	8.050	E3.4 + E7.1	29.894	24.138	18.568				24.138	18.568
Δ9	4.553	E8.1	3.020	4.311	3.316				4.311	3.316
Δ10	7.602	E4.3	7.893	6.749	5.191				6.749	5.191
Δ11	7.800	E5.4	6.855	5.713	4.394				5.713	4.394
Δ12	8.050	E6.3	6.410	5.176	3.981				5.176	3.981
Δ13	8.050	E7.3	6.410	5.176	3.981				5.176	3.981
Δ14	4.353	E8.3	3.020	4.510	3.469				4.510	3.469
Δ15	3.450	E4.2	2.292	4.318	3.322				4.318	3.322
Δ16	2.950	E4.4 + E5.3	7.950	17.517	13.475				17.517	13.475
Δ17	8.850	E1.2	10.351	7.602	5.848				7.602	5.848
Δ18	3.025	E5.5 + E6.2	5.820	12.506	9.620				12.506	9.620
Δ19	8.850	E1.3 + E2.2	39.451	28.975	22.289				28.975	22.289
Δ20	3.025	E6.4 + E7.2	5.820	12.506	9.620				12.506	9.620
Δ21	8.850	E2.3 + E3.2	44.842	32.935	25.334				32.935	25.334
Δ22	3.025	E7.4 + E8.2	6.884	14.792	11.379				14.792	11.379
Δ23	8.850	E3.3	13.463	9.888	7.606				9.888	7.606
Δ24	3.350	E8.4	2.292	4.447	3.421				4.447	3.421
Δ25	0.625								0.000	0.000
Δ26	0.625								0.000	0.000
Δ27	0.625								0.000	0.000
Δ28	0.625								0.000	0.000

Σχήμα 4. 39 – Υπολογισμός γραμμικών φορτίων δοκών κτιρίου

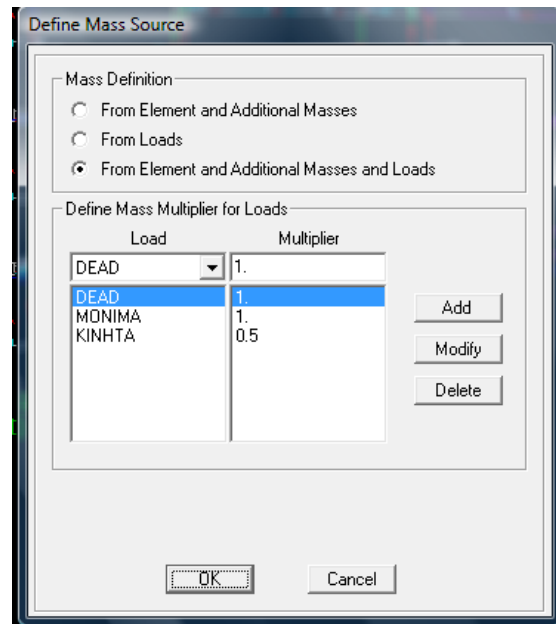


Σχήμα 4. 40 – Σκαρίφημα μόνιμων φορτίων



Σχήμα 4. 41 – Σκαρίφημα κινητών φορτίων

Μετά τον καθορισμό των μόνιμων και κινητών φορτίων η μάζα του κάθε ορόφου που απαιτείται για τις παρακάτω ιδιομορφικές αναλύσεις υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα, μέσω της σειράς των εντολών *Define, Mass source, From element and additional masses and loads* και δίνοντας το συνδυασμό **G+0.50·Q** (όπου $\psi_{2,1} = 0.50$ για σχολικά κτίρια), (Σχ. 4.42). Για όλα τα φορτία ο συντελεστής ασφαλείας γ_{sd} λαμβάνεται ίσος με 1.00 όπως ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για υφιστάμενα στοιχεία χωρίς βλάβες που δεν έχουν υποστεί επεμβάσεις (§1.2.3.3, Σχ. 1.16), και η ίδια τιμή λαμβάνεται και για τα νέα στοιχεία χωρίς περαιτέρω έλεγχο.



Σχήμα 4. 42 – Καθορισμός μαζών

Τυχηματικές δράσεις – Σεισμός⁷

Η κύρια τυχηματική δράση του σεισμού εξαρτάται από το στόχο της αποτίμησης (το ίδιο ισχύει και για τον ανασχεδιασμό) σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3, λαμβάνοντας υπόψη το συντελεστή σπουδαιότητας του δομήματος γ_i κατά τον EC8 και ενδεχομένως το διορθωτικό συντελεστή απόσβεσης η για υλικά των πρωτευόντων (υπό σεισμό) στοιχείων με κρίσιμο ποσοστό (ιξώδους) απόσβεσης ξ διάφορο του 5% (ΚΑΝ.ΕΠΕ. § 4.6.3.γ). Το υπό μελέτη κτίριο, ωστόσο, έχει ως δομικό υλικό το οπλισμένο σκυρόδεμα οπότε η απαίτηση αυτή δεν υπάρχει, ενώ για σχολεία, εκπαιδευτικά ιδρύματα κτλ. $\gamma_i = 1.20$. Η επαύξηση των σεισμικών δράσεων επανελέγχου μέσω του συντελεστή γ_i , δίνει τη δυνατότητα για επέκταση της συμβατικής διάρκειας ζωής πέραν της 50 – ετίας, ή (ισοδυνάμως) για να ληφθούν υπόψη οι συνέπειες ενδεχόμενης αστοχίας. Για πιθανότητα υπερβάσεως 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών ($T_{\text{επav}} = 475$ έτη), λαμβάνεται υπόψη η σεισμική δράση του EC8, ενώ για πιθανότητα υπερβάσεως 50% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσεως του EC8. Εδώ εφαρμόζεται ολόκληρη η σεισμική δράση του EC8 καθώς αποφασίστηκε η πρώτη περίπτωση.

Γενικώς, χρησιμοποιούνται τα φάσματα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης, κατά EC8, συναρτήσεως της ιδιοπεριόδου T του κτιρίου και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ξ ή του δείκτη συμπεριφοράς q . Σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα «φάσματα σχεδιασμού» - ανελαστικά $S_d(T)$ στα οποία μέσα στην τιμή του q εμπεριέχεται και το $\eta \neq 1.00$, για τα οποία ισχύει:

⁷ Άλλες τυχηματικές δράσεις δεν εξετάζονται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, πλην αυτής της πυρκαγιάς κατά το ισχύον θεσμικό πλαίσιο (π.χ. Κανονισμός Πυροπροστασίας, ΦΕΚ 32/Α/17.02.88, και άλλες σχετικές αποφάσεις, διατάξεις κ.λπ.), αναλόγως της χρήσης και του βαθμού κινδύνου του δομήματος (ως συνόλου ή ως τμήματος).

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.50}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q} \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

Στην περίπτωση εφαρμογής μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης χρησιμοποιούνται τα ομαλοποιημένα «ελαστικά φάσματα»:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (n \cdot 2.50 - 1) \right]$$

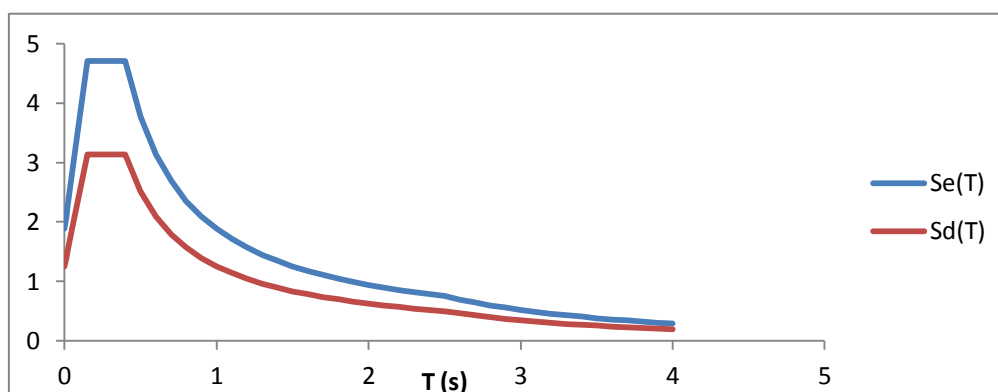
$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.50$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.50 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s}: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot n \cdot 2.50 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

Για το παρόν κτίριο οι επιμέρους συντελεστές κατά τον EC8 προκύπτουν:

Έδαφος A:	S=1.00	N. Σμύρνη: Κατ. Σπουδ. III	n=1
	T _B =0.15 s		a _{gR} =0.16·g
	T _C =0.40 s		γ _i =1.20
	T _D =2.50 s		a _g =γ _i ·a _{gR} =0.192·g



Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των υφιστάμενων δομημάτων, επιτρέπεται να εφαρμοσθούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού, οπότε δημιουργούνται οι παρακάτω 8 σεισμικοί συνδυασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις x (E_x) και ψ (E_ψ) σε ποσοστά 100% και 30%.

$$G + 0.50 \cdot Q + E_x + 0.30 \cdot E_\psi$$

$$G + 0.50 \cdot Q + E_x - 0.30 \cdot E_\psi$$

$$G + 0.50 \cdot Q - E_x + 0.30 \cdot E_\psi$$

$$G + 0.50 \cdot Q - E_x - 0.30 \cdot E_\psi$$

$$G + 0.50 \cdot Q + 0.30 \cdot E_x + E_\psi$$

$$G + 0.50 \cdot Q + 0.30 \cdot E_x - E_\psi$$

$$G + 0.50 \cdot Q - 0.30 \cdot E_x + E_\psi$$

$$G + 0.50 \cdot Q - 0.30 \cdot E_x - E_\psi$$

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 Γενικά

Η αρχική ανάλυση του κτιρίου, δεδομένου ότι έχει κατασκευαστεί το 1971, είχε γίνει με βάση τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Στην ανάλυσή του έχει χρησιμοποιηθεί η μέθοδος των επιτρεπόμενων τάσεων, μέθοδος που χρησιμοποιούσαν τότε, και που είναι μια απλοποιημένη υπολογιστική διαδικασία που υποεκτιμά και την τέμνουσα σχεδιασμού. Επίσης τόσο η ποιότητα των υλικών όσο και οι κατασκευαστικές μέθοδοι ήταν κατώτερες των σημερινών, ενώ ο ανεπαρκής σχεδιασμός των κρίσιμων περιοχών (περίσφιγξη, αγκυρώσεις οπλισμών, κλειστοί και πυκνοί συνδετήρες κτλ.) δεν εξασφαλίζει υψηλή πλαστιμότητα.

Αποτέλεσμα της κατασκευής του κτιρίου με βάση τους κανονισμούς σκυροδέματος και αντισεισμικό του 1954 και 1959, αντίστοιχα, της χρήσης απλοποιημένων υπολογιστικών μεθόδων ανάλυσης, καθώς και του σχεδιασμού του με βάση αρχιτεκτονικούς περιορισμούς της εποχής, είναι η ανεπάρκεια του κτιρίου τόσο σε αντοχή όσο και σε πλαστιμότητα και η απαίτηση επεμβάσεων για την ενίσχυσή του.

Βασικά προβλήματα που φαίνονται εύκολα ακόμα και μέσω της μελέτης των ξυλότυπων του κτιρίου είναι η παντελής έλλειψη τοιχωμάτων για την ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων. Επίσης, η μη ικανοποίηση της βασικής φιλοσοφίας των σύγχρονων Αντισεισμικών Κανονισμών για την αποφυγή ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα και την πρόβλεψη των πιθανών θέσεων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού μαλακού ορόφου) που επιτυγχάνεται με ικανοτικό σχεδιασμό. Και ακόμα, η όχι κατάλληλη όπλιση των κατακόρυφων στοιχείων ώστε να είναι στοιχεία με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας.

5.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Κατά την ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε, αρχικά, μία ιδιομορφική ανάλυση (*modal*) από την οποία προέκυψαν οι ιδιομορφές του κτιρίου. Η εξίσωση από την οποία προκύπτουν οι ιδιομορφές του κτιρίου, που είναι και αυτή που εφαρμόζεται από το πρόγραμμα SAP 2000 v.14, είναι η $| [K] - [M] \cdot \omega^2 | = 0$.

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

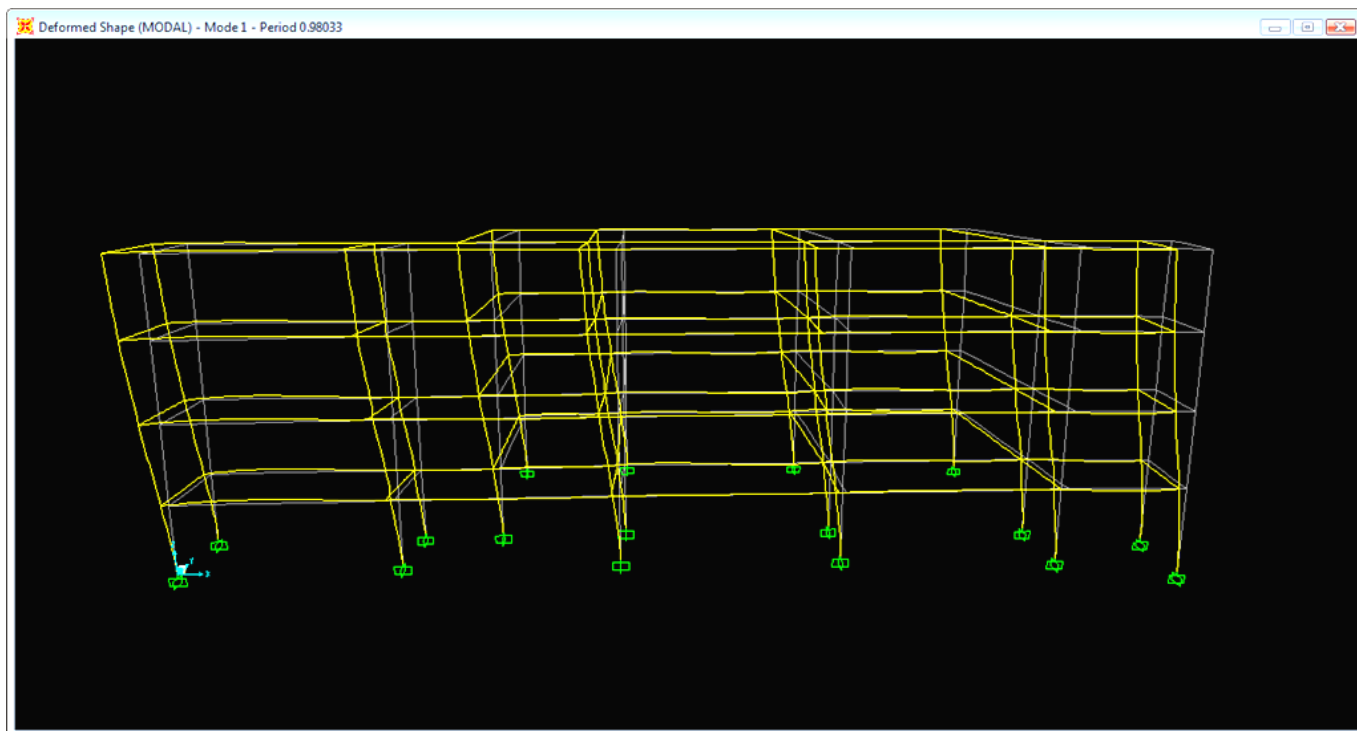
TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.980331	1.0201	6.4092	41.078
MODAL	Mode	2	0.825412	1.2115	7.6122	57.945
MODAL	Mode	3	0.708287	1.4119	8.871	78.694
MODAL	Mode	4	0.319975	3.1252	19.637	385.59
MODAL	Mode	5	0.268076	3.7303	23.438	549.34
MODAL	Mode	6	0.233093	4.2901	26.956	726.61
MODAL	Mode	7	0.21148	4.7286	29.711	882.71
MODAL	Mode	8	0.198774	5.0308	31.61	999.18
MODAL	Mode	9	0.187033	5.3466	33.594	1128.6
MODAL	Mode	10	0.184208	5.4286	34.109	1163.4
MODAL	Mode	11	0.174593	5.7276	35.988	1295.1
MODAL	Mode	12	0.172293	5.8041	36.468	1329.9

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.980331	0.82504	0.00181	0.05726	0.82504	0.00181	0.05726
MODAL	Mode	2	0.825412	0.0019	0.78534	0.34135	0.82694	0.78714	0.39861
MODAL	Mode	3	0.708287	0.00002523	0.00824	0.11643	0.82696	0.79538	0.51504
MODAL	Mode	4	0.319975	0.1091	0.00017	0.00725	0.93606	0.79555	0.52229
MODAL	Mode	5	0.268076	0.00017	0.11453	0.09296	0.93624	0.91008	0.61525
MODAL	Mode	6	0.233093	0.00001717	0.00214	0.01255	0.93625	0.91222	0.6278
MODAL	Mode	7	0.21148	1.751E-08	0.00125	0.00111	0.93625	0.91347	0.62891
MODAL	Mode	8	0.198774	0.000001144	0.00043	0.00016	0.93626	0.9139	0.62907
MODAL	Mode	9	0.187033	0.01986	0.00005797	0.00157	0.95611	0.91396	0.63064
MODAL	Mode	10	0.184208	0.02427	9.308E-07	0.00135	0.98038	0.91396	0.63199
MODAL	Mode	11	0.174593	0.000002392	0.00002464	0.00003307	0.98038	0.91398	0.632023
MODAL	Mode	12	0.172293	0.00069	0.00001016	0.000009942	0.98107	0.91399	0.632033

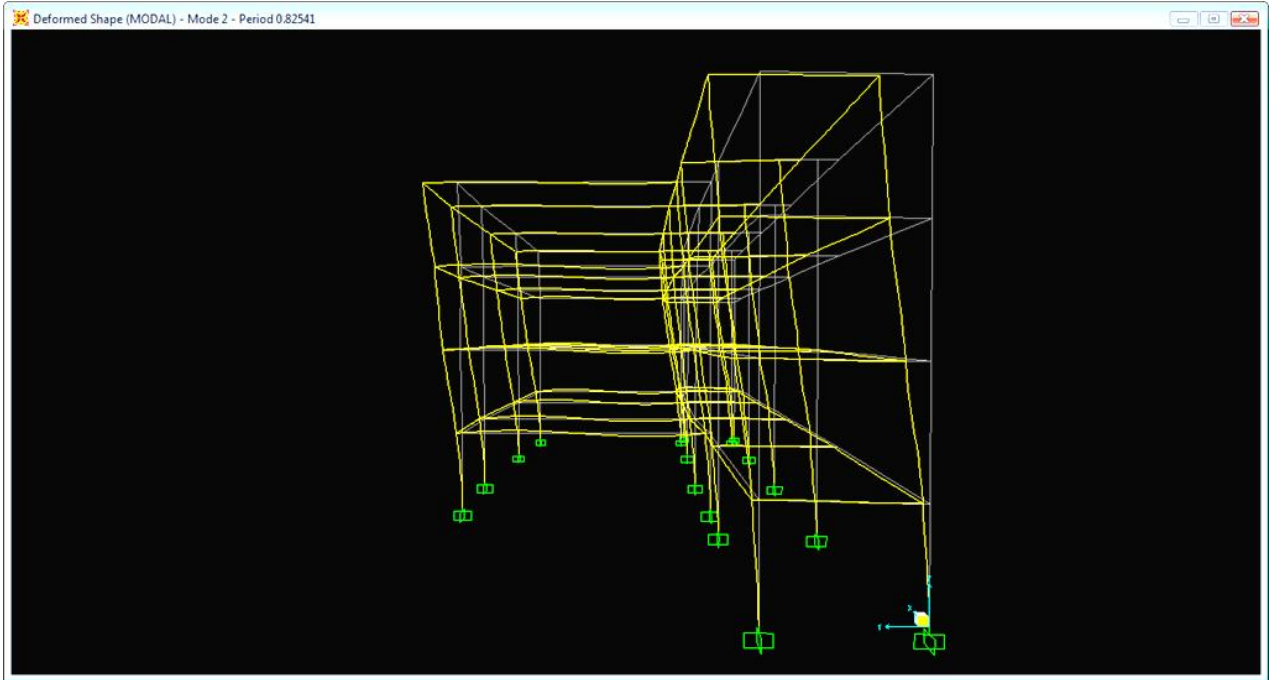
TABLE: Modal Participation Factors

StepType	StepNum	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMass	ModalStiff
Text	Unitless	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m
Mode	1	41.85186	-1.95841	-0.180654	15.978255	337.70681	-248.91277	1	41.07845
Mode	2	-2.00844	-40.8325	-0.471855	335.830642	-5.578073	-833.03712	1	57.94532
Mode	3	0.23142	4.182496	0.065679	-37.299363	4.156606	-354.93845	1	78.69396
Mode	4	15.21925	-0.59263	0.244194	0.626522	-12.29733	-88.540989	1	385.5923
Mode	5	0.606424	15.59343	-1.676423	-4.699545	35.590567	317.152435	1	549.34194
Mode	6	0.190921	-2.13141	0.246933	3.86701	6.737504	116.527503	1	726.60927
Mode	7	0.006098	1.627362	8.214701	66.192651	-185.8051	34.666057	1	882.71454
Mode	8	-0.04929	0.956914	4.625624	38.708759	-57.66611	13.021943	1	999.17701
Mode	9	-6.49284	0.350815	1.281439	5.781116	-54.91057	41.243961	1	1128.55438
Mode	10	7.177904	-0.04445	0.749112	5.254882	-25.89821	-38.211182	1	1163.43227
Mode	11	0.07126	-0.22873	-8.517047	-65.066278	196.0179	-5.981792	1	1295.10825
Mode	12	1.208067	0.146886	1.396459	7.059874	-57.72935	-3.279797	1	1329.92447

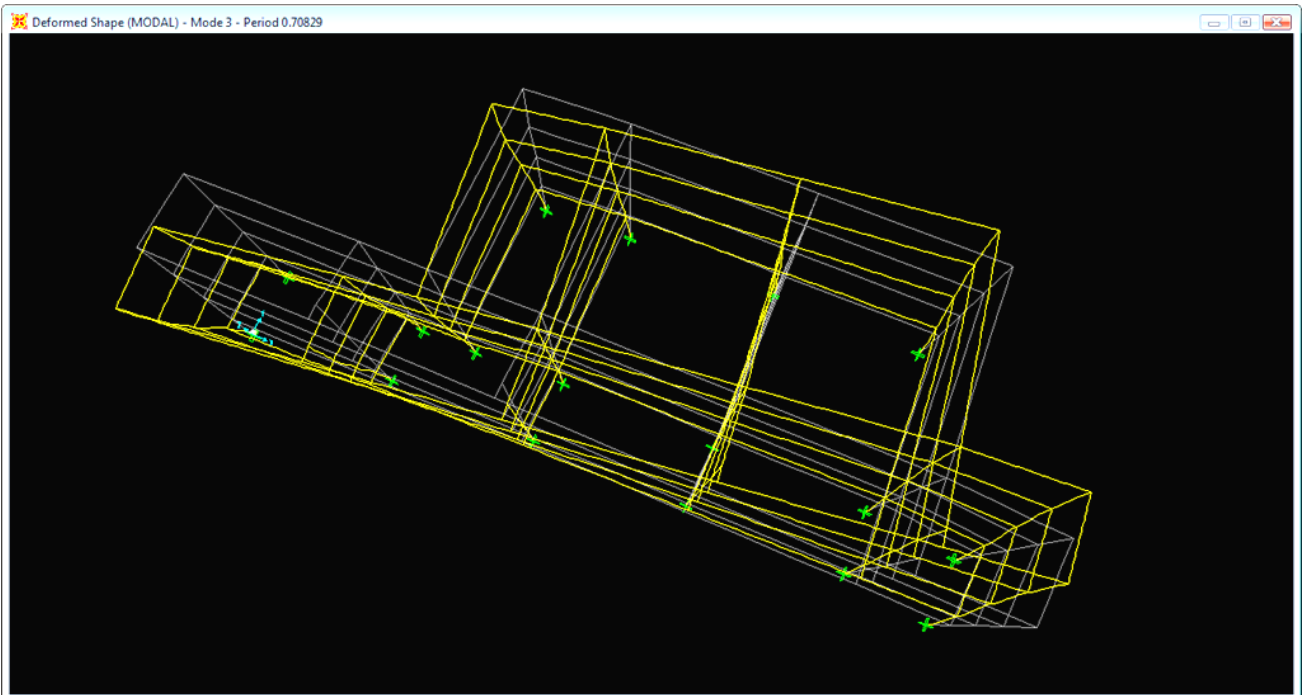
Στους παραπάνω πίνακες φαίνονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου. Οι σημαντικότερες από αυτές είναι, η πρώτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_1 = 0.9803 \text{ sec}$, η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση x , με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 82.504%. Η δεύτερη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_2 = 0.8254 \text{ sec}$, η οποία είναι μεταφορική κατά τη διεύθυνση y με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 78.534%. Η τρίτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_3 = 0.708 \text{ sec}$, ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 11.643%, η οποία είναι στροφική.



Σχήμα 5.1 – Πρώτη Ιδιομορφή κτιρίου, $T=0.98033 \text{ sec}$



Σχήμα 5. 2 – Δεύτερη Ιδιομορφή του κτιρίου, $T=0.82541$ sec



Σχήμα 5. 3 – Τρίτη Ιδιομορφή του κτιρίου, $T=0.70829$ sec

Συχνά, είναι πιθανό τα οριζόντια φορτία να υποτιμήσουν τις παραμορφώσεις στη δύσκαμπτη – ισχυρή πλευρά ενός στρεπτικά ευαίσθητου φορέα. Σύμφωνα με τον EC8 - 1, §4.3.3.4.2.7 - παράγραφος στην οποία παραπέμπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για το παρόν φαινόμενο - η συνεκτίμηση της στρέψης δε θα λαμβάνεται υπόψη σε κτίρια με *ευπαραμόρφωτα* διαφράγματα παρά μόνο σε αυτά με *απαραμόρφωτα*. Σε φορείς οπλισμένου σκυροδέματος τα διαφράγματα θεωρούνται απαραμόρφωτα εφόσον πληρούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- i. Παρουσία ουσιωδών περιμετρικών δοκών, απουσία έντονων μεταβολών του πάχους και των διατομών ή ασυνεχειών στη διάταξη δοκών ή/και πλακών.
- ii. Δεν πρόκειται για συστήματα συμπαγών πλακών δίχως δοκούς ή με έμμεσες στηρίξεις.
- iii. Μέσα στον ίδιο όροφο πρέπει να ισχύει $\Delta h_b \leq h_b/2$, όπου h_b είναι το μέσο ύψος δοκών.
- iv. Συμπαγής μορφή κάτοψης, χωρίς πολλές εσοχές/εξοχές (να αποφεύγονται μορφές τύπου «Γ», «Τ», «Π» κτλ.)
- v. Δεν υπάρχουν μεγάλα ανοίγματα (κενά) στο διάφραγμα.

Ωστόσο, όταν η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή του κτιρίου δεν είναι κυρίως στρεπτικές, γεγονός που συμβαίνει και στο υφιστάμενο κτίριο (Σχ. 5.1 – 5.2), η επιρροή της στρέψης δε θα λαμβάνεται στο προσομοίωμα, ειδάλως, πρέπει να λαμβάνονται αυξημένες μετακινήσεις στη δύσκαμπτη πλευρά μέσω ενός συντελεστή ενίσχυσης που βασίζεται στα αποτελέσματα της ελαστικής ιδιομορφικής ανάλυσης του χωρικού πλαισίου.

5.3 Δυναμική φασματική ανάλυση – Δείκτες ανεπάρκειας

Η κατά την §3.9.3 επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας (Στάθμη Β) πρέπει να λαμβάνεται υπόψη και κατά την επιλογή της μεθόδου ανάλυσης. Με βάση τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που προκύπτουν από την ανάλυση με μία από τις συνιστώμενες μεθόδους του ΚΑΝ.ΕΠΕ. γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιούνται κατά την ανάλυση είναι:

- i. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικό (q) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m).
- ii. Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό (q) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας (m).
- iii. Ανελαστική στατική ανάλυση (*pushover analysis*) και
- iv. Ανελαστική δυναμική ανάλυση (*ανάλυση χρονοϊστορίας*)

Οι απαιτήσεις και προβλέψεις των Κανονισμών για νέες κατασκευές δεν είναι πάντα εφικτό να καλύπτουν τις ανάγκες οι οποίες υπηρετούνται από τους Κανονισμούς που αφορούν υφιστάμενες κατασκευές. Γι' αυτό, προκειμένου περί υφισταμένων κατασκευών, είναι θεμιτό (και ενίοτε σκόπιμο) να εισάγονται και πρόσθετες έννοιες, απαιτήσεις και προβλέψεις, πάντοτε βεβαίως στο πλαίσιο των ίδιων βασικών αρχών.

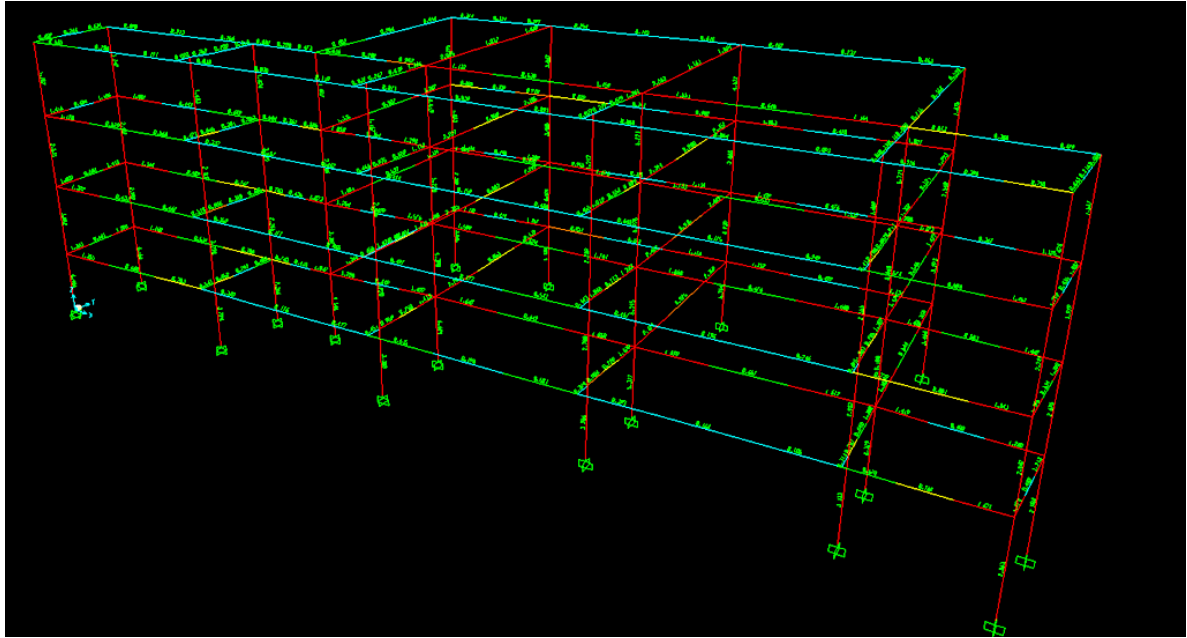
Ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας (έλεγχος της ανίσωσης ασφαλείας), (§1.2.3.3) σε όρους δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) ή παραμορφώσεων (παραμορφωσιακών μεγεθών) γίνεται για κάθε δομικό στοιχείο σύμφωνα με τα οριζόμενα από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αφού προηγουμένως το στοιχείο έχει (ενδεχομένως) χαρακτηριστεί ως «πρωτεύον» ή «δευτερεύον» (§1.4.1). Ως κύρια εν γένει θα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία εκείνα ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς θα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Η βασική συνέπεια του χαρακτηρισμού ενός φέροντος στοιχείου (ή επιμέρους φορέα) ως δευτερεύοντος είναι ότι για τα στοιχεία αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεσματικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ό,τι τα πρωτεύοντα στοιχεία. Στην περίπτωση κατά την οποία ως στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η άμεση χρήση μετά τον σεισμό, η παραπάνω διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία δεν επιτρέπεται. Η διάκριση σε κύρια/πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία δεν πραγματοποιείται στο παρόν κτίριο θεωρώντας τα όλα πρωτεύοντα. Ως η ελαστική δυναμική ανάλυση που εφαρμόζεται στο παρόν εδάφιο, ως ακριβέστερη της ελαστικής στατικής που αντιστοιχεί στη «μέθοδο οριζόντιας φόρτισης», χαρακτηρίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης» κατά τον EC8 - 1. Οι όροι που επιλέγονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. επελέγησαν ώστε να διευκολύνεται η αναφορά στις ανελαστικές (μη γραμμικές ως προς τους καταστατικούς νόμους των υλικών) μεθόδους. Για την εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης για στάθμες επιτελεσματικότητας διάφορες της A πρέπει να πληρούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις του EC8 - 1. Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων στις ελαστικές αναλύσεις δεν αποτελεί περιορισμό.

- i. Πρέπει για κάθε πρωτεύον στοιχείο να ισχύει $\lambda \leq 2.50$, ώστε να εξασφαλίζεται ότι η διαθέσιμη αντοχή κάθε τέτοιου στοιχείου είναι τουλάχιστον το 40% αυτής από την ελαστική ανάλυση (για $q = 1.00$).
- ii. Πρέπει να ισχύει $\bar{\lambda}_k \leq 1.50 \cdot \bar{\lambda}_{k,υπερ}$ και $\bar{\lambda}_k \leq 1.50 \cdot \bar{\lambda}_{k,υποκ}$, όπου $\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$
(με V_{si} η δρώσα τέμνουσα από το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό από τον οποίο προέκυψε το εκάστοτε λ), ώστε να ανιχνεύει την κανονικότητα αντίστασης καθ' ύψος, η δε υιοθετηθείσα οριακή τιμή διασφαλίζει ότι δεν υπάρχει *καμπτοδιατμητικώς ασθενής όροφος* και
- iii. Πρέπει να ισχύει $\lambda \leq 1.50 \cdot \lambda$ (σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά) έτσι ώστε να καλύπτονται θέματα *στρεπτικώς ασθενών ορόφων*.

Όπου λ είναι ο δείκτης ανεπάρκειας του στοιχείου, λόγος που υπολογίζεται ώστε να προσδιοριστεί μία πρώτη εικόνα της κατάστασης του κτιρίου, $\lambda = S_E / R_m$ όπου S_E είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (§4.4), όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q = 1$), ενώ R_m είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θα θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο. Οι λόγοι λ υπολογίζονται μόνο με βάση τις αντοχές σε κάμψη, αφενός για συντόμευση των σχετικών υπολογισμών και αφετέρου διότι, ακόμη και στην περίπτωση που επιλεγεί (συνεκτιμώντας και τις τιμές των λ) ελαστική μέθοδος ανάλυσης, οι έλεγχοι σε τέμνουσα γίνονται με

ικανοτική θεώρηση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ. 9), άρα ελέγχεται η απαίτηση $\lambda \leq 1$ για την ικανοτική τέμνουσα.

Οι δείκτες ανεπάρκειας έναντι κάμψης για τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των 8 προαναφερθέντων σεισμικών συνδυασμών του υπό μελέτη κτιρίου δίνονται αμέσως παρακάτω:



Σχήμα 5. 4 – Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων έναντι κάμψης

Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων έναντι κάμψης (λ) με $S_e(T)$				
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α' ΟΡΟΦΟΣ	Β' ΟΡΟΦΟΣ	Γ' ΟΡΟΦΟΣ
Y1	3.045	2.389	1.893	1.295
Y2	5.1	4.526	3.488	3.367
Y3	5.764	4.939	3.888	4.522
Y4	3.466	3.293	2.54	1.675
Y5	4.156	2.989	2.419	1.747
Y6	2.366	2.265	3.022	1.824
Y7	4.144	3.387	2.496	1.687
Y8	6.694	4.39	5.22	4.519
Y9	5.377	6.215	5.978	5.221
Y10	8.329 ⁸	8.188	8.2	5.771
Y11	2.904	2.696	1.979	1.567
Y12	4.466	3.052	2.531	1.787
Y13	3.794	3.22	2.837	1.683
Y14	3.308	2.92	2.405	1.167
Y15	3.206	2.788	2.289	1.212
Y16	3.133	2.982	2.555	1.689
Y17	2.863	2.86	2.247	1.676

Συνολικά τα κατακόρυφα στοιχεία είναι $17 \cdot 4 = 68$ και το 1/3 αυτών αντιστοιχεί στα 23 περίπου. Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. το δόμημα χαρακτηρίζεται από σαφή ανεπάρκεια όταν περισσότερα των 23 έχουν $\lambda > 4$. Το όριο αυτό προσεγγίζεται στην παρούσα κατασκευή αφού 20 στοιχεία έχουν $\lambda > 4$.

⁸ Με χρώμα διακρίνονται τα κρίσιμα λ των ορόφων.

Κρίνεται σκόπιμο να παρουσιαστεί στον ακόλουθο πίνακα, επιπλέον, μία σύγκριση του υπάρχοντος οπλισμού των υποστυλωμάτων με τον ελάχιστο απαιτούμενο τόσο σύμφωνα με τον Κ.Ω.Σ. 1954 όσο και με τον EC2 (ΕΑΚ2000):

ΙΣΟΓΕΙΟ

Υποστύλωμα	h (cm)	b (cm)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (0.8 %)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (1 %)	Υπάρχων συνολικός οπλισμός, cm ²	έλεγχος επάρκειας ως προς το A _{s,min} =0.8%	έλεγχος επάρκειας ως προς το A _{s,min} =1.0%
Y1	70.00	35.00	19.60	24.50	15.40	problem	problem
Y2	70.00	35.00	19.60	24.50	15.40	problem	problem
Y3	70.00	35.00	19.60	24.50	15.40	problem	problem
Y4	70.00	35.00	19.60	24.50	15.40	problem	problem
Y5	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y6			7.70	9.63	15.40	ok	ok
Y7	85.00	35.00	23.80	29.75	15.40	problem	problem
Y8	85.00	35.00	23.80	29.75	19.60	problem	problem
Y9	70.00	35.00	19.60	24.50	19.60	ok	problem
Y10	70.00	35.00	19.60	24.50	11.01	problem	problem
Y11	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y12	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y13			7.70	9.63	11.01	ok	ok
Y14			7.70	9.63	11.01	ok	ok
Y15			7.70	9.63	11.01	ok	ok
Y16			7.70	9.63	11.01	ok	ok
Y17	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Α' ΟΡΟΦΟΣ							
Υποστύλωμα	h (cm)	b (cm)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (0.8 %)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (1 %)	Υπάρχων συνολικός οπλισμός, cm ²		
Y1	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y2	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y3	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y4	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y5	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y6			7.70	9.63	15.40	ok	ok
Y7	75.00	35.00	21.00	26.25	15.40	problem	problem
Y8	75.00	35.00	21.00	26.25	21.00	ok	problem
Y9	65.00	35.00	18.20	22.75	18.20	ok	problem
Y10	65.00	35.00	18.20	22.75	11.01	problem	problem
Y11	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y12	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y13			7.70	9.63	11.01	ok	ok
Y14			7.70	9.63	11.01	ok	ok

Y15			7.70	9.63	11.01	ok	ok
Y16			7.70	9.63	11.01	ok	ok
Y17	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Β' ΟΡΟΦΟΣ							
Υποστύλωμα	h (cm)	b (cm)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (0.8 %)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (1 %)	Υπάρχων συνολικός οπλισμός, cm ²		
Y1	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y2	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y3	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y4	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y5	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y6			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y7	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y8	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y9	65.00	35.00	18.20	22.75	15.40	problem	problem
Y10	65.00	35.00	18.20	22.75	7.34	problem	problem
Y11	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y12	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y13			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y14			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y15			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y16			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y17	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Γ' ΟΡΟΦΟΣ							
Υποστύλωμα	h (cm)	b (cm)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (0.8 %)	Ελάχιστος οπλισμός, cm ² (1 %)	Υπάρχων συνολικός οπλισμός, cm ²		
Y1	50.00	35.00	14.00	17.50	15.40	ok	problem
Y2	50.00	35.00	14.00	17.50	15.40	ok	problem
Y3	50.00	35.00	14.00	17.50	15.40	ok	problem
Y4	50.00	35.00	14.00	17.50	15.40	ok	problem
Y5	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y6			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y7	50.00	35.00	14.00	17.50	15.40	ok	problem
Y8	50.00	35.00	14.00	17.50	15.40	ok	problem
Y9	50.00	35.00	14.00	17.50	15.40	ok	problem
Y10	50.00	35.00	14.00	17.50	7.34	problem	problem
Y11	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem
Y12	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem

Y13			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y14			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y15			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y16			7.70	9.63	7.34	problem	problem
Y17	40.00	45.00	17.87	22.34	12.56	problem	problem

Σχ. 5.5

Το συμπέρασμα που προκύπτει μελετώντας τους δύο παραπάνω πίνακες με έμφαση στο Σχ. 5.4, είναι πως όλα τα υποστυλώματα εμφανίζουν ανεπάρκεια σε όλους τους ορόφους. Άρα η απόφαση στην οποία καταλήγουμε είναι ότι το κτίριο χρειάζεται ενίσχυση, και μάλιστα ιδιαίτερα εκτεταμένη, ώστε να μπορεί να φέρει με ασφάλεια τα απαιτούμενα φορτία.

Ο έλεγχος των προϋποθέσεων που επιτρέπουν την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης δίνει ότι ενώ το δεύτερο κριτήριο ικανοποιείται, δεν ισχύει το ίδιο και για το πρώτο. Αναλυτικότερα:

- ii. Μέση τιμή του δείκτη ανεπάρκειας του ισογείου, $\bar{\lambda}_{\iota\sigma} = 5.115$
αφού:

$$\bar{\lambda}_{\iota\sigma} = (3.045 \cdot 78.421 + 5.1 \cdot 109.213 + 5.764 \cdot 123.857 + 3.466 \cdot 83.563 + 4.156 \cdot 42.186 + 2.366 \cdot 13.245 + 4.144 \cdot 121.232 + 6.694 \cdot 201.656 + 5.377 \cdot 170.247 + 8.329 \cdot 108.635 + 2.904 \cdot 30.961 + 4.466 \cdot 47.234 + 3.794 \cdot 15.041 + 3.308 \cdot 18.524 + 3.206 \cdot 18.2 + 3.133 \cdot 15.071 + 2.863 \cdot 35.082) / (78.421 + 109.213 + 123.857 + 83.563 + 42.186 + 13.245 + 121.232 + 201.656 + 170.247 + 108.635 + 30.961 + 47.234 + 15.041 + 18.524 + 18.2 + 15.071 + 35.082) = 6303.698 / 1232.368 = 5.115$$

Αντίστοιχα,

Μέση τιμή του δείκτη ανεπάρκειας α' ορόφου, $\bar{\lambda}_{\alpha} = 4.347$

Μέση τιμή του δείκτη ανεπάρκειας β' ορόφου, $\bar{\lambda}_{\beta} = 4.046$

Μέση τιμή του δείκτη ανεπάρκειας γ' ορόφου, $\bar{\lambda}_{\gamma} = 3.357$ και ισχύει η ανισότητα μεταξύ υπερκείμενων και υποκείμενων ορόφων, ως:

$$\text{Ισόγειο: } 5.115 < 4.347 \cdot 1.50 = 6.521 \text{ (ok)}$$

$$\text{Α όροφος: } 4.347 < 5.115 \cdot 1.50 = 7.673 \text{ (ok)} \\ < 4.046 \cdot 1.50 = 6.069 \text{ (ok)}$$

$$\text{Β όροφος: } 4.046 < 4.347 \cdot 1.50 = 6.521 \text{ (ok)} \\ < 3.357 \cdot 1.50 = 5.036 \text{ (ok)}$$

$$\text{Γ όροφος: } 3.357 < 4.046 \cdot 1.50 = 6.069 \text{ (ok)}$$

- i. Για μεγάλο αριθμό υποστυλωμάτων δεν ισχύει $\lambda \leq 2.50$.

Επομένως, για να εφαρμοστεί η δυναμική φασματική ανάλυση ως μέθοδος αποτίμησης οι συντελεστές ασφαλείας του προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται επιβάλλεται να προσαυξηθούν κατά 0.15, δηλαδή για το παρόν κτίριο $\gamma_{sd} = 1.00 + 0.15 = 1.15$.

Υπενθυμίζεται, επιπλέον, ότι ο αρχικός έλεγχος επάρκειας που πραγματοποιήθηκε για τον υπολογισμό των δεικτών ανεπάρκειας έγινε για το ελαστικό φάσμα του EC8 - 1, $S_e(T)$ ενώ αμέσως παρακάτω, όπου εφαρμόζεται κανονικά η δυναμική φασματική ανάλυση για την αποτίμηση του κτιρίου, θα χρησιμοποιηθεί το ανελαστικό φάσμα $S_d(T)$ για $q = 1.50$:

Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων έναντι κάμψης (λ) με $S_d(T)$								
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΙΣΟΓΕΙΟ	*1.15	A' ΟΡΟΦΟΣ	*1.15	B' ΟΡΟΦΟΣ	*1.15	Γ' ΟΡΟΦΟΣ	*1.15
Y1	2.277	2.61855	1.781	2.04815	1.505	1.73075	1.06	1.219
Y2	4.295	4.93925	4	4.6	3.211	3.69265	3.25	3.7375
Y3	5.118	5.8857	4.655	5.35325	3.646	4.1929	4.323	4.97145
Y4	2.817	3.23955	2.845	3.27175	2.186	2.5139	1.491	1.71465
Y5	2.852	3.2798	2.151	2.47365	1.776	2.0424	1.28	1.472
Y6	1.917	2.20455	1.765	2.02975	2.373	2.72895	1.392	1.6008
Y7	3.196	3.6754	2.614	3.0061	2.221	2.55415	1.406	1.6169
Y8	5.707	6.56305	3.908	4.4942	4.68	5.382	4.12	4.738
Y9	4.784	5.5016	5.715	6.57225	5.465	6.28475	4.841	5.56715
Y10	7.529	8.65835	7.059	8.11785	7.053	8.11095	5.05	5.8075
Y11	1.905	2.19075	1.823	2.09645	1.359	1.56285	1.108	1.2742
Y12	3.083	3.54545	2.209	2.54035	1.84	2.116	1.3	1.495
Y13	3.144	3.6156	2.585	2.97275	2.236	2.5714	1.24	1.426
Y14	2.672	3.0728	2.266	2.6059	1.789	2.05735	0.784	0.9016
Y15	2.587	2.97505	2.17	2.4955	1.719	1.97685	0.851	0.97865
Y16	2.398	2.7577	2.274	2.6151	1.951	2.24365	1.287	1.48005
Y17	1.943	2.23445	2	2.3	1.584	1.8216	1.204	1.3846
Δ6 στηρ	1.341	1.54215	1.241	1.42715	-	-	-	-
Δ7 στηρ	1.65	1.8975	1.589	1.82735	1.532	1.7618	1.394	1.6031
Δ8 στηρ	1.71	1.9665	1.676	1.9274	1.594	1.8331	1.49	1.7135
Δ9 στηρ	1.1	1.265	-	-	-	-	-	-
Δ14 στηρ	1.168	1.3432	1.291	1.48465	-	-	-	-
Δ17 στηρ	1.105	1.27075	1.1	1.265	1.1	1.265	-	-
Δ18 στηρ	-	-	-	-	-	-	1.13	1.2995
Δ19 στηρ	2.054	2.3621	2.147	2.46905	2.043	2.34945	1.937	2.22755
Δ20 στηρ	-	-	-	-	-	-	1.14	1.311
Δ21 στηρ	2.218	2.5507	2.21	2.5415	2.166	2.4909	2.175	2.50125
Δ23 στηρ	1.194	1.3731	1.2	1.38	1.138	1.3087	-	-

Τέλος, στον κάτωθι πίνακα δίνονται οι ανεπάρκειες των στοιχείων του κτιρίου έναντι του φαινομένου της διάτμησης όπως υπολογίστηκαν μέσω βοηθητικού λογιστικού φύλλου Excel από τα εντατικά μεγέθη των σεισμικών συνδυασμών.

Ανεπάρκεια σε διάτμηση							
Στοιχείο	Vsd (kN)	*1.15	VR (kN)	Στοιχείο	Vsd (kN)	*1.15	VR (kN)
Δ7ισ	146.572	168.5578	158.571	Δ7β	155.05	178.3075	158.5714
Δ8ισ	175.546	201.8779	158.571	Δ8β	176.47	202.9405	158.5714
Δ19ισ	217.946	250.6379	161.998	Δ19β	222.63	256.0245	161.998
Δ21ισ	242.528	278.9072	161.998	Δ21β	243.6	280.14	161.998
Δ25ισ	219.989	252.9874	162.028	Δ25β	100.497	115.5716	111.79
Δ26ισ	207.319	238.4169	162.028	Δ26β	209.636	241.0814	162.028
Δ27ισ	218.122	250.8403	162.028	Δ27β	219.096	251.9604	162.028
Δ28ισ	177.736	204.3964	162.028	Δ28β	161.972	186.2678	162.028
Δ7α	141.5	162.725	158.5714	Δ7γ	188.26	216.499	158.5714
Δ8α	173.82	199.893	158.5714	Δ8γ	214.67	246.8705	158.5714
Δ19α	220.92	254.058	161.998	Δ19γ	279.38	321.287	161.998
Δ21α	244.48	281.152	161.998	Δ21γ	320.88	369.012	161.998
Δ25α	101.87	117.1505	111.79	Δ25γ	143.359	164.8629	162.028
Δ26α	209.473	240.894	162.028	Δ26γ	137.255	157.8433	162.028
Δ27α	219.352	252.2548	162.028	Δ27γ	144.439	166.1049	162.028
Δ28α	171.984	197.7816	162.028	Δ28γ	145.567	167.4021	162.028
				Υ2γ	170.42	195.983	148.409
				Υ3γ	199.642	229.5883	154.427
				Υ8γ	144.172	165.7978	164.2

5.4 Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover analysis)

5.4.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Η μέθοδος αναφέρεται ενίοτε και ως *μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων* (§3.1 - §3.6). Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία 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).

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της ανελαστικής στατικής μεθόδου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι οι ακόλουθες (§3.4):

- i. Συνίσταται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «Ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα.
- ii. 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 μπορεί να 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 EC8 ($\alpha = 1$). 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.

Ο έλεγχος στο υφιστάμενο κτίριο δίνει ότι τα παραπάνω δύο κριτήρια ικανοποιούνται. Έχει ήδη αποδειχθεί αναλυτικά (§4.2) ότι η Σ.Α.Δ. είναι «Ικανοποιητική» (Κριτήριο i), ενώ για το Κριτήριο ii ισχύει μετά από πρόσθεση των επιμέρους τεμνουσών των υποστυλωμάτων που προέκυψαν από τις τρεις ζητούμενες αναλύσεις:

ΟΡΟΦΟΣ	Αρχική δυναμική φασματική ανάλυση (όλες οι I/M με >90% συμμετοχή)		Δεύτερη δυναμική φασματική ανάλυση με μόνο 1 I/M			Δεύτερη δυναμική φασματική ανάλυση με μόνο 1 I/M		
	V3	V2	1 ^η I/M (V3)	x1.30		2 ^η I/M (V2)	x1.30	
Τέμνουσα ισογείου (kN)	704.665	760.402	637.38	828.594	ok	677.506	880.579	ok
Τέμνουσα 1ου ορόφου(kN)	632.922	671.995	585.75	761.475	ok	610.192	793.25	ok
Τέμνουσα 2ου ορόφου(kN)	500.58	533.818	456.26	593.138	ok	482.935	627.816	ok
Τέμνουσα 3ου ορόφου(kN)	316.224	342.745	284.3	369.59	ok	346.727	450.745	ok

5.4.2 Εντατικό μέγεθος αντίστασης διαρροής ή αστοχίας στοιχείου

Η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να λαμβάνεται ίση με την οριακή αντοχή (για το οπλισμένο σκυρόδεμα όπως αυτή υπολογίζεται με βάση τις διατάξεις του ΕΚΩΣ 2000), με χρήση όμως των μέσων τιμών αντοχής των υλικών, αντί των τιμών σχεδιασμού. Ειδικώς στην περίπτωση όπου η τιμή της αντίστασης διαρροής χρησιμοποιείται για τον έλεγχο κριτηρίων επιτελεσματικότητας ψαθυρών τρόπων αστοχίας, η τιμή της υπολογίζεται με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας.

Αν καθοριστική της αντίστασης των γραμμικών στοιχείων είναι η κάμψη, ένα κάτω όριο της F_y προκύπτει συνήθως από την τιμή της ροπής στη διαρροή του εφελκυσμένου χάλυβα.

Προκειμένου περί πλακοδοκών, η ροπή αστοχίας (ή διαρροής) για εφελκυσμό στην πλάκα πρέπει να υπολογίζεται προσμετρώντας και τους παράλληλους στη δοκό οπλισμούς της πλάκας οι οποίοι βρίσκονται μέσα στο συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας, και είναι επαρκώς αγκυρωμένοι πέραν της διατομής στήριξης της δοκού. Το συνεργαζόμενο σε εφελκυσμό πλάτος της πλάκας σε κάθε πλευρά του κορμού μπορεί να ληφθεί ίσο με το ένα τέταρτο του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό, όποιο είναι μικρότερο. Η ροπή αντοχής ή διαρροής πλακοδοκών εν γένει δεν επηρεάζεται ουσιαστικά από την τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους σε θλίψη, είναι όμως ευαίσθητη στην αντίστοιχη τιμή σε εφελκυσμό. Η υποτίμηση της καμπτικής αντοχής πλακοδοκών, με υιοθέτηση χαμηλής

τιμής συνεργαζόμενου πλάτους σε εφελκυσμό, είναι σε βάρος της ασφάλειας, εάν οδηγεί στο εσφαλμένο συμπέρασμα ότι η πλακοδοκός διαρρέει σε κάμψη προτού αστοχήσει σε τέμνουσα ή ότι σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς αντί στα υποστυλώματα.

5.4.3 Παραμόρφωση διαρροής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Στον υπολογισμό της παραμόρφωσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συμβολή και της κάμψης και της διάτμησης. Η συμβολή της κάμψης στην παραμόρφωση διαρροής μπορεί να υπολογιστεί με βάση την τιμή της καμπυλότητας διαρροής, $(1/r_y)$, η οποία μπορεί να υπολογιστεί με βάση την υπόθεση επιπεδότητας διατομών και με γραμμικό νόμο $\sigma - \epsilon$ του χάλυβα και του σκυροδέματος σε θλίψη, για μηδενική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Εάν δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή στοιχείων μπορεί να εκτιμηθεί, όπως έχει προαναφερθεί, από την έκφραση [4.17]. Υπενθυμίζεται και εδώ ότι εάν οι παραμορφώσεις « δ » αναφέρονται στο σύνολο του μήκους $L_s = \alpha_s \cdot h$ στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της θ_y που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με $(1/r)_y \cdot (L_s + a_v \cdot z)/3$, όπου ο όρος $a_v \cdot z$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης σ' αυτές, z είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, ο δε συντελεστής a_v ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, V_{R1} , που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη. Στην τιμή αυτή χρειάζεται να προστεθεί η συμβολή της στροφής της ακραίας διατομής λόγω εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου. Χρειάζεται επίσης να προστεθεί η συμβολή των διατμητικών παραμορφώσεων στη θ_y . Αν από τη διατομή του άκρου του δομικού στοιχείου και προς το εσωτερικό του μήκους του υπάρχει περιοχή ένωσης των διαμήκων ράβδων με παράθεση των άκρων τους, χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ένωσης στην τιμή της θ_y , όπως αυτή συντίθεται από τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, των διατμητικών παραμορφώσεων και της στροφής της ακραίας διατομής λόγω ολίσθησης του τμήματος των ράβδων πέραν από την διατομή αυτή (KAN.ΕΠΕ. §7.2.2). Στην παρούσα ανάλυση η επιρροή αυτή αγνοείται.

Επιπλέον, αν η τέμνουσα αντοχής του στοιχείου, V_R , υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, $V_{Mu} = M_y/L_s$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση, οπότε η παραμόρφωση διαρροής υπολογίζεται ως το γινόμενο της $(1/r)_y$ ή της θ_y επί $V_R \cdot L_s / M_y$, ανάλογα με το νόημα της δ (ως $1/r$ ή ως θ).

5.4.4 Παραμορφώσεις αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Αστοχία από κάμψη

Ο υπολογισμός της πλαστικής γωνίας στροφής χορδής και της συνολικής γωνίας στροφής χορδής μπορούν να γίνουν λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω:

- i. Η διαθέσιμη γωνία πλαστικής στροφής θ_u^{pl} μίας κρίσιμης περιοχής και η διαθέσιμη συνολική γωνία στροφής θ_u στο άκρο δομικού στοιχείου πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη όλες τις υπεισερχόμενες παραμέτρους των μεγεθών αυτών, πάντως δε συνεκτιμώντας υπέρ της ασφαλείας και όλες τις σχετικές πηγές αβεβαιότητας.
- ii. Επιτρέπεται η χρήση συντηρητικών αναλυτικών μεθόδων για τη εκτίμηση της θ_u^{pl} , αποδεκτών στη διεθνή βιβλιογραφία.
- iii. Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της πλαστικής γωνίας στροφής ή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος συναρτήσει των γεωμετρικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων και των οπλισμών τους, με τη βοήθεια εμπειρικών σχέσεων ή πινάκων.

Ως τέτοιες σχέσεις επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται οι εξής, εφόσον οι διαμήκεις οπλισμοί είναι νευροχάλυβες:

Για τη μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα, ισχύει η παρακάτω σχέση [5.1]:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot [(\max(0.01; \omega') / \max(0.01; \omega)) \cdot f_c]^{0.225} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25^{(a \cdot \rho_s \cdot f_{yw} / f_c)} \cdot 1.25^{100 \cdot \rho_d} \quad [5.1]$$

όπου:

$v = N / (b \cdot h \cdot f_c)$: η ανηγμένη αξονική δύναμη

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

$\alpha_s = M / (V \cdot h)$: ο λόγος διάτμησης

$\alpha = (1 - s_h / (2 \cdot b_c)) \cdot (1 - s_h / (2 \cdot h_c)) \cdot (1 - \sum d_i^2 / (6 \cdot b_c \cdot h_c))$: ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης

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

ρ_d : το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

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

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0.0145 \cdot 0.25^v \cdot \left[\frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.3} \cdot f_c^{0.2} \cdot \alpha_s^{0.35} \cdot 25^{[a \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c}]} \cdot 1.275^{1000 \cdot \rho_d} \quad [5.2]$$

Κανονικά, ο έλεγχος των διαθέσιμων γωνιών στροφής κάθε μέλους (KAN.ΕΠΕ. §7.2.4.1) γίνεται με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης οι οποίες παρουσιάζονται

σταδιακώς κατά τις φορτίσεις που λαμβάνονται υπόψη στη σύνταξη της καμπύλης αντίστασης. Απλοποιητικά, επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος αυτός σε κάθε μέλος με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης ίσες με εκείνες που συμβαίνουν στο μέλος αυτό κατά τη στιγμή της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος. Όσον αφορά την αξονική δύναμη, μόνον στην περίπτωση χθαμαλών κτιρίων, στα οποία η σεισμική δράση δεν συνεπάγεται συνήθως μεταβολή αξονικών δυνάμεων στα κατακόρυφα στοιχεία, είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί τιμή αξονικής δύναμης που οφείλεται μόνον στα κατακόρυφα φορτία. Όσον αφορά το λόγο διάτμησης, μόνον σε κατακόρυφα στοιχεία μπορεί να χρησιμοποιείται σταθερή τιμή του λόγου διάτμησης καθ' όλη την διάρκεια της απόκρισης. Σε δοκούς, κρίσιμο έναντι της αστοχίας σε κάμψη είναι ένα άκρο όταν εφελκύεται το πάνω πέλμα. Τότε, το μήκος διάτμησης υπολογίζεται ως ο εκάστοτε λόγος M/V στη διατομή στήριξης. Μόνον όταν εφελκύεται το κάτω πέλμα, μπορεί να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του λόγου διάτμησης η σταθερή τιμή που έχει ήδη αναφερθεί.

Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985, με χρήση νευροχαλύβων, οι τιμές που υπολογίζονται με βάση τα ανωτέρω χρειάζεται να διαιρεθούν δια 1.2.

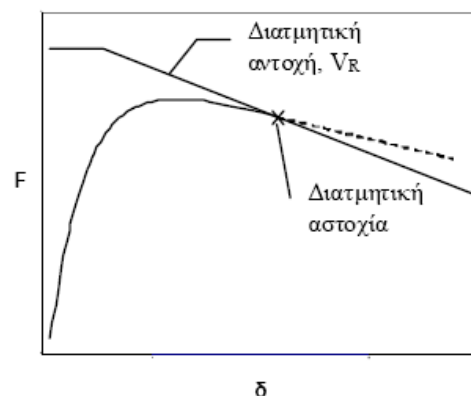
Σε στοιχεία που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με βάση τα ισχύοντα στην Ελλάδα προ του 1985 με χρήση λείων ράβδων, η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_{um} , υπολογίζεται ως το 95% της τιμής που προκύπτει κατά τα ανωτέρω εδάφια.

Στην περίπτωση λείων χαλύβων, οι τιμές για τη μέση τιμή γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία, θ_u , χρειάζεται να πολλαπλασιασθούν επί 0.79 και για τη μέση τιμή πλαστικής γωνίας στροφής στην αστοχία, θ_u^{pl} , επί 0.75.

Αστοχία από τέμνουσα

Εάν το στοιχείο αστοχεί από τέμνουσα προτού διαρρεύσει σε κάμψη, δηλαδή αν $V_R < V_{My}$, τότε επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή, θ_y .

Κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, η σταδιακή εξασθένηση της V_R σε τέμνουσα, ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση που αρχικώς ήταν $V_R > V_{Mu}$. Για να ληφθεί επαρκώς υπόψη το φαινόμενο αυτό, απαιτείται η εκτίμηση αυτής της εξασθένησης της V_R συναρτήσεως του απαιτούμενου για το σχεδιασμό δείκτη πλαστιμότητας επιβαλλόμενων μετακινήσεων, $\mu_\delta = \mu_\theta = \theta_u/\theta_y$.



Η εξασθένιση της διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση οφείλεται στο συνδυασμό πολλών μηχανισμών, όπως:

- ▶ Η λειοτρίβηση των επιφανειών των ρωγμών και η εξασθένιση του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών.
- ▶ Η διεύρυνση των ρωγμών με τη συσσώρευση ανελαστικών παραμορφώσεων (μήκυνσης) στους συνδετήρες, η μείωση των τάσεων συνάφειας κατά μήκος τους λόγω της ανακύκλισης, καθώς και η επακόλουθη πρόσθετη εξασθένιση του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών.
- ▶ Η εξασθένιση της δράσης βλήτρου (των διαμήκων οπλισμών) με την ανακύκλιση της έντασης.
- ▶ Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών με την ανακύκλιση και τη μείωση της αντίστασης σε τέμνουσα της θλιβόμενης ζώνης.

Όταν δε διατίθεται ένα ακριβέστερο προσομοίωμα, η εξασθένιση της αντοχής σε τέμνουσα, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, επιτρέπεται να εκτιμάται με βάση την παρακάτω σχέση [5.3]:

$$V_R = ((h-x)/(2 \cdot L_s)) \cdot \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) \cdot [0.16 \cdot \max(0.5; 100 \cdot \rho_{tot}) \cdot (1 - 0.16 \cdot \min(5; \alpha_s)) \cdot f_c^{0.5} \cdot A_c + V_w] \quad [5.3]$$

όπου:

h: ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D για τις κυκλικές διατομές)

x: ύψος της θλιβόμενης ζώνης

N: αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

A_c : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος

f_c : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε MPa

$\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$: πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής, ισούται με το λόγο του πλαστικού μέρους της μέγιστης τιμής της γωνίας στροφής χορδής (συνολική γωνία μείον γωνία στη διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στη διαρροή θ_y .

ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου, και ενδιάμεσου)

α_s : λόγος διάτμησης

V_w : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

Για ορθογωνικές διατομές: $V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw}$:

όπου:

ρ_w : το ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

z: ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

f_{yw} : η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Για κυκλικές διατομές: $V_w = ((\pi \cdot A_{sw}) / (2 \cdot s)) \cdot f_{yw} \cdot (D - 2 \cdot c)$, όπου:

A_{sw} : το εμβαδόν διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα

s: η απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων

c: η επικάλυψη του οπλισμού

Όλοι οι υπολογισμοί των γωνιών στροφής χορδής και του λόγου K_{eff}/K_y για όλα τα στοιχεία του κτιρίου παρατίθενται στους ακόλουθους πίνακες:

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΟ ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Ψ

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΧΗΣ																									
Y/Z	Y ₁ /Z ₁	h (m)	bw (m)	N	Db (m)	d (m)	z (m)	1/r _{1y}	ln (m)	Ln (m)	k (m)	p1	Nsd (kN)	σ _{cp} (kN/m ²)	VR1 (kN)	My (kN-m)	Vmu (kN)	av	By (rad)	s (m)	n	Vw (kN)	VR (kN)	By (shear) (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ
		220	Es (MPa)	200000	16	tcm (MPa)	2.496	fctk0.05 (MPa)	1.747	cr (MPa)	0.437	c (m)	0.02												
Y12σ	1	0.5	0.35	2	0.02	0.462	0.424	0.003894	6.000	3.000	1.138	0.00389	322.000	1.84	153.580	121.421	40.474	0	0.00608	0.3	2	30.65390182	184.2335278	0.006081173	ok
Y13σ	2	0.4	0.45	2	0.02	0.362	0.324	0.004868	2.500	1.250	1.238	0.00386	592.890	3.29	199.788	165.820	132.656	0	0.00465	0.3	2	24.01885814	223.8066763	0.004646591	ok
Y13σ	3	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.00465	929.837	7.59	210.080	160.167	124.402	0	0.00492	0.3	2	20.76768673	230.8480982	0.004920346	ok
Y13σ	3	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00465	669.261	5.46	175.126	128.582	89.448	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	195.893689	0.005138919	ok
Y14σ	4	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.00465	835.052	6.82	197.366	148.859	115.619	0	0.00492	0.3	2	20.76768673	218.1333675	0.004920346	ok
Y15σ	5	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.625	1.313	1.287	0.00465	889.753	7.26	204.703	155.408	118.406	0	0.00496	0.3	2	20.76768673	225.4711159	0.004955829	ok
Y16σ	6	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00465	658.235	5.37	173.647	127.208	88.493	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	194.4146299	0.005138919	ok
Y13σ	7	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	418.798	3.42	139.477	89.348	62.155	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	160.3112162	0.005076466	ok
Y13σ	8	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	174.432	1.42	106.592	55.508	38.614	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	127.4265345	0.005076466	ok
Y14σ	9	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00465	598.319	4.88	165.610	119.685	83.259	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	186.3773265	0.005138919	ok
Y14σ	10	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	359.412	2.83	131.486	81.397	56.624	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	152.3195574	0.005076466	ok
Y14σ	11	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	121.484	0.99	99.465	47.705	33.186	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	120.2985551	0.005076466	ok
Y15σ	12	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00465	644.276	5.26	171.774	125.465	87.280	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	192.5421297	0.005138919	ok
Y5σ	13	0.4	0.45	2	0.02	0.362	0.324	0.004868	2.575	1.288	1.238	0.00386	472.665	2.63	183.467	145.456	112.976	0	0.00469	0.3	2	24.01885814	207.4861325	0.004687862	ok
Y6σ	14	0.35	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.575	1.288	1.289	0.00598	534.150	4.28	160.531	126.715	98.419	0	0.00505	0.3	2	20.63498586	181.1662524	0.005045252	ok
Y7σ	15	0.85	0.35	2	0.018	0.813	0.776	0.002291	2.575	1.288	1.000	0.00179	847.683	2.85	279.666	377.403	293.129	1	0.00459	0.3	2	53.94290515	333.6087457	0.004593395	ok
Y8σ	16	0.85	0.35	2	0.02	0.812	0.774	0.002291	2.575	1.288	1.000	0.00221	1908.771	6.42	433.466	700.355	543.965	1	0.00462	0.3	2	53.87655472	487.34291	0.004136933	καθοριστική της διαρροής η διάτμηση
Y9σ	17	0.7	0.35	2	0.02	0.662	0.624	0.002781	2.625	1.313	1.000	0.00271	2306.210	9.41	459.584	654.222	498.455	1	0.00463	0.3	2	43.92398919	503.5075407	0.004627678	ok
Y10σ	18	0.7	0.35	2	0.018	0.663	0.626	0.002781	2.875	1.438	1.000	0.00219	1415.513	5.78	331.633	232.964	162.062	0	0.00404	0.3	2	43.99033963	375.6230466	0.004036416	ok

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

Y/Z	$\frac{z}{h}$	h (m)	bw (m)	N	Db(m)	d (m)	z (m)	1/rly	ln (m)	Ls (m)	k (m)	p1	Nsd (kN)	σcp (kN/m ²)	VR1 (kN)	My (kN-m)	Vmu (kN)	av	θy (rad)	s (m)	n	Vw (kN)	VR (kN)	θy (shear) (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ
Y15β'	19	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	387.955	3.17	135.327	85.237	59.295	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	156.1606297	0.005076466	ok
Y11α'	21	0.7	0.35	2	0.018	0.663	0.626	0.002781	2.575	1.288	1.000	0.00219	560.760	2.29	210.197	234.589	182.205	0	0.00402	0.3	2	43.99033963	254.1870669	0.004016484	ok
Y21α'	22	0.7	0.35	2	0.018	0.663	0.626	0.002781	2.575	1.288	1.000	0.00219	1326.960	5.42	319.052	422.503	328.158	1	0.00460	0.3	2	43.99033963	363.0421954	0.004596875	ok
Y31α'	23	0.7	0.35	2	0.018	0.663	0.626	0.002781	2.625	1.313	1.000	0.00219	1644.119	6.71	364.111	494.349	376.647	1	0.00460	0.3	2	43.99033963	408.1014276	0.004598306	ok
Y41α'	24	0.7	0.35	2	0.018	0.663	0.626	0.002781	2.875	1.438	1.000	0.00219	802.869	3.28	244.593	296.689	206.392	0	0.00404	0.3	2	43.99033963	288.5838384	0.004036416	ok
Y15γ'	34	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	128.820	1.05	100.454	48.801	33.949	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	121.2884625	0.005076466	ok
Y16α'	35	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00465	468.539	3.82	148.201	103.010	71.659	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	168.9682665	0.005138919	ok
Y16β'	36	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	285.205	2.33	121.499	71.234	49.554	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	142.3334154	0.005076466	ok
Y16γ'	37	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	108.176	0.88	97.676	45.713	31.801	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	118.51037	0.005076466	ok
Y5α'	57	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	337.044	1.87	161.955	121.764	84.706	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	189.2915618	0.004616333	ok
Y5β'	58	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	206.056	1.14	143.966	97.970	68.153	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	171.3025431	0.004616333	ok
Y5γ'	59	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	80.440	0.45	126.715	74.083	51.536	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	154.0512791	0.004616333	ok
Y6α'	60	0.35	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00698	374.979	3.06	140.649	107.119	74.518	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	161.2838891	0.005263826	ok
Y6β'	61	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	233.245	1.90	114.507	63.948	44.486	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	135.341084	0.005076466	ok
Y6γ'	62	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00366	95.811	0.78	96.012	43.847	30.502	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	116.8463942	0.005076466	ok
Y7α'	63	0.75	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.00217	636.295	2.42	255.166	273.246	212.230	0	0.00492	0.3	2	20.76768673	275.934098	0.004920346	ok
Y7β'	64	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	408.989	1.80	203.559	179.632	124.962	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	224.3269811	0.005138919	ok
Y7γ'	65	0.5	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00489	177.850	1.02	145.894	81.305	56.560	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	166.5293902	0.005263826	ok
Y1α'	66	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	407.288	1.79	203.331	179.203	124.663	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	224.0988041	0.005138919	ok
Y1β'	67	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	253.366	1.11	182.684	139.446	97.006	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	203.4512673	0.005138919	ok
Y1γ'	68	0.5	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00489	95.414	0.55	134.907	68.954	47.968	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	155.5418491	0.005263826	ok
Y2α'	69	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	976.439	4.29	279.679	314.115	218.515	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	300.4463454	0.005138919	ok
Y2β'	70	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	629.728	2.77	233.170	233.854	162.681	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	253.9375413	0.005138919	ok
Y2γ'	71	0.5	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00489	281.343	1.61	159.689	96.337	67.017	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	180.3235286	0.005263826	ok
Y8α'	72	0.75	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00326	1433.505	5.46	365.789	518.573	360.747	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	386.4235649	0.005263826	ok
Y8β'	73	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	966.451	4.25	278.339	311.872	216.954	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	299.1065266	0.005138919	ok

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ																									
Y/Z	$\frac{z}{h}$	h (m)	b _w (m)	N	Dh(m)	d (m)	z (m)	1/r ₁ /r ₂	l _n (m)	L _s (m)	k (m)	ρ1	NSd (kN)	σ _{cp} (kN/m ²)	VR1 (kN)	M _y (kN-m)	V _{mu} (kN)	av	θ _y (rad)	s (m)	n	V _w (kN)	VR (kN)	θ _y (shear) (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ
Y8γ'	74	0.5	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00489	504.365	2.88	189.414	127.310	88.564	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	210.0491752	0.005263826	ok
Y3α'	75	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	1213.957	5.34	311.540	366.444	254.918	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	332.3076886	0.005138919	ok
Y3β'	76	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	787.743	3.46	254.366	271.079	188.577	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	275.1341249	0.005138919	ok
Y3γ'	77	0.5	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00489	358.965	2.05	170.034	107.318	74.656	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	190.6694324	0.005263826	ok
Y9α'	78	0.65	0.35	2	0.024	0.31	0.27	0.005563	2.875	1.438	1.290	0.00449	1736.084	7.63	387.298	295.723	205.721	0	0.00533	0.3	2	20.56863542	407.8663357	0.005326279	ok
Y9β'	79	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	1178.883	5.18	306.835	358.833	249.623	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	327.602762	0.005138919	ok
Y9γ'	80	0.5	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00489	622.600	3.56	205.173	143.093	99.543	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	225.8082116	0.005263826	ok
Y4α'	81	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	583.545	2.57	226.975	222.740	154.950	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	247.7424217	0.005138919	ok
Y4β'	82	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	363.818	1.60	197.500	168.157	116.979	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	218.2676141	0.005138919	ok
Y4γ'	83	0.5	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.00489	145.177	0.83	141.540	76.453	53.185	0	0.00526	0.3	2	20.63498586	162.1745461	0.005263826	ok
Y10α'	84	0.65	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.00250	1044.565	4.59	288.817	185.014	128.706	0	0.00514	0.3	2	20.76768673	309.5849617	0.005138919	ok
Y10β'	85	0.65	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00197	683.419	3.00	238.588	130.592	90.846	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	259.4215725	0.005076466	ok
Y10γ'	86	0.5	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.00256	323.992	1.85	158.469	78.576	54.661	0	0.00508	0.3	2	20.83403717	179.3030025	0.005076466	ok
Y11γ'	92	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	35.073	0.19	120.484	65.134	45.310	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	147.8208778	0.004616333	ok
Y11β'	93	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	115.963	0.64	131.593	80.962	56.321	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	158.9297711	0.004616333	ok
Y11α'	94	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	200.010	1.11	143.136	96.847	67.372	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	170.4722258	0.004616333	ok
Y11σ	95	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	3.275	1.638	1.188	0.00381	281.323	1.56	154.303	99.711	60.892	0	0.00482	0.3	2	27.33637998	181.6392111	0.004824486	ok
Y12α'	242	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	444.408	2.47	176.700	140.590	97.802	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	204.0362178	0.004616333	ok
Y12β'	243	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	283.110	1.57	154.548	112.087	77.974	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	181.8846258	0.004616333	ok
Y12γ'	244	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	112.455	0.62	131.112	80.287	55.852	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	158.4480058	0.004616333	ok
Y17γ'	252	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	83.856	0.47	127.184	74.749	52.000	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	154.5204098	0.004616333	ok
Y17β'	253	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	212.949	1.18	144.913	99.248	69.042	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	172.2491818	0.004616333	ok
Y17α'	254	0.4	0.45	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.00381	331.049	1.84	161.132	120.696	83.963	0	0.00462	0.3	2	27.33637998	188.4682485	0.004616333	ok
Y17σ	255	0.45	0.4	2	0.02	0.412	0.374	0.004327	3.2	1.600	1.188	0.00381	438.681	2.44	175.913	139.599	87.249	0	0.00478	0.3	2	27.33637998	203.2497098	0.004783928	ok

		ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΩΝΙΑΣ											ΜΕΘΟΔΟΣ ΔΙΑΤΗΡΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΜΟΡΦΩΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ										
V/Σ	element	v	$\omega=\omega'$	as	bs (m)	hc (m)	bi(b) (m)	bi(h) (m)	α	ps	θ_{um} (rad)	ξ (m)	$\mu\theta$	$\mu\theta,pl$	ptot	Vw (kN)	VR (kN)	VR,max (kN)	ΕΝΕΡΓΟΣ				
		0.076666667	0.032911923	0.5	0.302	0.452	0.274	0.424	0.127003745	0.000957438	0.0185917	0.132	3.057263563	2.057263563	0.00777141	31.25942802	135.7776971	593.2916095	αστοχεί σε κάμψη				
	Y12σ	0.137243056	0.031997703	0.5	0.402	0.352	0.374	0.324	0.152245554	0.000744674	0.0172799	0.174	3.718829601	2.718829601	0.00771462	23.88615726	160.7565655	616.2762681	αστοχεί σε κάμψη				
	Y13σ	0.316271088	0.038083797	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.0139269	0.177	2.83047769	1.83047769	0.009291429	20.3474673	155.5225953	527.1957304	αστοχεί σε κάμψη				
	Y13σ'	0.227639796	0.038083797	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.0154953	0.160	3.015275439	2.015275439	0.009291429	20.3474673	136.403463	481.1368995	αστοχεί σε κάμψη				
	Y14σ	0.284031293	0.038083797	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.0144781	0.171	2.942503207	1.942503207	0.009291429	20.3474673	150.5265388	509.9270958	αστοχεί σε κάμψη				
	Y15σ	0.302637075	0.038083797	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.0141574	0.175	2.856721948	1.856721948	0.009291429	20.3474673	152.2344543	520.1120954	αστοχεί σε κάμψη				
	Y16σ	0.223889456	0.038083797	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.0155654	0.159	3.028921119	2.028921119	0.009291429	20.3474673	135.7653992	479.1373605	αστοχεί σε κάμψη				
	Y13β'	0.142448299	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0171679	0.137	3.381870332	2.381870332	0.007317996	20.49491271	106.0286522	411.1463021	αστοχεί σε κάμψη				
	Y13γ'	0.059330612	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0189749	0.105	3.73781174	2.73781174	0.007317996	20.49491271	88.35056413	369.668913	αστοχεί σε κάμψη				
	Y14σ'	0.203509864	0.038083797	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.015952	0.154	3.104159431	2.104159431	0.009291429	20.3474673	132.4401278	468.2790928	αστοχεί σε κάμψη				
	Y14β'	0.12224898	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0175906	0.130	3.465123731	2.465123731	0.007317996	20.49491271	102.1496007	401.0406306	αστοχεί σε κάμψη				
	Y14γ'	0.041314286	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.019391	0.096	3.819774965	2.819774965	0.007317996	20.49491271	83.88920746	360.7179982	αστοχεί σε κάμψη				
	Y15σ'	0.219141497	0.038083797	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.0156546	0.157	3.046285268	2.046285268	0.009291429	20.3474673	135.1973006	476.6064416	αστοχεί σε κάμψη				
	Y15σ'	0.109413194	0.031997703	0.5	0.402	0.352	0.374	0.324	0.152245554	0.000744674	0.0178687	0.162	3.811689856	2.811689856	0.00771462	23.88615726	150.2705843	595.5699709	αστοχεί σε κάμψη				
	Y6σ'	0.178282313	0.05689061	0.5	0.302	0.302	0.272	0.272	0.116326833	0.000957438	0.0164459	0.150	3.259670268	2.259670268	0.013969048	20.05257647	167.9218447	514.1578149	αστοχεί σε κάμψη				
	Y7σ'	0.118723109	0.015681563	0.5	0.302	0.802	0.276	0.776	0.027176569	0.000957438	0.017624	0.305	3.836818124	2.836818124	0.003577143	57.2088211	320.5598452	966.0805681	αστοχεί σε κάμψη				
	Y8σ'	0.267334874	0.019359955	0.5	0.302	0.802	0.274	0.774	0.029541707	0.000957438	0.0147376	0.403	3.56245673	2.56245673	0.004421665	57.06137569	474.6228979	1173.99361	αστοχεί σε διατμηση				
	Y9σ'	0.392212585	0.023508516	0.5	0.302	0.652	0.274	0.624	0.082829065	0.000957438	0.0126995	0.375	2.744244589	1.744244589	0.005423552	46.00296955	414.8864799	1122.75858	αστοχεί σε διατμηση				
	Y10σ'	0.240733503	0.019041898	0.5	0.302	0.652	0.276	0.626	0.080467393	0.000957438	0.0152392	0.161	3.775428629	2.775428629	0.004386451	46.15041496	381.2035234	919.0864945	αστοχεί σε κάμψη				
	Y15β'	0.131957483	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0173862	0.134	3.424856478	2.424856478	0.007317996	20.49491271	104.0058991	405.8959241	αστοχεί σε κάμψη				
	Y1σ'	0.095367347	0.019041898	0.5	0.302	0.652	0.276	0.626	0.080467393	0.000957438	0.0181539	0.234	4.519860963	3.519860963	0.004386451	46.15041496	212.3009441	770.6182594	αστοχεί σε κάμψη				
	Y2σ'	0.225673469	0.019041898	0.5	0.302	0.652	0.276	0.626	0.080467393	0.000957438	0.015518	0.314	3.375779522	2.375779522	0.004386451	46.15041496	317.4281936	912.6423958	αστοχεί σε διατμηση				
	Y3σ'	0.279612075	0.019041898	0.5	0.302	0.652	0.276	0.626	0.080467393	0.000957438	0.0145423	0.338	3.162336525	2.162336525	0.004386451	46.15041496	346.6788038	967.8943688	αστοχεί σε διατμηση				
	Y4σ'	0.138542347	0.019041898	0.5	0.302	0.652	0.276	0.626	0.080467393	0.000957438	0.0172759	0.265	4.280018102	3.280018102	0.004386451	46.15041496	233.9100964	812.7404502	αστοχεί σε κάμψη				

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ														ΜΙΩΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΑΚΛΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΒΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ					
Y/Z	Frame	v	ω=ω'	αs	bc (m)	hc (m)	b1(b) (m)	b1(h) (m)	α	ps	θum (rad)	ξy (m)	μθ	μθ,pl	ρtot	Vw (kN)	VR (kN)	VR,max (kN)	ΕΛΕΓΧΟΣ
Y15v'	34	0.043816327	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0193326	0.097	3.80828563	2.80828563	0.007317996	20.49491271	84.52655425	361.9600817	αστοχεί σε κάμψη
Y16α'	35	0.159367007	0.038083797	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.0168228	0.143	3.273598254	2.273598254	0.009291429	20.3474673	124.5174374	444.8083075	αστοχεί σε κάμψη
Y16β'	36	0.097008503	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0181333	0.121	3.572041166	2.572041166	0.007317996	20.49491271	96.86878962	388.4354542	αστοχεί σε κάμψη
Y16v'	37	0.036794558	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0194968	0.093	3.840617422	2.840617422	0.007317996	20.49491271	82.7220346	358.4747817	αστοχεί σε κάμψη
Y5α'	57	0.078019444	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.00087758	0.0185647	0.146	4.021535774	3.021535774	0.007625225	27.57229264	143.046758	584.1685413	αστοχεί σε κάμψη
Y5β'	58	0.047698148	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.00087758	0.019255	0.127	4.171058661	3.171058661	0.007625225	27.57229264	129.6933006	560.7444863	αστοχεί σε κάμψη
Y5v'	59	0.01862037	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.00087758	0.019941	0.102	4.3196688	3.3196688	0.007625225	27.57229264	115.2817617	538.3502458	αστοχεί σε κάμψη
Y6α'	60	0.1127543878	0.05689061	0.5	0.302	0.302	0.272	0.272	0.116326833	0.000957438	0.0174818	0.137	3.321124129	2.321124129	0.013969048	20.05257647	154.6114446	485.1463141	αστοχεί σε κάμψη
Y6β'	61	0.0793335034	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0185233	0.114	3.6488862825	2.6488862825	0.007317996	20.49491271	93.0109559	379.6249786	αστοχεί σε κάμψη
Y6v'	62	0.032588776	0.030090901	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.0195957	0.090	3.860114275	2.860114275	0.007317996	20.49491271	81.61992593	356.3883476	αστοχεί σε κάμψη
Y7α'	63	0.100999206	0.01772438	0.5	0.702	0.302	0.676	0.276	0.064005872	0.000446804	0.0180055	0.275	3.659399943	2.659399943	0.004336	20.3474673	118.2376304	745.1177243	αστοχεί σε διάτμηση
Y7β'	64	0.07490641	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0185914	0.201	3.617760573	2.617760573	0.005003077	20.3474673	110.2163625	642.03227	αστοχεί σε διάτμηση
Y7v'	65	0.042345238	0.039823427	0.5	0.452	0.302	0.422	0.272	0.129289911	0.000670206	0.0193561	0.100	3.677196443	2.677196443	0.009778333	20.05257647	139.7093571	548.5550168	αστοχεί σε κάμψη
Y1α'	66	0.074594872	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0185984	0.201	3.619117791	2.619117791	0.005003077	20.3474673	110.1212555	641.7686608	αστοχεί σε διάτμηση
Y1β'	67	0.046404029	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0192404	0.173	3.744062679	2.744062679	0.005003077	20.3474673	103.971762	617.9451768	αστοχεί σε κάμψη
Y1v'	68	0.022717619	0.039823427	0.5	0.452	0.302	0.422	0.272	0.129289911	0.000670206	0.019819	0.089	3.765127575	2.765127575	0.009778333	20.05257647	132.2815588	533.8120575	αστοχεί σε κάμψη
Y2α'	69	0.178834982	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0164047	0.270	3.192256503	2.192256503	0.005003077	20.3474673	118.3696833	730.3393379	αστοχεί σε διάτμηση
Y2β'	70	0.115334799	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0177081	0.233	3.445884182	2.445884182	0.005003077	20.3474673	115.5274892	676.2996303	αστοχεί σε διάτμηση
Y2v'	71	0.0665966429	0.039823427	0.5	0.452	0.302	0.422	0.272	0.129289911	0.000670206	0.0187903	0.111	3.569706225	2.569706225	0.009778333	20.05257647	148.4094809	567.1014837	αστοχεί σε κάμψη
Y8α'	72	0.227540476	0.026548951	0.5	0.702	0.302	0.672	0.272	0.068725108	0.000446804	0.015462	0.338	2.937414827	1.937414827	0.006518889	20.05257647	135.5398421	928.0816929	αστοχεί σε διάτμηση
Y8β'	73	0.177005678	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0164409	0.269	3.19929498	2.19929498	0.005003077	20.3474673	118.3918669	728.7791701	αστοχεί σε διάτμηση
Y8v'	74	0.120086905	0.039823427	0.5	0.452	0.302	0.422	0.272	0.129289911	0.000670206	0.0176266	0.132	3.348631561	2.348631561	0.009778333	20.05257647	164.921202	607.2001365	αστοχεί σε κάμψη
Y3α'	75	0.222336447	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0155677	0.291	3.029366293	2.029366293	0.005003077	20.3474673	116.945929	767.4949071	αστοχεί σε διάτμηση
Y3β'	76	0.144275275	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0170117	0.251	3.327885049	2.327885049	0.005003077	20.3474673	117.6303681	700.8974828	αστοχεί σε διάτμηση
Y3v'	77	0.085467857	0.039823427	0.5	0.452	0.302	0.422	0.272	0.129289911	0.000670206	0.0183768	0.119	3.491153387	2.491153387	0.009778333	20.05257647	154.426804	581.0379176	αστοχεί σε κάμψη
Y9α'	78	0.317964103	0.0396456284	0.5	0.602	0.302	0.57	0.27	0.102276431	0.000515543	0.0138761	0.177	2.605220423	1.605220423	0.008980434	19.90513105	258.4007034	954.3022493	αστοχεί σε κάμψη

		ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ														ΜΕΙΩΣΗ ΔΙΑΤΗΜΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΗ ΤΩΝ ΜΕΤΑΛΛΑΚΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ			
Y/Σ	ε Τ α η η	v	ω=ω'	as	bc (m)	hc (m)	b1(b) (m)	b1(h) (m)	α	ps	θum (rad)	ξy (m)	μθ	μθ,pl	ptot	Vw (kN)	VR (kN)	VR,max (kN)	ΕΛΕΓΧΟΣ
Y9β	79	0.215912637	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0156885	0.288	3.052886527	2.052886527	0.005003077	20.3474673	117.3358336	762.0018521	αστοχεί σε διάτμηση
Y9γ	80	0.148238095	0.039823427	0.5	0.452	0.302	0.422	0.272	0.129289911	0.000670206	0.0170392	0.140	3.237037324	2.237037324	0.003778333	20.05257647	172.8626449	628.5255793	αστοχεί σε κάμψη
Y4α'	81	0.106876374	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0178894	0.277	3.48115537	2.48115537	0.005003077	20.3474673	104.5366311	669.1208155	αστοχεί σε διάτμηση
Y4β'	82	0.066633333	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0187775	0.194	3.653975554	2.653975554	0.005003077	20.3474673	108.5756754	635.034424	αστοχεί σε διάτμηση
Y4γ'	83	0.034555952	0.039823427	0.5	0.452	0.302	0.422	0.272	0.129289911	0.000670206	0.0195383	0.095	3.711799034	2.711799034	0.003778333	20.05257647	136.8787024	542.7084739	αστοχεί σε κάμψη
Y10α'	84	0.191312271	0.02050666	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.0161602	0.149	3.144659815	2.144659815	0.005003077	20.3474673	164.4716831	740.985949	αστοχεί σε κάμψη
Y10β'	85	0.125168315	0.016202793	0.5	0.602	0.302	0.578	0.278	0.092875524	0.000515543	0.0174991	0.128	3.447097871	2.447097871	0.003940459	20.49491271	142.7510148	662.1152088	αστοχεί σε κάμψη
Y10γ'	86	0.077140952	0.021063631	0.5	0.452	0.302	0.428	0.278	0.122391996	0.000670206	0.0185595	0.111	3.655978814	2.655978814	0.005122597	20.49491271	100.8242329	500.5982597	αστοχεί σε κάμψη
Y11γ'	92	0.00811875	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0201948	0.094	4.374631983	3.374631983	0.007625225	27.57229264	109.5401963	530.2799979	αστοχεί σε κάμψη
Y11δ'	93	0.026843287	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0197446	0.111	4.277114349	3.277114349	0.007625225	27.57229264	119.4878384	544.6759775	αστοχεί σε κάμψη
Y11ε'	94	0.046298611	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0192875	0.126	4.178092838	3.178092838	0.007625225	27.57229264	128.9811055	559.6650437	αστοχεί σε κάμψη
Y11σ'	95	0.065121065	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0188553	0.123	3.908250215	2.908250215	0.007625225	27.57229264	136.2376309	576.3523062	αστοχεί σε κάμψη
Y12α'	242	0.10287222	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0180175	0.159	3.902985583	2.902985583	0.007625225	27.57229264	153.1788691	603.4193831	αστοχεί σε κάμψη
Y12β'	243	0.065534722	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0188459	0.139	4.082441143	3.082441143	0.007625225	27.57229264	137.671202	574.5151502	αστοχεί σε κάμψη
Y12γ'	244	0.02603125	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0197639	0.111	4.281298002	3.281298002	0.007625225	27.57229264	119.0477273	544.0510381	αστοχεί σε κάμψη
Y17γ'	252	0.019411111	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0199221	0.105	4.315558301	3.315558301	0.007625225	27.57229264	115.6337535	538.9582972	αστοχεί σε κάμψη
Y17δ'	253	0.04929975	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.019218	0.128	4.163053493	3.163053493	0.007625225	27.57229264	130.3862978	561.9753424	αστοχεί σε κάμψη
Y17ε'	254	0.076631713	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0185958	0.145	4.028260536	3.028260536	0.007625225	27.57229264	142.5088949	583.094944	αστοχεί σε κάμψη
Y17σ'	255	0.101546528	0.031997703	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.0180463	0.158	3.772268848	2.772268848	0.007625225	27.57229264	149.0383462	604.1432861	αστοχεί σε κάμψη

					Στάθμη Επιτελεσματικότητας			Καμπύλη M-θ					
Y/Σ	frame element	θu,pl (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ	A	B	Γ	Γ	Δ	Ε	Keff	Kel	Keff/Kel	
		0.012510575	οινοει πλάστιμη	0.006081173	0.006853589	0.010328749		0.018591748	0.018591748	0.027887621	19966.70813	102083.33	0.195592243
Y12α	1	0.012633289	οινοει πλάστιμη	0.004646591	0.006090686	0.009599933		0.01727988	0.01727988	0.025919819	14869.32438	67200.00	0.221269708
Y13α	2	0.009006583	οινοει πλάστιμη	0.004920346	0.005235354	0.007737183		0.013926929	0.013926929	0.020890394	13970.2249	35014.58	0.39898304
Y13α'	3	0.010356338	οινοει πλάστιμη	0.005138919	0.005731716	0.008608476		0.015495257	0.015495257	0.023242885	11989.31637	35014.58	0.342409226
Y14α	4	0.009557797	οινοει πλάστιμη	0.004920346	0.005388469	0.008043413		0.014478143	0.014478143	0.021717215	12983.9136	35014.58	0.370814454
Y15α	5	0.009201597	οινοει πλάστιμη	0.004955829	0.005309238	0.007865237		0.014157426	0.014157426	0.021236139	13719.42044	35014.58	0.391820183
Y16α	6	0.010426462	οινοει πλάστιμη	0.005138919	0.005751194	0.008647434		0.015565381	0.015565381	0.023348071	11861.25013	35014.58	0.338751714
Y13β'	7	0.012091484	οινοει πλάστιμη	0.005076466	0.006179004	0.00953775		0.01716795	0.01716795	0.025751925	8433.500306	35014.58	0.240856795
Y13γ'	8	0.013898408	οινοει πλάστιμη	0.005076466	0.006680928	0.010541597		0.018974874	0.018974874	0.028462311	5239.414328	35014.58	0.149635204
Y14α'	9	0.010813105	οινοει πλάστιμη	0.005138919	0.005858595	0.008862236		0.015952025	0.015952025	0.023928037	11159.75202	35014.58	0.318717259
Y14β'	10	0.012514117	οινοει πλάστιμη	0.005076466	0.006296402	0.009772546		0.017590583	0.017590583	0.026385874	7683.004833	35014.58	0.219422998
Y14γ'	11	0.014314492	οινοει πλάστιμη	0.005076466	0.006796507	0.010772754		0.019390958	0.019390958	0.029086437	4502.847183	35014.58	0.128599194
Y15α'	12	0.010515695	οινοει πλάστιμη	0.005138919	0.005775981	0.008697008		0.015654614	0.015654614	0.023481921	11698.66858	35014.58	0.334108462
Y5α	13	0.013180813	οινοει πλάστιμη	0.004687862	0.006265705	0.009927042		0.017868675	0.017868675	0.026803013	13316.29951	67200.00	0.198159219
Y6α	14	0.011400607	οινοει πλάστιμη	0.005045252	0.005969753	0.009136588		0.016445859	0.016445859	0.024668788	10778.77513	35014.58	0.307836738
Y7α	15	0.013030626	οινοει πλάστιμη	0.004593395	0.006171505	0.009791123		0.017624021	0.017624021	0.026436032	35261.24301	501535.42	0.070306586
Y8α	16	0.010600712	οινοει πλάστιμη	0.004136933	0.005242938	0.008187581		0.014737645	0.014737645	0.022106468	72655.02942	501535.42	0.144865202
Y9α	17	0.008071803	οινοει πλάστιμη	0.004627678	0.0048131	0.007055267		0.012699481	0.012699481	0.019049222	61850.02262	280116.67	0.220800938
Y10α	18	0.011202785	οινοει πλάστιμη	0.004036416	0.005354338	0.008466223		0.015239201	0.015239201	0.022858802	27655.41073	280116.67	0.098728187
Y15β'	19	0.012309701	οινοει πλάστιμη	0.005076466	0.00623962	0.009658982		0.017386167	0.017386167	0.026079251	8045.504124	35014.58	0.229775806
Y1α	21	0.014137464	οινοει πλάστιμη	0.004016484	0.006158453	0.010085526		0.018153947	0.018153947	0.027230921	25066.17641	280116.67	0.089484773
Y2α	22	0.010921162	οινοει πλάστιμη	0.004596875	0.005587475	0.008621131		0.015518037	0.015518037	0.023277055	39445.08448	280116.67	0.140816628
Y3α	23	0.009944005	οινοει πλάστιμη	0.004598306	0.005316838	0.008079062		0.014542311	0.014542311	0.021813466	47034.25139	280116.67	0.167909507
Y4α	24	0.013239518	οινοει πλάστιμη	0.004036416	0.005920097	0.009597741		0.017275934	0.017275934	0.025913901	35220.24701	280116.67	0.125734207

