

ΑΝΩΤΑΤΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΕΙΡΑΙΑ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ
ΠΑΡΑΚΕΙΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ Ω.Σ.



ΦΟΙΤΗΤΕΣ: ΔΟΥΚΑ ΜΕΤΑΞΙΑ (Α.Μ:34978)

ΚΟΥΤΡΗΣ ΒΑΣΙΛΕΙΟΣ (Α.Μ:37619)

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΡΕΠΑΠΗΣ ΚΩΝ/ΝΟΣ

ΠΕΙΡΑΙΑΣ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2016

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η.....ΔΟΥΚΑ ΜΕΤΑΞΗ....., του
ΧΡΙΣΤΙΝΟΥ φοιτητής του Τμήματος.....ΠΟΛΙΤΙΚΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΕΡΓΟΥ.....

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

29/2/16.

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/η κάτωθι υπογεγραμμένος/η Κούτρης Βασιλείος, του
Αντωνίου φοιτητής του Τμήματος Πολιτικών Δοξικών Έργων

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 26-2-2016

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το θέμα της πτυχιακής μας εργασίας είναι «Η αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών κατά τη σεισμική διέγερση». Στην επιλογή του θέματος μας ώθησε το γεγονός ότι ο έλεγχος δύο κατασκευών ξεχωριστά σε σεισμό είναι τελείως διαφορετικός από τον έλεγχο των ιδίων κατασκευών όταν βρίσκονται σε επαφή. Είναι ευρέως γνωστό ότι η Ελλάδα είναι μία χώρα σεισμογενής και, παρότι έχουν γίνει τόσες καταγραφές σεισμών και των αποτελεσμάτων τους, τόσο σε ανθρώπινες απώλειες όσο και σε υλικές καταστροφές, είναι ελάχιστες έως μηδαμινές οι αναφορές των καταστροφών που οφείλονται στη σύγκρουση των παρακείμενων κατασκευών.

Για το λόγο αυτό, επιλέξαμε να μελετήσουμε εμείς τι πραγματικά συμβαίνει στην περίπτωση αυτή. Κινητήριος δύναμη στάθηκε ο καθηγητής μας κύριος Κωνσταντίνος Ρεπαπής, ο οποίος με την πολύτιμη βοήθειά του μας προέτρεψε να συγγράψουμε την εργασία αυτή. Στην εύρεση στοιχείων συνετέλεσε τόσο το επιστημονικό έγγραφο υλικό της βιβλιοθήκης της σχολής του Ανώτατου Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πειραιά όσο και το διαδίκτυο με τις αμέτρητες πληροφορίες τις οποίες μπορέσαμε να αντλήσουμε.



ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
1.1. Διατύπωση προβλήματος.....	6
1.2. Σκοπός εργασίας.....	8
1.3. Διάρθρωση εργασίας.....	8
2. ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	11
2.1. Το πρόβλημα των παρακείμενων κατασκευών.....	11
2.1.1. Εισαγωγή.....	11
2.1.2. Οι προ του 1984 κατασκευές.....	12
2.1.3. Οι μετά το 1984 κατασκευές.....	14
2.1.4. Συμπέρασμα.....	15
2.2. Αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών.....	16
2.2.1. Εισαγωγή.....	16
2.2.2. Διερεύνηση αλληλεπίδρασης σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος.....	19
2.2.3. Αλληλεπίδραση με ίσο ύψος ορόφων.....	21
2.2.4. Αλληλεπίδραση με διαφορετικές στάθμες ορόφων.....	21
2.2.5. Σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού.....	22
2.2.6. Συστάσεις κανονισμών.....	24
2.2.6.1. Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης.....	24
2.2.6.1.1. Απαιτήσεις συμπεριφοράς και αντίστοιχες σεισμικές δράσεις.....	24
2.2.6.1.2. Κριτήρια συμμόρφωσης στις απαιτήσεις συμπεριφοράς.....	26
2.2.6.2. Σεισμικός αρμός.....	28
2.2.6.2.1. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ-2000).....	28
2.2.6.2.2. Ευρωκώδικας 8 (EC8).....	30
2.3. Επιρροή τοιχοποιίας πλήρωσης.....	32
2.3.1. Η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συμπαγών ή με ανοίγματα.....	33
2.3.2. Προσομοίωση της τοιχοποιίας πλήρωσης.....	36
2.3.3. Συμπεράσματα.....	37
2.4. Κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων.....	39
2.4.1. Βασικές μορφές απόκρισης και αστοχίας κόμβων.....	40
2.4.2. Επιρροή πυλωτής.....	40
2.4.3. Αποτελέσματα.....	41
3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	43
3.1. Εισαγωγή.....	43
3.2. Ελαστικές μέθοδοι.....	45
3.2.1. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση.....	45
3.2.2. Ελαστική δυναμική ανάλυση (φασματική ή χρονοϊστορίας).....	49
3.3. Ανελαστικές μέθοδοι.....	52
3.3.1. Στατική ανελαστική ανάλυση (PUSHOVER).....	52
3.3.2. Ανελαστική δυναμική μέθοδος («εν χρόνω ολοκλήρωση»).....	56
3.4. Κατηγορίες πλαστιμότητας [EC8 §5.2.1].....	59
3.5. Στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή ενίσχυση.....	60
3.5.1. Τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m.....	62
3.6. Ικανοτικός σχεδιασμός.....	63
3.7. Η ανίσωση ασφάλειας.....	63

4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ.....	65
4.1. Το πρόγραμμα ETABS.....	65
4.2. Δεδομένα- Περιγραφή κτιρίου.....	65
4.2.1. Ξυλότυπος τριωρόφου.....	67
4.2.2. Ξυλότυπος επταωρόφου	68
5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	72
5.1. El Centro	72
5.1.1. Μετατοπίσεις υποστυλωμάτων.....	72
5.1.2. Σύγκρουση κτιρίων.....	76
5.1.3. Ροπές υποστυλωμάτων.....	76
5.1.4. Τέμνουσες δυνάμεις.....	81
5.1.5. Επιρροή τοιχοποιίας	88
5.2. Kobe.....	96
5.2.1. Μετατοπίσεις υποστυλωμάτων.....	96
5.2.2. Σύγκρουση κτιρίων.....	100
5.2.3. Ροπές υποστυλωμάτων.....	100
5.2.4. Τέμνουσες δυνάμεις.....	107
5.2.5. Επιρροή τοιχοποιίας	115
5.3. Aigio.....	123
5.3.1. Μετατοπίσεις υποστυλωμάτων.....	123
5.3.2. Σύγκρουση κτιρίων.....	127
5.3.3. Ροπές υποστυλωμάτων.....	127
5.3.4. Τέμνουσες δυνάμεις.....	133
5.3.5. Επιρροή τοιχοποιίας.....	141
5.4. Ποσοστιαίες μεταβολές εντατικών μεγεθών ανά σεισμό.....	147
6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	152
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	154
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	157



1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Ο ελληνικός χώρος διακρίνεται για τη μεγάλη σεισμικότητά του επειδή βρίσκεται στα όρια επαφής και σύγκλισης της Ευρασιατικής πλάκας με την Αφρικανική. Από άποψη σεισμικότητας η Ελλάδα κατέχει -σύμφωνα με στατιστικά στοιχεία - την πρώτη θέση στη Μεσόγειο και την Ευρώπη αλλά και σε παγκόσμιο επίπεδο την έκτη θέση, μετά την Ιαπωνία, Νέες Εβρίδες, Περού, νησιά Σολομώντα και Χιλή. (ΟΑΣΠ, 2015)

Τα θύματα που έχει θρηνήσει από σεισμούς η Ελλάδα τα τελευταία 25 χρόνια φτάνουν τα 260, ενώ οι άμεσες και έμμεσες ζημιές υπερβαίνουν οικονομικά τα 2-3 δισεκατομμύρια ευρώ. Σε σύγκριση με άλλες χώρες που έχουν πληγεί από σεισμούς, οι συνέπειες μπορούν να θεωρηθούν μικρές, αλλά οι σεισμοί που τις προκάλεσαν ήταν σχετικά μικροί και ασθενέστεροι από τους μέγιστους αναμενόμενους.

Η πρώτη βασική τροποποίηση του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1954 - ο οποίος είχε συνταχθεί με γνώσεις της δεκαετίας 1920-30- έγινε το 1984, μετά από τους σεισμούς που έπληξαν τη χώρα. Η απουσία μέχρι τότε ισχυρών σεισμών, δεν είχε δώσει την ευκαιρία να αποκαλυφθούν οι εγγενείς αδυναμίες των κανονιστικών διατάξεων και των πρακτικών σχεδιασμού δόμησης. Οι οικοδομές που είχαν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν το 1984 (πριν την τροποποίηση του Α.Κ.), συμπεριλαμβανομένων και αυτών της έντονης ανοικοδόμησης που επικράτησε κατά την δεκαετία του '60 και '70 κυρίως στα μεγάλα αστικά κέντρα, αποτελούν περίπου το 70% του δομικού πλούτου της χώρας και υστερούν σημαντικά από πλευράς σεισμικής επάρκειας σε σχέση με τα σύγχρονα κτίρια. (Μαραγκός και Παγουλάτος, 2011)

Σε μια τόσο σεισμογενή χώρα, ο μελετητής μηχανικός θα πρέπει να δίνει μεγάλη έμφαση στη θωράκιση των κατασκευών έναντι οριζόντιων δράσεων. Τα νέα κτίρια τα οποία έχουν χτιστεί βάσει των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, αποδείχθηκε στους πρόσφατους σεισμούς ότι έχουν καλύτερη και ασφαλέστερη συμπεριφορά από ό,τι τα παλαιότερα. Τα δεύτερα είναι αυτά που αποτελούν την πλειοψηφία και έχουν τη μεγαλύτερη επικινδυνότητα σε ενδεχόμενο σεισμό. Ο

σχεδιασμός των κτιρίων αυτών δεν έχει γίνει έτσι ώστε να παραλαμβάνουν σεισμικές δράσεις ή σχεδιάστηκαν για να παραλαμβάνουν δράσεις πολύ μικρότερου μεγέθους από αυτές που καλούνται να αναλάβουν. Επιπλέον, σε πολλές περιπτώσεις έχουν ένα δομικό σύστημα, το οποίο καθιστά δυσμενέστερη τη σεισμική τους συμπεριφορά. Πολλά από αυτά τα κτίρια έχουν μεγάλη αντικειμενική, εμπορική, λειτουργική ή και πολιτιστική αξία. Η χρονική περίοδος που μελετήθηκε και κατασκευάστηκε κάποιο κτίριο, αποτελεί σημαντικό στοιχείο για μια πρώτη εκτίμηση της αντισεισμικής του επάρκειας, αφού αντανακλά τον ισχύοντα τότε αντισεισμικό κανονισμό, την ποιότητα των υλικών και την αντισεισμική τεχνολογία που χρησιμοποιήθηκε. Όμως δεν είναι αρκετό γιατί υπεισέρχονται πολλές επιπλέον παράμετροι. Για να αποτιμηθεί η φέρουσα αντισεισμική ικανότητα μιας κατασκευής, αλλά και το νέο επίπεδο αντισεισμικής ενίσχυσής της, απαιτείται η εφαρμογή εξελιγμένων (μη-γραμμικών) μεθοδολογιών αντισεισμικού ελέγχου, καθώς και η τεκμηρίωση των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών (**Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών Ερευνητικό και Τεχνολογικό**)

Έχει καταγραφεί ότι σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμικών δονήσεων σε μεγάλες πόλεις και πυκνοκατοικημένες αστικές περιοχές, η αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών αποτελεί συχνή αιτία πρόκλησης βλαβών και, σε πολλές περιπτώσεις, καταρρεύσεων. Οι σύγχρονοι κανονισμοί προβλέπουν σεισμικούς αρμούς πλήρους διαχωρισμού μεταξύ των παρακείμενων κατασκευών προκειμένου να αποφεύγεται το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης των κατασκευών. Το εύρος του σεισμικού αρμού εξαρτάται από τις αναμενόμενες μέγιστες μετατοπίσεις των κατασκευών ($\Delta = q \cdot \Delta_{ελ}$). Ο αντισεισμικός αρμός πρέπει να είναι κενός και να μη να διακόπτεται από γέφυρες επαφής ώστε να υπάρχει ελεύθερη ταλάντωση των γειτονικών δομικών έργων ή δομικών στοιχείων. (Παπαϊωάννου, 1999). Ωστόσο αυτό δεν εφαρμόζεται πάντα. Συχνά συμβαίνει η απόσταση μεταξύ των κτιρίων να είναι ανεπαρκής σε σχέση με όσα προβλέπουν οι σύγχρονοι κανονισμοί, με αποτέλεσμα την ανελαστική απόκριση των κατασκευών με μεγάλες μετατοπίσεις κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων. (Κοσμόπουλος, 2005)

Σημαντικοί παράγοντες της μη εφαρμογής μεγάλων αρμών διαχωρισμού είναι, το υψηλό κόστος της γης στα μεγάλα αστικά κέντρα και το μικρό μέγεθος των οικοπέδων. Επιπλέον, στο κέντρο των πόλεων το σύστημα δόμησης είναι συνεχές και τα υφιστάμενα κτίρια παλαιά και σχεδιασμένα σύμφωνα με παλαιούς κανονισμούς. Πρέπει να αναφέρουμε ότι δεν λαμβάνονται πάντα υπόψη και σημαντικοί παράγοντες

για τη συμπεριφορά πολυώροφων κατασκευών όπως η ύπαρξη συμπαγών τοιχοπληρώσεων ή με ανοίγματα. (Καραγιάννης και Φαββάτα, 2007)

1.2. ΣΚΟΠΟΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Σκοπός της εργασίας είναι να μελετήσουμε λεπτομερώς δύο παρακείμενες κατασκευές κατά τη διάρκεια διαφόρων σεισμικών διεγέρσεων. Η μελέτη αυτή επικεντρώνεται στις διαφορές των μετατοπίσεων των ορόφων των δύο αυτών κατασκευών όταν βρίσκονται σε επαφή και όταν βρίσκονται μόνες τους. Με ποιους τρόπους μπορούμε να επέμβουμε σε υπάρχουσες κατασκευές, σε κατασκευές όπου τα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί είναι διαφορετικά ή ακόμη και όταν τα υλικά είναι ίδια αλλά αλλάζουν οι κανονισμοί με τους οποίους έχουν ανεγερθεί τα κτίρια. Τι οφείλουμε να λάβουμε υπόψη μας όταν έχουμε σκοπό να ολοκληρώσουμε μια κατασκευή δίπλα σε μία υπάρχουσα ώστε να συμπεριφερθεί ομαλά και με ασφάλεια όχι μόνο ως μονάδα αλλά και ως σύνολο με την διπλανή κατασκευή. Αυτά λοιπόν είναι τα κύρια ερωτήματα που μας απασχολούσαν και τα οποία καλούμαστε να αντιμετωπίσουμε και να διερευνήσουμε.

1.3. ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Στο πρώτο Κεφάλαιο της εργασίας γίνεται αναφορά στο πρόβλημα της ύπαρξης στη χώρα μας ενός σημαντικού αριθμού υφισταμένων κατασκευών με ανεπαρκή αντισεισμικό σχεδιασμό καθώς και η σημασία των όρων «σεισμικός αρμός» και «αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών». Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο σκοπός της παρούσας εργασίας και έπειτα η διάρθρωση της εργασίας και τα κεφάλαια που θα ακολουθήσουν.

Στο δεύτερο Κεφάλαιο γίνεται μια βιβλιογραφική ανασκόπηση των παραγόντων επιρροής της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αναφέρεται η αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών τόσο με διαφορετικό ύψος ορόφων όσο και με ίσο ύψος ορόφων. Κατόπιν γίνεται αναφορά στη σημασία του σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού, στους στόχους αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας και της ενίσχυσης σύμφωνα με τους σύγχρονους

κανονισμούς (Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 και ΚΑΝΕΠΕ). Επίσης, αναφέρονται οι στάθμες επιτελεστικότητας κατά το σεισμό, σύμφωνα με τους κανονισμούς, η ανίσωση ασφαλείας που ισχύει κατά περίπτωση για τη σεισμική «ζήτηση» και τη σεισμική «ικανότητα», και οι συντελεστές ασφαλείας που ισχύουν για τα υλικά, τις μεθόδους ανάλυσης, την αξιοπιστία των διαθέσιμων δεδομένων κλπ. Επίσης αναφέρεται η επιρροή των τοιχοποιιών πλήρωσης και οι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων.

Στο τρίτο Κεφάλαιο γίνεται μια αναφορά στη χρήση των επιταχυνσιογράφων για την αποτίμηση της απόκρισης μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια σεισμού. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η αλματώδης αύξηση της χρήσης των προσομοιωμάτων και οι νέες διαθέσιμες μέθοδοι αναλυτικής αποτίμησης. Αναφέρονται οι ελαστικές μέθοδοι με δείκτη συμπεριφοράς q και με τοπικούς δείκτες m , η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover), Περιγράφεται η δυναμική μέθοδος «εν χρόνω ολοκλήρωση», καθώς και οι έννοιες του εύρους εφαρμοσιμότητας, της ελαστιμότητας και των κατηγοριών της, του ικανοτικού σχεδιασμού, και της ανίσωσης ασφαλείας.

Στο τέταρτο Κεφάλαιο παρουσιάζεται συνοπτικά το υπολογιστικό εργαλείο ETABS 2015 που χρησιμοποιήθηκε για τη διεξαγωγή των αναλύσεων, γραμμικών ελαστικών, ιδιομορφικών, δυναμικών φασματικών, μη-γραμμικών στατικών (pushover) και μη-γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας. Στη συνέχεια γίνεται η περιγραφή των κτιρίων και παρουσιάζονται τα δεδομένα, αναλύονται οι μαθηματικές σχέσεις που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των μελών οπλισμένου σκυροδέματος και την ποσοτικοποίηση των μεγεθών έντασης και παραμόρφωσης κατά τη διαδικασία τριών διαφορετικών σεισμικών δονήσεων. Παρουσιάζονται τα μοντέλα και οι σεισμικές φορτίσεις που χρησιμοποιούνται και γίνεται η αναλυτική παρουσίαση των προσομοιώσεων και των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα ETABS 2015.

Στο πέμπτο Κεφάλαιο παρατίθενται και αναλύονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων ως προς τις μετατοπίσεις υποστυλωμάτων, τη σύγκρουση κτιρίων, τις ροπές υποστυλωμάτων και τις τέμνουσες δυνάμεις ενός τριώροφου και ενός επτάροφου κτιρίου όταν αλληλεπιδρούν υπό την επήρεια τριών σεισμών (El Centro, Kobe και Aigio). Όπως επίσης και η επιρροή της τοιχοποιίας πλήρωσης σε μορφή πινάκων (οι ποσοστιαίες μεταβολές των τιμών των μετατοπίσεων, των τεμνουσών και των ροπών).

Τέλος, στο έκτο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα τα οποία προκύπτουν από την εφαρμογή των μεθόδων και διαδικασιών σεισμικής αποτίμησης.

Στο τέλος της εργασίας προστέθηκε ένα Παράρτημα, στο οποίο περιλαμβάνονται διάφορες γενικές έννοιες που αφορούν το φαινόμενο του σεισμού, των χαρακτηριστικών του, καθώς και πληροφορίες για τους τρεις σεισμούς, η δράση των οποίων χρησιμοποιήθηκε στην προσομοίωση του πέμπτου κεφαλαίου.



2. ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

2.1. ΤΟ ΠΡΟΒΛΗΜΑ ΤΩΝ ΠΑΡΑΚΕΙΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1.1. Εισαγωγή

Ο τρόπος με τον οποίο τοποθετείται ένα κτίριο στο οικοπέδο προσδιορίζεται από το «σύστημα δόμησης». Τα συστήματα δόμησης είναι:

- Συνεχές Σύστημα Δόμησης
- Ασυνεχές Σύστημα Δόμησης
- Πανταχόθεν Ελεύθερο Σύστημα Δόμησης
- Σύστημα Ελεύθερης Δόμησης
- Μικτό Σύστημα Δόμησης
- Σύστημα Πτερύγων

Στα περισσότερα αστικά κέντρα το μέγεθος των οικοπέδων είναι μικρό και το κόστος της γης μεγάλο και συνήθως γίνεται προσπάθεια να αξιοποιείται ο ελεύθερος οικοδομήσιμος χώρος κατά το μέγιστο δυνατό. Για το λόγο αυτό, το σύστημα δόμησης που εφαρμόζεται στα μεγάλα αστικά κέντρα είναι το συνεχές. (Οικονόμου, 2003)

Σύμφωνα με το συνεχές σύστημα δόμησης κατά κανόνα το κτίριο τοποθετείται σε επαφή με την οικοδομική γραμμή (ταύτιση Ο.Γ.-Ρ.Γ.) και με τα πλάγια όρια. Με τον τρόπο αυτό, τα κτίρια παρουσιάζουν μια συνεχή πρόσοψη στον δρόμο και ένα συμπαγή όγκο στο οικοδομικό τετράγωνο με εσωτερικούς ακάλυπτους χώρους, σε επαφή με το πίσω όριο ή, αν είναι γωνιακό οικόπεδο στην αντιδιαμετρική θέση της γωνίας (Χατζοπούλου-Τζίκα, 2000).

Με το συνεχές σύστημα δόμησης έχει οικοδομηθεί η συντριπτική πλειοψηφία των κτιρίων στα μεγάλα ελληνικά αστικά κέντρα μετά το 1950 και πολλά από τα κτίρια είναι σχεδιασμένα με βάση τους παλαιούς κανονισμούς.

Σε μια ιδιαίτερα σειсмоγενή περιοχή του κόσμου, όπως η Ελλάδα, κύριο μέλημα του μελετητή μηχανικού είναι η θωράκιση των κατασκευών έναντι οριζόντιων δράσεων. Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν φτάσει ένα πολύ καλό επίπεδο, με αποτέλεσμα τα νέα κτίρια, όπως έδειξαν οι πρόσφατοι σεισμοί, να

έχουν ξεκάθαρα καλύτερη (και ασφαλέστερη) συμπεριφορά σε σχέση με τα παλαιότερα. Είναι αυτά όμως τα παλαιότερα κτίρια που αποτελούν την μεγάλη πλειοψηφία (της τάξης του 70%) του οικιστικού πλούτου της χώρας (στη συντριπτική τους πλειοψηφία κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος), και κατά συνέπεια και τη μεγαλύτερη πηγή κινδύνου από το σεισμό. Ακόμα πιο επιβαρυντικά, στο ότι τα κτίρια αυτά είτε δεν έχουν σχεδιαστεί να παραλαμβάνουν σεισμικές δράσεις, είτε ότι έχουν σχεδιαστεί να παραλαμβάνουν πολύ μικρότερου μεγέθους δράσεις από αυτές που θα κληθούν να αναλάβουν, δρα το γεγονός ότι πολλές φορές το δομικό τους σύστημα είναι τέτοιο που καθιστά την σεισμική συμπεριφορά τους ακόμα πιο δυσμενή. (Κοσμόπουλος, 2005)

2.1.2. Οι προ του 1984 κατασκευές

Το 1959 ο πρώτος Αντισεισμικός Κανονισμός εισήγαγε στην Ελλάδα τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Μέχρι τότε, μόνο σε ορισμένες πολύ σεισμικές περιοχές της Ελλάδας, όπως τα Επτάνησα, υπήρχε κάποια εμπειρική παράδοση Αντισεισμικής Τεχνολογίας και κάποια στοιχεία αντισεισμικής προστασίας σε ορισμένους τύπους κατασκευών. Ακόμη και μετά τη θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959, οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν σύμφωνα με αυτόν – και κυρίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, δεν διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 εισήχθη όμως η απαίτηση υπολογισμού και διαστασιολόγησης για οριζόντιες δυνάμεις ανάλογες των μαζών της κατασκευής και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων αυτών ανάλογα με τη θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Ο Κανονισμός του 1954 παρέμεινε σε ισχύ για τη διαστασιολόγηση του Οπλισμένου Σκυροδέματος. Ο συγκεκριμένος κανονισμός ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 και δεν περιελάμβανε διατάξεις για κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα. Ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν μόνο κατακόρυφα φορτία.

Η αντίληψη της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος. Για το λόγο αυτό, τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης

των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Συνήθως χαρακτηρίζονταν από όπλιση των πλακών μόνο στη μία οριζόντια διεύθυνση και στήριξή τους σε δοκούς παράλληλες στην άλλη διεύθυνση, με αποτέλεσμα το κτίριο να διαθέτει σαφές πλαισιακό σύστημα μόνο στη μία διεύθυνση ενώ στην άλλη τα υποστυλώματά του να λειτουργούν ουσιαστικά σαν κατακόρυφοι πρόβολοι. Πολύ συχνά επίσης η θέση των δοκών και των υποστυλωμάτων καθοριζόταν απόλυτα από την αρχιτεκτονική διάταξη, με αποτέλεσμα το δομικό σύστημα να κυριαρχείται από έμμεσες στηρίξεις δοκών επί άλλων δοκών και να χαρακτηρίζεται από σχεδόν πλήρη απουσία πλήρων πλαισίων.

Δομικά συστήματα με τα παραπάνω χαρακτηριστικά μπορεί να είναι επαρκή για τη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στο έδαφος, έχουν όμως προβληματική σεισμική συμπεριφορά και απαιτούν αρκετά προσεκτική και αξιόπιστη μαθηματική προσομοίωση και χρήση μεθόδων (κατά προτίμηση δυναμικής) ανάλυσης κατασκευών στο χώρο με H/Y. Ελλείψει όμως κατάλληλων υπολογιστικών μεθόδων και εργαλείων, είχε επικρατήσει τότε στην Ελληνική μελετητική πρακτική ένας προσεγγιστικός τρόπος υπολογισμού της σεισμικής έντασης στα μέλη του δομικού συστήματος (ανάλογα με τις ελαστικές δυσκαμψίες τους, θεωρώντας τα πακτωμένα στις στάθμες των ορόφων), ο οποίος οδηγούσε σε λανθασμένη εκτίμηση της κατανομής της σεισμικής τέμνουσας ορόφου στα μέλη, υποεκτιμώντας ή υπερεκτιμώντας την κατά περίπτωση.

Οι επιπτώσεις των αστοχιών του προσομοιώματος και του τρόπου ανάλυσης που χρησιμοποιούνταν για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος μετά το 1959 θα μειωνόταν ουσιαστικά αν τα μέλη διέθεταν μεγάλη τοπική πλαστιμότητα, που θα επέτρεπε την ανακατανομή της σεισμικής έντασης από τα περισσότερο βεβαρημένα σημεία στα λιγότερο. Όμως τα κτίρια που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν με τον Κανονισμό του 1959 εκτιμάται ότι διαθέτουν τοπική πλαστιμότητα που ισοδυναμεί περίπου με συντελεστή συμπεριφοράς μεταξύ 1.5 και 2.0. Το συμπέρασμα είναι ότι, εκτός αν διαθέτουν σημαντικές υπεραντοχές, π.χ. λόγω καλής ποιότητας τοιχοπληρώσεων με πυκνή και κανονική διάταξη σε κάτοψη και χωρίς πολλά και μεγάλα ανοίγματα, τα κτίρια Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμική τρωτότητα. (Κοσμόπουλος, 2005)

2.1.3. Οι μετά το 1984 κατασκευές

Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984 οδήγησε σε ουσιαστική αναβάθμιση της αντισεισμικής προστασίας. Οι Πρόσθετες Διατάξεις εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον Ικανοτικό Σχεδιασμό υποστρωμάτων σε κάμψη, την κατασκευαστική διαμόρφωση και τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, τον έλεγχο των βλαβών στον οργανισμό πλήρωσης και τον υπολογισμό των επιρροών 2^{ας} τάξεως, κλπ. Επιπλέον, σε συνδυασμό και με την είσοδο στην καθημερινή μελετητική πρακτική του Η/Υ και των προγραμμάτων (στατικής) ανάλυσης στο χώρο, έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυωρόφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Οι αλλαγές αυτές ήλθαν σε μία χρονική στιγμή που η κοινότητα των Πολιτικών Μηχανικών, αλλά και ο μέσος πολίτης στη χώρα, είχαν αναπτύξει αυξημένη συναίσθηση της σοβαρότητας του σεισμικού κινδύνου. Ως τελικό αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος που σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι, κατά μέσο όρο, πολύ μικρότερη.

Το 1995, η ριζική αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού και του Κανονισμού για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα, επέφεραν μία εξαιρετική βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας που προσφέρουν οι κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος. Παρά τις κάποιες ελλείψεις τους (που οδήγησαν στις αναθεωρήσεις του 1999-2000), οι Κανονισμοί του 1995 ανταποκρίνονταν για πρώτη φορά πλήρως στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο της γνώσης. Βεβαίως η βελτίωση της ασφάλειας με τους Κανονισμούς του 1995 συνοδεύεται από σημαντική αύξηση του κόστους του δομικού συστήματος. Όμως τόσο το αυξημένο κόστος, όσο και το αυξημένο επίπεδο ασφάλειας που παρέχεται στους χρήστες των έργων και στην περιουσία τους (ιδιωτική ή δημόσια), είναι πλέον συμβατά με το κατά κεφαλήν εισόδημα, το βιοτικό επίπεδο αλλά και τη (χρηματική) αξία της ανθρώπινης ζωής στη χώρα μας. (Κοσμόπουλος, 2005)

2.1.4. Συμπέρασμα

Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει το συμπέρασμα πως δεδομένου ότι ένα πολύ μεγάλο ποσοστό του οικιστικού πλούτου της χώρας έχει κτισθεί πριν το 1985, ο βασικός σεισμικός κίνδυνος για την ανθρώπινη ζωή και για τις περιουσίες στην Ελλάδα προέρχεται από τα κτίρια αυτά. Ο σεισμός του Αιγίου το 1995, που ήταν ο πρώτος ισχυρός σεισμός που έπληξε αστική περιοχή όπου συνυπήρχαν και οι τρεις γενιές κτιρίων, επιβεβαίωσε το γεγονός αυτό: οι μετά το 1984 κατασκευές, είχαν, παρά το μεγαλύτερο κατά μέσο όρο αριθμό ορόφων και τη συχνή διαμόρφωση του ισογείου σε Pilotis, πολύ καλύτερη συμπεριφορά απ' αυτές του μεταξύ 1959 και 1984 διαστήματος, οι οποίες, με τη σειρά τους, συμπεριφέρθηκαν κάπως καλύτερα από τις προ του 1959. Όμως παρά το γεγονός ότι ο σεισμικός κίνδυνος προέρχεται από τις παλαιότερες κατασκευές, που έγιναν είτε χωρίς, είτε με στοιχειώδη αντισεισμικό σχεδιασμό, η έμφαση της Αντισεισμικής Τεχνολογίας στη χώρα μας εξακολουθεί να εστιάζεται στις σημερινές και τις μελλοντικές νέες κατασκευές.

Η κατάσταση, από απόψεως προέλευσης του σεισμικού κινδύνου, είναι παρόμοια παγκοσμίως: Μέχρι τη δεκαετία του '50 για την Αμερική ή του '60 για την Ευρώπη, δεν είχαν θεσμοθετηθεί διατάξεις αντισεισμικού σχεδιασμού στους κανονισμούς και οι κατασκευές όφειλαν την τυχόν αντοχή τους σε οριζόντιες δράσεις στον ενδεχόμενο σχεδιασμό τους έναντι ανέμου. Διατάξεις που ανταποκρίνονται στις σημερινές αντιλήψεις και απαιτήσεις για τον αντισεισμικό σχεδιασμό εμφανίσθηκαν ουσιαστικά για πρώτη φορά στα μέσα της δεκαετίας του '70 στις ΗΠΑ ή του '80 στην Ευρώπη. Έτσι λοιπόν παντού οι παλαιότερες κατασκευές, που κατασκευάστηκαν χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό ή σύμφωνα με κανονισμούς εντελώς ανεπαρκείς για τα σημερινά δεδομένα, αποτελούν την κύρια πηγή του σεισμικού κινδύνου. Παρά το γεγονός ότι σε όλες τις σεισμικές περιοχές του κόσμου ο σεισμικός κίνδυνος προέρχεται κυρίως από παλαιότερες κατασκευές, η έρευνα και η εκπαίδευση στην Αντισεισμική Τεχνολογία, καθώς και το σύνολο σχεδόν της δραστηριότητας σε εθνικό ή υπερεθνικό επίπεδο για σύνταξη σχετικών κανονισμών και προδιαγραφών εξακολουθεί να επικεντρώνεται στις νέες κατασκευές.

Οι λόγοι για τους οποίους η Πολιτεία αλλά και ο μέσος πολίτης προτιμούν να παραβλέπουν το πρόβλημα είναι πολλοί, με κύριο την απροθυμία ή αδυναμία του μέσου ιδιώτη και ιδιοκτήτη να καταβάλει το οικονομικό αντίτιμο της αυξημένης ασφαλείας. Το πρόβλημα του κόστους αυτού είναι δυσεπίλυτο και ενδεχομένως ευαίσθητο από πολιτική άποψη καθώς αν τεθεί ανοικτά το θέμα της ανεπαρκούς

ασφάλειας των παλαιότερων κατασκευών, ο μεν μέσος πολίτης θα απαιτεί από την Πολιτεία να αναλάβει μεγάλο μέρος του οικονομικού κόστους της λύσης του καθόσον αυτή είχε θεσμοθετήσει τους Κανονισμούς με τους οποίους οι κατασκευές αυτές είχαν κριθεί στο παρελθόν σαν ασφαλείς, η δε Πολιτεία δεν θα είναι σε θέση να το αναλάβει. Χαρακτηριστικό είναι ότι ενώ σ' ένα νέο κτίριο το πρόσθετο κόστος της σεισμικής ασφάλειας είναι σχεδόν αμελητέο σε σύγκριση με το συνολικό (5% το πολύ) (Κοσμόπουλος, 2005).

2.2. ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΠΑΡΑΚΕΙΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.2.1. Εισαγωγή

Τα κτίρια των αστικών περιοχών έχουν κατασκευαστεί σύμφωνα με το συνεχές σύστημα δόμησης, και βρίσκονται σε επαφή μεταξύ τους ή με κάποιο πολύ μικρό αρμό μεταξύ τους. Σε αυτές τις περιπτώσεις κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων είναι προφανές ότι αναμένεται να υπάρχει αλληλεπίδραση των παρακειμένων κατασκευών η οποία εκδηλώνεται υπό μορφή συνεχών κρούσεων μεταξύ τους στις θέσεις των πλακών. Οι κρούσεις αυτές είναι δυνατόν να προκαλέσουν σημαντικές βλάβες ή ακόμη και να αποδειχθούν κρίσιμες και για την ασφάλεια των κατασκευών (Φαββάτα, 2006).

Η σημαντική επιρροή της αλληλεπίδρασης των κατασκευών στην σεισμική τους απόκριση έχει επιβεβαιωθεί διεθνώς από καταγραφές και επί τόπου παρατηρήσεις μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς σε όλο τον κόσμο (Arnold & Reitherman 1982, Rosenblueth & Meli 1986).

Το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης παρατηρήθηκε κυρίως σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμικών δονήσεων σε μεγάλες πόλεις και πυκνοκατοικημένες αστικές περιοχές. Σε τέτοιες περιπτώσεις, έχει καταγραφεί στη βιβλιογραφία, ότι η αλληλεπίδραση παρακειμένων κατασκευών αποτελεί συχνά αιτία πρόκλησης βλαβών ενώ έχει καταγραφεί ακόμη και *ως βασική αιτία για την έναρξη καταρρέσεων* (Καραγιάννης 2013).

Κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων είναι φανερό ότι τα κτίρια που είναι σε επαφή θα συμπεριφερθούν διαφορετικά απ' ότι τα κτίρια που δεν εφάπτονται. Δηλαδή θα αλληλεπιδράσουν. Οι καταγραφές και οι επί τόπου παρατηρήσεις μετά

από καταστρεπτικούς σεισμούς έχουν επιβεβαιώσει τη σημαντική επιρροή της αλληλεπίδρασης των κατασκευών στη σεισμική τους απόκριση. Έντονα φαινόμενα αλληλεπίδρασης έχουν καταγραφεί στους παρακάτω σεισμούς:

1964 Αλάσκα, όπου ο πύργος του Anchorage Westward Hotel καταστράφηκε όταν συγκρούστηκε με το τριώροφο κτίριο εκδηλώσεων του ίδιου ξενοδοχείου,

1967 Venezuela,

1971 San Fernando, όπου το Olive View Hospital συγκρούστηκε με το εξωτερικό κλιμακοστάσιο και ο πρώτος του όροφος με μία γειτονική αποθήκη,

1972 Managua, 1977 Romania, 1977 Θεσσαλονίκη, 1981 Κεντρική Ελλάδα,

1985 Mexico, όπου τουλάχιστον το 15% απ' τα 330 κτίρια που κατέρρευσαν είχαν ως αιτία τις συγκρούσεις μεταξύ τους,

1989 Loma Prieta San Francisco, όπου καταγράφηκαν 200 περιστατικά που αφορούσαν πάνω από 500 κτίρια,

1999 Πάρνηθα, όπου τμήματα σχολείου στην Αθήνα συγκρούστηκαν με αποτέλεσμα την κατάρρευση του παραπετάσματος της στέγης,

2010 Darfield New Zealand, (Γεωργιάδης & Γιούνη 2012)

Επιπλέον, η αναγνώριση και ο συνυπολογισμός όλων των παραγόντων επιρροής της σεισμικής συμπεριφοράς των πολυώροφων κατασκευών, συναρτήσει των υψηλών απαιτήσεων σε υπολογιστική ισχύ, αποτελεί σημαντικό πρόβλημα για την αναλυτική διερεύνηση της απόκρισης των κατασκευών. Έτσι, παράγοντες που υπό ορισμένες συνθήκες είναι δυνατόν να καταστούν σημαντικοί για την πραγματική συμπεριφορά των πολυώροφων κατασκευών, δεν λαμβάνονται συνήθως υπόψη. Ως οι κυριότεροι από αυτούς μπορούν να θεωρηθούν:

(α) η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συμπαγών ή με ανοίγματα και

(β) η αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών (Καραγιάννης 2013)

Οι καταγραφές και οι επί τόπου παρατηρήσεις μετά από καταστρεπτικούς σεισμούς σε όλο τον κόσμο έχουν επιβεβαιώσει τη σημαντική επιρροή της αλληλεπίδρασης των κατασκευών στη σεισμική τους απόκριση. Οι σύγχρονοι κανονισμοί προβλέπουν σεισμικούς αρμούς πλήρους διαχωρισμού μεταξύ των παρακείμενων κατασκευών προκειμένου να αντιμετωπίσουν το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων. Ωστόσο, πολλές φορές υπάρχουν παράγοντες που δεν επιτρέπουν κάτι τέτοιο. Ακόμη, η ερμηνεία κανονιστικών διατάξεων έχει μερικές φορές ως αποτέλεσμα η απόσταση μεταξύ των κτιρίων να είναι ανεπαρκής σε σχέση και με τη φιλοσοφία των σύγχρονων

κανονισμών που προβλέπουν ανελαστική απόκριση των κατασκευών με μεγάλες μετατοπίσεις κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων. Επιπλέον, το υψηλό κόστος της γης στις πυκνοκατοικημένες μεγαλουπόλεις και το μικρό μέγεθος των οικοπέδων δυσχεραίνουν την εφαρμογή μεγάλων αρμών διαχωρισμού. (Καραγιάννης 2013).

Όπως προαναφέραμε, ο κίνδυνος της πρόσκρουσης δύο κτιριακών όγκων, προκύπτει από την μετατόπιση, ή αλλιώς την απόκλιση αυτών από τον κατακόρυφο άξονά τους κατά την διάρκεια μιας σεισμικής δόνησης. Ένας μηχανικός καλείται να εντοπίσει αυτήν την απόκλιση με το να εφαρμόσει (θεωρητικά) στο κτίριο τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού και στην συνέχεια να υπολογίσει, με βάση αυτή την θεωρητική κατάσταση, την μέγιστη μετατόπιση που θα προκύψει από την ταλάντωση του κτιρίου.

Είναι γενικώς παραδεκτό και ευκόλως κατανοητό ότι, ένα κτίριο κατά την διάρκεια ενός σεισμού θα αμφιταλαντευτεί. Δεν μας είναι όμως τόσο εύκολο να συνειδητοποιήσουμε ότι δύο γειτονικά κτίρια μπορεί να εκτελέσουν ταλάντωση εντελώς μη συγχρονισμένα, το κάθε ένα με την δική του θεμελιώδη ιδιοπερίοδο – πρώτα πλησιάζοντας το ένα το άλλο και μετά απομακρυνόμενο το ένα από το άλλο. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτούν και οι περιπτώσεις κτιρίων, των οποίων ο συνολικός όγκος αποτελείται από δύο ή περισσότερα τμήματα, μεταξύ των οποίων παρεμβάλλεται αρμός θερμοδιαστολής. Σε αυτές τις περιπτώσεις, οι αρμοί θερμοδιαστολής μπορεί να λειτουργήσουν παραπλανητικά για τον Αρχιτέκτονα ή τον Πολιτικό Μηχανικό, με το να θεωρηθεί ότι αυτοί έχουν επαρκές μέγεθος ώστε να αποτρέψουν την σύγκρουση των δύο γειτονικών τμημάτων του κτιρίου σε περίπτωση σεισμού.

Γενικότερα, αυτοί οι αρμοί θα πρέπει να σχεδιάζονται με μεγάλη προσοχή και κατόπιν κατάλληλης μελέτης ώστε να λειτουργήσουν ευεργετικά για το κτίριο, τόσο σε περιπτώσεις θερμικών θερμοδιαστολών της κατασκευής, όσο και σε περιπτώσεις σεισμού. (Τουλιάτος 2001)

Διαφορές στη γεωμετρία και στις ιδιότητες των υλικών των παρακείμενων κτιρίων, τοπικές παραλλαγές στην γεωλογία και η φύση του σεισμού πολλαπλασιασμού μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τη συμπεριφορά απόκρισης των κτιρίων. Ως εκ τούτου, γειτονικά κτίρια μπορεί να ταλαντωθούν με διαφορετικό τρόπο κατά τον σεισμό και μπορεί να επηρεάσει το ένα το άλλο σε διάφορες χρονικές στιγμές κατά τη διάρκεια της δυναμικής απόκρισης τους. Λόγω της μάζας των

κτιρίων, η ορμή της δόνησης μπορεί να είναι αρκετά μεγάλη και να οδηγήσει σε σημαντική τοπική ζημιά κατά την πρόσκρουση. Ο πλέον άμεσος τρόπος για να μειωθεί ή να αποφευχθεί το σφυροκόπημα είναι να παρέμβει μία κατάλληλη απόσταση διαχωρισμού μεταξύ των κτιρίων.

Σημαντικός παράγοντας που μπορεί να προκαλέσει βλάβες στα κτίρια κατά την εξέλιξη ενός σεισμού είναι η θέση και το ύψος των πλακών των διπλανών κτιρίων μιας οικοδομής. Στο «συνεχές» σύστημα δόμησης, τα κτίρια, αν και υπολογίζονται ως ανεξάρτητοι φέροντες οργανισμοί, αλληλοεπηρεάζονται, συγκρουόμενα, κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αυτό καθιστά σχεδόν άχρηστους τους υπολογισμούς που βασίζονται στη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Ιδιαίτερα έντονο είναι το πρόβλημα όταν οι στάθμες των πλακών των γειτονικών κτιρίων δεν συμπίπτουν. Τότε οι πλάκες της μιας οικοδομής ενεργούν κρουστικά κατά την ταλάντωσή τους στους στύλους της άλλης με αποτέλεσμα τη θραύση των στύλων. Έτσι, γίνεται κατανοητή η ανάγκη διαχωρισμού των γειτονικών κτιρίων με τη βοήθεια αντισεισμικών αρμών, ώστε να αποφεύγεται η δυσμενής αλληλεπίδραση μεταξύ τους. Η κατασκευαστική διαμόρφωση του αντισεισμικού αρμού θα πρέπει να εξασφαλίζει πλήρη ανεξαρτησία κινήσεων στα διαχωριζόμενα κτίρια, χωρίς αμοιβαία μεταβίβαση δυνάμεων.

2.2.2. Διερεύνηση αλληλεπίδρασης σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος

Προσφάτως δημοσιεύθηκαν εργασίες (Karayannis & Fotopoulou 1998, Karayannis & Favvata 2005) στις οποίες διερευνώνται περιπτώσεις αλληλεπίδρασης μεταξύ πολυώροφων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος που έχουν σχεδιασθεί με βάση τους Ευρωκώδικες EC2 και EC8. Σε αυτές τις προσπάθειες λαμβάνονται υπ' όψη τα πραγματικά χαρακτηριστικά των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα των κατασκευών όπως η ποσότητα και η θέση των οπλισμών, η αντοχή και οι νόμοι απόκρισης του χάλυβα και του σκυροδέματος καθώς και η πραγματική γεωμετρία των κατασκευών. (Καραγιάννης 2013)

Στη δεκαετία 1990 αναφέρονται προσπάθειες για τη διερεύνηση πολυβαθμίων συστημάτων καθώς και πολυβαθμίων συστημάτων με διαφορετικό συνολικό ύψος (Anagnostopoulos & Spiliopoulos 1992). Στις περιπτώσεις αυτές, οι κατασκευές προσομοιώνονται με συγκεντρωμένες μάζες, που συνδέονται με συνδέσμους διατμητικού τύπου με διγραμμικά χαρακτηριστικά δύναμης - παραμόρφωσης.

Μελετήθηκαν οι επιπτώσεις της αλληλεπίδρασης παρακείμενων κατασκευών με την συμπεριφορά ομοίων 5-ορόφων κατασκευών που ήταν σε σειρά διάταξη 2, 3 και 4 κτιρίων. Επί πλέον, διερευνήθηκε η επιρροή της πρόσκρουσης δύο κατασκευών με διαφορετικό συνολικό ύψος ορόφων.

Σύμφωνα με τους συγγραφείς, σε αυτήν τη περίπτωση η αλληλεπίδραση μπορεί να έχει καταστροφικές συνέπειες. Ακόμη, βελτιωμένες μέθοδοι για τη διερεύνηση των πολυβαθμίων συστημάτων προτείνονται από τους Maison and Kasai (1990 & 1992).

Σε αυτές τις εργασίες το πρόβλημα διερευνάται μεταξύ μονοβαθμίων ή πολυβαθμίων θεωρητικών συστημάτων και όχι μεταξύ κατασκευών που έχουν μελετηθεί με συγκεκριμένο κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος και έχουν σχεδιασθεί με συγκεκριμένο αντισεισμικό κανονισμό. Κατ' αυτόν τον τρόπο δεν λαμβάνονται υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες απόκρισης των υλικών και των στοιχείων των πραγματικών κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος (Καραγιάννης 2013).

Κατά την αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών με διαφορετικό ύψος ορόφων, το υποστύλωμα που υφίσταται το πλήγμα βρίσκεται σε κρίσιμη κατάσταση διατμητικής αστοχίας.

Σε όλες τις περιπτώσεις ανάλυσης, η εύκαμπτη πολυώροφη κατασκευή βρίσκεται από την αρχή σε επαφή ή πολύ κοντά με μια άλλη λιγότερο εύκαμπτη. Όταν υπάρχει από την αρχή μια απόσταση μεταξύ των κτιρίων, η πρόσκρουση μπορεί να συμβεί όταν οι μετατοπίσεις των κατασκευών ξεπεράσουν την προκαθορισμένη απόσταση (d_g) των δύο κατασκευών.

Τα σημεία επαφής θεωρούνται στη στάθμη των ορόφων της πιο δύσκαμπτης και χαμηλότερης κατασκευής. Η ανάλυση όλων των περιπτώσεων αλληλεπίδρασης έδειξε ότι η σεισμική απόκριση των κατασκευών επηρεάζεται μόνο από τη θέση και τα χαρακτηριστικά του σημείου επαφής του πάνω ορόφου της πιο δύσκαμπτης και χαμηλότερης κατασκευής. Η επιρροή των άλλων σημείων επαφής φάνηκε να είναι αμελητέα ακόμη και στην περίπτωση που οι δύο κατασκευές βρίσκονταν σε επαφή από την αρχή. Αυτό πιθανώς να οφείλεται στο γεγονός ότι στις εξεταζόμενες περιπτώσεις αλληλεπίδρασης οι δύο κατασκευές έχουν μεγάλη διαφορά ύψους. Με βάση την παρατήρηση αυτή στις αναλύσεις και τα αποτελέσματα που ακολουθούν, ως σημείο πρόσκρουσης των κατασκευών θεωρείται μόνο η πλάκα του επάνω ορόφου της δύσκαμπτης κατασκευής (Καραγιάννης & Φαββάτα 2007).

2.2.3. Αλληλεπίδραση με ίσο ύψος ορόφων

Η μελέτη του πιθανού προβλήματος της αλληλεπίδρασης παρακείμενων κατασκευών περιορίζεται στην περίπτωση όπου υπάρχει ισοσταθμία πλακών μεταξύ αυτών. Η πρόσκρουση των κτιρίων, κατά τη διάρκεια σεισμικής διεγέρσεως, πραγματοποιείται στις πλάκες των ορόφων.

Η αλληλεπίδραση μεταξύ κατασκευών των οποίων οι όροφοι βρίσκονται στο ίδιο ύψος έχει μελετηθεί διεθνώς σε αρκετή έκταση. Οι αρχικές διερευνήσεις έγιναν με μονοβάθμιους ταλαντωτές σε σειρά. Ο Anagnostopoulos (1988) διερεύνησε το πρόβλημα με διάφορα ελαστικά και ανελαστικά μονοβάθμια συστήματα σε σειρά. Χρησιμοποιήθηκαν πέντε πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις ενώ διερευνήθηκαν πολλές παράμετροι του προβλήματος.

Μεταξύ των συμπερασμάτων που εξήχθησαν από τα αποτελέσματα, ήταν και ότι οι εξωτερικοί από τους μονοβάθμιους ταλαντωτές που βρίσκονταν σε σειρά, καταπονούνται από την πρόσκρουση περισσότερο από τους εσωτερικούς.

Επιπλέον παρατηρήθηκε μείωση της έντασης της απόκρισης των εσωτερικών συστημάτων σε σχέση με την ένταση της σεισμική τους απόκρισης χωρίς την αλληλεπίδραση των γειτονικών. Στο ίδιο πλαίσιο έρευνας, μελετήθηκε από την Athanasiadou et al (1994) η επιρροή της διαφοράς φάσεως στη ταλάντωση σχηματισμών σε σειρά, με παρεμφερή συμπεράσματα (Καραγιάννης 2013).

2.2.4. Αλληλεπίδραση με διαφορετικές στάθμες ορόφων

Η πιο δυσχερής περίπτωση αλληλεπίδρασης είναι η περίπτωση όπου τα δύο παρακείμενα επίπεδα (όροφοι) διαφέρουν. Ο τύπος αυτός αλληλεπίδρασης αποτελεί την πλέον κρίσιμη περίπτωση λόγω του πιθανού εμβολισμού υποστυλωμάτων από τις πλάκες της παρακείμενης κατασκευής. Δηλαδή, συγκρούονται η πλάκα της μιας κατασκευής με τα υποστυλώματα της άλλης και υπάρχει πιθανότητα τα υποστυλώματα της πολυώροφης και πιο εύκαμπτης κατασκευής να εμβολισθούν από τις πλάκες της παρακείμενης, πιο δύσκαμπτης και με μικρότερο ύψος κατασκευής. Τα σημεία επαφής θεωρούνται στη στάθμη των ορόφων της πιο δύσκαμπτης και χαμηλότερης κατασκευής.

Δύο γειτονικά κτίρια ή δύο γειτονικά τμήματα του ίδιου κτιρίου, κατά την διάρκεια του σεισμού δεν θα ταλαντωθούν συγχρονισμένα, αλλά θα αρχίσουν να δονούνται εντελώς απρόβλεπτα και ασυγχρόνιστα, καθώς το κάθε ένα από αυτά θα έχει το δικό του ύψος, το δικό του είδος και υλικό φέροντος οργανισμού, και την δική του θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και βαθμό δυσκαμψίας. Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται στις περιπτώσεις που τα πιο δύσκαμπτα στοιχεία του φέροντος οργανισμού των δύο γειτονικών κτιρίων (π.χ. οριζόντια διαφράγματα, ή αλλιώς οι πλάκες των ορόφων) δεν βρίσκονται στην ίδια στάθμη, οπότε υπάρχει ο κίνδυνος το πολύ δύσκαμπτο μέλος του ενός κτιρίου (π.χ. η πλάκα κάποιου ορόφου) κατά την πρόσκρουσή του με το γειτονικό κτίριο να έρθει σε επαφή με ένα λιγότερο δύσκαμπτο τμήμα του (π.χ. το μέσον ενός υποστυλώματος) και να προκαλέσει ακόμη μεγαλύτερη ζημιά από ότι εάν έρχονταν σε επαφή οι δύο πλάκες (Τουλιάτος 2001).

Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στη διερεύνηση της θέσης όπου οι δύο κατασκευές έρχονται σε επαφή. Η κάθε περίπτωση μελετάται για τρεις θέσεις πρόσκρουσης ως εξής:

- α) το ανώτερο σημείο επαφής βρίσκεται στο $1/3$ του καθαρού ύψους (h) του υποστυλώματος του 4ου ορόφου της πολυώροφης πλαισιωτής κατασκευής ($h_A=1/3h$)
- β) το ανώτερο σημείο επαφής βρίσκεται στα $h_A=2/3h$
- γ) το συνολικό ύψος των τριώροφων κατασκευών είναι ίσο με το συνολικό ύψος των τεσσάρων πρώτων ορόφων του πολυώροφου πλαισίου (σύγκρουση μεταξύ των πλακών) (Καραγιάννης 2013).

Σημειώνεται ότι μέχρι σήμερα παρόλο που η περίπτωση εμβολισμού υποστυλώματος από πλάκα παρακείμενης κατασκευής κατά τη διάρκεια σεισμικής διεγέρσεως είναι η πιο συνηθισμένη, στην πράξη δεν έχει ακόμα μελετηθεί επαρκώς. (Γεωργιάδης & Γιούνη 2012).

2.2.5. Σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού

Πολλές καταρρεύσεις κτιρίων έχουν επανειλημμένα συμβεί σε σεισμούς λόγω της σύγκρουσης γειτονικών κτιρίων με διαφορετικές ταλαντώσεις (“rounding effect”). Για το λόγο αυτό επιβάλλεται, μεταξύ γειτονικών κτιρίων, η διάταξη ενός αρμού ικανού πλάτους. Αυτή η παρατήρηση πιθανόν να μην παρουσιάζει και μεγάλο

ενδιαφέρον στην περίπτωση ομοίων κατασκευών εν σειρά (π.χ. παραδοσιακά νησιωτικά σύνολα), αποκτά όμως τεράστια σημασία στις καθημερινές κατασκευές. Εκεί τα γειτονικά κτίρια, όχι μόνο έχουν διαφορετικούς βαθμούς δυσκαμψίας – οι οποίοι καθορίζουν το μέγεθος της μετατόπισης ενός κτιρίου, επομένως και την απόσταση που θα πρέπει να έχουν δύο γειτονικά κτίρια ώστε να μην ‘χτυπήσουν’ το ένα πάνω στο άλλο κατά την διάρκεια του σεισμού - αλλά και συμπεριφέρονται διαφορετικά εξ’ αιτίας των διαφορών στην τοποθέτηση των ανθιστάμενων, στο σεισμό, στοιχείων και της διαφορετικής στάθμης, στην οποία πιθανώς βρίσκονται τοποθετημένοι οι οριζόντιοι δίσκοι (Τουλιάτος 2001).

Ο προσδιορισμός του ελάχιστου εύρους του αρμού πλήρους διαχωρισμού εξαρτάται κυρίως από την δυσκαμψία των παρακειμένων κατασκευών και τη δυνατότητά τους για πλευρική μετατόπιση (Καραγιάννης 2013).

Το πλάτος (δ) του αντισεισμικού αρμού πρέπει να εξασφαλίζεται σε όλες τις διευθύνσεις. Οι αρμοί, πρέπει επίσης, να είναι κενοί, να μην διακόπτονται δηλαδή πουθενά από γέφυρες ώστε να είναι δυνατή η ελεύθερη ταλάντωση των γειτονικών δομικών έργων ή δομικών στοιχείων. Τέλος, αυτοί οι αρμοί εξασφάλισης της ελεύθερης κίνησης, δεν πρέπει γενικά να συνεχίζονται έως την θεμελίωση.

Επί ανεγέρσεως νέου κτιρίου, τηρείται απόσταση από τα όμορα εν επαφή κτίρια, ώστε το νέο κτίριο να μην μεταβιβάζει φορτία σε ήδη υφιστάμενα ή σε κτίρια που πρόκειται να ανεγερθούν στο μέλλον και να μην δέχεται φορτία από αυτά. Η απόσταση αυτή, που αποτελεί σεισμικό αρμό, αποβλέπει στην εξουδετέρωση ή ελαχιστοποίηση των δυσμενών συνεπειών προσκρούσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης, διακρίνεται δε σε σεισμικό αρμό πλήρους διαχωρισμού και σε απλό σεισμικό αρμό. Ο σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού είναι υποχρεωτικός σε κάθε περίπτωση, κατά την οποία υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστλωμάτων ενός κτιρίου από πλάκες ή άλλα στοιχεία παρακειμένου κτιρίου, το δε εύρος του υπολογίζεται με τον μαθηματικό τύπο του άρθ. 4.1.7.2 εδάφιο τρίτο του ΕΑΚ. Μόνον όταν διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστλωμάτων ενός κτιρίου από πλάκες ή άλλα στοιχεία παρακειμένου κτιρίου, μπορεί αντί του σεισμικού αρμού πλήρους διαχωρισμού, να προβλέπεται απλός σεισμικός αρμός, η διαμόρφωση του οποίου είναι επίσης υποχρεωτική, το δε εύρος του υπολογίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων, κατά τα οριζόμενα στο τέταρτο εδάφιο του ιδίου άρθρου. Κατ’ εξαίρεση από τον ανωτέρω κανόνα της υποχρεωτικής προβλέψεως σεισμικού αρμού στα εν επαφή κτίρια, δεν είναι

υποχρεωτική η διαμόρφωση σεισμικού αρμού κάτω από τη στάθμη του φυσικού εδάφους. Όταν το κτίριο τοποθετείται στο όριο του οικοπέδου απαγορεύεται η τοποθέτηση οιονδήποτε εγκαταστάσεων, όπως σωληνώσεων και δικτύων ύδρευσης και αποχέτευσης, επί του εξωτερικού τοίχου του κτιρίου προς το όριο είτε εντός είτε εκτός αντισεισμικού αρμού.

2.2.6. Συστάσεις κανονισμών

Ο σχεδιασμός και η υλοποίηση ενός οικοδομικού έργου μπορεί σήμερα να θεωρηθεί ότι καλύπτεται από ένα σύγχρονο και αποτελεσματικό πλέγμα κανονισμών που εξασφαλίζουν ένα ιδιαίτερα ικανοποιητικό επίπεδο προστασίας στον σεισμικό κίνδυνο. Οι σύγχρονοι κανονισμοί προβλέπουν σεισμικούς αρμούς πλήρους διαχωρισμού μεταξύ των παρακείμενων κατασκευών προκειμένου να αντιμετωπίσουν το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων (Κοσμόπουλος 2005).

Σε εθνικό επίπεδο δεν υπάρχει ευρεία συμφωνία της τεχνικής και επιστημονικής κοινότητας της Αντισεισμικής Τεχνολογίας για την ακολουθητέα διαδικασία και τρόπο σεισμικής αποτίμησης υφισταμένων κατασκευών. Χαρακτηριστικό είναι το γεγονός ότι, παρόλο που έχει προταθεί μέχρι σήμερα πληθώρα διαδικασιών σεισμικής αποτίμησης υφισταμένων κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, (ATC 1987, 1988, 1996, 2000, BSSC 1992b, New Zealand Nat. Auth. Earthq. Eng. 1996), ο πρώτος επίσημα θεσμοθετημένος κανονισμός για τη σεισμική αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, εθνικός ή υπερεθνικός, είναι ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2005).

2.2.6.1. Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης

2.2.6.1.1. Απαιτήσεις συμπεριφοράς και αντίστοιχες σεισμικές δράσεις

Όπως και στον ΕΑΚ2000, οι ρητές απαιτήσεις συμπεριφοράς στον EC8 (§2.1) είναι:

- Απαίτηση μη-κατάρρευσης: Η κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού για αποφυγή τοπικής και

ολικής κατάρρευσης διατηρώντας επαρκή στατική ακεραιότητα και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά το σεισμό (στους μετασεισμούς). Πρόκειται ουσιαστικά για απαίτηση προστασίας της ζωής.

- Απαίτηση περιορισμού βλαβών: Η κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται για σεισμούς μεγαλύτερης πιθανότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού έτσι ώστε να μην παρουσιάζονται βλάβες που δημιουργούν περιορισμούς στη χρήση, το κόστος των οποίων θα μπορούσε να είναι δυσανάλογο προς το κόστος της ίδιας της κατασκευής.

Για συνήθη έργα η σεισμική δράση σχεδιασμού έχει, όπως και στον ΕΑΚ 2000, πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια, δηλαδή μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια. Πρόκειται ουσιαστικά για τη χαρακτηριστική σεισμική δράση, E_k , η οποία στον EC8 ονομάζεται σεισμική δράση αναφοράς και δηλώνεται με το δείκτη R. Για έργα σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους, η σεισμική δράση σχεδιασμού είναι η σεισμική δράση αναφοράς, E_k , επί τον συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I , που έχει τιμές μεγαλύτερες ή μικρότερες από 1.0. Έτσι τελικώς η σεισμική δράση σχεδιασμού είναι: $E_d = \gamma_I E_k$. Η απαίτηση της μη-κατάρρευσης, πρέπει να ικανοποιείται υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού E_d .

Για συνήθη έργα η σεισμική δράση περιορισμού βλαβών έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 10 χρόνια, δηλαδή μέση περίοδο επανάληψης 95 χρόνια. Ο περιορισμός αποσκοπεί στην μείωση των οικονομικών επιπτώσεων, ενός μικρότερου σεισμού από εκείνον του σχεδιασμού, και στην συνέχιση της λειτουργίας των σημαντικών για την δημόσια ασφάλεια κατασκευών. Ο EC8 (§2.1 και §4.4.3.2) επιτρέπει να λαμβάνεται χάριν απλότητας ίση με τη σεισμική δράση σχεδιασμού, E_d , επί το συντελεστή μείωσης ν (τιμές του οποίου δίνονται ανάλογα της κατηγορίας σπουδαιότητας).

Οι παραπάνω ρητές απαιτήσεις συμπεριφοράς ελέγχονται με βάση τα κριτήρια συμμόρφωσης που περιγράφονται παρακάτω. Όμως ο EC8 έχει και μια τρίτη απαίτηση: την αποφυγή καθολικής κατάρρευσης υπό μια εξαιρετικά σπάνια αλλά μη καθοριζόμενη σεισμική δράση, πολύ πέραν της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (για παράδειγμα, με μέση περίοδο επανάληψης της τάξης των 2000 χρόνων). Η απαίτηση αυτή στοχεύει στην αποφυγή καθολικών απωλειών, όχι μεμονωμένων θυμάτων, και δεν εξετάζει αν ο φορέας θα καταρρεύσει στους μετασεισμούς. Για φορείς που σχεδιάζονται με απαιτήσεις πλαστιμότητας, η ικανοποίηση της απαίτησης αυτής

επιδιώκεται μέσω καθολικής εφαρμογής του Ικανοτικού Σχεδιασμού. (Σέξτος & Μαμόγλου 2012)

2.2.6.1.2. Κριτήρια συμμόρφωσης στις απαιτήσεις συμπεριφοράς.

Όπως και στον ΕΑΚ2000, το κριτήριο συμμόρφωσης κτιρίων στην απαίτηση περιορισμού βλαβών είναι ο περιορισμός της σχετικής μετακίνησης διαδοχικών ορόφων υπό τη σεισμική δράση περιορισμού βλαβών (EC8 §4.4.3.2).

Κριτήριο συμμόρφωσης οποιουδήποτε τύπου έργου στην απαίτηση αποφυγής (έστω και τοπικής) κατάρρευσης υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού είναι ο έλεγχος και η εξασφάλιση ότι αυτό διαθέτει την ικανότητα να ανταπεξέλθει στις μετακινήσεις και παραμορφώσεις που θα του προκαλέσει η δράση αυτή και μάλιστα με κάποιο περιθώριο ασφάλειας. Αυτό διότι ο σεισμός είναι μια δυναμική δράση που απαιτεί από την κατασκευή να ανταπεξέλθει όχι σε ένα σύστημα επιβεβλημένων δυνάμεων, αλλά σε μια ποσότητα ενέργειας ταλάντωσης που εισάγεται σ' αυτήν από το έδαφος καθώς και στις αντίστοιχες καταναγκασμένες παραμορφώσεις. Για το λόγο αυτό ο EC8 επιτρέπει να αναπτυχθούν κατά τη σεισμική δράση σχεδιασμού σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις, αρκεί αυτές να μη θέτουν σε κίνδυνο την ακεραιότητα των μελών και του συνόλου του έργου.

Μια ακραία επιλογή είναι να απαιτηθεί από τον φορέα να ανταπεξέλθει ελαστικά στις επιβεβλημένες παραμορφώσεις, χάρη στην αντοχή του και μόνο. Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να έχει αντοχή τουλάχιστον ίση με τις οριζόντιες δυνάμεις που θα εισάγει ο σεισμός στον ελαστικό φορέα, με βάση τη μάζα και την ελαστική δυσκαμψία του. Στην Ελλάδα οι δυνάμεις αυτές είναι της τάξης του 40% ως και 90% του συνολικού βάρους του έργου. Παρόλο που είναι τεχνικά εφικτό να σχεδιασθεί ο φορέας ώστε να παραμείνει ελαστικός υπό τις δυνάμεις αυτές, είναι εξαιρετικά αντιοικονομικό για το φορέα και τη θεμελίωση του και πολύ δυσμενές για τη λειτουργία του έργου στο σεισμό και την προστασία των αντικειμένων και των ενοίκων που φιλοξενεί. Αυτό συμβαίνει διότι όταν η απόκριση είναι ελαστική, οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στις διάφορες στάθμες της κατασκευής είναι πολύ υψηλές. Ο EC8 επιτρέπει να σχεδιαστεί ο φορέας για ελαστική απόκριση στη σεισμική δράση σχεδιασμού, και μάλιστα με διαίρεση των ελαστικών οριζοντίων δυνάμεων με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.5$ (αντί του $q=1.0$ που αντιστοιχεί σε

ελαστική συμπεριφορά), λαμβάνοντας υπόψη υπεραντοχές, όπως τα σημαντικά περιθώρια μεταξύ των μέσων τιμών και των τιμών σχεδιασμού των αντοχών των υλικών, την υπεραντοχή χάρη στους ελάχιστους οπλισμούς ή στο σχεδιασμό για τις μη σεισμικές δράσεις ή την κάλυψη πολλαπλών διατομών από τον οπλισμό της δυσμενέστερης από αυτές.

