

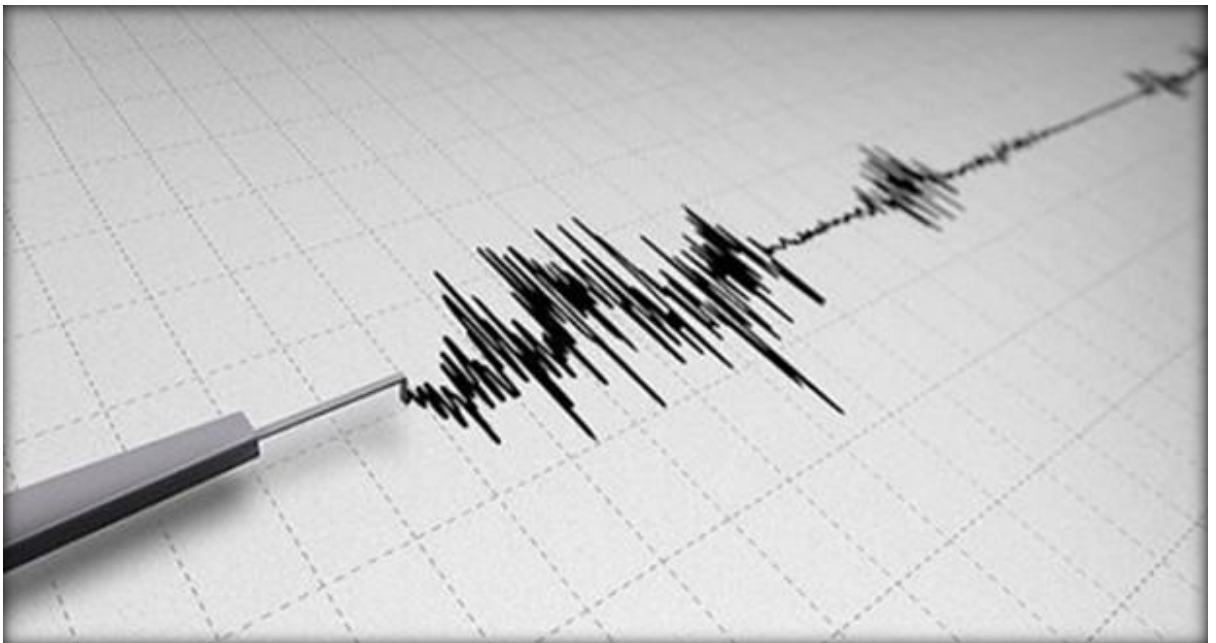
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ

ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ
ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**



ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΕΣ

ΓΑΚΟΥ ΔΗΜΗΤΡΑ – 41381

ΜΟΥΛΑ ΑΘΗΝΑ – 41383

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

ΑΘΗΝΑ 2017

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η.....ΓΑΚΟΥ ΔΗΜΗΤΡΑ....., του
ΧΟΝ/ΝΟΥ φοιτητής του Τμήματος.....ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε......

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονεμίσει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρώσει εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

17/01/2017.

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η.....ΜΟΥΜΑ ΑΘΗΝΑ....., του
ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ φοιτητής του Τμήματος.....ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.....

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονεμίσει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρώσει εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού 6μήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

17/01/2017

ΣΤΟΥΣ ΓΟΝΕΙΣ ΜΑΣ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟ – ΣΤΥΛΙΑΝΗ

ΠΑΝΑΓΙΩΤΗ - ΕΥΑΓΓΕΛΙΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε ιδιαίτερα τον Επίκουρο Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε, κ. Κωνσταντίνο Ρεπαπή, αρχικά για την εμπιστοσύνη που μας έδειξε και μας ανέθεσε τη συγκεκριμένη πτυχιακή εργασία και εν συνεχεία για την καθοδήγηση και το ενδιαφέρον του καθώς και για τις πολύτιμες και καταλυτικές συμβουλές του κατά την εκπόνηση της παρούσας πτυχιακής εργασίας. Τέλος ευχαριστούμε τις οικογένειες μας για τη συνεχή ηθική και ψυχική στήριξη που μας παρείχαν όλο αυτό το διάστημα.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περιεχόμενα	7
Κεφάλαιο 1	9
<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>	<u>9</u>
1.1 Γενικά	9
1.2 Περιγραφή του Προβλήματος - Σκοπιμότητα.....	11
1.3 Διάγραμμα Εργασίας	12
Κεφάλαιο 2	14
<u>ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ</u>	<u>14</u>
2.1 Εισαγωγή	14
2.2 Ελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης.....	15
2.2.1 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση	16
2.2.2 Ελαστική Στατική Ανάλυση	19
2.3 Ανελαστικές Μέθοδοι Ανάλυσης.....	20
2.3.1 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση	21
2.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover).....	21
2.3.2.1 Στόχος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης	21
2.3.2.2 Περιγραφή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.....	22
2.3.2.3 Σημείο επιτελεστικότητας.....	25
2.4 Πλαστικές Αρθρώσεις	25
2.5 Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	26
2.6 Ανακεφαλαίωση – Συμπεράσματα.....	29
Κεφάλαιο 3	30
<u>ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ</u>	<u>30</u>
3.1 Εισαγωγή	30
3.2 Συμβολή Τοιχοπληρώσεων Κατά ΚΑΝΕΠΕ	31
3.3 Επιρροή Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Συμπεριφορά Κατασκευών	33
3.4 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων.....	35
3.5 Προσομοίωση Τοιχοπληρώσεων με τη Μέθοδο της Θλιβόμενης Διαγωνίου.....	36

3.6	Σύνοψη.....	40
Κεφάλαιο 4		41
<u>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ</u>		41
4.1	Περιγραφή Κτιρίου.....	41
4.2	Ευλότυποι	43
4.3	Προσομοίωση Κτιρίων	45
4.4	Ορισμός διατομών των δομικών στοιχείων της κατασκευής.....	48
4.5	Μέθοδος Διαγράμματος Ικανότητας	57
Κεφάλαιο 5		60
<u>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ</u>		60
5.1	Εισαγωγή	60
5.2	Ανάλυση Κτιρίου Χωρίς Τοιχοπληρώσεις.....	60
5.3	Ανάλυση Πλήρως Τοιχοπληρωμένου Κτιρίου.....	63
5.4	Ανάλυση Τοιχοπληρωμένου Κτιρίου με Πιλοτή.....	68
5.5	Επιρροή Άκαμπτου Κόμβου	75
5.6	Επιρροή Δυσκαμψίας	78
5.7	Συγκριτικά Διαγράμματα Αποτελεσμάτων	87
Κεφάλαιο 6		91
<u>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>		91
ΑΝΑΦΟΡΕΣ		94

Κεφάλαιο 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι περισσότεροι σεισμοί οφείλονται στις κινήσεις των λιθοσφαιρικών πλακών και κατά συνέπεια οι ζώνες έντονης σεισμικής δράσης ουσιαστικά ταυτίζονται με τις παρυφές των πλακών. Η σημερινή μορφή του ελληνικού χώρου είναι το αποτέλεσμα της σύγκρουσης της αφρικανικής με την ευρασιατική πλάκα. (Ο.Α.Σ.Π)

Γενικότερα, κατά τη σύγκλιση δύο μεγάλων λιθοσφαιρικών πλακών αποσπώνται από τα περιθώριά τους μικρότερα τμήματα τα οποία κινούνται σχετικά ανεξάρτητα και προκαλούν μικροσυγκρούσεις. Έτσι, στην περιοχή μας έχουμε:

- την ευρασιατική πλάκα, στο άκρο της οποίας σχηματίζονται οι μικροπλάκες του Αιγαίου, της Ανατολίας και της Απουλίας και
- την αφρικανική πλάκα, η οποία κινείται βορειοανατολικά και έχει στα ανατολικά της την μικροπλάκα της Αραβίας. (Ασλανίδης κ.α, 2015)

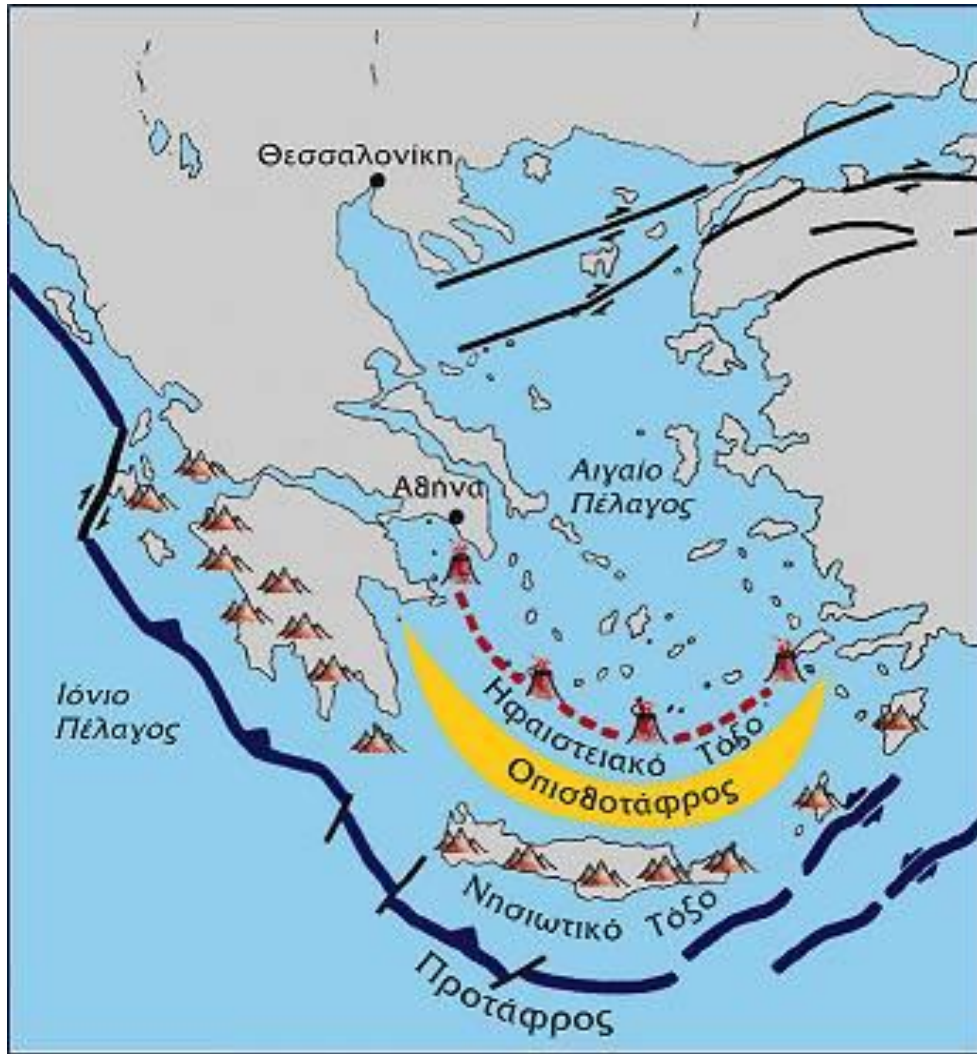
Κανονισμοί και Οδηγίες, όπως ο FEMA-273 [1997], υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας. Θεωρείται δεδομένο ότι παρόμοια λογική θα υιοθετηθεί και από τους Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς. Στην Ελλάδα, ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ,2006) έχει υιοθετήσει διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας κατά την αποτίμηση των υφισταμένων κτιρίων.



Σχήμα 1.1 Μικροπλάκες της ανατολικής Μεσογείου και οι κινήσεις τους (Ασλανίδης κ.α, 2015)

Σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία η Ελλάδα, από άποψη σεισμικότητας, κατέχει την πρώτη θέση στη Μεσόγειο και την Ευρώπη καθώς και την έκτη θέση σε παγκόσμιο επίπεδο. Αν και κατέχει το 0,02 της επιφάνειας της Γης, απελευθερώνει το 2% της παγκόσμιας σεισμικής ενέργειας κάθε χρόνο και πλέον του 50% της ευρωπαϊκής. Βασικό τεκτονικό γνώρισμα του Ελληνικού χώρου είναι το Ελληνικό τόξο (τόξο του Αιγαίου), το οποίο αποτελεί το όριο επαφής της Ευρασιατικής λιθοσφαιρικής πλάκας και της Αφρικανικής πλάκας και αυτό γιατί ξεκινά από την Κεφαλονιά, διασχίζει το νότιο Ιόνιο ανατολικά της Πελοποννήσου και περνώντας νότια της Κρήτης καταλήγει στη Ρόδο. (Ο.Α.Σ.Π.).

Η μεγαλύτερη σεισμική δραστηριότητα παρουσιάζεται στο δυτικό τμήμα του Ελληνικού Τόξου, αφού στο δυτικότερο άκρο του Ελληνικού Τόξου εντοπίζεται και το σεισμικό «τρίγωνο του διαβόλου», ένας χώρος με ιδιαίτερα τεκτονικά χαρακτηριστικά που τον κατατάσσουν στην πρώτη θέση της λίστας των περιοχών υψηλότερης σεισμικότητας στο Αιγαίο και στην Ευρώπη. Αν και η μεγαλύτερη δραστηριότητα παρουσιάζεται στο χώρο μεταξύ Λευκάδας- Πρέβεζας και νότια της Καλαμάτας, υπάρχουν τρεις περιοχές που είναι στο «κόκκινο». Η πρώτη «άκρη» του «τριγώνου» βρίσκεται βόρεια της Λευκάδας, η δεύτερη νότια της Κεφαλονιάς και η Τρίτη, εκτείνεται από τη Ζάκυνθο ως τη Λευκάδα.



Σχήμα 1.2 Ελληνικό τόξο (Ο.Α.Σ.Π)

1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ - ΣΚΟΠΙΜΟΤΗΤΑ

Ο σεισμός αποτελεί ένα από τα πιο σημαντικά προβλήματα του πλανήτη με πολυάριθμες συνέπειες, μία από αυτές είναι η καταστροφή δομημάτων. Γι' αυτό ο σχεδιασμός και η κατασκευή ασφαλών έναντι σεισμού δομημάτων, αποτελεί στόχο για την επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού.

Συγκεκριμένα στην Ελλάδα, η πηγή του προβλήματος ήταν και είναι οι οικοδομές που έχουν κατασκευασθεί και μελετηθεί προ του 1984, δηλαδή πριν την πρώτη βασική τροποποίηση του Κανονισμού του 1959. Και επειδή, ο κανονισμός αυτός είχε διατυπωθεί με γνώσεις της δεκαετίας '20 με '30, είχε ως αποτέλεσμα τα κτίρια που δημιουργήθηκαν

βάσει αυτού του κανονισμού, να υστερούν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας σε σχέση με τα νέα κτίρια.

Οι προσεισμικές επεμβάσεις ενίσχυσης τέτοιων κατασκευών είναι εύκολες, με χαμηλό κόστος και αυτό γιατί μπορούν να συμβούν εξωτερικά. Τα κτίρια αυτά δεν μπορούν να έχουν την ίδια σεισμική αντοχή με ένα νέο οικοδόμημα, όμως με τον τρόπο αυτό μειώνεται σε μεγάλο βαθμό η τρωτότητα τους. Για να εφαρμοστούν οι επεμβάσεις αυτές θα πρέπει ο μηχανικός να αποτιμήσει την ικανότητα του κτιρίου και να φέρει σεισμικές δράσεις, ώστε να γνωρίζει ποια είναι η αντοχή του κτιρίου έναντι σεισμικών φορτίων.

Ο σκοπός της αποτίμησης ενός υφισταμένου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς. Για το λόγο αυτό γίνεται χρήση σύγχρονων ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης.

1.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα εργασία αποτελείται από 6 Κεφάλαια και πραγματεύεται τη διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένων τοιχοπληρωμένων κτιρίων ωπλισμένου σκυροδέματος με την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover). Στο πρώτο μέρος παρουσιάζονται στοιχεία για τη γενικότερη σεισμική δραστηριότητα στον ελλαδικό χώρο, γίνεται αναφορά του προβλήματος και περιγράφεται ο σκοπός της εργασίας.

Στο 2^ο κεφάλαιο της παρούσης, περιγράφονται οι μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου, πιο συγκεκριμένα η ανελαστική στατική ανάλυση, ο συνδυασμός των μεθόδων για την καλύτερη ποσοτική εκτίμηση και για τον έλεγχο επάρκειας των κατασκευών, οι πλαστικές αρθρώσεις και οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Στο 3^ο κεφάλαιο, περιγράφεται η επιρροή της τοιχοποιίας στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, η συμβολή του ΚΑΝ.ΕΠΕ και η προσομοίωση τοιχοπληρώσεων με τη μέθοδο της θλιβόμενης διαγωνίου.

Στο 4^ο κεφάλαιο, περιγράφονται το εξεταζόμενο κτίριο και το πρόγραμμα ETABS (CSI 2015), με το οποίο πραγματοποιήθηκε η προσομοίωση της κατασκευής.

Στο 5^ο κεφάλαιο, αναγράφονται τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων ενός κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, και του αντίστοιχου πλήρως τοιχοπληρωμένου κτιρίου και τοιχοπληρωμένου κτιρίου με πιλοτή, καθώς και τα συγκριτικά διαγράμματα τους. Επίσης, περιγράφονται η επιρροή άκαμπτου κόμβου και η επιρροή δυσκαμψίας στην ανελαστική ανάλυση του κτιρίου.

Τέλος, στο 6^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά τα βασικότερα συμπεράσματα της εργασίας.

Κεφάλαιο 2

ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας 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 κτήρια. 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 οιοιεί κατάρρευση. Για το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

Για να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα, πρέπει να γίνει μια συγκεκριμένη διαδικασία. Αρχικά χρειάζεται να διεξαχθεί μια έρευνα του ιστορικού της κατασκευής, δηλαδή τα προβλήματα που παρουσίαζε πριν και μετά από κάθε σεισμό. Εφόσον έχει γίνει συλλογή στοιχείων, αναλύονται τα αποτελέσματα και ελέγχονται οι οριακές καταστάσεις. Η αποτίμηση έχει ως σκοπό την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υφιστάμενου δομήματος αλλά και τον έλεγχο του δομήματος, αν ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις του κανονισμού, δηλαδή να προσδιοριστεί ποσοτικά η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων εάν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να προσδιορισθεί ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Για την ολοκληρωμένη εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας θα λαμβάνονται υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού του. (Κρητικός, 2014)

Η σεισμική αποτίμηση αποτελεί το πρώτο βήμα της ολοκληρωμένης διαδικασίας μελέτης ενός υφιστάμενου κτιρίου, και συγχρόνως το πλέον σημαντικό βήμα, καθώς όπως γίνεται αντιληπτό, επιλογή της οποιασδήποτε επέμβασης βασίζεται και καθοδηγείται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Συνεπώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη η ακριβής προσέγγιση και ποσοτικοποίηση τόσο της ικανότητας του φορέα και των μελών του, όσο και των απαιτήσεων που διαμορφώνονται ανάλογα με τη σεισμική απειλή και την αναμενόμενη χρήση της κατασκευής.

2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Κατά τις ελαστικές αναλύσεις θεωρείται γραμμική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής υπό τις επιβαλλόμενες φορτίσεις. Παρόλα αυτά οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος

της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

2.2.1 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση

Όπως αναφέρει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ στην παράγραφο 5.5, χρειάζεται να υπολογισθεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, για να συμβεί αυτό πρέπει να πραγματοποιηθεί μία προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε να υπολογισθούν πρώτα οι δείκτες ανεπάρκειας δομικών στοιχείων.

Ο δείκτης ανεπάρκειας δομικού στοιχείου είναι ο λόγος : $\lambda = S_E/R_m$

όπου:

S_E = εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

R_m = η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών.

Ο δείκτης ανεπάρκειας υπολογίζεται για την αποτίμηση αλλά και για τον ανασχεδιασμό σε κάθε πρωτεύον στοιχείο. Ο κρίσιμος λόγος λ θεωρείται ο μεγαλύτερος δείκτης ανεπάρκειας για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο. Οι λόγοι λ , εκτός από ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό της κανονικότητας, δίνουν επιπλέον μια πρώτη άποψη όσο αναφορά την αντίσταση του κτιρίου στο σεισμό.

Η Ελαστική δυναμική ανάλυση λαμβάνει χώρα με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες, υπό προϋποθέσεις και ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων. Η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου επιτρέπεται υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ειδικότερα για τα ελληνικά κτίρια, με στάθμες επιτελεστικότητας της κατηγορίας Β ή Γ, αναφέρονται οι εξής όροι:

Αρχικά να μην υφίστανται στο κτίριο ουσιώδεις βλάβες, κατά δεύτερον το λ για όλα τα κύρια στοιχεία να προκύπτει πως είναι $\lambda \leq 2.5$ αλλιώς για ένα ή περισσότερα από αυτά να προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό.

Η στάθμη επιτελεστικότητας A εφαρμόζεται άνευ προϋποθέσεων. Οι στάθμες επιτελεστικότητας περιγράφονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 2.5.

Ουσιαστικά, στην προσομοίωση των κτιρίων, οι τιμές της γραμμικής ελαστικής δυσκαμψίας και της ιξώδους απόσβεσης θα αντιστοιχούν σε απόκριση των δομικών στοιχείων κοντά στο όριο διαρροής τους. Γι' αυτό, οι τιμές των δυνάμεων διαρροής των στοιχείων θα εκτιμώνται με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών. Γενικά στην ελαστική δυναμική ανάλυση θα εισάγεται ως σεισμική δράση είτε το φάσμα σχεδιασμού του EC 8-1, είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσεως συμβατές με το φάσμα αυτό (σύμφωνα με τις διατάξεις του EC 8-1). Η δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των μέγιστων τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή θα γίνεται με βάση τη μέθοδο της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης, χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών σύμφωνα με τις διατάξεις του EC 8-1. Οι μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων, τεμνουσών βάσεως για κάθε ιδιομορφή, συνδυάζονται με βάση τις διατάξεις του EC 8-1. Η χωρική επαλληλία των ανωτέρω μεγεθών γίνεται με βάση τις διατάξεις του EC 8-1 (KAN.ΕΠΕ, 2013).

Πιο αναλυτικά:

Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη απόκριση (για το μέγεθος που μας ενδιαφέρει, π.χ. απόλυτη επιτάχυνση, σχετική μετακίνηση, κλπ) όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών με συγκεκριμένη απόσβεση, για δεδομένη σεισμική διέγερση ανάλογα με την ιδιοπερίοδό τους. Ο τρόπος κατασκευής φάσματος απόκρισης σχετικών μετακινήσεων είναι ο εξής:

- Επιλογή απόσβεσης ζ , για την οποία θα κατασκευαστεί το φάσμα, π.χ. $\zeta=5\%$.
- Επιλογή μιας ιδιοπεριόδου T ενός ταλαντωτή, π.χ. $T=0.1$ sec.
- Υπολογισμός της χρονοϊστορίας της απόκρισης, $u(t)$ αυτού του ταλαντωτή για τη δεδομένη σεισμική διέγερση.
- Υπολογισμός της απολύτως μέγιστης τιμής της απόκρισης: $\max|u(t)|$.
- Επανάληψη της διαδικασίας για πολλές τιμές περιόδων T και κατασκευή του διαγράμματος: $\max|u(t)|$ ως προς T . Από αυτή την καμπύλη μπορεί να υπολογιστεί η μέγιστη μετακίνηση οποιασδήποτε κατασκευής με απόσβεση ίση με αυτή του φάσματος, για τη δεδομένη σεισμική διέγερση, προβάλλοντας

το σημείο της καμπύλης που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής στον άξονα των φασματικών μετακινήσεων. (Ψυχάρης, 2016)

Η μέθοδος χρονοϊστορίας της απόκρισης θα γίνεται για επιταχυνσιογραφήματα βάσεως από πραγματικές καταγραφές ή για συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα. Το μητρώο απόσβεσης θα περιγράφει τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του κτιρίου για απόκριση κοντά στο όριο διαρροής των στοιχείων. Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος θα γίνεται για τη *μέγιστη* τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που προκύπτει από την ανάλυση της χρονοϊστορίας. Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον επτά επιταχυνσιογραφήματα, επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος για τη *μέση* τιμή κάθε μεγέθους. Π.χ. μέγιστες ροπές ή τέμνουσες, και αντίστοιχα αξονικά φορτία. Εναλλακτικά, επιτρέπεται η ανάλυση προσομοιώματος στον χώρο για ταυτόχρονη δράση ζευγών οριζοντίων συνιστωσών (επιταχυνσιογραφημάτων), μίας σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου.

Ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς (q) είναι ένας συντελεστής που λόγω της μεταλαστικής συμπεριφοράς, εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Η επιρροή της πλαστιμότητας του φορέα, μειώνει την σεισμική απόκριση του και η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση, σύμφωνα με το συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής q εξαρτάται:

- από τον τύπο του φορέα,
- από την κανονικότητά του σε κάτοψη και όψη και
- από την κατηγορία πλαστιμότητας

Οπότε εάν η ανάλυση πραγματοποιείται με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q), τότε οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση με οποιαδήποτε μέθοδο, θα πολλαπλασιάζονται επί τον συντελεστή (q), για να συμπεριληφθεί η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Αντίστοιχα, εάν η ανάλυση πραγματοποιείται με τη μέθοδο των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m), τότε όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση με οποιαδήποτε μέθοδο, θα αυξάνονται καταλλήλως, για

να συμπεριληφθεί η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Ανεξαρτήτως από τον τρόπο υπολογισμού, τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις θα αυξάνονται επιπλέον ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της στρέψης, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

2.2.2 Ελαστική Στατική Ανάλυση

Όπως αναφέρεται αναλυτικά στην μέθοδο της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, έτσι για τους ίδιους λόγους χρειάζεται στην ελαστική στατική να υπολογισθεί ο δείκτης ανεπάρκειας δομικών στοιχείων (λ) για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Επίσης, η ελαστική στατική ανάλυση λαμβάνει χώρα με στάθμες επιτελεστικότητας της κατηγορίας Β & Γ κάτω από προϋποθέσεις.

Αρχικά, ο σημαντικότερος όρος είναι να μην υφίστανται στο κτίριο ουσιώδεις βλάβες, αν δεν παρατηρούνται τέτοιου είδους βλάβες, τότε πρέπει να ικανοποιούνται συνολικά και οι παρακάτω εξής συνθήκες:

- Το λ για όλα τα κύρια στοιχεία να προκύπτει πως είναι $\lambda \leq 2.5$ αλλιώς για ένα ή περισσότερα από αυτά να προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό.
- Η θεμελειώδης ιδιοπερίοδος (T_0) της κατασκευής να είναι πιο μικρή από το $4T_c$ ή από $2s$.
- Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης ενός ορόφου προς την αντίστοιχη διάσταση ενός γειτονικού κτιρίου να μην ξεπερνά το 1.5, κατ' εξαίρεση του τελευταίου ορόφου και των προσαρτημάτων.
- Η κατασκευή σε όλους τους ορόφους να μη φέρει έντονη ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη και σε καθ' ύψος τομή να μη φέρει κατανομή της δυσκαμψίας ή της μάζας. Επίσης, το κτίριο να παρέχει σύστημα ανάληψης των σεισμικών δράσεων σε δύο κάθετες (μεταξύ τους) διευθύνσεις.

Παρομοίως η στάθμη επιτελεστικότητας (Α) μπορεί να διεξαχθεί χωρίς τους παραπάνω όρους.

Ουσιαστικά, στην προσομοίωση των κτιρίων, οι τιμές της γραμμικής ελαστικής δυσκαμψίας και της ιξώδους απόσβεσης θα αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή των

στοιχείων. Ο προσδιορισμός τη ιδιοπεριόδου εκτιμάται μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης κατάλληλου προσομοιώματος της κατασκευής. Εναλλακτικά επιτρέπεται η χρήση αξιόπιστων εμπειρικών σχέσεων ή η χρήση της μεθόδου Rayleigh-Ritz για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου.

Επομένως, ο υπολογισμός των ισοδύναμων στατικών φορτίων θα εφαρμόζεται με τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q), που αναλύεται παραπάνω στο κεφάλαιο 2.2.1, σε φορείς που δεν φέρουν σημαντική ανισοκατανομή των πλαστικών αρθρώσεων. Αντίθετα, για φορείς με έντονη ανισοκατανομή θα εφαρμόζεται καλύτερα η μέθοδος των δεικτών πλαστιμότητας (m), με την οποία θα προσεγγίζονται με ακρίβεια οι μετακινήσεις, λαμβάνοντας υπόψη από τις παραπάνω προϋποθέσεις πως το λ είναι ίσο και μικρότερο του 2.5 ή αν είναι μεγαλύτερο του 2.5 με μορφολογικά κανονικό κτίριο και η ιδιοπερίοδος μικρότερη του $4T_c$ ή $2s$. Σε περίπτωση που δεν υφίστανται οι προσεγγίσεις, τότε υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης με τον τύπο $V = C_1 C_m S_e W$, ο οποίος αποτελείται από:

- τον συντελεστή συσχετισμού (C_1) αναμενόμενης μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης και μετακινήσεων, των οποίων ο υπολογισμός γίνεται από τη γραμμική ελαστική ανάλυση.
- Τον συντελεστή δρώσας (C_m) που συνήθως ισούται με 0.85
- Με τη φασματική επιτάχυνση (S_e) που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο (T) και
- Το βάρος (W) που αναλογεί στη ταλαντευόμενη μάζα κατασκευής.

Η αιτία που δεν συνιστάται η εφαρμογή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς σε φορείς με έντονη ανισοκατανομή, είναι ότι τα αποτελέσματα που θα προκύψουν θα είναι παρόμοια ή πιο συντηρητικά από τα αποτελέσματα της ανάλυσης με τον δείκτη πλαστιμότητας. (KAN.ΕΠΕ, 2013)

2.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Η αύξηση της τάσης σχεδιασμού των νέων κατασκευών με βάση τις μετακινήσεις, ως πιο οικονομική και ακριβής, και όχι με την παραδοσιακή μέθοδο με βάση της δυνάμεις, έχει οδηγήσει στην ευρεία εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης. Η τάση αυτή

ενισχύεται και από την αυξανόμενη ανάγκη για αποτίμηση ήδη υπαρχουσών (υφιστάμενων) κατασκευών. Κύριος σκοπός των μεθόδων αυτών είναι η αποτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής υπό την επιλεγμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή βρίσκει έκφραση κυρίως με δύο μεθόδους, την ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover) και την μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (Non-Linear Time History)

2.3.1 Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση αφορά τη μη-γραμμική ανελαστική απόκριση του φορέα, όπου η δράση των οριζόντιων φορτίων είναι δυναμικού τύπου και προκαλεί την αδρανειακή απόκριση της κατασκευής. (Κίρτας και Παναγόπουλος, 2015) Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου. (Βεργίνη και Τσιούμπρης, 2013)

2.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover)

2.3.2.1 Στόχος της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

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. Για

πλάστιμα στοιχεία, οι τιμές των παραμορφώσεων αυτών συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού.

