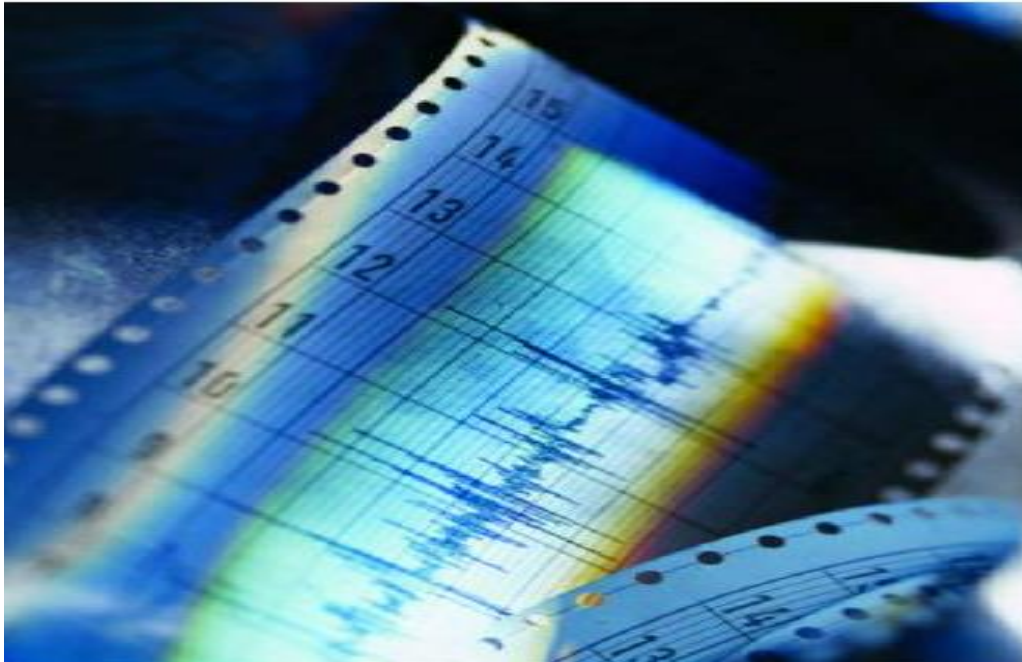


**ΑΝΩΤΑΤΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟΥ ΤΟΜΕΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.**



Πτυχιακή εργασία

**ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ
ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

**ΓΚΙΟΚΑ ΜΑΡΙΝΕΛΑ
Α.Μ : 41483**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΚΩΝ/ΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2017

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η...Γκιόκα Μαρινέλα.....,του

...Υλλι...φοιτητής του Τμήματος...Πολιτικών μηχανικών 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 απονείμει 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

29-6-2017



Πνευματικά δικαιώματα

Copyright © ΓΚΙΟΚΑ ΜΑΡΙΝΕΛΑ, 2017

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. του Ανώτατου Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πειραιά Τεχνολογικού Τομέα δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου, **κύριο Κωνσταντίνο Ρεπαπή**, του οποίου η συνεχής καθοδήγηση και στήριξη, τόσο σε γνωστικό όσο και σε ηθικό επίπεδο, ήταν καθοριστική για την περαίωση της παρούσας εργασίας. Για όλα αυτά που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια της συνεργασίας μας, τις συμβουλές και την προσωπική του εμπειρία, τον ευχαριστώ ιδιαίτερα.

Επίσης ευχαριστώ πολύ την εταιρεία SEISMOSOFT που μου παρείχε την αδειοδότηση του προγράμματος Seismostruct που χρησιμοποίησα για την εκτέλεση των αναλύσεων που αφορά την Πτυχιακή μου Εργασία.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή έχει ως θεματικό άξονα την συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε υφιστάμενη κατασκευή από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα, με βάση τα αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων. Συγκεκριμένα, το υπό εξέταση κτίριο αποτελεί ένα πλαίσιο το οποίο υπόκειται σε ορισμένα εντατικά μεγέθη. Στη συνέχεια εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά του.

Στο πρώτο κεφάλαιο της εργασίας γίνεται μια εισαγωγή στο θέμα επιρροής της τοιχοποιίας στο υφιστάμενο κτίριο σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και το Βασιλικό Διάταγμα του '59. Σχολιάζονται οι αιτίες που οδήγησαν στην αύξηση του ενδιαφέροντος των μελετητών πάνω στο θέμα αυτό και αναφέρονται οι ισχύοντες κανονισμοί, μια μικρή ιστορική αναδρομή και μια αναφορά στις σύγχρονες μεθόδους σχεδιασμού και ανάλυσης.

Το δεύτερο κεφάλαιο αναφέρεται στην επίδραση των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική απόκριση κτιρίων από Ω/Σ. Περιγράφονται οι διαγώνιοι θλιπτήρες που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της τοιχοποιίας και αναφέρονται οι παράμετροι που καθορίζουν τη συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων. Οι μέθοδοι διακρίνονται σε ελαστικές και ανελαστικές. Η στατική ανελαστική ανάλυση παρουσιάζεται εκτενέστερα, καθώς χρησιμοποιείται για τις αναλύσεις που πραγματοποιούνται στο συγκεκριμένο κτίριο. Συγκεκριμένα αναφέρονται οι παραδοχές στις οποίες βασίζεται η στοχευόμενη μετατόπιση που θα παρουσιαστεί.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	3
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	4
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ.....	5
Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή.....	7
1.1 Γενική Εισαγωγή.....	7
1.2 Ισχύοντες κανονισμοί – Ιστορική αναδρομή.....	8
1.3 Χαρακτηριστικά κτιρίων από ω/σ - Βασικές αδυναμίες.....	9
Κεφάλαιο 2 Τοιχοπληρωμένα κτίρια.....	11
2.1 Εισαγωγή	11
2.2 Διατάξεις τοιχοπληρώσεων που επηρεάζουν δυσμενώς τον φορέα.....	12
2.2.1 Ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος.....	12
2.2.2 Ασύμμετρη διάταξη τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη	12
2.2.3 Διακοπή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος εντός ορόφου.....	13
2.3 Δυσκολίες προσέγγισης συμπεριφοράς τοιχοποιιών	13
2.3.1 Δυσκολίες κατανόησης δομής των πειραματικών διατάξεων.....	14
2.4 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας	15
Κεφάλαιο 3 Ανελαστική στατική ανάλυση	17
3.1 Μέθοδοι αποτίμησης.....	17
3.2 Στόχος ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....	17
3.3 Βασικές παραδοχές της μεθόδου	18
3.3.1 Καθορισμός κόμβου ελέγχου	19

3.4	Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης.....	19
3.5	Στοχευόμενη μετακίνηση	20
3.6	Διάφραγμα.....	23
Κεφάλαιο 4	Προσομοίωση κτιρίου	24
4.1	Περιγραφή κτιρίου	24
4.2	Seismostruct	32
4.3	Προσομοίωση τοιχοποιίας-μοντέλο Crisafulli.....	34
4.4	Διάφραγμα.....	35
4.5	Στατικές ανελαστικές αναλύσεις	36
Κεφάλαιο 5	Αποτελέσματα ανελαστικών αναλύσεων.....	37
5.1	Εισαγωγή	37
5.2	Κτίριο χωρίς τοιχοποιία.....	37
5.3	Κτίριο με τοιχοποιία.....	41
5.4	Κτίριο με πιλοτή.....	44
5.5	Συγκριτικά αποτελέσματα	46
5.6	Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης	51
Κεφάλαιο 6	Συμπεράσματα	52
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	53

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 Εισαγωγή

1.1 Γενική Εισαγωγή

Τα παλαιά κτίρια παρουσιάζουν πρόβλημα στην σεισμική συμπεριφορά καθώς δεν έχουν σχεδιασθεί με αντισεισμικές διατάξεις και η Ελλάδα είναι μια από τις πιο σεισμογενείς Ευρωπαϊκές χώρες. Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας είναι οι οικοδομές οι οποίες έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984 δηλαδή πριν την πρώτη τροποποίηση του Αντισεισμικού κανονισμού του 1959 ο οποίος αντανάκλυνε γνώσεις της δεκαετίας του 1920-1930. Σε αυτό συνέβαλε και η απουσία ισχυρών σεισμικών γεγονότων, όπως αυτά που ακολούθησαν στις επόμενες δεκαετίες που δεν έδωσε την δυνατότητα αποκάλυψης των εγγενών αδυναμιών των ισχυουσών κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης εκείνης της περιόδου. Έτσι η έντονη ανοικοδόμηση που επικράτησε κατά την δεκαετία του 60' και του 70' είχε ως αποτέλεσμα ένα τεράστιο τμήμα του δομικού πλούτου της Ελλάδας (περίπου 70%) και κυρίως των μεγάλων αστικών κέντρων, να αποτελείται από κτίρια της κατηγορίας αυτής που υστερούσαν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας συγκρινόμενα με τα σύγχρονα κτίρια. (Μαραγκός και Παγουλάτος, 2011)

Τα κτίρια της δεκαετίας του 1960 έχουν μελετηθεί σύμφωνα με το Β.Δ 1959 και τον παλαιό κανονισμό του 1954. Χαρακτηρίζονται από πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων απουσία τοιχωμάτων και πυκνή διάταξη τοιχοποιιών σχετικά καλής ποιότητας.

Μερική ασυνέχεια στην τοιχοποιία μπορεί να παρουσιαστεί στο ισόγειο είτε σε ανώτερους ορόφους, είτε εξαρχής, είτε σε αλλαγή χρήσης του κτιρίου κατά την διάρκεια ζωής του. Τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι σχετικά μικρών διαστάσεων, ενώ τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητες τους. Επίσης δεν προβλέπεται οπλισμός περίσφιξης ούτε γίνεται ικανοποιητικός έλεγχος κατά τον σχεδιασμό. Πιο συγκεκριμένα αναφορικά με τον οπλισμό των κτιρίων ο κάτω οπλισμός των δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο για τις δοκούς των εσωτερικών πλαισίων (όπως συνηθιζόταν στην εποχή εκείνη). Αντίθετα στα περιμετρικά πλαίσια όπου γίνονταν ο έλεγχος περιμετρικών δοκών και τα οποία οπλιζόνταν για πλαισιακή λειτουργία, ο κάτω οπλισμός επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα διπλασιάζοντας τον οπλισμό δοκού στις κρίσιμες ζώνες κάτω του κόμβου. (Ρεπαπής, 2007)

Στόχος της εργασίας είναι η διερεύνηση της επιρροής της τοιχοποιίας ενός πολυώροφου κτιρίου ωπλισμένου σκυροδέματος που ανεγέρθηκε την δεκαετία του 1960, έναντι σεισμικών δράσεων μέσω ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης και η έκβαση της καταδεικνύει κατά πόσο ο υφιστάμενος φορέας είναι επαρκής και καθορίζει την ενδεχόμενη απαίτηση επισκευής ή ενίσχυσής του.

Η προσομοίωση και ανάλυση του φορέα θα γίνει με τη χρήση του προγράμματος SeismoStruct (Version 6.5).

1.2 Ισχύοντες κανονισμοί – Ιστορική αναδρομή

Αναφορικά με τον κανονισμό, ο Αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη σε όλους τους νομούς της Ελλάδας με την θέσπιση του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959. Προ του 1959 σε ορισμένες περιοχές της χώρας είχαν εφαρμοστεί μια σειρά από αντισεισμικά μέτρα τα οποία κωδικοποίησε ο κανονισμός του 1959. Αντίθετα η θέσπιση του κανονισμού, δεν σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από ωπλισμένο σκυρόδεμα διέθεταν σημαντική αντοχή σε σεισμό. Αυτό συνέβαινε γιατί η γνώση στην οποία είχε βασιστεί ο κανονισμός ήταν της δεκαετίας του 20'-30' και αφορούσε περισσότερο μονώροφες κατασκευές παρά πολυκατοικίες, η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασίζονται στο μοντέλο του μονώροφου. Σαν αποτέλεσμα ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά (με θεώρηση ελαστικής στήριξης για τα υποστυλώματα), χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πλαισιακή λειτουργία και η συμμετοχή των πλαισιακών δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

Οι χαμηλοί σεισμικοί συντελεστές που υπήρχαν σε περιοχές με βάση αυτόν τον κανονισμό, είχαν ως αποτέλεσμα οι σεισμικές δράσεις που λαμβάνονταν από την ανάλυση να είναι αρκετά μειωμένες έως ανύπαρκτες. Το προηγούμενο γεγονός σε συνδυασμό με την απουσία έντονης σεισμικής δραστηριότητας για μεγάλο διάστημα και την ανύπαρκτη αντίληψη των πολιτών και μηχανικών για σεισμικό κίνδυνο, είχε ως αποτέλεσμα την ανέγερση πολλών πολυκατοικιών των οποίων ο αντισεισμικός σχεδιασμός ήταν ελλιπέστατος και πρακτικά είχε εξελιχθεί σε απλό έλεγχο περιμετρικών δοκών. Επίσης, ο ποιοτικός έλεγχος ήταν ανύπαρκτος γεγονός που είχε επιπλέον δυσμενείς συνέπειες στην σεισμική αντοχή των κτιρίων εκείνης της περιόδου. Ένα τέτοιο κτίριο θα αναλυθεί όπως θα περιγραφεί και παρακάτω (Μαραγκός και Παγουλάτος, 2011).

1.3 Χαρακτηριστικά κτιρίων από ω/σ - Βασικές αδυναμίες

Τα κτίρια ωπλισμένου σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν στο διάστημα που περιγράφεται προηγουμένως, δεν μπορούν να χαρακτηρισθούν σε καμία περίπτωση ως ασφαλείς αντισεισμικές κατασκευές. Και αυτό διότι την περίοδο εκείνη, έννοιες όπως η ανελαστική συμπεριφορά, η πλαστιμότητα, ο ικανοτικός σχεδιασμός, κλπ ήταν παντελώς άγνωστες στους μηχανικούς. Οι έννοιες αυτές άρχισαν να εισάγονται στην Ελληνική βιβλιογραφία μετά τους πρώτους καταστροφικούς σεισμούς (Θεσσαλονίκη 1978, Αλκυονίδες 1981) που έπληξαν μεγάλα αστικά κέντρα και προκάλεσαν καταρρεύσεις πολυκατοικιών. Όπως είναι γνωστό, η γενική συμπεριφορά ενός δομικού συστήματος εξαρτάται από τη συμπεριφορά των επιμέρους δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό του.

Στη συνέχεια παρατίθενται τα κύρια χαρακτηριστικά των δομικών μελών ωπλισμένου σκυροδέματος σχεδιασμένων με βάση τους παλιούς κανονισμούς:

- Ανεπαρκώς αγκυρωμένοι ή ακόμα και ανοικτοί συνδετήρες σε γωνία 90° , γεγονός που τους εμπόδιζε να αναπτύξουν τη συνολική εφελκυστική τους αντοχή.
- Ιδιαίτερα χαμηλά ποσοστά διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού, που μεν για τους πρώτους οφειλόταν κυρίως στη μέθοδο ανάλυσης και στις χαμηλές σεισμικές δράσεις σχεδιασμού, ψευδοστατική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος του κτιρίου ε-W, όπου ε σεισμικός συντελεστής ($\varepsilon = 0.04 \div 0.16$), για τους συνδετήρες δε, οφειλόταν επιπλέον στην απουσία ελέγχων περίσφιξης και στις ελλειπείς κατασκευαστικές διατάξεις.
- Ανεπαρκείς λεπτομέρειες κατασκευαστικής όπλισης κυρίως σε ό, τι έχει να κάνει με τον εγκάρσιο οπλισμό.
- Χαμηλές αντοχές σκυροδέματος (B120 ή B160), καθώς και ανομοιομορφία στην κατανομή της ποιότητας του σκυροδέματος στα διάφορα τμήματα του φορέα.
- Χαμηλές αντοχές χάλυβα (St I), με ευρεία χρήση λείου οπλισμού με άγκιστρα.
- Φτωχές αγκυρώσεις διαμήκους οπλισμού και ανεπαρκή μήκη ματίσματος που πολλές φορές γινόταν εντός κρίσιμων περιοχών.

- Διαστασιολόγηση με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις και μόνον έναντι κατακόρυφων φορτίων, απουσία ικανοτικού σχεδιασμού δοκών - υποστυλωμάτων σε κάμψη και διάτμηση.
- Τήρηση μικρών επικαλύψεων με συνέπεια την έντονη ενανθράκωση του σκυροδέματος και διάβρωση των οπλισμών.
- Θεμελιώσεις επιφανειακές, όλων των τύπων, ανάλογα με την αντοχή του εδάφους.
- Πλάκες μικρού πάχους (8-12cm).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Τοιχοπληρωμένα κτίρια

2.1 Εισαγωγή

Οι τοιχοποιίες στο σύνολο σχεδόν των συνηθισμένων κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται ως στοιχεία πληρώσεως των πλαισίων. Στη χώρα μας κατασκευάζονται από οπτόπλινθους (τούβλα) διαφόρων διαστάσεων και είναι ως επί των πλείστον άοπλες. Όταν αποτελούν εσωτερικά χωρίσματα κτίζονται με πάχος ίσο με τη μικρή διάσταση του πλίνθου (δρομικές) συν τα επιχρίσματα (συνολικό πάχος 12 έως 15 cm) ενώ όταν είναι εξωτερική τοιχοποιία έχουν πάχος ίσο με την μεγάλη διάσταση του πλίνθου (συν το πάχος πιθανών μονώσεων) συν τα επιχρίσματα (μπατικές ή και υπέρ-μπατικές τοιχοποιίες, πάχους $> ή = 25$ cm).