Όμως αυτός ο σχεδιασμός, μόνο επί τη βάση της αντοχής, χωρίς πλαστιμότητα, που επιτρέπεται και από τον ΕΑΚ 2000 για φορείς χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, συνίσταται από τον EC8 μόνο για τις περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας, που όμως δεν υπάρχουν στην Ελλάδα. Για το σχεδιασμό φορέων μόνο για αντοχή, χωρίς πλαστιμότητα και με $q=1.5$, εφαρμόζονται μόνο ο Ευρωκώδικας για το αντίστοιχο υλικό (EC2 έως EC6), με τη σεισμική δράση να λαμβάνεται ως μια συνήθης οριζόντια (ή και κατακόρυφη) δράση και χωρίς να εφαρμόζεται καμία από τις διατάξεις του EC8 για γενική ή τοπική πλαστιμότητα. (Φαρδής, 2009).

Ο κύριος τρόπος αντισεισμικού σχεδιασμού κατά τον EC8, και ο μόνος που επιτρέπεται στην Ελλάδα στα κτίρια με φορείς σκυροδέματος, είναι με βάση την πλαστιμότητα. Συγκεκριμένα, το σύνολο του φορέα σχεδιάζεται ώστε:

- να διαθέτει αντοχή (δύναμη διαρροής) ίση με τις οριζόντιες δυνάμεις που θα εισήγαγε ο σεισμός στον ελαστικό φορέα, διαιρεμένες με συντελεστή συμπεριφοράς $q>1.5$ και
- μετά τη διαρροή του να μπορεί να φθάσει χωρίς καμία τοπική αστοχία υπό συνθήκες ανακύκλισης και υπό πρακτικώς σταθερή οριζόντια δύναμη (την αντοχή του) μια μετακίνηση στην κορυφή ίση με τη μετακίνηση διαρροής (αυτήν που αντιστοιχεί ελαστικά στη δύναμη διαρροής του) πολλαπλασιασμένη επί την τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων του κτιρίου ως συνόλου, μδ, που αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στο σχεδιασμό.

Για την υλοποίηση της πρώτης εκ των παραπάνω απαιτήσεων, οι περιοχές των μελών (στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων και στη βάση τοιχωμάτων) που καλούνται να αναπτύξουν μετελαστικές (πλαστικές) σεισμικές παραμορφώσεις (πλαστικές αρθρώσεις), και που μορφώνονται κατάλληλα για το σκοπό αυτό, διαστασιολογούνται για την οριακή κατάσταση αστοχίας, ώστε να διαθέτουν

αντίσταση σε όρους δυνάμεων, R_d , τουλάχιστον ίση με την ελαστική ένταση, E_d , που εισάγουν στο φορέα οι οριζόντιες δυνάμεις δηλαδή: (EC8 § 4.4.2.2)

$$R_d \geq E_d \quad (2.1)$$

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής, R_d , στον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας υπολογίζεται όπως και στο σχεδιασμό για τις λοιπές δράσεις (π.χ. σε φορείς σκυροδέματος με τις ίδιες τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας υλικών, $\gamma_c=1.5$, $\gamma_s=1.15$).

Για την υλοποίηση της δεύτερης εκ των παραπάνω απαιτήσεων, οι περιοχές όπου αναμένεται να σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται έτσι ώστε να διαθέτουν τοπικό δείκτη πλαστιμότητας που να εξασφαλίζει την τιμή του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων του κτιρίου, μ_d . Επιπλέον, χρησιμοποιείται η διαδικασία «ικανοτικού σχεδιασμού» για την ιεράρχηση των αντοχών των πλαστικών και των ψαθυρών τρόπων αστοχίας, ώστε να αποκλεισθεί οποιαδήποτε πρόωγη ψαθυρή αστοχία που μπορεί να εμποδίσει την ανάπτυξη των πλαστικών αρθρώσεων και το επιθυμητού πλαστικού μηχανισμού του φορέα. Η ίδια διαδικασία (του ικανοτικού σχεδιασμού) εξασφαλίζει ότι το έδαφος θεμελίωσης και τα στοιχεία θεμελίωσης θα αναλάβουν την ένταση που θα αναπτυχθεί εκεί από την απόκριση της ανωδομής με βάση την πραγματική αντοχή της.

(Φαρδής et al. 2009a)

2.2.6.2. Σεισμικός αρμός

Διεθνώς οι σύγχρονοι κανονισμοί (ACI 318, EC8) αλλά και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ-2000) προβλέπουν *σεισμικούς αρμούς πλήρους διαχωρισμού* μεταξύ των παρακείμενων κατασκευών προκειμένου να αντιμετωπίσουν το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης κατά την διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων. (Καραγιάννης 2013)

2.2.6.2.1. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ-2000)

Επαφή με Γειτονικά Κτίρια – Σεισμικός Αρμός:

Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός ο σεισμικός αρμός πλήρους διαχωρισμού $\Delta_{\text{αρμου}}$ μπορεί να υπολογίζεται ως:

$$\Delta_{\text{αρμού}} = \sqrt{\Delta_1^2 + \Delta_2^2} \quad (2.2)$$

Όπου Δ_1, Δ_2 οι μέγιστες σεισμικές μετατοπίσεις των δύο παρακειμένων κτιρίων στις θέσεις των επικίνδυνων υποστυλωμάτων συμπεριλαμβανομένης και της επίδρασης της στροφής. Η μέγιστη σεισμική μετατόπιση λαμβάνεται ως:

$$\Delta = q \Delta_{\text{ελ}} \quad (2.3)$$

όπου $\Delta_{\text{ελ}}$ η μέγιστη ελαστική σεισμική μετατόπιση και q ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Αν δεν είναι δυνατή ακριβέστερη εκτίμηση των μετακινήσεων του υφισταμένου κτιρίου (παλιό κτίριο με άγνωστο δομικό σύστημα) μπορούν αυτές να ληφθούν ίσες με τις αντίστοιχες του υπό μελέτη κτιρίου. Σε αυτή τη περίπτωση:

$$\Delta_{\text{αρμού}} = \Delta_1 \sqrt{2} \quad (2.4)$$

Σε περιπτώσεις που δεν υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού υποστυλωμάτων σε κανένα από τα δύο κτίρια (ίσο ύψος ορόφων), το εύρος του αντίστοιχου αρμού, εφ' όσον δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, είναι δυνατόν να καθορίζεται με βάση τον συνολικό αριθμό των υπέρ το έδαφος εν επαφή ορόφων ως εξής :

- i) Πλάτος αρμού 4 cm για επαφή μέχρι 3 ορόφους.
- ii) Πλάτος αρμού 8 cm για επαφή από 4 μέχρι 8 ορόφους.
- iii) Πλάτος αρμού 10 cm για επαφή σε περισσότερους από 8 ορόφους.

1. Λαμβάνοντας υπόψη και τις διατάξεις του Κτιριοδομικού Κανονισμού, επισημαίνεται ότι ο σεισμικός αρμός είναι υποχρεωτικός και πρέπει να αφήνεται μεταξύ γειτονικών κτιρίων για την αποφυγή προσκρούσεων κατά τη διάρκεια της σεισμικής απόκρισης, έτσι ώστε να μην μεταβιβάζονται φορτία από το ένα κτίριο στο άλλο.

Δεν είναι υποχρεωτική η πρόβλεψη σεισμικού αρμού κάτω από την στάθμη του φυσικού εδάφους (στους υπογείους ορόφους και τη θεμελίωση).

Σε κάθε στάθμη πάνω από το φυσικό έδαφος είναι υποχρεωτική η διαμόρφωση αντισεισμικού αρμού.

2. Είναι δυνατή η άφεση κλιμακούμενου αντισεισμικού αρμού με ακριβέστερους υπολογισμούς που αφορούν στις σχετικές μετακινήσεις των υπό εξέταση κτιρίων ανά

όροφο, εύρους ίσου με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μετακινήσεων ανά στάθμη ορόφου.

3. Το επίχρισμα (υλικό μικρότερης αντοχής) είναι δυνατό να συνυπολογισθεί στο πάχος του αντισεισμικού αρμού.

4. Σε περίπτωση απόκλισης του εύρους του αντισεισμικού αρμού από το προβλεπόμενο της μελέτης κατά την κατασκευή, η απόκλιση αυτή είναι σεισμικώς επικίνδυνη (σύμφωνα με τις διατάξεις του Π. Δ/τος 13/22-4-1929 «περί επικινδύνων οικοδομών») μόνον εφόσον δεν ικανοποιεί τις προαναφερόμενες απαιτήσεις του ΕΑΚ σε κάποιον όροφο. Ο βαθμός επικινδυνότητας είναι συνάρτηση της απόκλισης και των υφισταμένων συνθηκών στις θέσεις που υπάρχει η απόκλιση αυτή.

2.2.6.2.2. Ευρωκώδικας 8 (EC8)

Αναγνωρίζει το πρόβλημα και επιβάλλει την αντιμετώπισή του με την ίδια μεθοδολογία όπως και ο ΕΑΚ-2000. Αναφέρεται ότι :

i) Η κατασκευή στα σημεία πιθανής κρούσης με την κατασκευή της παρακείμενης ιδιοκτησίας, θα πρέπει να απέχει από τη γραμμή ιδιοκτησίας όχι λιγότερο από τη μέγιστη σεισμική οριζόντια μετατόπιση d_s της κατασκευής.

ii) Η απόσταση μεταξύ κατασκευών που ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από:

$$d = \sqrt{d^2 s_1 + d^2 s_2} \quad (2.5)$$

όπου ds_1 , ds_2 οι μέγιστες σεισμικές οριζόντιες μετατοπίσεις των δύο παρακείμενων κατασκευών.

iii) Αν τα ύψη των ορόφων δύο παρακείμενων κατασκευών είναι ίσα μεταξύ τους τότε η παραπάνω αναφερομένη ελάχιστη απόσταση μεταξύ των κατασκευών μπορεί να μειωθεί πολλαπλασιαζόμενη επί τον συντελεστή 0.7.

Στις παραπάνω σχέσεις η μέγιστη σεισμική μετατόπιση της κατασκευής d_s λαμβάνεται ως:

$$d_s = q_d d_e \quad (2.6)$$

όπου: q_d ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά EC8 και
 d_e η μετακίνηση όπως αυτή υπολογίζεται από ελαστική ανάλυση.

Ο EC8 στοχεύει στην εξασφάλιση της προστασίας της ζωής σε μεγάλους σεισμούς ταυτόχρονα με τον περιορισμό των βλαβών από πιο συχνούς σεισμούς. Αν και ο κανονισμός επιτρέπει την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων είτε με απόσβεση ενέργειας (πλάστιμη συμπεριφορά) είτε χωρίς απόσβεση ενέργειας (ουσιαστικά ελαστική συμπεριφορά), διακρίνεται μια προτίμηση προς την πρώτη προσέγγιση. (Καραγιάννης 2013)

Επίσης αναφέρεται ότι πρέπει να αποφεύγεται η πρόσκρουση κτιρίων με γειτονικούς φορείς, ή μεταξύ στατικά ανεξάρτητων μονάδων του ίδιου κτιρίου, μέσω της πρόβλεψης μεταξύ τους σεισμικού αρμού κατάλληλου πλάτους.

Προς τούτο:

- 1.** Αν τα δύο κτίρια ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες δεν ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία, πρέπει η απόσταση από τη γραμμή ιδιοκτησίας στα πιθανά σημεία πρόσκρουσης να είναι μεγαλύτερη από την μέγιστη σεισμική οριζόντια μετακίνηση του κτιρίου στην αντίστοιχη στάθμη.
- 2.** Αν τα κτίρια, ή στατικά ανεξάρτητες μονάδες ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία, η μεταξύ τους απόσταση πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) των μέγιστων σεισμικών οριζόντιων μετακινήσεων των δύο κτιρίων ή μονάδων στην αντίστοιχη στάθμη. Εάν οι στάθμες των ορόφων του κτιρίου ή της ανεξάρτητης μονάδας που μελετάται είναι οι ίδιες με εκείνες του παρακείμενου κτιρίου ή μονάδας, η παραπάνω ελάχιστη απόσταση μπορεί να πολλαπλασιασθεί επί 0.7.

Στα ανωτέρω 1 και 2, οι σεισμικές μετακινήσεις λαμβάνονται ίσες με αυτές από την ελαστική ανάλυση για τη σεισμική δράση σχεδιασμού με το φάσμα σχεδιασμού, επί το συντελεστή συμπεριφοράς q (με βάση «κανόνα των ίσων μετακινήσεων»), αλλά όχι μεγαλύτερες από τις ελαστικές. (Καραγιάννης 2013)

Ακόμη, η ερμηνεία κανονιστικών διατάξεων έχει μερικές φορές ως αποτέλεσμα η απόσταση μεταξύ των κτιρίων να είναι ανεπαρκής σε σχέση και με τη φιλοσοφία των σύγχρονων κανονισμών που προβλέπουν ανελαστική απόκριση των κατασκευών με μεγάλες μετατοπίσεις κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων. (Καραγιάννης 2013)

Ωστόσο, πολλές φορές υπάρχουν παράγοντες που δεν επιτρέπουν κάτι τέτοιο.

Οι περιορισμοί και οι οδηγίες, οι οποίες κατά καιρούς εντάσσονται στους αντισεισμικούς κανονισμούς της κάθε χώρας και αναφέρονται στο θέμα των αντισεισμικών αρμών μεταξύ δύο διαφορετικών κτιρίων ή δύο διαφορετικών τμημάτων του ίδιου κτιρίου, δεν θεωρούνται ιδιαίτεως ικανοποιητικές. Τα εμπόδια που προκύπτουν είναι πολλά και κυρίως οικονομικής φύσεως.

Πιο συγκεκριμένα, στις σύγχρονες πυκνοκατοικημένες πόλεις, η γη είναι ιδιαίτεως πολύτιμη. Κατά συνέπεια, όταν κάποιος αντισεισμικός κανονισμός απαιτεί έναν σημαντικό μήκος διαχωρισμό μεταξύ δύο κτιρίων, είναι φυσικό αυτό να προκαλέσει αντιδράσεις λόγω της μείωσης της αξιοποιήσιμης γης και την οικονομική ζημία που αυτή συνεπάγεται για τους ιδιοκτήτες. Είναι ιδιαίτερα σημαντικό ότι παρ' όλα αυτά για την αντισεισμική προστασία δύο γειτονικών κτιρίων, αυτά θα πρέπει να έχουν μεταξύ τους μία ορισμένη απόσταση, ώστε να αποφευχθεί η "σύγκρουσή" τους όταν θα προκύψει προσωρινή μετατόπιση της μάζας τους κατά την διάρκεια ενός σεισμού ή λόγω ανεμοπιέσεων. (Τουλιάτος 2001)

Το μέγεθος αυτής της απόστασης θα πρέπει να καθορίζεται από Πολιτικό Μηχανικό και μάλιστα κατόπιν κατάλληλης μελέτης.

2.3. ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

Οι τοιχοπλήρωσεις κατασκευάζονται κυρίως για αρχιτεκτονικές ανάγκες ή και για αισθητικούς λόγους και μέχρι σήμερα δεν λαμβάνονται υπ' όψη ως φέροντα μέλη των κατασκευών. Παρ' όλα αυτά, η αντοχή τους δεν είναι αμελητέα και είναι σίγουρο πως ενεργοποιούνται με τον υπόλοιπο φορέα, όταν αυτός υποβάλλεται σε πλευρικές, σεισμικές κυρίως φορτίσεις. **Αγνοώντας έτσι την παρουσία τους, αναπτύσσονται τάσεις στον υπόλοιπο φορέα οπλισμένου σκυροδέματος, κατά τον σεισμό, που απέχουν αρκετά απ' αυτές για τις οποίες αυτός σχεδιάστηκε και διαστασιολογήθηκε.** (Κόντου, 2010)

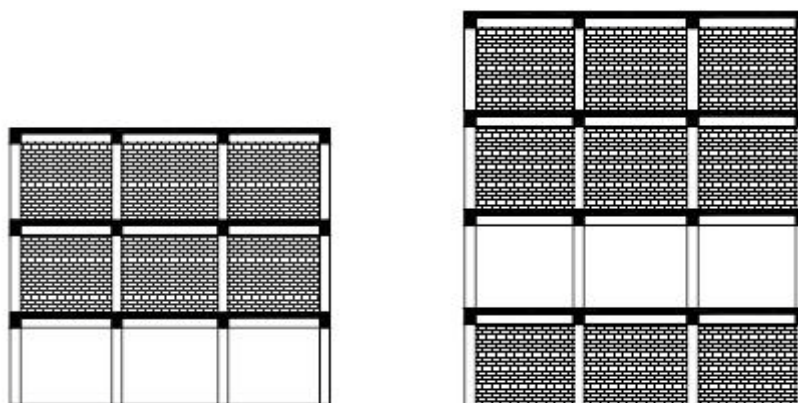
Η παρουσία των τοιχοποιιών πλήρωσης στις κατασκευές μεταβάλλει ουσιαστικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά τους καθώς και τη συνολική τους σεισμική συμπεριφορά. Υπάρχουν παραδείγματα όπου τα αποτελέσματα των σεισμών έδειξαν

ότι οι τοιχοποιίες πλήρωσης μπορούν να συμβάλουν στη δημιουργία επικίνδυνων για την κατασκευή μορφών αστοχίας όπως τη δημιουργία μηχανισμού ορόφου στην κατασκευή (πυλωτή).

Από την άλλη, είναι επίσης παραδεκτό ότι «υπό προϋποθέσεις» οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να αυξήσουν σημαντικά την αντοχή και τη δυσκαμψία του κτιρίου έναντι των σεισμικών δράσεων. Πολλές φορές μάλιστα για την ενίσχυση των υφισταμένων κατασκευών χρησιμοποιούνται τοιχοποιίες οι οποίες όταν είναι καλά σχεδιασμένες βελτιώνουν τη σεισμική συμπεριφορά αυτών. (Μουστακάτου, 2009)

2.3.1. Η ύπαρξη τοιχοπληρώσεων συμπαγών ή με ανοίγματα

Ο σημαντικότερος παράγοντας που καθορίζει το αν οι τοιχοπληρώσεις έχουν ευμενή ή δυσμενή επιρροή στη απόκριση μιας κατασκευής, είναι η διάταξη τους σε κάτοψη, σε τομή, αλλά και μέσα στα φατνώματα οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 2.1. Ανομοιόμορφη κατανομή των τοιχοπληρώσεων μεταξύ των ορόφων

Εξίσου σημαντική είναι επιρροή που μπορεί να έχει στη σεισμική συμπεριφορά των πολυώροφων κατασκευών η καθ' ύψος μεταβολή της δυσκαμψίας (π.χ. πυλωτή, τοιχοπλήρωση με ανοίγματα).

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 δευτέρας τάξεως που οδηγούν σε μερική ή ολική κατάρρευση (Καραγιάννης & Φαββάτα 2007).

Σημαντική είναι η επιρροή της πυλωτής για τους κάτω ορόφους του κτιρίου, όπου παρατηρείται αύξηση των μετατοπίσεων, συγκέντρωση δηλαδή μεγάλου ποσοστού της μετακίνησης του κτιρίου στο ισόγειο με συνέπεια να είναι ιδιαίτερα δυσμενής η επιρροή της πυλωτής στις απαιτήσεις σε πλαστιμότητα που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα στη βάση του ισογείου. Παρατηρείται σημαντική αύξηση των απαιτήσεων αυτών σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές που αναπτύσσει το ακραίο υποστυλώμα στην περίπτωση όπου το κτίριο είναι χωρίς τοιχοποιία πλήρωσης. Αντίθετα, όταν η πολυώροφη πλαισιωτή κατασκευή είναι πλήρως τοιχοπληρωμένη, φαίνεται ότι οι απαιτήσεις σε πλαστιμότητα καμπυλοτήτων του υποστυλώματος, είναι γενικά μικρότερες.

Μελετώντας την τελική μορφή αστοχίας που παρουσιάζει το κτίριο, όταν αναλύεται ως πυλωτή και σε σύγκριση με την αντίστοιχη συμπεριφορά του κτιρίου, όταν είναι χωρίς τοιχοποιίες, παρατηρήθηκαν σε αρκετές διερευνήσεις, τα εξής:

(α) Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων περιορίζει την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα των άνω ορόφων όπου σε αντίθεση με την περίπτωση κενού πλαισίου (χωρίς τοιχοπληρώσεις), τα υποστυλώματα παραμένουν στην ελαστική περιοχή.

(β) Ιδιαίτερα σημαντική είναι η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στα υποστυλώματα του ισογείου, με εκτεταμένο το μήκος ανελαστικής περιοχής τους.

(γ) Μικρότερη είναι η επιρροή των τοιχοποιιών στις δοκούς (Καραγιάννης & Φαββάτα 2007).

Ο σχεδιασμός της σύνδεσης των φερόντων με τα δευτερεύοντα μέλη της κατασκευής, ο οποίος θα καθορίσει και την σχέση τους κατά την διαδικασία παραμόρφωσης του συνόλου της κατασκευής λόγω των δυναμικών καταπονήσεων από το σεισμό, μπορεί να ακολουθήσει δύο κύριες κατευθύνσεις αντιμετώπισης:

1ον: περίσσεια αντοχής και δυσκαμψίας του μη φέροντος μέλους για την επιβαλλόμενη παραμόρφωση, μέχρι ενός αποφασιζόμενου ορίου.

2ον: απομόνωση του μη φέροντος μέλους από την επιβαλλόμενη παραμόρφωση, χωρίς βέβαια να διαταραχθεί η σχέση στήριξης του ενός μέλους από το άλλο.

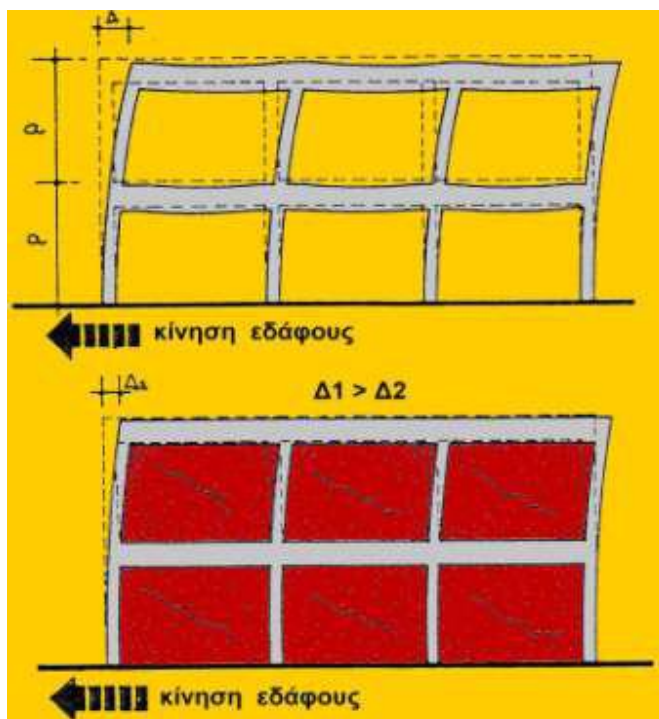
Στην πρώτη περίπτωση ανήκει σαν παράδειγμα η πλήρωση των ανοιγμάτων ενός σκελετού π.χ. από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχοποιία. Πράγματι, συνήθως η οπτοπλινθοδομή αντιστέκεται στο σεισμό μέχρι ενός ορίου, το οποίο εξαρτάται από την ποιότητα των τούβλων, το πάχος της, το χρησιμοποιούμενο κονίαμα και τις τυχόν ενισχύσεις (σενάζ) που διαθέτει. Με την αντίστασή της αυτή αυξάνει σε σημαντικό βαθμό, και την αντίσταση του συνόλου της κατασκευής.

Έχει υπολογιστεί μέσω ερευνητικής εργασίας του Ε.Μ.Π., ότι η αύξηση της αντίστασης στις παραμορφώσεις από ένα σεισμό, του τυπικού σκελετού από οπλισμένο σκυρόδεμα μιας πολυκατοικίας με πλήρωση από εξάοπα τούβλα, είναι της τάξης έως και του 30-33%.

Όταν μάλιστα, η επιβαλλόμενη σεισμική φόρτιση υπερβεί το όριο αντοχής της οπτοπλινθοδομής, η ρηγμάτωσή της έχει σαν αποτέλεσμα την απόσβεση ενός μεγάλου μέρους της εισαγόμενης ενέργειας, προς όφελος της ασφάλειας του φέροντος οργανισμού. (Τουλιάτος, 2001)

Ένας φέρων οργανισμός π.χ. από οπλισμένο σκυρόδεμα, υφίσταται κατά τη σεισμική δράση κάποιες παραμορφώσεις. Εάν τα κενά διαστήματα μεταξύ των στοιχείων του Φ.Ο. έχουν πληρωθεί π.χ. με οπτοπλινθοδομή πάχους 200-250 χιλιοστών, τότε:

α. οι σημειούμενες παραμορφώσεις αυτού του σκελετού (κάτω) συγκριτικά με αυτόν του σκελετού (επάνω) κατά την ίδια σεισμική δράση θα είναι μικρότερες (σχ. 2) και



β. μέρος της εισαγόμενης σεισμικής ενέργειας θα καταναλωθεί στην ρηγμάτωση των οπτοπλινθοδομών, ανακουφίζοντας τον σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Σχήμα 2.2. Αυξημένη δυσκαμψία λόγω τοιχοποιίας (Τουλιάτος, 2001)

Από τα αποτελέσματα αρκετών ερευνών που έχουν γίνει έχει προσδιοριστεί σε μεγάλο βαθμό η ευμενής ή δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων, κάτι που αναγνωρίζεται και από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (π.χ. ο Κανονισμός Επεμβάσεων δίνει τη δυνατότητα να ληφθεί υπόψη και τοιχοπλήρωση στην ενίσχυση των κτιρίων). (Μουστακάτου, 2009)

Συγκεκριμένα, παρατίθενται πολλά παραδείγματα όπου τα αποτελέσματα των σεισμών αποδεικνύουν την ιδιαίτερη δομική αξία που έχουν οι τοιχοπληρώσεις για τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι αντοχές των τοιχοπληρώσεων δεν μπορεί να είναι αμελητέες για την κατασκευή, δεδομένου ότι κατά τη διάρκεια μεγάλων σεισμικών διεγέρσεων οι αναπτυσσόμενες οριζόντιες δυνάμεις στο κτίριο έχουν ως αποτέλεσμα την αλληλεπίδραση των τοιχοποιιών με το πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος που τις περιβάλλει.

Παρόλα αυτά, στην καθημερινή πρακτική οι τοιχοπληρώσεις εξακολουθούν να θεωρούνται μη φέροντα δομικά στοιχεία και δεν λαμβάνονται υπόψη κατά το σχεδιασμό των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό οφείλεται στο ότι μέχρι και σήμερα δεν υπάρχει κοινή αντίληψη για τη συμπεριφορά των τοιχοπληρώσεων κατά την αλληλεπίδρασή τους με τα πλαίσια. Βασική αιτία αποτελεί το γεγονός ότι οι παράμετροι που επηρεάζουν την απόκριση των τοιχοποιιών είναι πολλοί, όπως για παράδειγμα: μηχανικά χαρακτηριστικά πλίνθων και συνδετικής κονιάς, γεωμετρία πλαισίου που περιβάλλει την τοιχοποιία, αντοχή και δυσκαμψία δομικών στοιχείων και πλαισίου, ύπαρξη και μορφή ανοιγμάτων, μέγεθος αναπτυσσόμενων οριζόντιων δράσεων, κ.λπ (Μουστακάτου 2009).

2.3.2. Προσομοίωση της τοιχοποιίας πλήρωσης

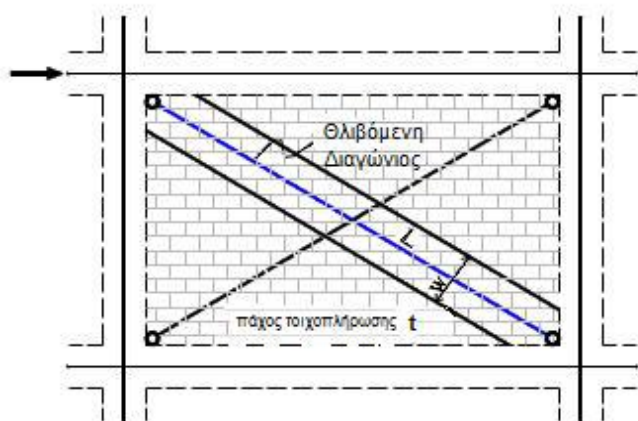
Η βασική μορφή αστοχίας της τοιχοποιίας είναι η διαγώνια ρηγματώση, η ειδική προσομοίωση της οποίας γίνεται με το μοντέλο του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα.

Στην περίπτωση αυτή η προσομοίωση της τοιχοποιίας πλήρωσης γίνεται με χρήση διαγώνιας αντηρίδας, η οποία μεταβιβάζει μόνο θλιπτικό φορτίο μεταξύ των διαγωνίως απέναντι κόμβων. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στον καθορισμό:

(α) των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της διαγώνιας αντηρίδας και

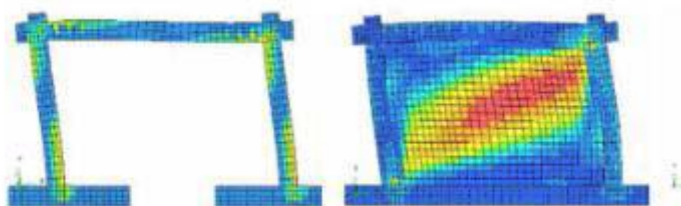
(β) των κύριων παραμέτρων για το μοντέλο απόκρισης ώστε αυτό να περιγράψει βασικά χαρακτηριστικά συμπεριφοράς της τοιχοπλήρωσης (π.χ. αρχική δυσκαμψία και αντοχή) (Καραγιάννης & Φαββάτα 2007).

Η ειδική προσομοίωση της τοιχοποιίας ως διαγώνια αντηρίδα έχει αποδειχθεί ιδιαίτερα ικανοποιητική για την προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς των τοιχοπληρωμένων πλαισίων.



Σχήμα 2.3. Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με διαγώνιους θλιπτήρες (Αντωνόπουλος, 2008)

Εναλλακτικός τρόπος ανάλυσης τοιχοπληρωμένων πλαισίων είναι αυτός της χρήσης **πεπερασμένων στοιχείων** (εικόνα 2.4). Τόσο το στοιχείο πλήρωσης όσο και το πλαίσιο αναλύονται σαν πεπερασμένα στοιχεία, επίπεδα και γραμμικά, αντίστοιχα.



Σχήμα 2.4. Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης με πεπερασμένα στοιχεία (Αντωνόπουλος, 2008)

2.3.3. Συμπεράσματα

1. Παρατηρείται ότι στην περίπτωση που το κτίριο μελετάται ως πλήρως τοιχοπληρωμένο οι απαιτήσεις σε πλαστιμότητα είναι μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες απαιτήσεις που αναπτύσσει το ίδιο υποστύλωμα χωρίς την

επιρροή των τοιχοποιιών, καθ' όλη τη διάρκεια της σεισμικής διεγέρσεως (Καραγιάννης & Φαββάτα 2007).

2. Οι θετικές επιδράσεις που έχουν διαπιστωθεί είναι η αύξηση της αντοχής και της πλευρικής δυσκαμψίας των κτιρίων.
3. Σε κάθε περίπτωση η παρουσία τοιχοπληρώσεων στην κατασκευή έχει ως αποτέλεσμα, σε σχέση με την περίπτωση όπου το κτίριο είναι χωρίς τοιχοποιίες, σημαντική μείωση των μέγιστων αναπτυσσόμενων σχετικών μετατοπίσεων κυρίως στους επάνω ορόφους του κτιρίου.
4. Γενικά, οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν τόσο την δυσκαμψία όσο και την αντοχή του κτιρίου αλλά μειώνουν την ολική πλαστιμότητα.
5. Η επιρροή της μορφολογίας με ανοιχτό ισόγειο (πυλωτή) στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών είναι ιδιαίτερα κρίσιμη για τα υποστυλώματα του ισογείου της κατασκευής δεδομένου ότι σε αυτή την περίπτωση παρατηρείται σημαντική αύξηση των απαιτήσεων τους σε πλαστιμότητα, καθώς και του μήκους ανελαστικής περιοχής τους. Ωστόσο, στις περιπτώσεις αλληλεπίδρασης παρατηρήθηκε μείωση των αντίστοιχων απαιτήσεων σε πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων του ισογείου.
6. Οι διατμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο κρίσιμο τμήμα του υποστυλώματος σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις ξεπερνούν τη διαθέσιμη αντοχή του. Ιδιαίτερα εμφανής είναι η επιρροή των τοιχοπληρώσεων, δεδομένου ότι, σε σύγκριση με την αντίστοιχη συμπεριφορά που αναπτύσσει το υποστύλωμα όταν το πολυώροφο πλαίσιο είναι χωρίς τοιχοποιίες, οι διατμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται είναι μεγαλύτερες και μάλιστα ξεπερνούν, αρκετές και περισσότερες φορές, την αντοχή του υποστυλώματος κατά τη διάρκεια της ανάλυσης (Καραγιάννης & Φαββάτα 2007).
7. Η αστοχία των τοιχοπληρώσεων ξεκινάει από τους κάτω ορόφους του κτιρίου.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η συνεισφορά των τοίχων πληρώσεως είναι σημαντική και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

2.4. ΚΟΜΒΟΙ ΔΟΚΩΝ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Από τα πλέον σημαντικά θέματα είναι η συμπεριφορά των κόμβων και ιδιαίτερα των ακραίων κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων, όπου υπάρχει έντονος προβληματισμός για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης, ο οποίος απορρέει από την έλλειψη της εις βάθος κατανόησης, καθώς και από την έλλειψη κοινά αποδεκτού μοντέλου – μηχανισμού απόκρισης. Αυτό άλλωστε αντικατοπτρίζεται και στην υφιστάμενη διεθνώς επιστημονική διαφωνία για τον τρόπο λειτουργίας και τη διαδικασία σχεδιασμού τους.

Συνήθως, για την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα το αναλυτικό μοντέλο προσομοίωσης που χρησιμοποιείται περιλαμβάνει στοιχεία μιας διάστασης που περιγράφουν την απόκριση των δοκών και των υποστυλωμάτων, ενώ η προσομοίωση των κόμβων γίνεται με χρήση άκαμπτων ζωνών θεωρώντας έτσι ελαστική, με άπειρη αντοχή και δυσκαμψία, την απόκριση στην περιοχή του κόμβου.

Στην πραγματικότητα όμως μια τέτοια συμπεριφορά δεν είναι πάντα εφικτή, κυρίως σε παλαιού τύπου κατασκευές. Έτσι, στην πιθανή περίπτωση ρηγμάτωσης ή αστοχίας των κόμβων η συνολική απόκριση της κατασκευής δεν προσεγγίζεται με ικανοποιητική ακρίβεια.

Στην προσομοίωση ως κύριοι παράμετροι λαμβάνονται:

- α) γεωμετρία κόμβου, από την οποία εξαρτάται η αντοχή της θλιβόμενης διαγωνίου (σε ροπή),
- β) οπλισμοί δοκού, από τους οποίους εξαρτάται η αντοχή της δοκού (σε ροπή διαρροής) και το επίπεδο μέγιστης διατμητικής τάσης κόμβου,
- γ) μορφή αγκύρωσης – επάρκεια συνολικού μήκους και επάρκεια ευθύγραμμου μήκους,
- δ) εγκάρσιος οπλισμός κόμβου (συνδετήρες),
- ε) αντοχή διαρροής της δοκού (MR_b) σε σχέση με την αντίστοιχη τιμή του υποστυλώματος (MR_c), δηλαδή ο λόγος $\alpha = MR_c / MR_b$

Ελάχιστες μέχρι σήμερα είναι οι αναλυτικές μελέτες διερεύνησης της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος στις οποίες λαμβάνεται υπόψη ο τρόπος λειτουργίας των κόμβων. Στις περιπτώσεις αυτές η προσομοίωση της συμπεριφοράς των κόμβων γίνεται με χρήση στροφικών ελατηρίων, η απόκριση των οποίων, όμως, δεν λαμβάνει υπόψη τη βαθμιαία μείωση

της αντοχής και την πιθανή ψαθυρή αστοχία του κόμβου. Κατά συνέπεια, η επιρροή της τοπικής ανελαστικής απόκρισης των κόμβων στη σεισμική συμπεριφορά πολυώροφων κατασκευών είναι ανοικτό πρόβλημα προς διερεύνηση. (Φαββάτα & Καραγιάννης 2007)

Η εφαρμογή του προτεινόμενου στροφικού ελατηρίου για την προσομοίωση του τρόπου λειτουργίας κόμβου οπλισμένου σκυροδέματος προϋποθέτει την εκτίμηση των παραμέτρων καθορισμού του τρόπου απόκρισής του:

- (α) αρχική δυσκαμψία,
- (β) μέγιστη αντοχή κόμβου (τέλος της ελαστικής περιοχής),
- (γ) τέλος της αξιόπιστης ανελαστικής περιοχής,
- (δ) κλίση του φθίνοντα κλάδου, και
- (ε) μορφή της υστερητικής απόκρισης.

Ο καθορισμός των τιμών των βασικών παραμέτρων εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πραγματικού κόμβου.

2.4.1. Βασικές μορφές απόκρισης και αστοχίας ακραίων κόμβων

- A. Βλάβη εκτός κόμβου - Διαρροή δοκού
- B. Αποδιοργάνωση – αστοχία κόμβου
- Γ. Αποδιοργάνωση κόμβου με χαρακτηριστικά αστοχίας αγκύρωσης

2.4.2. Επιρροή πυλωτής

Η παρουσία πυλωτής σε πολυώροφη κατασκευή επηρεάζει δυσμενώς τους ακραίους χωρίς συνδετήρες κόμβους των κάτω ορόφων (1ου και 2ου), οι οποίοι παρουσιάζουν χαρακτηριστικά πλήρους αποδιοργάνωσης. Σε κάθε άλλη περίπτωση οι τοιχοποιίες φαίνεται ότι περιορίζουν (βελτιώνουν) τη συμπεριφορά των κόμβων. Επιπλέον, σημειώνεται ότι χωρίς τις τοιχοποιίες πλήρωσης σε μια πολυώροφη κατασκευή, οι ακραίοι με μειωμένη αντοχή κόμβοι που ξεπερνούν τη μέγιστη αντοχή τους και παρουσιάζουν χαρακτηριστικά αποδιοργάνωσης είναι στους επάνω ορόφους. Στην περίπτωση όμως πυλωτής, όπως ήδη αναφέρθηκε,

κρίσιμη είναι η απόκριση των κόμβων στους κάτω ορόφους του κτιρίου. (Φαββάτα & Καραγιάννης 2007)

Ακολούθως, **σε συνδυασμό πλέον με την τοπική απόκριση των κόμβων** εξετάστηκαν είκοσι έξι (26) περιπτώσεις αλληλεπίδρασης πολυώροφης κατασκευής όπου υπάρχει πιθανότητα εμβολισμού των υποστυλωμάτων της από τις πλάκες παρακείμενης πιο δύσκαμπτης και με μικρότερο συνολικό ύψος κατασκευής. Στις περιπτώσεις αυτές μελετήθηκε η απόκριση πολυώροφου κτιρίου όταν όλοι οι ακραίοι κόμβοι του:

(α) ήταν παλαιού τύπου (χωρίς συνδετήρες) και έτσι η προσομοίωσή τους έγινε με το προτεινόμενο μοντέλο-στοιχείο και

(β) για λόγους σύγκρισης, αποκρίνονταν ελαστικά με άπειρη αντοχή και δυσκαμψία και έτσι η προσομοίωσή τους έγινε με χρήση άκαμπτων ζωνών.

Επιπλέον, στόχος της διερεύνησης αυτής ήταν η εξέταση του κατά πόσο

(α) η θέση όπου οι δύο κατασκευές έρχονται σε επαφή (έξι συνολικά διαφορετικές θέσεις αλληλεπίδρασης) και

(β) η επιρροή της αρχικής απόστασης d_g μεταξύ των κτιρίων (δύο διαφορετικές αποστάσεις), συναρτήσει της τοπικής απόκρισης των κόμβων, επηρεάζει την αλληλεπίδραση.

2.4.3. Αποτελέσματα

Η πιθανή βλάβη ή και αστοχία των ακραίων κόμβων, μειώνει σημαντικά την αντοχή και κυρίως την ικανότητα της πολυώροφης κατασκευής για παραλαβή φορτίου πέρα από το μέγιστο (φθίνοντας κλάδος απόκρισης). (Φαββάτα & Καραγιάννης 2007)

Ιδιαίτερα σημαντική φαίνεται ότι είναι η επιρροή της αλληλεπίδρασης στην τοπική απόκριση των ακραίων (από την πλευρά επαφής) κόμβων των πολυώροφων κατασκευών με τοιχοπλήρωση. Συγκεκριμένα, λόγω της αλληλεπίδρασης, οι ακραίοι κόμβοι πολυώροφου πλαισίου πάνω από το σημείο επαφής των δύο κατασκευών, ξεπερνούν τη μέγιστη ικανότητά τους και παρουσιάζουν χαρακτηριστικά έντονης ή και πλήρους αποδιοργάνωσης (πτωτικό κλάδο απόκρισης). Όσον αφορά στους κόμβους κάτω από το σημείο επαφής των κατασκευών, φαίνεται ότι η αλληλεπίδραση περιορίζει (βελτιώνει) τη συμπεριφορά τους. Επισημαίνεται δε ότι χωρίς προβλήματα

αλληλεπίδρασης σε πολυώροφη κατασκευή με τοιχοπλήρωση παντού κανένας κόμβος δεν ξεπερνάει την μέγιστη αντοχή του, ενώ όταν η τοιχοποιία πλήρωσης σε μια κατασκευή είναι τύπου πυλωτής, κρίσιμη είναι η απόκριση των κόμβων στους κάτω ορόφους. Αναφέρεται δε ότι στην περίπτωση όπου η πολυώροφη κατασκευή μελετάται χωρίς τοιχοποιίες πλήρωσης, η τοπική απόκριση των κόμβων δεν μεταβάλλεται ουσιαστικά λόγω της αλληλεπίδρασης.

Το πιο σημαντικό πρόβλημα από την αλληλεπίδραση των κατασκευών με διαφορετικό ύψος ορόφων φαίνεται ότι προφανώς είναι η τοπική απόκριση του υποστυλώματος του πολυώροφου πλαισίου που δέχεται την πρόσκρουση από την πλάκα της παρακείμενης πιο δύσκαμπτης και με μικρότερο συνολικό ύψος κατασκευής. Σε σύγκριση λοιπόν, με την αντίστοιχη συμπεριφορά του κρίσιμου υποστυλώματος χωρίς την επιρροή της τοπικής απόκρισης των κόμβων, προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

α) Η πιθανή βλάβη (ή αστοχία) των ακραίων κόμβων, βελτιώνει την καμπτική συμπεριφορά του υποστυλώματος: οι απαιτήσεις σε πλαστιμότητα που αναπτύσσει είναι σε κάθε περίπτωση μικρότερες με την επιρροή των κόμβων.

β) Ωστόσο, η πιθανή βλάβη (ή αστοχία) των ακραίων κόμβων, ελάχιστα περιορίζει - βελτιώνει τη διατμητική συμπεριφορά του υποστυλώματος. Σε κάθε περίπτωση οι αναπτυσσόμενες διατμητικές δυνάμεις ξεπερνούν τη διαθέσιμη αντοχή του υποστυλώματος αρκετές φορές, κατά τη διάρκεια της ανάλυσης.

Παραπάνω αναφέρεται ήδη ότι λόγω της αλληλεπίδρασης πιο κρίσιμη είναι απόκριση των τοιχοπληρώσεων στους ορόφους της πολυώροφης κατασκευής πάνω από σημείο επαφής. Σε κάθε περίπτωση η πιθανή βλάβη ή και αστοχία των ακραίων κόμβων φαίνεται ότι επηρεάζει δυσμενώς την τοπική απόκριση των τοιχοπληρώσεων αυτών. (Φαββάτα & Καραγιάννης 2007)



3. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σύμφωνα με το Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών, η μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς των κατασκευών με τη βοήθεια επιταχυνσιογράφων συμβάλλει καθοριστικά στην πλησιέστερη και ακριβέστερη απόκριση μιας κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού ή μιας άλλης δυναμικής διέγερσης. Η μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής δίνει τη δυνατότητα στον ερευνητή να συγκρίνει τις καταγραφές – ενόργανες μετρήσεις του έργου με τα αναλυτικά προσομοιώματα που προέκυψαν από κάποια ρεαλιστικά προσομοιώματα και να εξάγει χρήσιμα συμπεράσματα. Προγράμματα εγκατάστασης δικτύων επιταχυνσιογράφων σε κατασκευές (κτίρια, γέφυρες, φράγματα) έχουν διεξαχθεί εδώ και αρκετά χρόνια σε πολλές σεισμογενείς περιοχές (Η.Π.Α, Ιαπωνία) και έχουν παίξει σημαντικό ρόλο στη βελτίωση αντισεισμικού σχεδιασμού καθώς και στην καλύτερη κατανόηση της δυναμικής συμπεριφοράς των κατασκευών.

(Ψυχάρης, 2015)

Εάν εξαιρέσει κανείς τις εμπειρικές μεθόδους, η χρήση του ηλεκτρονικού υπολογιστή με τις αλματωδώς αυξανόμενες δυνατότητες, αποτελεί στις μέρες μας την συνήθη διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς με προσομοιώματα του δομικού συστήματος τριών διαστάσεων (3D) και αντίστοιχα των δομικών στοιχείων σύνθετης μηχανικής συμπεριφοράς (υλικών ή δομικών στοιχείων). Όμως και για αυτές τις περιπτώσεις ορισμένα στοιχεία, όπως η αλληλεπίδραση παρακειμένων κατασκευών, αγνοούνται ή λαμβάνονται προσεγγιστικά υπόψη παρότι είναι δυνατόν να διαφοροποιήσουν σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά. Βέβαια θα πρέπει να σημειωθεί ότι η αποτίμηση με περισσότερο σύνθετες αναλύσεις δεν οδηγεί πάντα σε προβλέψεις μεγαλύτερης αξιοπιστίας αφού συνήθως ισχύει ότι:

Αξιοπιστία ανάλυσης = αξιοπιστία [{μηχανικού} x {προσομοιωμάτων}x {λογισμικού}x {...}] (Καραμπίνης, 2003)

Οι επιτρεπόμενες κατά περίπτωση μέθοδοι ανάλυσης για την αποτίμηση ή την ενίσχυση ενός κτιρίου εξαρτώνται από την εκπλήρωση ορισμένων προϋποθέσεων κανονικότητας του κτιρίου καθώς και από τη στάθμη αξιοπιστίας των διαθέσιμων δεδομένων.

Οι μέθοδοι ανάλυσης που προβλέπονται είναι:

- **Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση**, υπό αυστηρές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και ανεξαρτήτως της αξιοπιστίας των δεδομένων,
- **Ελαστική δυναμική ανάλυση (φασματική ή χρονοϊστορίας)**, υπό κάπως λιγότερο αυστηρές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου, ανεξαρτήτως της αξιοπιστίας των δεδομένων,
- **Ανελαστική στατική ανάλυση** (με επιβαλλόμενες οριζόντιες δυνάμεις), χωρίς σημαντικές προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και με τουλάχιστον επαρκή αξιοπιστία δεδομένων, και
- **Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας)**, χωρίς προϋποθέσεις κανονικότητας του κτιρίου και με ικανοποιητική αξιοπιστία δεδομένων.

Συγκεκριμένα, κατά τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, ελαστική ανάλυση δεν επιτρέπεται εάν η μέγιστη τιμή του λόγου έντασης προς αντίσταση S_d / R_d σε όλο το κτίριο είναι πάνω από 2.5 φορές την ελάχιστη (εξαιρέση οι θέσεις όπου $S_d / R_d < 1$), ενώ κατά τον ΚΑΝΕΠΕ η ελαστική ανάλυση δεν επιτρέπεται εάν η μέγιστη τιμή του λόγου S_d / R_d σε όλο το κτίριο είναι πάνω από 2.5.

Επισημαίνεται ότι τόσο ο ΚΑΝΕΠΕ όσο και ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 οδηγούν σε οικονομικότερα συμπεράσματα για την αποτίμηση ή την ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων όταν η ανάλυση είναι ανελαστική. (Κοσμόπουλος, 2015)

Η επιλογή της χρησιμοποιούμενης μεθοδολογίας και των σχετικών προσομοιωμάτων ανάλυσης και υπολογισμού αποτελεί άμεση συνάρτηση του επιθυμητού επιπέδου αξιοπιστίας και του αντίστοιχου κόστους και εξαρτάται άμεσα από την κλίμακα εφαρμογής της διαδικασίας αποτίμησης. Συνήθως ακολουθείται η λογική των διαδοχικών σταδίων από την απλούστερη στην συνθετότερη. (Κάππος, 2003)

Για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής απαιτείται η επίλυση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας η οποία μπορεί να γίνει είτε με τη μέθοδο της επαλληλίας των ιδιομορφών (mode superposition method), είτε με την άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας (direct integration method). (Παπαδρακάκης, 2003)

3.2. ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Οι απλές ελαστικές αναλύσεις χρησιμοποιούνται συνήθως για να δώσουν μία ποιοτική ένδειξη σχετικά με τα αδύνατα σημεία της κατασκευής στα οποία αναμένεται να εμφανισθεί σεισμική βλάβη. (Κάππος, 2003)

Από τον ΕΑΚ προβλέπεται η εφαρμογή δύο προσεγγιστικών μεθόδων για τον αντισεισμικό σχεδιασμό με την ισοδύναμη στατική ελαστική ανάλυση:

- (i) Η (δυναμική) φασματική μέθοδος,
- (ii) η απλοποιημένη φασματική μέθοδος, γνωστή και ως ισοδύναμη στατική μέθοδος από παλαιότερες εκδόσεις του ΕΑΚ.

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση της θεμελιώδους μόνο ιδιομορφής, ενώ η δυναμική φασματική μέθοδος απαιτεί τον υπολογισμό ικανού αριθμού ιδιομορφών του συστήματος. Η μέγιστη σεισμική απόκριση που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιομορφή υπολογίζεται μετά τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης από το φάσμα σχεδιασμού, ενώ για τη δυναμική φασματική μέθοδο η μέγιστη συνολική απόκριση υπολογίζεται με την τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε όλες τις ιδιομορφές που εξετάζονται. (Παπαδρακάκης, 2003)

3.2.1. Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση

Γενικά

Για να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε

για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι (δείκτες ανεπάρκειας) λ από τη σχέση: $\lambda = SE/R_m$ (3.1)

όπου: SE είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού σχεδιασμού και R_m η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου.

Οι λόγοι λ υπολογίζονται τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό σε κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο. Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο αυτό.

Βάσεις της μεθόδου

Η προσομοίωση κτιρίων γίνεται με θεώρηση ελαστικής δυσκαμψίας και ιξώδους απόσβεσης που να αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή των στοιχείων. Ενώ με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. (Γιαννοπούλου & Στραγαλη, 2010)

Στατική ελαστική ανάλυση, με δυσκαμψίες δομικών στοιχείων κατά τον Ευρωκώδικα 8 ή ενεργές δυσκαμψίες (τέμνουσες δυσκαμψίες στη διαρροή), και οριζόντια φορτία από:

-Αντεστραμμένη τριγωνική κατανομή, με φορτίο κάθε κόμβου της κατασκευής ανάλογο της μάζας και της κατακόρυφης συντεταγμένης του κόμβου, και συνολική τέμνουσα βάσης αυτήν που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 ή του ΕΑΚ (ή από ελαστικό φάσμα που προδιαγράφεται από το χρήστη) για την τιμή της θεμελιώδους ελαστικής ιδιοπεριόδου της κατασκευής κατά το πηλίκο του

Rayleigh στη διεύθυνση της ανάλυσης: $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i m_i \delta_i^2}{\sum_i F_i \delta_i}}$ (3.2)

όπου: δ_i οι μετακινήσεις κόμβων στη διεύθυνση δυνάμεων F_i που ασκούνται στους κόμβους με μάζα m_i :

-Ομοιόμορφη κατανομή δυνάμεων καθ' ύψος, με την δύναμη που ασκείται σε κάθε κόμβο, ανάλογη της μάζας του, και συνολική τέμνουσα βάσης ως ανωτέρω,

-Κατανομή δυνάμεων σε κάθε κόμβο ανάλογη των μετακινήσεων κόμβων μιας επιλεγμένης ιδιομορφής της κατασκευής. (Κοσμόπουλος 2005)

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί, μεταξύ των οποίων και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000), έχουν θεσπίσει απλοποιητικές μεθόδους για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες δεν απαιτούν πλήρη δυναμική ανάλυση της κατασκευής και δεν λαμβάνουν υπόψη ευθέως την επιρροή των μη γραμμικοτήτων της γεωμετρίας και του υλικού. Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται σε απλοποιητικές παραδοχές, που ισχύουν κατά κανόνα σε συμβατικές κατασκευές κανονικού τύπου χωρίς σημαντικές ιδιαιτερότητες των δυναμικών τους χαρακτηριστικών, και οι οποίες καταλήγουν σε μία «ισοδύναμη» στατική ελαστική ανάλυση αντί της πλήρους δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.

Πεδίο εφαρμογής αυτών των απλοποιητικών μεθόδων είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός κτιριακών κυρίως κατασκευών των οποίων η σεισμική απόκριση προκαλεί μη-γραμμικότητες του υλικού και περιορισμένες γεωμετρικές μη γραμμικότητες, ενώ περιγράφεται ικανοποιητικά από την πρώτη τους ιδιομορφή.

Η ισοδύναμη στατική ελαστική ανάλυση βασίζεται στην παρακάτω παραδοχή:

Η κατασκευή θεωρείται ως ένα ιδεατό ελαστικό σύστημα του οποίου η μέγιστη απόκριση υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης (φάσμα σχεδιασμού με $q=1$). Η σεισμική φόρτιση σχεδιασμού της κατασκευής P_d λαμβάνεται ίση προς:

$$P_d = P_e / q \quad d_e \quad (3.3)$$

όπου: P_e είναι η μέγιστη σεισμική φόρτιση που θα παραλάβει η κατασκευή
 q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς.

Θεωρείται δηλαδή ότι η κατασκευή μπορεί να σχεδιαστεί με μικρότερη φόρτιση, από εκείνη που αναμένεται να παραλάβει, λόγω της δυνατότητάς της να παραμορφωθεί αρκετά πέραν της ελαστικής περιοχής χωρίς να καταρρεύσει.

Για τον υπολογισμό των «πραγματικών» (μετελαστικών) μετατοπίσεων του συστήματος, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από την ισοδύναμη γραμμική ελαστική

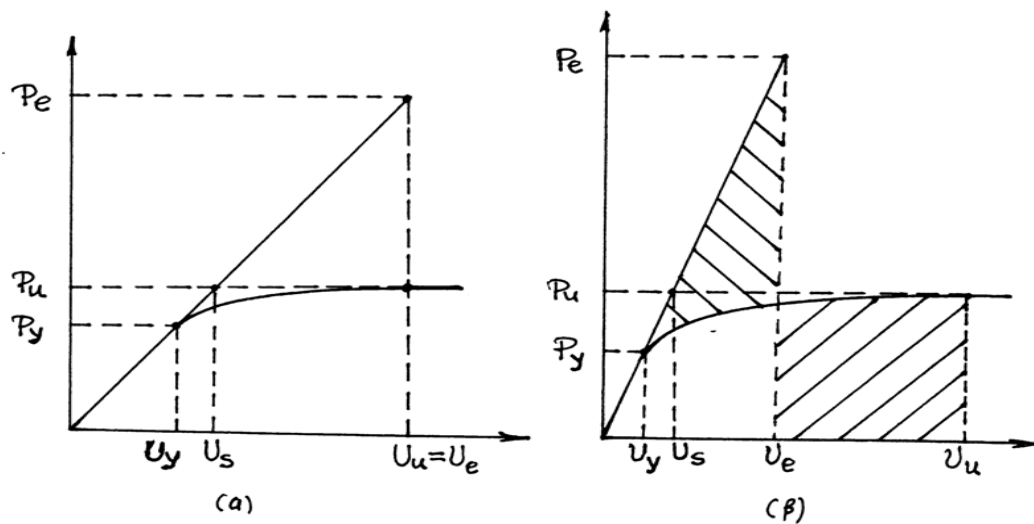
ανάλυση με τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς q . (Παπαδρακάκης, 2003)

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια με πλαστική συμπεριφορά χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της. Στους αντισεισμικούς κανονισμούς ο δείκτης συμπεριφοράς ορίζεται με ενιαία τιμή για ολόκληρο το κτίριο και καθορίζεται εμπειρικά με βάση τις βλάβες που έχουν παρατηρηθεί σε κτίρια έπειτα από καταστρεπτικούς σεισμούς. Η τιμή του q εξαρτάται από τον τρόπο ανάπτυξης των μετελαστικών περιοχών, τον βαθμό υπερστατικότητας, την υστερητική και ιξώδη απόσβεση, καθώς και από άλλα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Στο προσεχές μέλλον, με τις ακριβέστερες προσομοιώσεις των κατασκευών με μη γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία σε συνδυασμό με τη χρήση προηγμένων υπολογιστικών μεθόδων επιλύσεως των δυναμικών προβλημάτων, θα καταστεί δυνατός ο υπολογισμός του πραγματικού δείκτη συμπεριφοράς για οποιαδήποτε κτιριακή κατασκευή χωρίς περιορισμούς στη μορφή και το είδος της. Μία ποσοτική εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς q δίνεται από τις σχέσεις :

$$q = \frac{P_e}{P_y} = \frac{P_e}{P_u} \frac{P_u}{P_y} = q_d q_o \quad (3.4)$$

$$q_d = \frac{P_e}{P_u} = \frac{U_e}{U_u} \quad , \quad q_o = \frac{P_u}{P_y} = \frac{U_u}{U_y} \quad (3.5)$$

όπου: P_y και P_u είναι τα φορτία που αντιστοιχούν στο τέλος της ελαστικής συμπεριφοράς και στο οριακό φορτίο καταρρεύσεως, ενώ U_y , U_e και U_u είναι οι μετατοπίσεις της κορυφής του κτιρίου που αντιστοιχούν στα φορτία P_y , P_e και P_u , αντίστοιχα.



Σχήμα 3.1 Πραγματική μη γραμμική και ιδεατή γραμμικώς-ελαστική καμπύλη φορτίου-μετατόπισης. (α) Εύκαμπτο κτίριο, (β) δύσκαμπτο κτίριο (Παπαδρακάκης, 2003)

3.2.2. Ελαστική δυναμική ανάλυση (φασματική ή χρονοϊστορίας)

Βάσεις της μεθόδου

Στην προσομοίωση των κτιρίων, οι τιμές της γραμμικής ελαστικής δυσκαμψίας και της ιξώδους απόσβεσης αντιστοιχούν σε απόκριση των δομικών στοιχείων κοντά στο όριο διαρροής τους.

Προσομοίωση και ανάλυση

Η σεισμική δράση εισάγεται υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως, είτε από πραγματικές καταγραφές είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.

Μέθοδος φάσματος απόκρισης

- Με αυτή τη μέθοδο προσδιορίζονται οι μέγιστες τιμές που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή, χρησιμοποιώντας επαρκή αριθμό ιδιομορφών σύμφωνα με την §3.4.2 του ΕΑΚ.
- Οι μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών, μετακινήσεων, δυνάμεων ορόφων, τεμνουσών ορόφων και τεμνουσών βάσεως για κάθε ιδιομορφή συνδυάζονται με βάση την §3.4.3 του ΕΑΚ.
- Η χωρική επαλληλία των παραπάνω μεγεθών γίνεται με βάση την §3.4.4 του ΕΑΚ.

Μέθοδος χρονοϊστορίας της απόκρισης

- Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται για επιταχυνσιογραφήματα βάσεως ή για συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.
- Το μητρώο απόσβεσης περιγράφει τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του κτιρίου για απόκριση κοντά στο όριο διαρροής των στοιχείων.
- Όταν χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος γίνεται για τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που προκύπτει από την ανάλυση της χρονοϊστορίας. Ενώ όταν χρησιμοποιούνται τουλάχιστον επτά επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος μπορεί να γίνει για τη μέση τιμή κάθε μεγέθους.
- Η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων γίνεται σύμφωνα με τις §4.2.1 και §4.2.2 του κεφαλαίου 4. Εναλλακτικά, επιτρέπεται η ανάλυση προσομοιώματος στον χώρο για ταυτόχρονη δράση ζευγών οριζόντιων συνιστωσών (επιταχυνσιογραφημάτων), μίας σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου.

Προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων

Όταν η ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση, είτε με τη μέθοδο φάσματος απόκρισης είτε με τη μέθοδο χρονοϊστορίας της απόκρισης, πολλαπλασιάζονται επί το συντελεστή συμπεριφοράς q , ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων.

Όταν η ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς m , όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση, είτε με τη μέθοδο φάσματος απόκρισης είτε με τη μέθοδο χρονοϊστορίας της απόκρισης, αυξάνονται κατάλληλα, ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων.

Σε όλες τις περιπτώσεις, τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις επαυξάνονται, ώστε να συνεκτιμάται η επιρροή της στρέψης, σύμφωνα με την §5.1.2.

Τα διαφράγματα ελέγχονται για την συνδυασμένη δράση των δυνάμεων που προκύπτουν από την ανάλυση, οι οποίες δεν επιτρέπεται να λαμβάνονται μικρότερες από το 85% εκείνων που προκύπτουν από τη σχέση (3.15) του ΕΑΚ. Παράλληλα, θα ελέγχονται και για τις δυνάμεις που δημιουργούνται λόγω ασυνεχειών στη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων πάνω και κάτω από το διάφραγμα, οι οποίες λαμβάνονται ίσες με τις ελαστικές δυνάμεις χωρίς μείωση.

(Γιαννοπούλου & Στράγαλη, 2010)

Δυναμική φασματική ανάλυση, με σύνθεση ιδιομορφικών δυνάμεων και μετακινήσεων χρησιμοποιώντας τον κανόνα της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares – SRSS):

$$R_{\max} = \sqrt{\sum R^2_i} \quad (3.6)$$

ή τον κανόνα πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination – CQC) για την περίπτωση ύπαρξης πολύ κοντινών ιδιοπεριόδων:

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} R_i R_j} \quad (3.7)$$

όπου: ρ_{ij} συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών i και j με ιδιοσυχνότητες ω_i και ω_j και φασματική απόσβεση ζ_i, ζ_j αντίστοιχα.

$$\rho_{ij} = \frac{8 \zeta_i \zeta_j (\zeta_j + b \zeta_i) b^{\frac{3}{2}}}{(1-b^2) + 4 \zeta_i \zeta_j b (1+b^2) + 4 (\zeta_i^2 + \zeta_j^2) b^2}, b = \frac{\omega_i}{\omega_j} \quad (3.8)$$

Σημείωση: Η στατική ελαστική ανάλυση και η δυναμική φασματική, μπορούν να γίνουν με δυσκαμψίες δομικών στοιχείων κατά τον Ευρωκώδικα 8 (50% της δυσκαμψίας της αρηγμάτωτης / γεωμετρικής διατομής), ή με ενεργές δυσκαμψίες στη διαρροή μέλους. (Κοσμόπουλος 2005)

3.3. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς η κατασκευή επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή. Η ακριβέστερη μέθοδος που διατίθεται σήμερα για την ανάλυση της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορίες φόρτισης. Σύμφωνα με τη μέθοδο ολοκληρώνονται εν χρόνω οι εξισώσεις κίνησης, απαιτείται όμως εξειδικευμένο λογισμικό, ενώ τα αποτελέσματα επηρεάζονται ιδιαίτερα από το επιταχυνσιογράφημα που επιλέγεται κάθε φορά. Αναπτύχθηκαν λοιπόν στατικές μέθοδοι για τον υπολογισμό της ανελαστικής απόκρισης, οι οποίες είναι απλούστερες. Χαρακτηριστική μεθοδολογία ανάλυσης, είναι η στατική ανελαστική ανάλυση. (Δασκαλοπούλου 2012)

3.3.1. Στατική ανελαστική ανάλυση (PUSHOVER)

Γενικά

Η μη γραμμική στατική ανάλυση Pushover είναι μια καινούρια έννοια για τον ελληνικό κανονισμό, με αποτέλεσμα να είναι σχετικά άγνωστη. Το βασικό της πλεονέκτημα σε σχέση με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που χρησιμοποιούταν μέχρι σήμερα είναι ότι επιτρέπει στο μηχανικό να εκμεταλλευτεί, εκτός από την ελαστική, και την πλαστική περιοχή των υλικών των φερόντων στοιχείων ενός κτιρίου. Με αυτόν τον τρόπο η προσομοίωση της συμπεριφοράς των κτιρίων έναντι σεισμικών δράσεων γίνεται ρεαλιστικότερη. (Κοσμόπουλος, 2015)

Η στατική ανελαστική μέθοδος, έχει εισαχθεί σε σύγχρονα κανονιστικά κείμενα (FEMA 273/274,ASCE2000), και πλεονεκτεί σε σχέση με την ελαστική ανάλυση επειδή προσδιορίζει το μέγεθος των πλαστικών παραμορφώσεων, παρουσιάζει μεγαλύτερη αξιοπιστία στην εκτίμηση των δυνάμεων, αναγνωρίζει τις περιοχές του δομικού συστήματος με μειωμένη ικανότητα και τέλος προσφέρει δυνατότητα ελέγχου της ροής των δυνάμεων στο δομικό σύστημα. Κρίσιμα σημεία της μεθόδου αποτελούν η συσχέτιση της μετακίνησης για την αποτίμηση με την αντίστοιχη σεισμική δράση και η επιλογή της κατάλληλης καθ' ύψος κατανομής της σεισμικής φόρτισης (τριγωνική, ομοιόμορφη). Στα βασικά της μειονεκτήματα

εντάσσονται, η αδυναμία εφαρμογή της σε χωρικά δομικά συστήματα με προβλήματα μορφολογίας, η αναγνώριση του αρχικού μόνο μηχανισμού αστοχίας και η ανακρίβεια των υπολογιζόμενων παραμορφώσεων για τις περιπτώσεις κατασκευών που η συμμετοχή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι ουσιαστική. (Κάππος, 2003)

Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση συμπεριφοράς μιας κατασκευής όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά. Στόχος της ανάλυσης Pushover σε παλαιές κατασκευές που αποτιμώνται ή ανασχεδιάζονται είναι η χάραξη της **καμπύλης αντίστασης** (σχήμα 3.2) και βάσει αυτής, ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση.

Κατά την ανάλυση αυτή, θεωρούμε πλευρική φόρτιση η οποία εφαρμόζεται με αυξανόμενη ένταση στον επιλεγμένο φορέα. Αν και τα διάφορα προγράμματα που υπάρχουν κάνουν την ανελαστική ανάλυση με διαφορετικό τρόπο το καθένα, όλα έχουν ένα κοινό παρονομαστή, οδηγούν στη δημιουργία της καμπύλης αντοχής της κατασκευής η οποία είναι γνωστή ως «**καμπύλη pushover**». Η καμπύλη pushover είναι ένα γράφημα της τέμνουσας βάσης συναρτήσεως της οριζόντιας μετακίνησης της οροφής και αναπαριστά την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια, όταν υπόκειται σε σεισμική διέγερση.