Υ/Ζ	frame element	θ _{u,pl} (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ	Στάθμη Επιτελεστικότητας			Καμπύλη M-θ			K _{eff}	K _{el}	K _{eff} /K _{el}
				A	B	Γ	Γ	Δ	Ε			
Y15γ'	34	0.014256166	οιονοει πλάστυμη	0.005076466	0.006780305	0.010740351	0.019332632	0.019332632	0.028998949	4606.329432	35014.58	0.131554598
Y16α'	35	0.011683838	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.006100466	0.009345976	0.016822757	0.016822757	0.025234136	9604.914519	35014.58	0.274311833
Y16β'	36	0.013056879	οιονοει πλάστυμη	0.005076466	0.00644717	0.010074081	0.018133345	0.018133345	0.027200018	6723.766941	35014.58	0.192027615
Y16γ'	37	0.014420298	οιονοει πλάστυμη	0.005076466	0.006825897	0.010831535	0.019496764	0.019496764	0.029245146	4314.87404	35014.58	0.123230769
Y5α'	57	0.013948416	οιονοει πλάστυμη	0.004616333	0.006439189	0.010313749	0.018564749	0.018564749	0.027847123	12638.8954	67200.00	0.188078801
Y5β'	58	0.014638663	οιονοει πλάστυμη	0.004616333	0.006630925	0.01069722	0.019254996	0.019254996	0.028882495	10169.10985	67200.00	0.151326039
Y5γ'	59	0.015324697	οιονοει πλάστυμη	0.004616333	0.00682149	0.01107835	0.01994103	0.01994103	0.029911546	7689.694818	67200.00	0.114429982
Y6α'	60	0.012217993	οιονοει πλάστυμη	0.005263826	0.006318235	0.009712121	0.017481819	0.017481819	0.026222728	9751.067629	35014.58	0.278485896
Y6β'	61	0.013446862	οιονοει πλάστυμη	0.005076466	0.006555498	0.010290738	0.018523328	0.018523328	0.027784992	6036.075623	35014.58	0.172387475
Y6γ'	62	0.014519273	οιονοει πλάστυμη	0.005076466	0.00685339	0.010886522	0.019595739	0.019595739	0.029393608	4138.709709	35014.58	0.118199599
Y7α'	63	0.013085167	οιονοει πλάστυμη	0.004920346	0.006368294	0.010003063	0.018005513	0.018005513	0.02700827	23833.27087	344531.25	0.069175934
Y7β'	64	0.01345246	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.00659175	0.010328544	0.018591379	0.018591379	0.027887069	16749.41141	224277.08	0.074681778
Y7γ'	65	0.014092295	οιονοει πλάστυμη	0.005263826	0.006838874	0.010753401	0.019356121	0.019356121	0.029034182	7401.165889	102083.33	0.072501217
Y1α'	66	0.013459435	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.006593687	0.010332419	0.018598354	0.018598354	0.027897531	16709.3606	224277.08	0.074503201
Y1β'	67	0.014101516	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.006772043	0.010689131	0.019240436	0.019240436	0.028860654	13002.32836	224277.08	0.057974396
Y1γ'	68	0.01455515	οιονοει πλάστυμη	0.005263826	0.006967445	0.011010542	0.019818975	0.019818975	0.029728463	6276.906727	102083.33	0.061488066
Y2α'	69	0.011265829	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.005984352	0.009113749	0.016404748	0.016404748	0.024607122	29288.92685	224277.08	0.130592597
Y2β'	70	0.012569201	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.0063464	0.009837845	0.01770812	0.01770812	0.026562181	21805.13673	224277.08	0.097224096
Y2γ'	71	0.013526486	οιονοει πλάστυμη	0.005263826	0.006681705	0.010439062	0.018790311	0.018790311	0.028185467	8769.603942	102083.33	0.085906324
Y8α'	72	0.010198214	οιονοει πλάστυμη	0.005263826	0.005757185	0.008590022	0.01546204	0.01546204	0.02319306	47205.77407	344531.25	0.137014492
Y8β'	73	0.011301999	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.005994399	0.009133844	0.016440918	0.016440918	0.024661378	29079.76415	224277.08	0.129659989
Y8γ'	74	0.012362787	οιονοει πλάστυμη	0.005263826	0.006358455	0.009792563	0.017626613	0.017626613	0.026439919	11589.0861	102083.33	0.113525741
Y3α'	75	0.010428749	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.00575183	0.008648705	0.015567669	0.015567669	0.023351503	34168.22173	224277.08	0.152348253
Y3β'	76	0.011962813	οιονοει πλάστυμη	0.005138919	0.006177959	0.009500962	0.017101732	0.017101732	0.025652599	25276.15038	224277.08	0.112700549
Y3γ'	77	0.013112997	οιονοει πλάστυμη	0.005263826	0.006566847	0.010209346	0.018376823	0.018376823	0.027565234	9769.143569	102083.33	0.095697733
Y9α'	78	0.008549852	οιονοει πλάστυμη	0.005326279	0.005334003	0.007708961	0.013876131	0.013876131	0.020814196	26604.07551	224277.08	0.118621462

Υ/Σ	frame element	θ _u ,pi (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ	Στάθμη Επιτελεστικότητας			Καμπύλη M-θ			Keff	Kel	Keff/Kel
				A	B	Γ	Γ	Δ	Ε			
Υ9β'	79	0.010549618	οινοει πλάσσιμη	0.005138919	0.005785405	0.008715854	0.015688537	0.015688537	0.023532806	33458.50867	224277.08	0.149183805
Υ9γ'	80	0.011775375	οινοει πλάσσιμη	0.005263826	0.006195285	0.009466222	0.0170392	0.0170392	0.0255588	13025.73248	102083.33	0.127599012
Υ4α'	81	0.012750457	οινοει πλάσσιμη	0.005138919	0.006396749	0.009938542	0.017889376	0.017889376	0.026834064	20768.92305	224277.08	0.092603857
Υ4β'	82	0.013638566	οινοει πλάσσιμη	0.005138919	0.006643446	0.010431936	0.018777485	0.018777485	0.028166228	15679.44497	224277.08	0.069911044
Υ4γ'	83	0.014274437	οινοει πλάσσιμη	0.005263826	0.006889469	0.010854591	0.019538263	0.019538263	0.029307395	6959.53699	102083.33	0.068175056
Υ10α'	84	0.011021234	οινοει πλάσσιμη	0.005138919	0.005916409	0.008977863	0.016160153	0.016160153	0.024240229	17251.23496	224277.08	0.076919294
Υ10β'	85	0.012422609	οινοει πλάσσιμη	0.005076466	0.006270984	0.009721708	0.017499075	0.017499075	0.026248613	12326.51338	224277.08	0.054961092
Υ10γ'	86	0.013482986	οινοει πλάσσιμη	0.005076466	0.006565533	0.010310807	0.018559452	0.018559452	0.027839178	7416.760613	102083.33	0.072653982
Υ11γ'	92	0.015578426	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.00689197	0.01121931	0.020194759	0.020194759	0.030292138	6760.757649	67200.00	0.100606513
Υ11β'	93	0.015128252	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.006766922	0.010969214	0.019744585	0.019744585	0.029616877	8403.704123	67200.00	0.125055121
Υ11α'	94	0.014671135	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.006639945	0.01071526	0.019287469	0.019287469	0.028931203	10052.49579	67200.00	0.149590711
Υ11σ	95	0.014030811	οινοει πλάσσιμη	0.004824486	0.006577717	0.010475165	0.018855297	0.018855297	0.028282945	11281.06717	67200.00	0.167873023
Υ12α'	242	0.013401149	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.006287171	0.010009712	0.018017482	0.018017482	0.027026223	14592.94636	67200.00	0.21715694
Υ12β'	243	0.014229575	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.006517289	0.010469949	0.018845908	0.018845908	0.028268863	11634.42984	67200.00	0.173131396
Υ12γ'	244	0.015147565	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.006772286	0.010979943	0.019763898	0.019763898	0.029645847	8333.679595	67200.00	0.124013089
Υ17γ'	252	0.015305722	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.006816219	0.011067808	0.019922055	0.019922055	0.029883082	7758.842874	67200.00	0.115458971
Υ17β'	253	0.014601709	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.00662066	0.01067669	0.019218042	0.019218042	0.028827063	10301.75639	67200.00	0.153299946
Υ17α'	254	0.01397946	οινοει πλάσσιμη	0.004616333	0.006447813	0.010330996	0.018595793	0.018595793	0.027893689	12528.04537	67200.00	0.186429247
Υ17σ	255	0.013262335	οινοει πλάσσιμη	0.004783928	0.00634172	0.010025701	0.018046262	0.018046262	0.027069394	15563.12416	85050.00	0.182987938

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΟ ΣΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ

		ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ																							
Y/Z	h (m)	bw (m)	E _s (MPa)	f _{yk} (MPa)	f _{cm} (MPa)	d (m)	z (m)	1/r _{ly}	l _n (m)	l _s (m)	k (m)	ρ _l	N _{Sd} (kN)	σ _{cp} (kN/m ²)	VR1 (kN)	My (kN-m)	V _{mu} (kN)	av	θ _y (rad)	s (m)	n	V _w (kN)	VR (kN)	θ _y (shear) (rad)	ΕΛΓΧΟΣ
Y12σ	1	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.500	1.250	1.188	0.003813	592.890	3.294	197.091	165.820	132.656	0	0.004444525	0.3	2	27.33637998	224.4277458	0.004444525	ok
Y13σ	2	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.004646	929.837	7.591	210.080	160.167	124.402	0	0.004920346	0.3	2	20.76786673	230.8480982	0.004920346	ok
Y13α'	3	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.004646	669.261	5.463	175.126	128.582	89.448	0	0.005138919	0.3	2	20.76786673	195.893689	0.005138919	ok
Y14σ	4	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.004646	835.052	6.817	197.366	148.859	115.619	0	0.004920346	0.3	2	20.76786673	218.1333675	0.004920346	ok
Y15σ	5	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.625	1.313	1.287	0.004646	889.753	7.263	204.703	155.408	118.406	0	0.004955829	0.3	2	20.76786673	225.4711159	0.004955829	ok
Y16σ	6	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.004646	658.235	5.373	173.647	127.208	88.493	0	0.005138919	0.3	2	20.76786673	194.4146299	0.005138919	ok
Y13β'	7	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	418.798	3.419	139.477	89.348	62.155	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	160.3112162	0.005076466	ok
Y13γ'	8	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	174.432	1.424	106.592	55.508	38.614	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	127.4265345	0.005076466	ok
Y14α'	9	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.004646	598.319	4.884	165.610	119.685	83.259	0	0.005138919	0.3	2	20.76786673	186.3773265	0.005138919	ok
Y14β'	10	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	359.412	2.934	131.486	81.397	56.624	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	152.3195574	0.005076466	ok
Y14γ'	11	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	121.464	0.992	99.465	47.705	33.186	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	120.2985551	0.005076466	ok
Y15α'	12	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.004646	644.276	5.259	171.774	125.465	87.280	0	0.005138919	0.3	2	20.76786673	192.5421297	0.005138919	ok
Y5σ	13	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.575	1.288	1.188	0.003813	472.665	2.626	180.580	145.456	112.976	0	0.004476589	0.3	2	27.33637998	207.9168458	0.004476589	ok
Y6σ	14	0.35	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.575	1.288	1.289	0.006985	524.150	4.279	160.591	126.715	98.419	0	0.005045252	0.3	2	20.63498586	181.1662524	0.005045252	ok
Y7σ	15	0.35	0.85	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.002869	847.683	2.849	310.361	180.216	139.974	0	0.004920346	0.3	2	20.76786673	331.1282677	0.004920346	ok
Y8σ	16	0.35	0.85	3	0.020	0.312	0.274	0.005563	2.575	1.288	1.288	0.003554	1908.771	6.416	455.489	327.406	254.296	0	0.004982799	0.3	2	20.7013363	476.190132	0.004982799	ok
Y9σ	17	0.35	0.70	3	0.020	0.312	0.274	0.005563	2.625	1.313	1.288	0.004315	2306.210	9.413	477.035	366.921	279.559	0	0.005018282	0.3	2	20.7013363	497.7366046	0.005018282	ok
Y10σ	18	0.35	0.70	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003232	1415.513	5.778	349.135	232.964	162.062	0	0.005138919	0.3	2	20.76786673	369.9028066	0.005138919	ok
Y15β'	19	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	387.955	3.167	135.327	85.237	59.295	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	156.1606297	0.005076466	ok
Y1σ	21	0.35	0.70	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.003484	560.760	2.289	240.198	138.437	107.524	0	0.004920346	0.3	2	20.76786673	260.9661357	0.004920346	ok
Y2σ	22	0.35	0.70	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.003484	1326.960	5.416	342.979	238.768	185.450	0	0.004920346	0.3	2	20.76786673	363.7463929	0.004920346	ok

Y/Z	h (m)	bw (m)	N	Db (m)	d (m)	z (m)	(1/γ)	ln (m)	Ln (m)	k (m)	ρ1	Nsd (kN)	σcp (kN/m ²)	VR1 (kN)	My (kN·m)	Vmu (kN)	av	By (rad)	s (m)	n	Vw (kN)	VR (kN)	By (shear) (rad)	ΕΙΛΕΥΧΟΣ	
Y3α'	23	0.35	0.70	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.625	1.313	1.287	0.003484	1644.119	6.711	385.523	277.514	211.440	0	0.004955829	0.3	2	20.76768673	406.2910073	0.004955829	ok
Y4α'	24	0.35	0.70	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003484	802.869	3.277	272.676	171.401	119.236	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	293.4433287	0.005138919	ok
Y15γ'	34	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	128.820	1.052	100.454	48.801	33.949	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	121.2884625	0.005076466	ok
Y16α'	35	0.35	0.35	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.004646	468.539	3.825	148.201	103.010	71.659	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	168.9682665	0.005138919	ok
Y16β'	36	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	285.205	2.328	121.499	71.234	49.554	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	142.3334154	0.005076466	ok
Y16γ'	37	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	108.176	0.883	97.676	45.713	31.801	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	118.51037	0.005076466	ok
Y5α'	57	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	337.044	1.872	161.955	121.764	84.706	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	189.2915618	0.004616333	ok
Y5β'	58	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	206.056	1.145	143.966	97.970	68.153	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	171.3025431	0.004616333	ok
Y5γ'	59	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	80.440	0.447	126.715	74.083	51.536	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	154.0512791	0.004616333	ok
Y6α'	60	0.35	0.35	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.006985	374.979	3.061	140.649	107.119	74.518	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	161.2838891	0.005263826	ok
Y6β'	61	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	233.245	1.904	114.507	63.948	44.486	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	135.341084	0.005076466	ok
Y6γ'	62	0.35	0.35	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.003659	95.811	0.782	96.012	43.847	30.502	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	116.8463942	0.005076466	ok
Y7α'	63	0.35	0.75	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.575	1.288	1.287	0.003252	636.295	2.424	260.889	149.638	116.224	0	0.004920346	0.3	2	20.76768673	281.6564368	0.004920346	ok
Y7β'	64	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	408.989	1.798	209.282	116.446	81.006	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	230.0493199	0.005138919	ok
Y7γ'	65	0.35	0.50	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.004889	177.850	1.016	145.894	81.305	56.560	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	166.5293902	0.005263826	ok
Y1α'	66	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	407.288	1.790	209.053	116.204	80.838	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	229.8211429	0.005138919	ok
Y1β'	67	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	253.366	1.114	188.406	93.861	65.295	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	209.173606	0.005138919	ok
Y1γ'	68	0.35	0.50	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.004889	95.414	0.545	134.907	68.954	47.968	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	155.5418491	0.005263826	ok
Y2α'	69	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	976.439	4.292	285.401	192.982	134.248	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	306.1686841	0.005138919	ok
Y2β'	70	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	629.728	2.768	238.892	147.155	102.369	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	259.65988	0.005138919	ok
Y2γ'	71	0.35	0.50	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.004889	281.343	1.608	159.689	96.337	67.017	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	180.3235286	0.005263826	ok
Y8α'	72	0.35	0.75	3	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.004889	1433.505	5.461	374.350	276.858	192.597	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	394.9850338	0.005263826	ok

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ																									
Y/Z	h (m)	bw (m)	N	Db (m)	d (m)	z (m)	1/r _{1y}	ln (m)	Ls (m)	k (m)	ρ1	Nsd (kN)	σ _{cp} (kN/m ²)	VR1 (kN)	M _y (kN-m)	V _{mu} (kN)	av	θ _y (rad)	s (m)	n	V _w (kN)	VR (kN)	θ _y (shear) (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ	
Y88'	73	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	966.451	4.248	284.061	191.696	133.354	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	304.8288653	0.005138919	ok
Y8y'	74	0.35	0.50	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.004889	504.365	2.882	189.414	127.310	88.564	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	210.0491752	0.005263826	ok
Y3α'	75	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	1213.957	5.336	317.262	223.046	155.163	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	338.0300273	0.005138919	ok
Y3β'	76	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	787.743	3.463	260.089	168.362	117.121	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	280.8564636	0.005138919	ok
Y3γ'	77	0.35	0.50	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.004889	358.965	2.051	170.034	107.318	74.656	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	190.6694324	0.005263826	ok
Y9α'	78	0.35	0.65	2	0.024	0.310	0.270	0.005563	2.875	1.438	1.290	0.004490	1736.084	7.631	387.298	295.723	205.721	0	0.005326279	0.3	2	20.58863542	407.8663357	0.005326279	ok
Y9β'	79	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	1178.883	5.182	312.557	218.665	152.115	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	333.3251007	0.005138919	ok
Y9γ'	80	0.35	0.50	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.004889	622.600	3.558	205.173	143.093	99.543	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	225.8082116	0.005263826	ok
Y4α'	81	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	583.545	2.565	232.697	140.843	97.977	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	253.4647604	0.005138919	ok
Y4β'	82	0.35	0.65	3	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.003752	363.818	1.599	203.222	109.980	76.508	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	223.9899529	0.005138919	ok
Y4γ'	83	0.35	0.50	2	0.022	0.311	0.272	0.005563	2.875	1.438	1.289	0.004889	145.177	0.830	141.540	76.453	53.185	0	0.005263826	0.3	2	20.63498586	162.1745461	0.005263826	ok
Y10α'	84	0.35	0.65	2	0.018	0.313	0.276	0.005563	2.875	1.438	1.287	0.002502	1044.565	4.591	288.817	185.014	128.706	0	0.005138919	0.3	2	20.76768673	309.5849617	0.005138919	ok
Y10β'	85	0.35	0.65	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.001970	683.419	3.004	238.588	130.592	90.846	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	259.4215725	0.005076466	ok
Y10γ'	86	0.35	0.50	2	0.016	0.314	0.278	0.005563	2.875	1.438	1.286	0.002561	323.992	1.851	158.469	78.576	54.661	0	0.005076466	0.3	2	20.83403717	179.3030025	0.005076466	ok
Y11γ'	92	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	35.073	0.195	120.484	65.134	45.310	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	147.8208778	0.004616333	ok
Y11β'	93	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	115.963	0.644	131.593	80.962	56.321	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	158.9297711	0.004616333	ok
Y11α'	94	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	200.010	1.111	143.136	96.847	67.372	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	170.4722258	0.004616333	ok
Y11σ	95	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	3.275	1.638	1.188	0.003813	281.323	1.563	154.303	99.711	60.892	0	0.004824486	0.3	2	27.33637998	181.6392111	0.004824486	ok
Y12α'	242	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	444.408	2.469	176.700	140.590	97.802	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	204.0362178	0.004616333	ok
Y12β'	243	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	283.110	1.573	154.548	112.087	77.974	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	181.8846258	0.004616333	ok
Y12γ'	244	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	112.455	0.625	131.112	80.287	55.852	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	158.4480058	0.004616333	ok
Y17γ'	252	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	83.856	0.466	127.184	74.749	52.000	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	154.5204098	0.004616333	ok
Y17β'	253	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	212.949	1.183	144.913	99.248	69.042	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	172.2491818	0.004616333	ok
Y17α'	254	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	2.875	1.438	1.188	0.003813	331.049	1.839	161.132	120.696	83.963	0	0.004616333	0.3	2	27.33637998	188.4682485	0.004616333	ok
Y17σ	255	0.45	0.40	2	0.020	0.412	0.374	0.004327	3.200	1.600	1.188	0.003813	438.681	2.437	175.913	139.599	87.249	0	0.004783928	0.3	2	27.33637998	203.2497098	0.004783928	ok

Y/Z		ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ											ΜΕΓΕΘΡΑ ΔΙΑΤΗΡΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΕΘ ΤΩΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ										
		v	ω=ω'	αs	bc (m)	hc (m)	bi(b) (m)	bi(h) (m)	α	ps	θum (rad)	ξy (m)	μβ	μβ,pl	prot	Vw (kN)	VR (kN)	VR,max (kN)	ΕΙΔΕΙΟΣ				
		0.0766667	0.0329119	0.5	0.302	0.452	0.274	0.424	0.127003745	0.000957438	0.018591748	3.0572636	2.0572636	0.007714	31.258428	135.7777	593.2916095	αστοχεί σε κάλυψη					
Y12σ	1	0.1372431	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.017287107	3.8895283	2.8895283	0.0076252	27.572293	173.7218	628.1835912	αστοχεί σε κάλυψη					
Y13σ	2	0.3162711	0.0380838	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.0139286929	0.177	2.8304777	0.0092914	20.347467	155.5226	527.1957304	αστοχεί σε κάλυψη					
Y13σ'	3	0.2276398	0.0380838	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.015495257	0.160	3.0152754	0.0092914	20.347467	136.40346	481.1369995	αστοχεί σε κάλυψη					
Y14σ	4	0.2840313	0.0380838	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.014478143	0.171	2.9425052	0.0092914	20.347467	150.52654	509.9270958	αστοχεί σε κάλυψη					
Y15σ	5	0.3026371	0.0380838	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.014157476	0.175	2.8567219	0.0092914	20.347467	152.23445	520.1120954	αστοχεί σε κάλυψη					
Y16σ	6	0.2238895	0.0380838	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.015566381	0.159	3.0289711	0.0092914	20.347467	135.7654	479.1373605	αστοχεί σε κάλυψη					
Y13β'	7	0.1424483	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.01716795	0.137	3.8818703	0.0077318	20.494913	106.02865	411.1463021	αστοχεί σε κάλυψη					
Y13γ'	8	0.0593306	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.018974874	0.105	3.7378117	0.0077318	20.494913	88.350564	369.668913	αστοχεί σε κάλυψη					
Y14α'	9	0.2035099	0.0380838	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.015952035	0.154	3.1041594	0.0092914	20.347467	132.44013	468.2790928	αστοχεί σε κάλυψη					
Y14β'	10	0.1222249	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.017590583	0.130	3.4651237	0.0077318	20.494913	102.1496	401.0406306	αστοχεί σε κάλυψη					
Y14γ'	11	0.0413143	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.019390958	0.096	3.819775	0.0077318	20.494913	83.889207	360.7179082	αστοχεί σε κάλυψη					
Y15α'	12	0.2191415	0.0380838	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.015554614	0.157	3.0462853	0.0092914	20.347467	135.1973	476.6064416	αστοχεί σε κάλυψη					
Y5σ	13	0.1094132	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.017876149	0.162	3.993252	0.0076252	27.572293	160.47549	606.9325242	αστοχεί σε κάλυψη					
Y6σ	14	0.1782823	0.0568906	0.5	0.302	0.302	0.272	0.272	0.116326833	0.000957438	0.016445859	0.150	3.2596703	0.013969	20.052576	167.92184	514.1578149	αστοχεί σε κάλυψη					
Y7σ	15	0.1187231	0.0235223	0.5	0.802	0.302	0.776	0.276	0.027176569	0.000394239	0.017616084	0.128	3.5802492	0.5802492	0.0057388	20.347467	198.03886	909.3103869	αστοχεί σε κάλυψη				
Y8σ	16	0.2673349	0.0290399	0.5	0.802	0.302	0.774	0.274	0.029541707	0.000394239	0.014730412	0.167	2.9562225	1.9562225	0.0071077	20.200022	291.22461	1125.262576	αστοχεί σε κάλυψη				
Y9σ	17	0.3921216	0.0352628	0.5	0.652	0.302	0.624	0.274	0.082829065	0.000478719	0.012684632	0.188	2.5276839	0.0086307	20.200022	301.821	1105.338349	αστοχεί σε κάλυψη					
Y10σ	18	0.2407335	0.0190419	0.5	0.652	0.302	0.626	0.276	0.080467393	0.000478719	0.015221189	0.161	2.96208	0.0046457	20.347467	191.07794	832.4312762	αστοχεί σε κάλυψη					
Y15β'	19	0.1319575	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.017386167	0.134	3.4248965	0.0077318	20.494913	104.0059	405.8958241	αστοχεί σε κάλυψη					
Y1σ	21	0.0953673	0.0285628	0.5	0.652	0.302	0.626	0.276	0.080467393	0.000478719	0.018133325	0.120	3.6853761	0.0069686	20.347467	174.20315	758.8478249	αστοχεί σε κάλυψη					
Y2σ	22	0.2256735	0.0285628	0.5	0.652	0.302	0.626	0.276	0.080467393	0.000478719	0.015500408	0.159	3.1502681	0.0069686	20.347467	226.72604	887.0328286	αστοχεί σε κάλυψη					
Y3σ	23	0.2796121	0.0285628	0.5	0.652	0.302	0.626	0.276	0.080467393	0.000478719	0.014525791	0.170	2.9310516	0.0069686	20.347467	242.60407	940.8315346	αστοχεί σε κάλυψη					
Y4σ	24	0.1365423	0.0285628	0.5	0.652	0.302	0.626	0.276	0.080467393	0.000478719	0.017256309	0.134	3.3579646	0.0069686	20.347467	186.87147	801.7277967	αστοχεί σε κάλυψη					
Y15γ'	34	0.0438163	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.019332632	0.097	3.8082856	0.0077318	20.494913	84.526554	361.9600817	αστοχεί σε κάλυψη					
Y16α'	35	0.1593967	0.0380838	0.5	0.302	0.302	0.276	0.276	0.112267929	0.000957438	0.016822757	0.143	3.2735983	0.0092914	20.347467	124.51744	444.8083075	αστοχεί σε κάλυψη					
Y16β'	36	0.0970085	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.278	0.110216258	0.000957438	0.018133345	0.121	3.5720412	0.0077318	20.494913	96.86879	388.4354542	αστοχεί σε κάλυψη					

		ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ											ΜΕΙΣΗ ΔΙΑΤΗΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕΤΗΝ ΑΝΑΚΚΥΒΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ										
Y/Z	v	ω=ω'	αε	bc(m)	hc(m)	bi(b)(m)	bi(h)(m)	α	ps	θum (rad)	ξy (m)	μθ	μθ.pl	ρtot	Vw (kN)	VR (kN)	VR,max (kN)	ΕΙΣΕΓΧΟΣ					
Y16γ'	37	0.0367946	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.110216258	0.000957438	0.019496764	0.093	3.8406174	2.8406174	0.007318	20.494913	82.722035	358.4747817	αστοχεί σε κάμψη					
Y5α'	57	0.0780394	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.152245554	0.000837758	0.018564749	0.146	4.0215358	3.0215358	0.0076252	27.572293	143.04676	584.1685413	αστοχεί σε κάμψη					
Y5β'	58	0.0476981	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.152245554	0.000837758	0.019254996	0.127	4.1710587	3.1710587	0.0076252	27.572293	129.6353	560.7444863	αστοχεί σε κάμψη					
Y5γ'	59	0.0186204	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.152245554	0.000837758	0.01994103	0.102	4.3196688	3.3196688	0.0076252	27.572293	115.28176	538.3502458	αστοχεί σε κάμψη					
Y6α'	60	0.1275439	0.0568906	0.5	0.302	0.302	0.272	0.116326833	0.000957438	0.017481819	0.137	3.3211241	2.3211241	0.013969	20.052576	154.61144	485.1463141	αστοχεί σε κάμψη					
Y6β'	61	0.079335	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.110216258	0.000957438	0.018523328	0.114	3.6488628	2.6488628	0.007318	20.494913	93.010956	379.6249786	αστοχεί σε κάμψη					
Y6γ'	62	0.0325888	0.0300909	0.5	0.302	0.302	0.278	0.110216258	0.000957438	0.019595739	0.090	3.8601143	2.8601143	0.007318	20.494913	81.619926	356.3883476	αστοχεί σε κάμψη					
Y7α'	63	0.1009992	0.0266587	0.5	0.702	0.302	0.676	0.064005872	0.000446804	0.018005513	0.122	3.6593999	2.6593999	0.006504	20.347467	180.7292	805.943153	αστοχεί σε κάμψη					
Y7β'	64	0.0749064	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.018591379	0.113	3.6177606	2.6177606	0.0075046	20.347467	158.47403	701.0240347	αστοχεί σε κάμψη					
Y7γ'	65	0.0423452	0.0398234	0.5	0.452	0.302	0.422	0.129289911	0.000670206	0.019356121	0.100	3.6771964	2.6771964	0.0097783	20.052576	139.70936	548.5550168	αστοχεί σε κάμψη					
Y1α'	66	0.0745949	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.018598354	0.112	3.6191178	2.6191178	0.0075046	20.347467	158.33794	700.7362044	αστοχεί σε κάμψη					
Y1β'	67	0.046404	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.019240436	0.099	3.7440627	2.7440627	0.0075046	20.347467	145.93718	674.7237504	αστοχεί σε κάμψη					
Y1γ'	68	0.0227176	0.0398234	0.5	0.452	0.302	0.422	0.129289911	0.000670206	0.019818975	0.089	3.7651276	2.7651276	0.0097783	20.052576	132.28156	533.8120575	αστοχεί σε κάμψη					
Y2α'	69	0.178835	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.016404748	0.147	3.1922565	2.1922565	0.0075046	20.347467	196.68533	797.4450091	αστοχεί σε κάμψη					
Y2β'	70	0.1153348	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.017770812	0.128	3.4458842	2.4458842	0.0075046	20.347467	174.54685	738.4399783	αστοχεί σε κάμψη					
Y2γ'	71	0.0669864	0.0398234	0.5	0.452	0.302	0.422	0.129289911	0.000670206	0.018790311	0.111	3.5697062	2.5697062	0.0097783	20.052576	148.40948	567.1014837	αστοχεί σε κάμψη					
Y8α'	72	0.2275405	0.0398234	0.5	0.702	0.302	0.672	0.068725108	0.000446804	0.01546204	0.162	2.9974148	1.9374148	0.0097783	20.052576	279.21795	1033.332695	αστοχεί σε κάμψη					
Y8β'	73	0.1770057	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.016440918	0.147	3.199295	2.199295	0.0075046	20.347467	195.99684	795.7414886	αστοχεί σε κάμψη					
Y8γ'	74	0.1200869	0.0398234	0.5	0.452	0.302	0.422	0.129289911	0.000670206	0.017626613	0.132	3.486316	2.3486316	0.0097783	20.052576	164.9212	607.2001365	αστοχεί σε κάμψη					
Y3α'	75	0.2223364	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.015567669	0.158	3.0293663	2.0293663	0.0075046	20.347467	210.02215	838.0145384	αστοχεί σε κάμψη					
Y3β'	76	0.1442753	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.017101732	0.138	3.327885	2.327885	0.0075046	20.347467	184.95895	765.2979519	αστοχεί σε κάμψη					
Y3γ'	77	0.0854679	0.0364563	0.5	0.602	0.302	0.422	0.129289911	0.000670206	0.018376823	0.119	3.4911534	2.4911534	0.0097783	20.052576	154.4268	581.0379176	αστοχεί σε κάμψη					
Y9α'	78	0.3179641	0.0364563	0.5	0.602	0.302	0.57	0.102276431	0.000515543	0.013876131	0.177	2.6052204	1.6052204	0.0089804	19.905131	258.4007	954.3022493	αστοχεί σε κάμψη					
Y9β'	79	0.2159126	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.015688837	0.156	3.0528865	2.0528865	0.0075046	20.347467	208.28897	832.0167658	αστοχεί σε κάμψη					
Y9γ'	80	0.1482381	0.0398234	0.5	0.452	0.302	0.422	0.129289911	0.000670206	0.0170392	0.140	3.2370373	2.2370373	0.0097783	20.052576	172.86264	628.5255793	αστοχεί σε κάμψη					
Y4α'	81	0.1068764	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.017889376	0.125	3.4811554	2.4811554	0.0075046	20.347467	171.29604	730.6015535	αστοχεί σε κάμψη					
Y4β'	82	0.0666333	0.03076	0.5	0.602	0.302	0.576	0.09524238	0.000515543	0.018777485	0.109	3.6539756	2.6539756	0.0075046	20.347467	154.95095	693.3832067	αστοχεί σε κάμψη					

		ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΥΙΑΣ											ΜΕΙΩΣΗ ΔΙΑΤΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΩΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΩΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ										
Y/Z	v	ω=ω'	αs	bc (m)	hc (m)	bi b (m)	bi h (m)	α	ps	θum (rad)	ξy (m)	μθ	μθ,pl	prot	Vw (kN)	VR (kN)	VR,max (kN)	ΕΙΔΕΧΟΣ					
Y4y' 83	0.034566	0.0398234	0.5	0.452	0.302	0.422	0.272	0.129289911	0.000670206	0.0195938263	0.095	3.711799	2.711799	0.0097783	20.052576	136.8787	542.7084739	αστοχεί σε κάμψη					
Y10α' 84	0.1913123	0.0205067	0.5	0.602	0.302	0.576	0.276	0.09524238	0.000515543	0.016160153	0.149	3.1446598	2.1446598	0.0050031	20.347467	164.47168	740.985949	αστοχεί σε κάμψη					
Y10β' 85	0.1251683	0.0162028	0.5	0.602	0.302	0.578	0.278	0.091875524	0.000515543	0.017499075	0.128	3.4470979	2.4470979	0.0039405	20.494913	142.75101	662.1152088	αστοχεί σε κάμψη					
Y10γ' 86	0.077141	0.0210636	0.5	0.452	0.302	0.428	0.278	0.122391996	0.000670206	0.018559452	0.111	3.6559788	2.6559788	0.0051226	20.494913	100.82423	500.5982597	αστοχεί σε κάμψη					
Y11α' 92	0.0081188	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.020194759	0.094	4.374632	3.374632	0.0076252	27.572293	109.5402	530.2799979	αστοχεί σε κάμψη					
Y11β' 93	0.0268433	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.019744585	0.111	4.2771143	3.2771143	0.0076252	27.572293	119.48784	544.6759775	αστοχεί σε κάμψη					
Y11α' 94	0.0462986	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.019287469	0.126	4.1780928	3.1780928	0.0076252	27.572293	128.98111	559.6650437	αστοχεί σε κάμψη					
Y11α' 95	0.0651211	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.018855297	0.123	3.9082502	2.9082502	0.0076252	27.572293	136.23763	576.3523062	αστοχεί σε κάμψη					
Y12α' 242	0.1028722	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.018017482	0.159	3.9029856	2.9029856	0.0076252	27.572293	153.17887	603.4193831	αστοχεί σε κάμψη					
Y12β' 243	0.0655347	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.018845908	0.139	4.0824411	3.0824411	0.0076252	27.572293	137.6712	574.5151502	αστοχεί σε κάμψη					
Y12γ' 244	0.0260313	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.019763893	0.111	4.281298	3.281298	0.0076252	27.572293	119.04773	544.0510381	αστοχεί σε κάμψη					
Y17γ' 252	0.0194111	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.019922055	0.105	4.3155583	3.3155583	0.0076252	27.572293	115.63375	538.9582972	αστοχεί σε κάμψη					
Y17β' 253	0.0492938	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.019218042	0.128	4.1630535	3.1630535	0.0076252	27.572293	130.3863	561.9755424	αστοχεί σε κάμψη					
Y17α' 254	0.0766317	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.018595793	0.145	4.0282605	3.0282605	0.0076252	27.572293	142.50889	583.094944	αστοχεί σε κάμψη					
Y17α' 255	0.1015465	0.0319977	0.5	0.352	0.402	0.324	0.374	0.152245554	0.000837758	0.018046262	0.158	3.7722688	2.7722688	0.0076252	27.572293	149.03835	604.1432861	αστοχεί σε κάμψη					

Y/Σ	Θ _{u,pl} (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ	Στάθμη Επιτελεστικότητας			Καμπύλη Μ-Θ			Keff	I	Kel	Keff/Kel		
			A	B	Γ	Γ	Δ	E						
	0.012510575	οιονεί πλάστιμη	0.0060812	0.0068536	0.0103287		0.0185917	0.0185917	0.0278876	19966.708	0.00364583	102083.33	0.1955922	
Y12α	1	0.012842582	οιονεί πλάστιμη	0.0044445	0.0060366	0.0096039		0.0172871	0.0172871	0.0259307	15545.343	0.0030375	85050.00	0.1827789
Y13α	2	0.009006583	οιονεί πλάστιμη	0.0049203	0.0052354	0.0077372		0.0139269	0.0139269	0.0208904	13970.225	0.00073662	20625.29	0.6773346
Y13α'	3	0.010356338	οιονεί πλάστιμη	0.0051389	0.0057317	0.0086085		0.0154953	0.0154953	0.0232429	11989.316	0.00073662	20625.29	0.581292
Y14α	4	0.009557797	οιονεί πλάστιμη	0.0049203	0.0053885	0.0080434		0.0144781	0.0144781	0.0217172	12983.914	0.00073662	20625.29	0.6295142
Y15α	5	0.009201597	οιονεί πλάστιμη	0.0049558	0.0053092	0.0078652		0.0141574	0.0141574	0.0212361	13719.42	0.00073662	20625.29	0.6651746
Y16α	6	0.010426462	οιονεί πλάστιμη	0.0051389	0.0057512	0.0086474		0.0155654	0.0155654	0.0233481	11861.25	0.00073662	20625.29	0.5750828
Y13β'	7	0.012091484	οιονεί πλάστιμη	0.0050765	0.006179	0.0095377		0.0171679	0.0171679	0.0257519	8433.5003	0.00073662	20625.29	0.4088912
Y13γ'	8	0.013898408	οιονεί πλάστιμη	0.0050765	0.0066809	0.0105416		0.0189749	0.0189749	0.0284623	5239.4143	0.00073662	20625.29	0.2540286
Y14α'	9	0.010813105	οιονεί πλάστιμη	0.0051389	0.0058586	0.0088622		0.015952	0.015952	0.023928	11159.752	0.00073662	20625.29	0.5410712
Y14β'	10	0.012514117	οιονεί πλάστιμη	0.0050765	0.0062964	0.0097725		0.0175906	0.0175906	0.0263859	7683.0048	0.00073662	20625.29	0.3725041
Y14γ'	11	0.014314492	οιονεί πλάστιμη	0.0050765	0.0067965	0.0107728		0.019391	0.019391	0.0290864	4502.8472	0.00073662	20625.29	0.2183168
Y15α'	12	0.010515695	οιονεί πλάστιμη	0.0051389	0.005776	0.008697		0.0156546	0.0156546	0.0234819	11698.669	0.00073662	20625.29	0.5672001
Y5α	13	0.01339956	οιονεί πλάστιμη	0.0044766	0.0062091	0.0099312		0.0178761	0.0178761	0.0268142	13944.762	0.0030375	85050.00	0.1639596
Y6α	14	0.011400607	οιονεί πλάστιμη	0.0050453	0.0059698	0.0091366		0.0164459	0.0164459	0.0246688	10778.775	0.00073662	20625.29	0.5225999
Y7α	15	0.012695718	οιονεί πλάστιμη	0.0049203	0.0062601	0.0097867		0.0176161	0.0176161	0.0264241	15718.982	0.00303698	85035.42	0.1848522
Y8α	16	0.009747613	οιονεί πλάστιμη	0.0049828	0.0054759	0.0081836		0.0147304	0.0147304	0.0220956	28199.362	0.00303698	85035.42	0.331619
Y9α	17	0.007666349	οιονεί πλάστιμη	0.0050183	0.0049175	0.007047		0.0126846	0.0126846	0.0190269	31988.648	0.00250104	70029.17	0.4567904
Y10α	18	0.01008297	οιονεί πλάστιμη	0.0051389	0.0056558	0.0084566		0.0152219	0.0152219	0.0228328	21722.222	0.00250104	70029.17	0.3101882
Y15β'	19	0.012309701	οιονεί πλάστιμη	0.0050765	0.0062396	0.009659		0.0173862	0.0173862	0.0260793	8045.5041	0.00073662	20625.29	0.3900795
Y1α	21	0.013212979	οιονεί πλάστιμη	0.0049203	0.0064038	0.0100741		0.0181333	0.0181333	0.0272	12074.912	0.00250104	70029.17	0.1724269
Y2α	22	0.010580063	οιονεί πλάστιμη	0.0049203	0.0056724	0.0086113		0.0155004	0.0155004	0.0232506	20825.986	0.00250104	70029.17	0.2973902
Y3α	23	0.009569962	οιονεί πλάστιμη	0.0049558	0.0054116	0.0080699		0.0145258	0.0145258	0.0217887	24498.941	0.00250104	70029.17	0.3498391
Y4α	24	0.01211739	οιονεί πλάστιμη	0.0051389	0.0062209	0.0095868		0.0172563	0.0172563	0.0258845	15981.904	0.00250104	70029.17	0.2282178
Y15γ'	34	0.014256166	οιονεί πλάστιμη	0.0050765	0.0067803	0.0107404		0.0193326	0.0193326	0.0289989	4606.3294	0.00073662	20625.29	0.223334
Y16α'	35	0.011683838	οιονεί πλάστιμη	0.0051389	0.0061005	0.009346		0.0168228	0.0168228	0.0252341	9604.9145	0.00073662	20625.29	0.4656862
Y16β'	36	0.013056879	οιονεί πλάστιμη	0.0050765	0.0064472	0.0100741		0.0181333	0.0181333	0.0272	6723.7669	0.00073662	20625.29	0.3259962

Y/Z	Θ _{u,pl} (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ	Στάθμη Επιτελεστικότητα			Καμπύλη M-θ			K _{eff}	I	Kel	K _{eff} /Kel	
			A	B	Γ	Γ	Δ	Ε					
Y16γ'	37	0.014420298	οιονοει πλάσμη	0.0050765	0.0068259	0.0108315	0.0194968	0.0194968	0.0292451	4314.874	0.00073662	20625.29	0.2092031
Y5α'	57	0.013948416	οιονοει πλάσμη	0.0046163	0.0064392	0.0103137	0.0185647	0.0185647	0.0278471	12638.895	0.0030375	85050.00	0.1486055
Y5β'	58	0.014638663	οιονοει πλάσμη	0.0046163	0.0066309	0.0106972	0.019255	0.019255	0.0288825	10169.11	0.0030375	85050.00	0.1195663
Y5γ'	59	0.015324697	οιονοει πλάσμη	0.0046163	0.0068215	0.0110784	0.019941	0.019941	0.0299115	7689.6948	0.0030375	85050.00	0.0904138
Y6α'	60	0.012217993	οιονοει πλάσμη	0.0052638	0.0063182	0.0097121	0.0174818	0.0174818	0.0262227	9751.0676	0.00073662	20625.29	0.4727723
Y6β'	61	0.013446862	οιονοει πλάσμη	0.0050765	0.0065555	0.0102907	0.0185233	0.0185233	0.027785	6036.0756	0.00073662	20625.29	0.2926541
Y6γ'	62	0.014519273	οιονοει πλάσμη	0.0050765	0.0068534	0.0108865	0.0195957	0.0195957	0.0293936	4138.7097	0.00073662	20625.29	0.2006619
Y7α'	63	0.013085167	οιονοει πλάσμη	0.0049203	0.0063683	0.0100031	0.0180055	0.0180055	0.0270083	13051.879	0.00267969	75031.25	0.1739526
Y7β'	64	0.01345246	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0065917	0.0103285	0.0185914	0.0185914	0.0278871	10857.773	0.0023224	65027.08	0.1669731
Y7γ'	65	0.014092295	οιονοει πλάσμη	0.0052638	0.0068389	0.0107534	0.0193561	0.0193561	0.0290342	7401.1659	0.00178646	50020.83	0.1479617
Y1α'	66	0.013459435	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0065937	0.0103324	0.0185984	0.0185984	0.0278975	10835.182	0.0023224	65027.08	0.1666257
Y1β'	67	0.014101516	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.006772	0.0106891	0.0192404	0.0192404	0.0288607	8751.8538	0.0023224	65027.08	0.1345878
Y1γ'	68	0.01455515	οιονοει πλάσμη	0.0052638	0.0069674	0.0110105	0.019819	0.019819	0.0297285	6276.9067	0.00178646	50020.83	0.1254858
Y2α'	69	0.011265829	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0059844	0.0091137	0.0164047	0.0164047	0.0246071	17994.122	0.0023224	65027.08	0.2767174
Y2β'	70	0.012569201	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0063464	0.0098378	0.0177081	0.0177081	0.0265622	13721.158	0.0023224	65027.08	0.2110068
Y2γ'	71	0.013526486	οιονοει πλάσμη	0.0052638	0.0066817	0.0104391	0.0187903	0.0187903	0.0281855	8769.6039	0.00178646	50020.83	0.175319
Y8α'	72	0.010198214	οιονοει πλάσμη	0.0052638	0.0057572	0.008859	0.015462	0.015462	0.0231931	25202.448	0.00267969	75031.25	0.3358927
Y8β'	73	0.011301999	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0059944	0.0091338	0.0164409	0.0164409	0.0246614	17874.233	0.0023224	65027.08	0.2748737
Y8γ'	74	0.012362787	οιονοει πλάσμη	0.0052638	0.0063585	0.0097926	0.0176266	0.0176266	0.0264399	11589.086	0.00178646	50020.83	0.2316852
Y3α'	75	0.010428749	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0057518	0.0086487	0.0155677	0.0155677	0.0233515	20797.435	0.0023224	65027.08	0.3198273
Y3β'	76	0.011962813	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.006178	0.009501	0.0171017	0.0171017	0.0256526	15698.507	0.0023224	65027.08	0.2414149
Y3γ'	77	0.013112997	οιονοει πλάσμη	0.0052638	0.0065668	0.0102093	0.0183768	0.0183768	0.0275652	9769.1436	0.00178646	50020.83	0.1953015
Y9α'	78	0.008549852	οιονοει πλάσμη	0.0053263	0.005334	0.007709	0.0138761	0.0138761	0.0208142	26604.076	0.0023224	65027.08	0.409123
Y9β'	79	0.010549618	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0057854	0.0087159	0.0156885	0.0156885	0.0235328	20388.935	0.0023224	65027.08	0.3135453
Y9γ'	80	0.011775375	οιονοει πλάσμη	0.0052638	0.0061953	0.0094662	0.0170392	0.0170392	0.0255588	13025.732	0.00178646	50020.83	0.2604061
Y4α'	81	0.012750457	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0063967	0.0099385	0.0178894	0.0178894	0.0268341	13132.542	0.0023224	65027.08	0.201955
Y4β'	82	0.013638566	οιονοει πλάσμη	0.0051389	0.0066434	0.0104319	0.0187775	0.0187775	0.0281662	10254.815	0.0023224	65027.08	0.1577007

Υ/Σ	θ _{υ,pl} (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ	Στάθμη Επιτελεστικότητα			Καμπύλη M-θ			K _{eff}	I	K _{el}	K _{eff} /K _{el}	
			A	B	Γ	Γ	Δ	Ε					
Υ4γ'	83	0.014274437	οιωνεί πλάσμη	0.0052638	0.0068895	0.0108546	0.0195383	0.0195383	0.0293074	6959.537	0.00178646	50020.83	0.1391328
Υ10α'	84	0.011021234	οιωνεί πλάσμη	0.0051389	0.0059164	0.0089779	0.0161602	0.0161602	0.0242402	17251.235	0.0023224	65027.08	0.2652931
Υ10β'	85	0.012422609	οιωνεί πλάσμη	0.0050765	0.006271	0.0097217	0.0174991	0.0174991	0.0262486	12326.513	0.0023224	65027.08	0.1895597
Υ10γ'	86	0.013482986	οιωνεί πλάσμη	0.0050765	0.0065655	0.0103108	0.0185595	0.0185595	0.0278392	7416.7606	0.00178646	50020.83	0.1482734
Υ11γ'	92	0.015578426	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.006892	0.0112193	0.0201948	0.0201948	0.0302921	6760.7576	0.0030375	85050.00	0.0794916
Υ11β'	93	0.015128252	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.0067669	0.0109692	0.0197446	0.0197446	0.0296169	8403.7041	0.0030375	85050.00	0.098809
Υ11α'	94	0.014671135	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.0066399	0.0107153	0.0192875	0.0192875	0.0289312	10052.496	0.0030375	85050.00	0.1181951
Υ11σ	95	0.014030811	οιωνεί πλάσμη	0.0048245	0.0065777	0.0104752	0.0188553	0.0188553	0.0282829	11281.067	0.0030375	85050.00	0.1326404
Υ12α'	242	0.013401149	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.0062872	0.0100097	0.0180175	0.0180175	0.0270262	14592.946	0.0030375	85050.00	0.1715808
Υ12β'	243	0.014229575	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.0065173	0.0104699	0.0188459	0.0188459	0.0282689	11634.43	0.0030375	85050.00	0.1367952
Υ12γ'	244	0.015147565	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.0067723	0.0109799	0.0197639	0.0197639	0.0296458	8333.6796	0.0030375	85050.00	0.0979857
Υ17γ'	252	0.015305722	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.0068162	0.0110678	0.0199221	0.0199221	0.0298831	7758.8429	0.0030375	85050.00	0.0912268
Υ17β'	253	0.014601709	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.0066207	0.0106767	0.019218	0.019218	0.0288271	10301.756	0.0030375	85050.00	0.1211259
Υ17α'	254	0.01397946	οιωνεί πλάσμη	0.0046163	0.0064478	0.010331	0.0185958	0.0185958	0.0278937	12528.045	0.0030375	85050.00	0.1473021
Υ17σ	255	0.013262335	οιωνεί πλάσμη	0.0047839	0.0063417	0.0100257	0.0180463	0.0180463	0.0270694	15563.124	0.0030375	85050.00	0.1829879

ΔΟΚΟΙ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΤΗΣ ΚΑΤΩ ΙΝΑΣ

		f_y (MPa)	E_s (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	ϵ_R (MPa)	c (m)																
		220	200000	16	24	2.4961	1.7473	0.4368	0.02																
ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ																									
ΔΟΚΟΣ		h (m)	bw (m)	Nεφ	Nθλιβ	Db κάτω(m)	Db πάνω(m)	d (m)	z (m)	(1/r)γ	ln (m)	Ls (m)	k (m)	p1	VR1 (kN)	My (kN-m)	Vmu (kN)	av	θy (rad)	s (m)	n	Vw (kN)	VR (kN)	θy (shear) (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ
		1	0.2	2	4	0.02	0.02	0.962	0.92	0.001947	14	7	1	0.00326569	111.831	126.255	18.036	0	0.00646159	0.3	2	63.82912	175.66	0.00646159	ok
Δ1-Δ6	D35x65f18(ακ)	0.65	0.35	2	4	0.018	0.018	0.613	0.58	0.002995	4.4	2.2	1	0.00237212	121.356	69.039	31.381	0	0.00451973	0.3	2	40.67282	162.0284	0.00451973	ok
Δ2-Δ3-Δ7-Δ8	D35x65f20(ακ)	0.65	0.35	2	4	0.02	0.02	0.612	0.57	0.002995	7.7	3.85	1	0.00293333	123.258	84.939	22.062	0	0.00593491	0.3	2	40.60647	163.8645	0.00593491	ok
Δ4	D35x65f20(ακ)	0.65	0.35	2	4	0.02	0.02	0.612	0.57	0.002995	7.3	3.65	1	0.00293333	123.258	84.939	23.271	0	0.00575464	0.3	2	40.60647	163.8645	0.00575464	ok
Δ5	D35x65f18(ακ)	0.65	0.35	2	4	0.018	0.018	0.613	0.58	0.002995	2.7	1.35	1	0.00237212	121.356	69.039	51.140	0	0.00406169	0.3	2	40.67282	162.0284	0.00406169	ok
Δ9	D35x65f18(ακ)	0.65	0.35	2	4	0.018	0.018	0.613	0.58	0.002995	4.05	2.025	1	0.00237212	121.356	69.039	34.093	0	0.00439862	0.3	2	40.67282	162.0284	0.00439862	ok
Δ10	D35x80f20(ακ)	0.8	0.35	2	4	0.02	0.02	0.762	0.72	0.002434	7.3	3.65	1	0.0023559	150.778	105.215	28.826	0	0.00509457	0.3	2	50.55903	201.3366	0.00509457	ok
Δ11	D35x80f20(ακ)	0.8	0.35	2	4	0.02	0.02	0.762	0.72	0.002434	7.45	3.725	1	0.0023559	150.778	105.215	28.246	0	0.00514615	0.3	2	50.55903	201.3366	0.00514615	ok
Δ12-Δ13	D35x80f20(ακ)	0.8	0.35	2	4	0.02	0.02	0.762	0.72	0.002434	7.7	3.85	1	0.0023559	150.778	105.215	27.328	0	0.00523291	0.3	2	50.55903	201.3366	0.00523291	ok
Δ14	D35x80f18(ακ)	0.8	0.35	2	4	0.018	0.018	0.763	0.73	0.002434	4.05	2.025	1	0.00190578	148.875	85.485	42.215	0	0.00411832	0.3	2	50.62538	199.5005	0.00411832	ok
Δ15-Δ24	D40x80f18(ακ)	0.8	0.4	2	4	0.018	0.018	0.763	0.73	0.002434	3.05	1.525	1	0.00166756	168.873	85.656	56.168	0	0.00398471	0.3	2	50.62538	219.498	0.00398471	ok
Δ16-Δ18-Δ20	D35x65f18(ακ)	0.65	0.35	2	4	0.018	0.018	0.613	0.58	0.002995	3.05	1.525	1	0.00237212	121.356	69.039	45.272	0	0.00412039	0.3	2	40.67282	162.0284	0.00412039	ok
Δ17-Δ19-Δ21	D35x65f20(ακ)	0.65	0.35	2	4	0.02	0.02	0.612	0.57	0.002995	9	4.5	1	0.00293333	123.258	84.939	18.875	0	0.0065327	0.3	2	40.60647	163.8645	0.0065327	ok
Δ22	D30x65f18(ακ)	0.65	0.3	2	4	0.018	0.018	0.613	0.58	0.002995	3.05	1.525	1	0.00276747	105.289	68.862	45.155	0	0.00412039	0.3	2	40.67282	145.9622	0.00412039	ok
Δ23	D30x65f20(ακ)	0.65	0.3	2	4	0.02	0.02	0.612	0.57	0.002995	9	4.5	1	0.00342221	107.218	84.728	18.829	0	0.0065327	0.3	2	40.60647	147.8245	0.0065327	ok
Δ25-Δ26-Δ27-Δ28	D35x65f18(ακ)	0.65	0.35	2	4	0.018	0.018	0.613	0.58	0.002995	0.625	0.625	1	0.00237212	121.356	69.039	110.463	0	0.0045107	0.3	2	40.67282	162.0284	0.0045107	ok

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ											ΜΕΙΩΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ											
ΔΟΚΟΣ	v	ω	ω'	αs	bc (m)	hc (m)	bi(b) (m)	bi(h) (m)	α	ps	θum (rad)	ξy (m)	μθ	μθ,pl	ptot	Vw (kN)	VR (kN)	VR,max (kN)	ΕΛΕΓΧΟΣ			
	0	0.028798	0.057596	0.5	0.152	0.952	0.124	0.924	0	0.001676	0.023745	0.15978	3.67487	2.67487	0.009797	68.11978	181.4105	705.5300971	αστοχεί σε κάμψη			
Δ1-Δ6	0	0.020507	0.041013	0.5	0.302	0.602	0.276	0.576	0.095242	0.000957	0.023809	0.096	5.267898	4.267898	0.007116	42.46428	125.2378	681.4921	αστοχεί σε κάμψη			
Δ2-Δ3-Δ7-Δ8	0	0.025317	0.050634	0.5	0.302	0.602	0.274	0.574	0.097598	0.000957	0.023811	0.103	4.012033	3.012033	0.0088	42.31683	158.5714	737.8180753	αστοχεί σε κάμψη			
Δ4	0	0.025317	0.050634	0.5	0.302	0.602	0.274	0.574	0.097598	0.000957	0.023811	0.103	4.137711	3.137711	0.0088	42.31683	157.3982	735.844651	αστοχεί σε κάμψη			
Δ5	0	0.020507	0.041013	0.5	0.302	0.602	0.276	0.576	0.095242	0.000957	0.023809	0.096	5.861957	4.861957	0.007116	42.46428	120.5087	672.6395297	αστοχεί σε κάμψη			
Δ9	0	0.020507	0.041013	0.5	0.302	0.602	0.276	0.576	0.095242	0.000957	0.023809	0.096	5.412944	4.412944	0.007116	42.46428	124.0832	679.3306492	αστοχεί σε κάμψη			
Δ10	0	0.02057	0.04114	0.5	0.302	0.752	0.274	0.724	0.048529	0.000957	0.023778	0.117	4.667336	3.667336	0.007068	53.37524	160.1284	866.4074635	αστοχεί σε κάμψη			
Δ11	0	0.02057	0.04114	0.5	0.302	0.752	0.274	0.724	0.048529	0.000957	0.023778	0.117	4.620558	3.620558	0.007068	53.37524	160.587	867.2821928	αστοχεί σε κάμψη			
Δ12-Δ13	0	0.02057	0.04114	0.5	0.302	0.752	0.274	0.724	0.048529	0.000957	0.023778	0.117	4.543948	3.543948	0.007068	53.37524	161.3381	868.7147817	αστοχεί σε κάμψη			
Δ14	0	0.016662	0.033323	0.5	0.302	0.752	0.276	0.726	0.046163	0.000957	0.023776	0.108	5.773343	4.773343	0.005717	53.52269	128.6386	808.9631462	αστοχεί σε κάμψη			
Δ15-Δ24	0	0.014579	0.029158	0.5	0.352	0.752	0.326	0.726	0.093	0.000838	0.0238	0.102	5.972873	4.972873	0.005003	53.52269	126.9529	896.9062505	αστοχεί σε κάμψη			
Δ16-Δ18-Δ20	0	0.020507	0.041013	0.5	0.302	0.602	0.276	0.576	0.095242	0.000957	0.023809	0.096	5.778444	4.778444	0.007116	42.46428	121.1735	673.8840263	αστοχεί σε κάμψη			
Δ17-Δ19-Δ21	0	0.025317	0.050634	0.5	0.302	0.602	0.274	0.574	0.097598	0.000957	0.023811	0.103	3.644904	2.644904	0.0088	42.31683	161.9983	743.5828418	αστοχεί σε κάμψη			
Δ22	0	0.023924	0.047849	0.5	0.252	0.602	0.226	0.576	0.048253	0.001117	0.023783	0.101	5.772209	4.772209	0.008302	42.46428	121.2241	601.0503377	αστοχεί σε κάμψη			
Δ23	0	0.029536	0.059073	0.5	0.252	0.602	0.224	0.574	0.05039	0.001117	0.023785	0.109	3.640909	2.640909	0.010267	42.31683	162.0355	667.5458809	αστοχεί σε κάμψη			
Δ25-Δ26-Δ27-Δ28	0	0.020507	0.041013	1	0.302	0.602	0.276	0.576	0.095242	0.000957	0.020347	0.096	6.727699	5.727699	0.007116	42.46428	111.7958	670.5824396	αστοχεί σε κάμψη			

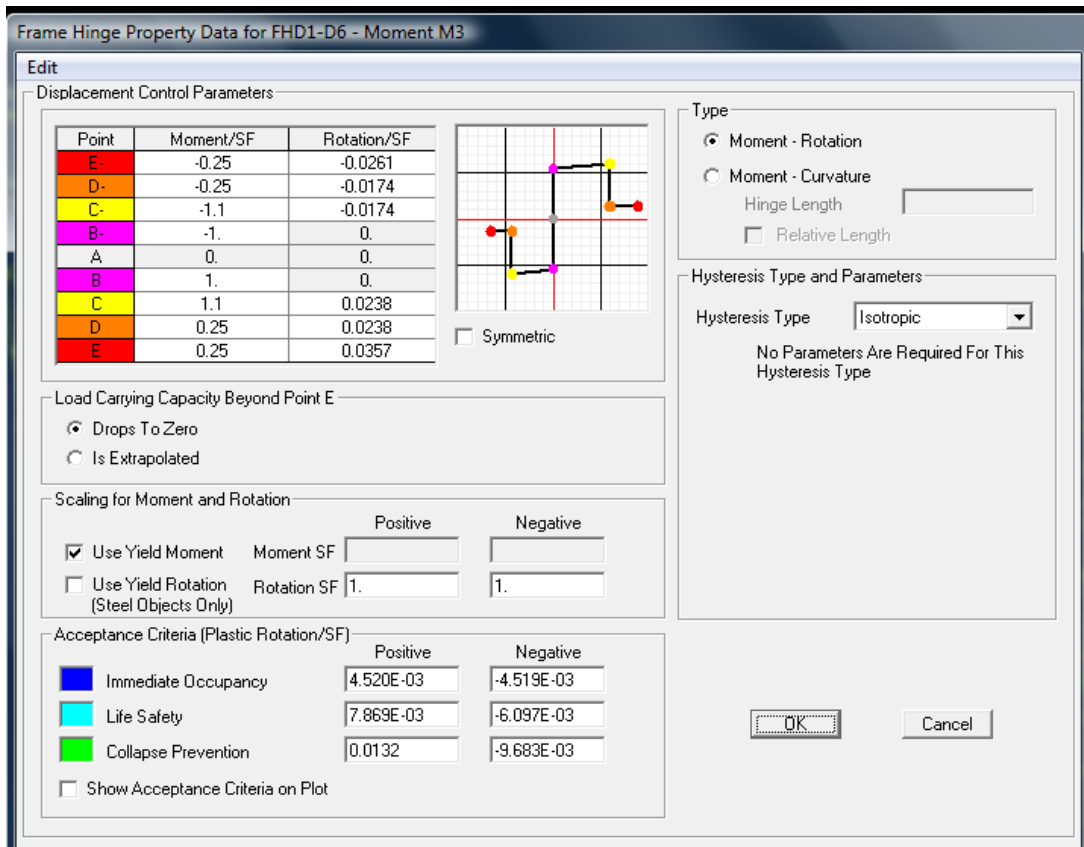
ΔΟΚΟΣ	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΚΙΑΣ											ΜΕΙΩΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ						
	v	ω	ω'	αs	bc (m)	hc (m)	b b (m)	b h (m)	α	ρs	θum (rad)	ξy (m)	μθ,pl	ptot	Vw (kN)	VR (kN)	VR,max (kN)	ΕΛΕΓΧΟΣ
	0	0.05759587	0.02879793	0.5	0.152	0.952	0.124	0.924	0	0.00167552	0.01738272		1.69016224	0.00979707	68.1197818	191.721313	720.210266	αστοχεί σε κάμψη
Δ1-Δ6	0	0.04101332	0.02050666	0.5	0.302	0.602	0.276	0.576	0.09524238	0.00095744	0.01742955	0.139	2.85632708	0.00711636	42.4642796	136.474855	702.5270932	αστοχεί σε κάμψη
Δ2-Δ3-Δ7-Δ8	0	0.05063373	0.02531686	0.5	0.302	0.602	0.274	0.574	0.09759815	0.00095744	0.01743071	0.151	1.93698001	0.00879998	42.3168342	168.60626	754.698854	αστοχεί σε κάμψη
Δ4	0	0.05063373	0.02531686	0.5	0.302	0.602	0.274	0.574	0.09759815	0.00095744	0.01743071	0.151	2.02898139	0.00879998	42.3168342	167.747489	753.2542229	αστοχεί σε κάμψη
Δ5	0	0.04101332	0.02050666	0.5	0.302	0.602	0.276	0.576	0.09524238	0.00095744	0.01742955	0.139	3.29120387	0.00711636	42.4642796	133.012951	696.0466325	αστοχεί σε κάμψη
Δ9	0	0.04101332	0.02050666	0.5	0.302	0.602	0.276	0.576	0.09524238	0.00095744	0.01742955	0.139	2.96250695	0.00711636	42.4642796	135.629594	700.9448186	αστοχεί σε κάμψη
Δ10	0	0.0411399	0.02056995	0.5	0.302	0.752	0.274	0.724	0.04852894	0.00095744	0.01740656	0.171	2.41668975	0.0070677	53.3752403	172.389984	889.794183	αστοχεί σε κάμψη
Δ11	0	0.0411399	0.02056995	0.5	0.302	0.752	0.274	0.724	0.04852894	0.00095744	0.01740656	0.171	2.38244648	0.0070677	53.3752403	172.725711	890.4345223	αστοχεί σε κάμψη
Δ12-Δ13	0	0.0411399	0.02056995	0.5	0.302	0.752	0.274	0.724	0.04852894	0.00095744	0.01740656	0.171	2.32636452	0.0070677	53.3752403	173.275549	891.4832388	αστοχεί σε κάμψη
Δ14	0	0.03332332	0.01666166	0.5	0.302	0.752	0.276	0.726	0.0461634	0.00095744	0.0174054	0.157	3.22633444	0.00571733	53.5226857	141.708119	836.6342805	αστοχεί σε κάμψη
Δ15-Δ24	0	0.02915791	0.01457895	0.5	0.352	0.752	0.326	0.726	0.09300014	0.00083776	0.01742272	0.148	3.37239933	0.00500267	53.5226857	140.474127	928.7864836	αστοχεί σε κάμψη
Δ16-Δ18-Δ20	0	0.04101332	0.02050666	0.5	0.302	0.602	0.276	0.576	0.09524238	0.00095744	0.01742955	0.139	3.23006878	0.00711636	42.4642796	133.499626	696.9576573	αστοχεί σε κάμψη
Δ17-Δ19-Δ21	0	0.05063373	0.02531686	0.5	0.302	0.602	0.274	0.574	0.09759815	0.00095744	0.01743071	0.151	1.66822561	0.00879998	42.3168342	171.114904	758.9189101	αστοχεί σε κάμψη
Δ22	0	0.04784887	0.02392444	0.5	0.252	0.602	0.226	0.576	0.04825266	0.00111701	0.01741038	0.148	3.22541704	0.00830241	42.4642796	133.536657	621.6046407	αστοχεί σε κάμψη
Δ23	0	0.05907268	0.02959634	0.5	0.252	0.602	0.224	0.574	0.0503895	0.00111701	0.01741161	0.161	1.66530174	0.01026664	42.3168342	171.142196	681.2974735	αστοχεί σε κάμψη
Δ25-Δ26-Δ27-Δ28	0	0.04101332	0.02050666	1	0.302	0.602	0.276	0.576	0.09524238	0.00095744	0.02221502	0.139	4.53336453	0.00711636	42.4642796	115.273621	677.536163	αστοχεί σε διάτμηση

ΔΟΚΟΣ	θu,pl (rad)	Στάθμη Επιτελεστικότητας			Καμπύλη M-θ			Keff	Kel	Keff/Kel	Average Keff/Kel
		A	B	Γ	Γ	Δ	E				
	0.010921129	0.0064616	0.0066234	0.0096571	0.0173827	0.0173827	0.0260741	88672.704	466666.67	0.1900129	0.143854767
Δ1-Δ6	0.012909821	0.0045197	0.006097	0.0096831	0.0174295	0.0174295	0.0261443	21956.705	224277.08	0.0978999	0.073922938
Δ2-Δ3-Δ7-Δ8	0.0114958	0.0059349	0.0064904	0.0096837	0.0174307	0.0174307	0.0261461	35915.936	224277.08	0.1601409	0.121017187
Δ4	0.011676065	0.0057546	0.0064404	0.0096837	0.0174307	0.0174307	0.0261461	35116.801	224277.08	0.1565777	0.118324534
Δ5	0.013367857	0.0040617	0.0059698	0.0096831	0.0174295	0.0174295	0.0261443	14992.827	224277.08	0.0668496	0.050477239
Δ9	0.013030933	0.0043986	0.0060634	0.0096831	0.0174295	0.0174295	0.0261443	20766.614	224277.08	0.0925936	0.069916188
Δ10	0.012311994	0.0050946	0.0062503	0.0096703	0.0174066	0.0174066	0.0261098	49179.459	418133.33	0.1176167	0.088854962
Δ11	0.012260417	0.0051461	0.0062646	0.0096703	0.0174066	0.0174066	0.0261098	49686.974	418133.33	0.1188305	0.089771915
Δ12-Δ13	0.012173654	0.0052329	0.0062887	0.0096703	0.0174066	0.0174066	0.0261098	50502.852	418133.33	0.1207817	0.091246002
Δ14	0.013287079	0.0041183	0.0059788	0.0096697	0.0174054	0.0174054	0.0261081	27487.801	418133.33	0.0657393	0.049624118
Δ15-Δ24	0.013438017	0.0039847	0.0059465	0.0096793	0.0174227	0.0174227	0.0261341	21466.011	477866.67	0.0449205	0.033893587
Δ16-Δ18-Δ20	0.013309155	0.0041204	0.0059861	0.0096831	0.0174295	0.0174295	0.0261443	16695.057	224277.08	0.0744394	0.056208235
Δ17-Δ19-Δ21	0.010898012	0.0065327	0.0066565	0.0096837	0.0174307	0.0174307	0.0261461	38138.23	224277.08	0.1700496	0.12850511
Δ22	0.013289988	0.0041204	0.0059808	0.0096724	0.0174104	0.0174104	0.0261156	16624.119	192237.5	0.086477	0.065334837
Δ23	0.010878912	0.0065327	0.0066512	0.0096731	0.0174116	0.0174116	0.0261174	37972.219	192237.5	0.1975276	0.149364889
Δ25-Δ26-Δ27-Δ28	0.018200278	0.0040147	0.007286	0.0123417	0.022215	0.022215	0.0333225	7022.3008	224277.08	0.0313108	0.022764216

5.4.5 Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων

Πολύ μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζει η προσομοίωση στο SAP 2000 v.14 των στοιχείων που είναι πιθανό να συμπεριφερθούν μη γραμμικά κατά την ανάλυση. Οι θέσεις που αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστική συμπεριφορά βρίσκονται στη βάση και την κορυφή των υποστυλωμάτων και στα άκρα των δοκών.

Αρχικά, δημιουργούνται οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών (Σχ. 5.7) και έπειτα των υποστυλωμάτων (Σχ. 5.8) προσδίδοντας τους τις ιδιότητες που υπολογίστηκαν πριν οριστούν στα αντίστοιχα στοιχεία. Ο ορισμός των θέσεων των πλαστικών αρθρώσεων που ακολουθεί γίνεται με εύκολο τρόπο, απλά θέτοντας τα ανηγμένα μήκη 0 ($\chi/l = 0/l = 0$) και 1 ($\chi/l = l/l = 1$) για την αρχή και το πέρας των στοιχείων όταν ζητηθούν μετά την εντολή *Assign, Hinges*.



Σχήμα 5.7 – Προσομοίωση πλαστικών αρθρώσεων δοκών Δ1 και Δ6 ενδεικτικά

Frame Hinge Property Data for FHY1is - Interacting P-M2-M3

Hinge Specification Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Scale Factor for Rotation (SF)

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

User SF

Load Carrying Capacity Beyond Point E

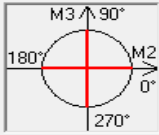
Drops To Zero Is Extrapolated

Symmetry Condition

Moment Rotation Dependence is Circular

Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3

Moment Rotation Dependence has No Symmetry



Requirements for Specified Symmetry Condition

- Specify curves at angles of 0°, 90°, 180° and 270°.
- If desired, specify additional intermediate curves where: $0^\circ < \text{curve angle} < 360^\circ$.

Axial Forces for Moment Rotation Curves

Number of Axial Forces

Modify/Show Axial Force Values...

Curve Angles for Moment Rotation Curves

Number of Angles

Modify/Show Angles...

Modify/Show Moment Rotation Curve Data...

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

OK Cancel

Σχήμα 5. 8α

Moment Rotation Data for FHY1is - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve

Axial Force Angle Curve #1

Units

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.05	0.0132
D	0.25	0.0132
E	0.25	0.0223

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

Immediate Occupancy

Life Safety

Collapse Prevention

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View

Plan Elevation Aperture

Axial Force

Hide Backbone Lines Show Acceptance Criteria Show Thickened Lines Highlight Current Curve

3D RR MR3 MR2

Moment Rotation Information

Symmetry Condition

Number of Axial Force Values

Number of Angles

Total Number of Curves

Angle Is Moment About

0 degrees = About Positive M2 Axis

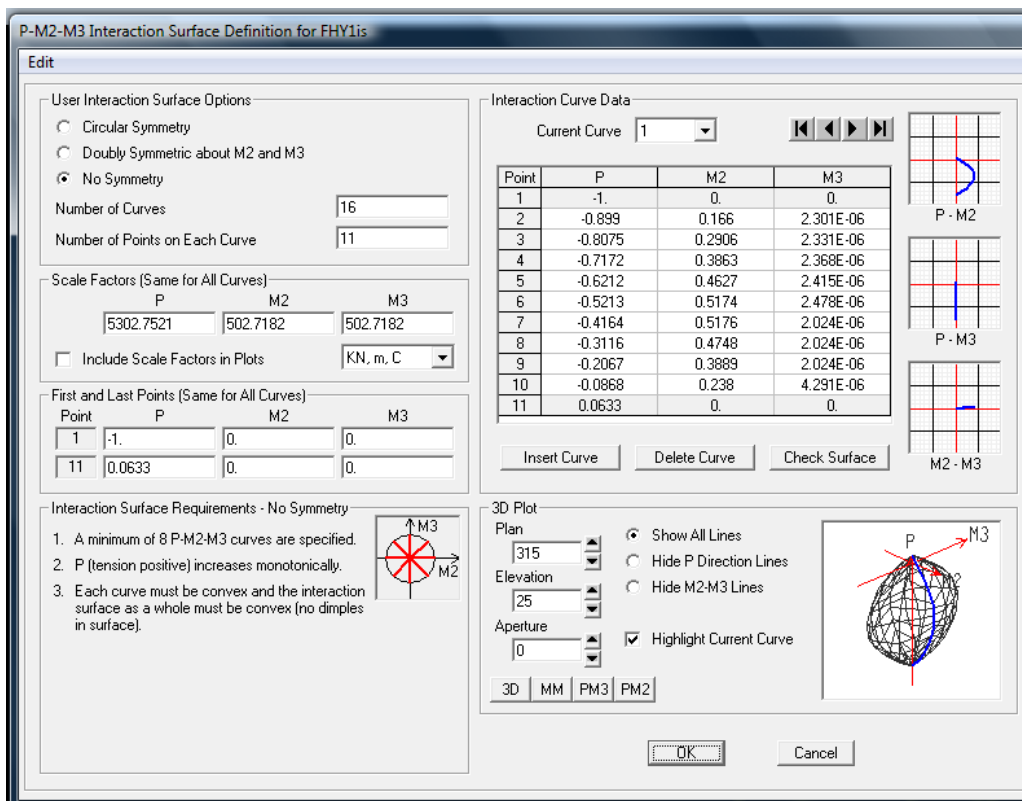
90 degrees = About Positive M3 Axis

180 degrees = About Negative M2 Axis

270 degrees = About Negative M3 Axis

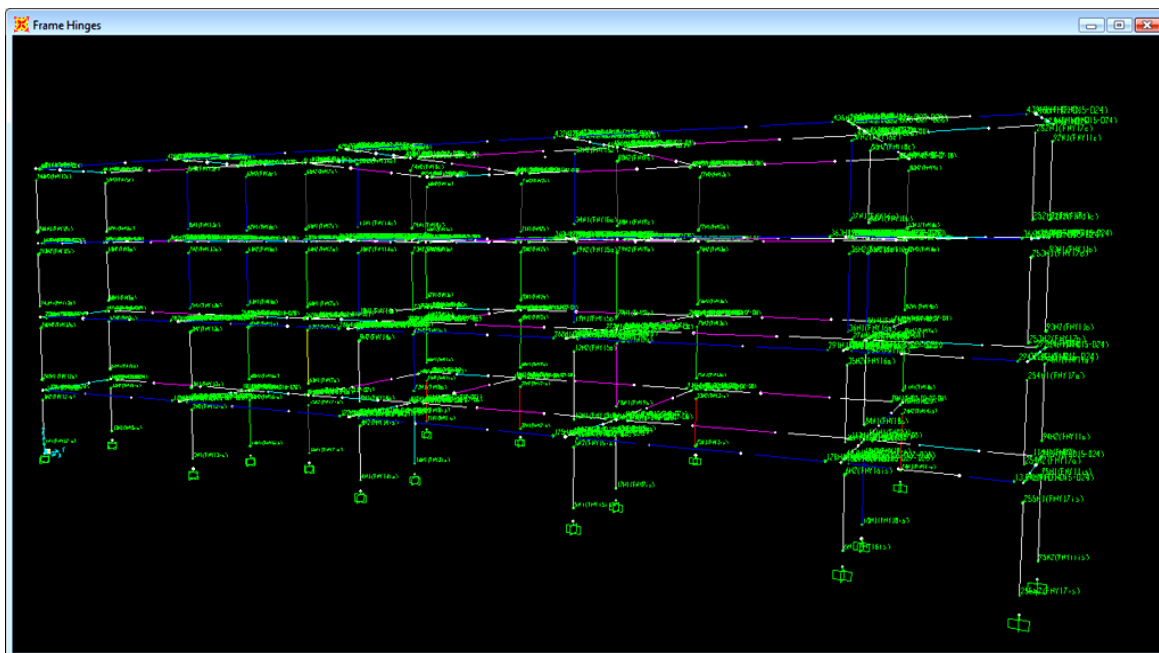
OK Cancel

Σχήμα 5. 8β – Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης υποστυλώματος Υ1 του ισογείου ενδεικτικά (η τιμή του αξονικού φορτίου επιτρέπεται να λαμβάνεται μόνο από τα κατακόρυφα φορτία, από το συνδυασμό G+0.5·Q)



Σχήμα 5. 8γ – Επιφάνειες αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης – αξονικού φορτίου

Μετά τον καθορισμό των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων και τον ορισμό τους στα ραβδωτά στοιχεία, το προσομοίωμα έχει την εξής εικόνα (Σχ. 5.9):



Σχήμα 5. 9 – Προσομοίωμα με πιθανές πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των στοιχείων

5.4.6 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου

Η διαδικασία της στατικής ανελαστικής ανάλυσης πραγματοποιήθηκε ξεχωριστά κατά τη διεύθυνση X και ξεχωριστά κατά τη διεύθυνση Y. Όπως ορίζεται, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων (§3.5.3).

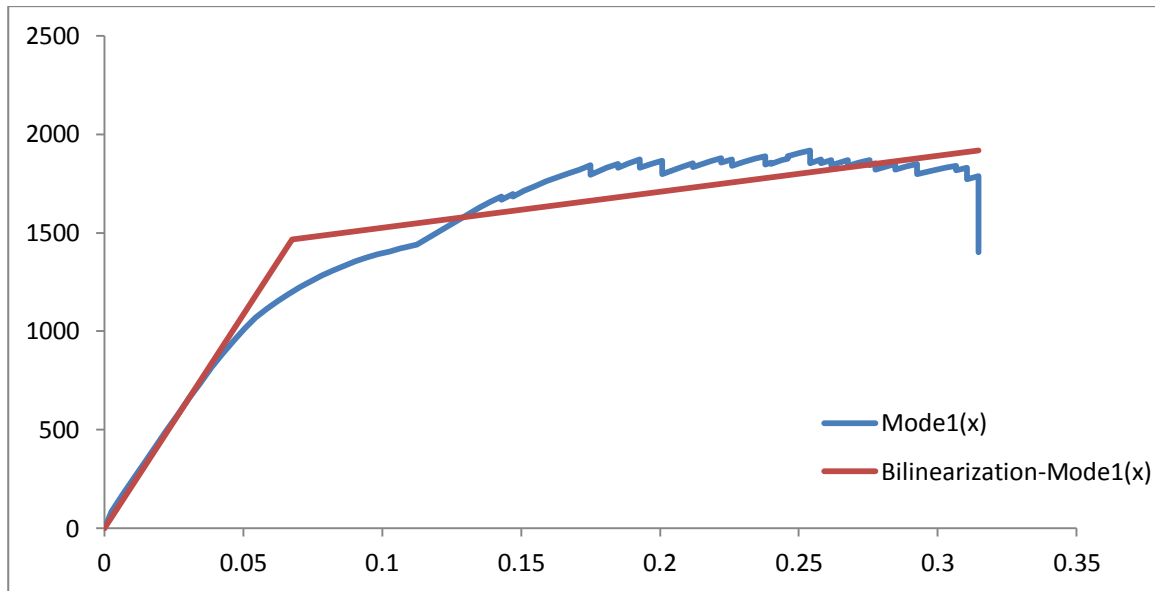
Ως πρώτη κατανομή («ιδιομορφική») επιλέγεται η κατανομή των φορτίων καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Έτσι, σ' αυτήν την περίπτωση, η στατική ανελαστική ανάλυση κατά X δουλεύει με την 1^η ιδιομορφή, που είναι η κύρια μεταφορική σε αυτή τη διεύθυνση, ενώ η στατική ανελαστική ανάλυση κατά Y δουλεύει με τη 2^η ιδιομορφή, που αντίστοιχα είναι η κύρια μεταφορική ιδιομορφή στην Y διεύθυνση. Ως δεύτερη κατανομή εφαρμόζεται η *ορθογωνική* (ομοιόμορφη) κατανομή των φορτίων καθ' ύψος.

Επίσης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ότι τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο (§3.5.3). Έτσι, προέκυψαν τελικά 8 διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις: μία ιδιομορφική κατά x, μία ιδιομορφική κατά -x, μία ιδιομορφική κατά ψ, μία ιδιομορφική κατά -ψ, μία ορθογωνική κατά x, μία ορθογωνική κατά -x, μία ορθογωνική κατά ψ και τέλος, μία ορθογωνική κατά -ψ. Σε όλες τις περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος «*restart using secant stiffness*», κατά την οποία κάθε φορά που κάποιο στοιχείο αστοχεί, η διαδικασία ξεκινάει από την αρχή, λαμβάνοντας υπόψη τις μειωμένες δυσκαμψίες εκείνων των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Τα φορτία βαρύτητας έχουν εφαρμοστεί ήδη πριν την pushover ανάλυση, επίσης μη γραμμικά.

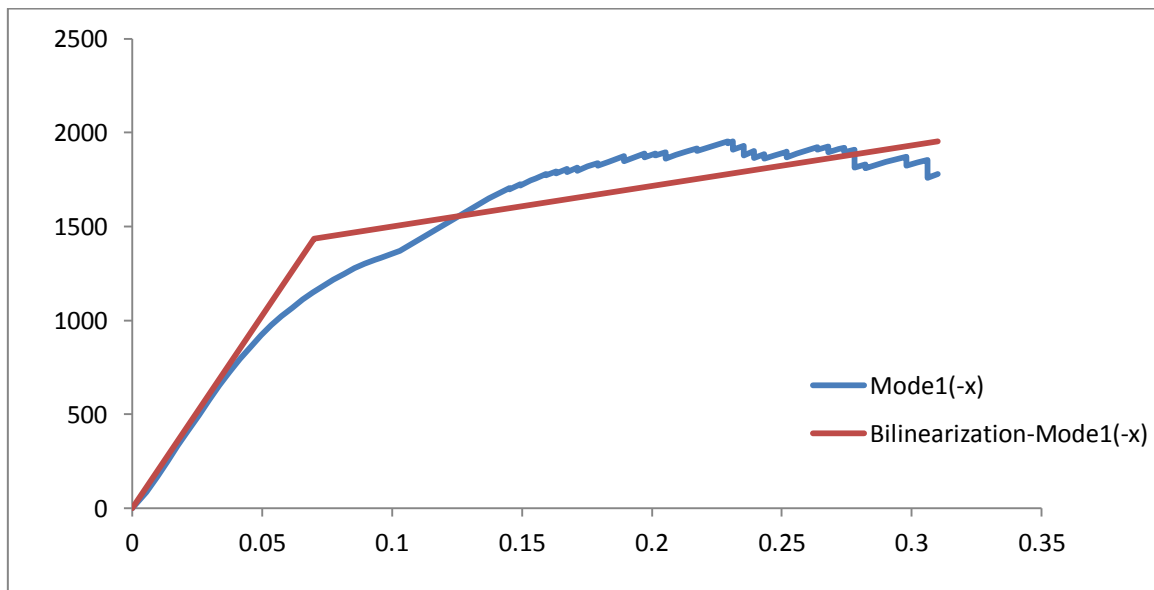
Παρακάτω δίνονται οι καμπύλες αντίστασης (τέμνουσας βάσης V - μετακίνησης κόμβου ελέγχου δ) για κάθε μία από τις οχτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις για τυχαία πολύ μεγαλύτερη μετακίνηση της συνολικής αντοχής της κατασκευής, όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα SAP.