Κατά τη διάρκεια σεισμικών εντάσεων οι τοιχοποιίες, ως στοιχεία πληρώσεως, έχουν σημαντική επιρροή στη συμπεριφορά και τη τελική αντοχή των πλαισίων τα οποία τα περιβάλλουν. Αυτό συμβαίνει διότι το δομικό σύνολο που δημιουργείται (πλαίσιο + τοιχοποιία) έχει **πολύ διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά** σε σχέση με το απλό πλαίσιο και ειδικότερα στη γενική αντοχή και δυσκαμψία. Έτσι κατανοούμε ότι οι τοιχοποιίες ως στοιχεία πληρώσεως επηρεάζουν σημαντικά την συνολική σεισμική συμπεριφορά των πολυώροφων κατασκευών ωπλισμένου σκυροδέματος. Η επιρροή αυτή μπορεί σε πολλές περιπτώσεις να είναι **ευνοϊκή η και ευεργετική** στη συνολική συμπεριφορά του κτιρίου αλλά και σε άλλες περιπτώσεις είναι δυνατόν να είναι **ιδιαίτερα επιζήμια έως και καταστροφική** προκαλώντας τοπική ή και γενική αστοχία.

Παρόλα αυτά θα πρέπει να τονιστεί ότι σύμφωνα με την συνήθη πρακτική κατά τον σχεδιασμό των κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα η επιρροή των τοιχοποιιών δεν λαμβάνεται υπόψη. Οι τοιχοποιίες πληρώσεως θεωρούνται ως μη φέροντα (μη δομικά) στοιχεία και δεν λαμβάνονται υπόψη στο μοντέλο ανάλυσης, στους υπολογισμούς αλλά ούτε και στον τελικό σχεδιασμό – διαστασιολόγηση. Παρακάτω παρατίθενται κάποιες περιπτώσεις ανομοιόμορφης διάταξης τοιχοπληρώσεων που επηρεάζουν την απόκριση του φορέα.

2.2 Διατάξεις τοιχοπληρώσεων που επηρεάζουν δυσμενώς τον φορέα

Η απόλυτη συμμετρία στη διάταξη των τοιχοπληρώσεων είναι αυτή που επιφέρει την θετικότερη επιρροή στους πλαισιακούς φορείς ωπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα η ομοιόμορφη κατανομή τους κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου αυξάνει την αντοχή στη οριζόντια φόρτιση και την πλευρική δυσκαμψία, οπότε μειώνονται οι σεισμικές μετακινήσεις και οι ροπές και τέμνουσες. (Αντωνόπουλος, 2006)

Ωστόσο το σύνηθες φαινόμενο είναι η ανομοιομορφία και η ασυμμετρία των τοίχων πλήρωσης στις κατασκευές. Έτσι προκύπτουν οι περιπτώσεις που παρουσιάζονται παρακάτω.

2.2.1 Ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος

Ιδιαίτερα δυσμενής διάταξη είναι εκείνη κατά την οποία οι τοιχοπληρώσεις είναι ανομοιόμορφα κατανεμημένες καθ' ύψος. Η συγκεκριμένη ασυμμετρία έχει ως συνέπεια σε πολλές περιπτώσεις την ανάπτυξη μηχανισμού «μαλακού ορόφου». Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο ασθενής όροφος είναι αυτός στον οποίο συγκεντρώνονται οι παραμορφώσεις που αναπτύσσει η κατασκευή στον σεισμό, μιας και οι τοιχοπληρωμένοι όροφοι εμποδίζουν την ανάπτυξη ανελαστικών παραμορφώσεων, καθώς επίσης κι ότι η ύπαρξη των τοιχοπληρώσεων σε έναν όροφο συνεισφέρει σημαντικά στην διατμητική αντοχή του ορόφου. Ουσιαστικά δημιουργείται μηχανισμός με πλαστικές αρθρώσεις στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων του μη τοιχοπληρωμένου ορόφου και συγκέντρωση εκεί όλων των μετακινήσεων της κατασκευής με αποτέλεσμα την ανάπτυξη φαινομένων που οδηγούν σε μερική ή ολική κατάρρευση. (Αντωνόπουλος, 2006)

2.2.2 Ασύμμετρη διάταξη τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη

Η συγκεκριμένη διάταξη δημιουργεί ασυμμετρίες που οδηγούν σε στροφή γύρω από τον κατακόρυφο άξονα της κατασκευής κατά την σεισμική δράση. Μεγαλύτερο κίνδυνο παρουσιάζουν κτίρια που έχουν τοιχοπληρώσεις σε δύο συνεχόμενες πλευρές και κτίρια με τοιχοπληρώσεις με μεγάλα ανοίγματα ή καθόλου

τοιχοπληρώσεις στις απέναντι πλευρές. Η εκκεντρότητα αυτή, η οποία προκαλείται μεταξύ του κέντρου μάζας και του ενεργού κέντρου δυσκαμψίας, προκαλεί στρέψη που επιβαρύνει την πλευρά της κάτοψης με τις λιγότερες τοιχοπληρώσεις. (Αντωνόπουλος, 2006)

2.2.3 Διακοπή των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος εντός ορόφου

Τέτοια διάταξη δημιουργείται όταν οι τοιχοπληρώσεις διακόπτονται καθ' ύψος π.χ. στη στάθμη της ποδιάς παραθύρων ή σε ψηλότερη στάθμη (για λόγους φωτισμού), που συναντάται σε πολλά σχολεία (φεγγίτες). Αποτέλεσμα αυτής της ασυνέχειας εντός του φατνώματος είναι η δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων. Τα κοντά υποστυλώματα είναι στοιχεία μικρής λυγηρότητας και ιδίως όταν βρίσκονται στον κατώτερο όροφο με τη μέγιστη σεισμική τέμνουσα, αστοχούν διατμητικά και αναπτύσσουν διαγώνιες ρωγμές. (Αντωνόπουλος, 2006)

2.3 Δυσκολίες προσέγγισης συμπεριφοράς τοιχοποιιών

Σχετικά με τη φύση και τη δομική απόκριση των τοιχοπληρώσεων βασικές αιτίες της δυσκολίας προσέγγισης του προβλήματος είναι το γεγονός ότι, η συνολική απόκριση και η μορφή αστοχίας των πλαισίων με τοιχοπλήρωση επηρεάζεται και διαφορετικά από πολλούς παράγοντες όπως

- a) Η γεωμετρία του πλαισίου που περιβάλλει την τοιχοποιία, η συνολική γεωμετρία της κατασκευής, ο αριθμός των ορόφων και ο αριθμός των υποστυλωμάτων σε κάθε διεύθυνση.
- b) Η σημαντική διαφοροποίηση που υπάρχει στη σχέση δυσκαμψίας του πλαισίου ως προς την δυσκαμψία της τοιχοποιίας πληρώσεως.
- c) Η επιρροή του τρόπου όπλισης και μορφών οπλισμού του πλαισίου.
- d) Η σημαντική ποικιλία που υπάρχει στα πραγματικά μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης, εξαιτίας αφ' ενός της μεγάλης ποικιλίας και των διαφορετικών ιδιοτήτων των υλικών της, π.χ. μορφή είδος πλίνθων και συνδετικής κονιάς, και αφ' ετέρου των κατασκευαστικών λεπτομερειών και της κατασκευαστικής εμπειρίας και τεχνικής.

- e) Η ύπαρξη αλλά η μορφή και η θέση των πιθανών ανοιγμάτων στις τοιχοπληρώσεις.
- f) Η ένταση και η μορφή των αναμενομένων οριζόντιων σεισμικών δράσεων.
- g) Η αξονική φόρτιση των υποστυλωμάτων των πλαισίων.
- h) Η πιθανή εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης. (Καραγιάννης, 2004)

2.3.1 Δυσκολίες κατανόησης δομής των πειραματικών διατάξεων

Οι δυσκολίες για την κατανόηση του προβλήματος οι οποίες αφορούν κυρίως στην δομή των πειραματικών διατάξεων που χρησιμοποιούνται είναι κυρίως οι εξής:

- i. Αποτελέσματα πειραμάτων με δοκίμια μικρότερα από τα πραγματικά πλαίσια δεν αντιπροσωπεύουν πάντα την συμπεριφορά των πραγματικών πλαισίων και δεν έχουν την απαραίτητη αξιοπιστία για την εξαγωγή συμπερασμάτων γενικής εφαρμογής.
- ii. Πειραματικές διατάξεις με δοκίμια που έχουν μεγάλες διαστάσεις είναι ιδιαίτερα δαπανηρές και δεν είναι δυνατόν να γίνουν σε επαρκή αριθμό έτσι ώστε να μπορούν να μελετηθούν οι πολλές παράμετροι του προβλήματος.
- iii. Οι μεγάλες διαστάσεις και αντίστοιχα το μεγάλο βάρος δεν επιτρέπει την εύκολη διεξαγωγή πειραμάτων σε σεισμική τράπεζα.
- iv. Η μάζα σε τυποποιημένα πλαίσια είναι κατανεμημένη και οι συνήθεις πειραματικές τεχνικές με στατική οριζόντια φόρτιση (ψευδό-δυναμική φόρτιση) δεν δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα για την πραγματική συμπεριφορά υπό δυναμική διέγερση.

Αποτέλεσμα των πολλών δυσκολιών που υπάρχουν για την πλήρη κατανόηση της συμπεριφοράς των τοιχοποιιών πλήρωσης είναι (όπως ήδη αναφέρθηκε) η έλλειψη σχετικών οδηγιών και κανόνων σχεδιασμού στους αντισεισμικούς σχεδιασμούς. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να αγνοείται η ύπαρξη και η επιρροή των τοιχοποιιών πλήρωσης στον σχεδιασμό (για συνήθεις και σεισμικές δράσεις) των κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Όμως ο μη συνυπολογισμός τους σε περιπτώσεις

εσφαλμένης χρήσης (θέσης) τοιχοποιιών πληρώσεως οδηγεί σε μη ασφαλείς κατασκευές έναντι σεισμικών δράσεων. Τέτοιες χαρακτηριστικές περιπτώσεις είναι:

- i. Ανάπτυξη σημαντικής **μη αναμενόμενης στροφικής απόκρισης** . Αυτό συμβαίνει στις κατασκευές με ορθογωνική κάτοψη όταν στο ισόγειο υπάρχουν ισχυρές μπατικές τοιχοποιίες στη μία ή στις δύο μόνο πλευρές ενώ οι άλλες πλευρές είναι ανοικτές με υαλοπίνακες.
- ii. **Δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων** . Συμβαίνει σε τοιχοποιίες οι οποίες δεν καλύπτουν όλο το ύψος των πλαισίων. Αυτό είναι συνήθης πρακτική σε τοιχοποιίες οι οποίες δεν καλύπτουν όλο το ύψος, σε περιπτώσεις βιομηχανικών ή άλλων κτιρίων με διαδοχικά επιμήκη παράθυρα φωτισμού κοντά στην οροφή. Μεταξύ των διαδοχικών παραθύρων τα υφιστάμενα υποστυλώματα συμπεριφέρονται ως αμφίπακτα υποστυλώματα με μικρό ύψος (κοντά υποστυλώματα). Η μορφολογία αυτή έχει ως αποτέλεσμα την ψαθυρή αστοχία των *κοντών υποστυλωμάτων* και συχνά την τελική αστοχία και μερική κατάρρευση του κτιρίου.
- iii. Πιθανή βλάβη και κατάρρευση τοιχοποιιών κατά την εκτός επιπέδου διεύθυνση με αποτέλεσμα τραυματισμούς, χωρίς το δομικό σύστημα του κτιρίου να έχει σημαντικές βλάβες.
- iv. Εμφάνιση σημαντικών βλαβών (*χιαστί ρηγματώσεων*) των τοιχοποιιών (που θέτουν το κτίριο εκτός λειτουργίας) σε μικρής έντασης σεισμικές διεγέρσεις χωρίς να υπάρχουν βλάβες στο δομικό σύστημα.

Πέραν του γεγονότος ότι οι *τοιχοποιίες πληρώσεως* μπορεί να οδηγήσουν σε μη ασφαλείς κατασκευές, πρέπει να τονιστεί και η *σημαντική αλλαγή* που επιφέρουν στα *δυναμικά χαρακτηριστικά*. Όταν *εύκαμπτες πλαισιωτές κατασκευές ωπλισμένου σκυροδέματος* φέρουν πολλές *δύσκαμπτες τοιχοπληρώσεις*, η *ιδιοπερίοδος* του δομικού συστήματος παρουσιάζει *σημαντική μείωση*. Αυτό συνεπάγεται ως αποτέλεσμα την αύξηση των σεισμικών δράσεων που εισάγονται στη κατασκευή δεδομένου ότι οι συνήθεις σεισμικές διεγέρσεις, στο σύνολο τους σχεδόν έχουν τις μέγιστες φασματικές τιμές επιταχύνσεων στην περιοχή των μικρών ιδιοπεριόδων.

2.4 Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των μονάδων της τοιχοποιίας διαφοροποιούνται σημαντικά και εξαρτώνται από το υλικό που χρησιμοποιείται. Συνήθως για τις τοιχοποιίες πληρώσεως σε πλαίσια από ωπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται

οπτόπλινθοι. Για τους οπτόπλινθους με οπές ορίζεται η θλιπτική αντοχή των πλίνθων για φόρτιση κάθετα προς τις οπές και για φόρτιση παράλληλα προς τις οπές. Οι τιμές αντοχής προσδιορίζονται με αντίστοιχες θλιπτικές δοκιμές. Συνήθεις τιμές αντοχής πλίνθων (για την Ελλάδα) είναι:

- i. Αντοχή πλίνθων κάθετα στις οπές
Συνήθεις τιμές αντοχής ($f_b = 3$ έως 10 MPa)
- ii. Αντοχή πλίνθων παράλληλα στις οπές
Συνήθεις τιμές αντοχής $f_b = 5$ έως 20 MPa
 $f_b = 10$ έως 25 MPa
 $f_b = 10$ έως 40 MPa

Αξίζει να αναφερθεί και η αντοχή σε θλίψη της συνδετικής κονίας που χρησιμοποιείται για την κατασκευή της τοιχοποιίας (f_{mort}). Η τιμή της συνδετικής κονίας εξαρτάται από τη σύσταση της και τη περιεκτικότητά της σε τσιμέντο.

Συνήθεις τιμές $f_{mort} = 0.7$ έως 1.6 MPa

$f_{mort} = 0.5$ έως 17 MPa

Παρόλη την δυσκολία κατανόησης του τρόπου λειτουργίας των τοιχοπληρώσεων στο γενικό σύνολο αλλά και σε ορισμένες περιπτώσεις οι τοιχοπληρώσεις περιλαμβάνουν κάποια χαρακτηριστικά. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά μιας τοιχοποιίας πληρώσεως περιλαμβάνουν:

- **Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας** (συνήθεις τιμές θλιπτικής αντοχής τοιχοποιίας είναι 0.5 έως 2.5 MPa).
- **Εφελκυστική αντοχή τοιχοποιίας** (η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας για τις συνήθεις εφαρμογές μπορεί να θεωρείται αμελητέα).
- **Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας.**
- **Μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας**
- **Διατμητικό μέτρο ελαστικότητας τοιχοποιίας.** (Καραγιάννης, 2004)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 **Ανελαστική στατική ανάλυση**

3.1 **Μέθοδοι αποτίμησης**

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

Στο σχέδιο του ΚΑΝ.ΕΠΕ οι ανελαστικές μέθοδοι που προτείνονται για την ανάλυση της κατασκευής πριν και μετά την επέμβαση είναι η στατική ανελαστική ανάλυση και η δυναμική ανελαστική ανάλυση. Η στατική ανελαστική ανάλυση γνωστή και ως ανάλυση *pushover* αποτελεί μια απλή δυνατότητα για την εκτίμηση της απόκρισης μιας κατασκευής στην ανελαστική περιοχή και συνδυάζει την ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω προσομοιωμάτων που έχουν αναπτυχθεί για τις ανελαστικές αναλύσεις όπου η σεισμική ένταση εκφράζεται με μια οριζόντια κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος η οποία αυξάνεται σταδιακά και μέχρι τη κρίσιμη μετακίνηση του κτιρίου η οποία καθορίζεται από την στοχευόμενη στάθμη επιτελεσματικότητας. Η στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται συνδυαστικά για την διεξαγωγή των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Οι τιμές που προκύπτουν συγκρίνονται με τις προκαθορισμένες τιμές που έχουν σχεδιαστεί. Για επιβεβαίωση η ανελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται παράλληλα με μία ελαστική δυναμική ανάλυση. Ωστόσο η ανελαστική αποτελεί ακριβέστερη μέθοδο (μεταξύ των δύο) στην εκτίμηση της ικανότητας της κατασκευής αρκεί να γίνει προσεκτικά ώστε να αποφευχθούν λάθος συμπεράσματα (Μουστακάτου, 2009) .