Από την καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετακίνησης που προκύπτει από την ανάλυση και για επίπεδο βλαβών που αντιστοιχεί στις στάθμες επιτελεστικότητας του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 3 ή του ΚΑΝΕΠΕ μπορεί να προσεγγιστεί μέσω της μεθόδου N2 (Fajfar et al, 1996) η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σεισμού που θα προκαλούσε παρόμοιες μέγιστες μετακινήσεις / παραμορφώσεις.

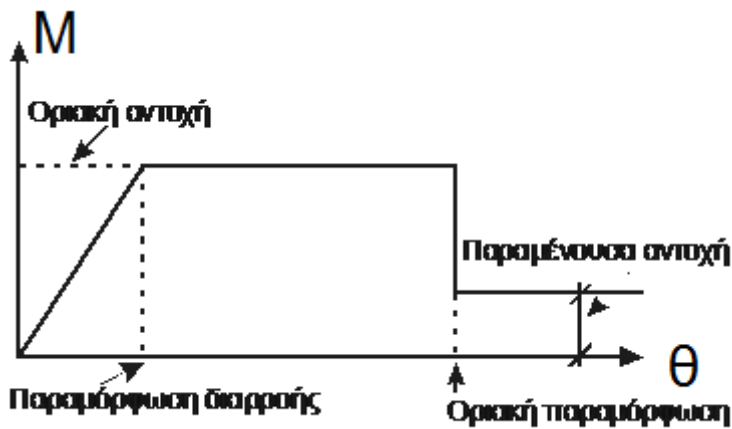


Σχήμα 3.2. Καμπύλη pushover (ATC 40) (Κόντου, 2010)

Περιγραφή της μεθόδου μη γραμμικής ανάλυσης pushover

Κατά την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης Pushover, στο χώρο σε μία ή δύο οριζόντιες διευθύνσεις ταυτόχρονα και συνολική τέμνουσα βάση ανά διεύθυνση ίση με ποσοστό του βάρους του κτιρίου που προσδιορίζεται από το χρήστη, η κατασκευή εξωθείται σταδιακά με μονότονα αυξανόμενη πλευρική φόρτιση μέχρι να φτάσει στην αστοχία.

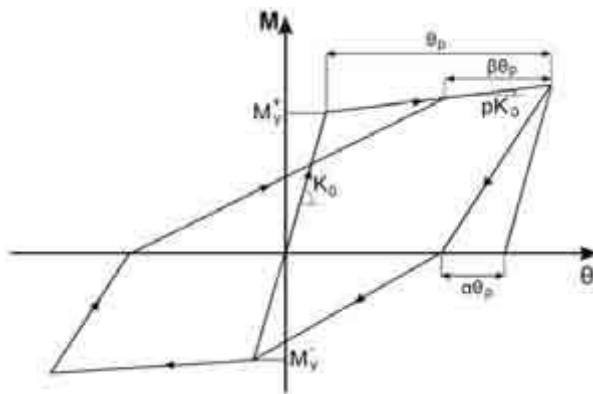
Σταδιακά σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος οποιουδήποτε στοιχείου – μέλους (δοκού, υποστυλώματος). Αυτές σχηματίζονται καθώς απομειώνεται σταδιακά η αντοχή των κόμβων που έχουν οριστεί ως ενδεχόμενες θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κατά μήκος των στοιχείων – μελών. Τελικά θα δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης από τις σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, των οποίων οι πλαστικές παραμορφώσεις θα είναι τέτοιες, που τα στοιχεία δεν θα μπορούν να παραλάβουν περαιτέρω ένταση και η κατασκευή θα οδηγηθεί στην αστοχία. Αναπόσπαστο βήμα για την εφαρμογή της μεθόδου Pushover είναι ο καθορισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων της κατασκευής η οποία περιγράφεται από διαγράμματα εντατικών μεγεθών με παραμορφώσεις. Δηλαδή είτε δυνάμεις με μετακινήσεις δ , είτε ροπές με στροφές θ και καμπυλότητες. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε τα κατάλληλα μεγέθη για την καμπύλη F- δ των δομικών στοιχείων είναι η ροπή κάμψης M με τη στροφή θ ή την καμπυλότητα C . Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση τότε το κατάλληλο διάγραμμα είναι η διατμητική δύναμη συναρτήσει της παραμόρφωσης. Επειδή στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, μέγεθος που υπεισέρχεται και στη διαδικασία αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτόμενης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. (Κοσμόπουλος, 2015) (Σχήμα 3.4)



Σχήμα 3.3. Γενικό διάγραμμα δύναμης-παραμόρφωσης- Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους-παραμορφώσεις (Μπαρδάκης, 2014)

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μικρή επιρροή ανώτερων ιδιομορφών, καθώς η καμπύλη ικανότητας κατασκευάζεται με βάση την παραδοχή, ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή της ταλάντωσης είναι δεσπόζουσα όσον αφορά στη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Η σεισμική ένταση εκφράζεται με οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνης με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων, η οποία αυξάνεται σταδιακά μέχρι το επίπεδο της κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος, το οποίο ταυτίζεται με την οροφή του κτιρίου. Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η Pushover ανάλυση πραγματοποιείται με δυο κατανομές:

- i. Ομοιόμορφη Κατανομή: Οριζόντιες δυνάμεις, οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα, ανεξάρτητα από τη στάθμη.
- ii. Ιδιομορφική Κατανομή: Οριζόντια φορτία που βασίζονται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως προέκυψε από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.



Σχήμα 3.4. Γωνία στροφής χορδής- Προσομοίωμα Takeda τροποποιημένο από τους Litton και Otani

3.3.2. Ανελαστική δυναμική μέθοδος («εν χρόνω ολοκλήρωση»)

Δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονικής ιστορίας (time-history), με ένα επιταχυνσιογράφημα ανά οριζόντια ή κατακόρυφη διεύθυνση και μητρώο απόσβεσης με κατάλληλο γραμμικό συνδυασμό των μητρώων μάζας και δυσκαμψίας κατά Rayleigh.

Η δυναμική ανάλυση της χρονοϊστορίας της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής θεωρείται η καταλληλότερη προσέγγιση λόγω του δυναμικού χαρακτήρα της σεισμικής δράσης και της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Τόσο τα απαιτούμενα όσο και τα διαθέσιμα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, παραμορφώσεις) παρουσιάζουν σημαντικές αβεβαιότητες οι οποίες πρέπει να συνεκτιμηθούν στην αποτίμηση. Στις σημαντικές αβεβαιότητες εντάσσονται επίσης η σεισμική δράση και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των τμημάτων των δομικών στοιχείων που θα παραμείνουν στην ελαστική περιοχή (δυσκαμψία EJ, δυστημψία GA, δυσθένεια EA, αντοχή υλικών κ.λπ.). (Κάππος 2003)

Ειδικά για την περίπτωση της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, η σεισμική δράση εκφράζεται με μορφή χρονοϊστορίας των επιταχύνσεων της βάσης της κατασκευής (επιταχυνσιογραφήματα) προερχόμενη από:

- Πραγματικές καταγραφές από προηγούμενους σεισμούς (με κυριότερα προβλήματα τα κριτήρια επιλογής των επιταχυνσιογραφημάτων και την αναγκαιότητα αναγωγής στην κατάλληλη ένταση).

- Συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με το ελαστικό φάσμα απόκρισης της περιοχής (προσέγγιση μηχανικού).
- Συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα τα οποία έχουν προκύψει από κατάλληλη προσομοίωση της προβλεπόμενης σεισμικής πηγής, του μηχανισμού διάρρηξης του σεισμού και του τρόπου διάδοσης των σεισμικών κυμάτων (σεισμολογική προσέγγιση).

Ο καθορισμός των επιμέρους παραμέτρων οι οποίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για την επιλογή των χρησιμοποιούμενων επιταχυνσιογραφημάτων αποτελεί κυρίως αντικείμενο της Τεχνικής Σεισμολογίας και Εδαφοδυναμικής με κυρίαρχες το μέγεθος του σεισμού, την απόσταση από την σεισμική πηγή, τις εδαφικές συνθήκες και την απόσταση του σταθμού καταγραφής. (Ψυχάρης, 2015)

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση μπορεί να είναι είτε μεμονωμένη, είτε δέσμη αναλύσεων. Στην πρώτη περίπτωση τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι χρονικές ιστορίες μετακινήσεων, χρονικές ιστορίες διαγραμμάτων ροπής-γωνίας στροφής χορδής καθώς και μέγιστες τιμές μετακινήσεων κόμβων, παραμορφώσεων μελών (γωνιών στροφής χορδής), καθώς και (τεμνουσών) δυνάμεων μελών. Στη δεύτερη περίπτωση, επιπρόσθετα στα προαναφερθέντα αποτελέσματα που είναι άμεσα διαθέσιμα για όλες τις αναλύσεις της δέσμης, ο χρήστης μπορεί να δει υπό μορφή εποπτικών διαγραμμάτων πάνω στο αξονομετρικό μοντέλο του μαθηματικού προσομοιώματος της κατασκευής:

- τις ελάχιστες,
- τις μέσες και
- τις μέγιστες τιμές των μεγίστων, καθώς και:
- τους συντελεστές μεταβλητότητας των δεικτών βλάβης σε (διαξονική) κάμψη και διάτμηση, που προκύπτουν από στατιστική επεξεργασία των μεγίστων όλων των αναλύσεων της δέσμης.

Σημειώνεται ότι η υπολογιστική διαδικασία (λύση του συστήματος διαφορικών εξισώσεων κίνησης) γίνεται με χρήση της μεθόδου διαδοχικών προσεγγίσεων Newton-Raphson, η χρονική ολοκλήρωση γίνεται μέσω της μεθόδου Newmark. Για τη λύση του προβλήματος ιδιοτιμών χρησιμοποιείται ο αλγόριθμος subspace iteration. Η προσομοίωση μελών οπλισμένου σκυροδέματος γίνεται μέσω μοντέλου συγκεντρωμένης ανελαστικότητας, που ακολουθεί διγραμμικό νόμο ροπής-γωνίας στροφής χορδής για μονοτονική φόρτιση, ενώ για ανακυκλιζόμενη ακολουθεί το

προσομοίωμα του Takeda όπως τροποποιήθηκε από τους Litton και Otani (Σχήμα. 3.4), με εννέα κανόνες υστέρησης.

Στο στάδιο της επεξεργασίας αποτελεσμάτων παρουσιάζονται τα αποτελέσματα κόμβων και μελών από τους προαναφερθέντες τύπους αναλύσεων, τα οποία είναι δυνατόν να εξαχθούν είτε υπό τη μορφή αρχείων κειμένου για περαιτέρω λογιστική επεξεργασία, είτε να εξαχθούν γραφικά υπό μορφή εικόνας, στατικής ή κινούμενης, μέσης ή υψηλής ανάλυσης για απ' ευθείας χρήση σε αρχεία κειμένου ή παρουσιάσεων. Τα αποτελέσματα αυτά είναι μετακινήσεις κόμβων, εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη μελών, δείκτες βλάβης μελών, μπορούν δε να προέρχονται από μια μεμονωμένη ανάλυση ή από μια δέσμη αναλύσεων.

- Την ταλάντωση κατά μια ιδιομορφή,
- Την σεισμική απόκριση και την αλληλουχία σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων και δημιουργίας βλαβών κατά μια ανάλυση χρονοϊστορίας,
- Την απόκριση και την αλληλουχία σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων και δημιουργίας βλαβών κατά μια στατική ανελαστική ανάλυση τύπου pushover,
- Τρισδιάστατη άποψη του δείκτη βλάβης (σε κάμψη ή διάτμηση) μέσω περιστρεφόμενης αξονομετρικής απεικόνισης. (Κοσμόπουλος, 2015)

3.4. ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ [EC8 §5.2.1]

Οι αντισεισμικές κατασκευές επιλέγονται από τον μελετητή μηχανικό να ανήκουν σε μία από τις 3 κατηγορίες πλαστιμότητας,

(α) ΚΠΧ από τα αρχικά των λέξεων Κατηγορία Πλαστιμότητας **Χαμηλή**

(β) ΚΠΜ από τα αρχικά των λέξεων Κατηγορία Πλαστιμότητας **Μέση**

(γ) ΚΠΥ από τα αρχικά των λέξεων Κατηγορία Πλαστιμότητας **Υψηλή**

ΚΠΧ

Στην Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή ανήκουν τα κτίρια που μελετώνται για χαμηλή ικανότητα απόδοσης ενέργειας και μικρή πλαστιμότητα, εφαρμόζοντας τους κανόνες του EC2 όσον αφορά την διαστασιολόγηση χωρίς βέβαια να λαμβάνει υπόψη τις μειώσεις των σεισμικών δυνάμεων, δηλαδή θα έχει πάντοτε συντελεστή

συμπεριφοράς $q=1$. Η μόνη κατασκευαστική απαίτηση είναι η χρησιμοποίηση χάλυβα κατηγορίας B ή C

Στην κατηγορία αυτή συνιστάται να κατατάσσονται τα κτίρια που βρίσκονται σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας.

ΚΠΜ

Στην Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση ανήκουν τα κτίρια που μελετώνται για μεσαία ικανότητα απόδοσης ενέργειας και μεσαία πλαστιμότητα, εφαρμόζοντας τους συγκεκριμένους υπολογιστικούς και κατασκευαστικούς κανόνες του EC8.

Στο Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να απαγορεύεται η χρησιμοποίηση μέσης πλαστιμότητας για κατασκευές υψηλής επικινδυνότητας και να επιβάλλεται η χρησιμοποίηση υψηλής πλαστιμότητας.

ΚΠΥ

Στην Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή ανήκουν τα κτίρια που μελετώνται για υψηλή ικανότητα απόδοσης ενέργειας και υψηλή πλαστιμότητα, εφαρμόζοντας πιο αυστηρούς υπολογιστικούς και κατασκευαστικούς κανόνες της ΚΠΜ.

Στην κατηγορία αυτή απαγορεύεται η κατάταξη κτιρίων με Πλαισιακό Σύστημα και ψαθυρή τοιχοποιία. (Κοσμόπουλος 2005)

Οι δυο αυτές κατηγορίες (ΚΠΜ, ΚΠΥ) εκτός από διαφορετικούς συντελεστές συμπεριφοράς, διαφοροποιούνται και:

- στους γεωμετρικούς περιορισμούς και στα υλικά (ολκιμότητα χάλυβα)
- στα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού
- στους κανόνες ικανοτικού (Σέξτος & Μαμόγλου 2012)

Παρατηρήσεις:

- *Οι παραπάνω ταξινομήσεις αναφέρονται τόσο σε κατασκευές με μονολιθικά σκυροδετούμενα στοιχεία, όσο και σε κατασκευές με προκατασκευασμένα στοιχεία.*
- *Πλαίσια με ζυγώματα, ζώνες πλακών, χωρίς δοκούς, δεν αντιμετωπίζονται πλήρως από τον EC8. (Κοσμόπουλος 2005)*

3.5. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ Η΄ ΤΗΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Τόσο ο ΚΑΝΕΠΕ όσο και ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, εισάγουν τρεις δυνατές «στάθμες επιτελεστικότητας» (επιθυμητής συμπεριφοράς) υπό αντίστοιχους σεισμούς.

Κατά τον ΚΑΝΕΠΕ, για το φέροντα οργανισμό οι τρεις δυνατές «στάθμες επιτελεστικότητας» είναι:

- Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα στο σεισμό (Α),
- Η προστασία ζωής και περιουσίας των ενοίκων (Β) και
- Η αποφυγή οιονεί κατάρρευσης (Γ).

Σχεδόν πλήρης λειτουργικότητα κατά το σεισμό σημαίνει ότι καμιά βασική λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια ή μετά τον αντίστοιχο σεισμό (σπάνια εξαίρεση μπορεί να αποτελούν δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες). Είναι πιθανόν να παρουσιασθούν τριχοειδείς καμπτικές ρωγμές στο φέροντα οργανισμό.

Προστασία ζωής και περιουσίας των ενοίκων είναι μια κατάσταση κατά την οποία από τον αντίστοιχο σεισμό αναμένεται να προκληθούν επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως θάνατο ή τραυματισμό ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών και χωρίς ουσιαστικές φθορές σε οικοσκευές ή αποθηκευμένο στο κτίριο υλικό.

Οιονεί κατάρρευση είναι μια κατάσταση κατά την οποία από τον αντίστοιχο σεισμό αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές βλάβες (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) στο φέροντα οργανισμό, ο οποίος, ενώ έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά το σεισμό), δεν διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Δεν αποκλείονται τραυματισμοί λόγω πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού ή αντικειμένων.

Κατά τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 οι τρεις δυνατές στάθμες επιτελεστικότητας ονομάζονται «Οριακές Καταστάσεις» και ορίζονται ως:

- Ο Περιορισμός βλαβών (Α).
- Οι Σημαντικές βλάβες (Β).
- Η Οιονεί Κατάρρευση (Γ).

Περιορισμός βλαβών είναι η κατάσταση κατά την οποία ο φέρων οργανισμός του κτιρίου εμφανίζει ελαφρές μόνο βλάβες, με τα στοιχεία του να μην έχουν μπει σημαντικά στη μετελαστική περιοχή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις, κυρίως σε επίπεδο σχετικών μετακινήσεων ορόφων, είναι ασήμαντες και ο φέρων οργανισμός δε χρειάζεται επισκευή. Τα μη-φέροντα στοιχεία (όπως οι διαχωριστικοί τοίχοι) μπορεί να εμφανίζουν διάσπαρτη ρηγμάτωση, αλλά οι βλάβες τους μπορούν να επισκευασθούν με χαμηλό κόστος.

Οι *σημαντικές βλάβες* είναι μια κατάσταση κατά την οποία από τον αντίστοιχο σεισμό αναμένεται να προκληθούν σημαντικές βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου, ο οποίος όμως διατηρεί ένα σημαντικό μέρος της δυσκαμψίας και αντοχής του έναντι οριζοντίων δράσεων. Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία είναι σε θέση να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία, οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μέτριες, ενώ τα μη-φέροντα στοιχεία (διαχωριστικοί τοίχοι) έχουν βλάβες, αλλά δεν έχουν καταρρεύσει εκτός επιπέδου. Το κτίριο μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μετρίου μεγέθους αλλά ενδέχεται η επισκευή του να είναι αντισυμβαλλόμενη.

Οιονεί κατάρρευση είναι μια κατάσταση κατά την οποία ο αντίστοιχος σεισμός αφήνει το φέροντα οργανισμό με βαριές βλάβες και με μικρή παραμένουσα δυσκαμψία και αντοχή έναντι οριζοντίων δράσεων, όμως με ικανότητα να φέρει ακόμη τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες, τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν στην πλειονότητά τους καταρρεύσει, ενώ το κτίριο δεν απέχει πολύ από την κατάρρευση και κατά πάσα πιθανότητα δεν είναι σε θέση να αντέξει άλλο σεισμό, ακόμη και μετρίου μεγέθους. (Κοσμόπουλος, 2005)

3.5.1. ΤΟΠΙΚΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ m

Οι τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της διαθέσιμης τοπικής πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές δομικών στοιχείων. Οι τιμές των δεικτών εξαρτώνται από τη στάθμη επιτελεστικότητας και τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων.

ί. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας A , όπου ο φέρων οργανισμός (αλλά και ο οργανισμός των τοιχοπληρώσεων) αναμένεται να μην αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις, ισχύει $F_d \leq F_y$ και $d_d \leq d_y$ ή $\theta_d \leq \theta_y$ (οπότε $m \approx 1,00$), με $\gamma_{Rd} = 1$.

ii. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας B, όπου ο φέρων οργανισμός αναμένεται να αναπτύξει σημαντικές και εκτεταμένες μετελαστικές παραμορφώσεις αλλά χωρίς να φτάσει σε ενδεχόμενη εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας, ισχύει:

· Για πρωτεύοντα στοιχεία: $d_d \approx 0,50 (d_y + d_u) / \gamma_{Rd}$

· Για δευτερεύοντα στοιχεία: $d_d \approx d_u / \gamma_{Rd}$

· Για τοιχοπληρώσεις: $d_d \approx d_u / \gamma_{Rd}$

iii. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ, όπου ο φέρων οργανισμός αναμένεται να αναπτύξει μεγάλες μετελαστικές παραμορφώσεις καθώς και να φτάσει σε εξάντληση των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας, ισχύει:

· Για πρωτεύοντα στοιχεία: $d_d \approx 0.50 (d_y + d_u) / \gamma_{Rd}$

· Για δευτερεύοντα στοιχεία: $d_d \approx d_u / \gamma_{Rd}$

· Για τοιχοπληρώσεις: $d_d \approx d_u / \gamma_{Rd}$

όπου: d_d = η οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού.

d_u = παραμόρφωση (οιονεί-αστοχία)

d_y = παραμόρφωση διαρροής

γ_{Rd} = συντελεστής υπεραντοχής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της κράτυνσης του χάλυβα και της περίσφιγξης του σκυροδέματος, καθώς και τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) και ο οποίος μπορεί να λαμβάνει τιμές ως εξής:

- για πρωτεύοντα στοιχεία: - για ΣΑΔ «Υψηλή»: $\gamma_{Rd} = 1,25$
- για ΣΑΔ «Ικανοποιητική»: $\gamma_{Rd} = 1,40$
- για ΣΑΔ «Ανεκτή»: $\gamma_{Rd} = 1,50$
- για δευτερεύοντα στοιχεία: $\gamma_{Rd} = 1,0$

(KAN. ΕΠΕ, 2012) (Γιαννοπούλου & Στράγαλη, 2010)

3.6. ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ (CAPASITY DESIGN)

Εάν οι δυνάμεις σχεδιασμού υπολογιστούν υπό την υπόθεση της πλάστιμης απόκρισης, είναι τότε απαραίτητο να διασφαλιστεί ότι η κατασκευή πράγματι θα αστοχήσει με πλάστιμο τρόπο και ότι δεν θα επέλθει ο ψαθυρός τρόπος αστοχίας. Η απαίτηση αυτή αποτελεί την αρχή του Ικανοτικού Σχεδιασμού (capacity design).

Ο ικανοτικός σχεδιασμός περιλαμβάνει:

- διασφάλιση δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς πριν τα υποστυλώματα.
- παροχή επαρκούς περίσφιξης στο σκυρόδεμα χρησιμοποιώντας πυκνούς μεταλλικούς συνδετήρες.
- διασφάλιση ότι τα μεταλλικά στοιχεία αστοχούν μακριά από τις συνδέσεις.
- αποφυγή μεγάλων ακανονιστιών στην κατασκευαστική μορφή.
- διασφάλιση καμπτικών αντοχών σημαντικά μικρότερων των διατμητικών. (Σέξτος & Μαμόγλου, 2012)

3.7. Η ΑΝΙΣΩΣΗ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, τα κριτήρια ελέγχου της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή την ενίσχυση υφισταμένων κτιρίων έχουν τη μορφή της ανίσωσης ασφαλείας, η οποία έχει τη γενική μορφή που προβλέπεται στον ΕΑΚ2000 και στον ΕΚΟΣ 2000:

$$S_d < R_d \quad (3.9)$$

όπου: $S_d = \gamma_{Sd} S_k$ και (3.10)

$$R_d = (1/\gamma_{Rd}) R (R_k/\gamma_m) \quad (3.11)$$

Στην εξίσωση (3.9) που αφορά στις δράσεις S_d (εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη), S_k είναι η τιμή σχεδιασμού των δράσεων (σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών) για το σεισμικό συνδυασμό δράσεων:

$$S_k = G_k \pm E_d + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.12)$$

όπου: G_k είναι οι μόνιμες δράσεις (χαρακτηριστική τιμή),

E_d η σεισμική δράση που επιλέγεται ως αντίστοιχη της υπόψη «στάθμης επιτελεστικότητας» (π.χ. ορίζοντας την πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) και περιλαμβάνει το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ,

$Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i και

$\psi_{2,i}$ η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνια (“οιονεί μόνιμη”)

τιμή της μεταβλητής δράσης i .

γ_{sd} είναι κατά τον ΚΑΝΕΠΕ (όχι όμως και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3) επιμέρους συντελεστής ασφαλείας που λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες (σε σχέση με το σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται σχεδόν πλήρως από νέο φέροντα οργανισμό, λαμβάνεται $\gamma = 1.0$. Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται κυρίως από το υφιστάμενο φέροντα οργανισμό και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι για να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων, η τιμή του γ_{sd} ορίζεται από τον ΚΑΝΕΠΕ ότι εξαρτάται από την σοβαρότητα και έκταση των βλαβών ή / και επεμβάσεων (ανεξάρτητα από τη μέθοδο ανάλυσης), ως εξής:

- Χωρίς βλάβες ή επεμβάσεις: $\gamma_{sd} = 1.0$
- Για ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις: $\gamma_{sd} = 1.1$
- Για σοβαρές και εκτεταμένες βλάβες ή και επεμβάσεις: $\gamma_{sd} = 1.2$

Η αποτίμηση της σεισμικής φέρουσας ικανότητας και συμπεριφοράς υφισταμένων κατασκευών βασίζεται στη σύγκριση ενός μεγέθους έντασης ή δράσης S_d που προκαλεί ο σεισμός στο στατικό φορέα με το αντίστοιχο μέγεθος αντοχής ή αντίστασης R_d που διαθέτει ο στατικός φορέας έναντι της συγκεκριμένης δράσης. Αν η σεισμική ένταση S_d υπερβεί την αντίστοιχη αντοχή R_d , το συμπέρασμα της αποτίμησης είναι ότι υπάρχει ανεπάρκεια. Ζητούμενο επομένως είναι $R_d > S_d$. Κατά κανόνα η σύγκριση δράσης-αντοχής γίνεται στη στάθμη των επιμέρους δομικών μελών (δοκών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων), στα σημεία όπου αυτά συνδέονται με άλλα μέλη (άκρα μέλους), ή και ενδιάμεσα των σημείων αυτών, όπου είναι κρισιμότερο. (Κοσμόπουλος, 2005)



4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

4.1 ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

Για την προσομοίωση του κτιρίου επιλέχθηκε το λογισμικό Etabs της εταιρείας CSI. Η CSI είναι μια εταιρία με δομικό και σεισμικό λογισμικό για μηχανικούς που ιδρύθηκε το έτος 1971 και εδρεύει στο Μπέρκλεϋ, της Καλιφόρνιας. Το ETABS παρέχει αυτοματισμούς μόρφωσης, ανάλυσης και διαστασιολόγησης του φορέα, με γρήγορο, άνετο και αποτελεσματικό τρόπο. Το συγκεκριμένο λογισμικό είναι ιδιαίτερα φιλικό και εύκολο στη μόρφωση του φορέα και την εισαγωγή φορτίσεων, προσφέροντας επιπλέον πολλές σύνθετες και υπερσύγχρονες δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης.

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). (Ιστοσελίδα GSI)

4.2. ΔΕΔΟΜΕΝΑ – ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

Τα κτίρια σχεδιάστηκαν σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 8 (EC8), η ποιότητα του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε είναι κατηγορίας C25/30, ο οπλισμός είναι χάλυβας κατηγορίας B500c και βρίσκονται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I. Οι σεισμοί που επιλέχθηκαν για την έρευνα είναι:

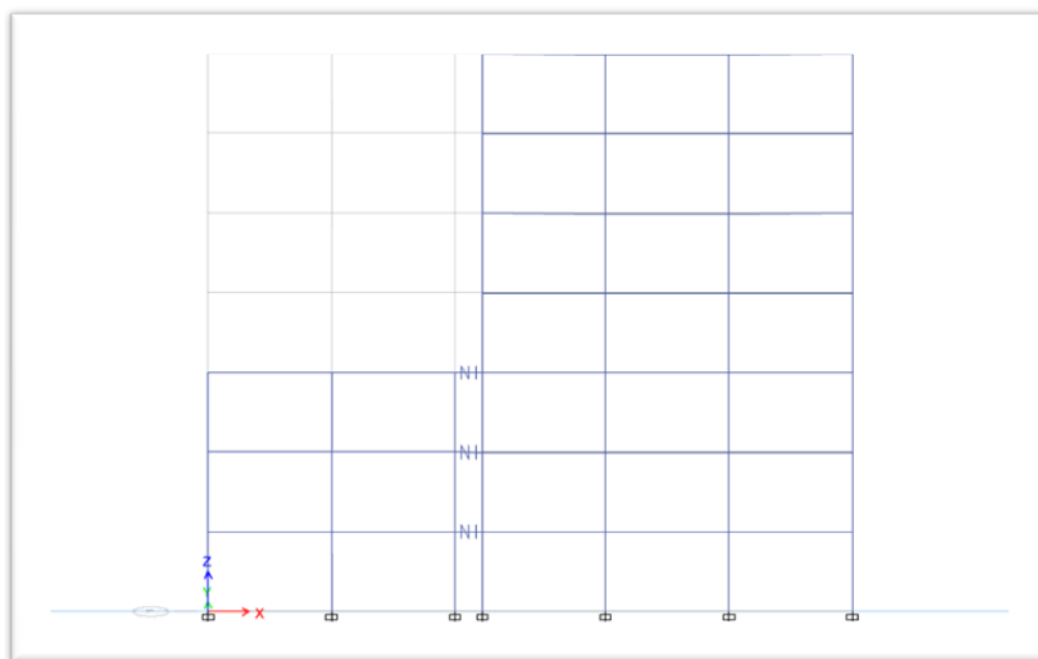
- *El Centro* (18 Μαΐου 1940 στο Imperial Valley, σύνορα Η.Π.Α και Μεξικό)
- *Kobe* (17 Ιανουαρίου 1995 στην Ιαπωνία)
- *Aigio* (15 Ιουνίου 1995 στο Αίγιο)

Μελετάται η απόκριση μιας επταώροφης κατασκευής που έρχεται σε επαφή με ένα τριώροφο κτίριο κατά τη διάρκεια διαφόρων σεισμικών διεγέρσεων.

Παρουσιάζονται αποτελέσματα:

- Για την περίπτωση όπου οι δύο παρακείμενες κατασκευές βρίσκονται σε απόσταση τριών εκατοστών (**0.03m**) και αλληλεπιδρούν.
- Για την περίπτωση όπου το επτάωρο και το τριώροφο ταλαντώνονται ανεξάρτητα.

Στο πρόγραμμα επιλέχθηκαν **γραμμικά στοιχεία** για την προσομοίωση των υποστυλωμάτων. Επιλέχθηκαν **μη γραμμικά ελατήρια** ώστε να προσομοιωθεί η αλληλεπίδραση των δύο κτιρίων όπως φαίνεται και στο σχήμα (4.1). Τα μη γραμμικά ελατήρια (gap element) έχουν οριστεί να λειτουργούν μόνο σε θλίψη και το κενό (gap) έχει οριστεί το κενό μεταξύ των κτιρίων.



Σχήμα 4.1. Προσομοίωση των κτιρίων στο λογισμικό Etabs

Τα υποστυλώματα της τριώροφης κατασκευής στον πρώτο όροφο είναι τετραγωνικής διατομής ($55 \times 55 \text{ cm}^2$), στον δεύτερο όροφο είναι τετραγωνικής διατομής ($50 \times 50 \text{ cm}^2$) και στον τρίτο όροφο είναι τετραγωνικής διατομής ($45 \times 45 \text{ cm}^2$). Και στους τρεις ορόφους οι δοκοί είναι ορθογωνικής διατομής ($25 \times 60 \text{ cm}^2$).

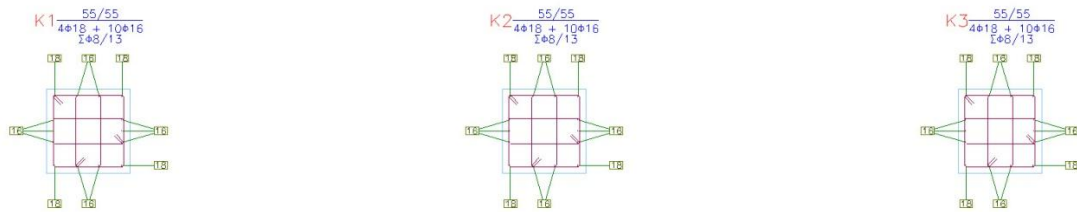
Τα υποστυλώματα της επτάωροφης κατασκευής στον πρώτο όροφο είναι τετραγωνικής διατομής ($60 \times 60 \text{ cm}^2$), στον δεύτερο, στον τρίτο και στον τέταρτο όροφο είναι τετραγωνικής διατομής ($55 \times 55 \text{ cm}^2$), στον πέμπτο όροφο είναι τετραγωνικής διατομής ($50 \times 50 \text{ cm}^2$), στον έκτο όροφο είναι τετραγωνικής διατομής

(45x45 cm²) και στον έβδομο είναι τετραγωνικής διατομής (40x40 cm²). Και στους επτά ορόφους οι δοκοί είναι ορθογωνικής διατομής (25x60 cm²).

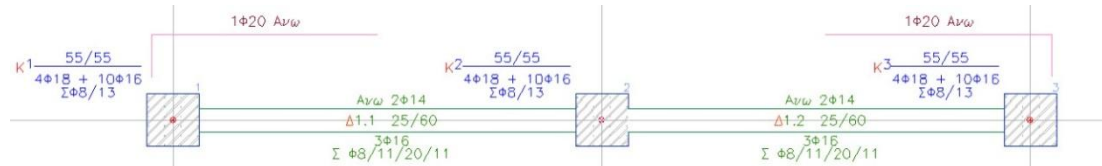
Ακολουθεί ο ξυλότυπος με τις διαστάσεις και το λεπτομερή σχεδιασμό του οπλισμού των υποστυλωμάτων και των δοκών που δόθηκαν και που περάστηκαν στο πρόγραμμα:

4.2.1. Ξυλότυπος τριωρόφου

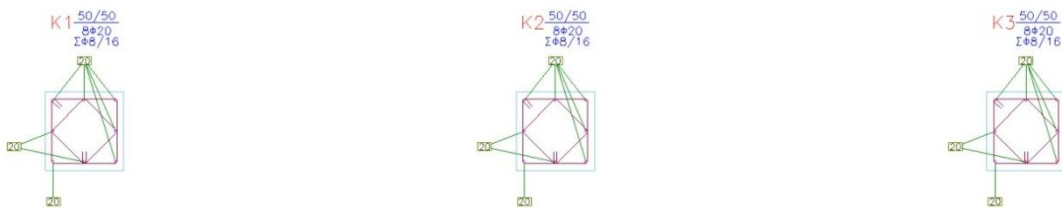
1^{ος} όροφος υποστυλώματα:



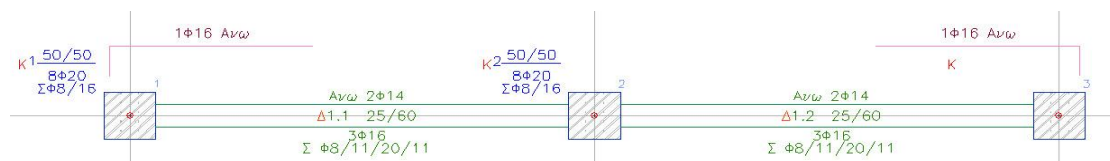
1^{ος} όροφος δοκοί:



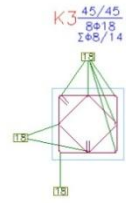
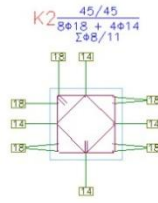
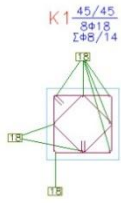
2^{ος} όροφος υποστυλώματα:



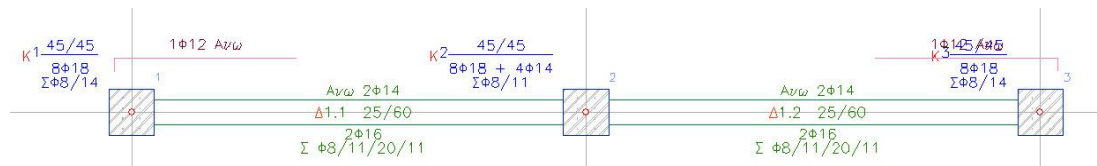
2^{ος} όροφος δοκοί:



3^{ος} όροφος υποστυλώματα:

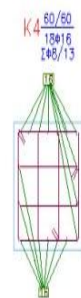
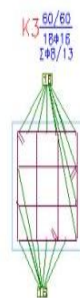
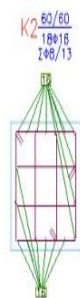
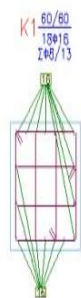


3^{ος} όροφος δοκοί:

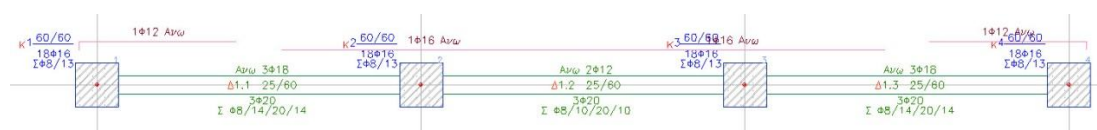


4.2.2. Ξυλότυπος επταώροφου

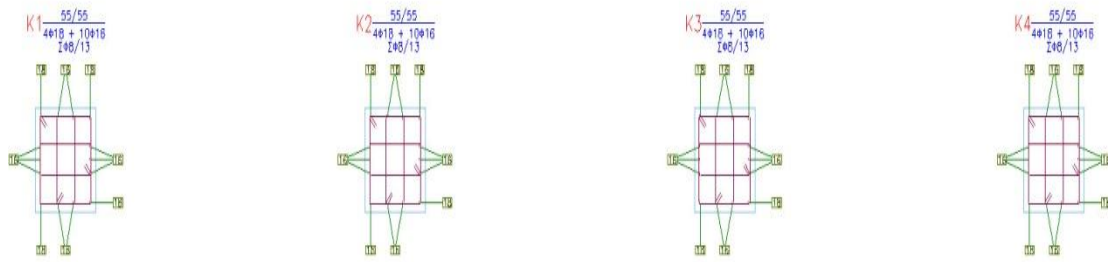
1^{ος} όροφος υποστυλώματα:



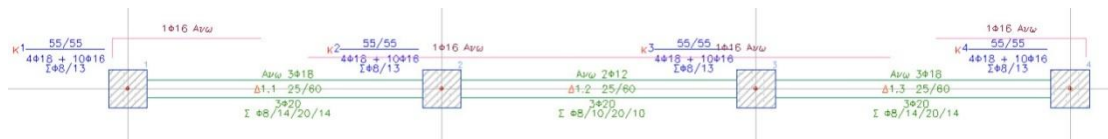
1^{ος} όροφος δοκοί:



2^{ος} όροφος υποστυλώματα:



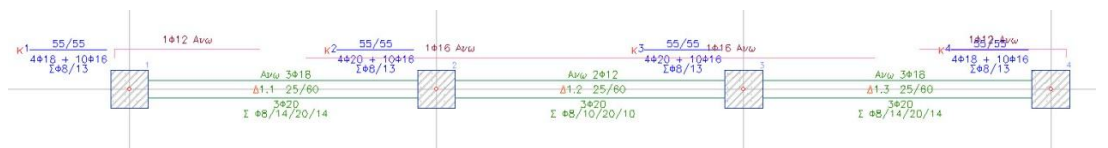
2^{ος} όροφος δοκοί:



3^{ος} όροφος υποστυλώματα:



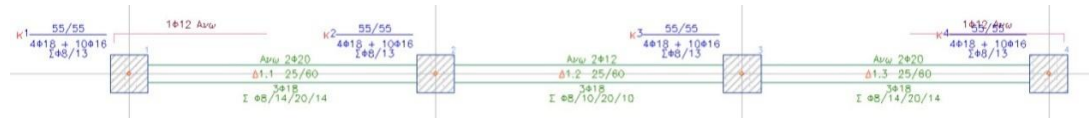
3^{ος} όροφος δοκοί:



4^{ος} όροφος υποστυλώματα:



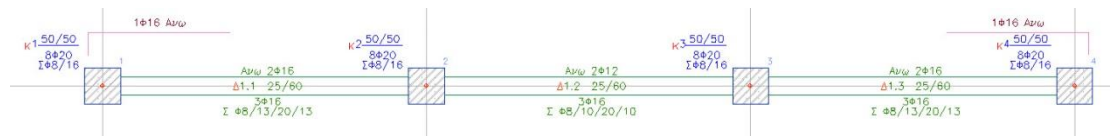
4^{ος} όροφος δοκοί:



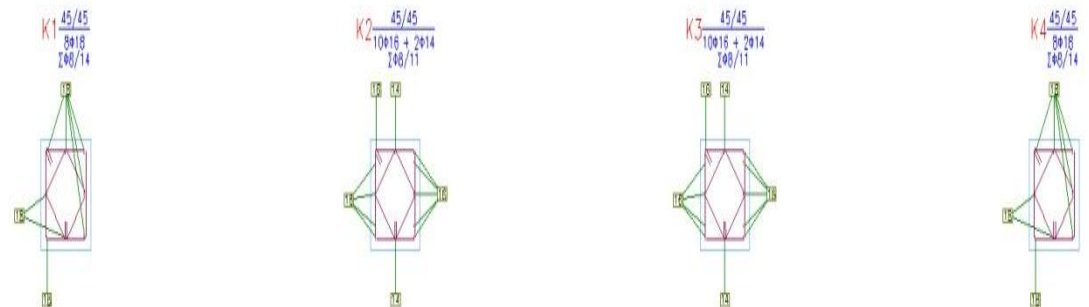
5^{ος} όροφος υποστυλώματα:



5^{ος} όροφος δοκοί:



6^{ος} όροφος υποστυλώματα



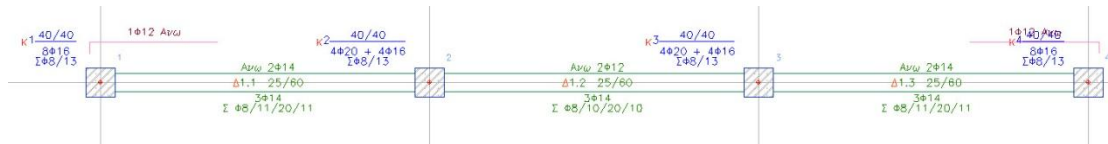
6^{ος} όροφος δοκοί



7^{ος} όροφος υποστυλώματα



7^{ος} όροφος δοκοί

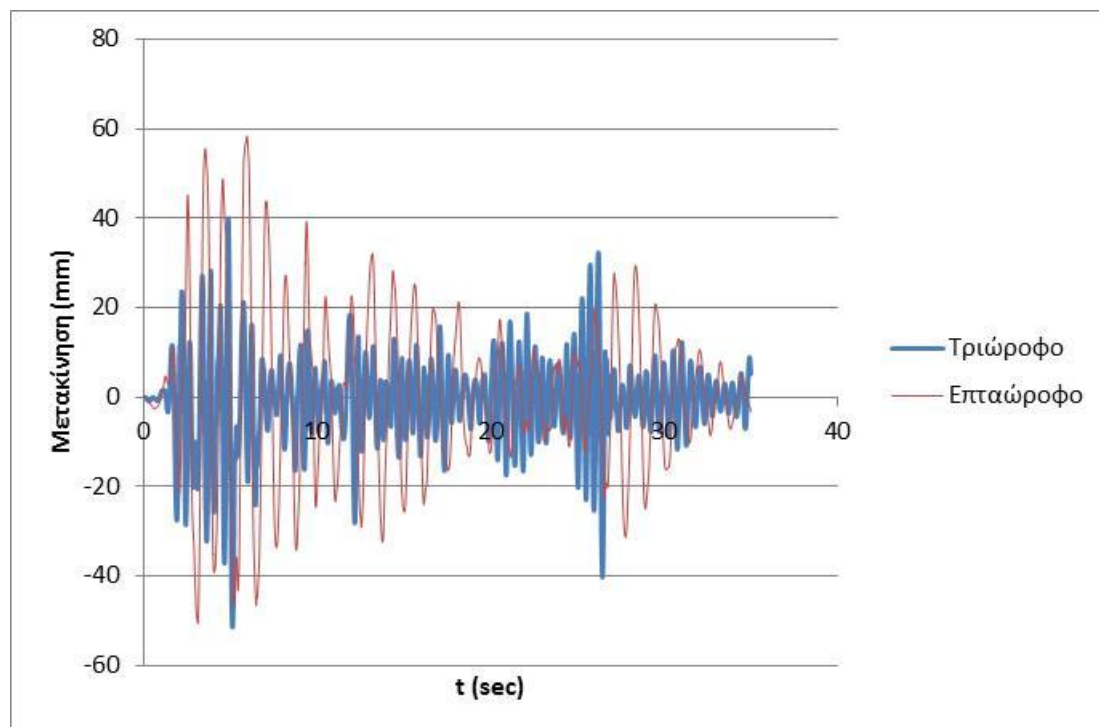


5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΥΝΑΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

5.1. EL CENTRO

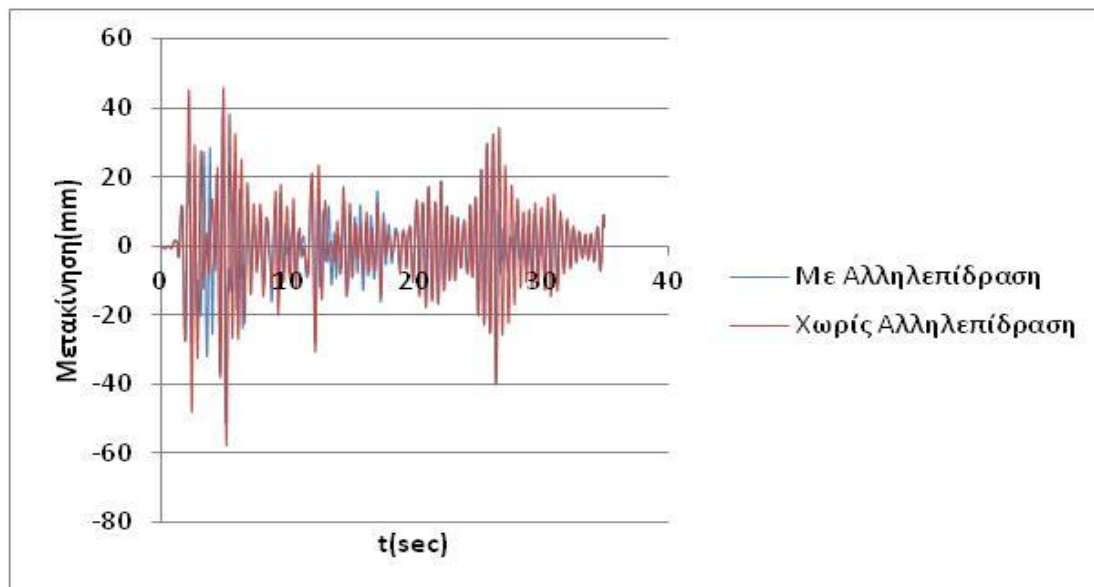
5.1.1. Μετατοπίσεις υποστυλωμάτων

Αρχικά δύναται να ελεγχθούν-προσδιοριστούν οι μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων του 3^{ου} και του 7^{ου} ορόφου των δύο κατασκευών, υπό την δράση του σεισμού **El Centro**. Ελέγχεται η συμπεριφορά τους όταν συμπεριφέρονται ανεξάρτητα, καθώς και όταν αλληλεπιδρούν σε απόσταση 0.03 m (σχ. 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5). Στη συνέχεια τοποθετείται τοιχοποιία: α) σε όλους τους ορόφους του επταώροφου (σχ. 5.6) και β) και στα δύο κτίρια εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.7).



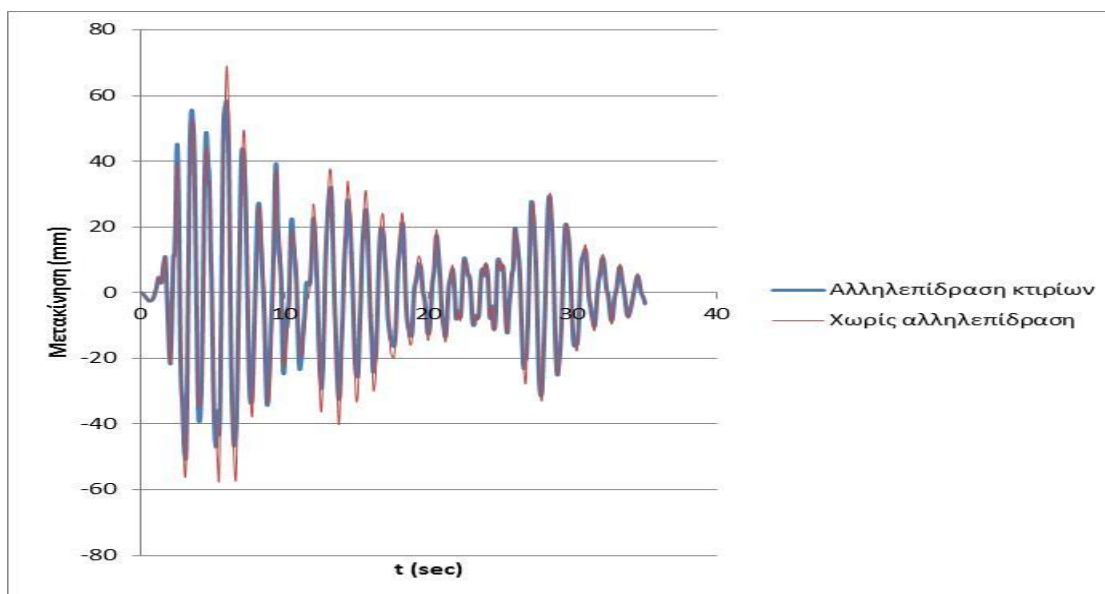
Σχήμα 5.1. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου

Παρατηρείται ότι υπάρχουν διαφορές στις μετακινήσεις των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου της τριώροφης και της επταώροφης κατασκευής. Το επταώροφο παρουσιάζει μεγαλύτερες μετακινήσεις σε αυτή τη στάθμη (σχ. 5.1).



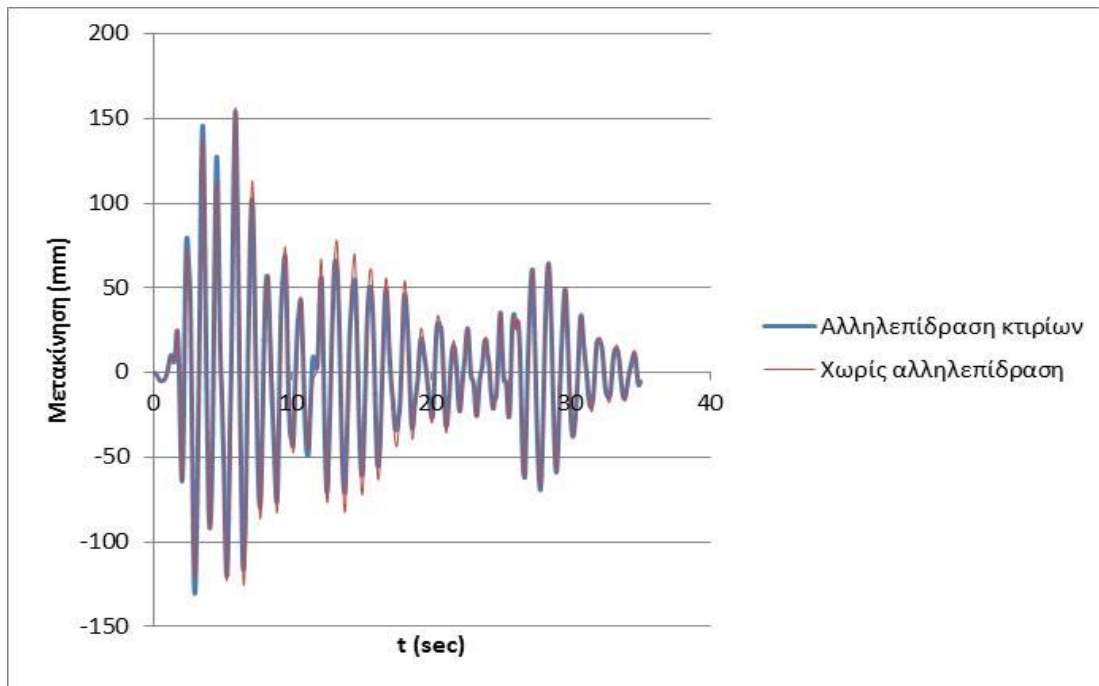
Σχήμα 5.2. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου τριώροφου

Τα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου της τριώροφης κατασκευής, παρουσιάζουν μεγαλύτερες μετατοπίσεις, όταν αυτή αντιδρά στον σεισμό ανεξάρτητα από την επτάώροφη, όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.2).



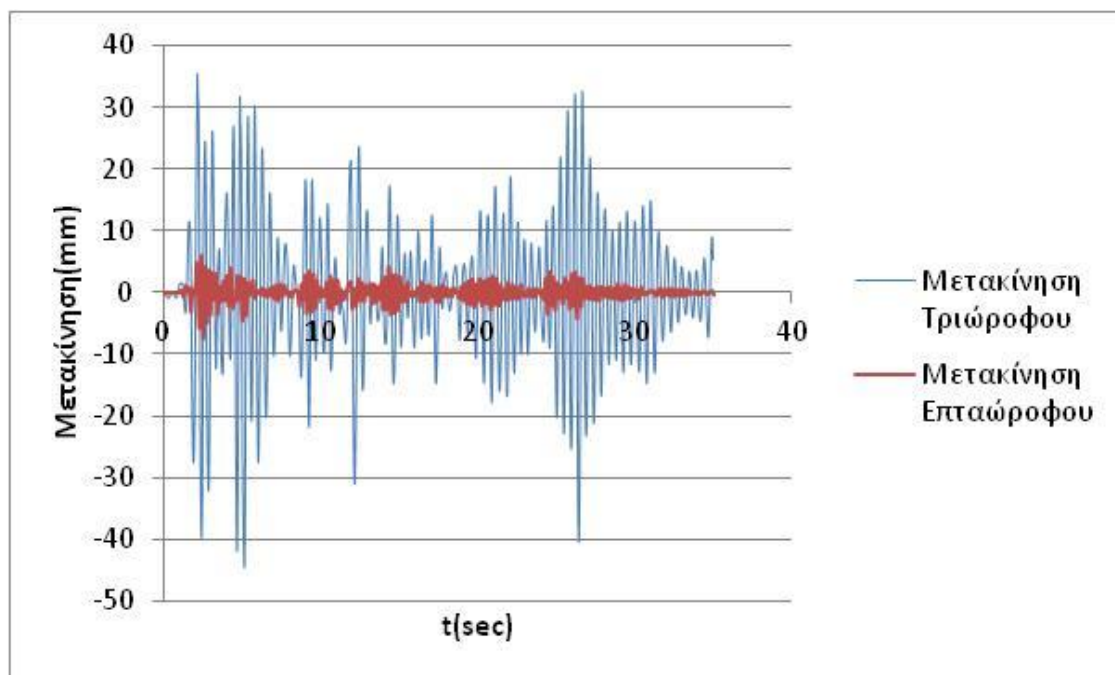
Σχήμα 5.3. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου επτάώροφου

Οι διαφορές των μετακινήσεων των υποστυλωμάτων του επτάώροφου κτιρίου είναι μικρές στον 3^ο όροφο. Όταν αυτό αλληλεπιδρά με το τριώροφο οι μετατοπίσεις είναι μικρότερες όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.3).



Σχήμα 5.4. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 7^{ου} ορόφου επτάώροφου

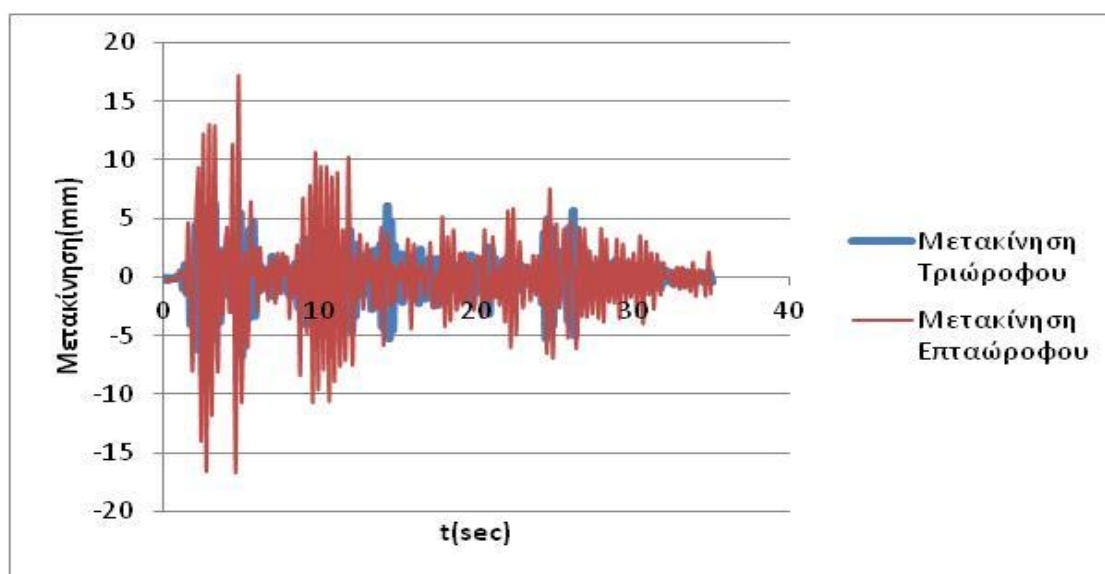
Οι μετακινήσεις των υποστυλωμάτων της επτάώροφης κατασκευής, στη στάθμη του 7^{ου} ορόφου, είναι περίπου στα ίδια επίπεδα, είτε τα κτίρια συμπεριφερόντουσαν ανεξάρτητα είτε αλληλεπιδρούσαν, με μια μικρή μείωση των μετακινήσεων όταν η επτάώροφη κατασκευή αλληλεπιδρά με την επτάώροφη (σχ. 5.4).



Σχήμα 5.5. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επτάώροφο φέρει τοιχοποιία

Οι ακραίες μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων της τριώροφης κατασκευής είναι λίγο μεγαλύτερες στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, όταν οι κατασκευές δεν φέρουν τοιχοποιία (+40mm, -51.5mm) (σχ. 5.2), συγκριτικά με το κτίριο με το οποίο αλληλεπιδρά φέρει τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους: (+35.5mm, -44.6mm) (σχ. 5.5).

Στην επτάωροφη κατασκευή οι ακραίες μετατοπίσεις μειώνονται σημαντικά: (+6.1mm, -7.7mm) (σχ. 5.5), συγκριτικά με την περίπτωση που δεν φέρει τοιχοποιία: (+58.4 mm, -50.7 mm) (σχ. 5.3), όπως ήταν αναμενόμενο.



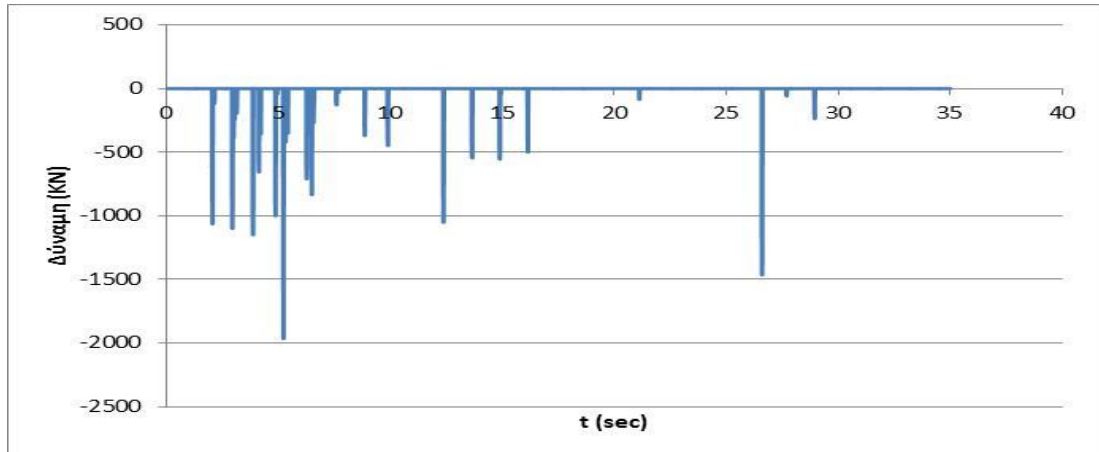
Σχήμα 5.6. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάωροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου.

Στην περίπτωση που και οι δύο κατασκευές φέρουν τοιχοποιία εκτός του ισογείου, παρατηρείται μεγάλη μείωση των ακραίων μετατοπίσεων στα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου της τριώροφης κατασκευής. Οι μετατοπίσεις της τριώροφης κατασκευής χωρίς τοιχοποιία: (+40mm, -51.5mm) (σχ. 5.2), ενώ με πυλωτή: (+6.6mm, -8.3mm) (σχ. 5.6).

Στην επτάωροφη κατασκευή παρατηρείται μείωση των ακραίων μετατοπίσεων, συγκριτικά με την περίπτωση που η κατασκευή δεν είχε καθόλου τοιχοποιία. Οι μετατοπίσεις του επτάώροφου χωρίς τοιχοποιία: (+58.4mm, -50.7mm) (σχ. 5.3), οι μετατοπίσεις με πυλωτή: (+17.3mm, -16.7mm) (σχ. 5.6) ενώ όταν η κατασκευή είχε τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους: (+6.1mm, -7.7mm) (σχ. 5.5).

5.1.2. Σύγκρουση κτιρίων

Στη συνέχεια θα ελεγχθεί αν τα κτίρια συγκρούονται κατά τη διάρκεια του σεισμού **El Centro**. Για τις ανάγκες του προγράμματος τοποθετήθηκαν μη γραμμικά ελατήρια στους κοινούς ορόφους των κτιρίων. Τα ελατήρια αυτά λειτουργούν **μόνο** κατά τη σύγκλιση των ορόφων **και όχι** κατά την απομάκρυνση αυτών γι' αυτό και λαμβάνουν **μόνο αρνητικές τιμές** (σχ. 5.7).

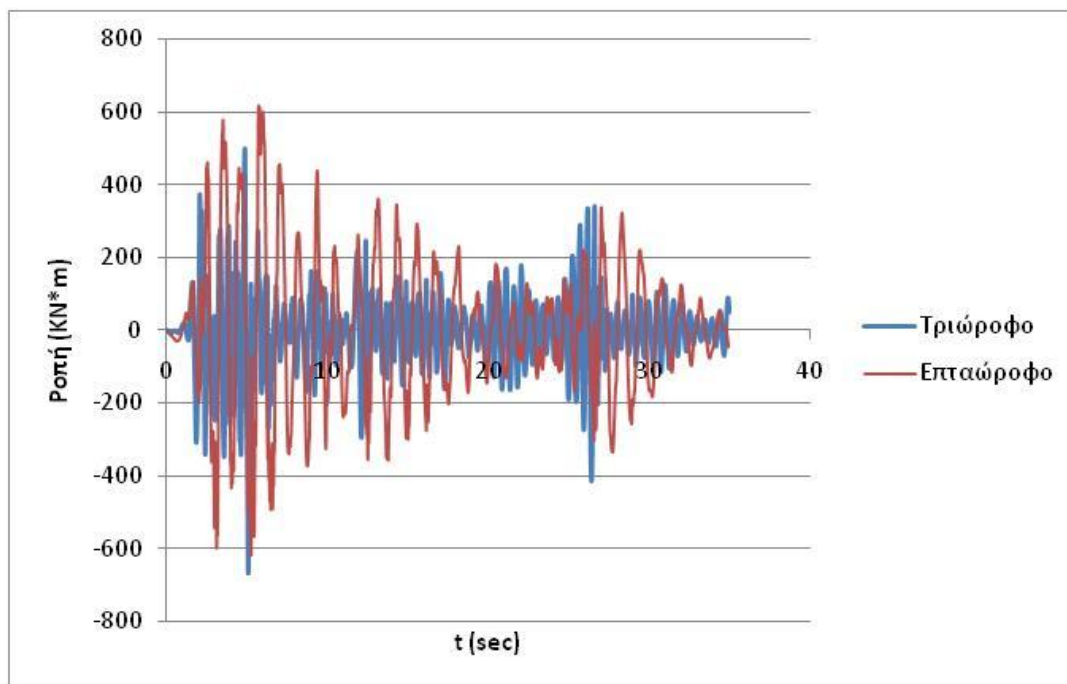


Σχήμα 5.7. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου

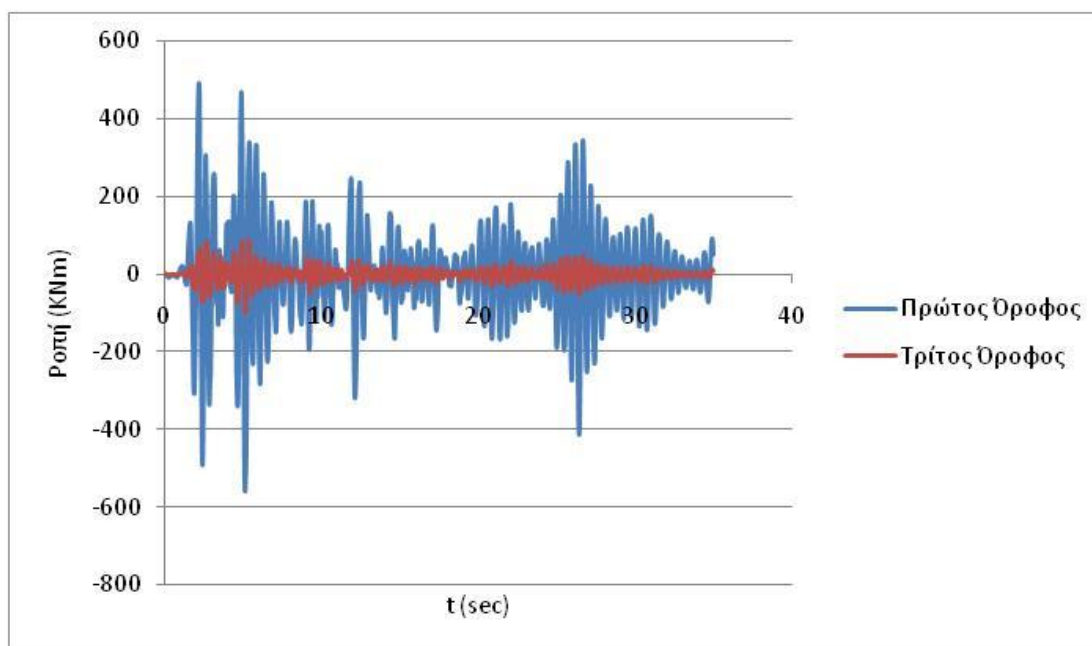
Λαμβάνοντας υπόψη τα στοιχεία του παραπάνω διαγράμματος (σχ. 5.7), τα κτίρια όχι μόνο συγκλίνουν, αλλά και **συγκρούονται**, αφού το ελατήριο λαμβάνει δυνάμεις μόνο εφόσον συσπειρωθεί περισσότερο από 0.03 m.