Η μέθοδος αναφέρεται και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων. Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των δυνάμεων (εντατικών μεγεθών) στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές είναι εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους (KAN.ΕΠΕ, 2013).

Ουσιαστικά, η χρήση της μεθόδου έχει μια σειρά στόχων οι οποίοι είναι οι εξής:

- Τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής (κόμβου ελέγχου). Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας
- Την τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής στο κτίριο (λόγος α_u/α_1).
- Την εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού. Ο μελετητής μηχανικός έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσει τη μέθοδο Pushover τόσο στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό παλαιότερων κτιρίων όσο και στην ανάλυση νέων κατασκευών (LH Λογισμική, 2013).

2.3.2.2 Περιγραφή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

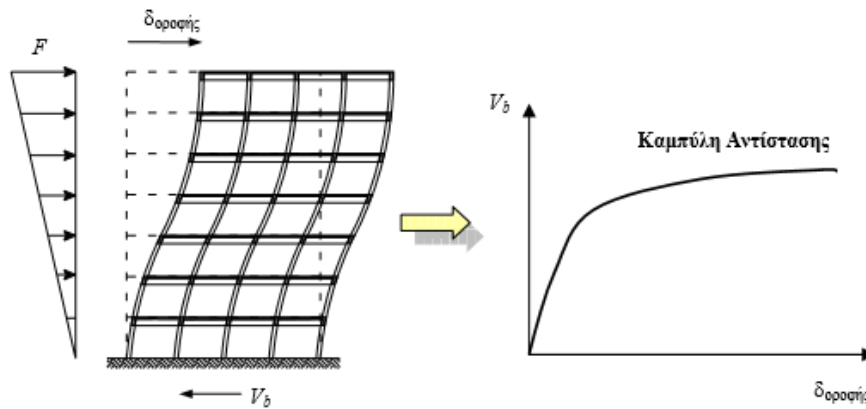
Η ανελαστική στατική ανάλυση λαμβάνει υπόψη την πραγματική κατάσταση του κτιρίου με την πιθανή ανομοιομορφία στην δυσκαμψία και επιπλέον επιτρέπει τους κόμβους των μελών να γίνουν πλαστικές αρθρώσεις (σημείο ροπής διαρροής). Από εκείνο το σημείο και μετά αυξάνονται αρκετά οι παραμορφώσεις και οι μετατοπίσεις του κτιρίου με αποτέλεσμα το κτίριο πολλές φορές να χρήζει άμεσης ενίσχυσης (Αναγνωστόπουλος, 2009).

Η εφαρμογή της αφορά στην επιβολή στο προσομοίωμα της κατασκευής στατικών σεισμικών φορτίων, επαυξανόμενων σε μέγεθος, έως την κατάρρευσή της. Μεγέθη έντασης (τέμνουσα βάσης) και απόκρισης (μετακίνηση οροφής) χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων ενός Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος. Η σεισμική απόκριση του αρχικού πολυβάθμιου φορέα προκύπτει συναρτήσει της ανελαστικής σεισμικής απόκρισης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος.

Για να είναι αξιόπιστα τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης σε ένα κτίριο, πρέπει η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών του κτιρίου να μην είναι σημαντική, για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Ως εκ τούτου για να εφαρμοστεί η στατική ανελαστική ανάλυση θα πρέπει να συνδυαστεί με μία συμπληρωματική ελαστική δυναμική ανάλυση. Σε αυτή την περίπτωση λαμβάνουν χώρα οι έλεγχοι όλων των αναλύσεων, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση των τιμών των παραμέτρων κατά 25%. (KAN.EΠΕ, 2013)

Για την προσομοίωση και την ανάλυση θα δημιουργείται η καμπύλη αντίστασης (τέμνουσα βάσεως – οριζόντια μετακίνηση του κόμβου ελέγχου), η οποία θα υπολογίζεται για μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου οι οποίες θα κυμαίνονται από μηδέν έως πέρα της εξεταζόμενης μετακίνησης. Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων θα συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του EC 8-1. Ενώ, τα οριζόντια φορτία θα πραγματοποιούνται σε αρνητική - θετική διεύθυνση και ο έλεγχος θα γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη κάθε στοιχείου. Στο προσομοίωμα θα περιέχονται τα πρωτεύοντα και τα δευτερεύοντα στοιχεία καθώς και οι τοιχοπληρώσεις. Το αναλυτικό προσομοίωμα θα περιέχει τη σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε περιοχής στην οποία υπάρχει η πιθανότητα να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά. Θα συμπεριλαμβάνεται δηλαδή, μέσω πλήρων καμπύλων μονότονης φόρτισης μέχρι αστοχίας. Επίσης, είναι εφικτή η χρήση απλοποιημένης στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπου στη προσομοίωση τοποθετούνται δεδομένα μόνο από πρωτεύοντα στοιχεία ανάληψης σεισμικών δυνάμεων

της κατασκευής. Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε τέτοιου στοιχείου θα είναι διγραμμική. (KAN.ΕΠΕ, 2013)



Σχήμα 2.1 Καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετακίνησης ($V-\delta$) για μη γραμμική στατική ανάλυση υπό σταδιακώς αυξανόμενη ένταση. (Ρεπαπής, 2007)

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Οι κατανομές, σύμφωνα με τον EC 8-1 μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως εξής:

- Ομοιόμορφη, δηλαδή βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του.
- Ιδιομορφική, δηλαδή ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

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. (KAN.ΕΠΕ, 2013)

2.3.2.3 Σημείο επιτελεστικότητας

Το σημείο επιτελεστικότητας ή αλλιώς η στοχευόμενη μετακίνηση της μη γραμμικής ανελαστικής ανάλυσης προσεγγίζει το μέγιστο επίπεδο παραμόρφωσης που αναμένεται κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, η στοχευόμενη μετακίνηση (δ_i) θα υπολογίζεται βάσει όλων των παραγόντων που ασκούν επιρροή στη μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Επιτρεπόμενη είναι η θεώρηση της μετακίνησης ενός ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος με την ιδιοπερίοδο να ισούται με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, στην οποία ασκείται και ελέγχεται η σεισμική δράση με αποτέλεσμα να προκύπτει η μετακίνηση του αποκρινόμενου φορέα. Για αυτό το λόγο πρέπει να ληφθούν υπόψη οι διαφορές μετακινήσεων ανάμεσα στην ελαστική με την ανελαστική, στο ανώτερο μονοβάθμιο σύστημα με τον κόμβο ελέγχου του κτιρίου και ενός ελαστοπλαστικού μονοβάθμιου συστήματος με τη φθίνουσα δυσκαμψία κατά την ανακύκλιση. Τέλος, λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως στη μετακίνηση. Επίσης, το σημείο επιτελεστικότητας θα αυξάνεται επιπλέον καταλλήλως για την συνεκτίμηση της στρέψης.

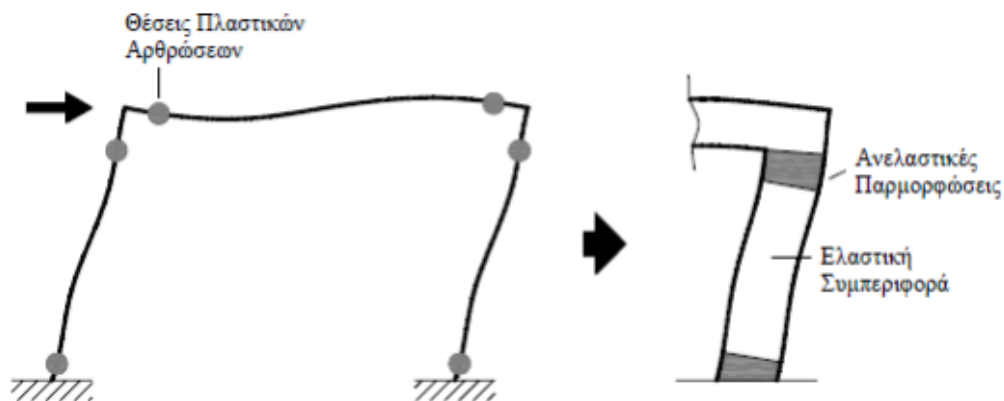
2.4 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

Η συμπεριφορά ενός φορέα που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δύναμη, περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία με αποτέλεσμα να είναι εφικτή η δημιουργία μαθηματικών προσομοιωμάτων. Συνεπώς, προβλέπεται η συμπεριφορά των κατασκευών με την παραδοχή ότι θα παραμείνουν ελαστικές. Η προϋπόθεση κατά το σχεδιασμό μια κατασκευής είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη για την απορρόφηση των σεισμικών διεγέρσεων.

Επίσης, είναι χρήσιμο για την αποτίμηση των κατασκευών, πριν ή μετά την επέμβαση, να έχουν την δυνατότητα τα εξεταζόμενα κτίρια να καταναλώνουν την ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών. Για τις ελαστικές μεθόδους, η ανελαστική συμπεριφορά των μελών του κτιρίου, λαμβάνεται μέσω του δείκτη συμπεριφοράς q . Στις ανελαστικές αναλύσεις είναι απαραίτητη η καταγραφή και η παρουσίαση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε ολόκληρο το φάσμα της απόκρισής του. Στην εφαρμογή μιας αυξανόμενης δύναμης σε μια κατασκευή, τα μέλη της αναπτύσσουν

ανελαστικές παραμορφώσεις όταν σταδιακά διαρρέουν. Οι διαρροές αυτές συνδέονται με την αντοχή των μελών και τη σχέση τους με την αντίστοιχη ένταση σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος του μέλους.

Εφόσον η δράση του σεισμού είναι γνωστή και η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των υποστυλωμάτων και των δοκών μια κατασκευής καταπονείται από κατακόρυφα φορτία, είναι εύκολο να εντοπιστούν τα σημεία που θα δημιουργηθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα σημεία αυτά εμφανίζονται στην κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων καθώς και στα ακριανά τμήματα των δοκών, γνωστές ως παρείες. Στα σημεία αυτά δίνεται μεγάλη έμφαση κατά τον σχεδιασμό νέων κατασκευών λαμβάνοντας αυξημένα μέτρα, όπως τοποθέτηση πυκνών συνδετήρων, για την περίπτωση ακραίων σεισμικών εντάσεων (Γαβριλάκη, 2013).



Σχήμα 2.2 Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων σε μέλη απλής κατασκευής υπό σεισμική ένταση. (Γαβριλάκη, 2013)

2.5 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι μετελαστικές παραμορφώσεις στην διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων είναι αναμενόμενες, εκτός αν οι κατασκευές διαστασιολογούνται για ιδιαίτερα μεγάλη αντοχή κάτι που όμως συνεπάγεται υψηλό κόστος και αποφεύγεται. Έτσι, κατά τον σχεδιασμό πρέπει να εξασφαλιστεί ότι οι μεγάλες παραμορφώσεις θα αντιμετωπιστούν χωρίς σημαντική απώλεια της αντίστασης έναντι οριζοντίων δράσεων και θα διατηρηθεί η ακεραιότητα του κτιρίου για την ανάληψη των μονίμων φορτίων. Η διαδικασία του

ικανοτικού σχεδιασμού, καθώς και οι απαιτήσεις σε περίσφιγξη αποσκοπούν στο να αντιμετωπιστεί η αβεβαιότητα καθορισμού της έντασης των σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού και στην ικανότητα ανάπτυξης μεγάλων παραμορφώσεων.

Λόγω των διαφορετικών κοινωνικό – οικονομικών συνθηκών που επικρατούν, οι κανονισμοί εισάγουν τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας με ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας (επιθυμητή - στοχευόμενη συμπεριφορά) είναι διαφορετικές για τον φέροντα οργανισμό και για τα μη φέροντα στοιχεία. Φέρον οργανισμός είναι τα υποστυλώματα, οι δοκοί και οι πλάκες. Είναι δηλαδή τα δομικά στοιχεία της κατασκευής που συμμετέχουν στην ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων. Τα μη-φέροντα στοιχεία είναι ακριβώς το αντίθετο. Στην παρακάτω παράγραφο αναλύονται οι τρεις κατηγορίες των στάθμων.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής:

α. «Περιορισμένες Βλάβες – A» : είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές – μικρές τριχοειδείς ρωγμές (κυρίως καμπτικού χαρακτήρα) στον φέροντα οργανισμό. Τα μη – φέροντα στοιχεία του κτιρίου υπάρχει περίπτωση να παρουσιάσουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, χωρίς την πτώση επιχρίσματος. (KAN.ΕΠΕ, 2013)

β. «Σημαντικές Βλάβες – B» : είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν σημαντικές αλλά επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

Ως αντίστοιχες οριακές βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για το φέροντα οργανισμό:

Καμπτικές και διατμητικές ρωγμές, περιορισμένες απολεπίσεις τεμαχίων σκυροδέματος, τοπικοί λυγισμοί διαμήκων ράβδων οπλισμού και άνοιγμα ορισμένων αγκίστρων

συνδετήρων σε λίγα υποστυλώματα ή τοιχώματα, μικρές γενικώς μόνιμες μετακινήσεις. Τα μη – φέροντα στοιχεία του κτιρίου έχουν υποστεί βλάβες, όπως συχνές ρηγματώσεις και τοπικές πτώσεις τεμαχίων επιχρίσματος και τμημάτων τοιχοποιίας, χωρίς σημαντικές εκτός επιπέδου αστοχίες. (KAN.ΕΠΕ, 2013)

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

Ως αντίστοιχες οριακές βλάβες αναφέρονται ενδεικτικώς οι ακόλουθες για το φέροντα οργανισμό:

Εκτεταμένες θραύσεις και αποδιοργάνωση πυρήνα σκυροδέματος, τοπικές θραύσεις οπλισμών, μεγάλες μόνιμες οριζόντιες μετακινήσεις. Τα περισσότερα μη – φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τοίχων ή ολόκληρων φατνωμάτων. (KAN.ΕΠΕ, 2013)

Πίνακας 1. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού.(KAN.ΕΠΕ, 2013)

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

2.6 ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Προκύπτει λοιπόν το συμπέρασμα ότι, αν και οι ελαστικές μέθοδοι μπορούν να εφαρμοστούν για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, παρουσιάζουν αβεβαιότητες κυρίως σε ότι έχει να κάνει με τα μεγέθη που εκφράζουν την πλαστιμότητα της κατασκευής. Οι ανελαστικές μέθοδοι μπορούν να δώσουν στοιχεία για την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής, ενδείξεις για τις πιθανές θέσεις αστοχίας, την πραγματική αντοχή της κατασκευής, την διατιθέμενη πλαστιμότητα και την αναμενόμενη ακολουθία των βλαβών. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται περισσότερο οι ανελαστικές μέθοδοι αποτίμησης. Οι ελαστικές αναλύσεις αν και απλούστερες στην εφαρμογή τους, μπορεί να οδηγήσουν σε λιγότερο ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με τις ανελαστικές μεθόδους. Τέλος, για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών εφαρμόζεται κυρίως η στατική ανελαστική ανάλυση, λόγω του ότι είναι πιο απλή σε σχέση με την ανάλυση χρονοϊστορίας. (Μπαρμπέρης και Καρόπουλος, 2015)

Ωστόσο, η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, ιδιαίτερα όταν είναι σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης εξαρτώνται επίσης σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται.

Κεφάλαιο 3

ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντικείμενο του συγκεκριμένου κεφαλαίου αποτελεί η διερεύνηση και η ανάλυση της συμπεριφοράς τοιχοπληρωμένων πλαισίων υπό συνθήκες σεισμικής διέγερσης. Για την προσομοίωση των τοίχων πλήρωσης γίνεται χρήση ενός μικρό-προσομοιώματος σύμφωνα με το οποίο η συνεισφορά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να εκτιμηθεί από ένα σύστημα δύο διαγώνιων θλιβόμενων ράβδων. Με τη χρήση αυτού του μαθηματικού προσομοιώματος διερευνάται η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη μεταβολή της δυσκαμψίας των τοιχοπληρωμένων πλαισίων. (Κακαράντζας, 2015)

Η σεισμική συμπεριφορά τοιχοπληρωμένων κτιρίων επηρεάζεται συνήθως σημαντικά από την γεωμετρία της τοιχοποιίας και τα χαρακτηριστικά της (Fardis and Calvi, 1995, Dolsek and Fajfar, 2002, Reparis et al., 2006). Η επιρροή της τοιχοποιίας μπορεί να είναι είτε θετική ή αρνητική. Παρ' όλα αυτά, κατά τον σχεδιασμό των κτιρίων, οι τοιχοποιίες πλήρωσεως δεν λαμβάνονται υπόψη με άμεσο τρόπο. Για να εξεταστεί η επιρροή της περιμετρικής τοιχοποιίας στην συμπεριφορά των κτιρίων, αναλύονται τόσο τα γυμνά πλαίσια, όσο και τα τοιχοπληρωμένα, με μερική ή πλήρη τοιχοπλήρωση. Η εξέταση της συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων κτιρίων είναι σημαντική, διότι η συνεισφορά της τοιχοποιίας μπορεί να είναι καθοριστική στην ολική συμπεριφορά του κτιρίου. Ο ΚΑΝΕΠΕ (2006) αναγνωρίζει την συνεισφορά της τοιχοποιίας πλήρωσεως και επιτρέπει τον συνυπολογισμό της κατά την σεισμική αποτίμηση με σκοπό την επισκευή ή ενίσχυση του υφισταμένου κτιρίου.

3.2 ΣΥΜΒΟΛΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝΕΠΕ

Συμπεριφορά τοιχοπληρώσεων

Ένας τοίχος πλήρωσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μόνον όταν περιβάλλεται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος (δηλ. είναι σφηνωμένος σε - ή συνδεδεμένος με - στοιχεία του σκελετού) τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές του και δεν έχει μεγάλα ή/και πολλά ανοίγματα και δεν αστοχεί πρόωρα εκτός επιπέδου.

Άοπλες τοιχοπληρώσεις

α) Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας), πλην του ιδίου βάρους τους. Υπό σεισμό, μπορούν να προσομοιωθούν :

- Είτε ως διατμητικό φάτνωμα/πέτασμα, ορθοτροπικό, με τέσσερις “κόμβους”-αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου
- Είτε, απλούστερα, ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου), με συγκεκριμένο πλάτος b .

β) Οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις, συνήθεις και άοπλες, ελέγχονται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων και λαμβάνονται (ενδεχομένως) υπόψη μόνον στις στάθμες επιτελεστικότητας A ή B. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ, δεν συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα (και κατ' ακολουθίαν δεν ελέγχονται). Παρά ταύτα, η ενδεχομένως δυσμενής επιρροή τους (τοπικώς ή γενικώς), οφείλει πάντοτε να ελέγχεται ή/και να περιορίζεται. Τέλος, επισημαίνεται ότι, απαγορεύεται γενικώς να λαμβάνονται υπόψη ή όχι οι τοιχοπληρώσεις, επιλεκτικώς, π.χ. από όροφο σε όροφο ή/και από θέση σε θέση του κτιρίου.

γ) Οι σκοπίμως προστιθέμενες οπλισμένες πλινθοπληρώσεις ή οι υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις μετά από ενίσχυση, υπό προϋποθέσεις, μπορούν να ληφθούν υπόψη και για την στάθμη επιτελεστικότητας Γ, με κατά περίπτωση έλεγχο σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων. Σχετικώς, επιτρέπεται να συνεκτιμηθεί και ο κλάδος της σκελετικής καμπύλης συμπεριφοράς μετά την αστοχία, με τιμές $\alpha=0.25$ και $\beta=1.5$, όπως και για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος.

δ) Όταν εντός ενός φατνώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, η προσομοίωση της θα πρέπει να προσαρμόζεται καταλλήλως, ελέγχοντας κατά πόσον η διάταξη των ανοιγμάτων επιτρέπει την λειτουργία διατμητικού φατνώματος ή την διαμόρφωση λοξών θλιβόμενων ράβδων τοιχοποιίας, για τις οποίες να εξασφαλίζονται συνοριακές συνθήκες επιτρέπουσες την συμμετοχή των θλιβόμενων ράβδων στο σχήμα αντίστασης του πλαισίου. Κατά τον έλεγχο αυτόν, θα λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη και το κατά πόσον τα κάθε είδους ανοίγματα περιβάλλονται από διαζώματα ή πλαίσια (ή άλλα ενισχυτικά στοιχεία), οριζόντια ή/και κατακόρυφα (οπλισμένοι λαμπάδες ή/και ποδιές, πρέκια κ.λπ.).

Η απόφαση για την επιρροή των κάθε είδους ανοιγμάτων των τοιχοπληρώσεων, θα λαμβάνεται με βάση αιτιολογημένη κρίση του Μηχανικού.

ε) Πρέπει να εξασφαλίζεται ότι οι άοπλες τοιχοπληρώσεις δεν αστοχούν πρόωρα εκτός επιπέδου.

ζ) Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πλήρωσης εκτιμώνται βάσει των μηχανικών χαρακτηριστικών των πλινθοσωμάτων και του κονιάματος, λαμβάνοντας καταλλήλως υπόψη και τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας. Βεβαίως, η αντίσταση της τοιχοπλήρωσης είναι συνάρτηση και του μήκους επαφής μεταξύ τοιχοπλήρωσης και στοιχείων του περιβάλλοντος πλαισίου. Αυτό δε το μήκος επαφής με την σειρά του εξαρτάται απ' το μέγεθος της οριζόντιας επιβαλλόμενης μετακίνησης και τις βλάβες. Έτσι, τα γεωμετρικά μεγέθη που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και τελικώς οι αντιστάσεις καθ' εαυτές, εκτιμώνται και αναλόγως της σκοπούμενης στάθμης επιτελεστικότητας (A ή B), δηλ. αναλόγως των μετακινήσεων και του ανεκτού βαθμού βλάβης της τοιχοπλήρωσης.

ζ.1) Όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως φάτνωμα/πέτασμα, η συμπεριφορά του περιγράφεται από κατάλληλο διάγραμμα διατμητικών τάσεων-γωνιακών παραμορφώσεων, λαμβάνοντας υπόψη και την επιρροή της ανακύκλησης, καθώς και τον ευνοϊκό ρόλο της εντός επιπέδου περίσφιξης της τοιχοποιίας απ' το περιμετρικό πλαίσιο.

ζ.2) Όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως ισοδύναμη (προς το φάτνωμα, βλ. ζ.1) θλιβόμενη διαγώνια ράβδος, τα μεγέθη που υπεισέρχονται στον σχεδιασμό και στους υπολογισμούς θα εκτιμώνται καταλλήλως, ως ακολούθως :

- Το πάχος t της θλιβόμενης διαγωνίου, θα εκτιμάται όπως και για το προσομοίωμα του διατμητικού φατνώματος,
- Το πλάτος b της θλιβόμενης διαγωνίου, θα εκτιμάται με βάση την ισοδυναμία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων (τάσεων), ενώ
- Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά την διεύθυνση της διαγώνιας, $w_c s f$ μπορεί να συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη και την εξαιτίας εγκάρσιων (οριζοντίων) εφελκυστικών τάσεων απομείωση της.

η) Η οριζόντια και η κατακόρυφη συγκεντρωμένη τέμνουσα δύναμη που προκύπτει απ' την επιρροή και την αλληλεπίδραση πάνω στο πλαίσιο των τοιχοπληρώσεων, πρέπει να εξετάζεται κατά τον έλεγχο των υποστυλωμάτων και των δοκών του πλαισίου αντιστοίχως, λαμβάνοντας υπόψη και την ευνοϊκή απευθείας ανάληψη τυχόν τελικής τέμνουσας (κοντά σε στήριξη δοκού ή υποστυλώματος) μέσω λοξού θλιπτήρα.

3.3 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

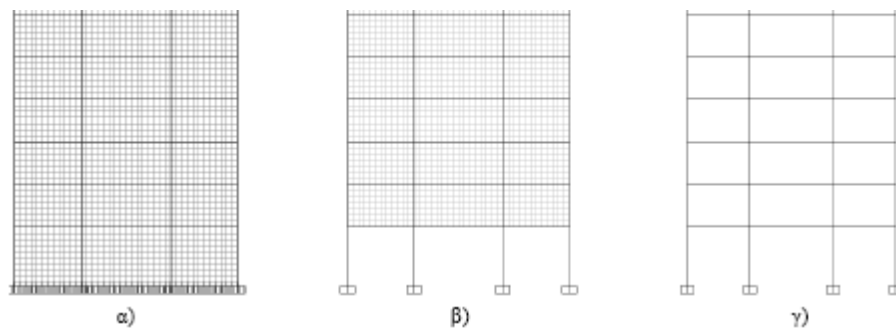
Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων αποτελεί ένα από τους σοβαρότερους παράγοντες που επηρεάζουν την αντισεισμική συμπεριφορά του φέροντα οργανισμού οπλισμένου σκυροδέματος μίας κατασκευής. Ωστόσο, οι δυνατότητες μιας ακριβούς αναλυτικής εκτίμησης της επιρροής αυτής παραμένουν μέχρι και σήμερα περιορισμένες και αποτελούν ένα σοβαρό προς διερεύνηση αντικείμενο. Η δυσκολία αυτή οφείλεται κυρίως στους μονόπλευρους συνδέσμους (που εισάγονται για να προσομοιωθεί η αλληλεπίδραση πλαισίου-τοιχοπληρώσεων) μεταξύ των δύο τμημάτων της κατασκευής, οι οποίοι σε άλλα σημεία εξασφαλίζουν πλήρη σύνδεση (θλιβόμενοι σύνδεσμοι) μεταξύ πλαισίου οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοπλήρωσης, σε άλλα όμως σημεία επιτρέπουν την αποκόλληση των δύο μερών.

Ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει το αν οι τοιχοπληρώσεις επηρεάζουν θετικά ή αρνητικά τη συμπεριφορά μιας κατασκευής είναι η διάταξή τους σε κάτοψη, σε τομή αλλά και στα φατνώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Επίσης επιρροή των τοίχων πλήρωσης στην απόκριση της κατασκευής, εξαρτάται από τον τρόπο σύνδεσης των τοίχων πλήρωσης και του φέροντα οργανισμού. Συχνά οι τοίχοι πλήρωσης συνδέονται στερεά με τον φέροντα οργανισμό και επηρεάζουν την απόκριση του δομήματος καθώς

αναπτύσσονται δυνάμεις αλληλεπίδρασης στην διεπιφάνεια αυτών. Στην περίπτωση που δεν συνδέονται με τον φέροντα οργανισμό λειτουργούν μόνο σαν κατακόρυφα φορτία του δομικού συστήματος.

ΘΕΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΣΜΕΝΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

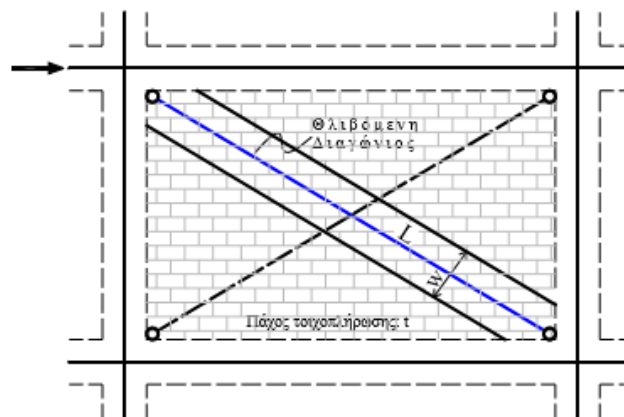
Οι τοιχοπληρώσεις έχουν κατά το πλείστον θετική επιρροή στη σεισμική συμπεριφορά και ασφάλεια των κατασκευών, εφόσον είναι καλά εγκιβωτισμένες από τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος που τις περιβάλλουν, αποτελώντας αντισεισμική εφεδρεία και πηγή σεισμικής υπεραντοχής για το κτίριο. Όπως αναφέρεται και στο Παράρτημα Α.8 του ΚΑΝΕΠΕ, η θετική επιρροή της τοιχοποιίας οφείλεται στο γεγονός ότι συμβάλλουν στον περιορισμό των σεισμικών μετακινήσεων της κατασκευής, στην αντίσταση έναντι των σεισμικών δράσεων, καθώς και στην απορρόφηση ενέργειας, χάρη στην διατμητική δυσκαμψία τους και στην αντοχή τους σε τέμνουσα. Ωστόσο, μπορεί να υπάρξει και η δυσμενής επιρροή της τοιχοποιίας, που μπορεί να οφείλεται σε ακανονικότητες της κατανομής της καθ' ύψος (δημιουργία μαλακού ορόφου), σε δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων (πρόκληση πρόωρης αστοχίας υποστυλώματος) ή σε πρόσθετη ένταση στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων. Έτσι, στο πλαίσιο αυτής της πτυχιακής εξετάζονται μερικές από τις πιθανές διατάξεις της τοιχοπλήρωσης, οι οποίες μπορεί να έχουν ευεργετική ή δυσμενή επιρροή στην ολική συμπεριφορά του πλαισίου. Εξετάστηκαν τρεις διαφορετικές διατάξεις τοιχοποιιών για τα περιμετρικά πλαίσια του κτιρίου όπως παρουσιάζονται παρακάτω (Σχήμα 3.1):



Σχήμα 3.1 (α) Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα. (β). Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα εκτός του ισογείου.(πυλωτή) (γ). Εξωτερική τοιχοποιία σε κανένα φάντωμα. (γυμνό)

3.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

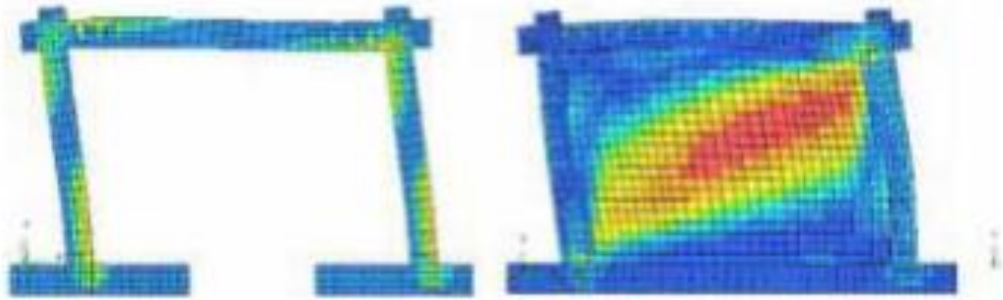
Η αναλυτική προσομοίωση τοιχοπληρωμένων πλαισίων παρουσιάζει δυσκολία αλλά και μειωμένη αξιοπιστία, λόγω του σύνθετου χαρακτήρα των δυνάμεων στις περιοχές επαφής πλαισίου σκυροδέματος-στοιχείου πλήρωσης, των μεθόδων σύνδεσης και της επίδρασης της ολίσθησης και στροφής του στοιχείου πλήρωσης. Τα δύο μοντέλα προσομοίωσης που χρησιμοποιούνται ως επί το πλείστον είναι η μέθοδος του διαγώνιου θλιπτήρα και η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων. Στην πρώτη περίπτωση, του διαγώνιου θλιπτήρα, η τοιχοπλήρωση εξιδανικεύεται με ένα γραμμικό στοιχείο που δουλεύει μόνο σε θλίψη. Το πάχος του στοιχείου εξαρτάται από το πάχος της τοιχοπλήρωσης ενώ το πλάτος του εξαρτάται από το μήκος της επαφής της τοιχοπλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο. Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) προτείνει τιμές για το πλάτος του διαγώνιου θλιπτήρα που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, ανάλογα με τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας: «Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό»: $w=0.20L$ «Άμεση χρήση μετά το σεισμό»: $w=0.15L$ «Προστασία ζωής»: $w=0.10L$ «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης»: $w=0.00L$ 11



Σχήμα 3.2 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διαγώνιους θλιπτήρες (Αντωνόπουλος, 2008)

Εναλλακτικός τρόπος ανάλυσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι αυτός της χρήσης πεπερασμένων στοιχείων (Σχήμα 3.3). Τόσο το στοιχείο πλήρωσης όσο και το πλαίσιο αναλύονται σαν πεπερασμένα στοιχεία, επίπεδα και γραμμικά, αντίστοιχα. Οι κόμβοι στα σημεία επαφής οφείλουν να έχουν τις ίδιες μετατοπίσεις όταν υπάρχουν σύνδεσμοι πλαισίου-στοιχείου πλήρωσης, σε αντίθετη περίπτωση μπορεί να επιτραπεί ολίσθηση. Ωστόσο ο μεγάλος αριθμός των στοιχείων που πρέπει να χρησιμοποιούνται για να είναι λεπτομερής η προσομοίωση, απαιτεί τεράστιο όγκο που πρέπει να αποθηκεύονται κατά τη

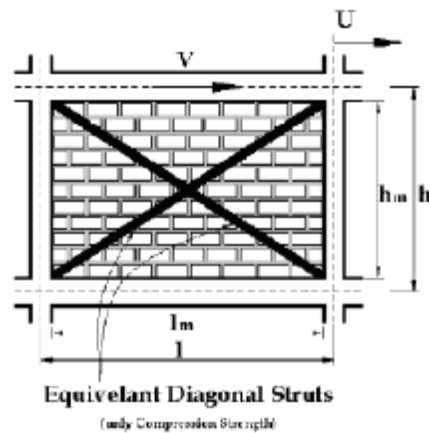
διάρκεια μιας μη γραμμικής ανάλυσης περιορίζοντας σημαντικά την έκταση του προσομοιώματος. Έτσι, τέτοιου είδους αναλύσεις είναι ιδανικές μόνο για τη μελέτη κάποιου εργαστηριακού πειράματος ή για τη βελτιστοποίηση των παραμέτρων ενός στοιχείου τύπου διαγώνιου θλιπτήρα.



Σχήμα 3.3 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με πεπερασμένα στοιχεία (Αντωνόπουλος, 2008)

3.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ

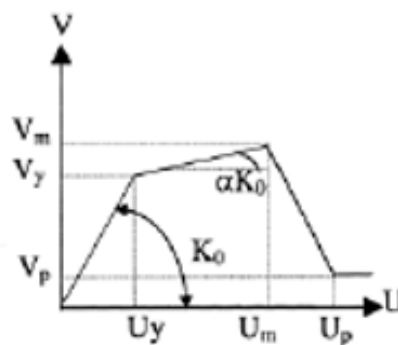
Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή προσομοιώνεται με ένα σύστημα αποτελούμενο από δύο διαγώνιες ράβδους οι οποίες δουλεύουν μόνο σε θλίψη (διαγώνιοι θλιπτήρες) (Σχήμα 3.4). Οι ράβδοι εμφανίζουν μόνο θλιπτική και όχι εφελκυστική αντοχή καθώς η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας θεωρείται μηδενική. Έτσι προκύπτει ένας ισοδύναμος πλευρικός μηχανισμός αντίστασης για τις επιβαλλόμενες στο πλαίσιο σεισμικές φορτίσεις όμοιος με αυτόν που θα συνεισέφερε στο πλαίσιο η τοιχοποιία.



Σχήμα 3.4 Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διαγώνιους θλιπτήρες

Η μηχανική συμπεριφορά του διαγώνιου θλιπτήρα περιγράφεται από το διάγραμμα της Σχήμα 3.5 κατά Mostafaei & Kabayasawa (2004). Στο διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων της τοιχοποιίας φαίνονται οι διατμητικές δυνάμεις V_y , V_m , V_p κατά την παραμόρφωση διαρροής U_y , κατά τη μέγιστη παραμόρφωση η οποία μπορεί να παραληφθεί U_m , καθώς και λίγο πριν την αστοχία της τοιχοποιίας U_p , αντιστοίχως. Χαρακτηριστικά στοιχεία στο προσομοίωμα είναι ότι μετά τη διαρροή το προσομοίωμα εμφανίζει κράτυνση (περίπου 20%) και μετά την οριακή μετατόπιση φθίνοντα κλάδο.

Η οριακή μετατόπιση (για συνήθη πλαίσια) κατά Mostafaei & Kabayasawa (2004) αντιστοιχεί σε αξονική παραμόρφωση του θλιπτήρα 1.8 ‰, ενώ η διαρροή του θλιπτήρα γίνεται σε αξονική παραμόρφωση 0.675‰. Η παραμένουσα αντοχή είναι το 30% της μέγιστης τιμής.



Σχήμα 3.5 Διάγραμμα Τάσεων – Παραμορφώσεων Τοιχοποιίας

Στο Σχήμα 3.5, το α αντιστοιχεί στο λόγο της ακαμψίας της τοιχοποιίας μετά τη διαρροή της προς την αρχική ακαμψία ο οποίος θεωρείται ίσος με 0.2

Η μέγιστη μετακίνηση κατά τη μέγιστη πλευρική δύναμη λαμβάνεται από τη σχέση

$$U_m = \frac{\varepsilon_m d_m}{\cos\theta}$$

όπου :

ε_m είναι η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση κατά τη μέγιστη θλιπτική τάση ($\varepsilon_m=0.0018$)

d_m το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα

θ η γωνία του διαγώνιου θλιπτήρα

Η γωνία και το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα προκύπτουν από τις κάτωθι σχέσεις

$$\theta = \tan^{-1}(h_m / l_m)$$

$$d_m = \sqrt{l_m^2 + h_m^2}$$

όπου :

h_m το ύψος του τοίχου πλήρωσης

l_m το μήκος του τοίχου πλήρωσης

Η αρχική ακαμψία της τοιχοποιίας είναι ίση με

$$K_o = 2 \left(\frac{V_{m,max}}{U_m} \right)$$

όπου $V_{m,max}$ η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναλάβει η τοιχοπλήρωση. Η πλευρική δύναμη διαρροής V_y και η αντίστοιχη μετακίνηση U_y της τοιχοποιίας είναι ίσες με

$$V_y = \frac{V_m - \alpha K_o U_m}{1 - \alpha}$$

και

$$U_y = \frac{V_y}{K_o} U_y = \frac{V_y - \alpha K_o U_m}{1 - \alpha}$$

Τέλος, η διατμητική δύναμη V_p και η αντίστοιχη παραμόρφωση U_p κατά την αστοχία της τοιχοποιίας, μπορούν να εκτιμηθούν από τις ακόλουθες σχέσεις :

$$V_p = 0.3 \cdot V_m$$

και

$$U_p = 3.5 (0.01 \cdot h_m - U_m)$$

Σε τοιχοποιίες που δεν υπερβαίνουν το όριο λυγηρότητας (κατά FEMA 356), ώστε να αποκλειστεί ο πλευρικός λυγισμός, υπάρχουν δύο ενδεχόμενα εμφάνισης αστοχίας: η θλιπτική αστοχία, η οποία συνήθως εμφανίζεται στα άκρα του θλιπτήρα και η διατμητική ολίσθηση κυρίως κατά μήκος του πλέγματος των αρμών . Η διατμητική δύναμη της τοιχοποιίας (Mostafaei & Kabeyasawa 2004) είναι η ελάχιστη από την τέμνουσα που

προκαλεί διατμητική ολίσθηση και την τέμνουσα που οδηγεί σε θλιπτική αστοχία του θλιπτήρα. Η μέγιστη διατμητική δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί στην τοιχοποιία από θλίψη (θλιπτική αστοχία) δίνεται από τη σχέση :

$$V_c = z \cdot t_m \cdot f_m \cdot \cos\theta$$

όπου:

z το πλάτος της θλιβόμενης διαγωνίου το οποίο προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση σύμφωνα με τους Later & Mainstone

$$z = 0.175(\lambda h_m)^{-0.4} d_m$$

όπου:

λ η λυγηρότητα της θλιβόμενης διαγωνίου η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση :

$$\lambda = \left[\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_m} \right]^{1/4}$$

όπου:

E_m το μέτρο ελαστικότητας του θλιπτήρα t_m το πάχος της τοιχοποιίας

E_c το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και

I_c η ροπή αδράνειας του υποστυλώματος

Αντίστοιχα, η μέγιστη διατμητική δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί στην τοιχοποιία από διάτμηση (διατμητική ολίσθηση) δίνεται από τη σχέση :

$$V_f = \frac{\tau_o t_m \sin 2\theta}{1 - \mu \tan\theta}$$

όπου:

τ_o η συνεκτική διατμητική ικανότητα του κονιάματος που χρησιμοποιείται στην τοιχοποιία

μ η σταθερά τριβής στη θέση των αρμών

Τυπικές τιμές της συνεκτικότητας του συνδετικού κονιάματος το είναι μεταξύ των τιμών $1 \leq \tau_o \leq 15 \text{ kg/cm}^2$. Σύμφωνα με τους Paulay & Priestley (1992) η συνεκτικότητα το υπολογίζεται κατά προσέγγιση από με τη σχέση

$$\tau_o = 0.04 \cdot f_m$$

Τέλος, η σταθερά τριβής μ υπολογίζεται από την πειραματική σχέση του CHEN (1996)

$$\mu = 0.654 + 0.000515 \cdot f_m$$

όπου f_m η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας .(Κακαράντζας,2015)

Στην παρούσα εργασία όπου η τοιχοποιία θεωρείται ότι αποτελείται από αργιλικά τούβλα με διάκενα συνήθους μορφής. Η θλιπτική αντοχή της είναι ίση με $f_m=2.5$ MPa.

3.6 ΣΥΝΟΨΗ

Με βάση τα στοιχεία που παρατίθενται ανωτέρω, μπορούμε να εξάγουμε ορισμένα συμπεράσματα:

- Η προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης μπορεί να επιτευχθεί με δύο τρόπους:
(α) Με την μέθοδο των θλιβόμενων διαγωνίων και
(β) Με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Και οι δύο αυτές μέθοδοι έχουν αποδειχθεί ικανοποιητικές.
- Η παρουσία τοιχοπληρώσεων στις κατασκευές Ο/Σ βελτιώνει σημαντικά την φέρουσα ικανότητα και την δυσκαμψία της κατασκευής, η ασυνέχεια όμως της τοιχοπλήρωσης σε κάποιον όροφο έχει αρνητική επίδραση.
- Η παρουσία ανοιγμάτων στις τοιχοπληρώσεις έχει αρνητικά αποτελέσματα. Ειδικότερα όσο μεγαλώνει το ποσοστό των κενών στην τοιχοποιία τόσο η δυσκαμψία μειώνεται και το παραμορφωμένο πλαίσιο τείνει να πάρει τη μορφή του γυμνού παραμορφωμένου πλαισίου.
- Η παρουσία οπλισμού στις τοιχοπληρώσεις έχει σε γενικές γραμμές θετική συμβολή τόσο στην εντός όσο και στην εκτός επιπέδου συμπεριφορά του τοίχου πληρώσεως.
- Η εφαρμογή κάποιων κανονισμών – προτύπων στους τοίχους πληρώσεως, αλλά και στα συνιστώσα στοιχεία τους, ίσως αποδεικνυόταν χρήσιμη μειώνοντας τις αβεβαιότητες που υπάρχουν, λαμβάνοντας έτσι τους τοίχους πληρώσεως ως πιο αξιόπιστους.
- Η αστοχία των τοιχοπληρώσεων ξεκινάει από τους χαμηλότερους ορόφους. (Μαργαράνης, 2007).

Κεφάλαιο 4

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΠΟ ΕΞΕΤΑΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Περιγραφή Γεωμετρικών Χαρακτηριστικών Κτιρίου

Το υφιστάμενο κτίριο που εξετάζεται είναι ένα πενταώροφο κτίριο με συμμετρική κάτοψη (κανονικό σε κάτοψη) και με μεταβολή δυσκαμψίας ανά όροφο καθώς μεταβάλλονται με μικρή διαβάθμιση οι διατομές των υποστυλωμάτων. Το κτίριο αυτό είναι ένα τυπικό κτίριο της δεκαετίας του 1970 και μελετήθηκε σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 (Β.Δ. 1959). Θα εξετασθούν τρεις παραλλαγές του κτιρίου, πλαίσιο μη τοιχοπληρωμένο, πλήρως τοιχοπληρωμένο και τοιχοπληρωμένο με πιλοτή.

Η επικάλυψη του δώματος είναι 2.0 KN/m^2 και το κινητό φορτίο του δώματος είναι 1.0 KN/m^2 . Το κινητό φορτίο των εξωστών είναι 5.0 KN/m^2 . Το φορτίο της εξωτερικής τοιχοποιίας είναι ίσο με 8.64 KN/m γραμμικό φορτίο πάνω στις περιμετρικές δοκούς. Το κτίριο μελετήθηκε για κατηγορία σεισμικής ζώνης I σε έδαφος τύπου A, με αντίστοιχο σεισμικό συντελεστή ϵ ίσο με 0.04. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, τυπικά της περιόδου κατασκευής είναι σκυρόδεμα κατηγορίας B225 και χάλυβας οπλισμού κατηγορίας St III.

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ**ΦΟΡΤΙΑ****ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ****➤ ΜΟΝΙΜΑ**

Ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25.00 KN/m ³
Ίδιο βάρος χάλυβα	78.50 KN/m ³
Επικάλυψη δαπέδων και εσωτερικά χωρίσματα	1.00 KN/m ²
Δρομικές οπτοπλινθοδομές	2.10 KN/m ²
Μπατικές οπτοπλινθοδομές	3.60 KN/m ²
Επικάλυψη δώματος	2.00 KN/m ²

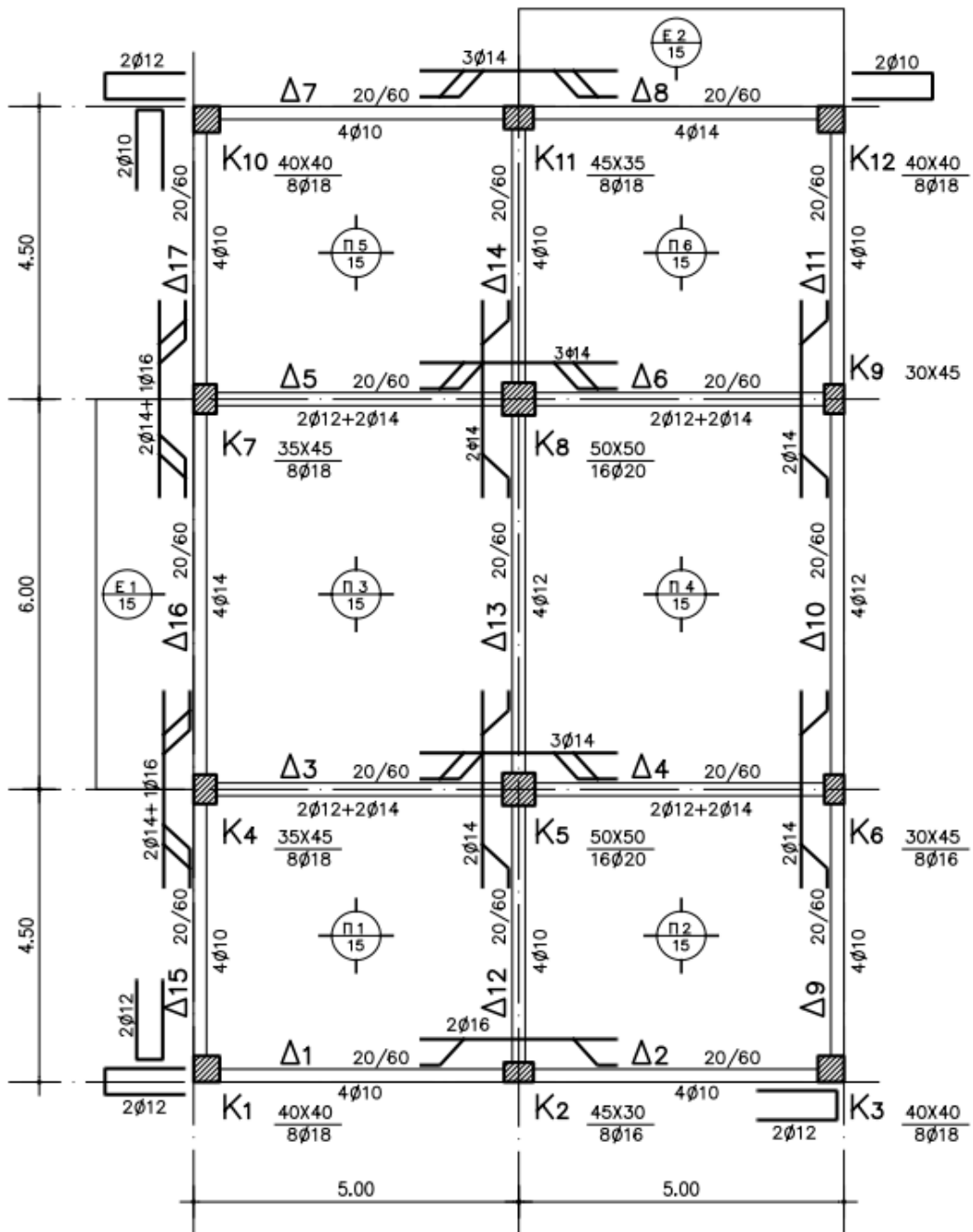
➤ ΚΙΝΗΤΑ

Δαπέδων γενικώς	2.00 KN/m ²
Δαπέδων εξωστών	5.00 KN/m ²
Δαπέδων δώματος	1.00 KN/m ²

ΥΛΙΚΑ**ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ**

Ποιότητα Σκυροδέματος	B225
Χάλυβας οπλισμού	St III

4.2 ΞΥΛΟΤΥΠΟΙ



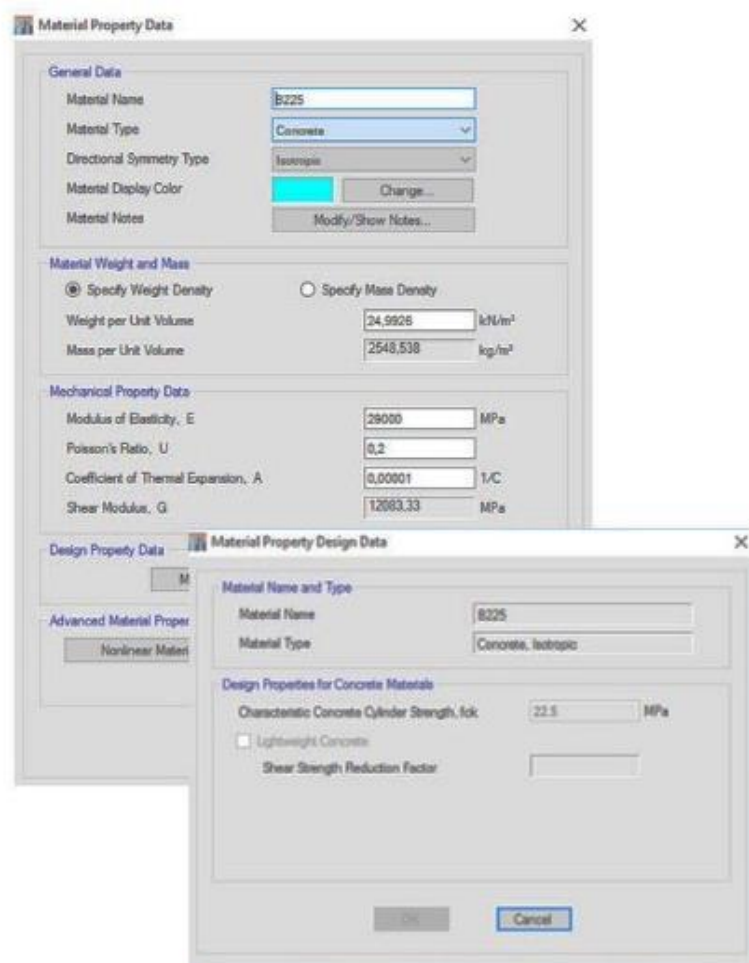
ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

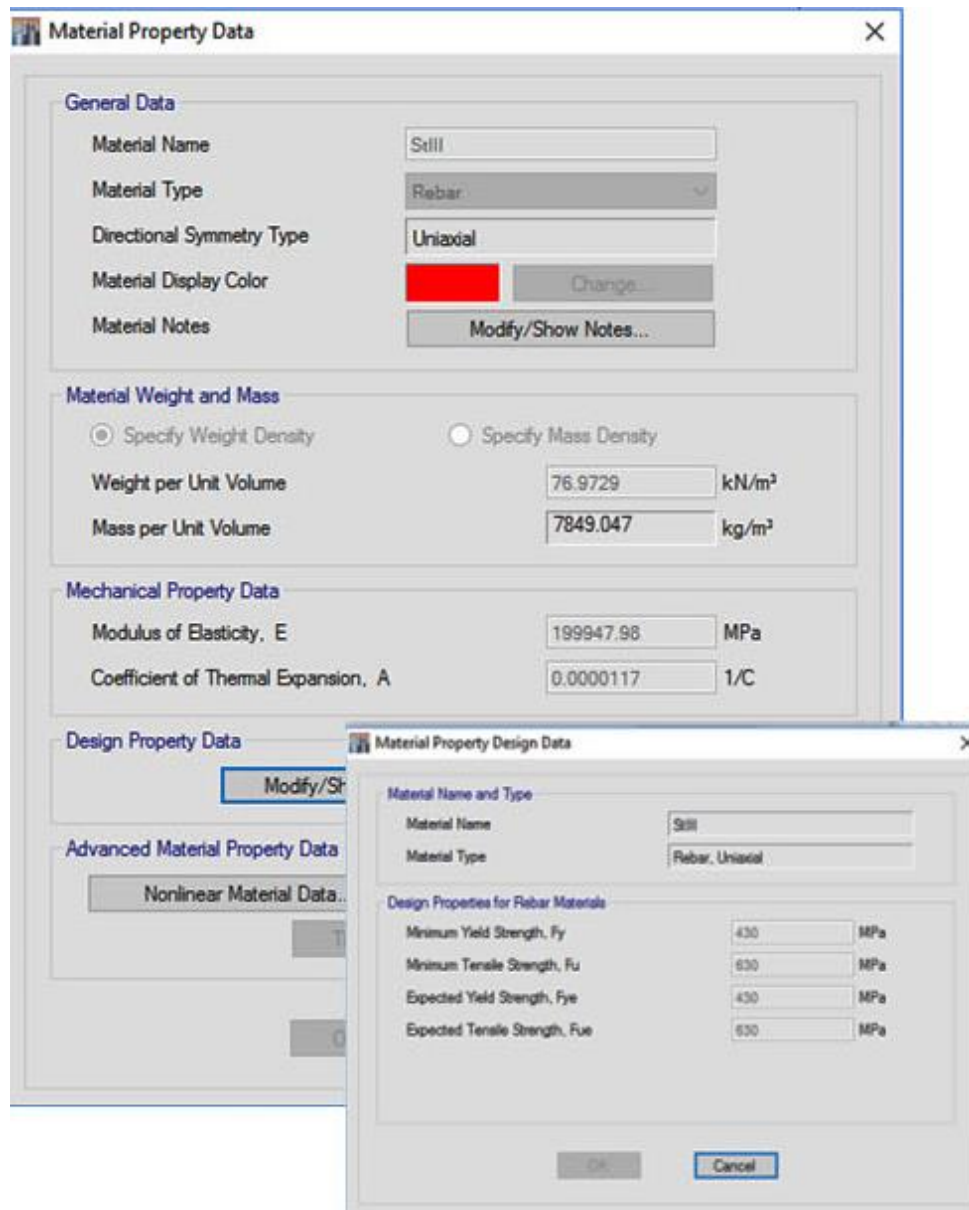
4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

Για την προσομοίωση του κτιρίου επιλέχθηκε το λογισμικό Etabs (CSI, 2015) της εταιρείας CSI. Η CSI είναι μια εταιρεία με δομικό και σεισμικό λογισμικό μηχανικούς που ιδρύθηκε το έτος 1971 και εδρεύει στο Μπέρκλεϋ της Καλιφόρνια. Το Etabs είναι ένα πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης φορέων. Έχει δυνατότητα στατικών και δυναμικών ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων. Εφαρμόζεται για την ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιριακών δομημάτων με μόρφωση συστήματος δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων, συνδέσμων ακαμψίας από στάθμη σε στάθμη, με χρήση μελών από διάφορα υλικά όπως χάλυβας, σύμμεικτες διατομές, διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από οποιοδήποτε υλικό ορίσει ο χρήστης καθώς και για τις τεχνικές γένεσης των φορτίων βαρύτητας και των οριζόντιων φορτίων (φορτία σεισμού και ανέμου).

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζεται ο τρόπος εισαγωγής των ιδιοτήτων των υλικών, τόσο του σκυροδέματος όσο και του χάλυβα, στο λογισμικό Etabs.



Σχήμα 4.1 Εισαγωγή ιδιοτήτων σκυροδέματος στο λογισμικό Etabs.



Σχήμα 4.2 Εισαγωγή ιδιοτήτων χάλυβα στο λογισμικό Etabs.

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Στο Σχήμα 4.3 φαίνεται το παράθυρο του λογισμικού στο οποίο δίνονται οι ιδιότητες της πλαστικής άρθρωσης μιας δοκού και το αντίστοιχο διάγραμμα ροπών – στρωφών.

Hinge Property Data for FH1 beam - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.025
D-	-0.2	-0.015
C-	-1.1	-0.015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive: Negative: kN-m

Use Yield Rotation Rotation SF Positive: Negative: (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	<input type="text"/> 0.003	<input type="text"/> -0.003
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	<input type="text"/> 0.012	<input type="text"/> -0.012
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	<input type="text"/> 0.015	<input type="text"/> -0.015

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

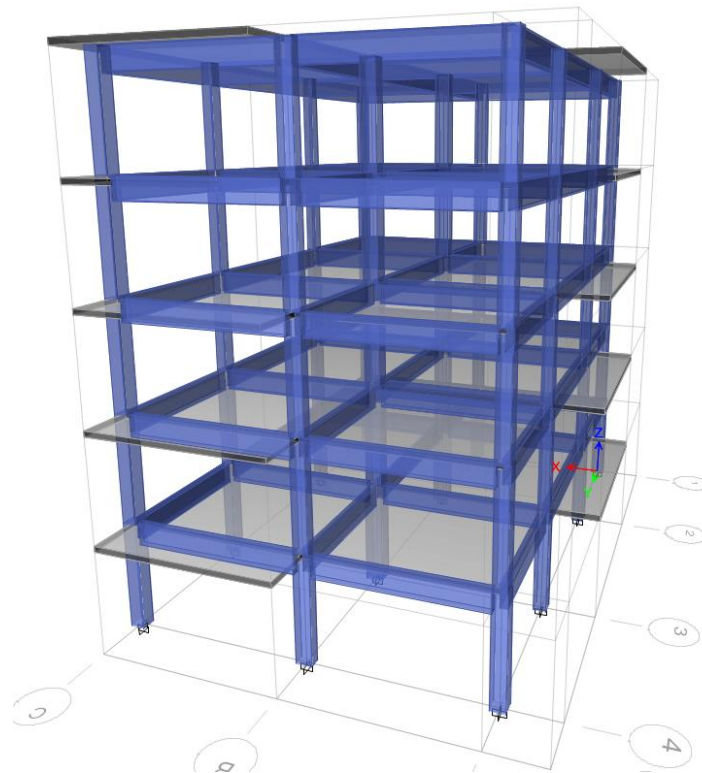
Hysteresis:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

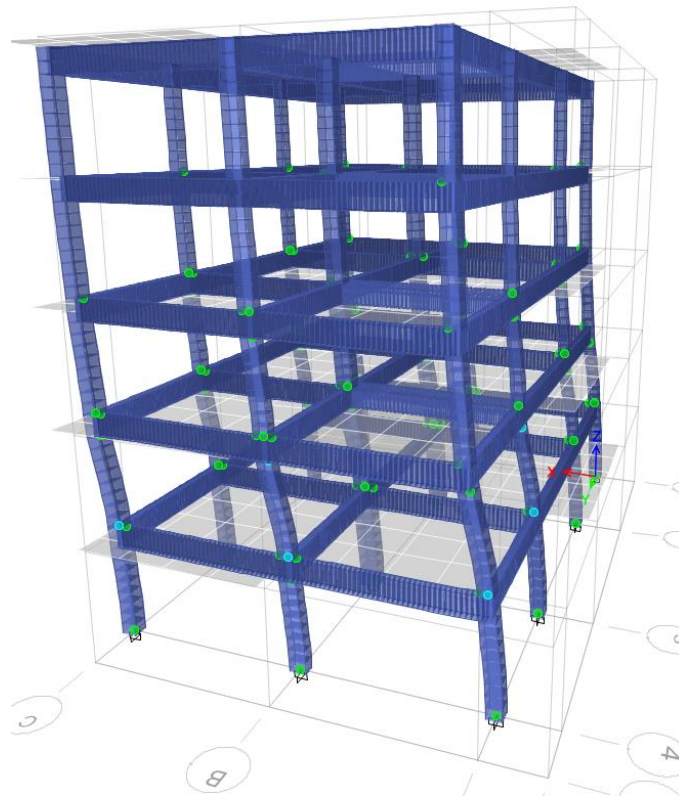
OK Cancel

Σχήμα 4.3 Ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης μιας δοκού της κατασκευής.