3.2 **Στόχος ανελαστικής 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 σε σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο

ανασχεδιασμός και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών, που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για την συμπεριφορά τους (Μουστακάτου, 2009).

3.3 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

Στη στατική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου προσδιορίζει με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης-παραμόρφωσης μέσω ολόκληρων καμπυλών ίδιας φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της σταδιακής αντίστασης του κτιρίου καθώς και την ισχυρή αντίστασή του. Παρακάτω αναφέρονται κάποιες από τις υπόλοιπες σημαντικές παραδοχές που ισχύουν κατά την ανελαστική ανάλυση.

- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια κατανεμημένα φορτία με ανάλογο τρόπο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού τα οποία θα αυξάνονται μονότονα μέχρι κάποιο δομικό στοιχείο να μην έχει πια την ικανότητα να φέρει (αντέξει) τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η **καμπύλη αντίστασης** του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί την βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η παραπάνω διαδικασία αποτελεί την μέθοδο **Pushover** η οποία έχει εφαρμοστεί στο υφιστάμενο πλαίσιο με το πρόγραμμα Seismostruct 6.6 (το οποίο θα περιγραφεί αναλυτικότερα παρακάτω).
- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση, ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για την μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν έχει υποστεί βλάβη μεγαλύτερη από εκείνη που είναι ανεκτή τη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου.

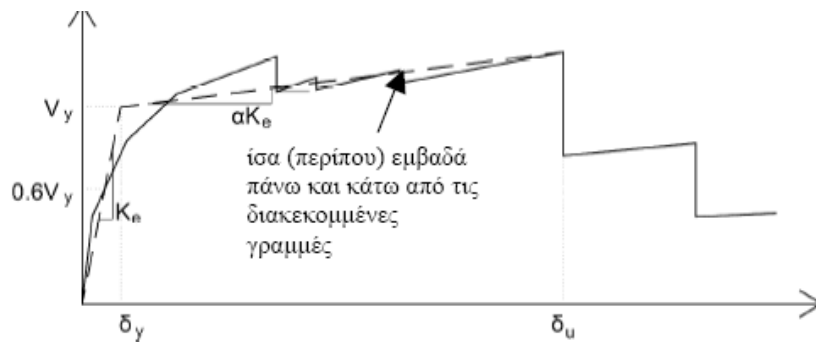
- Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (**στοχευόμενη μετακίνηση δt**) που προκαλείται από τη σεισμική δράση μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με την μετακίνηση του κτιρίου.
- Για τον προσδιορισμό της **στοχευόμενης μετακίνησης** επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων. Στην προκειμένη περίπτωση θα χρησιμοποιήσουμε την Μέθοδο Επιμέρους Συντελεστών για την στοχευόμενη μετακίνηση, έτσι ώστε να προκύψουν τα αποτελέσματα που αναζητούμε (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013).

3.3.1 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

- Ο κεντρικός κόμβος κάθε ορόφου (ο οποίος είναι ο ίδιος αντίστοιχα σε κάθε όροφο) αποτελεί νοητό κεντρικό (κάθετο) άξονα όπου ο κόμβος ελέγχου της θα ορίζεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Οι παραμορφώσεις γίνονται αναφορικά με τον κόμβο ελέγχου του κτιρίου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία.
- Στο συγκεκριμένο πλαίσιο το οποίο θα αναλυθεί ο κόμβος ελέγχου είναι ο κόμβος με αριθμό 508 στην οροφή του κτιρίου .

3.4 Εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης-μετακίνησης

Η μη-γραμμική καμπύλη δύναμης – μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσεως και την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικατασταθεί από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1. Εξιδανίκευση μιας καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με διγραμμική καμπύλη.

Η διγραμμική καμπύλη προκύπτει με την κλίση του πρώτου κλάδου K_e και την κλίση του δεύτερου κλάδου aK_e . Οι δυο ευθείες προσδιορίζονται γραφικά κατά προσέγγιση την ισότητα των εμβαδών πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής καμπύλης. Επιπλέον, ο πρώτος κλάδος τέμνει την αρχική καμπύλη στο σημείο που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής V_y .

- K_e : Ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία.
- a : Ανοιγμένη κλίση του δεύτερου κλάδου.
- V_y : Δύναμη διαρροής
- δ_y : Μετακίνηση διαρροής
- δ_u : Μετακίνηση αστοχίας

3.5 Στοχευόμενη μετακίνηση

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t υπολογίζεται με βάση όλους τους παράγοντες από τους οποίους επηρεάζεται η μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Με βάση την παρακάτω σχέση προκύπτει η στοχευόμενη μετακίνηση για όλες τις περιπτώσεις:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_e(T)$$

όπου C_0, C_1, C_2, C_3 είναι συντελεστές που παρουσιάζονται παρακάτω, T_e είναι η ισοδύναμη περίοδος της κατασκευής και το S_e είναι η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση που αντιστοιχεί στη προηγούμενη T_e .

C₀: Συντελεστής που συσχετίζει την φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση δ_t του αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 4, 5 και ≥ 10 αντίστοιχα.

Για C₁:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{για } T \geq T_c, \text{ και}$$

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

$$R = \frac{S_e / g}{V_y / W} \cdot C_m,$$

όπου T είναι η (κυριαρχούσα) ιδιοπερίοδος ενώ T_c η τιμή όπου αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης.

C₂: Η τιμή του C_2 προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.1. Τιμές του συντελεστή C_2 .

Στάθμη επιτελεστικότητας	T < 0,1 S		T >= T _c	
	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2	Φορέας τύπου 1	Φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

C₃: Συντελεστής που εξαρτάται από την αύξηση των μετακινήσεων φαινομένων 2ας τάξεως. Μπορεί να ισούται με $1 + 5(\theta - 0.1)/T$ όπου θ δείκτης σχετικής μεταθετότητας. Συνήθως όπου $\theta < 0.1$ λαμβάνεται $C_3 = 1.0$.

Παρακάτω παρατίθεται η σειρά με την οποία υπολογίζονται οι παράγοντες που χρειάζονται για να προκύψει η στοχευόμενη μετακίνηση στην εκάστοτε περίπτωση.

- ✚ Από την καμπύλη αντίστασης που έχει προκύψει από την διαδικασία Pushover προσδιορίζουμε την μέγιστη οριζόντια δύναμη (άξονας Y) και υπολογίζουμε το 60% αυτής. Δηλαδή $0.6 Vy$ και από το διάγραμμα (ή τις στήλες με τις τιμές x, y) υπολογίζω την αντίστοιχη μετακίνηση της νέας αυτής δύναμης. Από την μεταξύ τους σχέση προκύπτει το Ke .

$$Ke = 0.6 Vy / \delta e$$

- ✚ Πάλι από την καμπύλη αντίστασης (το διάγραμμα) βρίσκω την ελάχιστη οριζόντια δύναμη V_o και την αντίστοιχη μετακίνηση δ_o .

$$Ko = Vo / \delta o$$

- ✚ Το T , η περίοδος προκύπτει από το πρόγραμμα seismostruct οπότε έτσι βρίσκουμε το T_e .

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}}$$

- ✚ Για ιδιοπερίοδο T_e υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση S_e με τις ακόλουθες σχέσεις, όπου $\gamma_i = 1.0$, $n=1.0$, $\theta=1.0$, $\beta_o=2.5$, $q=1.0$, $a=0.16$ (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I), $g=9.81$, $A=0.16g$, κατηγορία εδάφους B : $T_1= 0.15$ και $T_2=0.60$.

$$Se(T) = \gamma_I \cdot A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) \cdot \left(\frac{n \theta \beta_o}{q} - 1 \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T < T_1$$

$$Se(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{n \theta \beta_o}{q} \quad \text{για } T_1 \leq T < T_2$$

$$Se(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{n \theta \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{για } T_2 < T$$

Αφού υπολογισθεί η φασματική επιτάχυνση λαμβάνονται οι συντελεστές:

$$C_o=1.5 \text{ (καθώς είναι 5 όροφο)}$$

$$C_1=1.0$$

$$C_2=1.1 \text{ (σημαντικές βλάβες)}$$

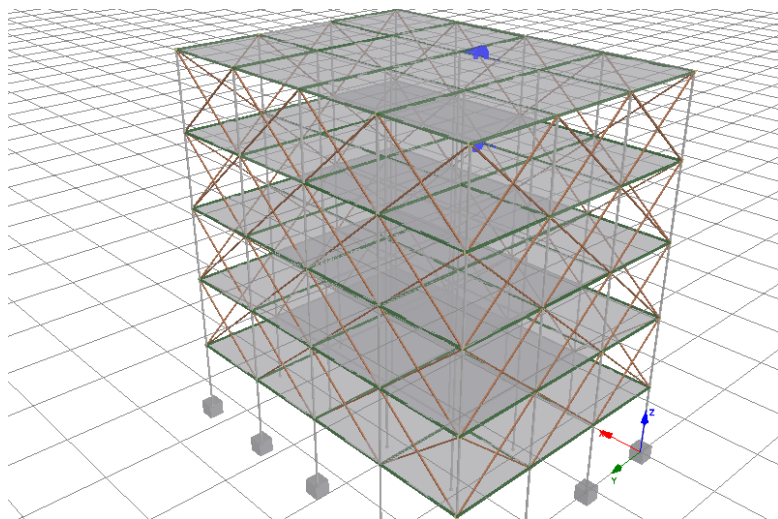
$$C_3=1.0$$

Οι συντελεστές αυτοί αντικαθιστώνται στην παρακάτω σχέση και υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (2013).

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)}$$

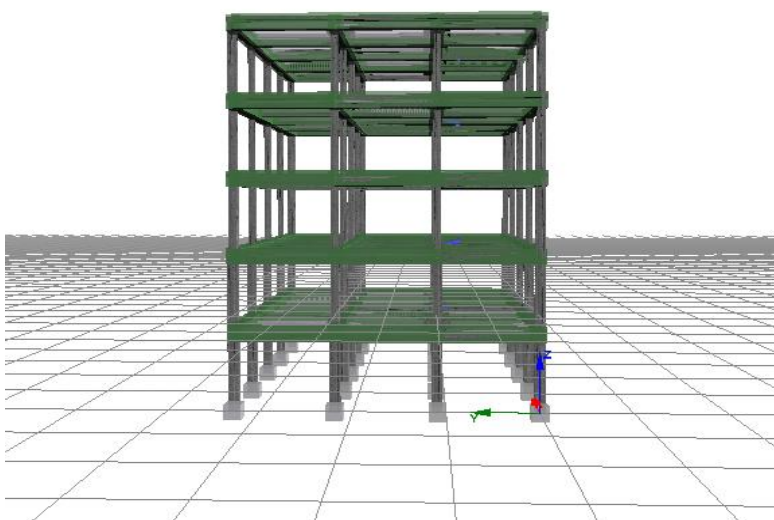
3.6 Διάφραγμα

Η τοποθέτηση και η χρήση διαφράγματος είναι η μέθοδος δέσμευσης των κόμβων ενός ορόφου έτσι ώστε να κινούνται από κοινού κατά μια διεύθυνση x , μια διεύθυνση y και μια στρεπτική. Αποσκοπεί στην ενιαία μετακίνηση κάθε ορόφου υπό μια διεύθυνση. Σε κάθε όροφο υπάρχει ένα διάφραγμα (με έναν κεντρικό κόμβο).



Σχήμα 3.2. Προσομοίωμα κτιρίου με διάφραγμα ανά όροφο.

Παρακάτω παρατίθεται το κτίριο ως γυμνός φορέας, μόνο με εμφανή τα πλαίσια χωρίς την τοιχοποιία.



Σχήμα 3.3. Προσομοίωμα κτιρίου με το λογισμικό seismostruct.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Προσομοίωση κτιρίου

4.1 Περιγραφή κτιρίου

Το υπάρχον κτίριο ανήκει χρονολογικά στο 1960 όπου με βάση το Βασιλικό Διάταγμα (Β.Δ) του 1959 αποτελείται από ορισμένα χαρακτηριστικά του κανονισμού. Τα χαρακτηριστικά αυτά είναι η πυκνή διάταξη των υποστυλωμάτων, η πυκνή διάταξη των τοιχοποιιών, η απουσία τοιχωμάτων, ίσως παρουσιάζεται μερική ασυνέχεια σε ισόγειο ή άλλους ορόφους, παρουσιάζονται μικρές διαστάσεις (στα φέροντα στοιχεία), δεν υπάρχει οπλισμός περίσφιξης, δεν γίνεται ικανοποιητικός έλεγχος κατά τον σχεδιασμό (Ρεπαπής, 2007).

Σε αυτό το κεφάλαιο παρατίθενται πληροφορίες για το κτίριο όσον αφορά τις διαστάσεις, τα υλικά, τον οπλισμό, τον κανονισμό ελέγχου. Πέρα από τις ονομαστικές πληροφορίες θα διατεθούν και σχέδια για καλύτερη αντίληψη και εικόνα του κτιρίου. Η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για τα υποστυλώματα και τις δοκούς είναι η Β160, η κατηγορία του χάλυβα είναι St I, το άνοιγμα μεταξύ των δοκών είναι 3,5 m, το ύψος του κτιρίου είναι 3.00 m. Το κτίριο ελέγχθηκε με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Κανονισμός Επεμβάσεων, Αναθεώρηση Ιούλιος του 2013). Οι διαστάσεις υποστυλωμάτων και δοκών αναφέρονται παρακάτω.

Για την εύρεση των φορτίων των πλακών είναι απαραίτητο να βρεθεί το εμβαδόν κάθε πλάκας ανά όροφο. Γίνεται κατανομή των φορτίων των πλακών με τρίγωνα και τραπέζια και προκύπτουν τα εμβαδά από τις πλάκες και του ορόφου συνολικά (Πίνακας 3). Αθροιστικά όλων των ορόφων, στη συνέχεια υπολογίζονται τα εμβαδά των πλακών του κάθε ορόφου. Το κτίριο θεωρείται συμμετρικό για αυτό υπολογίζονται μόνο όσες πλάκες είναι διαφορετικές μεταξύ τους. Δηλαδή οι ισότητες που ισχύουν ανά όροφο είναι η Π5 = Π8, Π6= Π7, Π9= Π1, Π4, Π12, Π10= Π2, Π3, Π11. Τα φορτία της πλάκας κατανέμονται στις δοκούς, το φορτίο από τις δοκούς μεταφέρεται στα υποστυλώματα από τους ανώτερους ορόφους στους κατώτερους όπου τελικά καταλήγουν στο έδαφος (Πίνακας 4).

Πίνακας 4.1. Υπολογισμός εμβαδού κάθε διαφορετικής πλάκας του ορόφου.

ΠΛΑΚΕΣ	ΕΜΒΑΔΟΝ (m ²)
Π5	10.84
Π6	9.68
Π9	10.02
Π10	10.48
ΣΥΝΟΛΟ ΕΜΒΑΔΟΥ ΠΡΩΤΟΥ ΟΡΟΦΟΥ	123.04

Πίνακας 4.2. Υπολογισμός φορτίων των οποίων μεταφέρονται από τις πλάκες στις δοκούς.