5.1.3. Ροπές υποστυλωμάτων

Έπειτα θα ελεγχθούν και θα συγκριθούν οι ροπές των υποστυλωμάτων του 1^{ου} και του 3^{ου} ορόφου των δύο κατασκευών, **όταν αλληλεπιδρούν** υπό την δράση του ίδιου σεισμού και **όταν λειτουργούν ανεξάρτητα** υπό τις εξής προϋποθέσεις: α) όταν τα κτίρια δεν φέρουν τοιχοποιία (σχ. 5.8, 5.9, 5.10, 5.11) β) όταν μόνο το επτάώροφο κτίριο φέρει τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους (σχ. 5.12, 5.13) γ) όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.14, 5.15).

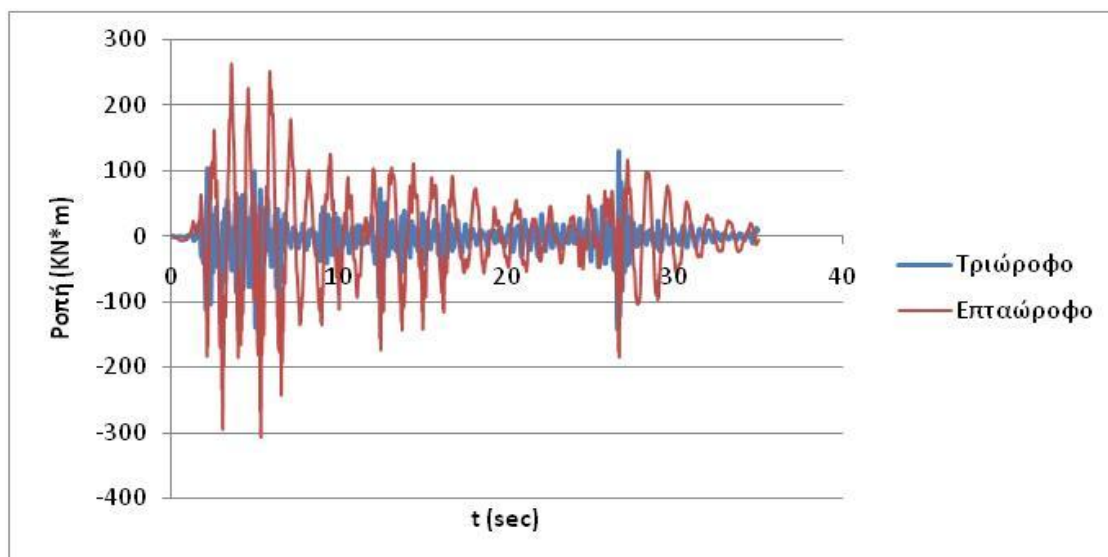


Σχήμα 5.8. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου με αλληλεπίδραση



Σχήμα 5.9. Χρονοϊστορία ροπών τριώροφου χωρίς αλληλεπίδραση

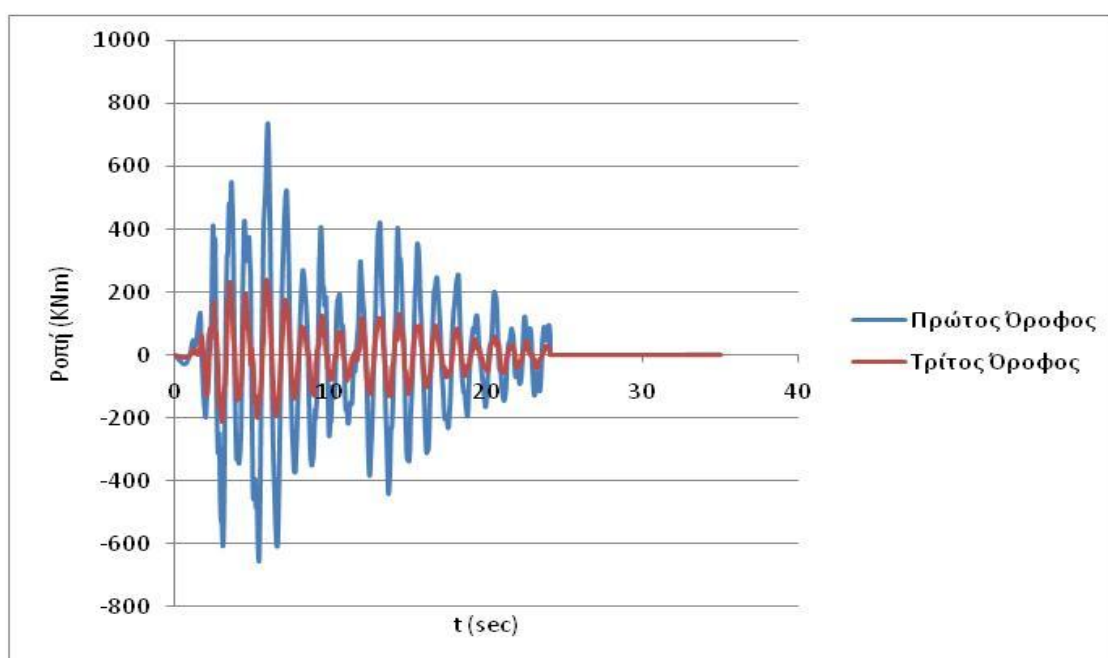
Οι ροπές που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του τριώροφου κτιρίου, στον 1^{ου} όροφο, είναι περίπου στα ίδια επίπεδα είτε αυτό αλληλεπιδρούσε με το επτάώροφο είτε όχι, με λίγο μεγαλύτερες ροπές (αρνητικές) όταν αλληλεπιδρά με το επτάώροφο. Οι ροπές με αλληλεπίδραση: (+498.8KNm, -668.5KNm) (σχ.5.8), ενώ χωρίς αλληλεπίδραση: (+491.3KNm, -561KNm), όπως προκύπτει από τα παραπάνω σχήματα (σχ. 5.9).



Σχήμα 5.10. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου με αλληλεπίδραση

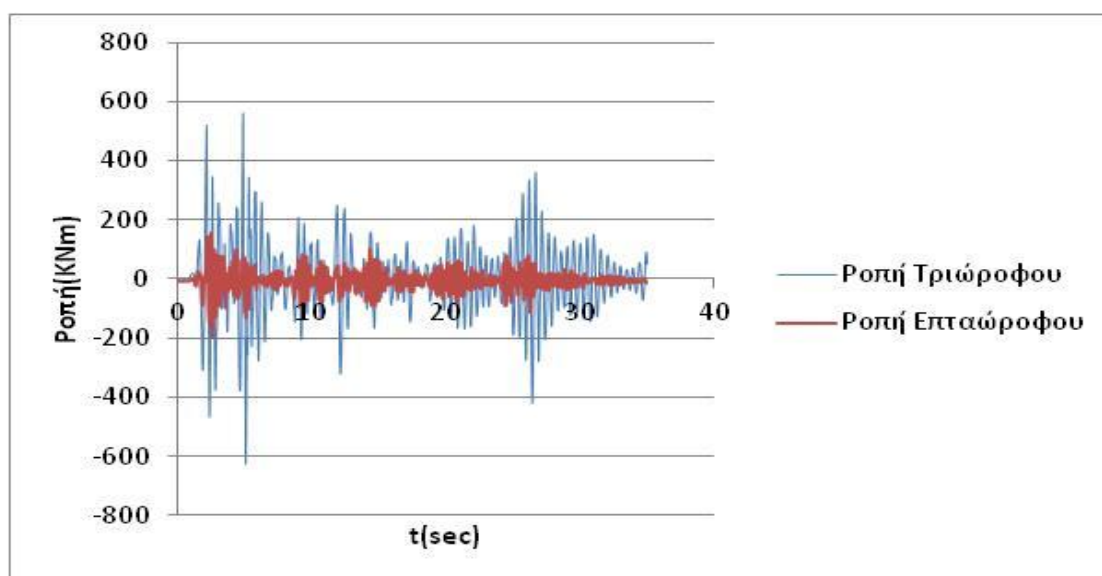
Εν συνεχεία, στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, η τριώροφη κατασκευή παρουσιάζει ροπές όταν αλληλεπιδρά: (+129.6KNm, -171.2KNm) (σχ. 5.10), ενώ όταν αντιδρά στον σεισμό ανεξάρτητα απ' την παρακείμενη επτάώροφη: (+87.4KNm, -97KNm) (σχ. 5.9).

Όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα το επτάώροφο κτίριο αναπτύσσει, στην ίδια στάθμη, πολύ μεγαλύτερες ροπές απ' το τριώροφο, που είναι πιο κοντό και πιο δύσκαμπτο, όπως ήταν αναμενόμενο: (+263.4KNm, -308.4KNm) (σχ. 5.10).

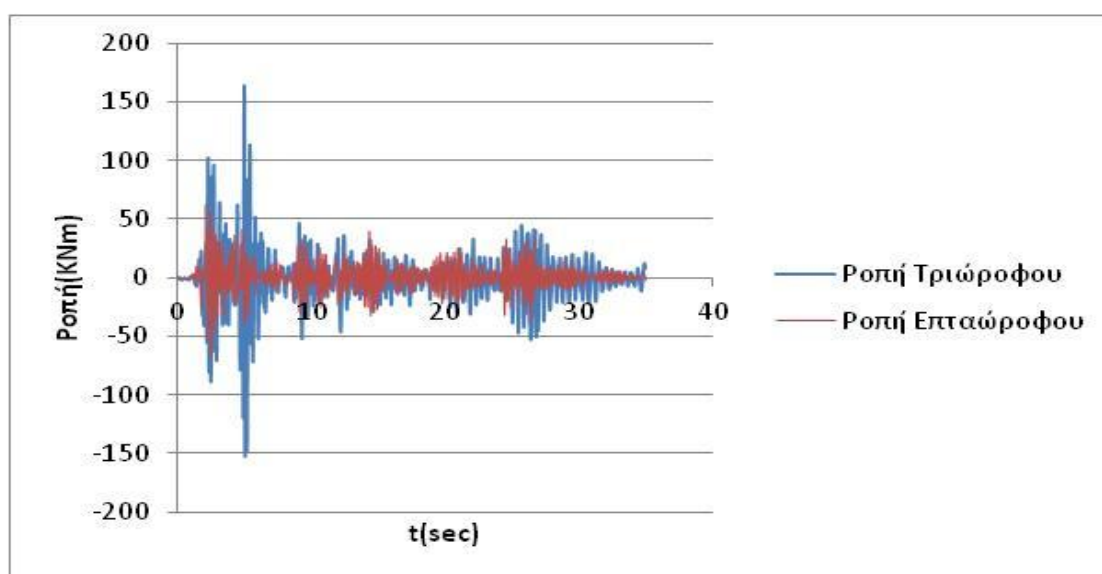


Σχήμα 5.11. Χρονοϊστορία ροπών επτάώροφου χωρίς αλληλεπίδραση

Οι ροπές που αναπτύσσονται στον 3^ο όροφο της επταώροφης κατασκευής, είναι μεγαλύτερες όταν αυτό αλληλεπιδρά με το τριώροφο: (+263.4KNm, -308.4KNm) (σχ. 5.10) απ' ότι όταν λειτουργεί ανεξάρτητα: (+242.3KNm, -213.4KNm) (σχ. 5.11), εν αντιθέσει με τον 1^ο όροφο, όπου οι ροπές επταώροφης κατασκευής με αλληλεπίδραση: (+619.4KNm, -619.5KNm) (σχ. 5.8) είναι μικρότερες απ' ότι χωρίς αλληλεπίδραση: (+737.6KNm, -657KNm) (σχ. 5.11) όπως προκύπτει από τα παραπάνω σχήματα.



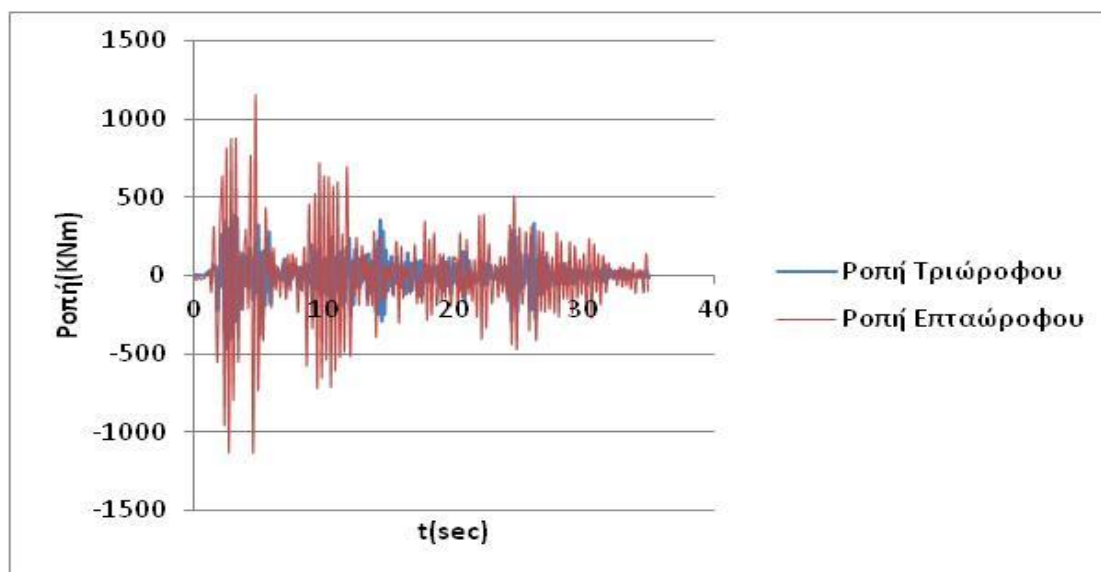
Σχήμα 5.12. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία



Σχήμα 5.13. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία.

Οι ροπές που αναπτύσσει το τριώροφο κτίριο καθώς αλληλεπιδρά με το επτάωροφο, είναι περίπου ίδιες, είτε το επτάωροφο έφερε τοίχους είτε όχι και στις δύο στάθμες που εξετάζονται. Οι ροπές του 1^{ου} ορόφου της τριώροφης κατασκευής όταν το επτάωροφο δεν φέρει τοιχοποιία: (+598.8KNm, -668.5KNm) (σχ. 5.8) και με την επτάωροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία: (+559.6KNm, -625.4KNm) (σχ. 5.12). Οι ροπές του 3^{ου} ορόφου όταν το επτάωροφο δεν φέρει τοιχοποιία: (+129.6KNm, -171.2KNm) (σχ. 5.10) και με την επτάωροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία: (+164.4KNm, -152.6KNm) (σχ. 5.13).

Για το επτάωροφο οι ροπές περιορίζονται αρκετά όταν αυτό είναι τοιχοπληρωμένο και αλληλεπιδρά με το τριώροφο. Οι ροπές του 1^{ου} ορόφου της επτάωροφης κατασκευής όταν αυτή δεν φέρει τοιχοποιία: (+619.4KNm, -619.5KNm) (σχ. 5.8) και όταν φέρει τοιχοποιία: (+156.9KNm, -197.2KNm) (σχ. 5.12). Οι ροπές 3^{ου} ορόφου της επτάωροφης κατασκευής όταν αυτή δεν φέρει τοιχοποιία: (+263.4KNm, -308.4KNm) (σχ. 5.10) και όταν φέρει τοιχοποιία: (+62.2KNm, -69.5KNm) (σχ. 5.13).

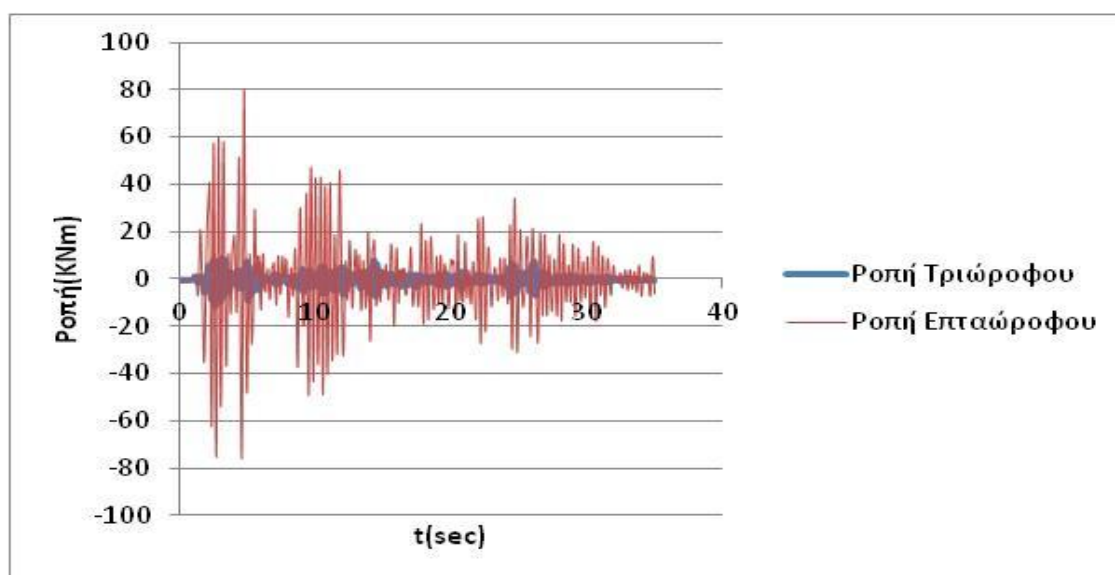


Σχήμα 5.14. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάωροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

Οι ροπές που αναπτύσσονται στον 1^ο όροφο της επτάωροφης κατασκευής είναι σχεδόν διπλάσιες όταν και οι δύο έχουν πυλωτή: (+1158.1KNm, -1134.2KNm) (σχ. 5.14) σε σχέση με την περίπτωση που δεν φέρουν καθόλου τοίχους: (+619.4KNm, -619.5KNm) (σχ. 5.8) και οι τελευταίες σχεδόν διπλάσιες σε σχέση με

τις ροπές που αναπτύσσονται όταν αυτή είναι πλήρως τοιχοπληρωμένη: (+156.9KNm, -197.2KNm) (σχ. 5.12).

Στην τριώροφη κατασκευή οι ροπές παρουσιάζουν μείωση στη στάθμη του 1^{ου} ορόφου όταν αυτό έχει πυλωτή: (+382KNm, -472.5KNm) (σχ. 5.14), συγκριτικά με την περίπτωση που δεν φέρει καθόλου τοιχοποιία: (+498.8KNm, -668.5KNm) (σχ. 5.8).



Σχήμα 5.15. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επταώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

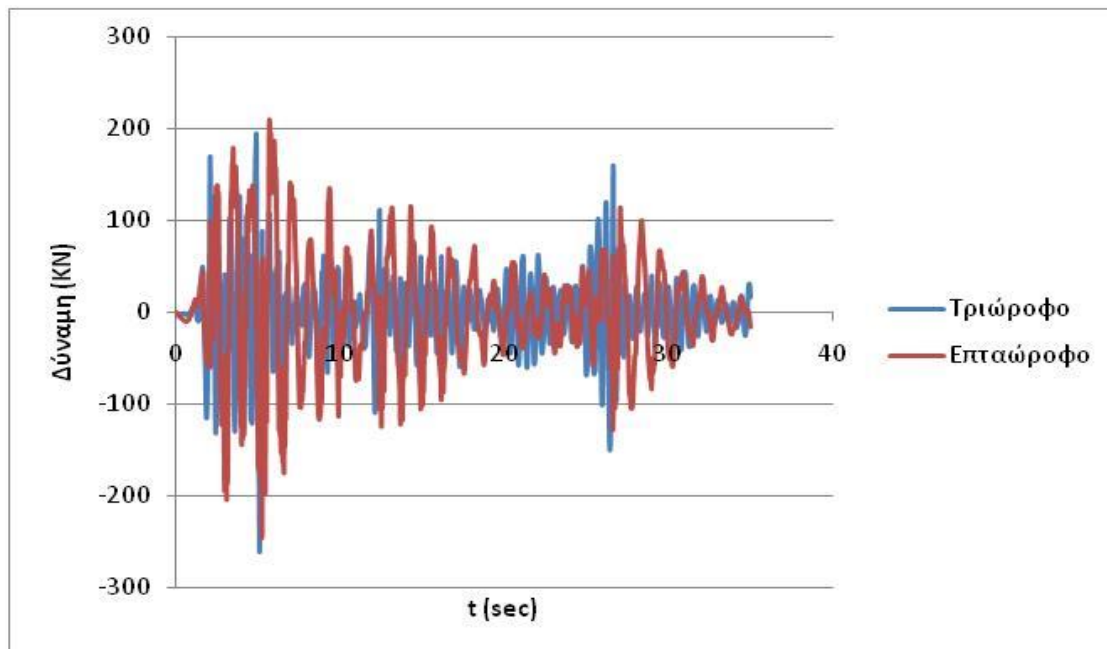
Στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου στο τριώροφο παρατηρείται τεράστια μείωση των ροπών όταν τα κτίρια είναι τοιχοπληρωμένα εκτός του ισογείου: (+8.3KNm, -11.4KNm) (σχ.5.15), σε σχέση με τις ροπές που αναπτύσσονται όταν αυτά δεν φέρουν καθόλου τοίχους: (+129.6KNm, -171.2KNm) (σχ. 5.10).

Στην ίδια στάθμη οι ροπές του επταώροφου είναι λίγο μεγαλύτερες όταν έχει πυλωτή: (+80.4KNm, -76.4KNm) (σχ.5.15) σε σχέση με τις ροπές που αναπτύσσει όταν είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+62.2KNm, -69.5KNm) (σχ. 5.13).

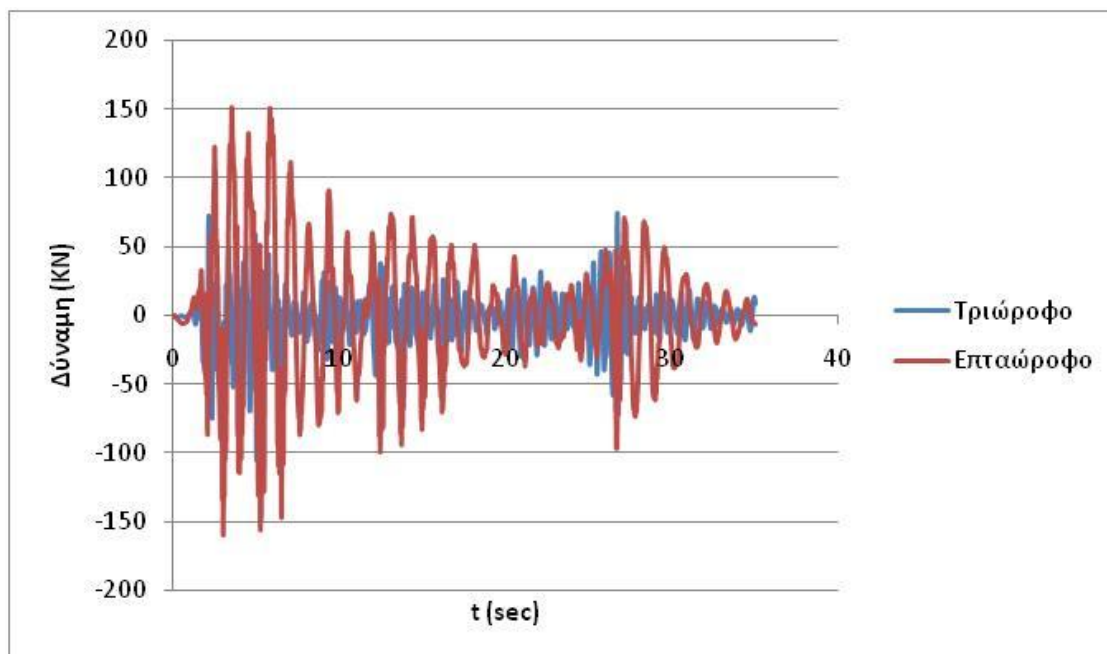
5.1.4. Τέμνουσες δυνάμεις

Τελευταίος είναι ο έλεγχος ως προς τις τέμνουσες δυνάμεις των υποστυλωμάτων, του 1^{ου} και του 3^{ου} ορόφου της τριώροφης και της επταώροφης κατασκευής, **όταν αλληλεπιδρούν** υπό την δράση του ίδιου σεισμού και **όταν**

συμπεριφέρονται ανεξάρτητα η μία από την άλλη για λόγους σύγκρισης (σχ. 5.16-5.21). Επίσης ελέγχονται όταν φέρουν τοιχοποιία: α) μόνο το επταώροφο κτίριο σε όλους τους ορόφους (σχ. 5.22, 5.23) και β) και τα δύο κτίρια εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.24, 5.25).

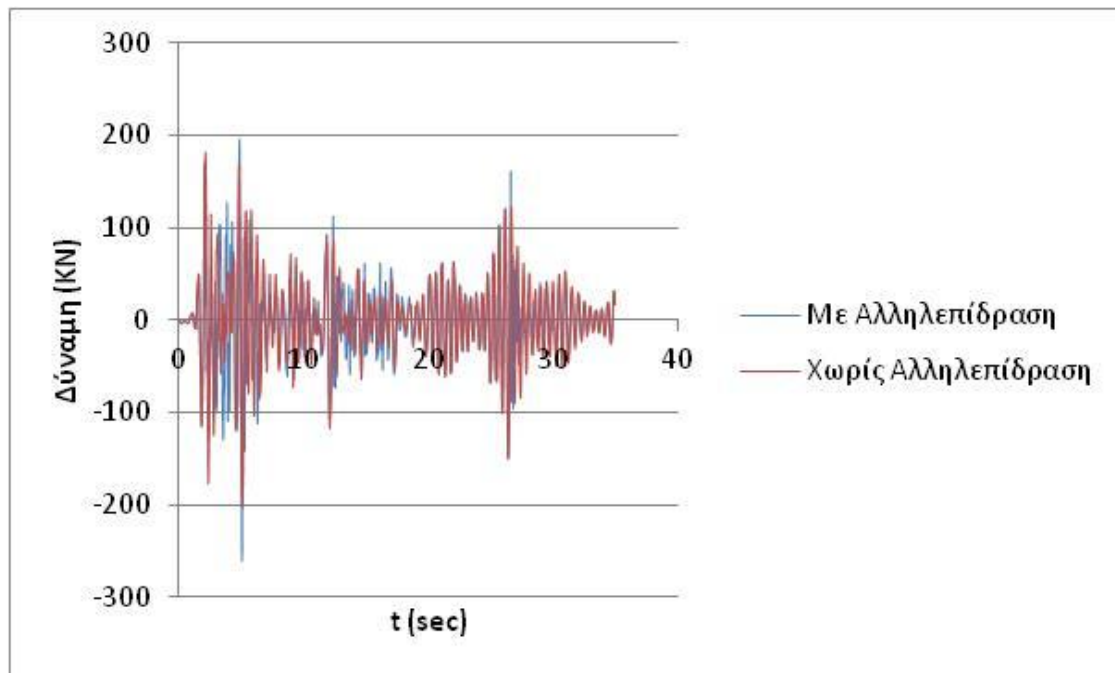


Σχήμα 5.16. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου



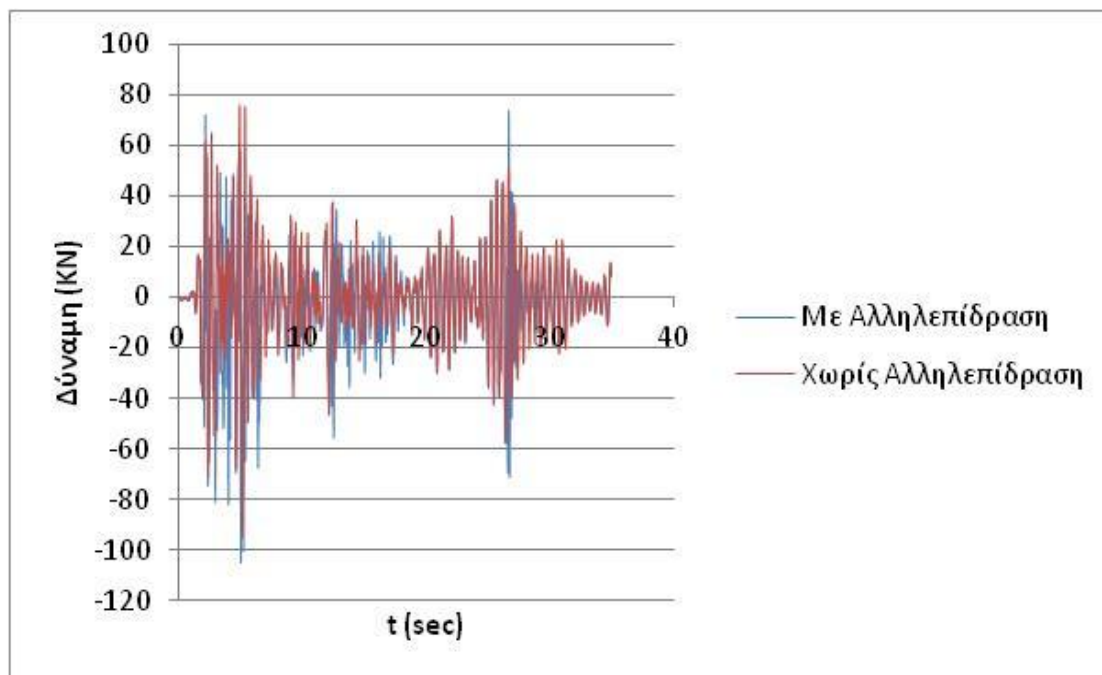
Σχήμα 5.17. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου

Μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου απ' ότι στον 3^ο και για τις δύο κατασκευές (σχ.5.16, 5.17).



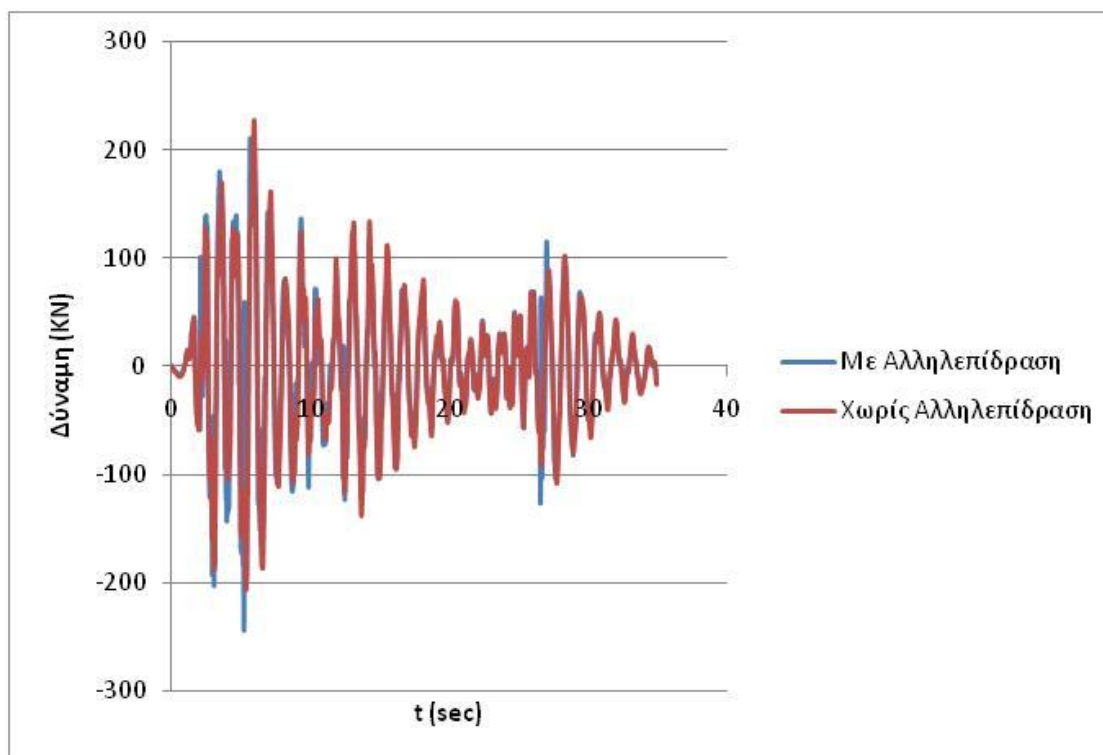
Σχήμα 5.18. Χρονοϊστορία τέμνουσών 1^{ου} ορόφου τριώροφου

Αύξηση, ανά διαστήματα, παρουσιάζουν οι τέμνουσες που αναπτύσσει η τριώροφη κατασκευή στη στάθμη του 1^{ου} ορόφου, όταν αυτή αλληλεπιδρά με την επτάωροφη, όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.18).



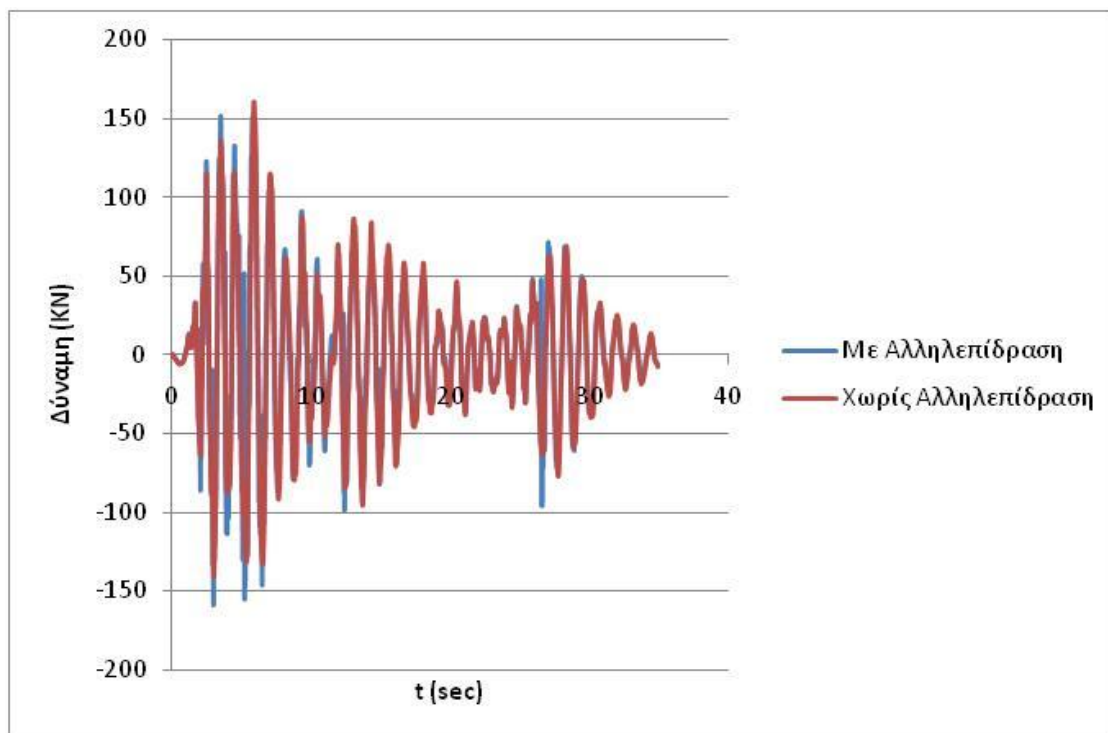
Σχήμα 5.19. Χρονοϊστορία τέμνουσών 3^{ου} ορόφου τριώροφου

Αύξηση, ανά διαστήματα, παρουσιάζουν οι τέμνουσες που αναπτύσσει η τριώροφη κατασκευή στη στάθμη και του 3^{ου} ορόφου, όταν αυτή αλληλεπιδρά με την επταώροφη, όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.19).



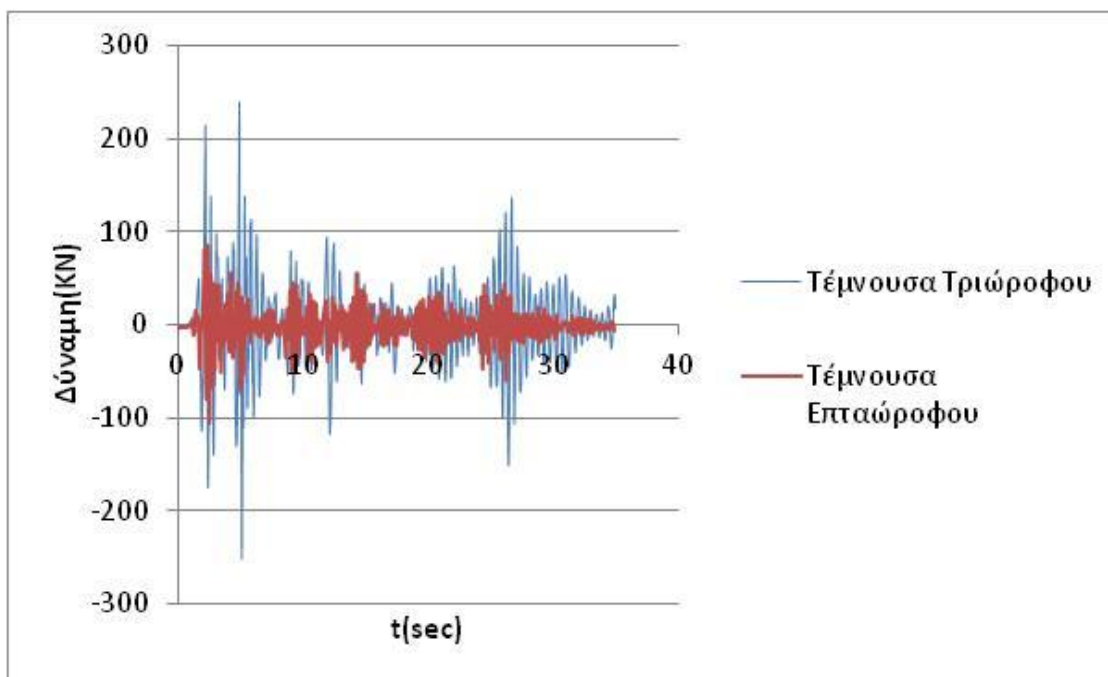
Σχήμα 5.20. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου επταώροφου

Στον 1^ο όροφο της επταώροφης κατασκευής, αναπτύσσονται λίγο μεγαλύτερες αρνητικές τέμνουσες: από (+227.5KN, -206.4KN) σε (+210.3KN, -245KN) όταν αυτό αλληλεπιδρά με την τριώροφη κατασκευή, όπως μπορούμε να δούμε στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.20).



Σχήμα 5.21. Χρονοϊστορία τέμνουσών 3^{ου} ορόφου επταώροφου

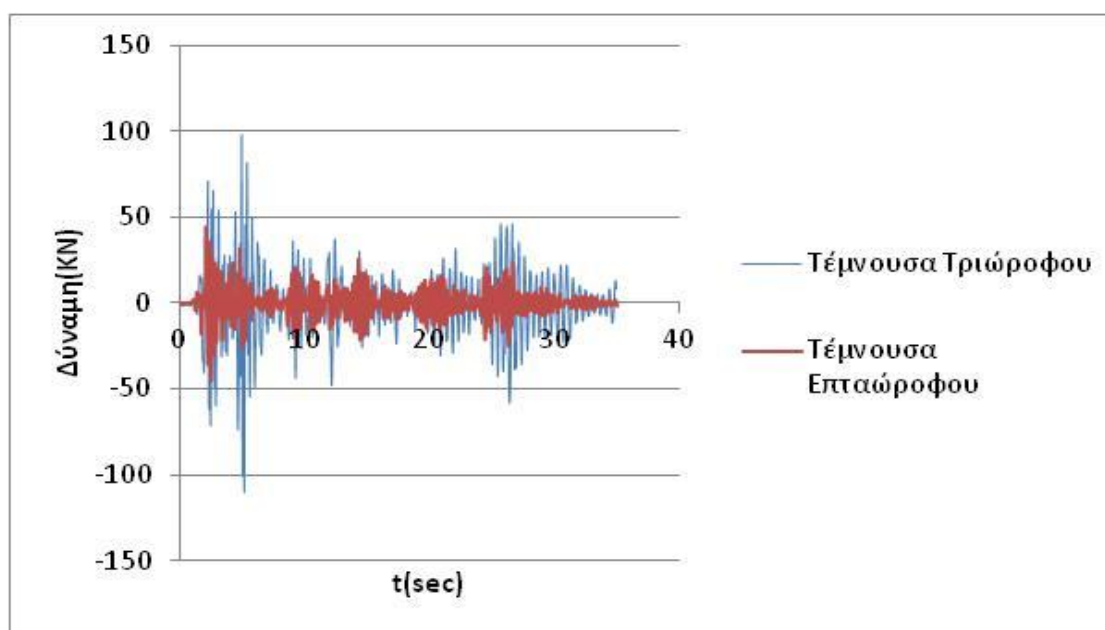
Στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου της επταώροφης κατασκευής, αναπτύσσονται λίγο μεγαλύτερες αρνητικές τέμνουσες: από (+161.2kN, -140.8kN) σε (+151.3kN, -159.3kN) όταν αυτό αλληλεπιδρά με την τριώροφη κατασκευή, όπως μπορούμε να δούμε στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.21).



Σχήμα 5.22. Χρονοϊστορία τέμνουσών 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία.

Οι τέμνουσες δυνάμεις των υποστυλωμάτων της επταώροφης κατασκευής, περιορίζονται αρκετά στον 1^ο όροφο όταν αυτό φέρει τοίχους: (+84.7KN, -106.5KN) (σχ. 5.22), σε σχέση με τις τέμνουσες που αναπτύσσει όταν αλληλεπιδρά χωρίς τοιχοποιία: (+210.3KN, -245KN) (σχ. 5.20).

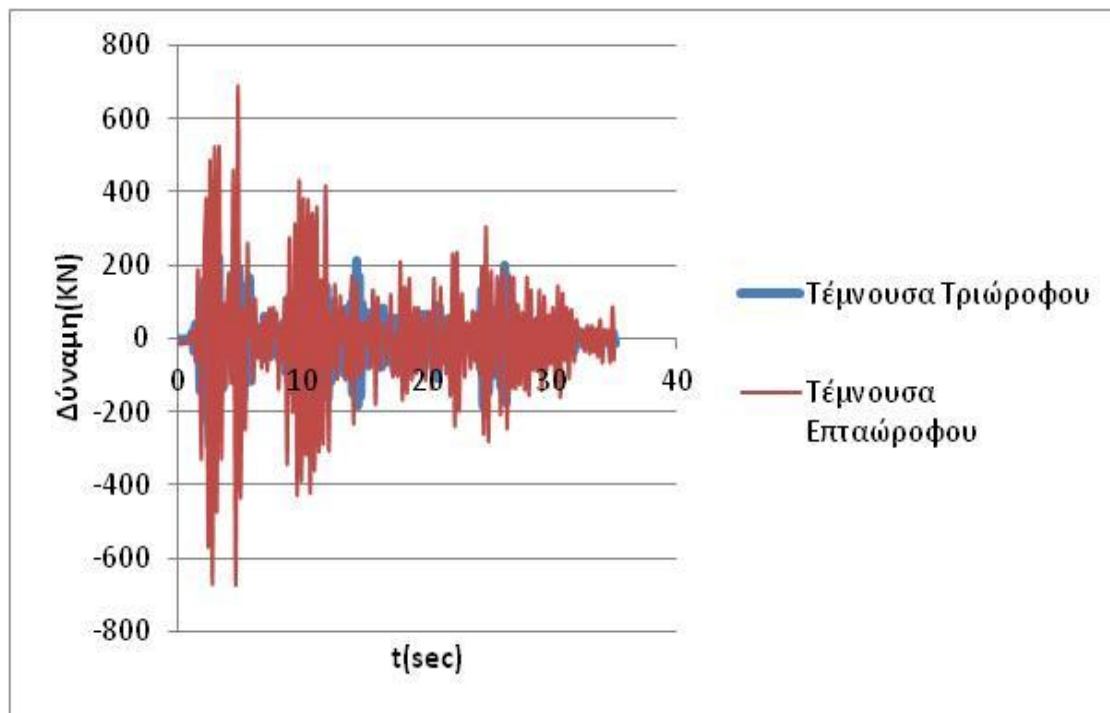
Στην ίδια στάθμη, το τριώροφο παρουσιάζει λίγο μεγαλύτερες τέμνουσες όταν αλληλεπιδρά με το τοιχοπληρωμένο επταώροφο: (+239.5KN, -252.1KN) (σχ. 5.22), απ' ότι όταν το επταώροφο δεν φέρει καθόλου τοίχους: (+195.1KN, -261KN) (σχ. 5.18).



Σχήμα 5.23. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία

Οι τέμνουσες που αναπτύσσει το τριώροφο κτίριο στον 3^ο όροφο είναι λίγο μεγαλύτερες όταν το επταώροφο με το οποίο αλληλεπιδρά είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+98.3KN, -110KN) (σχ. 5.23), συγκριτικά με την περίπτωση που αυτό δεν φέρει τοιχοποιία: (+74.1KN, -104.9KN) (σχ. 5.19).

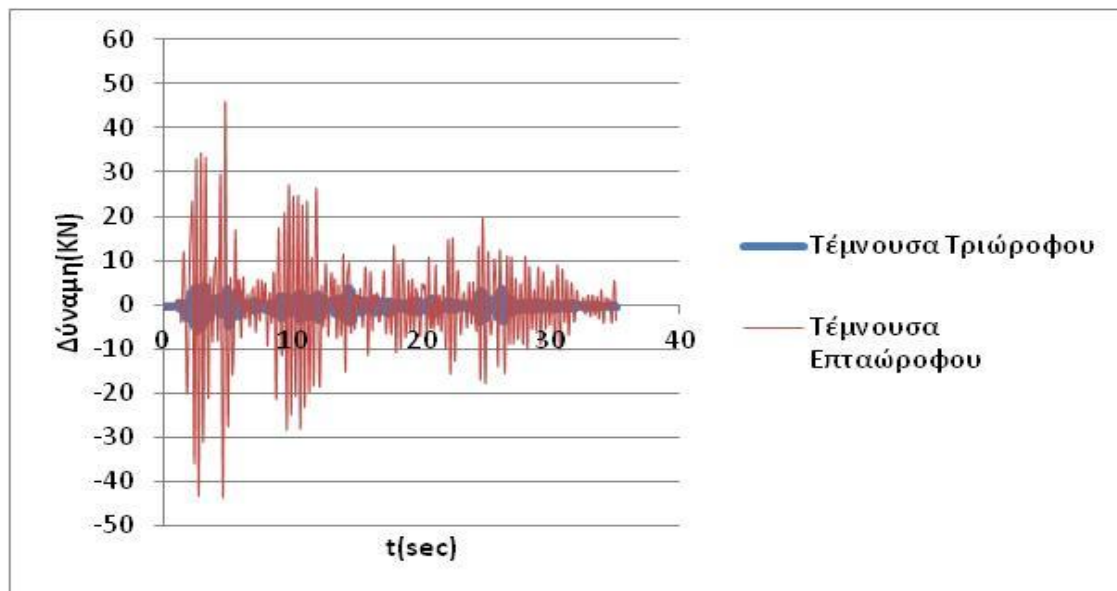
Το επταώροφο κτίριο στην ίδια στάθμη, παρουσιάζει πολύ μικρότερες τέμνουσες (περίπου 3 φορές), όταν φέρει τοίχους: (+44.4KN, -45.5KN) (σχ. 5.23), σε σύγκριση με την περίπτωση που δεν έχει καθόλου τοίχους: (+151.3KN, -159.3KN) (σχ. 5.21).



Σχήμα 5.24. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επταώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

Οι τέμνουσες δυνάμεις παρουσιάζουν μείωση στον 1^ο όροφο για την τριώροφη κατασκευή, όταν αυτή φέρει τοιχοποιία πλην του ισογείου: (+233.2kN, -288.4kN) (σχ. 5.24), σε σχέση με την περίπτωση που δεν έχει καθόλου τοίχους: (+195.1kN, -261kN) (σχ. 5.18).

Η απουσία τοίχων στο ισόγειο για την επταώροφη κατασκευή αυξάνει τις τέμνουσες των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου αξιοσημείωτα: από (+84.7kN, -106.5kN) όταν είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο (σχ.5.22), σε (+687.2kN, -673.6kN) όταν αυτό έχει πυλωτή (σχ. 5.24).



Σχήμα 5.25. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επταώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

Στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου, οι τέμνουσες του τριώροφου κτιρίου είναι πολύ μικρότερες όταν αυτά φέρουν τοίχους εκτός του ισογείου: (+4.3kN, -5.9kN) (σχ. 5.25), σε σχέση με την περίπτωση που μόνο το επταώροφο φέρει τοιχοποιία πλην του ισογείου (+98.4kN, -110kN) (σχ. 5.23).

Στο επταώροφο κτίριο, στην ίδια στάθμη, οι τέμνουσες είναι σχεδόν ίδιες, είτε αυτό είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο (+44.4kN, -45.5kN) (σχ. 5.23), είτε έχει πυλωτή (+46.1kN, -43.7kN) (σχ. 5.25).

Μεγαλύτερες τέμνουσες αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου απ' ότι στον 3^ο και για τις δύο κατασκευές είτε αυτές φέρουν τοίχους είτε όχι.

5.1.5. Επιρροή τοιχοποιίας

Στον Πίνακα 5.1.1 που ακολουθεί, παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων των υποστυλωμάτων, τόσο του τριώροφου κτιρίου (K3), όσο και του επταώροφου [K4(3^{ος}), K4(7^{ος})], στις περιπτώσεις όπου οι κατασκευές: α) φέρουν τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους, β) φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου (πυλωτή) και γ) δεν φέρουν καθόλου τοιχοποιία.

Πίνακας 5.1.1 Πίνακας Μετακινήσεων των υποστυλωμάτων τριώροφης και επταώροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επταώροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο με τοιχοποιία	Το επταώροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επταώροφο με πυλωτή	
K3	45.8	-	40	35.5	1.3	40.9	6.6	(mm)
K4(3 ^{ος})	-	69	58.4	6.1	5.9	16.8	17.3	(mm)
K4(7 ^{ος})	-	156.4	154.1	12.5	11.7	23.3	24	(mm)
Σύγκριση K3								Ποσοστιαία Μεταβολή
	45.8	-	40	-	-	-	-	12.66%(μείωση)
	45.8	-	-	35.5	-	-	-	22.49%(μείωση)
	45.8	-	-	-	1.3	-	-	97.16%(μείωση)
	45.8	-	-	-	-	40.9	-	10.70%(μείωση)
	45.8	-	-	-	-	-	6.6	85.59%(μείωση)
Σύγκριση K4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	69	58.4	-	-	-	-	15.36%(μείωση)
	-	69	-	6.1	-	-	-	91.16%(μείωση)
	-	69	-	-	5.9	-	-	91.45%(μείωση)
	-	69	-	-	-	16.8	-	75.65%(μείωση)
	-	69	-	-	-	-	17.3	74.93%(μείωση)
Σύγκριση K4(7 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	156.4	154.1	-	-	-	-	1.47% (μείωση)
	-	156.4	-	12.5	-	-	-	92.01%(μείωση)
	-	156.4	-	-	11.7	-	-	92.52%(μείωση)
	-	156.4	-	-	-	23.3	-	85.10%(μείωση)
	-	156.4	-	-	-	-	24	84.65%(μείωση)

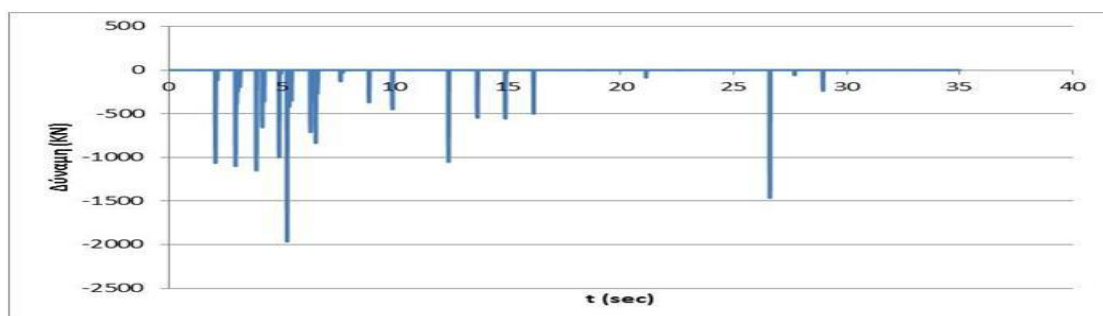
Για παράδειγμα, το υποστύλωμα του 3^{ου} ορόφου του τριώροφου κτιρίου (K3), λαμβάνοντας ως αρχική, τη μετακίνηση που παρουσιάζει όταν συμπεριφέρεται ανεξάρτητα από το επταώροφο, έχει μία μείωση 12,66% σε σχέση με τη μετακίνησή του όταν αλληλεπιδρά με αυτό. Στην ίδια σύγκριση, αφού προστεθεί τοιχοποιία στο επταώροφο, παρατηρείται μείωση 22,49%, ενώ αν προστεθεί τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές, παρατηρείται μείωση 97,16%. Μετά το πέρας της τελευταίας σύγκρισης, αφαιρείται αρχικά, η τοιχοποιία από το ισόγειο της επταώροφης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει μείωση 10,70%, έπειτα αφαιρείται η τοιχοποιία και από το ισόγειο και της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται μείωση 85,60%.

Οι ίδιοι έλεγχοι πραγματοποιούνται και για τις μετακινήσεις των υποστυλωμάτων της επταώροφης κατασκευής, στον 3^ο όροφο και στον 7^ο όροφο.

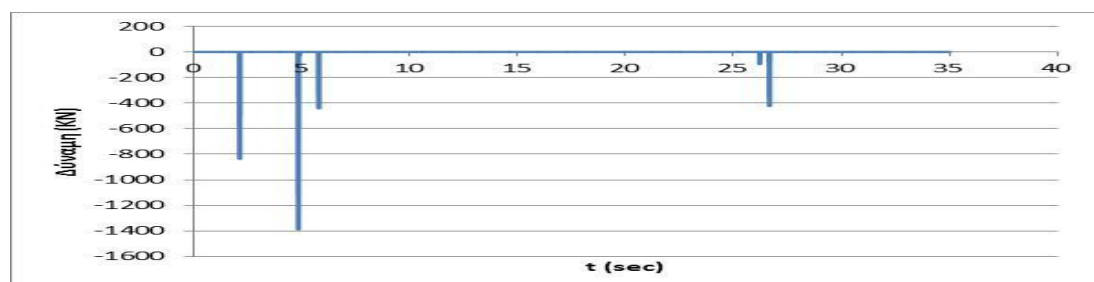
Λαμβάνοντας την μετακίνηση του υποστυλώματος του επταώροφου, όταν λειτουργεί ανεξάρτητα απ' το τριώροφο κτίριο ως αρχική, παρατηρούνται τα ακόλουθα:

Στον 3^ο όροφο όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει μείωση 15,36%. Προστίθεται τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους του επταώροφου κτιρίου και προκύπτει μείωση 91,16%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία παρατηρείται μείωση 91,45%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα η τοιχοποιία απ' το ισόγειο του επταώροφου (πυλωτή) και σημειώνεται μείωση 75,65% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο και προκύπτει μείωση 74,93%. Ομοίως και για τον έβδομο όροφο.

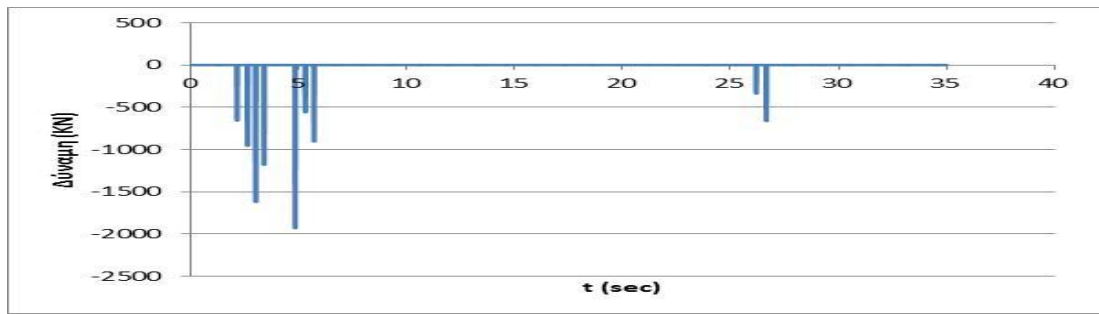
Επίσης, μπορούν να γίνουν συγκρίσεις ως προς τη σύγκρουση των κτιρίων, λόγω αυτών των μεταβολών των μετακινήσεων των υποστυλωμάτων. Δηλαδή, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν χωρίς τοιχοποιία (σχ. 5.26), όταν αλληλεπιδρούν με τοιχοποιία (δεν συγκρούονται λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας που επιφέρει η τοιχοποιία στις κατασκευές), όταν αλληλεπιδρούν με τοιχοποιία πλην του ισογείου (δεν συγκρούονται λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας που επιφέρει η τοιχοποιία στις κατασκευές), όταν αλληλεπιδρούν με την επταώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία (σχ. 5.27), όταν αλληλεπιδρούν με την επταώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία πλην του ισογείου (σχ. 5.28).



Σχήμα 5.26. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου χωρίς τοιχοποιία



Σχήμα 5.27. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου με την επταώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία



Σχήμα 5.28. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου με την επτάώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία πλην ισογείου

Στη συνέχεια πραγματοποιείται ο έλεγχος των ποσοστιαίων μεταβολών των ροπών των υποστυλωμάτων, από τα στοιχεία του παρακάτω πίνακα. Στον Πίνακα 5.1.2 παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών των υποστυλωμάτων, του τριώροφου [K3(1^{ος}), K3(3^{ος})] όσο και του επταώροφου κτιρίου [K4(1^{ος}), K4(3^{ος})], στις περιπτώσεις όπου: οι κατασκευές α) φέρουν τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους, β) φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου (πυλωτή) και γ) δεν φέρουν καθόλου τοιχοποιία.

Πίνακας 5.1.2 Πίνακας Ροπών υποστυλωμάτων τριώροφης και επταώροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επταώροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο με τοιχοποιία	Το επταώροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επταώροφο με πυλωτή	
K3(1 ^{ος})	491.27	-	498.80	559.62	32.94	656.98	381.99	(KNm)
K3(3 ^{ος})	87.39	-	129.62	164.37	3.09	199.74	8.34	(KNm)
K4(1 ^{ος})	-	737.66	619.40	156.86	148.89	1123.58	1158.10	(KNm)
K4(3 ^{ος})	-	242.26	263.36	62.21	51.41	104.50	80.45	(KNm)
Σύγκριση K3(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	491.27	-	498.80	-	-	-	-	1.53%(αύξηση)
	491.27	-	-	559.62	-	-	-	13.91%(αύξηση)
	491.27	-	-	-	32.94	-	-	93.30%(μείωση)
	491.27	-	-	-	-	656.98	-	33.73%(αύξηση)
	491.27	-	-	-	-	-	381.99	22.24%(μείωση)
Σύγκριση K3(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	87.39	-	129.62	-	-	-	-	48.32%(αύξηση)
	87.39	-	-	164.37	-	-	-	88.09%(αύξηση)
	87.39	-	-	-	3.09	-	-	96.47%(μείωση)
	87.39	-	-	-	-	199.74	-	128.56%(αύξηση)
	87.39	-	-	-	-	-	8.34	90.46%(μείωση)
Σύγκριση K4(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	737.66	619.40	-	-	-	-	16.08% (μείωση)
	-	737.66	-	156.86	-	-	-	78.74%(μείωση)
	-	737.66	-	-	148.89	-	-	79.82%(μείωση)
	-	737.66	-	-	-	1123.58	-	52.32%(αύξηση)
	-	737.66	-	-	-	-	1158.10	57.00%(αύξηση)
Σύγκριση K4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	242.26	263.36	-	-	-	-	8.71% (αύξηση)
	-	242.26	-	62.21	-	-	-	74.32%(μείωση)
	-	242.26	-	-	51.41	-	-	78.78%(μείωση)
	-	242.26	-	-	-	104.50	-	56.86%(μείωση)
	-	242.26	-	-	-	-	80.45	66.79%(μείωση)

Για παράδειγμα, το υποστυλώμα του πρώτου ορόφου του τριώροφου κτιρίου [K3(1^{ος})], λαμβάνοντας ως αρχική, τη ροπή που αναπτύσσει όταν συμπεριφέρεται ανεξάρτητα από το επταώροφο, έχει μία αύξηση 1,53% σε σχέση με τη ροπή του όταν αλληλεπιδρά με το επταώροφο, ενώ στον τρίτο όροφο μια αύξηση της τάξης του 48,32%. Στην ίδια σύγκριση, αφού προστεθεί τοιχοποιία στο επταώροφο, παρατηρείται αύξηση 13,91% στον πρώτο όροφο και 88,09% στον τρίτο όροφο, ενώ αν προστεθεί τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές, παρατηρείται μείωση 93,30% στον πρώτο όροφο και 96,47% στον τρίτο όροφο. Μετά το πέρας της τελευταίας σύγκρισης, αφαιρείται αρχικά, η τοιχοποιία από το ισόγειο της επταώροφης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει αύξηση 33,73% στον πρώτο και 128,57% αύξηση στον τρίτο όροφο. Έπειτα, αφαιρείται η τοιχοποιία και από το ισόγειο της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται μείωση 22,24% στον πρώτο και 90,46% στον τρίτο όροφο.

Οι ίδιοι έλεγχοι μπορούν να γίνουν και στα υποστυλώματα της επταώροφης κατασκευής στους ίδιους ορόφους. Λαμβάνοντας την ροπή του υποστυλώματος του επταώροφου, όταν είναι μόνο του, ως αρχική, παρατηρούνται τα ακόλουθα:

Για τον πρώτο όροφο, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει μείωση 16,03%. Προστίθεται τοιχοποιία στο επταώροφο και προκύπτει μείωση 78,74%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία υπάρχει μείωση 79,82%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα η τοιχοποιία από το ισόγειο του επταώροφου κτιρίου (πυλωτή) και σημειώνεται αύξηση 52,32% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο και προκύπτει αύξηση 57,00%. Ομοίως και για τον τρίτο όροφο.

Τέλος, ο έλεγχος των ποσοστιαίων μεταβολών των τεμνουσών των υποστυλωμάτων από τα στοιχεία του πίνακα που ακολουθεί. Στον Πίνακα 5.1.3 παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών των υποστυλωμάτων, τόσο του τριώροφου [K3(1^{ος}), K3(3^{ος})] όσο και του επταώροφου [K4(1^{ος}), K4(3^{ος})], όταν οι κατασκευές: α) φέρουν τοιχοποιία, β) έχουν πυλωτή και γ) δεν φέρουν τοιχοποιία.

Πίνακας 5.1.3 Πίνακας Τέμνουσών υποστυλωμάτων τριώροφης και επταώροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επταώροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο με τοιχοποιία	Το επταώροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επταώροφο με πυλωτή	
K3(1 ^{ος})	181.99	-	195.11	239.47	18.72	291.53	233.18	(KN)
K3(3 ^{ος})	76.26	-	74.14	98.37	2.33	105.87	4.28	(KN)
K4(1 ^{ος})	-	227.50	210.28	84.70	80.33	666.74	687.20	(KN)
K4(3 ^{ος})	-	161.16	151.28	44.45	33.98	72.75	46.13	(KN)
Σύγκριση K3(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	181.99	-	195.11	-	-	-	-	7.21%(αύξηση)
	181.99	-	-	239.47	-	-	-	31.58%(αύξηση)
	181.99	-	-	-	18.72	-	-	89.71%(μείωση)
	181.99	-	-	-	-	291.53	-	60.19%(αύξηση)
	181.99	-	-	-	-	-	233.18	28.13%(αύξηση)
Σύγκριση K3(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	76.26	-	74.14	-	-	-	-	2.77%(μείωση)
	76.26	-	-	98.37	-	-	-	29.00%(αύξηση)
	76.26	-	-	-	2.33	-	-	96.94%(μείωση)
	76.26	-	-	-	-	105.87	-	38.83%(αύξηση)
	76.26	-	-	-	-	-	4.28	94.38%(μείωση)
Σύγκριση K4(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	227.50	210.28	-	-	-	-	7.57% (μείωση)
	-	227.50	-	84.70	-	-	-	62.77%(μείωση)
	-	227.50	-	-	80.33	-	-	64.69%(μείωση)
	-	227.50	-	-	-	666.74	-	193.07%(αύξηση)
	-	227.50	-	-	-	-	687.20	202.06%(αύξηση)
Σύγκριση K4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	161.16	151.28	-	-	-	-	6.13% (μείωση)
	-	161.16	-	44.45	-	-	-	72.42%(μείωση)
	-	161.16	-	-	33.98	-	-	78.92%(μείωση)
	-	161.16	-	-	-	72.75	-	54.86%(μείωση)
	-	161.16	-	-	-	-	46.13	71.37%(μείωση)

Για παράδειγμα, για το υποστύλωμα του πρώτου ορόφου της τριώροφης κατασκευής [K3(1ος)], λαμβάνοντας ως αρχική, την τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσει όταν λειτουργεί ανεξάρτητα από την επταώροφη, έχει μία αύξηση 7,21% σε σχέση με την τέμνουσα που αναπτύσσει όταν αλληλεπιδρά με την επταώροφη κατασκευή, ενώ στον τρίτο όροφο μείωση 2,77%. Στην ίδια στάθμη για την τριώροφη κατασκευή, αφού προστεθεί τοιχοποιία στο επταώροφο, παρατηρείται αύξηση 31,58% στον πρώτο όροφο και 29,00% στον τρίτο όροφο, ενώ αν προστεθεί

τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές παρατηρείται μείωση 89,71% στον πρώτο όροφο και 96,94% στον τρίτο όροφο. Μετά το πέρας της τελευταίας σύγκρισης, αφαιρείται αρχικά, η τοιχοποιία από το ισόγειο της επταώροφης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει αύξηση 60,18% στον πρώτο και 38,83% στον τρίτο όροφο. Στη συνέχεια αφαιρείται η τοιχοποιία και από το ισόγειο της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται αύξηση 28,13% στον πρώτο και 94,38% μείωση στον τρίτο όροφο.

