

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΟΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ
ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΚΟΚΚΙΝΑΚΟΣ Χ. ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ
ΣΠΥΡΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ**

ΑΘΗΝΑ, Ιούνιος 2011

Πρόλογος

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια μεταπτυχιακής εργασίας για το διατμηματικό πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών "Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών" της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας.

Η επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ένας τομέας της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού που παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον στη σύγχρονη εποχή, και είναι αντικείμενο έντονης ερευνητικής δραστηριότητας. Ιδιαίτερα στην Ελλάδα γίνονται πολλές εφαρμογές σε κτίρια παλαιότερων δεκαετιών που έχουν σχεδιαστεί με βάση τις απαιτήσεις παλαιότερων κανονισμών και μικρότερων σεισμικών φορτίων από αυτά με τα οποία σχεδιάζονται σήμερα. Η ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών είναι μία μέθοδος που μπορεί να κάνει πολλά παλαιά κτίρια ασφαλή και να τους επιμηκύνει τη διάρκεια ζωής χωρίς ιδιαίτερα υψηλό κόστος.

Αποτέλεσμα της ερευνητικής αυτής δραστηριότητας και των εφαρμογών που έχουν ήδη λάβει χώρα είναι η έκδοση κανονισμών, όπως του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), και του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, με χρήση του οποίου γίνονται πλέον οι έλεγχοι επάρκειας, οι επισκευές και οι ενισχύσεις των υφιστάμενων κατασκευών.

Βασικοί στόχοι της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η θεωρητική και πρακτική παρουσίαση του ελέγχου επάρκειας και της ενίσχυσης 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 θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Καθηγητή του τομέα Αντισεισμικής Τεχνολογίας της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου κύριο Κωνσταντίνο Σπυράκο, για την ανάθεση αυτής της διπλωματικής εργασίας, την καθοδήγησή του, την παροχή της απαραίτητης βιβλιογραφίας, και το άριστο κλίμα συνεργασίας κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Κοκκινάκος Δημήτριος

Μεταπτυχιακός Φοιτητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών

Περιεχόμενα

Πρόλογος.....	3
Περιεχόμενα.....	5
Περίληψη.....	9
Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή.....	11
1.1 Γενικά.....	10
1.2 Ορισμοί Βασικών Εννοιών.....	10
1.3 Ελληνική Πραγματικότητα.....	12
1.4 Προβλήματα Εφαρμογής.....	13
1.5 Στόχοι Διπλωματικής Εργασίας.....	14
Κεφάλαιο 2: Έλεγχοι Επάρκειας, Επισκευές και Ενισχύσεις.....	15
2.1 Αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων.....	15
2.2 Διαδικασία ανασχεδιασμού της κατασκευής.....	37
2.3 Στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων.....	40
2.4 Επιλογή συστήματος επεμβάσεων.....	42
2.5 Συντελεστές μονολιθικότητας.....	45
2.6 Σχεδιαστικοί Περιορισμοί.....	46
Κεφάλαιο 3: Μέθοδοι Ενίσχυσης – Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	47
3.1 Γενικά.....	47
3.2 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	50
3.3 Ενισχύσεις θεμελιώσεων.....	64
Κεφάλαιο 4: Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	67
4.1 Ορισμός.....	67
4.2 Κανονιστικές διατάξεις που διέπουν την Ανελαστική Στατική Ανάλυση.....	67
4.3 Μεθοδολογία υπολογισμών.....	69

4.4 Προσομοίωση και ανάλυση.....	73
4.5 Προσδιορισμός εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων.....	78
Κεφάλαιο 5: Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	83
5.1 Εισαγωγή.....	83
5.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού κατά Κανονισμό Επεμβάσεων.....	84
5.3 Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3.....	86
5.4 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη φέροντος οργανισμού.....	87
5.5 Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας.....	94
5.6 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας.....	95
Κεφάλαιο 6: Περιγραφή και Προσομοίωση Υφιστάμενου Κτιρίου.....	103
6.1 Γενικά στοιχεία.....	103
6.2 Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων, δοκών, και πλακών.....	104
6.3 Υλικά.....	115
6.4 Φορτία.....	117
Κεφάλαιο 7: Ανάλυση Υφιστάμενου Κτιρίου.....	121
7.1 Υλικά.....	121
7.2 Κανονισμοί.....	121
7.3 Αποτελέσματα γραμμικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου.....	122
7.4 Ιδιομορφική ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου.....	123
7.5 Ανελαστική στατική ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου.....	128
Κεφάλαιο 8: Περιγραφή και Προσομοίωση υφιστάμενου Κτιρίου.....	159
8.1 Γενικά στοιχεία.....	159
8.2 Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων και δοκών.....	159
8.3 Υλικά.....	167

Κεφάλαιο 9: Ανάλυση Ενισχυμένου Κτιρίου.....	171
9.1 Γενικά.....	171
9.2 Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένου κτιρίου.....	172
9.3 Ανελαστική στατική ανάλυση ενισχυμένου κτιρίου.....	177
Κεφάλαιο 10: Συγκριτική Μελέτη Συμπεριφοράς Υφιστάμενου και Ενισχυμένου Κτιρίου σε Πραγματικά Σεισμικά Δεδομένα.....	219
10.1 Γενικά.....	219
10.2 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων.....	219
Κεφάλαιο 11: Συγκριτική Μελέτη των Αποτελεσμάτων Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων και τον Ευρωκώδικα 8.....	297
11.1 Γενικά στοιχεία.....	297
11.2 Αναλυτικός υπολογισμός γωνιών στροφής μελών πλαισίου.....	300
11.3 Προσδιορισμός στοχευόμενων μετακινήσεων.....	328
11.4 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων.....	333
11.5 Συμπεράσματα.....	341
Κεφάλαιο 12: Συμπεράσματα.....	343
Βιβλιογραφία.....	347

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται έλεγχος επάρκειας ενός υφιστάμενου σχολικού κτιρίου στην Αθήνα, στο δήμο Νέας Σμύρνης, και στη συνέχεια ενίσχυσή του με μανδύες από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Αναλυτικότερα, πρόκειται για μία κατασκευή του 1971, η οποία έχει μελετηθεί με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Γίνεται έλεγχος επάρκειάς της με βάση την ισχύουσα οδηγία (506/AZ53Z/22-1-2001) περί αποτίμησης της υφιστάμενης κατασκευής. Στη συνέχεια λόγω των σημαντικών ανεπαρκειών που εμφανίζονται προτείνεται η ενίσχυση της κατασκευής ώστε να ικανοποιεί τα κριτήρια του σημερινού αντισεισμικού κανονισμού (ΕΑΚ 2000), και να βελτιωθεί συνολικά η συμπεριφορά του κτιρίου.

Παράλληλα, αναλύεται το θέμα των επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές γενικότερα. Παρουσιάζονται οι εναλλακτικές λύσεις που υπάρχουν, οι κανονισμοί που διέπουν τις επεμβάσεις, καθώς και ο τρόπος προσομοίωσης της κατασκευής στο πρόγραμμα SAP 2000 το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τους απαιτούμενους υπολογισμούς.

Επίσης, πραγματοποιείται συγκριτική μελέτη της συμπεριφοράς της υφιστάμενης και της ενισχυμένης κατασκευής σε πραγματικά σεισμικά δεδομένα από τρεις διαφορετικούς σεισμούς.

Τέλος, λόγω του γεγονότος ότι οι παραπάνω αναλύσεις πραγματοποιούνται με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων, ο οποίος πρακτικά έχει αντικατασταθεί από τον Ευρωκώδικα 8, γίνεται και μία συγκριτική μελέτη της συμπεριφοράς ενός απλού πλαισίου με βάση τις αρχές των δύο επιμέρους κανονισμών.

Το πρώτο κεφάλαιο θέτει το πρόβλημα των υφιστάμενων κατασκευών και της ανεπάρκειας που αυτές εμφανίζουν, τόσο γενικά όσο και ειδικότερα στην Ελλάδα.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαδικασία ελέγχου επάρκειας, επισκευής, και ενίσχυσης καθώς και οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την επίτευξη της ενίσχυσης.

Το τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζει τη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενης κατασκευής με χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος, που χρησιμοποιήθηκε και για την ενίσχυση της συγκεκριμένης κατασκευής.

Το κεφάλαιο τέσσερα αναλύει την ανελαστική στατική ανάλυση με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Στο πέμπτο κεφάλαιο αναλύεται ο τρόπος πραγματοποίησης του αντισεισμικού σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Στο κεφάλαιο έξι δίνεται μία πλήρης περιγραφή του σχολικού κτιρίου που πρόκειται να μελετηθεί, και αναλύεται ο τρόπος προσομοίωσής του στο πρόγραμμα SAP 2000.

Ο έλεγχος επάρκειας του υφιστάμενου σχολικού κτιρίου, και η τελική απόφαση για την απαίτηση, ή όχι, ενίσχυσής του, αναλύονται στο έβδομο κεφάλαιο.

Στο όγδοο κεφάλαιο δίνεται η περιγραφή του ενισχυμένου κτιρίου, με αναλυτική παρουσίαση της ενίσχυσης που προτείνεται, και αναλύονται όλες οι λεπτομέρειες προσομοίωσής του στο πρόγραμμα SAP 2000.

Ο υπολογισμός των μεταλαστικών χαρακτηριστικών του ενισχυμένου κτιρίου, καθώς και τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων του δίνονται στο κεφάλαιο εννέα.

Στο δέκατο κεφάλαιο παρουσιάζεται μία συγκριτική μελέτη της συμπεριφοράς του υφιστάμενου και του ενισχυμένου κτιρίου σε πραγματικά σεισμικά δεδομένα από τρεις πραγματικούς σεισμούς.

Στο κεφάλαιο έντεκα πραγματοποιείται συγκριτική μελέτη των αποτελεσμάτων των ανελαστικών στατικών αναλύσεων με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων και τον Ευρωκώδικα 8 σε ένα απλό πλαίσιο, και επισημαίνονται οι διαφορές των δύο κανονισμών.

Στο δωδέκατο και τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που εξάγονται από την όλη διαδικασία του ελέγχου επάρκειας και της ενίσχυσης του κτιρίου, καθώς και από τις συγκριτικές μελέτες που πραγματοποιήθηκαν.

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής είναι μία σύνθετη διαδικασία που πρέπει να γίνεται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιεί τις απαιτήσεις για τις οποίες δημιουργείται η κατασκευή και ταυτόχρονα να παρέχει ασφάλεια. Η αβεβαιότητα όμως ως προς τις φορτίσεις, ειδικά τις σεισμικές, και ως προς την προσομοίωση της κατασκευής και τη χρήση των ανάλογων παραδοχών δημιουργούν προβλήματα αξιοπιστίας και βλάβες στις κατασκευές. Ειδικότερα σε ότι έχει να κάνει με τους σεισμούς χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή από το Μηχανικό, ώστε τουλάχιστον, ακόμα και στην περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού να μην υπάρχουν απώλειες ανθρώπινων ζωών.

Τα σημαντικότερα προβλήματα εμφανίζονται σε περιπτώσεις υφιστάμενων κατασκευών, οι οποίες δεν είναι σε θέση να φέρουν τα φορτία που αναμένονται από έναν ενδεχόμενο σεισμό. Αυτό συμβαίνει γιατί στους παλαιότερους κανονισμούς δεν υπήρχε η γνώση που υπάρχει σήμερα με αποτέλεσμα να είναι ανεπαρκείς σε αρκετές περιπτώσεις, γιατί δεν ήταν τότε διαθέσιμα και τα σημερινά πακέτα λογισμικού που πραγματοποιούν τους αριθμητικούς υπολογισμούς με αποτέλεσμα να έπρεπε να γίνουν κάποιες παραδοχές οι οποίες περιείχαν σφάλματα. Άλλοι λόγοι για τα προβλήματα αυτά που παρουσιάζονται είναι η ελλιπής γνώση των μηχανισμών κατάρρευσης (ιδιαίτερα στα κτίρια τύπου pilotis, με τη δημιουργία του μηχανισμού μαλακού ορόφου), η δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων, η ελλιπής γνώση του τρόπου λειτουργίας των τοιχοπληρώσεων, και η ελλιπής γνώση της επίδρασης των γειτονικών κτιρίων και της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Με βάση τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι πολλές από τις υφιστάμενες κατασκευές κρίνονται ανεπαρκείς και χρειάζονται επισκευές και ενισχύσεις προκειμένου να μπορούν να φέρουν όλα τα φορτία με ασφάλεια, και ιδιαίτερα τα σεισμικά. Ο στόχος των επισκευών και ενισχύσεων είναι η αποκατάσταση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της ικανότητας απορρόφησης σεισμικής ενέργειας.

1.2 Ορισμοί βασικών εννοιών

Ενίσχυση είναι η διαδικασία επέμβασης σε μία κατασκευή με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο από αυτό του αρχικού σχεδιασμού. Στη διαδικασία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα μέτρα αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, δυσκαμψία, πλαστιμότητα,

κ.λπ.) ενός φορέα μέχρι ένα απαιτούμενο επίπεδο. Τέλος η ενίσχυση είναι μια διαδικασία που λαμβάνει χώρα είτε έχουν εμφανιστεί βλάβες είτε όχι, προληπτικά, ενώ στην περίπτωση που έχουν εμφανιστεί, πρώτα επισκευάζονται οι βλάβες.

Επέμβαση είναι η ευρύτερη διαδικασία που αφορά είτε την επισκευή της κατασκευής είτε την ενίσχυση της κατασκευής είτε την κατεδάφισή της και την ανέγερση νέας.

Επισκευή είναι η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα που έχει βλάβες από οποιαδήποτε αιτία, η οποία αποκαθιστά τα προ βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική του φέρουσα ικανότητα.

1.3 Ελληνική πραγματικότητα

Η Ελλάδα είναι μία από τις εντονότερα σεισμικές περιοχές παγκοσμίως. Η πλειονότητα των κατασκευών στην Ελλάδα έχει ως κύριο δομικό υλικό το οπλισμένο σκυρόδεμα. Λόγω, όμως, του ότι οι περισσότερες από αυτές τις κατασκευές έγιναν τη δεκαετία του 1970 παρουσιάζουν προβλήματα στη σεισμική τους συμπεριφορά που οφείλονται είτε στις ελλειπείς γνώσεις σχετικά με τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών κατά τη μελέτη τους, είτε σε βλάβες που έχουν προκύψει λόγω σεισμών, είτε σε φθορά της κατασκευής στο χρόνο και ελλιπούς συντήρησής της. Αποτέλεσμα των παραπάνω είναι ότι ένα σημαντικό ποσοστό των υφιστάμενων κατασκευών χρήζουν επισκευών και επεμβάσεων για βελτίωση της σεισμικής τους συμπεριφοράς, που σημαίνει και μεγαλύτερη ασφάλεια για τους χρήστες τους.

Με την πάροδο των ετών οι γνώσεις μας πάνω στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών συνεχώς αυξάνονται. Αποτέλεσμα αυτού είναι να απορρίπτονται παλιές προσεγγίσεις ως προς τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών και να αλλάζουν οι εθνικοί κανονισμοί. Έτσι δημιουργείται η ανάγκη είτε για επισκευή και ενίσχυση κατασκευών που έχουν παρουσιάσει βλάβες, είτε για προσεισμική ενίσχυση κατασκευών που δεν έχουν παρουσιάσει βλάβες, αλλά με βάση την αρχική τους μελέτη υστερούν στη σεισμική τους συμπεριφορά ή ακολουθούν ξεπερασμένους κανονισμούς και χρειάζονται αναβάθμιση, είτε για ενίσχυση με στόχο την αλλαγή χρήσης λειτουργίας, όπως σε αυξημένα φορτία λειτουργίας. Ο ανασχεδιασμός μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι ένα ιδιαίτερα σύνθετο πρόβλημα και υπάρχουν πολλές παράμετροι που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη, όπως, η έκταση των βλαβών, οι κανονισμοί που έχουν ακολουθηθεί στη συγκεκριμένη κατασκευή, η ηλικία της κατασκευής, η σπουδαιότητα, το απαιτούμενο κόστος και ο υπόλοιπος χρόνος ζωής της κατασκευής.

1.4 Προβλήματα εφαρμογής

Ο ανασχεδιασμός μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι μια αρκετά περίπλοκη διαδικασία, καθώς και οι επιστημονικές γνώσεις γύρω από το αντικείμενο αυτό είναι περιορισμένες. Πρόκειται για έναν τομέα της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού που ακόμα ερευνάται, με αποτέλεσμα της έρευνας αυτής τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) καθώς και τον Ευρωκώδικα 8, οι οποίοι βοηθούν πολύ στην ορθότερη αντιμετώπιση του προβλήματος της επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές θεσπίζοντας κανόνες για την ορθότερη εκτίμηση των δεδομένων, καθώς και την ορθότερη χρήση των υλικών από τους Μηχανικούς.

Οι κυριότερες δυσχέρειες που εμφανίζονται κατά τον ανασχεδιασμό των κατασκευών είναι:

- η μη επαρκής ερμηνεία και κατανόηση των βλαβών που παρατηρούνται, που συνεπάγεται και εσφαλμένη εκτίμηση του είδους και της έκτασης των επεμβάσεων
- η ανεπάρκεια των μεθόδων αναλύσεως νέων κατασκευών, όταν αυτές εφαρμοστούν σε κατασκευές που έχουν ήδη εμφανίσει πλαστική συμπεριφορά
- η ανεπάρκεια των γνώσεων που έχουν να κάνουν με τη διαστασιολόγηση μη μονολιθικών διατομών αποτελούμενων από διάφορα υλικά, σε ότι αφορά τις ιδιότητες και τις μεθόδους ελέγχου των διεπιφανειών

Η απόφαση για την επαναφορά της κατασκευής στην προ του σεισμού κατάσταση ή την ενίσχυσή της προκειμένου να αυξηθεί η αντοχή της σύμφωνα με τα καινούρια δεδομένα, βασίζεται σε μία σειρά από παράγοντες, με σημαντικότερους το κόστος των επισκευών και των ενισχύσεων σε σχέση με το κόστος κατασκευής νέου κτιρίου, την ηλικία του κτιρίου, τις χρονικές απαιτήσεις, την ύπαρξη χώρου για την εκτέλεση των εργασιών, τη δυνατότητα εξεύρεσης ειδικευμένου εργατικού δυναμικού, υλικών και μηχανημάτων, το είδος της κατασκευής, την αισθητική της. Όλοι αυτοί οι παράγοντες πρέπει να ληφθούν υπόψη για τον καθορισμό των κριτηρίων αποδοχής στον ανασχεδιασμό μιας κατασκευής. Τα κριτήρια αποδοχής που καθιερώνονται για υπάρχουσες κατασκευές είναι συνήθως χαμηλότερα από αυτά που ισχύουν για τις καινούριες, ενώ στις λίγες περιπτώσεις που θεσπίστηκαν ίδια κριτήρια παλαιών και νέων κτιρίων υπήρξε σημαντικά μικρός αριθμός επεμβάσεων λόγω του αυξημένου κόστους και της δυσκολίας της επέμβασης. Όμως η επιλογή της κατάλληλης λύσης είναι ένα από τα πλέον σύνθετα προβλήματα.

1.5 Στόχοι διπλωματικής εργασίας

Στόχοι της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι να γίνει ο έλεγχος επάρκειας ενός σχολικού κτιρίου της Αθήνας κατασκευασμένου το 1971, ώστε να φανούν τα πολλά προβλήματα που υπάρχουν σήμερα σε παλαιότερες κατασκευές, και στη συνέχεια να γίνει η ενίσχυση της ίδιας κατασκευής ώστε να ικανοποιούνται τα σύγχρονα κριτήρια, πάντα με απώτερο στόχο την ασφάλεια των ανθρώπων που χρησιμοποιούν το κτίριο, ενώ παράλληλα θα παρακολουθούμε τις μεταβολές στη συμπεριφορά της.

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής θα πραγματοποιηθεί διερεύνηση των ελληνικών κανονιστικών πλαισίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) που σχετίζονται με τις επεμβάσεις σε υφιστάμενες κατασκευές, καθώς επίσης και παρουσίαση της τεχνογνωσίας που διέπει τη μέθοδο ενίσχυσης των κατασκευών με μανδύες και πρόσθετες στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος. Θα πραγματοποιηθεί μία πλήρης εφαρμογή του κανονιστικού αυτού πλαισίου και αυτής της μεθόδου ενίσχυσης στη συγκεκριμένη υφιστάμενη κατασκευή με χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης γνωστής ως “pushover analysis”.

Τα αποτελέσματα που θα προκύψουν θα έχουν να κάνουν με την ανάγκη ενίσχυσης, με το πώς θα πραγματοποιηθεί η ενίσχυση και σε τι έκταση, καθώς και με τη συμπεριφορά και την επάρκεια της κατασκευής μετά την ενίσχυση.

Κεφάλαιο 2: Έλεγχοι Επάρκειας, Επισκευές και Ενισχύσεις

2.1 Αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων

2.1.1 Γενικά

Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων ακολουθεί τα εξής βήματα:

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

2.1.2 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.

2.1.3 Συλλογή στοιχείων

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

1. Τα δεδομένα που απαιτούνται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων, όπου είναι δυνατόν, θα διασταυρώνονται μεταξύ τους και θα βαθμονομούνται καταλλήλως.
2. 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.
3. 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, η υψηλή, η ικανοποιητική, η ανεκτή και η ανεπαρκής.

2.1.4 Αρχές αποτίμησης

2.1.4.1 Γενικά

Η αποτίμηση υφισταμένων δομημάτων ακολουθεί τις παρακάτω αρχές:

1. Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακόρυφων 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. Π.χ. αρκεί μια προσεγγιστική, αλλά συντηρητική, μέθοδος αποτίμησης φορτίων. Προφανώς, όταν ο υφιστάμενος φορέας προβλέπεται να καθαιρεθεί πλήρως, δεν απαιτείται αποτίμησή του.

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

(i) Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους. 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.

(ii) 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.

(iii) Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων, συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων.

(iv) Η χρήση εμπειρικών-αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή. Η έκδοση τέτοιων ειδικών διατάξεων μπορεί να γίνεται υπό την προϋπόθεση ότι αφορούν ειδικό πληθυσμό με κοινά, γνωστά χαρακτηριστικά, πάντοτε δε μετά από σχετική έρευνα η οποία θα αποδεικνύει ότι οι απλοποιητικές αυτές διατάξεις είναι συμβατές με τις απαιτήσεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Η δυνατότητα ερμηνείας των βλαβών κατά μορφή και θέση αποτελεί κριτήριο αποδοχής των χρησιμοποιούμενων μεθόδων ανάλυσης.

(v) 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 ουσιωδών 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, τυχαίοι συνδυασμοί δράσεων που πιθανολογείται ότι ασκήθηκαν στο παρελθόν.

(vi) Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων, την επαλήθευση του επιλεγέντος δείκτη συμπεριφοράς, έχουν κατ' αναλογία εφαρμογή οι διατάξεις των Παραγράφων 2.4.3 έως 2.4.5 του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ειδικώς για τις τοιχοπληρώσεις ισχύει η Παράγραφος 2.1.4.2 του Κανονισμού Επεμβάσεων.

(vii) 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.

2.1.4.2 Συνεκτίμηση των τοιχοποιιών πλήρωσης

Οι τοιχοποιίες πλήρωσης δεν επιτρέπεται να συνεκτιμώνται στην ανάληψη μη σεισμικών δράσεων. Για τον υπολογισμό της έντασης του φορέα λόγω μη σεισμικών δράσεων, π.χ. λόγω κατακόρυφων φορτίων, θα χρησιμοποιούνται προσομοιώματα χωρίς τοίχους πλήρωσης ή προσομοιώματα που δεν 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 τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο. Η εκτίμηση της δυσμενούς ή ευμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων γίνεται από τον μελετητή Μηχανικό, επισημαίνεται όμως η δυσκολία της εκτίμησης, ιδίως όταν δεν διατίθενται στοιχεία αναλύσεων και υπολογισμών. Συνεπώς, η εκτίμηση αυτή θα είναι ασφαλέστερη εάν εξ αρχής εισαχθούν οι τοιχοπληρώσεις στα προσομοιώματα των αναλύσεων.

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

2.1.5 Αποτίμηση κτιρίου μετά το σεισμό

2.1.5.1 Ταξινόμηση βλαβών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Στα επόμενα παρουσιάζεται μια ταξινόμηση των βλαβών που εμφανίζονται στα δομικά στοιχεία μιας κατασκευής μετά το σεισμό. Η ταξινόμηση περιλαμβάνει: τους τυπικούς βαθμούς βλάβης που αναφέρονται σε μεμονωμένα δομικά στοιχεία και συνδέονται άμεσα με απομένουσες φέρουσες ικανότητες και διαθέσιμα περιθώρια ασφαλείας γι' 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 αποφάσεων.

2.1.5.2 Τυπικοί βαθμοί βλάβης

Θεμελίωση

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

Ανωδομή

- Υποστυλώματα

- **Βαθμός Α:** Μεμονωμένες ρωγμές μικρού πλάτους (<2mm) κυρίως λόγω κάμψης ή δευτερευόντων λόγων (π.χ. αρμοί διακοπής σκυροδέτησης ή ανεπαρκείς αγκυρώσεις)
- **Βαθμός Β:** Πολλές καμπτικές ρωγμές ή μεμονωμένες διατμητικές ρωγμές μικρού πλάτους (<5mm) με την προϋπόθεση ότι δεν παρατηρούνται εμφανείς μετακινήσεις του σκελετού.
- **Βαθμός Γ:** Έντονη ρηγμάτωση μεγάλου πλάτους, τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος από θλίψη ή και διάτμηση. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι πολύ μικρές.
- **Βαθμός Δ:** Θραύση του σκυροδέματος του στοιχείου, βλάβη των κυρίως οπλισμών, διακοπή της συνέχειας του στοιχείου. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι μικρές.

Επισημαίνεται 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.

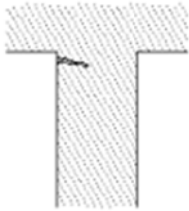

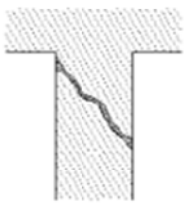
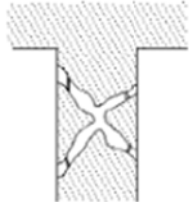
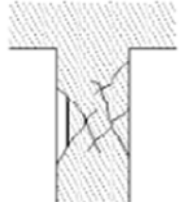
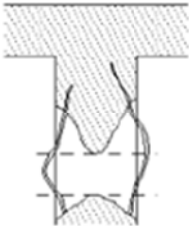
Ελαφρές βλάβες θεωρούνται τοπικού χαρακτήρα, εφόσον τα βλαμμένα κατακόρυφα στοιχεία του φέροντος οργανισμού που παρουσιάζουν ρωγμές μικρού πλάτους (τύπος Α) δεν υπερβαίνουν σε κάθε στάθμη το 30% του συνόλου των κατακόρυφων στοιχείων την στάθμης αυτής.

Οι σοβαρές και βαρείς βλάβες (γενικού χαρακτήρα) θεωρείται ότι επηρεάζουν την ασφάλεια της όλης κατασκευής (ακόμη και αν παρουσιάζονται σε λίγα στοιχεία).

- **Δοκοί - Πλάκες**

Για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία, όπως είναι οι πλάκες και οι δοκοί, ισχύουν σε γενικές γραμμές οι ίδιοι τύποι βλάβης όπως και για τα κυρίως θλιβόμενα στοιχεία. Επίσης 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 επιπονούμενα στοιχεία σε περίπτωση σεισμού, παρουσιάζονται συνήθως μόνο ελαφρές έως σοβαρές βλάβες, εκτός αν υπάρχει πρόβλημα διαφραγματικής λειτουργίας ή και μεταφορά δυνάμεων στα στοιχεία ακαμψίας. Σε αυτές τις περιπτώσεις είναι δυνατό να παρουσιαστούν σοβαρές βλάβες, έντονες και διαμπερείς ρηγματώσεις, μερικές αποκολλήσεις που απαιτούν ιδιαίτερη και προσεκτική αντιμετώπιση.


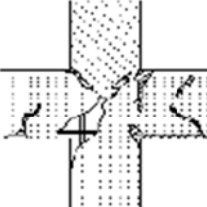
Ελαφρές	A		
	B		
Σοβαρές	Γ		
Βαρείες	Δ		

Πίνακας 2.1: Τυπικοί βαθμοί βλαβών σε υποστυλώματα

- **Τοιχώματα – Κόμβοι**

Λόγω της σπουδαιότητας του ρόλου τους στην αντισεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, κάθε βλάβη και ρηγμάτωση θεωρείται επικίνδυνη (εφόσον επηρεάζει την ασφάλεια της όλης κατασκευής) και αντιμετωπίζεται τουλάχιστον ως σοβαρή (βαθμού Γ) ή βαριά (βαθμού Δ) αν έχει συμβεί και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος ή/και βλάβη των οπλισμών.

Για τα τοιχώματα ισχύουν τα αντίστοιχα σκίτσα του προηγούμενου πίνακα, με τη διαφορά ότι οι βαθμοί Α και Β θεωρούνται ως Γ και οι βαθμοί Γ και Δ θεωρούνται ως Δ.

Σοβαρές Γ	
Βαρείες Δ	

Πίνακας 2.2: Τυπικοί βαθμοί βλαβών σε κόμβους

Σημείωση: Υπάρχει και τυπικός βαθμός Ε για δύσκολα επισκευάσιμες βλάβες, όταν οι μετακινήσεις του σκελετού είναι μέτριες έως μεγάλες, παρατηρούνται αποκολλήσεις ή μερικές καταρρεύσεις.

2.1.5.3 Διαδικασία διάγνωσης βλαβών

Η διαδικασία διάγνωσης βλαβών περιλαμβάνει το συνδυασμό της οπτικής αξιολόγησης της κατασκευής με τις κατάλληλες ενόργανες μεθόδους διάγνωσης βλαβών με σκοπό την απόκτηση επαρκών στοιχείων για την κατάσταση της κατασκευής. Επίσης, η θέση και η επιλογή των προς εξέταση δειγμάτων είναι σημαντική για την εξαγωγή σωστών συμπερασμάτων που αφορούν το σύνολο του φορέα. Ο αριθμός των ελέγχων πρέπει να επαρκεί για την επιλογή της σωστής στρατηγικής επεμβάσεων και την καλή εκτίμηση του συνολικού 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 τα ακόλουθα:

- Την εφαρμογή των κατάλληλων μεθόδων διάγνωσης βλαβών στην πράξη, συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας του απαραίτητου εξοπλισμού.
- Την επιλογή της κατάλληλης μεθόδου και θέσης ελέγχου ανάλογα με το είδος της βλάβης.
- Την ορθή και λεπτομερή περιγραφή των αποτελεσμάτων της έρευνας, καθώς και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων αυτών.

Επιτόπου, μία εξιδανικευμένη διάγνωση ξεκινά πάντα με έναν οπτικό έλεγχο που σκοπό έχει την απόκτηση μιας εποπτικής εικόνας του κτιρίου και των βλαβών που έχει υποστεί.

Οι οπτικές παρατηρήσεις καταγράφονται σε πρόχειρα σχέδια κατόψεων και όψεων. Τα σχέδια πρέπει να περιλαμβάνουν την ταυτότητα και τον προσανατολισμό των ελεγχόμενων στοιχείων.

Όταν ολοκληρωθεί ο οπτικός έλεγχος, γίνεται μία «υπόθεση εργασίας» σχετικά με την αιτία των βλαβών. Με βάση την υπόθεση αυτή, επιλέγονται οι μέθοδοι διάγνωσης βλαβών που θα εφαρμοστούν καθώς και οι θέσεις των προς εξέταση περιοχών.

Αφού προσδιοριστούν οι θέσεις, μετρούνται κατακόρυφες αποστάσεις, συνήθως από το επίπεδο του εδάφους. Οριζόντιες αποστάσεις πρέπει επίσης να μετρηθούν από μία καλώς ορισμένη θέση αναφοράς (π.χ. γωνία κάποιου συγκεκριμένου υποστυλώματος).

Όταν όλοι οι προγραμματισμένοι έλεγχοι έχουν ολοκληρωθεί, οι οπτικές παρατηρήσεις και τα αποτελέσματα των ελέγχων πρέπει να συνεκτιμηθούν έτσι ώστε να καθοριστεί επακριβώς η αιτία, η έκταση, και η πιθανή περαιτέρω ανάπτυξη βλαβών. Εάν ο ακριβής καθορισμός δεν είναι δυνατός, συμπληρωματικοί έλεγχοι πρέπει να επιλεγούν και να εκτελεστούν.

Εφόσον τα αποτελέσματα των ελέγχων δεν επαληθεύουν την αρχική υπόθεση για την αιτία των βλαβών, αυτή πρέπει να αναθεωρηθεί. Ενδέχεται να απαιτηθεί η εκτέλεση συμπληρωματικών ελέγχων για την επιβεβαίωση της αναθεωρημένης υπόθεσης.

2.1.5.4 Μέθοδοι και όργανα διάγνωσης βλαβών

Υπάρχει μεγάλη ποικιλία ελέγχων διάγνωσης βλαβών που χρησιμοποιούνται για τη διερεύνηση τόσο των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος όσο και της διαβρωτικής δράσης ουσιών στο σκυρόδεμα 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, κ.λπ. Διακρίνουμε τέσσερις κύριες κατηγορίες ελέγχων:

- Μη καταστροφικοί
- Ημικαταστροφικοί
- Επιτόπου χημικοί
- Καθολική φόρτιση

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

1. 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.
 - Μετρήσεις των παραμενουσών παραμορφώσεων (συνιστάται χρήση τοπογραφικών οργάνων).
2. Έλεγχοι της θεμελίωσης και του εδάφους έδρασης:
 - Μέτρηση των διαστάσεων των θεμελιώσεων και αξιολόγηση με την εκσκαφή τάφρων ελέγχου.
 - Λήψη και εξέταση δειγμάτων υπεδάφους.

Μη καταστροφικοί έλεγχοι

Οι κυριότεροι μη καταστροφικοί έλεγχοι για τον έλεγχο του σκυροδέματος μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι οι εξής:

1. Οπτικός έλεγχος: Μία γρήγορη και άμεση εκτίμηση της επιφανειακής κατάστασης του σκυροδέματος μπορεί να γίνει οπτικά. Χρησιμοποιείται κατά κανόνα για τον προσδιορισμό ρηγματώσεων, αποφλοιώσεων, και άλλων επιφανειακών ατελειών. Πολλές φορές για να πραγματοποιηθεί ο

έλεγχος χρησιμοποιείται μεγεθυντικός φακός, ηλεκτρικός φακός, κανόνας ή ρωγμοσκόπιο. Το ρωγμοσκόπιο είναι ένα μικροσκόπιο με εσωτερική κλίμακα που δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να ποσοτικοποιεί το εύρος ορατών επιφανειακών ρωγμών.

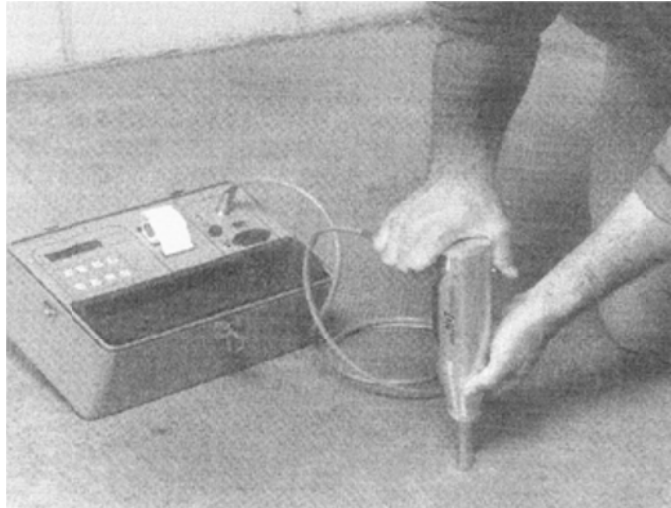
Η εφαρμογή του ελέγχου είναι απλή και μικρού κόστους. Μπορεί να εντοπίσει τις προβληματικές περιοχές και έτσι, σε συνδυασμό με άλλες μεθόδους ελέγχου, ο οπτικός έλεγχος είναι πολύ αποδοτικός. Πάντως δεν μπορεί να ανιχνεύσει προβλήματα κάτω από την επιφάνεια του σκυροδέματος, δίνει υποκειμενικά αποτελέσματα, και απαιτεί εξαιρετικά πεπειραμένο συνεργείο.

2. Κρουσιμέτρηση: Ο συνηθέστερος μη καταστροφικός έλεγχος είναι η κρουσιμέτρηση. Η μέθοδος βασίζεται στο συσχετισμό της σκληρότητας της επιφάνειας του σκυροδέματος με τη θλιπτική αντοχή του. Με τη μέθοδο αυτή προσδιορίζεται η σκληρότητα της επιφάνειας του σκυροδέματος ανάλογα με το ύψος αναπήδησης του κρουσιμέτρου. Η μέτρηση του δείκτη επιφανειακής σκληρότητας του σκυροδέματος έχει μικρότερο ποσοστό σφάλματος για ηλικίες σκυροδέματος μεταξύ 14 ημερών και 3 μηνών. Τα κρουσίμετρα είναι εύκολα στη χρήση και η μέθοδος σχετικά απλή και αξιόπιστη.

Μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι απαιτούνται συχνές βαθμονομήσεις του οργάνου ανάλογα με τον τύπο τσιμέντου που πρόκειται να χρησιμοποιήσουμε, καθώς και την ποιότητα των αδρανών (σκληρά, μαλακά, κ.λπ.). Επίσης, τα αποτελέσματα μπορούν να επηρεαστούν από τις επιφανειακές συνθήκες και τις διαστάσεις του σκυροδέματος. Συνήθως η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων είναι επαρκής μέχρι βάθος 30 mm. Γενικά πάντως συνιστάται η μέθοδος της κρουσιμέτρησης να συνδυάζεται με κάποια άλλη μέθοδο διάγνωσης βλαβών, όπως π.χ. τη μέθοδο της λήψης πυρήνων που αναφέρεται παρακάτω.



Εικόνα 2.1: Μέθοδος κρουσιμέτρησης



Εικόνα 2.2: Ηλεκτρονικό κρουσίμετρο με εκτυπωτή αποτελεσμάτων

Οι επιφάνειες που ελέγχονται με τη μέθοδο της κρουσιμέτρησης πρέπει να είναι απολύτως λείες, αφού έχει παρατηρηθεί ότι η αξιοπιστία του κρουσίμετρου είναι αυξημένη στις λείες επιφάνειες. Εκτός από τις ανώμαλες επιφάνειες, ακατάλληλες είναι επίσης αυτές που προκύπτουν από κοπή. Επίσης, συνιστάται οι μετρήσεις να γίνονται σε ξηρά στοιχεία γιατί η παρουσία υψηλού ποσοστού υγρασίας στο σκυροδέμα του δοκιμίου έχει σαν αποτέλεσμα τη σημαντική μείωση της αξιοπιστίας του οργάνου. Ένας πρόσθετος παράγοντας που μπορεί να φέρει μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ της πραγματικής αντοχής του σκυροδέματος και αυτής που υπολογίζεται με τη μέθοδο της κρουσιμέτρησης είναι το βάθος ενανθράκωσης. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος συνιστάται η αφαίρεση μίας επιφανειακής στρώσης πάχους έως 5 mm από την επιφάνεια του δοκιμίου.

Κρουσίμετρα απλούστερης μορφής χρησιμοποιούνται επίσης για τον προσδιορισμό περιοχών του σκυροδέματος που έχουν μεγάλα εσωτερικά κενά. Οι περιοχές αυτές εντοπίζονται από τις αλλαγές στον ήχο που παράγει η αναπήδηση του οργάνου πάνω στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Οι έλεγχοι αυτού του είδους συνοδεύουν κατά κανόνα τους οπτικούς ελέγχους, αλλά τα αποτελέσματά τους δεν είναι ιδιαίτερα ακριβή, γι' αυτό και έχουν εκτοπιστεί από άλλες μεθόδους. Σε κάθε περίπτωση απαιτούνται κατ' ελάχιστο οκτώ έλεγχοι κρουσιμέτρησης ανά όροφο και δεκαέξι ανά κτίριο.

Η μέθοδος των κρουσιμετρήσεων είναι αυτή που χρησιμοποιήθηκε στο σχολικό κτίριο που μελετάμε για τον προσδιορισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος που έχει χρησιμοποιηθεί.

3. Χρήση υπερήχων: Η ποιότητα και η ομοιομορφία του σκυροδέματος της κατασκευής μπορεί να εκτιμηθεί με την εκπομπή υπερήχων δια μέσου του σκυροδέματος και τη μέτρηση της ταχύτητάς τους. Οι μετρούμενες τιμές εξαρτώνται από την υφή της επιφάνειας, την υγρασία, και τη θερμοκρασία, το μήκος της διαδρομής, αλλά κυρίως είναι συνάρτηση του σπλισμού, των ενδεχόμενων εσωτερικών ατελειών και ρωγμών του σκυροδέματος, καθώς και της πυκνότητάς του.



Εικόνα 2.3: Μέθοδος υπερήχων

Η συσκευή των υπερήχων αποτελείται από μία γεννήτρια παραγωγής υπερηχητικών κυμάτων, από δύο κρυστάλλους που παίζουν το ρόλο πομπού και δέκτη και από ένα μετρητή χρόνου που χρειάζεται ο υπέρηχος για να διανύσει το υπό εξέταση δοκίμιο σκυροδέματος. Προκειμένου να εξασφαλίσουμε ότι τα υπερηχητικά κύματα περνούν στο σύνολό τους μέσα από τη μάζα του σκυροδέματος, συνιστάται να τοποθετείται μεταξύ των κρυστάλλων και του σκυροδέματος μία λιπαντική ουσία, η οποία καλύπτει τις ατέλειες της εξωτερικής επιφάνειας του στοιχείου.

Η μέθοδος των υπερήχων είναι εξαιρετικά δημοφιλής όχι μόνο για τον εντοπισμό ατελειών (ρωγμές, πόροι, κ.λπ.) στη δομή του σκυροδέματος, αλλά επίσης για την εκτίμηση της θλιπτικής αντοχής, του μέτρου ελαστικότητας, της σταθεράς του Poisson, και της ποιότητας του σκυροδέματος. Επίσης, με τη μέθοδο των υπερήχων μπορούν να μετρηθούν αλλαγές που παρατηρούνται με την πάροδο του χρόνου στις ιδιότητες του σκυροδέματος των κατασκευών.

Στα πλεονεκτήματα της μεθόδου συμπεριλαμβάνονται το χαμηλό κόστος των οργάνων και η ευκολία στη χρήση τους. Στα μειονεκτήματα συγκαταλέγεται το γεγονός ότι οι πυκνότητα και οι διαβαθμίσεις στο μέγεθος των αδρανών του σκυροδέματος μπορούν να επηρεάσουν το αποτέλεσμα.

4. Μαγνητικές μέθοδοι: Η δημιουργία μαγνητικού πεδίου από κατάλληλα βαθμονομημένες συσκευές χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της θέσης και της διαμέτρου του οπλισμού με σημείο αναφοράς την επιφάνεια του σκυροδέματος, καθώς επίσης και το πάχος επικάλυψης του σκυροδέματος. Διάφοροι τύποι κινητών επαναφορτιζόμενων συσκευών διατίθενται στο εμπόριο. Ανάλογα με τον τύπο τους, τα όργανα αυτά μπορούν να μετρήσουν την επικάλυψη με ένα σφάλμα της τάξης του $\pm 10\%$ για βάθος μέχρι 180 mm.



Εικόνα 2.4: Μαγνητική μέθοδος

Αν και τα όργανα που χρησιμοποιούνται για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής είναι πολύ δημοφιλή, κυρίως γιατί είναι φορητά, ανιχνεύουν με ακρίβεια τη θέση της εξωτερικής στρώσης οπλισμού μόνο και, κατά συνέπεια, είναι περισσότερο αποδοτικά για τον εντοπισμό του οπλισμού πλακών με μία στρώση οπλισμού. Η αξιοπιστία τους μειώνεται σε περίπτωση πλακών οπλισμένων με πλέγμα ή δοκών και υποστυλωμάτων με περισσότερες από μία στρώσεις οπλισμού, καθώς και με την αύξηση του πάχους της επικάλυψης. Επίσης, όταν κάποια από τα συστατικά του σκυροδέματος (π.χ. ποζολάνες, άμμος, κ.λπ.) εμπεριέχουν μαγνητικά στοιχεία, οι μετρούμενες τιμές απαιτούν ειδική βαθμονόμηση.

Η μαγνητική μέθοδος είναι αυτή που χρησιμοποιήθηκε στο σχολικό κτίριο που μελετάμε για τον προσδιορισμό της θέσης και της διαμέτρου των οπλισμών που έχει χρησιμοποιηθεί.

5. Μέτρηση του ηλεκτρικού δυναμικού σηδροπλισμού: Η μέτρηση του ηλεκτρικού δυναμικού ράβδων οπλισμού σκυροδέματος αποτελεί κριτήριο του κινδύνου διάβρωσης του οπλισμού και ένδειξη πιθανών ηλεκτροχημικών αντιδράσεων που έχουν γίνει στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Η πλέον συνήθης πρακτική είναι η μέτρηση του δυναμικού χαλκού / χαλκού – θειικού οξέως, το ένα άκρο του οποίου συνδέεται με βολτόμετρο και το άλλο με τη ράβδο του οπλισμού. Μία σειρά μετρήσεων μπορεί να εκτελεστεί σε κομβικά σημεία του φορέα έτσι ώστε να χαρτογραφηθεί η πιθανότητα διάβρωσης του οπλισμού.



Εικόνα 2.5: Όργανο μέτρησης ηλεκτρικού δυναμικού για τον προσδιορισμό του κινδύνου διάβρωσης ράβδων οπλισμού

Παρόλο που η συγκεκριμένη μέθοδος είναι σχετικά απλή και οι μετρήσεις πραγματοποιούνται εύκολα στο πεδίο, δεν μπορεί να δώσει πληροφορίες για το βαθμό της διάβρωσης (όπως π.χ. ποσοστό απομείωσης της διατομής) ενώ ταυτόχρονα παρέχει ενδείξεις και όχι αποδείξεις διαβρωτικής δράσης.

6. Ακτινογράφιση με ακτίνες «Χ» και «Γ»: Οι ακτίνες «Χ» χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό της θέσης των ράβδων οπλισμού και την εξέταση της πυκνότητας και της σύστασης του σκυροδέματος. Με τη χρήση ακτινών «Γ» μπορούν επίσης να εντοπιστούν κενά και να υπολογιστεί η διάμετρος των ράβδων.

Ο εξοπλισμός μεταφέρεται εύκολα και τα αποτελέσματα είναι αξιόπιστα, αλλά το κόστος της μεθόδου είναι υψηλό. Ο έλεγχος δεν είναι ακριβής για πάχη σκυροδέματος μεγαλύτερα από 30 cm. Επιπλέον, η αξιοπιστία των μετρήσεων μειώνεται με την παρουσία περισσότερων της μίας στρώσεων οπλισμού, ενώ απαιτείται πρόσβαση και στις δύο πλευρές του στοιχείου που πρόκειται να ελεγχθεί.

7. Θερμογράφιση με υπέρυθρη ακτινοβολία: Μία πηγή υπέρυθρης ακτινοβολίας τοποθετείται στη μία πλευρά του υπό έλεγχο στοιχείου και η ροή υπέρυθρης ενέργειας καταγράφεται και αναλύεται. Τυχόν κενά ή ασυνέχειες στο στρώμα του σκυροδέματος διαταράσσουν τη ροή της ακτινοβολίας και έτσι μπορούν να εντοπιστούν. Η μέθοδος χρησιμοποιείται κυρίως για την ανίχνευση διάβρωσης, εσωτερικών ρωγμών, κενών, αυξημένου πορώδους, και αλλαγών στη σύσταση του σκυροδέματος. Αποτελεί συνήθη πρακτική για την διερεύνηση του καταστρώματος γεφυρών μέσω μετρήσεων αύξησης ή μείωσης της επιφανειακής θερμοκρασίας 2 – 3 ώρες μετά την ανατολή ή δύση του ηλίου.

Πλεονέκτημα της μεθόδου είναι η ακρίβεια των αποτελεσμάτων που δίνει και μειονέκτημα το σχετικά υψηλό κόστος του ειδικού εξοπλισμού που απαιτείται για τη διενέργειά της.

8. Μέτρηση του ποσοστού υγρασίας με εκπομπή νετρονίων: Ένα φορητό όργανο εκπέμπει ροή νετρονίων στο σώμα του στοιχείου και, καθώς η ταχύτητα της ακτινοβολίας μειώνεται με την υγρασία, το ποσοστό υγρασίας υπολογίζεται με μέτρηση της ταχύτητας των νετρονίων. Αποτελεί την πλέον αξιόπιστη μέθοδο για προσδιορισμό του ποσοστού υγρασίας του σκυροδέματος, αλλά το κόστος του φορητού οργάνου που χρησιμοποιείται για τη μέτρηση είναι ιδιαίτερα υψηλό.

Ημικαταστροφικοί έλεγχοι

Είναι προφανές ότι υπάρχουν περιορισμοί στη βλάβη που επιτρέπεται να προκαλέσει ένας ημικαταστροφικός έλεγχος στην υπάρχουσα κατασκευή. Οι κυριότεροι από τους ελέγχους αυτούς είναι οι ακόλουθοι:

1. Λήψη πυρήνων: Επειδή η έμμεση εκτίμηση της αντοχής του σκυροδέματος με μία από τις μη καταστροφικές μεθόδους που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη ενότητα ενδέχεται να περιέχει σημαντικό ποσοστό

σφάλματος, όλοι οι διεθνείς κανονισμοί επιβάλλουν την παράλληλη λήψη πυρήνων από τα εξεταζόμενα με μη καταστροφικές μεθόδους μέλη της κατασκευής. Εκτός από τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, με την πυρηνοληψία μπορούμε να εξετάσουμε ακόμη τη γενική κατάσταση του σκυροδέματος της κατασκευής, τη θέση και το μέγεθος των ράβδων οπλισμού, την ύπαρξη ρωγμών ή άλλων αστοχιών στη μάζα του σκυροδέματος, την αποτελεσματικότητα προγενέστερων επεμβάσεων, κ.λπ. Από τους πυρήνες μπορούν επίσης να αντληθούν πληροφορίες για το είδος των αδρανών, την ύπαρξη χλωριόντων, και την πιθανή διάβρωση του οπλισμού.

Οι πυρήνες σκυροδέματος («καρότα») λαμβάνονται από την κατασκευή με χρήση ειδικού διατρητικού μηχανήματος. Η διάμετρος των αποκοπτόμενων πυρήνων πρέπει να είναι 10 έως 15 cm, αλλά σε κάθε περίπτωση τριπλάσια του μεγέθους του μέγιστου αδρανούς που χρησιμοποιήθηκε για την παρασκευή του εξεταζόμενου σκυροδέματος. Όσον αφορά στην τιμή του λόγου του ύψους προς τη διάμετρο του πυρήνα, αυτή μπορεί να κυμαίνεται από 0,95 έως 2,0, με τις μικρότερες τιμές να αντιστοιχούν στην περίπτωση λήψης πυρήνων από πλάκες. Επίσης, η ελάχιστη απόσταση των πυρήνων από τις ακμές του εξεταζόμενου στοιχείου πρέπει να είναι 8cm.

Μετά τη λήψη τους, οι κυλινδρικοί πυρήνες υποβάλλονται σε εργαστηριακούς ελέγχους για τον προσδιορισμό διάφορων ιδιοτήτων του σκυροδέματος, συμπεριλαμβανομένης της θλιπτικής του αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας. Ο ελάχιστος αριθμός πυρήνων που συνήθως απαιτούνται για έλεγχο της θλιπτικής αντοχής είναι τρεις, ενώ μπορεί να φτάσει και τους δώδεκα σε περίπτωση επανελέγχου. Επειδή συχνά ορισμένοι πυρήνες αστοχούν, συνιστάται να λαμβάνονται δύο επιπλέον εφεδρικοί πυρήνες. Οι αμερικανικές οδηγίες ATC 40 συνιστούν τη λήψη δύο πυρήνων ανά όροφο και οκτώ πυρήνων κατ' ελάχιστο ανά κτίριο, εκτός εάν τα αποτελέσματα των ελέγχων παρουσιάσουν σημαντική διασπορά, οπότε απαιτείται η λήψη επιπλέον δοκιμίων.

Κατά κανόνα η λήψη πυρήνων συνοδεύεται από αποκάλυψη του οπλισμού, μέρος του οποίου μπορεί στη συνέχεια να απομακρυνθεί για μέτρηση των ιδιοτήτων του. Στην περίπτωση που ο πυρήνας περιέχει ράβδο οπλισμού συνιστάται να μην ελέγχεται σε θλίψη, γιατί η ράβδος προκαλεί μείωση της αντοχής του σκυροδέματος. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν σημαντικά τα αποτελέσματα της πυρηνοληψίας είναι η θέση του πυρήνα καθ' ύψος του δοκιμίου, καθώς και η διεύθυνση κοπής των πυρήνων ως προς τη διεύθυνση σκυροδέτησης των εξεταζόμενων δομικών στοιχείων.

Η μέθοδος λήψης πυρήνων είναι η πλέον αξιόπιστη και διαδεδομένη για τον έλεγχο των ιδιοτήτων του σκυροδέματος υπαρχουσών κατασκευών. Τα κυριότερα μειονεκτήματα της μεθόδου είναι το σχετικά υψηλό κόστος εξοπλισμού και η δυσκολία λήψης δοκιμών από κατακόρυφα στοιχεία, π.χ. υποστυλώματα και τοιχώματα. Ειδική προσοχή συνιστάται κατά τη λήψη των πυρήνων έτσι ώστε να μη βλαφτεί η κατασκευή σε τέτοιο βαθμό που να επηρεαστεί η φέρουσα ικανότητά της. Φορητά διατρητικά μηχανήματα διατίθενται στο εμπόριο, έτσι ώστε να είναι δυνατή η λήψη των δοκιμών ακόμα και από δύσκολα για τη λήψη πυρήνων στοιχεία, όπως η κάτω παρειά μιας πλάκας.

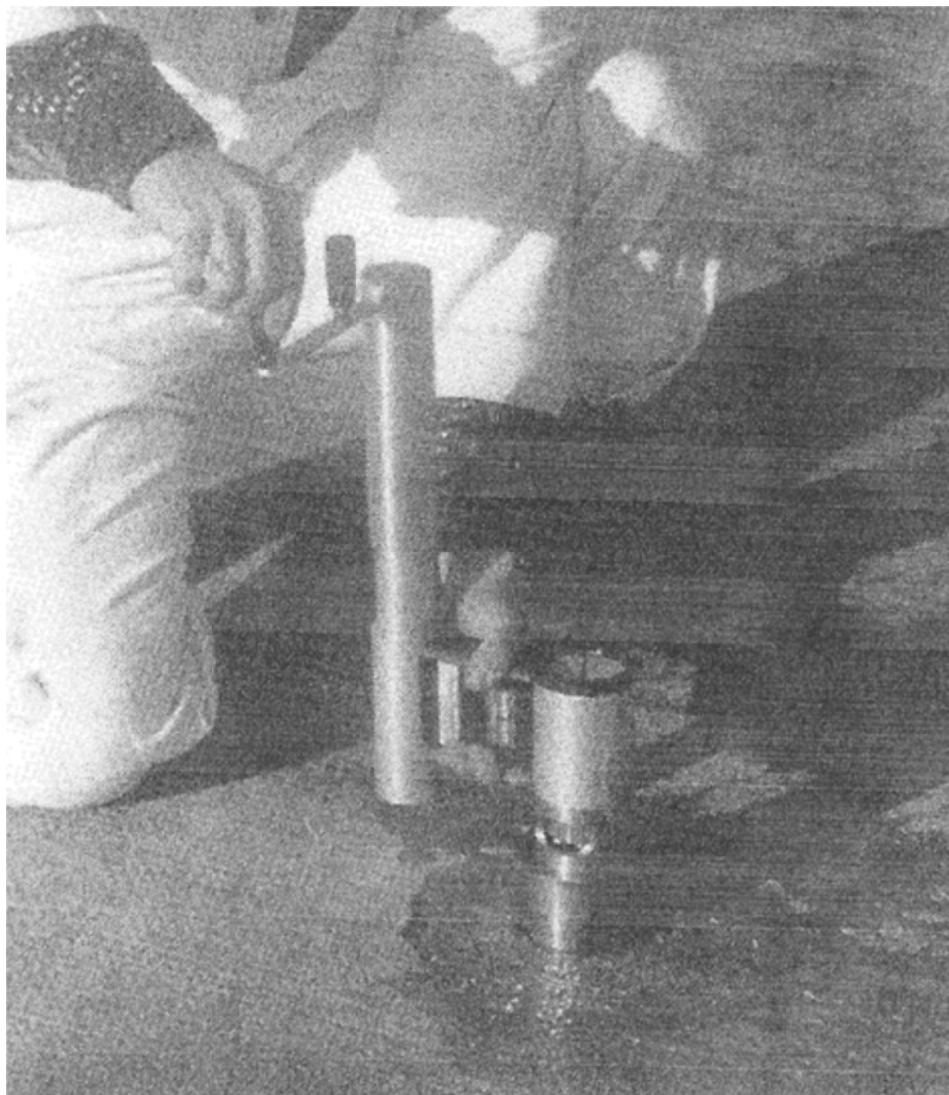


Εικόνα 2.6: Σύστημα λήψης πυρήνων σκυροδέματος

2. Χρήση εξολκέα: Η μέθοδος χρησιμοποιείται για την επιτόπου μέτρηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Βασίζεται στο συσχετισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος με τη δύναμη που απαιτείται για την εξαγωγή ενός ειδικού μπουλονιού από την επιφάνειά του. Αντί για μπουλόνι μπορεί να χρησιμοποιηθεί ειδική μεταλλική πλάκα, η οποία συγκολλάται στην επιφάνεια του σκυροδέματος και στη συνέχεια εφελκύεται από ειδικό όργανο έως ότου προκληθεί θραύση του σκυροδέματος. Εκτός από τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, η οποία προκύπτει με χρήση ειδικών διαγραμμάτων, η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται επίσης για τον προσδιορισμό της αντοχής της συγκόλλησης διάφορων επικαλύψεων στο σκυρόδεμα.

Το πλεονέκτημα της μεθόδου του εξολκέα σε σχέση με τη λήψη και εξέταση πυρήνων είναι ότι μπορεί να εκτελεστεί πολύ πιο γρήγορα δίνοντας στις περισσότερες περιπτώσεις ικανοποιητικής ακρίβειας αποτελέσματα.

Παραλλαγή της μεθόδου αυτής είναι η εισαγωγή μεταλλικής ράβδου στο σκυρόδεμα με ειδικό όργανο και ο προσδιορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος από το βάθος διείσδυσης της ράβδου. Σε σύγκριση με τη μέθοδο του εξολκέα είναι φθηνότερη και απλούστερη, αλλά λιγότερο αξιόπιστη.



Εικόνα 2.7: Όργανο που χρησιμοποιείται στη μέθοδο του εξολκέα

3. Έλεγχος ράβδων οπλισμού σε εφελκυσμό: αφού απομακρυνθεί το υπάρχον σκυρόδεμα, αποκόπτεται τμήμα της ράβδου μήκους 30 cm. Το δοκίμιο υποβάλλεται σε έλεγχο αξονικού εφελκυσμού και προσδιορίζονται η αντοχή, η επιμήκυνση, κ.λπ. Η μέθοδος χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής των ράβδων του οπλισμού.

Αποτελεί την πλέον αξιόπιστη μέθοδο προσδιορισμού των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα. Στα μειονεκτήματά της συγκαταλέγονται το μεγάλο σχετικά κόστος και ο σημαντικός χρόνος που απαιτείται για την εκτέλεση του ελέγχου.

4. Μέθοδος της πετρογραφικής ανάλυσης: Αφού ληφθούν πυρήνες σκυροδέματος, τμήματά τους αποκόπτονται, καθαρίζονται και εξετάζονται κάτω από μικροσκόπιο μεγάλης ανάλυσης για τον προσδιορισμό των χημικών και φυσικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος. Με τη μέθοδο αυτή εντοπίζονται χημικά ενεργά αδρανή και βλαβερές προσμίξεις στο σκυρόδεμα. Μπορεί επίσης να υπολογιστεί το βάθος ενανθράκωσης και το εύρος των ρωγμών του σκυροδέματος. Η μέθοδος είναι εξαιρετικά αξιόπιστη αλλά απαιτεί ειδικό εξοπλισμό και εκπαιδευμένο συνεργείο.

Επιτόπου χημικοί έλεγχοι

Οι επιτόπου χημικοί έλεγχοι σχετίζονται κυρίως με τη διάρκεια ζωής του σκυροδέματος. Ενδεικτικά αναφέρονται οι ακόλουθοι:

1. Έλεγχος του βάθους ενανθράκωσης: Η επιφανειακή ενανθράκωση του σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα την απώλεια της αλκαλικής προστασίας της επικάλυψης σε διάβρωση. Το διοξείδιο του άνθρακα της ατμόσφαιρας αντιδρά με τα ενυδατωμένα συστατικά του τσιμέντου προκαλώντας μείωση του pH και της αλκαλικότητας του σκυροδέματος. Αυτή η διαδικασία είναι γνωστή ως ενανθράκωση. Το βάθος της ενανθράκωσης μετριέται με εφαρμογή στην επιφάνεια του σκυροδέματος διαλύματος φαινολοφθαλεΐνης. Το χρώμα του σκυροδέματος μεταβάλλεται σε βιολετί όταν η τιμή του pH είναι μεγαλύτερη από 9,5. Το χρώμα της επιφάνειας του σκυροδέματος μετά τον ψεκασμό συγκρίνεται με κατηγοριοποιημένα αποτελέσματα ελέγχων που υποδεικνύουν τις περιοχές σοβαρής ενανθράκωσης. Στις περιοχές αυξημένης οξύτητας, το pH μειώνεται κάτω από 9 και το σκυρόδεμα δεν αλλάζει χρώμα.
2. Έλεγχος χλωριόντων: Ο έλεγχος περιλαμβάνει ανάλυση του δείγματος σκυροδέματος για τον προσδιορισμό της ποσότητας των χλωριόντων. Η παρουσία υδατοδιαλυτών χλωριόντων πέρα από ένα συγκεκριμένο όριο στο σκυρόδεμα (0,20% ανά μονάδα βάρους χλωριόντος σε μείγμα σκυροδέματος) θεωρείται σοβαρή ένδειξη διάβρωσης για κατασκευές από σκυρόδεμα. Η μέθοδος είναι γρήγορη και χαμηλού κόστους. Παρόλα αυτά η εφαρμογή της σε κατασκευές είναι σχετικά πρόσφατη.

Έλεγχοι καθολικής φόρτισης

Η καθολική φόρτιση είναι συχνά το έσχατο μέσο για την αξιολόγηση κατασκευών των οποίων τα αρχικά σχέδια δεν είναι διαθέσιμα και η φέρουσα ικανότητα είναι ασαφής. Οι κατασκευές που κατά κανόνα υποβάλλονται σε καθολική φόρτιση είναι αυτές από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθώς οι ιδιότητες των στοιχείων από δομικό χάλυβα και ξύλο μπορούν εύκολα να μετρηθούν επιτόπου, ενώ αντίθετα ο προσδιορισμός της σύστασης και της ποιότητας του σκυροδέματος δεν είναι τόσο απλός. Ακόμα και για τον υπολογισμό του πάχους του σκυροδέματος και των αποστάσεων των ράβδων οπλισμού απαιτείται η εφαρμογή μίας από τις μεθόδους που αναφέρθηκαν παραπάνω. Επίσης η ανάλυση φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα που έχουν μελετηθεί με βάση τις προδιαγραφές παλαιότερων κανονισμών είναι δύσκολη ακόμα και αν υπάρχουν τα αρχικά σχέδια. Η μέθοδος της καθολικής φόρτισης εφαρμόζεται συνήθως σε πλαισιακούς φορείς με εμφανή ίχνη φθοράς και σε κατασκευές που η ανάλυση υποδεικνύει ότι υπάρχει υπέρβαση επιτρεπόμενων τάσεων υπό δεδομένη φόρτιση.

Η φόρτιση της κατασκευής γίνεται με μικροδονήσεις ή άλλες αποδεκτές μεθόδους διέγερσης, καθώς επίσης και αρμονικές δονήσεις. Στη συνέχεια υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος και απόσβεση) ή κάποιων επιμέρους τμημάτων της, τα οποία μπορούν να δώσουν σημαντικές πληροφορίες για το επίπεδο των βλαβών. Κατακόρυφη στατική φόρτιση μπορεί επίσης να αποδειχτεί χρήσιμη σε ορισμένες περιπτώσεις, κυρίως για τη μέτρηση μετακινήσεων και παραμορφώσεων των μελών της κατασκευής.

2.1.5.5 Απομένουσα φέρουσα ικανότητα

Η εκτίμηση της απομένουσας φέρουσας ικανότητας της κατασκευής ως συνόλου, είναι εργασία πολύπλοκη και συνάρτηση πολλών παραγόντων που δύσκολα προσδιορίζονται αριθμητικά, όπως η βλάβη και το ποσοστό απώλειας της φέρουσας ικανότητας μεμονωμένου δομικού στοιχείου, ο ρόλος του στη συμπεριφορά του στοιχείου, η πιθανή ανακατανομή της έντασης, κ.λπ. Μία όμως προσεγγιστική εμπειρική και γρήγορη εκτίμηση της απομένουσας φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, θα ήταν ιδιαίτερα χρήσιμη για το Μηχανικό της πράξης, επειδή συνδέεται με το βαθμό επείγοντος λήψης προσωρινών μέτρων. Μπορεί ακόμα να συνδεθεί με το μέγεθος της επέμβασης που απαιτείται για την επαναφορά της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου στην πρότερη του σεισμού κατάσταση. Το πρόγραμμα προσδιορίζει την απομένουσα αντοχή του κτιρίου (ή του ορόφου), ως συνάρτηση της αντοχής των μεμονωμένων μελών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία που ακολουθεί.

Στον πίνακα παρουσιάζεται μια εκτίμηση των απομενουσών φερουσών ικανοτήτων για μεμονωμένα υποστυλώματα, ως συνάρτηση του τοπικού βαθμού βλάβης που παρουσιάζουν και της ηλικίας της κατασκευής. Ανάλογες εκτιμήσεις μπορούν να γίνουν και για τοιχώματα.

		Στάθμη βλάβης			
		A	B	Γ	Δ
Ηλικία κτιρίου	Μικρή ≤ 25 ετών	0.95	0.75	0.45	0.15
	Μεγάλη >25 ετών	0.80	0.60	0.40	0.00

Πίνακας 2.3: Συντελεστής φέρουσας ικανότητας (U) υποστυλώματος ή τοιχώματος

Αν η κατάσταση συντήρησης του κτιρίου είναι «Κακή» ή η ποιότητα κατασκευής είναι «Κακή» τότε αφαιρείται 0.05 από την αναγραφόμενη στον πίνακα (δηλαδή $U=U-0.05$). Ομοίως αν η κατάσταση συντήρησης του κτιρίου είναι «Κακή» τότε αφαιρείται 0.15 από την αναγραφόμενη στον πίνακα ($U=U-0.15$).

Ο συντελεστής U ορίζεται ως:

$U = \text{απομένουσα φέρουσα ικανότητα} / \text{αρχική φέρουσα ικανότητα}$

και είναι πάντα μικρότερος ή ίσος της μονάδας.

Η απώλεια φέρουσας ικανότητας ορίζεται ως $\alpha = 1 - U$

Μία μάλλον συντηρητική εκτίμηση της από μένουσας φέρουσας ικανότητας ενός κτιρίου στο σύνολό του ή μόνο ενός ορόφου), μπορεί να γίνει βάση των σχέσεων:

$$U_{\text{ΟΡΟΦΟΥ}} = \sum U_i / K \cdot N$$

$$U_{\text{ΚΤΙΡΙΟΥ}} = \sum U_i / K \cdot N$$

όπου:

για μικρές βλάβες: $K=1.0$, και για μεγάλες βλάβες: $K=1.1$

U_i : συντελεστής φέρουσας ικανότητας στοιχείου

N = αριθμός στοιχείων ορόφου ή κτιρίου αντίστοιχα

Ηλικία κτιρίου	U	Ποιοτική κατάταξη του υπό έλεγχου ορόφου Βαθμός παρέμβασης Βαθμός βλάβης	Επείγουσα ανάγκη λήψης μέτρων υποστύλωσης, επέμβαση
Μικρή	$U > 0.85$	Ελαφρά ανεπάρκεια Μικρές παρεμβάσεις Τοπικές βλάβες	Όχι
Μεγάλη	$U > 0.80$	Ελαφρά ανεπάρκεια Μικρές παρεμβάσεις Τοπικές βλάβες	Όχι
Μικρή	$0.85 > U > 0.75$	Μέτρια ανεπάρκεια Μέτριες επεμβάσεις Γενικές βλάβες	Όχι
Μεγάλη	$0.80 > U > 0.75$	Μέτρια ανεπάρκεια Μέτριες επεμβάσεις Γενικές βλάβες	Όχι
_	$0.75 > U > 0.50$	Μέτρια ανεπάρκεια Μέτριες επεμβάσεις Γενικές βλάβες	Ναι (άμεσα μέτρα)
_	$U < 0.50$	Σοβαρή ανεπάρκεια Μεγάλες παρεμβάσεις Γενικές βλάβες	Ναι (άμεσα μέτρα)

Πίνακας 2.4: Ποιοτικός έλεγχος ενός ορόφου κτιρίου από σπλισμένο σκυρόδεμα

2.2 Διαδικασία ανασχεδιασμού της κατασκευής

2.2.1 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 έχουμε πάνω στην αντισεισμική συμπεριφορά των κατασκευών έχουν προκύψει τα τελευταία χρόνια και μετά από κάποιους καταστροφικούς σεισμούς. Αποτέλεσμα των νέων αυτών γνώσεων ήταν να αλλάξουν κάποια πράγματα ως προς τον τρόπο αντίληψης των νέων κατασκευών (π.χ. ικανοτικός σχεδιασμός) και να υπάρξουν αλλαγές και στους κανονισμούς.

Για να δώσουμε τη 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, γίνονταν 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 της.

2.2.2 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 ρηγματώσης, 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.

Στη συνέχεια θα πρέπει να συλλέγονται στοιχεία για την κατασκευή, όπως, η γεωμετρία της, η κατανομή της συνολικής μάζας της, οι διαμορφώσεις πλαισιακών φορέων, διατηρητικών τοιχωμάτων, διαφραγμάτων και θεμελίωσης, καθώς και η σύνδεση των στοιχείων αυτών μεταξύ τους. Άλλα στοιχεία για την κατασκευή είναι οι διαστάσεις και οι σπλισμοί κάμψης και διάτμησης των μελών του φορέα, και 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 την ενίσχυση είναι οι διαφορετικές στρατηγικές επεμβάσεων και τα διαφορετικά συστήματα επεμβάσεων που αναφέρονται στο προηγούμενο κεφάλαιο.

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.

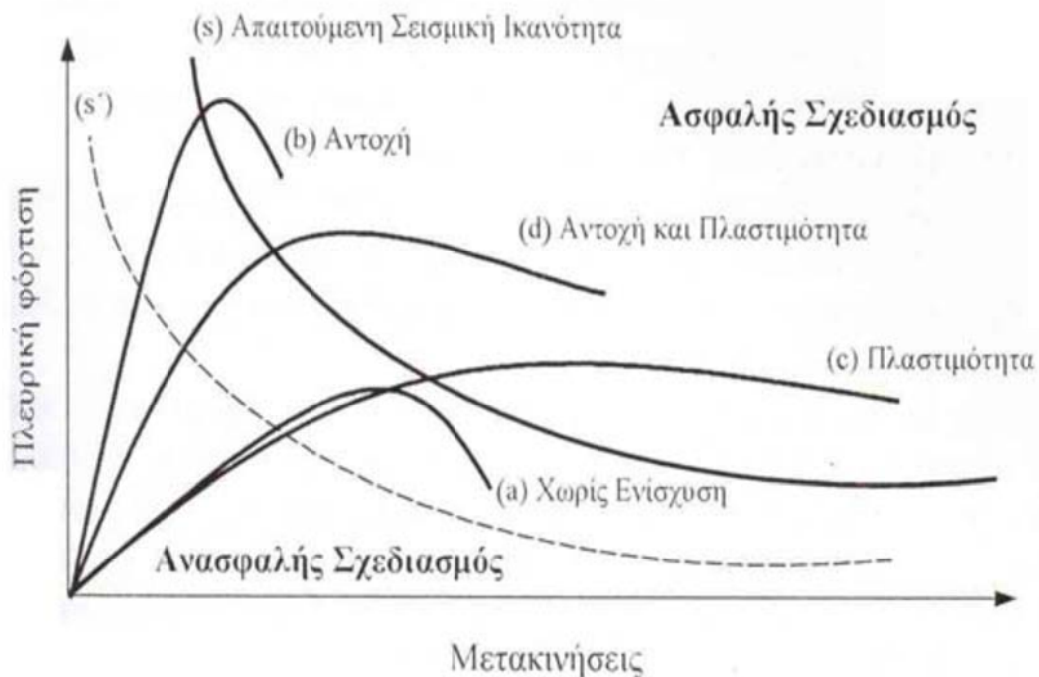
2.3 Στρατηγικές και συστήματα επεμβάσεων

Οι στρατηγικές επεμβάσεων είναι οι προσεγγίσεις που υιοθετούνται για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μίας κατασκευής. Ανάλογα με την επιδιωκόμενη συμπεριφορά της κατασκευής και τη χρήση που θα θέλουμε να έχει, καθώς επίσης και με την ισχύουσα νομοθεσία προκύπτουν οι αποδεκτές λύσεις επεμβάσεων. Συνυπολογίζοντας επίσης την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας, το κατά πόσον η κάθε μία είναι εφαρμόσιμη και την οικονομικότητα και τον χρονικό ορίζοντα της κάθε μίας προκύπτει η βέλτιστη στρατηγική επέμβασης.

Οι στρατηγικές επεμβάσεων είναι οι παρακάτω:

- Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων (περίπτωση b στο διάγραμμα)
- Αύξηση της πλαστιμότητας και βελτίωση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων (περίπτωση c στο διάγραμμα)
- Αύξηση της ανοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής με ενίσχυση υφιστάμενων στοιχείων ή/και με προσθήκη νέων στοιχείων (περίπτωση d στο διάγραμμα)
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής είτε μέσω μείωσης της μάζας της κατασκευής, είτε μέσω εγκατάστασης συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας

Οι παραπάνω στρατηγικές επεμβάσεων αποτελούν στρατηγικές τεχνικής φύσης. Υπάρχει όμως και η κατηγορία στρατηγικών επεμβάσεων διαχειριστικής φύσης, όπου ανήκουν στρατηγικές όπως, η πιθανή αλλαγή χρήσης, η προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων, η λήψη προσωρινών μέτρων ενίσχυσης, η μερική ή ολική καθαίρεση, καθώς και η απόφαση για καμία επέμβαση. Η τελευταία αυτή απόφαση για καμία επέμβαση μπορεί να συνοδεύεται και από μία μείωση της διάρκειας ζωής της κατασκευής.



Διάγραμμα 2.1: Στρατηγικές ενίσχυσης

Τα συστήματα επεμβάσεων είναι οι συγκεκριμένες μέθοδοι επεμβάσεων που χρησιμοποιούνται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Για την εφαρμογή του κατάλληλου συστήματος επέμβασης ο Μηχανικός θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη του αρχικά τη μορφή του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, τις τοπικές συνθήκες του έργου, την απαιτούμενη στάθμη επιτελεστικότητας, τους χρονικούς και οικονομικούς περιορισμούς, τους περιορισμούς λειτουργικότητας της κατασκευής και τους νομικούς, πολεοδομικούς, και άλλους περιορισμούς.

Τα συστήματα επεμβάσεων είναι τα εξής:

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Με αυτή τη μέθοδο επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής.
- Κατασκευή μανδύων σε επιλεγμένα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής. Η μέθοδος αυτή στοχεύει στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Χρήση σύνθετων υλικών. Η μέθοδος αυτή επίσης στοχεύει στην αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής.

- Κατασκευή δικτυωτών συνδέσμων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Με τη μέθοδο αυτή πραγματοποιείται κυρίως αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής, και μέτρια αύξηση της αντοχής της κατασκευής.
- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής. Στόχος της μεθόδου αυτής είναι η βελτίωση της πλαστιμότητας της κατασκευής και η μερική αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της.
- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις που οι απαιτούμενες βελτιώσεις της συμπεριφοράς της κατασκευής είναι ιδιαίτερα υψηλές. Με τη μέθοδο αυτή επιτυγχάνεται μεγάλη αύξηση της αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Ενσωμάτωση συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απορρόφησης σεισμικής ενέργειας. Στόχος αυτής της μεθόδου είναι η μείωση της εισαγόμενης σεισμικής έντασης της κατασκευής.

Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά επηρεάζοντας άμεσα παράγοντες όπως, η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση, η διαμόρφωση του φέροντος και του μη φέροντος οργανισμού, η ικανότητα παραμόρφωσης των στοιχείων, και η ενέργεια και ο χαρακτήρας της σεισμικής διέγερσης στην οποία υποβάλλεται η κατασκευή. Ταυτόχρονα, θα πρέπει να έχουμε υπόψη μας ότι είναι δυνατόν να εφαρμοστεί συνδυασμός επιμέρους μεθόδων επέμβασης. Ο συνδυασμός επιμέρους μεθόδων ίσως να είναι αυτός που επιτυγχάνει τη βέλτιστη λύση.

2.4 Επιλογή συστήματος επεμβάσεων

Με βάση τα συμπεράσματα από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση και την έκταση των βλαβών ή φθορών (όταν υπάρχουν), 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 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 (δηλ. 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.
- 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.

- 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.
- 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, μπορούμε να ταξινομήσουμε τις μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ως εξής:

1. 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.
2. Αν ο στόχος είναι η αύξηση της πλαστιμότητας, τότε η μέθοδος που ενδείκνυται είναι η κατασκευή μανδυνών σε ένα πλήθος επιλεγμένων υποστυλωμάτων, καθώς και η χρήση σύνθετων υλικών .
3. 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.

2.5 Συντελεστές μονολιθικότητας

Οι συντελεστές μονολιθικότητας είναι διορθωτικοί συντελεστές που περιγράφουν την αβεβαιότητα στην προσομοίωση των επισκευαζόμενων/ ενισχυόμενων διατομών. Συνδέουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά αποκρίσεως μιας ενισχυμένης διατομής, με τα αντίστοιχα μιας «ίδιας» μονολιθικής διατομής και παίρνουν τιμές μικρότερες της μονάδας.

Διακρίνονται σε συντελεστές μονολιθικότητας ακαμψίας ($\gamma_{n,k}$) και συντελεστές μονολιθικότητας αντοχών ($\gamma_{n,v}$, $\gamma_{n,M}$).

Συντελεστές μονολιθικότητας ακαμψίας

Αφορούν την απομείωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών (A_x , A_y , A_z , I_x , I_y , I_z) της σύνθετης (ενισχυμένης) διατομής, ως προς την πλήρη μονολιθική διατομή.

$\gamma = \text{Αδρανειακά χαρακτηριστικά επισκευασμένης διατομής} / \text{Αδρανειακά χαρακτηριστικά μονολιθικής διατομής} \leq 1$

Μικρότεροι συντελεστές μονολιθικότητας $\gamma_{n,k}$ συνεπάγονται μείωση των εντατικών μεγεθών που αναλαμβάνουν τα επισκευασμένα στοιχεία ενώ παράλληλα αυξάνουν τα εντατικά μεγέθη που καλούνται να αναλάβουν τα υπόλοιπα.

Συντελεστές μονολιθικότητας αντοχών

Αφορούν την απομείωση των αντοχών της σύνθετης (ενισχυμένης) διατομής, ως προς την πλήρη μονολιθική διατομή.

$\gamma_{n,M,K} = \text{Αντοχή επισκευασμένης διατομής} / \text{Αντοχή μονολιθικής διατομής} \leq 1$

εφαρμόζονται κατά τη διαστασιολόγηση του ενισχυμένου μέλους, απομειώνοντας τις αντοχές, ώστε να πληρούται η βασική ανίσωση ασφαλείας

$$S_d \leq R_d \cdot \gamma_{n,M,V}$$

Μικρότεροι συντελεστές μονολιθικότητας αντοχών αυξάνουν τους απαιτούμενους οπλισμούς μιας διατομής.

Οι τιμές τους εξαρτώνται αποκλειστικά από την ακολουθούμενη τεχνική ενίσχυσης (ενέσεις, ανακατασκευή, περίσφιγξη, μανδύες). Μια συνοπτική παρουσίαση τέτοιων τιμών δίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Μέλος	Τεχνική Ενίσχυσης	γ _{n,κ} (ακαμψίες)		γ _{n,μ} (ροπές)		γ _{n,ν} (τέμνουσες)	
Υποστώλωμα	Ρητίνες	0.80	0.85	1.00	1.00	1.00	1.00
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Μανδύες	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
		0.90	0.80	0.90	0.80	0.90	0.80
Δοκός	Ρητίνες	0.80	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Μανδύες	0.65	0.75	0.80	0.85	0.80	0.85
		0.70	0.70	0.80	0.80	0.80	0.80
Τοίχωμα	Ρητίνες	1.00	0.85	1.00	1.00	1.00	1.00
	Μανδύες	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
		0.90	0.80	0.90	0.80	0.90	0.80
Υπόμνημα		α	β	α	β	α	β
		γ	δ	γ	δ	γ	δ

α: Πενέλης-Κάππος 1990

β: Penelis-Kerros 1997

γ: Τάσιος-Χρονόπουλος ΕΜΠ 1990 (ελαφρές βλάβες)

δ: Τάσιος-Χρονόπουλος ΕΜΠ 1990 (βαρείες βλάβες)

Πίνακας 2.8: Τιμές συντελεστών μονολιθικότητας

2.6 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.

Κεφάλαιο 3: Μέθοδοι Ενίσχυσης – Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος

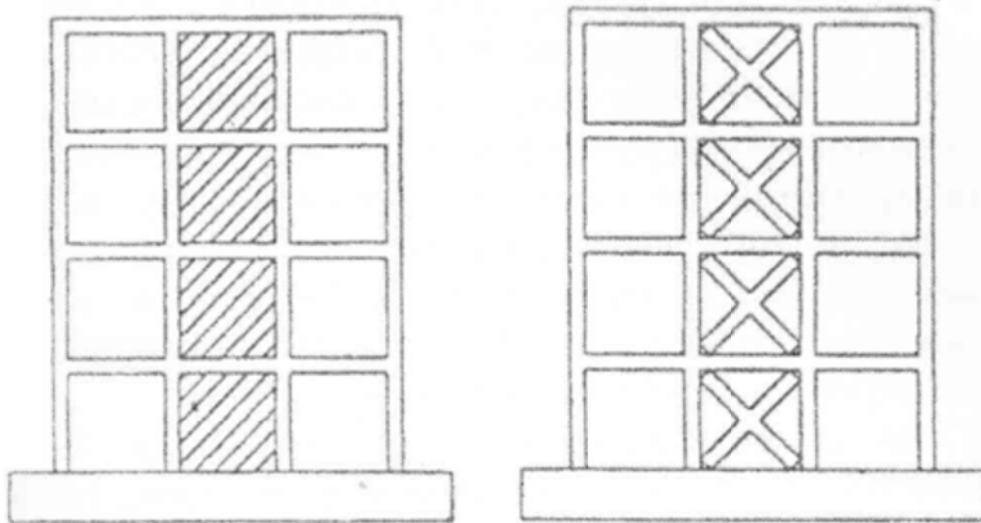
3.1 Γενικά

Μέθοδοι ενίσχυσης είναι οι διαδικασίες που χρησιμοποιούνται για την επίτευξη της στρατηγικής επέμβασης που έχει επιλεγεί. Η επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου επέμβασης είναι μια δύσκολη διαδικασία για το Μηχανικό, ο οποίος θα πρέπει να λάβει υπόψη του πλήθος παραγόντων για να καταλήξει στη βέλτιστη λύση. Αυτοί οι παράγοντες είναι η μορφή του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, οι τοπικές συνθήκες του έργου, η απαιτούμενη στάθμη επιτελεσματικότητας, οι χρονικοί και οικονομικοί περιορισμοί, οι περιορισμοί ως προς τη λειτουργικότητα της κατασκευής, οι νομικοί, πολεοδομικοί, και άλλοι περιορισμοί, το κόστος και η διάρκεια της επέμβασης, το μέγεθος της όχλησης των ενοίκων, και η διαθεσιμότητα κατάλληλου εξειδικευμένου προσωπικού.

Οι μέθοδοι αυτές είναι οι εξής:

- Κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής.
- Κατασκευή δικτυωτών συστημάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής.
- Χρήση σύνθετων υλικών.
- Κατασκευή πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής.
- Κατασκευή μανδύων σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.
- Προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή.

Ενσωμάτωση στην κατασκευή συστημάτων απορρόφησης ενέργειας, ιξώδους ή υστερητικής συμπεριφοράς.



Εικόνα 3.1: Τοιχώματα εντός πλαισίων και δικτυωτά συστήματα



Εικόνα 3.2: Μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος και σύνθετων υλικών

Ο σημαντικότερος παράγοντας για την επιλογή της καταλληλότερης μεθόδου ενίσχυσης είναι η επίτευξη του στόχου που έχει τεθεί από την επιλεγμένη στρατηγική επέμβασης. Έτσι θα μπορούσαμε να πούμε ότι:

1. Αν η επιλεγμένη στρατηγική επέμβασης είναι η αύξηση της δυσκαμψίας ή της αντοχής της κατασκευής, τότε η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης είναι η κατασκευή τοιχωμάτων εντός των πλαισίων του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, ακολουθεί η μέθοδος της κατασκευής δικτυωτών συστημάτων, και στη συνέχεια έπεται η μέθοδος της κατασκευής πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής, και η μέθοδος της χρήσης σύνθετων υλικών.

2. Αν η επιλεγμένη στρατηγική επέμβασης είναι η αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής, τότε η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης είναι η κατασκευή μανδυνών σε κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής, έπεται η μέθοδος των σύνθετων υλικών, ενώ ακολουθεί η μέθοδος της κατασκευής πλευρικών τοιχωμάτων σε συνέχεια και σύνδεση με υπάρχοντα υποστυλώματα της κατασκευής.
3. Αν η επιλεγμένη στρατηγική επέμβασης είναι η ταυτόχρονη αύξηση αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας της κατασκευής, τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιαδήποτε από τις μεθόδους ενίσχυσης. Ειδικότερα όμως στην περίπτωση που απαιτείται ταυτόχρονη και μεγάλη βελτίωση όλων αυτών των τριών χαρακτηριστικών, τότε η καταλληλότερη μέθοδος ενίσχυσης είναι η προσθήκη νέων κατακόρυφων στοιχείων στην κατασκευή.

Πρέπει να επισημάνουμε το ότι σε πολλές περιπτώσεις είναι σκόπιμο να χρησιμοποιηθούν περισσότερες της μίας μέθοδοι ενίσχυσης προκειμένου να προκύψει το επιθυμητό αποτέλεσμα.

Σε όλες τις παραπάνω μεθόδους ενίσχυσης προβλέπεται η προσθήκη νέων στοιχείων που προσαρμόζονται πάνω στην υφιστάμενη κατασκευή. Αποτέλεσμα αυτού είναι ότι απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στις θέσεις όπου τα παλιά με τα νέα υλικά αλληλεπιδρούν. Πρέπει οι συνδέσεις στις θέσεις αυτές να έχουν την ικανότητα να φέρουν τις δυνάμεις μεταξύ παλαιών και νέων υλικών.

Για κάθε μέθοδο επέμβασης υπάρχουν δύο προσεγγίσεις ως προς την εφαρμογή της. Η πρώτη είναι η ενεργητική εφαρμογή, το οποίο σημαίνει ότι τα υποστυλώματα αναβαθμίζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε τα νέα να μπορούν να παραλάβουν τόσο τα μελλοντικά (όπως κινητά, επικαλύψεις, σεισμικά κ.λπ.) όσο και τα παρόντα (μόνιμα) φορτία. Η δεύτερη είναι η παθητική εφαρμογή, το οποίο σημαίνει ότι τα υποστυλώματα αναβαθμίζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε τα νέα υλικά να μπορούν να παραλάβουν αποκλειστικά μελλοντικά φορτία.

Τέλος θα πρέπει να επισημάνουμε ιδιαίτερα ότι οι παραπάνω επεμβάσεις, ανάλογα και με το πόσο εκτεταμένες είναι, μπορούν να αλλάξουν ριζικά το αρχικό στατικό σύστημα της κατασκευής. Αποτέλεσμα αυτού θα είναι να απαιτούνται και επιπλέον επεμβάσεις σε πολλές περιοχές της κατασκευής, όπως στη θεμελίωση. Για αυτό το λόγο θα πρέπει να χρησιμοποιούνται με σύνεση και μετά από ιδιαίτερα προσεκτική μελέτη.

3.2 Μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

3.2.1 Γενικά

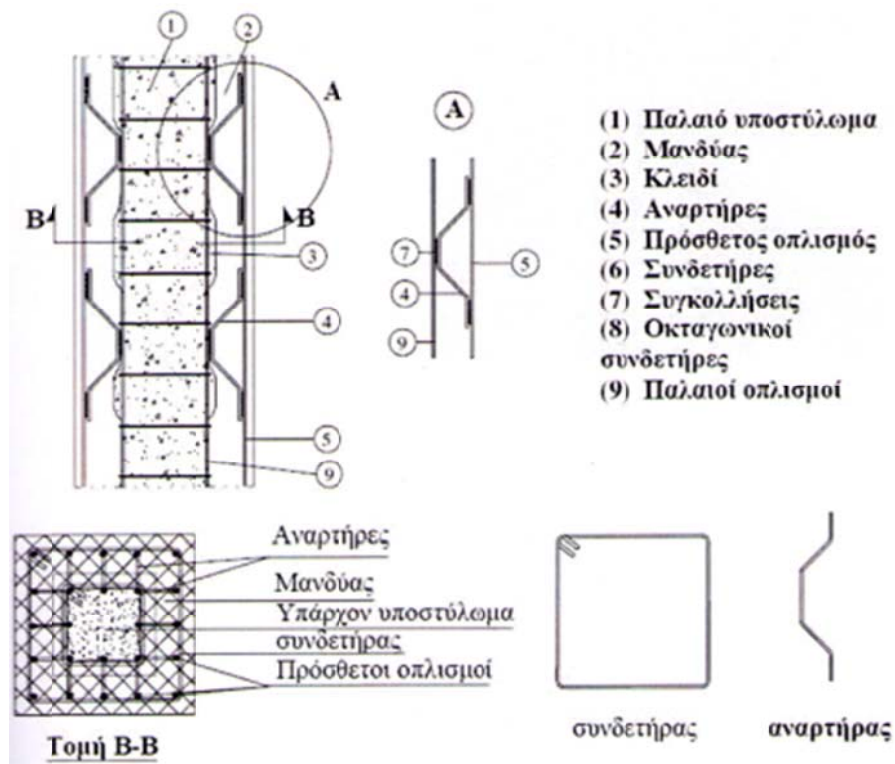
Τα στοιχεία μιας κατασκευής στα οποία επικεντρώνονται οι επεμβάσεις είναι τα υποστυλώματα, και αυτό γιατί αυτά είναι που παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία, εμφανίζουν το μεγαλύτερο ποσοστό των βλαβών και έχουν τις μεγαλύτερες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Η κατασκευή μανδύων σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος 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 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. Οι βλάβες των δοκών σε περίπτωση σεισμικών καταπονήσεων κατά κανόνα επικεντρώνονται στην περιοχή του κόμβου δοκού – υποστυλώματος. Η επισκευή και 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 αυτή 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
- Αυξάνει το βαθμό πυροπροστασίας



Εικόνα 3.3: Λεπτομέρειες μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος



Εικόνα 3.4: Μανδύας στην περιοχή κόμβου δοκού – υποστυλώματος



Εικόνα 3.5: Ανοικτός μανδύα στην περιοχή αντισεισμικού αρμού

3.2.2 Είδη μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος

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

1. Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα

Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται για μανδύες των οποίων το πάχος υπερβαίνει τα 8 εκατοστά ($d \geq 8\text{cm}$), 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 πρόσμικτων που παρεμποδίζουν τη συστολή ξήρανσης. Μειονέκτημα της συγκεκριμένης τεχνικής αποτελεί η δυσκολία σκυροδέτησης ιδιαίτερα στην κορυφή του υποστυλώματος

2. Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, ξηράς ανάμιξης, χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα είναι μικρότερο από 10 εκατοστά ($d \leq 10\text{cm}$), 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.

3. 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 εκατοστά. Πρόκειται για μία τεχνική που θα μπορούσε να είναι ιδιαίτερα επιτυχημένη, αλλά η εφαρμογή της είναι περιορισμένη λόγω έλλειψης εμπειρίας και υψηλού κόστους.

4. Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα

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

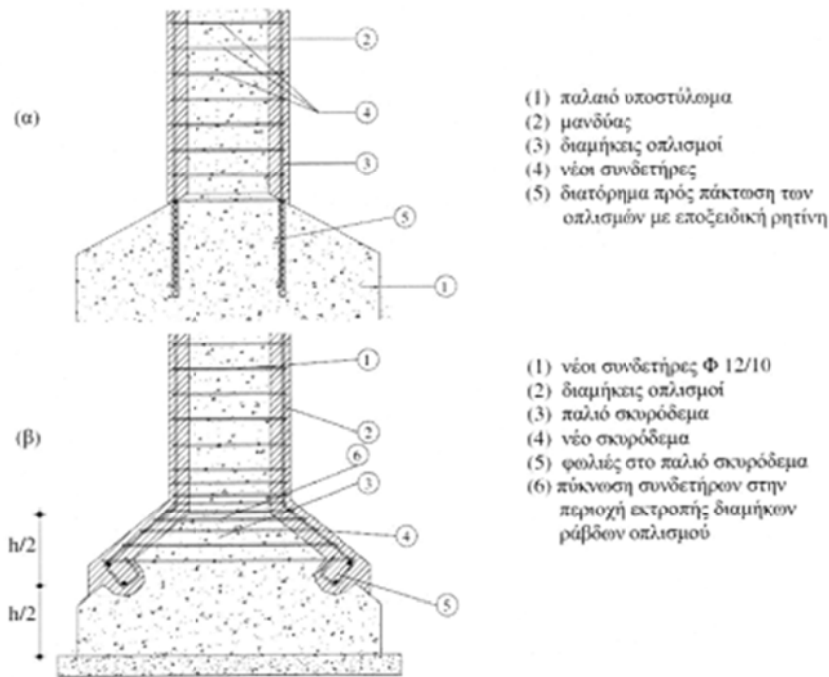
3.2.3 Διαδικασία κατασκευής μανδύων

Η συνήθης διαδικασία που ακολουθείται για την κατασκευή των μανδύων υποστυλωμάτων είναι η παρακάτω:

- Αποφόρτιση και υποστύλωση δοκών και πλακών που συντρέχουν στο προς ενίσχυση υποστύλωμα.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος του υποστυλώματος.
- Αποκάλυψη, έλεγχος και επισκευή ή αντικατάσταση υφιστάμενου διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού.
- Διάνοιξη και προετοιμασία οπών στις θέσεις αγκύρωσης νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα. Οι πρόσθετοι διαμήκεις οπλισμοί αγκυρώνονται στις εκατέρωθεν δοκούς και πλάκες.
- Εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος σε βάθος 6mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.

- Καθαρισμός της εκτραχυμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση και του εσωτερικού των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα.
- Αγκύρωση μηχανικών ή χημικών βλήτρων (εάν προβλέπονται).
- Τοποθέτηση και ηλεκτροσυγκόλληση των χαλύβδινων παρεμβλημάτων σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήσεις), εάν προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.
- Τελικός καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Διαβροχή παλαιού σκυροδέματος, τουλάχιστον 6 ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου, και διαβροχή ξυλότυπου και αδρανών εάν πρόκειται για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.
- Διάστρωση σκυροδέματος για τη δημιουργία μανδύα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται εάν χρησιμοποιηθεί εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λόγω μεγαλύτερης συστολής ξήρανσης.

Οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού αγκυρώνονται με χημική πάκτωση (χρήση κόλλας). 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 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 πέδιλου σε μήκος τουλάχιστον ίσο προς το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σε αυτή την περιοχή της τάξεως $\varnothing 12/100$ mm, και απόληξη του μανδύα σε μία περιμετρική «φωλιά» που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο. Εάν ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα είναι αρκετός (π.χ. περισσότερος από 4 ράβδους) είναι 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.



Εικόνα 3.6: Λεπτομέρεια απόληξης μανδύα στα στοιχεία θεμελίωσης

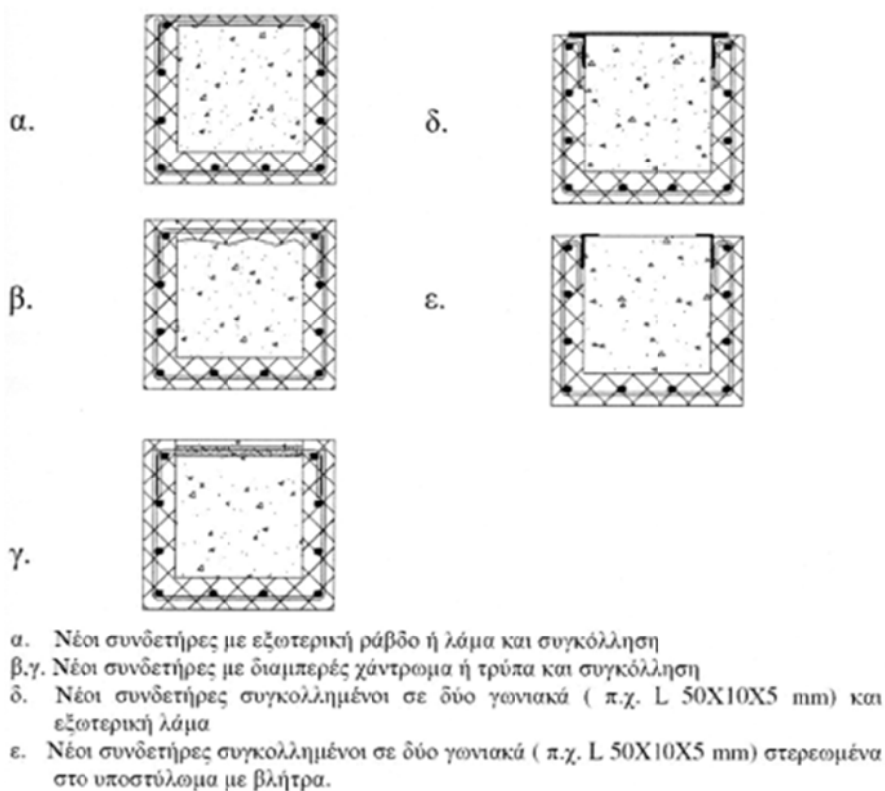
Στις περιπτώσεις που η ενίσχυση του υποστύλωματος στοχεύει στην αύξηση της διατμητικής αντοχής ή της πλαστιμότητάς του, χωρίς αύξηση της καμπτικής αντοχής του (όπως π.χ. στην περίπτωση που επιδιώκεται επέμβαση με σκοπό να προηγείται η όλκιμη καμπτική αστοχία από τη διατμητική), είναι σκόπιμο να εξετάζεται η περίπτωση κατασκευής μανδύα χωρίς σύνδεση με τις δοκούς των ορόφων. Τότε ο μανδύας τερματίζεται 30-50 mm χαμηλότερα από τη στάθμη του πυθμένα των δοκών.

3.2.4 Ανοικτοί μανδύες

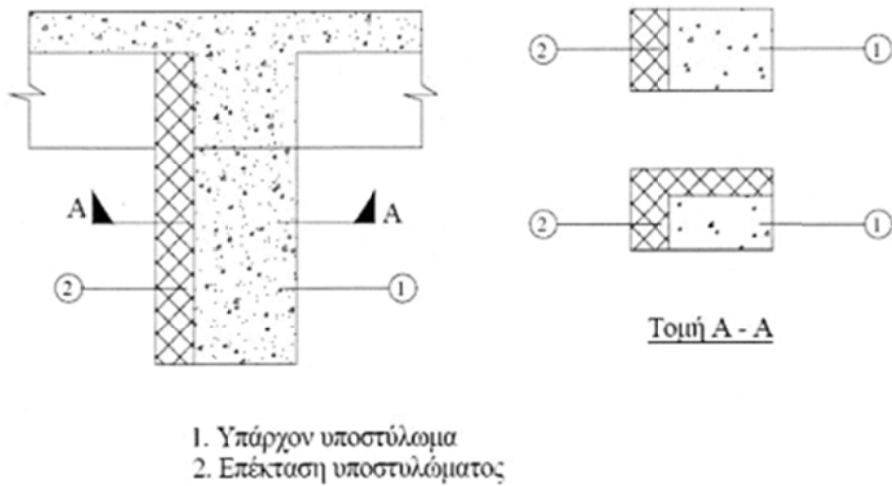
Ανοικτοί ονομάζονται οι μανδύες στις περιπτώσεις που δεν είναι δυνατό να περιβάλλουν ολόκληρη τη διατομή. Αυτό μπορεί να συμβαίνει σε περιπτώσεις που το ενισχυόμενο υποστύλωμα βρίσκεται στα όρια με άλλη οικοδομή ή υπάρχουν κάποιες διατάξεις όπως μεσοτοιχίες ή αρμοί. Ιδιαίτερη προσοχή στους ανοικτούς 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.

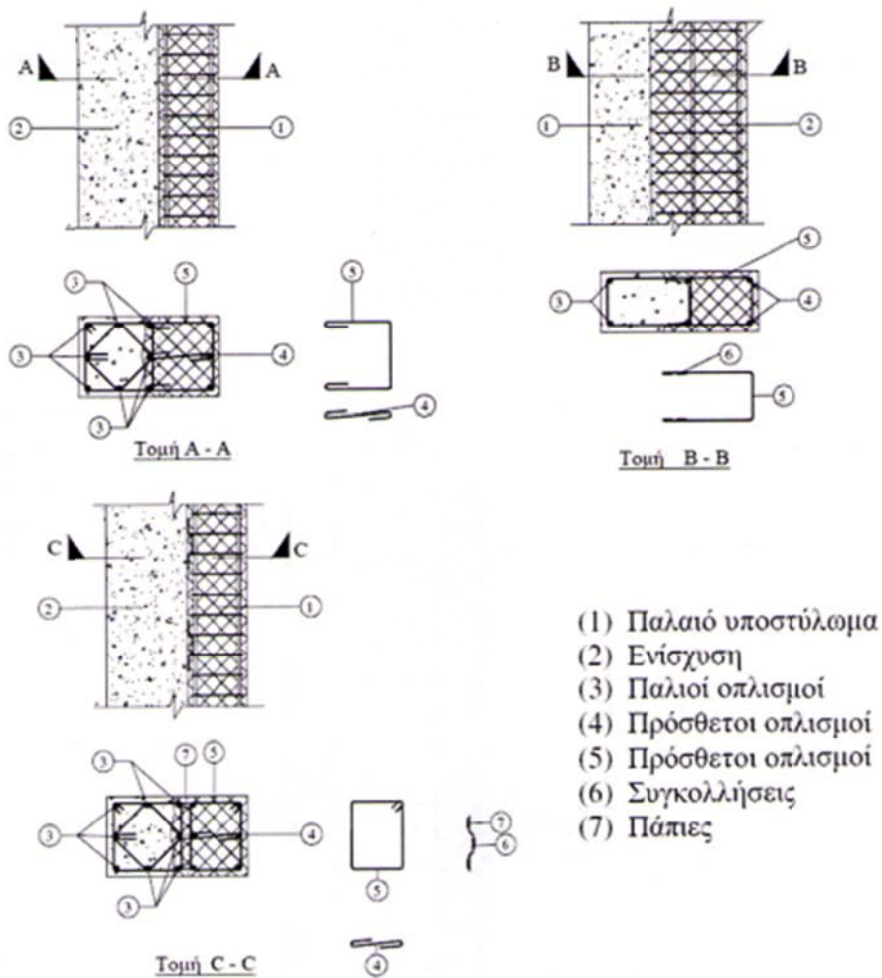
Δηλαδή: $M_R' \leq 2 \cdot M_R$, $V_R' \leq V_R$



Εικόνα 3.7: Περιπτώσεις ανοικτών μανδυών



Εικόνα 3.8: Περίπτωση μονόπλευρης ή δίπλευρης επέκτασης υποστυλώματος



Εικόνα 3.9: Λεπτομέρειες μονόπλευρης επέκτασης υποστυλώματος

3.2.5 Έλεγχος διεπιφάνειας – Διαστασιολόγηση επεμβάσεων

Σε όλες τις περιπτώσεις επεμβάσεων σε υφιστάμενα στοιχεία το καθοριστικό στοιχείο για την τελική συμπεριφορά του ενισχυμένου μέλους είναι η απόκριση της διεπιφάνειας μεταξύ των παλαιών και των νέων υλικών. Έλεγχοι διεπιφανειών πρέπει να γίνονται και στις τέσσερις πλευρές του υποστυλώματος που έρχεται σε επαφή με το μανδύα και ανεξάρτητα στην κάθε μία. Θα πρέπει να διασφαλίζεται ότι η διατμητική αντοχή στη διεπιφάνεια είναι μεγαλύτερη από τη διατμητική ένταση.

Ωστόσο ο υπολογισμός της σχετικής ολίσθησης μεταξύ των δύο επιφανειών είναι μία ιδιαίτερα πολύπλοκη διαδικασία, για αυτό το λόγο και στα οικοδομικά έργα χρησιμοποιείται η απλούστερη προσεγγιστική μέθοδος των συντελεστών μονολιθικότητας. Οι συντελεστές μονολιθικότητας είναι διορθωτικοί συντελεστές που εκφράζουν την αβεβαιότητα στην προσομοίωση των διατομών που υφίστανται την επέμβαση και συσχετίζουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά απόκρισης της επισκευασμένης ή ενισχυμένης διατομής με τα αντίστοιχα μιας μονολιθικής διατομής.

Οι τιμές των συντελεστών μονολιθικότητας προκύπτουν μέσα από πειραματικά δεδομένα σε υποστυλώματα που έχουν ενισχυθεί. Αποτέλεσμα αυτών των πειραμάτων ήταν ότι η αντοχή και η δυσκαμψία υποστυλώματος ενισχυμένου με μανδύα είναι σχεδόν ίδιες με αυτές της αντίστοιχης μονολιθικής διατομής, πράγμα που σημαίνει ότι οι συντελεστές μονολιθικότητας τείνουν στη μονάδα. Ωστόσο λόγω αβεβαιοτήτων ως προς την ποιότητα κατασκευής του μανδύα και το βαθμό συνεργασίας παλαιού και νέου σκυροδέματος συνιστάται οι συντελεστές μονολιθικότητας να λαμβάνουν τιμές:

Συντελεστής μονολιθικότητας δυσκαμψίας: $k_k = 0.70 - 1.00$

Συντελεστής μονολιθικότητας αντοχής: $k_r = 0.80 - 1.00$

Προϋποθέσεις για την εφαρμογή των παραπάνω συντελεστών μονολιθικότητας αποτελούν τα εξής:

1. Να έχει αποκατασταθεί η συνέχεια του υποστυλώματος στην περιοχή της βλάβης με συγκόλληση νέων οπλισμών, πριν την κατασκευή του μανδύα.
2. Οι διαμήκεις ράβδοι του μανδύα να είναι καλά αγκυρωμένες στον υπάρχοντα φορέα.
3. Το εμβαδόν της διατομής του μανδύα να είναι μικρότερο του διπλάσιου του εμβαδού της διατομής του υπάρχοντος υποστυλώματος.

Σε κάθε περίπτωση η διαστασιολόγηση του μανδύα μπορεί να γίνεται με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από δύο αναλύσεις. Στην πρώτη ανάλυση λαμβάνεται υπόψη μόνο η διατομή του μανδύα και αγνοείται πλήρως το υπάρχον στοιχείο είτε η δυσκαμψία των ενισχυμένων στοιχείων εκτιμάται με χρήση $k_r = 0.70$, ενώ στη δεύτερη ανάλυση θεωρείται πλήρως μονολιθική σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου οπότε λαμβάνεται $k_k = 1.00$.

3.2.6 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 75 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 υποστυλώματος.

3.2.7 Μεταφορά δυνάμεων

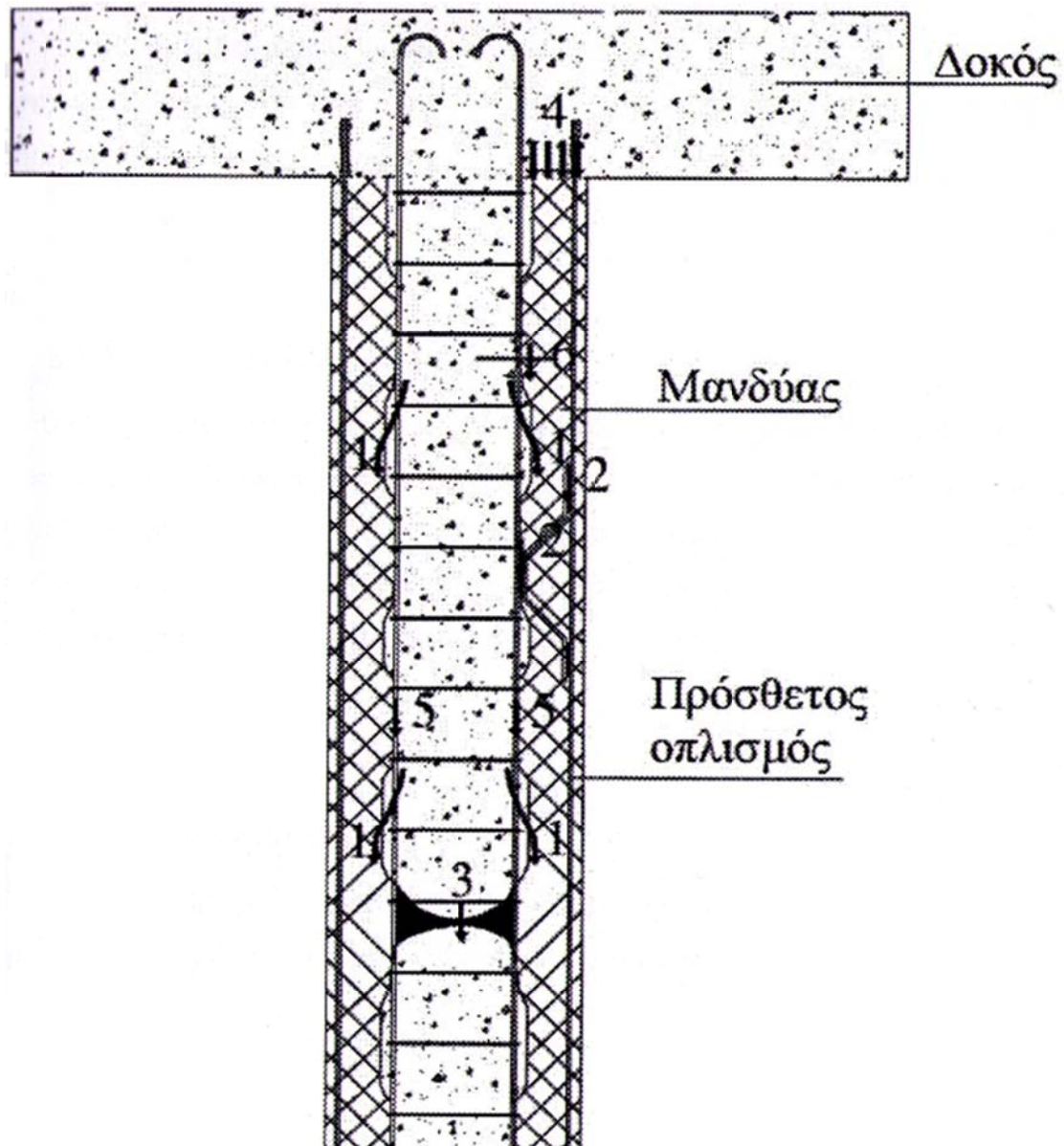
3.2.7.1 Γενικά

Σε κάθε περίπτωση που επιθυμούμε να εφαρμόσουμε τη μέθοδο κατασκευής μανδύα από οπλισμένο σκυρόδεμα για την ενίσχυση υφιστάμενου υποστυλώματος προκύπτει το πρόβλημα του προσδιορισμού των δυνάμεων που μεταφέρονται στο μανδύα του υποστυλώματος είτε κατά την απομάκρυνση της υποστυλώσεως των δοκών και των πλακών που συντρέχουν στο υποστυλώμα, είτε κατά την παραλαβή από το υποστυλώμα των επιπλέον φορτίων που αναμένεται να παραλάβει. Για τον υπολογισμό των δυνάμεων αυτών έχει προταθεί ένα μαθηματικό προσομοίωμα από όπου μπορούν να υπολογισθούν οι δυνάμεις και οι σχετικές ολισθήσεις στη διεπιφάνεια μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος. Βέβαια θα πρέπει να πούμε ότι οι όποιες σχέσεις υπάρχουν περιέχουν σημαντική

αβεβαιότητα και έχουν περιορισμένο πεδίο εφαρμογής, γι' αυτό και μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο για προσεγγιστική εκτίμηση των μεγεθών αυτών. Το ίδιο συμβαίνει και με τις σχετικές κατασκευαστικές διατάξεις που έχουν προκύψει εμπειρικά και θεωρούνται προσωρινές οδηγίες.