ΠΛΑΚΕΣ	ΔΟΚΟΙ	ΦΟΡΤΙΑ (kN/m ²)
Π5	qD5_2	3.63
	qD2_1	12.23
	qD6_2	9.36
	qD3_1	9.39
Π6	qD6_2	4.22
	qD2_2	4.22
	qD7_2	4.22
	qD3_2	4.22
Π9	qD5_1	2.98
	qD3_1	5.75
	qD6_1	5.75
	qD4_1	2.98
Π10	qD3_2	4.18
	qD7_1	8.05
	qD4_2	2.16

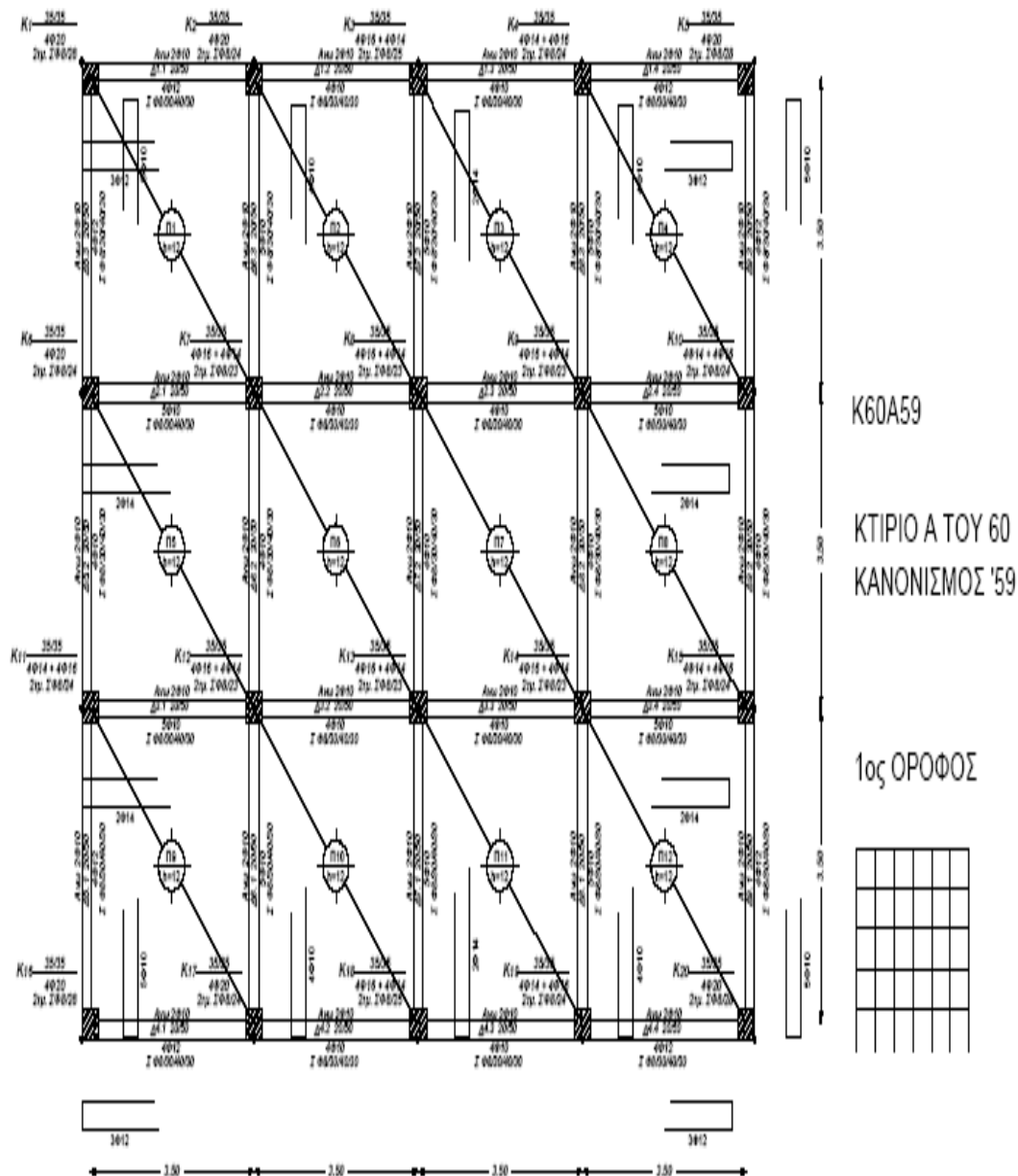
Τα φορτία στο λογισμικό εισάγονται ως μάζες, όπου τα κατανεμημένα φορτία μετατρέπονται σε μάζες διαιρώντας τες με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g = 9.81\text{m/s}^2$), όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.3. Καταγραφή φορτίων και μαζών στις δοκούς.

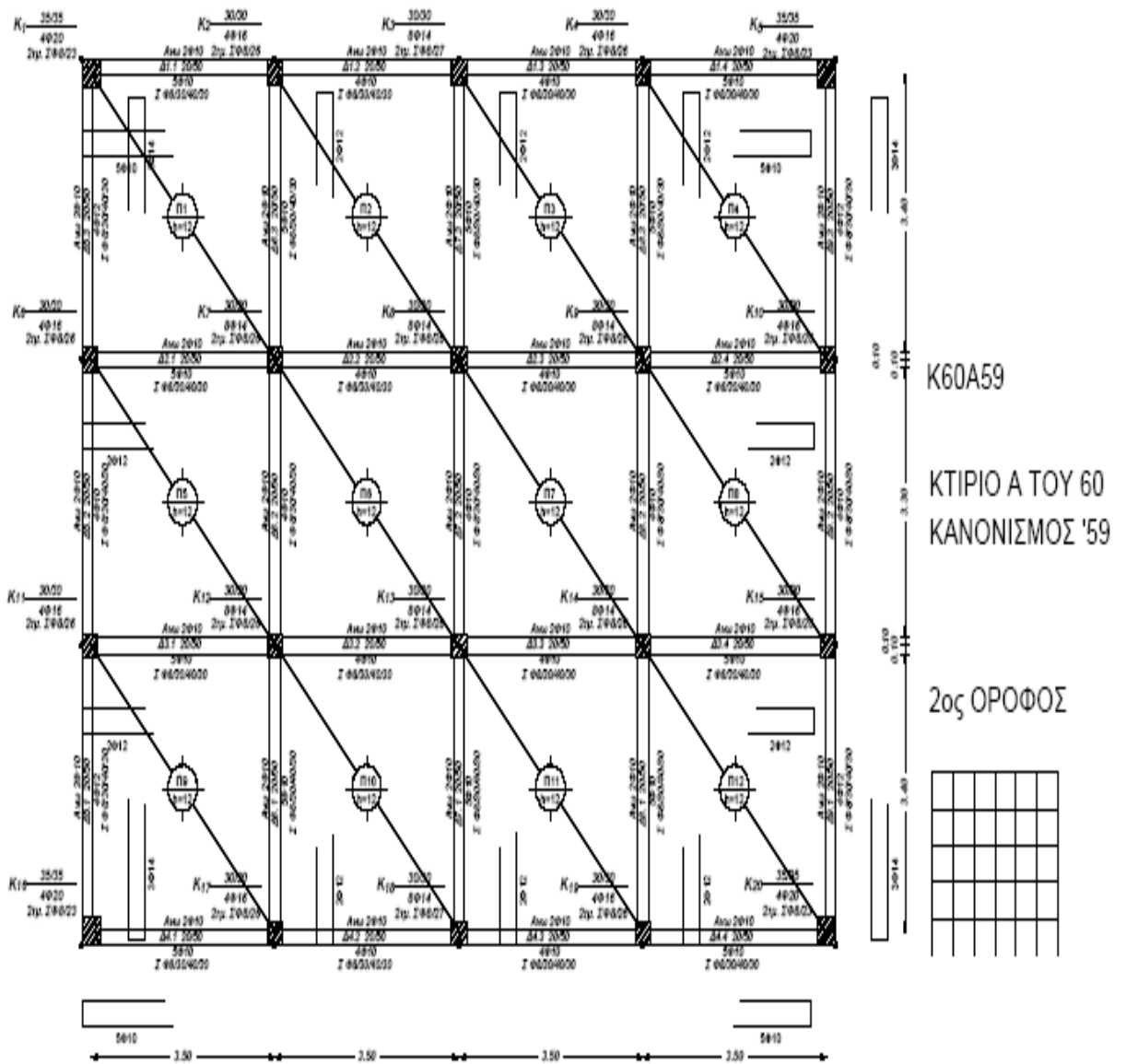
Δοκοί	Φορτία Δοκών (kN/m)	Κατανεμημένη Μάζα (ton/m)
qD1_1	2.98	0.304
qD1_2	2.16	0.202
qD1_3	2.16	0.202
qD1_4	2.98	0.304
qD2_1	6.48	0.661
qD2_2	4.22	0.43
qD2_3	4.22	0.43
qD2_4	6.48	0.661
qD3_1	3.64	0.957
qD3_2	8.4	0.856
qD3_3	8.4	0.856
qD3_4	9.39	0.957
qD4_1	2.98	0.304
qD4_2	2.16	0.22
qD4_3	2.16	0.22
qD4_4	2.98	0.304
qD5_1	2.98	0.304
qD5_2	3.63	0.37
qD5_3	2.98	0.304
qD6_1	9.58	0.977
qD6_2	9.36	0.954
qD6_3	9.58	0.977
qD7_1	16.1	1.641
qD7_2	8.44	0.86
qD7_3	16.1	1.641
qD8_1	9.58	0.977
qD8_2	9.36	0.954
qD8_3	9.58	0.977
qD9_1	2.98	0.304
qD9_2	3.63	0.37
qD9_3	2.98	0.304

Παρακάτω παρατίθενται οι κατόψεις του κτιρίου όλοι οι όροφοι, με τις διαστάσεις των υποστυλωμάτων, των δοκαριών, των πλακών, τα ανοίγματα και ο σπλισμός που έχει χρησιμοποιηθεί αντίστοιχα. Το κτίριο αποτελείται από πέντε ορόφους, οπότε παρακάτω διατυπώνονται πέντε κατόψεις.

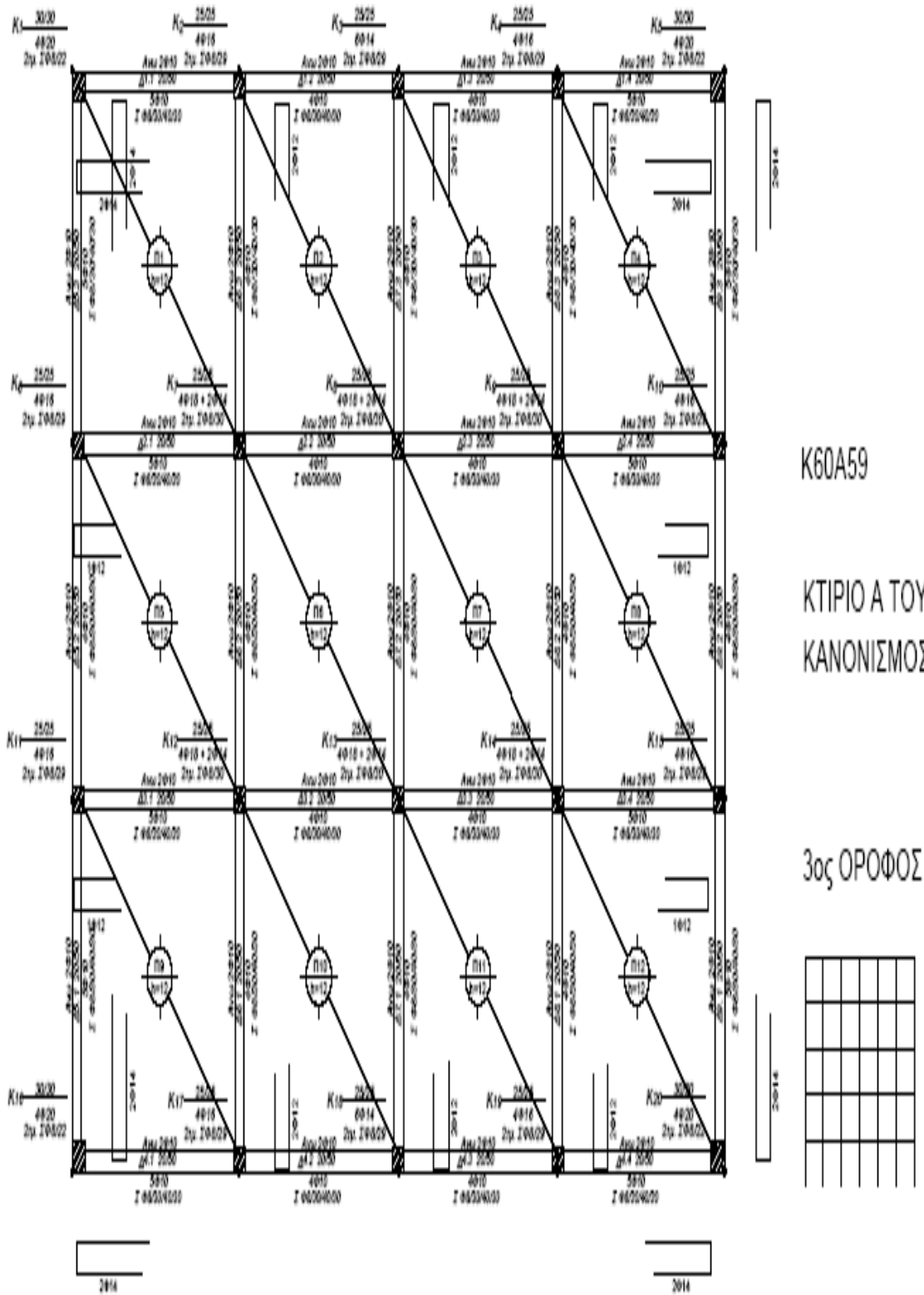
Τα κτίρια αυτά καθώς έχουν σχεδιαστεί με τον κανονισμό του '59 φέρουν και τον αντίστοιχο σπλισμό που ορίζει ο κανονισμός.



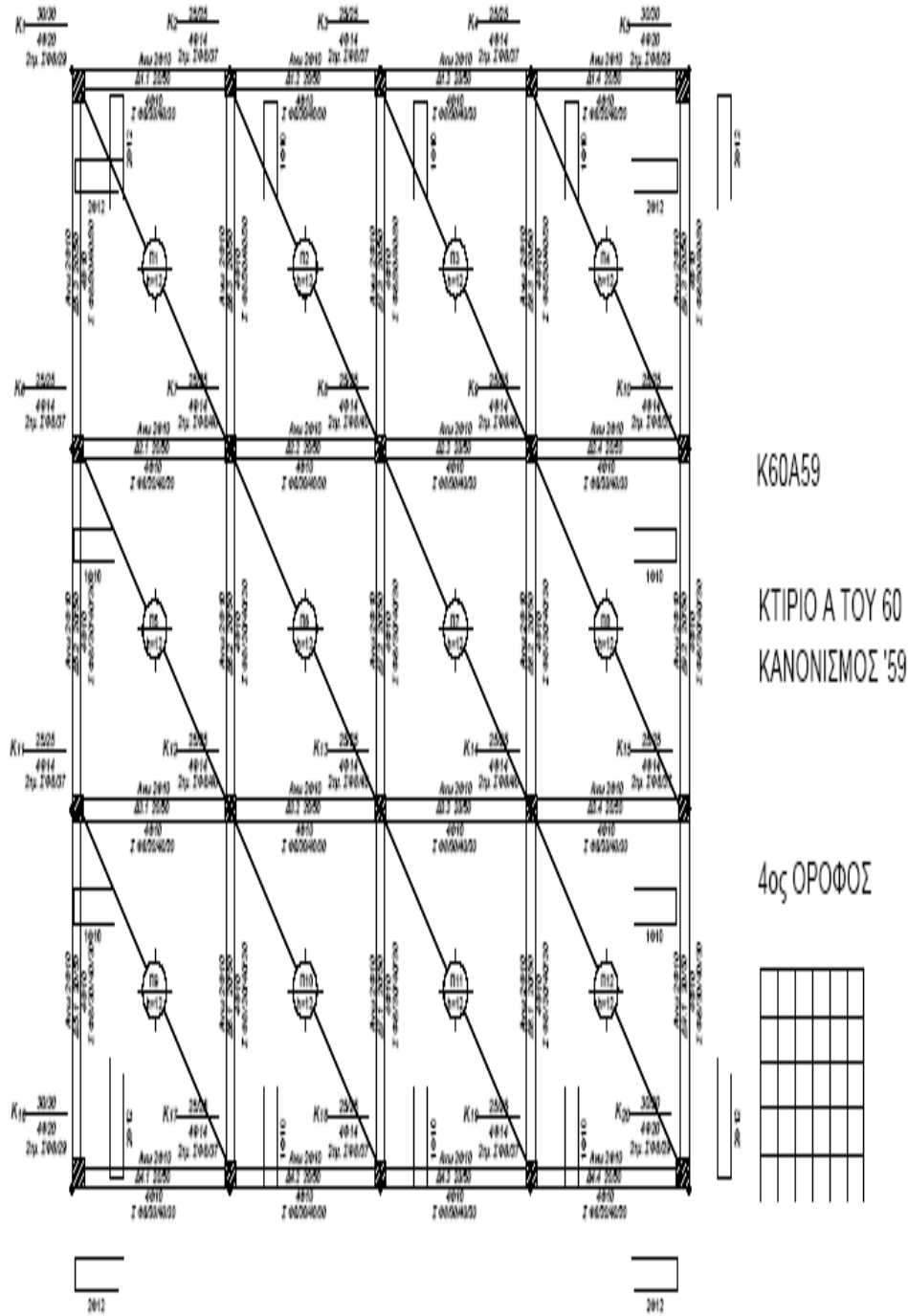
Σχήμα 4.1. Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφου.



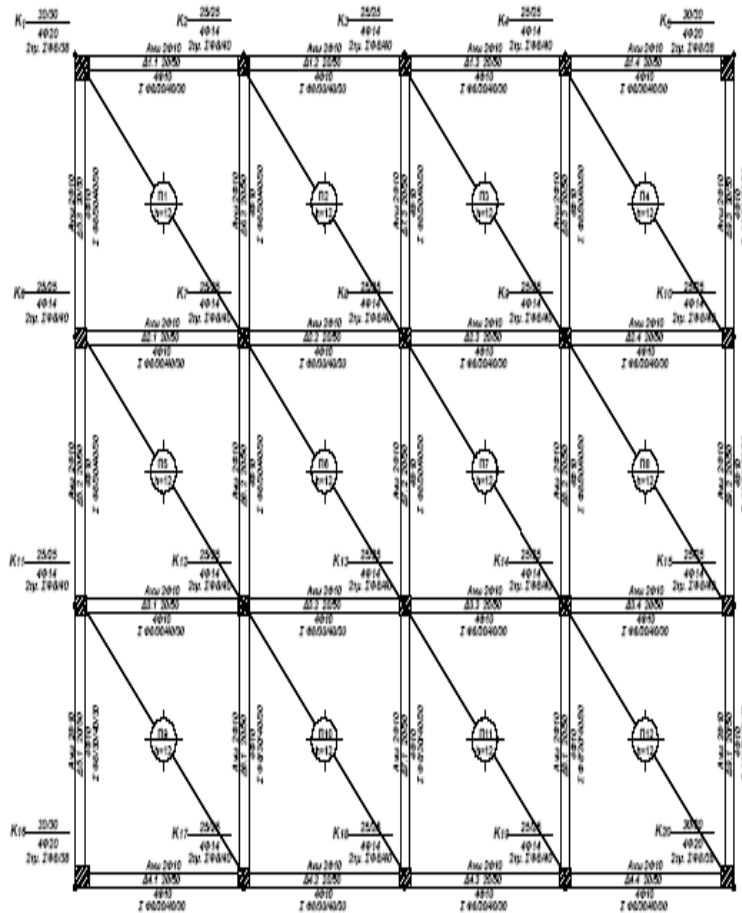
Σχήμα 4.2. Ξυλότυπος 2ου ορόφου.