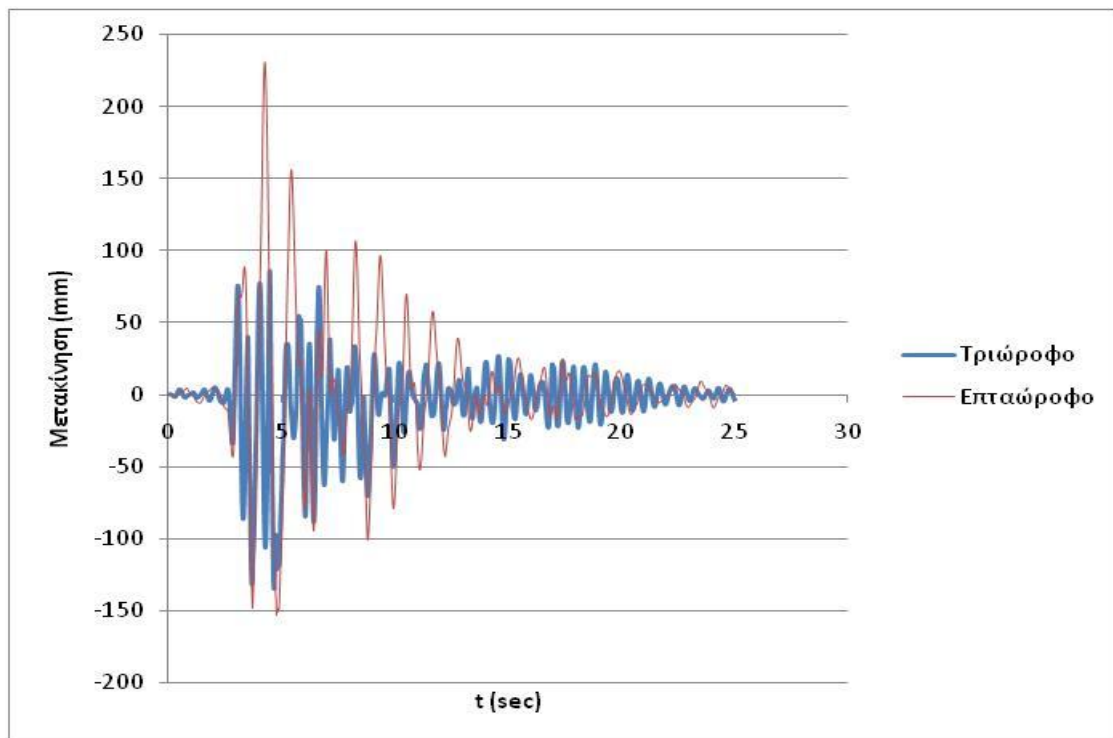
Οι ίδιοι έλεγχοι πραγματοποιούνται και στα υποστυλώματα της επταώροφης κατασκευής στους ίδιους ορόφους. Σε σχέση με την τέμνουσα που αναπτύσσει το επταώροφο κτίριο όταν αντιδρά στον σεισμό ανεξάρτητα απ' το τριώροφο, παρατηρούνται τα εξής:

Στον πρώτο όροφο, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει μείωση 7,57%. Όταν προστίθεται τοιχοποιία στο επταώροφο προκύπτει μείωση 62,77%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία υπάρχει μείωση 64,69%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα η τοιχοποιία από το ισόγειο του επταώροφου κτιρίου (πυλωτή) και σημειώνεται αύξηση 193,07% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο και προκύπτει αύξηση 202,06%. Ομοίως και για τον τρίτο όροφο.

5.2. KOBE

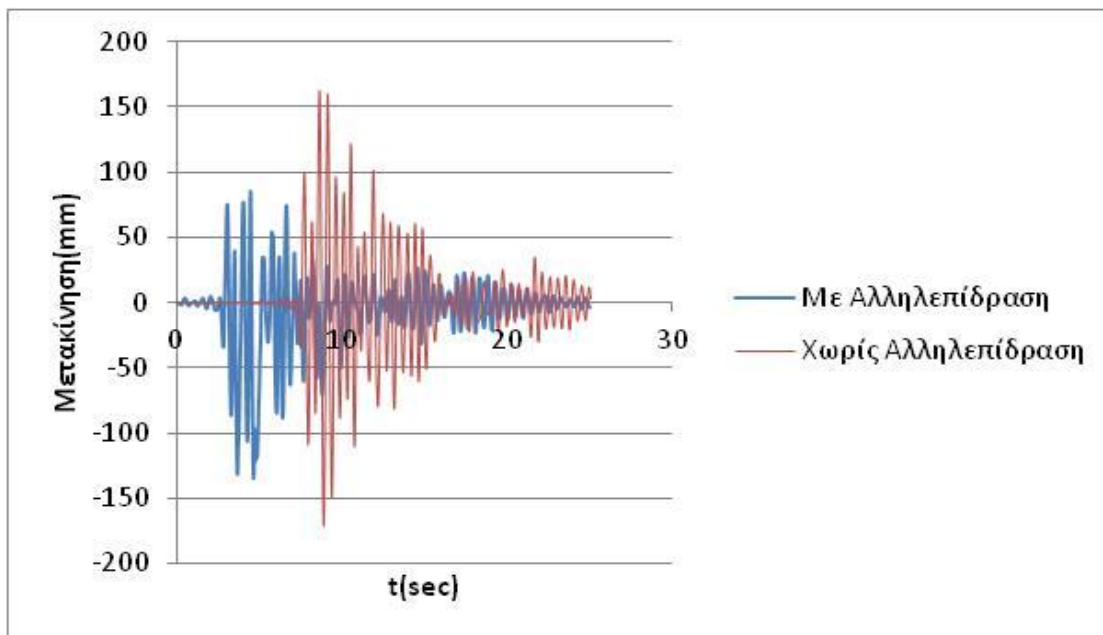
5.2.1. Μετατοπίσεις υποστλωμάτων

Αρχικά δύναται να ελεγχθούν-προσδιοριστούν οι μετατοπίσεις των υποστλωμάτων του 3^{ου} και του 7^{ου} ορόφου των δύο κατασκευών, υπό την δράση του σεισμού **Kobe**. Ελέγχεται η συμπεριφορά τους όταν συμπεριφέρονται ανεξάρτητα, καθώς και όταν αλληλεπιδρούν σε απόσταση 0.03 m (σχ. 5.29, 5.30, 5.31, 5.32). Στη συνέχεια τοποθετείται τοιχοποιία: α) σε όλους τους ορόφους του επταώροφου (σχ. 5.33) και β) και στα δύο κτίρια εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.34).



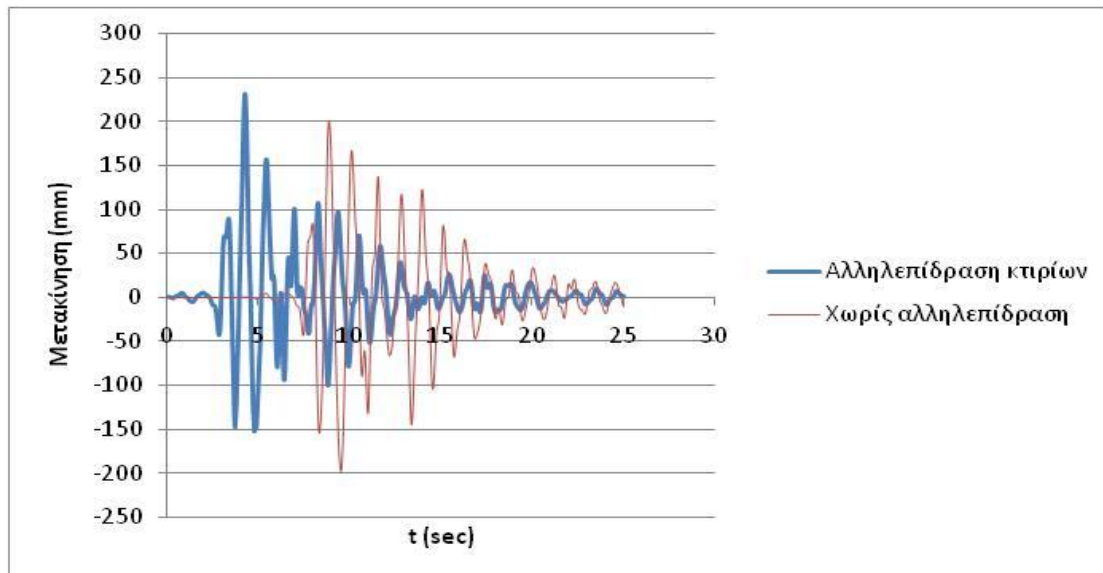
Σχήμα 5.29. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου

Μεγαλύτερες είναι οι μετακινήσεις των υποστλωμάτων της επταώροφης κατασκευής, απ' αυτές της τριώροφης, στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, όπως βλέπουμε στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.29).



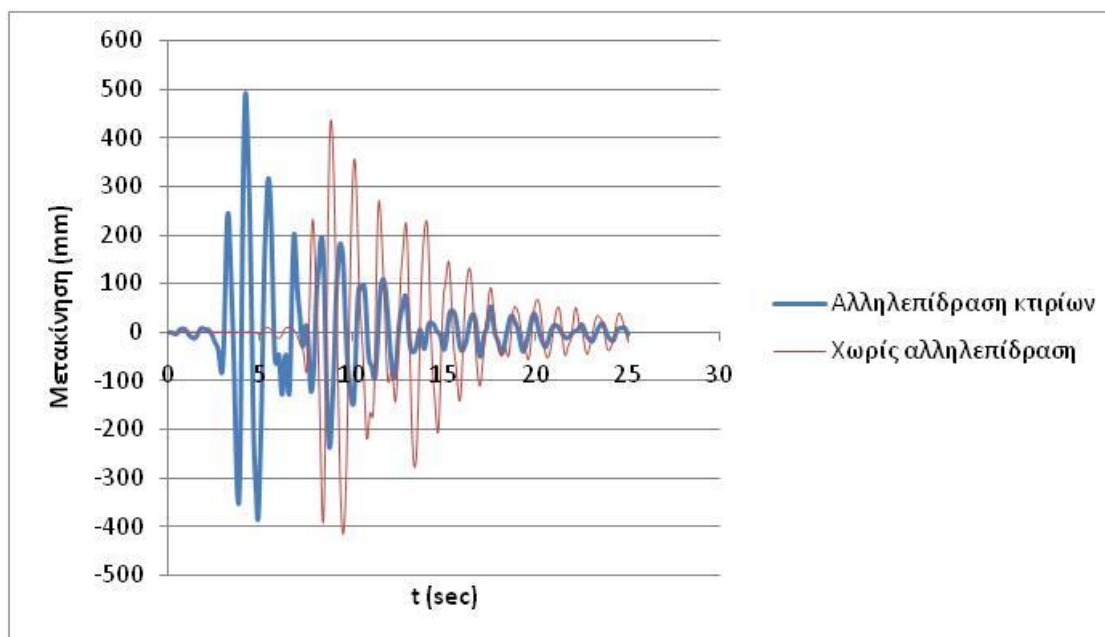
Σχήμα 5.30. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου τριώροφου

Μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρουσιάζουν τα υποστυλώματα της τριώροφης κατασκευής στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, όταν αυτή αντιδρά στον σεισμό ανεξάρτητα απ' την επτάώροφη (σχ. 5.30).



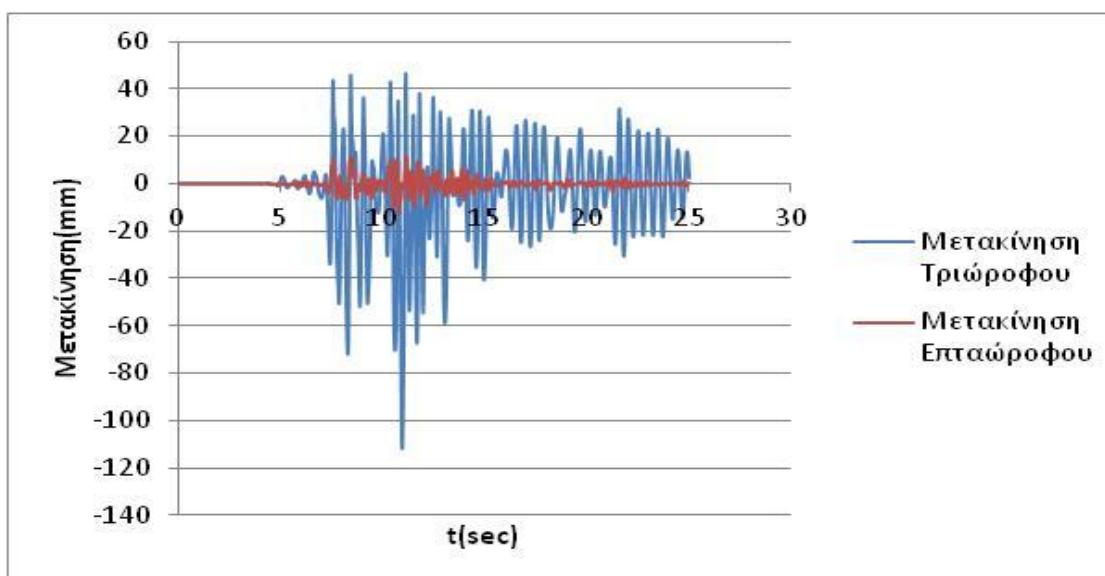
Σχήμα 5.31. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου επτάώροφου

Όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, οι μέγιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων της επτάώροφης κατασκευής παρουσιάζονται πιο γρήγορα χρονικά, ενώ όταν λειτουργεί ανεξάρτητα απ' το τριώροφο παρουσιάζονται με μια καθυστέρηση περίπου 5 sec. (σχ. 5.31)



Σχήμα 5.32. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 7^{ου} ορόφου επταώροφου

Η ίδια καθυστέρηση παρατηρείται και στον 7^ο όροφο της επταώροφης κατασκευής, ενώ οι μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες όταν αυτό αλληλεπιδρά με το τριώροφο, όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.32).

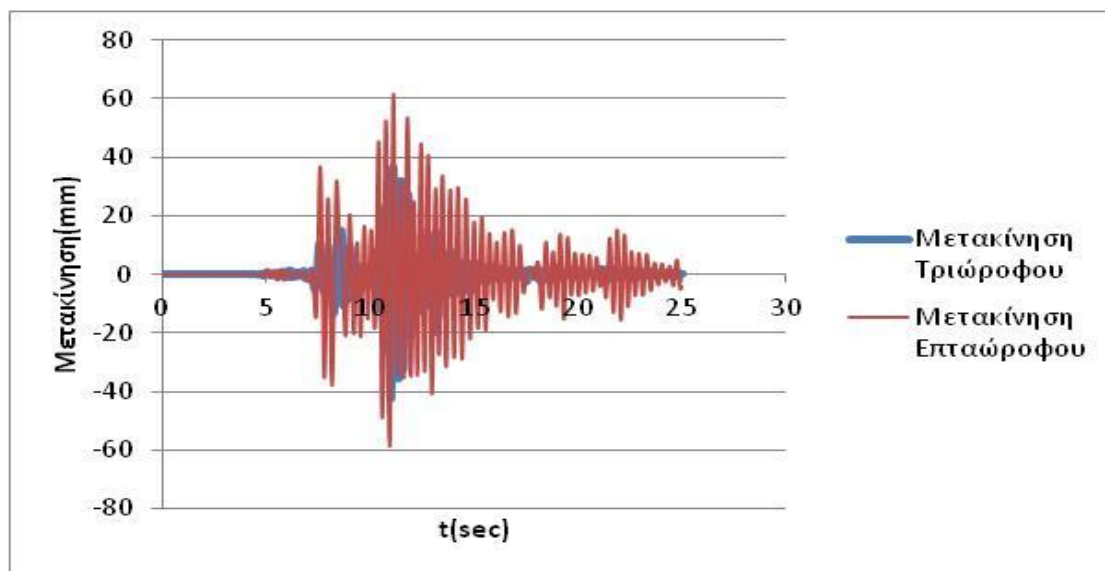


Σχήμα 5.33. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία

Όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, οι μετακινήσεις των υποστυλωμάτων της επταώροφης κατασκευής, παρουσιάζουν μια μικρή αύξηση και στους δύο ορόφους όπου πραγματοποιούνται οι έλεγχοι. Οι ακραίες μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων

του 3^{ου} ορόφου: (+230.6mm, -152.8mm) και του 7^{ου} ορόφου: (+492.2mm, -385mm) όταν αλληλεπιδρούν, εν συγκρίσει του 3^{ου} ορόφου: (+200.2mm, -197.7mm) και του 7^{ου} ορόφου: (+436.4mm, -415.9mm) όταν λειτουργούν ανεξάρτητα το ένα από το άλλο (σχ. 5.31, 5.32).

Στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, το ψηλό και πιο εύκαμπτο κτίριο έχει μεγαλύτερες μετακινήσεις απ' το τριώροφο όταν δεν φέρει τοίχους. Στο τριώροφο: (+85.7mm, -135.1mm) και στο επτάωροφο: (+230.6mm, -152.8mm) (σχ. 5.30, 5.31), ενώ όταν στην επτάωροφη κατασκευή προστεθεί τοιχοποιία, οι μετακινήσεις, στην ίδια στάθμη, μειώνονται αισθητά: (+11.9mm, -12.4mm), όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.33).



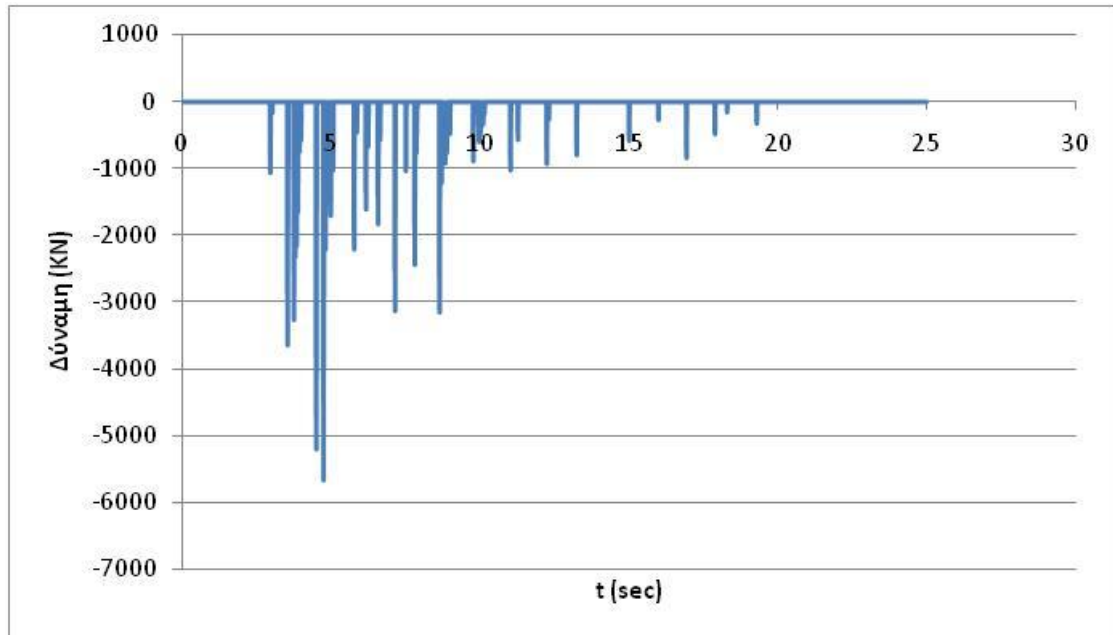
Σχήμα 5.34. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάωροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισόγειου

Οι μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων, στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου, περιορίζονται στο τριώροφο κτίριο, όταν αυτό φέρει τοίχους εκτός του ισόγειου: (+36.4mm, -42.4mm) (σχ. 5.34), σε σχέση με τις μετατοπίσεις που παρουσιάζει όταν δεν φέρει καθόλου τοίχους: (+85.7mm, -135.1mm) (σχ. 5.30), όπως είναι φυσικό λόγω της δυσκαμψίας που επιφέρει η τοιχοποιία.

Όταν απ' το επτάωροφο κτίριο αφαιρεθεί η τοιχοποιία στο ισόγειο, οι μετατοπίσεις στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου αυξάνονται: πλήρως τοιχοπληρωμένο (+11.9mm, -12.4mm) (σχ. 5.33), με πυλωτή (+61.8mm, -59mm) (σχ. 5.34).

5.2.2. Σύγκρουση κτιρίων

Στη συνέχεια θα ελεγχθεί αν τα κτίρια συγκρούονται κατά τη διάρκεια του σεισμού **Kobe**. Για τις ανάγκες του προγράμματος τοποθετήθηκαν μη γραμμικά ελατήρια στους κοινούς ορόφους των κτιρίων. Τα ελατήρια αυτά λειτουργούν **μόνο κατά** τη σύγκλιση των ορόφων, **και όχι** την απομάκρυνση αυτών, γι' αυτό και λαμβάνουν **μόνο αρνητικές τιμές** (σχ. 5.35).

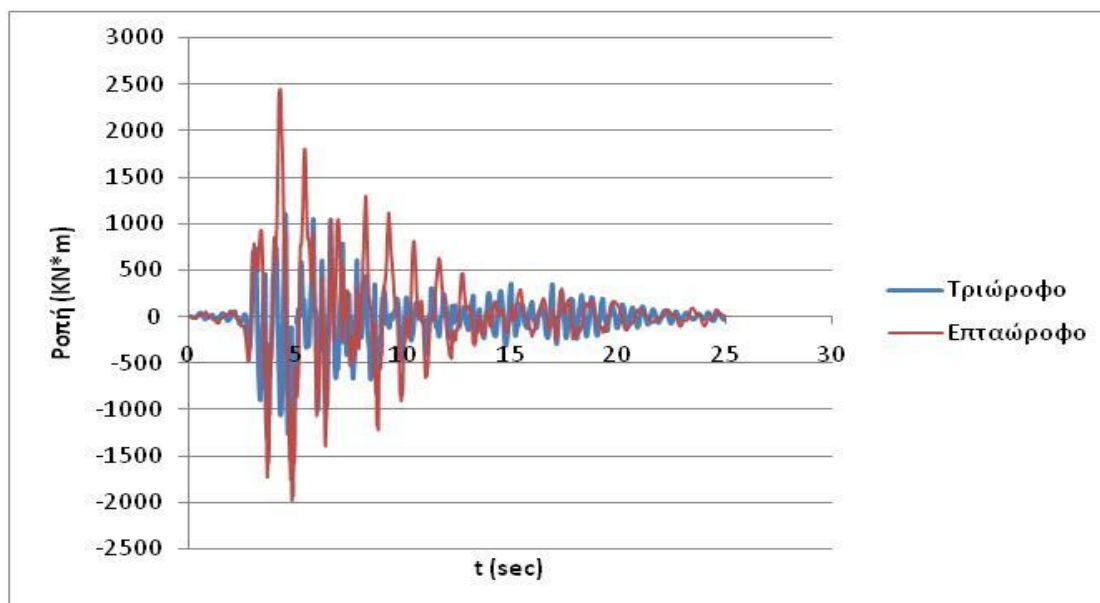


Σχήμα 5.35. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου

Λαμβάνοντας υπόψη τα στοιχεία του διαγράμματος (σχ. 5.35), τα κτίρια όχι μόνο **συγκλίνουν** αλλά **και συγκρούονται**, αφού το ελατήριο λαμβάνει δυνάμεις μόνο εφόσον συσπειρωθεί περισσότερο από 0.03 m.

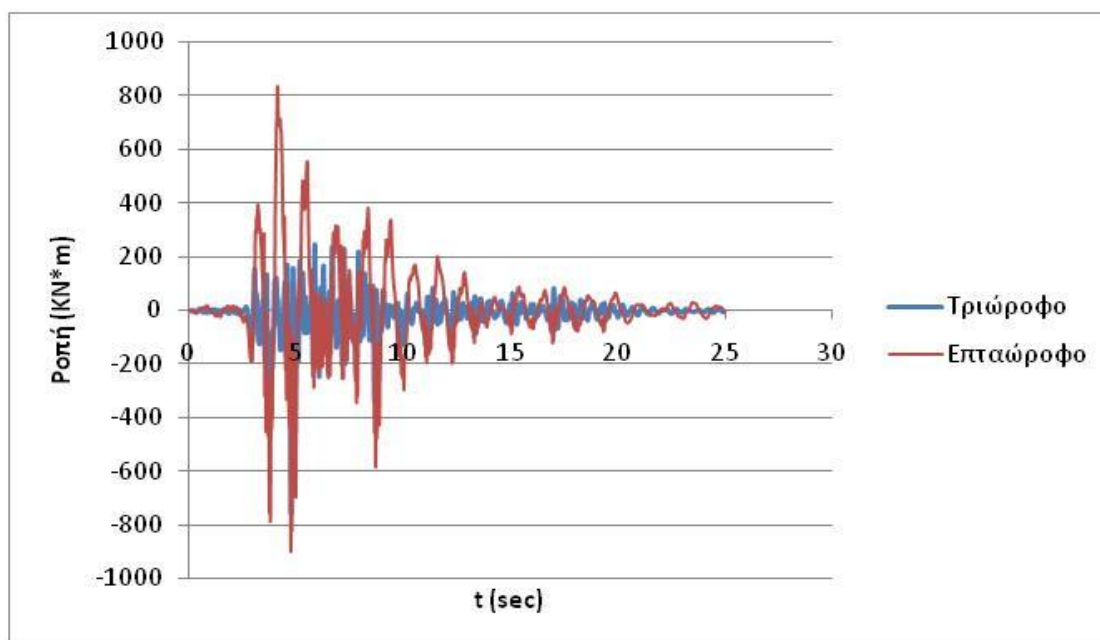
5.2.3. Ροπές υποστυλωμάτων

Έπειτα θα ελεγχθούν και θα συγκριθούν οι ροπές των υποστυλωμάτων του 1^{ου} και του 3^{ου} ορόφου των δύο κατασκευών, **όταν αλληλεπιδρούν** υπό την δράση του ίδιου σεισμού και **όταν λειτουργούν ανεξάρτητα** υπό τις εξής προϋποθέσεις: α) όταν τα κτίρια δεν φέρουν τοιχοποιία (σχ. 5.36, 5.37, 5.38, 5.39) β) όταν μόνο το επτάώροφο κτίριο φέρει τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους (σχ. 5.40, 5.41) γ) όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.42, 5.43).



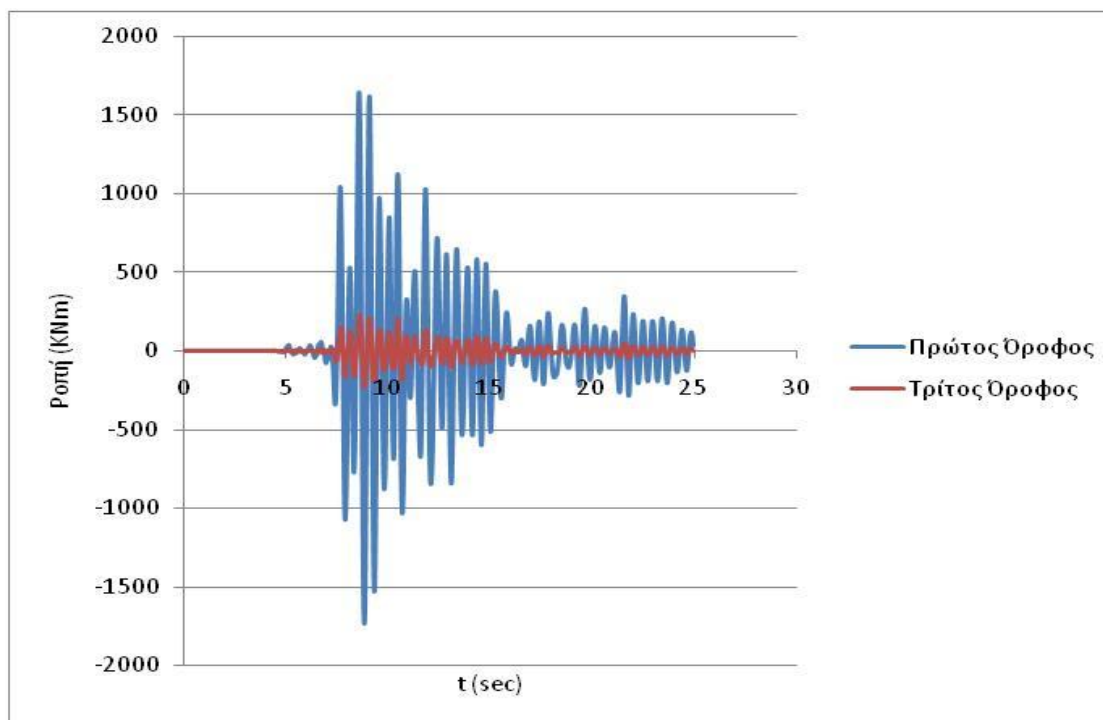
Σχήμα 5.36. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου με αλληλεπίδραση

Οι ροπές που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα της επτάώροφης κατασκευής είναι μεγαλύτερες απ’ τις ροπές της τριώροφης, στη στάθμη του 1^{ου} ορόφου (σχ. 5.36)



Σχήμα 5.37. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου με αλληλεπίδραση

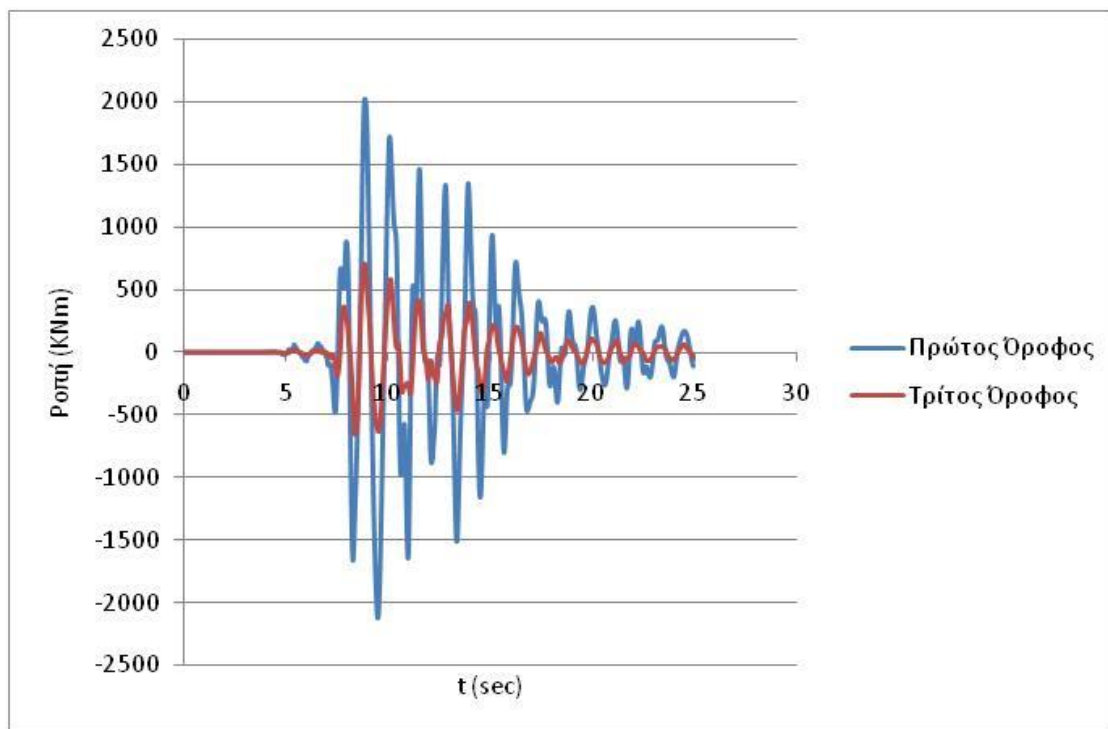
Οι ροπές του επτάώροφου κτιρίου είναι αρκετά μεγαλύτερες, απ’ του κοντύτερου και πιο δύσκαμπτου τριώροφου και σ’ αυτή τη στάθμη (σχ. 5.37).



Σχήμα 5.38. Χρονοϊστορία ροπών τριώροφου χωρίς αλληλεπίδραση

Οι ροπές της τριώροφης κατασκευής παρουσιάζουν μείωση στον 1^ο όροφο όταν αλληλεπιδρά με την επτάώροφη κατά τη διάρκεια του σεισμού Kobe. Όταν αλληλεπιδρούν: (+1098.9KNm, -1533.3KNm), όταν δεν αλληλεπιδρούν: (+1643.6KNm, -1737.7KNm) (σχ. 5.36, 5.38).

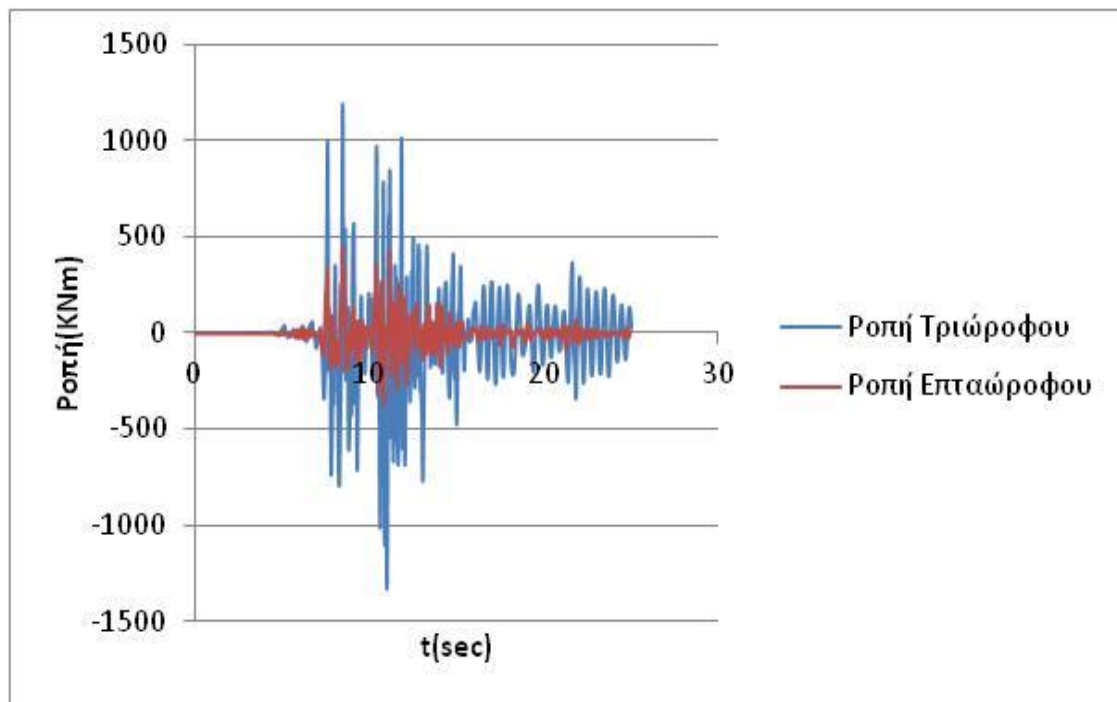
Στον 3^ο όροφο αυξάνονται οι ροπές του τριώροφου λόγω της αλληλεπίδρασης: (+247.5KNm, -760.1KNm) (σχ. 5.37), ενώ χωρίς αλληλεπίδραση: (+231.6KNm, -231.8KNm) (σχ. 5.38).



Σχήμα 5.39. Χρονοϊστορία ροπών επταώροφου χωρίς αλληλεπίδραση

Στο επτάώροφο κτίριο παρατηρείται αύξηση των ροπών και στους δύο ορόφους που πραγματοποιούνται οι έλεγχοι. Οι ροπές του 1^{ου} ορόφου: (+2446.1KNm, -1974.3KNm) και του 3^{ου} ορόφου: (+838.1KNm, -900.2KNm) όταν αλληλεπιδρά με το τριώροφο (σχ. 5.36, 5.37), απ' ότι αν αντιδρούσε στον σεισμό ανεξάρτητα απ' το παρακείμενο τριώροφο. Οι ροπές στον 1^ο όροφο: (+2000KNm, -2100KNm) και στον 3^ο όροφο: (+650KNm, -650KNm) όπως προκύπτει απ' το παραπάνω σχήμα (σχ. 5.39).

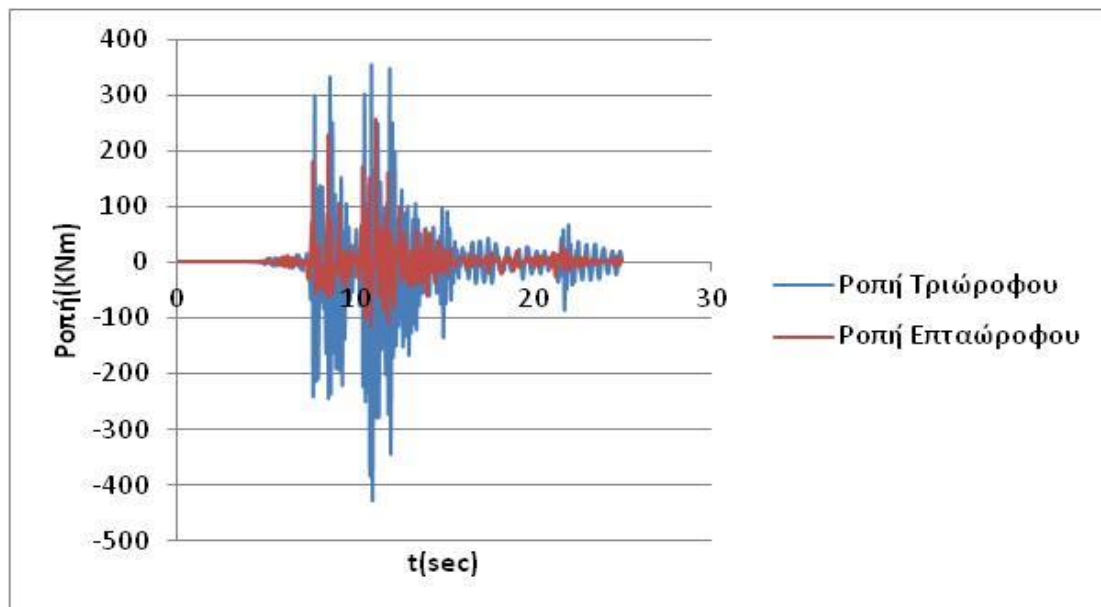
Γενικά παρατηρούμε πολύ μεγαλύτερες ροπές στον 1^ο όροφο απ' ότι στον 3^ο και για τις δύο κατασκευές, είτε αυτές αλληλεπιδρούσαν, είτε όχι.



Σχήμα 5.40. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επτάώροφο φέρει τοιχοποιία

Οι ροπές που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα της τριώροφης κατασκευής στον 1^ο όροφο, είναι λίγο μεγαλύτερες όταν το επτάώροφο με το οποίο αλληλεπιδρά φέρει τοίχους σε όλους τους ορόφους. Όταν αλληλεπιδρούν χωρίς τοιχοποιία: (+1098.9KNm, -1533.3KNm), ενώ όταν αλληλεπιδρούν με την επτάώροφη κατασκευή να φέρει τοίχους: (+1182.9KNm, -1327.4KNm).

Στο επτάώροφο κτίριο στην ίδια στάθμη οι ροπές λόγω της τοιχοποιίας μειώνονται πάρα πολύ. Οι ροπές χωρίς τοιχοποιία: (+2446.1KNm, -1974.3KNm) (σχ. 5.36), ροπές με τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους: (+444.8KNm, -375.5KNm) (σχ. 5.40).

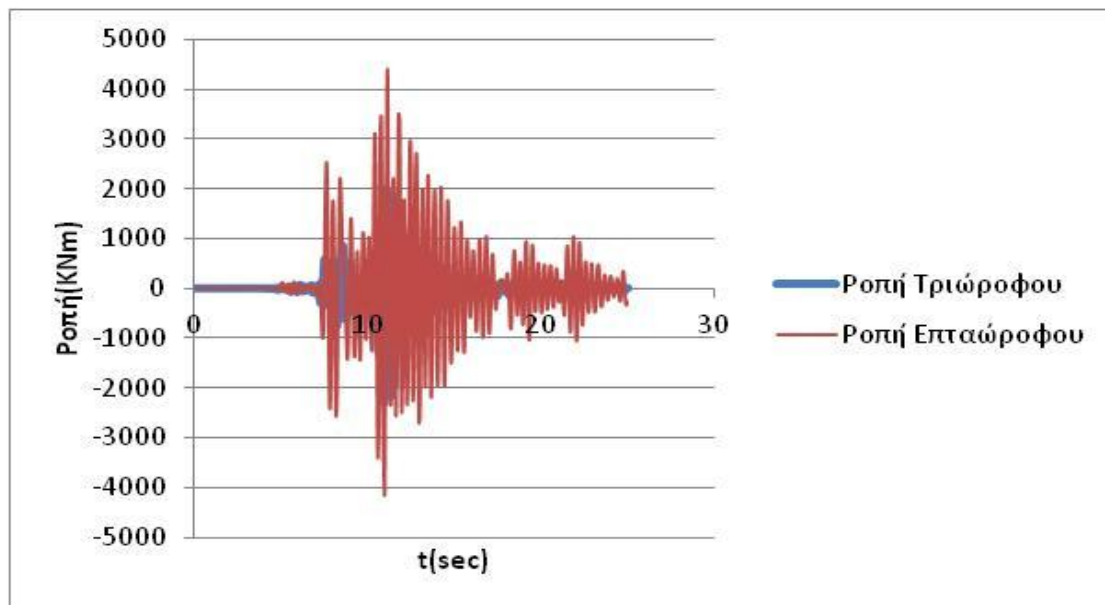


Σχήμα 5.41. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία

Στην περίπτωση που κατά την αλληλεπίδραση, το επταώροφο κτίριο είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο ενώ το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία παρατηρούνται μεγαλύτερες ροπές, σχεδόν τριπλάσιες για την τριώροφη κατασκευή, στους χαμηλότερους ορόφους (1^ο) απ' ότι στους ψηλότερους (3^ο). Πιο συγκεκριμένα στον 1^ο όροφο : (+1182.9KNm, -1327.4KNm) και στον 3^ο όροφο: (+353.2KNm, -428.2KNm), ενώ για την επταώροφη στον 1^ο όροφο: (+444.8KNm, -375.5KNm) και στον 3^ο όροφο: (+255.4KNm, -117.9KNm) (σχ. 5.40, 5.41).

Οι ροπές που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα της τριώροφης κατασκευής, στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, διαφέρουν όταν το επταώροφο με το οποίο αλληλεπιδρά φέρει τοίχους. Όταν δεν φέρει τοιχοποιία: (+247.5KNm, -760.1KNm) και όταν το επταώροφο είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+353.2KNm, -428.2KNm) (σχ. 5.37, 5.41).

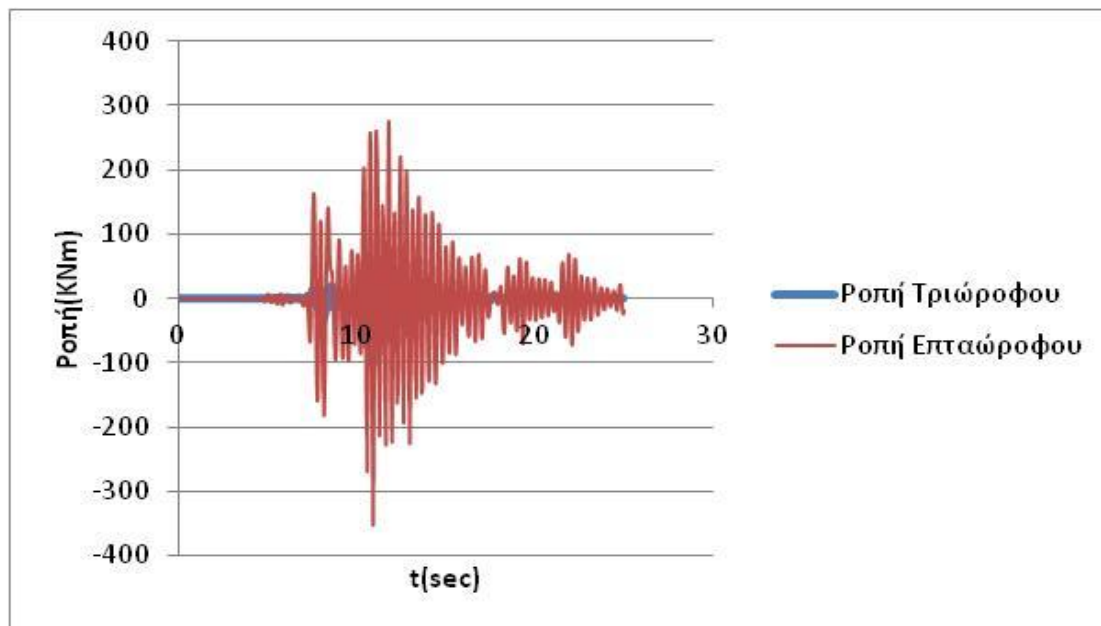
Στην επταώροφη κατασκευή, στην ίδια στάθμη, οι ροπές μειώνονται αισθητά λόγω της τοιχοποιίας. Οι ροπές όταν δεν φέρει τοίχους: (+838.1KNm, -900.2KNm), ενώ όταν είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+255.4KNm, -117.9KNm) (σχ. 5.37, 5.41).



Σχήμα 5.42. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επταώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

Κατά την αλληλεπίδραση των δύο κατασκευών, όταν αυτές έχουν πυλωτή, στον 1^ο όροφο παρατηρείται αύξηση των ροπών στα υποστυλώματα της τριώροφης κατασκευής: (+2005.7KNm, -2288.6KNm) (σχ. 5.42), σε σχέση με την περίπτωση που δεν φέρει καθόλου τοίχους: (+1098.9KNm, -1533.3KNm) (σχ. 5.36).

Στην ίδια στάθμη η επταώροφη κατασκευή αναπτύσσει σχεδόν διπλάσιες ροπές όταν έχουν πυλωτή: (+4388.3KNm, -4163.4KNm) (σχ. 5.42), συγκριτικά με την περίπτωση που δεν φέρει καθόλου τοιχοποιία: (+2446.1KNm, -1974.3KNm) (σχ. 5.36), και τεράστια αύξηση συγκριτικά με την περίπτωση που μόνο το επταώροφο είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+444.8KNm, -375.5KNm) (σχ. 5.40).



Σχήμα 5.43. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάωροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

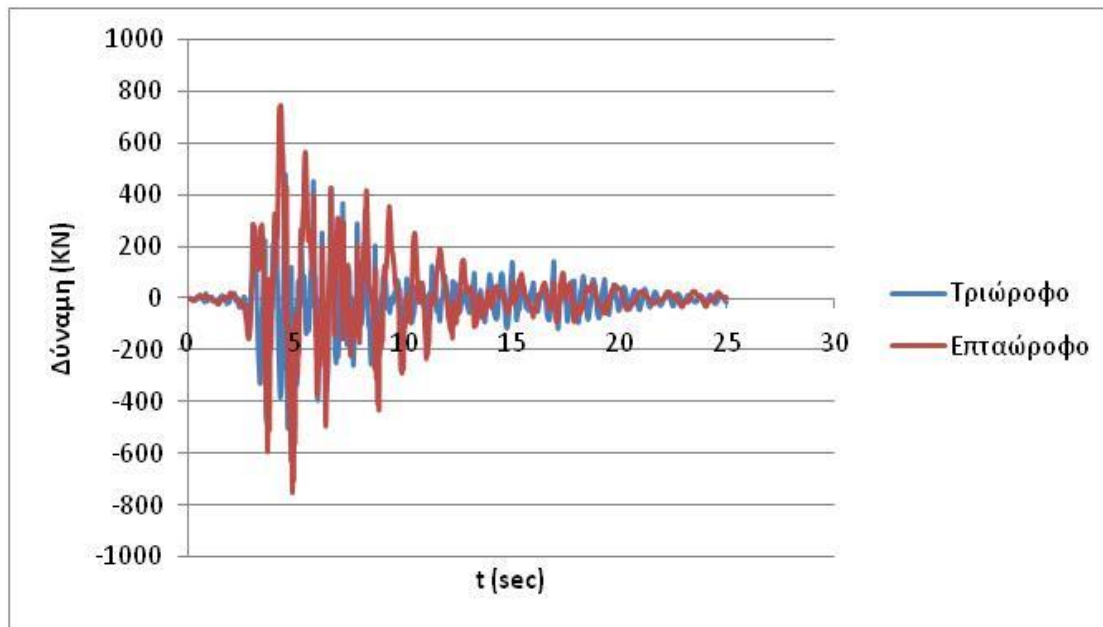
Στον 3^ο όροφο της τριώροφης κατασκευής οι ροπές μειώνονται αρκετά λόγω της τοιχοποιίας: Χωρίς τοιχοποιία: (+250KNm, -320KNm) (σχ. 5.37), με πυλωτή: (+80KNm, -100KNm) (σχ. 5.43). Στην ίδια στάθμη τα υποστυλώματα της επτάωροφης κατασκευής αναπτύσσουν πολύ μικρότερες ροπές (σχεδόν 3 φορές) όταν έχει πυλωτή: (+270KNm, -350KNm), συγκριτικά με την περίπτωση που η κατασκευή δεν έχει καθόλου τοίχους: (+830KNm, -900KNm) (σχ. 5.37, 5.43) και σχεδόν ίδιες ροπές (μεγαλύτερες αρνητικές) συγκριτικά με την περίπτωση που έχει τοίχους σε όλους τους ορόφους: (+250KNm, -110KNm) (σχ. 5.41, 5.43).

Η τοιχοποιία αυξάνει την δυσκαμψία κ μειώνει αρκετά τις ροπές. Στην περίπτωση που και οι δύο κατασκευές έχουν πυλωτή, αναπτύσσονται πολύ μεγαλύτερες ροπές στον 1^ο όροφο απ' ότι στον 3^ο, ειδικά για το επτάωροφο κτίριο, όπως προκύπτει από τα παραπάνω σχήματα (σχ. 5.42, 5.43).

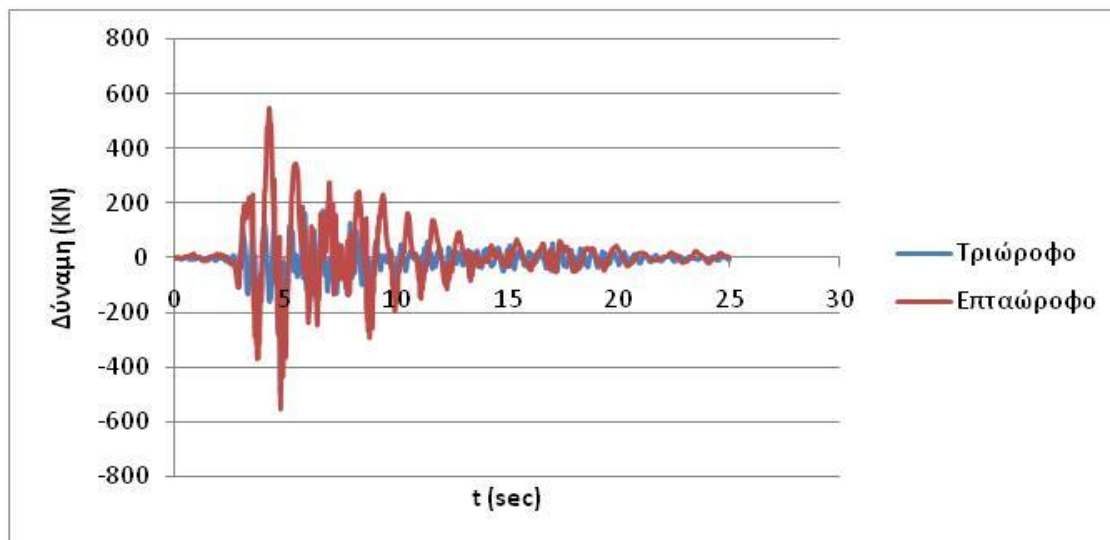
5.2.4. Τέμνουσες δυνάμεις

Τελευταίος είναι ο έλεγχος ως προς τις τέμνουσες δυνάμεις των υποστυλωμάτων, του 1^{ου} και του 3^{ου} ορόφου της τριώροφης και της επτάωροφης κατασκευής, **όταν αλληλεπιδρούν** υπό την δράση του ίδιου σεισμού και **όταν**

συμπεριφέρονται ανεξάρτητα η μία από την άλλη για λόγους σύγκρισης (σχ. 5.44-5.49). Επίσης ελέγχονται όταν φέρουν τοιχοποιία: α) μόνο το επταώροφο κτίριο σε όλους τους ορόφους (σχ. 5.50, 5.51) και β) και τα δύο κτίρια εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.52, 5.53).

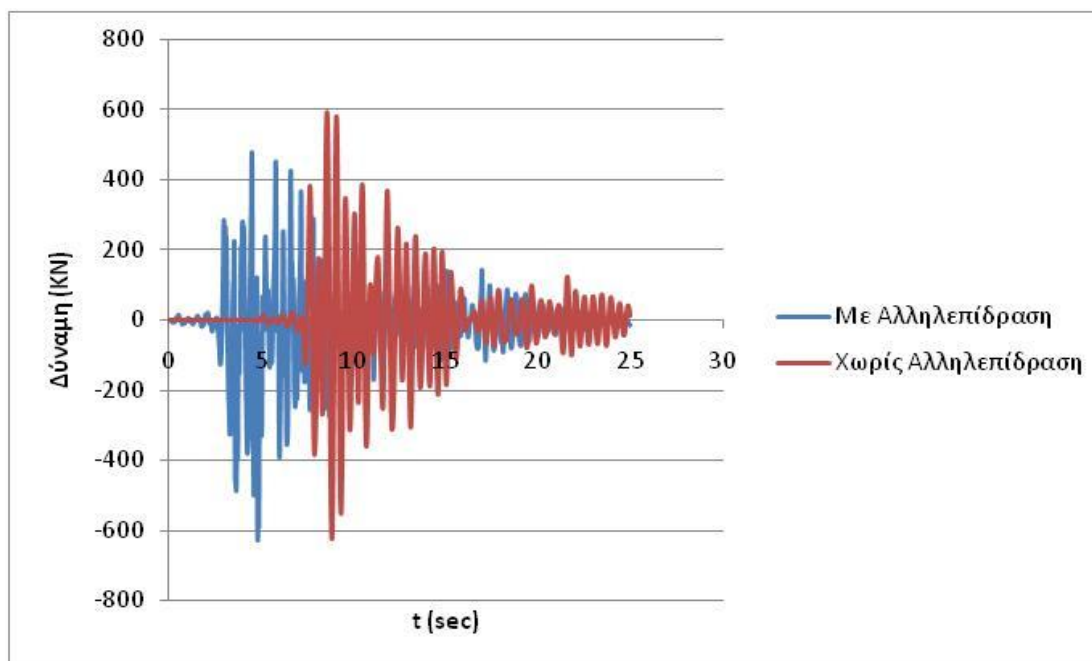


Σχήμα 5.44. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου



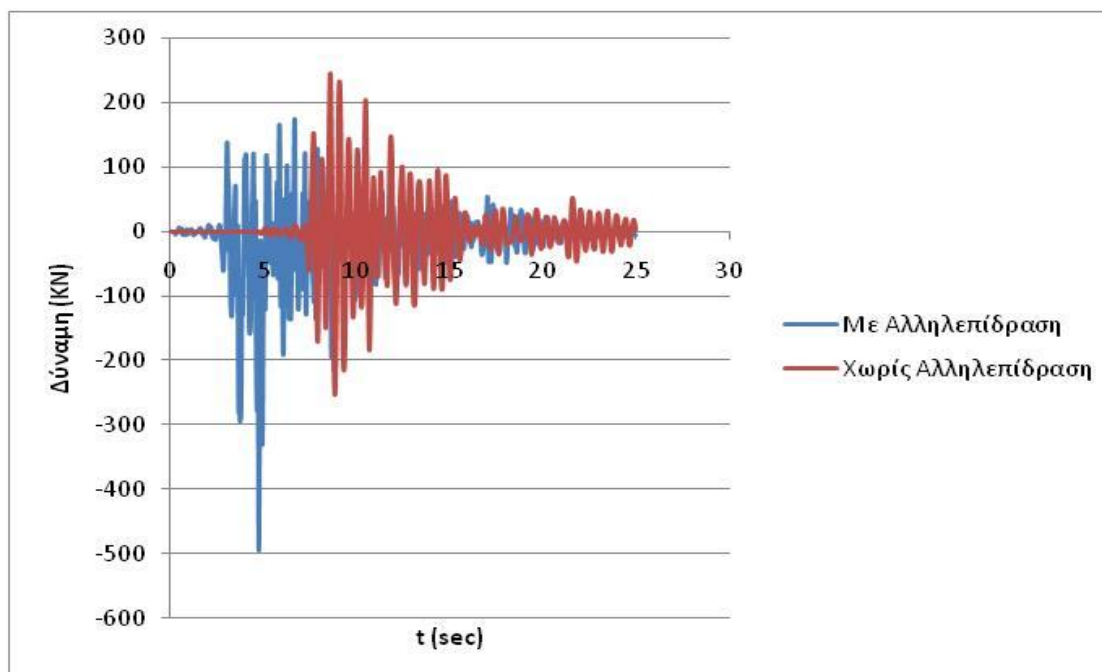
Σχήμα 5.45. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου

Μεγαλύτερες είναι οι τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στον 1^ο όροφο απ' ότι στον 3^ο, τόσο για το τριώροφο κτίριο όσο και για το επταώροφο, κατά τη διάρκεια του σεισμού Kobe. Το επταώροφο φυσικά αναπτύσσει μεγαλύτερες τέμνουσες απ' το τριώροφο όπως φαίνεται στα παραπάνω σχήματα (σχ. 5.44, 5.45).



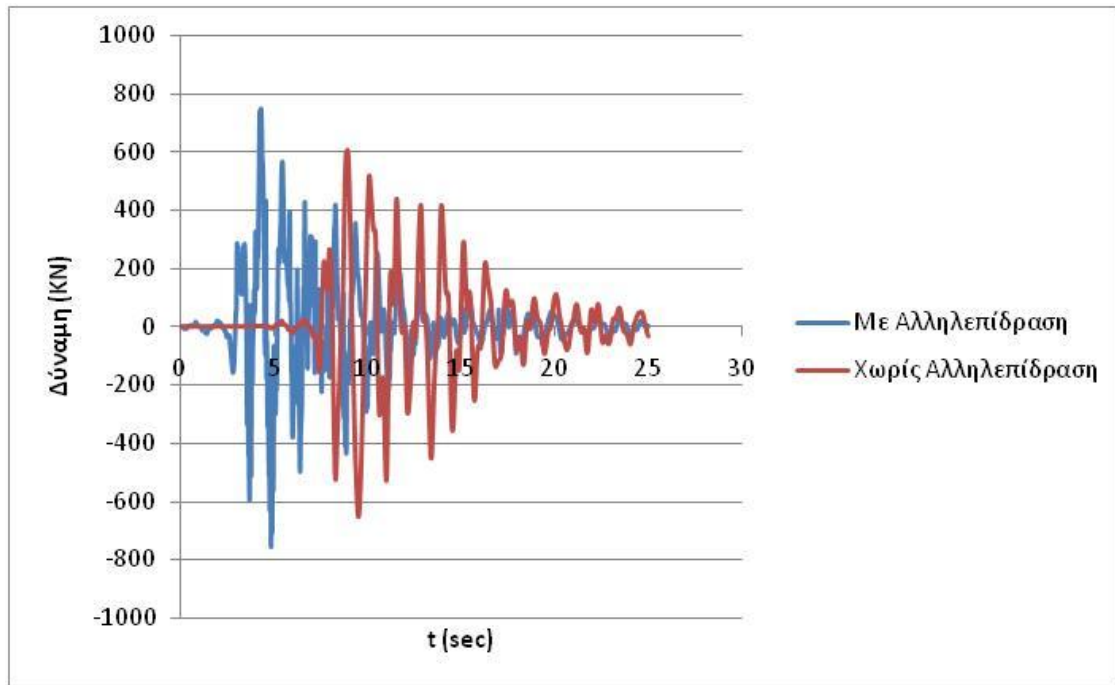
Σχήμα 5.46. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου τριώροφου

Αναπτύσσονται μεγαλύτερες θετικές-εφελκυστικές τέμνουσες στα υποστύλωματα του 1^{ου} ορόφου όταν η τριώροφη κατασκευή αντιδρά στον σεισμό ανεξάρτητα απ' την επταώροφη, όπως βλέπουμε στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.46)

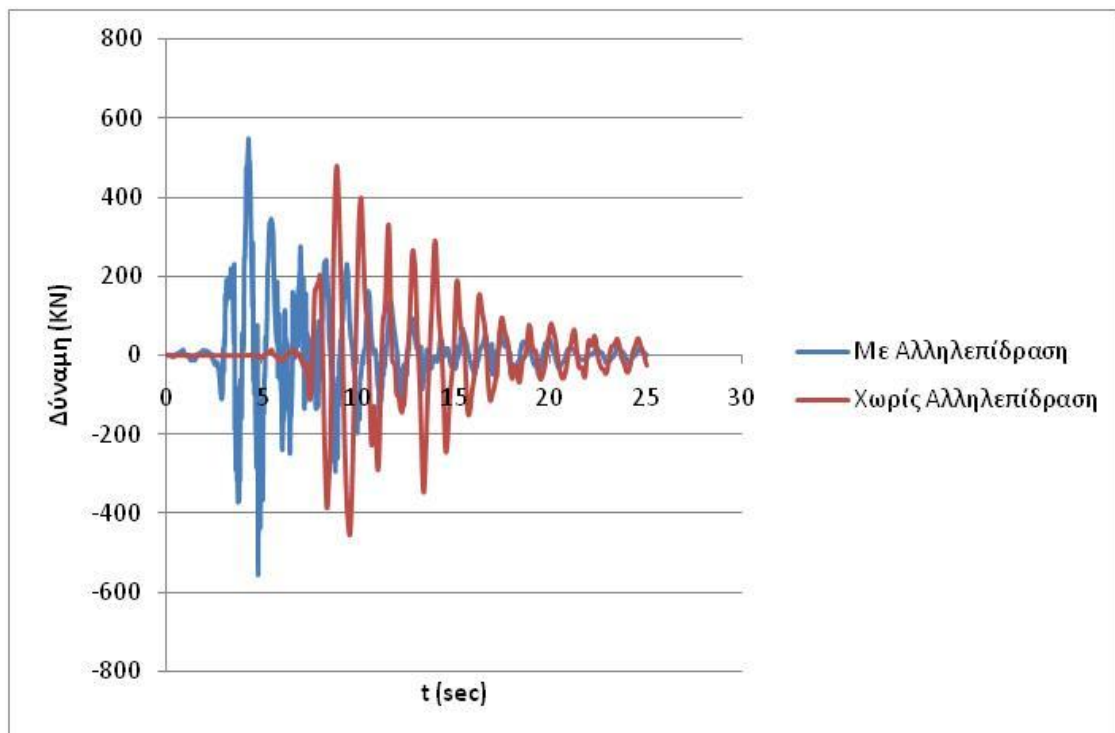


Σχήμα 5.47. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου τριώροφου

Παρατηρείται μεγάλη αύξηση των θλιπτικών τεμνουσών δυνάμεων στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου όταν η τριώροφη κατασκευή αλληλεπιδρά με την επταώροφη και αύξηση των εφελκυστικών τεμνουσών όταν οι κατασκευές λειτουργούν ανεξάρτητα, όπως φαίνεται και στο σχήμα (σχ. 5.47).



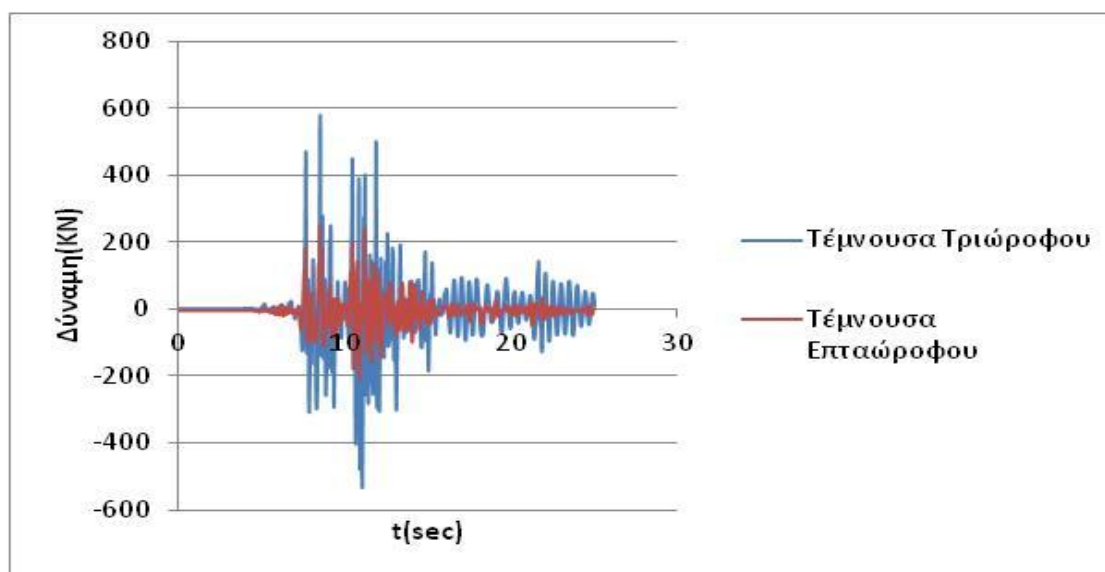
Σχήμα 5.48. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου επταώροφου



Σχήμα 5.49. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου επταώροφου

Περίπου στα ίδια επίπεδα κυμαίνονται οι τέμνουσες που παρουσιάζει η επταώροφη κατασκευή και στις δύο στάθμες που πραγματοποιούνται οι έλεγχοι, με μια μικρή αύξηση όταν αυτή αλληλεπιδρά με την παρακείμενη τριώροφη κατασκευή (σχ. 5.48, 5.49).

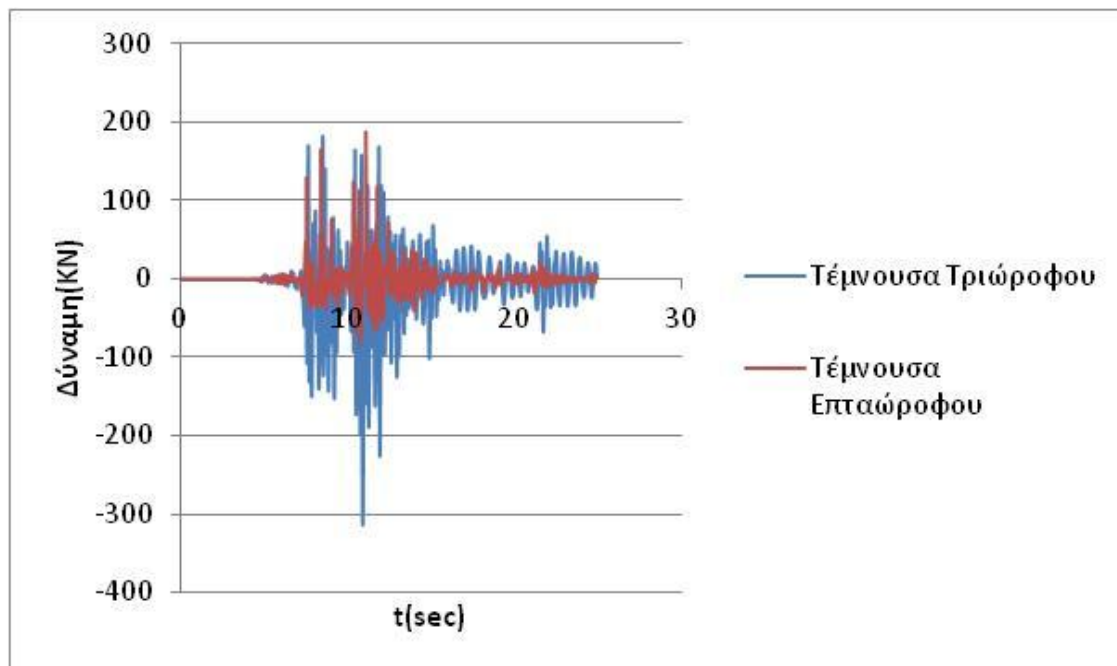
Παρατηρείται μια χρονική καθυστέρηση, για την ανάπτυξη των μέγιστων τιμών των τεμνουσών δυνάμεων, όταν τα κτίρια συμπεριφέρονται ανεξάρτητα το ένα από το άλλο. Όταν αλληλεπιδρούν οι μέγιστες τιμές παρουσιάζονται νωρίτερα (σχ. 5.46, 5.47, 5.48, 5.49).