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

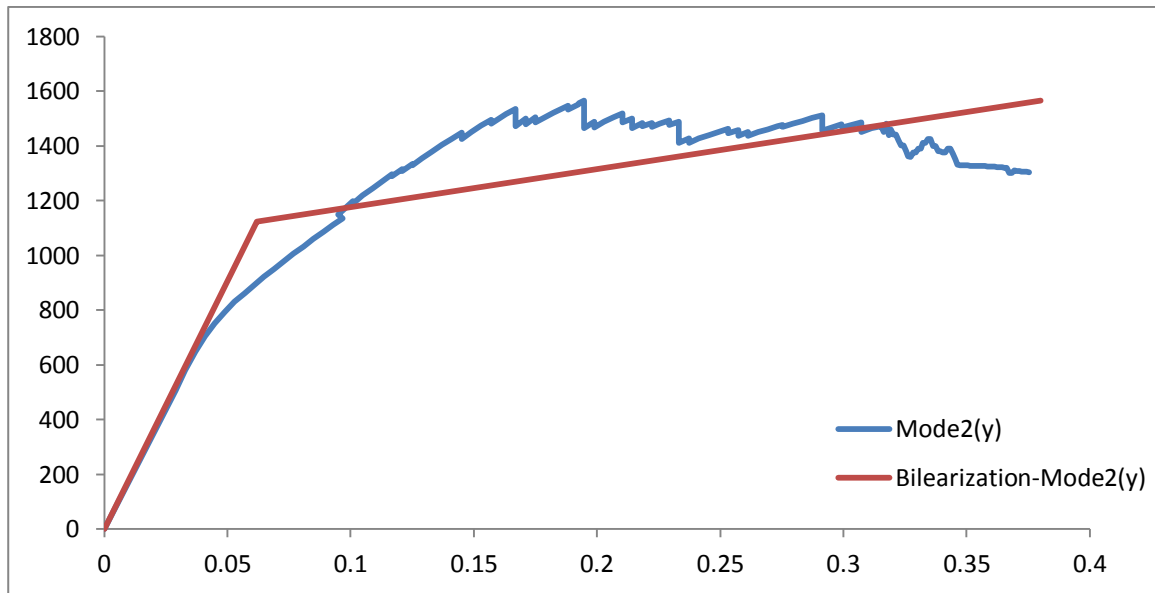
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x :



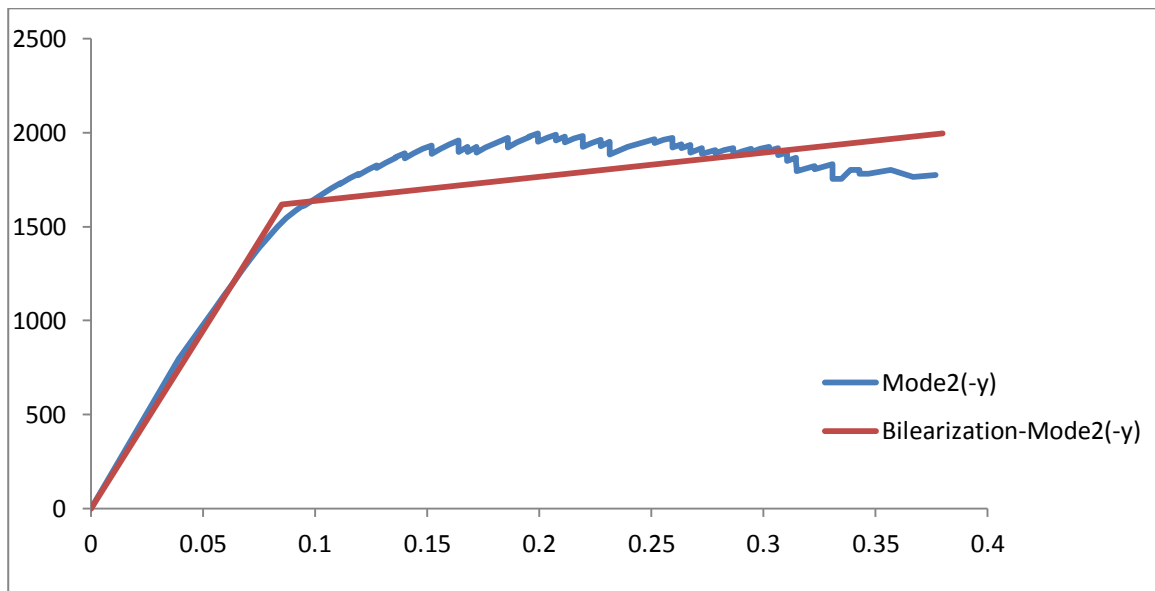
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$:



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ :

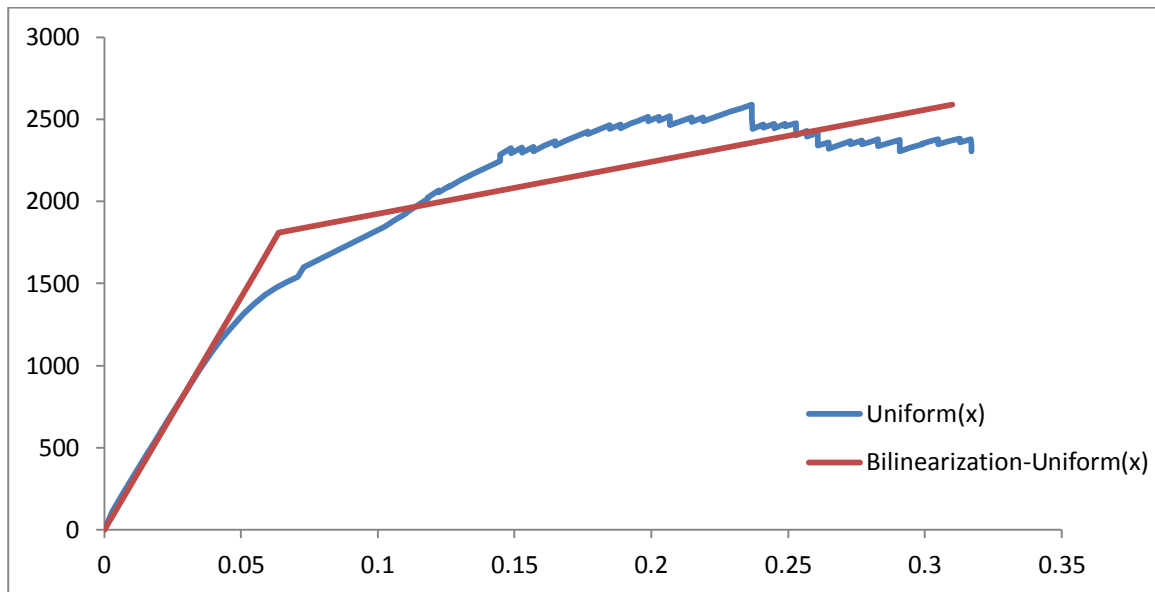


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$:

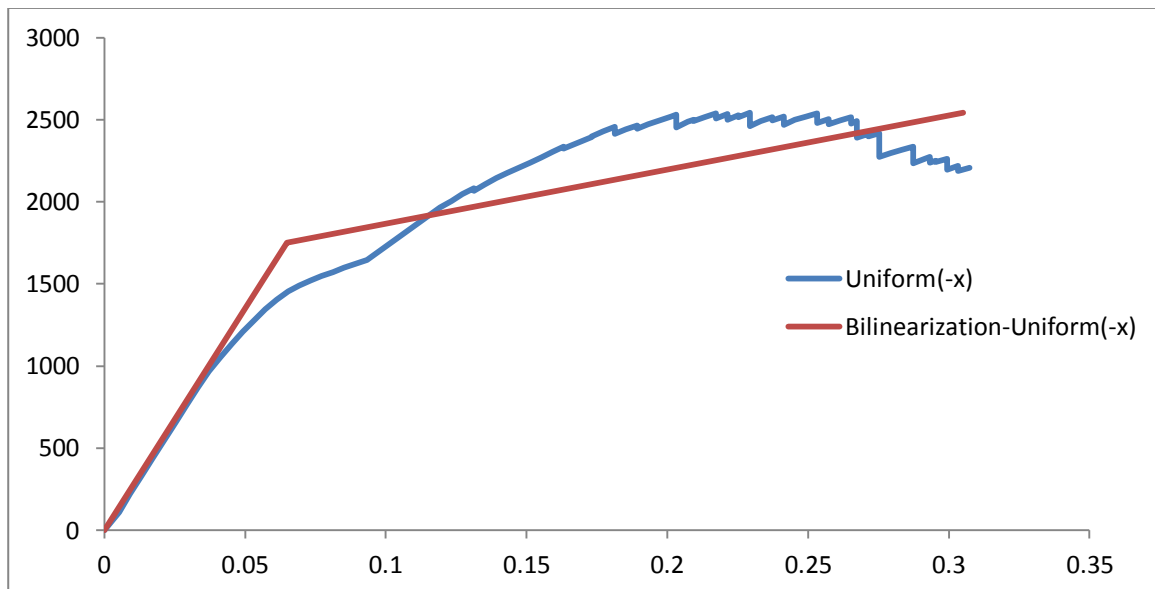


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

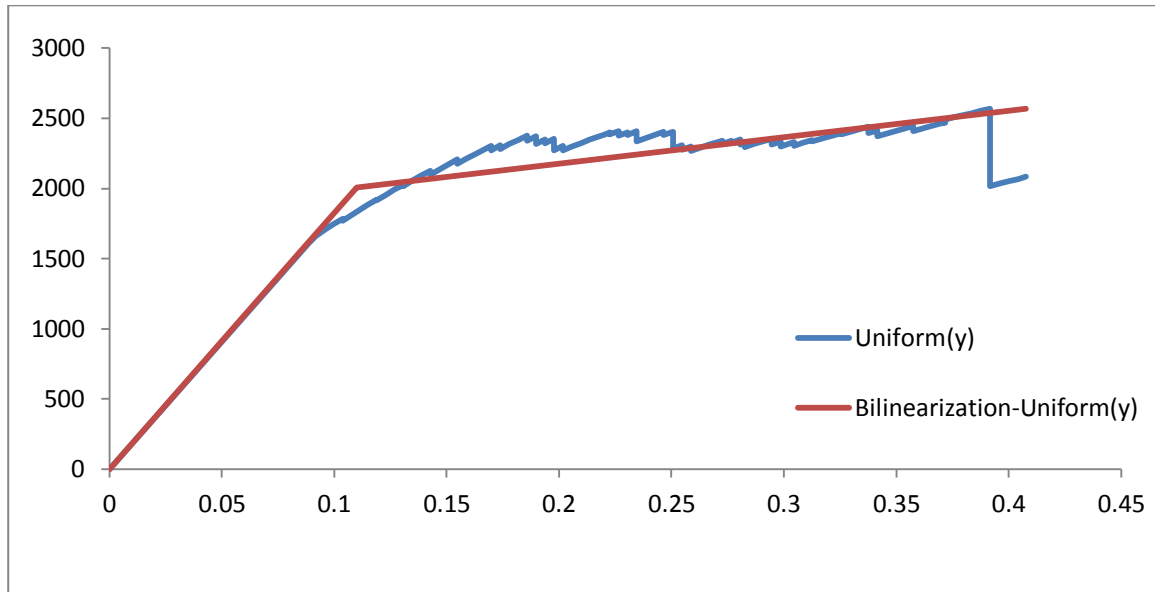
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x :



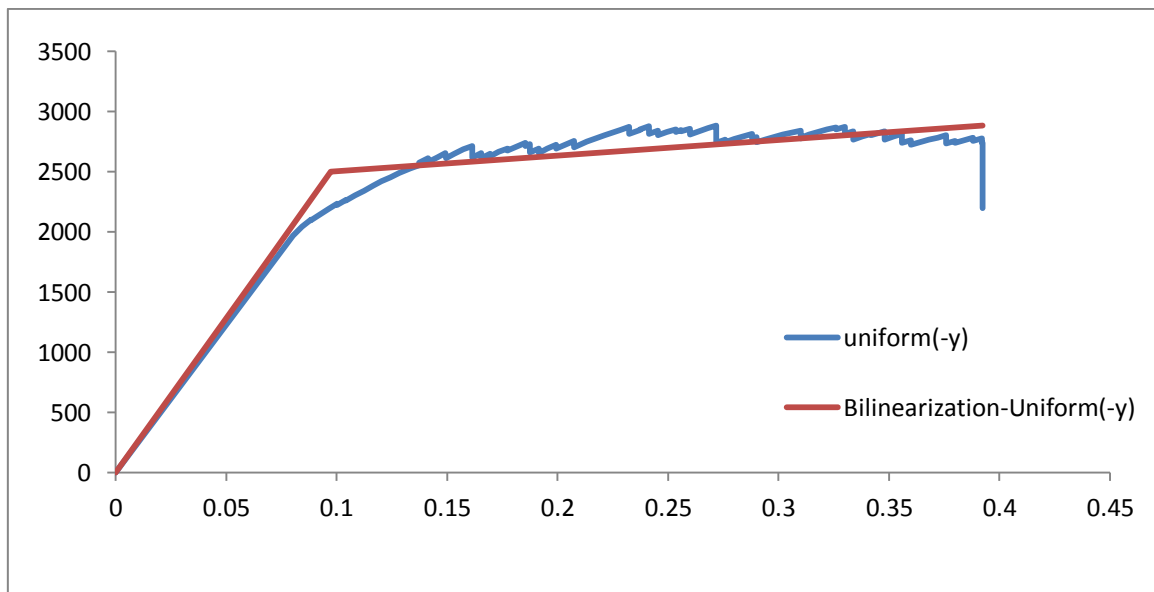
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$:



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ :



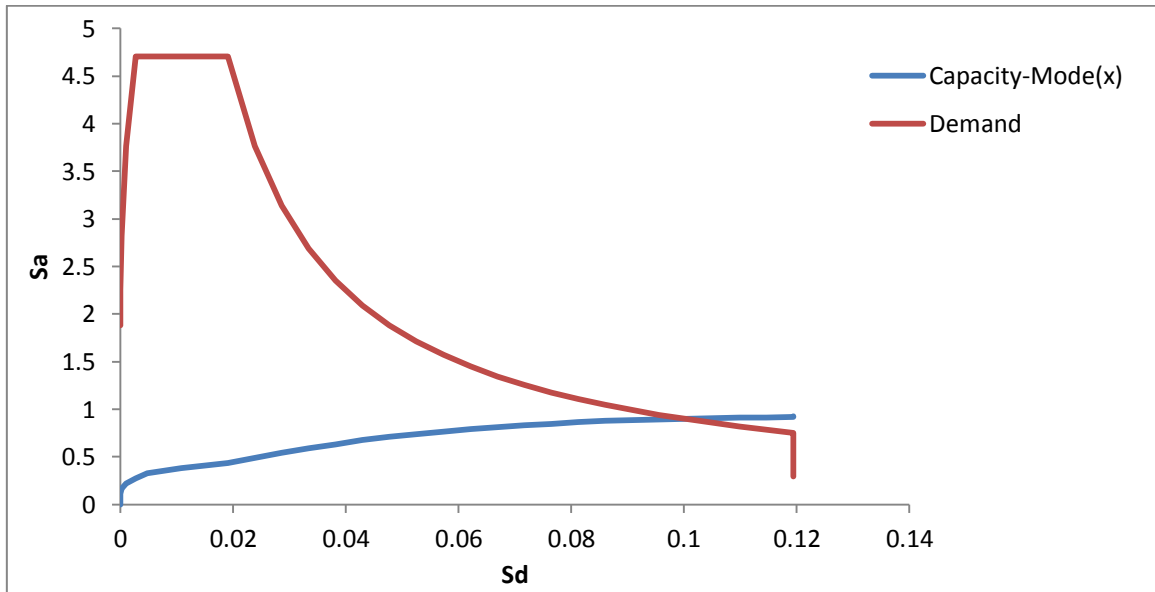
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$:



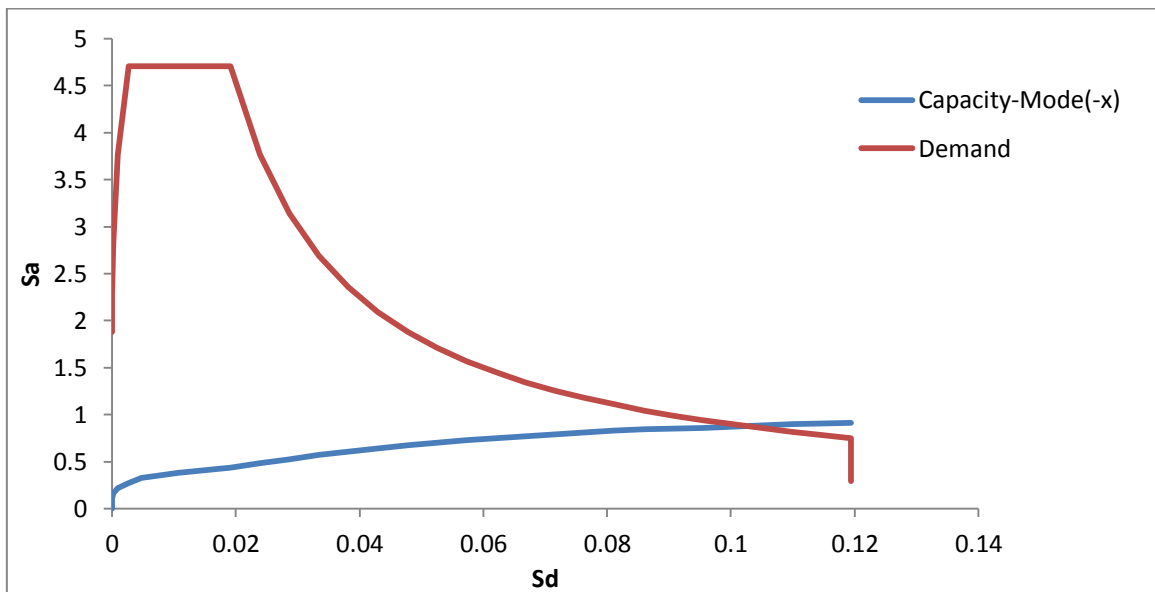
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο κτίριο, με βάση τον Αντισεισμικό Κανονισμό EC8 – 1:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

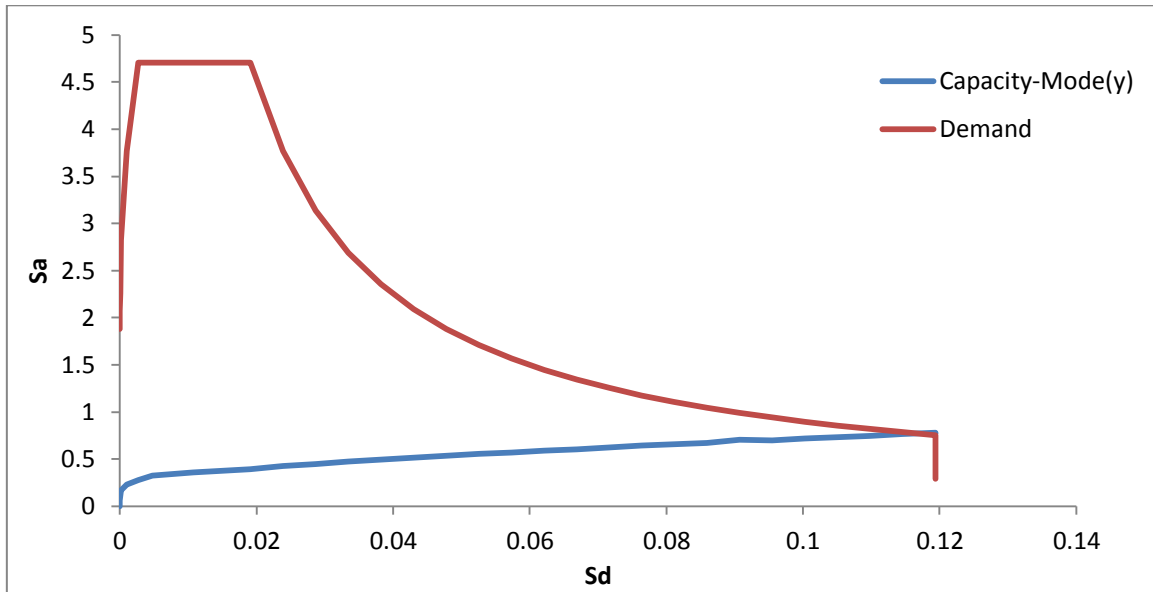
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



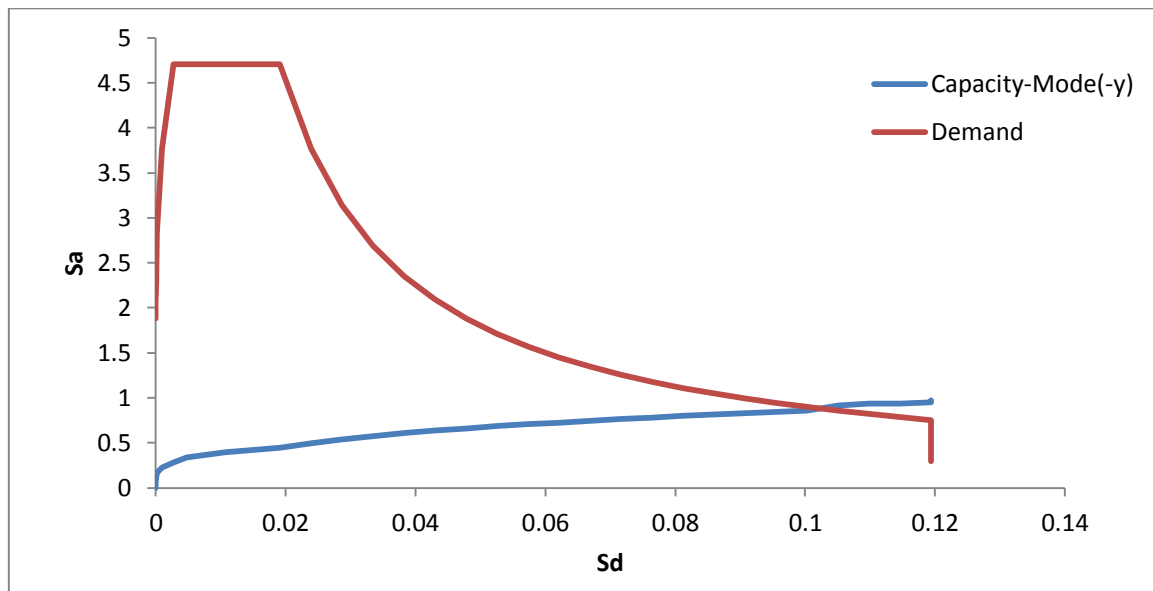
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ :

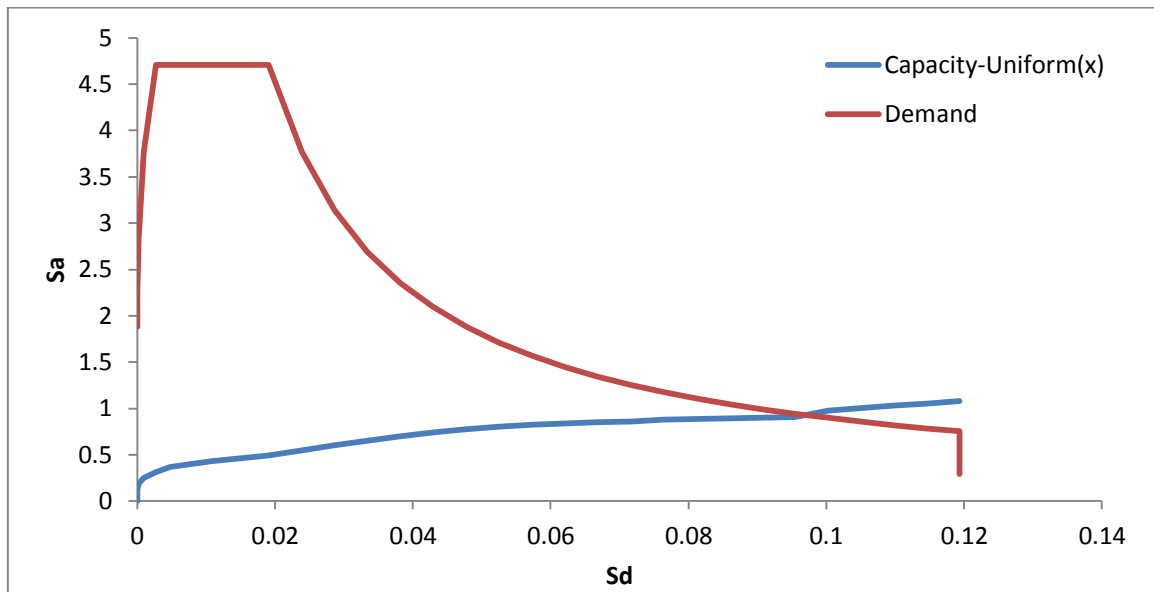


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$:

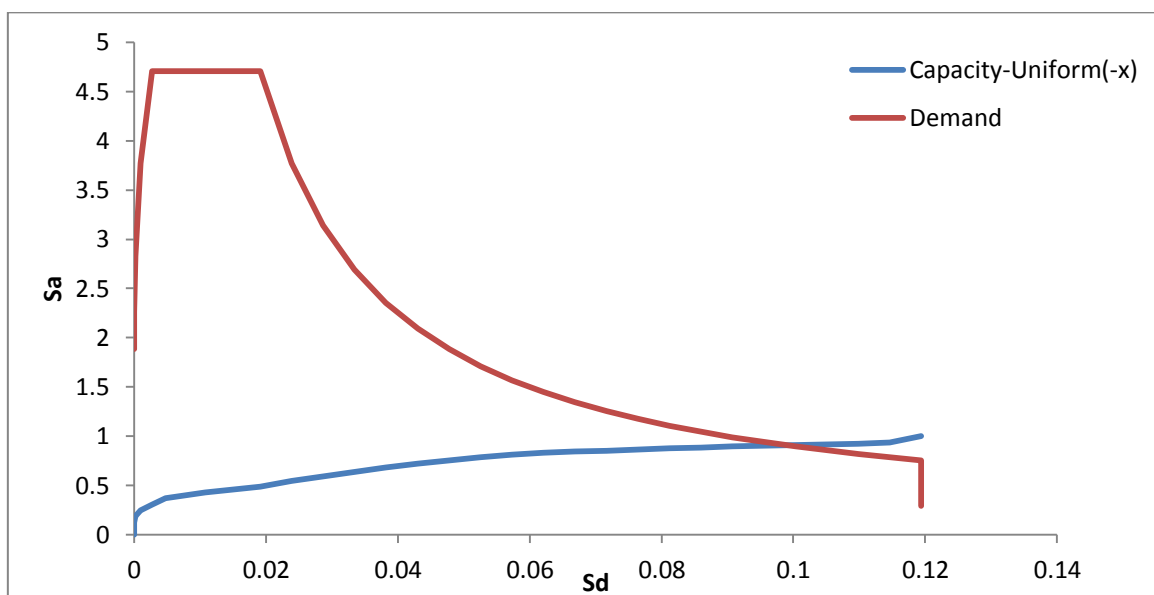


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

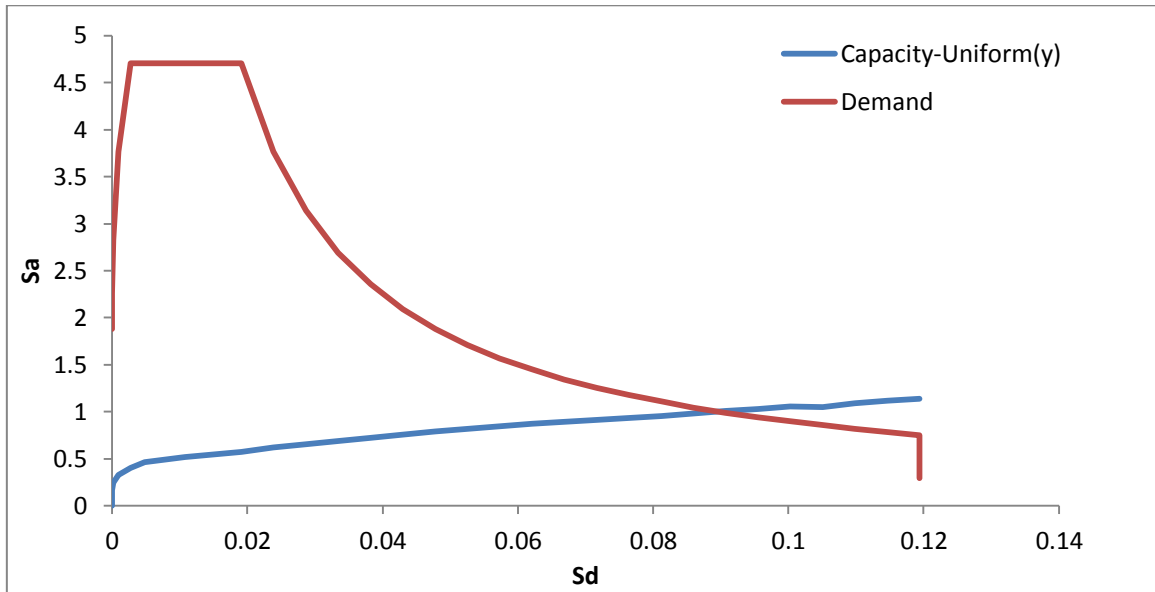
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x :



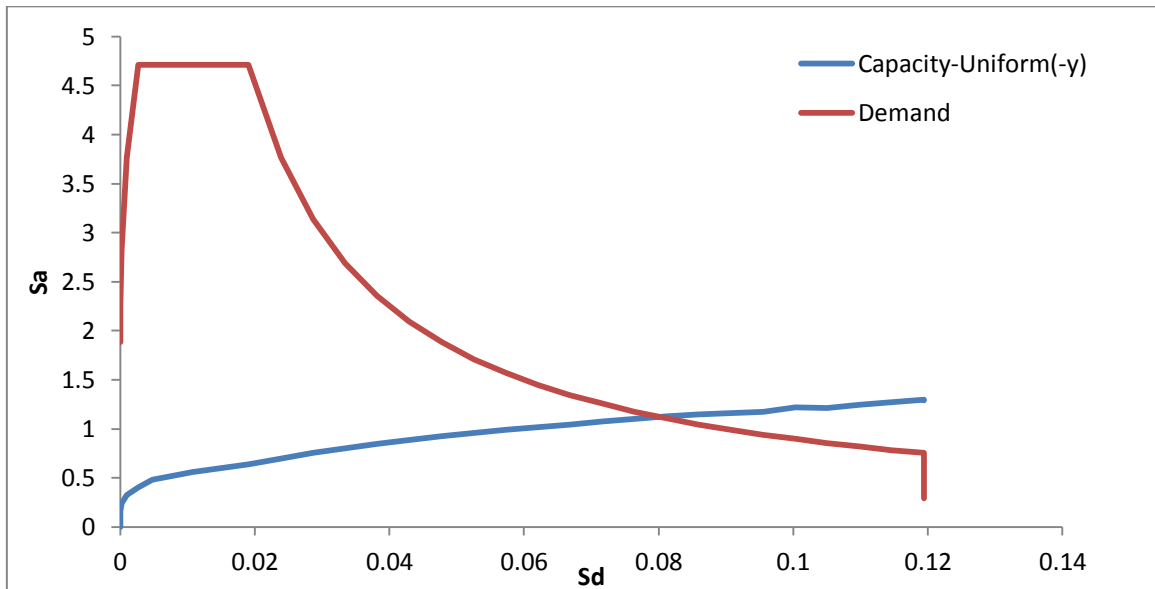
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$:



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ :



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$:



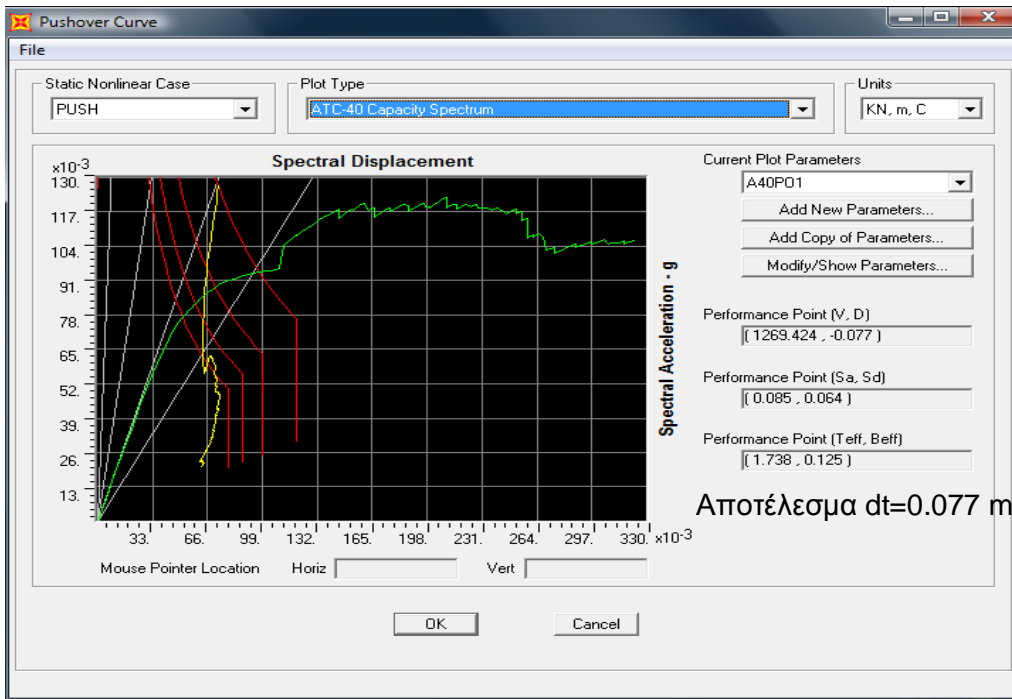
Όπως προκύπτει από τα παραπάνω διαγράμματα, το κτίριο έχει πολύ σοβαρά προβλήματα σε σεισμικά φορτία με βάση το σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό, καθώς μέχρι και τη στιγμή που το κτίριο καταρρέει υπάρχει σημαντική απόκλιση μεταξύ των δύο διαγραμμάτων. Με βάση αυτά τα δεδομένα φαίνεται και η μεγάλη διαφορά στα σεισμικά φορτία με τα οποία έχουν υπολογιστεί οι παλαιές κατασκευές σε σύγκριση με αυτά που αναμένονται σε ενδεχόμενο σεισμό με βάση τα σημερινά δεδομένα.

Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης d_t με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

	<i>Bilinearization</i>				
	<i>F</i>	<i>Delta</i>			
	0.0	0.0	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$	1151.1	0.053	21658	33469	1.545
V_y	1464.6	0.068		Te	1.218
V_{max}	1918.5	0.315		Se(Te)	1.546079028
	Area	467.3170532		dt (m)	0.0695096
	Area Ratio	1.00			
	Co		1.4		
	C1		1		
	C2		1.1		
	C3		1		

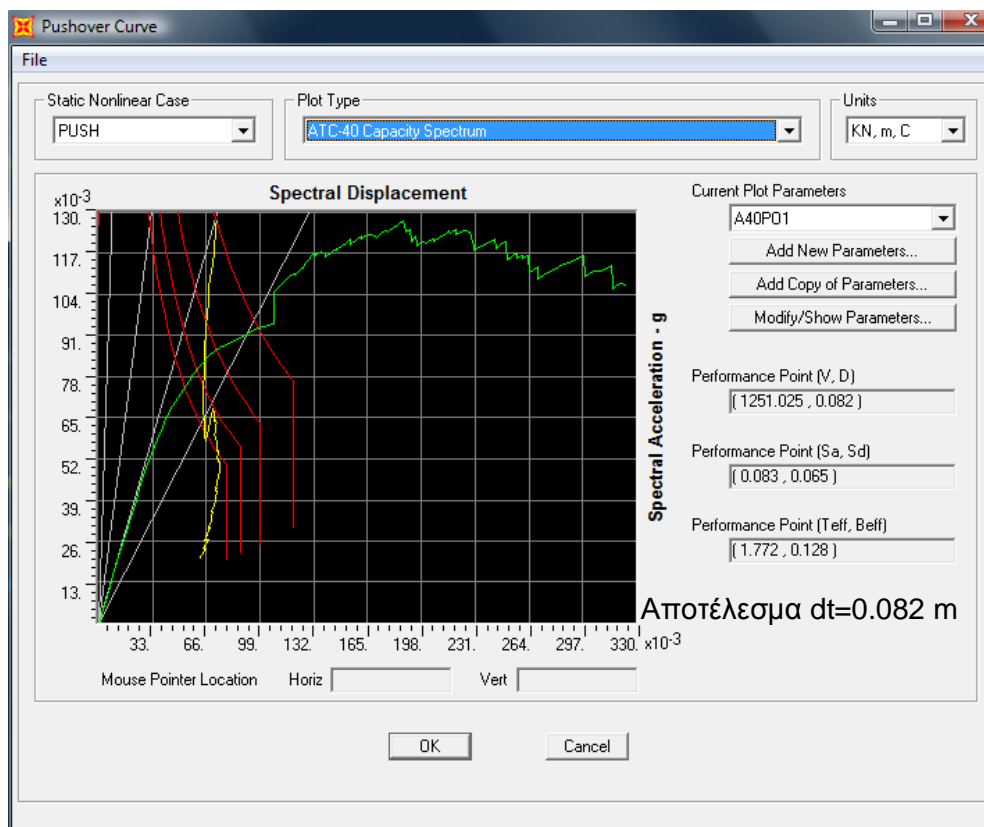
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Μέθοδος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

	Bilinearization				
	F	Delta			
	0.0	0.0	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$	1172.5	0.057	20478	15458	0.755
V_y	1434.7	0.070		Te	0.851
V_{max}	1954.2	0.401		Se(Te)	2.212140346
	Area	611.8224299		dt	0.0625589
	Area Ratio	1.00			
	Co		1.4		
	C1		1		
	C2		1.1		
	C3		1		

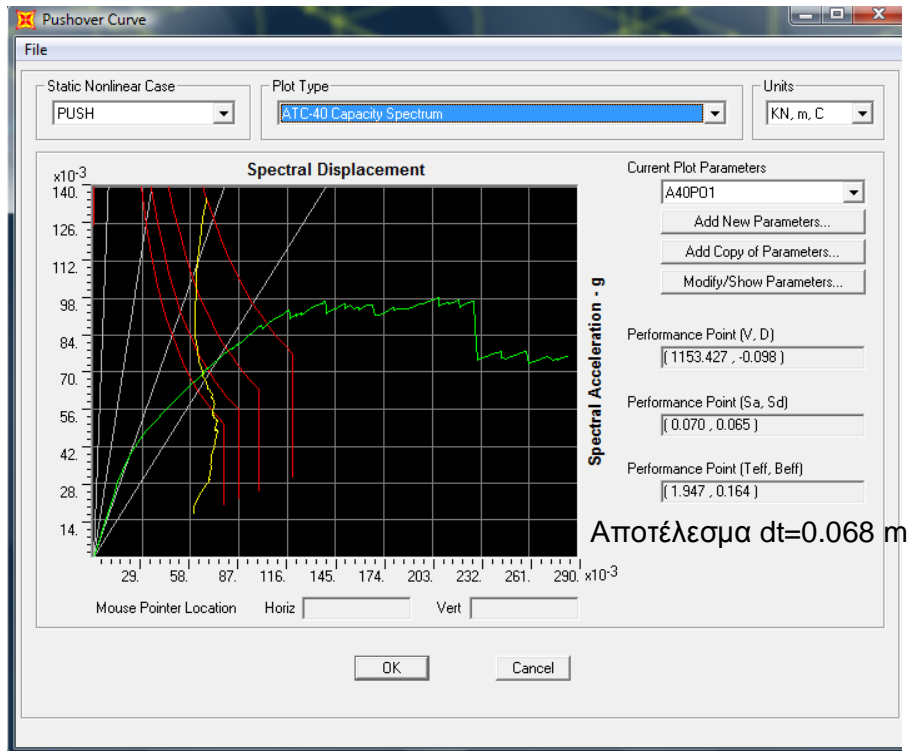
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Μέθοδος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

	Bilinearization				
	F	Delta			
	0.0	0.0	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$	938.9	0.052	18129	17518	0.966
V_y	1123.6	0.062		Te	0.811
V_{max}	1564.9	0.319		Se(Te)	2.322550181
	Area	380.825988		dt	0.0595849
	Area Ratio	1.00			
	Co	1.4			
	C1	1			
	C2	1.1			
	C3	1			

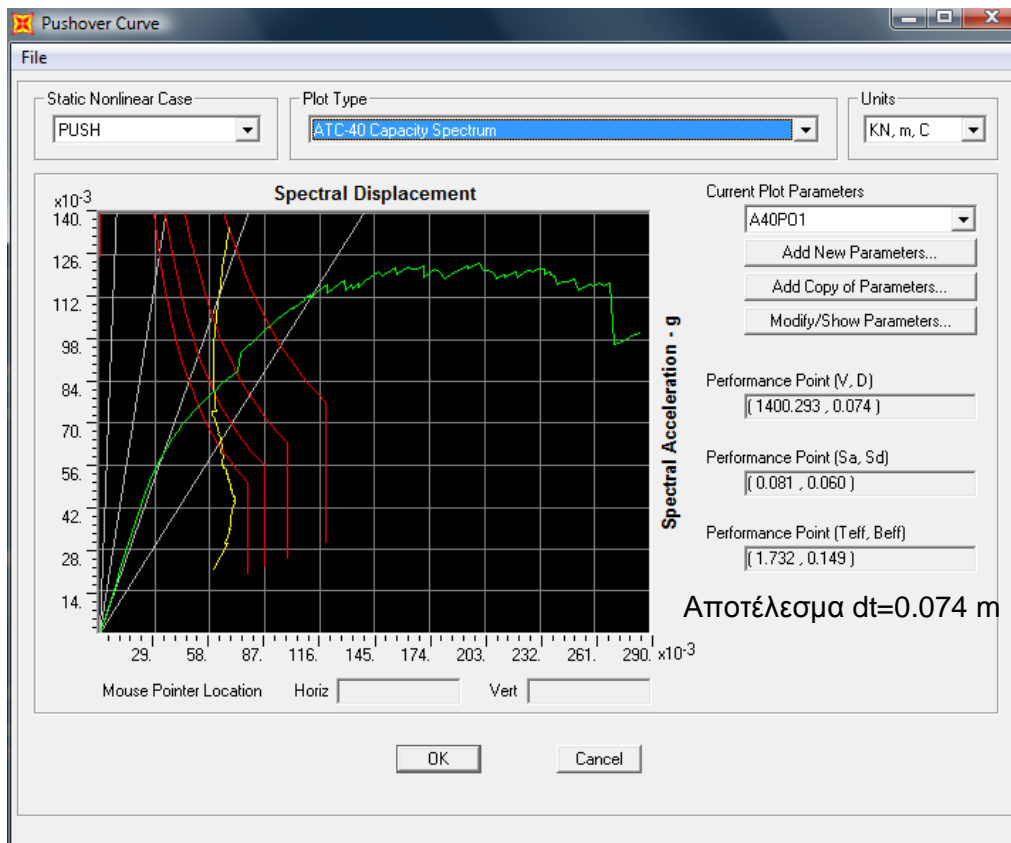
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Μέθοδος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

	Bilinearization				
	F	Delta			
	0.0	0.0	Ke	Ko	Ko/Ke
V _y *60%	1196.8	0.063	18960	20392	1.076
V _y	1616.2	0.085		Te	0.856
V _{max}	1994.7	0.363		Se(Te)	2.201452675
	Area	569.8401948		dt	0.0628626
	Area Ratio	1.00			
	Co	1.4			
	C1	1			
	C2	1.1			
	C3	1			

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Μέθοδος ATC-40):

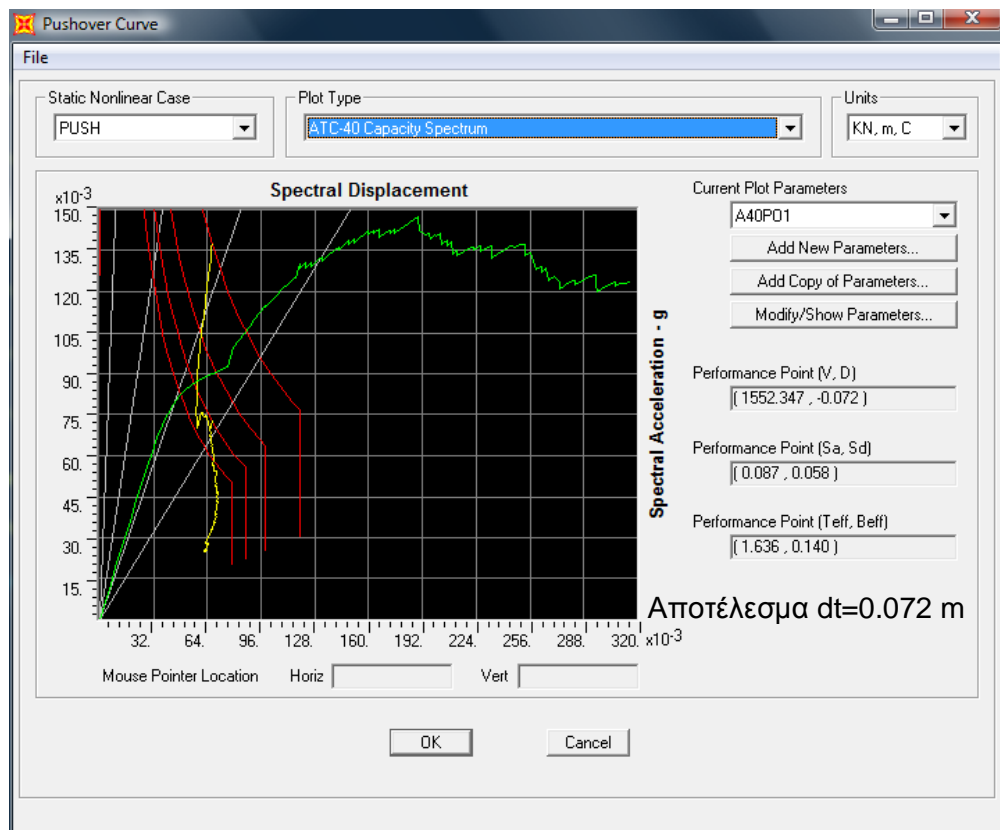


Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης d_t με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

	Bilinearization				
	F	Delta			
	0.0	0.0	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$	1553.0	0.055	28354	40059	1.413
V_y	1809.1	0.064		Te	1.165
V_{max}	2588.3	0.399		Se(Te)	1.616970576
	Area	794.1989977		dt	0.0695853
	Area Ratio	1.00			
	Co	1.4			
	C1	1			
	C2	1.1			
	C3	1			

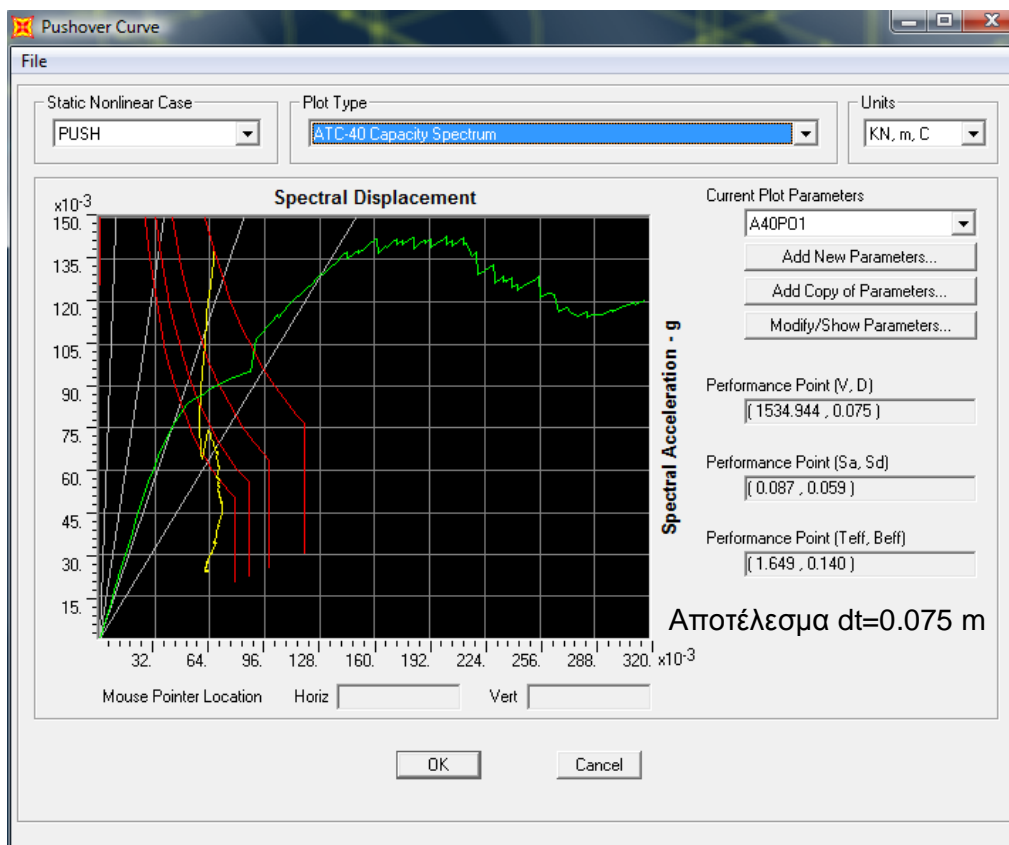
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Μέθοδος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization					
	F	Delta			
	0.0	0.0	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$	1525.0	0.056	27007	21369	0.791
V_y	1751.6	0.065		Te	0.872
V_{max}	2541.7	0.401		Se(Te)	2.160676962
	Area	778.8721575		dt	0.0640489
	Area Ratio	1.00			
	Co		1.4		
	C1		1		
	C2		1.1		
	C3		1		

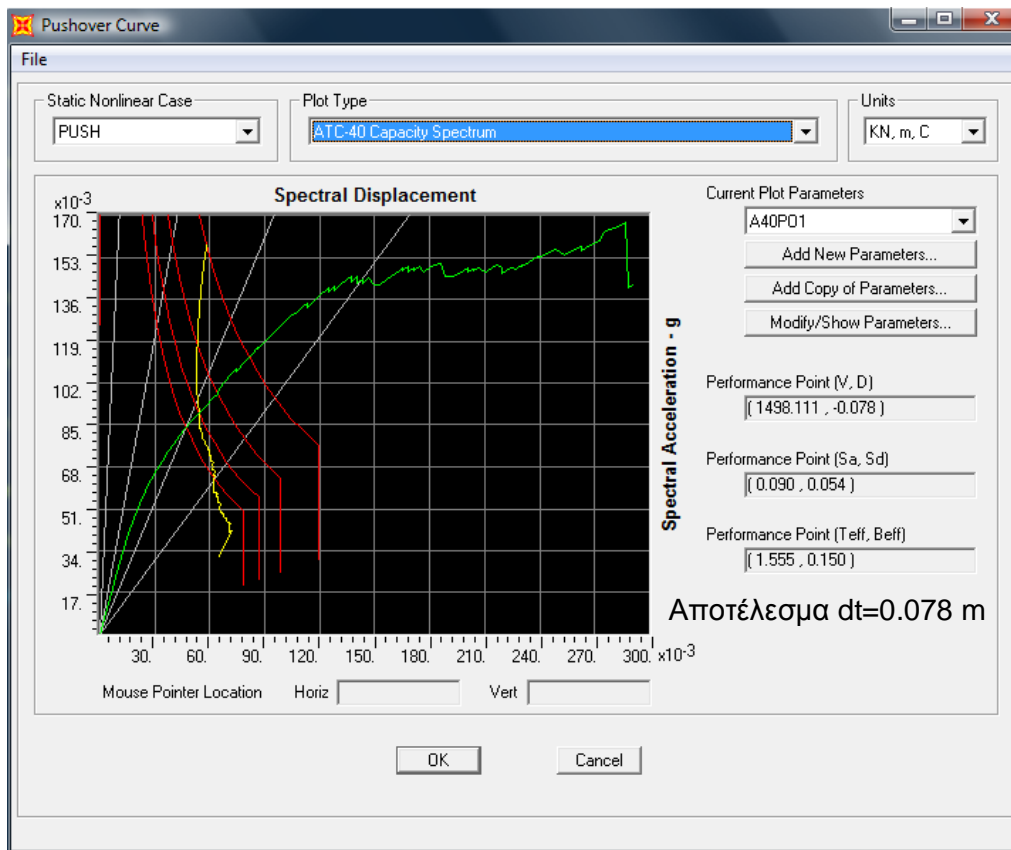
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Μέθοδος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

	Bilinearization				
	F	Delta			
	0.0	0.0	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$	1540.5	0.084	18254	18169	0.995
V_y	2008.9	0.110		Te	0.823
V_{max}	2567.5	0.408		Se(Te)	2.288371304
	Area	791.6895981		dt	0.0604749
	Area Ratio	1.00			
	Co		1.4		
	C1		1		
	C2		1.1		
	C3		1		

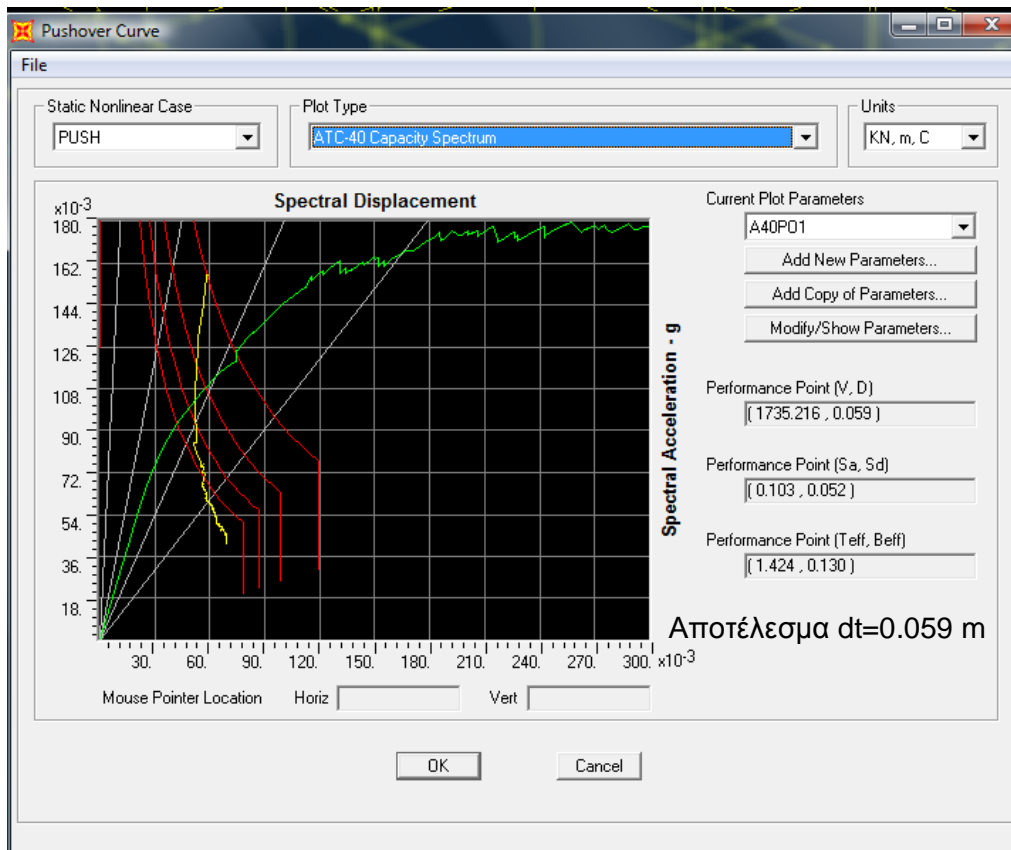
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Μέθοδος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

	Bilinearization				
	F	Delta			
	0.0	0.0	Ke	Ko	Ko/Ke
V _y *60%	1729.1	0.067	25684	24525	0.955
V _y	2499.7	0.097		Te	0.806
V _{max}	2881.9	0.392		Se(Te)	2.336389305
	Area	915.2634721		dt	0.0592320
	Area Ratio	1.00			
	Co		1.4		
	C1		1		
	C2		1.1		
	C3		1		

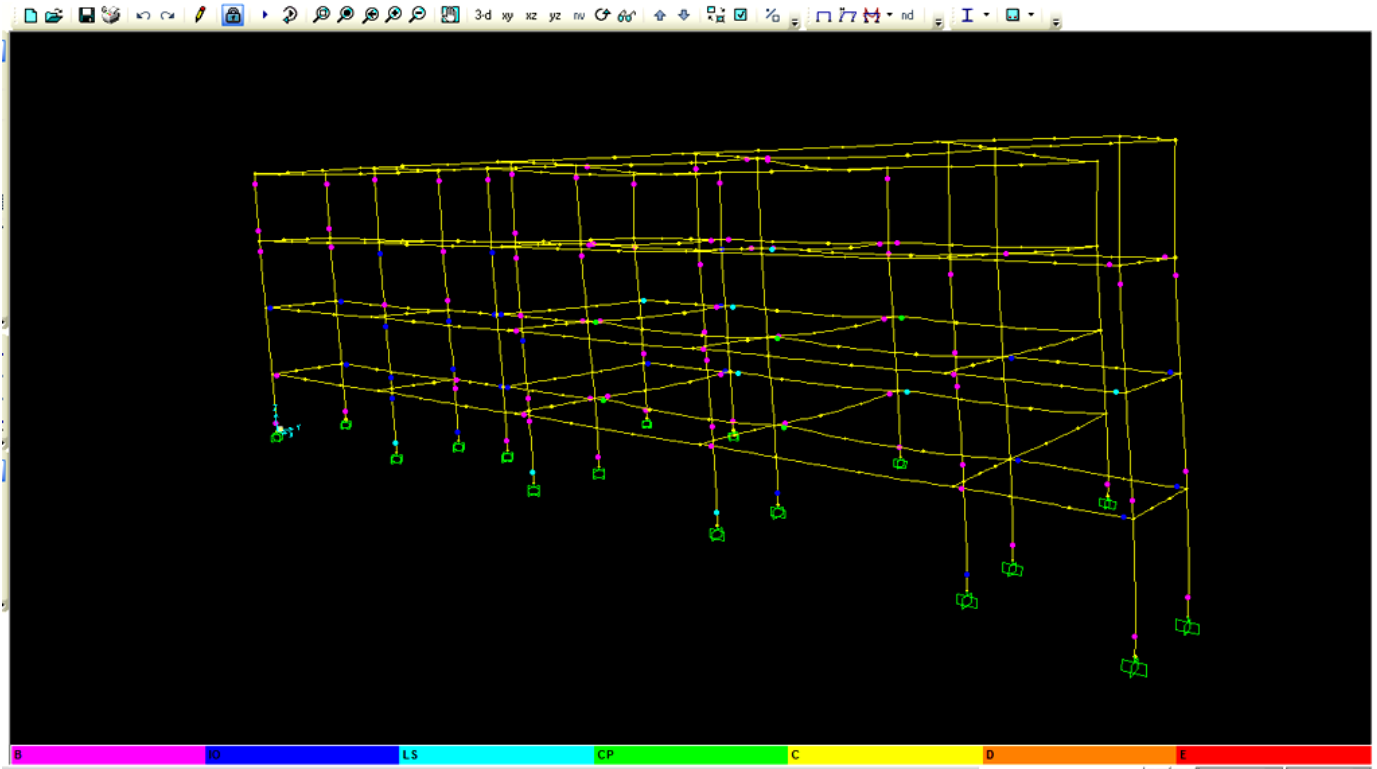
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Μέθοδος ATC-40):



Για την τιμή της μέγιστης στοχευόμενης μετακίνησης d_i , ως δυσμενέστερης, που προέκυψε από τις δύο παραπάνω μεθόδους υπολογισμού οι οποίες είναι αποδεκτές από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ελέγχεται η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

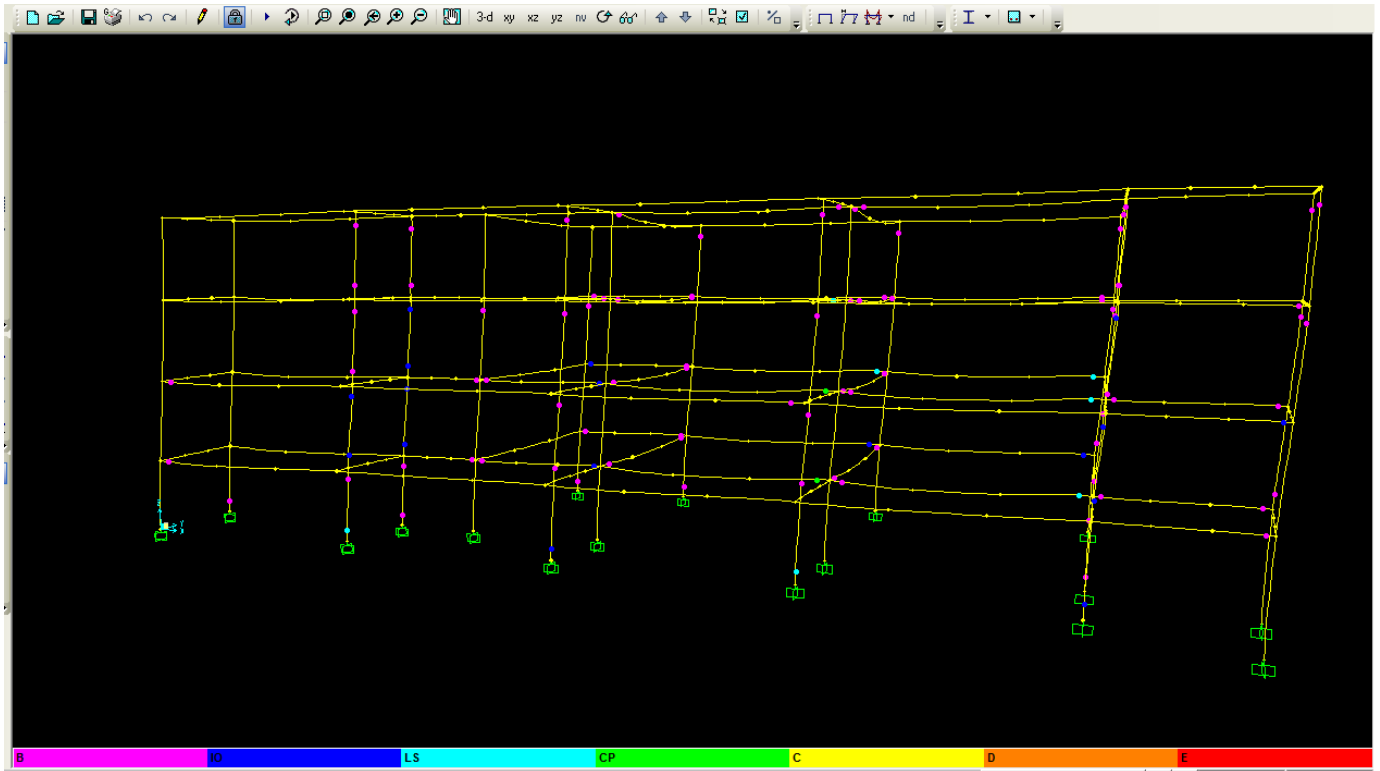
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή (κατά x), στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό συμβαίνει στο βήμα 26 το οποίο αντιστοιχεί στο σημείο απόκρισης της κατασκευής για τη σεισμική διέγερση του EC8 - 1. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να τείνει να αναπτυχθεί είναι *μηχανισμός μαλακού ορόφου*. Έχει δημιουργηθεί ένας μεγάλος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία αλλά εφόσον η στάθμη επιτελεσματικότητας που βρίσκονται είναι κάτω της «Προστασίας ζωής» (LS) δεν υπάρχει κίνδυνος για την κατασκευή, επομένως, στα αντίστοιχα στοιχεία δεν απαιτείται ενίσχυση. Αυτό, όμως, δεν ισχύει για τα παρακάτω στοιχεία:

- ▶ Τα υποστυλώματα Υ13, Υ14 και Υ15 έχουν αστοχήσει στη βάση τους έχοντας ξεπεράσει το όριο της LS (γαλάζιο χρώμα).
- ▶ Οι δοκοί του ισογείου Δ2 και Δ3 βρίσκονται άνω του ορίου της LS ενώ οι Δ7 και Δ8 βρίσκονται σε σημαντικότερη τιμή παραμόρφωσης, άνω του ορίου «Αποφυγή οιοσύνεσις κατάρρευσης» (CP), (πράσινο χρώμα).
- ▶ Οι δοκοί του 1^{ου} ορόφου Δ1, Δ2 και Δ14 βρίσκονται άνω του ορίου της LS ενώ οι Δ3, Δ7 και Δ8 άνω της CP.
- ▶ Η δοκός Δ8 του 2^{ου} ορόφου έχει ξεπεράσει το όριο της LS.

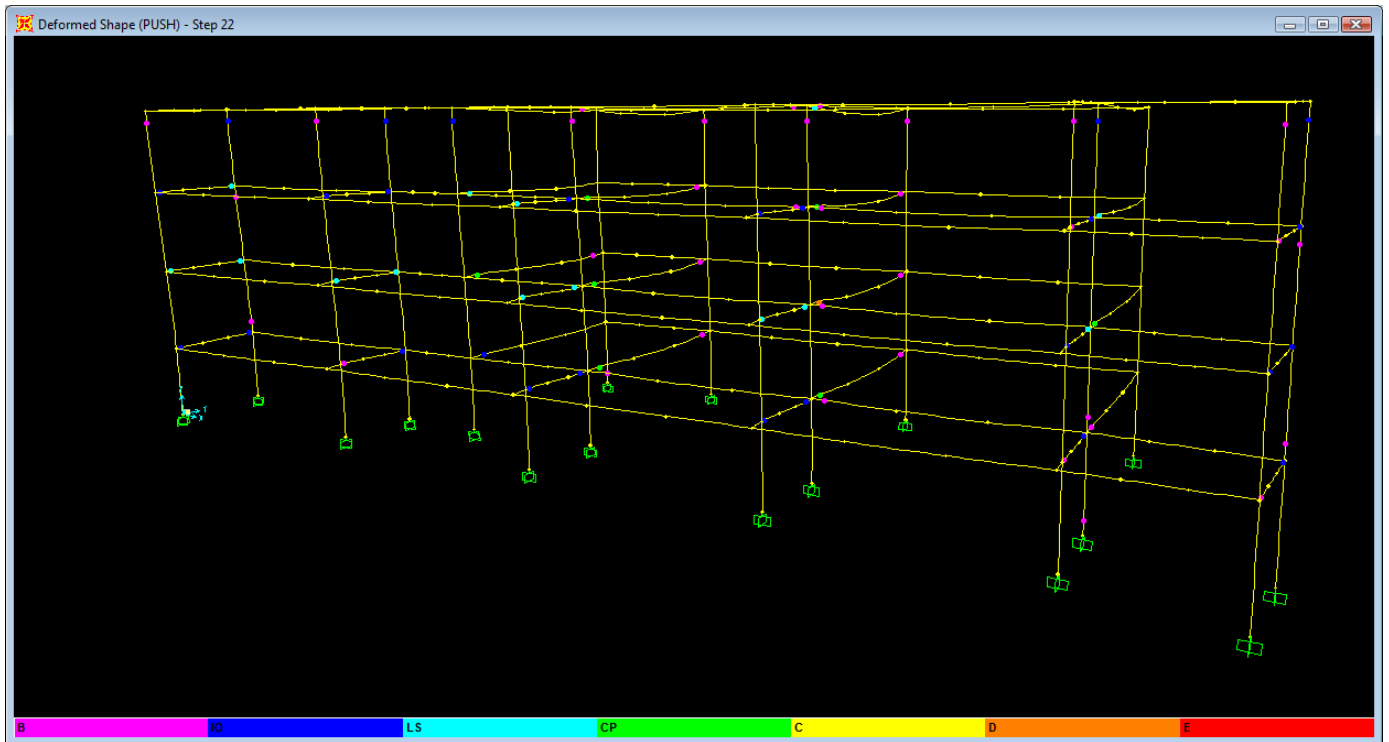
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή (κατά -x), στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό συμβαίνει στο βήμα 21 το οποίο αντιστοιχεί στο σημείο απόκρισης της κατασκευής για τη σεισμική διέγερση του EC8 - 1. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να τείνει να αναπτυχθεί είναι *μηχανισμός μαλακού ορόφου*. Έχει δημιουργηθεί, επίσης, ένας μεγάλος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία αλλά εφόσον η στάθμη επιτελεσματικότητας που βρίσκονται είναι κάτω της «Προστασίας ζωής» (LS) δεν υπάρχει κίνδυνος για την κατασκευή, επομένως, στα αντίστοιχα στοιχεία δεν απαιτείται ενίσχυση. Αυτό, όμως, δεν ισχύει για τα παρακάτω στοιχεία:

- ▶ Τα υποστυλώματα Υ13 και Υ15 έχουν αστοχήσει στη βάση τους έχοντας ξεπεράσει το όριο της LS (γαλάζιο χρώμα).
- ▶ Η δοκός του ισογείου Δ7 βρίσκεται άνω του ορίου της CP ενώ η Δ8 βρίσκεται άνω του ορίου LS.

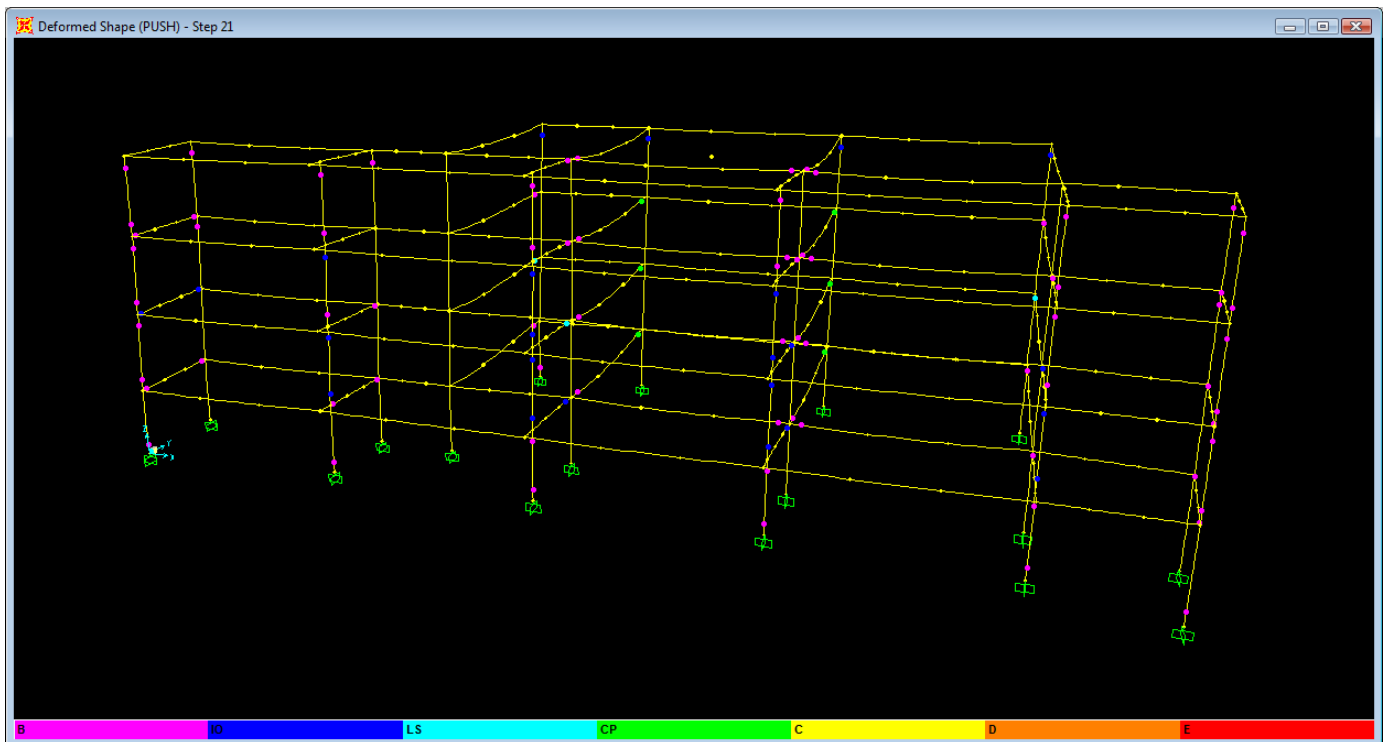
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με την 2^η ιδιομορφή (κατά ψ), στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό συμβαίνει στο βήμα 22 το οποίο αντιστοιχεί στο σημείο απόκρισης της κατασκευής για τη σεισμική διέγερση του EC8 - 1. Έχει δημιουργηθεί ένας αρκετά μεγάλος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων με έμφαση στις δοκούς αφού στη διεύθυνση αυτή τα κατακόρυφα στοιχεία είναι αρκετά δύσκαμπτα προσεγγίζοντας τα χαρακτηριστικά τοιχείων. Συνεπώς, οι δοκοί που χρήζουν επέμβασης είναι οι παρακάτω:

- ▶ Οι δοκοί του ισογείου $\Delta 19$ και $\Delta 21$ βρίσκονται άνω του ορίου της CP.
- ▶ Οι δοκοί του 1^{ου} ορόφου $\Delta 15$, $\Delta 16$, $\Delta 18$, $\Delta 20$ και $\Delta 22$ βρίσκονται άνω του ορίου της LS, οι $\Delta 17$, $\Delta 19$ και $\Delta 23$ άνω της CP, ενώ υπάρχει και μία δοκός -η $\Delta 21$ - η οποία έχει αστοχήσει ξεπερνώντας το όριο αστοχίας D.
- ▶ Οι δοκοί του 2^{ου} ορόφου $\Delta 15$, $\Delta 17$, $\Delta 18$ και $\Delta 23$ έχουν ξεπεράσει το όριο της LS και οι $\Delta 19$ και $\Delta 21$ το επικίνδυνο όριο της CP.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ:

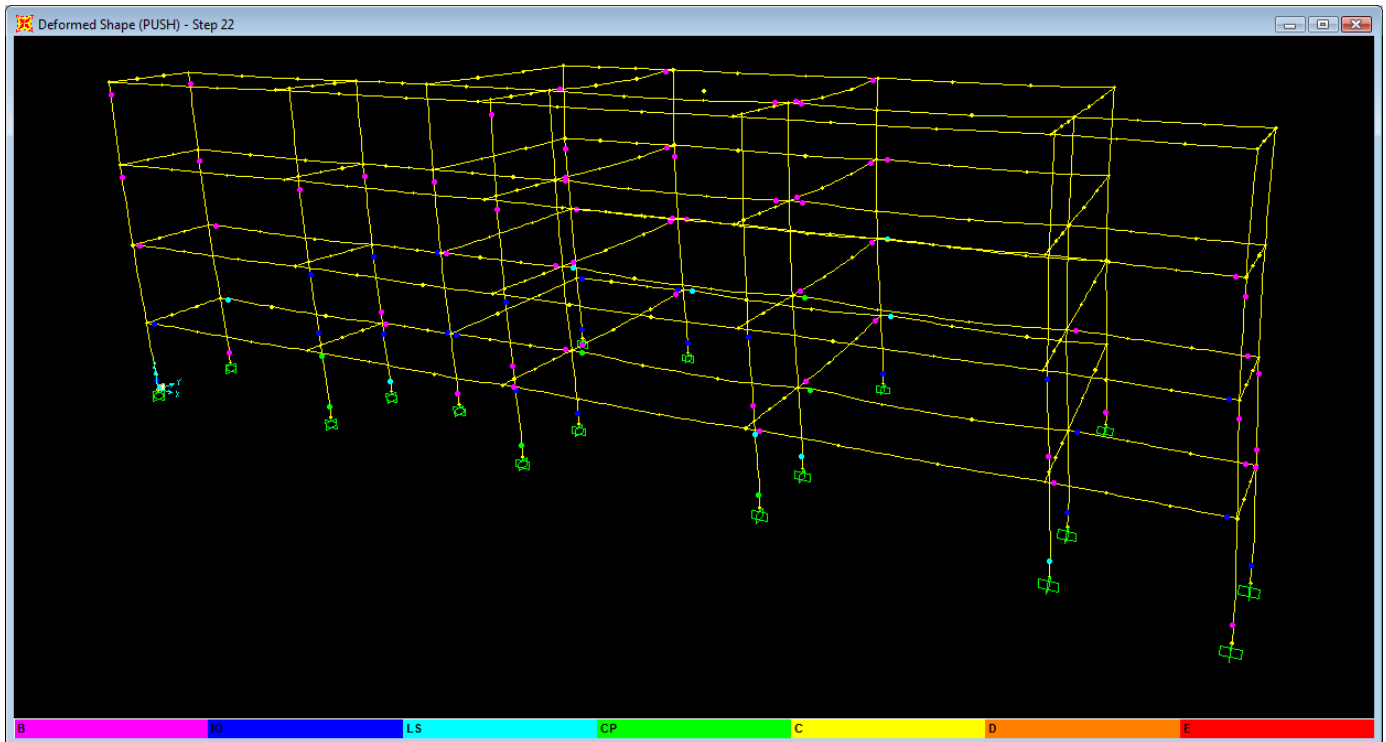


Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με την 2^η ιδιομορφή (κατά -ψ), στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό συμβαίνει στο βήμα 21 το οποίο αντιστοιχεί στο σημείο απόκρισης της κατασκευής για τη σεισμική διέγερση του EC8 - 1. Ομοίως με την αντίθετη διεύθυνση φόρτισης, έχει δημιουργηθεί ένας αρκετά μεγάλος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων με έμφαση στις δοκούς αφού στη διεύθυνση αυτή τα κατακόρυφα στοιχεία είναι αρκετά δύσκαμπτα. Συνεπώς, οι δοκοί που χρήζουν επέμβασης είναι οι παρακάτω:

- ▶ Οι δοκοί του ισογείου Δ19 και Δ21 βρίσκονται άνω του ορίου της CP.
- ▶ Οι δοκοί του 1^{ου} ορόφου Δ17, Δ18, και Δ23 βρίσκονται άνω του ορίου της LS ενώ οι Δ19 και Δ21 άνω της CP.
- ▶ Οι δοκοί του 2^{ου} ορόφου Δ19, και Δ21 έχουν ξεπεράσει το επικίνδυνο όριο της CP.

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

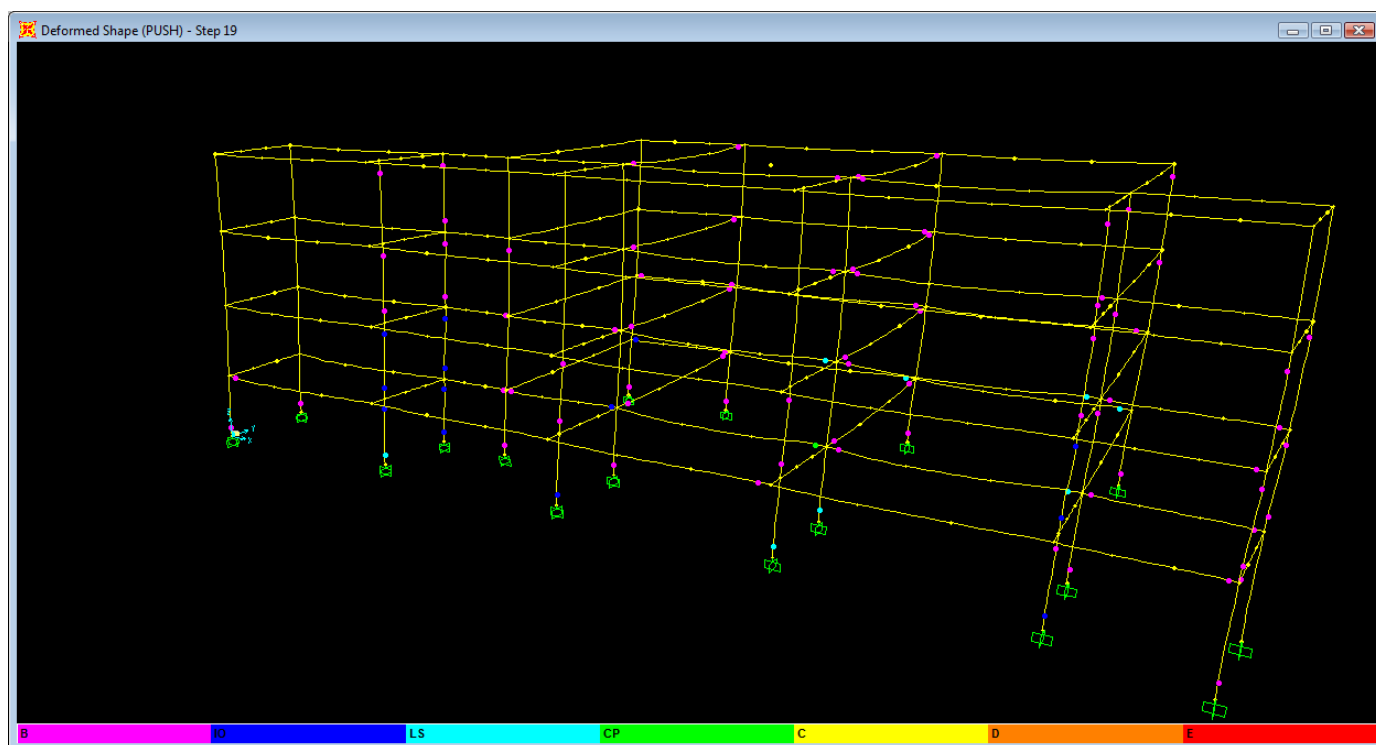
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με την ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή (κατά x), στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό συμβαίνει στο βήμα 22 το οποίο αντιστοιχεί στο σημείο απόκρισης της κατασκευής για τη σεισμική διέγερση του EC8 - 1. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να τείνει να αναπτυχθεί είναι *μηχανισμός μαλακού ορόφου*. Έχει δημιουργηθεί ένας μεγάλος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία του ισογείου. Αυτά για τα οποία επιβάλλεται να ληφθεί μέριμνα είναι:

- ▶ Τα υποστυλώματα του ισογείου Y6, Y9 και Y16 έχουν αστοχήσει στη βάση τους έχοντας ξεπεράσει το όριο της LS, ενώ το Y14 το όριο της CP. Τα υποστυλώματα Y13 και Y15 έχουν ξεπεράσει τα αποδεκτά επίπεδα παραμόρφωσης τόσο στη βάση όσο και τον άνω κόμβο του και βρίσκονται, αντίστοιχα, άνω της στάθμης CP και LS.
- ▶ Οι δοκοί του ισογείου Δ2, Δ3 και Δ4 βρίσκονται άνω του ορίου της LS ενώ οι Δ7 και Δ8 βρίσκονται σε σημαντικότερη τιμή παραμόρφωσης, άνω του ορίου CP.
- ▶ Οι δοκοί του 1^{ου} ορόφου Δ3 και Δ7 βρίσκονται άνω του ορίου της LS ενώ η Δ8 άνω της CP.

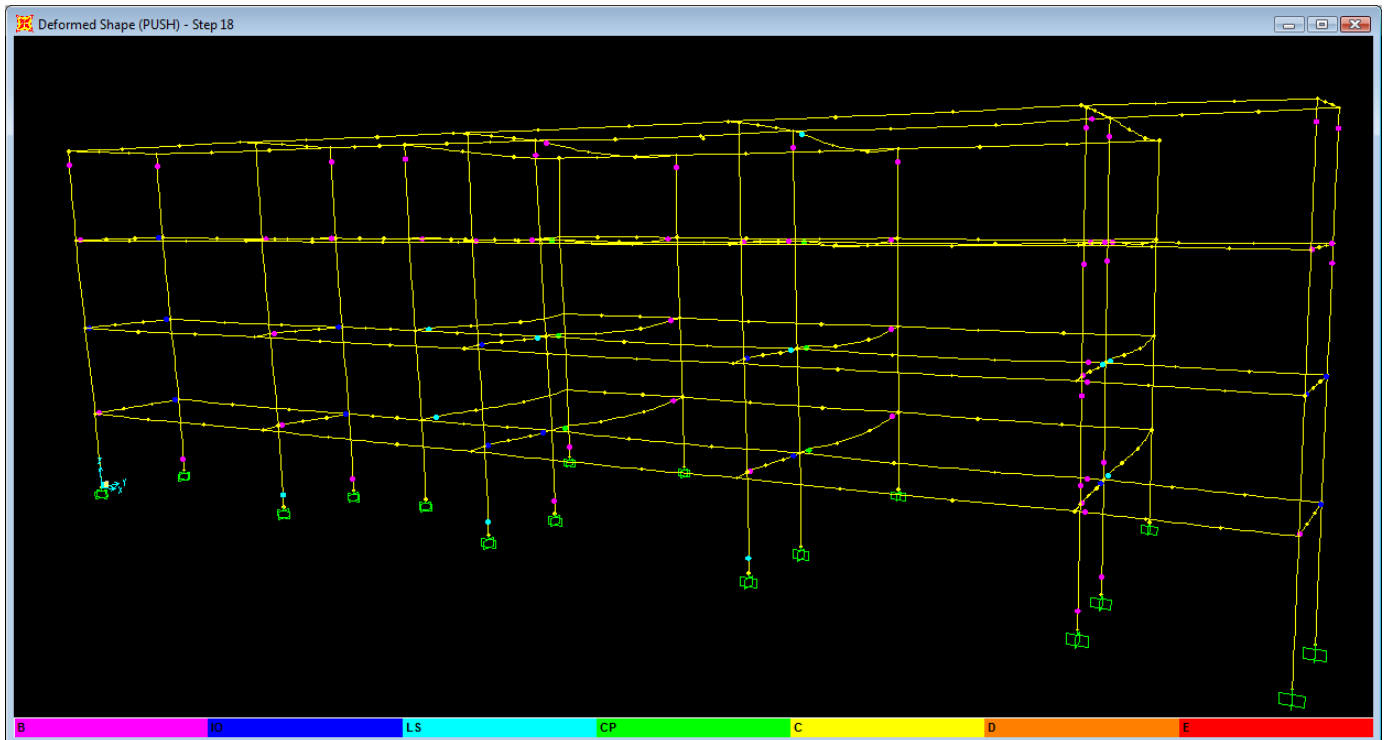
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με την ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή (κατά -x), στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό συμβαίνει στο βήμα 19 το οποίο αντιστοιχεί στο σημείο απόκρισης της κατασκευής για τη σεισμική διέγερση του EC8 - 1. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να τείνει να αναπτυχθεί είναι *μηχανισμός μαλακού ορόφου*. Έχει δημιουργηθεί ένας μικρότερος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία του κτιρίου. Αυτά για τα οποία επιβάλλεται να ληφθεί μέριμνα είναι:

- ▶ Τα υποστυλώματα του ισογείου Y9, Y13 και Y15 έχουν αστοχήσει στη βάση τους έχοντας ξεπεράσει το όριο της LS.
- ▶ Οι δοκοί του ισογείου Δ2, Δ3 και Δ8 βρίσκονται άνω του ορίου της LS ενώ η Δ7 άνω του ορίου CP.
- ▶ Οι δοκοί του 1^{ου} ορόφου Δ7 και Δ8 βρίσκονται άνω του ορίου της LS.

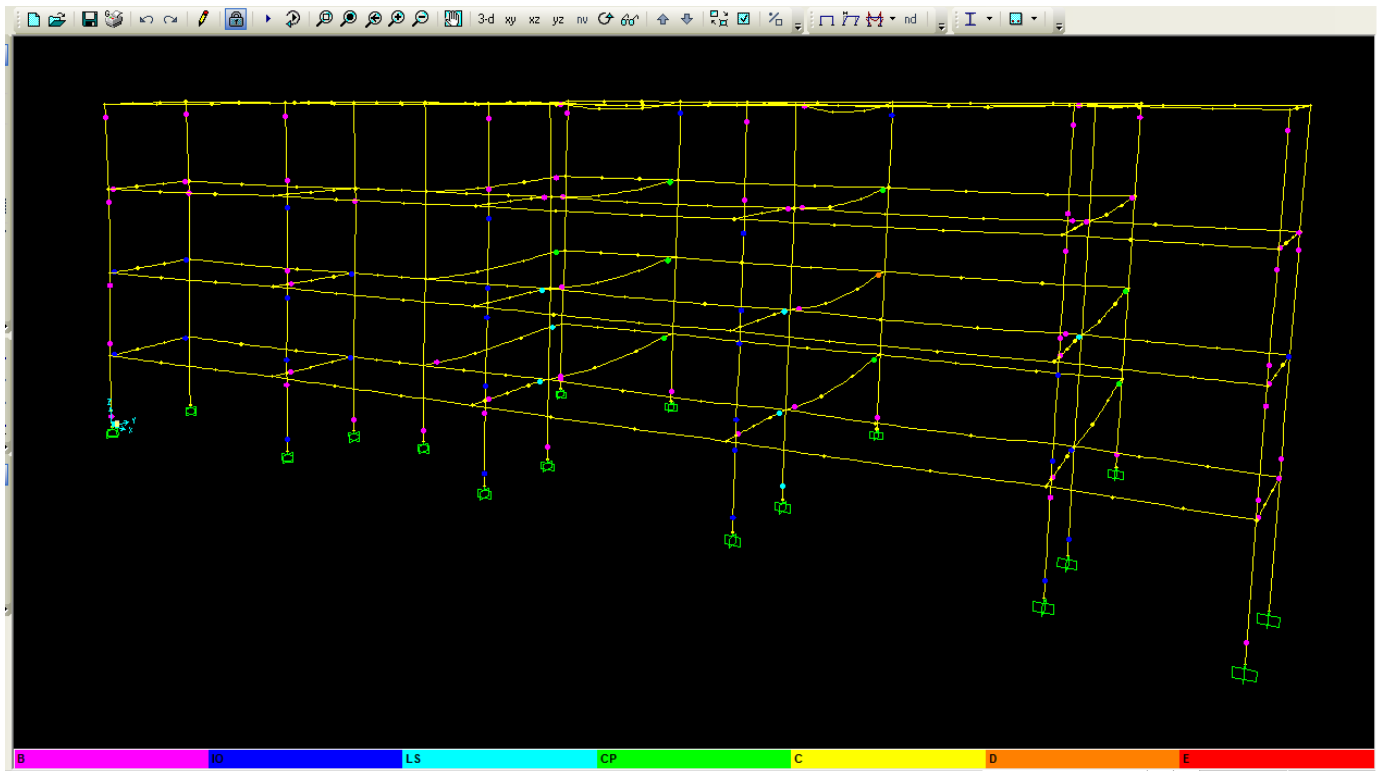
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με την ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή (κατά ψ), στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό συμβαίνει στο βήμα 18 το οποίο αντιστοιχεί στο σημείο απόκρισης της κατασκευής για τη σεισμική διέγερση του EC8 - 1. Έχει δημιουργηθεί ένας μικρότερος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία του κτιρίου με έμφαση στις δοκούς. Είναι φανερό, ωστόσο, ότι τα αποτελέσματα είναι δυσμενέστερα από αυτά της 2^{ης} ιδιομορφικής ανάλυσης. Τα στοιχεία που ξεπερνούν τα αποδεκτά όρια παραμόρφωσης είναι τα εξής:

- ▶ Τα υποστυλώματα του ισογείου Υ13, Υ14 και Υ15 έχουν αστοχήσει στη βάση τους έχοντας ξεπεράσει το όριο της LS.
- ▶ Οι δοκοί του ισογείου Δ17 και Δ23 βρίσκονται άνω του ορίου της LS ενώ οι Δ19 και Δ21 άνω του ορίου της στάθμης CP.
- ▶ Οι δοκοί του 1^{ου} ορόφου Δ17, Δ18, Δ20, Δ22 και Δ23 βρίσκονται άνω του ορίου της LS, ενώ οι Δ19 και Δ21 άνω της CP.
- ▶ Οι δοκοί Δ19 και Δ21 βρίσκονται άνω του ορίου της CP και
- ▶ Η δοκός Δ21 βρίσκεται άνω της LS.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση σύμφωνα με την ομοιόμορφη καθ' ύψος κατανομή (κατά -ψ), στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό συμβαίνει στο βήμα 42 το οποίο αντιστοιχεί στο σημείο απόκρισης της κατασκευής για τη σεισμική διέγερση του EC8 - 1. Έχει δημιουργηθεί ένας μικρότερος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία του κτιρίου με έμφαση στις δοκούς. Είναι φανερό, ωστόσο, ότι τα αποτελέσματα είναι δυσμενέστερα από αυτά της 2^{ης} ιδιομορφικής ανάλυσης. Τα στοιχεία που ξεπερνούν τα αποδεκτά όρια παραμόρφωσης είναι τα εξής:

- ▶ Το υποστύλωμα του ισογείου Υ9 έχει αστοχήσει στη βάση του έχοντας ξεπεράσει το όριο της LS.
- ▶ Οι δοκοί του ισογείου Δ17, Δ18 και Δ20 βρίσκονται άνω του ορίου της LS ενώ οι Δ19, Δ21 και Δ23 άνω του ορίου της στάθμης CP.
- ▶ Οι δοκοί του 1^{ου} ορόφου Δ18, Δ20 και Δ22 βρίσκονται άνω του ορίου της LS, οι Δ17, Δ19 και Δ23 άνω της CP, ενώ η Δ21 άνω του σημείου D και
- ▶ Οι δοκοί Δ19 και Δ21 βρίσκονται άνω του ορίου της CP.

Όπως έχει αποδειχθεί ήδη στους πίνακες υπολογισμού των γωνιών στροφής χορδής των στοιχείων (§5.4.4), πρέπει να ελεγχθεί εάν για την τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης σε κάθε ανελαστική ανάλυση τα στοιχεία που έχουν καθοριστική μορφή αστοχίας τη διάτμηση προ κάμψης έχουν αστοχήσει. Από το σύνολο αυτών που περιλαμβάνει τα: Υ8ισογείου, Υ9ισογείου, Υ2ισογείου, Υ3ισογείου, Υ7α' ορόφου, Υ2α' ορόφου, Υ8α' ορόφου, Υ3α' ορόφου, Υ4α' ορόφου, Υ7β' ορόφου, Υ2β' ορόφου, Υ8β' ορόφου, Υ9β' ορόφου, Υ4β' ορόφου και τις δοκούς Δ25, Δ26, Δ27 και Δ28 όλων των ορόφων, έχουν αστοχήσει ήδη οι δοκοί. Το συμπέρασμα προέκυψε από τον έλεγχο της δρώσας τέμνουσας δύναμης από την κάθε ανελαστική ανάλυση για τη στοχευόμενη μετακίνηση με τη μειωμένη αντίσταση σε διάτμηση λόγω της ανακύκλισης των μετελαστικών μετακινήσεων για κάθε φορά του σεισμού.

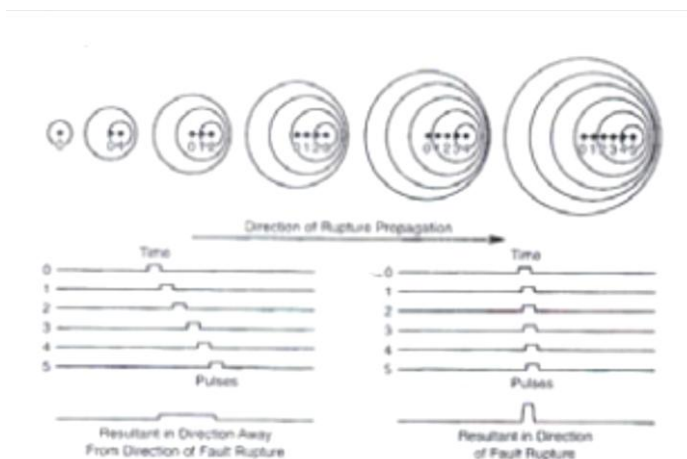
6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΕ ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

6.1 Σεισμοί κοντινού πεδίου

Η διάρρηξη στο επίπεδο του ρήγματος, που αποτελεί την αιτία ενός σεισμικού γεγονότος, επέρχεται όταν οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις ξεπεράσουν τη φαινόμενη «φύσει» και «θέσει» αντοχή του πετρώματος στην περιοχή της σεισμικής εστίας. «Θέσει» λόγω της τριαξονικής εντατικής κατάστασης η οποία προκαλεί αντοχή του πετρώματος γενικά μεγαλύτερη από τη «φύσει» αντοχή του. Με τη διάρρηξη εκλύεται αφενός θερμική και αφετέρου κινητική ενέργεια με τη μορφή *διαμήκων (P)* και *εγκαρσίων (S)* σεισμικών κυμάτων. Η ρηγμάτωση που προκαλείται απαρτίζεται από μία σειρά μικρότερες διαρρήξεις (θραύση «κλειδιών» κατά μήκος του ρήγματος) που μπορούν να θεωρηθούν σα μία σειρά μικρών σεισμών με μεγάλη χωρική και χρονική εγγύτητα. Ο χρόνος (τ) που απαιτείται για κάθε επιμέρους διάρρηξη εξαρτάται από το λόγο ρ_0/V_r όπου ρ_0 η ακτίνα της επιφάνειας κάθε διάρρηξης και V_r η ταχύτητα διάρρηξης του φλοιού που πλησιάζει την ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων S.

Η περιοχή στην οποία επικεντρώνονται οι βλάβες κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι, συνήθως, συγκεντρωμένη γύρω από το ρήγμα και έχει διαστάσεις ανάλογες με την επιφάνεια ρηγμάτωσης. Η περιοχή αυτή ονομάζεται **κοντινό/εγγύς πεδίο (near – fault effects)**, θεωρείται ότι περιλαμβάνει ζώνη μέχρι και τα 20 – 60 km από το ρήγμα, σύμφωνα με το Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER 2001/09, September 2001), και κοντά της η εδαφική κίνηση χαρακτηρίζεται από το φαινόμενο της *κατευθυντικότητας (directivity)*.

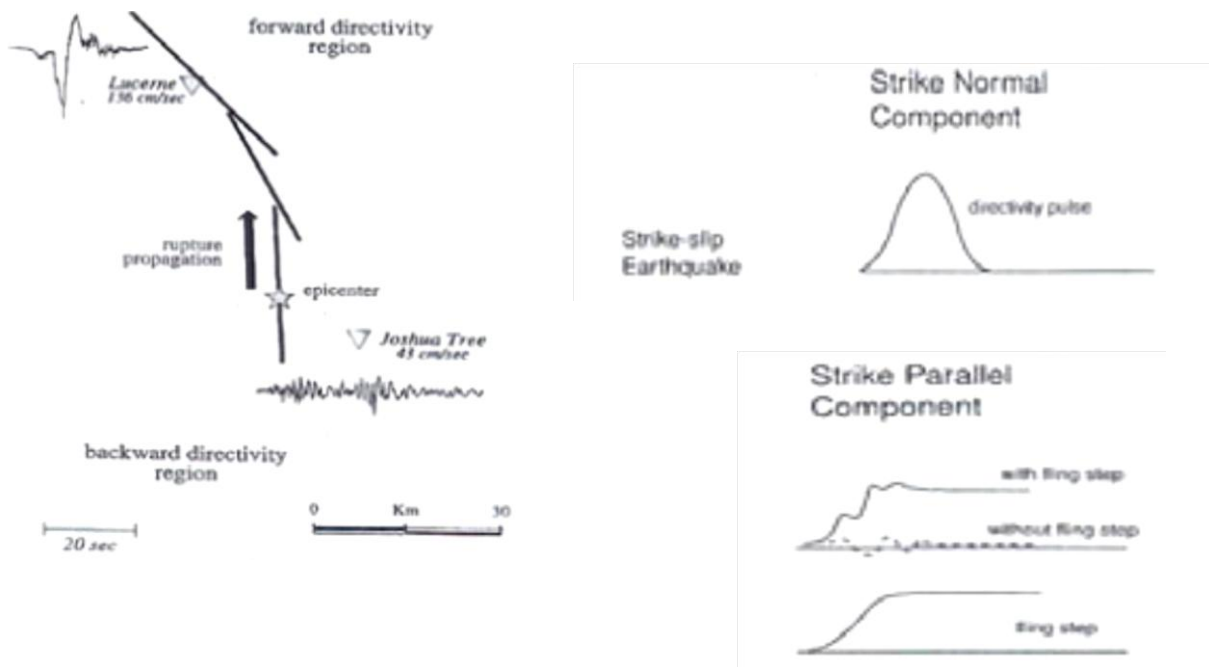
Μέσα στη ζώνη αυτή οι εδαφικές διεγέρσεις επηρεάζονται σημαντικά από το μηχανισμό της διάρρηξης, την κατεύθυνση διάδοσής της σε σχέση με μία θέση και τις ενδεχόμενες μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις που είναι αποτέλεσμα της ολίσθησης του ρήγματος. Όταν η ρηγμάτωση κατευθύνεται από το επίκεντρο του σεισμού προς μία θέση παρουσιάζεται ένα φαινόμενο αντίστοιχο με το *Doppler*. Όπως προαναφέρθηκε, η διάρρηξη γίνεται σταδιακά σε επιμέρους περιοχές του ρήγματος. Κατά τη διάρκεια κάθε τέτοιας διάρρηξης παράγεται ένας παλμός ταχύτητας που διαδίδεται ως κύμα S με ταχύτητα ανάλογη της ταχύτητας διάρρηξης. Επειδή η ταχύτητα διάδοσης του κύματος και η ταχύτητα διάδοσης της διάρρηξης είναι παρόμοιες –



Σχήμα 6. 1 – Φαινόμενο κατευθυντικότητας

η δεύτερη είναι γενικά λίγο μικρότερη - όταν η διάρρηξη πλησιάζει σε μία θέση (*forward directivity*) οι παλμοί ταχύτητας των επιμέρους διαρρήξεων προστίθενται και δημιουργούν έναν παλμό ταχύτητας μεγάλου εύρους (*large amplitude pulse of motion*) και μικρής διάρκειας (*short duration*), ενώ στην αντίθετη κατεύθυνση οι παλμοί ακολουθούν ο ένας τον άλλο με αποτέλεσμα να έχουμε μία σειρά παλμών μικρού εύρους (*relatively low pulse of motion*) και συνολικά μεγάλης διάρκειας (*long duration*). Υπάρχει, επίσης, η περίπτωση της ουδέτερης κατευθυντικότητας (*neutral directivity*) που αντιστοιχεί σε θέσεις στις οποίες ουσιαστικά η διάρρηξη ούτε κατευθύνεται ούτε απομακρύνεται από αυτές.

Οι παλμοί αυτοί παρουσιάζονται κυρίως κάθετα στο ρήγμα. Στην παράλληλη προς το ρήγμα διεύθυνση παρουσιάζεται μία μόνιμη μετακίνηση που οφείλεται στη συνολική ολίσθηση του ρήγματος. Αυτό το φαινόμενο είναι πιο καθαρό στα οριζόντια ρήγματα, ενώ στα κανονικά και στα ανάστροφα οι δύο κινήσεις συντίθενται (Σχ. 6.1 – 6.2).

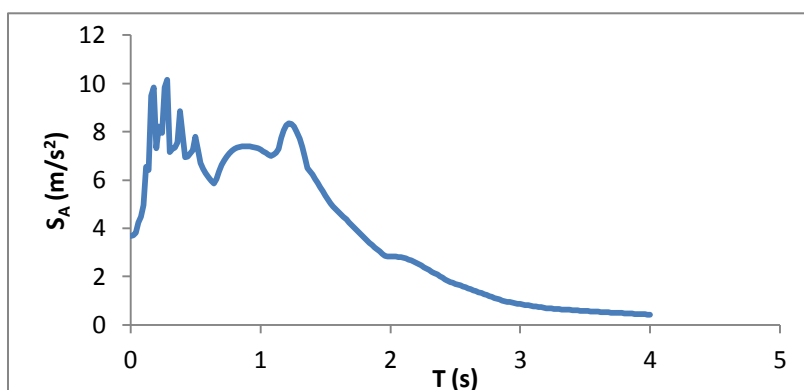
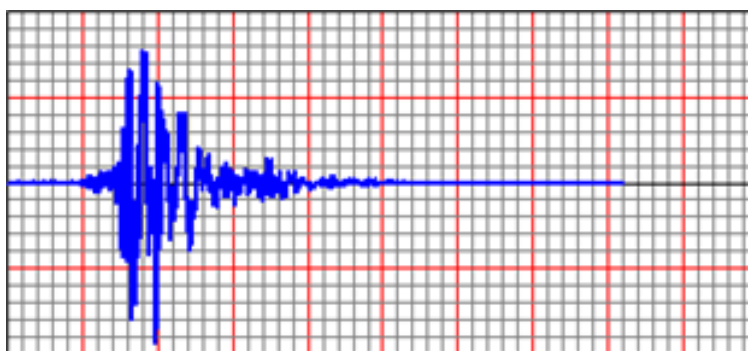


Σχήμα 6.2 – α. Φαινόμενο κατευθυντικότητας
β. Παλμός κάθετα και παράλληλα στη διεύθυνση του ρήγματος

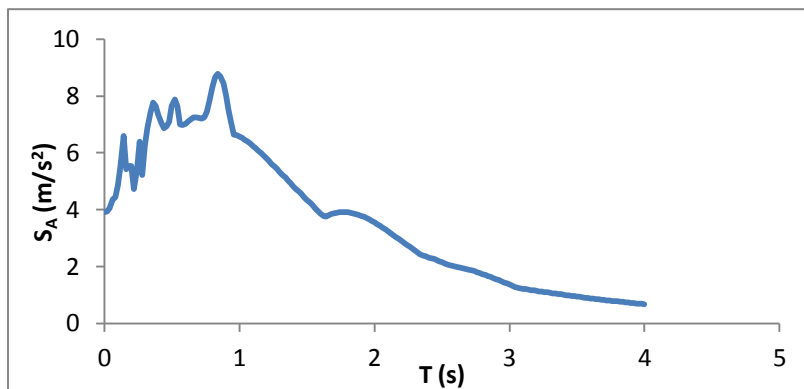
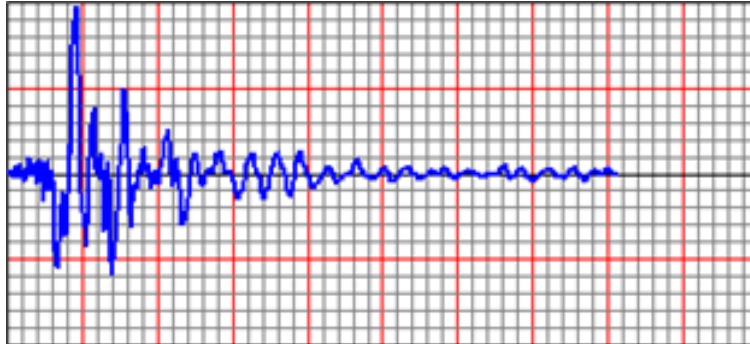
6.2 Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου σε τρεις σεισμούς κοντινού πεδίου

Σε αυτήν την ενότητα εισάγονται στο λογισμικό της ανάλυσης (SAP 2000 v. 14) τα δεδομένα που υπάρχουν από τρεις καταγραφές πραγματικών σεισμών κοντινού πεδίου. Οι αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν είναι ανελαστικές στατικές με τα δεδομένα που θα προκύψουν από το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης της κάθε καταγραφής. Αυτά τα φάσματα απόκρισης προέκυψαν από το λογισμικό *SeismoSignal*.

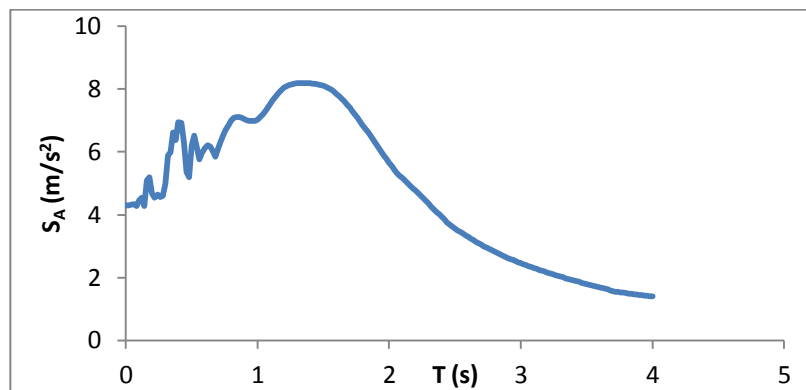
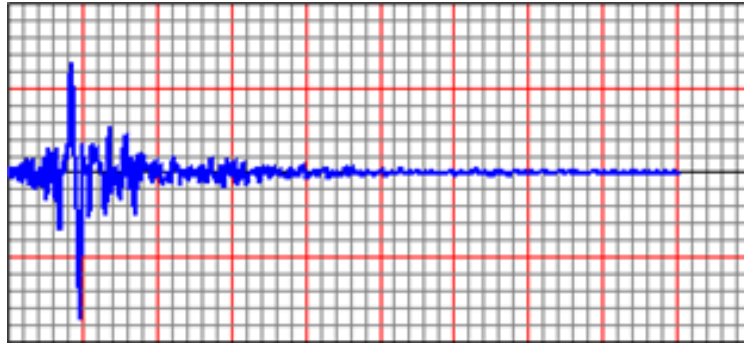
Η πρώτη καταγραφή είναι μία τεχνητή καταγραφή, η οποία έχει προκύψει από το σεισμό της Αθήνας που συνέβη στις 07/09/1999, ώρα: 11:56:51 στη θέση γεωγραφικού πλάτους: 38.059 και γεωγραφικού μήκους: 23.571. Δεν πρόκειται για την ισχυρότερη καταγραφή του σεισμού της Αθήνας. Η ακριβής θέση του οργάνου μέτρησης και τα χαρακτηριστικά του σταθμού ήταν: Σταθμός του μετρώ «ΣΥΓΓΡΟΥ – ΦΙΞ» με κωδικό FIXA (μάλιστα υπήρξαν υποψίες ότι η παρουσία του μετρώ επηρέασε την καταγραφή), βάθος οργάνου 15.00 m, ενώ οι τοπικές εδαφικές συνθήκες ήταν: έδαφος κατηγορίας B (αθηναϊκός σχιστόλιθος). Τα χαρακτηριστικά της διέγερσης ήταν τα εξής: $M_w = 5.9$ Richter, $M_L = 5.4$, απόσταση από προβολή ρήγματος: 12.00 km, επικεντρική απόσταση: 18.00 km, διαμήκης οριζόντια επιτάχυνση (N140): 0.08·g, εγκάρσια οριζόντια επιτάχυνση (N230): 0.12·g ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης ήταν 0.05·g. Το επιταχυνσιογράφημα έχει συνολική χρονική διάρκεια 40.945 δευτερόλεπτα, με καταγραφές ανά 0.005 δευτερόλεπτα, η μέγιστη επιτάχυνση που αναπτύσσεται είναι 0.375·g και φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Το φάσμα απόκρισης που προέκυψε από αυτό, σε όρους ιδιοπεριόδου – επιτάχυνσης παρουσιάζεται αμέσως μετά.



Σε ό,τι αφορά στη δεύτερη καταγραφή, πρόκειται για μία καταγραφή (GIC 180) από επιταχυνσιογράφο στο Geol. Investment Center, Channel 1 – GIC πραγματικού σεισμού που συνέβη στις 10/10/1986 στο San Salvador. Το μέγεθος του σεισμού ήταν $M_w = 5.6$ Richter, το έδαφος ιζηματογενής και κροκαλοπαγής βράχος (Soft Rock) και η απόσταση από το επίκεντρο ήταν 4 km. Το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του San Salvador έχει συνολική χρονική διάρκεια 20.250 δευτερόλεπτα, με καταγραφές ανά 0.02 δευτερόλεπτα, η μέγιστη επιτάχυνση που αναπτύσσεται είναι 0.399·g, και φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Το φάσμα απόκρισης σε όρους ιδιοπεριόδου – επιτάχυνσης που προέκυψε από την καταγραφή αυτή παρατίθεται αμέσως μετά.



Τέλος, η τρίτη καταγραφή (GA6. 230) είναι, επίσης, μία καταγραφή πραγματικού σεισμού (στις 08/06/1979) από επιταχυνσιογράφο στην Coyote Lake των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής. Η θέση του σταθμού ήταν στο Gilroy Array με κωδικό: GA1. Το μέγεθος του σεισμού ήταν και εδώ 5.6 Richter, το έδαφος ήταν σκληρό βραχώδες (Hard Rock) και η απόσταση από το ίχνος του ρήγματος ήταν 9.00 km. Το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού έχει συνολική χρονική διάρκεια περίπου 54.250 δευτερόλεπτα, με καταγραφές ανά 0.01 δευτερόλεπτα, η μέγιστη επιτάχυνση που αναπτύσσεται είναι 0.438·g και φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Το φάσμα απόκρισης σε όρους ιδιοπεριόδου – επιτάχυνσης που προέκυψε από την καταγραφή αυτή παρατίθεται αμέσως μετά.



Η διαδικασία της στατικής ανελαστικής ανάλυσης πραγματοποιήθηκε ξεχωριστά κατά τη διεύθυνση X και ξεχωριστά κατά τη διεύθυνση Y, όπως συνέβη και για την περίπτωση της αποτίμησης για το σεισμό του EC8. Όπως ορίζεται, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων (§3.5.3). Ως πρώτη κατανομή («ιδιομορφική») επιλέγεται η κατανομή των φορτίων καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Έτσι, σε αυτήν την περίπτωση, η στατική ανελαστική ανάλυση κατά X δουλεύει με την 1^η ιδιομορφή, που είναι η κύρια μεταφορική σε αυτή τη διεύθυνση, ενώ η στατική ανελαστική ανάλυση κατά Y δουλεύει με τη 2^η ιδιομορφή, που αντίστοιχα είναι η κύρια μεταφορική ιδιομορφή στην Y διεύθυνση. Ως δεύτερη κατανομή εφαρμόζεται η *ορθογωνική* (ομοιόμορφη) κατανομή των φορτίων καθ' ύψος. Επίσης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ότι τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται εν γένει σε δύο αντίθετες διευθύνσεις («θετική» - «αρνητική») και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο (§3.5.3). Έτσι, προέκυψαν τελικά 8 διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις: μία ιδιομορφική κατά x, μία ιδιομορφική κατά -x, μία ιδιομορφική κατά ψ, μία ιδιομορφική κατά -ψ, μία ορθογωνική κατά x, μία ορθογωνική κατά -x, μία ορθογωνική κατά ψ και τέλος, μία ορθογωνική κατά -ψ. Παρακάτω δίνονται οι καμπύλες αντίστασης (τέμνουσας βάσης V - μετακίνησης κόμβου ελέγχου δ) για κάθε μία από τις οχτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις για τυχαία πολύ μεγαλύτερη μετακίνηση της συνολικής αντοχής της κατασκευής, όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα SAP.

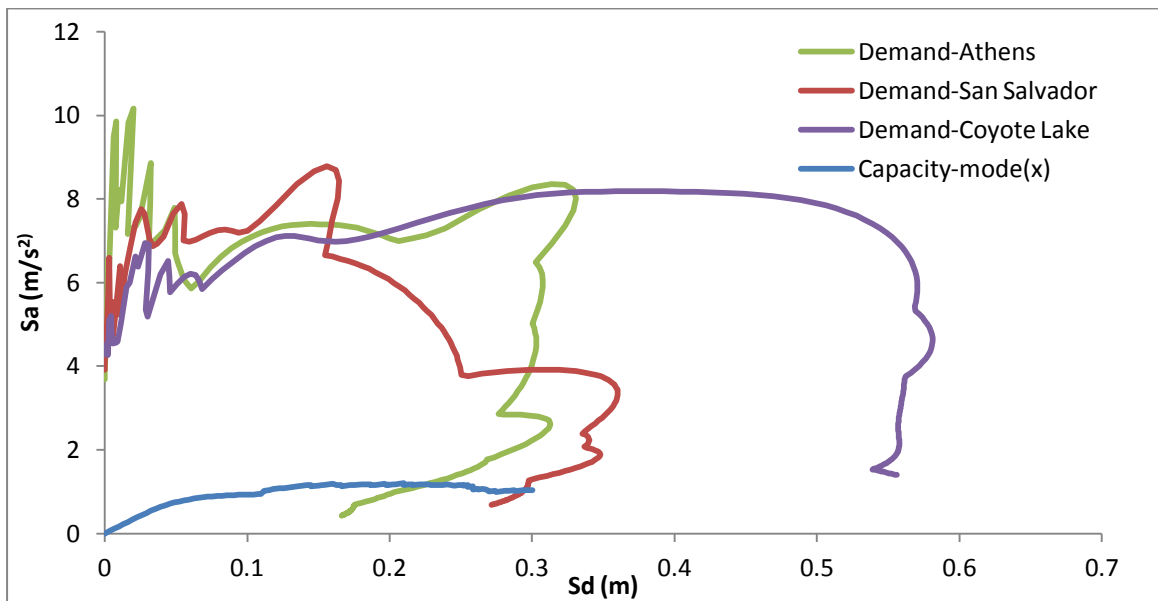
Οι καμπύλες αντίστασης, καθώς και η διγραμμοποίηση αυτών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., παρουσιάστηκε ήδη στην §5.3.6. Ακολουθεί ο προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για τον κάθε σεισμό που περιγράφηκε παραπάνω και η αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με αυτή.

6.2.1 Σημεία απόκρισης για την απαίτηση των επιμέρους σεισμών

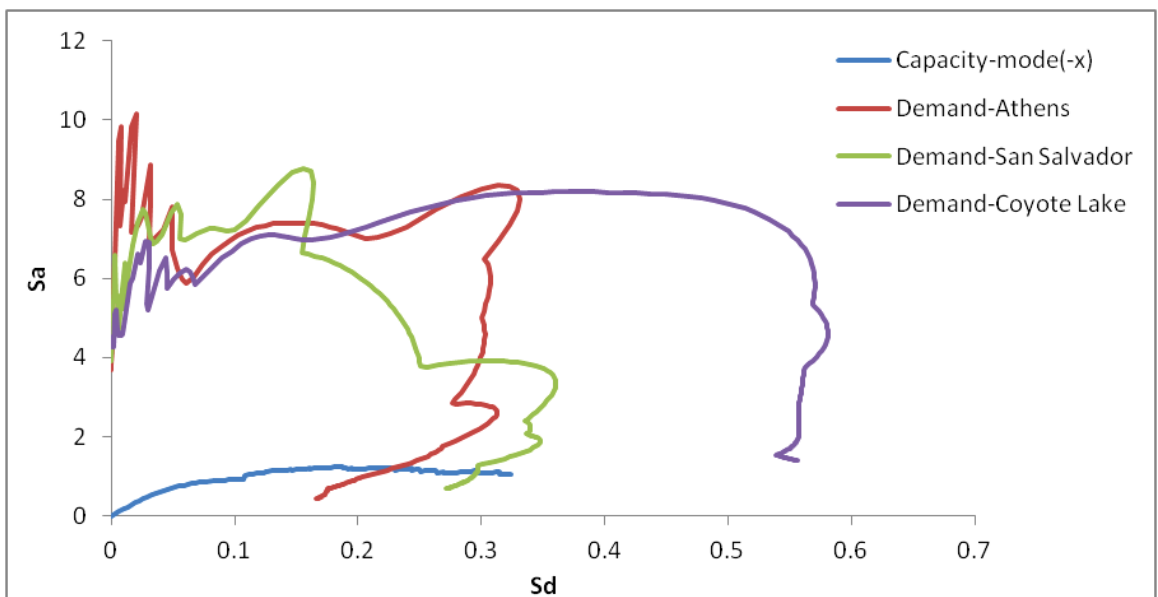
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο κτίριο, με βάση τους τρεις επιμέρους σεισμούς:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

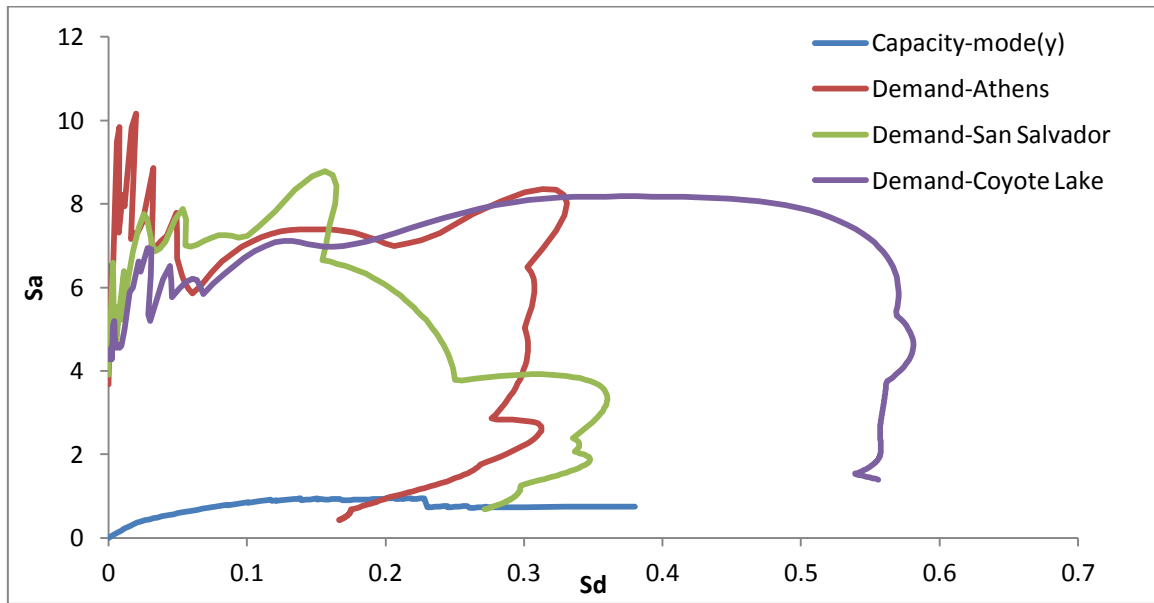
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



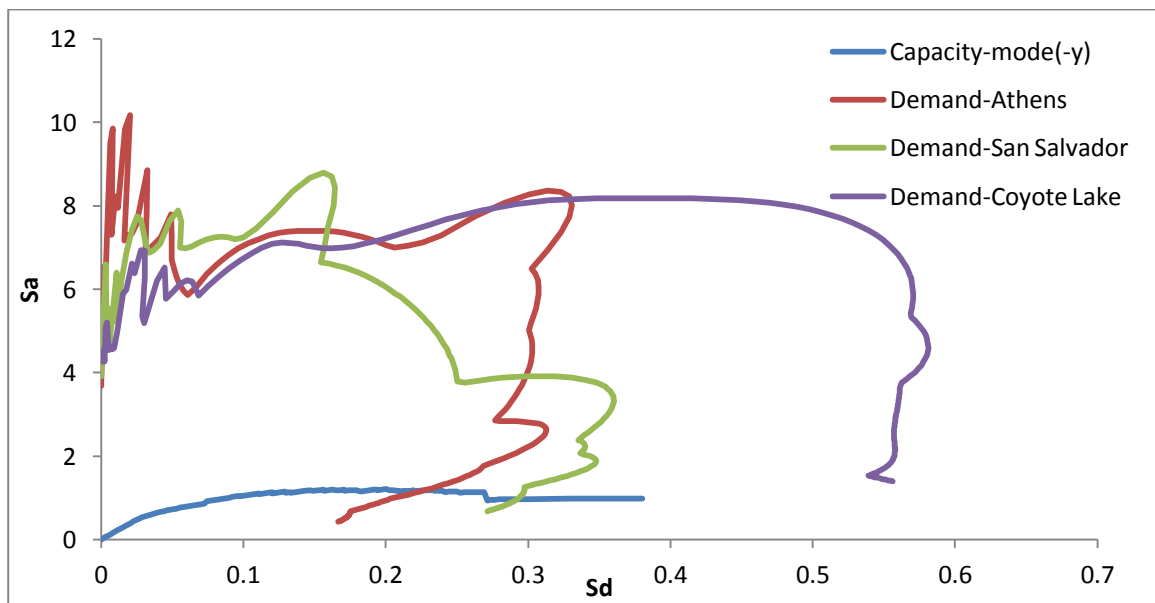
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ :

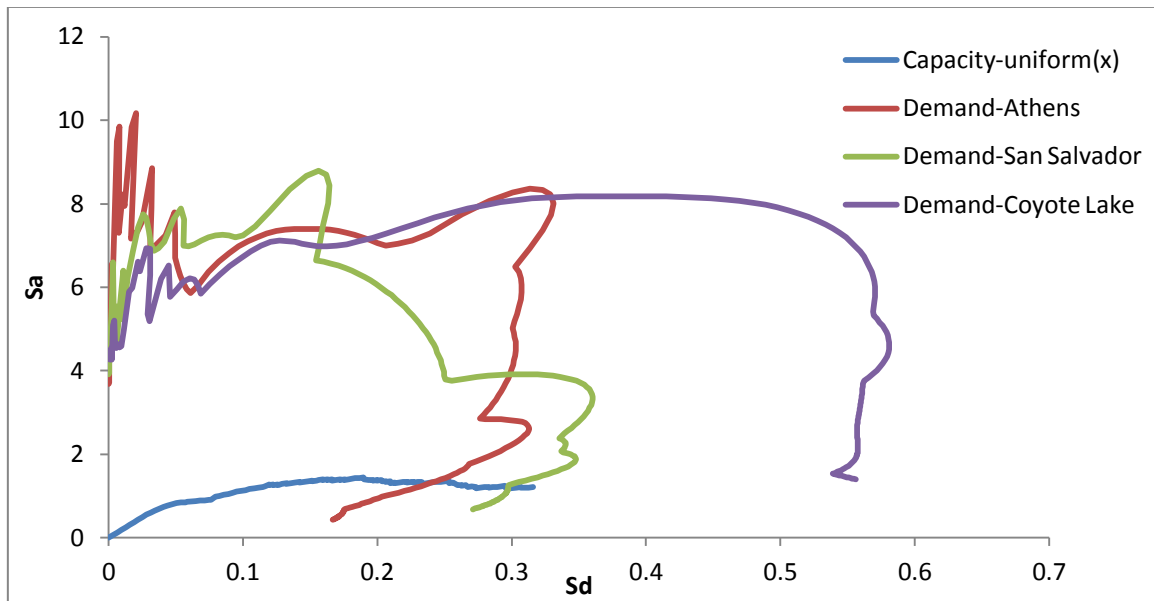


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$:

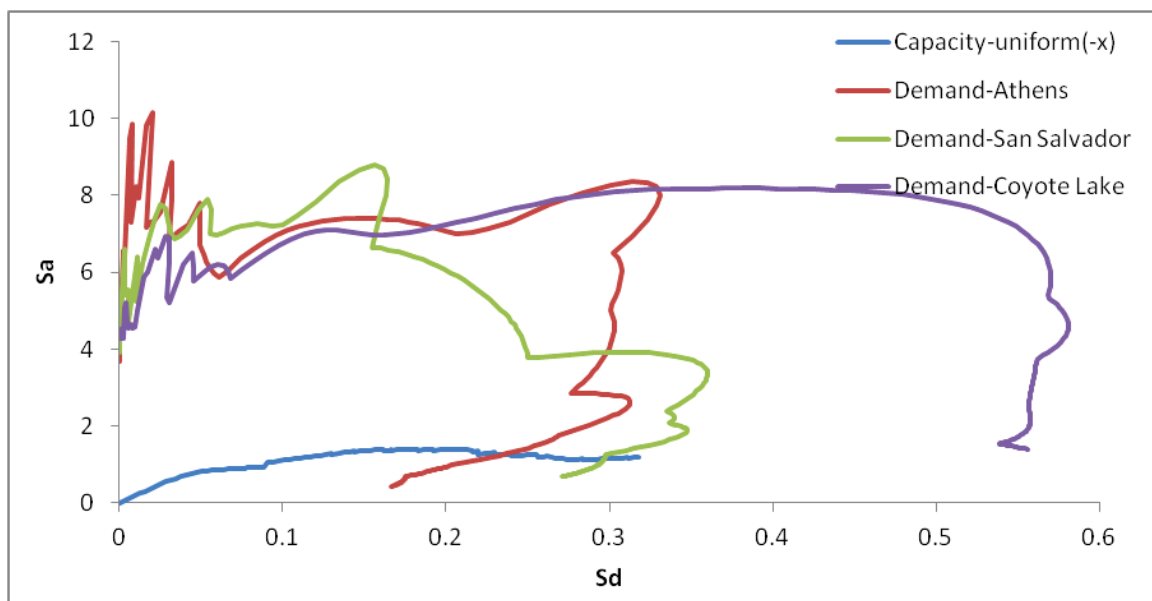


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

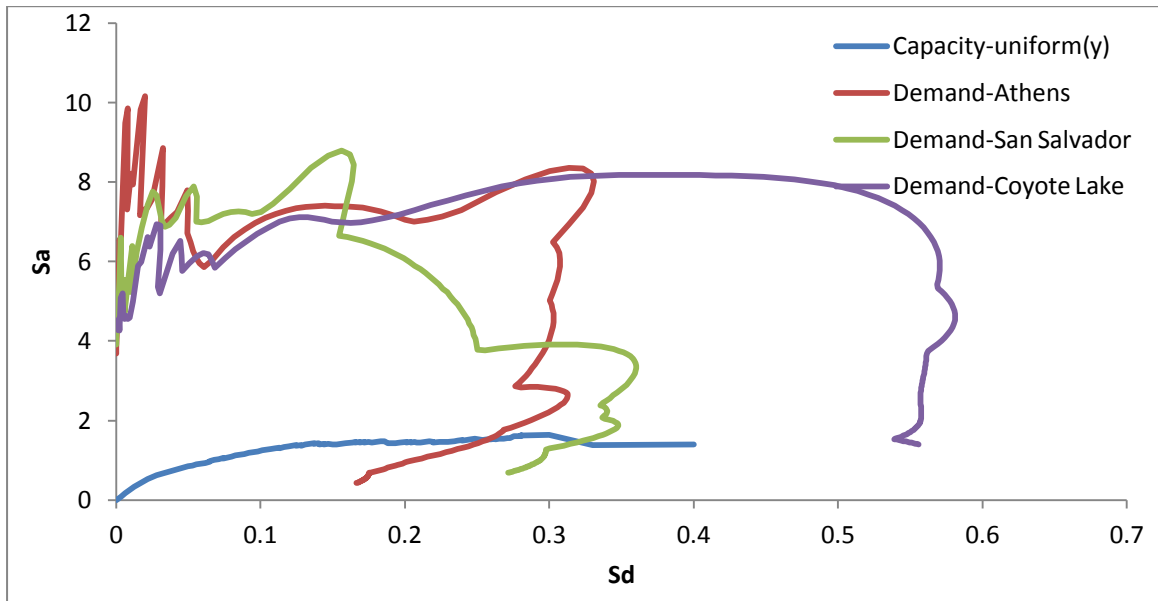
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x :



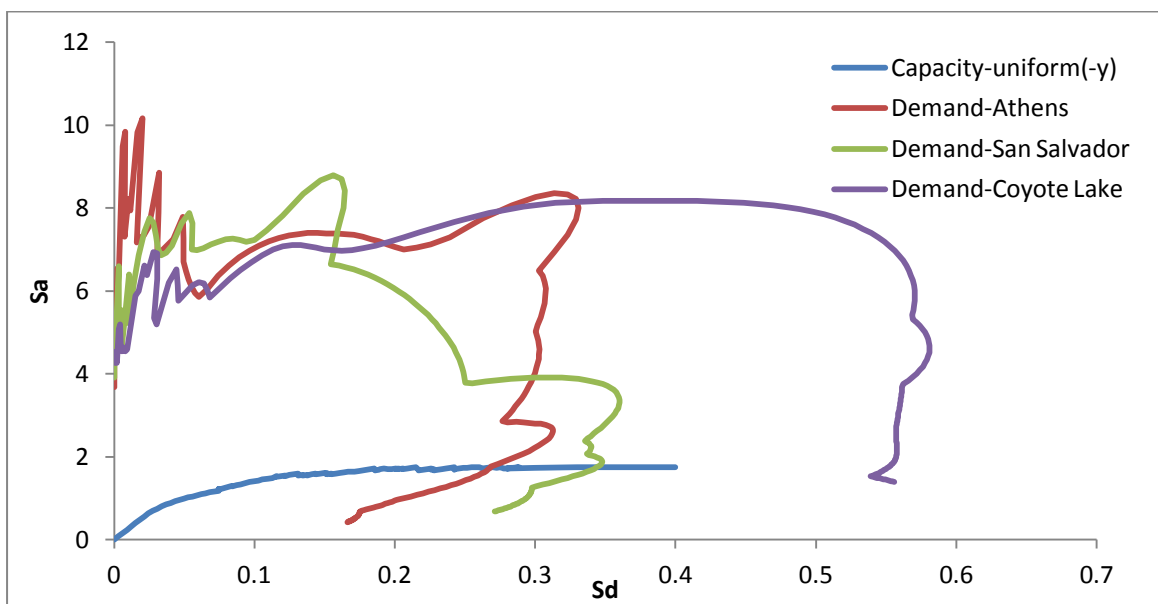
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$:



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ :



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$:



Όπως προκύπτει από τα παραπάνω διαγράμματα, το κτίριο έχει πολύ σοβαρά προβλήματα στα αντίστοιχα σεισμικά φορτία, καθώς μέχρι και τη στιγμή που το κτίριο καταρρέει υπάρχει σημαντική απόκλιση μεταξύ των διαγραμμάτων αντίστασης - απαίτησης. Με βάση αυτά τα δεδομένα φαίνεται και η μεγάλη διαφορά στα σεισμικά φορτία με τα οποία έχουν υπολογιστεί οι παλαιές κατασκευές σε σύγκριση με αυτά που αναμένονται σε ενδεχόμενο σεισμό.

6.2.2 Αποτίμηση για το σεισμό της Αθήνας

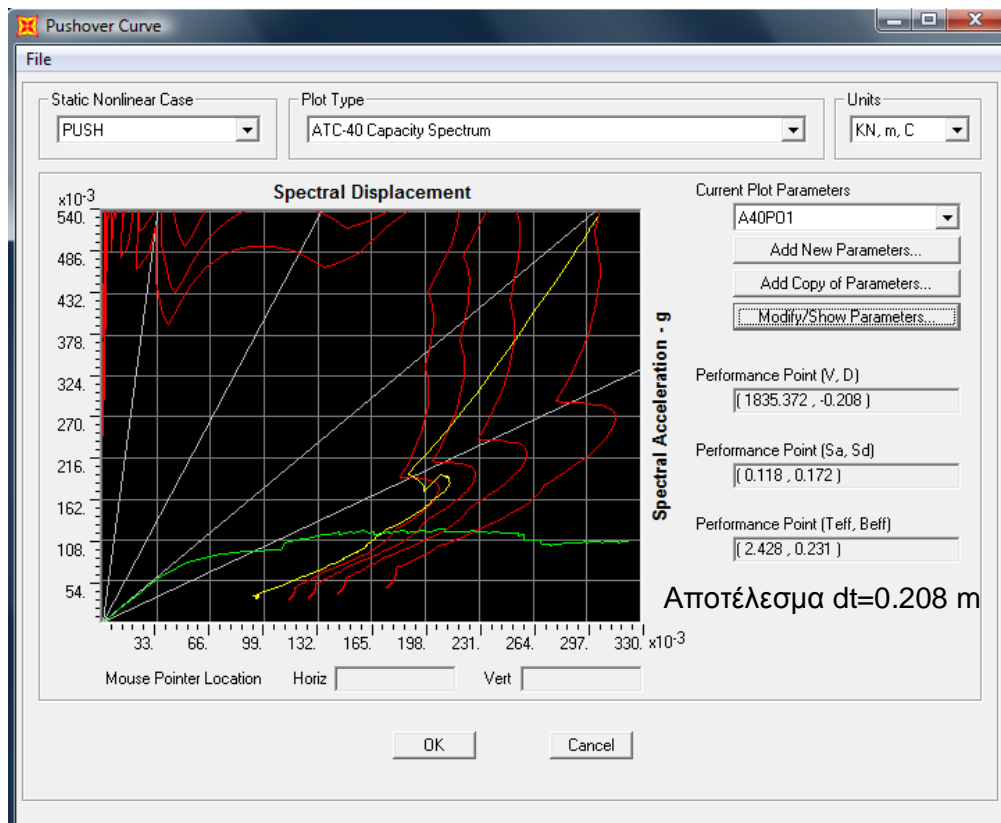
Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης d_t με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization			Ke	Ko	Ko/Ke
	F	Delta			
	0.0	0.0			
$V_y * 60\%$	1151.1	0.053	21658	33469	1.545
V_y	1464.6	0.068		Te	1.218
V_{max}	1918.5	0.315		Se(Te)	8.2
	Area	467.3170532		dt	0.210
	Area Ratio	1.00			

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

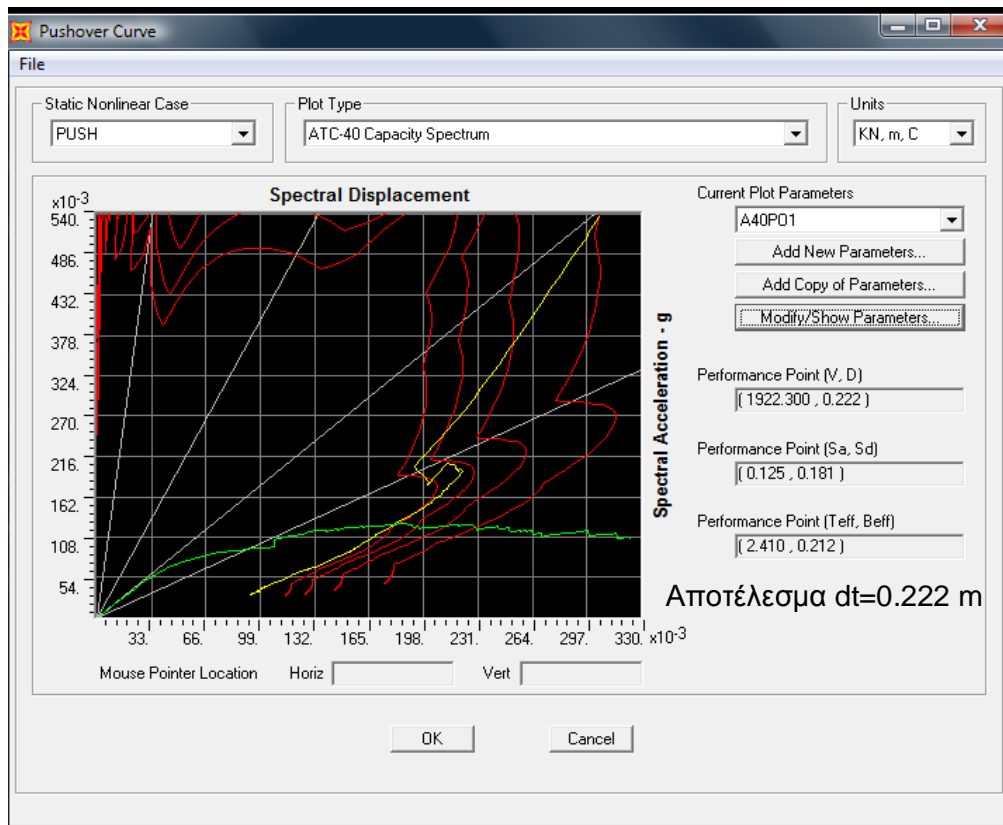
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Μέθοδος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization					
		F	Delta		Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$		1172.5	0.057		20478	15458	0.755
V_y		1434.7	0.070			Te	0.851
V_{max}		1954.2	0.401			Se(Te)	7.37
	Area	611.8224299			dt	0.2084220	
	Area Ratio	1.00					
Co							1.35
C1							1
C2							1.1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Μέθοδος ATC-40):



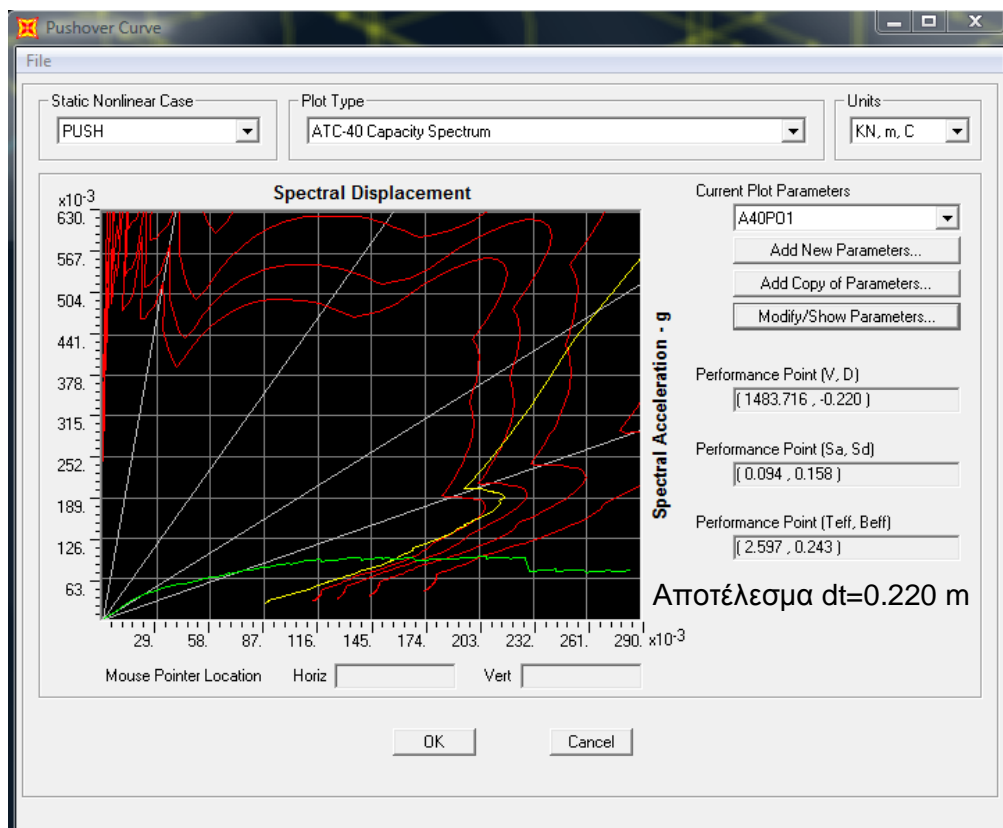
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization	
		F	Delta
		0.0	0.0
$V_y * 60\%$		938.9	0.052
V_y		1123.6	0.062
V_{max}		1564.9	0.319
	Area	380.825988	
	Area Ratio	1.00	

Ke	Ko	Ko/Ke
18129	17518	0.966
	Te	0.811
	Se(Te)	7.28
	dt	0.1867681

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Μέθοδος ATC-40):



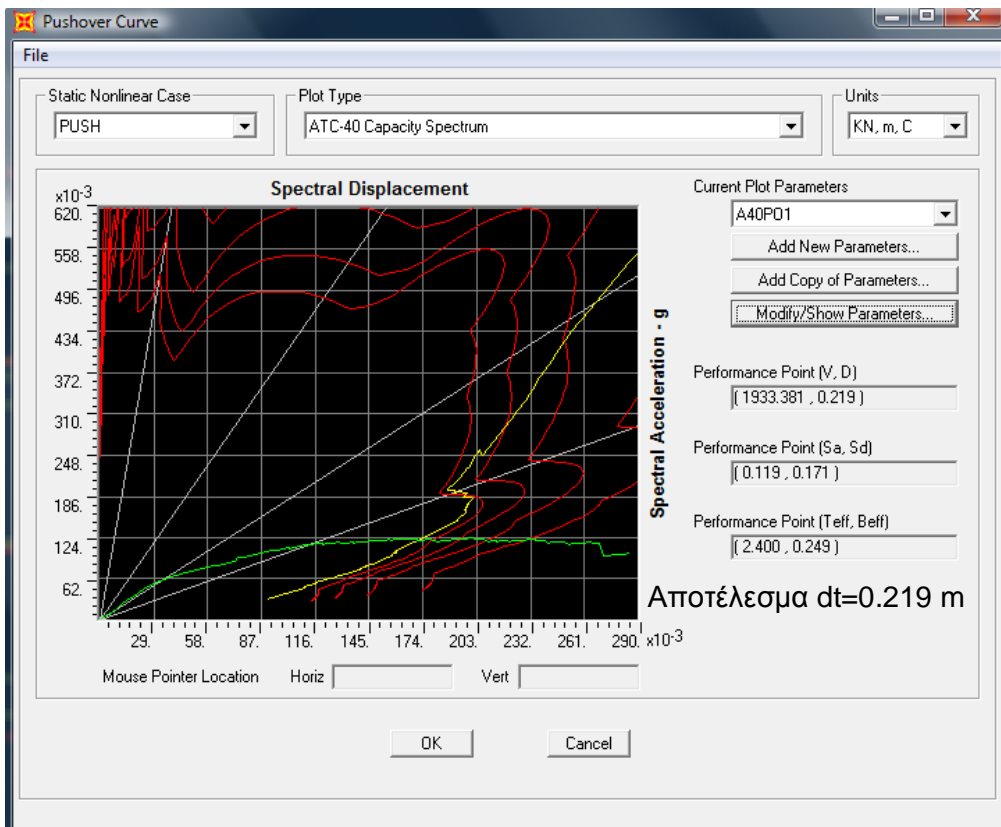
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization	
		F	Delta
		0.0	0.0
$V_y * 60\%$		1196.8	0.063
V_y		1616.2	0.085
V_{max}		1994.7	0.363
	Area	569.8401948	
	Area Ratio	1.00	

Ke	Ko	Ko/Ke
18960	20392	1.076
	Te	0.856
	Se(Te)	7.38
	dt	0.2107362

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Μέθοδος ATC-40):

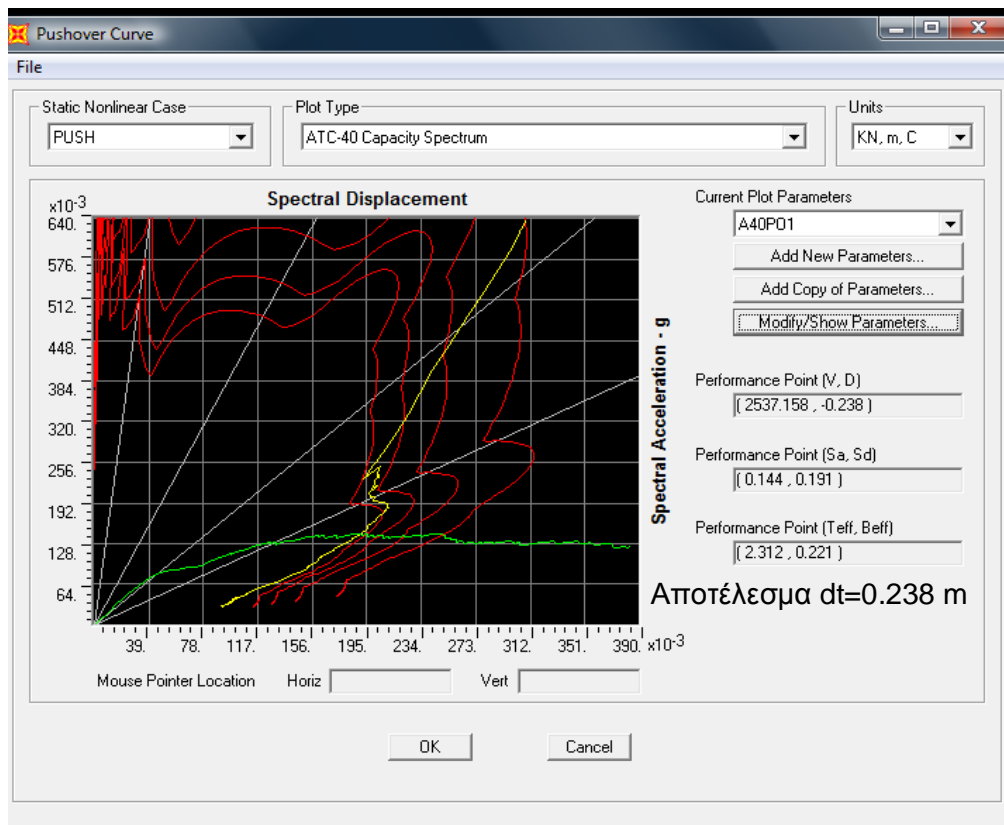


Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης d_t με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization		Ke	Ko	Ko/Ke	
	F	Delta			
	0.0	0.0	28354	40059	1.413
$V_y * 60\%$	1553.0	0.055		Te	1.165
V_y	1809.1	0.064		Se(Te)	7.77
V_{max}	2588.3	0.399		dt	0.2112617
	Area	794.1989977			
	Area Ratio	1.00			
Co			1.35		
C1			1		
C2			1.1		
C3			1		

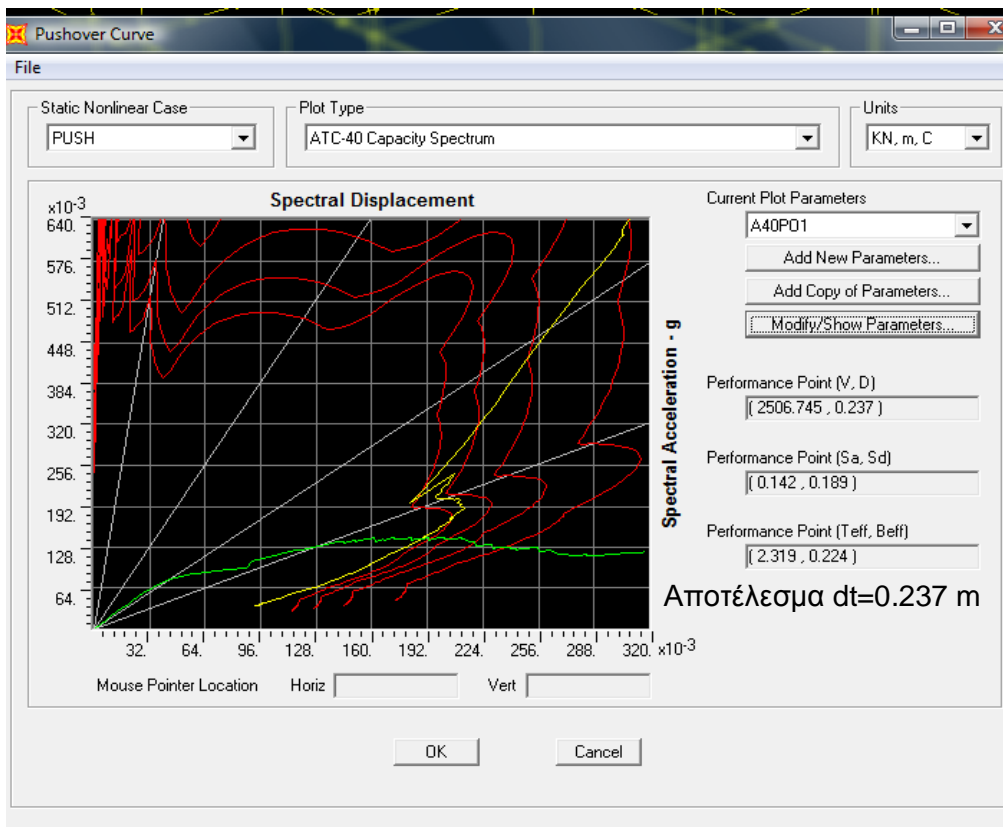
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Μέθοδος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization				
		F	Delta	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$		0.0	0.0	27007	21369	0.791
V_y		1751.6	0.065		Te	0.872
V_{max}		2541.7	0.401		Se(Te)	7.39
		Area	778.8721575		dt	0.2190616
		Area Ratio	1.00			
Co						1.35
C1						1
C2						1.1
C3						1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Μέθοδος ATC-40):



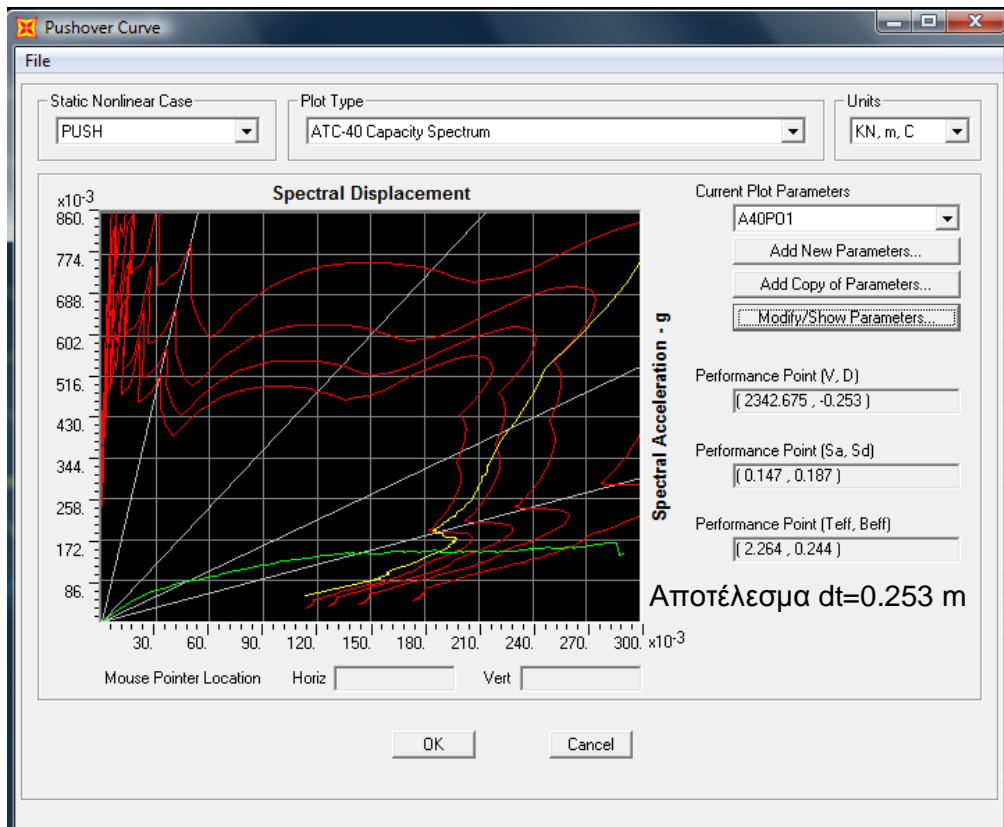
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization	
		F	Delta
		0.0	0.0
$V_y * 60\%$		1540.5	0.084
V_y		2008.9	0.110
V_{max}		2567.5	0.408
	Area	791.6895981	
	Area Ratio	1.00	

Ke	Ko	Ko/Ke
18254	18169	0.995
	Te	0.823
	Se(Te)	7.36
	dt	0.1945030

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Μέθοδος ATC-40):



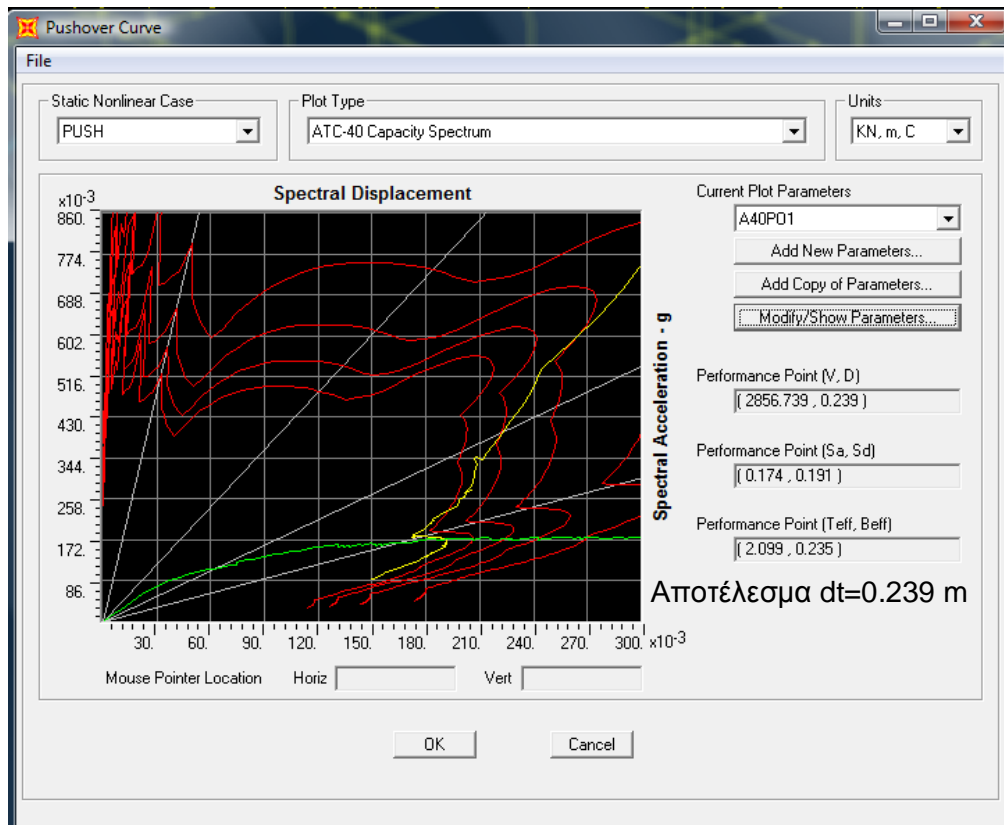
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization	
		F	Delta
		0.0	0.0
$V_y * 60\%$		1729.1	0.067
V_y		2499.7	0.097
V_{max}		2881.9	0.392
	Area	915.2634721	
	Area Ratio	1.00	

Ke	Ko	Ko/Ke
25684	24525	0.955
	Te	0.806
	Se(Te)	7.28
	dt	0.1845621

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

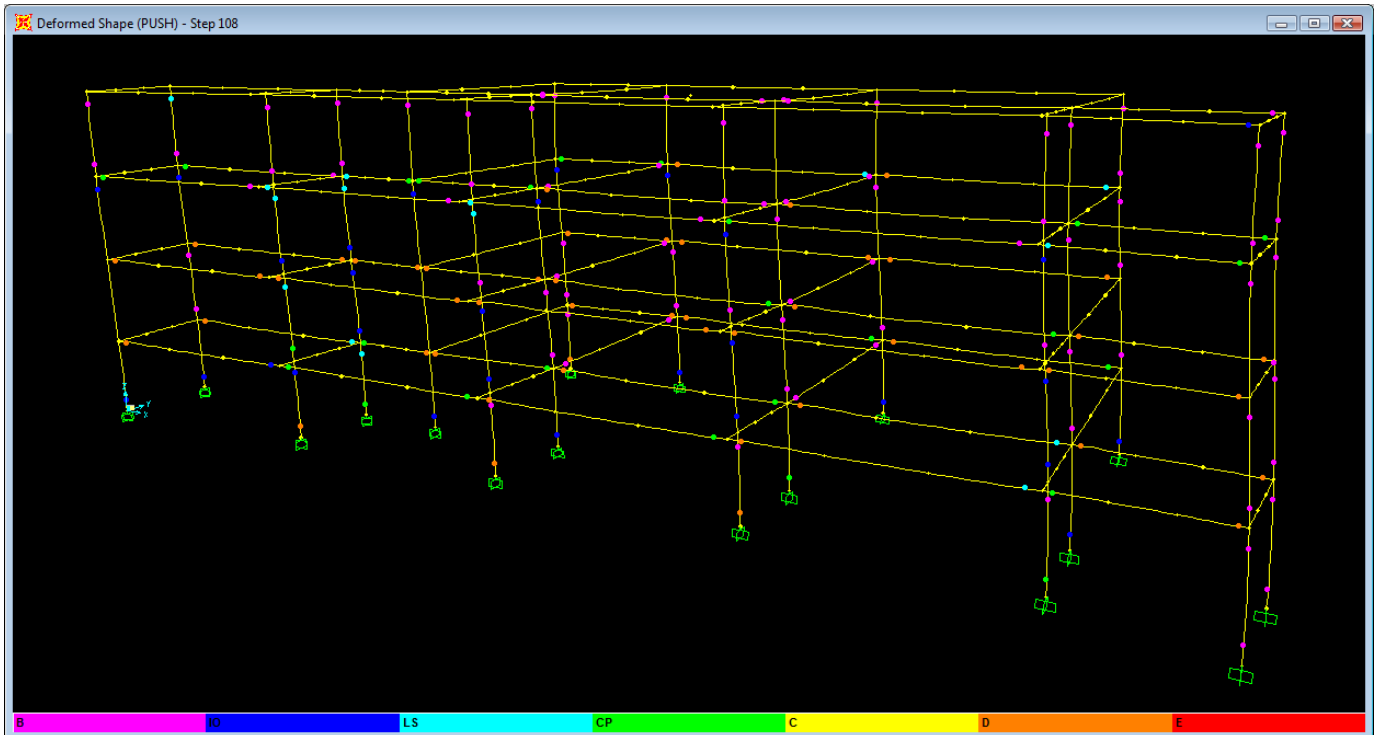
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Μέθοδος ATC-40):



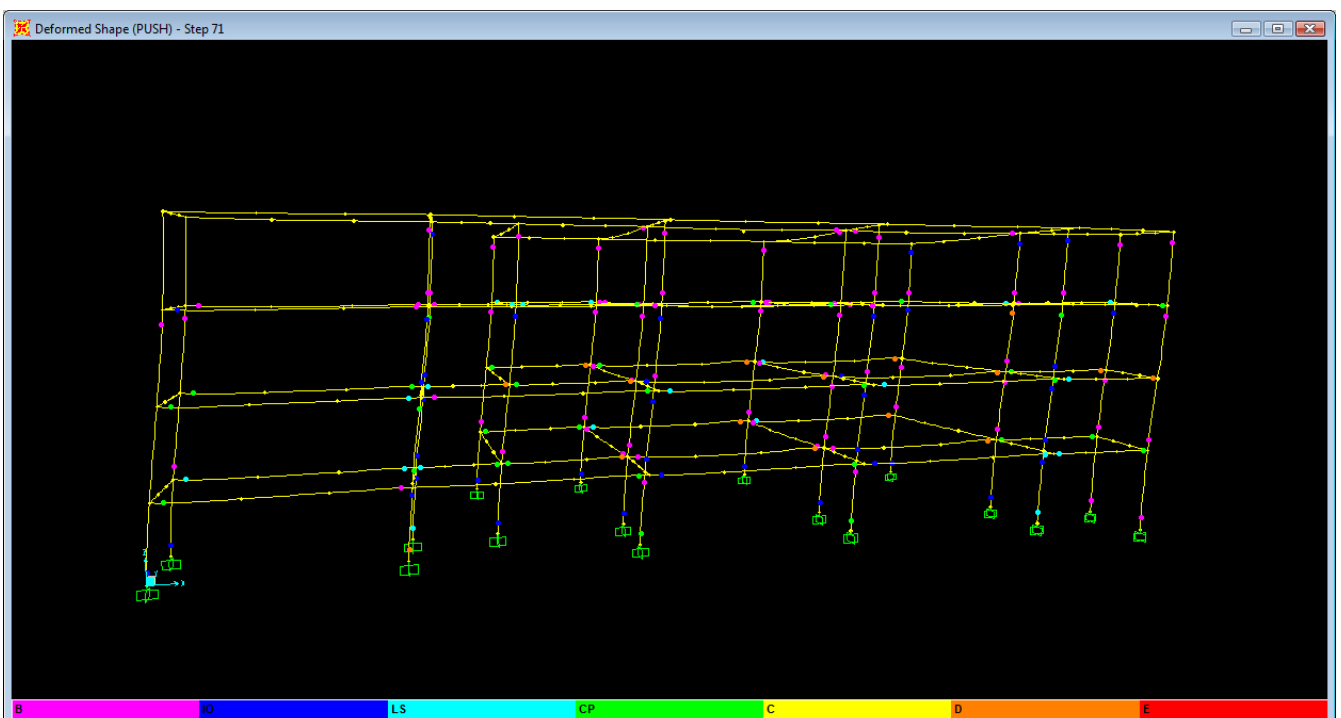
Για την τιμή της μέγιστης στοχευόμενης μετακίνησης d_t , ως δυσμενέστερης, που προέκυψε από τις δύο παραπάνω μεθόδους υπολογισμού οι οποίες είναι αποδεκτές από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ελέγχεται η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων:

Ανελαστική στατική ανάλυση με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

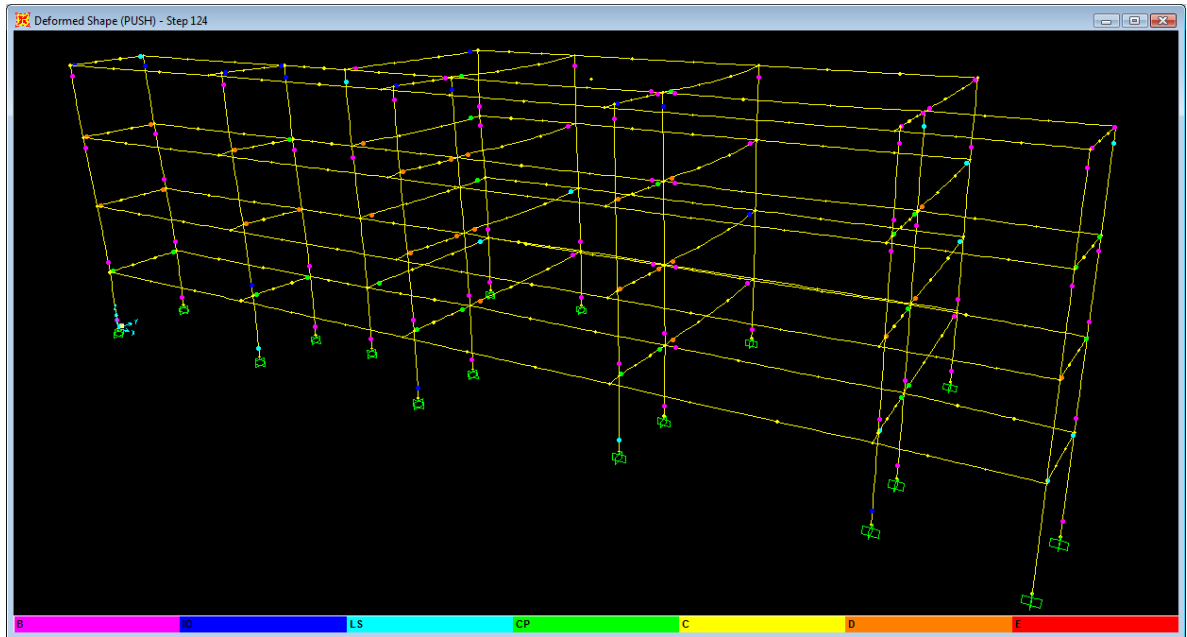
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (βήμα: 108):



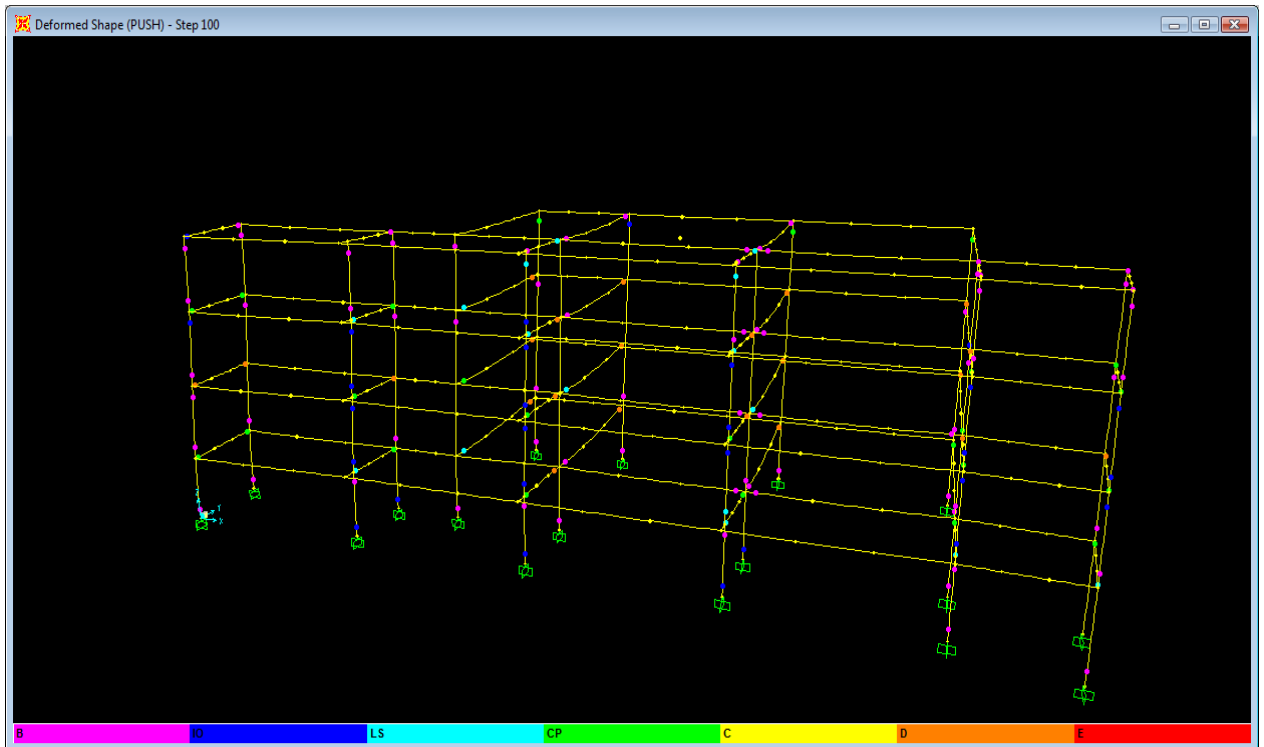
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$ (βήμα: 71):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (βήμα: 124):

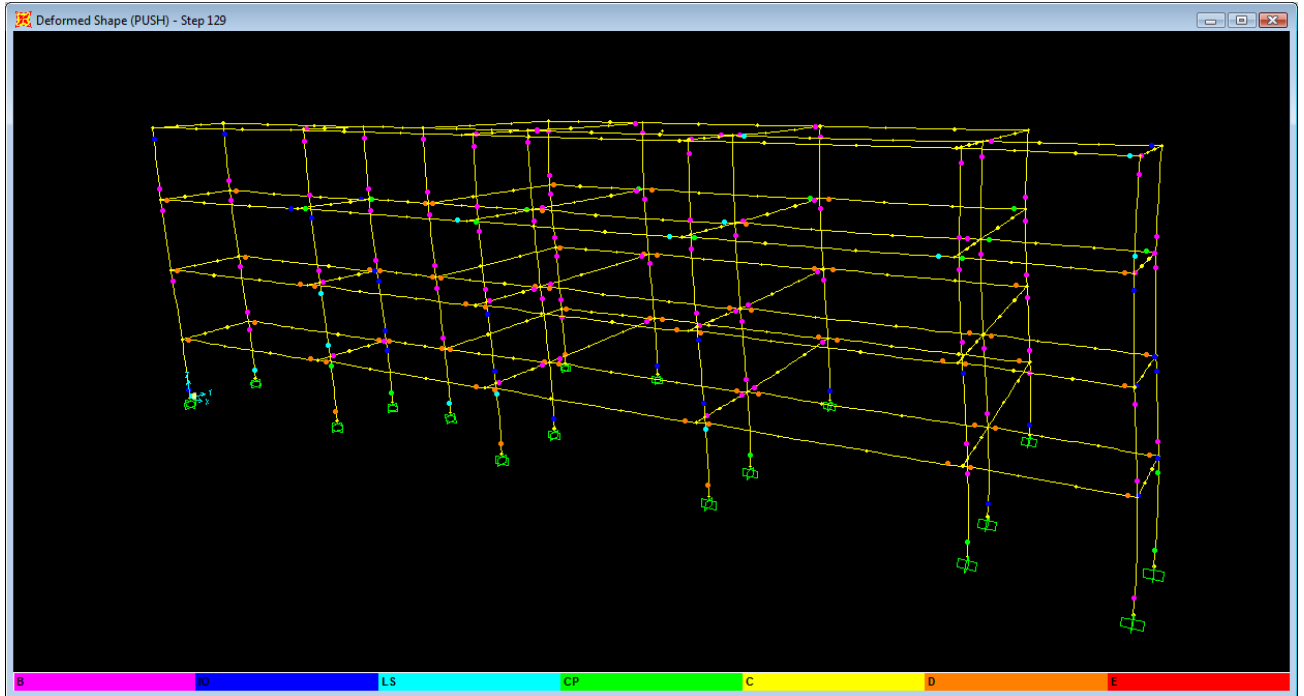


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$ (βήμα: 100):

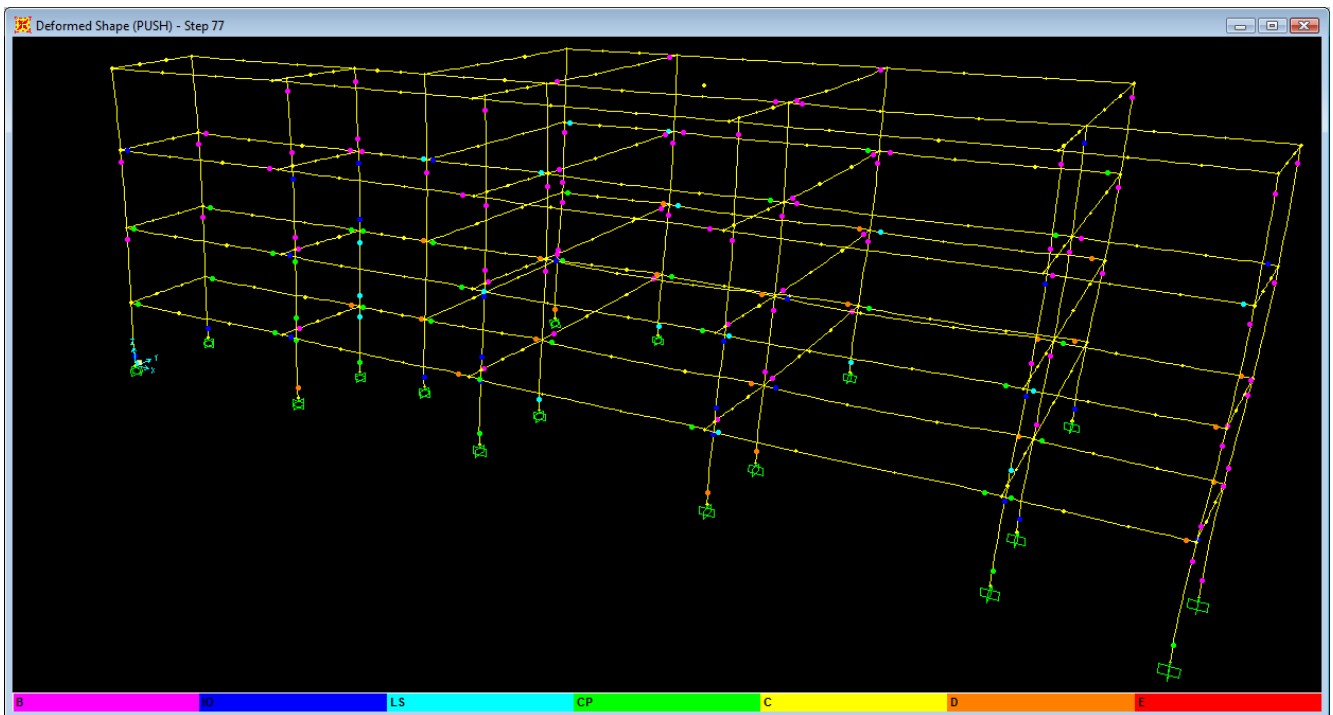


Ανελαστική στατική ανάλυση με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

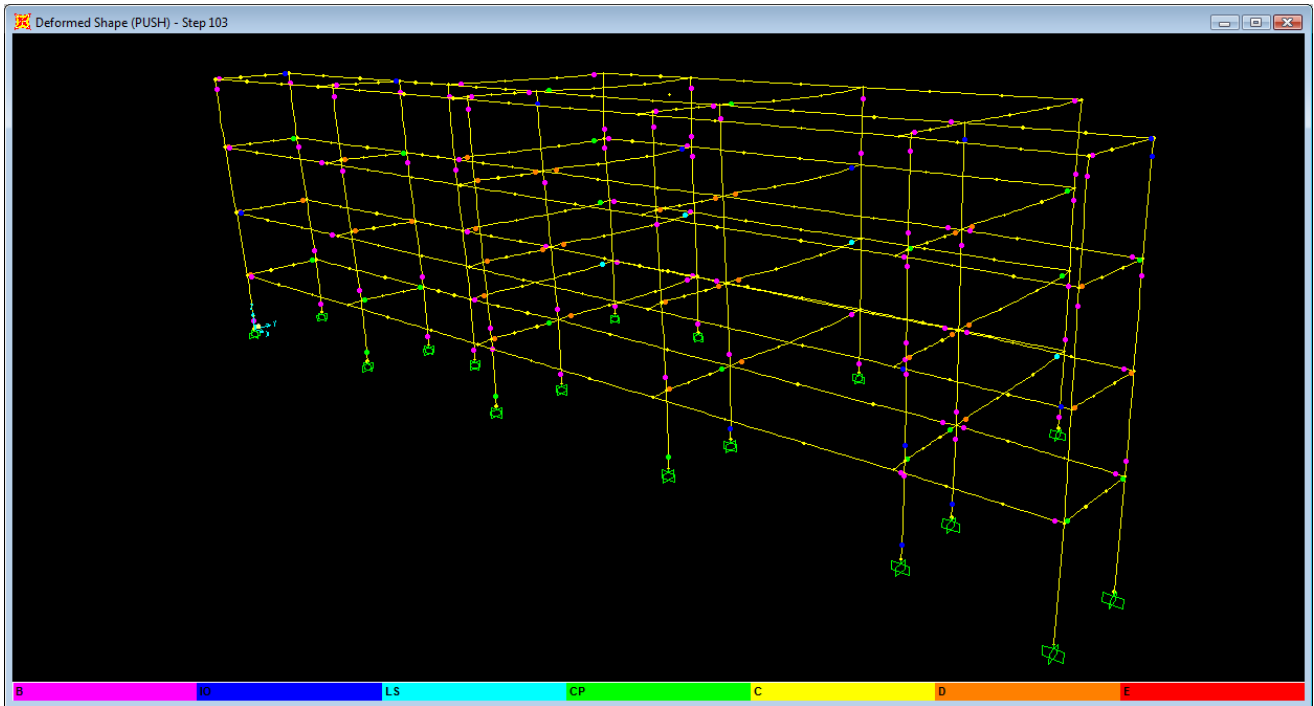
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (βήμα: 129):



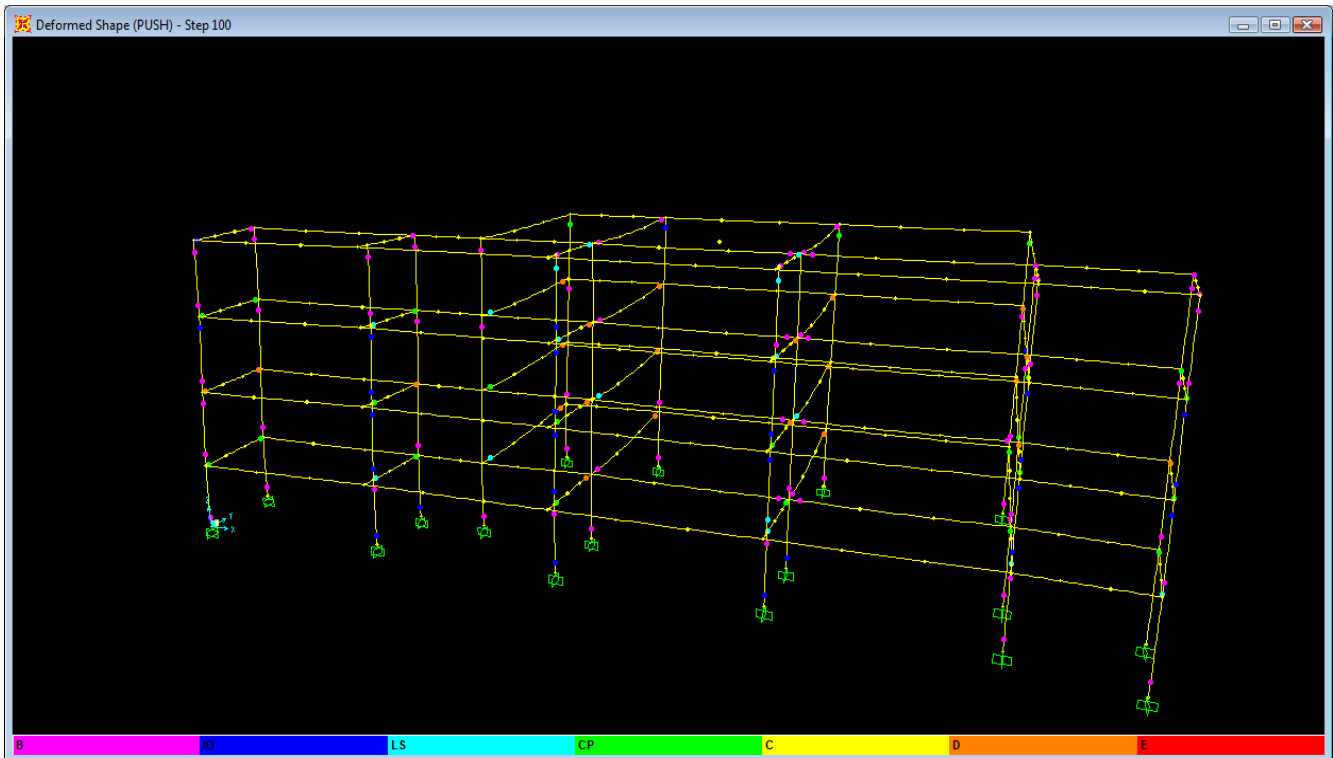
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$ (βήμα: 77):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (βήμα: 103):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$ (βήμα: 105):



6.2.3 Αποτίμηση για το σεισμό του San Salvador

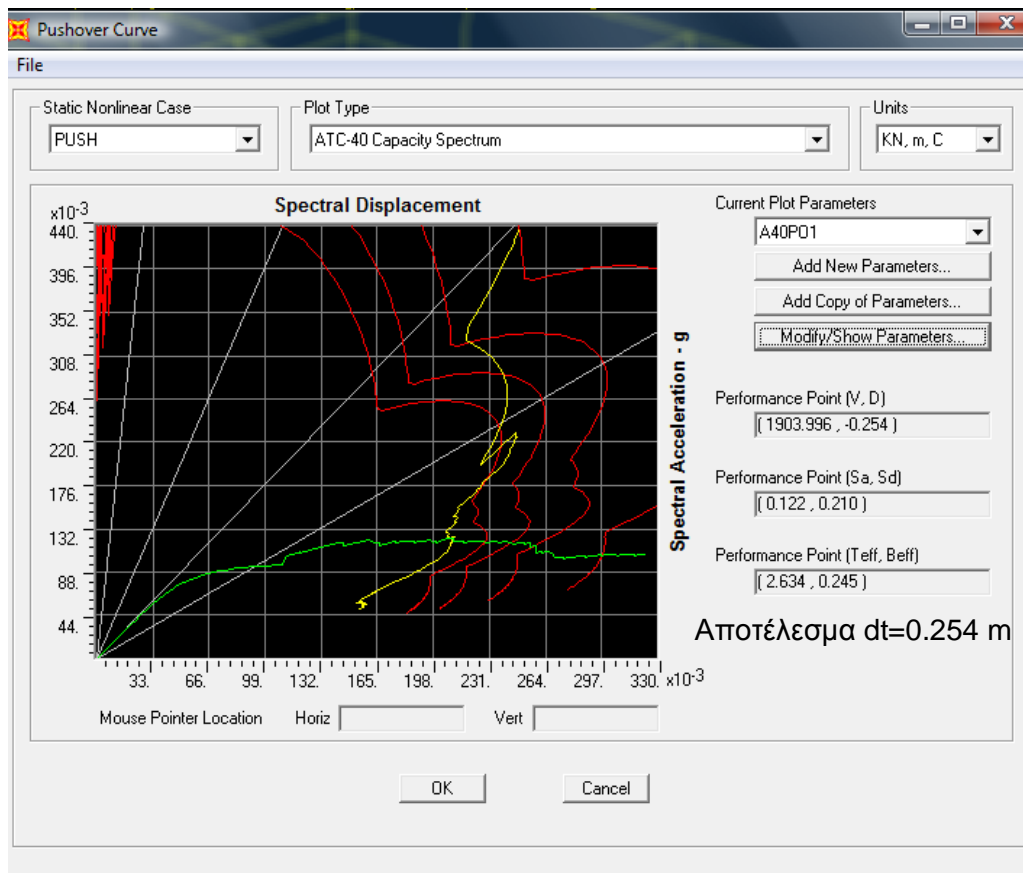
Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης d_t με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization			Ke	Ko	Ko/Ke
	F	Delta			
	0.0	0.0			
$V_y * 60\%$	1151.1	0.053	21658	33469	1.545
V_y	1464.6	0.068		Te	1.218
V_{max}	1918.5	0.315		Se(Te)	5.8
	Area	467.3170532		dt	0.2357887
	Area Ratio	1.00			

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

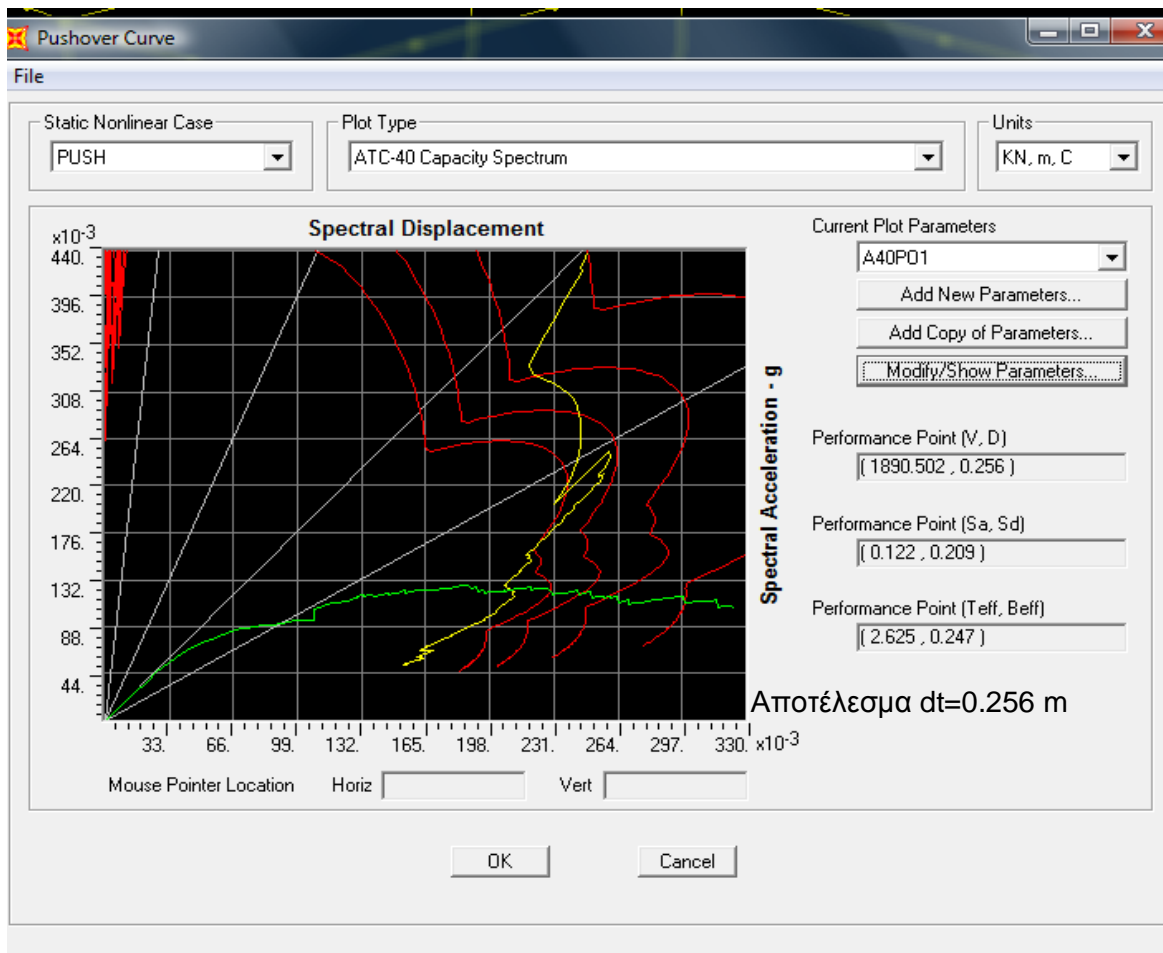
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization					
		F	Delta		Ke	Ko	Ko/Ke
		0.0	0.0				
$V_y * 60\%$		1172.5	0.057		20478	15458	0.755
V_y		1434.7	0.070			Te	0.851
V_{max}		1954.2	0.401			Se(Te)	8.7
		Area	611.8224299			dt	0.2460341
		Area Ratio	1.00				
	Co						1.35
	C1						1
	C2						1.1

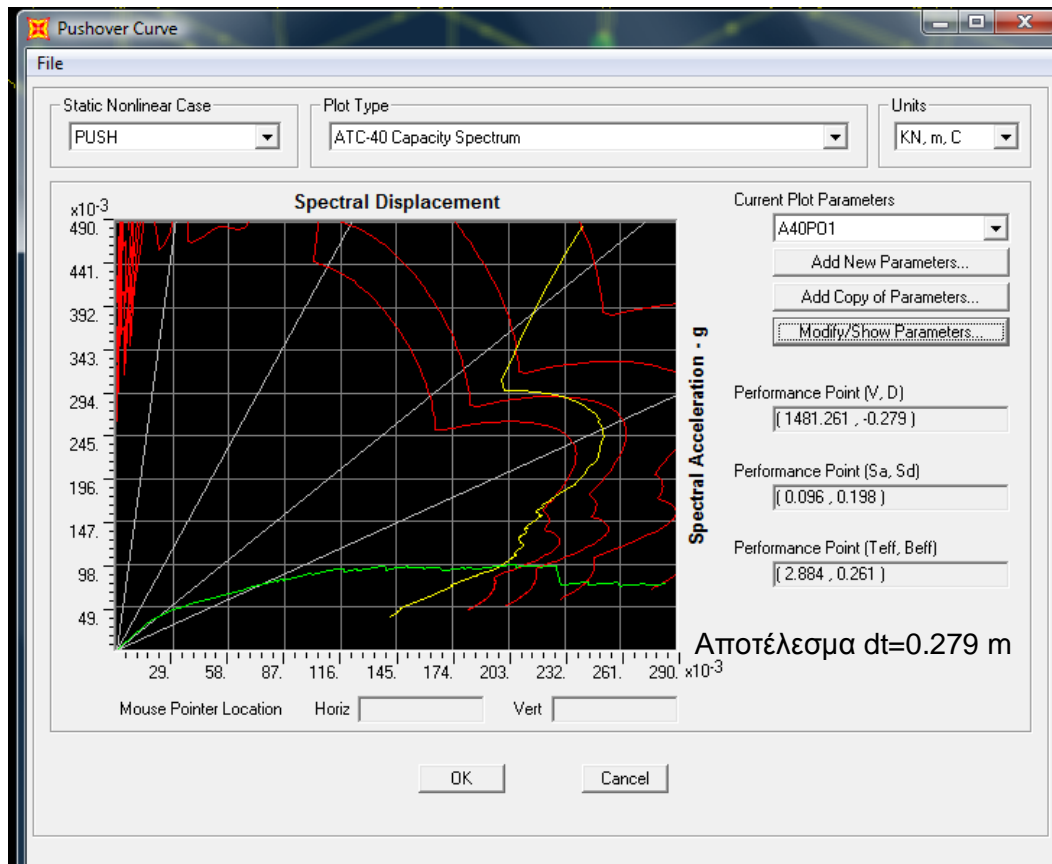
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		<i>Bilinearization</i>				
		<i>F</i>	<i>Delta</i>	Ke	Ko	Ko/Ke
V_y *60%		938.9	0.052	18129	17518	0.966
V_y		1123.6	0.062		Te	0.811
V_{max}		1564.9	0.319		Se(Te)	8.34
	Area	380.825988			dt	0.2139623
	Area Ratio	1.00				
Co				1.35		
C1				1		
C2				1.1		
C3				1		

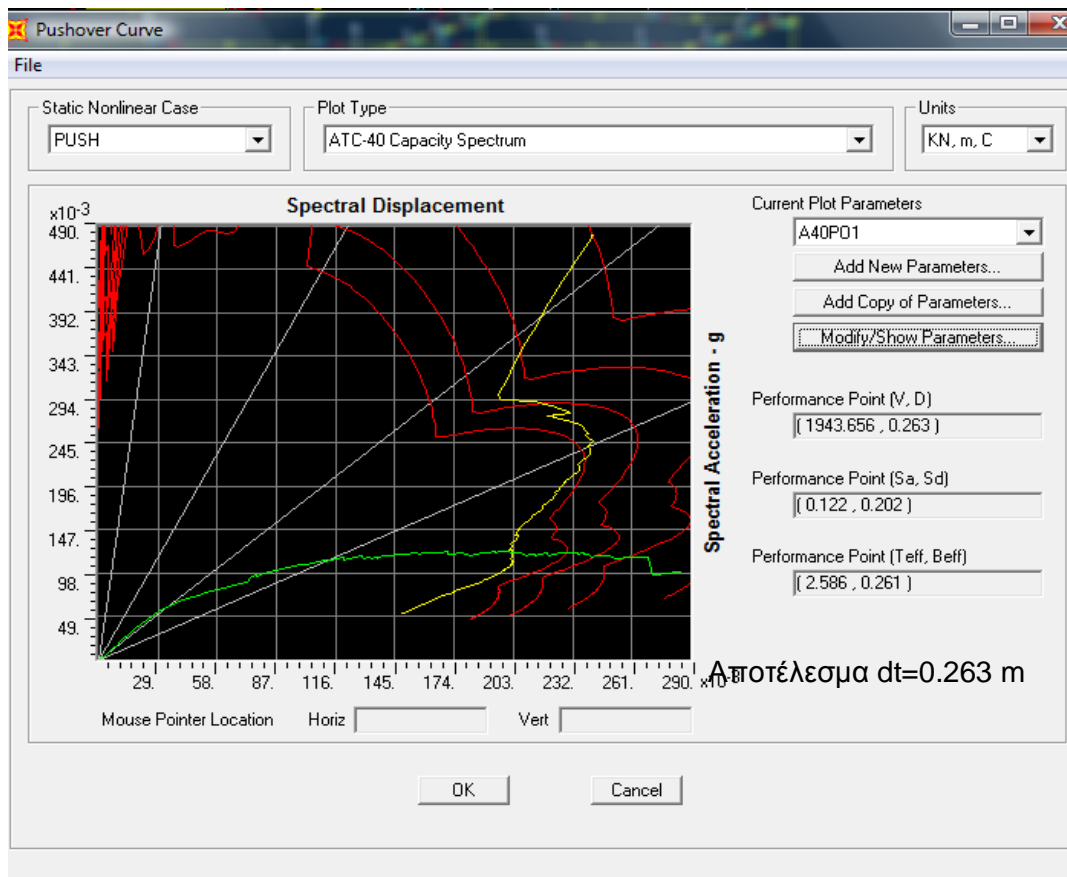
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		<i>Bilinearization</i>				
		<i>F</i>	<i>Delta</i>	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$		1196.8	0.063	18960	20392	1.076
V_y		1616.2	0.085		Te	0.856
V_{max}		1994.7	0.363		Se(Te)	8.72
	Area	569.8401948			dt	0.2489999
	Area Ratio	1.00				
Co				1.35		
C1				1		
C2				1.1		
C3				1		

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ATC-40):



Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης d_i με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

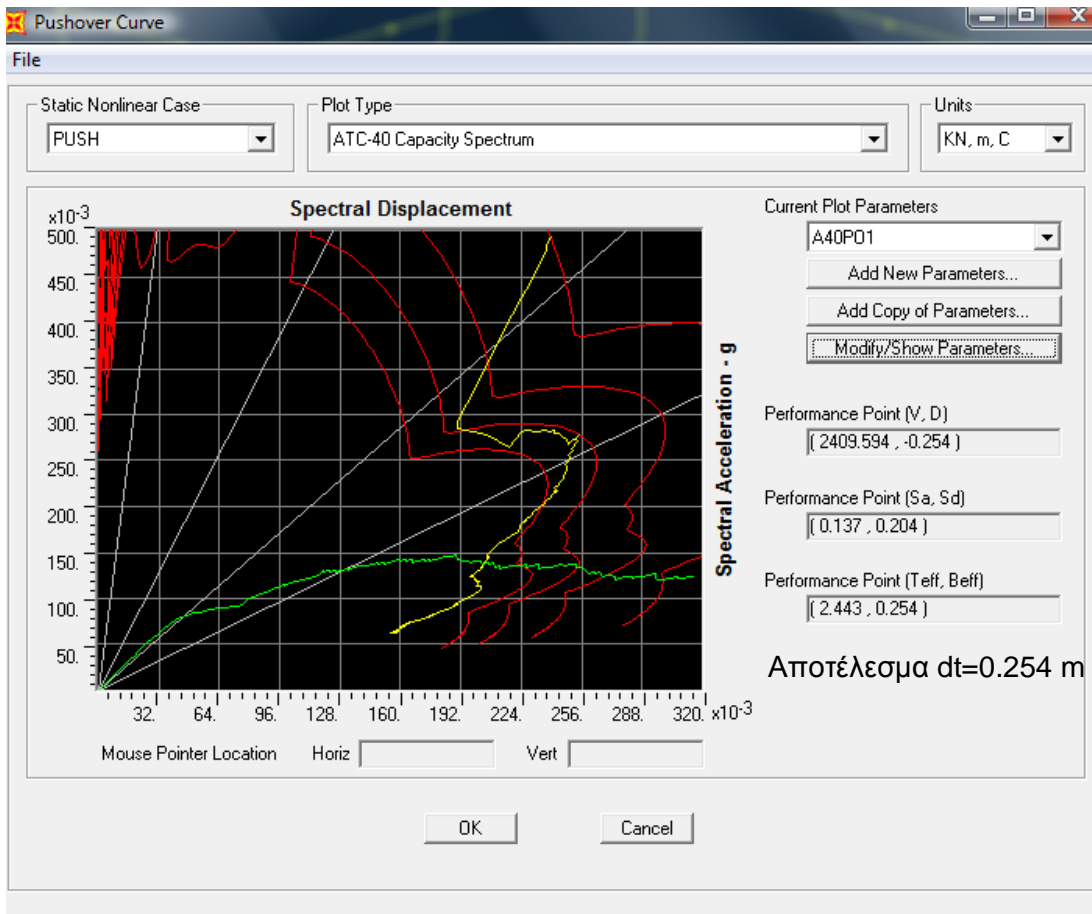
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		<i>Bilinearization</i>	
		<i>F</i>	<i>Delta</i>
		0.0	0.0
$V_y * 60\%$		1553.0	0.055
V_y		1809.1	0.064
V_{max}		2588.3	0.399
	Area	794.1989977	
	Area Ratio	1.00	

Ke	Ko	Ko/Ke
28354	40059	1.413
	Te	1.165
	Se(Te)	6
	dt	0.2775766

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ATC-40):

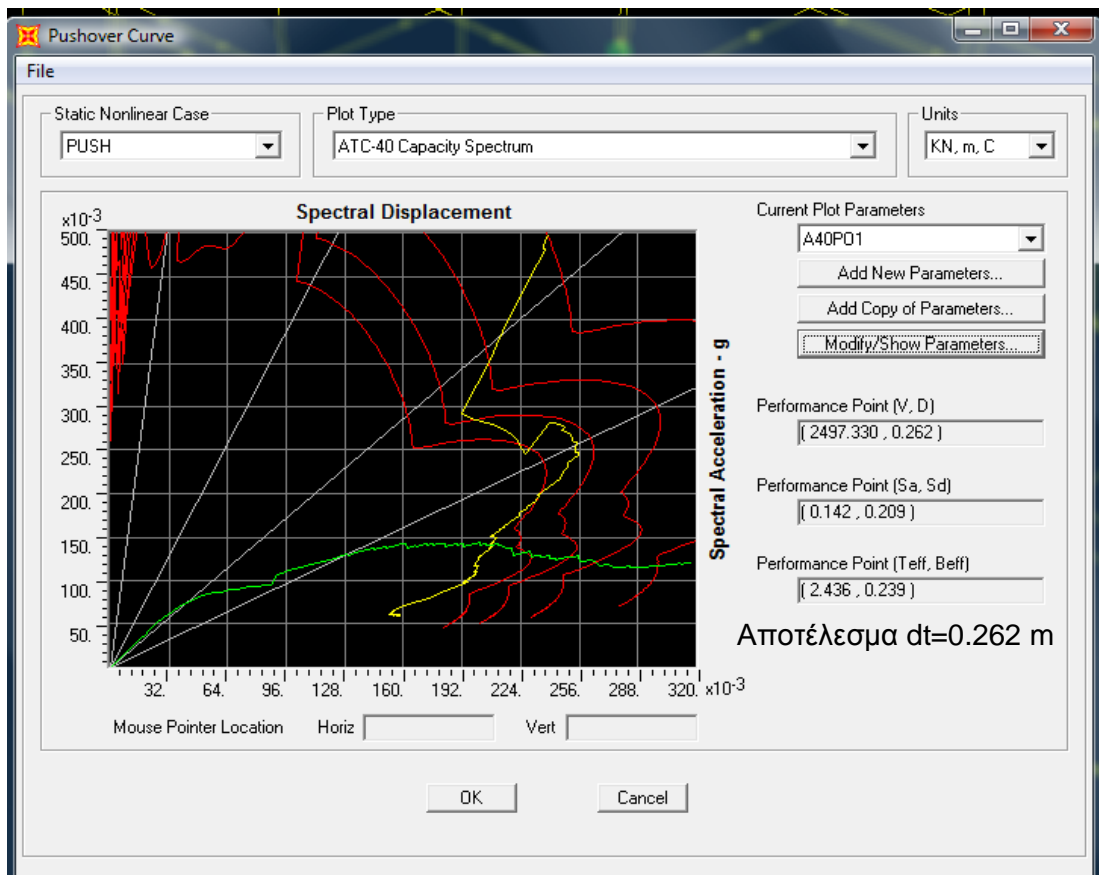


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization		Ke	Ko	Ko/Ke	
	F	Delta			
$V_y * 60\%$	0.0	0.0	27007	21369	0.791
V_y	1751.6	0.056		Te	0.872
V_{max}	2541.7	0.401		Se(Te)	8.5
	Area	778.8721575		dt	0.2519653
	Area Ratio	1.00			

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

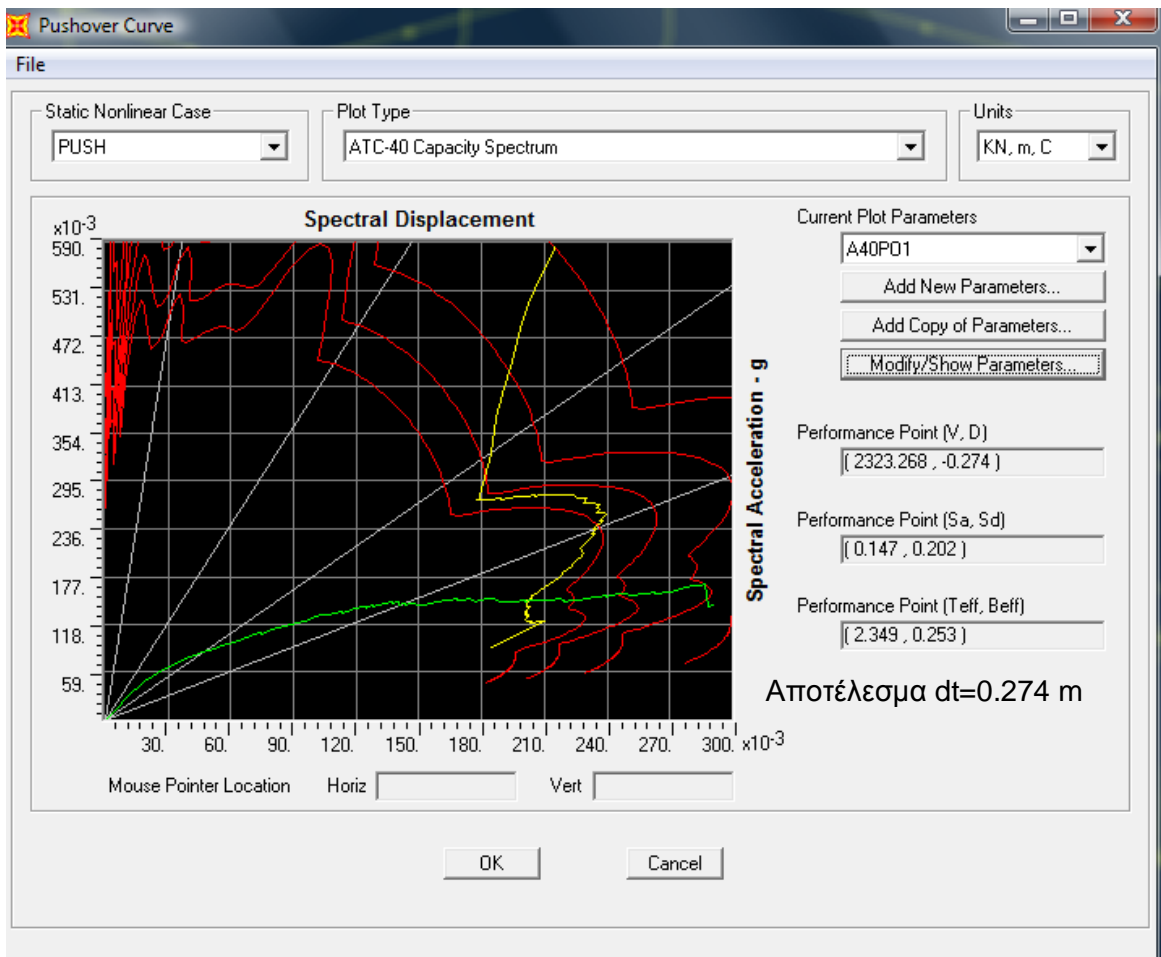
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization				
		F	Delta	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$		0.0	0.0	18254	18169	0.995
V_y		1540.5	0.084		Te	0.823
V_{max}		2008.9	0.110		Se(Te)	8.68
		2567.5	0.408		dt	0.2293867
		Area	791.6895981			
		Area Ratio	1.00			
Co						1.35
C1						1
C2						1.1
C3						1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ATC-40):



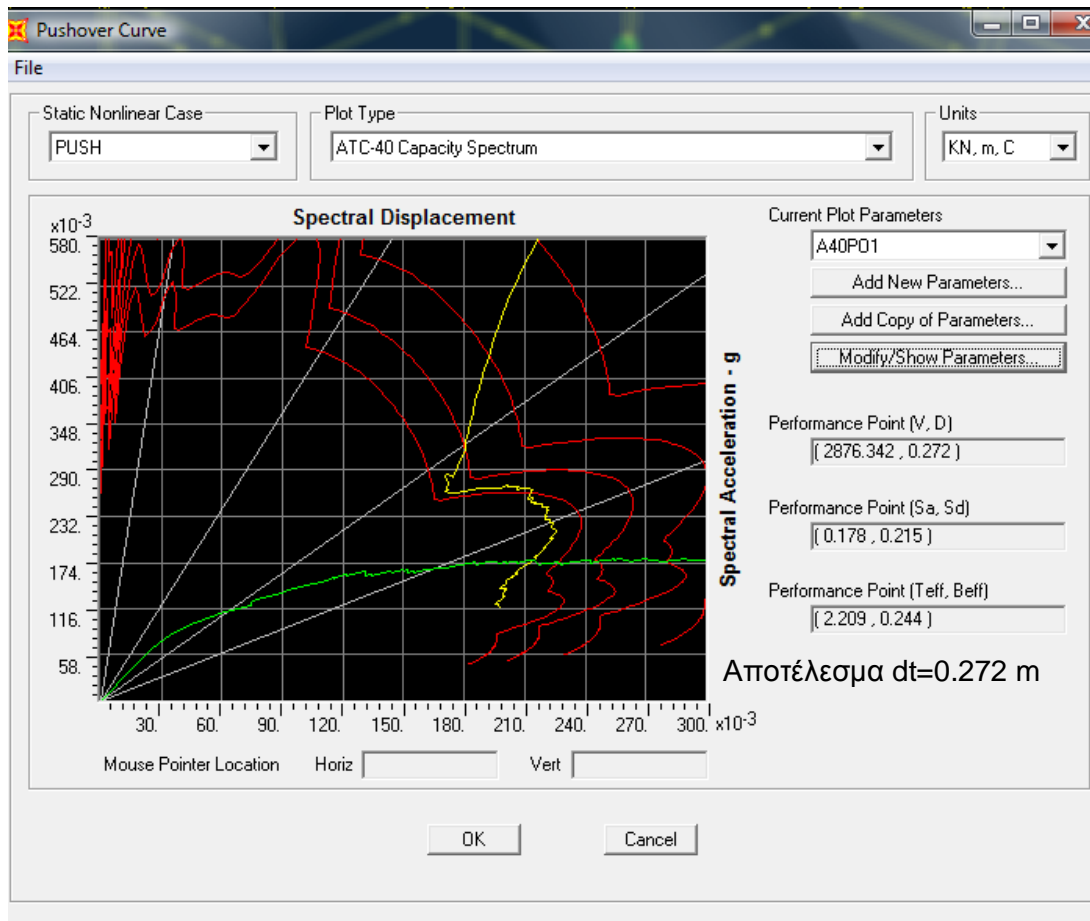
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization	
		F	Delta
		0.0	0.0
$V_y * 60\%$		1729.1	0.067
V_y		2499.7	0.097
V_{max}		2881.9	0.392
	Area	915.2634721	
	Area Ratio	1.00	

Ke	Ko	Ko/Ke
25684	24525	0.955
	Te	0.806
	Se(Te)	8.34
	dt	0.2114351

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

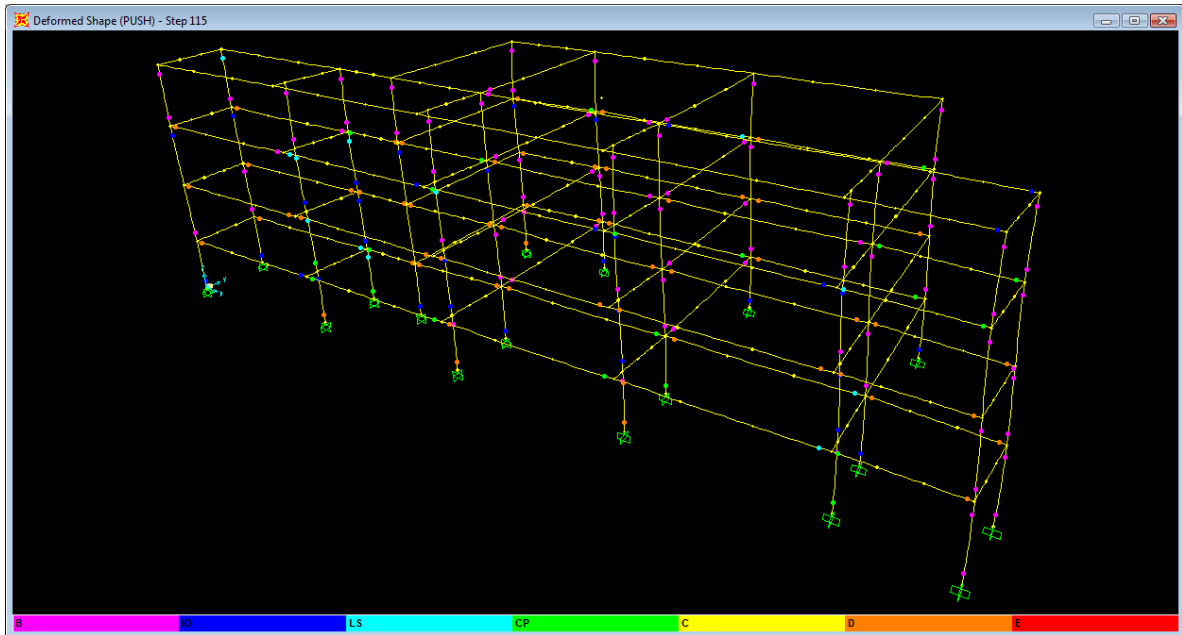
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ATC-40):



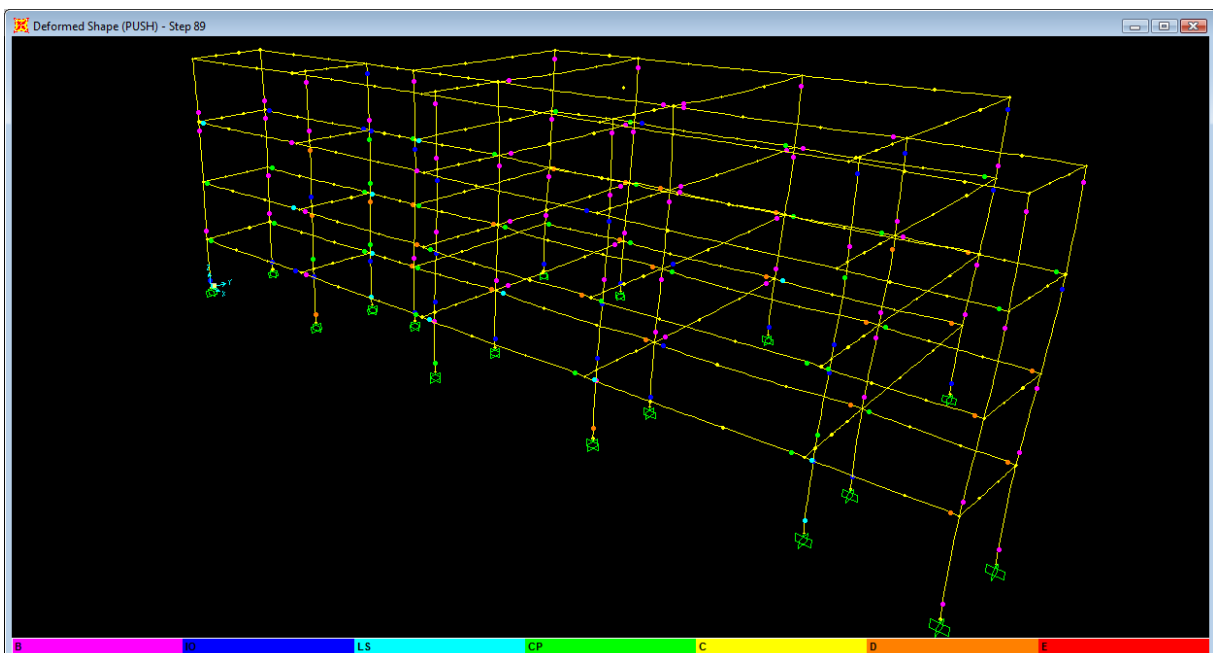
Για την τιμή της μέγιστης στοχευόμενης μετακίνησης d_t , ως δυσμενέστερης, που προέκυψε από τις δύο παραπάνω μεθόδους υπολογισμού οι οποίες είναι αποδεκτές από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ελέγχεται η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων:

Ανελαστική στατική ανάλυση με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

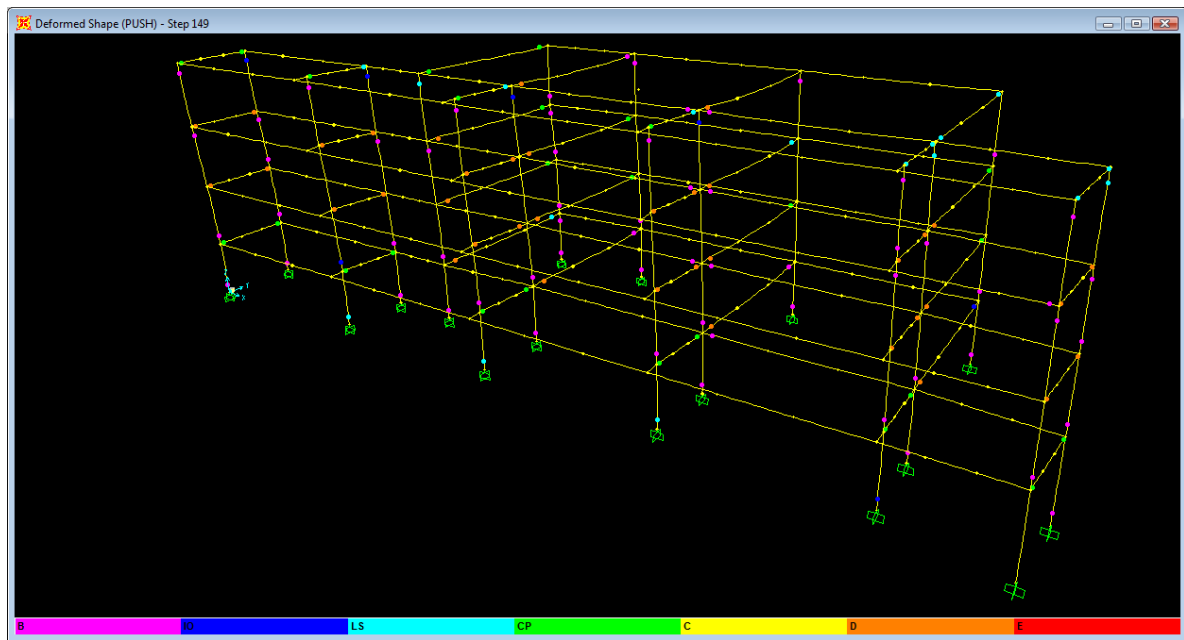
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (βήμα: 115):



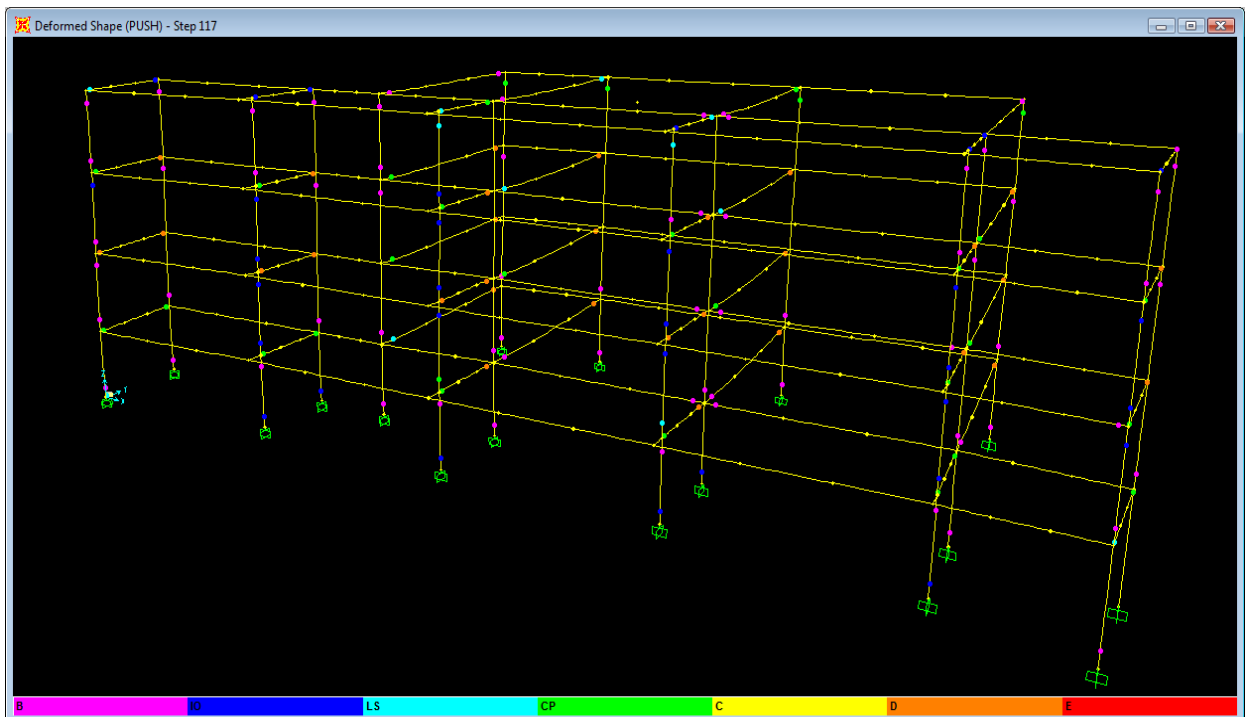
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$ (βήμα: 89):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (βήμα: 149):

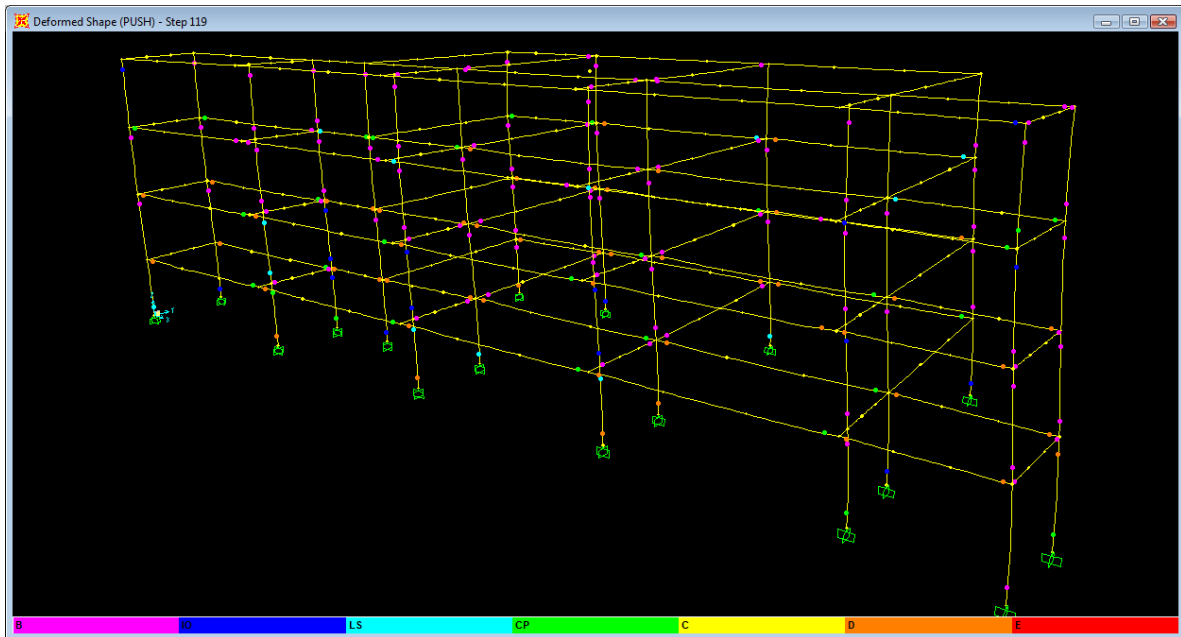


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$ (βήμα: 117):

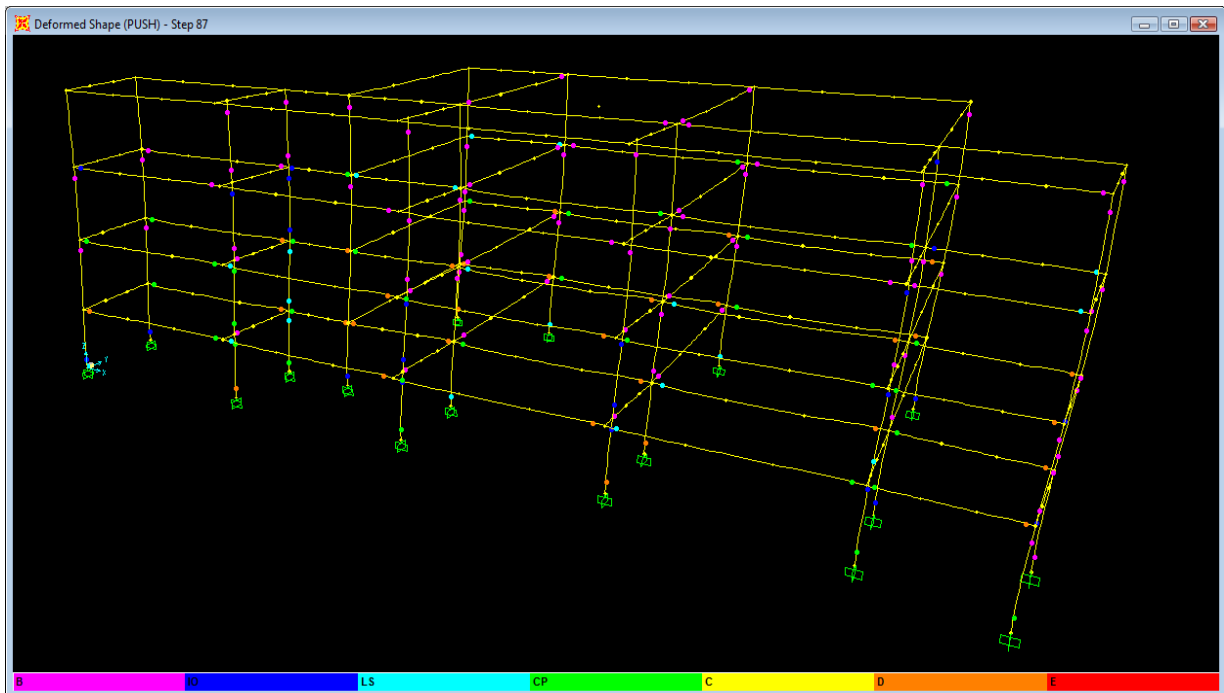


Ανελαστική στατική ανάλυση με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

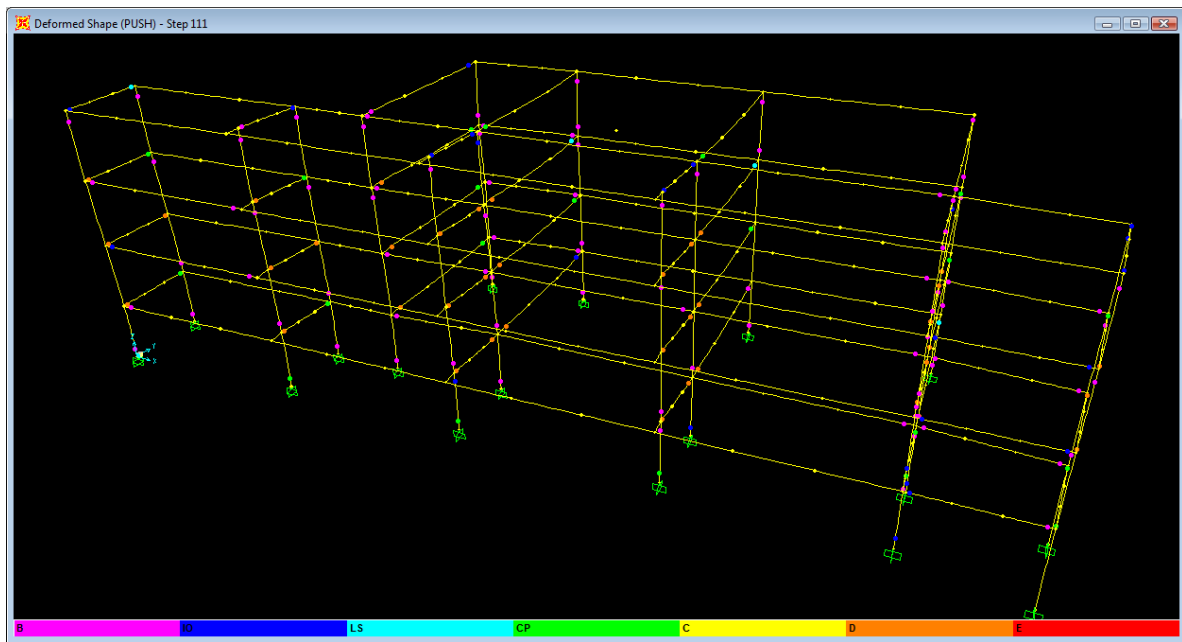
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (βήμα: 119):



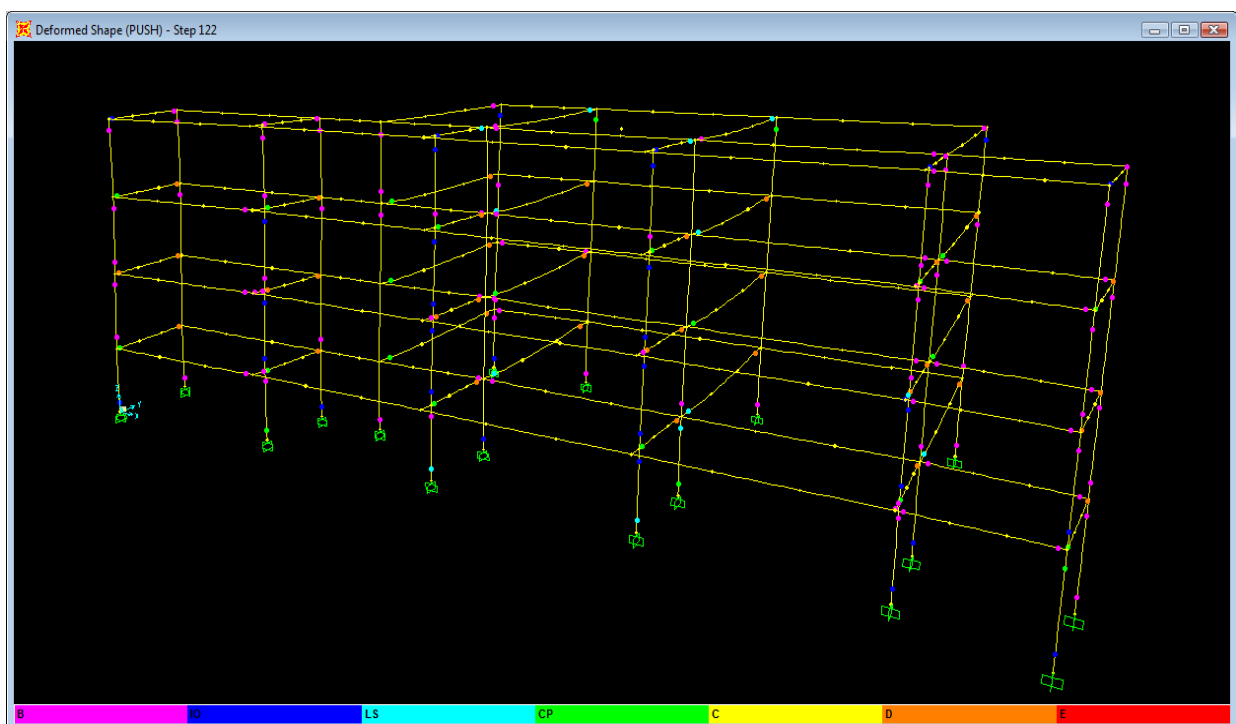
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$ (βήμα: 87):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (βήμα: 111):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$ (βήμα: 122):



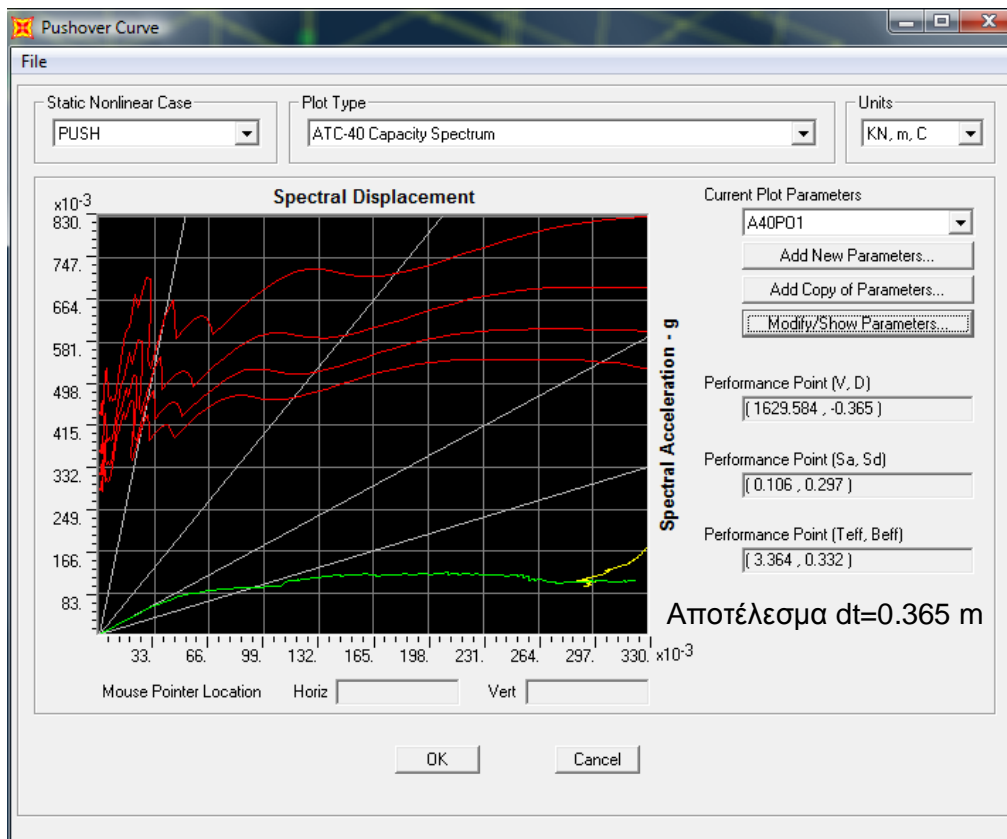
6.2.4 Αποτίμηση για το σεισμό της Coyote Lake

Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης d_t με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization			Ke	Ko	Ko/Ke
	F	Delta			
	0.0	0.0			
$V_y * 60\%$	1151.1	0.053	21658	33469	1.545
V_y	1464.6	0.068		Te	1.218
V_{max}	1918.5	0.315		Se(Te)	8
	Area	467.3170532		dt	0.4631568
	Area Ratio	1.00			
Co			1.35		
C1			1		
C2			1.1		
C3			1		

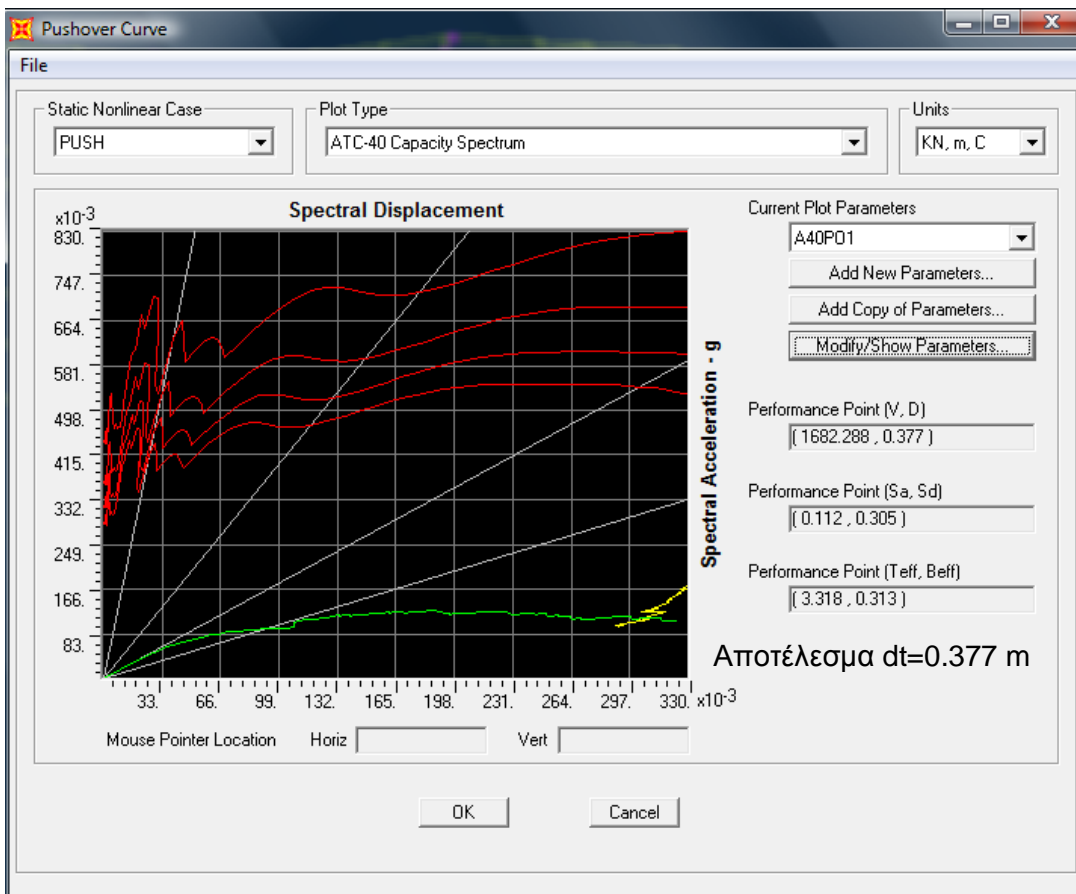
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization				
		F	Delta	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$		1172.5	0.057	20478	15458	0.755
V_y		1434.7	0.070		Te	0.851
V_{max}		1954.2	0.401		Se(Te)	7.11
	Area	611.8224299			dt	0.3010693
	Area Ratio	1.00				
Co						1.35
C1						1
C2						1.1
C3						1

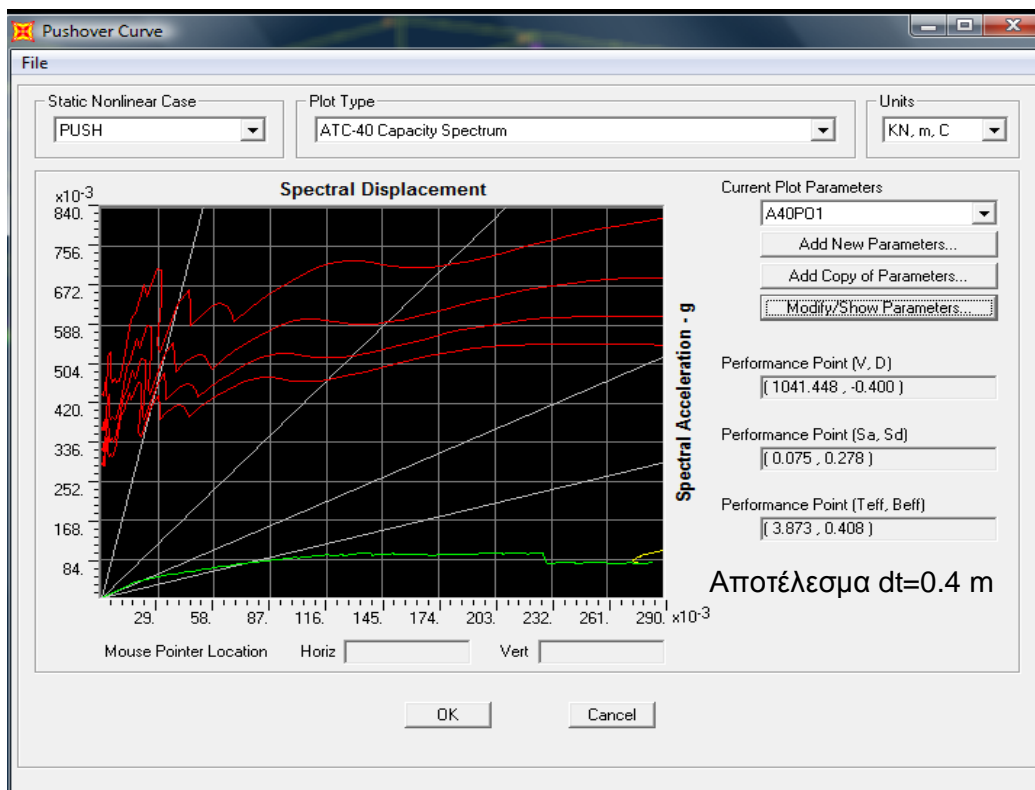
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization				
		F	Delta	Ke	Ko	Ko/Ke
$V_y * 60\%$		938.9	0.052	18129	17518	0.966
V_y		1123.6	0.062		Te	0.811
V_{max}		1564.9	0.319		Se(Te)	7
	Area	380.825988			dt	0.3795847
	Area Ratio	1.00				
Co				1.35		
C1				1		
C2				1.1		
C3				1		

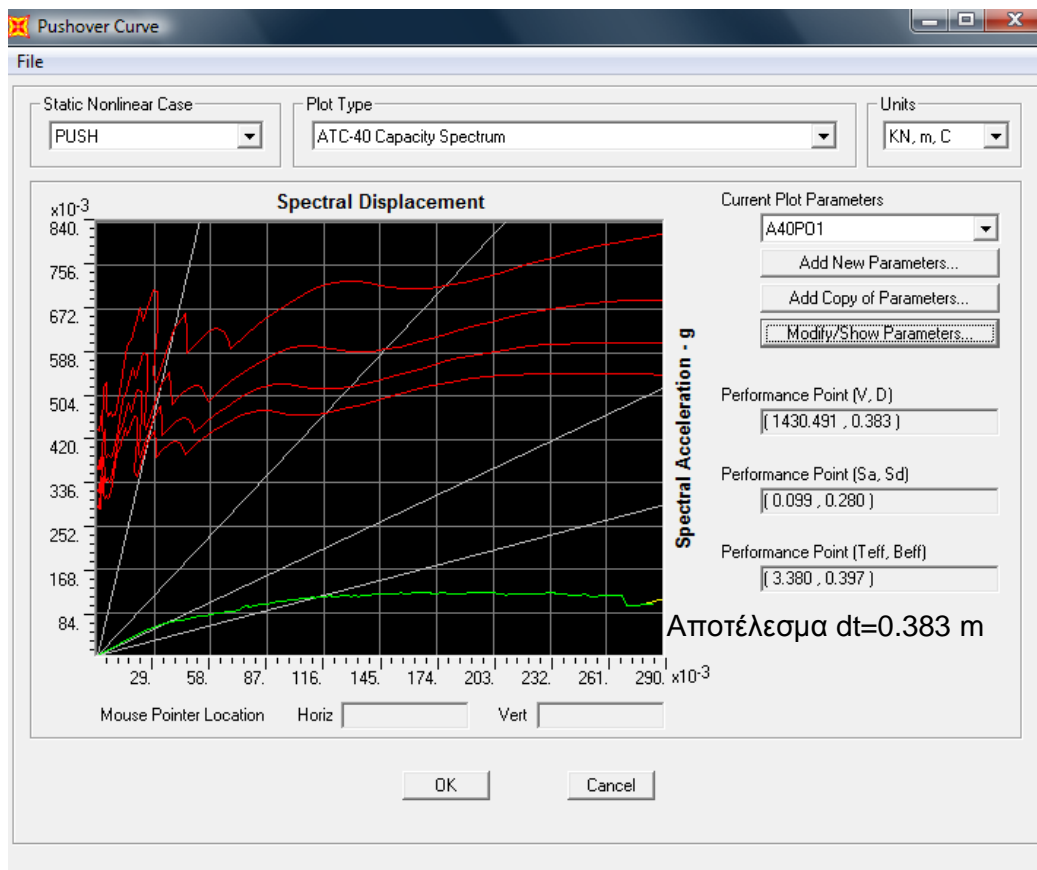
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ATC-40):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization		Ke	Ko	Ko/Ke
		F	Delta			
$V_y * 60\%$		1196.8	0.063	18960	20392	1.076
V_y		1616.2	0.085		Te	0.856
V_{max}		1994.7	0.363		Se(Te)	7.11
	Area	569.8401948			dt	0.2030263
	Area Ratio	1.00				
Co				1.35		
C1				1		
C2				1.1		
C3				1		

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -ψ (Τύπος ATC-40):



Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης d_i με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

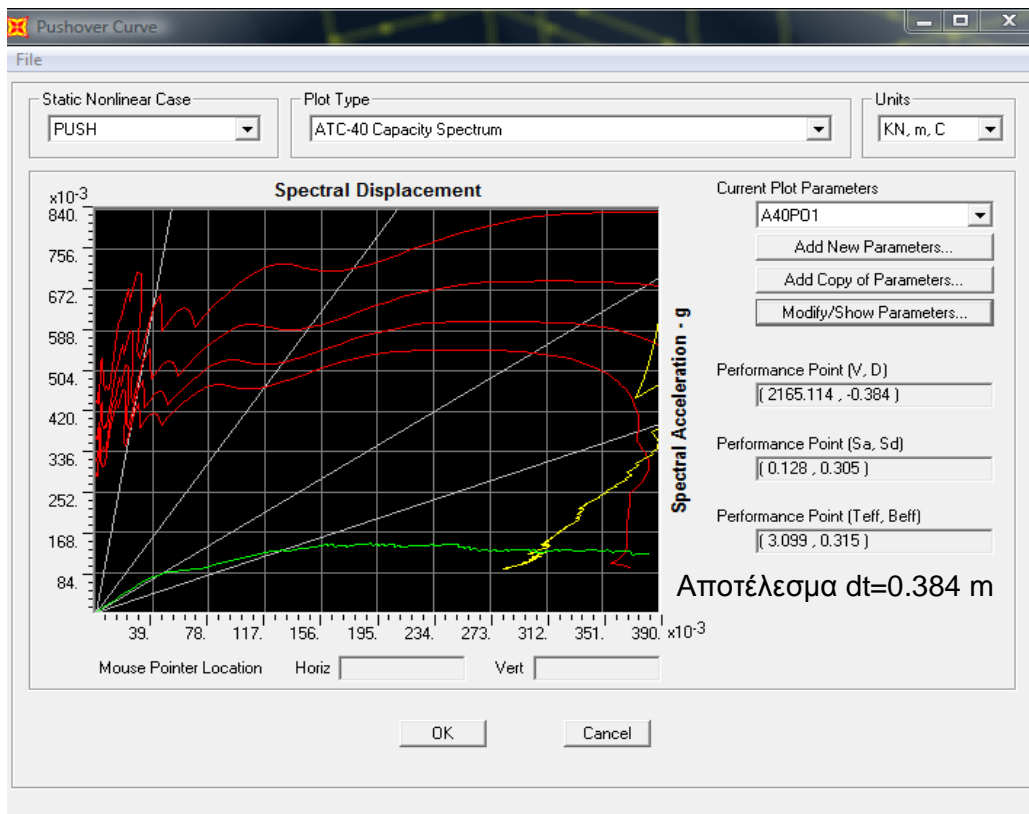
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization		
	F	Delta
	0.0	0.0
$V_y * 60\%$	1553.0	0.055
V_y	1809.1	0.064
V_{max}	2588.3	0.399
Area	794.1989977	
Area Ratio	1.00	

Ke	Ko	Ko/Ke
28354	40059	1.413
	Te	1.165
	Se(Te)	7.88
	dt	0.4170839

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (Τύπος ATC-40):

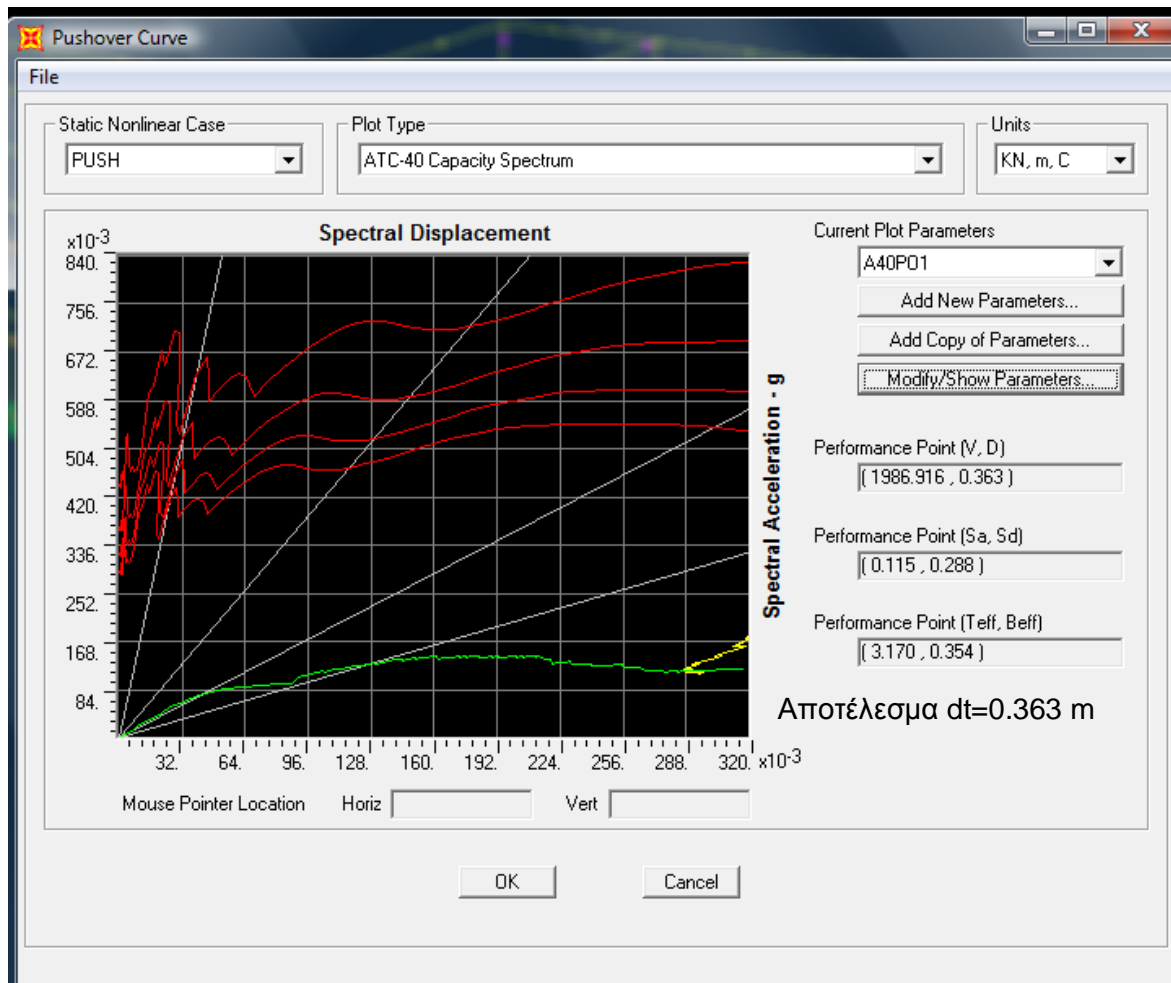


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization		Ke	Ko	Ko/Ke
	F	Delta		
	0.0	0.0	27007	21369
$V_y * 60\%$	1525.0	0.056		0.791
V_y	1751.6	0.065		0.872
V_{max}	2541.7	0.401		7.09
	Area	778.8721575	Se(Te)	
	Area Ratio	1.00	dt	0.2101687

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x (Τύπος ATC-40):



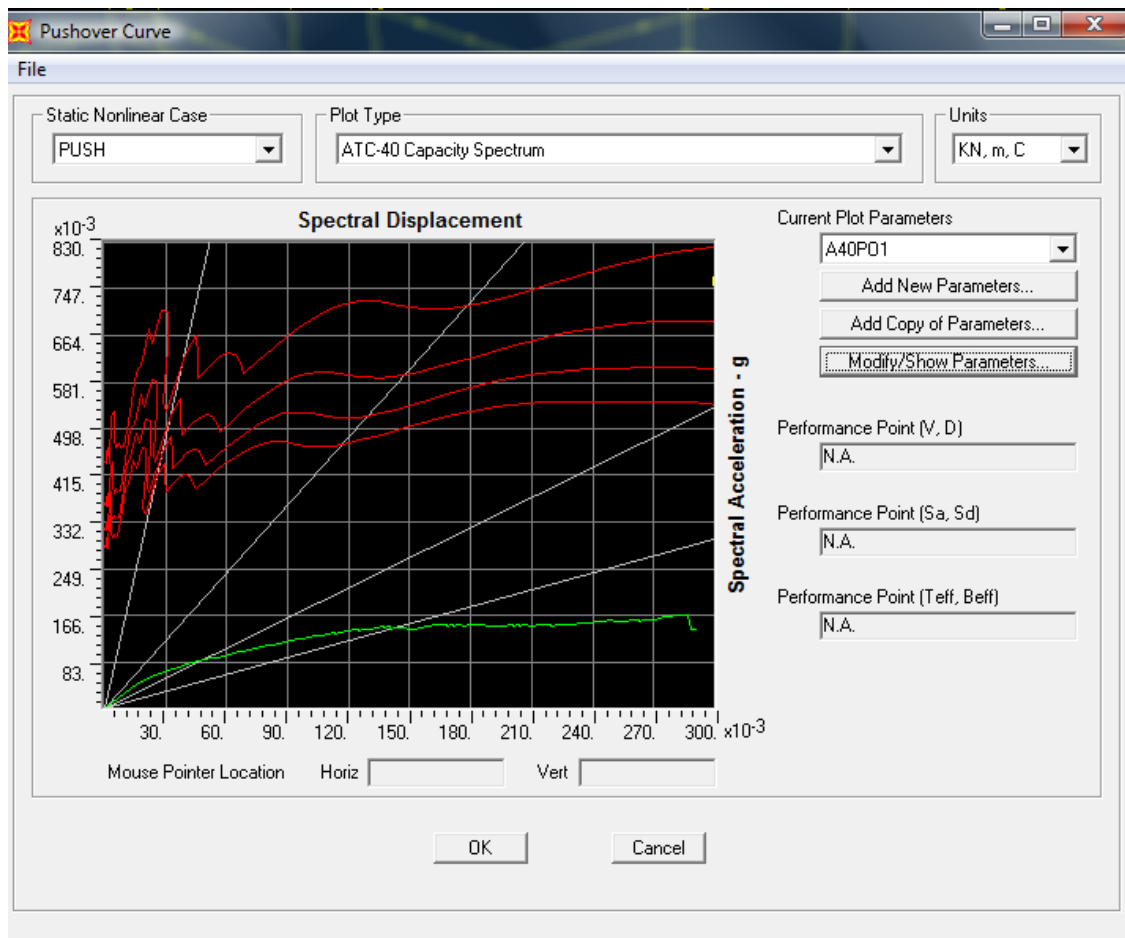
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

Bilinearization		
	F	Delta
	0.0	0.0
$V_y * 60\%$	1540.5	0.084
V_y	2008.9	0.110
V_{max}	2567.5	0.408
	Area	791.6895981
	Area Ratio	1.00

Ke	Ko	Ko/Ke
18254	18169	0.995
	Te	0.823
	Se(Te)	7.1
	dt	0.1876320

Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (Τύπος ATC-40):



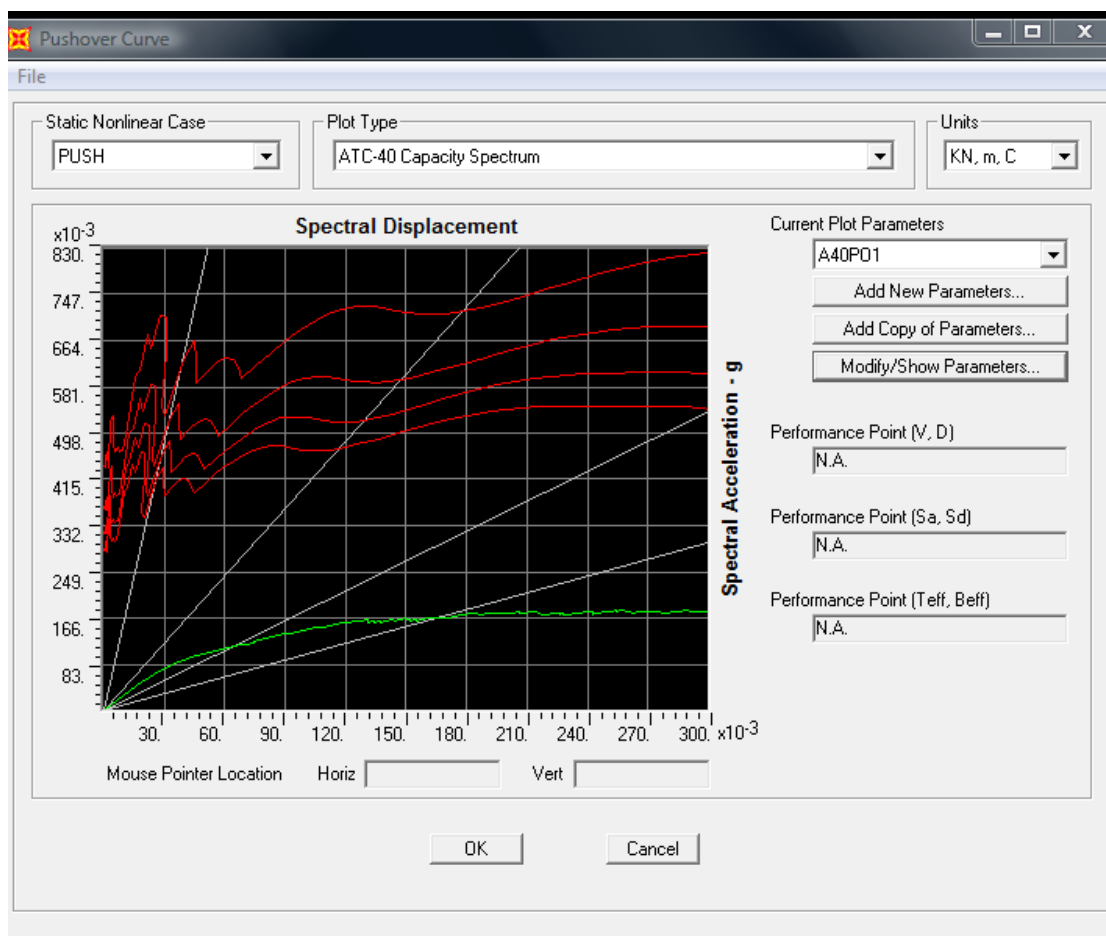
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$ (Τύπος ΚΑΝ.ΕΠΕ.):

		Bilinearization	
		F	Delta
		0.0	0.0
$V_y * 60\%$		1729.1	0.067
V_y		2499.7	0.097
V_{max}		2881.9	0.392
Area		915.2634721	
Area Ratio		1.00	

Ke	Ko	Ko/Ke
25684	24525	0.955
	Te	0.806
	Se(Te)	6.99
	dt	0.1772100

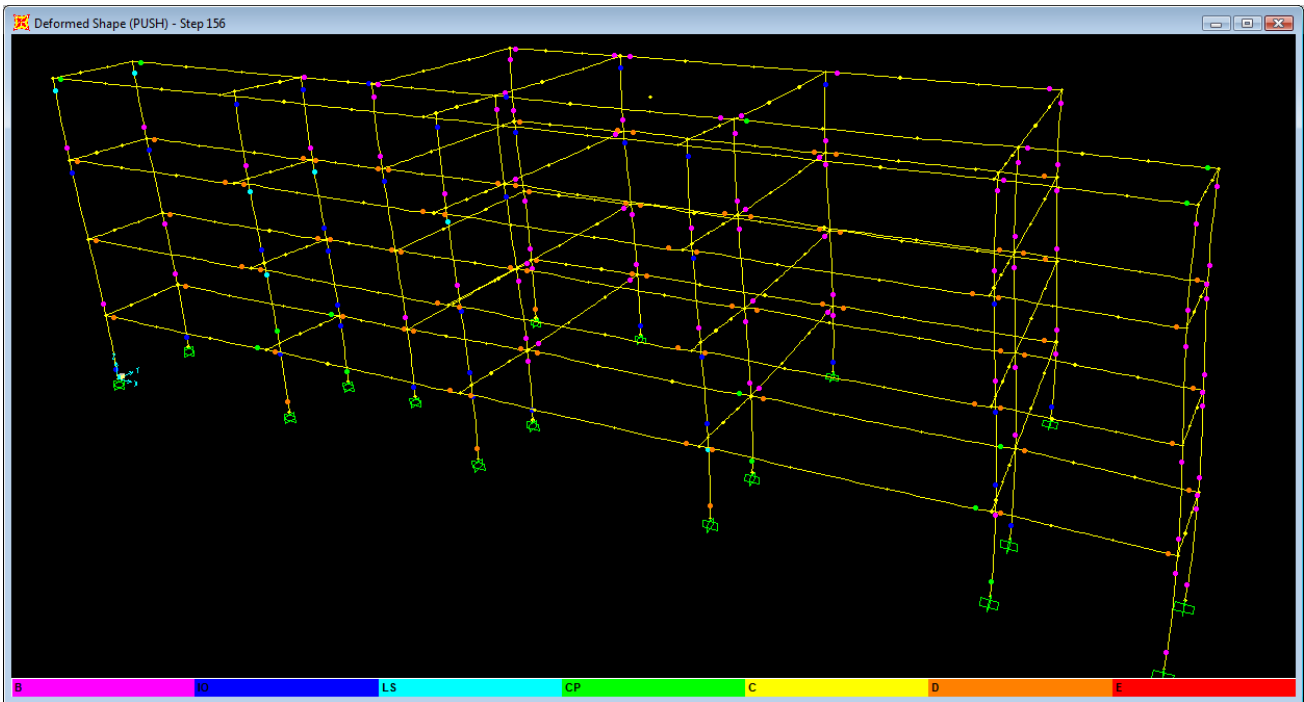
Co	1.35
C1	1
C2	1.1
C3	1

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$ (Τύπος ATC-40):

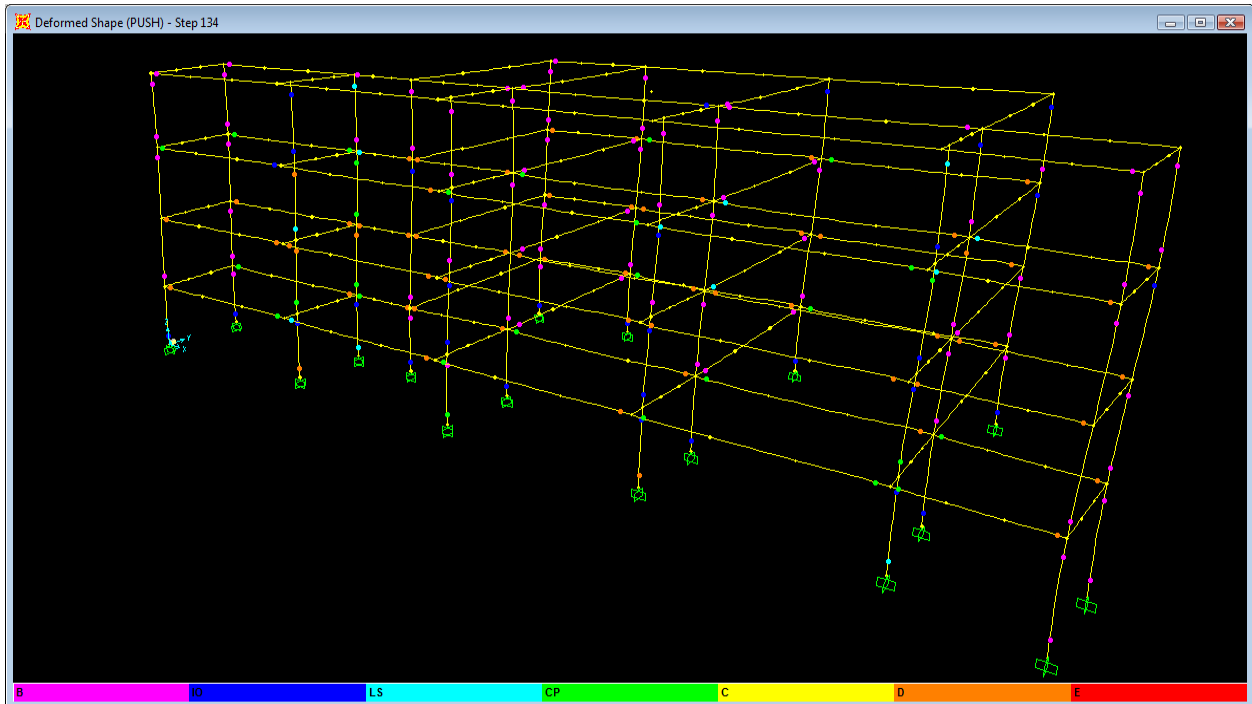


Ανελαστική στατική ανάλυση με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

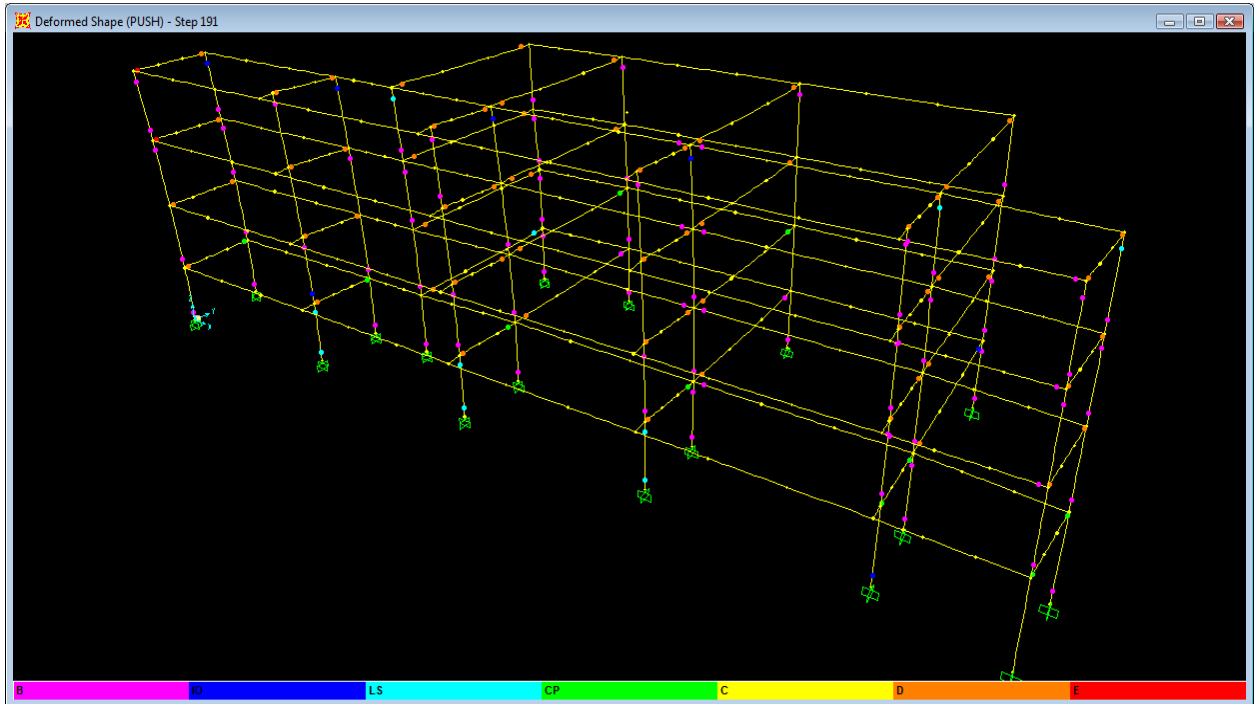
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (βήμα: 156):



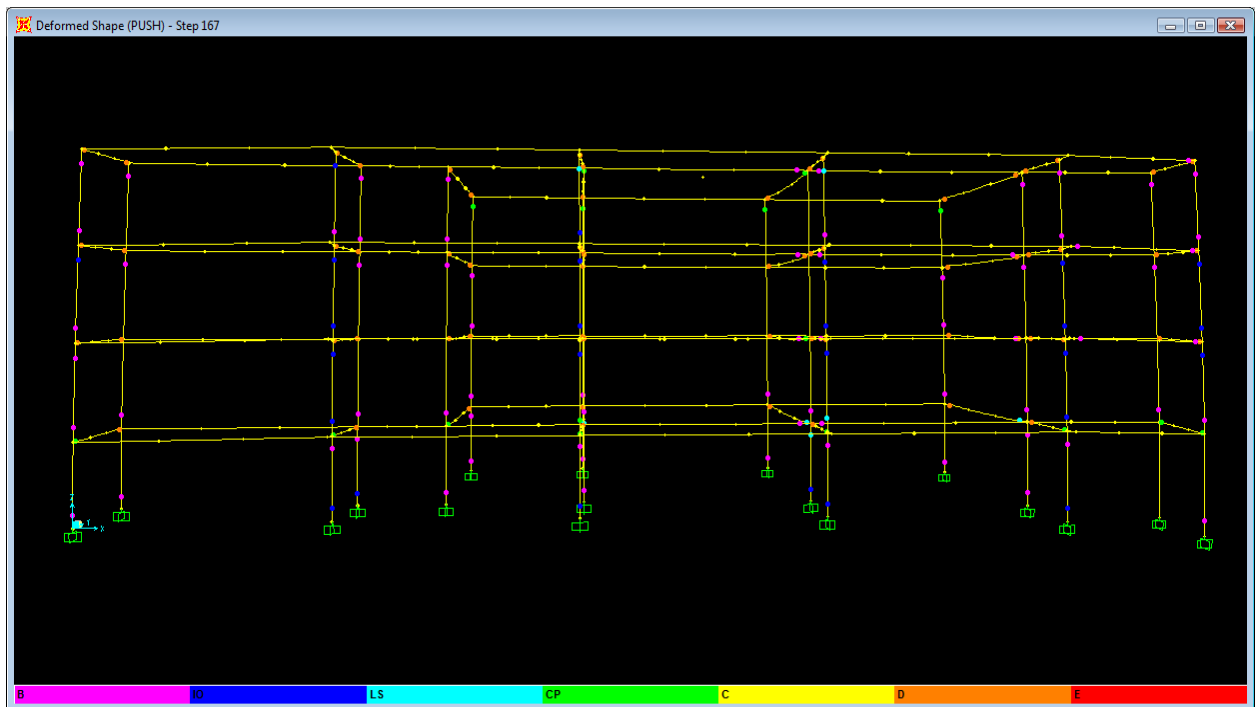
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$ (βήμα: 134):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (βήμα: 191):

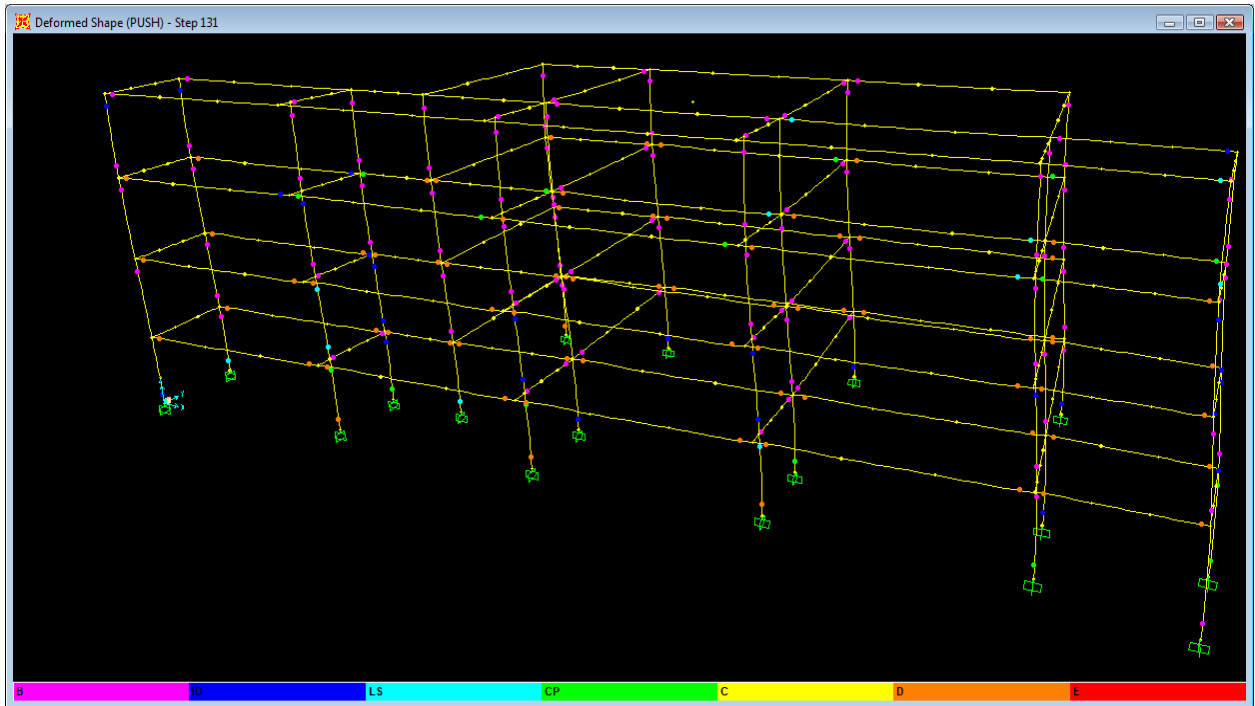


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$ (βήμα: 167):

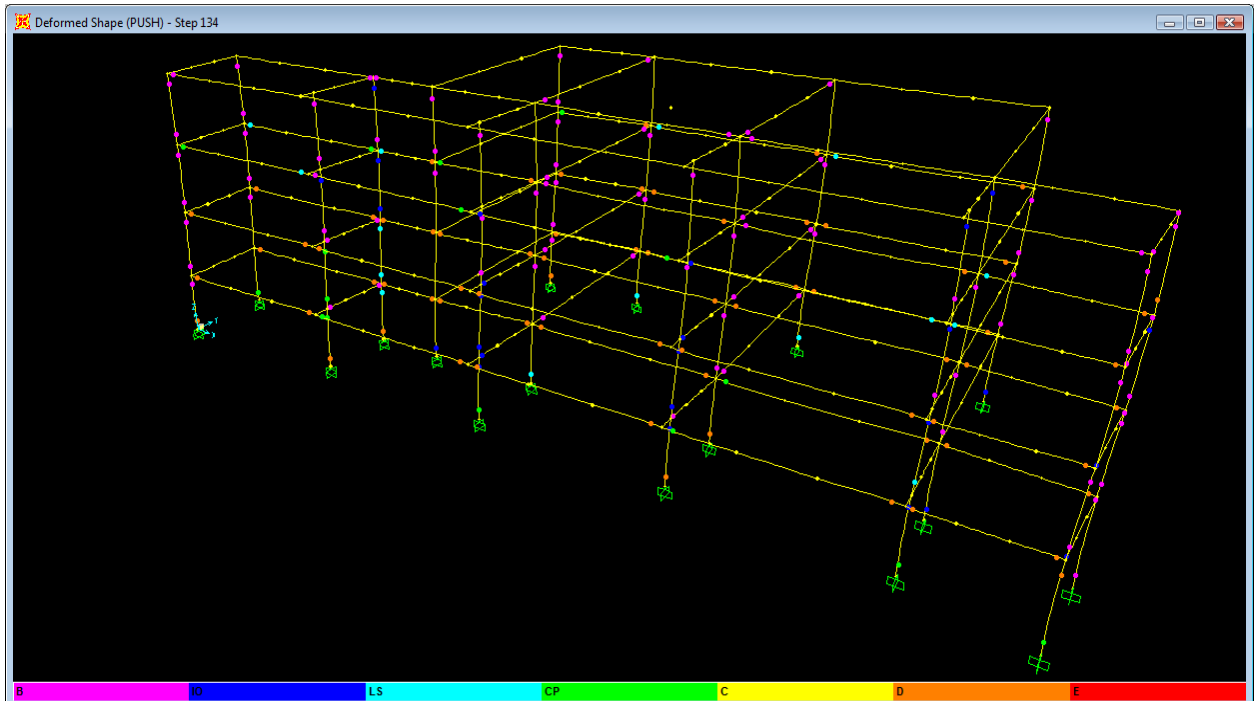


Ανελαστική στατική ανάλυση με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

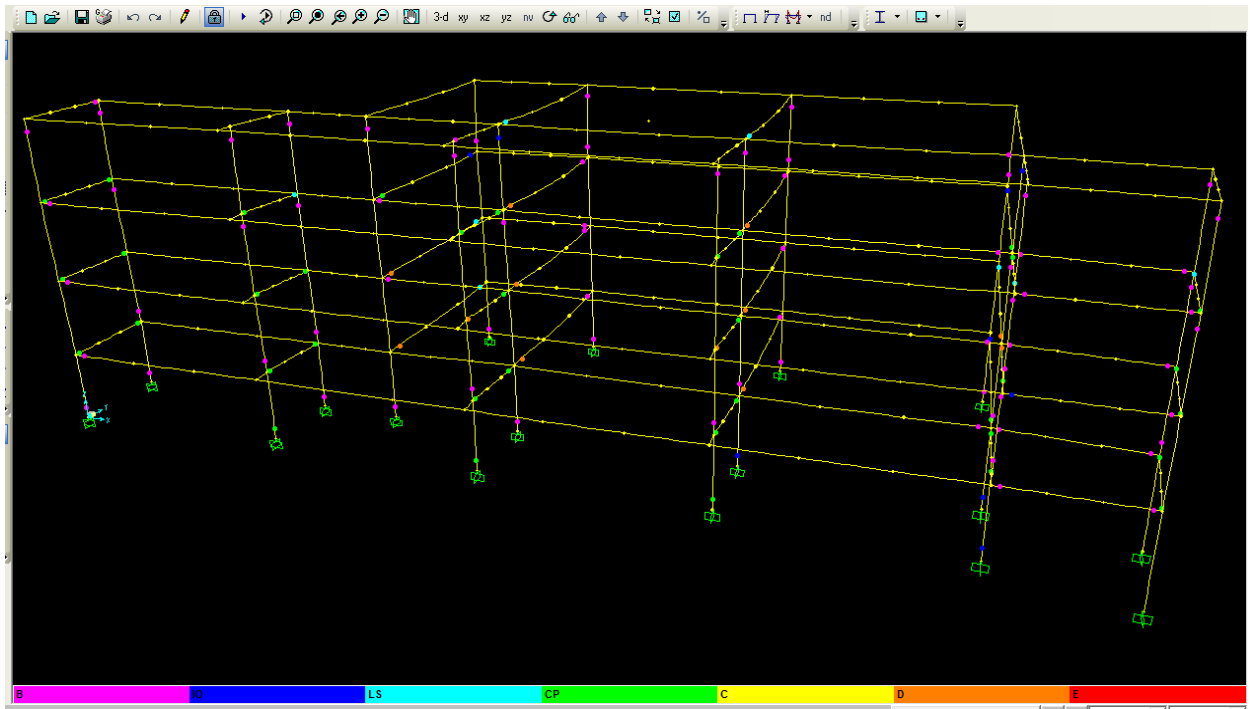
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x (βήμα: 131):



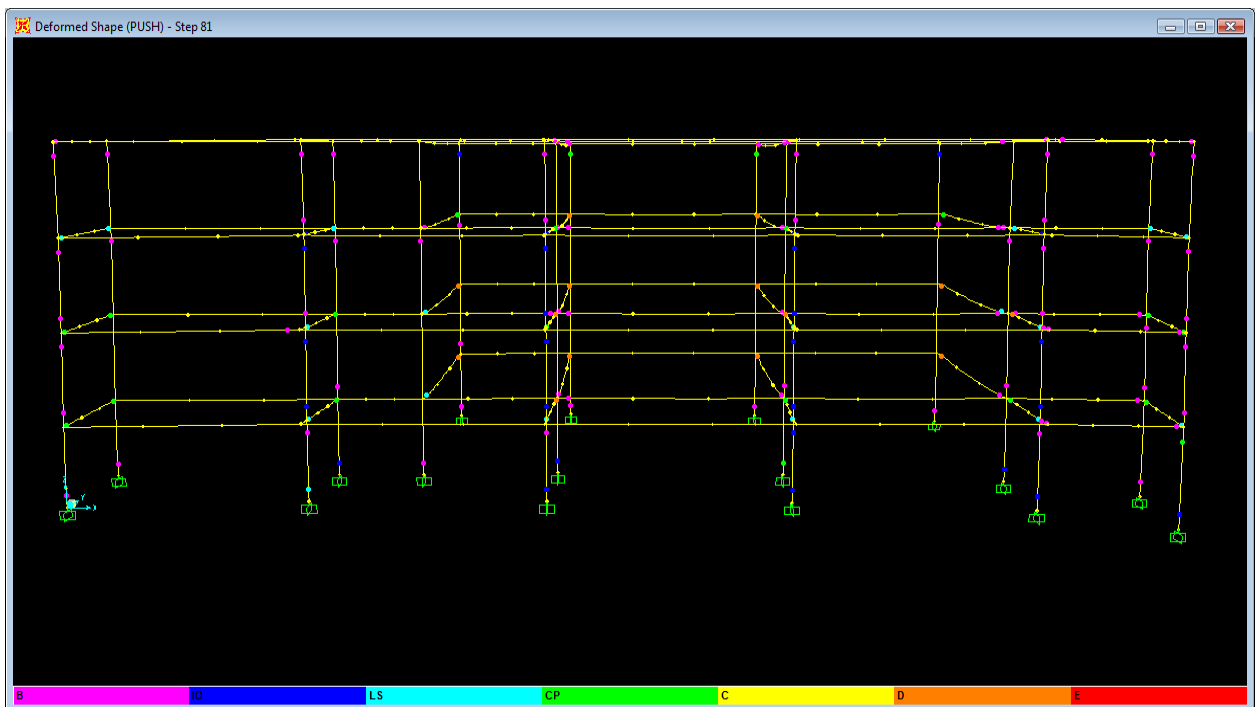
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-x$ (βήμα: 134):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά ψ (βήμα: 113):



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\psi$ (βήμα: 113):



Στα παραπάνω σχήματα παρουσιάζεται το υφιστάμενο κτίριο μετά την ανελαστική στατική ανάλυση, στο βήμα που αντιστοιχεί στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις που περιγράφησαν. Ο μηχανισμός αστοχίας που έχει αναπτυχθεί ή τείνει κατά περιπτώσεις να σχηματιστεί είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις κατά κύριο λόγο στα υποστυλώματα και δευτερευόντως στις δοκούς του κτιρίου. Στην πλειοψηφία των περιπτώσεων όπου έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών, ωστόσο, η τιμή της πλαστικής στροφής είναι σε αποδεκτά επίπεδα (κάτω της στάθμης «Προστασία Ζωής»), γεγονός που δεν ισχύει στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, όπου οι βλάβες είναι μεγαλύτερες. Έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις σε όλους τους κάτω κόμβους των υποστυλωμάτων αλλά και κάποιους των ανώτερων ορόφων. Έχουν, επίσης, σχηματιστεί και στους κόμβους του τελευταίου ορόφου, αναμενόμενη κατάσταση αφού πέρα από τη μειωμένη απαίτηση που υπάρχει σε αυτούς οι διατομές είναι σημαντικά μειωμένες – σχεδόν στο μισό – και ομοίως και ο σπλισμός τους. Κατά την ανάλυση στη διεύθυνση x χαρακτηριστικές είναι οι μεγάλες τιμές των αναπτυχθεισών στροφών που αντιστοιχούν σε μη αποδεκτά επίπεδα, ακόμα και στην κατάρρευση, ενώ κατά την ανάλυση στη διεύθυνση y η σημαντικότερη δυσκαμψία του κτιρίου ευθύνεται για τις μικρότερες βλάβες που σε αρκετές περιπτώσεις φόρτισης αντιστοιχούν σε ικανοποιητική στάθμη (κάτω της «Προστασίας Ζωής»). Στην περίπτωση του τρίτου σεισμού όπου η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη, βέβαια, οι βλάβες ακόμα και στη διεύθυνση y είναι σημαντικές προδίδοντας την ξεκάθαρη ανεπάρκεια των υφιστάμενων κατασκευών που έχουν μελετηθεί με προγενέστερους Κανονισμούς.

7. ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ

ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΜΕΤΑΞΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΚΑΙ

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8 – ΜΕΡΟΣ 3

7.1 Στοιχεία πλαισίου

Θεωρείται το αμφίπακτο πλαίσιο που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχ. 7.1). Πρόκειται για τμήμα σχολικού κτιρίου, το οποίο έχει κατασκευαστεί το 1971 και έχει μελετηθεί με τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 (Κ.Ω.Σ. 1954) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (Α.Κ. 1959). Το υλικό κατασκευής είναι οπλισμένο σκυρόδεμα, με σκυρόδεμα ποιότητας C16/20 και χαλύβδινες ράβδους οπλισμού λείες, ποιότητας S220. Προκειμένου να εξεταστεί ένα τυπικό πλαίσιο όπως σχεδιαζόταν την εποχή κατασκευής του σχολικού κτιρίου, η διαμόρφωση των διατομών γίνεται μετά από έρευνα και μελέτη των Κ.Ω.Σ. 1954 και Α.Κ. 1959. Έτσι, αρχικά η ποιότητα του χάλυβα ($f_{yk} = 220$ MPa) ελήφθη από τον Πίνακα I – Κ.Ω.Σ. 1954 (Σχ. 4.18) ως ο συνήθης «Κοινός Χάλυψ I». Το πάχος της επικάλυψης τόσο για τα κατακόρυφα όσο και για τα οριζόντια στοιχεία λαμβάνεται ως το ελάχιστο σύμφωνα με τον ίδιο Κανονισμό, δηλαδή $c = 2.00$ cm. Η ελάχιστη χρησιμοποιούμενη διάμετρος (Φ_{min}) στα υποστυλώματα είναι αυτή των 14 mm και το ελάχιστο απαιτούμενο ποσοστό επί της επιφάνειας της διατομής είναι, $\omega_{min} = 0.008$. Επομένως, για μία διατομή κατακόρυφου στοιχείου με $h = 0.50$ m και $b = 0.35$ m:

$$A_c = 0.35 \cdot 0.50 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$\cdot 0.008 = 0.0014 \text{ m}^2 \text{ εμβαδόν ελάχιστου απαιτούμενου οπλισμού}$$

Έστω ότι τοποθετείται μία διαμήκης ράβδος σε κάθε γωνία της διατομής, τότε το ελάχιστο απαιτούμενο εμβαδόν για την κάθε μία είναι: $0.0014/4 = 0.00035 \text{ m}^2$.

Οπότε,

$$A_b = \frac{\pi \cdot D_b^2}{4}$$

$$D_b = \sqrt{\frac{4 \cdot A_b}{\pi}} \approx 0.021 \text{ m} \text{ Τοποθετείται ως κοντινότερη δυσμενέστερη διατομή, } D_b=20 \text{ mm.}$$

Είναι γνωστό, επιπλέον, ότι ελλείπει των σύγχρονων γνώσεων πάνω στην αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών και στην αναγκαιότητα των ικανοτικών Κανονισμών, ο σχεδιασμός εκείνης της εποχής περιελάμβανε ιδιαίτερα δύσκαμπτες δοκούς – ζυγώματα έναντι λιγότερο δύσκαμπτων υποστυλωμάτων. Ο τρόπος όπλισης των δοκών θύμιζε εν μέρει το σημερινό τρόπο όπλισης των πλακών στην κύρια διεύθυνση της κάμψης τους, δηλαδή, 4 ράβδοι κάτω στο άνοιγμα της δοκού όπου έσπαζαν στις στηρίξεις ανεβαίνοντας,

συμπληρώνοντας τις 2 ράβδους που προϋπήρχαν άνω τόσο στις στηρίξεις όσο και στο άνοιγμα ως ελάχιστος θλιβόμενος οπλισμός (αλλά κυρίως για κατασκευαστικούς λόγους τοποθέτησης των συνδετήρων). Στο «Άρθρον 40» περί «Διατάξεως οπλισμών» αναφέρεται, επίσης, ο περιορισμός στις σειρές του τοποθετούμενου οπλισμού στις δοκούς στις 2 εφελκόμενου και στη 1 θλιβόμενου, καθώς και η ελάχιστη καθαρή απόσταση (d_{max}) μεταξύ των ράβδων της ίδιας σειράς, ως η μέγιστη τιμή μεταξύ της μεγαλύτερης τοποθετούμενης διαμέτρου (Φ_{max}) και των 20 mm, πληροφορίες απαραίτητες για την επιλογή του οπλισμού στις δοκούς. Τελικά, οι επιλεγθείσες διατομές των στοιχείων φαίνονται στο Σχ. 7.2. Ο περιορισμός του Άρθρου 40 ικανοποιείται καθώς,

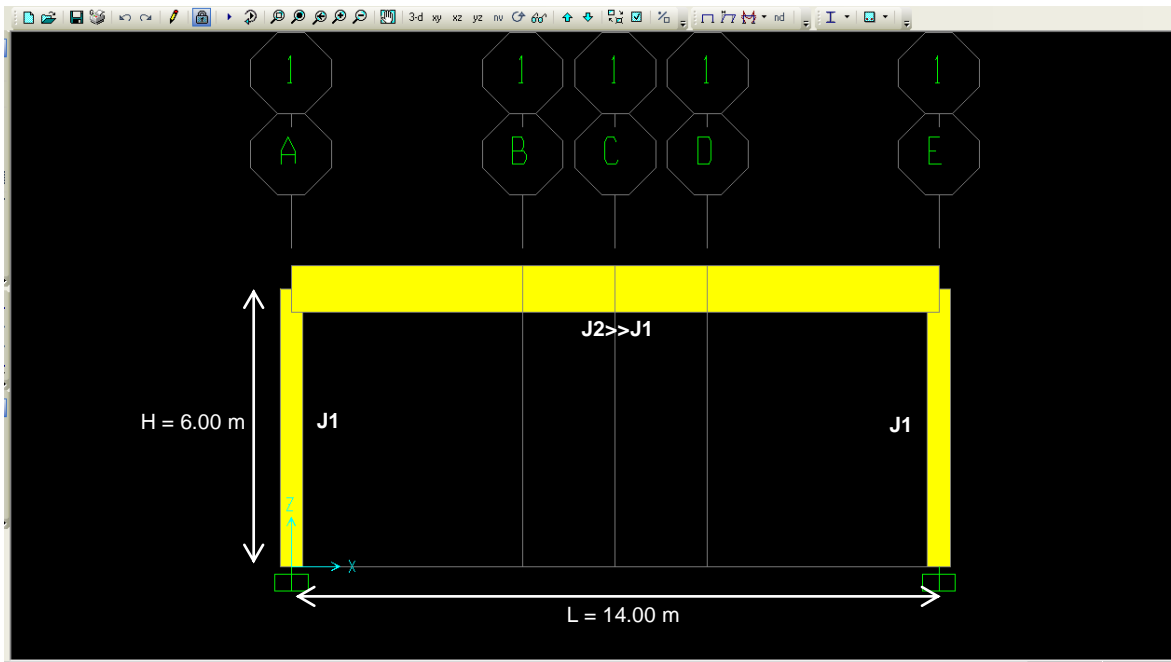
Υποστυλώματα:

Min καθαρή απόσταση μεταξύ ράβδων: $0.35-2\cdot 0.008-2\cdot 0.02-2\cdot 0.02=0.254\text{m}\geq(0.02, 0.02)$

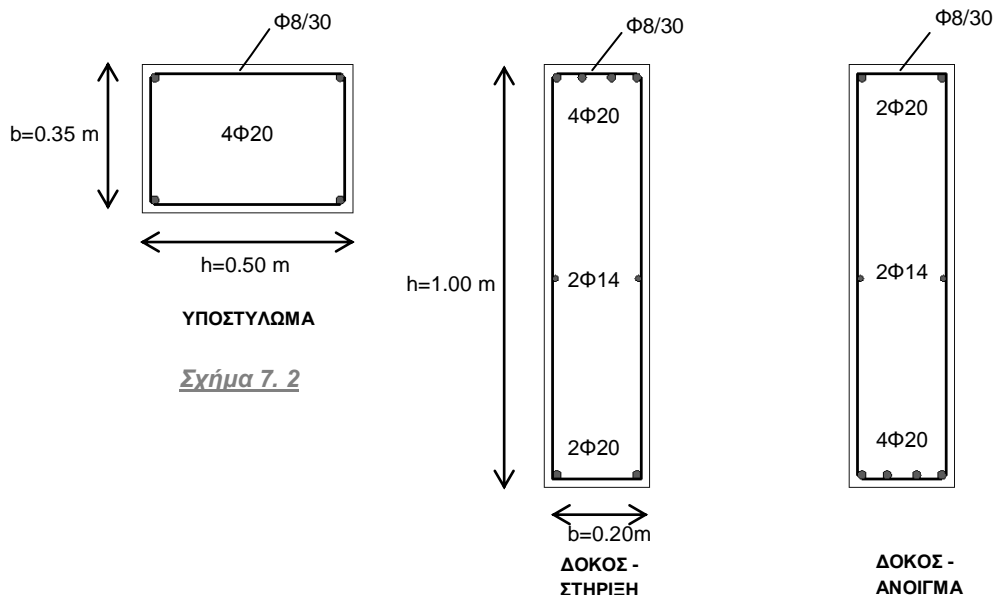
Δοκοί:

Max καθαρή απόσταση: $0.104\text{ m} \geq (0.02\text{ m}, 0.02\text{ m})$

Min καθαρή απόσταση: $0.0213\text{ m} \geq (0.02\text{ m}, 0.02\text{ m})$.



Σχήμα 7. 1



Σχήμα 7. 2

7.2 Μόνιμα, κινητά και οριζόντια φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία που επιβάλλονται στη δοκό του πλαισίου αποτελούνται από το ίδιο βάρος των υλικών $g_{\beta} = 25 \text{ kN/m}^3$ και τα φορτία που μεταβιβάζονται από τις αντίστοιχες πλάκες και τις υπερκείμενες τοιχοποιίες πλήρωσης του φέροντα οργανισμού στον οποίο ανήκει υποθετικά το πλαίσιο. Συγκεκριμένα, αν θεωρηθεί⁹ το πάχος και το εμβαδόν των πλακών που μεταβιβάζουν τα φορτία τους στη δοκό του πλαισίου ως $h = 0.20 \text{ m}$ και $E = 40 \text{ m}^2$ και αν το πλαίσιο θεωρηθεί ακραίο – δοκός περιμετρική - το βάρος της εξωτερικής μπατικής τοιχοποιίας άνωθεν αυτής αντιστοιχεί σε $g_{\text{τοιχ}} = 3.60 \text{ kN/m}^2$, οπότε:

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟ ΑΠΟ ΠΛΑΚΕΣ:

$$g_{\beta} = h \cdot 25 = 0.20 \cdot 25 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$g_e = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

άρα

$$g_{\text{πλ}} = 6.50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{πλ}} = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟ ΠΛΑΚΩΝ ΣΕ ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ:

$$g_{\text{πλ}} = 6.50 \cdot E_i / l_i = 6.50 \cdot 40 / 14 = 18.571 \text{ kN/m} \approx 20 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{πλ}} = 2.00 \cdot E_i / l_i = 2.00 \cdot 40 / 14 = 5.714 \text{ kN/m} \approx 6 \text{ kN/m}$$

ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΑΠΟ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ:

$$g_{\text{τοιχ}} = 3.60 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 6.00 - 1.00 = 5.00 \text{ m}$$

άρα

$$g_{\text{τοιχ}} = 3.60 \cdot 5.00 = 18 \text{ kN/m}$$

ΣΥΝΟΛΙΚΑ:

$$g = 38 \text{ kN/m}$$

$$q = 6 \text{ kN/m}$$

Τα οριζόντια φορτία που εφαρμόζονται είναι αυτά που αναφέρονται στην ανελαστική στατική ανάλυση (pushover analysis) όπως αυτή περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και αντιστοιχούν τουλάχιστον στο 150% της στοχευόμενης μετακίνησης που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα του EC8 - 1. Η προσομοίωση και όλες οι αναλύσεις πραγματοποιούνται στο λογισμικό SAP 2000 v.14. Η λογική με την οποία πραγματοποιήθηκαν οι ανελαστικές στατικές αναλύσεις στο πρόγραμμα αυτό είναι πρώτα η άσκηση των κατακόρυφων φορτίων του συνδυασμού $G+0.50 \cdot Q$, μη γραμμικά, και στη συνέχεια η επιβολή των οριζόντιων στοχευόμενων μετακινήσεων, επίσης μη γραμμικά.

⁹ Οι τιμές λαμβάνονται όπως αναφέρονται στην Τεχνική Έκθεση για το σχολικό κτίριο της Ν. Σμύρνης.

7.3 Αναλυτικός προσδιορισμός γωνιών στροφής των μελών του πλαισίου

7.3.1 Ανάλυση σύμφωνα με το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

- Παραμόρφωση διαρροής

$$\theta_y = (1/r)_y \cdot (L_s + a_v \cdot z) / 3 + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot h / L_s) + ((1/r)_y \cdot d_b \cdot f_y) / (8 \cdot f_c^{1/2}) \quad [7.1]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2, Σ.2)

Διαστάσεις: 0.50x0.40

Οπλισμός: 1. Διαμήκης: 4Ø20

2. Εγκάρσιος: Ø8/30

Υλικά: 1. Σκυρόδεμα: C16/20

2. Χάλυβας: S220

$$(1/r)_y = 1.77 \cdot f_y / (E_s \cdot h) \quad [7.2]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §Παράρτημα 7^Α, Σχέση Α7.α - προσεγγιστικός τύπος)

όπου

$f_y = 220 \text{ MPa}$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$h = 0.50 \text{ m}$

άρα

$$(1/r)_y = 1.77 \cdot 220 / (200000 \cdot 0.50) = 0.003894 \text{ m}^{-1}$$

$$L_s = H/2 \quad [7.3]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3)

$H = 6.00 \text{ m}$

$$L_s = 6.00 / 2 = 3.00 \text{ m}$$

$$V_{R1} = (\tau_R \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [7.4]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1, Σχέση 11.2)

$$\tau_R = 0.25 \cdot f_{ctk0,05} \quad [7.5]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1, Σχέση Σ11.1)

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot f_{ctm} \quad [7.6]$$

(ΕΚΩΣ, §2.4)

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [7.7]$$

(ΕΚΩΣ, §2.4, Σχέση Σ2.2)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [7.8]$$

(ΕΚΩΣ, §2.3.1, Σχέση Σ2.1)

$f_{ck} = 16 \text{ MPa}$, οπότε:

$$f_{cm} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot 16^{2/3} = 1.9049 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot 1.9049 = 1.3334 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0.25 \cdot 1.3334 = 0.3334 \text{ MPa}$$

$$k = 1.60 - d \geq 1.00 \quad [7.9]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)

όπου $c = 0.02 \text{ m}$

$$d = h - d_1 = 0.50 - 0.02 - 0.008 - 0.02/2 = 0.462 \text{ m} \quad [7.10]$$

$$k = 1.60 - 0.462 = 1.138 > 1.00 \text{ (ok)}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02 \quad [7.11]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)

$$A_{sl} = 2 \cdot \pi \cdot 0.020^2/4 = 0.000628318 \text{ m}^2$$

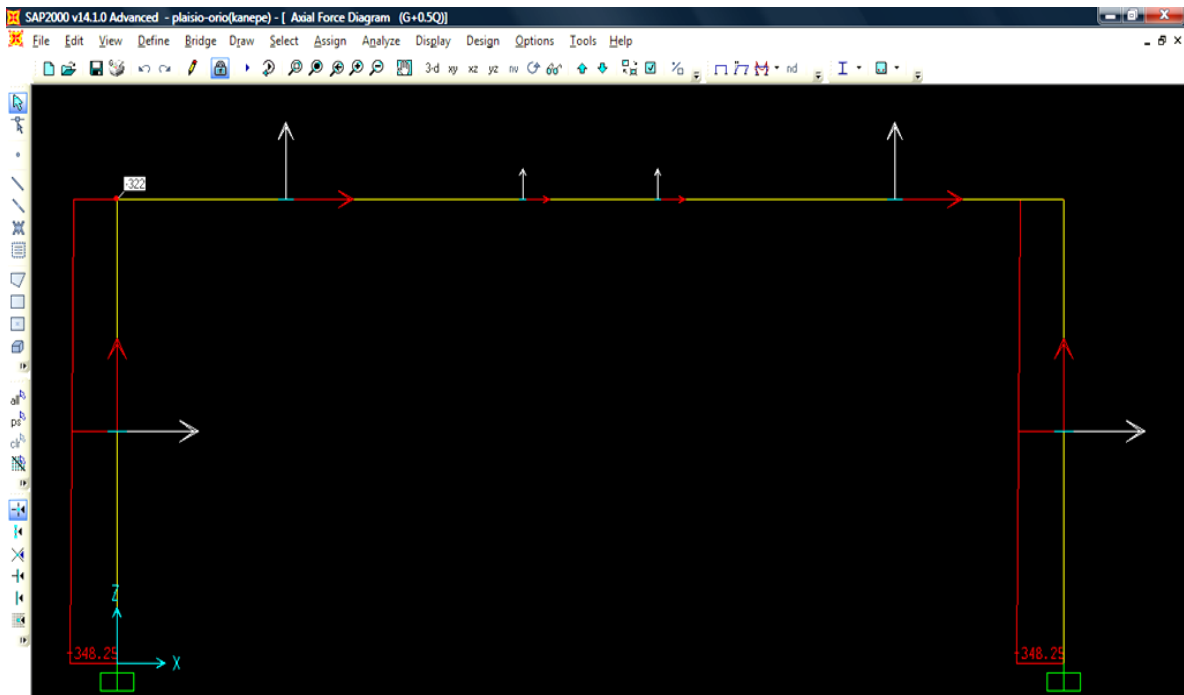
$$b_w = 0.35 \text{ m}$$

$$\rho_l = 0.000628318/(0.35 \cdot 0.462) = 0.0038857 < 0.02 \text{ (ok)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c \quad [7.12]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)

Ως αξονική δύναμη σχεδιασμού επιτρέπεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.1.2.2 (δ)) ο οποίος παραπέμπει στον EC8 - 1 (§3.2.2) να λαμβάνεται εκείνη που προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία, δηλαδή από το συνδυασμό $G+0.50 \cdot Q$. Οπότε, λαμβάνοντας τον άνω κόμβο ως δυσμενέστερο για τον υπολογισμό μικρότερης V_{R1} (Σχ. 7.3):



Σχήμα 7. 1

$$N_{sd} = 322 \text{ kN}$$

$$A_c = b \cdot h = 0.35 \cdot 0.50 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 322 \cdot 10^{-3}/0.175 = 1.84 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{R1} = (0.3334 \cdot 1.138 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.0038857) + 0.15 \cdot 1.84) \cdot 0.35 \cdot 0.462 = 127.785 \text{ kN}$$

$$V_{Mu} = M_y/L_s \quad [7.13]$$

$$a_v = 1, \text{ αν } V_{R1} < V_{Mu}$$

$$a_v = 0, \text{ αν } V_{R1} > V_{Mu}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2)

Για τον υπολογισμό της ροπής στη φάση της διαρροής (M_y) επιστρατεύεται ο αλγόριθμος (§4.3.1) που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ στο Παράρτημα 7^Α:

Το Παράρτημα 7^Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περιγράφει έναν αρκετά απλοποιημένο αλγόριθμο προσέγγισης της M_y ορθογωνικών διατομών ο οποίος εφαρμόζεται και στους υπολογισμούς του παρόντος προσομοιώματος. Ο αλγόριθμος αυτός ισχύει, επιπλέον, και για διατομές τύπου «Γ», «Τ», «Π» κτλ. εφόσον η θλιβόμενη ζώνη τους έχει σταθερό πλάτος b , συνθήκη η οποία ελέγχεται με βάση το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ($\xi_y \cdot d$) με το ξ_y να υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση [7.16]. Επομένως, εάν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού τότε η καμπυλότητα στη διαρροή ($1/r_y$) υπολογίζεται από τη σχέση [7.14], ενώ εάν οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του $\varepsilon_c \approx 1.8 \cdot f_c / E_c$) τότε υπολογίζεται από την [7.15]. Ως καμπυλότητα διαρροής λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των δύο ως η δυσμενέστερη.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y) \cdot d} \quad [7.14]$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y \cdot d} \approx \frac{1.8 \cdot f_c}{E_c \cdot \xi_y \cdot d} \quad [7.15]$$

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{0.5} - \alpha \cdot A \quad [7.16]$$

όπου $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$ και τα A , B προσδιορίζονται από τις [7.17] και [7.18] εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυροδέμα, αντίστοιχα. Στις εξισώσεις, ρ , ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο $b \cdot d$), d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο με θετικό πρόσημο για τη θλίψη.

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y}$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} \quad [7.17]$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{b \cdot d \cdot \varepsilon_c \cdot E_s} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot f_c \cdot \alpha}$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') \quad [7.18]$$

Αντί των παραπάνω σχέσεων, για την καμπυλότητα στη διαρροή μπορούν να χρησιμοποιηθούν και οι ημι - εμπειρικές εξισώσεις [7.19] και [7.20] για υποστυλώματα – δοκούς και για τοιχώματα, αντίστοιχα:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.77 \cdot f_y}{E_s \cdot h} \text{ ή}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.55 \cdot f_y}{E_s \cdot d} \quad [7.19]$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.44 \cdot f_y}{E_s \cdot h} \text{ ή}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.36 \cdot f_y}{E_s \cdot d} \quad [7.20]$$

Με δεδομένη την καμπυλότητα διαρροής, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως,

$$\frac{M_y}{b \cdot d^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{ E_c \cdot \frac{\xi_y^2}{2} \cdot \left(0.5 \cdot (1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y) \cdot \rho + (\xi_y - \delta') \cdot \rho' + \frac{\rho_v}{6} \cdot (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \cdot \frac{E_s}{2} \right\} \quad [7.21]$$

Αντικαθιστώντας προκύπτουν οι παρακάτω τιμές:

ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω διαρροής χάλυβα	ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος	
Es (MPa)	200000	
Ec (MPa)	27500	
b (mm)	350	
h (mm)	500	
d (mm)	462	
d' (mm)	38	
fy (MPa)	220	
fcm (MPa)	24	
α=	7.272727273	
As (mm ²)	628	
As' (mm ²)	628	
Asv (mm ²)	0	
ρ=	0.003883735	
ρ' =	0.003883735	
ρv =	0	
Nsd (N)	322000	
A=	0.016819025	0.001429287
δ' =	0.082251082	
B=	0.013254731	0.004203177
ξy/d =	0.333484949	0.237082796
ξy (mm) =	154.0700464	462.2370828

(1/r) γ λόγω διαρροής χάλυβα (mm ⁻¹)=	3.57224E-06
(1/r) γ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος (mm ⁻¹)=	1.01961E-05
επιλέγεται ως δυσμενέστερη η min	0.000003572
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ	0.000003894
M_y (kN-m)=	121.3932124

$$[7.13]: V_{Mu} = 121.421/3.00 = 40.4736 \text{ kN}$$

$$V_{R1} = 127.785 > 40.4736 = V_{Mu}$$

$$\text{Άρα: } a_v = 0$$

$$z = d - d' = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - d_b = 0.50 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.424 \text{ m} \quad [7.22]$$

Τελικά, [7.1]:

$$\theta_y = 0.003572894 \cdot 3/3 + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot 0.50/3) + (0.003572 \cdot 0.02 \cdot 220)/(8 \cdot 24^{1/2}) = \underline{0.005723 \text{ rad}}$$

Έλεγχος ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2.στ. Σελίδα 7-12:

Αν $V_R < V_{Mu}$ τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{ΟΠΩΤΕ: } \theta_{y, \text{shear}} = \theta_y \cdot V_R \cdot L_s / M_y = \theta_y \cdot V_R / V_{Mu} \quad [7.23]$$

$$V_R = V_c + V_w = V_{R1} + V_w \quad [7.24]$$

$$V_c = V_{R1} = 127.785 \text{ kN}$$

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{yw} \quad [7.25]$$

(ΕΚΩΣ, §11.2.3.2α)

$$V_w = ((2 \cdot \pi \cdot 0.008^2 / 4) / 0.30) \cdot 0.90 \cdot 0.462 \cdot 220000 = 30.653 \text{ kN, άρα:}$$

$$V_R = 127.785 + 30.753 = 158.538 \text{ kN} > 40.4736 \text{ kN} = V_{Mu}$$

Δε χρειάζεται απομείωση της θ_y .

- Παραμόρφωση αστοχίας

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot ((\max(0.01; \omega') / \max(0.01; \omega)) \cdot f_c)^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_s \cdot f_{yw} / f_c)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad [7.26]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.8α)

$$v = N / (b \cdot h \cdot f_c) = 322 / (0.35 \cdot 0.50 \cdot 24000) = 0.0767 \quad [7.27]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.8α)

$$\omega = A_s(\epsilon) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.000628318 \cdot 220 / (0.50 \cdot 0.35 \cdot 24) = 0.032912 \quad [7.28]$$

$$\omega' = A_s(\theta) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.000628318 \cdot 220 / (0.50 \cdot 0.35 \cdot 24) = 0.032912 \quad [7.29]$$

(ΕΚΩΣ, §10.1, Σχήμα 10.1)

$$\alpha_s = M / (V \cdot H) = L_s / H = 3.00 / 6.00 = 0.50 \quad [7.30]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4)

$$\alpha = (1-s_h/(2 \cdot b_c)) \cdot (1-s_h/(2 \cdot h_c)) \cdot (1-(\Sigma b_i^2)/(6 \cdot b_c \cdot h_c)) \quad [7.31]$$

(KAN.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.7α)

$$s_h = 0.30 \text{ m}$$

$$b_c = b - 2 \cdot c - d_w = 0.35 - 2 \cdot 0.02 - 0.008 = 0.302 \text{ m} \quad [7.32]$$

$$h_c = h - 2 \cdot c - d_w = 0.50 - 2 \cdot 0.02 - 0.008 = 0.452 \text{ m} \quad [7.33]$$

$$b_i(b) = b - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2 = 0.35 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.274 \text{ m} \quad [7.34]$$

$$b_i(h) = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2 = 0.50 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.424 \text{ m} \quad [7.35]$$

$$\alpha = (1-0.30/(2 \cdot 0.302)) \cdot (1-0.30/(2 \cdot 0.452)) \cdot (1-(2 \cdot 0.274^2 + 2 \cdot 0.424^2)/(6 \cdot 0.302 \cdot 0.452)) = 0.127$$

$$\rho_s = A_{sh}/(b_w \cdot s_h) = (2 \cdot \pi \cdot 0.008^2/4)/(0.35 \cdot 0.30) = 0.00095743 \quad [7.36]$$

(KAN.ΕΠΕ. §7.2.4)

$$\rho_d = 0 \quad [7.37]$$

άρα:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^{0.0767}) \cdot ((\max(0.01; 0.032912)/\max(0.02; 0.032912)) \cdot 24)^{0.225} \cdot$$

$$0.50^{0.35} \cdot 25^{(0.127-0.00095743 \cdot 220/24)} \cdot 1.25^{(100 \cdot 0)} = \underline{0.02348 \text{ rad}}$$

Σύμφωνα, όμως με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.1, εδάφιο (iii), τιμή του θ_{um} πρέπει να διαιρεθεί δια 1.20 καθώς έχει διαστασιολογηθεί με τις διατάξεις προ του 1985:

$$\theta_{um} = 0.02348/1.2 = \underline{0.01957 \text{ rad}} \quad [7.38]$$

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.1, εδάφιο (v), τιμή του θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί 0.95 καθώς πρόκειται για λείες ράβδους σπλισμού:

$$\theta_{um} = 0.01957 \cdot 0.95 = \underline{0.0185883 \text{ rad}} \quad [7.39]$$

και

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = 0.0185883 - 0.005723 = \underline{0.0128653 \text{ rad}}$$

- Μείωση διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = ((h-x)/(2 \cdot L_s)) \cdot \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1-0.05 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})) \cdot (0.16 \cdot \max(0.5; 100 \cdot \rho_{tot}) \cdot (1-0.16 \cdot \min(5; \alpha_s)) \cdot f_c^{0.5} \cdot A_c + V_w) \quad [7.40]$$

(KAN.ΕΠΕ. Παράρτημα 7Γ, Σχέση Γ.1)

$$x = \xi_y = 0.154 \text{ m} \quad [7.41]$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1 \quad [7.42]$$

$$\mu_\theta = \theta_{um}/\theta_y = 0.0185883/0.005723 = 3.247 \quad [7.43]$$

$$\mu_\theta^{pl} = 3.247 - 1 = 2.247$$

$$\rho_{tot} = A_{s,tot}/(b \cdot d) = (4 \cdot \pi \cdot 0.02^2/4)/(0.35 \cdot 0.462) = 0.00777141 \quad [7.44]$$

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.00095743 \cdot 0.35 \cdot 0.424 \cdot 220000 = 31.258 \text{ kN} \quad [7.45]$$

άρα:

$$V_R = ((0.50-0.154)/(2 \cdot 3)) \cdot \min(0.322; 0.55 \cdot 0.175 \cdot 24) + (1-0.05 \cdot \min(5; 2.247)) \cdot (0.16 \cdot \max(0.5; 0.777141) \cdot (1-0.16 \cdot \min(5; 0.50)) \cdot 24^{0.5} \cdot 0.175 + 31.258/1000) = 133.369 \text{ kN}$$

Για $a_s = 0.50 < 2.00$, η τιμή της V_R δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$ ως,

$$V_{R,max} = \quad [7.46]$$

$$4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) \cdot (1 + 1.35 \cdot N / (A_c \cdot f_c)) \cdot (1 + 0.45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot (\min(40; f_c))^{0.5} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin(2\delta)$$

όπου δ η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h / (2 \cdot L_s) = 0.5 / a_s$).
Η αντικατάσταση με τις τιμές που αφορούν στο υπό εξέταση πλαίσιο δίνει:

$$\tan \delta = 0.50 / 0.50 = 1.00 \text{ άρα } \delta = 45^\circ.$$

$$V_{R,max} =$$

$$4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot \min(5; 2.247)) \cdot (1 + 1.35 \cdot 0.322 / (0.175 \cdot 24)) \cdot (1 + 0.45 \cdot 0.777141) \cdot (\min(40; 24))^{0.5} \cdot 0.35 \cdot 0.424 \cdot \sin(2 \cdot 45) = 590.94 \text{ kN}$$

Επιλέγεται ως V_R η δυσμενέστερη – η \min των δύο - άρα $V_R = 133.369 \text{ kN} > 40.4736 \text{ kN} = V_{Mu}$.

Επομένως,

σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.2, το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

- Στάθμες επιτελεστικότητας (Σχ. 3.20, παρούσας εργασίας)

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας Α: «**Άμεση χρήση μετά το σεισμό**»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^Α και §9.2)

$$R_d = \theta_y = \underline{0.005723 \text{ rad}} \quad [7.47]$$

Με μέσες τιμές, $\gamma_{Rd} = 1.00$ και $\gamma_m = 1.00$.

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας Β: «**Προστασία Ζωής**»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^Α και §9.3.1)

$$R_d = \theta_d = \mathbf{0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}} =$$

$$0.5 \cdot (0.005723 + 0.0185883) / 1.50 = \underline{0.00675314 \text{ rad}} \quad [7.48]$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας Γ: «**Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης**»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^Α και §9.3.1)

$$R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0.0185883 / 1.50 = \underline{0.0103268 \text{ rad}} \quad [7.49]$$

- Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ)

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.1.2.2 και Παράρτημα 4.4)

Σημείο Α: $M = 0$, $\theta = 0$

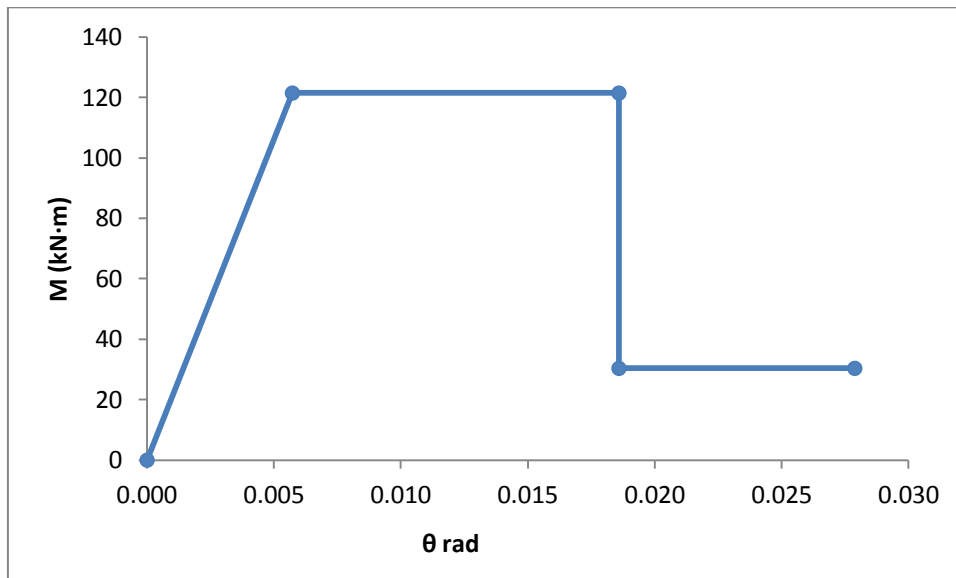
Σημείο Β: $M = M_y = 121.421 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.005723 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_y = 121.421 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_{um} = 0.0185883 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 \cdot M_y = 0.25 \cdot 121.421 = 30.3553 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_{um} = 0.0185883 \text{ rad}$

Σημείο Ε: $M = 0.25 \cdot M_y = 0.25 \cdot 121.421 = 30.3553 \text{ kNm}$, θ : Παραμόρφωση που προκαλεί πλήρη απώλεια των αντιστάσεων και έναντι των φορτίων βαρύτητας, η οποία δεν μπορεί να υπολογιστεί με αξιοπιστία. Μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ως το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και μόνο για λόγους προσέγγισης της απόκρισης μετά τη διαδοχική οιονεί - κατάρρευση των επιμέρους στοιχείων, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής λαμβάνεται 1.50.

$\theta_{max} = 1.50 \cdot \theta_{um} = 1.50 \cdot 0.0185883 = 0.02788245 \text{ rad}$



ΔΟΚΟΣ – ΜΕΣΑΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗ

- Παραμόρφωση διαρροής

$$\theta_y = (1/r)_y \cdot (L_s + a_v \cdot z) / 3 + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot h / L_s) + ((1/r)_y \cdot d_b \cdot f_y) / (8 \cdot f_c^{1/2}) \quad [7.1]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2, Σ.2)

Διαστάσεις: 1x0.20

Οπλισμός: 1. Διαμήκης άνω: 2Ø20
2. Διαμήκης κάτω: 4Ø20
3. Εγκάρσιος: Ø8/30

Υλικά: 1. Σκυρόδεμα: C16/20
2. Χάλυβας: S220

$$(1/r)_y = 1.77 \cdot f_y / (E_s \cdot h) \quad [7.2]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §Παράρτημα 7^Α, Σχέση Α7.α - προσεγγιστικός τύπος)

όπου

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$h = 1.00 \text{ m}$$

άρα

$$(1/r)_y = 1.77 \cdot 220 / (200000 \cdot 1.00) = 0.001947 \text{ m}^{-1}$$

$$L_s = l_n / 2 \quad [7.3]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3)

$$l_n = 14.00 \text{ m}$$

$$L_s = 14.00 / 2 = 7.00 \text{ m}$$

$$V_{R1} = (\tau_R \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [7.4]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1, Σχέση 11.2)

$$\tau_R = 0.25 \cdot f_{ctk0,05} \quad [7.5]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1, Σχέση Σ11.1)

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot f_{ctm} \quad [7.6]$$

(ΕΚΩΣ, §2.4)

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [7.7]$$

(ΕΚΩΣ, §2.4, Σχέση Σ2.2)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [7.8]$$

(ΕΚΩΣ, §2.3.1, Σχέση Σ2.1)

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa, οπότε:}$$

$$f_{cm} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot 16^{2/3} = 1.9049 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot 1.9049 = 1.3334 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0.25 \cdot 1.3334 = 0.3334 \text{ MPa}$$

$$k = 1.60 - d \geq 1.00 \quad [7.9]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)

$$\text{όπου } c = 0.02 \text{ m}$$

$$d = h - d_1 = 1.00 - 0.02 - 0.008 - 0.02 / 2 = 0.962 \text{ m} \quad [7.10]$$

$$k = 1.60 - 0.962 = 0.638 < 1.00 \text{ άρα } k = 1.00$$

$$\rho_l = A_s / (b_w \cdot d) \leq 0.02 \quad [7.11]$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)

$$A_{sl,πάνω} = 2 \cdot \pi \cdot 0.020^2 / 4 = 0.000628318 \text{ m}^2$$

$$A_{sl,κάτω} = 4 \cdot \pi \cdot 0.020^2 / 4 = 0.001256637 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho_{l,πάνω} = 0.000628318 / (0.2 \cdot 0.962) = 0.0032657 < 0.02 \text{ (ok)}$$

$$\rho_{l,κάτω} = 0.001256637 / (0.2 \cdot 0.962) = 0.0065313 < 0.02 \text{ (ok)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c = 0 \quad [7.12]$$

$$V_{R1,πάνω}^{10} = (0.3334 \cdot 1000 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.0032657)) \cdot 0.20 \cdot 0.962 = 85.354 \text{ kN}$$

$$V_{R1,κάτω} = (0.3334 \cdot 1000 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.00653137)) \cdot 0.20 \cdot 0.962 = 93.734 \text{ kN}$$

$$V_{Mu} = M_y / L_s \quad [7.13]$$

$$a_v = 1, \text{ αν } V_{R1} < V_{Mu}$$

$$a_v = 0, \text{ αν } V_{R1} > V_{Mu}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2)

Για τον υπολογισμό της ροπής στη φάση της διαρροής (M_y) επιστρατεύεται ο αλγόριθμος που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ στο Παράρτημα 7^A:

Το Παράρτημα 7^A του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περιγράφει έναν αρκετά απλοποιημένο αλγόριθμο προσέγγισης της M_y ορθογωνικών διατομών οποιός εφαρμόζεται και στους υπολογισμούς του παρόντος προσομοιώματος. Ο αλγόριθμος αυτός ισχύει, επιπλέον, και για διατομές τύπου «Γ», «Τ», «Π» κτλ. εφόσον η θλιβόμενη ζώνη τους έχει σταθερό πλάτος b , συνθήκη η οποία ελέγχεται με βάση το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ($\xi_y \cdot d$) με το ξ_y να υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση [7.16]. Επομένως, εάν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού τότε η καμπυλότητα στη διαρροή ($1/r_y$) υπολογίζεται από τη σχέση [7.14], ενώ εάν οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του $\epsilon_c \approx 1.8 \cdot f_c / E_c$) τότε υπολογίζεται από την [7.15]. Ως καμπυλότητα διαρροής λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των δύο ως η δυσμενέστερη.

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1-\xi_y) \cdot d} \quad [7.14]$$

$$(1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y \cdot d} \approx \frac{1.8 \cdot f_c}{E_c \cdot \xi_y \cdot d} \quad [7.15]$$

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{0.5} - \alpha \cdot A \quad [7.16]$$

όπου $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$ και τα A, B προσδιορίζονται από τις [7.17] και [7.18] εάν η διαρροή ελέγχεται από τον εφελκόμενο οπλισμό ή από το θλιβόμενο σκυροδέμα, αντίστοιχα. Στις εξισώσεις, ρ, ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο $b \cdot d$), d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο με θετικό πρόσημο για τη θλίψη.

¹⁰ Η ένδειξη *πάνω* αντιστοιχεί σε εφελκυσμό της πάνω ίνας αναφοράς της μεσαίας διατομής. Αντιστοίχως η ένδειξη *κάτω*.

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y}$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} \quad [7.17]$$

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{b \cdot d \cdot \varepsilon_c \cdot E_s} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot f_c \cdot a}$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') \quad [7.18]$$

Αντί των παραπάνω σχέσεων, για την καμπυλότητα στη διαρροή μπορούν να χρησιμοποιηθούν και οι ημι - εμπειρικές εξισώσεις [7.19] και [7.20] για υποστυλώματα – δοκούς και για τοιχώματα, αντίστοιχα:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.77 \cdot f_y}{E_s \cdot h} \quad \text{ή}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.55 \cdot f_y}{E_s \cdot d} \quad [7.19]$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.44 \cdot f_y}{E_s \cdot h} \quad \text{ή}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_y = \frac{1.36 \cdot f_y}{E_s \cdot d} \quad [7.20]$$

Με δεδομένη την καμπυλότητα διαρροής, η αντίστοιχη ροπή M_y προκύπτει ως,

$$\frac{M_y}{b \cdot d^3} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \left\{ E_c \cdot \frac{\xi_y^2}{2} \cdot \left(0.5 \cdot (1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y) \cdot \rho + (\xi_y - \delta') \cdot \rho' + \frac{\rho_v}{6} \cdot (1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \cdot \frac{E_s}{2} \right\} \quad [7.21]$$

Αντικαθιστώντας προκύπτουν οι παρακάτω τιμές:

ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΤΗΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΤΗΝ ΠΑΝΩ ΙΝΑ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω διαρροής χάλυβα	ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος
E_s (MPa)	200000
E_c (MPa)	27500
b (mm)	200
h (mm)	1000
d (mm)	962
d' (mm)	38
f_y (MPa)	220

f_{cm} (MPa)	24	
$\alpha=$	7.272727273	
A_s (mm ²)	628.318	
A_s' (mm ²)	1256.636	
A_{s_v} (mm ²)	0	
$\rho=$	0.003265686	
$\rho'=$	0.006531372	
$\rho_v=$	0	
N_{sd} (N)	0	
$A=$	0.009797058	0.009797058
$\delta'=$	0.03950104	
$B=$	0.003523682	0.003523682
$\xi y/d=$	0.166088739	0.166088739
ξy (mm)=	159.7773671	962.1660887
(1/r) γ λόγω διαρροής χάλυβα (mm ⁻¹)=	1.37119E-06	
(1/r) γ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος (mm ⁻¹)=	9.83186E-06	
επιλέγεται ως δυσμενέστερη η min	0.000001371	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ	0.000001947	
$M_{y\text{ πάνω}}$ (kN-m)=	126.2555887	

ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΤΗΣ ΜΕΣΑΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΤΗΝ ΚΑΤΩ ΙΝΑ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω διαρροής χάλυβα	ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος
E_s (MPa)	200000
E_c (MPa)	27500
b (mm)	200
h (mm)	1000
d (mm)	962
d' (mm)	38
f_y (MPa)	220
f_{cm} (MPa)	24
$\alpha=$	7.272727273
A_s (mm ²)	1256.636
A_s' (mm ²)	628.318
A_{s_v} (mm ²)	0
$\rho=$	0.006531372

$\rho' =$	0.003265686	
$\rho_v =$	0	
Nsd (N)	0	
A=	0.009797058	0.009797058
$\delta' =$	0.03950104	
B=	0.00666037	0.00666037
$\xi\gamma/d =$	0.248052384	0.248052384
$\xi\gamma$ (mm)=	238.6263936	962.2480524
(1/r) γ λόγω διαρροής χάλυβα (mm ⁻¹)=	1.52065E-06	
(1/r) γ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος (mm ⁻¹)=	6.58313E-06	
επιλέγεται ως δυσμενέστερη η min	0.000001521	
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ	0.000001947	
$M_{y\text{ κάτω}}$ (kN-m)=	245.5568672	

[7.13]: $V_{Mu, \text{πάνω}} = 126.255/7 = 18.036 \text{ kN} < 85.354 \text{ kN}$ άρα $a_{v, \text{πάνω}} = 0$
 $V_{Mu, \text{κάτω}} = 245.556/7 = 35.079 \text{ kN} < 93.734 \text{ kN}$ άρα $a_{v, \text{κάτω}} = 0$

$$z = d - d' = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b / 2 = 1.00 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.924 \text{ m} \quad [7.22]$$

Τελικά, [7.1]:

$$\theta_{y, \text{πάνω}} = \theta_{y, \text{κάτω}} = 0.001371 \cdot 7/3 + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot 1/7) + (0.001371 \cdot 0.02 \cdot 220) / (8 \cdot 24^{1/2}) = \underline{0.0050529 \text{ rad}}$$

Έλεγχος ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2.στ. Σελίδα 7-12:

Αν $V_R < V_{Mu}$ τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{ΟΠΟΤΕ: } \theta_{y, \text{shear}} = \theta_y \cdot V_R \cdot L_s / M_y = \theta_y \cdot V_R / V_{Mu} \quad [7.23]$$

$$V_R = V_c + V_w = V_{R1} + V_w \quad [7.24]$$

$$V_c = V_{R1}$$

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{yw} \quad [7.25]$$

(ΕΚΩΣ, §11.2.3.2α)

$$V_w = ((2 \cdot \pi \cdot 0.008^2 / 4) / 0.30) \cdot 0.90 \cdot 0.962 \cdot 220000 = 63.828 \text{ kN, άρα:}$$

$$V_{R, \text{πάνω}} = 85.354 + 63.828 = 149.182 \text{ kN} > 18.036 \text{ kN} = V_{Mu, \text{πάνω}}$$

$$V_{R, \text{κάτω}} = 93.734 + 63.828 = 157.562 \text{ kN} > 35.079 \text{ kN} = V_{Mu, \text{κάτω}}$$

Δεν χρειάζεται απομείωση της θ_y ούτε για τον εφελκυσμό της πάνω ούτε της κάτω ίνας.

- Παραμόρφωση αστοχίας

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^V) \cdot ((\max(0.01; \omega') / \max(0.01; \omega)) \cdot f_c)^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_s \cdot f_{yw} / f_c)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad [7.26]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.8α)

$$v = N / (b \cdot h \cdot f_c) = 0 \quad [7.27]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.8α)

$$\omega_{πάνω} = A_s(\epsilon) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.000628318 \cdot 220 / (0.20 \cdot 24) = 0.0287979 \quad [7.28]$$

$$\omega_{κάτω} = A_s(\epsilon) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.001256637 \cdot 220 / (0.20 \cdot 24) = 0.057595$$

$$\omega'_{πάνω} = A_s(\theta) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.001256637 \cdot 220 / (0.20 \cdot 24) = 0.057595 \quad [7.29]$$

$$\omega'_{κάτω} = A_s(\theta) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.000628318 \cdot 220 / (0.20 \cdot 24) = 0.0287979$$

(ΕΚΩΣ, §10.1, Σχήμα 10.1)

$$\alpha_s = M / (V \cdot H) = L_s / H = 7.00 / 14.00 = 0.50 \quad [7.30]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4)

$$\alpha = (1 - s_h / (2 \cdot b_c)) \cdot (1 - s_h / (2 \cdot h_c)) \cdot (1 - (\Sigma b_i^2) / (6 \cdot b_c \cdot h_c)) \quad [7.31]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.7α)

$$s_h = 0.30 \text{ m}$$

$$b_c = b - 2 \cdot c - d_w = 0.20 - 2 \cdot 0.02 - 0.008 = 0.152 \text{ m} \quad [7.32]$$

$$h_c = h - 2 \cdot c - d_w = 1.00 - 2 \cdot 0.02 - 0.008 = 0.952 \text{ m} \quad [7.33]$$

$$b_i(b)_{πάνω} = b - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b / 2 = 0.20 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.124 \text{ m} \quad [7.34]$$

$$b_i(b)_{κάτω} = (b - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b / 2) / 3 = 0.124 / 3 = 0.0413 \text{ m}$$

$$b_i(h) = (h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b / 2 - \emptyset 14) / 2 + \emptyset 14 / 2 = 0.462 \text{ m} \quad [7.35]$$

$$\alpha = (1 - 0.30 / (2 \cdot 0.152)) \cdot (1 - 0.30 / (2 \cdot 0.952)) \cdot (1 - (4 \cdot 0.462^2 + 0.124^2 + 3 \cdot 0.0413^2) / (6 \cdot 0.152 \cdot 0.952)) < 0$$

άρα λαμβάνεται $\alpha = 0$

$$\rho_s = A_{sh} / (b_w \cdot s_h) \quad [7.36]$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4)

$$\rho_d = 0 \quad [7.37]$$

άρα:

$$\theta_{um,πάνω} = 0.016 \cdot (0.057595 \cdot 24 / 0.0287979)^{0.225} \cdot 0.50^{0.35} = \underline{0.02999 \text{ rad}}$$

$$\theta_{um,κάτω} = 0.016 \cdot (0.028799 \cdot 24 / 0.057595)^{0.225} \cdot 0.50^{0.35} = \underline{0.021957 \text{ rad}}$$

Σύμφωνα, όμως με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.1, εδάφιο (iii), τιμή του θ_{um} πρέπει να διαιρεθεί δια 1.20 καθώς έχει διαστασιολογηθεί με τις διατάξεις προ του 1985:

$$\theta_{um,πάνω} = 0.02999 / 1.2 = \underline{0.024991 \text{ rad}} \quad [7.38]$$

$$\theta_{um,κάτω} = 0.021957 / 1.2 = \underline{0.0182975 \text{ rad}}$$

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.1, εδάφιο (v), τιμή του θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί 0.95 καθώς πρόκειται για λείες ράβδους οπλισμού:

$$\theta_{um,πάνω} = 0.024991 \cdot 0.95 = \underline{0.023742 \text{ rad}} \quad [7.39]$$

$$\theta_{um,κάτω} = 0.0182975 \cdot 0.95 = \underline{0.0173826 \text{ rad}}$$

και

$$\theta_{um}^{pl} \text{ πάνω} = \theta_{um, \text{πάνω}} - \theta_y = 0.023742 - 0.0050529 = \underline{0.0172839 \text{ rad}}$$

$$\theta_{um}^{pl} \text{ κάτω} = \theta_{um, \text{κάτω}} - \theta_y = 0.0173826 - 0.0050529 = \underline{0.0109211 \text{ rad}}$$

- Μείωση διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = ((h-x)/(2 \cdot L_s)) \cdot \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})) \cdot (0.16 \cdot \max(0.5; 100 \cdot \rho_{tot})) \cdot (1 - 0.16 \cdot \min(5; \alpha_s)) \cdot f_c^{0.5} \cdot A_c + V_w \quad [7.40]$$

(KAN.ΕΠΕ. Παράρτημα 7Γ, Σχέση Γ.1)

$$x_{\text{πάνω}} = \xi_{y, \text{πάνω}} = 0.15978 \text{ m} \quad [7.41]$$

$$x_{\text{κάτω}} = \xi_{y, \text{κάτω}} = 0.23862 \text{ m}$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1 \quad [7.42]$$

$$\mu_{\theta, \text{πάνω}} = \theta_{um, \text{πάνω}} / \theta_y = 0.023742 / 0.0050529 = 3.456 \quad [7.43]$$

$$\mu_{\theta, \text{κάτω}} = \theta_{um, \text{κάτω}} / \theta_y = 0.0173826 / 0.0050529 = 2.6902$$

$$\mu_\theta^{pl} \text{ πάνω} = 3.456 - 1 = 2.456$$

$$\mu_\theta^{pl} \text{ κάτω} = 2.6902 - 1 = 1.6902$$

$$\rho_{tot} = A_{s, tot} / (b \cdot d) = (6 \cdot \pi \cdot 0.02^2 / 4) / (0.20 \cdot 0.962) = 0.009797 \quad [7.44]$$

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.0016755 \cdot 0.20 \cdot 0.924 \cdot 220000 = 68.119 \text{ kN} \quad [7.45]$$

άρα:

$$V_{R, \text{πάνω}} = (1 - 0.05 \cdot 2.456) \cdot (0.16 \cdot 0.9797 \cdot (1 - 0.16 \cdot 0.50) \cdot 24^{0.5} \cdot 0.20 + 68.119 / 1000) = 183.70 \text{ kN}$$

$$V_{R, \text{κάτω}} = (1 - 0.05 \cdot 1.6902) \cdot (0.16 \cdot 0.9797 \cdot (1 - 0.16 \cdot 0.50) \cdot 24^{0.5} \cdot 0.20 + 68.119 / 1000) = 191.72 \text{ kN}$$

Για $\alpha_s = 0.50 < 2.00$, η τιμή της V_R δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, $V_{R, \text{max}}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$ ως,

$$V_{R, \text{max}} = \quad [7.46]$$

$$4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})) \cdot (1 + 1.35 \cdot N / (A_c \cdot f_c)) \cdot (1 + 0.45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot (\min(40; f_c))^{0.5} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin(2\delta)$$

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

Η αντικατάσταση με τις τιμές που αφορούν στο υπό εξέταση πλαίσιο δίνει:

$$\tan \delta = 0.50 / 0.50 = 1.00 \text{ άρα } \delta = 45^\circ.$$

$$V_{R, \text{max}} \text{ πάνω} =$$

$$4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot \min(5; 2.456)) \cdot (1 + 0.45 \cdot 0.9797) \cdot (\min(40; 24))^{0.5} \cdot 0.20 \cdot 0.924 \cdot \sin(2 \cdot 45) = 708.7915 \text{ kN}$$

$$V_{R, \text{max}} \text{ κάτω} =$$

$$4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot \min(5; 1.6902)) \cdot (1 + 0.45 \cdot 0.9797) \cdot (\min(40; 24))^{0.5} \cdot 0.20 \cdot 0.924 \cdot \sin(2 \cdot 45) = 720.21 \text{ kN}$$

Επιλέγεται ως V_R η δυσμενέστερη – η \min των τριών για κάθε φορά της ροπής - άρα

$$V_{R, \text{πάνω}} = 149.182 \text{ kN} > 18.0366 \text{ kN} = V_{Mu, \text{πάνω}}$$

$$V_{R, \text{κάτω}} = 157.562 \text{ kN} > 35.079 \text{ kN} = V_{Mu, \text{κάτω}}$$

Επομένως,

σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.2, το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη και για τις δύο φορές της κάμψης.

- Στάθμες επιτελεστικότητας

Πάνω ο εφελκυσμός:

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας A: «Άμεση χρήση μετά το σεισμό»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^A και §9.2)

$$R_d = \theta_y = 0.0050529 \text{ rad} \quad [7.47]$$

Με μέσες τιμές, $\gamma_{Rd} = 1.00$ και $\gamma_m = 1.00$.

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας B: «Προστασία Ζωής»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^A και §9.3.1)

$$R_d = \theta_d = 0.5 \cdot (\theta_y + \theta_{u,\text{πάνω}}) / \gamma_{Rd} = 0.5 \cdot (0.0050529 + 0.023742) / 1.50 = 0.008391 \text{ rad} \quad [7.48]$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας Γ: «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^A και §9.3.1)

$$R_d = \theta_d = \theta_{u,\text{πάνω}} / \gamma_{Rd} = 0.023742 / 1.50 = 0.013192 \text{ rad} \quad [7.49]$$

Κάτω ο εφελκυσμός:

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας A: «Άμεση χρήση μετά το σεισμό»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^A και §9.2)

$$R_d = \theta_y = 0.0050529 \text{ rad}$$

Με μέσες τιμές, $\gamma_{Rd} = 1.00$ και $\gamma_m = 1.00$.

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας B: «Προστασία Ζωής»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^A και §9.3.1)

$$R_d = \theta_d = 0.5 \cdot (\theta_y + \theta_{u,\text{κάτω}}) / \gamma_{Rd} = 0.5 \cdot (0.0050529 + 0.0173826) / 1.50 = 0.0062321 \text{ rad}$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας Γ: «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^A και §9.3.1)

$$R_d = \theta_d = \theta_{u,\text{κάτω}} / \gamma_{Rd} = 0.0173826 / 1.50 = 0.009657 \text{ rad}$$

- Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ)

Πάνω ο εφελκυσμός:

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.1.2.2 και Παράρτημα 4.4)

Σημείο A: $M = 0$, $\theta = 0$

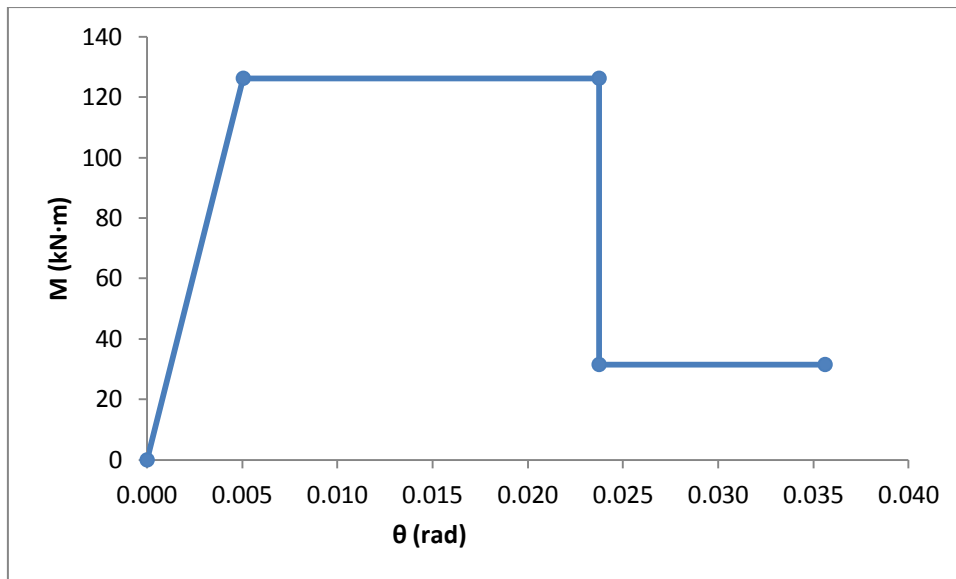
Σημείο B: $M = M_{y,\text{πάνω}} = 126.255 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.0050529 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_{y,\text{πάνω}} = 126.255 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_{u,\text{πάνω}} = 0.023742 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 \cdot M_{y,\text{πάνω}} = 0.25 \cdot 126.255 = 31.563 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_{u,\text{πάνω}} = 0.023742 \text{ rad}$

Σημείο E: $M = 0.25 \cdot M_{y,\text{πάνω}} = 0.25 \cdot 126.255 = 31.563 \text{ kNm}$, θ : Παραμόρφωση που προκαλεί πλήρη απώλεια των αντιστάσεων και έναντι των φορτίων βαρύτητας, η οποία δεν μπορεί να υπολογιστεί με αξιοπιστία. Μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ως το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και μόνο για λόγους προσέγγισης της απόκρισης μετά τη διαδοχική οιονεί - κατάρρευση των επιμέρους στοιχείων, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής λάμβάνεται 1.50.

$$\theta_{\text{max},\text{πάνω}} = 1.50 \cdot \theta_{u,\text{πάνω}} = 1.50 \cdot 0.023742 = 0.035613 \text{ rad}$$



Κάτω ο εφελκυσμός:

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.1.2.2 και Παράρτημα 4.4)

Σημείο Α: $M = 0$, $\theta = 0$

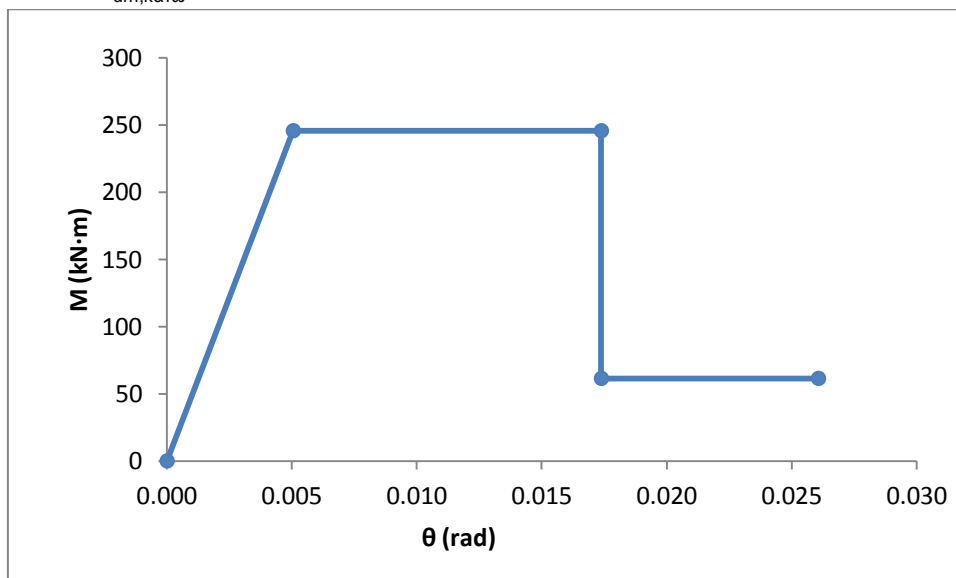
Σημείο Β: $M = M_{y,κάτω} = 245.557 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.0050529 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_{y,κάτω} = 245.557 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_{um,κάτω} = 0.0173826 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 \cdot M_{y,κάτω} = 0.25 \cdot 245.557 = 61.389 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_{um,κάτω} = 0.0173826 \text{ rad}$

Σημείο Ε: $M = 0.25 \cdot M_{y,κάτω} = 0.25 \cdot 245.557 = 61.389 \text{ kNm}$, θ : Παραμόρφωση που προκαλεί πλήρη απώλεια των αντιστάσεων και έναντι των φορτίων βαρύτητας, η οποία δεν μπορεί να υπολογιστεί με αξιοπιστία. Μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ως το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και μόνο για λόγους προσέγγισης της απόκρισης μετά τη διαδοχική οιονεί - κατάρρευση των επιμέρους στοιχείων, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής λαμβάνεται 1.50.

$\theta_{\max,κάτω} = 1.50 \cdot \theta_{um,κάτω} = 1.50 \cdot 0.0173826 = 0.026074 \text{ rad}$



Όλα τα παραπάνω ισχύουν ασφαλώς και για τις ακραίες διατομές της δοκού για την αντίθετη φορά του *πάνω* και *κάτω*.

7.3.2 Ανάλυση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 (EN1998 - 3:2005)

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

- Παραμόρφωση διαρροής

$$\theta_y = \Phi_y \cdot (L_v + a_v \cdot z) / 3 + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot h / L_v) + 0.13 \cdot \Phi_y \cdot d_b \cdot f_y / (f_c^{1/2}) \quad [7.50]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.4 (2), Σχέση Α10.β)

Διαστάσεις: 0.50x0.40

Οπλισμός: 1. Διαμήκης: 4Ø20

2. Εγκάρσιος: Ø8/30

Υλικά: 1. Σκυρόδεμα: C16/20

2. Χάλυβας: S220

$$\Phi_y = 1.77 \cdot f_y / (E_s \cdot h) \quad [7.51]$$

όπου σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 της σελίδας 20 και την §3.5, για Επίπεδο Γνώσης των δεδομένων: ΕΓ2, ο συντελεστής CF = 1.20 (από το Εθνικό Προσάρτημα). Άρα:

$$f_y = f_y / CF = 220 / 1.20 = 183.333 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

άρα

$$\Phi_y = 1.77 \cdot 183.333 / (200000 \cdot 0.50) = 0.003244941 \text{ m}^{-1}$$

$$L_v = H/2 \quad [7.52]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.4 (5), Σελίδα 45)

$$H = 6.00 \text{ m}$$

$$L_v = 6.00 / 2 = 3.00 \text{ m}$$

$$V_{R1} = (\tau_R \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [7.53]$$

$$\tau_R = 0.25 \cdot f_{ctk0,05} / CF \quad [7.54]$$

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot f_{ctm} \quad [7.55]$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [7.56]$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [7.57]$$

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa, οπότε:}$$

$$f_{cm} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot 16^{2/3} = 1.9049 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot 1.9049 = 1.3334 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0.25 \cdot 1.3334 = 0.3334 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0.3334 / 1.20 = 0.2777 \text{ MPa}$$

$$k = 1.60 - d \geq 1.00 \quad [7.58]$$

$$\text{όπου } c = 0.02 \text{ m}$$

$$d = h - d_1 = 0.50 - 0.02 - 0.008 - 0.02 / 2 = 0.462 \text{ m} \quad [7.59]$$

$$k = 1.60 - 0.462 = 1.138 > 1.00 \text{ (ok)}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02 \quad [7.60]$$

$$A_{sl} = 2 \cdot \pi \cdot 0.020^2 / 4 = 0.000628318 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0.35 \text{ m}$$

$$\rho_l = 0.000628318 / (0.35 \cdot 0.462) = 0.0038857 < 0.02 \text{ (ok)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c \quad [7.61]$$

Ως αξονική δύναμη σχεδιασμού επιτρέπεται από τον EN 1998 - 3:2005 (§4.2) ο οποίος παραπέμπει στον EC8 - 1 (§3.2.2) να λαμβάνεται εκείνη που προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία, δηλαδή από το συνδυασμό G+0.50·Q. Οπότε, λαμβάνοντας τον άνω κόμβο ως δυσμενέστερο για τον υπολογισμό μικρότερης V_{R1} (Σχ. 7.3):

$$N_{sd} = 322 \text{ kN}$$

$$A_c = b \cdot h = 0.35 \cdot 0.50 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 322 \cdot 10^{-3} / 0.175 = 1.84 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{R1} = (0.2777 \cdot 1.138 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.0038857) + 0.15 \cdot 1.84) \cdot 0.35 \cdot 0.462 = 113.892 \text{ kN}$$

$$V_{Mu} = M_y / L_v \quad [7.62]$$

$$a_v = 1, \text{ αν } V_{R1} < V_{Mu}$$

$$a_v = 0, \text{ αν } V_{R1} > V_{Mu}$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.4 (2))

Από αναλυτικές μεθόδους $M_y = 115.655 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$[7.62]: V_{Mu} = 115.655 / 3.00 = 38.5517 \text{ kN}$$

$$V_{R1} = 113.892 > 38.5517 = V_{Mu}$$

Άρα: $a_v = 0$

$$z = d - d' = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - d_b = 0.50 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.424 \text{ m} \quad [7.63]$$

Τελικά, [7.50]:

$$\theta_y = 0.003244941 \cdot 3/3 + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot 0.50/3) + 0.13 \cdot 0.003244941 \cdot 0.02 \cdot 183.333 / (20^{1/2}) = 0.00521580535 \text{ rad}$$

Αν $V_R < V_{Mu}$ τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{Οπότε: } \theta_{y, \text{shear}} = \theta_y \cdot V_R \cdot L_v / M_y = \theta_y \cdot V_R / V_{Mu} \quad [7.64]$$

$$V_R = V_c + V_w = V_{R1} + V_w \quad [7.65]$$

$$V_c = V_{R1} = 113.892 \text{ kN}$$

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{yw} / CF \quad [7.66]$$

$$V_w = ((2 \cdot \pi \cdot 0.008^2 / 4) / 0.30) \cdot 0.90 \cdot 0.462 \cdot 183333 = 26.0484 \text{ kN, άρα:}$$

$$V_R = 113.892 + 26.0484 = 139.941 \text{ kN} > 38.5517 \text{ kN} = V_{Mu}$$

Δε χρειάζεται απομείωση της θ_y .

- Παραμόρφωση αστοχίας

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot ((\max(0.01; \omega') / \max(0.01; \omega)) \cdot f_c)^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_s \cdot f_{yw} / f_c)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad [7.67]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.2 (1), Σχέση (Α.1))

$$v = N / (b \cdot h \cdot f_c) = 322 / (0.35 \cdot 0.50 \cdot 20000) = 0.092 \quad [7.68]$$

$$\omega = A_s(\epsilon) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.000628318 \cdot 183.333 / (0.50 \cdot 0.35 \cdot 20) = 0.032912 \quad [7.69]$$

$$\omega' = A_s(\theta) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.000628318 \cdot 183.333 / (0.50 \cdot 0.35 \cdot 20) = 0.032912 \quad [7.70]$$

$$\alpha_s = M / (V \cdot H) = L_v / H = 3.00 / 6.00 = 0.50 \quad [7.71]$$

$$\alpha = (1-s_h/(2 \cdot b_c)) \cdot (1-s_h/(2 \cdot h_c)) \cdot (1-(\Sigma b_i^2)/(6 \cdot b_c \cdot h_c)) \quad [7.72]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.2, Σχέση (Α.2))

$$s_h = 0.30 \text{ m}$$

$$b_c = b - 2 \cdot c - d_w = 0.35 - 2 \cdot 0.02 - 0.008 = 0.302 \text{ m} \quad [7.73]$$

$$h_c = h - 2 \cdot c - d_w = 0.50 - 2 \cdot 0.02 - 0.008 = 0.452 \text{ m} \quad [7.74]$$

$$b_i(b) = b - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2 = 0.35 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.274 \text{ m} \quad [7.75]$$

$$b_i(h) = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2 = 0.50 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.424 \text{ m} \quad [7.76]$$

$$\alpha = (1-0.30/(2 \cdot 0.302)) \cdot (1-0.30/(2 \cdot 0.452)) \cdot (1-(2 \cdot 0.274^2 + 2 \cdot 0.424^2)/(6 \cdot 0.302 \cdot 0.452)) = 0.127$$

$$\rho_s = A_{sh}/(b_w \cdot s_h) = (2 \cdot \pi \cdot 0.008^2/4)/(0.35 \cdot 0.30) = 0.00095743 \quad [7.77]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.2, Σχέση (Α.1))

$$\rho_d = 0 \quad [7.78]$$

άρα:

$$[7.67]: \theta_{um} = 0.016 \cdot 0.3^{0.092} \cdot 20^{0.225} \cdot 0.50^{0.35} \cdot 25^{(0.127 \cdot 0.00095743 \cdot 183.333/20)} \cdot 1.25^{(100 \cdot 0)} = 0.0221281185 \text{ rad}$$

Στο Παράρτημα Α, §Α.3.2.2 (5), σελίδα 41, αναφέρεται ότι η τιμή της θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί 0.575 ενώ το πλαστικό μέρος της θ επί 0.375 αφού πρόκειται για λείες ράβδους. Στους συντελεστές αυτούς συμπεριλαμβάνεται ο συντελεστής μείωσης 0.85 του εδαφίου (3) της ίδιας παραγράφου, ο οποίος αντιπροσωπεύει την έλλειψη των λεπτομερειών που προβλέπονται για αντισεισμική περιοχή. Άρα,
 $\theta_{um} = 0.0221281185 \cdot 0.575 = 0.012723668 \text{ rad}$

και επιπλέον,

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = 0.012723668 - 0.00521580535 = 0.0169123 \text{ rad}$$

$$\theta_{um}^{pl} = 0.0169123 \cdot 0.375 = 0.00634211743 \text{ rad}$$

- Μείωση διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = 1/\gamma_{el} \cdot ((h-x)/(2 \cdot L_v)) \cdot \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1-0.05 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})) \cdot (0.16 \cdot \max(0.5; 100 \cdot \rho_{tot}) \cdot (1-0.16 \cdot \min(5; \alpha_s)) \cdot f_c^{0.5} \cdot A_c + V_w) \quad [7.79]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.3.1 (1), Σχέση (Α.12))

Η αναλυτική μέθοδος υπολογισμού της M_y έδωσε επιπλέον:

$$x = \xi_y = 0.158 \text{ m} \quad [7.80]$$

$$f_c = f_{cm}/(CF \cdot \gamma_c) = 24/(1.20 \cdot 1.50) = 13.333 \text{ MPa}$$

$$f_{yw} = f_{yw}/(CF \cdot \gamma_s) = 220/(1.20 \cdot 1.15) = 159.420 \text{ MPa}$$

$$\mu_\theta = \theta_{um}/\theta_y = 0.012723668/0.00521580535 = 2.4394 \quad [7.81]$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1 = 2.4394 - 1 = 1.4394 \quad [7.82]$$

$$\rho_{tot} = A_{s,tot}/(b \cdot d) = (4 \cdot \pi \cdot 0.02^2/4)/(0.35 \cdot 0.462) = 0.00777141 \quad [7.83]$$

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.00095743 \cdot 0.35 \cdot 0.424 \cdot 159.420 = 22.917 \text{ kN} \quad [7.84]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.3.1 (1)α, Σχέση (Α.13))

άρα:

$$V_R = 1/1.15 \cdot ((0.50 - 0.158)/(2 \cdot 3)) \cdot \min(0.322; 0.55 \cdot 0.175 \cdot 13.333) + (1 - 0.05 \cdot 1.43944) \cdot (0.16 \cdot 0.777141) \cdot (1 - 0.16 \cdot \min(5; 0.50)) \cdot 13.333^{0.5} \cdot 0.175 + 22.917/1000 = 93.424 \text{ kN}$$

Για $a_s = 0.50 < 2.00$, η τιμή της V_R δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$ ως,

$$V_{R,max} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \frac{4}{7} \cdot \quad [7.85]$$

$$(1 - 0.02 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})) \cdot (1 + 1.35 \cdot N/(A_c \cdot f_c)) \cdot (1 + 0.45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot (\min(40; f_c))^{0.5} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin(2\delta)$$

όπου δ η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h/(2 \cdot L_s) = 0.5/a_s$). (Παράρτημα Α, §Α.3.3.1(3), Σχέση (Α.16))

Η αντικατάσταση με τις τιμές που αφορούν στο υπό εξέταση πλαίσιο δίνει:

$$\tan \delta = 0.50/0.50 = 1.00 \text{ άρα } \delta = 45^\circ.$$

$$V_{R,max} =$$

$$\frac{1}{1.15} \cdot \frac{4}{7} \cdot (1 - 0.02 \cdot 1.43944) \cdot (1 + 1.35 \cdot 0.322/(0.175 \cdot 13.333)) \cdot (1 + 0.45 \cdot 0.777141) \cdot (\min(40; 13.333))^{0.5} \cdot 0.35 \cdot 0.424 \cdot \sin(2 \cdot 45) = 418.7137 \text{ kN}$$

Επιλέγεται ως V_R η δυσμενέστερη – η \min των δύο – άρα $V_R = 93.424 \text{ kN} > 38.5517 \text{ kN} = V_{Mu}$.

Επομένως, το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

- Στάθμες επιτελεστικότητας
(§9.3.1, Σχέση (1α))

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας Α: «**Οριακή κατάσταση περιορισμού των βλαβών, DL**»
 $R_d = \theta_y = \underline{0.00521580535 \text{ rad}}$ [7.86]

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας Β: «**Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών, SD**»
 $R_d = \theta_d = \frac{3}{4} \cdot \theta_u / \gamma_{el} =$
 $\frac{3}{4} \cdot 0.012723668 / 1.50 = \underline{0.006361834 \text{ rad}}$ [7.87]

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας Γ: «**Οριακή κατάσταση οιονεί κατέρρευσης, NC**»
 $R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{el} = 0.012723668 / 1.50 = \underline{0.00848244 \text{ rad}}$ [7.88]

- Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ)

Σημείο Α: $M = 0, \theta = 0$

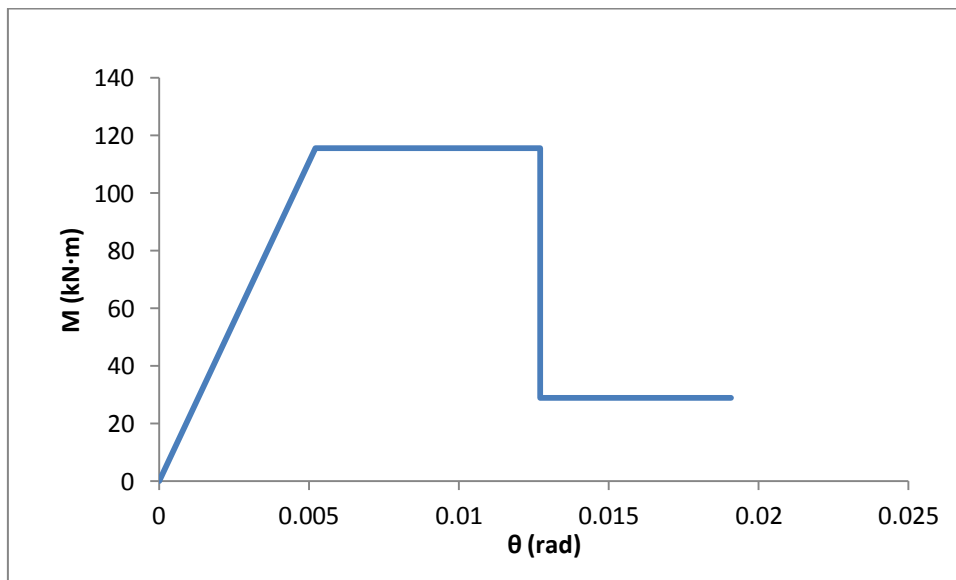
Σημείο Β: $M = M_y = 115.655 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0.00521580535 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_y = 115.655 \text{ kNm}, \theta = \theta_{um} = 0.012723668 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 \cdot M_y = 0.25 \cdot 115.655 = 28.913 \text{ kNm}, \theta = \theta_{um} = 0.012723668 \text{ rad}$

Σημείο Ε: $M = 0.25 \cdot M_y = 0.25 \cdot 121.421 = 30.3553 \text{ kNm}, \theta$: Παραμόρφωση που προκαλεί πλήρη απώλεια των αντιστάσεων και έναντι των φορτίων βαρύτητας, η οποία δεν μπορεί να υπολογιστεί με αξιοπιστία. Μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ως το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και μόνο για λόγους προσέγγισης της απόκρισης μετά τη διαδοχική οιονεί - κατάρρευση των επιμέρους στοιχείων, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής λάμβάνεται 1.50.

$\theta_{max} = 1.50 \cdot \theta_{um} = 1.50 \cdot 0.012723668 = 0.019085502 \text{ rad}$



ΔΟΚΟΣ – ΜΕΣΑΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗ

- Παραμόρφωση διαρροής

$$\theta_y = \Phi_y \cdot (L_v + a_v \cdot z) / 3 + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot h / L_v) + 0.13 \cdot \Phi_y \cdot d_b \cdot f_y / (f_c^{1/2}) \quad [7.50]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.4 (2), Σχέση Α10.β)

Διαστάσεις: 1.00x0.20

Οπλισμός: 1. Διαμήκης άνω: 2Ø20
2. Διαμήκης κάτω: 4Ø20
3. Εγκάρσιος: Ø8/30

Υλικά: 1. Σκυρόδεμα: C16/20
2. Χάλυβας: S220

$$\Phi_y = 1.77 \cdot f_y / (E_s \cdot h) \quad [7.51]$$

όπου σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 της σελίδας 20 και την §3.5, για Επίπεδο Γνώσης των δεδομένων: ΕΓ2, ο συντελεστής CF = 1.20 (από το Εθνικό Προσάρτημα). Άρα:

$$f_y = f_y / CF = 220 / 1.20 = 183.333 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$h = 1.00 \text{ m}$$

άρα

$$\Phi_y = 1.77 \cdot 183.333 / (200000 \cdot 1.00) = 0.00162249 \text{ m}^{-1}$$

$$L_v = l_n / 2 \quad [7.52]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.4 (5), Σελίδα 45)

$$l_n = 14.00 \text{ m}$$

$$L_v = 14.00 / 2 = 7.00 \text{ m}$$

$$V_{R1} = (\tau_R \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [7.53]$$

$$\tau_R = 0.25 \cdot f_{ctk0,05} / CF \quad [7.54]$$

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot f_{ctm} \quad [7.55]$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [7.56]$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [7.57]$$

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa, οπότε:}$$

$$f_{cm} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot 16^{2/3} = 1.9049 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot 1.9049 = 1.3334 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0.25 \cdot 1.3334 = 0.3334 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0.3334 / 1.20 = 0.2777 \text{ MPa}$$

$$k = 1.60 - d \geq 1.00 \quad [7.58]$$

$$\text{όπου } c = 0.02 \text{ m}$$

$$d = h - d_1 = 1.00 - 0.02 - 0.008 - 0.02 / 2 = 0.962 \text{ m} \quad [7.59]$$

$$k = 1.60 - 0.962 = 0.638 < 1.00 \text{ άρα } k = 1.00$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02 \quad [7.60]$$

$$A_{sl, \pi \acute{\alpha} \nu \omega} = 2 \cdot \pi \cdot 0.020^2 / 4 = 0.000628318 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$\rho_{l, \pi \acute{\alpha} \nu \omega} = 0.000628318 / (0.20 \cdot 0.962) = 0.0032657 < 0.02 \text{ (ok)}$$

$$A_{sl, \acute{\kappa} \acute{\alpha} \tau \omega} = 4 \cdot \pi \cdot 0.020^2 / 4 = 0.001256637 \text{ m}^2$$

$$\rho_{l, \acute{\kappa} \acute{\alpha} \tau \omega} = 0.001256637 / (0.20 \cdot 0.962) = 0.00653137 < 0.02 \text{ (ok)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c \quad [7.61]$$

$$N_{sd} = 0$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$V_{R1, \text{πάνω}} = (0.2777 \cdot 1.00 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.00332657)) \cdot 0.20 \cdot 0.962 = 71.249 \text{ kN}$$

$$V_{R1, \text{κάτω}} = (0.2777 \cdot 1.00 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.00653137)) \cdot 0.20 \cdot 0.962 = 78.074 \text{ kN}$$

$$V_{Mu} = M_y/L_v \quad [7.62]$$

$$a_v = 1, \text{ αν } V_{R1} < V_{Mu}$$

$$a_v = 0, \text{ αν } V_{R1} > V_{Mu}$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.4 (2))

Από αναλυτικές μεθόδους $M_{y, \text{πάνω}} = 105.2128 \text{ kN}\cdot\text{m}$ και $M_{y, \text{κάτω}} = 204.6305 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$[7.62]: V_{Mu, \text{πάνω}} = 105.2128/7.00 = 15.0304 \text{ kN} \text{ άρα } a_{v, \text{πάνω}} = 0$$

$$V_{Mu, \text{κάτω}} = 204.6305/7.00 = 29.2329 \text{ kN} \text{ άρα } a_{v, \text{κάτω}} = 0$$

$$z = d - d' = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - d_b = 1.00 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.924 \text{ m} \quad [7.63]$$

Τελικά, [7.50]:

$$\theta_{y, \text{πάνω}} = \theta_{y, \text{κάτω}} = 0.00162249 \cdot 7/3 + 0.0013 \cdot (1 + 1.5 \cdot 1/7) + 0.13 \cdot 0.00162249 \cdot 0.02 \cdot 183.333 / (20^{1/2}) = \underline{0.00553731285 \text{ rad}}$$

Αν $V_R < V_{Mu}$ τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{ΟΠότε: } \theta_{y, \text{shear}} = \theta_y \cdot V_R \cdot L_v / M_y = \theta_y \cdot V_R / V_{Mu} \quad [7.64]$$

$$V_R = V_c + V_w = V_{R1} + V_w \quad [7.65]$$

$$V_c = V_{R1}$$

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{yw} / CF \quad [7.66]$$

$$V_w = ((2 \cdot \pi \cdot 0.008^2 / 4) / 0.30) \cdot 0.90 \cdot 0.962 \cdot 183333 = 56.7658 \text{ kN, άρα:}$$

$$V_{R, \text{πάνω}} = 71.249 + 56.7658 = 128.0148 \text{ kN} > 15.0304 \text{ kN} = V_{Mu, \text{πάνω}}$$

$$V_{R, \text{κάτω}} = 78.074 + 56.7658 = 134.8398 \text{ kN} > 29.2329 \text{ kN} = V_{Mu, \text{κάτω}}$$

Δε χρειάζεται απομείωση της θ_y ούτε για τον εφελκυσμό της πάνω ούτε της κάτω ίνας.

- Παραμόρφωση αστοχίας

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot ((\max(0.01; \omega') / \max(0.01; \omega)) \cdot f_c)^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_s \cdot f_{yw} / f_c)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad [7.67]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.2 (1), Σχέση (Α.1))

$$v = N / (b \cdot h \cdot f_c) = 0 \quad [7.68]$$

$$\omega_{\text{πάνω}} = A_s(\epsilon) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.000628318 \cdot 183.333 / (0.20 \cdot 20) = 0.028797872 \quad [7.69]$$

$$\omega_{\text{κάτω}} = A_s(\epsilon) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.001256637 \cdot 183.333 / (0.20 \cdot 20) = 0.0575957577$$

$$\omega'_{\text{πάνω}} = A_s(\theta) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.001256637 \cdot 183.333 / (0.20 \cdot 20) = 0.0575957577 \quad [7.70]$$

$$\omega'_{\text{κάτω}} = A_s(\theta) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.000628318 \cdot 183.333 / (0.20 \cdot 20) = 0.028797872$$

$$\alpha_s = M / (V \cdot H) = L_v / H = 7.00 / 14.00 = 0.50 \quad [7.71]$$

$$\alpha = (1-s_h/(2 \cdot b_c)) \cdot (1-s_h/(2 \cdot h_c)) \cdot (1-(\Sigma b_i^2)/(6 \cdot b_c \cdot h_c)) \quad [7.72]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.2, Σχέση (Α.2))

$$s_h = 0.30 \text{ m}$$

$$b_c = b - 2 \cdot c - d_w = 0.20 - 2 \cdot 0.02 - 0.008 = 0.152 \text{ m} \quad [7.73]$$

$$h_c = h - 2 \cdot c - d_w = 1.00 - 2 \cdot 0.02 - 0.008 = 0.952 \text{ m} \quad [7.74]$$

$$b_i(b)_{\text{πάνω}} = b - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2 = 0.20 - 2 \cdot 0.02 - 2 \cdot 0.008 - 0.02 = 0.124 \text{ m} \quad [7.75]$$

$$b_i(b)_{\text{κάτω}} = (b - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2)/3 = 0.124/3 = 0.0413 \text{ m}$$

$$b_i(h) = (h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2 - \emptyset 14/2 + \emptyset 14/2) = 0.462 \text{ m} \quad [7.76]$$

$$\alpha = (1 - 0.30/(2 \cdot 0.152)) \cdot (1 - 0.30/(2 \cdot 0.952)) \cdot (1 - (4 \cdot 0.462^2 + 0.124^2 + 3 \cdot 0.0413^2)/(6 \cdot 0.152 \cdot 0.952)) < 0$$

άρα λαμβάνεται $\alpha = 0$

$$\rho_s = A_{sh}/(b_w \cdot s_h) = (2 \cdot \pi \cdot 0.008^2/4)/(0.20 \cdot 0.30) = 0.00167552 \quad [7.77]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.2.2, Σχέση (Α.1))

$$\rho_d = 0 \quad [7.78]$$

άρα:

$$[7.67]: \theta_{um, \text{πάνω}} = 0.016 \cdot (0.0575957577 \cdot 20/0.028797878)^{0.225} \cdot 0.50^{0.35} = \underline{0.028788761 \text{ rad}}$$

$$\theta_{um, \text{κάτω}} = 0.016 \cdot (0.028797878 \cdot 20/0.0575957577)^{0.225} \cdot 0.50^{0.35} = \underline{0.02107460684 \text{ rad}}$$

Στο Παράρτημα Α, §Α.3.2.2 (5), σελίδα 41, αναφέρεται ότι η τιμή της θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί 0.575 ενώ το πλαστικό μέρος της θ επί 0.375 αφού πρόκειται για λείες ράβδους. Στους συντελεστές αυτούς συμπεριλαμβάνεται ο συντελεστής μείωσης 0.85 του εδαφίου (3) της ίδιας παραγράφου, ο οποίος αντιπροσωπεύει την έλλειψη των λεπτομερειών που προβλέπονται για αντισεισμική περιοχή. Άρα,

$$\theta_{um, \text{πάνω}} = 0.028788761 \cdot 0.575 = \underline{0.016553537 \text{ rad}}$$

$$\theta_{um, \text{κάτω}} = 0.02107460684 \cdot 0.575 = \underline{0.012111789 \text{ rad}}$$

και επιπλέον,

$$\theta_{um}^{pl} \text{ πάνω} = \theta_{um, \text{πάνω}} - \theta_y = 0.02878876172 - 0.00553731285 = \underline{0.02325144887 \text{ rad}}$$

$$\theta_{um}^{pl} \text{ πάνω} = 0.02325144887 \cdot 0.375 = \underline{0.00871929332 \text{ rad}}$$

$$\theta_{um}^{pl} \text{ κάτω} = \theta_{um, \text{κάτω}} - \theta_y = 0.02107460684 - 0.00553731285 = \underline{0.01553729399 \text{ rad}}$$

$$\theta_{um}^{pl} \text{ πάνω} = 0.01553729399 \cdot 0.375 = \underline{0.00582648524 \text{ rad}}$$

- Μείωση διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = 1/\gamma_{ei} \cdot ((h-x)/(2 \cdot L_v)) \cdot \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})) \cdot (0.16 \cdot \max(0.5; 100 \cdot \rho_{tot}) \cdot (1 - 0.16 \cdot \min(5; \alpha_s)) \cdot f_c^{0.5} \cdot A_c + V_w) \quad [7.79]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.3.1 (1), Σχέση (Α.12))

Η αναλυτική μέθοδος υπολογισμού της M_y έδωσε επιπλέον:

$$x_{\text{πάνω}} = \xi_{y, \text{πάνω}} = 0.1598 \text{ m} \quad [7.80]$$

$$x_{\text{κάτω}} = \xi_{y, \text{κάτω}} = 0.2386 \text{ m}$$

$$f_c = f_{cm}/(CF \cdot \gamma_c) = 24/(1.20 \cdot 1.50) = 13.333 \text{ MPa}$$

$$f_{yw} = f_{yw}/(CF \cdot \gamma_s) = 220/(1.20 \cdot 1.15) = 159.420 \text{ MPa}$$

$$\mu_\theta = \theta_{um}/\theta_y \quad [7.81]$$

$$\mu_{\theta, \text{πάνω}} = \theta_{um, \text{πάνω}}/\theta_y = 0.016553537/0.0055373128 = 2.9894$$

$$\mu_{\theta, \text{κάτω}} = \theta_{um, \text{κάτω}}/\theta_y = 0.012111789/0.0055373128 = 2.1873$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1 \quad [7.82]$$

$$\mu_\theta^{pl, \text{πάνω}} = \mu_{\theta, \text{πάνω}} - 1 = 2.9894 - 1 = 1.9894$$

$$\mu_\theta^{pl, \text{κάτω}} = \mu_{\theta, \text{κάτω}} - 1 = 2.1873 - 1 = 1.1873$$

$$\rho_{tot} = A_{s, tot}/(b \cdot d) = (6 \cdot \pi \cdot 0.02^2/4)/(0.20 \cdot 0.962) = 0.009797 \quad [7.83]$$

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.00095743 \cdot 0.20 \cdot 0.924 \cdot 159.420 = 49.3615 \text{ kN} \quad [7.84]$$

(Παράρτημα Α, §Α.3.3.1 (1)α, Σχέση (Α.13))

άρα:

$$V_{R, \text{πάνω}} = 1/1.15 \cdot ((1 - 0.05 \cdot 1.9894) \cdot (0.16 \cdot 0.9797) \cdot$$

$$(1 - 0.16 \cdot \min(5; 0.50)) \cdot 13.333^{0.5} \cdot 0.20 + 49.3615/1000) = 121.124 \text{ kN}$$

$$V_{R, \text{κάτω}} = 1/1.15 \cdot ((1 - 0.05 \cdot 1.1873) \cdot (0.16 \cdot 0.9797) \cdot$$

$$(1 - 0.16 \cdot \min(5; 0.50)) \cdot 13.333^{0.5} \cdot 0.20 + 49.3615/1000) = 126.5186 \text{ kN}$$

Για $a_s = 0.50 < 2.00$, η τιμή της V_R δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, $V_{R, \text{max}}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$ ως,

$$V_{R, \text{max}} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 4/7 \cdot \quad [7.85]$$

$$(1 - 0.02 \cdot \min(5; \mu_\theta^{pl})) \cdot (1 + 1.35 \cdot N/(A_c \cdot f_c)) \cdot (1 + 0.45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot (\min(40; f_c))^{0.5} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin(2\delta)$$

όπου δ η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h/(2 \cdot L_s) = 0.5/a_s$).

(Παράρτημα Α, §Α.3.3.1(3), Σχέση (Α.16))

Η αντικατάσταση με τις τιμές που αφορούν στο υπό εξέταση πλαίσιο δίνει:

$$\tan \delta = 0.50/0.50 = 1.00 \text{ άρα } \delta = 45^\circ.$$

$$V_{R, \text{max}}^{\text{πάνω}} =$$

$$1/1.15 \cdot 4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot 1.9894) \cdot (1 + 0.45 \cdot 0.9797) \cdot (\min(40; 13.333))^{0.5} \cdot 0.20 \cdot$$

$$0.924 \cdot \sin(2 \cdot 45) = 463.9015 \text{ kN}$$

Επιλέγεται ως V_R η δυσμενέστερη – η \min των δύο - άρα $V_{R, \text{πάνω}} = 121.124 \text{ kN} > 15.0304 \text{ kN} = V_{Mu, \text{πάνω}}$

$$V_{R, \text{max}}^{\text{κάτω}} =$$

$$1/1.15 \cdot 4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot 1.1873) \cdot (1 + 0.45 \cdot 0.9797) \cdot (\min(40; 13.333))^{0.5} \cdot 0.20 \cdot$$

$$0.924 \cdot \sin(2 \cdot 45) = 471.6518 \text{ kN}$$

Επιλέγεται ως V_R η δυσμενέστερη – η \min των δύο - άρα $V_{R, \text{κάτω}} = 126.5186 \text{ kN} > 29.2329 \text{ kN} = V_{Mu, \text{κάτω}}$.

Επομένως, το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη και για τις δύο φορές της κάμψης.

- Στάθμες επιτελεστικότητας
(§9.3.1, Σχέση (1α))

Πάνω ο εφελκυσμός:

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας A: «**Οριακή κατάσταση περιορισμού των βλαβών, DL**»
 $R_d = \theta_y = \underline{0.00553731285 \text{ rad}}$ [7.86]

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας B: «**Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών, SD**»
 $R_d = \theta_d = \underline{3/4 \cdot \theta_{u, \text{πάνω}} / \gamma_{el}} =$
 $3/4 \cdot 0.016553537 / 1.50 = \underline{0.0082767685 \text{ rad}}$ [7.87]

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας Γ: «**Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης, NC**»
 $R_d = \theta_d = \theta_{u, \text{πάνω}} / \gamma_{el} = 0.016553537 / 1.50 = \underline{0.01103569133 \text{ rad}}$ [7.88]

Κάτω ο εφελκυσμός:

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας A: «**Οριακή κατάσταση περιορισμού των βλαβών, DL**»
 $R_d = \theta_y = \underline{0.00553731285 \text{ rad}}$ [7.86]

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας B: «**Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών, SD**»
 $R_d = \theta_d = \underline{3/4 \cdot \theta_{u, \text{κάτω}} / \gamma_{el}} =$
 $3/4 \cdot 0.012111789 / 1.50 = \underline{0.0060558945 \text{ rad}}$ [7.87]

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας Γ: «**Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης, NC**»
 $R_d = \theta_d = \theta_{u, \text{κάτω}} / \gamma_{el} = 0.012111789 / 1.50 = \underline{0.008074526 \text{ rad}}$ [7.88]

- Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ)

Πάνω ο εφελκυσμός:

Σημείο A: $M = 0, \theta = 0$

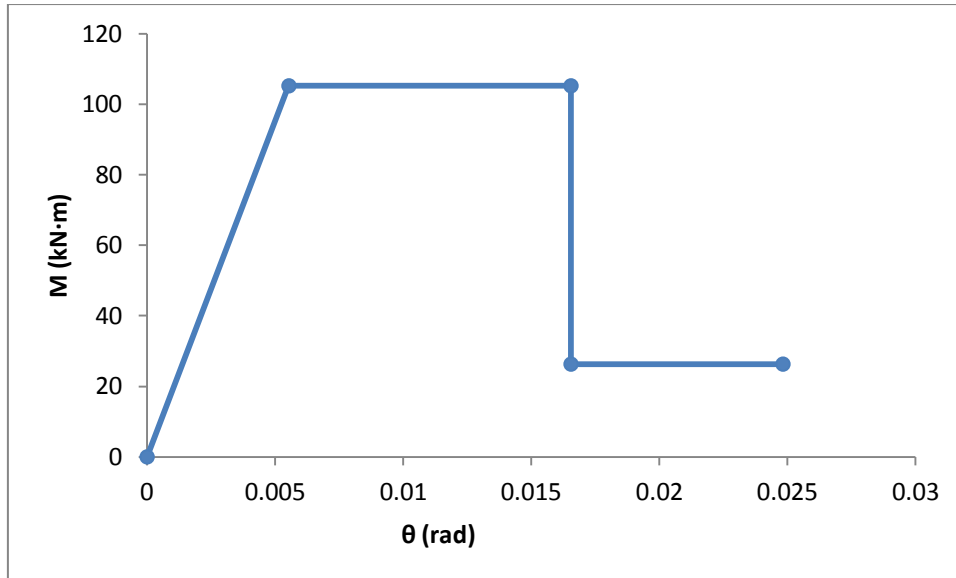
Σημείο B: $M = M_{y, \text{πάνω}} = 105.2128 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0.00553731285 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_{y, \text{πάνω}} = 105.2128 \text{ kNm}, \theta = \theta_{um, \text{πάνω}} = 0.016553537 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 \cdot M_{y, \text{πάνω}} = 0.25 \cdot 105.2128 = 26.303 \text{ kNm}, \theta = \theta_{um, \text{πάνω}} = 0.016553537 \text{ rad}$

Σημείο E: $M = 0.25 \cdot M_{y, \text{πάνω}} = 0.25 \cdot 105.2128 = 26.303 \text{ kNm}, \theta$: Παραμόρφωση που προκαλεί πλήρη απώλεια των αντιστάσεων και έναντι των φορτίων βαρύτητας, η οποία δεν μπορεί να υπολογιστεί με αξιοπιστία. Μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ως το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και μόνο για λόγους προσέγγισης της απόκρισης μετά τη διαδοχική οιονεί - κατάρρευση των επιμέρους στοιχείων, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής λάμβάνεται 1.50.

$\theta_{\max, \text{πάνω}} = 1.50 \cdot \theta_{um, \text{πάνω}} = 1.50 \cdot 0.016553537 = 0.0248303055 \text{ rad}$



Κάτω ο εφελκυσμός:

Σημείο Α: $M = 0, \theta = 0$

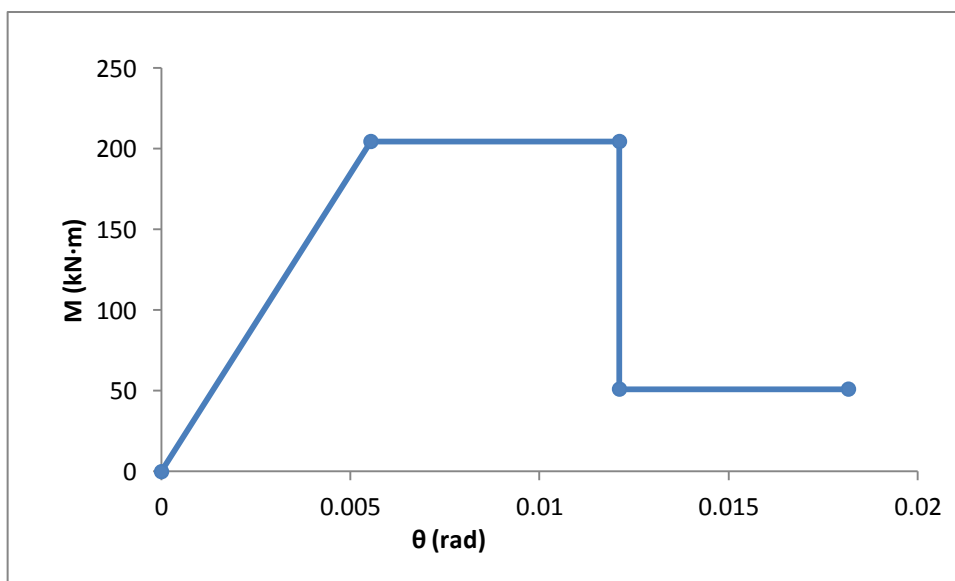
Σημείο Β: $M = M_{y, \text{κάτω}} = 204.6305 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0.00553731285 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_{y, \text{κάτω}} = 204.6305 \text{ kNm}, \theta = \theta_{\text{um}, \text{κάτω}} = 0.012111789 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 \cdot M_{y, \text{κάτω}} = 0.25 \cdot 204.6305 = 51.1576 \text{ kNm}, \theta = \theta_{\text{um}, \text{κάτω}} = 0.012111789 \text{ rad}$

Σημείο Ε: $M = 0.25 \cdot M_{y, \text{κάτω}} = 0.25 \cdot 204.6305 = 51.1576 \text{ kNm}, \theta$: Παραμόρφωση που προκαλεί πλήρη απώλεια των αντιστάσεων και έναντι των φορτίων βαρύτητας, η οποία δεν μπορεί να υπολογιστεί με αξιοπιστία. Μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ως το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και μόνο για λόγους προσέγγισης της απόκρισης μετά τη διαδοχική οιονεί - κατάρρευση των επιμέρους στοιχείων, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής λάμβάνεται 1.50.

$\theta_{\text{max}, \text{κάτω}} = 1.50 \cdot \theta_{\text{um}, \text{κάτω}} = 1.50 \cdot 0.012111789 = 0.0181676835 \text{ rad}$

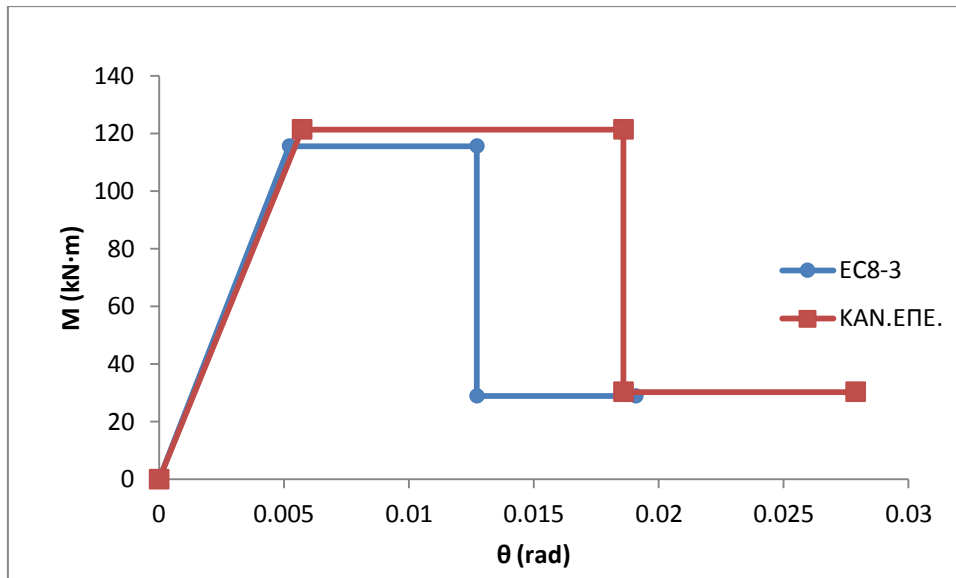


Όλα τα παραπάνω ισχύουν ασφαλώς και για τις ακραίες διατομές της δοκού για την αντίθετη φορά του *πάνω* και *κάτω*.

7.3.3 Σύγκριση των γωνιών που προέκυψαν από ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8 – 3

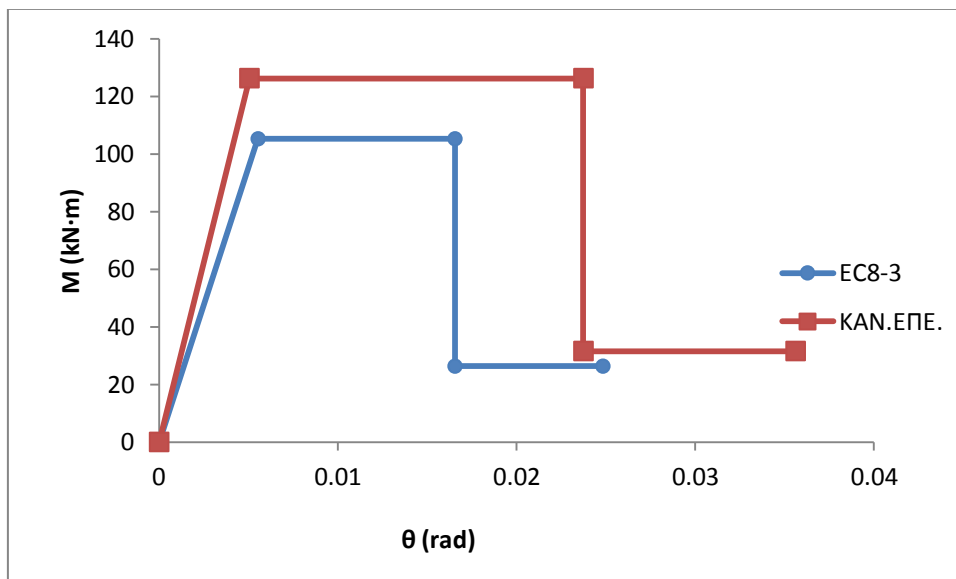
Η σύγκριση που πραγματοποιείται ανάμεσα στα αποτελέσματα των υπολογισμών ανάμεσα στους δύο Κανονισμούς παρατίθεται γραφικά στα παρακάτω Σχήματα 7.4 έως 7.6:

Σύγκριση συμπεριφοράς υποστυλωμάτων:



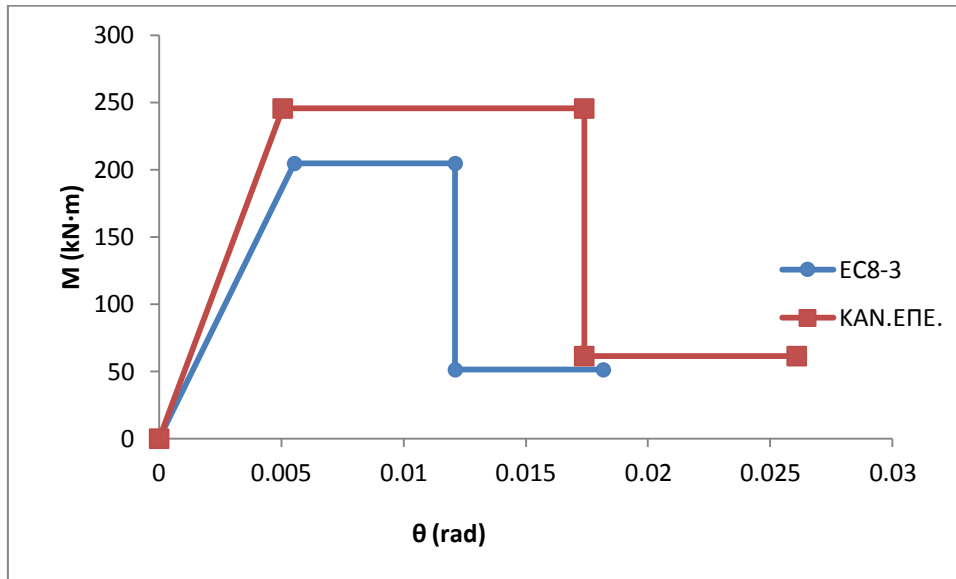
Σχήμα 7. 2

Σύγκριση συμπεριφοράς δοκού για εφελκυσμό της άνω ίνας αναφοράς:



Σχήμα 7. 3

Σύγκριση συμπεριφοράς δοκού για εφελκυσμό της κάτω ίνας αναφοράς:



Σχήμα 7. 4

7.4 Ανελαστική στατική ανάλυση πλαισίου

Το προσομοίωμα του πλαισίου τοποθετείται στο περιβάλλον του SAP 2000 v.14. Είναι γνωστό, ωστόσο, ότι όταν μία διατομή σκυροδέματος βρίσκεται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνεται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην παραλαβή των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της *δυσκαμψίας*, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται (§4.3.1). Το λογισμικό δε λαμβάνει υπόψη τη μείωση αυτή, επομένως, πρέπει να εισαχθεί η πληροφορία αυτή στα χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής του προσομοιώματος. Ο υπολογισμός του ποσοστού της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη των τάσεων πραγματοποιείται με το λόγο K_{eff}/K_{el} , όπου K_{eff} είναι η ενεργός δυσκαμψία $((E_c \cdot I)_{eff})$ και K_{el} η γεωμετρική δυσκαμψία $(= E_c \cdot I)$. Έπειτα, ο λόγος αυτός τίθεται στα *modifiers* κάθε διατομής, στη θέση του *moment of inertia around 3* για τη δοκό και τα υποστυλώματα εφόσον πρόκειται για επίπεδο πλαίσιο. Ο τύπος υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας των διατομών γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης τόσο κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.3, Σχέση (2)) όσο και κατά τον EC8 – 3 (Παράρτημα Α, §Α.3.2.4, εδάφιο (5)):

$$K_{eff} = \frac{M_y \cdot L_s}{3 \cdot \theta_y}$$

Επομένως, στον κάτωθι πίνακα φαίνονται οι υπολογισθείσες σχετικές τιμές για κάθε μέλος με τους υπολογισμούς του εκάστοτε Κανονισμού:

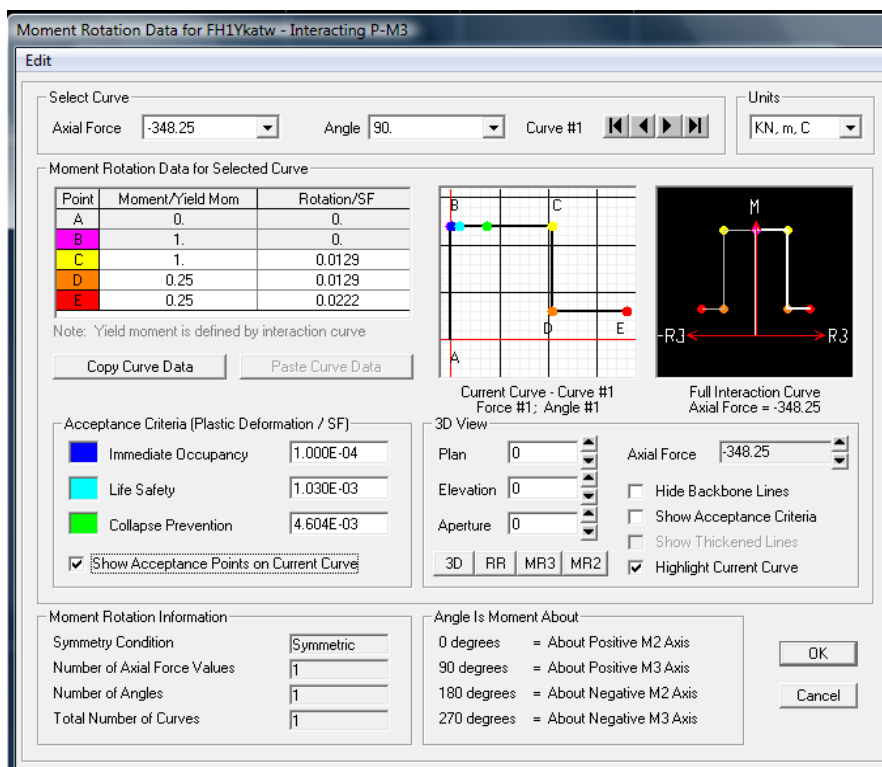
<i>Keff</i>		
	ΚΑΝ.ΕΠΕ	EC8-3
Υ/Σ	21216.32011	22173.95
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΑΝΩ	58302.16311	44334.96
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	113393.5628	86227.96

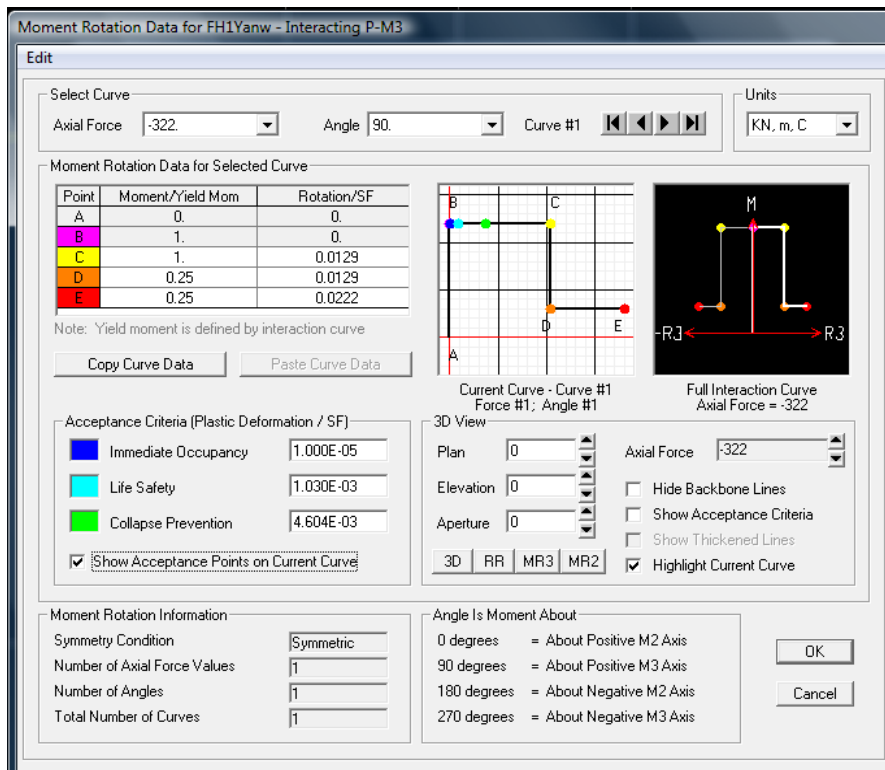
<i>Keff/Kel</i>		
	ΚΑΝ.ΕΠΕ	EC8-3
Υ/Σ	0.207833347	0.217214
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΑΝΩ	0.124933206	0.113564
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	0.242986204	0.184774

7.4.1 Ανάλυση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

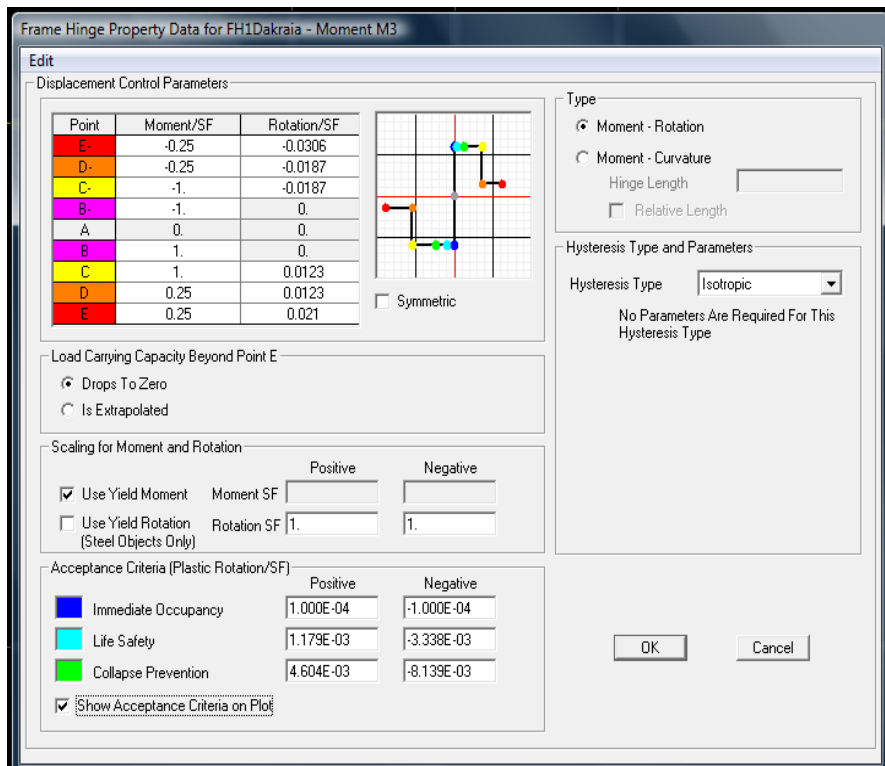
Προσομοίωση

Στο προσομοίωμα τοποθετούνται οι θέσεις των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα των δύο υποστυλωμάτων (P – M3) και στα δύο άκρα τις δοκού (M3). Η τιμή του αξονικού φορτίου που τοποθετείται, όπως έχει ήδη αναφερθεί στην §5.4.4, επιτρέπεται να λαμβάνεται από το συνδυασμό των μόνιμων και των κινητών φορτίων (G+0.50Q):

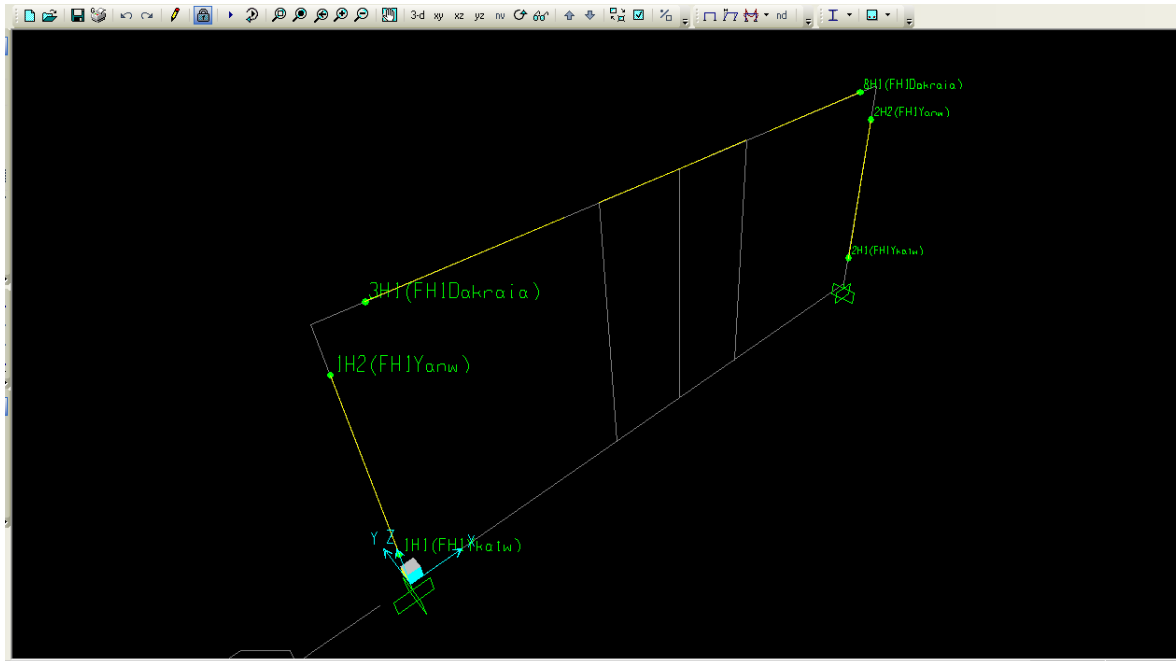




Σχήμα 7. 8 – Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης του άνω κόμβου των υποστυλωμάτων



Σχήμα 7. 9 - Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης των άκρων της δοκού

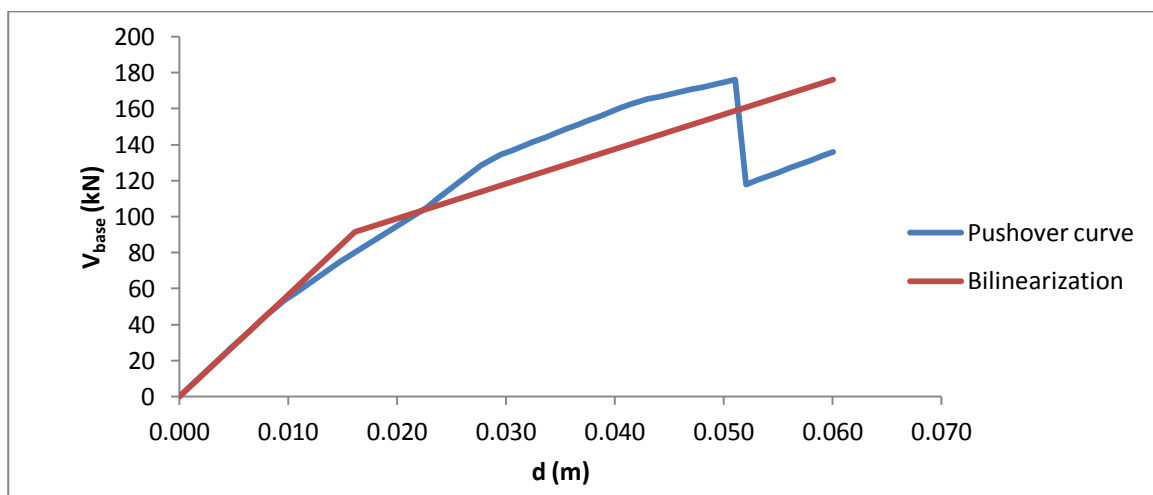


Σχήμα 7.10 – Ορισμός των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία του πλαισίου

Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης

1^{ος} τρόπος

Το μοντέλο του πλαισίου υπόκειται σε στατική ανελαστική ανάλυση για μεγάλη στοχευόμενη μετακίνηση, από την οποία παράγεται η καμπύλη αντίστασης του πλαισίου (Pushover Curve) η οποία διγραμμικοποιείται (Bilinearization) σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.3.4, Σχήμα Σ.5.2) και έχουν περιγραφεί στο Κεφάλαιο 3 (§3.5 - §3.6):



(EC8 – 1, Πληροφοριακό Παράρτημα Β)

$$F^* = F_b, d^* = d_n$$

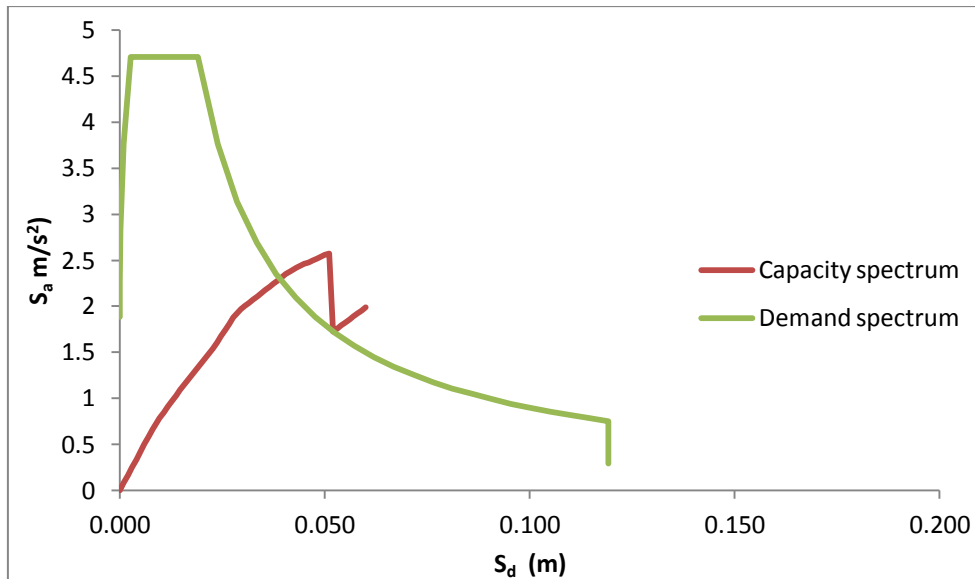
$$m^* = m = \Sigma N(G+0.50 \cdot Q)/g = 335.05 \cdot 2/9.81 = 68.306$$

$$\Gamma = \Sigma m_i \cdot \varphi_i / (\Sigma m_i \cdot \varphi_i^2) = m^*/(\Sigma m_i \cdot \varphi_i^2) = 1.00 \text{ (εφόσον πρόκειται για μονοβάθμιο σύστημα)}$$

$$\alpha = \Gamma \cdot m^*/m = 1.00$$

$$S_a = V/(\alpha \cdot m) = V/m, S_d : \text{Capacity spectrum}$$

$$S_a, S_d = S_a/(\omega^2) : \text{Demand spectrum}$$



Απο τη διαγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης του πλαισίου $K_e = 60\% \cdot V_y/\delta_y = 5661$ kN/m

Οπότε:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot (m^*/K_e)^{0.5} = 2 \cdot \pi \cdot (68.306/5661)^{0.5} = 0.69 \text{ s}$$

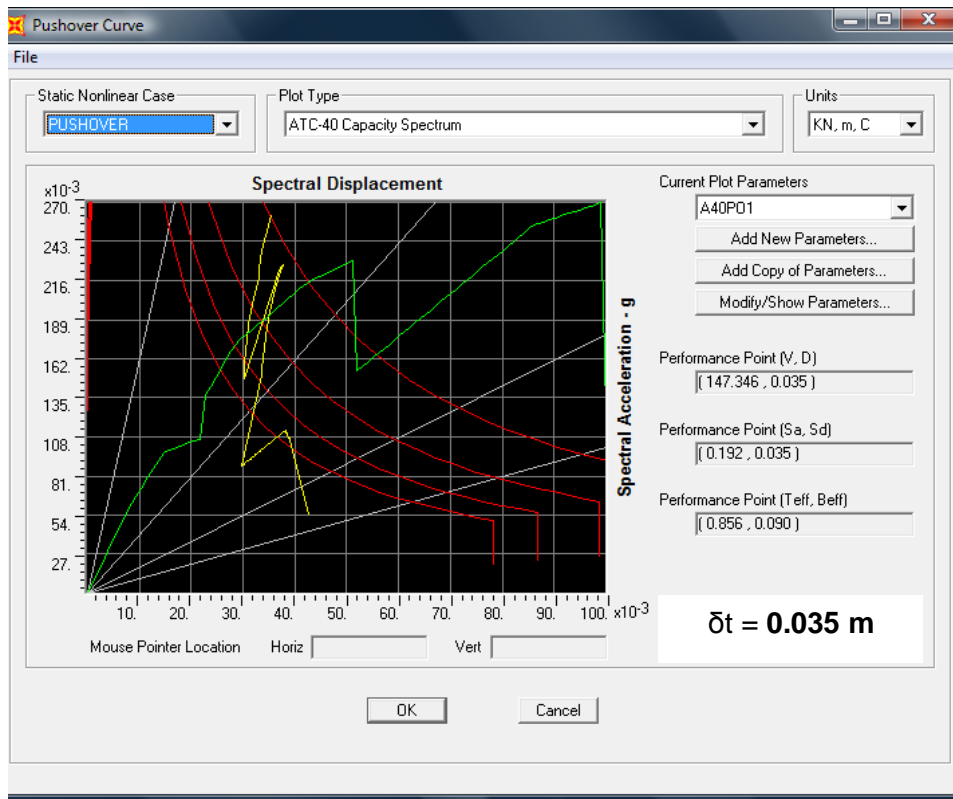
Το φάσμα του EC8 – 1 (§4.4, παρούσας εργασίας) δίνει για αυτή την τιμή της ιδιοπεριόδου:

$$S_e(T^*) = 0.192 \cdot 2.50 \cdot 0.40 \cdot 9.81/0.69 = 2.729 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot (T^*/(2 \cdot \pi))^2 = 2.729 \cdot (0.69/(2 \cdot \pi))^2 = \mathbf{0.033 \text{ m}}$$

2^{ος} τρόπος

Το πρόγραμμα δίνει αυτοματοποιημένα τη στοχευόμενη μετακίνηση κατά τη μέθοδο ATC – 40 (§3.6.3) με τιμή η οποία σχεδόν συμπίπτει με αυτή της προηγούμενης μεθόδου.



Σχήμα 7. 11

3^{ος} τρόπος

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.4.2, Σχέση Σ5.6.) όταν δε διατίθενται ακριβέστεροι προσδιορισμοί, επιτρέπεται η στοχευόμενη μετακίνηση να υπολογίζεται προσεγγιστικά σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών (§3.6.2), ως:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / (4\pi^2)) \cdot S_e(T) \text{ όπου}$$

$$C_0 = 1.00 \text{ για έναν όροφο}$$

$$C_1 = 1.00 \text{ για } T = 0.591 \text{ s} > T_C = 0.40 \text{ s}$$

$$C_2 = 1.10 \text{ για Στάθμη Προστασίας ζωής και για Φορέα Τύπου I (προ 1985), (Πίνακας Σ5.1)}$$

$$C_3 = 1.00 \text{ για οπλισμένο σκυρόδεμα}$$

$$T_e = T \cdot (K_0 / K_e)^{0.5} = T = 0.591 \text{ s}$$

$$S_e(T) = S_e(0.591 \text{ s}) = 0.192 \cdot 2.50 \cdot 9.81 \cdot 0.40 / 0.591 = 3.187 \text{ m/s}^2 \text{ και}$$

$$\delta_t = 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.10 \cdot 1.00 \cdot (0.591^2 / (4\pi^2)) \cdot 3.187 \approx \mathbf{0.032 \text{ m}}$$

Αποτελέσματα για τη στοχευόμενη μετακίνηση

Η δ_t συναντάται στο 11^ο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την οποία, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.12, έχουν αναπτυχθεί πλαστικές αρθρώσεις μόνο στους άνω και κάτω κόμβους των υποστυλωμάτων με τιμές του πλαστικού μέρους των γωνιών στροφής:

Αριστερό υποστύλωμα κάτω:

$$\theta^p = 4.292 \cdot 10^{-3} \text{ rad } (>\text{Life Safety})$$

Αριστερό υποστύλωμα άνω:

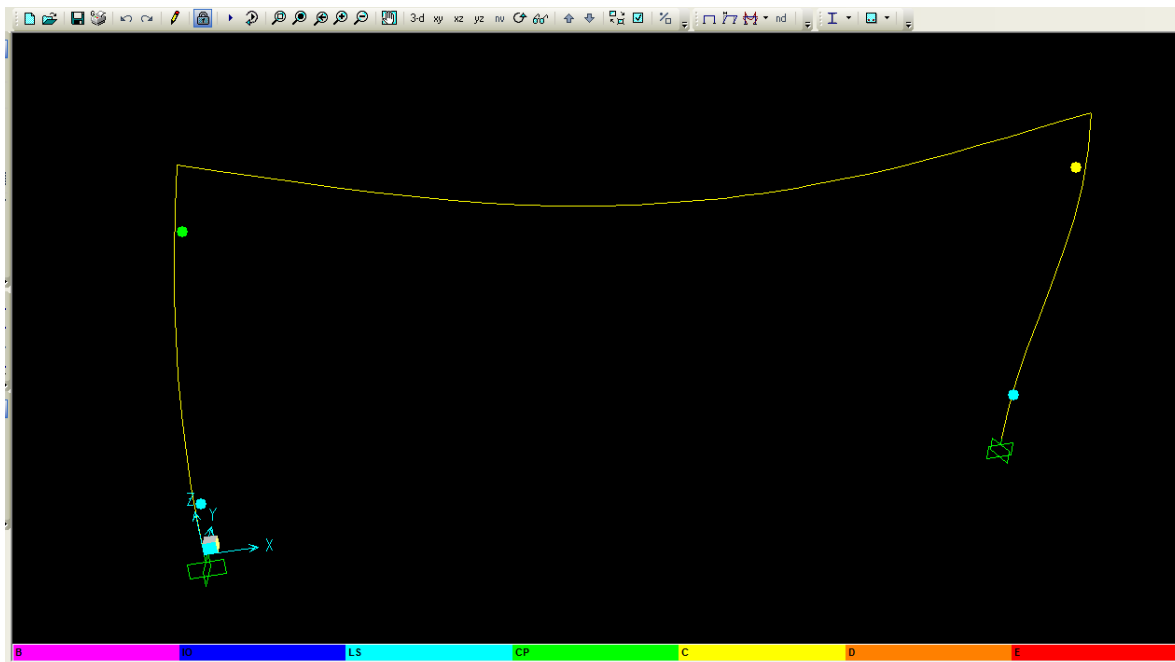
$$\theta^p = 7.507 \cdot 10^{-3} \text{ rad } (>\text{Collapse Prevention})$$

Δεξιό υποστύλωμα κάτω:

$$\theta^p = 4.177 \cdot 10^{-3} \text{ rad } (>\text{Life Safety})$$

Δεξιό υποστύλωμα άνω:

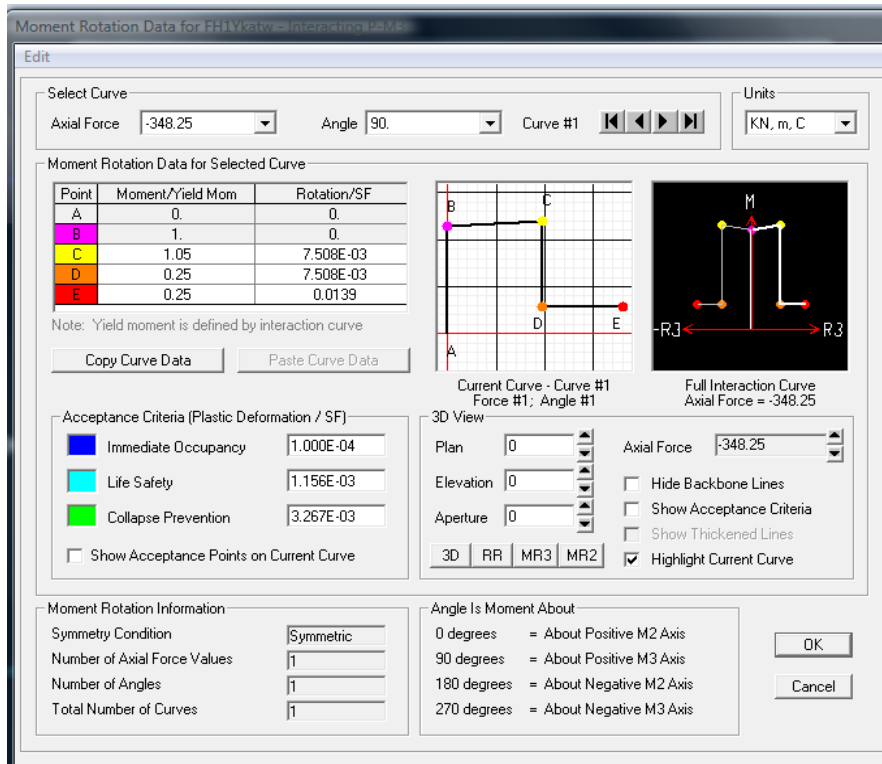
$$\theta^p = 0.0152 \text{ rad } (>\text{Collapse Prevention και μάλιστα } > C)$$



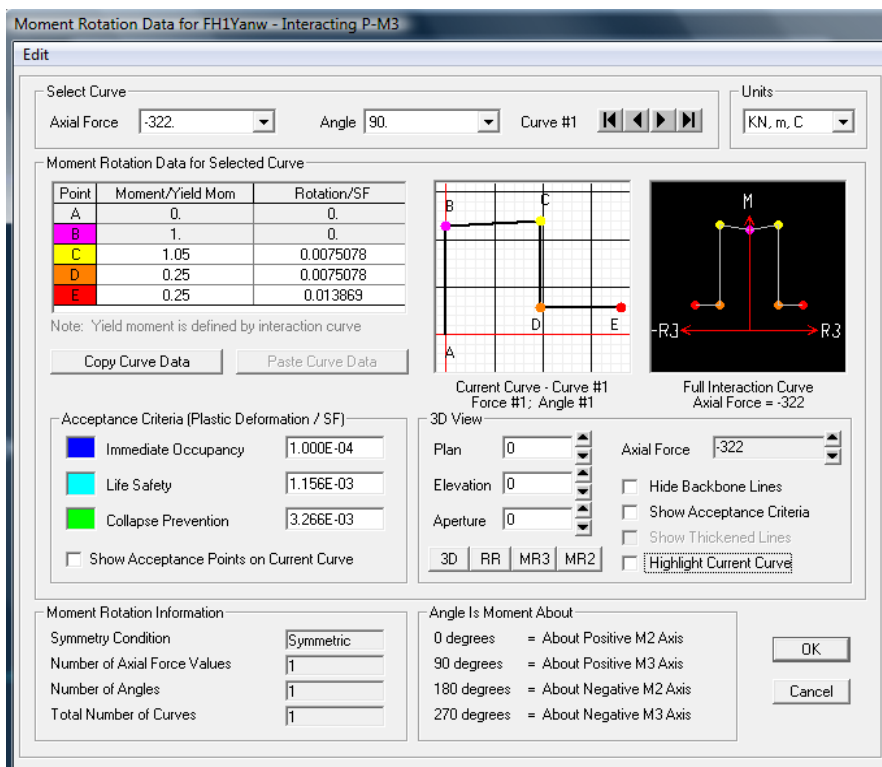
Σχήμα 7. 12 – Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων

Έλεγχος σε διάτμηση

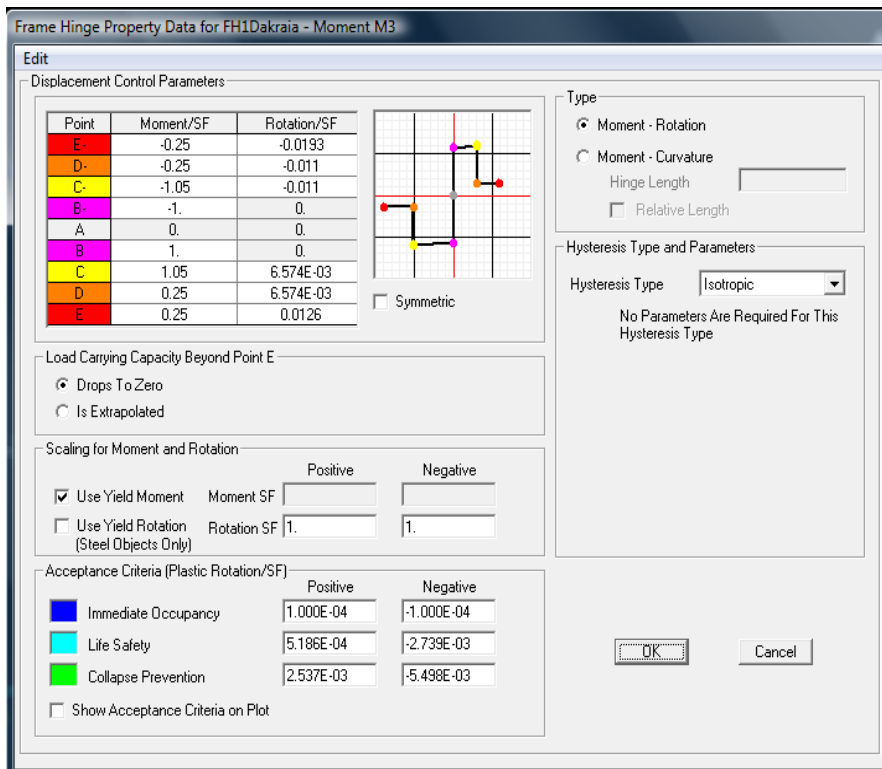
Τα διατμητικά εντατικά μεγέθη στο βήμα 11 ($\delta_t = 0.032 \text{ m}$) απεικονίζονται στο παρακάτω Σχ. 7.13. Σε αυτό διακρίνονται οι υψηλές τιμές της δρώσας τέμνουσας στη δοκό, οι οποίες ξεπερνούν τη μειωμένη με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων αντίστασή της σε τέμνουσα. Δε συμβαίνει το ίδιο και στα υποστυλώματα:



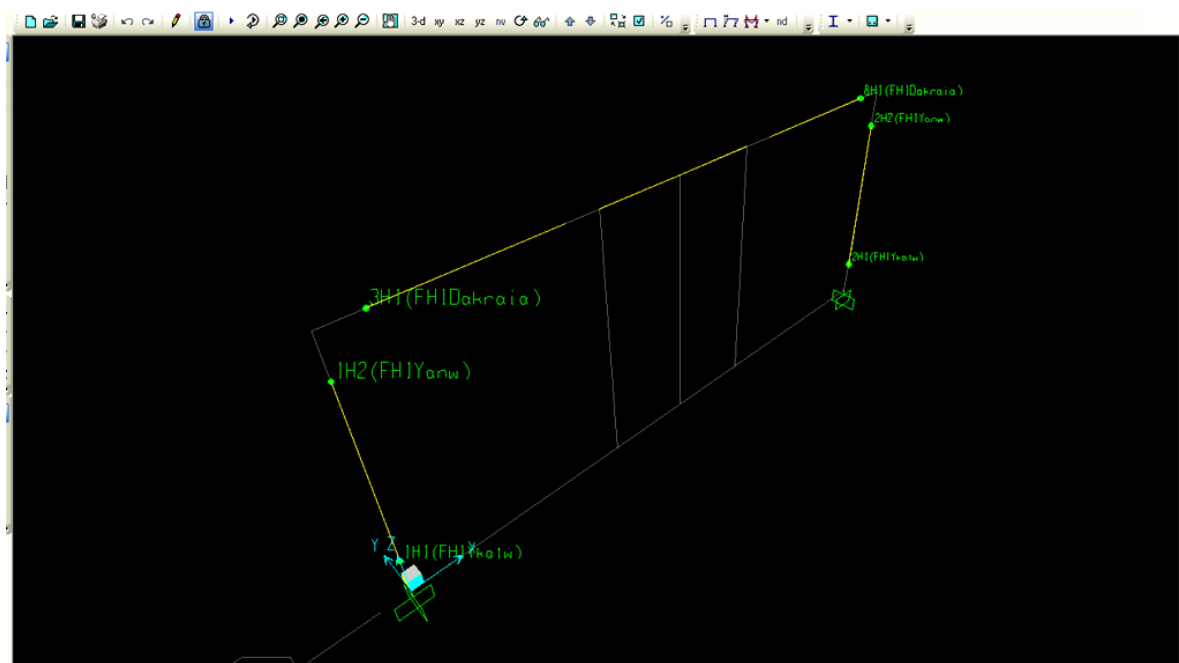
Σχήμα 7. 14 – Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης του κάτω κόμβου των υποστυλωμάτων



Σχήμα 7. 15 – Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης του άνω κόμβου των υποστυλωμάτων



Σχήμα 7. 16 - Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης των άκρων της δοκού

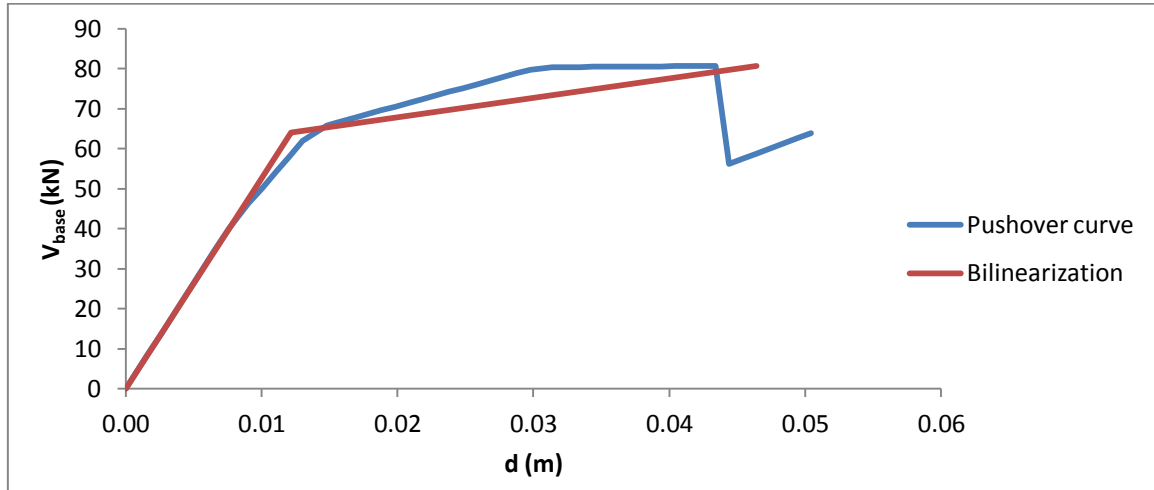


Σχήμα 7. 17 – Ορισμός των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία του πλαισίου

Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης

1^{ος} τρόπος

Το μοντέλο του πλαισίου υπόκειται σε στατική ανελαστική ανάλυση για μεγάλη στοχευόμενη μετακίνηση, από την οποία παράγεται η καμπύλη αντίστασης του πλαισίου (Pushover Curve) η οποία διγραμμικοποιείται (Bilinearization) σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον EC8 – 1 (Πληροφοριακό Παράρτημα Β, Β.3 και §4.3.3.4.2.3):



(EC8 – 1, Πληροφοριακό Παράρτημα Β)

$$F^* = F_b, d^* = d_n$$

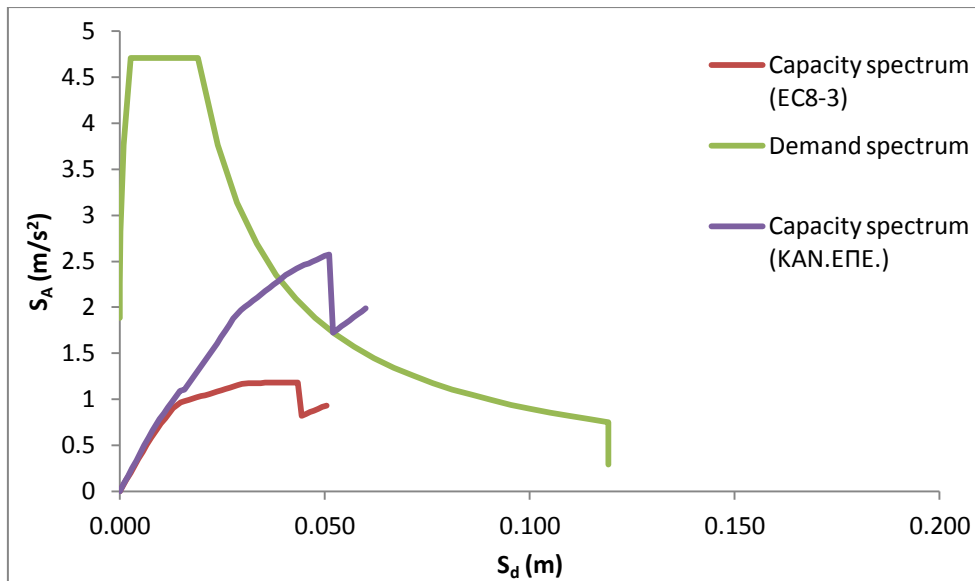
$$m^* = m = \Sigma N(G+0.50 \cdot Q)/g = 335.05 \cdot 2/9.81 = 68.306$$

$$\Gamma = \Sigma m_i \cdot \phi_i / (\Sigma m_i \cdot \phi_i^2) = m^* / (\Sigma m_i \cdot \phi_i^2) = 1.00 \text{ (εφόσον πρόκειται για μονοβάθμιο σύστημα)}$$

$$\alpha = \Gamma \cdot m^* / m = 1.00$$

$$S_a = V / (\alpha \cdot m) = V / m, S_d : \text{Capacity spectrum}$$

$$S_a, S_d = S_a / (\omega^2) : \text{Demand spectrum}$$



Απο τη διαγραμμικοποιημένη καμπύλη αντίστασης του πλαισίου $K_e = 60\% \cdot V_y / \delta_y = 5273$ kN/m

Οπότε:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot (m^*/K_e)^{0.5} = 2 \cdot \pi \cdot (68.306/5273)^{0.5} = 0.716 \text{ s}$$

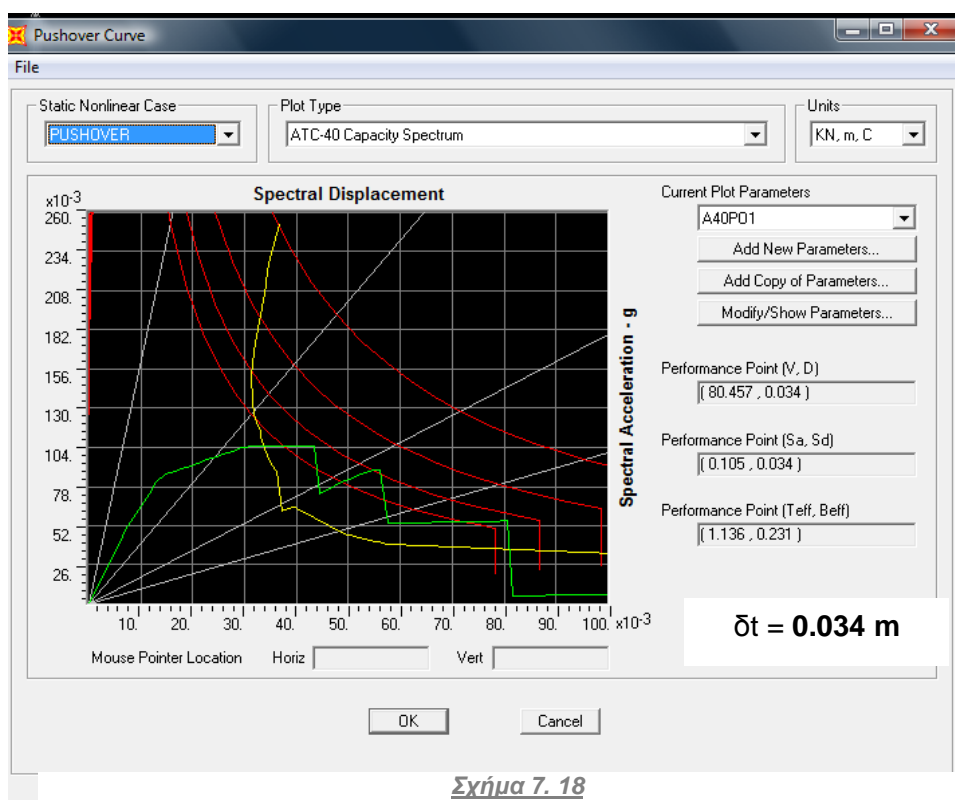
Το φάσμα του EC8 – 1 δίνει για αυτή την τιμή της ιδιοπεριόδου:

$$S_e(T^*) = 0.192 \cdot 2.50 \cdot 0.40 \cdot 9.81 / 0.716 = 2.631 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot (T^*/(2 \cdot \pi))^2 = 2.631 \cdot (0.716/(2 \cdot \pi))^2 = \mathbf{0.0342 \text{ m}}$$

2^{ος} τρόπος

Το πρόγραμμα δίνει αυτοματοποιημένα τη στοχευόμενη μετακίνηση κατά τη μέθοδο ATC – 40 με τιμή η οποία σχεδόν συμπίπτει με αυτή της προηγούμενης μεθόδου.



Σχήμα 7. 18

Αποτελέσματα για τη στοχευόμενη μετακίνηση

Η δ_i συναντάται στο 17^ο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την οποία όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.19 έχουν αναπτυχθεί πλαστικές αρθρώσεις στους άνω και κάτω κόμβους των υποστυλωμάτων, καθώς και στο αριστερό άκρο της δοκού με τιμές του πλαστικού μέρους των γωνιών στροφής:

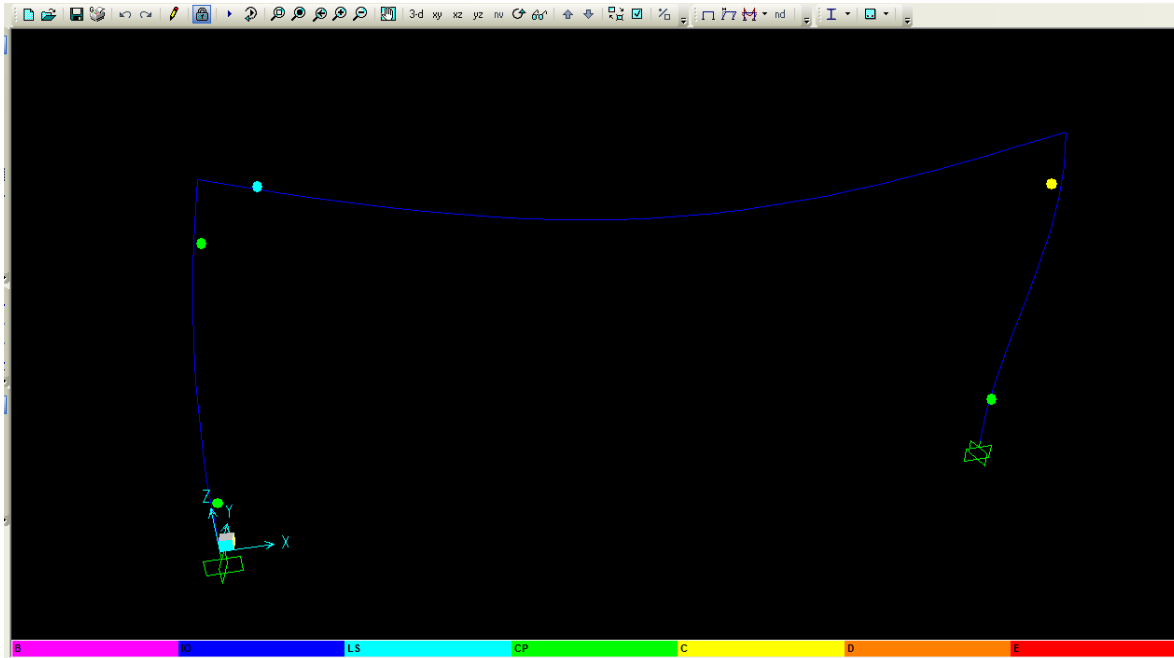
Αριστερό υποστύλωμα κάτω:
 $\theta^{pl} = 4.577 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ (>Collapse Prevention)

Αριστερό υποστύλωμα άνω:
 $\theta^{pl} = 7.815 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ (>Collapse Prevention)

Δεξιό υποστύλωμα κάτω:
 $\theta^{pl} = 4.552 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ (>Collapse Prevention)

Δεξιό υποστύλωμα άνω:
 $\theta^{pl} = 0.0156 \text{ rad}$ (>Collapse Prevention και μάλιστα > C)

Αριστερή στήριξη δοκού:
 $\theta^{pl} = 7.548 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$ (>Life Safety)



Σχήμα 7. 16 - Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων

Έλεγχος σε διάτμηση

Τα διατμητικά εντατικά μεγέθη στο βήμα 17 ($\delta_t = 0.034 \text{ m}$) απεικονίζονται στο παρακάτω Σχ. 7.20. Σε αυτό διακρίνονται οι υψηλές τιμές της δρώσας τέμνουσας στη δοκό, οι οποίες ξεπερνούν τη μειωμένη με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων αντίστασή της σε τέμνουσα. Δε συμβαίνει το ίδιο και στα υποστυλώματα:

Αριστερό υποστύλωμα:

$$V_{sd} = 38.6 \text{ kN} < 93.424 \text{ kN} = V_R$$

Δεξιό υποστύλωμα:

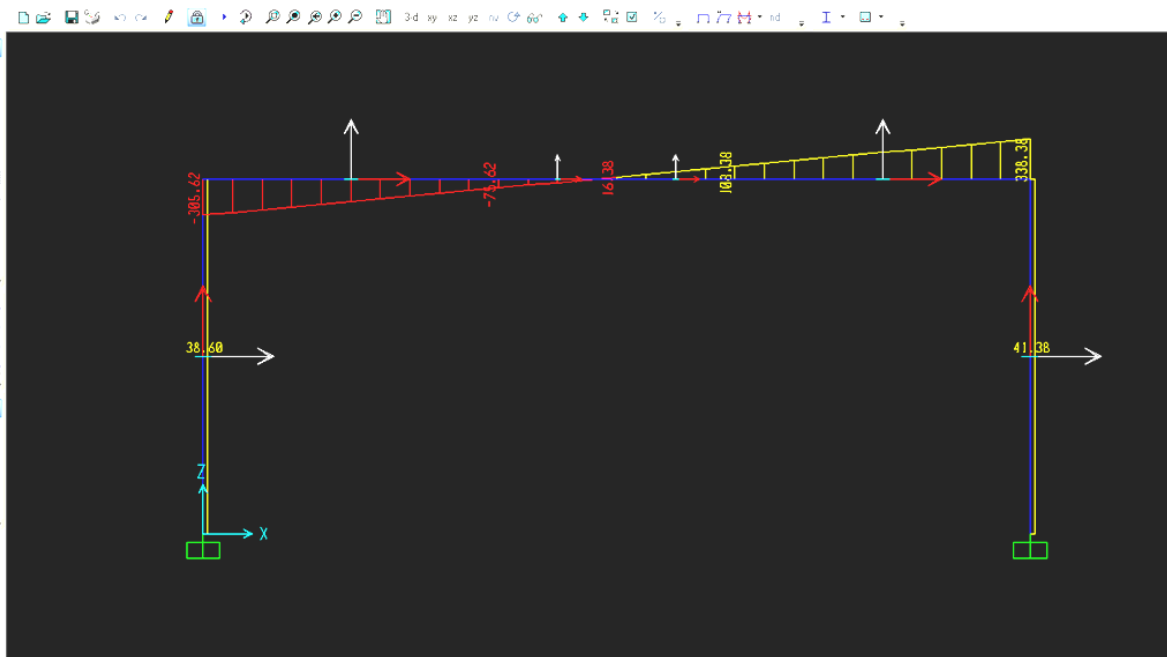
$$V_{sd} = 41.38 \text{ kN} < 93.424 \text{ kN} = V_R$$

Αριστερή στήριξη δοκού (εφελκυσμός κάτω):

$$V_{sd} = 305.62 \text{ kN} > 121.124 \text{ kN} = V_{R, \text{κάτω}}$$

Δεξιά στήριξη δοκού (εφελκυσμός άνω):

$$V_{sd} = 338.38 \text{ kN} > 126.5186 \text{ kN} = V_{R, \text{άνω}}$$



Σχήμα 7. 20 - Διατμητική δύναμη στον τοπικό άξονα 2 - 2

7.5 Συμπεράσματα σύγκρισης

Από τα παραπάνω προκύπτουν κάποια συμπεράσματα που αφορούν στη διαφοροποίηση της συμπεριφοράς του πλαισίου όταν μελετηθεί με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων και με βάση τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.

Αρχικά, ως προς τον υπολογισμό των γωνιών στροφής, πρέπει να πούμε πως οι σχέσεις υπολογισμού των θ_y και θ_{um} είναι πρακτικά οι ίδιες, όπως επίσης και οι σχέσεις υπολογισμού της απομειωμένης αντοχής σε διάτμηση V_R . Οι διαφοροποιήσεις που εμφανίζονται είναι κατ' αρχήν στους συντελεστές ασφαλείας των υλικών (γ_m), όπου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνιστά τιμή 1.00 ή 1.10 για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, ενώ ο EC - 8 τιμή $CF = 1.20$. Αποτέλεσμα αυτού είναι οι αντιστάσεις των μελών του πλαισίου που προκύπτουν να είναι διαφορετικές και να εμφανίζεται για μικρότερα μεγέθη μετελαστική συμπεριφορά στην κατασκευή. Παράλληλα, κατά τον υπολογισμό της V_R , ο EC - 8 συνιστά τη χρήση επιπλέον των συντελεστών ασφαλείας (γ_{ei}) σχεδιασμού για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και επιπλέον συντελεστών (γ_s, γ_c) που ισχύουν για τα επιμέρους υλικά τα οποία συνεπάγονται επιπλέον μείωση της τιμής της V_R .

Επίσης, μετά τον υπολογισμό της τιμής της στροφής στην αστοχία θ_{um} τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και ο EC - 8 δίνουν κάποιους μειωτικούς συντελεστές με τους οποίους πρέπει να πολλαπλασιαστούν οι τιμές που έχουν υπολογιστεί. Οι συντελεστές αυτοί είναι διαφορετικοί για τους δύο Κανονισμούς. Πρώτον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρει ότι η τιμή της θ_{um} πρέπει να διαιρείται με 1.20 για κατασκευές στην Ελλάδα προ του 1985, ενώ ο EC - 8, αντίστοιχα, αναφέρει ότι η τιμή της θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιάζεται επί 0.85 σε μέλη χωρίς τις διαμορφώσεις λεπτομερειών που προβλέπονται για αντοχή σε σεισμούς. Δεύτερον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την περίπτωση χρήσης λείων χαλύβων αναφέρει ότι οι παραπάνω τιμές πρέπει να πολλαπλασιάζονται επιπλέον με συντελεστή 0.95, οπότε συνολικά προκύπτει συντελεστής $0.95/1.20 = 0.792$, ενώ ο EC - 8 αναφέρει ότι για τον ίδιο λόγο οι παραπάνω τιμές πρέπει να πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 0.575, συμπεριλαμβανομένου όμως του 0.85 που αναφέρθηκε προηγουμένως. Οπότε συνολικά η τιμή της θ_{um} με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πολλαπλασιάζεται επί 0.792, ενώ με βάση τον EC - 8 επί 0.595, το οποίο και δημιουργεί μια σημαντική διαφορά στις τελικές τιμές των συνολικών γωνιών στροφής.

Ακόμα, υπάρχουν διαφορές στις στάθμες επιτελεστικότητας μεταξύ των δύο Κανονισμών. Οι στάθμες επιτελεστικότητας του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι η «Άμεση Χρήση» με μέγιστη στροφή ίση με τη στροφή διαρροής, «Προστασία Ζωής» με ελάχιστη στροφή ίση με το ημιάθροισμα των γωνιών στροφής διαρροής και αστοχίας διαιρεμένη με συντελεστή ασφαλείας ίσο με $\gamma_{Rd} = 1.50$ και «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης» με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή στην αστοχία διαιρεμένη με το συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1.50. Οι στάθμες επιτελεστικότητας του EC - 8 είναι οι «Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)» με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή διαρροής, «Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)» με ελάχιστη στροφή ίση με τα 3/4 της στροφής στην αστοχία διαιρεμένη με συντελεστή ίσο με 1.50, και «Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)» με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή αστοχίας διαιρεμένη με συντελεστή ίσο με 1.50.

Αποτέλεσμα όλων των παραπάνω διαφορών μεταξύ των δύο Κανονισμών είναι για ίδιες φορτίσεις να διαφοροποιείται η συμπεριφορά μιας κατασκευής όταν μελετηθεί με τον κάθε επιμέρους Κανονισμό. Στο πλαίσιο που μελετήθηκε, όπως φαίνεται και από τις δύο παραπάνω αναλύσεις, τόσο η συνολική του αντίσταση όσο και αυτή των επιμέρους μελών είναι μικρότερη κατά Ευρωκώδικα 8 από ότι είναι κατά Κανονισμό Επεμβάσεων.

8. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

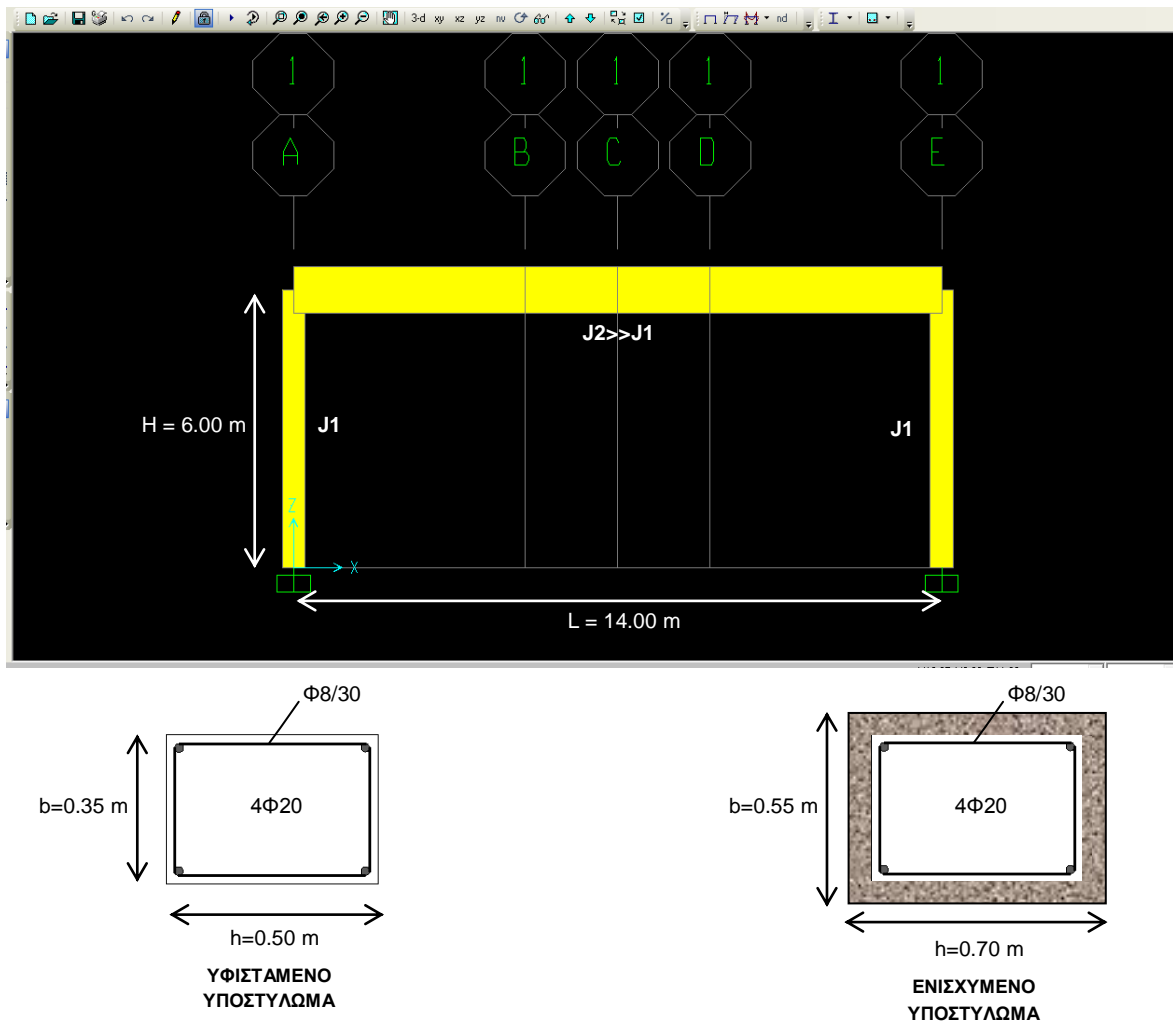
8.1 Δεδομένα κλειστών μανδύων

Λόγω του σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων στους άνω και κάτω κόμβους των υποστυλωμάτων του πλαισίου που επιλύθηκε σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§§7.3.1 και 7.4.1 της παρούσας εργασίας), λαμβάνεται η απόφαση της ενίσχυσης μέσω ολικού κλειστού μανδύα ο. σ. και στα δύο υποστυλώματα. Σκοπός της στρατηγικής αυτής που εφαρμόζεται μέσω του συστήματος αύξησης της διατομής με μανδύα ο.σ. είναι η κάθε γωνία στροφής της χορδής (θ) που ενδεχομένως θα αναπτυχθεί για τη στοχευόμενη μετακίνηση (δ_i) για το ελαστικό φάσμα του EC8, να μην υπερβαίνει αυτήν που αντιστοιχεί στη στάθμη «Προστασία ζωής». Το γεγονός αυτό, όπως απεδείχθη, δεν ίσχυε για το υφιστάμενο πλαίσιο (§7.4.1).

Τα δεδομένα του κάθε μανδύα είναι τα ακόλουθα:

- ▶ Σκυρόδεμα: C20/25 (Μία κατηγορία πάνω από το υφιστάμενο σκυρόδεμα – C16/20)
- ▶ Πάχος: $t = 10.00$ cm
- ▶ Ποιότητα νέων οπλισμών: S500s
- ▶ $E_{cm} = 2.9 \cdot 10^7$ kPa
- ▶ Καθαρό πάχος επικάλυψης: $c = 3.00$ cm. Η τιμή αυτή της ονομαστικής επικάλυψης (c_{nom}) πρέπει να είναι μεγαλύτερη κατά 5 έως 10 mm της ελάχιστης (c_{min}), (ΕΚΩΣ, Πιν. 5.1). Η τελική τιμή της ελάχιστης επικάλυψης θα πρέπει, ωστόσο, να μην είναι μικρότερη από 15 mm ή από ($\Phi + 10$ mm ή 20 mm) για Κατηγορίες Περιβάλλοντος 1/2 ή 3/4 (ΕΚΩΣ, §5.1), αντίστοιχα, όπου Φ η διάμετρος της ράβδου του οπλισμού.

Αρχικά, θα προσδιοριστούν οι απαιτούμενοι οπλισμοί (διαμήκεις και εγκάρσιοι) των στύλων του πλαισιακού φορέα (Σχ. 8.1) που θα τοποθετηθούν μες στον κλειστό μανδύα. Για το σκοπό αυτό θα εφαρμοστεί δυναμική φασματική/ελαστική δυναμική ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6), ως ακριβέστερη της ισοδύναμης στατικής/ελαστικής στατικής (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5), στο λογισμικό SAP 2000 v.14. Οι στύλοι είναι όμοιοι για αυτό αρκεί να επιλυθεί μόνο ο ένας (Σχ.8.3).



Σχήμα 8. 1

8.2 Δεδομένα φόρτισης

Τα μόνιμα και τα κινητά φορτία του ζυγώματος του πλαισίου προέκυψαν ως, $g = 38 \text{ kN/m}$ και $q = 6 \text{ kN/m}$ (§7.2).

Για τα οριζόντια φορτία εφαρμόζεται η κύρια τυχηματική δράση του σεισμού λαμβάνοντας υπόψη το συντελεστή σπουδαιότητας του δομήματος - πλαισίου (γ_i) κατά τον EC8 και ενδεχομένως, το διορθωτικό συντελεστή (η) για υλικά των πρωτευόντων, υπό σεισμό, στοιχείων με κρίσιμο ποσοστό ιξώδους απόσβεσης (ξ) διάφορο του 5% (KAN.ΕΠΕ. §4.6.3 (γ)). Το δομικό υλικό του πλαισίου, ωστόσο, είναι το ο. σ. επομένως η απαίτηση αυτή δεν υπάρχει. Επιπλέον, για σχολεία, εκπαιδευτικά ιδρύματα κτλ., ισχύει όπως έχει προαναφερθεί, $\gamma_i = 1.20$ (Κατηγορία Σπουδαιότητας III). Η επαύξηση των σεισμικών δράσεων επανελέγχου μέσω του συντελεστή γ_i , δίνει τη δυνατότητα για επέκταση της συμβατικής διάρκειας ζωής πέραν της 50 – ετίας, ή (ισοδυνάμως) για να ληφθούν υπόψη οι συνέπειες ενδεχόμενης αστοχίας. Για πιθανότητα υπερβάσεως 10% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών ($T_{επav} = 475 \text{ έτη}$), λαμβάνεται υπόψη η σεισμική δράση

του EC8, ενώ για πιθανότητα υπερβάσεως 50% εντός του συμβατικού χρόνου των 50 ετών, λαμβάνεται υπόψη το 60% της σεισμικής δράσεως του EC8. Εδώ εφαρμόζεται ολόκληρη η σεισμική δράση του EC8 καθώς αποφασίστηκε η πρώτη περίπτωση.

Γενικώς, χρησιμοποιούνται τα φάσματα απόκρισης σε όρους επιτάχυνσης, κατά EC8, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T του κτιρίου και του ποσοστού κρίσιμης ιξώδους απόσβεσης ξ ή του δείκτη συμπεριφοράς q . Σε περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, χρησιμοποιούνται τα τροποποιημένα «φάσματα σχεδιασμού» - ανελαστικά $S_d(T)$, (Σχ. 8.2) στα οποία μέσα στην τιμή του q εμπεριέχεται και το $\eta \neq 5\%$, για τα οποία ισχύει:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.50}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

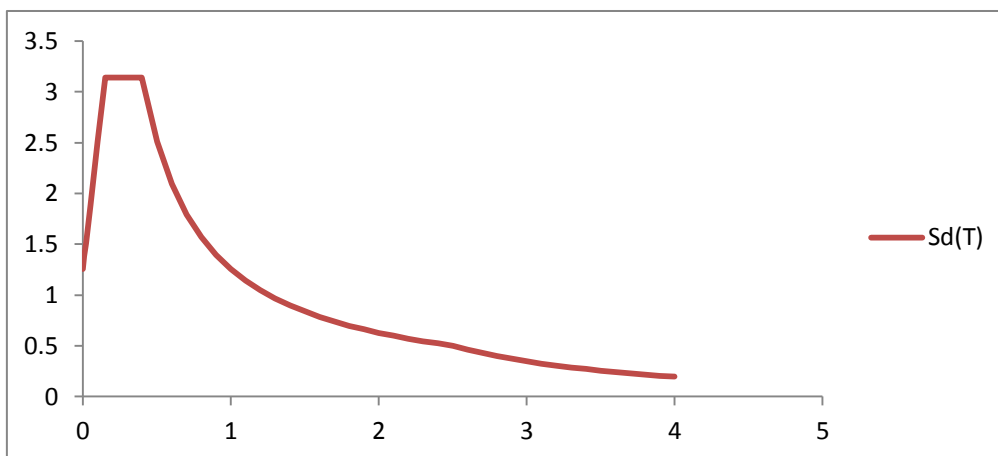
$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q} \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.50}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

Το παρόν πλαίσιο θα σχεδιαστεί χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας ($q = 1.50$) ενώ οι επιμέρους συντελεστές κατά τον EC8 προκύπτουν:

Έδαφος A:	$S=1.00$	N. Σμύρνη: Κατ. Σπουδ. III	$q=1.50$
	$T_B=0.15 \text{ s}$		$n=1$
	$T_C=0.40 \text{ s}$		$a_{gR}=0.16 \cdot g$
	$T_D=2.50 \text{ s}$		$\gamma_i=1.20$
			$a_g=\gamma_i \cdot a_{gR}=0.192 \cdot g$



Σχήμα 8.2

Όπως κατά την ανάλυση της αποτίμησης έτσι και για τον ανασχεδιασμό των δομημάτων επιτρέπεται να εφαρμοστούν οι σεισμικοί συνδυασμοί που αναλύθηκαν στο §4.4. Προσαρμοσμένοι στο υπό ενίσχυση επίπεδο πλαίσιο προκύπτουν οι τρεις παρακάτω συνδυασμοί των δράσεων: ο (1) μεταξύ μόνιμων και κινητών φορτίων αποκλειστικά, ενώ οι (2) και (3) συνδυασμένων με το σεισμό:

$$(1) S_d = 1.35 \cdot S_g + 1.50 \cdot S_q$$

$$(2) S_d = 1.00 \cdot S_g + 0.50 \cdot S_q + S_E$$

$$(3) S_d = 1.00 \cdot S_g + 0.50 \cdot S_q - S_E$$

Μετά τον καθορισμό των μόνιμων και κινητών φορτίων η μάζα του κάθε ορόφου που απαιτείται για την παρακάτω ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα, μέσω της σειράς των εντολών *Define, Mass source, From element and additional masses and loads* και δίνοντας το συνδυασμό $G + 0.50 \cdot Q$ (όπου $\psi_{2,1} = 0.50$ για σχολικά κτίρια).

8.3 Θεώρηση ρηγματωμένων διατομών για γραμμικές μεθόδους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τόσο η δυσμησία όσο και η δυστένεια των δομικών στοιχείων (§4.3.2 της παρούσας εργασίας), σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., πρέπει να εκτιμώνται με τις θεωρήσεις της κλασικής Μηχανικής. Σχετικώς, για κτίρια απο οπλισμένο σκυρόδεμα επιτρέπεται η χρήση των τιμών $0.4 \cdot E_c \cdot A_w$ και $E_c \cdot A_g$, αντίστοιχα, όπου A_g η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνο το σκυρόδεμα) και A_w μόνο η ορθογωνική διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ. για τις πλακοδοκούς). Στο πρόγραμμα η κατά 60% μειωμένη δυσμησία εισάγεται ως *modifier* στην επιλογή *shear area in 2 direction*.

Στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q , ή των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , οπότε γενικώς όταν οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μη – ρηγματωμένα στοιχεία). Όταν δε διατίθενται

Πίνακας Σ 4.1: Τιμές δυσκαμψίας

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	$0.8 \cdot (E_c I_g)$
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	$0.6 \cdot (E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0.7 \cdot (E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0.5 \cdot (E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0.4 \cdot (E_c I_g)$

(1) Η επισκευασμένο, με απλές μεθόδους.

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

ακριβέστερα στοιχεία, είναι επιτρεπτό να χρησιμοποιούνται οι τιμές της δυσκαμψίας που δίνονται στον Πίνακα Σ 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχ. 4.26). Για τα δύο υποστυλώματα, κατά συνέπεια, το ποσοστό της ενεργής δυσκαμψίας που λαμβάνεται αρχικά, αν αυτά θεωρηθούν εσωτερικά, είναι 0.80 ενώ για τη δοκό ισχύει το 0.40.

8.4 Συντελεστές μονολιθικότητας – Συντελεστές ασφαλείας

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΜΟΝΟΛΙΘΙΚΟΤΗΤΑΣ

Όταν δε διατίθενται αξιόπιστες μέθοδοι για την εκτίμηση της σχετικής ολίσθησης κατά μήκος της διεπιφάνειας μεταξύ υφιστάμενου στοιχείου και των προστιθέμενων στρώσεων, για τον υπολογισμό της καμπτικής αντίστασης και των άλλων χαρακτηριστικών του ενισχυμένου στοιχείου, επιτρέπεται, υπό προϋποθέσεις, να χρησιμοποιηθεί η προσεγγιστική διαδικασία με επιλογή καταλλήλων συντελεστών μονολιθικότητας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.5 (η)).

Όταν δεν εφαρμόζεται ακριβέστερη μέθοδος, επιτρέπεται η εφαρμογή της προσεγγιστικής διαδικασίας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.1.1 (δ)), υπό τις προϋποθέσεις ότι: (α) η επιδιωκόμενη αύξηση της καμπτικής αντίστασης του στοιχείου δεν υπερβαίνει το διπλάσιο της αρχικής και (β) τα κατασκευαστικά μέτρα σύνδεσης στη διεπιφάνεια του μανδύα και του υφιστάμενου στοιχείου περιλαμβάνουν επιμελημένη εκτρέχηση της επιφάνειας του στοιχείου (με υδραμμοβολή ή με ελαφρό εξοπλισμό αέρος ή ηλεκτρικό βελόνι) και χρήση βλήτρων, ή/και αναρτήρων και οι εργασίες έχουν εκτελεστεί σύμφωνα με σχετικές τεχνικές προδιαγραφές.

Σε αυτήν την περίπτωση επιτρέπεται η χρήση των ακόλουθων τιμών συντελεστών μονολιθικότητας:

$$K_k = 0.80$$

$$K_r = 0.90$$

$$K_{\theta y} = 1.25$$

$$K_{\theta u} = 0.80$$

Τελικά, για τα υποστυλώματα το συνολικό ποσοστό της ενεργής δυσκαμψίας που τίθεται στα *modifiers* της διατομής τους είναι:

$$K_k = 0.80 \cdot 0.80 = 0.64.$$

Βεβαίως, πριν την κατασκευή του μανδύα, οι βλάβες του υποστυλώματος πρέπει να αποκαθίστανται. Παρόλα αυτά, η επισκευή στην περίπτωση των μεγάλων βλαβών δεν εξασφαλίζει πάντοτε τη χωρίς αμφιβολίες αποκατάσταση της φέρουσας ικανότητας του αρχικού υποστυλώματος.

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Όπως έχει προαναφερθεί (§1.2.3.3), ανάλογα με την αξιοπιστία των δεδομένων επιλέγονται οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας (γ_f) για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές, σε συνδυασμό με τους κατάλληλους συντελεστές (γ_{sd}), ενώ για τα δεδομένα των υφιστάμενων ή νέων υλικών γίνεται χρήση των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας (γ_m) σε συνδυασμό με τους (γ_{Rd}) για τον έλεγχο της γενικής ανίσωσης ασφαλείας¹¹ εντατικών ή/και παραμορφωσιακών μεγεθών:

¹¹ Η ίδια γενική μορφή της ανίσωσης ασφαλείας προβλέπεται και στους Ευρωκώδικες.

$$S_d < R_d \text{ με}$$

$$S_d = \gamma_{sd} \cdot S(S_k \cdot \gamma_f) \text{ και}$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R \left(\frac{R_k}{\gamma_m} \right)$$

όπου:

S_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.

R_d : τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).

S_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων, για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη.

R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και έχουν ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.3).

γ_f, γ_m : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.5.3.2 – 3).

γ_{sd}, γ_{Rd} : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

- ▶ Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών («δυνάμεων»), οι ιδιότητες των υφιστάμενων υλικών συγκεκριμένου (επιμέρους) δομικού στοιχείου αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές \bar{X} τους μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση (ή απλώς τις μέσες τιμές τους, ΚΑΝ.ΕΠΕ. Κεφ. 9), οι δε ιδιότητες των προστιθέμενων υλικών αντιπροσωπεύονται με τις χαρακτηριστικές τους τιμές X_k που προβλέπονται από τους οικείους Κανονισμούς. Όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με την χαρακτηριστική και τα νέα υλικά καλύπτονται από ισχύοντες Κανονισμούς, όπως συμβαίνει με το σκυρόδεμα και το χάλυβα σιδηροπλισμών χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών γ'_m (Πιν. Σ 4.3) γενικώς μεγαλύτεροι των καθιερωμένων προκειμένου να καλυφθούν τυχόν πρόσθετες αβεβαιότητες οι οποίες σχετίζονται με την ποικιλία των τεχνικών επεμβάσεως και τη μικρή ενδεχομένως διατομή των προστιθέμενων νέων υλικών, τη δυσκολία προσπελασιμότητας (και ελέγχου) και τις παρεπόμενες αποκλίσεις ομοιομορφίας και ποιότητας.

Τελικά, για το σχεδιασμό του μανδύα θα χρησιμοποιηθούν:

$$\gamma_c = 1.50 \cdot 1.05 = 1.575 \text{ και}$$

$$\gamma_s = 1.15 \cdot 1.05 = 1.208$$

Πίνακας Σ 4.3: Τιμές του λόγου γ'_m/γ_m για προστιθέμενα «συμβατικά» υλικά (σκυρόδεμα ή χάλυβας, κατά Κ.Τ.Σ. και Κ.Τ.Χ.)

Διατομή προστιθέμενων υλικών ή / και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση	
Κανονικές (συνήθεις)	Μειωμένες
1,05	1,20

Σε ενδιάμεσες περιπτώσεις επιτρέπονται ενδιάμεσες τιμές.

- Εάν ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών (μετακινήσεων, στροφών κ.λπ.), οι ιδιότητες των υλικών αντιπροσωπεύονται γενικώς με τις μέσες τιμές τους \bar{X} . Τότε, οι συντελεστές γ_m είναι κατ' αρχήν περίπου ίσοι με τη μονάδα, αυξάνονται δε καταλλήλως προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες γεωμετρικών διαστάσεων (για τα υφιστάμενα υλικά) ή και δυσχέρειες στην επιτόπου επίτευξη και στον έλεγχο των αντοχών (για τα προστιθέμενα υλικά). Για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και αν η τυπική απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί $\gamma_m = 1.00$ για τα υφιστάμενα υλικά. Πρακτικώς, όμως, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη τιμή $\gamma_m = 1.10$. Αντιστοίχως, για «Υψηλή» ή «Ανεκτή» στάθμη αξιοπιστίας, οι τιμές γ_m μπορούν να θεωρηθούν ίσες με 1.00 ή 1.20, αντιστοίχως. Για τα προστιθέμενα υλικά, μπορεί να ληφθεί υπόψη $\gamma_m = 1.15$ για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα ή $\gamma_m = 1.25$ για μειωμένη διατομή ή προσπελασιμότητα, ανεξαρτήτως του αν τα υλικά καλύπτονται ή όχι από Κανονισμούς.

ΠΙΝΑΚΑΣ Π 4.1 : ΤΙΜΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ (που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις) ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΟΙ ΕΠΗΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ γ_m

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ¹					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ²			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ ³		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ ⁶	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΤΙΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσωπευτικές τιμές ⁵	$\bar{X} - s$	X_k	X_k	\bar{X}	\bar{X}	\bar{X}
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_m ⁴	Αναλόγως ΣΑΔ $\gamma_c = 1,50 \pm 0,15$ $\gamma_s = 1,15 \pm 0,10$	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας $\gamma_m = (1,05 \text{ ή } 1,20)$	Αυξημένοι	Αναλόγως ΣΑΔ $\gamma_m = 1,10 \pm 0,10$	Αναλόγως διατομής ή / και προσπελασιμότητας $\gamma_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$	$\gamma_m = 1,15 \text{ ή } 1,25$

- Υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις: $\gamma_m = 2,00 \pm 0,50$.
Για υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις δεν επιτρέπεται απλώς ανεκτή ΣΑΔ (βλ. § 3.7.3). Έτσι, για ικανοποιητική ή υψηλή ΣΑΔ $\gamma_m = 2,00$ ή 1,50, αντιστοίχως.
- Προστιθέμενες τοιχοπληρώσεις: $\gamma_m = 1,70 - 3,00$, βλ. ΕΚ 6.

Για την ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) που έπεται του σχεδιασμού του μανδύα, επόμενως, γίνεται χρήση των μέσων τιμών $\bar{X} = f_m$ ως αντιπροσωπευτικών τόσο για το σκυρόδεμα όσο και για το χάλυβα (τύποι υπολογισμού τους κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. αμέσως παρακάτω σύμφωνα με το Παράρτημα 4.1) ενώ οι συντελεστές γ_m (γ_c και γ_s) θα ληφθούν ίσοι με 1.15 για κανονική (συνήθη) διατομή και προσπελασιμότητα.

Προστιθέμενα υλικά

Η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση τιμή, για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, ή τη χαρακτηριστική τιμή (όπως προβλέπεται από τους οικείους Κανονισμούς), για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

Η μέση τιμή αντοχής, για σύγχρονα, συνήθη και "συμβατικά" υλικά, μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής, με βάση τη χαρακτηριστική τιμή:

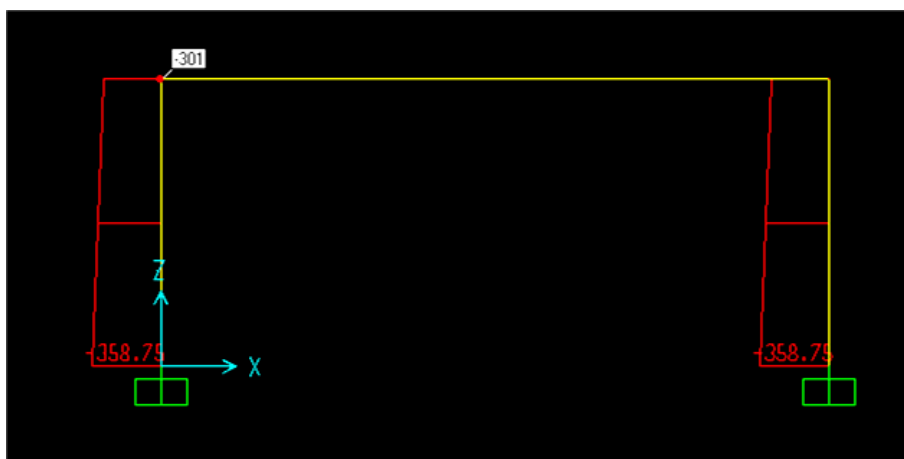
- Τοιχοπληρώσεις $f_m = \min (1,5 f_k , f_k + 0,05 \text{ ή } 0,50 \text{ MPa, για διάτμηση ή λοξή θλίψη, αντιστοίχως})$
- Σκυροδέματα $f_m = \min (1,2 f_k , f_k + 5,0 \text{ MPa})$
- Χάλυβες B500(C ή A) $f_m = (1,10 \text{ ή } 1,05) f_k$, για $\Phi \leq 16$ ή ≥ 18 mm, αντιστοίχως.

8.5 Στατική επίλυση πλαισίου

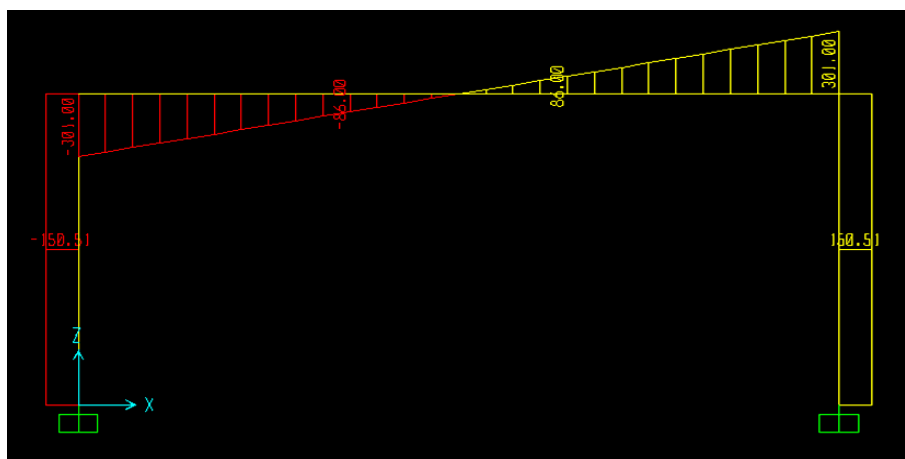
Τα διαγράμματα $[N_1]$, $[V_2]$ και $[M_3]$ λόγω των μόνιμων φορτίων (g και ιδίου βάρους), λόγω των κινητών (q) και λόγω του σεισμού (E) δίνονται μέσω του SAP αμέσως παρακάτω (Σχ. 8.3). Τα εντατικά μεγέθη θεωρούνται παρειάς για διευκόλυνση.

ΛΟΓΩ ΜΟΝΙΜΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

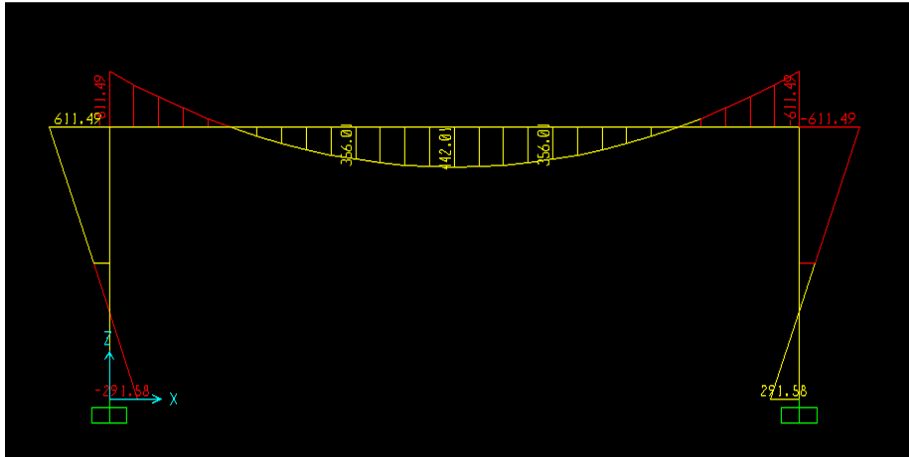
Σχήμα 8.3



$[N_1]$ (kN)

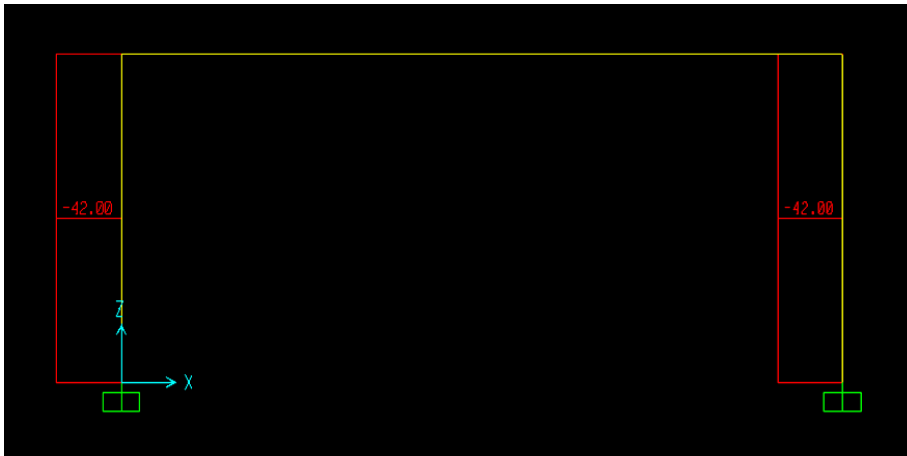


$[V_2]$ (kN)

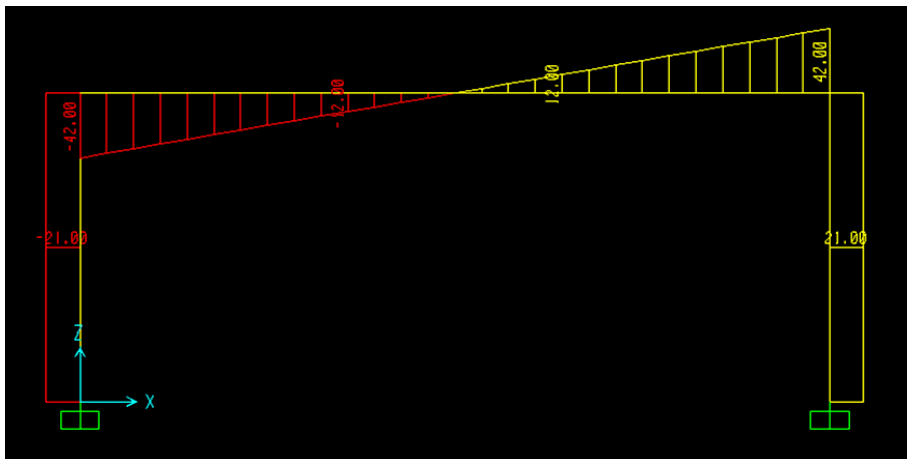


$[M_3]$ (kN · m)

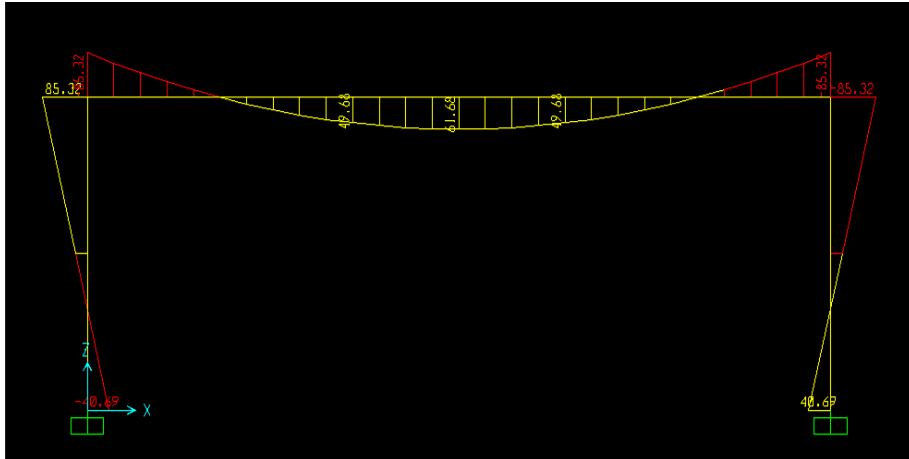
ΛΟΓΩ ΚΙΝΗΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ



$[N_1]$ (kN)

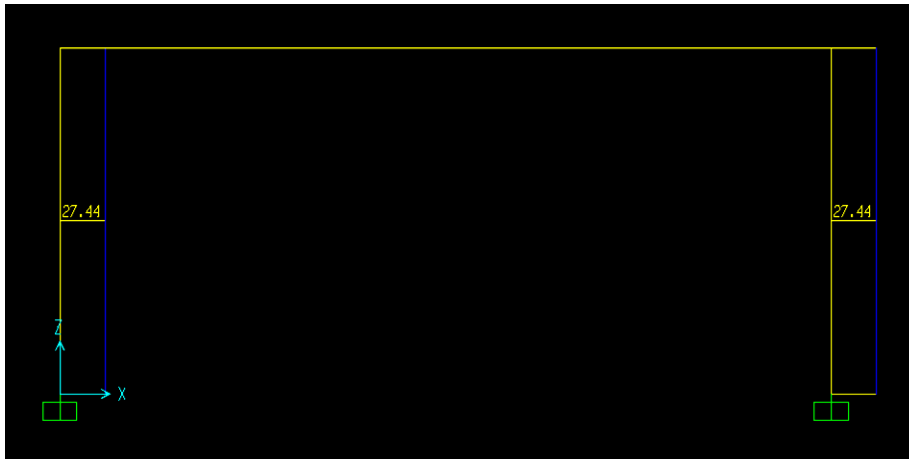


$[V_2]$ (kN)

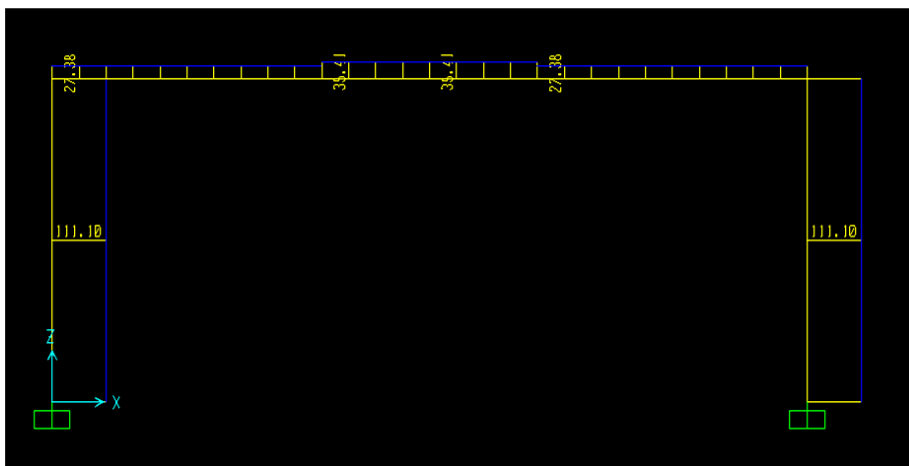


[M₃] (kN · m)

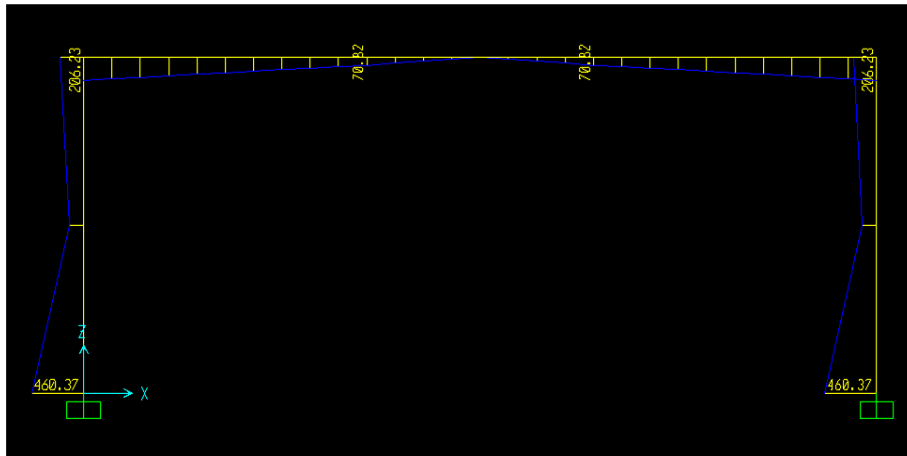
ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ



[N₁] (kN)



[V₂] (kN)



[M₃] (kN · m)

Τελικά, τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη μετά τους τρεις συνδυασμούς φόρτισης (§8.2) για ένα υποστύλωμα – έστω το αριστερό – παρουσιάζονται στον κάτωθι πίνακα. Η αξονική και η τέμνουσα δύναμη δίνονται σε kN και η ροπή κάμψης σε kN·m, ενώ το αρνητικό πρόσημο στην αξονική υποδηλώνει θλίψη στο υποστύλωμα.

	Άνω κόμβος	S _d /k _r	Κάτω κόμβος	S _d /k _r
N_d(1)	-469.35	-521.50	-547.31	-608.13
N_d(2)	-294.56	-327.29	-352.31	-391.46
N_d(3)	-349.44	-388.27	-407.19	-452.43
V_d(1)	-234.00	-260.00	-234.00	-260.00
V_d(2)	-49.40	-54.89	-49.40	-54.89
V_d(3)	-271.60	-301.78	-271.60	-301.78
M_d(1)	953.49	1059.44	-454.61	-505.12
M_d(2)	860.38	955.98	94.39	104.87
M_d(3)	447.92	497.69	-718.36	-798.17

8.6 Γεωμετρικοί περιορισμοί

Για το σχεδιασμό υποστυλωμάτων για δράσεις με σεισμό πρέπει η ελάχιστη διάσταση της ορθογωνικής διατομής τους (b_{min}) να είναι τουλάχιστον 25 cm. Στο παρόν υποστύλωμα ισχύει:

$$b_{min} = 0.55 \text{ m} > 0.25 \text{ m}$$

Επιπλέον, παρόλο που η επιλογή του δείκτη συμπεριφοράς $\eta = 1.50$ δεν το απαιτεί, ωστόσο, ελέγχεται η ικανοποίηση μίας ελάχιστης στάθμης πλαστιμότητας με τον περιορισμό του ασκούμενου ανηγμένου αξονικού φορτίου στους σεισμικούς συνδυασμούς (2) και (3) $v_d \leq 0.65$:

ΚΑΤΩ ΚΟΜΒΟΣ (Δυσμενέστερος)

$$\max \{N_d(2), N_d(3)\} = N_d(3) = -452.433 \text{ kN}$$

$$v_d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{452.433}{0.70 \cdot 0.55 \cdot 20000 / 1.575} = 0.0925 < 0.65$$

8.7 Έλεγχος έναντι λυγισμού

Ο πλαισιακός φορέας του παραδείγματος θεωρείται αμετάθετος και ελέγχεται έναντι φαινομένων 2^{α5} τάξης. Υπενθυμίζεται ότι *αμετάθετα* χαρακτηρίζονται τα πλαίσια των οποίων οι κόμβοι παρουσιάζουν πολύ μικρές μετατοπίσεις υπό τις δράσεις σχεδιασμού. Συγκεκριμένα, αμετάθετα είναι τα πλαίσια στα οποία η σχετική αύξηση των καμπτικών ροπών λόγω των παραμορφώσεων δεν είναι μεγαλύτερη από 10%. Για λόγους αντισεισμικής συμπεριφοράς συνίσταται εν γένει ο σχεδιασμός αμετάθετων πλαισίων (ΕΚΩΣ, Κεφ. 14).

Ένα μεμονωμένο υποστύλωμα θεωρείται ότι δεν είναι ευλύγιστο όταν ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$\lambda \leq \max \{25, 15 \cdot \sqrt{v_d}\}$$

όπου:

$$v_d = N_d(1) / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$\lambda = l_o / i$$

$$i = \sqrt{I_c / A_c}$$

Η αντικατάσταση με τις τιμές που αντιπροσωπεύουν το υπό ενίσχυση πλαίσιο δίνει:

$$N_d(1) = -608.122 \text{ kN}$$

$$v_d = \frac{608.122}{0.70 \cdot 0.55 \cdot 20000 / 1.575} = 0.1244$$

$$l_o \approx l_c = 6.00 \text{ m}$$

Λυγηρότητα (λ):

$$\lambda = l_o / i = l_o / \sqrt{I_c / A_c} = 6 / \sqrt{0.55 \cdot 0.70^3 / 12 / 0.55 \cdot 0.70} = 29.692$$

Έλεγχος απαλλαγής από περαιτέρω υπολογισμούς έναντι λυγηρότητας:
 $\max \{25, 15 / \sqrt{0.1244}\} = 42.528 > 29.692$ άρα το υποστύλωμα δεν είναι ευλύγιστο.

8.8 Υπολογισμός διαμήκων οπλισμών (κύριος οπλισμός)

Εφόσον το καθαρό πάχος της επικάλυψης είναι, όπως προαναφέρθηκε, $c = 3.00 \text{ cm}$ και θεωρώντας διάμετρο χρησιμοποιούμενου συνδετήρα και κύριου οπλισμού στο μανδύα ίσες με 8 mm και 24 mm , αντίστοιχα, τότε:

$$d_1 = c + \Phi_\sigma + \Phi_L / 2 = 3 + 0.8 + 2.4 / 2 = 5 \text{ cm}$$

Για τον υπολογισμό του απαιτούμενου οπλισμού που θα εφαρμοστεί στο μανδύα ενίσχυσης γίνεται χρήση των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης $M - N$ για συμμετρικό οπλισμό για:

C20/25

S500s και

$$d_1 / h = 5 / 70 = 0.0714$$

Οπότε για τα ανηγμένα εντατικά μεγέθη:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{M_d}{0.55 \cdot 0.70^2 \cdot 20000 / 1.575} = \frac{M_d}{3422.22}$$

$$v_d = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{N_d}{0.55 \cdot 0.70 \cdot 20000 / 1.575} = \frac{N_d}{4888.88}$$

Η αντικατάσταση και η γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών που αντιστοιχούν σε $d_1/h = 0.05$ και $d_1/h = 0.1$, για $d_1/h = 0.0714$, δίνει τον παρακάτω πίνακα:

ΑΝΩ ΚΟΜΒΟΣ					
	μ_d	ν_d	ω_{tot}		
			$d_1/h=0.05$	$d_1/h=0.1$	$d_1/h=0.0714$
Συνδυασμός (1)	0.310	-0.106	0.610	0.700	0.648
Συνδυασμός (2)	0.279	-0.067	0.540	0.610	0.569
Συνδυασμός (3)	0.145	-0.079	0.200	0.210	0.204

ΚΑΤΩ ΚΟΜΒΟΣ					
	μ_d	ν_d	ω_{tot}		
			$d_1/h=0.05$	$d_1/h=0.1$	$d_1/h=0.0714$
Συνδυασμός (1)	-0.148	-0.124	0.280	0.300	0.288
Συνδυασμός (2)	0.031	-0.080	0.010	0.030	0.019
Συνδυασμός (3)	-0.233	-0.090	0.450	0.470	0.458

Επιλέγεται να τεθεί ενιαίος οπλισμός για $\omega_{tot} = 0.648$, οπότε:

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{f_{yd}/f_{cd}} = 0.648 \cdot \frac{0.55 \cdot 0.70}{500/1.208 / \left(\frac{20}{1.575}\right)} = 76.538 \text{ cm}^2$$

Το ποσοστό του ελάχιστου κύριου οπλισμού για περίπτωση μη απαίτησης οπλισμού περίσφιγξης είναι 0.008, οπότε ισχύει:

$$A_{s,min} = 0.008 \cdot 55 \cdot 70 = 30.8 \text{ cm}^2 < 76.538 \text{ cm}^2$$

Υπάρχουν ήδη:

$$2 \cdot 2\Phi 20 (= 12.566 \text{ cm}^2)$$

Απαιτούνται επιπλέον:

$$(76.538 - 12.566)/2 = 31.985 \text{ cm}^2 / \text{παρειά}$$

Τοποθετούνται **8Φ24 (= 36.2 cm²) / παρειά.**

8.9 Υπολογισμός εγκάρσιων οπλισμών (συνδετήρες μανδύα)

Για να μην απαιτείται οπλισμός διάτμησης πρέπει η επιβαλλόμενη τέμνουσα σχεδιασμού V_d να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$V_d \leq V_{Rd1}$$

όπου V_{Rd1} είναι η αντοχή σε τέμνουσα του ο. σ. χωρίς εγκάρσιο οπλισμό.