Σχήμα 4.3. Ξυλότυπος 3ου ορόφου.



Σχήμα 4.4. Ξυλότυπος 4ου ορόφου.



Σχήμα 4.5. Ξυλότυπος 5ου ορόφου.

Πίνακας 4.4. Διαστάσεις υποστυλωμάτων και δοκών σε cm.

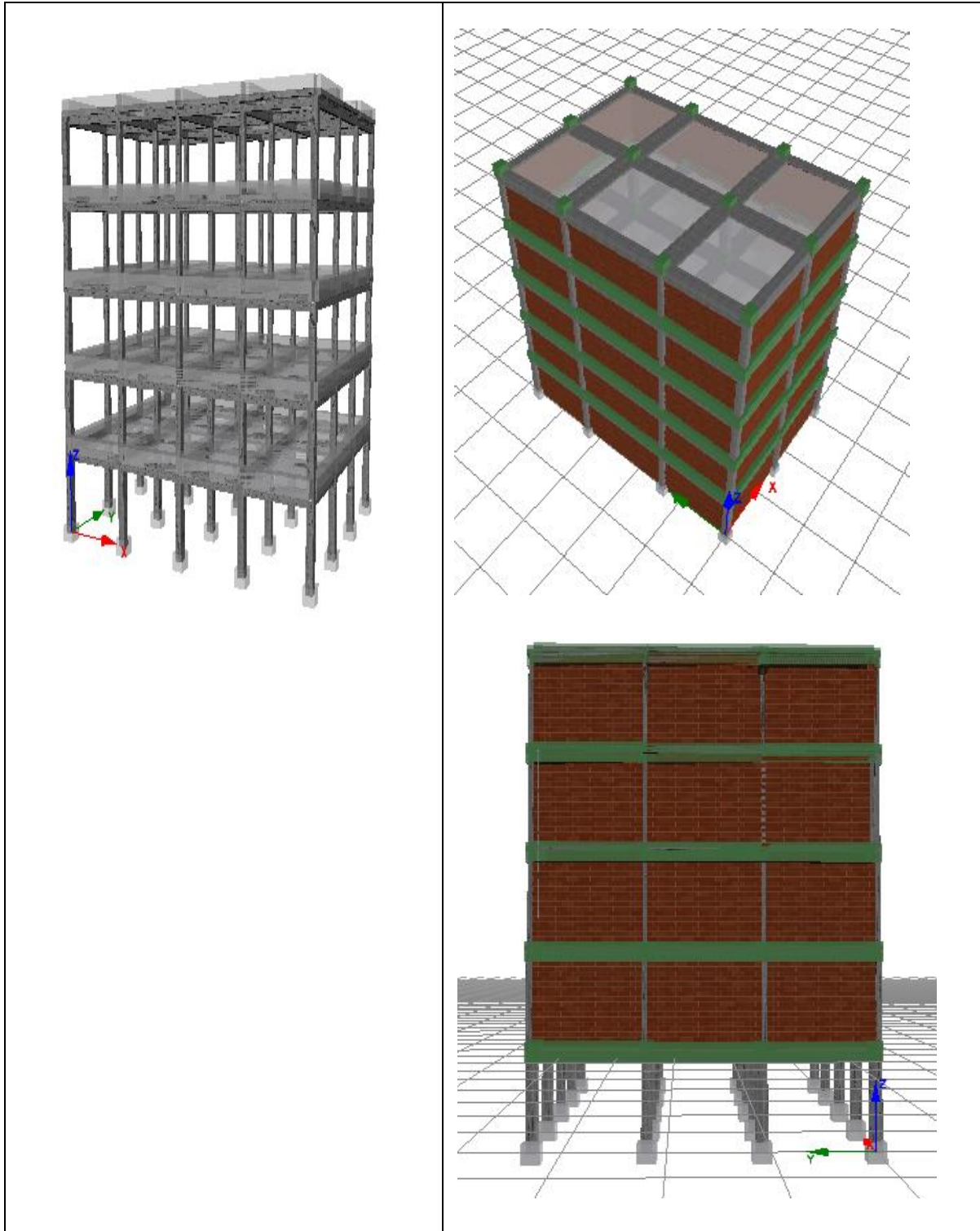
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΔΟΚΩΝ			
ΌΡΟΦΟΣ	ΓΩΝΙΑΚΑ ΥΠ/ΤΑ (cm)	ΥΠΟΛΟΙΠΑ ΥΠ/ΤΑ (cm)	ΔΟΚΟΙ (cm)
1 ^{ος}	35/35	35/35	20/50
2 ^{ος}	35/35	30/30	20/50
3 ^{ος}	30/30	25/25	20/50
4 ^{ος}	30/30	25/25	20/50
5 ^{ος}	30/30	25/25	20/50

4.2 Seismostruct

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε είναι το seismostruct (έκδοση 6.5) το οποίο ανήκει στη εταιρεία seismosoft. Η έκδοση αυτή διαθέτει διαφραγματική λειτουργία με δυνατότητα επιλογής υλικών και μοντέλων σκυροδέματος και χάλυβα ώστε να γίνει προσομοίωση με τα κατάλληλα υλικά. Επίσης υπάρχει η δυνατότητα επιλογής διατομών ωπλισμένου σκυροδέματος και χάλυβα. Οι διατομές από ωπλισμένο σκυρόδεμα απαρτίζονται από τρία διαφορετικά τμήματα, το περισφιγμένο σκυρόδεμα, το απερίσφιγτο, τον χάλυβα διαμήκους οπλισμού.

Το λογισμικό Seismostruct περιέχει 7 τύπους ανάλυσης, την ιδιομορφική ανάλυση (Eigenvalue Analysis), την στατική ανάλυση (Static Analysis), την στατική προσαρμοζόμενη ανελαστική ανάλυση (Static adaptive pushover analysis), την στατική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας (Static time – history analysis), την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας και την επαυξητική δυναμική ανάλυση. Επίσης έχει την δυνατότητα να υποδιαιρέσει το βήμα αύξησης της φόρτισης όταν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια σύγκλισης.

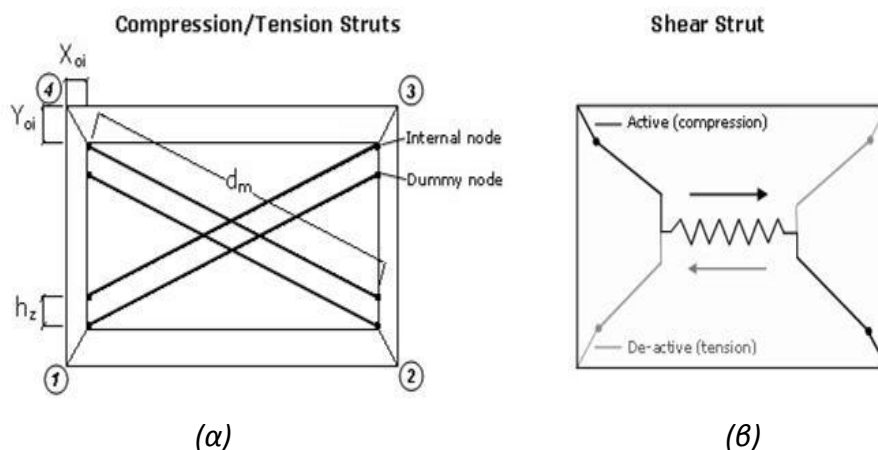
Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκαν στατικές ανελαστικές αναλύσεις με δύο κατανομές πλευρικών δυνάμεων, για τις δύο διευθύνσεις των εξεταζομένων κτιρίων. Για την προσομοίωση των δοκών και των υποστυλωμάτων έχουν χρησιμοποιηθεί στοιχεία πλαστικής άρθρωσης. Για την τοιχοποιία έχουν χρησιμοποιηθεί διαγώνιοι θλιπτήρες, όπως περιγράφεται αναλυτικότερα παρακάτω. Στο Σχήμα 4.6 φαίνεται το προσομοίωμα του κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, του πλήρως τοιχοπληρωμένου κτιρίου και του κτιρίου με πιλοτή.



Σχήμα 4.6. Προσομοίωμα (α) γυμνού φορέα, (β) πλήρως τοιχοπληρωμένου και (γ) κτιρίου με πιλοτή.

4.3 Προσομοίωση τοιχοποιίας-μοντέλο Crisafulli

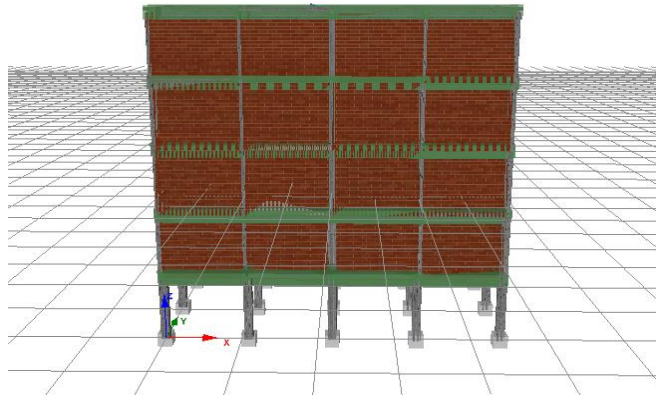
Η τοιχοποιία όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο βελτιώνει και ενισχύει σε σημαντικό βαθμό την συμπεριφορά του υφιστάμενου κτιρίου στην σεισμική δράση. Στο συγκεκριμένα πλαίσια έχει χρησιμοποιηθεί το μοντέλο *Crisafulli*. Το 2007 οι Crisafulli and Carr (2007) πρότειναν ένα νέο προσομοίωμα για να αντιπροσωπεύει με ένα απλό τρόπο την επίδραση των τοιχοπληρωμένων φανωμάτων. Το μοντέλο εφαρμόζεται σαν στοιχείο τεσσάρων κόμβων στο φάτνωμα, το οποίο είναι συνδεδεμένο στον κόμβο δοκού-υποστυλώματος. Εσωτερικά το στοιχείο του πλαισίου προσομοιώνει ξεχωριστά την θλιπτική και την διατμητική συμπεριφορά του τοιχοπληρωμένου φανώματος χρησιμοποιώντας δυο παράλληλους θλιπτήρες και ένα διατμητικό ελατήριο σε κάθε κατεύθυνση όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 4.7. Μοντέλο πολλαπλών θλιπτήρων για τοιχοπληρωμένα φανώματα με α) διαγώνιους θλιπτήρες και β) διατμητικό ελατήριο.

Το μοντέλο Chrisafulli (παραπάνω σχήμα) βασίζεται α) στην λειτουργία θλιβόμενων διαγωνίων και β) σε ένα οριζόντιο ελατήριο. Αποτελείται συνολικά από 4 κόμβους, 2 θλιβόμενους ράβδους ανά φάτνωμα, 5 θλιπτήρες, 2 παράλληλους – διαγώνιους θλιπτήρες για κάθε διαγώνιο και ένα διπλό οριζόντιο ελατήριο σχεδιασμένο για να μεταφέρει τη τέμνουσα δύναμη από τη κορυφή στο δάπεδο μεταξύ των δύο απέναντι διαγώνιων κόμβων της τοιχοπλήρωσης. Οι δύο μηχανισμοί δρουν παράλληλα κατά την οριζόντια μετακίνηση του πλαισίου. Για να λαμβάνονται υπόψη οι πρόσθετες δυνάμεις που μεταφέρονται από την τοιχοπλήρωση στα

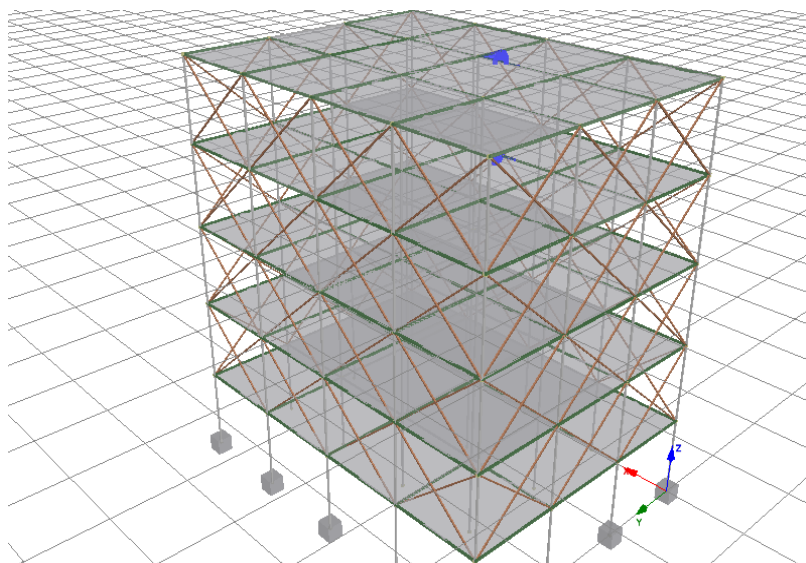
περιμετρικά στοιχεία του ωπλισμένου σκυροδέματος, τοποθετούνται δύο θλιβόμενες ράβδοι ανά φάτνωμα (Seismosoft, 2014).



Σχήμα 4.8. Κτίριο με τοιχοποιία από το πρόγραμμα seismostruct

4.4 Διάφραγμα

Στο κτίριο έχει εφαρμοστεί διάφραγμα, δηλαδή οι πλάκες θεωρούνται απαραμόρφωτοι δίσκοι στο επίπεδό τους και δεν επιτρέπεται η οριζόντια σχετική μετακίνηση μεταξύ των κόμβων του ορόφου. Συνολικά υπάρχουν πέντε διαφράγματα, ένα σε κάθε όροφο.



Σχήμα 4.9. Προσομοίωμα κτιρίου με πλοτή με το λογισμικό Seismostruct

4.5 Στατικές ανελαστικές αναλύσεις

Κατά την στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) ασκούνται στο κτίριο πλευρικά φορτία αυξανόμενης έντασης και υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση. Στην στοχευόμενη μετακίνηση πραγματοποιούνται οι έλεγχοι ασφαλείας για να διερευνηθεί αν το κτίριο επαρκεί.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Αποτελέσματα ανελαστικών αναλύσεων

5.1 Εισαγωγή

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την στατική ανελαστική ανάλυση pushover μέσω του προγράμματος Seismostruct.

Για την καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς του κτιρίου το οποίο υπόκειται σε ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή, εξετάζεται σε τρεις περιπτώσεις

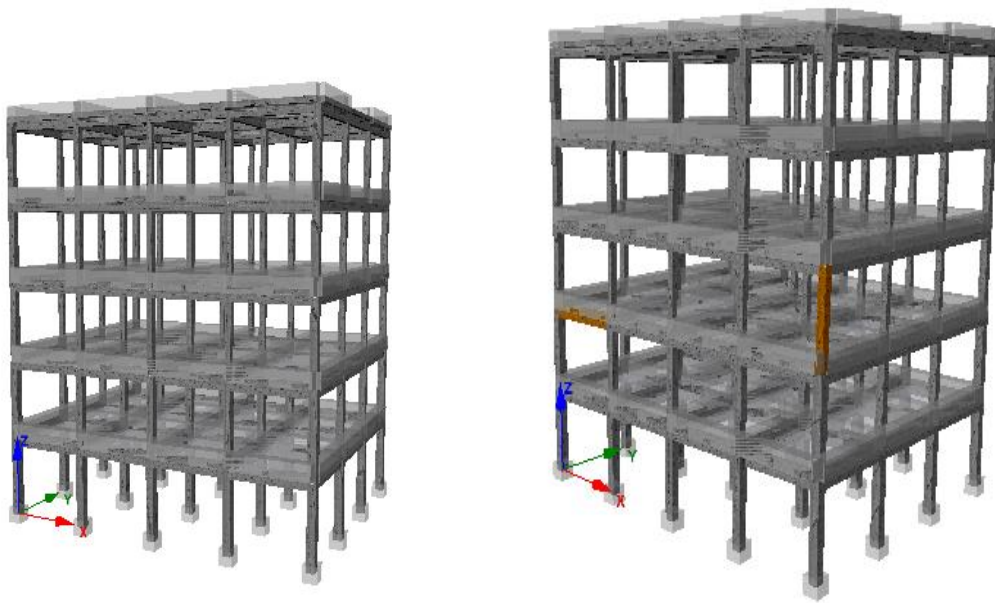
- το γυμνό κτίριο (χωρίς τοιχοποιία)
- το τοιχοπληρωμένο κτίριο, και
- το κτίριο με πιλοτή.

Παρατίθενται οι προσομοιώσεις και τα διαγράμματα συγκριτικά ώστε να εμφανιστούν καλύτερα οι διαφορές, οι ομοιότητες μεταξύ τους και συνολικά η απόκριση του φορέα. Τα διαγράμματα απεικονίζουν τη σχέση δύναμης – μετακίνησης και οι προσομοιώσεις εμφανίζουν με χρωματικές σκιάσεις τις εκάστοτε αστοχίες στις δοκούς και τα υποστυλώματα. Από την σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου στις προαναφερθείσες περιπτώσεις συνολικά, προκύπτουν κάποια συμπεράσματα.

5.2 Κτίριο χωρίς τοιχοποιία

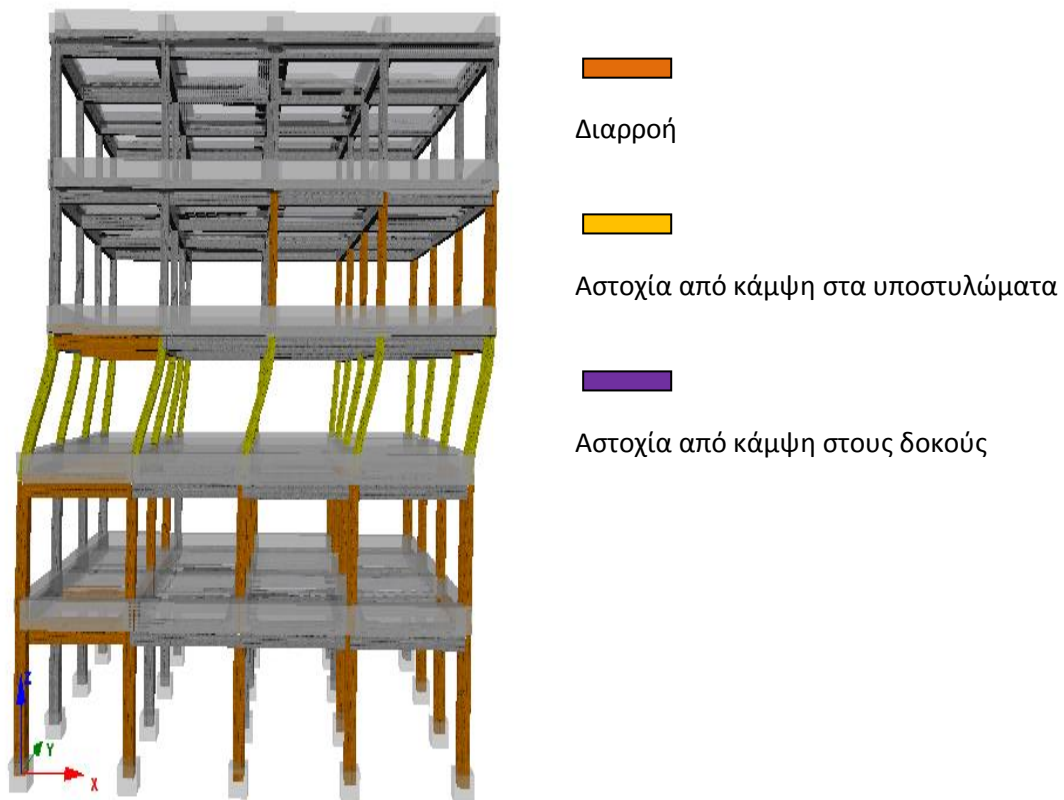
Η πρώτη περίπτωση που παρατηρείται και αναλύεται είναι η περίπτωση του κτιρίου χωρίς τοιχοποιία σε όλο το κτίριο. Παρακάτω θα παρουσιασθούν προσομοιώσεις και διαγράμματα και ο σχολιασμός τους.

Στο πρώτο Σχήμα δεν έχουν εμφανιστεί ακόμα αστοχίες (Σχήμα 5.1α), ενώ στο δεύτερο έχει εμφανιστεί διαρροή στο γωνιακό υποστύλωμα του τρίτου ορόφου και σε δοκό του δευτέρου ορόφου στην διεύθυνση x. (Σχήμα 5.1β).



Σχήμα 5.1. Κτίριο χωρίς τοιχοποιία (α) χωρίς εμφανείς αστοχίες και (β) με τις πρώτες διαρροές σε δοκό και υποστυλώμα.

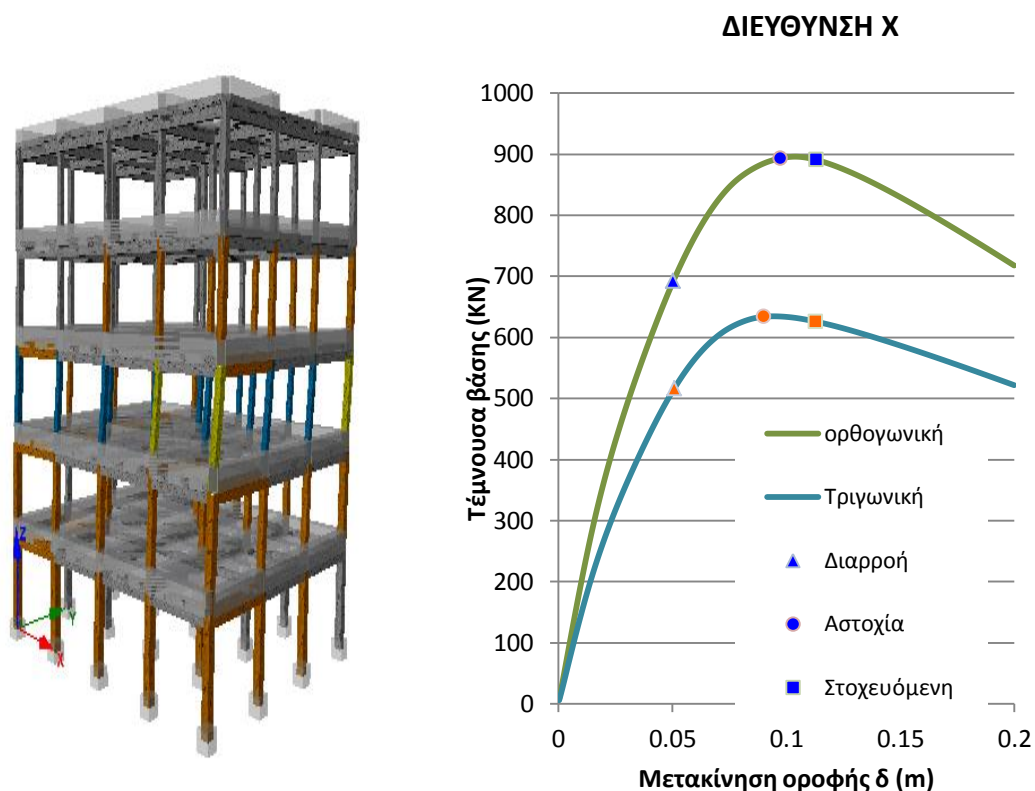
Στο παρακάτω σχήμα έχει εμφανιστεί διαρροή στα υποστυλώματα και στις δοκούς όλων των ορόφων εκτός από τον πέμπτο όροφο. Στον τρίτο όροφο παρατηρείται το φαινόμενο της “Αστοχίας μαλακού ορόφου”. Με τον όρο αυτόν εννοείται η κατάσταση όπου όλα τα υποστυλώματα ενός ορόφου έχουν αστοχήσει (Σχήμα 5.2). Το χρώμα του μέλους στο προσομοίωμα συμβολίζει μια διαφορετική αστοχία του.



Σχήμα 5.2. Παραμορφωμένος φορέας με βλάβες για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων κατά X

Στο παρακάτω σχήμα, στο βήμα αυτό έχουν διαρρεύσει τα υποστυλώματα και οι δοκοί του κτιρίου στον πρώτο, δεύτερο, τρίτο και τέταρτο όροφο. Επίσης στον τρίτο όροφο έχει εμφανιστεί και αστοχία από κάμψη σε δύο γωνιακά υποστυλώματα και σε ένα περιμετρικό (Σχήμα 8). Στη συνέχεια στο διάγραμμα στη καμπύλη με την ομοιόμορφη κατανομή η διαρροή παρουσιάζεται στα 5 cm, η αστοχία στα 10 cm και η στοχευόμενη μετακίνηση είναι 11 cm (Σχήμα 5.3). Ίδιες μετακινήσεις συμβαίνουν και στην τριγωνική κατανομή. Και στις δύο περιπτώσεις το κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκεια διότι η στοχευόμενη μετακίνηση (δηλαδή η μετακίνηση που υπολογίζεται πως θα έχει το κτίριο σε περίπτωση σεισμού) είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση αστοχίας δηλαδή της μετακίνησης για την οποία παρατηρείται η 1^η αστοχία ενός υποστυλώματος. Για την ανελαστική στατική ανάλυση με ορθογωνική κατανομή πλευρικών φορτίων το κτίριο έχει μεγαλύτερη αντοχή (700

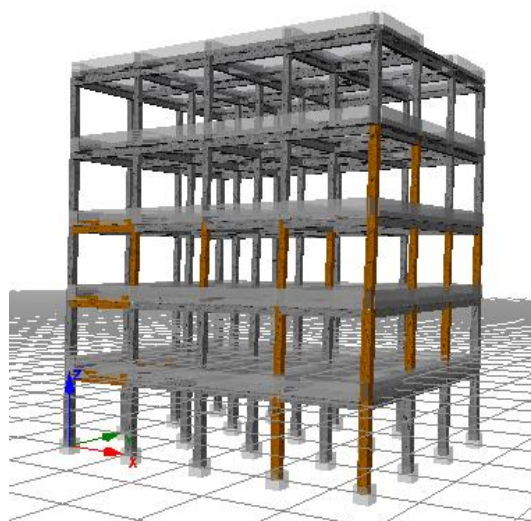
kN και 900 kN) ενώ για τριγωνική κατανομή η αντοχή είναι μικρότερη (500 kN και 600 kN αντίστοιχα για τις δύο διευθύνσεις).



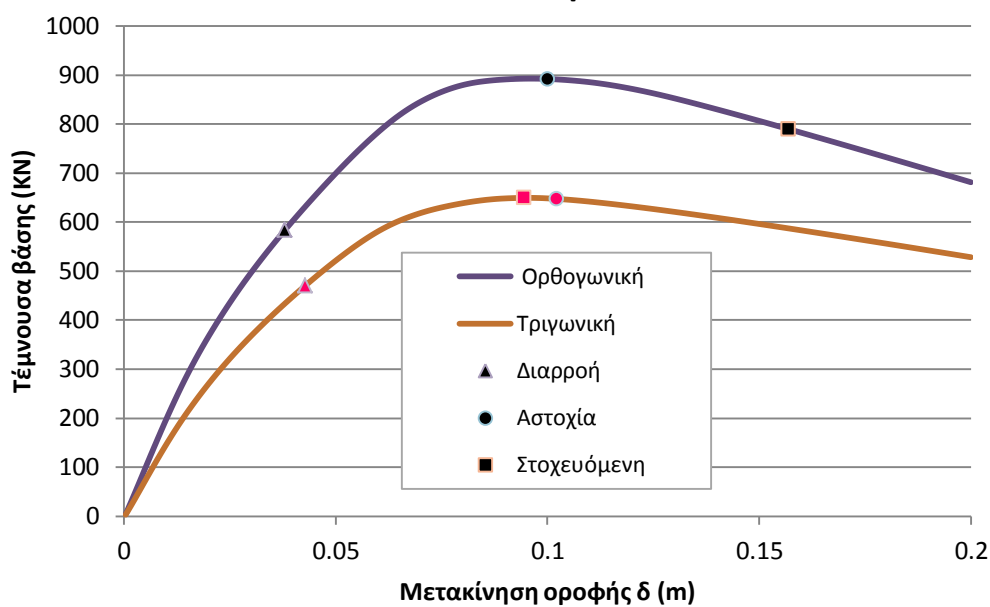
Σχήμα 5.3. Παραμορφωμένος φορέας για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων κατά Χ και διάγραμμα αντίστασης για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή.

Στο κάτωθι απεικονιζόμενο σχήμα έχει εμφανιστεί διαρροή σε πολλά περιμετρικά υποστυλώματα και δοκούς στους τέσσερις πρώτους ορόφους. Στο διάγραμμα φαίνεται ότι η μετακίνηση διαρροής είναι 4 cm, η αστοχία είναι 6 cm μεγαλύτερη από την διαρροή, ενώ η στοχευόμενη ανέρχεται στα 16 cm και 10 cm, για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων, αντίστοιχα. Από την ανάλυση με ορθογωνική κατανομή πλευρικών φορτίων προκύπτει ότι το κτίριο είναι ανεπαρκές ενώ για την τριγωνική κατανομή το κτίριο κρίνεται οριακά επαρκές. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση (στη διεύθυνση x) η αντοχή του

κτιρίου είναι μεγαλύτερη για ορθογωνική κατανομή πλευρικών φορτίων σε σχέση με την τριγωνική.



Διεύθυνση Y

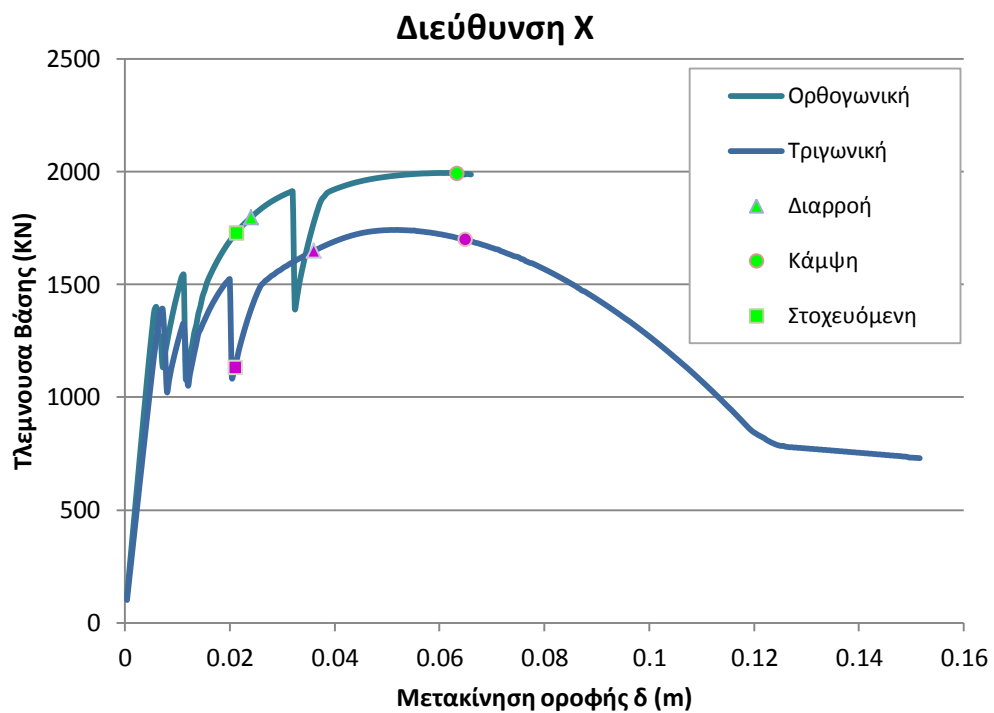
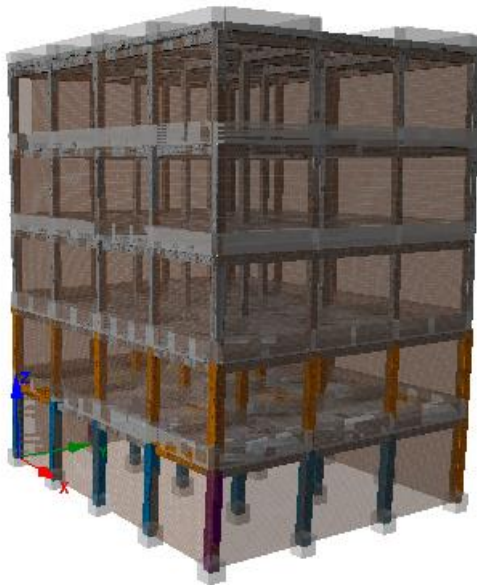


Σχήμα 5.4. Παραμορφωμένος φορέας για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων κατά Y και διάγραμμα αντίστασης για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή.