Σχήμα 5.50. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία

Στα υποστυλώματα της τριώροφης κατασκευής, στη στάθμη του 1^{ου} ορόφου, αναπτύσσονται μεγαλύτερες εφελκυστικές τέμνουσες και μικρότερες θλιπτικές, όταν η επταώροφη με την οποία αλληλεπιδρά φέρει τοίχους σε όλους τους ορόφους: (+578KN, -535.6KN) (σχ. 5.50), αλληλεπίδραση χωρίς τοιχοποιία: (+480.5KN, -628.8KN) (σχ. 5.46).

Οι τέμνουσες των υποστυλωμάτων της επταώροφης κατασκευής, στην ίδια στάθμη, είναι αρκετά μικρότερες λόγω της τοιχοποιίας: (+253.1KN, -207.1KN) (σχ. 5.50), ενώ χωρίς τοιχοποιία: (+748.8KN, -754.4KN) (σχ. 5.48).

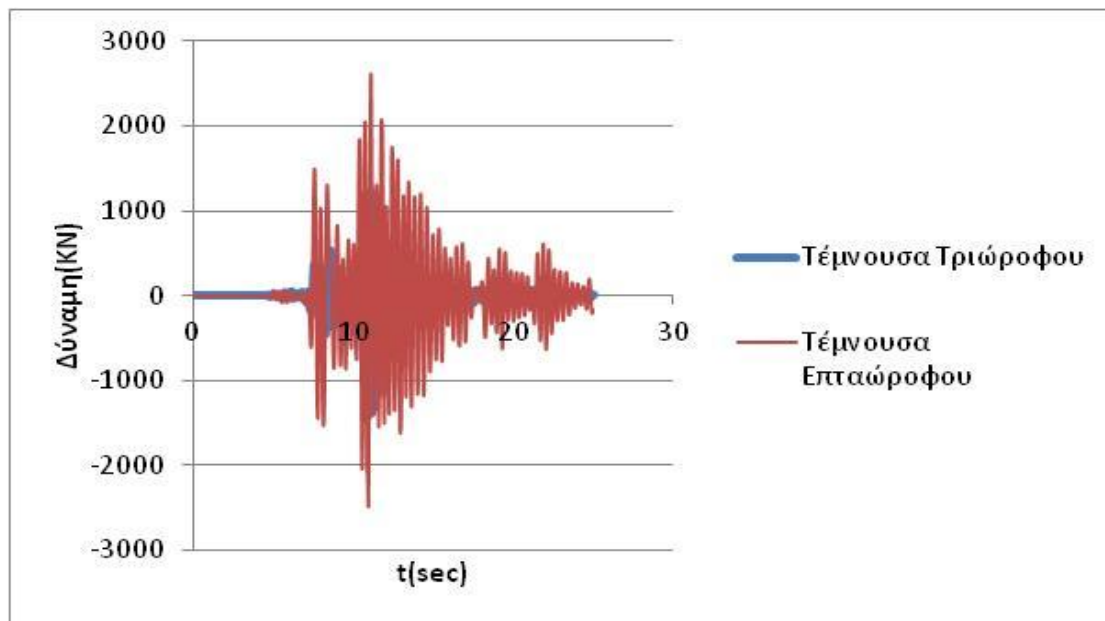


Σχήμα 5.51. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία.

Μεγαλύτερες αρνητικές-θλιπτικές τέμνουσες αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου, της τριώροφης κατασκευής, όταν αυτή αλληλεπιδρά με το γυμνό επταώροφο: (+174.7kN, -494.3kN) (σχ. 5.47), σε σύγκριση με την περίπτωση που το επταώροφο είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+182kN, -313kN) (σχ. 5.51).

Στην ίδια στάθμη, κατά την αλληλεπίδραση της επταώροφης με την τριώροφη κατασκευή, οι τέμνουσες είναι πολύ μικρότερες όταν φέρει τοίχους: (+182kN, -313kN) (σχ. 5.51), συγκριτικά με την περίπτωση που δεν φέρει τοιχοποιία: (+547.5kN, -557.1kN) (σχ. 5.49).

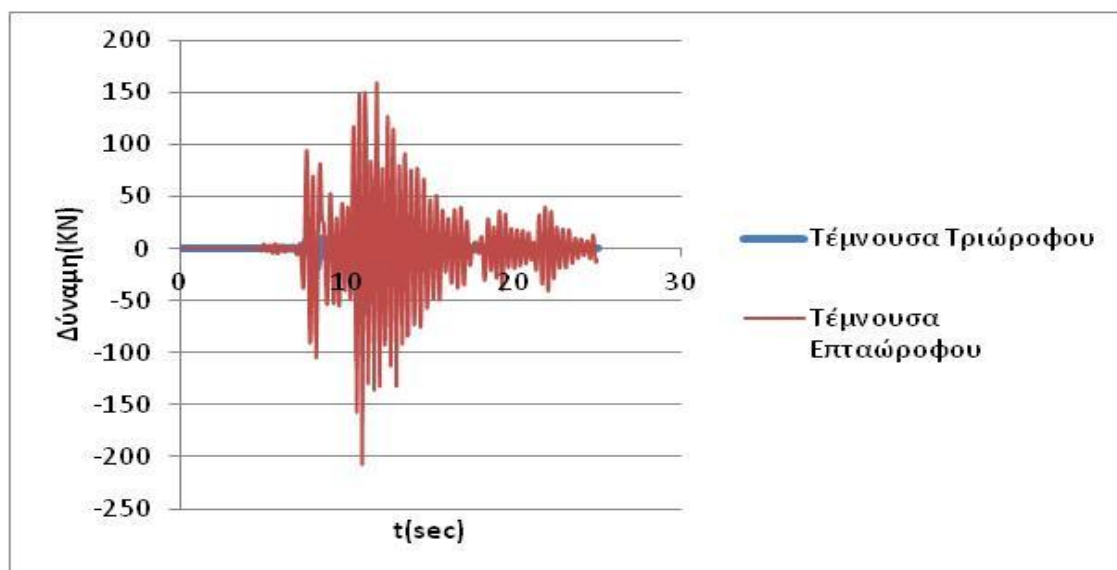
Στην παραπάνω περίπτωση, όπου η τριώροφη κατασκευή δεν φέρει τοιχοποιία ενώ η επταώροφη φέρει τοίχους σε όλους τους ορόφους, οι τέμνουσες δυνάμεις είναι μεγαλύτερες στους χαμηλότερους ορόφους (1^ο) και για τις δύο κατασκευές, όπως προκύπτει απ' τα παραπάνω σχήματα (σχ. 5.50, 5.51).



Σχήμα 5.52. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

Στην στάθμη του 1^{ου} ορόφου, οι τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στα υποστύλωματα της τριώροφης κατασκευής, είναι σχεδόν διπλάσιες όταν φέρει τοίχους εκτός του ισογείου: (+1223.7KN, -1406KN) (σχ. 5.52), εν συγκρίσει με την περίπτωση που δεν φέρει καθόλου τοίχους: (+480.5KN, -628.8KN) (σχ. 5.46).

Η διαφορά για την επτάώροφη κατασκευή, στον 1^ο όροφο, ήταν αναμενόμενη. Οι τέμνουσες χωρίς τοιχοποιία: (+748.8KN, -754.4KN) (σχ. 5.48), με τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους: (+253.1KN, -207.1KN) (σχ. 5.50) και με πυλωτή: (+2612.4KN, -2481.6KN) (σχ. 5.52).



Σχήμα 5.53. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

Οι τέμνουσες που αναπτύσσει το τριώροφο κτίριο, στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, περιορίζονται αρκετά όταν και οι δύο φέρουν τοίχους εκτός του ισογείου: (+32.7KN, -62.4KN) (σχ. 5.53), συγκριτικά με την περίπτωση που δεν φέρει τοιχοποιία: (+174.7KN, -494.3KN) (σχ. 5.47).

Το επτάώροφο, στην ίδια στάθμη, αναπτύσσει τέμνουσες: με πυλωτή (+159.1KN, -207.4KN) (σχ. 5.53), μικρότερες συγκριτικά με την περίπτωση που είναι γυμνό: (+547.5KN, -557.1KN) (σχ. 5.49) και όταν είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+187.6KN, -83.3KN) (σχ. 5.51).

5.2.5 Επιρροή τοιχοποιίας

Στον Πίνακα 5.2.1 που ακολουθεί, παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων των υποστυλωμάτων, τόσο του τριώροφου κτιρίου (Κ3), όσο και του επτάροφου [Κ4(3^{ος}), Κ4(7^{ος})], στις περιπτώσεις όπου: οι κατασκευές α) φέρουν τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους, β) φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου (πυλωτή) και γ) δεν φέρουν καθόλου τοιχοποιία.

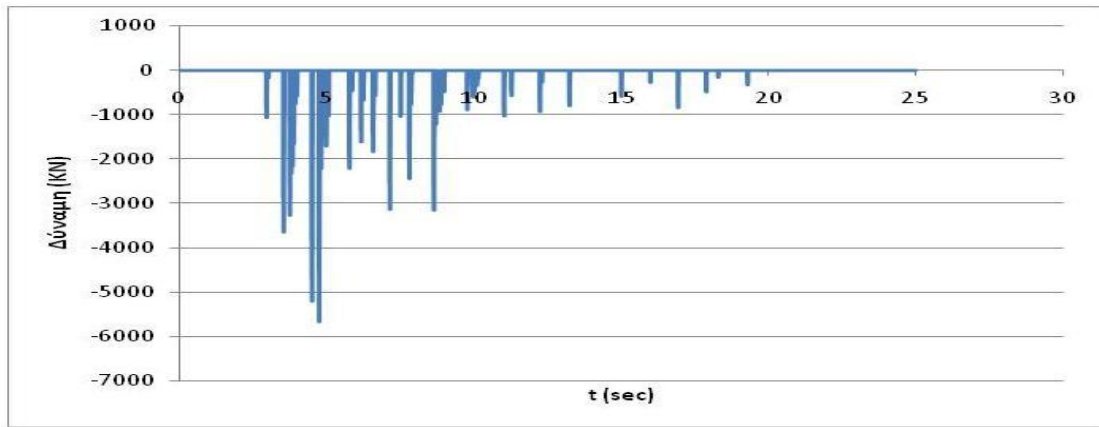
Πίνακας 5.2.1 Πίνακας Μετακινήσεων των υποστυλωμάτων τριώροφης και επτάροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επτάροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επτάροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επτάροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επτάροφο με τοιχοποιία	Το επτάροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επτάροφο με πυλωτή	
Κ3	162.5	-	85.7	46.5	2.7	101.6	36.4	(mm)
Κ4(3 ^{ος})	-	200.2	230.6	11.9	10.7	67.3	61.8	(mm)
Κ4(7 ^{ος})	-	436.4	492.2	23.5	21.5	91.5	79	(mm)
Σύγκριση Κ3								Ποσοστιαία Μεταβολή
	162.5	-	85.7	-	-	-	-	47.26%(μείωση)
	162.5	-	-	46.5	-	-	-	71.38%(μείωση)
	162.5	-	-	-	2.7	-	-	98.34%(μείωση)
	162.5	-	-	-	-	101.6	-	37.48%(μείωση)
	162.5	-	-	-	-	-	36.4	77.60%(μείωση)
Σύγκριση Κ4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	200.2	230.6	-	-	-	-	15.18%(αύξηση)
	-	200.2	-	11.9	-	-	-	94.06%(μείωση)
	-	200.2	-	-	10.7	-	-	94.66%(μείωση)
	-	200.2	-	-	-	67.3	-	66.38%(μείωση)
	-	200.2	-	-	-	-	61.8	69.13%(μείωση)
Σύγκριση Κ4(7 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	436.4	492.2	-	-	-	-	12.79%(αύξηση)
	-	436.4	-	23.5	-	-	-	94.62%(μείωση)
	-	436.4	-	-	21.5	-	-	95.07%(μείωση)
	-	436.4	-	-	-	91.5	-	79.03%(μείωση)
	-	436.4	-	-	-	-	79	81.90%(μείωση)

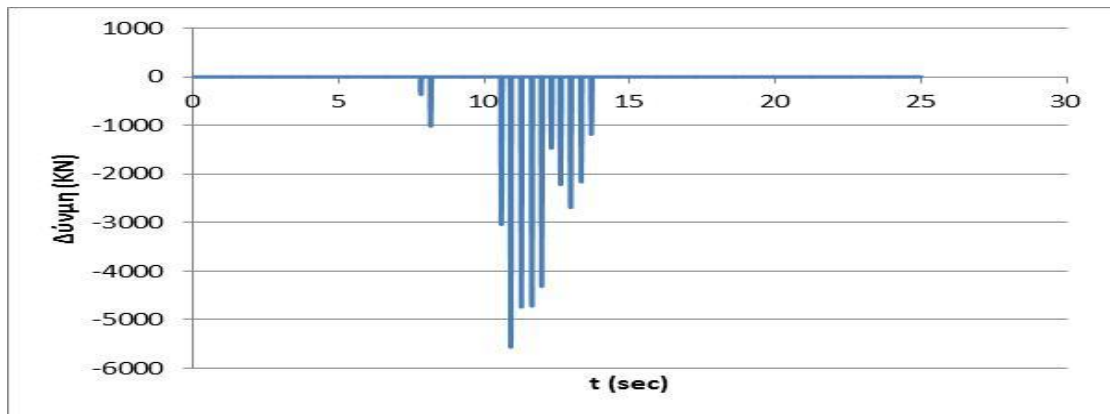
Για παράδειγμα, το υποστύλωμα του τρίτου ορόφου του τριώροφου κτιρίου (K3), λαμβάνοντας ως αρχική, τη μετακίνηση που παρουσιάζει όταν συμπεριφέρεται ανεξάρτητα από το επταώροφο, έχει μία μείωση 47.26% σε σχέση με τη μετακίνησή του όταν αλληλεπιδρά με το επταώροφο. Στην ίδια σύγκριση, αφού προστεθεί τοιχοποιία στο επταώροφο, παρατηρείται μείωση 71.38%, ενώ αν προστεθεί τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές, παρατηρείται μείωση 98.34%. Στη συνέχεια, αφαιρείται αρχικά η τοιχοποιία από το ισόγειο της επταώροφης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει μείωση 37.48%. Έπειτα αφαιρείται η τοιχοποιία και από το ισόγειο της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται μείωση 77.60%.

Οι ίδιοι έλεγχοι μπορούν να γίνουν και στα υποστυλώματα της επταώροφης κατασκευής, τόσο στον τρίτο όροφο όσο και στον έβδομο όροφο. Λαμβάνοντας ως αρχική, την μετακίνηση που παρουσιάζει όταν συμπεριφέρεται ανεξάρτητα από το τριώροφο, παρατηρούνται τα ακόλουθα. Για τον τρίτο όροφο [K4(3^{ος})], όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει αύξηση 15,18%. Προστίθεται τοιχοποιία στο επταώροφο και προκύπτει μείωση των μετατοπίσεων 94,06%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία υπάρχει μείωση 94,66%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα η τοιχοποιία από το ισόγειο του επταώροφου κτιρίου (πυλωτή) και σημειώνεται μείωση 66,38% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο κτίριο και προκύπτει μείωση 69,13%. Ομοίως και για τον έβδομο όροφο [K4(7^{ος})].

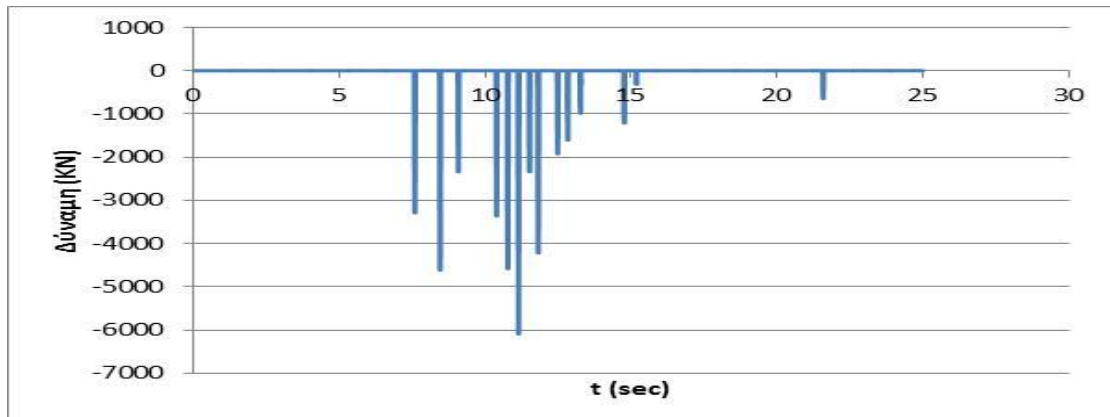
Επίσης, μπορούν να γίνουν συγκρίσεις ως προς τη σύγκρουση των κτιρίων λόγω αυτών των μεταβολών των μετακινήσεων των υποστυλωμάτων. Δηλαδή, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν χωρίς τοιχοποιία (σχ. 5.54), όταν αλληλεπιδρούν με τοιχοποιία (δεν συγκρούονται λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των κατασκευών που επιφέρει η τοιχοποιία), όταν αλληλεπιδρούν με τοιχοποιία πλην του ισογείου (σχ. 5.55), όταν αλληλεπιδρούν με την επταώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους (σχ. 5.56), όταν αλληλεπιδρούν με την επταώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία πλην του ισογείου (σχ. 5.57).



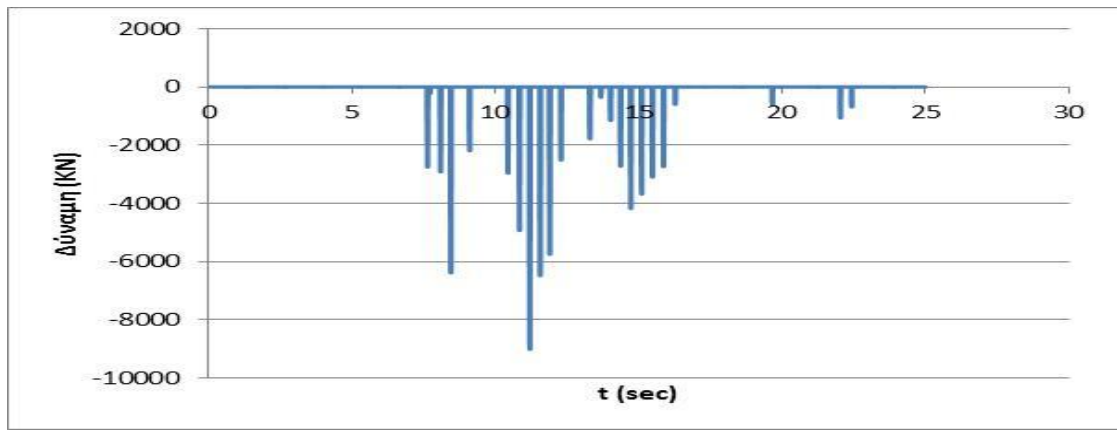
Σχήμα 5.54. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου χωρίς τοιχοποιία



Σχήμα 5.55. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου με τοιχοποιία πλην ισογείου



Σχήμα 5.56. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου με την επαώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία



Σχήμα 5.57. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου με την επαώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία πλην ισογείου.

Σειρά έχει ο έλεγχος των ποσοστιαίων μεταβολών των ροπών των υποστυλωμάτων από τα στοιχεία του παρακάτω πίνακα. Στον Πίνακα 5.1.2 παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών των υποστυλωμάτων, τόσο της τριώροφης κατασκευής [K3(1^{ος}), K3(3^{ος})] όσο και της επτάροφης [K4(1^{ος}), K4(3^{ος})], όταν οι κατασκευές: α) φέρουν τοιχοποιία, β) έχουν πυλωτή και γ) δεν φέρουν τοιχοποιία.

Πίνακας 5.2.2 Πίνακας Ροπών υποστυλωμάτων τριώροφης και επτάροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επτάροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επτάροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επτάροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επτάροφο με τοιχοποιία	Το επτάροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επτάροφο με πυλωτή	
K3(1 ^{ος})	1643.63	-	1098.90	1182.93	77.14	1708.81	2005.70	(KNm)
K3(3 ^{ος})	2316	-	247.53	353.16	5.30	530.80	58.99	(KNm)
K4(1 ^{ος})	-	2020.87	2446.14	444.84	274.77	4554.62	4388.27	(KNm)
K4(3 ^{ος})	-	707.85	838.07	255.39	93.05	564.63	276.33	(KNm)
Σύγκριση K3(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	1643.63	-	1098.90	-	-	-	-	33.14%(μείωση)
	1643.63	-	-	1182.93	-	-	-	28.03%(μείωση)
	1643.63	-	-	-	77.14	-	-	95.31%(μείωση)
	1643.63	-	-	-	-	1708.81	-	3.97%(αύξηση)
	1643.63	-	-	-	-	-	2005.70	22.03%(αύξηση)
Σύγκριση K3(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	2316	-	247.53	-	-	-	-	6.88%(αύξηση)
	2316	-	-	353.16	-	-	-	52.49%(αύξηση)
	2316	-	-	-	5.30	-	-	97.71%(μείωση)
	2316	-	-	-	-	530.80	-	129.19%(αύξηση)
	2316	-	-	-	-	-	58.99	74.53%(μείωση)
Σύγκριση K4(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	2020.87	2446.14	-	-	-	-	21.04%(αύξηση)
	-	2020.87	-	444.84	-	-	-	77.99%(μείωση)
	-	2020.87	-	-	274.77	-	-	86.40%(μείωση)
	-	2020.87	-	-	-	4554.62	-	125.38%(αύξηση)
	-	2020.87	-	-	-	-	4388.27	117.15%(αύξηση)
Σύγκριση K4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	707.85	838.07	-	-	-	-	18.40%(αύξηση)
	-	707.85	-	255.39	-	-	-	63.92%(μείωση)
	-	707.85	-	-	93.05	-	-	86.85%(μείωση)
	-	707.85	-	-	-	564.63	-	20.23%(μείωση)
	-	707.85	-	-	-	-	276.33	60.96%(μείωση)

Για παράδειγμα, λαμβάνοντας ως αρχική, τη ροπή που αναπτύσσει το υποστύλωμα του πρώτου ορόφου του τριώροφου κτιρίου [Κ3(1ος)], όταν λειτουργεί ανεξάρτητα απ' το επτάωρο, έχει μία μείωση 33,14% σε σχέση με τη ροπή που αναπτύσσει όταν αλληλεπιδρά με το επτάωρο, ενώ στον τρίτο όροφο παρουσιάζει αύξηση 6,88%. Στην ίδια σύγκριση, αφού προστεθεί τοιχοποιία στην επτάωρη κατασκευή, παρατηρείται μείωση των ροπών 28,03% στον πρώτο όροφο και αύξηση 52,49% στον τρίτο όροφο, ενώ αν προστεθεί τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές παρατηρείται μείωση 95,31% στον πρώτο όροφο και 97,71% στον τρίτο όροφο. Στη συνέχεια, αφαιρείται αρχικά η τοιχοποιία από το ισόγειο της επτάωρης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει αύξηση των ροπών 3,97% στον πρώτο και 129,19% στον τρίτο όροφο. Έπειτα αφαιρείται η τοιχοποιία από το ισόγειο και της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται αύξηση 22,03% στον πρώτο και μείωση 74,53% στον τρίτο όροφο.

Οι ίδιοι έλεγχοι μπορούν να γίνουν και στα υποστυλώματα της επτάωρης κατασκευής στους ίδιους ορόφους. Λαμβάνοντας ως αρχική, την ροπή που αναπτύσσει το υποστύλωμα της επτάωρης κατασκευής, όταν λειτουργεί ανεξάρτητα απ' την τριώροφη, παρατηρούνται τα ακόλουθα. Για τον πρώτο όροφο, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει αύξηση των ροπών 21,04%. Προστίθεται τοιχοποιία στο επτάωρο κτίριο και προκύπτει μείωση 78,00%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία υπάρχει μείωση 86,40%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα, η τοιχοποιία από το ισόγειο του επτάωρου (πυλωτή) και σημειώνεται αύξηση 125,38% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο και προκύπτει αύξηση 117,15%. Ομοίως και για τον τρίτο όροφο.

Τέλος, πραγματοποιείται ο έλεγχος των ποσοστιαίων μεταβολών των τεμνουσών των υποστυλωμάτων από τα στοιχεία του παρακάτω πίνακα. Στον Πίνακα 5.2.3 που ακολουθεί, παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών των υποστυλωμάτων, τόσο της τριώροφης κατασκευής [Κ3(1^{ος}), Κ3(3^{ος})] όσο και της επτάροφης [Κ4(1^{ος}), Κ4(3^{ος})], όταν οι κατασκευές: α) φέρουν τοιχοποιία, β) έχουν πυλωτή και γ) δεν φέρουν τοιχοποιία.

Πίνακας 5.2.3 Πίνακας Τεμνουσών υποστυλωμάτων τριώροφης και επτάροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επτάροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επτάροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επτάροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επτάροφο με τοιχοποιία	Το επτάροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επτάροφο με πυλωτή	
Κ3(1 ^{ος})	593.12	-	480.51	578.00	44.14	810.49	1223.69	(ΚΝ)
Κ3(3 ^{ος})	245.86	-	174.70	182.04	4.02	303.43	32.67	(ΚΝ)
Κ4(1 ^{ος})	-	605.61	748.75	253.11	148.54	2705.14	2612.37	(ΚΝ)
Κ4(3 ^{ος})	-	477.52	547.47	187.64	61.31	381.66	159.12	(ΚΝ)
Σύγκριση Κ3(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	593.12	-	480.51	-	-	-	-	18.99%(μείωση)
	593.12	-	-	578.00	-	-	-	2.55%(μείωση)
	593.12	-	-	-	44.14	-	-	92.56%(μείωση)
	593.12	-	-	-	-	810.49	-	36.65%(αύξηση)
	593.12	-	-	-	-	-	1223.69	106.31%(αύξηση)
Σύγκριση Κ3(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	245.86	-	174.70	-	-	-	-	28.94%(μείωση)
	245.86	-	-	182.04	-	-	-	25.96%(μείωση)
	245.86	-	-	-	4.02	-	-	98.37%(μείωση)
	245.86	-	-	-	-	303.43	-	23.41%(αύξηση)
	245.86	-	-	-	-	-	32.67	86.71%(μείωση)
Σύγκριση Κ4(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	605.61	748.75	-	-	-	-	23.64%(αύξηση)
	-	605.61	-	253.11	-	-	-	58.20%(μείωση)
	-	605.61	-	-	148.54	-	-	75.47%(μείωση)
	-	605.61	-	-	-	2705.14	-	346.68%(αύξηση)
	-	605.61	-	-	-	-	2612.37	331.36%(αύξηση)
Σύγκριση Κ4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	477.52	547.47	-	-	-	-	14.65%(αύξηση)
	-	477.52	-	187.64	-	-	-	60.71%(μείωση)
	-	477.52	-	-	61.31	-	-	87.16%(μείωση)
	-	477.52	-	-	-	381.66	-	20.08%(μείωση)

-	477.52	-	-	-	-	159.12	66.68%(μείωση)
---	--------	---	---	---	---	--------	----------------

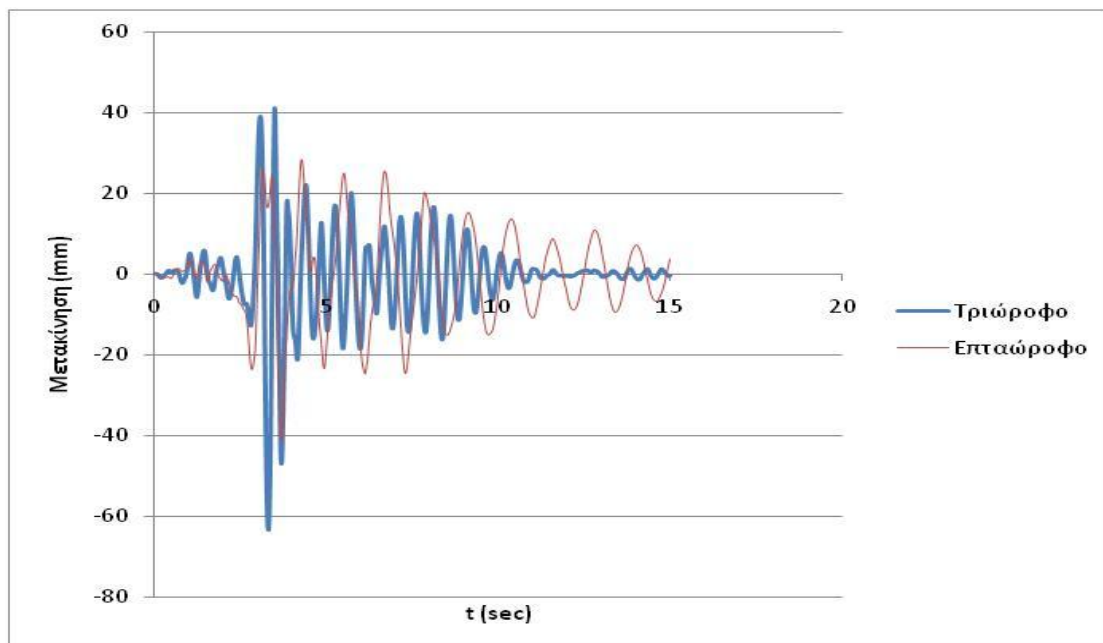
Για παράδειγμα, λαμβάνοντας ως αρχική, την τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσει το υποστύλωμα του πρώτου ορόφου του τριώροφου κτιρίου [Κ3(1ος)], όταν λειτουργεί ανεξάρτητα απ' το επτάωροφο, έχει μια μείωση 19,00% σε σχέση με τη τέμνουσα που αναπτύσσει όταν αλληλεπιδρά με το επτάωροφο, ενώ στον τρίτο όροφο μείωση 28,94%. Στην ίδια σύγκριση, αφού προστεθεί τοιχοποιία στο επτάωροφο, παρατηρείται μείωση των τεμνουσών 2,55% στον πρώτο όροφο και 25,96% στον τρίτο όροφο, ενώ αν προστεθεί τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές, παρατηρείται μείωση 92,56% στον πρώτο όροφο και 98,37% στον τρίτο όροφο. Στη συνέχεια, αφαιρείται αρχικά η τοιχοποιία από το ισόγειο της επτάωροφης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει αύξηση 36,65% στον πρώτο και 23,41% στον τρίτο όροφο. Έπειτα, αφαιρείται η τοιχοποιία από το ισόγειο και της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται αύξηση 106,31% στον πρώτο και 86,71% μείωση στον τρίτο όροφο.

Οι ίδιοι έλεγχοι μπορούν να γίνουν και στα υποστυλώματα της επτάωροφης κατασκευής στους ίδιους ορόφους. Λαμβάνοντας ως αρχική, την τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσει το υποστύλωμα, όταν το επτάωροφο κτίριο λειτουργεί ανεξάρτητα απ' το τριώροφο, παρατηρούνται τα ακόλουθα. Για τον πρώτο όροφο, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει αύξηση 23,64%. Προστίθεται τοιχοποιία στο επτάωροφο και προκύπτει μείωση 58,20%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία υπάρχει μείωση 75,47%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα η τοιχοποιία από το ισόγειο του επτάωροφου (πυλωτή) και σημειώνεται αύξηση 346,68% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο και προκύπτει αύξηση 331,36%. Ομοίως και για τον τρίτο όροφο.

5.3. AIGIO

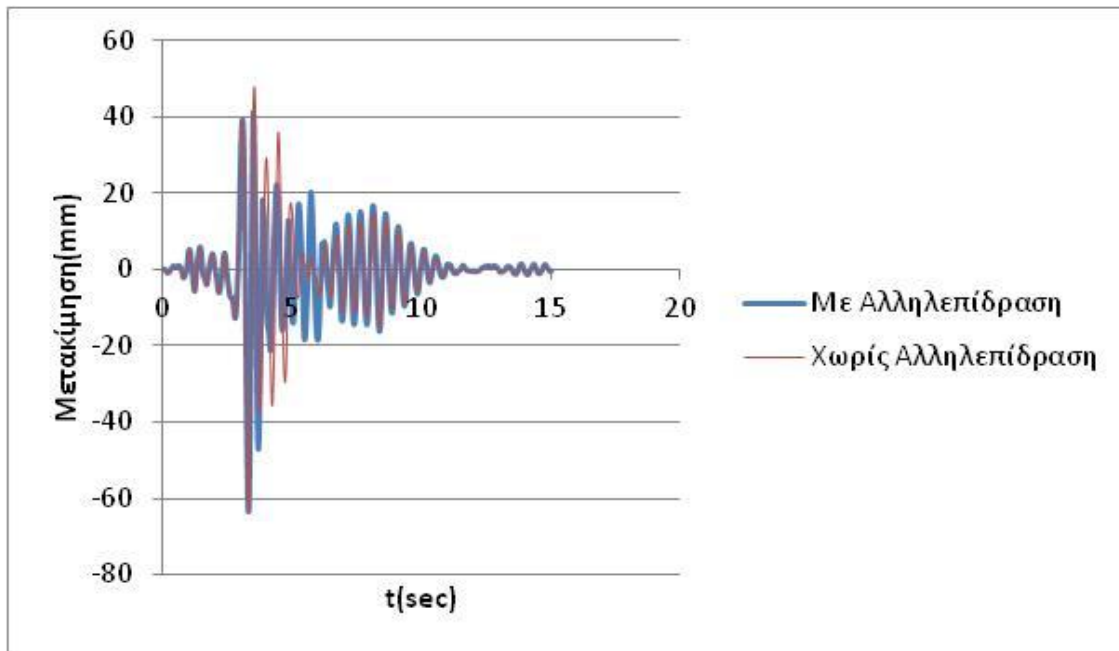
5.3.1. Μετατοπίσεις υποστλωμάτων

Αρχικά δύναται να ελεγχθούν-προσδιοριστούν οι μετατοπίσεις των υποστλωμάτων του 3^{ου} και του 7^{ου} ορόφου των δύο κατασκευών, υπό την δράση του σεισμού **Aigio**. Ελέγχεται η συμπεριφορά τους όταν συμπεριφέρονται ανεξάρτητα, καθώς και όταν αλληλεπιδρούν σε απόσταση 0.03 m (σχ. 5.58, 5.59, 5.60, 5.61). Στη συνέχεια τοποθετείται τοιχοποιία: α) σε όλους τους ορόφους του επταώροφου (σχ. 5.62) και β) και στα δύο κτίρια εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.63).



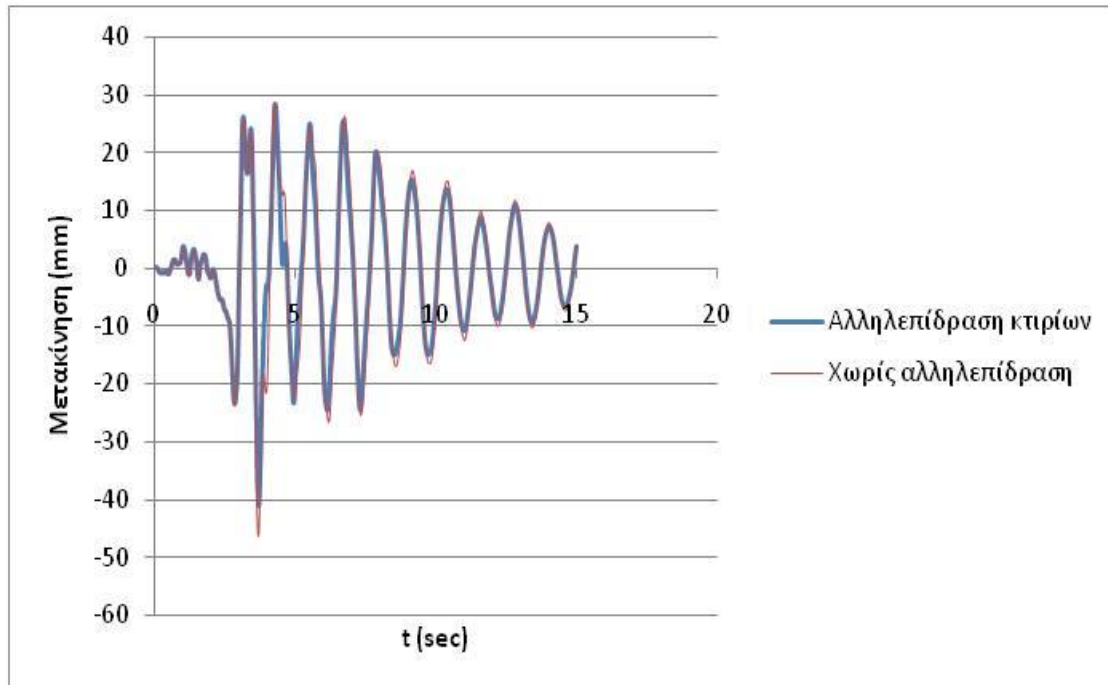
Σχήμα 5.58. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου

Το τριώροφο κτίριο παρουσιάζει μεγαλύτερες μετακινήσεις απ' το επταώροφο, στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, όπως βλέπουμε στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.58).

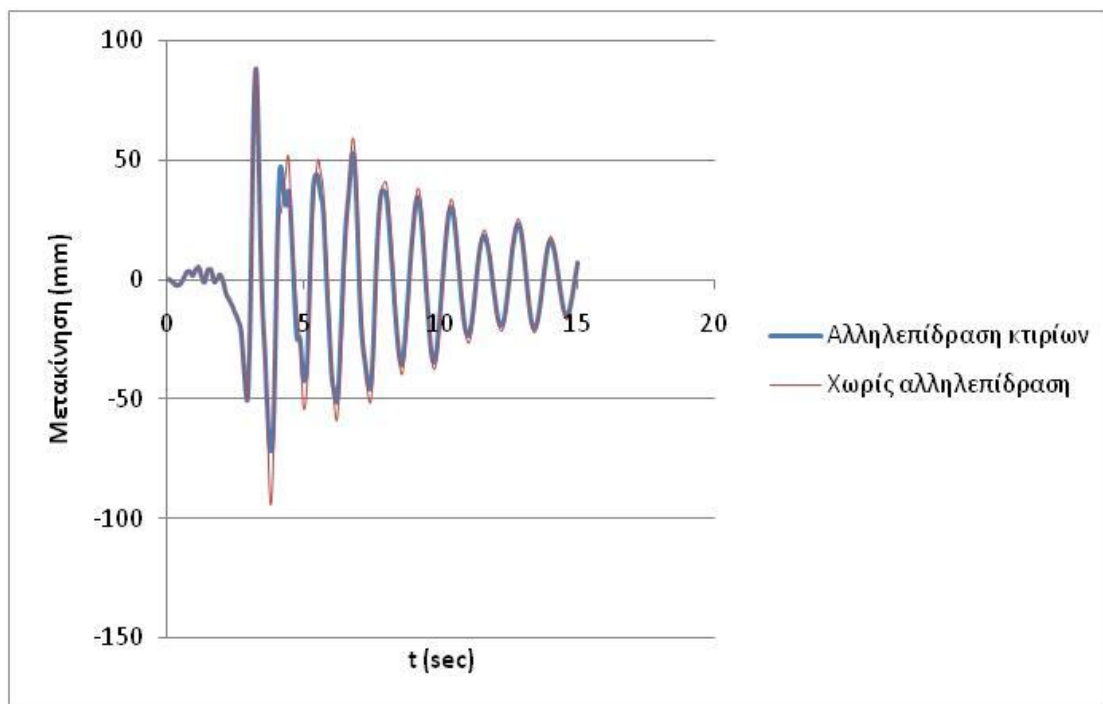


Σχήμα 5.59. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου τριώροφου

Οι μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων της τριώροφης κατασκευής στον 3^ο όροφο διαφέρουν, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, απ' όταν αντιδρούν ανεξάρτητα η μία απ' την άλλη στον σεισμό Aigio (σχ. 5.59).

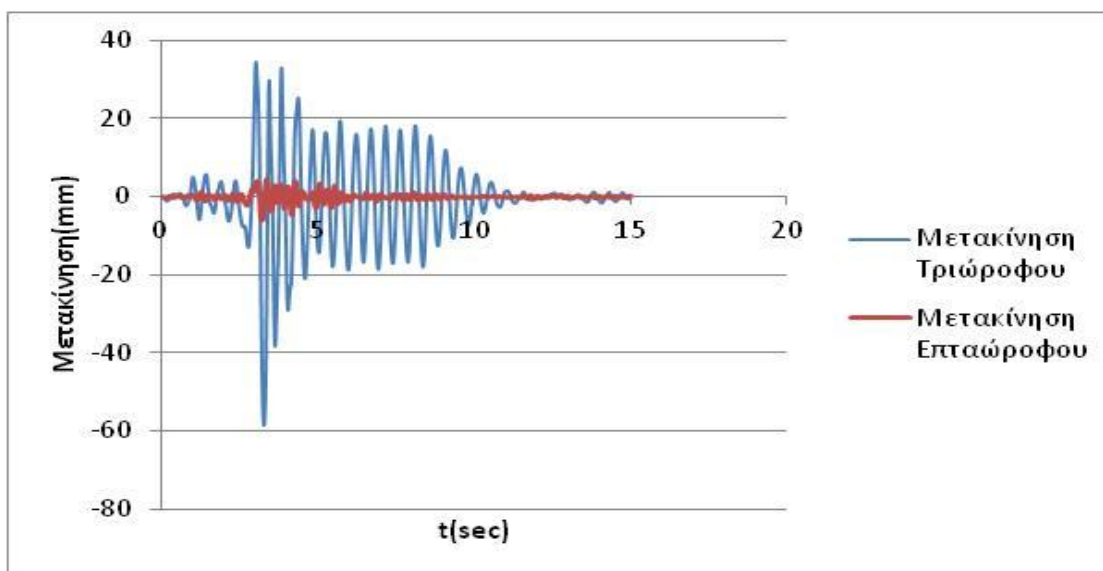


Σχήμα 5.60. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου επτάώροφου



Σχήμα 5.61. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 7^{ου} ορόφου επταώροφου

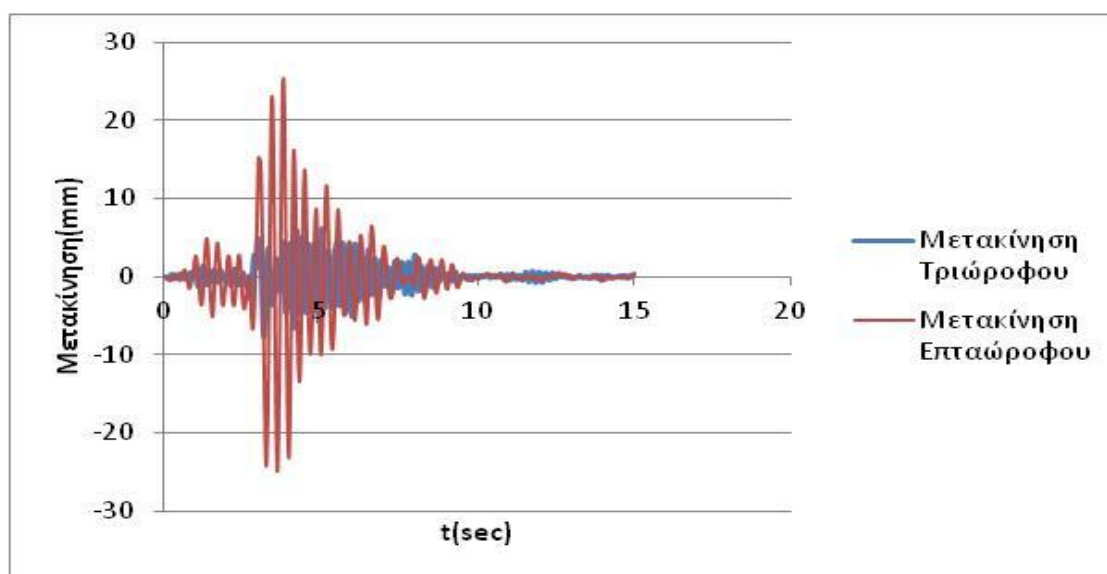
Οι μετακινήσεις των υποστυλωμάτων του 3^{ου} αλλά και του 7^{ου} ορόφου της επταώροφης κατασκευής, είναι περίπου στα ίδια επίπεδα, με λίγο μεγαλύτερες μετακινήσεις, αν αυτή λειτουργούσε ανεξάρτητα απ' την τριώροφη (σχ.5.60, 5.61).



Σχήμα 5.62. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία

Οι μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων της τριώροφης κατασκευής, στον 3^ο όροφο, είναι λίγο μικρότερες όταν το επταώροφο με το οποίο αλληλεπιδρά είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+34.6mm, -58.5mm) (σχ. 5.62), συγκριτικά με την περίπτωση που αλληλεπιδρούσαν χωρίς τοιχοποιία: (+41.1mm, -63.5mm) (σχ. 5.59).

Στο επταώροφο κτίριο, στην ίδια στάθμη, παρουσιάζουν μεγάλη μείωση οι μετατοπίσεις επταώροφης κατασκευής με τοιχοποιία: (+4.6mm, -6.1mm) (σχ. 5.62), συγκριτικά με την περίπτωση που αλληλεπιδρούσαν χωρίς τοιχοποιία: (+28.3mm, -41.2mm) (σχ. 5.60).



Σχήμα 5.63. Χρονοϊστορία μετακινήσεων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επταώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

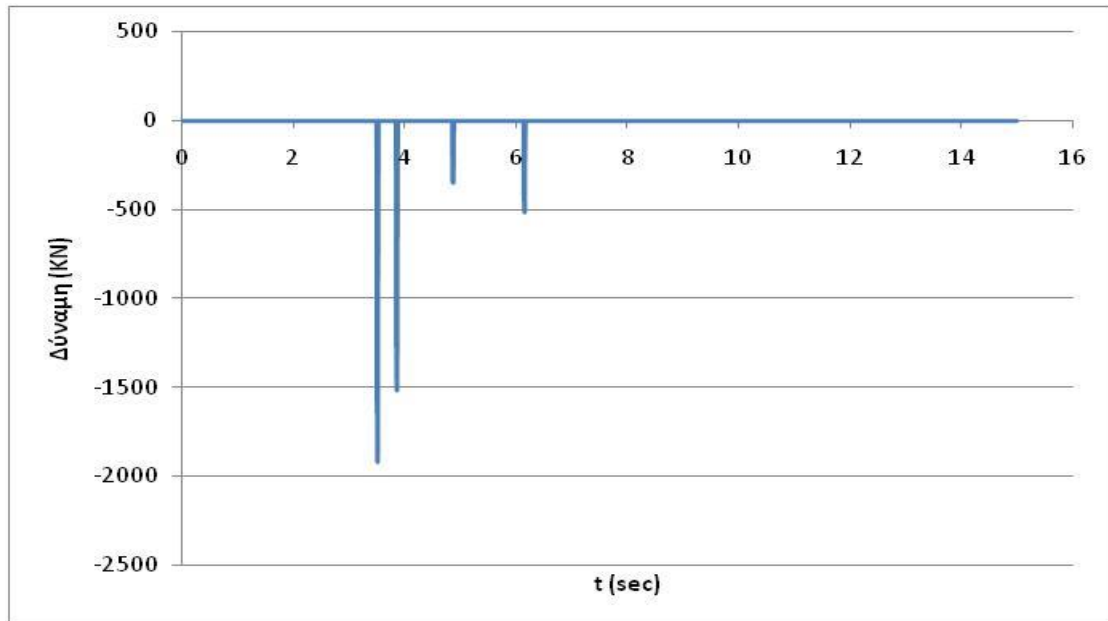
Οι διαφορές στις μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων του 3^{ου} ορόφου των κατασκευών όταν αυτές έχουν πυλωτή, σε σύγκριση με την περίπτωση που δεν φέρουν καθόλου τοίχους, είναι μικρές για το επταώροφο κτίριο. Οι μετατοπίσεις χωρίς τοιχοποιία: (+28.3mm, -41.2mm) (σχ. 5.60), με πυλωτή: (+25.4mm, -24.9mm) (σχ. 5.63), ενώ όταν αυτό είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο περιορίζονται αρκετά: μετατοπίσεις επταώροφου με τοιχοποιία: (+4.6mm, -6.1mm) (σχ. 5.62).

Στο τριώροφο κτίριο, στον ίδιο όροφο, οι διαφορές είναι πολύ μεγαλύτερες. Οι μετατοπίσεις χωρίς τοιχοποιία: (+41.1mm, -63.5mm) (σχ. 5.59), με πυλωτή: (+6.2mm, -7.8mm) (σχ. 5.63).

Οι μετατοπίσεις περιορίζονται αισθητά όταν τα κτίρια φέρουν τοιχοποιία.

5.3.2. Σύγκρουση κτιρίων

Στη συνέχεια θα ελεγχθεί αν τα κτίρια συγκρούονται κατά τη διάρκεια του σεισμού **Aigio**. Για τις ανάγκες του προγράμματος τοποθετήθηκαν μη γραμμικά ελατήρια στους κοινούς ορόφους των κτιρίων. Τα ελατήρια αυτά λειτουργούν **μόνο κατά** τη σύγκλιση των ορόφων, **και όχι** την απομάκρυνση αυτών, γι' αυτό και λαμβάνουν **μόνο αρνητικές τιμές** (σχ. 5.64).

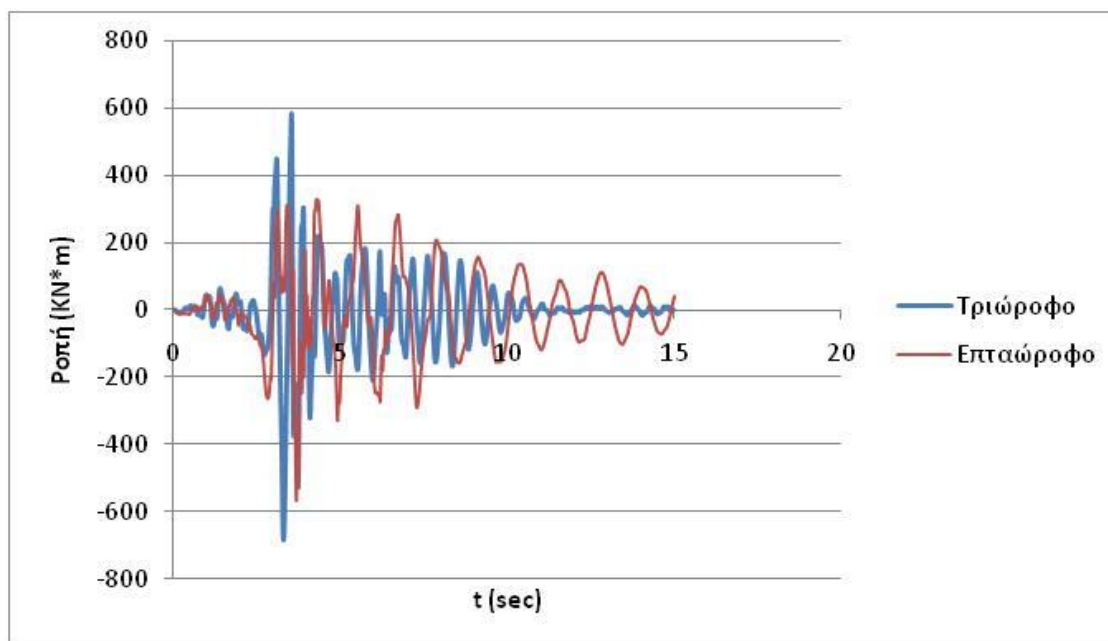


Σχήμα 5.64. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου

Λαμβάνοντας υπόψη τα στοιχεία του διαγράμματος (σχ. 5.64), τα κτίρια όχι μόνο **συγκλίνουν** αλλά **και συγκρούονται**, αφού το ελατήριο λαμβάνει δυνάμεις μόνο εφόσον συσπειρωθεί περισσότερο από 0.03 m.

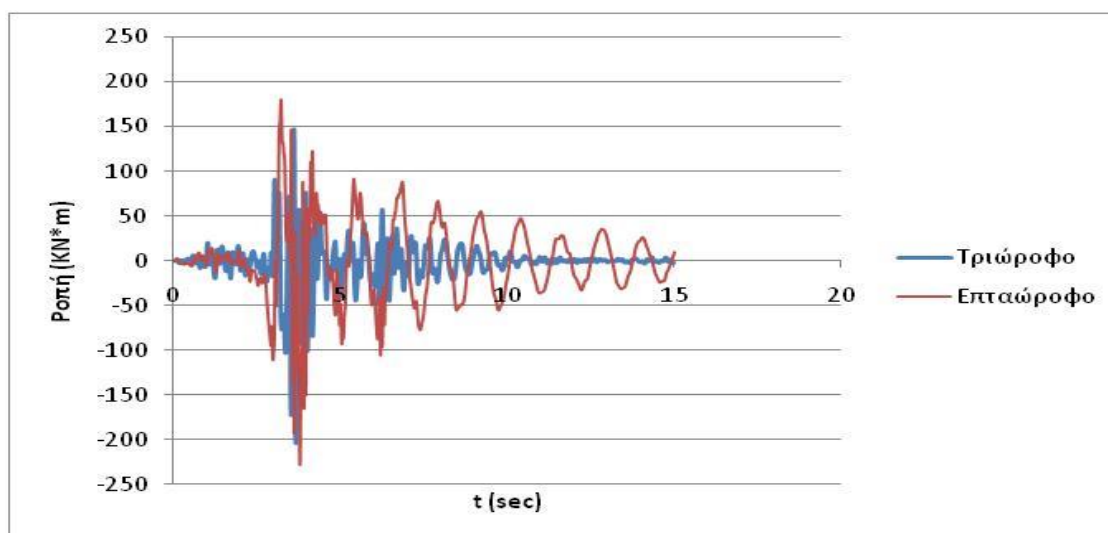
5.3.3. Ροπές υποστυλωμάτων

Έπειτα θα ελεγχθούν και θα συγκριθούν οι ροπές των υποστυλωμάτων του 1^{ου} και του 3^{ου} ορόφου των δύο κατασκευών, **όταν αλληλεπιδρούν** υπό την δράση του ίδιου σεισμού και **όταν λειτουργούν ανεξάρτητα** υπό τις εξής προϋποθέσεις: α) όταν τα κτίρια δεν φέρουν τοιχοποιία (σχ. 5.65, 5.66, 5.67, 5.68) β) όταν μόνο το επτάώροφο κτίριο φέρει τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους (σχ. 5.69, 5.70) γ) όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.71, 5.72).



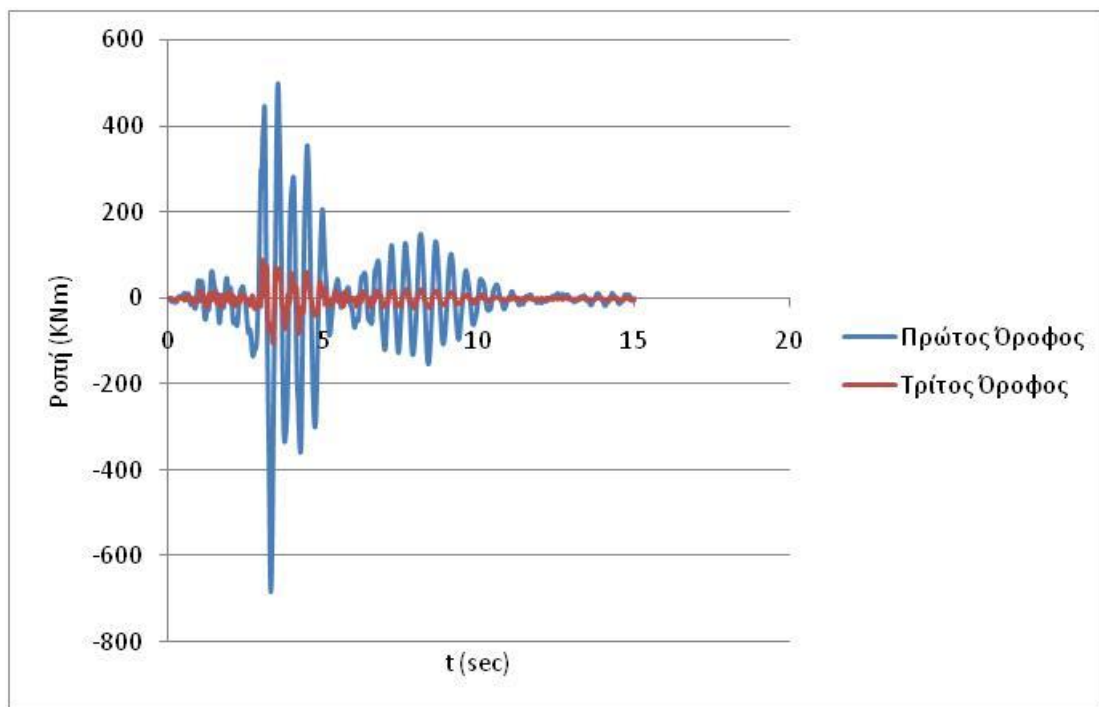
Σχήμα 5.65. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου με αλληλεπίδραση

Στην στάθμη του 1^{ου} ορόφου, κατά την αλληλεπίδραση των κατασκευών, η τριώροφη κατασκευή αναπτύσσει μεγαλύτερες ροπές απ' την επταώροφη, όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.65).



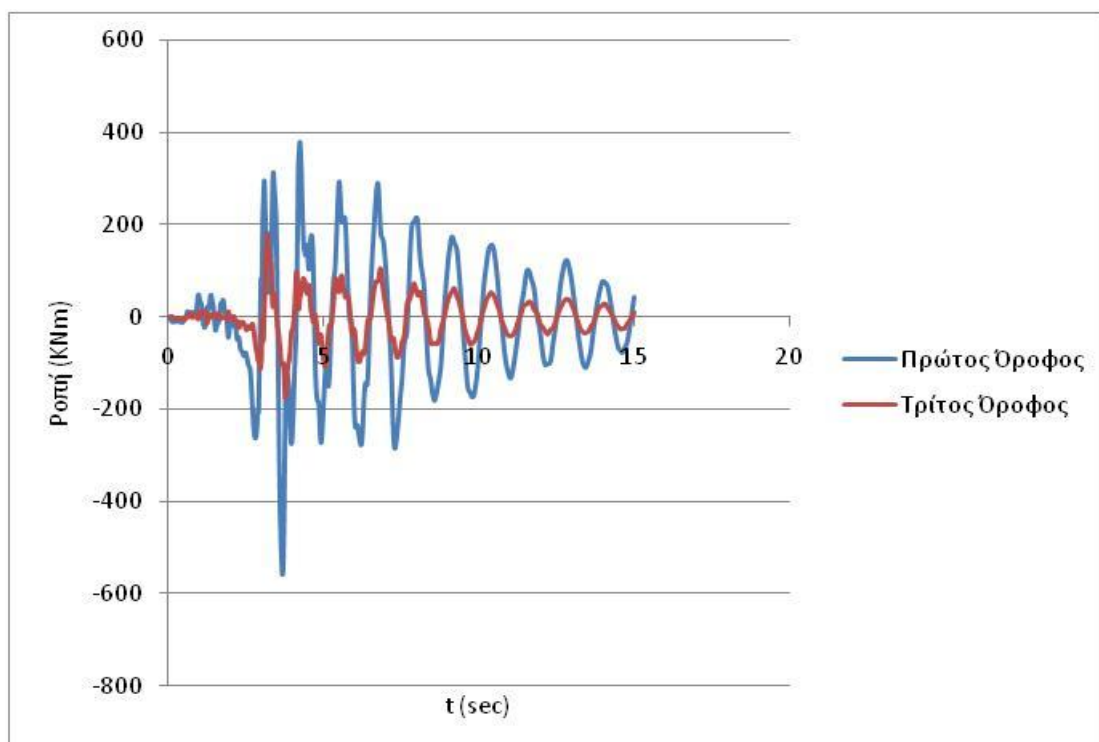
Σχήμα 5.66. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου με αλληλεπίδραση

Αντίθετα στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου η επταώροφη κατασκευή παρουσιάζει μεγαλύτερες ροπές απ' την τριώροφη (σχ. 5.66).



Σχήμα 5.67. Χρονοϊστορία ροπών τριώροφου χωρίς αλληλεπίδραση

Όταν οι κατασκευές λειτουργούν ανεξάρτητα στον σεισμό, η τριώροφη κατασκευή αναπτύσσει μεγαλύτερες ροπές στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, απ' ότι στον 3^ο όροφο, όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.67).



Σχήμα 5.68. Χρονοϊστορία ροπών επτάώροφου χωρίς αλληλεπίδραση.

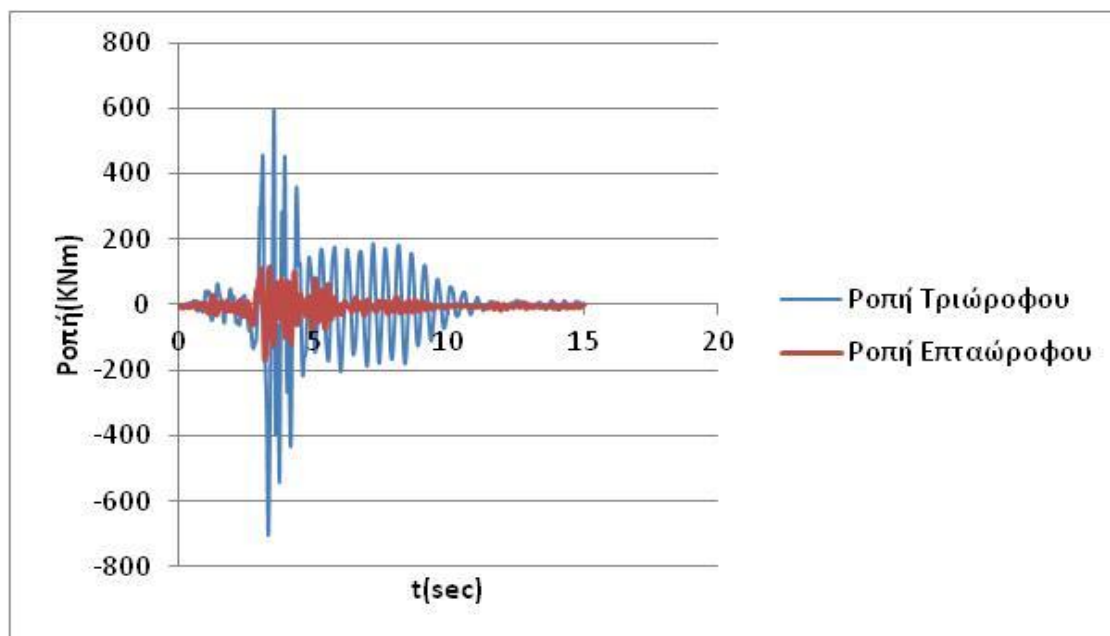
Το επτάώροφο κτίριο, καθώς αντιδρά στον σεισμό Αίγιο ανεξάρτητα απ' το τριώροφο, παρουσιάζει μεγαλύτερες ροπές στην στάθμη του 1^{ου} ορόφου απ' ότι στον 3^ο (σχ. 5.68).

Στην στάθμη του 1^{ου} ορόφου, της τριώροφης κατασκευής, παρατηρείται αύξηση των ροπών όταν αυτή αλληλεπιδρά με την επτάωροφη: (+582.9KNm, -682.4KNm) (σχ. 5.65), ροπές χωρίς αλληλεπίδραση: (+501KNm, -682.6KNm) (σχ. 5.67).

Στην ίδια στάθμη παρατηρείται μείωση των ροπών της επτάωροφης κατασκευής λόγω της αλληλεπίδρασης: (+332KNm, -566.3KNm) (σχ. 5.65), χωρίς αλληλεπίδραση: (+379.9KNm, -557.9KNm) (σχ. 5.68).

Στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου παρατηρείται αύξηση των ροπών των υποστυλωμάτων της τριώροφης κατασκευής λόγω της αλληλεπίδρασής της με την παρακείμενη επτάωροφη: (+146.5KNm, -204.6KNm) (σχ. 5.66), ροπές χωρίς αλληλεπίδραση: (+90.7KNm, -103.5KNm) (σχ. 5.67).

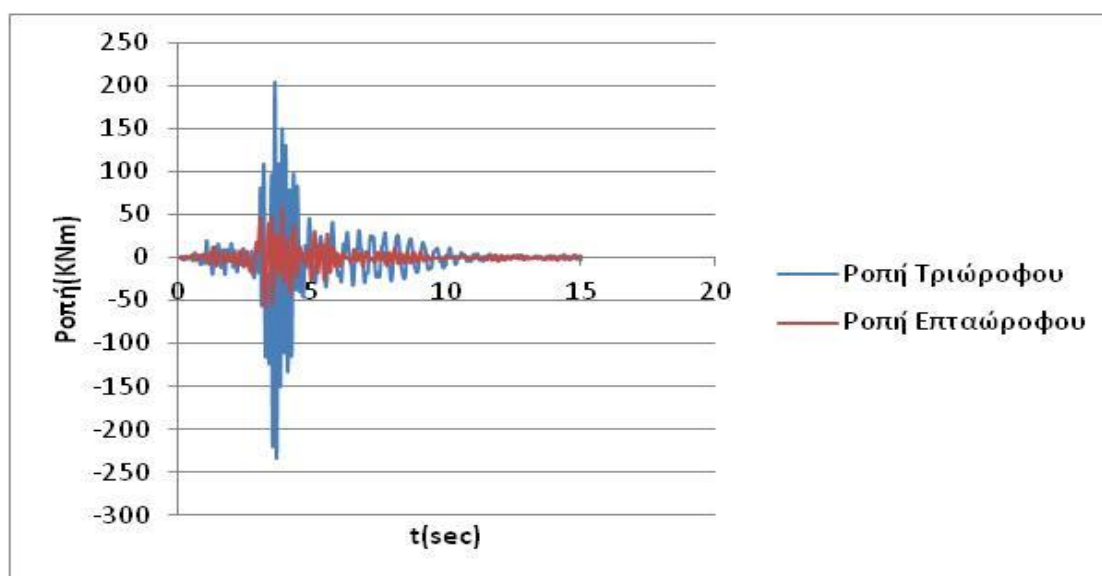
Στην ίδια στάθμη, στο επτάώροφο κτίριο παρατηρούνται μικρές διαφορές. Με αλληλεπίδραση: (+180.4KNm, -228.8KNm) (σχ. 5.66), χωρίς αλληλεπίδραση: (+180.4KNm, -175.6KNm) (σχ. 5.68).



Σχήμα 5.69. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επτάώροφο φέρει τοιχοποιία.

Οι ροπές μειώνονται αρκετά στα υποστυλώματα της επταώροφης κατασκευής, στη στάθμη του 1^{ου} ορόφου, όταν αυτή φέρει τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους: (+117.6KNm, -170.7KNm) (σχ. 5.69), συγκριτικά με την περίπτωση που δεν φέρει καθόλου τοίχους: (+332KNm, -566.3KNm) (σχ. 5.65).

Στα ίδια επίπεδα κυμαίνονται οι ροπές στον 1^ο όροφο, για την τριώροφη κατασκευή, είτε αυτή αλληλεπιδρούσε με την επταώροφη που φέρει τοιχοποιία: (+597.3KNm, -705.7KNm) (σχ. 5.69), είτε χωρίς τοιχοποιία: (+582.9KNm, -682.4KNm) (σχ. 5.66).