Με βάση αυτό το προσομοίωμα υπάρχουν έξι τρόποι μεταφοράς δυνάμεων μεταξύ υφιστάμενου υποστυλώματος και μανδύα, και είναι οι εξής:

1. Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού τριβής.
2. Μεταφορά δυνάμεων μέσω συγκολλημένων οπλισμών.
3. Μεταφορά δυνάμεων μέσω της περιοχής βλάβης μετά από αποκατάσταση της συνέχειας.
4. Μεταφορά δυνάμεων από τον υπερκείμενο όροφο απευθείας στο μανδύα.
5. Μεταφορά δυνάμεων μέσω των παλαιών οπλισμών.
6. Μεταφορά δυνάμεων μέσω του μηχανισμού δράσης βλήτρου.

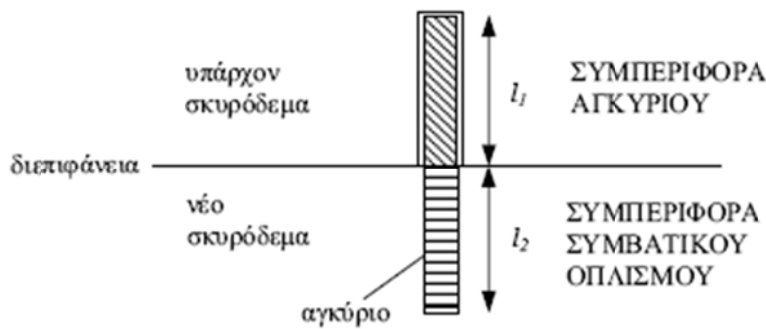


Εικόνα 3.10: Τρόποι μεταφοράς δυνάμεων

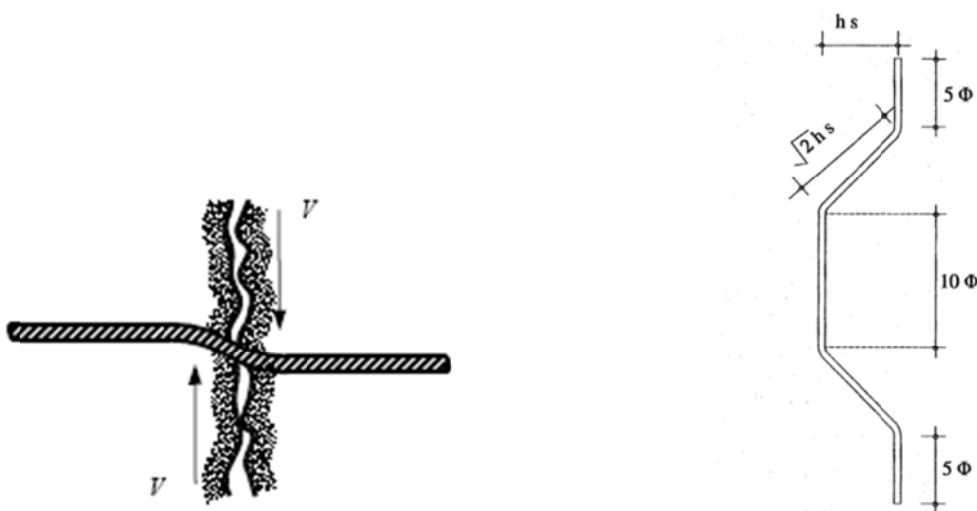
3.2.7.2 Μεταλλικοί σύνδεσμοι

Κατά την κατασκευή μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος προσπαθούμε να επιτύχουμε τη μεταφορά των δυνάμεων ανάμεσα στο υφιστάμενο υποσύλωμα και στο μανδύα. Αυτός ο στόχος επιτυγχάνεται με τη σωστή σύνδεση των παλαιών με τα νέα στοιχεία. Τα μέσα για την επίτευξη αυτού του σκοπού είναι μεταλλικά στοιχεία τα οποία τοποθετούνται κάθετα στη διεπιφάνεια των δύο υλικών.

Ανάλογα με το είδος των δυνάμεων που καλούνται να παραλάβουν, αυτοί οι μεταλλικοί σύνδεσμοι διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες. Αν υπόκεινται σε διατμητική καταπόνηση σε διεύθυνση εγκάρσια στον άξονά τους ονομάζονται βλήτρα. Αν καταπονούνται σε αξονικό φορτίο ονομάζονται αγκύρια. Ενώ την Τρίτη κατηγορία αποτελούν οι αναρτήρες, οι οποίοι είναι ειδική κατηγορία ηλεκτροσυγκολλημένων συνδέσμων που χρησιμοποιούνται στην περίπτωση υποστυλωμάτων ενισχυμένων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος για τη μεταφορά φορτίου από τους παλαιούς διαμήκεις οπλισμούς του υποστυλώματος προς τους νέους κατακόρυφους οπλισμούς του μανδύα.



Εικόνα 3.11: Μηχανική συμπεριφορά αγκυρίου

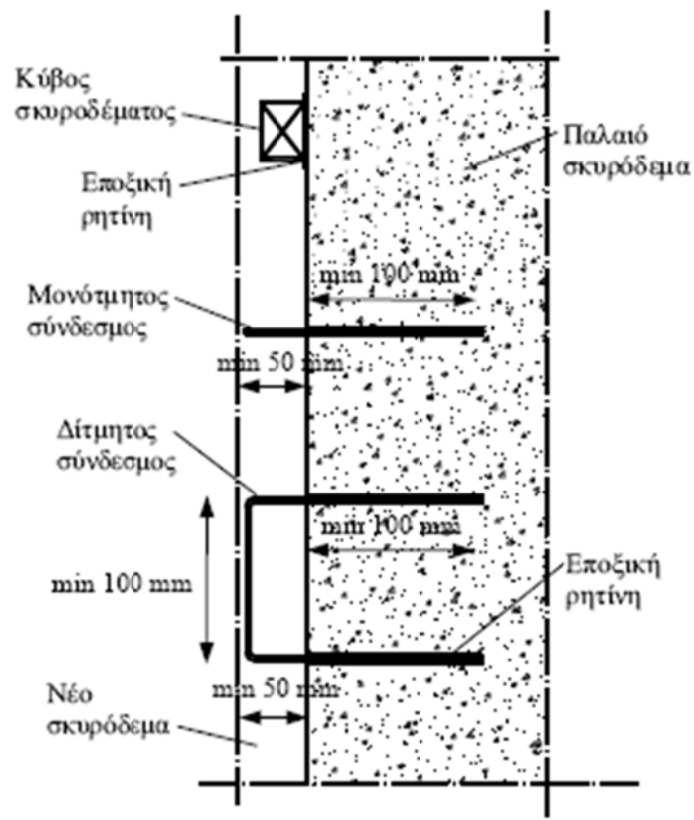


Εικόνα 3.12: Μηχανισμός δράσης βλήτρου και αναρτήρας

Οι μεταλλικοί σύνδεσμοι αγκυρώνονται σε οπές που διανοίγονται στα υφιστάμενα στοιχεία σκυροδέματος με εποξεική κόλλα ή ειδικό κονίαμα. Το πόσο καλή είναι η αγκύρωση στο υπάρχον στοιχείο καθορίζει και τη συμπεριφορά του μεταλλικού συνδέσμου.

Τα βήματα για τη σωστή τοποθέτηση βλήτρων και αγκυρίων είναι τα εξής:

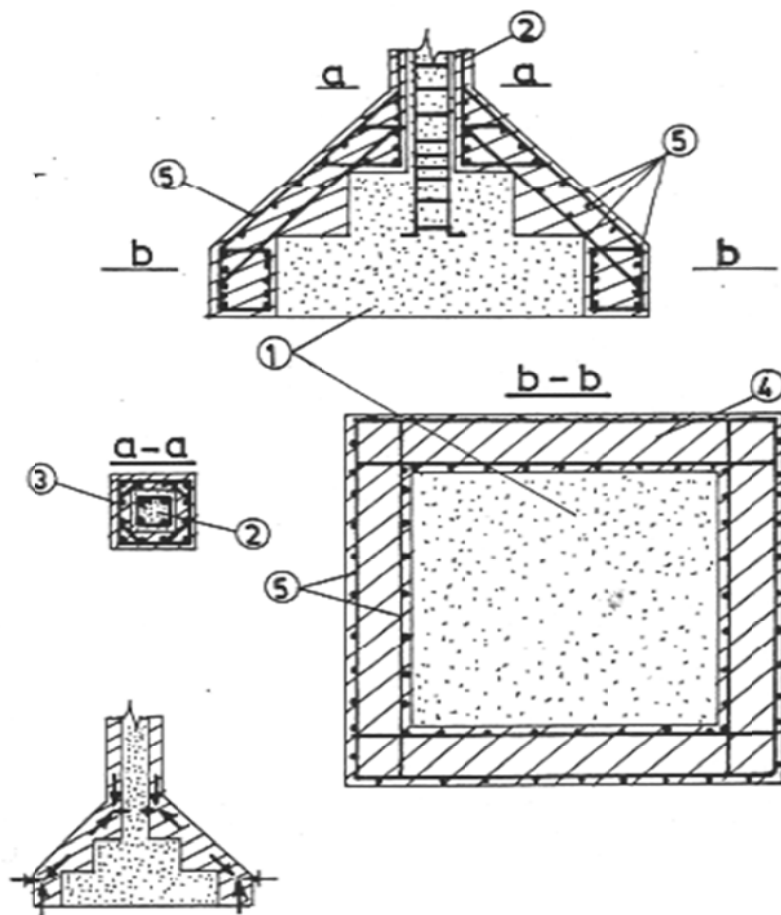
1. Διάνοιξη τρύπας με τρυπάνι στην οπή εντός της οποίας θα τοποθετηθεί ο σύνδεσμος. Αν η αγκύρωση γίνεται χημικά με χρήση εποξεικής κόλλας, τότε η διάμετρος της οπής πρέπει να είναι 2 – 6 mm μεγαλύτερη από τη διάμετρο του συνδέσμου.
2. Καθαρισμός του εσωτερικού της οπής με αναρρόφηση της σκόνης και των θραυσμάτων σκυροδέματος από το εσωτερικό της, καθώς έτσι επιτυγχάνεται καλύτερη αγκύρωση του συνδέσμου στο σκυρόδεμα. Βελτιστοποίηση της αγκύρωσης επιτυγχάνεται όταν τα τοιχώματα της οπής εκτραχύνονται περαιτέρω με χρήση λεπτής συρματοβουρτσας για επαύξηση της πρόσφυσης του συνδέσμου στο σκυρόδεμα.
3. Τοποθέτηση συνδέσμου εντός της οπής και μηχανική διόγκωσή του για επίτευξη της αγκύρωσής του, αν χρησιμοποιούμε μηχανικά πακτωμένο σύνδεσμο. Ενώ αν χρησιμοποιούμε χημικά πακτωμένο σύνδεσμο, τοποθέτηση επαρκούς ποσότητας ρητίνης πριν την είσοδο του αγκυρίου, έτσι ώστε να πληρωθεί η οπή.



Εικόνα 3.13: Τύποι διατμητικών συνδέσμων

3.3 Ενισχύσεις θεμελιώσεων

Για την ενίσχυση στοιχείων θεμελίωσης και ειδικότερα τον τρόπο αντιμετώπισης ενός συνήθους προβλήματος που αφορά την ανάγκη αύξησης της επιφάνειας της βάσης των πέδινων ή των πεδιλοδοκών μιας κατασκευής έχει προταθεί μία διάταξη στη βιβλιογραφία όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα.



- (1) Παλιό πέδιλο
- (2) Παλιό υποστύλωμα
- (3) Μανδύας
- (4) Νέο σκυρόδεμα
- (5) Νέος οπλισμός

Εικόνα 3.14: Ενδεικτική ενίσχυση πέδινων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, όταν η ενίσχυση περιλαμβάνει και ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου

Η διάταξη αυτή προτείνεται στην περίπτωση θεμελίωσης με πέδιλα όταν εκτός από την αύξηση της βάσης του πέδλου, η επέμβαση περιλαμβάνει και ενίσχυση του φέροντος κατακόρυφου στοιχείου (υποστυλώματος ή τοιχώματος) με την τεχνική των μανδύων. Όπως φαίνεται στο σχήμα η επέκταση του πέδλου υλοποιείται στη βάση του πέδλου με τη μορφή ενός περιμετρικού δακτυλίου με κλειστούς συνδετήρες που λόγω του μεγάλου μήκους τους κατασκευάζονται με τμήματα υπερκαλυπτόμενα στα άκρα τους. Με τον τρόπο αυτό παραλαμβάνονται οι δυνάμεις εκτροπής που δημιουργούνται για τη μεταφορά των αξονικών δυνάμεων του μανδύα στο έδαφος ή αντιστρόφως των εδαφικών πιέσεων προς το μανδύα.

Εφόσον, όμως, μπορέσουν να εξασφαλιστούν επαρκή μέτρα διατμητικής σύνδεσης (π.χ. βλήτρα) στις διεπιφάνειες παλαιού και νέου πέδιλου, η ανάγκη για παραλαβή των δυνάμεων εκτροπής είναι μειωμένη.

Ανεξάρτητα, όμως, της ύπαρξης ή όχι μανδύα στα κατακόρυφα στοιχεία, το σύνολο της εδαφικής πίεσης που ασκείται στο νέο στοιχείο θεμελίωσης πρέπει να μεταφερθεί στο παλαιό στοιχείο με διατμητικούς συνδέσμους που κατανέμονται ομοιόμορφα στις διεπιφάνειες παλαιού – νέου σκυροδέματος.

Κεφάλαιο 4: Ανελαστική Στατική Ανάλυση

4.1 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».

4.2 Κανονιστικές διατάξεις που διέπουν την Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) στο κεφάλαιο 5.7 ορίζει την στατική ανελαστική ανάλυση, γνωστή ως ανάλυση Pushover, καθώς και τη μεθοδολογία της και τους όρους εφαρμογής της.

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).

4.2.1 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία 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, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

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

Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (*στοχευόμενη μετακίνηση* δ_t) 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.

4.2.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου

Συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ), δεδομένου ότι είναι ευρύτατα διαδεδομένη στους Μηχανικούς η αίσθηση ότι μία υψηλής στάθμης ανάλυση οφείλει να βασίζεται σε αντίστοιχης στάθμης δεδομένα.

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μία 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.

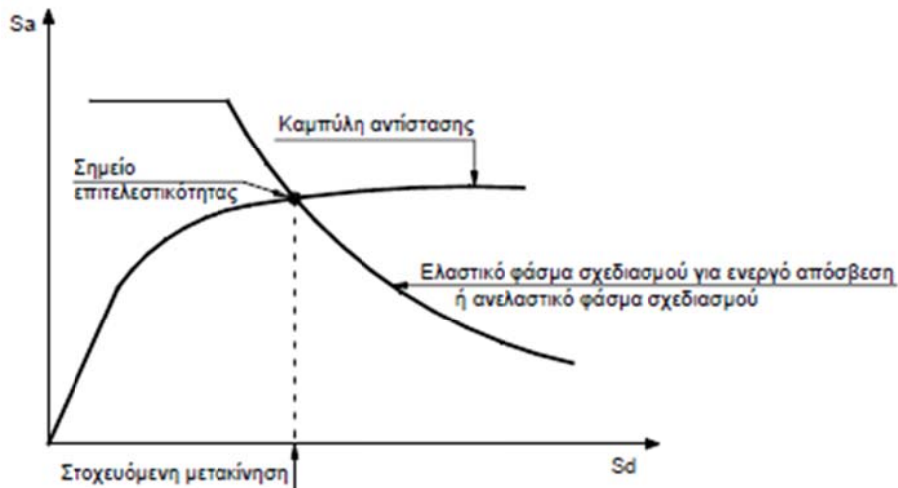
Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.

Τα κτίρια θα πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας του παρόντος Κανονισμού (Κεφ. 9, ΚΑΝ.ΕΠΕ), επιτρέπεται ωστόσο μία αύξηση κατά 33% των τιμών των παραμέτρων (δείκτες πλαστιμότητας m) που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου.

4.3 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_{top} , 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_{top} είναι η μεθοδολογία ATC-40, η μέθοδος N2 και η μέθοδος των συντελεστών.

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 βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (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 πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα. Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν την ελαστική μετακίνηση με την ανελαστική.



Σχήμα 4.1: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

4.3.1 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.

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

$$F_i = V \cdot m_i \cdot \phi_i / (\sum m_j \cdot \phi_j) ,$$

όπου, $V = \sum F_i$ είναι η τέμνουσα βάση. 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: $\phi_{top}=1$

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

$$Q = \Gamma Q^*$$

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:

$$\Gamma = (\sum m_i \phi_i / \sum m_i \phi_i^2)$$

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

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

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 $Q = \Gamma Q^*$ χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου σε φάσμα αντίστασης (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) μορφή. Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S\alpha = V/(\alpha * m_{ολ})$$

$$Sd = \Delta/\Gamma \quad \text{ή} \quad [Sd = \Delta/(\Gamma * \phi_{top}) \text{ εάν } \phi_{top} \neq 1]$$

Όπου:

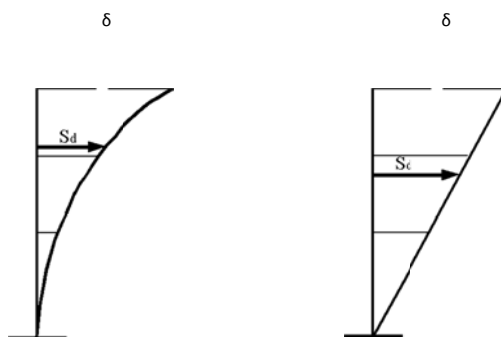
V = τέμνουσα βάσης πολυβάθμιου

m_{ολ} = συνολική μάζα πολυβάθμιου

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

Δ = μετακίνηση κορυφής

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

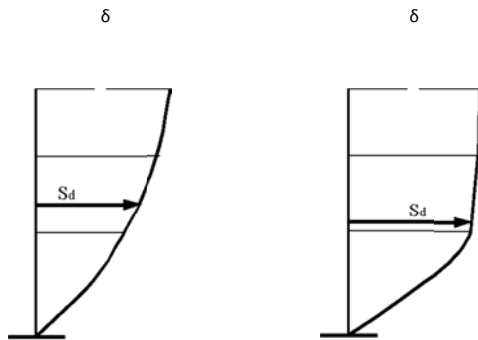


Καμπτική συμπεριφορά

Μικτή συμπεριφορά

Γφ_{top}=1,6 α=0,7

Γφ_{top}=1,4 α=0,8



Διατμητική συμπεριφορά Pilotis

$\Gamma\phi_{top}=1,2$ $\alpha=0,9$

$\Gamma\phi_{top}=1,0$ $\alpha=1,0$

Σχήμα 4.2: Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτιρίων

4.4 Προσομοίωση και ανάλυση

4.4.1 Γενικά

Η καμπύλη αντίστασης, δηλαδή η σχέση ανάμεσα στην τέμνουσα βάσεως και την οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου 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 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 (§5.7.4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ), 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_δ), ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί τελικώς υπόψη για σχετικούς ελέγχους.

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΑΚ (§4.1.2.1). 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.

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.

Στο προσομοίωμα θα συμπεριλαμβάνονται εν γένει τόσο τα πρωτεύοντα, όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία, αλλά και οι τοιχοπληρώσεις.

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.

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.

Στην απλοποιημένη στατική ανελαστική ανάλυση, φέροντα δομικά στοιχεία που δεν πληρούν τους ελέγχους του Κεφ. 9 του παρόντος κανονισμού θα θεωρούνται ως δευτερεύοντα και θα αφαιρούνται από το προσομοίωμα του κτιρίου.

4.4.2 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.

4.4.3 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.

Από κάθε μία από τις ακόλουθες ομάδες κατανομών των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να επιλέγεται η μία από τις δύο απαιτούμενες κατανομές.

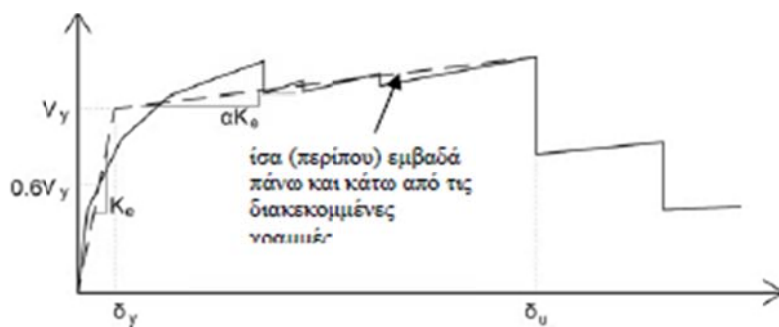
- Ως πρώτη κατανομή («ιδιομορφική») μπορεί να επιλέγεται μία από τις κατωτέρω:
 - Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τη σχέση (3.15) του ΕΑΚ. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75% (στη θεωρούμενη διεύθυνση) και εφόσον χρησιμοποιείται επιπροσθέτως και η «ομοιόμορφη» κατανομή (βλ. κατωτέρω).
 - Κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση. Η χρήση της κατανομής αυτής επιτρέπεται μόνον εφόσον η συμμετοχή της πρώτης ιδιομορφής στη συνολική μάζα του φορέα ξεπερνά το 75%.
 - Κατανομή καθ' ύψος συμβατή με την κατανομή των τεμνουσών ορόφων που υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων από τη φασματική ανάλυση του κτιρίου, χρησιμοποιώντας τον απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών (§3.4.2 ΕΑΚ). Η χρήση της κατανομής αυτής επιβάλλεται όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου ξεπερνά το 1.0 sec.

- Ως δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται μία από τις κατωτέρω:
 - «Ομοιόμορφη» κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια φορτία ανάλογα προς τη μάζα κάθε στάθμης (ορόφου).
 - Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή που μεταβάλλεται σύμφωνα με τον τρόπο παραμόρφωσης του φορέα. Η αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων θα προκύπτει συνεκτιμώντας τις μεταβολές στις ιδιότητες του φορέα (δυσκαμψία, ιδιομορφές) κατά τη μετελαστική φάση της απόκρισης.

4.4.4 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης – μετακίνησης

Η μη-γραμμική σχέση δύναμης - μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (§5.7.3.1^α, ΚΑΝ.ΕΠΕ), θα αντικαθίσταται από μία εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής 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 αK_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 (Σχήμα 4.3).



Σχήμα 4.3: Εξιδανίκευση μιας (σχηματικής) καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μία 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_t , όπως ο συντελεστής C1). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου 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} .

4.4.5 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου

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

$$T_e = T * (K_0/K_e)^{1/2}$$

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.

4.4.6 Ανάλυση του προσομοιώματος

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. Επίσης, η επιρροή της στρέψης θα λαμβάνεται υπόψη. Τέλος, θα γίνεται χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων.

4.5 Προσδιορισμός εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων

4.5.1 Γενικά

Για κτίρια με απαραμόρφωτα διαφράγματα σε κάθε στάθμη ορόφου, η στοχευόμενη μετακίνηση δτ μπορεί να υπολογίζεται σύμφωνα με την §5.7.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που θα περιγραφεί παρακάτω, ή με άλλη αποδεκτή μεθοδολογία που συνεκτιμά την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου.

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.

Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση κατά τη στιγμή που η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ισούται με δτ, θα ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια του Κεφ. 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

4.5.2 Στοχευόμενη μετακίνηση

Η στοχευόμενη μετακίνηση δτ 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 με ιδιοπερίοδο ίση με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου (§5.7.3.5, ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 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 (βλ. και §4.3 και §4.3.1 της παρούσας εργασίας). Προς τούτο αρκεί να λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη:

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

Εφόσον δεν χρησιμοποιείται ακριβέστερη προσέγγιση, η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t επιτρέπεται να υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) \Phi_e$$

όπου Φ_e η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του Παρ. Α του ΕΑΚ) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής 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 ($S_d = [T_e^2 / 4\pi^2] * \Phi_e$), 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.

C_1 : Συντελεστής (≥ 1) που συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση. Επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T \geq T_2$$

$$C_1 = [1.0 + (R-1)T_2 / T] / R \quad \text{για } T < T_2$$

όπου T_2 η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης (βλ. Πίν. 2.4 του ΕΑΚ) 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:

$$R = \frac{\Phi_{\epsilon} / g}{V_y / W} \cdot C_m$$

στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτιρίου. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος V_y/W στην παραπάνω σχέση μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίρια με μικτό σύστημα, και 0,10 για κτίρια με αμιγώς πλαίσιακό 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 παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.1

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T = 0.1s$		$T \geq T_2$	
	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

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 C2 με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

C₃: Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5(\vartheta-0.1)/T$, όπου ϑ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας (§ 4.1.2.2 ΕΑΚ). Στη συνήθη (για κτίρια από Ω.Σ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\vartheta < 0.1$, λαμβάνεται C₃=1.0.

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

4.5.3 Διαφράγματα

Τα διαφράγματα θα ελέγχονται έναντι της συνδυασμένης δράσης των οριζοντίων φορτίων που δημιουργούνται λόγω ασυνεχειών στη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων πάνω και κάτω από το διάφραγμα, και των αδρανειακών δυνάμεων του διαφράγματος.

Κεφάλαιο 5: Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας

5.1 Εισαγωγή

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

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

5.2 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού κατά Κανονισμό Επεμβάσεων

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμούς.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν. 3.1) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

Στον Κανονισμό Επεμβάσεων προβλέπονται στόχοι αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό. Αντίθετα, δεν προβλέπονται στόχοι για τον μη-φέροντα οργανισμό.

Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως, ο όρος «μη-φέρων οργανισμός» αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης.

Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού υφιστάμενων κτιρίων ορίζονται κατά περίπτωση από τη Δημόσια Αρχή. Σε ειδικές περιπτώσεις, η Δημόσια Αρχή μπορεί να ορίζει επιπλέον και στόχους αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του μη-φέροντος οργανισμού. Στην περίπτωση αυτή η ίδια Αρχή ορίζει και τα κριτήρια ελέγχου ικανοποίησης των αντίστοιχων στόχων.

Σε κάθε περίπτωση, ο στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού επιλέγεται από τον κύριο του έργου υπό τον όρο ότι είναι ίσος ή υψηλότερος με τους ως άνω ελάχιστους ανεκτούς στόχους. Κατά τον ορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη (μεταξύ άλλων) τα ακόλουθα κριτήρια:

- Κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαχείρισης εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου).
- Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο.

Ο κύριος του έργου ή η Δημόσια Αρχή ορίζει και τον χρονικό ορίζοντα εντός του οποίου θα εκτελεσθούν οι σχετικές επεμβάσεις, όπου απαιτηθούν.

Γίνεται γενικώς δεκτή μια ονομαστική τεχνική διάρκεια ζωής ίση με το συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών, ανεξαρτήτως της εικαζόμενης κατά περίπτωση «πραγματικής» υπολειπόμενης διάρκειας ζωής του κτίσματος. Εξαίρεση από τον κανόνα αυτό επιτρέπεται μόνον υπό εντελώς ειδικές συνθήκες πλήρως εγγυημένης υπόλοιπης διάρκειας ζωής, κατά την κρίση της Δημόσιας Αρχής, οπότε τροποποιούνται αναλόγως και οι σεισμικές δράσεις.

Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο ΕΑΚ2000 προβλέπει στόχο σχεδιασμού Β1 κατά τον Πίνακα 3.1.

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%.

Η πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 475 ετών.

Πίνακας. 5.1 Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

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

Στην περίπτωση κατά την οποία επιτρέπεται η χρήση καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (α) για το σύνολο του δομήματος, η επιλογή ενός συγκεκριμένου στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού συνεπάγεται τη χρήση κατάλληλα τροποποιημένου δείκτη (οι τιμές του οποίου καθορίζονται στο κεφάλαιο 4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

5.3 Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3

Όπως προαναφέρθηκε, οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μίας 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 επαναφοράς. 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 δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη-φέροντα οργανισμό.

Στον Πίνακα 3.2 φαίνονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επαναφοράς του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι ο συνήθης σχεδιασμός με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (π.χ. ΕΑΚ 2000) αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

Πίνακας 5.2: Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3.

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

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. 3.1, 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 (π.χ. Σ3 κατά ΕΑΚ) και η γραμμή 3-3 σε ένα πολύ ασφαλή (αλλά και πολύ αντικοινομικό) σχεδιασμό που θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε μία κατασκευή πολύ μεγάλης σπουδαιότητας (Σ4 κατά ΕΑΚ). Οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1-3 δεν είναι αποδεκτοί.

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

Σχήμα. 5.1: Καθορισμός στόχων σχεδιασμού.

5.4 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας (π.χ. ATC-40). Οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ορίζονται ως εξής:

A. Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate occupancy)

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Α), 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 α), επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κ.λπ.) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

Στον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η **Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation)**, 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 επαναφοράς 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 3.3 δίνεται μία ενδεικτική περιγραφή των αναμενόμενων βλαβών στα βασικά στοιχεία ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα 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 Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 αναφέρεται ως **Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage)**.

Στον Πίνακα 3.3 δίνεται μία ενδεικτική περιγραφή των αναμενόμενων βλαβών στα βασικά στοιχεία ενός κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα 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. Εξάιρεση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

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

Στον Πίνακα 3.3 δίνεται μία ενδεικτική περιγραφή των αναμενόμενων βλαβών στα βασικά στοιχεία ενός κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα γι' αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας.

Πίνακας 5.3: Ενδεικτική περιγραφή αναμενόμενων βλαβών σε κτίρια από
Ω.Σ. για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (πηγή: ATC-40)

	Άμεση χρήση	Περιορισμός βλαβών	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Υποστυλώματα	Πολύ περιορισμένες καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις χωρίς αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης. Καμία μόνιμη οριζόντια παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Περιορισμένες καμπτικές και διατμητικές ρηγματώσεις χωρίς ή με πολύ μικρή αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης. Καμία μόνιμη οριζόντια παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στο κατώτερο τμήμα του κτιρίου που προκαλούν αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης πάνω και κάτω από τους κόμβους. Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 2.0%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στο κατώτερο τμήμα του κτιρίου που προκαλούν σημαντική αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης πάνω και κάτω από τους κόμβους και αποδιοργάνωση του σκυροδέματος στο εσωτερικό των κόμβων. Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3.5%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές. Η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων διατηρείται σχεδόν σε όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής.

<p>Τοιχώματα</p>	<p>Ασήμαντες διατμητικές ρηγματώσεις στο επίπεδο του τοιχώματος. Καθόλου ή πολύ μικρές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος. Καμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.</p>	<p>Ελάχιστες διατμητικές ρηγματώσεις στο επίπεδο του τοιχώματος. Καθόλου ή πολύ μικρές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος. Καμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.</p>	<p>Εκτεταμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης και διατμητικές και καμπτικές ρηγματώσεις στη βάση του τοιχώματος. Ενδείξεις αστοχιών λόγω διατμητικής ολίσθησης. Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 2.0%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων 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 λυγισμού διαμήκων ράβδων οπλισμού. Ενδείξεις αστοχιών λόγω διατμητικής ολίσθησης στις θέσεις των αρμών σκυροδέτησης και στη βάση του τοιχώματος. Δημιουργούνται μόνιμες οριζόντιες παραμορφώσεις που αντιστοιχούν σε οριζόντια παραμόρφωση ορόφου (interstory drift) 3.5%, που μπορεί να είναι και οριακά μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές. Η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων διατηρείται σχεδόν σε όλα τα τοιχώματα της κατασκευής.</p>
------------------	--	--	--	---

Δοκοί	Πολύ περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους. Πολύ περιορισμένες καμπτικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων. Καμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Περιορισμένες αποκολλήσεις του σκυροδέματος επικάλυψης γύρω από τους κόμβους. Περιορισμένες καμπτικές ρηγματώσεις στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων. Καμία μόνιμη παραμόρφωση. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	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. Επιμήκυνση των συνδετήρων κοντά στους κόμβους. Μόνιμες κατακόρυφες παραμορφώσεις της τάξης του $L/175$. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	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. Μόνιμες κατακόρυφες παραμορφώσεις της τάξης του $L/75$. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.
-------	---	---	--	---

Πλάκες	Πολύ περιορισμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Περιορισμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Διατηρείται η ικανότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων.	Εκτεταμένες ρηγματώσεις κοντά στις στηρίξεις. Αποκολλήσεις τμημάτων σκυροδέματος μεταξύ των οπλισμών. Κατακόρυφες παραμορφώσεις κοντά στις στηρίξεις της τάξης του $d/4$ (d =πάχος πλάκας). Όχι κατάρρευση της πλάκας.
--------	---	--	--	---

Θεμελιώσεις	Καμία ένδειξη διαφορικής καθίζησης μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων.	Καμία ένδειξη διαφορικής καθίζησης μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων.	Διαφορικές καθιζήσεις της τάξης του $L/150$ μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων.	Διαφορικές καθιζήσεις της τάξης του $L/60$ μεταξύ γειτονικών υποστυλωμάτων.
-------------	---	---	--	---

<p>Μη-φέροντα στοιχεία</p>	<p>Δεν υπάρχουν θραύσεις εξωτερικών υαλοπινάκων. Όλες οι πόρτες (εσωτερικές και εξωτερικές) παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες ζημιές σε ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα χωρίς καταπτώσεις. Ελάχιστα έπιπλα ανατρέπονται. Πολύ περιορισμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και επικαλύψεις κλιμάκων. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες βλάβες σε σοφίτες.</p>	<p>Πολύ περιορισμένες θραύσεις εξωτερικών υαλοπινάκων. Όλες οι πόρτες (εσωτερικές και εξωτερικές) παραμένουν σε λειτουργία. Πολύ περιορισμένες ζημιές σε ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα χωρίς καταπτώσεις. Μεμονωμένες ανατροπές επίπλων. Περιορισμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και επικαλύψεις κλιμάκων. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός παραμένουν σε λειτουργία. Περιορισμένες βλάβες σε σοφίτες.</p>	<p>Μερικές θραύσεις υαλοπινάκων. Οι περισσότερες εξωτερικές πόρτες παραμένουν σε λειτουργία, αλλά μερικές εσωτερικές πόρτες μπλοκάρουν. Μερικές ψευδοροφές καταρρέουν και φωτιστικά σώματα καταστρέφονται. Ανατροπές επίπλων. Εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα και ορισμένες ανατροπές. Εκτεταμένες ρηγματώσεις των τοίχων που περικλείουν το κλιμακοστάσιο. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός τίθενται εκτός λειτουργίας. Εκτεταμένες βλάβες σε σοφίτες.</p>	<p>Οι περισσότεροι υαλοπίνακες θραύονται. Οι εξωτερικές και εσωτερικές πόρτες μπλοκάρουν. Οι περισσότερες ψευδοροφές και φωτιστικά σώματα καταρρέουν. Ανατροπές επίπλων. Εκτεταμένες ρηγματώσεις σε εσωτερικά χωρίσματα που ανατρέπονται μερικώς. Εκτεταμένες ρηγματώσεις των τοίχων που περικλείουν το κλιμακοστάσιο. Οι ανελκυστήρες και ο υπόλοιπος μηχανολογικός εξοπλισμός τίθενται εκτός λειτουργίας. Μερική κατάρρευση σε σοφίτες.</p>
----------------------------	--	---	--	---

5.5 Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας 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 Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3, φαίνονται στον Πίνακα 3.4. Ο δείκτης "i" αντιστοιχεί στη συχνότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού. Για παράδειγμα, εάν οι στόχοι σχεδιασμού περιγράφονται όπως στον πίνακα 3.2, 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 (βλ. πίνακα 3.2).

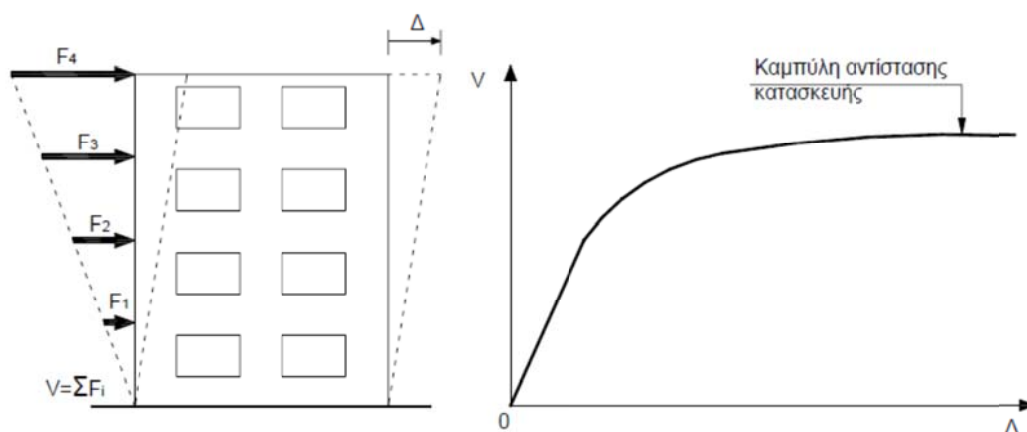
Πίνακας 5.4: Συνδυασμένοι στόχοι σεισμικής ικανότητας

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

5.6 Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

5.6.1 Καμπύλη αντίστασης (Capacity curve)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ. 3.2). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

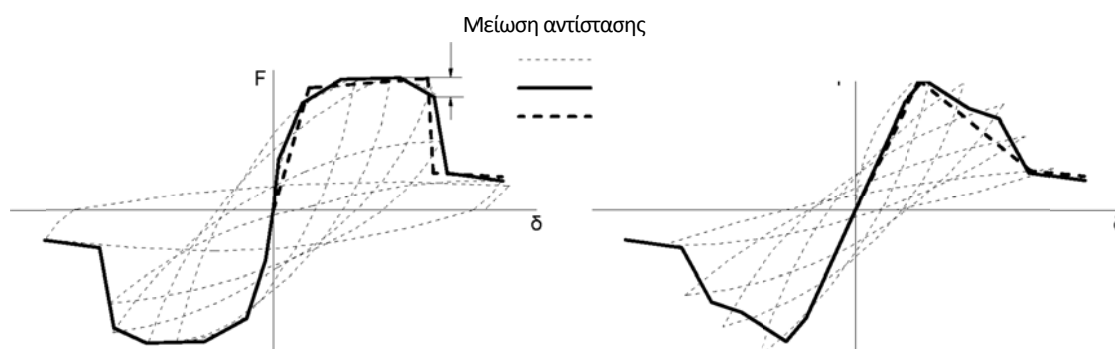


Σχήμα 5.2: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής.

Επειδή στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα 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 άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλ. το σημείο μηδενισμού των ροπών (Σχ. 3.3). 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.

Η κατασκευή των διαγραμμάτων F - δ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη σκελετό της συμπεριφοράς σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχ. 3.4. Στο Σχ. 3.4(α) φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχ. 3.4(β) σε διατμητική καταπόνηση.

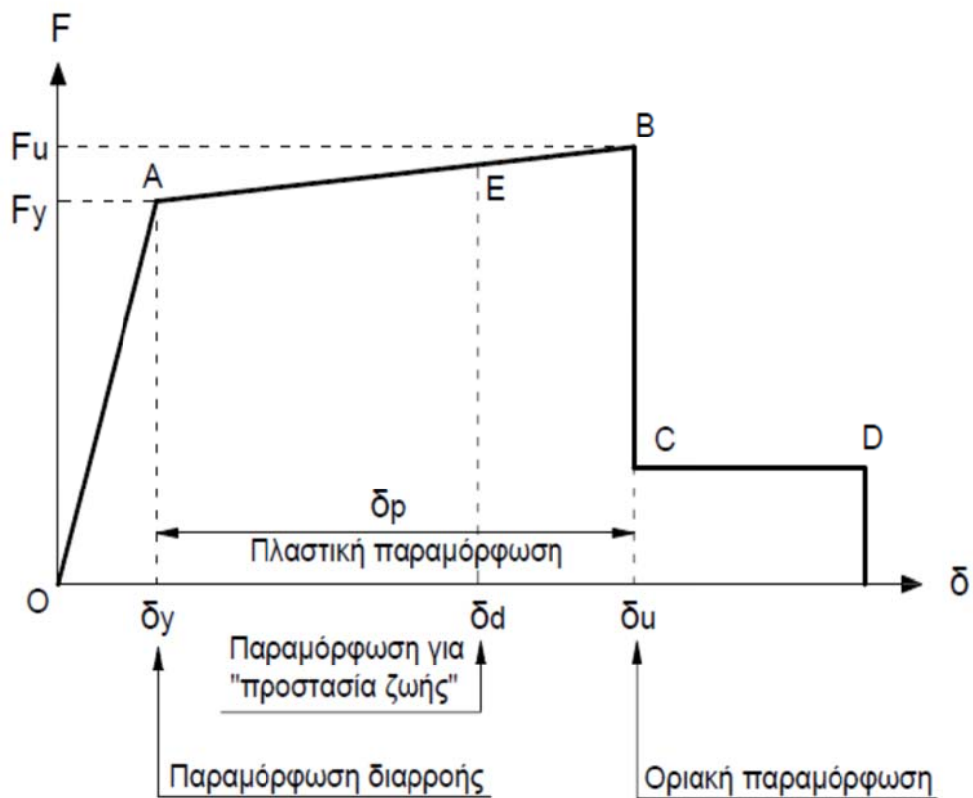
Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F - δ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο Σχ. 3.5. Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων. Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:



(α) καμπτική συμπεριφορά

(β) διατμητική συμπεριφορά.

Σχήμα 5.4: Καμπύλες F - δ δομικών στοιχείων.



Σχήμα 5.5: Ιδεατή καμπύλη F-δ 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. Στο κεφάλαιο 7 του κανονισμού επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ_y για συνήθεις διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα, λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα αυτά.

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 αντίστασης. Συνήθως, το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της [βλ. Σχ. 3.4(α)]. Στον κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) στο κεφάλαιο 7 και τον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής, θ_u , για συνήθεις διατομές από σπλισμένο σκυρόδεμα.

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 αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία.

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

Στάθμες επιτελεστικότητας E:

Στην καμπύλη δύναμης - μετακίνησης F - δ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις, δ_d . Στο Σχ. 3.5, 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. Ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα γίνεται με κριτήριο το κατά πόσον η συμμετοχή του στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων είναι περισσότερο ή λιγότερο σημαντική.

Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων (γενικώς, 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 (η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

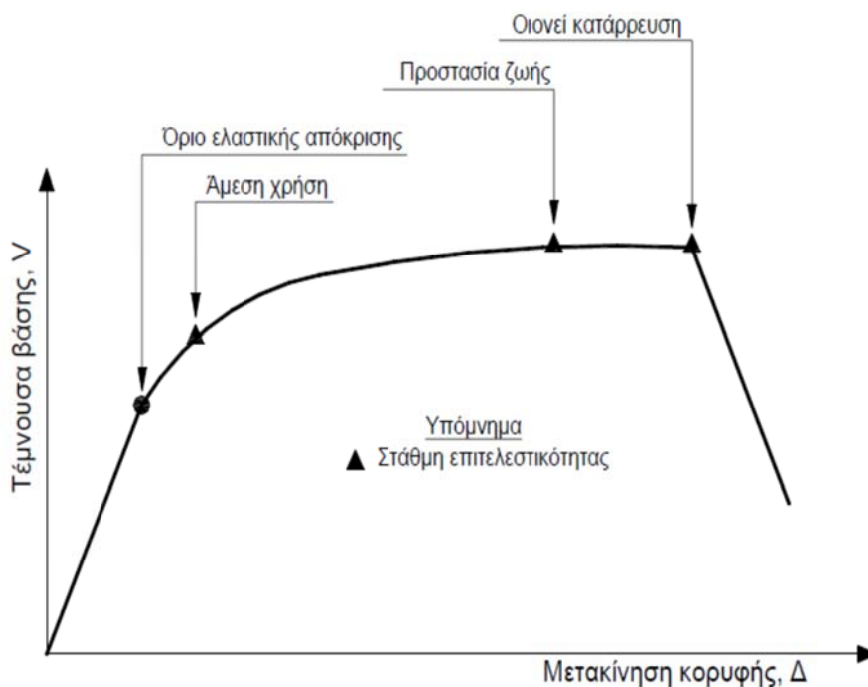
Παράδειγμα: ο κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ορίζει ως εξής τις παραμορφώσεις δ_d που αντιστοιχούν σε πλαστικά στοιχεία στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής:

- Πρωτεύοντα στοιχεία: $\delta_d = 0.5 (\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd}$
- Δευτερεύοντα στοιχεία: $\delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd}$

όπου γ_{Rd} είναι ο συντελεστής ασφαλείας.

5.6.3 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες F- δ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για όλη την κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.6. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη αντίστασης, 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.



Σχήμα 5.6: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης.

Σε αυτό το πνεύμα γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, ώστε να βοηθηθεί ο Μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις. Γενικώς, ως πρωτεύοντα ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα υπάρχει και στο βασικό κείμενο του Ευρωκώδικα 8 και εφαρμόζεται και στον αντισεισμικό σχεδιασμό νέων κατασκευών με τη μέθοδο των δυνάμεων.

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 αντοχής 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 ακόμα 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 αντίστασης που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη.

Κεφάλαιο 6: Περιγραφή και προσομοίωση υφιστάμενου κτιρίου

6.1 Γενικά Στοιχεία

Το κτίριο που χρησιμοποιείται στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι ένα σχολικό κτίριο που ανήκει σε συγκρότημα σχολικών κτιρίων στη Αθήνα, στο δήμο Νέας Σμύρνης. Το συγκρότημα αυτό κατασκευάστηκε το 1971 και αποτελείται από τέσσερα ανεξάρτητα κτίρια, τα οποία μοιράζονται τον ίδιο προαύλιο χώρο. Σε αυτή την εργασία θα πραγματοποιηθεί μελέτη ενός εκ των κτιρίων αυτών, του κτιρίου Α, και θα μελετηθεί η στατική και σεισμική επάρκειά του, έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ανάγκη λήψης μέτρων ενίσχυσης και αναβάθμισής του. Ο λόγος για τον οποίο μπορούν τα τέσσερα κτίρια του συγκροτήματος να μελετηθούν ανεξάρτητα είναι γιατί μεταξύ τους υπάρχουν αρμοί.

Το κτίριο το οποίο θα μελετηθεί αποτελείται από ένα ισόγειο, 2 επιπλέον ορόφους, και έναν ημιώροφο. Οι διαστάσεις κάτοψης του ισογείου και των δύο ορόφων είναι ίδιες και ίσες με $35,85 \times 10,25 \text{ m}$, δηλαδή το εμβαδόν κάτοψης είναι περίπου $367,50 \text{ m}^2$, ενώ ο ημιώορφος έχει μικρότερες διαστάσεις κάτοψης, $10,95 \times 10,25 \text{ m}^2$, δηλαδή εμβαδόν κάτοψης περίπου $112,25 \text{ m}^2$.

Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι $12,80 \text{ m}$. Το ύψος του ισογείου είναι $6,40 \text{ m}$ στην περιοχή όπου εκτείνεται ο ημιώορφος, ο οποίος βρίσκεται σε ύψος $3,40 \text{ m}$, ενώ στην υπόλοιπη κάτοψη του ισογείου η θεμελίωση βρίσκεται 60 εκατοστά υψηλότερα, άρα το ύψος του ισογείου είναι $5,80 \text{ m}$. Τα επιπλέον ύψη μεταξύ ισογείου – 1^{ου} ορόφου και 1^{ου} – 2^{ου} ορόφου είναι $3,20 \text{ m}$ ανά όροφο.

Από κατασκευαστικής άποψης, πρόκειται για ένα κτίριο που αποτελείται ουσιαστικά αποκλειστικά από υποστυλώματα, με την εξαίρεση ενός και μόνο τοιχείου σε μία πλευρά του κτιρίου. Το κατακόρυφο σύστημα στήριξης του κτιρίου αποτελείται από υποστυλώματα σε φατνώματα περίπου ίσων διαστάσεων, δημιουργώντας μία ομοιόμορφη διάταξη.

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση και τους υπολογισμούς που έγιναν στο κτίριο είναι το SAP 2000 v14. Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν κάποια στοιχεία σχετικά με την προσομοίωση στο πρόγραμμα αυτό.

6.2 Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων, δοκών, και πλακών

6.2.1 Υποστυλώματα

Η πλειοψηφία των υποστυλωμάτων ακολουθεί δύο χαρακτηριστικές διατομές:

1. Το κυκλικό υποστύλωμα που έχει διάμετρο 0,50 m.
2. Το υποστύλωμα σύνθετης διατομής, που αποτελείται από ένα ορθογώνιο τμήμα μήκους 1,00 m και πλάτους 0,40 m το οποίο καταλήγει σε κυκλικά τελειώματα ακτίνας 0,15 m.

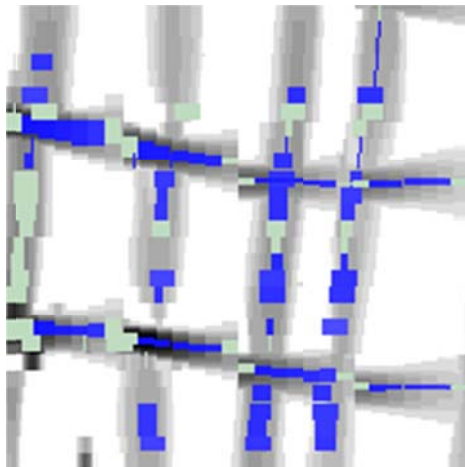
Ως προς τους οπλισμούς των δύο αυτών βασικών διατομών των υποστυλωμάτων πάρθηκαν δεδομένα από επί τόπου μετρήσεις και αποκαλύψεις. Με βάση τα δεδομένα αυτά προέκυψε ότι, το κυκλικό υποστύλωμα έχει ράβδους οπλισμού $\varnothing 24$ σε αποστάσεις που κυμαίνονται από 0,10 έως 0,15 m. Σημειώνεται ότι μετρήθηκε το μήκος χορδής και εν συνεχεία με απλούς γεωμετρικούς υπολογισμούς έγινε αναγωγή σε μήκος τόξου. Προέκυψε έτσι ότι το κυκλικό υποστύλωμα περιέχει τουλάχιστον 10 ράβδους. Για το υποστύλωμα σύνθετης διατομής προέκυψε ότι, διαθέτει τρεις ράβδους ανά παρειά, από τις οποίες οι τέσσερις γωνιακές είναι $\varnothing 20$, ενώ οι υπόλοιπες δύο είναι $\varnothing 18$. Τα δύο ημικυκλικά τμήματα αυτών των υποστυλωμάτων δεν περιέχουν καθόλου οπλισμό.

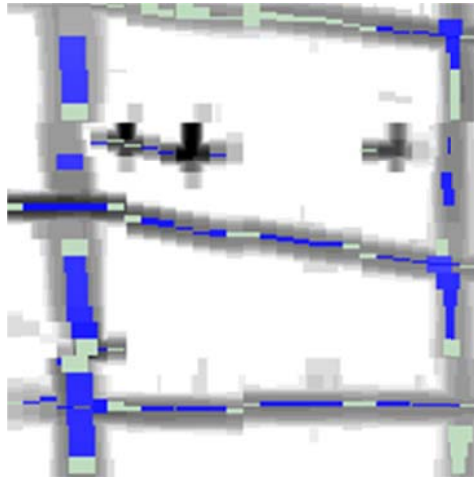
Οι χαρακτηριστικές αυτές διατομές φαίνονται στις παρακάτω φωτογραφίες:





Τα αποτελέσματα των μετρήσεων φαίνονται στις παρακάτω φωτογραφίες:





Οι διατομές όλων των υποστυλωμάτων, καθώς και οι οπλισμοί που αυτά περιέχουν παρουσιάζονται συνοπτικά στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 6.1: Στοιχεία υποστυλωμάτων υφιστάμενου

Υποστυλώματα Ημιώροφου				
Υποστύλωμα	Διατομή (m)	Εμβαδόν Διατομής (m²)	Οπλισμός	Εμβαδόν Οπλισμού (cm²)
K1	0,40X1,30	0,520	4 ϕ 20 + 2 ϕ 18	17,656
K2	0,40X1,30	0,520	4 ϕ 20 + 2 ϕ 18	17,656
K7	0,50X0,40	0,200	4 ϕ 20	12,566
K8	R=0,50	0,196	10 ϕ 24	45,239

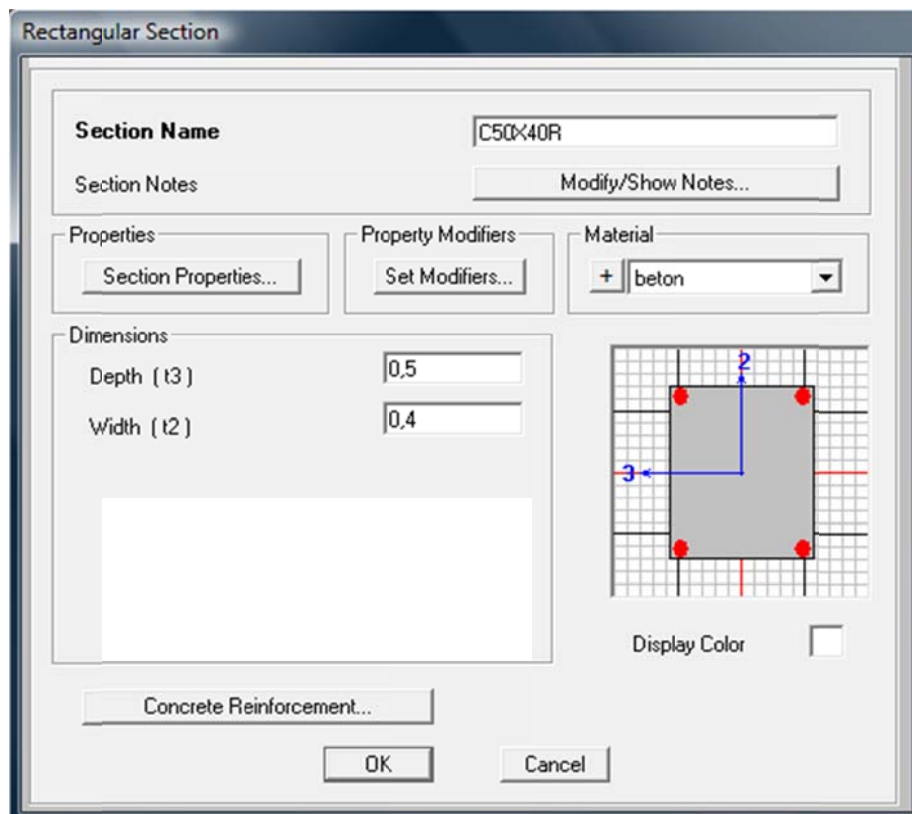
Υποστυλώματα Ισογείου				
Υποστύλωμα	Διατομή (m)	Εμβαδόν Διατομής (m ²)	Οπλισμός	Εμβαδόν Οπλισμού (cm ²)
K1	0,40X1,30	0,520	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K2	0,40X1,30	0,520	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K3	0,40X1,30	0,520	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K4	0,40X1,30	0,520	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K5	0,40X1,30	0,520	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K6	0,30X4,00	1,200	-	96,000
K7	0,50X0,40	0,200	4Ø20	12,566
K8	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K9	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K10	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K11	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K12	0,50X0,40	0,200	4Ø20	12,566
K13	0,35X0,35	0,123	4Ø20	12,566

Υποστυλώματα 1ου Ορόφου				
Υποστύλωμα	Διατομή (m)	Εμβαδόν Διατομής (m ²)	Οπλισμός	Εμβαδόν Οπλισμού (cm ²)
K1	0,40X1,30	0,520	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K2	0,40X1,00	0,400	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K3	0,40X1,00	0,400	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K4	0,40X1,00	0,400	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K5	0,40X1,00	0,400	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K6	0,35X0,35	0,123	4Ø20	12,566
K7	0,50X0,40	0,200	4Ø20	12,566
K8	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K9	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K10	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K11	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K12	0,50X0,40	0,200	4Ø20	12,566
K13	0,35X0,35	0,123	4Ø20	12,566

Υποστυλώματα 2ου Ορόφου				
Υποστύλωμα	Διατομή (m)	Εμβαδόν Διατομής (m ²)	Οπλισμός	Εμβαδόν Οπλισμού (cm ²)
K1	0,40X1,30	0,520	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K2	0,40X1,00	0,400	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K3	0,40X1,00	0,400	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K4	0,40X1,00	0,400	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K5	0,40X1,00	0,400	4Ø20 + 2Ø18	17,656
K6	0,35X0,35	0,123	4Ø20	12,566
K7	0,50X0,40	0,200	4Ø20	12,566
K8	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K9	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K10	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K11	R=0,50	0,196	10Ø24	45,239
K12	0,50X0,40	0,200	4Ø20	12,566
K13	0,35X0,35	0,123	4Ø20	12,566

Η προσομοίωση υποστυλωμάτων και δοκών στο πρόγραμμα SAP 2000 έγινε με γραμμικά στοιχεία. Το μοναδικό τοίχωμα που υπάρχει προσομοιώθηκε επίσης με γραμμικά στοιχεία, τα οποία στο επίπεδο κάθε ορόφου συνδέονται με άκαμπτα στοιχεία με τις εκατέρωθεν δοκούς, έτσι ώστε να εξασφαλίζονται κοινές μετακινήσεις δοκών και τοιχωμάτων.

Παράδειγμα προσομοίωσης διατομής υποστυλώματος στο πρόγραμμα SAP 2000:



Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars S220

Confinement Bars (Ties) S220

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars

Number of Longit Bars Along 3-dir Face

Number of Longit Bars Along 2-dir Face

Longitudinal Bar Size f20

Confinement Bars

Confinement Bar Size f8

Longitudinal Spacing of Confinement Bars

Number of Confinement Bars in 3-dir

Number of Confinement Bars in 2-dir

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

6.2.2 Δοκοί

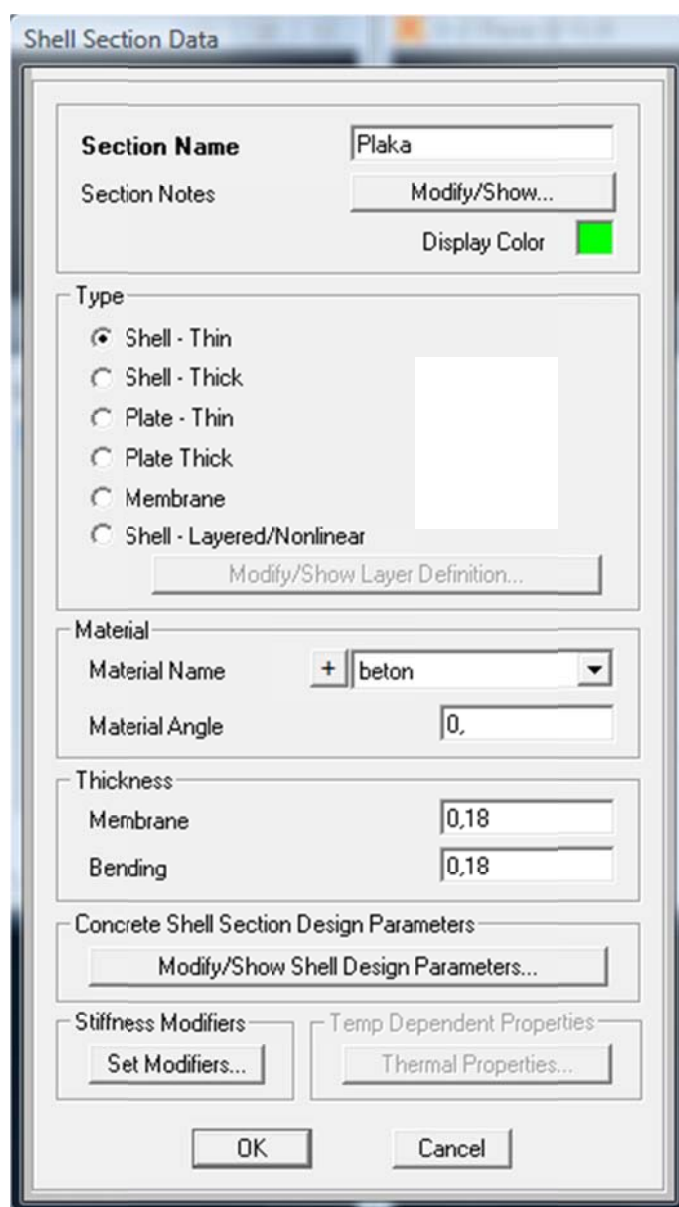
Ομοίως η πλειοψηφία των δοκών ακολουθεί δύο χαρακτηριστικές διατομές. Η μία είναι η 0,30 X 0,45 m, και η άλλη είναι η 0,40 X 0,80 m, ενώ σε ελάχιστες περιπτώσεις εμφανίζεται και η διατομή 0,20 X 0,70 m. Λόγω της μη ύπαρξης ακριβέστερων δεδομένων θεωρήθηκε ότι οι δοκοί περιέχουν τον ελάχιστο απαιτούμενο οπλισμό με βάση τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος της εποχής που κατασκευάστηκε το κτίριο.

6.2.3 Πλάκες

Οι πλάκες από τις οποίες αποτελείται το κτίριο σε όλους τους ορόφους είναι ίδιες, σταθερού πάχους ίσου με 18 εκατοστά. Οι πλάκες αυτές εξασφαλίζουν και τη διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου.

Οι πλάκες προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα SAP 2000 με επιφανειακά στοιχεία. Μετά τον ορισμό των πλακών ορίστηκε στο πρόγραμμα και η διαφραγματική λειτουργία.

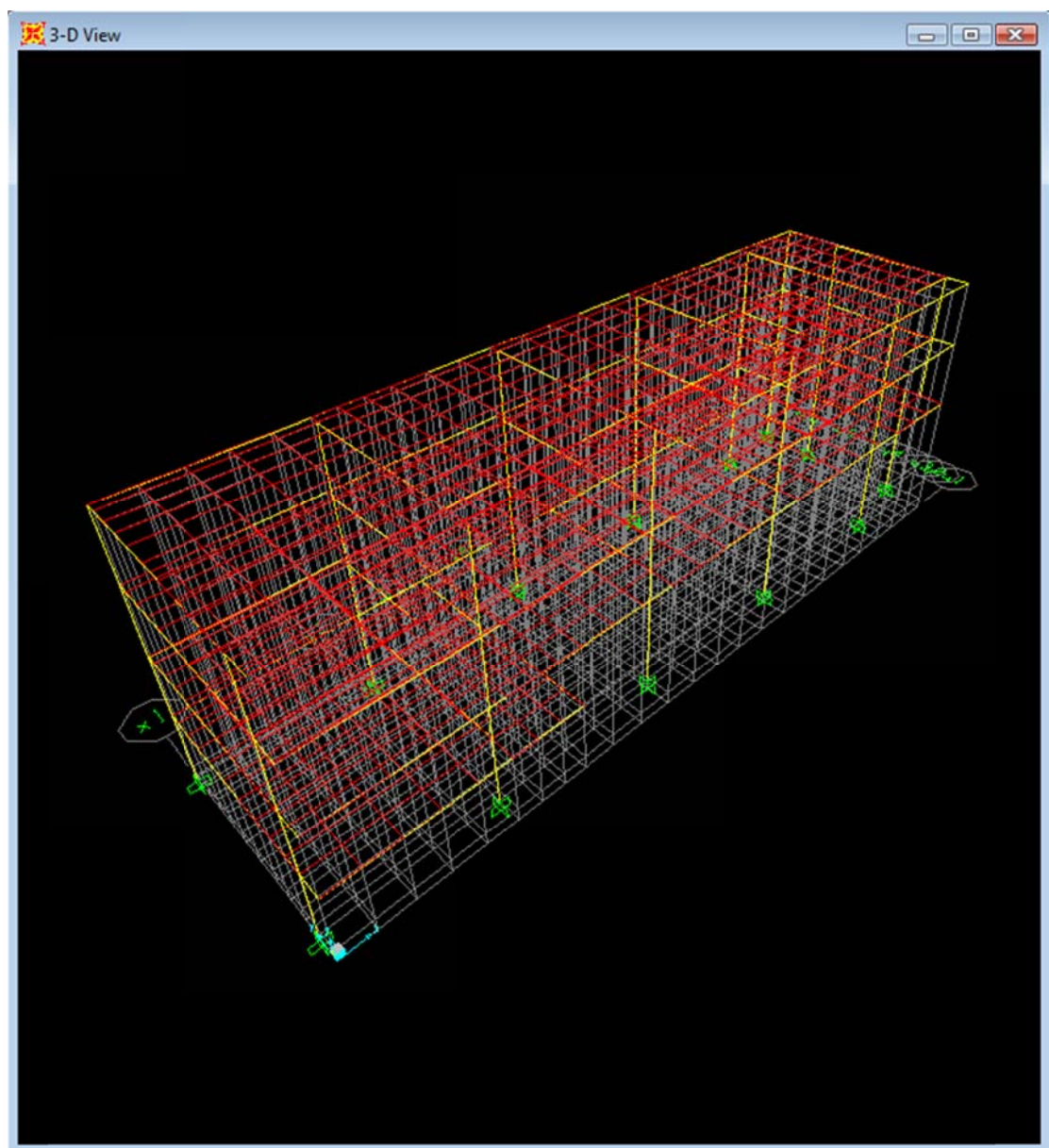
Παράδειγμα προσομοίωσης στοιχείου πλάκας στο πρόγραμμα SAP 2000:

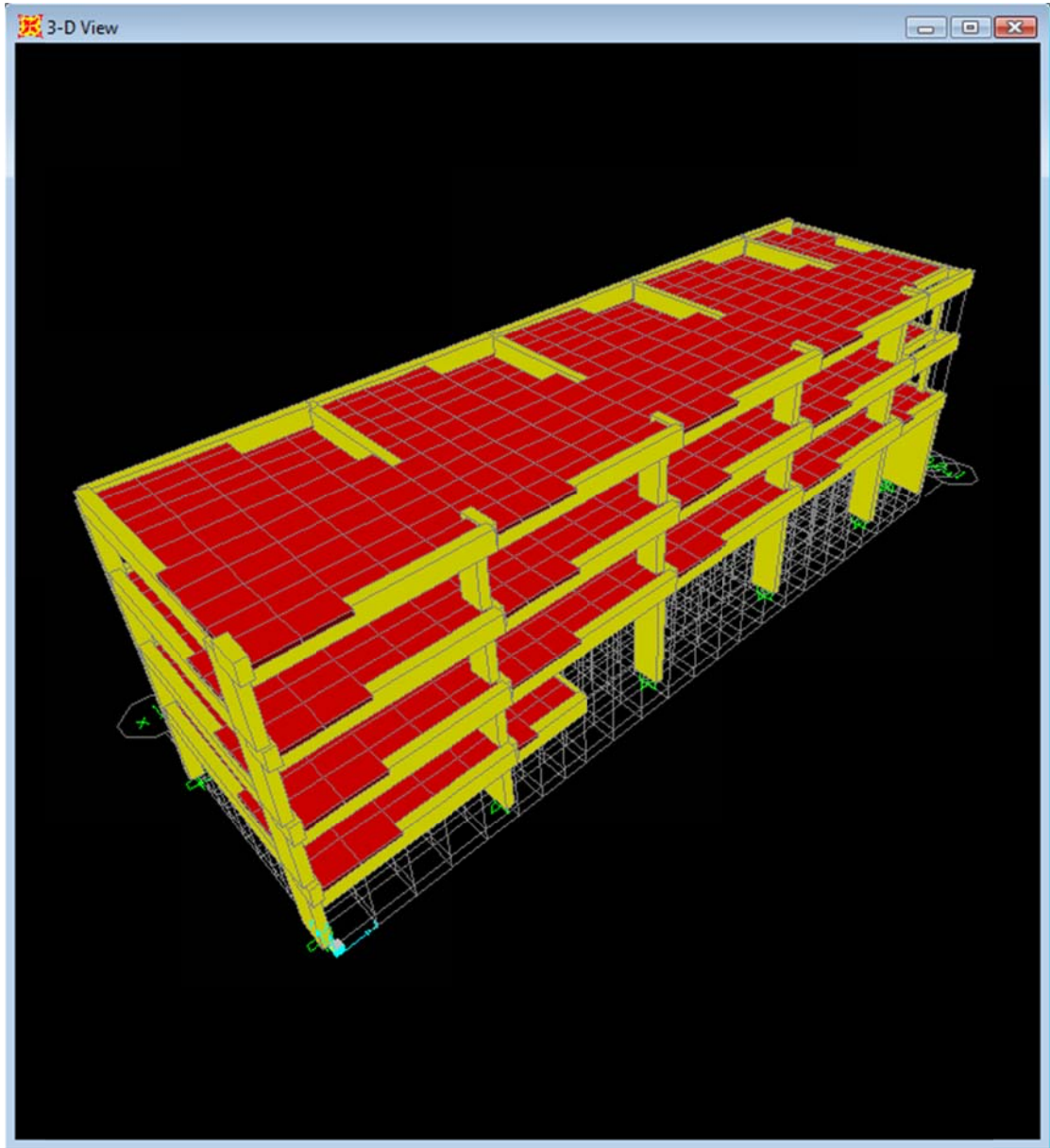


6.2.4 Θεμελίωση

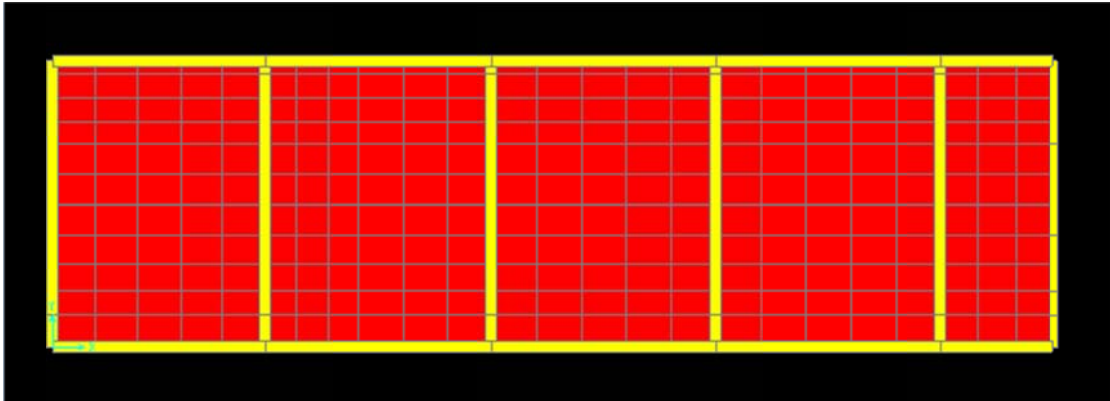
Οι συνθήκες θεμελίωσης των υποστυλωμάτων θεωρούνται πλήρεις πακτώσεις, όλοι οι βαθμοί ελευθερίας δηλαδή, μετακινησιακοί και στρωφικοί, θεωρούνται πλήρως δεσμευμένοι. Η πάκτωση των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε στη στάθμη της επιφάνειας του εδάφους.

Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος υφιστάμενου κτιρίου στο πρόγραμμα SAP 2000:

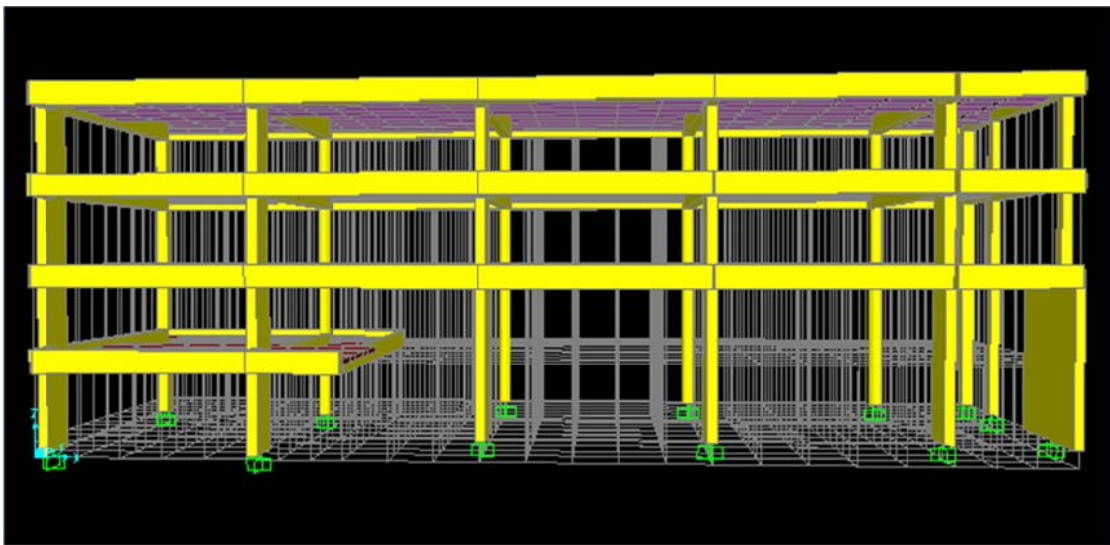


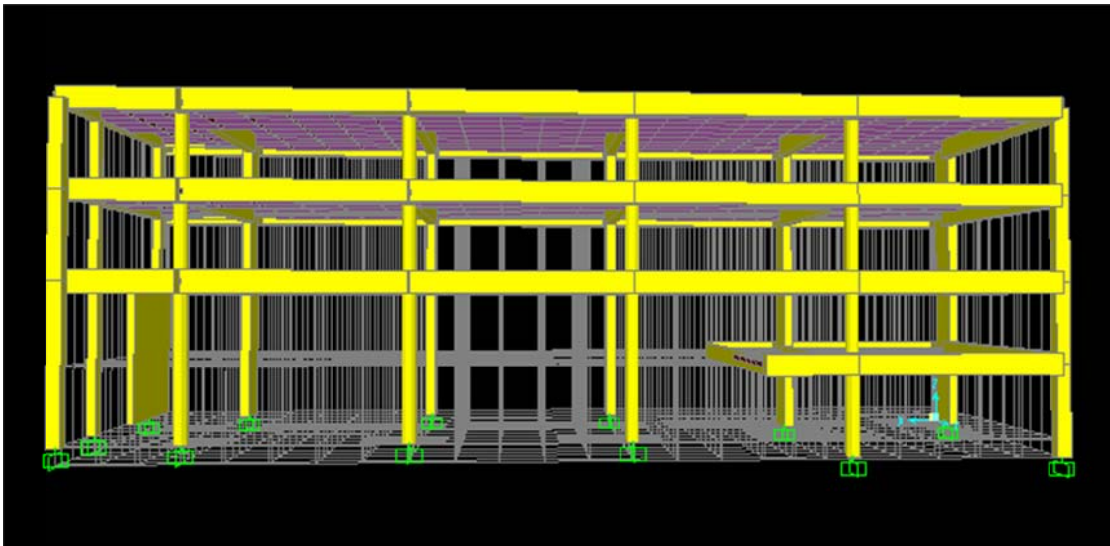
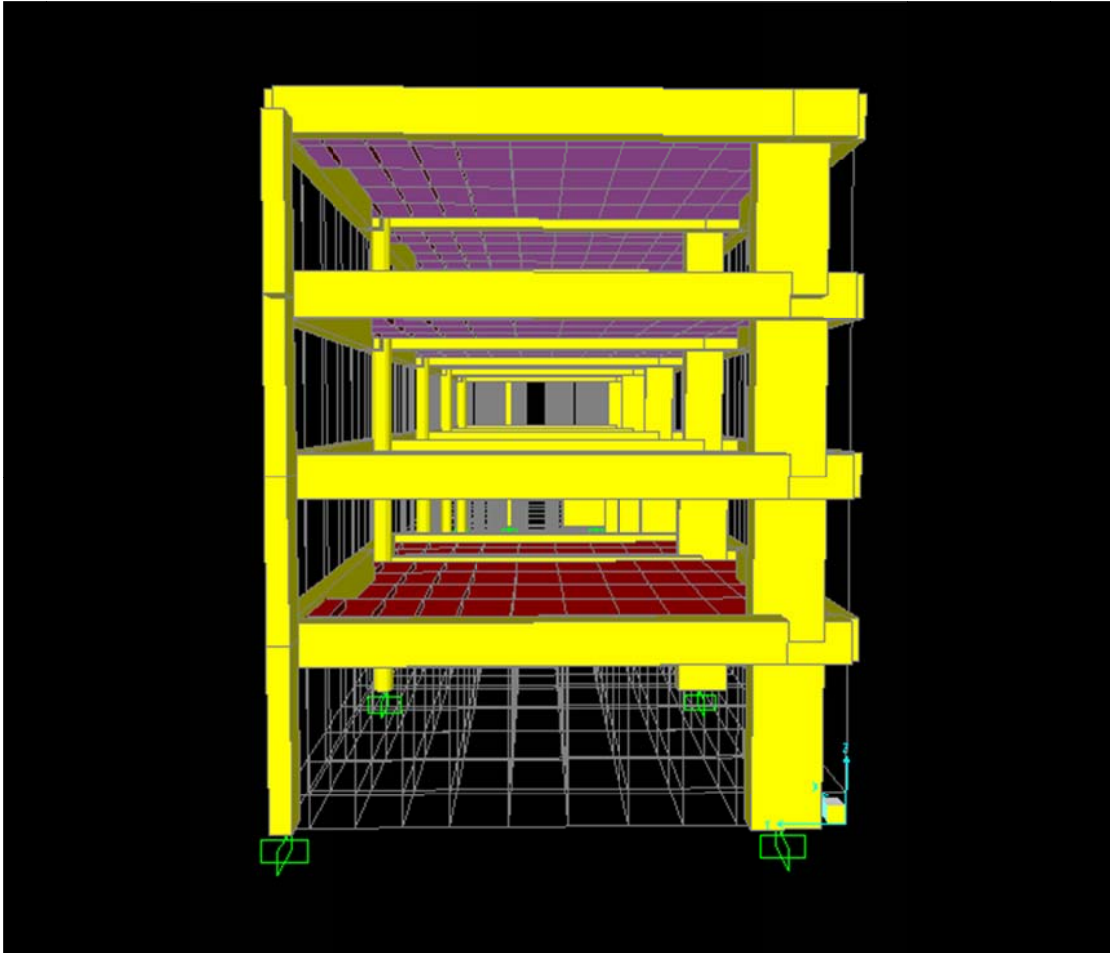


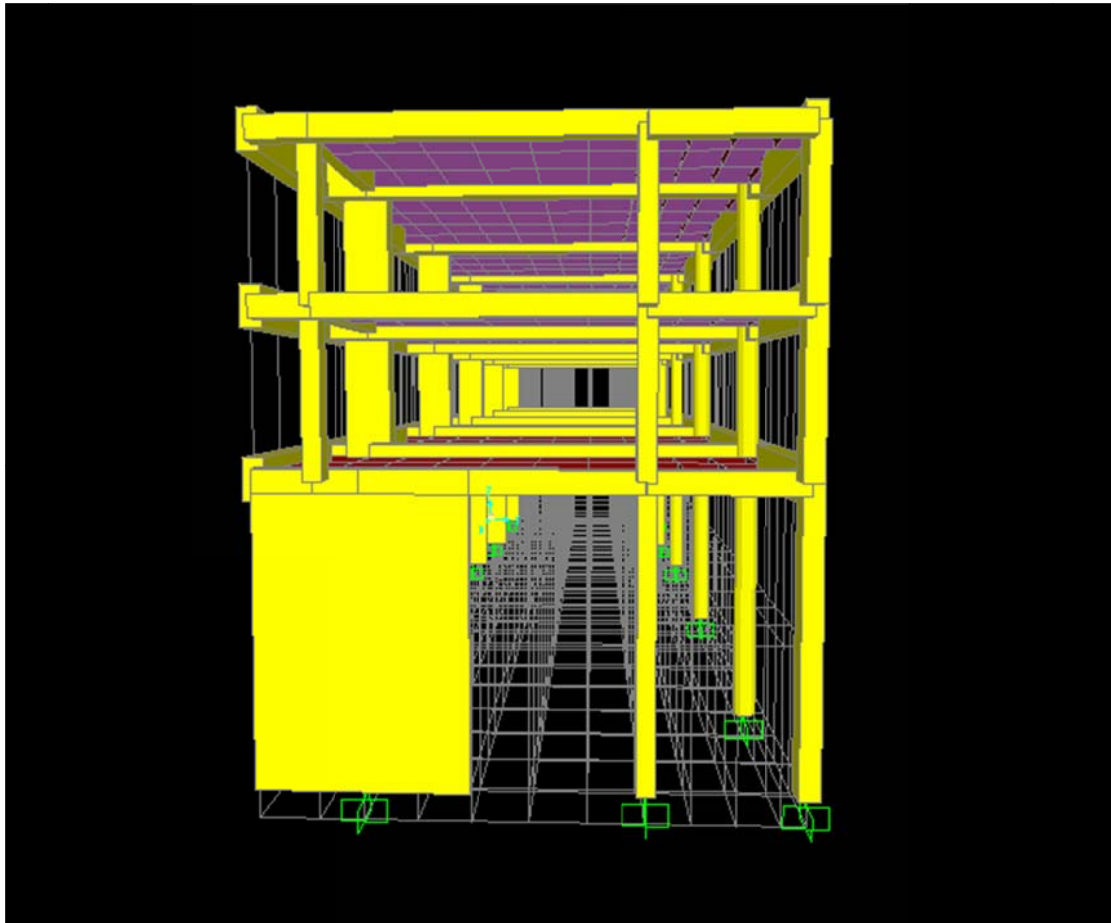
Κάτοψη προσομοιώματος κτιρίου στο πρόγραμμα SAP 2000:



Όψεις προσομοιώματος κτιρίου στο πρόγραμμα SAP 2000:







6.3 Υλικά

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυρόδεμα. Από κρουσιμετρήσεις που έγιναν προέκυψε αντιπροσωπευτική τιμή κυλινδρικής αντοχής σκυροδέματος $f_c = 17,4$ MPa, όμως στους υπολογισμούς ως χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκε η τιμή $f_{ck} = 16,0$ MPa. Σημειώνεται ότι ο αριθμός των μετρηθέντων στοιχείων είναι 30% για τα υποστυλώματα και 15% για τις δοκούς, ώστε η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (ΣΑΔ) να είναι ικανοποιητική σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Σε ό,τι αφορά το χάλυβα, στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκαν οι επί τόπου μετρήσεις από μη καταστροφικούς ελέγχους. Ο χάλυβες είναι λείοι και αντιστοιχούν σε ποιότητα STAHN I, οπότε η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του χάλυβα λαμβάνεται ίση με $f_{yk} = 220$ MPa.

Ορισμός υλικών στο πρόγραμμα SAP 2000:

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections for defining material properties. The 'General Data' section includes 'Material Name and Display Color' (C16/20), 'Material Type' (Concrete), and 'Material Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Weight and Mass' section has 'Weight per Unit Volume' (23,5631) and 'Mass per Unit Volume' (2,4028). The 'Units' section shows 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section includes 'Modulus of Elasticity, E' (27500000), 'Poisson's Ratio, U' (0,2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (1,000E-05), and 'Shear Modulus, G' (11458333). The 'Other Properties for Concrete Materials' section includes 'Specified Concrete Compressive Strength, f'c' (16000), a checkbox for 'Lightweight Concrete', and 'Shear Strength Reduction Factor'. At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	C16/20
	Material Type	Concrete
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	23,5631
	Mass per Unit Volume	2,4028
Units	Units	KN, m, C
Isotropic Property Data	Modulus of Elasticity, E	27500000
	Poisson's Ratio, U	0,2
	Coefficient of Thermal Expansion, A	1,000E-05
	Shear Modulus, G	11458333
Other Properties for Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f'c	16000,
	Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
	Shear Strength Reduction Factor	

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: S220 ■

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: 280000,

Expected Yield Stress, Fye: 220000,

Expected Tensile Stress, Fue: 280000,

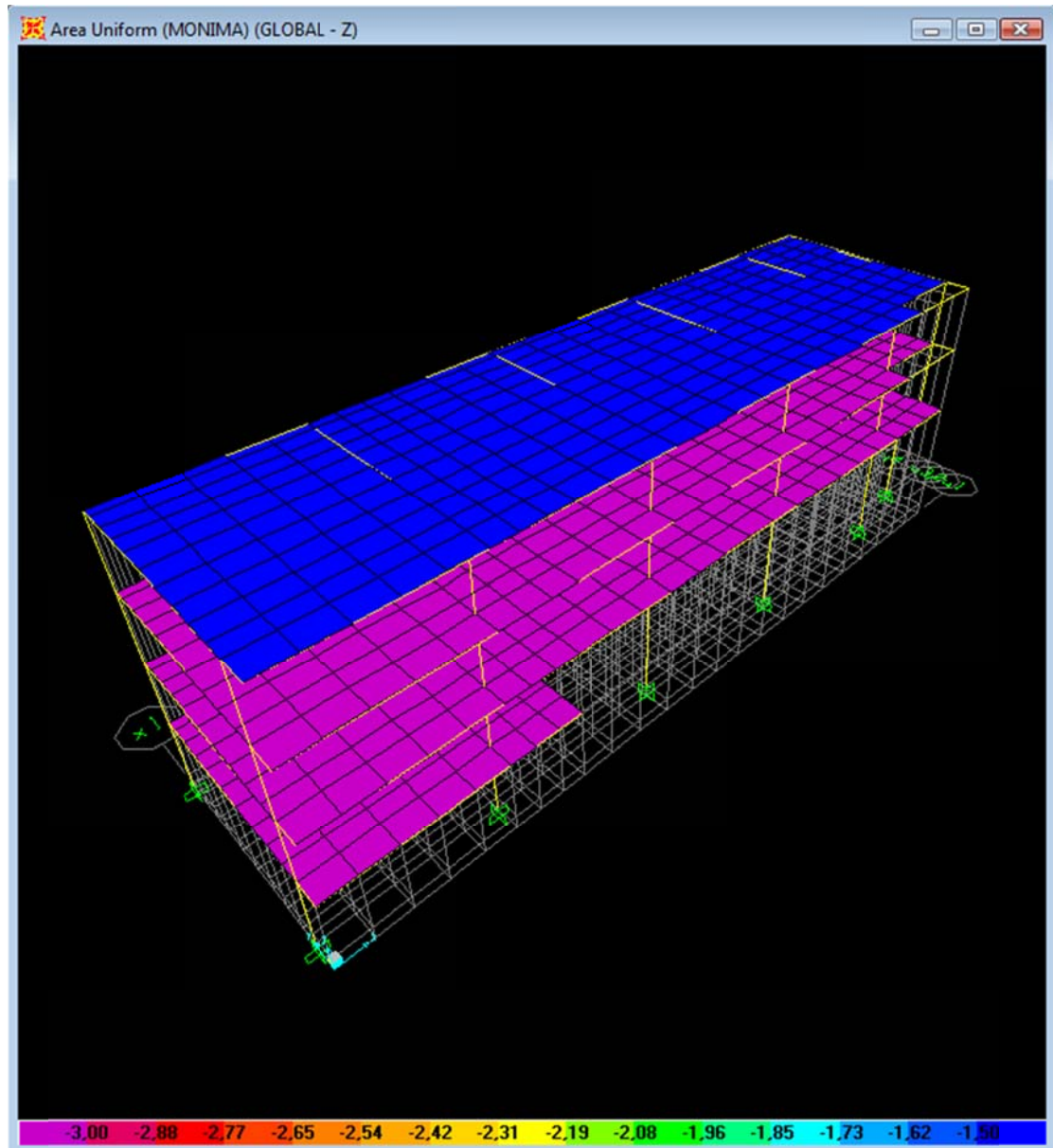
Switch To Advanced Property Display

6.4 Φορτία

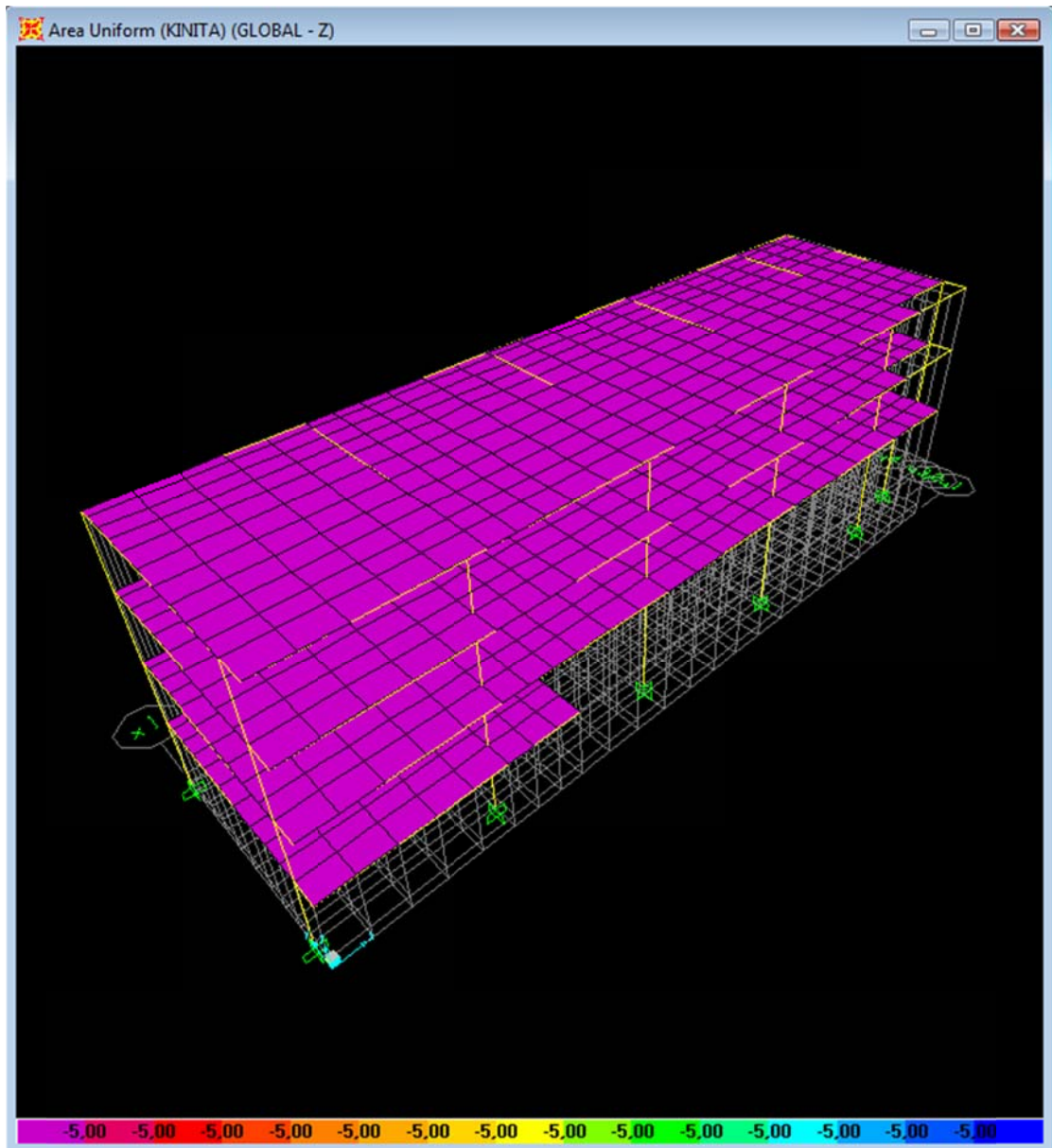
Σε ό,τι αφορά τα μόνιμα φορτία, το ειδικό βάρος του σκυροδέματος ελήφθη ίσο με $25,0 \text{ kN/m}^3$, ενώ το φορτίο επικάλυψης δαπέδων θεωρήθηκε ίσο με $1,50 \text{ kN/m}^2$. Το πάχος της πλάκας είναι ίσο με $0,18 \text{ m}$, ενώ ελήφθησαν υπόψη στους υπολογισμούς τα βάρη της τοιχοποιίας αποτελούμενης από οπτόπλινθους. Συγκεκριμένα, το φορτίο περιμετρικών και διαχωριστικών εσωτερικών τοίχων ομοιόμορφα διανεμημένο επί των πλακών ελήφθη ίσο με $1,50 \text{ kN/m}^2$. Σύμφωνα με τον κανονισμό φορτίσεων δομικών έργων, λόγω της κατηγορίας του κτιρίου το ισοδύναμο κατανεμημένο φορτίο θεωρήθηκε ίσο με $5,00 \text{ kN/m}^2$ σε όλες τις πλάκες όλων των ορόφων, καθώς και στα κλιμακοστάσια.

Προσομοίωση επιφανειακών φορτίων κτιρίου στο πρόγραμμα SAP 2000:

Μόνιμα Φορτία:



Κινητά Φορτία:



Κεφάλαιο 7: Ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου

7.1 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, κ.τ.λ.) 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 σχεδόν 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.

7.2 Κανονισμοί

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω η αρχική ανάλυση του κτιρίου έχει γίνει με βάση τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Το συγκεκριμένο κτίριο βρίσκεται σε περιοχή με κατηγορία εδάφους Α, από όπου προκύπτει ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης ϵ ίσος με 0,04.

Τα σεισμικά φορτία με βάση τα οποία θα γίνει ο έλεγχος επάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής υπολογίστηκαν σύμφωνα με την ισχύουσα οδηγία (506/AZ53Z/22-1-2001) περί αποτίμησης της υφιστάμενης κατάστασης από τη σχέση:

$$E = 1,75 * \epsilon * (G + \psi_2 * Q)$$

Όπου G και Q τα μόνιμα και τα κινητά φορτία αντιστοίχως, ψ_2 ο συντελεστής συνδυασμού από τον κανονισμό σπλισμένου σκυροδέματος 2000 (ΕΚΩΣ 2000), ο οποίος ορίζει τιμή ίση με 0,5 στην περίπτωση σχολικών κτιρίων όταν υπάρχουν τυχηματικές δράσεις σε συνδυασμό με μεταβλητές δράσεις σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Ο συντελεστής 1,75 λαμβάνει υπόψη την αλλαγή στη μέθοδο υπολογισμού, δηλαδή το πέρασμα από τη χρήση της μεθόδου των επιτρεπόμενων τάσεων στη χρήση της μεθόδου της συνολικής αντοχής.

7.3 Αποτελέσματα γραμμικής ανάλυσης υφιστάμενου κτιρίου

Από τον έλεγχο επάρκειας του υφιστάμενου κτιρίου προέκυψαν τα αποτελέσματα που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 7.1: Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων υφιστάμενου κτιρίου

Έλεγχος Επάρκειας Υποστυλωμάτων				
Υποστ. \ Όροφ.	Ημιώροφος	Ισόγειο	1ος Όροφος	2ος Όροφος
K1	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K2	Δεν Επαρκεί	Επαρκεί	Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K3	-	Δεν Επαρκεί	Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K4	-	Δεν Επαρκεί	Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K5	-	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K6	-	Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K7	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K8	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K9	-	Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K10	-	Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K11	-	Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K12	-	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί	Δεν Επαρκεί
K13	-	Δεν Επαρκεί	Επαρκεί	Δεν Επαρκεί

Το συμπέρασμα που προκύπτει μελετώντας τον παραπάνω πίνακα είναι πως ένας μεγάλος αριθμός υποστυλωμάτων εμφανίζει ανεπάρκεια. Πιο συγκεκριμένα, όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου εμφανίζουν ανεπάρκεια τουλάχιστον σε δύο ορόφους από αυτούς στους οποίους εκτείνονται. 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.

7.4 Ιδιομορφική ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου

Κατά την ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε και μία ιδομορφική 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, είναι η $| [K] - [M] * \omega^2 | = 0$.

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

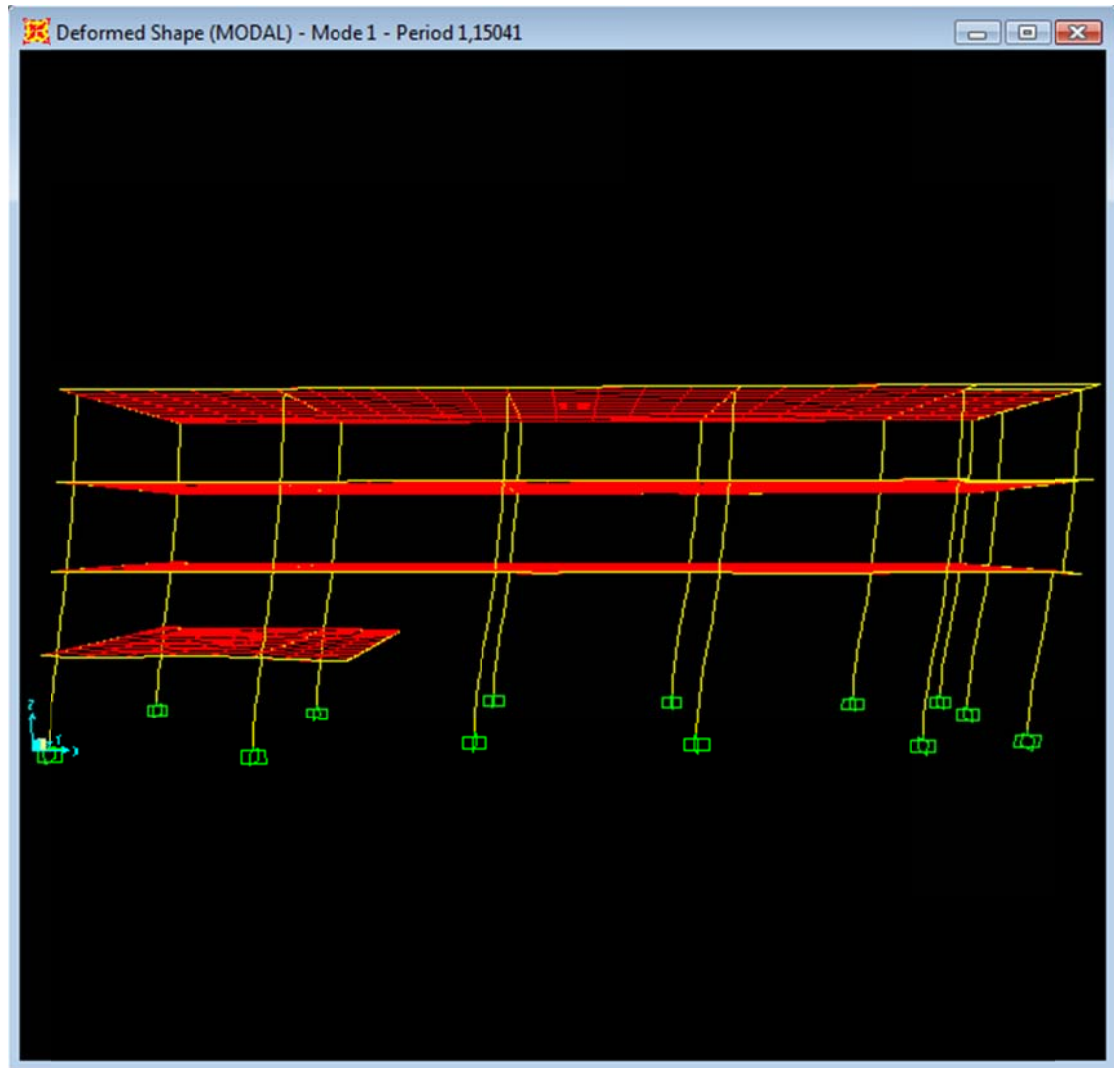
Πίνακας 7.2: Στοιχεία 12 πρώτων ιδιομορφών υφιστάμενου κτιρίου

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	1,150407	0,86926	5,4617	29,83
MODAL	Mode	2	0,734656	1,36120	8,5526	73,15
MODAL	Mode	3	0,470229	2,12660	13,3620	178,54
MODAL	Mode	4	0,33673	2,96970	18,6590	348,17
MODAL	Mode	5	0,223856	4,46720	28,0680	787,81
MODAL	Mode	6	0,216356	4,62200	29,0410	843,37
MODAL	Mode	7	0,209575	4,77160	29,9810	898,84
MODAL	Mode	8	0,203443	4,91540	30,8840	953,84
MODAL	Mode	9	0,201053	4,97380	31,2510	976,65
MODAL	Mode	10	0,198051	5,04920	31,7250	1006,50
MODAL	Mode	11	0,195958	5,10310	32,0640	1028,10
MODAL	Mode	12	0,195584	5,11290	32,1250	1032,00

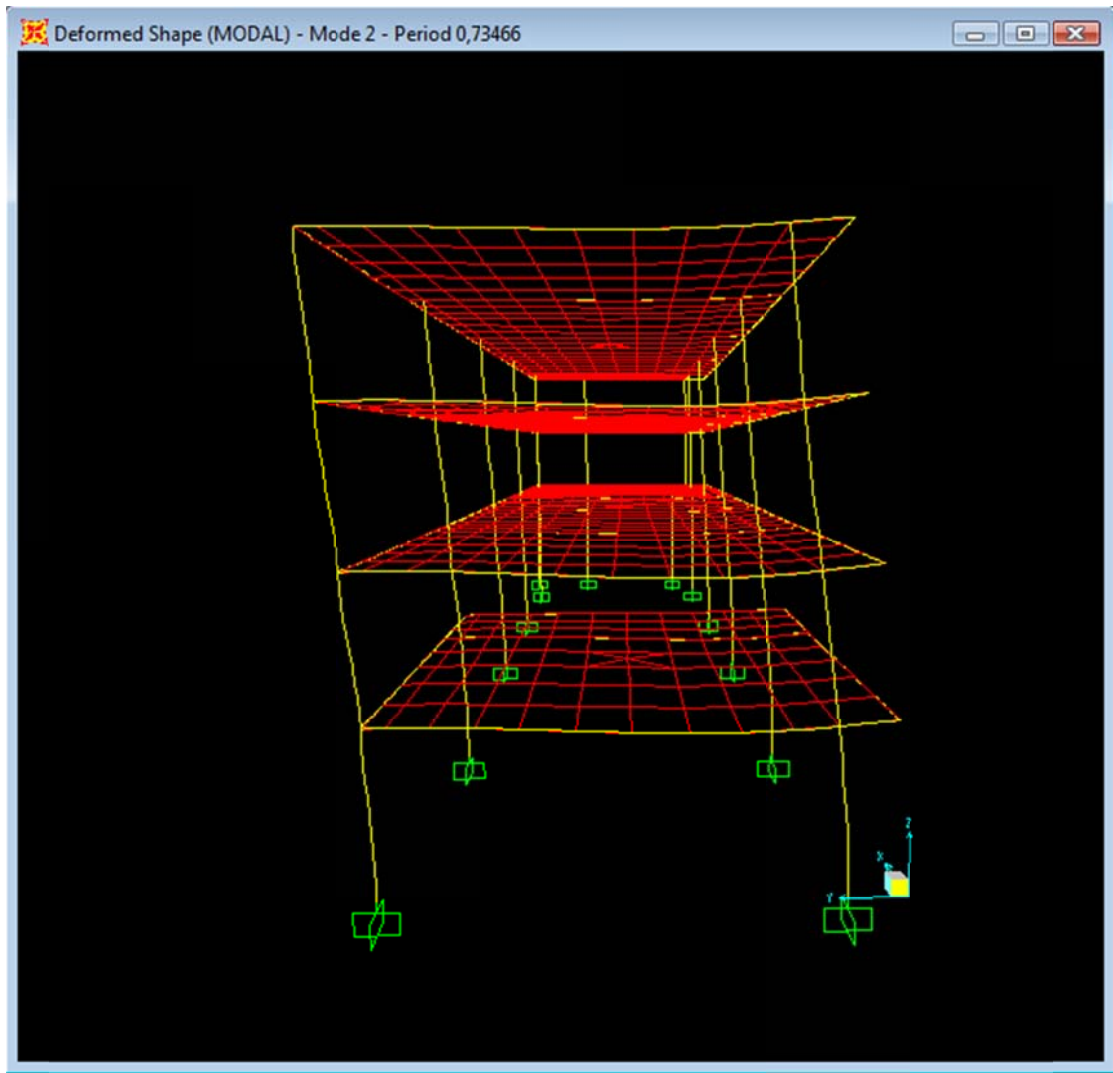
TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,92167	1,57E-07	0,05171	0,92167	1,57E-07	0,05171
MODAL	Mode	2	0,0000223	0,68645	0,21241	0,92169	0,68645	0,26412
MODAL	Mode	3	0,0000946	0,12031	0,48539	0,92179	0,80676	0,74952
MODAL	Mode	4	0,05365	0,00000270	0,00224	0,97544	0,80676	0,75175
MODAL	Mode	5	0,00034	0,00093	0,0002	0,97578	0,80769	0,75196
MODAL	Mode	6	0,0000204	0,08181	0,03493	0,97580	0,88950	0,78689
MODAL	Mode	7	0,0000840	0,00108	0,00041	0,97588	0,89058	0,78730
MODAL	Mode	8	0,0000271	0,0000459	0,00000267	0,97591	0,89063	0,78730
MODAL	Mode	9	0,0000443	0,00021	0,0000588	0,97596	0,89084	0,78736
MODAL	Mode	10	0,00000180	0,00078	0,00291	0,97596	0,89162	0,79027
MODAL	Mode	11	0,0000291	0,00027	0,00000553	0,97599	0,89189	0,79027
MODAL	Mode	12	0,00000779	0,00032	0,0000597	0,97599	0,89221	0,79033

TABLE: Modal Participation Factors								
OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
MODAL	Mode	1	-48,36981	0,01999	0,19434	1,00727	-467,75936	240,68699
MODAL	Mode	2	-0,23806	-41,74365	1,15238	427,28077	-15,14778	-487,79758
MODAL	Mode	3	-0,49002	17,47592	-0,68108	-206,65084	22,59745	737,39356
MODAL	Mode	4	11,67056	-0,08276	-0,11514	-0,79720	-28,11438	-50,07983
MODAL	Mode	5	-0,92785	-1,53472	-5,49687	-28,06808	70,85319	-14,99716
MODAL	Mode	6	0,22758	-14,41114	-10,66625	-36,39863	151,86484	-197,81075
MODAL	Mode	7	-0,46183	-1,65774	-14,59448	-72,89554	95,39621	-21,43251
MODAL	Mode	8	-0,26246	-0,34119	-0,74218	-4,22107	8,69733	1,73043
MODAL	Mode	9	0,33542	-0,72715	5,58231	28,24771	-132,66270	-8,11442
MODAL	Mode	10	0,06752	-1,41146	-6,63498	-25,89783	304,52222	-57,10922
MODAL	Mode	11	-0,27196	0,82927	-3,96206	-18,24941	59,78017	-2,48839
MODAL	Mode	12	0,14064	-0,89432	3,48101	18,48018	-102,82541	-8,17648

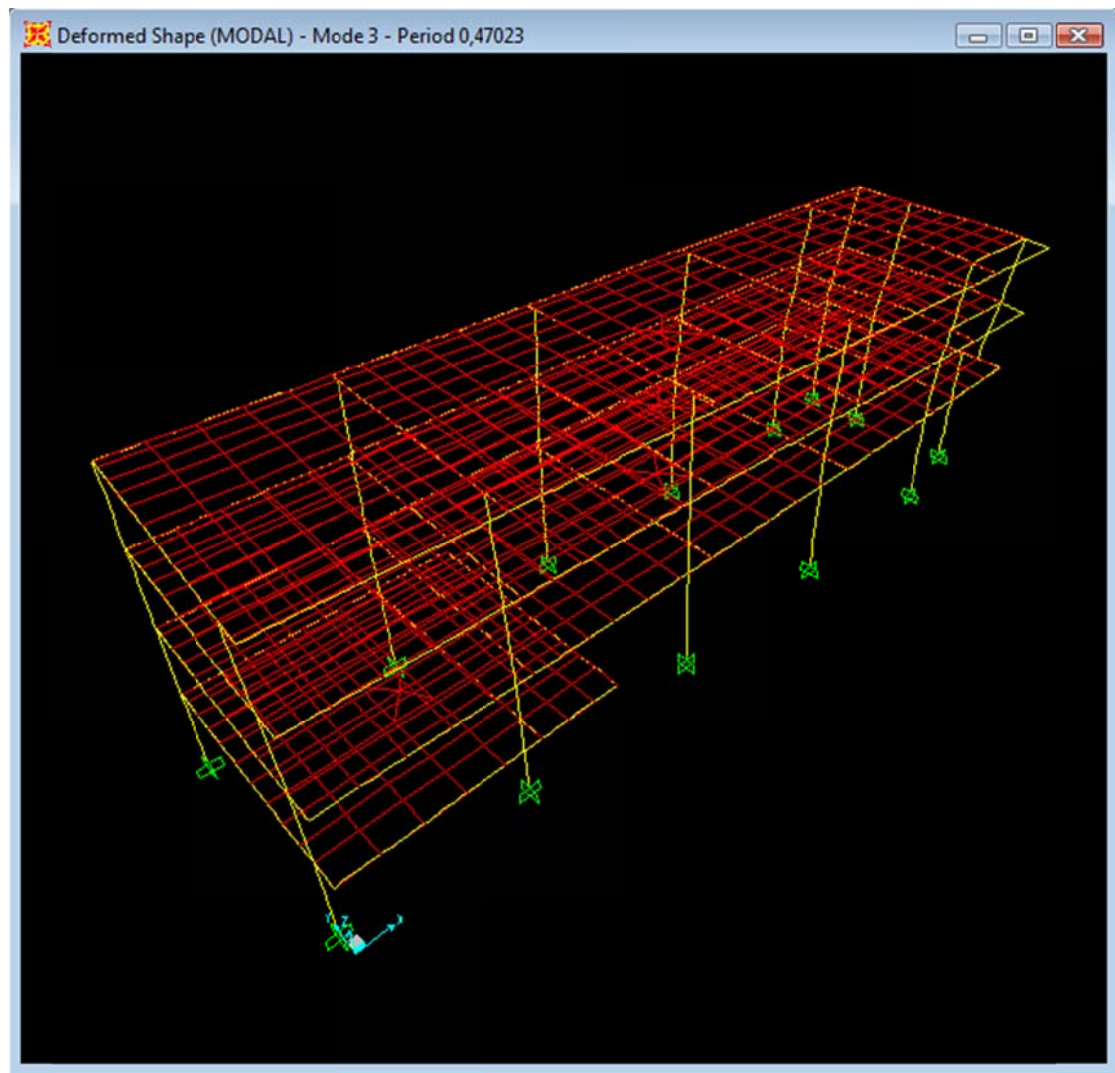
Στους παραπάνω πίνακες φαίνονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου. Οι σημαντικότερες από αυτές είναι, η πρώτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_1 = 1,150407 \text{ sec}$, διεύθυνση κατά x , και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 92,167%. Η δεύτερη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_2 = 0,734656 \text{ sec}$, διεύθυνση κατά y , και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 68,645%. Η τρίτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_3 = 0,470229 \text{ sec}$, ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 48,539%, η οποία είναι στροφική.



Εικόνα 7.1: 1^η ιδιομορφή, $T = 1,15041 \text{ sec}$



Εικόνα 7.2: 2η ιδιομορφή, $T = 0,73466$ sec



Εικόνα 7.3: 3^η ιδιομορφή, $T = 0,47023$ sec

7.5 Ανελαστική στατική ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου

7.5.1 Προσδιορισμός μετελαστικής συμπεριφοράς στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα

7.5.1.1 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.

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. Τα 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 ουσιωδώς 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.

7.5.1.2 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 από την ακόλουθη έκφραση:

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r_y) * (L_s + a_v * z) / 3 + 0,0014 * (1 + 1,5 * h / L_s) + (1/r_y) * d_b * f_y / (8 * f_c^{1/2})$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r_y) * (L_s + a_v * z) / 3 + 0,0013 + (1/r_y) * d_b * f_y / (8 * f_c^{1/2})$$

όπου, 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 τρίτος όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου (f_y και f_c σε MPa).

Αναλυτικότερα, $(1/r_y)$ είναι η καμπυλότητα διαρροής και υπολογίζεται από τις παρακάτω ημι-εμπειρικές σχέσεις:

- Για υποστυλώματα ή δοκούς:

$$(1/r_y) = 1,77 * f_y / (E_s * h)$$

ή

$$(1/r_y) = 1,55 * f_y / (E_s * d)$$

- Για τοιχώματα:

$$(1/r_y) = 1,44 * f_y / (E_s * h)$$

ή

$$(1/r_y) = 1,36 * f_y / (E_s * d)$$

Το μήκος L_s είναι ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών, και ορίζεται ως εξής:

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

Ο όρος $a_v * z$ εκφράζει την επιρροή του μήκους παράθεσης των ροπών κάμψης στις παραμορφώσεις, με z να είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων ίσος με $0,9d$, και ο συντελεστής a_v ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, V_{R1} , που προκαλεί λοξή ρηγματώση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y / L_s$, και 0 αν είναι μεγαλύτερη.

7.5.1.3 Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Γνωρίζουμε ότι όταν μία διατομή σκυροδέματος βρίσκεται υπό εφελκυστική τάση ρηγματώνεται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της, το οποίο δε μετέχει στην παραλαβή των τάσεων. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας, αφού μειώνεται η ενεργός διατομή του σκυροδέματος.

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με:

$$K_{eff} = M_y * L_s / (3 * \theta_y)$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

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

7.5.1.4 Παραμορφώσεις αστοχίας στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος

Παραμορφώσεις κατά την αστοχία από κάμψη

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

1. 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.
2. Επιτρέπεται η χρήση συντηρητικών αναλυτικών μεθόδων για τη εκτίμηση της θ_u^{pl} , αποδεκτών στη διεθνή βιβλιογραφία.
3. Είναι δυνατή η εμπειρική εκτίμηση της διαθέσιμης τιμής της πλαστικής γωνίας στροφής ή της συνολικής γωνίας στροφής χορδής στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος συναρτήσεως 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 ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$\theta_{um} = 0,016 * (0,3^v) * \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} * f_c \right]^{0,225} * a_s^{0,35} * 25^{(a * \rho_s * f_{yw} / f_c) * 1,25^{100 * \rho_d}}$$

όπου:

$v = N/(b \cdot h \cdot f_c)$: η ανοιγμένη 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

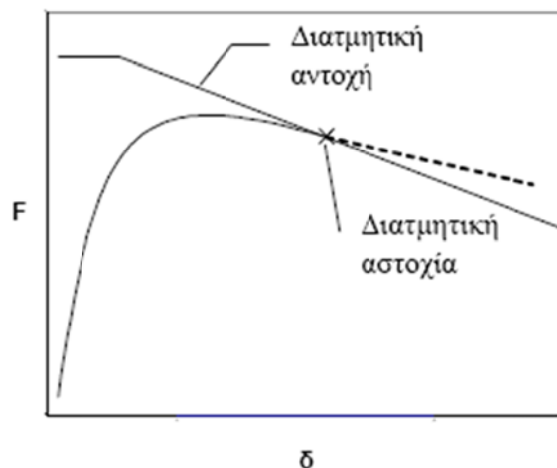
$\rho_s = A_{sh}/(b_w \cdot s_h)$: το γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης

ρ_d : το γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού

Παραμόρφωση κατά την 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 συναρτήσει 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:

1. Η λειοτρίβηση των επιφανειών των ρωγμών και η εξασθένιση του μηχανισμού αλληλεμπλοκής αδρανών.
2. 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.
3. Η εξασθένιση της δράσης βλήτρου (των διαμήκων οπλισμών) με την ανακύκλιση της έντασης.
4. Η ανάπτυξη διαμπερών καμπτικών ρωγμών με την ανακύκλιση και τη μείωση της αντίστασης σε τέμνουσα της θλιβόμενης ζώνης.

Ο έλεγχος της διατμητικής αντοχής σε κάθε μέλος, απλοποιητικά, επιτρέπεται να γίνεται με τιμές αξονικής δύναμης και λόγου διάτμησης ίσες με εκείνες που συμβαίνουν στο μέλος αυτό κατά τη στιγμή της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος.

Όσον αφορά την αξονική δύναμη, μόνο 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 μόνο στα κατακόρυφα φορτία.

Όσον αφορά το λόγο διάτμησης, μόνο σε κατακόρυφα στοιχεία μπορεί να χρησιμοποιηθεί σταθερή τιμή του λόγου διάτμησης καθ' όλη τη διάρκεια της απόκρισης, κατά τα οριζόμενα στις παραπάνω παραγράφους. Σε δοκούς, γενικά κρίσιμο έναντι αστοχίας σε διάτμηση είναι ένα άκρο όταν εφελκύεται το πάνω πέλμα. Τότε, το μήκος διάτμησης υπολογίζεται ως ο εκάστοτε λόγος M/V στη διατομή στήριξης. Μόνο όταν εφελκύεται το κάτω πέλμα, μπορεί να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του λόγου διάτμησης η σταθερή τιμή που αναφέρεται στις παραπάνω παραγράφους.

Όταν δεν 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:

$$V_R = ((h-x)/(2*L_s)) * \min(N; 0,55*A_c*f_c) + (1-0,05*\min(5; \mu_{\theta}^{pl})) * [0,16*\max(0,5; 100*\rho_{tot}) * (1-0,16*\min(5; \alpha_s)) * f_c^{0,5}*A_c + V_w]$$

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_{γ} .

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

α_s : λόγος διάτμησης

V_w : συμβολή εγκάρσιου σπλισμού στη διατμητική αντοχή

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

όπου:

ρ_w : το ποσοστό εγκάρσιου σπλισμού

z : ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

f_{yw} : η τάση διαρροής του εγκάρσιου σπλισμού

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

A_{sw} : το εμβαδόν διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα

s : η απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων

c : η επικάλυψη του σπλισμού

7.5.2 Προσομοίωση μετελαστικών παραμορφώσεων υποστυλωμάτων και δοκών

Προσομοίωση μετελαστικών δεδομένων υποστυλωμάτων και δοκών στο πρόγραμμα SAP 2000:

Frame Hinge Property Data for FH1 - Interacting P-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 Symmetric
- Moment Rotation Dependence is Symmetric

Requirements for Specified Symmetry Condition

- Specify curve at angle of 90°.

Axial Forces for Moment Rotation Curves

Number of Axial Forces

Curve Angles for Moment Rotation Curves

Number of Angles

Moment Rotation Data for FH1 - Interacting P-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: 0, Angle: 90, Curve #1: [Navigation Buttons]
 Units: KN, m, C

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0,	0,
B	1,	0,
C	1,1	0,015
D	0,2	0,015
E	0,2	0,025

Note: Yield moment is defined by interaction curve

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 3,000E-03
- Life Safety: 0,012
- Collapse Prevention: 0,015

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View
 Plan: 0, Elevation: 0, Aperture: 0, Axial Force: 0,
 Hide Backbone Lines
 Show Acceptance Criteria
 Show Thickened Lines
 Highlight Current Curve

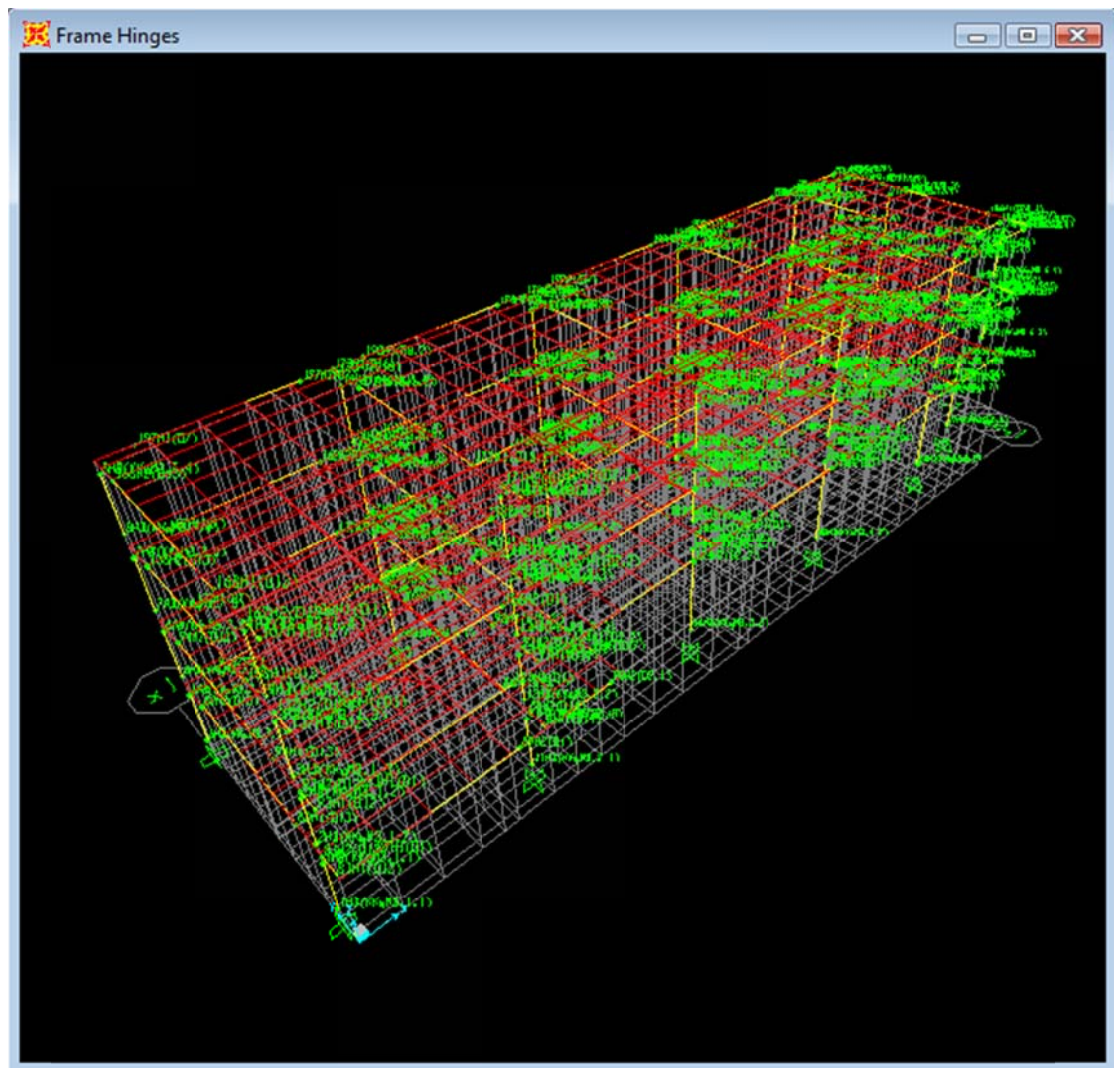
Moment Rotation Information
 Symmetry Condition: Symmetric
 Number of Axial Force Values: 1
 Number of Angles: 1
 Total Number of Curves: 1

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

Οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις που ορίστηκαν στο μοντέλο του υφιστάμενου κτιρίου είναι σε κάμψη στα δύο άκρα όλων των υποστυλωμάτων, και σε διάτμηση στα δύο άκρα όλων των δοκών.

Προσομοίωμα κτιρίου με πιθανές πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων και δοκών στο πρόγραμμα SAP 2000:



7.5.3 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων

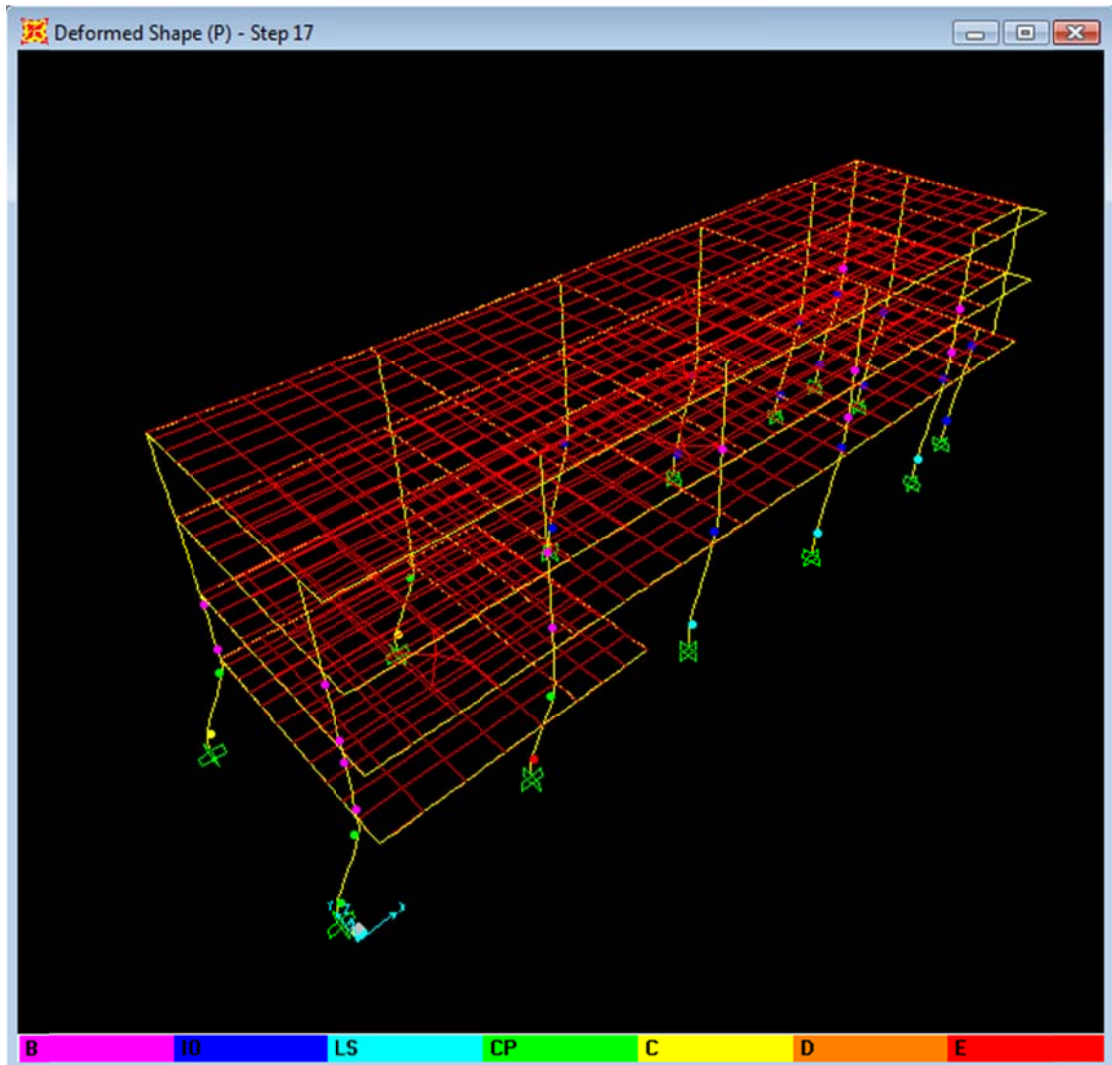
Πραγματοποιήθηκαν συνολικά οκτώ διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Οι τέσσερις από αυτές πραγματοποιήθηκαν ακολουθώντας την ιδιομορφική κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τη σχέση (3.15) του ΕΑΚ 2000, κατά x , $-x$, y , και $-y$. Οι άλλες τέσσερις πραγματοποιήθηκαν ακολουθώντας την ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος, επίσης κατά x , $-x$, y , και $-y$.

Για την πραγματοποίηση κάθε ανελαστικής στατικής ανάλυσης θεωρήθηκε τέμνουσα βάση και αντίστοιχη μετακίνηση κορυφής μεγαλύτερη της συνολικής αντοχής του κτιρίου, και παρακολουθήθηκε η συμπεριφορά του μέχρι την κατάρρευσή του.

Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται τα αποτελέσματα των οκτώ ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο κτίριο:

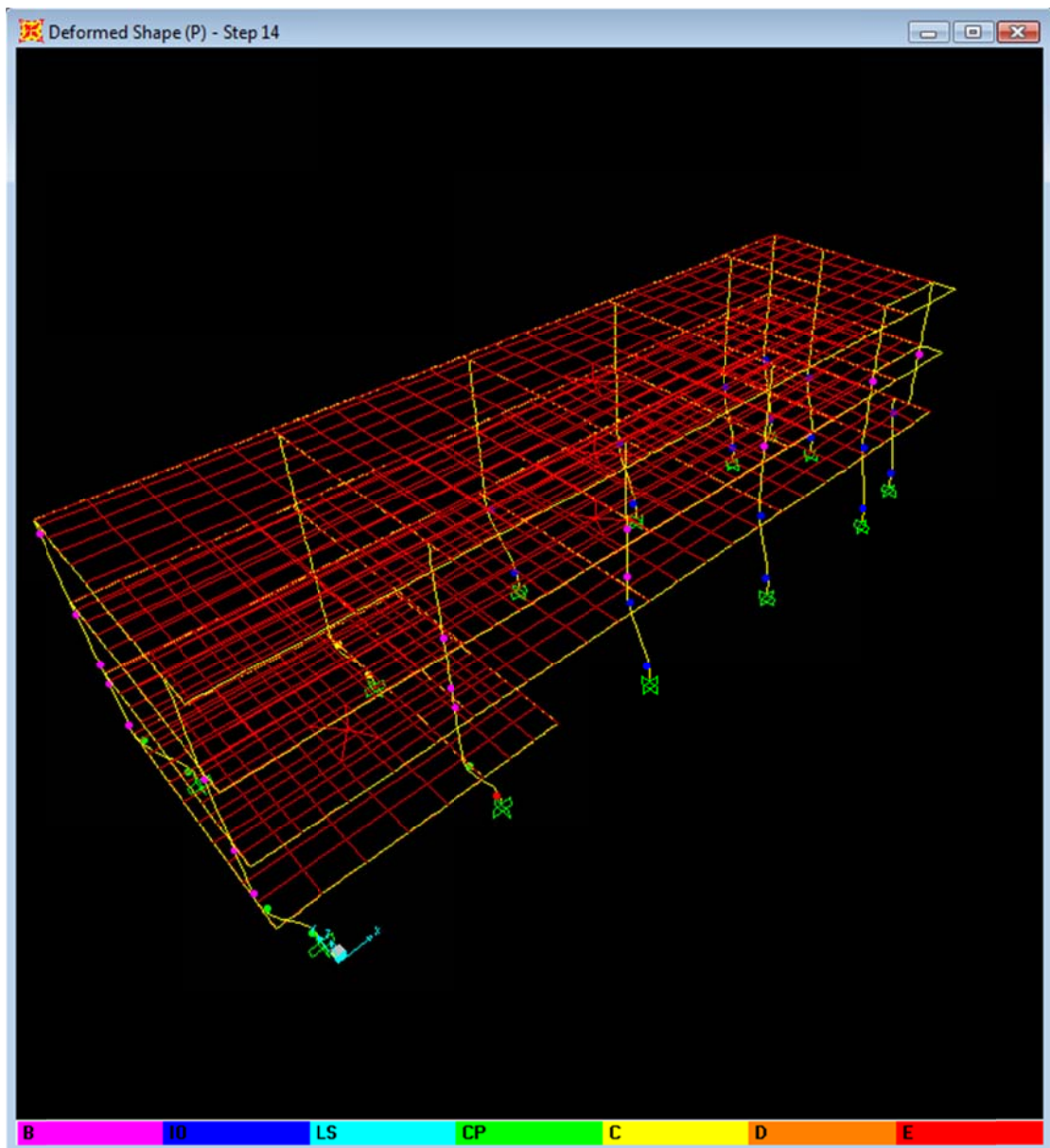
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



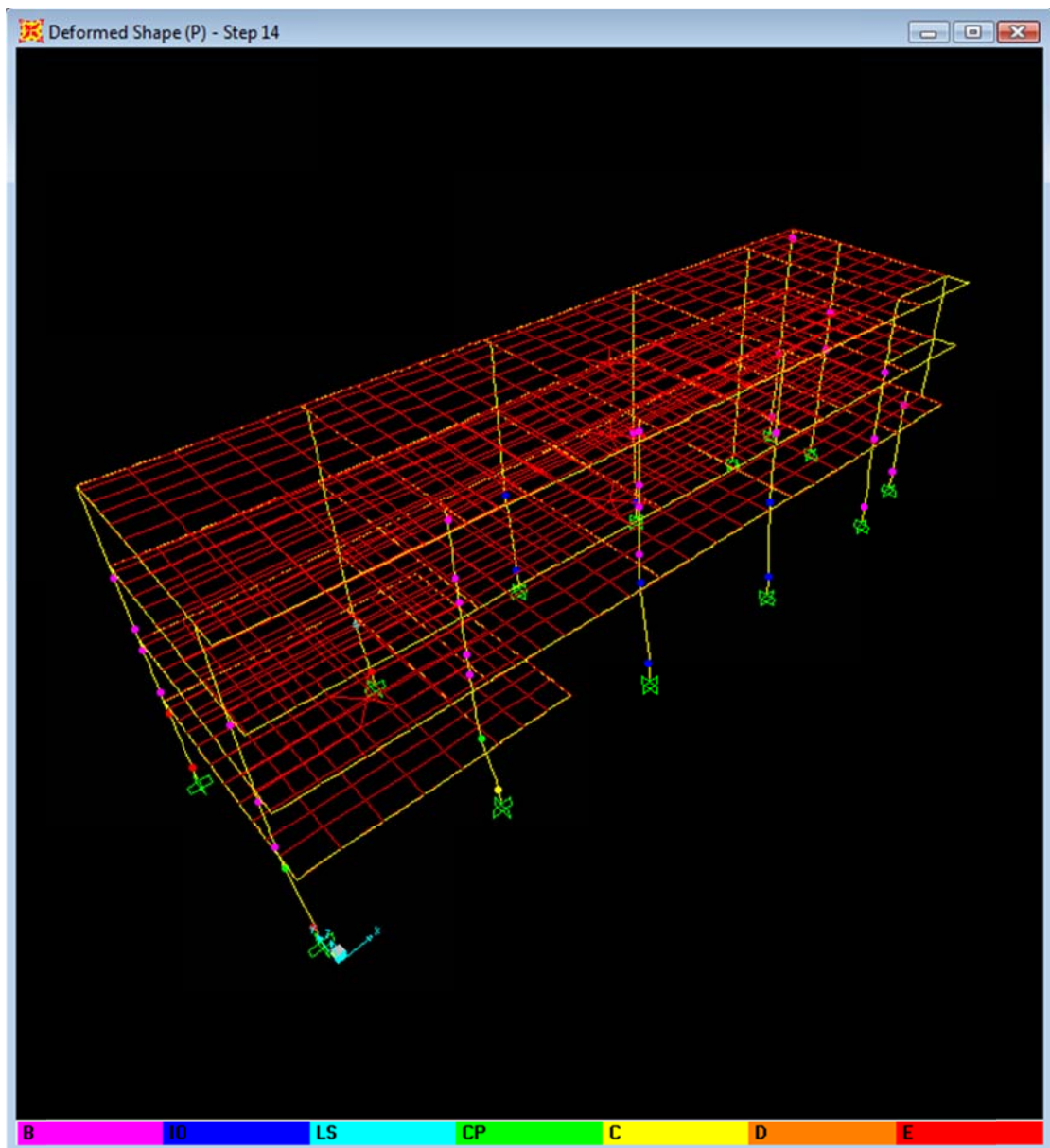
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα υποστυλώματα K2, K7, και K8 έχουν αστοχήσει στη βάση τους, τα υποστυλώματα K1, K3, K4, και K5 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους, ενώ τα υποστυλώματα K1, K2, K7, και K8 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία και στη οροφή του ημιώροφου. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να αναπτύσσεται είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 609,243 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 7,86 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



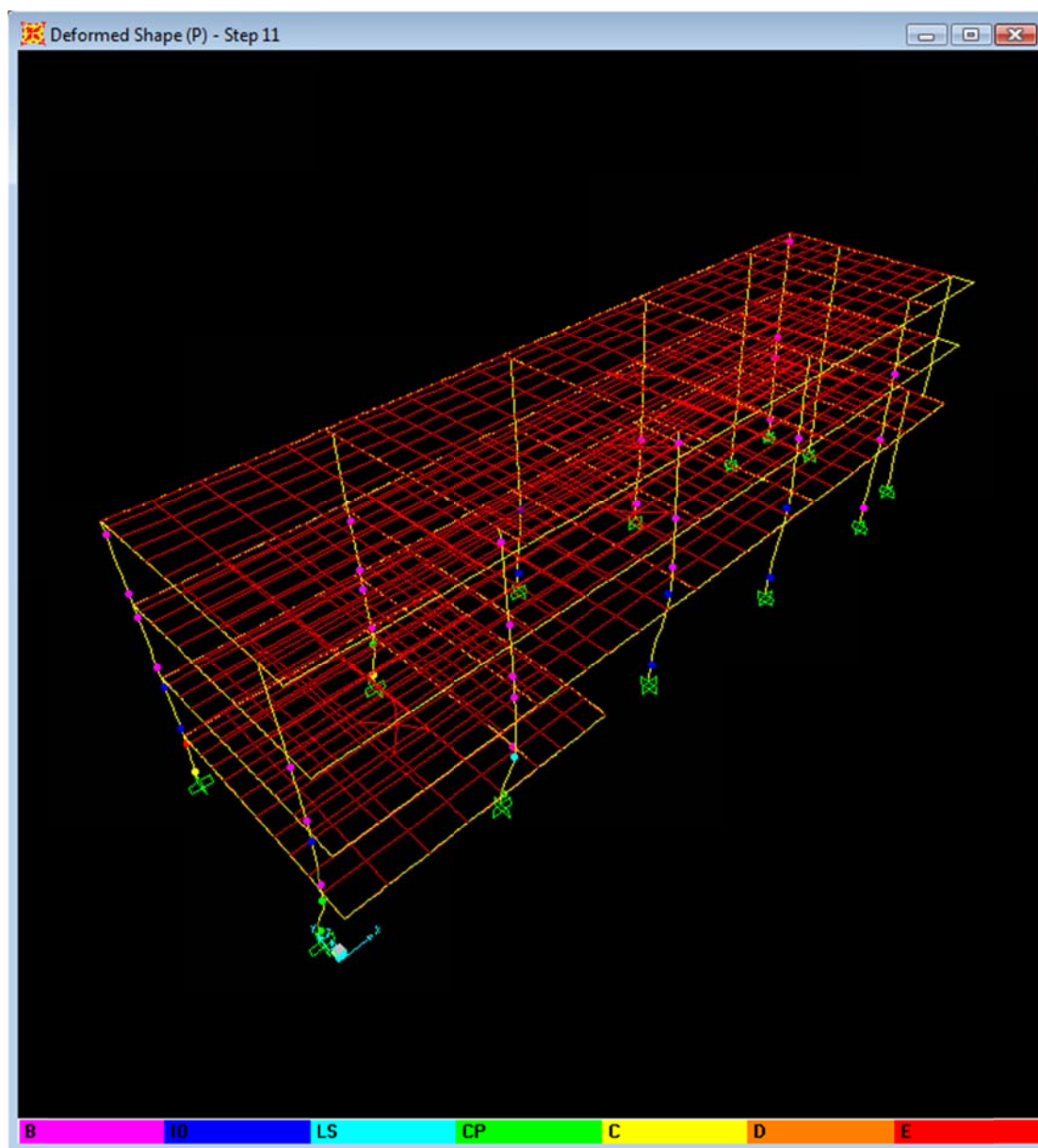
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα υποστυλώματα K2, και K8 έχουν αστοχήσει στη βάση τους, τα υποστυλώματα K1, και K7 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους, ενώ τα υποστυλώματα K1, K2, K7, και K8 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία και στη οροφή του ημιώροφου. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να αναπτύσσεται είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 647,349 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 7,33 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y , στην κατάρρευση. Τα υποστυλώματα K1, K2, K7, και K8 έχουν αστοχήσει στη βάση τους, ενώ βρίσκονται και πολύ κοντά στην αστοχία τους και στη οροφή του ημιώροφου. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να αναπτύσσεται είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 931,367 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 6,24 cm.

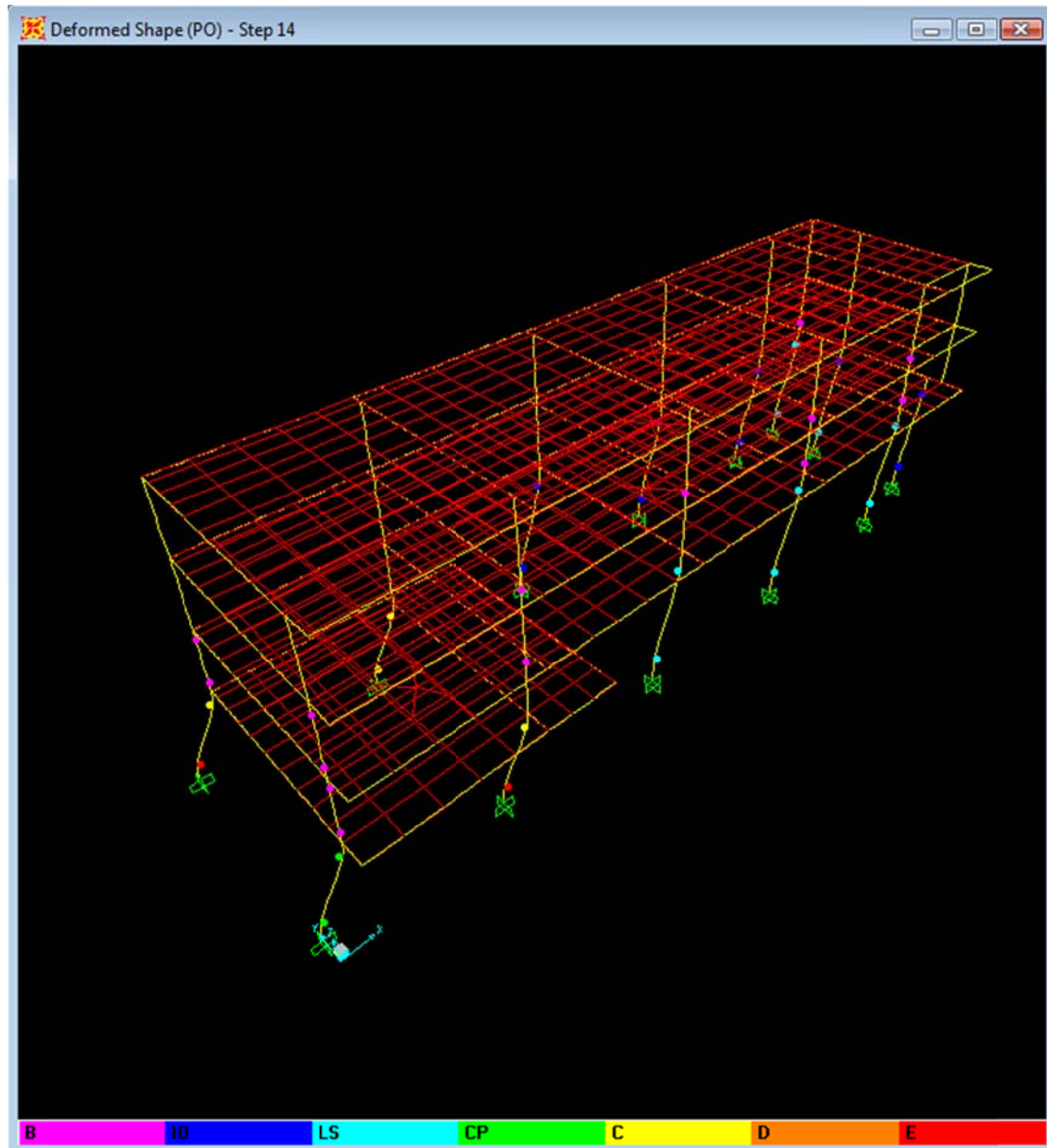
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y, στην κατάρρευση. Τα υποστυλώματα K7, και K8 έχουν αστοχήσει στη βάση τους, ενώ βρίσκονται και πολύ κοντά στην αστοχία τους και στη οροφή του ημιώροφου, ταυτόχρονα πολύ κοντά στην αστοχία σε βάση και οροφή ημιώροφου βρίσκονται και τα υποστυλώματα K1, και K2. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να αναπτύσσεται είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 1194,307 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 3,91 cm.

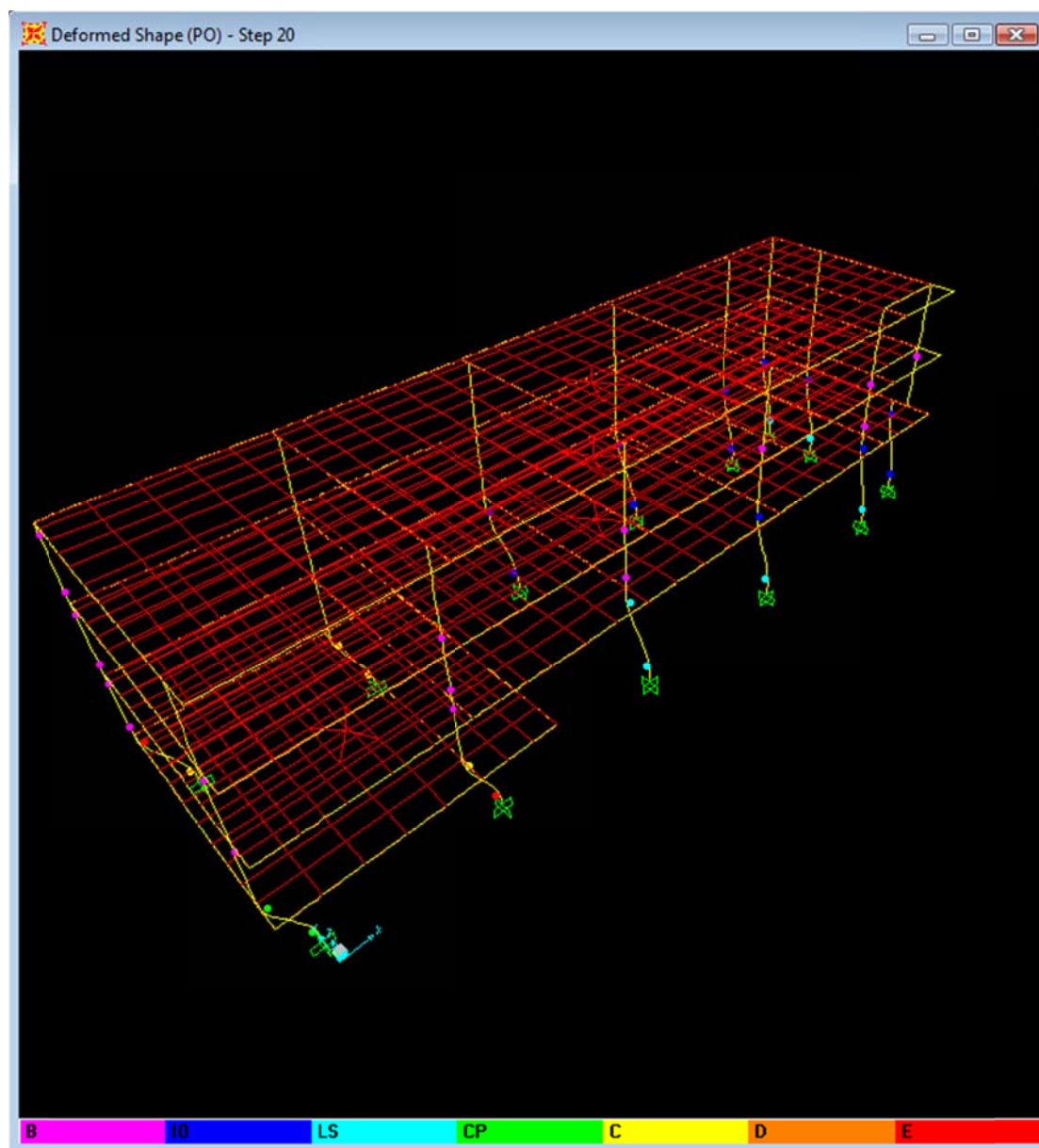
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



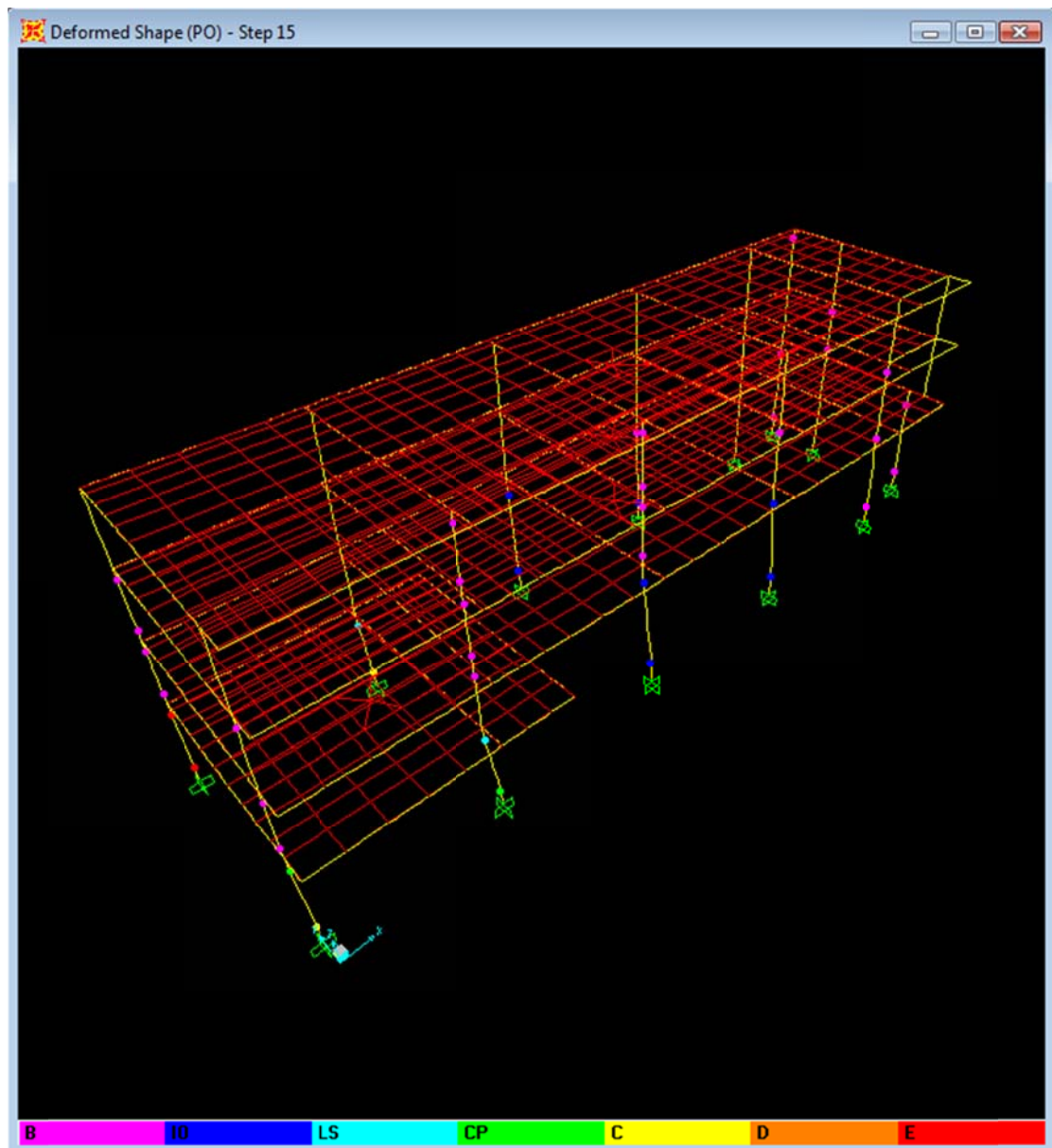
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα υποστυλώματα K2, K7, και K8 έχουν αστοχήσει στη βάση τους και στην οροφή του ημιώροφου, ενώ τα υποστυλώματα K1, K3, K4, και K5 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία επίσης στη βάση τους και στην οροφή του ημιώροφου. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να αναπτύσσεται είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 611,192 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 8,18 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



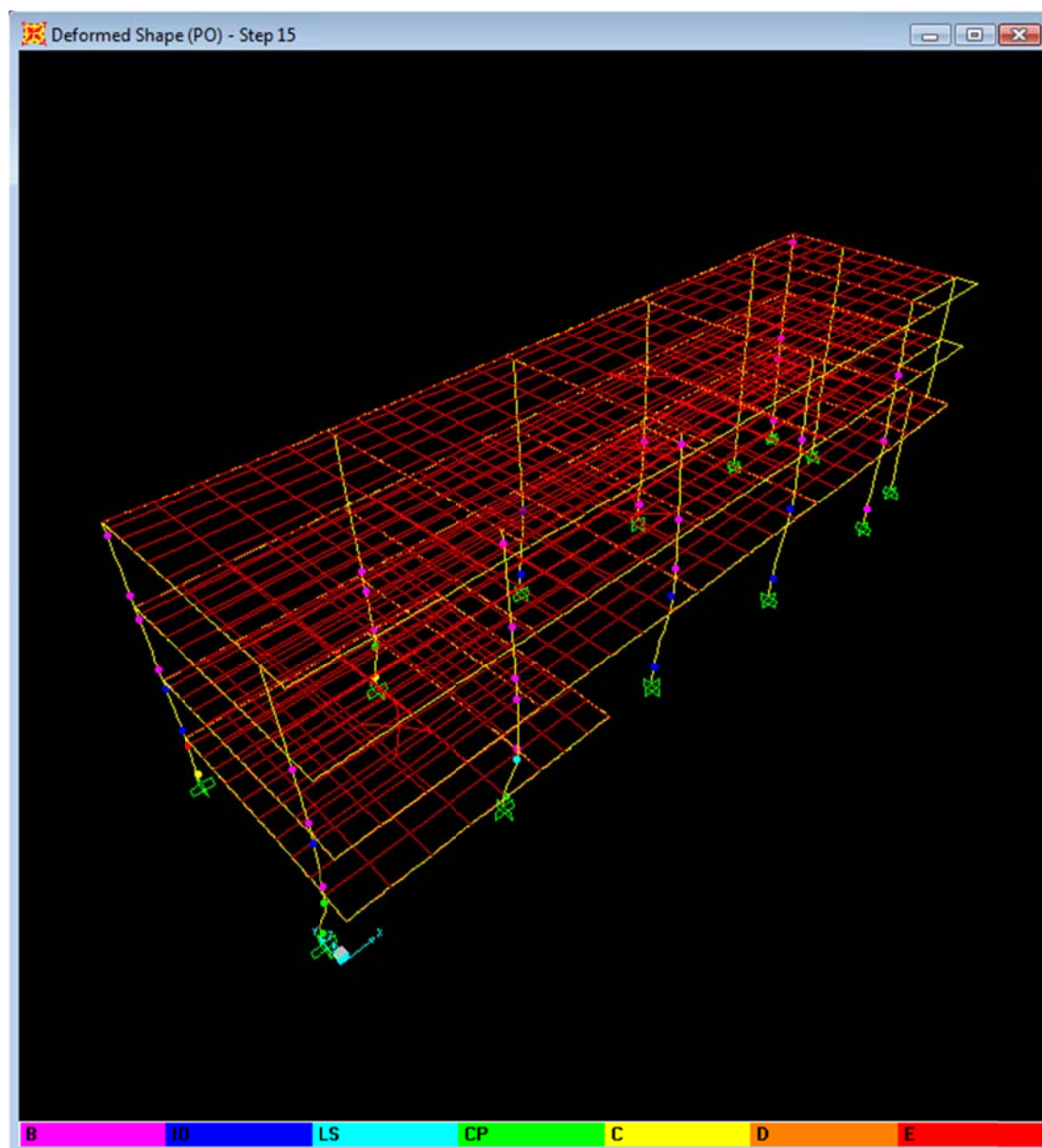
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα υποστυλώματα K2, K7, και K8 έχουν αστοχήσει στη βάση τους και στην οροφή του ημιώροφου, ενώ τα υποστυλώματα K1, K3, K4, και K5 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία επίσης στη βάση τους και στην οροφή του ημιώροφου. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να αναπτύσσεται είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 630,777 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 7,75 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά γ:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ, στην κατάρρευση. Τα υποστυλώματα K1, K7, και K8 έχουν αστοχήσει στη βάση τους, το K7 και στην οροφή του ημιώροφου, ενώ πολύ κοντά στην αστοχία βρίσκονται τα υποστυλώματα K2 στη βάση του, και K1, K2, και K8 στην οροφή του ημιώροφου. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να αναπτύσσεται είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 907,216 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 5,51 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:

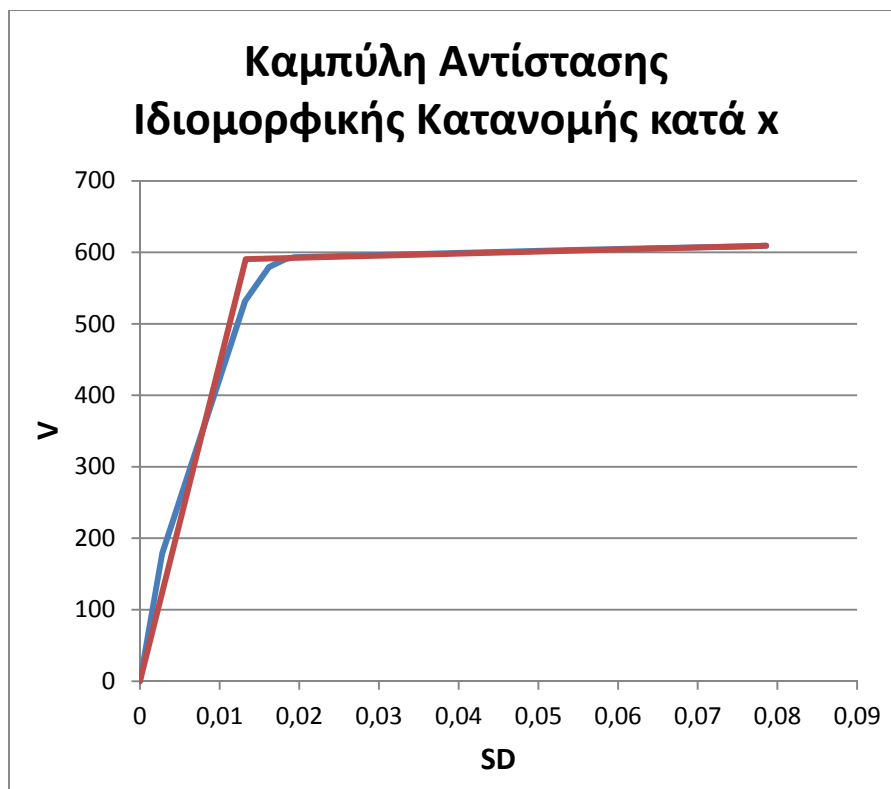


Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y, στην κατάρρευση. Τα υποστυλώματα K7, και K8 έχουν αστοχήσει στη βάση τους, το K8 και στην οροφή του ημιώροφου, ενώ πολύ κοντά στην αστοχία βρίσκονται και τα υποστυλώματα K1, και K2 σε βάση και κορυφή ημιώροφου, και K1 στην οροφή του ημιώροφου. Ο μηχανισμός αστοχίας που φαίνεται να αναπτύσσεται είναι ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 1183,235 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 3,91 cm.

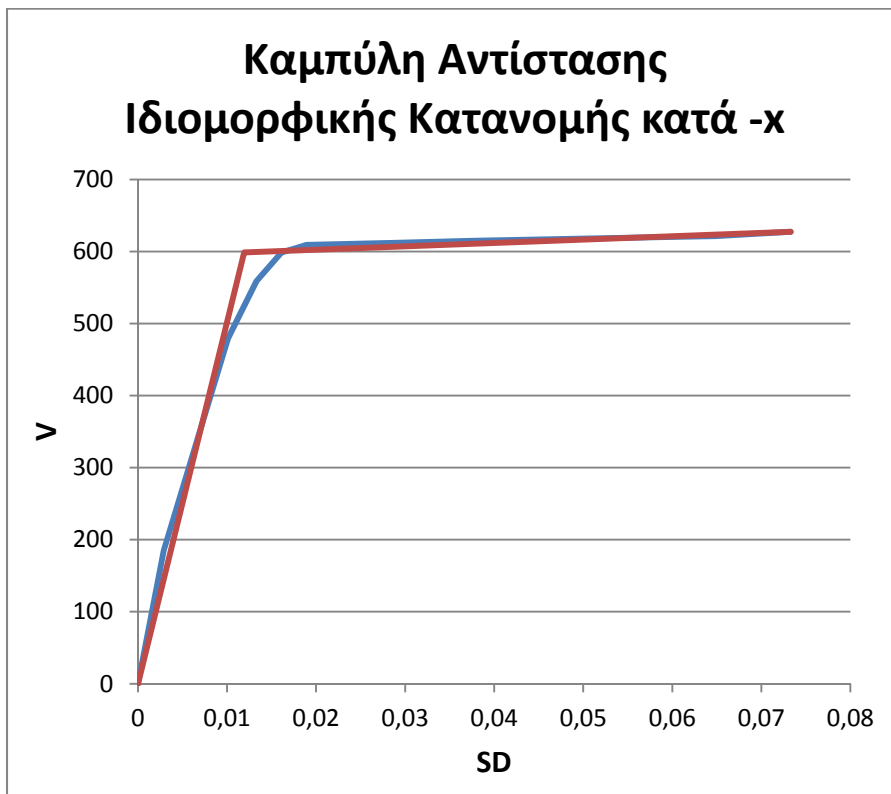
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται οι καμπύλες δύναμης – μετακίνησης, καθώς και οι διγραμμικές καμπύλες δύναμης – μετακίνησης των οκτώ ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο κτίριο:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

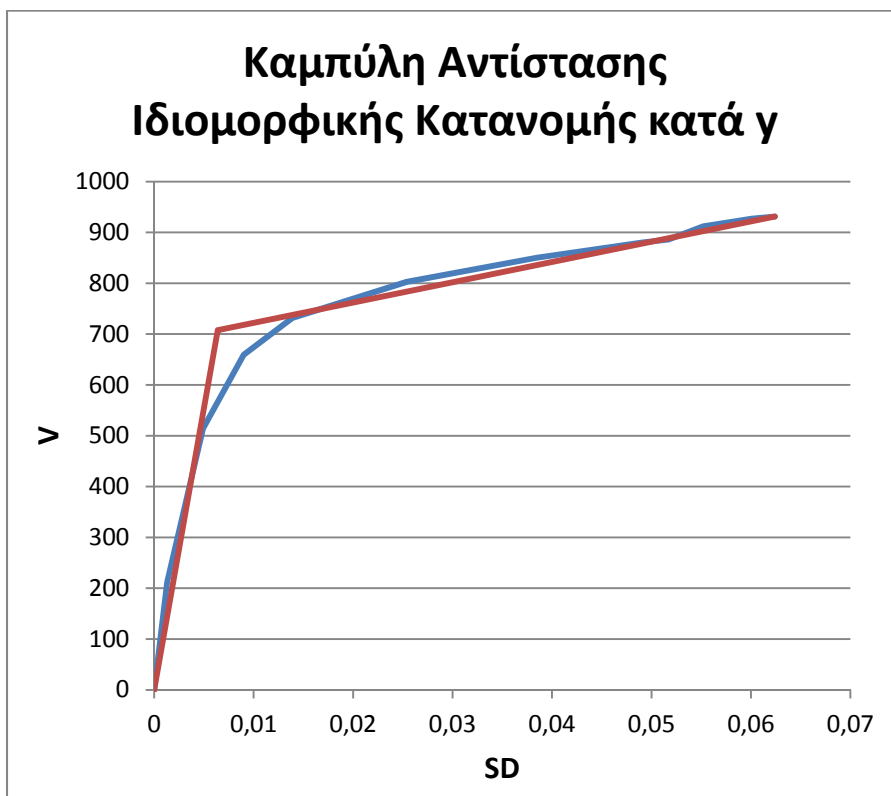
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά χ:



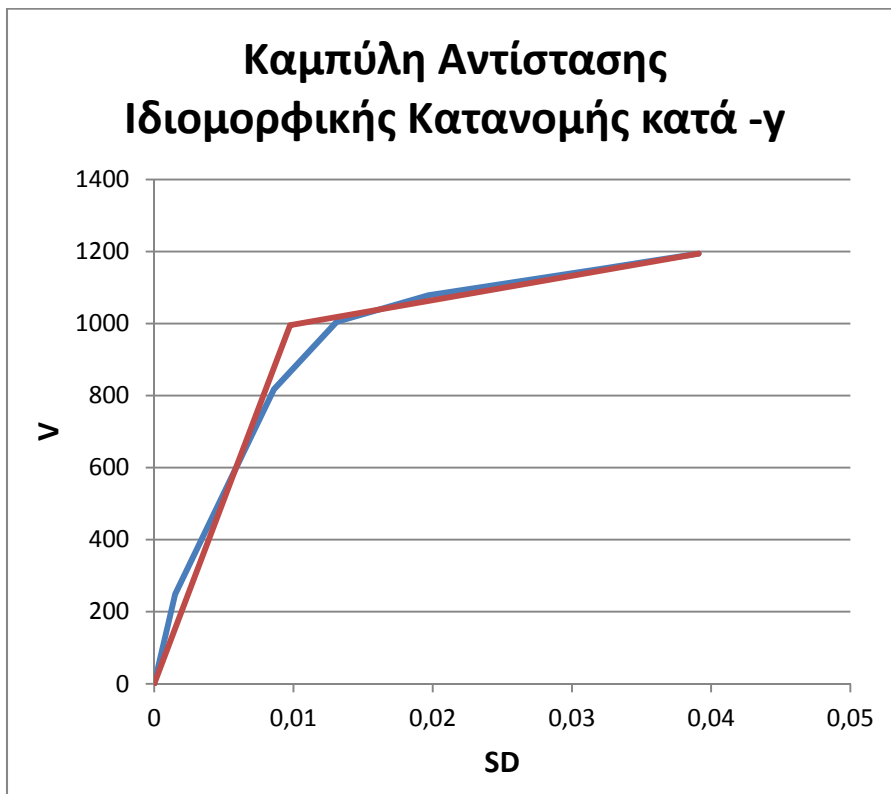
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ:

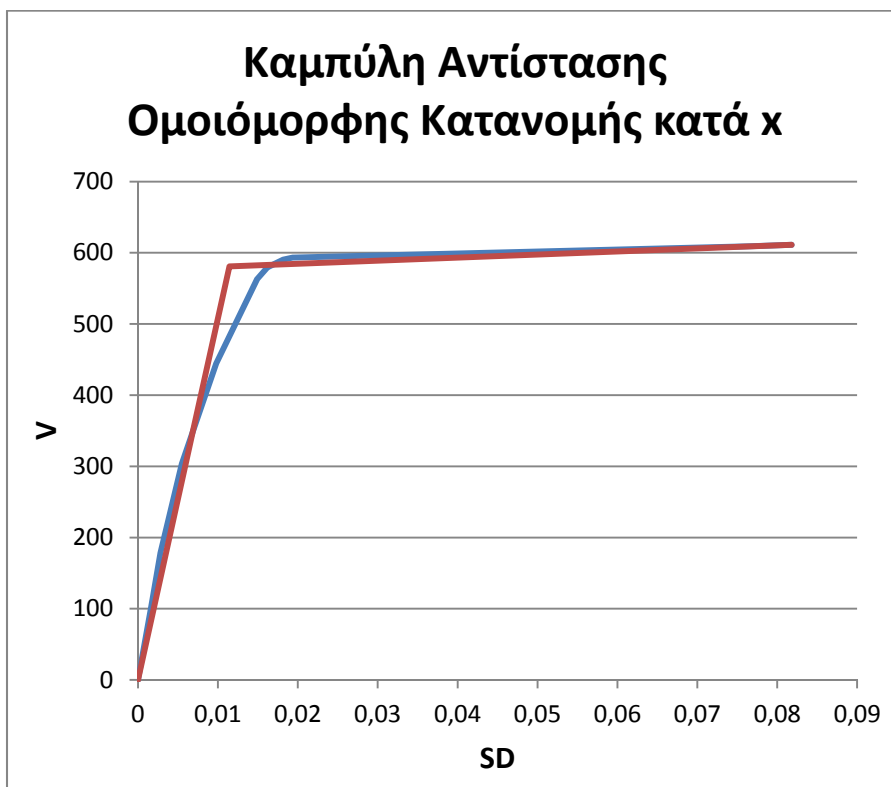


Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-y$:

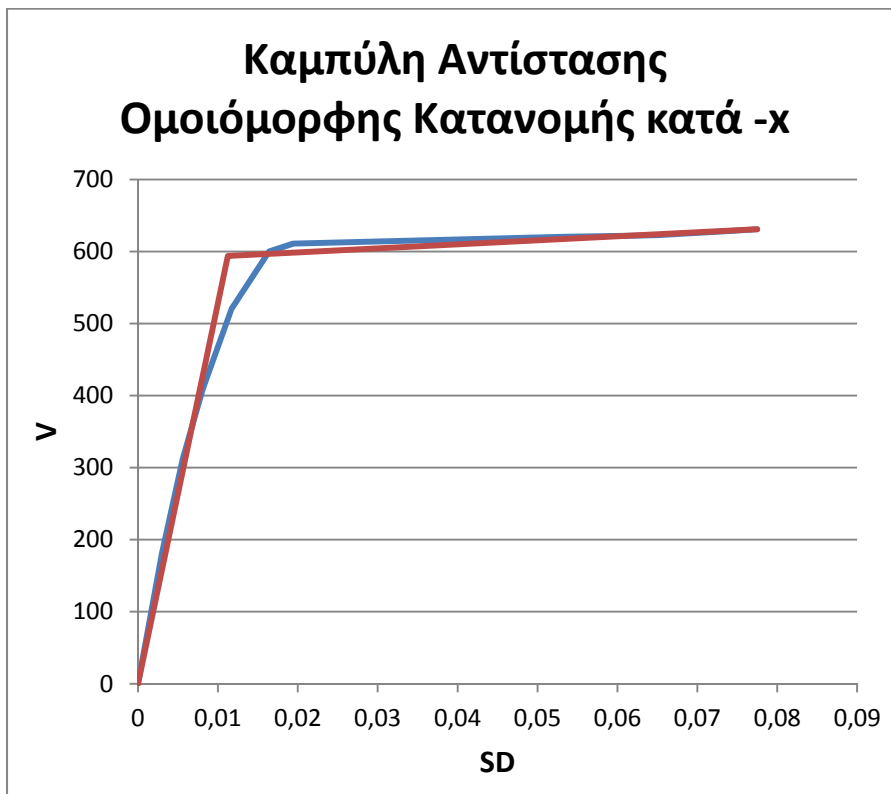


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

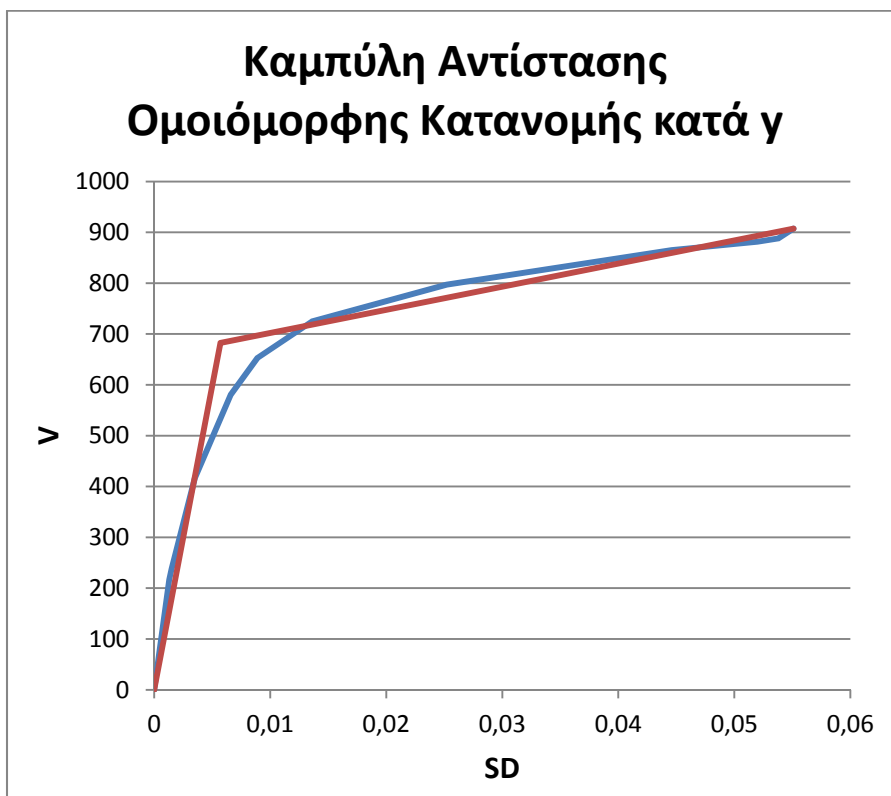
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



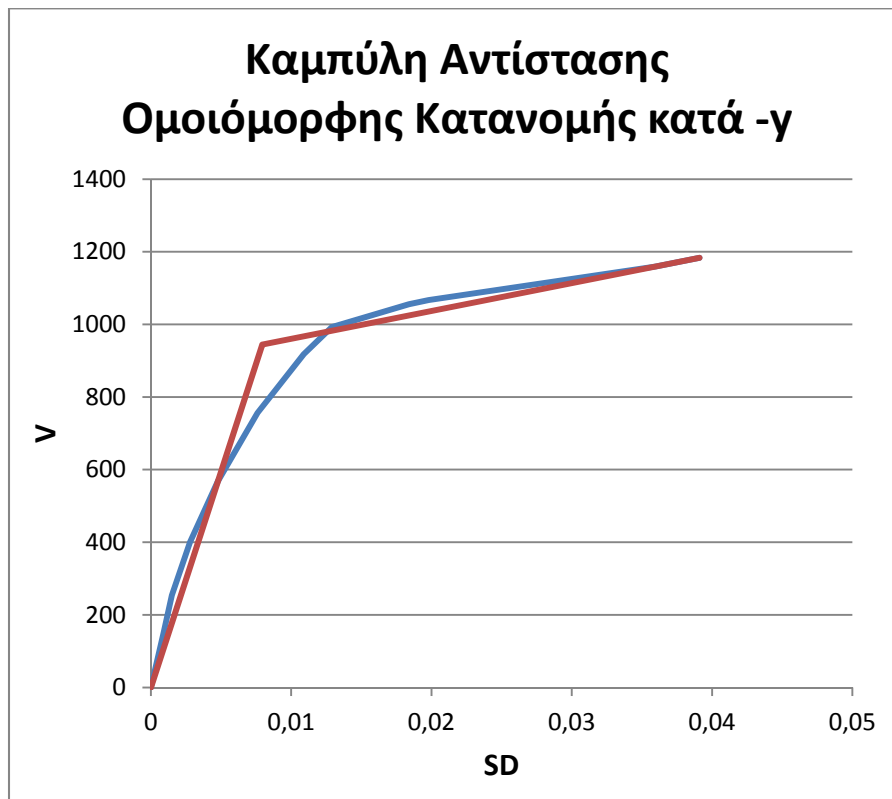
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ:



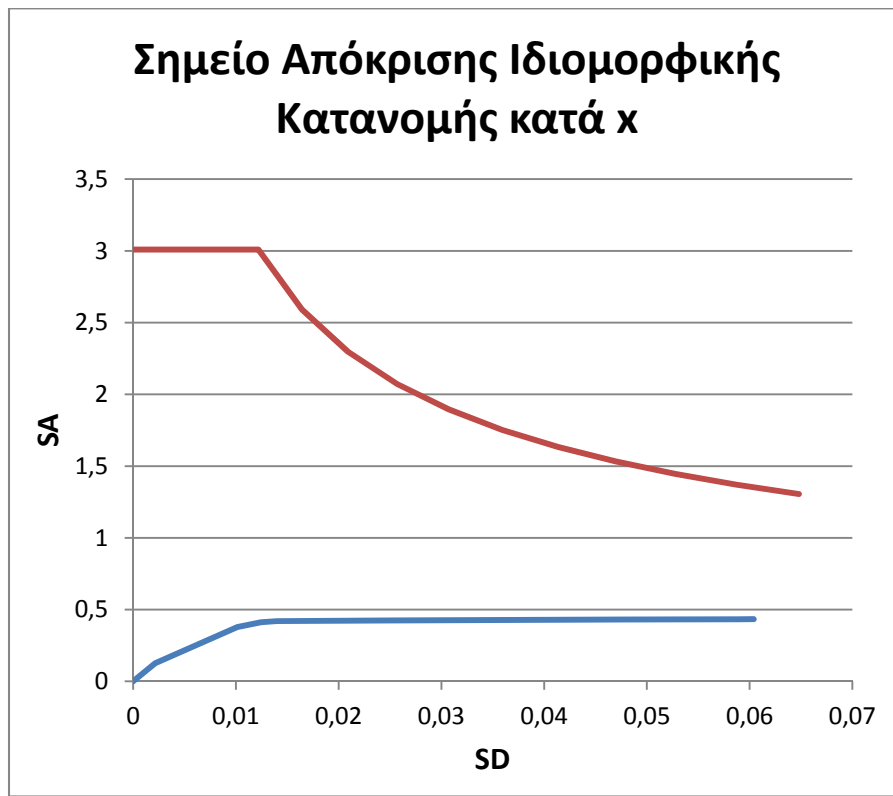
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -γ:



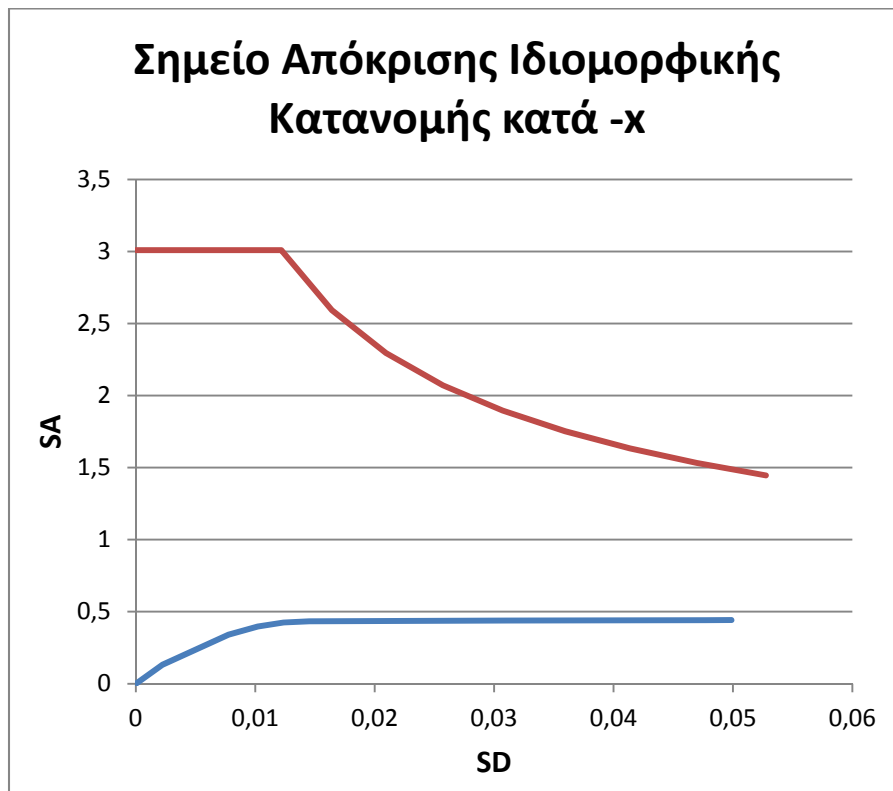
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο κτίριο, με βάση τον σημερινό αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ 2000:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

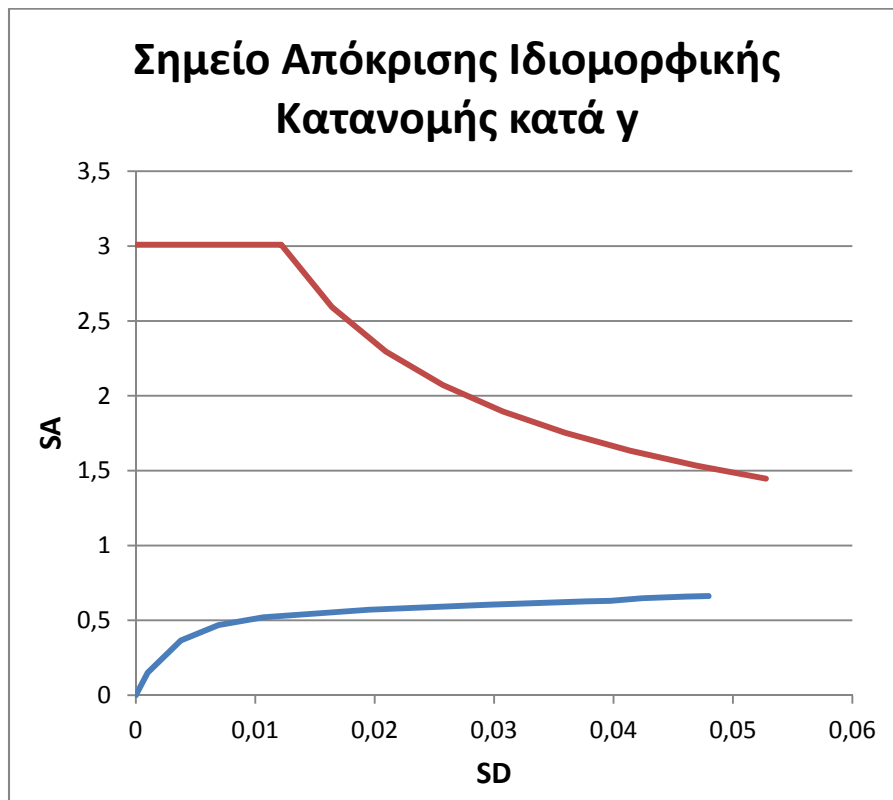
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



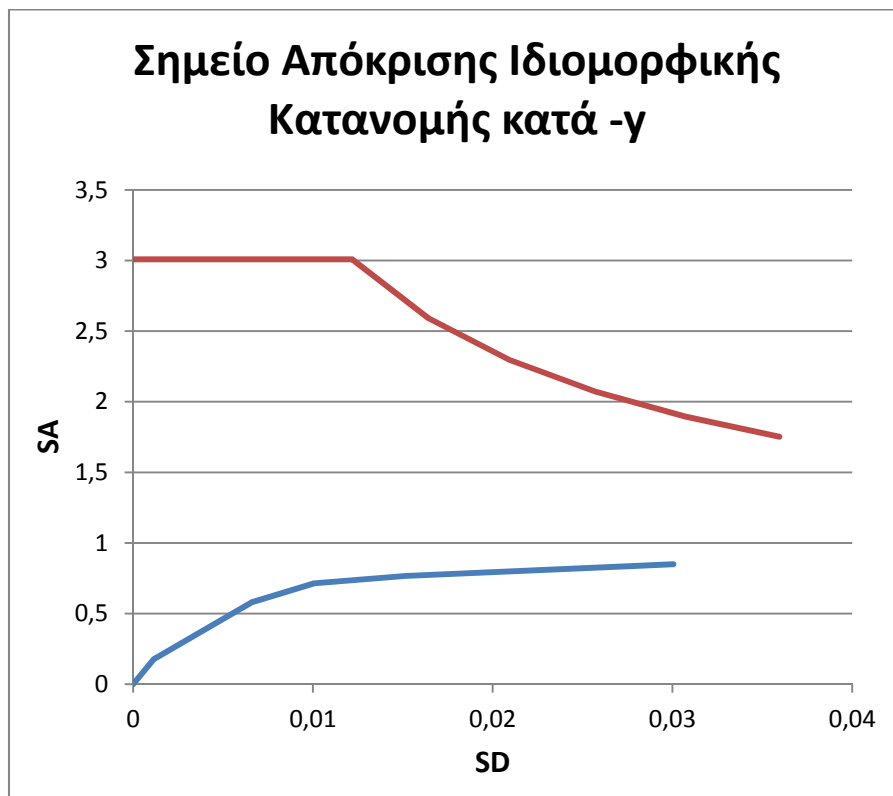
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-x$:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

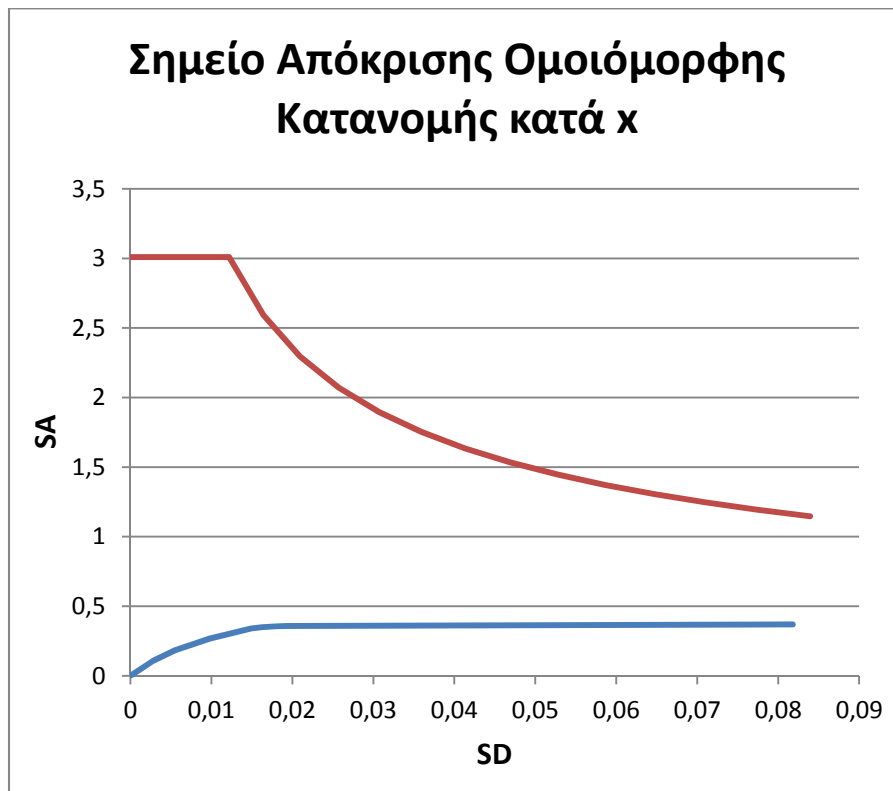


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

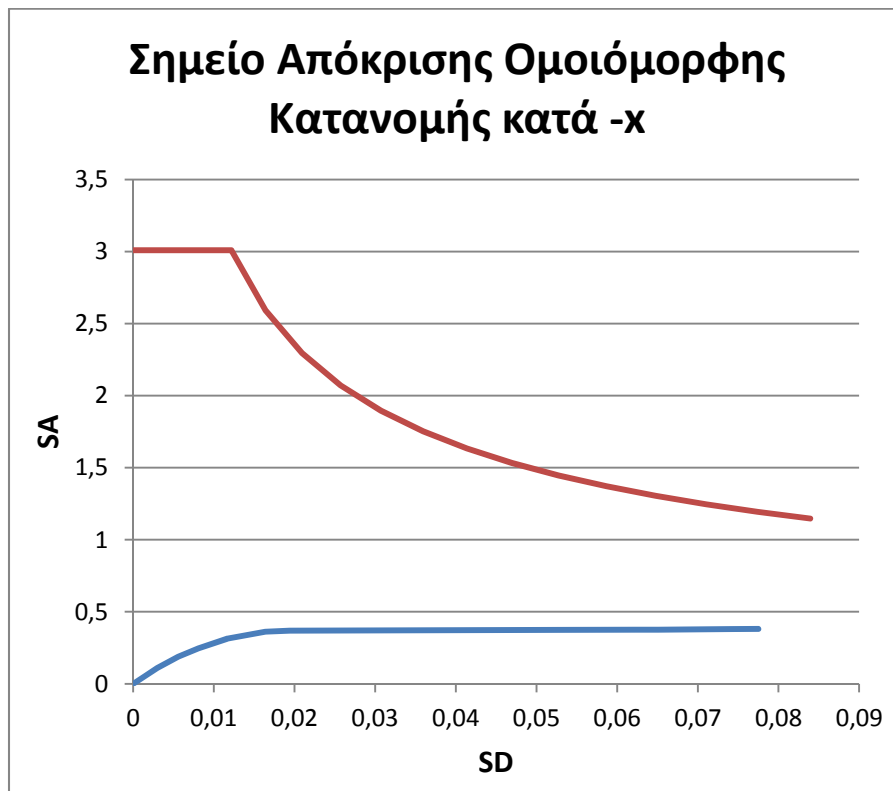


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

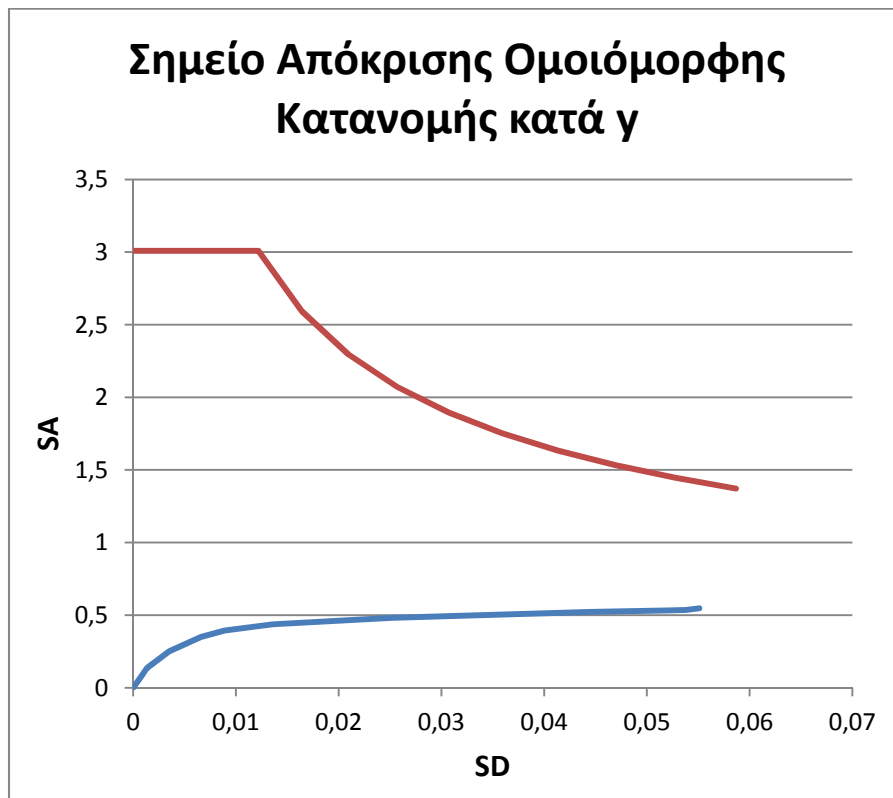
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



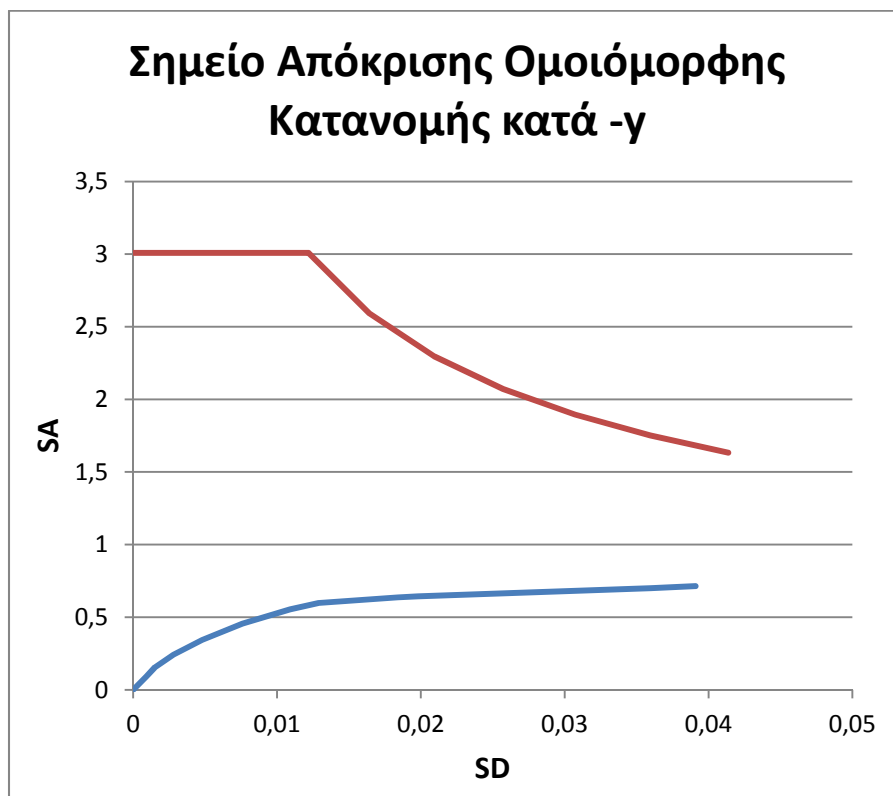
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:



Όπως προκύπτει από τα παραπάνω διαγράμματα, το κτίριο έχει πολύ σοβαρά προβλήματα σε σεισμικά φορτία με βάση τον σύγχρονο αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ 2000, καθώς μέχρι και τη στιγμή που το κτίριο καταρρέει η καμπύλη αντίστασης δεν τέμνει σε κανένα σημείο το φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ 2000, και μάλιστα 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.

Κεφάλαιο 8: Περιγραφή και προσομοίωση ενισχυμένου κτιρίου

8.1 Γενικά Στοιχεία

Το σχολικό κτίριο θα ενισχυθεί με στόχο να ικανοποιούνται τα κριτήρια του αντισεισμικού κανονισμού 2000 (ΕΑΚ 2000). Η μέθοδος που ακολουθήθηκε για την ενίσχυσή του είναι η κατασκευή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος στο σύνολο των υποστυλωμάτων του, και στο μοναδικό τοιχείο του, και σε όλο το ύψος τους, καθώς όπως προέκυψε από τον έλεγχο επάρκειας όλα τα υποστυλώματα εμφανίζουν σημαντικές ανεπάρκειες. Οι μανδύες του κτιρίου αυτού κατασκευάστηκαν από έγχυτο σκυρόδεμα ποιότητας C20/25, χάλυβα σκυροδέματος ποιότητας S500, και πάχος μανδύα σε κάθε πλευρά του υφιστάμενου υποστυλώματος 10cm.

8.2 Διατομές και οπλισμοί υποστυλωμάτων και δοκών

8.2.1 Υποστυλώματα

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου, και το μοναδικό τοιχείο του, θα ενισχυθούν με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 10 cm.

Οι νέες διατομές των υποστυλωμάτων καθώς και ο επιπλέον οπλισμός που θα τοποθετηθεί στους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος κάθε ενός φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 8.1: Στοιχεία υποστυλωμάτων ενισχυμένου

Υποστυλώματα Ημιώροφου				
Υποστυλώμα	Διατομή (m)	Εμβαδόν Διατομής (m ²)	Οπλισμός Μανδύα	Εμβαδόν Οπλισμού Μανδύα (cm ²)
K1	0,60X1,50	0,900	34Ø24	153,812
K2	0,60X1,50	0,900	24Ø24	108,573
K7	0,70X0,60	0,420	16Ø24	72,382
K8	R=0,70	0,385	10Ø24	45,239

Υποστυλώματα Ισογείου				
Υποστύλωμα	Διατομή (m)	Εμβαδόν Διατομής (m²)	Οπλισμός Μανδύα	Εμβαδόν Οπλισμού Μανδύα (cm²)
K1	0,60X1,50	0,900	18Ø24	153,812
K2	0,60X1,50	0,900	18Ø24	81,430
K3	0,60X1,50	0,900	32Ø24	144,765
K4	0,60X1,50	0,900	28Ø24	126,669
K5	0,60X1,50	0,900	28Ø24	126,669
K6	0,50X4,20	2,100	-	-
K7	0,70X0,60	0,420	16Ø24	72,382
K8	R=0,70	0,385	10Ø24	45,239
K9	R=0,70	0,385	12Ø24	54,287
K10	R=0,70	0,385	12Ø24	49,763
K11	R=0,70	0,385	8Ø24	31,667
K12	0,70X0,60	0,420	14Ø24	63,335
K13	0,55X0,55	0,303	8Ø24	36,191

Υποστυλώματα 1ου Ορόφου				
Υποστύλωμα	Διατομή (m)	Εμβαδόν Διατομής (m²)	Οπλισμός Μανδύα	Εμβαδόν Οπλισμού Μανδύα (cm²)
K1	0,60X1,50	0,900	18Ø24	153,812
K2	0,60X1,20	0,720	18Ø24	81,430
K3	0,60X1,20	0,720	4Ø24	18,096
K4	0,60X1,20	0,720	4Ø24	18,096
K5	0,60X1,20	0,720	8Ø24	36,191
K6	0,55X0,55	0,303	6Ø24	27,143
K7	0,70X0,60	0,420	16Ø24	72,382
K8	R=0,70	0,385	10Ø24	45,239
K9	R=0,70	0,385	12Ø24	54,287
K10	R=0,70	0,385	12Ø24	49,763
K11	R=0,70	0,385	8Ø24	31,667
K12	0,70X0,60	0,420	14Ø24	63,335
K13	0,55X0,55	0,303	8Ø24	36,191

Υποστυλώματα 2ου Ορόφου				
Υποσύλωμα	Διατομή (m)	Εμβαδόν Διατομής (m ²)	Οπλισμός Μανδύα	Εμβαδόν Οπλισμού Μανδύα (cm ²)
K1	0,60X1,50	0,900	18Ø24	153,812
K2	0,60X1,20	0,720	18Ø24	81,430
K3	0,60X1,20	0,720	4Ø24	18,096
K4	0,60X1,20	0,720	4Ø24	18,096
K5	0,60X1,20	0,720	8Ø24	36,191
K6	0,55X0,55	0,303	6Ø24	27,143
K7	0,70X0,60	0,420	16Ø24	72,382
K8	R=0,70	0,385	10Ø24	45,239
K9	R=0,70	0,385	12Ø24	54,287
K10	R=0,70	0,385	12Ø24	49,763
K11	R=0,70	0,385	8Ø24	31,667
K12	0,70X0,60	0,420	14Ø24	63,335
K13	0,55X0,55	0,303	8Ø24	36,191

Σε ό,τι αφορά τον οπλισμό σε διάτμηση, δεδομένου ότι θέλουμε αυξημένη περίσφιγξη και αυξημένη πλαστιμότητα, θα τοποθετηθούν κατ' ελάχιστον συνδετήρες δίτμητοι διατομής Ø10 ανά 10 εκατοστά. Από τον έλεγχο διάτμησης προκύπτει ότι επαρκούν για να παραλάβουν με ασφάλεια την τέμνουσα που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα. Ωστόσο, επειδή πρέπει να εξασφαλιστεί ότι κάθε υποσύλωμα εάν αστοχήσει αυτό θα πρέπει να συμβεί λόγω κάμψης και όχι λόγω διάτμησης, στο υποσύλωμα K1 στον ημιώροφο θα τοποθετηθούν συνδετήρες δίτμητοι Ø14/10, στο K2 στον ημιώροφο και στο ισόγειο Ø14/10, στο K2 στους 1^ο και 2^ο όροφο Ø12/10, και στο K3 στο ισόγειο Ø12/10.

Ισχύουν οι ίδιες παραδοχές, ως προς την προσομοίωση των υποστυλωμάτων στο πρόγραμμα SAP 2000, με τη διαφορά ότι τώρα θα πρέπει να οριστούν και οι συντελεστές μονολιθικότητας.

Προσομοίωση συντελεστή μονολιθικότητας ενισχυμένης διατομής με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος στο πρόγραμμα SAP 2000:

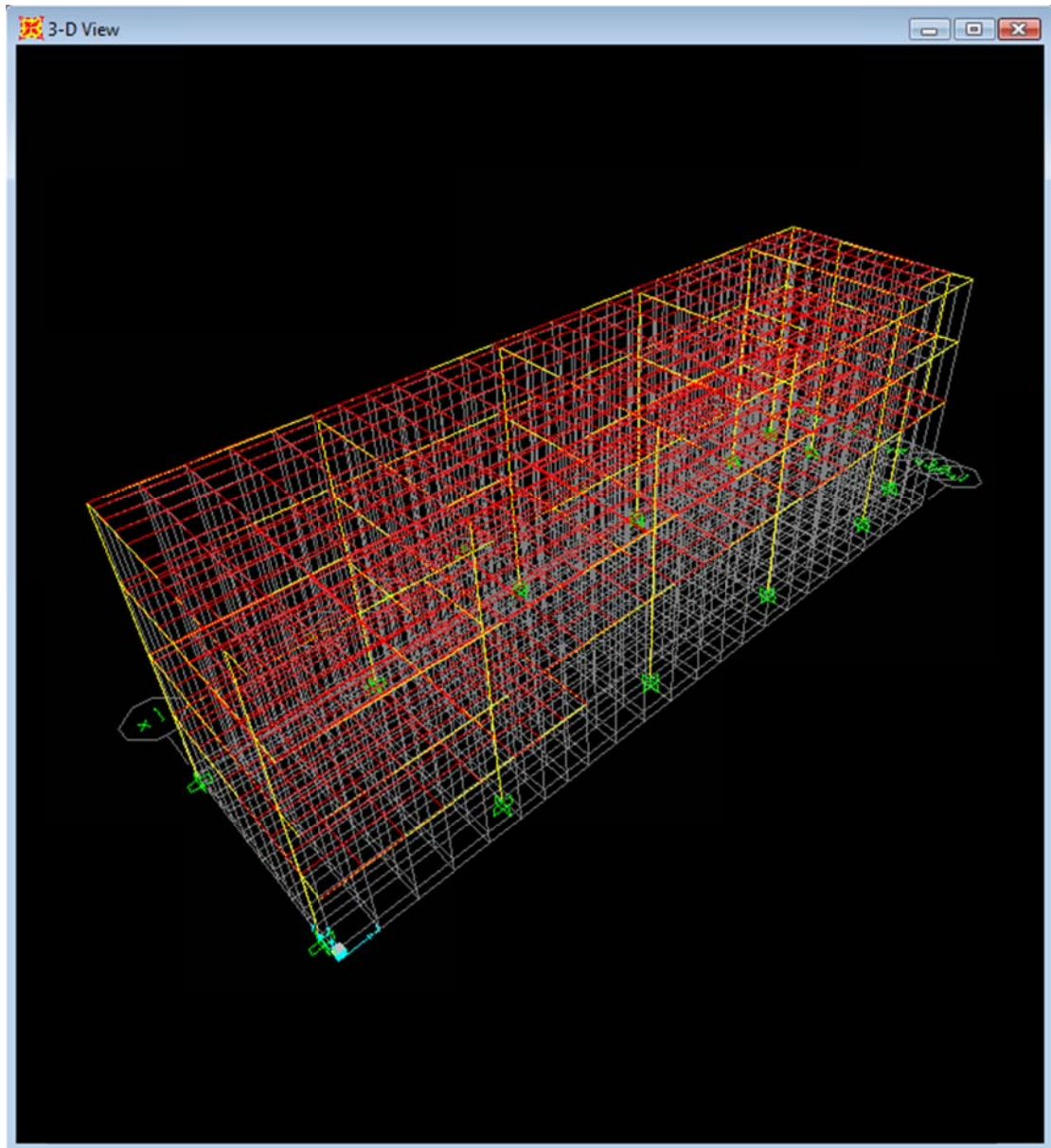
Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	1
Weight	1

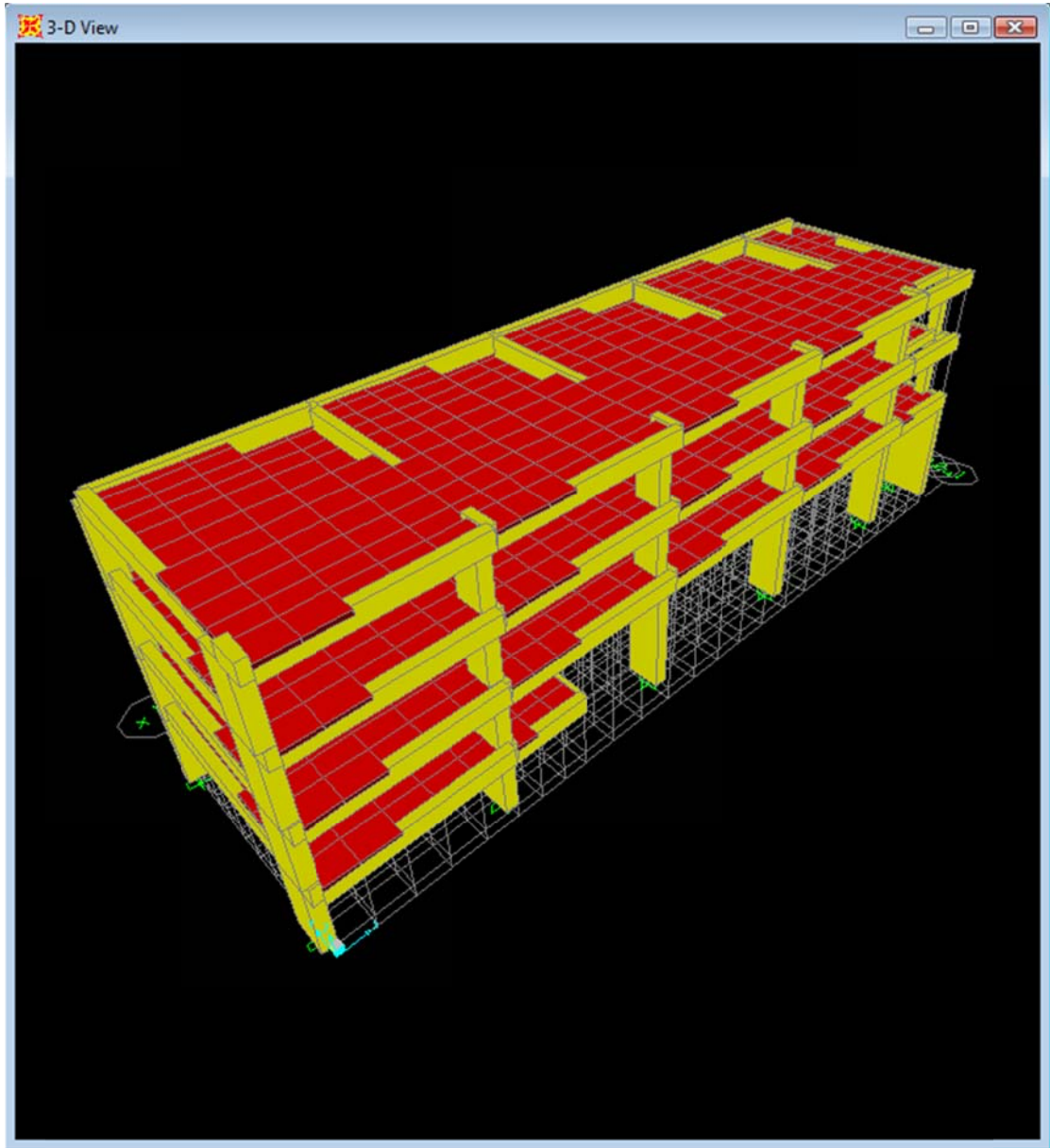
8.2.2 Δοκοί

Σε αντίθεση με τα υποστυλώματα οι δοκοί δεν θα ενισχυθούν με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, αλλά θα ελεγχθεί η επάρκειά τους στο νέο κτίριο, μετά την ενίσχυση των υποστυλωμάτων, και στη συνέχεια θα ενισχυθούν με σύνθετα υλικά έναντι διάτμησης.

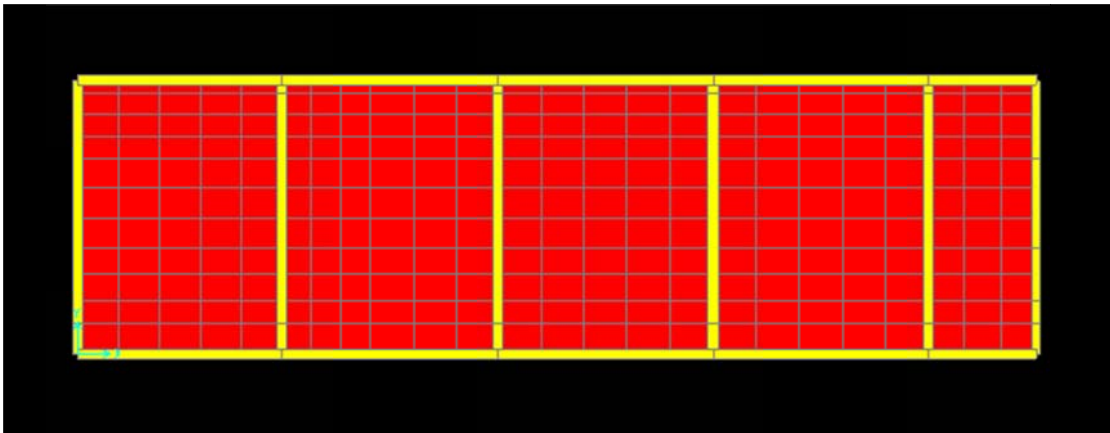
Οι δοκοί που αποφασίστηκε να ενισχυθούν με σύνθετα υλικά είναι οι, Δ5, Δ6, Δ7, Δ11, Δ13, Δ14, Δ15, Δ16, Δ17, Δ18, Δ19, Δ20, Δ21, Δ22, Δ23, Δ24, και Δ25. Θα ενισχυθούν με τις ελάχιστες δύο στρώσεις ανθρακονημάτων.

Τριδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος ενισχυμένου κτιρίου στο πρόγραμμα
SAP 2000:

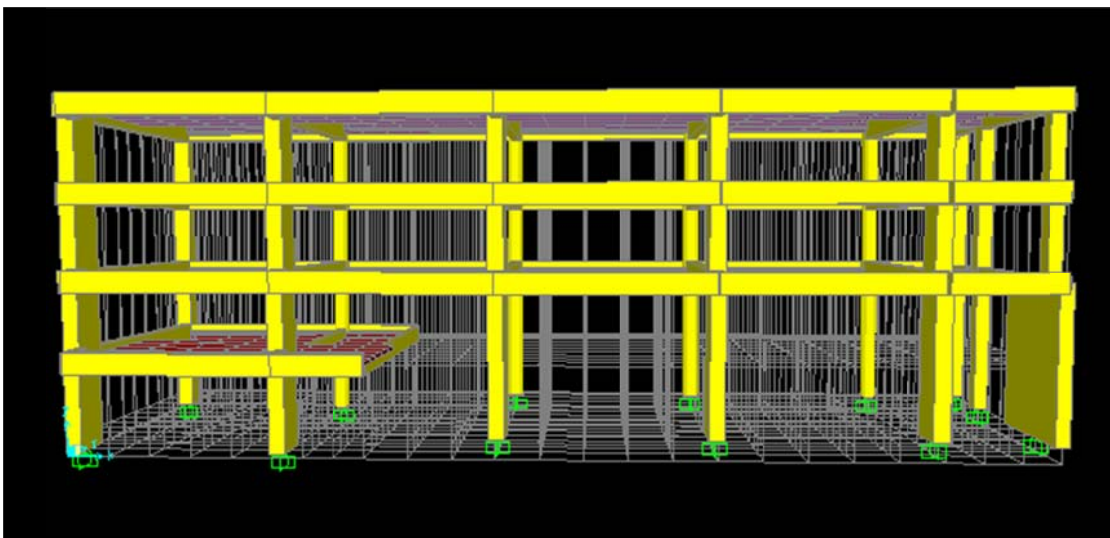


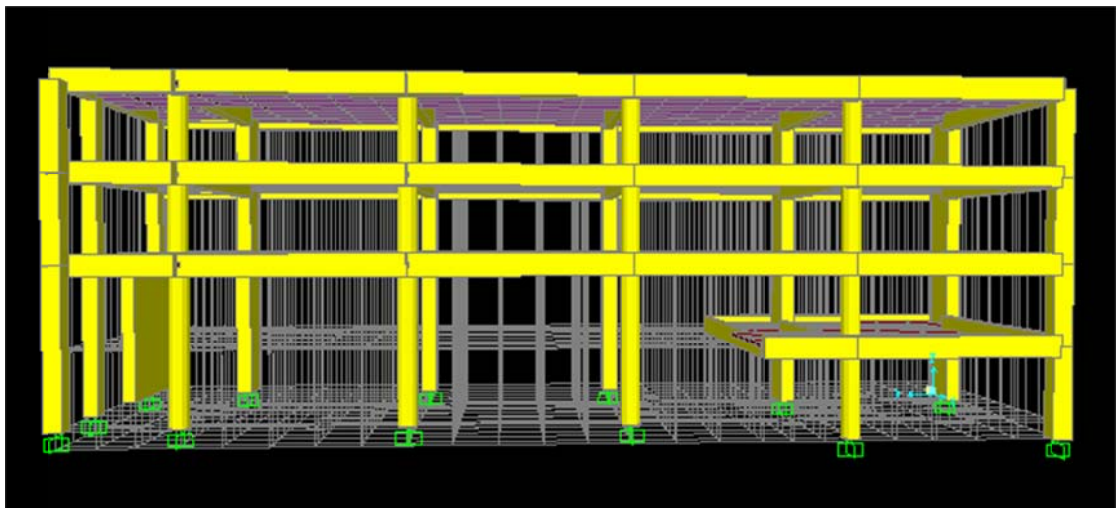
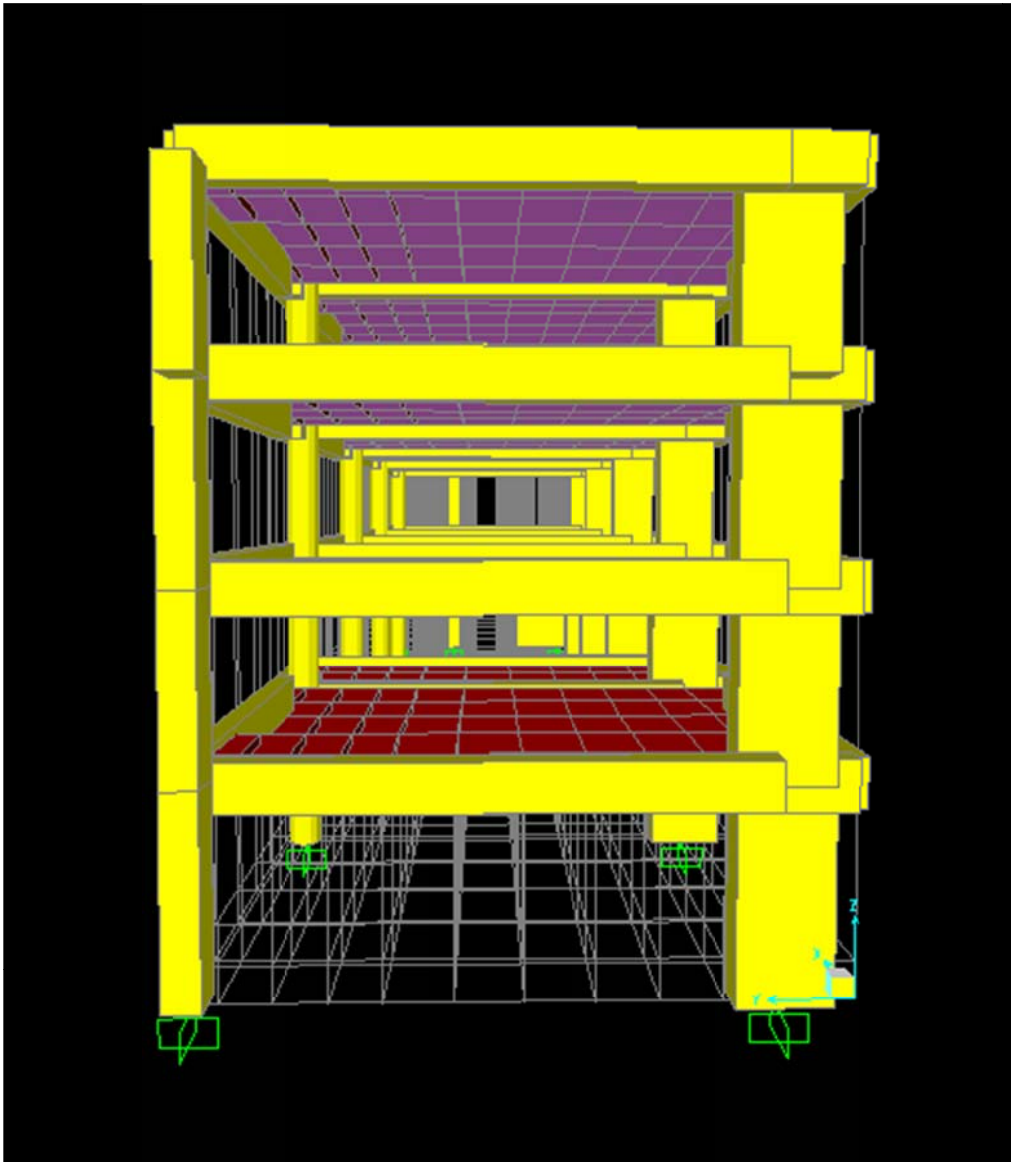


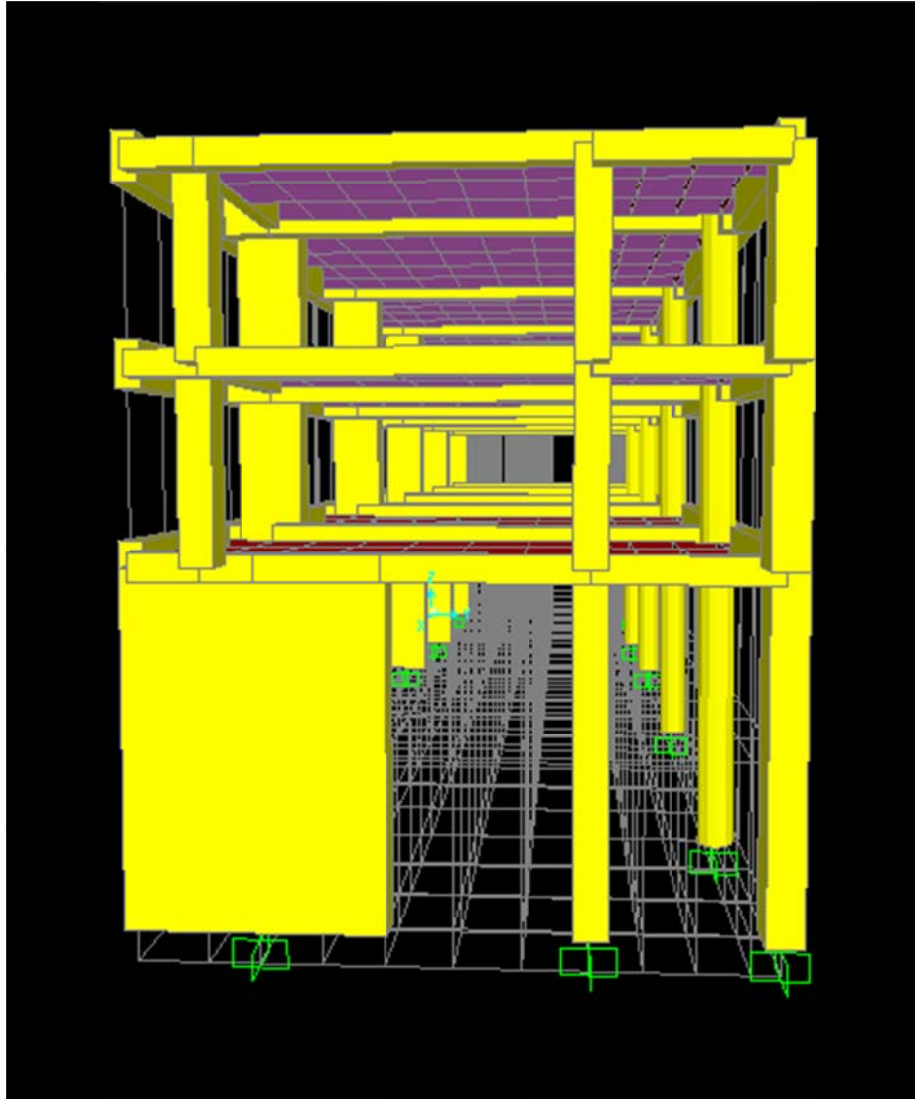
Κάτοψη προσομοιώματος ενισχυμένου κτιρίου στο πρόγραμμα SAP 2000:



Όψεις προσομοιώματος ενισχυμένου κτιρίου στο πρόγραμμα SAP 2000:







8.3 Υλικά

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν για την ενίσχυση του υφιστάμενου κτιρίου, δηλαδή για την κατασκευή των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος, θα είναι:

- Σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$) και
- Χάλυβας σκυροδέματος ποιότητας S500 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$).

Ορισμός νέων υλικών στο πρόγραμμα SAP 2000:

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP 2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections for defining material properties. The material name is 'C20/25' and the material type is 'Concrete'. The units are set to 'KN, m, C'. The weight and mass properties are 23,5631 and 2,4028 respectively. The isotropic property data includes a modulus of elasticity of 1,999E+08, a Poisson's ratio of 0,2, a coefficient of thermal expansion of 1,170E-05, and a shear modulus of 83311658. The other properties for concrete materials include a specified concrete compressive strength of 20000. The dialog also has an option to switch to advanced property display and buttons for OK and Cancel.

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	C20/25
	Material Type	Concrete
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	23,5631
	Mass per Unit Volume	2,4028
Isotropic Property Data	Modulus of Elasticity, E	1,999E+08
	Poisson's Ratio, U	0,2
	Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
	Shear Modulus, G	83311658
Other Properties for Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f _c	20000
	Lightweight Concrete (checkbox)	<input type="checkbox"/>
	Shear Strength Reduction Factor	
Switch To Advanced Property Display (checkbox)		<input type="checkbox"/>

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: S500 ■

Material Type: Rebar

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 76,9729

Mass per Unit Volume: 7,849

Units

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: 500000,

Minimum Tensile Stress, Fu: 570000,

Expected Yield Stress, Fye: 500000,

Expected Tensile Stress, Fue: 570000,

Switch To Advanced Property Display

Κεφάλαιο 9: Ανάλυση ενισχυμένου κτιρίου

9.1 Γενικά

Όπως εξηγήθηκε και παραπάνω για την ενίσχυση του υφιστάμενου σχολικού κτιρίου κατασκευάστηκαν μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος σε όλα τα υποστυλώματά του, ενώ ενισχύθηκαν και ορισμένες δοκοί με σύνθετα υλικά.

Σκοπός της ενίσχυσης αυτής είναι να ικανοποιούνται τα κριτήρια του αντισεισμικού κανονισμού του 2000 (ΕΑΚ 2000). Σύμφωνα με τον κανονισμό αυτόν το συγκεκριμένο κτίριο βρίσκεται σε έδαφος κατηγορίας Α, σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι, και η σπουδαιότητά του είναι Σ3. Τα αριθμητικά δεδομένα που προκύπτουν από τα παραπάνω είναι:

- Οι ιδιοπερίοδοι T_1 και T_2 έχουν αντίστοιχα τιμές 0,10 sec και 0,40 sec.
- Η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους έχει τιμή $A = 0,16g$.
- Και ο συντελεστής σπουδαιότητας έχει τιμή $\gamma_i = 1,15$.

Ο έλεγχος της ενισχυμένης κατασκευής, από τον οποίο θα βεβαιωθούμε ότι έχει επιτευχθεί ικανοποιητικό επίπεδο ασφάλειας θα γίνει με χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα θα ελεγχθεί τόσο η επάρκεια των ενισχυμένων υποστυλωμάτων, όσο και η επάρκεια όλων των δοκών.

9.2 Ιδιομορφική ανάλυση ενισχυμένου κτιρίου

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης του ενισχυμένου κτιρίου φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 8.2: Στοιχεία 12 πρώτων ιδιομορφών ενισχυμένου κτιρίου

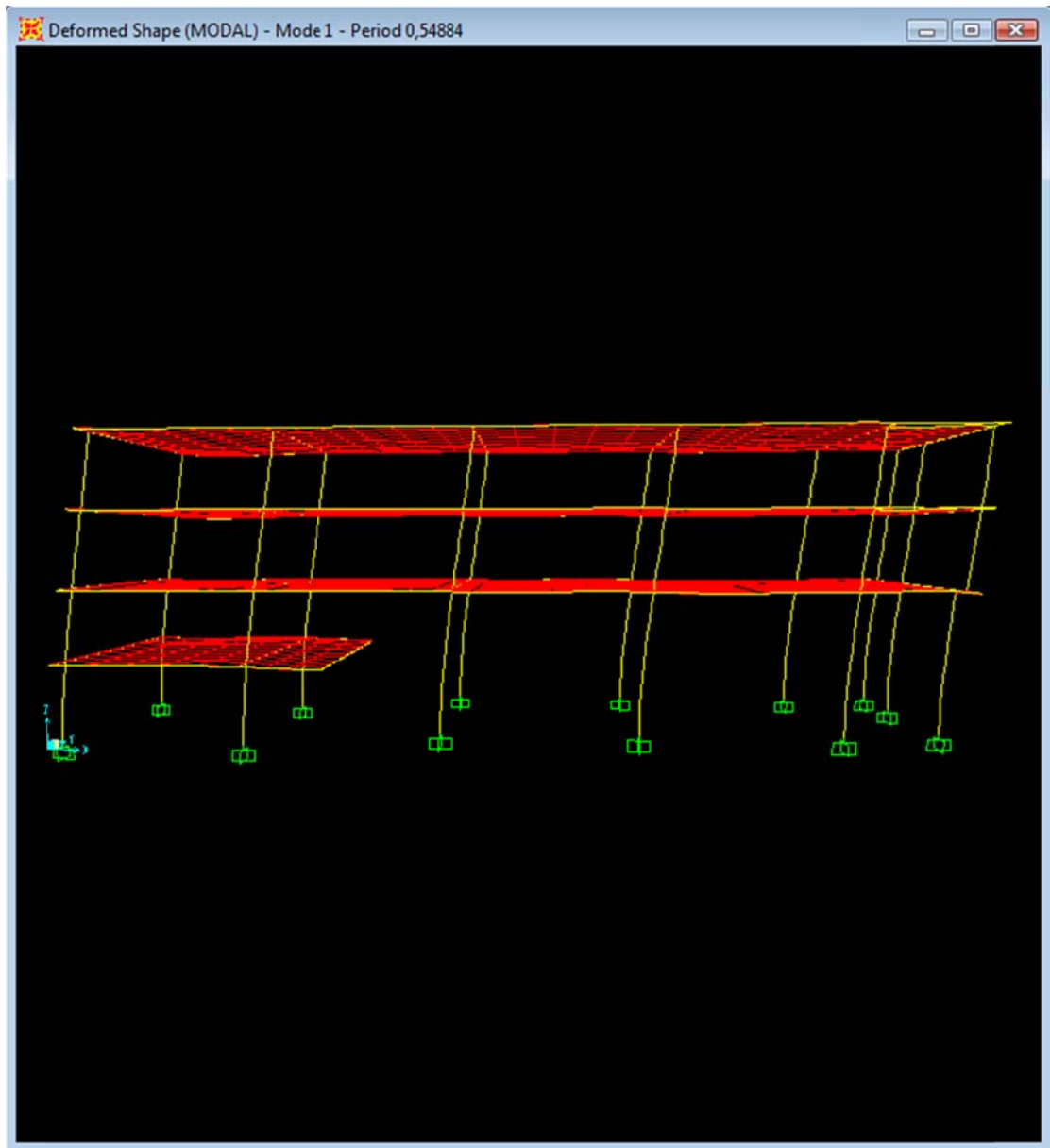
TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,548841	1,822	11,448	131,06
MODAL	Mode	2	0,359392	2,7825	17,483	305,65
MODAL	Mode	3	0,231936	4,3115	27,09	733,88
MODAL	Mode	4	0,208743	4,7906	30,1	906,01
MODAL	Mode	5	0,198648	5,034	31,63	1000,4
MODAL	Mode	6	0,192293	5,2004	32,675	1067,7
MODAL	Mode	7	0,191861	5,2121	32,749	1072,5
MODAL	Mode	8	0,183858	5,439	34,174	1167,9
MODAL	Mode	9	0,183513	5,4492	34,238	1172,3
MODAL	Mode	10	0,182325	5,4847	34,461	1187,6
MODAL	Mode	11	0,176096	5,6787	35,681	1273,1
MODAL	Mode	12	0,175709	5,6912	35,759	1278,7

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,81965	3,246E-06	0,04442	0,81965	3,24E-06	0,04442
MODAL	Mode	2	7,047E-05	0,62535	0,18839	0,81972	0,62535	0,23281
MODAL	Mode	3	0,00011	0,11629	0,46685	0,81983	0,74164	0,69966
MODAL	Mode	4	0,0000118	9,897E-07	5,87E-06	0,81984	0,74164	0,69967
MODAL	Mode	5	1,424E-06	5,77E-08	1,42E-06	0,81984	0,74164	0,69967
MODAL	Mode	6	1,551E-06	1,554E-06	4,65E-06	0,81985	0,74164	0,69968
MODAL	Mode	7	3,647E-07	1,049E-07	1,12E-06	0,81985	0,74164	0,69968
MODAL	Mode	8	1,475E-05	3,55E-07	3,00E-07	0,81986	0,74164	0,69968
MODAL	Mode	9	4,026E-05	4,247E-06	2,98E-05	0,8199	0,74165	0,69971
MODAL	Mode	10	3,175E-06	2,968E-06	7,49E-06	0,81991	0,74165	0,69971
MODAL	Mode	11	1,316E-06	2,647E-06	5,99E-06	0,81991	0,74165	0,69972
MODAL	Mode	12	4,077E-06	2,058E-06	4,21E-06	0,81991	0,74165	0,69972

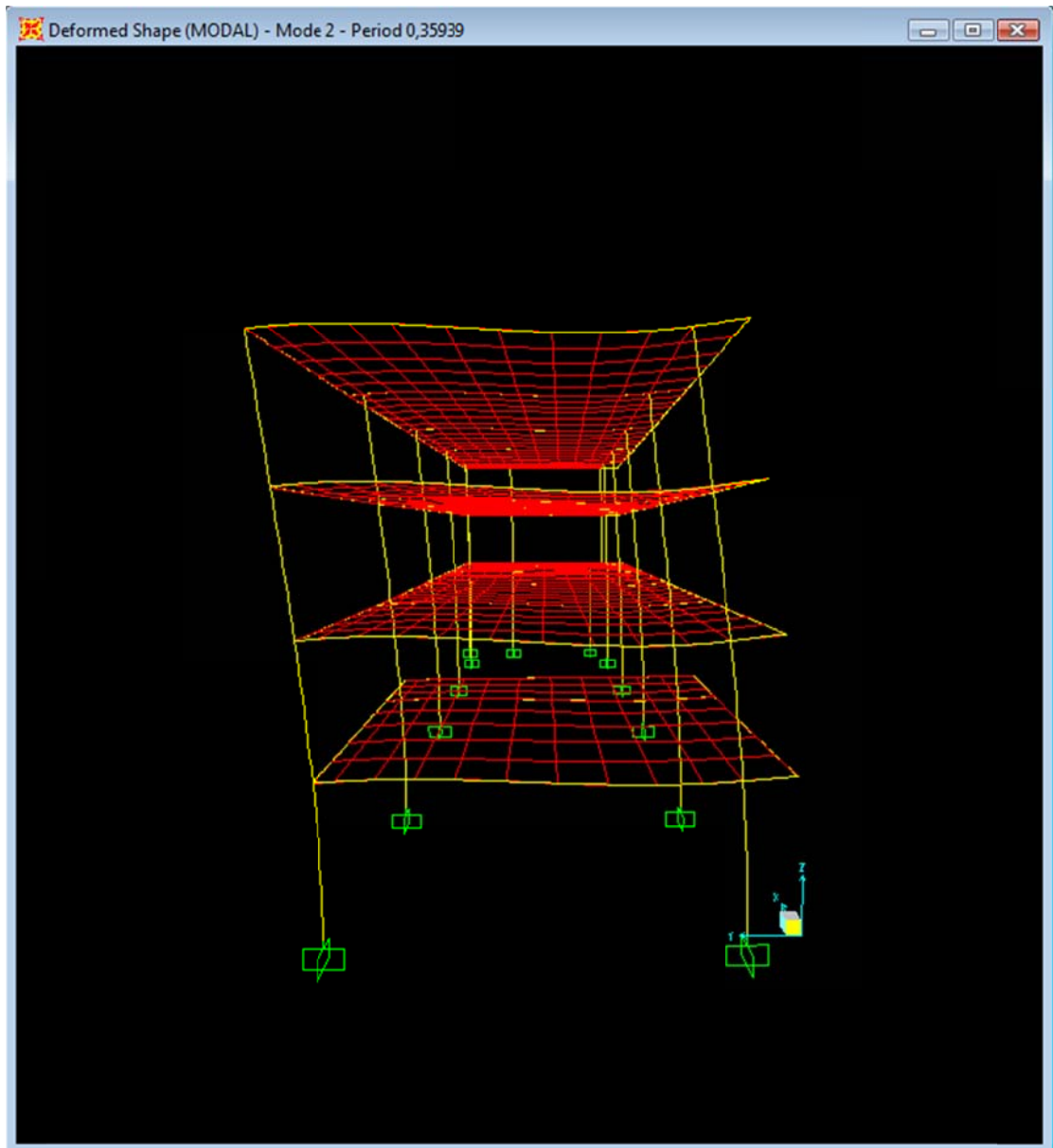
TABLE: Modal Participation Factors								
OutputCase	StepType	StepNum	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
MODAL	Mode	1	-47,012	0,094	0,346	1,267	-478,556	232,620
MODAL	Mode	2	-0,436	-41,064	-0,577	422,197	2,622	-479,069
MODAL	Mode	3	0,554	-17,708	-0,362	202,011	16,632	-754,140
MODAL	Mode	4	0,178	-0,052	3,702	20,437	-50,709	-2,676
MODAL	Mode	5	-0,062	0,012	-10,359	-55,361	51,702	1,318
MODAL	Mode	6	0,065	-0,065	-0,039	0,490	1,901	-2,381
MODAL	Mode	7	-0,031	-0,017	2,139	11,509	-63,101	-1,170
MODAL	Mode	8	-0,199	-0,031	-0,361	-1,392	16,189	-0,605
MODAL	Mode	9	0,329	-0,107	1,995	11,409	-106,257	-6,034
MODAL	Mode	10	-0,093	0,089	1,519	7,113	-42,536	3,022
MODAL	Mode	11	0,060	-0,084	-0,582	-2,331	19,147	-2,702
MODAL	Mode	12	0,105	0,074	-14,290	-75,562	398,024	2,265

Στους παραπάνω πίνακες φαίνονται οι 12 πρώτες ιδιομορφές του ενισχυμένου κτιρίου. Οι σημαντικότερες από αυτές είναι, η πρώτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_1 = 0,548841 \text{ sec}$, διεύθυνση κατά x, και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 81,965%. Η δεύτερη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_2 = 0,359592 \text{ sec}$, διεύθυνση κατά y, και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 62,535%. Η τρίτη ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T_3 = 0,231936 \text{ sec}$, ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας του κτιρίου 46,685%, η οποία είναι στροφική.

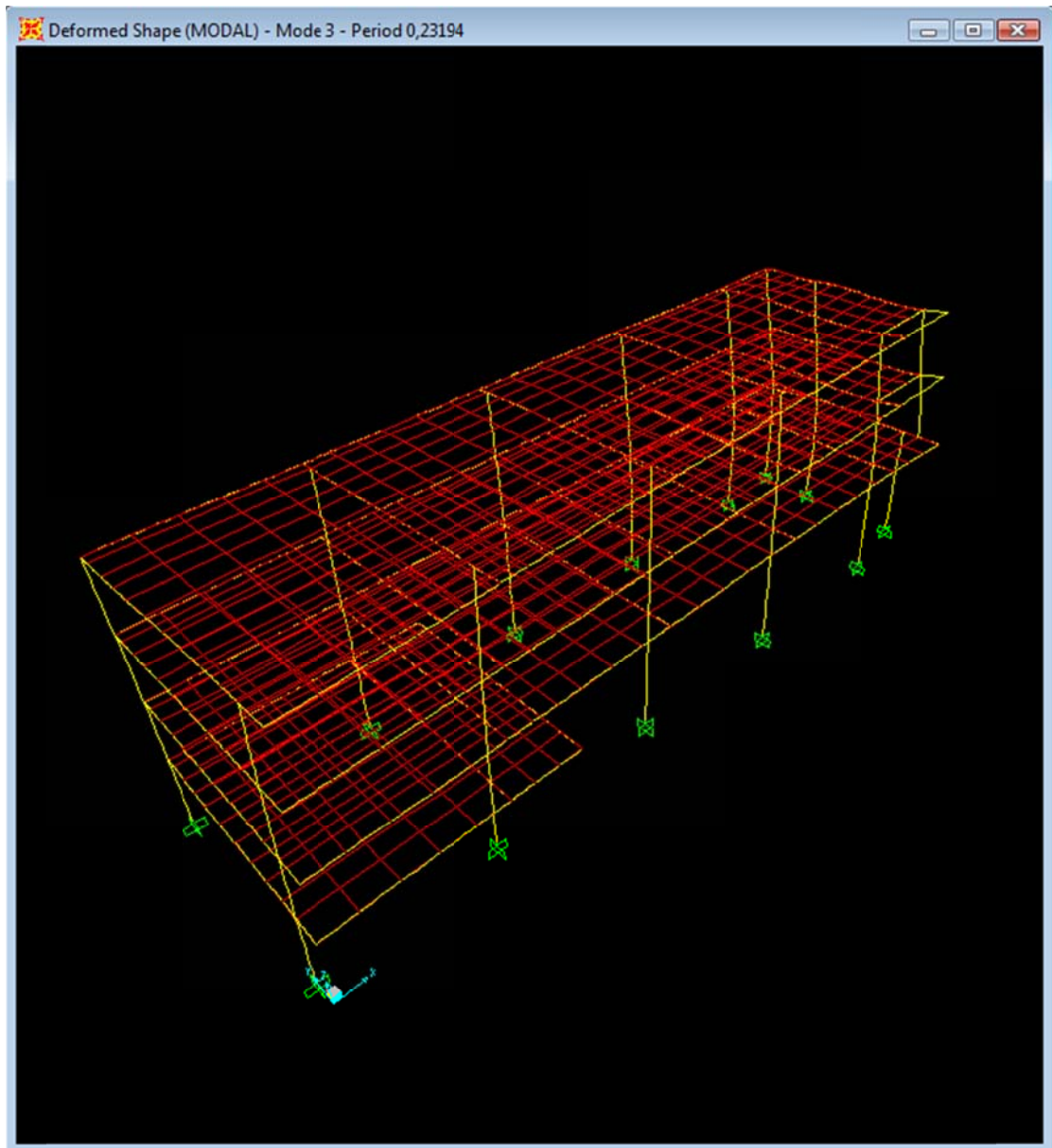
Ένα πρώτο συμπέρασμα που βγαίνει από αυτούς τους πίνακες είναι ότι έχει επιτευχθεί μεγάλη αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου, το οποίο φαίνεται από τη σημαντική μείωση των ιδιοπεριόδων του. Για παράδειγμα η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής έχει μειωθεί από την τιμή $T_1 = 1,150407 \text{ sec}$, στην τιμή $T_1 = 0,548841 \text{ sec}$, δηλαδή έχει επιτευχθεί μία μείωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου κατά περίπου 52%, μετατρέποντας το κτίριο από ιδιαίτερα εύκαμπτο, σε κτίριο με αναμενόμενη συνήθη συμπεριφορά.



Εικόνα 8.1: 1^η ιδιομορφή, $T = 0,54884$ sec



Εικόνα 8.2: 2η ιδιομορφή, $T = 0,35939$ sec



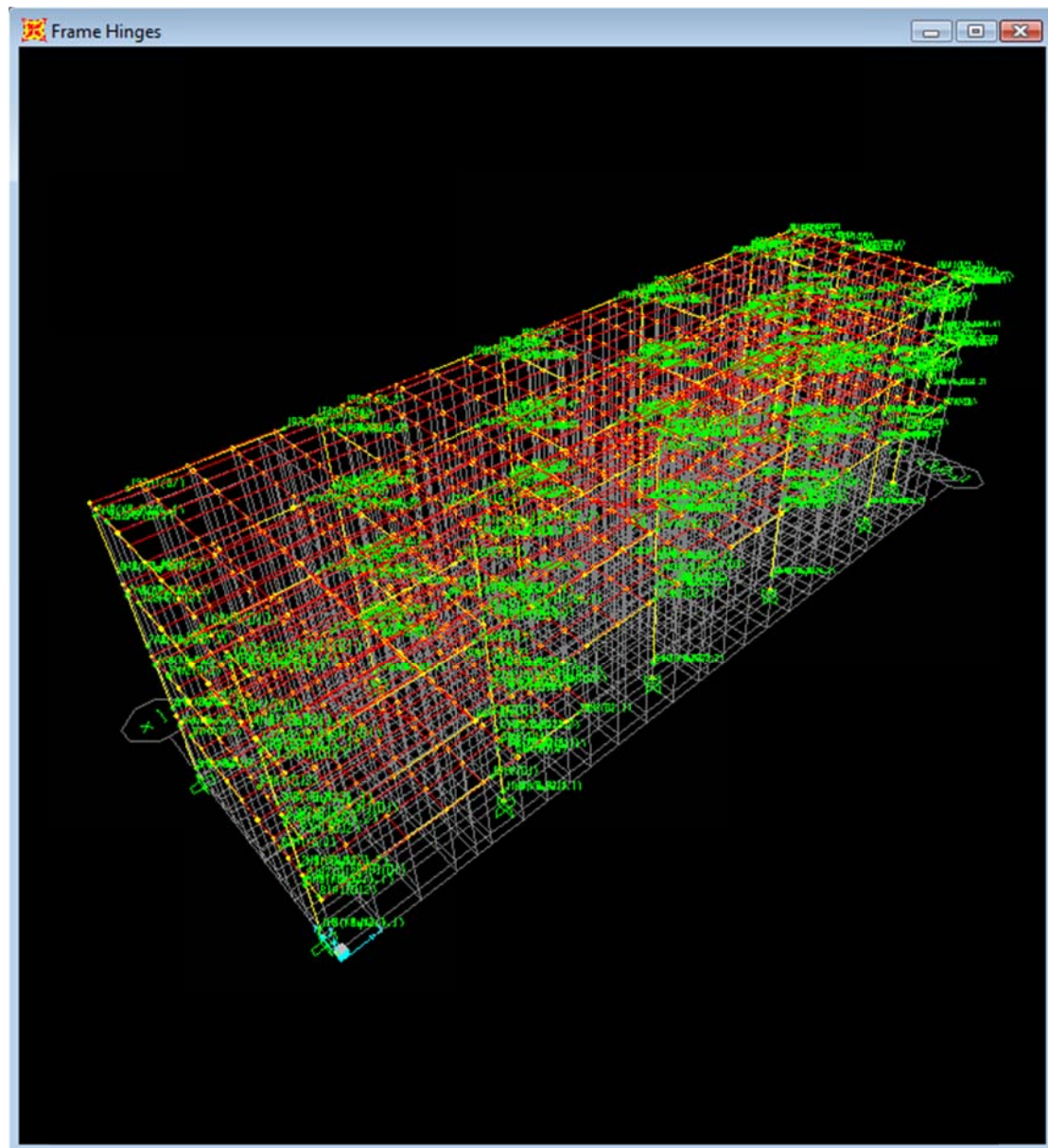
Εικόνα 8.3: 3^η ιδιομορφή, $T = 0,47032 \text{ sec}$

9.3 Ανελαστική στατική ανάλυση ενισχυμένου κτιρίου

9.3.1 Προσομοίωση μετελαστικών παραμορφώσεων υποστυλωμάτων και δοκών

Οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις που ορίστηκαν στο μοντέλο του ενισχυμένου κτιρίου είναι σε κάμψη στα δύο άκρα όλων των υποστυλωμάτων, και σε διάτμηση στα δύο άκρα όλων των δοκών, εκτός αυτών που αποφασίστηκε να ενισχυθούν με σύνθετα υλικά, και πρέπει να συμπεριφερθούν ελαστικά.

Προσομοίωμα κτιρίου με πιθανές πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων και δοκών στο πρόγραμμα SAP 2000:



9.3.2 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων

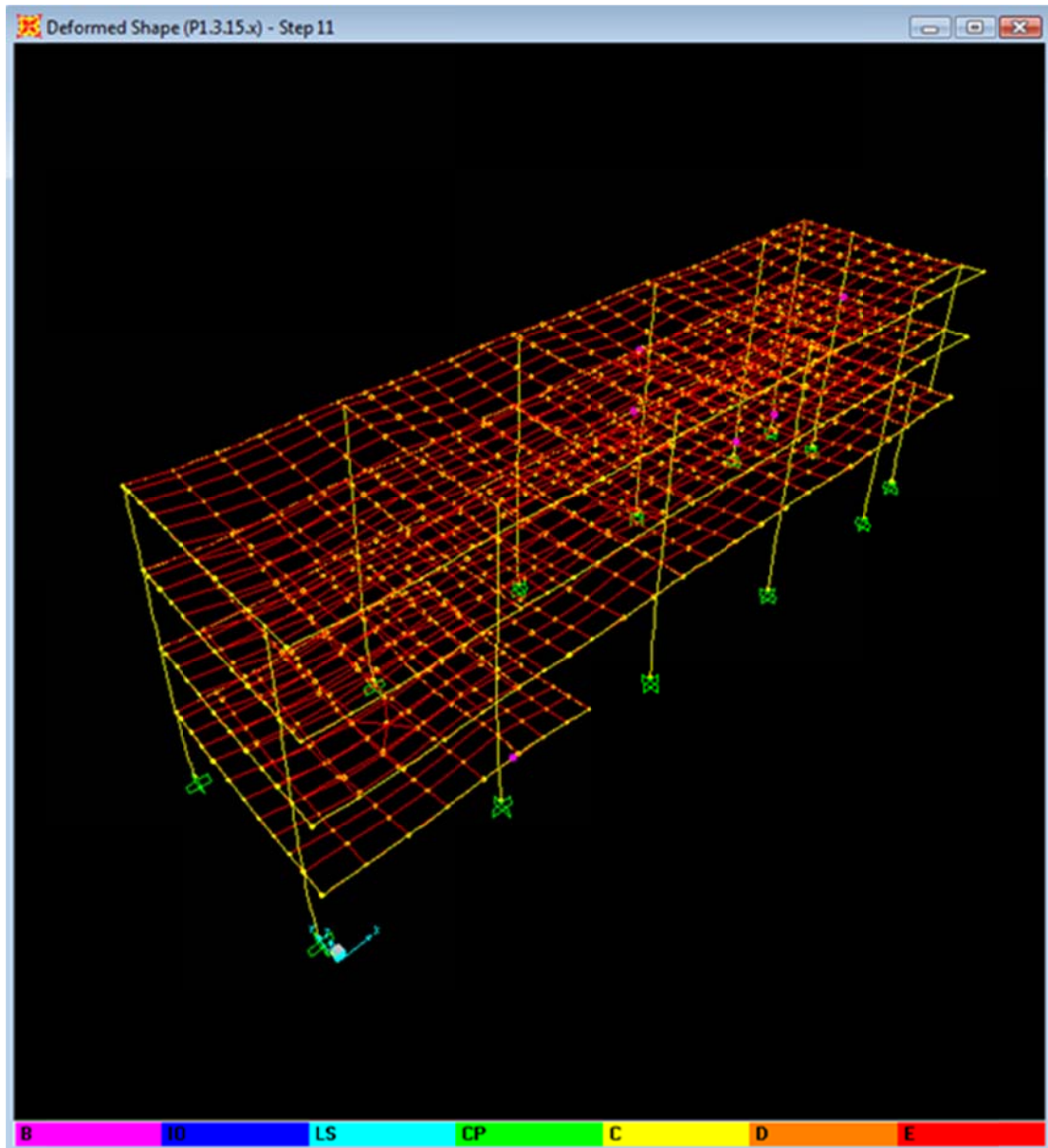
Στο ενισχυμένο κτίριο πραγματοποιήθηκαν δύο διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Η λογική της πρώτης ανάλυσης είναι να ελεγχθεί η ενίσχυση που έχει πραγματοποιηθεί, έτσι ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια του αντισεισμικού κανονισμού του 2000 (ΕΑΚ 2000). Η λογική της δεύτερης ανάλυσης είναι να προσδιοριστεί πλήρως η μετελεστική συμπεριφορά του κτιρίου, μέχρι την κατάρρευση.

Σε ό,τι αφορά την πρώτη λογική που περιγράφηκε παραπάνω πραγματοποιήθηκαν συνολικά οκτώ διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Οι τέσσερις από αυτές πραγματοποιήθηκαν ακολουθώντας την ιδιομορφική κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τη σχέση (3.15) του ΕΑΚ 2000, κατά x , $-x$, y , και $-y$. Οι άλλες τέσσερις πραγματοποιήθηκαν ακολουθώντας την ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος, επίσης κατά x , $-x$, y , και $-y$.

Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται τα αποτελέσματα των οκτώ ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο:

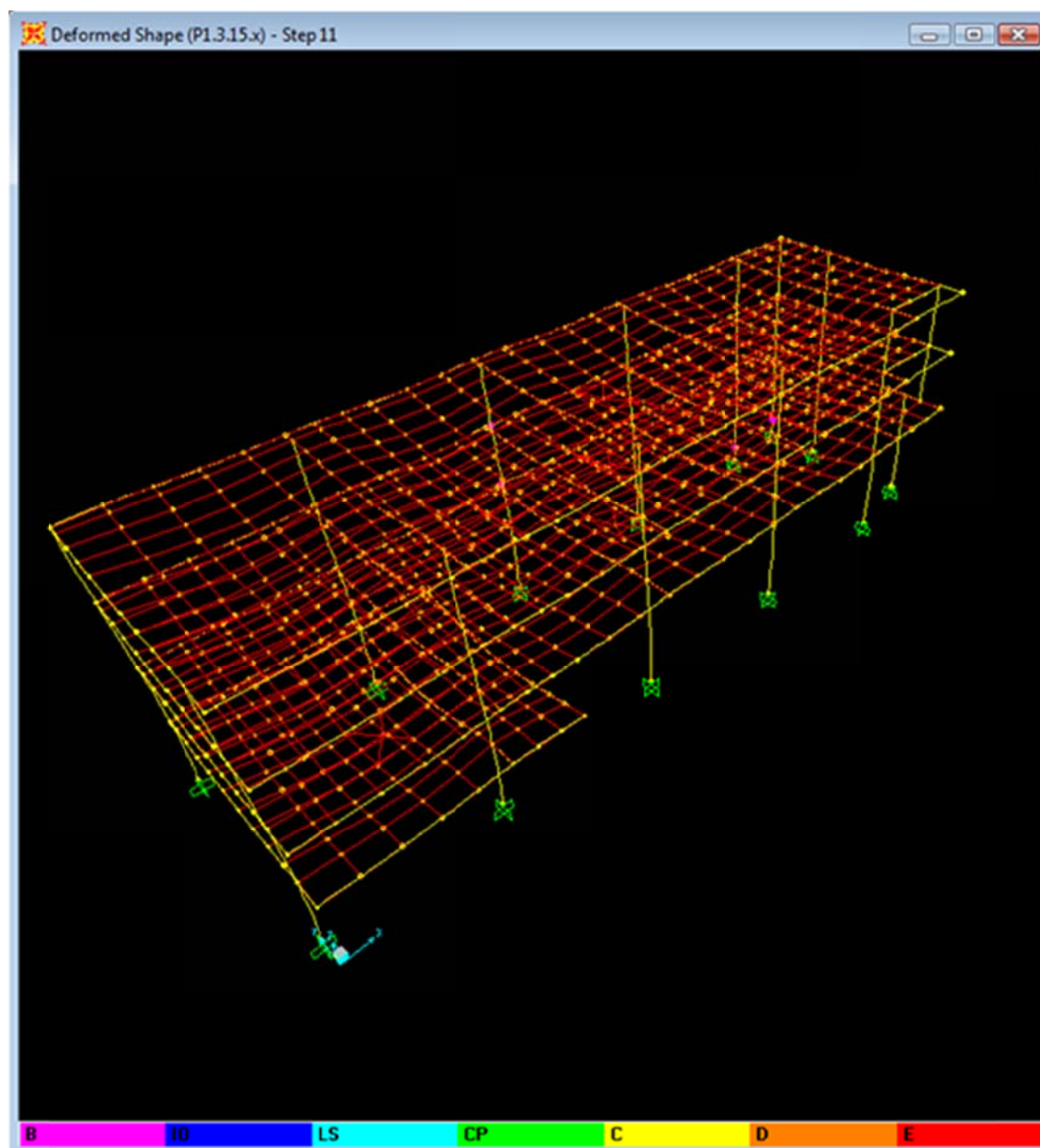
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



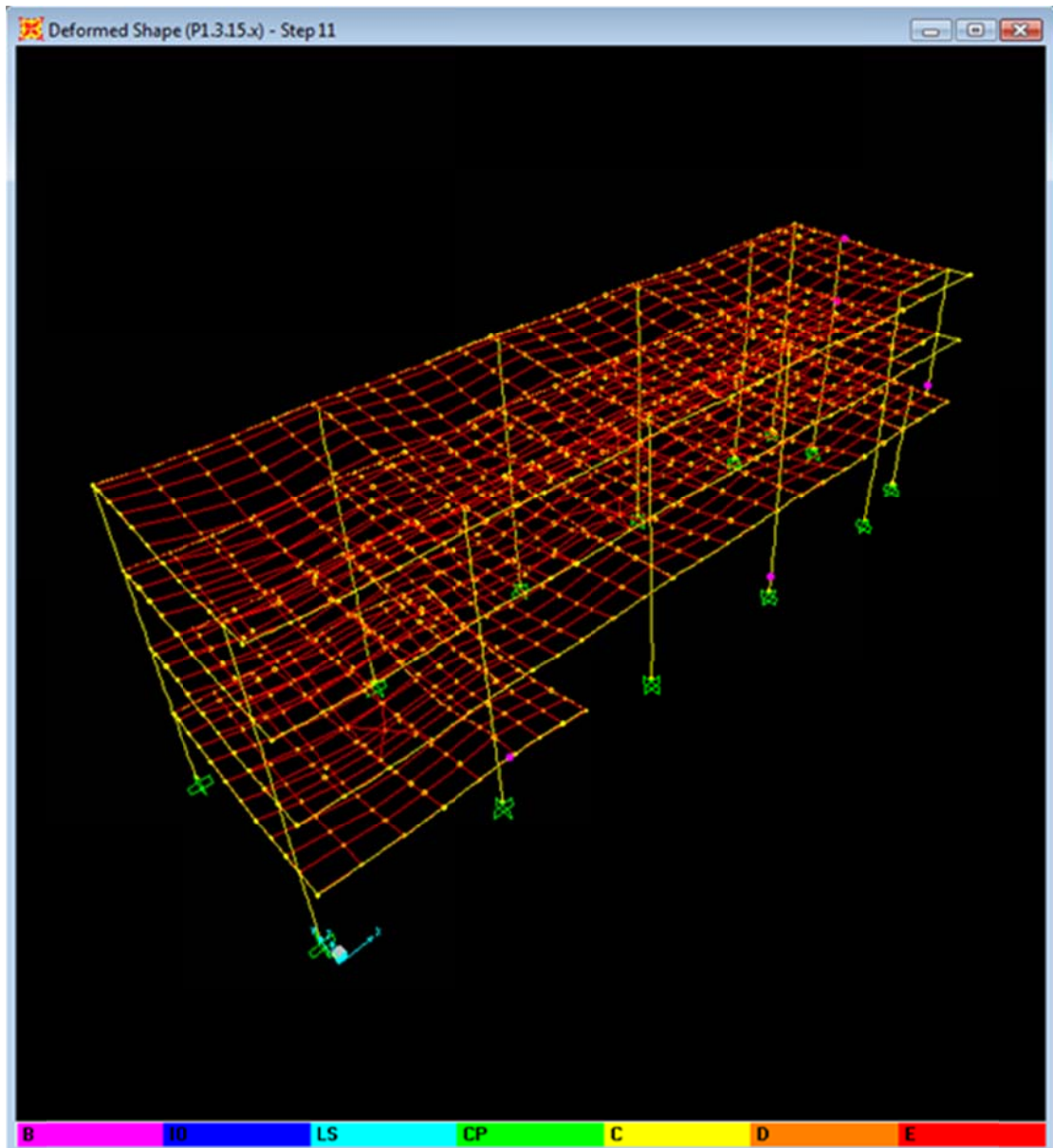
Από την παραπάνω εικόνα παρατηρούμε ότι κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση κατά x η κατασκευή εισέρχεται στην μετελαστική περιοχή καθώς παρατηρούνται διαρροές σε δύο υποστυλώματα, στις βάσεις τους, καθώς και σε μερικές δοκούς. Ωστόσο, αυτό δεν μας προβληματίζει γιατί οι στροφές που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρότερες των στροφών αστοχίας.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



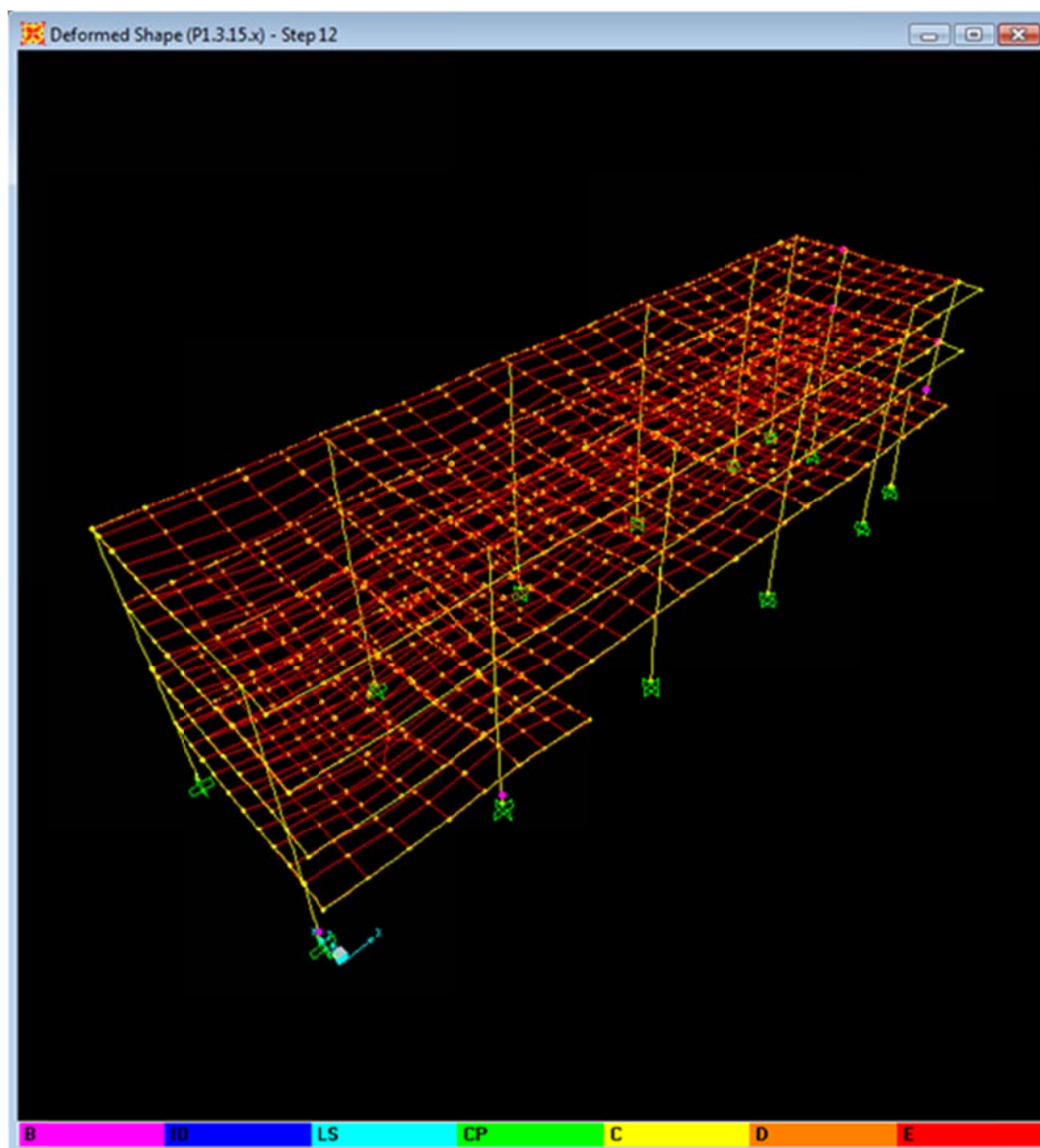
Σύμφωνα με την παραπάνω εικόνα προκύπτει ότι κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση κατά -x η κατασκευή εισέρχεται στην μετελαστική περιοχή καθώς παρατηρούνται διαρροές σε δύο υποστυλώματα, στις βάσεις τους, καθώς και σε μερικές δοκούς. Ωστόσο, αυτό δεν μας προβληματίζει γιατί οι στροφές που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρότερες των στροφών αστοχίας.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Από την παραπάνω εικόνα παρατηρούμε ότι κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση κατά y η κατασκευή εισέρχεται στην μετελαστική περιοχή καθώς παρατηρούνται διαρροές σε ένα υποστυλώματα, στη βάση του, καθώς και σε μερικές δοκούς. Ωστόσο, αυτό δεν μας προβληματίζει γιατί οι στροφές που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρότερες των στροφών αστοχίας.

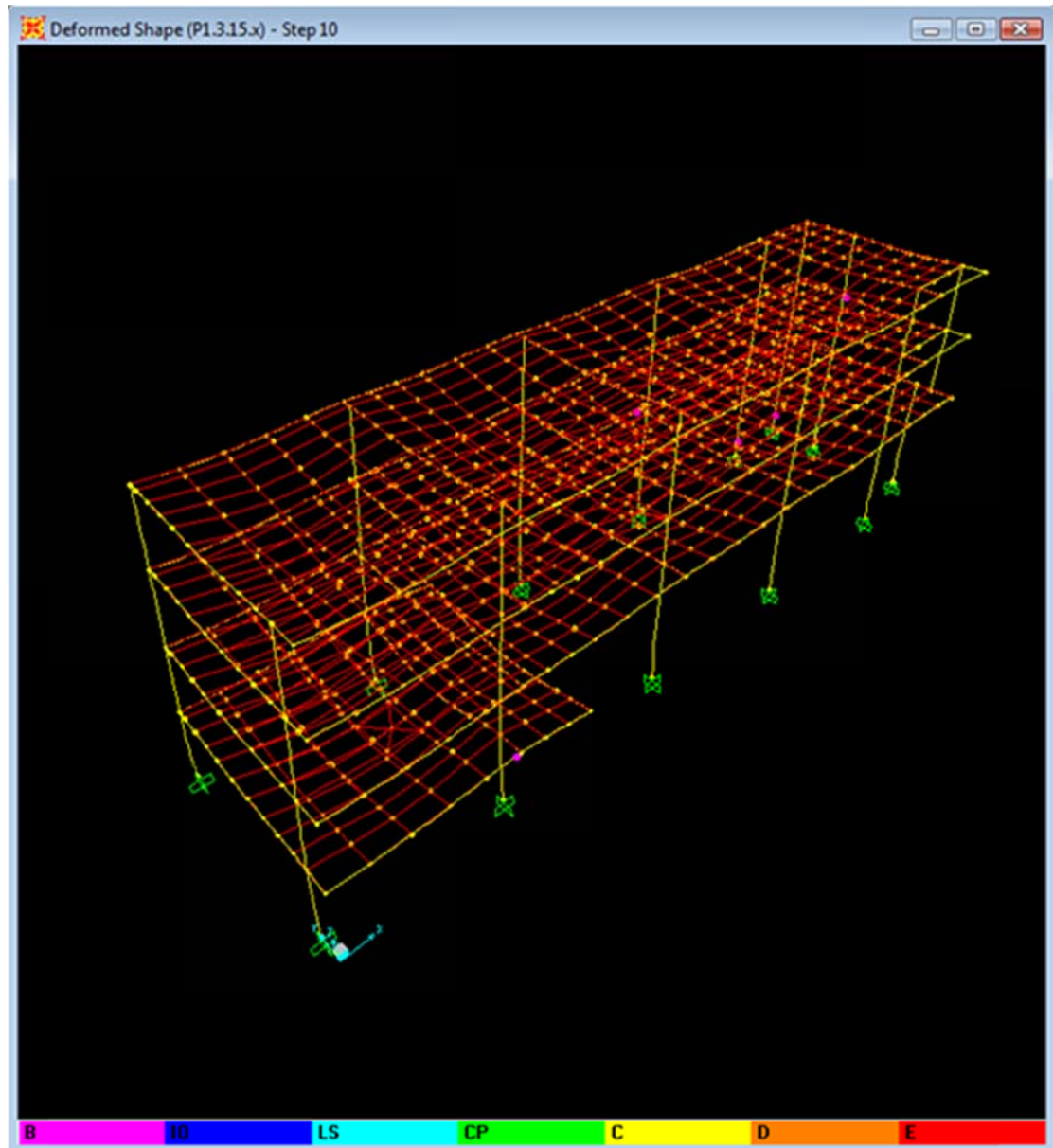
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Σύμφωνα με την παραπάνω εικόνα προκύπτει ότι κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση κατά -y η κατασκευή εισέρχεται στην μετελαστική περιοχή καθώς παρατηρούνται διαρροές σε τρία υποστυλώματα, κυρίως στις βάσεις των υποστυλωμάτων, καθώς και σε μερικές δοκούς. Ωστόσο, αυτό δεν μας προβληματίζει γιατί οι στροφές που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρότερες των στροφών αστοχίας.

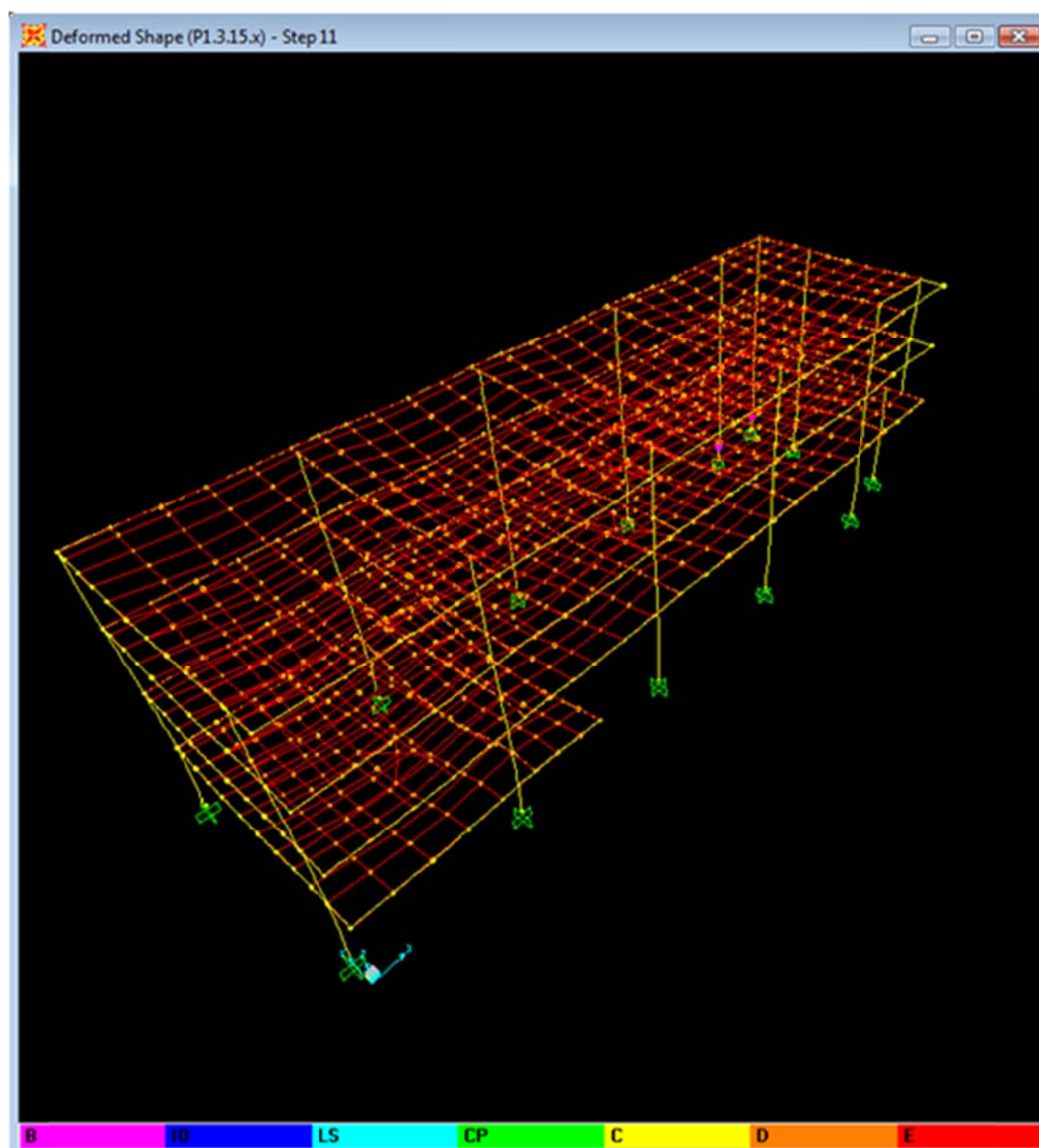
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



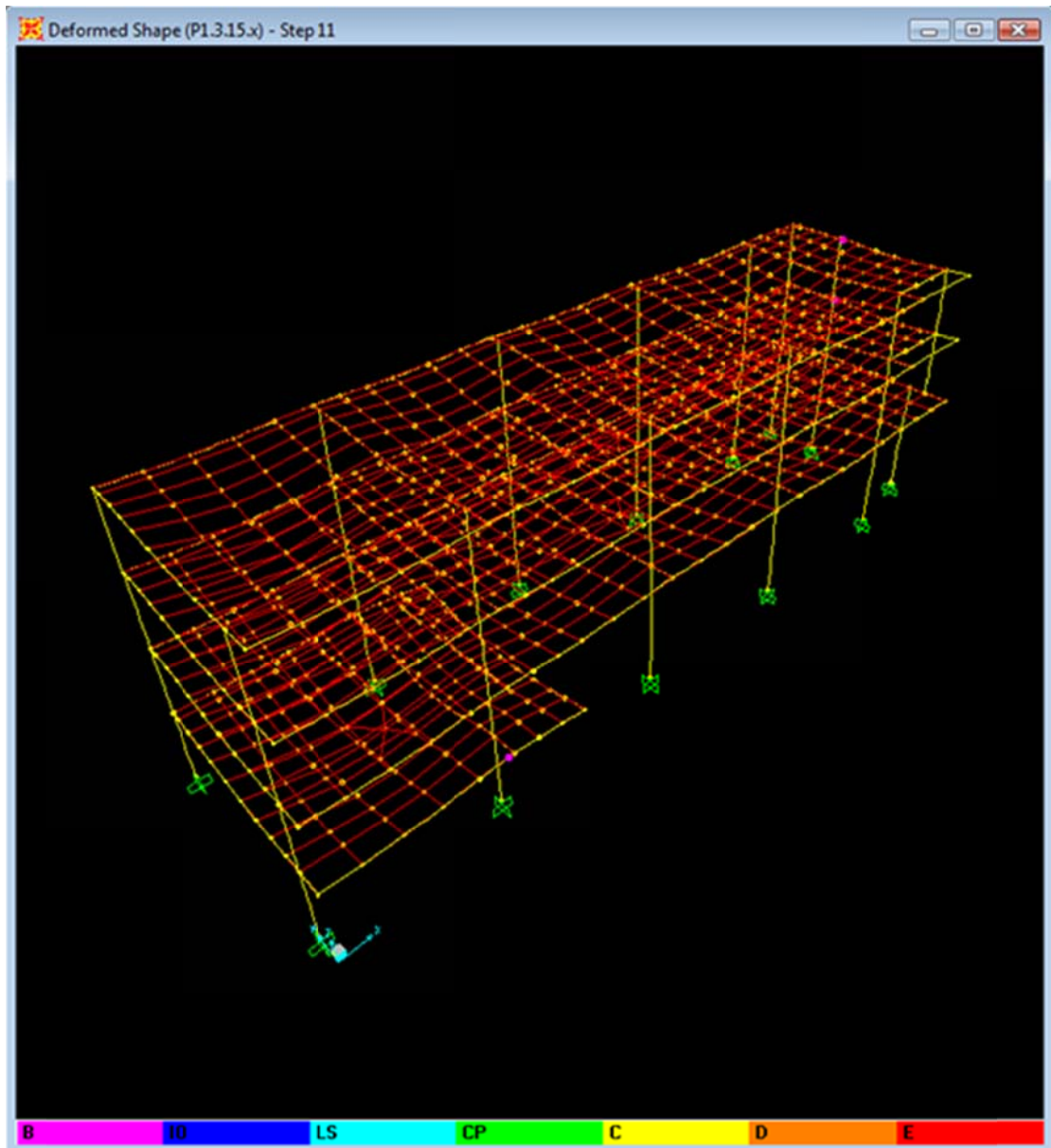
Από την παραπάνω εικόνα παρατηρούμε ότι κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση κατά x η κατασκευή εισέρχεται στην μετελαστική περιοχή καθώς παρατηρούνται διαρροές σε δύο υποστυλώματα, στις βάσεις τους, καθώς και σε μερικές δοκούς. Ωστόσο, αυτό δεν μας προβληματίζει γιατί οι στροφές που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρότερες των στροφών αστοχίας.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



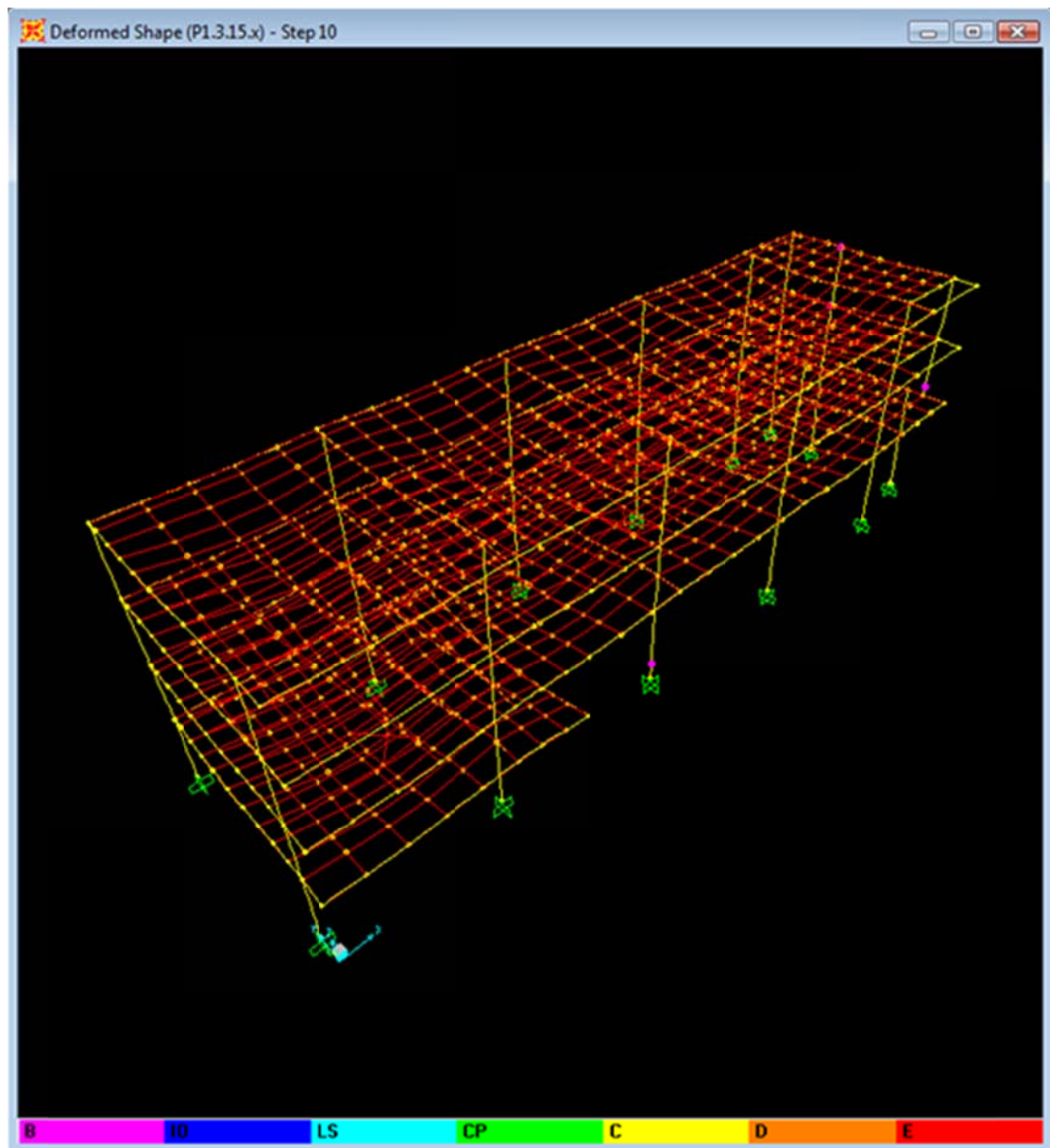
Σύμφωνα με την παραπάνω εικόνα προκύπτει ότι κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση κατά -x η κατασκευή εισέρχεται στην μετελαστική περιοχή καθώς παρατηρούνται διαρροές σε δύο υποστυλώματα, στις βάσεις τους. Ωστόσο, αυτό δεν μας προβληματίζει γιατί οι στροφές που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρότερες των στροφών αστοχίας.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Από την παραπάνω εικόνα παρατηρούμε ότι κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση κατά y η κατασκευή εισέρχεται στην μετελαστική περιοχή καθώς παρατηρούνται διαρροές σε μερικές δοκούς. Ωστόσο, αυτό δεν μας προβληματίζει γιατί τα υποστυλώματα δεν εμφανίζουν κανένα πρόβλημα, και οι στρόφες που αναπτύσσονται στις δοκούς είναι πολύ μικρότερες των στρόφων αστοχίας.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Σύμφωνα με την παραπάνω εικόνα προκύπτει ότι κατά τη στατική ανελαστική ανάλυση κατά -y η κατασκευή εισέρχεται στην μετελαστική περιοχή καθώς παρατηρούνται διαρροές σε δύο υποστυλώματα, καθώς και σε μερικές δοκούς. Ωστόσο, αυτό δεν μας προβληματίζει γιατί οι στροφές που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρότερες των στροφών αστοχίας.

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται οι καμπύλες δύναμης - μετακίνησης των οκτώ ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

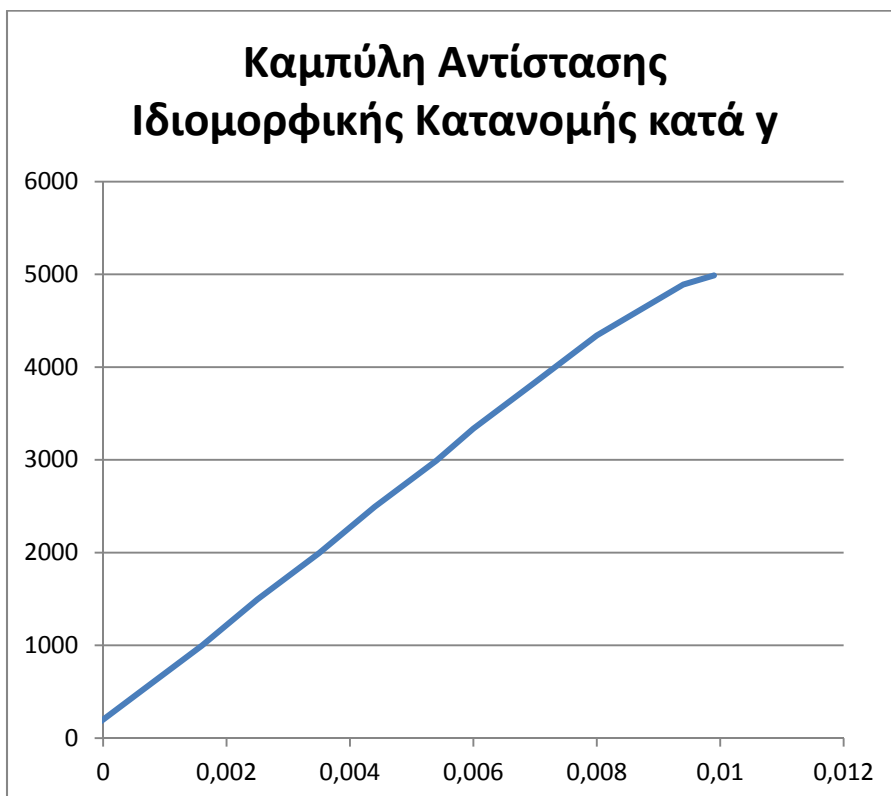
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



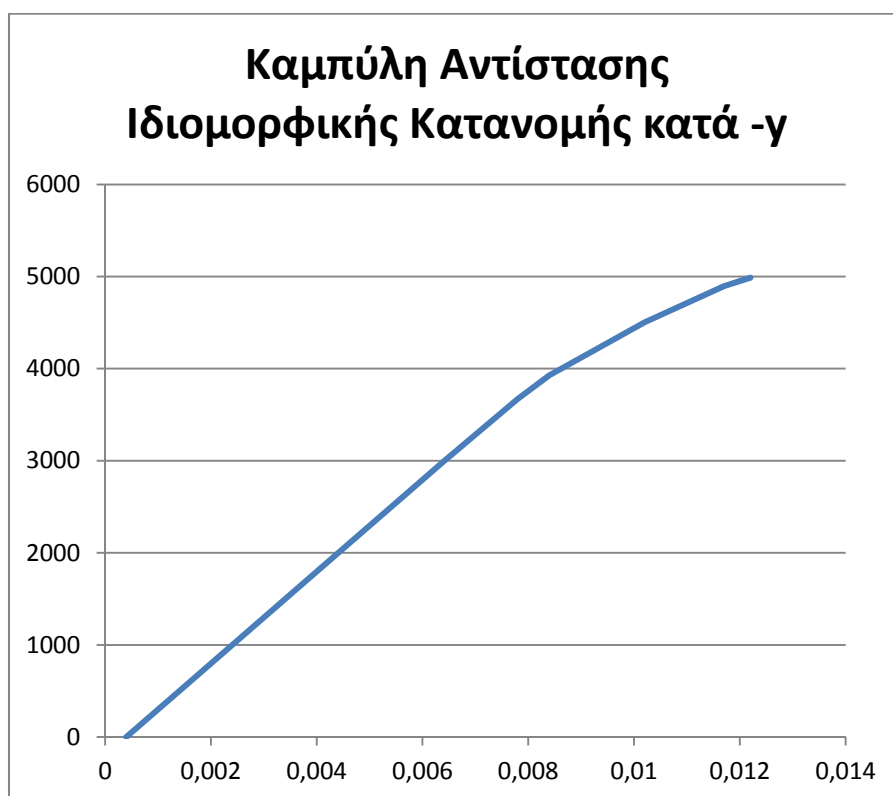
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y:



Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :



Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



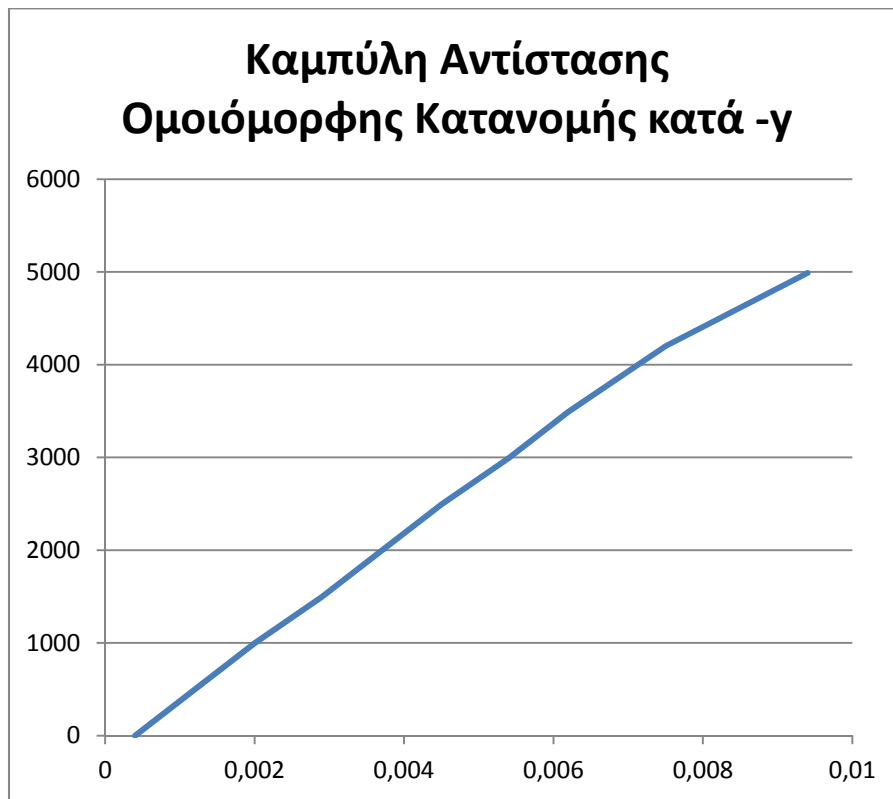
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ:



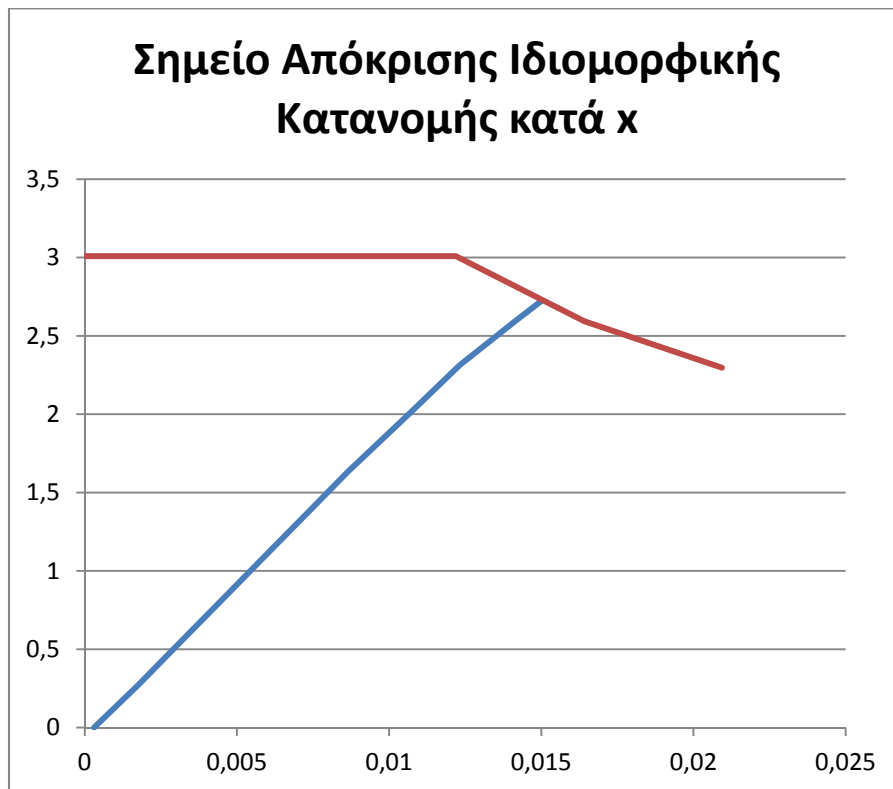
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-y$:



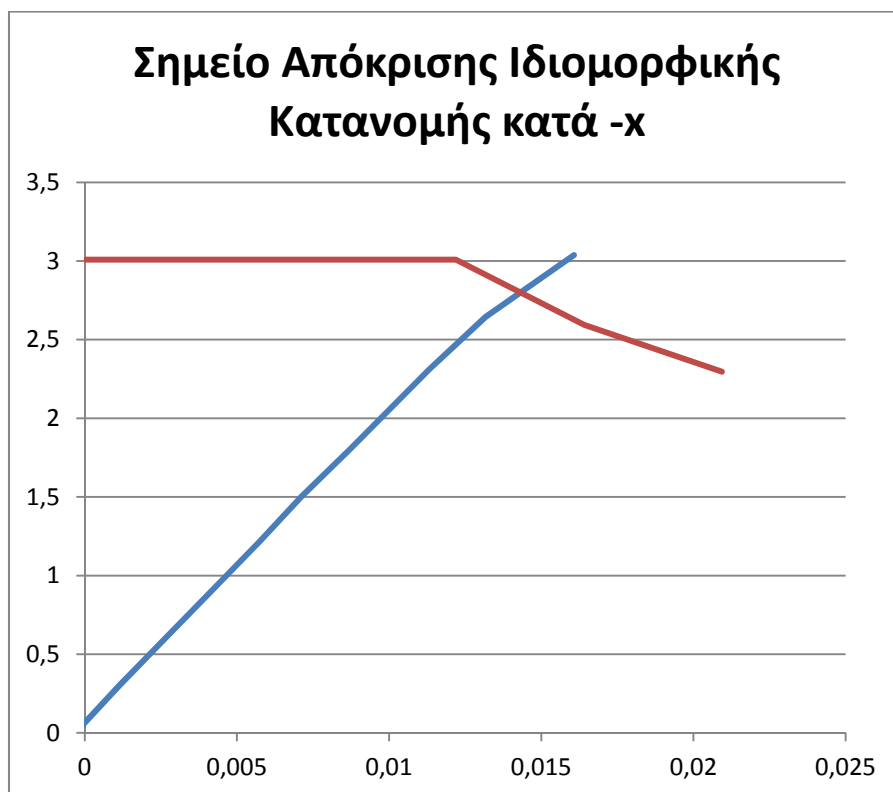
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



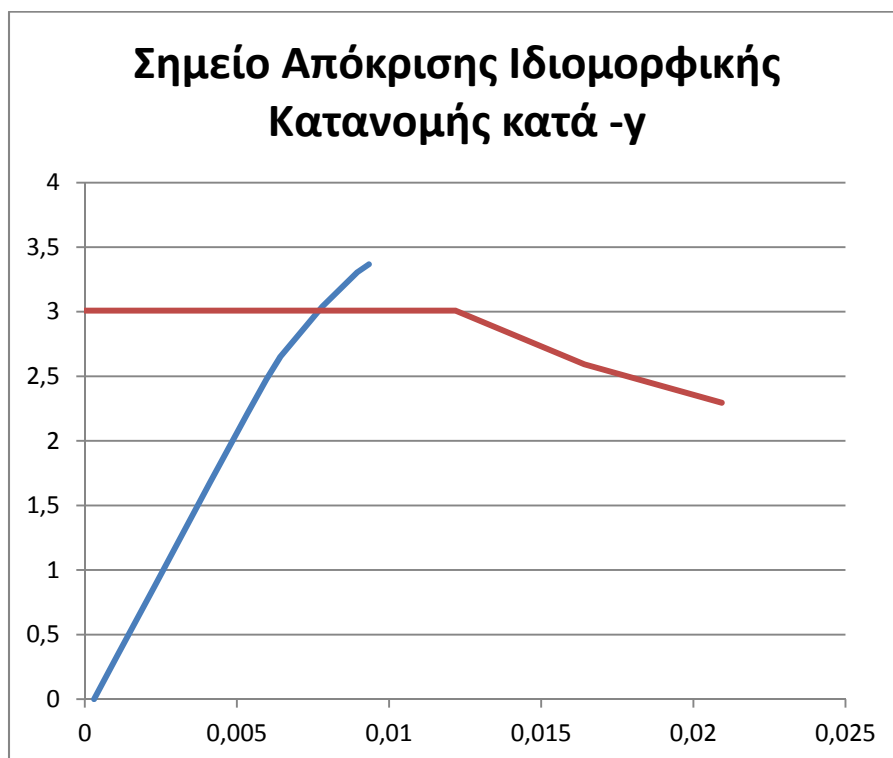
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-x$:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

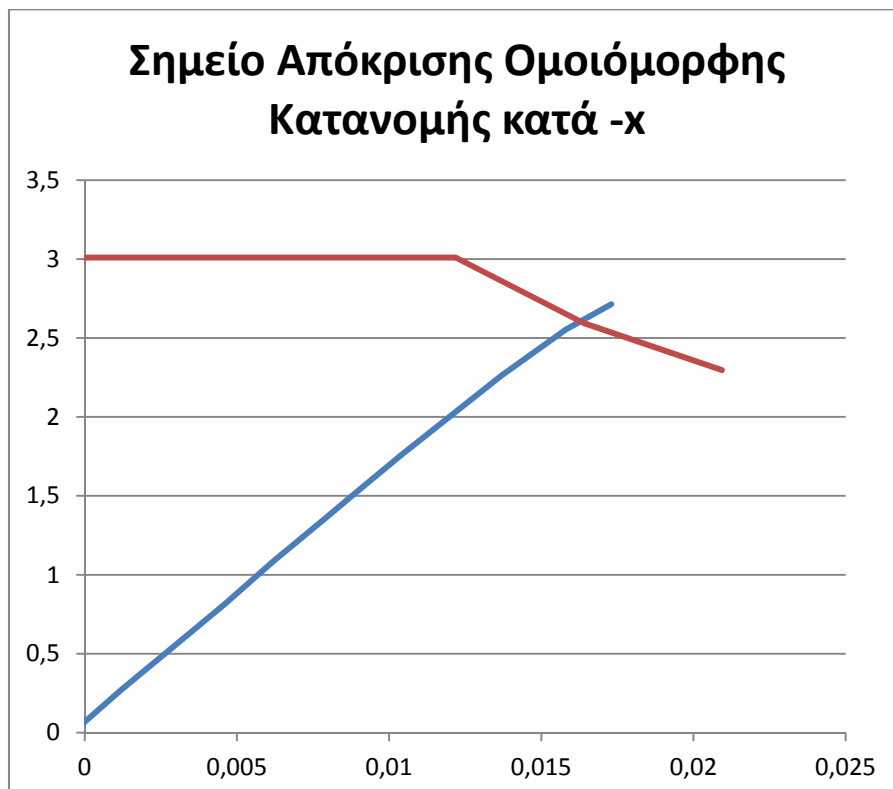


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

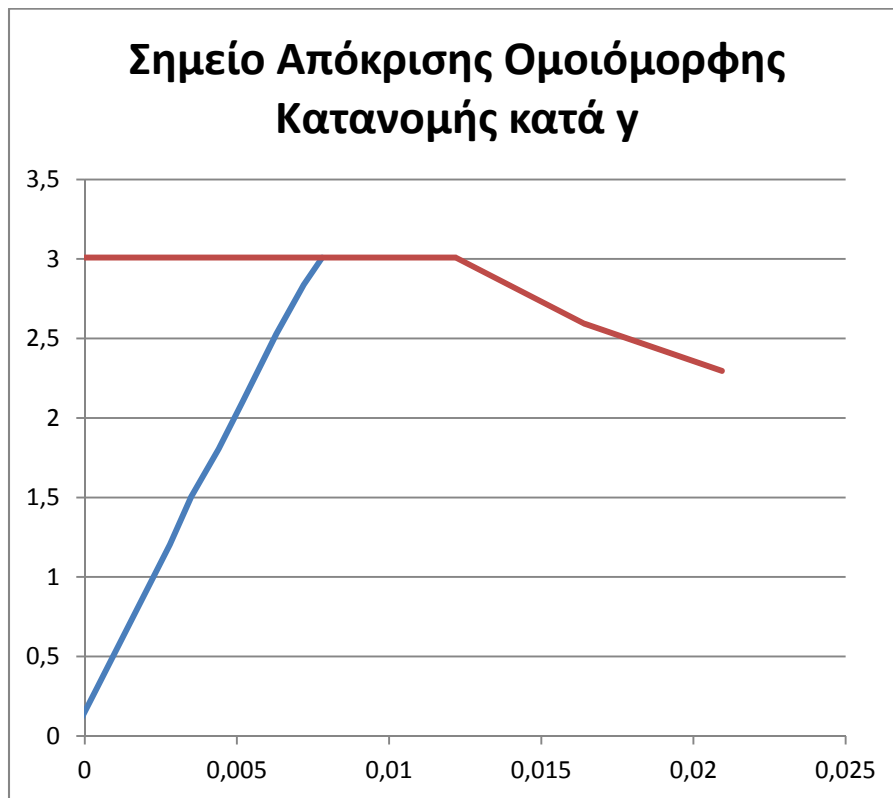
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



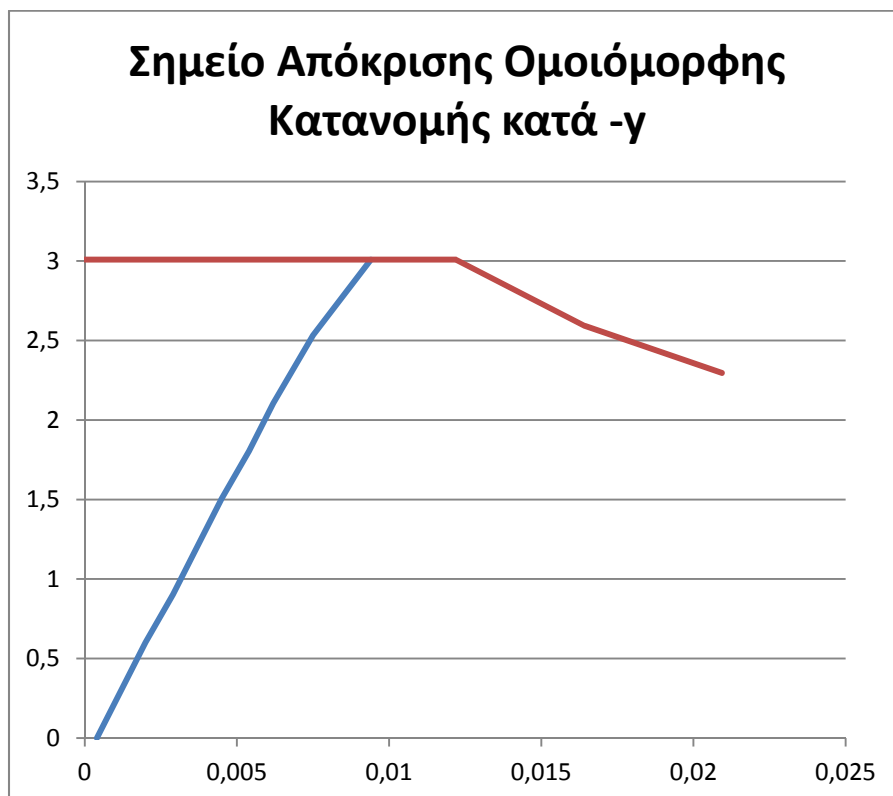
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-x$:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:



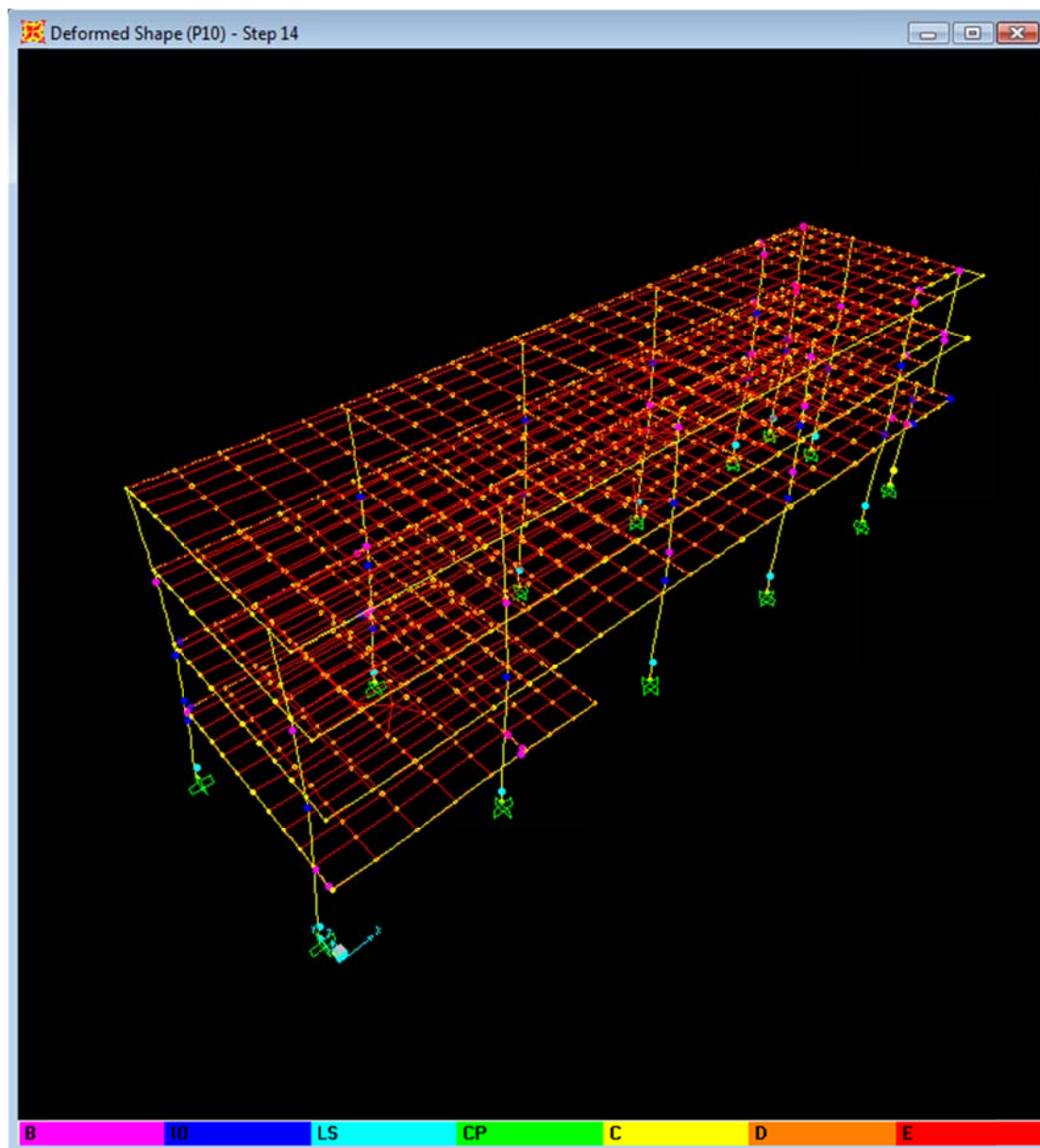
Σε ό,τι αφορά τη δεύτερη λογική που περιγράφηκε παραπάνω πραγματοποιήθηκαν συνολικά οκτώ διαφορετικές ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Οι τέσσερις από αυτές πραγματοποιήθηκαν ακολουθώντας την ιδιομορφική κατανομή καθ' ύψος σύμφωνα με τη σχέση (3.15) του ΕΑΚ 2000, κατά x , $-x$, y , και $-y$. Οι άλλες τέσσερις πραγματοποιήθηκαν ακολουθώντας την ομοιόμορφη κατανομή καθ' ύψος, επίσης κατά x , $-x$, y , και $-y$.

Για την πραγματοποίηση κάθε ανελαστικής στατικής ανάλυσης θεωρήθηκε τέμνουσα βάση και αντίστοιχη μετακίνηση κορυφής μεγαλύτερη της συνολικής αντοχής του κτιρίου, και παρακολουθήθηκε η συμπεριφορά του μέχρι την κατάρρευσή του.

Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται τα αποτελέσματα των οκτώ ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο:

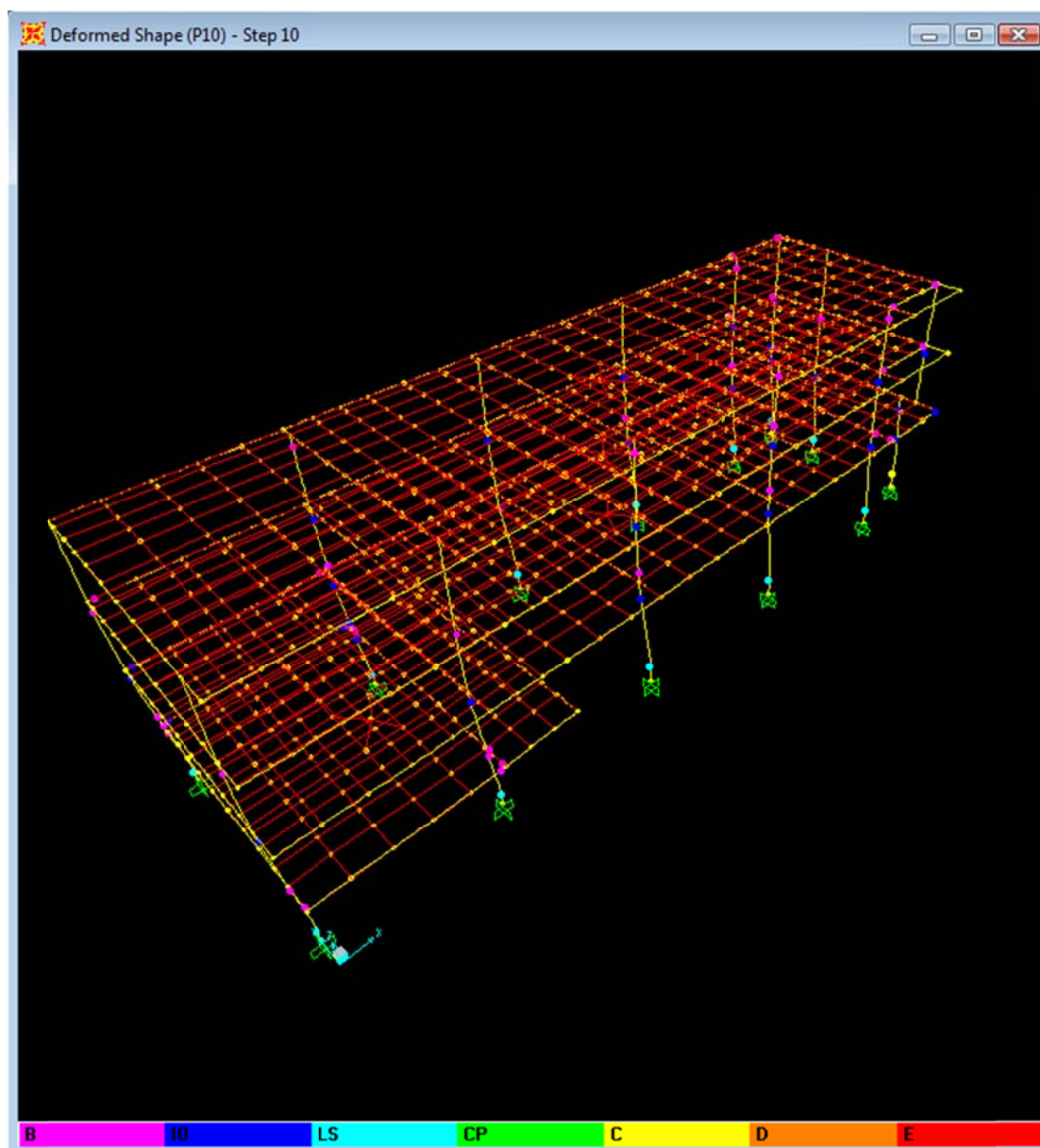
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



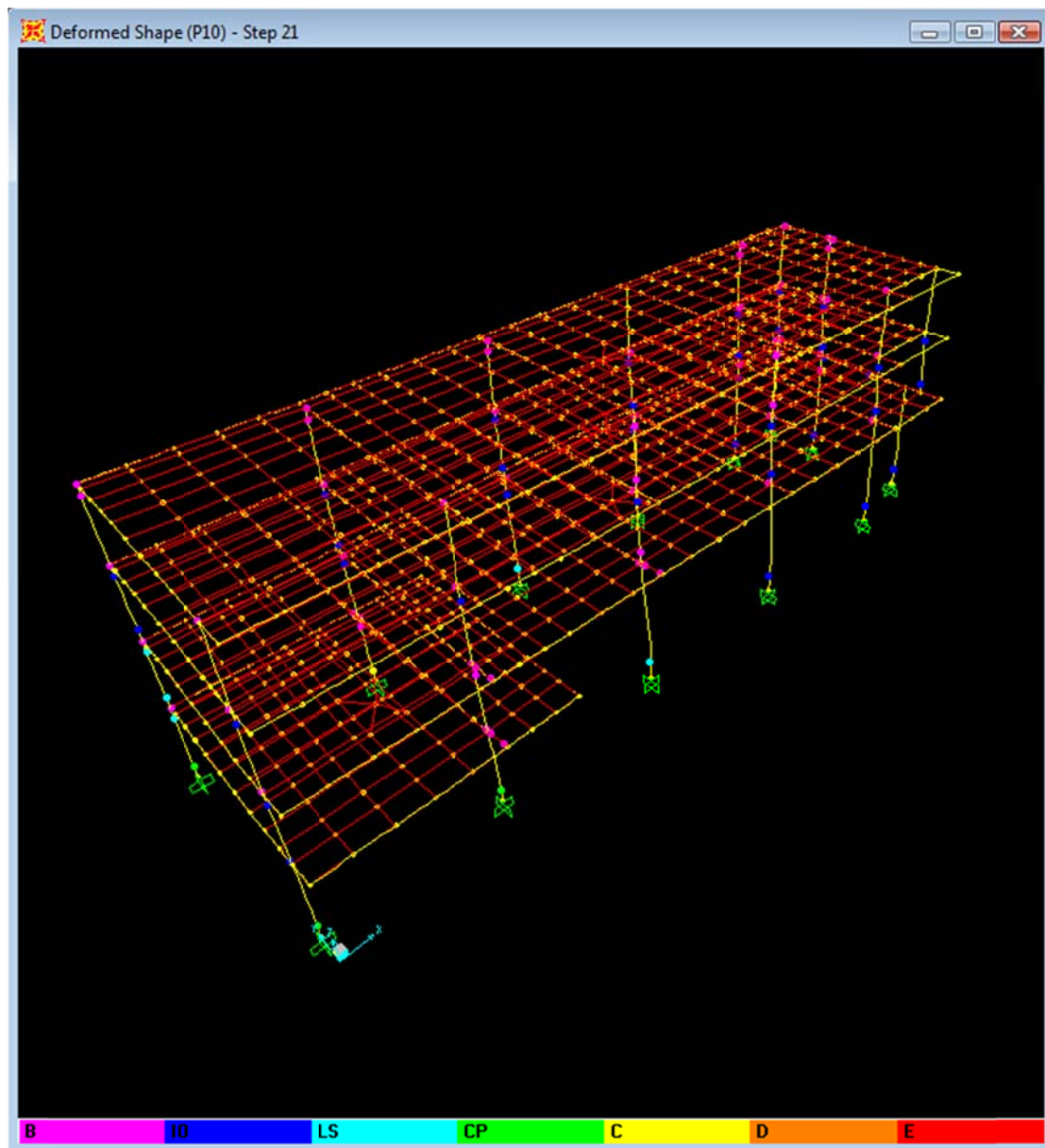
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Το τοίχιο K6 έχει αστοχήσει στη βάση του, ενώ όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους. Θετικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι φαίνεται να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 7287,200 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 12,05 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



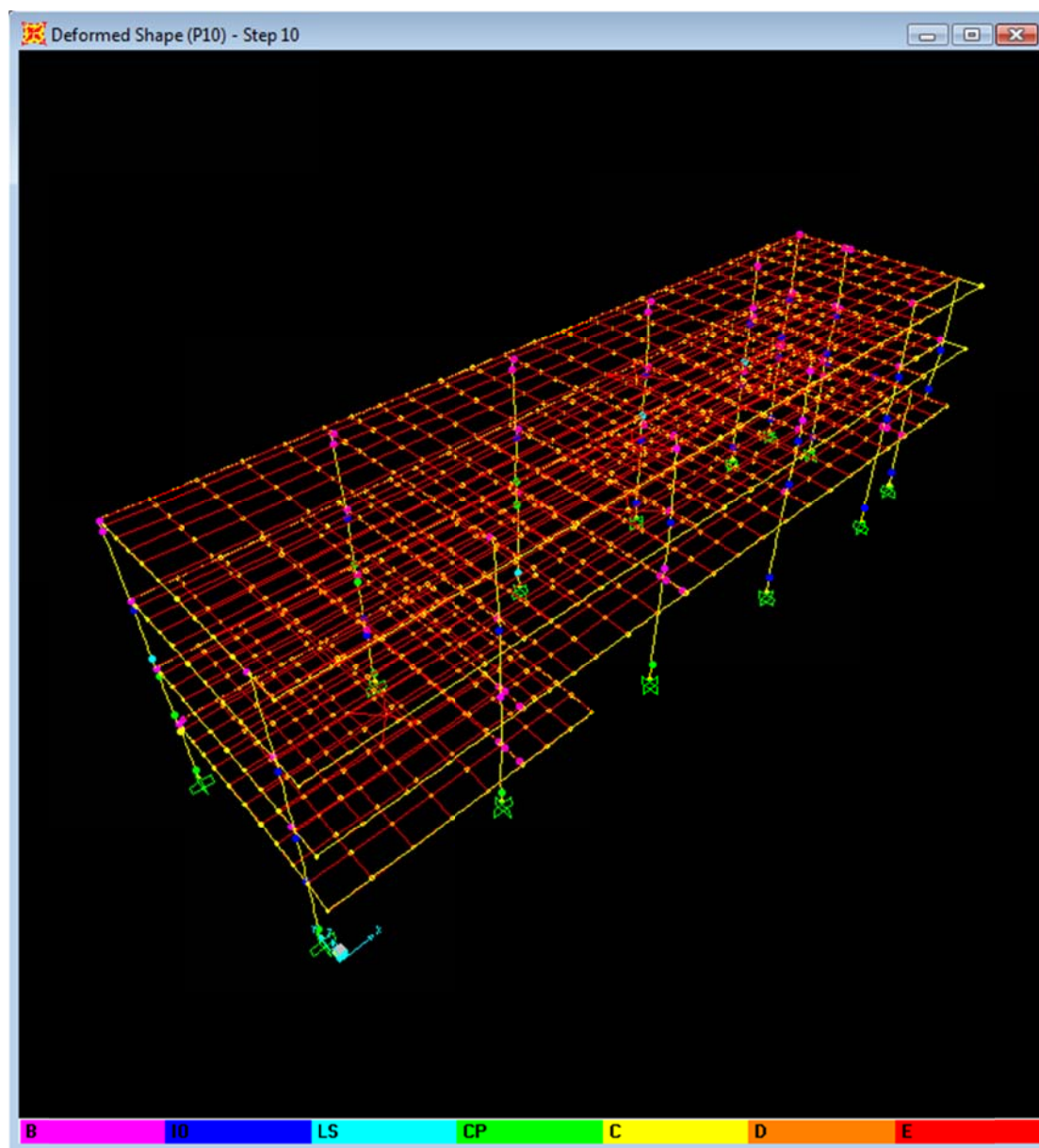
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Το τοίχιο K6 έχει αστοχήσει στη βάση του, ενώ όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους. Θετικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι φαίνεται να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 7510,038 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 13,10 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y , στην κατάρρευση. Το υποστύλωμα K8 έχει αστοχήσει στη βάση του, το υποστύλωμα K7 βρίσκεται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση και οροφή του ημιώροφου και του ισογείου, ενώ τα υποστυλώματα K1, K2, K3, και K9 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους. Θετικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι φαίνεται να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 12137,409 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 17,23 cm.

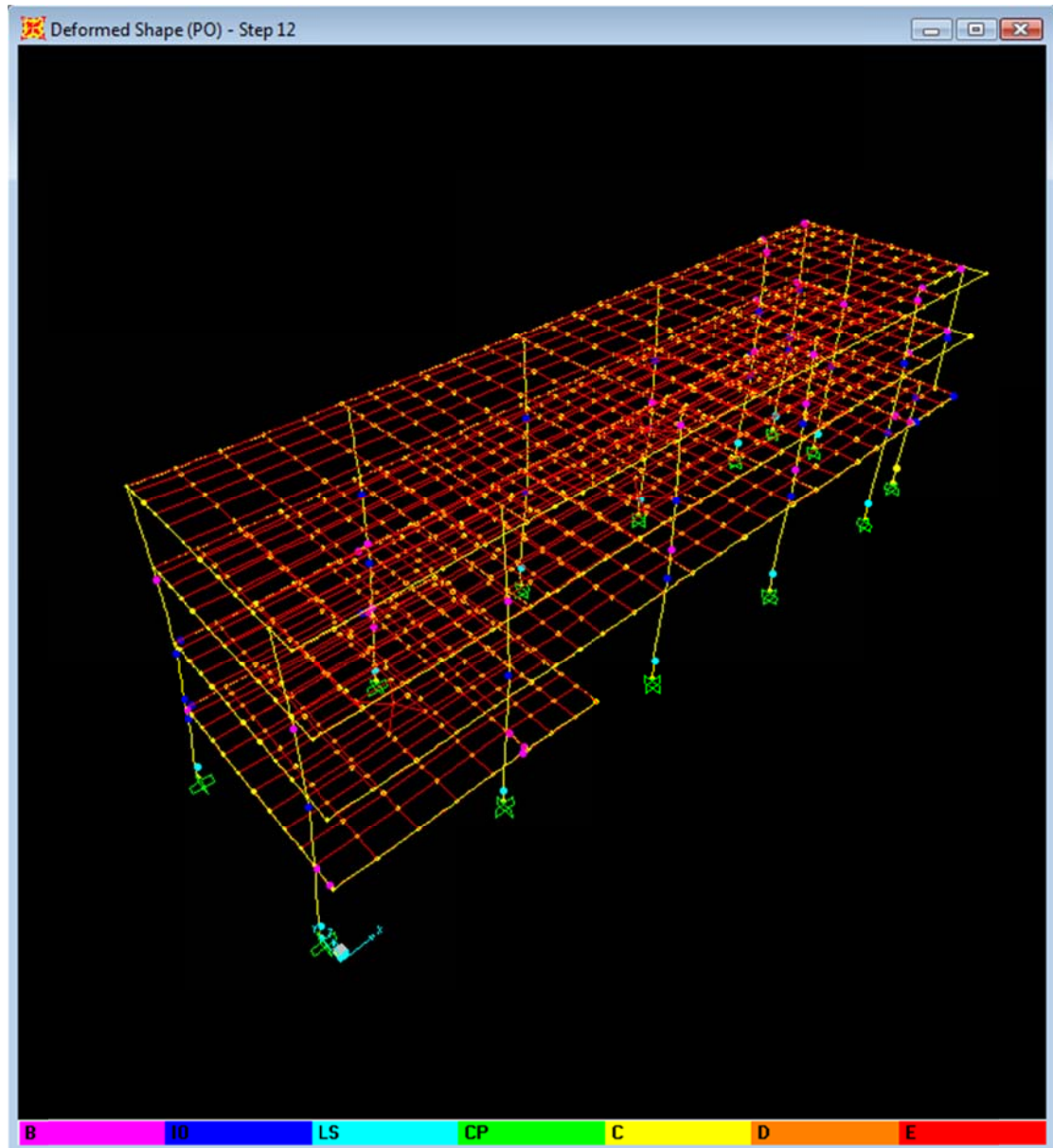
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y, στην κατάρρευση. Το υποστύλωμα K7 έχει αστοχήσει στην κορυφή του ημιώροφου, και βρίσκεται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση του, καθώς και στη βάση και οροφή του ισογείου. Παράλληλα τα υποστυλώματα K1, K2, K3, και K8 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους, και το υποστύλωμα K9 πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση και οροφή του ημιώροφου, και στη βάση του ισογείου. Θετικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι φαίνεται να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 13491,914 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 17,22 cm.

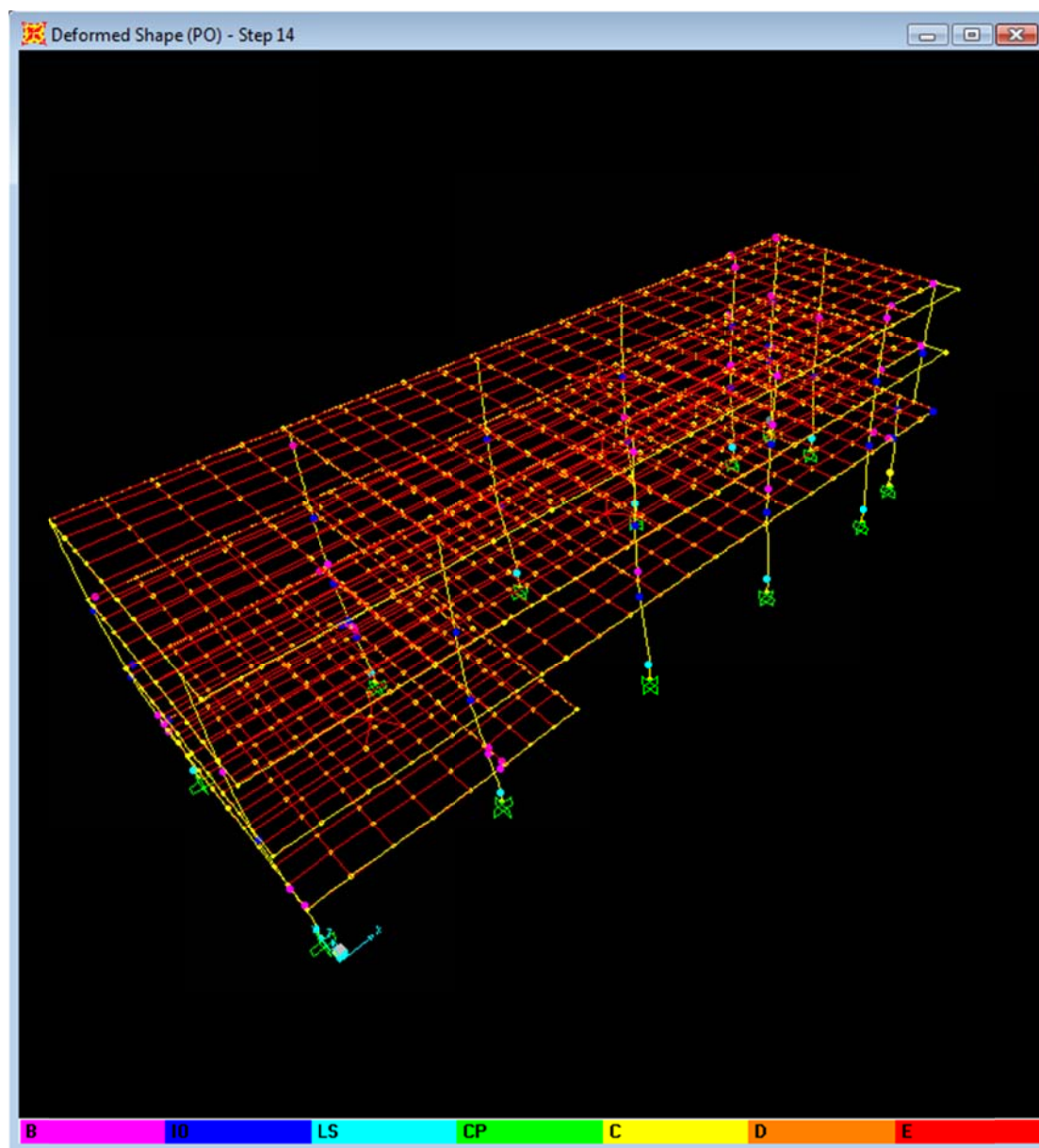
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



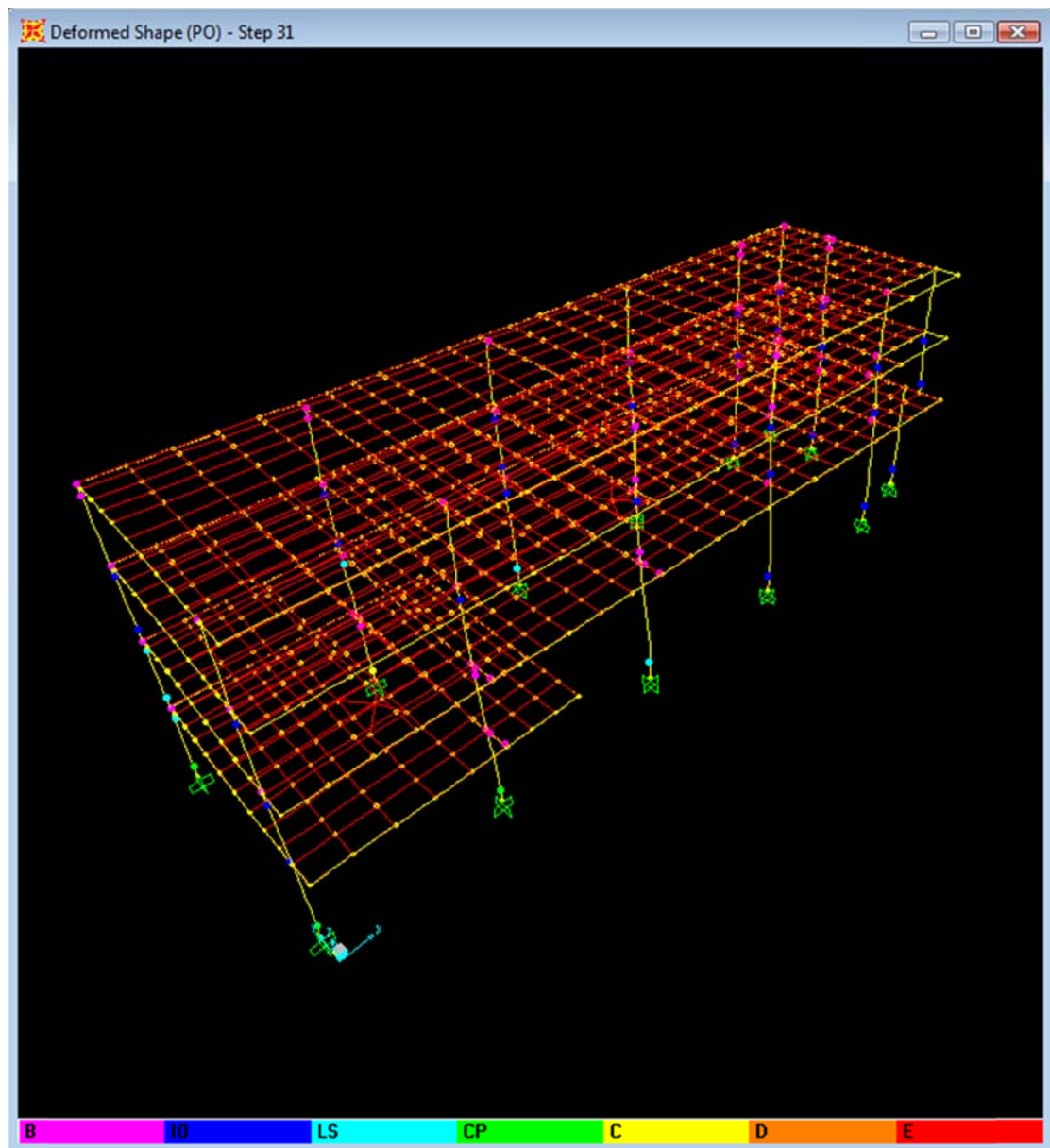
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Το τοίχιο K6 έχει αστοχήσει στη βάση του, ενώ όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους. Θετικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι φαίνεται να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 7592,358 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 11,60 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



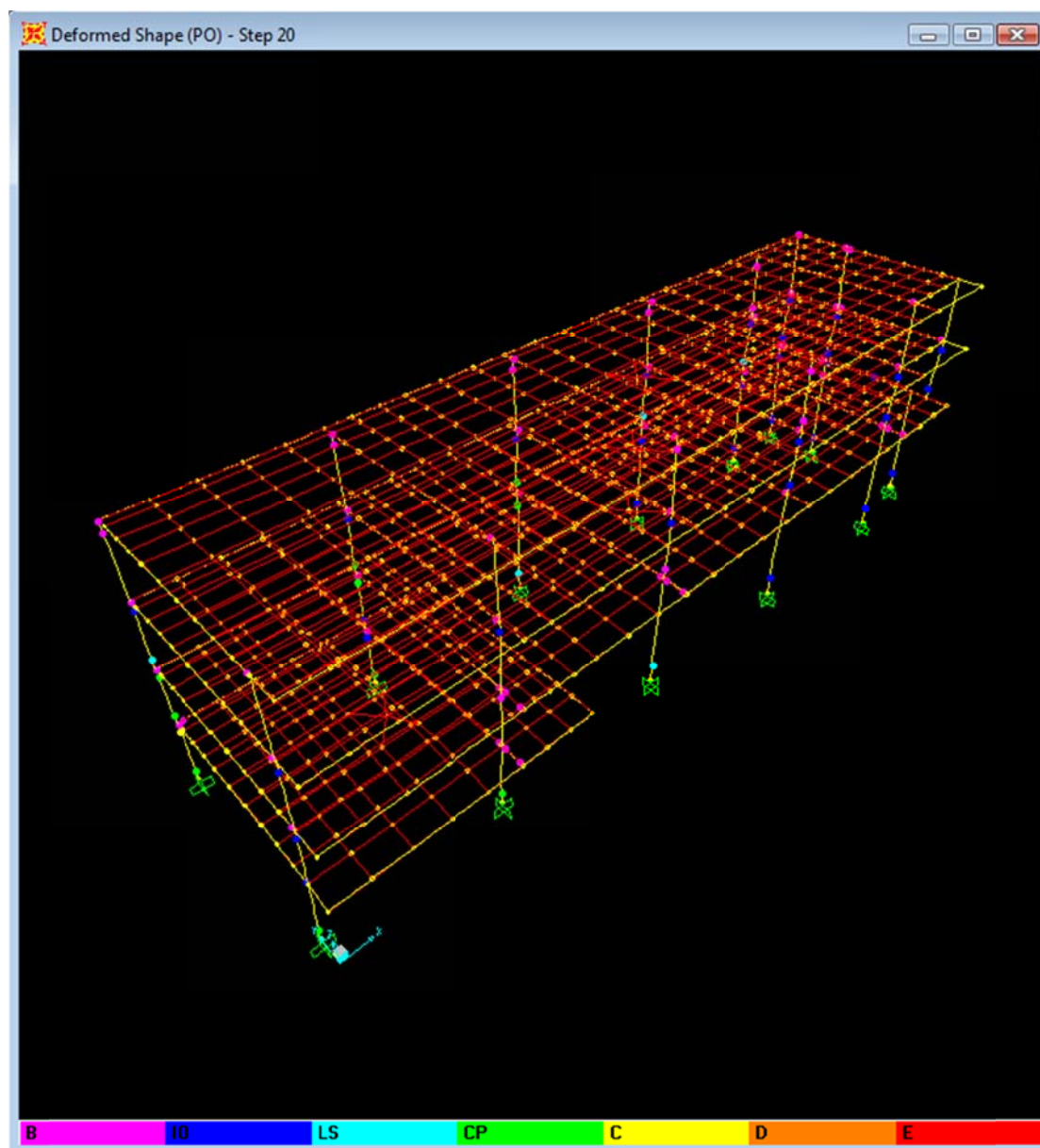
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Το τοίχειο K6 έχει αστοχήσει στη βάση του, ενώ όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους. Θετικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι φαίνεται να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 8115,901 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 15,34 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y , στην κατάρρευση. Το υποστύλωμα K8 έχει αστοχήσει στη βάση του, το υποστύλωμα K7 βρίσκεται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση και οροφή του ημιώροφου και του ισογείου, ενώ τα υποστυλώματα K1, K2, K3, και K9 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους. Θετικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι φαίνεται να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 13059,984 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 14,00 cm.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:

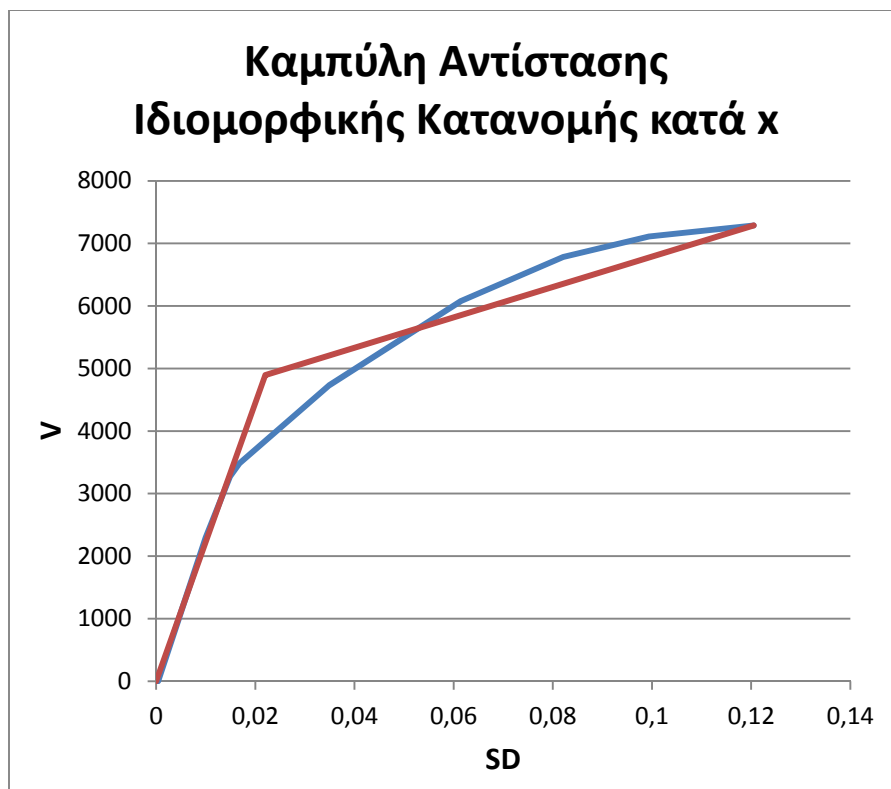


Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y, στην κατάρρευση. Το υποστύλωμα K7 έχει αστοχήσει στην κορυφή του ημώροφου, και βρίσκεται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση του, καθώς και στη βάση και οροφή του ισογείου. Παράλληλα τα υποστυλώματα K1, K2, K3, και K8 βρίσκονται πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση τους, και το υποστύλωμα K9 πολύ κοντά στην αστοχία στη βάση και οροφή του ημώροφου, και στη βάση του ισογείου. Θετικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι φαίνεται να αποφεύγεται ο μηχανισμός μαλακού ορόφου. Η τέμνουσα βάσης στην αστοχία του κτιρίου είναι 14251,737 kN, και η μετακίνηση κορυφής είναι 14,33 cm.