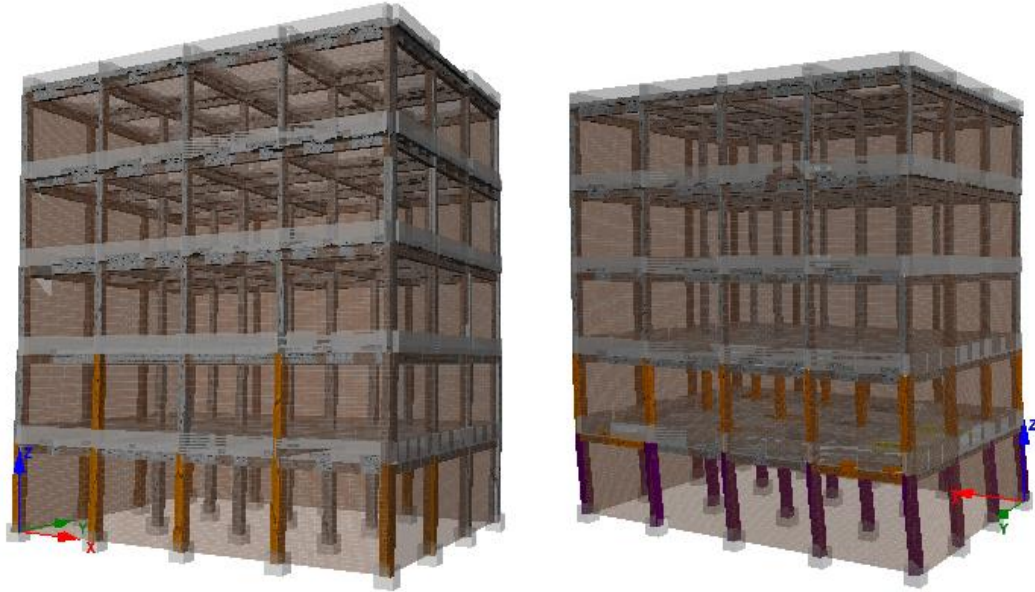
5.3 Κτίριο με τοιχοποιία

Στην δεύτερη κατηγορία του πλήρους τοιχοπληρωμένου κτιρίου στο προσομοίωμα του κτιρίου εμφανίζεται διαρροή στα περιμετρικά υποστυλώματα και σε κάποιες ενδιάμεσες δοκούς του πρώτου ορόφου. Επίσης είναι ορατή η πρώτη αστοχία σε

γωνιακό υποστυλωμα του πρώτου ορόφου, η οποία έχει προκύψει από κάμψη στη δοκό.

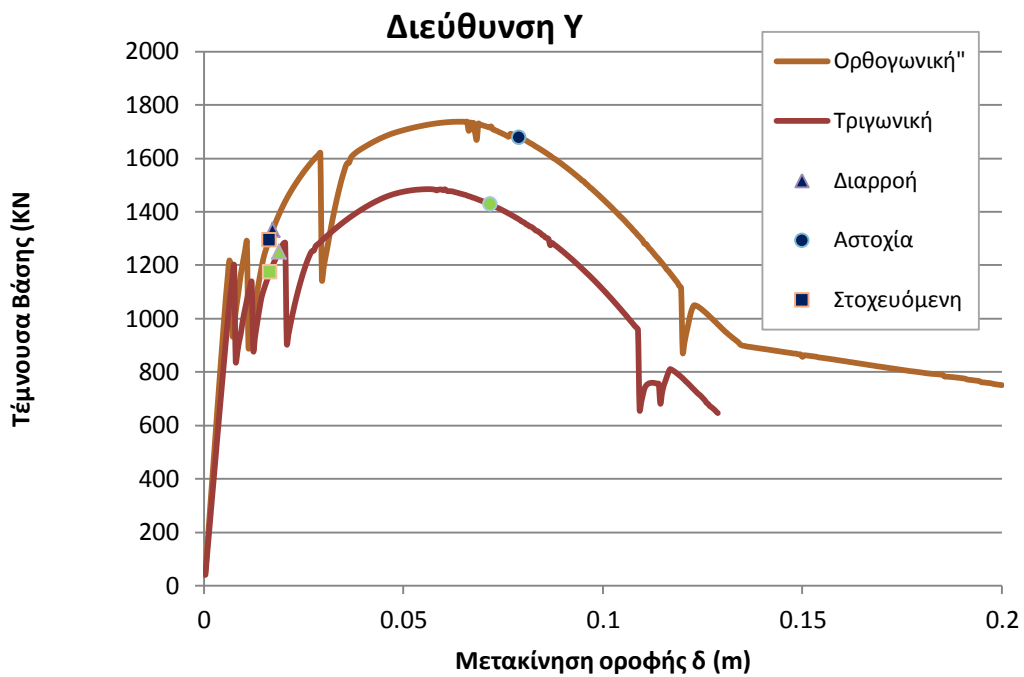
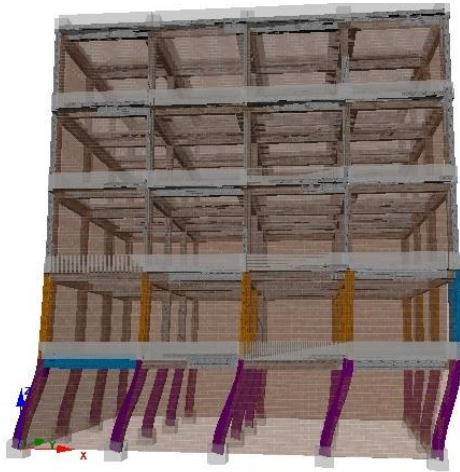


Σχήμα 5.5. Παραμορφωμένος φορέας τοιχοπληρωμένου κτιρίου για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων κατά X και διάγραμμα αντίστασης για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή.



Σχήμα 5.6. Παραμορφωμένος φορέας τοιχοπληρωμένου κτιρίου για τριγωνική κατανομή πλευρικών φορτίων κατά X για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή.

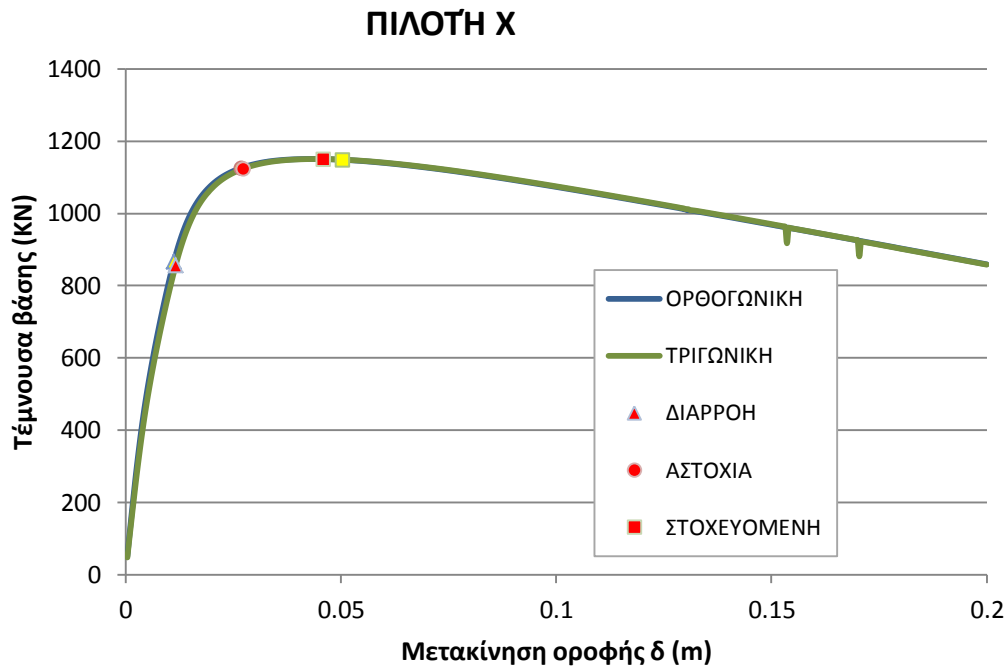
Η συμπεριφορά στη διεύθυνση Y είναι παρόμοια όπως (παραπάνω) στην διεύθυνση X. Υπάρχει η ομοιότητα όπου το κτίριο επαρκεί. Η διαφορά ότι στην διεύθυνση X παρουσιάζεται μεγαλύτερη αντοχή σε τέμνουσα δύναμη (1991 kN, 1979 kN) όμως μικρότερες μετακινήσεις (0.61m, 0.063m), ενώ στη διεύθυνση Y (συγκριτικά με την άλλη) η αντοχή είναι μικρότερη (1668 kN, 1423 kN) και οι μετακινήσεις μεγαλύτερες (0.07, 0.08 m).



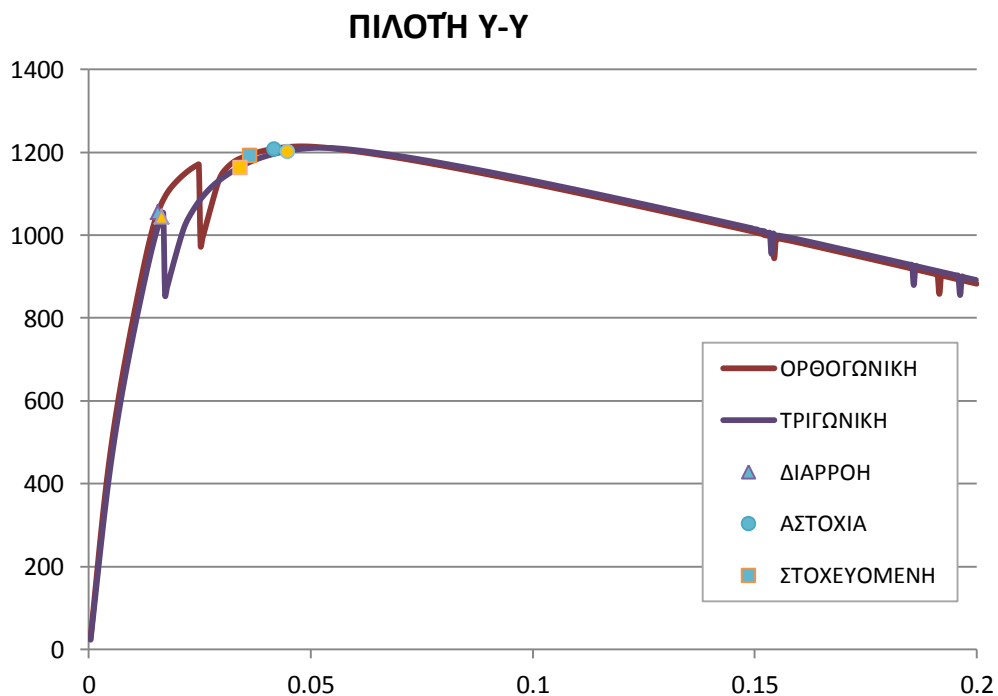
Σχήμα 5.7. Παραμορφωμένος φορέας τοιχοπληρωμένου κτιρίου για ορθογωνική κατανομή πλευρικών φορτίων κατά X και διάγραμμα αντίστασης για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή.

5.4 Κτίριο με πιλοτή

Στην τρίτη κατηγορία, έχουμε την περίπτωση πιλοτής, όπου παρατηρούμε ότι τα δύο διαγράμματα συμπίπτουν μεταξύ τους εφόσον και στις δυο κατανομές φορτίων παρατηρείται ίδια συμπεριφορά. Ακόμη φαίνεται ότι το κτίριο με πιλοτή παρουσιάζει ανεπάρκειες, καθώς η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση αστοχίας.



Σχήμα 5.8. Διάγραμμα αντίστασης κτιρίου με πιλοτή για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή κατά χ.

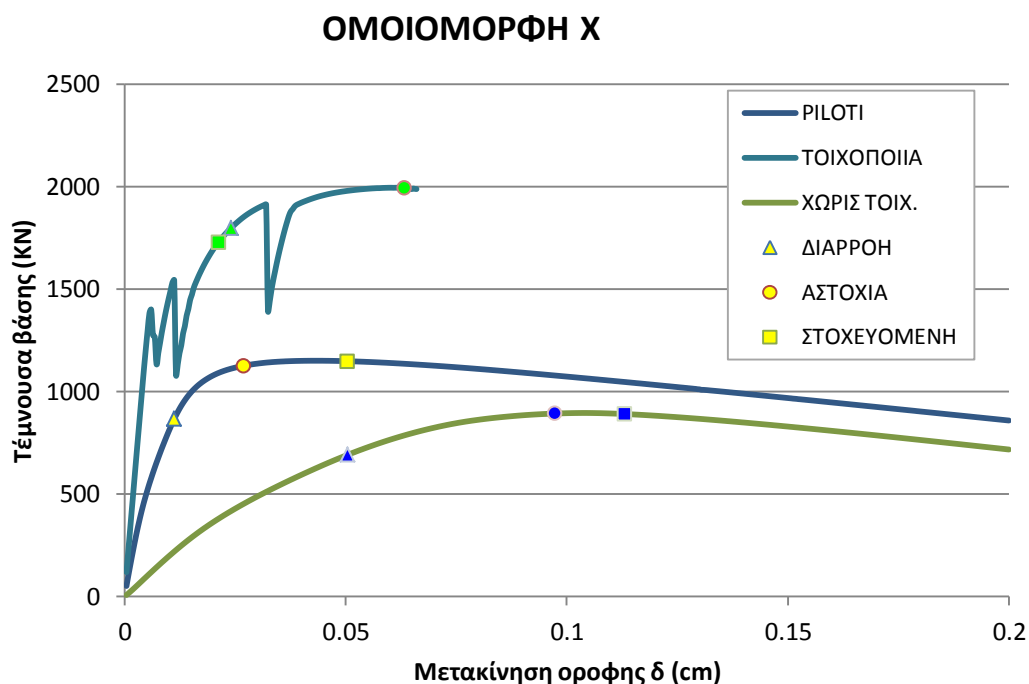


Σχήμα 5.9. Διάγραμμα αντίστασης κτιρίου με πιλοτή για ορθογωνική και τριγωνική κατανομή κατά γ.

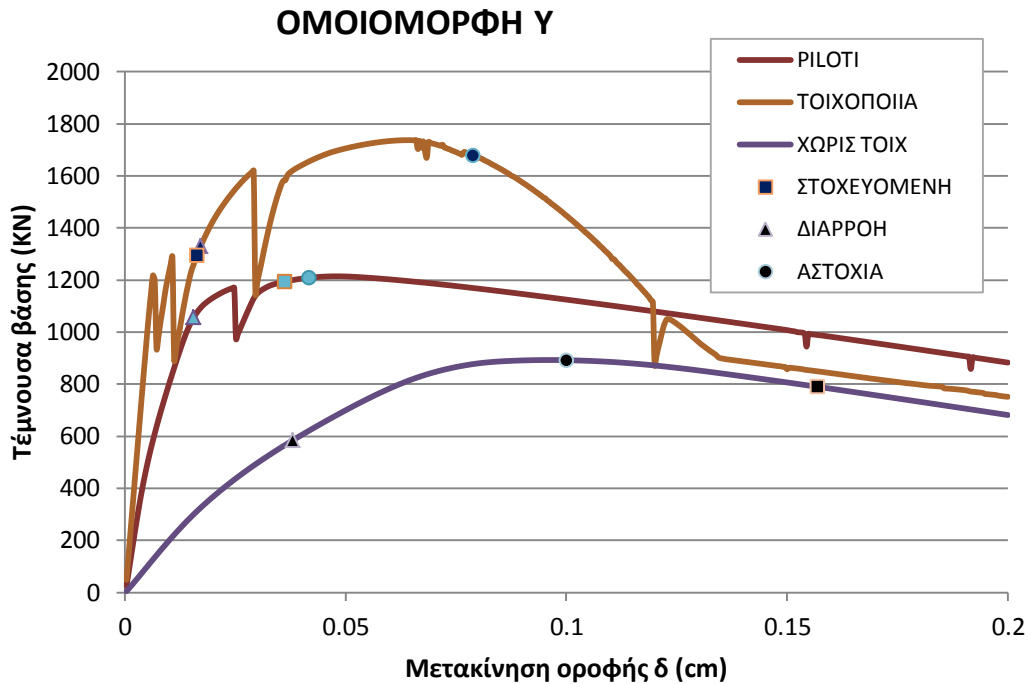
5.5 Συγκριτικά αποτελέσματα

Για να προκύψουν τα τελικά συμπεράσματα τοποθετούνται και οι τρεις περιπτώσεις εξεταζομένων κτιρίων μαζί. Οι διαφορές και οι ομοιότητες μεταξύ του τοιχοπληρωμένου και μη τοιχοπληρωμένου κτιρίου θα αναφερθούν παρακάτω.

Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζονται οι καμπύλες τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής για το γυμνό κτίριο, το κτίριο με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους και το κτίριο με πιλοτή, για ορθογωνική κατανομή της δύναμης στην διεύθυνση Υ. Οι καμπύλες σ' αυτήν την περίπτωση παρουσιάζουν ομοιότητες με την ανάλυση με ορθογωνική κατανομή στην διεύθυνση Χ. Επάρκεια υπάρχει όταν η στοχευόμενη μετακίνηση (η μετακίνηση που υπολογίζεται πως θα έχει το κτίριο σε περίπτωση σεισμού) είναι μικρότερη από την μετακίνηση αστοχίας.