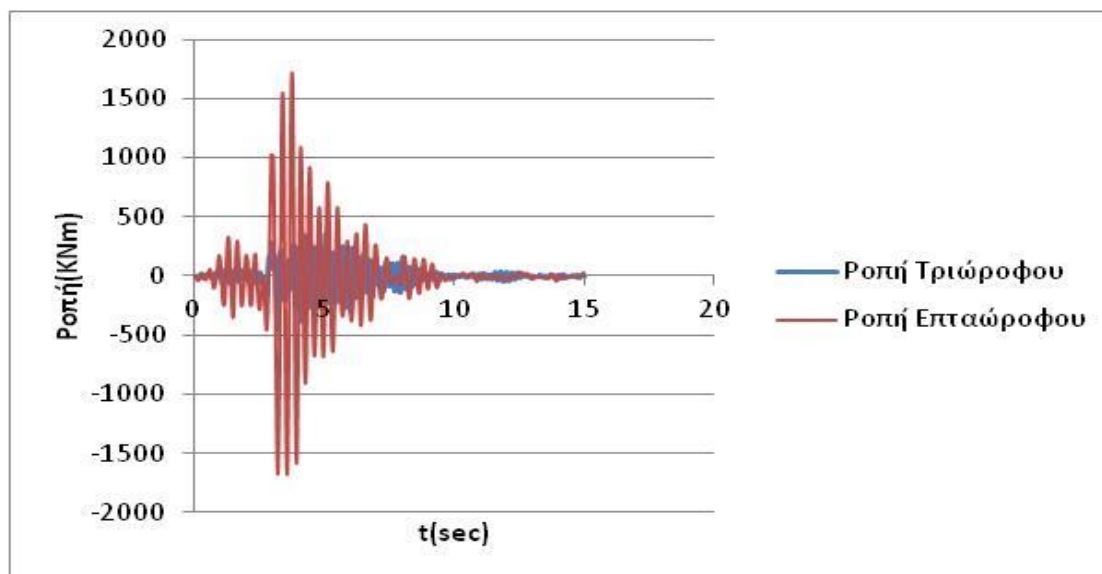
Σχήμα 5.70. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία.

Στον 3^ο όροφο και οι δύο κατασκευές παρουσιάζουν μικρότερες ροπές απ' ότι στον 1^ο όροφο, όταν η επταώροφη κατασκευή φέρει τοίχους σε όλους τους ορόφους και αλληλεπιδρά με την τριώροφη χωρίς τοιχοποιία (σχ. 5.69, 5.70).

Μεγαλύτερες ροπές αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του 3^{ου} ορόφου, της τριώροφης κατασκευής, όταν αλληλεπιδρά με το επταώροφο που φέρει τοίχους σε όλους τους ορόφους: (+203.9KNm, -234.4KNm) (σχ. 5.70) συγκριτικά με την περίπτωση που αλληλεπιδρούσαν χωρίς τοιχοποιία: (+146.5KNm, -204.6KNm) (σχ. 5.66).

Στην ίδια στάθμη, οι ροπές των υποστυλωμάτων της επταώροφης κατασκευής μειώνονται αρκετά όταν αυτή φέρει τοιχοποιία: (+58.2KNm, -58.1KNm) (σχ. 5.70),

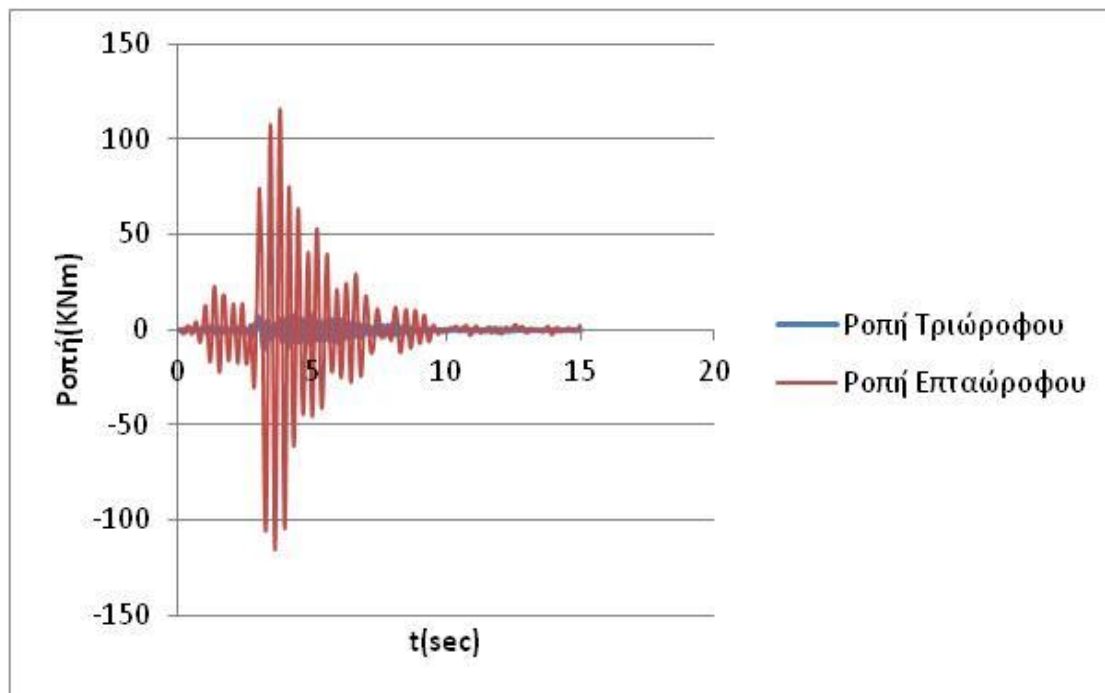
συγκριτικά με την περίπτωση που αλληλεπιδρούσαν χωρίς τοιχοποιία: (+180.4KNm, -228.8KNm) (σχ. 5.66).



Σχήμα 5.71. Χρονοϊστορία ροπών υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάωροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου.

Οι ροπές που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου, του τριώροφου, παρουσιάζουν μείωση όταν στο τριώροφο και στο επτάωροφο προστεθούν τοιχοποιία πλην του ισογείου. Οι ροπές χωρίς τοιχοποιία: (+582.9KNm, -682.4KNm) (σχ. 5.65), με τοιχοποιία εκτός ισογείου: (+357.1KNm, -444.4KNm) (σχ. 5.71).

Στην ίδια στάθμη, οι ροπές που αναπτύσσουν τα υποστυλώματα της επταώροφης κατασκευής παρουσιάζουν τεράστια αύξηση λόγω της πυλωτής. Οι ροπές χωρίς τοιχοποιία: (+332KNm, -566.3KNm) (σχ. 5.65), με τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους του επταώροφου: (+117.6KNm, -170.7KNm) (σχ. 5.69), με πυλωτή και στις δύο κατασκευές: (+1715.3KNm, -1673.7KNm) (σχ. 5.71).



Σχήμα 5.72. Χρονοϊστορία ροπών υποστλωμάτων 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επταώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

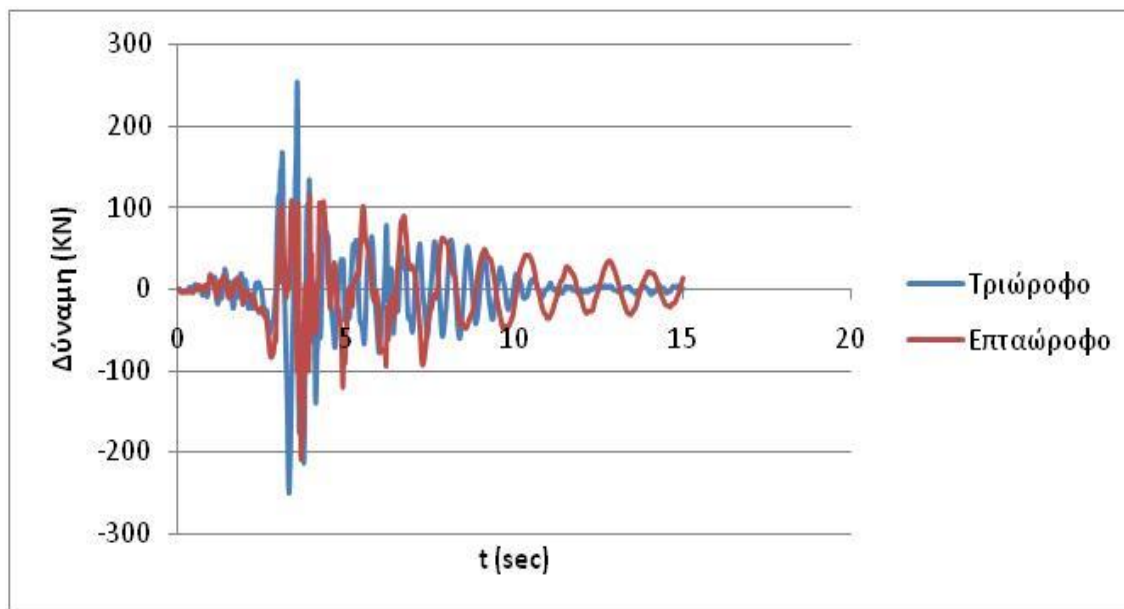
Στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου οι ροπές των υποστλωμάτων της τριώροφης κατασκευής παρουσιάζουν τεράστια μείωση λόγω της τοιχοποιίας. Με αλληλεπίδραση χωρίς τοιχοποιία: (+146.5KNm, -204.6KNm) (σχ. 5.66), όταν προστεθεί τοιχοποιία στην επταώροφη κατασκευή: (+203.9KNm, -234.4KNm) (σχ. 5.70), αλληλεπίδραση με πυλωτή και στα δύο κτίρια: (+7.7KNm, -10.9KNm) (σχ. 5.72).

Οι ροπές για την επταώροφη κατασκευή, στον 3^ο όροφο, είναι σχεδόν διπλάσιες λόγω της πυλωτής: (+115.6KNm, -115.8KNm) (σχ. 5.72), συγκριτικά με την περίπτωση που μόνο αυτή έφερε τοίχους σε όλους τους ορόφους: (+58.2KNm, -58.1KNm) (σχ. 5.70) και μικρότερες συγκριτικά με την περίπτωση που δεν είχε καθόλου τοίχους: (+180.4KNm, -228.8KNm) (σχ. 5.66).

5.3.4. Τέμνουσες δυνάμεις

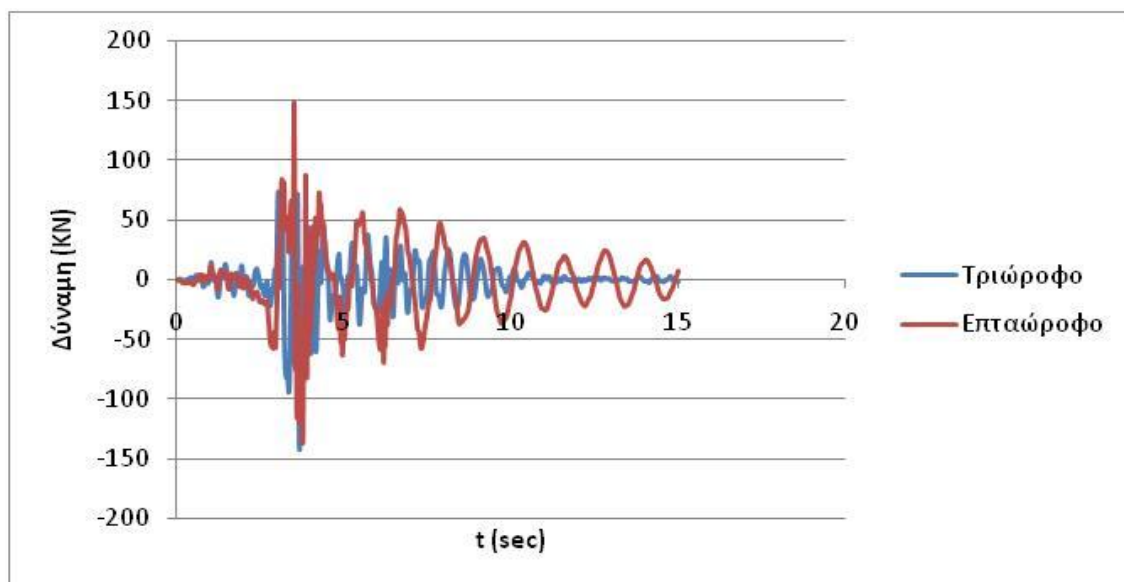
Τελευταίος είναι ο έλεγχος ως προς τις τέμνουσες δυνάμεις των υποστλωμάτων του 1^{ου} και του 3^{ου} ορόφου της τριώροφης και της επταώροφης κατασκευής, όταν αλληλεπιδρούν υπό την δράση του ίδιου σεισμού και όταν συμπεριφέρονται ανεξάρτητα η μία από την άλλη, για λόγους σύγκρισης (σχ. 5.73-

5.78). Καθώς και όταν φέρουν τοιχοποιία: α) μόνο το επτάώροφο κτίριο σε όλους τους ορόφους (σχ. 5.79, 5.80) και β) και τα δύο κτίρια εκτός του ισογείου (πυλωτή) (σχ. 5.81, 5.82).



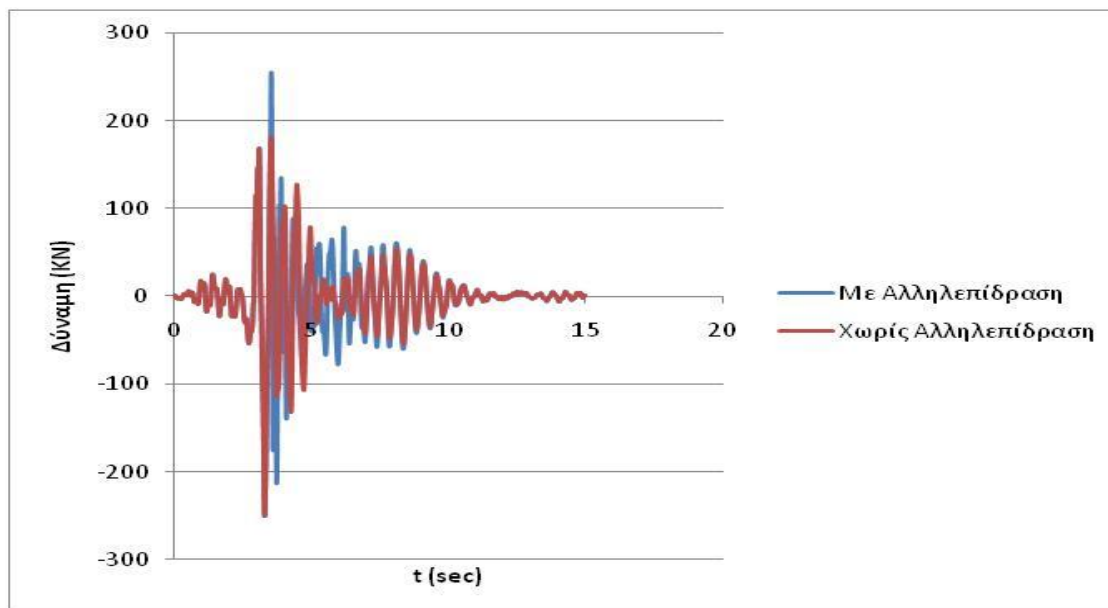
Σχήμα 5.73. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου

Μεγαλύτερες τέμνουσες αναπτύσσει η τριώροφη κατασκευή απ' την επτάώροφη στη στάθμη του 1^{ου} ορόφου, όπως φαίνεται και στο σχήμα (σχ. 5.73).



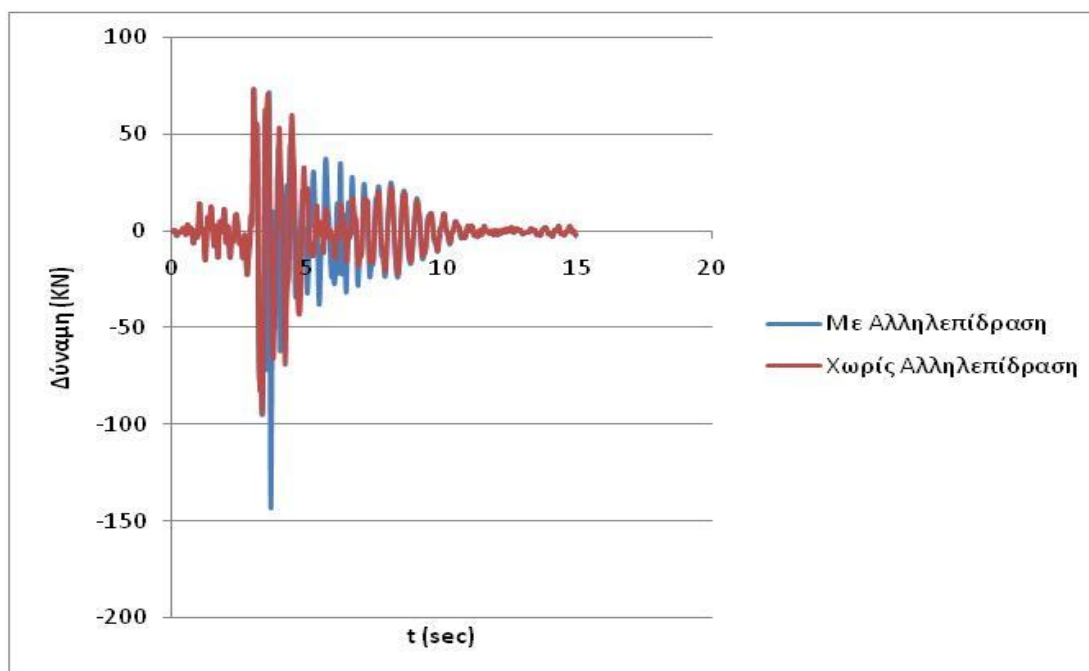
Σχήμα 5.74. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου

Αντίθετα στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου η επτάώροφη κατασκευή παρουσιάζει μεγαλύτερες τέμνουσες απ' την τριώροφη, όπως φαίνεται και στο σχήμα (σχ. 5.74).



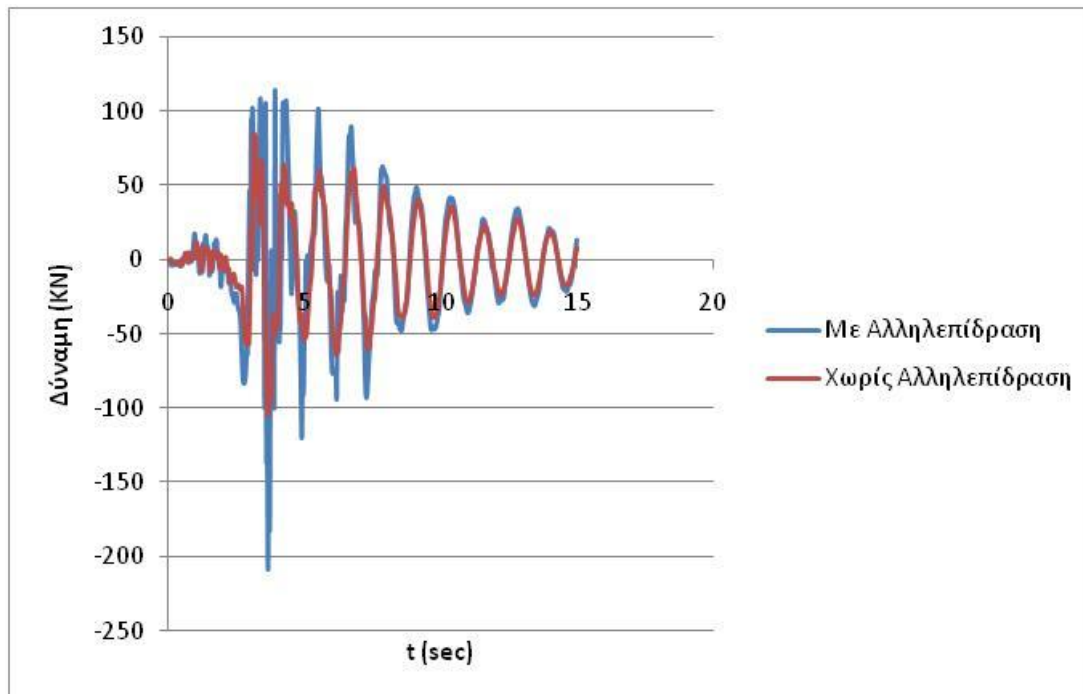
Σχήμα 5.75. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου τριώροφου

Κατά την αλληλεπίδραση των κατασκευών στη στάθμη του 1^{ου} ορόφου η τριώροφη κατασκευή παρουσιάζει μια αύξηση των θετικών-εφελκυστικών τεμνουσών, ενώ οι αρνητικές-θλιπτικές τέμνουσες μειώνονται, όπως φαίνεται και στο σχήμα (σχ. 5.75).



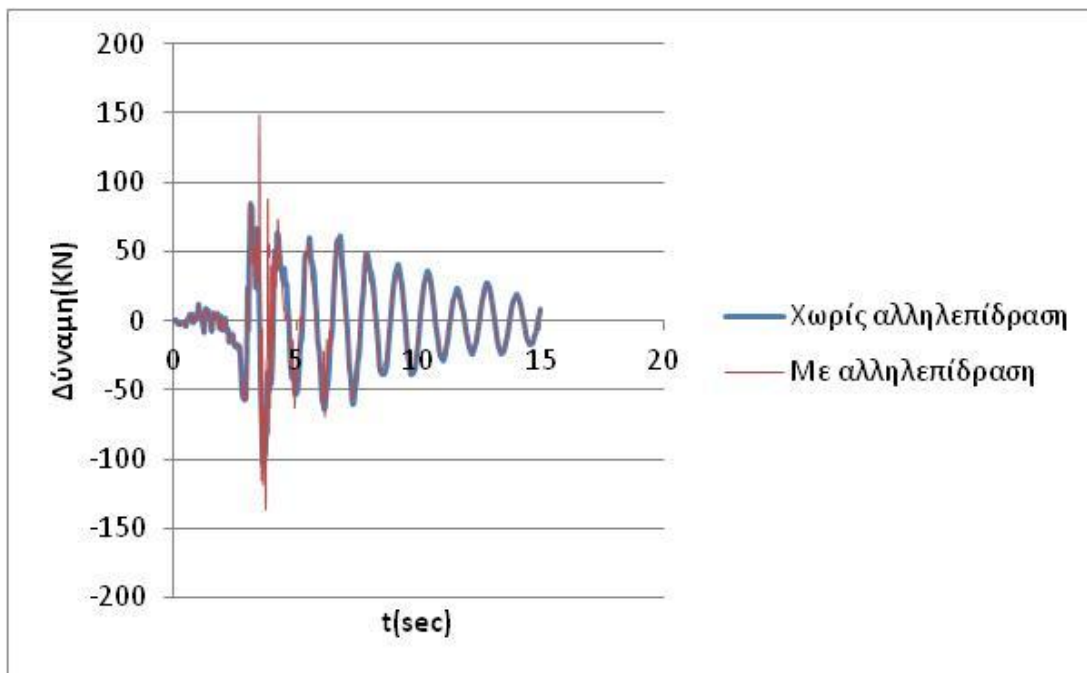
Σχήμα 5.76. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου τριώροφου

Στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου οι αρνητικές τέμνουσες της τριώροφης κατασκευής διπλασιάζονται λόγω της αλληλεπίδρασης, ενώ οι θετικές τέμνουσες μειώνονται κατά το ήμισυ. Τέμνουσες με αλληλεπίδραση: (+35KN, -180KN), χωρίς αλληλεπίδραση: (+70KN, -90KN), όπως φαίνεται και στο σχήμα (σχ. 5.76).



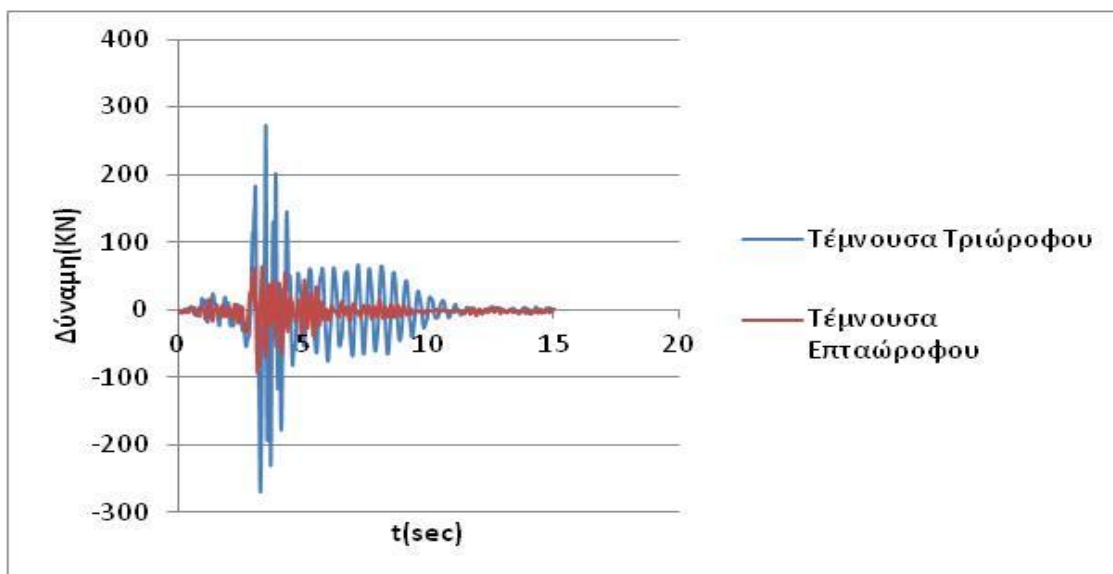
Σχήμα 5.77. Χρονοϊστορία τέμνουσών 1^{ου} ορόφου επταώροφου

Μεγαλύτερες είναι οι τέμνουσες που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου της επταώροφης κατασκευής, όταν αυτή αλληλεπιδρά με την τριώροφη, όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα (σχ. 5.77).



Σχήμα 5.78. Χρονοϊστορία τέμνουσών 3^{ου} ορόφου επταώροφου

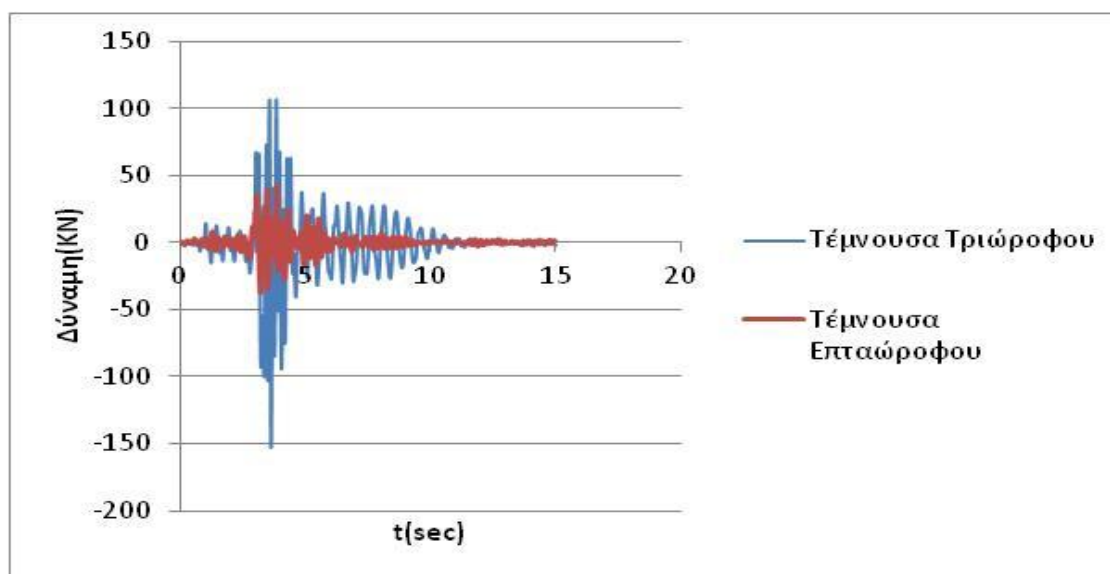
Στον 3^ο όροφο, οι τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα της επταώροφης κατασκευής, παρουσιάζουν μεγάλη αύξηση λόγω της αλληλεπίδρασης της με την τριώροφη κατασκευή: (+149.1KN, -137KN), εν συγκρίσει όταν αντιδρά στον σεισμό ανεξάρτητα απ' την τριώροφη: (+84.7KN, -104.8KN) (σχ. 5.78).



Σχήμα 5.79. Χρονοϊστορία τέμνουσών 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία

Στον 1^ο όροφο του τριώροφου οι διαφορές των τιμών είναι μικρές, είτε το επταώροφο κτίριο με το οποίο αλληλεπιδρά φέρει τοίχους: (+273.6KN, -269KN) (σχ. 5.79) είτε όχι: (+254.9KN, -250.8KN) (σχ. 5.75).

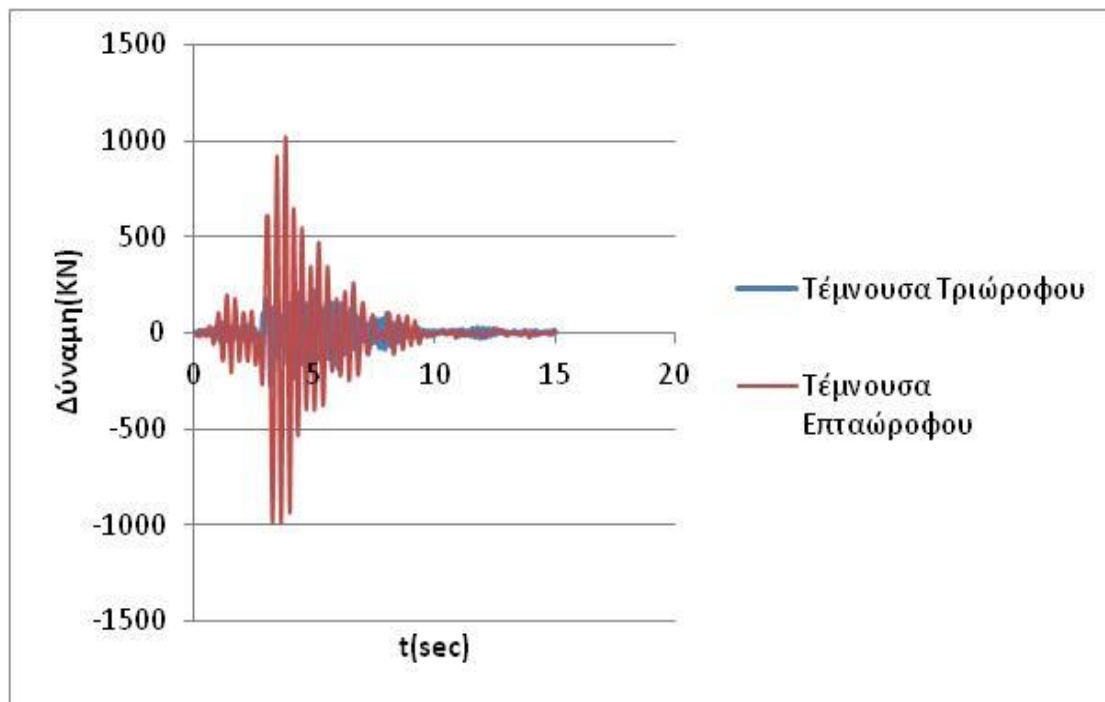
Στον 1^ο όροφο του επταώροφου οι τέμνουσες μειώνονται αρκετά λόγω της τοιχοποιίας: (+63.5KN, -93.4KN) (σχ. 5.79), ενώ χωρίς τοιχοποιία: (+114.5KN, -208.7KN) (σχ. 5.77).



Σχήμα 5.80. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο δεν φέρει τοιχοποιία, ενώ το επταώροφο φέρει τοιχοποιία

Στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου, παρατηρείται για το τριώροφο κτίριο αύξηση των θετικών-εφελκυστικών τεμνουσών και μείωση των αρνητικών-θλιπτικών τεμνουσών, όταν το επταώροφο με το οποίο αλληλεπιδρά είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+106.8KN, -153.1KN) (σχ. 5.80), συγκριτικά με την περίπτωση που καμία απ' τις κατασκευές δεν φέρει τοίχους: (+73.5KN, -143.1KN) (σχ. 5.76).

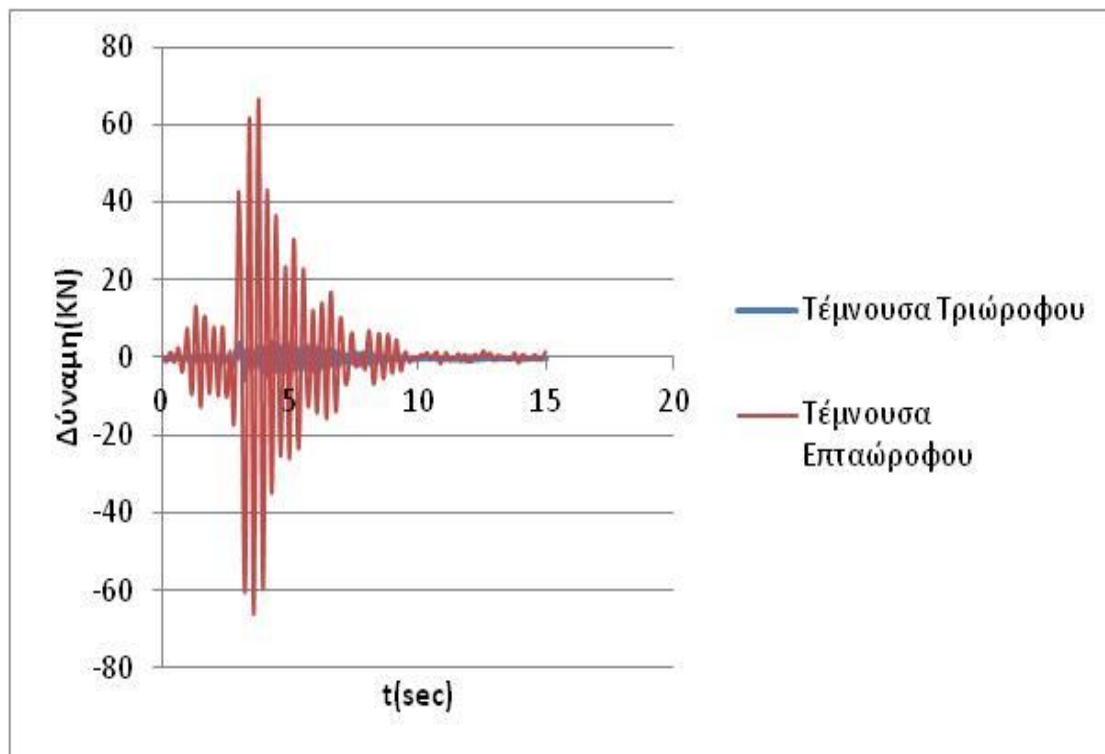
Στο επταώροφο, στην ίδια στάθμη, οι τέμνουσες παρουσιάζουν μεγάλη μείωση, όπως ήταν αναμενόμενο. Όταν αλληλεπιδρούν με την επταώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία: (+42.6KN, -37.3KN) (σχ. 5.80), αλληλεπίδραση χωρίς τοιχοποιία: (+149.1KN, -137KN) (σχ. 5.78).



Σχήμα 5.81. Χρονοϊστορία τεμνουσών 1^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

Για το τριώροφο, στην στάθμη του 1^{ου} ορόφου, όταν και οι δύο κατασκευές φέρουν τοίχους εκτός του ισογείου (πυλωτή), παρατηρείται μικρή μείωση των τεμνουσών: (+218, -271.2) (σχ. 5.81), τέμνουσες τριώροφου χωρίς τοιχοποιία: (+254.9kN, -250.8kN) (σχ. 5.75).

Στο επτάώροφο, στην ίδια στάθμη, παρατηρείται τεράστια αύξηση στις τέμνουσες δυνάμεις με πυλωτή: (+1018.3kN, -993.5kN) (σχ. 5.81), εν συγκρίσει με χωρίς τοιχοποιία: (+114.5kN, -208.7kN) (σχ. 5.77) και με τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους: (+63.5kN, -93.4kN) (σχ. 5.79).



Σχήμα 5.82. Χρονοϊστορία τεμνουσών 3^{ου} ορόφου όταν το τριώροφο και το επτάώροφο φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου

Στη στάθμη του 3^{ου} ορόφου, για το τριώροφο, οι τέμνουσες σχεδόν μηδενίζονται όταν οι κατασκευές έχουν πυλωτή: (+3.9kN, -5.7kN) (σχ. 5.82), συγκριτικά με την περίπτωση που δεν φέρουν τοιχοποιία: (+73.5kN, -143.1kN) (σχ. 5.76).

Στο επτάώροφο, στον ίδιο όροφο, οι τέμνουσες μειώνονται κατά το ήμισυ όταν οι κατασκευές έχουν πυλωτή: (+66.3kN, -66.4kN) (σχ. 5.82), συγκριτικά με την περίπτωση που δεν φέρουν τοιχοποιία: (+149.1kN, -137kN) (σχ. 5.78), ενώ είναι σχεδόν διπλάσιες συγκριτικά με την περίπτωση που είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο: (+42.6kN, -37.3kN) (σχ. 5.80).

5.3.5. Επιρροή τοιχοποιίας

Στον Πίνακα 5.3.1 που ακολουθεί, παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων των υποστλωμάτων, τόσο του τριώροφου κτιρίου (Κ3), όσο και του επτάροφου [Κ4(3^{ος}), Κ4(7^{ος})], στις περιπτώσεις όπου: οι κατασκευές α) φέρουν τοιχοποιία σε όλους τους ορόφους, β) φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου (πυλωτή) και γ) δεν φέρουν καθόλου τοιχοποιία.

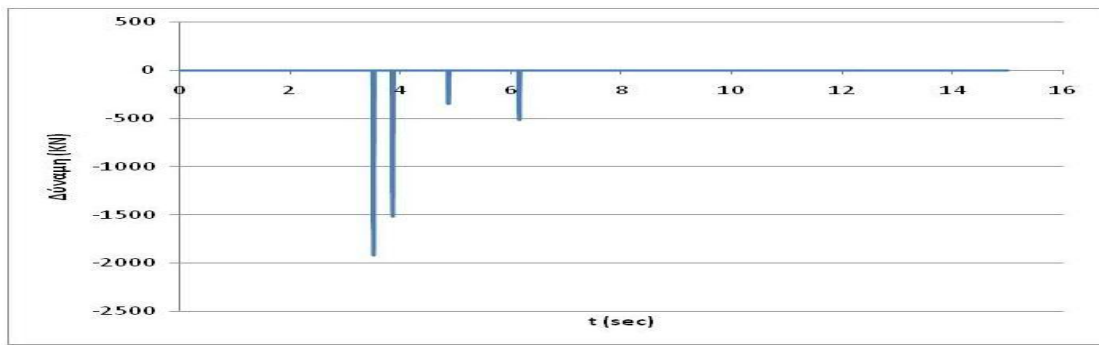
Πίνακας 5.3.1 Πίνακας Μετακινήσεων των υποστλωμάτων τριώροφης και επτάροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επτάροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επτάροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επτάροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επτάροφο με τοιχοποιία	Το επτάροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επτάροφο με πυλωτή	
Κ3	41.8	-	41.1	34.6	4.2	42.3	6.2	(mm)
Κ4(3 ^{ος})	-	28.8	28.3	4.6	4.4	22.9	25.4	(mm)
Κ4(7 ^{ος})	-	88.2	88.1	9.1	9	31.7	34.5	(mm)
Σύγκριση Κ3								Ποσοστιαία Μεταβολή
	41.8	-	41.1	-	-	-	-	14.55%(μείωση)
	41.8	-	-	34.6	-	-	-	28.07%(μείωση)
	41.8	-	-	-	4.2	-	-	91.27%(μείωση)
	41.8	-	-	-	-	42.3	-	12.06%(μείωση)
	41.8	-	-	-	-	-	6.2	87.11%(μείωση)
Σύγκριση Κ4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	28.8	28.3	-	-	-	-	1.74%(μείωση)
	-	28.8	-	4.6	-	-	-	84.03%(μείωση)
	-	28.8	-	-	4.4	-	-	84.72%(μείωση)
	-	28.8	-	-	-	22.9	-	20.49%(μείωση)
	-	28.8	-	-	-	-	25.4	11.81%(μείωση)
Σύγκριση Κ4(7 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	88.2	88.1	-	-	-	-	0.11%(μείωση)
	-	88.2	-	9.1	-	-	-	89.68%(μείωση)
	-	88.2	-	-	9	-	-	89.80%(μείωση)
	-	88.2	-	-	-	31.7	-	64.06%(μείωση)
	-	88.2	-	-	-	-	34.5	60.88%(μείωση)

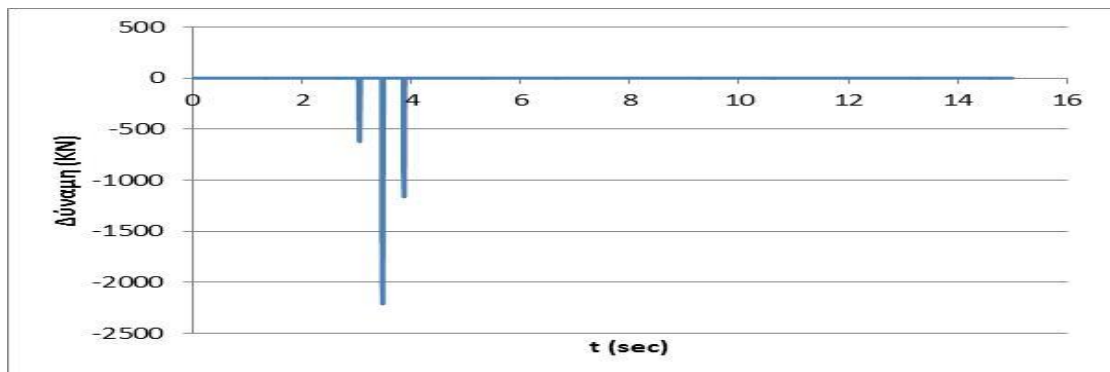
Για παράδειγμα, το υποστύλωμα του τρίτου ορόφου του τριώροφου κτιρίου (K3), λαμβάνοντας ως αρχική τη μετακίνηση που παρουσιάζει όταν συμπεριφέρεται ανεξάρτητα από το επτάωροφο, έχει μείωση 14,55% σε σχέση με τη μετακίνησή του όταν αλληλεπιδρά με το επτάωροφο κτίριο. Στην ίδια σύγκριση, αφού προστεθεί τοιχοποιία στο επτάωροφο, παρατηρείται μείωση 28,07%, ενώ αν προστεθεί τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές, παρατηρείται μείωση 91,27%. Στη συνέχεια, αφαιρείται αρχικά η τοιχοποιία από το ισόγειο της επτάωροφης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει μείωση 12,06%. Έπειτα, αφαιρείται η τοιχοποιία από το ισόγειο και της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται μία μείωση 87,11%.

Οι ίδιοι έλεγχοι μπορούν να γίνουν και στα υποστυλώματα της επτάωροφης κατασκευής τόσο στον τρίτο όροφο όσο και στον έβδομο όροφο. Λαμβάνοντας ως αρχική, την μετακίνηση που παρουσιάζει το υποστύλωμα, όταν συμπεριφέρεται ανεξάρτητα από την τριώροφη κατασκευή, παρατηρούνται τα ακόλουθα: Για τον τρίτο όροφο [K4(3^{ος})], όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει μείωση 1,74%. Προστίθεται τοιχοποιία στο επτάωροφο και προκύπτει μείωση 84,03%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία υπάρχει μείωση 84,72%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα η τοιχοποιία από το ισόγειο του επτάωροφου (πυλωτή) και σημειώνεται μείωση 20,49% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο και προκύπτει μείωση 11,81%. Ομοίως και για τον έβδομο όροφο [K4(7^{ος})].

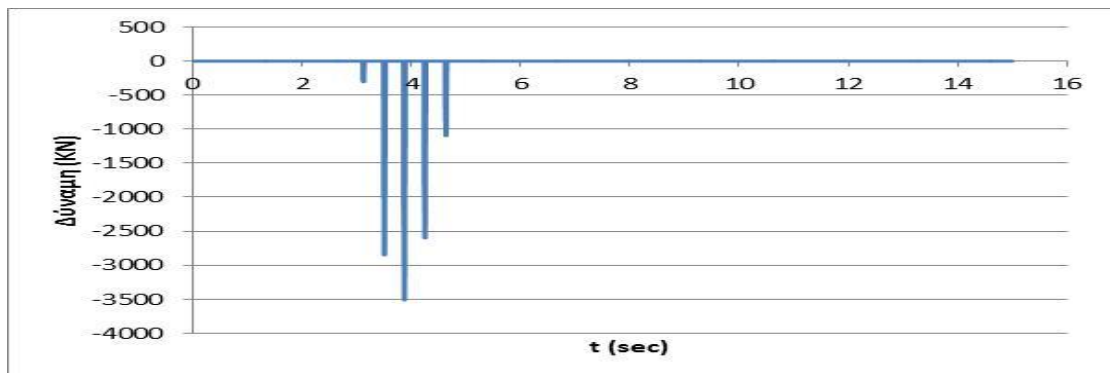
Επίσης, μπορούν να γίνουν συγκρίσεις ως προς τη σύγκρουση των κτιρίων λόγω αυτών των μεταβολών των μετακινήσεων των υποστυλωμάτων. Δηλαδή, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν χωρίς τοιχοποιία (σχ. 5.83), όταν αλληλεπιδρούν με τοιχοποιία (δεν συγκρούονται λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των κατασκευών που επιφέρει η τοιχοποιία), όταν αλληλεπιδρούν με τοιχοποιία πλην του ισογείου (δεν συγκρούονται λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας των κατασκευών που επιφέρει η τοιχοποιία), όταν αλληλεπιδρούν με την επτάωροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία (σχ. 5.84), όταν αλληλεπιδρούν με την επτάωροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία πλην του ισογείου (σχ. 5.85).



Σχήμα 5.83. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου χωρίς τοιχοποιία



Σχήμα 5.84. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου με την επτάωροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία



Σχήμα 5.85. Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου με την επτάωροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία πλην ισογείου

Σειρά έχει ο έλεγχος των ποσοστιαίων μεταβολών των ροπών των υποστρωμάτων από τα στοιχεία του παρακάτω πίνακα. Στον Πίνακα 5.1.2 παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών των υποστρωμάτων, τόσο του τριώροφου [K3(1^{ος}), K3(3^{ος})], όσο και του επτάωροφου [K4(1^{ος}), K4(3^{ος})], όταν οι κατασκευές: α) φέρουν τοιχοποιία, β) έχουν πυλωτή και γ) δεν φέρουν τοιχοποιία.

Πίνακας 5.3.2 Πίνακας Ροπών υποστυλωμάτων τριώροφης και επταώροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επταώροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο με τοιχοποιία	Το επταώροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επταώροφο με πυλωτή	
K3(1 ^{ος})	500.98	-	582.91	597.28	107.72	665.01	357.07	(KNm)
K3(3 ^{ος})	90.74	-	146.48	203.88	10.95	209.82	7.68	(KNm)
K4(1 ^{ος})	-	379.92	331.98	117.63	111.14	1529.31	1715.31	(KNm)
K4(3 ^{ος})	-	180.43	180.39	58.25	38.25	154.14	115.57	(KNm)
Σύγκριση K3(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	500.98	-	582.91	-	-	-	-	16.35%(αύξηση)
	500.98	-	-	597.28	-	-	-	19.22%(αύξηση)
	500.98	-	-	-	107.72	-	-	78.50%(μείωση)
	500.98	-	-	-	-	665.01	-	32.74%(αύξηση)
	500.98	-	-	-	-	-	357.07	28.73%(μείωση)
Σύγκριση K3(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	90.74	-	146.48	-	-	-	-	61.42%(αύξηση)
	90.74	-	-	203.88	-	-	-	124.68%(αύξηση)
	90.74	-	-	-	10.95	-	-	87.93%(μείωση)
	90.74	-	-	-	-	209.82	-	131.22%(αύξηση)
	90.74	-	-	-	-	-	7.68	91.54%(μείωση)
Σύγκριση K4(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	379.92	331.98	-	-	-	-	12.62%(μείωση)
	-	379.92	-	117.63	-	-	-	69.04%(μείωση)
	-	379.92	-	-	111.14	-	-	70.74%(μείωση)
	-	379.92	-	-	-	1529.31	-	302.53%(αύξηση)
	-	379.92	-	-	-	-	1715.31	351.49%(αύξηση)
Σύγκριση K4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	180.43	180.39	-	-	-	-	0.02%(μείωση)
	-	180.43	-	58.25	-	-	-	67.72%(μείωση)
	-	180.43	-	-	38.25	-	-	78.80%(μείωση)
	-	180.43	-	-	-	154.14	-	14.57%(μείωση)
	-	180.43	-	-	-	-	115.57	35.95%(μείωση)

Για παράδειγμα, λαμβάνοντας ως αρχική, τη ροπή που αναπτύσσει το υποστύλωμα του πρώτου ορόφου του τριώροφου κτιρίου [K3(1ος)], όταν λειτουργεί ανεξάρτητα απ' το επταώροφο, έχει μία αύξηση 16,35% σε σχέση τη ροπή που αναπτύσσει όταν αλληλεπιδρά με το επταώροφο, ενώ στον τρίτο όροφο αύξηση 61,42%. Στην ίδια σύγκριση, αφού προστεθεί τοιχοποιία στο επταώροφο,

παρατηρείται αύξηση 19,22% στον πρώτο όροφο και 124,68% στον τρίτο όροφο, ενώ αν προστεθεί τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές, παρατηρείται μείωση 78,50% στον πρώτο όροφο και 87,93% στον τρίτο. Στη συνέχεια, αφαιρείται αρχικά η τοιχοποιία από το ισόγειο της επταώροφης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει αύξηση 3,97% στον πρώτο και 129,19% αύξηση στον τρίτο όροφο. Έπειτα, αφαιρείται η τοιχοποιία από το ισόγειο και της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται μία αύξηση 32,74% στον πρώτο και 131,22% στον τρίτο όροφο.

Οι ίδιοι έλεγχοι μπορούν να γίνουν και στα υποστυλώματα της επταώροφης κατασκευής στους ίδιους ορόφους. Λαμβάνοντας ως αρχική, την ροπή που αναπτύσσεται στο υποστυλώμα του επταώροφου κτιρίου, όταν αντιδρά στον σεισμό ανεξάρτητα απ' το τριώροφο, παρατηρούνται τα ακόλουθα: Για τον πρώτο όροφο, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει μείωση 12,62%. Προστίθεται τοιχοποιία στο επταώροφο και προκύπτει μείωση 69,04%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία υπάρχει μείωση 70,75%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα η τοιχοποιία από το ισόγειο του επταώροφου (πυλωτή) και σημειώνεται αύξηση 302,53% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο και προκύπτει αύξηση 351,49%. Ομοίως και για τον τρίτο όροφο.

Τέλος, ο έλεγχος των ποσοστιαίων μεταβολών των τεμνουσών των υποστυλωμάτων από τα στοιχεία του παρακάτω πίνακα. Στον Πίνακα 5.3.3 παρουσιάζονται οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών των υποστυλωμάτων, τόσο του τριώροφου κτιρίου [K3(1^{ος}), K3(3^{ος})], όσο και του επταώροφου [K4(1^{ος}), K4(3^{ος})], όταν οι κατασκευές: α) φέρουν τοιχοποιία, β) έχουν πυλωτή και γ) δεν φέρουν τοιχοποιία.

Πίνακας 5.3.3 Πίνακας Τεμνουσών υποστυλωμάτων τριώροφης και επταώροφης κατασκευής.

	Τριώροφο χωρίς τοιχοποιία	Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο χωρίς τοιχοποιία	Το επταώροφο να φέρει τοιχοποιία	Τριώροφο-Επταώροφο με τοιχοποιία	Το επταώροφο να έχει πυλωτή	Τριώροφο-Επταώροφο με πυλωτή	
K3(1 ^{ος})	181.04	-	254.89	273.60	61.20	314.37	217.99	(KN)
K3(3 ^{ος})	73.73	-	73.47	106.84	8.01	90.52	3.92	(KN)
K4(1 ^{ος})	-	124.97	114.47	63.52	59.97	907.46	1018.33	(KN)
K4(3 ^{ος})	-	84.72	149.07	42.60	25.44	110.90	66.34	(KN)
Σύγκριση K3(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	181.04	-	254.89	-	-	-	-	40.79%(αύξηση)
	181.04	-	-	273.60	-	-	-	51.12%(αύξηση)
	181.04	-	-	-	61.20	-	-	66.20%(μείωση)
	181.04	-	-	-	-	314.37	-	73.65%(αύξηση)
	181.04	-	-	-	-	-	217.99	20.41%(αύξηση)
Σύγκριση K3(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	73.73	-	73.47	-	-	-	-	0.35%(μείωση)
	73.73	-	-	106.84	-	-	-	44.91%(αύξηση)
	73.73	-	-	-	8.01	-	-	89.14%(μείωση)
	73.73	-	-	-	-	90.52	-	22.77%(αύξηση)
	73.73	-	-	-	-	-	3.92	94.68%(μείωση)
Σύγκριση K4(1 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	124.97	114.47	-	-	-	-	8.41%(μείωση)
	-	124.97	-	63.52	-	-	-	49.17%(μείωση)
	-	124.97	-	-	59.97	-	-	52.02%(μείωση)
	-	124.97	-	-	-	907.46	-	626.11%(αύξηση)
	-	124.97	-	-	-	-	1018.33	714.83%(αύξηση)
Σύγκριση K4(3 ^{ος})								Ποσοστιαία Μεταβολή
	-	84.72	149.07	-	-	-	-	75.95%(αύξηση)
	-	84.72	-	42.60	-	-	-	49.71%(μείωση)
	-	84.72	-	-	25.44	-	-	69.97%(μείωση)
	-	84.72	-	-	-	110.90	-	30.90%(αύξηση)
	-	84.72	-	-	-	-	66.34	21.70%(μείωση)

Για παράδειγμα, λαμβάνοντας ως αρχική, την τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσει το υποστύλωμα του πρώτου ορόφου του τριώροφου κτιρίου [K3(1ος)], όταν λειτουργεί ανεξάρτητα απ' το επταώροφο, έχει μία αύξηση 40,79%, σε σχέση με

τη τέμνουσα που αναπτύσσει όταν αλληλεπιδρά με το επτάωρο, ενώ στον τρίτο όροφο μείωση 0,35%. Στην ίδια σύγκριση, αφού προστεθεί τοιχοποιία στο επτάωρο, παρατηρείται αύξηση των τεμνουσών 51,12% στον πρώτο όροφο και 44,91% στον τρίτο όροφο, ενώ αν προστεθεί τοιχοποιία και στις δύο κατασκευές, παρατηρείται μείωση 66,20% στον πρώτο όροφο και 89,14% στον τρίτο όροφο. Στη συνέχεια, αφαιρείται αρχικά η τοιχοποιία από το ισόγειο της επτάωροφης κατασκευής (πυλωτή) και προκύπτει αύξηση 73,65% στον πρώτο και 22,77% αύξηση στον τρίτο όροφο. Έπειτα, αφαιρείται η τοιχοποιία από το ισόγειο και της τριώροφης κατασκευής (πυλωτή) και παρατηρείται αύξηση 20,41% στον πρώτο και 94,68% μείωση στον τρίτο όροφο.

Οι ίδιοι έλεγχοι μπορούν να γίνουν και στα υποστυλώματα της επτάωροφης κατασκευής στους ίδιους ορόφους. Λαμβάνοντας ως αρχική, την τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσει το υποστυλώμα του επτάωροφου κτιρίου, όταν λειτουργεί ανεξάρτητα απ' το τριώροφο, παρατηρούνται τα ακόλουθα: Για τον πρώτο όροφο, όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, υπάρχει μείωση 8,41%. Προστίθεται τοιχοποιία στο επτάωρο και προκύπτει μείωση 49,17%, ενώ όταν και τα δύο κτίρια φέρουν τοιχοποιία υπάρχει μείωση 52,02%. Έπειτα αφαιρείται, πρώτα η τοιχοποιία από το ισόγειο του επτάωροφου (πυλωτή) και σημειώνεται αύξηση 626,12% και ύστερα αφαιρείται και από το τριώροφο και προκύπτει αύξηση 714,83%. Ομοίως και για τον τρίτο όροφο.

5.4. Ποσοστιαίες μεταβολές εντατικών μεγεθών ανά σεισμό

- **Όταν τα κτίρια δεν φέρουν τοιχοποιία:**

Για το σεισμό **EL Centro** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -12.66%(υποστυλώμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -15.36%(υποστυλώμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου), -1.47%(υποστυλώμα επτάωροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι 1.53%(υποστυλώμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), 48.32%(υποστυλώμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 16.08%(υποστυλώμα επτάωροφου 1^{ου} ορόφου), 8.71%(υποστυλώμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι 7.21%(υποστυλώμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -2.77%(υποστυλώμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου),

-7.57%(υποστύλωμα επτάωροφου 1^{ου} ορόφου), -6.13%(υποστύλωμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

Για το σεισμό **Kobe** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -47.26%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 15.18%(υποστύλωμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου), 12.79%(υποστύλωμα επτάωροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι -33.14%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), 6.88%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 21.04%(υποστύλωμα επτάωροφου 1^{ου} ορόφου), 18.40%(υποστύλωμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι -18.99%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -28.94%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 23.64%(υποστύλωμα επτάωροφου 1^{ου} ορόφου), 14.65%(υποστύλωμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

Για το σεισμό **Aigio** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -14.55%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -1.74%(υποστύλωμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου), -0.11%(υποστύλωμα επτάωροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι 16.35%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), 61.42%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -12.62%(υποστύλωμα επτάωροφου 1^{ου} ορόφου), -0.02%(υποστύλωμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι 40.79%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -0.35%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -8.41%(υποστύλωμα επτάωροφου 1^{ου} ορόφου), 75.95%(υποστύλωμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

- **Όταν τα κτίρια φέρουν τοιχοποιία:**

Για το σεισμό **EL Centro** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -97.16%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -91.45%(υποστύλωμα επτάωροφου 3^{ου} ορόφου), -92.52%(υποστύλωμα επτάωροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι

-93.30%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -96.47%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -79.82%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -78.78%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι -89.71%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -96.94%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -64.69%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -78.92%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

Για το σεισμό **Kobe** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -98.34%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -94.66%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου), -95.07%(υποστύλωμα επτάροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι -95.31%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -97.71%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -86.40%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -86.85%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι -92.56%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -98.37%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -75.47%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -87.16%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

Για το σεισμό **Aigio** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -91.27%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -84.72%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου), -89.80%(υποστύλωμα επτάροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι -78.50%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -87.93%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -70.74%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -78.80%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι -66.20%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -89.14%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -52.02%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -69.97%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

- **Όταν τα κτίρια φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου:**

Για το σεισμό **EL Centro** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -85.59%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -74.13%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου), -84.65%(υποστύλωμα επτάροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι -22.24%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -90.46%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -57.00%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -66.79%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι 28.13%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -94.38%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 202.06%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -71.37%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

Για το σεισμό **Kobe** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -77.60%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -69.13%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου), -81.90%(υποστύλωμα επτάροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι 22.03%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -74.53%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 117.15%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -60.96%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι 106.31%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -86.71%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 331.36%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -159.12%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

Για το σεισμό **Aigio** οι ποσοστιαίες μεταβολές των μετακινήσεων είναι -87.11%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), -11.81%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου), -60.88%(υποστύλωμα επτάροφου 7^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των ροπών είναι -28.73%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -91.54%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 351.49%(υποστύλωμα επτάροφου 1^{ου} ορόφου), -35.95%(υποστύλωμα επτάροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους. Οι ποσοστιαίες μεταβολές των τεμνουσών δυνάμεων είναι

20.41%(υποστύλωμα τριώροφου 1^{ου} ορόφου), -94.68%(υποστύλωμα τριώροφου 3^{ου} ορόφου), 714.83%(υποστύλωμα επταώροφου 1^{ου} ορόφου), -21.70%(υποστύλωμα επταώροφου 3^{ου} ορόφου) όταν αλληλεπιδρούν σε σχέση με όταν λειτουργούν μόνα τους.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω:

Το εύρος των ποσοσטיαίων μεταβολών των μετακινήσεων για τα υποστυλώματα του τριώροφου στον τρίτο όροφο είναι από -98.34% έως -10.70%, ενώ του επταώροφου στον τρίτο όροφο από -94.66% έως 15.18% και στον έβδομο όροφο από -95.07% έως 12.71%.

Το εύρος των ποσοσטיαίων μεταβολών των ροπών για τα υποστυλώματα του τριώροφου στον πρώτο όροφο είναι από -95.31% έως 33.73% και στον τρίτο όροφο από -97.71% έως 131.22%, ενώ για το υποστύλωμα του επταώροφου στον πρώτο όροφο είναι από -86.40% έως 351.49% και στον τρίτο όροφο από -86.85% έως 18.40%.

Τέλος, το εύρος των ποσοσטיαίων μεταβολών των τεμνουσών για το υποστύλωμα του τριώροφου στον πρώτο όροφο είναι από -92.56 έως 106.31% και στον τρίτο όροφο από -98.37% έως 44.91%, ενώ για το υποστύλωμα του επταώροφου στον πρώτο όροφο από -75.47% έως 714.83% και στον τρίτο όροφο από -87.16% έως 75.95%.



6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία διερευνήθηκε η αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών. Εξετάστηκε η περίπτωση δύο κτιρίων, ενός τριώροφου και ενός επταώροφου σε κοντινή απόσταση. Εξετάστηκαν επίπεδα πλαίσια. Η προσομοίωση των κτιρίων έγινε με το λογισμικό Etabs και χρησιμοποιήθηκαν μη γραμμικά ελατήρια για να προσομοιωθεί η αλληλεπίδραση των κτιρίων. Τα ελατήρια λειτουργούν μόνο σε θλίψη για να προσομοιωθεί η σύγκρουση των κτιρίων και να μεταφερθούν οι δυνάμεις. Τα κτίρια υποβλήθηκαν σε δυναμική ανάλυση για τρεις διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις. Επιλέχθηκαν οι σεισμοί ElCentro (1940), Kobe (1995) και Αίγιο (1995).

Από τα παραπάνω προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

Όταν τα κτίρια δεν φέρουν τοιχοποιία:

- ❖ Οι μετακινήσεις των μελών περιορίζονται όταν τα κτίρια αλληλεπιδρούν, λόγω της σύγκρουσης, έως και 47,26%
- ❖ Οι ροπές παρουσιάζουν αύξηση έως 61,42%.
- ❖ Οι τιμές των τεμνουσών δυνάμεων παρουσιάζουν μεγάλη αύξηση στο σημείο πρόσκρουσης έως 75,95%.

Όταν τα κτίρια φέρουν τοιχοποιία:

- ❖ Η συμπεριφορά των κατασκευών όσων αφορά τις μετακινήσεις βελτιώνεται όταν τα κτίρια φέρουν τοιχοποιία.
- ❖ Όσο αφορά τις ροπές επίσης παρατηρείται βελτίωση στις τιμές.
- ❖ Οι τέμνουσες δυνάμεις επίσης παρουσιάζουν μείωση λόγω της τοιχοποιίας.

Όταν τα κτίρια φέρουν τοιχοποιία πλην του ισογείου:

- ❖ Οι μετακινήσεις μειώνονται λόγω της σύγκρουσης έως 87,11%.
- ❖ Οι ροπές παρουσιάζουν μεγάλη αύξηση στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου έως και 351,49%.
- ❖ Οι τέμνουσες παρουσιάζουν μεγάλη αύξηση στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου λόγω της απουσίας τοιχοποιίας έως 106,31% για την τριώροφη κατασκευή και έως 714,83% (!) για την επταώροφη.

Αλληλεπίδραση

Οι τέμνουσες και οι ροπές μπορούν να καταστούν επικίνδυνες για την ασφάλεια των κατασκευών, αν δεν ληφθεί υπόψη η μεγάλη αύξηση που παρουσίασαν οι τιμές λόγω της σύγκρουσης.

Τοιχοποιία

Η ύπαρξη πυλωτής δυσχεραίνει την εντατική κατάσταση των κατασκευών. Οι τέμνουσες δυνάμεις και οι ροπές που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου παρουσιάζουν μεγάλη αύξηση.

Από τη δύναμη που ασκείται στο ελατήριο στην περίπτωση πυλωτής (Χρονοϊστορία δύναμης ελατηρίου με την επταώροφη κατασκευή να φέρει τοιχοποιία πλην ισογείου) παρατηρήθηκε αύξηση της δύναμης πρόσκρουσης έως και 160%.

Όλες αυτές οι παρατηρήσεις μας οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η οποιαδήποτε ενέργεια για τη δημιουργία μίας κατασκευής χρήζει ιδιαίτερης προσοχής καθώς ελλοχεύουν πολλοί κίνδυνοι οι οποίοι δεν είναι εμφανείς. Πιο συγκεκριμένα, μια κατασκευή μπορεί να είναι στατικά ορθή και να αντεπεξέρχεται σε όλους τους κανονισμούς και τους συντελεστές ασφαλείας ως μονάδα, αλλά μόλις τοποθετηθεί δίπλα σε μία άλλη και απαιτηθεί να λειτουργήσει ως σύνολο, θα υπάρξουν σοβαρά ζητήματα τόσο λειτουργικά όσο και στατικά, αφού υπάρχει κίνδυνος μέχρι και κατάρρευσης των δύο κατασκευών λόγω της σύγκρουσης μεταξύ τους υπό ένα σεισμό.



ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Γεωργιάδης Δημ., Γιούνη Ελισάβετ (2012), Συγκρούσεις παρακείμενων κατασκευών λόγω σεισμικής αλληλεπίδρασης, 18^ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών, Πάτρα
- Γιαννοπούλου Στ., Στράγαλη Αικ. (2010), Τελικό Σχέδιο Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝΕΠΕ) Υφισταμένων Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Πτυχιακή εργασία, ΤΕΙ Πειραιά
- Δασκαλοπούλου Μ. 2012, Εφαρμογή της Ιδιομορφικής Στατικής Ανελαστικής Ανάλυσης στον Αντισεισμικό Σχεδιασμό και Έλεγχο Γεφυρών, Μεταπτυχιακή Εργασία, ΕΜΠ
- Καραγιάννης Χρ. (2013) Σχεδιασμός - Συμπεριφορά Κατασκευών από ΩΣ έναντι Σεισμού, Εκδόσεις ΣΟΦΙΑ, Θεσσαλονίκη
- Καραγιάννης Χρ., Φαββάτα Μ. (2007), Διερεύνηση σεισμικής συμπεριφοράς και ικανότητας πολυώροφων Κ.Ω.Σ. «Ειδική προσομοίωση κόμβων- αλληλεπίδραση κατασκευών», Μελέτη, Τεχνικά Χρονικά, Τεύχος 5 (Σεπτέμβριος-Οκτώβριος 2007), σελ. 1-57, Διαθέσιμο στο:
http://library.tee.gr/digital/techr/2007/techr_2007_5_favvata.pdf
- Καραγιάννης Χρ., Φαββάτα Μ. (2007), Επιρροή τοιχοποιιών πλήρωσης στην αλληλεπίδραση παρακείμενων κατασκευών με διαφορετικό ύψος ορόφων, Μελέτη, Τεχνικά Χρονικά, Τεύχος 5 (Σεπτέμβριος-Οκτώβριος 2007), σελ. 1-28, Διαθέσιμο στο:
http://library.tee.gr/digital/techr/2007/techr_2007_5_karagiannis.pdf
- Κόντου Χρύσα (2010) , Επιρροή των τοιχοπληρώσεων στην σεισμική συμπεριφορά κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, Πτυχιακή Εργασία, ΤΕΙ Πειραιά
- Κοσμόπουλος Αντώνης (2005), Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και ενίσχυση μη-κανονικών σε κάτοψη κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος, Διδακτορική διατριβή, Πολυτεχνική Σχολή Πανεπιστημίου Πατρών
- Κωνσταντινίδης Απ. (2013), Αντισεισμικά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, Στατική και Σεισμική Ανάλυση, Τόμος Β', Εκδόσεις Ιδιωτική
- Λυμπέρης Ιωάννης (2013), Αντισεισμικό σύστημα Μεταλλικών, Σύμμεικτων και άλλων δομικών έργων (<http://www.texnikos.gr/blog/?p=145>)

- Μαραγκός Χρήστος, Παγουλάτος Νικόλαος-Δημήτριος (2011), Αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένων και νέων κτιρίων Ω.Σ., Πτυχιακή εργασία, ΤΕΙ Πειραιά
- Μουσιόπουλος Νικόλαος κ.ά, (συντακτική επιτροπή), (2008), 30 χρόνια μετά το σεισμό της Θεσσαλονίκης Μνήμες και προοπτική Πολυτεχνική Σχολή Α.Π.Θ.
- Μπάκας Ν., Λαγαρός Ν.Δ., Παπαδρακάκης Μ. (2006), Βέλτιστος σχεδιασμός κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα υπό σεισμικές δράσεις, 15^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη, Οκτώβριος 2006.
- Μπαρδάκης Βασίλειος (2014), Ανάλυση κτιρίου πριν και μετά την επέμβαση, Σεμινάριο «Ο νέος Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών και επεμβάσεις», ΤΕΕ
- Ντάμπαμπας Αντ., Μακρίδου Γ. (2012), Καταστροφές κτιρίων από σεισμούς-μέτρα πρόληψης και αποκατάστασης, Πτυχιακή Εργασία ΑΤΕΙ Θεσσαλονίκης, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής
- Οικονόμου Δημήτρης (2002), Πολεοδομία II: Πολεοδομικός Σχεδιασμός, Σημειώσεις ακαδημαϊκού έτους 2002-2003, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος
- Παπαδρακάκης Μ., (2003), Μαθήματα Στατικής V, Πλαστική Ανάλυση Ραβδωτών Φορέων, Σύγχρονες Μέθοδοι (Μέρος II), ΕΜΠ
- Παπαϊωάννου Κώστας (1999), Αριθμητική μελέτη της αλληλεπίδρασης επίπεδων πολυωρόφων γειτονικών κτιρίων, με ή χωρίς σεισμικό αρμό διαχωρισμού, για σεισμική διέγερση της βάσης, Μεταπτυχιακή εργασία, Α.Π.Θ. Διαθέσιμο στο http://aste.civil.auth.gr/ASTE/Abstracts/Abstracts%2098-99/PDF_Greek/Ab_Gr_Papaioannou.pdf
- Ραγκούσης Ανδρέας (2015), Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου σχεδιασμένο με κανονισμό του '54/'59 μέσω στατικών ανελαστικών αναλύσεων (Pushover), 21ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2015, Πάτρα 2015
- Σέξτος Α., Μαμόγλου Δημ., Εγχειρίδιο Θεωρίας RCSolver, Eurocode design software program (Version 2012) Version 1.1 Issued: 7-Sep-2012 Deep Excavation LLC, www.deepexcavation.com www.rcsolver.com, Σε συνεργασία μέσω ερευνητικού προγράμματος με το Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης
- Τουλιάτος Παν. (2001), Αρχιτεκτονική και σεισμός, Σημειώσεις για το κατ' επιλογήν μάθημα 6^ο εξαμ. Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών, Ε.Μ.Π.

- Φαββατά Μαρία (2006), Διερεύνηση σεισμικής συμπεριφοράς και ικανότητας πολυωρόφων Κ.Ω.Σ. Ειδική προσομοίωση κόμβων – αλληλεπίδραση κατασκευών, Διδακτορική διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Δ.Π.Θ
- Χατζοπούλου – Τζίκα Α., Πολεοδομικό Δίκαιο, Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα 2000
- Φαρδής Μιχ., Κόλιας Βασ., Κανιτάκη Ειρ. (2009), Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1, Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια
- Ψυχάρης Γιάννης ΑΘΗΝΑ (2015), Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας
- <http://www.oasp.gr/node/207> (15.7.2015)
- (<http://www.gsi-eng.eu/index.asp?mod=articles&id=11>) (Λογισμικό ETABS)
- ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012, ΟΑΣΠ

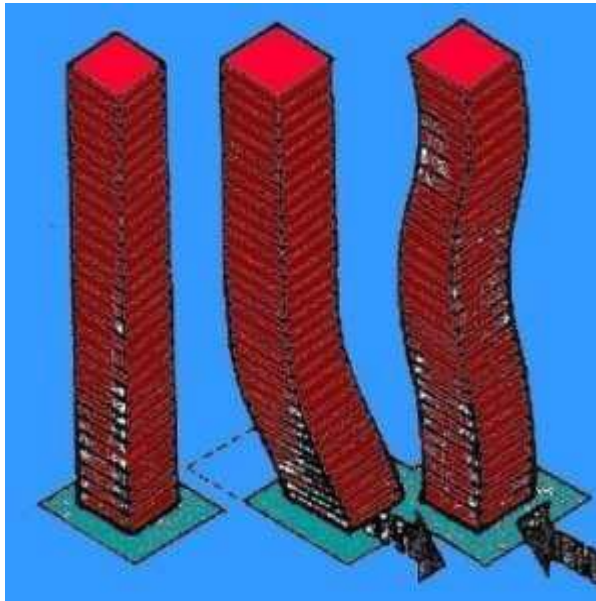


ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΜΕΛΙΩΔΩΝ ΕΝΝΟΙΩΝ

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται κάποιες βασικές θεωρητικές έννοιες για την κατανόηση της διαδικασίας που ακολουθήθηκε.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού και ιδιαίτερα όταν αυτός έχει μεγάλη ένταση



το έδαφος κραδαίνεται και το κτίριο αντιστέκεται. Τότε, στο κτίριο ενεργούν πολλές δυνάμεις. Το κτίριο δονείται με οριζόντια δύναμη εμπρός, πίσω, δεξιά και αριστερά και με κατακόρυφη δύναμη επάνω και κάτω. Το κτίριο ακολουθεί τις κινήσεις του εδάφους αλλά και η υπερκατασκευή ακολουθεί την κίνηση των θεμελίων με μια μικρή διαφορά χρόνου. Έτσι, όταν

Εικ. 1. Αντίσταση κτιρίου στον κραδασμό του εδάφους
(Τουλιάτος, 2001)

μετατοπίζεται η υπερκατασκευή κατά την πλευρά των θεμελίων, δέχεται την αντίθετη δύναμη από τη μεταφορά του εδάφους προς την αντίθετη κατεύθυνση όπως φαίνεται κ στο σχήμα 1.

Την ώρα που το ανώτερο τμήμα της εύκαμπτης αυτής κατασκευής μετακινείται με υστέρηση, υπακούοντας στην αρχική μετακίνηση του εδάφους, το έδαφος ήδη αναστρέφει την μετακίνησή του.(Τουλιάτος 2001)

Οι δυνάμεις που ενεργούν σε ένα κτίριο είναι οι εξής:

Δυνάμεις αδράνειας

Αδράνεια είναι η δύναμη που αναπτύσσεται στο κτίριο όταν αυτό αντιστέκεται στις δονήσεις του εδάφους, με βασικές συνιστώσες τη μάζα του κτιρίου και την επιτάχυνση του σεισμού ($f = m \times a$, όπου f η δύναμη, m η μάζα του κτιρίου

και α η επιτάχυνση του σεισμού). Είναι εμφανές ότι η μάζα παίζει σημαντικό ρόλο γιατί όσο αυξάνεται, τόσο αυξάνεται και η συνολική δύναμη, πράγμα που σημαίνει ότι αυξάνονται και οι πιθανότητες βλάβης ή καταστροφής.

Ένα ακόμη φαινόμενο που παρατηρείται κατά το σεισμό ως αποτέλεσμα των δυνάμεων της αδράνειας είναι το φαινόμενο Δ-P (Δ είναι η πλάγια μετατόπιση των κάθετων στοιχείων ενός κτιρίου λόγω των κινήσεων του εδάφους και P η κάθετη δύναμη που ασκείται). Στο φαινόμενο Δ-P εξαιτίας των μετακινήσεων του εδάφους και της αδράνειας, λυγίζουν τα κάθετα στοιχεία της κατασκευής. Όταν η απόσταση από την αρχική τους θέση φτάνει στο μέγιστο, επιδρά σ' αυτά η δύναμη P. Η ροπή Δ x P αυξάνεται όσο μεγαλύτερη είναι η κάθετη δύναμη P άρα όσο μεγαλύτερη είναι η μάζα. Γίνεται λοιπόν φανερό ότι οι κάθετες δυνάμεις ευθύνονται κυρίως για τις καταστροφές σε μια κατασκευή, αφού πρώτα αποδυναμωθούν τα κάθετα στοιχεία από τις πλάγιες δυνάμεις.

Περίοδος και συντονισμός

Ο συντονισμός και η ιδιοπερίοδος μιας κατασκευής παίζουν ρόλο στις βλάβες από το σεισμό. Ιδιοπερίοδος είναι ο χρόνος μιας πλήρους ταλάντωσης ενός σώματος. Οι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν τη δική τους ιδιοπερίοδο, η οποία εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά κάθε κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος ενός καλά αγκυρωμένου κτιριακού εξοπλισμού κυμαίνεται στα 0.05 sec, για μια ολιγοόροφη πολυκατοικία στα 0.5 sec, για μία πολυόροφη πολυκατοικία στα 1-2 sec και για μια μεγάλη κρεμαστή γέφυρα μπορεί να φτάσει ακόμη και τα 6 sec. Το έδαφος στο οποίο εδράζεται η κατασκευή έχει τη δική του ιδιοπερίοδο, η οποία διαφέρει ανάλογα με τα χαρακτηριστικά και τη φυσιολογία του εδάφους (Η μέτρηση της ιδιοπεριόδου των εδαφών στηρίζεται σε εμπειρία από παλαιότερους σεισμούς σε εδάφη με ίδια χαρακτηριστικά, καθώς και στον τύπο : $T=4H/V$ όπου H το πάχος των ελαφρών ιζημάτων πάνω από το βραχώδες υπόβαθρο και V η ταχύτητα των κυμάτων).

Όταν συμπέσει η περίοδος του εδάφους με την ιδιοπερίοδο του κτιρίου, τότε υπάρχει σημαντικό πρόβλημα για το κτίριο. Το φαινόμενο που εμφανίζεται τότε είναι αυτό του συντονισμού και στην περίπτωση αυτή αυξάνονται ακαριαία οι δυνάμεις που ασκούνται, με καταστροφικά αποτελέσματα.

Απόσβεση

Κατά τον συντονισμό η επιτάχυνση του κτιρίου αυξάνεται τόσο άμεσα και ανεξέλεγκτα ώστε θα μπορούσε να φτάσει και τις 50 φορές της αρχικής τιμής επιτάχυνσης, γεγονός που θα οδηγούσε σε κατάρρευση του κτιρίου. Ωστόσο, στις κατασκευές συναντούμε και το φαινόμενο της *απόσβεσης*. Εξαιτίας της απόσβεσης, το κτίριο αφενός δεν αποκρίνεται άμεσα (όπως θα έκανε ένα εκκρεμές) στις δονήσεις του εδάφους και αφετέρου, όταν ανταποκριθεί επανέρχεται σύντομα στην αρχική του θέση. Για τον υπολογισμό της απόσβεσης δεν υπάρχουν συγκεκριμένοι και ακριβείς μαθηματικοί τύποι, οπότε η μέτρησή της μπορεί να γίνει μόνο πειραματικά. Επίσης το μέγεθος της απόσβεσης εξαρτάται από πολλούς παράγοντες (είδος κατασκευής, ποιότητα συνδέσεων και αγκύρωσης, επίπεδο οπλισμού, ποιότητα του σκυροδέματος). Το ποσό της απόσβεσης που απαιτείται για την αποφυγή της ταλάντωσης ονομάζεται κρίσιμη απόσβεση και μετράται ως ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης. Μια αποδεκτή τιμή κρίσιμης απόσβεσης κυμαίνεται από 2-15%. Τα εύκαμπτα κτίρια (κτίρια με μεταλλικό σκελετό) έχουν πολύ μικρότερη απόσβεση από τα άκαμπτα (κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα), γεγονός που αποτελεί πλεονέκτημα, αλλά παρουσιάζουν μεγαλύτερη οικονομική ζημία σε περίπτωση βλαβών από σεισμό.

Πλαστιμότητα

Η εμπειρία και οι μετρήσεις από παλαιότερους σεισμούς έχει δείξει ότι, ακόμη και αν αποφευχθεί ο συντονισμός, εξακολουθούν να παράγονται δυνάμεις και φορτίσεις πολύ μεγαλύτερες από εκείνες που έχουμε λάβει υπόψη μας κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού της κατασκευής. (πλάγια δύναμη 20% της μάζας του κτιρίου και επιτάχυνση 30% του g). Και πάλι όμως τα κτίρια δεν καταρρέουν και αυτό οφείλεται σε μια άλλη ιδιότητα που ονομάζεται *πλαστιμότητα*. *Πλάστιμο* θεωρείται ένα υλικό το οποίο μπορεί να αντέξει μεγάλες παραμορφώσεις κατά τη φόρτισή του (π.χ. λάστιχο). Για μέλη και κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, πλαστιμότητα είναι η ικανότητα τους να παραμορφώνονται πέραν του ορίου διαρροής, δηλαδή μεγάλες σχετικά παραμορφώσεις, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους. Ένα ψαθυρό υλικό ή μια ψαθυρή κατασκευή αστοχούν απότομα μόλις αναλάβουν το μέγιστο φορτίο τους. Επομένως υπάρχει αυξημένος κίνδυνος απώλειας ζωής κατά την κατάρρευση ψαθυρών κατασκευών.

Στρέψη

Το κέντρο βάρους της μάζας και το γεωμετρικό κέντρο βάρους ενός κτιρίου παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο σε ένα κτίριο σε περίπτωση σεισμού για την ασφάλεια και την συνολική συμπεριφορά του. Σε ένα αντικείμενο με κανονική και φυσιολογικά κατανεμημένη μάζα, το γεωμετρικό κέντρο βάρους συμπίπτει με το κέντρο βάρους της μάζας. Όμως, πολλά κτίρια, δεν έχουν ισομερώς κατανεμημένη μάζα, εξαιτίας λαθών στο σχεδιασμό τους, και αυτό έχει ως αποτέλεσμα το κέντρο βάρους της μάζας να μη συμπίπτει με το γεωμετρικό βάρος. Σε ένα τέτοιο κτίριο κατά τη διάρκεια του σεισμού συμβαίνει το φαινόμενο της στρέψης, το κτίριο δηλαδή στρέφεται γύρω από τον οριζόντιο άξονά του με καταστροφικά αποτελέσματα. Το φαινόμενο της στρέψης ενός κτιρίου ωστόσο είναι δυνατόν να συμβεί εξαιτίας της κίνησης του εδάφους και όχι μόνο εξαιτίας λάθους στην κατασκευή. (Ντάμπαμπας & Μακρίδου 2012)

Ο όρος σεισμική «ενέργεια» δεν αποτελεί ένα δείκτη που μπορεί να υπολογισθεί, είναι ένας όρος που περιγράφει την συμπεριφορά του φέροντα οργανισμού και η οποία μπορεί να αναλυθεί με μαθηματικές και μηχανικές εξισώσεις ισορροπίας.

Η συμπεριφορά της δομής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι μια οριζόντια κυρίως μετατόπιση που επαναλαμβάνεται μερικές φορές. Αν η μετατόπιση είναι μικρή και κρατά τα μέλη της δομής εντός της ελαστικής περιοχής, τότε η ενέργεια που δημιουργείται αποθηκεύεται στη δομή και κατόπιν εκτονώνεται και επαναφέρει την δομή στην αρχική της μορφή.

Ένα παράδειγμα είναι το ελατήριο. Το ελατήριο αποθηκεύει την ενέργεια και στη συνέχεια την αποδίδει προς την αντίθετη κατεύθυνση. Σε μια δομική κατασκευή η ενέργεια αποθηκεύεται και κατόπιν εκτονώνεται από το υποστύλωμα και τη δοκό. Η αποθηκευμένη στη δομή ενέργεια είναι όλη η ενέργεια της επιτάχυνσης του σεισμού. Όσο η μετατόπιση κρατά κάθε τμήμα οποιουδήποτε μέλους εντός ελαστικής περιοχής, όλη η ενέργεια που είναι αποθηκευμένη στη δομή θα κυκλοφορήσει στο τέλος του κύκλου, προς την αντίθετη κατεύθυνση.

Εάν η σεισμική ενέργεια (που μετράται από την επιτάχυνση εδάφους) είναι πάρα πολύ μεγάλη, τότε παράγονται υπερβολικά μεγάλες μετατοπίσεις και προκαλούν μια πολύ υψηλή καμπυλότητα στα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία. Αν η καμπυλότητα είναι πολύ υψηλή, η περιστροφή των τμημάτων των στηλών και των δοκών στην συμβολή των κόμβων θα είναι πολύ πάνω από την ελαστική περιοχή

(Θλιπτική παραμόρφωση σκυροδέματος πάνω από το 0,35 % και τάσεις των ινών του οπλισμού πάνω από το 0,2 %). Όταν η περιστροφή περάσει πάνω από αυτό το όριο ελαστικότητας, η δομή αρχίζει να «διαλύει την αποθήκευση της ενέργειας» μέσω πλαστικής μετατόπισης. Αυτό σημαίνει ότι τα τμήματα θα έχουν μια υπολειμματική μετατόπιση που δεν θα είναι σε θέση να ανακτηθεί (όπως συμβαίνει στην ελαστική περιοχή όπου όλες οι μετατοπίσεις ανακτούνται). Βασικά η αντισεισμικότητα των κατασκευών περιορίζεται στα όρια του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, και μετά περνά στις προεπιλεγμένες πλαστικές περιοχές, οι οποίες είναι προεπιλεγμένες περιοχές αστοχίας, (συνήθως είναι οι δοκοί) ώστε να μην καταρρεύσει η δομή. (Η δομή καταρρέει όταν αστοχήσουν τα υποστυλώματα). Αν οι πλαστικές παραμορφώσεις, είναι πάρα πολλές πάνω στην δομή, η δομή θα καταρρεύσει. (Λυμπέρης 2015)

Ο σεισμός οφείλεται στη διάρρηξη πετρωμάτων, η οποία συνοδεύεται από απότομη έκλυση ενέργειας. Η συσσωρευμένη δυναμική ενέργεια παραμόρφωσης των πετρωμάτων μετατρέπεται σε κινητική ενέργεια ταλάντωσης των υλικών σημείων της επιφάνειας του ρήγματος. Οι ταλαντώσεις αυτές διασπείρονται, μεταδίδονται στα γειτονικά τους σημεία και προκαλούν μεταβολές στον όγκο του εδάφους. Κατά την διάρρηξη παράγονται δύο είδη κυμάτων: τα επιμήκη (P-πρωτεύοντα), και τα εγκάρσια (S-δευτερεύοντα). Τα κύματα αυτά χαρακτηρίζονται ως κύματα χώρου και διαδίδονται προς κάθε κατεύθυνση στο εσωτερικό της γης, τόσο στα επιφανειακά στρώματα, όσο και στον πυρήνα.

Κατά την διάδοση των επιμήκων σεισμικών κυμάτων, τα υλικά σημεία του μέσου διάδοσης ταλαντώνονται παράλληλα προς την διεύθυνση διάδοσης του κύματος, ενώ στην περίπτωση των εγκάρσιων κυμάτων τα υλικά σημεία ταλαντώνονται κάθετα προς την διεύθυνση διάδοσης του κύματος. Εξαιτίας της ανομοιογένειας των πετρωμάτων, τα κύματα χώρου κατά την διάδοσή τους δημιουργούν και άλλα κύματα, τα επιφανειακά, καθώς και ανακλάσεις και διαθλάσεις των P και S κυμάτων.

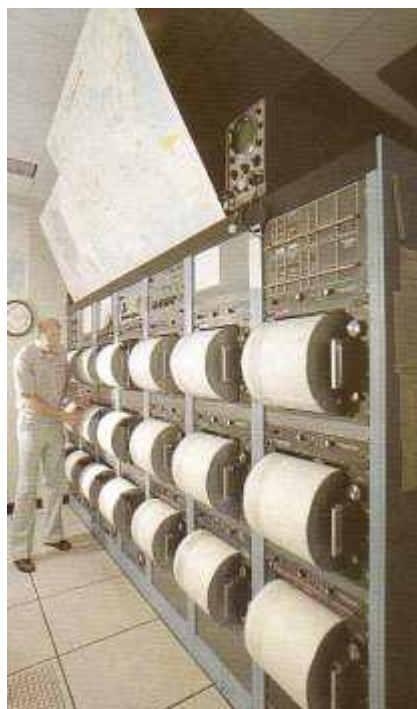
Η **ταχύτητα** γενικά των κυμάτων μέσα στην γη εξαρτάται από το είδος του κύματος, την πυκνότητα του ελαστικού μέσου όπου διαδίδονται και την θερμοκρασία, μιας και η τελευταία επηρεάζει την δομή και το μέτρο ελαστικότητας του τελευταίου. Η ταχύτητα διάδοσης των επιμήκων κυμάτων είναι μεγαλύτερη από αυτή των εγκάρσιων. Για τον λόγο αυτό τα επιμήκη φτάνουν πρώτα σε ένα σημείο

της επιφάνειας της γης και, όπως είναι αναμενόμενο, είναι τα πρώτα κύματα που καταγράφονται από τους σειсмоγράφους.



Σχήμα 1. Τυπικό σεισμόγραμμα. Τα πλάτη των εγκάρσιων είναι μεγαλύτερα από τα πλάτη των άλλων κυμάτων και κατά συνέπεια αυτά είναι τα κύματα που προκαλούν τις μεγαλύτερες βλάβες στις κατασκευές (Τουλιάτος 2001)

Οι δονήσεις του εδάφους καταγράφονται από ένα ειδικό όργανο, τον **σειсмоγράφο**, το οποίο υπάρχει από τα τέλη του 19ου αιώνα.



Οι σύγχρονοι σειсмоγράφοι καταγράφουν τις σεισμικές δονήσεις μέσω ηλεκτρονικών σημάτων πάνω σε ταινία. Μπορούμε να χαρακτηρίσουμε έναν σεισμό από το μέγεθος, την έντασή του, την επιτάχυνσή του, την ταχύτητα και την μετατόπιση.

Το **μέγεθος (magnitude)** αναφέρεται στην ποσότητα ενέργειας που απελευθερώνεται στην εστία του σεισμού και μετράται στην **κλίμακα Richter**, η οποία δεν έχει όρια (άνω και κάτω).

Η **ένταση (intensity)** αναφέρεται στο πώς και το κατά πόσο γίνεται αντιληπτός ένας σεισμός, στις ενδεχόμενες ζημιές που προκάλεσε σε δεδομένη περιοχή.

Εικ. 2. Ο σύγχρονος σειсмоγράφος
(Τουλιάτος, 2012)

Ως **επιτάχυνση** ορίζεται ο ρυθμός μεταβολής της ταχύτητας και έχει συνήθως ως μονάδα μέτρησης το g, την επιτάχυνση της βαρύτητας στην επιφάνεια της γης ($g \approx 980 \text{ cm/sec}^2$), ως **ταχύτητα** ο ρυθμός μεταβολής της μετατόπισης του εδάφους

που μετράται συνήθως σε cm/sec και ως **μετατόπιση** η απόσταση την οποία έχει διανύσει ένα μόριο του εδάφους από την θέση ηρεμίας του, που μετράται συνήθως σε cm. Αξίζει τέλος να αναφέρουμε ότι εκτός από τους σειсмоγράφους υπάρχουν και κάποια άλλα όργανα, οι **επιταχυνσιογράφοι**, οι οποίοι δείχνουν ποιές είναι οι επικρατούσες κινήσεις (συνήθως χρησιμοποιούνται τρεις επιταχυνσιογράφοι, ένας για κάθε άξονα του τρισσορθογωνίου συστήματος), ποιά η μορφή της συνιστώσας κίνησης (γραμμική, κυκλική, ελλειπτική κ.α.), ποιά το πλάτος των ταλαντώσεων, από πόσους παλμούς αποτελείτο το σεισμικό κύμα, πώς διαμορφώθηκε κατά συχνότητες η κατανομή της σεισμικής ενέργειας, ποιά η διάρκεια των παλμών, κ.α.

Επιπλέον, άλλα όργανα καταγραφής των σεισμικών δονήσεων είναι τα σειμοσκόπια και τα σεισμόμετρα. Την καταγραφή την ονομάζουμε σειμογράφημα ή σεισόγραμμα. Στον ελλαδικό χώρο, στην Αθήνα αλλά και στην περιφέρεια, υπάρχουν μόνιμα εγκατεστημένοι σειμογράφοι σε σεισμολογικούς σταθμούς για την καταγραφή των σεισμικών δονήσεων. Υπάρχει όμως και η δυνατότητα εγκατάστασης φορητών δικτύων σειμογράφων, για κάποιο χρονικό διάστημα, σε περιοχές με αυξημένη σεισμική δραστηριότητα. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι ενόργανες καταγραφές των σεισμών στην Ελλάδα ξεκινούν στην αρχή του αιώνα (1911) με την εγκατάσταση του πρώτου σεισομέτρου στην Αθήνα. Τα προγενέστερα του 1911 στοιχεία που αφορούν την σεισμική δραστηριότητα βασίζονται σε περιγραφές κυρίως μακροσεισμικών αποτελεσμάτων. (Τουλιάτος, 2012)

Εδαφικές συνθήκες

Το έδαφος πάνω στο οποίο θα αναγερθεί η κατασκευή

Είναι ευκολονόητο ότι η εκλογή συγκεκριμένου χώρου για την ανέγερση ενός κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντική. Με ευνοϊκές εδαφολογικές συνθήκες, όχι μόνο μειώνεται ο κίνδυνος από τους σεισμούς, αλλά υπάρχει και σημαντική οικονομία στην αντισεισμική θωράκιση των μελών της κατασκευής.

Απότομα πρηνή, βραχώδη στρώματα με κλίση, κατολισθήσεις, ρήγματα κ.λ.π., συντελούν στην αύξηση της σεισμικής έντασης όπως επίσης και ένα λεπτό επιφανειακό στρώμα χαλαρού εδάφους πάνω σε βραχώδη βάση.

Μεταξύ των ευνοϊκών παραγόντων είναι οι οριζόντιες εκτάσεις και η οριζόντια διαστρωμάτωση βραχωδών εδαφών καθώς και η όσο το δυνατό μεγαλύτερη απόσταση από τεκτονικές ζώνες. (Τουλιάτος 2012)



Εικ. 3. Κτίρια ισοπεδωμένα από το σεισμό του 1980 στην Τεόρα της Ιταλίας. Στην απέναντι ακριβώς πλευρά, τα κτίρια παραμένουν εντελώς ανέπαφα (Τουλιάτος 2012)

Όλα τα κτίρια παραμορφώνονται σε κάποιο βαθμό καθώς δονούνται. Αυτή μάλιστα η παραμόρφωση

διαφοροποιεί σε μεγάλο βαθμό και την κατανομή των δυνάμεων αδρανείας στο σώμα του κτιρίου. Μικρά, συμπαγή κτίρια θεωρούνται σχετικά δύσκαμπτα, ενώ κτίρια ψηλά και ελαφρύτερα τείνουν να είναι αρκετά πιο εύκαμπτα. Όταν ένα κτίριο δονείται, οι δυνάμεις αδρανείας οι οποίες ασκούνται σε κάθε μέλος της κατασκευής, είναι επίσης ανάλογες της μάζας και της επιτάχυνσης αυτού του μέλους. *Είναι επομένως σημαντικό για τον μηχανικό να καταλάβει ότι οι δυνάμεις αδρανείας, οι μετακινήσεις και τελικά οι παραμορφώσεις μεταφέρονται σε κάθε δομικό μέλος της κατασκευής, φέρον ή μη φέρον, κύριο ή δευτερεύον, και ότι η απόκριση του κάθε μέλους σε αυτές κυριαρχείται εν μέρει από τους ίδιους φυσικούς νόμους που ελέγχουν την απόκριση και συμπεριφορά της κατασκευής στο σύνολό της.*

Ιδιαίτερα σημαντικό, επίσης, είναι το γεγονός ότι, ανάλογα με την μάζα και την ευκαμψία του κτιρίου, οι επιταχύνσεις που θα αναπτυχθούν στο εσωτερικό του μπορεί να είναι μεγαλύτερες ή μικρότερες από τις επιταχύνσεις του ίδιου του σεισμού, και κατ' επέκταση οι δυνάμεις αδρανείας που θα αναπτυχθούν να είναι μικρότερες ή μεγαλύτερες από ότι εάν το κτίριο ήταν ένα απόλυτα άκαμπτο σώμα. Η παράμετρος αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική και πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν κατά την διαδικασία του σχεδιασμού. Το χαρακτηριστικό εκείνο του κτιρίου, το

οποίο κατά κύριο λόγο καθορίζει την δυναμική ανταπόκρισή του στον σεισμό, είναι η **θεμελιώδης ιδιοπερίοδος**

Ο τρόπος με τον οποίο μία δομική κατασκευή καταναλώνει (απορροφά), ή μεταφέρει την ενέργεια που απελευθερώνεται και μεταδίδεται σε αυτήν από έναν σεισμό, θα καθορίσει την επιτυχία ή την αποτυχία του σχεδιασμού και της κατασκευής σε σχέση με την αντισεισμική της συμπεριφορά. Το ιδεατό είναι οι μηχανισμοί απορρόφησης (ή μεταφοράς) ενέργειας τους οποίους θα αποφασίσουμε να υιοθετήσουμε, να είναι τέτοιοι ώστε καμία κρίσιμη αστοχία να μην επέλθει. (Τουλιάτος 2001)

Κατά την δεκαετία του '60, μετά την εμφάνιση και χρήση των ψηφιακών υπολογιστών, έγιναν πολύ ακριβείς υπολογισμοί φασμάτων απόκρισης με βάση αξιόπιστα επιταχυνσιογραφήματα ισχυρών σεισμών. Από την μελέτη των στοιχείων αυτών προέκυψε ότι οι αναπτυσσόμενες σεισμικές δυνάμεις μπορεί να είναι 3-4 φορές μεγαλύτερες από τις δυνάμεις σχεδιασμού. Αυτό σημαίνει εκτεταμένη είσοδο της κατασκευής στην πλαστική περιοχή συμπεριφοράς, μεγάλες πλαστικές (ανελαστικές) παραμορφώσεις και συνακόλουθες βλάβες σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία, όπως άλλωστε παρατηρείται έπειτα από ισχυρούς σεισμούς. Αλλά και καταρρεύσεις κτιρίων παρατηρούνται όταν ο φέρων σκελετός δεν μπορεί να υποστεί χωρίς θραύση τις μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις ή υπάρχουν κακοτεχνίες.

Με βάση τις παραπάνω διαπιστώσεις έγιναν μεγάλες αυξήσεις των επιταχύνσεων εδάφους γ_0 στους αντισεισμικούς κανονισμούς, όχι όμως και μεγάλες αυξήσεις των επιταχύνσεων (δυνάμεων) σχεδιασμού, ώστε να προσεγγίζουν τις φασματικές επιταχύνσεις $\gamma(T)$. Αντίθετα, για λόγους οικονομίας, οι φασματικές επιταχύνσεις $\gamma(T)$ διαιρούνται με τον καλούμενο συντελεστή συμπεριφοράς q και υποβιβάζονται σε μία πιο οικονομική στάθμη, με συνέπεια βέβαια, σε περίπτωση ισχυρού σεισμού, την εμφάνιση βλαβών σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία, αλλά χωρίς κατάρρευση (προστασία ζωής). Για την επίτευξη του στόχου αυτού απαιτείται πέρα από την υψηλή ποιότητα κατασκευής, ικανοποιητική αντοχή και πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων, καθώς επίσης και ιεράρχηση αντοχών (ικανοτικός σχεδιασμός), ώστε να εξασφαλίζεται η ύπαρξη σταθερών περιοχών απελευθέρωσης της μέγιστης δυνατής ενέργειας. Τα θέματα αυτά αποτέλεσαν το αντικείμενο συστηματικής αναλυτικής και πειραματικής έρευνας από την δεκαετία του 60 (Veletsos-Newmark). Βάσει των ερευνών αυτών, αλλά και της εμπειρίας από βλάβες ισχυρών σεισμών, οι αντισεισμικοί κανονισμοί καθορίζουν τις **μέγιστες** τιμές του

συντελεστή συμπεριφοράς q , ανάλογα με το υλικό και το δομικό σύστημα της κατασκευής.

Έτσι, π.χ. ο Ε.Α.Κ.-2000 προδιαγράφει μέγιστες τιμές $q = 3,5$ και $q = 4$ για πλαίσια από σκυρόδεμα ή από χάλυβα, αντίστοιχα. (Μουσιόπουλος κ.ά. 2008)

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Βάσει εμπειρικών και ποιοτικών εκτιμήσεων από προηγούμενους σεισμούς έχουμε τρεις (επανορισμένες) ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με τις αντίστοιχες τιμές αναφοράς μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους του ε (στον κανονισμό α σ) ανεξάρτητα από την ποιότητα του εδάφους:

Τιμές αναφοράς της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης (ΕΑΚ κεφ. 2, πίνακας 2.2)

I: 0,16

II: 0,24

III: 0,36



Εικ. 4.: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος κατά ΕΑΚ2000 (ΕΑΚ κεφ. 2, σχήμα 2.2)

Διαφραγματική λειτουργία

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

Τα συνήθη πολυώροφα κτίρια αποτελούνται από τα υποστυλώματα πάνω στα οποία στηρίζονται οι πλάκες. Οι πλάκες συνήθως έχουν ορθογωνικό σχήμα ενώ το πάχος τους είναι πολύ μικρό συγκριτικά με τις άλλες δύο διαστάσεις τους. Αυτά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους δίνουν τη δυνατότητα να παραμορφώνονται πολύ εύκολα όταν φορτίζονται κάθετα στο επίπεδό τους ενώ είναι αδύνατον να παραμορφωθούν όταν φορτίζονται από δυνάμεις που διέρχονται από το επίπεδό τους. Έτσι, θεωρείται ότι η πλάκα μετακινείται σαν ένα στερεό σώμα κατά την οριζόντια διεύθυνση ενώ μπορεί να κάμπτεται κάθετα στο επίπεδό της. Αυτή η συμπεριφορά της πλάκας ονομάζεται **διαφραγματική λειτουργία** και ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα μόνο όταν ικανοποιούνται οι αντίστοιχες απαιτήσεις του ΕΑΚ 2000. (Κόντου 2010)

Μη κανονικά σε κάτοψη κτίρια

Η έλλειψη συμμετρίας και ομοιομορφίας στη διάταξη των φερόντων στοιχείων σε κάτοψη («μη κανονικότητα» σε κάτοψη) αποτελεί τον κανόνα στα υφιστάμενα κτίρια του Ελληνικού χώρου, θεωρείται δε ότι έχει συμβάλλει σημαντικά - με τη στρεπτική περί κατακόρυφο άξονα απόκριση που προκαλεί - σε καταρρεύσεις και βαριές βλάβες σε πρόσφατους και παλαιότερους σεισμούς.

Οι σημερινοί Αντισεισμικοί Κανονισμοί, στην Ελλάδα και διεθνώς, δεν αντιμετωπίζουν επαρκώς το πρόβλημα της μη-κανονικότητας και της στρέψης, ακόμα και για τα νέα κτίρια – τα οποία όμως χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη κανονικότητα. Οι σχετικές διατάξεις τους βασίζονται σε ελαστικές θεωρήσεις απλών προσομοιωμάτων ή είναι εμπειρικές. Οι συνήθεις μέθοδοι ανάλυσης κατά τους Κανονισμούς που συνδυάζουν:

α) ελαστική ανάλυση (ισοδύναμη στατική ή δυναμική φασματική), με διαστασιολόγηση μελών για τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού μειωμένες μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q και

β) συνολική και τοπική πλαστιμότητα (που επιτυγχάνεται με τη χρήση ικανοτικού σχεδιασμού και κατασκευαστικών λεπτομερειών μελών), είναι προσανατολισμένες κυρίως στα καινούρια κτίρια. Η επέκταση αυτής της προσέγγισης στο σχεδιασμό μη-κανονικών κτιρίων δεν έχει γίνει ακόμη επαρκώς κοινά αποδεκτή. (Κοσμόπουλος 2005)

Κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη

Τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα ή/και τοιχώματα) θα πρέπει να έχουν διάταξη τέτοια που να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο, ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου.

Η κάτοψη της πλάκας κάθε ορόφου πρέπει να είναι κατάλληλη ώστε να εξασφαλίζει ουσιαστική διαφραγματική λειτουργία (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) τόσο από άποψη παραμόρφωσης όσο και από άποψη αντοχής. Για αυτό πρέπει να αποφεύγονται επιμήκεις κατόψεις με λόγο μέγιστης προς ελάχιστη διάσταση άνω του 4.00 καθώς και κατόψεις που προέρχονται από συνδυασμό επιμήκων στοιχείων (μορφής L, Π κ.λπ.). Όπου αυτό δεν είναι δυνατό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με επαρκή προσέγγιση η επίδραση της παραμόρφωσης του δίσκου στην κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων. Επίσης πρέπει να αποφεύγονται μεγάλες εσοχές που δημιουργούν ασθενείς περιοχές στο διάφραγμα. Η επάρκεια του διαφράγματος σε τέτοιες θέσεις πρέπει να ελέγχεται. Επίσης πρέπει να προβλέπεται επαρκής οπλισμός έστω και με χρήση απλοποιητικών αλλά συντηρητικών παραδοχών. Για τον ίδιο λόγο πρέπει να αποφεύγονται ανισοσταθμίες πλακών μέσα στον ίδιο όροφο. Τέλος πρέπει να εξασφαλίζεται η επάρκεια της σύνδεσης τοιχωμάτων με την πλάκα κάθε ορόφου κατά τη διεύθυνση του τοιχώματος σε περιοχές κλιμακοστασίων, φρεάτων, ανελκυστήρων, οπών διέλευσης καναλιών, φωταγωγών κ.λπ. (ΕΑΚ 2000 ΚΕΦ.4)

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

Ως κανονικά σε κάτοψη θεωρούνται από τον Ευρωκώδικα 8 (§4.2.3.2) τα κτίρια που πληρούν όλες τις παρακάτω συνθήκες. Και πάλι, τα κριτήρια αυτά μπορούν να ελέγχονται εύκολα χωρίς εκτενείς υπολογισμούς. Συγκεκριμένα, ένα κτίριο θεωρείται κανονικό σε κάτοψη εφόσον:

- η κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας και ως προς τους δύο ορθογωνικούς οριζόντιους άξονες της κάτοψης είναι περίπου συμμετρική.

- η κάτοψη παρουσιάζει λόγο πλευρών περιγεγραμμένου ορθογωνίου που δεν υπερβαίνει το 4, ενώ οι εσοχές της περιμέτρου της ως προς το κυρτό πολυγωνικό της περίγραμμα δεν ξεπερνούν το 5% της επιφάνειας κάτοψης.
- οι πλάκες θεωρούνται πρακτικώς απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους.
- η εκκεντρότητα του κέντρου μάζας κάθε ορόφου ως προς το αντίστοιχο κέντρο δυσκαμψίας δεν ξεπερνά, σε καμία από τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις το 30% της αντίστοιχης ακτίνας δυστρεψιάς των στοιχείων δυσκαμψίας δηλαδή (EC8 § 4.2.3.2(6)):

$$0.3r_x \geq e_x \text{ και } 0.3r_y \geq e_y \text{ (1.12)}$$

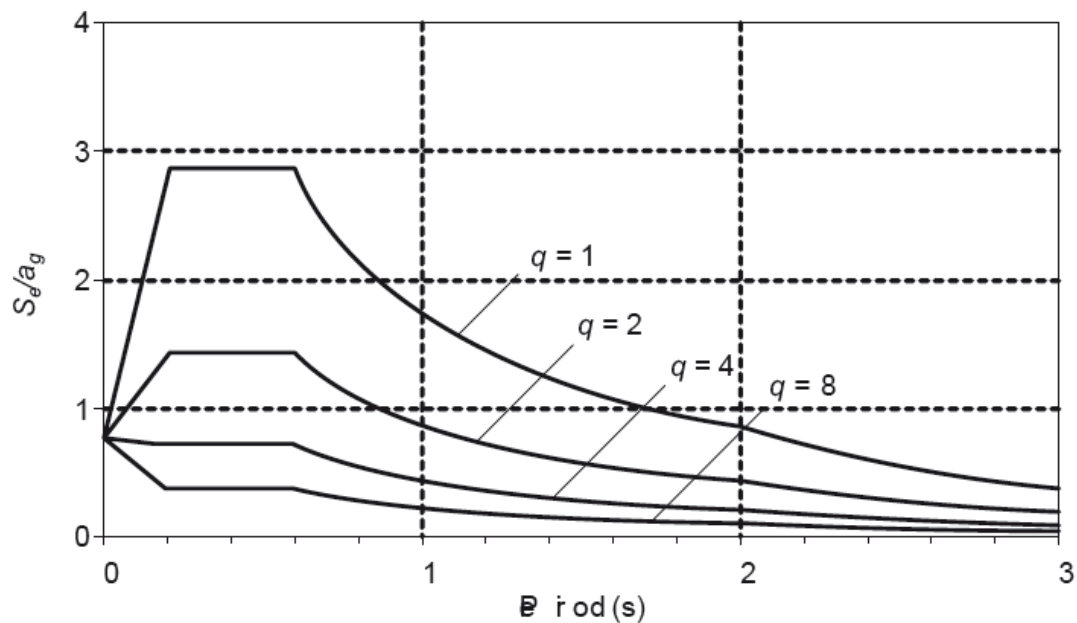
- το δομικό σύστημα δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο σε κανέναν όροφο (η ελάχιστη ακτίνα δυστρεψιάς ορόφου πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδράνειας της μάζας του σε κάτοψη) δηλαδή (EC8 § 4.2.3.2(6)): $r_x \geq I_s$ και $r_y \geq I_s$ (1.13) όπου οι ακτίνες δυστρεψιάς ενός ορόφου στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις μπορεί να υπολογίζονται προσεγγιστικά από τις ροπές αδράνειας των κατακόρυφων στοιχείων.

Σε ένα μη κανονικό σε κάτοψη κτίριο απαιτείται η χρήση ιδιομορφικής ανάλυσης και όχι ισοδύναμης στατικής ανάλυσης, και γενικά ένα τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα της κατασκευής (Σέξτος & Μαμόγλου 2012)

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Οι φορείς από Οπλισμένο Σκυρόδεμα έχουν την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων τους. 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. (Κωνσταντινίδης , 2013)



Σχήμα 2. Φάσμα σχεδιασμού απόκρισης κατά EC8 (φάσμα Τύπου 1, μαλακά εδάφη τύπου C, Elghazouli, 2009. (Κωνσταντινίδης 2013)

Η μεγάλη διαφοροποίηση του EC8 σε σχέση με τον ΕΑΚ 2000 αφορά την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς ο οποίος πλέον εξαρτάται εκτός από το υλικό κατασκευής και το ίδιο το δομικό σύστημα, καθώς και από άλλους παράγοντες που σχολιάζονται στη συνέχεια, υποχρεώνοντας τον μελετητή να εκτιμήσει μια αρχική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

Υπενθυμίζεται ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών του μελών, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή τους σε τοπικό και καθολικό επίπεδο. Με τον τρόπο αυτόν, απομειώνει τις σεισμικές επιταχύνσεις της κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που θα επιβαλλόταν σε ένα απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Με άλλα λόγια, ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων που η κατασκευή θα δεχόταν, αν η απόκρισή της ήταν πλήρως ελαστική με ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%, ως προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού, ενός συμβατικού ελαστικού μοντέλου ανάλυσης, που εξασφαλίζει ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής.

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , με την οποία το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιείται στην γραμμική ανάλυση διαιρείται, εξαρτάται από:

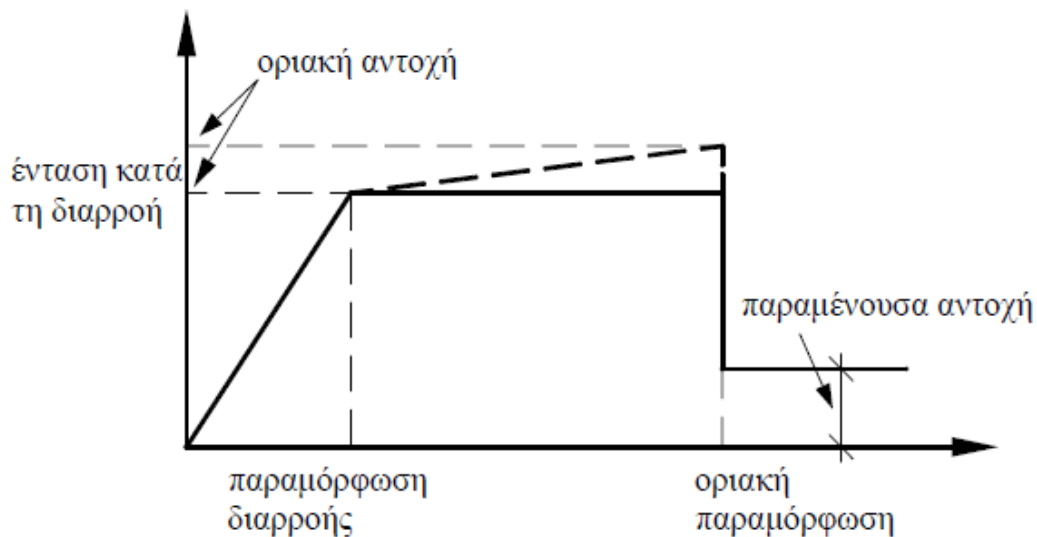
- την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται για το σχεδιασμό

- τον τύπο του κατασκευαστικού συστήματος παραλαβής των σεισμικών φορτίων
- την κανονικότητα της κατασκευής. (Σέξτος & Μαμόγλου 2012)

Καμπύλη έντασης-παραμόρφωσης

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (αλλά και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3) η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F που χαρακτηρίζει το κύριο μέρος της έντασης που προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο, συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης δ , η οποία επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F , να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου. Επειδή στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω ολίσθησης των οπλισμών από την αγκύρωση.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ αλλά και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3, είναι γενικώς επαρκής η προσέγγιση της πραγματικής καμπύλης F - δ μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος με τον πρώτο ευθύγραμμο κλάδο να παρακάμπτει τη ρηγμάτωση και να εκτείνεται από την αρχή των αξόνων μέχρι τη διαρροή του στοιχείου (τα στοιχεία είναι κατά κανόνα ήδη ρηγματωμένα από προγενέστερες δράσεις, σεισμικές ή μη), μετά την οποία η καμπύλη F - δ μπορεί να λαμβάνεται περίπου οριζόντια .



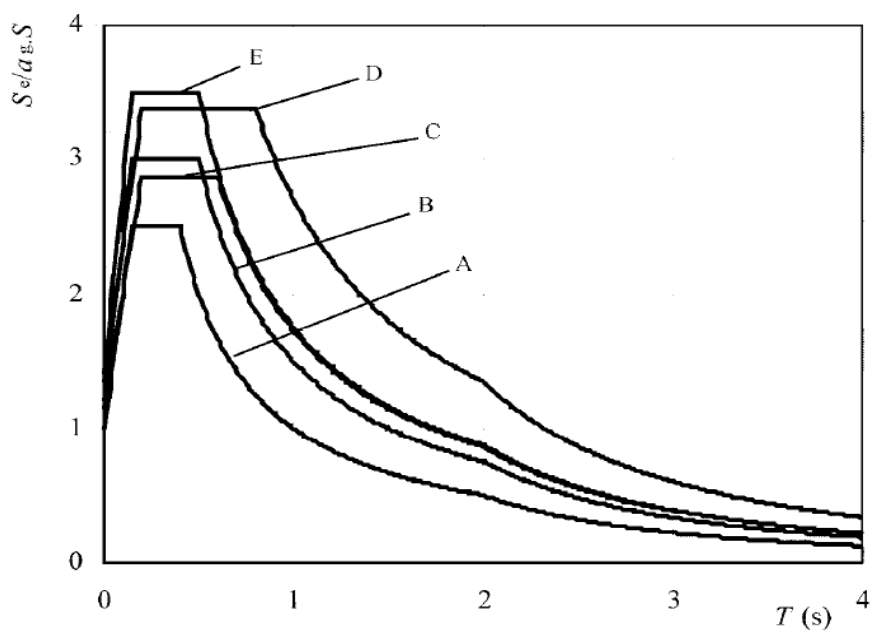
Σχήμα 3. Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους-παραμορφώσεις (Ραγκούσης, 2015)

Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

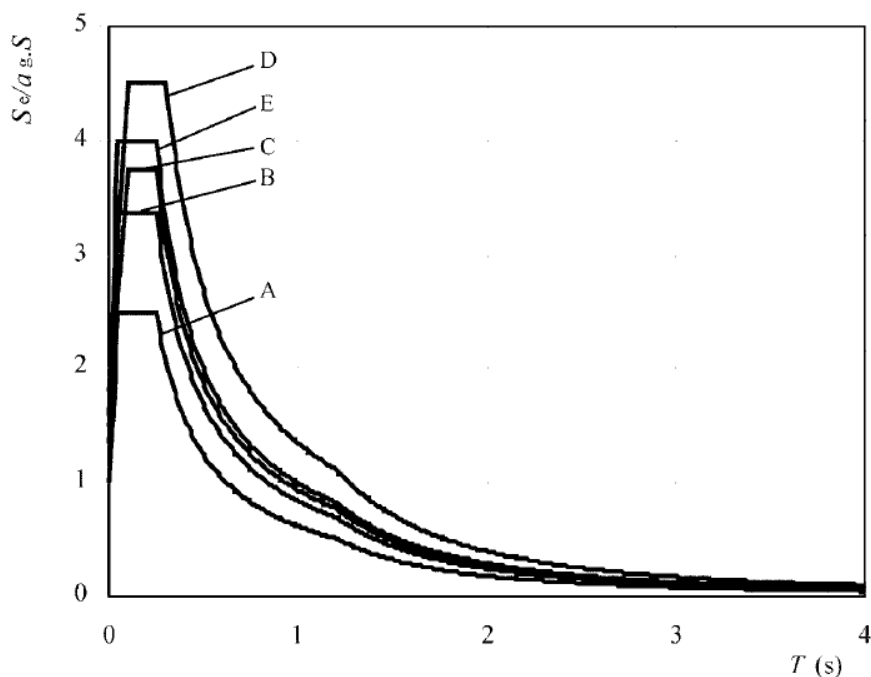
Τα επιμέρους στοιχεία του φέροντος οργανισμού μπορεί κατά την αποτίμηση ή την ενίσχυση να διακρίνονται σε «κύρια» ή «πρωτεύοντα», και σε «δευτερεύοντα». Ως «πρωτεύοντα» χαρακτηρίζονται γενικώς τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντίσταση και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικές δράσεις. Τα υπόλοιπα στοιχεία χαρακτηρίζονται ως «δευτερεύοντα». Η διάκριση αυτή είναι δυνητική (επαφίεται δηλαδή στο Μηχανικό) και γίνεται για να δώσει τη δυνατότητα να διαφοροποιούνται οι έλεγχοι επιτελεσματικότητας για την κάθε κατηγορία στοιχείων (τα δευτερεύοντα στοιχεία επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες βλάβες απ' ότι τα πρωτεύοντα και τα κριτήρια ελέγχου τους είναι χαλαρότερα) ώστε να μην οδηγεί η αποτίμηση στο συμπέρασμα το κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω αστοχίας κάποιων στοιχείων που δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθειά του υπό σεισμικές δράσεις. Έτσι η βασική διαφορά μεταξύ των δύο κατηγοριών είναι το *κατά πόσον ένα στοιχείο είναι κρίσιμο για την αντίσταση του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμικές δράσεις*. Κατά συνέπεια, ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τελικώς τα στοιχεία που συμβάλλουν μεν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων, αλλά δεν θεωρείται ότι συνεισφέρουν σε σημαντικό βαθμό στην αντίσταση σε σεισμό, ή ο βαθμός συνεισφοράς τους στην ανάληψη σεισμικών φορτίων αγνοείται αλλά διατηρείται η ικανότητα ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας. (Κοσμόπουλος 2005)

Φάσματα σχεδιασμού

Τα παρακάτω σχήματα δείχνουν τα ελαστικά φάσματα απόκρισης που ορίζονται από τον EC8 για κάθε τύπο εδάφους. Όπως προαναφέρθηκε, ο EC8 (§3.2.2.2(2) ορίζει δύο κατηγορίες φασμάτων: Τύπου 1 για περιοχές για υψηλή σεισμικότητα (ορίζεται ως $M > 5,5$), και Τύπου 2 για περιοχές μέσης σεισμικότητας ($M < 5,5$). Για κάθε μια από τις κατηγορίες αυτές, δίνονται φάσματα για πέντε διαφορετικούς τύπους εδαφών: A - βράχος, B - πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, C - πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, D - χαλαρό έως μέτριο μη συνεκτικό έδαφος, ή μαλακό έως σταθερό συνεκτικό έδαφος, E - εδαφικά προφίλ με επιφανειακή στρώση προσχώσεων πάχους 5-20 m. Ο κατακόρυφος άξονας είναι η φασματική επιτάχυνση μιας ελαστικής κατασκευής κανονικοποιημένη ως προς το a_g .



Σχήμα 4. : Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 1 κατά EC8 για απόσβεση 5% (EC8 § 3.2.2.2)



Σχήμα 5.: Προτεινόμενο ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 2 κατά EC8 για απόσβεση 5% (EC8 § 3.2.2.2)

Ένα άλλο πεδίο ανάπτυξης υπήρξε η εισαγωγή και διαμόρφωση της **δυναμικής μεθόδου** αντισεισμικού υπολογισμού βάσει των αρχών της δυναμικής των κατασκευών. Η βασική μαθηματική θεωρία της υπόψη μεθόδου παρουσιάστηκε το 1932 στην διδακτορική διατριβή του Βέλγου επιστήμονα Maurice Biot (υπό την επίβλεψη του διάσημου Theodore Karman στο California Institute of Technology). Εφαρμόστηκε η ιδιομορφική ανάλυση για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης και επισημάνθηκε η χρησιμότητα της ξεχωριστής μελέτης του συχνοτικού περιεχομένου του σεισμού με τη βοήθεια του **φάσματος Fourier**. Το τελευταίο, αργότερα με τη συμβολή και του G. Housner, αντικαταστάθηκε από το πιο πρακτικό στις εφαρμογές **φάσμα απόκρισης**, το οποίο παρουσιάστηκε τελικά το 1941 με αντίστοιχες δημοσιεύσεις των Biot και Housner. Για την κατασκευή του φάσματος απόκρισης απαιτείται το **επιταχυνσιογράφημα** της σχετικής συνιστώσας του σεισμού, βάσει του οποίου υπολογίζεται η **μέγιστη** απόκριση (μετατόπιση ή ταχύτητα ή επιτάχυνση) μιας ακολουθίας μονοβάθμιων ταλαντωτών με αύξουσες ιδιοπεριόδους T_1, T_2, \dots, T_n . Έτσι, σε ένα σύστημα αναφοράς με άξονα τετμημένων τις ιδιοπεριόδους T_i και τεταγμένων την ενδιαφέρουσα μέγιστη απόκριση, θα προκύψει για κάθε ποσοστό απόσβεσης ζ μία γραμμή μέγιστων τιμών (φασματική γραμμή) της υπόψη απόκρισης (επιτάχυνσης κατά κανόνα). (Μουσιόπουλος κ.ά 2008)

Περιορισμοί συμπεριφοράς

Πέρα από τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς, περιορισμοί συμπεριφοράς, που επιβάλλονται από τους κανονισμούς, πρέπει να ικανοποιηθούν με στόχο να αποδεχθούμε ένα σχεδιασμό ως εφικτό. Αυτοί οι έλεγχοι συμπεριφοράς εφαρμόζονται ακολουθώντας μια δομοστατική ανάλυση όπου τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη ελέγχονται σύμφωνα με τους EC2 και EC8 κανονισμούς σχεδιασμού. Για κάθε σχεδιασμό, η δυναμική φασματική ανάλυση εφαρμόζεται στο τελευταίο στάδιο ύστερα από τη σύγκλιση του προβλήματος βελτιστοποίησης και βασίζεται στη πολυιδιομορφική ανάλυση χρησιμοποιώντας το πλήρες μοντέλο για το κτίριο.

Η mMRS ανάλυση είναι μια απλοποίηση της μεθόδου υπέρθεσης των ιδιομορφών που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 8 και χρησιμοποιείται αντί της ανάλυσης χρονοϊστορίας. Η πλειονότητα των κανονισμών σχεδιασμού ανήκουν στην κατηγορία των περιγραφικών κανονισμών, οι οποίοι περιλαμβάνουν: επιλογή τοποθεσίας και εφαρμογή και ανάπτυξη προσχέδιου, προμελέτης και τελικού σχεδιασμού.

Σύμφωνα με ένα περιγραφικό κανονισμό σχεδιασμού η αντοχή της κατασκευής αποτιμάται σε μια οριακή κατάσταση μεταξύ της κατάστασης προστασίας της ζωής (life-safety) και πριν την κατάρρευση (near collapse) χρησιμοποιώντας ένα φάσμα απόκρισης που αντιστοιχεί σε ένα σεισμό σχεδιασμού.

Ακόμα, η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας συχνά ελέγχεται με σκοπό να εκλεχθεί εάν η κατασκευή θα παραμορφώνεται ή ταλαντώνεται υπερβολικά κατά τη χρήση της.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα διάφοροι έλεγχοι πρέπει να θεωρηθούν προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή θα καλύψει τις απαιτήσεις σχεδιασμού. Κάθε υποψήφιος βέλτιστος σχεδιασμός αξιολογείται χρησιμοποιώντας αυτούς τους περιορισμούς. Όλοι οι έλεγχοι του EC2 πρέπει να ικανοποιηθούν για τα φορτία βαρύτητας χρησιμοποιώντας τον ακόλουθο συνδυασμό φορτίων:

$$S_d = 1.35 \sum_j G_{kj} + 1.50 \sum_i Q_{ki}$$

Όπου "+" υπονοεί "για να συνδυαστεί με", το σύμβολο "Σ" αθροίσματος υπονοεί ότι "η συνδυασμένη επίδραση", το G_{kj} δείχνει τη χαρακτηριστική τιμή "k" της μόνιμης

δράσης j και το Q_{ki} αναφέρεται στη χαρακτηριστική τιμή "k" της μεταβλητής δράσης i .

Εάν οι ανωτέρω περιορισμοί ικανοποιούνται, η φασματική ανάλυση απόκρισης εκτελείται, σύμφωνα με τον EC8, και τη φόρτιση σεισμού που εξετάζεται χρησιμοποιώντας το ακόλουθο συνδυασμό φορτίσεως:

$$S_d = \sum_j G_{kj} + E_d + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$$

όπου το E_d είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης για τις δύο συνιστώσες (διαμήκη και εγκάρσια) αντίστοιχα και ψ_{2i} είναι ο συντελεστής συνδυασμού για τη μεταβλητή δράση i , εδώ ληφθείς ίσος σε 0,30. Όλοι αυτοί οι έλεγχοι εκτελούνται για κάθε υπονήφιο σχεδιασμό που εξετάζεται από τον βελτιστοποιητή.

Η κύρια αρχή των νέων κανονισμών, του EC8 συμπεριλαμβανόμενου, είναι να σχεδιαστούν τα δομικά συστήματα βασισμένα στην απορρόφηση ενέργειας και στην πλαστιμότητα προκειμένου να ελεγχθεί η ανελαστική σεισμική απόκριση. Ο σχεδιασμός ενός πολύωροφου κτιρίου ΟΣ για την απορρόφηση ενέργειας περιλαμβάνει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά γνωρίσματα:

- (i) εκπλήρωση του ικανοτικού σχεδιασμού,
- (ii) επαλήθευση μελών από την άποψη των δυνάμεων και των αντιστάσεων για οριακή κατάσταση αστοχίας υπό το σεισμό σχεδιασμού (με την περίοδο επαναφοράς 475 ετών, την πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη), με το ελαστικό φάσμα που μειώνεται από το συντελεστή συμπεριφοράς q ,
- (iii) περιορισμός ζιμιών για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
- (iv) ικανοτικός σχεδιασμός έναντι τέμνουσας (Μπάκας κ.ά, 2006)

Οι σεισμοί που επιλέχθηκαν για την έρευνα:

Kobe, 1995





“Το πρωί της 17 Ιανουαρίου 1995 στις 5.46 (τοπική ώρα), ένας ισχυρός σεισμός κατέστρεψε την ιαπωνική πόλη Κόμπε και παρά πολλές κατασκευές και κτίρια που θεωρούνταν μέχρι τότε αντισεισμικά, ενώ περισσότεροι από 6.000 άνθρωποι σκοτώθηκαν και περισσότεροι από 300.000 άνθρωποι έχασαν τα σπίτια

τους. Ο σεισμός έγινε κατά μήκος της τομής του ρήγματος Nojima με το ρήγμα Suma, 16 χιλιόμετρα κάτω από το στενό Akashi, 20 χιλιόμετρα δυτικά της πόλης. Το κύριο κούνημα προηγήθηκε μια σειρά από προσεισμικές δονήσεις, που καταγράφηκαν μόνο από το σεισμόμετρο της Οσάκα, στη συνέχεια, για 14 με 20 δευτερόλεπτα η γη σείστηκε δίνοντας ένα σεισμό μεγέθους 7,2 Ρίχτερ, ο ισχυρότερος σεισμός στην Δυτική Ιαπωνία από το 1923.

Ο σεισμός έπληξε σοβαρά τα παραδοσιακά κτίρια της περιοχής και τις κατοικίες στα δυτικά και ανατολικά της πόλης. Πολλοί άνθρωποι βρήκαν τον θάνατο στα σπίτια τους ή τραυματίστηκαν από την κατάρρευση σπιτιών. Ο αυτοκινητόδρομος του Hanshin κατέρρευσε, Δεν ήταν αναμενόμενο ότι το Kobe θα μπορούσε να πληγεί από ένα τέτοιο ισχυρό σεισμό, στην πραγματικότητα, ο σεισμός προήλθε από ένα τοπικό σύστημα ανάστροφων ρηγμάτων τα οποία δεν συνδέονται άμεσα με τη ζώνη καταβύθισης της λιθοσφαιρικής

πλάκας των Φιλιπίνων κάτω από το νησί της Honshu.

Το λιμάνι του Κόμπε, ένα από τα σημαντικότερα στον κόσμο, υπέστη σοβαρές ζημιές και πλημμύρισε, ενώ αυτόπτες μάρτυρες- ανέφεραν για σιντριβάνια νερού που προήλθαν από



ρωγμές του εδάφους. Οι δονήσεις του σεισμού ρευστοποίησαν την περιοχή γύρω από το λιμάνι, και υπόγεια νερά άρχισαν να βγαίνουν έξω τα ιζήματα, ενώ το υγροποιημένο έδαφος έκανε πολλά από τα θεμέλια των κατασκευών να καταρρεύσουν σαν σπιρτόκουτα.

Πολλοί από τους επιζώντες υποστήριξαν ότι οι υπηρεσίες ήταν κακά οργανωμένες, με αποτέλεσμα για πολλές ημέρες να μην έχουν τρόφιμα, πόσιμο νερό και ζεστά ρούχα και πολλοί πήγαν προς την κοντινή πόλη της Οζάκα να βρουν αυτά τα αγαθά. Η κυβέρνηση μετά από αυτόν τον τρομερό σεισμό άλλαξε την πολιτική προστασία και βελτίωσε τις υποδομές λαμβάνοντας υπόψη της όλα τα μαθήματα που πήρε από αυτό το τρομερό συμβάν.”

Γεωδίφης με πληροφορίες από το Blog. History of Geology

<http://www.geodifhs.com/gammaalphaiotaalpha/262>

El Centro, 1940



Αίγιο 1995



“Ο σεισμός στο Αίγιο το 1995, με ένταση 6,1-6,2 στην κλίμακα Ρίχτερ, έλαβε χώρα τις 15 Ιουνίου 1995, περίπου τις 3:15 τα ξημερώματα τοπική ώρα (00:15 UTC), και προκάλεσε 26 θύματα (16 Έλληνες και 10 Γάλλοι) και σοβαρές υλικές καταστροφές. Το επίκεντρο του σεισμού βρισκόταν περίπου 15 χιλιόμετρα βόρεια-βορειοανατολικά από το Αίγιο, στο δυτικό άκρο του Κορινθιακού κόλπου, σε εστιακό βάθος 10 χιλιομέτρων. Το ρήγμα του Αιγίου ήταν αυτό που εκτόνωσε το μεγαλύτερο μέρος της ενέργειας του σεισμού. Ο μεγαλύτερος μετασεισμός σημειώθηκε 15 λεπτά μετά τον κύριο και είχε μέγεθος 5,7 ρίχτερ. Οι νεκροί ήταν αποτέλεσμα της κατάρρευσης μιας πολυκατοικίας στο κέντρο της πόλης και του ξενοδοχείου «Ελίκη» στα Βαλιμίτικα.

Πέρα από τις καταστροφές που σημειώθηκαν, παρατηρήθηκε μια διάρρηξη του εδάφους μήκους πέντε χιλιομέτρων και κατακόρυφης μετακίνησης 5 εκατοστών από τον Άγιο Κωνσταντίνο στα δυτικά μέχρι τη Σταφιδάλωνα στα ανατολικά του Αιγίου. Κοντά στις παραλίες παρατηρήθηκαν φαινόμενα ρευστοποίησης, τα οποία δημιουργούνται όταν σεισμικές δονήσεις χαλούν τη συνοχή λεπτόκοκκων εδαφών πλούσιων σε άμμο και νερό, με αποτέλεσμα να συμπεριφέρονται ως υγρά. Παρατηρήθηκε λόγω του σεισμού αποκόλληση των ακτών σε παραλίες με μεγάλη κλίση, όπου ζώνες με πλάτος μέχρι 50 με 70 μέτρα ολίσθησαν λόγω του σεισμού προς τη θάλασσα. Τέλος, παρατηρήθηκαν μικρές κατολισθήσεις.”

Πληροφορίες: Βικιπαίδεια

<https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A3%CE%B5%CE%B9%CF%83%CE%BC%CF%8C%CF%82%CF%83%CF%84%CE%BF%CE%91%CE%AF%CE%B3%CE%B9%CE%BF%CF%84%CE%BF> 1995