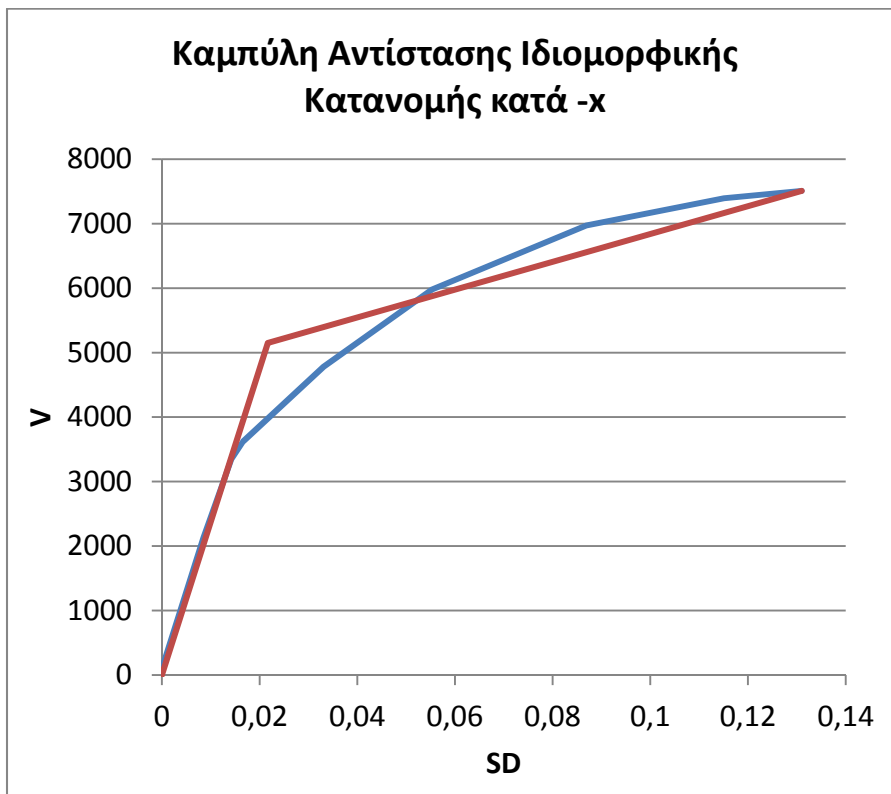
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται οι καμπύλες δύναμης – μετακίνησης, καθώς και οι διγραμμικές καμπύλες δύναμης – μετακίνησης των οκτώ ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

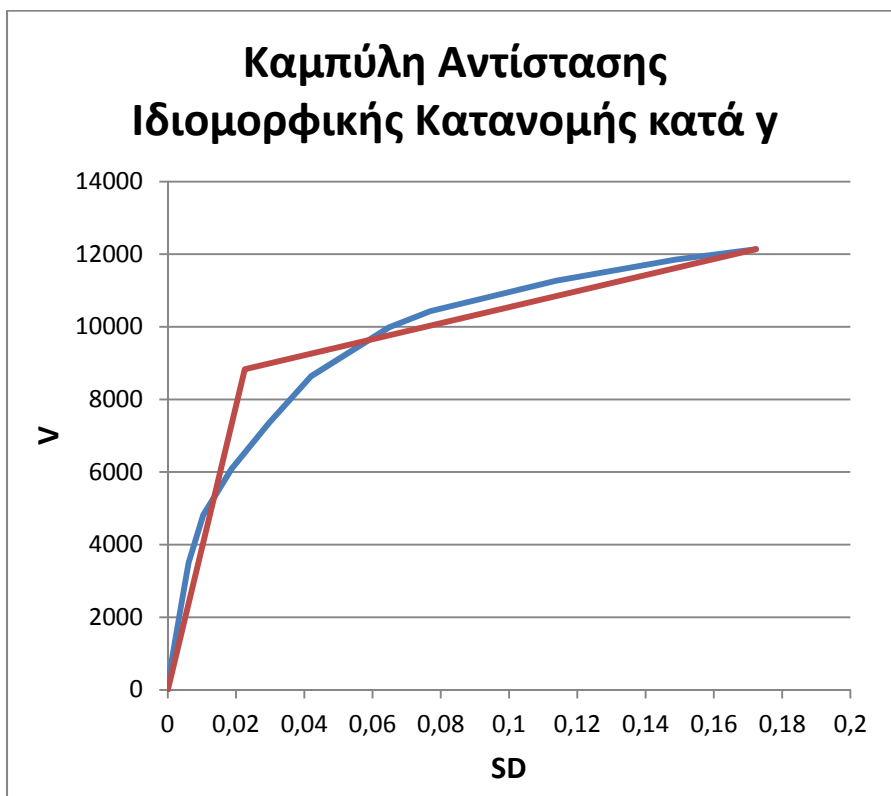
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά χ:



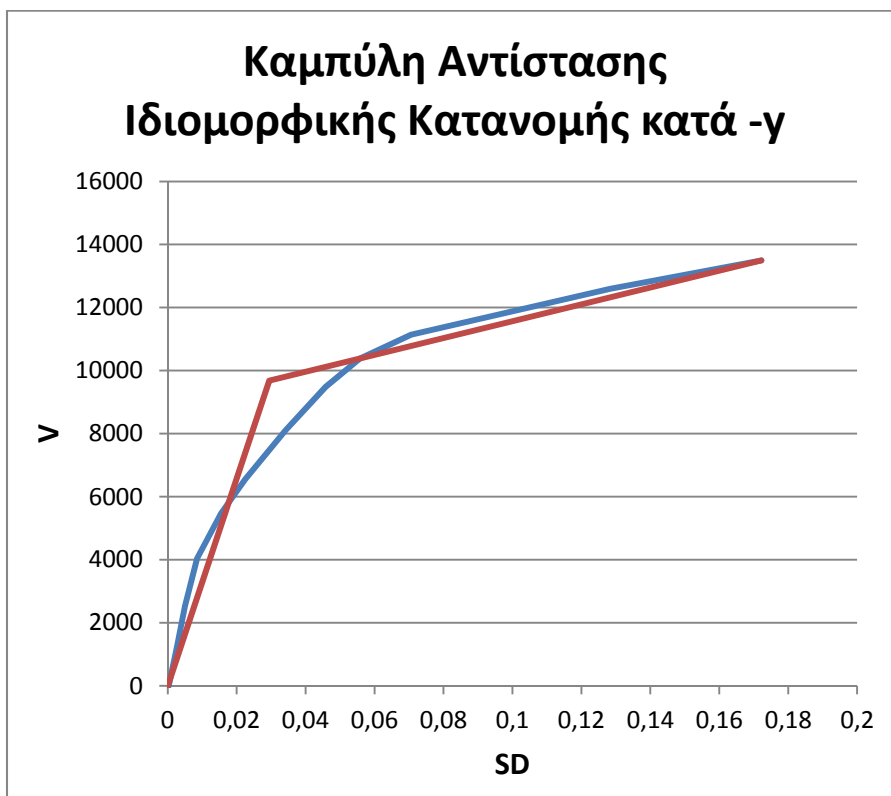
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ:

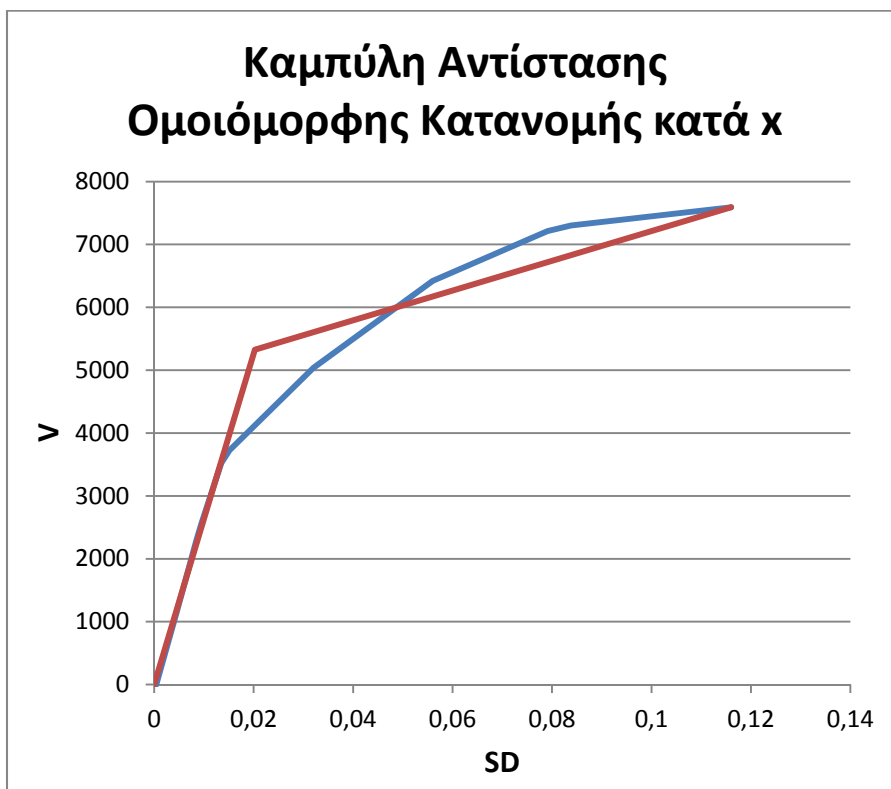


Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

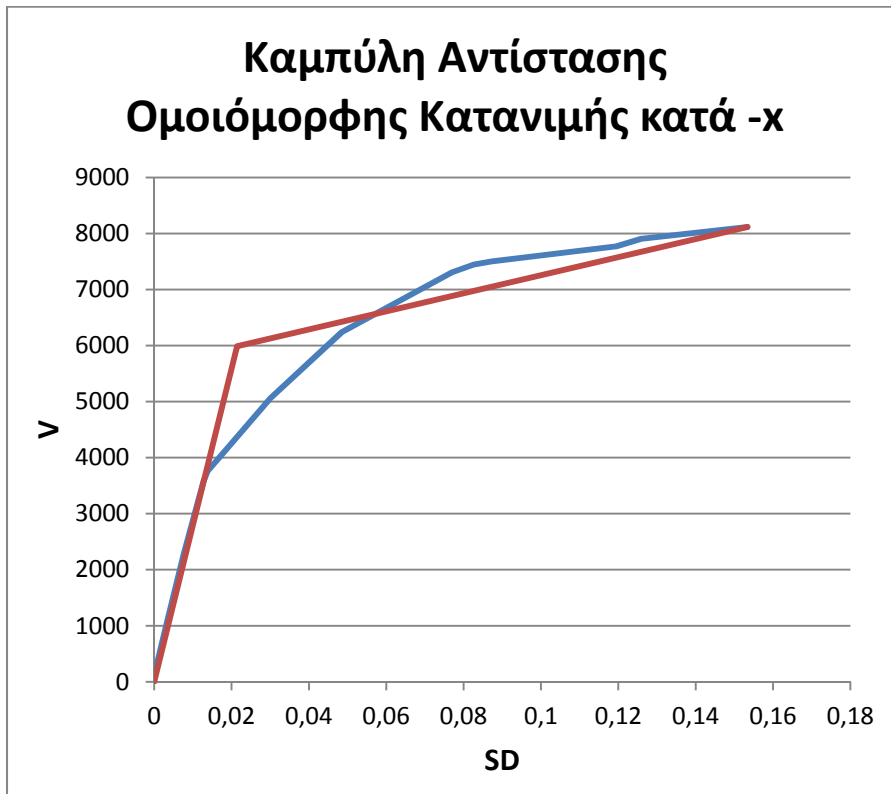


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

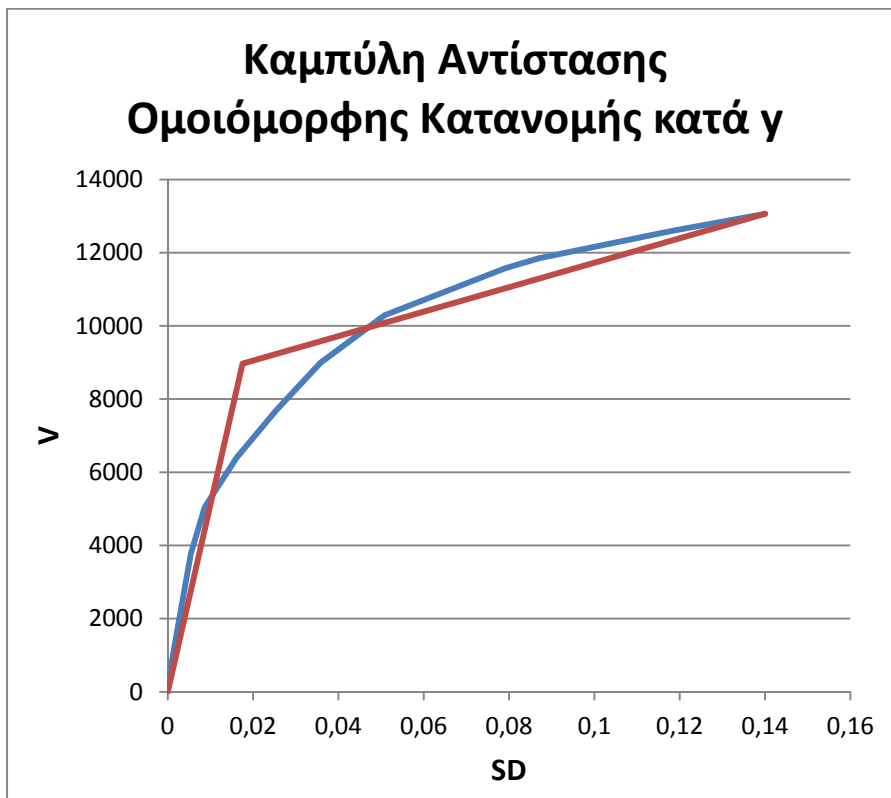
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



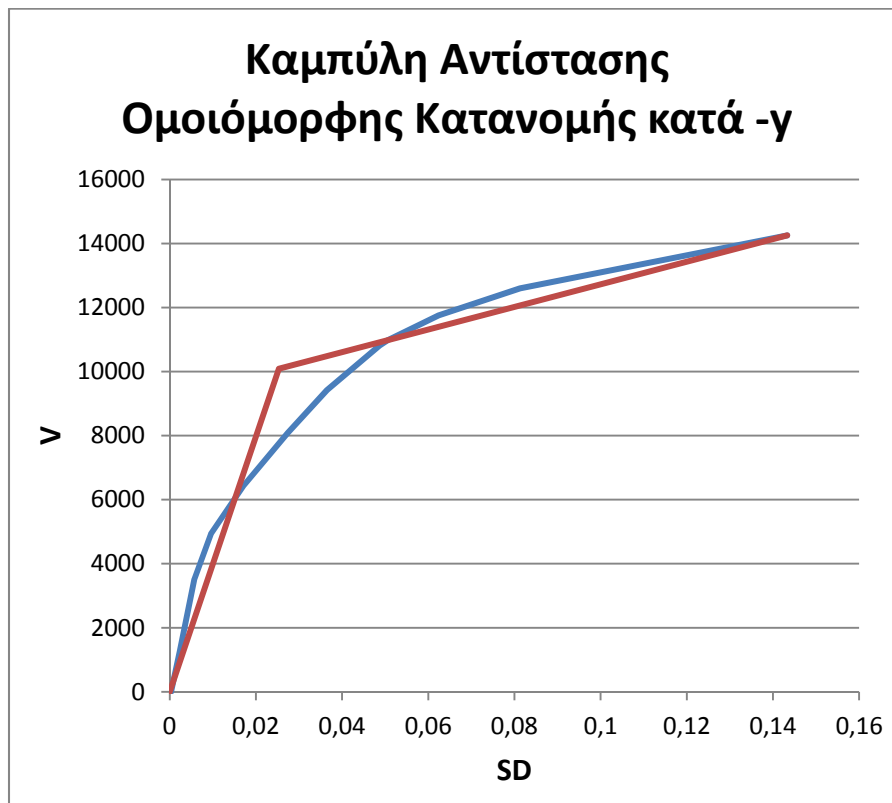
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ:



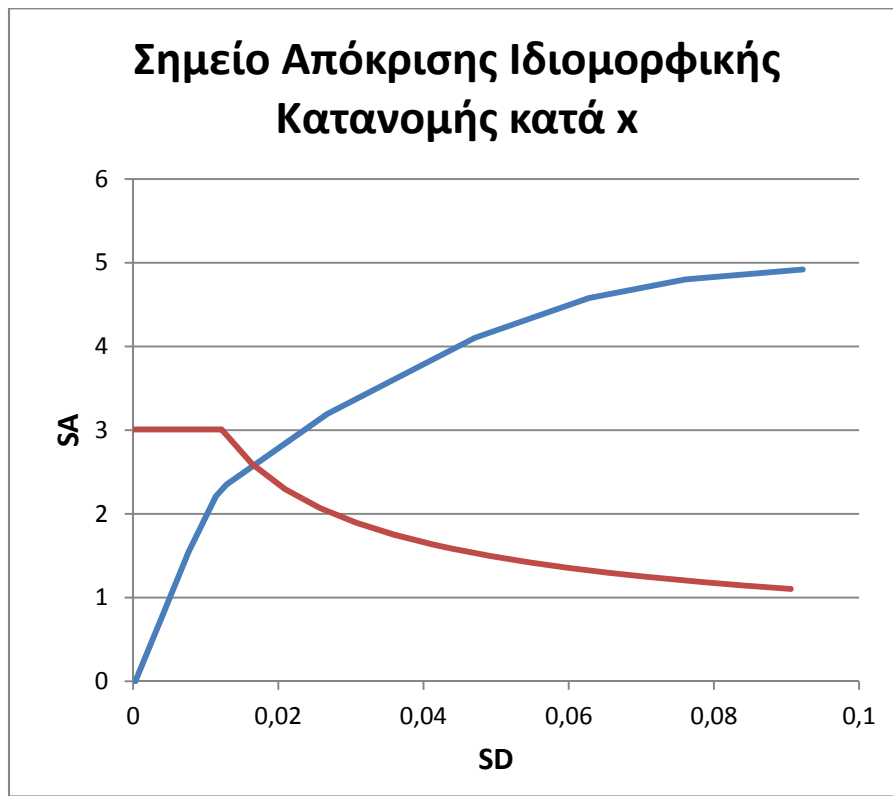
Καμπύλη αντίστασης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά - γ :



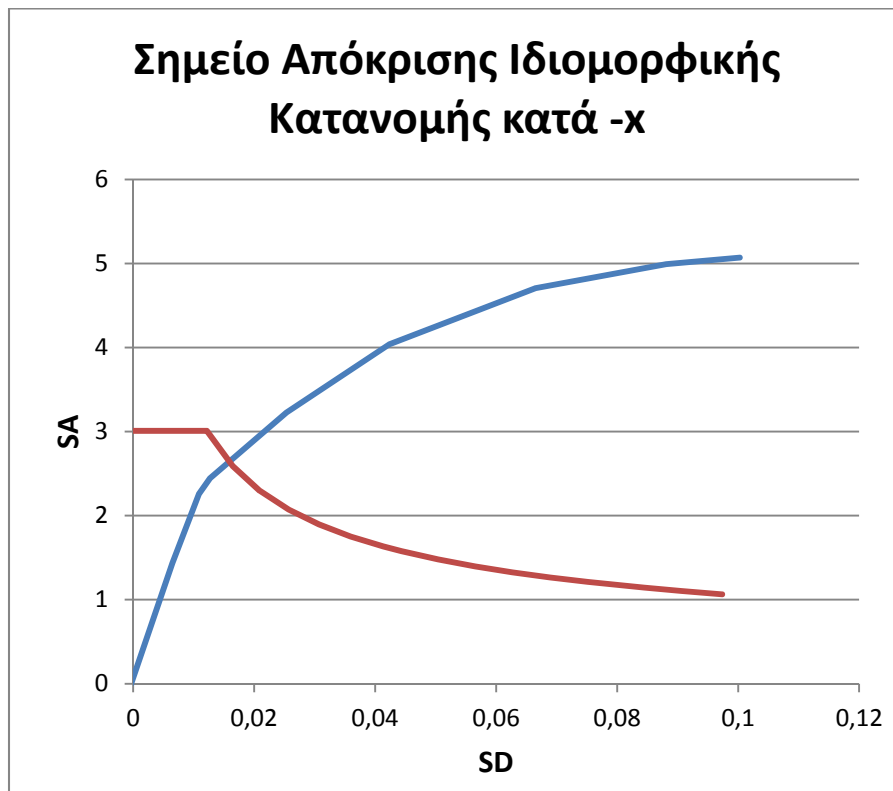
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

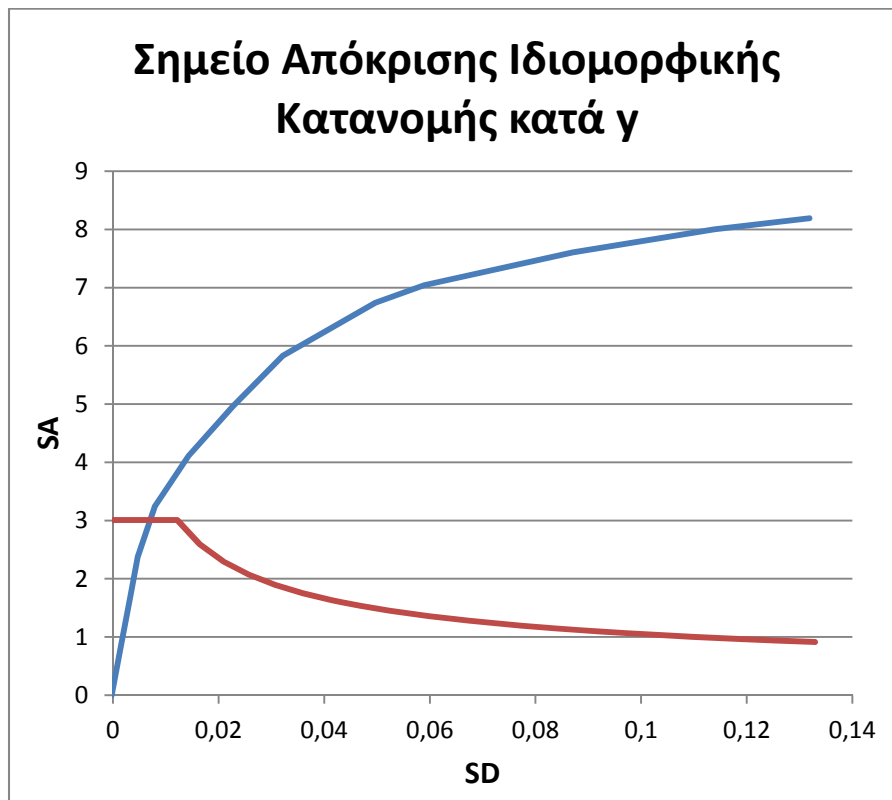
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



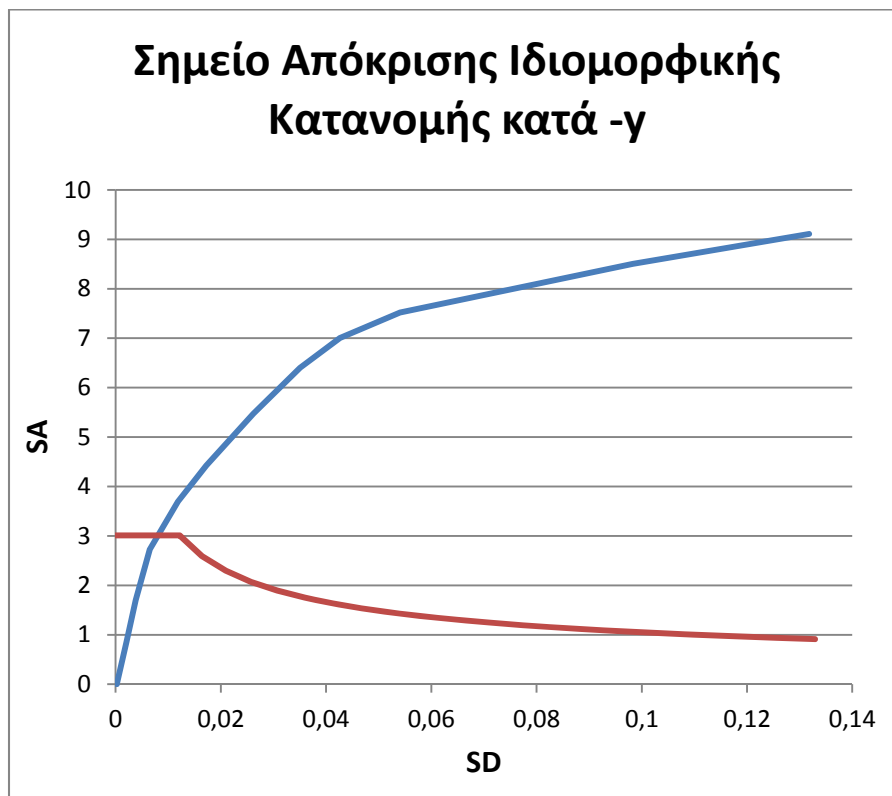
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-x$:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

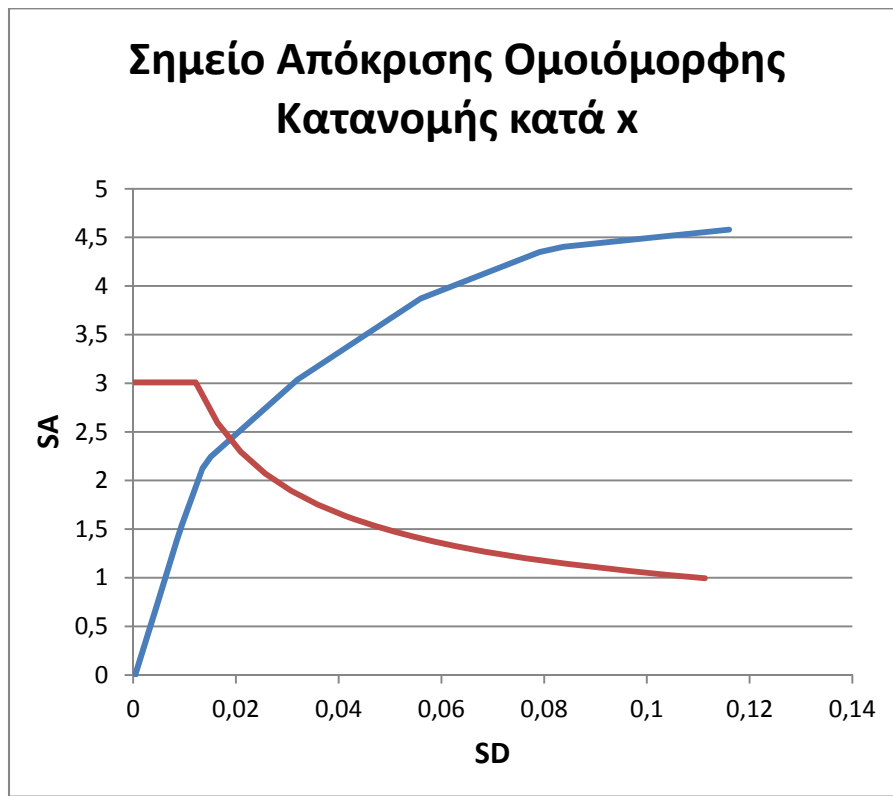


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

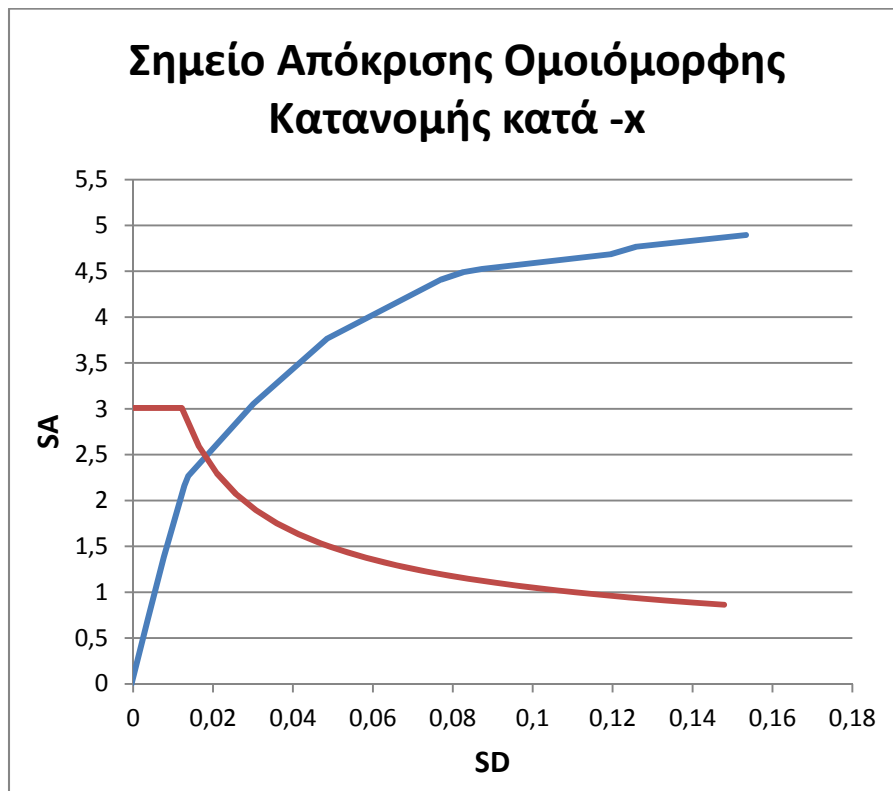


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

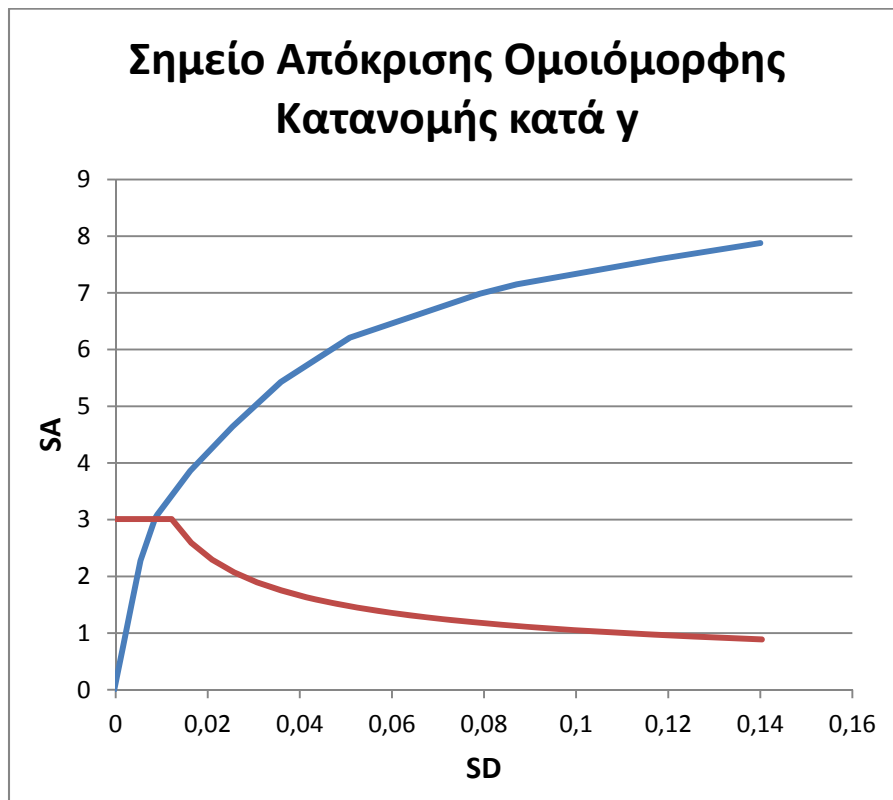
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x :



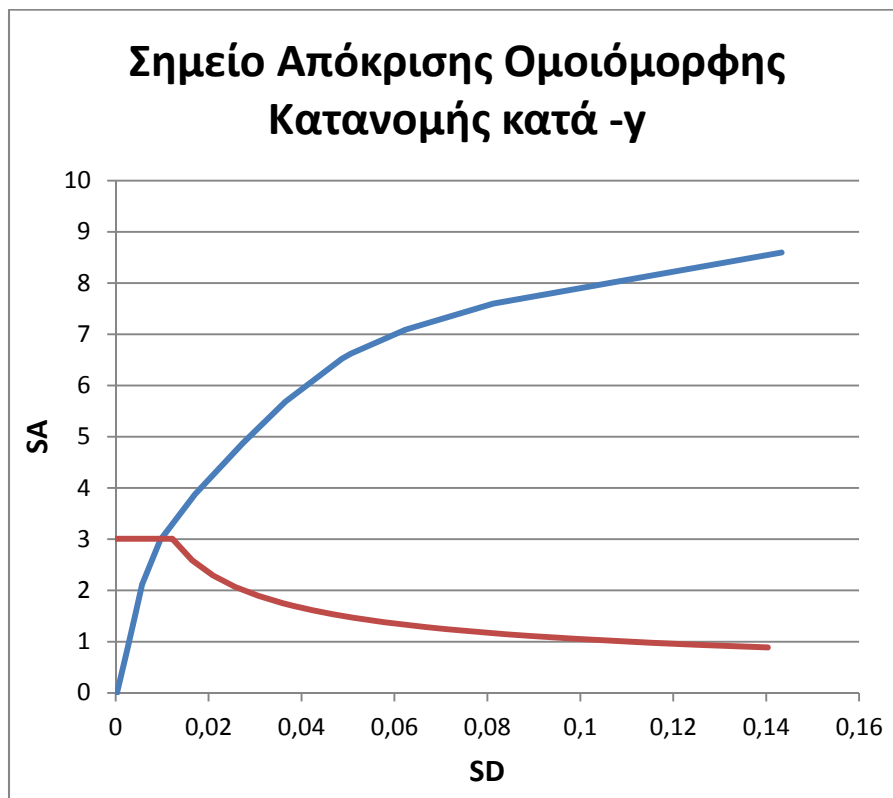
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-x$:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :



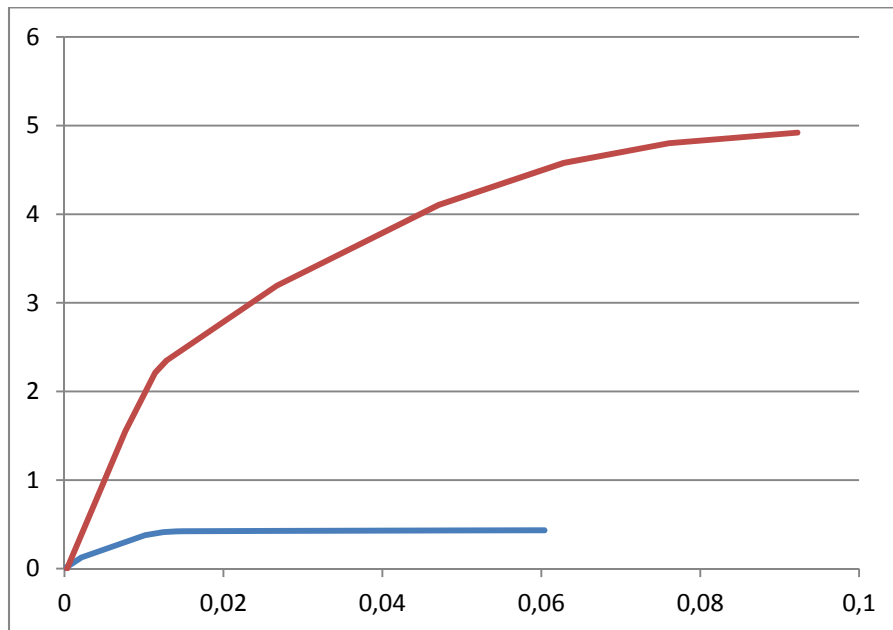
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:



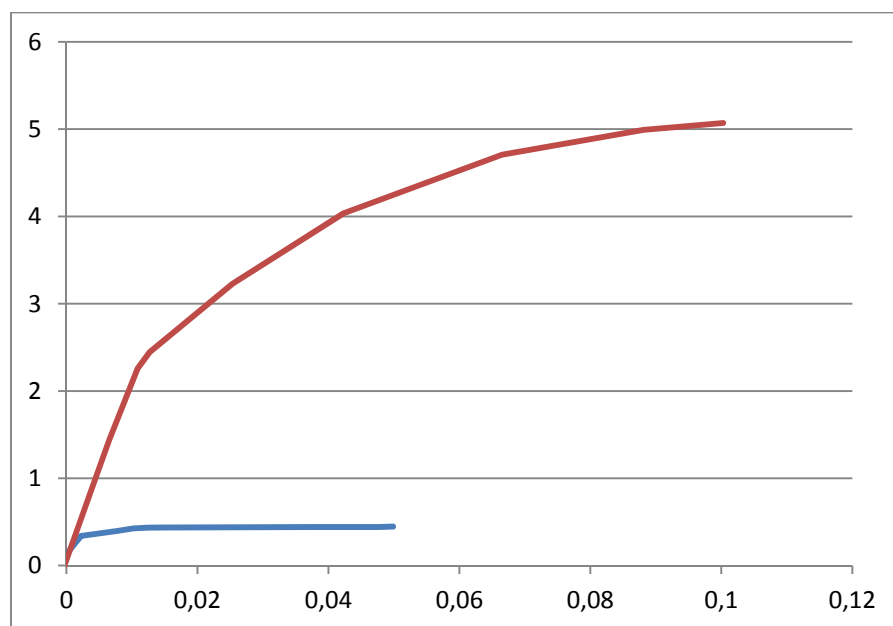
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται συγκριτικά η συμπεριφορά του υφιστάμενου και του ενισχυμένου κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

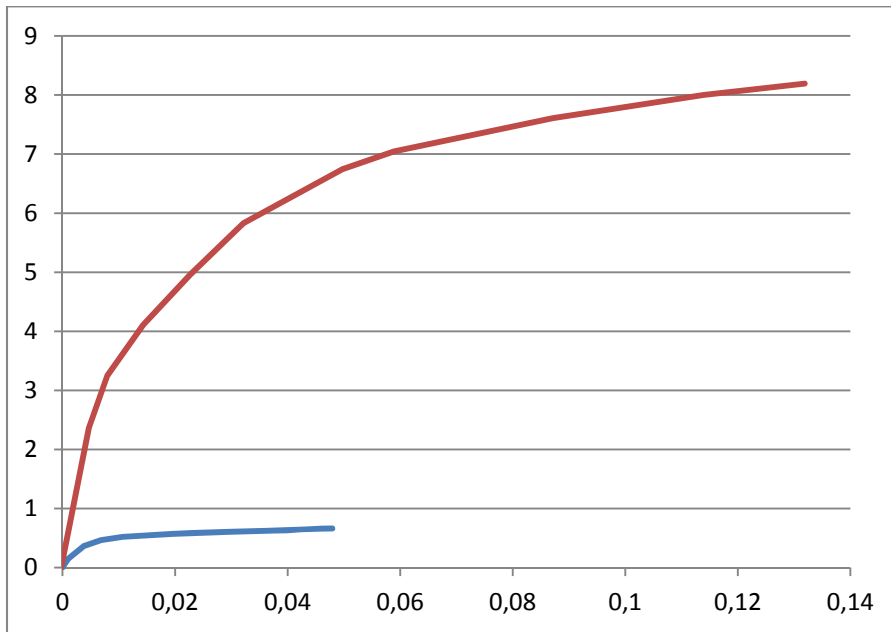
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



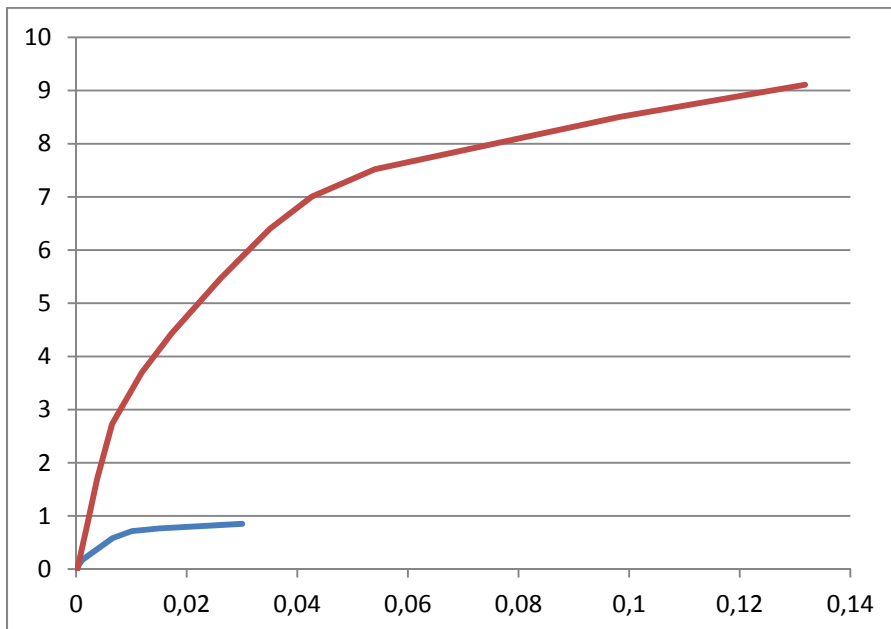
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά γ :

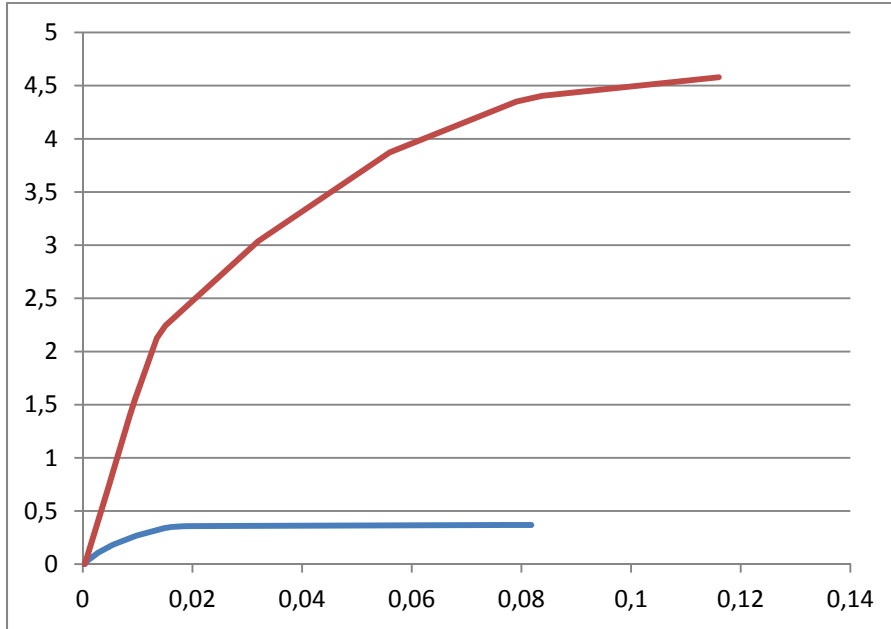


Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\gamma$:

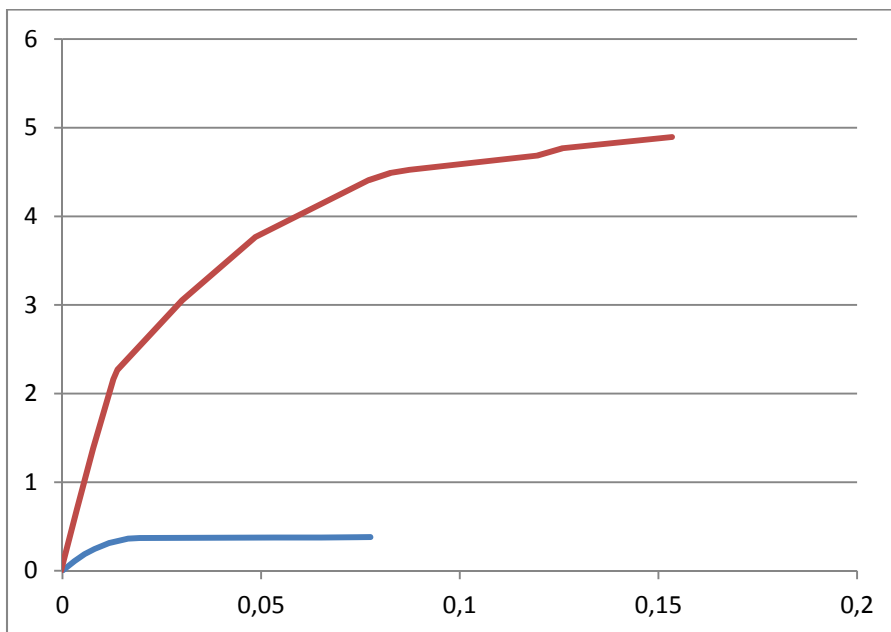


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

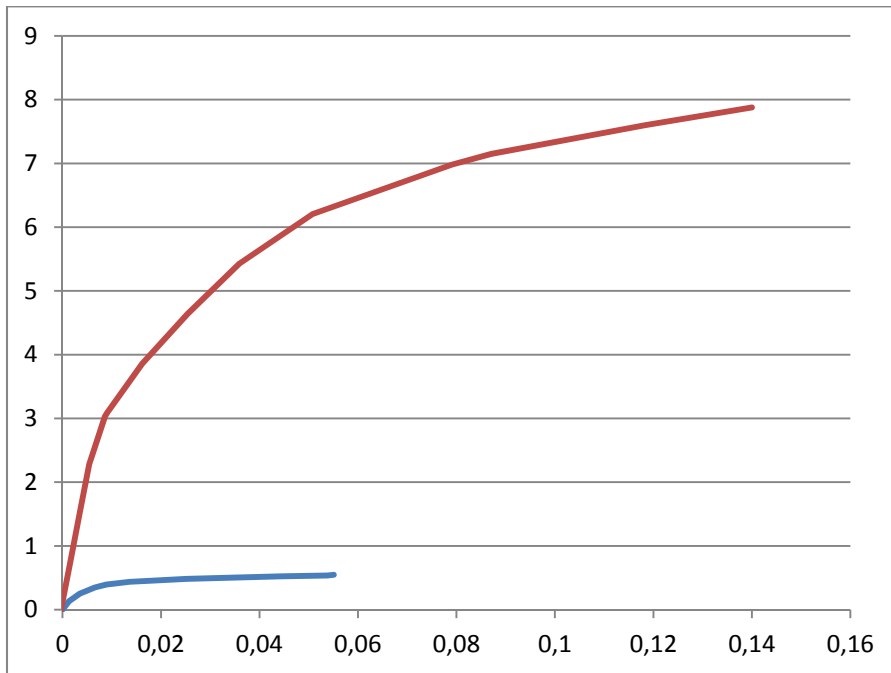
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



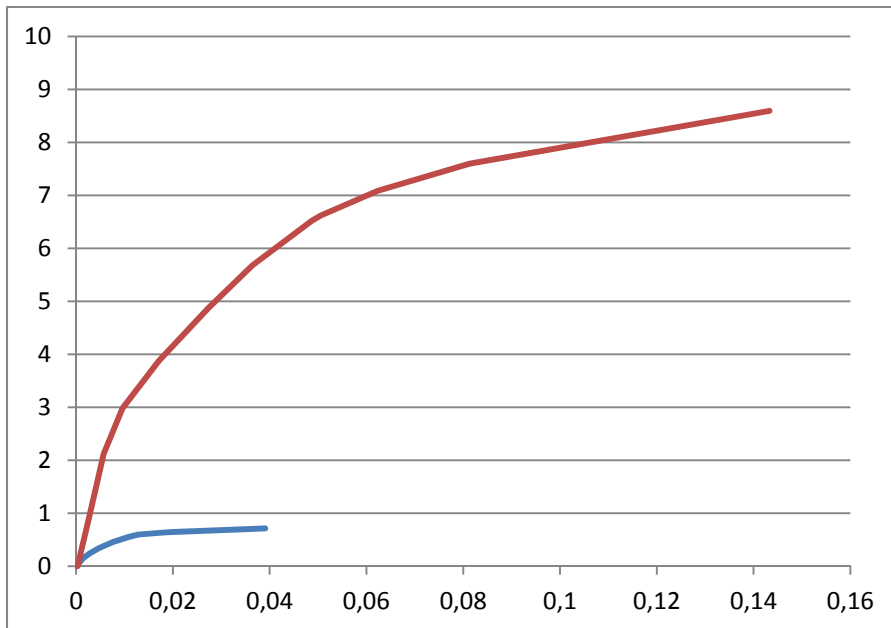
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά γ :



Ανελαστική στατική ανάλυση κατά $-\gamma$:



Παρατηρώντας τα παραπάνω διαγράμματα, εύκολα μπορεί κανείς να διαπιστώσει τη μεγάλη αύξηση της αντοχής του κτιρίου μετά την ενίσχυση. Η καμπύλη αντίστασης του υφιστάμενου κτιρίου δεν συναντούσε πουθενά το φάσμα απόκρισης του σημερινού αντισεισμικού κανονισμού ΕΑΚ 2000, καθιστώντας το κτίριο επικίνδυνο σε έναν αναμενόμενο σεισμό, ενώ παράλληλα η μετελαστική αντοχή του ήταν πολύ μικρή. Η καμπύλη αντίστασης του ενισχυμένου κτιρίου τέμνει το φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ 2000, που σημαίνει ότι το κτίριο θα αντέξει τον αναμενόμενο σεισμό, ενώ παράλληλα υπάρχουν και σημαντικά αποθέματα αντοχής μετελαστικά.

Κεφάλαιο 10: Συγκριτική μελέτη συμπεριφοράς υφιστάμενου και ενισχυμένου κτιρίου σε πραγματικά σεισμικά δεδομένα

10.1 Γενικά

Σε αυτό το κεφάλαιο θα εισάγουμε στο πρόγραμμα SAP 2000 τα δεδομένα που υπάρχουν από τρεις καταγραφές πραγματικών σεισμών οι οποίοι είναι μεγαλύτεροι των αναμενόμενων στην περιοχή όπου έχει κατασκευαστεί το κτίριο που μελετάμε, και θα συγκρίνουμε τη συμπεριφορά του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση. Οι αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν είναι ανελαστικές στατικές αναλύσεις με δεδομένα που θα προκύψουν από το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης της κάθε καταγραφής. Αυτά τα φάσματα απόκρισης προέκυψαν από το πρόγραμμα SeismoSignal.

Η πρώτη καταγραφή είναι μία τεχνητή καταγραφή, η οποία έχει προκύψει από το σεισμό της Αθήνας του 1999. Έχει πραγματοποιηθεί σε απόσταση 5 km από το ρήγμα και σε έδαφος κατηγορίας Β.

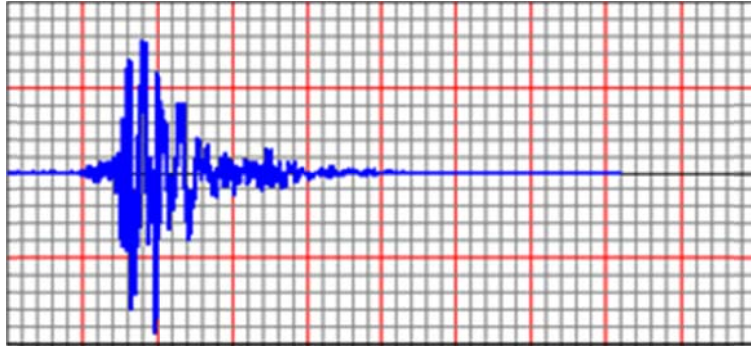
Σε ό,τι αφορά τη δεύτερη καταγραφή, πρόκειται για μία καταγραφή από επιταχυνσιογράφο πραγματικού σεισμού στο San Salvador. Το μέγεθος του σεισμού είναι 5,6 Riechter, το έδαφος είναι μαλακός βράχος, και η απόσταση από το επίκεντρο είναι 4 km.

Τέλος, η τρίτη καταγραφή είναι επίσης μία καταγραφή πραγματικού σεισμού από επιταχυνσιογράφο στην Coyote Lake των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής. Το μέγεθος του σεισμού είναι και εδώ 5,6 Riechter, το έδαφος είναι μαλακός βράχος, και η απόσταση από το ρήγμα είναι 1 km.

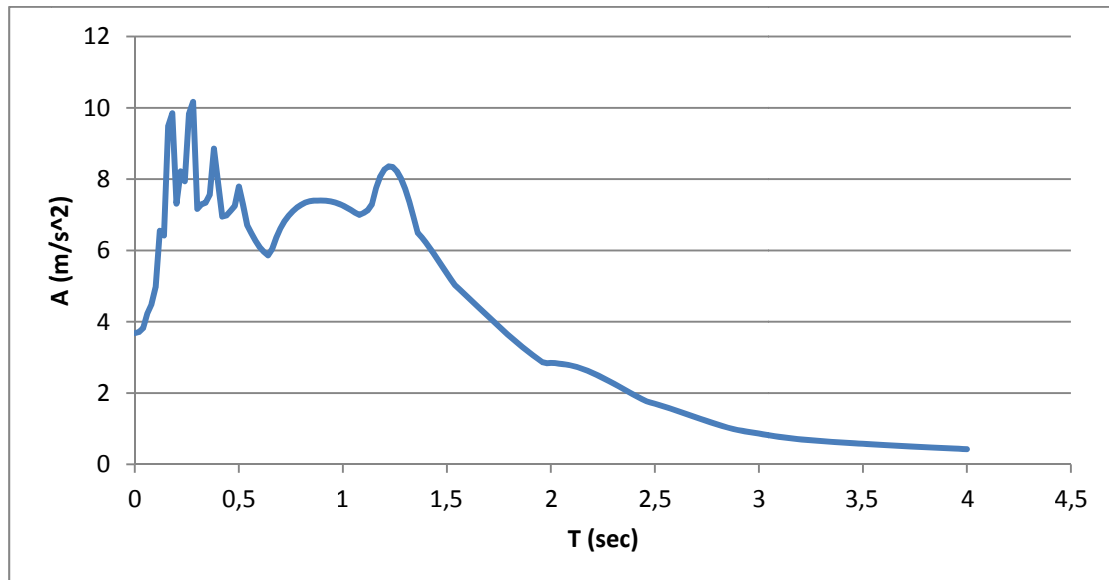
10.2 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων

10.2.1 Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Αθήνας

Το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του 1999 της Αθήνας 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:



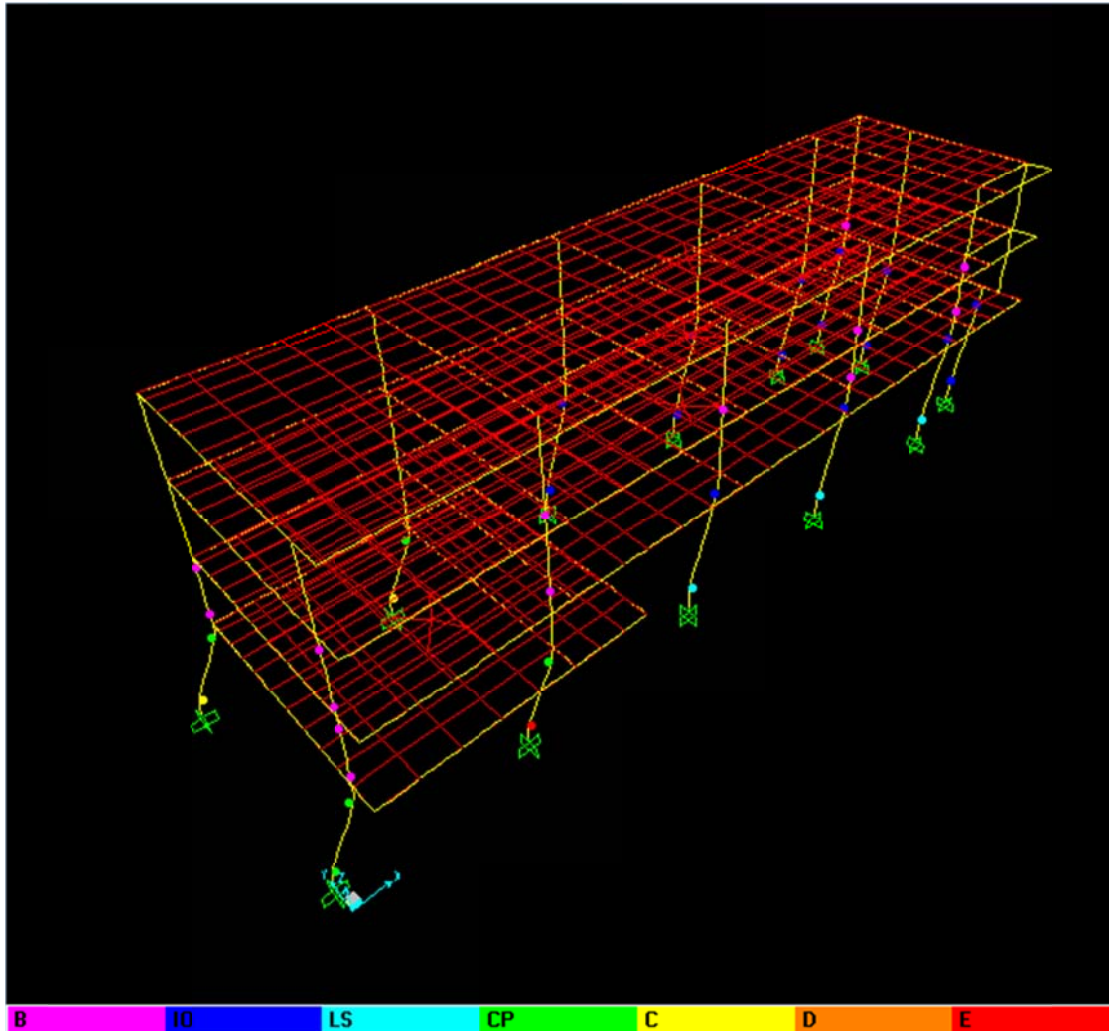
Το φάσμα απόκρισης που προκύπτει από την καταγραφή του σεισμού της Αθήνας του 1999 σε μορφή διαγράμματος επιτάχυνσης – περιόδου φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο και στο ενισχυμένο κτίριο.

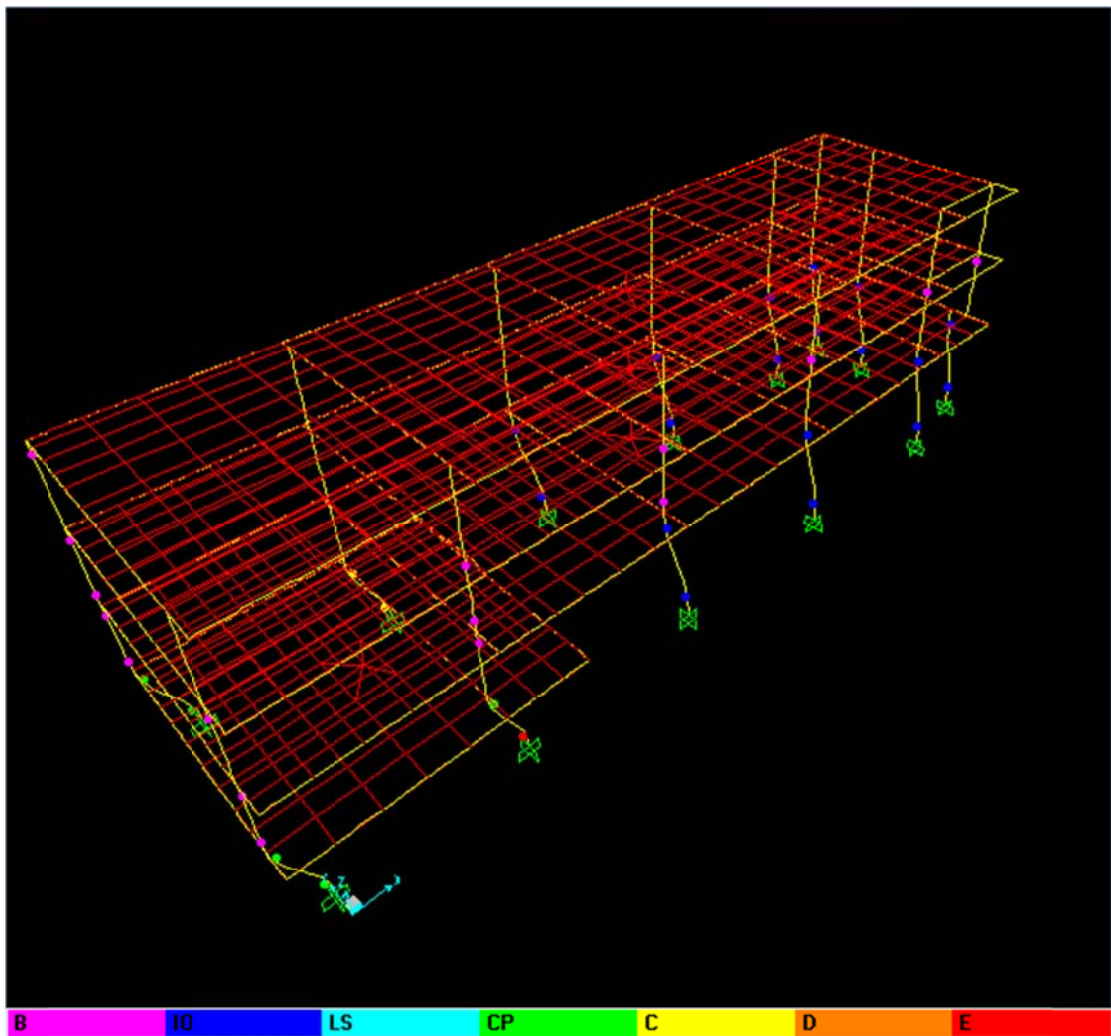
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



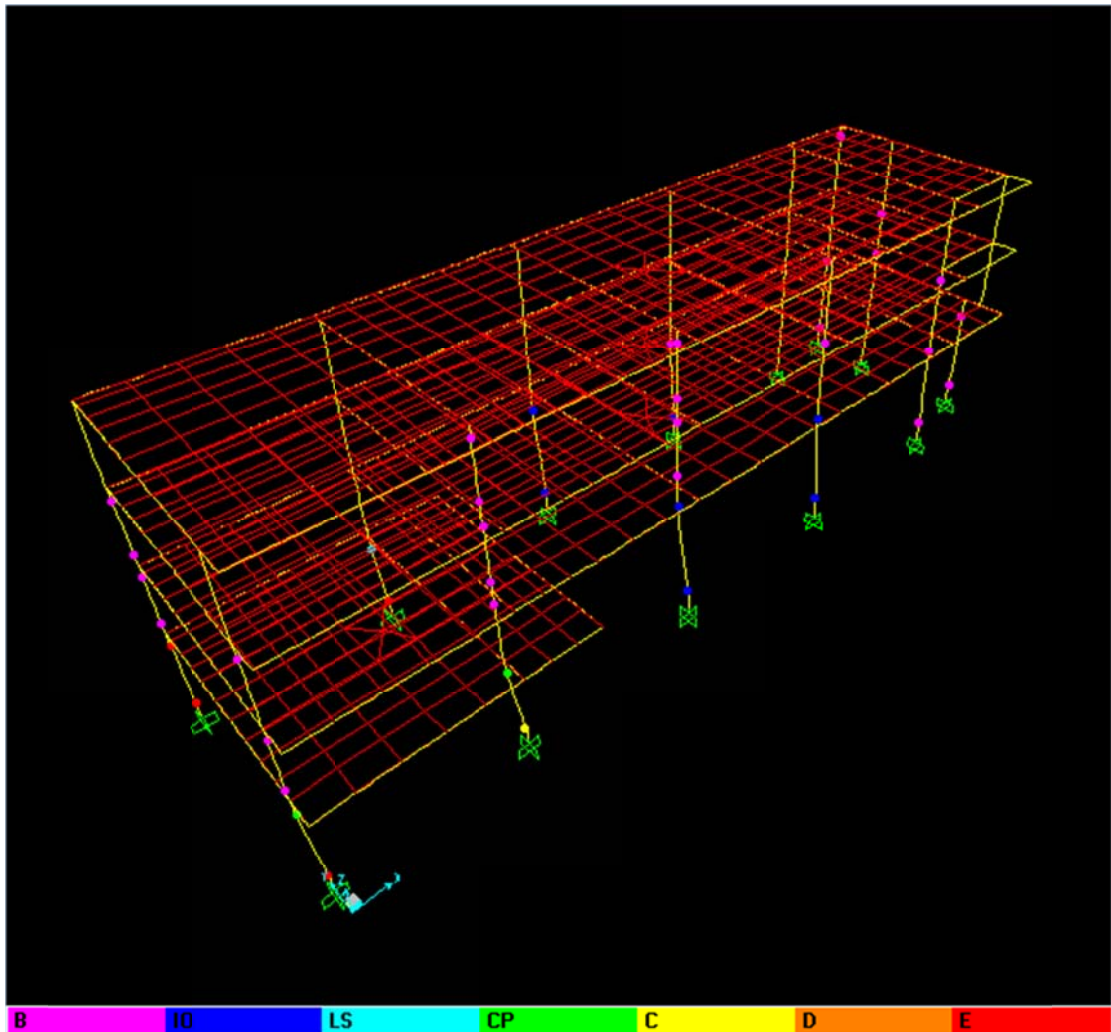
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



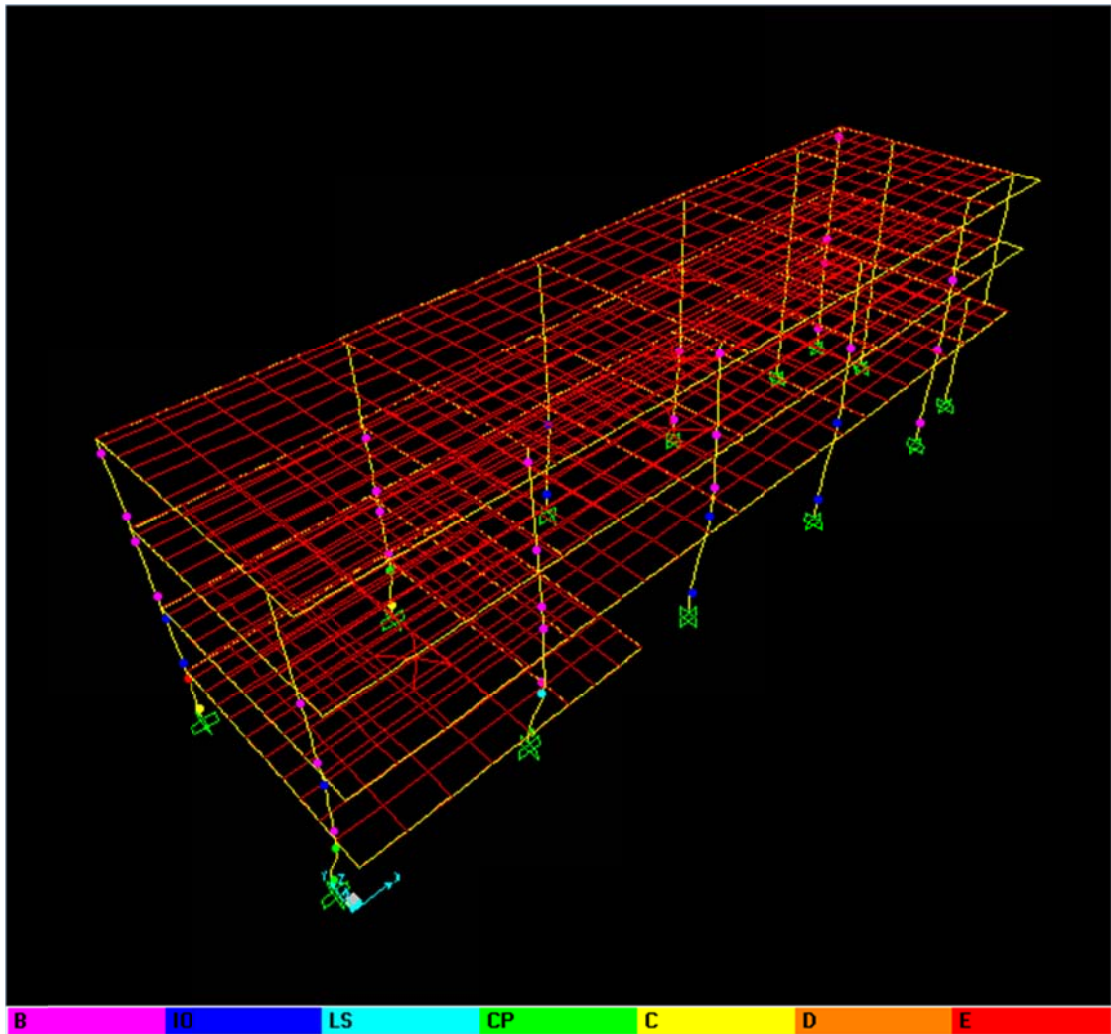
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y , στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

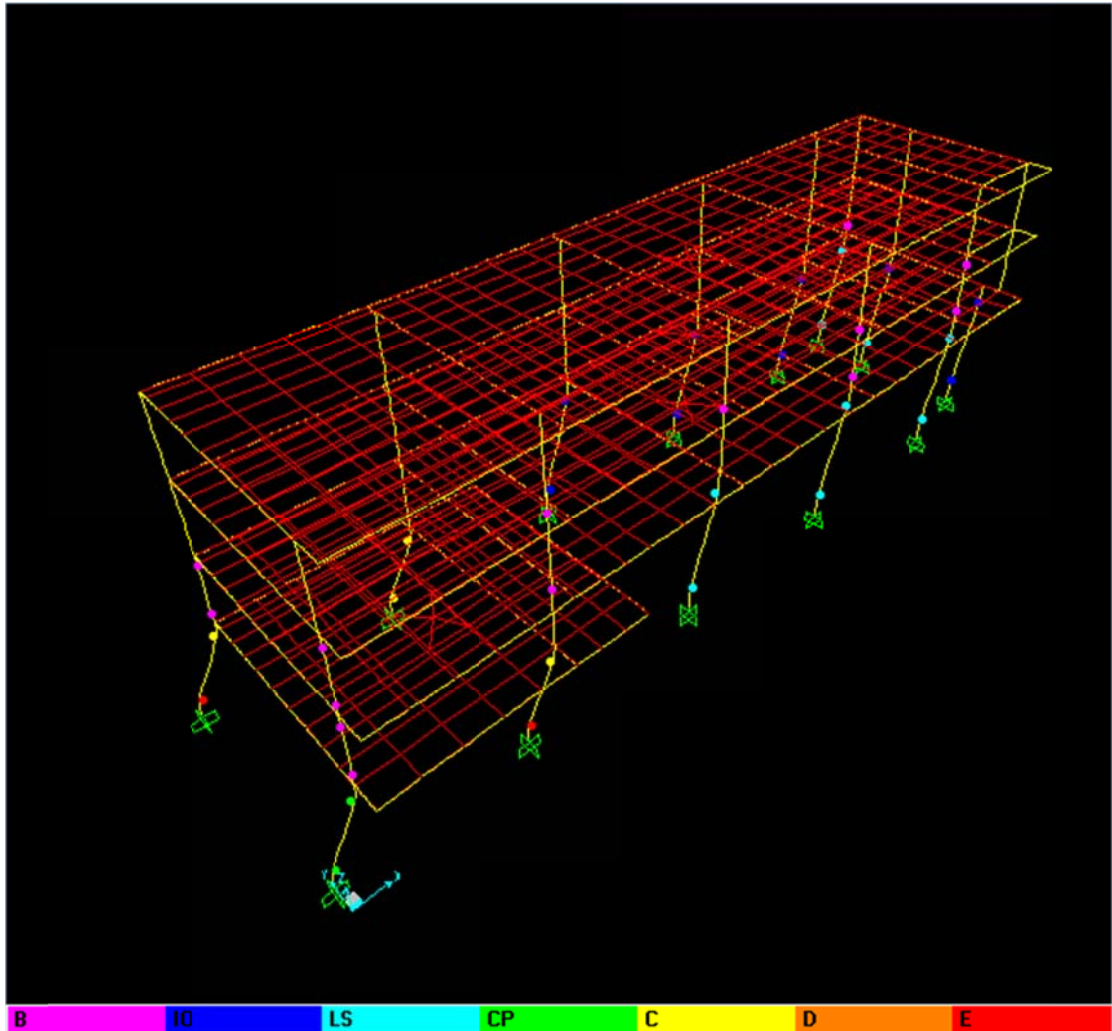
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά - γ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά - γ , στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

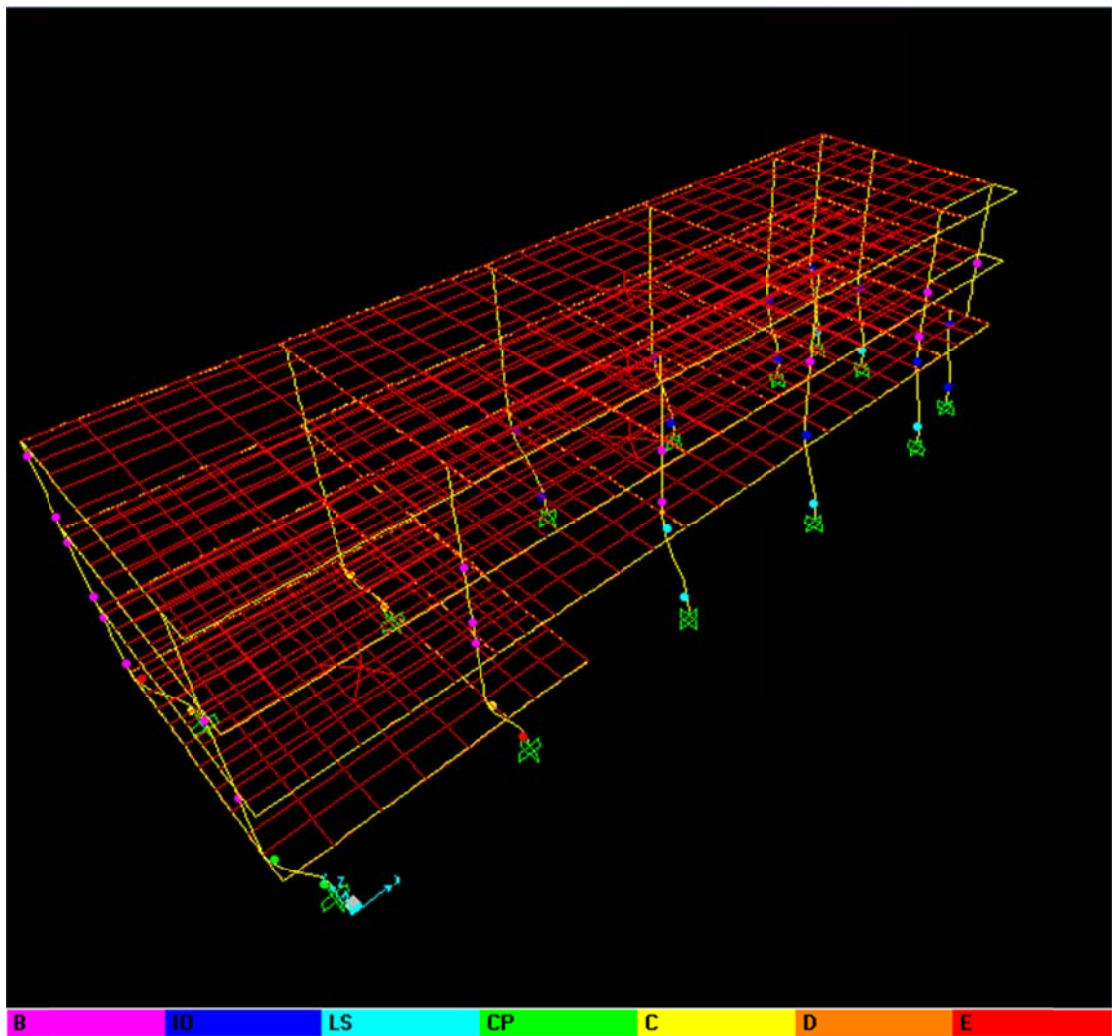
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



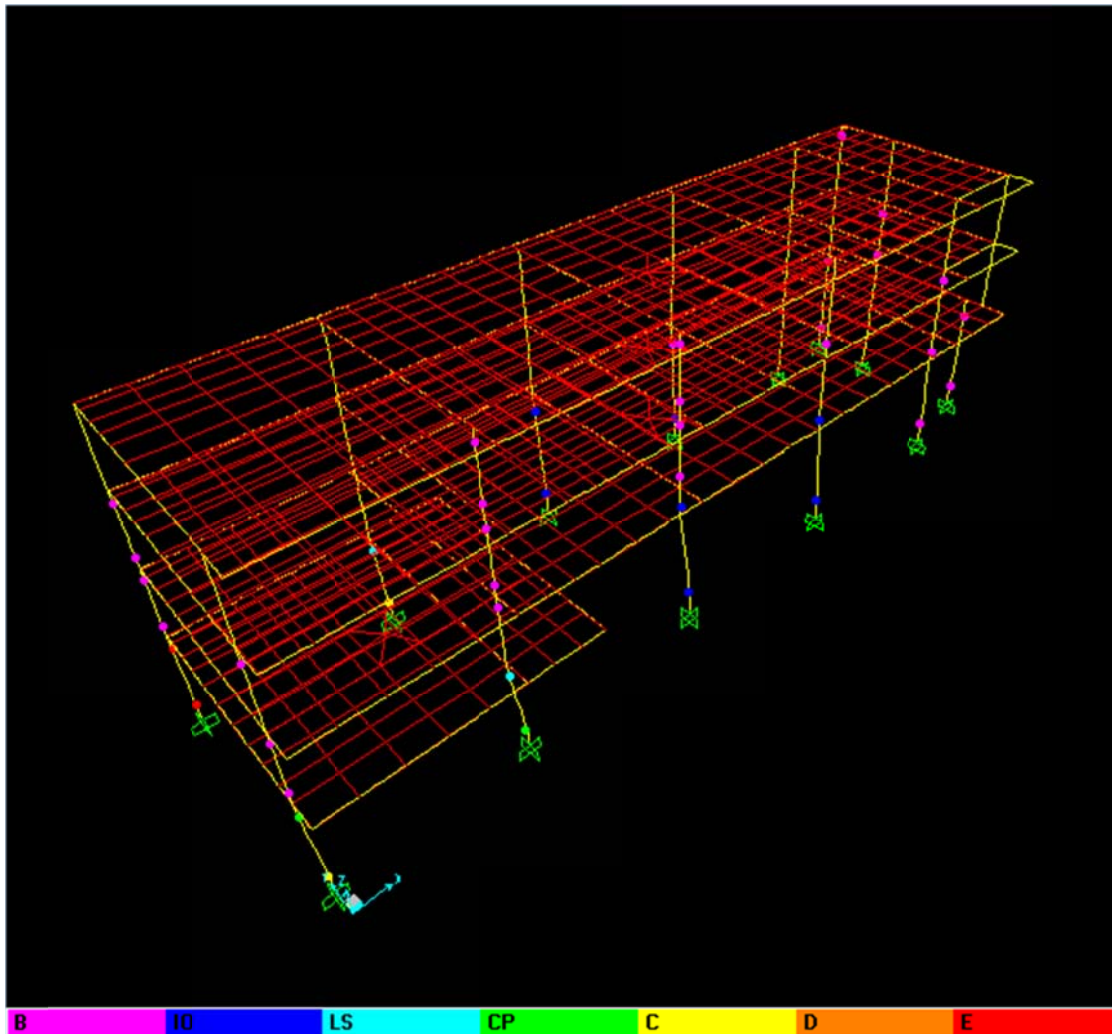
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



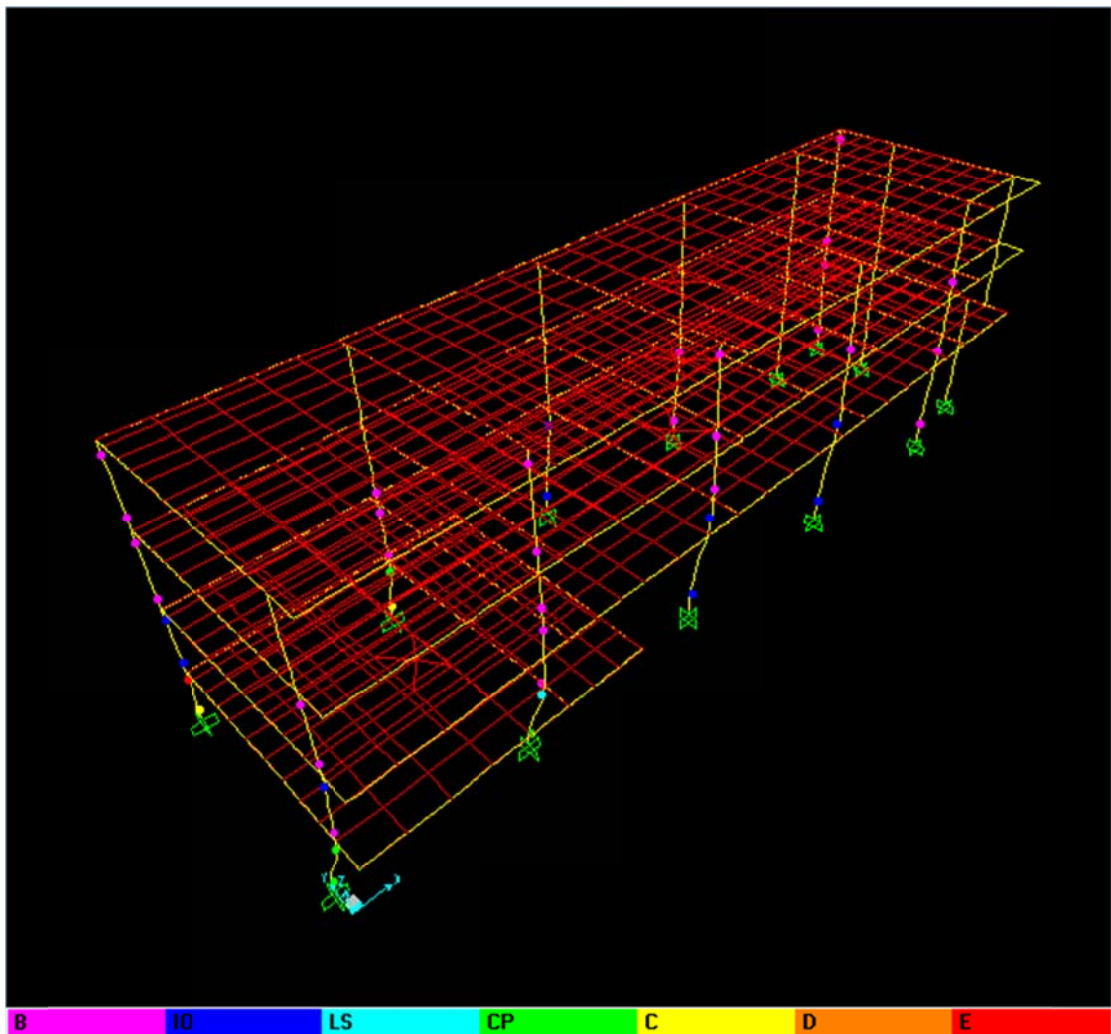
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y , στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

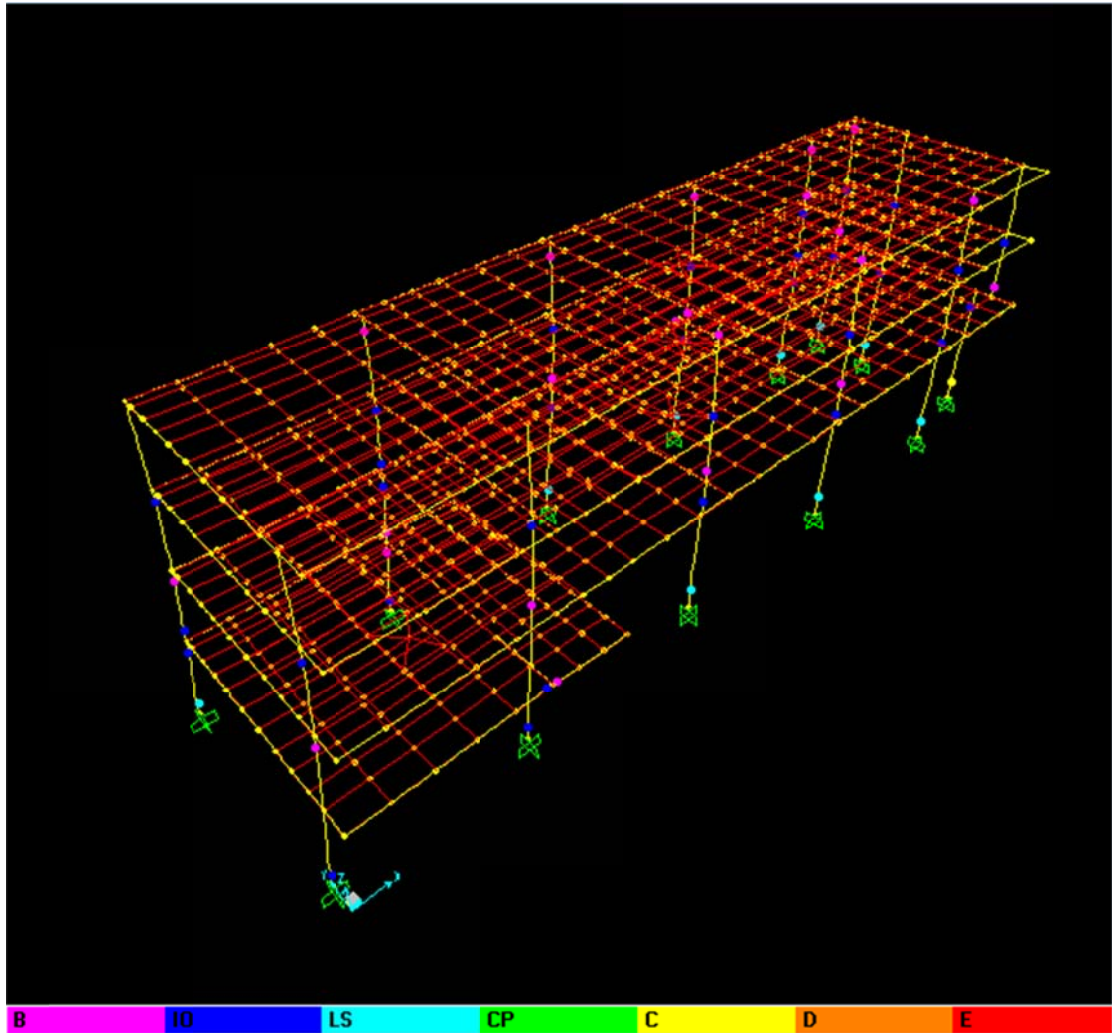
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

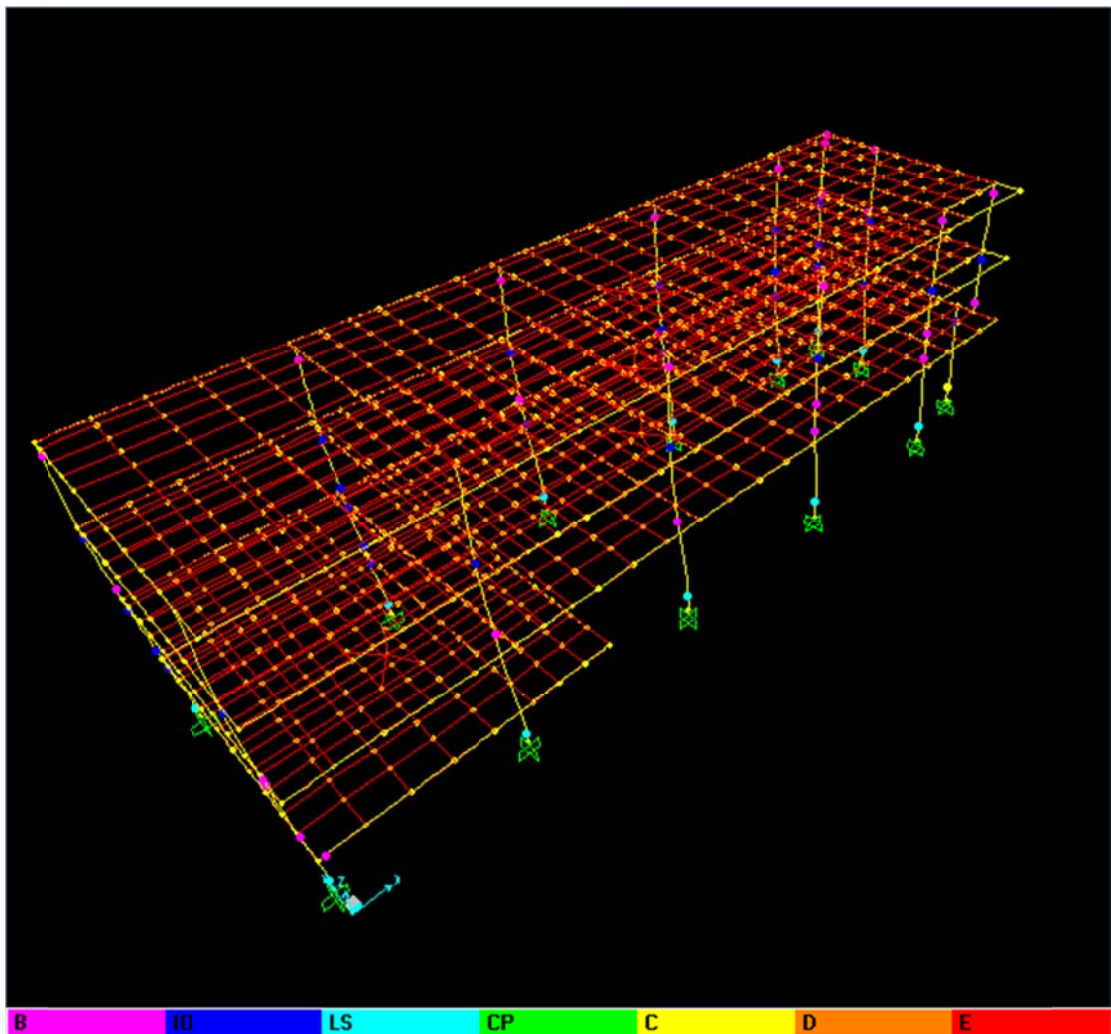
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



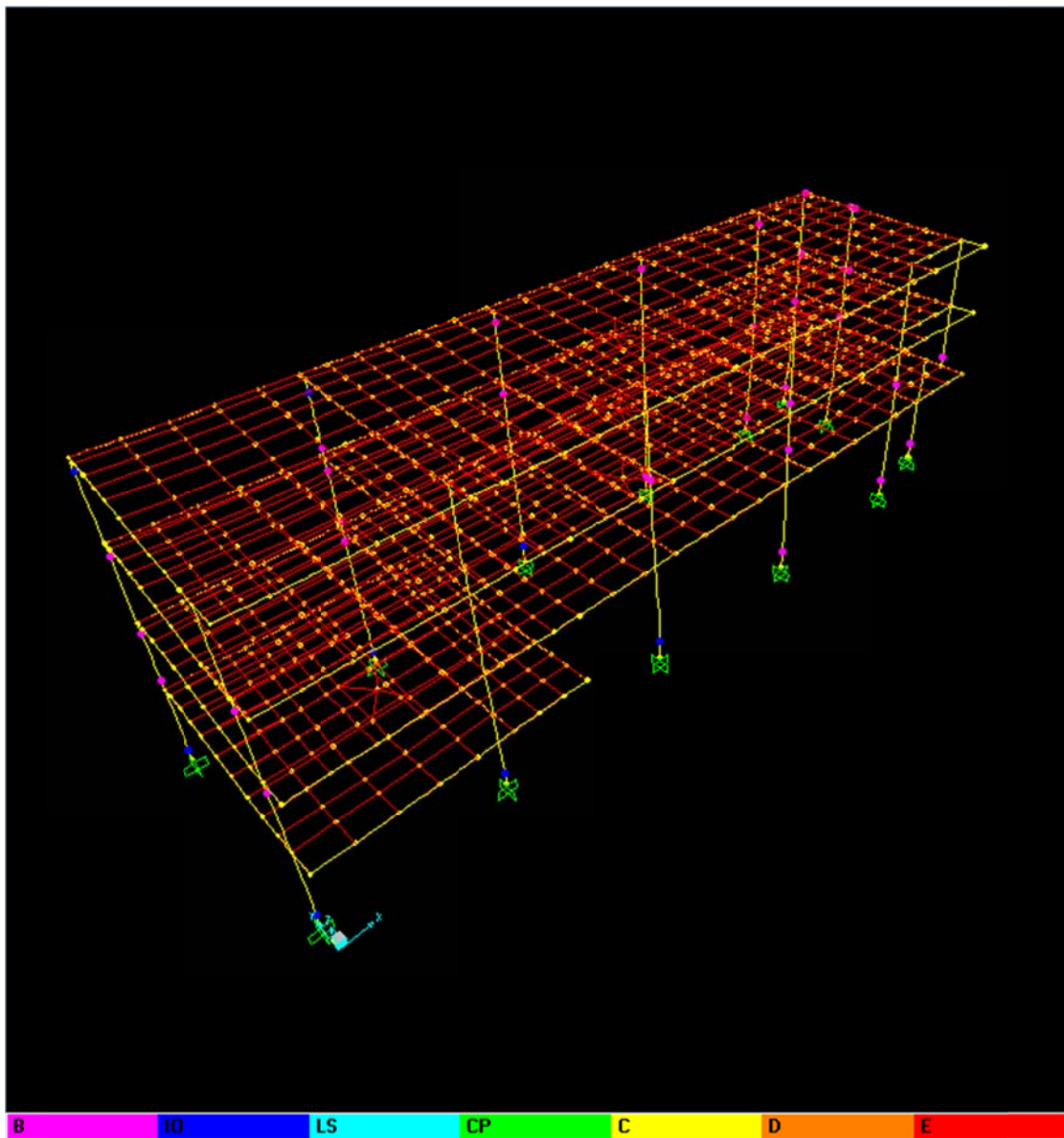
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



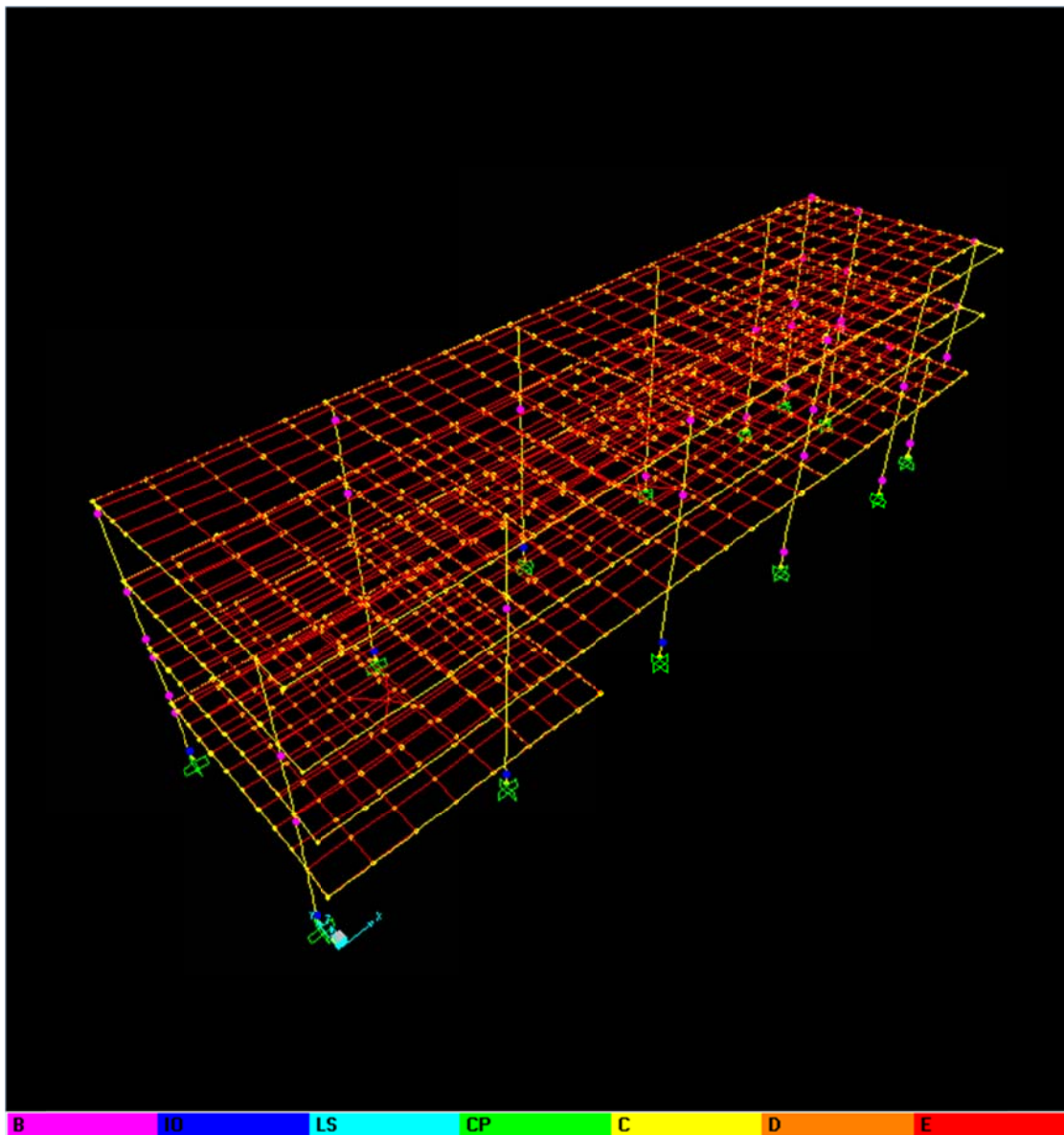
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά γ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ . Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

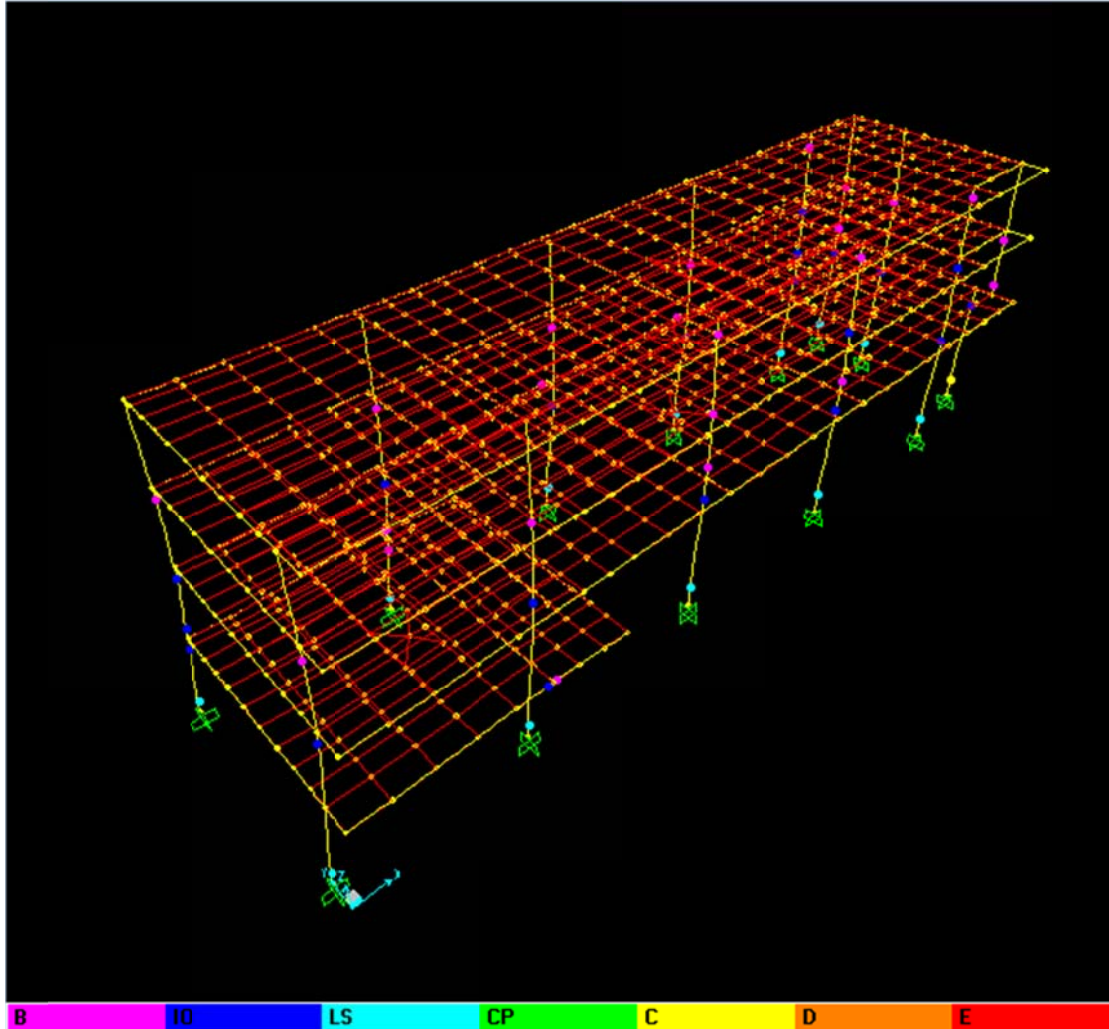
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y. Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

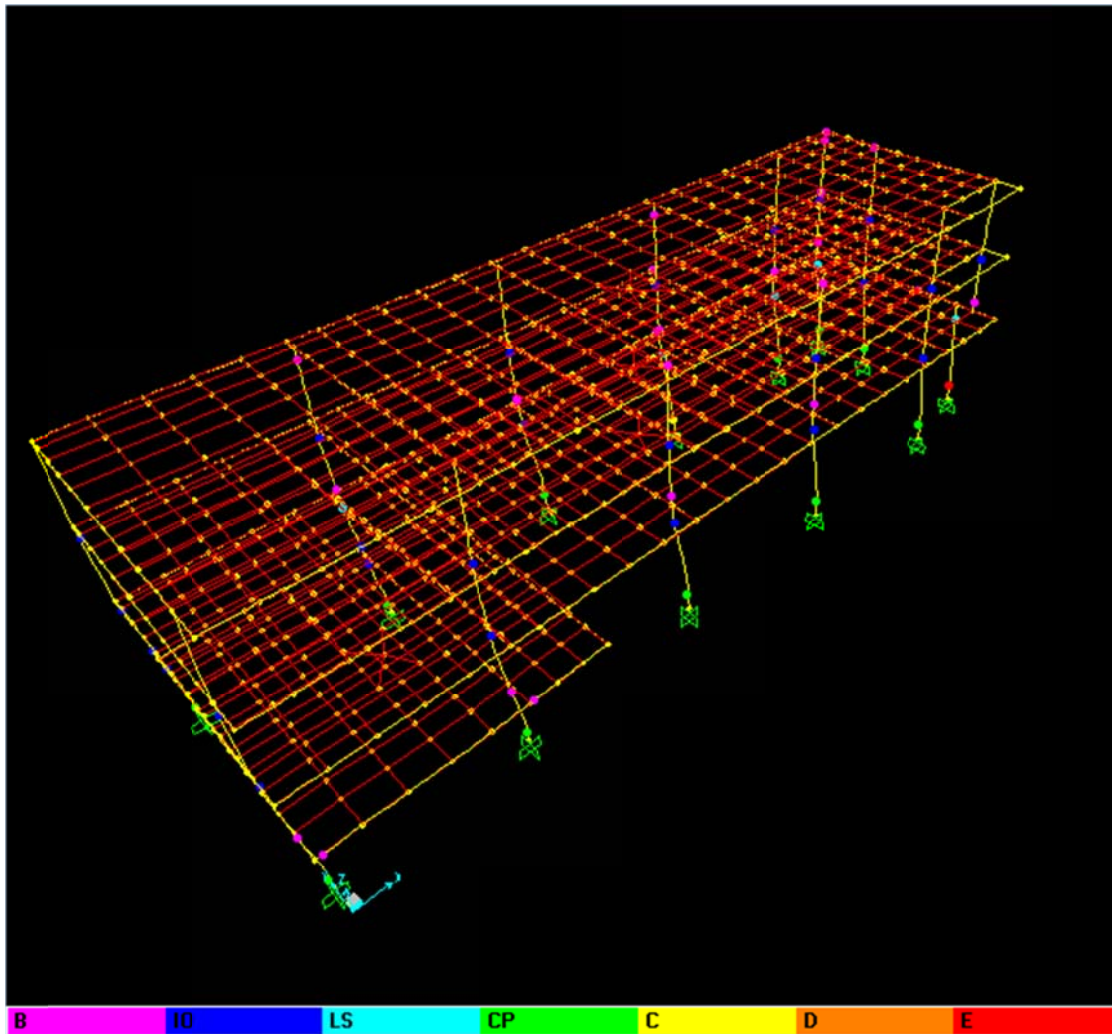
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



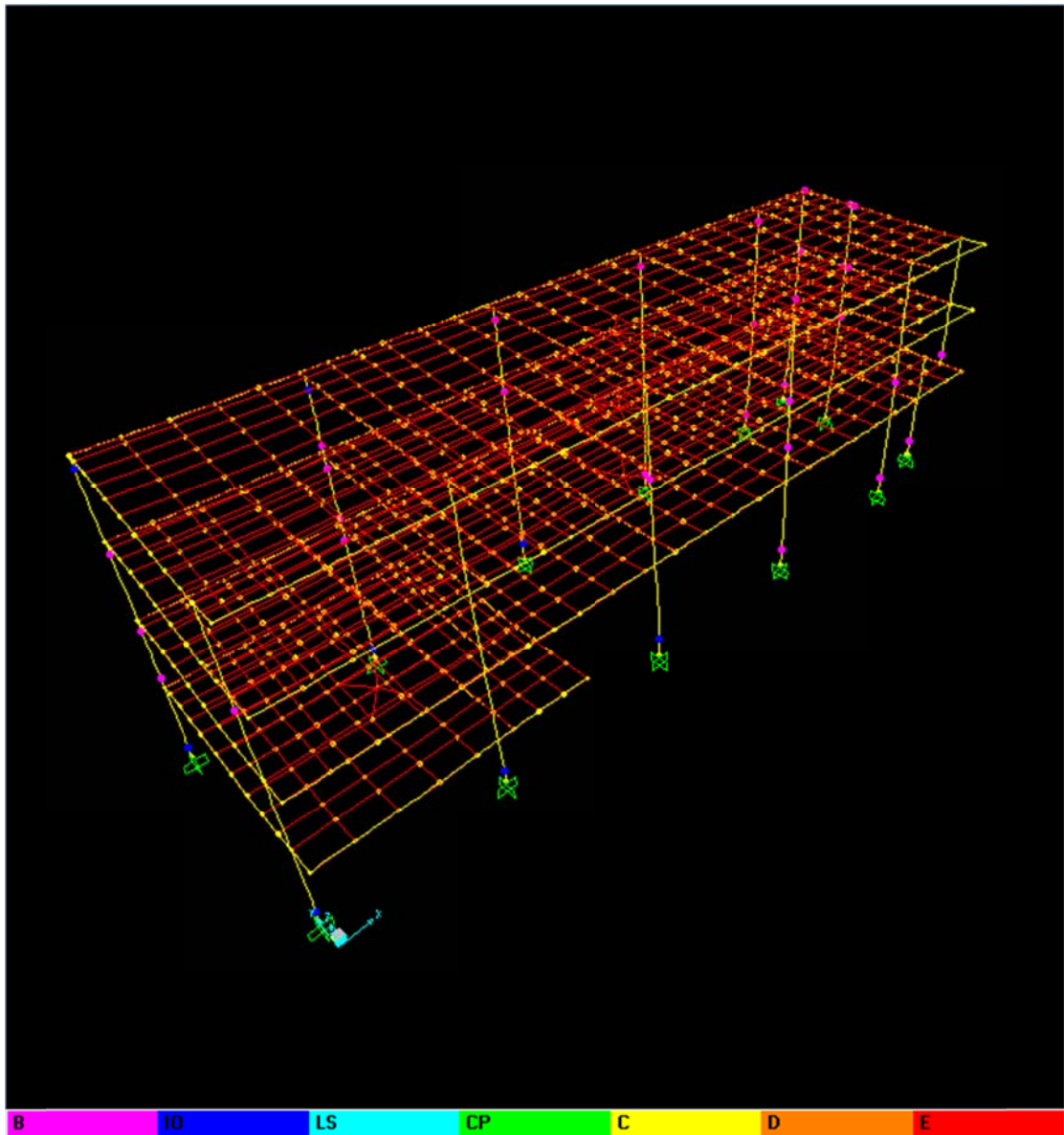
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



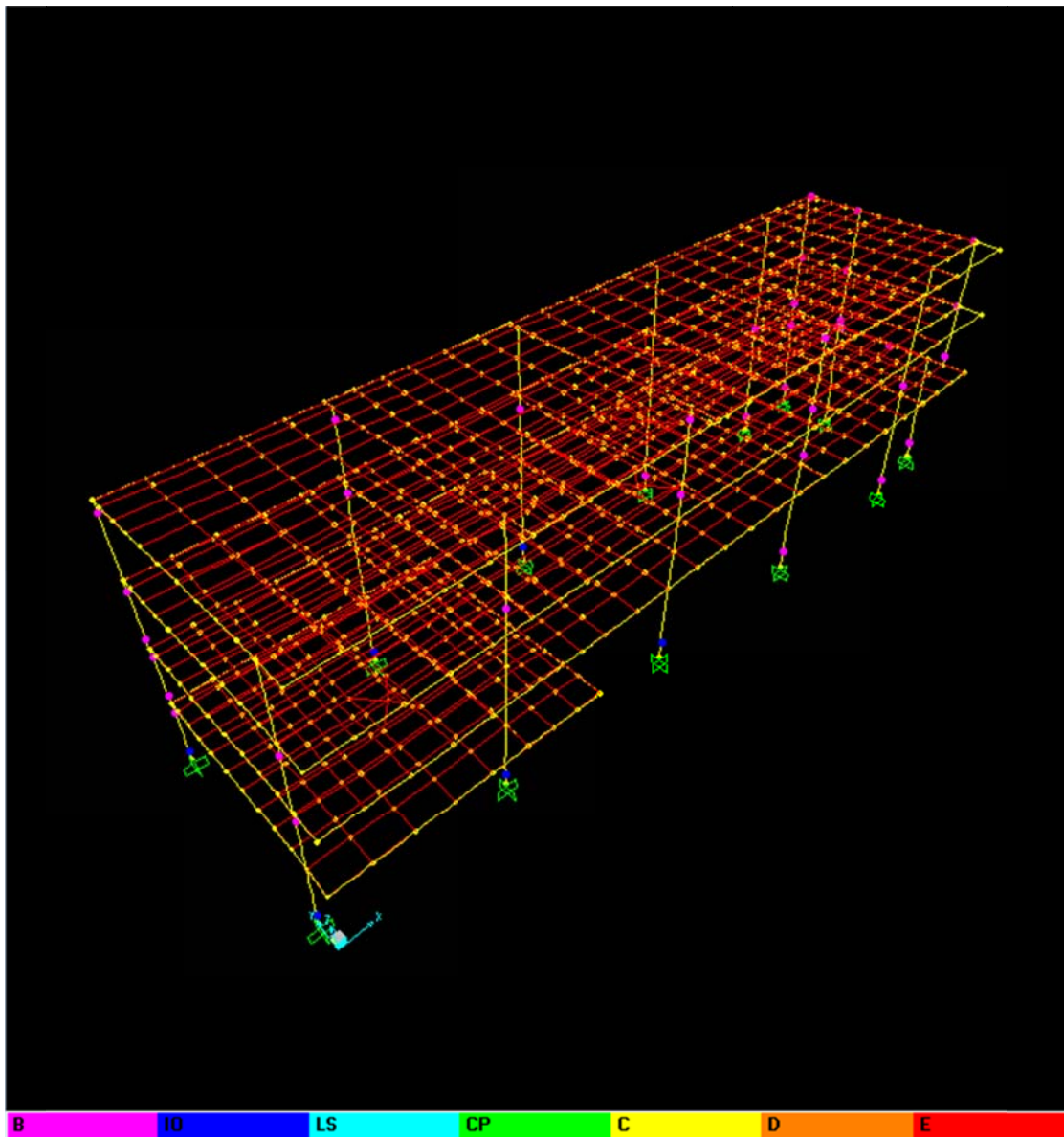
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά γ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ . Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:

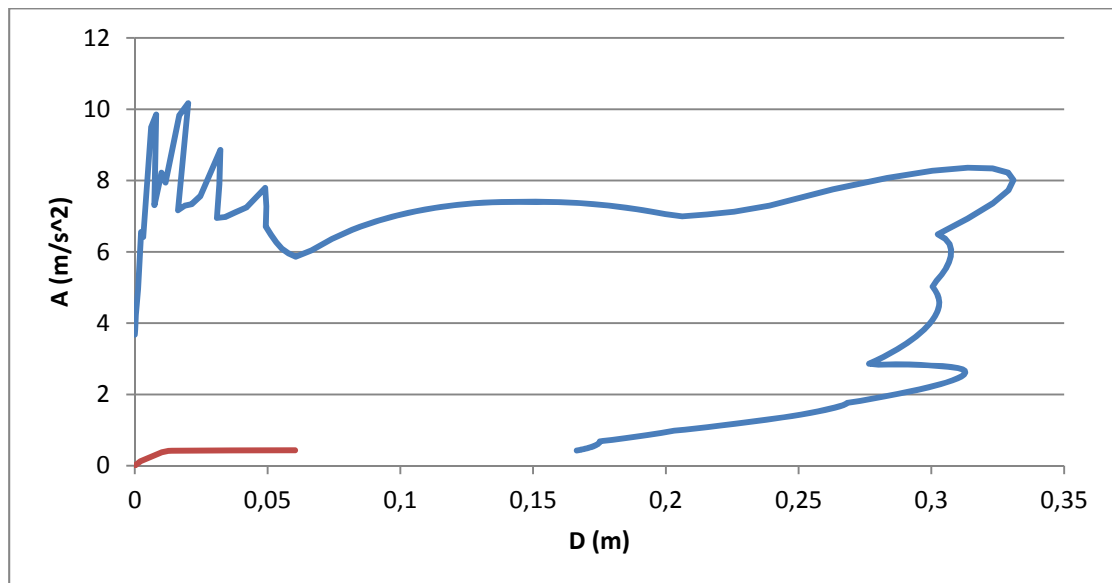


Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y. Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

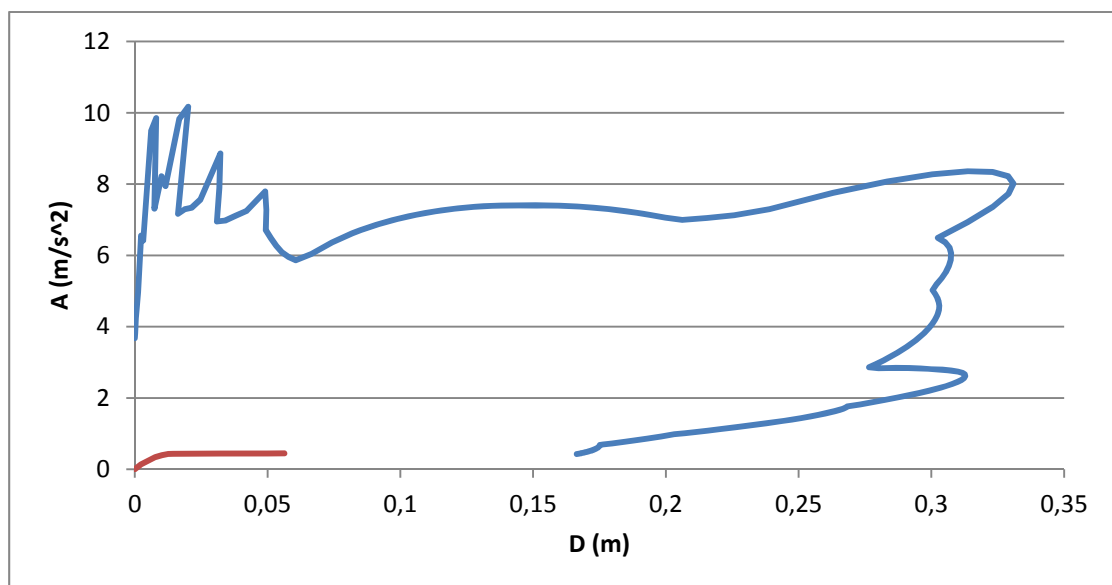
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του υφιστάμενου και του ενισχυμένου κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο καθένα:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

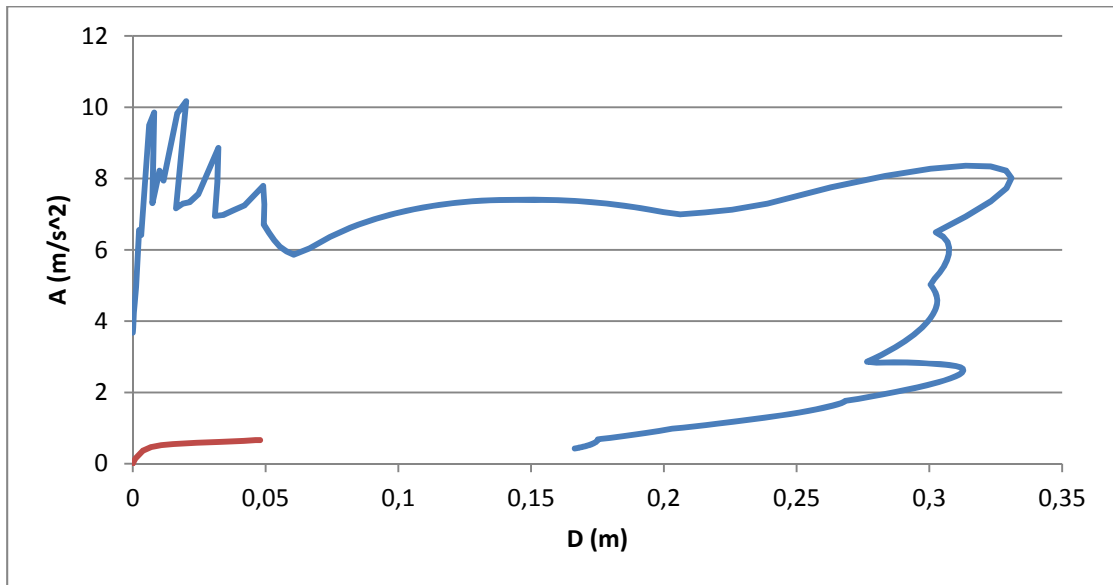
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



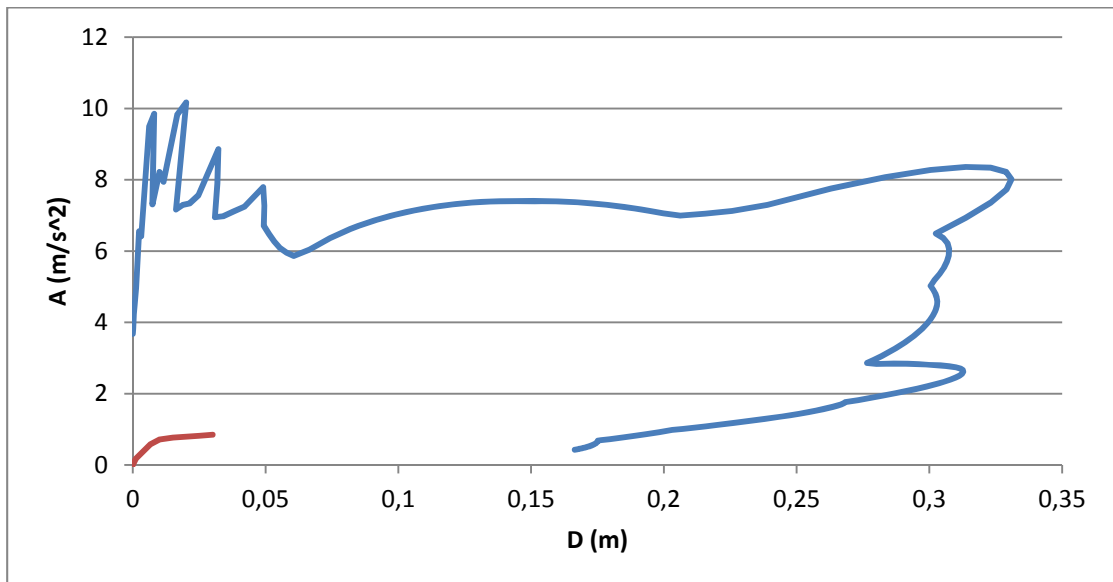
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

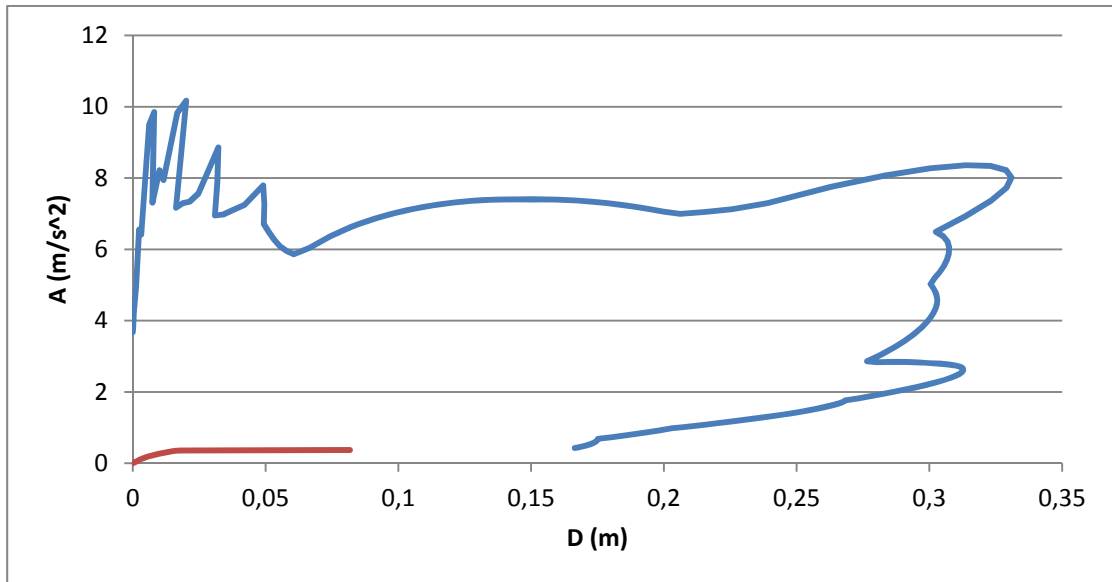


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

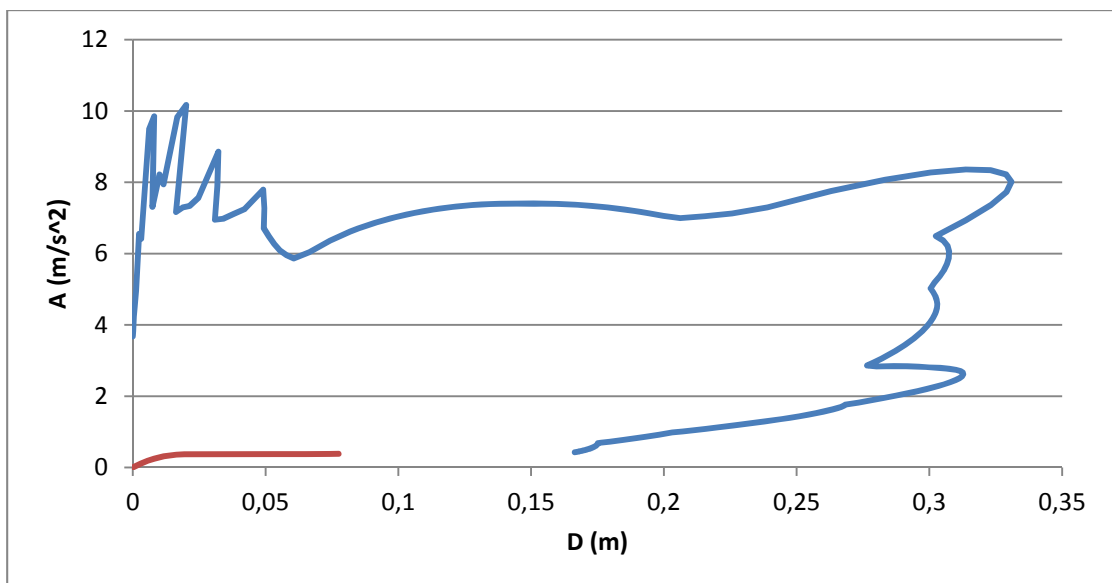


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

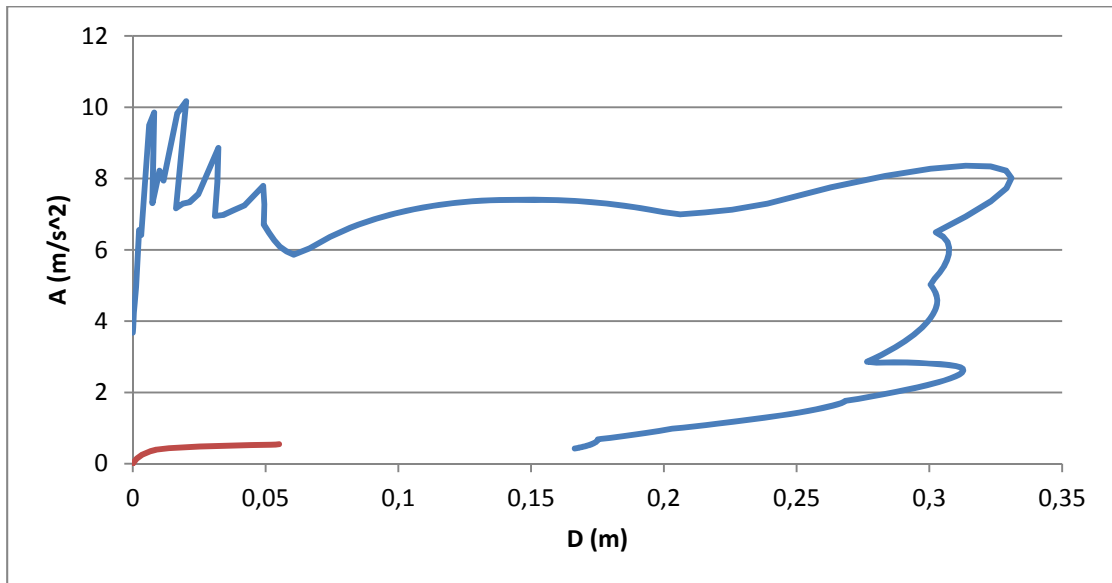
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



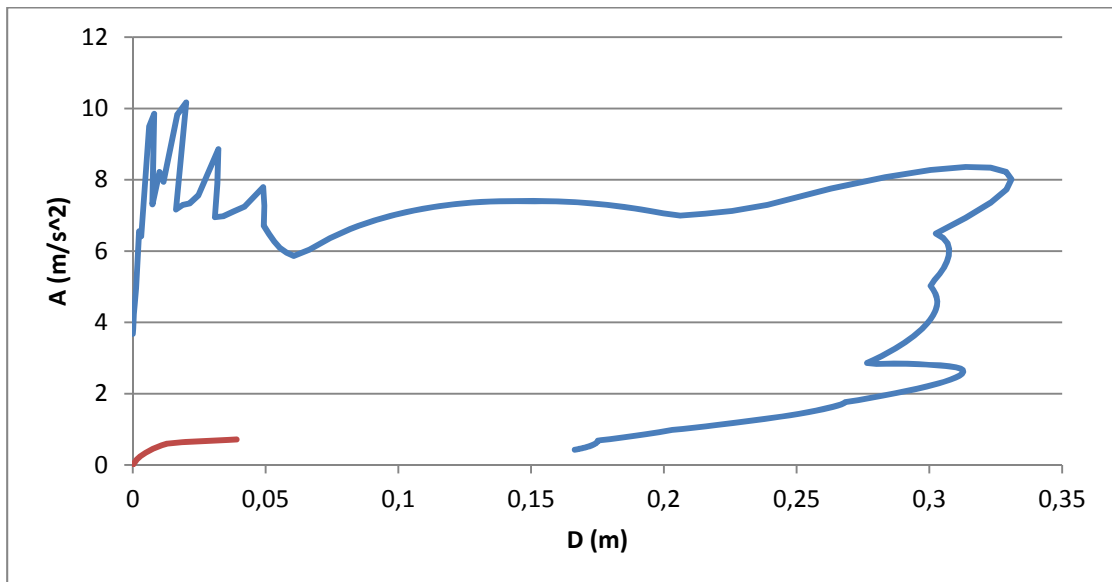
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

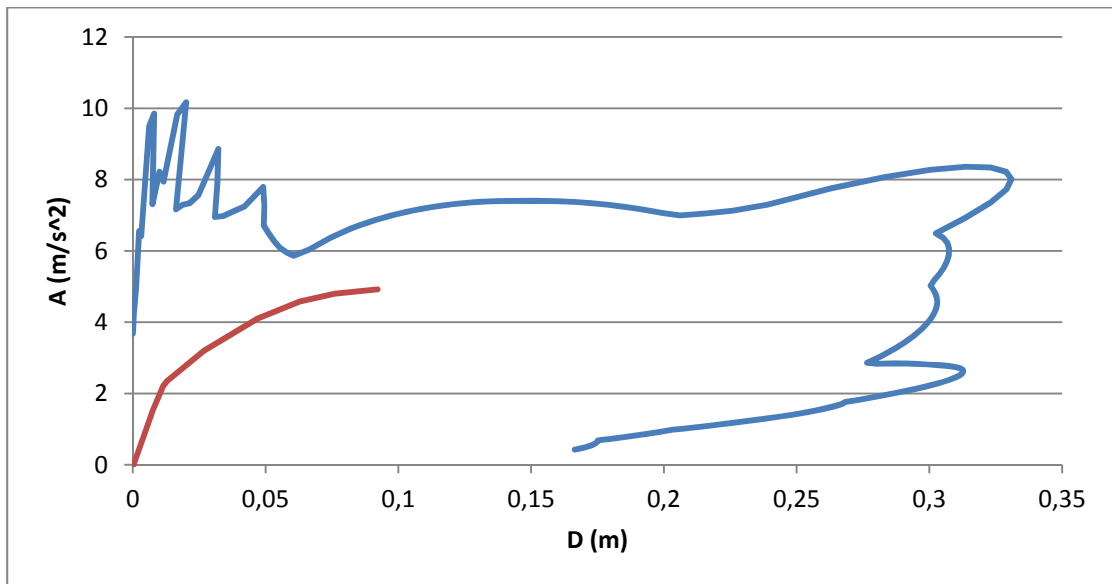


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

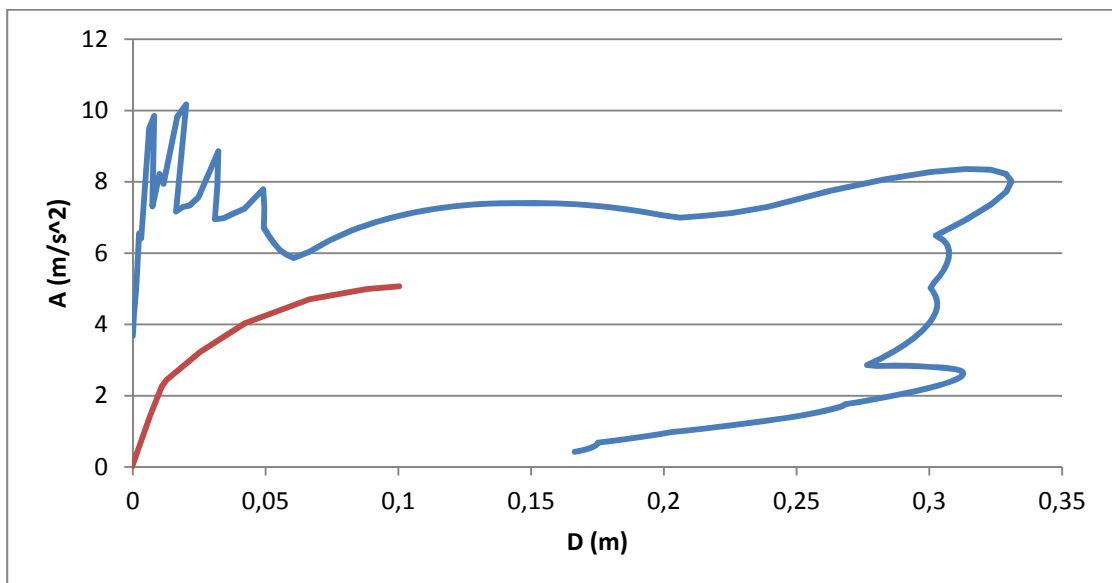


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου κτιρίου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

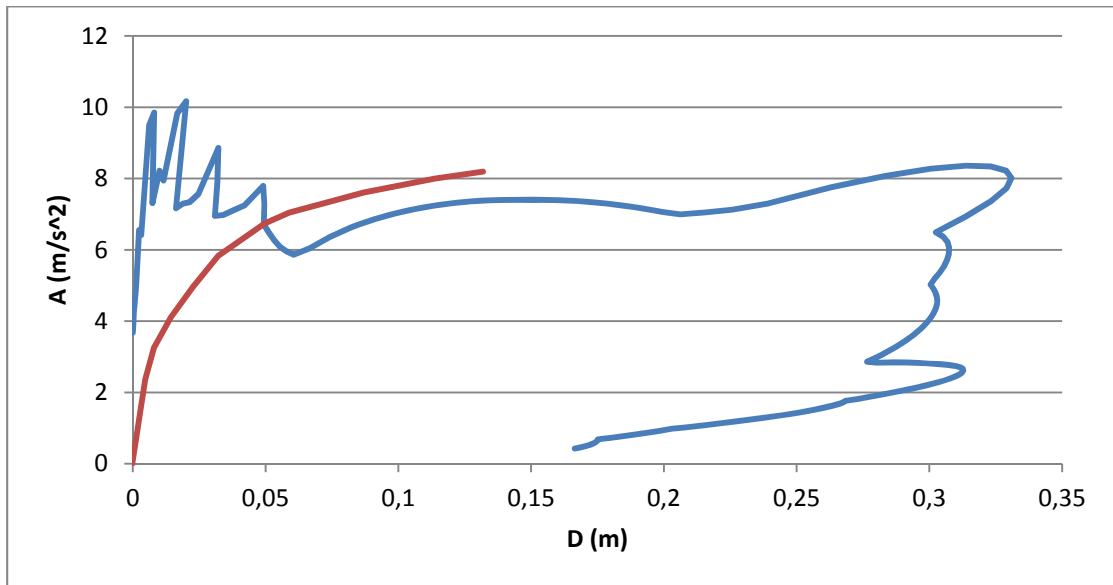
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



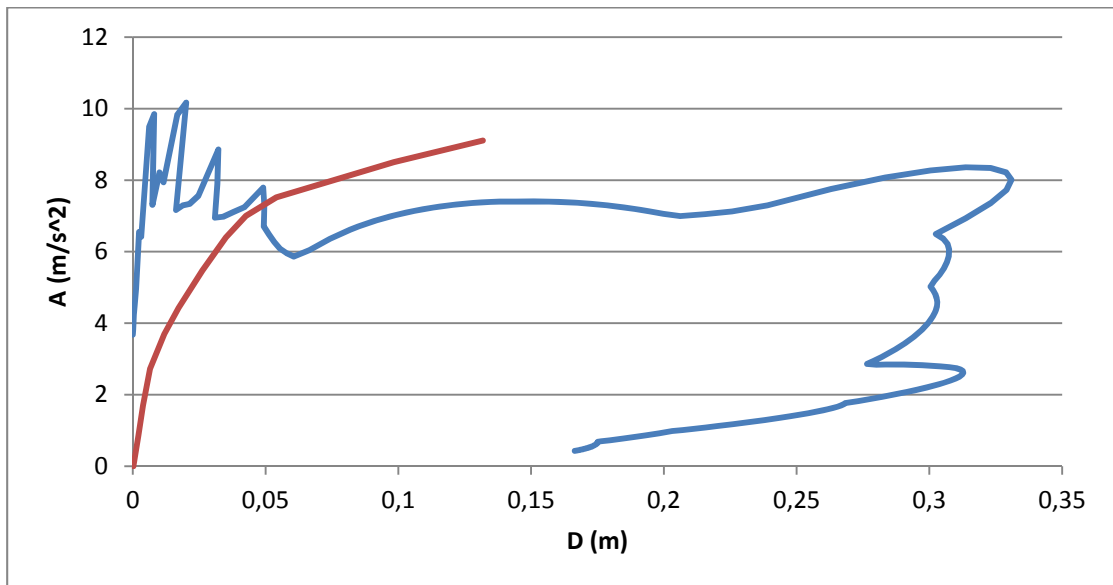
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

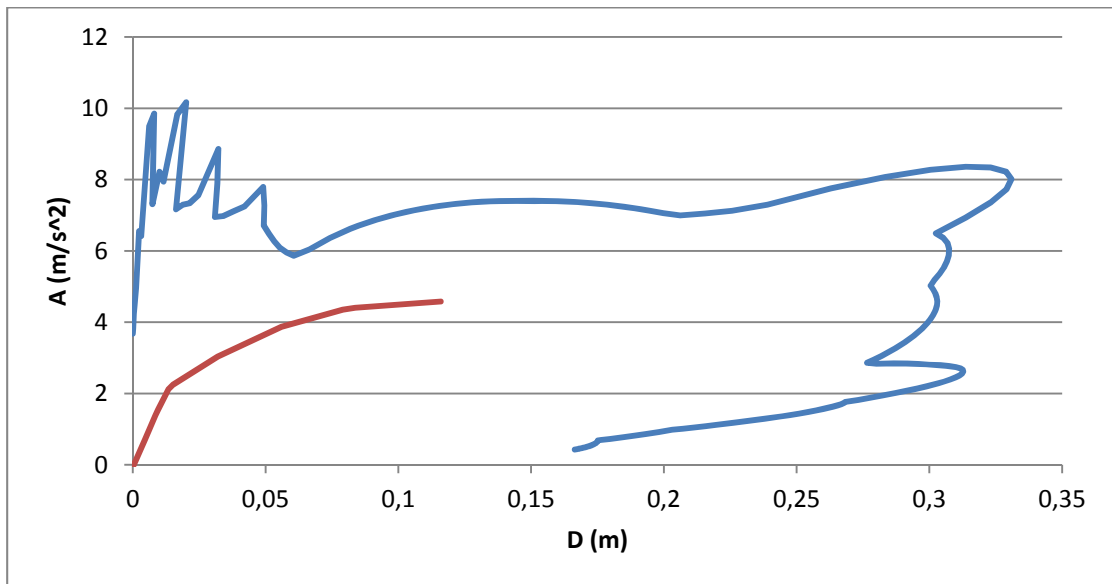


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

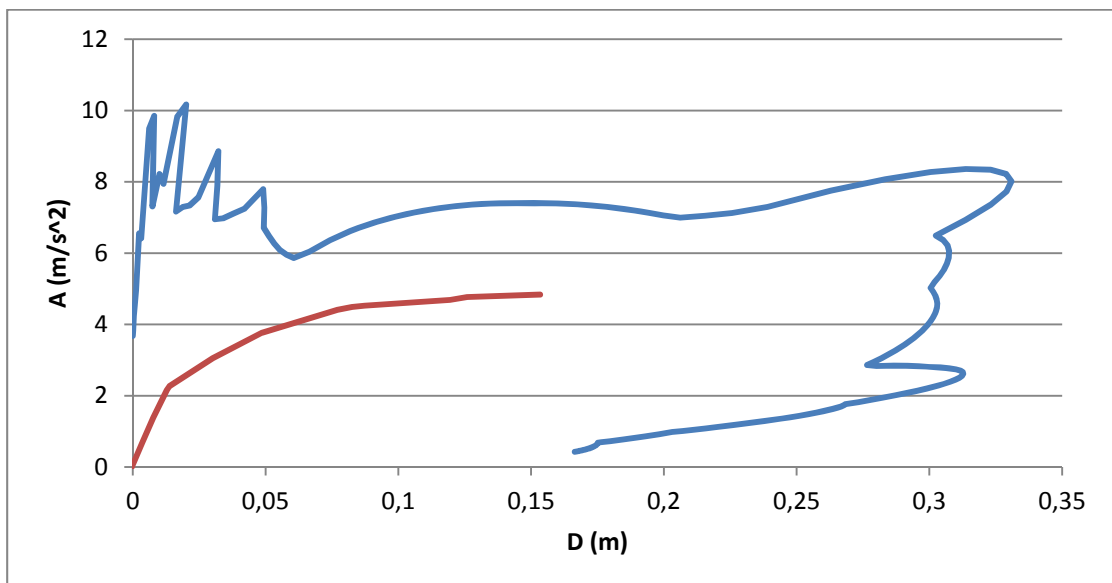


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου κτιρίου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

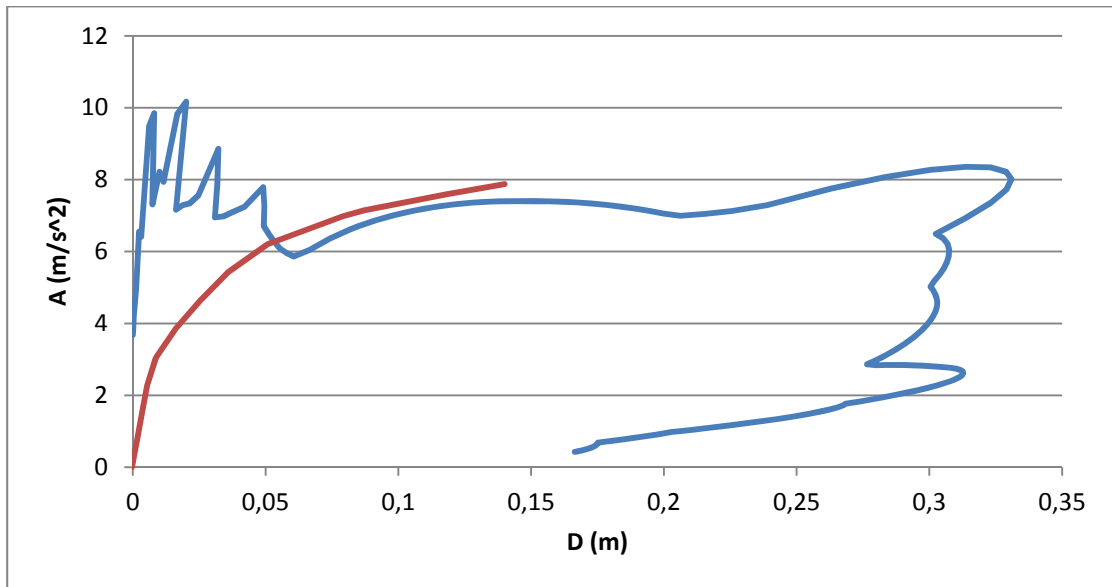
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



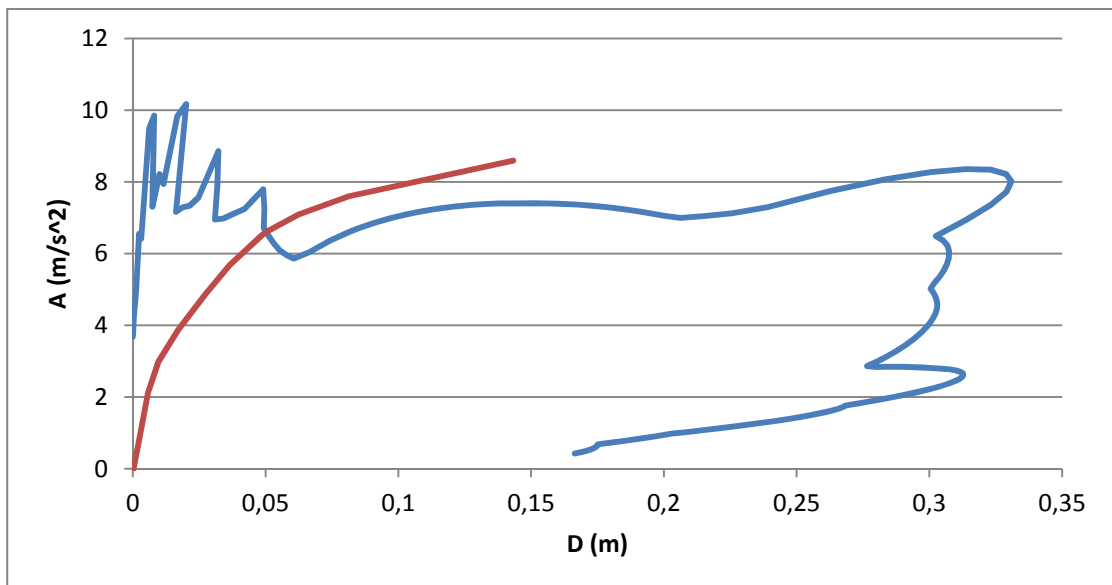
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

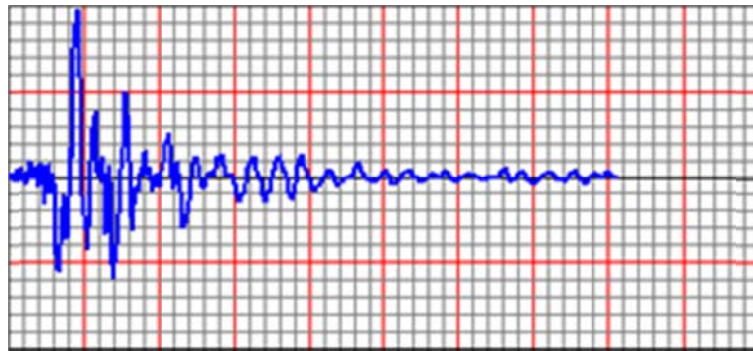


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

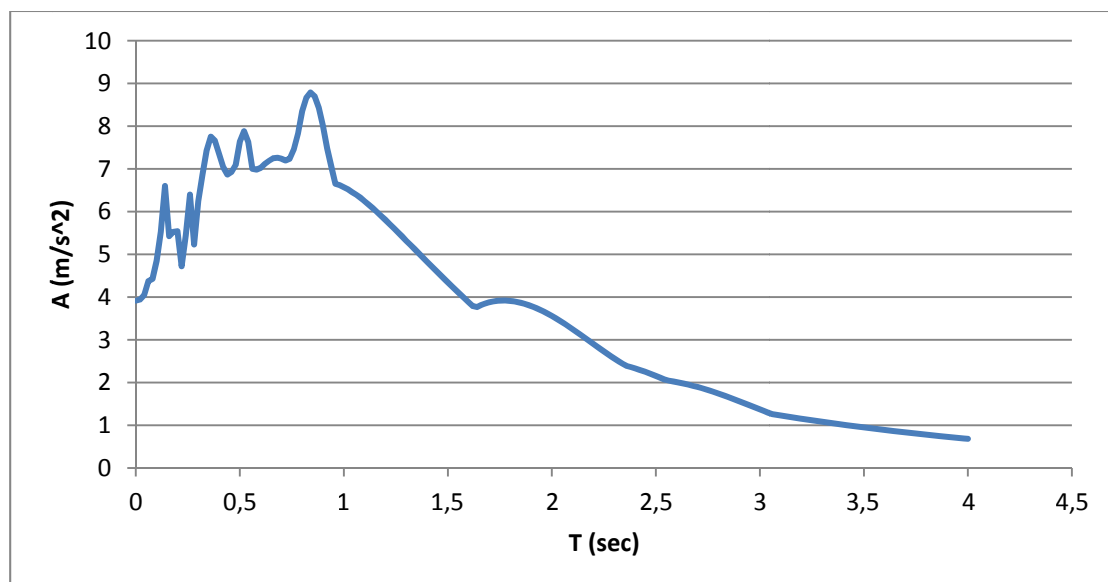


10.2.2 Επιταχυνσιογράφημα σεισμού San Salvador

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:



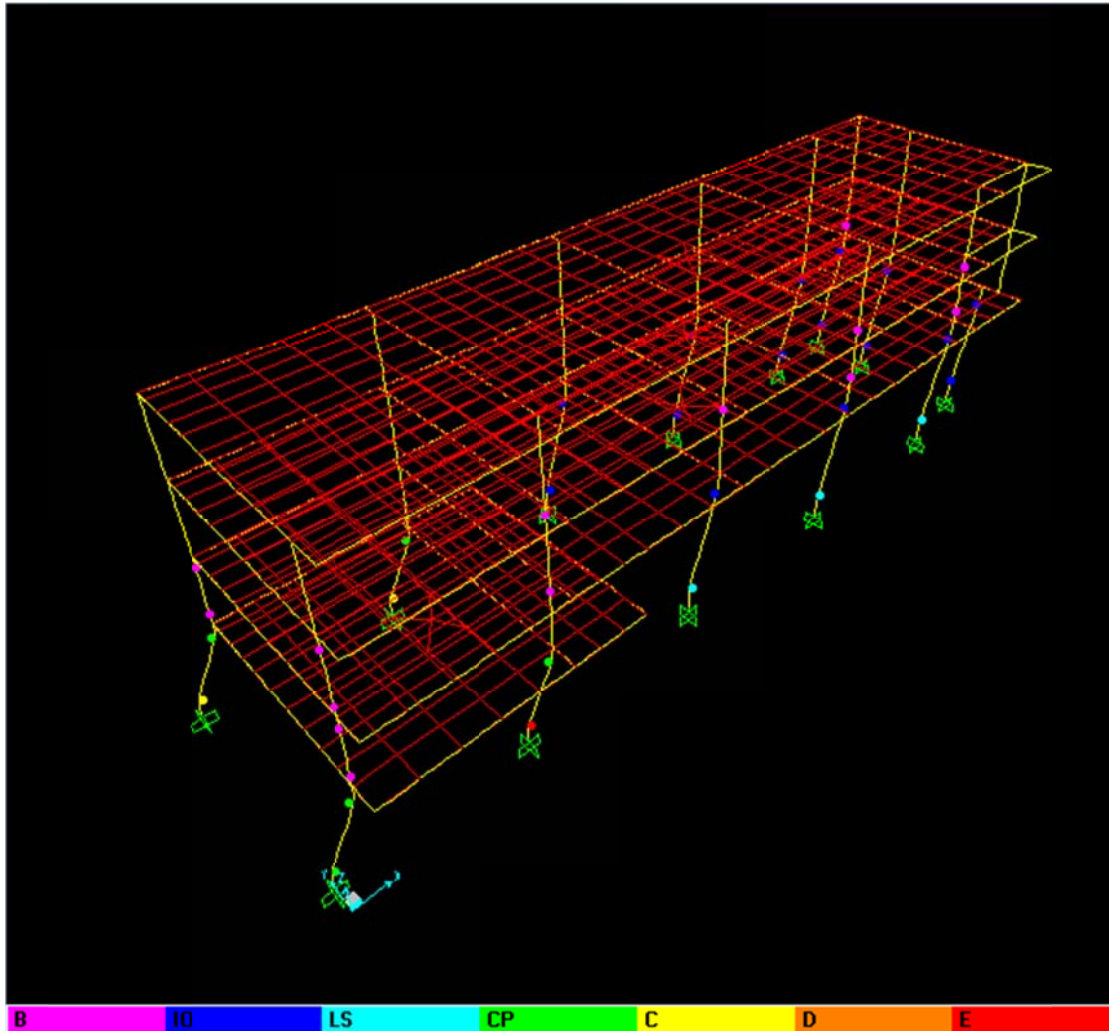
Το φάσμα απόκρισης που προκύπτει από την καταγραφή του σεισμού του San Salvador σε μορφή διαγράμματος επιτάχυνσης – περιόδου φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο και στο ενισχυμένο κτίριο.

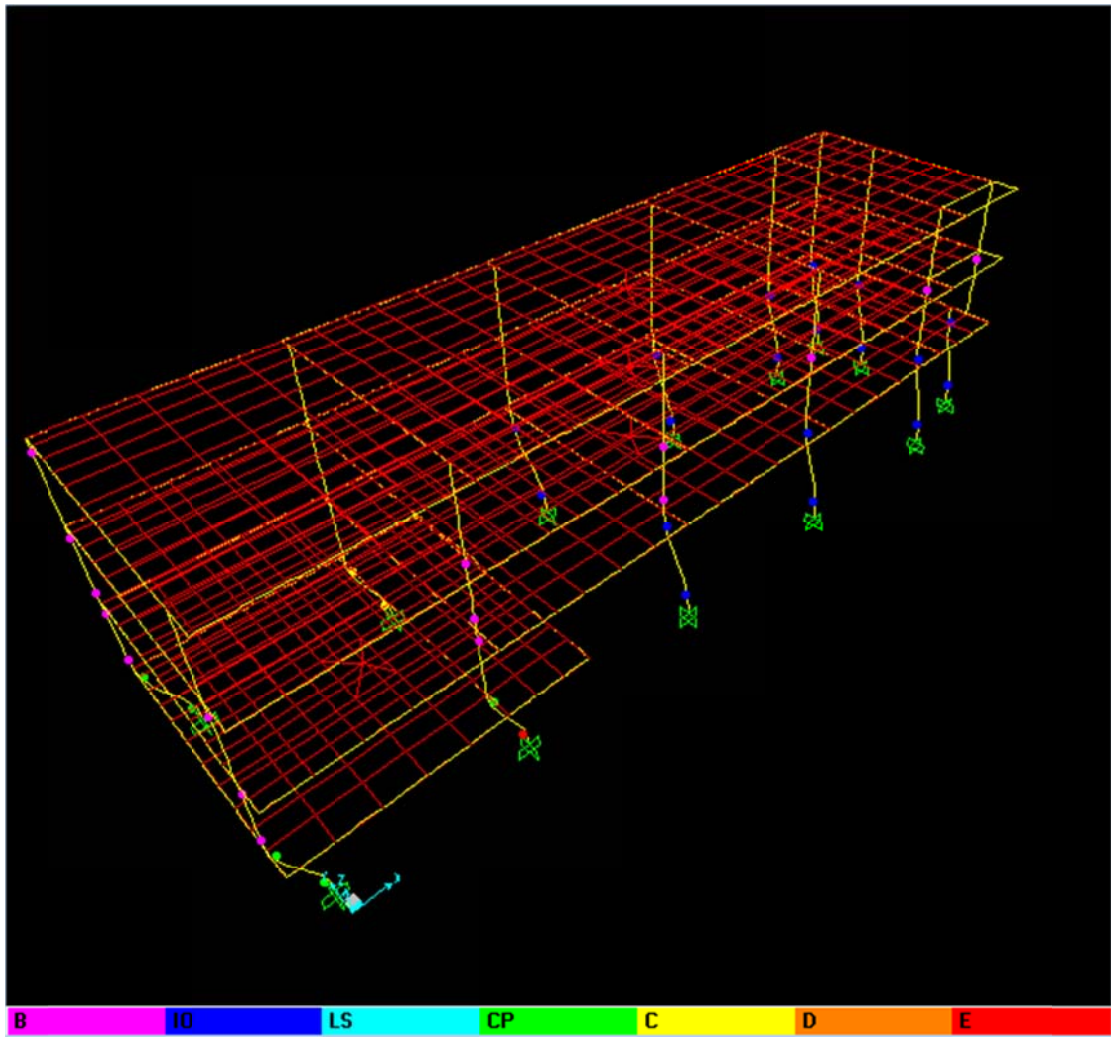
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



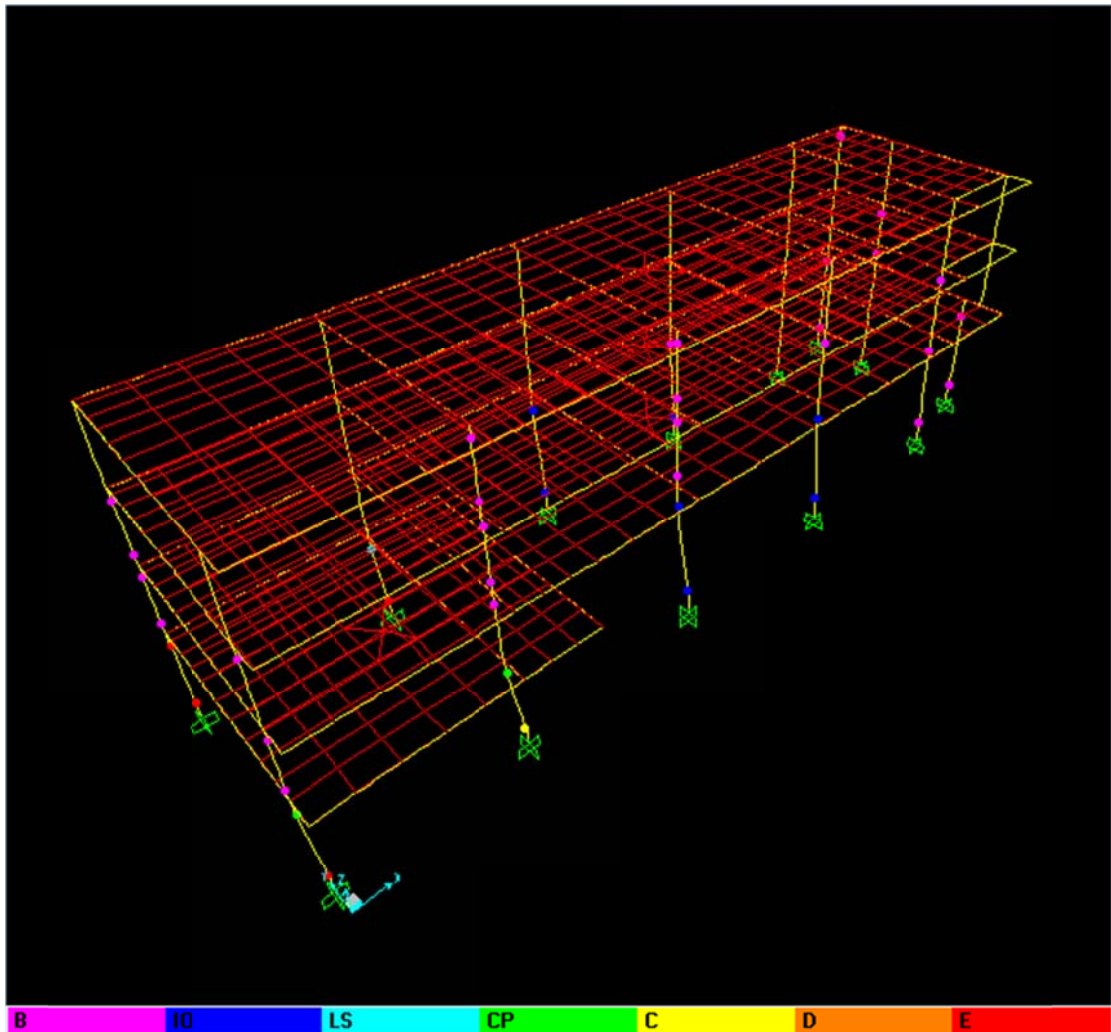
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



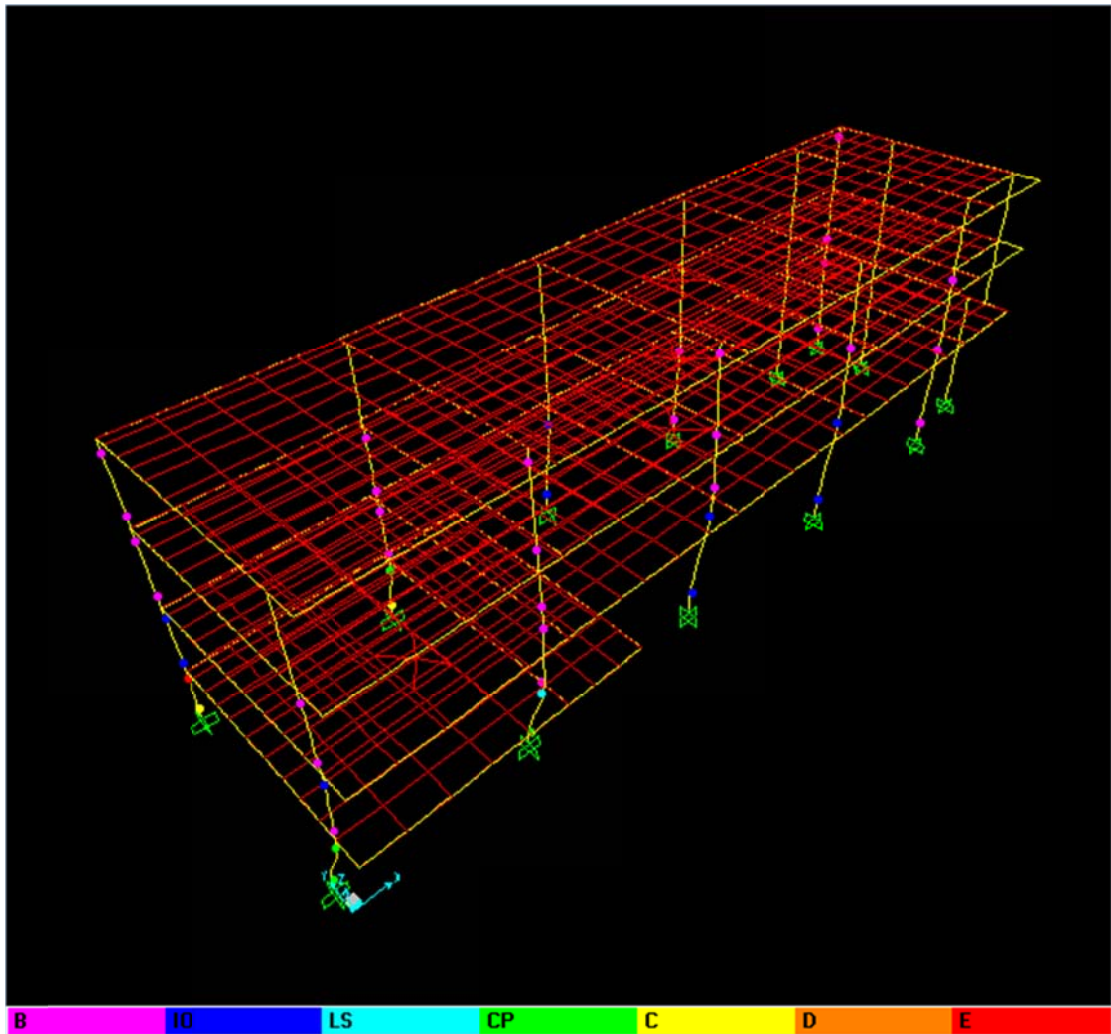
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y , στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

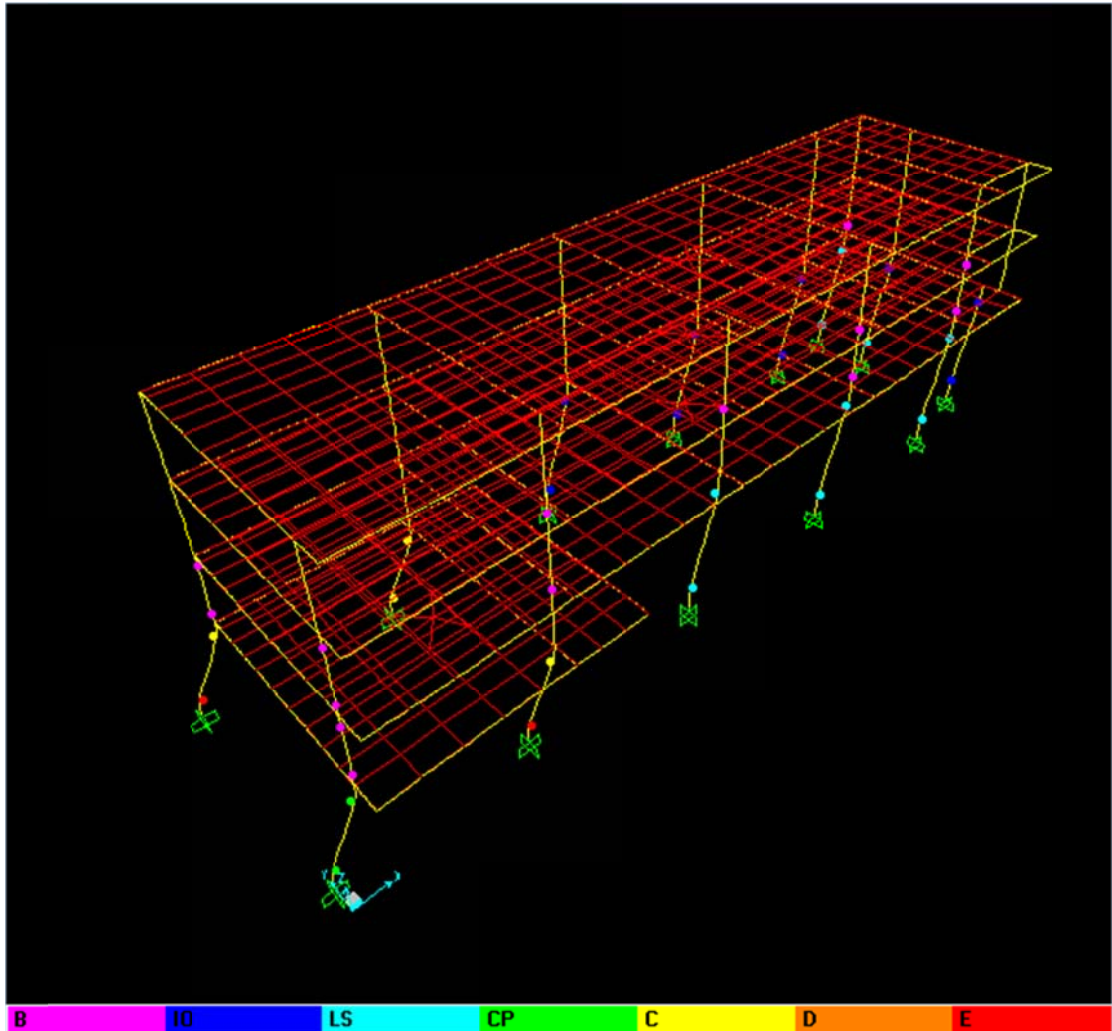
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά - γ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

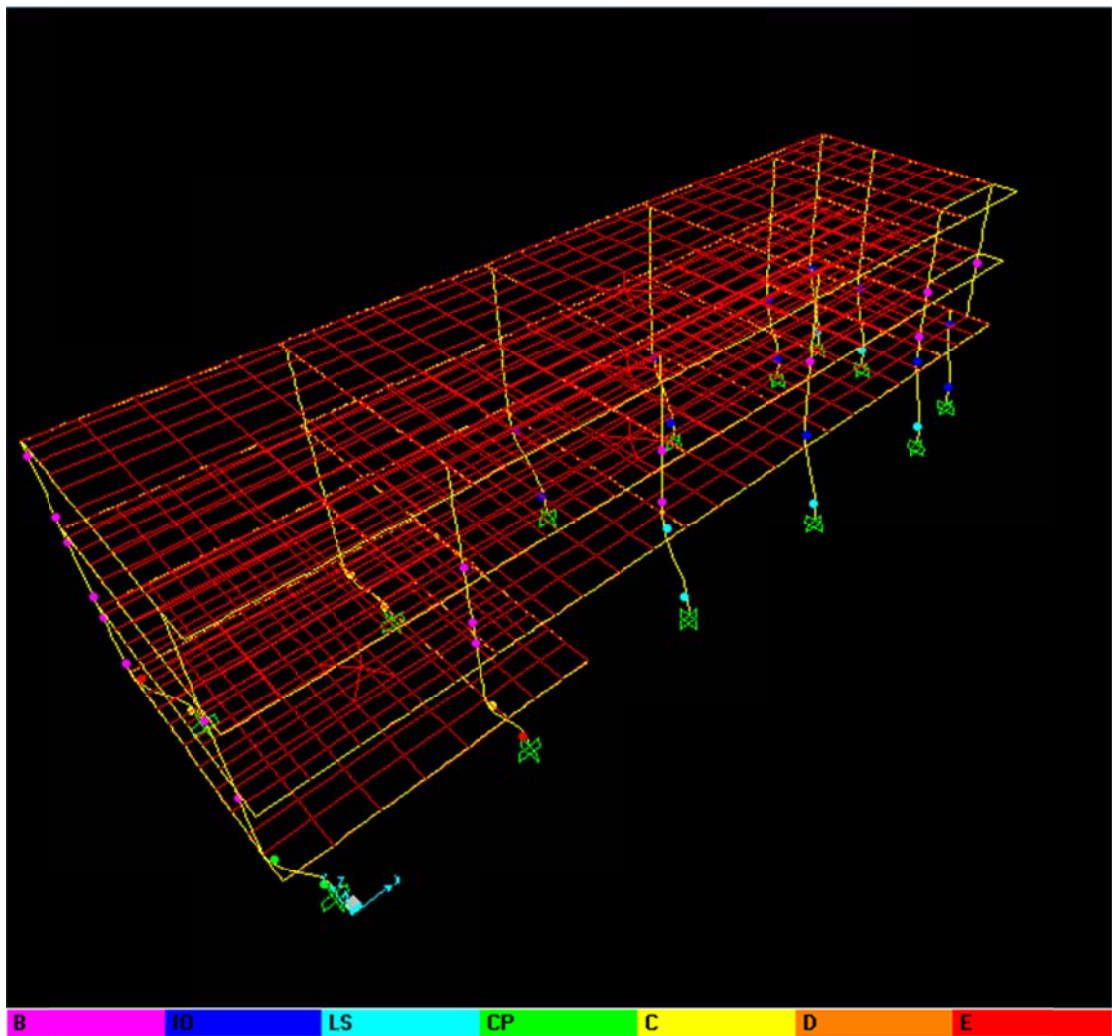
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



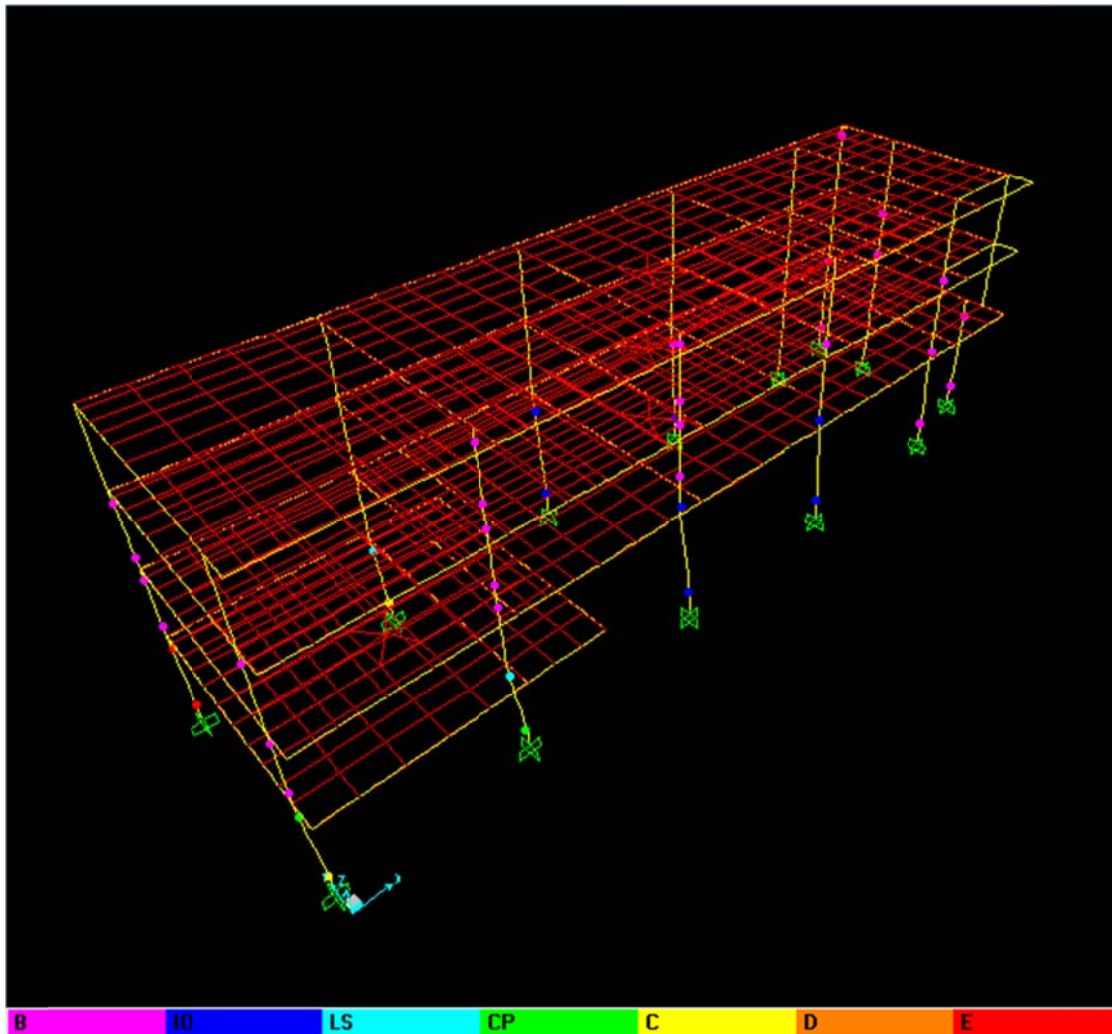
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



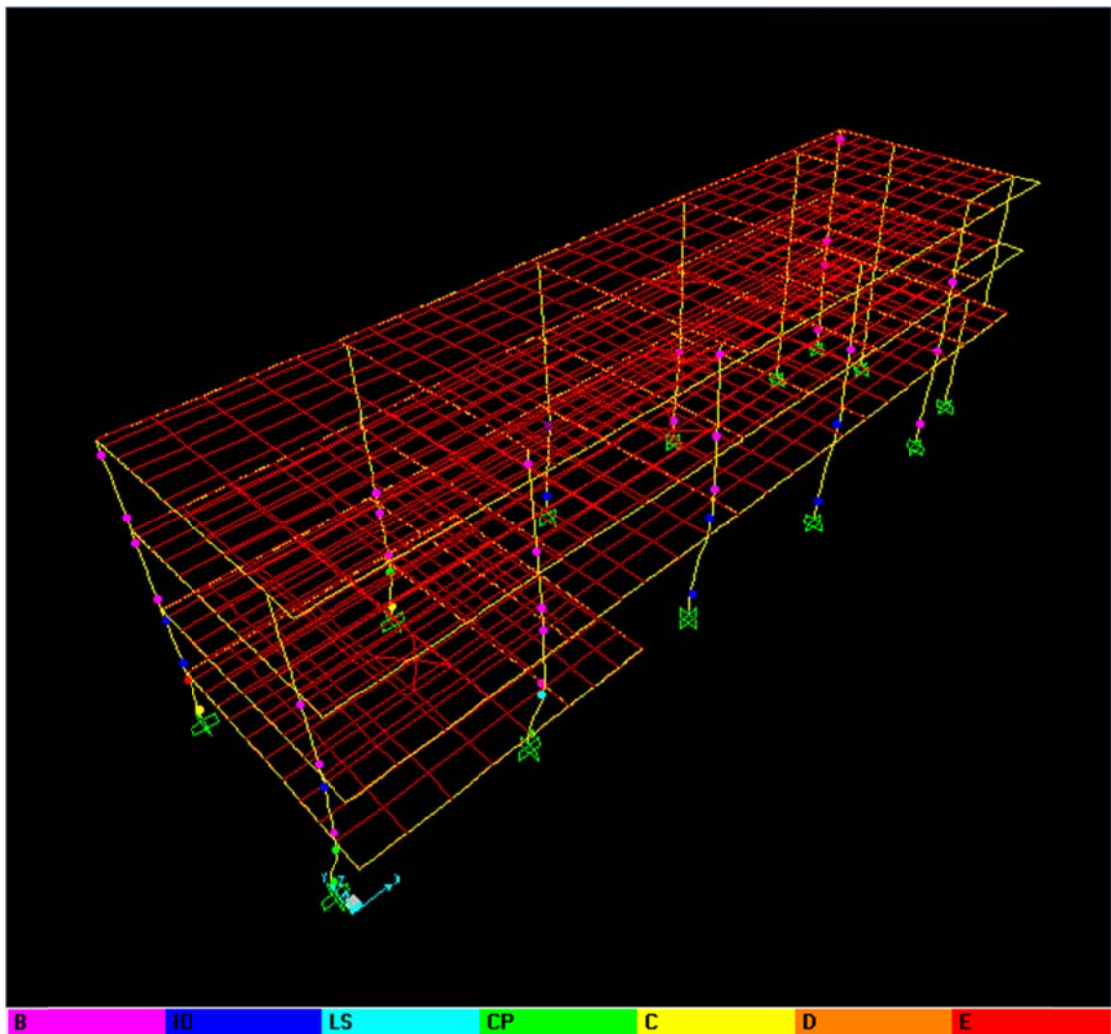
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y , στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

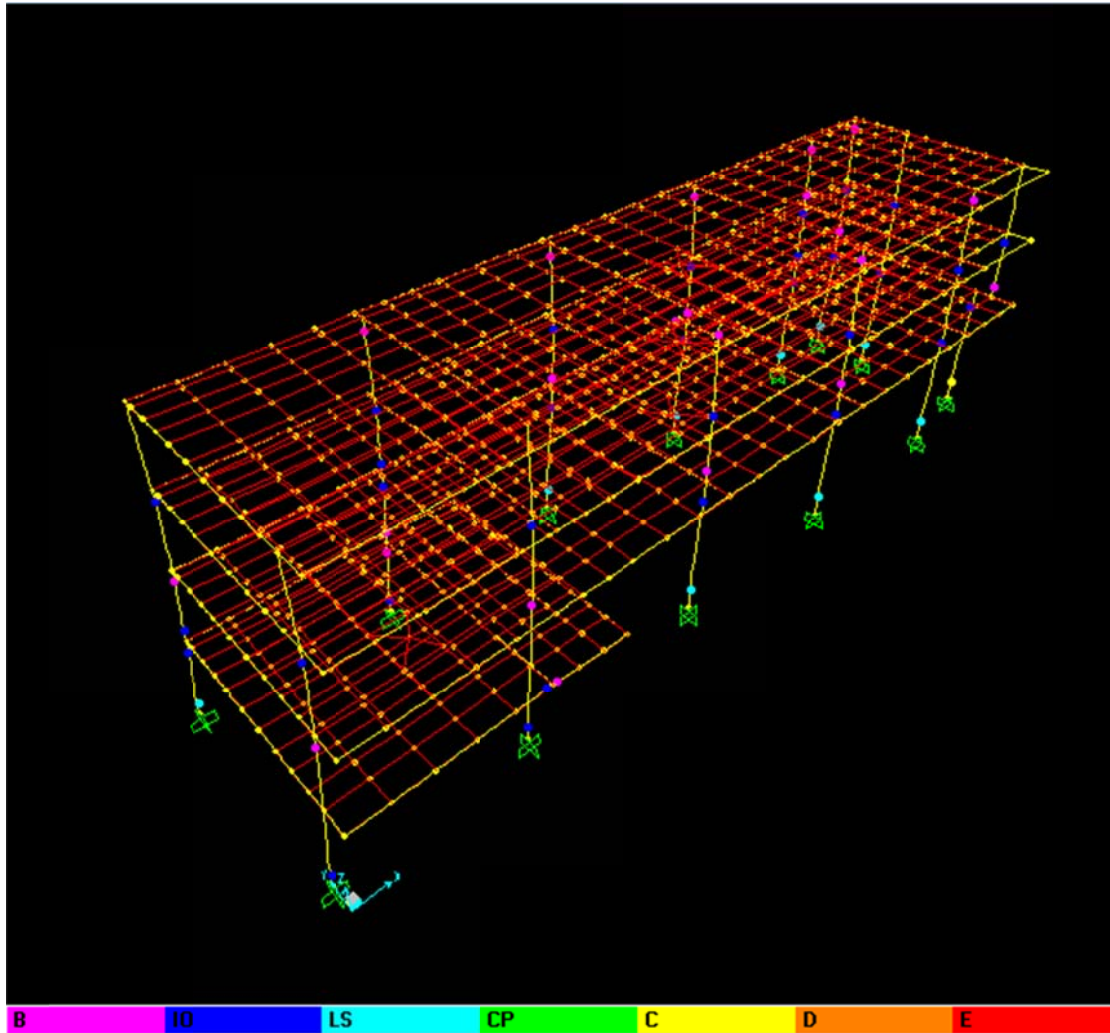
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

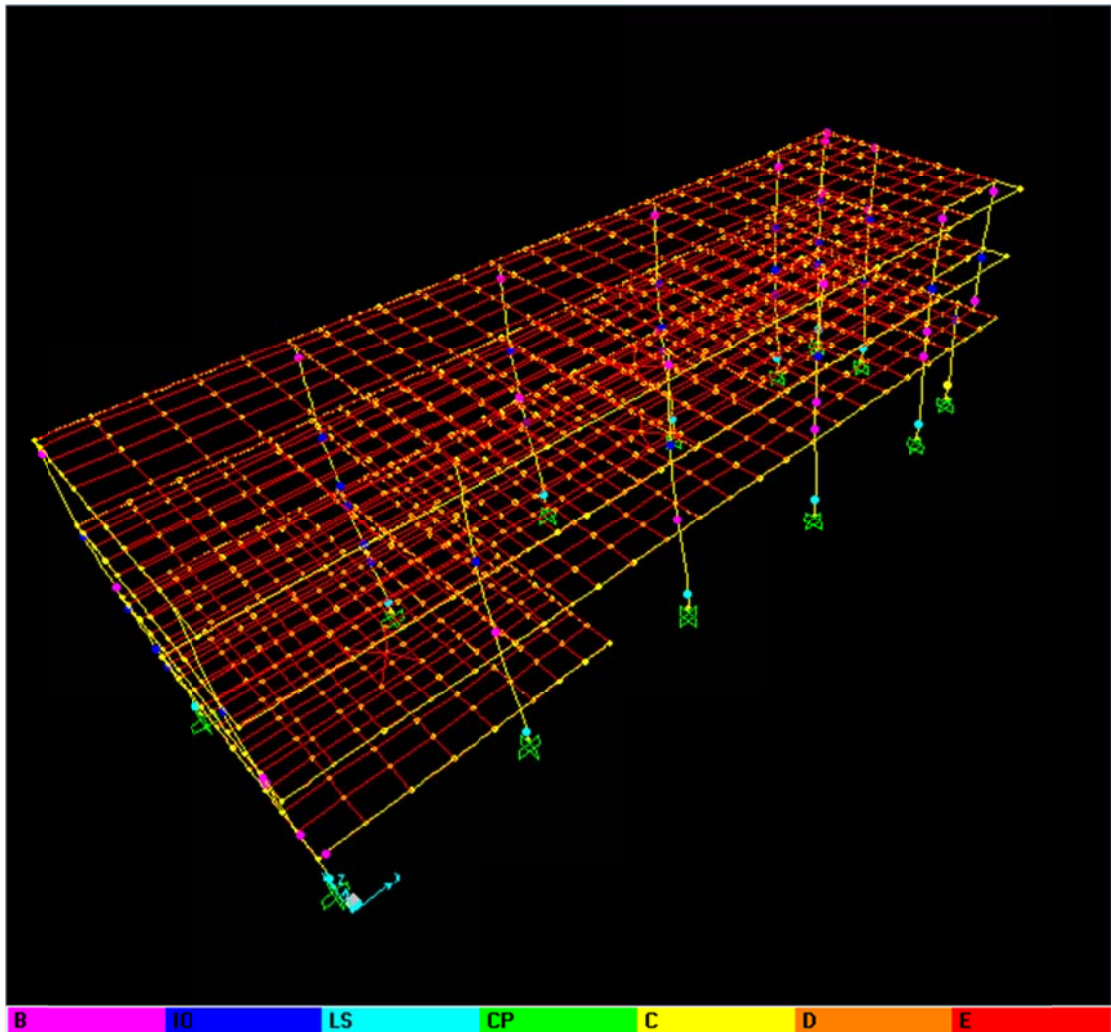
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



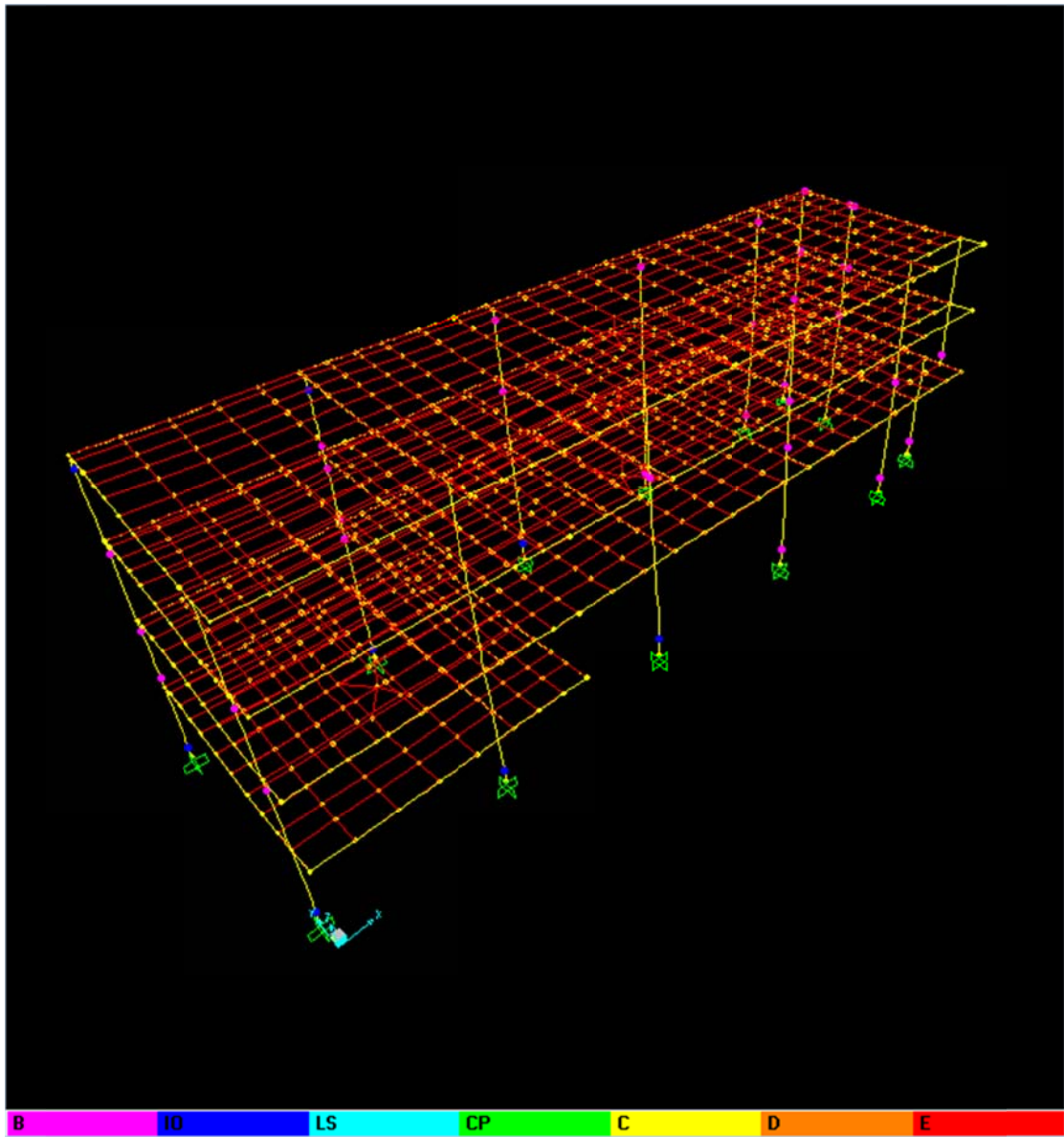
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



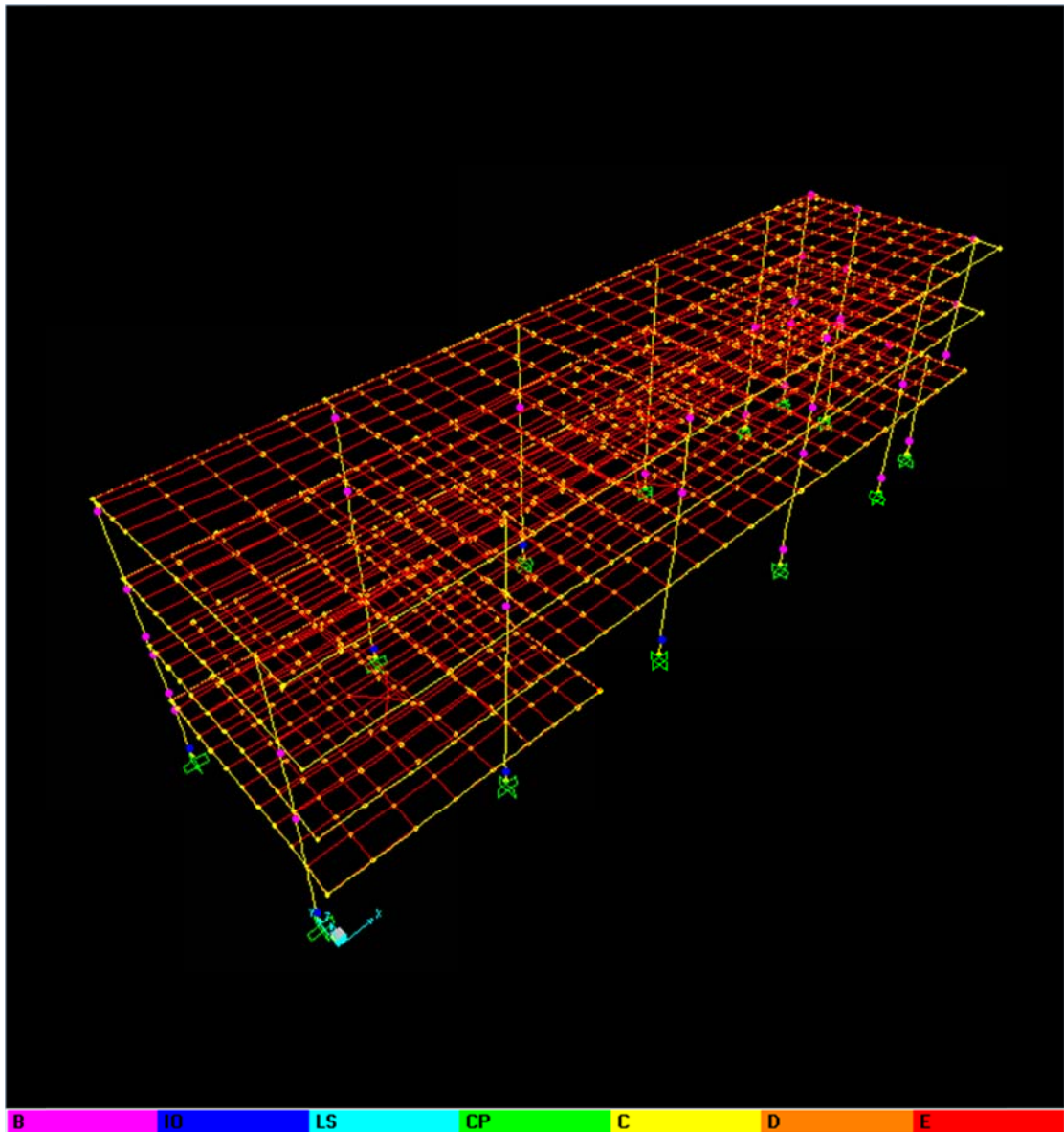
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά γ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ . Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

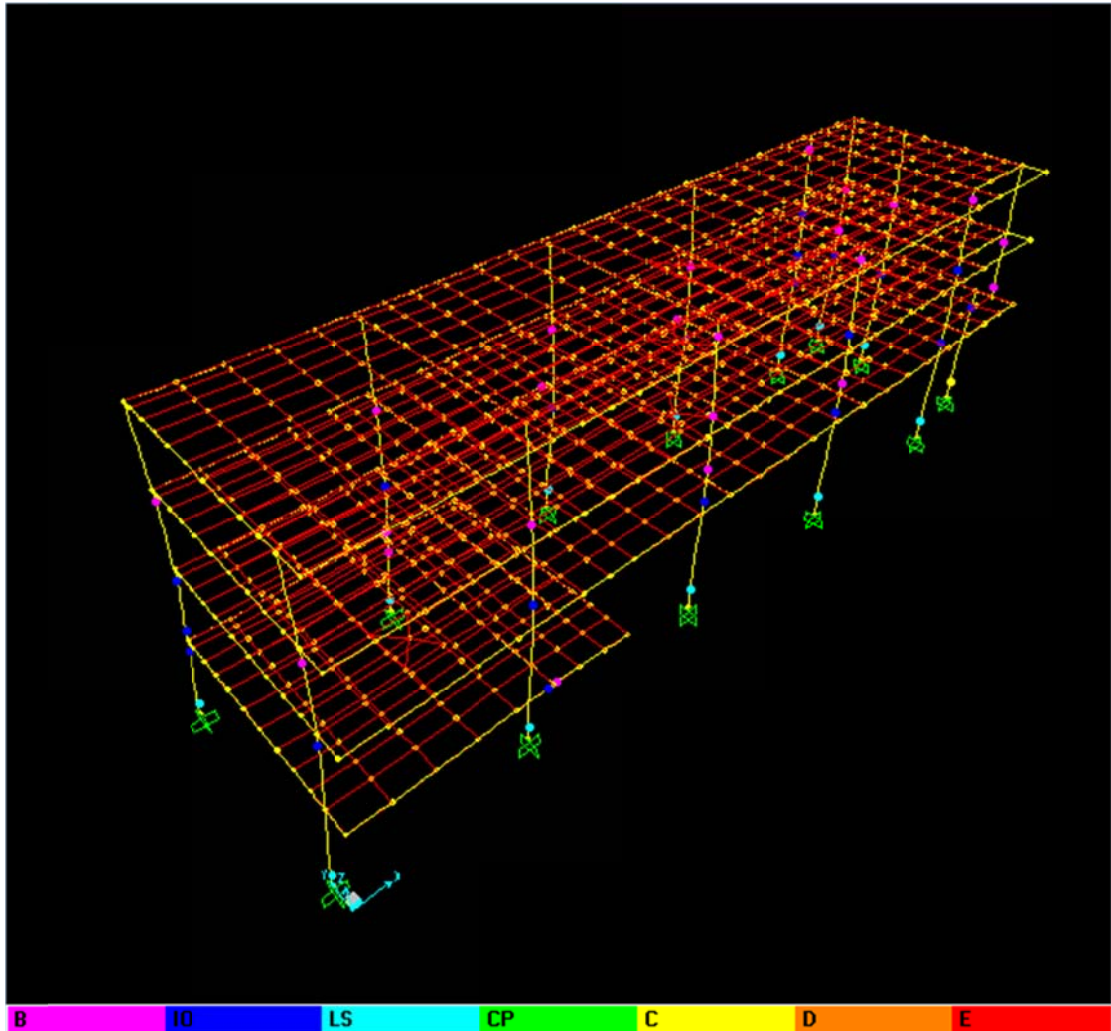
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y. Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

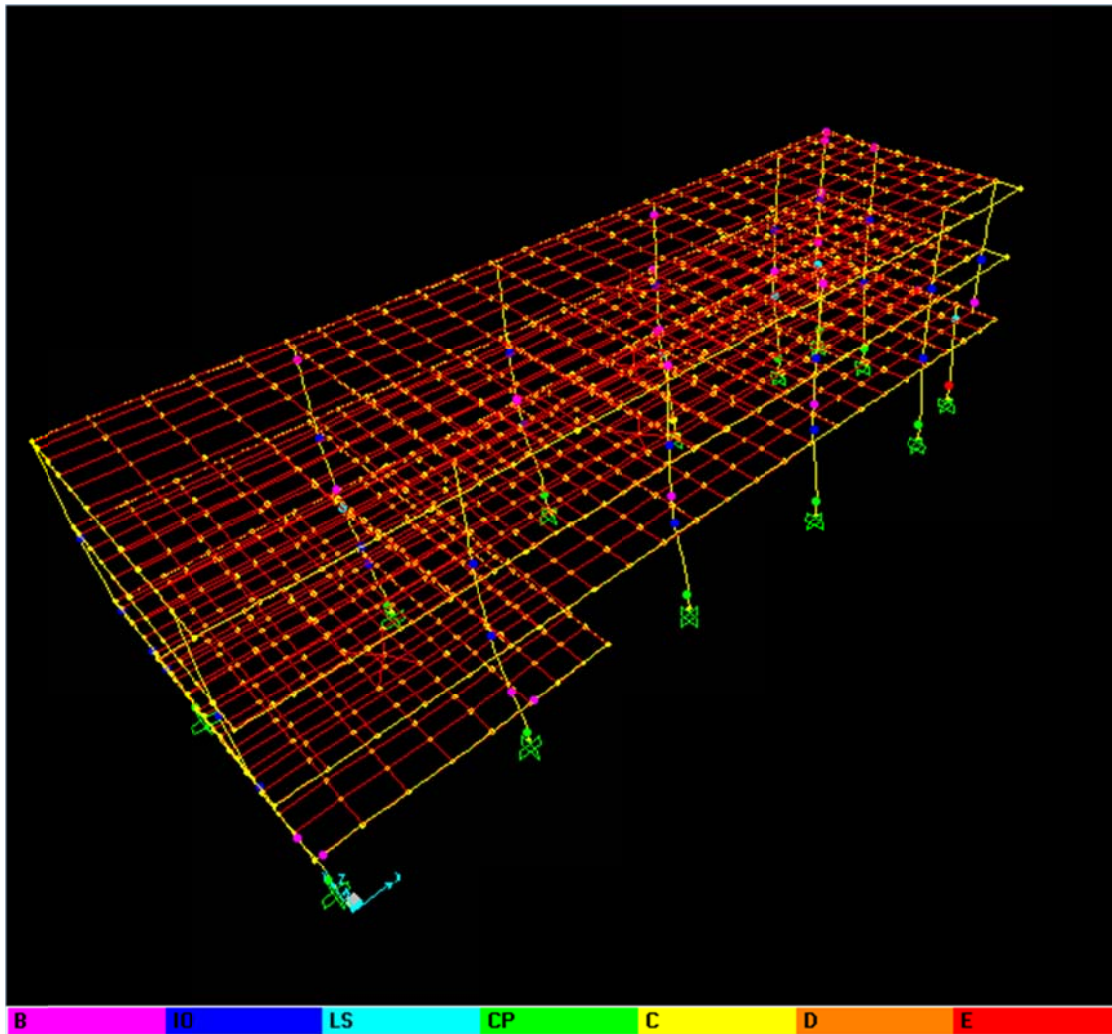
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



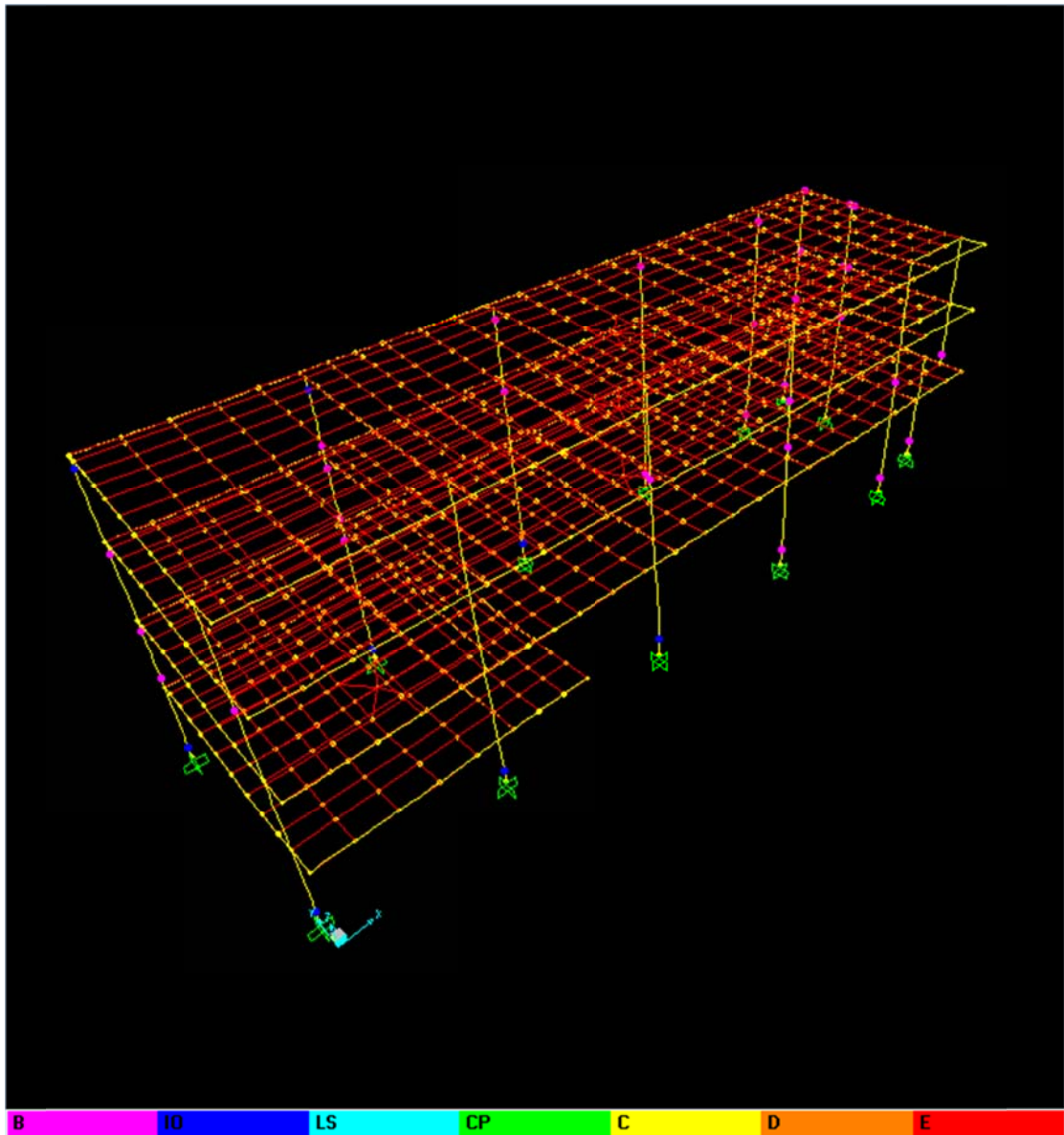
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



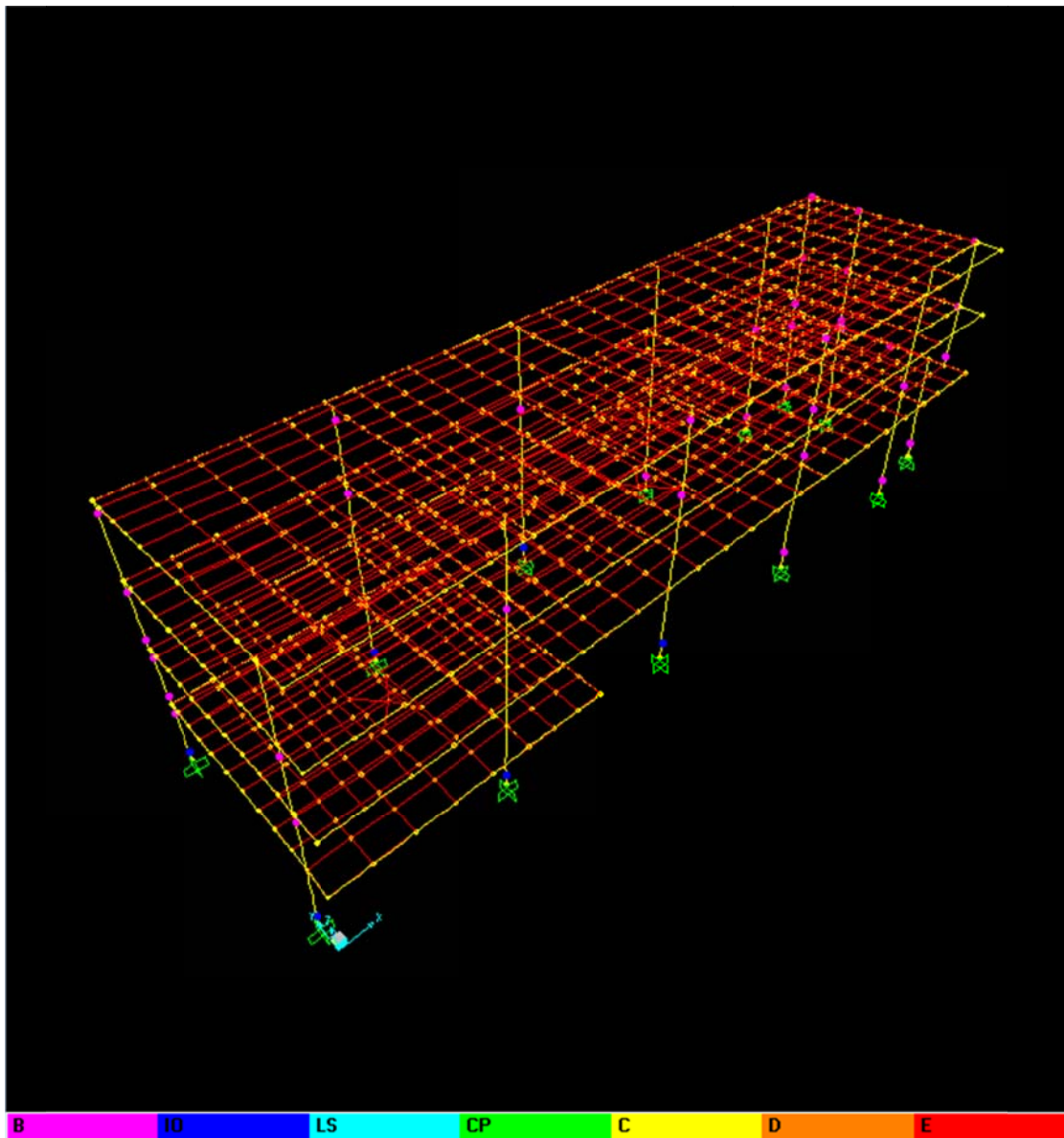
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά γ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ . Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:

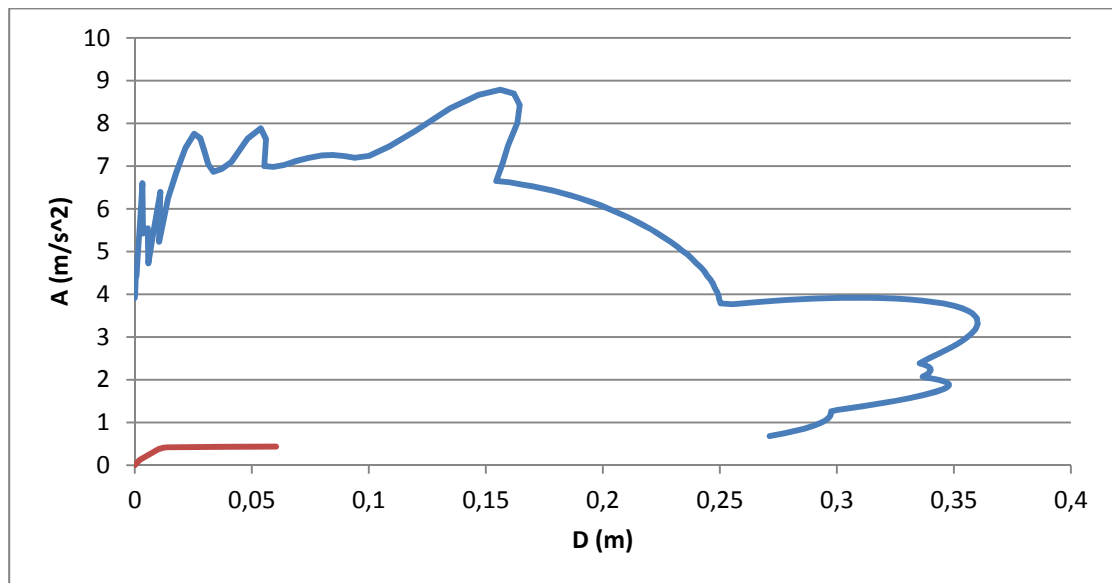


Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y. Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

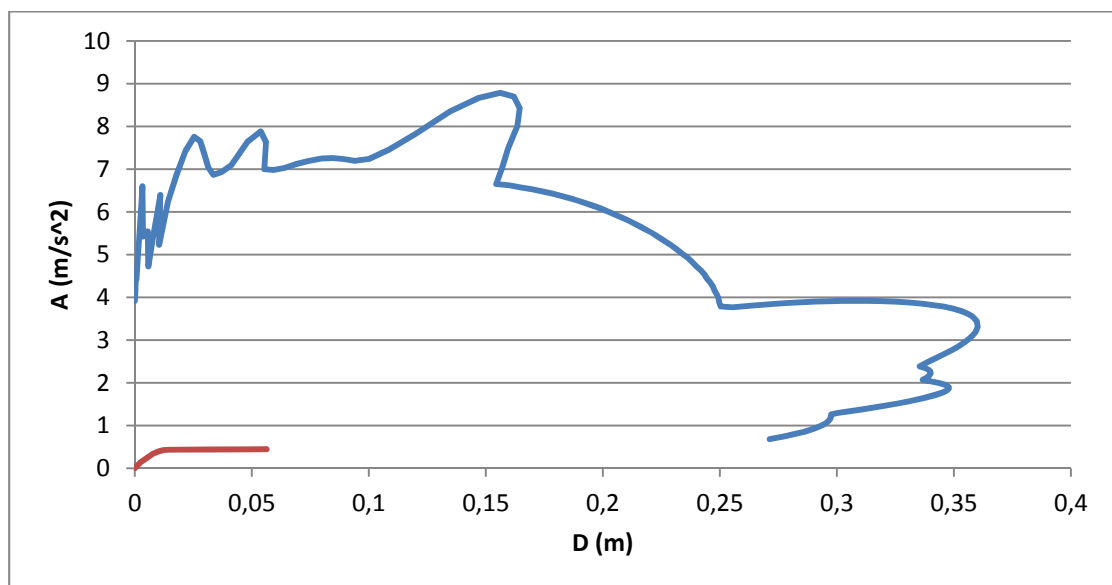
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του υφιστάμενου και του ενισχυμένου κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο καθένα:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

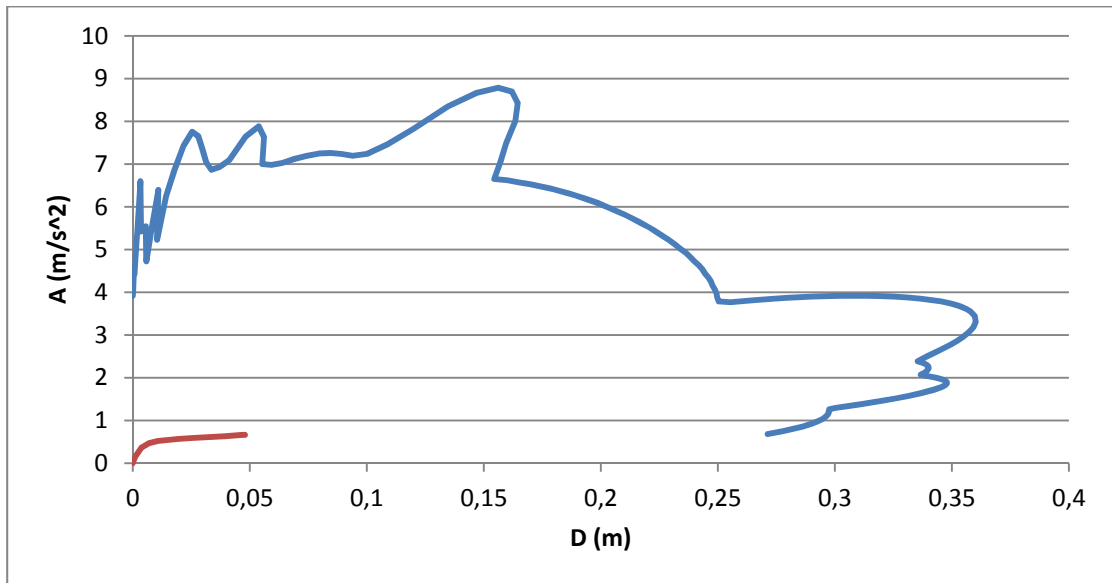
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



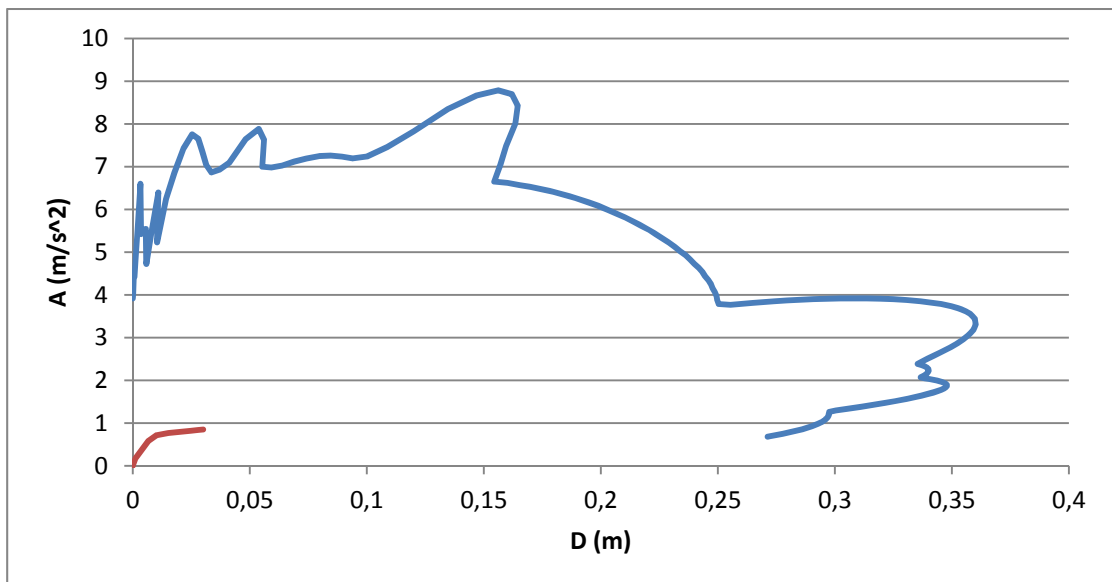
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

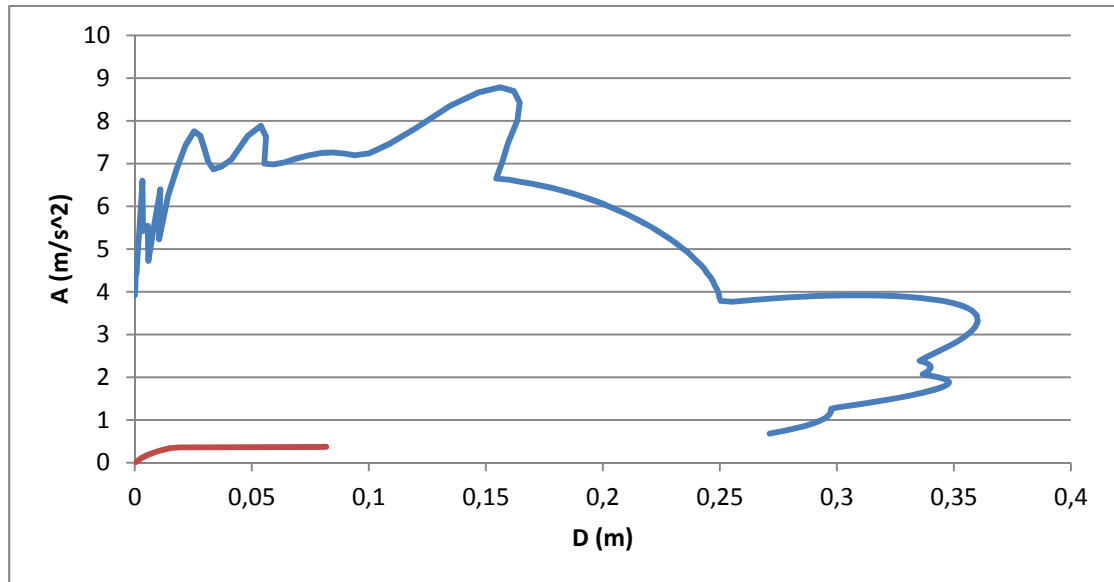


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

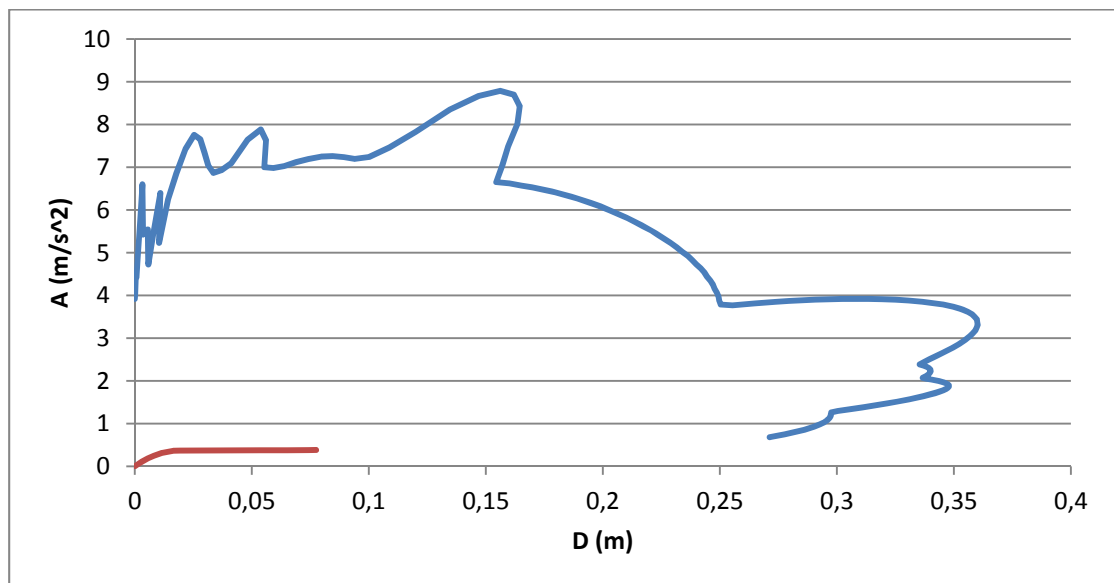


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

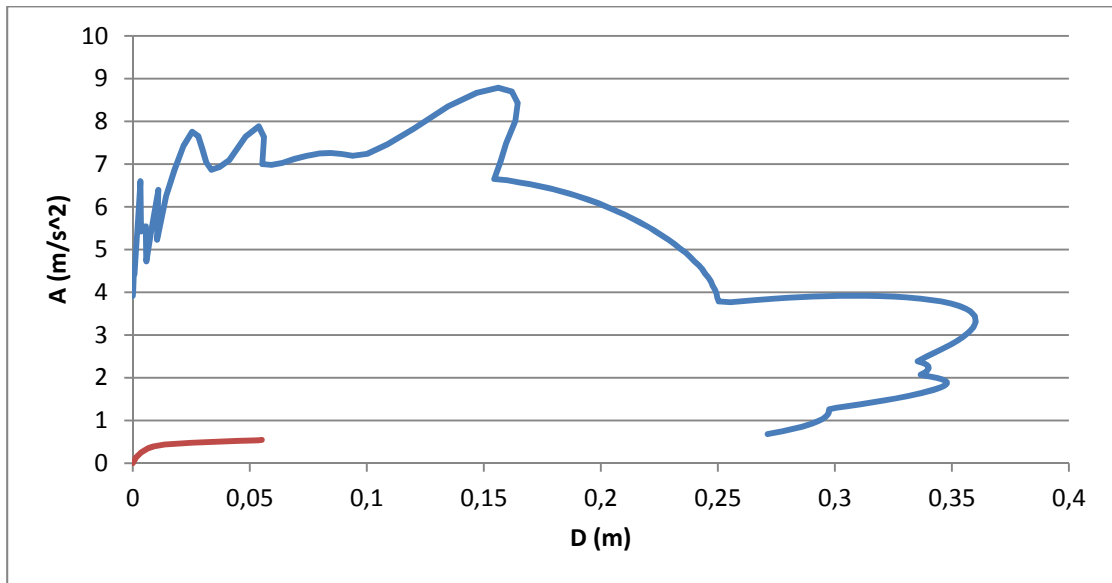
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



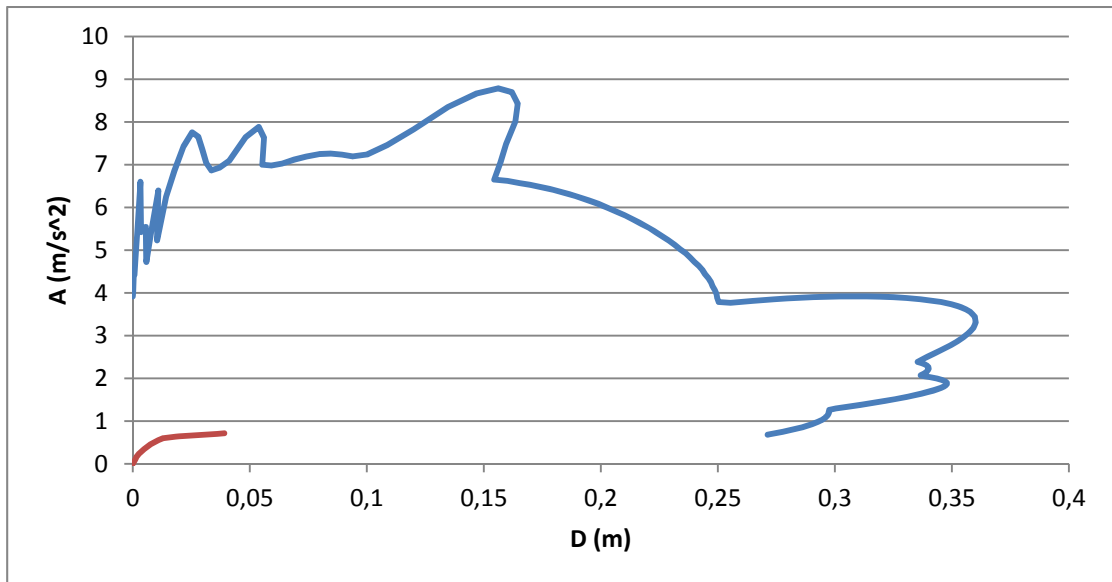
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

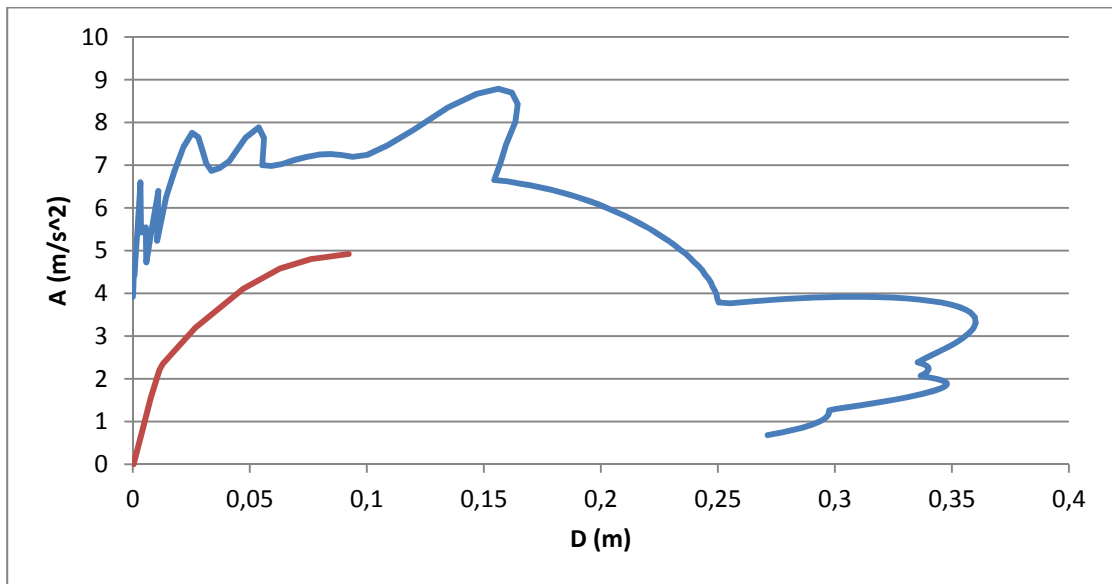


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

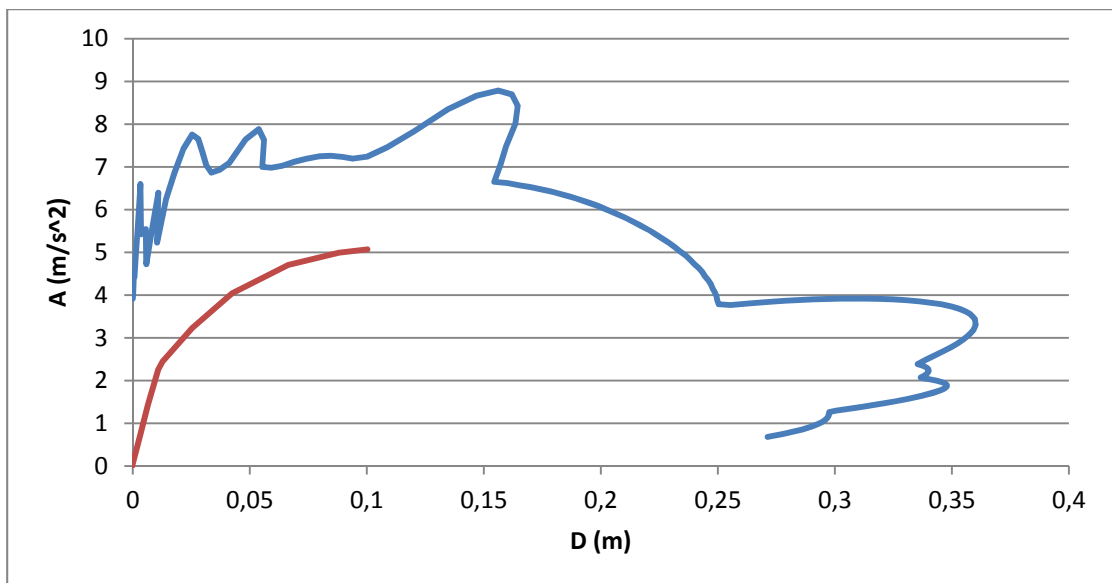


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου κτιρίου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

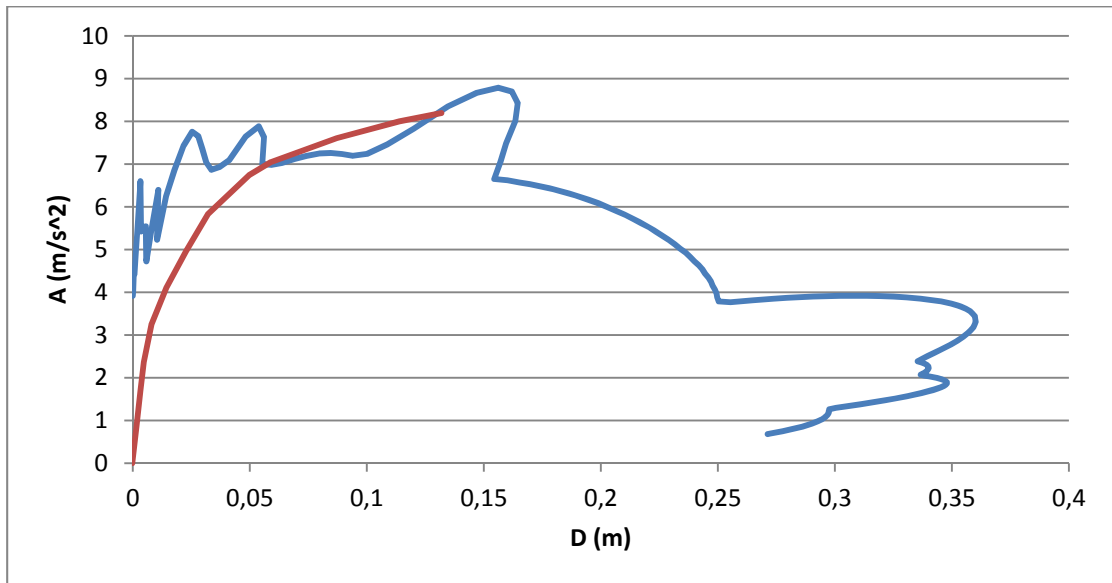
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



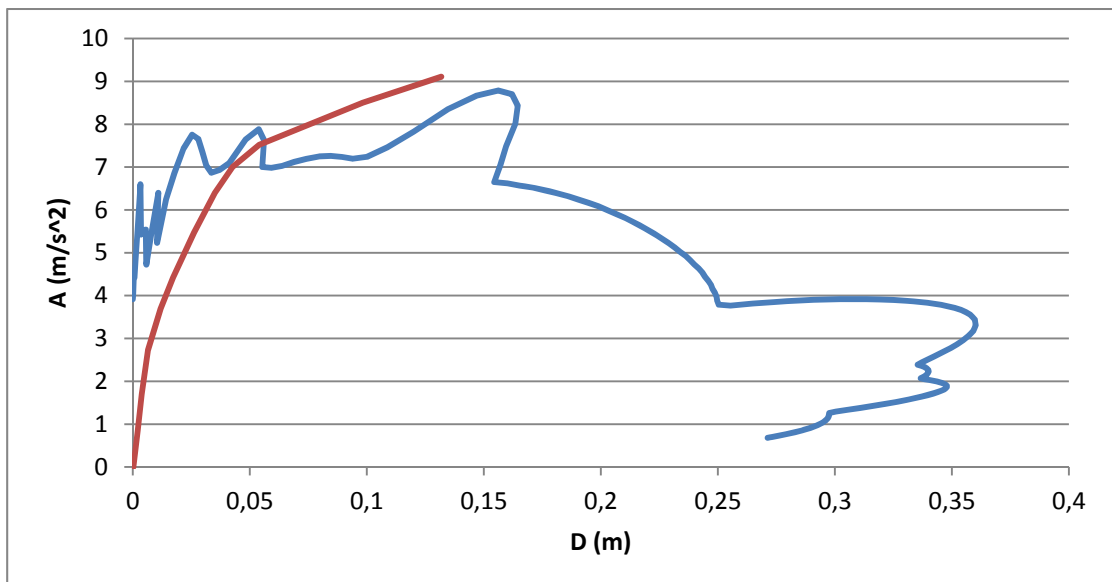
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

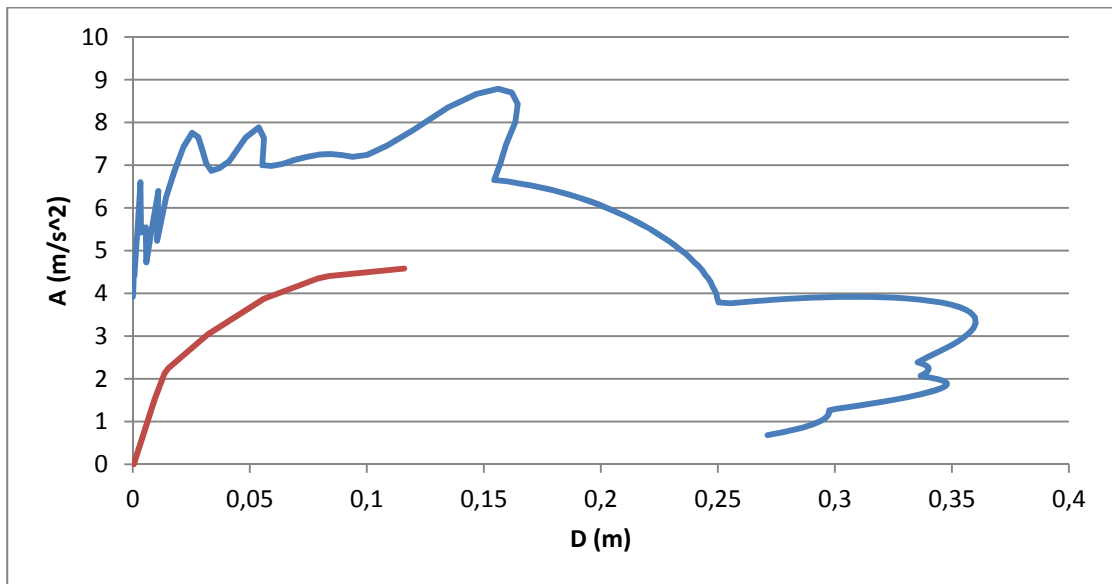


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

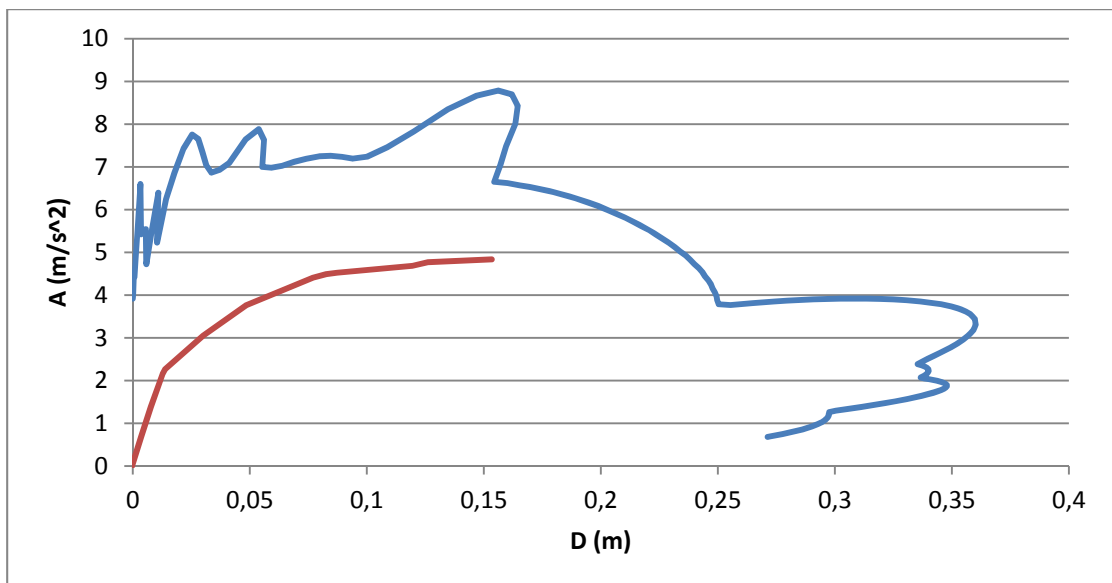


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου κτιρίου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

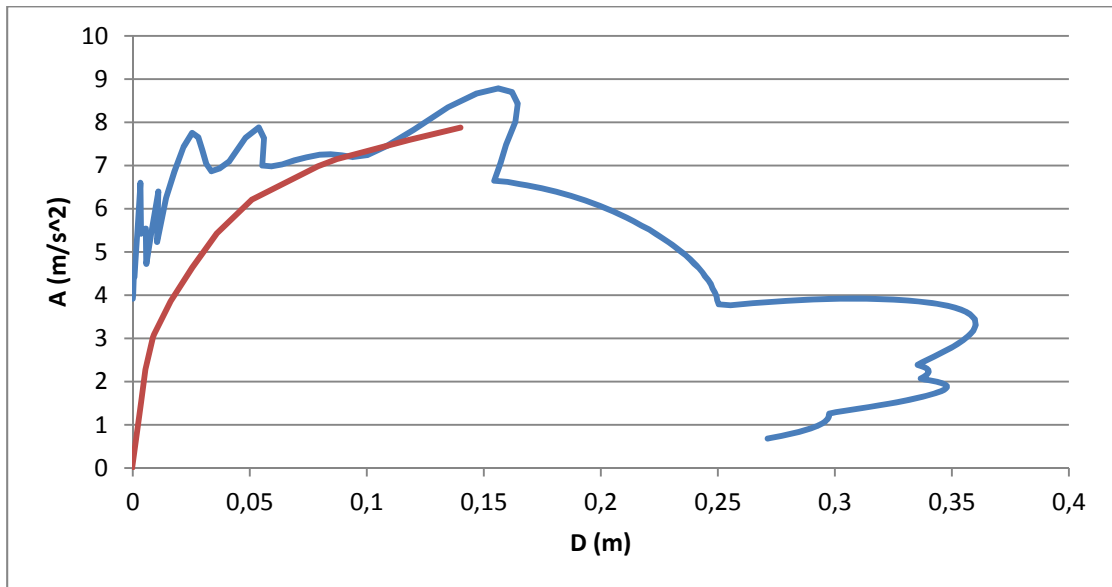
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



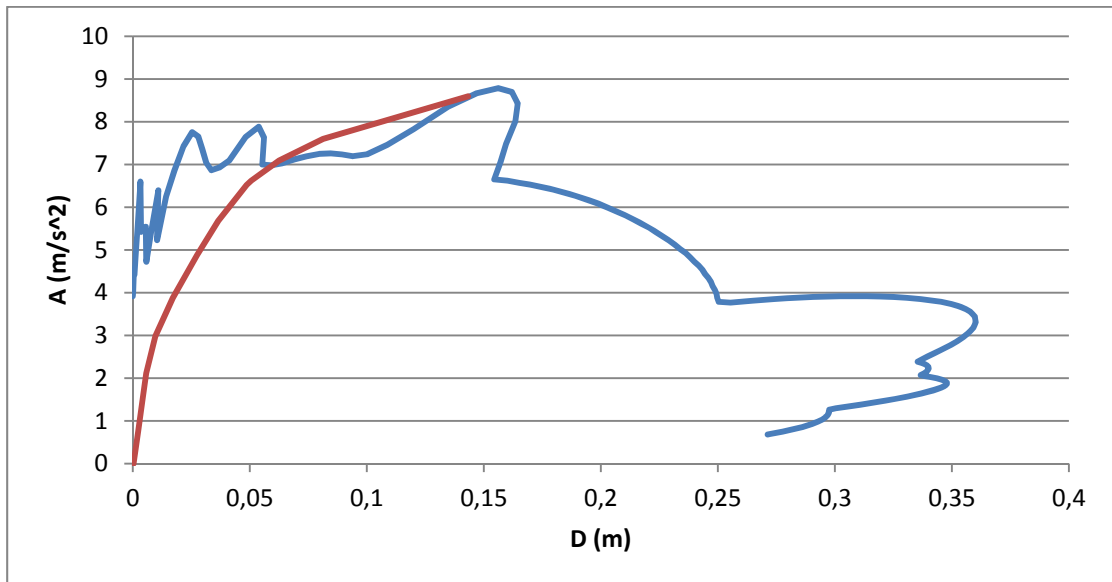
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

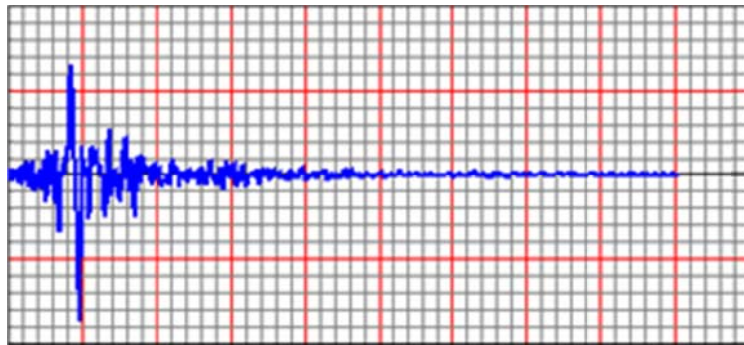


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

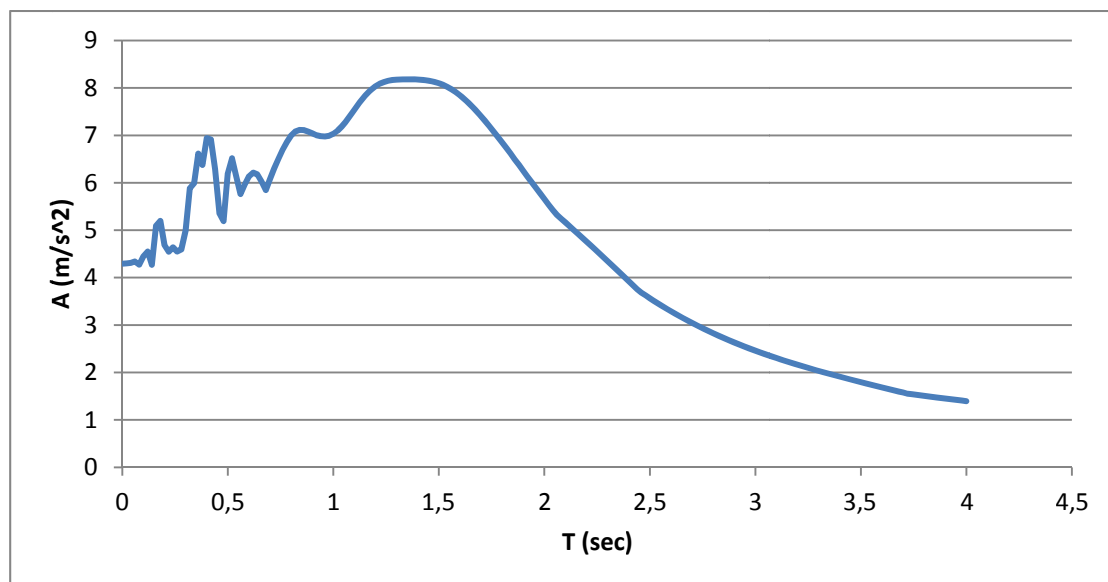


10.2.3 Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Coyote Lake

Το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του Coyote Lake 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:



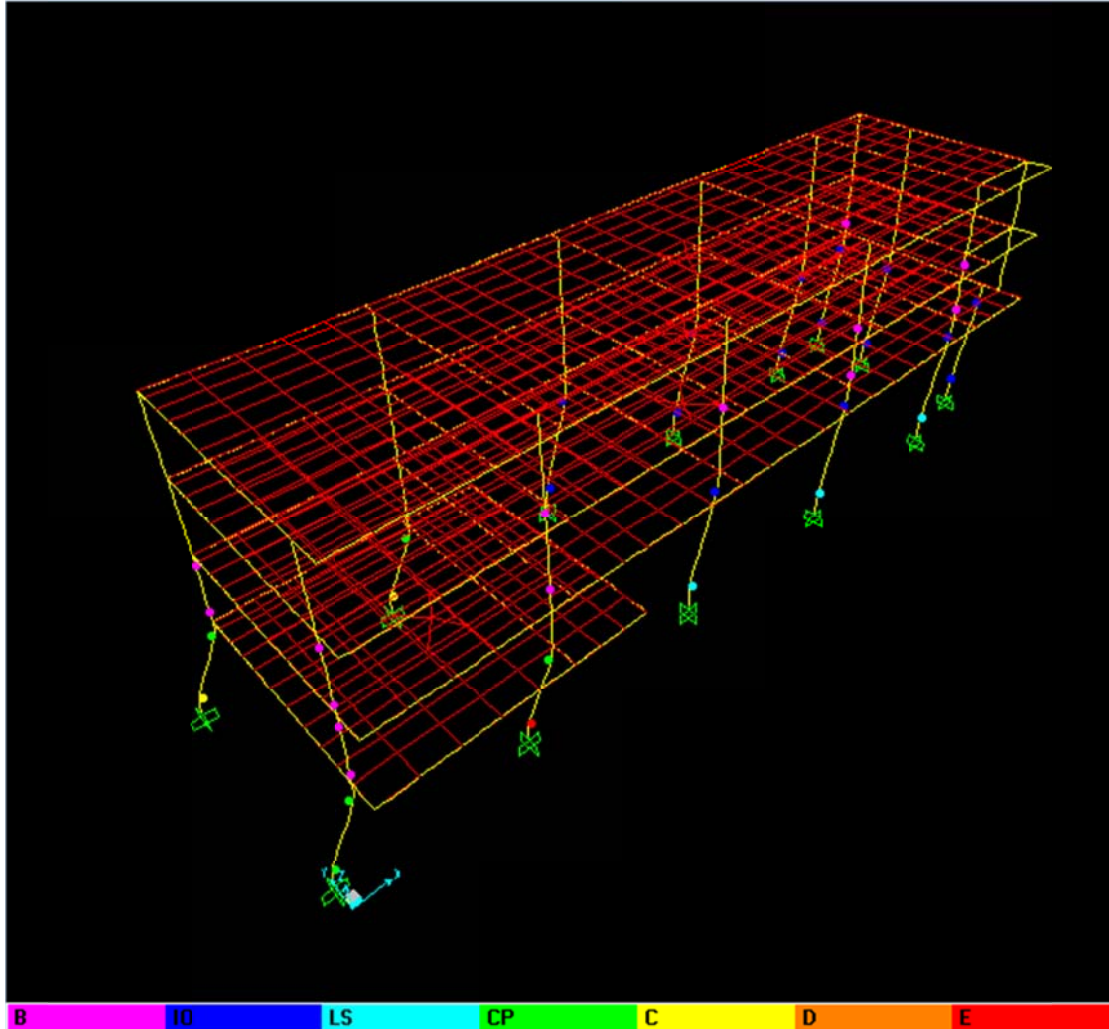
Το φάσμα απόκρισης που προκύπτει από την καταγραφή του σεισμού του Coyote Lake σε μορφή διαγράμματος επιτάχυνσης – περιόδου φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο και στο ενισχυμένο κτίριο.

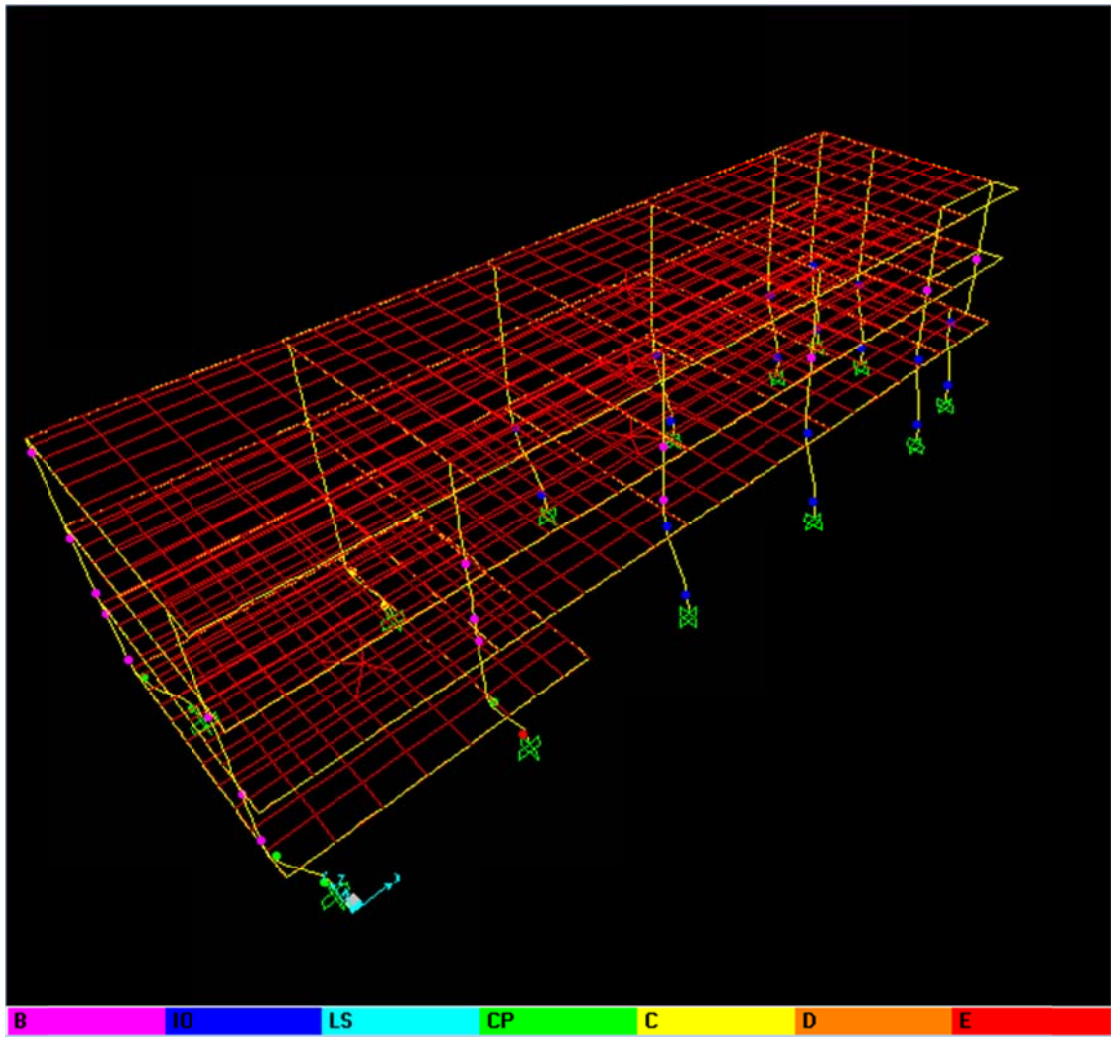
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



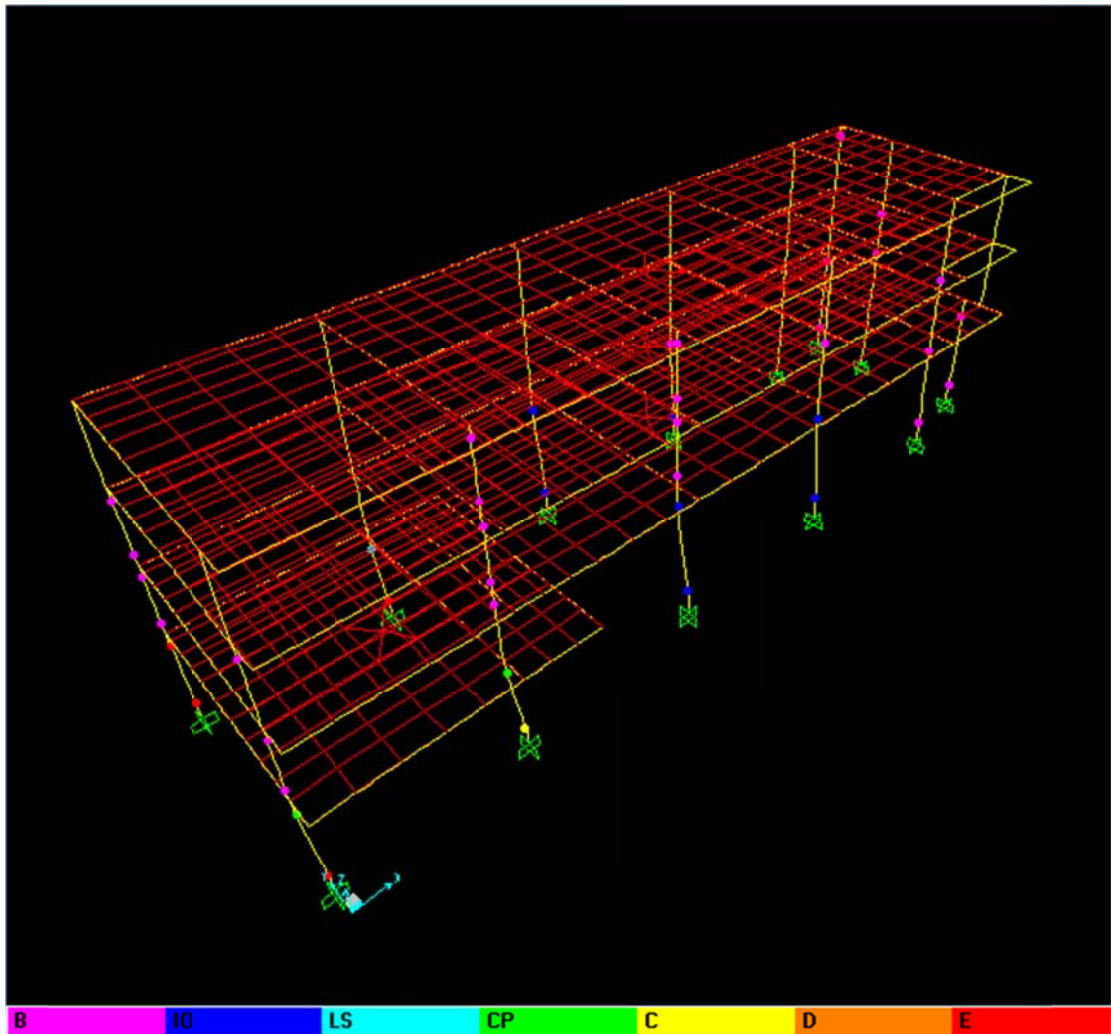
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



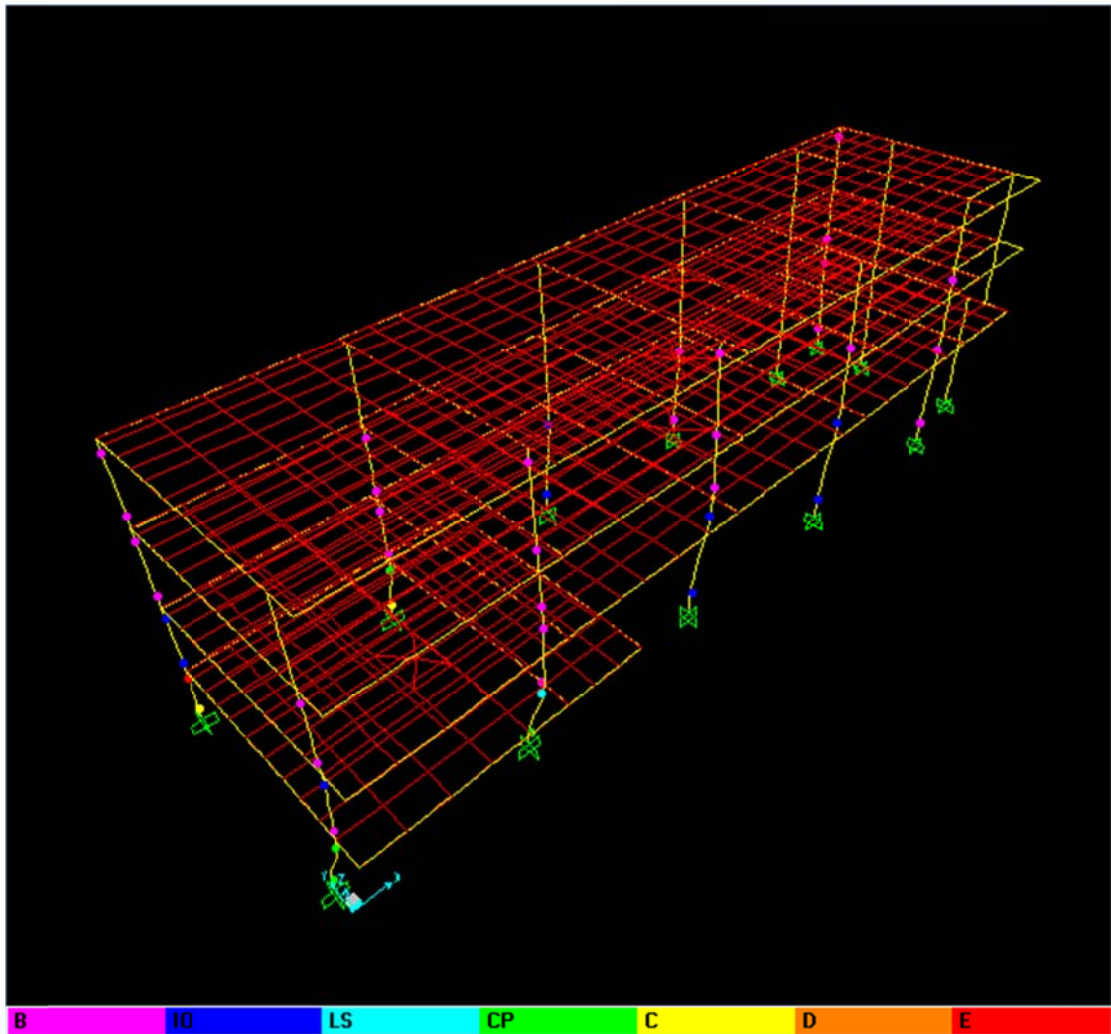
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά γ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ , στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

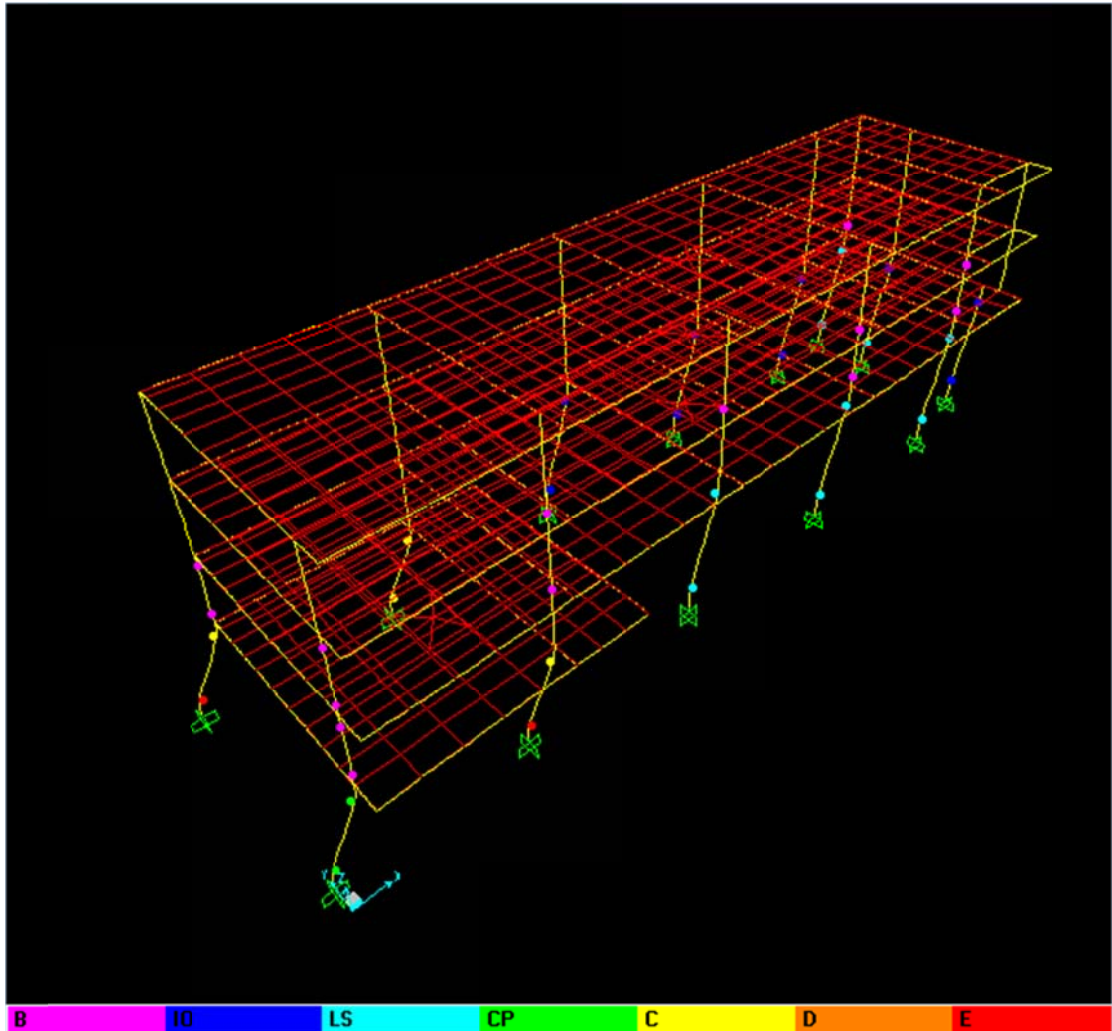
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά - γ :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

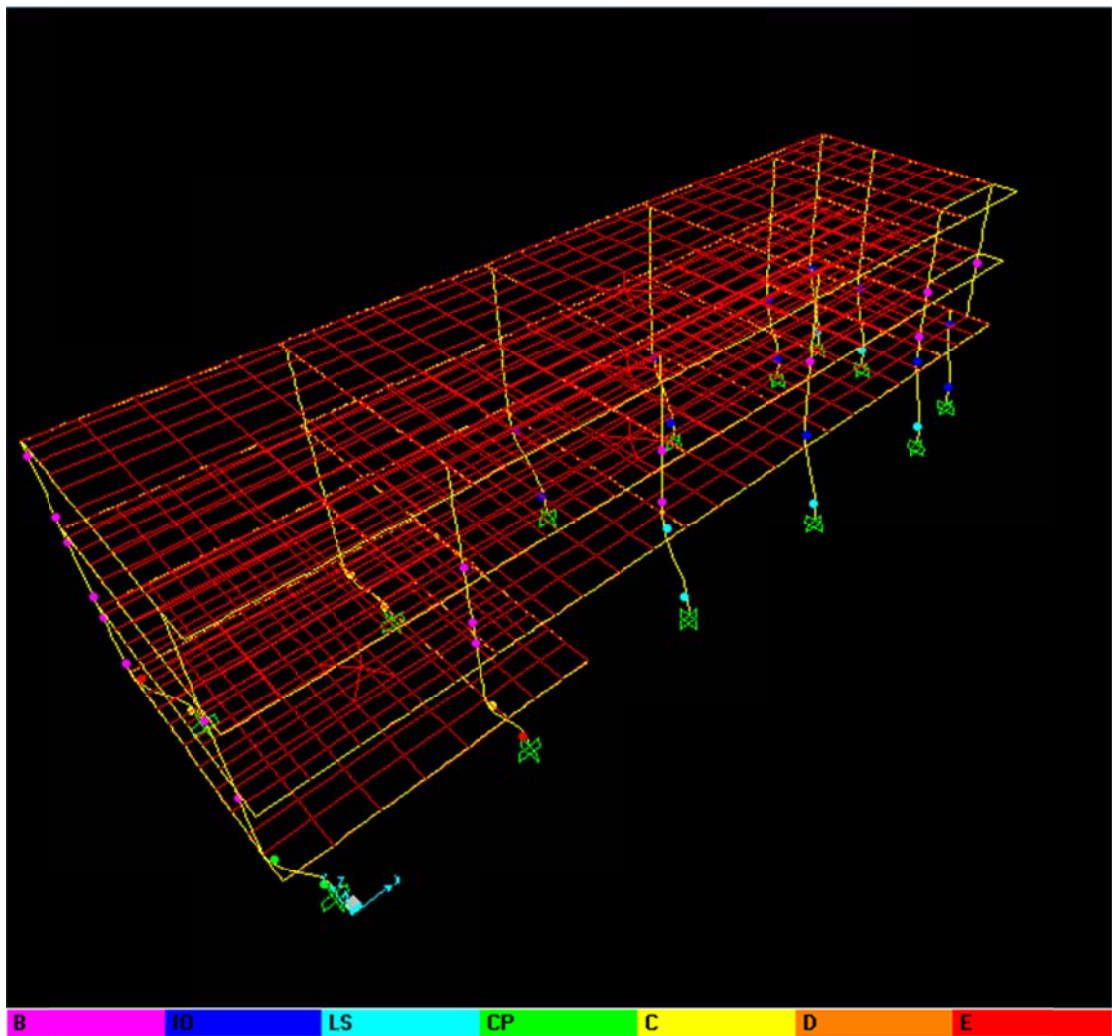
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



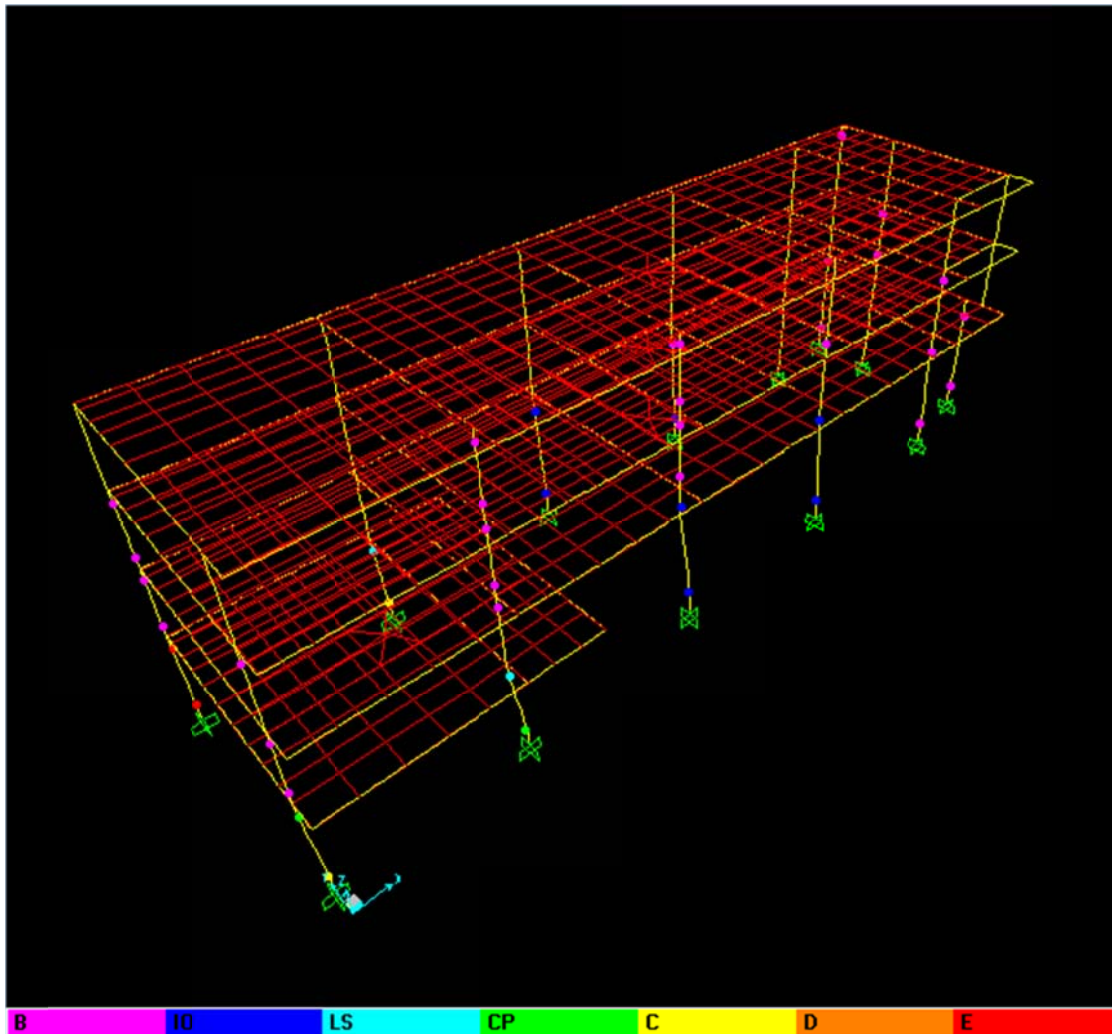
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



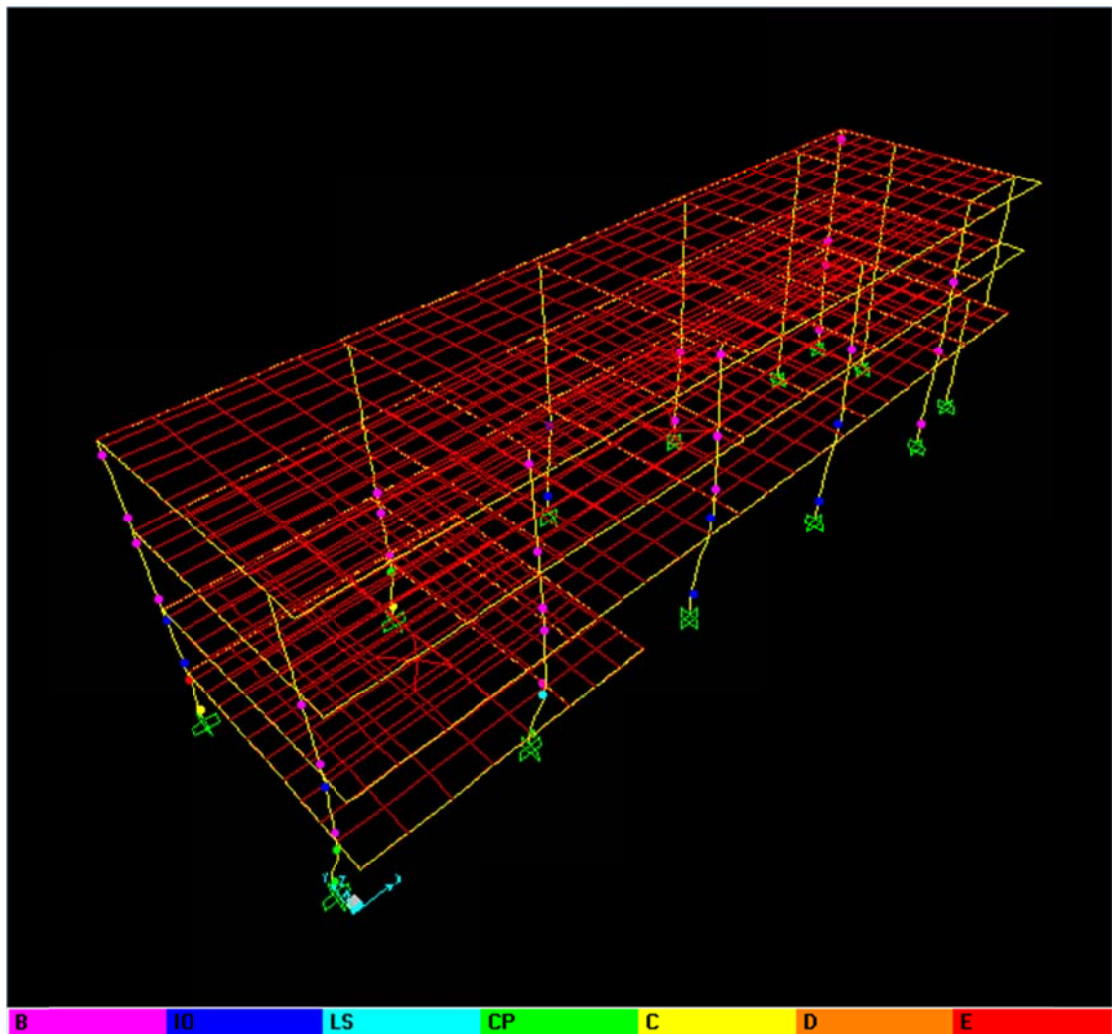
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x , στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

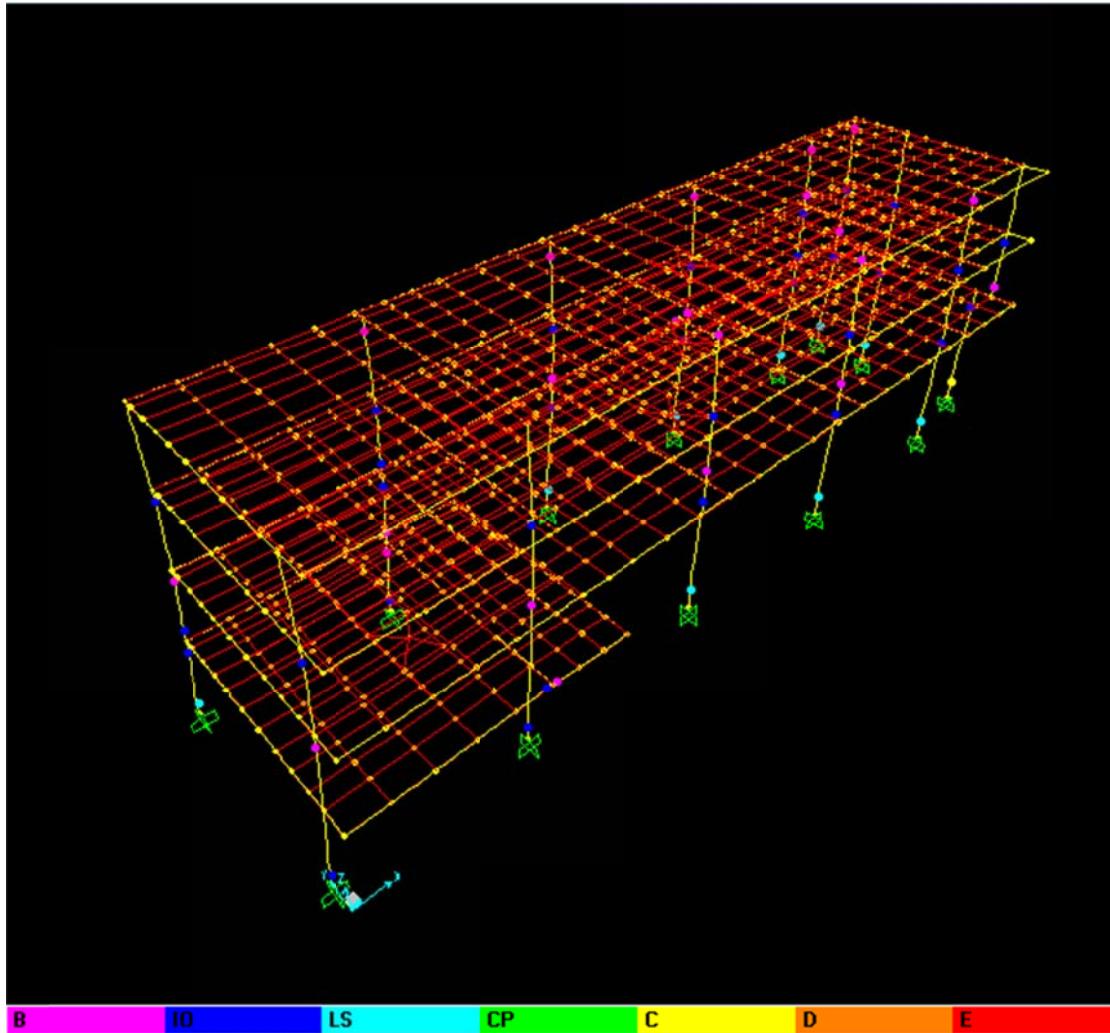
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι κατά πολύ μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

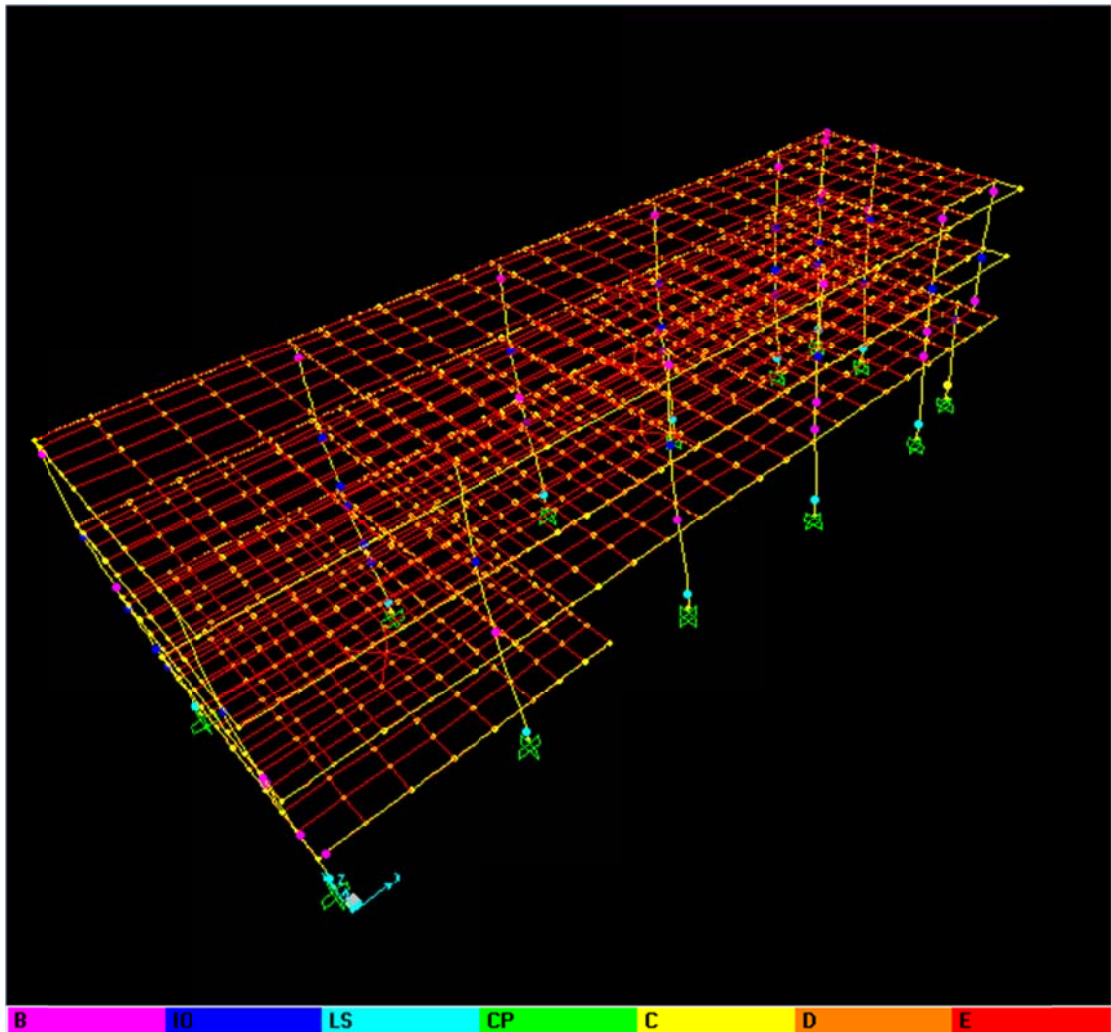
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



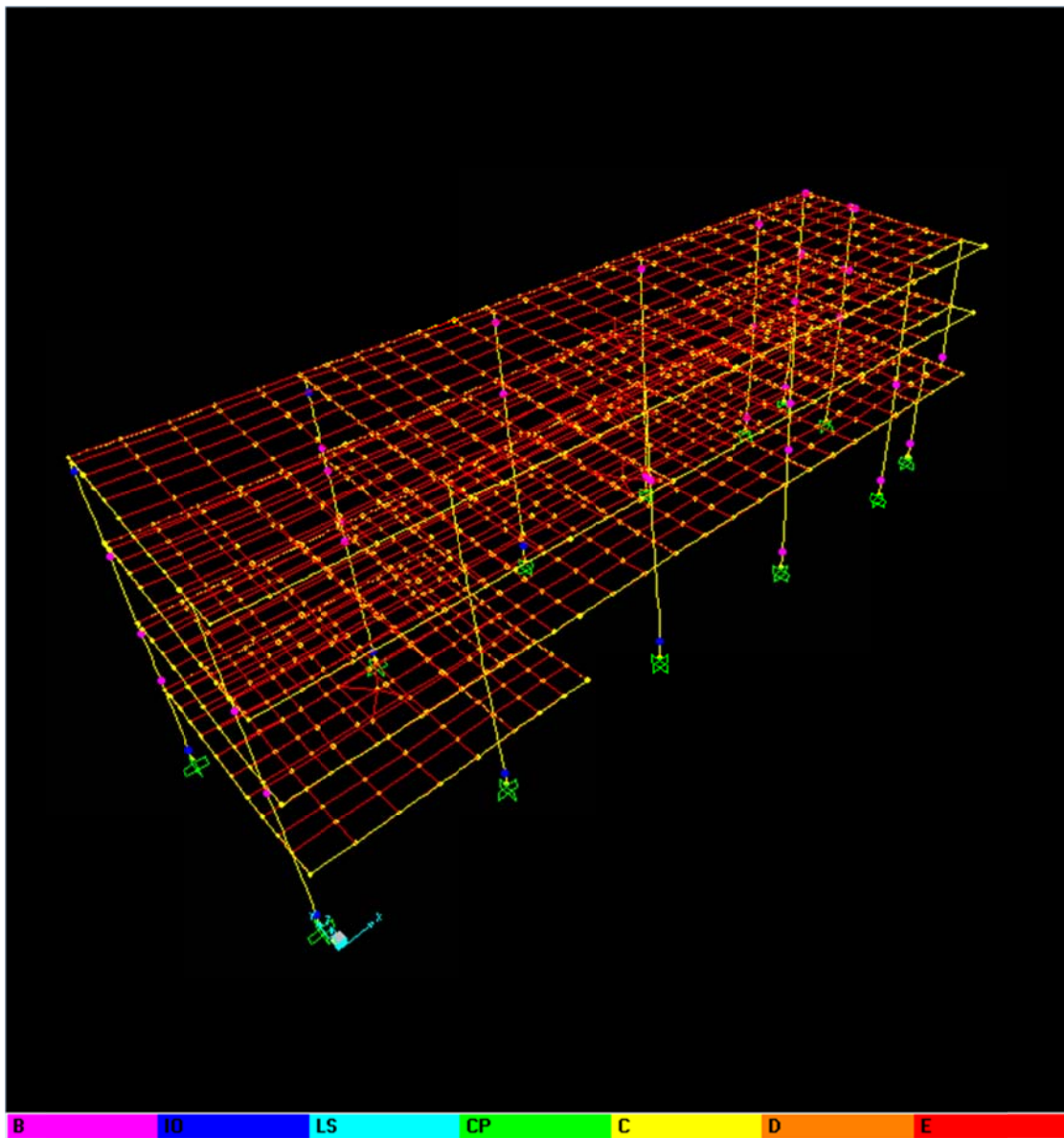
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



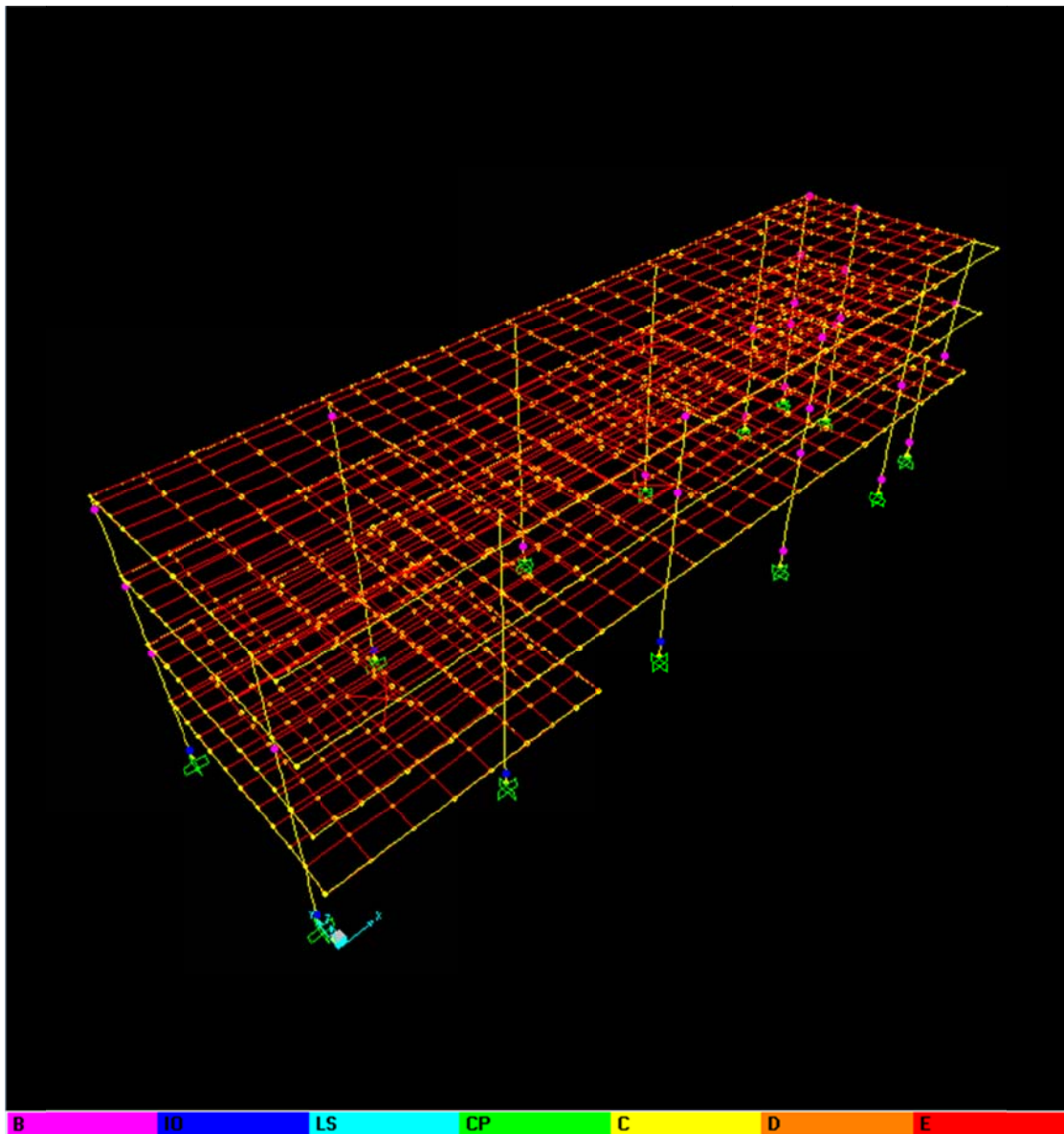
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y . Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις στις βάσεις των περισσότερων υποστυλωμάτων, αλλά έχει σημαντικό περιθώριο αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

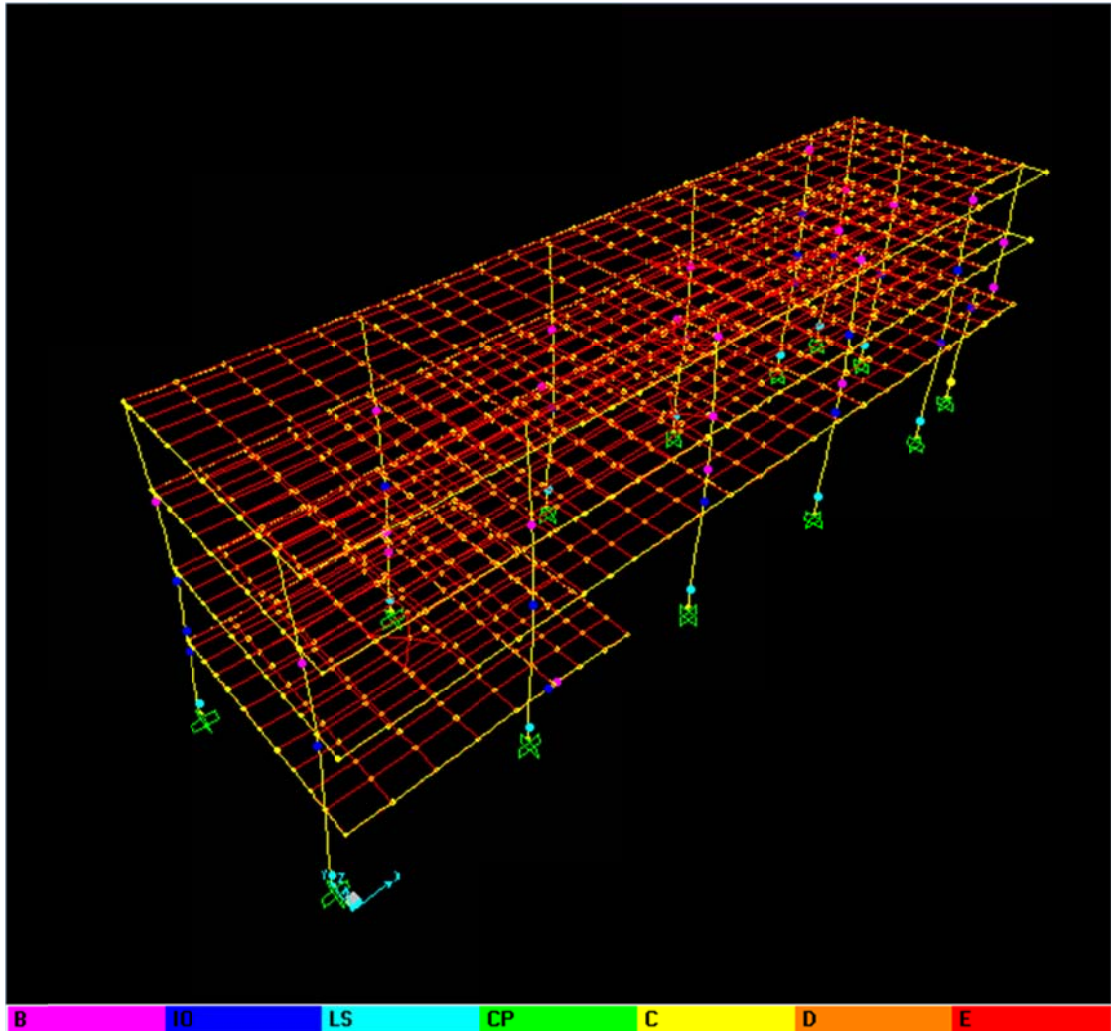
Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y. Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις στις βάσεις των περισσότερων υποστυλωμάτων, αλλά έχει σημαντικό περιθώριο αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

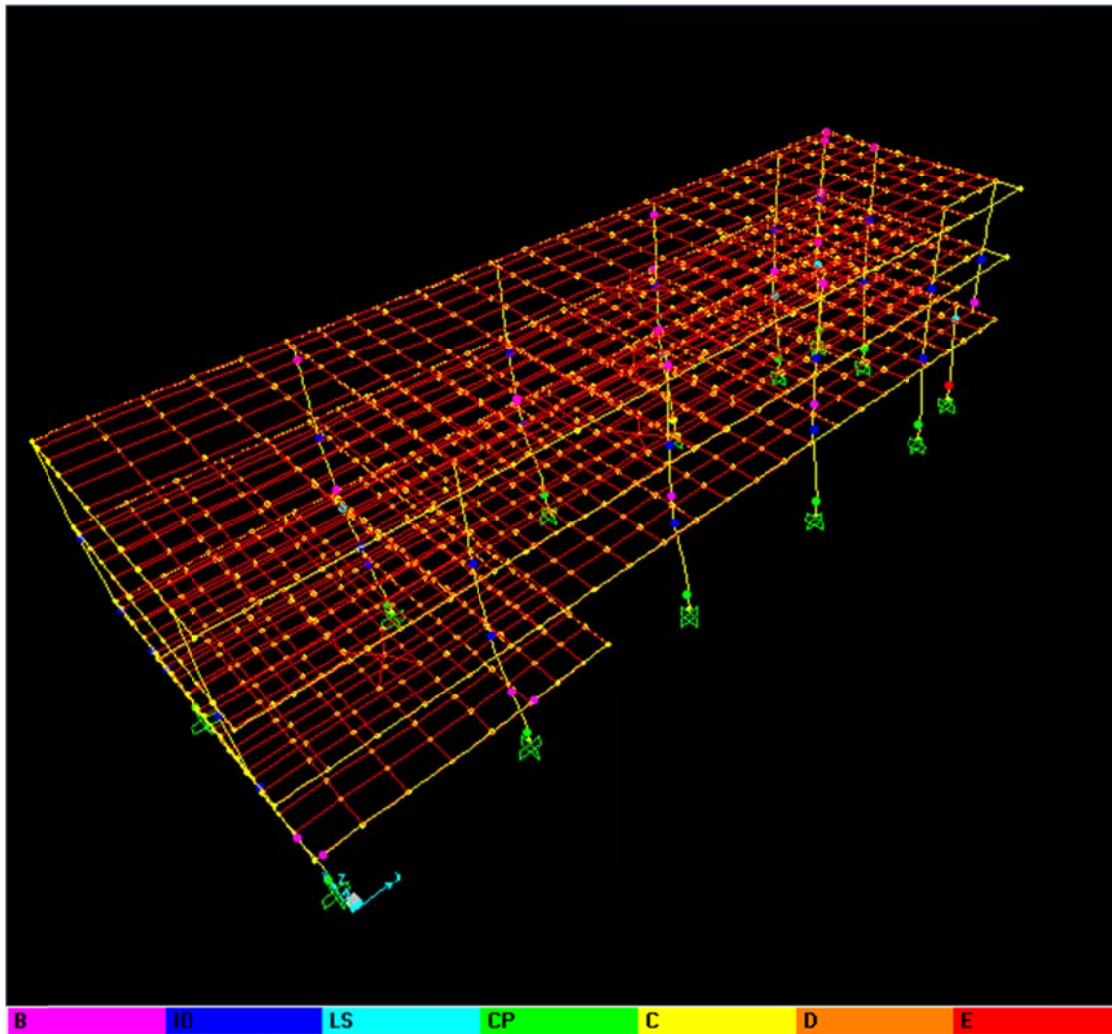
Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά x:



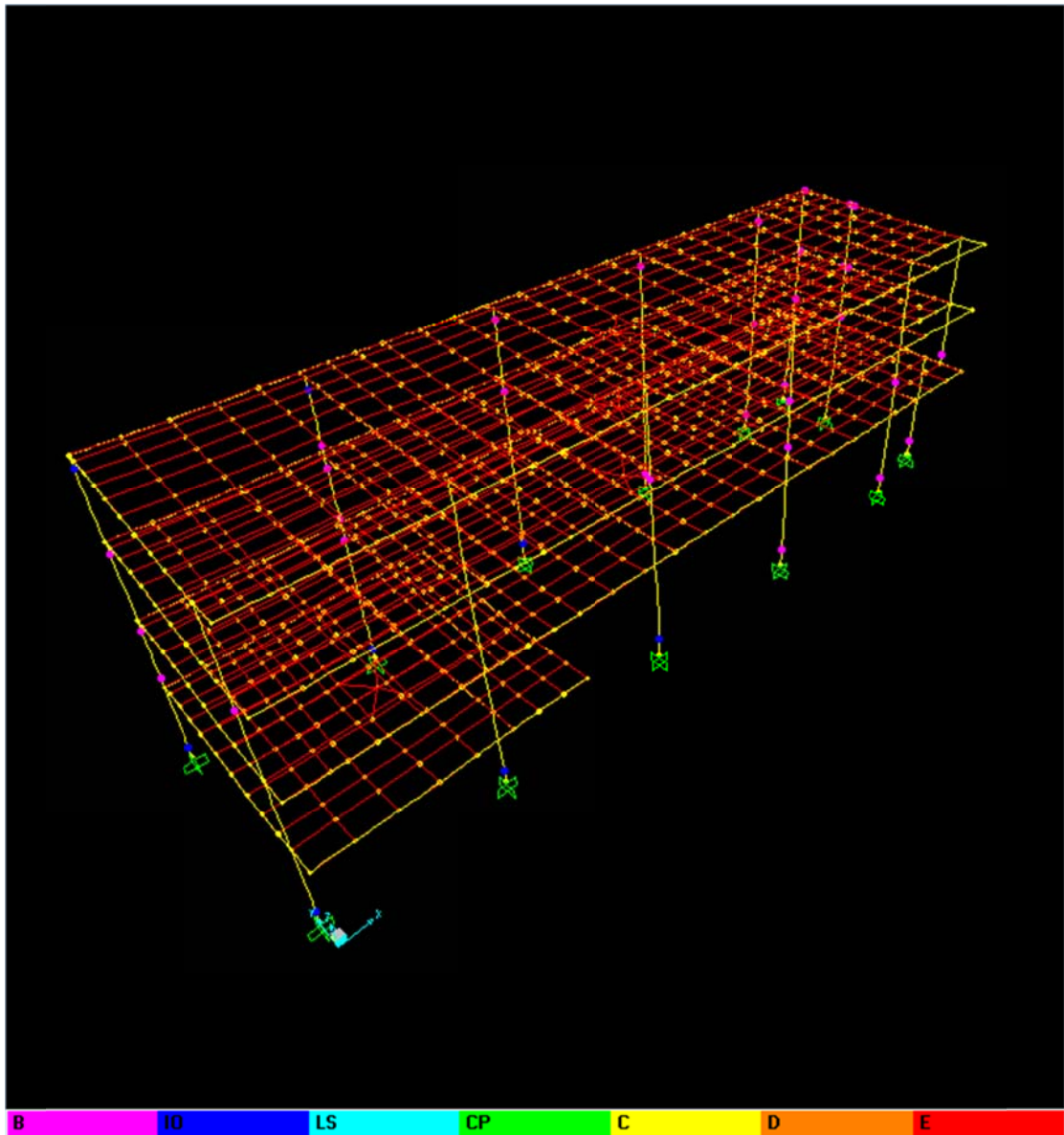
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -x:



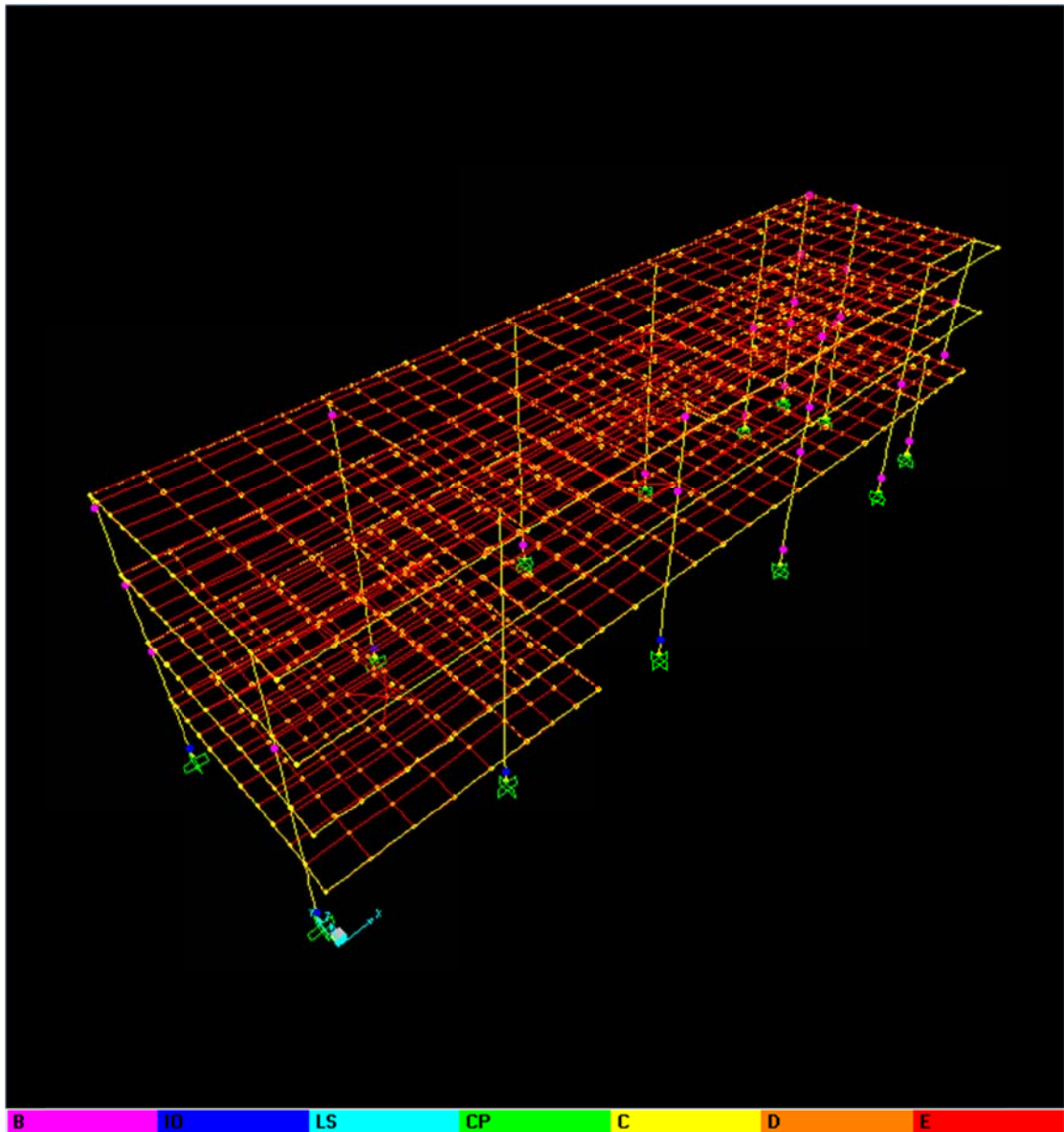
Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το υφιστάμενο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x, στην κατάρρευση. Τα φορτία για τα οποία καταρρέει είναι αρκετά μικρότερα από αυτά που απαιτούνται από το σεισμό.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά y :



Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά y . Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

Ανελαστική στατική ανάλυση κατά -y:

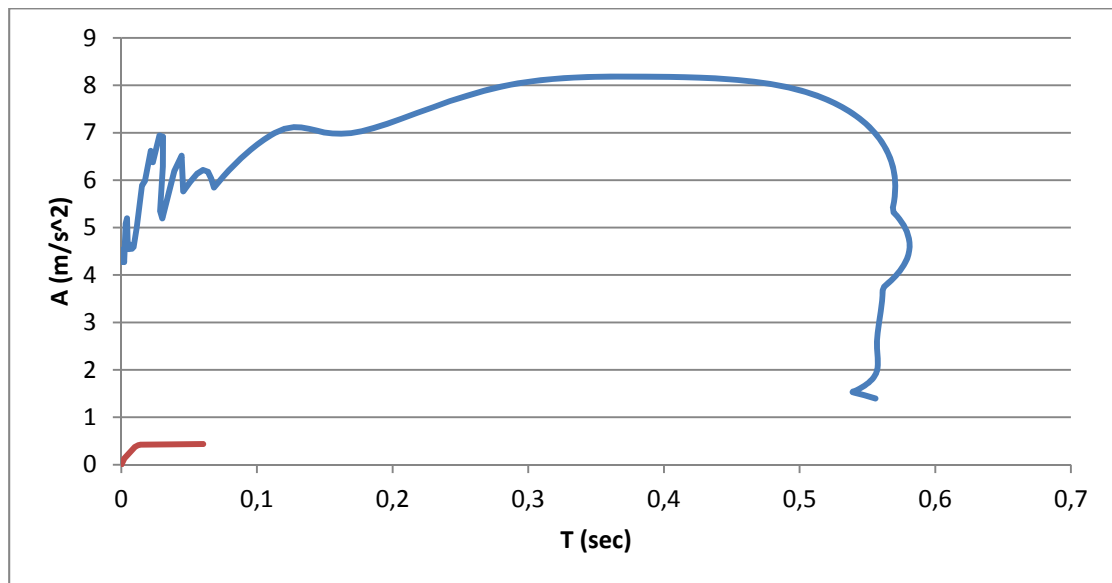


Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται το ενισχυμένο κτίριο στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -y. Το κτίριο εμφανίζει πλαστικές παραμορφώσεις σε όλα τα υποστυλώματα, αλλά έχει ακόμα περιθώρια αντοχής μέχρι την κατάρρευση.

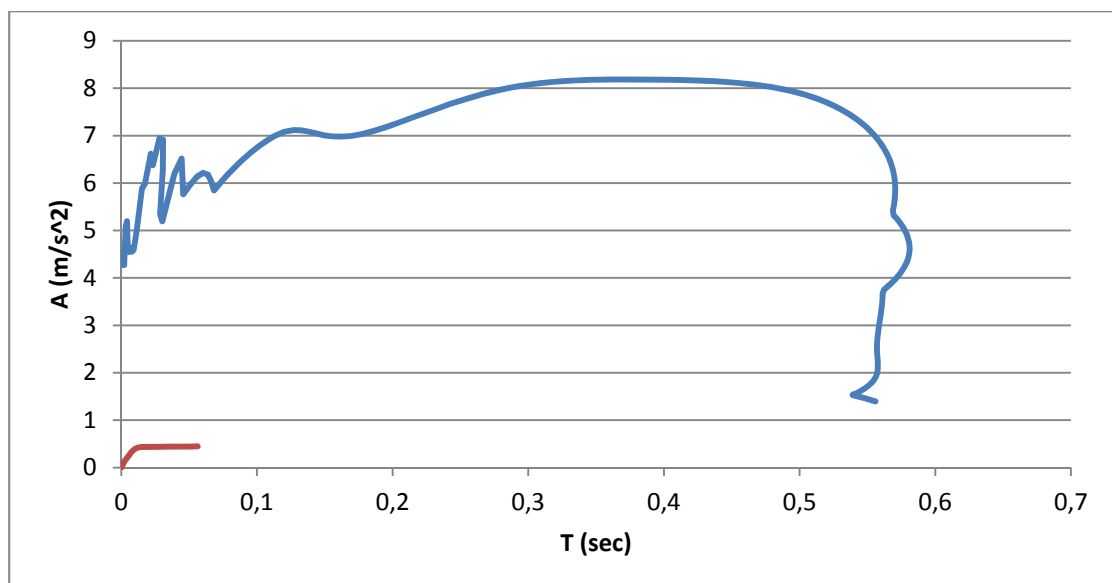
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του υφιστάμενου και του ενισχυμένου κτιρίου για κάθε μία από τις οκτώ ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο καθένα:

Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

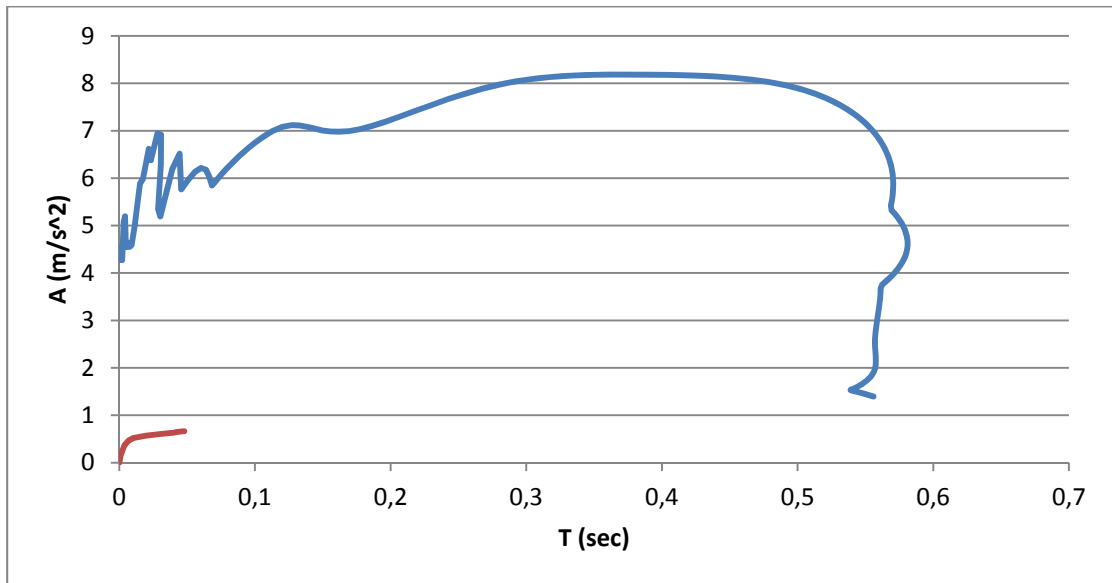
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



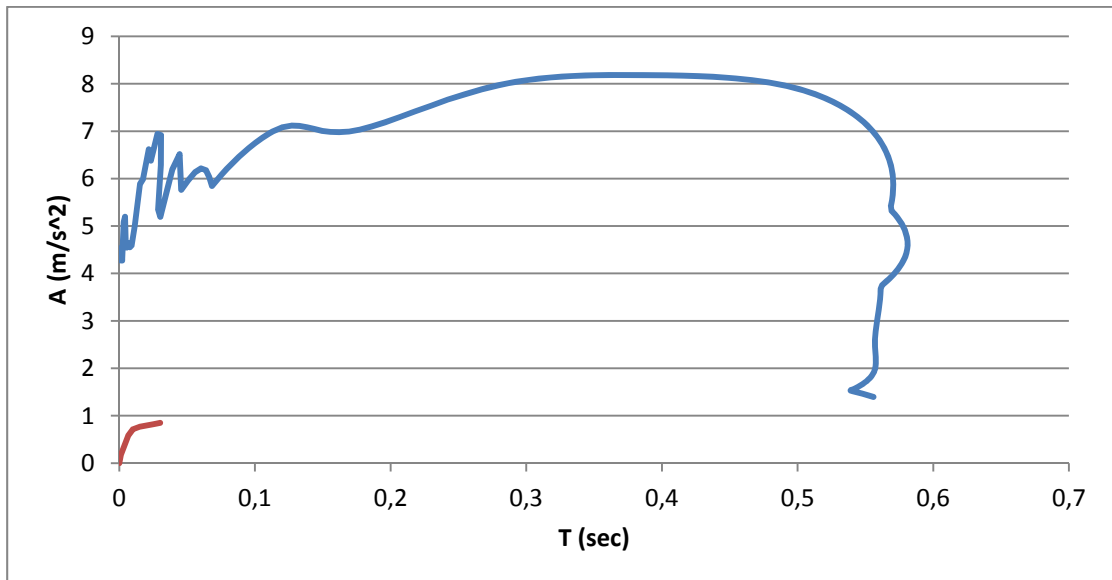
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

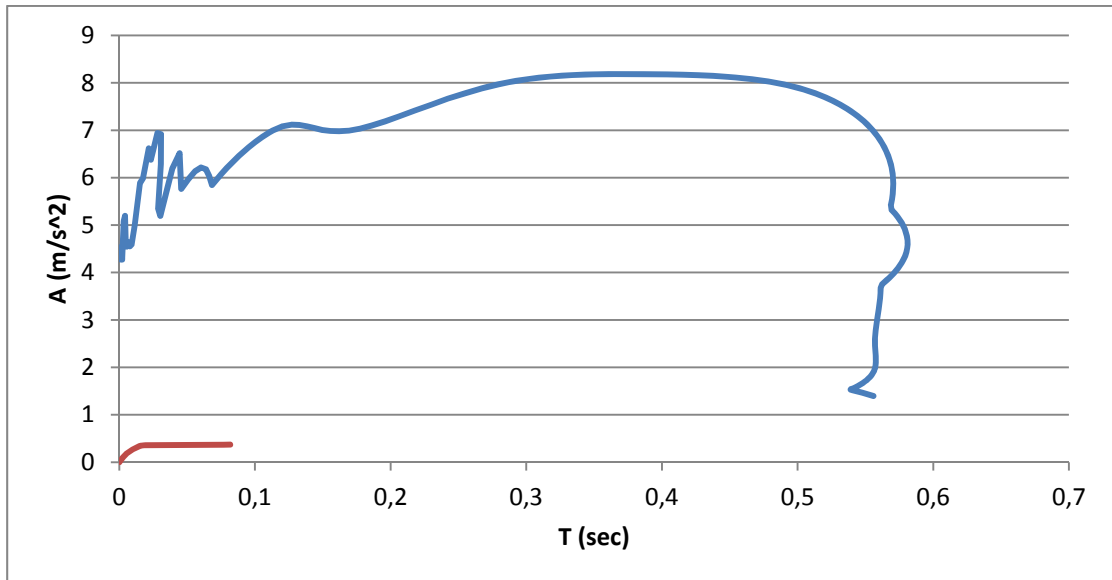


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

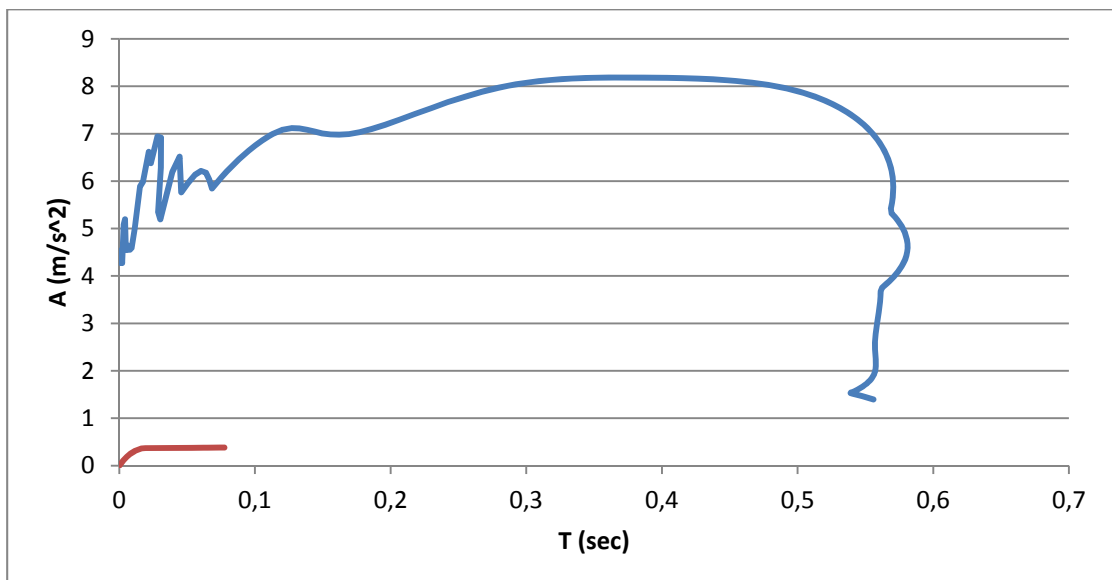


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

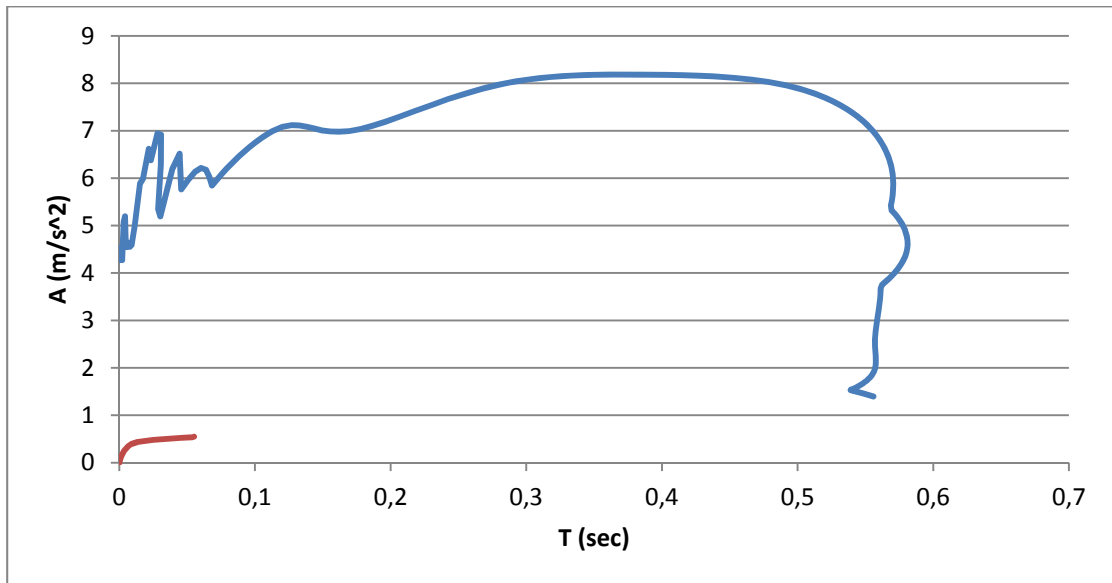
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



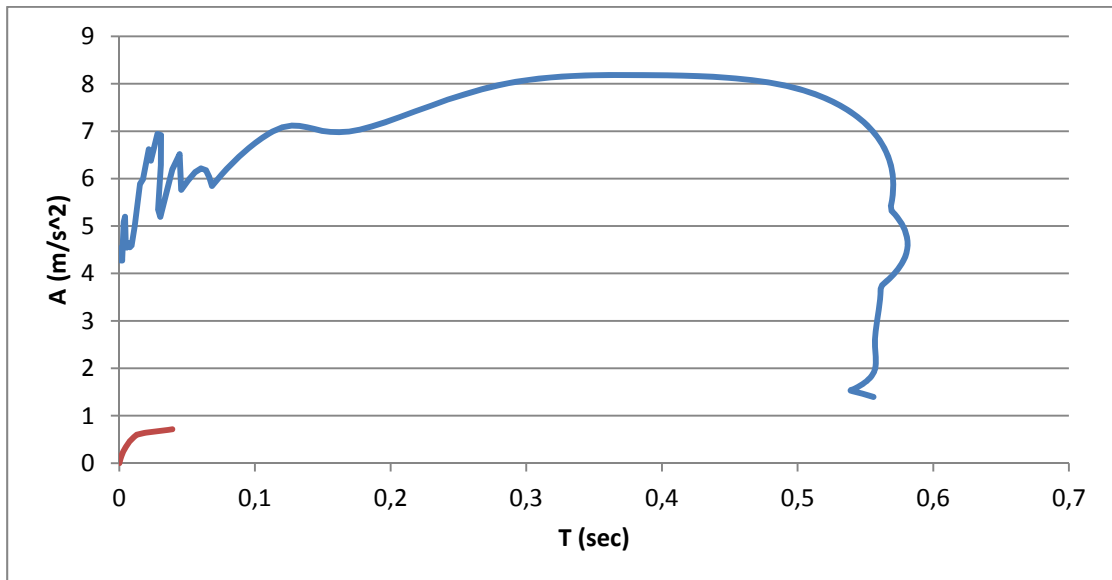
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

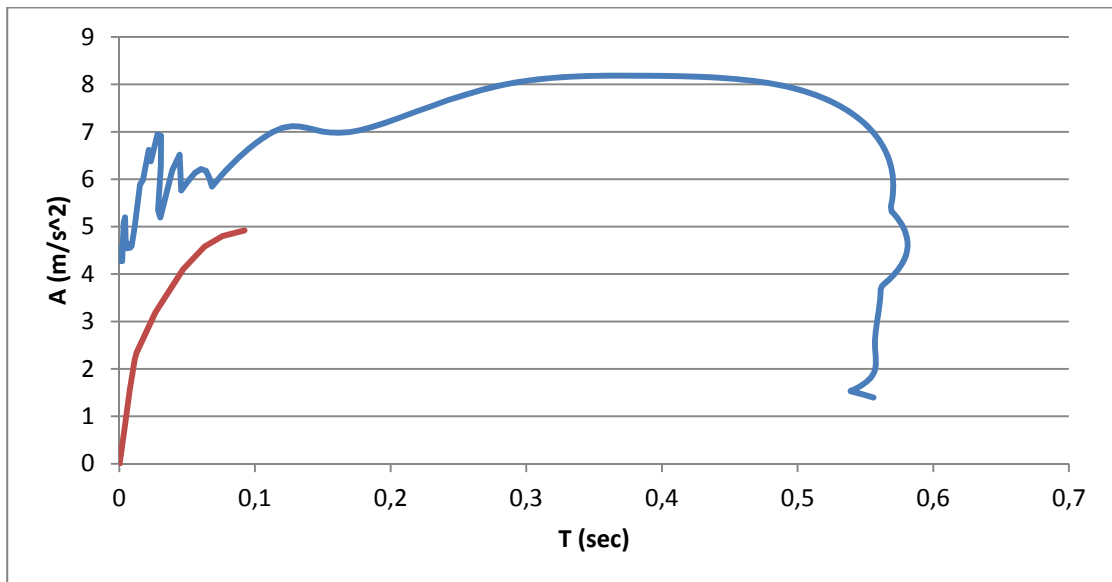


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

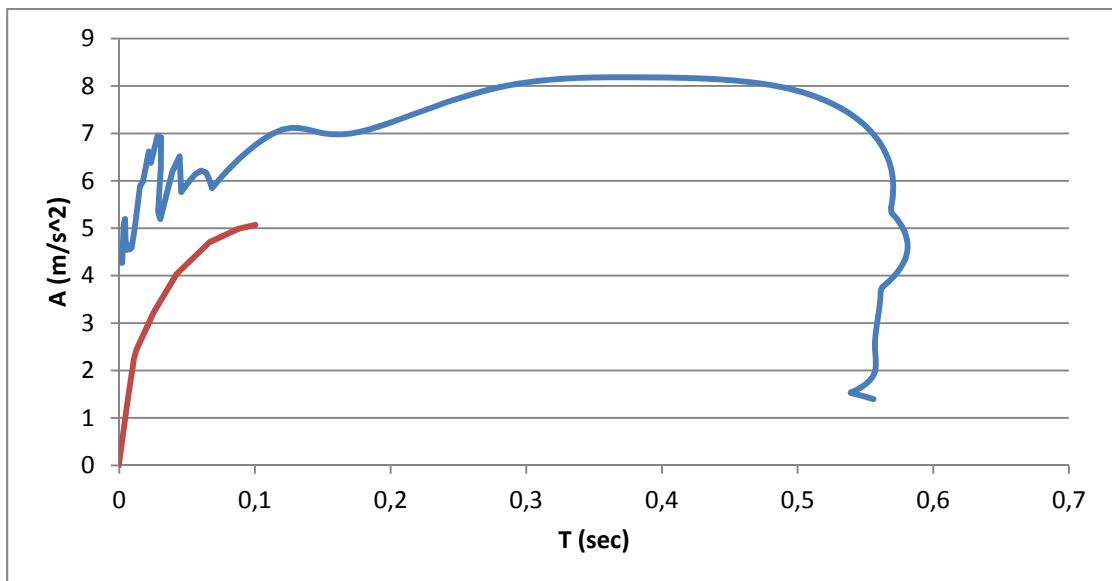


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου κτιρίου με βάση την ιδιομορφική κατανομή:

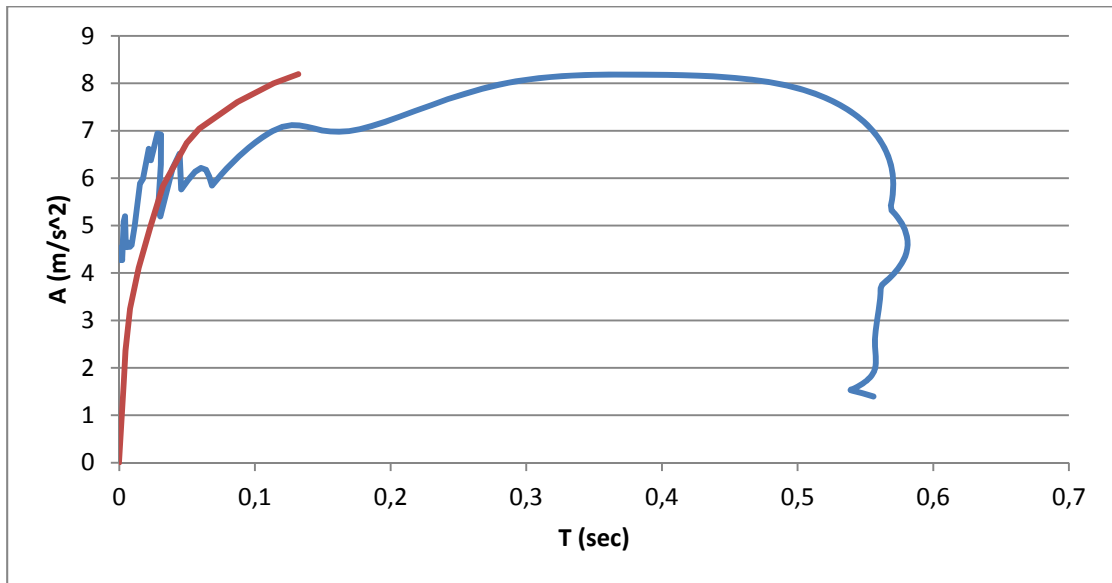
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



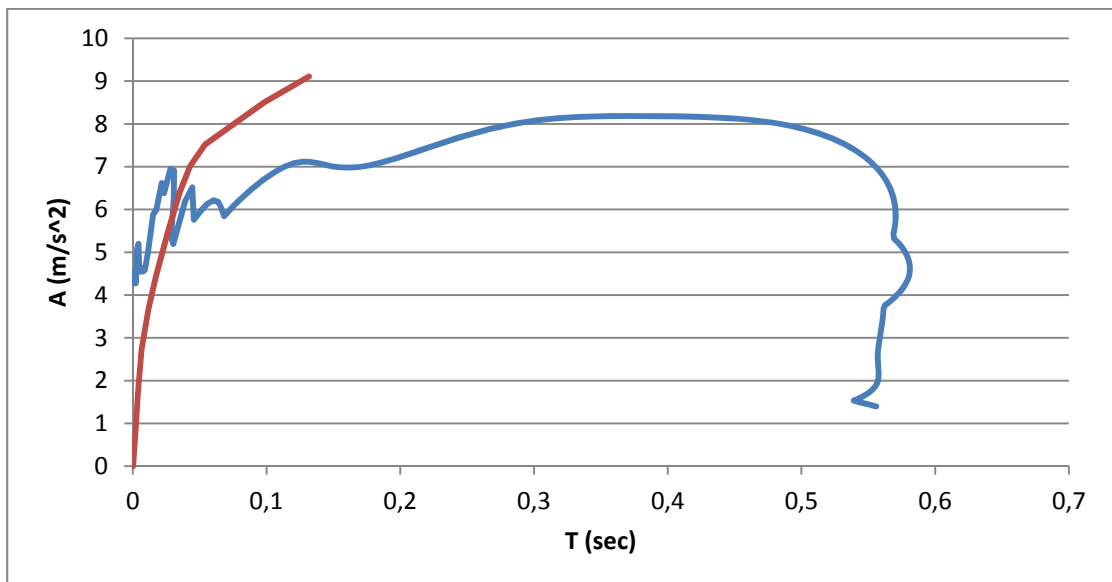
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :

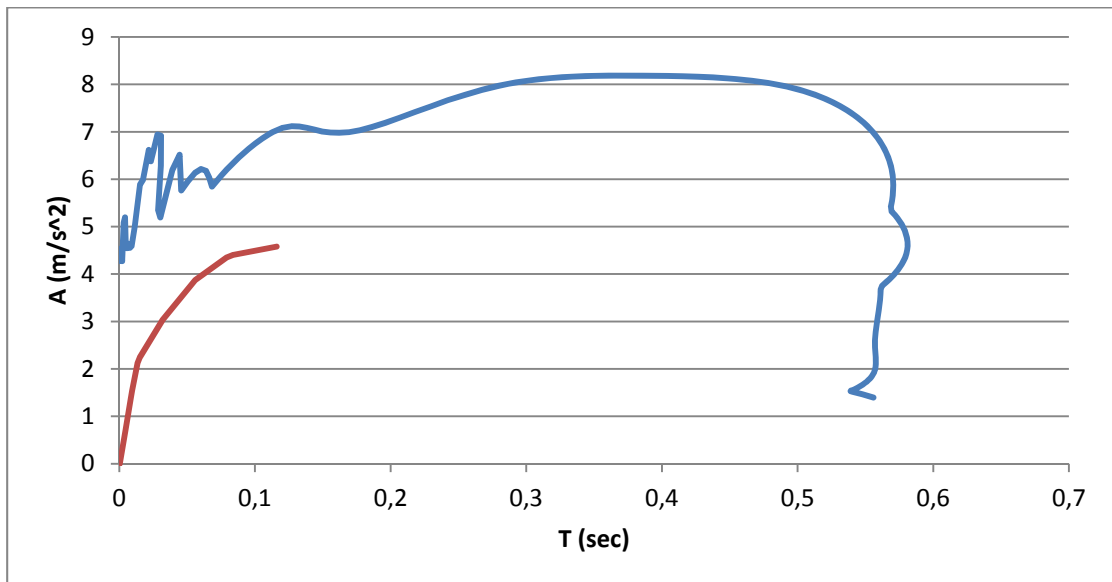


Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

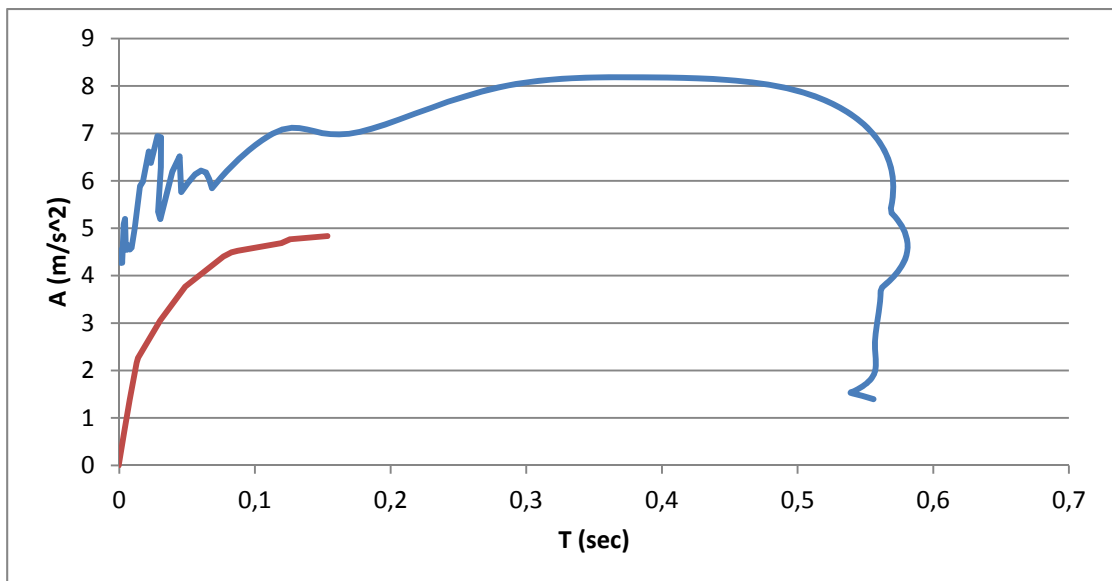


Ανελαστικές στατικές αναλύσεις ενισχυμένου κτιρίου με βάση την ομοιόμορφη κατανομή:

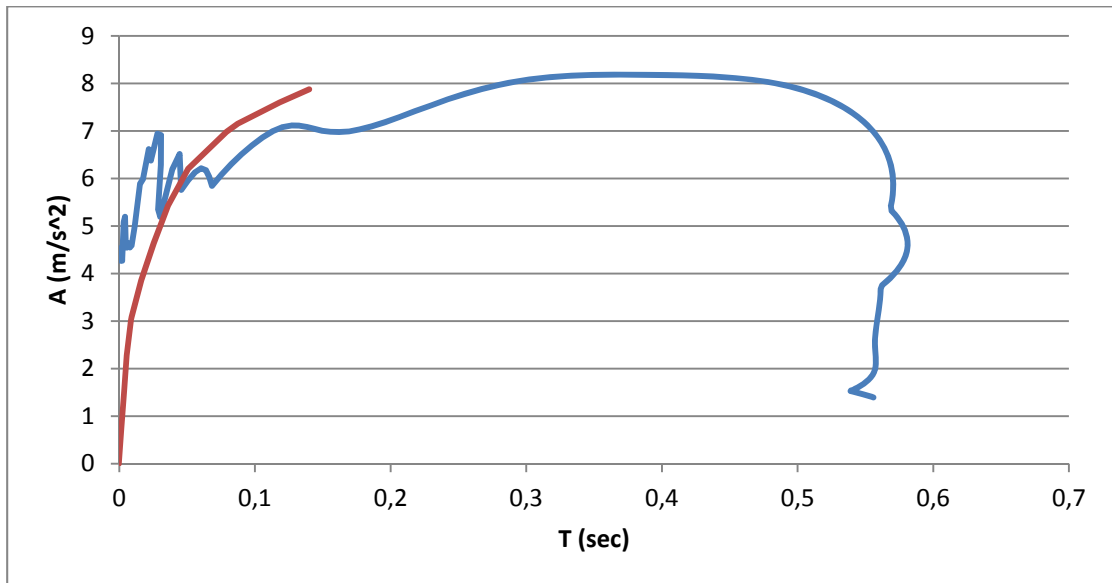
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά x:



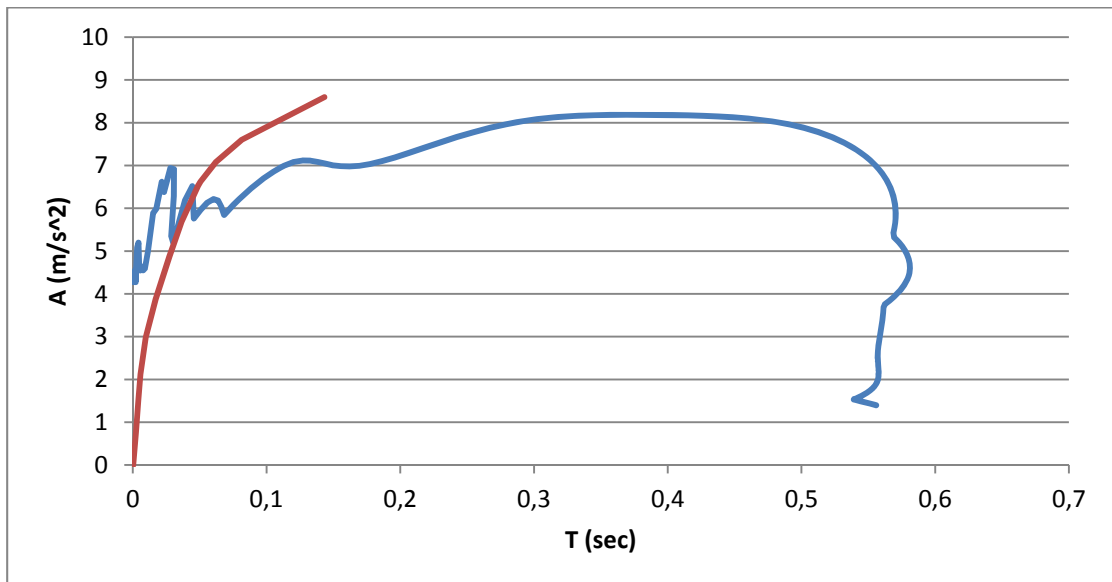
Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά -x:



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά γ :



Σημείο απόκρισης ανελαστικής στατικής ανάλυσης κατά $-\gamma$:

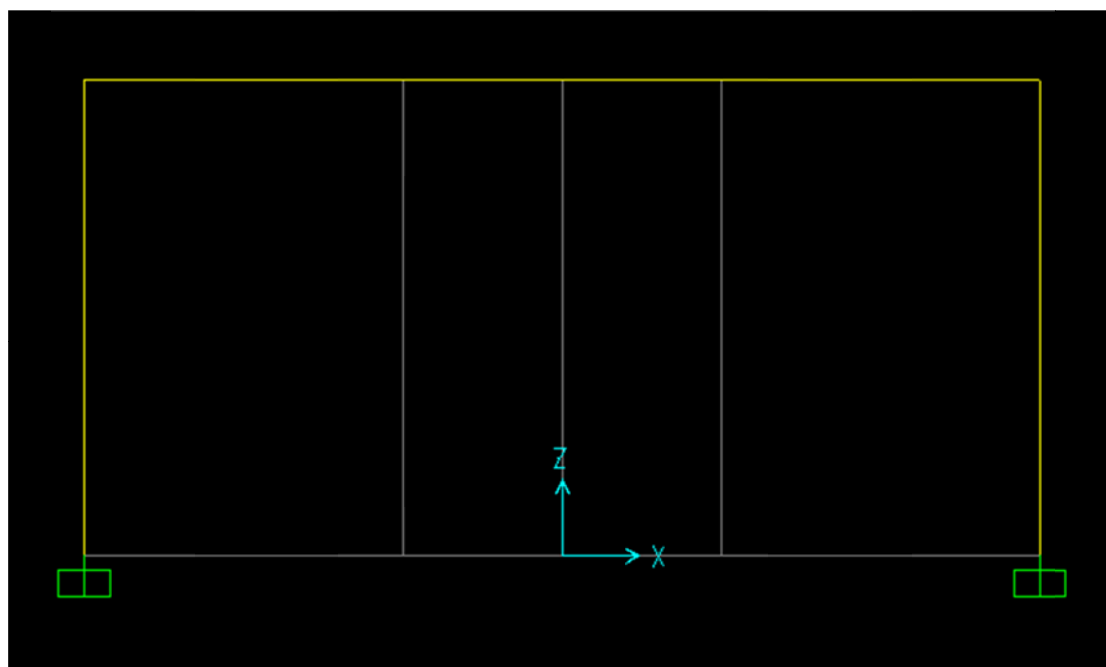


Από τις παραπάνω αναλύσεις του υφιστάμενου και του ενισχυμένου κτιρίου σε πραγματικά σεισμικά δεδομένα προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα. Πρώτον, φαίνεται ξεκάθαρα το πρόβλημα των υφιστάμενων κατασκευών που έχουν μελετηθεί με παλαιότερους κανονισμούς, από το γεγονός ότι σε έναν υποθετικό σεισμό αναπτύσσονται πολύ σοβαρές βλάβες στο κτίριο, που μπορούν να το οδηγήσουν μέχρι και στην κατάρρευση, για επιταχύνσεις πολύ χαμηλότερες από αυτές που αναμένονται στην περιοχή όπου έχει κατασκευαστεί το κτίριο που μελετάμε. Επίσης, προφανής είναι η διαφορά σε αντοχή του υφιστάμενου από το ενισχυμένο κτίριο, με το δεύτερο να μην εμφανίζει καμία σημαντική βλάβη για επιταχύνσεις που αναμένονται από ενδεχόμενο σεισμό στην περιοχή κατασκευής του, και να είναι σε θέση να φέρει ακόμα και κάποια ενδεχόμενα μεγαλύτερα φορτία. Τέλος, στο υφιστάμενο κτίριο φαίνεται να αναπτύσσεται μηχανισμός μαλακού ορόφου στην αστοχία σε ορισμένες περιπτώσεις, τον οποίο μηχανισμό επιτυγχάνουμε να αποφύγουμε μετά την ενίσχυση.

Κεφάλαιο 11: Συγκριτική μελέτη των αποτελεσμάτων ανελαστικών στατικών αναλύσεων με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων και τον Ευρωκώδικα 8

11.1 Γενικά στοιχεία

Θεωρούμε το αμφίπακτο πλαίσιο που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Θεωρούμε ότι πρόκειται για τμήμα του σχολικού κτιρίου που μελετήσαμε παραπάνω, το οποίο έχει κατασκευαστεί το 1971, και έχει μελετηθεί με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954 και τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Το υλικό κατασκευής είναι οπλισμένο σκυρόδεμα, με σκυρόδεμα ποιότητας C16/20 και χάλυβες σκυροδέματος λείους, ποιότητας S220.

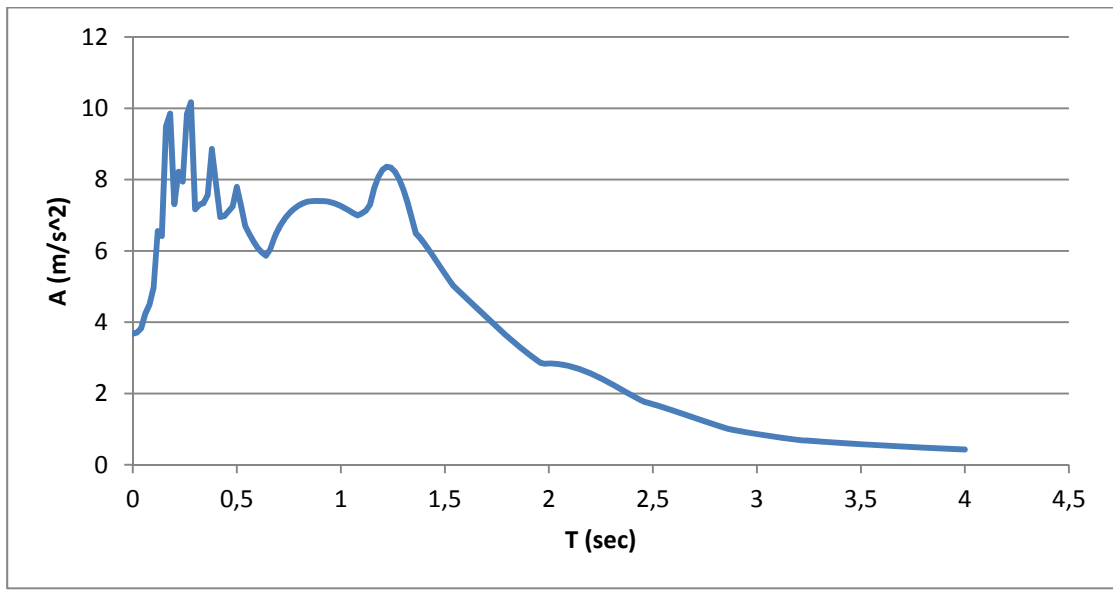


Οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι 50X40 cm, και των δοκών 30X45 cm. Ο οπλισμός των υποστυλωμάτων είναι 4 \varnothing 20 ο διαμήκης και \varnothing 8/30 ο εγκάρσιος, ενώ των δοκών 6 \varnothing 20 ο διαμήκης, με 2 \varnothing 20 πάνω και 4 \varnothing 20 κάτω στο μέσον, και με 4 \varnothing 20 πάνω και 2 \varnothing 20 κάτω στις στηρίξεις, και \varnothing 8/30 ο εγκάρσιος.

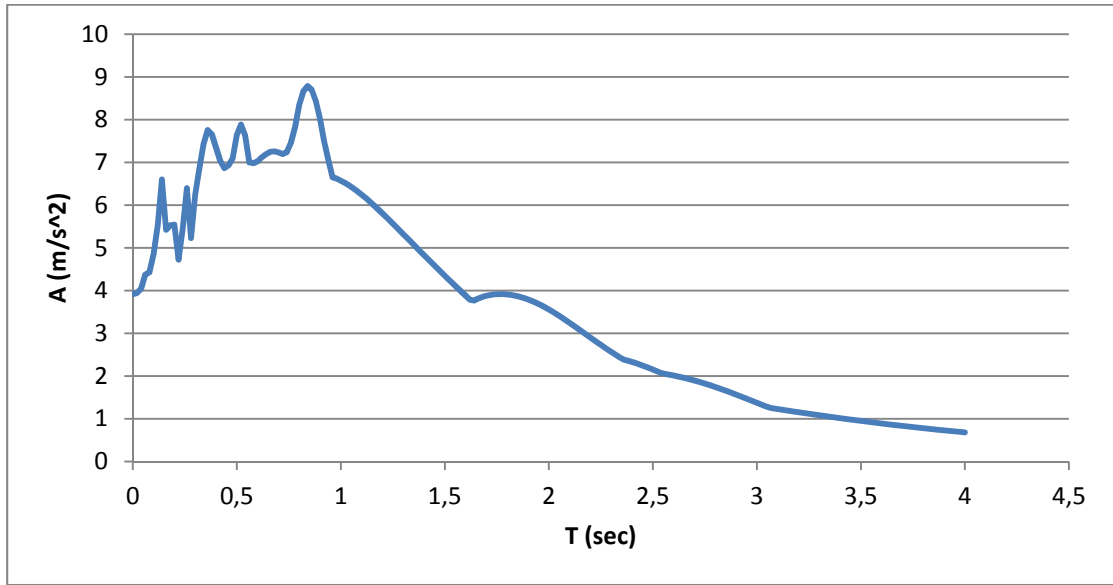
Τα κατακόρυφα φορτία που εφαρμόστηκαν είναι το ίδιο βάρος των υλικών, 9 kN/m κατανεμημένο μόνιμο, και 15 kN/m κατανεμημένο κινητό. Σε ότι έχει να κάνει με τα οριζόντια σεισμικά φορτία το πλαίσιο που μελετάμε υποβλήθηκε σε στοχευόμενες μετακινήσεις που προέκυψαν από τον σύγχρονο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό ΕΑΚ 2000, καθώς και από τρεις πραγματικές καταγραφές από σεισμούς που έχουν συμβεί στην Αθήνα, στο San Salvador, και στην Coyote Lake.

Τα φάσματα απόκρισης σε μορφή ιδιοπεριόδου - επιτάχυνσης των τριών παραπάνω σεισμών φαίνονται στα παρακάτω διαγράμματα:

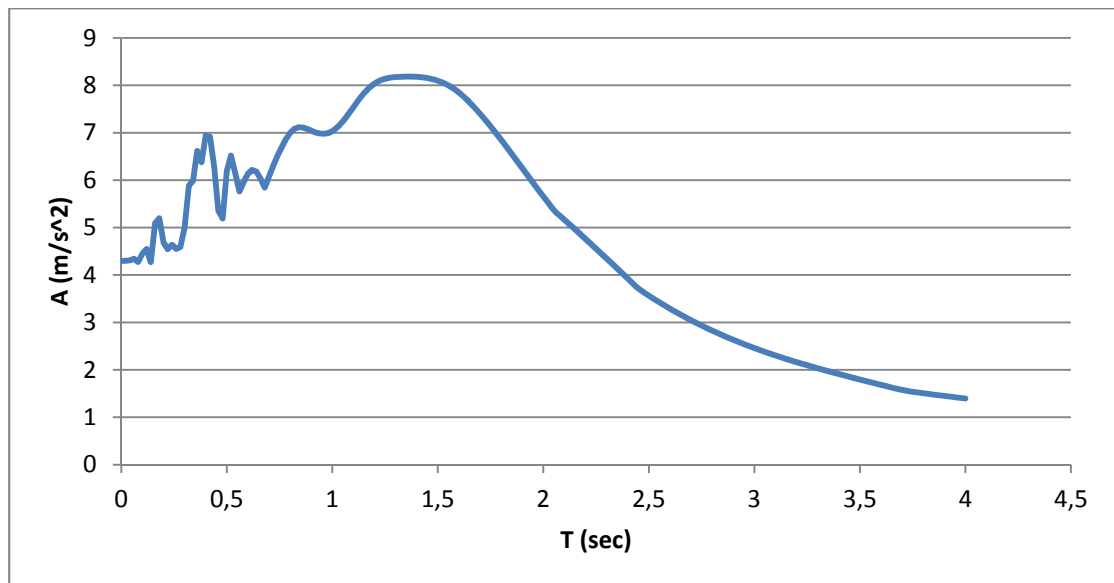
Φάσμα απόκρισης σεισμού Αθήνας:



Φάσμα απόκρισης σεισμού San Salvador:



Φάσμα απόκρισης σεισμού Coyote Lake:



Η προσομοίωση και όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στον πρόγραμμα SAP2000. 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.

11.2 Αναλυτικός υπολογισμός γωνιών στροφής μελών πλαισίου

Υπολογισμός Γωνιών Στροφής Υποστυλώματος

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ)

Παραμόρφωση διαρροής στοιχείου

Παράγραφος 7.2.2, Σελίδα 7-10, Σχέση (Σ.2)

$$\theta_y = (1/r)_y * (L_s + a_v * z) / 3 + 0,0014 * (1 + 1,5 * h / L_s) + ((1/r)_y * d_b * f_y) / (8 * f_c^{1/2})$$

Διαστάσεις: 0,50x0,40

Οπλισμός: 1. Διαμήκης: 4Ø20

2. Εγκάρσιος: Ø8/30

Υλικά: 1. Σκυρόδεμα: C16/20

2. Χάλυβας: S220

Παράρτημα 7Α, Σελίδα 7-37, Σχέση (Α7.α)

$$(1/r)_y = 1,77 * f_y / (E_s * h)$$

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$h = 0,50 \text{ m}$$

$$(1/r)_y = 1,77 * 220 / (200000 * 0,50) = 0,003894 \text{ m}^{-1}$$

Παράγραφος 7.2.3, Σελίδα 7-11

$$L_s = H/2$$

$$H = 3,00 \text{ m}$$

$$L_s = 3,00/2 = 1,50 \text{ m}$$

Παράγραφος 7.2.2, Σελίδα 7-10

$$a_v = 1, \text{ αν } V_{R1} < V_{Mu} = M_y / L_s$$

$$a_v = 0, \text{ αν } V_{R1} > V_{Mu} = M_y / L_s$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 11.1.2.1, Σελίδα 195, Σχέση (11.2)

$$V_{R1} = (\tau_R * k * (1,20 + 40 * \rho_l) + 0,15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 11.1.2.1, Σελίδα 196, Σχέση (Σ11.1)

$$\tau_R = 0,25 * f_{ctk0,05}$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 2.4, Σελίδα 58

$$f_{ctk0,05} = 0,70 * f_{ctm}$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 2.4, Σελίδα 58, Σχέση (Σ2.2)

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{cm}^{2/3}$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 2.3.1, Σελίδα 56, Σχέση (Σ2.1)

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$f_{ck} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 16 + 8 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,30 * 24^{2/3} = 2,49610 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0,70 * 2,49610 = 1,74727 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0,25 * 1,74727 = 0,43682 \text{ MPa}$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 11.1.2.1, Σελίδα 197

$$k = 1,60 - d \geq 1,00$$

$$d = h - c$$

$$c = 0,03 \text{ m}$$

$$d = 0,50 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

$$k = 1,60 - 0,47 = 1,13 > 1,00 \text{ ok}$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 11.1.2.1, Σελίδα 197

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w * d) \leq 0,02$$

$$A_{sl} = 2 * \pi * 0,020^2 / 4 = 0,000628318 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0,40 \text{ m}$$

$$\rho_l = 0,000628318 / (0,40 * 0,47) = 0,0033421 < 0,02 \text{ ok}$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 11.1.2.1, Σελίδα 197

$$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$$

$$N_{sd} = 66,112 \text{ kN}$$

$$A_c = b \cdot h = 0,40 \cdot 0,50 = 0,20 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 0,066112/0,20 = 0,39595 \text{ MN/m}^2$$

$$V_{R1} = (0,43682 \cdot 1,13 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0033421) + 0,15 \cdot 0,33056) \cdot 0,40 \cdot 0,47 = 133,085 \text{ kN}$$

Από αναλυτικούς υπολογισμούς: $M_y = 74,434 \text{ kNm}$

$$V_{Mu} = 74,434/1,50 = 49,623 \text{ kN}$$

$$V_{R1} = 133,085 > 49,623 = V_{Mu}$$

Άρα: $a_v = 0$

$$z = d - d' = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - d_b = 0,50 - 2 \cdot 0,03 - 2 \cdot 0,008 - 0,020 = 0,404 \text{ m}$$

$$d_b = 0,020 \text{ m}$$

$$\theta_y = 0,003894 \cdot (1,50 + 0 \cdot 0,404)/3 + 0,0014 \cdot (1 + 1,5 \cdot 0,50/1,50) + (0,003894 \cdot 0,020 \cdot 220)/(8 \cdot 24^{1/2}) = 0,00448417 \text{ rad}$$

Έλεγχος Παραγράφου 7.2.2.στ, Σελίδα 7-11

Αν $V_R < V_{Mu}$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{Οπότε: } \theta_y(s) = \theta_y \cdot V_R \cdot L_s / M_y = \theta_y \cdot V_R / V_{Mu}$$

$$V_R = V_c + V_w$$

$$V_c = V_{R1} = 133,085 \text{ kN}$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 11.2.3.2α, Σελίδα 203

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0,90 \cdot d \cdot f_{yw} = ((2 \cdot \pi \cdot 0,008^2/4)/0,30) \cdot 0,90 \cdot 0,47 \cdot 220000 = 31,185 \text{ kN}$$

$$V_R = 133,085 + 31,185 = 164,270 \text{ kN}$$

$$V_R = 164,270 > 49,623 = V_{Mu}$$

Δεν χρειάζεται απομείωση της θ_y .

Παραμόρφωση αστοχίας στοιχείου

Παράγραφος 7.2.4, Σελίδα 7-13, Σχέση (Σ.8α)

$$\theta_{um} = 0,016*(0,3^v)*((\max(0,01; \omega')/\max(0,01; \omega))*f_c)^{0,225}*(\alpha_s)^{0,35}*25^{(\alpha*\rho_s*f_{yw}/f_c)*(1,25^{100*\rho_d})}$$

Παράγραφος 7.2.4, Σελίδα 7-13

$$v = N/(b*h*f_c) = 66,112/(0,40*0,50*24000) = 0,013773$$

ΕΚΩΣ, Παράγραφος 10.1, Σελίδα 182, Σχήμα 10.1

$$\omega = A_s(\epsilon)*f_y/(A_c*f_c) = 0,000628318*220/(0,20*24) = 0,028798$$

$$\omega' = A_s(\theta)*f_y/(A_c*f_c) = 0,000628318*220/(0,20*24) = 0,028798$$

Παράγραφος 7.2.4, Σελίδα 7-13

$$\alpha_s = M/(V*H) = L_s/H = 1,50/3,00 = 0,50$$

Παράγραφος 7.2.4, Σελίδα 7-12, Σχέση (Σ.7α)

$$\alpha = (1-s_h/(2*b_c))*(1-s_h/(2*h_c))*(1-(\sum b_i^2)/(6*b_c*h_c))$$

$$s_h = 0,30 \text{ m}$$

$$b_c = b - 2*c - d_w = 0,40 - 2*0,03 - 0,008 = 0,332 \text{ m}$$

$$h_c = h - 2*c - d_w = 0,50 - 2*0,03 - 0,008 = 0,432 \text{ m}$$

$$b_i(b) = b - 2*c - 2*d_w - d_b = 0,40 - 2*0,03 - 2*0,008 - 0,020 = 0,304 \text{ m}$$

$$b_i(h) = h - 2*c - 2*d_w - d_b = 0,50 - 2*0,03 - 2*0,008 - 0,020 = 0,404 \text{ m}$$

$$\alpha = (1-0,30/(2*0,332))*(1-0,30/(2*0,432))*(1-(2*0,304^2+2*0,404^2)/(6*0,332*0,432)) = 0,145244$$

Παράγραφος 7.2.4, Σελίδα 7-13

$$\rho_s = A_{sh}/(b_w*s_h) = (2*\pi*0,008^2/4)/(0,40*0,30) = 0,00083776$$

$$\rho_d = 0$$

$$\theta_{um} = 0,016*(0,3^{0,013773})*((\max(0,01; 0,028798)/\max(0,02; 0,028798))*24)^{0,225}*0,50^{0,35}*25^{(0,145244*0,00083776*220/24)*1,25^{(100*0)}} = 0,02533172 \text{ rad}$$

Παράγραφος 7.2.4, Σελίδα 7-15

Με βάση την παράγραφο (iii) η τιμή του θ_{um} πρέπει να διαιρεθεί δια 1,2.

Παράγραφος 7.2.4, Σελίδα 7-16

Με βάση την παράγραφο (v) η τιμή του θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί 0,95.

$$\theta_{um} = 0,02533172 * 0,95 / 1,2 = 0,02005428 \text{ rad}$$

Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείου με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

Παράρτημα 7Γ, Σελίδα 7-41, Σχέση (Γ.1)

$$V_R = ((h-x)/(2*L_s))*\min(N; 0,55*A_c*f_c) + (1-0,05*\min(5; \mu_\theta^{pl}))*(0,16*\max(0,5; 100*\rho_{tot})*(1-0,16*\min(5; \alpha_s))*f_c^{0,5}*A_c + V_w)$$

$$x = 2*(d - z) = 2*(0,47 - 0,404) = 0,132 \text{ m}$$

$$\mu_\theta^{pl} = \mu_\theta - 1$$

$$\mu_\theta = \theta_{um}/\theta_y = 0,02005428/0,00448417 = 4,47224$$

$$\mu_\theta^{pl} = 4,47224 - 1 = 3,47224$$

$$\rho_{tot} = 0,001256637/(0,40*0,47) = 0,0066842$$

$$V_w = \rho_w*b_w*z*f_{yw} = 0,00083776*0,40*0,404*220 = 29,784 \text{ kN}$$

$$V_R = ((0,50-0,132)/(2*1,50))*\min(0,066112; 0,55*0,20*24)+(1-0,05*\min(5; 3,47224)) * (0,16*\max(0,5; 100*0,0066842) * (1-0,16*\min(5; 0,50)) * 24^{0,5} * 0,20 + 0,029784) = 112,390 \text{ kN}$$

Παράγραφος 7.2.4.2, Σελίδα 7-17

$$\text{Άρα: } V_R = 112,390 > 49,623 = V_{Mu}$$

Οπότε το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

Στάθμες Επιτελεστικότητας

Παράγραφος 9.3.1, Σελίδα 9-3, Σχέση (1α)

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση»:

$$\text{Έως: } R_d = \theta_\gamma = 0,00448417 \text{ rad}$$

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = 0,5 \cdot (\theta_\gamma + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0,5 \cdot (0,00448417 + 0,02005428) / 1,8 = 0,00681624 \text{ rad}$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0,02005428 / 1,8 = 0,01114127 \text{ rad}$$

Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ)

Παράγραφος 7.1.2.2, Σελίδα 7-3

Σημείο Α: $M = 0, \theta = 0$

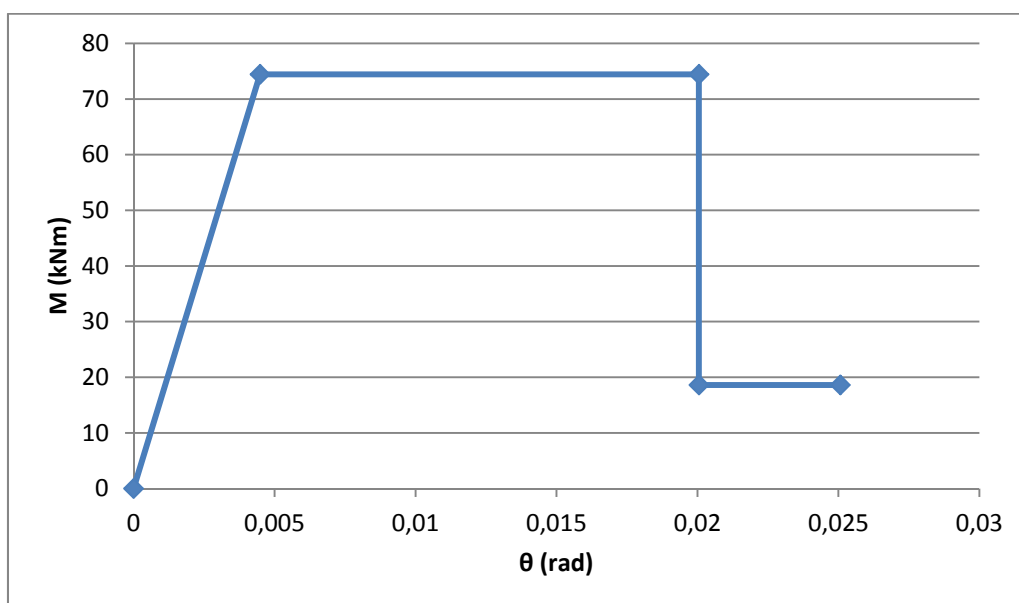
Σημείο Β: $M = M_y = 74,434 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0,00448417 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_y = 74,434 \text{ kNm}, \theta = \theta_{um} = 0,02005428 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0,25 * M_y = 0,25 * 74,434 = 18,609 \text{ kNm}, \theta = \theta_{um} = 0,02005428 \text{ rad}$

Σημείο Ε : $M = 0,25 * M_y = 0,25 * 74,434 = 18,609 \text{ kNm}, \theta$: Παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Κάνουμε την παραδοχή για την ανάλυση που θα πραγματοποιήσουμε ότι:

$\theta = 1,25 * \theta_{um} = 1,25 * 0,02005428 = 0,02506785 \text{ rad}$



Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3

Παραμόρφωση διαρροής στοιχείου

Παράρτημα Α.3.2.4 (2), Σελίδα 44, Σχέση (Α.10β)

$$\theta_y = \phi_y \cdot (L_v + a_v \cdot z) / 3 + 0,0013 \cdot (1 + 1,5 \cdot h / L_v) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot d_b \cdot f_y / f_c^{1/2}$$

$$\phi_y = (1/r)_y = 0,003894 \text{ m}^{-1}$$

Παράρτημα Α.3.2.4 (5), Σελίδα 45

$$L_v = 1,50 \text{ m}$$

Παράγραφος 3.5, Σελίδα 25, και Πίνακας 3.1, Σελίδα 20

$$f_{c,y} = f_{cm,y} / CF$$

Διαθέτουμε επίπεδο γνώσης ΕΓ2: Κανονική γνώση

Άρα: $CF_{ΕΓ2} = 1,20$ Από Εθνικό Προσάρτημα

$$f_y = f_y / CF = 220 / 1,20 = 183,333 \text{ MPa}$$

$$f_c = f_{cm} / CF = 24 / 1,20 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot 20^{2/3} = 2,21024 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk0,05} = 0,70 \cdot 2,49610 = 1,54729 \text{ MPa}$$

$$\tau_R = 0,25 \cdot 1,74727 = 0,38682 \text{ MPa}$$

$$V_{R1} = (0,38682 \cdot 1,13 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0033421) + 0,15 \cdot 0,33056) \cdot 0,40 \cdot 0,47 = 118,919 \text{ kN}$$

Από αναλυτικούς υπολογισμούς: $M_y = 64,200 \text{ kNm}$

$$V_{Mu} = 64,200 / 1,50 = 42,800 \text{ kN}$$

$$V_{R1} = 118,919 > 42,800 = V_{Mu} \quad \text{Άρα: } a_v = 0$$

$$\theta_y = 0,003894 \cdot (1,50 + 0 \cdot 0,404) / 3 + 0,0013 \cdot (1 + 1,5 \cdot 0,50 / 1,50) + 0,13 \cdot 0,003894 \cdot 0,020 \cdot 183,333 / 20^{1/2} = 0,00431204 \text{ rad}$$

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0,90 \cdot d \cdot f_{yw} = ((2 \cdot \pi \cdot 0,008^2 / 4) / 0,30) \cdot 0,90 \cdot 0,47 \cdot 183333,333 = 25,987 \text{ kN}$$

$$V_R = 118,919 + 25,987 = 144,906 \text{ kN}$$

$$V_R = 144,906 > 42,800 = V_{Mu}$$

Άρα δεν χρειάζεται απομείωση της θ_y .

Παραμόρφωση αστοχίας στοιχείου

Παράρτημα Α.3.2.2 (1), Σελίδα 39, Σχέση (Α.1)

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot ((\max(0,01; \omega') / \max(0,01; \omega)) \cdot f_c)^{0,225} \cdot (L_v/h)^{0,35} \cdot 25^{(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw} / f_c) \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d})}$$

$$v = N / (b \cdot h \cdot f_c) = 66,112 / (0,40 \cdot 0,50 \cdot 20000) = 0,016528$$

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^{0,016528}) \cdot ((\max(0,01; 0,028798) / \max(0,02; 0,028798)) \cdot 20)^{0,225} \cdot 0,50^{0,35} \cdot 25^{(0,145244 \cdot 0,00083776 \cdot 183,333 / 20) \cdot 1,25^{(100 \cdot 0)}} = 0,02423306 \text{ rad}$$

Παράρτημα Α.3.2.2 (5), Σελίδα 41

Με βάση την παράγραφο (5) η τιμή του θ_{um} πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί 0,575.

$$\theta_{um} = 0,02423307 \cdot 0,575 = 0,01393401 \text{ rad}$$

Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείου με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

Παράρτημα Α.3.3.1 (1), Σελίδα 46, Σχέση (Α.12)

$$V_R = (((h-x)/(2*L_v))^* \min(N; 0,55*A_c*f_c) + (1-0,05*\min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) * (0,16*\max(0,5; 100*\rho_{tot})*(1-0,16*\min(5; L_v/h))^*f_c^{1/2}*A_c + V_w)$$

$$f_c = f_{cm}/(CF*\gamma_c) = 24/(1,20*1,50) = 13,333 \text{ MPa}$$

$$f_{yw} = f_{yv}/(CF*\gamma_s) = 220/(1,20*1,15) = 159,420 \text{ MPa}$$

$$\mu_{\theta} = \theta_{um}/\theta_y = 0,01393401/0,00431204 = 3,23142$$

$$\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1 = 3,23142 - 1 = 2,23142$$

Παράρτημα Α.3.3.1 (1)α, Σελίδα 46, Σχέση (Α.13)

$$V_w = \rho_w*b_w*z*f_{yw} = 0,00083776*0,40*0,404*159,420 = 21,583 \text{ kN}$$

$$V_R = ((0,50-0,132)/(2*1,50)) * \min(0,066112; 0,55*0,20*13,333) + (1-0,05*\min(5; 2,23142)) * (0,16*\max(0,5; 100*0,0066842) * (1-0,16*\min(5; 0,50)) * 13,333^{0,5} * 0,20 + 0,021583) = 112,932 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα: } V_R = 91,122 > 49,623 = V_{Mu}$$

Οπότε το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

Στάθμες Επιτελεστικότητας

Παράγραφος 9.3.1, Σελίδα 9-3, Σχέση (1α)

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_y = 0,00431204 \text{ rad}$$

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)»:

$$\text{Από: } R_d = (3/4) * \theta_u = (3/4) * (0,01393401/1,5) = 0,00696701 \text{ rad}$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_u = 0,01393401/1,5 = 0,00928934 \text{ rad}$$

Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ)

Σημείο Α: $M = 0, \theta = 0$

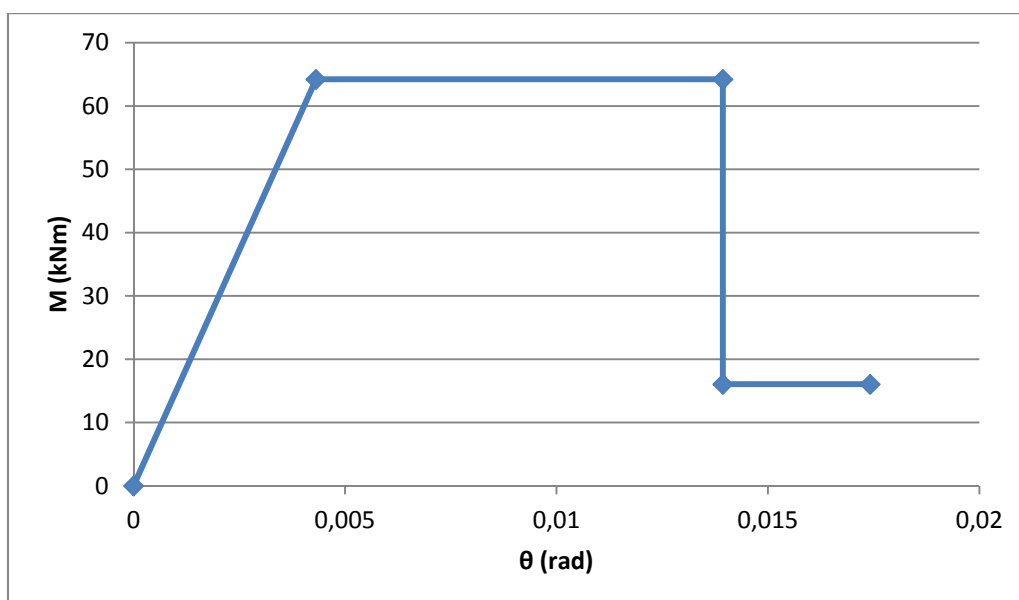
Σημείο Β: $M = M_y = 64,200 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0,00431204 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_y = 64,200 \text{ kNm}, \theta = \theta_{um} = 0,01393401 \text{ rad}$

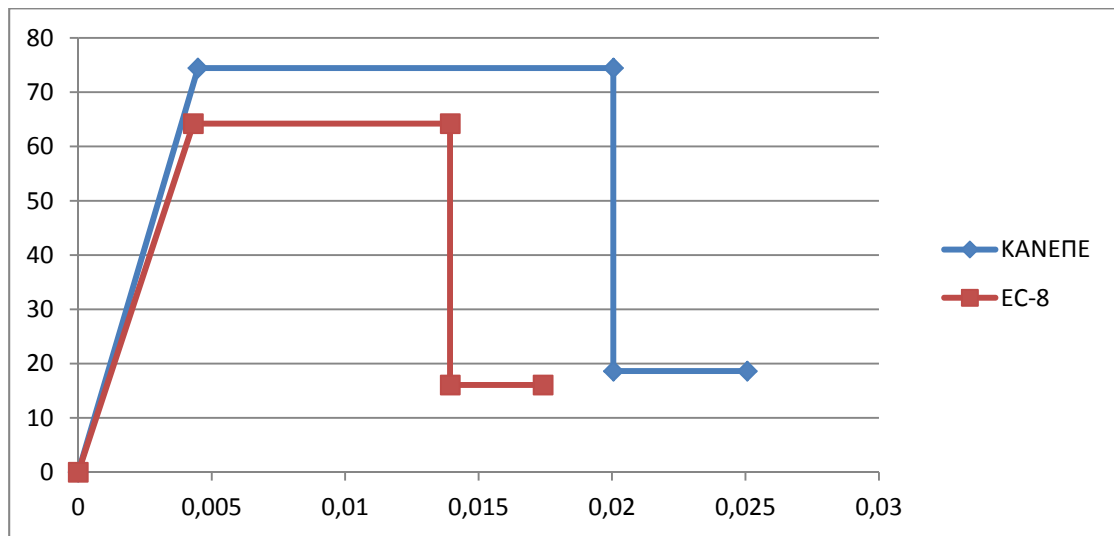
Σημείο Δ: $M = 0,25 * M_y = 0,25 * 64,200 = 16,050 \text{ kNm}, \theta = \theta_{um} = 0,01393401 \text{ rad}$

Σημείο Ε : $M = 0,25 * M_y = 0,25 * 64,200 = 16,050 \text{ kNm}$, θ: Παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Κάνουμε την παραδοχή για την ανάλυση που θα πραγματοποιήσουμε ότι:

$\theta = 1,25 * \theta_{um} = 1,25 * 0,01393401 = 0,01741751 \text{ rad}$



Σύγκριση συμπεριφοράς υποσυλωμάτων κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC-8



Υπολογισμός Γωνιών Στροφής Δοκού

Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ)

Παραμόρφωση διαρροής στοιχείου

$$\theta_y = (1/r)_y * (L_s + a_v * z) / 3 + 0,0014 * (1 + 1,5 * h / L_s) + ((1/r)_y * d_b * f_y) / (8 * f_c^{1/2})$$

Διαστάσεις: 0,30x0,45

Οπλισμός: 1. Διαμήκης: 6 \emptyset 20 (4 \emptyset 20 κάτω + 2 \emptyset 20 πάνω) στο μέσο

6 \emptyset 20 (2 \emptyset 20 κάτω + 4 \emptyset 20 πάνω) στα άκρα

2. Εγκάρσιος: \emptyset 8/30

Υλικά: 1. Σκυρόδεμα: C16/20

2. Χάλυβας: S220

Άνοιγμα: 6,00 m

$$(1/r)_y = 1,77 * f_y / (E_s * h)$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

$$(1/r)_y = 1,77 * 220 / (200000 * 0,45) = 0,00432667 \text{ m}^{-1}$$

Παράγραφος 7.2.3, Σελίδα 7-11

$$L_s = l/2 = 6,00/2 = 3,00 \text{ m}$$

$$a_v = 1, \text{ αν } V_{R1} < V_{Mu} = M_y / L_s$$

$$a_v = 0, \text{ αν } V_{R1} > V_{Mu} = M_y / L_s$$

$$V_{R1} = (\tau_R * k * (1,20 + 40 * \rho_l) + 0,15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

$$k = 1,60 - d \geq 1,00$$

$$d = h - c = 0,45 - 0,03 = 0,42 \text{ m}$$

$$k = 1,60 - 0,42 = 1,18 > 1,00 \text{ ok}$$

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w * d) \leq 0,02$$

$$A_{sl,\pi} = 2 * \pi * 0,020^2 / 4 = 0,000628318 \text{ m}^2$$

$$b_w = 0,30 \text{ m}$$

$$\rho_{l,\pi} = 0,000628318 / (0,30 * 0,42) = 0,0049867 < 0,02 \text{ ok}$$

$$A_{sl,k} = 4 \cdot \pi \cdot 0,020^2 / 4 = 0,001256637 \text{ m}^2$$

$$\rho_{l,k} = 0,001256637 / (0,30 \cdot 0,42) = 0,0099733 < 0,02 \text{ ok}$$

$$N_{sd} = 0, \text{ Άρα: } \sigma_{cp} = 0$$

$$V_{R1,\pi} = (0,43682 \cdot 1,18 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0049867) + 0,15 \cdot 0) \cdot 0,30 \cdot 0,42 = 90,890 \text{ kN}$$

$$V_{R1,k} = (0,43682 \cdot 1,18 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0099733) + 0,15 \cdot 0) \cdot 0,30 \cdot 0,42 = 103,845 \text{ kN}$$

Από αναλυτικούς υπολογισμούς: $M_{y,k} = 105,623 \text{ kNm}$, $M_{y,\pi} = 53,450 \text{ kNm}$

$$V_{Mu,\pi} = 53,450 / 3 = 17,817 \text{ kN}$$

$$V_{Mu,k} = 105,623 / 3 = 35,208 \text{ kN}$$

$$V_{R1,\pi} = 90,890 > 17,817 = V_{Mu,\pi}$$

$$V_{R1,k} = 103,845 > 35,208 = V_{Mu,k}$$

$$\text{Άρα: } a_{v,\pi} = a_{v,k} = 0$$

$$z = d - d' = h - 2 \cdot c - 2 \cdot d_w - d_b = 0,45 - 2 \cdot 0,03 - 2 \cdot 0,008 - 0,018 = 0,356 \text{ m}$$

$$d_b = 0,020 \text{ m}$$

$$\theta_y = 0,00432667 \cdot (3,00 + 0 \cdot 0,356) / 3 + 0,0014 \cdot (1 + 1,5 \cdot 0,45 / 3,00) + (0,00432667 \cdot 0,020 \cdot 220) / (8 \cdot 24^{1/2}) = 0,00652742 \text{ rad}$$

Αν $V_R < V_{Mu}$, τότε καθοριστική της διαρροής είναι η διάτμηση.

$$\text{Οπότε: } \theta_y(\text{shear}) = \theta_y \cdot V_R \cdot L_s / M_y = \theta_y \cdot V_R / V_{Mu}$$

$$V_R = V_c + V_w$$

$$V_{c,\pi} = V_{R1,\pi} = 90,890 \text{ kN}$$

$$V_{c,k} = V_{R1,k} = 103,845 \text{ kN}$$

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0,90 \cdot d \cdot f_{yw} = ((2 \cdot \pi \cdot 0,008^2 / 4) / 0,30) \cdot 0,90 \cdot 0,42 \cdot 220000 = 27,867 \text{ kN}$$

$$V_{R,\pi} = 90,890 + 27,867 = 118,757 \text{ kN}$$

$$V_{R,k} = 103,845 + 27,867 = 131,712 \text{ kN}$$

$$V_{R,\pi} = 118,757 > 17,817 = V_{Mu,\pi}$$

$$V_{R,k} = 131,712 > 35,208 = V_{Mu,k}$$

Άρα δεν χρειάζεται απομείωση της θ_y .

Παραμόρφωση αστοχίας στοιχείου

$$\theta_{um} = 0,016*(0,3^v)*((\max(0,01; \omega')/\max(0,01; \omega))*f_c)^{0,225}*(\alpha_s)^{0,35}*25^{(\alpha*\rho_s*f_{yw}/f_c)*(1,25^{100*\rho_d})}$$

$$N = 0, \text{ Άρα: } v = 0$$

$$A_c = b*h = 0,30*0,45 = 0,135 \text{ m}$$

$$\omega_\kappa = A_s(\epsilon)*f_y/(A_c*f_c) = 0,001256637*220/(0,135*24) = 0,085327$$

$$\omega'_\kappa = A_s(\theta)*f_y/(A_c*f_c) = 0,000628318*220/(0,135*24) = 0,042664$$

$$\omega_\pi = A_s(\epsilon)*f_y/(A_c*f_c) = 0,000628318*220/(0,135*24) = 0,042664$$

$$\omega'_\pi = A_s(\theta)*f_y/(A_c*f_c) = 0,001256637*220/(0,135*24) = 0,085327$$

$$\alpha_s = M/(V*H) = L_s/H = 3,00/6,00 = 0,50$$

$$\alpha = (1-s_h/(2*b_c))*(1-s_h/(2*h_c))*(1-(\Sigma b_i^2)/(6*b_c*h_c))$$

$$s_h = 0,30 \text{ m}$$

$$b_c = b - 2*c - d_w = 0,30 - 2*0,03 - 0,008 = 0,232 \text{ m}$$

$$h_c = h - 2*c - d_w = 0,45 - 2*0,03 - 0,008 = 0,382 \text{ m}$$

$$b_i(b) = b - 2*c - 2*d_w - d_b = 0,30 - 2*0,03 - 2*0,008 - 0,018 = 0,206 \text{ m}$$

$$b_i(h) = h - 2*c - 2*d_w - d_b = 0,45 - 2*0,03 - 2*0,008 - 0,018 = 0,356 \text{ m}$$

$$\alpha = (1-0,30/(2*0,232))*(1-0,30/(2*0,382))*(1-(2*0,206^2+2*0,356^2)/(6*0,232*0,356)) = 0,0680982$$

$$\rho_s = A_{sh}/(b_w*s_h) = (2*\pi*0,008^2/4)/(0,30*0,30) = 0,00111701$$

$$\rho_d = 0$$

$$\theta_{um,\kappa} = 0,016*(0,3^0)*((\max(0,01; 0,042664)/\max(0,01; 0,085327))*24)^{0,225}*0,50^{0,35}*25^{(0,0680982*0,00111701*220/24)*1,25^{(100*0)}} = 0,02200645 \text{ rad}$$

$$\theta_{um,\kappa} = 0,02200645*0,95/1,2 = 0,01742177 \text{ rad}$$

$$\theta_{um,\pi} = 0,016*(0,3^0)*((\max(0,01; 0,085327)/\max(0,01; 0,042664))*24)^{0,225}*0,50^{0,35}*25^{(0,0680982*0,00111701*220/24)*1,25^{(100*0)}} = 0,03006170 \text{ rad}$$

$$\theta_{um,\pi} = 0,03006170*0,95/1,2 = 0,02379885 \text{ rad}$$

Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείου με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = ((h-x)/(2*L_s))*\min(N; 0,55*A_c*f_c) + (1-0,05*\min(5; \mu_{\theta}^{pl}))*(0,16*\max(0,5; 100*\rho_{tot})*(1-0,16*\min(5; \alpha_s))*f_c^{0,5}*A_c + V_w)$$

$$x = 2*(d - z) = 2*(0,42 - 0,356) = 0,128 \text{ m}$$

$$\mu_{\theta}^{pl} = \mu_{\theta} - 1$$

$$\mu_{\theta, \kappa} = \theta_{um, \kappa} / \theta_y = 0,01742177 / 0,00647884 = 2,68903$$

$$\mu_{\theta, \pi} = \theta_{um, \pi} / \theta_y = 0,02379885 / 0,00647884 = 3,67332$$

$$\mu_{\theta, \kappa}^{pl} = 2,68903 - 1 = 1,68903$$

$$\mu_{\theta, \pi}^{pl} = 3,67332 - 1 = 2,67332$$

$$\rho_{tot} = 0,0018850 / (0,30 * 0,42) = 0,0149600$$

$$V_w = \rho_w * b_w * z * f_{yw} = 0,00111701 * 0,30 * 0,356 * 220 = 26,245 \text{ kN}$$

$$V_{R, \kappa} = ((0,45 - 0,128) / (2 * 3,00)) * \min(0; 0,55 * 0,135 * 24) + (1 - 0,05 * \min(5; 1,68903)) * (0,16 * \max(0,5; 100 * 0,0149600) * (1 - 0,16 * \min(5; 0,50)) * 24^{0,5} * 0,135 + 0,026245) = 157,368 \text{ kN}$$

$$V_{R, \pi} = ((0,45 - 0,128) / (2 * 3,00)) * \min(0; 0,55 * 0,135 * 24) + (1 - 0,05 * \min(5; 2,67332)) * (0,16 * \max(0,5; 100 * 0,0149600) * (1 - 0,16 * \min(5; 0,50)) * 24^{0,5} * 0,135 + 0,026245) = 148,909 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα: } V_R = 148,909 > 17,817 = V_{Mu, \pi}$$

$$V_R = 148,909 > 35,208 = V_{Mu, \kappa}$$

Ομοίως και για $V_R = 157,368 \text{ kN}$

Οπότε το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

Στάθμες Επιτελεστικότητας, πάνω

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση»:

$$\text{Έως: } R_d = \theta_y = 0,00647884 \text{ rad}$$

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = 0,5 * (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0,5 * (0,00647884 + 0,02379885) / 1,8 = 0,00841047 \text{ rad}$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0,02379885 / 1,8 = 0,01322158 \text{ rad}$$

Στάθμες Επιτελεστικότητας, κάτω

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση χρήση»:

$$\text{Έως: } R_d = \theta_y = 0,00647884 \text{ rad}$$

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = 0,5 * (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} = 0,5 * (0,00647884 + 0,01742177) / 1,8 = 0,00663906 \text{ rad}$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_d = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0,01742177 / 1,8 = 0,00967876 \text{ rad}$$

Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ), πάνω

Σημείο Α: $M = 0, \theta = 0$

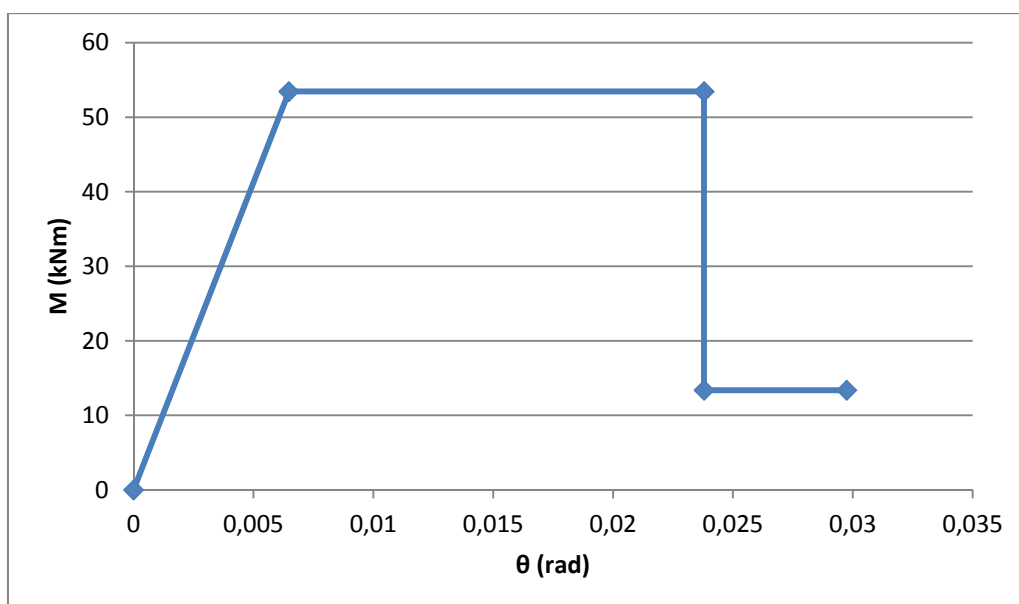
Σημείο Β: $M = M_{y,\pi} = 53,450 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0,00647884 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_{y,\pi} = 53,450 \text{ kNm}, \theta = \theta_u = 0,02379885 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0,25 * M_{y,\pi} = 0,25 * 53,450 = 13,363 \text{ kNm}, \theta = \theta_u = 0,02379885 \text{ rad}$

Σημείο Ε : $M = 0,25 * M_{y,\pi} = 0,25 * 53,450 = 13,363 \text{ kNm}, \theta$: Παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Κάνουμε την παραδοχή για την ανάλυση που θα πραγματοποιήσουμε ότι:

$\theta = 1,25 * \theta_u = 1,25 * 0,02379885 = 0,02974856 \text{ rad}$



Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ), κάτω

Σημείο Α: $M = 0, \theta = 0$

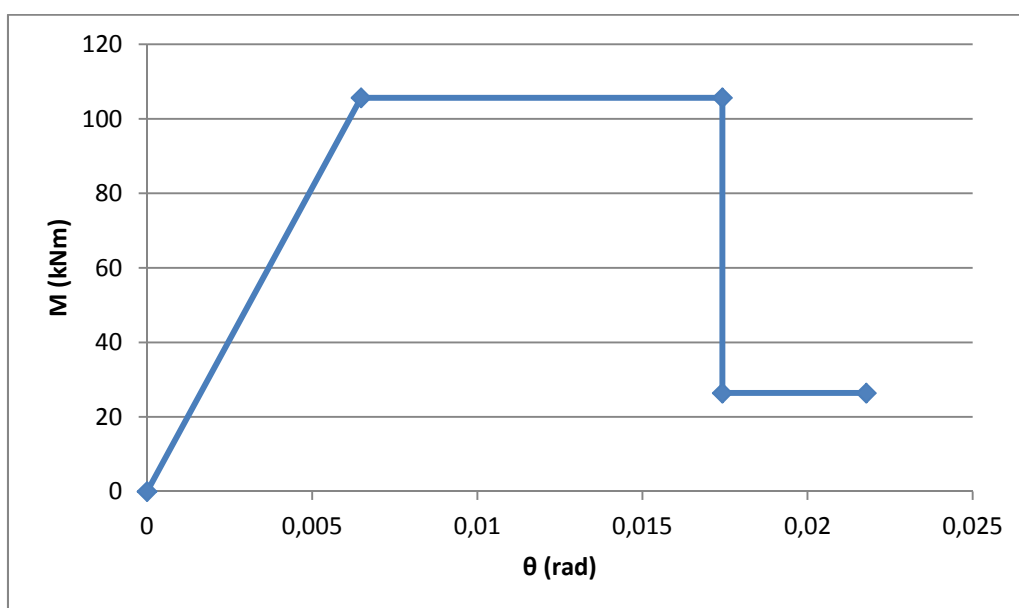
Σημείο Β: $M = M_{y,k} = 105,623 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0,00647884 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_{y,k} = 105,623 \text{ kNm}, \theta = \theta_u = 0,01742177 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0,25 * M_{y,k} = 0,25 * 105,623 = 26,406 \text{ kNm}, \theta = \theta_u = 0,01742177 \text{ rad}$

Σημείο Ε : $M = 0,25 * M_{y,k} = 0,25 * 105,623 = 26,406 \text{ kNm}, \theta$: Παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Κάνουμε την παραδοχή για την ανάλυση που θα πραγματοποιήσουμε ότι:

$\theta = 1,25 * \theta_u = 1,25 * 0,01742177 = 0,02177721 \text{ rad}$



Τα παραπάνω για τις δοκούς ισχύουν για τη διατομή στο μέσο. Ακριβώς αντίθετα ως προς την πάνω και την κάτω παρειά ισχύουν για τα άκρα.

Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3

Παραμόρφωση διαρροής στοιχείου

$$\theta_y = \phi_y \cdot (L_v + a_v \cdot z) / 3 + 0,0013 \cdot (1 + 1,5 \cdot h / L_v) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot d_b \cdot f_y / f_c^{1/2}$$

$$\phi_y = (1/r)_y = 0,00432667 \text{ m}^{-1}$$

Παράρτημα Α.3.2.4 (5), Σελίδα 45

$$L_v = 3,00 \text{ m}$$

$$V_{R1,\pi} = (0,38682 \cdot 1,18 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0049867) + 0,15 \cdot 0) \cdot 0,30 \cdot 0,42 = 80,487 \text{ kN}$$

$$V_{R1,\kappa} = (0,38682 \cdot 1,18 \cdot (1,20 + 40 \cdot 0,0099733) + 0,15 \cdot 0) \cdot 0,30 \cdot 0,42 = 91,958 \text{ kN}$$

Από αναλυτικούς υπολογισμούς: $M_{y,\kappa} = 87,787 \text{ kNm}$, $M_{y,\pi} = 44,380 \text{ kNm}$

$$V_{Mu,\pi} = 44,380 / 3 = 14,793 \text{ kN}$$

$$V_{Mu,\kappa} = 87,787 / 3 = 29,262 \text{ kN}$$

$$V_{R1,\pi} = 80,487 > 14,793 = V_{Mu,\pi}$$

$$V_{R1,\kappa} = 91,958 > 29,262 = V_{Mu,\kappa}$$

Άρα: $a_{v,\pi} = a_{v,\kappa} = 0$

$$\theta_y = 0,00432667 \cdot (3,00 + 0 \cdot 0,356) / 3 + 0,0013 \cdot (1 + 1,5 \cdot 0,45 / 3,00) + 0,13 \cdot 0,00432667 \cdot 0,018 \cdot 183,333 / 20^{1/2} = 0,00633422 \text{ rad}$$

$$V_{c,\pi} = V_{R1,\pi} = 80,487 \text{ kN}$$

$$V_{c,\kappa} = V_{R1,\kappa} = 91,958 \text{ kN}$$

$$V_w = (A_{sw}/s) \cdot 0,90 \cdot d \cdot f_{yw} = ((2 \cdot \pi \cdot 0,008^2 / 4) / 0,30) \cdot 0,90 \cdot 0,42 \cdot 183333,333 = 23,223 \text{ kN}$$

$$V_{R,\pi} = 80,487 + 23,223 = 103,710 \text{ kN}$$

$$V_{R,\kappa} = 91,958 + 23,223 = 115,181 \text{ kN}$$

$$V_{R,\pi} = 118,757 > 14,793 = V_{Mu,\pi}$$

$$V_{R,\kappa} = 131,712 > 29,262 = V_{Mu,\kappa}$$

Άρα δεν χρειάζεται απομείωση της θ_y .

Παραμόρφωση αστοχίας στοιχείου

$$\theta_{um} = 0,016*(0,3^v)*((\max(0,01; \omega')/\max(0,01; \omega))*f_c)^{0,225}*(L_v/h)^{0,35}*25^{(\alpha*\rho_sx*fyw/fc)*(1,25^{100*\rho d})}$$

$$\theta_{um,\kappa} = 0,016*(0,3^0)*((\max(0,01; 0,042664)/\max(0,02; 0,085327))*20)^{0,225}*0,50^{0,35}*25^{(0,0680982*0,00111701*183,333/20)*1,25^{(100*0)}} = 0,02112196 \text{ rad}$$

$$\theta_{um,\kappa} = 0,02112196*0,575 = 0,01214513 \text{ rad}$$

$$\theta_{um,\pi} = 0,016*(0,3^0)*((\max(0,01; 0,085327)/\max(0,02; 0,042664))*20)^{0,225}*0,50^{0,35}*25^{(0,0680982*0,00111701*183,333/20)*1,25^{(100*0)}} = 0,02885429 \text{ rad}$$

$$\theta_{um,\pi} = 0,02885429*0,575 = 0,01659122 \text{ rad}$$

Μείωση διατμητικής αντοχής στοιχείου με την ανακύκλιση των μετελαστικών μετακινήσεων

$$V_R = (((h-x)/(2*L_v))^* \min(N; 0,55*A_c*f_c) + (1-0,05*\min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) * (0,16*\max(0,5; 100*\rho_{tot})*(1-0,16*\min(5; L_v/h))*f_c^{1/2}*A_c + V_w)$$

$$\mu_{\theta,\kappa} = \theta_{um,\kappa}/\theta_y = 0,01214513/0,00633422 = 1,91738$$

$$\mu_{\theta,\pi} = \theta_{um,\pi}/\theta_y = 0,01659122/0,00633422 = 2,61930$$

$$\mu_{\theta}^{pl}{}_{\kappa} = \mu_{\theta} - 1 = 1,91738 - 1 = 0,91738$$

$$\mu_{\theta}^{pl}{}_{\pi} = \mu_{\theta} - 1 = 2,61930 - 1 = 1,61930$$

Παράρτημα Α.3.3.1 (1)α, Σελίδα 46, Σχέση (Α.13)

$$V_w = \rho_w * b_w * z * f_{yw} = 0,00111701 * 0,30 * 0,356 * 159,420 = 19,018 \text{ kN}$$

$$V_{R,\kappa} = ((0,45-0,128)/(2*3,00)) * \min(0; 0,55*0,135*13,333) + (1-0,05*\min(5; 0,91738)) * (0,16*\max(0,5; 100*0,0149600) * (1-0,16*\min(5; 0,50)) * 13,333^{0,5} * 0,135 + 0,019018) = 121,718 \text{ kN}$$

$$V_{R,\pi} = ((0,45-0,128)/(2*3,00)) * \min(0; 0,55*0,135*13,333) + (1-0,05*\min(5; 1,61930)) * (0,16*\max(0,5; 100*0,0149600) * (1-0,16*\min(5; 0,50)) * 13,333^{0,5} * 0,135 + 0,019018) = 117,241 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα: } V_R = 117,241 > 14,793 = V_{Mu,\pi}$$

$$V_R = 117,241 > 29,262 = V_{Mu,\kappa}$$

Ομοίως για $V_R = 121,718 \text{ kN}$

Οπότε το στοιχείο αστοχεί πρώτα σε κάμψη.

Στάθμες Επιτελεστικότητας, πάνω

Παράγραφος 9.3.1, Σελίδα 9-3, Σχέση (1α)

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_y = 0,00633422 \text{ rad}$$

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)»:

$$\text{Από: } R_d = (3/4) * \theta_u = (3/4) * (0,01659122/1,5) = 0,00829561 \text{ rad}$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_u = 0,01659122/1,5 = 0,01106081 \text{ rad}$$

Στάθμες Επιτελεστικότητας, κάτω

Παράγραφος 9.3.1, Σελίδα 9-3, Σχέση (1α)

(i) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (DL)»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_y = 0,00633422 \text{ rad}$$

(ii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Σημαντικών Βλαβών (SD)»:

$$\text{Από: } R_d = (3/4) * \theta_u = (3/4) * (0,01214513 /1,5) = 0,00667257 \text{ rad}$$

(iii) Στάθμη επιτελεστικότητας «Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)»:

$$\text{Από: } R_d = \theta_u = 0,01214513/1,5 = 0,00809675 \text{ rad}$$

Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ), πάνω

Σημείο Α: $M = 0, \theta = 0$

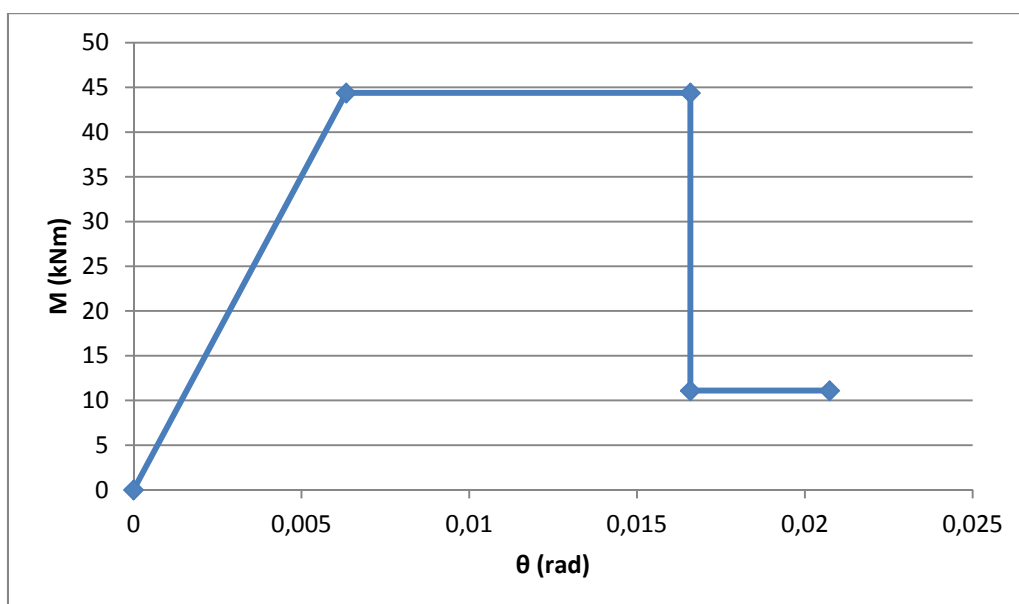
Σημείο Β: $M = M_{y,\pi} = 44,380 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0,00633422 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_{y,\pi} = 44,380 \text{ kNm}, \theta = \theta_u = 0,01659122 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0,25 * M_{y,\pi} = 0,25 * 44,380 = 11,095 \text{ kNm}, \theta = \theta_u = 0,01659122 \text{ rad}$

Σημείο Ε : $M = 0,25 * M_{y,\pi} = 0,25 * 44,380 = 11,095 \text{ kNm}, \theta$: Παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Κάνουμε την παραδοχή για την ανάλυση που θα πραγματοποιήσουμε ότι:

$\theta = 1,25 * \theta_u = 1,25 * 0,01659122 = 0,02073903 \text{ rad}$



Καμπύλη ροπής – στροφής (M – θ), κάτω

Σημείο Α: $M = 0, \theta = 0$

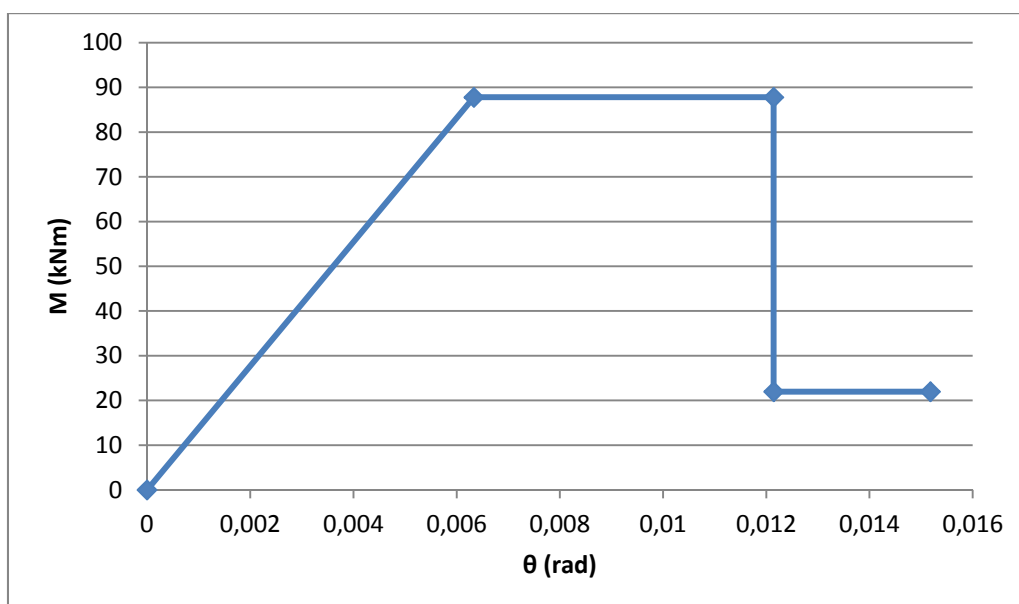
Σημείο Β: $M = M_{y,k} = 87,787 \text{ kNm}, \theta = \theta_y = 0,00633422 \text{ rad}$

Σημείο Γ: $M = M_{y,k} = 87,787 \text{ kNm}, \theta = \theta_u = 0,01214513 \text{ rad}$

Σημείο Δ: $M = 0,25 * M_{y,k} = 0,25 * 87,787 = 21,947 \text{ kNm}, \theta = \theta_u = 0,01214513 \text{ rad}$

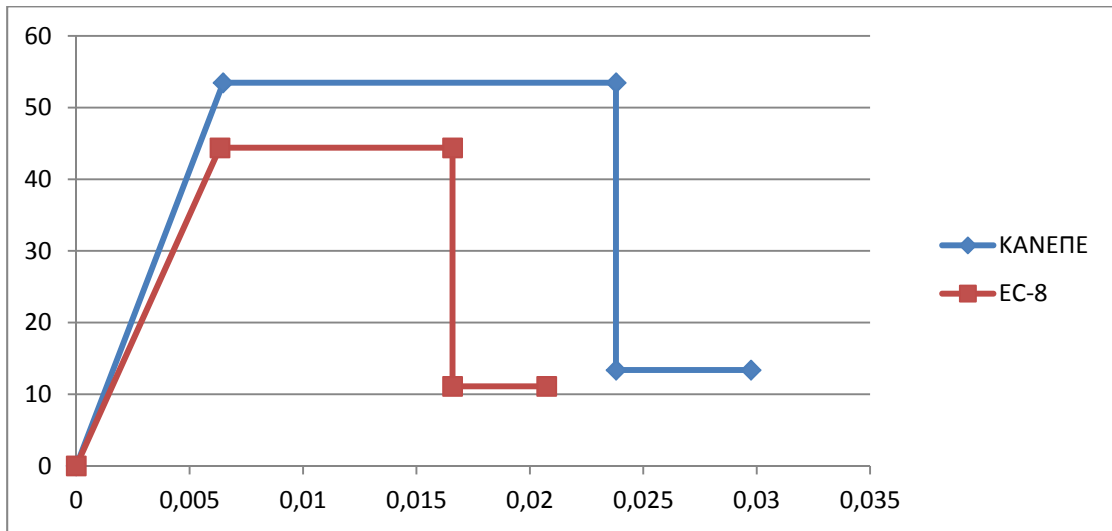
Σημείο Ε : $M = 0,25 * M_{y,k} = 0,25 * 87,787 = 21,947 \text{ kNm}, \theta$: Παραμόρφωση που προκαλεί απώλεια της αντίστασης έναντι φορτίων βαρύτητας. Κάνουμε την παραδοχή για την ανάλυση που θα πραγματοποιήσουμε ότι:

$\theta = 1,25 * \theta_u = 1,25 * 0,01214513 = 0,01518141 \text{ rad}$

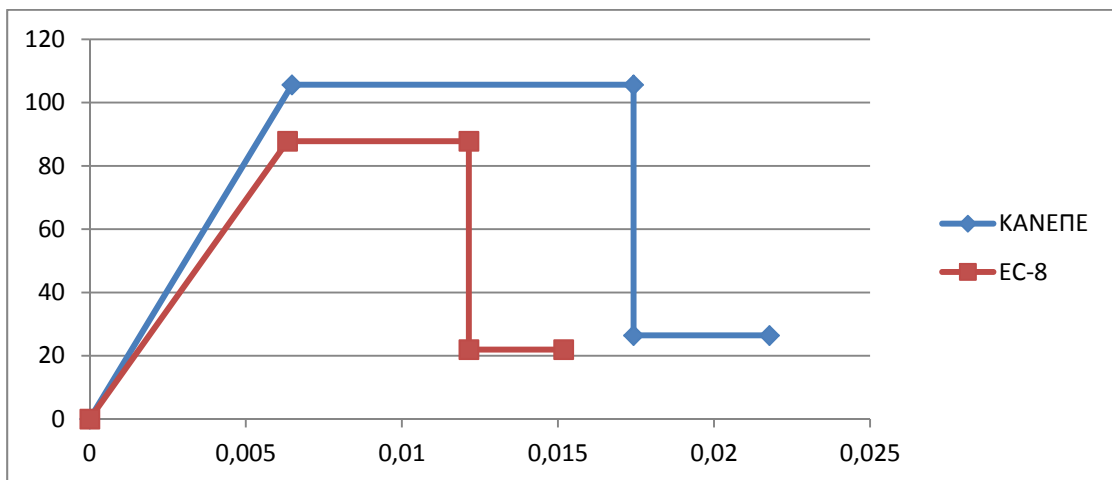


Τα παραπάνω για τις δοκούς ισχύουν για τη διατομή στο μέσο. Ακριβώς αντίθετα ως προς την πάνω και την κάτω παρειά ισχύουν για τα άκρα.

Σύγκριση συμπεριφοράς δοκών πάνω κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC-8



Σύγκριση συμπεριφοράς δοκών κάτω κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC-8

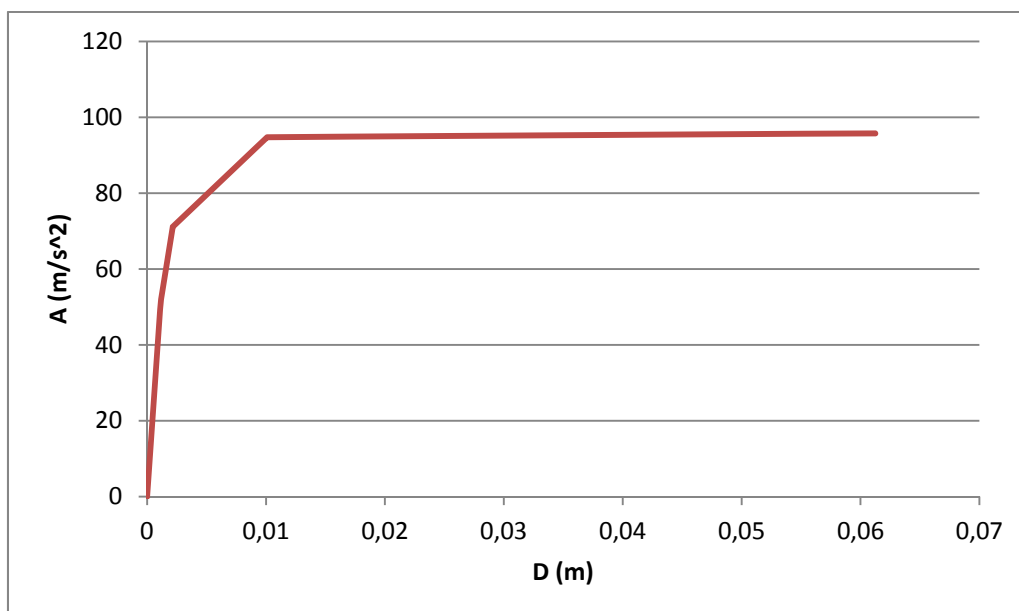


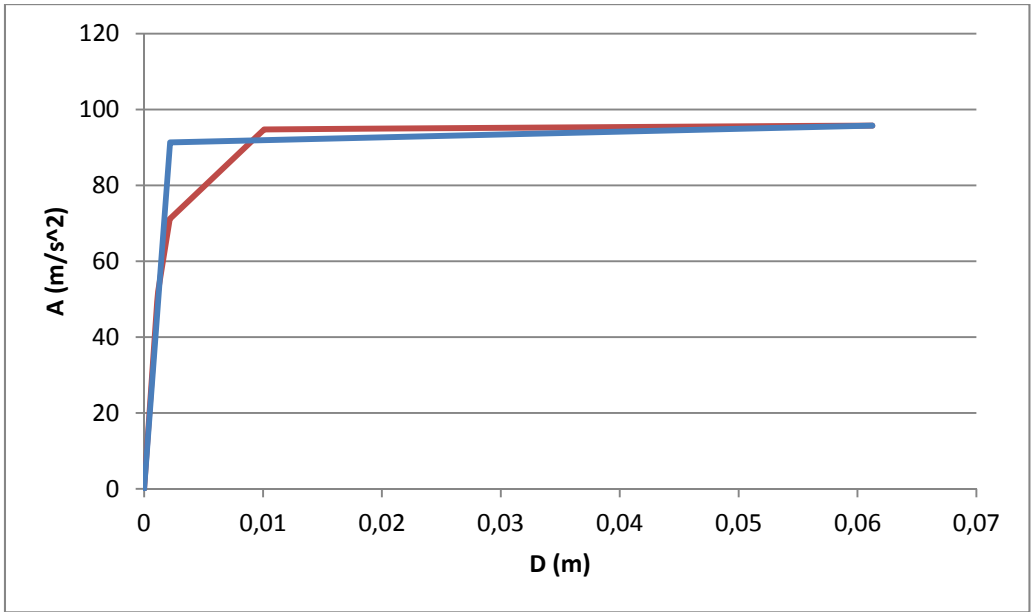
11.3 Προσδιορισμός στοχευόμενων μετακινήσεων

Αρχικά θα προσδιορίσουμε τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι την κατάρρευση πραγματοποιώντας ανελαστική στατική ανάλυση για μεγάλη στοχευόμενη μετακίνηση και για τις δύο περιπτώσεις κανονισμών.

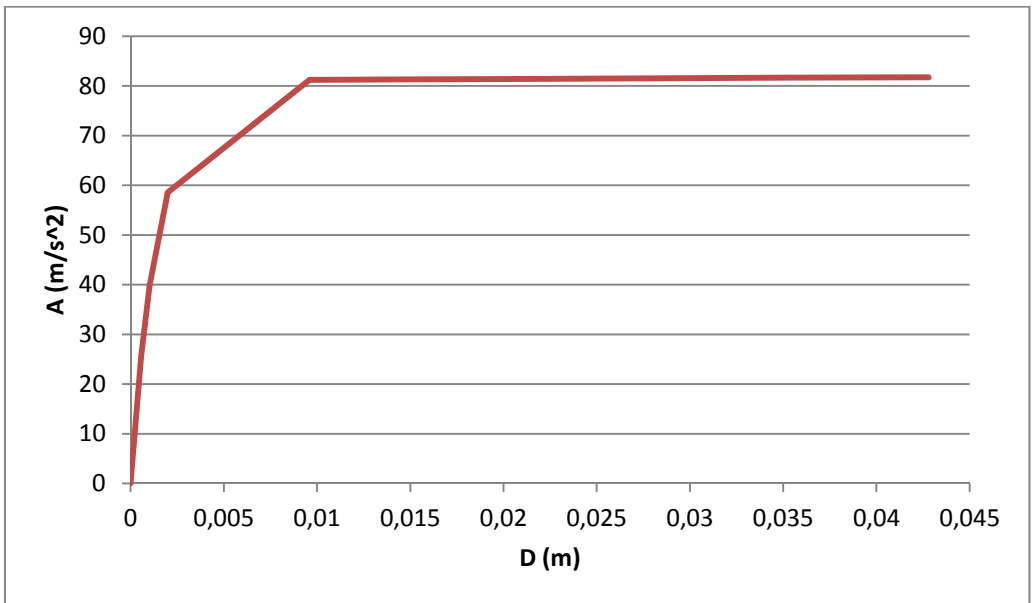
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται οι καμπύλες δύναμης – μετακίνησης, καθώς και οι διγραμμικοποιημένες καμπύλες δύναμης – μετακίνησης που προέκυψαν για μεγάλη στοχευόμενη μετακίνηση για την κατασκευή σε κάθε περίπτωση κανονισμού:

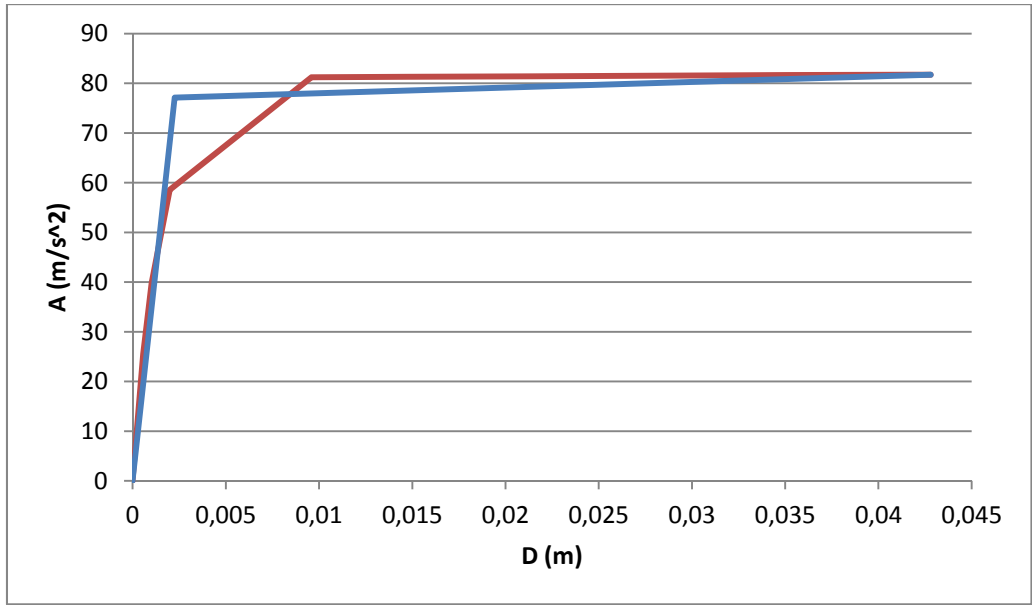
Κανονισμός Επεμβάσεων:



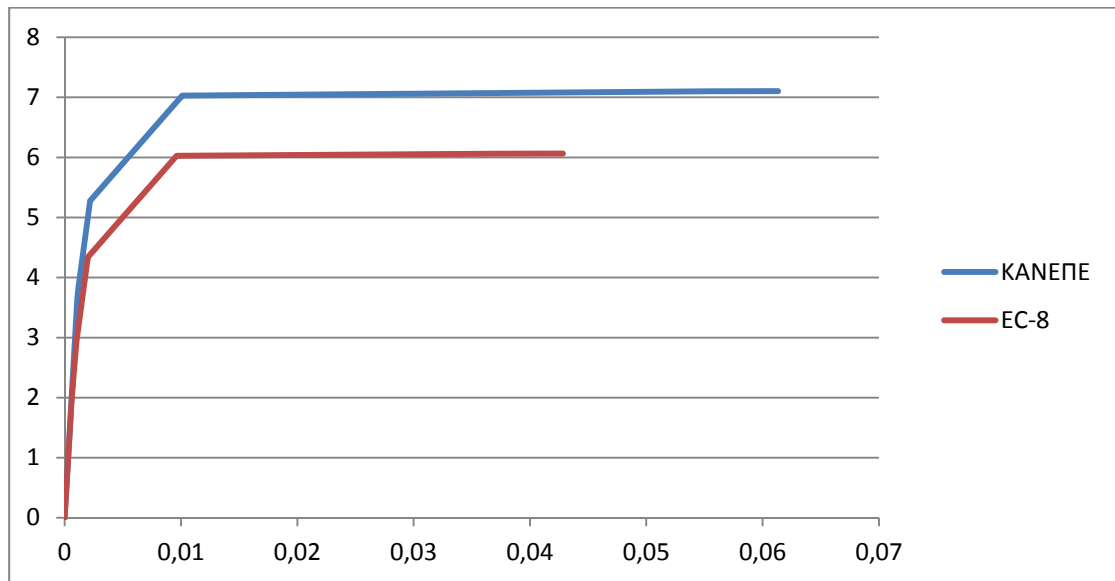


Ευρωκώδικας 8:





Σύγκριση συμπεριφοράς πλαισίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC-8



Προσδιορίζουμε παρακάτω τη στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις κατά Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 – Παράρτημα Β:

Κανονισμός Επεμβάσεων:

Κανονισμός ΕΑΚ 2000:

$$m^* = m = 13,47849$$

$$\Gamma = 1$$

$$F^* = F_b, d^* = d_n$$

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot ((m^*) \cdot (d_y^*) / (F_y^*))^{1/2} = 2 \cdot \pi \cdot (13,47849 \cdot 0,002188 / 91,300)^{1/2} = 0,11292 \text{ sec}$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot (T^* / (2 \cdot \pi))^2$$

$$S_e(T^*) = \gamma_I \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0$$

$$\text{Σπουδαιότητα } \Sigma 3: \gamma_I = 1,15$$

$$\text{Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I: } A = 0,16 \text{ g}$$

$$S_e(T^*) = 1,15 \cdot 0,16 \cdot 9,81 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 = 4,5126 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = 4,5126 \cdot (0,11292 / (2 \cdot \pi))^2 = 0,0014575 \text{ m}$$

$$T^* = 0,11292 < 0,40 = T_c$$

$$F_y^* / m^* = 91,300 / 13,47849 = 6,774 > 4,5126 = S_e(T^*)$$

$$d_t^* = d_{et}^* = 0,0014575 \text{ m}$$

Σεισμός Αθήνας:

$$S_e(T^*) = 5,99272 \text{ m/s}^2$$

$$d_t^* = d_{et}^* = 5,99272 \cdot (0,11292 / (2 \cdot \pi))^2 = 0,0019356 \text{ m}$$

Σεισμός San Salvador:

$$S_e(T^*) = 5,28997 \text{ m/s}^2$$

$$d_t^* = d_{et}^* = 5,28997 \cdot (0,11292 / (2 \cdot \pi))^2 = 0,0017086 \text{ m}$$

Σεισμός Coyote Lake:

$$S_e(T^*) = 4,51399 \text{ m/s}^2$$

$$d_t^* = d_{et}^* = 4,51399 * (0,11292 / (2 * \pi))^2 = 0,0014579 \text{ m}$$

Ευρωκώδικας 8:

Κανονισμός ΕΑΚ 2000:

$$T^* = 2 * \pi * (13,47849 * 0,002256 / 77,114)^{1/2} = 0,12477 \text{ sec}$$

$$S_e(T^*) = 4,5126 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = 4,5126 * (0,12477 / (2 * \pi))^2 = 0,0017795 \text{ m}$$

$$T^* = 0,12477 < 0,40 = T_c$$

$$F_y^* / m^* = 77,114 / 13,47849 = 5,721 > 4,5126 = S_e(T^*)$$

$$d_t^* = d_{et}^* = 0,0017795 \text{ m}$$

Σεισμός Αθήνας:

$$S_e(T^*) = 6,52122 \text{ m/s}^2$$

$$d_t^* = d_{et}^* = 6,52122 * (0,12477 / (2 * \pi))^2 = 0,0025715 \text{ m}$$

Σεισμός San Salvador:

$$S_e(T^*) = 5,78442 \text{ m/s}^2$$

$$d_t^* = d_{et}^* = 5,78442 * (0,12477 / (2 * \pi))^2 = 0,0022810 \text{ m}$$

Σεισμός Coyote Lake:

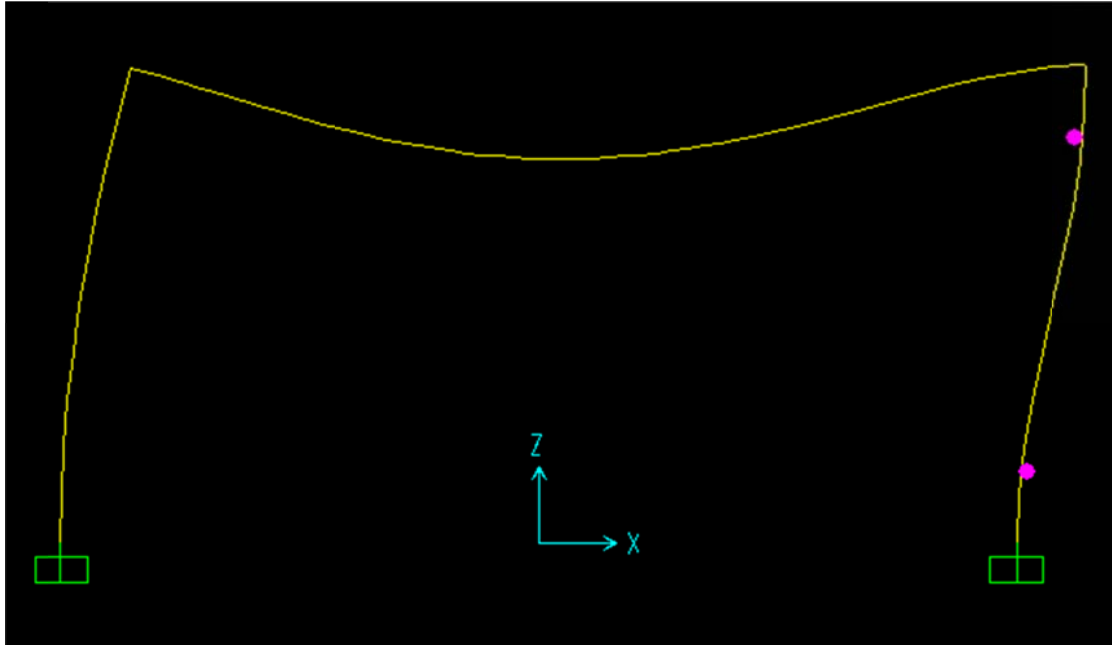
$$S_e(T^*) = 4,48310 \text{ m/s}^2$$

$$d_t^* = d_{et}^* = 4,48310 * (0,12477 / (2 * \pi))^2 = 0,0017678 \text{ m}$$

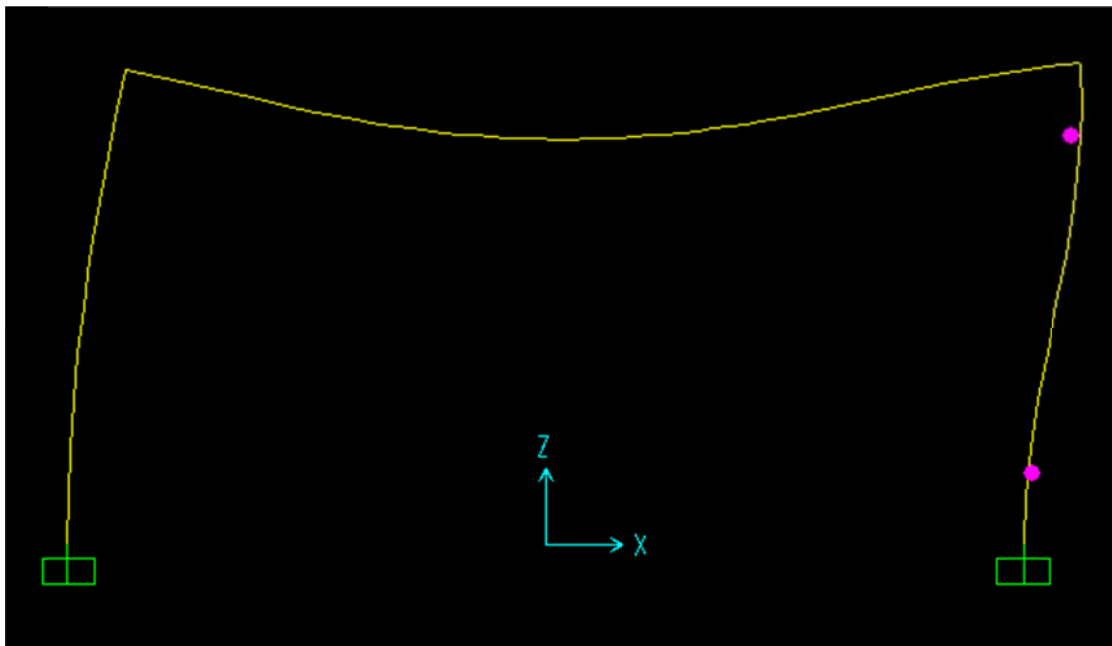
11.4 Αποτελέσματα Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων

ΕΑΚ 2000

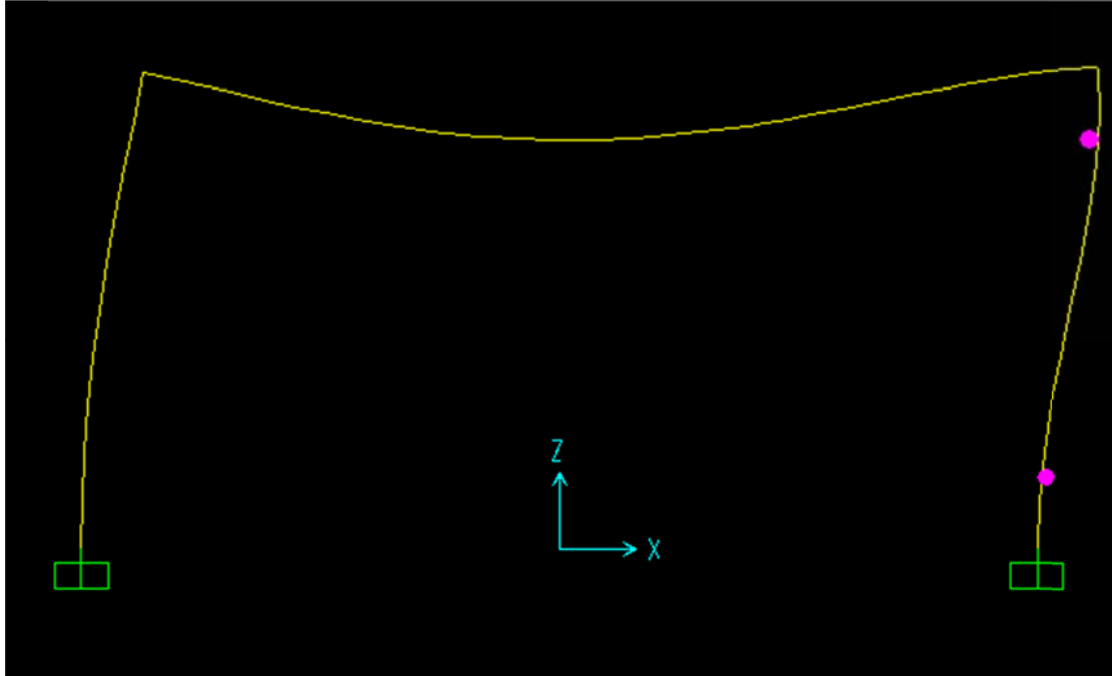
Κανονισμός Επεμβάσεων



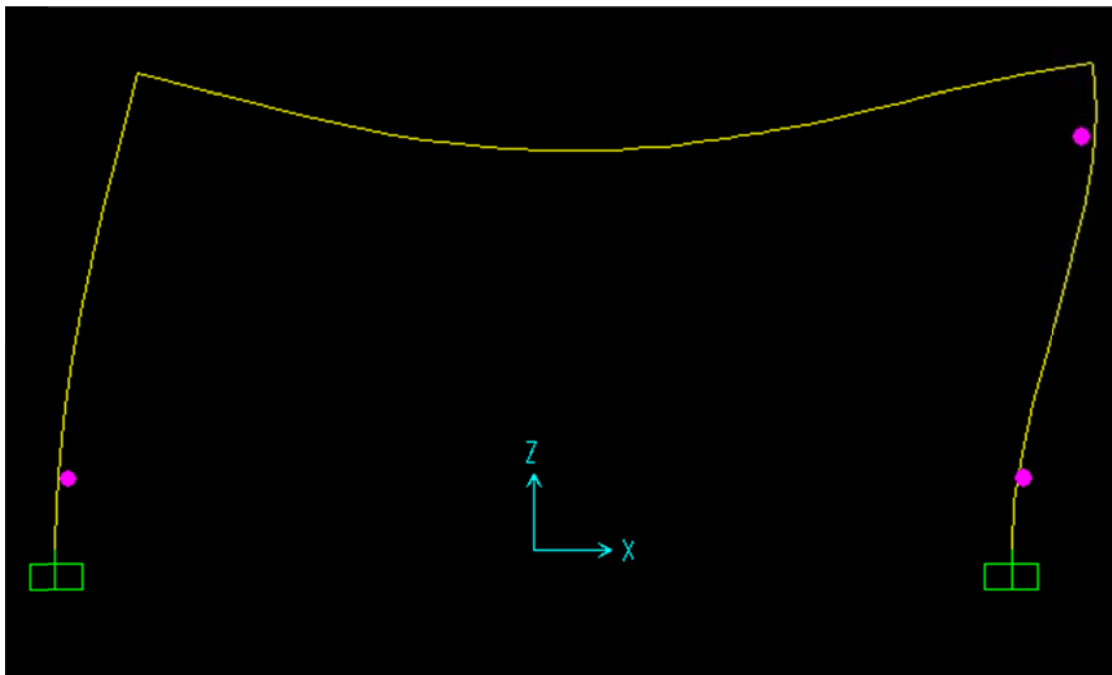
Ευρωκώδικας 8



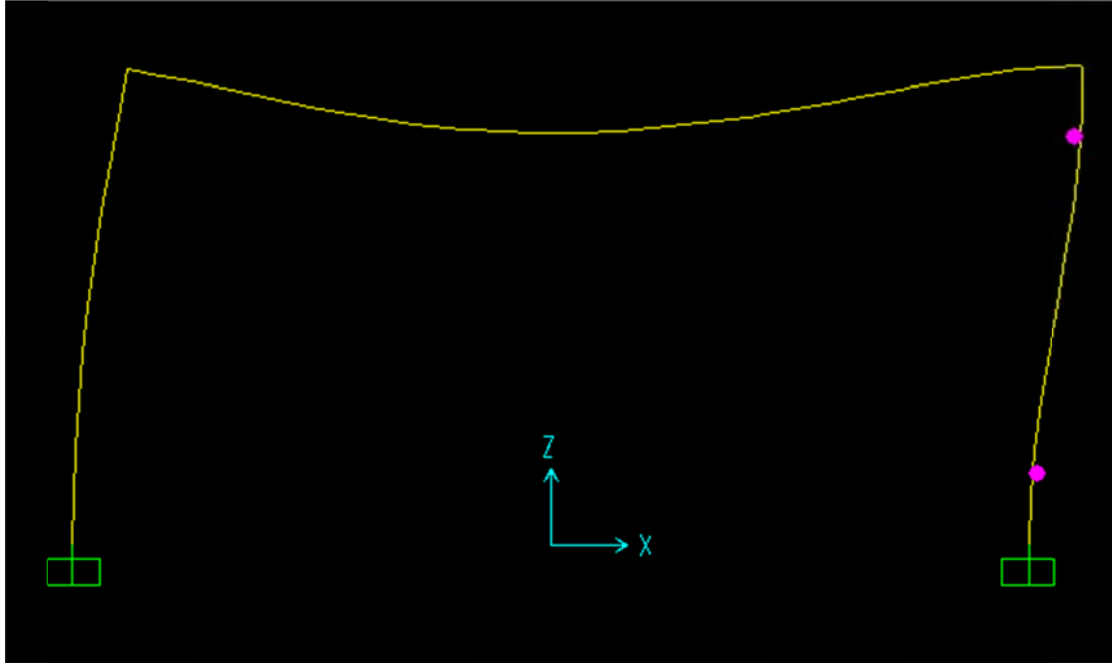
Σεισμός Αθήνας
Κανονισμός Επεμβάσεων



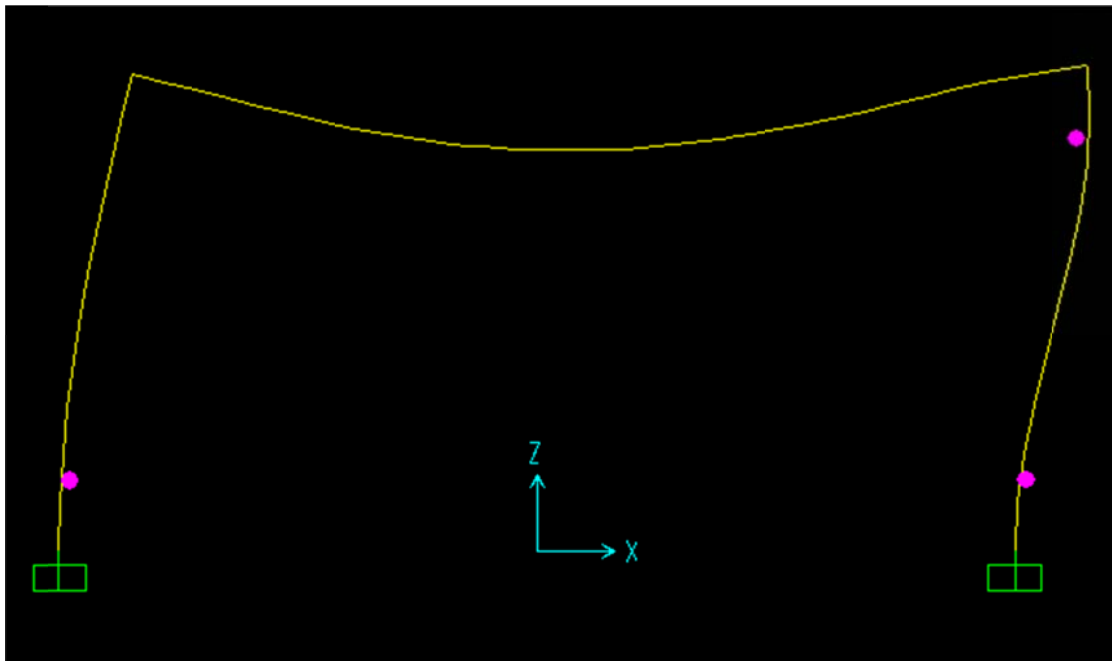
Ευρωκώδικας 8



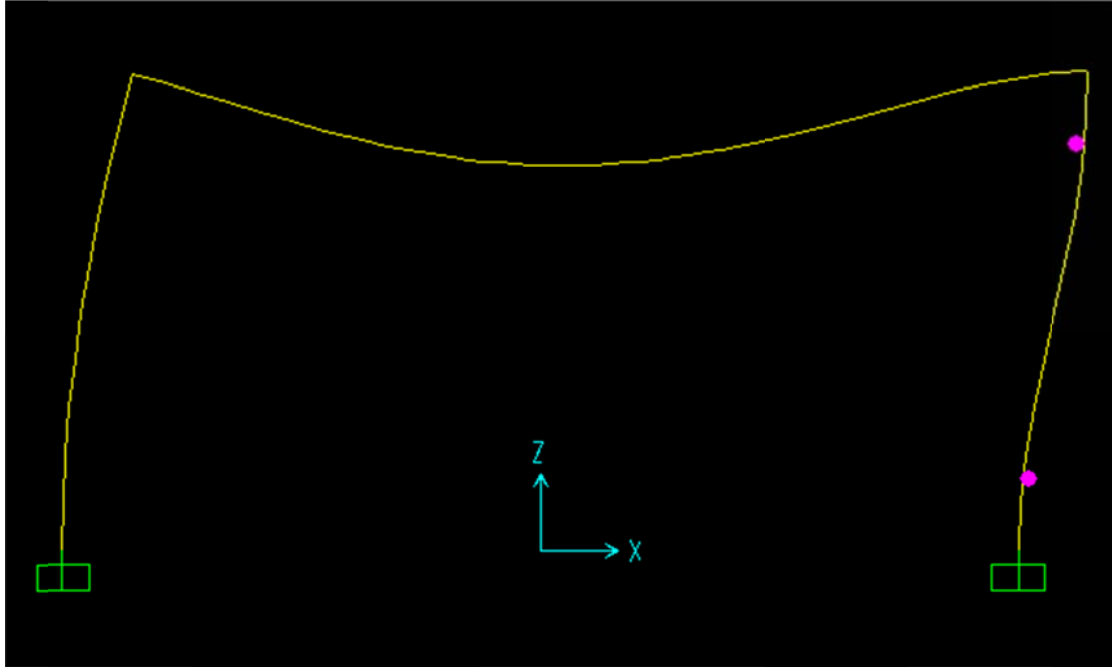
Σεισμός San Salvador
Κανονισμός Επεμβάσεων



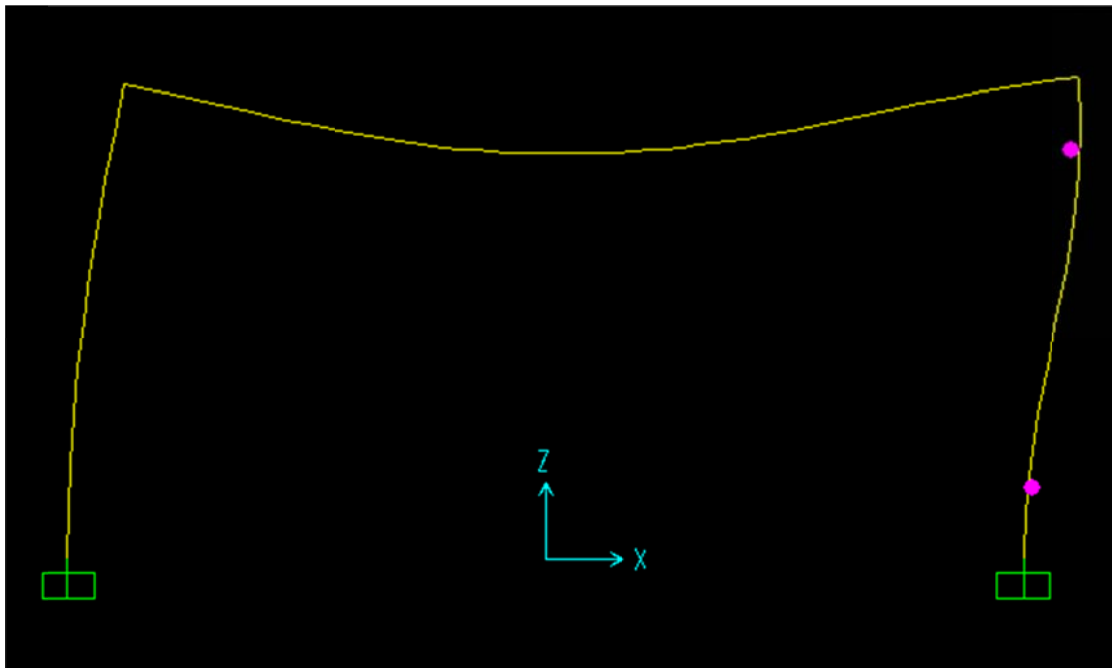
Ευρωκώδικας 8



Σεισμός Coyote Lake
Κανονισμός Επεμβάσεων



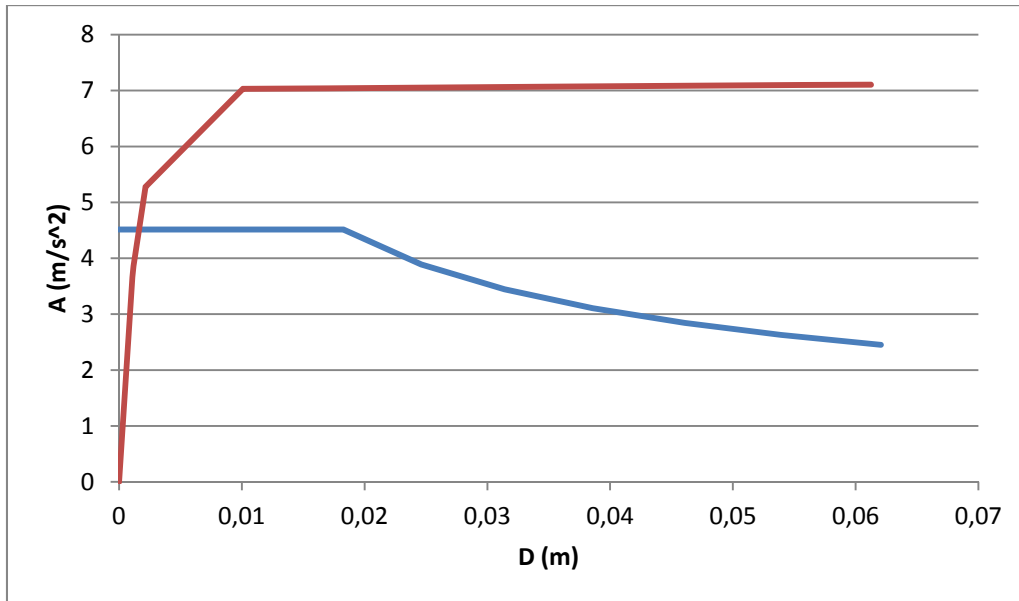
Ευρωκώδικας 8



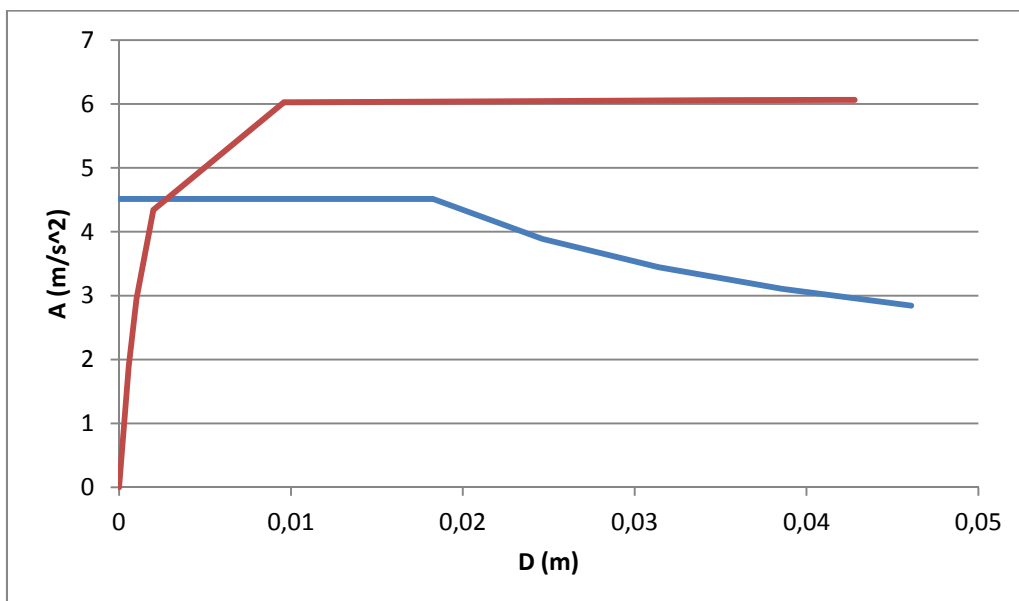
Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνονται τα σημεία απόκρισης του κτιρίου για κάθε μία από τις τέσσερις ανελαστικές στατικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν:

ΕΑΚ 2000

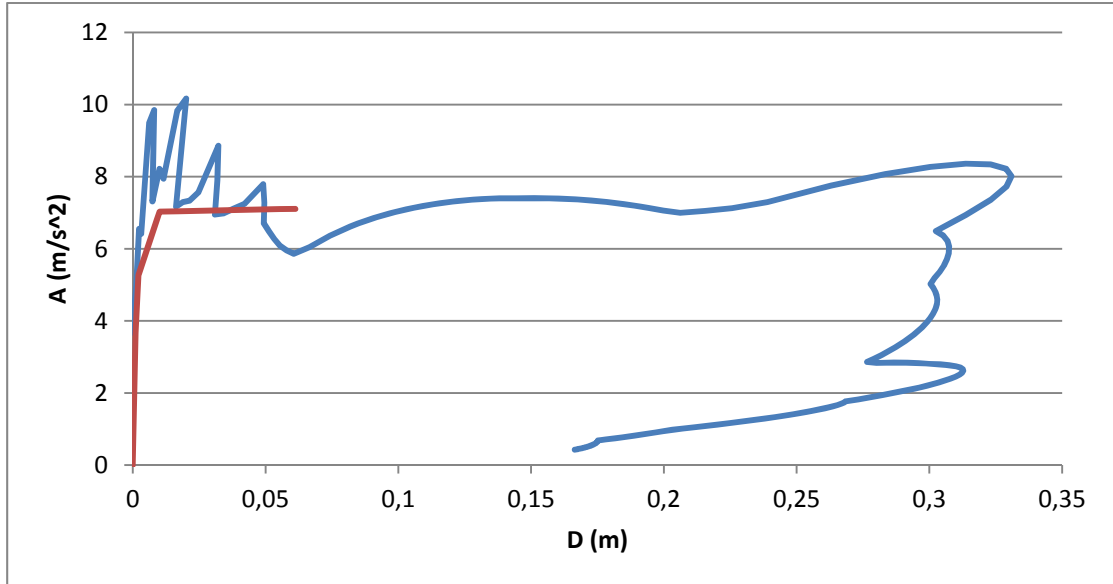
Κανονισμός Επεμβάσεων



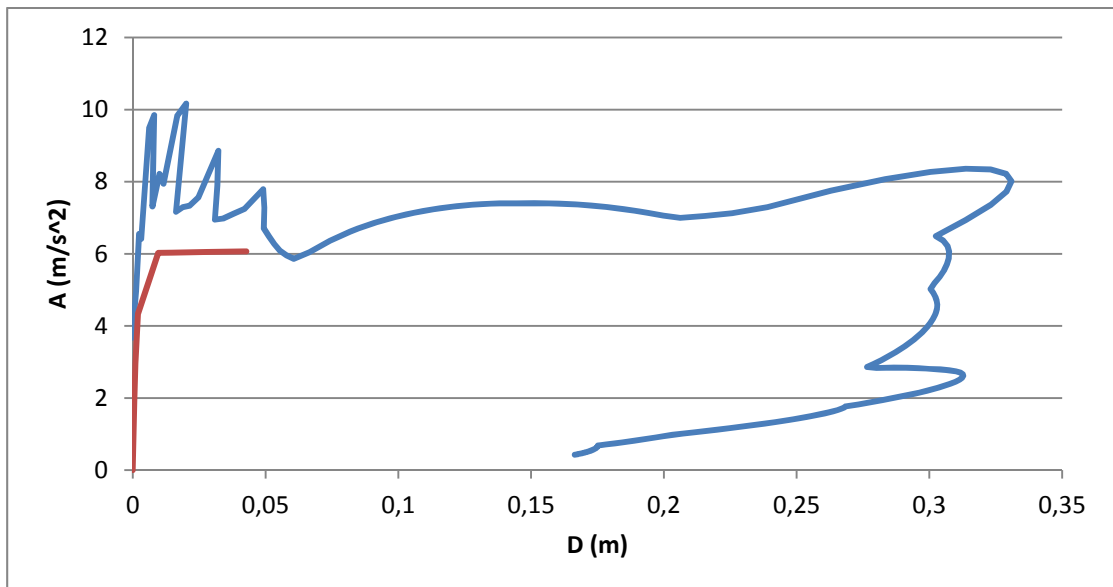
Ευρωκώδικας 8



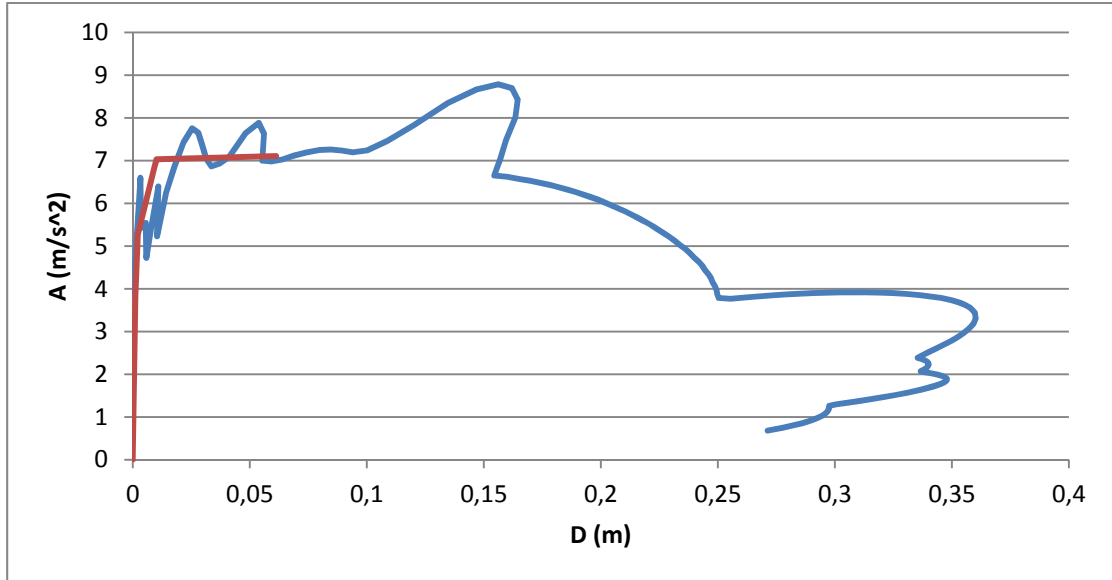
Σεισμός Αθήνας
Κανονισμός Επεμβάσεων



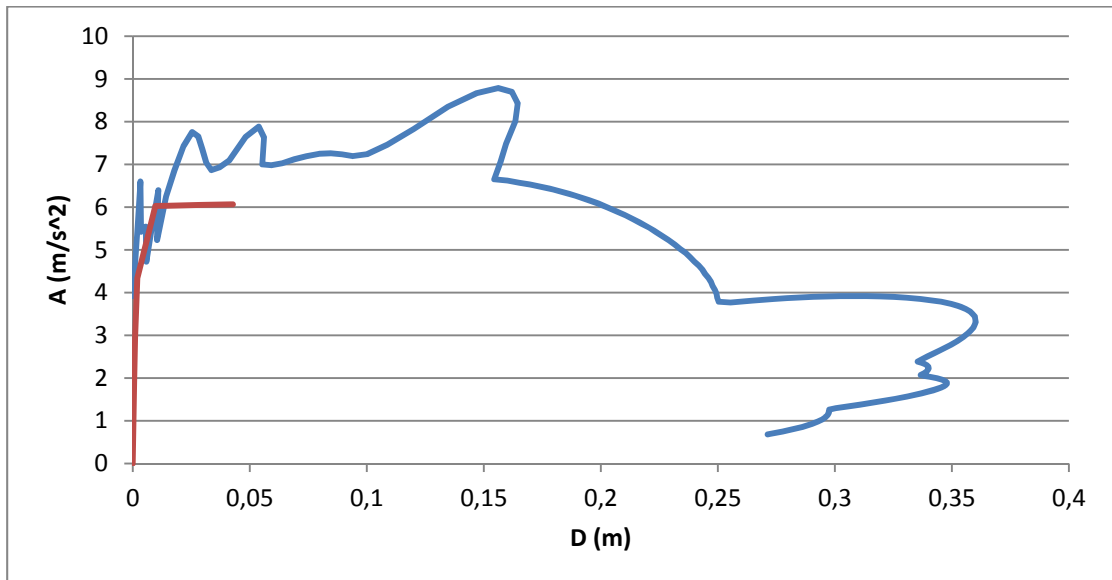
Ευρωκώδικας 8



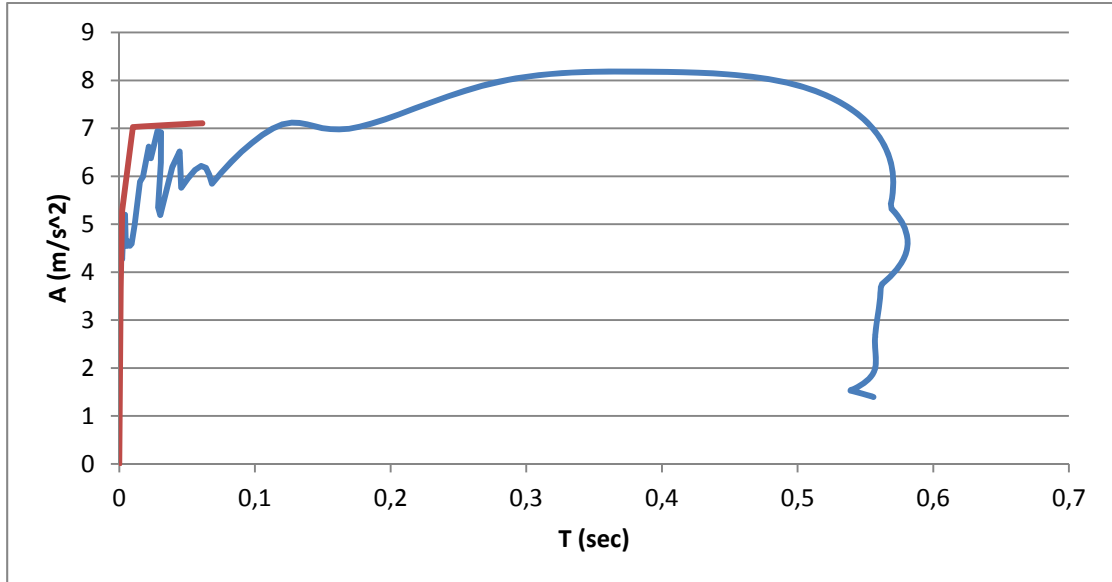
Σεισμός San Salvador
Κανονισμός Επεμβάσεων



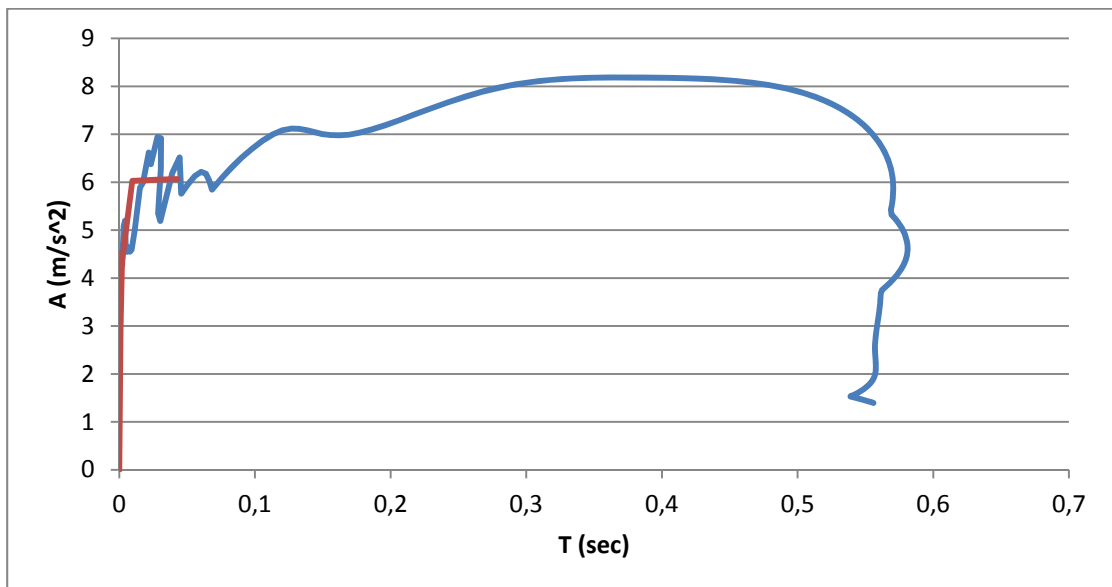
Ευρωκώδικας 8



Σεισμός Coyote Lake
Κανονισμός Επεμβάσεων



Ευρωκώδικας 8



11.4 Συμπεράσματα

Από τα παραπάνω προκύπτουν κάποια συμπεράσματα που έχουν να κάνουν με τη 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, όπου ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συνιστά τιμή 1,00 ή 1,10 για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, ενώ ο EC-8 τιμή 1,20. Αποτέλεσμα αυτού είναι οι αντοχές των μελών του πλαισίου να είναι διαφορετικές και να εμφανίζεται για μικρότερα φορτία μετελαστική συμπεριφορά στην κατασκευή μας. Παράλληλα, κατά τον υπολογισμό της V_R ο EC-8 συνιστά τη χρήση επιπλέον των συντελεστών ασφαλείας σχεδιασμού που ισχύουν για τα επιμέρους υλικά, για τα πρωτεύοντα σεισμικά στοιχεία, το οποίο συνεπάγεται 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 1,2 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 $0,95/1,2 = 0,792$, 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 αναφέραμε προηγουμένως. Οπότε συνολικά η τιμή της θ_{um} με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. πολλαπλασιάζεται επί 0,792, ενώ με βάση τον EC-8 επί 0,575, 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 οι «Άμεση Χρήση» με μέγιστη στροφή ίση με τη στροφή διαρροής, «Προστασία Ζωής» με ελάχιστη στροφή ίση με το ημίθροισμα των γωνιών στροφής διαρροής και αστοχίας διαιρεμένη με συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1,8, και «Αποφυγή Οιονεί – Κατάρρευσης» με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή στην αστοχία διαιρεμένη με συντελεστή ασφαλείας ίσο με 1,8. 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 1,5, και «Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης (NC)» με ελάχιστη στροφή ίση με τη στροφή αστοχίας διαιρεμένη με συντελεστή ίσο με 1,5.

Αποτέλεσμα όλων των παραπάνω διαφορών των δύο κανονισμών είναι για ίδιες φορτίσεις να διαφοροποιείται η συμπεριφορά μιας κατασκευής όταν μελετηθεί με τον κάθε επιμέρους κανονισμό. Στο πλαίσιο που μελετάμε εδώ όπως φαίνεται και από τις τέσσερις παραπάνω αναλύσεις η συνολική του αντοχή είναι μικρότερη κατά Ευρωκώδικα 8 από ότι είναι κατά Κανονισμό Επεμβάσεων. Υπάρχουν περιπτώσεις, όπως για παράδειγμα αυτές του σεισμού της Αθήνας και του San Salvador, όπου έχουν συμβεί περισσότερες διαρροές, και έχουν αναπτυχθεί μεγαλύτερες μετελαστικές παραμορφώσεις κατά τη μελέτη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 από ότι με τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Ενώ και στις άλλες περιπτώσεις του ΕΑΚ 2000 και του σεισμού της Coyote Lake, όπου οι ίδιες διατομές έχουν διαρρεύσει, οι μετελαστικές παραμορφώσεις που έχουν αναπτυχθεί κατά τη μελέτη με βάση τον Ευρωκώδικα 8 είναι μεγαλύτερες από ότι με τη μελέτη με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων.

Κεφάλαιο 12: Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκαν ο έλεγχος επάρκειας και η ενίσχυση ενός υφιστάμενου σχολικού κτιρίου που ανήκει σε σχολικό συγκρότημα στην Αθήνα, στο δήμο Νέας Σμύρνης. Για όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP 2000. Για τον έλεγχο επάρκειας εφαρμόστηκε η ισχύουσα οδηγία (506/AZ53Z/22-1-2001) και η ανελαστική στατική ανάλυση για την αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής. Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν ο αντισεισμικός κανονισμός του 2000 (ΕΑΚ 2000), και ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), με εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, για έλεγχο στα αναμενόμενα σεισμικά φορτία και για τον προσδιορισμό της συνολικής αντοχής του ενισχυμένου φορέα. Επιπλέον, πραγματοποιήθηκε και μία σειρά μη γραμμικών αναλύσεων της υφιστάμενης και της ενισχυμένης κατασκευής υπό πραγματικά σεισμικά φορτία για να προσδιοριστούν από τη σύγκριση αυτή οι διαφορές στη συμπεριφορά της κατασκευής και η αξία της ενίσχυσης. Τέλος, πραγματοποιήθηκε και μία συγκριτική μελέτη των αποτελεσμάτων που θα προέκυπταν σε μία υφιστάμενη κατασκευή μορφής απλού πλαισίου, με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, με στόχο να φανούν οι διαφορές των δύο κανονισμών. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τα στάδια αυτά της ανάλυσης μας οδήγησαν στα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Κατά τον έλεγχο επάρκειας του σχολικού κτιρίου προέκυψε ότι πρόκειται για ένα κτίριο το οποίο εμφανίζει σοβαρές ανεπάρκειες, ακόμα και στον έλεγχο με βάση τα σεισμικά φορτία για τα οποία σχεδιάζονταν τα κτίρια εκείνης της εποχής, και χρήζει επεμβάσεων, καθώς και αναδείχθηκε το γενικότερο πρόβλημα των κτιρίων που είναι κατασκευασμένα την ίδια χρονική περίοδο στην Ελλάδα.
2. Μέσω των ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο υφιστάμενο κτίριο φάνηκε τόσο το ότι η συνολική αντοχή του κτιρίου είναι μικρή όσο και το ότι υπάρχει μεγάλη διαφορά ανάμεσα στα σεισμικά φορτία με τα οποία έχουν υπολογιστεί οι παλαιές κατασκευές και σε αυτά που αναμένονται σε ενδεχόμενο σεισμό με βάση τα σημερινά δεδομένα.
3. Μετά την ενίσχυση του σχολικού κτιρίου επιτυγχάνεται βελτίωση της συμπεριφοράς του συνολικά. Επιτυγχάνεται αύξηση της αντοχής του, ώστε να φέρει με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ασφάλεια τόσο τα στατικά όσο και τα σεισμικά φορτία, του σύγχρονου πια αντισεισμικού κανονισμού.

4. Παράλληλα αυξάνεται και η δυσκαμψία του κτιρίου, που φαίνεται από τη σημαντική μείωση των ιδιοπεριόδων των ιδιομορφών του. Πλέον το κτίριο εμφανίζει αναμενόμενες συνήθεις ιδιοπεριόδους κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε αντίθεση με αυτές που εμφάνιζε πριν που αντιστοιχούσαν σε πολύ εύκαμπτο κτίριο.
5. Λόγω της αύξησης της δυσκαμψίας μειώνονται και οι αναμενόμενες μετακινήσεις του κτιρίου και άρα και η απαιτούμενη πλαστιμότητα, ενώ παράλληλα σημαντική αύξηση επιτυγχάνεται στη διαθέσιμη πλαστιμότητα, λόγω της κατασκευής των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος.
6. Μέσω των ανελαστικών στατικών αναλύσεων για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο διαπιστώθηκε η επάρκεια της ενίσχυσης του κτιρίου με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος στα υποστυλώματα, και σύνθετα υλικά στις δοκούς, έτσι ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια του σύγχρονου αντισεισμικού κανονισμού ΕΑΚ 2000.
Παρά το γεγονός ότι υπάρχουν ακόμα ορισμένες διατομές που περνούν στη μετελαστική περιοχή στο κτίριο, αυτό το γεγονός δεν μας προβληματίζει καθώς οι στρόφες που αναπτύσσονται σε αυτές τις διατομές είναι πολύ μικρές σε σύγκριση με τις στρόφες αστοχίας, οπότε δεν υπάρχει κανένας κίνδυνος για τους χρήστες του κτιρίου.
7. Μέσω των ανελαστικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο με στόχο τον προσδιορισμό της συνολικής αντοχής του διαπιστώθηκε τόσο η μεγάλη αύξηση της συνολικής αντοχής του κτιρίου, όσο και η βελτίωση της μετελαστικής συμπεριφοράς του, με μεγαλύτερα αποθέματα αντοχής μετά την ελαστική περιοχή.
8. Μέσω των μη γραμμικών αναλύσεων με βάση πραγματικά σεισμικά δεδομένα και στη συνέχεια της συγκριτικής μελέτης της συμπεριφοράς της υφιστάμενης και της ενισχυμένης κατασκευής, προέκυψε το συμπέρασμα ότι υπάρχει κίνδυνος η υφιστάμενη κατασκευή, που είναι μελετημένη με πιο παλιούς αντισεισμικούς κανονισμούς να εμφανίσει σοβαρά προβλήματα, ή και να καταρρεύσει για σεισμικά φορτία πολύ μικρότερα των αναμενόμενων με βάση αυτά που γνωρίζουμε σήμερα, σε αντίθεση με την ενισχυμένη η οποία είναι σε θέση να φέρει ακόμα και μεγαλύτερα των αναμενόμενων φορτία.

9. Επίσης σε πολλά σημεία των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν φάνηκε ο κίνδυνος σχηματισμού μηχανισμού μαλακού ορόφου στο κτίριο που μελετήθηκε. Σημαντικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι μετά την ενίσχυση φάνηκε να αποφεύγεται ο κίνδυνος αυτός.

10. Τέλος, από τη συγκριτική μελέτη των αποτελεσμάτων για το απλό πλαίσιο με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, προκύπτει το συμπέρασμα ότι η συνολική αντοχή μιας κατασκευής που μελετάται με βάση τον Ευρωκώδικα 8 είναι μικρότερη από ότι όταν μελετάται με βάση τον Κανονισμό Επεμβάσεων, και αυτό συμβαίνει γιατί και στα υλικά ο Ευρωκώδικας 8 χρησιμοποιεί μεγαλύτερους συντελεστές ασφαλείας, και στις μετελαστικές γωνίες στροφής μεγαλύτερους συντελεστές απομείωσης, καταλήγοντας έτσι σε πιο συντηρητικά αποτελέσματα.

Βιβλιογραφία

1. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», ΤΕΕ, Αθήνα.
2. Τάσιος Θ. Π. (2009), «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων», ΕΜΠ, Αθήνα.
3. Δρίτσος Σ. Η. (2006), «Ενισχύσεις/Επισκευές Κατασκευών από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα.
4. Δρίτσος Σ. Η. (2007), «Στρατηγικές και Σχεδιασμός Αντισεισμικής Ενίσχυσης Κτιρίων».
5. Ο.Α.Σ.Π. (2005), «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ2000)», Αθήνα.
6. Ο.Α.Σ.Π. (2006), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ2000)», Αθήνα.
7. Ο.Α.Σ.Π. (2001), «Συστάσεις Για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια», Αθήνα.
8. Ο.Α.Σ.Π. (2009), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Τελικό Σχέδιο Κειμένου – 3 », Αθήνα.
9. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (2003).
10. COMPUTERS & STRUCTURES INC. (2005), «CSI Analysis Reference Manual», Berkeley, California.
11. Anil K. Chopra, Chatpan Chintanapakdee (2001). Comparing Response of SDF Systems to near – fault and far – fault Earthquake Motions in the Context of Spectral Regions., department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
12. Yazgan A., «Seismic Performance Evaluation of Existing RC Structures According to the Japanese Standard and Retrofitting with Prestressed Precast CFT and FRC Braces».
13. LH Λογισμική (2007), «FESPA for Windows», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
14. Πενέλης Γ., Κάππος Α. (1999), «Αντισεισμικές Κατασκευές από Σκυρόδεμα», Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη.
15. Πενέλης, Γ. (1999). Ενισχύσεις – Επισκευές μετά από σεισμό, 13^ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Ρέθυμνο.