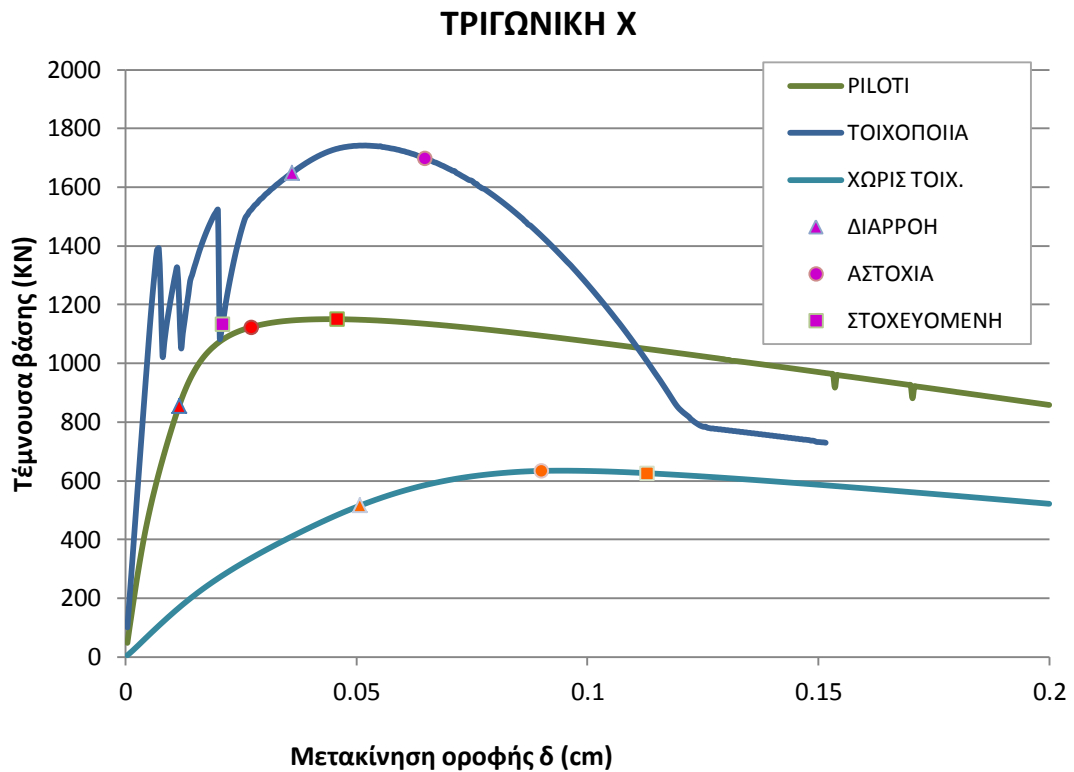


Σχήμα 5.10. Διάγραμμα αντίστασης κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, πλήρως τοιχοπληρωμένο και κτιρίου με πιλοτή για ομοιόμορφη κατανομή κατά χ.

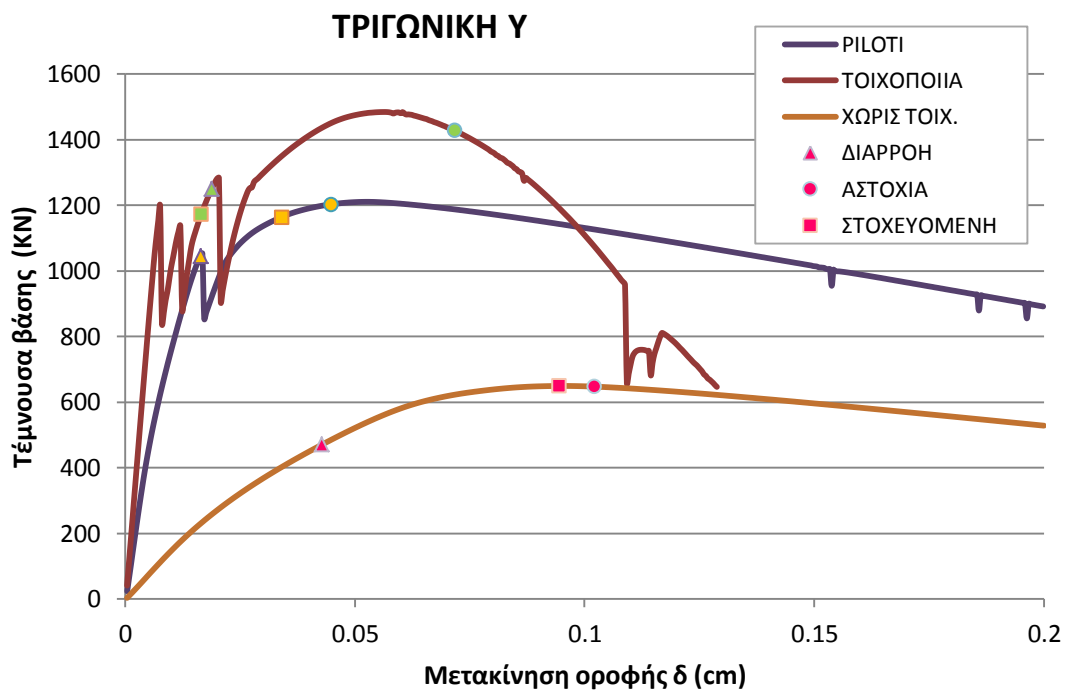


Σχήμα 5.11. Διάγραμμα αντίστασης κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, πλήρως τοιχοπληρωμένο και κτιρίου με πιλοτή για ομοιόμορφη κατανομή κατά γ .

Από την ανελαστική στατική ανάλυση στην διεύθυνση x , για τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων, προκύπτει ότι το τοιχοπληρωμένο παρουσιάζει επάρκεια, ενώ παρουσιάζονται διαφορές στο κτίριο με πιλοτή και στο γυμνό. Στο κτίριο με πιλοτή, όπως και στο γυμνό παρουσιάζεται επάρκεια για την ανάλυση στην διεύθυνση γ ενώ παρουσιάζεται ανεπάρκεια για την ανάλυση στην διεύθυνση x .

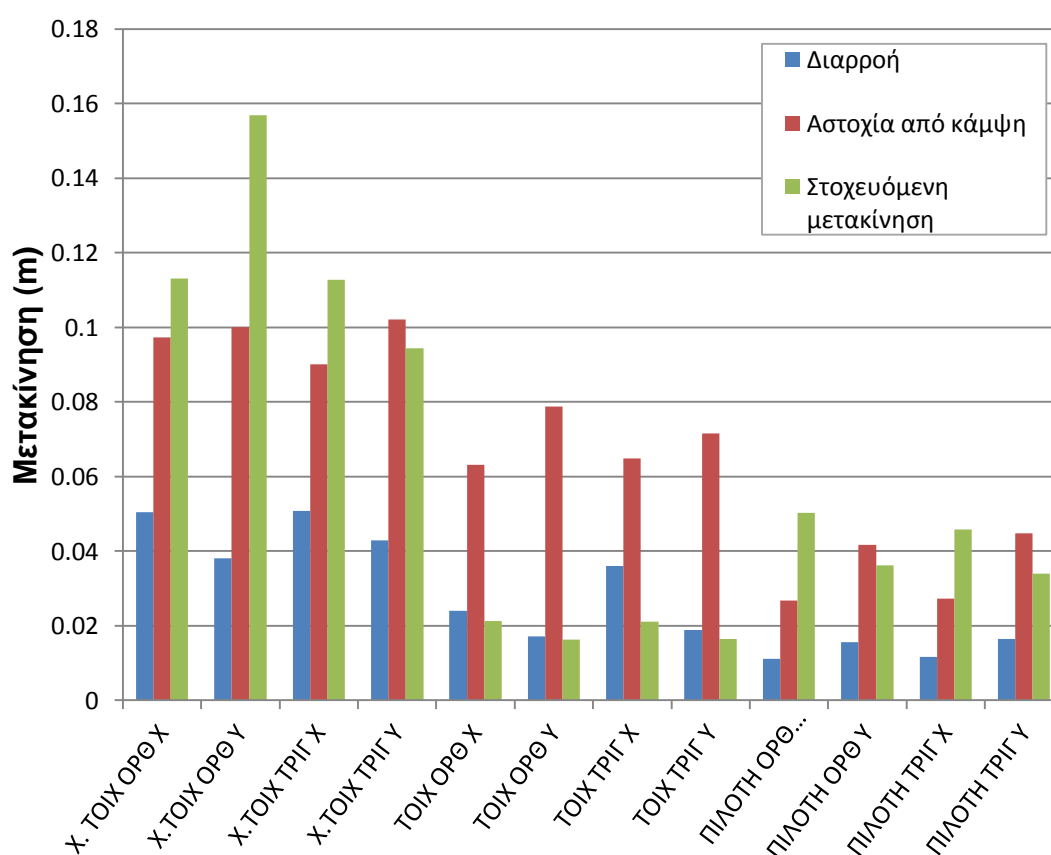


Σχήμα 5.12. Διάγραμμα αντίστασης κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, πλήρως τοιχοπληρωμένο και κτιρίου με πιλοτή για τριγωνική κατανομή κατά x.



Σχήμα 5.13. Διάγραμμα αντίστασης κτιρίου χωρίς τοιχοπληρώσεις, πλήρως τοιχοπληρωμένο και κτιρίου με πιλοτή για τριγωνική κατανομή κατά y.

Παρακάτω παρατίθεται πίνακας με τις μετακινήσεις αστοχίας για όλες τις περιπτώσεις. Επίσης γίνεται σύγκριση μεταξύ της μετακίνησης αστοχίας και της στοχευόμενης μετακίνησης που προκύπτει από την ανελαστική στατική ανάλυση. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις τοποθετήθηκαν σε στήλες ώστε να υπάρξει η συνολική εικόνα για να γίνει ευκολότερη η μεταξύ τους σύγκριση. Από τα παρακάτω αποτελέσματα προκύπτει ότι γενικά την καλύτερη συμπεριφορά την έχει το κτίριο με τοιχοποιία. Γενικά το κτίριο χωρίς τοιχοποιία δεν έχει επαρκή συμπεριφορά σε σεισμική δράση. Αντίθετα, το κτίριο με τοιχοποιία πληροί τα κριτήρια ασφαλείας ενώ το κτίριο με την πιλοτή δεν επαρκεί.



Σχήμα 5.14. Μετακινήσεις διαρροής, αστοχίας και στοχευόμενη μετακίνηση κτιρίων (α) χωρίς τοιχοπληρώσεις, (β) πλήρως τοιχοπληρωμένων και (γ) με πιλοτή για τις δύο κατανομές πλευρικών φορτίων.

Πίνακας 5.1. Σύγκριση μετακινήσεων διαρροής, αστοχίας και στοχευόμενης μετακίνηση για κάθε ανάλυση.

ΑΡΙΘΜΗΣΗ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	ΣΗΜΕΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (m)	ΣΗΜΕΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΑΠΌ ΚΑΜΨΗ	ΣΗΜΕΙΟ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΕΠΑΡΚΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑ
1	Χ. ΤΟΙΧ ΟΡΘ Χ	0,0504	0,0972	0,113	ΌΧΙ
2	Χ.ΤΟΙΧ ΟΡΘ Υ	0,038	0,1	0,1568	ΌΧΙ
3	Χ.ΤΟΙΧ ΤΡΙΓ Χ	0,0508	0,09	0,1128	ΌΧΙ
4	Χ.ΤΟΙΧ ΤΡΙΓ Υ	0,0428	0,102	0,0944	ΝΑΙ
5	ΤΟΙΧ ΟΡΘ Χ	0,024	0,0632	0,0212	ΝΑΙ
6	ΤΟΙΧ ΟΡΘ Υ	0,0172	0,0788	0,0163	ΝΑΙ
7	ΤΟΙΧ ΤΡΙΓ Χ	0,036	0,0648	0,021	ΝΑΙ
8	ΤΟΙΧ ΤΡΙΓ Υ	0,0188	0,0716	0,0165	ΝΑΙ
9	ΠΙΛΟΤΗ ΟΡΘ Χ	0,0112	0,0268	0,0503	ΌΧΙ
10	ΠΙΛΟΤΗ ΟΡΘ Υ	0,0156	0,0416	0,0362	ΝΑΙ
11	ΠΙΛΟΤΗ ΤΡΙΓ Χ	0,0116	0,0272	0,0458	ΌΧΙ
12	ΠΙΛΟΤΗ ΤΡΙΓ Υ	0,0164	0,0447	0,034	ΝΑΙ

5.6 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Αναπτύσσεται φύλλο στο excel για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, με την μέθοδο που περιγράφεται στο προηγούμενο κεφάλαιο. Παρακάτω παρατίθεται ένα φύλλο Excel με τα αποτελέσματα όλων των στοχευόμενων μετακινήσεων για όλες τις περιπτώσεις:

Πίνακας 5.2. Στοχευόμενη μετακίνηση για τα κτίρια (α) χωρίς τοιχοποιία, (β) με τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους και (γ) με πιλοτή.

Pushover analysis	Χωρίς τοιχοποιία				Τοιχοποιία				Piloti			
	Ορθ.		Τριγ.		Ορθ.		Τριγ.		Ορθ.		Τριγ.	
Φορτίο	Ορθ.		Τριγ.		Ορθ.		Τριγ.		Ορθ.		Τριγ.	
Διεύθυνση κατά	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
$\delta_i(m)$	0,1130	0,1568	0,1128	0,0944	0,0212	0,0163	0,0210	0,0165	0,0503	0,0362	0,0458	0,0340
C_0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
C_1	1	1	1	1	1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
C_2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
C_3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
$T_e(sec)$	0,976	0,978	0,975	0,853	0,360	0,316	0,358	0,317	0,554	0,470	0,529	0,455
$S_e(T)$ (m/sec^2)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
T (sec)	0,884	0,884	0,884	0,884	0,348	0,348	0,348	0,348	0,469	0,469	0,469	0,469
$T_c(sec)$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
$K_e(kN/m)$	15687	15627	11789	12178	257278	197527	2E+05	2E+05	89671	72463	82642	82174
$K_o(kN/m)$	19128	19125	14348	11345	274725	162475	2E+05	1E+05	125049	72741	1E+05	77438
$V_y(kN)$	886,3	895,96	634,64	649,5	1543,7	1218,1	1392	1198	1150,8	1147	1150	1053
$0,6V_y(kN)$	531,8	537,58	380,78	389,7	926,2	730,85	835,6	718,6	690,47	688,4	690,1	631,9
$\delta_e(m)$	0,034	0,0344	0,0323	0,032	0,0036	0,0037	0,004	0,004	0,0077	0,01	0,008	0,008
$V_o(Kn)$	15,3	15,3	11,335	9,076	219,78	129,98	185,7	109,6	100,04	880,2	336	61,95
$\delta_o(m)$	8E-04	0,0008	0,0008	8E-04	0,0008	0,0008	8E-04	8E-04	0,0008	0,012	0,003	8E-04

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 Συμπεράσματα

Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων εκτιμήθηκε με τα αποτελέσματα των αναλύσεων των εξεταζόμενων κτιρίων Συγκεκριμένα στη παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές στατικές αναλύσεις διαδοχικά σε 12 περιπτώσεις. Εξετάστηκε ένα πενταώροφο κτίριο χωρίς τοιχοπληρώσεις, το ίδιο κτίριο πλήρως τοιχοπληρωμένο και τέλος το κτίριο με πιλοτή. Για κάθε περίπτωση πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές στατικές αναλύσεις για δύο κατανομές πλευρικών φορτίων (ορθογωνική και τριγωνική) στις δύο διευθύνσεις x και y . Οι αναλύσεις εκπονήθηκαν με το λογισμικό Seismostruct. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας ενώ οι τοιχοποιίες προσομοιώθηκαν με διαγώνιους θλιπτήρες.

Από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις υπολογίσθηκε η ικανότητα της κατασκευής και η σεισμική απαίτηση. Από τη μεταξύ τους σύγκριση προκύπτει αν το κτίριο είναι επαρκές για δεδομένη σεισμική ένταση.

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Στην περίπτωση του κτιρίου χωρίς τοιχοποιία παρουσιάζονται σημαντικές ανεπάρκειες και ψαθυρές αστοχίες.
- Τα πλαίσια με τοιχοπληρώσεις εμφανίζουν καλύτερη συμπεριφορά. Παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή και η μετακίνηση αστοχίας είναι μεγαλύτερη από την στοχευόμενη μετακίνηση.
- Το κτίριο με πιλοτή εμφανίζει την δυσμενέστερη συμπεριφορά καθώς η ανελαστικότητα συγκεντρώνεται στο ισόγειο δημιουργώντας αστοχία μαλακού ορόφου.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η συνεισφορά των τοίχων πλήρωσης είναι σημαντική και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Στην περίπτωση παρουσίας ακανονικότητας της τοιχοποιίας (π.χ. πιλοτή) η συμπεριφορά είναι δυσμενής και πρέπει να αποφεύγεται.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- ΟΑΣΠ- ΚΑΝ.ΕΠΕ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ 1^η αναθεώρηση Ιούλιος 2013.
- Χρήστος Γ. Καραγιάννης «Σχεδιασμός συμπεριφορά κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού», Εκδόσεις Σοφία
- Ρεπαπής Κ., «Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενων και νέων κτιρίων ωπλισμένου σκυροδέματος», Διδακτορική διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα 2007.
- Ρεπαπής Κ., «Εκτίμηση συμπεριφοράς υφιστάμενων κτιρίων από Ω.Σ με χρήση Δυναμικών αναλύσεων αυξανόμενης έντασης»
- Seismosoft (2014),- Seismostruct 6.6., User Manual.
- Χρύσα Κοντού «Επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην σεισμική συμπεριφορά κτιρίων ωπλισμένου σκυροδέματος». 2011
- Αντωνόπουλος, Θ.Α.«Σεισμική συμπεριφορά παλαιών κτιρίων με pilotis και πρακτικές προτάσεις βελτίωσής της», Μεταπτυχιακή εργασία, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2008.
- Crisafulli FJ, Carr AJ (2007) Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. Bull. NZ Soc. Earthq. Eng. 40(2): 69–77
- Crisafulli FJ (1997) Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. Ph.D. Thesis, University of Canterbury, New Zealand.