Στο Σχήμα 4.4 παρουσιάζεται το αναλυτικό προσομοίωμα του φορέα στο λογισμικό Etabs. Στο Σχήμα 4.5 φαίνεται ο παραμορφωμένος φορέας και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν δημιουργηθεί σε ανελαστική στατική ανάλυση για κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή, στην διεύθυνση x.



Σχήμα 4.4 Αναλυτικό προσομοίωμα μη τοιχοπληρωμένου φορέα στο Etabs



Σχήμα 4.5 Παραμορφωμένος φορέας με πλαστικές αρθρώσεις για ανελαστική στατική ανάλυση

4.4 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι οπλισμοί των δοκών για το ισόγειο της κατασκευής καθώς και οι οπλισμοί των δοκών των ορόφων.

Πίνακας Οπλισμού Δοκών Ισογείου - Ορόφων:

	ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ					ΑΡΙΣΤΕΡΑ ΔΕΞΙΑ	
	ΑΡΙΣΤΕΡΑ		ΔΕΞΙΑ			ΑΡΙΣΤΕΡΑ	ΔΕΞΙΑ
						(cm ²)	(cm ²)
Δ1							
Άνω	2 \varnothing 10 + 2 \varnothing 12		2 \varnothing 10 + 2 \varnothing 10 + 2 \varnothing 16			3.83	7.16
Κάτω	2 \varnothing 10 + 2 \varnothing 12		2 \varnothing 10			3.83	1.57
Σπαστά	2 \varnothing 10		2 \varnothing 10			1.57	1.57
Συνδετήρες	\varnothing 8 / 30		\varnothing 8 / 30			0.00	0.00
Δ2							
Άνω	4 \varnothing 10 + 2 \varnothing 16		2 \varnothing 10 + 2 \varnothing 12			7.16	3.83
Κάτω	2 \varnothing 10		2 \varnothing 10 + 2 \varnothing 12			1.57	3.83
Σπαστά	2 \varnothing 10		2 \varnothing 10			1.57	1.57
Συνδετήρες	\varnothing 8 / 30		\varnothing 8 / 30			0.00	0.00

		ΟΠΛΙΣΜΟΣ Α' ΟΡΟΦΟΥ							
		ΑΡΙΣΤΕΡΑ		ΔΕΞΙΑ		ΑΡΙΣΤΕΡΑ		ΔΕΞΙΑ	
Δ1							(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	3 ∅ 10			4 ∅ 10 + 3 ∅ 12			2.36	6.53	
Κάτω	3 ∅ 10			2 ∅ 10			2.36	1.57	
Σπαστά	2 ∅ 10			2 ∅ 10			1.57	1.57	
Συνδετήρες	∅ 8 / 30			∅ 8 / 30			0.00	0.00	
Δ2							(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	4 ∅ 10 + 3 ∅ 12			3 ∅ 10			6.53	2.36	
Κάτω	2 ∅ 10			3 ∅ 10			1.57	2.36	
Σπαστά	2 ∅ 10			2 ∅ 10			1.57	1.57	
Συνδετήρες	∅ 8 / 30			∅ 8 / 30			0.00	0.00	
Δ3							(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	2 ∅ 14			5 ∅ 13			3.08	6.64	
Κάτω	2 ∅ 12			2 ∅ 12			2.26	2.26	
Σπαστά							0.00	0.00	
Συνδετήρες	∅ 8 / 30			∅ 8 / 30			0.00	0.00	
Δ4							(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	5 ∅ 14			2 ∅ 14			7.70	3.08	
Κάτω	2 ∅ 12			2 ∅ 12			2.26	2.26	
Σπαστά							0.00	0.00	
Συνδετήρες	∅ 8 / 30			∅ 8 / 30			0.00	0.00	
Δ5							(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	2 ∅ 14			5 ∅ 14			3.08	7.70	
Κάτω	2 ∅ 12			2 ∅ 12			2.26	2.26	
Σπαστά							0.00	0.00	
Συνδετήρες	∅ 8 / 30			∅ 8 / 30			0.00	0.00	
Δ6							(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	5 ∅ 14			2 ∅ 14			7.70	3.08	
Κάτω	2 ∅ 12			2 ∅ 12			2.26	2.26	
Σπαστά							0.00	0.00	
Συνδετήρες	∅ 8 / 30			∅ 8 / 30			0.00	0.00	
Δ7							(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	3 ∅ 10			5 ∅ 14 + 2 ∅ 10			2.36	9.27	
Κάτω	3 ∅ 10			2 ∅ 10			2.36	1.57	
Σπαστά	2 ∅ 10			2 ∅ 10			1.57	1.57	
Συνδετήρες	∅ 8 / 30			∅ 8 / 30			0.00	0.00	
Δ8							(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	2 ∅ 10 + 5 ∅ 14			2 ∅ 10 + 5 ∅ 14			9.27	9.27	
Κάτω	2 ∅ 14			2 ∅ 10 + 5 ∅ 14			3.08	9.27	
Σπαστά	2 ∅ 14			2 ∅ 14			3.08	3.08	
Συνδετήρες	∅ 8 / 30			∅ 8 / 30			0.00	0.00	

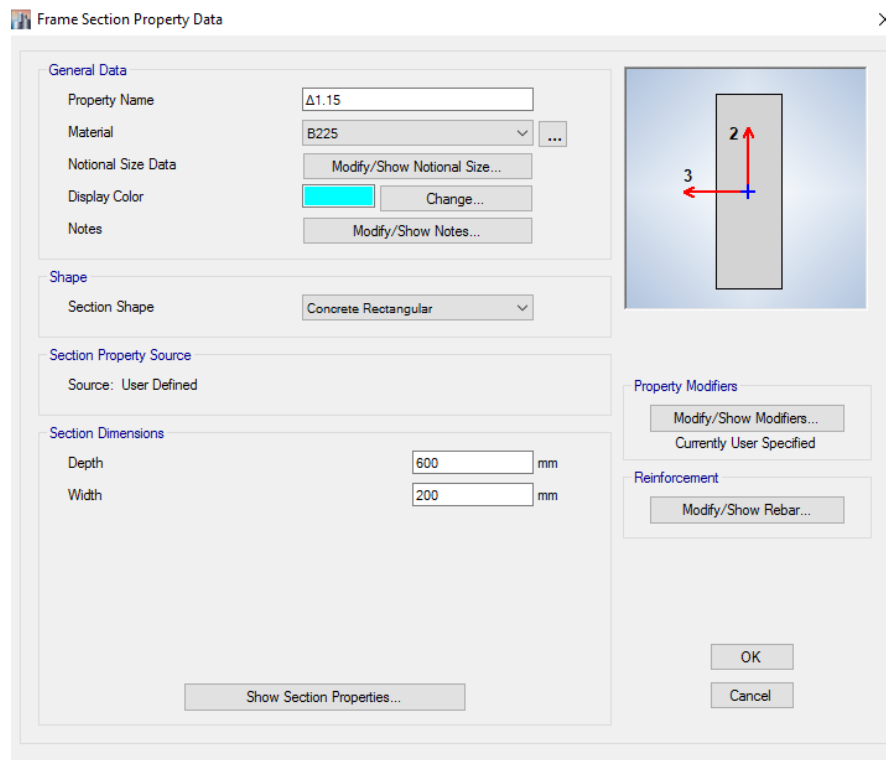
Δ17																		(cm ²)	(cm ²)	
Άνω	2	∅	10	+	5	∅	14												9.27	2.36
Κάτω	2	∅	10																1.57	2.36
Σπαστά	2	∅	10																1.57	1.57
Συνδετήρες	∅	8	/	30															0.00	0.00

Πίνακας Οπλισμού Υποστυλωμάτων Ισογείου- Ορόφων:

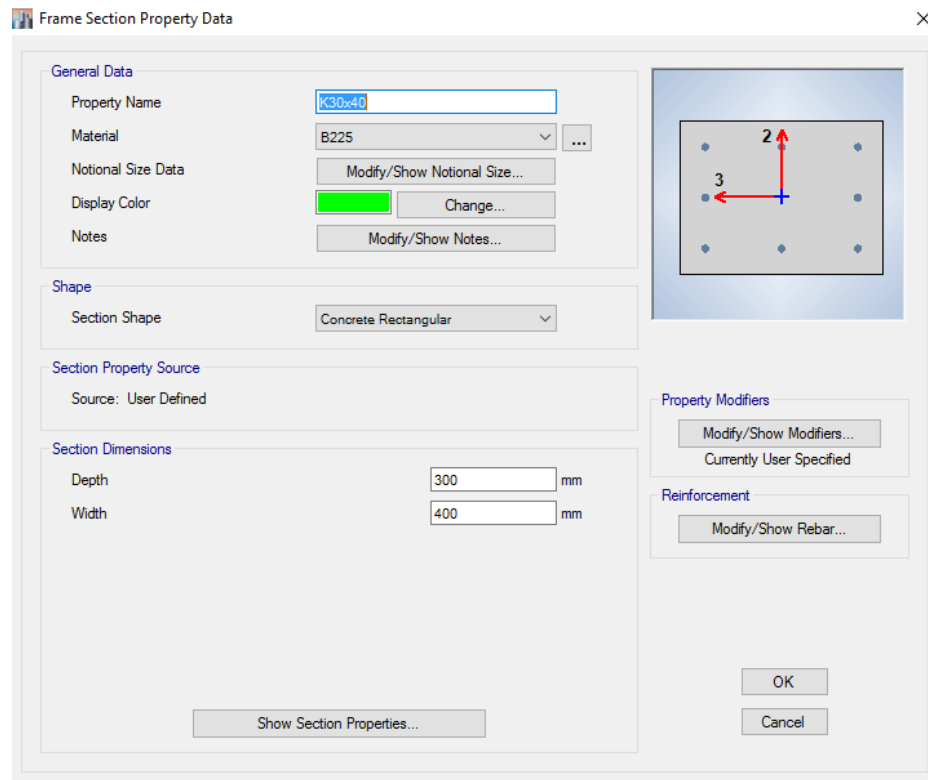
Τα υποστυλώματα του κτιρίου έχουν ορθογωνική και τετραγωνική διατομή. Η επικάλυψη των οπλισμών είναι 2 εκατοστά. Η γεωμετρία και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων του Α ορόφου είναι ίδιοι με αυτούς των υπερκείμενων ορόφων. Οι διαστάσεις και ο διαμήκης οπλισμός τους παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα:

Όροφος	Υποστόλωμα	b(cm)	h(cm)	Διαμήκης	Συνδετήρες
ΙΣΟΓΕΙΟ	K1	40	40	8Φ18	8Φ30
	K2	45	30	8Φ16	8Φ30
	K3	40	40	8Φ18	8Φ30
	K4	35	45	8Φ18	8Φ30
	K5	50	50	16Φ20	8Φ30
	K6	30	45	8Φ16	8Φ30
	K7	35	45	8Φ18	8Φ30
	K8	50	50	16Φ20	8Φ30
	K9	30	45	8Φ16	8Φ30
	K10	40	40	8Φ18	8Φ30
	K11	45	35	8Φ18	8Φ30
	K12	40	40	8Φ18	8Φ30
Όροφος	Υποστόλωμα	b(cm)	h(cm)	Διαμήκης	Συνδετήρες
Α ΟΡΟΦΟΣ	K1	35	35	4Φ20	8Φ30
	K2	40	30	8Φ14	8Φ30
	K3	35	35	4Φ20	8Φ30
	K4	30	40	8Φ18	8Φ30
	K5	45	45	12Φ20	8Φ30
	K6	30	40	8Φ14	8Φ30
	K7	30	40	8Φ14	8Φ30
	K8	45	45	12Φ20	8Φ30
	K9	30	40	8Φ14	8Φ30
	K10	35	35	4Φ20	8Φ30
	K11	40	30	8Φ14	8Φ30
	K12	35	35	4Φ20	8Φ30

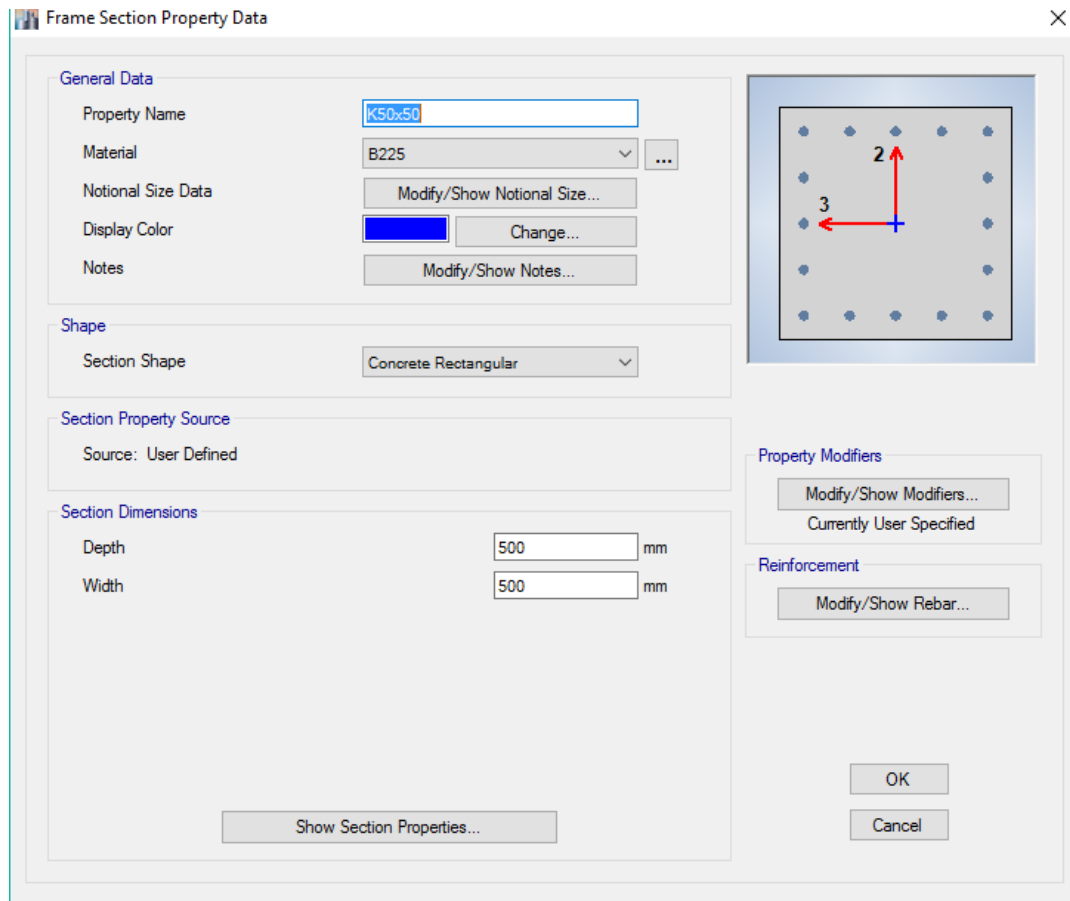
Εισαγωγή στοιχείων διατομών δοκών και υποστυλωμάτων στο λογισμικό Etabs



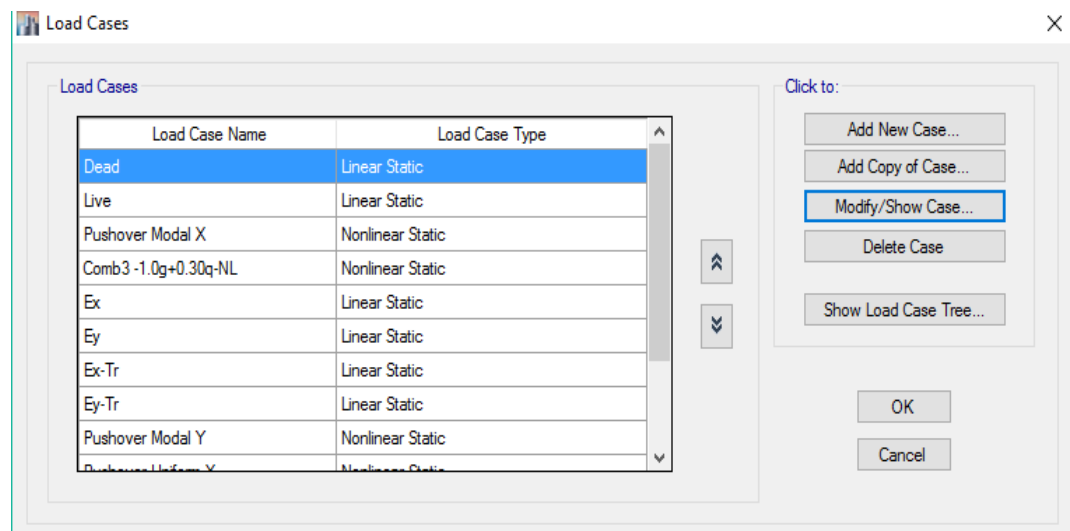
Σχήμα 4.6 Ορισμός διατομής δοκού



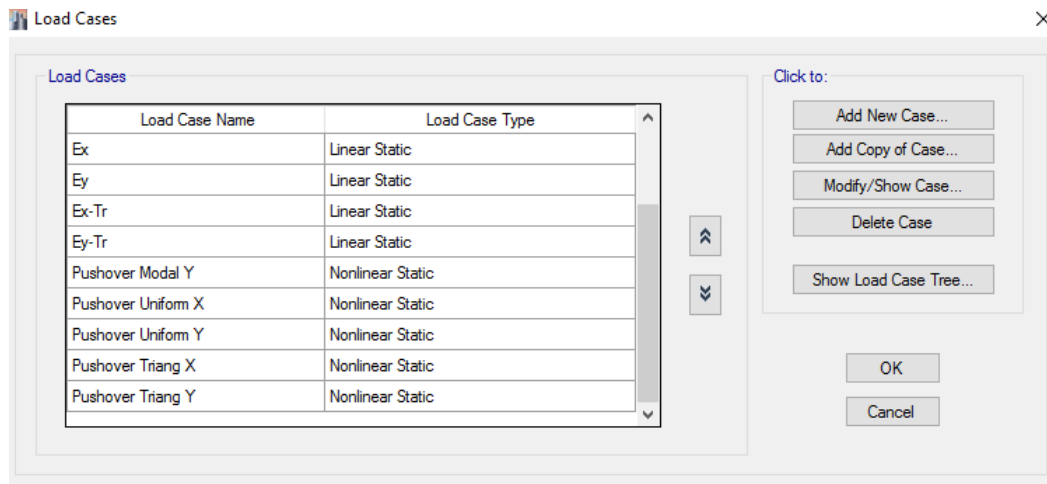
Σχήμα 4.7 Ορισμός διατομής ορθογωνικού υποστυλώματος



Σχήμα 4.8 Ορισμός διατομής τετραγωνικού υποστυλώματος

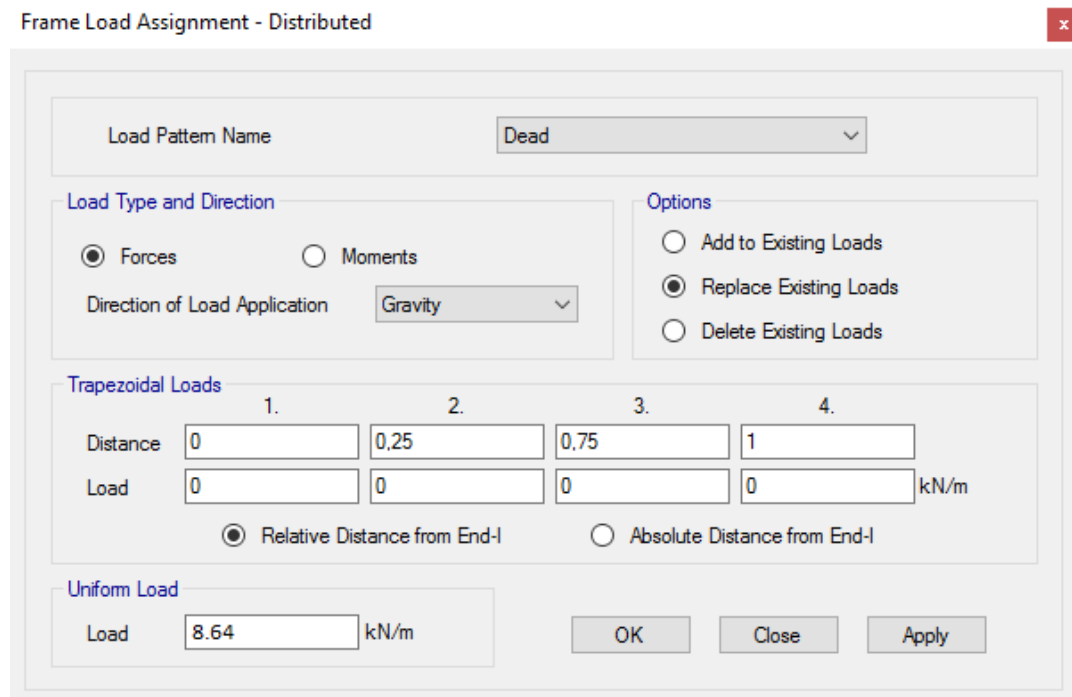


Σχήμα 4.9 Ορισμός φορτίσεων



Σχήμα 4.10 Ορισμός φορτίσεων

Στις περιμετρικές δοκούς εφαρμόστηκε φορτίο τοιχοποιίας που ισούται με 8.64 kN/m



Σχήμα 4.11 Ορισμός φορτίου περιμετρικών δοκών

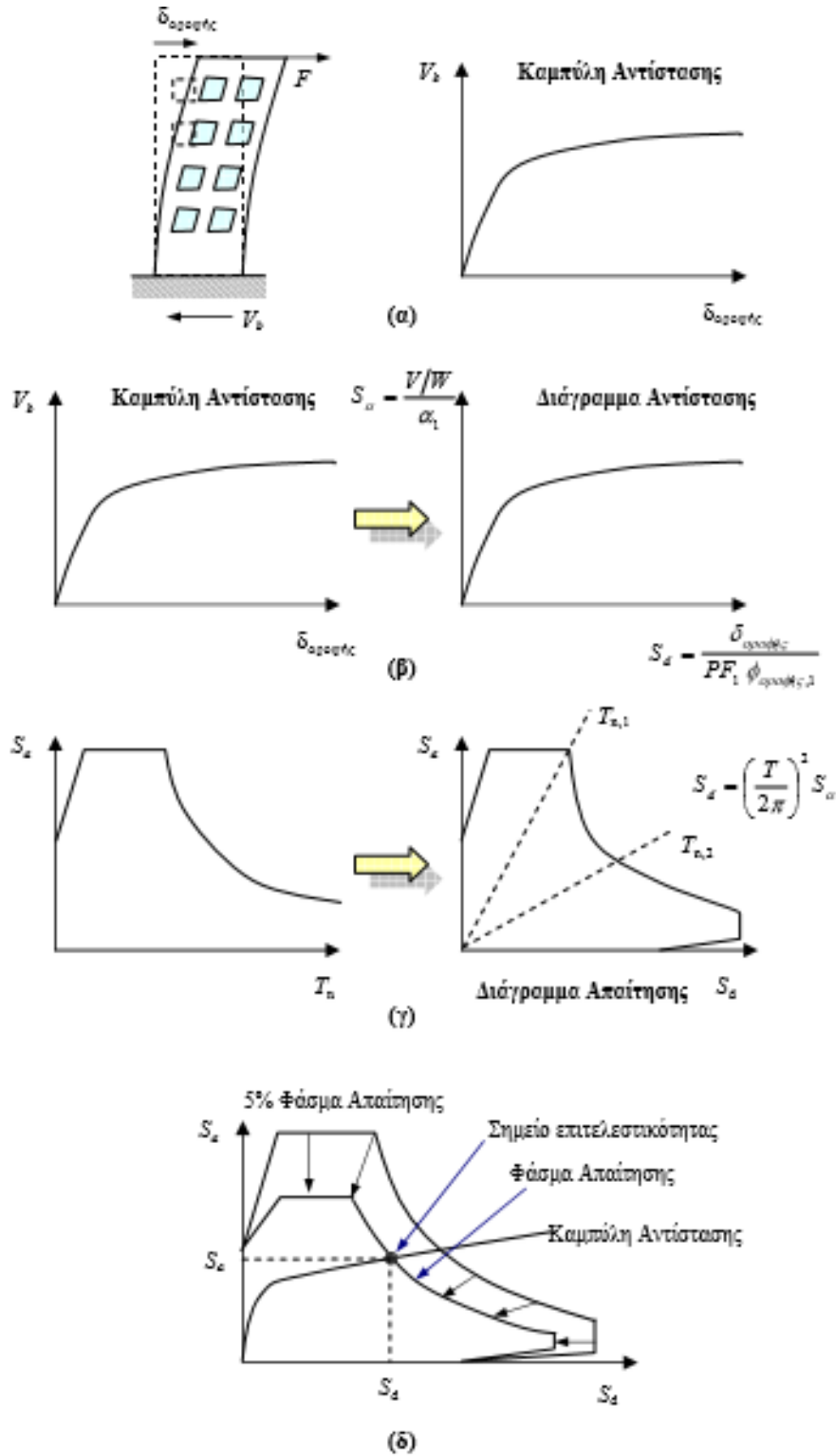
4.5 ΜΕΘΟΔΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Η Μέθοδος Διαγράμματος Ικανότητας αναπτύχθηκε αρχικά από τους Freeman et al. [1975] και Freeman [1978] ως μια διαδικασία για την άμεση αποτίμηση ενός μεγάλου όγκου κτιρίων. Ωστόσο, σύντομα αποδείχτηκε ότι είναι ένα χρήσιμο εργαλείο για τον έλεγχο του σχεδιασμού καινούργιων κτιρίων, καθώς και για την αποτίμηση των υπαρχόντων. Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί ως μία απλή μέθοδος για τον συσχετισμό παρατηρηθεισών βλαβών και μεγέθους εδαφικής κίνησης.

Η Μέθοδος Διαγράμματος Ικανότητας του ATC-40 [1996] συγκρίνει γραφικά την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (η οποία αντιπροσωπεύει την διατιθέμενη αντοχή – capacity) με το μειωμένο φάσμα απόκρισης (το οποίο αντιπροσωπεύει την απαίτηση – demand), με σκοπό τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής (μέσω του σημείου επιτελεστικότητας). Το φάσμα απόκρισης είναι μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό ανάλογα με την υστερητική απόσβεση της κατασκευής. Οι τιμές σχεδιάζονται σε όρους φασματικών επιταχύνσεων – μετακινήσεων (Φάσμα Απόκρισης Επιταχύνσεων – Μετακινήσεων ή Acceleration – Displacement Response Spectrum ή ADRS, όπως ονομάστηκε από τους Mahaney et al. [1993]), και οι φασματικές επιταχύνσεις S_a σχεδιάζονται με τις φασματικές μετατοπίσεις S_d , ενώ οι ιδιοπερίοδοι T αναπαρίστανται με ακτινωτές γραμμές. Το σημείο τομής των δύο καμπυλών ονομάζεται Σημείο Επιτελεστικότητας (Performance Point) και δίνει μία εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση) υπό την επίδραση ενός σεισμού, ο οποίος αναπαρίσταται με την μορφή φάσματος απόκρισης, είτε ενός συγκεκριμένου σεισμού, είτε φάσματος σχεδιασμού.

Η διαδικασία αποτελείται από τα ακόλουθα βήματα και συνοψίζεται στο Σχήμα 4.12:

1. Χαράσσεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης, V_b , μετακίνησης οροφής, $\delta_{οροφής}$ (Σχήμα 4.12α), για το εξεταζόμενο δόμημα (καμπύλη αντίστασης – pushover curve). Η καμπύλη αντίστασης παρακολουθεί την εξέλιξη της μετακίνησης οροφής ενός δομήματος, $\delta_{οροφής}$, όταν η τέμνουσα βάσεως, V_b , αυξάνεται μονοτονικά. Η παραγωγή της καμπύλης πραγματοποιείται μέσω ανελαστικών μεθόδων.
2. Μετατρέπεται η καμπύλη αντίστασης σε διάγραμμα αντίστασης, (Σχήμα 4.12β), δηλαδή σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης, S_a , – φασματικής μετακίνησης, S_d .



Σχήμα 4.12 Μέθοδος Διαγράμματος Ικανότητας (Capacity Spectrum Method): (α) ανάπτυξη καμπύλης αντίστασης, (β) μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε διάγραμμα αντοχής, (γ) μετατροπή του ελαστικού φάσματος απόκρισης σε όρους φασματικής επιτάχυνσης S_a – φασματικής μετακίνησης S_d (ADRS), και (δ) προσδιορισμός της απαιτούμενης μετακίνησης. (Ρεπαπής, 2007)

3. Μετατρέπεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης (ή το φάσμα σχεδιασμού) από την συνήθη μορφή του σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης, S_a , – ιδιοπεριόδου, T , σε όρους φασματικής ψευδοεπιτάχυνσης, S_a , – φασματικής μετακίνησης, S_d , ώστε να παραχθεί το διάγραμμα απαίτησης (demand diagram) (Σχήμα 4.12γ).
4. Σχεδιάζεται το διάγραμμα απαίτησης μαζί με το διάγραμμα αντίστασης και προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση (Σχήμα 4.12δ). Σ' αυτό το βήμα ακολουθείται μια επαναληπτική διαδικασία δυναμικών αναλύσεων ισοδύναμων γραμμικών συστημάτων με μεταβαλλόμενες τιμές ιδιοπεριόδου, T_{eq} , και ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης, β_{eq} .
5. Μετατρέπεται η στοχευόμενη μετακίνηση που προκύπτει από το 4ο βήμα σε μετακίνηση οροφής και υπολογίζονται οι μετατοπίσεις των μεμονωμένων μελών. Πραγματοποιούνται οι έλεγχοι απόκρισης των μελών μέσω σύγκρισης των επιβαλλόμενων μεγεθών με τα αντίστοιχα διατιθέμενα.

Κεφάλαιο 5

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

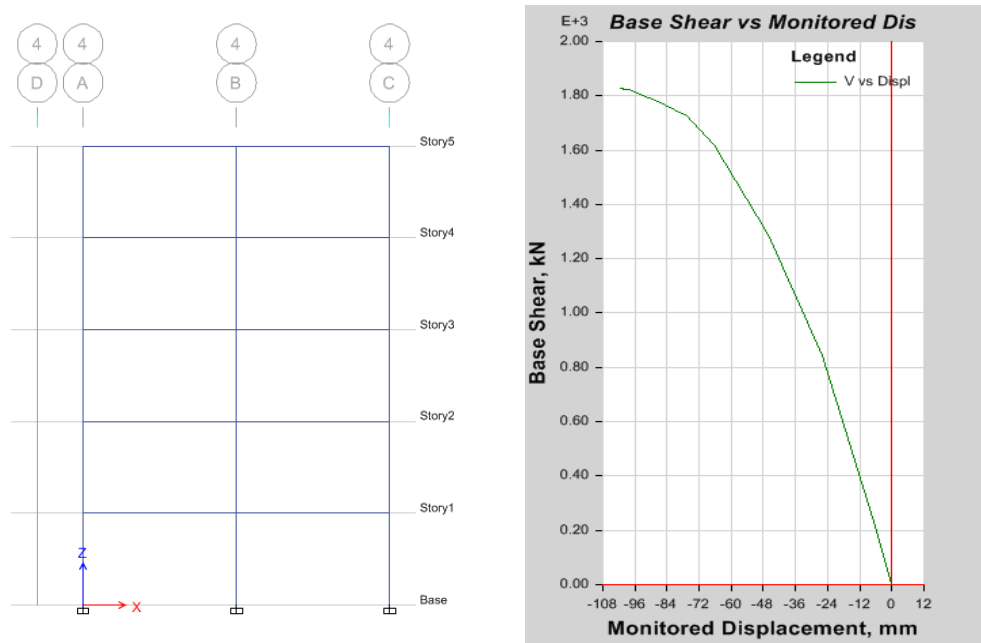
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο Κεφάλαιο αυτό περιλαμβάνονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις υπερωθητικές (Pushover) αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για διάφορες διατάξεις των τοίχων πλήρωσης, μέσω του προγράμματος Etabs. Πιο συγκεκριμένα οι φορείς αναλύθηκαν, χωρίς τοιχοπληρώσεις, με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους και τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους πλην του πρώτου υπέργειου (πilotή). Παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης των αναλύσεων Pushover για τις τρεις περιπτώσεις, τα σημεία αστοχίας δοκών και υποστυλωμάτων καθώς και οι πλαστικές αρθρώσεις. Επιπλέον γίνεται σύγκριση των καμπυλών αντίστασης των κτιρίων και διερευνάται η επιρροή του άκαμπτου κόμβου στο κτίριο καθώς και η επιρροή της δυσκαμψίας των δοκών και των υποστυλωμάτων στην σεισμική συμπεριφορά του.

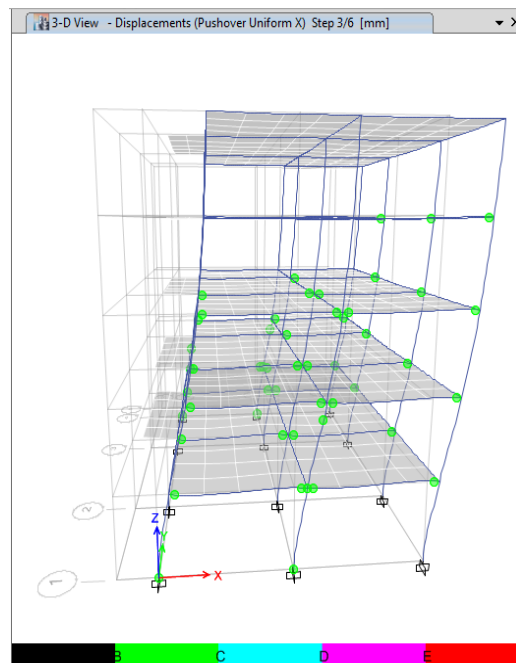
5.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

Στο Σχήμα 5.1 φαίνεται το προσομοίωμα του μη τοιχοπληρωμένου κτιρίου και παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο στην διεύθυνση x. Στα Σχήματα 5.2 έως 5.4 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο, για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x, τριγωνική κατανομή και κατανομή σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή, αντίστοιχα.

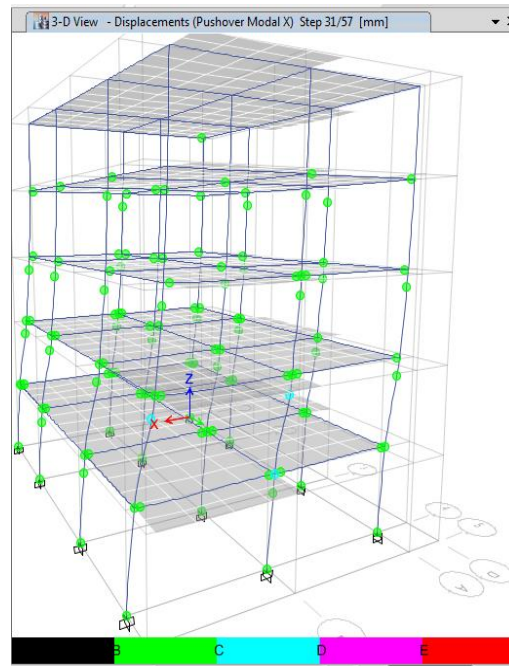
Σε όλες τις περιπτώσεις οι πλαστικές αρθρώσεις κατανέμονται σε όλο το κτίριο. Δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα και οι πρώτες αστοχίες παρατηρούνται στα υποστυλώματα του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου.



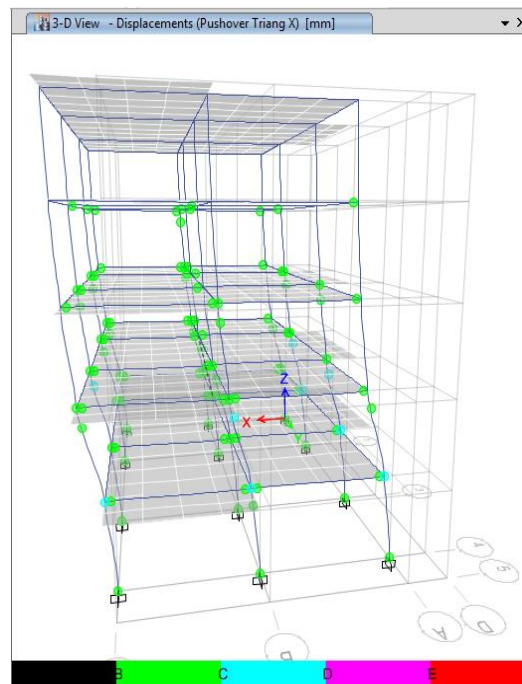
Σχήμα 5.1 Μη τοιχοπληρωμένο κτίριο και διάγραμμα της καμπύλη αντίστασης για τη διεύθυνση x



Σχήμα 5.2 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στα πρώτα στάδια αστοχίας υποστυλωμάτων κατά την ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x



Σχήμα 5.3 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στα πρώτα στάδια αστοχίας υποστυλωμάτων κατά την κατανομή πλευρικών δυνάμεων με την πρώτη ιδιομορφή στη διεύθυνση x



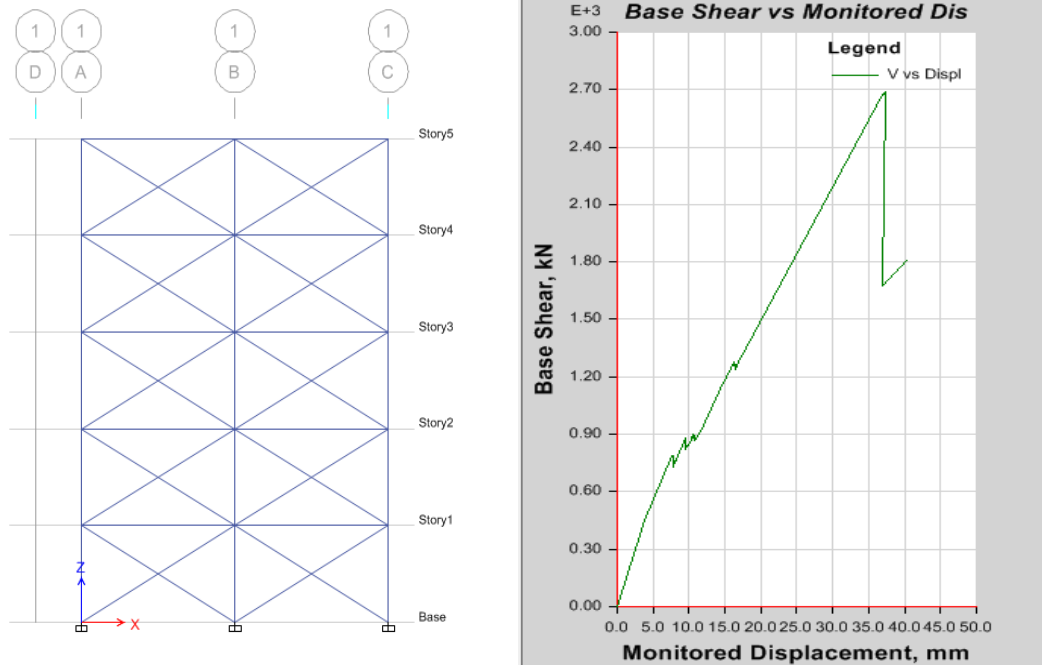
Σχήμα 5.4 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στα πρώτα στάδια αστοχίας υποστυλωμάτων κατά την τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x

Η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής, όπως προκύπτει από την προσεγγιστική στατική μέθοδο του ATC-40, συγκρίνεται με την μετακίνηση αστοχίας της κατασκευής ώστε να εκτιμηθεί αν αναμένεται αστοχία κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, σύμφωνα με αυτή την μέθοδο. Στην περίπτωση που η

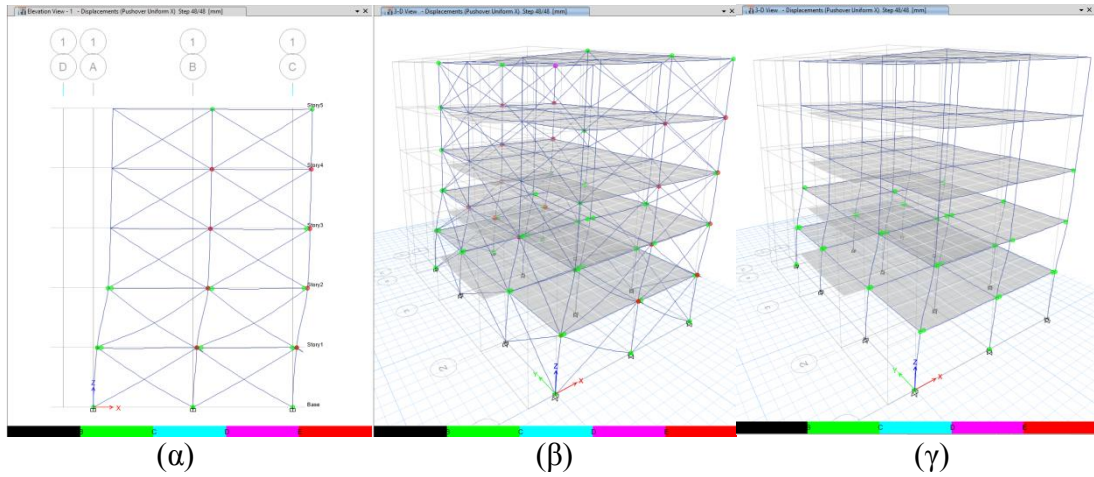
αναμενόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση αστοχίας θεωρείται ότι το κτίριο χρήζει κάποιας μορφής ενίσχυσης ώστε να αυξηθεί η μετακίνηση αστοχίας του. Για την περίπτωση των μη τοιχοπληρωμένων κτιρίων η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση αστοχίας, οπότε το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκεια.

5.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΛΗΡΩΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Στο Σχήμα 5.5 φαίνεται το προσομοίωμα του τοιχοπληρωμένου κτιρίου και παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το τοιχοπληρωμένο κτίριο στην διεύθυνση x. Στο Σχήμα 5.6 και 5.7 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το τοιχοπληρωμένο κτίριο, για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x. Παρατηρείται ότι πολλές τοιχοπληρώσεις έχουν αστοχήσει. Οι πρώτες αστοχίες των τοιχοπληρώσεων συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις του κτιρίου (1 cm). Στο Σχήμα 5.6(γ) παρουσιάζονται μόνο οι πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα χωρίς τις τοιχοπληρώσεις. Παρατηρείται ότι δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου, ενώ δεν παρατηρούνται βλάβες στους ανώτερους ορόφους.

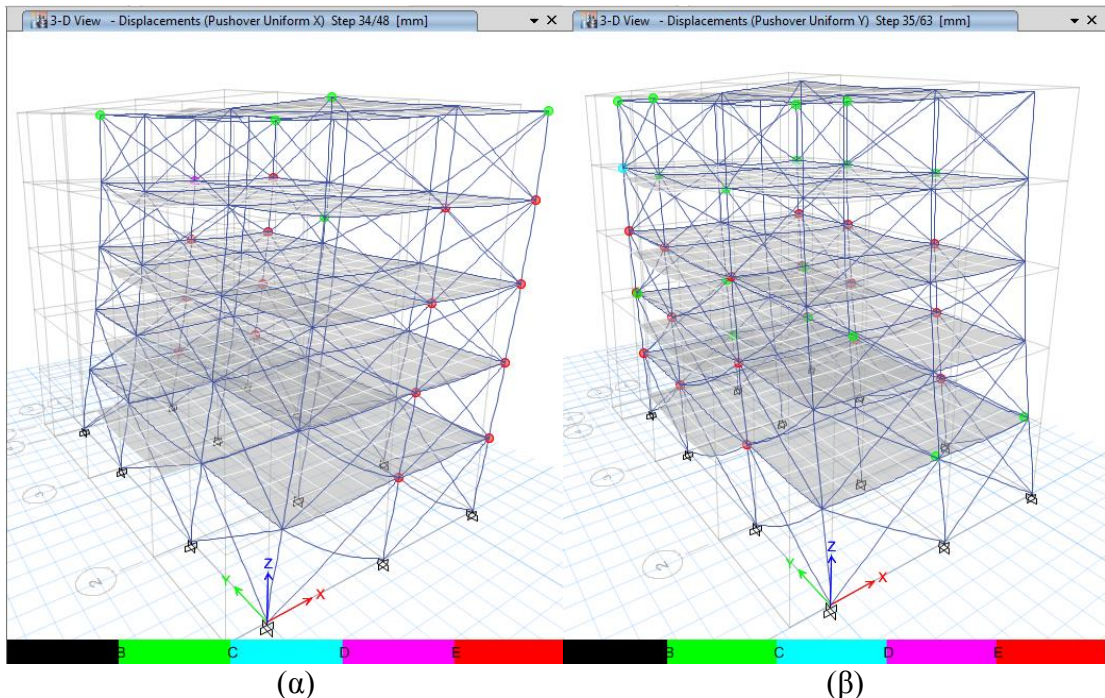


Σχήμα 5.5 Πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο και διάγραμμα της καμπύλης αντίστασης για τη διεύθυνση x

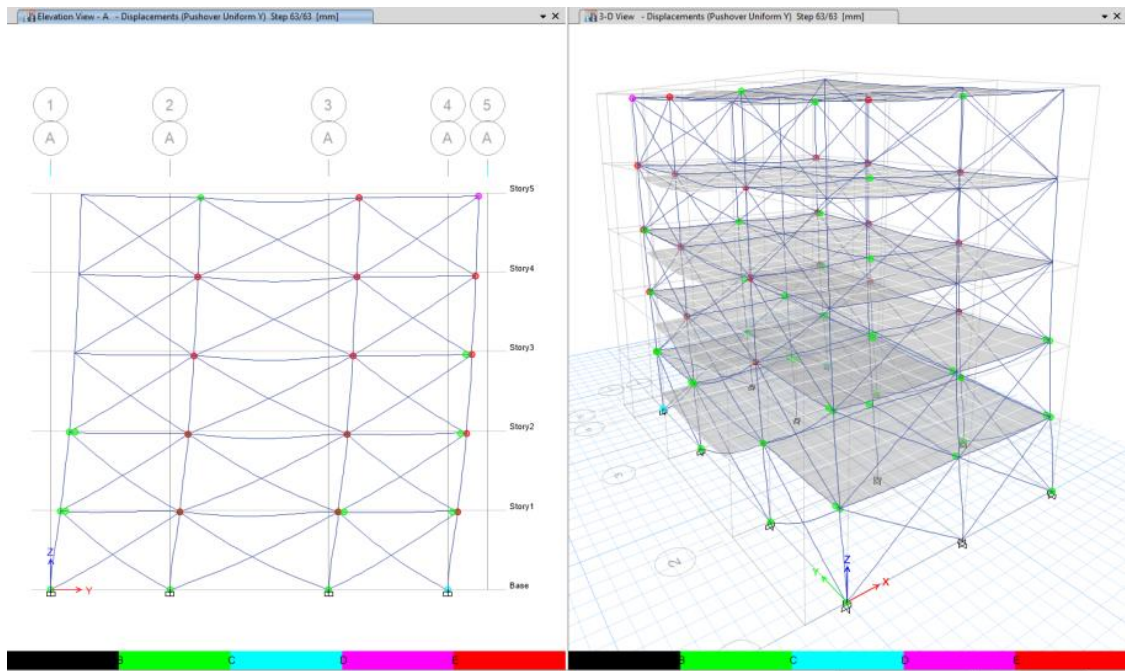


Σχήμα 5.6 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x

Από το Σχήμα 5.6(α) παρατηρείται ότι για την ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x με ομοιόμορφη κατανομή των δυνάμεων, οι σχετικές μετακινήσεις του 1^{ου} ορόφου είναι μεγαλύτερες από εκείνες των υπολοίπων. Αντίθετα, στην περίπτωση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης στην διεύθυνση y οι σχετικές μετακινήσεις είναι παρόμοιες σε όλους τους ορόφους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.7(β) και 5.8.

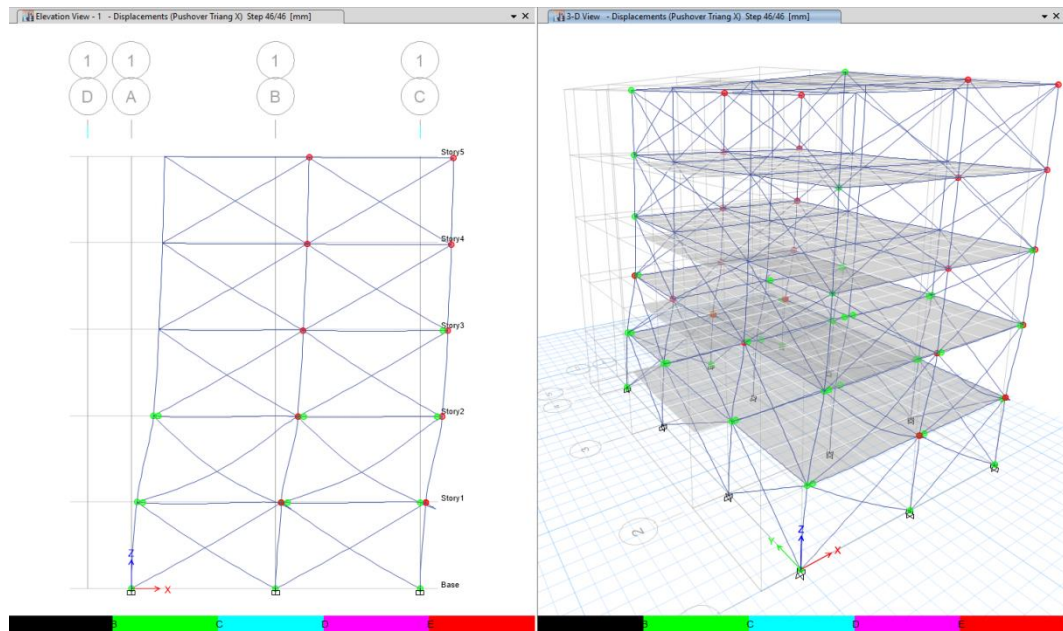


Σχήμα 5.7 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση (α) x και (β) y

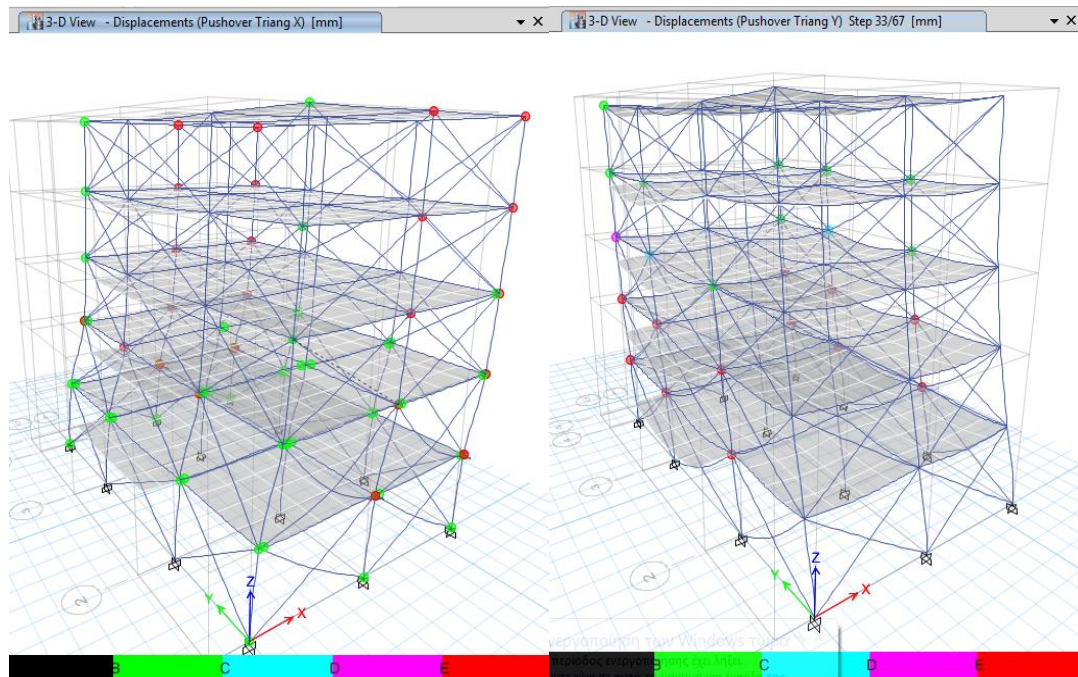


Σχήμα 5.8 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση y

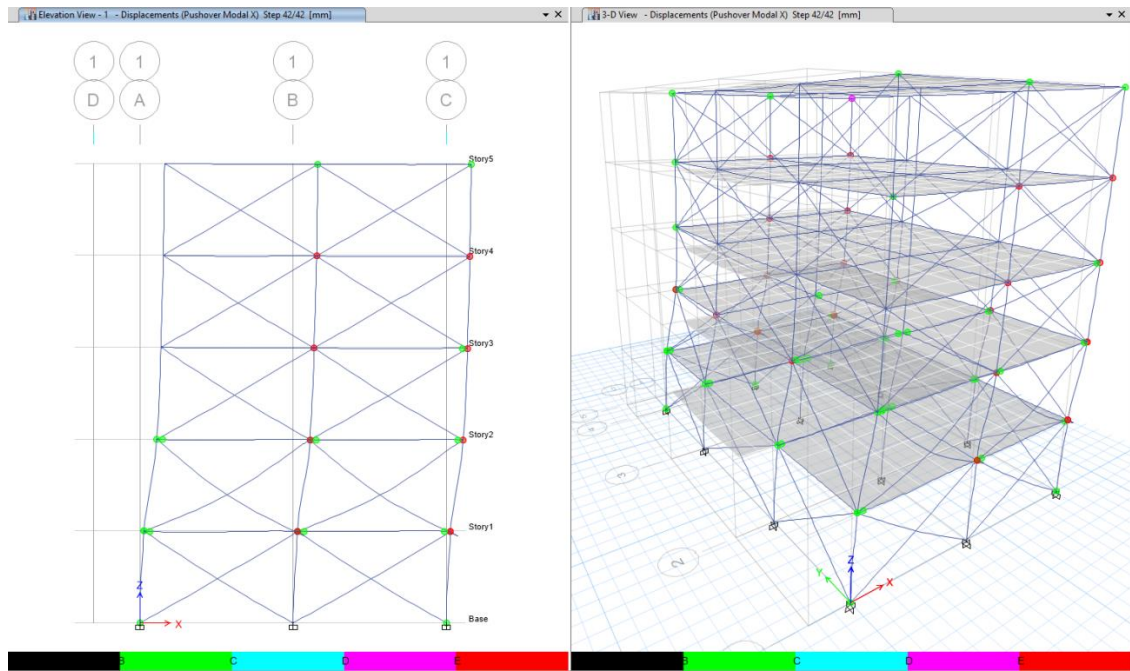
Στα Σχήματα 5.9 και 5.10, φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το τοιχοπληρωμένο κτίριο, για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x και y . Ομοίως, στα Σχήματα 5.11 και 5.12 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή. Όπως και στην ομοιόμορφη κατανομή, πολλές τοιχοπληρώσεις έχουν αστοχήσει και οι πρώτες αστοχίες των τοιχοπληρώσεων συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις. Οι πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα δημιουργούνται κυρίως στους χαμηλότερους ορόφους.



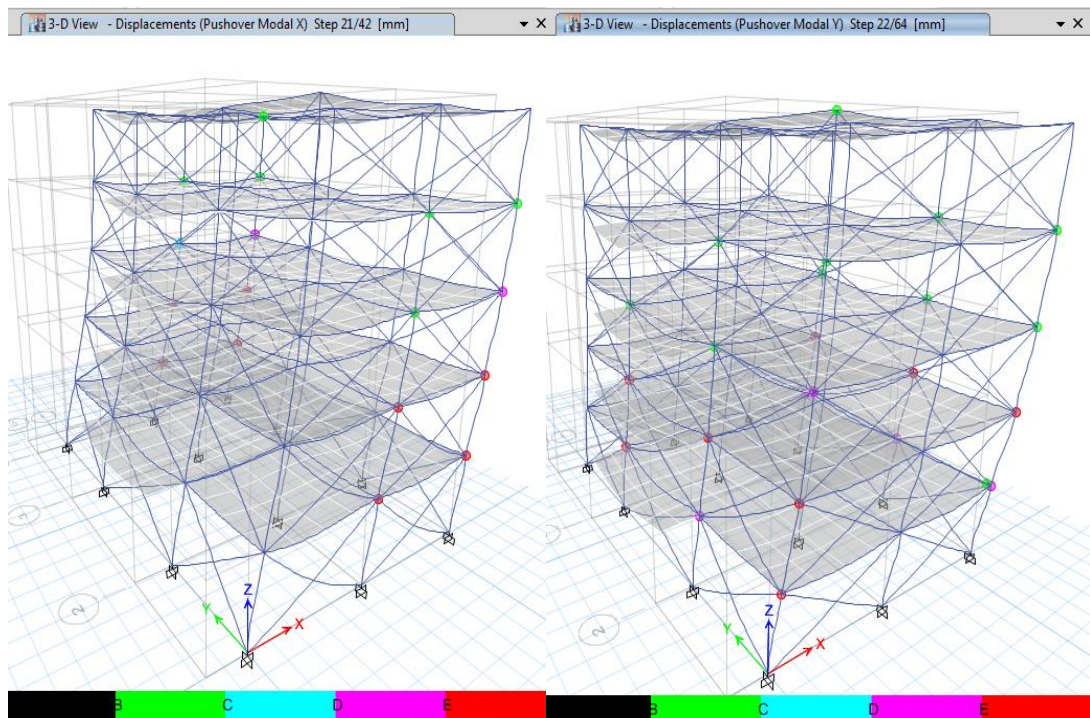
Σχήμα 5.9 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x



Σχήμα 5.10 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x και y



Σχήμα 5.11 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στην διεύθυνση x.



Σχήμα 5.12 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στην διεύθυνση x και y

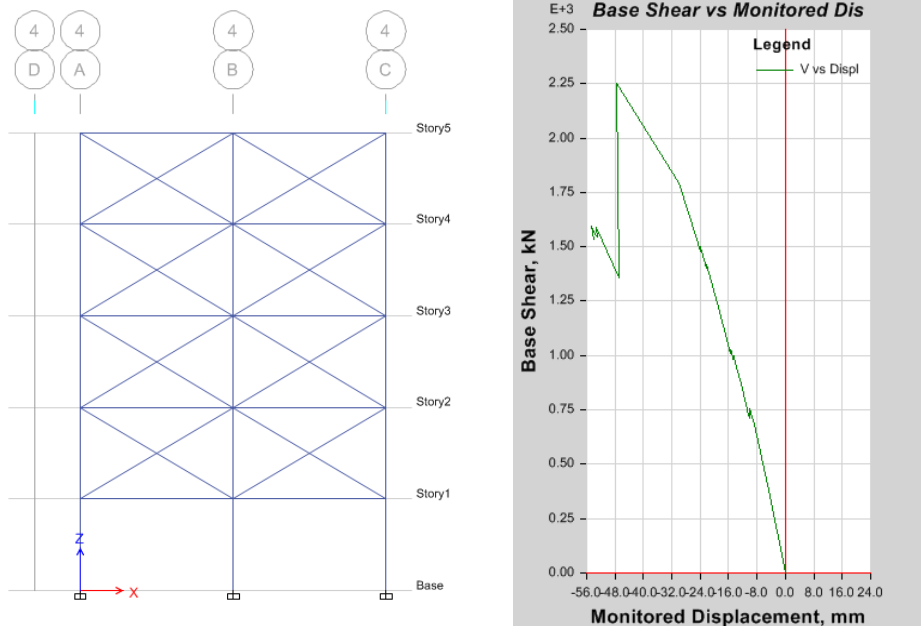
Οι τοιχοπληρώσεις έχουν μεγάλη δυσκαμψία και αντοχή και η παρουσία τους μεταβάλλει ουσιαστικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, καθώς και τη συνολική σεισμική συμπεριφορά της. Η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συνεισφέρει σημαντικά στη

συνολική δυσκαμψία του πλαισίου, μειώνοντας τις μετακινήσεις κατά την επιβολή των σεισμικών διεγέρσεων.

Η μετακίνηση αστοχίας των τοιχοπληρωμένων κτιρίων είναι γενικά μεγαλύτερη από την στοχευόμενη μετακίνηση και το κτίριο παρουσιάζει βελτιωμένη συμπεριφορά σε σχέση με το μη τοιχοπληρωμένο. Ωστόσο παρατηρούνται αστοχίες των τοιχοπληρώσεων σε σχετικά μικρές μετακινήσεις. Αν ληφθεί ως κριτήριο αστοχίας του κτιρίου η αστοχία των τοιχοπληρώσεων τότε και πάλι το κτίριο ενδέχεται να παρουσιάσει ανεπάρκεια.

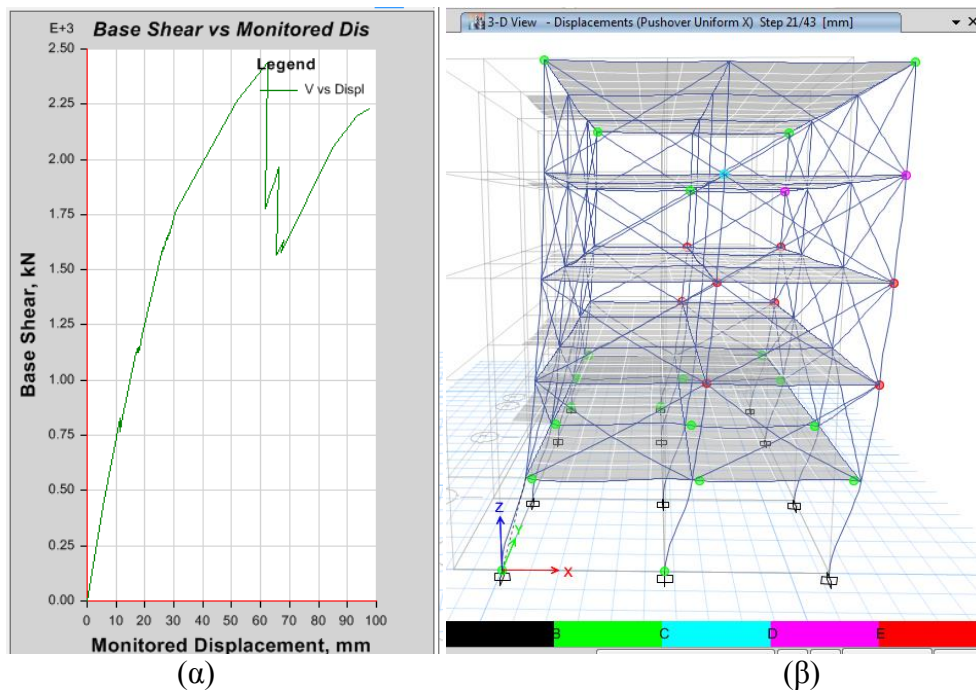
5.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΠΙΛΟΤΗ

Στο Σχήμα 5.13 φαίνεται το προσομοίωμα του τοιχοπληρωμένου κτιρίου με πιλοτή και παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης στην διεύθυνση x. Στο Σχήμα 5.14 έως και 5.18 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για το τοιχοπληρωμένο κτίριο με πιλοτή, για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x. Παρατηρείται ότι πολλές τοιχοπληρώσεις έχουν αστοχήσει. Οι πρώτες αστοχίες των τοιχοπληρώσεων συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις του κτιρίου (1 cm). Στο Σχήμα 5.16(β) παρουσιάζονται μόνο οι πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα χωρίς τις τοιχοπληρώσεις. Παρατηρείται ότι δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου, ενώ δεν παρατηρούνται βλάβες στους ανώτερους ορόφους.

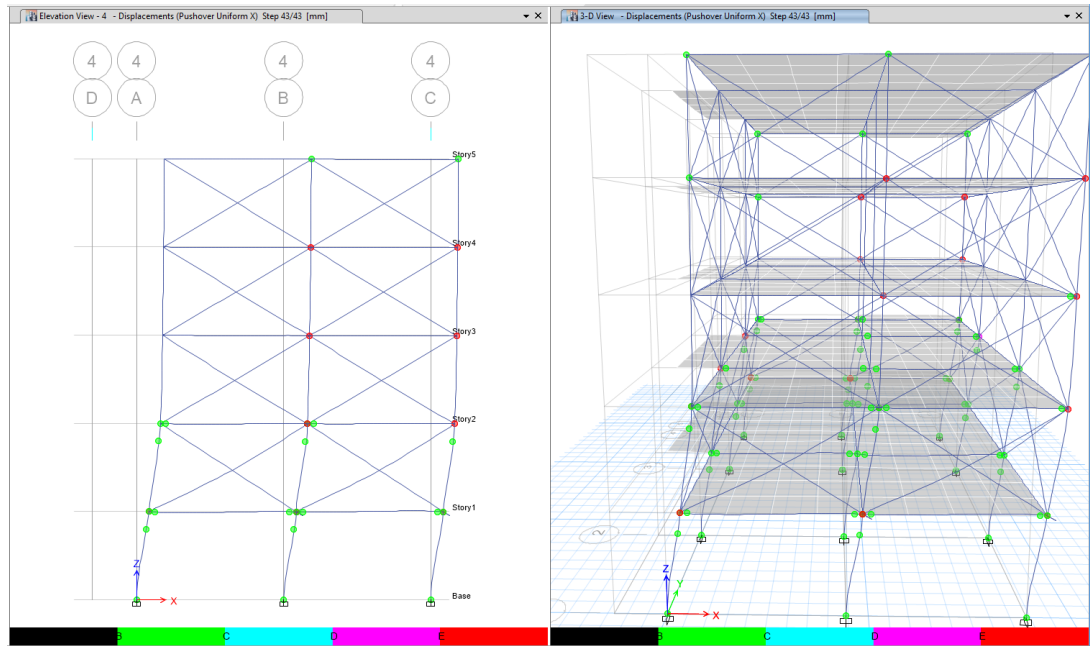


Σχήμα 5.13 Προσομοίωμα τοιχοπληρωμένου κτιρίου με πιλοτή και διάγραμμα της καμπύλης αντίστασης για τη διεύθυνση x

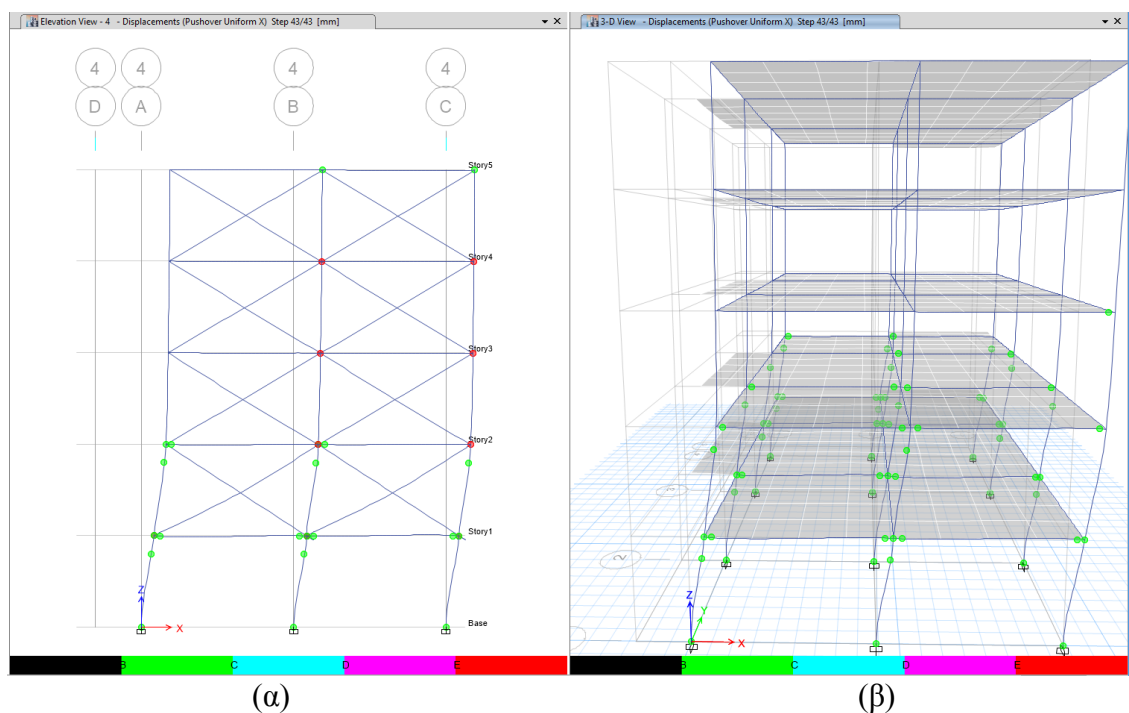
Στα Σχήματα 5.14 έως 5.16 παρατηρείται ότι για την ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x, με ομοιόμορφη κατανομή των δυνάμεων, οι σχετικές μετακινήσεις του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου είναι πολύ μεγαλύτερες από εκείνες των υπολοίπων ορόφων. Οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στις δοκούς και τα υποστυλώματα του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου, όπως φαίνεται και στο 5.16(β) στο οποίο δεν φαίνονται οι τοιχοπληρώσεις. Αντίστοιχα, για την ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση y, με ομοιόμορφη κατανομή των δυνάμεων, οι σχετικές μετακινήσεις του ισογείου είναι πολύ μεγαλύτερες από τους υπολοίπους ορόφους και οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται μόνο στο ισόγειο (Σχήματα 5.17 και 5.18). Αντίστοιχα αποτελέσματα παρατηρούνται στις ανελαστικές αναλύσεις με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή (Σχήματα 5.19 έως 5.21) και με τριγωνική κατανομή (Σχήματα 5.22 έως 5.24).



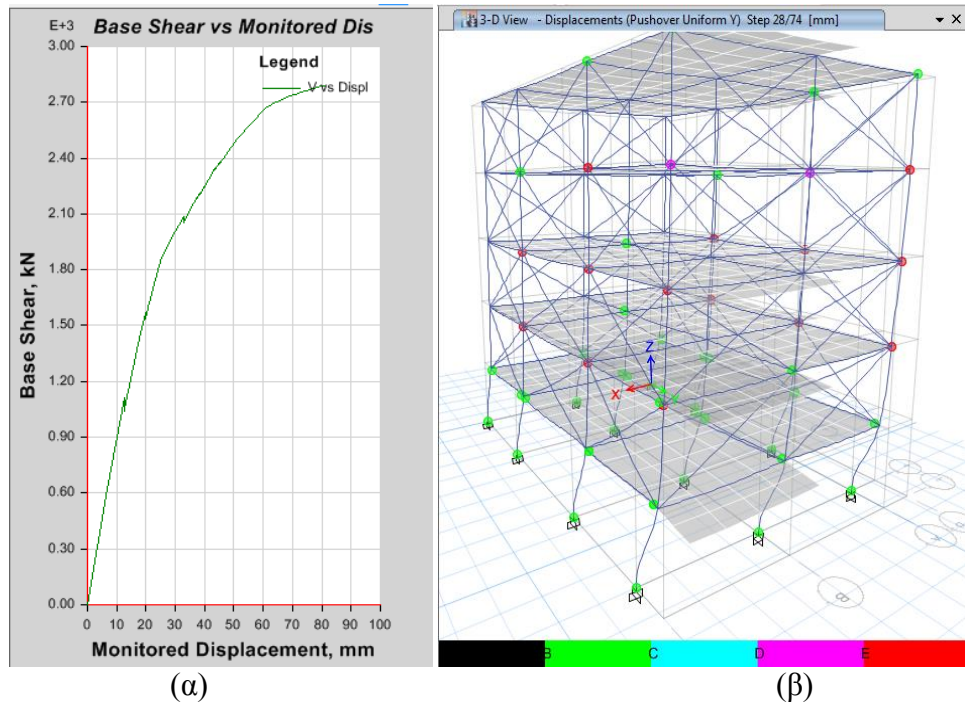
Σχήμα 5.14 Καμπύλη αντίστασης για τοιχοπληρωμένο κτίριο με πλοτή και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x.



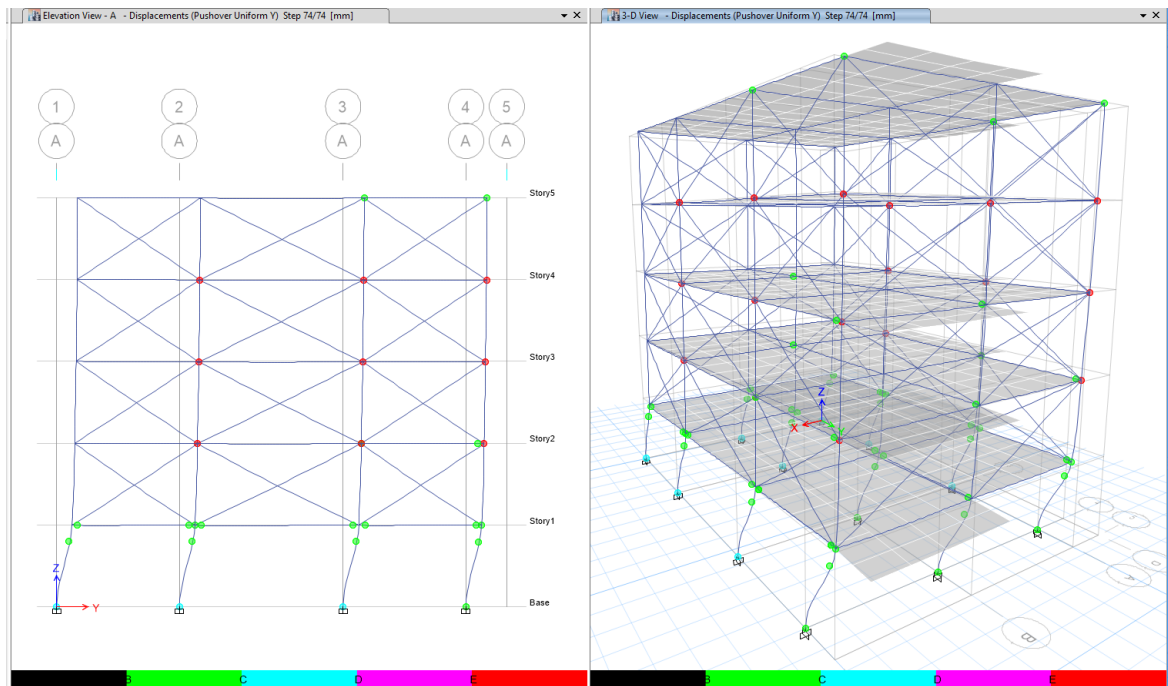
Σχήμα 5.15 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα με πιλοτή για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x .



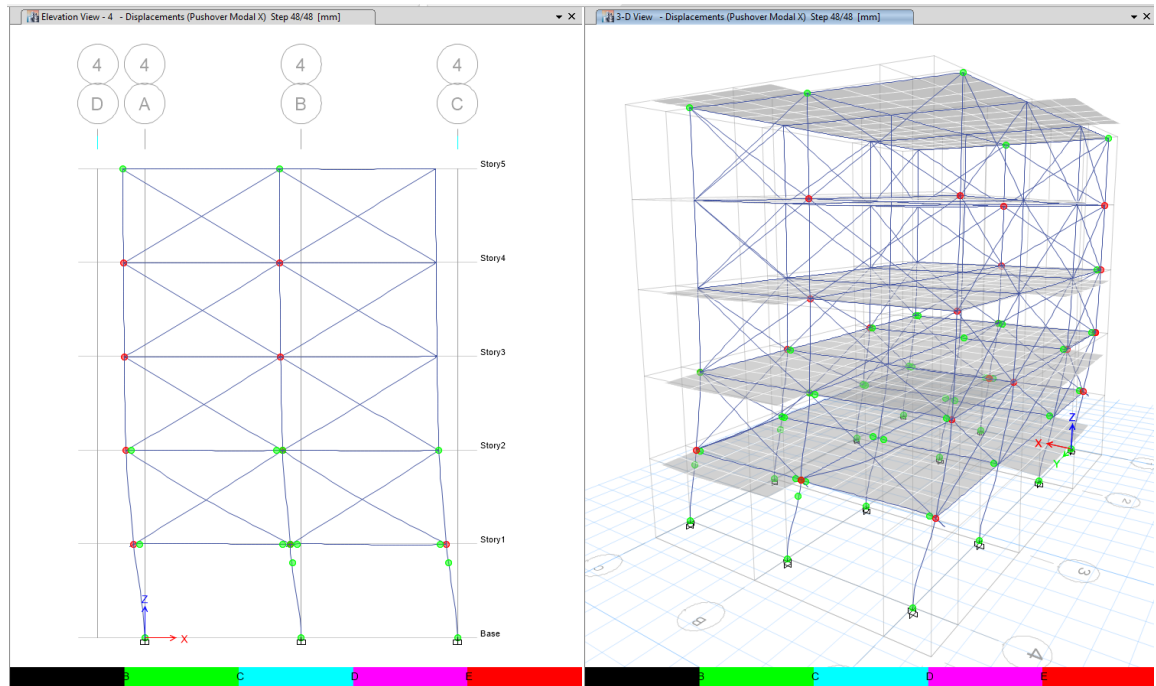
Σχήμα 5.16 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα με πιλοτή για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση x (α) σε πλάγια όψη, (β) χωρίς να φαίνονται οι τοιχοπληρώσεις.



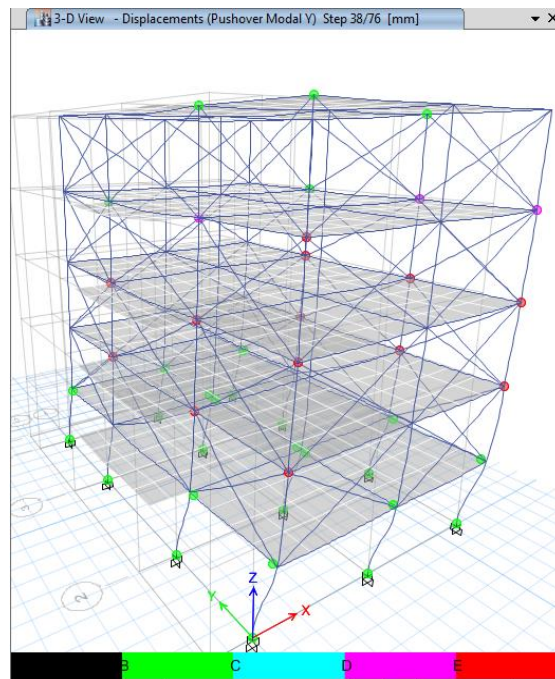
Σχήμα 5.17 Καμπύλη αντίστασης για τοιχοπληρωμένο κτίριο με πιλοτή και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση y.



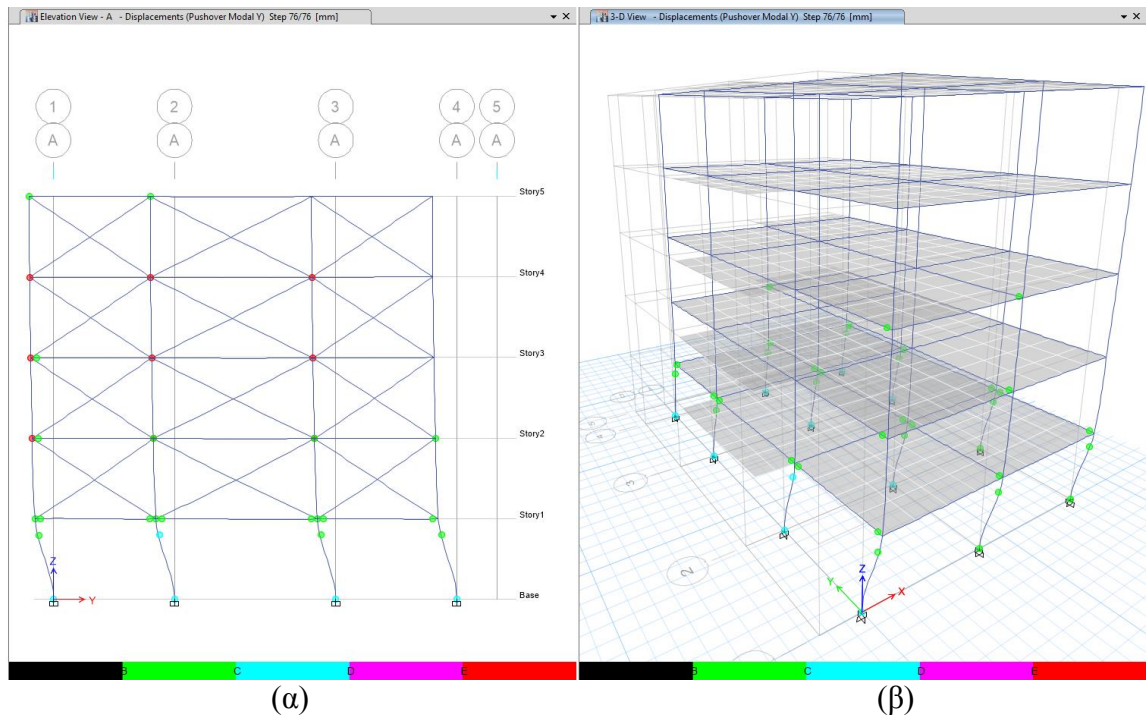
Σχήμα 5.18 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα με πιλοτή για ανελαστική στατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση y.



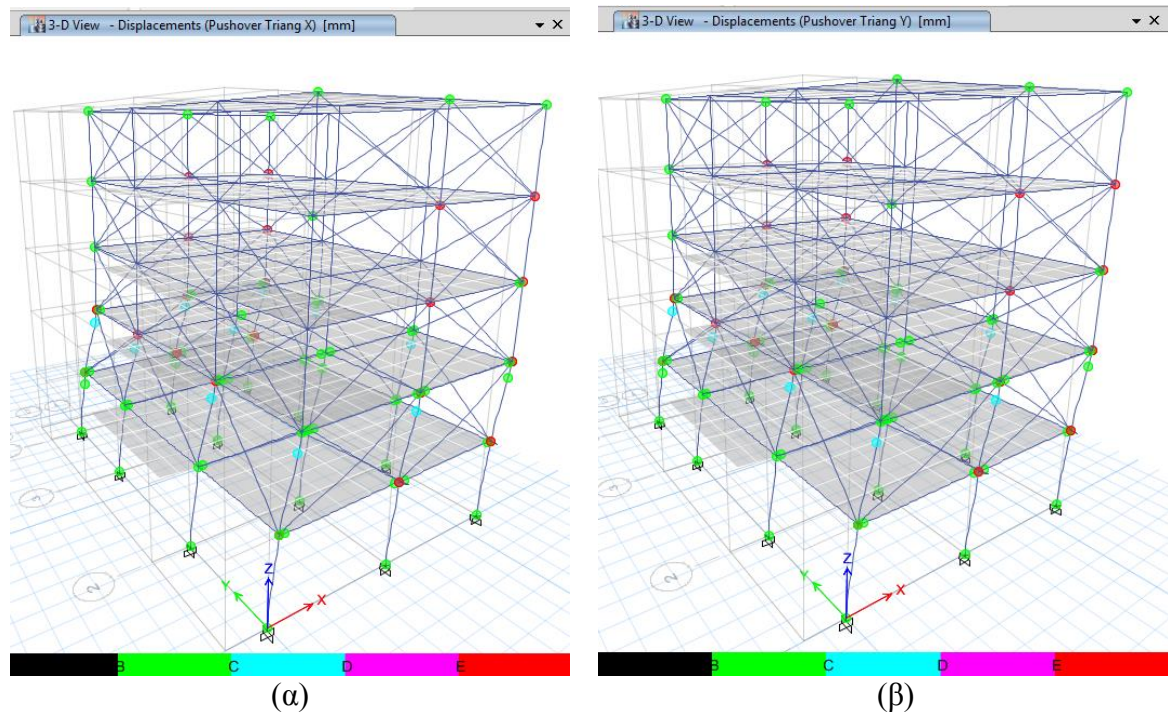
Σχήμα 5.19 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα με πιλοτή για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στη διεύθυνση x.



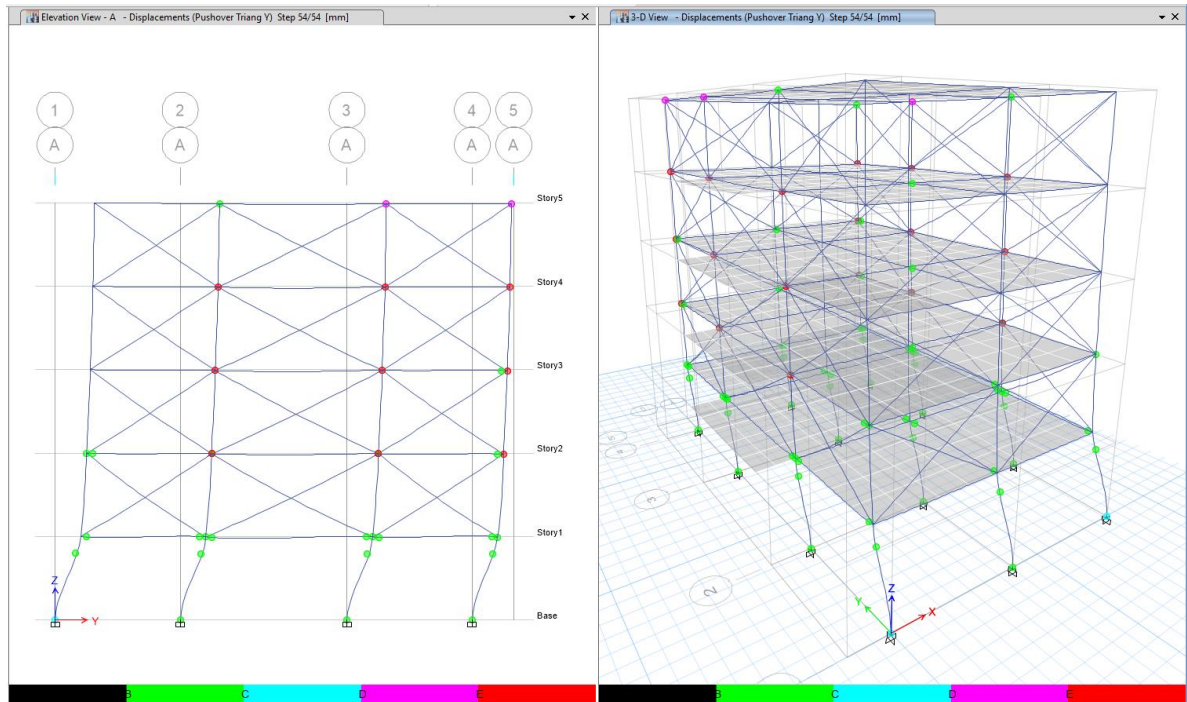
Σχήμα 5.20 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα με πιλοτή για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στη διεύθυνση y



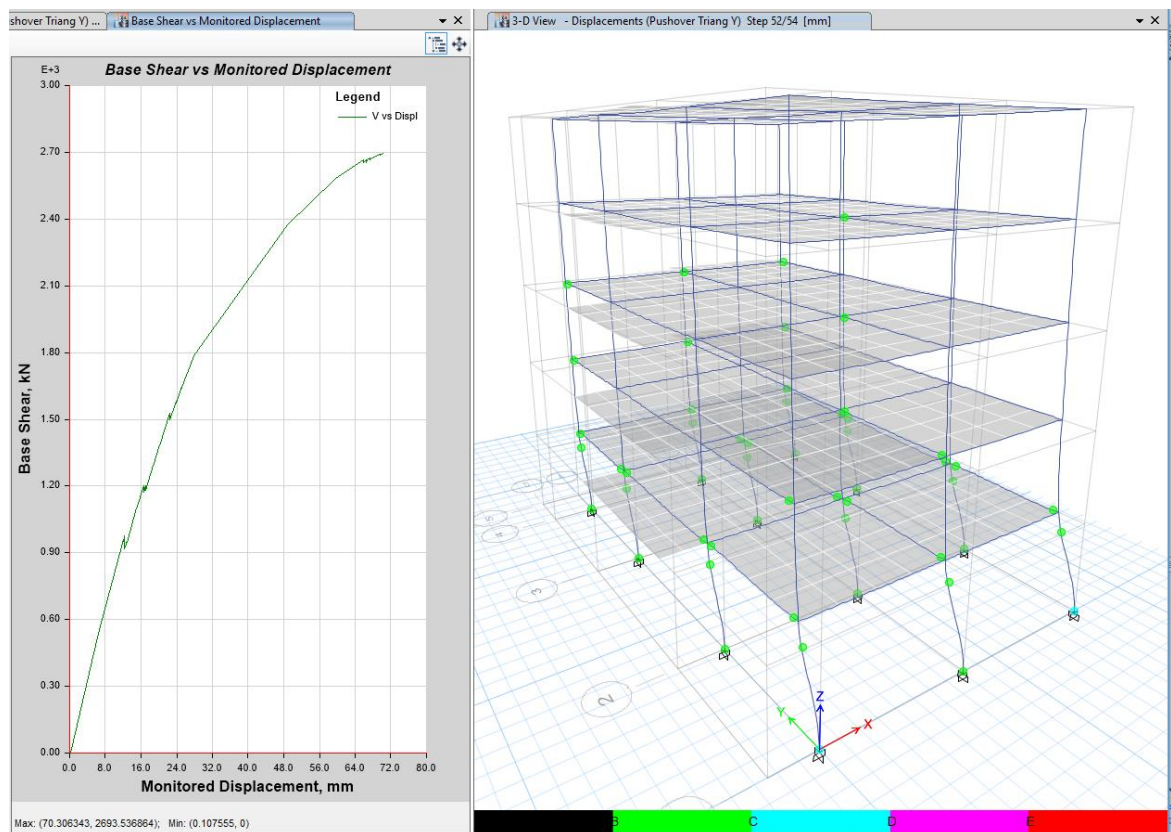
Σχήμα 5.21 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα με πιλοτή για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στη διεύθυνση y , (α) σε πλάγια όψη, (β) χωρίς να φαίνονται οι τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 5.22 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα με πιλοτή για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στις διευθύνσεις (α) x και (β) y .



Σχήμα 5.23 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο τοιχοπληρωμένο φορέα για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση y .



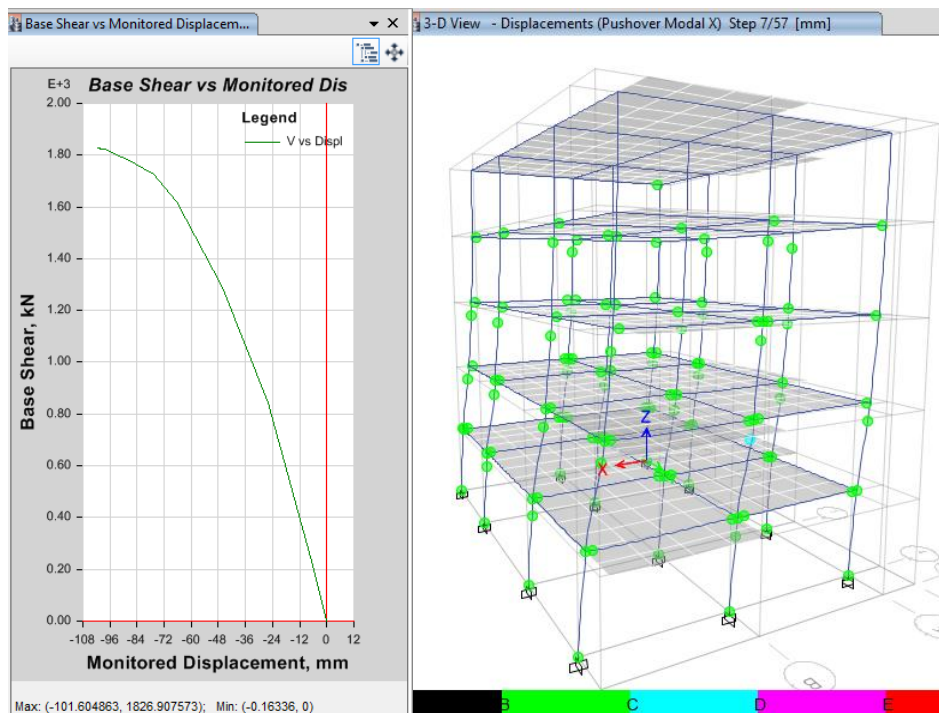
Σχήμα 5.24 Καμπύλη αντίστασης για τοιχοπληρωμένο κτίριο με πιλοτή και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων χωρίς να δείχνονται οι τοιχοπληρώσεις, για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση y .

Από τις αναλύσεις στο κτίριο με πιλοτή προκύπτει ότι η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων σε όλους τους ορόφους εκτός από το ισόγειο προκαλεί την συγκέντρωση των ανελαστικών παραμορφώσεων στο ισόγειο. Οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν σημαντικά την δυσκαμψία των ανωτέρων ορόφων και ο μη τοιχοπληρωμένος όροφος παρουσιάζει μεγάλες μετακινήσεις. Η ύπαρξη της πιλοτής είναι ιδιαίτερα επιβαρυντική για τα υποστυλώματα του ισόγειου και παρατηρείται ότι το κτίριο αστοχεί από τα πρώτα κιάλας βήματα των στατικών ανελαστικών αναλύσεων. Η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου με πιλοτή είναι δυσμενέστερη από εκείνη του κτιρίου χωρίς τοίχους ή του πλήρως τοιχοπληρωμένου.

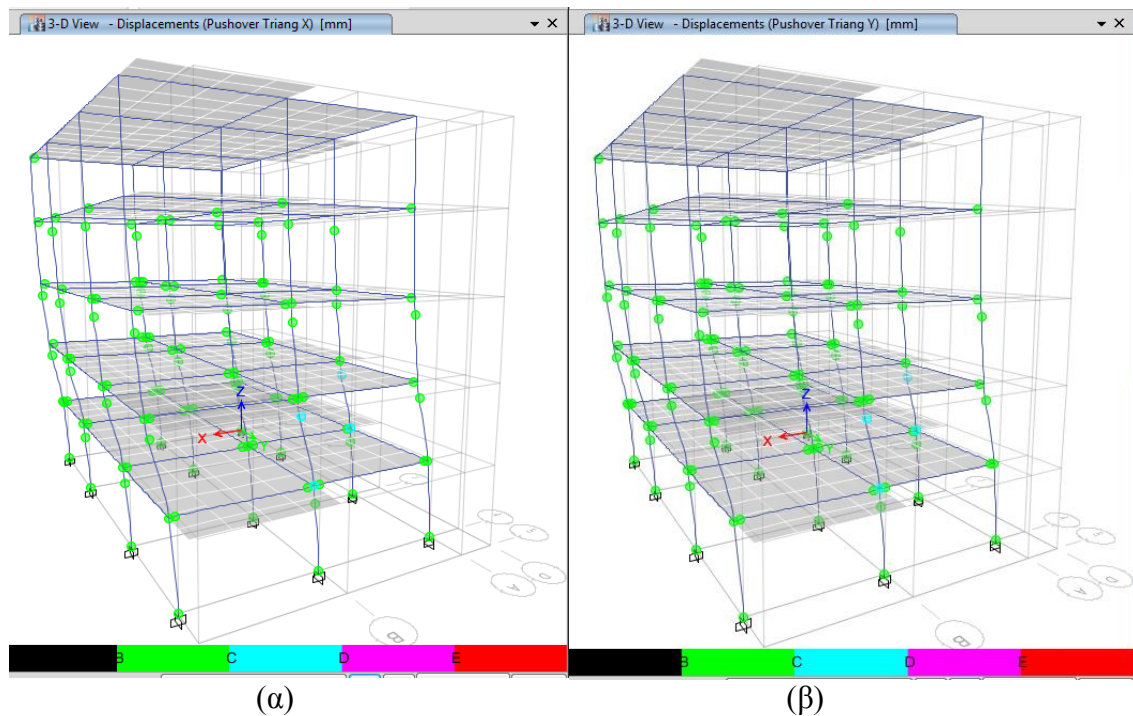
Όπως είναι φανερό από τα παραπάνω, η πλήρης προσομοίωση ενός κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος συμπεριλαμβανόμενων και των τοιχοποιιών πλήρωσης κρίνεται απαραίτητη, για να είναι δυνατή μια όσο το δυνατόν ρεαλιστικότερη αποτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς του (Γκιβίση, 2012).

5.5 ΕΠΙΡΡΟΗ ΑΚΑΜΠΤΟΥ ΚΟΜΒΟΥ

Στα Σχήμα 5.25 φαίνονται η καμπύλη αντίστασης για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο με δυσκαμψίες κατά ΚΑΝΕΠΕ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στην διεύθυνση x. Στο Σχήμα 5.26 φαίνεται η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων για τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στις διευθύνσεις x και y.

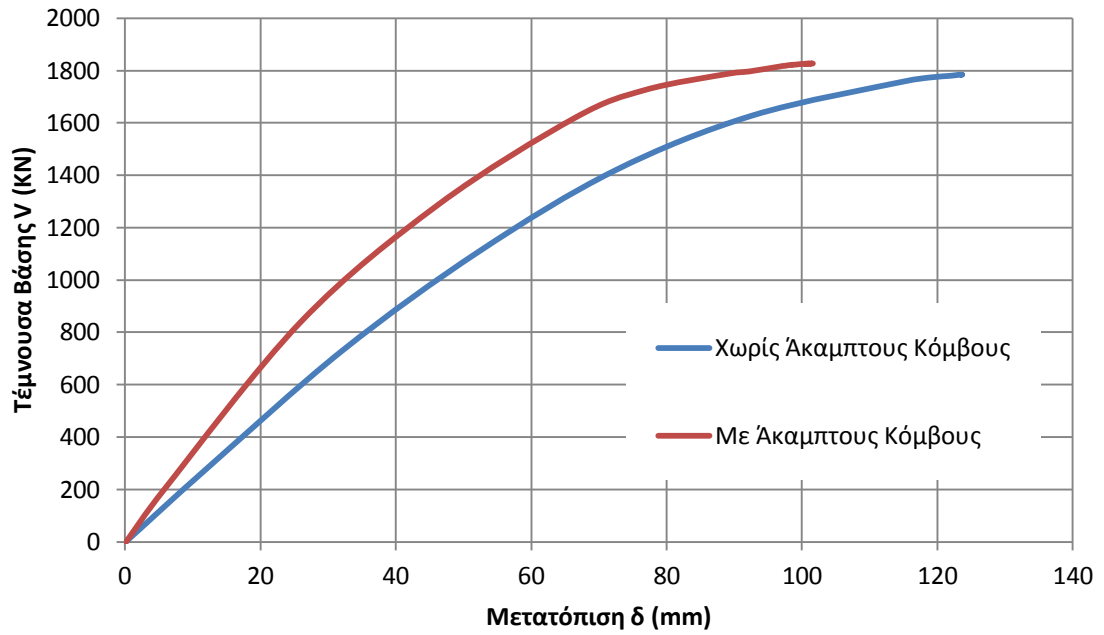


Σχήμα 5.25 Καμπύλη αντίστασης για μη τοιχοπληρωμένο κτίριο με άκαμπτους κόμβους και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων, για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στη διεύθυνση x.

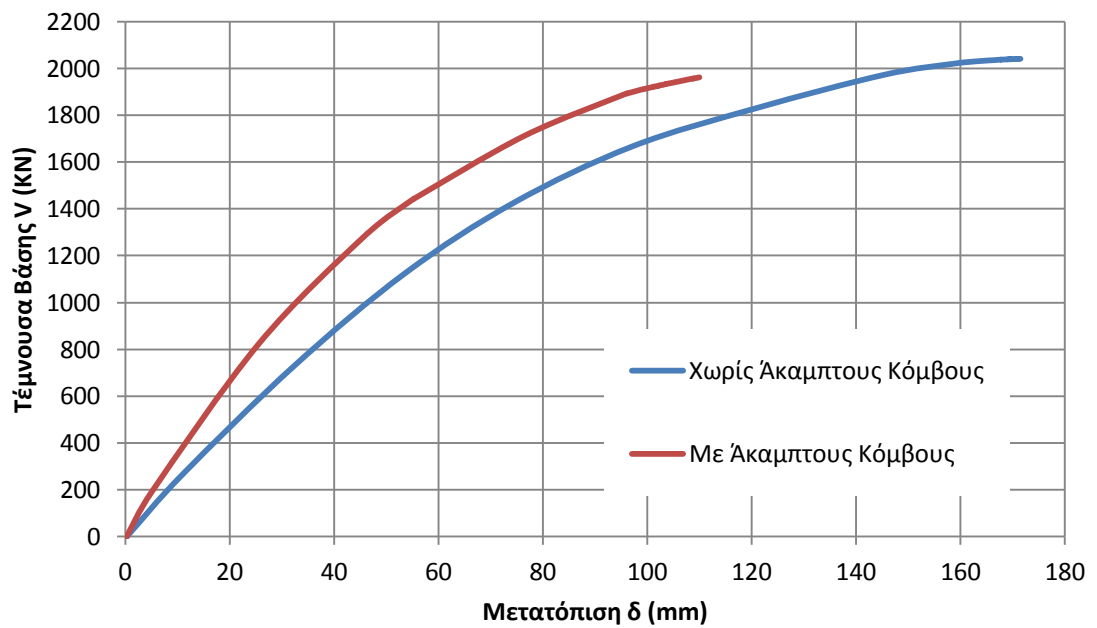


Σχήμα 5.26 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στον παραμορφωμένο μη τοιχοπληρωμένο φορέα με άκαμπτους κόμβους για ανελαστική στατική ανάλυση με τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων στη διεύθυνση (α) x και (β) y.

Στα Σχήματα 5.27 και 5.28 φαίνονται οι καμπύλες αντίστασης του κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, με και χωρίς άκαμπτους κόμβους, για την κατανομή πλευρικών δυνάμεων με την 1^η ιδιομορφή, στην διεύθυνση x και y αντίστοιχα. Παρατηρείται ότι η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου με άκαμπτους κόμβους έχει μεγαλύτερη δυσκαμψία από εκείνη χωρίς άκαμπτους κόμβους. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση για το κτίριο χωρίς άκαμπτους κόμβους είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μετακίνηση για το κτίριο με άκαμπτους κόμβους. Το ίδιο παρατηρείται και για την μετακίνηση αστοχίας. Και στις δύο περιπτώσεις η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από τη μετακίνηση αστοχίας, ωστόσο στην περίπτωση του κτιρίου με τους άκαμπτους κόμβους η απόσταση της μετακίνησης αστοχίας καθώς και της στοχευόμενης μετακίνησης είναι μεγαλύτερη από αυτή που παρουσιάζει το κτίριο χωρίς άκαμπτους κόμβους.



Σχήμα 5.27 Καμπύλη αντίστασης για την κατανομή με την 1η ιδιομορφή στη διεύθυνση x, για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο με ή χωρίς άκαμπτους κόμβους.



Σχήμα 5.28 Καμπύλη αντίστασης για την κατανομή με την 1η ιδιομορφή στη διεύθυνση y, για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο με ή χωρίς άκαμπτους κόμβους.

5.6 ΕΠΙΡΡΟΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Για να εξεταστεί η επιρροή της δυσκαμψίας στην σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών, αναλύθηκε το κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις λαμβάνοντας μειωμένες δυσκαμψίες, σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ. Οι δυσκαμψίες κατά ΚΑΝΕΠΕ υπολογίστηκαν με την βοήθεια λογιστικού φύλλου που αναπτύχθηκε από τις Παινέση και Παπαδοπούλου (2012), όπως φαίνεται παρακάτω.

Υπολογισμός ενεργούς δυσκαμψίας κατά ΚΑΝΕΠΕ για μια δοκό στο ισόγειο:

Ενεργός δυσκαμψία στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος						
Δομικό στοιχείο	δοκός Δ1					
	b (cm)	X	h (cm)	$I=bh^3/12(m^4)$	$E*I(KN/m^2)$	
Διαστάσεις	20	X	60	0.00360	75600.000	
Οπλισμός		Φ				
Συνολικό εμβαδό οπλισμού		$A_{οπ}$		7.665486075	cm ²	
Συνολικό εμβαδό διατομής		$A_δ$		0.12	m ²	
	θλιβόμενος οπλισμός	2	Φ	10	3.832743037	cm ²
		2	Φ	12		
	μεσαίος οπλισμός					
	εφελκυσμένος οπλισμός	2	Φ	10	3.832743037	cm ²
		2	Φ	12		
c	3.50 cm	επικάλυψη				
N	0 KN	αξονική δύναμη				
h	0.60 m	ύψος αρχικού στοιχείου ή ύψος διατομής				
H	3.00 m					
l	5 m	μήκος δοκού				
b	0.20 m	πλάτος διατομής (στη θέση της διεπιφάνειας) ή (πλάτος θλιβόμενης ζώνης) ή πλάτος διαγωνίου τοιχοπλήρωσης				
d	56.50 cm	στατικό ύψος διατομής στοιχείου				
d _b	18.00 mm	διάμετρος εφελκυσμένων διαμήκων ράβδων				
ρ	0.0032	0.32 %	ποσοστό εφελκυσμένου οπλισμού			
ρ'	0.0032	0.32 %	ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού			
ρ _v	0.0000	0.00 %	ποσοστό του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού			
f _c	25 Mpa	25000 kN/m ²	θλιπτική αντοχή σκυροδέματος			
f _y	400 MPa	400000 kN/m ²	όριο διαρροής ράβδου			
ε _c	0.0035	ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος				
E _c	21000000 kN/m ²	μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος				
E _s	200000000 kN/m ²	μέτρο ελαστικότητας χάλυβα				
f _y	400 MPa	400000 kN/m ²	όριο διαρροής ράβδου			
ε _c	0.0035	ανηγμένη παραμόρφωση σκυροδέματος				
E _c	21000000 kN/m ²	μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος				
E _s	200000000 kN/m ²	μέτρο ελαστικότητας χάλυβα				
H ενεργός δυσκαμψία του μήκους L _s στοιχείου ισούται με :						
	K=(My*L_s)/(3*θy)		η εξίσωση εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της ενεργού δυσκαμψίας, ακόμα και αν η διατημητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του.			
	9906.389034					

όπου:									
My	76.04 kNm	ροπή διαρροής							
Ls		μήκος στοιχείου, το οποίο μπορεί να χρησιμοποιείται στα σταθερή τιμή, ως εξής:							
		1. Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το Ls μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.							
	Ls	2.5 m							
		2. Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το Ls μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.							
		3. Σε υποστυλώματα, το Ls μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το υποστυλώμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο της κάμψης.							
θy		γωνία στροφής-χορδής κατά τη διαρροή							
		Για δοκούς ή υποστυλώματα :							
		$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d b f_y}{8 \sqrt{f_c}}$							
θy	0.0063965								
		Στην παραπάνω εξίσωση, ο 1 ^{ος} όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2 ^{ος} όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος Ls, ενώ ο 3 ^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόγκωσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.							
όπου:									
(1/r) _y		καμπυλότητα διαρροής							
		Αναλυτικός υπολογισμός καμπυλότητας διαρροής διατομής οπλισμένου σκυροδέματος με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη							
		Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε :							
		$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$	(A.1)	(1/r) _y	0.004433351	m ⁻¹			
		Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε :							
		$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d}$	(A.2)	(1/r) _y	0.030735725	mm ⁻¹			
		Λαμβάνεται η μικρότερη των τιμών (1/r)_y από τις εξισώσεις (A.1) και (A.2)							
(1/r)_y	0.00	m⁻¹							

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d , είναι :

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

ξ_y **0.2015469**

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

α **9.523809524**

1. Διαρροή λόγω χάλυβα :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y}$$

A **0.006387905**

(A.3)

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}$$

B **0.003420073**

2. Διαρροή λόγω παραμορφώσεων σκυροδέματος :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \alpha b d f}$$

A **0.006388**

(A.4)

$$B = \rho + \rho'\delta' + 0.5\rho_v(1 + \delta')$$

B **0.00342**

Για τον υπολογισμό του ύψους της θλιβόμενης ζώνης, ξ_y παραπάνω, χρησιμοποιώ τις πμές των A και B που προκύπτουν από τη διαρροή λόγω χάλυβα.

A **0.0063879**

B **0.0034201**

Στις εξισώσεις (A.4) και (A.5), ρ , ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο bd), $\delta' = d'/d$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο (θετικό σε θλίψη).

d 0.565 m

d' 0.04 m

δ' 0.07079646

Στη θέση των παραπάνω εξισώσεων για τον υπολογισμό της καμπυλότητας, μπορούν να χρησιμοποιηθούν προσεγγιστικά οι ακόλουθες ημι-εμπειρικές σχέσεις :

Για δοκούς ή υποστυλώματα :

$$(1/r)_y = 1.77 f_y / E_s h \quad (1/r)_y \quad \mathbf{0.0059 \text{ m}^{-1}}$$

ή

$$(1/r)_y = 1.55 f_y / E_s d \quad (1/r)_y \quad \mathbf{0.005487 \text{ m}^{-1}}$$

Εάν οι παραμορφώσεις "δ" αναφέρονται στο σύνολο του μήκους $L_s = \alpha_s h$ στο άκρο δομικού στοιχείου (π.χ. όταν ως δ χρησιμοποιείται η γωνία στροφής χορδής θ), τότε στη φάση της καμπτικής διαρροής το τμήμα της θ_y που οφείλεται στην κάμψη, μπορεί να ληφθεί ίσο με $(1/r)_y (L_s + \alpha_v z)/3$, όπου :

$\alpha_v z$	εκφράζει την επιρροή του "μήκους μετάθεσης" των ροπών κάμψης σ'αυτές.		
z	είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων, $z = d - d'$		0.525 m
η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου	V_{R1}	63.18292129 KN	
τέμνουσα κατά την καμπτική διαρροή	$V_{mu} = M_y / L_s$	30.41560637 KN	

Ο συντελεστής α_v ισούται με 1 εάν η τέμνουσα V_{R1} υπολείπεται της πηγής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, V_{mu} και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

δηλαδή	α_v	0	
--------	------------	---	--

Προσδιορισμός της V_{R1}

$$V_{R1} = [\tau_{Rd} k (1.20 + 40\rho_l) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d$$

V_{R1}	63.182921 KN		
----------	--------------	--	--

όπου:

h	0.6 m	ύψος
b_w	0.4 m	το πλάτος του στοιχείου
τ_{Rd}	0.22	τιμή σχεδιασμού διατμητικής αντοχής σύμφωνα με τον Πιν.11.1.1
d	0.565 m	στατικό ύψος
$k = 1,60 - d$	1.035 $\geq 1,00$	d σε m
$\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$	0.000695043 $\leq 0,02$	
$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$	0 KN/m ²	
N_{sd}	0 KN	ορθή δύναμη λόγω φόρτισης και προέντασης (θλίψη θετική)
$A_c = b_w h$	0.24 m ²	
A_{sl}	0.00015708 m ²	διατομή διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού, ο οποίος επεκτείνεται πέραν της διατομής στην οποία υπολογίζεται η V_{R1} κατά $d + l_{b,net}$

Πίνακας 11.1.1 : Τιμές της τ_{Rd} σε Mpa

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40
τ_{Rd}	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41
f_{ck}	45	50					
τ_{Rd}	0.44	0.48					

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

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

$\frac{M_y}{bd^3}$	2107.9541
--------------------	-----------

Ύστερα από όλους αυτούς τους υπολογισμούς, η ενεργός δυσκαμψία του μήκους L_s στοιχείου ισούται με

$K = (M_y \cdot L_s) / (3 \cdot \theta_y)$	9906.39 α
--	-----------

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των υπολογισμών της ενεργούς δυσκαμψίας όλων των διατομών των δοκών του ισόγειου. Η δυσκαμψία που υπολογίστηκε σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ διαιρείται με την αρχική δυσκαμψία της διατομής και υπολογίζεται το ποσοστό της μειωμένης δυσκαμψίας.

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα δυσκαμψιών κατά ΚΑΝΕΠΕ

							Ενεργός δυσκαμψία, K	E*I	K/(E*I)	%
Δ1							10257.54 KNm²	75600	0.14	13.57
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	9906.389 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	16809.03 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	9906.389 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	4408.349 KNm ²				
		9906.389 KNm ²				10608.69 KNm ²				
Δ2							10257.54 KNm²	75600	0.14	13.57
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	16809.03 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	9906.389 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	4408.349 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	9906.389 KNm ²				
		10608.69 KNm ²				9906.389 KNm ²				
Δ3							10584.93 KNm²	75600	0.14	14.00
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	6130.712 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	19828.46 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	8085.903 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	8294.641 KNm ²				
		7108.308 KNm ²				14061.55 KNm ²				
Δ4							10037.47 KNm²	75600	0.13	13.28
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	19699.72 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	8085.903 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	6233.556 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	6130.712 KNm ²				
		12966.64 KNm ²				7108.308 KNm ²				
Δ5							10087.82 KNm²	75600	0.13	13.34
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	6114.095 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	19828.46 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	6114.095 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	8294.641 KNm ²				
		6114.095 KNm ²				14061.55 KNm ²				
Δ6							11515.11 KNm²	75600	0.15	15.23
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	19828.46 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	8137.536 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	8294.641 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	9799.786 KNm ²				
		14061.55 KNm ²				8968.661 KNm ²				
Δ7							10678.19 KNm²	75600	0.14	14.12
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	9906.389 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	18479.32 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	9906.389 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	4420.662 KNm ²				
		9906.389 KNm ²				11449.99 KNm ²				
Δ8							12645.91 KNm²	75600	0.17	16.73
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	18701.09 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	11801.19 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	8280.165 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	11801.19 KNm ²				
		13490.63 KNm ²				11801.19 KNm ²				
Δ9							6967.884 KNm²	75600	0.09	9.22
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	4119.537 KNm ²		Εφελκυσμός πάνω	K1'	15471.49 KNm ²				
Εφελκυσμός κάτω	K2	4119.537 KNm ²		Εφελκυσμός κάτω	K2'	4160.969 KNm ²				
		4119.537 KNm ²				9816.23 KNm ²				

Δ10							12270.34 KNm²	75600	0.16	16.23
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	17779.82	KNm ²	Εφελκυσμός πάνω	K1'	17779.82	KNm ²			
Εφελκυσμός κάτω	K2	6760.868	KNm ²	Εφελκυσμός κάτω	K2'	6760.868	KNm ²			
		12270.34	KNm ²			12270.34	KNm ²			
Δ11							7522.733 KNm²	75600	0.10	9.95
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	17690.89	KNm ²	Εφελκυσμός πάνω	K1'	4119.537	KNm ²			
Εφελκυσμός κάτω	K2	4160.969	KNm ²	Εφελκυσμός κάτω	K2'	4119.537	KNm ²			
		10925.93	KNm ²			4119.537	KNm ²			
Δ12							6967.884 KNm²	75600	0.09	9.22
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	4119.537	KNm ²	Εφελκυσμός πάνω	K1'	15471.49	KNm ²			
Εφελκυσμός κάτω	K2	4119.537	KNm ²	Εφελκυσμός κάτω	K2'	4160.969	KNm ²			
		4119.537	KNm ²			9816.23	KNm ²			
Δ13							12270.34 KNm²	75600	0.16	16.23
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	17779.82	KNm ²	Εφελκυσμός πάνω	K1'	17779.82	KNm ²			
Εφελκυσμός κάτω	K2	6760.868	KNm ²	Εφελκυσμός κάτω	K2'	6760.868	KNm ²			
		12270.34	KNm ²			12270.34	KNm ²			
Δ14							6967.884 KNm²	75600	0.09	9.22
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	15471.49	KNm ²	Εφελκυσμός πάνω	K1'	4119.537	KNm ²			
Εφελκυσμός κάτω	K2	4160.969	KNm ²	Εφελκυσμός κάτω	K2'	4119.537	KNm ²			
		9816.23	KNm ²			4119.537	KNm ²			
Δ15							10271.41 KNm²	75600	0.14	13.59
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	9375.161	KNm ²	Εφελκυσμός πάνω	K1'	18159.55	KNm ²			
Εφελκυσμός κάτω	K2	9375.161	KNm ²	Εφελκυσμός κάτω	K2'	4175.763	KNm ²			
		9375.161	KNm ²			11167.66	KNm ²			
Δ16							16392.26 KNm²	75600	0.22	21.68
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	23743.37	KNm ²	Εφελκυσμός πάνω	K1'	23743.37	KNm ²			
Εφελκυσμός κάτω	K2	9041.155	KNm ²	Εφελκυσμός κάτω	K2'	9041.155	KNm ²			
		16392.26	KNm ²			16392.26	KNm ²			
Δ17							9493.035 KNm²	75600	0.13	12.56
Αριστερά				Δεξιά						
Εφελκυσμός πάνω	K1	18159.55	KNm ²	Εφελκυσμός πάνω	K1'	7818.411	KNm ²			
Εφελκυσμός κάτω	K2	4175.763	KNm ²	Εφελκυσμός κάτω	K2'	7818.411	KNm ²			
		11167.66	KNm ²			7818.411	KNm ²			

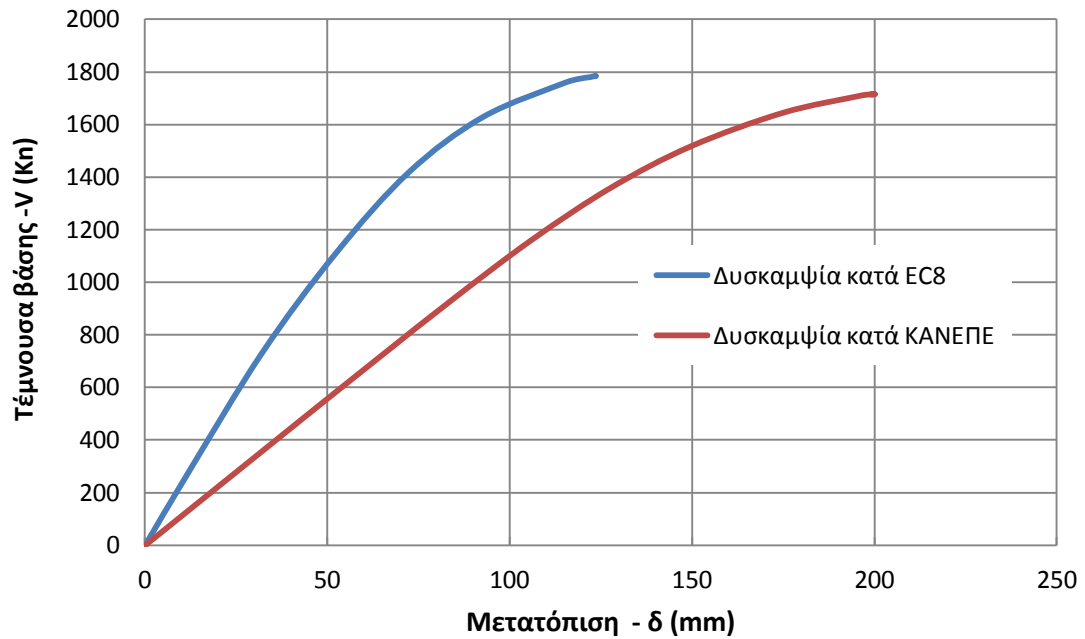
Αντίστοιχα αποτελέσματα παρατηρούνται για τα υποστυλώματα του ισογείου, όπως φαίνεται στον παρακάτω Πίνακα:

Πίνακας 5 Ενεργός δυσκαμψία και ποσοστό μείωσης δυσκαμψίας υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ σε σχέση με την αρχική δυσκαμψία τους.

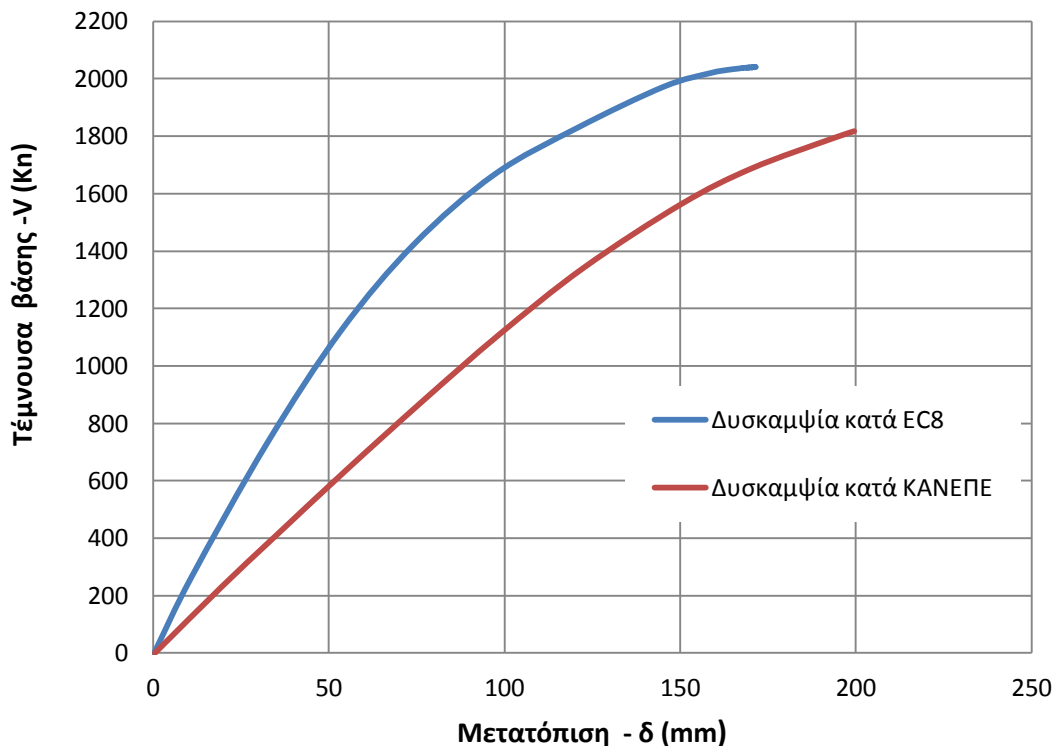
Υποστώλωμα	Ενεργός δυσκαμψία (K)	E·I	K/(E·I)	%
K1	8038.31	44800	0.179	17.94
K2	5481.51	21262.5	0.258	25.78
K3	8198.98	44800	0.183	18.30
K4	13202.15	55814.06	0.237	23.65
K5	28583.87	109375	0.261	26.13
K6	10853.09	47840.63	0.227	22.69
K7	13031.69	55814.06	0.233	23.35
K8	27979.52	109375	0.256	25.58
K9	10536.75	47840.63	0.220	22.02
K10	8118.99	44800	0.181	18.12
K11	8030.46	33764.06	0.238	23.78
K12	8914.51	44800	0.199	19.90

Οι μειωμένες δυσκαμψίες στις δοκούς κυμαίνονται από 0.09 έως 0.16 και στα υποστυλώματα από 0.18 έως 0.26. Στην ανάλυση επιλέχθηκαν μειωμένες δυσκαμψίες 0.15 στις δοκούς και 0.25 στα υποστυλώματα.

Στα Σχήματα 5.29 και 5.30 φαίνονται οι καμπύλες αντίστασης του κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, στην διεύθυνση x και y αντίστοιχα, με δυσκαμψίες σε δοκούς και υποστυλώματα μειωμένες στο 0.5, σύμφωνα με τον EC8 και με δυσκαμψίες μειωμένες σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ. Παρατηρείται ότι η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου με μειωμένες δυσκαμψίες κατά ΚΑΝΕΠΕ έχει σημαντικά μικρότερη δυσκαμψία από εκείνη με τις δυσκαμψίες του EC8.

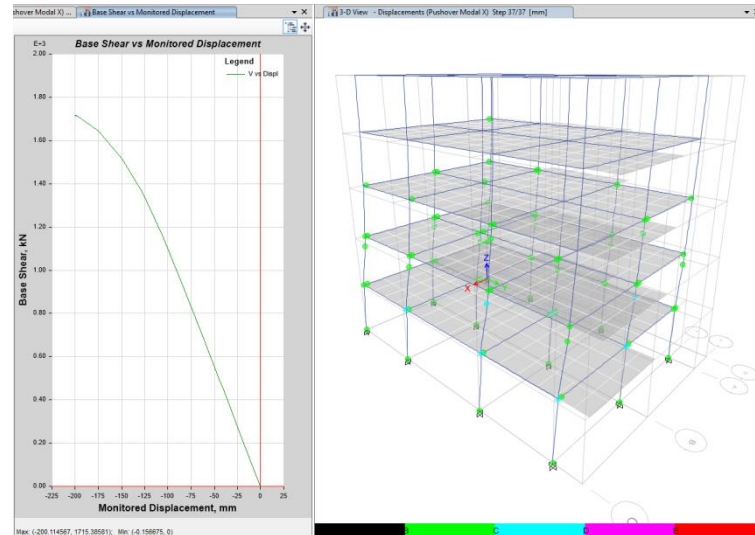


Σχήμα 5.29 Καμπύλη αντίστασης για την ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση x για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο με δυσκαμψίες κατά EC8 και κατά ΚΑΝΕΠΕ.

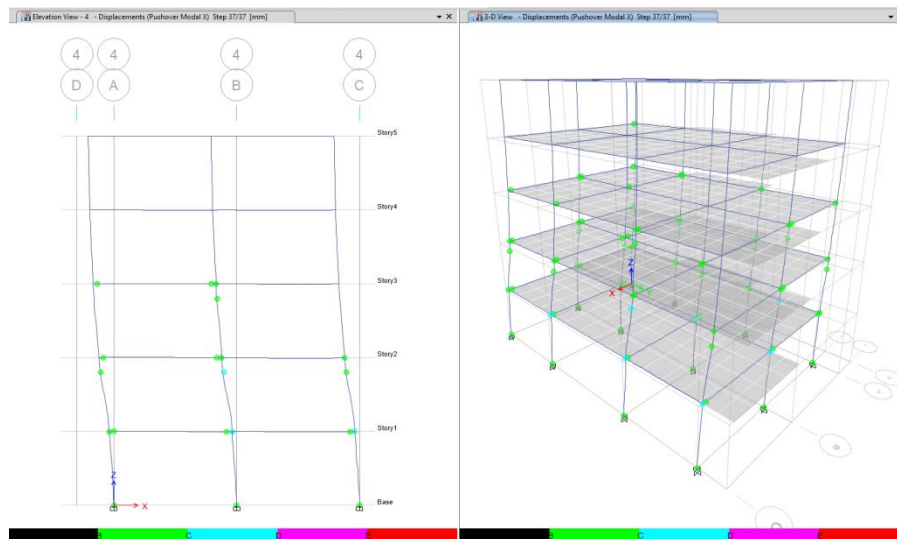


Σχήμα 5.30 Καμπύλη αντίστασης για την ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση y για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο με δυσκαμψίες κατά EC8 και κατά ΚΑΝΕΠΕ.

Στα Σχήματα 5.31 και 5.32 φαίνονται η καμπύλη αντίστασης για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο με δυσκαμψίες κατά ΚΑΝΕΠΕ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στην διεύθυνση x.



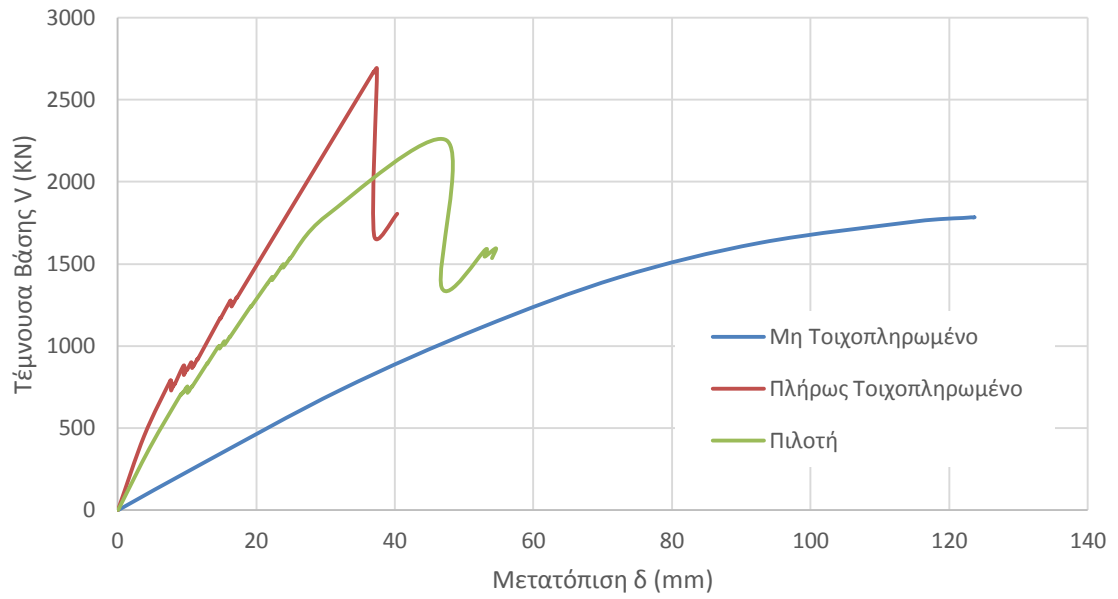
Σχήμα 5.31 Καμπύλη αντίστασης για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο με δυσκαμψίες κατά ΚΑΝΕΠΕ και κατανομή πλαστικών αρθρώσεων για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στην διεύθυνση x.



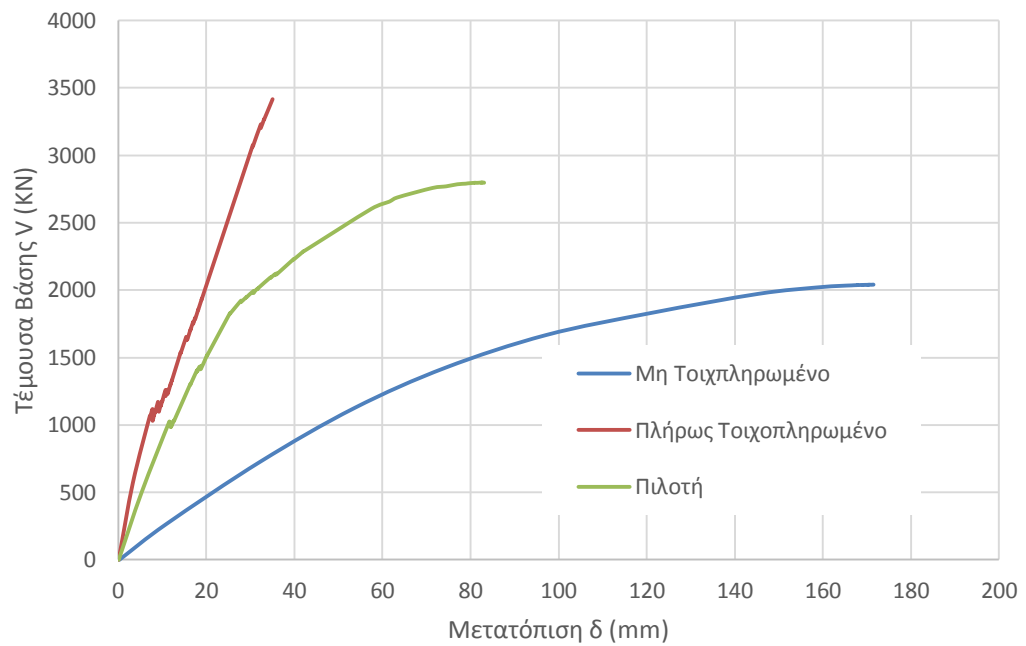
Σχήμα 5.32 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων μη τοιχοπληρωμένου κτιρίου με δυσκαμψίες κατά ΚΑΝΕΠΕ για ανελαστική στατική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1η ιδιομορφή στην διεύθυνση x.

5.7 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

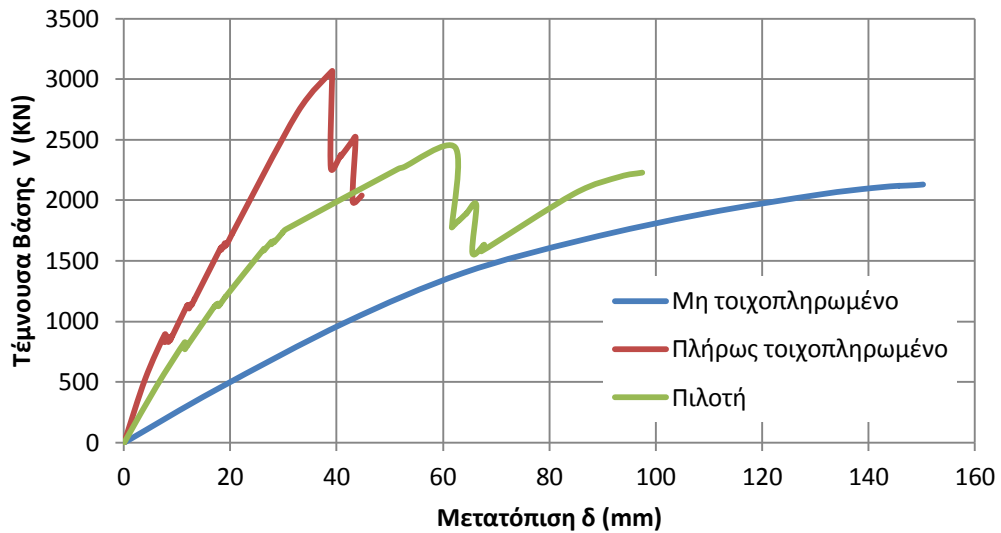
Στα Σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται συγκριτικά αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων για διάφορες περιπτώσεις. Στα Σχήματα 5.33 έως 5.36 παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης για στατική ανελαστική ανάλυση με κατανομή πλευρικών δυνάμεων σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή και ομοιόμορφη κατανομή, για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο, το πλήρως τοιχοπληρωμένο και το κτίριο με πιλοτή, στην διεύθυνση x και y. Το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει αυξημένη αντοχή σε σχέση με το μη τοιχοπληρωμένο και το κτίριο με πιλοτή. Το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο έχει μικρότερη δυσκαμψία από τα τοιχοπληρωμένα. Οι μετακινήσεις των τοιχοπληρωμένων κτιρίων είναι μειωμένες σε σχέση με το μη τοιχοπληρωμένο. Από τις αναλύσεις προέκυψε ότι για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο, η μετακίνηση αστοχίας είναι μικρότερη από την στοχευόμενη μετακίνηση, οπότε το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκεια. Το αντίθετο συμβαίνει για στην περίπτωση του πλήρως τοιχοπληρωμένου κτιρίου, όπου παρατηρείται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση είναι λίγο μικρότερη από την μετακίνηση αστοχίας του κτιρίου. Λαμβάνοντας υπόψη τις τοιχοπληρώσεις βελτιώνεται η συμπεριφορά της κατασκευής και το κτίριο δεν παρουσιάζει ανεπάρκεια. Στην περίπτωση του κτιρίου με πιλοτή, οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στο ισόγειο και η αστοχία συμβαίνει σε μικρές παραμορφώσεις. Σ' αυτή την περίπτωση η μετακίνηση αστοχίας είναι μικρότερη από την στοχευόμενη και το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκεια. Μεταξύ των τριών περιπτώσεων κτιρίων, το κτίριο με την πιλοτή παρουσιάζει την δυσμενέστερη συμπεριφορά, καθώς οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στον μαλακό όροφο, ενώ το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο παρουσιάζει βελτιωμένη συμπεριφορά.



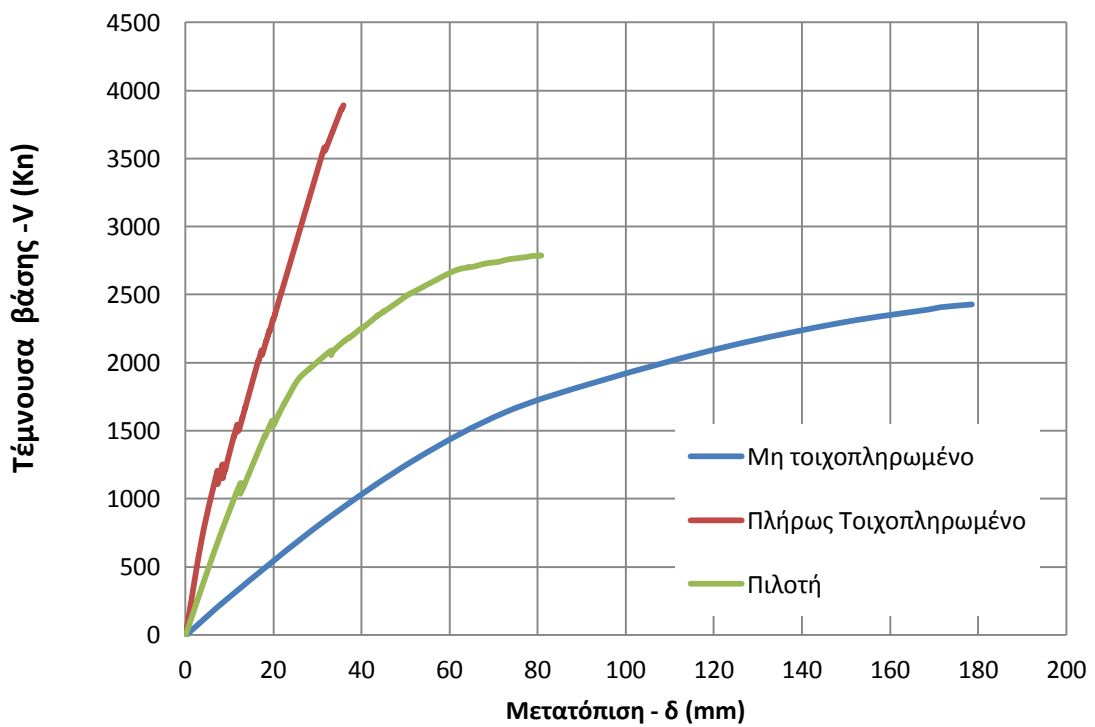
Σχήμα 5.33 Καμπύλη αντίστασης κατά την κατανομή με την 1η ιδιομορφή στη διεύθυνση x



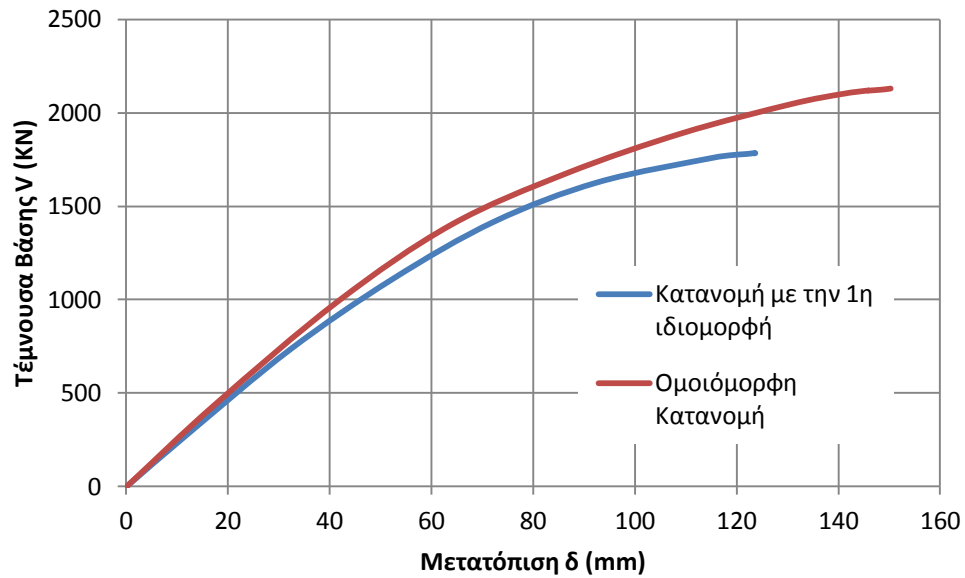
Σχήμα 5.34 Καμπύλη αντίστασης κατά την κατανομή με την 1η ιδιομορφή στη διεύθυνση y



Σχήμα 5.35 Καμπύλη αντίστασης κατά την ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση x



Σχήμα 5.36 Καμπύλη αντίστασης για την ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση y



Σχήμα 5.37 Καμπύλη αντίστασης για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο στη διεύθυνση x κατά την ομοιόμορφη κατανομή και για κατανομή με την 1^η ιδιομορφή.

Στο Σχήμα 5.37 παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο στη διεύθυνση x κατά την ομοιόμορφη κατανομή και για κατανομή με την 1^η ιδιομορφή. Για κάθε κατανομή υπολογίζεται διαφορετική οριζόντια αντίσταση, ενώ οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι επίσης διαφορετικές. Η κατανομή των πλευρικών δυνάμεων επηρεάζει τα αποτελέσματα της ανάλυσης και απαιτούνται τουλάχιστον δύο διαφορετικές κατανομές της οριζόντιας δράσης, ώστε να καλυφθούν οι ακραίες περιπτώσεις και να εντοπισθούν οι αναμενόμενες σεισμικές απαιτήσεις. Σε κάθε περίπτωση πρέπει να χρησιμοποιούνται η ομοιόμορφη και η τριγωνική κατανομή της οριζόντιας δράσης ή η κατανομή βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής, ως δύο ακραίες περιπτώσεις

Κεφάλαιο 6

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία διερευνήθηκε η σεισμική συμπεριφορά υφιστάμενων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Επιλέχθηκε ένα τυπικό κτίριο της δεκαετίας του 1970, μελετημένο σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Το κτίριο αυτό προσομοιώθηκε στο λογισμικό Etabs και πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές στατικές αναλύσεις υπό αυξανόμενης έντασης φορτία. Ύστερα από τη διεξαγωγή στατικών ανελαστικών αναλύσεων στο εξεταζόμενο υφιστάμενο κτίριο, δόθηκε η δυνατότητα για μια εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του και της επιρροής παραμέτρων στη συμπεριφορά του, όπως η ύπαρξη τοιχοποιίας πληρώσεως (πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο), η μερική ύπαρξη τοιχοποιίας (πilotή), η ύπαρξη άκαμπτων κόμβων και τέλος η επιβολή μειωμένης δυσκαμψίας.

Συμπερασματικά προκύπτει ότι για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών χρησιμοποιούνται περισσότερο οι ανελαστικές μέθοδοι αποτίμησης καθώς οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους. Πιο συγκεκριμένα για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, όπως και στην συγκεκριμένη πτυχιακή εργασία, εφαρμόζεται κυρίως η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) για το λόγο ότι σε σχέση με την ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι πιο απλή στη χρήση και στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων και λιγότερο χρονοβόρα.

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Στο μη τοιχοπληρωμένο κτίριο, οι πλαστικές αρθρώσεις κατανέμονται σε όλο το κτίριο. Δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα και οι πρώτες αστοχίες παρατηρούνται στα υποστυλώματα του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου. Η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση αστοχίας, οπότε το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκεια.
- Για το πλήρως τοιχοπληρωμένο κτίριο, από τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις και για τις τρεις κατανομές πλευρικών φορτίσεων (ομοιόμορφη, τριγωνική και κατανομή βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής), προκύπτει ότι πολλές τοιχοπληρώσεις αστοχούν. Οι αστοχίες των τοιχοπληρώσεων συμβαίνουν σε μικρές μετακινήσεις του κτιρίου. Για την ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x προκύπτει ότι οι σχετικές μετακινήσεις του 1^{ου} ορόφου είναι μεγάλες σε σχέση με τους ανώτερους ορόφους, ενώ αντίθετα, στην διεύθυνση y οι σχετικές μετακινήσεις είναι παρόμοιες σε όλους τους ορόφους. Οι πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς και στα υποστυλώματα παρατηρούνται στους χαμηλούς κυρίως ορόφους. .
- Για το τοιχοπληρωμένο κτίριο με πιλοτή δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς και υποστυλώματα του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου, ενώ δεν παρατηρούνται βλάβες στους ανώτερους ορόφους. Οι σχετικές μετακινήσεις του ισογείου είναι πολύ μεγαλύτερες από τους υπολοίπους ορόφους και οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται μόνο στο ισόγειο, εξαιτίας του μαλακού ορόφου. Η ύπαρξη της πιλοτής είναι ιδιαίτερα επιβαρυντική για τα υποστυλώματα του ισογείου και παρατηρείται ότι το κτίριο αστοχεί από τα πρώτα κίολας βήματα των στατικών ανελαστικών αναλύσεων
- Οι τοιχοπληρώσεις έχουν σημαντική δυσκαμψία και αντοχή και η παρουσία τους μεταβάλλει ουσιαστικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, καθώς και τη συνολική σεισμική συμπεριφορά της. Η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συνεισφέρει σημαντικά στη συνολική δυσκαμψία του πλαισίου, μειώνοντας τις μετακινήσεις κατά την επιβολή των σεισμικών διεγέρσεων. Έτσι, για την σωστή αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής, οι τοιχοπληρώσεις πρέπει να συμπεριλαμβάνονται στο προσομοίωμα.

- Σε αντίθεση με τα μη τοιχοπληρωμένα κτίρια, στα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια η μετακίνηση αστοχίας είναι γενικά μεγαλύτερη από την στοχευόμενη μετακίνηση και το κτίριο παρουσιάζει βελτιωμένη συμπεριφορά σε σχέση με το μη τοιχοπληρωμένο. Ωστόσο, παρατηρούνται αστοχίες των τοιχοπληρώσεων σε σχετικά μικρές μετακινήσεις. Αν ληφθεί ως κριτήριο αστοχίας του κτιρίου η αστοχία των τοιχοπληρώσεων τότε και πάλι το κτίριο ενδέχεται να παρουσιάσει ανεπάρκεια.
- Το τοιχοπληρωμένο κτίριο με πιλοτή παρουσιάζει την δυσμενέστερη συμπεριφορά γιατί οι ανελαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στο ισόγειο και εμφανίζει αστοχίες στη βάση των υποστυλωμάτων, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει στην ολική κατάρρευσή του. Όσο πιο ψηλά παρατηρούνται οι αστοχίες σε μια κατασκευή τόσο μειώνεται ο κίνδυνος ολικής κατάρρευσης της κατασκευής.
- Η προσομοίωση της κατασκευής επηρεάζει τα αποτελέσματα των αναλύσεων και πρέπει να γίνεται προσεκτικά προσεγγίζοντας την πραγματική κατάσταση. Η τιμή της δυσκαμψίας των μελών μέσα στους κόμβους καθώς και της ενεργούς δυσκαμψίας των στοιχείων της κατασκευής επηρεάζει την σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

Πρέπει να τονισθεί ότι τα αποτελέσματα των στατικών ανελαστικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, επηρεάζονται από πολλές παραμέτρους και από παραδοχές που γίνονται τόσο κατά την προσομοίωση, όσο και κατά την ανάλυση. Κατά συνέπεια, τα αποτελέσματα δείχνουν κάποιες γενικές τάσεις σεισμικής συμπεριφοράς και όχι απόλυτες τιμές μεγεθών.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Αναγνωστόπουλος Κ. (2009), Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς σε κτίριο με pilotis και ενίσχυση αυτής με περιμετρικά τοιχώματα, 15ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών” Πάτρα.
- Αντωνόπουλος Θ. (2008), Σεισμική Συμπεριφορά Παλαιών Κτιρίων με Pilotis και Πρακτικές Προτάσεις Βελτίωσης της, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή - Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Πάτρα.
- Ασλανίδης Α., Ζαφειρακίδης Γ., Καλαϊτζίδης Δ. (2015), Βιβλίο Γεωγραφίας – Γεωλογίας Β’ Γυμνασίου, Υπουργείο Παιδείας και Θρησκευμάτων, Οργανισμός Εκδόσεων Διδακτικών Βιβλίων, Αθήνα.
- Βεργίνη Δ., Τσιούμπρης Κ., (2013), Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση ελαστικών-ανελαστικών μεθόδων, Πτυχιακή Εργασία, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών - Τμήμα Πολιτικών Δομικών έργων, Αθήνα.
- Γαβριλάκη Α. (2013), Ανάπτυξη νομογραφημάτων, πινάκων και άλλων εργαλείων υποστήριξης μελετών ΚΑΝ.ΕΠΕ, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Διατμηματικό πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών», Αθήνα.
- Γκιβιση Κ. (2012) , Αναλυτική Προσομοίωση και Σύγκριση Πειραματικών Δοκιμίων , Μεταπτυχιακή Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΔΠΜΣ «Δομοστατικός Σχεδιασμός & Ανάλυση Κατασκευών », Αθήνα.
- Γραικούση Ι. (2014), Αποτίμηση Σεισμικής Απόκρισης Υφιστάμενης Κατασκευής από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Σύγκριση με Νέο Κτίριο με Παλαιούς και Σύγχρονους Κανονισμούς, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά.
- Δούκα Μ., Κούτρης Β.(2016), Διερεύνηση της Αλληλεπίδρασης Παρακείμενων Κατασκευών Ω.Σ, Πτυχιακή Εργασία, Ανώτατο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα

Πειραιά, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών- Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων – Τομέας Δομοστατικού Σχεδιασμού.

ΕΑΚ 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ.

Κακαράντζας Α. (2015), Επιρροή των Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Απόκριση Πλαισιωτών Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος, 21ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2015, Πάτρα.

ΚΑΝΕΠΕ (2013), 1η Αναθεώρηση Κανονισμός Επεμβάσεων, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), Αθήνα.

Κίρτας, Ε., Παναγόπουλος, Γ. (2015) Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα Η/Υ. [ηλεκτρ. βιβλ.] Αθήνα: Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών.

Κόντου Χ. (2010) Επιρροή των Τοιχοπληρώσεων στη Σεισμική Συμπεριφορά Κτιρίων Ο.Σ Πτυχιακή Εργασία, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων-Τομέας Δομοστατικού Σχεδιασμού.

Κρητικός Ι.Ν (2014), Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, Πτυχιακή Εργασία, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών - Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών.

Μαργαρόνης Δ. (2007), Οι Τοίχοι Πληρώσεως στις Κατασκευές Ο/Σ, 13ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα.

Μπαρμπέρης Σ. , Καρόπουλος Δ. (2015), Επιρροή της τοιχοποιίας στη σεισμική συμπεριφορά κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, Πτυχιακή Εργασία, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών-Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, Αθήνα.

Πανέση Κ., Παπαδοπούλου Π. (2012) Επιρροή της εκτιμώμενης δυσκαμψίας των στοιχείων Ω.Σ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ στη σεισμική συμπεριφορά υφιστάμενων κτιρίων, Πτυχιακή Εργασία, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Πειραιά, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών - Τμήμα Πολιτικών Δομικών έργων.

Ρεπαλής Κ. (2007), Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Διδακτορική Διατριβή , Ε.Μ.Π , Αθήνα.

- Ψυχάρης Ι. (2016), Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας Τεύχος 1, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Αθήνα.
- ATC (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings, Applied Technology Council, Report ATC-40 / SSC 96-01, Redwood City, California.
- CSI (2015), ETABS - Integrated Building Design Software, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- European Committee for Standardization CEN (2004), Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European Standard EN 1998-1:2004.
- European Committee for Standardization CEN (2005), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings EN 1998-3:2005.
- FEMA [1997]. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273, and NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-274, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA-356 (2000), Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington (DC), Federal Emergency Management Agency.
- Freeman, S.A. [1978]. Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion, Proceedings of the Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, Publication SP-55. American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 589–605.
- Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. & Tyrell, J.V. (1975). Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington, Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering. EERI, Berkeley, pp. 113–122.
- LH Λογισμική. (2013), Pushover - Θεωρητικά Στοιχεία, Αθήνα.
- Mahaney, J.A., Paret, T.F., Kehoe, B.E. & Freeman, S.A. (1993). The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response During the Loma Prieta Earthquake, Proceedings of the 1993 National Earthquake Conference, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, U.S.A., pp. 501-510.