Η οριακή κατάσταση αστοχίας χαρακτηρίζεται είτε από διαγώνια θλίψη του σκυροδέματος (κατά την αστοχία προκαλείται θραύση του κορμού), είτε από εφελκυσμό του οπλισμού διάτμησης ο οποίος φθάνει την αντοχή σχεδιασμού του. Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει να ισχύουν οι ακόλουθες συνθήκες:

$$V_d \leq V_{Rd2}$$

$$V_d \leq V_{Rd3}$$

όπου V_{Rd2} είναι η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω λοξής θλίψης κορμού και η V_{Rd3} η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού λόγω του οπλισμού διάτμησης.

Στα υποστυλώματα με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας υπάρχουν *κρίσιμες περιοχές* με αυξημένες απαιτήσεις. Αν και ο παρόν φορέας σχεδιάζεται με $q = 1.50$ – γεγονός που απαλλάσσει από την ικανοποίηση των απαιτήσεων πλαστιμότητας – ένα μέρος των απαιτήσεων αυτών πρέπει να ικανοποιείται με σειρά ελέγχων που πραγματοποιούνται για να εξασφαλιστεί μία συντηρητικότερη αντιμετώπιση του σεισμού. Το μήκος, επομένως, των ακραίων κρίσιμων περιοχών του υποστυλώματος είναι:

$$l_{cr} = \max \left\{ b_{\max} = 70 \text{ cm}, \frac{H}{5} = \frac{600}{5} = 120 \text{ cm}, 60 \text{ cm} \right\} = 120 \text{ cm}$$

ΑΝΤΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ – ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΝΤΟΣ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΠΕΡΙΟΧΩΝ

Στα υποστυλώματα, όπου υπάρχουν ορθές θλιπτικές δυνάμεις οι οποίες επηρεάζουν δυσμενώς τη θλιπτική αντοχή του κορμού, η τιμή της V_{Rd2} που θα ληφθεί για τον έλεγχο πρέπει να μειωθεί σε $V_{Rd2,red}$. Συνεπώς οι διαστάσεις της διατομής πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να ικανοποιείται η σχέση:

$$V_d \leq V_{Rd2,red}$$

Συγκεκριμένα, για τη $V_{Rd2,red}$ ισχύει:

$$V_{Rd2,red} = 1.67 \cdot V_{Rd2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp,eff}}{f_{cd}} \right) \leq V_{Rd2}$$

όπου

$$V_{Rd2} = 0.50 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0.90 \cdot d$$

$$v = 0.70 - f_{ck}(\text{MPa})/200 = 0.70 - 20/200 = 0.60 > 0.50 \text{ οπότε}$$

$$V_{Rd2} = 0.50 \cdot 0.60 \cdot \frac{20000}{1.575} \cdot 0.55 \cdot 0.90 \cdot (0.70 - 0.05) = 1225.714 \text{ kN}$$

$$\sigma_{cp,eff} = \frac{N_d - f_{yk} \cdot A_{s2} / \gamma_s}{A_c}$$

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ (1)

$$\sigma_{cp,eff}(1) = \frac{N_d(1) - f_{yk} \cdot A_{s2} / \gamma_s}{A_c} = \frac{608.122 - 500000 \cdot \left(\frac{12.566}{2} + 36.2 \right) \cdot 10^{-4} / 1.208}{0.55 \cdot 0.70} = -2987.74 \text{ kPa}$$

$$V_{Rd2,red}(1) = 1.67 \cdot 1225.714 \cdot \left(1 + \frac{2987.74}{\frac{20000}{1.575}} \right) = 2528.556 \geq V_{Rd2} = 1225.714 \text{ kN}$$

Άρα ο έλεγχος ικανοποιείται,

$$V_d(1) = 260 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 1225.714 \text{ kN}$$

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ (2)

$$\sigma_{cp,eff}(2) = \frac{N_d(2) - f_{yk} \cdot \frac{A_{s2}}{\gamma_s}}{A_c} = \frac{391.455 - 500000 \cdot \left(\frac{12.566}{2} + 36.2 \right) \cdot \frac{10^{-4}}{1.208}}{0.55 \cdot 0.70} = -3550.512 \text{ kPa}$$

$$V_{Rd2,red}(2) = 1.67 \cdot 1225.714 \cdot \left(1 + \frac{3550.512}{\frac{20000}{1.575}} \right) = 2619.273 \geq V_{Rd2} = 1225.714 \text{ kN}$$

Άρα ο έλεγχος ικανοποιείται,

$$V_d(2) = 54.89 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 1225.714 \text{ kN}$$

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ (3)

$$\sigma_{cp,eff}(3) = \frac{N_d(3) - f_{yk} \cdot \frac{A_{s2}}{\gamma_s}}{A_c} = \frac{452.433 - 500000 \cdot \left(\frac{12.566}{2} + 36.2 \right) \cdot \frac{10^{-4}}{1.208}}{0.55 \cdot 0.70} = -3392.128 \text{ kPa}$$

$$V_{Rd2,red}(3) = 1.67 \cdot 1225.714 \cdot \left(1 + \frac{3392.128}{\frac{20000}{1.575}} \right) \geq V_{Rd2} = 1225.714 \text{ kN}$$

Άρα ο έλεγχος ικανοποιείται,

$$V_d(3) = 301.78 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 1225.714 \text{ kN}$$

ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

Ο οπλισμός έναντι τέμνουσας δύναμης θα υπολογίζεται από τη συνθήκη:

$$V_d \leq V_{Rd3}$$

όπου

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$$

$$V_{wd} = A_{sw} / s \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

Για την τιμή της V_{cd} διακρίνονται δύο περιπτώσεις ανάλογα με την τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης v_d . Για συνδυασμούς δράσεων που περιλαμβάνουν το σεισμό και για στοιχεία κυρίως καμπτόμενα με $v_d > -0.1$ ισχύει $V_{cd} = 0.30 \cdot V_{Rd1}$. Το παρόν υποστύλωμα χαρακτηρίζεται ως κυρίως καμπτόμενο και όχι ως στοιχείο υπό κάμψη με θλιπτική δύναμη για τους σεισμικούς συνδυασμούς, όπως εξηγείται από την ικανοποίηση της παραπάνω συνθήκης:

$$-0.10 \cdot A_c \cdot f_{cd} = -0.10 \cdot 0.55 \cdot 0.70 \cdot 20000/1.575 = -488.89 \text{ kN}$$

	Άνω κόμβος	Κάτω κόμβος
Nd(2)	-327.289>-488.89	-363.654>-488.89
Nd(3)	-388.267>-488.89	-431.407>-488.89

Παρακάτω, υπολογίζεται η V_{Rd1} :

$$V_{Rd1} = (\tau_R \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\tau_R = 0.26 \text{ MPa (για C20/25 σύμφωνα με τον Πιν. 11.1 του ΕΚΩΣ)}$$

$$k = 1.60 - d \geq 1.00 \text{ (ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)}$$

$$k = 1.60 - (0.70 - 0.05) = 0.95 < 1.00 \text{ άρα } k = 1.00$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02 \text{ (ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)}$$

$$\rho_l = 42.483 / (55 \cdot 65) = 0.01188 \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd,min} / A_c = 327.289 / (0.55 \cdot 0.70) = 850.1012 \text{ kPa, άρα:}$$

$$V_{Rd1} = (260 \cdot 1.00 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.01188) + 0.15 \cdot 850.1012) \cdot 0.55 \cdot 0.65 = 201.296 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0.30 \cdot 201.296 = 60.389 \text{ kN}$$

Στην περίπτωση των γραμμικών στοιχείων η συμβολή του οπλισμού κορμού στην αντοχή σε τέμνουσα εξαρτάται από την τιμή του λόγου (ζ) της ελάχιστης προς τη μέγιστη τέμνουσα που ασκείται στη διατομή. Έτσι,

$$\zeta = V_{min} / V_{max} = -54.89 / -301.78 = 0.181 > -0.5 \text{ συνεπώς ολόκληρη η δρώσα τέμνουσα θα παραληφθεί από συνδετήρες και θα είναι ίση με:}$$

$$V_{wd} = A_{sw} / s \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{ywd} \text{ και}$$

$$V_{wd} \geq V_d - V_{cd} = 301.78 - 60.389 = 241.391 \text{ kN}$$

Άρα

$$A_{sw} / s \geq V_{wd} / (0.90 \cdot d \cdot f_{ywd}) = 241.391 / (0.90 \cdot 0.65 \cdot 500000/1.208) = 0.09969 \text{ cm}$$

Οπότε, αν τεθούν δίμητοι Φ8 συνδετήρες, τότε:

$$s \leq A_{sw} / 0.09969 = 2 \cdot 0.502 / 0.09969 = 10.084 \text{ cm}$$

Οι ελάχιστοι συνδετήρες στις κρίσιμες περιοχές είναι:

ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ

$$\Phi_{\sigma} \geq \max \{8 \text{ mm}, 1/3 \cdot \Phi_{L,max}\} = \max \{8 \text{ mm}, 24/3 \text{ mm}\} = 8 \text{ mm}$$

ΜΕΓΙΣΤΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ

$$s_{max} \leq \min \{8 \cdot \Phi_{L,min}, 0.5 \cdot b_{min}, 10 \text{ cm}\} = \min \{8 \cdot 2.4, 0.5 \cdot 55, 10 \text{ cm}\} = 10 \text{ cm}$$

οπότε **Φ8/10 cm**

Σε περίπτωση που υπάρχει βλάβη¹² ήδη στο υποστύλωμα – για να αποφευχθεί ο πρόωρος λυγισμός του νέου διαμήκους οπλισμού τοποθετούνται πυκνοί συνδετήρες **Φ8/7.5 cm** (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.5 (ζ)). Για την ανάληψη των εφελκυστικών τάσεων ρηγμάτωσης κατά μήκος του μανδύα πρέπει να τοποθετηθούν συνδετήρες σε μήκος u_o - το μήκος συναρμογής στο κάθε άκρο του μανδύα - εκατέρωθεν της βλάβης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.2.1.5 (στ)). Αυτοί πρέπει να αναλαμβάνουν τουλάχιστον τη δύναμη που αντιστοιχεί στην εγκάρσια εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα. Οι ελάχιστοι συνδετήρες που απαιτούνται ελέγχονται από τη σχέση:

$$A_{sw} / \alpha_{sw} \geq t \cdot f_{ctm} / f_{ywd} \text{ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχέση 8.10)}$$

όπου A_{sw} είναι το εμβαδόν της διατομής της ράβδου του συνδετήρα και α_{sw} είναι η απόσταση των συνδετήρων.

Η μέγιστη απόσταση των συνδετήρων α_{sw} μπορεί να υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχέση Σ.8.7):

$$\alpha_{sw} \leq 0.80 \cdot \left(\frac{f_{ywd}}{f_{ctk0.95}} \right) \cdot \frac{d_h^2}{t} = 0.80 \cdot \frac{500}{1.208 \cdot 2.90} \cdot \frac{8^2}{100} = 73.074 \text{ mm} \approx 75 \text{ mm}$$

¹² Προϋπάρχουσες βλάβες πρέπει ούτως ή άλλως να επισκευάζονται.

8.10 Αναλυτικός προσδιορισμός γωνιών στροφής των ενισχυμένων υποστυλωμάτων

- Παραμόρφωση διαρροής

$$\theta_y = (1/r)_y \cdot (L_s + a_v \cdot z) / 3 + 0.0014 \cdot (1 + 1.5 \cdot h / L_s) + ((1/r)_y \cdot d_b \cdot f_y) / (8 \cdot f_c^{1/2})$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2, Σ.2)

Διαστάσεις: 0.70x0.55

Οπλισμός: 1. Διαμήκης: 4Ø20+16Ø24

2. Εγκάρσιος: Ø8/75 – Αγνοούνται οι υπαρχοντες συνδετήρες Ø8/30

Υλικά: 1. Σκυρόδεμα: C20/25

2. Χάλυβας: S500s

Συντελεστές ασφαλείας υλικών: $\gamma_m' = \gamma_c = \gamma_s = 1.15$ (§8.4, παρούσας εργασίας)

$$(1/r)_y = 1.77 \cdot f_y / (E_s \cdot h)$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §Παράρτημα 7^A, Σχέση A7.α - προσεγγιστικός τύπος)

όπου

$f_y = f_m$ (για $\Phi > 18$ mm) / $\gamma_s = 500 \cdot 1.05 / 1.15 = 456.5217$ MPa (§8.4, παρούσας εργασίας)

$E_s = 200000$ MPa

$h = 0.70$ m

άρα

$$(1/r)_y = 1.77 \cdot 456.5217 / (200000 \cdot 0.70) = 0.005771739 \text{ m}^{-1}$$

$$L_s = H/2$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.3)

$H = 6.00$ m

$L_s = 6.00/2 = 3.00$ m

$$V_{R1} = (\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.20 + 40 \cdot \rho_l) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1, Σχέση 11.2)

$$\tau_R = 0.25 \cdot f_{ctk0,05} / \gamma_c$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1, Σχέση Σ11.1)

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot f_{ctm}$$

(ΕΚΩΣ, §2.4)

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

(ΕΚΩΣ, §2.4, Σχέση Σ2.2)

$f_{ck} = 20$ MPa, οπότε:

$f_{cm} = f_m = \min(1.20 \cdot f_{ck}, f_{ck} + 5(\text{MPa})) = 24$ MPa (§8.4, παρούσας εργασίας)

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot 20^{2/3} = 2.2104 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0.70 \cdot 2.2104 = 1.5473 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0.25 \cdot 1.5473 = 0.3868 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0.3868 / 1.15 = 0.3363 \text{ MPa}$$

$$k = 1.60 - d \geq 1.00$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)

όπου $c = 0.03$ m

$$d = h - d_1 = 0.70 - 0.03 - 0.008 - 0.024/2 = 0.65 \text{ m}$$

$$k = 1.60 - 0.65 = 0.95 < 1.00 \text{ \acute{a}\rho\alpha } k = 1.00$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$$

(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)

$$A_{sl} = 2 \cdot \pi \cdot 0.020^2/4 + 8 \cdot \pi \cdot 0.024^2/4 = 0.0042474 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0.55 \text{ m}$$

$$\rho_l = 0.0042474/(0.55 \cdot 0.65) = 0.0118809 < 0.02 \text{ (ok)}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$$

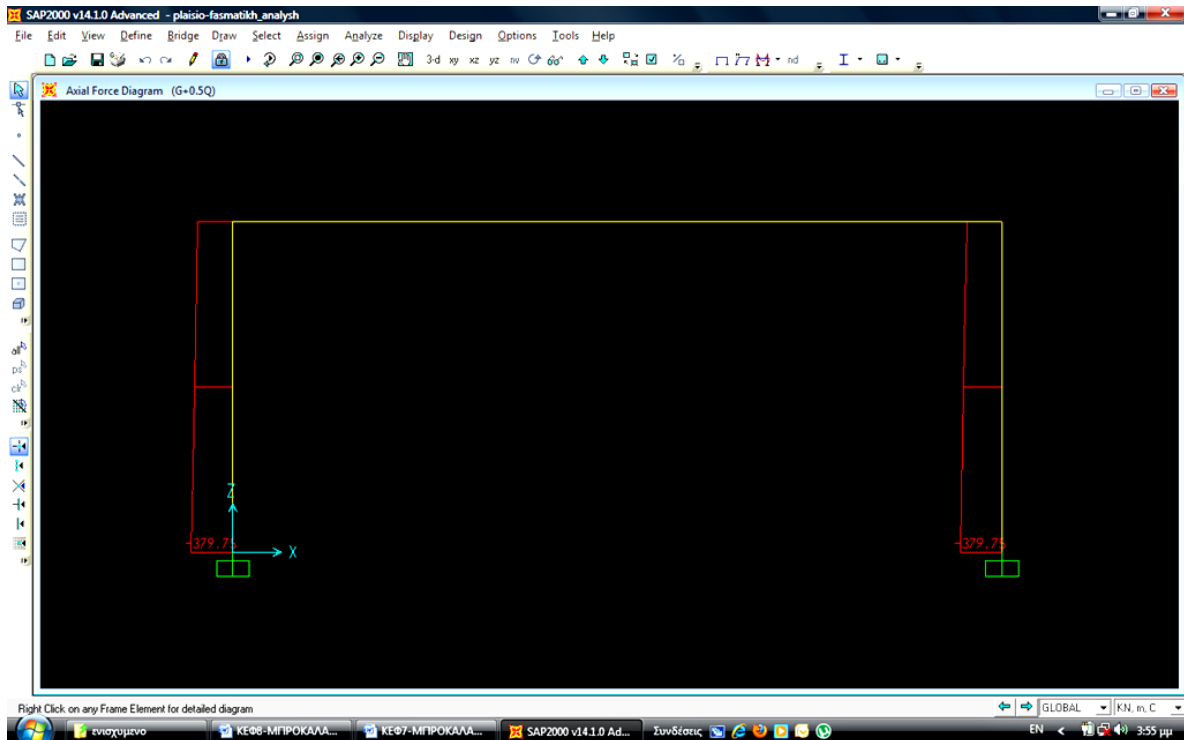
(ΕΚΩΣ, §11.1.2.1)

Ως αξονική δύναμη σχεδιασμού επιτρέπεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.1.2.2 (δ)) ο οποίος παραπέμπει στον EC8 - 1 (§3.2.2) να λαμβάνεται εκείνη που προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία, δηλαδή από το συνδυασμό G+0.5Q. Οπότε, λαμβάνοντας τον άνω κόμβο ως δυσμενέστερο για τον υπολογισμό μικρότερης V_{R1} (Σχ. 8.4):

$$N_{sd} = 322 \text{ kN}$$

$$A_c = b \cdot h = 0.55 \cdot 0.70 = 0.385 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 322 \cdot 10^{-3}/0.385 = 0.83636 \text{ MN/m}^2$$



Σχήμα 8. 4

$$V_{R1} = (0.3363 \cdot 1.00 \cdot (1.20 + 40 \cdot 0.0118809) + 0.15 \cdot 0.83636) \cdot 0.55 \cdot 0.65 = 246.258 \text{ kN}$$

$$V_{Mu} = M_y/L_s$$

$$a_v = 1, \text{ αν } V_{R1} < V_{Mu}$$

$$a_v = 0, \text{ αν } V_{R1} > V_{Mu}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2)

Για τον υπολογισμό της ροπής στη φάση της διαρροής (M_y) επιστρατεύεται και πάλι ο αλγόριθμος (§4.3.1) που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ στο Παράρτημα 7^A:

Το Παράρτημα 7^A του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περιγράφει έναν αρκετά απλοποιημένο αλγόριθμο προσέγγισης της M_y ορθογωνικών διατομών οποίος εφαρμόζεται και στους υπολογισμούς του παρόντος προσομοιώματος. Ο αλγόριθμος αυτός ισχύει, επιπλέον, και για διατομές τύπου «Γ», «Τ», «Π» κτλ. εφόσον η θλιβόμενη ζώνη τους έχει σταθερό πλάτος b , συνθήκη η οποία ελέγχεται με βάση το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ($\xi_y \cdot d$) με το ξ_y να υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση [7.16]. Επομένως, εάν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού τότε η καμπυλότητα στη διαρροή ($1/r_y$) υπολογίζεται από τη σχέση [7.14], ενώ εάν οφείλεται σε μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος (για παραμόρφωση της ακραίας θλιβόμενης ίνας πέραν του $\epsilon_c \approx 1.8 \cdot f_c / E_c$) τότε υπολογίζεται από την [7.15]. Ως καμπυλότητα διαρροής λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των δύο ως η δυσμενέστερη.

Αντικαθιστώντας προκύπτουν οι παρακάτω τιμές:

ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω διαρροής χάλυβα		ΥΨΟΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ λόγω παρ/σεων σκυροδέματος
Es (MPa)	200000	
Ec (MPa)	29000	
b (mm)	550	
h (mm)	700	
d (mm)	650	
d' (mm)	50	
fy (fm for steel)/γs (MPa)	456.5217391	
fcm (fm for concrete)/γc (MPa)	20.86956522	
α=	6.896551724	
As (mm ²)	4247.4	
As' (mm ²)	4247.4	
Asv (mm ²)	0	
ρ=	0.011880839	
ρ' =	0.011880839	
ρv =	0	
Nsd (N)	322000	
A=	0.025734639	0.020285021
δ' =	0.076923077	
B=	0.01476771	0.01279475
ξy/d =	0.307485505	0.302879088
ξy (mm) =	199.8655784	650.3028791
(1/r) _y λόγω διαρροής χάλυβα (mm ⁻¹) =	5.07095E-06	
(1/r) _y λόγω παρ/σεων σκυροδέματος (mm ⁻¹) =	6.48112E-06	

επιλέγεται ως δυσμενέστερη η min	0.000005071
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ	5.77174E-06
M_y (kN-m)=	1233.166328

$$V_{Mu} = 1233.166/3.00 = 411.055 \text{ kN}$$

$$V_{R1} = 246.258 < 411.055 = V_{Mu}$$

$$\text{Άρα: } a_v = 1$$

$$z = d - d' = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - d_b \approx 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 0.65 = 0.585 \text{ m}$$

Τελικά, [7.1]:

$$\theta_y =$$

$$0.005771739 \cdot (3+1 \cdot 0.60)/3 + 0.0014 \cdot (1+1.5 \cdot 0.70/3) + (0.005771739 \cdot 0.024 \cdot 456.5217)/(8 \cdot (24/1.15)^{1/2}) = \underline{0.0105464 \text{ rad}}$$

Έλεγχος ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2.στ. Σελίδα 7-12:

Αν $V_R < V_{Mu}$ τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{ΟΠΟΤΕ: } \theta_{y, \text{shear}} = \theta_y \cdot V_R \cdot L_s / M_y = \theta_y \cdot V_R / V_{Mu}$$

$$V_R = V_c + V_w = V_{R1} + V_w$$

$$V_c = V_{R1} = 246.258 \text{ kN}$$

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0.90 \cdot d \cdot f_{yw}$$

$$\text{(ΕΚΩΣ, §11.2.3.2α)}$$

$$V_w = ((8 \cdot \pi \cdot 0.008^2/4)/0.075) \cdot 0.90 \cdot 0.65 \cdot 1.10 \cdot 500/1.15 = 1500.096 \text{ kN, άρα:}$$

$$V_R = 246.258 + 1500.096 = 1746.354 \text{ kN} > 411.055 \text{ kN} = V_{Mu}$$

Δε χρειάζεται απομείωση της θ_y για τον παραπάνω λόγο, ωστόσο, εισάγεται ο συντελεστής μονολιθικότητας $K_{\theta y} = 1.25$ (§8.4, παρούσας εργασίας), οπότε:

$$\theta_y^{\text{πραγμ}} = 1.25 \cdot 0.0105464 = \underline{0.013183 \text{ rad}}$$

- Παραμόρφωση αστοχίας

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot ((\max(0.01; \omega')/\max(0.01; \omega)) \cdot f_c)^{0.225} \cdot$$

$$(\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_s \cdot f_{yw}/f_c)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d})$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.8α)

$$v = N/(b \cdot h \cdot f_c) = 322/(0.55 \cdot 0.70 \cdot 24000/1.15) = 0.040075$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.8α)

$$\omega = A_s(\epsilon) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.0042474 \cdot 1.05 \cdot 500 / (0.385 \cdot 24) = 0.241133$$

$$\omega' = A_s(\theta) \cdot f_y / (A_c \cdot f_c) = 0.0042474 \cdot 1.05 \cdot 500 / (0.385 \cdot 24) = 0.241133$$

(ΕΚΩΣ, §10.1, Σχήμα 10.1)

$$\alpha_s = M/(V \cdot H) = L_s/H = 3.00/6.00 = 0.50$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4)

$$\alpha = (1 - s_h/(2 \cdot b_c)) \cdot (1 - s_h/(2 \cdot h_c)) \cdot (1 - (\Sigma b_i^2)/(6 \cdot b_c \cdot h_c))$$

(KAN.ΕΠΕ. §7.2.4, Σ.7α)

$$s_h = 0.075 \text{ m}$$

$$b_c = b - 2 \cdot c - d_w = 0.55 - 2 \cdot 0.03 - 0.008 = 0.482 \text{ m}$$

$$h_c = h - 2 \cdot c - d_w = 0.70 - 2 \cdot 0.03 - 0.008 = 0.632 \text{ m}$$

$$b_i(b) = [b - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2]/7 = [0.55 - 2 \cdot 0.03 - 2 \cdot 0.008 - 0.024]/7 = 0.064286 \text{ m}$$

$$b_i(h) = [h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - 2 \cdot d_b/2]/7 = [0.70 - 2 \cdot 0.03 - 2 \cdot 0.008 - 0.024]/7 = 0.085714 \text{ m}$$

$$\alpha = (1 - 0.0075/(2 \cdot 0.482)) \cdot (1 - 0.075/(2 \cdot 0.632)) \cdot (1 - (14 \cdot 0.064286^2 + 14 \cdot 0.085714^2)/(6 \cdot 0.482 \cdot 0.632)) = 0.793$$

$$\rho_s = A_{sh}/(b_w \cdot s_h) = (8 \cdot \pi \cdot 0.008^2/4)/(0.55 \cdot 0.075) = 0.00974848$$

(KAN.ΕΠΕ. §7.2.4)

$$\rho_d = 0$$

άρα:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^{0.040075}) \cdot (24/1.15)^{0.225} \cdot 0.50^{0.35} \cdot 25^{(0.793 \cdot 0.00974848 - 1.05 \cdot 500/24)} \cdot 1.25^{(100-0)} = 0.04084089 \text{ rad}$$

Εισάγεται ο αντίστοιχος συντελεστής μονολιθικότητας $K_{\theta u} = 0.80$ (§8.4, παρούσας εργασίας), οπότε:

$$\theta_{um}^{\text{πραγμ}} = 0.80 \cdot 0.04084089 = 0.03267272 \text{ rad}$$

και

$$\theta_{um}^{\text{pl,πραγμ}} = \theta_{um}^{\text{πραγμ}} - \theta_y^{\text{πραγμ}} = 0.03267272 - 0.013183 = 0.019489712 \text{ rad}$$

- Μείωση διατμητικής αντοχής με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = ((h-x)/(2 \cdot L_s)) \cdot \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5; \mu_{\theta}^{\text{pl}})) \cdot (0.16 \cdot \max(0.5; 100 \cdot \rho_{\text{tot}}) \cdot (1 - 0.16 \cdot \min(5; \alpha_s)) \cdot f_c^{0.5} \cdot A_c + V_w)$$

(KAN.ΕΠΕ. Παράρτημα 7Γ, Σχέση Γ.1)

$$x = \xi_y = 0.199866 \text{ m}$$

$$\mu_{\theta}^{\text{pl}} = \mu_{\theta} - 1$$

$$\mu_{\theta} = \theta_{um}^{\text{πραγμ}}/\theta_y^{\text{πραγμ}} = 0.03267272/0.013183 = 2.479$$

Σύμφωνα με την §7.1.2.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. το ενισχυμένο υποστύλωμα θεωρείται «πλάστιμο» αφού ισχύει: $2.479 > 2.00$.

Είναι άξιο παρατήρησης, ωστόσο, το γεγονός ότι αν επρόκειτο για μονολιθική διατομή – χωρίς τους συντελεστες μονολιθικότητας $K_{\theta y}$ και $K_{\theta u}$ και αγνοώντας τους συντελεστές K_r και K_k που εφαρμόστηκαν κατά το σχεδιασμό του μανδύα – η πλαστιμότητα που υπολογίζεται είναι ιδιαίτερα αυξημένη ($\mu_{\theta} = \theta_{um}/\theta_y = 3.872 > 2.479$). Υπάρχει μία μείωση, επομένως, της τάξης του $(3.872 - 2.479)/3.872 = 35.97\% \approx 36\%$.

$$\mu_{\theta}^{\text{pl}} = 2.479 - 1 = 1.479$$

$$\rho_{\text{tot}} = A_{s,\text{tot}}/(b \cdot d) = 2 \cdot 0.0042474/(0.55 \cdot 0.65) = 0.02376$$

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.00974848 \cdot 0.55 \cdot 0.90 \cdot 0.65 \cdot 1.10 \cdot 500000/1.15 = 1500.096 \text{ kN}$$

άρα:

$$V_R = ((0.70-0.199866)/(2 \cdot 3)) \cdot \min(322000; 0.55 \cdot 385000 \cdot 24/1.15) + (1-0.05 \cdot \min(5; 1.479)) \cdot (0.16 \cdot \max(0.5; 2.376)) \cdot (1-0.16 \cdot \min(5; 0.50)) \cdot (24/1.15)^{0.5} \cdot 385000 + 1500096 = 735.483 \text{ kN}$$

Για $a_s = 0.50 < 2.00$, η τιμή της V_R δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου, $V_{R,max}$, η οποία υπό ανακυκλιζόμενες μετελαστικές παραμορφώσεις μειώνεται με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων, $\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$ ως,

$$V_{R,max} =$$

$$4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) \cdot (1 + 1.35 \cdot N / (A_c \cdot f_c)) \cdot (1 + 0.45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot (\min(40; f_c))^{0.5} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin(2\delta)$$

όπου δ η γωνία της διαγωνίου του στοιχείου ως προς τον άξονά του ($\tan \delta = h / (2 \cdot L_s) = 0.5 / a_s$)

Η αντικατάσταση με τις τιμές που αφορούν στο υπό εξέταση πλαίσιο δίνει:

$$\tan \delta = 0.50 / 0.50 = 1.00 \text{ άρα } \delta = 45^\circ.$$

$$V_{R,max} =$$

$$4/7 \cdot (1 - 0.02 \cdot 1.479) \cdot (1 + 1.35 \cdot 322000 / (385000 \cdot 24/1.15)) \cdot (1 + 0.45 \cdot 2.376) \cdot (24/1.15)^{0.5} \cdot 550 \cdot 585 \cdot \sin(2 \cdot 45) = 1777.796 \text{ kN}$$

Επιλέγεται ως V_R η δυσμενέστερη – η \min των δύο - άρα $V_R = 735.483 \text{ kN} > 411.055 \text{ kN} = V_{Mu}$.

Επομένως,

σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4.2, το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

8.11 Στάθμες επιτελεστικότητας και καμπύλη ροπής – στρωφής (M - θ)

- Στάθμες επιτελεστικότητας (Σχ. 3.20, παρούσας εργασίας)

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας Α: «Άμεση χρήση μετά το σεισμό»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^Α και §9.2)

$$R_d = \theta_y = \underline{0.013183 \text{ rad}}$$

Με μέσες τιμές, $\gamma_{Rd} = 1.00$ και $\gamma_m = 1.15$.

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας Β: «Προστασία Ζωής»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^Α και §9.3.1)

$$R_d = \theta_d = 0.5 \cdot (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} =$$

$$0.5 \cdot (0.013183 + 0.03267272) / 1.50 = \underline{0.015285 \text{ rad}}$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας Γ: «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 9^Α και §9.3.1)

$$R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0.015285 / 1.50 = \underline{0.0217818 \text{ rad}}$$

- Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ)

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.1.2.2 και Παράρτημα 4.4)

Σημείο Α: $M = 0$, $\theta = 0$

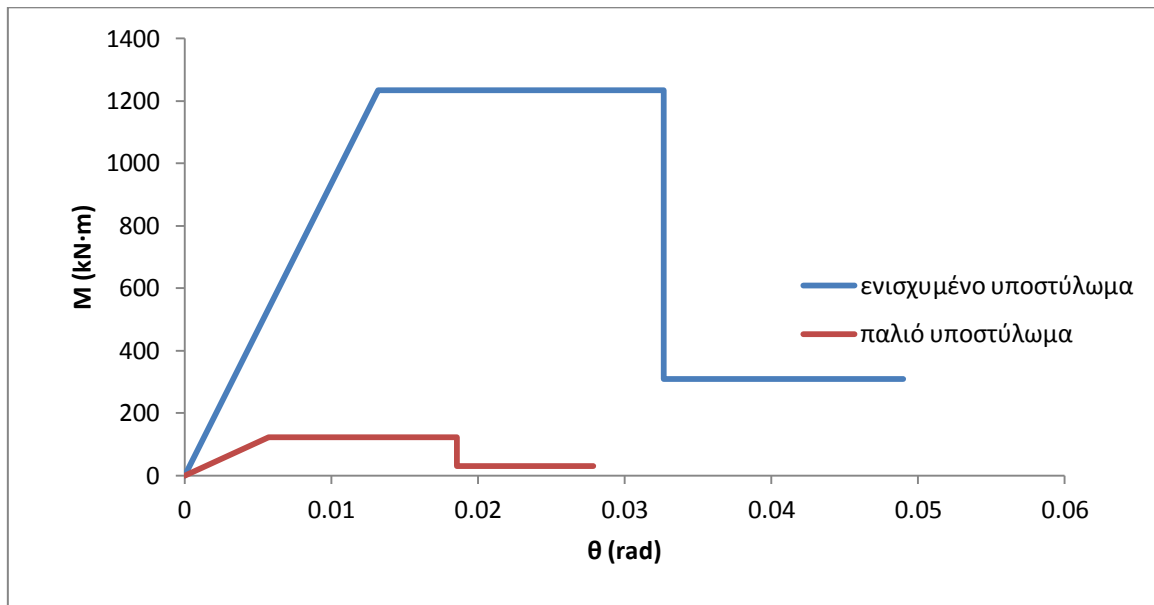
Σημείο Β: $M = M_y = 1233.166 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_y = 0.013183 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_y = 1233.166 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_{um} = 0.03267272 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0.25 \cdot M_y = 0.25 \cdot 1233.166 = 308.2915 \text{ kNm}$, $\theta = \theta_{um} = 0.03267272 \text{ rad}$

Σημείο Ε: $M = 0.25 \cdot M_y = 0.25 \cdot 1233.166 = 308.2915 \text{ kNm}$, θ : Παραμόρφωση που προκαλεί πλήρη απώλεια των αντιστάσεων και έναντι των φορτίων βαρύτητας, η οποία δεν μπορεί να υπολογιστεί με αξιοπιστία. Μπορεί να θεωρηθεί το πολύ ως το διπλάσιο της παραμόρφωσης αστοχίας. Για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και μόνο για λόγους προσέγγισης της απόκρισης μετά τη διαδοχική οιονεί - κατάρρευση των επιμέρους στοιχείων, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής λάμβάνεται 1.50.

$\theta_{max} = 1.50 \cdot \theta_{um} = 1.50 \cdot 0.03267272 = 0.049 \text{ rad}$



8.12 Ανελαστική στατική ανάλυση ενισχυμένου πλαισίου

8.12.1 Ρηγματωμένες διατομές

Είναι γνωστό, όπως έχει πολλακίς προαναφερθεί, ότι όταν μία διατομή σκυροδέματος βρίσκεται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνεται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην παραλαβή των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της *δυσκαμψίας*, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται (§4.3.1). Το λογισμικό δε λαμβάνει υπόψη τη μείωση αυτή, επομένως πρέπει να εισαχθεί η πληροφορία αυτή στα χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής του προσομοιώματος, όπως συνέβη και στην περίπτωση του υφιστάμενου πλαισίου – προ ενίσχυσης. Ο υπολογισμός του ποσοστού της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη των τάσεων πραγματοποιείται με το λόγο K_{eff}/K_{el} , όπου K_{eff} είναι η ενεργός δυσκαμψία $((E_c \cdot I)_{eff})$ και K_{el} η γεωμετρική δυσκαμψία $(= E_c \cdot I)$. Έπειτα, ο λόγος αυτός τίθεται στα *modifiers* κάθε διατομής, στη θέση του *moment of inertia around 3* για τη δοκό και τα υποστυλώματα εφόσον πρόκειται για επίπεδο πλαίσιο. Ο τύπος υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας των διατομών γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης τόσο κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§7.2.3, Σχέση (2)) όσο και κατά τον EC8 – 3 (Παράρτημα Α, §Α.3.2.4, εδάφιο (5)):

$$K_{eff} = \frac{M_y \cdot L_s}{3 \cdot \theta_y}$$

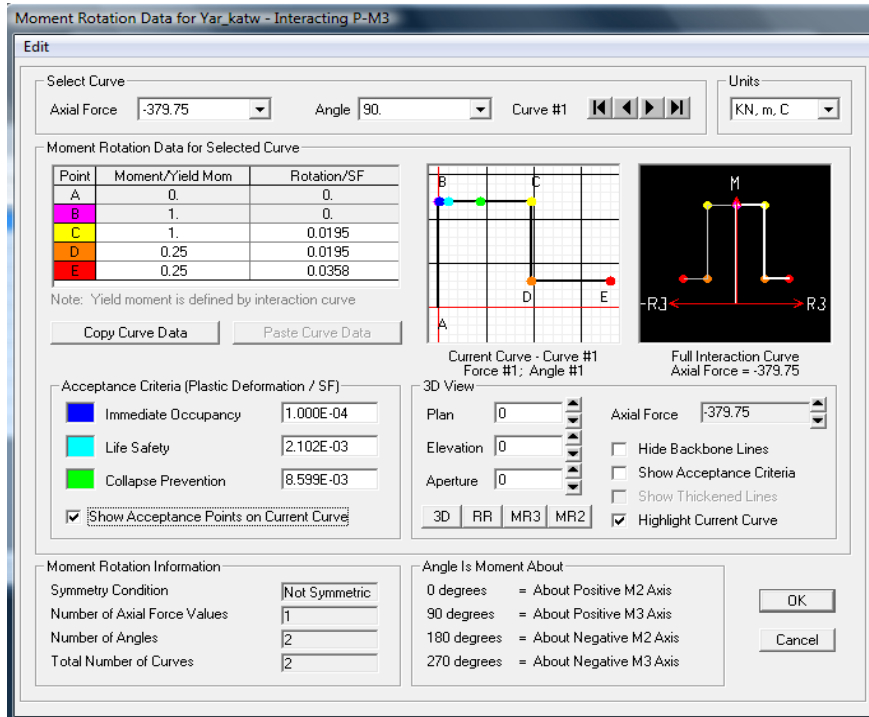
Επομένως, στον κάτωθι πίνακα φαίνονται οι υπολογισθείσες σχετικές τιμές για κάθε μέλος:

<i>K_{eff}</i>	
	ΚΑΝ.ΕΠΕ
Υ/Σ	93542.1376
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΑΝΩ	58302.16311
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	113393.5628

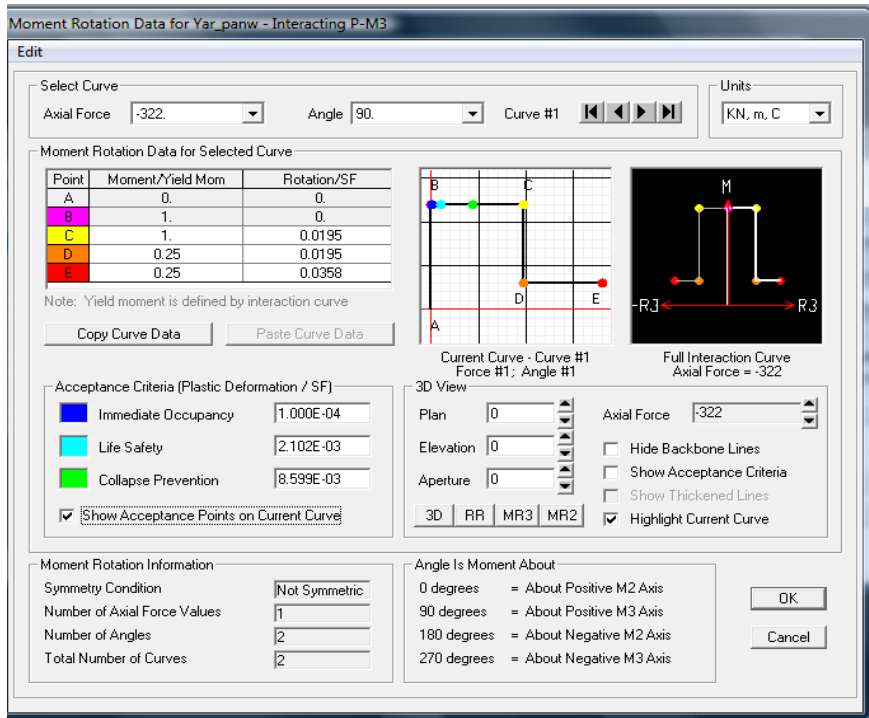
<i>K_{eff}/K_{el}</i>	
	ΚΑΝ.ΕΠΕ
Υ/Σ	0.205179387
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΑΝΩ	0.124933206
ΔΟΚΟΣ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΑΤΩ	0.242986204

8.12.2 Προσομοίωση

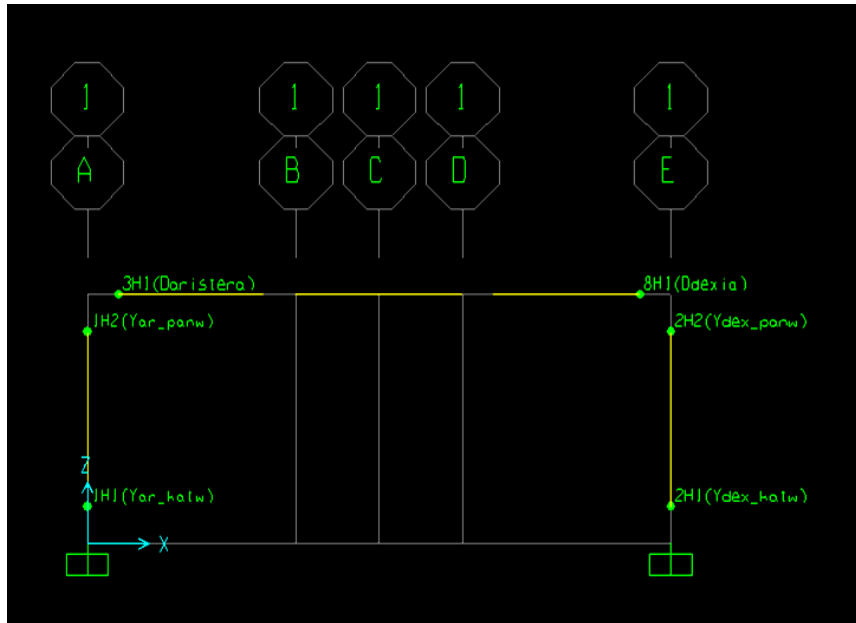
Στο προσομοίωμα τοποθετούνται οι θέσεις των νέων πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στα δύο άκρα των δύο υποστυλωμάτων (P – M3) και στα δύο άκρα τις δοκού (M3). Η τιμή του αξονικού φορτίου που τοποθετείται, όπως έχει προαναφερθεί στην §5.4.4, επιτρέπεται να λαμβάνεται από το συνδυασμό των μόνιμων και των κινητών φορτίων (G+0.50Q):



Σχήμα 8. 5 – Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης του κάτω κόμβου των υποστυλωμάτων (Ζητούνται τα πλαστικά μέρη των στροφών από το λογισμικό).



Σχήμα 8. 6 – Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης του άνω κόμβου των υποστυλωμάτων

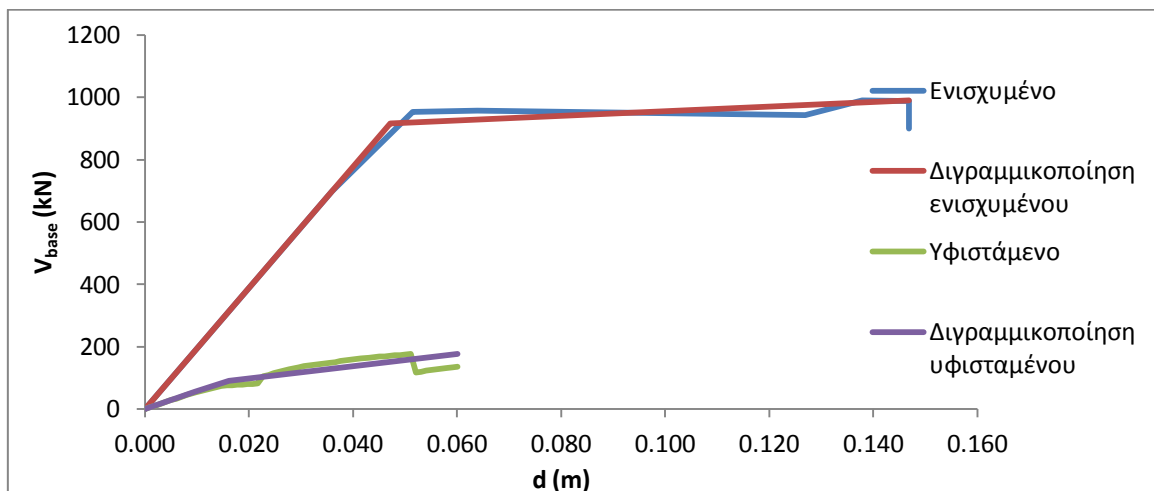


Σχήμα 8.7 – Ορισμός των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στα στοιχεία του πλαισίου

8.12.3 Προσδιορισμός στοχευόμενης μετακίνησης

1^{ος} τρόπος

Το μοντέλο του πλαισίου υπόκειται σε στατική ανελαστική ανάλυση για μεγάλη στοχευόμενη μετακίνηση, από την οποία παράγεται η καμπύλη αντίστασης του πλαισίου (Pushover Curve) η οποία διγραμμικοποιείται (Bilinearization) σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.3.4, Σχήμα Σ.5.2) και έχουν περιγραφεί στο Κεφάλαιο 3 (§3.5 - §3.6):



(EC8 – 1, Πληροφοριακό Παράρτημα Β)

$$F^* = F_b, d^* = d_n$$

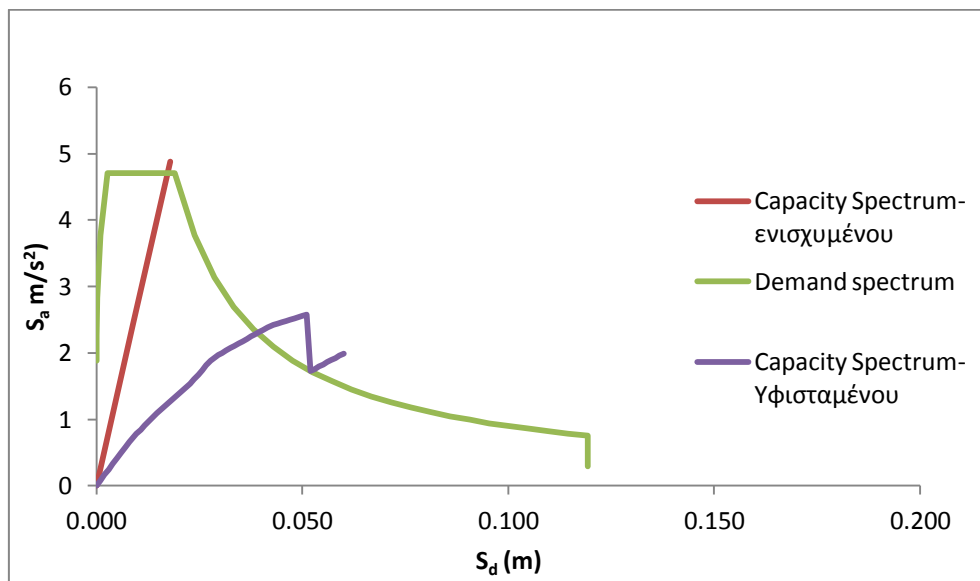
$$m^* = m = \Sigma N(G+0.50 \cdot Q)/g = 350.875 \cdot 2/9.81 = 71.534$$

$$\Gamma = \Sigma m_i \cdot \varphi_i / (\Sigma m_i \cdot \varphi_i^2) = m^* / (\Sigma m_i \cdot \varphi_i^2) = 1.00 \text{ (εφόσον πρόκειται για μονοβάθμιο σύστημα)}$$

$$\alpha = \Gamma \cdot m^* / m = 1.00$$

$$S_a = V / (\alpha \cdot m) = V / m, S_d : \text{Capacity spectrum}$$

$$S_a, S_d = S_d / (\omega^2) : \text{Demand spectrum}$$



Απο τη διαγραμμοποιημένη καμπύλη αντίστασης του πλαισίου
 $K_e = 60\% \cdot V_y / \delta_y = 19397 \text{ kN/m}$

Οπότε:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot (m^* / K_e)^{0.5} = 2 \cdot \pi \cdot (71.534 / 19397)^{0.5} = 0.381 \text{ s}$$

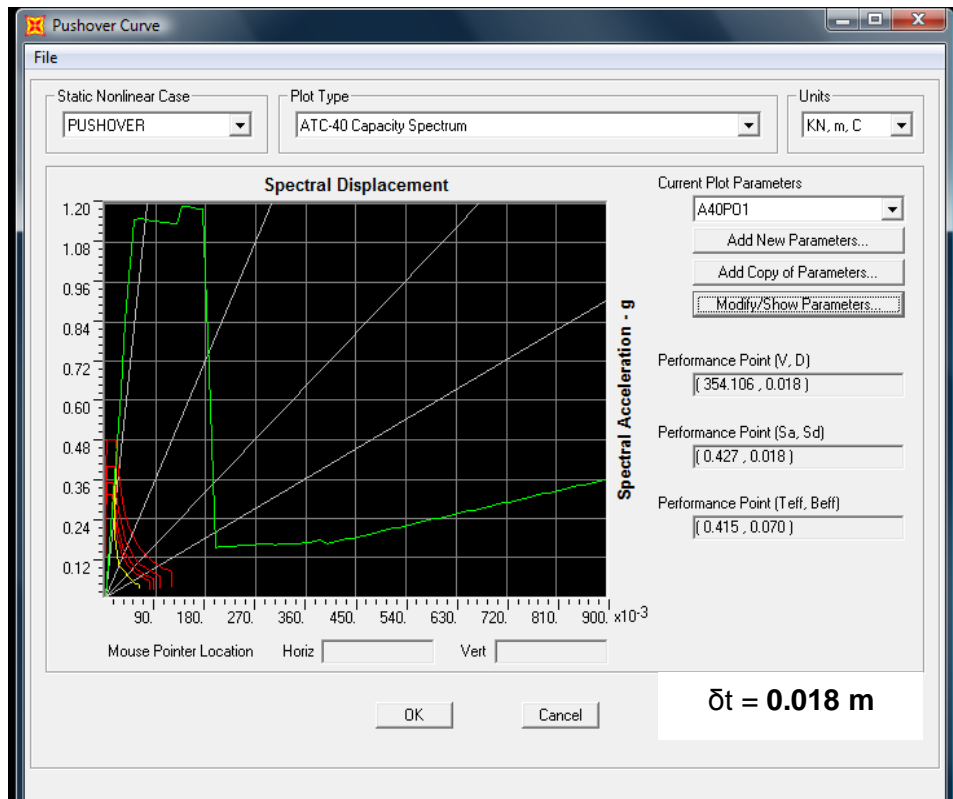
Το φάσμα του EC8 – 1 (§4.4, παρούσας εργασίας) δίνει για αυτή την τιμή της ιδιοπεριόδου:

$$S_e(T^*) = 0.192 \cdot 2.50 \cdot 9.81 = 4.708 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot (T^* / (2 \cdot \pi))^2 = 4.708 \cdot (0.381 / (2 \cdot \pi))^2 = \mathbf{0.018 \text{ m}}$$

2^{ος} τρόπος

Το πρόγραμμα δίνει αυτοματοποιημένα τη στοχευόμενη μετακίνηση κατά τη μέθοδο ATC – 40 (§3.6.3) με τιμή η οποία σχεδόν συμπίπτει με αυτή της προηγούμενης μεθόδου.



Σχήμα 8. 8

3^{ος} τρόπος

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§5.7.4.2, Σχέση Σ5.6.) όταν δε διατίθενται ακριβέστεροι προσδιορισμοί, επιτρέπεται η στοχευόμενη μετακίνηση να υπολογίζεται προσεγγιστικά σύμφωνα με τη μέθοδο των συντελεστών (§3.6.2), ως:

$$\delta_t = C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / (4\pi^2)) \cdot S_e(T) \text{ όπου}$$

$C_o = 1.00$ για έναν όροφο

$$C_1 = \frac{1+(R-1) \cdot T_c / T_e}{R} \text{ για } T_e = T \cdot (K_o / K_e)^{0.5} = T = 0.355 \text{ s} < T_c = 0.40 \text{ s} \text{ όπου}$$

$$R = \frac{S_a / g}{V_y / W} \cdot C_m \text{ με}$$

$C_m = 1.00$ για μονώροφο πλαισιακό κτίριο ο.σ. (Γ. Ν.

Ψυχάρης, «Αντισεισμικός σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεσματικότητας», Πιν. 5.5)

$$S_a = S_e(T_e) = 4.708 \text{ m/s}^2$$

$V_y = 915.816 \text{ kN}$ (από τη διγραμμικοποιημένη Καμπύλη Αντίστασης του πλαισίου) και

$$W = m \cdot g = 71.534 \cdot 9.81 = 701.749 \text{ kN, άρα}$$

$$R = (4.708 / 9.81) \cdot 1.00 / (915.816 / 701.749) = 0.3678$$

$$C_1 = \frac{1+(0.3678-1)\cdot 0.40/0.355}{0.3678} = 0.7821$$

Αλλά για $T_e < 1.00$ s $C_1 \geq 1.00$ οπότε $C_1 = 1.00$

$C_2 = 1.00$ για Στάθμη Προστασίας ζωής και για Φορέα Τύπου II (μετά το 1985), (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Πίνακας Σ5.1)

$C_3 = 1.00$ για οπλισμένο σκυρόδεμα

$$\delta_t = 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot (0.355^2 / (4\pi^2)) \cdot 4.708 \approx \mathbf{0.016 \text{ m}}$$

Αποτελέσματα για τη στοχευόμενη μετακίνηση

Η δ_t συναντάται στο 2^ο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την οποία όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.9 έχουν αναπτυχθεί πλαστικές αρθρώσεις μόνο στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα. Πρόκειται για έναν επιθυμητό πλάστιμο τρόπο αστοχίας – αντίστοιχο με αυτόν που επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό - που αποφεύγει το μηχανισμό ορόφου. Οι τιμές του πλαστικού μέρους αυτών των γωνιών στροφής είναι οι ακόλουθες:

Αριστερό άκρο δοκού:

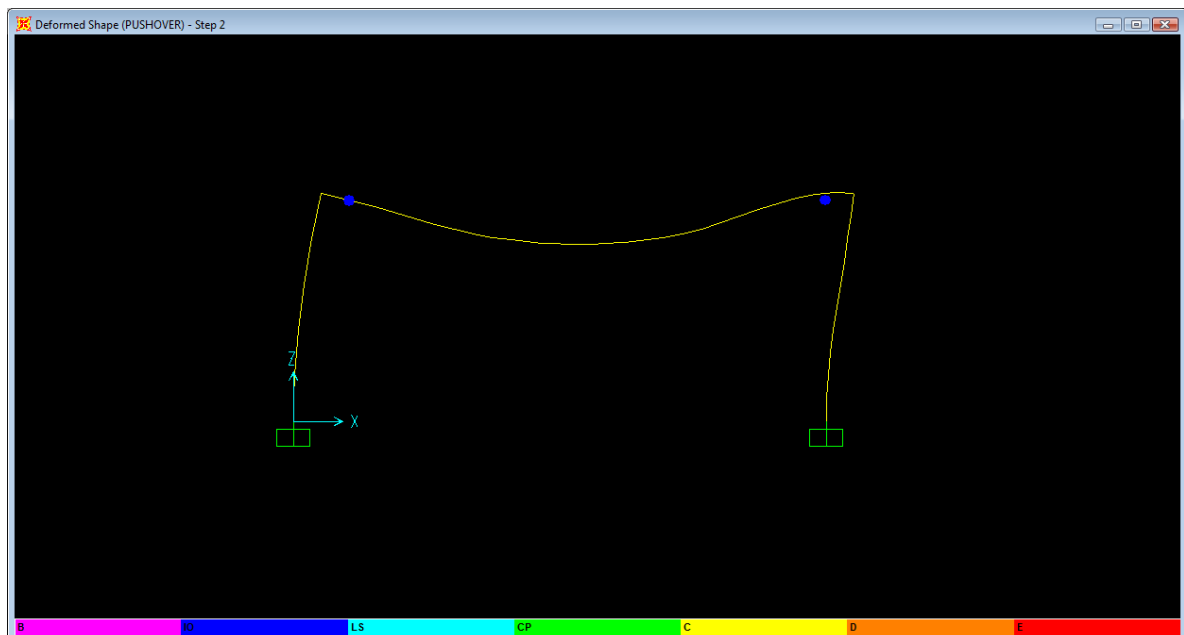
$$\theta^{\text{pl}} = 2.047 \cdot 10^{-3} \text{ rad} (< (8.391 \cdot 10^{-3} - 5.0529 \cdot 10^{-3} = 3.338 \cdot 10^{-3} \text{ rad: «Προστασία ζωής»:$$

Αποδεκτή στάθμη)

Δεξιό άκρο δοκού:

$$\theta^{\text{pl}} = 3.201 \cdot 10^{-3} \text{ rad} (< (8.391 \cdot 10^{-3} - 5.0529 \cdot 10^{-3} = 3.338 \cdot 10^{-3} \text{ rad: «Προστασία ζωής»:$$

Αποδεκτή στάθμη)



Σχήμα 8.9 – Σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων

Έλεγχος σε διάτμηση

Τα διατμητικά εντατικά μεγέθη στο βήμα 2 ($\delta_t = 0.018$ m) απεικονίζονται στο παρακάτω Σχ. 8.10. Σε αυτό διακρίνονται οι υψηλές τιμές της δρώσας τέμνουσας στη δοκό, οι οποίες ξεπερνούν τη μειωμένη με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων αντίστασή της σε τέμνουσα. Δε συμβαίνει το ίδιο και στα υποστυλώματα:

Αριστερό υποστύλωμα:

$$V_{sd} = 68.51 \text{ kN} < 735.483 = V_R$$

Δεξιό υποστύλωμα:

$$V_{sd} = 237.96 \text{ kN} < 735.483 \text{ kN} = V_R$$

Αριστερή στήριξη δοκού (εφελκυσμός άνω):

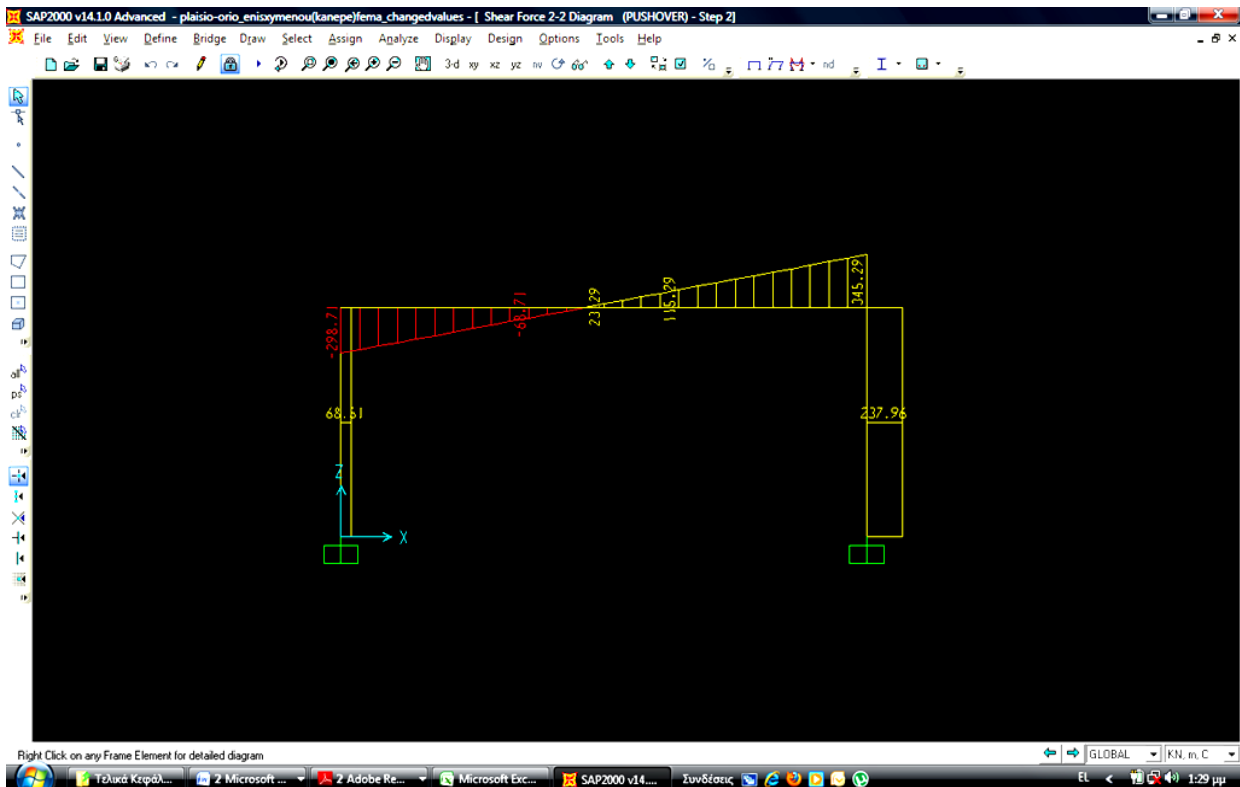
$$V_{sd} = 298.71 \text{ kN} > 157.562 \text{ kN} = V_{R, \text{κάτω}}$$

Πρέπει να παραληφθεί τέμνουσα ίση με 141.148 kN.

Δεξιά στήριξη δοκού (εφελκυσμός άνω):

$$V_{sd} = 345.29 \text{ kN} > 157.562 \text{ kN} = V_{R, \text{άνω}}$$

Πρέπει να παραληφθεί τέμνουσα ίση με 187.728 kN.



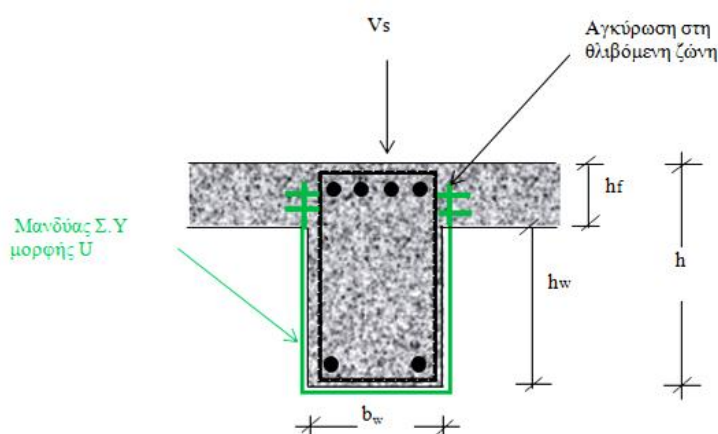
Σχήμα 8. 10 – Διατμητική δύναμη στον τοπικό άξονα 2 - 2

8.13 Ενίσχυση πλακοδοκού έναντι διάτμησης με σύνθετα υλικά

Η περίπτωση της διατμητικής ενίσχυσης πλακοδοκού με μανδύα σύνθετου υλικού μορφής «U» περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην παράγραφο 8.2.2.2. (Κεφάλαιο 2 της παρούσας εργασίας). Για την ενίσχυση της δοκού του πλαισίου γίνεται χρήση φύλλων F.R.P. – υαλονημάτων με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- ▶ Μέτρο ελαστικότητας σύνθετου υλικού: $E_j = 73 \text{ GPa}$
- ▶ Πάχος κάθε στρώσης: $t_j = 0.12 \text{ mm}$
- ▶ Χαρακτηριστική αντοχή σύνθετου υλικού: $f_{ju} = 2000 \text{ MPa}$, επομένως,
- ▶ Χαρακτηριστική τιμή παραμόρφωσης θραύσης σύνθετου υλικού: $\varepsilon_{juk} = 2000/73000 = 2.73\%$

Ο μανδύας του σύνθετου υλικού επιλέγεται να είναι πλήρως αγκυρωμένος στη θλιβόμενη ζώνη του υφιστάμενου σκυροδέματος, κατά συνέπεια, πρόκειται κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για «οιονεί κλειστή» ενίσχυση με κρίσιμο μηχανισμό αστοχίας να θεωρείται αυτός που προκαλείται από τη θραύση του υλικού ενίσχυσης (Σχ. 8.11).



Σχήμα 8. 11 – «Οιονεί κλειστή» ενίσχυση πλακοδοκού

Η αντοχή σχεδιασμού του σύνθετου υλικού σε θραύση υπολογίζεται ως εξής:

Ο συντελεστής ασφαλείας του σύνθετου υλικού από υαλόνημα είναι ίσος με: $\gamma_m = \gamma_{\text{ισπ}} = 1.20$.

Η τιμή σχεδιασμού της παραμόρφωσης θραύσης είναι: $\varepsilon_{ju} = \varepsilon_{fud} = \varepsilon_{juk} / \gamma_{\text{ισπ}} = 2.283\%$.

Εφόσον ο μειωτικός συντελεστής για στρώσεις λιγότερες από 4 είναι $\psi = 1.00$, τότε: $\varepsilon_{j,\text{max}} = \varepsilon_{ju} \cdot \psi = 2.283\% \cdot 1.00 = 2.283\% \geq 1.5\%$ άρα $\varepsilon_{j,\text{max}} = 1.5\%$.

Η κρίσιμη παραμόρφωση δίνεται ως,

$$\varepsilon_{j,\text{crit}} = k_v \cdot \varepsilon_{j,\text{max}} = 0.50 \cdot 1.5\% = 0.0075 = 0.75\%.$$

Η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής είναι:

$$f_{jk} = E_j \cdot \varepsilon_{j,\text{crit}} = 73000 \cdot 0.0075 = 547.5 \text{ MPa} \text{ και τελικά,}$$

Η τιμή σχεδιασμού της ενεργού τάσης για «οιονεί κλειστή» ενίσχυση δίνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Σχέση 8.14):

$$\sigma_{jd}^1 = f_{jk} / \gamma_{\text{ισπ}} = 547.5 / 1.20 = 456.25 \text{ MPa.}$$

Εφόσον υπάρχει επαρκής αγκύρωση του σύνθετου υλικού στο υφιστάμενο στοιχείο αποφεύγεται ο μηχανισμός αστοχίας ο οποίος οφείλεται σε πρόωρη αποκόλληση του προστιθέμενου υλικού λόγω ανεπαρκούς αγκύρωσης των άκρων του (με τιμή σχεδιασμού σ_{jd}^2 , ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχέση 8.15). Άρα,

$$\sigma_{jd} = \min \{ \sigma_{jd}^1, \sigma_{jd}^2 \} = \sigma_{jd}^1 = 456.25 \text{ MPa}$$

Στην περίπτωση ενίσχυσης με εξωτερικά στοιχεία ινοπλισμένων πολυμερών, η τέμνουσα αποτοχής σχεδιασμού λόγω οπλισμού διάτμησης (V_{Rd3}) υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_{Rd3} = V_{Rd,s} + V_{jd}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχέση 8.12) όπου

$$V_{Rd,s} = V_{cd} + V_{wd}$$

(EC2, §6.2.3) με

V_{cd} και V_{wd} : οι τέμνουσες που αναλαμβάνουν το σκυρόδεμα και οι συνδετήρες του αρχικού στοιχείου

V_{jd} : η τέμνουσα που αναλαμβάνει ο νέος οπλισμός διάτμησης

Στην §7.3.1 της παρούσας εργασίας υπολογίστηκε ότι η $V_{Rd,s}$ ($V_{R,\text{κάτω}}$) για εφελκυσμό της κάτω ίνας αναφοράς της μεσαίας διατομής της δοκού – δηλαδή η ισοδύναμη με την $V_{Rd,s}$ για εφελκυσμό της άνω ίνας αναφοράς των ακραίων διατομών της δοκού στις οποίες πραγματοποιείται η ενίσχυση – είναι 157.562 kN ενώ για την V_{jd} σε ορθογωνική διατομή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στη Σχέση Σ.8.9 για θ (γωνία μεταξύ του άξονα του στοιχείου και της διεύθυνσης των αναμενόμενων λοξών ρωγμών) ίση με 45° και α (γωνία του εξωτερικού οπλισμού διάτμησης ως προς τον διαμήκη άξονα του στοιχείου) ίση με 90° δίνει:

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,ef} \text{ όπου}$$

$$\rho_j = 2 \cdot A_j \cdot n / (s_j \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \text{ (το γεωμετρικό ποσοστό του εξωτερικού οπλισμού)}$$

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σχέση Σ.8.8) με

n : αριθμός στρώσεων υλικού ενίσχυσης

s_j : η αξονική απόσταση του εξωτερικού οπλισμού στην περίπτωση λωρίδων

b_w : το πλάτος της διατομής

A_j : το εμβαδόν της διατομής του οπλισμού διάτμησης

Για συνεχή φύλλα $t_j = A_j / s_j$ και $w_j = s_j$ επομένως,

$$\rho_j = 2 \cdot n \cdot t_j / (b_w \cdot \sin \alpha) = 2 \cdot 0.12 \cdot n / (200 \cdot 1) = 0.0012 \cdot n$$

$$h_{j,ef} \text{ (το ενεργό για την ανάληψη τέμνουσας ύψος της ενίσχυσης)} = 2/3 \cdot d = 2/3 \cdot 96.2 = 64.134 \text{ cm}$$

Η μέγιστη πρόσθετη τέμνουσα (τέμνουσα αντοχής λόγω λοξής θλίψης κορμού που παραμένει ίδια και μετά την ενίσχυση) η οποία μπορεί να παραληφθεί από τον πρόσθετο οπλισμό ενίσχυσης με σύνθετα υλικά είναι ίση με:

$$V_{jd,max} = V_{Rd2} - V_{cd} - V_{wd} = 1/2 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z - V_{Rd,s} = 572.58 - 157.562 = 415 \text{ kN}$$

Αναζητείται τελικά, ο απαιτούμενος αριθμός στρώσεων του σύνθετου υλικού υαλονημάτων για να παραλάβει την τέμνουσα σχεδιασμού:

ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΣΤΗΡΙΞΗ ΔΟΚΟΥ

$$V_s = V_{jd} = 141.148 \text{ kN} < 415 \text{ kN (ok)}$$

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,ef} \Rightarrow \rho_j = V_{jd} / (\sigma_{jd} \cdot b_w \cdot h_{j,ef}) = 141148 / (456.25 \cdot 200 \cdot 641.34) = 0.00241186$$

Αντικαθιστώντας το ρ_j το οποίο υπολογίστηκε παραπάνω,
 $0.0012 \cdot n = 0.00241186 \Rightarrow n = 2.01$ στρώσεις. Τοποθετούνται **3 στρώσεις** υαλονήματος που υπερβαίνουν τις 2 που τίθεται ως ο κατασκευαστικά ελάχιστος (ικανοποιείται).

ΔΕΞΙΑ ΣΤΗΡΙΞΗ ΔΟΚΟΥ

$$V_s = V_{jd} = 187.728 \text{ kN} < 415 \text{ kN (ok)}$$

$$V_{jd} = \sigma_{jd} \cdot \rho_j \cdot b_w \cdot h_{j,ef} \Rightarrow \rho_j = V_{jd} / (\sigma_{jd} \cdot b_w \cdot h_{j,ef}) = 187728 / (456.25 \cdot 200 \cdot 641.34) = 0.00320780$$

Αντικαθιστώντας το ρ_j το οποίο υπολογίστηκε παραπάνω,
 $0.0012 \cdot n = 0.00320780 \Rightarrow n = 2.673$ στρώσεις. Τοποθετούνται **3 στρώσεις** υαλονήματος που υπερβαίνουν τις 2 που τίθεται ως ο κατασκευαστικά ελάχιστος (ικανοποιείται).

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Μετά τη θεωρητική προσέγγιση των κανονιστικών διατάξεων που διέπουν τον ευαίσθητο τομέα των επεμβάσεων στον ελληνικό χώρο, στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε μία πλήρης αποτίμηση της υφιστάμενης κατάστασης του υπό εξέταση σχολικού κτιρίου. Οι διαδικασίες υπολογισμού όλων των εμπλεκόμενων στην αποτίμηση μεγεθών, ωστόσο, παρουσιάστηκαν, χάριν πληρότητας, σε ένα τυπικό πλαίσιο σχολικού κτιρίου που μελετήθηκε και οικοδομήθηκε το 1971, πριν την εφαρμογή των σύγχρονων συντηρητικών κριτηρίων σχεδιασμού. Η διαδικασία αποτίμησης προσεγγίστηκε σύμφωνα με όσα ορίζουν τόσο το τελικό κείμενο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και το αντίστοιχο μέρος του ευρωπαϊκού προτύπου που αφορά στον αντισεισμικό σχεδιασμό (EC8 – 3) και την ακολούθησε η πρόταση, η υποθετική εφαρμογή και ο έλεγχος ορισμένου συστήματος επεμβάσεων. Αυτό περιελάμβανε την αύξηση της διατομής των υποστυλωμάτων με την εφαρμογή ολόσωμου κλειστού μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος καθώς και την τοποθέτηση και κατάλληλη αγκύρωση σύνθετων υφασμάτων στη δοκό για την παραλαβή της αυξημένης δρώσας τέμνουσας σχεδιασμού. Τα συμπεράσματα που συνοψίζονται από όλη την παραπάνω διαδικασία παρουσιάζονται κάτωθι:

- i. Για την εφαρμογή ελαστικής δυναμικής ανάλυσης κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για στάθμες επιτελεστικότητας διάφορες της A, «Άμεση χρήση μετά το σεισμό», πρέπει να πληρούνται οι προϋποθέσεις του EC8 – 1 σύμφωνα με τις οποίες για κάθε σεισμικά πρωτεύον στοιχείο πρέπει ο δείκτης ανεπάρκειας (λ) να είναι μικρότερος ή ίσος της τιμής 2.50. Αυτό, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ότι η διαθέσιμη αντοχή κάθε τέτοιου στοιχείου είναι τουλάχιστον το 40% αυτής από την ελαστική ανάλυση (για $q = 1.00$). Επιπλέον, πρέπει να ισχύει $\bar{\lambda}_k \leq 1.50 \cdot \bar{\lambda}_{k,υπερ}$ και $\bar{\lambda}_k \leq 1.50 \cdot \bar{\lambda}_{k,υποκ}$, ώστε να ανιχνεύει την κανονικότητα αντίστασης καθ' ύψος, η δε υιοθετηθείσα οριακή τιμή διασφαλίζει ότι δεν υπάρχει *καμπτοδιατμητικώς ασθενής όροφος* και τέλος, πρέπει $\lambda \leq 1.50 \cdot \lambda$ (σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά) έτσι ώστε να καλύπτονται θέματα *στρεπτικώς ασθενών ορόφων*. Όταν δεν ικανοποιείται κάποια από τις προϋποθέσεις επιτρέπεται, μόνο για το σκοπό της αποτίμησης και εφόσον δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, η εφαρμογή της μεθόδου με χρήση αυξημένου συντελεστή ασφαλείας γ_{sd} κατά 0.15, όπως συνέβη και στην περίπτωση του υφιστάμενου κτιρίου ($\gamma_{sd} = 1.15$). Η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων στις ελαστικές αναλύσεις δεν αποτελεί περιορισμό.
- ii. Οι τιμές των δεικτών ανεπάρκειας που προέκυψαν για το υφιστάμενο κτίριο τόσο από την αρχική ανάλυση για το φάσμα $S_e(T)$, με σκοπό τον προσδιορισμό των λ των υποστυλωμάτων, για μία πρώτη εικόνα του κτιρίου και για τον έλεγχο των προϋποθέσεων εφαρμογής της ελαστικής δυναμικής μεθόδου, όσο και από τη δεύτερη ανάλυση για το $S_d(T)$ με $q = 1.50$ και $\gamma_{sd} = 1.15$ ήταν υψηλές. Συγκεκριμένα, μεγαλύτερες τιμές των λ σημειώθηκαν στο ισόγειο, λόγω της αυξημένης απαίτησης. Καθώς και $\lambda > 1.00$ παρουσιάστηκαν και σε κάποιες δοκούς,

ιδιαίτερα του ισογείου, λόγω των μεγάλων διατομών και ανοιγμάτων που οδηγούν σε σημαντική καταπόνηση λόγω των μονίμων. Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ένα δόμημα χαρακτηρίζεται από *σαφή ανεπάρκεια* όταν περισσότερο από το 1/3 των κατακόρυφων στοιχείων του αντιπροσωπεύεται από $\lambda > 4.00$. Το όριο αυτό προσεγγίζεται στην παρούσα κατασκευή αφού $20 \approx 23$ στοιχεία έχουν $\lambda > 4.00$. Οι δείκτες ανεπάρκειας έναντι διάτμησης ήταν επίσης σημαντικοί, κυρίως στην περίπτωση των δοκών αφού στα υποστυλώματα δυσμενή προκύπτουν τα εντατικά ικανοτικά μεγέθη που δεν ελήφθησαν υπόψη στην παρούσα εργασία.

- iii. Αποτέλεσμα της κατασκευής του κτιρίου με βάση τους Κανονισμούς Σκυροδέματος και τον Αντισεισμικό του 1954 και 1959, αντίστοιχα, της χρήσης απλοποιημένων υπολογιστικών μεθόδων ανάλυσης, καθώς και του σχεδιασμού με βάση αρχιτεκτονικούς περιορισμούς της εποχής, είναι η ανεπάρκεια του κτιρίου τόσο σε αντοχή όσο και σε πλαστιμότητα και η απαίτηση επεμβάσεων για την ενίσχυσή του. Επιπλέον, τόσο η ποιότητα των υλικών όσο και οι κατασκευαστικές μέθοδοι ήταν κατώτερες των σημερινών, ενώ ο ανεπαρκής σχεδιασμός των κρίσιμων περιοχών (περίσφιξη, αγκυρώσεις οπλισμών, κλειστοί και πυκνοί συνδετήρες κτλ.) δεν εξασφαλίζει υψηλή πλαστιμότητα. Χαρακτηριστικό αποτελεί η έλλειψη ορθής εφαρμογής ακόμα και των διατάξεων με τις οποίες είχε σχεδιαστεί το κτίριο, αφού η αποκάλυψη των ράβδων στα υποστυλώματα έδειξε ότι σε μεγάλο αριθμό από αυτά δεν υπήρχε ούτε το $\omega_{\min} = 0.8\%$ που προβλεπόταν ως ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός. Βασικά προβλήματα που φαίνονται εύκολα ακόμα και μέσω της μελέτης των ξυλότυπων του κτιρίου, είναι η παντελής έλλειψη τοιχωμάτων για την ανάληψη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων. Η μικρή δυσκαμψία γίνεται αρχικά αισθητή από την προκύπτουσα θεμελιώδη ιδιοπερίοδο κατά την ιδιομορφική ανάλυση στη διεύθυνση x όπου προέκυψε ίση με $0.98 \text{ s} > T_c = 0.40 \text{ s}$. Στη διεύθυνση ψ η μεγαλύτερη δυσκαμψία δικαιολογείται από την παρουσία πιο επιμήκων ορθογωνικών υποστυλωμάτων ($T_\psi = 0.82 \text{ s}$).
- iv. Για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνίσταται να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Σ.Α.Δ. δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μια υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα. Επίσης, εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από μία πρώτη ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση που θεωρεί μόνο την 1^η ιδιομορφή ανά διεύθυνση, πάντα με χρήση του $S_e(T)$. Όταν η επιρροή είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση αν και οι τιμές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους). 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. Τα δύο κριτήρια για το υφιστάμενο κτίριο ικανοποιούνται.

- v. Αν από τη διατομή του άκρου του δομικού στοιχείου και προς το εσωτερικό του μήκους του υπάρχει περιοχή ένωσης των διαμήκων ράβδων με παράθεση των άκρων τους, χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ένωσης στην τιμή της θ_y , όπως αυτή συντίθεται από τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, των διατμητικών παραμορφώσεων και της στροφής της ακραίας διατομής λόγω ολίσθησης του τμήματος των ράβδων πέραν από την διατομή αυτή. Στην παρούσα ανάλυση η επιρροή της παράθεσης αγνοήθηκε.
- vi. Αναφέρθηκε ότι εάν το στοιχείο αστοχεί από τέμνουσα προτού διαρρεύσει σε κάμψη, δηλαδή αν $V_R < V_{My}$, τότε επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής ίση με το 40% της θ_y και καθοριστική αστοχία θεωρείται η διατμητική. Αυτό παρατηρήθηκε στα στοιχεία: Υ8ισογείου, Υ9ισογείου, Υ2ισογείου, Υ3ισογείου, Υ7α' ορόφου, Υ2α' ορόφου, Υ8α' ορόφου, Υ3α' ορόφου, Υ4α' ορόφου, Υ7β' ορόφου, Υ2β' ορόφου, Υ8β' ορόφου, Υ9β' ορόφου, Υ4β' ορόφου και στις δοκούς Δ25, Δ26, Δ27 και Δ28 όλων των ορόφων. Κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, η σταδιακή εξασθένηση της V_R σε τέμνουσα, βέβαια, ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση που αρχικώς ήταν $V_R > V_{Mu}$. Για να ληφθεί επαρκώς υπόψη το φαινόμενο αυτό, απαιτείται η εκτίμηση αυτής της εξασθένησης της V_R συναρτήσει του απαιτούμενου για το σχεδιασμό δείκτη πλαστιμότητας επιβαλλόμενων μετακινήσεων, $\mu_\delta = \mu_\theta = \theta_u/\theta_y$. Οι δοκοί Δ25, Δ26, Δ27 και Δ28 αστόχησαν λόγω της μειωμένης αυτής αντίστασης στο τέλος της στοχευόμενης μετακίνησης, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση.
- vii. Η εφαρμογή ανελαστικής στατικής ανάλυσης στο υφιστάμενο κτίριο και η παραγωγή της καμπύλης αντίστασής του κατέδειξε τα πολύ σοβαρά προβλήματα που εμφανίζει αυτό στα σεισμικά φορτία του σύγχρονου Αντισεισμικού Κανονισμού, καθώς μέχρι και τη στιγμή που το κτίριο καταρρέει υπάρχει σημαντική απόκλιση μεταξύ των δύο διαγραμμάτων. Με βάση αυτά τα δεδομένα φαίνεται και η μεγάλη διαφορά στα σεισμικά φορτία με τα οποία έχουν υπολογιστεί οι παλαιές κατασκευές σε σύγκριση με αυτά που αναμένονται σε ενδεχόμενο σεισμό με βάση τα σημερινά δεδομένα. Ο μηχανισμός αστοχίας που έχει αναπτυχθεί ή τείνει κατά περιπτώσεις να σχηματιστεί είναι ο *μηχανισμός μαλακού ορόφου*. Σχηματίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις κατά κύριο λόγο στα υποστυλώματα και δευτερευόντως στις δοκούς του κτιρίου. Στην πλειοψηφία των περιπτώσεων όπου έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών, ωστόσο, η τιμή της πλαστικής στροφής ήταν σε αποδεκτά επίπεδα (κάτω της στάθμης «Προστασία Ζωής»), γεγονός που δεν ισχύει στην περίπτωση των υποστυλωμάτων, όπου οι βλάβες ήταν μεγαλύτερες. Έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις σε όλους τους κάτω κόμβους των υποστυλωμάτων αλλά και κάποιους των ανώτερων ορόφων. Έχουν, επίσης, σχηματιστεί και στους κόμβους του τελευταίου ορόφου, αναμενόμενη κατάσταση αφού, πέρα από τη μειωμένη απαίτηση που υπάρχει σε αυτούς, οι διατομές είναι σημαντικά μειωμένες – σχεδόν στο μισό – και ομοίως ο σπλισμός τους. Η αποτίμηση στην περίπτωση των πραγματικών σεισμικών δεδομένων έδωσε ότι κατά την ανάλυση στη διεύθυνση x χαρακτηριστικές είναι οι μεγάλες τιμές των αναπτυχθεισών στροφών που αντιστοιχούν σε μη αποδεκτά επίπεδα, ακόμα και στην κατάρρευση, ενώ κατά την ανάλυση στη διεύθυνση ψ η σημαντικότερη δυσκαμψία του κτιρίου ευθύνεται για τις μικρότερες βλάβες που σε αρκετές

περιπτώσεις φόρτισης αντιστοιχούν σε ικανοποιητική στάθμη (κάτω της «Προστασίας Ζωής»). Στην περίπτωση του σεισμού της Coyote Lake, όπου η στοχευόμενη μετακίνηση ήταν μεγαλύτερη, οι βλάβες ακόμα και στη διεύθυνση ψ ήταν σημαντικές προδίδοντας την ξεκάθαρη ανεπάρκεια των υφιστάμενων κατασκευών που έχουν μελετηθεί με προγενέστερους κανονισμούς. Ο συντηρητικός μειωτικός συντελεστής της ενεργής δυσκαμψίας (K_{eff}/K_{el}) που προτείνεται τόσο από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και από τον EC8 – 3, ευθύνεται σε μεγάλο βαθμό για τη μικρή αντίσταση που επέδειξε το κτίριο κατά την αποτίμηση.

- viii. Η σύγκριση των τιμών της στοχευόμενης μετακίνησης (δ_i) που προέκυψαν από την εφαρμογή των αποδεκτών από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. μεθόδων: συντελεστών και ATC – 40, έδειξε ότι η δεύτερη δίνει λίγο δυσμενέστερο αποτέλεσμα στην περίπτωση του υφιστάμενου κτιρίου. Η δ_i που προέκυψε κατά ψ ήταν μικρότερη από αυτήν της διεύθυνσης x , όπως ήταν αναμενόμενο λόγω της αυξημένης δυσκαμψίας στη διεύθυνση ψ που οδηγεί σε μειωμένες μετακινήσεις. Στην περίπτωση του επίπεδου πλαισίου τα αποτελέσματα των μεθόδων ταυτίζονται.
- ix. Η διαφοροποίηση της συμπεριφοράς του πλαισίου όταν μελετηθεί με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με βάση τον EC8 – 3 περιγράφηκε αναλυτικά στην §7.5. Επαναλαμβάνοντας, αρχικά, ως προς τον υπολογισμό των γωνιών στροφής, πρέπει να πούμε πως οι σχέσεις υπολογισμού των θ_y και θ_{um} είναι πρακτικά οι ίδιες, όπως επίσης και οι σχέσεις υπολογισμού της απομειωμένης αντοχής σε διάτμηση V_R . Οι διαφοροποιήσεις που εμφανίζονται είναι κατ' αρχήν στους συντελεστές ασφαλείας των υλικών (γ_m), όπου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνιστά τιμή 1.00 ή 1.10 για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, ενώ ο EC - 8 τιμή $CF = 1.20$. Αποτέλεσμα αυτού είναι οι αντιστάσεις των μελών του πλαισίου που προκύπτουν να είναι διαφορετικές και να εμφανίζεται για μικρότερα μεγέθη μετελαστική συμπεριφορά στην κατασκευή. Παράλληλα, κατά τον υπολογισμό της V_R , ο EC - 8 συνιστά τη χρήση επιπλέον των συντελεστών ασφαλείας (γ_{el}) σχεδιασμού για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία και επιπλέον συντελεστών (γ_s, γ_c) που ισχύουν για τα επιμέρους υλικά τα οποία συνεπάγονται επιπλέον μείωση της τιμής της V_R . Επίσης, μετά τον υπολογισμό της τιμής της στροφής στην αστοχία θ_{um} τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και ο EC - 8 δίνουν κάποιους μειωτικούς συντελεστές με τους οποίους πρέπει να πολλαπλασιαστούν οι τιμές που έχουν υπολογιστεί. Οι συντελεστές αυτοί είναι διαφορετικοί για τους δύο Κανονισμούς. Πρώτον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρει ότι η τιμή της θ_{um} πρέπει να διαιρείται με 1.20 για κατασκευές στην Ελλάδα προ του 1985, ενώ ο EC - 8, αντίστοιχα, αναφέρει ότι η τιμή της θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιάζεται επί 0.85 σε μέλη χωρίς τις διαμορφώσεις λεπτομερειών που προβλέπονται για αντοχή σε σεισμούς. Δεύτερον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την περίπτωση χρήσης λείων χαλύβων αναφέρει ότι οι παραπάνω τιμές πρέπει να πολλαπλασιάζονται επιπλέον με συντελεστή 0.95, οπότε συνολικά προκύπτει συντελεστής $0.95/1.20 = 0.792$, ενώ ο EC - 8 αναφέρει ότι για τον ίδιο λόγο οι παραπάνω τιμές πρέπει να πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 0.575, συμπεριλαμβανομένου όμως του 0.85 που αναφέρθηκε προηγουμένως. Οπότε, συνολικά η τιμή της θ_{um} με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πολλαπλασιάζεται επί 0.792, ενώ με βάση τον EC - 8 επί 0.595, το οποίο και δημιουργεί μια σημαντική διαφορά στις τελικές τιμές των συνολικών γωνιών στροφής. Ακόμα, υπάρχουν διαφορές στις στάθμες επιτελεστικότητας μεταξύ των δύο Κανονισμών. Οι στάθμες του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

είναι η «Άμεση Χρήση» με μέγιστη στροφή ίση με τη στροφή διαρροής, «Προστασία Ζωής» με στροφή ίση με το ημίθροισμα των γωνιών στροφής διαρροής και αστοχίας διαιρεμένη με συντελεστή ασφαλείας ίσο με $\gamma_{Rd} = 1.50$ και «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης» με στροφή ίση με τη στροφή στην αστοχία διαιρεμένη με το συντελεστή ασφαλείας 1.50. Οι στάθμες επιτελεστικότητας του EC - 8 είναι οι «Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)» με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή διαρροής, «Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)» με στροφή ίση με τα 3/4 της στροφής στην αστοχία διαιρεμένη με συντελεστή ίσο με 1.50 και «Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)» με στροφή ίση με τη στροφή αστοχίας διαιρεμένη με συντελεστή ίσο με 1.50. Αποτέλεσμα όλων των παραπάνω διαφορών μεταξύ των δύο Κανονισμών είναι για ίδιες φορτίσεις να διαφοροποιείται η συμπεριφορά μιας κατασκευής όταν μελετηθεί με τον κάθε επιμέρους κανονισμό. Στο πλαίσιο που μελετήθηκε τόσο η συνολική του αντίσταση όσο και αυτή των επιμέρους μελών είναι μικρότερη κατά EC8 από ό,τι είναι κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα, η ανελαστική ανάλυση και με τους δύο κανονισμούς έδειξε ξεκάθαρα έναν ψαθυρό μηχανισμό αστοχίας, με πλαστικές αρθρώσεις που χαρακτηρίζονται από μεγάλες τιμές στροφών στα υποστυλώματα και επιπλέον, μία πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού σύμφωνα με το συντηρητικότερο EC8. Χαρακτηριστικός είναι και ο δείκτης πλαστιμότητας στροφών μ_{θ} της δοκού, που προέκυψε από τους υπολογισμούς του EC8, μικρότερος του 2.00, γεγονός που την καθιστά *ψαθυρό* στοιχείο.

- x. Κατά την ανάλυση του ενισχυμένου πλαισίου με τους ολόσωμους κλειστούς μανδύες ο. σ., σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., όταν δε διατίθενται αξιόπιστες μέθοδοι για την εκτίμηση της σχετικής ολίσθησης κατά μήκος της διεπιφάνειας μεταξύ υφιστάμενου στοιχείου και των προστιθέμενων στρώσεων, για τον υπολογισμό της καμπτικής αντίστασης και των άλλων χαρακτηριστικών του ενισχυμένου στοιχείου, επιτρέπεται, υπό προϋποθέσεις, να χρησιμοποιηθεί η προσεγγιστική διαδικασία με επιλογή καταλλήλων συντελεστών μονολιθικότητας (K). Ο προκύπτων δείκτης πλαστιμότητας μετά την ενίσχυση είναι $\mu_{\theta} = \theta_{um}^{πραγμ} / \theta_y^{πραγμ} = 2.479 > 2.00$ (πλάστιμο υποσύλωμα). Είναι άξιο παρατήρησης, ωστόσο, το γεγονός ότι αν επρόκειτο για μονολιθική διατομή – χωρίς τους συντελεστες μονολιθικότητας $K_{\theta y}$ και $K_{\theta u}$ και αγνοώντας τους συντελεστές K_r και K_k που εφαρμόστηκαν κατά το σχεδιασμό του μανδύα – η πλαστιμότητα που υπολογίζεται είναι ιδιαίτερα αυξημένη ($\mu_{\theta} = \theta_{um} / \theta_y = 3.872 > 2.479$). Υπάρχει μία μείωση $(3.872 - 2.479) / 3.872 = 35.97\% \approx 36\%$.
- xi. Πέρα από την αύξηση της πλαστιμότητας του κάθε υποστυλώματος, ακόμα και με τη χρήση των απαραίτητων συντελεστών (K), η ενίσχυση οδήγησε σε αύξηση της συνολικής δυσκαμψίας του πλαισίου (νέα ιδιοπερίοδος: 0.415 s έναντι της αρχικής: 0.856 s) και της αντίστασής του. Η ανελαστική ανάλυση του ενισχυμένου πλαισίου κατέληξε με το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων αποκλειστικά στη δοκό, και όχι στα υποστυλώματα, γεγονός σύμφωνα με τη φιλοσοφία των ικανοτικών διατάξεων και με τιμές των στροφών σε αποδεκτά επίπεδα. Αντίστοιχη προσέγγιση προτείνεται για τον ανασχεδιασμό του σχολικού κτιρίου, παράλληλα με έναν οικονομικότερο σχεδιασμό των μανδύων που θα μπορούσε να επιτευχθεί με την όπλισή τους για τα ανελαστικά εντατικά μεγέθη που αντιστοιχούν στη στοχευόμενη μετακίνηση.

Βιβλιογραφία

- ✚ Ο.Α.Σ.Π. (2011), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τελικό εναρμονισμένο κείμενο», Αθήνα
- ✚ Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings (EN 1998 – 3: 2005)
- ✚ Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», Τ.Ε.Ε., Αθήνα
- ✚ Τάσιος Θ. Π. (2009), «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων», Ε.Μ.Π., Αθήνα
- ✚ Ψυχάρης Ν. Γ. (2010), «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας», σημειώσεις για το μάθημα του 9^{ου} εξαμήνου *Αντισεισμική Τεχνολογία 2*, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π.
- ✚ Ψυχάρης Ν. Γ. (2011), «Design of Structures for Earthquake Loads», σημειώσεις για το μάθημα του εαρινού εξαμήνου *Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας*, Δ.Π.Μ.Σ. – Δ.Σ.Α.Κ.
- ✚ Πενέλης Γ., Κάππος Α. (1999), «Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα», Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη
- ✚ Stewart J. P., Chiou S – J, Bray J. D., Graves R. W., Somerville P.G., Abrahamson N.A. (09/2001), «Ground Motion Evaluation Procedures for Performance – Based Design», Pacific Earthquake Engineering Research Center (P.E.E.R.)
- ✚ Chopra A. K. (2003), «Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering», Second edition, University of California at Berkeley
- ✚ Fajfar M., M. EERI (08/2000), « A Nonlinear Analysis Method for Performance – Based Seismic Design», Earthquake Spectra, Vol. 16, No. 3
- ✚ Κάππος Α., Παπανικολάου Β. «Ανελαστική Ανάλυση Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», σημειώσεις για το μάθημα του 10^{ου} εξαμήνου, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Α.Π.Θ.
- ✚ Γκαζέτας Γ., Μπουκοβάλας Γ., Πρωτονοτάριος Ι., Παπαδημητρίου Α., Ψαρρόπουλος Π., Γερόλυμος Ν., Αντωνίου Α., Κουρετζής Γ., Κάλλου Π. (1999), «Μελέτη του Σεισμού της Αθήνας της 7-9-99: Υπολογιστική Εκτίμηση των Επιταχύνσεων στις Πλειόσειστες Περιοχές», Τεχνική Έκθεση, Απόφαση (ΔΕ Γ/18/33/99), Τ.Ε.Ε.
- ✚ Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN 1998 – 1: 2004)
- ✚ Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954), Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος, Τεύχος πρώτον, Αρ. Φύλλου 160

- ✚ Β. Δ. 19/26 (02/1959), « Περὶ αντισεισμικοῦ κανονισμοῦ οἰκοδομικῶν ἔργων», Εφημερίδα τῆς Κυβέρνησης τοῦ Βασιλείου τῆς Ελλάδος
- ✚ Ο.Α.Σ.Π. (2005), «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000)», Αθήνα
- ✚ Ο.Α.Σ.Π. (2006), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000)», Αθήνα
- ✚ COMPUTERS & STRUCTURES INC. (2005), «C.S.I. Analysis Reference Manual», Berkeley, California
- ✚ LH Λογισμική (2007), «FESPA for Windows», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα