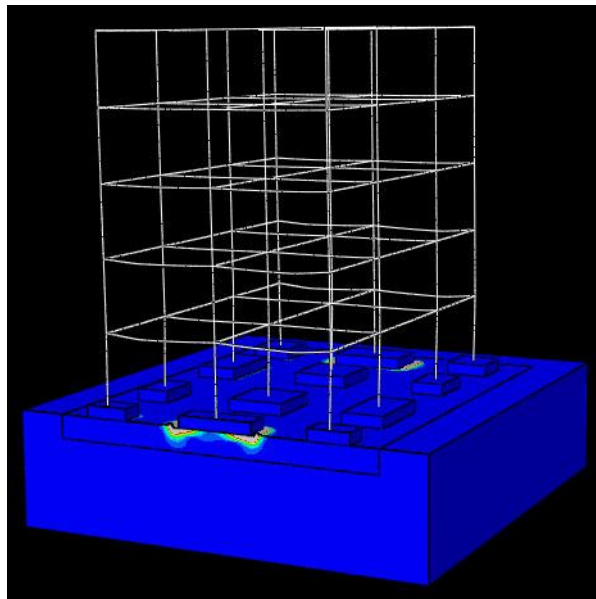




Διπλωματική Εργασία
Δημητρίου Δαή

Επιβλέπων:
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

**Σεισμική Αναβάθμιση 5-ώροφης Υφιστάμενης
Κατασκευής με Διατμητικά Τοιχώματα:
Συμβατικός Σχεδιασμός & Μόνωση μέσω Λικνισμού**



**Seismic Retrofit of a 5-storey Existing Building
with Shear Walls:
Conventional Design & Rocking Isolated Method**

Diploma Thesis by
Dimitrios Dais

Supervised by:
Professor G. Gazetas

Ευχαριστίες

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθειά μου αυτή με άμεσο ή έμμεσο τρόπο.

Πρώτα και σημαντικότερα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Γ. Γκαζέτα που μου έδωσε την ιδέα και το κίνητρο για να διερευνήσω το θέμα αυτό υπό την καθοδήγησή του, αλλά και για όλες τις πολύτιμες συμβουλές και προτάσεις του καθ' όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στους διδάκτορες Φ. Γελαγώτη και Ρ. Κουρκουλή καθώς και στον καθηγητή Ι. Αναστασόπουλο για την διαρκή υποστήριξή τους και τις συμβουλές τους στην προσπάθειά μου αυτή.

Επίσης θερμές ευχαριστίες οφείλω στον πολιτικό μηχανικό κ. Γ. Παπαγεωργόπουλο χωρίς την παρακίνηση του οποίου ίσως να μην είχα επιλέξει τη σχολή των Πολιτικών Μηχανικών.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, τους συμφοιτητές και φίλους μου για την συνεχή και αμέριστη συμπαράσταση κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Πίνακας Περιεχομένων

| | |
|---|----------|
| Εισαγωγή | 1 |
| Κεφάλαιο 1 : Βιβλιογραφική ανασκόπηση | |
| 1.1 Σεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών Ω/Σ με προσθήκη τοιχωμάτων : Σύντομη ανασκόπηση | 2 |
| 1.2 Η φιλοσοφία της μόνωσης μέσω λικνισμού | 7 |
| 1.3 Μη γραμμική απόκριση επιφανειακών θεμελίων | 10 |
| Σχήματα 1 ^{ου} Κεφαλαίου | 15 |
| Κεφάλαιο 2 : Εξεταζόμενη μελέτη : Τυπική 5-ώροφη κατασκευή της δεκαετίας του 1970 | |
| 2.1 Ορισμός του προβλήματος και ανασκόπηση των Κανονισμών Σχεδιασμού | 21 |
| 2.2 Προσομοίωμα και Μέθοδος Ανάλυσης | 24 |
| 2.3 Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις στην Υφιστάμενη Κατασκευή | 30 |
| 2.4 Σεισμική απόκριση της Υφιστάμενης Κατασκευής | 31 |
| Σχήματα 2 ^{ου} Κεφαλαίου | 33 |
| Κεφάλαιο 3 : Διαστασιολόγηση και απόκριση της Ενισχυμένης Κατασκευής | |
| 3.1 Διαστασιολόγηση τοιχώματος ενίσχυσης | 49 |

| | | |
|-----|--|----|
| 3.2 | Παρουσίαση των δύο εναλλακτικών μεθόδων θεμελίωσης | 51 |
| 3.3 | Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις στην Ενισχυμένη Κατασκευή | 53 |
| 3.4 | Συμμετρική τοποθέτηση των τοιχωμάτων στην κάτοψη | 61 |
| 3.5 | Σεισμική απόκριση της Ενισχυμένης Κατασκευής | 63 |

| | | |
|--|-----------------------------------|----|
| | Σχήματα 3 ^{ου} Κεφαλαίου | 71 |
|--|-----------------------------------|----|

**Κεφάλαιο 4 : Περαιτέρω μελέτη της συμπεριφοράς του Πλαισιακού συστήματος
μετά την ενίσχυση με τα τοιχώματα**

| | | |
|-----|--|-----|
| 4.1 | Παρατηρήσεις και προτεινόμενες βελτιώσεις | 103 |
| 4.2 | Η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας (FS_v) στην απόκριση της μόνωσης μέσω λικνισμού | 107 |
| 4.3 | Επιρροή της τοιχοποιίας στην απόκριση της κατασκευής | 117 |
| 4.4 | Μή-Γραμμικά ελατήρια και αποσβεστήρες | 118 |

| | | |
|--|-----------------------------------|-----|
| | Σχήματα 4 ^{ου} Κεφαλαίου | 125 |
|--|-----------------------------------|-----|

Κεφάλαιο 5 : Συμπεράσματα

| | | |
|--|----------------------------------|------------|
| | Βιβλιογραφικές παραπομπές | 167 |
|--|----------------------------------|------------|

Εισαγωγή

Κατά τη σχεδίαση ενός καινούργιου κτιρίου σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, επιβάλλεται ο ικανοτικός και πλάστιμος σχεδιασμός των μελών της ανωδομής. Ωστόσο, σε ένα υπάρχον κτίριο η απαίτηση αυτή δεν ικανοποιείται, καθώς δεν το υπαγόρευαν οι παλιότεροι κανονισμοί. Όσον αφορά τη θεμελίωση, τόσο οι σημερινοί όσο και οι παλιότεροι κανονισμοί, επιβάλλουν την ελαστική συμπεριφορά τους ακόμη και υπό ισχυρές σεισμικές φορτίσεις. Σύμφωνα με τη νέα φιλοσοφία στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων, επιτρέπεται το ανασήκωμα του θεμελίου και η ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους ως αποτέλεσμα της υποδιαστασιολόγησης των θεμέλιων οδηγώντας κατά αυτόν τον τρόπο την αστοχία στη θεμελίωση και όχι στην ανωδομή. Η εφαρμογή του συγκεκριμένου σχεδιασμού έχει εξεταστεί τόσο σε βάθρο γέφυρας [Anastasopoulos et al. (2010a)] όσο και σε νέα κτίρια [Gelagoti et al. (2010)] με πολύ ενθαρρυντικά αποτελέσματα. Πλήθος κτιρίων στην Ελλάδα της δεκαετίας του 1970 έχουν κατασκευαστεί βάσει παλιότερων κανονισμών με αποτέλεσμα να είναι ευάλωτα σε σεισμικές διεγέρσεις με ένταση που προδιαγράφεται στους σύγχρονους κανονισμούς. Υπάρχει πλειάδα τρόπων ενίσχυσης ενός κτιρίου, με έναν από τους πιο συχνά εφαρμόσιμους να είναι η προσθήκη διατμητικού τοιχώματος. Η όπλιση και θεμελίωσή του γίνεται βάσει των διατάξεων των αντίστοιχων κανονισμών. Στην παρούσα εργασία ερευνάται εφόσον ο παραπάνω “αντισυμβατικός” σχεδιασμός μπορεί να εφαρμοστεί κατά τη σεισμική ενίσχυση σε υφιστάμενη πενταώροφη κατασκευή μέσω της μόνωσης του θεμελίου του τοιχώματος ενίσχυσης ως αποτέλεσμα της λικνιστικής του απόκρισης.

1.1 Σεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών Ω/Σ με προσθήκη τοιχωμάτων : Σύντομη ανασκόπηση

Ένα αρκετά μεγάλο ποσοστό των δομημάτων στην Ελλάδα έχει μελετηθεί και κατασκευασθεί βάσει παλιότερων κανονισμών. Για το λόγο αυτό, κυρίως τα κτίρια που έχουν μελετηθεί πριν το 1980, δεν έχουν επαρκή φέρουσα ικανότητα και πλαστιμότητα ώστε να ανταποκριθούν ικανοποιητικά σε σεισμική διέγερση με σημαντική ένταση. Ορισμένες από τις βασικές αδυναμίες των δομημάτων αυτών είναι τα ματίσματα των οπλισμών των υποστυλωμάτων, η ανεπαρκής αγκύρωση των οπλισμών των δοκών στις στηρίξεις, ο μειωμένος ή ακόμη και ανύπαρκτος σε ορισμένες περιπτώσεις οπλισμός διάτμησης σε υποστυλώματα, δοκούς και κόμβους, καθώς επίσης και η απουσία ικανοτικού σχεδιασμού. Τέλος, η ποιότητα τόσο του σκυροδέματος όσο και του χάλυβα των οπλισμών ήταν αρκετά χαμηλότερη από τις αντίστοιχες που προβλέπονται στους σύγχρονους κανονισμούς, ενώ η διάμετρος των οπλισμών ήταν μικρότερη και η επιφάνεια τους λεία.

Πιο αναλυτικά, τα κτίρια που χρονολογούνται από τη δεκαετία του 1960 μέχρι και το τέλος της δεκαετίας του 1980 (περίπου μέχρι το 1984), έχουν μελετηθεί για χαμηλό σεισμικό συντελεστή και δε διαθέτουν ικανοτικό σχεδιασμό ούτε διατάξεις που αφορούν την όπλιση των κρίσιμων περιοχών. Όσον αφορά τα κτίρια μετά το 1984 και μέχρι το 2000, έχουν σχεδιαστεί βάσει των διατάξεων του ΕΑΚ.

Καταλυτικής σημασίας λοιπόν είναι η αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των υφιστάμενων κτιρίων προηγούμενων δεκαετιών και η προσπάθεια αναβάθμισής τους.

Τα τελευταία χρόνια έχουν γίνει αρκετές προσπάθειες που εστιάζουν στην αντισεισμική ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα.

Ο ανασχεδιασμός υφιστάμενων κτιρίων γίνεται με την επιλογή ενός συνδυασμού σταθμών επιτελεστικότητας για τα φέροντα και μη φέροντα στοιχεία μιας κατασκευής.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού επιλέγονται από τον κύριο του έργου, λαμβάνοντας υπόψη τους ελάχιστους ανεκτούς στόχους που ορίζονται κατά περίπτωση από τη Δημόσια Αρχή. Κατά τον καθορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη η κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου, π.χ. αν είναι κατοικίες, χώροι συγκεντρώσεως κοινού ή εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου, καθώς επίσης και τα οικονομικά όρια που τίθενται από το κοινωνικό σύνολο ή τον κύριο του έργου.

Αποκατάσταση υφιστάμενων κτιρίων

Η αποκατάσταση υφιστάμενων κτιρίων, περιλαμβάνει τόσο την ανακατασκευή ορισμένων στοιχείων τους όσο και την ενίσχυσή τους βελτιώνοντας έναν ή περισσότερους παράγοντες της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου, όπως είναι η πλαστιμότητα, η αντοχή ή η δυσκαμψία. Μέσω της αποκατάστασης μιας κατασκευής επιδιώκεται: α) η επαναφορά του κτιρίου στην αρχική του, προ του σεισμού κατάσταση (τοπικές γενικά ενισχύσεις στα μέλη της κατασκευής), β) η βελτίωση της αρχικής συμπεριφοράς του έναντι σεισμού (μέσω της γενικότερης επέμβασης στο κτίριο π.χ. με προσθήκη τοιχωμάτων), και γ) η μείωση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής ώστε να είναι λιγότερο ευάλωτη σε σεισμική διέγερση (με χρήση συστημάτων σεισμικής μόνωσης). Η επιλογή της μεθόδου αποκατάστασης καθώς και το επίπεδο της επέμβασης

είναι απόρροια πολλών και διαφορετικών παραγόντων. Ο οικονομικός παράγοντας επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την τελική απόφαση, αφού ο ιδιοκτήτης καθορίζει τον προϋπολογισμό του έργου.

Γενικότερα, προκειμένου να αποφασισθεί το είδος της επέμβασης σε ένα κτίριο, τα βήματα που ακολουθούνται είναι τα εξής:

- Συλλογή πληροφοριών σχετικά με την αρχική κατασκευή (οπλισμοί δομικών στοιχείων, θεμελίωση, ιδιότητες υλικών, δομικό σύστημα, κ.ά.) μέσω επιτόπου επίσκεψης
- Καθορισμός της επιθυμητής συμπεριφοράς του κτιρίου μετά την ενίσχυση (μέσω καθορισμού μιας στάθμης επιτελεστικότητας)
- Επιλογή της μεθόδου επέμβασης λαμβάνοντας υπόψη όλα τα προηγούμενα, καθώς επίσης και της διαδικασίας ανάλυσης που θα ακολουθηθεί
- Έλεγχος και επανεξέταση της επιλεγείσας μεθόδου αναφορικά με το κατά πόσο καλύπτει τους αρχικούς στόχους σχεδιασμού
- Εφαρμογή της τελικής επέμβασης στην πράξη

Προσθήκη τοιχωμάτων

Αποτελεί την πλέον συνηθισμένη επιλογή επέμβασης για την ενίσχυση ενός κτιρίου. Με τον όρο τοίχωμα, αναφερόμαστε σε κατακόρυφα στοιχεία με εν γένει επιμήκη διατομή (λόγο μήκους προς πλάτος, $l/b > 4$) που διαθέτουν μεγάλη δυσκαμψία σε σύγκριση με τα οριζόντια στοιχεία με τα οποία συνδέονται σε πλαίσιακή λειτουργία, μειώνοντας τις οριζόντιες μετατοπίσεις των ορόφων. Η μεγαλύτερη δυσκαμψία του τοιχώματος ως προς

τα οριζόντια στοιχεία με τα οποία συνδέεται, καθιστά το τοίχωμα έναν καμπτικό πρόβολο με πλήρη ή μερική πάκτωση στη βάση, όπου και συγκεντρώνεται κατά κύριο λόγο η καμπτική καταπόνηση. Η λειτουργία αυτή του τοιχώματος και η δημιουργία της πλαστικής άρθρωσης στη βάση εξασφαλίζονται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού έναντι τέμνουσας. Στη βάση, λοιπόν, του τοιχώματος η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{CD,w0} = \alpha_{CD} V_{E,w0}$$

όπου: $\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} M_{R,w0} / M_{E,0} \leq \eta$ και γ_{Rd} : ο συντελεστής υπεραντοχής (για τους συνήθεις χάλυβες που χρησιμοποιούνται σήμερα και ισούται με 1.30), $V_{E,w0}$ και $M_{E,0}$ οι μέγιστες ροπές και τέμνουσες, αντίστοιχα, που αναπτύσσονται στη βάση του τοιχώματος λόγω της σεισμικής δράσης, $M_{R,w0}$ η ροπή αντοχής σε κάμψη με αξονική δύναμη της διατομής στη βάση του τοιχώματος. Η όπλιση του τοιχώματος που προστίθεται σε ένα υπάρχον κτίριο είναι η ίδια με αυτήν που ορίζεται από τους κανονισμούς για νέες κατασκευές.

Οι ακραίες περιοχές των κρίσιμων περιοχών του τοιχώματος σε ορισμένο μήκος από το άκρο διαμορφώνονται και οπλίζονται ως περισφιγμένα υποστυλώματα. Αντίθετα, η περιοχή μεταξύ των δύο ακραίων “κρυφών” υποστυλωμάτων οπλίζεται βάσει συγκεκριμένων διατάξεων που αφορούν τον ελάχιστο και το μέγιστο οπλισμό, όπως επίσης και τις μεταξύ τους αποστάσεις. Τέλος ο σχεδιασμός της θεμελίωσης τους γίνεται όπως και των μεμονωμένων θεμελίων των υποστυλωμάτων.

Κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή των τοιχωμάτων ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η χωροθέτηση τους στο κτίριο τόσο καθ’ ύψος όσο και στην κάτοψη του κτιρίου, καθώς και η σύνδεσή τους με το σκελετό της κατασκευής. Ακόμη η τοποθέτηση του τοιχώματος

πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε να εξισορροπηθούν οι όποιες ασυμμετρίες στην κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας στην κάτοψη του κτιρίου. Η μεταφορά των δυνάμεων από τα διάφορα διαφράγματα και τους κόμβους στο τοίχωμα όπως επίσης και η μεταφορά των δυνάμεων από το τοίχωμα στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης είναι καθοριστικής σημασίας για τη συμπεριφορά της κατασκευής μετά την τοποθέτηση του τοιχώματος. Τέλος, απαιτείται προσοχή στις ποιότητες των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν για το νέο στοιχείο του κτιρίου, ώστε να μην υπάρξει πρόβλημα λόγω των μειωμένων ή φτωχότερης ποιότητας υλικών που έχουν χρησιμοποιηθεί στο υπάρχον κτίριο και έχουν προσδιοριστεί από επιτόπου μετρήσεις ή μετρήσεις στο εργαστήριο.

Βάσει των κανονισμών, όπως και στα θεμέλια των υποστυλωμάτων έτσι και για το θεμέλιο τοιχώματος επιβάλλεται ελαστική συμπεριφορά της θεμελίωσης. Το ανασήκωμα ή η ολίσθηση απαγορεύονται και η μη εκδήλωσή τους εξασφαλίζεται μέσω του σχεδιασμού. Κατ' αυτόν τον τρόπο η αντοχή της θεμελίωσης είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από αυτή του τοιχώματος. Σχετικά με τη θεμελίωση του κτιρίου, όπως συμβαίνει με οποιαδήποτε μορφή ενίσχυσης έτσι και στην περίπτωση προσθήκης τοιχώματος, η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της ανωδομής οδηγεί σε αυξημένη τέμνουσα δύναμη που μεταφέρεται στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης. Έτσι η ροπή που καταπονεί τη θεμελίωση είναι εξίσου αυξημένη λόγω της τέμνουσας δύναμης. Οι αυξημένες ροπές έχουν ως αποτέλεσμα τα στοιχεία περιμετρικά του τοιχώματος να δέχονται μεγαλύτερες αξονικές δυνάμεις υπό τη σεισμική φόρτιση. Ως εκ τούτου, όπως προβλέπει ο ικανοτικός σχεδιασμός της θεμελίωσης, είναι απαραίτητη η ενίσχυση και της θεμελίωσης του κτιρίου είτε με την προσθήκη πασσάλων, είτε με ένταξη των

μεμονωμένων θεμελίων σε πεδιλοδοκούς, είτε μέσω απευθείας ενίσχυσης του θεμελίου.

Στην περίπτωση κτιρίου με πιλοτή, όπως αυτό που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, η προσθήκη τοιχώματος είναι μία αποδεκτή λύση αφού η όποια ενίσχυση πρέπει να αποσκοπεί στην ομοιόμορφη αύξηση της δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτιρίου. Η απλή πλήρωση του ισογείου δεν είναι αποτελεσματική καθώς θα μεταφέρει την αστοχία από την πιλοτή στους πιο πάνω ορόφους.

1.2 Φιλοσοφία Μόνωσης μέσω Λικνισμού

Οποιαδήποτε, έστω και αδρομερής, επισκόπηση της σύγχρονης βιβλιογραφίας του αντισεισμικού σχεδιασμού, θα ήταν πλημμελής εάν παρέλειπε την αναφορά στην αυξανόμενη σύγχρονη τάση “δημιουργικής αμφισβήτησης” των συμβατικών (και καθιερωμένων μέσα στους διεθνείς κανονισμούς) μεθόδων οι οποίες βασίζονται στον υπολογισμό δυνάμεων. Εδώ και πλέον 30 χρόνια, η επιστημονική κοινότητα της αντισεισμικής μηχανικής συνειδητοποίησε ότι η αύξηση της αντοχής ενός στατικού συστήματος δεν συνεπάγεται απαραίτητως και υψηλότερα επίπεδα ασφαλείας. Η συνειδητοποίηση αυτή, σε συνδυασμό με την μη δυνατότητα αποτροπής εντόνως ανελαστικής απόκρισης σε ισχυρούς σεισμούς, οδήγησε στην ανάπτυξη νέων αρχών σχεδιασμού, που στοχεύουν στον λελογισμένο έλεγχο της προκαλούμενης ζημιάς παρά την αποφυγή της.

Αποδεχόμενοι πως η αστοχία των δομοστατικών μελών δεν μπορεί πάντα να αποφεύγεται, οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί διασφαλίζουν ότι τα στατικά μέλη μπορούν να ανταπεξέλθουν σε δυναμικά φορτία που υπερβαίνουν την αντοχή τους δίχως κατάρρευση (πλαστικός σχεδιασμός), ότι η αστοχία οδηγείται σε λιγότερο σημαντικά μέλη της κατασκευής και ότι αυτή εκδηλώνεται με την μορφή μη ψαθυρών μηχανισμών (ικανοτικός σχεδιασμός). Σε προφανή αντιδιαστολή, η σύγχρονη πρακτική στον αντισεισμικό σχεδιασμό των θεμελιώσεων, όπως ενσωματώνεται στους αντισεισμικούς κανονισμούς (π.χ. EC8), προνοεί για την αποφυγή της της κινητοποίησης της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης. Με άλλα λόγια, η πλαστικοποίηση οδηγείται στα στοιχεία της ανωδομής, ενώ η απόκριση της θεμελίωσης πρέπει να παραμένει ελαστική. Συνεπώς, η κινητοποίηση μηχανισμών αστοχίας φέρουσας ικανότητας του εδάφους, όπως και η παθητική ή η διατμητική αστοχία στις πλευρές ή την βάση εγκιβωτισμένου θεμελίου απαγορεύονται.

Ωστόσο, η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους σε ένα σεισμικό συμβάν δεν συνεπάγεται απαραίτητως αστοχία εξαιτίας του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της σεισμικής διέγερσης. Μάλιστα, η ολίσθηση, ο λικνισμός, και η κινητοποίηση της εδαφικής φέρουσας ικανότητας είναι εντόνως μη γραμμικοί μηχανισμοί που οδηγούν σε σημαντική απόσβεση ενέργειας προς άμυνα της ανωδομής για εδαφικές κινήσεις που είναι μεγαλύτερες από αυτές του σχεδιασμού. Πλήθος ερευνητών που μελετήσαν την ιδέα της πλαστικοποίησης στην θεμελίωση έδειξαν πως όχι μόνον η διαρροή του συστήματος εδάφους-θεμελίου είναι αναπόφευκτη, αλλά μπορεί να αποδειχθεί και ευεργετική για την συνολική συμπεριφορά της κατασκευής

[Paolucci, 1997; Pecker, 1998, 2003; FEMA-356, 2000; Martin & Lam, 2000; Makris & Roussos, 2000; Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003; Gazetas et al., 2003; Gazetas & Apostolou, 2005; Gajan et al., 2005; Harden et al., 2006; Paolucci et al., 2008; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Chatzigogos et al., 2009; Gerolymos et al., 2009; Anastasopoulos et al. 2010].

Μια νέα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, στην οποία η διαρροή του εδάφους χρησιμοποιείται για την προστασία της ανωδομής, παρουσιάστηκε από τους Anastasopoulos et al. [2010]. Πρόκειται για το ακριβές αντίστροφο του ισχύοντος ικανοτικού σχεδιασμού. Ενώ στον συμβατικό σχεδιασμό τα θεμέλια υπερδιαστασιολογούνται με την χρήση ενός συντελεστή υπεραντοχής, ώστε η αντοχή τους να υπερβαίνει την αντοχή των υποστυλωμάτων, στην περίπτωση της νέας αρχής για μόνωση μέσω λικνισμού, τα θεμέλια υποδιαστασιολογούνται με την χρήση πλέον ενός συντελεστή υποαντοχής, ώστε να μπορούν να ανασηκώνονται, οδηγώντας την αστοχία στην θεμελίωση και όχι στην ανωδομή (**Σχήμα 1.1**).

Η ιδέα της μόνωσης μέσω λικνισμού με την εφαρμογή του αντίστροφου ικανοτικού σχεδιασμού που επιτρέπει την διαρροή του εδάφους και το ανασήκωμα της θεμελίωσης διερευνήθηκε από τους Gelagoti et al. [2010] για πλαισιωτές κατασκευές (**Σχήμα 1.2**). Μελετήθηκε η απόκριση ενός απλοποιημένου-τυπικού διώροφου πλαισίου που διεγέρθηκε με 24 ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις. Και στην συγκεκριμένη περίπτωση η ιδέα της μόνωσης μέσω λικνισμού αποδείχθηκε πλεονεκτική, αφού το μονωμένο μέσω λικνισμού πλαίσιο ανταπεξήλθε δίχως κατάρρευση, και κατά κανόνα δίχως σοβαρές

βλάβες, σε όλες τις σεισμικές διεγέρσεις , ενώ το συμβατικώς σχεδιασμένο πλαίσιο κατέρρευσε σε τρεις περιπτώσεις.

1.3 Μη γραμμική απόκριση επιφανειακών θεμελιώσεων

Η πιο ενδιαφέρουσα και πρακτικώς χρήσιμη θεώρηση ενδόσιμου εδάφους είναι η υπόθεση ανελαστικής συμπεριφοράς, αφού η πλαστικοποίηση , κάτω από τα άκρα της θεμελίωσης , είναι αναπόφευκτη στις περισσότερες των περιπτώσεων , ήδη από την κατακόρυφη φόρτιση εξαιτίας της κατανομής των κατακόρυφων τάσεων. Ο υπολογισμός της οριακής αντοχής επιφανειακής θεμελίωσης είναι ένα από τα σημαντικότερα θέματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Είναι επίσης ιδιαίτερης σημασίας και στην μελέτη λικνιστικής απόκρισης υψίκορμων κατασκευών, αφού η συνδυασμένη φόρτιση σε όρους ροπής, τέμνουσας και αξονικής δύναμης που καταπονεί το σύστημα εδάφους-θεμελίου μπορεί να οδηγήσει στην αστοχία του εδάφους υπό την μορφή μηχανισμών φέρουσας ικανότητας. Η αστοχία σε φέρουσα ικανότητα του εδάφους εκδηλώνεται όταν το έδαφος αστοχεί σε διάτμηση, είτε με τον σχηματισμό ενός γενικευμένου περιστροφικού μηχανισμού αστοχίας, είτε με διατρητικού τύπου διατμητική αστοχία που χαρακτηρίζεται από προοδευτική διείσδυση του θεμελίου στο υποκείμενο έδαφος και παρουσιάζεται σε εντόνως συμπίεσιμα-πλάστιμα εδάφη ή σε περιπτώσεις όπου επί της υποκείμενης στρώσης υπέρκειται στρώμα σημαντικώς μεγαλύτερης αντοχής.

Ο Prandtl [1921] υπολόγισε την φέρουσα ικανότητα υπό στατικές συνθήκες φόρτισης επιφανειακής θεμελιολωρίδας σε ομοιογενές και συνεκτικό έδαφος υπό κεντρική κατακόρυφη φόρτιση. Η οριακή τάση αστοχίας είναι:

$$p_u = (\pi + 2) S_u$$

Στη συνέχεια, οι Terzaghi [1943], Meyerhof [1953] και Vesic [1975] επίσης εξήγαγαν εκφράσεις για την οριακή φέρουσα ικανότητα, εισάγοντας διάφορους συντελεστές για την κλίση και την εκκεντρότητα της φόρτισης, καθώς και για το σχήμα του θεμελίου εξετάζοντας περιπτώσεις από τετραγωνικό έως λωριδωτό θεμέλιο.

Οι Paolucci & Pecker [1997] διερεύνησαν την σεισμική φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων σε ξηρό έδαφος που αστοχεί σύμφωνα με τον νόμο Mohr-Coulomb. Χρησιμοποιώντας κινηματικούς μηχανισμούς για τον συνυπολογισμό του ανασηκώματος κάτω από μεγάλης εκκεντρότητας φορτία, μελέτησαν τα επιβλαβή αποτελέσματα της κινητοποίησης της φέρουσας ικανότητας εξαιτίας των σεισμικών διεγέρσεων που μεταδίδονται από την αδράνεια της ανωδομής και του εδάφους. Ο κινηματικός μηχανισμός αστοχίας σύμφωνα με τους Paolucci & Pecker παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.3**.

Πολλοί ερευνητές πρόσφατα επιχείρησαν να παράγουν μία περιβάλλουσα αστοχίας σε φέρουσα ικανότητα των επιφανειακών θεμελιώσεων που θα περιλαμβάνει όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φόρτισης σε όρους ροπής, τέμνουσας και αξονικού φορτίου. Οι Butterfield & Gottardi [1994] χρησιμοποίησαν πειραματικά αποτελέσματα και εξήγαγαν την αναλυτική έκφραση μίας τρισδιάστατης επιφάνειας που περιέχει όλους τους συνδυασμούς φόρτισης που οδηγούν σε αστοχία αντικαθιστώντας τους συντελεστές κλίσης και εκκεντρότητας της φόρτισης. Η προαναφερθείσα επιφάνεια αστοχίας απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.4**.

Πιο πρόσφατα, η Gourvenec [2007] διερεύνησε την οριακή αντοχή ορθογωνικών πεδίων διαφόρων λόγων διαστάσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Αναλυτικές προβλέψεις και αποτελέσματα αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάστηκαν ως περιβάλλουσες αστοχίας σε VH, VM και VHM χώρο φόρτισης, όπου V το κατακόρυφο φορτίο, M η ροπή και H η τέμνουσα δύναμη. Θεωρήθηκαν διεπιφάνειες θεμελίου-εδάφους με μηδενική και απεριόριστη εφελκυστική αντοχή, ενώ η φόρτιση επιβλήθηκε στην στάθμη της θεμελίωσης. Για την περίπτωση του χώρου φόρτισης VHM, οι περιβάλλουσες μπορούν να περιγραφούν σε όρους κανονικοποιημένων φορτίων ως εξής:

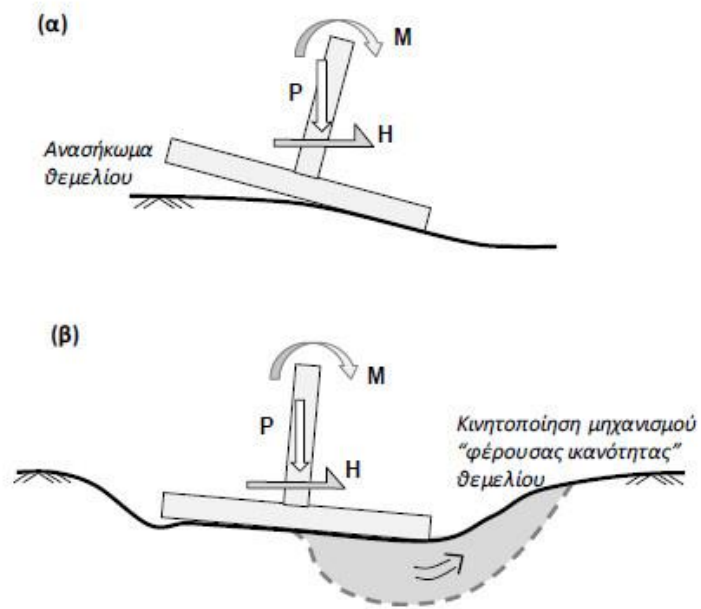
$$\left(\frac{h}{h^*}\right)^2 + \left(\frac{m}{m^*}\right)^2 = 1$$

$$h^* = \frac{0.25 - (v - 0.5)^2}{0.25}$$

$$m^* = 4(v - v^2)$$

όπου $v=V/V_{ult}$ είναι ο αντίστροφος συντελεστής ασφάλειας, επίσης αναφερόμενος και ως x , και $m=M/M_{ult}$, όπου M_{ult} είναι η μέγιστη ροπή που επιτυγχάνεται για συγκεκριμένη τιμή του κατακόρυφου φορτίου. Το **Σχήμα 1.5** απεικονίζει την τρισδιάστατη περιβάλλουσα αστοχίας για VHM φόρτιση στην περίπτωση της διεπιφάνειας με μηδενική εφελκυστική αντοχή. Οι περιβάλλουσες αστοχίας στο επίπεδο HM για $v=0.25, v=0.5$, και $v=0.75$ για θεμέλια δίχως εφελκυστική αντοχή στην διεπιφάνεια και για διάφορους λόγους διαστάσεων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 1.6**, από όπου προκύπτει ότι είναι περίπου ανεξάρτητες του λόγου διαστάσεων του θεμελίου.

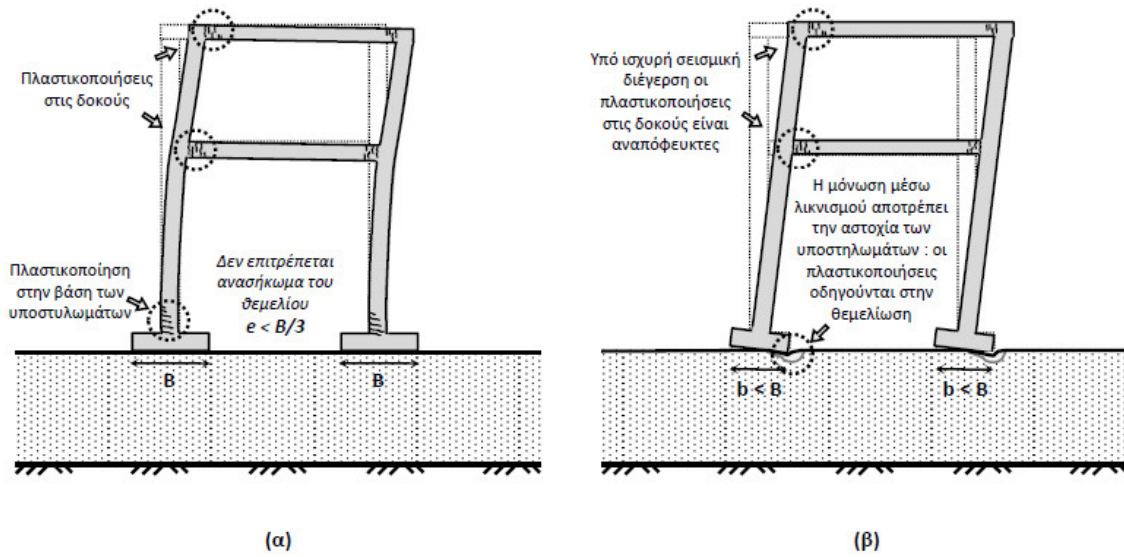
Σχήματα 1^{ου} Κεφαλαίου



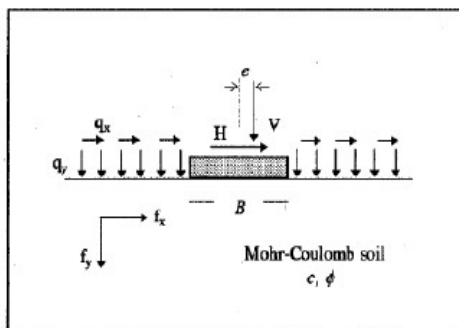
Σχήμα 1.1 : Μη γραμμική ανελαστική απόκριση θεμελίωσης **(α)** μέσω ανασηκώματος του θεμελίου (όταν $FS_v \geq 2$) και **(β)** μέσω κινητοποίησης του μηχανισμού φέρουσας ικανότητας του εδάφους (όταν $FS_v < 2$).

Συμβατικός Ικανοτικός Σχεδιασμός

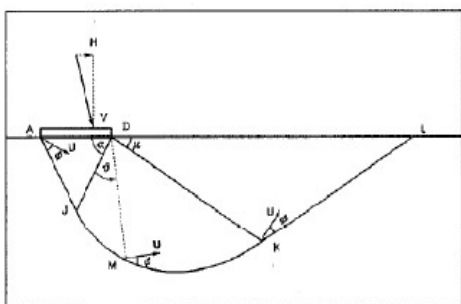
Σχεδιασμός Μόνωσης μέσω Λικνισμού



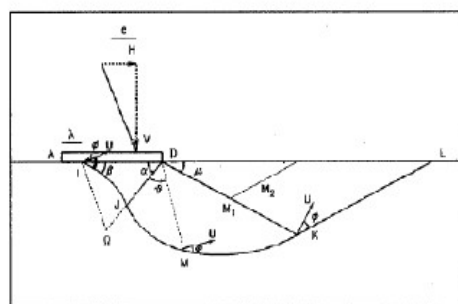
Σχήμα 1.2 : (α) Συμβατικός ικανοτικός σχεδιασμός συγκρινόμενος με το (β) σχεδιασμό μόνωσης μέσω λικνισμού που εισήγαγαν οι Gelagoti et al. [2010].



(α) Επιφανειακή θεμελίωση επί ομοιογενούς εδάφους που υπόκειται στον νόμο αστοχίας Mohr - Coulomb.

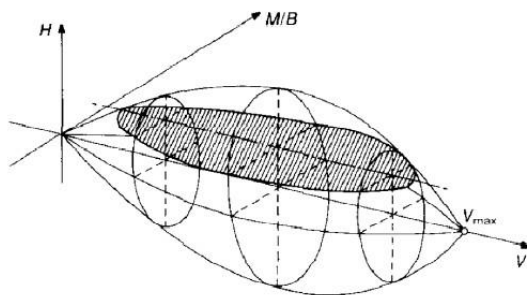


(β) Κινηματικός μηχανισμός οριζόμενος από τις γεωμετρικές παραμέτρους α και μ.

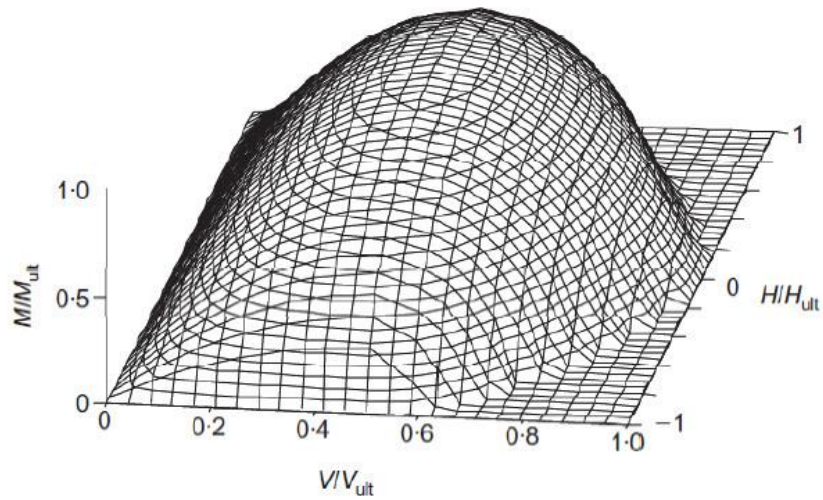


(γ) Κινηματικός μηχανισμός οριζόμενος από τέσσερις γεωμετρικές παραμέτρους λ, β, α και μ.

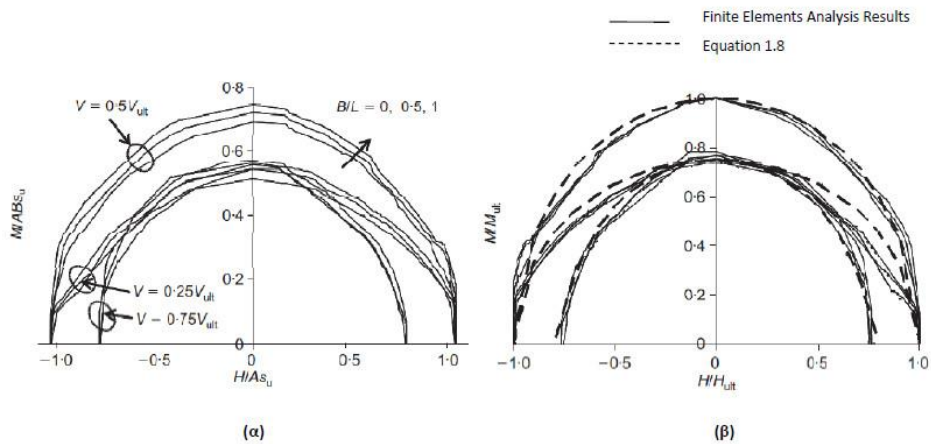
Σχήμα 1.3 : Κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας επιφανειακών θεμελιώσεων όταν λαμβάνεται υπόψη το ανασήκωμα της θεμελίωσής τους από τους Paolucci & Pecker [1997].



Σχήμα 1.4 : Τρισδιάστατη αδιάστατη περιβάλλουσα αστοχίας σε φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων σε άμμο από τους Butterfield & Gottardi [1994].



Σχήμα 1.5 : Τρισδιάστατη περιβάλλουσα αστοχίας σε φόρτιση VMH στην περίπτωση της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής της διεπιφάνειας θεμελίωσης- εδάφους [Gouvernec, 2007].



Σχήμα 1.6 : Περιβάλλουσες αστοχίας για φόρτιση VMH για μηδενικής εφελκυστικής αντοχής διεπιφάνεια **(α)** αδιάστατος χώρος φόρτισης και **(β)** κανονικοποιημένος χώρος φόρτισης [Gouvernec, 2007].

2.1 Ορισμός του προβλήματος και ανασκόπηση των Κανονισμών

Σχεδιασμού

Γεωμετρία του κτιρίου

Πρόκειται για τυπικό 5-ώροφο κτίριο από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα της δεκαετίας του 1970 με απουσία τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο (σύστημα Pilotis). Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.1** η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική με διαστάσεις 15 m x 10 m. Το κτίριο έχει 3 ανοίγματα στη μεγάλη διάσταση και 2 ανοίγματα στη μικρή. Στο παραπάνω σχήμα παρουσιάζονται επίσης οι άξονες x-y προσανατολισμού του κτιρίου. Η κάτοψη είναι συμμετρική και στις δύο διευθύνσεις και το στατικό σύστημα αποτελείται από πλαίσια ανοιγμάτων 4.5 έως 6 m. Το ύψος των ορόφων είναι 3 m, όπως φαίνεται στην τομή του κτιρίου κατά τη διεύθυνση x (**Σχήμα 2.2**).

Παραδοχές Μελέτης

Το κτίριο αποτελεί κατασκευή της δεκαετίας του 1970 και επομένως σχεδιάστηκε με τους τότε ισχύοντες κανονισμούς: «Κανονισμός δια την Μελέτη και Εκτέλεση Οικοδομικών Έργων εξ Ωπλισμένου Σκυροδέματος» του 1954 και «Αντισεισμικός Κανονισμός Οικοδομικών Έργων» του 1959. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι για το σκυρόδεμα ποιότητα B225, που αντιστοιχεί σε σημερινό C16, με μέτρο ελαστικότητας $E_{cm} = 21$ GPa και για το δομικό χάλυβα Νευροχάλυβας Still, με μέτρο ελαστικότητας $E_s = 200$ GPa και μέση τάση διαρροής $f_y = 400$ MPa (S400) για τους διαμήκεις οπλισμούς και $f_y = 220$ MPa (S220) για τους συνδετήρες.

Ως φορτία θεωρήθηκαν:

(α) Μόνιμα φορτία:

- Ίδιον βάρος σκυροδέματος: 25 kN/m^3
- Επικαλύψεις: 1.0 kN/m^2 στους ορόφους και 2 kN/m^2 στο δώμα
- Εξωτερική τοιχοποιία (μπατική): 3.6 kN/m^2
- Εσωτερική τοιχοποιία: 1.0 kN/m^2

(β) Κινητά φορτία:

- Κινητό φορτίο ορόφου: 2 kN/m^2

(γ) Σεισμικά φορτία:

- Σεισμικότητα περιοχής: II
- Επικινδυνότητα εδάφους: (α)
- Σεισμικός συντελεστής: $\varepsilon = 0.06$

Οι δοκοί οπλίζονται το ίδιο σε κάθε όροφο και όλες έχουν διαστάσεις 20/60 cm. Σύμφωνα με τον τρόπο όπλισης εκείνης της περιόδου, ο κάτω οπλισμός των δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο στα εσωτερικά πλαίσια. Αντίθετα, στα περιμετρικά πλαίσια στα οποία γινόταν ο έλεγχος των περιμετρικών δοκών και τα οποία σχεδιάζονταν ώστε να λειτουργούν ως πλαίσιο, ο κάτω οπλισμός θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα διπλασιάζοντας έτσι τον κάτω οπλισμό δοκού στις κρίσιμες ζώνες εκατέρωθεν του κόμβου, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.3**. Όσον αφορά τις κεκαμμένες ράβδους, αυτές επεκτείνονται στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος που κρίνεται επαρκές προκειμένου να θεωρηθεί ότι συμβάλλουν στην ανάληψη ροπής στο συγκεκριμένο άνοιγμα. Ενδεικτικά παρατίθεται ο ξυλότυπος του ισογείου

στο **Σχήμα 2.1**. Τόσο οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων όσο και οι διαμήκεις οπλισμοί τους μειώνονται καθώς αυξάνει το ύψος του ορόφου. Στον **Πίνακα 2.1** παρατίθενται αναλυτικά οι διαμήκεις οπλισμοί και οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων του κτιρίου. Οι εγκάρσιοι οπλισμοί όλων των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε ότι είναι δίμητοι συνδετήρες Φ8/25. Με εξαίρεση το ισόγειο, στους ορόφους το κτίριο διαθέτει περιμετρικά ισχυρή μπατική τοιχοποιία. Στα κεντρικά εξωτερικά φατώματα, στη μεγάλη διεύθυνση, το κτίριο διαθέτει μπαλκόνι και ανοίγματα σημαντικών διαστάσεων ικανά να μας οδηγήσουν να αμελήσουμε την παρουσία της τοιχοπλήρωσης. Οι πλάκες έχουν πάχος 15 cm.

Υπολογισμός της θεμελίωσης της υφιστάμενης κατασκευής

Ο φορέας υπολογίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 και τις συνήθειες παραδοχές της εποχής που συντάχθηκε η μελέτη. Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε στο λογισμικό υπολογισμού SAP (**Σχήμα 2.4**). Ο υπολογισμός των σεισμικών φορτίων έγινε με σεισμικό συντελεστή $\varepsilon = 0.06$ που σύμφωνα με τον ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό αντιστοιχούσε σε σεισμικότητα περιοχής II και επικινδυνότητα εδάφους (α).

Η διαστασιολόγηση των θεμελίων, τα οποία είναι κεντρικά μεμονωμένα πέδιλα χωρίς συνδετήριους δοκούς, έγινε με τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων, καθώς και με τον περιορισμό η εκκεντρότητα e να μην υπερβαίνει το $1/3$ της αντίστοιχης διάστασης της κάτοψης. Σύμφωνα με τους τότε ισχύοντες κανονισμούς οι συνδυασμοί φορτίσεων που εξετάστηκαν είναι:

1) $G + Q$

2) $G + Q + E_x$

$$3) G + Q - E_x$$

$$4) G + Q + E_y$$

$$5) G + Q - E_y$$

Επίσης θεωρήθηκε ορθογωνική κατανομή των οριζόντιων φορτίων σύμφωνα με υπόδειξη του ισχύοντα Αντισεισμικού Κανονισμού. Το έδαφος θεμελίωσης είναι στιφρή άργιλος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150$ kPa. Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους υπολογίστηκε από την απλοποιητική σχέση:

$$p_u \approx (\pi + 3) S_u \approx 900 \text{ kPa}$$

Επομένως, θεωρώντας συντελεστή ασφαλείας $FS_v = 3$ για τα στατικά φορτία και $FS_v = 2$ για τους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης, προκύπτουν αντίστοιχα επιτρεπόμενες τάσεις $\sigma_{\text{επ}} = 300$ kPa και $\sigma_{\text{επ}} = 450$ kPa.

Μετά από δοκιμές για διάφορες τιμές διαστάσεων των πεδίων και προκειμένου να πληρούνται τα παραπάνω κριτήρια για όλους τους εξεταζόμενους συνδυασμούς φόρτισης προέκυψαν οι διαστάσεις θεμελίων που φαίνονται στον **Πίνακα 2.2**.

2.2 Προσομοίωμα και Μέθοδος Ανάλυσης

Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους

Η συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώθηκε μέσω ενός μη γραμμικού καταστατικού μοντέλου με κριτήριο διαρροής Von Mises κατάλληλα τροποποιημένου. Η μέγιστη τάση διαρροής για της αργίλους ορίζεται ως εξής:

$$\sigma_y = \sqrt{3} S_u$$

όπου S_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Η εξέλιξη των δύο συνιστωσών του νόμου κράτυνσης (κινηματικής και ιστροπικής) δίδεται σε μονοδιάστατη

απεικόνιση από το **Σχήμα 2.5**. Φαινόμενα όπως η ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και η απόσβεση του εδάφους δεν μπορούν να αναπαραχθούν από το συγκεκριμένο προσομοίωμα. Ωστόσο, για τις σημαντικές πτυχές του προβλήματος που εξετάζεται, δεδομένης της ταχείας επιβολής της σεισμικής φόρτισης, οι αστράγγιστες συνθήκες μπορούν να θεωρηθούν μια λογική απλοποίηση της πραγματικότητας.

Το τροποποιημένο καταστατικό προσομοίωμα έχει εισαχθεί στον κώδικα ABAQUS μέσω υπορουτίνας. Η βαθμονόμηση του προσομοιώματος βασίζεται στις παραμέτρους: (i) αντοχή: S_u , (ii) αρχική δυσκαμψία: G_0 , V_s , (iii) στις καμπύλες G- γ των Ishibashi & Zhang [1993] (**Σχήμα 2.6**). Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος, χρησιμοποιήθηκαν δημοσιευμένες καμπύλες G- γ της βιβλιογραφίας, ακολουθώντας τη διαδικασία που περιγράφεται από τους Gerolymos et al. [2005]. Συγκεκριμένα, η αστράγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους επιλέχθηκε ίση με $S_u = 150$ kPa, η αρχική δυσκαμψία $G_0 = 70$ MPa, η πυκνότητα ίση με 1.8 t/m³ και επομένως η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων είναι $V_s = 200$ m/s.

Χρησιμοποιήθηκαν 8-κομβικά εξαεδρικά συνεχή στοιχεία για την προσομοίωση της εδαφικής στρώσης. Οι διαστάσεις των στοιχείων του κανάβου του εδάφους χωρίζονται σε δύο περιοχές (**Σχήμα 2.7**). Αυτό έγινε προκειμένου να υπάρχει αρκετά πυκνός κανάβος κάτω από την επιφάνεια των θεμελίων, ώστε να επιτρέπεται η κατά το δυνατόν αξιόπιστη προσομοίωση της μη γραμμικής τους απόκρισης. Η διακριτοποίηση των πεπερασμένων στοιχείων κάτω από την επιφάνεια των θεμελίων έγινε με στοιχεία πλευράς 0.20 m, ενώ καθώς απομακρυνόμαστε από την επιφάνεια του εδάφους το πλάτος των στοιχείων αυξάνεται σε 0.50 m. Οι δύο περιοχές συνδέθηκαν μεταξύ τους στις κοινές τους επιφάνειες με κατάλληλες

δεσμεύσεις, προκειμένου να ακολουθούν τις ίδιες παραμορφώσεις. Για τη ρεαλιστική προσομοίωση της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους–θεμελίου έχουν περαστεί στοιχεία διεπιφάνειας, τα λεγόμενα στοιχεία κενού, που επιτρέπουν την αποκόλληση του θεμελίου από το υποκείμενο έδαφος ανάλογα με τη φόρτιση που δέχονται και επιλέγεται εκθετικός νόμος επαφής στη διεπιφάνεια (Σχήμα 2.8). Προκειμένου τα σεισμικά κύματα να μην συναντούν στα πλευρικά άκρα της εδαφικής στρώσης κάποια συνοριακή συνθήκη που θα επέβαλε μη ρεαλιστικές τυχούσες ανακλάσεις, χρησιμοποιήθηκαν συνθήκες ελεύθερου πεδίου στα συγκεκριμένα άκρα. Στην οριζόντια διεύθυνση χρησιμοποιήθηκε νόμος τριβής Coulomb, επιτρέποντας με αυτό τον τρόπο την ολίσθηση όταν ξεπερνιέται η δύναμη τριβής. Στις αναλύσεις που παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία ο συντελεστής τριβής τέθηκε ίσος με 0.7.

Προσομοίωση αποσβεστήρων

Στη βάση της εδαφικής στρώσης τοποθετήθηκαν αποσβεστήρες στους οποίους επιβλήθηκαν οι σεισμικές διεγέρσεις. Οι αποσβεστήρες θεωρήθηκε ότι προσομοιώνουν μια εδαφική στρώση πιο δύσκαμπτη από την υπερκείμενη και έτσι επιλέχθηκε ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων $V_s = 500 \text{ m/s}$. Οι διαστάσεις των πεπερασμένων στοιχείων στη βάση της εδαφικής στρώσης είναι $0.50 \times 0.50 \text{ m}$ και η πυκνότητα του εδάφους είναι 1.8 tn/m^3 . Με βάση τα παραπάνω δεδομένα υπολογίστηκε η σταθερά του αποσβεστήρα που τοποθετήθηκε σε κάθε στοιχείο της βάσης της εδαφικής στρώσης και δίδεται από τη σχέση $C = \rho V_s A$.

Ειδικότερα, συγκρίνοντας την απόκριση στην κορυφή της εδαφικής στρώσης για επιβολή της σεισμικής διέγερσης: (α) απευθείας στη βάση της εδαφικής στρώσης είτε (β) με τη χρήση αποσβεστήρων, κρίθηκε απαραίτητη η χρήση των τελευταίων. Το συμπέρασμα αυτό προέκυψε καθώς η απόκριση στην περίπτωση (α) ήταν αρκετά πιο υψίσυχη σε σχέση με το επιταχυνσιογράφημα που επιβλήθηκε στη βάση της εδαφικής στρώσης (**Σχήμα 2.9**). Η υψίσυχη αυτή απόκριση είχε ως αποτέλεσμα μικρότερη καταπόνηση της ανωδομής.

Προσομοίωμα δοκών και υποστυλωμάτων

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με 3-διάστατα μη γραμμικά στοιχεία δοκού (B31). Τα αξονικά φορτία που προέρχονται από τα στατικά φορτία υπολογίστηκαν κατά την προσομοίωση της κατασκευής στο λογισμικό υπολογισμού SAP. Λαμβάνοντας υπόψη τα υπολογισθέντα αξονικά φορτία και την επίδραση της περίσφιξης, έγινε η διαστασιολόγηση των διατομών Ωπλισμένου Σκυροδέματος και παρήχθησαν οι καμπύλες ροπών-καμπυλοτήτων (M-κ). Οι παράμετροι του προσομοιώματος βαθμονομήθηκαν με βάση την καμπύλη της μονοτονικής φόρτισης της κάθε διατομής, η οποία υπολογίστηκε με χρήση του κώδικα X-TRACT 2000 σύμφωνα με στοιχεία των Vintzilaiou et al. [2007]. Συγκεκριμένα, για κάθε δοκό θεωρήθηκαν 3 διαφορετικές διατομές κατά μήκος αυτής λόγω της διαφορετικής όπλισης.

Προσομοίωμα πεδίων

Τα πέδιλα προσομοιώθηκαν με 8-κομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου. Στα σημεία επαφής τους με τη βάση των υποστυλωμάτων τέθηκαν ειδικοί κινηματικοί περιορισμοί προκειμένου να ακολουθούν τις ίδιες παραμορφώσεις.

Πλάκες

Το πάχος των πλακών θεωρήθηκε επαρκές προκειμένου να προσφέρουν διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο του κάθε ορόφου. Για αυτό το λόγο προσομοιώθηκαν με άκαμπτα στοιχεία δικτυώματος (T3D2) που δεν επιτρέπουν τις σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των συνδεόμενων σημείων. Η διάταξη των δικτυωμάτων της πλάκας κάθε ορόφου διακρίνεται στο **Σχήμα 2.10**.

Τοιχοποιία

Η προσομοίωση της τοιχοποιίας έγινε σύμφωνα με τις οδηγίες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συγκεκριμένα, προσομοιώθηκε ως ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιος που λειτουργεί εντός του επιπέδου της τοιχοπλήρωσης (**Σχήμα 2.11**). Τα μεγέθη που υπεισέρχονται στο σχεδιασμό και στους υπολογισμούς είναι το ισοδύναμο πάχος t της θλιβόμενης διαγωνίου, το μήκος L , το πλάτος b και η μέση θλιπτική αντοχή $\bar{f}_{wc,s}$ της τοιχοπλήρωσης κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου.

Για ενιαίες κατά τη διατομή τοιχοπληρώσεις ως ισοδύναμο πάχος t λαμβάνεται το συνολικό πάχος τους. Στην προκειμένη περίπτωση, επειδή πρόκειται για μπατική

τοιχοποιία, το πάχος της είναι $t = 0.19$ m. Το πλάτος της διαγωνίου λαμβάνεται από τον προσεγγιστικό τύπο $b \approx 0.15 L$.

Ελλείψει ακριβέστερων δεδομένων η μέση θλιπτική αντοχή $\bar{f}_{wc,s}$ της τοιχοπλήρωσης επιτρέπεται να εκτιμάται μέσω της χαρακτηριστικής τιμής της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση $f_{wc,k}$ κατά τον ΕΚ 6, ως εξής:

$$f_{wc,k} \approx 1.25 k f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3}$$

όπου f_{bc} και f_{mc} η θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος και κονιάματος αντιστοίχως, k εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα τοιχοσώματα και το είδος του κονιάματος δομήσεως σύμφωνα με τον ΕΚ 6 (**Πίνακας 2.3**). Για συνήθη κονιάματα, ο συντελεστής παίρνει τιμές από 0.35 έως 0.55.

Το διάγραμμα τάσεων–παραμορφώσεων της ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου άοπλης τοιχοποιίας φαίνεται στο **Σχήμα 2.12** με ανηγμένη παραμόρφωση διαρροής $\varepsilon_y = 0.0015$ και ανηγμένη παραμόρφωση αστοχίας $\varepsilon_u = 0.0035$. Θεωρήθηκε εναπομένουσα αντοχή F_{res} ίση με το 10% της μέγιστης αντοχής. Επίσης, σύμφωνα με υπόδειξη του ΕΚ6 το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας υπολογίστηκε $E = 1000 f_{wc,k}$. Λήφθηκε συντελεστής ασφαλείας $\gamma_m = 2$ για την αντοχή της τοιχοποιία, θεωρώντας ανεκτή στάθμη αξιοπιστίας. Δεν έγινε ακριβέστερος υπολογισμός εφόσον οι άοπλες τοιχοπληρώσεις αστοχούν πρόωρα εκτός επιπέδου και σύμφωνα με την υπόδειξη του ΚΑΝ.ΕΠΕ. μειώθηκε κατάλληλα η θλιπτική αντίσταση της τοιχοποιίας. Απλοποιητικά οι απομειωμένες αντοχές F_{red} των άοπλων τοιχοπληρώσεων μπορούν να εκτιμηθούν με βάση το ακόλουθο διάγραμμα του

Σχήματος 2.13 θεωρώντας επιμελημένη περιμετρική σφήνωση προς το περιβάλλον πλαίσιο.

2.3 Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις στην Υφιστάμενη Κατασκευή

Αρχικά εκτελέστηκαν αναλύσεις μονοτονικά αυξανόμενου φορτίου στην υφιστάμενη κατασκευή. Η επιβολή των δυνάμεων ακολούθησε την κατανομή της αντίστοιχης ιδιομορφής για κάθε διεύθυνση της κατασκευής. Από τις παραπάνω αναλύσεις προέκυψε ότι ο εξεταζόμενος φορέας αστοχεί και στις δύο του διευθύνσεις με μηχανισμό μαλακού ορόφου στον πρώτο όροφο, όπου δεν υπάρχουν τοιχοπληρώσεις (**Σχήμα 2.14**).

Στο **Σχήμα 2.15** παρουσιάζονται οι καμπύλες της τέμνουσας βάσης συναρτήσεως της μετατόπισης κορυφής (Q-δ) για τις δύο διευθύνσεις της κατασκευής τόσο με θεώρηση πάκτωσης στη βάση όσο και λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση του εδάφους. Εύκολα παρατηρούμε ότι και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις τα αποτελέσματα σχεδόν ταυτίζονται, με μόνη εξαίρεση ότι το μοντέλο που περιλαμβάνει και την εδαφική στρώση καθίσταται ελαφρώς πιο εύκαμπτο καταλήγοντας όμως στην ίδια αντοχή. Επιπλέον στο **Σχήμα 2.16** φαίνονται οι λόγοι ροπών προς τέμνουσες M/Q για όλα τα υποστυλώματα. Εύκολα διαπιστώνεται πως κατά την αστοχία του κτιρίου η τιμή M/Q τείνει στο 1.5. Το συγκεκριμένο συμπέρασμα είναι εύλογο εάν λάβουμε υπόψη ότι το ύψος ορόφου στο κτίριο υπό εξέταση είναι 3 m, καθώς και ότι σε αμφίπακτη δοκό ισχύει $M/Q = h/2$, όπου h το ύψος της δοκού. Αυτό οφείλεται στον ικανοτικό σχεδιασμό που εφαρμοζόταν σε κατασκευές πριν τη δεκαετία του 1970 σύμφωνα με τον οποίο τα δοκάρια

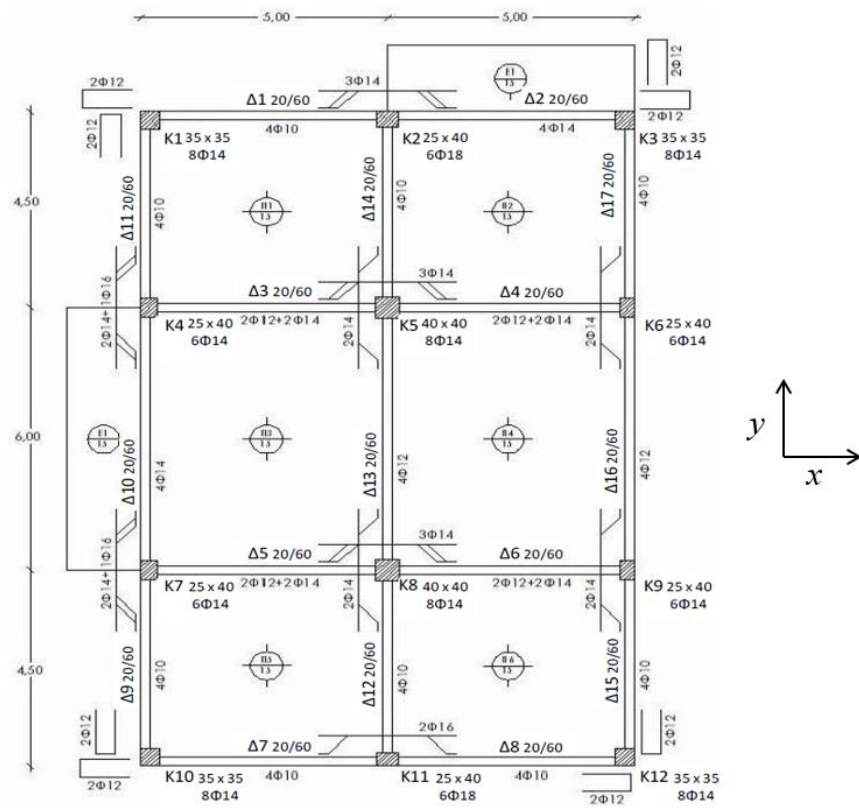
σχεδιάζονταν πιο ισχυρά από τα υποστυλώματα. Επομένως η τιμή του λόγου $M/Q = 1.5$ κατά την αστοχία με μηχανισμό Pilotis στα υποστυλώματα δηλώνει πως δεν υπάρχουν τυχόν ανακατανομές που θα συνέβαιναν εάν αστοχούσαν πρώτα τα δοκάρια. Ως αποτέλεσμα τα υποστυλώματα αστοχούν παραμένοντας ιδεωδώς αμφίπακτα στα δύο τους άκρα εξού και η τιμή 1.5 που ισούται με το μισό ύψος του ορόφου. Όπως παρατηρείται από το **Σχήμα 2.16** μόνο τα κεντρικά υποστυλώματα K5 και K8 δεν ακολουθούν την παραπάνω συμπεριφορά. Λόγω της αυξημένης ροπής αντοχής τους έναντι των υπολοίπων υποστυλωμάτων οδηγούν σε αστοχία των δοκών που συντρέχουν σε αυτά.

2.4 Σεισμική απόκριση της Υφιστάμενης Κατασκευής

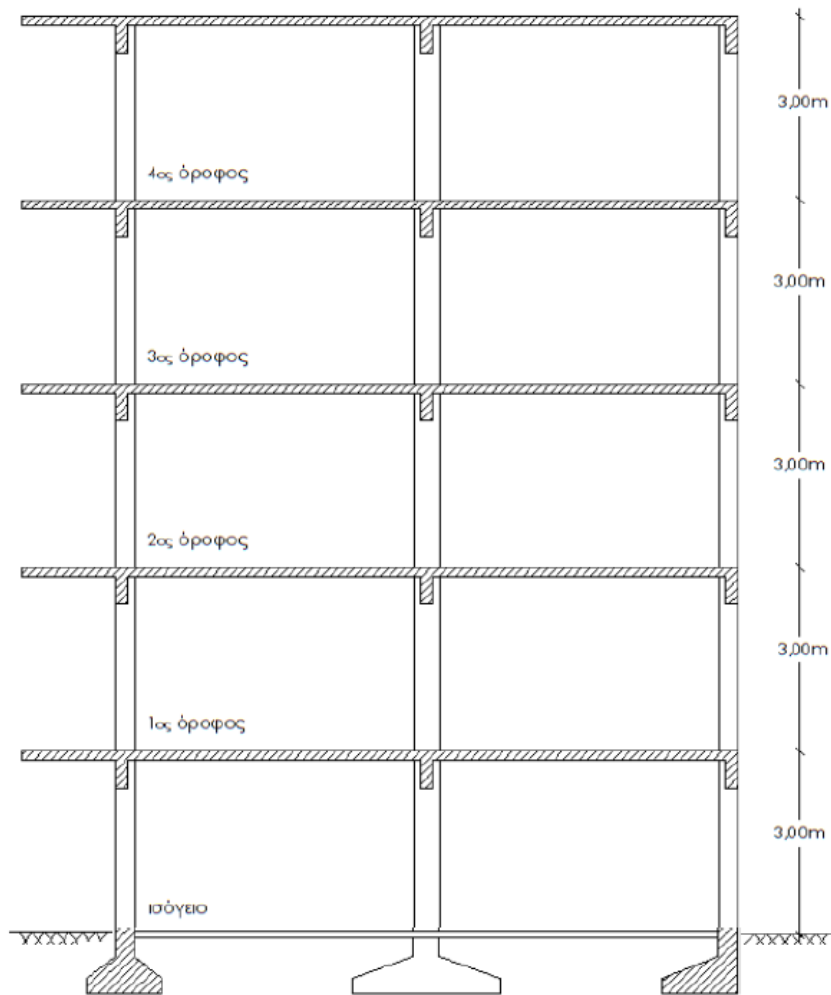
Τα παραπάνω συμπεράσματα επιβεβαιώνονται και από την απόκριση της υφιστάμενης κατασκευής στη σεισμική διέγερση του σεισμού της Λευκάδας (14 Αυγούστου 2003) μεγέθους $M=6.2$. Η συγκεκριμένη σεισμική διέγερση αντιστοιχεί σε ελαστικό φάσμα που για την ιδιοπερίοδο της εξεταζόμενης κατασκευής δίνει φασματική επιτάχυνση που είναι κοντά στην επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού που προκύπτει από τους νέους κανονισμούς. Στο **Σχήμα 2.17** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της μετατόπισης της κορυφής και του πρώτου ορόφου της κατασκευής για σεισμική διέγερση στη διεύθυνση x . Όπως παρατηρείται, η δύο καμπύλες σχεδόν ταυτίζονται. Εύκολα διαπιστώνεται η αστοχία με μηχανισμό μαλακού ορόφου στο επίπεδο του πρώτου ορόφου, καθώς εκεί συγκεντρώνεται σχεδόν το σύνολο της συνολικής μετατόπισης της κατασκευής. Αντίστοιχη συμπεριφορά καταγράφηκε και στη διεύθυνση y . Από τα παραπάνω συμπεραίνεται

πως η υφιστάμενη κατασκευή αστοχεί για μία σεισμική διέγερση που προέρχεται από πραγματική καταγραφή στον Ελληνικό χώρο και επομένως η ενίσχυση της κατασκευής κρίνεται επιβεβλημένη.

Σχήματα 2^{ου} Κεφαλαίου



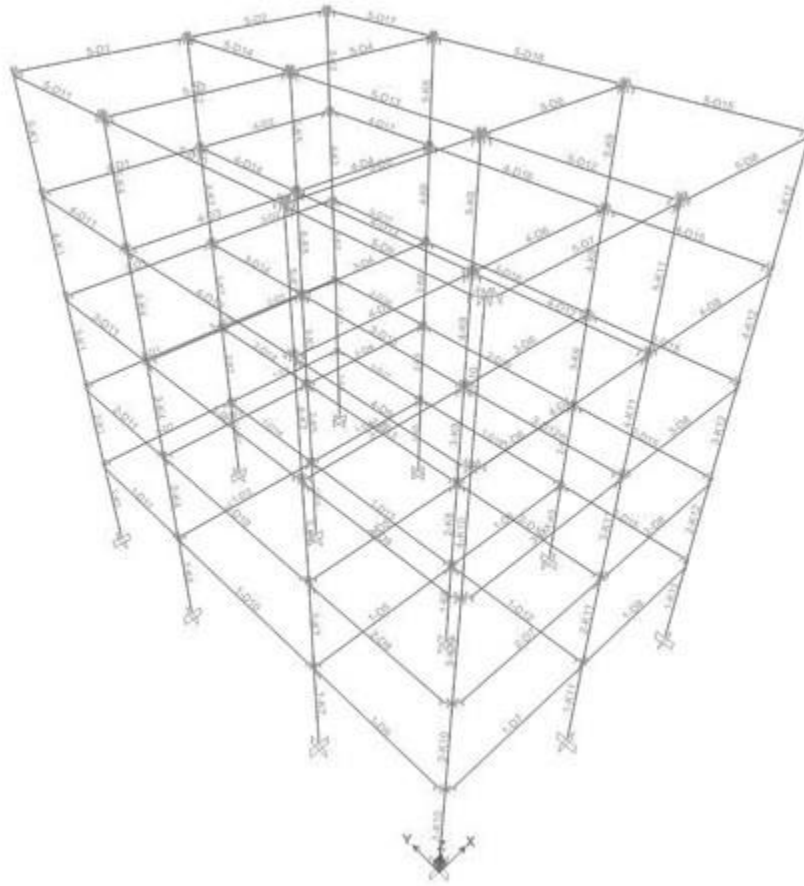
Σχήμα 2.1: Κάτοψη και ξυλότυπος πρώτου ορόφου.



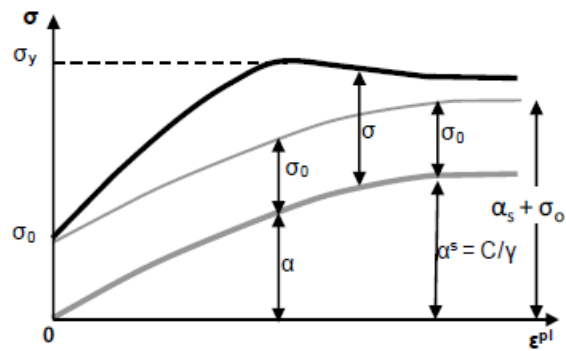
Σχήμα 2.2: Τομή κτιρίου κατά τη διεύθυνση x.



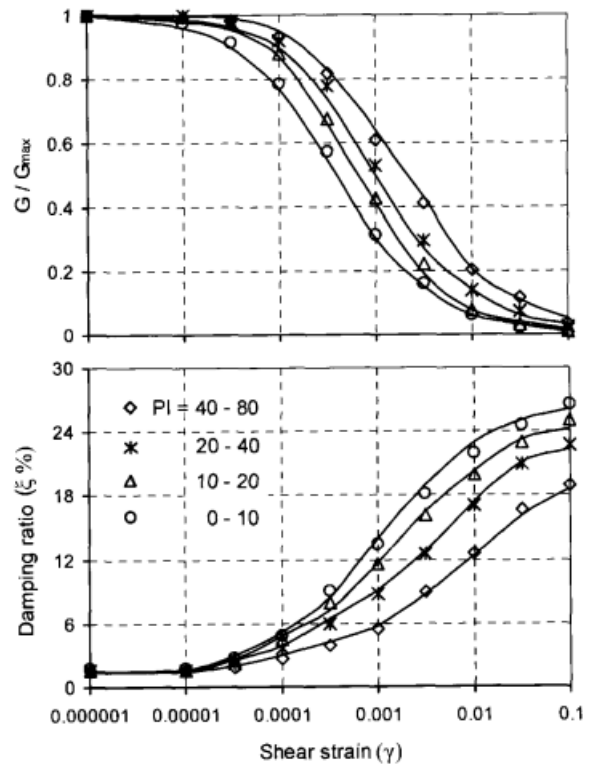
Σχήμα 2.3: Λεπτομέρειες όπλισης δοκών σε περιμετρικά (αριστερά) και σε εσωτερικά πλαίσια (δεξιά).



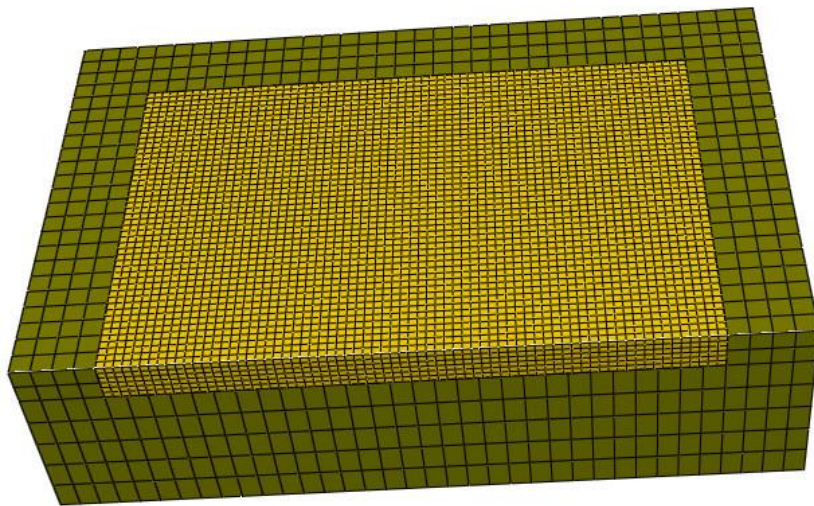
Σχήμα 2.4: Το προσομοίωμα της κατασκευής στο λογισμικό υπολογισμού SAP.



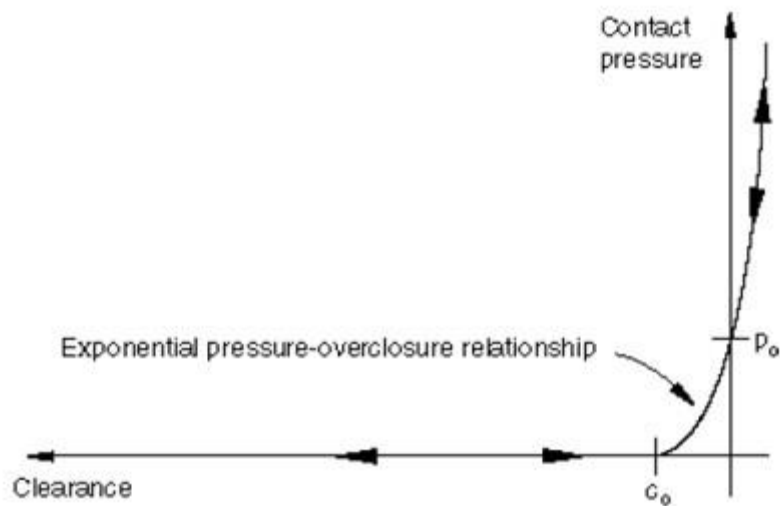
Σχήμα 2.5: Απλοποιημένη μονοδιάστατη αναπαράσταση του νόμου κράτυνσης του καταστατικού προσομοιώματος της εδαφικής στρώσης.



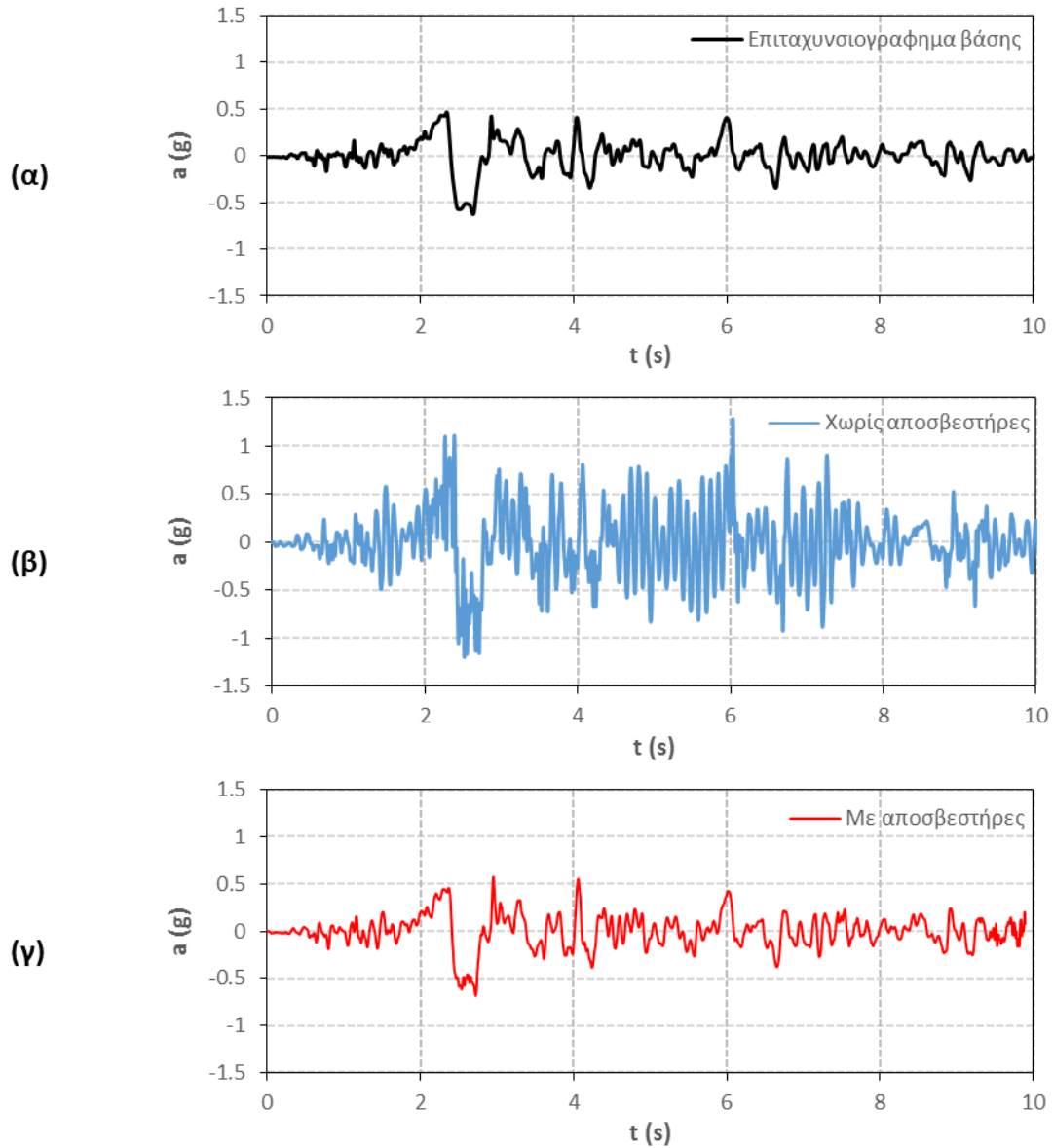
Σχήμα 2.6: Δημοσιευμένες καμπύλες G- γ της βιβλιογραφίας για αργίλους βάσει των οποίων έγινε η βαθμονόμηση τροποποιημένου καταστατικού προσομοιώματος.



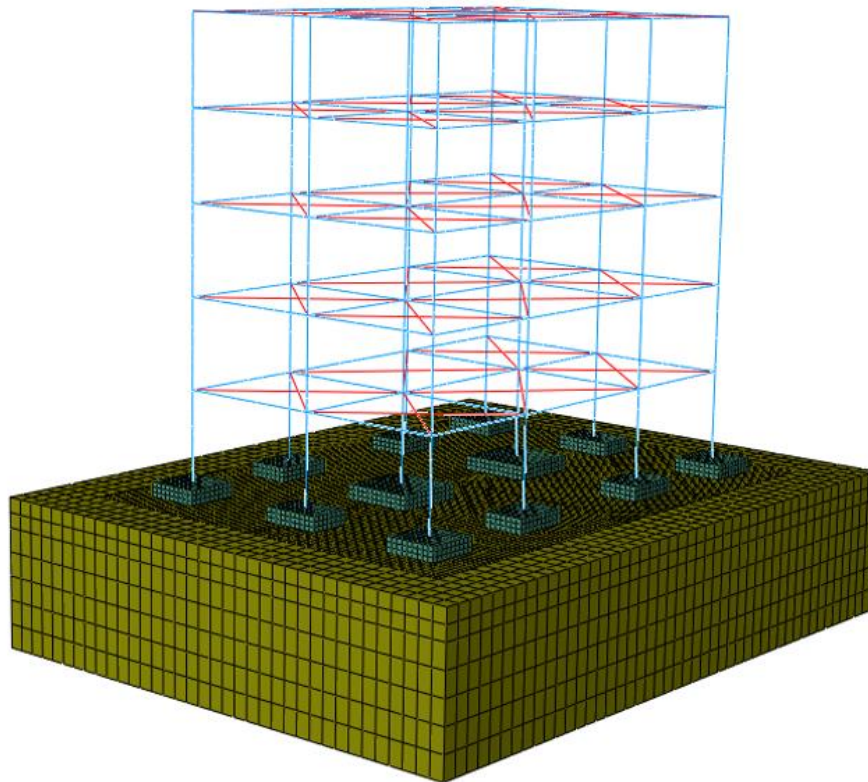
Σχήμα 2.7: Οι διαστάσεις των στοιχείων του κανάβου του εδάφους χωρίζονται σε δύο περιοχές (τομή της εδαφικής στρώσης στη διεύθυνση x).



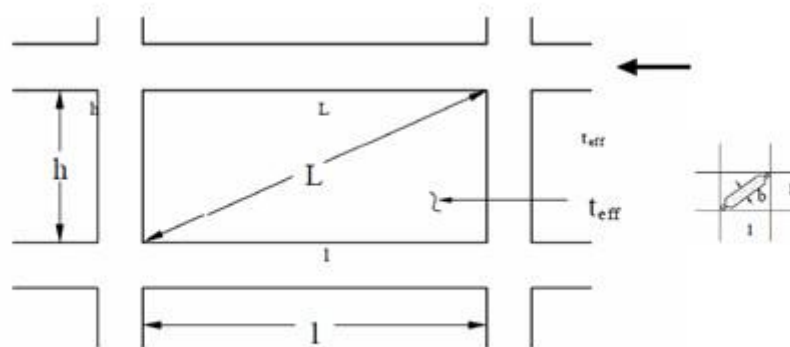
Σχήμα 2.8: Εκθετικός νόμος επαφής στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου.



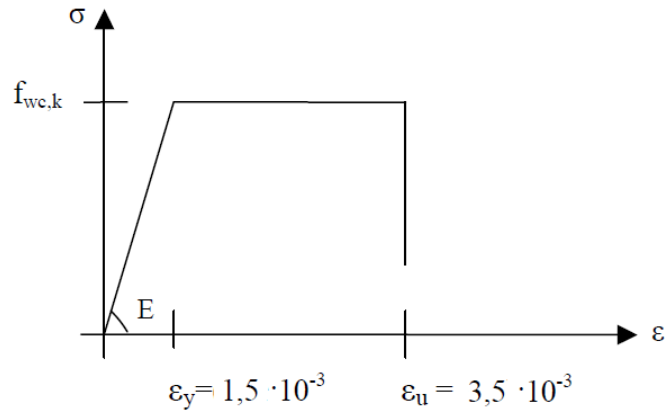
Σχήμα 2.9: (α) Επιταχυνσιογράφημα που επιβλήθηκε στη βάση. (β) Απόκριση στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης χωρίς τη χρήση αποσβεστήρων. (γ) Απόκριση στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης με τη χρήση αποσβεστήρων.



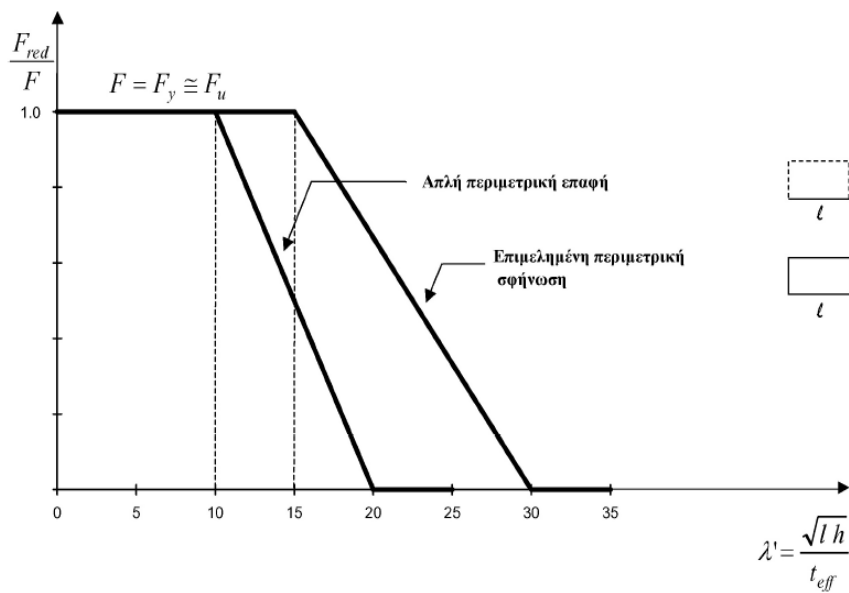
Σχήμα 2.10: Η διάταξη των δικτυωμάτων της πλάκας κάθε ορόφου (τα δικτυώματα είναι τονισμένα με κόκκινο χρώμα).



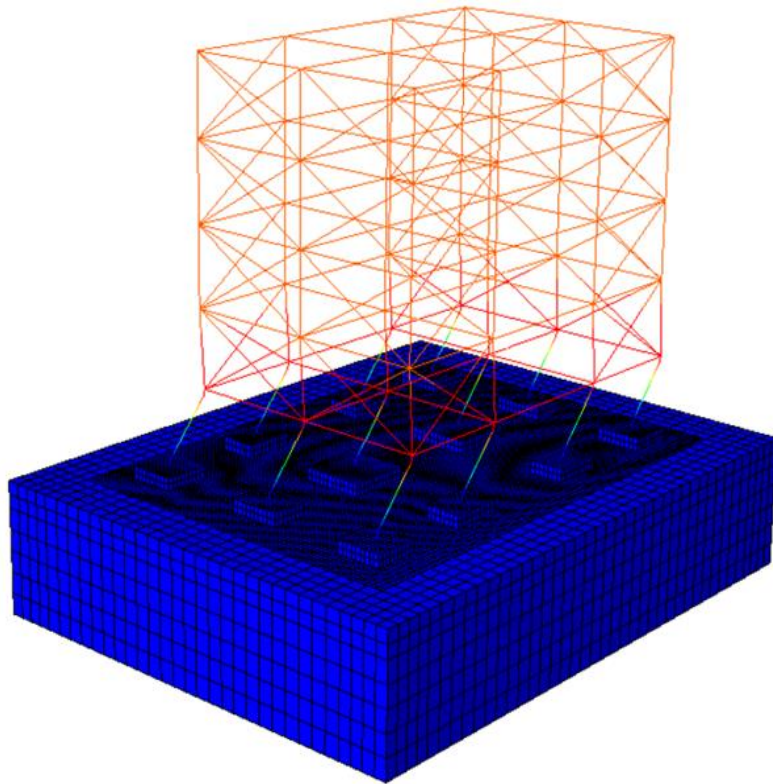
Σχήμα 2.11: Η προσομοίωση της τοιχοποιίας ως ισοδύναμη θλιβόμενη διαγώνιος που λειτουργεί εντός του επιπέδου της τοιχοπλήρωσης.



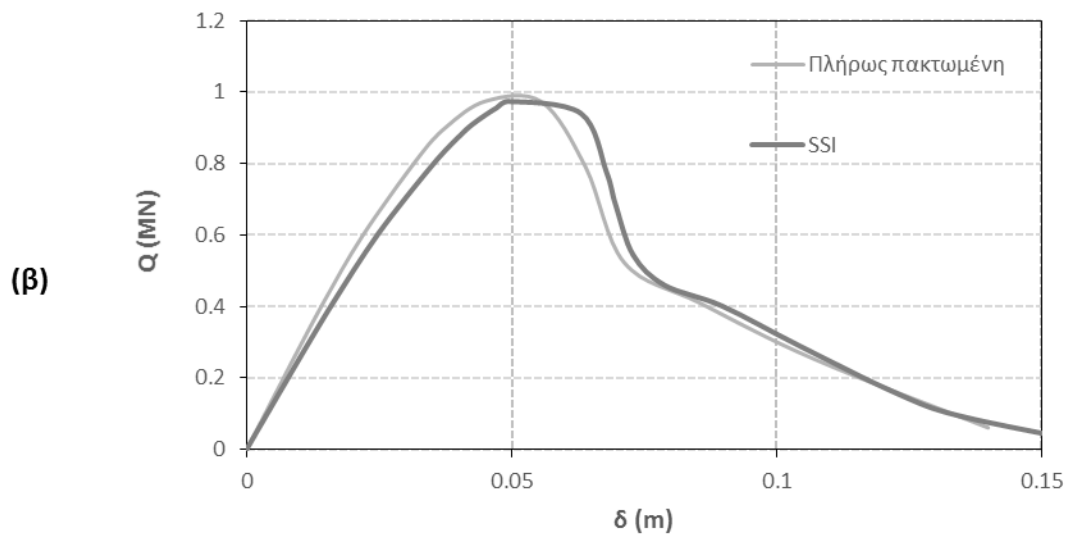
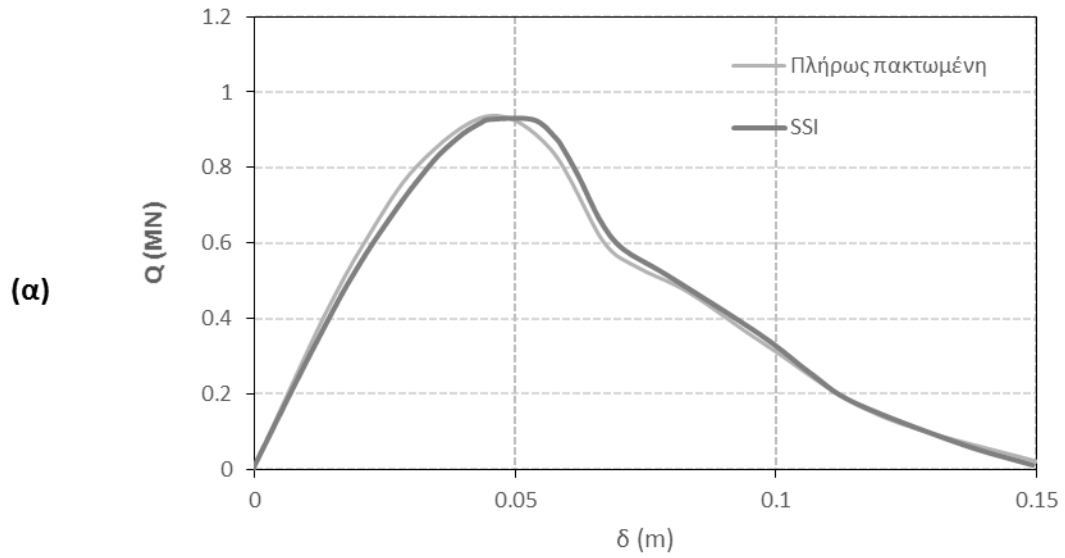
Σχήμα 2.12: Το διάγραμμα τάσεων–παραμορφώσεων της ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου άοπλης τοιχοποιίας.



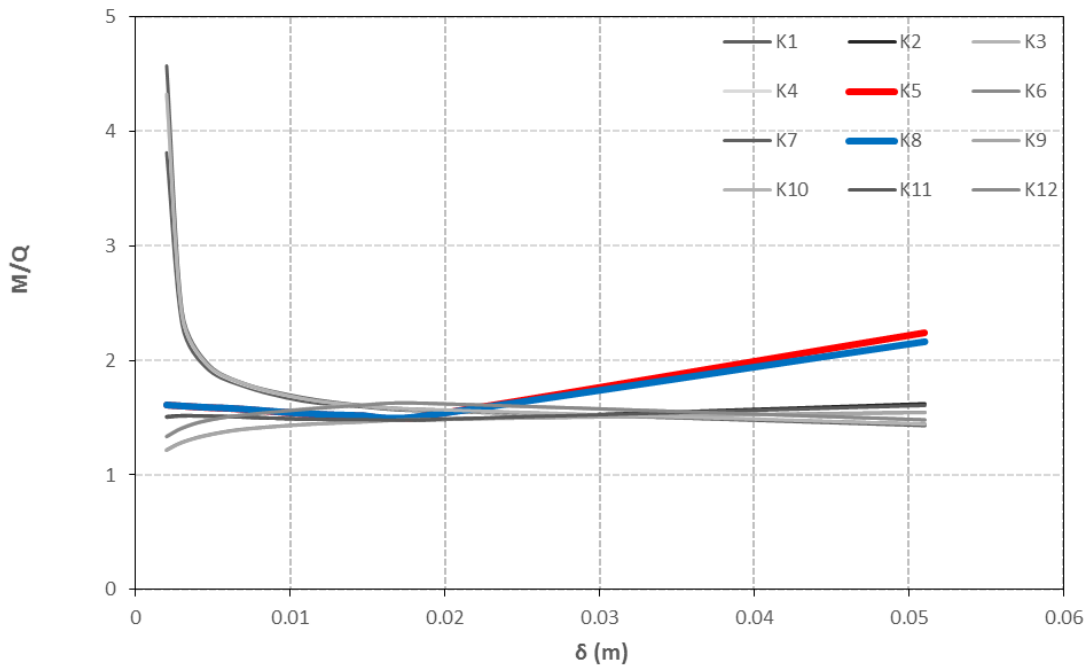
Σχήμα 2.13: Υπολογισμός των απομειωμένων αντοχών F_{red} των άοπλων τοιχοπλήρωσεων λαμβάνοντας υπόψη τη λυγρηρότητα της τοιχοπλήρωσης.



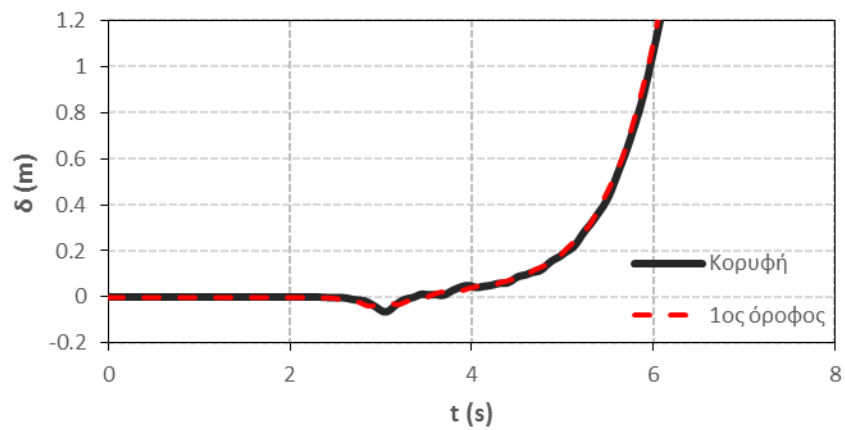
Σχήμα 2.14: Αστοχία της υφιστάμενης κατασκευής με μηχανισμό μαλακού ορόφου κατά την ανάλυση Pushover για τη διεύθυνση y .



Σχήμα 2.15: Οι καμπύλες της τέμνουσας βάσης συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής για τη διεύθυνση x (**α**) και y (**β**).



Σχήμα 2.16: Οι λόγοι ροπών προς τέμνουσες M/Q για όλα τα υποστυλώματα κατά την ανάλυση Pushover για τη διεύθυνση x .



Σχήμα 2.17: Η χρονοϊστορία της μετατόπισης της κορυφής και του πρώτου ορόφου της υφιστάμενης κατασκευής για σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003) στη διεύθυνση x .

| Κ | Ισόγειο | | 1 ^{ος} | | 2 ^{ος} | | 3 ^{ος} | | 4 ^{ος} | |
|----|---------|------|-----------------|------|-----------------|------|-----------------|------|-----------------|------|
| | | | | | | | | | | |
| 1 | 35/35 | 8Φ14 | 35/35 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 |
| 2 | 25/40 | 6Φ14 | 25/40 | 6Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 30/25 | 4Φ14 |
| 3 | 35/35 | 8Φ14 | 35/35 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 |
| 4 | 25/40 | 6Φ14 | 25/40 | 6Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 30/25 | 4Φ14 |
| 5 | 40/40 | 8Φ14 | 40/40 | 8Φ14 | 35/35 | 4Φ16 | 35/35 | 4Φ16 | 30/30 | 4Φ16 |
| 6 | 25/40 | 6Φ14 | 25/40 | 6Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 30/25 | 4Φ14 |
| 7 | 25/40 | 6Φ14 | 25/40 | 6Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 30/25 | 4Φ14 |
| 8 | 40/40 | 8Φ14 | 40/40 | 8Φ14 | 35/35 | 4Φ16 | 35/35 | 4Φ16 | 30/30 | 4Φ16 |
| 9 | 25/40 | 6Φ14 | 25/40 | 6Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 30/25 | 4Φ14 |
| 10 | 35/35 | 8Φ14 | 35/35 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 |
| 11 | 25/40 | 6Φ14 | 25/40 | 6Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 25/35 | 4Φ14 | 30/25 | 4Φ14 |
| 12 | 35/35 | 8Φ14 | 35/35 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 | 30/30 | 8Φ14 |

Πίνακας 2.1: Διαστάσεις (σε cm) και όπλιση των υποστρωμάτων του κτιρίου.

| | K1 | K2 | K3 | K4 | K5 | K6 | K7 | K8 | K9 | K10 | K11 | K12 |
|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| X | 1.8 | 2.0 | 1.8 | 1.4 | 2.4 | 1.4 | 1.4 | 2.4 | 1.4 | 1.8 | 2.0 | 1.8 |
| Y | 1.8 | 1.4 | 1.8 | 2.0 | 2.4 | 2.0 | 2.0 | 2.4 | 2.0 | 1.8 | 1.4 | 1.8 |

Πίνακας 2.2: Διαστάσεις των πεδίων του κτιρίου (σε m).

| Υλικό λιθοσώματος | | Κονίαμα γενικής εφαρμογής | Κονίαμα λεπτής στρώσεως (N/mm ²) (οριζόντιος αρμός ≤3mm) | Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα | |
|--------------------------------|---------|---------------------------|--|-----------------------------|------------------------------|
| | | | | 600≤ρ≤700 Kg/m ³ | 700≤ρ≤1500 Kg/m ³ |
| Άργιλος | Ομάδα 1 | 0,50 | 0,75 | 0,30 | 0,40 |
| | Ομάδα 2 | 0,45 | 0,55 | 0,30 | 0,40 |
| | Ομάδα 3 | 0,40 | 0,45 | 0,20 | 0,25 |
| | Ομάδα 4 | 0,35 | 0,35 | 0,20 | 0,25 |
| Πυριτικό Ασβέστιο | Ομάδα 1 | 0,50 | 0,80 | ‡ | ‡ |
| | Ομάδα 2 | 0,45 | 0,55 | ‡ | ‡ |
| Σκυρόδεμα με αδρανή | Ομάδα 1 | 0,55 | 0,80 | 0,45 | 0,45 |
| | Ομάδα 2 | 0,45 | 0,80 | 0,45 | 0,45 |
| | Ομάδα 3 | 0,40 | 0,60 | ‡ | ‡ |
| | Ομάδα 4 | 0,35 | ‡ | ‡ | ‡ |
| Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα | Ομάδα 1 | 0,55 | 0,80 | 0,45 | 0,45 |
| Τεχνητοί λίθοι | Ομάδα 1 | 0,45 | 0,75 | ‡ | ‡ |
| Λαξευτοί φυσικοί λίθοι | Ομάδα 1 | 0,45 | ‡ | ‡ | ‡ |

‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθοσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται. Δεν δίδεται σχετική τιμή του Κ.

Πίνακας 2.3: Τιμές του συντελεστή Κ για τοιχοποιίες με κονίαμα γενικής εφαρμογής, λεπτής στρώσεως και ελαφροκονίαμα (ΕΚ 6).

3.1 Διαστασιολόγηση τοιχώματος ενίσχυσης

Όπλιση τοιχώματος

Το τοίχωμα είναι ένα στοιχείο με πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία από τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία της κατασκευής (δοκοί και υποστυλώματα). Αυτός είναι ο λόγος που υπερισχύει η συμπεριφορά του ως καμπτικού προβόλου με αποτέλεσμα η ένταση να συγκεντρώνεται στη βάση του. Η διαστασιολόγηση και η όπλισή του έγιναν σύμφωνα με τις διατάξεις των ΕΚΩΣ, ΕΑΚ και ΚΑΝ.ΕΠΕ. Όπως φαίνεται στο

Σχήμα 3.1 τοποθετήθηκαν δυο τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση στις θέσεις των υπαρχόντων υποστυλωμάτων K2, K4, K9 και K11.

Καθ' ύψος του τοιχώματος σε απόσταση H_{cr} από τη βάση του θεωρείται κρίσιμη περιοχή και έχει συγκεκριμένες απαιτήσεις όπλισης. Το ύψος αυτό ισούται με το μέγιστο των I_w και $H_w / 6$, όπου H_w το ύψος του (ΕΚΩΣ). Η επιτάχυνση στόχος που τέθηκε για το ενισχυμένο κτίριο είναι $0.24 g$, με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 3$. Συνεπώς, η επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με:

$$\Phi_d(t) = \gamma_I \frac{A \cdot n \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} = 0.2 g$$

Το κάθε τοίχωμα υπολογίζεται ως δύο επιμέρους κρυφά υποστυλώματα στα άκρα του και τον κορμό ανάμεσά τους. Η διαμόρφωση των κρυφών υποστυλωμάτων γίνεται σε απόσταση ίση με a' από το άκρο του τοιχώματος, ενώ στην άλλη διεύθυνση εκτείνεται σε πλάτος b' ίσο με το συνολικό πάχος b του τοιχώματος. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με τους παραπάνω κανονισμούς δεχόμαστε ότι κατά τη

σεισμική διέγερση λειτουργούν μόνο τα δύο κρυφά υποστυλώματα και όχι ο κορμός.

Το εξεταζόμενο τοίχωμα θεωρήθηκε ότι σχεδιάστηκε με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και οπλίστηκε τόσο εντός όσο και εκτός των κρίσιμων περιοχών. Το μήκος του τοιχώματος επιλέχθηκε ίσο με $l_w = 1.7$ m, μεγαλύτερο από το ελάχιστο μήκος του 1.5 m που προδιαγράφεται από τον ΕΑΚ 2000 για τα χαρακτηριστικά του εξεταζόμενου φορέα. Το πάχος τους επιλέχθηκε ίσο με $b_w = 0.4$ m και το συνολικό του ύψος είναι $H_w = 9$ m και διατρέχει όλο το κτίριο. Οι διαστάσεις των κρυφών υποστυλωμάτων βάσει των κανονισμών προέκυψαν $a' = 0.6$ m και $b' = 0.4$ m. Στα δύο κρυφά υποστυλώματα τοποθετήθηκαν διαμήκεις οπλισμοί 8Φ16 στο καθένα. Για την παραλαβή της τέμνουσας και την επίτευξη της απαιτούμενης περισφιγξης τοποθετήθηκε εγκάρσιος οπλισμός Φ10/7. Στον κορμό του τοιχώματος τοποθετήθηκαν εκατέρωθεν των δύο πλευρών εσχάρες οπλισμών Φ8/20. Στο **Σχημα 3.2** παρουσιάζεται η τελική διαμόρφωση των τοιχωμάτων και οι οπλισμοί τους.

Η βαθμονόμηση και προσομοίωση τοιχώματος έγινε με παρόμοιο τρόπο που περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο για τα υφιστάμενα υποστυλώματα και δοκούς. Στο **Σχήμα 3.3** φαίνεται η καμπύλη M-k για το τοίχωμα στη βάση του, μιας και οι οπλισμοί μειώνονται καθώς αυξάνει το ύψος ορόφου.

3.2 Παρουσίαση των δύο εναλλακτικών μεθόδων θεμελίωσης

Συμβατικός σχεδιασμός θεμελίωσης

Για τον σχεδιασμό της θεμελίωσης των τοιχωμάτων ο υπολογισμός των δράσεων σχεδιασμού έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΑΚ 2000. Συγκεκριμένα, οι δράσεις σχεδιασμού S_{Fd} του στοιχείου θεμελίωσης υπολογίζονται βάσει της υπεραντοχής του πλαστικού στοιχείου της ανωδομής που εδράζεται σε αυτό ως εξής:

$$S_{Fd} = S_V + \alpha_{CD} S_E$$

όπου:

- S_V : η τιμή του εντατικού μεγέθους (ροπή, τέμνουσα, αξονική δύναμη) προερχόμενη από το σύνολο των μη σεισμικών δράσεων του σεισμού συνδυασμού
- S_E : η τιμή του ίδιου μεγέθους που προέρχεται από τη σεισμική δράση

Για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης για μεμονωμένα θεμέλια υπολογίζεται ως εξής:

$$\alpha_{CD} = 1.20 M_R / M_E - M_V / M_E \leq q$$

όπου:

- M_R και M_E : η υπολογιστική αντοχή και η σεισμική ροπή αντίστοιχα, στην πλησιέστερη θέση πιθανής πλαστικής ή ενδεχόμενης πλαστικής άρθρωσης, στο στοιχείο θεμελίωσης
- M_V : η ροπή στο σύνολο των μη σεισμικών φορτίσεων

Ως προς τις επιφανειακές θεμελιώσεις, με τις οποίες και θα ασχοληθούμε στην παρούσα εργασία, ελέγχονται σε αστοχία λόγω υπέρβασης της φέρουσας

ικανότητας του εδάφους, πιθανής ολίσθησης ή ανασηκώματος καθώς και αστοχίας των δομικών τους στοιχείων. Επομένως θα πρέπει να διαθέτουν συντελεστή ασφαλείας έναντι στατικής φόρτισης μεγαλύτερο του 3 ($SF_s \geq 3$), ενώ ο σεισμικός συντελεστής ασφαλείας δεν πρέπει να είναι κάτω από 1 ($SF_E \geq 1$). Επίσης, πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο της εκκεντρότητας, το οποίο επιβάλλει εκκεντρότητα $e < B/3$, όπου B το πλάτος του θεμελίου, ώστε να μην ανασηκώνεται το θεμέλιο. Τέλος, σχετικά με τον έλεγχο σε ολίσθηση, αυτή εξαρτάται τόσο από τις δράσεις στην διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους όσο και από το είδος του εδάφους έδρασης (συνεκτικά ή κοκκώδη εδάφη).

Σύμφωνα με τα παραπάνω οδηγούμαστε σε διαστάσεις θεμελίου του τοιχώματος 6 m x 2.2 m που αντιστοιχεί σε συντελεστή ασφαλείας $FS_v \approx 14$. Ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίστηκε ως εξής:

$$FS_v = N_{uo} / N$$

όπου:

- N_{uo} υπολογίστηκε από την προσεγγιστική σχέση:

$$N_{uo} = (\pi+2) (1 + 0.2 B/L) A S_u$$

με B και L αντίστοιχα το μήκος και το πλάτος του θεμελίου και A το εμβαδόν του θεμελίου

- N : η αξονική φόρτιση του τοιχώματος που προέρχεται από τα στατικά φορτία

Οι μεγάλες διαστάσεις οφείλονται στο μικρό αξονικό φορτίο που μεταβιβάζει το τοίχωμα στο θεμέλιο με συνεπακόλουθο μεγάλη εκκεντρότητα, η οποία όμως, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, πρέπει να είναι μικρότερη του 1/3 της διάστασης του θεμελίου.

Μη συμβατικός σχεδιασμός θεμελίωσης

Παράλληλα με το μεγάλο θεμέλιο, για το τοίχωμα διερευνήθηκε μία ακόμα λύση με μικρότερες διαστάσεις. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν διαστάσεις θεμελίου 3.2 m x 1.8 m, εξασφαλίζοντας μεν επαρκή συντελεστή ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες ($FS_v \approx 6$), αλλά αδυνατώντας να ικανοποιηθεί το (συμβατικό) κριτήριο του περιορισμού της εκκεντρότητας. Η ροπή του εν λόγω θεμελίου υπό κατακόρυφο φορτίο N_v , που οφείλεται από τα στατικά φορτία, προκύπτει $M_{ult} \approx 850$ kNm [Gouvernec, 2007]. Η ροπή αντοχής του τοιχώματος είναι $M_{RD} \approx 2000$ kNm. Σύμφωνα με τα προηγούμενα, ορίζεται ο συντελεστής απομείωσης της αντοχής του θεμελίου ως προς αυτή του τοιχώματος ως $CRF = M_{RD}/M_{ult}$ (Capacity Reduction Factor), ο οποίος στην συγκεκριμένη περίπτωση ισοδυναμεί με $CRF = 2.35$. Σε αυτό το σημείο επισημαίνεται πως μπορεί αυτή η τιμή να θεωρηθεί μεγάλη, όμως με δεδομένο ότι η αξονική καταπόνηση των τοιχωμάτων κατά τη διάρκεια των δυναμικών αναλύσεων μεταβάλλεται με σημαντικό εύρος, κρίνεται επιβεβλημένη προκειμένου να διασφαλίσουμε την ελαστική απόκριση των τοιχωμάτων, μέσω της σεισμικής μόνωσης που παρέχεται.

3.3 Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις στην Ενισχυμένη Κατασκευή

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις μονοτονικά αυξανόμενου οριζόντιου φορτίου μέσω στατικά επιβαλλόμενης φόρτισης (Pushover). Η επιβολή των δυνάμεων έγινε με κατανομή που ακολουθούσε την κατανομή των αντίστοιχων ιδιομορφών.

Οι συγκεκριμένες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στο ενισχυμένο κτίριο για τις εξής περιπτώσεις: (α) με θεώρηση πάκτωσης στη βάση, αγνοώντας την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής, (β) για τη συμβατική θεμελίωση των τοιχωμάτων και (γ) για τη υποδιαστασιολογημένη θεμελίωση των τοιχωμάτων. Στο **Σχήμα 3.4** παρουσιάζεται η απόκριση σε όρους τέμνουσας βάσης–μετατόπισης κορυφής (Q-δ) των παραπάνω αναλύσεων για τη διεύθυνση x και y .

Στον **Πίνακα 3.1** παρουσιάζονται οι τιμές των ιδιοπεριόδων των μοντέλων που αναλύθηκαν για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου. Όπως παρατηρούμε, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση του εδάφους οδηγούμαστε σε αύξηση της ιδιοπεριόδου, κάτι που ήταν αναμενόμενο καθώς το κτίριο γίνεται πιο εύκαμπτο σε αυτή την περίπτωση.

Διεύθυνση x

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων Pushover στη διεύθυνση x για την υφιστάμενη κατασκευή (**Σχήμα 2.15**) και για την ενισχυμένη (**Σχήμα 3.4**), διαπιστώνεται ότι η αναβάθμιση του κτιρίου είναι εμφανής. Επιπλέον, παρατηρείται ότι σχεδόν συμπίπτει η καμπύλη τέμνουσας βάσης–μετατόπισης κορυφής για την περίπτωση της θεώρησης πάκτωσης στη βάση και για το φορέα με τη συμβατική θεμελίωση των τοιχωμάτων. Το παραπάνω συμπέρασμα ήταν αναμενόμενο, αφού τα συμβατικώς σχεδιασμένα θεμέλια έχουν υπολογιστεί προκειμένου να μην επιτρέπουν να συμβούν μη γραμμικότητες στο έδαφος. Για την περίπτωση των υποδιαστασιολογημένων θεμελίων παρατηρούμε ότι το κτίριο είναι εμφανώς βελτιωμένο σε σχέση με το υφιστάμενο, ωστόσο μπορεί να παραλάβει

λιγότερη τέμνουσα βάση από το κτίριο με τα συμβατικά θεμέλια. Αυτό κρίνεται λογικό, καθώς τα υποδιαστασιολογημένα θεμέλια έχουν τη δυνατότητα να μεταφέρουν στο τοίχωμα μικρότερα εντατικά μεγέθη συγκριτικά με τα αντίστοιχα των συμβατικών θεμελίων. Από τις παραπάνω καμπύλες θα ήταν αναμενόμενο συμπέρασμα ότι το κτίριο με τα συμβατικά θεμέλια συμπεριφέρεται καλύτερα σε σχέση με το αντίστοιχο με τα υποδιαστασιολογημένα θεμέλια. Αυτό, όμως, όπως θα αναδειχθεί εκτενώς παρακάτω δεν συμβαίνει στην πράξη. Το προαναφερθέν συμπέρασμα οφείλεται στην κινηματική φύση της σεισμικής διέγερσης, η οποία είναι η επιβολή μετακινήσεων στη βάση του κτιρίου. Αντίθετα, στις αναλύσεις Pushover επιβάλλονται απευθείας φορτία στο κτίριο.

Εκτός από την αυξημένη τέμνουσα βάση που μπορεί να παραλάβει το κτίριο μετά την ενίσχυση, βελτιώνεται σημαντικά το κτίριο από άποψη κατανομής των μετακινήσεων καθ' ύψος. Στην υφιστάμενη κατασκευή παρατηρούσαμε το φαινόμενο της δημιουργίας μαλακού ορόφου στο ισόγειο. Αντίθετα, μετά την ενίσχυση με τα τοιχώματα η κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος του είναι εμφανώς πιο γραμμική. Ωστόσο και στο ενισχυμένο κτίριο ο πρώτος όροφος παραμένει πιο εύκαμπτος από τους υπόλοιπους ορόφους, αποφεύγοντας όμως τη δημιουργία μηχανισμού μαλακού ορόφου. Η μεγαλύτερη ευκαμψία του πρώτου ορόφου οφείλεται στην απουσία τοιχοπληρώσεων. Στο **Σχήμα 3.5** παρουσιάζεται η κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιρίου κανονικοποιημένων ως προς τη μέγιστη τιμή για τις αναλύσεις Pushover που πραγματοποιήθηκαν για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης. Το μη συμβατικό κτίριο παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερη ευκαμψία στον πρώτο όροφο.

Επιπροσθέτως, παρατηρείται διαφορά στην απόκριση των τοιχωμάτων T2 και T11, που λειτουργούν στη διεύθυνση x , για τις περιπτώσεις των υποδιαστασιολογημένων θεμελίων και των συμβατικά σχεδιασμένων. Αναλυτικότερα, στην πρώτη περίπτωση αρχικά αυξάνεται κατά μέτρο η αξονική που παραλαμβάνουν, ενώ στη συνέχεια μειώνεται οδηγώντας σε περαιτέρω μείωση της ροπής αντοχής του μη συμβατικού θεμελίου με αποτέλεσμα το ανασήκωμα των συγκεκριμένων θεμελίων. Με αυτό τον τρόπο ουσιαστικά παρατηρείται μόνωση των τοιχωμάτων, καθώς η ροπή που καλούνται να παραλάβουν και είναι αισθητά μικρότερη της ροπής αντοχής των τοιχωμάτων. Αυτό έχει ως επακόλουθο τα εν λόγω τοιχώματα να συμπεριφέρονται πλήρως ελαστικά. Στο **Σχήμα 3.6** παρουσιάζεται η αξονική και η τέμνουσα που παραλαμβάνει το τοίχωμα T11 συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και η αντίστοιχη ροπή συναρτήσει της στροφής του θεμελίου για τις δύο εναλλακτικές μεθόδους θεμελίωσης. Αντίστοιχη είναι η συμπεριφορά και του τοιχώματος T2 που λειτουργεί στη διεύθυνση x και γι' αυτό δεν παρουσιάζεται. Στο **Σχήμα 3.7** παρουσιάζεται η καμπύλη $M-\theta$ του θεμελίου του τοιχώματος T11 κατά την ανάλυση Pushover, καθώς και η αντίστοιχη καμπύλη που έχει προκύψει από Pushover με επιβολή στροφής στο συγκεκριμένο θεμέλιο. Στο **Σχήμα 3.8** φαίνεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση Pushover μεμονωμένα του υποδιαστασιολογημένου θεμελίου. Η συγκεκριμένη ανάλυση έγινε επιβάλλοντας στη βάση του θεμελίου αξονική N η οποία έχει προκύψει από τη στατική φόρτιση του τρισδιάστατου φορέα, αγνοώντας παράλληλα τα φαινόμενα $P-\delta$. Όπως προκύπτει από το **Σχήμα 3.7**, η ροπή που παραλαμβάνει το τοίχωμα κατά την ανάλυση Pushover αποτελεί ουσιαστικά τη ροπή αντοχής του θεμελίου για τη συγκεκριμένη αξονική καταπόνηση, αποτέλεσμα

του αντίστροφου ικανοτικού σχεδιασμού που έχει εφαρμοστεί. Αντίθετα, στην περίπτωση των συμβατικών θεμελίων, τα δύο τοιχώματα που λειτουργούν καταπονούνται μέχρι τη ροπή αντοχής τους και μπαίνουν στον πλαστικό κλάδο. Επιπλέον από το **Σχήμα 3.6** διαπιστώνεται πως το μη συμβατικό θεμέλιο δέχεται μεγαλύτερη τιμή στροφής σε σχέση με το αντίστοιχο συμβατικό, ένδειξη της μειωμένης δυσκαμψίας του πρώτου.

Τα παραπάνω συμπεράσματα αντικατοπτρίζονται εύληπτα στο **Σχήμα 3.9** όπου παρουσιάζεται η παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης. Συγκεκριμένα, για τη μη συμβατική θεμελίωση παρατηρούμε ανασήκωμα του θεμελίου στο τοίχωμα T11 και έντονη πλαστικοποίηση στο έδαφος. Αντίθετα, για τη συμβατική κατασκευή τα παραπάνω μη γραμμικά φαινόμενα είναι σχεδόν αμελητέα, καθώς προηγείται η καμπτική αστοχία στη βάση του τοιχώματος, όπως ορίζει ο ικανοτικός σχεδιασμός των θεμελιώσεων σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς.

Διεύθυνση y

Από το **Σχήμα 3.4.(β)** όπου παρουσιάζονται τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κορυφής, διαπιστώνεται η αυξημένη τέμνουσα βάσης που έχει τη δυνατότητα να παραλάβει το ενισχυμένο κτίριο σε σχέση με το υφιστάμενο. Αναμενόμενα ο φορέας με τα υποδιαστασιολογημένα θεμέλια παραλαμβάνει μικρότερη τέμνουσα βάσης σε σχέση με το φορέα με τη θεώρηση πάκτωσης καθώς και από το φορέα με τα συμβατικά θεμέλια. Ωστόσο, παρατηρείται πως η μέγιστη τέμνουσα βάσης για την περίπτωση της ενισχυμένης κατασκευής με τη θεώρηση

πάκτωσης στη βάση είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του φορέα με τη συμβατική θεμελίωση των τοιχωμάτων. Αυτό το παράδοξο θα εξηγηθεί παρακάτω.

Στο **Σχήμα 3.10** παρουσιάζονται οι ροπές που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα T4 και T9 τα οποία λειτουργούν στη διεύθυνση y για την περίπτωση των υποδιαστασιοποιημένων θεμελίων. Συγκρίνοντας τα παραπάνω με τις ροπές που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα T2 και T11 για την περίπτωση της ανάλυσης Pushover κατά τη διεύθυνση x (**Σχήμα 3.6.γ**) παρατηρούμε διαφορά στην απόκριση τους. Αυτή η διαφορά εξηγείται από την εξέλιξη των αξονικών στα τοιχώματα T4 και T9 για την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y , η οποία γίνεται αντιληπτή από την παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής (**Σχήμα 3.11**). Στο παραπάνω σχήμα παρουσιάζεται η παραμορφωμένη κατάσταση για την περίπτωση της συμβατικής θεμελίωσης. Ωστόσο, αντίστοιχη είναι η εξέλιξη των αξονικών των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων για το σύστημα με τα μη συμβατικά θεμέλια. Αναλυτικότερα, στο πρώτο και στο τρίτο πλαίσιο μειώνεται η αξονική των υποστυλωμάτων κατά μέτρο, ενώ στο δεύτερο και στο τρίτο αυξάνεται (η αρίθμηση των πλασίων φαίνεται στο **Σχήμα 3.12**). Η παραπάνω διαπίστωση παρατίθεται γραφικά στο **Σχήμα 3.13**, όπου καταγράφεται η εξέλιξη των αξονικών κατά μέτρο για το πλαίσιο που περιλαμβάνει τα υποστυλώματα K1, K7 και K10 καθώς και το τοίχωμα T4. Πιο συγκεκριμένα, για το τοίχωμα T9 η αξονική αυξάνεται κατά μέτρο, ενώ για το τοίχωμα T4 μειώνεται κατά μέτρο. Επομένως διαφοροποιείται η ροπή αντοχής του θεμελίου, καθώς μεταβάλλεται η αξονική τους. Το τοίχωμα T9 γίνεται πιο δύσκαμπτο και παράλληλα το T4 πιο εύκαμπτο, δικαιολογώντας τη μεγαλύτερη στροφή του θεμελίου του. Ενδεικτικά, στο **Σχήμα 3.14** καταγράφεται η σημαντική τάση του τοιχώματος T4 προς ανασήκωμα, απόρροια της μείωσης της αξονικής του,

ενώ το τοίχωμα T9 παρουσιάζει μεγαλύτερη τάση για καθίζηση. Από το παραπάνω σχήμα διαφαίνεται η εντονότερη πλασικοποίηση του εδάφους στη θεμελίωση του τοιχώματος T9 σε σχέση την αντίστοιχη κατάσταση για το τοίχωμα T4. Στο **Σχήμα 3.10** παρουσιάζονται οι τέμνουσες βάσης των τοιχωμάτων T4 και T9 συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και οι ροπές που παραλαμβάνουν. Όπως παρατηρείται από τα συγκεκριμένα σχήματα, το τοίχωμα T4 παραλαμβάνει μικρότερη ροπή και τέμνουσα βάση από τις αντίστοιχες του τοιχώματος T9. Αυτό οφείλεται στην κατανομή των αξονικών που παρουσιάστηκε προηγουμένως και ουσιαστικά οδηγεί στην περαιτέρω μόνωση του τοιχώματος T4 που δεν μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερη καταπόνηση.

Αντίστοιχη συμπεριφορά παρατηρείται για την περίπτωση του ενισχυμένου κτιρίου με τα συμβατικά θεμέλια κατά την ανάλυση Pushover κατά y . Παρουσιάζονται για τα τοιχώματα T4 και T9 οι αξονικές (**Σχήμα 3.10.α**), οι τέμνουσες βάσης (**Σχήμα 3.10.β**) και οι ροπές (**Σχήμα 3.10.γ**). Η μεταβολή των αξονικών των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων, έχει καταγραφεί στο **Σχήμα 3.11**. Ενδεικτικό της παραπάνω συμπεριφοράς είναι πως μόνο το τοίχωμα T9 καταπονείται με τη ροπή αντοχής του, ενώ το θεμέλιο του T4 μεταφέρει στο τοίχωμα μικρότερη ροπή λόγω της μείωσης της δυσκαμψίας και επομένως και της ροπής αντοχής του συγκεκριμένου θεμελίου.

Συγκρίνοντας την απόκριση της ενισχυμένης κατασκευής κατά τις αναλύσεις Pushover στη διεύθυνση y για την περίπτωση με τα συμβατικά θεμέλια και με την περίπτωση με τα υποδιαστασιολογημένα θεμέλια καταλήγουμε στα παρακάτω συμπεράσματα. Σε καμία από τις δύο περιπτώσεις δεν έχουμε γραμμική κατανομή μετακινήσεων καθ' ύψος του φορέα, ωστόσο στη δεύτερη περίπτωση ο φορέας

είναι ελαφρώς πιο εύκαμπτος στον πρώτο όροφο σε σχέση με την πρώτη περίπτωση. Συγκεκριμένα, στο **Σχήμα 3.15** παρουσιάζονται οι μετακινήσεις καθ' ύψος του φορέα για τις δύο περιπτώσεις, κανονικοποιημένες με την αντίστοιχη κάθε φορά μέγιστη μετακίνηση στην κορυφή.

Επιπλέον, στο **Σχήμα 3.16** παρουσιάζεται το ποσοστό της συνολικής τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα T4 και T9 για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης. Όπως παρατηρούμε και για τις δύο περιπτώσεις αρχικά το τοίχωμα T9 καλείται να παραλάβει σημαντικό ποσοστό της συνολικής τέμνουσας βάσης του κτιρίου. Ωστόσο, για το φορέα με τα υποδιαστασιολογημένα θεμέλια σε πολύ μικρή μετατόπιση κορυφής το ποσοστό αυτό περιορίζεται στο 30%. Αυτό οφείλεται περιορισμένη φέρουσα ικανότητα του υποδιαστασιολογημένου θεμελίου που δεν του επιτρέπει να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης. Αντίθετα, στον φορέα με τα συμβατικά θεμέλια το παραπάνω ποσοστό ξεπερνά το 40% με ταυτόχρονη μείωση του αντίστοιχου ποσοστού του τοιχώματος T4. Η παραπάνω διαπίστωση μας οδηγεί στο συμπέρασμα πως καθώς το τοίχωμα T9 παραλαμβάνει σημαντικό ποσοστό της συνολικής τέμνουσας βάσης του κτιρίου ουσιαστικά είναι αυτό που ορίζει σε μεγάλο βαθμό τη συνολική συμπεριφορά του κτιρίου. Επομένως θα μπορούσαμε να ισχυριστούμε ότι λειτουργεί σαν “οιονεί” πάκτωση. Αυτός είναι ο λόγος που παρατηρώντας τα διανύσματα των μετακινήσεων φαίνεται να έχουν την τάση να στρίψουν το κτίριο με πόλο περιστροφής το τοίχωμα T9 (**Σχήμα 3. 17**). Αυτή η τάση θα αποσαφηνιστεί στις αναλύσεις με σεισμικές διεγέρσεις στη διεύθυνση y. Η τάση του συμβατικού κτιρίου για στρεπτική καταπόνηση δικαιολογεί την απόκλιση που παρατηρήθηκε στο διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετατόπισης

κορυφής (**Σχήμα 3.4**) στις καμπύλες που αντιστοιχούν στη συμβατική κατασκευή και στην αντίστοιχη ενισχυμένη με τη θεώρηση πάκτωσης στη βάση.

Στο **Σχήμα 3. 18** παρουσιάζονται η αξονική, η τέμνουσα και η ροπή συναρτήσε της μετατόπισης κορυφής που καλούνται να παραλάβουν τα τοιχώματα T4 και T9 κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y με θεώρηση πάκτωσης στη βάση. Διαπιστώνεται πως η μεταβολή των αξονικών παρουσιάζει παρόμοια συμπεριφορά με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις Pushover για τη συμβατική και τη μη συμβατική κατασκευή. Ωστόσο, τα τοιχώματα T4 και T9 καλούνται να παραλάβουν ίδιες τιμές ροπής και τέμνουσας κατά την ανάλυση με θεώρηση πάκτωσης. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, καθώς θεωρούνται ακλόνητες στηρίξεις στη βάση του προσομοιώματος, η φέρουσα ικανότητα των θεμελίων σε ροπή και τέμνουσα δεν επηρεάζεται από την αξονική που δέχονται. Αντίθετα, στην περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση του εδάφους, η αξονική ορίζει ουσιαστικά τις μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών που έχει τη δυνατότητα να μεταβιβάσει η θεμελίωση στα υποστυλώματα και στα τοιχώματα.

3.4 Συμμετρική τοποθέτηση των τοιχωμάτων στην κάτοψη

Σε αυτό το σημείο, έγινε προσπάθεια να ελεγχθεί η επιρροή της θέσης στην κάτοψη των τοιχωμάτων όσον αφορά την απόκριση της μη συμβατικής κατασκευής. Ανάλογη είναι τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τη συμβατική κατασκευή και γι' αυτό δεν παρουσιάζονται. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον δόθηκε για την περίπτωση της φόρτισης της κατασκευής στη διεύθυνση y , καθώς η διακύμανση των αξονικών των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων, η οποία παρουσιάσθηκε στο προηγούμενο

εδάφιο, μεταβάλλει σημαντικά την απόκριση των εν λόγω μελών. Στο **Σχήμα 3.19** παρουσιάζεται η νέα τοποθέτηση των τοιχωμάτων σε κάτοψη και θα καλείται ασύμμετρη, ενώ η τοποθέτηση που εξετάσθηκε σε προηγούμενο υποκεφάλαιο θα καλείται συμμετρική. Συγκεκριμένα, για την ασύμμετρη περίπτωση τα τοιχώματα τοποθετούνται στις θέσεις των προυπάρχοντων υποστυλωμάτων K2, K7, K9 και K11.

Κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y με την ασύμμετρη τοποθέτηση τα τοιχώματα που λειτουργούν είναι τα T7 και T9. Επειδή παρουσιάζουν ταυτόσημη συμπεριφορά θα παρουσιασθεί μόνο η απόκριση του τοιχώματος T9 για τις περιπτώσεις επιβολής των φορτίων της ανάλυσης Pushover κατά τη θετική και την αρνητική φορά της διεύθυνσης y . Από το διάγραμμα των αξονικών συναρτήσεων της μετατόπισης κορυφής (**Σχήμα 3.20.α**) για τις δύο φορές φόρτισης παρατηρείται η έντονη διαφοροποίηση της απόκρισης του τοιχώματος T9. Αναλυτικότερα, για τη θετική φορά η συγκεκριμένη αξονική αυξάνει κατά μέτρο, ενώ για την αρνητική φορά παρουσιάζει αντίθετη εξέλιξη. Αυτή η διακύμανση των αξονικών επηρεάζει τα εντατικά μεγέθη που δύναται να μεταβιβάσει η θεμελίωση στο εν λόγω τοίχωμα. Από το **Σχήμα 3.20** που παρατίθενται η ροπή και η τέμνουσα του τοιχώματος T9 για τις δύο φορές φόρτισης, γίνεται αντιληπτό πως κατά τη θετική φορά το θεμέλιο του τοιχώματος αυξάνει τη δυσκαμψία του και μεταβιβάζει μεγαλύτερη ροπή και τέμνουσα στο υπερκείμενο τοίχωμα. Σύμφωνα με τα παραπάνω το σύστημα θεμελίου-τοιχώματος γίνεται πιο δύσκαμπτο για φόρτιση της κατασκευής κατά τη θετική φορά φόρτισης στη διεύθυνση y σε σχέση με την αντίστοιχη κατάσταση για την αρνητική φορά. Η παραπάνω διαπίστωση επαληθεύεται από τις καμπύλες συνολικής τέμνουσας βάσης που καλείται να παραλάβει η κατασκευή συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής (**Σχήμα 3.21.α**). Η αύξηση της δυσκαμψίας του

συστήματος θεμελίου-τοιχώματος επιτρέπει στην κατασκευή να έχει τη δυνατότητα να παραλάβει μεγαλύτερη τέμνουσα βάση. Συγκρίνοντας τις προηγούμενες καμπύλες με αυτή που έχει προκύψει κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y συμμετρική κατασκευή παρατηρούμε ότι συγκεκριμένη καμπύλη βρίσκεται ενδιάμεσα στις προαναφερθείσες. Επομένως, η συμμετρική κατασκευή παρουσιάζει διαφορετική αντοχή για τις δύο φορές φόρτισης κατά τη διεύθυνση y , ενώ η αντίστοιχη αντοχή της ασύμμετρης έχει ενδιάμεση τιμή σε σχέση τις δύο τιμές της συμμετρικής κατασκευής.

Η παραπάνω συμπεριφορά ελέγχθηκε ενδεικτικά για τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090. Σημειώνεται πως η δυσμενής φορά της συγκεκριμένης διέγερσης είναι κατά την αρνητική φορά της διεύθυνσης y . Από το **Σχήμα 3.21.β** διαπιστώνεται η καλύτερη συμπεριφορά της συμμετρικής κατασκευής έναντι αυτής της ασύμμετρης σε όρους μέγιστης και παραμένουσας μετατόπισης κορυφής. Το παραπάνω συμπέρασμα κρίνεται εύλογο, καθώς η αρνητική φορά είναι η λιγότερο ισχυρή πλευρά της συμμετρικής κατασκευής, όπως είχε καταγραφεί από τις αναλύσεις Pushover.

3.5 Σεισμική απόκριση της Ενισχυμένης Κατασκευής

Η σεισμική συμπεριφορά των δύο εναλλακτικών μεθόδων σχεδιασμού (Συμβατική, $B = 6 \text{ m}$; Μη Συμβατική, $B = 3.2 \text{ m}$) διαπιστώνεται μέσω μιας σειράς από μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας στις οποίες το εξεταζόμενο προσομοίωμα υποβάλλεται σε 6 σεισμικές καταγραφές που προέρχονται από παγκόσμια ιστορικά συμβάντα. Στο **Σχήμα 3.22** εμφανίζονται οι παραπάνω

καταγραφές, καθώς και το φάσμα απόκρισής τους σε όρους επιτάχυνσης (SA) και ταχύτητας (SV). Οι επιλεγμένες καταγραφές μπορούν να κατηγοριοποιηθούν από μέτριας έντασης έως πολύ δυνατές σεισμικές διεγέρσεις.

Η σεισμική συμπεριφορά των δύο εναλλακτικών αρχικά συγκρίνεται λεπτομερώς για δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις: (α) σεισμική διέγερση μέτριας έντασης, χρησιμοποιώντας την καταγραφή της Λευκάδας (2003), η οποία υπερβαίνει σε μικρό βαθμό το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής; (β) σεισμική διέγερση μεγάλης έντασης, χρησιμοποιώντας την καταγραφή Salvador (2001), η οποία υπερβαίνει σημαντικά το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής. Στην πρώτη περίπτωση, σκοπός είναι να διερευνηθεί η συμπεριφορά των δύο εναλλακτικών, κυρίως σε όρους λειτουργικότητας μετά από μία σεισμική καταγραφή στο επίπεδο του σεισμού σχεδιασμού. Στη δεύτερη περίπτωση, έμφαση δίνεται στην ασφάλεια σε περίπτωση ενός “απρόσμενου” συμβάντος που υπερβαίνει σημαντικά το σεισμό σχεδιασμού. Η παραπάνω σύγκριση διεξάγεται και για τις δύο διευθύνσεις της κατασκευής. Τα αποτελέσματα από το σύνολο το σεισμικών διεγέρσεων παρατίθενται στη συνέχεια περιληπτικά για κάθε εναλλακτική.

Συμπεριφορά σε Σεισμική Διέγερση Μέτριας Έντασης

Οι δύο εναλλακτικές υποβάλλονται στη διέγερση που έχει προκύψει από την καταγραφή της Λευκάδας (2003). Όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 3.22**, η σεισμική διέγερση μπορεί να θεωρηθεί σχεδόν ισοδύναμη με το σεισμό σχεδιασμού. Η σύγκριση των δύο εναλλακτικών για τη διεύθυνση x διαφαίνεται στο **Σχήμα 3.23** σε όρους: (α) καμπτικής ροπής του τοιχώματος καμπυλότητας ($M-k$) (αποκαλύπτοντας

την “κατανάλωση” της πλαστιμότητας της ανωδομής), (β) χρονοϊστορίας της τέμνουσας βάσης του τοιχώματος (Q-t) (γ) χρονοϊστορίας της ανηγμένης διαφορικής μετακίνησης του πρώτου ορόφου (Drift Ratio-t), και (δ) χρονοϊστορίας της μετατόπισης κορυφής (δ-t). Τα αντίστοιχα αποτελέσματα –αναφερόμενα στο τοίχωμα T9- για τη διεύθυνση y παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.24**.

Για τη διεύθυνση x , από το διάγραμμα M-κ του τοιχώματος T11 συμπεραίνεται ότι έχουμε ελαστική απόκριση και για τις δύο εναλλακτικές. Ωστόσο, το τοίχωμα T11 στην περίπτωση του συμβατικού σχεδιασμού παραλαμβάνει μεγαλύτερη τέμνουσα, όπως διαπιστώνεται από το διάγραμμα Q-t, το οποίο είναι αναμενόμενο, καθώς είναι πιο δύσκαμπτο από το αντίστοιχο τοίχωμα με την υποδιαστασιοποιημένη θεμελίωση. Σε όρους ανηγμένης διαφορικής μετατόπισης για τον πρώτο όροφο η απόκριση των δύο μεθόδων είναι αντίστοιχη. Το παραπάνω συμπέρασμα είναι σημαντικό, καθώς στις αναλύσεις Pushover είχε διαφανεί μεγαλύτερη ευκαμψία του ισογείου για τη μη συμβατική λύση σε σχέση με τη συμβατική. Επομένως, τουλάχιστον σε σεισμικές διεγέρσεις που είναι έντασης παραπλήσιας του σεισμού σχεδιασμού, δεν παρατηρείται το συγκεκριμένο μειονέκτημα στο μη συμβατικό σχεδιασμό. Επιπροσθέτως, και σε όρους μετατόπισης κορυφής η συμπεριφορά των δύο λύσεων είναι παρόμοια, χωρίς να υπερτερεί κάποια. Συγκεκριμένα, τόσο η μέγιστη τιμή της μετατόπισης κορυφής όσο και η παραμένουσα τιμή είναι ίδια για τις μεθόδους.

Σε αυτό το σημείο, επισημαίνεται πως στην περίπτωση της μη συμβατικής λύσης παρατηρείται αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας στα μη ενισχυμένα υποστυλώματα της κατασκευής πέραν των τοιχωμάτων που λειτουργούν σε κάθε

διεύθυνση (**Σχήμα 3.25.α**). Ωστόσο, χρειάζεται να τονιστεί ότι αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας δε συνεπάγεται σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στη βάση των υποστυλωμάτων. Ενδεικτικά, στο **Σχήμα 3.25.γ** παρατίθενται τα διαγράμματα M-κ του υποστυλώματος K12 για τις δύο εξεταζόμενες περιπτώσεις θεμελίωσης. Η συγκεκριμένη αύξηση στις απαιτήσεις για πλαστιμότητα που διαπιστώθηκε, οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση της μη συμβατικής μεθόδου οι αξονικές των μη ενισχυμένων υποστυλωμάτων παρουσιάζουν μεγαλύτερη διακύμανση και επομένως και μεγαλύτερες τιμές κατά μέτρο. Αυτό έχει ως επακόλουθο τα μη ενισχυμένα υποστυλώματα να γίνονται ελαφρώς πιο δύσκαμπτα στις περιπτώσεις που η φορά της σεισμικής διέγερσης τείνει να αυξήσει την αξονική τους κατά μέτρο και η καμπτική καταπόνηση που καλούνται να παραλάβουν καθίσταται εντονότερη. Στο **Σχήμα 3.25.β** φαίνεται η χρονοϊστορία των αξονικών N κανονικοποιημένες ως προς την αρχική τιμή της αξονικής N_0 του υποστυλώματος K12 για τις δύο εναλλακτικές.

Τα αποτελέσματα για τη διεύθυνση y είναι παρόμοια και παρουσιάζονται στα αντίστοιχα διαγράμματα (**Σχήμα 3.24**). Έμφαση δίνεται σε αυτό το σημείο στην απόκριση εκτός επιπέδου φόρτισης της κατασκευής. Στα **Σχήματα 3.26.α** και **3.26.β** παρατίθενται οι τέμνουσες στη διεύθυνση x (Q_x) που καλούνται να παραλάβουν τα τοιχώματα T2 και T11 και στο **Σχήμα 3.26.γ** η ανηγμένη διαφορική μετακίνηση κατά x , συγκριτικά για τις δύο εξεταζόμενες εναλλακτικές. Παρατηρείται πως ενώ στη μη συμβατική λύση οι τέμνουσες Q_x στα τοιχώματα T2 και T11 δεν είναι σημαντικές, στην περίπτωση της συμβατικής μεθόδου οι αντίστοιχες Q_x φθάνουν σε αξιοσημείωτες τιμές. Αυτό όπως εξηγήθηκε στις αναλύσεις Pushover οφείλεται στην

τάση που παρουσιάζει η συμβατική κατασκευή για στρέψη όταν καταπονείται στη διεύθυνση y .

Συμπεριφορά σε Σεισμική Διέγερση Μεγάλης Έντασης

Η απόκριση των δύο συστημάτων εξετάστηκε για την καταγραφή GIC-090 που προέκυψε από το σεισμό του Salvador (13 Ιανουαρίου 2001) με μέγεθος $M=7.7$. Για τη διεύθυνση x , από το διάγραμμα $M-k$ (**Σχήμα 3.27.α**) για τις δύο εναλλακτικές διαπιστώνεται σημαντική διαφορά στην απόκριση του τοιχώματος T11, όπως ήταν αναμενόμενο. Συγκεκριμένα, στην περίπτωση της μη συμβατικής λύσης η απόκριση του τοιχώματος T11 είναι πλήρως ελαστική, ενώ αντίστοιχα για τη συμβατική λύση έχει ξεπεραστεί το ευθύγραμμο τμήμα στο διάγραμμα $M-k$ και επομένως η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση του τοιχώματος θεωρείται αρκετά πιθανή. Στο **Σχήμα 3.27** παρουσιάζονται για τις δύο εναλλακτικές οι χρονοϊστορίες των ανηγμένων διαφορικών μετακινήσεων για τον πρώτο και δεύτερο όροφο. Το μη συμβατικό σύστημα είναι ελαφρά πιο εύκαμπτο στον πρώτο όροφο, καθώς καταγράφεται μεγαλύτερη μέγιστη και παραμένουσα διαφορική μετατόπιση συγκριτικά με το συμβατικό σύστημα. Παρόλ' αυτά, αυτή η συμπεριφορά βελτιώνεται καθ' ύψος του κτιρίου, καθώς όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.27.δ**, η απόκριση στη μη συμβατική κατασκευή είναι ευμενέστερη σε όρους μέγιστης και παραμένουσας διαφορικής μετακίνησης στο δεύτερο όροφο. Η συγκεκριμένη συμπεριφορά επαναλαμβάνεται και στους επόμενους ορόφους. Ενδεικτικά παρατίθεται στιγμιότυπο (**Σχήμα 3.28**) από την παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής, όπου εξακριβώνεται η μεγαλύτερη ευκαμψία του ισογείου, αλλά και η

βελτιωμένη συμπεριφορά στους υπόλοιπους ορόφους της μη συμβατικής κατασκευής έναντι της συμβατικής. Στο τελευταίο σχήμα καταδεικνύεται η ευεργετική συνεισφορά της σεισμικής μόνωσης που παρέχεται από το λικνισμό της υποδιαστασιολογημένης θεμελίωσης των τοιχωμάτων, καθώς παρατηρείται σημαντικά μικρότερη τόσο μέγιστη όσο και παραμένουσα μετακίνηση κορυφής στη μη συμβατική λύση.

Τα αποτελέσματα για τη διεύθυνση y στην εξεταζόμενη σεισμική διέγερση είναι παρόμοια και παρουσιάζονται στα αντίστοιχα διαγράμματα (**Σχήμα 3.29**). Ωστόσο, πρέπει να τονισθεί η σημαντική τέμνουσα εκτός επιπέδου φόρτισης (Q_x) που καλούνται να παραλάβουν τα τοιχώματα T2 και T11. Αναλυτικότερα, από τις χρονοϊστορίες των συγκεκριμένων Q_x (**Σχήμα 3.30**) για τις δύο εναλλακτικές διαπιστώνεται ότι για την περίπτωση της συμβατικής κατασκευής οι τιμές των Q_x στα τοιχώματα T2 και T11 είναι αντίρροπες, ένδειξη της αξιοσημείωτης τάσης για στροφή που χαρακτηρίζει τη συμβατική κατασκευή.

Επιπροσθέτως, επιβάλλεται να παρουσιασθεί ένα παράδοξο που καταγράφηκε στη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση για επιβολή της φόρτισης στη διεύθυνση y στην περίπτωση της συμβατικής κατασκευής. Συγκεκριμένα, από το διάγραμμα M-κ (**Σχήμα 3.29**) για το τοίχωμα T4 διαπιστώνεται η έντονη πλαστικοποίηση που συντελείται στη βάση του, αποτέλεσμα που ήταν αναμενόμενο. Αντίθετα, από το αντίστοιχο διάγραμμα για το τοίχωμα T9 παρατηρείται ότι απλά εισχωρεί ελαφρώς στο ευθύγραμμο τμήμα, διατηρώντας πρακτικά ελαστική συμπεριφορά. Αυτό οφείλεται στη φύση της σεισμικής διέγερσης, καθώς ουσιαστικά αποτελείται από ένα ισχυρό παλμό. Επομένως, τα αποτελέσματα της συγκεκριμένης ανάλυσης είναι

άμεσα συγκρίσιμα με την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y . Όπως φαίνεται από τις χρονοϊστορίες των αξονικών N των τοιχωμάτων T4 και T9 (**Σχήμα 3.30.γ**) κατά τη διάρκεια του ισχυρού παλμού στο πρώτο έχουμε αύξηση της αξονικής κατά μέτρο, ενώ στο δεύτερο η μείωση που συντελείται είναι σημαντική με άμεσο αποτέλεσμα τη μόνωση του τοιχώματος T9 που τελικά παραλαμβάνει σαφώς μειωμένα εντατικά μεγέθη σε με τα αντίστοιχα του τοιχώματος T4.

Συμπεριφορά σε Σεισμική Διέγερση Πολύ Μεγάλης Έντασης

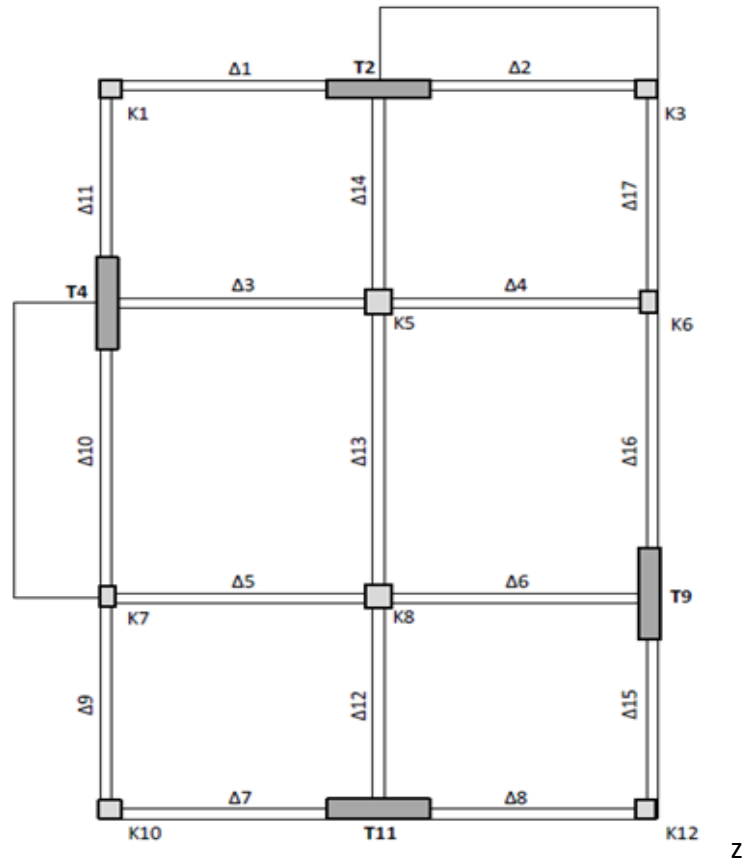
Σε αυτό το σημείο εξετάζεται η συμπεριφορά της κατασκευής κατά τη σεισμική διέγερση της καταγραφής Rinaldi-228 από το σεισμό του Northridge (17 Ιανουαρίου 1994) με μέγεθος $M = 6.7$. Κρίθηκε σκόπιμο να χρησιμοποιηθεί μειωμένο επιταχυνσιογράφημα σε σχέση με το πραγματικό, καθώς, όπως φαίνεται από το **Σχήμα 3.22**, η συγκεκριμένη διέγερση υπερβαίνει αισθητά το σεισμό σχεδιασμού. Επομένως επιλέχθηκε ως διέγερση η καταγραφή του Rinaldi στο 75% της έντασής της. Τα αποτελέσματα ήταν παρόμοια για τις δύο εναλλακτικές, καθώς και στις δύο περιπτώσεις οδηγηθήκαμε στην κατάρρευση. Συγκεκριμένα, για τη μη συμβατική λύση η παραμορφωμένη μορφή του φορέα πριν την κατάρρευση φαίνεται στο **Σχήμα 3.31**. Εύκολα παρατηρείται η δημιουργία μαλακού ορόφου στο επίπεδο του τέταρτου ορόφου για τις δύο διευθύνσεις επιβολής της φόρτισης. Σημειώνεται πως, όπως φαίνεται από την παραμορφωμένη κατάσταση της θεμελίωσης του τοιχώματος T11, πραγματοποιείται ανασήκωμα του θεμελίου. Ωστόσο, λόγω της αρκετά ισχυρής καταπόνησης το τοίχωμα δέχεται μεγαλύτερες τιμές αξονικής κατά μέτρο σε σχέση με τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις στις οποίες υποβλήθηκε. Ως

αποτέλεσμα, το τοίχωμα καλείται να παραλάβει μεγαλύτερη ροπή την οποία και μεταβιβάζεται καθ' ύψος του τοιχώματος. Το τοίχωμα στη βάση του για τη συγκεκριμένη ροπή συμπεριφέρεται ελαστικά. Με δεδομένο όμως ότι οι οπλισμοί του τοιχώματος μειώνονται σταδιακά καθ' ύψος του κτιρίου, γίνεται αντιληπτό πως η αυξημένη ροπή στη βάση οδηγεί σε δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο επίπεδο του τέταρτου ορόφου, όπου η ροπή αντοχής του τοιχώματος είναι μειωμένη.

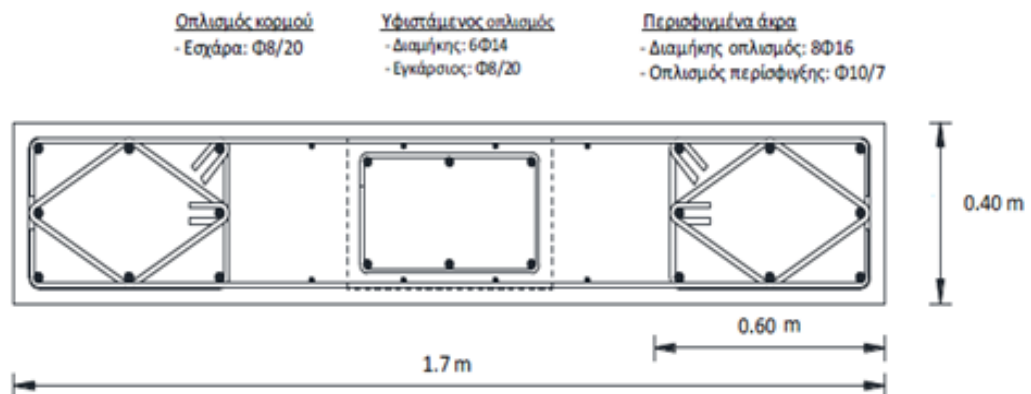
Σύνοψη αποτελεσμάτων δυναμικών αναλύσεων

Στο **Σχήμα 3.32** παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι μέγιστες τιμές μετακίνησης κορυφής και οι αντίστοιχες παραμένουσες τιμές για τις δυναμικές αναλύσεις που εξετάστηκαν στο παρόν κεφάλαιο για τις περιπτώσεις της συμβατικής και της μη συμβατικής κατασκευής. Διαπιστώνεται πως τα δύο συστήματα για σεισμικές φορτίσεις μέτριας έντασης επιδεικνύουν παρόμοια απόκριση. Ωστόσο, για σεισμικές διεγέρσεις μεγαλύτερης έντασης η μη συμβατική κατασκευή υπερτερεί αισθητά, ενώ για την καταγραφή Rinaldi-228 και τα δύο συστήματα οδηγούνται στην κατάρρευση.

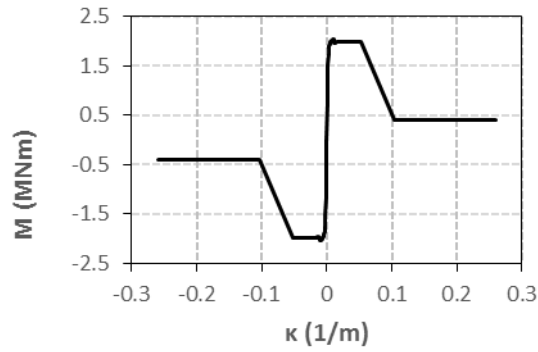
Σχήματα 3^{ου} Κεφαλαίου



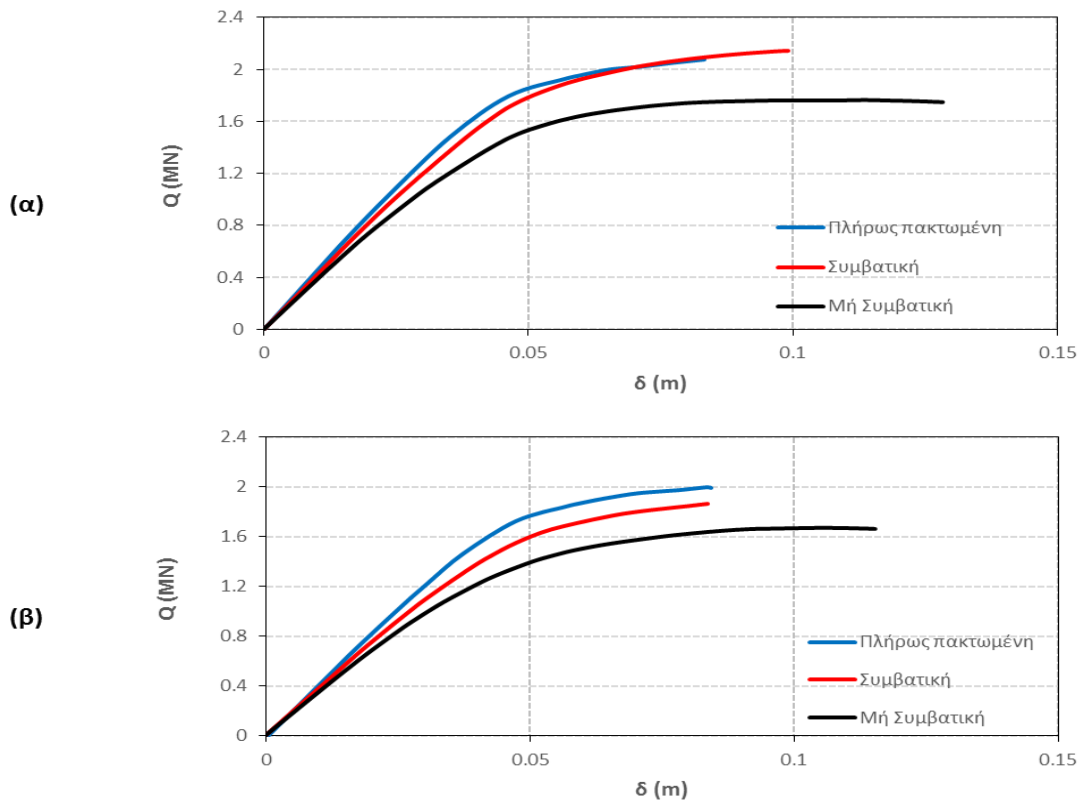
Σχήμα 3.1: Κάτοψη πρώτου ορόφου και θέσεις τοιχωμάτων ενίσχυσης.



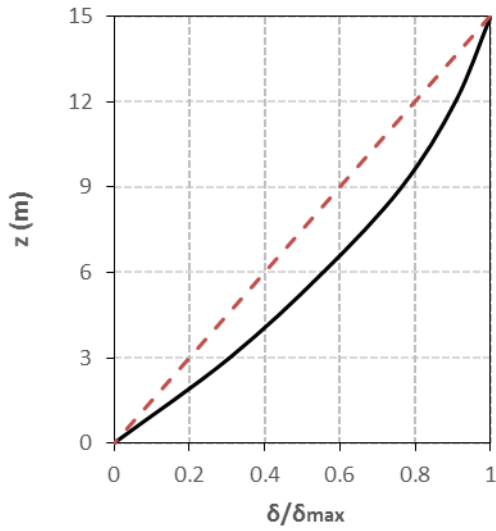
Σχήμα 3.2: Διαμόρφωση τοιχωμάτος ενίσχυσης και ο οπλισμός του.



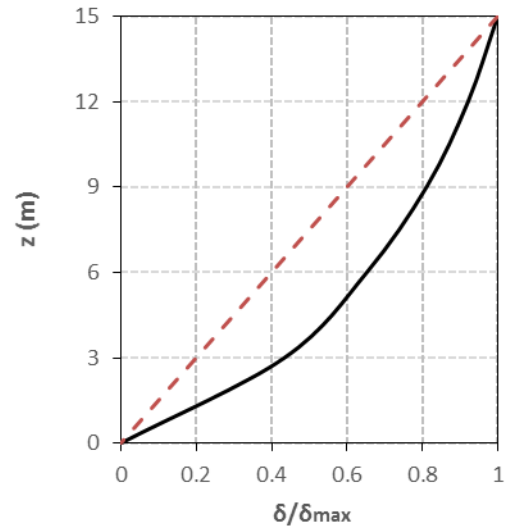
Σχήμα 3.3: Η καμπύλη ροπής-καμπυλότητας για το τοίχωμα ενίσχυσης στη βάση του.



Σχήμα 3.4: Η απόκριση της κατασκευής σε όρους τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κορυφής με θεώρηση πάκτωσης στη βάση, για τη συμβατική θεμελίωση των τοιχωμάτων και για τη υποδιαστασιολογημένη θεμελίωση των τοιχωμάτων κατά τις αναλύσεις Pushover στη διεύθυνση x (**α**) και y (**β**).

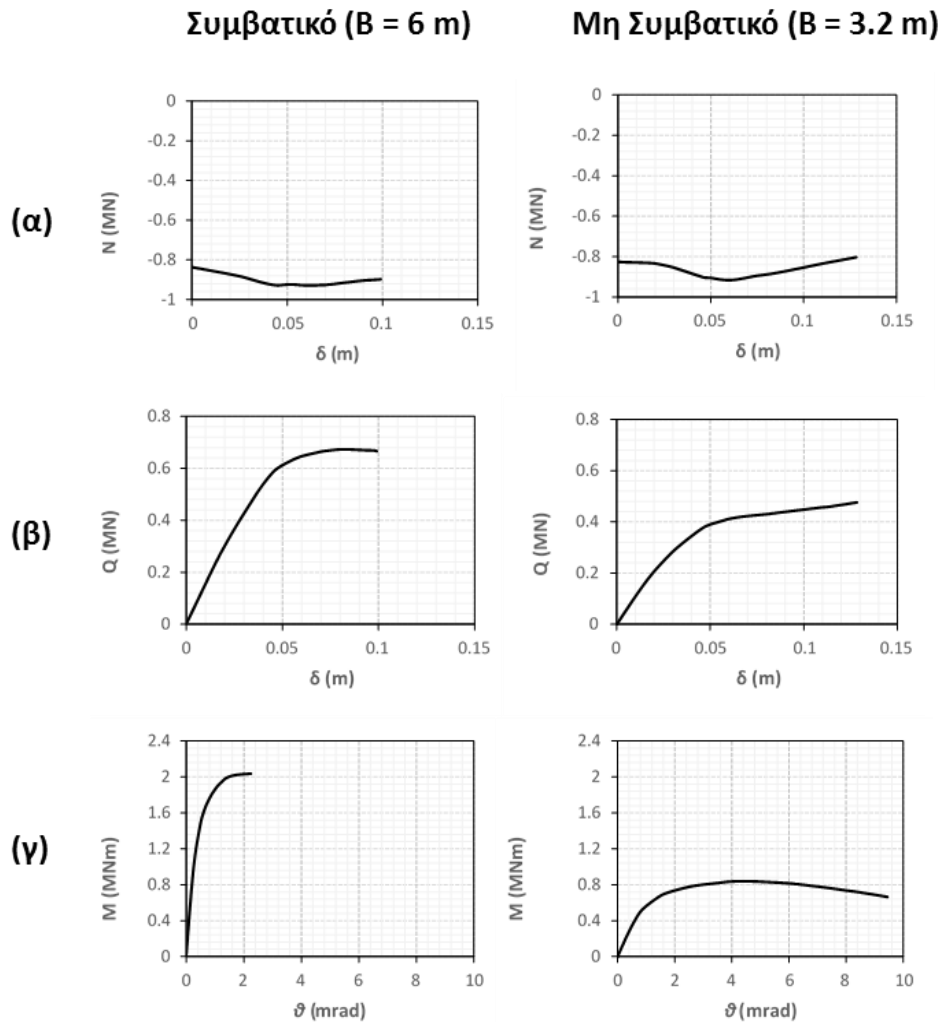


(α)

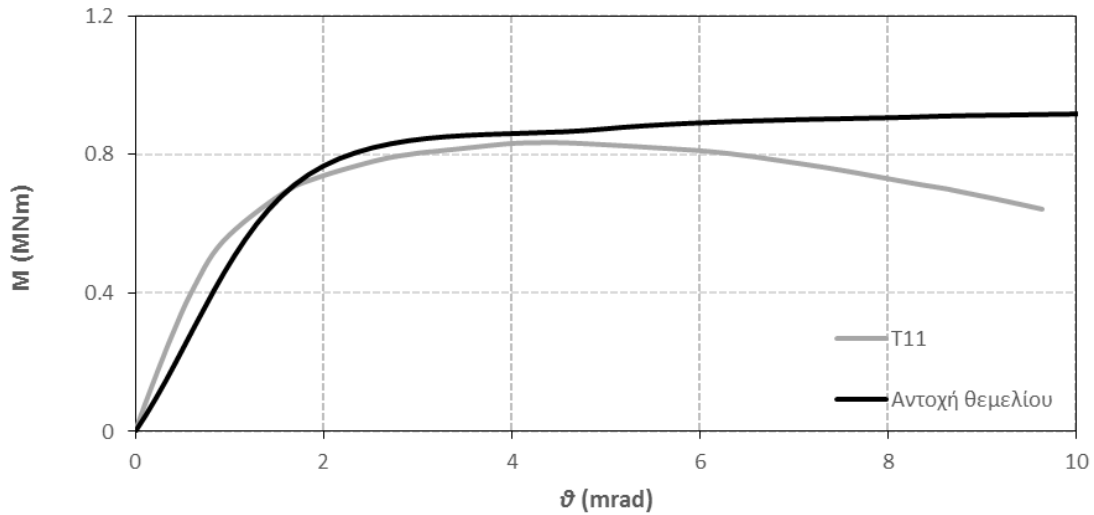


(β)

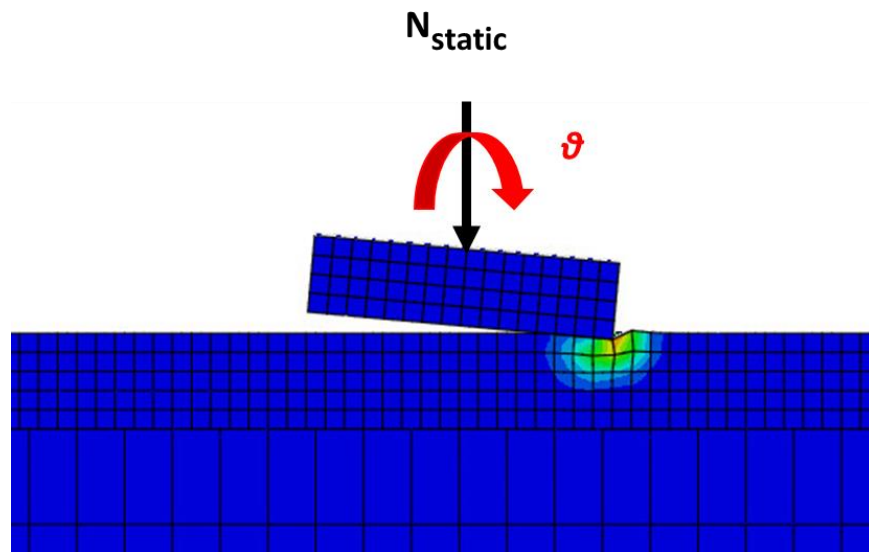
Σχήμα 3.5: Η κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιρίου κανονικοποιημένων ως προς τη μέγιστη τιμή για τις αναλύσεις Pushover στη διεύθυνση x για τη συμβατική (α) και τη μη συμβατική κατασκευή (β).



Σχήμα 3.6: Η αξονική **(α)** και η τέμνουσα **(β)** που παραλαμβάνει το τοίχωμα T11 συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και η αντίστοιχη ροπή **(γ)** συναρτήσει της στροφής του θεμελίου για τη συμβατική και τη μη συμβατική θεμελίωση για τη διεύθυνση x.

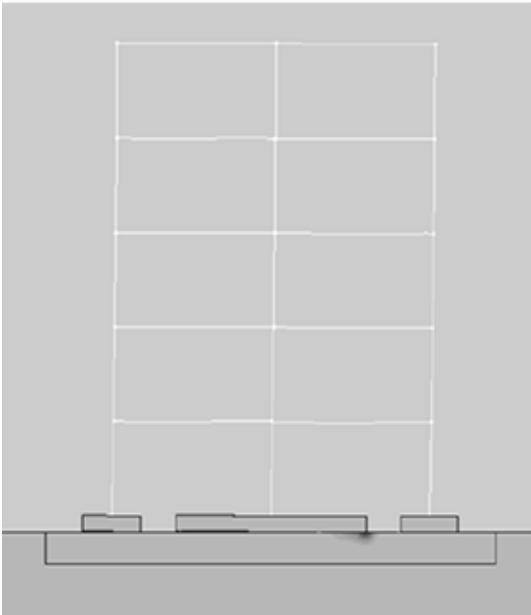


Σχήμα 3.7: Η καμπύλη $M-\theta$ του θεμελίου του τοιχώματος T11 κατά την ανάλυση Pushover, καθώς και η αντίστοιχη καμπύλη που έχει προκύψει από Pushover με επιβολή στροφής στο συγκεκριμένο θεμέλιο.

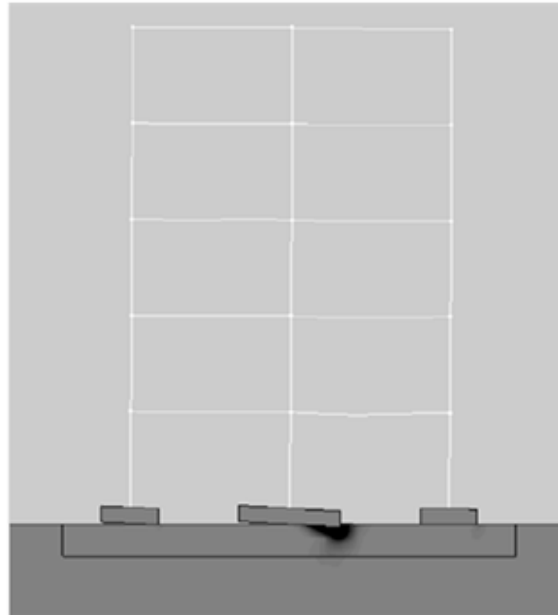


Σχήμα 3.8: Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση Pushover μεμονωμένα του μη συμβατικού θεμελίου, με επιβολή της αξονικής από τα στατικά φορτία στη βάση του θεμελίου και αγνόηση των φαινομένων P-δ.

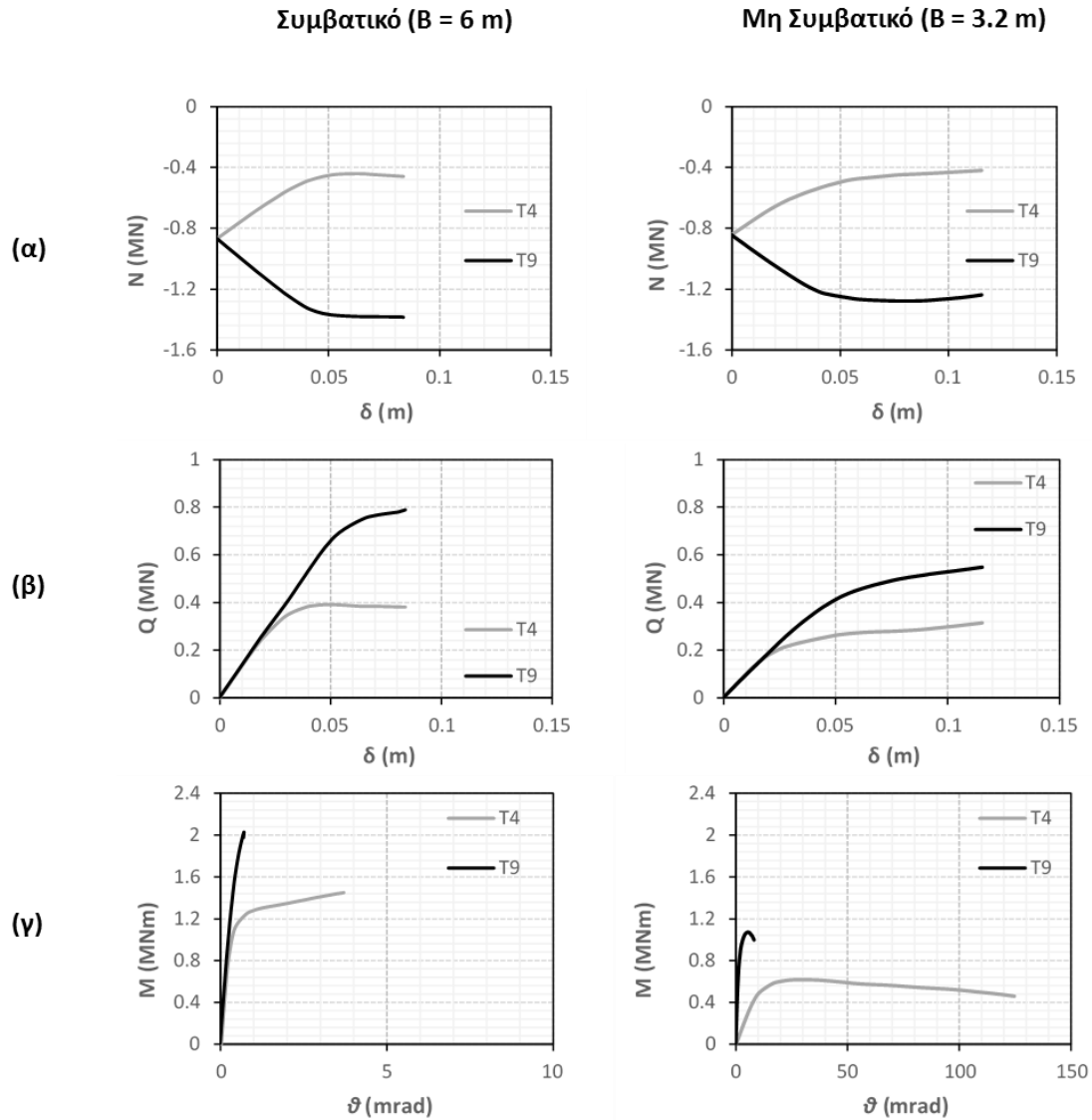
Συμβατικό ($B = 6 \text{ m}$)



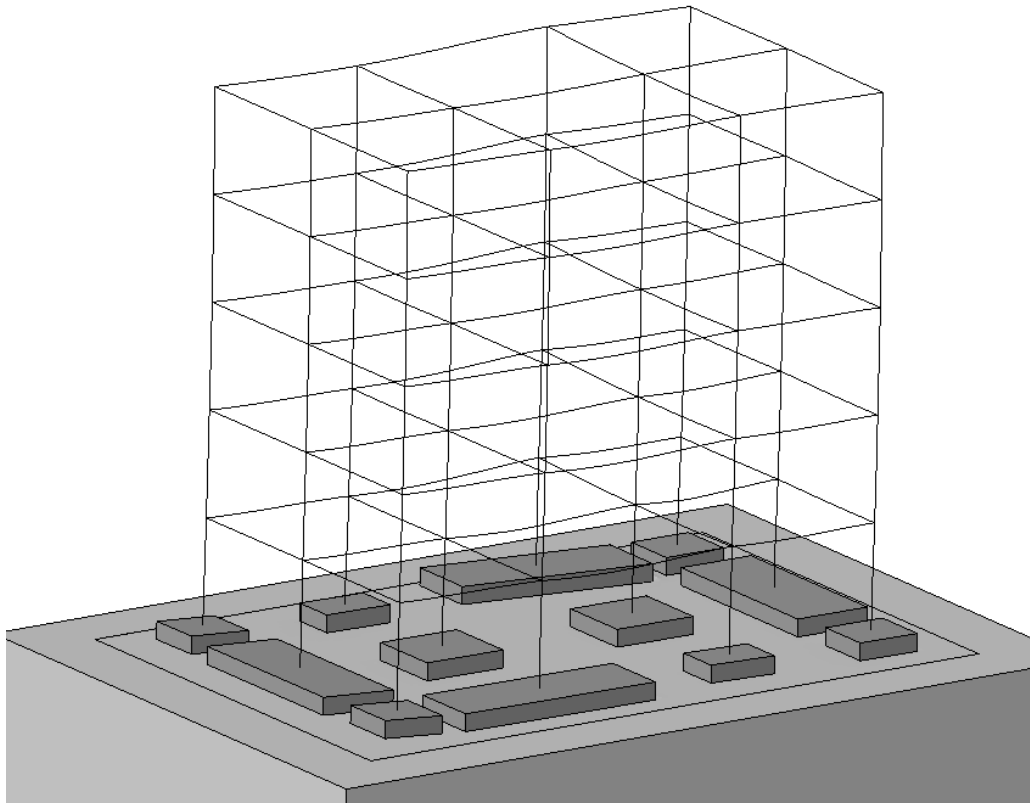
Μη Συμβατικό ($B = 3.2 \text{ m}$)



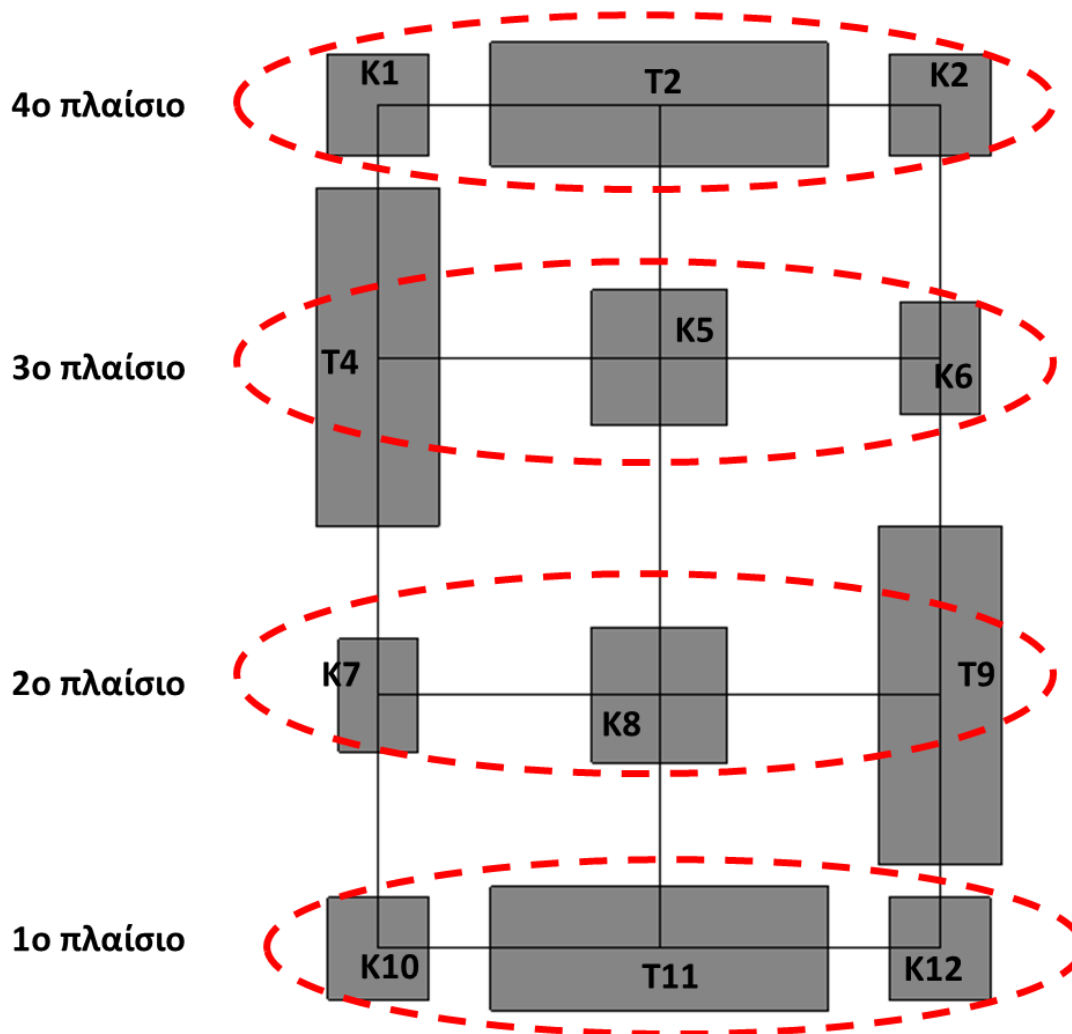
Σχήμα 3.9: Η παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση x .



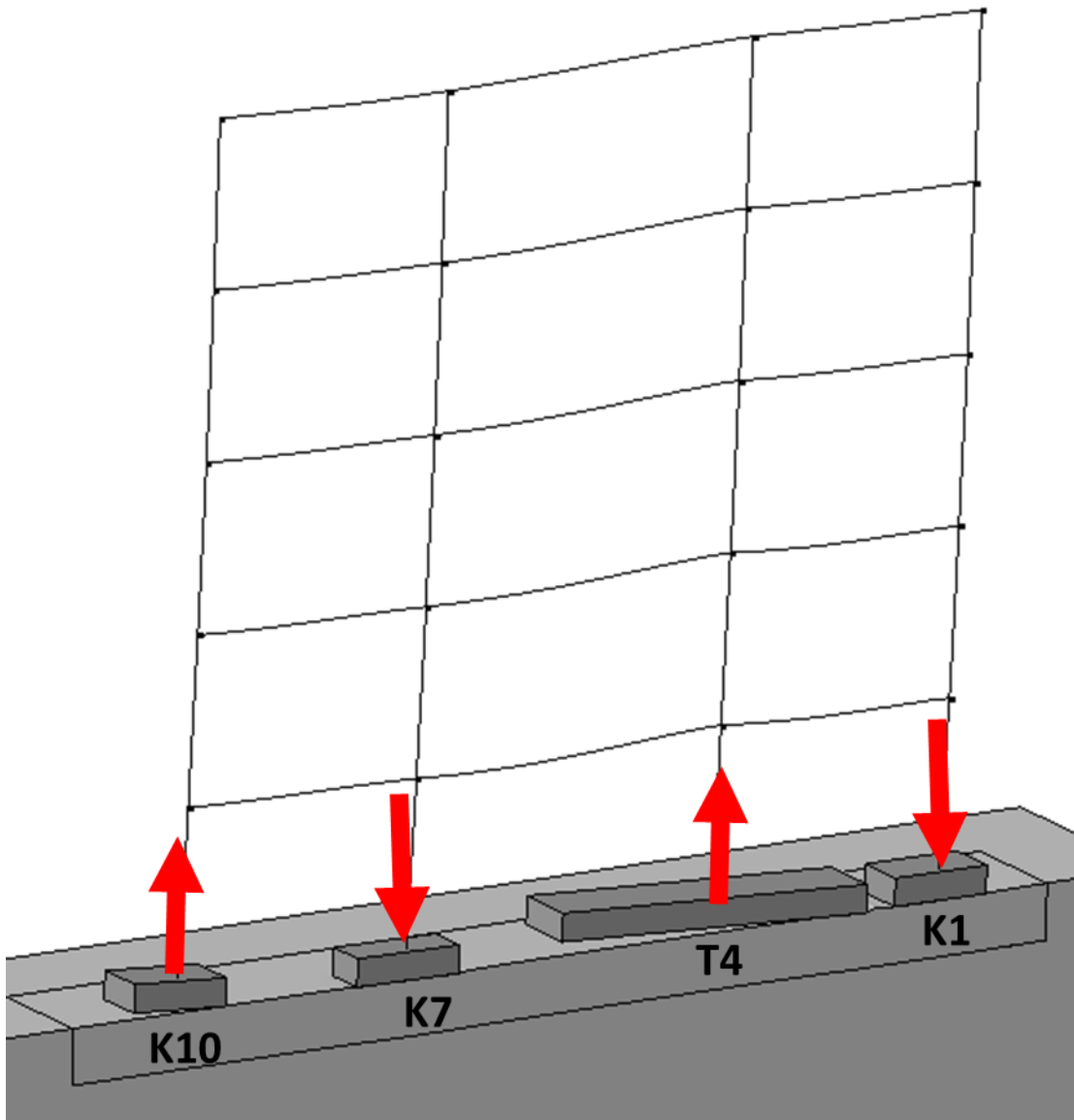
Σχήμα 3.10: Η αξονική **(α)** και η τέμνουσα **(β)** που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα T4 και T9 συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και η αντίστοιχη ροπή **(γ)** συναρτήσει της στροφής του θεμελίου για τη συμβατική και τη μη συμβατική θεμελίωση για τη διεύθυνση γ.



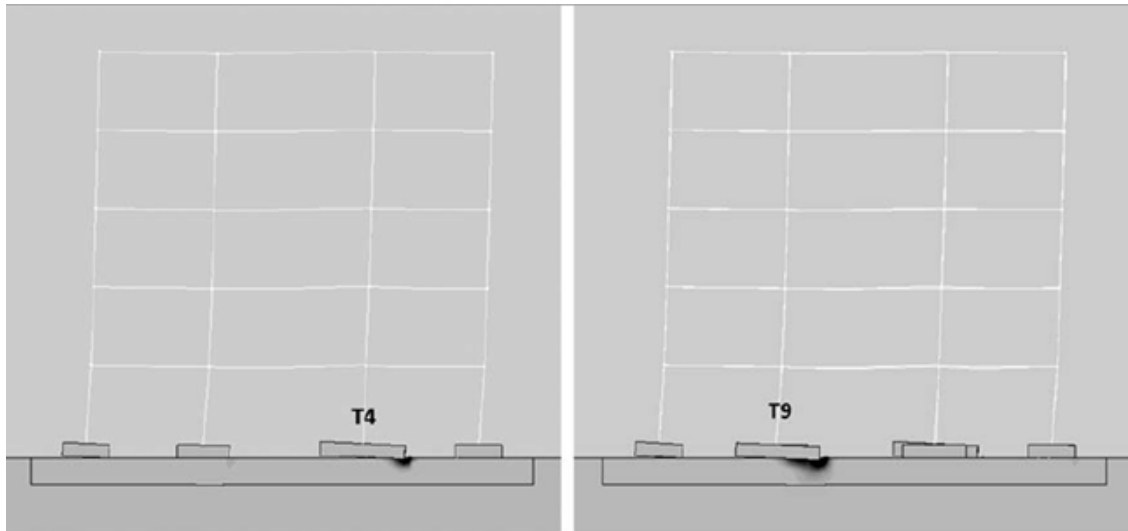
Σχήμα 3.11: Η παραμορφωμένη κατάσταση για την περίπτωση της συμβατικής θεμελίωσης κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y .



Σχήμα 3.12: Η εξέλιξη των αξονικών στη συμβατική κατασκευή κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y : στο πρώτο και στο τρίτο πλαίσιο μειώνεται η αξονική των υποστυλωμάτων κατά μέτρο, ενώ στο δεύτερο και στο τρίτο αυξάνεται.



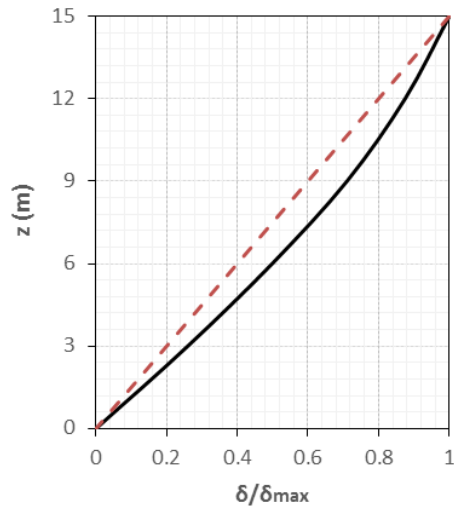
Σχήμα 3.13: Η εξέλιξη των αξονικών κατά μέτρο για το πλαίσιο που περιλαμβάνει τα υποστυλώματα K1, K7 και K10 καθώς και το τοίχωμα T4 παρουσιάζεται γραφικά, ανάλογα με τη φορά του βέλους.



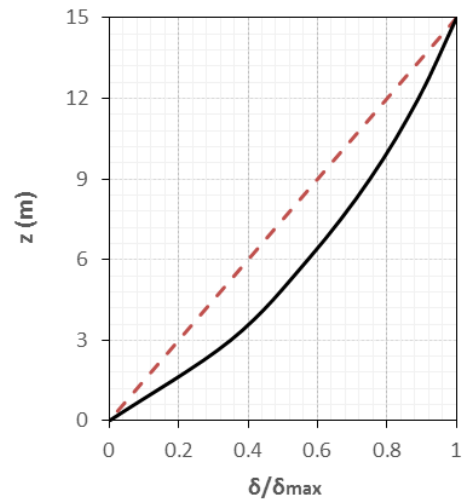
(α)

(β)

Σχήμα 3.14: Το τοίχωμα T4 παρουσιάζει μεγαλύτερη τάση προς ανασήκωμα, απόρροια της μείωσης της αξονικής του, ενώ το τοίχωμα T9 παρουσιάζει μεγαλύτερη τάση για καθίζηση. Επίσης, διαφαίνεται η εντονότερη πλαστικοποίηση του εδάφους στη θεμελίωση του τοιχώματος T9 σε σχέση την αντίστοιχη κατάσταση για το τοίχωμα T4.



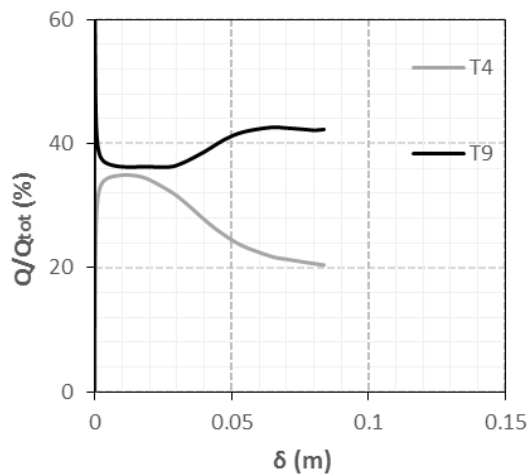
(α)



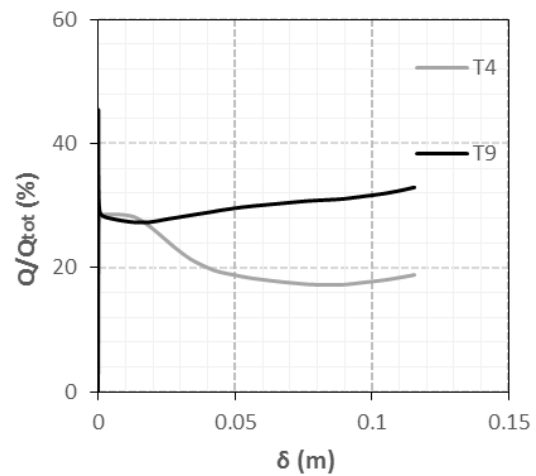
(β)

Σχήμα 3.15: Η κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιρίου κανονικοποιημένων ως προς τη μέγιστη τιμή για τις αναλύσεις Pushover στη διεύθυνση x για τη συμβατική (α) και τη μη συμβατική κατασκευή (β).

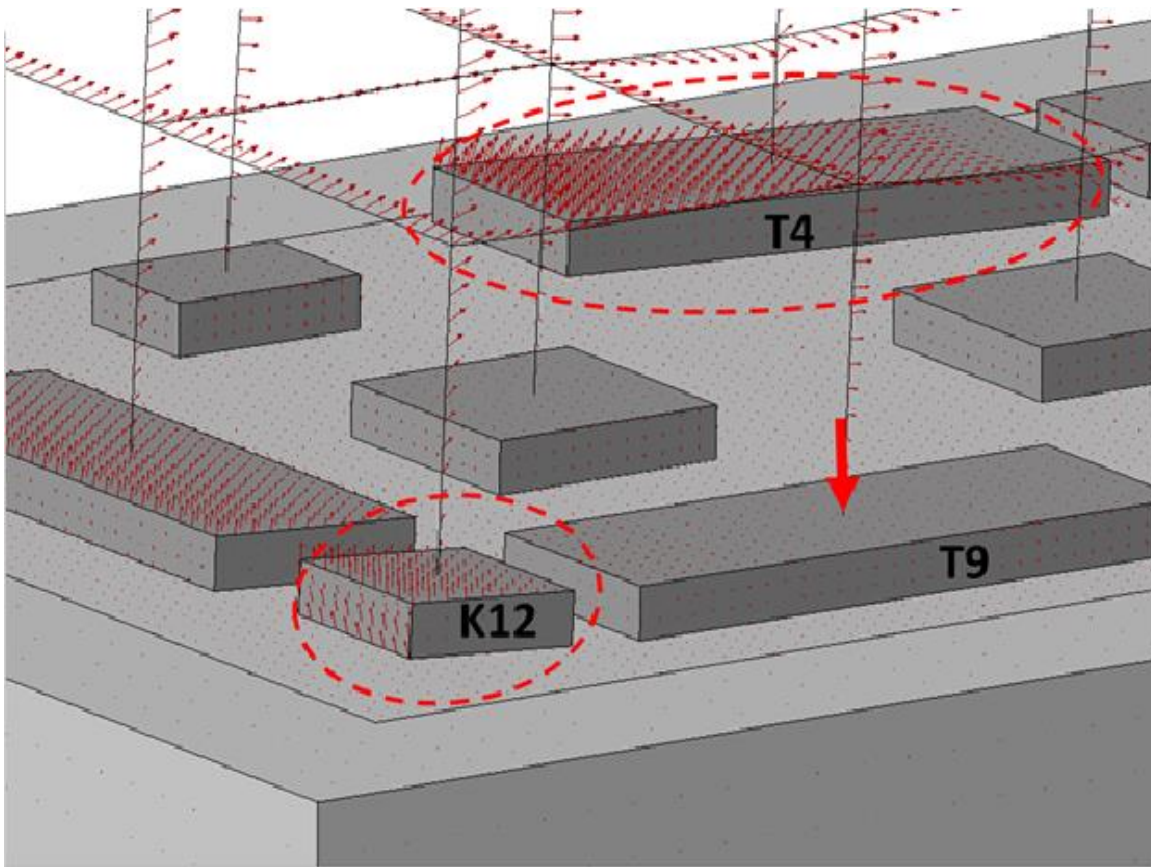
Συμβατικό (B = 6 m)



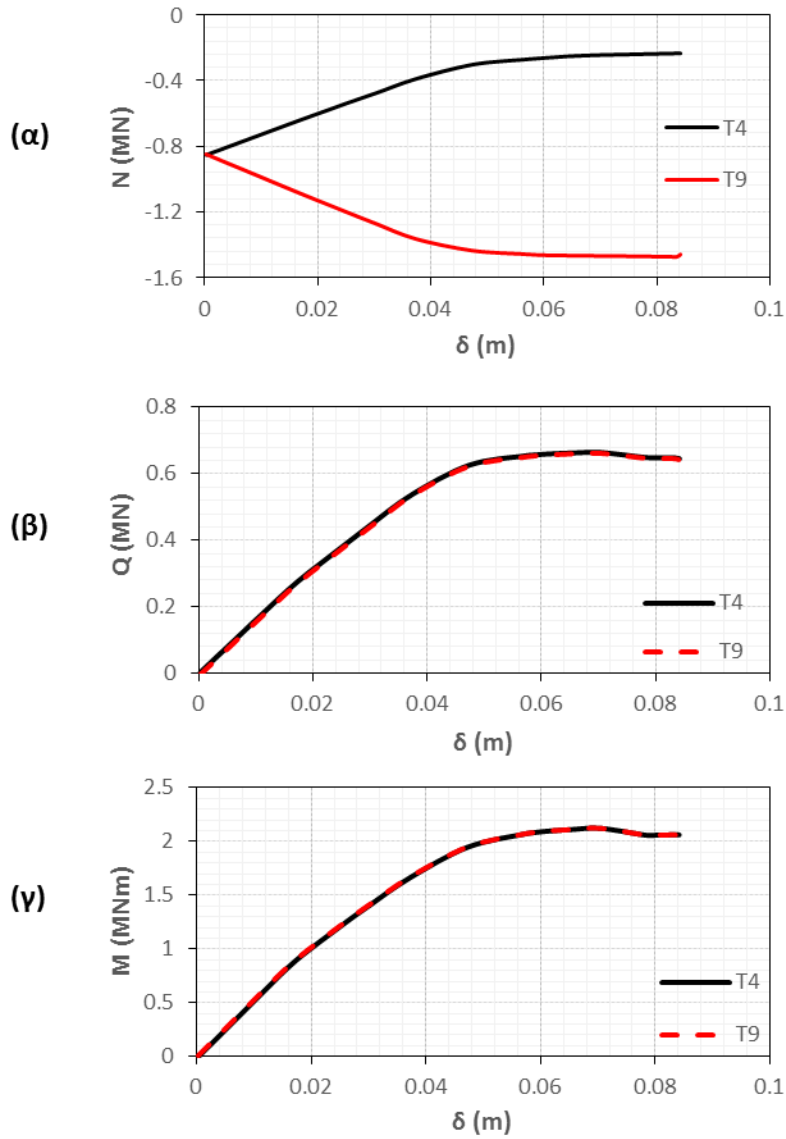
Μη Συμβατικό (B = 3.2 m)



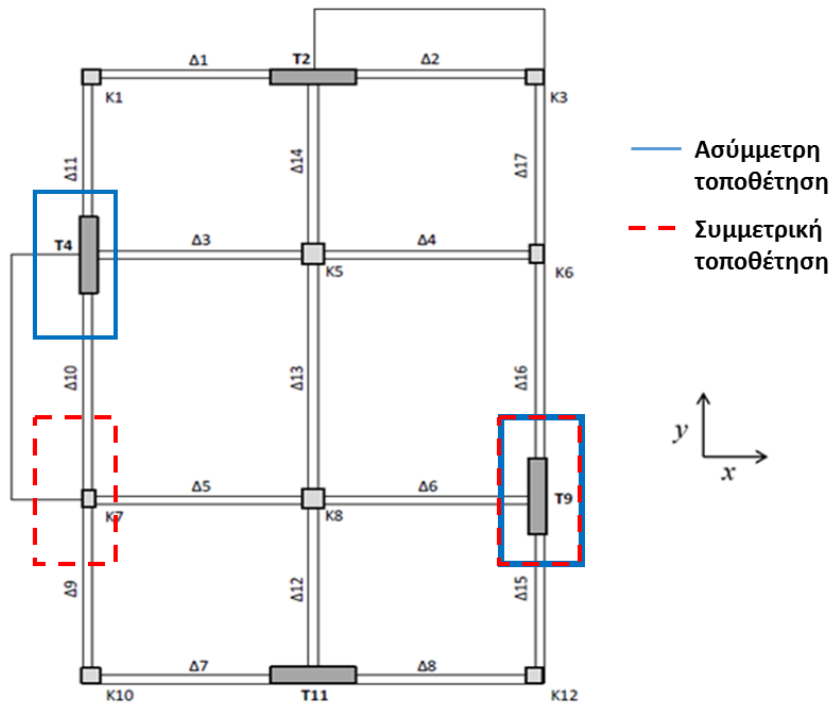
Σχήμα 3.16: Το ποσοστό της συνολικής τέμνουσας βάσης που παραλαμβάνουν τα τοιχώματα T4 και T9 για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης.



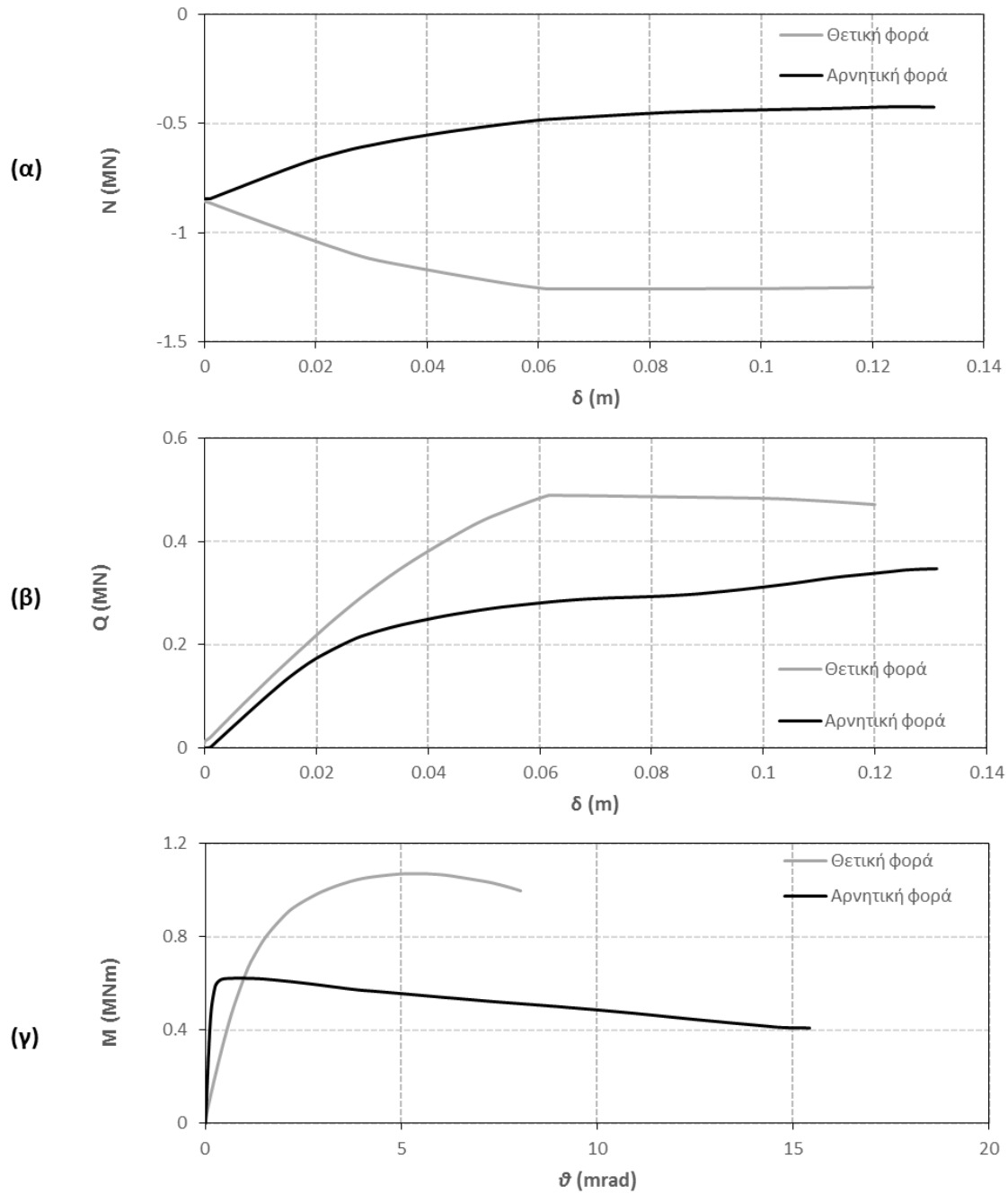
Σχήμα 3.17: Παρατηρώντας τα διανύσματα των μετακινήσεων φαίνεται να έχουν την τάση να στρίψουν το κτίριο με πόλο περιστροφής το τοίχωμα T9.



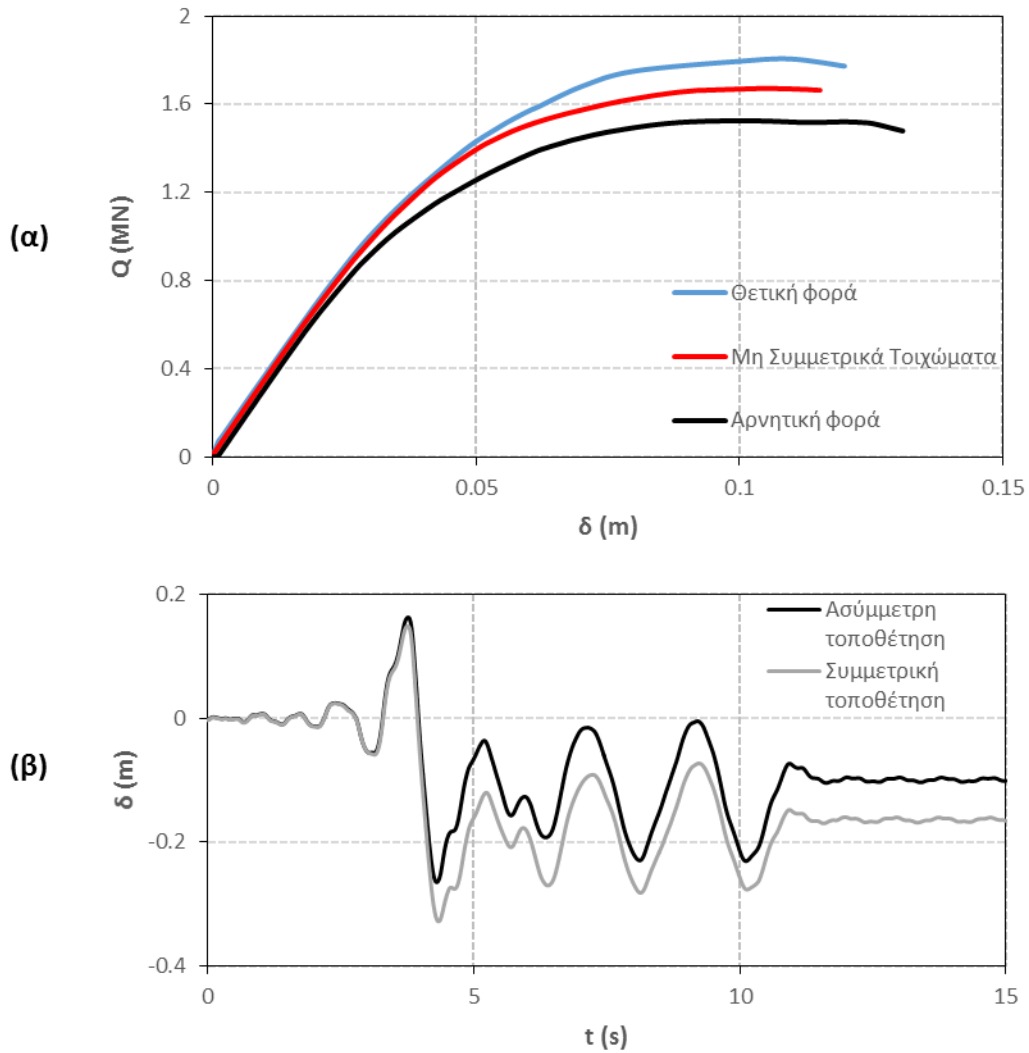
Σχήμα 3.18: Παρουσιάζονται η αξονική, η τέμνουσα και η ροπή συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής που καλούνται να παραλάβουν τα τοιχώματα T4 και T9 κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση γ με θεώρηση πάκτωσης στη βάση.



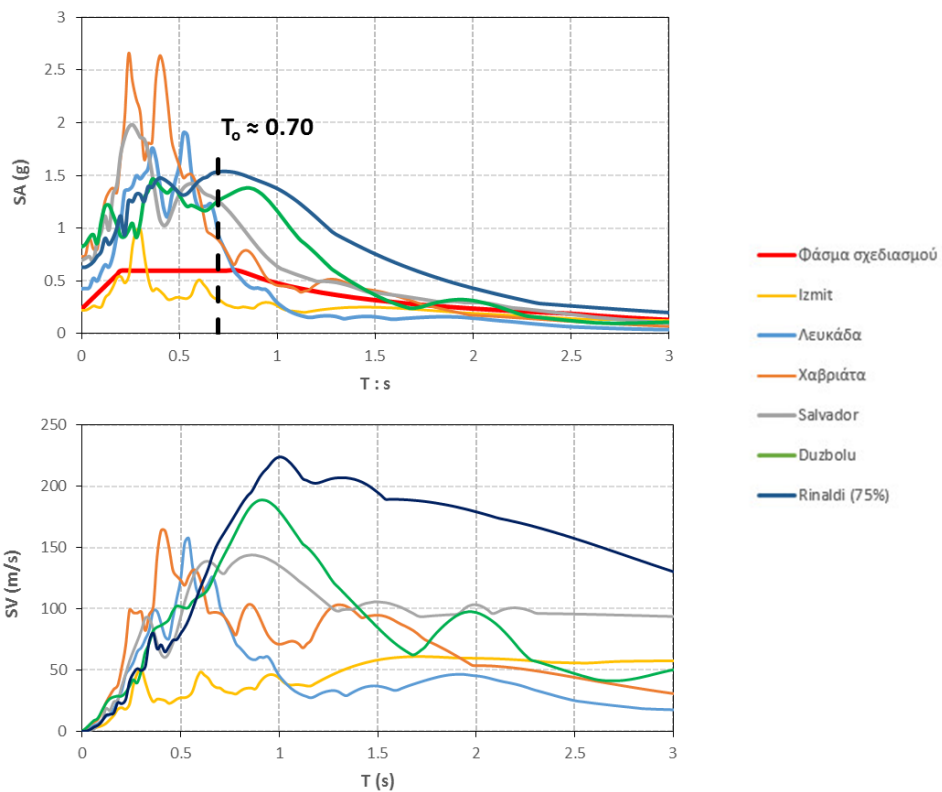
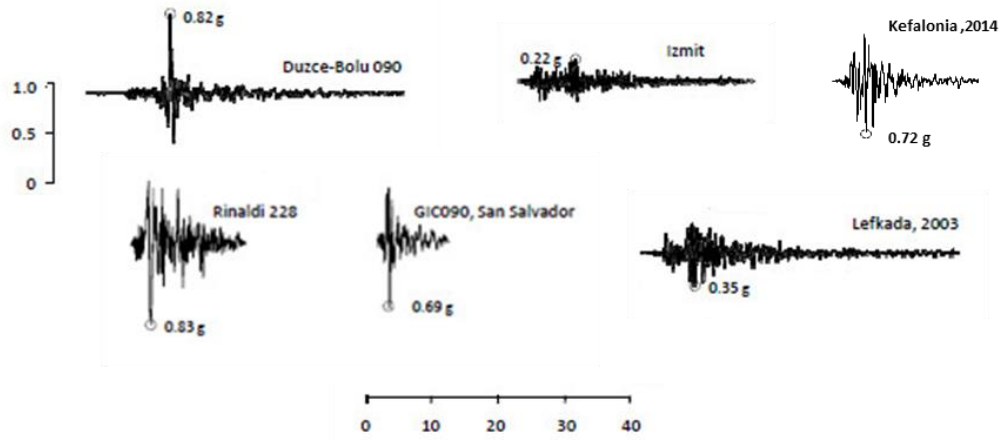
Σχήμα 3.19: Η ασύμμετη τοποθέτηση των τοιχωμάτων σε κάτοψη.



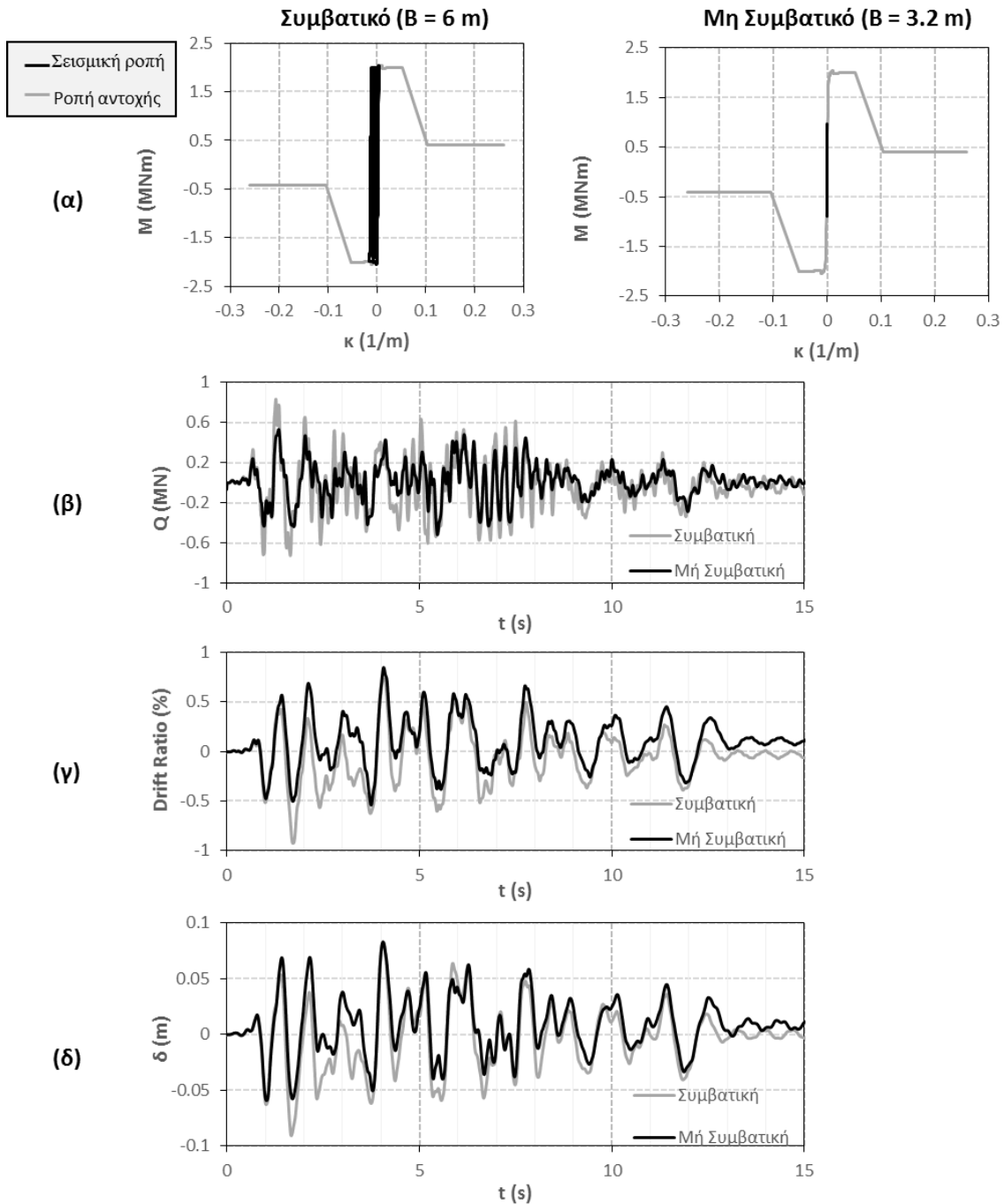
Σχήμα 3.20: Για το τοίχωμα T9 παρουσιάζονται τα διάγραμμα των αξονικών (α) και των τεμνουσών (β) συναρτήσεων της μετατόπισης κορυφής και των ροπών (γ) συναρτήσεων της στροφής του θεμελίου για τις δύο φορές επιβολής των αναλύσεων Pushover στη διεύθυνση γ.



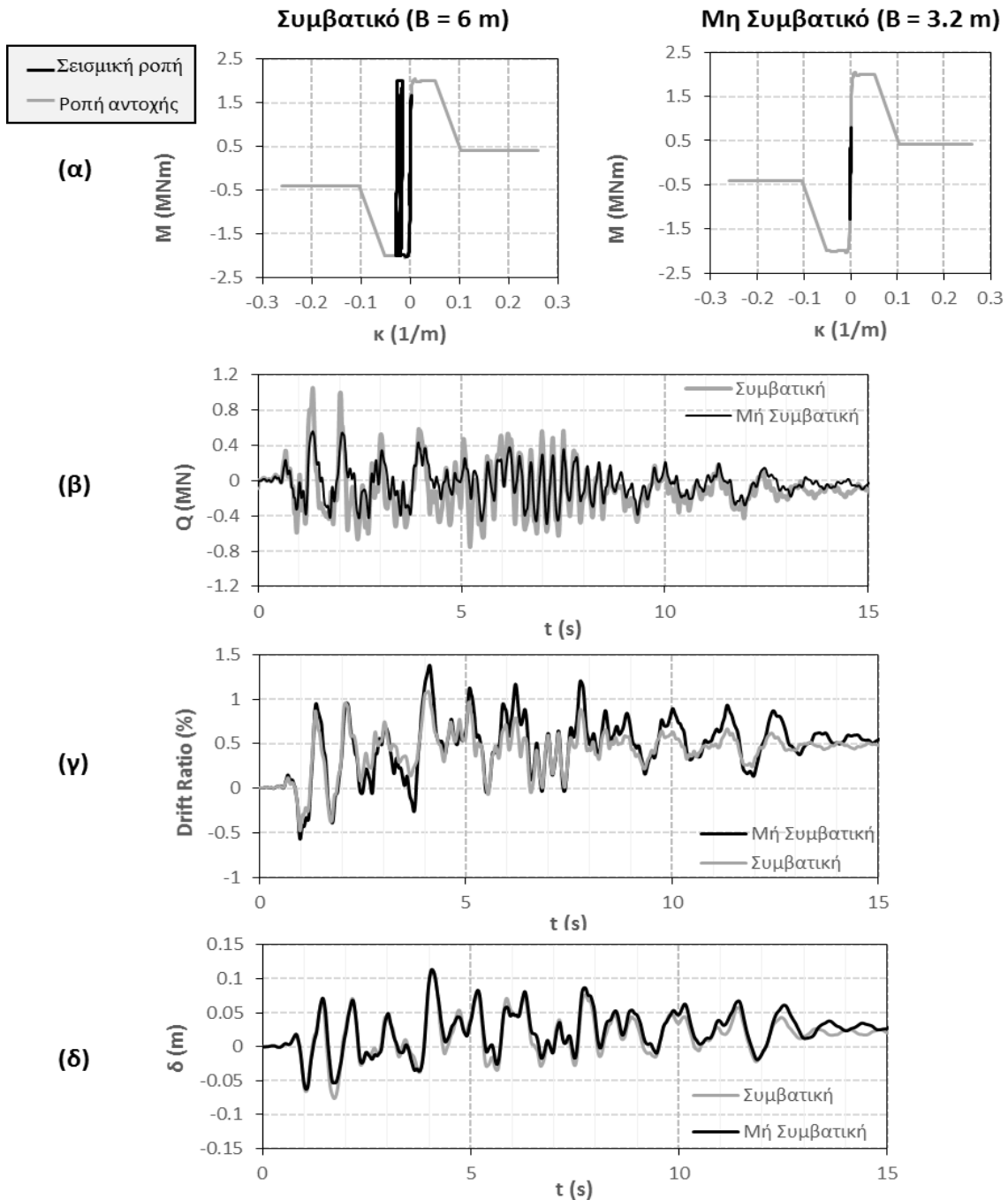
Σχήμα 3.21: (α) Οι καμπύλες τέμνουσας βάσης που καλείται να παραλάβει η κατασκευή συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής κατά τις αναλύσεις Pushover στη διεύθυνση y , (β) Η μετατόπιση κορυφής της μη συμβατικής κατασκευής για συμμετρική και ασύμμετρη τοποθέτηση των τοιχωμάτων κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 στη διεύθυνση y .



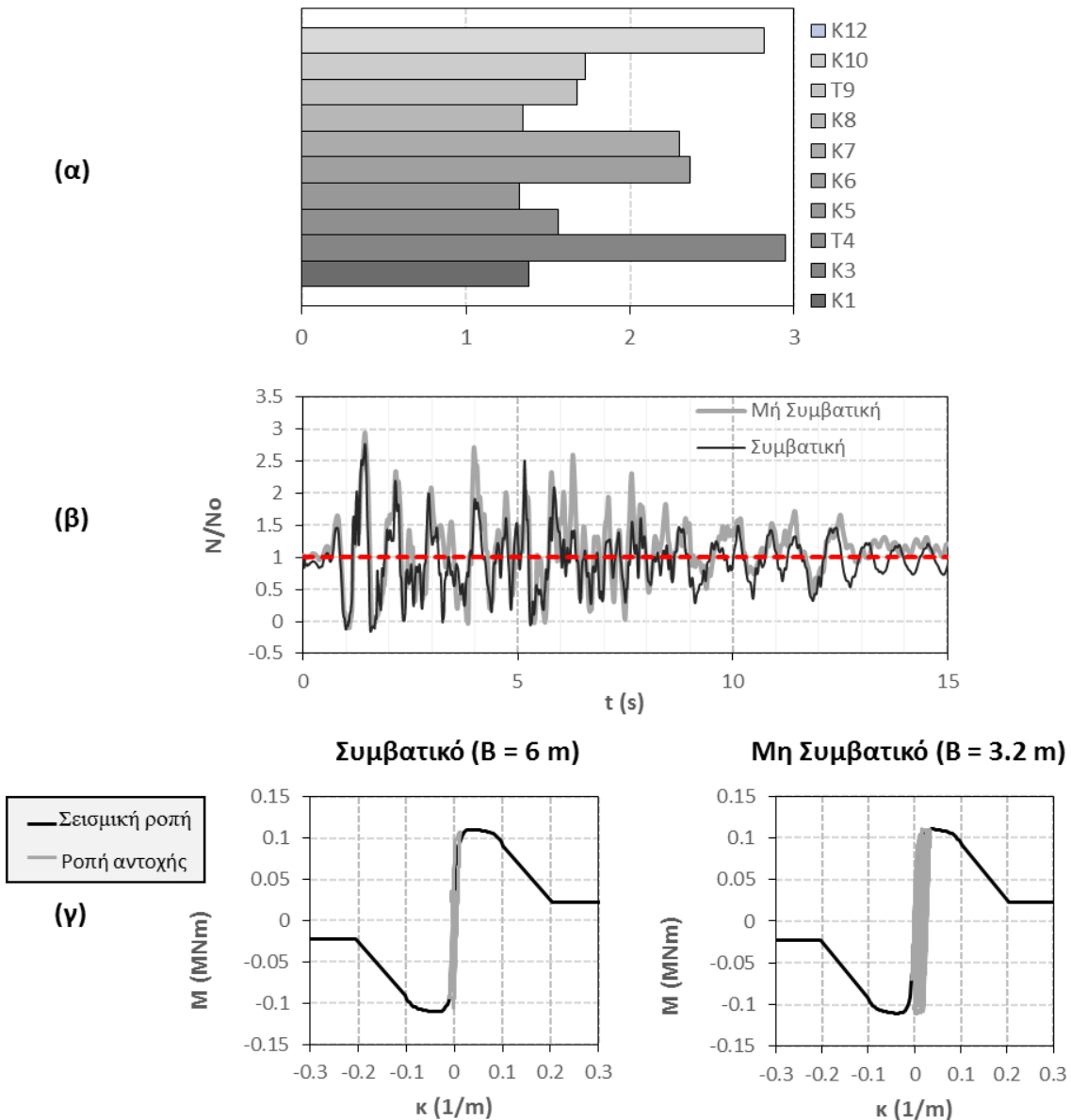
Σχήμα 3.22: Οι σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν για τις δυναμικές αναλύσεις, καθώς και το φάσμα απόκρισής τους σε όρους επιτάχυνσης (SA) και ταχύτητας (SV).



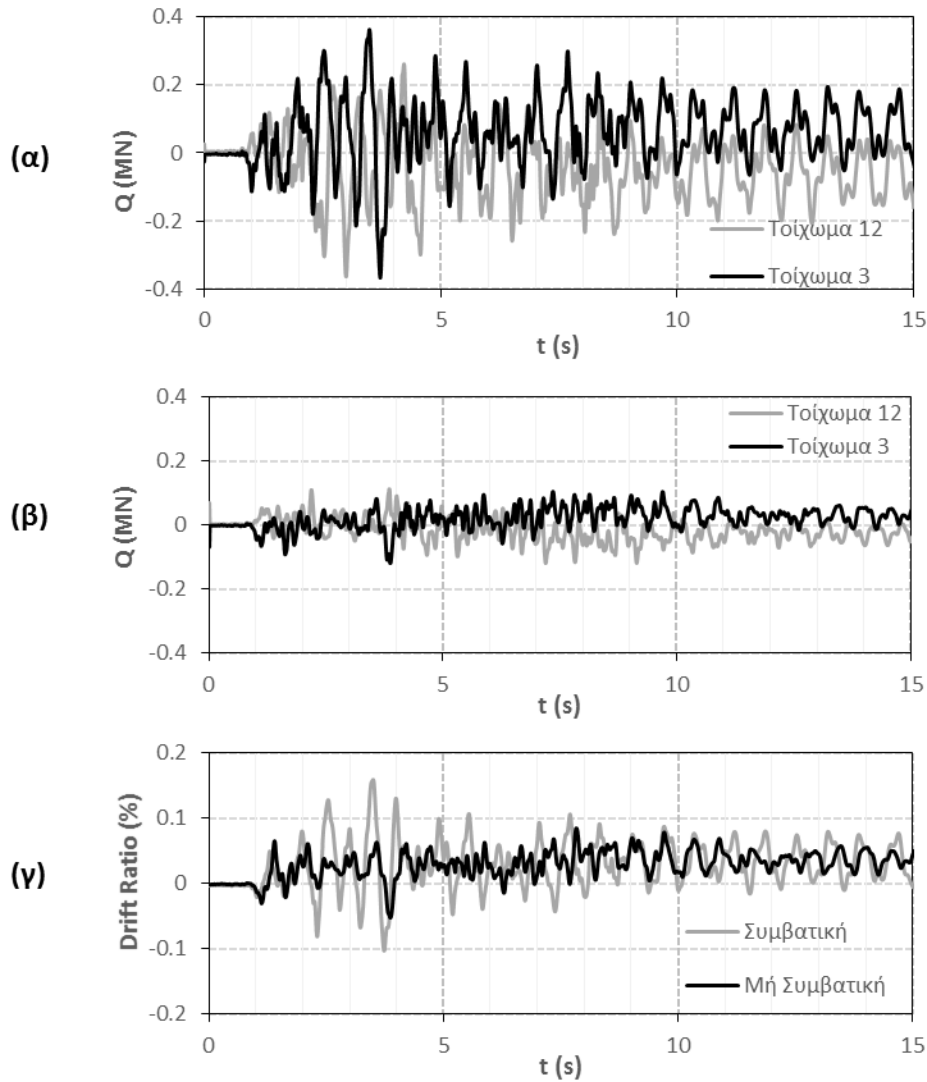
Σχήμα 3.23: Η σύγκριση των δύο εναλλακτικών θεμελίωσης στη διέγερση της Λευκάδας (2003) για τη διεύθυνση x σε όρους: **(α)** ροπής-καμπυλότητας και **(β)** χρονοϊστορίας της τέμνουσας βάσης του τοιχώματος T11, **(γ)** χρονοϊστορίας της ανηγμένης διαφορικής μετακίνησης του πρώτου ορόφου, και **(δ)** χρονοϊστορίας της μετατόπισης κορυφής.



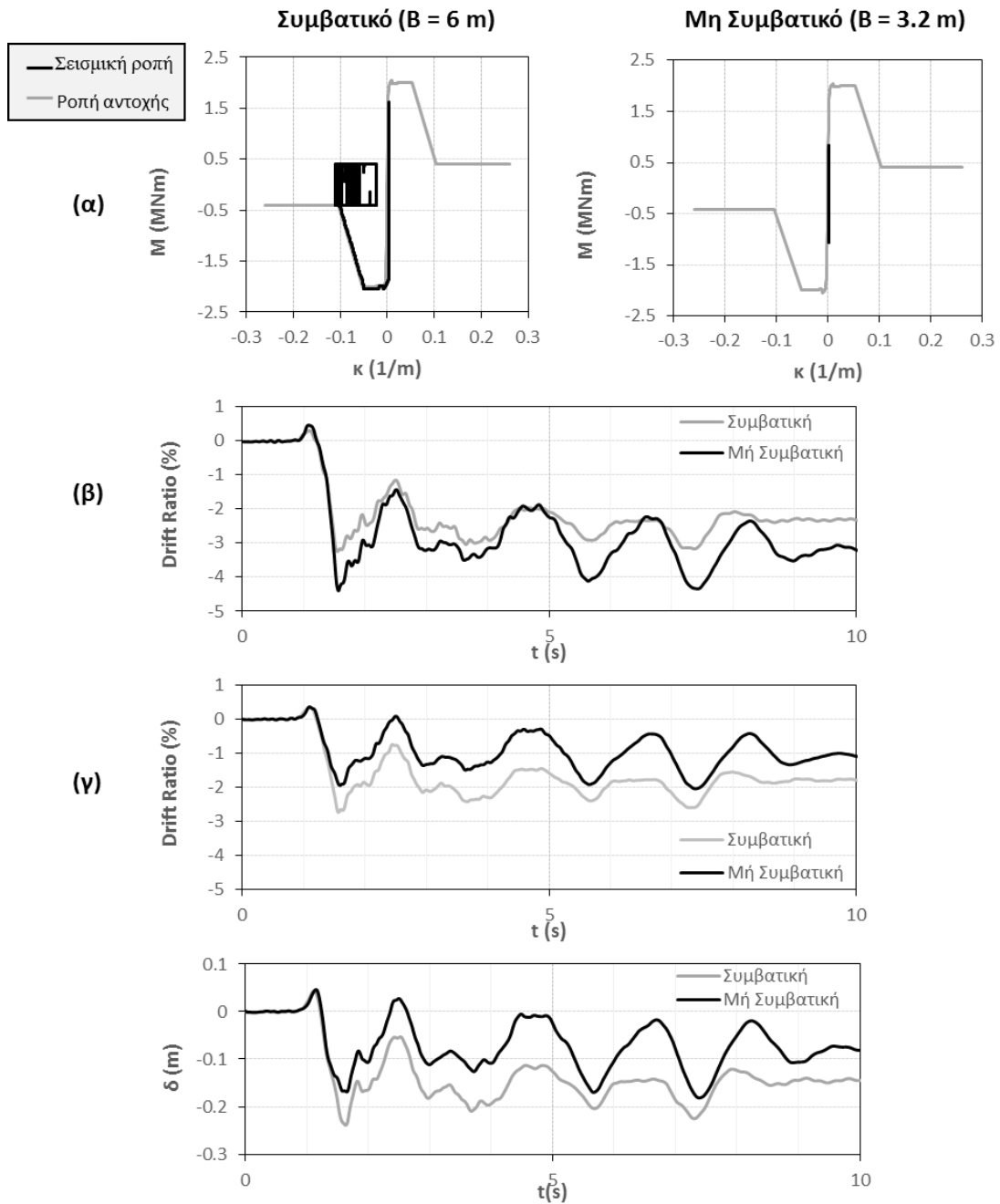
Σχήμα 3.24: Η σύγκριση των δύο εναλλακτικών θεμελίωσης στη διέγερση της Λευκάδας (2003) για τη διεύθυνση γ σε όρους: **(α)** ροπής-καμπυλότητας και **(β)** χρονοϊστορίας της τέμνουσας βάσης του τοιχώματος T9, **(γ)** χρονοϊστορίας της ανηγμένης διαφορικής μετακίνησης του πρώτου ορόφου, και **(δ)** χρονοϊστορίας της μετατόπισης κορυφής.



Σχήμα 3.25: (α) Ο λόγος των απαιτούμενων πλαστιμοτήτων στα μη ενισχυμένα υποστυλώματα για την περίπτωση του μη συμβατικού κτιρίου προς τις αντίστοιχες του συμβατικού, (β) η χρονοϊστορία των αξονικών κανονικοποιημένες ως προς την αρχική τιμή της αξονικής N_0 του υποστυλώματος K12 για τις δύο εναλλακτικές, (γ) τα διαγράμματα M- κ του υποστυλώματος K12 για τις δύο εξεταζόμενες περιπτώσεις θεμελίωσης κατά τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003) στη διεύθυνση x.

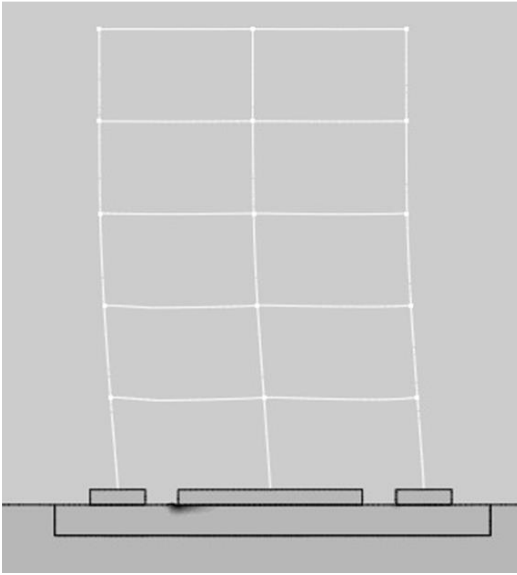


Σχήμα 3.26: Οι τέμνουσες στη διεύθυνση x που καλούνται να παραλάβουν τα τοιχώματα T2 και T11 στην περίπτωση της συμβατικής κατασκευής **(α)** και της μη συμβατικής **(β)**, η ανηγμένη διαφορική μετακίνηση κατά y για τις δύο εξεταζόμενες εναλλακτικές **(γ)** κατά τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003) στη διεύθυνση y .

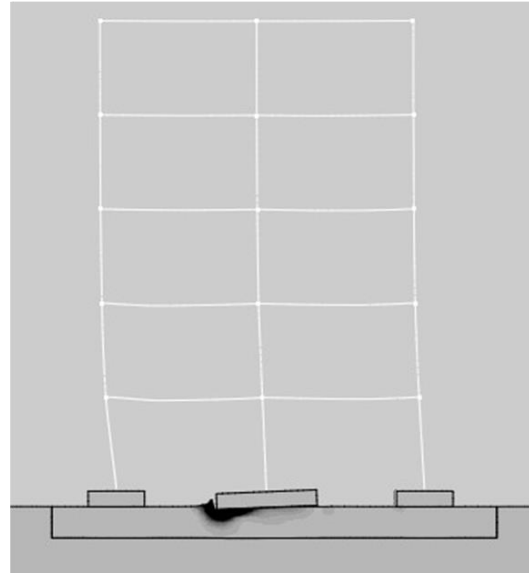


Σχήμα 3.27: Η σύγκριση των δύο εναλλακτικών μεθόδων θεμελίωσης στη διέγερση του Salvador (2001) για τη διεύθυνση x σε όρους: **(α)** ροπής-καμπυλότητας του τοιχώματος T11, **(β)** χρονοϊστορίας της ανηγμένης διαφορικής μετακίνησης του πρώτου ορόφου και **(γ)** του δεύτερου ορόφου και **(δ)** χρονοϊστορίας της μετατόπισης κορυφής.

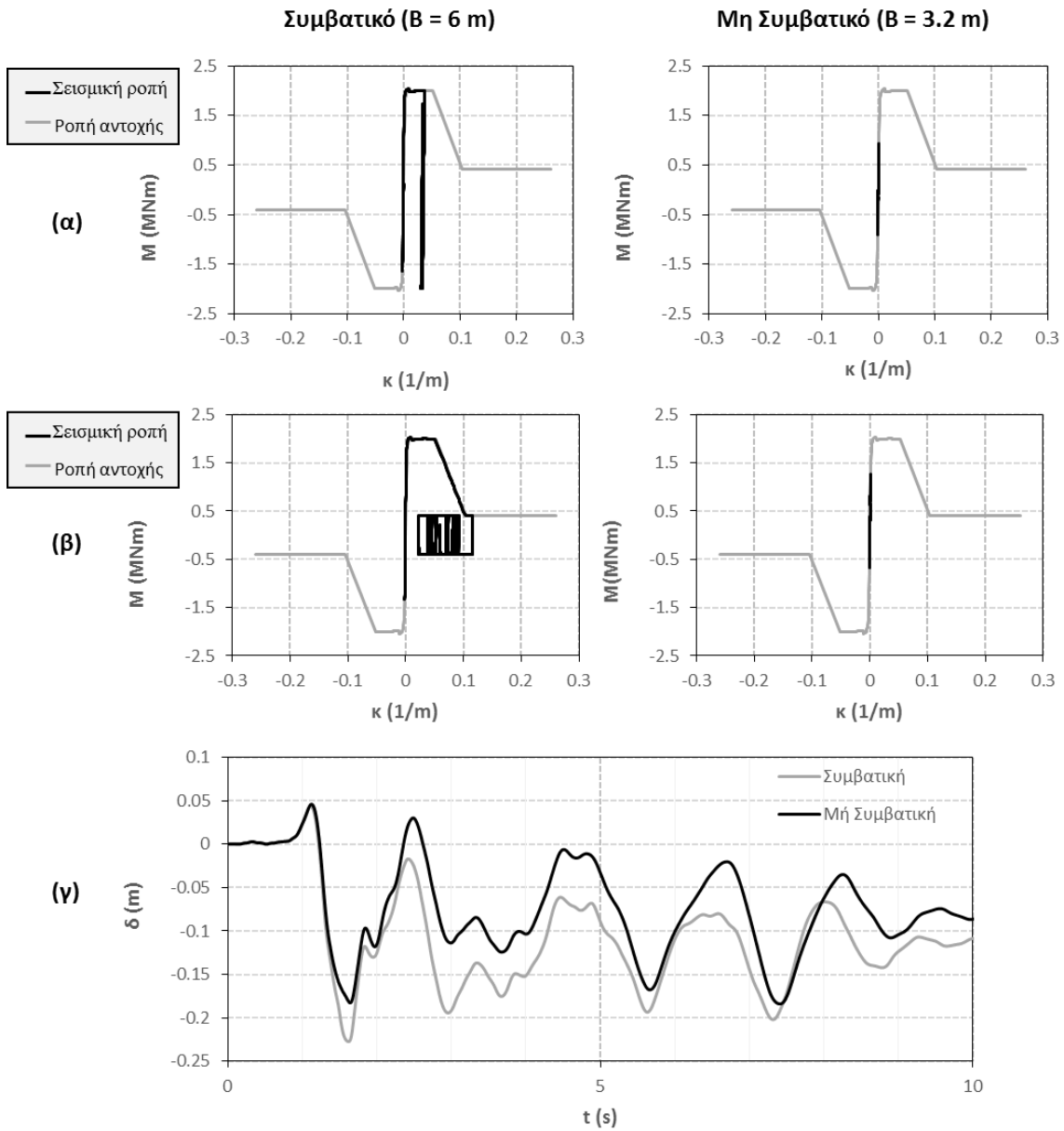
Συμβατικό (B = 6 m)



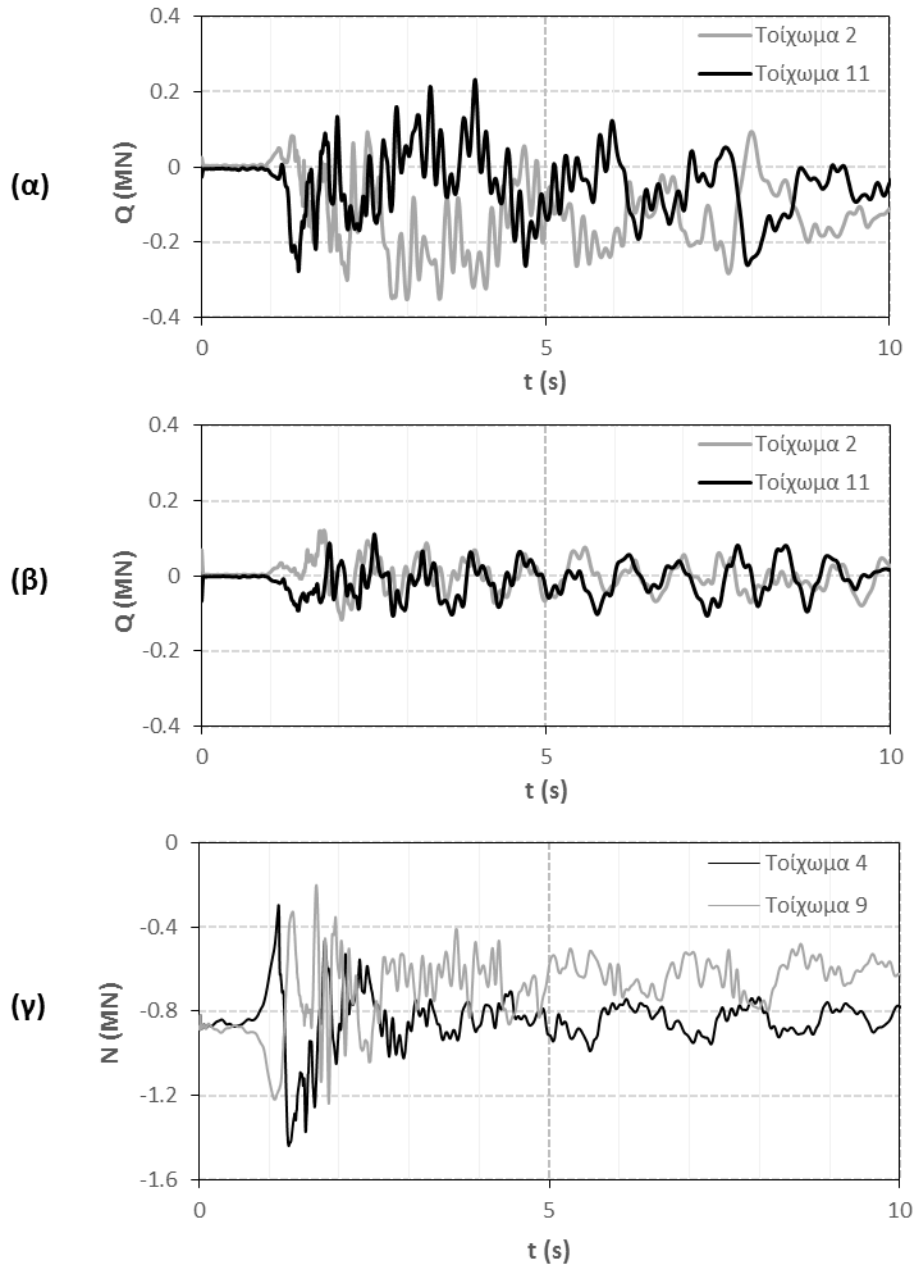
Μη Συμβατικό (B = 3.2 m)



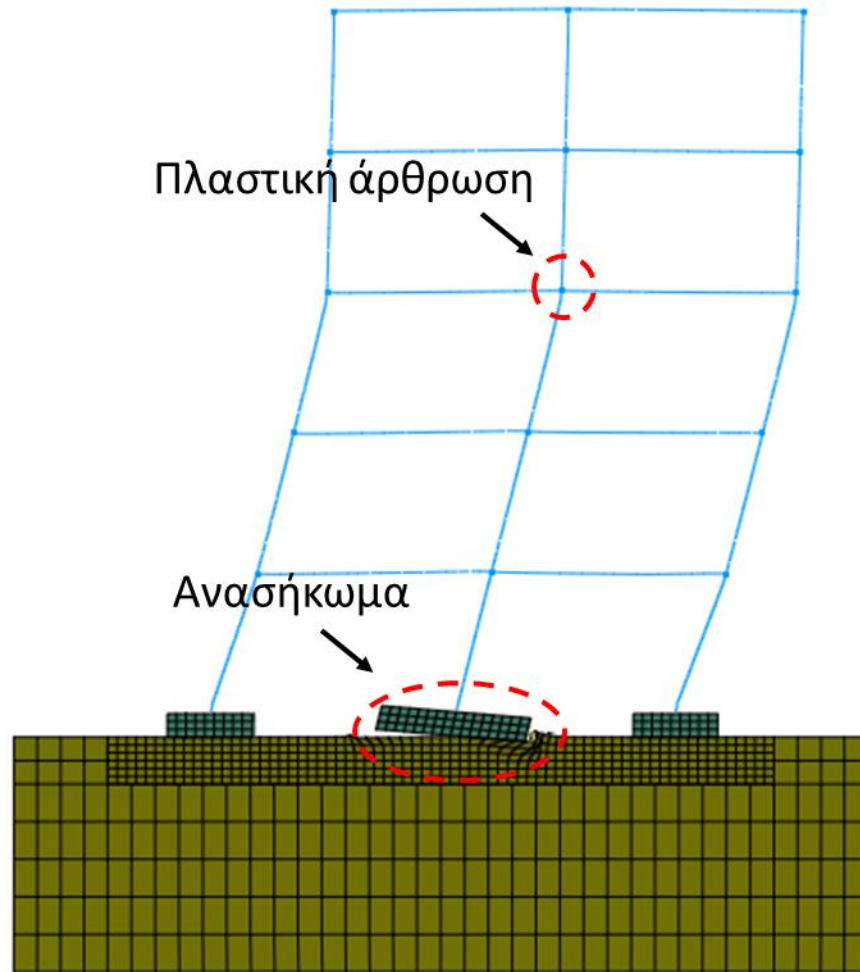
Σχήμα 3.28: Στιγμιότυπο από την παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα κατά το σεισμό του Salvador (2001) για τη διεύθυνση x.



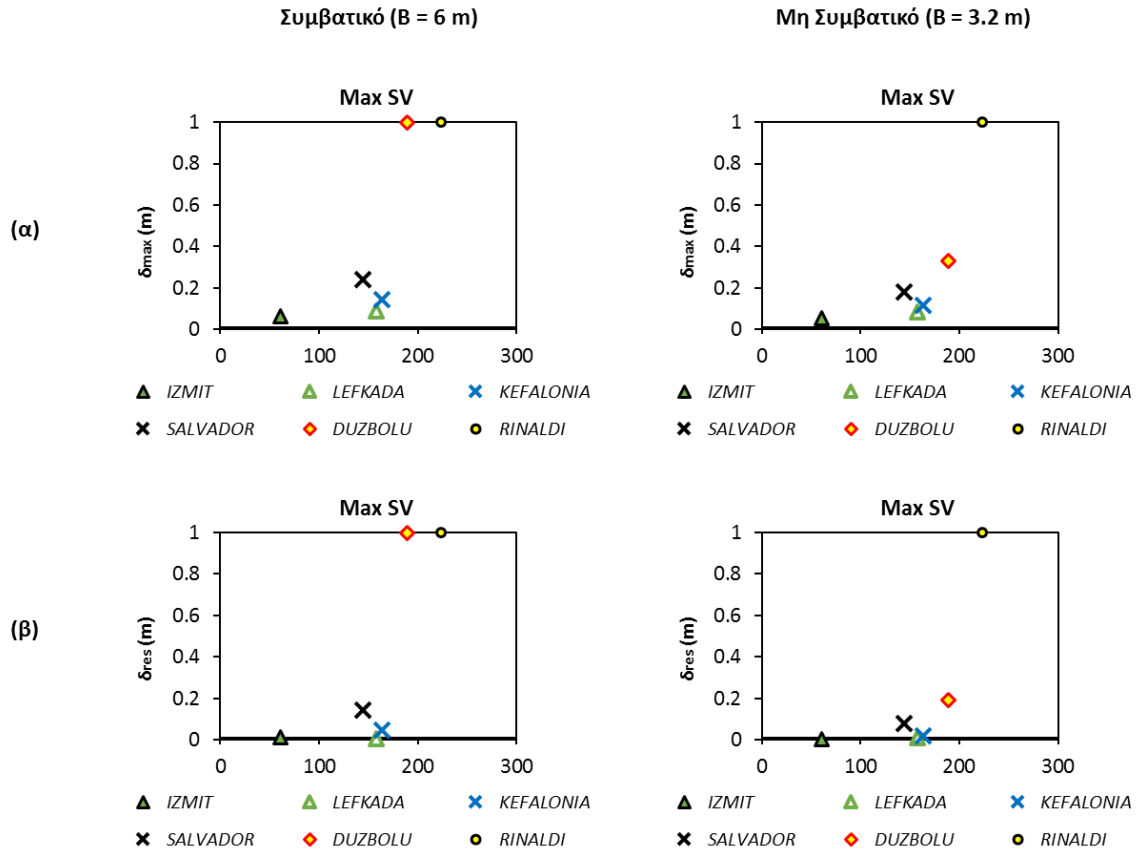
Σχήμα 3.29: Η σύγκριση των δύο εναλλακτικών μεθόδων θεμελίωσης στη διέγερση του Salvador (2001) για τη διεύθυνση γ σε όρους: **(α)** ροπής-καμπυλότητας του τοιχώματος T9, **(β)** ροπής-καμπυλότητας του τοιχώματος T4, **(γ)** χρονοϊστορίας της μετατόπισης κορυφής.



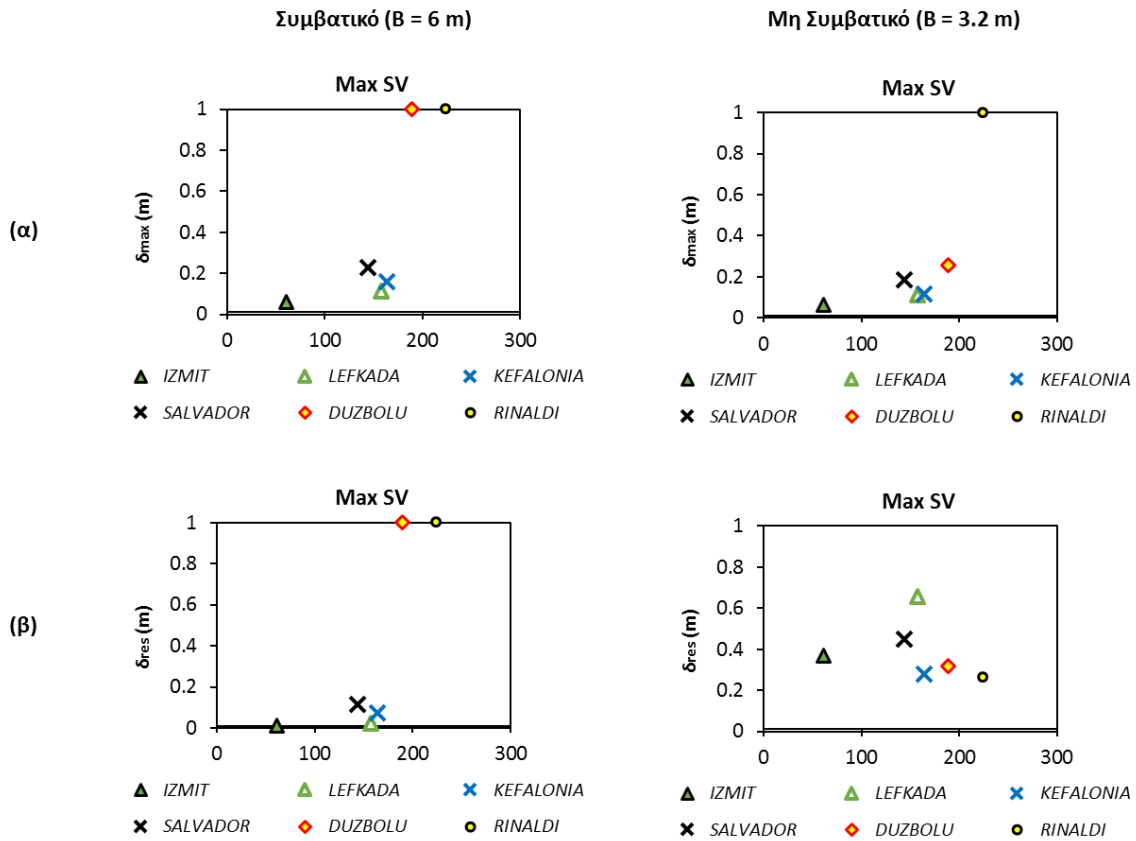
Σχήμα 3.30: (α) Οι χρονοϊστορίες των τεμνουσών κατά τη διεύθυνση x που καλούνται να παραλάβουν τα τοιχώματα T2 και T11 για τη συμβατική κατασκευή και (β) τη μη συμβατική και (γ) οι χρονοϊστορίες των αξονικών των τοιχωμάτων T4 και T9 κατά τη διέγερση του Salvador (2001) για τη διεύθυνση y .



Σχήμα 3.31: Η παραμορφωμένη μορφή του φορέα πριν την κατάρρευση για τη διέγερση από την καταγραφή Rinaldi-228 στη διεύθυνση x για τη μη συμβατική λύση.



Σχήμα 3.32.α: Οι μέγιστες τιμές μετακίνησης κορυφής και οι αντίστοιχες παραμένουσες τιμές για τις δυναμικές αναλύσεις που εξετάστηκαν στο παρόν κεφάλαιο για τις περιπτώσεις της συμβατικής και της μη συμβατικής κατασκευής για τη διεύθυνση x.



Σχήμα 3.33.β: Οι μέγιστες τιμές μετακίνησης κορυφής και οι αντίστοιχες παραμένουσες τιμές για τις δυναμικές αναλύσεις που εξετάστηκαν στο παρόν κεφάλαιο για τις περιπτώσεις της συμβατικής και της μη συμβατικής κατασκευής για τη διεύθυνση y .

| | $T_{o,y}$ | $T_{o,x}$ |
|-------------------------------|-----------|-----------|
| Υφιστάμενη - Πλήρως πακτωμένη | 0.843 | 0.840 |
| Υφιστάμενη - SSI | 0.903 | 0.894 |
| Ενισχυμένη - Πλήρως πακτωμένη | 0.664 | 0.647 |
| Ενισχυμένη - Συμβατική | 0.714 | 0.691 |
| Ενισχυμένη - Μή Συμβατική | 0.751 | 0.731 |

Πίνακας 3.1: Οι τιμές των ιδιοπεριόδων των μοντέλων που αναλύθηκαν για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

4.1 Παρατηρήσεις και προτεινόμενες βελτιώσεις

Στο παρόν εδάφιο θα παρουσιασθούν ορισμένες πρόσθετες βελτιώσεις που μπορούν να συνδυαστούν με τη λογική της μόνωσης που παρέχεται μέσω του λικνισμού και οδηγούν σε βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής.

Επιλογή σταθερής διατομής καθ' ύψος του τοιχώματος

Σε αυτό το σημείο δοκιμάστηκε η λύση της διατήρησης ενιαίας διατομής των τοιχωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου, αντίθετα με τη συνήθη λογική σχεδιασμού που προβλέπει τη μείωση των οπλισμών καθ' ύψους του κτιρίου. Στο **Σχήμα 4.1** παρουσιάζεται για τη σεισμική διέγερση της καταγραφής Rinaldi-228 στη διεύθυνση x η χρονοϊστορία των διαφορικών μετακινήσεων σε κάθε όροφο για την περίπτωση της μη συμβατικής λύσης : (α) με σταθερή διατομή των τοιχωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου, (β) με μεταβλητή διατομή των τοιχωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου. Στην δεύτερη περίπτωση παρατηρείται η συγκέντρωση των μετακινήσεων ουσιαστικά στους τρεις πρώτους ορόφους με αποτέλεσμα την κατάρρευση της κατασκευής. Στην πρώτη περίπτωση επιτυγχάνεται γραμμικοποίηση στην κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιρίου οδηγώντας σαφώς σε σημαντικές μετακινήσεις, αλλά αποφεύγεται η κατάρρευση που ουσιαστικά είναι ο στόχος για μία τόσο ισχυρή σεισμική διέγερση όπως η εξεταζόμενη.

Αναλυτικότερα, για τη διεύθυνση x από την χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής (**Σχήμα 4.2.α**) για τις δύο παραπάνω περιπτώσεις διαπιστώνεται η ευεργετική συμβολή της προτεινόμενης λύσης. Στα 5 και στα 7 δευτερόλεπτα της σεισμικής

διέγερσης η παρατηρείται μείωση της μετατόπισης κορυφής κατά 10 και 25 cm αντίστοιχα. Όπως διαφαίνεται από το επιταχυνσιογράφημα (**Σχήμα 4.2.γ**), στις συγκεκριμένες χρονικές στιγμές παρατηρούνται δύο σημαντικοί παλμοί αντίθετοι στην “ισχυρή” διεύθυνση της διέγερσης που οδηγούν στον περιορισμό της μετατόπισης στην κορυφή. Παρόμοια είναι η συμπεριφορά για τη διεύθυνση y (**Σχήμα 4.2.β**) Αντίθετα, η κατασκευή με τη μεταβλητή διατομή δεν έχει τη δυνατότητα να “επιστρέψει” στις συγκεκριμένες χρονικές στιγμές, αδυνατώντας να μειώσει την μετατόπιση κορυφής. Τονίζεται πως για την περίπτωση της συμβατικής κατασκευής η χρήση ενιαίας διατομής καθ’ ύψος των τοιχωμάτων δεν είχε τη δυνατότητα να αποτρέψει την κατάρρευση για τη σεισμική διέγερση της καταγραφής Rinaldi-228.

Ενίσχυση περιμετρικών δοκών στην κορυφή της κατασκευής

Συγκεκριμένα, σύμφωνα με μεθοδολογία από τη βιβλιογραφία [Steel Design Guide Series] προτείνεται για πολυώροφα κτίρια ως μέθοδος περιορισμού των μετακινήσεων η τοποθέτηση δικτυώματος (hat truss) στην κορυφή του κτιρίου. Στο **Σχήμα 4.3.α** παρουσιάζεται η παραπάνω μέθοδος, η οποία συνδυάζεται με ένα δύσκαμπτο κατακόρυφο στοιχείο που στην περίπτωσή μας είναι το τοίχωμα με το οποίο πραγματοποιείται η ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής. Ουσιαστικά, η λύση που διατυπώνεται υλοποιείται με τη χρησιμοποίηση ενός επαρκώς δύσκαμπτου οριζόντιου στοιχείου στην κορυφή του κτιρίου. Η συγκεκριμένη λύση επομένως μπορεί να πραγματοποιηθεί με την ενίσχυση των περιμετρικών δοκών της κορυφής του κτιρίου με τη μετατροπή τους σε ανεστραμμένες δοκούς είτε με

την εξωτερική επένδυσή τους με χαλύβδινα μέλη. Η πρώτη λύση αυξάνει σημαντικά τη δυσκαμψία των δοκών, καθώς αυξάνει το εμβαδόν τους, ενώ η δεύτερη λύση επιτυγχάνει το ίδιο λόγω του μεγάλου μέτρου ελαστικότητας E_s της χαλύβδινης επένδυσης.

Προκειμένου να προσομοιωθεί η εξεταζόμενη λύση στο Abaqus, βαθμονομήθηκαν εκ νέου οι περιμετρικοί δοκοί που βρίσκονται στην κορυφή του κτιρίου (**Σχήμα 4.3.β**) με σκοπό να αποδοθεί σωστά η αυξημένη τους πλέον δυσκαμψία. Η αποτελεσματικότητα της προτεινόμενης λύσης εξετάστηκε από δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τις σεισμικές διεγέρσεις Rinaldi-228 και Duzce-Bolu 090. Οι συγκεκριμένες διεγέρσεις επιλέχθηκαν, καθώς ήταν αυτές στις οποίες παρόλο που δεν είχαμε κατάρρευση για το μη συμβατικό σχεδιασμό της θεμελίωσης σημειώθηκαν σημαντικές μετατοπίσεις στην κατασκευή.

Για τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090, παρατηρήθηκε σημαντική βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής σε όρους μετατόπισης κορυφής τόσο σε μέγιστη όσο και σε παραμένουσα τιμή μετά την εφαρμογή της προτεινόμενης μεθόδου βελτίωσης και στις δύο διευθύνσεις επιβολής της σεισμικής διέγερσης. Αναλυτικότερα, για την περίπτωση της συμβατικώς ενισχυμένης κατασκευής αποφεύγεται η κατάρρευση, ωστόσο οδηγούμαστε σε μετατόπιση κορυφής 1 m που δεν κρίνεται αποδεκτή. Στην περίπτωση της μη συμβατικώς ενισχυμένης κατασκευής έχουμε σαφή περαιτέρω βελτίωση της απόκρισης σε όρους μετατόπισης κορυφής. Συγκεκριμένα, στην τελευταία περίπτωση η παραμένουσα μετατόπιση κορυφής του κτιρίου είναι σχεδόν μηδενική. Στο **Σχήμα 4.4** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής για τις περιπτώσεις της συμβατικώς ενισχυμένης κατασκευής μετά την

εφαρμογή της προτεινόμενης μεθόδου βελτίωσης, της μη συμβατικώς ενισχυμένης κατασκευής πριν και μετά την εφαρμογή της προτεινόμενης μεθόδου βελτίωσης. Τονίζεται σε αυτό το σημείο ότι η συμβατικώς ενισχυμένη κατασκευή οδηγείται στην κατάρρευση για τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 πριν την ενίσχυση των περιμετρικών δοκών της κορυφής και για τις δύο διευθύνσεις επιβολής της συγκεκριμένης φόρτισης. Επιπλέον, παρατηρείται μείωση τις απαιτούμενης πλαστιμότητας στη βάση των υποστυλωμάτων και των τοιχωμάτων στο επίπεδο του ισογείου μετά την εφαρμογή της ενίσχυσης των περιμετρικών δοκών της κορυφής του κτιρίου (**Σχήμα 4.5**).

Για τη σεισμική διέγερση Rinaldi-228, στη διεύθυνση x είχαμε ίδια απόκριση της μη συμβατικώς ενισχυμένης κατασκευής πριν και μετά την εφαρμογή της λύσης με την ενίσχυση των περιμετρικών δοκών της κορυφής σε όρους μετατόπισης κορυφής τόσο σε μέγιστη τιμή όσο και σε παραμένουσα τιμή (**Σχήμα 4.6.α**). Στη διεύθυνση y είχαμε μικρή βελτίωση της αντίστοιχης απόκρισης μετά την εφαρμογή της εξεταζόμενης μεθόδου βελτίωσης (**Σχήμα 4.6.β**). Για την περίπτωση της συμβατικώς ενισχυμένης κατασκευής είχαμε κατάρρευση της κατασκευής και για τις δύο διευθύνσεις επιβολής της σεισμικής διέγερσης.

4.2 Η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας (FS_v) στην απόκριση της μόνωσης μέσω λικνισμού

Μειωμένοι συντελεστές ασφαλείας υπό εξέταση

Σε αυτό το σημείο έγινε προσπάθεια να μελετηθεί η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας FS_v στην αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης της κατασκευής. Στα προηγούμενα κεφάλαια έγινε σύγκριση της απόκρισης της κατασκευής για τη συμβατική και την υποδιαστασιολογημένη θεμελίωση των τοιχωμάτων με διαστάσεις 6 m x 2.2 m και 3.2 m x 1.8 m και συντελεστή ασφαλείας $FS_v \approx 14$ και $FS_v \approx 6$ αντίστοιχα. Προκειμένου να διαπιστώσουμε εάν υπάρχει ένα κατώτερο όριο του συντελεστή ασφαλείας επιλέχθηκαν δύο ακόμα μικρότερα μεμονωμένα πέδιλα για τη θεμελίωση των τοιχωμάτων ενίσχυσης από τα ήδη εξεταζόμενα: (α) 3.2 m x 1.4 m και $FS_v \approx 5$ και (β) 2 m x 1.4 m και $FS_v \approx 3$. Επισημαίνεται ότι η εξεταζόμενη λύση (β) αποτελεί ουσιαστικά το αρχικώς υπάρχων θεμέλιο των υποστυλωμάτων στη θέση των οποίων τοποθετήθηκαν τα τοιχώματα ενίσχυσης. Επιπλέον, η περαιτέρω μείωση του πλάτους της μη συμβατικής θεμελίωσης που εξετάστηκε στα προηγούμενα κεφάλαια –συγκεκριμένα από 1.8 m σε 1.4 m- εξασφαλίζει την ελαστική απόκριση του τοιχώματος και όταν φορτίζεται στην αδύναμη διεύθυνσή του, καθώς επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο μόνωση μέσω λικνισμού και στη δευτερεύουσα διεύθυνση του συστήματος θεμελίου-τοιχώματος.

Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις: Διεύθυνση x

Στο **Σχήμα 4.7** παρουσιάζονται οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κορυφής ($Q-\delta$) για τις δύο λύσεις θεμελιώσεις που εξετάζονται στο παρόν κεφάλαιο, καθώς και η αντίστοιχη καμπύλη που έχει προκύψει για τη μη συμβατική θεμελίωση που μελετήθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια. Σε όρους $Q-\delta$, όπως ήταν αναμενόμενο για την ανάλυση Pushover, όσο μειώνονται οι διαστάσεις των θεμελίων των τοιχωμάτων ελαττώνεται η μέγιστη τέμνουσα βάση που μπορεί να παραλάβει η κατασκευή και ταυτόχρονα παρατηρείται μεγαλύτερη ευκαμψία της κατασκευής που διαπιστώνεται από τη μείωση της κλίσης της καμπύλης $Q-\delta$. Από το διάγραμμα $N-\delta$ (**Σχήμα 4.8**) για τα εξεταζόμενα θεμέλια με τον περεταίρω περιορισμό του F_{Sv} παρατηρείται μείωση κατά μέτρο της αξονικής του τοιχώματος T11 και για τις δύο λύσεις, καθώς αυξάνει η μετατόπιση κορυφής της κατασκευής. Ωστόσο για το σύστημα (β) η μείωση της αξονικής είναι σαφώς σημαντικότερη. Η παραπάνω διαπίστωση δικαιολογεί την αρκετά μειωμένη ροπή αντοχής, καθώς και τη μεγαλύτερη ευκαμψία του θεμελίου για τη λύση (β), όπως καταγράφεται στα αντίστοιχα διαγράμματα ροπής-στροφής θεμελίου ($M-\theta$) (**Σχήμα 4.8**). Από το παραπάνω διάγραμμα συμπεραίνουμε πως το θεμέλιο με το μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας παρουσιάζει υψηλότερη ροπή αντοχής, αλλά και διατηρεί τη συγκεκριμένη ροπή, καθώς το θεμέλιο παραλαμβάνει μεγαλύτερες στροφές. Αντίθετα, το θεμέλιο με το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας προκαλεί μεγαλύτερη πλαστικοποίηση του εδάφους και ως αποτέλεσμα μειώνεται δραστικά η ροπή που έχει τη δυνατότητα να παραλάβει αυξανόμενη της στροφής. Η τέμνουσα βάση που καλείται να παραλάβει το τοίχωμα T11 καταλήγει τελικά σε ίδια μέγιστη τιμή και για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης (**Σχήμα 4.8**). Στο **Σχήμα 4.9.α**

παρουσιάζεται η συνολική μετατόπιση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου, καθώς και η ανάλυσή της σε καμπτική συνιστώσα για τις δύο εξεταζόμενες λύσεις. Παρατηρείται πως και στα δύο συστήματα η καμπτική συνιστώσα δεν αποτελεί σημαντικό ποσοστό της συνολικής μετατόπισης. Αυτή η συμπεριφορά δεν εμφανιζόταν έντονα για τη μη συμβατική λύση θεμελίωσης του τοιχώματος με διαστάσεις 3.2 m x 1.8 m, καθώς το συγκεκριμένο σύστημα θεμελίου-τοιχώματος, παρόλο που δεχόταν μεγαλύτερη στροφή από το αντίστοιχο συμβατικώς σχεδιασμένο, δεν παρουσίαζε επαρκείς τιμές στροφής προκειμένου να μειώσουν την καμπτική καταπόνηση των τοιχωμάτων. Επιπρόσθετα, από την κατανομή των μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου παρατηρείται μεγαλύτερη ευκαμψία του πρώτου ορόφου για την περίπτωση του μικρότερου συντελεστή ασφαλείας (**Σχήμα 4.9.β**).

Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις: Διεύθυνση y

Ανάλογα συμπεράσματα με της διεύθυνσης x προκύπτουν από τη σύγκριση των διαγραμμάτων τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κορυφής (Q-δ) για τις μη συμβατικές λύσεις θεμελίωσης που εξετάζονται στο παρόν, αλλά και στα προηγούμενα κεφάλαια (**Σχήμα 4.7**). Η απόκριση των τοιχωμάτων T4 και T9 σε όρους M-θ (**Σχήμα 4.10**) επηρεάζονται από τη διαφορετική εξέλιξη των αξονικών: το τοίχωμα T4 έχει τάση να μειωθεί κατά μέτρο η αξονική, ενώ στο τοίχωμα T9 να αυξηθεί κατά μέτρο, φαινόμενο που έχει εξηγηθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο και οφείλεται στην τοποθέτηση των τοιχωμάτων στην κάτοψη. Αυτή η εξέλιξη των αξονικών έχει ως αποτέλεσμα και για τις δύο περιπτώσεις συντελεστή ασφαλείας το θεμέλιο του

τοιχώματος T9 να καθίσταται αρκετά δύσκαμπτο καταγράφοντας περιορισμένη στροφή. Αντίθετα το θεμέλιο του τοιχώματος T4, εξαιτίας της μείωσης της αξονικής του κατά μέτρο δέχεται σημαντικότερες τιμές στροφής. Επιπλέον, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.10**, σημαντικό ποσοστό της συνολικής μετατόπισης των τοιχωμάτων T4 και T9 οφείλεται στην μετατόπιση του τοιχώματος σαν στερεό σώμα λόγω της περιστροφής του θεμελίου περιορίζοντας με αυτό τον τρόπο την καμπτική καταπόνηση των τοιχωμάτων. Αξίζει να σημειωθεί ότι, όπως είχε διαπιστωθεί για την περίπτωση του μη συμβατικού θεμελίου με διαστάσεις 3.2 m x 1.8 m, καθώς μειώνονται πρόσθετα οι διαστάσεις του θεμελίου περιορίζεται η τάση της κατασκευής για στρεπτική κίνηση κατά την φόρτιση στη διεύθυνση y . Όπως παρατηρείται από τα διαγράμματα Q-δ (**Σχήμα 4.10**) των τοιχωμάτων T4 και T9 και για τις δύο εξεταζόμενες λύσεις θεμελίωσης του παρόντος κεφαλαίου, καθώς μειώνεται ο συντελεστής ασφαλείας FS_v περιορίζεται αισθητά η απόκλιση της τέμνουσας βάσης που καλούνται να παραλάβουν τα δύο τοιχώματα που λειτουργούν στη διεύθυνση y . Υπενθυμίζεται πως στη συμβατική κατασκευή, που διαπιστώθηκε η έντονη τάση για στρεπτική καταπόνηση, παρατηρήθηκε σημαντική διαφορά στην τέμνουσα βάσης που καταπονεί τα τοιχώματα T4 και T9 κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y (**Σχήμα 4.10.ε**). Επιπλέον, τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την κατανομή των μετατοπίσεων καθ' ύψος της κατασκευής είναι όμοια με τα αντίστοιχα των αναλύσεων Pushover στη διεύθυνση x . Συγκεκριμένα ο πρώτος ορόφος για την περίπτωση του μικρότερου συντελεστή ασφαλείας είναι πιο εύκαμπτος (**Σχήμα 4.10.δ**).

Σεισμική απόκριση

Σε αυτό το σημείο θα παρουσιασθεί η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής με σκοπό να διαπιστωθεί η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας για τις δύο περιπτώσεις που εξετάστηκαν προηγουμένως σε αναλύσεις Pushover: (α) 3.2 m x 1.4 m και $FS_v \approx 5$ και (β) 2 m x 1.4 m και $FS_v \approx 3$. Τα παραπάνω συστήματα υποβλήθηκαν σε σεισμικές διεγέρσεις μέτριας, μεγάλης και πολύ μεγάλης έντασης. Όπως τονίσθηκε προηγουμένως, η καταπόνηση εκτός επιπέδου φόρτισης της κατασκευής για διεγέρσεις στη διεύθυνση y είναι περιορισμένη για τους μειωμένους συντελεστές ασφαλείας FS_v που μελετώνται στο παρών κεφάλαιο. Επομένως θα παρουσιασθεί εκτενώς η σεισμική απόκριση των δύο συστημάτων μόνο για τη διεύθυνση x , καθώς η απόκριση στη διεύθυνση y είναι αντίστοιχη.

Συμπεριφορά σε Σεισμική Διέγερση Μέτριας Έντασης

Τα δύο συστήματα καταπονούνται με τη σεισμική διέγερση που καταγράφηκε στην Κεφαλονιά (Χαβριάτα, 3 Φεβρουαρίου 2014) μεγέθους $M=6$. Από το **Σχήμα 3.20** διαπιστώνεται πως η συγκεκριμένη διέγερση υπερβαίνει σε μικρό βαθμό τη φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού. Για το σύστημα (α) με το μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας καταγράφεται ελαφρώς καλύτερη συμπεριφορά σε όρους μέγιστης και παραμένουσας μετατόπισης κορυφής (**Σχήμα 4.11.α**), καθώς και σε όρους μέγιστης και παραμένουσας ανηγμένης διαφορικής μετατόπισης στον πρώτο όροφο (**Σχήμα 4.11.β**). Συγκρίνοντας για τους δύο εξεταζόμενους συντελεστές ασφαλείας την καταπόνηση του τοιχώματος T11 παρατηρείται ίδια συμπεριφορά σχετικά με την τέμνουσα που καλούνται να παραλάβουν, ενώ η ροπή στο τοίχωμα για την περίπτωση (β) είναι σαφώς

μειωμένη, καθώς η ροπή αντοχής του συγκεκριμένου θεμελίου είναι μικρότερη. Από την χρονοϊστορία της αξονικής στο τοίχωμα T11 (**Σχήμα 4.12.α**) παρατηρείται σταδιακή μείωση της αξονικής κατά μέτρο και για τις δύο περιπτώσεις θεμελιώσεις. Η συγκεκριμένη συμπεριφορά είναι πιο έντονη για το σύστημα (β) με το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Η παραπάνω διαπίστωση θα εξηγηθεί εκτενώς για τη σεισμική διέγερση μεγάλης έντασης. Στο **Σχήμα 4.11.γ** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της μετατόπισης του τοιχώματος στο επίπεδο του πρώτου ορόφου, καθώς και το ποσοστό της που οφείλεται σε καμπτική καταπόνηση. Διαπιστώνεται πως και για τα δύο συστήματα η συμπεριφορά είναι αντίστοιχη με την καμπτική συνιστώσα της μετακίνησης στον πρώτο όροφο να είναι αρκετά περιορισμένη. Παρόλο που η συνολική απόκριση των δύο συστημάτων φαίνεται παραπλήσια, μια προσεκτικότερη αξιολόγηση του συστήματος θεμελίου-τοιχώματος T11 φανερώνει το αντίθετο. Στο **Σχήμα 4.13** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες στρόφης (θ -t), ολίσθησης (s-t) και καθίζησης (w-t) καταδεικνύοντας τους τρεις μηχανισμούς “καταστροφής” ενέργειας μέσω των μη γραμμικών φαινομένων που λαμβάνουν χώρα στη θεμελίωση των τοιχωμάτων. Αναλυτικότερα, εύκολα διαπιστώνεται πως στα τρία παραπάνω διαγράμματα οι μέγιστες τιμές καταγράφονται για τις ίδιες χρονικές στιγμές. Ωστόσο οι παραπάνω τιμές είναι συγκριτικά περιορισμένες για το σύστημα (α) με το μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας. Επιπλέον, όπως φαίνεται από τα διαγράμματα w- θ (**Σχήμα 4.14**) το σύστημα θεμελίου τοιχώματος για την περίπτωση (α) λόγω του μεγαλύτερου συντελεστή ασφαλείας παρουσιάζει σημαντικότερη τάση για ανασήκωμα και καταγράφει μικρότερη καθίζηση. Παρόμοια είναι η συμπεριφορά για το θεμέλιο του τοιχώματος T11 (**Σχήμα 4.14.α**) που είναι σχεδιασμένο να λειτουργεί στην κατεύθυνση της σεισμικής φόρτισης όσο

και για το τοίχωμα T4 (**Σχήμα 4.14.β**) στο οποίο πλέον λόγω του μικρότερου πλάτους του εξασφαλίζεται η παρεχόμενη μόνωση μέσω λικνισμού και στη δευτερεύουσα του διεύθυνση. Επιπλέον το θεμέλιο του τοιχώματος T4 δέχεται σημαντικότερες ολισθήσεις για το σύστημα με το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Μία επιπρόσθετη διαφορά των δύο συστημάτων απορρέει από τα διαγράμματα M-θ (**Σχήμα 4.15**). Συγκεκριμένα, για την περίπτωση (α) παρατηρούμε στους βρόγχους της καμπύλης M-θ να παραμένει σταθερή η δυσκαμψία της θεμελίωσης. Για την περίπτωση (β), όπως καταγράφεται χαρακτηριστικά στο **Σχήμα 4.15**, παρατηρούνται τρεις διαφορετικές ευθείες φόρτισης-αποφόρτισης, ενδεικτικό της σταδιακής μείωσης της δυσκαμψίας της θεμελίωσης. Αυτή η διαφορά έγκειται στην εντονότερη πλαστικοποίηση που πραγματοποιείται στο υποκείμενο έδαφος του θεμελίου για το τοίχωμα T11 για το σύστημα με το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Επιπλέον οι απαιτήσεις σε πλαστιμότητα στα μη ενισχυμένα υποστυλώματα είναι μεγαλύτερη για την περίπτωση του μικρότερου συντελεστή ασφαλείας (**Σχήμα 4.14.γ**).

Συμπεριφορά σε Σεισμική Διέγερση Μεγάλης Έντασης

Οι δύο εναλλακτικές υποβλήθηκαν στη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090. Από τη γενική απόκριση της κατασκευής παρατηρούμε ελαφρώς να υπερέχει το σύστημα με το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Συγκεκριμένα, σε όρους μετατόπισης κορυφής (**Σχήμα 4.17.α**) και ανηγμένης διαφορικής μετακίνησης στον πρώτο όροφο (**Σχήμα 4.17.β**) τόσο σε μέγιστη τιμή όσο και σε παραμένουσα το σύστημα (β) καταγράφει ελαφρώς μικρότερες τιμές. Ωστόσο, όπως και στην περίπτωση της

σεισμικής διέγερσης μέτριας έντασης, κρίνεται σκόπιμο να παρουσιασθεί αναλυτικότερα η συμπεριφορά του συστήματος θεμελίου-τοιχώματος. Παρατηρείται μεγαλύτερη απαίτηση σε πλαστιμότητα στα μη ενισχυμένα υποστυλώματα για την περίπτωση (β) με το μειωμένο συντελεστή ασφαλείας (**Σχήμα 4.16**). Το τοίχωμα T11 καλείται να παραλάβει όμοια τέμνουσα (**Σχήμα 4.18.β**) και στις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης. Επιπλέον, διαπιστώνεται σταδιακή μείωση της αξονικής του τοιχώματος (**Σχήμα 4.18.α**) κατά μέτρο συμπεριφορά που είναι εντονότερη στην περίπτωση του μικρότερου συντελεστή ασφαλείας. Ως αποτέλεσμα, στο τοίχωμα μεταφέρεται μικρότερη αξονική καταπόνηση. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την χρονοϊστορία της ροπής του τοιχώματος (**Σχήμα 4.18.γ**) είναι αναμενόμενα, καθώς είναι σαφώς περιορισμένη για το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας. Το ποσοστό της διαφορικής μετατόπισης του πρώτου ορόφου στο τοίχωμα T11 που προέρχεται από καμπτική καταπόνηση και για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης δεν είναι σημαντικό (**Σχήμα 4.17.γ**). Παράλληλα, κατά τη μελέτη της συμπεριφοράς της θεμελίωσης του τοιχώματος T11, αλλά και του τοιχώματος T4 στη δευτερεύουσα διεύθυνσή του παρατηρείται μεγαλύτερη τάση για ολίσθηση και καθίζηση για το σύστημα με το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας (**Σχήμα 4.19**). Αντίθετα, για στην περίπτωση του τοιχώματος με το μεγαλύτερο θεμέλιο διαπιστώνεται σημαντικότερη τάση για ανασήκωμα. Ενδεικτικό της απόκρισης των συστημάτων είναι τα στιγμιότυπα της παραμορφωμένης κατάστασης του φορέα (**Σχήμα 4.20**). Παρατηρείται πως οι πλαστικοποιήσεις για το σύστημα με το μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας είναι περιορισμένες και εντοπίζονται στα άκρα του θεμελίου, ενώ για την περίπτωση με το ακόμα μικρότερο θεμέλιο οι εντονότερες πλαστικοποιήσεις λαμβάνουν χώρα στο

έδαφος που βρίσκεται καθ' όλη την έκταση του εν λόγω θεμελίου. Στο **Σχήμα 4.20** παρατίθεται λεπτομέρεια της παραμορφωμένης κατάστασης του τοιχώματος T11 για την περίπτωση του μικρότερου θεμελίου. Από τους κινηματικούς περιορισμούς που του επιβάλλει η δοκός που συντρέχει στο συγκεκριμένο τοίχωμα γίνεται αντιληπτή η “ανακουφιστική” λειτουργία που παρέχει η δοκός στο τοίχωμα και οδηγεί στη μείωση της αξονικής του καταπόνησης.

Σε αυτό το σημείο χρειάζεται να γίνει αποσαφηνιστεί ένα παράδοξο που διαπιστώθηκε. Κατά τα γνωστά, καθώς μειώνεται ο συντελεστής ασφαλείας παρατηρείται εντονότερη καθίζηση και περιορίζεται η τάση για ανασήκωμα. Η συγκεκριμένη συμπεριφορά παρατηρήθηκε κατά τη σύγκριση των δύο συστημάτων θεμελίωσης, ωστόσο θα περιμέναμε μεγαλύτερες τιμές καθίζησης για την περίπτωση του μικρού συντελεστή ασφαλείας. Αυτό εν μέρει οφείλεται στην αρκετά δύσκαμπτη εδαφική στρώση που έχουμε θεωρήσει αλλά και σε ένα ακόμη φαινόμενο. Συγκεκριμένα, η σταδιακή μείωση της αξονικής του τοιχώματος, η οποία είναι εντονότερη για το μικρό θεμέλιο, επιτρέπει στο θεμέλιο να λειτουργεί κατά τη σεισμική διέγερση ουσιαστικά με μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας σε σχέση με αυτόν που έχει υπολογιστεί από τα στατικά φορτία.

Συμπεριφορά σε Σεισμική Διέγερση Πολύ Μεγάλης Έντασης

Τα δύο συστήματα διεγέρθηκαν με την καταγραφή του επιταχυνσιογραφήματος που έχει προκύψει από το Rinaldi-228. Η φόρτιση έγινε στο 75% της συνολικής έντασης της διέγερσης και επίσης στα τοιχώματα επιλέχθηκε σταθερή διατομή καθ' ύψος του κτιρίου. Εύκολα διαπιστώνεται η σημαντική διαφορά στην απόκριση των

δυο συστημάτων. Αναλυτικότερα, για την περίπτωση (β) όπως παρατηρείται από τη χρονοϊστορία της μετατόπισης της κορυφής και του πρώτου ορόφου (**Σχήμα 4.21.α**) η κατασκευή καταλήγει σε σημαντική μέγιστη μετατόπιση κορυφής, η οποία είναι και παραμένουσα. Επιπλέον, εάν ληφθεί υπόψη ότι, όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα ουσιαστικά δημιουργείται σχηματισμός μαλακού ορόφου στον πρώτο όροφο. Αυτή αδυναμία της κατασκευής να παραλάβει με ασφάλεια τη σεισμική φόρτιση οφείλεται στο γεγονός ότι τα περισσότερα μη ενισχυμένα υποστυλώματα καταναλώνουν τη διαθέσιμη πλαστιμότητά τους από τον πρώτο ισχυρό παλμό της διέγερσης. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα στον επόμενο παλμό που έχει αντίθετο πρόσημο να μην μπορούν να παραλάβουν επιπλέον φορτία και αστοχούν με τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους συμπαρασύροντας το σύνολο του φορέα σε σημαντικές παραμορφώσεις στον πρώτο όροφο, παρόλο που τα τοιχώματα συμπεριφέρονται ελαστικά.

Για την περίπτωση (α) η απόκριση της κατασκευής κρίνεται πλήρως ικανοποιητική δεδομένης της έντασης της εξεταζόμενης σεισμικής διέγερσης. Η μέγιστη τιμή της ανηγμένης διαφορικής μετακίνησης του πρώτου ορόφου (**Σχήμα 4.21.γ**) και της συνολικής μετατόπισης στην κορυφή (**Σχήμα 4.21.β**) είναι σημαντικές. Ωστόσο διαπιστώνεται πως τελικά το σύστημα καταλήγει σε μειωμένες παραμένουσες τιμές για τα παραπάνω μεγέθη σε σχέση με τις αντίστοιχες μέγιστες. Επιπλέον, από το **Σχήμα 4.22.α** διαφαίνεται για το τοίχωμα T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου το ποσοστό της μετακίνησης που οφείλεται σε καμπτική καταπόνηση είναι περιορισμένο. Στο **Σχήμα 4.22.β** παρουσιάζεται η ολίσθηση στα θεμέλια των τοιχωμάτων T11 και T4. Οι ολισθήσεις είναι της τάξης των 4 cm για το θεμέλιο του τοιχώματος T11, ενώ για το θεμέλιο του τοιχώματος T4 αγγίζουν τα 8 cm. Η

σημαντικότερη ολίσθηση στο δεύτερο θεμέλιο δικαιολογείται από τη θέση του τοιχώματος στην κάτοψη. Συγκεκριμένα είναι περιφερειακό με αποτέλεσμα να παρατηρείται σημαντική διακύμανση της αξονικής του. Επομένως, τις στιγμές που μειώνεται σημαντικά η αξονική του το αντίστοιχο θεμέλιο ολισθαίνει σημαντικά. Επιπρόσθετα, για τα τοιχώματα T11 και T4 παρατηρείται σημαντική τάση για ανύψωση στη θεμελίωσή τους μέσω των διαγραμμάτων $w-\theta$ (Σχήμα 4.22.γ).

4.3 Επιρροή της τοιχοποιίας στην απόκριση της κατασκευής

Σε αυτό το σημείο έγινε προσπάθεια να αποτιμηθεί η συνεισφορά της προσομοίωσης της τοιχοποιίας στην αξιοπιστία των αποτελεσμάτων του εξεταζόμενου προβλήματος. Συγκεκριμένα, κατασκευάστηκε ένα προσομοίωμα που αμελούσε πλήρως της ύπαρξης της τοιχοποιίας. Για το συγκεκριμένο προσομοίωμα πραγματοποιήθηκαν ενδεικτικά αναλύσεις Pushover και σειρά δυναμικών αναλύσεων κατά τη διεύθυνση x .

Από τις παραπάνω αναλύσεις Pushover προέκυψαν οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κορυφής, τα οποία παρατίθενται με τις αντίστοιχες που έχουν προκύψει για το προσομοίωμα στο οποίο έχει ληφθεί υπόψη η επιρροή της τοιχοποιίας (Σχήμα 4.23). Τόσο για τη συμβατική όσο και τη μη συμβατική διαπιστώνεται σημαντική μείωση στην τέμνουσα βάση που δύναται να παραλάβει η κατασκευή, καθώς και σημαντική αύξηση της ευκαμψίας της κατασκευής συγκριτικά με το προσομοίωμα που περιέχει την τοιχοποιία.

Στο **Σχήμα 4.24** παρουσιάζονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες τιμές που καταγράφηκαν κατά τις σεισμικές αναλύσεις για την κατασκευή στην οποία έχει αμεληθεί η τοιχοποιία. Συγκρινόμενες οι παραπάνω τιμές με τις αντίστοιχες που έχουν προκύψει από το προσομοίωμα που περιλαμβάνει την τοιχοποιία διαπιστώνεται αισθητή αναντιστοιχία τόσο στις μέγιστες όσο και στις παραμένουσες τιμές μετακίνησης στην κορυφή. Τονίζεται πως κατά τις σεισμικές αναλύσεις στις οποίες αμελήθηκε η συνεισφορά της τοιχοποιίας παρατηρούνται σημαντικά μειωμένες τιμές απαιτούμενης πλαστιμότητας στα υποστυλώματα, παρόλο που η κατασκευή σε συγκεκριμένες διεγέρσεις δέχεται σημαντικές μετακινήσεις.

Όλα τα παραπάνω οδηγούν στο συμπέρασμα ότι είναι λανθασμένη μέθοδος να αμεληθεί στο εξεταζόμενο πρόβλημα η επιρροή της τοιχοποιίας, καθώς προκαλεί αύξηση της ευκαμψίας με αποτέλεσμα να παραλαμβάνει εντατικά μεγέθη προερχόμενα από τη σεισμική φόρτιση που δεν ανταποκρίνονται με την πραγματικότητα.

4.4 Μη γραμμικά ελατήρια και αποσβεστήρες

Διαστασιολόγηση μη γραμμικού ελατηρίου και αποσβεστήρα

Σε αυτό το κομμάτι της παρούσας εργασίας έγινε προσπάθεια να αντικατασταθεί η εδαφική στρώση με ισοδύναμα μη γραμμικά ελατήρια και αποσβεστήρες (**Σχήμα 4.25**). Αυτή η διαδικασία έγινε μόνο στο μοντέλο της ενισχυμένης κατασκευής με τη μη συμβατική θεμελίωση των τοιχωμάτων. Σε αυτό το μοντέλο άλλωστε κρίνονται

απαραίτητα τα μη γραμμικά ελατήρια, προκειμένου να προσομοιωθούν τα μη γραμμικά φαινόμενα που συμβαίνουν στη θεμελίωση των υποδιαστασιοποιημένων θεμελίων των τοιχωμάτων. Στην περίπτωση τόσο των θεμελίων των υφιστάμενων υποστυλωμάτων όσο και στα συμβατικώς σχεδιασμένα θεμέλια των τοιχωμάτων οι μη γραμμικότητες στην αλληλεπίδραση εδάφους–θεμελίου είναι εκ σχεδιασμού περιορισμένες. Επομένως σε αυτή την περίπτωση θα ήταν εφικτό η προσομοίωση της εδαφικής στρώσης να γίνει με πλήρως ελαστικά ελατήρια και αποσβεστήρες. Η βαθμονόμηση των μη γραμμικών ελατηρίων και των αντίστοιχων αποσβεστήρων έγινε σύμφωνα με τη μεθοδολογία που προτάθηκε από Anastasopoulos & Kontoroupi [2014] και παρουσιάζεται συνοπτικά παρακάτω.

Η συγκεκριμένη μεθοδολογία εστιάζει στη λικνιστική απόκριση της θεμελίωσης, οπότε το προτεινόμενο μη γραμμικό ελατήριο είναι περιστροφικό. Τοποθετούμε ακόμα γραμμικά ελατήρια στην οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση. Καθώς η σεισμική διέγερση επιβάλλεται στον κατώτερο κόμβο των ελατηρίων και όχι του ταλαντωτή επιβάλλεται η ύπαρξη του οριζόντιου ελατηρίου για την ενεργοποίηση του περιστροφικού. Η σταθερά των γραμμικών ελατηρίων προέρχεται από τις σχέσεις της ελαστικής στατικής οριζόντιας και κατακόρυφης δυσκαμψίας εδάφους–θεμελίου [Gazetas, 1987]:

$$K_z = \frac{4.54 G b}{1-\nu}, \text{ όπου } b \text{ το ημιπλάτος του θεμελίου}$$

$$K_H = \frac{9 G b}{2-\nu}, \text{ όπου } b \text{ το ημιπλάτος του θεμελίου}$$

Η ροπή αντοχής του θεμελίου M_u υπολογίζεται από τις αναλυτικές καμπύλες αλληλεπίδρασης κατά Gourvenec [2007]:

$$m_u = 0.5 (n_u - n_u^2)$$

$$M_u = (S_u B^3) (\pi + 3) m_u$$

όπου:

$$m_u = M_u / N_{u0} B, n_u = N / N_{u0}$$

$$N_{u0} = (\pi + 2) (1 + 0.2 B / L) A S_u$$

με B και L αντίστοιχα το μήκος και το πλάτος του θεμελίου και A το εμβαδόν θεμελίου.

Έπεται ο υπολογισμός μιας χαρακτηριστικής γωνίας ϑ_s που έχει εισαχθεί για την αδιαστατοποίηση των καμπύλων M- ϑ [Gazetas et al., 2012]:

$$\vartheta_s \cong \frac{NB}{4K_{R,elastic} \left(1.09 - \frac{0.83}{F_s}\right)} \cdot \left[1 - 0.22 \left(1 - \frac{1}{F_s}\right)^2 \left(\frac{B}{L}\right)^{0.2}\right]$$

Στην περίπτωση ελαφριά φορτισμένων θεμελίων η γωνία ϑ_s υποδηλώνει την αποκόλληση από το έδαφος, ενώ στην περίπτωση βαριά φορτισμένων θεμελίων, όπου το έδαφος αποκρίνεται ελαστοπλαστικά, λόγω των καθιζήσεων δεν σηματοδοτεί αποκόλληση, απλώς πλαστικοποίηση.

Έχοντας υπολογίσει τα παραπάνω μπορούμε να βαθμονομήσουμε το μη γραμμικό ελατήριο με βάση την προτεινόμενη καμπύλη που παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.27** για τις δύο διευθύνσεις του.

Καθώς τα ελατήρια αντικαθιστούν την εδαφική στρώση της οποίας το καταστατικό προσομοίωμα διαθέτει απόσβεση, κρίνεται απαραίτητο να τοποθετηθεί και ο αντίστοιχος αποσβεστήρας. Σημειώνεται ότι το μη γραμμικό περιστροφικό ελατήριο που εισάγεται είναι ελαστικό, δηλαδή δεν παρουσιάζει υστερητική συμπεριφορά και επομένως τόσο κατά τη διάρκεια της φόρτισης όσο και της επαναφόρτισης

ακολουθεί την ίδια διαδρομή, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.26**, καθιστώντας αναγκαία την ύπαρξη αποσβεστήρα.

Στον κώδικα Abaqus είναι δυνατό να εισαχθεί ο συντελεστής του αποσβεστήρα με μοναδική τιμή C και όχι ως μια συνάρτηση της γωνίας στροφής ϑ . Ο συντελεστής περιστροφικής, κατακόρυφης και οριζόντιας απόσβεσης υπολογίζεται αντίστοιχα από τις σχέσεις:

$$C_R = \frac{2K_R \xi}{\omega}$$

$$C_Z = \frac{2K_Z \xi}{\omega}$$

$$C_H = \frac{2K_H \xi}{\omega}$$

Οι δυσκαμψίες εδάφους–θεμελίου υπολογίζονται όπως προηγουμένως από τους τύπους της ελαστικής θεωρίας. Για τον υπολογισμό της ω προτείνεται να λαμβάνεται η αρχική λικνιστική ιδιοσυχνότητα $T_n(0, F_s)$ του ταλαντωτή που αντιστοιχεί σε μηδενική γωνία στροφής ϑ :

$$T_n(0, F_s) \approx 2\pi \sqrt{\frac{N_{u0} h^2}{F_s g K_{R,elastic} \psi(F_s)}}$$

όπου $\psi = (1 - 0.8 / F_s)$ και h το ύψος του μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Αναλύσεις με Μη Γραμμικά Ελατήρια

Σε αυτό το σημείο επιβάλλεται να τονιστεί πως τα μη γραμμικά ελατήρια που προτείνονται από την παραπάνω μεθοδολογία αδυνατούν να υπολογίσουν σωστά

τις καθιζήσεις και πιθανό ανασήκωμα των θεμελίων καθώς στην κατακόρυφη διεύθυνση έχει γίνει χρήση ελαστικού ελατηρίου, το οποίο είναι αρκετά δύσκαμπτο και απαγορεύει τυχούσες μη γραμμικότητες στη συγκεκριμένα διεύθυνση. Επιπρόσθετα, ένα επιπλέον μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι τα ελατήρια παρόλο που είναι μη γραμμικά παραμένουν ελαστικά. Οι αποσβεστήρες που εισάγονται στο προσομοίωμα αδυνατούν να αποδώσουν με πλήρη ακρίβεια την υστέρηση που προκαλείται λόγω των μη γραμμικών φαινομένων που συμβαίνουν στη θεμελίωση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να οδηγούμαστε σε σχεδόν μηδενικές παραμένουσες τιμές μετακίνησης στην κατασκευής στο τέλος των σεισμικών αναλύσεων. Στο **Σχήμα 4.28** παρουσιάζεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε μετά την αντικατάσταση της εδαφικής στρώσης με τα μη γραμμικά ελατήρια και τους αντίστοιχους αποσβεστήρες που προτείνονται από την εξεταζόμενη μεθοδολογία.

Συμπεριφορά σε Σεισμική Διέγερση Μέτριας Έντασης

Το προσομοίωμα με τα μη γραμμικά ελατήρια και αντίστοιχους αποσβεστήρες επιβλήθηκε στη βάση των ελατηρίων στο επιταχυνσιογράφημα που προέκυψε στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης του πλήρους προσομοιώματος για τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003).

Για τη διεύθυνση x , από τις χρονοϊστορίες των αξονικών (**Σχήμα 4.29.α**) του τοιχώματος T11 παρατηρούμε ότι το σύστημα με τα μη γραμμικά ελατήρια αδυνατεί να αποδώσει με ακρίβεια τις έντονες διακυμάνσεις των αξονικών κατά τη σεισμική ανάλυση. Το παραπάνω αποτέλεσμα θα έπρεπε να οδηγεί σε λανθασμένη απόδοση της θεμελίωσης του τοιχώματος του πλήρους μοντέλου, καθώς η

δυσκαμψία των θεμελίων συναρτάται άμεσα από τις αξονικές που διαβιβάζει το τοίχωμα στο θεμέλιο. Ωστόσο, από τη χρονοϊστορία των ροπών του τοιχώματος (**Σχήμα 4.29.γ**) για τα δύο συστήματα συμπεραίνεται πως το σύστημα με τα μη γραμμικά ελατήρια παρέχει σημαντική ακρίβεια. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η δυσκαμψία των θεμελίων στην περίπτωση του φορέα με τα μη γραμμικά ελατήρια εξαρτάται αποκλειστικά από τις ιδιότητες των συγκεκριμένων ελατηρίων και όχι από τις αξονικές των τοιχωμάτων. Αντίστοιχα, ικανοποιητική είναι η ακρίβεια στην απόδοση της τέμνουσας που καλούνται να παραλάβουν τα τοιχώματα για τα δύο συστήματα (**Σχήμα 4.29.β**). Επιπλέον, από το **Σχήμα 4.30** παρατηρείται όμοια συμπεριφορά για τα δύο συστήματα σε όρους ανηγμένης διαφορικής μετακίνησης του πρώτου ορόφου αλλά και μετακίνησης στην κορυφή της κατασκευής.

Ανάλογα είναι τα αποτελέσματα για τη διεύθυνση y και παρουσιάζονται στα αντίστοιχα διαγράμματα (**Σχήμα 4.31 και Σχήμα 4.32**). Χρειάζεται να τονιστεί ότι το σύστημα με τα μη γραμμικά ελατήρια αδυνατεί να αποδώσει πλήρως την καταπόνηση εκτός επιπέδου των τοιχωμάτων T2 και T11 (**Σχήμα 4.33**) την οποία ελαφρώς υποτιμά. Ωστόσο, σε όρους διαφορικής μετακίνησης του πρώτου ορόφου αλλά και μετακίνησης στην κορυφή της κατασκευής διακρίνεται ίδια απόκριση για τα δύο συστήματα.

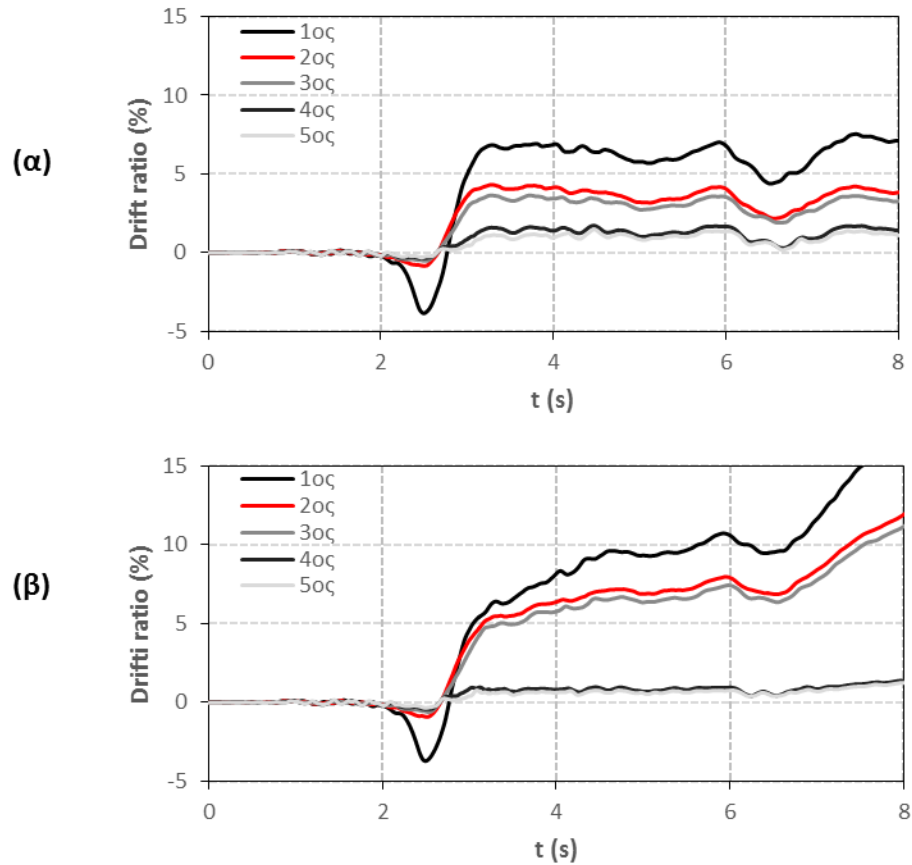
Συμπερασματικά, είναι δυνατό κάνοντας χρήση των προτεινόμενων μη γραμμικών ελατηρίων να αποδώσουμε με σημαντική ακρίβεια την απόκριση του συστήματος με το πλήρες προσομοίωμα σε σεισμική διέγερση που είναι παραπλήσια του σεισμού σχεδιασμού.

Συμπεριφορά σε Σεισμική Διέγερση Μεγάλης Έντασης

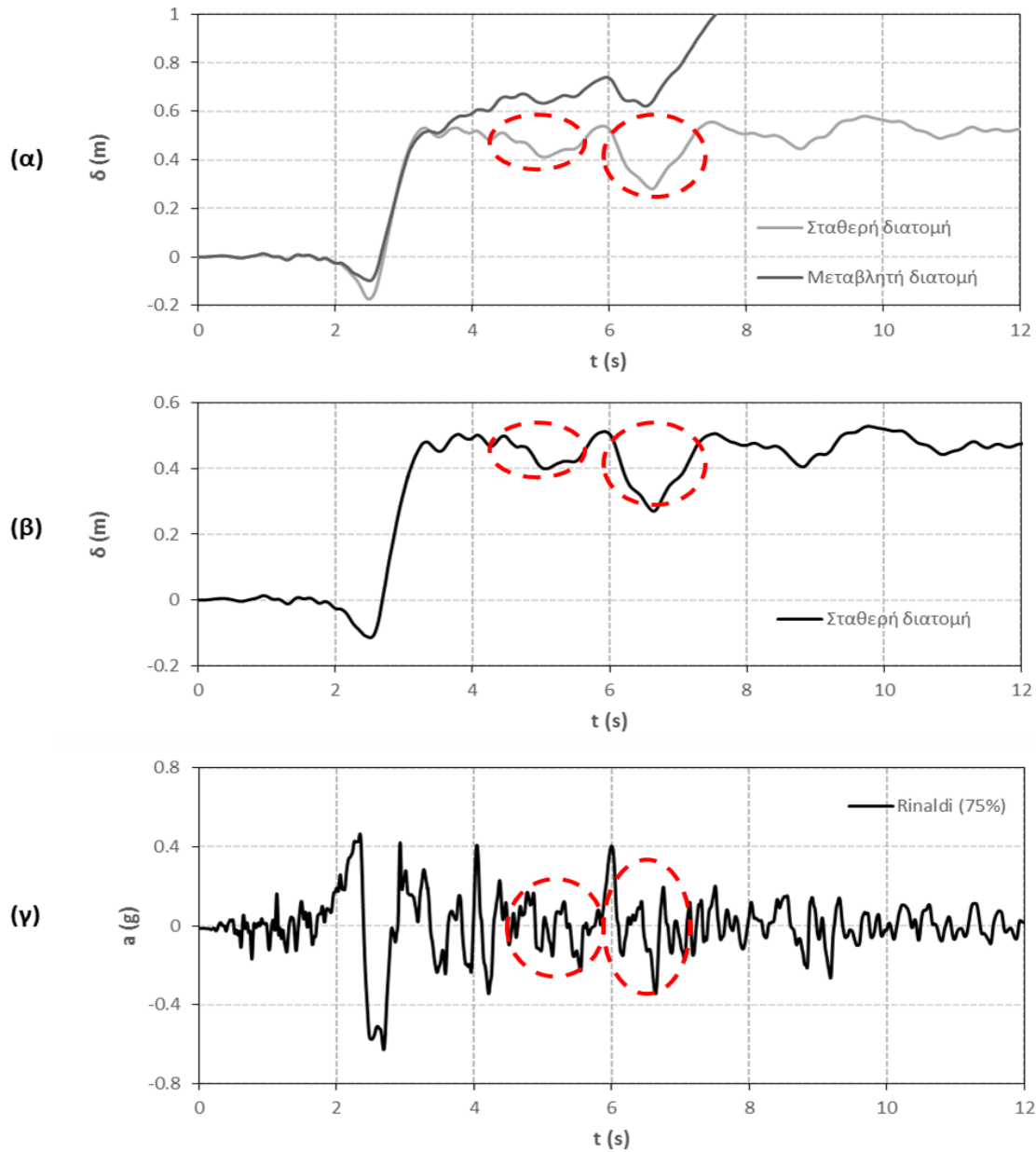
Επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία για τη σεισμική διέγερση Salvador (2001). Για τη διεύθυνση x , και στην περίπτωση της σεισμικής διέγερσης με μεγάλη ένταση το σύστημα αδυνατεί να προσομοιώσει με ακρίβεια τις έντονες διακυμάνσεις στις αξονικές των τοιχωμάτων, που πραγματοποιούνται στο πλήρες μοντέλο (**Σχήμα 4.34**). Ωστόσο, επιτυγχάνεται μεγαλύτερη ακρίβεια στην απόδοση των ροπών και των τεμνουσών που καλούνται να παραλάβουν τα τοιχώματα (**Σχήμα 4.34**). Τελικά, όπως διαφαίνεται από τις χρονοϊστορίες της διαφορικής μετατόπισης του πρώτου ορόφου (**Σχήμα 4.35**) και της μετακίνησης κορυφής της κατασκευής το σύστημα με τα μη γραμμικά ελατήρια δεν παρέχει ικανοποιητική αξιοπιστία στην προσομοίωση της απόκρισης του πλήρους συστήματος για σεισμική διέγερση που υπερβαίνει αισθητά το σεισμό σχεδιασμού.

Αντίστοιχα συμπεράσματα προκύπτουν για τη διεύθυνση y . Ένα επιπλέον μειονέκτημα του απλοποιημένου συστήματος με τα μη γραμμικά ελατήρια είναι η υποτίμηση της εκτός επιπέδου καταπόνησης των τοιχωμάτων T2 και T11 σε όρους τέμνουσας στη διεύθυνση x (Q_x), όπως επίσης και στην εκτός επιπέδου ανηγμένη διαφορική μετατόπιση του πρώτου ορόφου που είναι ενδεικτική της τάσης της κατασκευής για στρεπτική παραμόρφωση. Για τη διεύθυνση y παρατίθενται τα αντιπροσωπευτικά διαγράμματα των χρονοϊστοριών της μετατόπισης κορυφής και ανηγμένη διαφορική μετατόπιση του πρώτου ορόφου κατά τη διεύθυνση x (**Σχήμα 4.36**).

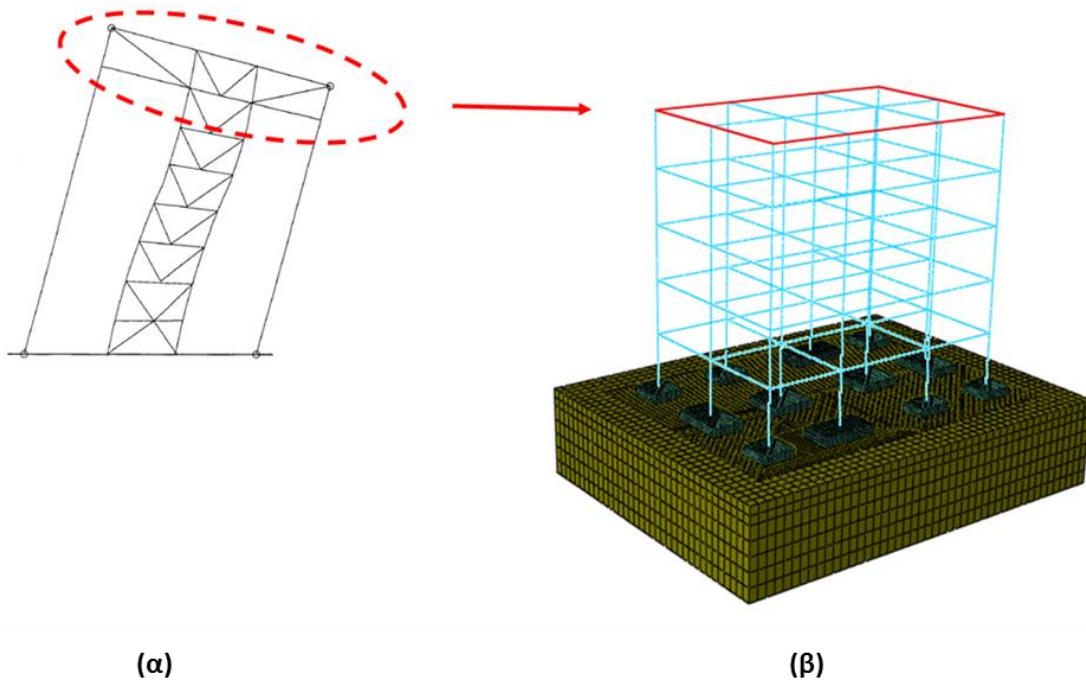
Σχήματα 4^{ου} Κεφαλαίου



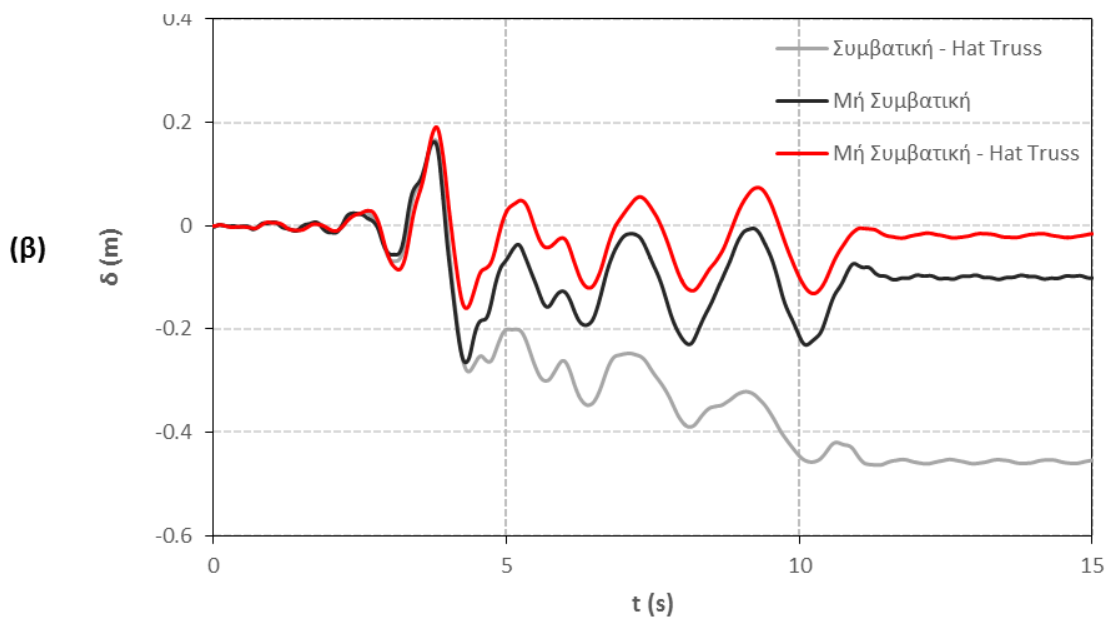
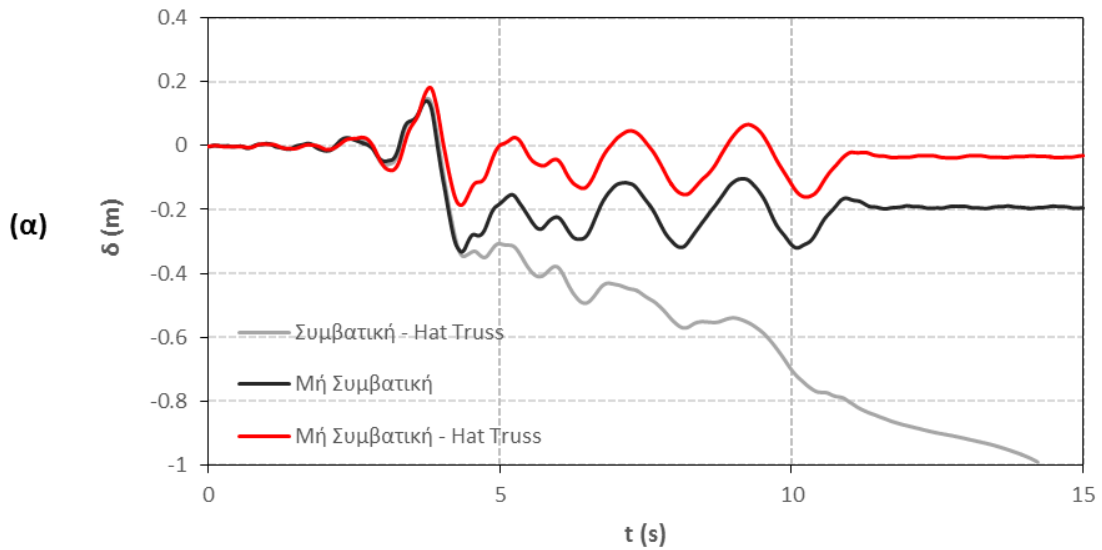
Σχήμα 4.1: Η χρονοϊστορία των διαφορικών μετακινήσεων σε κάθε όροφο για την περίπτωση της μη συμβατικής λύσης : **(α)** με σταθερή διατομή των τοιχωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου, **(β)** με μεταβλητή διατομή των τοιχωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου για τη σεισμική διέγερση της καταγραφής Rinaldi-228 στη διεύθυνση x.



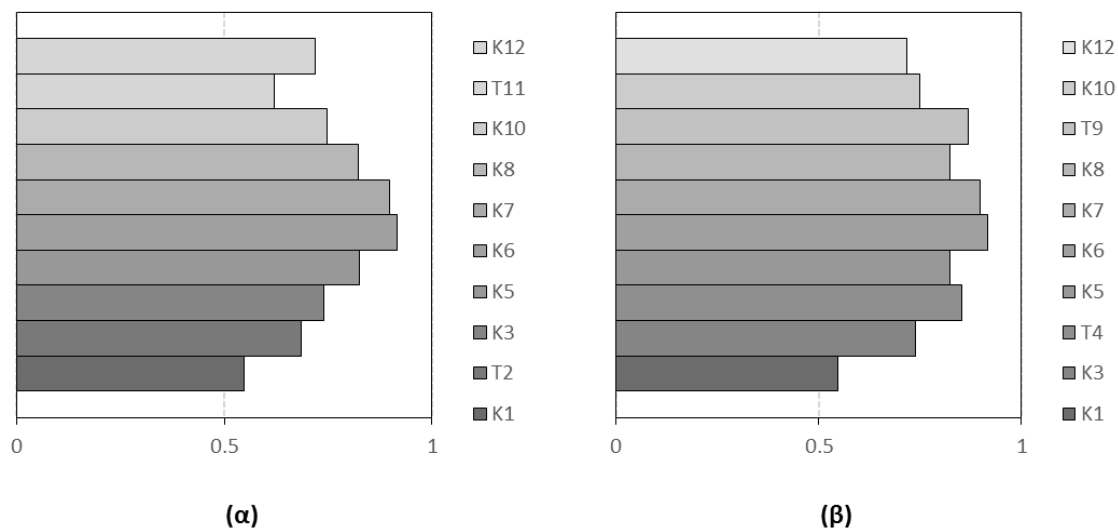
Σχήμα 4.2: (α) Η χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής της μη συμβατικής κατασκευής με σταθερή ή μεταβλητής διατομής καθ' ύψος των τοιχωμάτων (διεύθυνση x), (β) η χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής της μη συμβατικής κατασκευής με σταθερή διατομή καθ' ύψος των τοιχωμάτων (διεύθυνση y) και (γ) το επιταχυνσιογράφημα της καταγραφής Rinaldi-228.



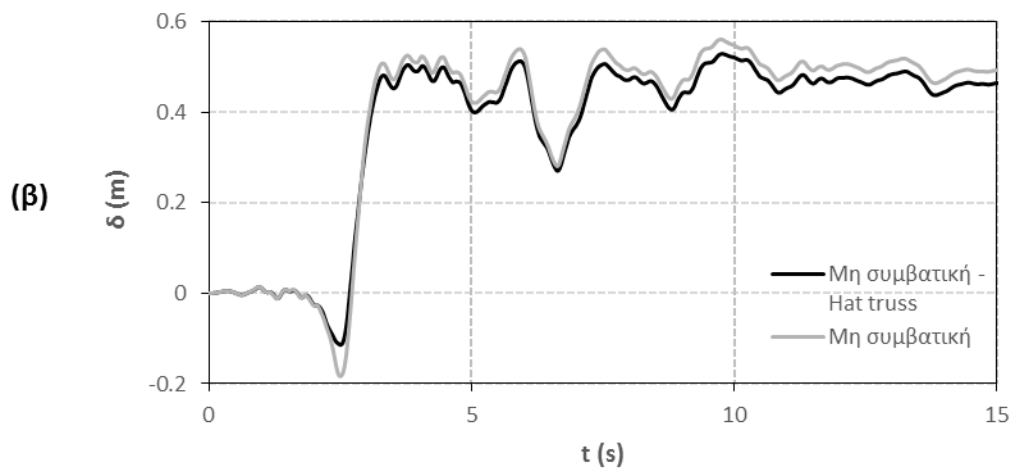
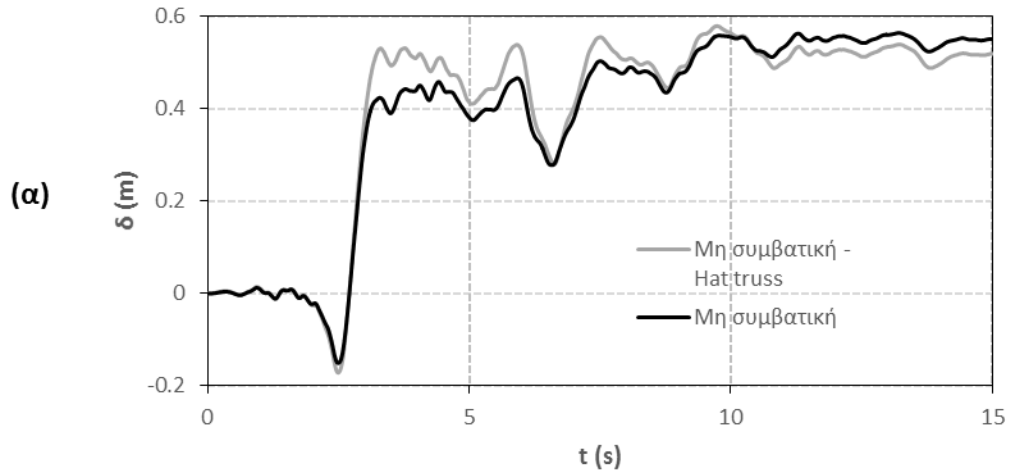
Σχήμα 4.3: (α) Η προτεινόμενη μεθοδολογία με τοποθέτηση δικτυώματος (hat truss) στην κορυφή του κτιρίου [Steel Design Guide Series] και (β) η εφαρμογή της στην εξεταζόμενη κατασκευή.



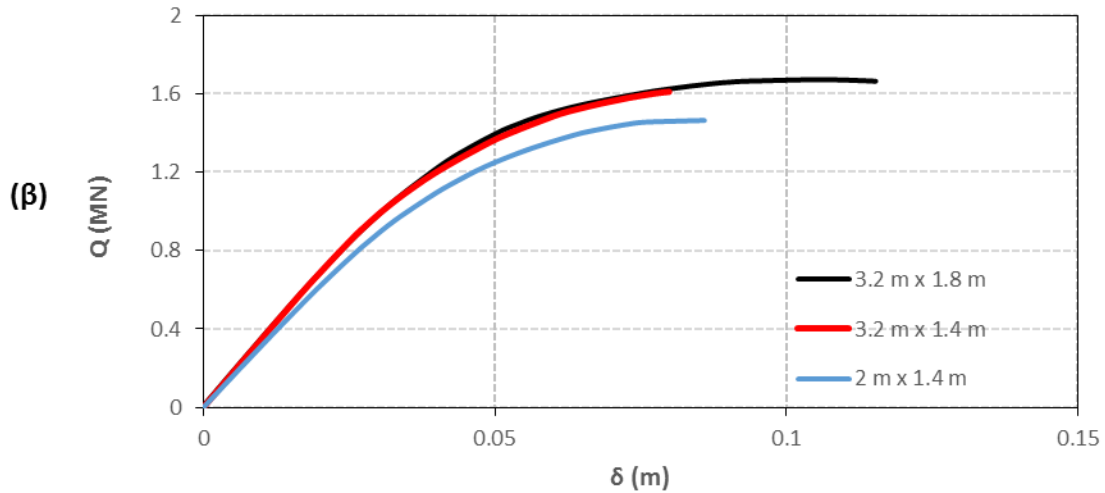
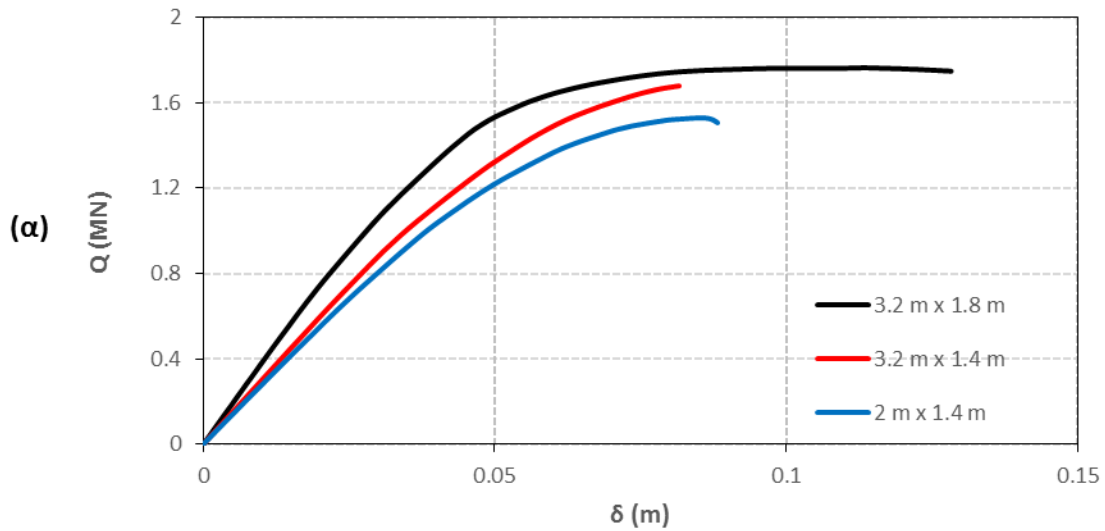
Σχήμα 4.4: Η χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής για τη μη συμβατική κατασκευή με και χωρίς την εφαρμογή της μεθόδου hat truss και τη συμβατική κατασκευή με την εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 στη διεύθυνση x (**α**) και y (**β**).



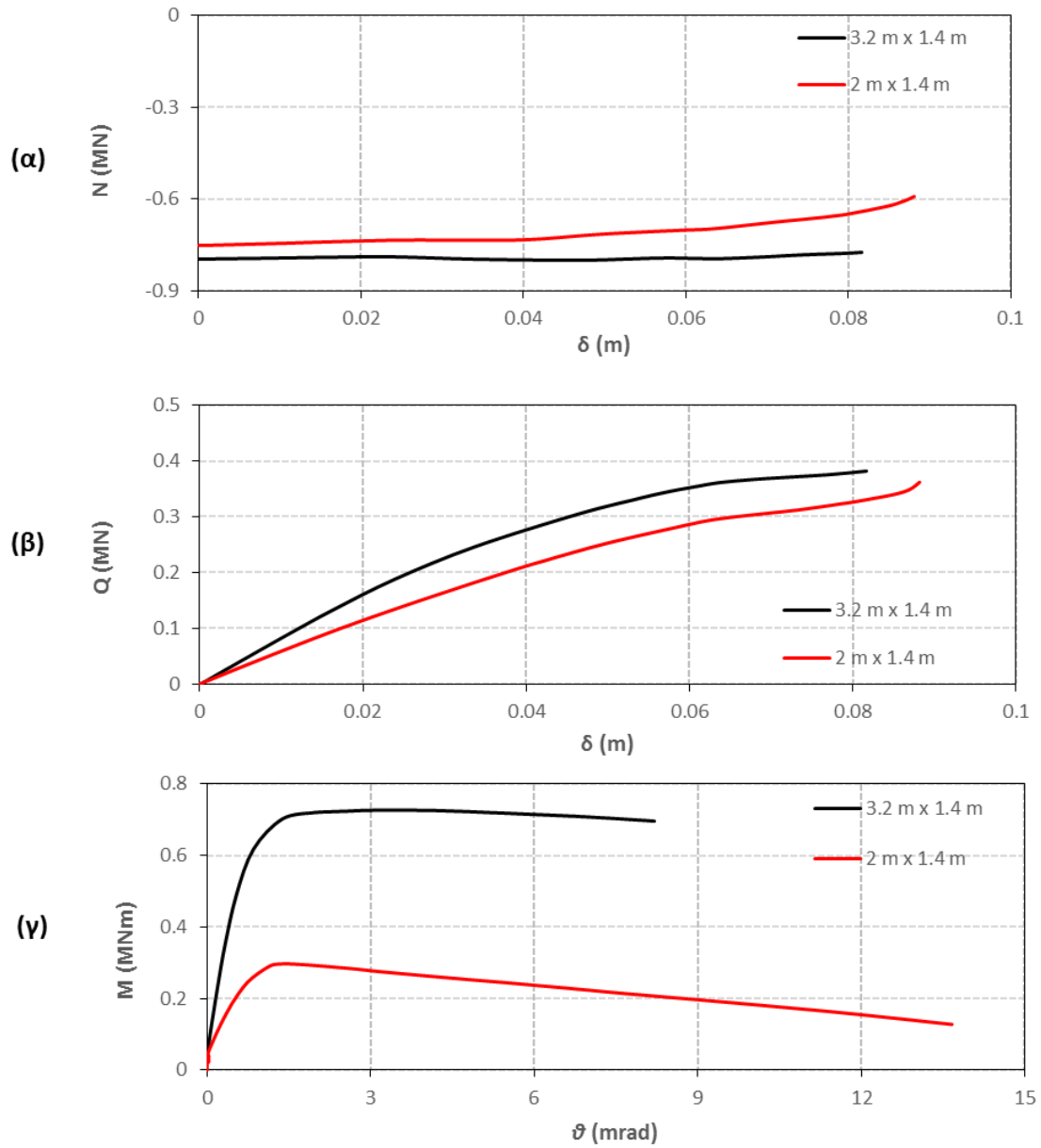
Σχήμα 4.5: Ο λόγος της απαιτούμενης πλαστιμότητας των μη ενισχυμένων υποστυλωμάτων για την περίπτωση της μη συμβατικής κατασκευής με εφαρμογή της μεθόδου hat truss προς την αντίστοιχη πλαστιμότητα για την περίπτωση της μη συμβατικής κατασκευής κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 στη διεύθυνση x **(α)** και y **(β)**.



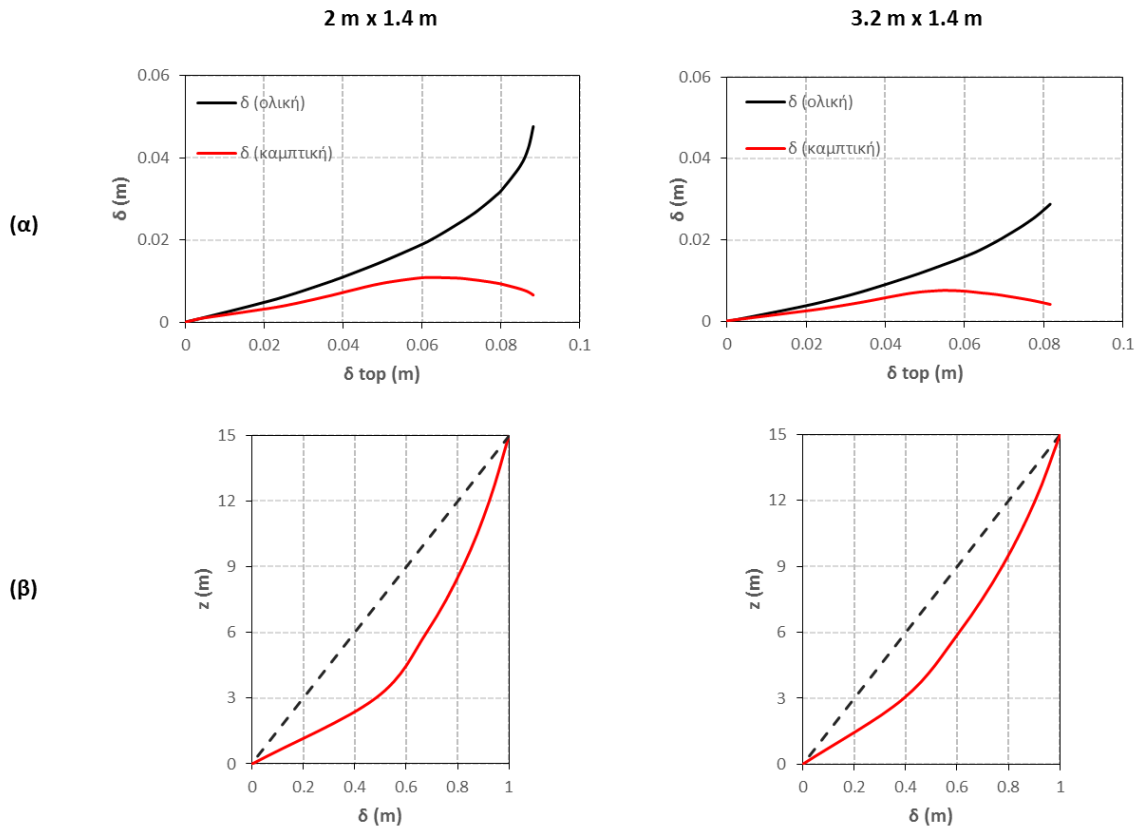
Σχήμα 4.6: Η χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής για τη μη συμβατική κατασκευή με και χωρίς την εφαρμογή της μεθόδου hat truss κατά τη σεισμική διέγερση Rinaldi-228 στη διεύθυνση x **(α)** και y **(β)**.



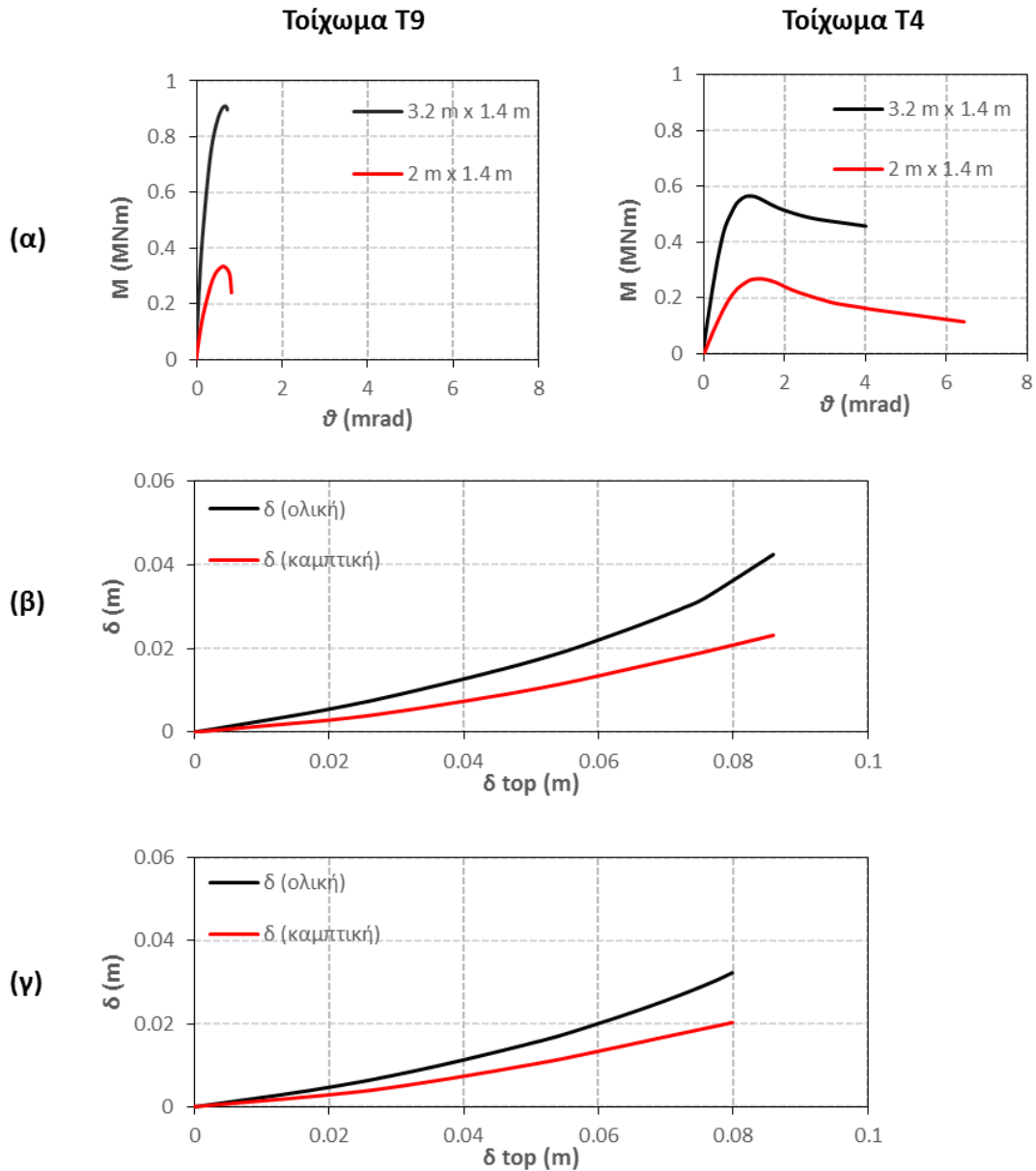
Σχήμα 4.7: Οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κορυφής (Q - δ) για τις δύο λύσεις θεμελιώσεις που εξετάζονται στο παρόν κεφάλαιο, καθώς και η αντίστοιχη καμπύλη που έχει προκύψει για τη μη συμβατική θεμελίωση που μελετήθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια για τη διεύθυνση x (α) και y (β).



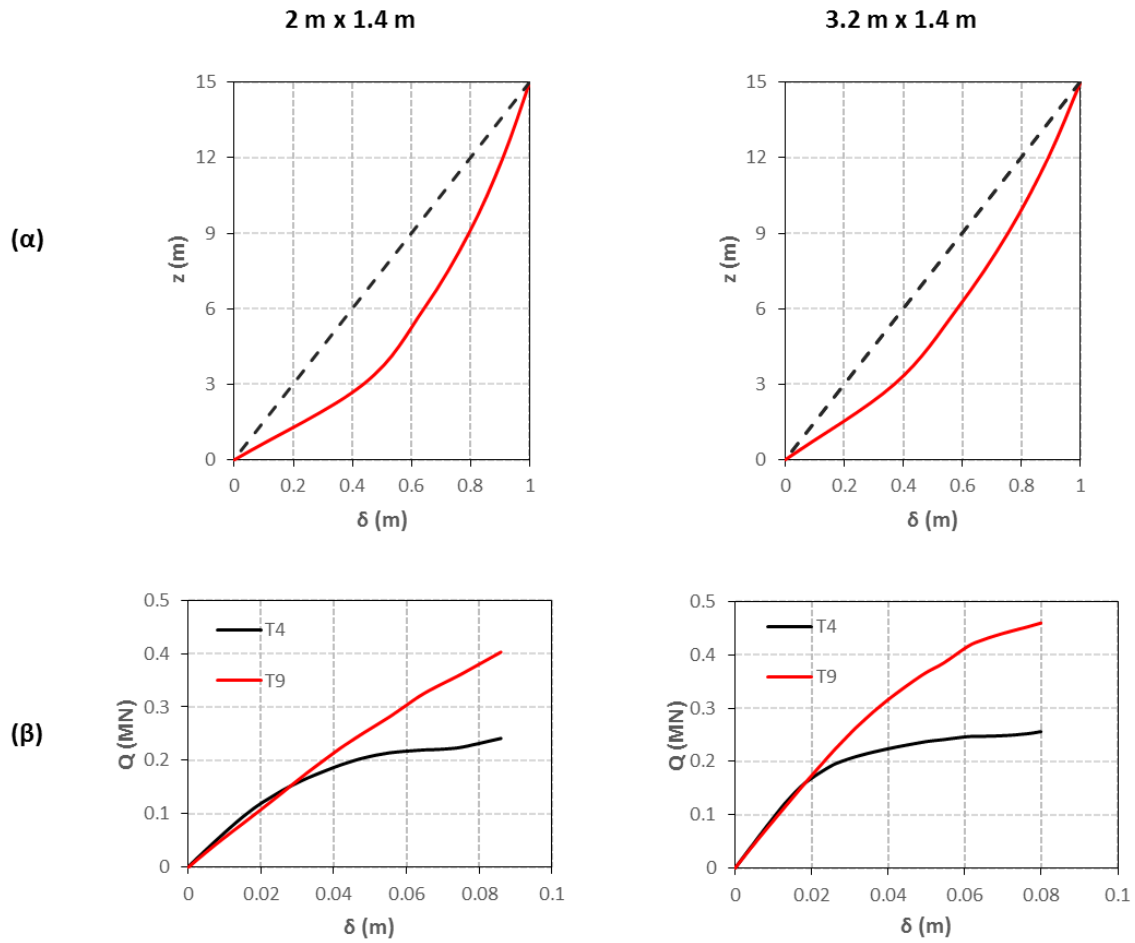
Σχήμα 4.8: (α) Η αξονική και (β) η τέμνουσα του τοιχώματος T11 συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και (γ) η ροπή του τοιχώματος T11 συναρτήσει της στροφής του θεμελίου του κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση x για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης.



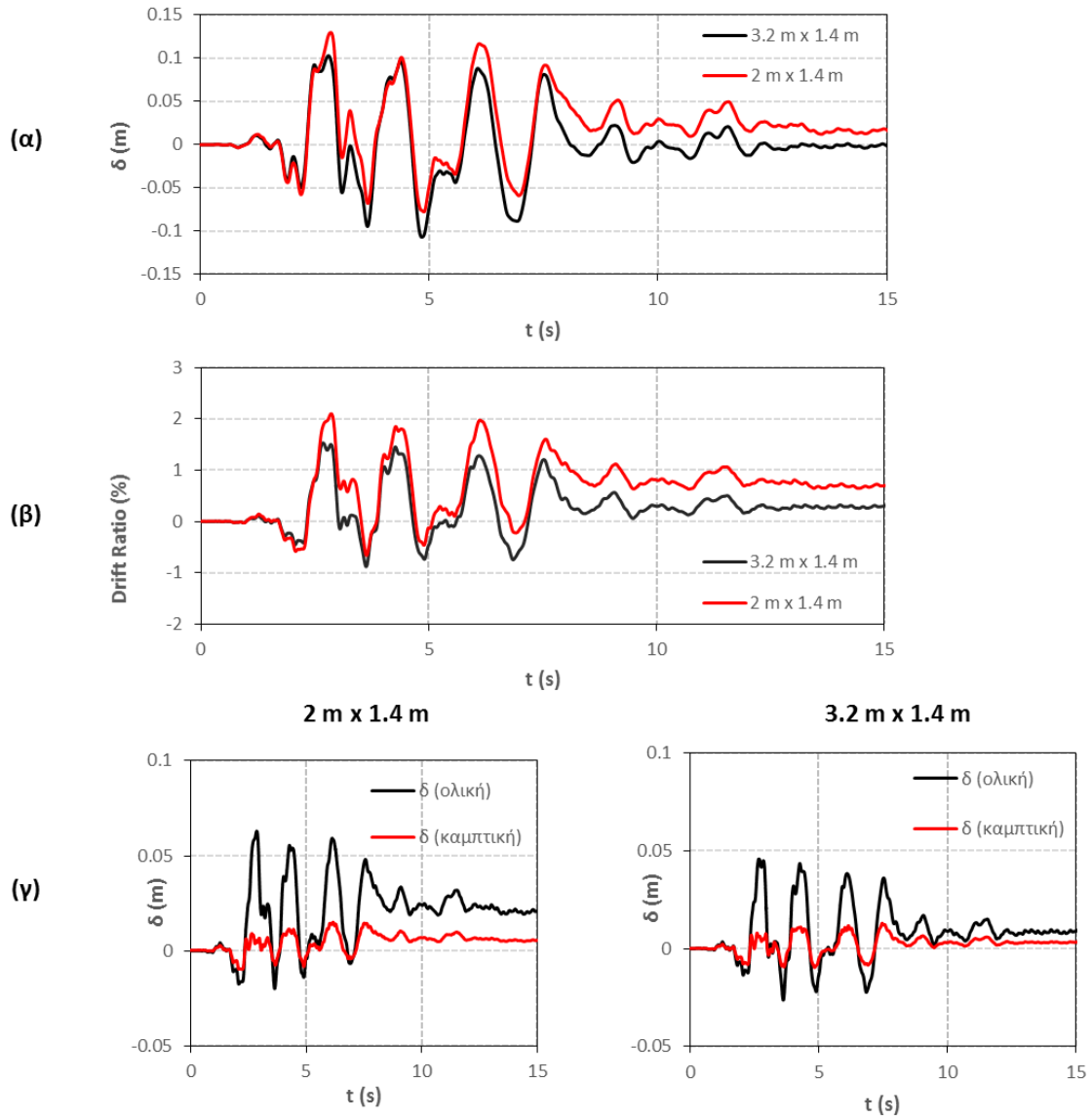
Σχήμα 4.9: (α) Η συνολική μετατόπιση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου, καθώς και η ανάλυσή της σε καμπτική συνιστώσα και (β) η κατανομή των μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιρίου κανονικοποιημένων ως προς τη μέγιστη τιμή κατά τις αναλύσεις Pushover στη διεύθυνση x για τις δύο εξεταζόμενες λύσεις θεμελίωσης.



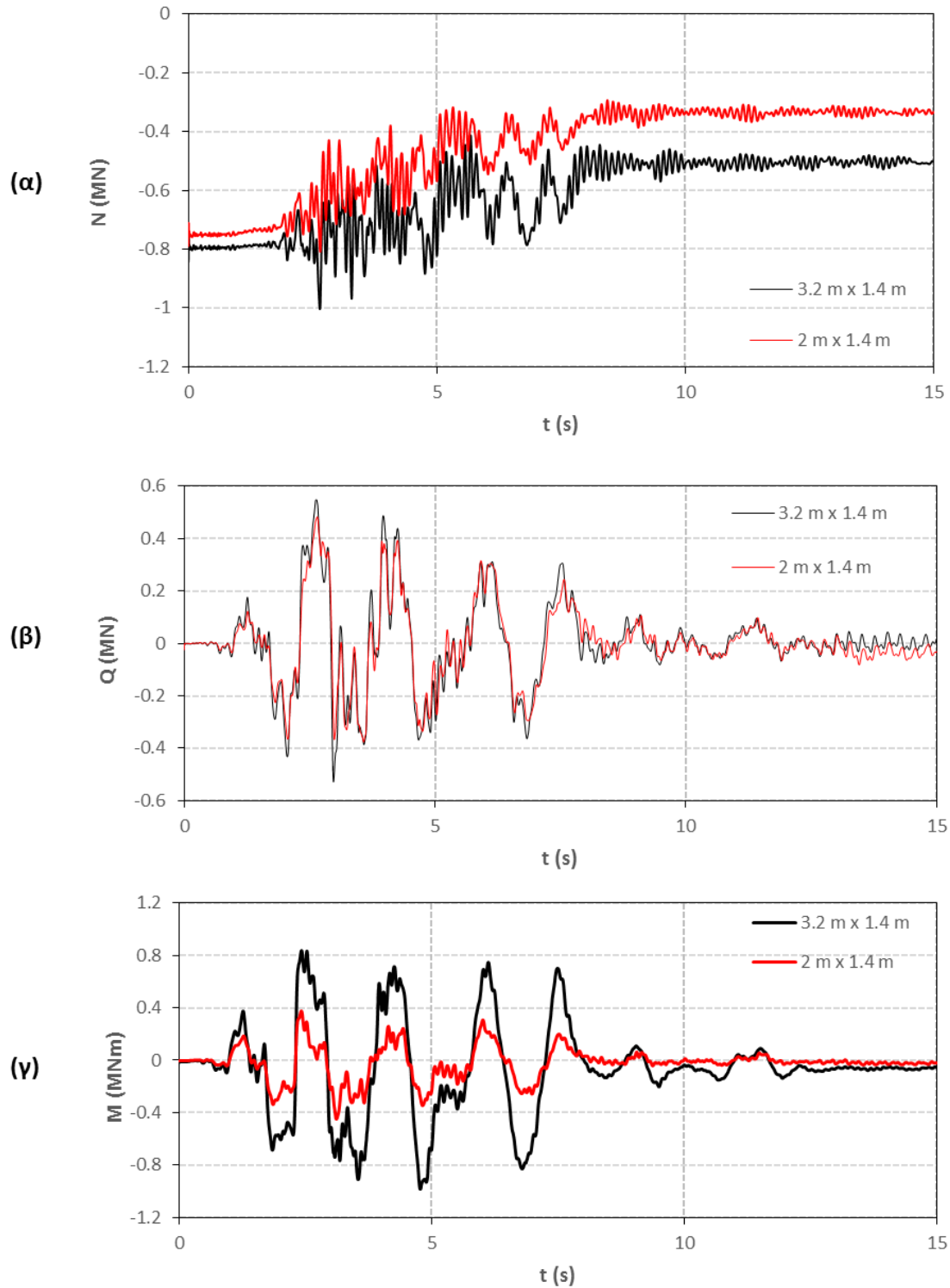
Σχήμα 4.10: (α) Η ροπή των τοιχώματων T4 και T9 συναρτήσει της στροφής των αντίστοιχων θεμελίων και η συνολική μετατόπιση του τοιχώματος T4 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου, καθώς και η ανάλυσή της σε καμπτική συνιστώσα για το σύστημα με το μικρότερο θεμέλιο (β) και το μεγαλύτερο θεμέλιο (γ) κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση γ.



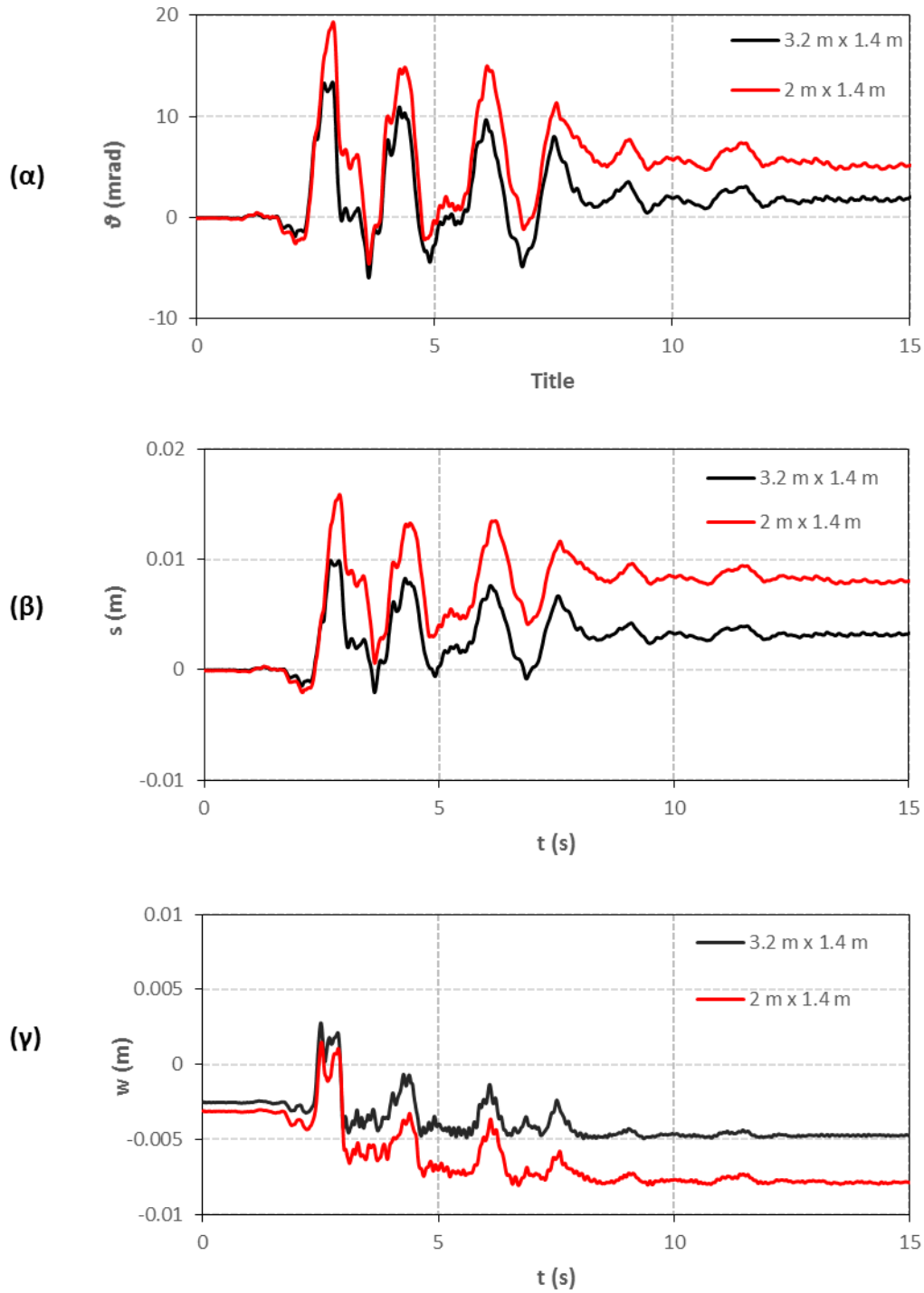
Σχήμα 4.10: (α) Η κατανομή των μετατοπίσεων καθ' ύψος της κατασκευής και (β) οι τέμνουσες των τοιχωμάτων T4 και T9 κατά την ανάλυση Pushover στη διεύθυνση y .



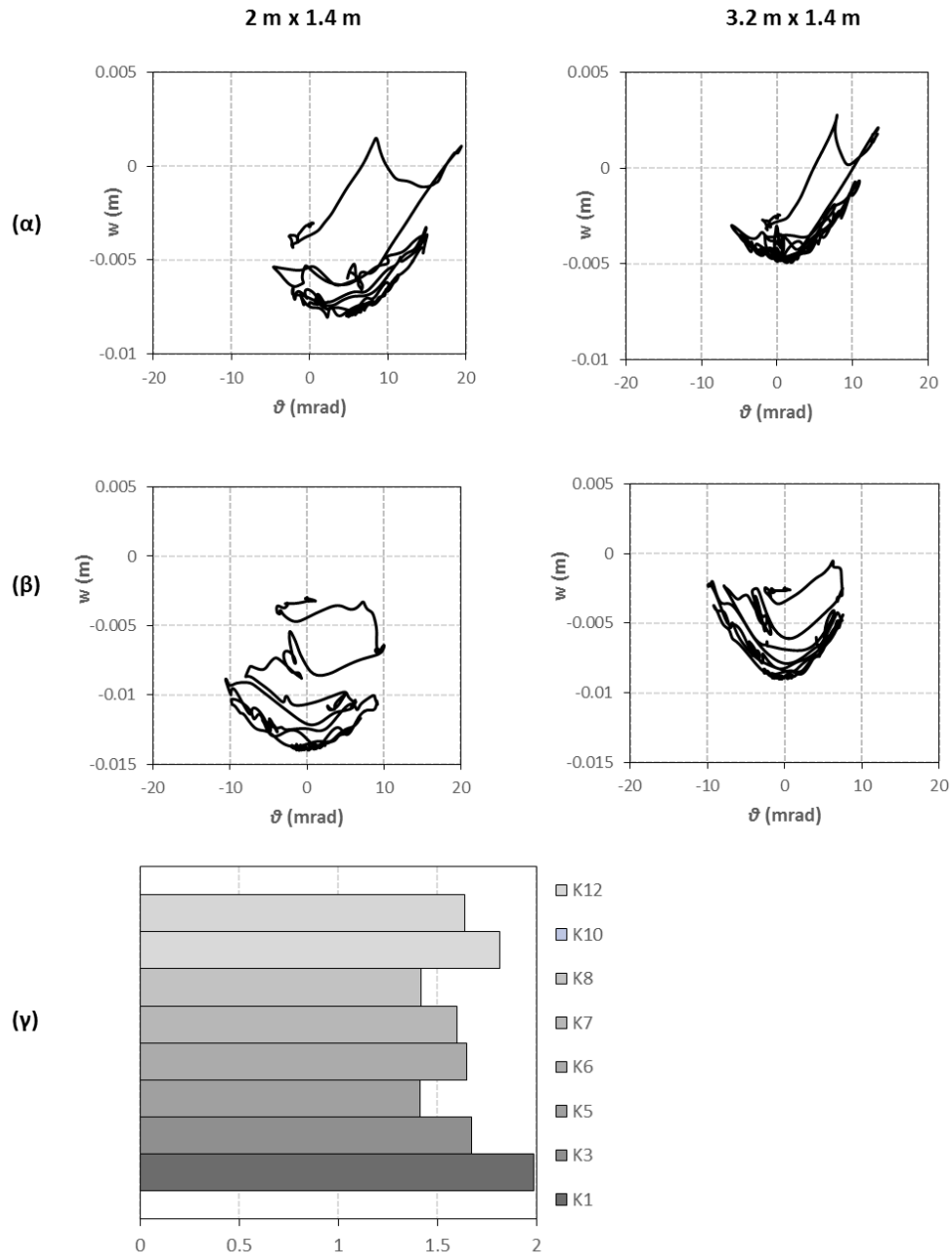
Σχήμα 4.11: (α) Η μετατόπιση κορυφής, (β) η ανηγμένη διαφορική μετατόπιση στον πρώτο όροφο και (γ) η συνολική μετατόπιση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου, καθώς και η ανάλυσή της σε καμπτική συνιστώσα κατά τη σεισμική διέγερση της Κεφαλονιάς (2014) στη διεύθυνση x.



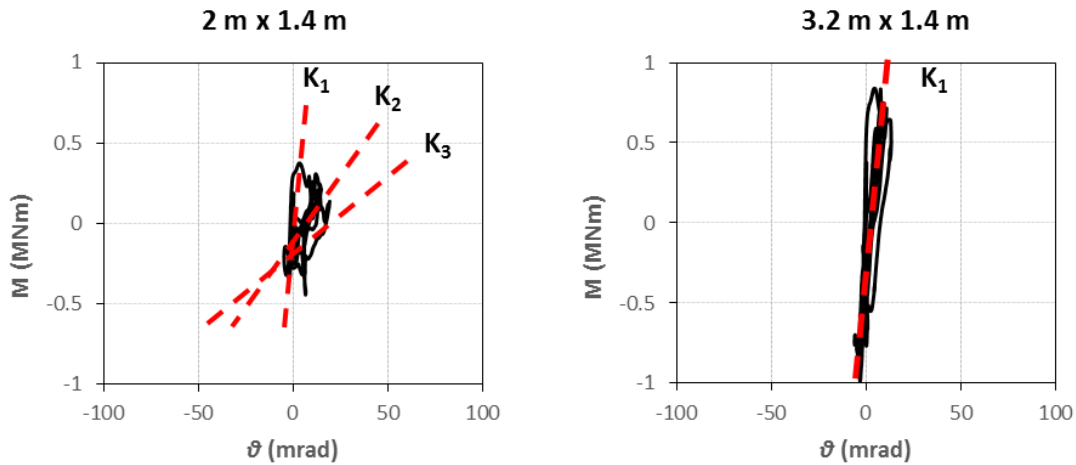
Σχήμα 4.12: (α) Η αξονική, (β) η τέμνουσα και (γ) η ροπή του τοιχώματος T11 κατά τη σεισμική διέγερση της Κεφαλονιάς (2014) στη διεύθυνση x .



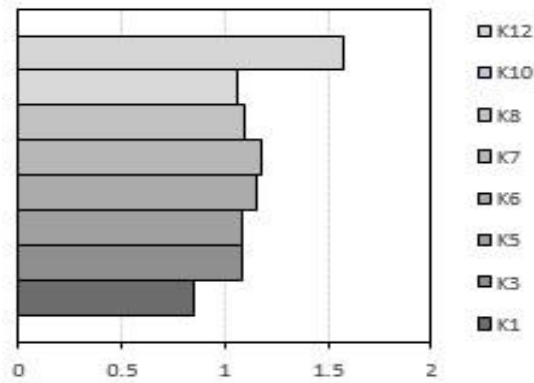
Σχήμα 4.13: (α) Η χρονοϊστορία στροφής, (β) ολίσθησης και (γ) καθίζησης στο θεμέλιο του τοιχώματος T11 κατά τη σεισμική διέγερση της Κεφαλονιάς (2014) στη διεύθυνση x .



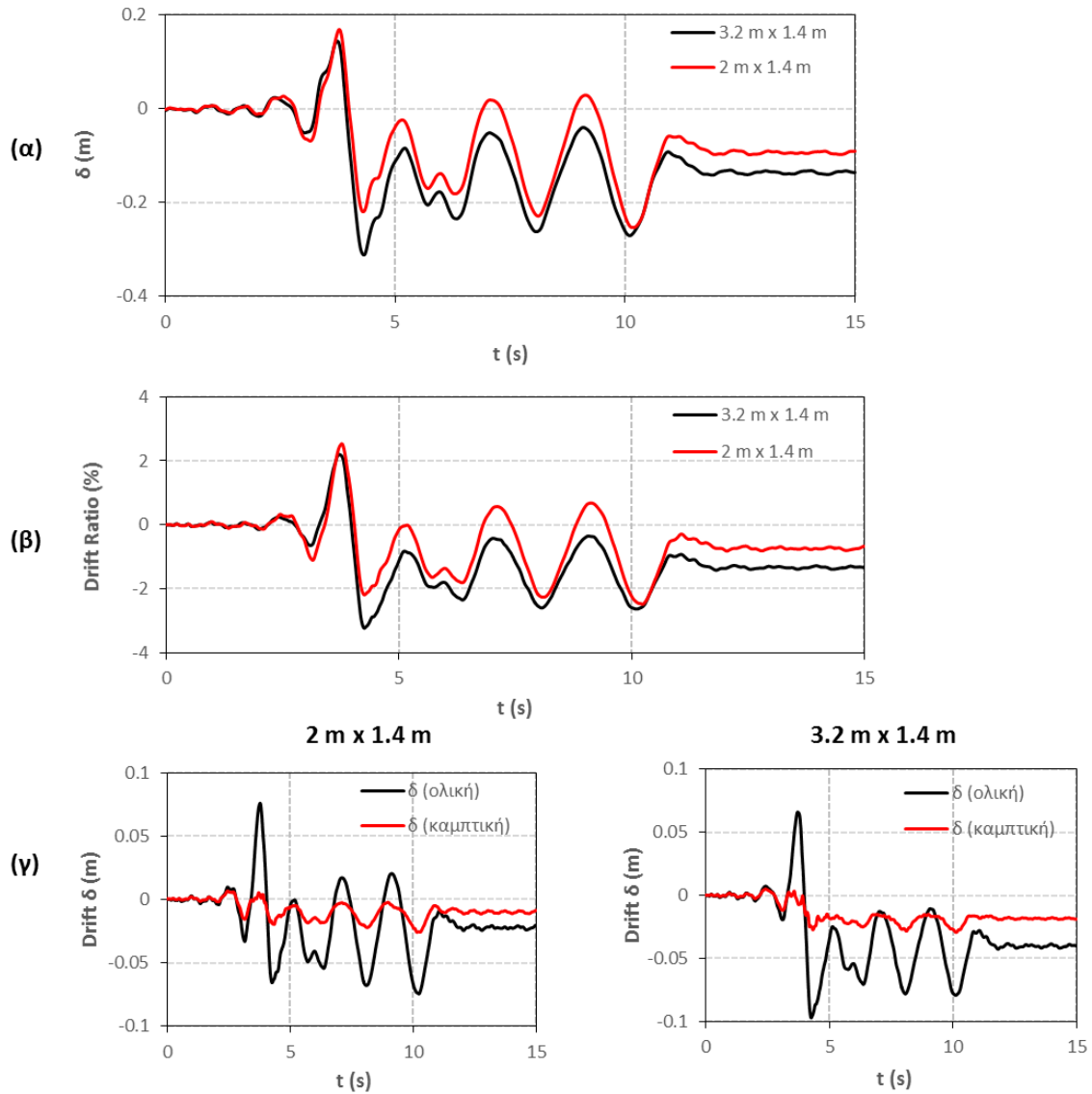
Σχήμα 4.14: Το διάγραμμα καθίζησης-στροφής θεμελίου για το τοίχωμα T11 (α) και T4 (β) και (γ) ο λόγος των απαιτούμενων πλαστιμοτήτων στα μη ενισχυμένα υποστρώματα για την περίπτωση του συστήματος με το μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας προς την αντίστοιχη τιμή του συστήματος με το μικρότερο συντελεστή κατά τη σεισμική διέγερση της Κεφαλονιάς (2014) στη διεύθυνση x.



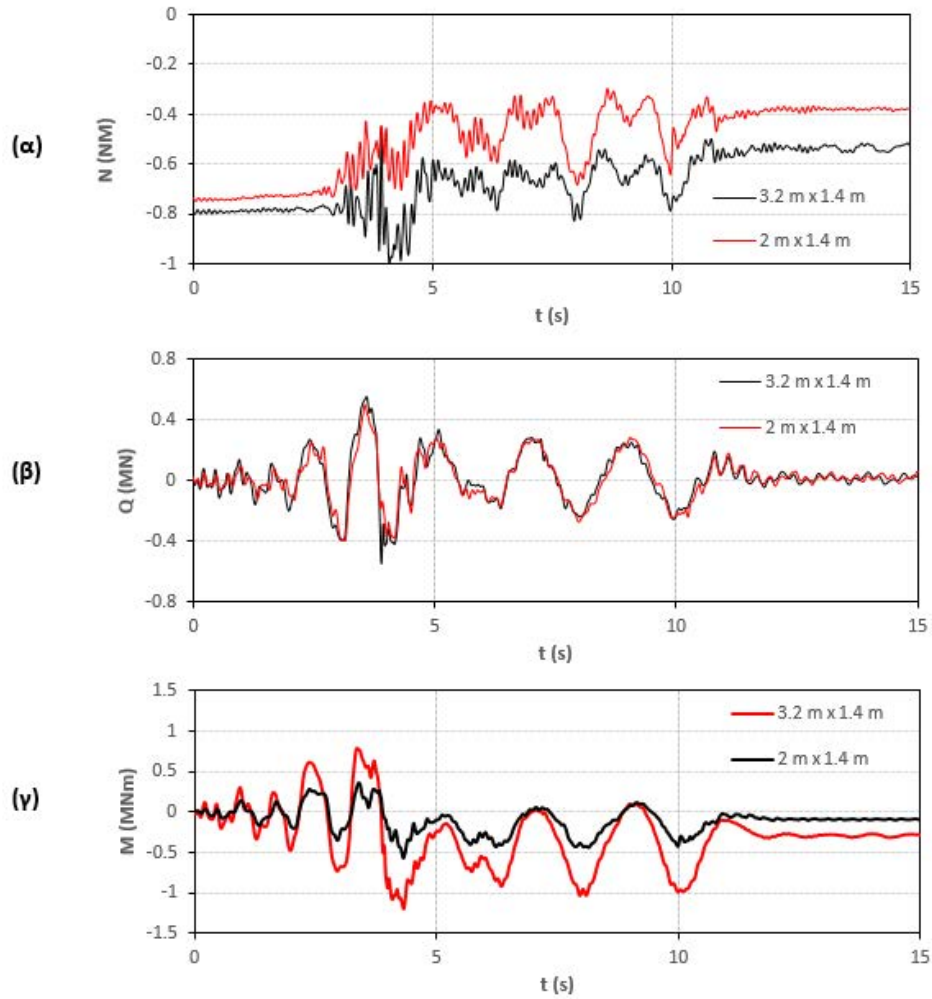
Σχήμα 4.15: Το διάγραμμα ροπής-στροφής θεμελίου για το τοίχωμα T11 κατά τη σεισμική διέγερση της Κεφαλονιάς (2014) στη διεύθυνση x.



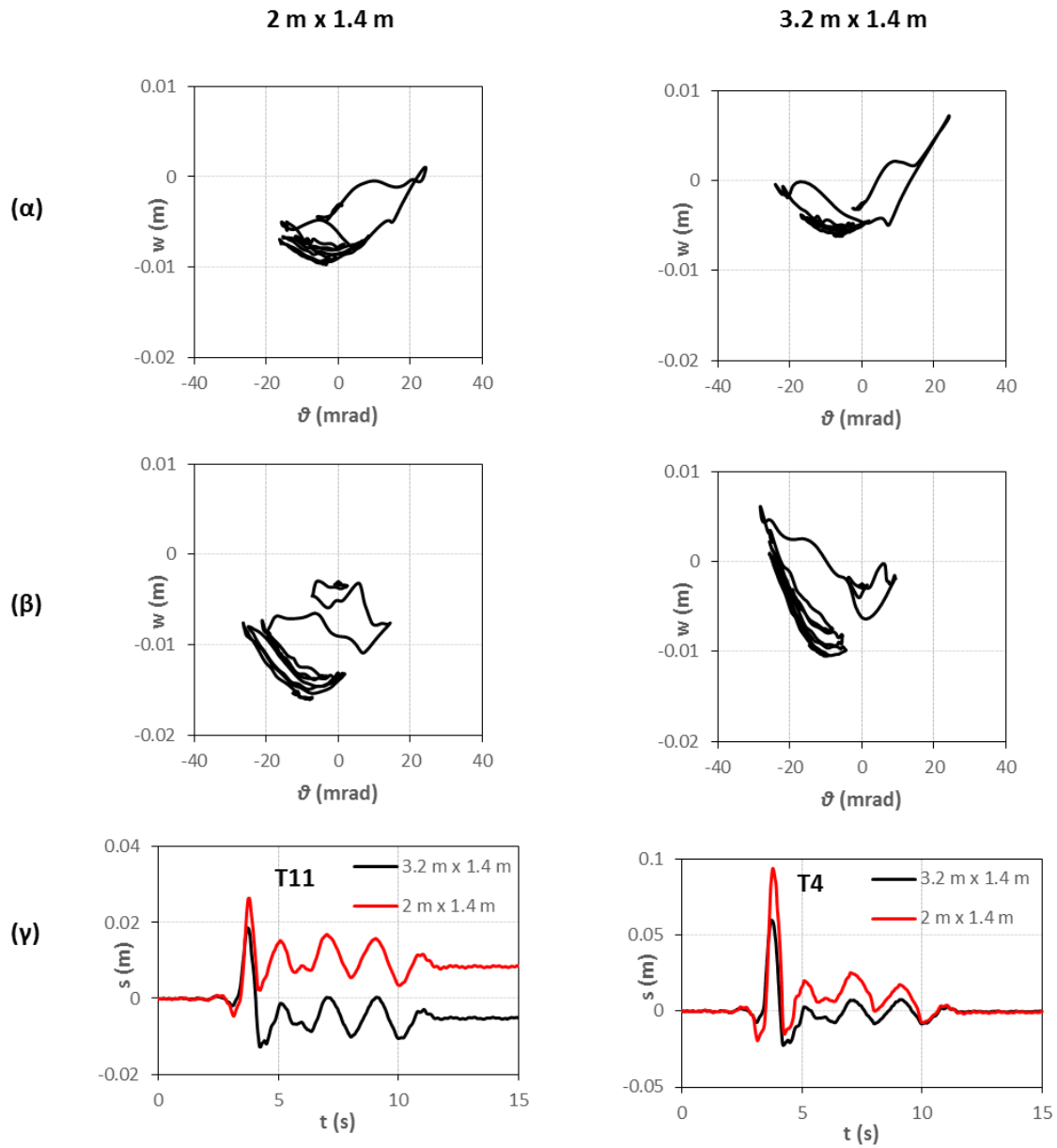
Σχήμα 4.16: Ο λόγος των απαιτούμενων πλαστιμοτήτων στα μη ενισχυμένα υποστυλώματα για την περίπτωση του συστήματος με το μεγαλύτερου συντελεστή ασφαλείας προς την αντίστοιχη τιμή του συστήματος με το μικρότερο συντελεστή κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 στη διεύθυνση x.



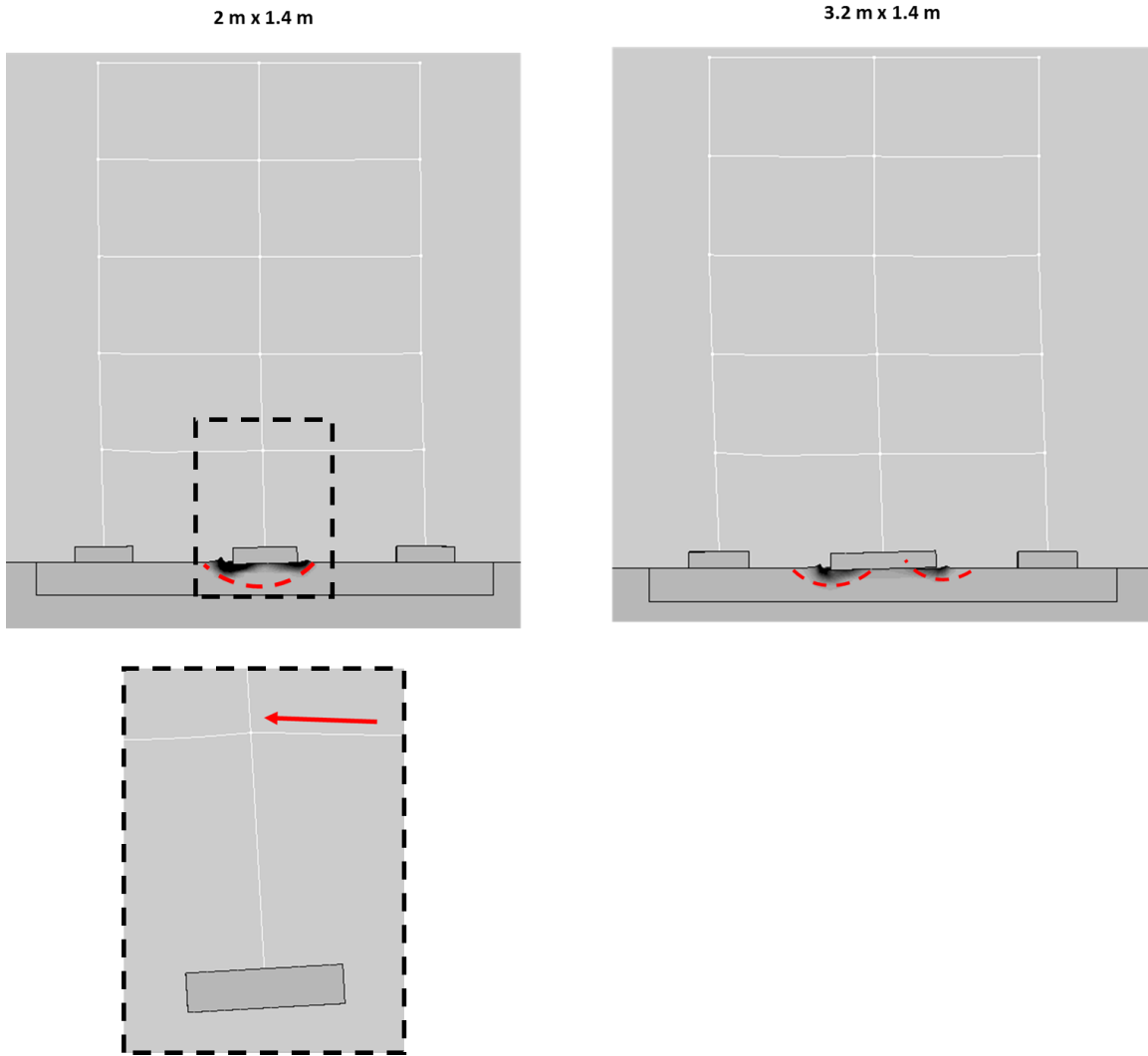
Σχήμα 4.17: (α) Η μετατόπιση κορυφής, (β) η ανηγμένη διαφορική μετακίνηση στον πρώτο όροφο και (γ) η συνολική μετατόπιση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου, καθώς και η ανάλυσή της σε καμπτική συνιστώσα κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 στη διεύθυνση x.



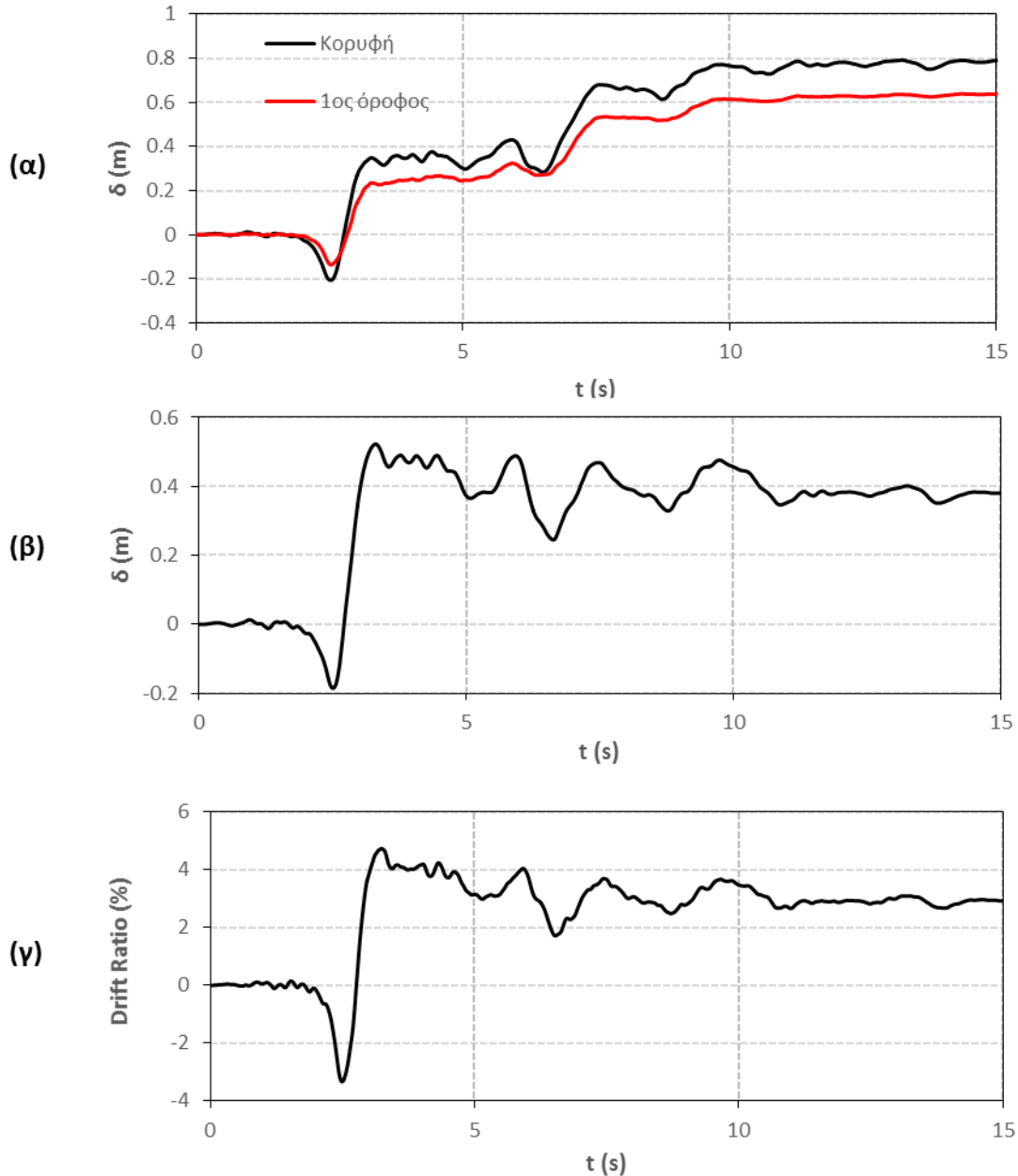
Σχήμα 4.18: (α) Η αξονική, (β) η τέμνουσα και (γ) η ροπή του τοιχώματος T11 κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 στη διεύθυνση x .



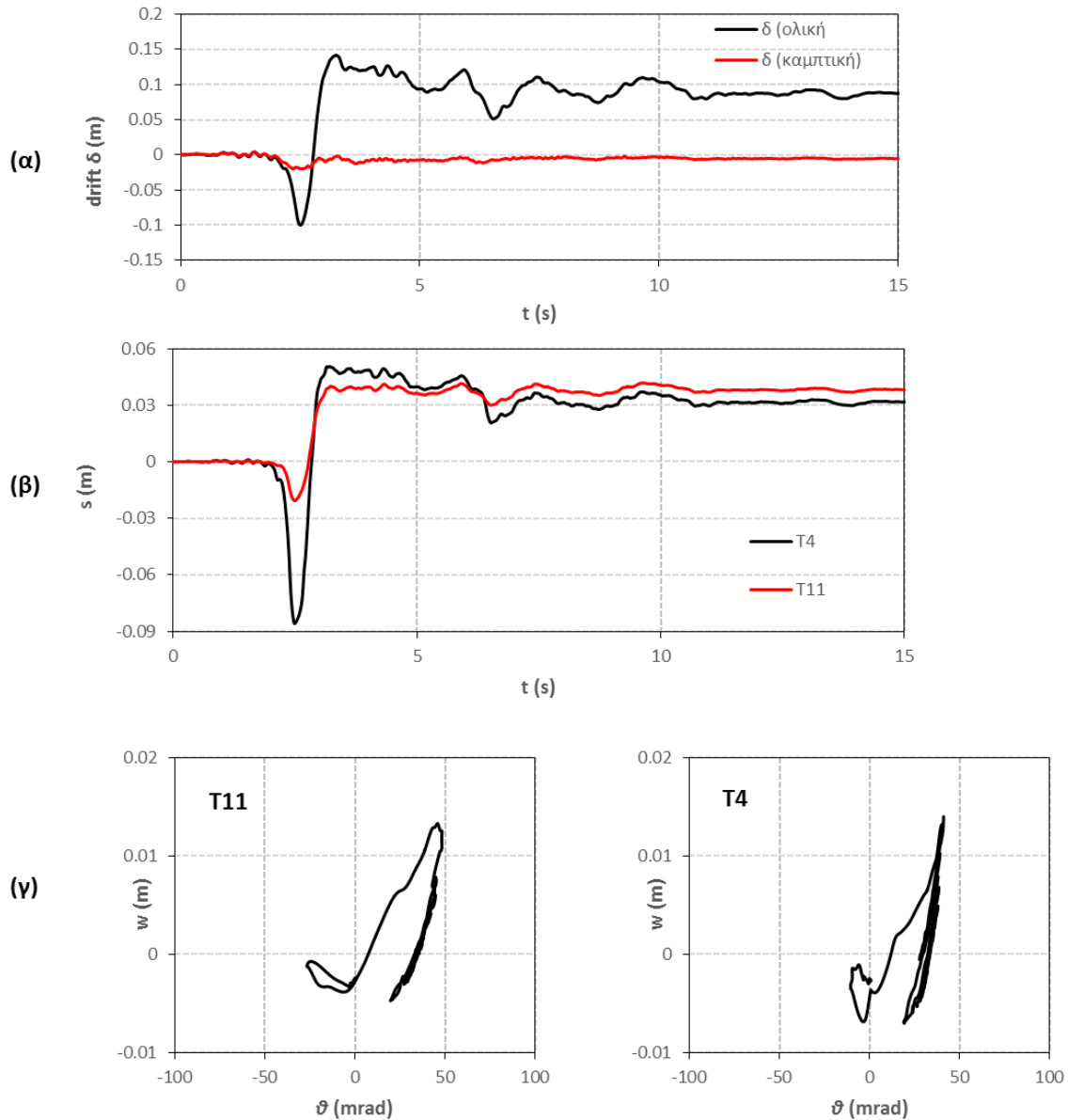
Σχήμα 4.19: Το διάγραμμα καθίζησης-στροφής θεμελίου για το τοίχωμα T11 (α) και T4 (β) και (γ) η ολισθηση του θεμελίου T11 και T4 συγκρινόμενα για τις δύο περιπτώσεις θεμελίωσης κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 στη διεύθυνση x .



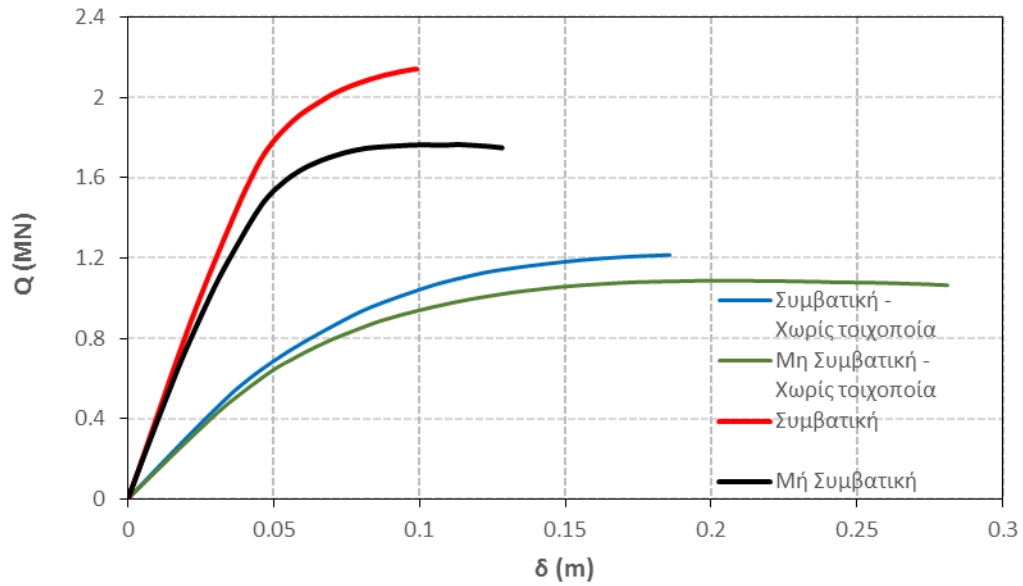
Σχήμα 4.20: Στιγμιότυπα της παραμορφωμένης κατάστασης του φορέα και λεπτομέρεια της μορφής του τοιχώματος T11 κατά τη σεισμική διέγερση Duzce-Bolu 090 στη διεύθυνση x .



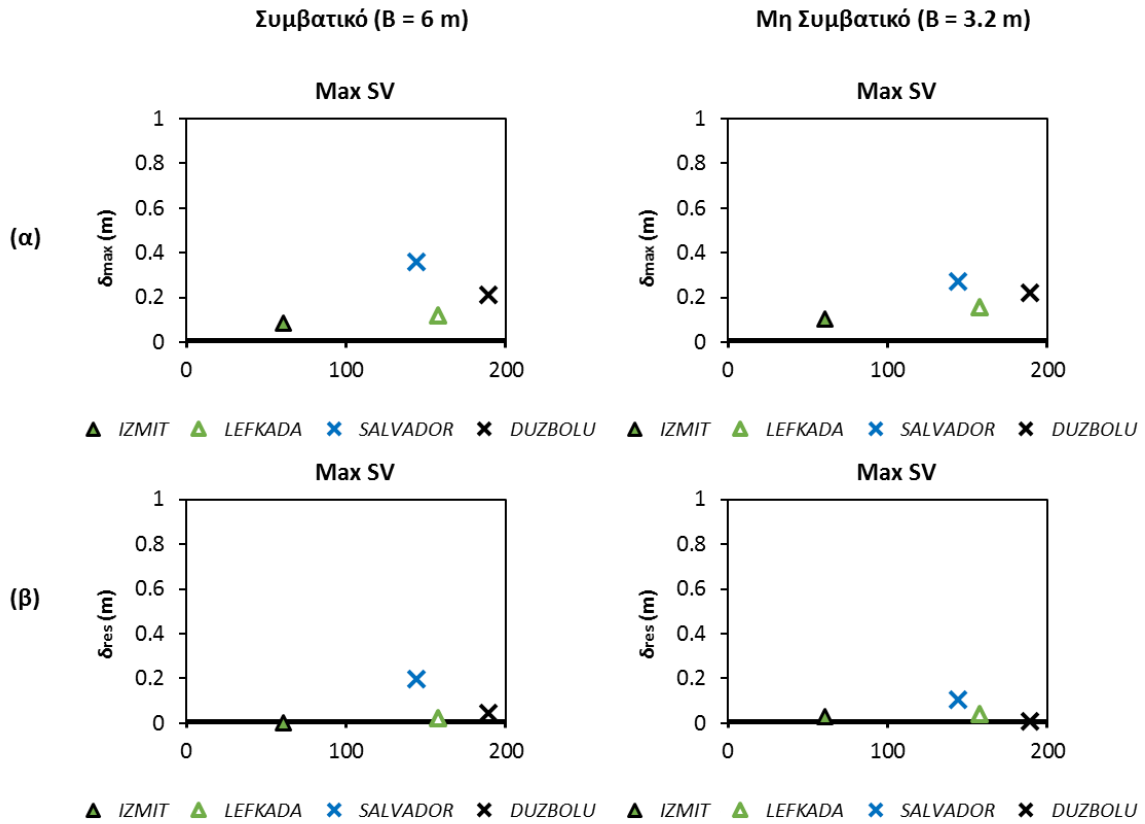
Σχήμα 4.21: (α) Η χρονοϊστορία της μετατόπισης της κορυφής και του πρώτου ορόφου για το σύστημα με το μικρότερο συντελεστή ασφαλείας, (β) η χρονοϊστορία της μετατόπισης της κορυφής για το σύστημα με το μεγαλύτερο συντελεστή ασφαλείας και (γ) η αντίστοιχη ανηγμένη διαφορική μετακίνηση του πρώτου ορόφου κατά τη σεισμική διέγερση Rinaldi-228 στη διεύθυνση x .



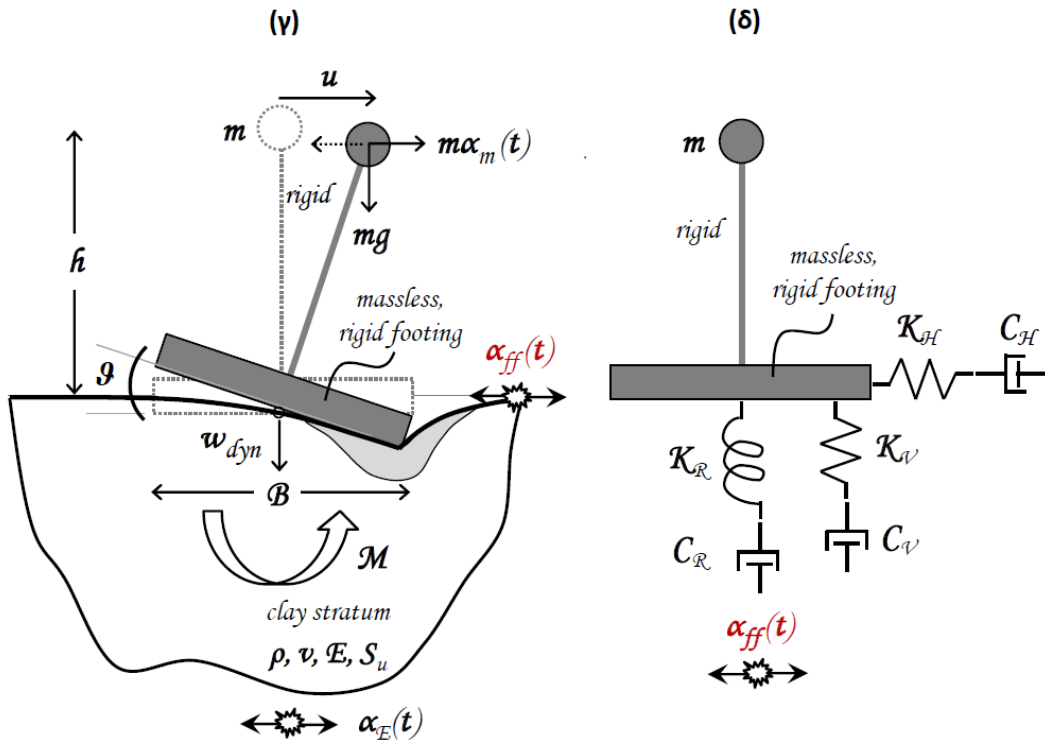
Σχήμα 4.22: (α) Η συνολική μετατόπιση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου, καθώς και η ανάλυσή της σε καμπτική συνιστώσα, (β) οι ολισθήσεις των θεμελίων των τοιχωμάτων T11 και T4 και (γ) τα διαγράμματα καθίζησης-στροφής θεμελίου για τα τοιχώματα T11 και T4 κατά τη σεισμική διέγερση Rinaldi-228 στη διεύθυνση x .



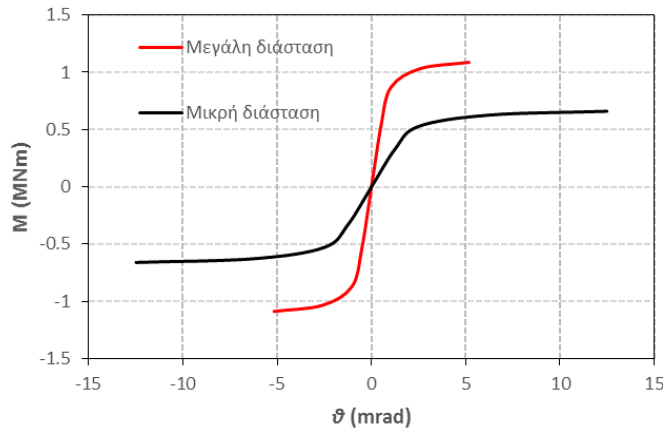
Σχήμα 4.23: Οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κορυφής για τις αναλύσεις Pushover για τη συμβατική και τη μη συμβατική κατασκευή είτε λαμβάνοντας είτε αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας για τη διεύθυνση x .



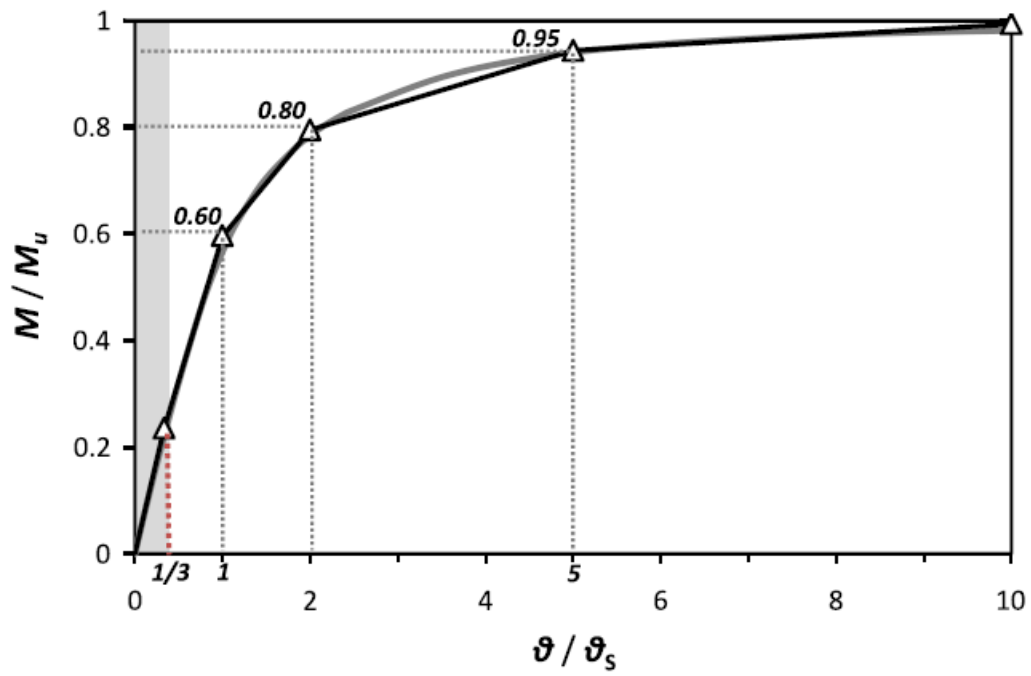
Σχήμα 4.24: Οι μέγιστες τιμές μετακίνησης κορυφής και οι αντίστοιχες παραμένουσες τιμές για τις δυναμικές αναλύσεις που εξετάστηκαν στη συμβατική και στη μη συμβατική κατασκευή αγνοώντας την επίδραση της τοιχοποιίας για τη διεύθυνση x.



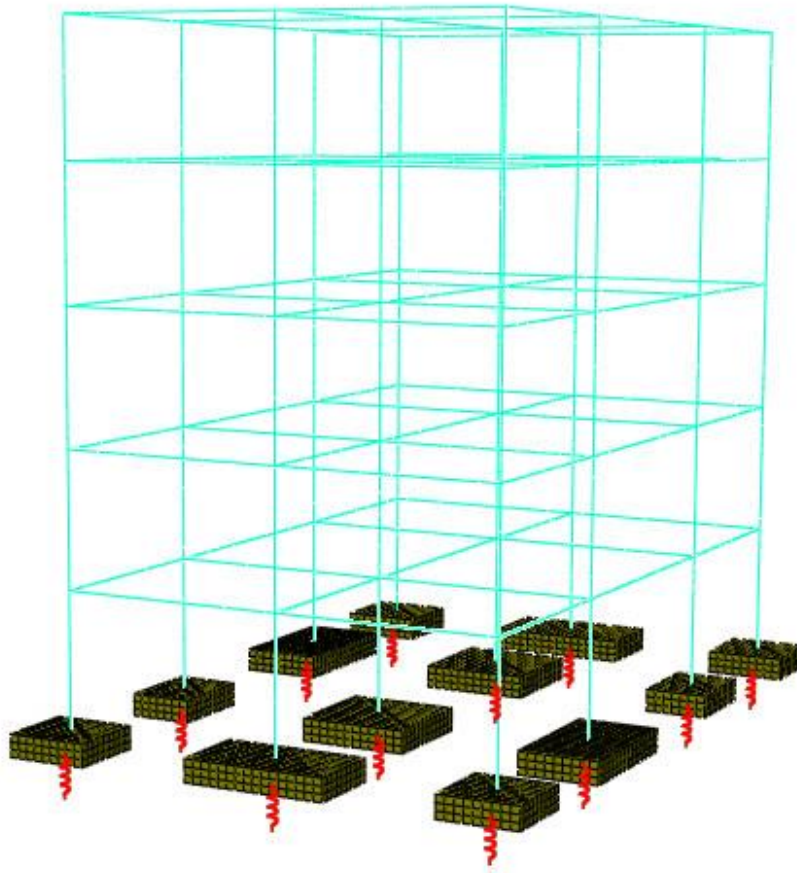
Σχήμα 4.25: Αντικατάσταση της εδαφικής στρώσης με μη γραμμικά ελατήρια και αποσβεστήρες σύμφωνα με τη μεθοδολογία των Anastasopoulos & Kontoroupi [2014].



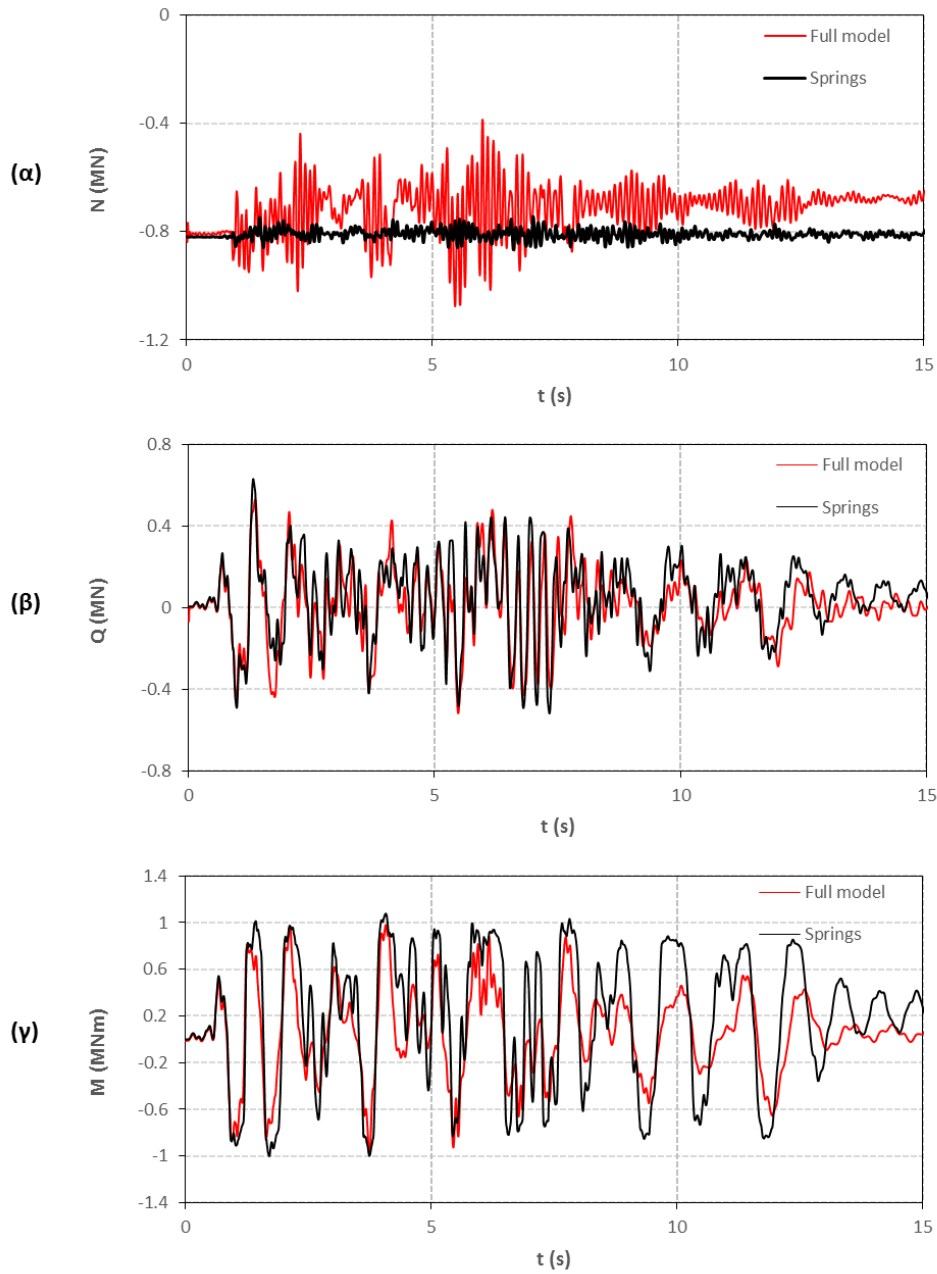
Σχήμα 4.26: Το βαθμονομημένο μη γραμμικό ελατήριο για της δύο διευθύνσεις τη μη συμβατικού θεμελίου που προέκυψε σύμφωνα με την προτεινόμενη μεθοδολογία.



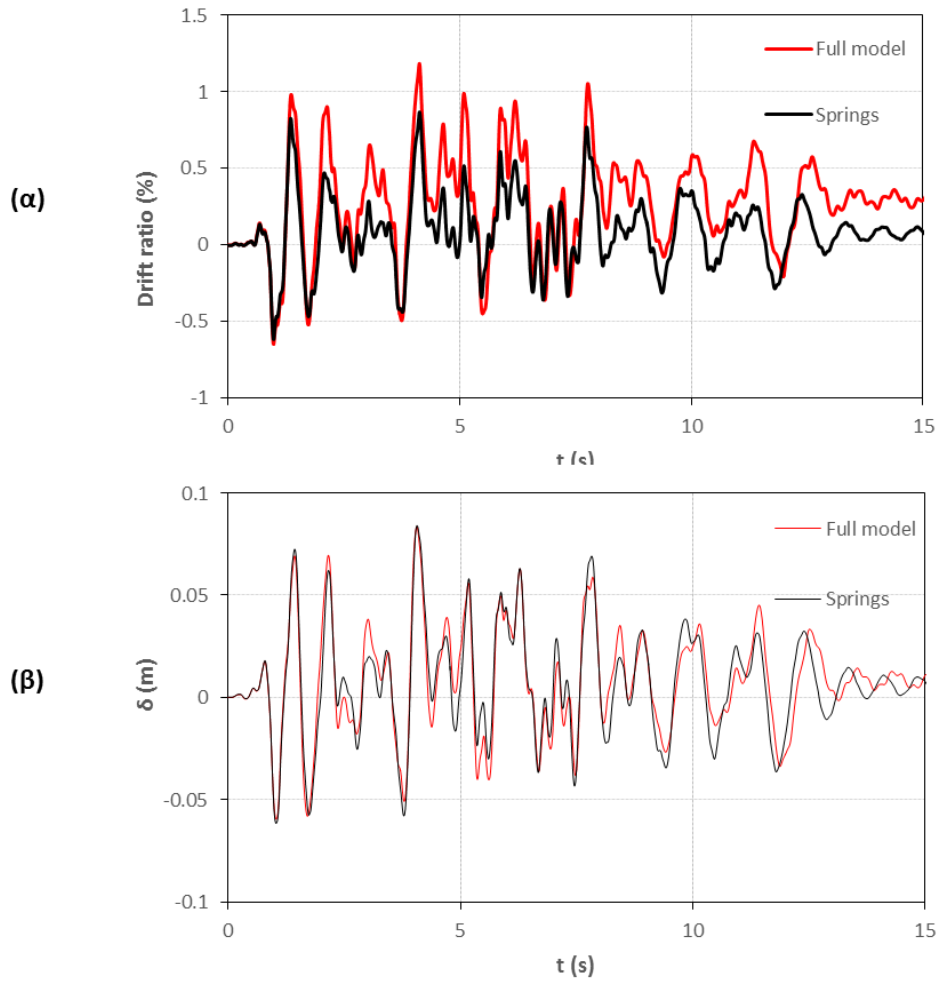
Σχήμα 4.27: Προτεινόμενη καμπύλη για τη βαθμονόμηση του μη γραμμικού στροφικού ελατηρίου.



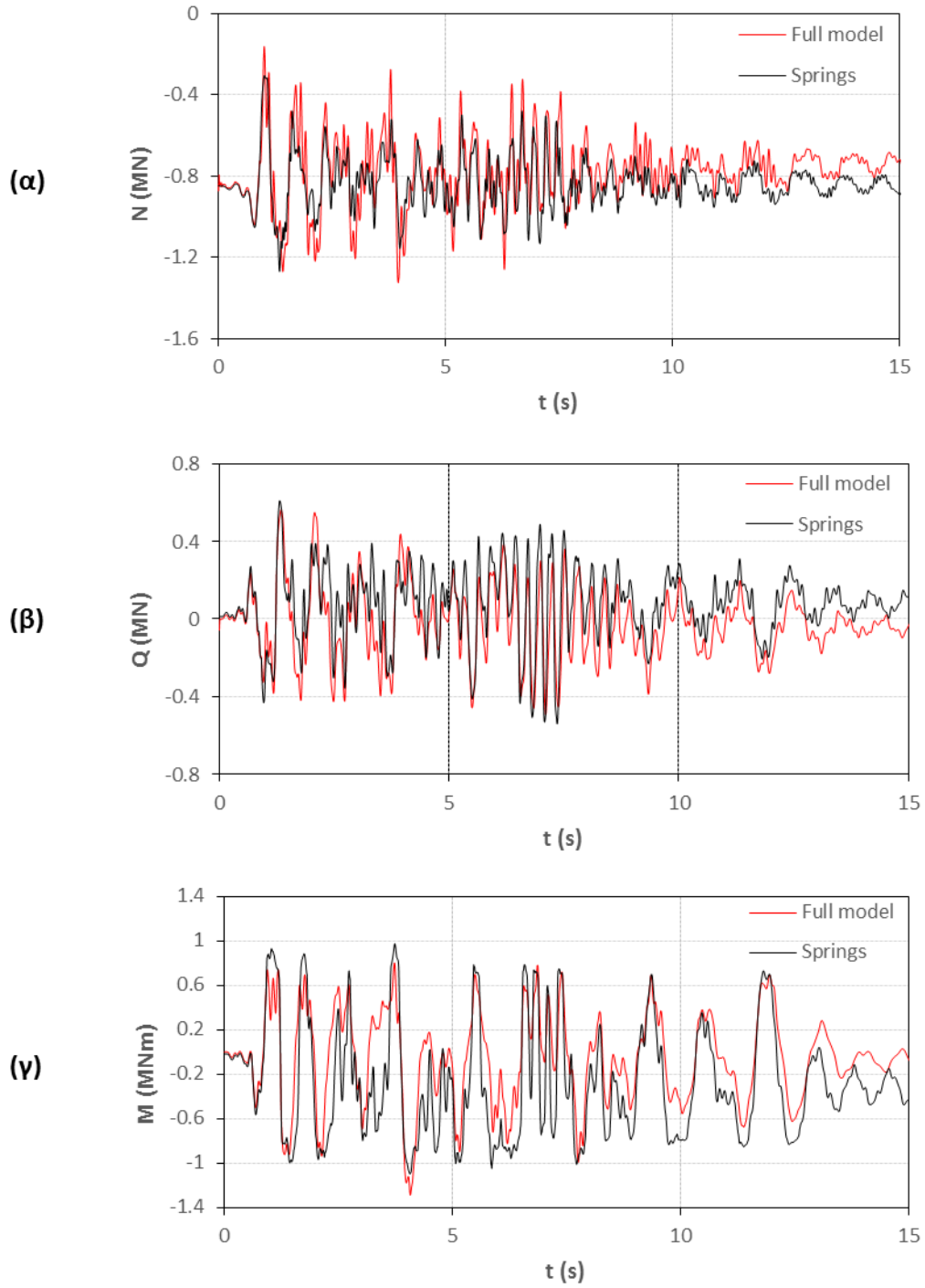
Σχήμα 4.28: Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε μετά την αντικατάσταση της εδαφικής στρώσης με τα μη γραμμικά ελατήρια και τους αντίστοιχους αποσβεστήρες που προτείνονται από την εξεταζόμενη μεθοδολογία.



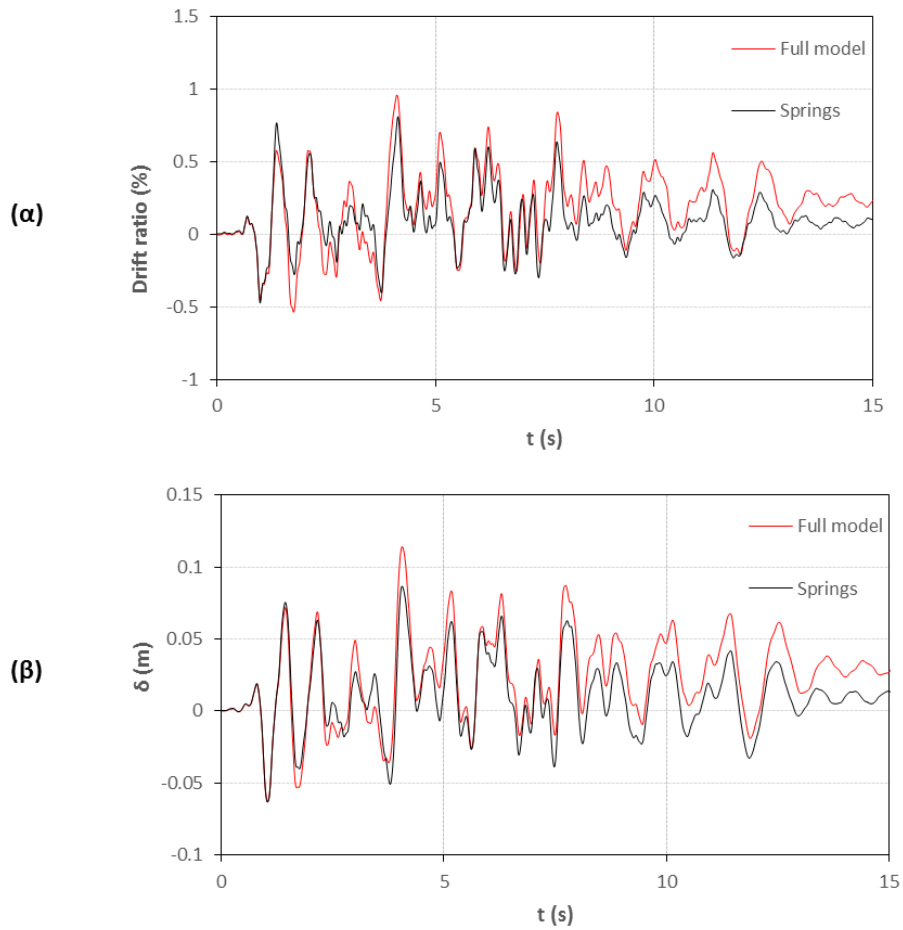
Σχήμα 4.29: (α) Η αξονική, (β) η τέμνουσα και (γ) η ροπή του τοιχώματος T11 κατά τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003) στη διεύθυνση x .



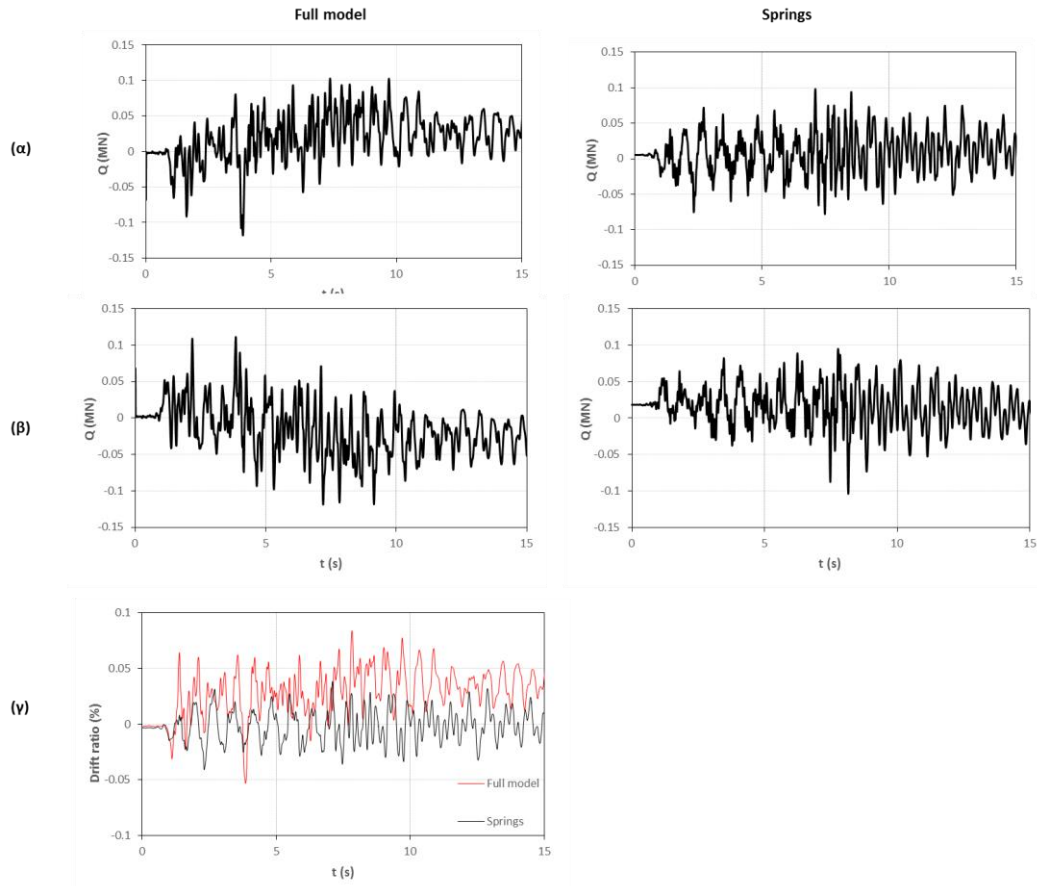
Σχήμα 4.30: (α) Η ανηγμένη διαφορική μετακίνηση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου και (β) η μετατόπιση κορυφής κατά τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003) στη διεύθυνση x .



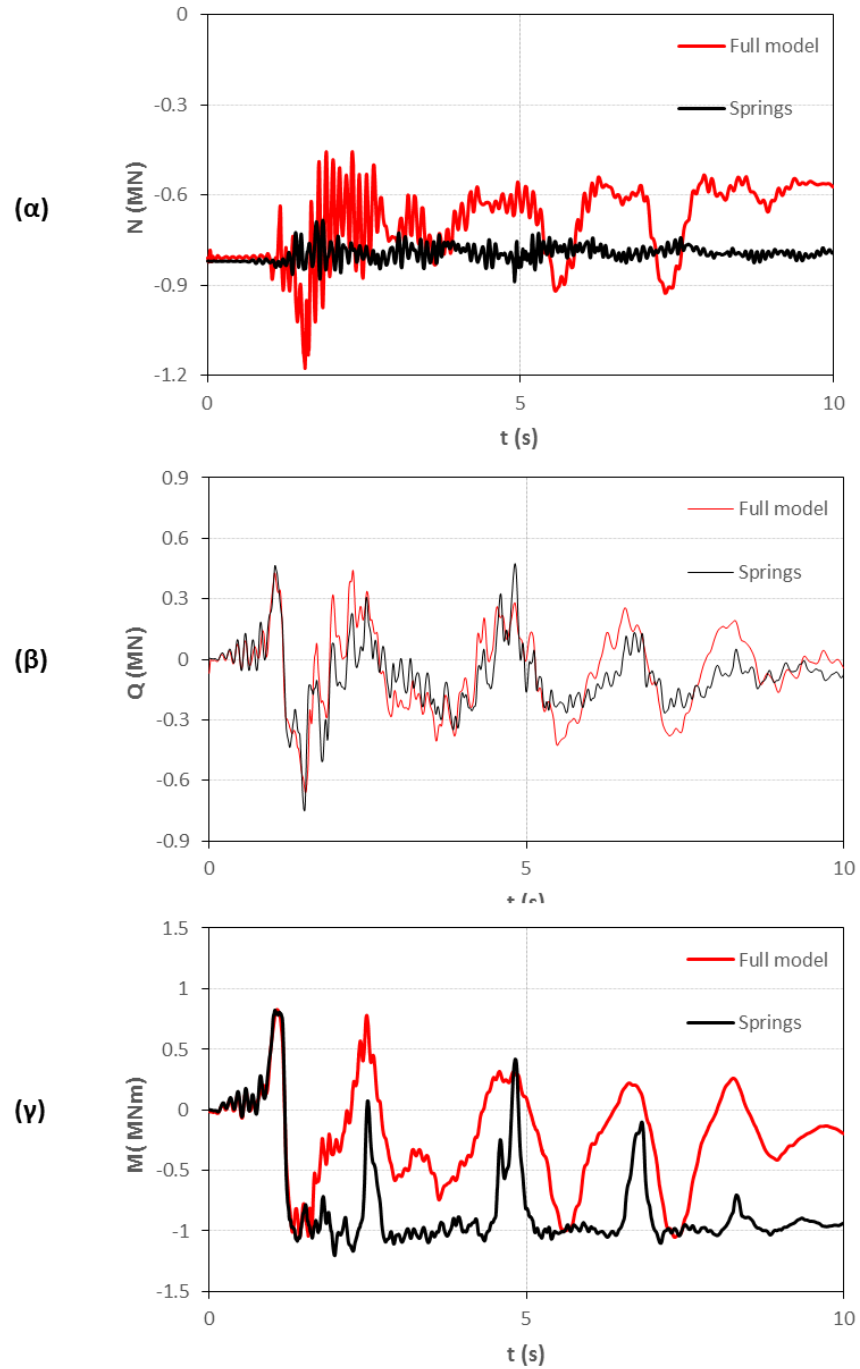
Σχήμα 4.31: (α) Η αξονική, (β) η τέμνουσα και (γ) η ροπή του τοιχώματος T11 κατά τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003) στη διεύθυνση γ .



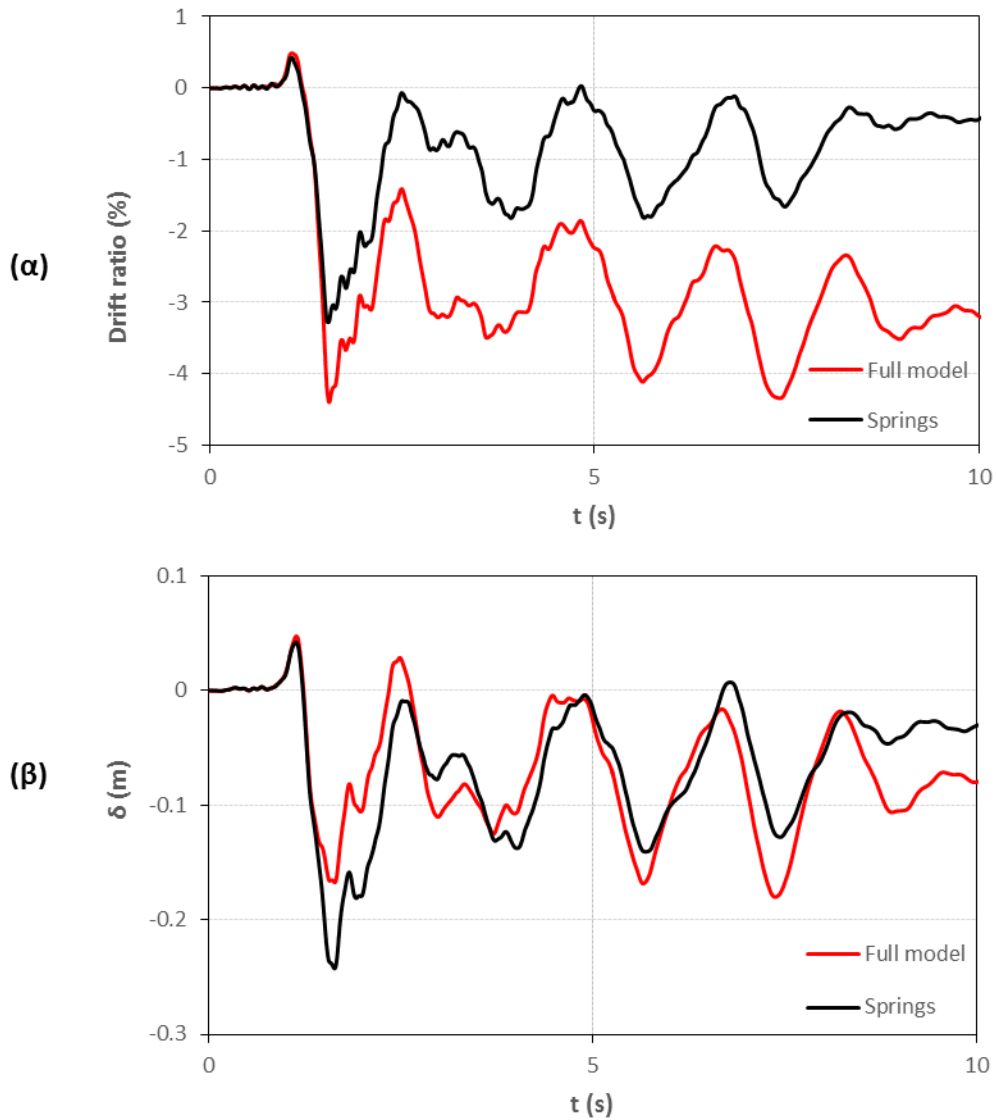
Σχήμα 4.32: (α) Η ανηγμένη διαφορική μετακίνηση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου και **(β)** η μετατόπιση κορυφής κατά τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003) στη διεύθυνση γ .



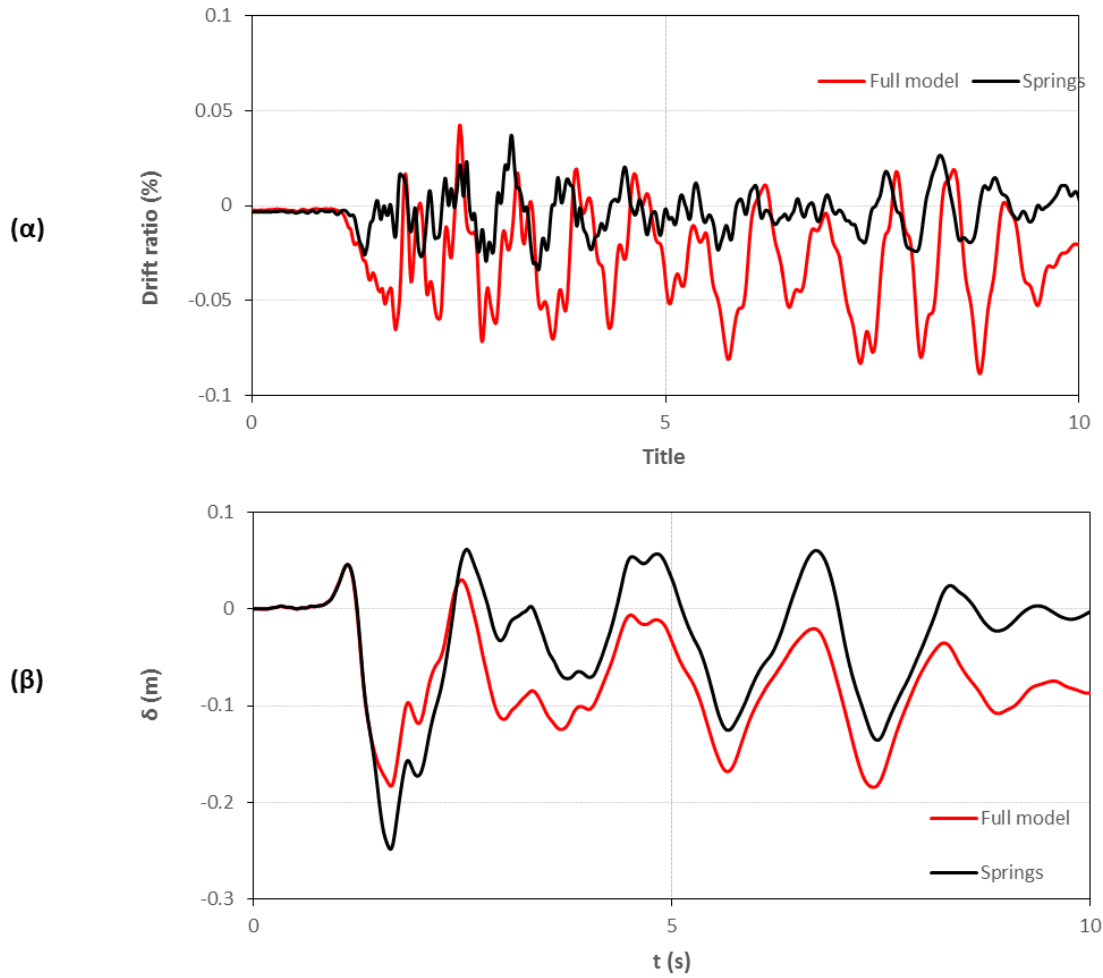
Σχήμα 4.33: (α) Η τέμνουσα στη διεύθυνση που παραλαμβάνουν το τοίχωμα T2 και (β) T11 και (γ) η ανηγμένη διαφορική μετατόπιση του πρώτου ορόφου κατά x κατά τη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003) στη διεύθυνση y .



Σχήμα 4.34: (α) Η αξονική, (β) η τέμνουσα και (γ) η ροπή του τοιχώματος T11 κατά τη σεισμική διέγερση του Salvador (2001) στη διεύθυνση x.



Σχήμα 4.35: (α) Η ανηγμένη διαφορική μετακίνηση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου και (β) η μετατόπιση κορυφής κατά τη σεισμική διέγερση του Salvador (2001) στη διεύθυνση x .



Σχήμα 4.36: (α) Η ανηγμένη διαφορική μετακίνηση του τοιχώματος T11 στο επίπεδο του πρώτου ορόφου και (β) η μετατόπιση κορυφής κατά τη σεισμική διέγερση του Salvador (2001) στη διεύθυνση y .

5 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία εξετάσθηκε η δυνατότητα ενίσχυσης υφιστάμενης 5-ώροφης κατασκευής με την τοποθέτηση διατμητικών τοιχωμάτων σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, καθώς με λαμβάνοντας υπόψη την μόνωση που προσφέρει μέσω του λικνισμού η υποδιαστασιολόγηση της θεμελίωσης..

Αρχικά, διαπιστώθηκε πως τα δύο εξεταζόμενα συστήματα παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά σε σεισμικές διεγέρσεις παραπλήσιες του σεισμού σχεδιασμού. Συγκεκριμένα εξακριβώθηκε η αποτελεσματική ενίσχυση που παρέχεται και από τις δύο μεθόδους για σεισμικά σενάρια στα οποία στόχος είναι η εξασφάλιση της λειτουργικότητας της κατασκευής. Παράλληλα, αποδείχτηκε πως, παρόλο που τα παρακείμενα στο τοίχωμα ενίσχυσης υποστυλώματα καλούνται να παραλάβουν ελαφρώς αυξημένη σεισμική ένταση, σε καμία περίπτωση δεν παρατηρήθηκε αστοχία σε πρωτεύοντα μέλη της κατασκευής για την περίπτωση της μη συμβατικής λύσης.

Για “απρόσμενο” σεισμικό σενάριο, δηλαδή για διέγερση που υπεβαίνει σημαντικά το σεισμό σχεδιασμού, η συμπεριφορά του μη συμβατικώς σχεδιασμένου συστήματος καταγράφει ευμενέστερη συμπεριφορά, σε σημείο να επιβιώνει σε διεγέρσεις αρκετά μεγάλης έντασης, ενώ η συμβατική κατασκευή είτε οδηγείται σε μη αποδεκτές παραμένουσες μετακινήσεις είτε αδυνατεί να αποφύγει την κατάρρευση.

Επιπλέον, συμπεραίνεται πως ακόμη και στην περίπτωση της συμβατικής θεμελίωσης του τοιχώματος, παρόλο που έχει θεωρητικώς σχεδιαστεί ώστε να μην επιτρέπει να λαβαίνουν χώρα μη γραμμικά φαινόμενα στο έδαφος, κάτι τέτοιο

κρίνεται αναληθές. Συγκεκριμένα από τις αναλύσεις κατά τη διεύθυνση y της συμβατικής κατασκευής λόγω της διακύμανσης των αξονικών παρατηρείται ελαφρό ανασήκωμα της συγκεκριμένης θεμελίωσης, καθώς και έντονη τάση για στρεπτική καταπόνηση. Τονίζεται πως, όπως αναλύθηκε λεπτομερώς στα προηγούμενα κεφάλαια, η μειωμένη δυσκαμψία του συστήματος θεμελίου-τοιχώματος για την περίπτωση της μη συμβατικής λύσης δρα ανακουφιστικά για την κατασκευή ως προς την τάση για στρεπτική ένταση.

Παράλληλα, στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας προτείνονται συγκεκριμένες βελτιώσεις που σε συνδυασμό με την παρεχόμενη μόνωση μέσω του λικνισμού, οδηγούν την κατασκευή σε άκρως ικανοποιητική απόκριση ακόμα και σε διεγέρσεις που προέρχονται από παγκόσμιες καταγραφές που είναι αρκετά δυσμενείς. Αναλυτικότερα, διαπιστώθηκε πως η διατήρηση ενιαίας διατομής καθ' ύψος του τοιχώματος βελτιώνει αισθητά την απόκριση της κατασκευής. Επιπρόδθετα, θεαματικά αποτελέσματα είχε η εφαρμογή του συστήματος "Hat Truss" με την ενίσχυση των περιμετρικών δοκών στην κορυφή της κατασκευής.

Παράλληλα, κρίνεται επιβεβλημένη η προσομοίωση της τοιχοποιίας προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι αξιόπιστα, ιδιαίτερα όταν πρόκειται για κατασκευές που έχουν σχεδιαστεί με τους παλιούς κανονισμούς. Στις συγκεκριμένες κατασκευές η επιρροή της τοιχοποιίας είναι καταλυτική, καθώς αποτελεί σημαντικό τμήμα της αντοχής του κτιρίου. Τυχούσα παράλειψή της αποδείχθηκε πως οδηγεί σε αύξηση της ευκαμψίας του συστήματος και επομένως σε μειωμένη σεισμική ένταση.

Τέλος, από τα πλέον βαρυσήμαντα συμπεράσματα της παρούσας διπλωματικής είναι η συνεισφορά της λικνιστικής απόκρισης των τοιχωμάτων και στις δύο

διευθύνσεις τους. Το συγκεκριμένο εδάφιο δεν έχει αξιολογηθεί στο βαθμό που οφείλει. Ωστόσο, το τρισδιάστατο προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε είχε τη δυνατότητα να καταγράψει την άκρως ευεργετική συνεισφορά του παραπάνω φαινομένου, τη στιγμή μάλιστα που απλοποιημένα δισδιάστατα μοντέλα δεν θα κατάφερναν σε καμία περίπτωση να κάνουν αντιληπτή μια τέτοια συμπεριφορά.

Βιβλιογραφία

- 1) Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ (2000), ΥΠΕΧΩΔΕ
- 2) Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (2000), ΥΠΕΧΩΔΕ
- 3) Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. , (2009), ΟΑΣΠ
- 4) Ευρωκώδικας 8
- 5) Ε. Ν. Βιντζηλαίου, Β. Α. Παλιεράκη (2006), “Συμπεριφορά τοίχων πληρώσεως με διάζωμα Ω.Σ. ή με οπλισμό οριζόντιων αρμών”, 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη
- 6) Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I. Gazetas G. (2010), “Rocking Isolation of Frame Structures Founded on Separate Footings” Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- 7) A. J. Kosmopoulos, M. N. Fardis (2007), “Estimation of inelastic seismic deformation in asymmetric multistory RC buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- 8) Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2009), “Soil failure can be used for seismic protection of structures”, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 1.
- 9) Jack P. Moehle, “State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US”, Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkley
- 10) S. Gourvenec (2007), “Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading”, Geotechnique

- 11) G. E. Thermou, A. S. Elnashai (2005), "Seismic retrofit schemes for RC structures and local – global consequences", Earthquake Engineering and Structural Dynamics
- 12) V. Bosiljkov, A. W. Page, V. Bokan – Bosiljkov, R. Žarnić, (2008), "Review Paper, Progress in Structural Engineering and Material: Structural Masonry, Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls", Structural Control and Health Monitoring
- 13) S. Pampanin, G. M. Calvi, M. Moratti, "Seismic Behaviour of R.C. Beam – Column Joints Designed for Gravity Loads", 12th European Conference on Earthquake Engineering
- 14) Marco di Ludovico, "Comparative Assessment of Seismic Rehabilitation Technique on the Full Scale SPEAR Structure", Doctoral Thesis
- 15) Γ. Γκαζέτας, (1996), "Εδαφοδυναμική και Σεισμική Μηχανική, Ιστορικά Περιστατικά"
- 16) Μ. Λώλη, (2008), "Βάθρο – θεμελίωση γέφυρας: Υπέρβαση του ικανοτικού αντισεισμικού σχεδιασμού", Διπλωματική εργασία
- 17) Κ. Ρεπαπής, (2008), "Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφιστάμενων Κτιρίων από Ω. Σ.", Διδακτορική Διατριβή
- 18) Θ. Π. Τάσιος, "Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων"
- 19) Φυλλίτσα Β. Καραντώνη, "Κατασκευές από τοιχοποιία"
- 20) B. Kutter (2014) "Effect of Seismic-Induced Axial Load Fluctuation on Asymmetric Frame-Wall-Rocking Foundation Systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics