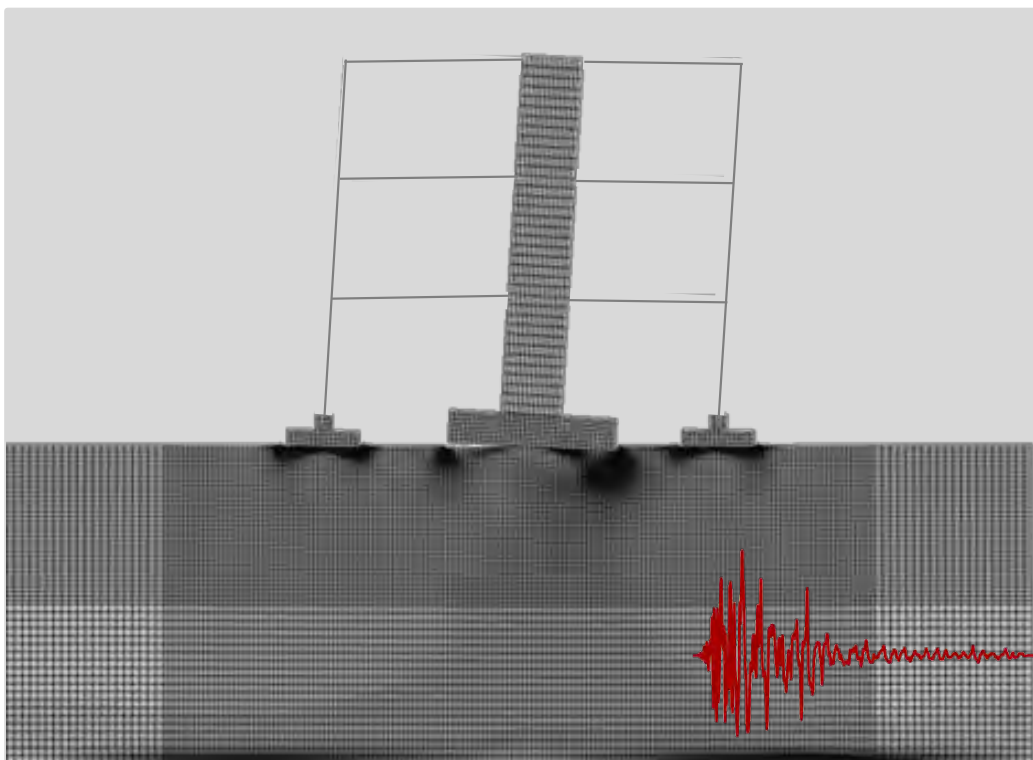




Προς ΟΑΣΠ

ΤΕΛΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΤΟΥ ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ
**Ανάλυση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Θεμελιώσεως
και της Επίδρασής της στον Σχεδιασμό Τοιχωμάτων
Ενισχύσεως Πυλωτής**



Γ. Γκαζέτας

Επιστημονικώς Υπεύθυνος

2011

(2^η Έκδοση, 2012)

ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΩΣ ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ :

Γ. Γκαζέτας

ΟΜΑΔΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ :

Δρ. Ι. Αναστασόπουλος

Δρ. Φ. Γελαγώτη

Δρ. Β. Δρόσος

Δρ. Ρ. Κουρκουλής

Ορέστης Αδαμίδης

Νόνικα Αντωνάκη

Χριστίνα Αργυρού

Θάλεια Κοντορούπη

Ανδρέας Κούτρας

Μαριάννα Λώλη

Αγγελική Ροντογιάννη

Άγγελος Τσάτσης

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. Εισαγωγή : Αντικείμενο της Ερευνας
2. Pushover Θεμελίου–Μονοβάθμιας Κατασκευής και Ενεργός Περιστροφική Δυσκαμψία Θεμελίου σε Μεγάλες Παραμορφώσεις
3. Αριθμητική Ανάλυση 3-ωρόφου Κτιρίου
4. Αριθμητική Ανάλυση 7-ωρόφου Κτιρίου
5. Πειραματική Προσομοίωση 3-ωρόφου Κτιρίου
6. Αριθμητική Ανάλυση 5-ωρόφου Κτιρίου
7. Επίλογος : Πρακτικά Συμπεράσματα

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ : ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ

Αντικείμενο του ερευνητικού έργου που παρουσιάζεται στην Εκθεση αυτή είναι η διερεύνηση του ρόλου της εδαφικής ενδοσιμότητας και της εξ αυτής περιστροφικής ευκαμψίας της θεμελίωσης στην αντισεισμική συμπεριφορά κτιρίων ενισχυομένων με τοιχώματα. Πρόκειται για ένα πρόβλημα δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους–θεμελίου–ανωδομής υπό καθεστώς μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων τόσο στην ανωδομή όσο και στο έδαφος.

Ως γνωστόν, η αντισεισμική αναβάθμιση κτιρίων συνίσταται πρωτίστως στην ενίσχυση των κατακορύφων φερόντων στοιχείων. Η αύξηση όμως της δομητικής ικανότητας τού φέροντος οργανισμού έχει ως αναπόφευκτη συνέπεια την αύξηση των αναπτυσσομένων στην ανωδομή επιταχύνσεων και αδρανειακών δυνάμεων. Έτσι οι μεταβιβαζόμενες στην θεμελίωση ροπές ανατροπής και τέμνουσες δυνάμεις αυξάνονται, ενδεχομένως σε βαθμό που να μὴν είναι ευχερής η “παραλαβή” τους από το σύστημα εδάφους-θεμελίου με οιονεί-ελαστική συμπεριφορά, όπως επιβάλλει ο σύγχρονος ικανοτικός σχεδιασμός, με τις καθιερωμένες μεθόδους υπολογισμού των θεμελιώσεων υπό μεγάλη εκκεντρότητα. Ο συνυπολογισμός της δυσκαμψίας της θεμελίωσης υπό μεγάλες παραμορφώσεις είναι απαραίτητος για τον αξιόπιστο υπολογισμό αυτών τούτων τών αδρανειακών φορτίων τα οποία η θεμελίωση παραλαμβάνει. Επιπροσθέτως, η αναβάθμιση κτιρίων με πυλωτή ενδέχεται να περιλαμβάνει όχι μόνον ενίσχυση υφισταμένων κατακορύφων στοιχείων, αλλά και την προσθήκη νέων, π.χ. τοιχωμάτων σκυροδέματος. Χάρη στην δυσανάλογα μεγάλη δυσκαμψία τους σε σύγκριση με τα πλαισιακά υποστυλώματα, τα τοιχώματα εν γένει παραλαμβάνουν σημαντικό μέρος της αναπτυσσόμενης τέμνουσας δυσανάλογα προς το (μικρό) αξονικό τους φορτίο. Έτσι τείνουν να επιβάλλουν στην θεμελίωσή τους δυσανάλογα μεγάλες τέμνουσες ροπές.

Η ενδοσιμότητα του συστήματος θεμελίου-εδάφους υπό τις ανωτέρω συνθήκες είναι καθοριστικής σημασίας : εάν το σύστημα παραμείνει οιονεί-ελαστικό, π.χ. λόγω του υπερσυντηρητικού (όπως θα δειχθεί εν συνεχεία) συμβατικού σχεδιασμού της θεμελίωσης, το φορτίο του τοιχώματος θα είναι

μεγάλο ποσοστό της αναπτυσσόμενης συνολικής αδρανειακής δύναμης. Αντιθέτως εάν το σύστημα αποκριθεί ανελαστικά (λόγω ολίσθησης στην διεπιφάνεια εδάφους–θεμελίου, αποκόλλησης και ανασηκώματος του θεμελίου από το έδαφος, ανάπτυξης μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων στο έδαφος) τότε η δυσκαμψία του συστήματος τοιχώματος–εδάφους υποβαθμίζεται σημαντικά, οπότε το τοίχωμα προσελκύει πολύ μικρότερη τέμνουσα. Αυξάνει επομένως το μερίδιο συμμετοχής πλαισιακών υποστυλωμάτων στην παραλαβή της συνολικής τέμνουσας.

Επομένως η (κατά το δυνατόν) ρεαλιστική προσομοίωση της συμπεριφοράς ενός επιφανειακού θεμελίου σε ανακυκλική δυναμική φόρτιση με ισχυρή ροπή ανατροπής και σχετικώς μικρό αξονικό φορτίο (δηλαδή, με μεγάλη εκκεντρότητα) αποτελεί προϋπόθεση ενός ρεαλιστικού υπολογισμού. Η ανάγκη αναβάθμισης ή μή της υφισταμένης θεμελιώσεως, καθώς και η επιλογή τύπου και γεωμετρίας της θεμελιώσεως των τοιχωμάτων θα προκύψουν μόνον με μία τέτοια ανελαστική ανάλυση της αλληλεπίδρασης εδάφους–θεμελίου–ανωδομής.

Βάσει των ανωτέρω, οι γενικοί στόχοι της προτεινόμενης έρευνας είναι τρεις :

(α) Για το απλούστερο δυνατό σύστημα ανωδομής σε επιφανειακή θεμελίωση επί αργιλικού ομοιογενούς εδάφους : να αποδείξει ότι το σύστημα αυτό δέν οδηγείται σε σεισμική αστοχία παρά μόνον σε παραμένουσες μετατοπίσεις και στροφή :

- εάν συμβεί πλαστικοποίηση του εδάφους με ενεργοποίηση μηχανισμών φέρουσας αστοχίας
- εάν συμβεί μή-γραμμική και ανελαστική απόκριση της διεπιφάνειας εδάφους–θεμελίου (αποκόλληση, ολίσθηση).

(β) Να διερευνήσει την πιθανή συμπεριφορά χαρακτηριστικών συστημάτων φέροντος οργανισμού που θα συνδυάζουν πλαίσια και τοιχώματα, λαμβάνοντας υπόψιν το ενδεχόμενο εύρος εδαφικής συμπεριφοράς. Οι συνδυασμοί αυτοί θα αντανακλούν κατά απλόν τρόπο πιθανές διατάξεις υφισταμένων πλαισίων σύν προστιθεμένων νέων τοιχωμάτων.

(γ) Να προτείνει απλή μεθοδολογία για την διαστασιολόγηση/ανάλυση συστημάτων επιφανειακής θεμελιώσεως συναρτήσει της *επιδικώμενης* σεισμικής συμπεριφοράς της ανωδομής. Πρός τούτο προβλέπεται η ανάπτυξη

διαγραμμάτων ή αλγεβρικών σχέσεων για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας του συστήματος θεμελίου-εδάφους για μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις.

Για την επίτευξη των ανωτέρω στόχων, η επιστημονική μεθοδολογία που ακολουθήθηκε είναι κυρίως θεωρητική, δευτερευόντως δε πειραματική.

Συγκεκριμένα :

- Η *Θεωρητική Ανάλυση* περιλαμβάνει την χρήση έγκριτων αριθμητικών εργαλείων (πεπερασμένων στοιχείων) για την ικανοποίηση κυρίως των στόχων (α) και (β), και ενμέρει του στόχου (γ) Επιπροσθέτως, γίνεται χρήση ελατηριωτού προσομοιώματος Winkler για την ανάλυση της απόκρισης του θεμελίου, και την ικανοποίηση των στόχων (γ), εν μέρει, και (δ).
- Η *Πειραματική Διερεύνηση* περιλαμβάνει δοκιμές στην νέα Δονητική Τράπεζα του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής. Χρησιμοποιήθηκε επίσης Τοίχος Αντιδράσεως για τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής των πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλωμάτων και του τοιχώματος.

Τα αποτελέσματα της έρευνας αναλύονται διεξοδικά στα επόμενα κεφάλαια, 2 – 6.

Συγκεκριμένα :

Το Κεφάλαιο 2 παρουσιάζει αποτελέσματα στατικών (μονοτονικών και ανακυκλικών) αναλύσεων pushover θεμελίων, από τα οποία προκύπτει η «ενεργός» περιστροφική δυσκαμψία συναρτήσει της γωνίας περιστροφής. Η γωνία περιστροφής μεταβάλλεται από τιμές απειροστού πλάτους (οπότε προκύπτει η ελαστική δυσκαμψία) σε τιμές μεγάλου πλάτους οι οποίες αντιστοιχούν σε εδαφικές παραμορφώσεις αστοχίας ή/και ανατροπής του θεμελίου. Εξετάζονται όλα τα συνήθη σχήματα θεμελίου (κύκλος, τετράγωνο, λωρίδα, ορθογώνιο), ενώ μελετάται παραμετρικά η επίδραση του στατικού συντελεστή ασφαλείας έναντι φέρουσας αστοχίας (λόγω βαρύτητας). Η χρήση των δυσκαμψιών αυτών σε μία ισοδύναμη-γραμμική ανάλυση του συστήματος εδάφους-κατασκευής είναι ευχερής για πρακτικές εφαρμογές.

Το Κεφάλαιο 3 διερευνά την σεισμική συμπεριφορά ενός 3-ωρόφου επιπέδου πλαισίου, δύο άνισων ανοιγμάτων. Το πλαίσιο εδράζεται σε τρία πέδιλα : *(i)* υπολογισμένα κατά ΕΑΚ και *(ii)* υπο-διαστασιολογημένα. Εν συνεχεία, το κεντρικό υποστύλωμα του πλαισίου αντικαθίσταται με τοίχωμα διαστάσεων $1,60 \times 0,25 \text{ m}^2$

Θεμελιωμένο : **(i)** με πέλδιλο $6,00 \times 1,80 \text{ m}^2$ (υπολογισμένο ελαφρώς συντηρητικά κατά ΕΑΚ), και **(ii)** με πέλδιλο $4,20 \times 1,60 \text{ m}^2$. Από τις δυναμικές αναλύσεις των 4 αυτών συστημάτων συνάγονται χρήσιμα αποτελέσματα ως προς τον ρόλο της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής, τόσο υπό οιονεί–ελαστικές όσο και από ανελαστικές συνθήκες στο έδαφος θεμελιώσεως.

Στο Κεφάλαιο 4 ένα 7-ώροφο κτίριο υποτιθέμενης κατασκευής του 1970, υπολογισμένο με $\varepsilon = 0.06$ κατά τον ισχύοντα κανονισμό του 1959 αναλύεται ψευδοστατικά και δυναμικά με έμφαση στην αλληλεπίδραση εδάφους – θεμελίου – ανωδομής. Βασική παράμετρος των αναλύσεων είναι οι διαστάσεις των πεδίων του πυρήνα και των υποστηλωμάτων. Οι τρεις συνδυασμοί που διερευνούνται αντιστοιχούν : (i) στην συμβατική αντιμετώπιση της θεμελίωσης κατά τον κανονισμό του 1959, (ii) σε θεαματικά υπο-διαστασιολογημένο πέλδιλο του πυρήνα, και ελαφρώς υπο-διαστασιολογημένα πέλδιλα υποστηλωμάτων και (iii) σε ακόμη πιά υπο-διαστασιολογημένα πέλδιλα υποστηλωμάτων. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων συνάγονται σημαντικά συμπεράσματα για την αλληλεξάρτηση της σεισμικής συμπεριφοράς πυρήνα και υποστηλωμάτων μέσω των θεμελίων και της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελιώσεως.

Στο Κεφάλαιο 5 ομοίωμα του 3-ορόφου πλαισίου (μέ και χωρίς πυρήνα) το οποίο διερευνήθηκε θεωρητικά στο Κεφάλαιο 3 υποβάλλεται σε σεισμικές διεγέρσεις στην Δονητική Τράπεζα του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής του ΕΜΠ. Σκοπός των πειραμάτων αυτών ήταν η επαλήθευση των βασικών συμπερασμάτων της ανάλυσης (τουλάχιστον σε επίπεδο ποιοτικής, αν όχι και ποσοτικής σύγκλησης).

Τέλος, στο Κεφάλαιο 6 μαζί με την συγκεφαλαίωση των κυριότερων ευρημάτων του ερευνητικού έργου σκιαγραφείται και προτεινόμενη απλοποιημένη μέθοδος ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης της σεισμικής απόκρισης ενός θεμελίου τυχόντος σχήματος κατόψεως.

2. PUSHOVER ΘΕΜΕΛΙΟΥ-ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ και ΕΝΕΡΓΟΣ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΘΕΜΕΛΙΟΥ σε ΜΕΓΑΛΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ

2.1 Εισαγωγή

Η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου-ανωδομής μπορεί να ληφθεί υπόψη κατά την ανάλυση της τελευταίας με την εισαγωγή ελατηρίων στη θέση των μεμονωμένων θεμελίων. Πιο συγκεκριμένα, στην παρούσα εργασία, όπου δίνεται περισσότερη έμφαση στη αναπτυσσόμενη ροπή της θεμελίωσης, αυτή μπορεί να υπολογιστεί με χρήση περιστροφικών ελατηρίων. Αυτά τα περιστροφικά ελατήρια συνήθως ακολουθούν γραμμικό νόμο για την αύξηση της ροπής σε σχέση με τη γωνία στροφής του θεμελίου (σταθερή περιστροφική δυσκαμψία). Για μικρές γωνίες και ελαφρά φορτισμένα θεμέλια, η χρήση της στατικής περιστροφικής δυσκαμψίας εδάφους - θεμελίου [Gazetas, 1987], η οποία προϋποθέτει πλήρη επαφή εδάφους - θεμελίου και ελαστική εδαφική συμπεριφορά, είναι ορθή. Ωστόσο, όταν οι γωνίες αυξάνονται ή το θεμέλιο φορτίζεται ισχυρότερα υπεισέρχονται μη-γραμμικότητες, είτε λόγω του ανασηκώματος του θεμελίου, είτε λόγω της ανελαστικής απόκρισης του εδάφους, οι οποίες οδηγούν σε μείωση της τέμνουσας περιστροφικής δυσκαμψίας. Αυτή η μείωση επιδιώκεται να ποσοτικοποιηθεί με τις αναλύσεις που παρουσιάζονται στη συνέχεια, ώστε να γίνεται χρήση ρεαλιστικότερων τιμών περιστροφικής δυσκαμψίας.

Το παρόν κεφάλαιο μελετά την περιστροφική συμπεριφορά μονοβάθμιων συστημάτων υπό μονοτονική φόρτιση, εδραζόμενων σε αργιλικό εδαφικό σχηματισμό, λαμβάνοντας υπόψη τις αναπτυσσόμενες μη-γραμμικότητες. Στην περίπτωση των επιφανειακών θεμελιώσεων, η μη-γραμμική συμπεριφορά εκδηλώνεται με τρεις μηχανισμούς: (α) αποκόλληση του θεμελίου από το υποκείμενο έδαφος (μη-γραμμικότητα γεωμετρίας), (β) ολίσθηση στη διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίου (μη-γραμμικότητα διεπιφάνειας) και (γ) κινητοποίηση μηχανισμών φέρουσας ικανότητας στο έδαφος (μη-γραμμικότητα υλικού). Πολλές μελέτες έχουν ασχοληθεί με την επίδραση της αποκόλλησης του θεμελίου [Housner, 1963; Meek, 1975; Priestley et al., 1978; Huckelbridge & Clough, 1978;

Psycharis & Jennings, 1983; Chopra & Yim, 1985; Beck & Skinner, 1974; Huckelbridge & Ferencz, 1981; Priestley et al., 1996; Mergos & Kawashima, 2005; Chen et al., 2006; Sakellaraki & Kawashima, 2007] και την επίδραση της ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους [Paolucci, 1997; Pecker, 1998; Pecker, 2003; Martin & Lam, 2000; FEMA-356, 2000; Kutter et al. 2001; Faccioli et al., 2001; Gazetas et al., 2003; Gajan et al., 2005; Mergos & Kawashima, 2005; Apostolou & Gazetas, 2005; Paolucci et al., 2007; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Gajan et al., 2008; Chatzigogos et al., 2009; Gerolymos et al., 2008; 2009; Anastasopoulos et al., 2010] στην απόκριση της ανωδομής. Στις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων του παρόντος κεφαλαίου εξετάζονται ο μηχανισμός της αποκόλλησης του θεμελίου και ο μηχανισμός της κινητοποίησης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, ενώ η ολίσθηση δεν λαμβάνεται υπόψη, καθώς δεσμεύεται η δυνατότητα οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του θεμελίου. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η απομόνωση της περιστροφικής απόκρισης. Στόχος είναι η ενσωμάτωση της επίδρασης των μη-γραμμικοτήτων στην ευρέως χρησιμοποιούμενη στατική περιστροφική δυσκαμψία εδάφους-θεμελίου [Gazetas, 1987]. Με άλλα λόγια, επιδιώκεται η ποσοτικοποίηση της μείωσης της ελαστικής περιστροφικής δυσκαμψίας εδάφους-θεμελίου συναρτήσει της γωνίας στροφής της θεμελίωσης στα πρότυπα της εργασίας των Paolucci et al [2011], όπου προτάθηκε μία ισοδύναμη γραμμική ιξωδοελαστική προσέγγιση, βασιζόμενη στις έννοιες της μειούμενης τέμνουσας δυσκαμψίας σε σχέση με τη γωνία στροφής της θεμελίωσης, ώστε να ληφθεί υπόψη η μη-γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης στην απόκριση του συστήματος. Στο κεφάλαιο αυτό εισάγεται ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V ως καθοριστικός παράγοντας για τις τιμές της τέμνουσας περιστροφικής δυσκαμψίας σε ανελαστικό έδαφος, τόσο όσον αφορά την αρχική τιμή της περιστροφικής δυσκαμψίας σε σχέση με την αντίστοιχη ελαστική, όσο και τη μεταβολή της καθώς αυξάνεται η γωνία στροφής του θεμελίου. Αξίζει να σημειωθεί ότι η περιστροφή σε όλες τις αναλύσεις που παρουσιάζονται περιορίζεται εντός ενός επιπέδου.

Οι εξαγόμενες συσχετίσεις σε αδιάστατους όρους που παρουσιάζονται στη συνέχεια, λαμβάνοντας υπόψη την αποκόλληση του θεμελίου από το υποκείμενο έδαφος και την ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους, αποτελούν πολύ

σημαντικές επεκτάσεις της χρήσης της ελαστικής δυσκαμψίας, καθώς επιτρέπουν τον υπολογισμό ρεαλιστικών τιμών για την τέμνουσα περιστροφική δυσκαμψία επιφανειακών θεμελιώσεων, ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V και της γωνίας στροφής του θεμελίου ϑ . Στο τέλος του κεφαλαίου προτείνεται μία *ισοδύναμη γραμμική μέθοδος* για την εύρεση της γωνίας στροφής ϑ ενός μονοβάθμιου συστήματος υπό στατικό φορτίο, ώστε να αποφεύγεται η εκτέλεση χρονοβόρων μη γραμμικών αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία, στα πρότυπα της ιδέας των Paolucci et al [2011]. Οι τύποι επιφανειακών θεμελιώσεων που παρουσιάζονται είναι **θεμελιολωρίδα, τετραγωνικό, ορθογωνικό και κυκλικό** θεμέλιο.

Τονίζεται ιδιαίτερος ότι για το επίμηκες ορθογωνικό θεμέλιο η ανάλυση αναφέρεται όχι μόνον στην συνήθη περιστροφή περί τον διαμήκη άξονα (η οποία προσεγγίζεται και ως πρόβλημα επίπεδης παραμόρφωσης) αλλά και περιστροφή περί τον εγκάρσιο άξονα — ένα εντόνως 3D πρόβλημα με εφαρμογή στην θεμελίωση τοιχωμάτων. Από όσα γνωρίζουμε, τα **αντίστοιχα αποτελέσματα είναι τα πρώτα διεθνώς.**

2.2 Μεθοδολογία Αναλύσεως

2.2.1 Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων

Για τις απαιτούμενες αναλύσεις διαμορφώθηκε προσομοίωμα πεπερασμένων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.

Για τη **θεμελιολωρίδα** θεωρούνται συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, όπως ενδεικτικά παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.2.1**. Οι διαστάσεις του προσομοιώματος επιλέγονται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η συμπεριφορά του εδάφους ως ομοιογενής ελαστικός ημίχωρος. Η αργλική στρώση έχει πάχος $H = 4B$ και πλάτος $L = 16B$, όπου B το πλάτος της θεμελιολωρίδας. Η απόσταση των ορίων του προσομοιώματος είναι ικανοποιητική, εάν λάβει κανείς υπόψη ότι η περιοχή του εδάφους που επηρεάζεται (βολβός επιρροής) στην κατακόρυφη διεύθυνση κατά την επιβολή στροφικής φόρτισης είναι της τάξης των $1 \div 2B$.

Το αργιλικό έδαφος προσομοιώνεται με τετρακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου επίπεδης παραμόρφωσης. Το έδαφος προσομοιώνεται ως μη-γραμμικό ελαστοπλαστικό μέσο, σύμφωνα με το καταστατικό προσομοίωμα που περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο. Κατά την οριζόντια διεύθυνση ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων είναι πυκνότερος στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο.

Ο μονοβάθμιος ταλαντωτής αποτελείται από ένα στοιχείο συγκεντρωμένης μάζας στην κορυφή, το υποστύλωμα, και το θεμέλιο. Το υποστύλωμα προσομοιώνεται με γραμμικά ελαστικά στοιχεία δοκού κυκλικής διατομής, το δε θεμέλιο με ελαστικά τετρακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου.

Για τη ρεαλιστική προσομοίωση της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους-θεμελίου χρησιμοποιούνται στοιχεία διεπιφάνειας που επιτρέπουν την αποκόλληση του θεμελίου από το υποκείμενο έδαφος. Επελέγη εκθετικός νόμος επαφής στη διεπιφάνεια (**Σχήμα 2.2.3**).

Δεδομένου ότι στόχος της παρούσης έρευνας είναι η μελέτη της λικνιστικής συμπεριφοράς και ο υπολογισμός της σύνθετης περιστροφικής δυσκαμψίας θεμελίου-εδάφους, θεωρήθηκε πολύ μεγάλος συντελεστής τριβής στην διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου ώστε να παρεμποδιστεί τυχόν ολίσθηση. Στα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στις επόμενες ενότητες δίνεται η ροπή που αναπτύσσεται στη θεμελίωση, επομένως τα φαινόμενα P - δ αγνοούνται.

Η επιβολή της φόρτισης γίνεται σε δύο βήματα: αρχικά εφαρμόζονται τα κατακόρυφα στατικά φορτία του συστήματος και εν συνεχεία επιβάλλεται οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του ταλαντωτή μέχρι την ανατροπή του (μονοτονική ανάλυση push over επιβαλλόμενης μετατόπισης).

Στο **τετραγωνικό** θεμέλιο η προσομοίωση είναι τριδιάστατη, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 2.2.4**. Η εδαφική στρώση έχει πάχος $H = 2B$, μήκος $L = 7B$ και πλάτος $W = 7B$, όπου B το πλάτος του θεμελίου. Το έδαφος προσομοιώνεται με οκτακομβικά τριδιάστατα στοιχεία. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων είναι πυκνότερος στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο.

Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, ο ταλαντωτής αποτελείται από στοιχείο μάζας, το υποστύλωμα, και το θεμέλιο. Το υποστύλωμα προσομοιώνεται όπως περιγράφηκε προηγουμένως για τη θεμελιο-λωρίδα, τα δε στοιχεία του θεμελίου είναι τριδιάστατα.

Στο **ορθογωνικό** θεμέλιο με λόγο πλευρών 3:1 η προσομοίωση γίνεται όμοια με το τετραγωνικό (**Σχήμα 2.2.5**). Η αργλική στρώση έχει πάχος $H = 1B$, μήκος $L = 4B$ και πλάτος $W = 7C$, όπου B η διάσταση του θεμελίου παράλληλα στο επίπεδο περιστροφής (πρόκειται για τη μεγαλύτερη διάσταση) και C η διάσταση του θεμελίου κάθετα στο επίπεδο περιστροφής. Ο ταλαντωτής, η τριβή στη διεπιφάνεια και η δέσμευση έναντι της ολίσθησης είναι σε απόλυτη αναλογία με αυτά που περιγράφηκαν για το τετραγωνικό θεμέλιο.

Στο **κυκλικό** θεμέλιο η προσομοίωση είναι επίσης τριδιάστατη, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 2.2.6**. Η εδαφική στρώση έχει πάχος $H = 5R$, μήκος $L = 12R$ και πλάτος $W = 6R$, όπου R η ακτίνα του θεμελίου. Για λόγους οικονομίας χρόνου και υπολογιστικών μέσων έχει προσομοιωθεί μόνον το ήμισυ του κυλίνδρου και κατά συνέπεια και του εδάφους. Η παραδοχή αυτή είναι αποδεκτή λόγω συμμετρίας, καθώς η ανάλυση περιορίζεται σε περιστροφή εντός ενός επιπέδου. Κινηματικοί περιορισμοί έχουν επιβληθεί σε καθένα από τα ακραία επίπεδα του προσομοιώματος (συμπεριλαμβανομένου του επιπέδου συμμετρίας), οι οποίοι περιορίζουν την κίνηση κάθετα στο εκάστοτε επίπεδο.

Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, το έδαφος προσομοιώνεται με οκτακομβικά τριδιάστατα στοιχεία, ο δε κάρναβος είναι πυκνότερος στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο. Στην περίπτωση αυτή, η ανωδομή προσομοιώνεται ως στερεό σώμα (συμπαγής κύλινδρος) το οποίο προσομοιώνεται με τριδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία. Η μετακίνηση επιβάλλεται στο κέντρο μάζας, ώστε να υπάρχει αντιστοιχία με ιδεωδώς άκαμπτο μονοβάθμιο ταλαντωτή.

2.2.2 Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα

Η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους ακολουθεί το κριτήριο διαρροής Von Mises με μη-γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης και συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Το συγκεκριμένο καταστατικό προσομοίωμα είναι κατάλληλο για την προσομοίωση της συμπεριφοράς αργλικών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες, η συμπεριφορά των οποίων θεωρείται ανεξάρτητη από την τιμή της μέσης ενεργού τάσης.

Σύμφωνα με το κριτήριο διαρροής Von Mises, η εξέλιξη των τάσεων ορίζεται ως:

$$\sigma = \sigma_0 + \alpha \quad (2.1)$$

όπου σ_0 είναι η τιμή της τάσης σε μηδενική πλαστική παραμόρφωση, η οποία θεωρείται σταθερή, και α είναι η συνιστώσα της κινηματικής κράτυνσης που ορίζει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο χώρο των τάσεων. Η συνάρτηση F ορίζει την ανεξάρτητη από τις τάσεις επιφάνεια διαρροής:

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma_0 \quad (2.2)$$

Όπου η ισοδύναμη τάση Mises, συνυπολογίζοντας το α είναι:

$$f(\sigma - \alpha) \quad (2.3)$$

Η πλαστική ροή θεωρείται συσχετισμένη οπότε:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\varepsilon}^{pl} \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (2.4)$$

όπου $\dot{\varepsilon}^{pl}$ είναι ο ισοδύναμος ρυθμός πλαστικής παραμόρφωσης.

Ο νόμος εξέλιξης των τάσεων αποτελείται από δύο συνιστώσες:

(α) έναν ισοτροπικό νόμο κράτυνσης, που περιγράφει την μεταβολή της ισοδύναμης τάσης που ορίζει το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής σ_0 ως μία συνάρτηση της πλαστικής παραμόρφωσης:

$$\sigma = \sigma_0 + Q_\infty \left(1 - e^{-b \dot{\varepsilon}^{pl}} \right) \quad (2.5)$$

όπου το Q_∞ και το b είναι παράμετροι του προσομοιώματος που καθορίζουν τη μέγιστη αλλαγή στο μέγεθος της επιφάνειας διαρροής και το ρυθμό αυτής της αλλαγής με την $\dot{\varepsilon}^{pl}$, αντίστοιχα. Για $Q_\infty = 0$ το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής παραμένει σταθερό και το προσομοίωμα εκφυλίζεται σε μη-γραμμική μοντέλο κινηματικής κράτυνσης.

(β) έναν μη-γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης που περιγράφει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο πεδίο των τάσεων. Ο νόμος αυτός ορίζεται ως η

υπέρθωση ενός καθαρά κινηματικού όρου (γραμμικός νόμος κράτυνσης Ziegler) και ενός όρου χαλάρωσης, που εισάγει τη μη γραμμική συμπεριφορά. Η εξέλιξη της κινηματικής συνιστώσας της τάσης διαρροής περιγράφεται από την έκφραση:

$$\dot{\alpha} = C \cdot \frac{1}{\sigma_0} \cdot (\sigma - \alpha) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} - \gamma \cdot \alpha \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (2.6)$$

όπου C το μέτρο ελαστικότητας για πολύ μικρές παραμορφώσεις

$$C = \frac{\sigma_y}{\varepsilon_y} = E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0 \quad (2.7)$$

και γ η παράμετρος που καθορίζει το ρυθμό μείωσης της κινηματικής κράτυνσης κατά την αύξηση της πλαστικής παραμόρφωσης.

Στο **Σχήμα 2.2.7** απεικονίζεται η εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ιστροπικής κράτυνσης για μονοαξονική και πολυαξονική φόρτιση.

Σύμφωνα με τον νόμο εξέλιξης για την κινηματική συνιστώσα της κράτυνσης, η τιμή της α πρέπει να βρίσκεται μέσα σε κύλινδρο ακτίνας: $\sqrt{2/3} \cdot C/\gamma$. Εφόσον η επιφάνεια διαρροής είναι φραγμένη, συνεπάγεται ότι όλα τα τασικά σημεία πρέπει να βρίσκονται εντός κυλίνδρου με ακτίνα $\sqrt{2/3} \cdot \sigma_y$, όπου σ_y η τάση διαρροής.

Για την περίπτωση των αργίλων, η μέγιστη τάση διαρροής υπό αστράγγιστες συνθήκες είναι:

$$\sigma_y = \frac{C}{\gamma} + \sigma_0 \quad (2.8)$$

Σύμφωνα με το κριτήριο διαρροής Von Mises η μέγιστη τάση είναι:

$$\sigma_y = \sqrt{3} \cdot S_u \quad (2.9)$$

Επομένως από τις δύο προηγούμενες εκφράσεις προκύπτει πως:

$$\gamma = \frac{C}{\sqrt{3} \cdot S_u - \sigma_0} \quad (2.10)$$

Οι παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος βαθμονομήθηκαν βάσει δημοσιευμένων καμπυλών G-γ της βιβλιογραφίας, σύμφωνα με τη διαδικασία που περιγράφεται από τους Gerolymos et al [2005].

Για την περίπτωση άμμου, η διατμητική αντοχή εξαρτάται και από την εφαρμοζόμενη τάση. Αυτή η εξάρτηση από την πίεση υπεισέρχεται στο προσομοίωμα ορίζοντας την τάση διαρροής ως συνάρτηση της οκταεδρικής τάσης και της γωνίας τριβής:

$$\sigma_y = \sqrt{3} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \sin \phi \quad (2.11)$$

Αντίστοιχα, η παράμετρος γ υπολογίζεται ως εξής:

$$\gamma = \frac{C}{\sqrt{3} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) - \sigma_0} \quad (2.12)$$

Όσον αφορά τις άλλες δύο παραμέτρους του προσομοιώματος, το σ_0 μπορεί να οριστεί ως ένα κλάσμα του σ_y ($\sigma_0 = \lambda \sigma_y$, με το λ να παίρνει τιμές από 0.1 ως 0.3), ενώ το C μπορεί να οριστεί από εμπειρικές σχέσεις ή απευθείας μετρήσεις του μέτρου του Young για μικρές παραμορφώσεις.

2.3 Πειραματική Βαθμονόμηση και Τεκμηρίωση

2.3.1 Εισαγωγή

Στο **Σχήμα 2.3.1** παρουσιάζεται το υπό εξέταση πρόβλημα επιφανειακής θεμελίωσης υπό την επίδραση ροπής, αξονικής και τέμνουσας δύναμης. Η απόκριση του συστήματος είναι μή-γραμμική, είτε λόγω της απώλειας επαφής μεταξύ του θεμελίου και του εδάφους, είτε λόγω κινητοποίησης των μηχανισμών αστοχίας του εδάφους.

Αν και αρκετά πιο σοφιστευμένα καταστατικά προσομοιώματα έχουν εμφανιστεί στη βιβλιογραφία [π.χ. Prevost, 1981; Dafalias & Manzari, 2004; Houlsby & Puzrin, 2006], η σύγχρονη πρακτική εστιάζει στην ανάπτυξη μακρο-στοιχείων (macro-elements) [Paolucci et al., 2008; Chatzigogos et al., 2009; Gazan & Kutter, 2009]. Τα προαναφερθέντα καταστατικά προσομοιώματα απαιτούν εκτεταμένη

βαθμονόμηση των παραμέτρων τους, ενώ συνήθως εφαρμόζονται σε πολύ εξειδικευμένους κώδικες πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών, και μόνο για υπερ-απλουστευμένες περιπτώσεις ανωδομής. Αντιθέτως, τα macro-elements είναι μια πιο εύκολα εφαρμόσιμη μέθοδος, αν και πάλι συνήθως περιορίζονται σε απλές περιπτώσεις ανωδομής.

Σε μια προσπάθεια να ξεπεραστούν οι παραπάνω δυσκολίες, έχει αναπτυχθεί το απλοποιημένο καταστατικό προσομοίωμα για την ανάλυση της ανακυκλικής απόκρισης επιφανειακών θεμελίων που παρουσιάστηκε στην προηγούμενη ενότητα. Το εν λόγω προσομοίωμα ακολουθεί το κριτήριο αστοχίας Von Mises, το οποίο είναι διαθέσιμο σε εμπορικούς αριθμητικούς κώδικες. Για την προσομοίωση της άμμου έχει αναπτυχθεί υπορουτίνα [Anastasopoulos et al., 2011]. Η εγκυρότητα του καταστατικού προσομοιώματος επαληθεύεται βάσει πειραμάτων μεγάλης κλίμακας που εξετάζουν την μη-γραμμική απόκριση επιφανειακών θεμελίων επί αργίλου ή άμμου (στο φυγοκεντριστή του UC Davis και στην εγκατάσταση μεγάλης κλίμακας ELSA, στο JRC στην Ιταλία, αντιστοίχως).

Επιπλέον, μετά από κατάλληλη τροποποίηση, ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα κλίμακας, η αριθμητική μέθοδος χρησιμοποιείται για την προσομοίωση μιας σειράς πειραμάτων μικρής κλίμακας που πραγματοποιήθηκαν στο Εργαστήριο Εδαφομηχανικής του ΕΜΠ στα πλαίσια του παρόντος Ερευνητικού προγράμματος. Οι επιτυχείς συγκρίσεις καταδεικνύουν την αποτελεσματικότητα της εν λόγω μεθοδολογίας στην πρόβλεψη της μη-γραμμικής απόκρισης. Επιπλέον, η ανάγκη βαθμονόμησης μόνο δύο παραμέτρων, σε συνδυασμό με την σχετική ευκολία εφαρμογής σε εμπορικούς κώδικες πεπερασμένων στοιχείων, καθιστούν τη μεθοδολογία αυτή μία πρακτικά εφαρμόσιμη επιλογή.

2.3.2 Πειράματα σε φυγοκεντριστή: άργιλος

Για την περίπτωση της αργίλου, η αποτελεσματικότητα του καταστατικού προσομοιώματος τεκμηριώνεται με βάση πειράματα φυγοκεντριστή τα οποία εκτελέστηκαν στο UC Davis [Gajan et al., 2005]. Στο **Σχήμα 2.3.2α** απεικονίζεται σχηματικά το πειραματικό ομοίωμα, το δε 3-διάστατο αριθμητικό προσομοίωμα παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.3.2β**. Η σύγκριση μεταξύ των πειραμάτων και των

αναλύσεων παρουσιάζονται σε όρους ροπής-στροφής (**Σχήμα 2.3.2γ**) και καθίζησης-στροφής (**Σχήμα 2.3.2δ**).

Στις αριθμητικά υπολογισμένες καμπύλες ροπής-στροφής εμφανίζεται αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος, κυρίως κατά τους πρώτους κύκλους της φόρτισης, κάτι που δεν παρατηρείται στον ίδιο βαθμό στο πείραμα, στο οποίο οι αυξημένες πλαστικοποιήσεις κάτω από το θεμέλιο οδηγούν σε μεγαλύτερη απώλεια ενέργειας (όπως φαίνεται και από την περιοχή που περικλείεται από τους υστερητικούς βρόχους). Η απόκριση του συστήματος, ειδικά στους κύκλους μεγαλύτερης μετακίνησης είναι ιδιαιτέρως μη-γραμμική, όπως μαρτυρούν, τόσο οι αριθμητικές αναλύσεις, όσο και τα πειράματα. Επιπλέον, εμφανίζεται έντονα ο μηχανισμός της κινητοποίησης της οριακής αντοχής ($M_{ult} \approx 300 \text{ kNm}$), μέσω της αύξησης της στροφής για σταθερή ροπή. Οι πειραματικοί βρόχοι εμφανίζουν συστηματικά μη συμμετρική συμπεριφορά, λόγω της τοπικής πλαστικοποίησης κάτω από τα άκρα του θεμελίου (πιθανώς λόγω των προηγούμενων κύκλων ή ανομοιογένειας κατά την κατασκευή του μοντέλου). Προφανώς αυτή η ασυμμετρία δεν μπορεί να προβλεφθεί από την ανάλυση.

Συνολικά, συμπεραίνεται πως παρά κάποιες αποκλίσεις στους πρώτους κύκλους μικρού πλάτους μετακίνησης, το αριθμητικό προσομοίωμα είναι αξιόπιστο στην αναπαραγωγή των πειραμάτων για όλο το εύρος των μετακινήσεων, επιτυγχάνοντας επαρκή ακρίβεια στην πρόβλεψη της μη- γραμμικής απόκρισης του συστήματος, αλλά και της αντοχής της θεμελίωσης. Επιπλέον, η αριθμητική πρόβλεψη είναι αρκετά επιτυχής στην πρόβλεψη των καθιζήσεων σε κάθε κύκλο.

2.3.3 Πειράματα μεγάλης κλίμακας : άμμος

Προσομοιώνεται σειρά από πειράματα μεγάλης κλίμακας σε χαλαρή και πυκνή άμμο (**Σχήμα 2.3.3**). Τα πειράματα εκτελέστηκαν στην εγκατάσταση ELSA στην ISPRA της Ιταλίας για το ερευνητικό πρόγραμμα TRISEE και έχουν καταγραφεί από τους Faccioli et al. [1999].

Η συμφωνία μεταξύ της αριθμητικής προσομοίωσης και των πειραμάτων είναι ιδιαιτέρως ικανοποιητική, τόσο για πυκνή όσο και χαλαρή άμμο. Η συμπεριφορά του συστήματος προβλέπεται αποτελεσματικά (ανασήκωμα στην πυκνή άμμο,

συσσώρευση καθίζησης στην χαλαρή), όπως και η οριακή αντοχή του συστήματος σε ροπή ($M_{ult} \approx 100\text{kNm}$ για πυκνή άμμο, $M_{ult} \approx 40\text{ kNm}$ για χαλαρή άμμο). Εν γένει, το καταστατικό προσομοίωμα μπορεί να προβλέψει τις καταγραφές του πειράματος πολύ ικανοποιητικά.

2.3.4 Πειράματα μικρής κλίμακας στο ΕΜΠ: άμμος

Στα πλαίσια του παρόντος Ερευνητικού προγράμματος, εκτελέσηκαν πειράματα μικρής κλίμακας στο Εργαστήριο Εδαφομηχανικής του ΕΜΠ. Αυτές οι σειρές πειραμάτων περιελάμβαναν τρία άκαμπτα μονοβάθμια συστήματα επί πυκνής άμμου: (i) μεγάλο θεμέλιο – $FS_V = 7.3$, (ii) μεσαίο θεμέλιο – $FS_V = 3.5$, και (iii) μικρό θεμέλιο – $FS_V = 2.1$. Τα πειράματα διεξήχθησαν σε κλίμακα 1 : 10. Αρχικά έγιναν κατακόρυφες φορτίσεις προκειμένου να μετρηθεί η φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφη φόρτιση. Στην συνέχεια εκτελέστηκαν οριζόντιες μονοτονικές και ανακυκλικές φορτίσεις.

Είναι γνωστό πως η αντοχή αμμώδους εδάφους εξαρτάται σημαντικά από την εφαρμοζόμενη τάση [Bolton, 1986]. Επομένως, η προσομοίωση υπό κλίμακα με χρήση άμμου δεν αναπαράγει σωστά την αντοχή του εδάφους, αφού η κατανομή και η εξέλιξη των ενεργών τάσεων δεν μπορούν να αναπαρασταθούν σωστά χωρίς τη χρήση φυγοκεντρική.

Αυτά τα φαινόμενα κλίμακας λαμβάνονται υπόψη εισάγοντας μία επιπλέον σχέση για τη γωνία τριβής του εδάφους (αντί να λαμβάνεται σταθερή τιμή), συναρτήσει της τάσης, η οποία μπορεί να προσδιοριστεί από πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών διάτμησης (**Σχήμα 2.3.4α**). Ο συντελεστής κλίμακας N εισάγεται αναπόφευκτα στον προσδιορισμό της γωνίας φ , ώστε να επιτευχθεί ομοιότητα τάσης-αντοχής για κάθε ζεύγος ομόλογων σημείων μεταξύ του προσομοιώματος και του πρωτοτύπου (**Σχήμα 2.3.4β**).

Επομένως τα φαινόμενα κλίμακας μπορούν να ληφθούν υπόψη μεταβάλλοντας τη σχέση για το σ_v , ώστε κάθε εδαφικό στοιχείο στο προσομοίωμα ΠΣ (στην κλίμακα του πρωτοτύπου) να έχει την ίδια αντοχή με το ομόλογο σημείο του στο πειραματικό ομοίωμα (κλίμακα πειράματος):

$$\sigma_y = \sqrt{3} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \sin \phi(\sigma_v, N) \quad (2.13)$$

Στο **Σχήμα 2.3.5** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για μονοτονική οριζόντια φόρτιση. Η αριθμητική μέθοδος προβλέπει με επαρκή αξιοπιστία την περιστροφική δυσκαμψία και αναπαράγει καλά τα διαγράμματα ροπής-στροφής, παρά την ελαφρά υποεκτίμηση της μέγιστης ροπής για τα δύο μεγαλύτερα θεμέλια. Αντιστοίχως ικανοποιητικά είναι και τα αποτελέσματα σε όρους καθίζησης-ροπής. Κάποιες μικρές διαφορές οφείλονται στην αριθμητική πρόβλεψη της δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης, που είναι κάπως υποεκτιμημένη στο μεγάλο θεμέλιο και κάπως υπερεκτιμημένη στο μικρό. Εντούτοις, η αριθμητική μέθοδος φαίνεται να αναπαράγει με επαρκή αξιοπιστία την απόκριση για μονοτονική φόρτιση.

Στο **Σχήμα 2.3.6** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανακυκλικής φόρτισης των τριών συστημάτων. Χρησιμοποιείται μία ακολουθία κύκλων μετατόπισης αυξανόμενου πλάτους. Στα αποτελέσματα που δίνονται εδώ εμφανίζονται οι κύκλοι για μεγάλες μετακινήσεις (από 10 έως 50 cm στην κλίμακα του πρωτοτύπου). Η σύγκριση ανάμεσα στα αναλυτικά και στα πειραματικά αποτελέσματα δείχνει την αποτελεσματικότητα της αριθμητικής μεθόδου στην πρόβλεψη της λικνιστικής απόκρισης, όσον αφορά την αντοχή του συστήματος, την μείωση της δυσκαμψίας με την αύξηση της στροφής, την ενεργοποίηση των μηχανισμών μη-γραμμικότητας (ανασήκωμα – μηχανισμοί διαρροής και αστοχίας του εδάφους) και την επιρροή του συντελεστή ασφαλείας. Είναι αρκετά ενδιαφέρον ότι η συμφωνία ανάμεσα στην ανάλυση και το πείραμα είναι πολύ καλή στο μικρό θεμέλιο, όπου η μη-γραμμικότητα στο έδαφος είναι κυρίαρχη. Επιπλέον, η πρόβλεψη των καθιζήσεων, τόσο για την καθίζηση ανά κύκλο, όσο και για την συνολική καθίζηση είναι εξαιρετική. Ωστόσο, θα πρέπει να αναφερθεί πως αυτή η σύγκριση δεν είναι εξίσου ικανοποιητική για κύκλους μικρού πλάτους, λόγω της απλότητας του καταστατικού προσομοιώματος, αλλά και λόγω των ανακριβειών που σχετίζονται με τα πειράματα στο πεδίο των μικρών παραμορφώσεων.

2.3.5 Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας, καταλήγουμε στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- 1) Το κριτήριο αστοχίας Von Mises μπορεί να θεωρηθεί κατάλληλο για την προσομοίωση αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες.
- 2) Το κριτήριο αστοχίας Von Mises μπορεί να επεκταθεί μέσω της σχέσης που δόθηκε για άμμο και να αποτελέσει μια απλουστευμένη αλλά αρκούντως ρεαλιστική προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς αμμώδους εδάφους.
- 3) Παρά τις εγγενείς απλουστεύσεις του, το αναπτυχθέν αριθμητικό προσομοίωμα δίνει πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα για την απόκριση επιφανειακών θεμελιώσεων σε αργιλικά και σε αμμώδη εδάφη. Με τη διαδικασία πειραματικής επαλήθευσης που παρουσιάστηκε, έγινε εμφανές ότι το προσομοίωμα μπορεί να προβλέψει ικανοποιητικά την αντοχή, τη μείωση της δυσκαμψίας αυξανόμενης της στροφής, την υστερητική απόκριση, τη συσσώρευση καθίζησης ή το ανασήκωμα.
- 4) Η αριθμητική μέθοδος επεκτάθηκε ώστε να μπορεί να λάβει υπόψη φαινόμενα κλίμακας, γεγονός που επαληθεύτηκε από τα αντίστοιχα πειράματα μικρής κλίμακας.
- 5) Λόγω της ευκολίας εφαρμογής της μεθόδους σε εμπορικούς κώδικες ΠΣ και της απαίτησης γνώσης μόνο βασικών παραμέτρων του εδάφους (S_u για αργίλους ή φ για άμμους, G_o ή V_s) το εν λόγω καταστατικό προσομοίωμα αποτελεί μία πρακτικά εφαρμόσιμη λύση, η οποία δεν επιβάλλει περιορισμούς ως προς την ανωδομή.

2.4 Διαστατική Ανάλυση

2.4.1 Εισαγωγή

Η διαστατική ανάλυση είναι ένα μαθηματικό εργαλείο που προκύπτει από την ύπαρξη φυσικής ομοιότητας μεταξύ συστημάτων και μπορεί να αποκαλύψει τους νόμους που διέπουν διάφορα φυσικά φαινόμενα. Μέσω της διαστατικής ανάλυσης είναι δυνατόν να προκύψουν αποτελέσματα γενικής εφαρμογής και να γίνει κατανοητός ο ρόλος των βασικών παραμέτρων ενός προβλήματος. Στην παρούσα εργασία, επιστρατεύεται η διαστατική ανάλυση για τη μελέτη της στατικής και

δυναμικής λικνιστικής απόκρισης μονοβάθμιων συστημάτων επί ανελαστικού εδάφους. Τυπικό παράδειγμα τέτοιου συστήματος, που μπορεί να αντιπροσωπεύει βάθρο γέφυρας, παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.4.1α**.

Για την απλούστερη περίπτωση στερεού σώματος πλάτους $B = 2b$ και ύψους $H = 2h$ επί άκαμπτης βάσης (**Σχήμα 2.4.1β**), η λικνιστική απόκρισή του είναι συνάρτηση μόνον της γεωμετρίας του, εκπεφρασμένη μέσω του συντελεστή λυγηρότητας και των χαρακτηριστικών της διέγερσης, τα οποία στην περίπτωση εξιδανικευμένων διεγέρσεων (όπως η ημιτονοειδής ή η Ricker), μπορούν να προσδιοριστούν πλήρως από το πλάτος a_E και τη χαρακτηριστική τους συχνότητα f_E [Zhang & Makris, 2001]. Συνεπώς η γωνία στροφής θ στερεού σώματος επί άκαμπτης βάσης εκφράζεται ως:

$$\theta = f(B, h, g, a_E, f_E) \quad (2.4.1)$$

Σύμφωνα με το Vaschy-Buckingham θεώρημα των Π , μια διαστατικά ομογενής εξίσωση k μεταβλητών μπορεί να μετασχηματιστεί σε μια συνάρτηση $k-r$ αδιάστατων Π μονωνύμων, όπου r είναι το πλήθος θεμελιωδών διαστάσεων.

Η εφαρμογή του θεωρήματος των Π στην Εξίσωση (2.4.1), η οποία περιέχει $k = 6$ ανεξάρτητες μεταβλητές και $r = 2$ θεμελιώδεις διαστάσεις, προφανώς καταλήγει σε ένα γινόμενο 4 αδιάστατων Π μονώνυμων. Στο πλαίσιο αυτό, η Εξίσωση (2.4.1) εκφράζεται σε αδιάστατους όρους ως:

$$\theta = f(B/h, f_E/p, a_E/g) \quad (2.4.2)$$

όπου:

$$p = \sqrt{3g/4R} \quad (2.4.3)$$

είναι μια παράμετρος της συχνότητας [Housner, 1964], ενδεικτική των δυναμικών χαρακτηριστικών του στερεού σώματος, και διαδραματίζει σημαίνοντα ρόλο στη λικνιστική απόκριση, καθώς και στο ενδεχόμενο ανατροπής. Στην Εξίσωση (2.4.3) ως R αναφέρεται η ακτίνα του στερεού σώματος:

$$R = \sqrt{(B/2)^2 + h^2} \quad (2.4.4)$$

Για να καταστεί δυνατή η εφαρμογή της Εξίσωσης (2.4.1) και στη γενική περίπτωση λικνισμού μονοβαθμίου επί ανελαστικού εδάφους, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα εδαφικά χαρακτηριστικά καθώς και τα χαρακτηριστικά της ανωδομής. Αυτό επιτυγχάνεται με την εισαγωγή στην εξίσωση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της εδαφικής στρώσης και της ανωδομής, T_{soil} και T_{str} αντίστοιχα, και η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους S_u . Επιπλέον, για να συμπεριληφθεί η κινηματική απόκριση του εδάφους και η επιρροή της κυματικής διάδοσης, η Εξίσωση (2.4.1) θα πρέπει να περιλαμβάνει το βάθος z , την πυκνότητα ρ και την ταχύτητα του διατμητικού κύματος V_s στην αργλική στρώση. Η ενσωμάτωση των παραπάνω παραμέτρων στην Εξίσωση (2.4.1), οδηγεί στην:

$$\vartheta = f(B, h, g, a_E, f_p, T_{str}, m, S_u, z, \rho, V_s) \quad (2.4.5)$$

η οποία περιέχει $k = 12$ ανεξάρτητες μεταβλητές και $r = 3$ θεμελιώδεις διαστάσεις (μήκος, μάζα και χρόνος). Σε αδιάστατους όρους, η Εξίσωση (2.4.5) εκφράζεται ως:

$$\vartheta = f\left(\frac{h}{B}, \frac{a_E}{g}, \frac{f_E}{\rho}, \rho T_{str}, \frac{V_s}{\rho z}, \frac{mg}{S_u B^2}, \frac{\rho V_s^2}{S_u}, \frac{S_u}{\rho z a_E}\right) \quad (2.4.6)$$

Η παράμετρος $mg/S_u B^2$ είναι ευθέως ανάλογη του λόγου $\chi = N/N_{ult}$, όπου N το στατικό κατακόρυφο φορτίο της ανωδομής και $N_{ult} = (\pi + 3)S_u B^2$ το οριακό φορτίο για τετραγωνικό θεμέλιο (δηλαδή ανάλογη του αντιστρόφου του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφου φορτίου). Στην συνέχεια θα αναφέρεται ως $1/FS_v$ ή $\chi = N/N_{ult}$. Η ευκαμψία του ταλαντωτή εκφράζεται μέσω του συντελεστή ευκαμψίας ρT_{str} . Η μη-γραμμική απόκριση του εδάφους εκφράζεται από τον όρο $r = S_u/\rho z a_E$, όπου $\rho z a_E$ είναι ένας δείκτης της επιβαλλόμενης από το σεισμό έντασης σε βάθος z . Με άλλα λόγια, ο r μπορεί να θεωρηθεί ως δείκτης κινητοποίησης της διατμητικής φέρουσας ικανότητας του εδάφους λόγω της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης a_E . Τέλος, ο συντελεστής $v = \rho V_s^2/S_u$, αναφερόμενος στη βιβλιογραφία ως 'λόγος δυσκαμψίας', είναι ο λόγος του μέτρου διατμήσεως (για μικρές παραμορφώσεις) προς την αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Προφανώς, τουλάχιστον στην παρούσα της μορφή, η εν λόγω διαστατική ανάλυση αδυνατεί να αποτυπώσει την επιρροή του τύπου της διέγερσης (π.χ. αριθμό κύκλων μεγάλου

πλάτους, κινηματικά χαρακτηριστικά κ.λπ.), καθώς ενσωματώνει μόνο το μέγιστο πλάτος a_E και τη χαρακτηριστική συχνότητα f_E της σεισμικής διέγερσης.

Σύμφωνα με την παρούσα διατύπωση, οι αδιάστατη καθίζηση και ροπή του θεμελίου εκφράζονται ως:

$$\frac{w}{B} = f\left(\rho t, \frac{h}{B}, \frac{1}{FS_V}, \rho T_{str}, \frac{\rho V_S^2}{S_u}, \frac{S_u}{\rho z a_E}, \frac{V_S}{\rho z}, \frac{a_E}{g}, \frac{f_E}{\rho}\right) \quad (2.4.7)$$

$$\frac{M}{S_u B^3} = f\left(\frac{\vartheta}{\vartheta_c}, \frac{h}{B}, \frac{1}{FS_V}, \rho T_{str}, \frac{\rho V_S^2}{S_u}, \frac{S_u}{\rho z a_E}, \frac{V_S}{\rho z}, \frac{a_E}{g}, \frac{f_E}{\rho}\right) \quad (2.4.8)$$

Ο Πίνακας 2.4.1 συνοψίζει τις ανεξάρτητες μεταβλητές και τις αδιάστατες παραμέτρους που προκύπτουν από τη διαστατική ανάλυση για στατικό και δυναμικό φορτίο.

Ο τελικός στόχος της παρούσας διαστατικής ανάλυσης είναι η παραγωγή ισοδύναμων αποτελεσμάτων, που θα υπακούουν σε μια ειδική περίπτωση συμμετρίας, η οποία είναι ανεξάρτητη από τη μεταβολή του μεγέθους (ή της κλίμακας). Στη συνέχεια, εξετάζεται η ισοδυναμία της απόκρισης μονοβάθμιων συστημάτων με τη χρήση ανάλυσης με κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, για να επαληθευθεί ο παραπάνω ισχυρισμός.

2.4.1 Τεκμηρίωση της Διαστατικής Ανάλυσης

Σε μια προσπάθεια απόδειξης της αποτελεσματικότητας της διαστατικής ανάλυσης που παρουσιάστηκε προηγουμένως, συγκρίνονται τα δύο “ισοδύναμα” συστήματα του Σχήματος 2.4.2, τα οποία υποβάλλονται σε μονοτονική και ανακυκλική στατική φόρτιση, και σε ισχυρή σεισμική διέγερση (δυναμική εν χρόνω ανάλυση). Το Σύστημα Α αναφέρεται σε μια κατασκευή με $h/B = 2$, μάζας $m = 1200 \text{ Mgr}$ επί τετραγωνικού θεμελίου πλάτους $B = 7 \text{ m}$ εδραζόμενου επί ανελαστικής εδαφικής στρώσης πάχους $z = 25 \text{ m}$ και $S_u = 150 \text{ kPa}$. Το Σύστημα Β αναφέρεται σε μια ισοδύναμη κατασκευή με πλάτος θεμελίου $B = 3.5 \text{ m}$ εδραζόμενου επί ανελαστικής εδαφικής στρώσης πάχους $z = 12.5 \text{ m}$ και $S_u = 75 \text{ kPa}$. Δεδομένου ότι ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία FS_V οφείλει να είναι κοινός για τα δύο ισοδύναμα συστήματα, η μάζα του Συστήματος Β υπολογίζεται $m' = m/8 = 150 \text{ Mgr}$

(διότι η N_{ult} είναι ανάλογη του B^3). Προφανώς, ο λόγος λυγηρότητας είναι κοινός για τα δύο συστήματα. Κατάλληλη προσαρμογή της ταχύτητας του διατμητικού κύματος στο Σύστημα Β, επιτρέπει στα δύο συστήματα να διαθέτουν τον ίδιο λόγο δυσκαμψίας $\rho V_s^2 / S_u = 690$. Η παράμετρος ρT_{str} που αντανακλά την ευκαμψία των ταλαντωτών είναι ίση με 0.34, ενώ η παράμετρος V_s / pz , που είναι ενδεικτική της σχετικής συχνότητας του συστήματος εδάφους-ανωδομής είναι ίση με 14.3.

Στατική Μονοτονική Φόρτιση

Η απόκριση σε όρους ροπής-στροφής των δύο συστημάτων δείχνεται στο **Σχήμα 2.4.3**. Όπως αναμενόταν, σε απόλυτους όρους (**Σχήμα 2.4.3α**), η μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή των δύο συστημάτων διαφοροποιείται σημαντικά. Το ισοδύναμο στερεό σώμα για κάθε σύστημα αναπαριστά το άνω όριο, τόσο ως προς τη μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή, όσο και ως προς τη γωνία ανατροπής. Καί στις δύο περιπτώσεις, η ενδοσιμότητα του εδάφους μειώνει τη μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή, αλλά έχει αμελητέα επίδραση στη γωνία ανατροπής θ_{ult} . Σημειωτέον ότι η τελευταία είναι ίδια για τα δύο συστήματα, καθώς αυτά έχουν τον ίδιο λόγο λυγηρότητας $h/B=2$. Αν όμως τα αποτελέσματα παρουσιαστούν σε αδιάστατους όρους (**Σχήμα 2.4.3β**), οι παραπάνω διαφοροποιήσεις εξαλείφονται και επιβεβαιώνεται η αποτελεσματικότητα της διαστατικής ανάλυσης για στατική φόρτιση.

Δυναμική Φόρτιση : Σεισμική Διέγερση

Η ισοδυναμία των δύο συστημάτων υποκείμενων σε σεισμική διέγερση επαληθεύεται μέσω δυναμικών αναλύσεων εν χρόνω, χρησιμοποιώντας ως σεισμική εξαίτηση εξιδανικευμένους παλμούς (Ricker & ημιτονοειδείς), και 18 πραγματικών καταγραφών, καλύπτοντας έτσι ένα ευρύ φάσμα σεισμικών σεναρίων. Μια ενδεικτική σύγκριση παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.4.4**, το οποίο αποτυπώνει τη μη-γραμμική εν χρόνω ανάλυση δύο συστημάτων υποκείμενων στη διέγερση Takatori (000), καταγεγραμμένη κατά τον καταστροφικό σεισμό του 1995 στο Kobe. Η καταγραφή έχει καταστροφικές συνέπειες, καθώς χαρακτηρίζεται από εγγύς του ρήγματος φαινόμενα, πολλούς κύκλους μεγάλου πλάτους και PGV της τάξης των

150cm/sec. Χρησιμοποιείται για να αξιολογηθεί η αποτελεσματικότητα της διαστατικής ανάλυσης υπό ακραίες συνθήκες μη-γραμμικής απόκρισης.

Η σύγκριση είναι εξαιρετική, τόσο σε όρους αδιάστατης χρονοϊστορίας επιτάχυνσης και χρονοϊστορίας καθίζησης, όσο και σε όρους αδιάστατων βρόχων ροπής-στροφής. Οι αδιάστατες χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή (**Σχήμα 2.4.4α**) πρακτικώς ταυτίζονται, παρουσιάζοντας ακριβώς ίδιο αδιάστατο συχνοτικό περιεχόμενο. Το γεγονός ότι η μέγιστη επιτάχυνση στη μάζα του ταλαντωτή είναι αρκετά μικρότερη από τη μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης, δηλώνει ότι η θεμελίωση και των δύο συστημάτων έφτασε στην οριακή αντοχή της. Παρατηρείται εκτεταμένη πλαστικοποίηση κάτω από τα δύο θεμέλια, με αποτέλεσμα τον περιορισμό της έντασης της ανωδομής. Αυτό οφείλεται στον χαμηλό συντελεστή ασφαλείας $FS_v=2.5$ των δύο ισοδύναμων συστημάτων, που οδηγεί σε σημαντική συσσώρευση καθιζήσεων σε κάθε κύκλο φόρτισης (**Σχήμα 2.4.4β**). Παρ' όλη όμως την εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους, οι αδιάστατες χρονοϊστορίες καθιζήσεων των δύο συστημάτων ταυτίζονται. Πολύ μικρές διαφοροποιήσεις εντοπίζονται συγκρίνοντας τους αδιάστατους βρόχους ροπής-στροφής (**Σχήμα 2.4.4γ**).

Ανακεφαλαιώνοντας, η παρούσα διαστατική ανάλυση διευκολύνει την εξαγωγή συμπερασμάτων γενικής ισχύος για το πλήρως μη-γραμμικό πρόβλημα υπό στατική και δυναμική φόρτιση λαμβάνοντας υπόψη την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους, το ανασήκωμα του θεμελίου και τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Πρέπει να τονιστεί ότι η εν λόγω διαστατική ανάλυση είναι επιτυχής σε όλο το φάσμα απόκρισης: από οιονεί ελαστικές συνθήκες (π.χ. για πολύ μικρή επιβαλλόμενη στροφή) μέχρι και την ανατροπή.

2.5 Μη-γραμμική περιστροφική δυσκαμψία Λωριδωτού θεμελίου

2.5.1 Εισαγωγή – ορισμοί

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται η επίδραση του συνόλου των μη-γραμμικοτήτων στην λικνιστική απόκριση λωριδωτού θεμελίου υπό στατική μονοτονική φόρτιση.

Πιο συγκεκριμένα, λαμβάνεται υπόψη τόσο η αποκόλληση του θεμελίου του από το έδαφος (γεωμετρική μη-γραμμικότητα), όσο και η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους (μη-γραμμικότητα υλικού) σύμφωνα με το καταστατικό προσομοίωμα που περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Έμφαση δίδεται στον ποσοτικό προσδιορισμό της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της γωνίας στροφής του θεμελίου. Απώτερος στόχος είναι η εξαγωγή μίας συσχέτισης σε αδιάστατους όρους, ώστε να είναι δυνατή η χρήση της σε κάθε περίπτωση.

Αρχικά γίνεται ποιοτική και ποσοτική αναφορά των παραμέτρων που εξετάζονται στο συγκεκριμένο πρόβλημα, και επεξηγούνται τα σύμβολα. Εν συνεχεία παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, και τέλος παρουσιάζεται η κανονικοποίηση των αποτελεσμάτων και οι αναπτυχθείσες αδιάστατες καμπύλες.

Στο **Σχήμα 2.5.1** δίνονται σχηματικά ο ορισμός και οι παράμετροι του προβλήματος που εξετάζονται στο πλαίσιο της παρούσας ερευνητικής εργασίας, ενώ στο **Σχήμα 2.5.2** παρουσιάζεται το άκαμπτο σώμα και ο ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση.

Η παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος περιλαμβάνει την επιρροή των ακόλουθων παραγόντων. Αρχικά μελετάται η επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων για διάφορες τιμές την ευρέως χρησιμοποιούμενης συσχέτισης μεταξύ μέτρου ελαστικότητας E_o και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u αργιλικών εδαφών: $E_o/S_u = 800$ έως 1800 . Εξετάζονται περιπτώσεις κατά τις οποίες μεταβάλλεται είτε η τιμή του μέτρου ελαστικότητας, είτε της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.

Βάσει της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u του υπό εξέταση εδάφους σε κάθε περίπτωση, ορίστηκε ο αντίστοιχος συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V ως εξής:

$$FS_V = \frac{N_{ULT}}{N} \quad (2.5.1)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου και N_{ult} το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει το σύστημα από τη σχέση του Prandtl [1921]:

$$N_{ult} = (\pi + 2) \cdot A \cdot S_u \quad (2.5.2)$$

όπου A είναι το εμβαδό της επιφάνειας επαφής εδάφους θεμελίου (εν προκειμένω είναι ίσο με το πλάτος του θεμελίου B , καθώς πρόκειται για πρόβλημα επίπεδης παραμόρφωσης).

Στην συνέχεια εξετάζεται η ισοδυναμία συστημάτων με διαφορετικό πλάτος θεμελίου B εδραζόμενων σε αργλικές στρώσεις διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών E_o και S_u , με ίδιο λόγο δυσκαμψίας εδάφους E_o/S_u και με ίδιο συντελεστή ασφαλείας FS_V .

Στο τελευταίο μέρος παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για διάφορες τιμές του συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 20, 10, 5, 3.3, 2.5, 2, 1.7, 1.4, 1.25, 1.1$ πλήρως αδιαστατοποιημένα. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται με τη μορφή διαγραμμάτων αδιαστατοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ συναρτήσει της γωνίας στροφής θ του θεμελίου, ακολουθώντας τη λογική μιας ισοδύναμης ελαστικής δυσκαμψίας που αντιστοιχεί στην εκάστοτε τιμή της γωνίας θ .

Σημειώνεται ότι τα διαγράμματα δεν περιλαμβάνουν φαινόμενα P- δ , οπότε έχουν καθολική ισχύ και δεν αναφέρονται σε κάποιο σύστημα συγκεκριμένης λυγνότητας. Ως μέγεθος αναφοράς για την αδιαστατοποίηση της περιστροφικής δυσκαμψίας $K_R(\theta)$ χρησιμοποιείται η δυσκαμψία στον ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο η οποία συμβολίζεται με $K_{R,EL}$.

Για την αδιαστατοποίηση δε της γωνίας στροφής θ χρησιμοποιείται η γωνία “αποκόλλησης” θ_{pl} (στην περίπτωση βαριά φορτισμένων θεμελίων, που το έδαφος αποκρίνεται ελαστοπλαστικά, η γωνία αυτή δεν σημαίνει απαραίτητα αποκόλληση και αυτό λόγω των καθιζήσεων, αλλά χρησιμοποιείται καταχρηστικά ο όρος σε αντιστοιχία με το ελαστικό πρόβλημα):

$$\theta_{pl} \cong \frac{N \cdot B}{2 \cdot K_{R,0}} \quad (2.5.3)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου, B το ημιπλάτος και $K_{R,0}$ η απομειωμένη αρχική ελαστική δυσκαμψία του συστήματος, ο τρόπος υπολογισμού της οποίας, συναρτήσει του αντιστρόφου του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $x = 1/FS_V = N/N_{ult}$, παρουσιάζεται στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου.

Επιπλέον των παραπάνω διαγραμμάτων, παρουσιάζονται και οι συσχετίσεις του αντιστρόφου του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $x = 1/FS_V$ με τη μέγιστη αδιαστατοποιημένη ροπή M_{max}/M_u , καθώς και με την αδιαστατοποιημένη γωνία ανατροπής, ως προς τη γωνία ανατροπής επί άκαμπτης βάσης $\vartheta_c = \arctan(B/h)$. Στις δύο αυτές περιπτώσεις, το σύστημα έχει λυγηρότητα $h/B = 2$ και αυτά είναι τα μοναδικά διαγράμματα στα οποία υπεισέρχονται φαινόμενα $P-\delta$. Στο **Σχήμα 2.5.3** ορίζονται γραφικά τα παραπάνω μεγέθη.

Τέλος, η ποσότητα M_u που χρησιμοποιείται για την αδιαστατοποίηση της ροπής στο ανελαστικό πρόβλημα ισούται με:

$$M_u = S_u \cdot B^2 \quad (2.5.4)$$

2.5.2 Επιρροή του λόγου εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u

Εξετάζονται συστήματα με κοινό πλάτος θεμελίου B εδραζόμενα σε έδαφος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u , διαφορετικό λόγο εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u , αλλά τον ίδιο συντελεστή ασφαλείας FS_V .

Στο **Σχήμα 2.5.4** παρουσιάζεται η απόκριση συστημάτων με πλάτος θεμελίου $B = 2 \text{ m}$ για την περίπτωση $S_u = 150 \text{ kPa}$, για λόγους $E_o/S_u = 1800 \rightarrow E_o = 270 \text{ MPa}$, $E_o/S_u = 1200 \rightarrow E_o = 180 \text{ MPa}$ και $E_o/S_u = 800 \rightarrow E_o = 120 \text{ MPa}$ για συντελεστές ασφαλείας $FS_V = 10, 5, 2$. Εφόσον διατηρείται το $S_u = 150 \text{ kPa}$, η αλλαγή του λόγου E_o/S_u οδηγεί σε αλλαγή της παραμορφωσιμότητας του εδάφους: όσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος δυσκαμψίας, τόσο πιο δυσπαραμόρφωτο είναι το έδαφος.

Σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ παρατηρούμε πως οι καμπύλες έχουν την ίδια μορφή, αλλά είναι μετατοπισμένες ως προς τον οριζόντιο άξονα. Αν όμως ο οριζόντιος άξονας αδιαστατοποιηθεί με τη γωνία αποκόλλησης ϑ_{pl} , όπως αυτή ορίστηκε προηγουμένως, τότε οι καμπύλες ταυτίζονται και το πρόβλημα είναι πλέον ανεξάρτητο του μέτρου ελαστικότητας.

Επιπλέον, προκειμένου να αποδειχθεί η ισχύς της κανονικοποίησης, ανεξαρτήτως και της τιμής που λαμβάνει η S_u για σταθερό λόγο E_o/S_u και συγκεκριμένο πλάτος θεμελίου B , παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.5.5** η περίπτωση του θεμελίου με πλάτος $B=2\text{m}$ για $S_u=50\text{kPa}$ και $S_u=150\text{kPa}$ με σταθερό όμως $E_o/S_u = 800$.

2.5.3 Απόκριση ισοδύναμων συστημάτων

Εξετάζεται η ισοδυναμία συστημάτων με διαφορετικό πλάτος θεμελίου $B = 2, 4,$ και 6 m εδραζόμενων σε αργλικές στρώσεις διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών E_o και S_u , με ίδιο λόγο δυσκαμψίας εδάφους $E_o/S_u = 800$ και ίδιο συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 10, 5,$ και 2 .

Στο **Σχήμα 2.5.6** παρουσιάζεται η απόκριση τριών συστημάτων σε όρους $M/M_u - \vartheta$ και $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ για τρεις συντελεστές ασφαλείας: $FS_V = 10$ (μεγάλος), $FS_V = 5$ (συνήθης), και $FS_V = 2$ (μικρός) με τα χαρακτηριστικά τους να σημειώνονται στον **Πίνακα 2.5.1**:

Πίνακας 2.5.1

B(m)	S_u(kPa)	E_o(MPa)	M_u(kNm/m)
2	50	40	200
4	100	80	1600
6	150	120	5400

Παρατηρούμε ότι και στις τρεις περιπτώσεις τα τρία συστήματα έχουν ακριβώς την ίδια απόκριση, οπότε αρκεί να μελετήσουμε την συμπεριφορά ενός. Προφανώς σε απόλυτους όρους τα 3 συστήματα δεν έχουν την ίδια δυσκαμψία ούτε αναπτύσσουν την ίδια ροπή.

2.5.4 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V

Εξετάζονται συστήματα με κοινό πλάτος θεμελίου $B = 2$ m (εφόσον προηγουμένως αποδείχθηκε η ισοδυναμία) εδραζόμενα σε έδαφος με τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά $E_o = 270$ MPa, $S_u = 150$ kPa, αλλά διαφορετικό συντελεστή ασφαλείας FS_V .

Με την απεικόνιση των αποτελεσμάτων σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ στο **Σχήμα 2.5.7** γίνεται φανερή η έντονη επίδραση του FS_V στην αρχική δυσκαμψία του συστήματος. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί ως εξής: στις περιπτώσεις των βαριά φορτισμένων θεμελίων αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις στο έδαφος ήδη από το στάδιο επιβολής των κατακόρυφων φορτίων. Αυτό σημαίνει ότι το έδαφος στην περιοχή του θεμελίου έχει χάσει μέρος της ικανότητας ανάληψης τάσεων και

επομένως έχουν υποβαθμιστεί τα μηχανικά του χαρακτηριστικά. Σε αυτό το σημείο υπενθυμίζεται ότι η συνδυασμένη περιστροφική στατική δυσκαμψία εδάφους-θεμελίου εξαρτάται από την επιφάνεια επαφής και από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους. Επομένως, όσο πιο βαριά φορτισμένο είναι το θεμέλιο, τόσο μεγαλύτερη θα είναι η μείωση της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας σε σχέση με την ελαστική τιμή για τον ημίχωρο.

Παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει μονοτονική σχέση ανάμεσα στον FS_V και στην μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή M_{max} , η οποία αυξάνει με τη μείωση του FS_V μέχρι τον $FS_V = 2$ και από εκεί και πέρα μείωση του FS_V οδηγεί σε μείωσή της. Στο **Σχήμα 2.5.8** παρουσιάζεται με πιο εποπτικό τρόπο την σχέση μεταξύ FS_V και αδιαστατοποιημένης μέγιστης αναπτυσσόμενης ροπής M_{max}/M_u , όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Όσον αφορά τη γωνία ανατροπής ϑ_{ult} , παρατηρούμε ότι υπάρχει μονοτονική σχέση με τον FS_V : όσο μειώνεται ο FS_V τόσο μειώνεται η ϑ_{ult} . Το **Σχήμα 2.5.9** παρουσιάζει τη σχέση μεταξύ του FS_V και αδιαστατοποιημένης γωνίας ανατροπής $\vartheta_{ult}/\vartheta_c$, όπου ϑ_c η αντίστοιχη γωνία ανατροπής του άκαμπτου σώματος επί άκαμπτης βάσης. Επομένως, η ϑ_{ult} άκαμπτου σώματος επί ενδόσιμου ελαστοπλαστικού εδάφους είναι γενικά μικρότερη από την ϑ_c εξαιτίας των δημιουργούμενων πλαστικοποιήσεων.

Επιπλέον, παρατηρούμε ότι η μορφή της κάθε καμπύλης είναι διαφορετική. Σε πολύ αδρές γραμμές, μπορούμε να διακρίνουμε δύο ομάδες καμπυλών: (α) μεγάλοι $FS_V = 20$ και 10 , και (β) μικροί $FS_V = 5, 3.3, 2.5, 2, 1.7, 1.4, 1.25, 1.1$. Όσον αφορά την πρώτη ομάδα καμπυλών, που περιλαμβάνει τα ελαφρά φορτισμένα θεμέλια, η μορφή της μείωσης της δυσκαμψίας έχει ως εξής: αρχική δυσκαμψία περίπου ίση με την ελαστική στον ημίχωρο, ένα “πλατό” μέχρι την αντίστοιχη γωνία αποκόλλησης ϑ_{pl} και στη συνέχεια απότομη πτώση. Η δεύτερη ομάδα καμπυλών, που περιλαμβάνει τους συνήθεις και τους μικρούς συντελεστές ασφαλείας, έχει τα εξής χαρακτηριστικά: μειωμένη αρχική δυσκαμψία σε σχέση με την ελαστική, λόγω πλαστικοποιήσεων από τα κατακόρυφα φορτία, και συνεχή, ομαλότερη σχετικά πτώση της δυσκαμψίας.

Η διαφορά στη μορφή των καμπυλών είναι επακόλουθο της διαφορετικής συμπεριφοράς που παρουσιάζουν τα “ελαφρά” φορτισμένα σε σχέση με τα

“βαρέως” φορτισμένα θεμέλια υπό μονοτονική φόρτιση. Για ελαφρά φορτισμένα συστήματα οι πλαστικοποιήσεις του εδάφους είναι περιορισμένες και κυριαρχεί το ανασήκωμα του θεμελίου ως τρόπος ανάληψης της επιβαλλόμενης οριζόντιας φόρτισης. Αντιθέτως, στα βαρέως φορτισμένα συστήματα οι πλαστικοποιήσεις είναι εκτεταμένες και έχουν υψηλές τιμές, συνοδευόμενες από μεγάλες καθιζήσεις, ενώ η αποκόλληση του θεμελίου είναι ανεπαίσθητη.

2.5.5 Αρχική περιστροφική δυσκαμψία $K_{R,0}$

Όπως προαναφέρθηκε, η ύπαρξη αρχικών πλαστικοποιήσεων λόγω των κατακόρυφων φορτίων οδηγεί σε μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίου. Άρα, ακόμα και για μηδενική στροφή θ του θεμελίου, η τιμή της περιστροφικής δυσκαμψίας θα είναι μικρότερη εκείνης που αντιστοιχεί στον ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο. Από τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων μπορεί να εξαχθεί μία συσχέτιση μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V και της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος ανηγμένης στην αντίστοιχη ελαστική.

Στο **Σχήμα 2.5.10** απεικονίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και η προσεγγιστική σχέση που προτείνεται:

$$K_{R,0}/K_{R,EL} \cong 1.06 - 0.86/FS_V \quad (2.5.5)$$

Αυτή η συσχέτιση αποτελεί μία ακόμα επέκταση της χρήσης της δυσκαμψίας του ομοιογενούς ελαστικού ημιχώρου, η οποία μας δίνει μία πολύ σημαντική πληροφορία: μπορούμε να εκτιμήσουμε την αρχική δυσκαμψία εδάφους-θεμελίου σε ανελαστικό έδαφος, με τη χρήση μίας απλής αναλυτικής σχέσης.

2.5.6 Κανονικοποίηση των Αποτελεσμάτων

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, συμπεραίνουμε ότι η βασική παράμετρος του προβλήματος είναι ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία, FS_V . Ο FS_V καθορίζει τη μορφή της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της γωνίας στροφής του θεμελίου. Αυτό καθιστά δυσχερή την προσπάθεια εξαγωγής μίας καμπύλης ανεξάρτητης του FS_V . Έτσι, η προσπάθεια

κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων επικεντρώνεται στην εξαγωγή καμπυλών συναρτήσεως του FS_V .

Η απόπειρα κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων γίνεται με χρήση της γωνίας αποκόλλησης ϑ_{pl} :

$$\theta_{pl} = \frac{N \cdot B}{2 \cdot K_{R,0}} = \frac{N \cdot B}{2 \cdot \left(1.06 - \frac{0.86}{FS_V}\right) \cdot K_{R,EL}} \quad (2.5.6)$$

Όπως σχολιάστηκε και παραπάνω, στα ελαφρά φορτισμένα συστήματα κυριαρχεί η αποκόλληση, ενώ στα βαριά φορτισμένα η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους ως τρόπος ανάληψης της ροπής από οριζόντια φορτία. Επομένως, ο ορισμός της ϑ_{pl} στο ανελαστικό πρόβλημα έχει φυσικό νόημα και είναι ακριβής για τους μεγάλους FS_V . Για τους μικρούς FS_V είναι απλά μία τιμή που βοηθά στην αδιαστατοποίηση των αποτελεσμάτων και είναι γενικά μικρότερη από την πραγματική γωνία αποκόλλησης.

Στο **Σχήμα 2.5.11** δίνονται οι τελικές μορφές των καμπυλών κανονικοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας – γωνίας στροφής του θεμελίου σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta/\vartheta_{pl}$. Εναλλακτικά, παρουσιάζεται το ίδιο διάγραμμα στο **Σχήμα 2.5.12**, αλλά με αδιαστατοποιημένη την τέμνουσα δυσκαμψία ως προς την αρχική δυσκαμψία για μηδενική γωνία στροφής ϑ του θεμελίου για τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας FS_V κάθε φορά.

Συμπερασματικά, οι καμπύλες αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή της δυσκαμψίας ενός ισοδύναμου γραμμικού συστήματος δεδομένης της γωνίας στροφής του ϑ . Πρόκειται για μία σημαντική επέκταση της χρήσης της δυσκαμψίας του ομοιογενούς ελαστικού ημιχώρου, η οποία περιλαμβάνει την επιρροή των μη-γραμμικοτήτων.

2.6 Μη-γραμμική περιστροφική δυσκαμψία Τετραγωνικού θεμελίου

2.6.1 Εισαγωγή - Ορισμοί

Οι παράμετροι του προβλήματος για τετραγωνικό θεμέλιο σε τριδιάστατες συνθήκες είναι κοινές με αυτές που εξετάστηκαν στην περίπτωση της επίπεδης παραμόρφωσης. Η παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος περιλαμβάνει την επιρροή των ακόλουθων παραγόντων. Αρχικά μελετάται η επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων για διάφορες τιμές την ευρέως χρησιμοποιούμενης συσχέτισης μεταξύ μέτρου ελαστικότητας E_o και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u , όπως προηγουμένως. Εξετάζονται περιπτώσεις κατά τις οποίες μεταβάλλεται είτε η τιμή του μέτρου ελαστικότητας, είτε της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.

Όπως και στην περίπτωση της θεμελιο-λωρίδας, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V ορίζεται ως εξής:

$$FS_V = \frac{N_{ult}}{N} \quad (2.6.1)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου και N_{ult} το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει το σύστημα από τη σχέση:

$$N_{ult} = (\pi + 2) \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot A \cdot S_u \cong (\pi + 3) \cdot A \cdot S_u \quad (2.6.2)$$

όπου A είναι το εμβαδό της επιφάνειας επαφής εδάφους θεμελίου, B η διάσταση παράλληλα στο επίπεδο περιστροφής και L η εγκάρσια (στη συγκεκριμένη περίπτωση ταυτίζονται).

Στη συνέχεια εξετάζεται η ισοδυναμία συστημάτων με διαφορετικό πλάτος θεμελίου B εδραζόμενων σε αργλικές στρώσεις διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών E_o και S_u , με ίδιο λόγο δυσκαμψίας εδάφους E_o/S_u και με ίδιο συντελεστή ασφαλείας FS_V . Στο τελευταίο μέρος παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για διάφορες τιμές του συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 20, 10, 5, 3.3, 2.5, 2, 1.7, 1.4, 1.25, 1.1$, όλα πλήρως αδιαστατοποιημένα.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται με τη μορφή διαγραμμάτων αδιαστατοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας $K_R(\vartheta)/K_{R,EL}$ συναρτήσεως

της γωνίας στροφής ϑ του θεμελίου, ακολουθώντας τη λογική μιας ισοδύναμης ελαστικής δυσκαμψίας που αντιστοιχεί στην εκάστοτε τιμή της γωνίας ϑ . Να σημειωθεί ότι τα διαγράμματα δεν περιλαμβάνουν φαινόμενα $P-\delta$, οπότε έχουν καθολική ισχύ και δεν αναφέρονται σε κάποιο σύστημα συγκεκριμένης λυγερότητας. Ως μέγεθος αναφοράς για την αδιαστατοποίηση της περιστροφικής δυσκαμψίας $K_R(\vartheta)$ χρησιμοποιείται η δυσκαμψία στον ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο η οποία συμβολίζεται με $K_{R,EL}$.

Για την αδιαστατοποίηση δε της γωνίας στροφής ϑ χρησιμοποιείται η γωνία “αποκόλλησης” ϑ_{pl} (στην περίπτωση βαριά φορτισμένων θεμελίων, που το έδαφος αποκρίνεται ελαστοπλαστικά, η γωνία αυτή δεν σημαίνει απαραίτητα αποκόλληση και αυτό λόγω των καθιζήσεων, αλλά χρησιμοποιείται “καταχρηστικά” ο όρος σε αντιστοιχία με το ελαστικό πρόβλημα):

$$\theta_{pl} \cong \frac{N \cdot B}{2 \cdot K_{R,0}} \quad (2.6.3)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου, B το ημιπλάτος και $K_{R,0}$ η απομειωμένη αρχική ελαστική δυσκαμψία του συστήματος, ο τρόπος υπολογισμού της οποίας, συναρτήσει του αντιστρόφου του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $\chi = 1/FS_V = N/N_{ult}$, παρουσιάζεται στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου.

Επιπλέον των παραπάνω διαγραμμάτων, παρουσιάζονται και οι συσχετίσεις του αντιστρόφου του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $\chi = 1/FS_V$ με την μέγιστη αδιαστατοποιημένη ροπή M_{max}/M_u , καθώς και με την αδιαστατοποιημένη γωνία ανατροπής, ως προς τη γωνία ανατροπής επί άκαμπτης βάσης $\vartheta_c = \arctan(B/h)$. Στις δύο αυτές περιπτώσεις, το σύστημα έχει λυγερότητα $h/B = 2$ και αυτά είναι τα μοναδικά διαγράμματα στα οποία υπεισέρχονται φαινόμενα $P-\delta$. Η ποσότητα M_u που χρησιμοποιείται για την αδιαστατοποίηση της ροπής στο ανελαστικό πρόβλημα ισούται με:

$$M_u = S_u \cdot B^3 \quad (2.6.4)$$

2.6.2 Επιρροή του λόγου εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u

Εξετάζονται συστήματα με κοινό πλάτος θεμελίου B εδραζόμενα σε έδαφος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u και διαφορετικό λόγο εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u και ίδιο συντελεστή ασφαλείας FS_V .

Στο **Σχήμα 2.6.1** παρουσιάζεται η απόκριση συστημάτων με πλάτος θεμελίου $B = 2 \text{ m}$ για την περίπτωση $S_u = 150 \text{ kPa}$, για λόγους $E_o/S_u = 1800 \rightarrow E_o = 270 \text{ MPa}$, $E_o/S_u = 1200 \rightarrow E_o = 180 \text{ MPa}$ και $E_o/S_u = 800 \rightarrow E_o = 120 \text{ MPa}$ για συντελεστές ασφαλείας $FS_V = 10, 5, 2$. Εφόσον διατηρείται το $S_u = 150 \text{ kPa}$, η αλλαγή του λόγου E_o/S_u οδηγεί σε αλλαγή της παραμορφωσιμότητας του εδάφους: όσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος δυσκαμψίας, τόσο πιο δυσπαραμόρφωτο είναι το έδαφος.

Σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ παρατηρούμε πως οι καμπύλες έχουν την ίδια μορφή, αλλά είναι μετατοπισμένες ως προς τον οριζόντιο άξονα. Αν όμως ο οριζόντιος άξονας αδιαστατοποιηθεί με τη γωνία αποκόλλησης ϑ_{pl} , όπως αυτή ορίστηκε προηγουμένως, τότε οι καμπύλες ταυτίζονται και το πρόβλημα είναι πλέον ανεξάρτητο του μέτρου ελαστικότητας.

Επιπλέον, προκειμένου να αποδειχθεί η ισχύς της κανονικοποίησης, ανεξαρτήτως και της τιμής που λαμβάνει η S_u για σταθερό λόγο E_o/S_u και συγκεκριμένο πλάτος θεμελίου B , παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.6.2** η περίπτωση του θεμελίου με πλάτος $B=2\text{m}$ για $S_u=50\text{kPa}$ και $S_u=150\text{kPa}$ με σταθερό όμως $E_o/S_u = 1200$.

2.6.3 Απόκριση ισοδύναμων συστημάτων

Εξετάζεται η ισοδυναμία συστημάτων με διαφορετικό πλάτος θεμελίου $B = 2, 4$, και 6 m εδραζόμενων σε αργλικές στρώσεις διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών E_o και S_u , με ίδιο λόγο δυσκαμψίας εδάφους $E_o/S_u = 1200$ και ίδιο συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 10, 5$, και 2 .

Στο **Σχήμα 2.6.3** παρουσιάζεται η απόκριση τριών συστημάτων σε όρους $M/M_u - \vartheta$ και $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ για τρεις συντελεστές ασφαλείας: πολύ μεγάλος $FS_V = 10$, συνήθης $FS_V = 5$ και μικρός $FS_V = 2$ με τα χαρακτηριστικά τους να σημειώνονται στον **Πίνακα 2.6.1**:

Πίνακα 2.6.1

B(m)	S_u(kPa)	E_o(MPa)	M_u(kNm/m)
2	50	60	400
4	100	100	6400
6	150	180	32400

Παρατηρούμε ότι και στις τρεις περιπτώσεις τα τρία συστήματα έχουν ακριβώς την ίδια απόκριση, οπότε αρκεί να μελετήσουμε την συμπεριφορά ενός. Προφανώς σε απόλυτους όρους τα 3 συστήματα δεν έχουν την ίδια δυσκαμψία ούτε αναπτύσσουν την ίδια ροπή.

2.6.4 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V

Εξετάζονται συστήματα με κοινό πλάτος θεμελίου $B = 2$ m (εφόσον προηγουμένως αποδείχθηκε η ισοδυναμία) εδραζόμενα σε έδαφος με ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά $E_o = 270$ MPa, $S_u = 150$ kPa, αλλά διαφορετικό συντελεστή ασφαλείας FS_V .

Με την απεικόνιση των αποτελεσμάτων σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ στο **Σχήμα 2.6.4** γίνεται φανερή η έντονη επίδραση του FS_V στην αρχική δυσκαμψία του συστήματος. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί ως εξής: στις περιπτώσεις των βαριά φορτισμένων θεμελίων αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις στο έδαφος ήδη από το στάδιο επιβολής των κατακόρυφων φορτίων. Επομένως, όσο πιο βαριά φορτισμένο είναι το θεμέλιο, τόσο μεγαλύτερη θα είναι η μείωση της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας σε σχέση με την ελαστική τιμή για τον ημίχωρο.

Παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει μονοτονική σχέση ανάμεσα στον FS_V και στη μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή M_{max} : η M_{max} αυξάνει με τη μείωση του FS_V μέχρι τον $FS_V = 2$ και από εκεί και πέρα μείωση του FS_V οδηγεί σε μείωσή της. Το **Σχήμα 2.6.5** παρουσιάζει με πιο εποπτικό τρόπο την σχέση μεταξύ FS_V και αδιαστατοποιημένης μέγιστης αναπτυσσόμενης ροπής M_{max}/M_u , όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Όσον αφορά τη γωνία ανατροπής ϑ_{ult} , παρατηρούμε ότι υπάρχει μονοτονική σχέση με τον FS_V : όσο μειώνεται ο FS_V τόσο μειώνεται η ϑ_{ult} . Το **Σχήμα 2.6.6** παρουσιάζει τη σχέση μεταξύ του FS_V και αδιαστατοποιημένης γωνίας ανατροπής $\vartheta_{ult}/\vartheta_c$, όπου ϑ_c η αντίστοιχη γωνία ανατροπής του άκαμπτου σώματος επί

άκαμπτης βάσης. Επομένως, η ϑ_{ult} άκαμπτου σώματος επί ενδόσιμου ελαστοπλαστικού εδάφους είναι γενικά μικρότερη από την ϑ_c εξαιτίας των δημιουργούμενων πλαστικοποιήσεων.

Επιπλέον, παρατηρούμε ότι η μορφή της κάθε καμπύλης είναι διαφορετική. Σε πολύ αδρές γραμμές, μπορούμε να διακρίνουμε δύο ομάδες καμπυλών: (α) μεγάλοι $FS_V = 20$ και 10 , και (β) μικροί $FS_V = 5, 3.3, 2.5, 2, 1.7, 1.4, 1.25, 1.1$. Η μείωση της δυσκαμψίας είναι ποιοτικά όμοια με το λωριδωτό θεμέλιο. Η διαφορά στη μορφή των καμπυλών είναι επακόλουθο της διαφορετικής συμπεριφοράς που παρουσιάζουν τα “ελαφρά” σε σχέση με τα “βαρέως” φηρτισμένα θεμέλια υπό μονοτονική φόρτιση. Για ελαφρά φορτισμένα συστήματα οι πλαστικοποιήσεις του εδάφους είναι περιορισμένες και κυριαρχεί το ανασήκωμα του θεμελίου ως τρόπος ανάληψης της επιβαλλόμενης οριζόντιας φόρτισης. Αντιθέτως, στα βαριά φορτισμένα συστήματα οι πλαστικοποιήσεις είναι εκτεταμένες και έχουν υψηλές τιμές, συνοδευόμενες από μεγάλες καθιζήσεις, ενώ η αποκόλληση του θεμελίου είναι ανεπαίσθητη.

2.6.5 Αρχική περιστροφική δυσκαμψίας $K_{R,0}$

Όπως αναφέρθηκε νωρίτερα, η ύπαρξη αρχικών πλαστικοποιήσεων λόγω των κατακόρυφων φορτίων οδηγεί σε μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίου. Άρα, ακόμα και για μηδενική στροφή ϑ του θεμελίου, η τιμή της περιστροφικής δυσκαμψίας θα είναι μικρότερη εκείνης που αντιστοιχεί στον ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο. Από τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων μπορεί να εξαχθεί μία συσχέτιση μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V και της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος ανηγμένης στην αντίστοιχη ελαστική. Στο **Σχήμα 2.6.7** απεικονίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και η προσεγγιστική σχέση που προτείνεται:

$$K_{R,0}/K_{R,EL} \cong 1.08 - 0.82/FS_V \quad (2.6.5)$$

Αυτή η συσχέτιση αποτελεί μία ακόμα επέκταση της χρήσης δυσκαμψίας του ομοιογενούς ελαστικού ημιχώρου, η οποία μας δίνει μία πολύ σημαντική πληροφορία: μπορούμε να εκτιμήσουμε την αρχική δυσκαμψία εδάφους-θεμελίου σε ανελαστικό έδαφος, με τη χρήση μίας απλής αναλυτικής σχέσης.

2.6.6 Κανονικοποίηση των αποτελεσμάτων

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, συμπεραίνουμε ότι η βασική παράμετρος του προβλήματος είναι ο συντελεστής ασφαλείας FS_V . Ο FS_V καθορίζει τη μορφή της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της γωνίας στροφής του θεμελίου. Αυτό καθιστά δυσχερή την προσπάθεια εξαγωγής μίας καμπύλης ανεξάρτητης του FS_V . Έτσι, η προσπάθεια κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων επικεντρώνεται στην εξαγωγή καμπυλών συναρτήσει του FS_V .

Η κανονικοποίηση των αποτελεσμάτων γίνεται με χρήση της γωνίας αποκόλλησης θ_{pl} :

$$\theta_{pl} = \frac{N \cdot B}{2 \cdot K_{R,0}} = \frac{N \cdot B}{2 \cdot \left(1.08 - \frac{0.82}{FS_V}\right) \cdot K_{R,EL}} \quad (2.6.6)$$

Όπως σχολιάστηκε και στην προηγούμενη ενότητα, στα ελαφρά φορτισμένα συστήματα κυριαρχεί η αποκόλληση, ενώ στα βαριά φορτισμένα η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους ως τρόπος ανάληψης της ροπής από οριζόντια φορτία. Επομένως, ο ορισμός της θ_{pl} στο ανελαστικό πρόβλημα έχει φυσικό νόημα και είναι ακριβής για τους μεγάλους FS_V . Για τους μικρούς FS_V είναι απλά μία τιμή που βοηθά στην αδιαστατοποίηση των αποτελεσμάτων και είναι γενικά μικρότερη από την πραγματική γωνία αποκόλλησης.

Στο **Σχήμα 2.6.8** δίνονται οι τελικές μορφές των καμπυλών κανονικοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας – γωνίας στροφής του θεμελίου σε όρους $K_R(\theta)/K_{R,EL} - \theta/\theta_{pl}$. Εναλλακτικά, παρουσιάζεται το ίδιο διάγραμμα στο **Σχήμα 2.6.9**, αλλά με αδιαστατοποιημένη την τέμνουσα δυσκαμψία ως προς την αρχική δυσκαμψία για μηδενική γωνία στροφής θ του θεμελίου για τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας FS_V κάθε φορά. Συμπερασματικά, οι καμπύλες αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή της δυσκαμψίας ενός ισοδύναμου γραμμικού συστήματος δεδομένης της γωνίας στροφής του θ . Πρόκειται για μία σημαντική επέκταση της χρήσης της δυσκαμψίας του ομοιογενούς ελαστικού ημχώρου, η οποία περιλαμβάνει την επιρροή των μη-γραμμικοτήτων.

2.7 Μη-γραμμική περιστροφική δυσκαμψία Κυκλικού θεμελίου

2.7.1 Εισαγωγή - Ορισμοί

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται η επίδραση του συνόλου των μη-γραμμικοτήτων στην λικνιστική απόκριση κυκλικού θεμελίου υπό μονοτονική φόρτιση. Έμφαση δίνεται στον ποσοτικό προσδιορισμό της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της γωνίας στροφής του θεμελίου. Απώτερος στόχος είναι η εξαγωγή μίας συσχέτισης σε αδιάστατους όρους. Αρχικά γίνεται ποιοτική και ποσοτική αναφορά των παραμέτρων που εξετάζονται στο συγκεκριμένο πρόβλημα, επεξηγούνται τα σύμβολα και εν συνεχεία παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων και τέλος η προσπάθεια κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων και παραγωγής αδιάστατων καμπυλών.

Η παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος περιλαμβάνει την επιρροή των ακόλουθων παραγόντων. Αρχικά μελετάται η επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων για διάφορες τιμές την ευρέως χρησιμοποιούμενης συσχέτισης μεταξύ μέτρου ελαστικότητας E_o και αστράγγιστης διατμητικής αντοχής αργιλικών εδαφών S_u , όπως στα προηγούμενα. Εξετάζονται περιπτώσεις κατά τις οποίες μεταβάλλεται είτε η τιμή του μέτρου ελαστικότητας, είτε της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V ορίζεται ως εξής:

$$FS_V = \frac{N_{ult}}{N} \quad (2.7.1)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου και N_{ult} το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει το σύστημα:

$$N_{ult} = (\pi + 3) \cdot A \cdot S_u \quad (2.7.2)$$

όπου A είναι το εμβαδό της επιφάνειας επαφής εδάφους θεμελίου.

Στη συνέχεια εξετάζεται η ισοδυναμία συστημάτων με διαφορετική διάμετρο θεμελίου D εδραζόμενων σε αργιλικές στρώσεις διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών E_o και S_u με ίδιο λόγο δυσκαμψίας εδάφους E_o/S_u και με ίδιο συντελεστή ασφαλείας FS_V . Στο τελευταίο μέρος παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα

αποτελέσματα για διάφορες τιμές του συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 10, 5, 3.3, 2.5, 2, 1.7, 1.4, 1.25, 1.1$, πλήρως αδιαστατοποιημένα.

Όπως και προηγουμένως, τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται με τη μορφή διαγραμμάτων αδιαστατοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας $K_R(\vartheta)/K_{R,EL}$ συναρτήσεως της γωνίας στροφής ϑ του θεμελίου. Να σημειωθεί ότι τα διαγράμματα δεν περιλαμβάνουν φαινόμενα P- δ , οπότε έχουν καθολική ισχύ και δεν αναφέρονται σε κάποιο σύστημα συγκεκριμένης λυγηρότητας. Ως μέγεθος αναφοράς για την αδιαστατοποίηση της περιστροφικής δυσκαμψίας $K_R(\vartheta)$ χρησιμοποιείται η αντίστοιχη ελαστική δυσκαμψία σε ομοιογενή ημίχωρο η οποία συμβολίζεται με $K_{R,EL}$.

Για την αδιαστατοποίηση δε της γωνίας στροφής ϑ χρησιμοποιείται η γωνία “αποκόλλησης” ϑ_{pl} (στην περίπτωση βαριά φορτισμένων θεμελίων, που το έδαφος αποκρίνεται ελαστοπλαστικά, η γωνία αυτή δεν σημαίνει απαραίτητα αποκόλληση και αυτό λόγω των καθιζήσεων, αλλά χρησιμοποιείται καταχρηστικά ο όρος σε αντιστοιχία με το ελαστικό πρόβλημα):

$$\theta_{pl} = \frac{1}{2} \arcsin \left(\frac{N \cdot R}{2 \cdot K_R(0)} \right) \quad (2.7.3)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου, R η ακτίνα και $K_R(0)$ η απομειωμένη αρχική ελαστική δυσκαμψία του συστήματος, ο τρόπος υπολογισμού της οποίας, συναρτήσεως του αντιστρόφου του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $x = 1/FS_V$, παρουσιάζεται στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου.

Επιπλέον των παραπάνω διαγραμμάτων, παρουσιάζονται και οι συσχετίσεις του αντιστρόφου του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $x = 1/FS_V$ με την μέγιστη αδιαστατοποιημένη ροπή M_{max}/M_u , καθώς και με την αδιαστατοποιημένη γωνία ανατροπής, ως προς τη γωνία ανατροπής επί άκαμπτης βάσης $\vartheta_c = \arctan(R/h)$.

Η ποσότητα M_u που χρησιμοποιείται για την αδιαστατοποίηση της ροπής στο ανελαστικό πρόβλημα ισούται με:

$$M_u = S_u \cdot A \cdot D \quad (2.7.4)$$

όπου A είναι το εμβαδό της επιφάνειας επαφής εδάφους θεμελίου και D η διάμετρος.

2.7.2 Επιρροή του λόγου εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u

Εξετάζονται συστήματα με κοινή διάμετρο θεμελίου D , εδραζόμενα σε έδαφος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u και διαφορετικό λόγο εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u και ίδιο συντελεστή ασφαλείας FS_V .

Στο **Σχήμα 2.7.1** παρουσιάζεται η απόκριση συστημάτων με διάμετρο θεμελίου $D = 2 \text{ m}$ για την περίπτωση $S_u = 100 \text{ kPa}$, για λόγους $E_o/S_u = 1800 \rightarrow E_o = 180 \text{ MPa}$, $E_o/S_u = 900 \rightarrow E_o = 90 \text{ MPa}$ και $E_o/S_u = 300 \rightarrow E_o = 30 \text{ MPa}$ για συντελεστές ασφαλείας $FS_V = 10, 5, 2$. Εφόσον διατηρείται το $S_u = 100 \text{ kPa}$, η αλλαγή του λόγου E_o/S_u οδηγεί σε αλλαγή της παραμορφωσιμότητας του εδάφους: όσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος δυσκαμψίας, τόσο πιο δυσπαραμόρφωτο είναι το έδαφος.

Σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{el} - \vartheta$ παρατηρούμε πως οι καμπύλες έχουν την ίδια μορφή, αλλά είναι μετατοπισμένες ως προς τον οριζόντιο άξονα. Αν όμως ο οριζόντιος άξονας αδιαστατοποιηθεί με τη γωνία αποκόλλησης ϑ_{pl} , όπως αυτή ορίστηκε προηγουμένως, τότε οι καμπύλες ταυτίζονται και το πρόβλημα είναι πλέον ανεξάρτητο του μέτρου ελαστικότητας.

Επιπλέον, προκειμένου να αποδειχθεί η ισχύς της κανονικοποίησης, ανεξαρτήτως και της τιμής που λαμβάνει η S_u για σταθερό λόγο E_o/S_u και συγκεκριμένη διάμετρο θεμελίου D , παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.7.2** η περίπτωση του θεμελίου με πλάτος $B = 2 \text{ m}$ για $S_u = 50 \text{ kPa}$ και $S_u = 100 \text{ kPa}$ με σταθερό όμως $E_o/S_u = 900$.

2.7.3 Απόκριση ισοδύναμων συστημάτων

Εξετάζεται η ισοδυναμία συστημάτων με διαφορετική διάμετρο θεμελίου $D = 2, 4$ και 6 m εδραζόμενων σε αργιλικές στρώσεις διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών E_o και S_u , με ίδιο λόγο δυσκαμψίας εδάφους $E_o/S_u = 1200$ και ίδιο συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 10, 5$, και 2 .

Στο **Σχήμα 2.7.3** παρουσιάζεται η απόκριση τριών συστημάτων σε όρους $M/M_u - \vartheta$ και $K_R(\vartheta)/K_{el} - \vartheta$ για τρεις συντελεστές ασφαλείας: πολύ μεγάλος $FS_V = 10$, συνήθης $FS_V = 5$ και μικρός $FS_V = 2$ με τα χαρακτηριστικά τους να σημειώνονται στον **Πίνακα 2.7.1**.

Πίνακας 2.7.1

B(m)	S _u (kPa)	E _o (MPa)	M _u (kNm)
2	50	60	314
4	100	120	5027
6	150	180	25447

Παρατηρούμε ότι και στις τρεις περιπτώσεις τα τρία συστήματα έχουν ακριβώς την ίδια απόκριση, οπότε αρκεί να μελετήσουμε την συμπεριφορά ενός. Προφανώς σε απόλυτους όρους τα 3 συστήματα δεν έχουν την ίδια δυσκαμψία ούτε αναπτύσσουν την ίδια ροπή.

2.7.4 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V

Εξετάζονται συστήματα με κοινή διάμετρο θεμελίου $D=2m$ (εφόσον προηγουμένως αποδείχθηκε η ισοδυναμία) εδραζόμενα σε έδαφος με ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά $E_o=180 MPa$, $S_u=100kPa$, αλλά διαφορετικό FS_V .

Με την απεικόνιση των αποτελεσμάτων σε όρους $K_R(\theta)/K_{R,EL} - \theta$ στο **Σχήμα 2.7.4** γίνεται φανερό η έντονη επίδραση του FS_V στην αρχική δυσκαμψία του συστήματος, όπως στις προηγούμενες περιπτώσεις. Όσο πιο βαριά φορτισμένο είναι το θεμέλιο, τόσο μεγαλύτερη θα είναι η μείωση της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας σε σχέση με την ελαστική τιμή για τον ημίχωρο.

Το **Σχήμα 2.7.5** παρουσιάζει με πιο εποπτικό τρόπο την σχέση μεταξύ FS_V και αδιαστατοποιημένης μέγιστης αναπτυσσόμενης ροπής M_{max}/M_u , όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Η ροπή M_{max} υπολογίζεται αγνοώντας τα φαινόμενα P-δ (ροπή στη θεμελίωση).

Όσον αφορά τη γωνία ανατροπής θ_{ult} , παρατηρούμε ότι υπάρχει μονοτονική σχέση με τον FS_V : όσο μειώνεται ο FS_V τόσο μειώνεται η θ_{ult} . Το **Σχήμα 2.7.6** παρουσιάζει τη σχέση μεταξύ του FS_V και αδιαστατοποιημένης γωνίας ανατροπής θ_{ult}/θ_c , όπου θ_c η αντίστοιχη γωνία ανατροπής του άκαμπτου σώματος επί άκαμπτης βάσης. Επομένως, η θ_{ult} άκαμπτου σώματος επί ενδόσιμου ελαστοπλαστικού εδάφους είναι γενικά μικρότερη από την θ_c εξαιτίας των δημιουργούμενων πλαστικοποιήσεων.

Επιπλέον, παρατηρούμε ότι η μορφή της κάθε καμπύλης είναι διαφορετική. Σε πολύ αδρές γραμμές, μπορούμε να διακρίνουμε δύο ομάδες καμπυλών:

(α) μεγάλοι $FS_V = 10$, και (β) μικροί $FS_V = 5, 3.3, 2.5, 2, 1.7, 1.4, 1.25$, και 1.1 . Η μορφή μείωσης της δυσκαμψίας είναι ποιοτικά όμοια με τις προηγούμενες περιπτώσεις. Για ελαφρά φορτισμένα συστήματα οι πλαστικοποιήσεις του εδάφους είναι περιορισμένες και κυριαρχεί το ανασήκωμα του θεμελίου ως τρόπος ανάληψης της επιβαλλόμενης οριζόντιας φόρτισης. Αντιθέτως, στα βαριά φορτισμένα συστήματα οι πλαστικοποιήσεις είναι εκτεταμένες και έχουν υψηλές τιμές, συνοδευόμενες από μεγάλες καθιζήσεις, ενώ η αποκόλληση του θεμελίου είναι ανεπαίσθητη.

2.7.5 Αρχική περιστροφική δυσκαμψία $K_{R,0}$

Όπως αναφέρθηκε και νωρίτερα, η ύπαρξη αρχικών πλαστικοποιήσεων λόγω των κατακόρυφων φορτίων οδηγεί σε μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίου. Άρα, ακόμα και για μηδενική στροφή ϑ του θεμελίου, η τιμή της περιστροφικής δυσκαμψίας θα είναι μικρότερη της αντίστοιχης ελαστικής στον ομοιογενή ημίχωρο. Από τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων μπορεί να εξαχθεί μία συσχέτιση μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V και της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος ανηγμένης στην αντίστοιχη ελαστική.

Στο **Σχήμα 2.7.7** απεικονίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και η προσεγγιστική σχέση που προτείνεται:

$$K_{R,0}/K_{R,EL} \cong 1.05 - 0.85/FS_V \quad (2.7.5)$$

Θα πρέπει να σημειωθεί πως η αρχική περιστροφική δυσκαμψία $K_R(0)$ (για μηδενική πρακτικά γωνία) ονομάζεται $K_{R,0}$. Αυτή η συσχέτιση αποτελεί μία ακόμα επέκταση της χρήσης της ελαστικής δυσκαμψίας, η οποία μας δίνει μία πολύ σημαντική πληροφορία: μπορούμε να εκτιμήσουμε την αρχική δυσκαμψία εδάφους-θεμελίου σε ανελαστικό έδαφος, με τη χρήση μίας απλής αναλυτικής σχέσης.

2.7.6 Κανονικοποίηση των αποτελεσμάτων

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, συμπεραίνουμε ότι η βασική παράμετρος του προβλήματος είναι ο συντελεστής ασφαλείας FS_V . Ο FS_V καθορίζει τη μορφή της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της

γωνίας στροφής του θεμελίου. Αυτό καθιστά δυσχερή την προσπάθεια εξαγωγής μίας καμπύλης ανεξάρτητης του FS_V . Έτσι, η προσπάθεια κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων επικεντρώνεται στην εξαγωγή καμπυλών συναρτήσεως του FS_V .

Η απόπειρα κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων γίνεται με χρήση της γωνίας αποκόλλησης ϑ_{pl} :

$$\theta_{pl} = \frac{1}{2} \arcsin \left(\frac{N \cdot R}{2 \cdot K_R(0)} \right) = \frac{1}{2} \arcsin \left(\frac{N \cdot R}{2 \cdot \left(1.05 - \frac{0.84}{FS_V} \right) \cdot K_{el}} \right) \quad (2.7.6)$$

Όπως σχολιάστηκε και παραπάνω, στα ελαφρά φορτισμένα συστήματα κυριαρχεί η αποκόλληση, ενώ στα βαριά φορτισμένα η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους ως τρόπος ανάληψης της ροπής από οριζόντια φορτία. Επομένως, ο ορισμός της ϑ_{pl} στο ανελαστικό πρόβλημα έχει φυσικό νόημα και είναι ακριβής για τους μεγάλους FS_V . Για τους μικρούς FS_V είναι απλά μία τιμή που βοηθά στην αδιαστατοποίηση των αποτελεσμάτων και είναι γενικά μικρότερη από την πραγματική γωνία αποκόλλησης.

Στο **Σχήμα 2.7.8** δίνονται οι τελικές μορφές των καμπυλών κανονικοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας – γωνίας στροφής του θεμελίου σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta/\vartheta_{pl}$.

Στο **Σχήμα 2.7.9** δίνονται οι καμπύλες κανονικοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας – γωνίας στροφής του θεμελίου σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,0} - \vartheta/\vartheta_{pl}$. Η $K_{R,0}$ ορίστηκε στην παράγραφο 2.7.5. Με αυτή τη μορφή οι καμπύλες όλες ξεκινούν από τη μονάδα, για μηδενική γωνία στροφής.

Συμπερασματικά, οι καμπύλες αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή της δυσκαμψίας ενός ισοδύναμου γραμμικού συστήματος δεδομένης της γωνίας στροφής του ϑ . Πρόκειται για μία σημαντική επέκταση της χρήσης της ελαστικής δυσκαμψίας, η οποία περιλαμβάνει την επιρροή των μη-γραμμικοτήτων.

2.8 Μη-γραμμική περιστροφική δυσκαμψία Ορθογωνικού θεμελίου

2.8.1 Εισαγωγή - Ορισμοί

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται η επίδραση του συνόλου των μη-γραμμικοτήτων στην λικνιστική απόκριση ορθογωνικού θεμελίου με λόγο πλευρών 3 : 1 υπό στατική μονοτονική φόρτιση. Το εν λόγω σχήμα είναι τυπικό για θεμέλια τοιχωμάτων ωπλισμένου σκυροδέματος. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, λαμβάνεται υπόψη τόσο η αποκόλληση του θεμελίου του από το έδαφος (γεωμετρική μη-γραμμικότητα), όσο και η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους (μη-γραμμικότητα υλικού) σύμφωνα με το καταστατικό προσομοίωμα που περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο. Έμφαση δίνεται στον ποσοτικό προσδιορισμό της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της γωνίας στροφής του θεμελίου. Απώτερος στόχος είναι η εξαγωγή μίας συσχέτισης σε αδιάστατους όρους, ώστε να είναι δυνατή η χρήση της σε κάθε περίπτωση.

Αρχικά γίνεται ποιοτική και ποσοτική αναφορά των παραμέτρων που εξετάζονται στο συγκεκριμένο πρόβλημα, επεξηγούνται τα σύμβολα και εν συνεχεία παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων και τέλος η προσπάθεια κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων και παραγωγής αδιάστατων καμπυλών.

Οι παράμετροι του προβλήματος με ορθογωνικό θεμέλιο σε τριδιάστατες συνθήκες είναι κοινές με αυτές που εξετάστηκαν στην περίπτωση της επίπεδης παραμόρφωσης. Η παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος περιλαμβάνει την επιρροή των ακόλουθων παραγόντων. Αρχικά μελετάται η επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων για διάφορες τιμές την ευρέως χρησιμοποιούμενης συσχέτισης μεταξύ μέτρου ελαστικότητας E_o και αστράγγιστης διατμητικής S_u , όπως προηγουμένως.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V ως εξής :

$$FS_V = \frac{N_{ult}}{N} \quad (2.8.1)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου και N_{ult} το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει το σύστημα από τη σχέση :

$$N_{ult} = (\pi + 2) \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot A \cdot S_u \quad (2.8.2)$$

όπου A είναι το εμβαδό της επιφάνειας επαφής εδάφους θεμελίου, B η διάσταση παράλληλα στο επίπεδο περιστροφής (μεγαλύτερη σε μήκος) και L η εγκάρσια

Στη συνέχεια εξετάζεται η ισοδυναμία συστημάτων με διαφορετικό πλάτος θεμελίου B εδραζόμενων σε αργιλικές στρώσεις διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών E_o και S_w με ίδιο λόγο δυσκαμψίας εδάφους E_o/S_u και με ίδιο συντελεστή ασφαλείας FS_V . Στο τελευταίο μέρος παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για διάφορες τιμές του συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 20, 10, 5, 3.3, 2.5, 2, 1.7, 1.4, 1.25, 1.1$ πλήρως αδιαστατοποιημένα.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται με τη μορφή διαγραμμάτων αδιαστατοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας $K_R(\vartheta)/K_{R,EL}$ συναρτήσεως της γωνίας στροφής ϑ του θεμελίου, ακολουθώντας τη λογική μιας ισοδύναμης ελαστικής δυσκαμψίας που αντιστοιχεί στην εκάστοτε τιμή της γωνίας ϑ . Τα διαγράμματα δεν περιλαμβάνουν φαινόμενα $P-\delta$, οπότε έχουν καθολική ισχύ και δεν αναφέρονται σε κάποιο σύστημα συγκεκριμένης λυγηρότητας. Ως μέγεθος αναφοράς για την αδιαστατοποίηση της περιστροφικής δυσκαμψίας $K_R(\vartheta)$ χρησιμοποιείται η δυσκαμψία στον ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο η οποία συμβολίζεται με $K_{R,EL}$.

Για την αδιαστατοποίηση δε της γωνίας στροφής ϑ χρησιμοποιείται η γωνία “αποκόλλησης” ϑ_{pl} (στην περίπτωση βαριά φορτισμένων θεμελίων, που το έδαφος αποκρίνεται ελαστοπλαστικά, η γωνία αυτή δεν σημαίνει απαραίτητα αποκόλληση και αυτό λόγω των καθιζήσεων, αλλά χρησιμοποιείται καταχρηστικά ο όρος σε αντιστοιχία με το ελαστικό πρόβλημα):

$$\vartheta_{pl} \cong \frac{N \cdot B}{2 \cdot K_{R,0}} \quad (2.8.3)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου, B το ημιπλάτος και $K_{R,0}$ η απομειωμένη αρχική ελαστική δυσκαμψία του συστήματος, ο τρόπος υπολογισμού της οποίας, συναρτήσεως του αντιστρόφου του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $x = 1/FS_V = N/N_{ult}$, παρουσιάζεται στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου.

Επιπλέον των παραπάνω διαγραμμάτων, παρουσιάζονται και οι συσχετίσεις του αντιστρόφου του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $x = 1/FS_V$ με τη μέγιστη αδιαστατοποιημένη ροπή M_{max}/M_u , καθώς και με την αδιαστατοποιημένη γωνία ανατροπής, ως προς τη γωνία ανατροπής επί άκαμπτης βάσης $\vartheta_c = \arctan(B/h)$. Στις δύο αυτές περιπτώσεις, το σύστημα έχει λυγηρότητα $h/B=2$ και αυτά είναι τα μοναδικά διαγράμματα στα οποία υπεισέρχονται φαινόμενα P-δ. Η ποσότητα M_u που χρησιμοποιείται για την αδιαστατοποίηση της ροπής στο ανελαστικό πρόβλημα ισούται με:

$$M_u = S_u \cdot B^2 \cdot L \quad (2.8.4)$$

2.8.2 Επιρροή του λόγου εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u

Εξετάζονται συστήματα με κοινό πλάτος θεμελίου B εδραζόμενα σε έδαφος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u και διαφορετικό λόγο εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u και ίδιο συντελεστή ασφαλείας FS_V .

Στο **Σχήμα 2.8.1** παρουσιάζεται η απόκριση συστημάτων με πλάτος θεμελίου $B = 6 \text{ m}$ και εγκάρσια διάσταση $L = 2 \text{ m}$ για την περίπτωση $S_u = 150 \text{ kPa}$, για λόγους $E_o/S_u = 1800 \rightarrow E_o = 270 \text{ MPa}$, $E_o/S_u = 1200 \rightarrow E_o = 180 \text{ MPa}$ και $E_o/S_u = 800 \rightarrow E_o = 120 \text{ MPa}$ για συντελεστές ασφαλείας $FS_V = 10, 5$, και 2 .

Εφόσον διατηρείται το $S_u = 150 \text{ kPa}$, η αλλαγή του λόγου E_o/S_u οδηγεί σε αλλαγή της παραμορφωσιμότητας του εδάφους: όσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος δυσκαμψίας, τόσο πιο δυσπαραμόρφωτο είναι το έδαφος.

Σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ παρατηρούμε πως οι καμπύλες έχουν την ίδια μορφή, αλλά είναι μετατοπισμένες ως προς τον οριζόντιο άξονα. Αν όμως ο οριζόντιος άξονας αδιαστατοποιηθεί με τη γωνία αποκόλλησης ϑ_{pl} , όπως αυτή ορίστηκε προηγουμένως, τότε οι καμπύλες ταυτίζονται και το πρόβλημα είναι πλέον ανεξάρτητο του μέτρου ελαστικότητας.

Επιπλέον, προκειμένου να αποδειχθεί η ισχύς της κανονικοποίησης, ανεξαρτήτως και της τιμής που λαμβάνει η S_u για σταθερό λόγο E_o/S_u και συγκεκριμένο πλάτος θεμελίου B , παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.8.2** η περίπτωση του

θεμελίου με πλάτος $B = 6 \text{ m}$ & $L = 2 \text{ m}$ για $S_u = 120 \text{ kPa}$ και $S_u = 150 \text{ kPa}$ με σταθερό όμως $E_o/S_u = 1200$.

2.8.3 Απόκριση ισοδύναμων συστημάτων

Εξετάζεται η ισοδυναμία συστημάτων με διαφορετικό πλάτος θεμελίου $B = 4.5, 6.0$ και 7.5 m (εγκάρσια διάσταση $L = 1.5, 2.0, 2.5 \text{ m}$, αντιστοίχως) εδραζόμενων σε αργιλικές στρώσεις διαφορετικών μηχανικών χαρακτηριστικών E_o και S_u , με ίδιο λόγο δυσκαμψίας εδάφους $E_o/S_u = 1200$ και ίδιο συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 10, 5$, και 2 .

Στο **Σχήμα 2.8.3** παρουσιάζεται η απόκριση τριών συστημάτων σε όρους $M/M_u - \vartheta$ και $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ για τρεις συντελεστές ασφαλείας: πολύ μεγάλος $FS_V = 10$, συνήθης $FS_V = 5$ και μικρός $FS_V = 2$ με τα χαρακτηριστικά τους να σημειώνονται στον **Πίνακα 2.8.1**:

Πίνακα 2.8.1

B(m)	L(m)	S_u(kPa)	E_o(MPa)	M_u(kNm/m)
4.5	1.5	96	115.2	2916
6.0	2.0	120	144	8640
7.5	2.5	150	180	21094

Παρατηρούμε ότι και στις τρεις περιπτώσεις τα τρία συστήματα έχουν ακριβώς την ίδια απόκριση, οπότε αρκεί να μελετήσουμε την συμπεριφορά ενός. Προφανώς σε απόλυτους όρους τα 3 συστήματα δεν έχουν την ίδια δυσκαμψία ούτε αναπτύσσουν την ίδια ροπή.

2.8.4 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V

Εξετάζονται συστήματα με κοινό πλάτος θεμελίου $B = 6 \text{ m}$ και $L = 2 \text{ m}$ (εφόσον προηγουμένως αποδείχθηκε η ισοδυναμία) εδραζόμενα σε έδαφος με ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά $E_o = 270 \text{ MPa}$, $S_u = 150 \text{ kPa}$, αλλά διαφορετικό συντελεστή ασφαλείας FS_V .

Με την απεικόνιση των αποτελεσμάτων σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta$ στο **Σχήμα 2.8.4** γίνεται φανερή η έντονη επίδραση του FS_V στην αρχική δυσκαμψία

του συστήματος – ποιοτικά όμοια με τις προηγούμενες περιπτώσεις. Το **Σχήμα 2.8.5** παρουσιάζει με πιο εποπτικό τρόπο την σχέση μεταξύ FS_V και αδιαστατοποιημένης μέγιστης αναπτυσσόμενης ροπής M_{max}/M_u , όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Όσον αφορά τη γωνία ανατροπής ϑ_{ult} , παρατηρούμε ότι υπάρχει μονοτονική σχέση με τον FS_V : όσο μειώνεται ο FS_V τόσο μειώνεται η ϑ_{ult} . Το **Σχήμα 2.8.6** παρουσιάζει τη σχέση μεταξύ του FS_V και αδιαστατοποιημένης γωνίας ανατροπής $\vartheta_{ult}/\vartheta_c$, όπου ϑ_c η αντίστοιχη γωνία ανατροπής του άκαμπτου σώματος επί άκαμπτης βάσης. Επομένως, η ϑ_{ult} άκαμπτου σώματος επί ενδόσιμου ελαστοπλαστικού εδάφους είναι γενικά μικρότερη από την ϑ_c εξαιτίας των δημιουργούμενων πλαστικοποιήσεων.

Όπως και για τις προηγούμενες περιπτώσεις, σε πολύ αδρές γραμμές, μπορούμε να διακρίνουμε δύο ομάδες καμπυλών: (α) μεγάλοι $FS_V = 20$ κα 10, (β) μικροί $FS_V = 5, 3.3, 2.5, 2, 1.7, 1.4, 1.25, 1.1$. Όσον αφορά την πρώτη ομάδα καμπυλών, που περιλαμβάνει τα ελαφρά φορτισμένα θεμέλια, η μορφή της μείωσης της δυσκαμψίας έχει ως εξής: αρχική δυσκαμψία περίπου ίση με την ελαστική στον ημίχωρο, ένα πλατό μέχρι την αντίστοιχη γωνία αποκόλλησης ϑ_{pl} και στη συνέχεια απότομη πτώση. Η δε δεύτερη ομάδα καμπυλών, που περιλαμβάνει τους συνήθεις και τους μικρούς συντελεστές ασφαλείας, έχει τα εξής χαρακτηριστικά: μειωμένη αρχική δυσκαμψία σε σχέση με την ελαστική, λόγω πλαστικοποιήσεων από τα κατακόρυφα φορτία, και συνεχή, ομαλότερη σχετικά πτώση της δυσκαμψίας.

2.8.5 Αρχική περιστροφική δυσκαμψίας $K_R(0)$

Όπως αναφέρθηκε νωρίτερα, η ύπαρξη αρχικών πλαστικοποιήσεων λόγω των κατακόρυφων φορτίων οδηγεί σε μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίου. Άρα, ακόμα και για μηδενική στροφή ϑ του θεμελίου, η τιμή της περιστροφικής δυσκαμψίας θα είναι μικρότερη εκείνης που αντιστοιχεί στον ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο. Από τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων μπορεί να εξαχθεί μία συσχέτιση μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V και της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος ανηγμένης στην αντίστοιχη ελαστική.

Στο **Σχήμα 2.8.7** απεικονίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και η προσεγγιστική σχέση που προτείνεται:

$$K_{R,0}/K_{R,EL} \cong 1.08 - 0.82/FS_V \quad (2.8.5)$$

Αυτή η συσχέτιση αποτελεί μία ακόμα επέκταση της χρήσης της δυσκαμψίας του ομοιογενούς ελαστικού ημιχώρου, η οποία μας δίνει μία πολύ σημαντική πληροφορία: μπορούμε να εκτιμήσουμε την αρχική δυσκαμψία εδάφους-θεμελίου σε ανελαστικό έδαφος, με τη χρήση μίας απλής αναλυτικής σχέσης.

2.8.6 Κανονικοποίηση των αποτελεσμάτων

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων, συμπεραίνουμε ότι η βασική παράμετρος του προβλήματος είναι ο συντελεστής ασφαλείας FS_V . Ο FS_V καθορίζει τη μορφή της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της γωνίας στροφής του θεμελίου. Αυτό καθιστά δυσχερή την προσπάθεια εξαγωγής μίας καμπύλης ανεξάρτητης του FS_V . Έτσι, η προσπάθεια κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων επικεντρώνεται στην εξαγωγή καμπυλών συναρτήσει του FS_V .

Η απόπειρα κανονικοποίησης των αποτελεσμάτων γίνεται με χρήση της γωνίας αποκόλλησης θ_{pl} :

$$\theta_{pl} = \frac{N \cdot B}{2 \cdot K_{R,0}} = \frac{N \cdot B}{2 \cdot \left(1.08 - \frac{1.02}{FS_V}\right) \cdot K_{R,EL}} \quad (2.8.6)$$

Όπως σχολιάστηκε και παραπάνω, στα ελαφρά φορτισμένα συστήματα κυριαρχεί η αποκόλληση, ενώ στα βαριά φορτισμένα η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους ως τρόπος ανάληψης της ροπής από οριζόντια φορτία. Επομένως, ο ορισμός της θ_{pl} στο ανελαστικό πρόβλημα έχει φυσικό νόημα και είναι ακριβής για τους μεγάλους FS_V . Για τους μικρούς FS_V είναι απλά μία τιμή που βοηθά στην αδιαστατοποίηση των αποτελεσμάτων και είναι γενικά μικρότερη από την πραγματική γωνία αποκόλλησης.

Στο **Σχήμα 2.8.8** δίνονται οι τελικές μορφές των καμπυλών κανονικοποιημένης τέμνουσας δυσκαμψίας – γωνίας στροφής του θεμελίου σε όρους $K_R(\vartheta)/K_{R,EL} - \vartheta/\vartheta_{pl}$. Εναλλακτικά, παρουσιάζεται το ίδιο διάγραμμα στο **Σχήμα 2.8.9**, αλλά με αδιαστατοποιημένη την τέμνουσα δυσκαμψία ως προς την αρχική δυσκαμψία για

μηδενική γωνία στροφής ϑ του θεμελίου για τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας FS_V κάθε φορά.

Συμπερασματικά, οι καμπύλες αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή της δυσκαμψίας ενός ισοδύναμου γραμμικού συστήματος δεδομένης της γωνίας στροφής του ϑ . Πρόκειται για μία σημαντική επέκταση της χρήσης της δυσκαμψίας του ομοιογενούς ελαστικού ημχώρου, η οποία περιλαμβάνει την επιρροή των μη-γραμμικοτήτων.

2.9 Συμπεράσματα

2.9.1 Γενικά

Στόχος του παρόντος κεφαλαίου ήταν η ενσωμάτωση της επίδρασης των μη-γραμμικοτήτων στην ευρέως χρησιμοποιούμενη στατική περιστροφική δυσκαμψία εδάφους-θεμελίου [Gazetas, 1987], η οποία προϋποθέτει πλήρη επαφή εδάφους-θεμελίου και ελαστική εδαφική συμπεριφορά. Οι εξαγόμενες συσχετίσεις σε αδιάστατους όρους $K_R(\vartheta)/K_{el} - \vartheta/\vartheta_{pl}$, που λαμβάνουν υπόψη την αποκόλληση του θεμελίου από το υποκείμενο έδαφος και την ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους, αποτελούν πολύ σημαντικές επεκτάσεις της χρήσης της ελαστικής δυσκαμψίας. Τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων συμπυκνώνονται στις κανονικοποιημένες καμπύλες $K_R(\vartheta)/K_{el} - \vartheta/\vartheta_{pl}$.

Τα κυριότερα συμπεράσματα συνοψίζονται ως εξής :

- Μέσω των αδιάστατων καμπυλών επιτυγχάνεται ο ποσοτικός προσδιορισμός της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της γωνίας στροφής του θεμελίου. Έτσι, οι καμπύλες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή ρεαλιστικών τιμών της περιστροφικής δυσκαμψίας.
- Η κυριότερη παράμετρος του ανελαστικού προβλήματος που εξετάστηκε ήταν ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V . Όσο μικραίνει ο FS_V , δηλαδή όσο πιο βαριά φορτισμένο είναι ένας σύστημα, τόσο πιο έντονες είναι οι πλαστικοποιήσεις στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο. Επομένως, τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας σε σχέση με

την αντίστοιχη ελαστική τιμή. Επιπλέον, ο FS_V έχει επίδραση στη μορφή της μείωσης της περιστροφικής δυσκαμψίας συναρτήσει της γωνίας στροφής: στα ελαφρά φορτισμένα θεμέλια (μεγάλοι FS_V) κυριαρχεί η αποκόλληση του θεμελίου ως τρόπος ανάληψης της ροπής από οριζόντια φορτία. Αντιθέτως, στα βαριά φορτισμένα θεμέλια (μικροί FS_V) κυριαρχεί η κινητοποίηση μηχανισμών φέρουσας ικανότητας, ενώ η αποκόλληση του θεμελίου είναι αμελητέα.

- Η ύπαρξη αρχικών πλαστικοποιήσεων λόγω των κατακόρυφων φορτίων οδηγεί σε μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-θεμελίου. Από τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων μπορεί να εξαχθεί μία συσχέτιση μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_V και της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος ανηγμένης στην αντίστοιχη ελαστική. Στο **Σχήμα 2.9.1** απεικονίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και η προσεγγιστική σχέση που προτείνεται:

$$\frac{K_{R,0}}{K_{el}} \cong 1 - \frac{0.8}{FS_V} \quad (2.9.1)$$

Αυτή η συσχέτιση αποτελεί μία συγκεντρωτική προσέγγιση, ανεξαρτήτως του είδους της θεμελίωσης που εξετάζεται. Για μεγαλύτερη ακρίβεια, είναι προτιμότερο να ακολουθήσει κανείς τις επιμέρους σχέσεις που δίνονται στα εκάστοτε υποκεφάλαια για το κάθε είδος επιφανειακής θεμελίωσης. Αξίζει να σημειωθεί πως το “ορθογωνικό” θεμέλιο προσομοιάζει την περιστροφή ενός επιφανειακού θεμελίου τοιχώματος (περιστροφή εντός του επιπέδου του τοιχώματος). Σε αυτό το είδος θεμελίωσης παρατηρούμε μεγαλύτερη μείωση της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας σε σχέση με τα υπόλοιπα επιφανειακά θεμέλια που εξετάστηκαν για μικρούς συντελεστές ασφαλείας. Αυτή η συμπεριφορά είναι ενδεχομένως αναμενόμενη λόγω της μεγαλύτερης σημασίας που έχουν οι πλαστικοποιήσεις του εδάφους. Συγκεκριμένα, οι πλαστικοποιήσεις που συγκεντρώνονται στις γωνίες του θεμελίου παίζουν μεγαλύτερο ρόλο όταν η κρίσιμη πλευρά είναι η μικρότερη σε μήκος.

- Η κανονικοποίηση της γωνίας στροφής με την προτεινόμενη “γωνία αποκόλλησης” δύσκαμπτου θεμελίου επί ανελαστικού εδάφους θ_{pl} είναι ακριβής για ελαφρά φορτισμένα θεμέλια (μεγάλους FS_V), όπου κυριαρχεί το ανασήκωμα

του θεμελίου. Για τα βαριά φορτισμένα θεμέλια στην πραγματικότητα μπορεί να μην υπάρξει καθόλου αποκόλληση, επομένως η “γωνία αποκόλλησης” δεν θα αντιστοιχεί σε πραγματικό ανασήκωμα της θεμελίωσης. Ωστόσο, η χρήση αυτής της γωνίας για την κανονικοποίηση των διαγραμμάτων της δυσκαμψίας είναι ιδιαίτερα επιτυχής, τόσο για μεγάλους, όσο και για μικρότερους συντελεστές ασφαλείας και ως εκ τούτου υιοθετείται.

2.9.2 Αξιοποίηση των αποτελεσμάτων

Βασιζόμενοι στην ιδέα των Paolucci et al. [2011], οι αδιάστατες καμπύλες θα μπορούσαν να αποτελέσουν τη βάση για την ανάπτυξη μίας *ισοδύναμης γραμμικής μεθόδου* για την εύρεση της γωνίας στροφής θ ενός μονοβάθμιου συστήματος υπό στατικό φορτίο, ώστε να αποφεύγεται η εκτέλεση χρονοβόρων μη γραμμικών αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία. Εφόσον στο πρόβλημα υπάρχουν μεγέθη που είναι εξαρτημένα μεταξύ τους με μη-γραμμικό τρόπο (η περιστροφική δυσκαμψία είναι μη-γραμμική συνάρτηση της γωνίας στροφής του θεμελίου), δεν είναι δυνατή η χρήση ενός στροφικού ελατηρίου σταθερής δυσκαμψίας για την προσομοίωση της πραγματικότητας. Έτσι, η ακριβής εύρεση της γωνίας στροφής είναι δυνατή μόνο μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας.

Για την καλύτερη κατανόηση της ιδέας αυτής, παρατίθεται ένα παράδειγμα. Στο **Σχήμα 2.9.2α** παρουσιάζονται σχηματικά τα ‘δεδομένα εισόδου’ του προβλήματος: έστω ένα μονοβάθμιος ταλαντωτής με γνωστή γεωμετρία (h, B) και συγκεντρωμένη μάζα m στην κορυφή του, εδραζόμενος επί εδάφους με ομοιόμορφα μηχανικά χαρακτηριστικά (E_o, S_u). Στη συγκεντρωμένη μάζα ασκείται οριζόντια στατική δύναμη F . Η επαναληπτική διαδικασία περιγράφεται παρακάτω (**Σχήμα 2.9.2β**):

Βήμα 1: Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας FS_V έναντι κατακόρυφης φόρτισης και της ελαστικής δυσκαμψίας του συστήματος K_{el} από τις σχέσεις για τον ομοιογενή ημίχωρο [Gazetas, 2009] \Rightarrow δυσκαμψία του συστήματος για μηδενική στροφή $K_R(0)$.

Βήμα 2: Υπολογισμός της γωνίας στροφής θ μέσω του ορισμού της δυσκαμψίας:

$$\theta^{(0)} = \frac{M}{K_R^{(0)}} = \frac{F \cdot h}{K_R^{(0)}} \quad (2.9.2)$$

Βήμα 3: Προσδιορισμός της τέμνουσας δυσκαμψίας $K_R(\vartheta)$ που αντιστοιχεί στη γωνία $\vartheta^{(0)}$ μέσω της αντίστοιχης καμπύλης και υπολογισμός νέας γωνίας ϑ με τον ίδιο τρόπο :

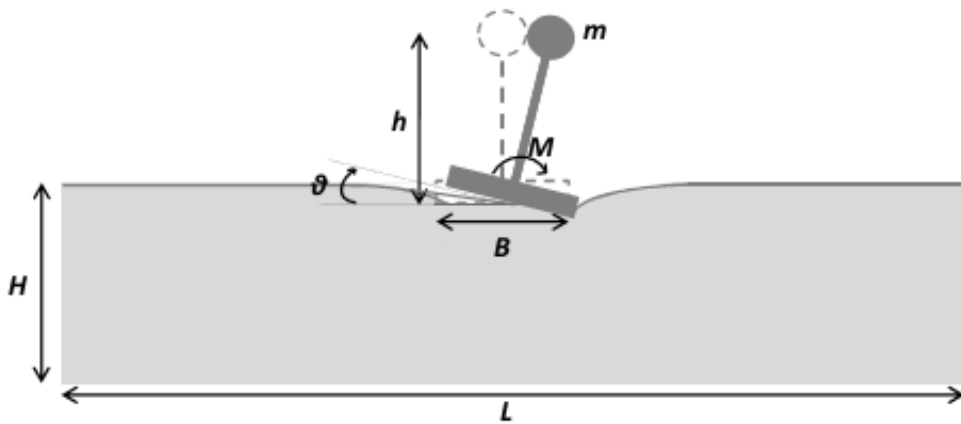
$$\theta^{(1)} = \frac{M}{K_R(\theta)} \quad (2.9.3)$$

Βήμα 4: Έλεγχος σύγκλισης της λύσης σύμφωνα με την επιθυμητή ακρίβεια:

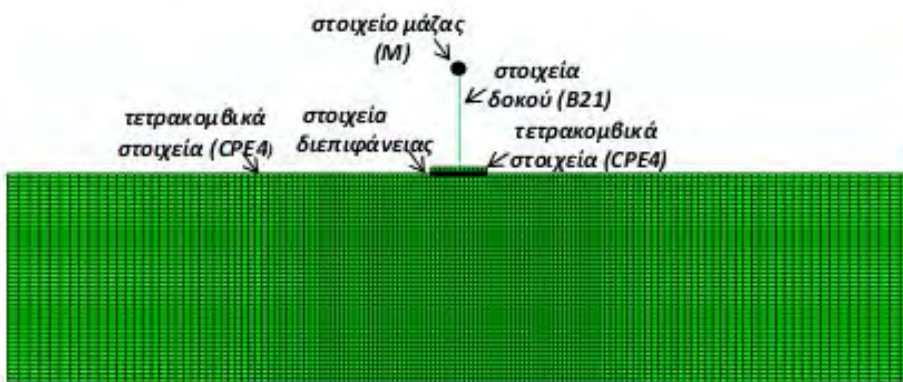
$$\left| \frac{\theta^{(0)} - \theta^{(1)}}{\theta^{(0)}} \right| < \alpha \quad (2.9.4)$$

Βήμα 5: Επανάληψη των βημάτων 3 και 4 μέχρι να υπάρξει σύγκλιση της λύσης.

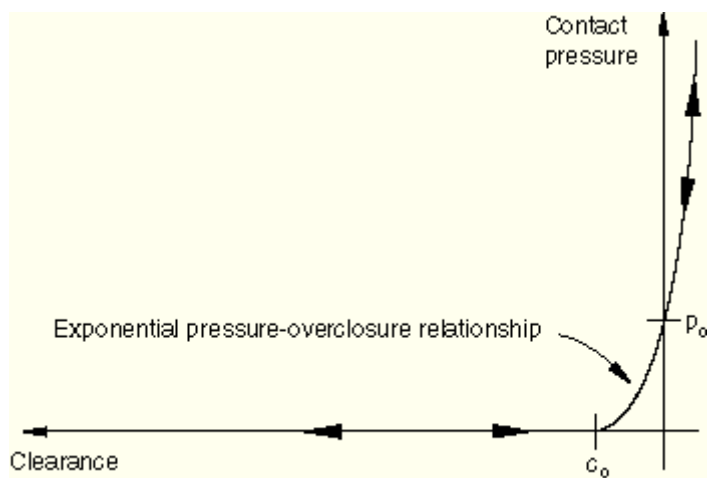
Σχήματα



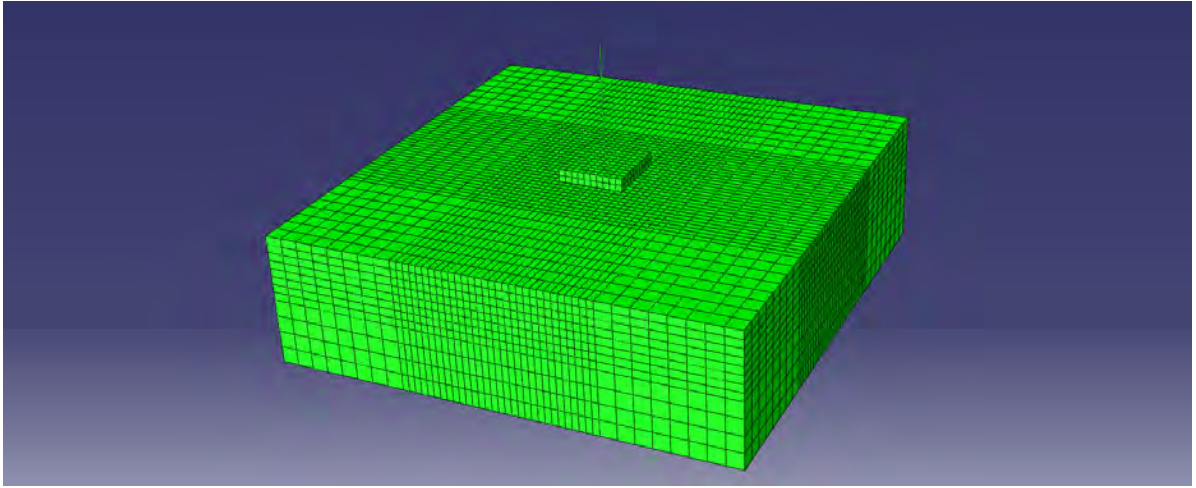
Σχήμα 2.2.1 Σχηματικός ορισμός προβλήματος θεμελιολωρίδας



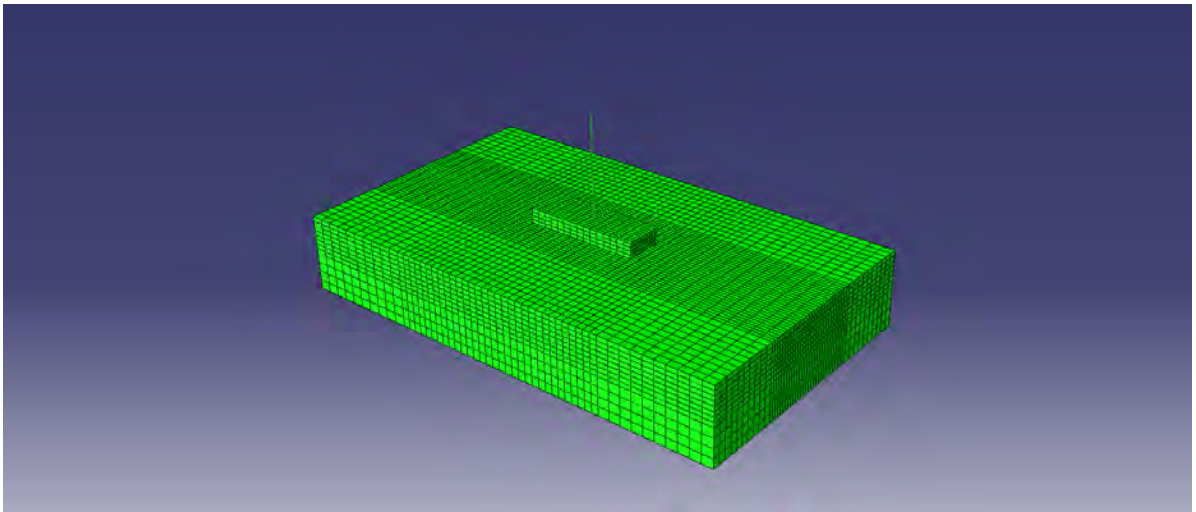
Σχήμα 2.2.2 Διδιάστατο προσομοίωμα θεμελιολωρίδας



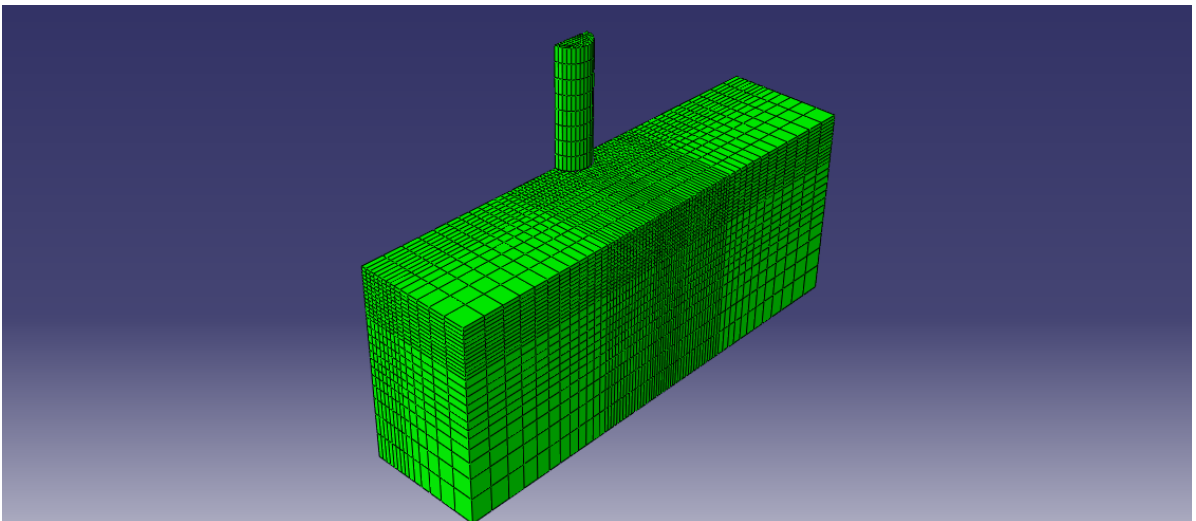
Σχήμα 2.2.3 Εκθετικός νόμος επαφής στη διεπιφάνεια



Σχήμα 2.2.4 Τριδιάστατο προσομοίωμα τετραγωνικού θεμελίου

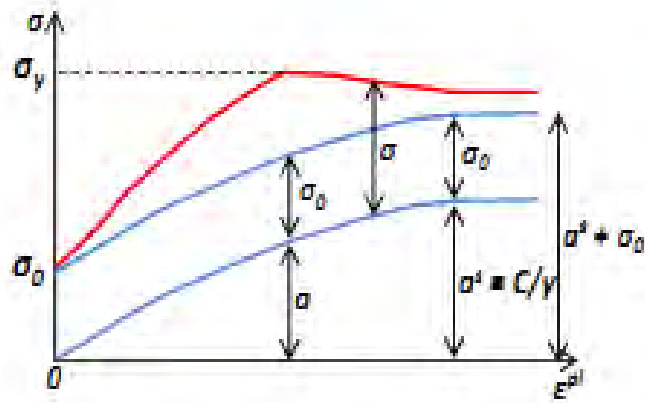


Σχήμα 2.2.5 Τριδιάστατο προσομοίωμα ορθογωνικού θεμελίου

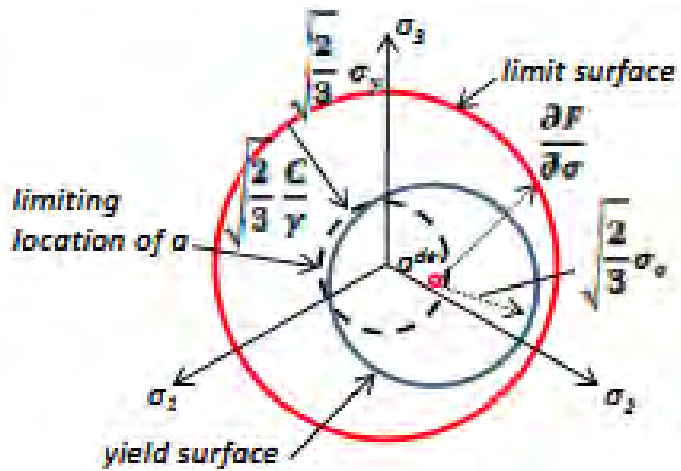


Σχήμα 2.2.6 Τριδιάστατο προσομοίωμα κυκλικού θεμελίου

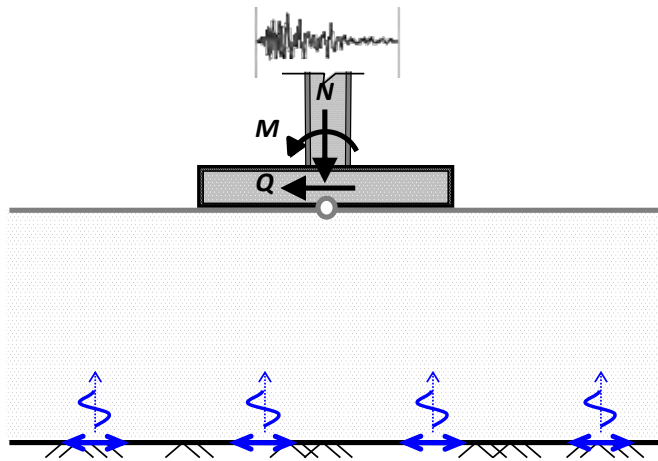
(α)



(β)



Σχήμα 2.2.7 Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους: εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής & της ιστροπικής κράτυνσης για **(α)** απλοποιημένη μονοδιάστατη απεικόνιση και **(β)** τριδιάστατη απεικόνιση



Conventional Approach

Limited uplift

Plastic "hinge"

$$FS_V \gg 3 \text{ and } FS_E > 1$$

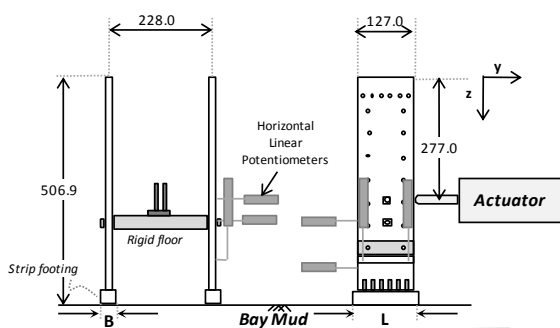
New Un-conventional Approach

Significant uplift

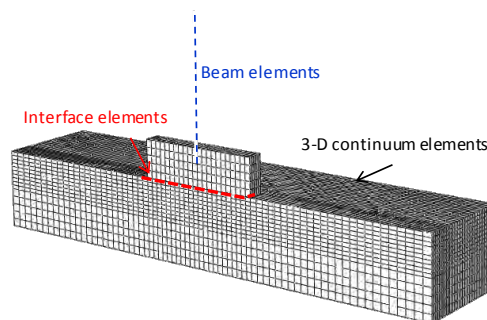
Soily

$$FS_V > 3 \text{ and } FS_E < 1$$

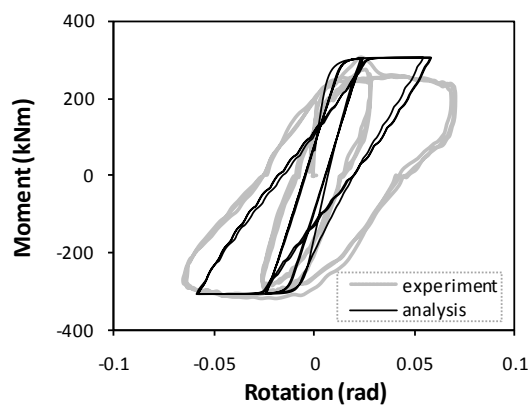
Σχήμα 2.3.1 Ορισμός του προβλήματος: επιφανειακή θεμελίωση υπό σεισμική φόρτιση (συνδυασμός N–Q–M) (a) (b)



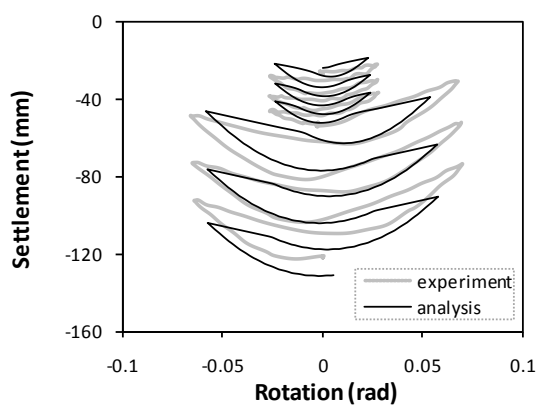
(a) Centrifuge testing set-up: Horizontal cyclic push



(b) Centrifuge testing set-up: Horizontal cyclic push

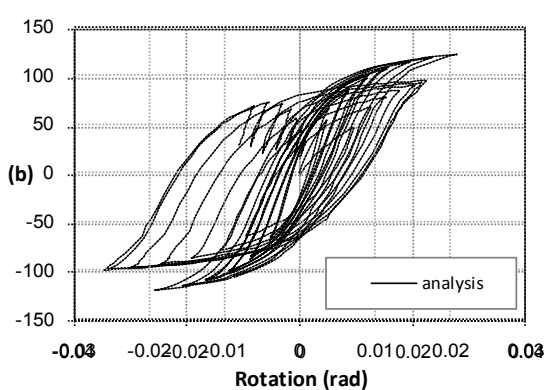
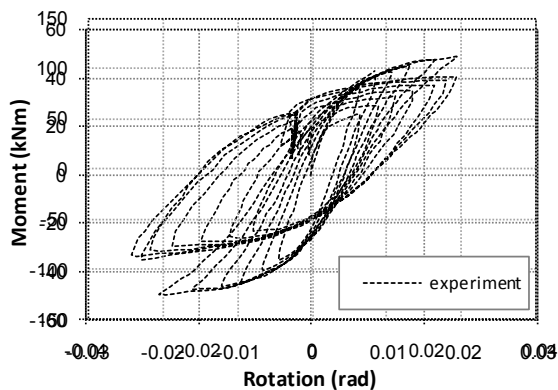
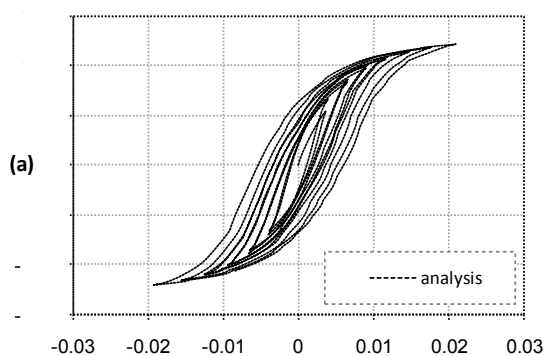
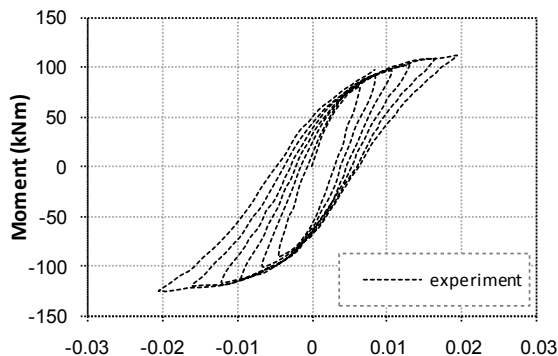
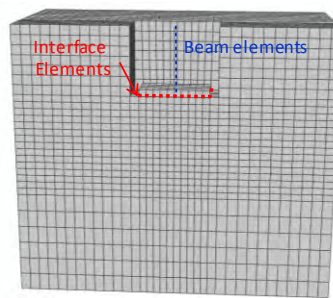
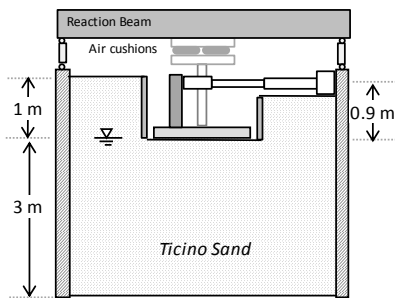


(c) Experimental vs. analytical moment–rotation loops

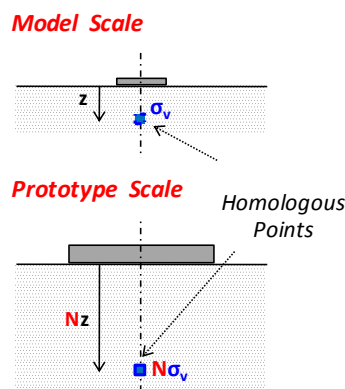
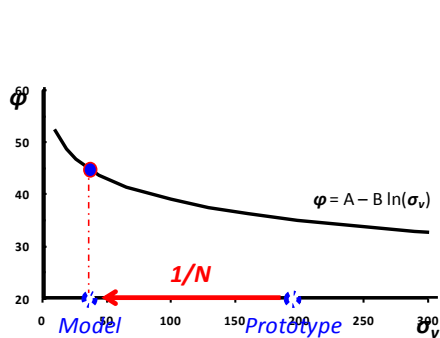


(d) Experimental vs. analytical settlement–rotation loops

Σχήμα 2.3.2 Τεκμηρίωση του καταστατικού προσομοιώματος με βάση πειράματα φυγοκεντρίστη του UC Davis : ανακυκλικά “pushover” θεμελίων επί άργιλο.



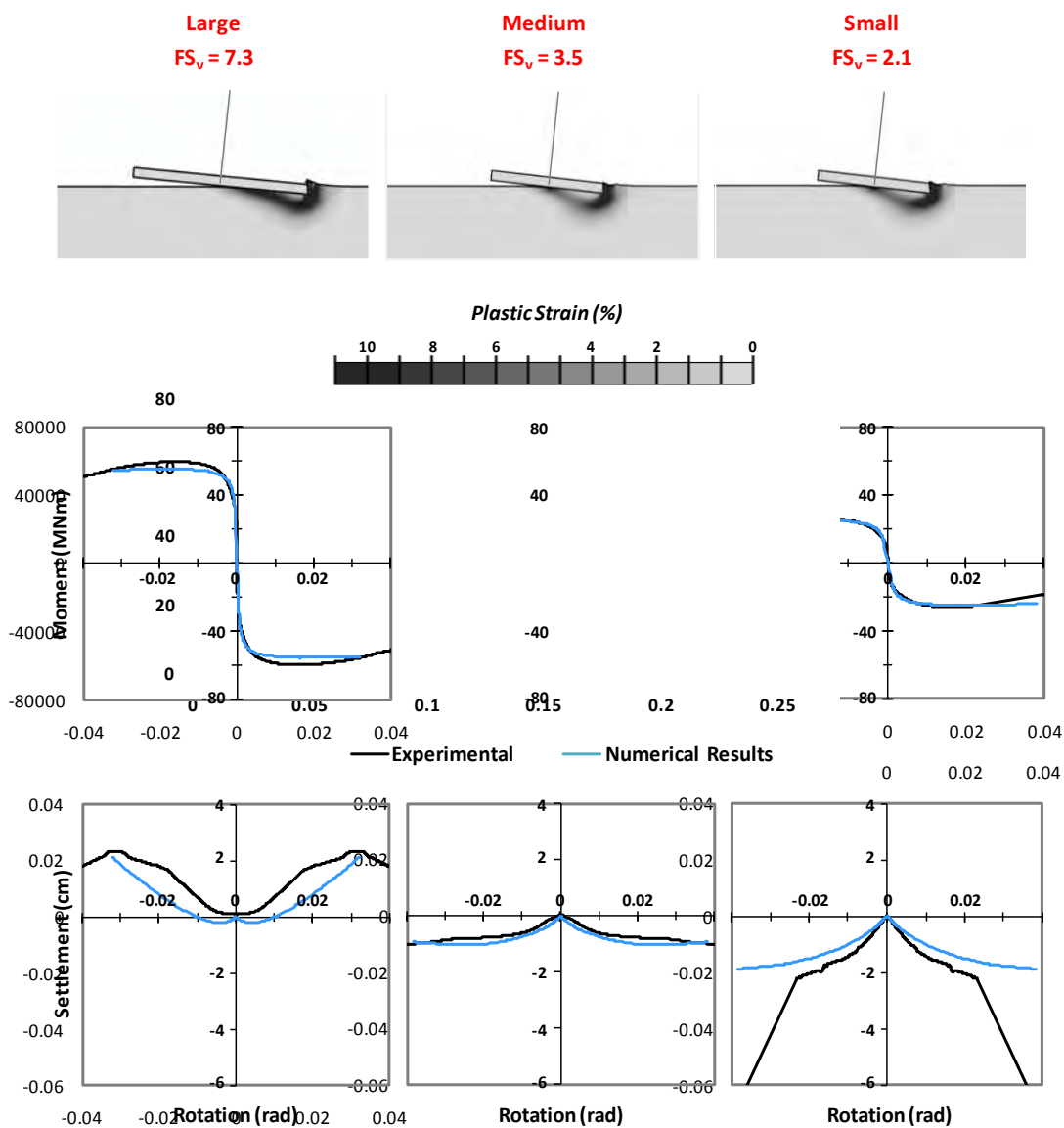
Σχήμα 2.3.3 Έλεγχος ισχύος του προσομοιώματος με βάση πειράματα μεγάλης κλίμακας σε άμμο. Σύγκριση ανακυκλικής απόκρισης σε όρους ροπής – στροφής για (a) πυκνή άμμο και (b) χαλαρή άμμο.



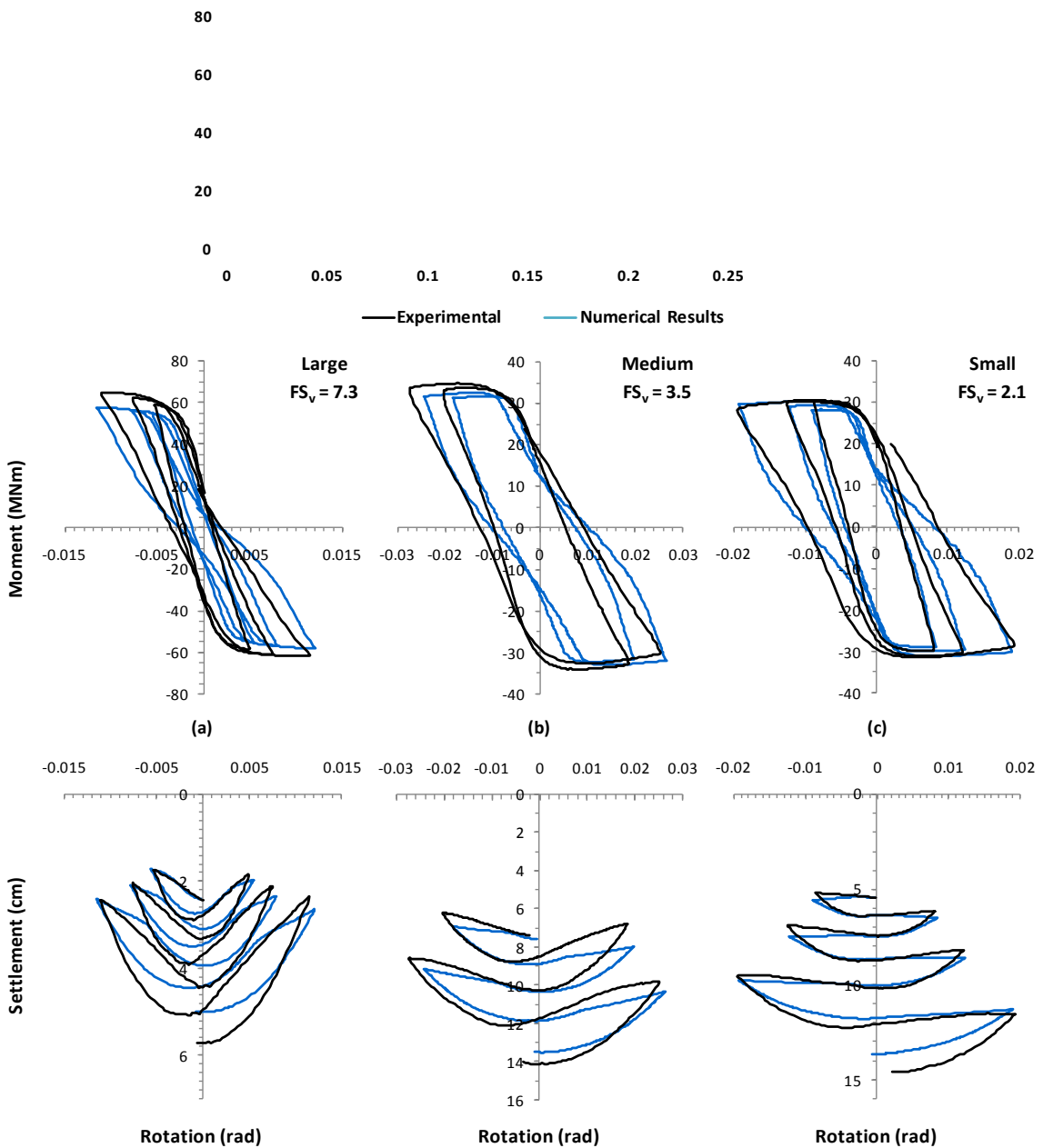
(a)

(b)

Σχήμα 2.3.4 Επίδραση της προσομοίωσης μικρής κλίμακας : (a) γωνία τριβής ως συνάρτηση της ενεργού τάσης, και επομένως (b) για κάθε ζεύγος ομόλογων σημείων μεταξύ του πρωτοτύπου και του ομοιώματος υπό κλίμακα, η κατακόρυφη τάση στο ομοίωμα είναι N φορές μικρότερη από ότι στο πρωτότυπο και ως αποτέλεσμα η ενεργή γωνία τριβής είναι κάπως μεγαλύτερη.



Σχήμα 2.3.5 Επαλήθευση ισχύος του προσομοιώματος με βάση πειράματα μικρής κλίμακας ($N = 20$). Αποτελέσματα οριζόντιων pushover σε όρους ροπής – στροφής και καθίζησης – στροφής για τα τρία είδη θεμελίων που εξετάστηκαν: μεγάλο θεμέλιο ($FS_V = 7.3$), μεσαίο θεμέλιο ($FS_V = 3.5$) και μικρό θεμέλιο ($FS_V = 2.1$).



Σχήμα 2.3.6 Επαλήθευση ισχύος του προσομοιώματος με βάση πειράματα μικρής κλίμακας ($N = 20$). Αποτελέσματα ανακυκλικών οριζόντιων pushover σε όρους ροπής – στρώσης και καθίζησης – στρώσης για τα τρία είδη θεμελίων που εξετάστηκαν: μεγάλο θεμέλιο ($FS_v = 7.3$), μεσαίο θεμέλιο ($FS_v = 3.5$) και μικρό θεμέλιο ($FS_v = 2.1$).

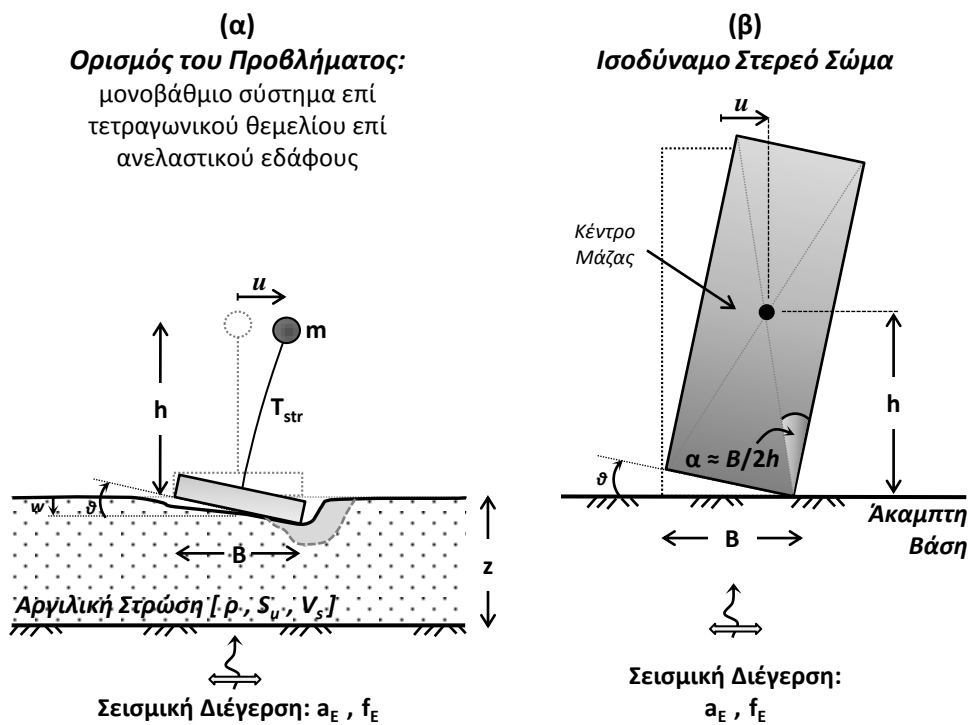
Πίνακας 2.4.1 Λικνιστική απόκριση μονοβάθμιου συστήματος επί επιφανειακού τετραγωνικού θεμελίου υπό στατικό ή δυναμικό φορτίο: Προσδιορισμός αδιάστατων Π-μονωνύμων.

Ανεξάρτητες Μεταβλητές

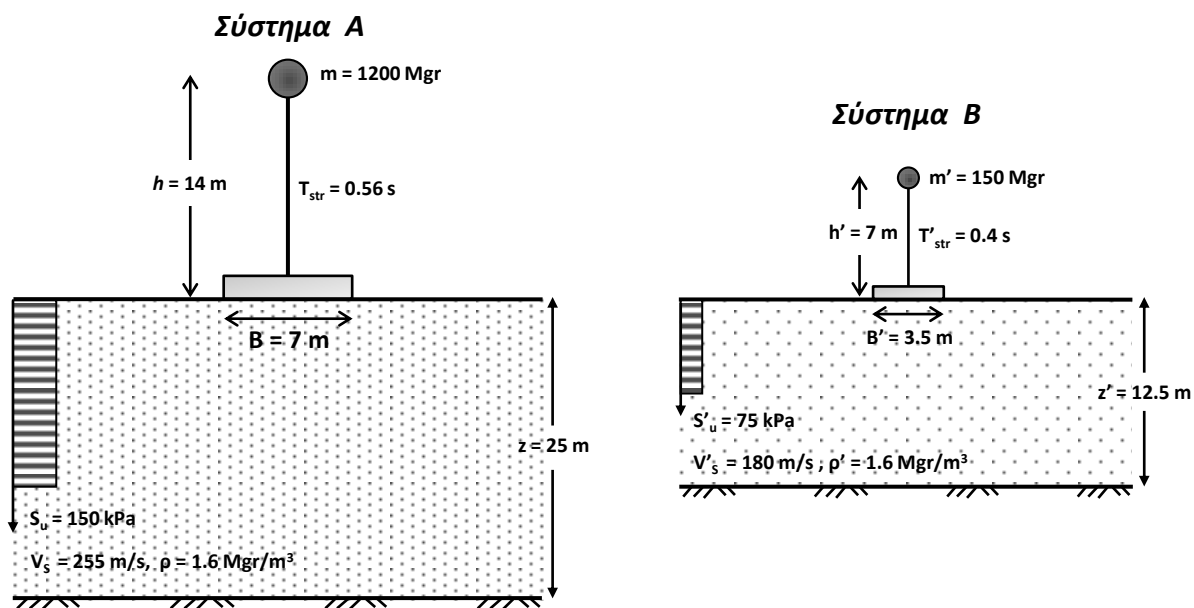
h B m T_{str} ρ S_u V_s z a_E f_E

Αδιάστατες Παράμετροι

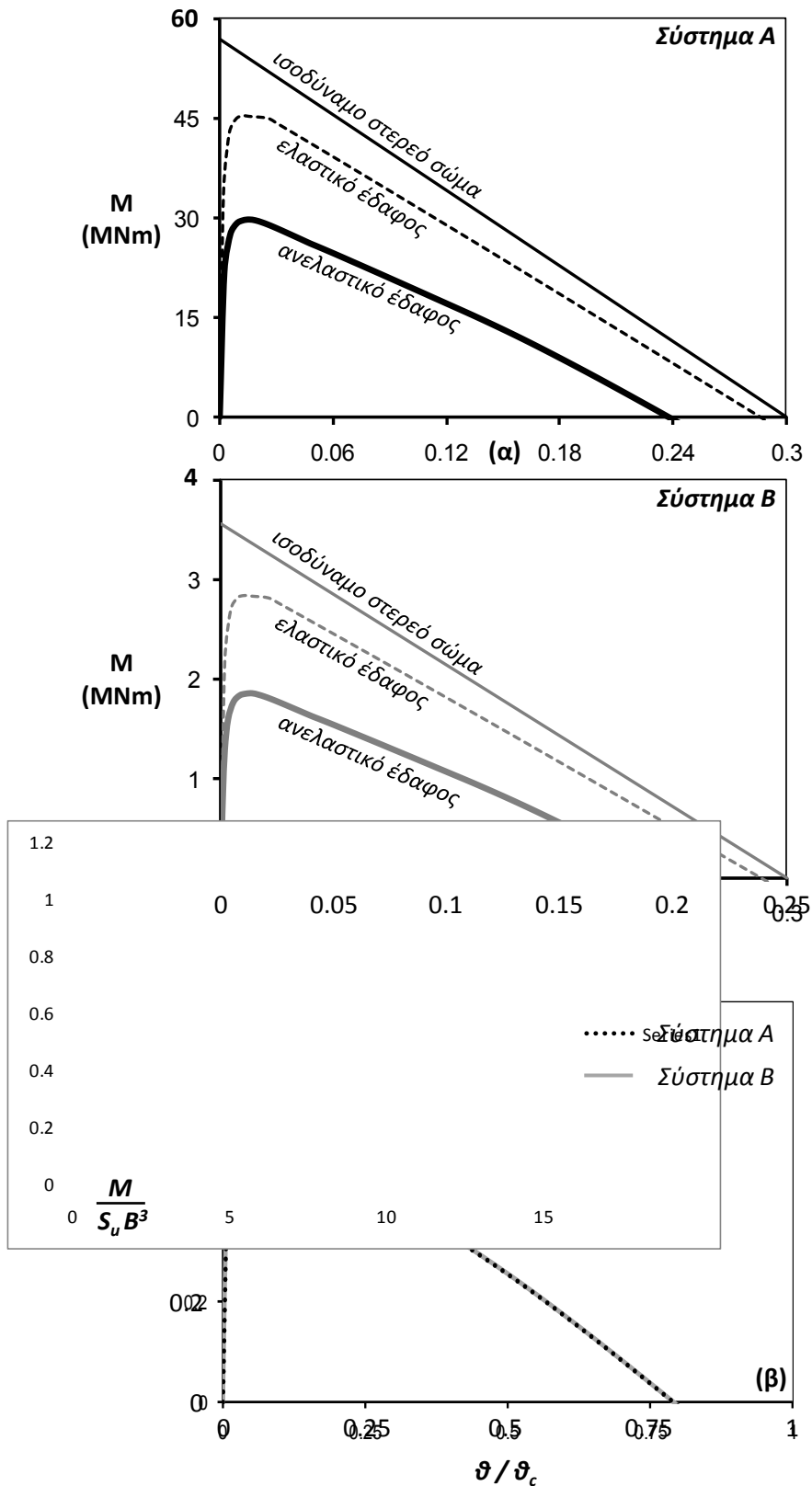
Aspect ratio	$\frac{h}{B}$	Rigidity ratio	$\frac{\rho V_s^2}{S_u}$
Factor of safety	FS_v	Relative frequency ratio	$\frac{V_s}{\rho z}$
Oscillator flexibility parameter	ρT_{str}	Acceleration amplitude parameter	$\frac{a_E}{g}$
Soil strength mobilization index	$\frac{S_u}{\rho z a_E}$	Frequency parameter	$\frac{f_E}{\rho}$



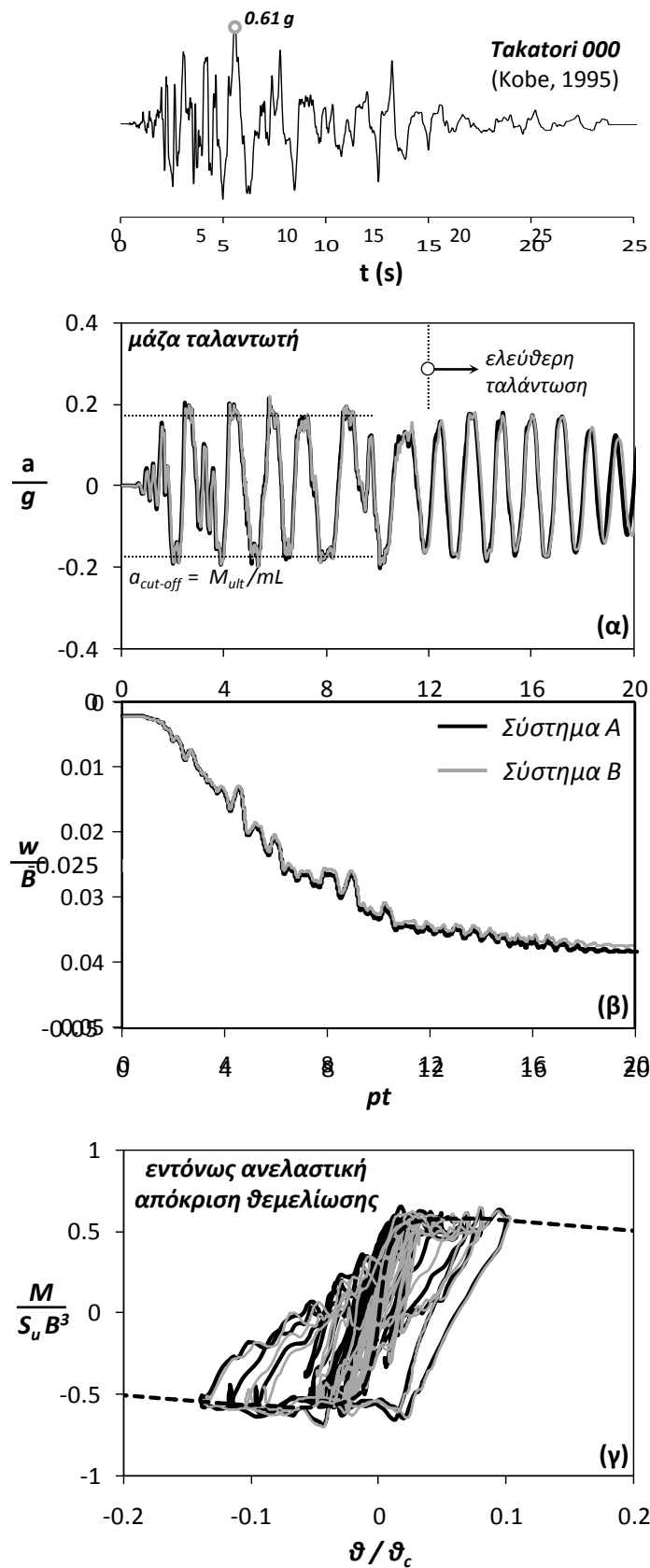
Σχήμα 2.4.1 Ορισμός του Προβλήματος: (α) Μονοβάθμιο σύστημα επί τετραγωνικού θεμελίου επί ενδόσιμου ανελαστικού αργιλικού εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες, και (β) “ισοδύναμο” στερεό σώμα επί άκαμπτης βάσης.



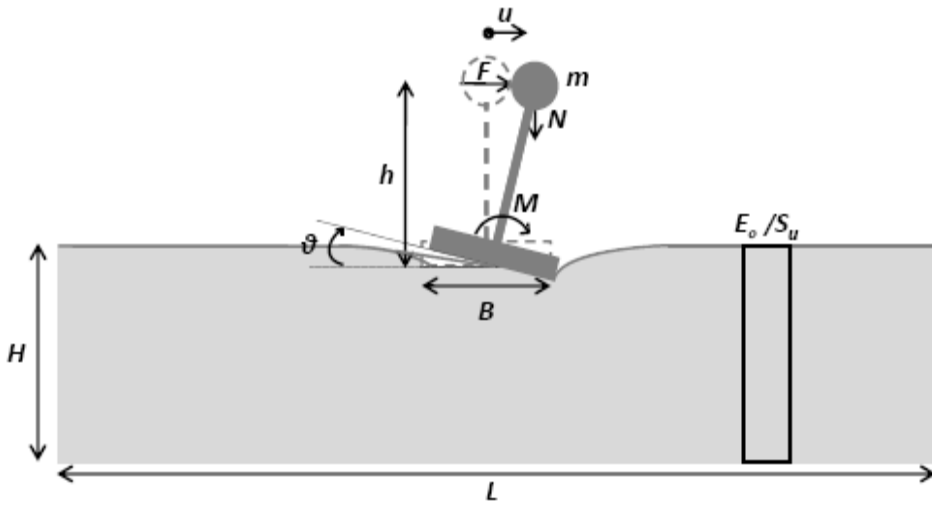
Σχήμα 2.4.2 Δύο συστήματα παρουσιάζουν κοινή απόκριση εφόσον διαθέτουν κοινές αδιάστατες παραμέτρους [παράδειγμα: $h/B = 2$, $FS_V = 2.5$, $\rho T_{str} = 0.4$, $\rho V_s^2 / S_u = 690$, $V_s / \rho z = 14.3$].



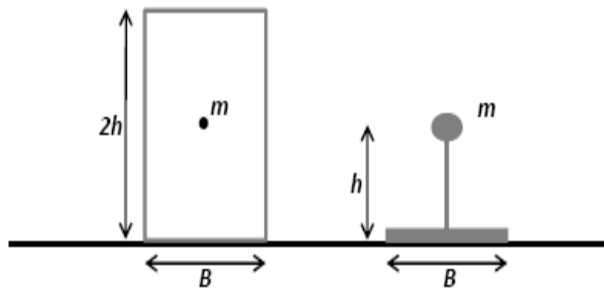
Σχήμα 2.4.3 Αποτελεσματικότητα της διαστατικής ανάλυσης για στατική μονοτονική φόρτιση. (α) Απόκριση σε όρους ροπής-στροφής ($M-\theta$) των δύο ισοδύναμων συστημάτων. Η απόκριση του πλήρως ανελαστικού συστήματος συγκρίνεται με αυτή του ελαστικού και του ισοδύναμου στερεού σώματος επί άκαμπτης βάσης. (β) Σύγκριση των δύο συστημάτων σε όρους αδιάστατης ροπής-στροφής.



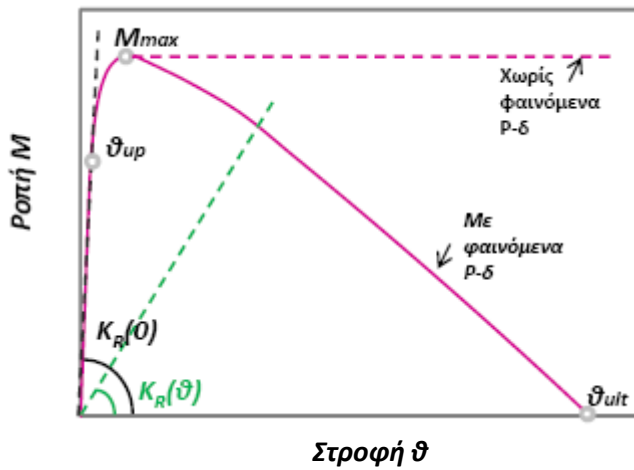
Σχήμα 2.4.4 Αποτελεσματικότητα της διαστατικής ανάλυσης για ισχυρή σεισμική διέγερση—μή γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας για την καταγραφή Takatori (Kobe 1995). Αδιάστατες χρονοϊστορίες (α) της επιτάχυνσης της μάζας του ταλαντωτή, (β) της καθίζησης του θεμελίου & (γ) αδιάστατοι βρόχοι ροπής-στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης.



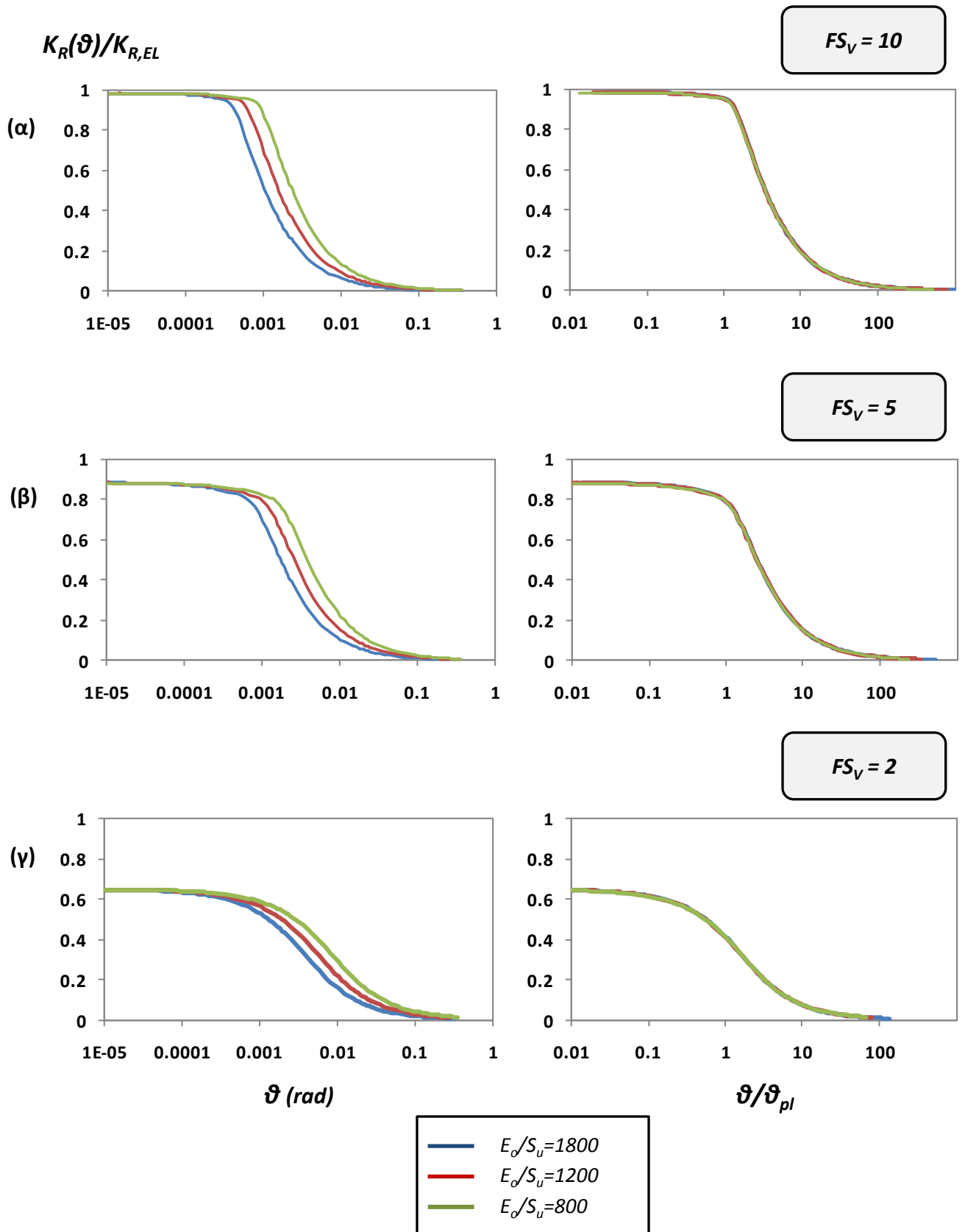
Σχήμα 2.5.1 Σχηματικός ορισμός παραμέτρων του προβλήματος



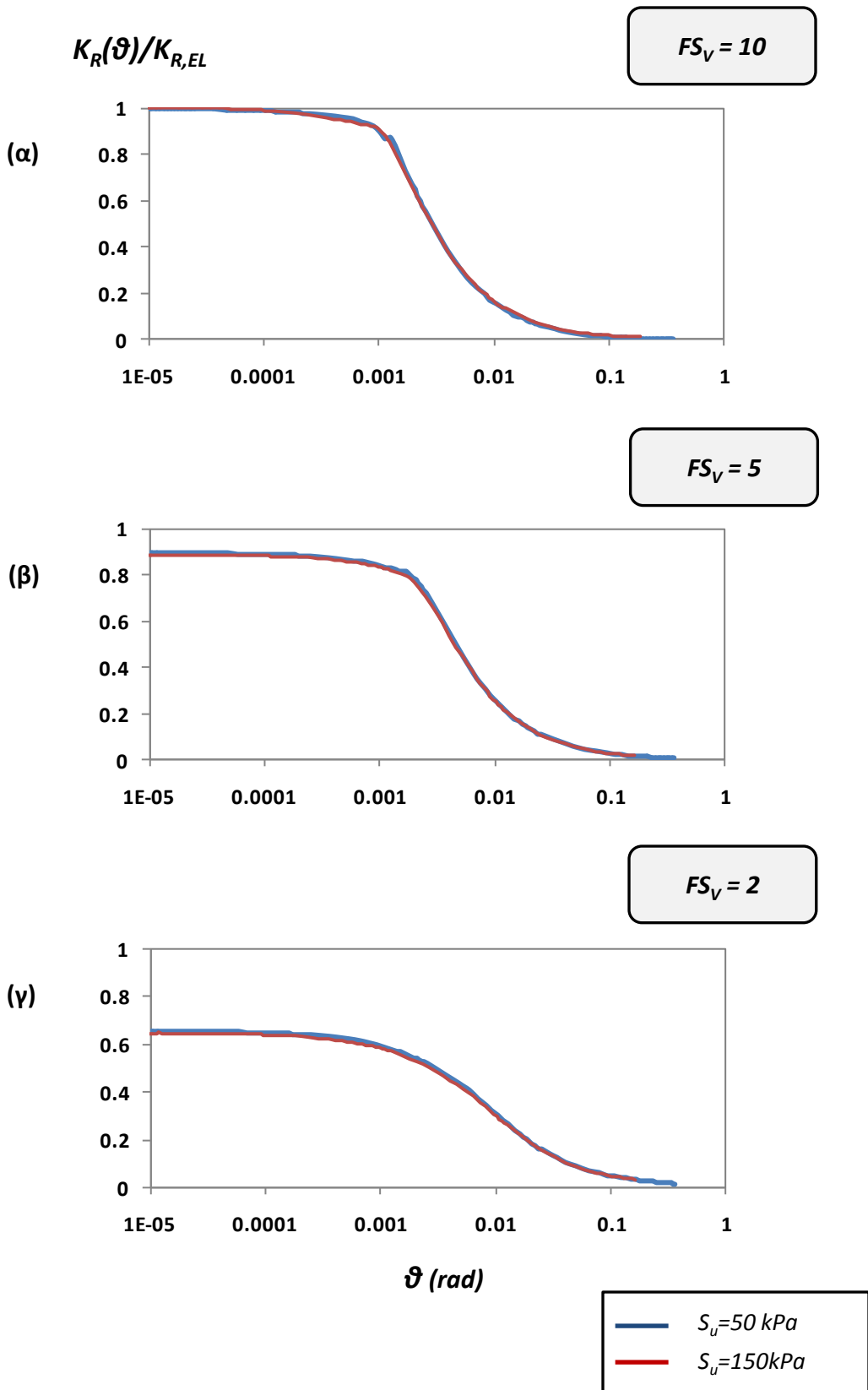
Σχήμα 2.5.2 Ορθογώνιο στερεό σώμα και ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής



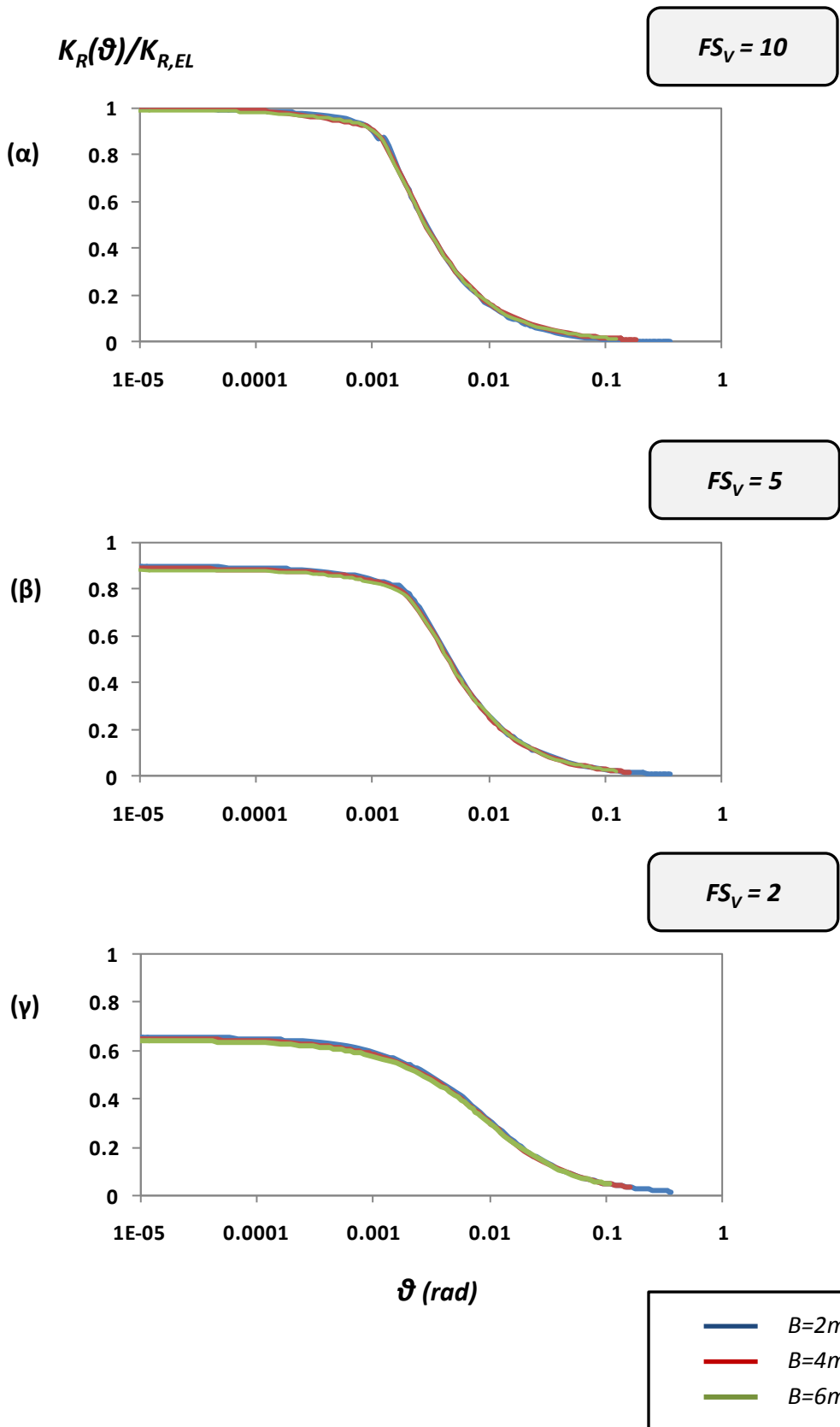
Σχήμα 2.5.3 Ορισμός των χρησιμοποιούμενων συμβόλων



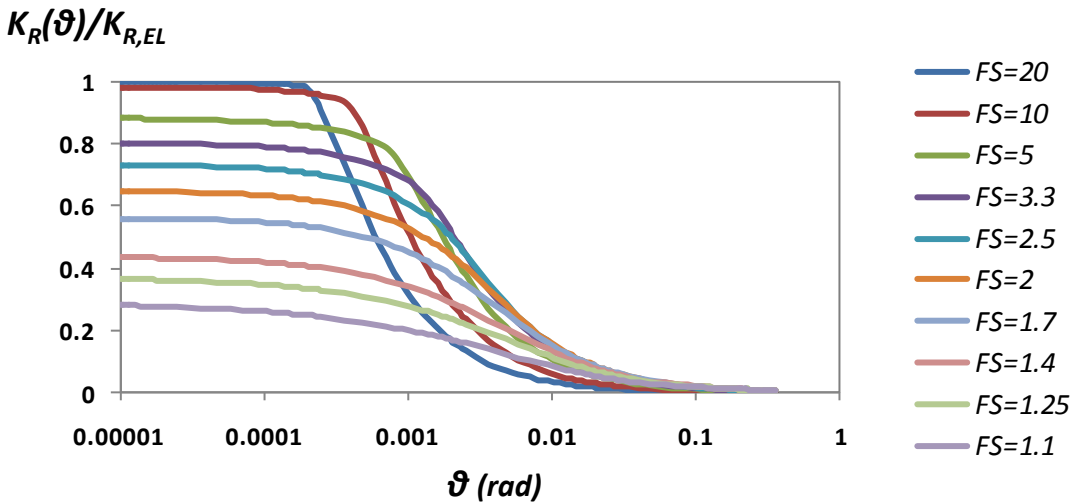
Σχήμα 2.5.4 Επιρροή του λόγου εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u με $S_u=150\text{kPa}$ για λωριδωτό θεμέλιο πλάτους $B=2\text{m}$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ ή αδιαστατοποιημένη γωνία στροφής θ/θ_{pl} για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.



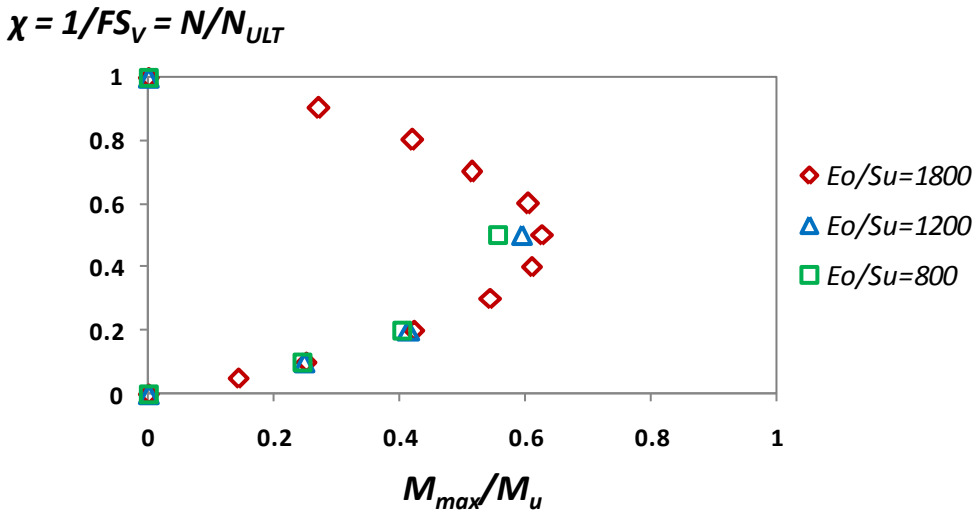
Σχήμα 2.5.5 Επιρροή της μεταβολής του S_u με σταθερό $E_o/S_u=800$ για λωριδωτό θεμέλιο πλάτους $B=2\text{m}$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, και (γ) $FS_V=2$.



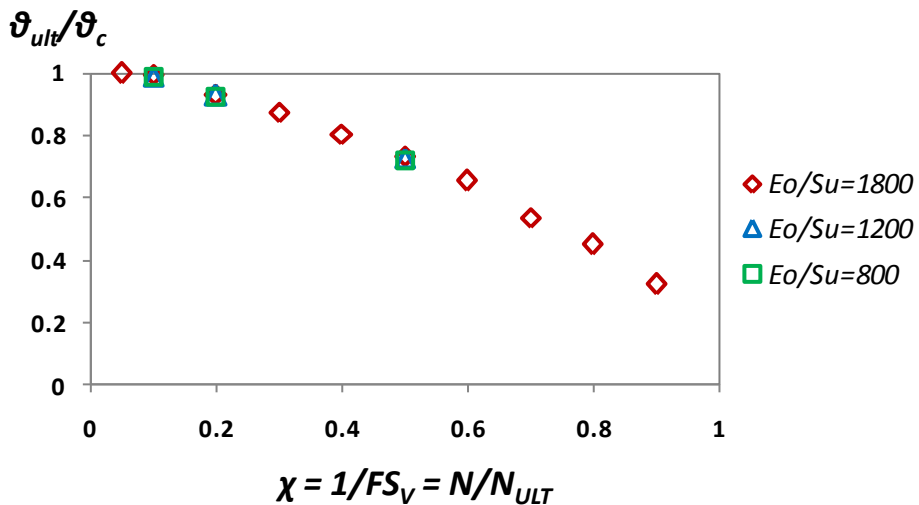
Σχήμα 2.5.6 Ισοδύναμα Συστήματα με $E_o/S_u=800$ για **λωριδωτά θεμέλια** πλάτους $B = 2, 4, 6$ m. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ - γωνία στρώσης θ για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V = 10$, (β) $FS_V = 5$, (γ) $FS_V = 2$.



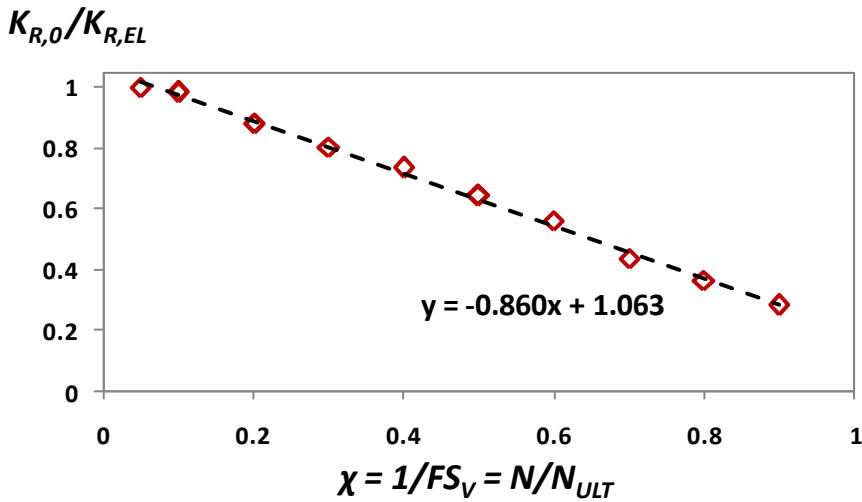
Σχήμα 2.5.7 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για $E_o/S_u=1800$, $S_u=150\text{kPa}$. Λωριδωτό θεμέλιο πλάτους $B = 2\text{m}$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ .



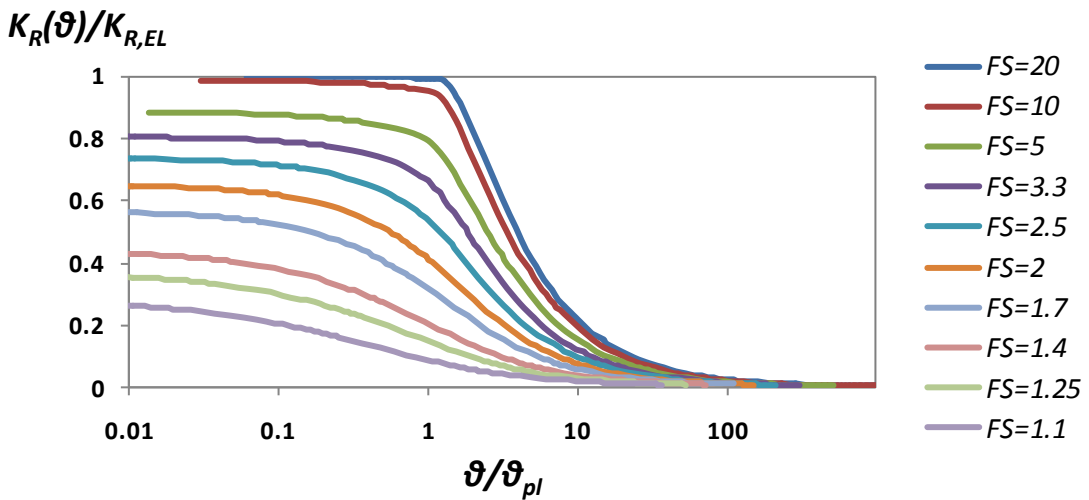
Σχήμα 2.5.8 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για διάφορα E_o/S_u . Λωριδωτό θεμέλιο πλάτους $B = 2\text{m}$. Σχέση αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας χ –μέγιστης αδιαστατοποιημένης ροπής M_{max}/M_u .



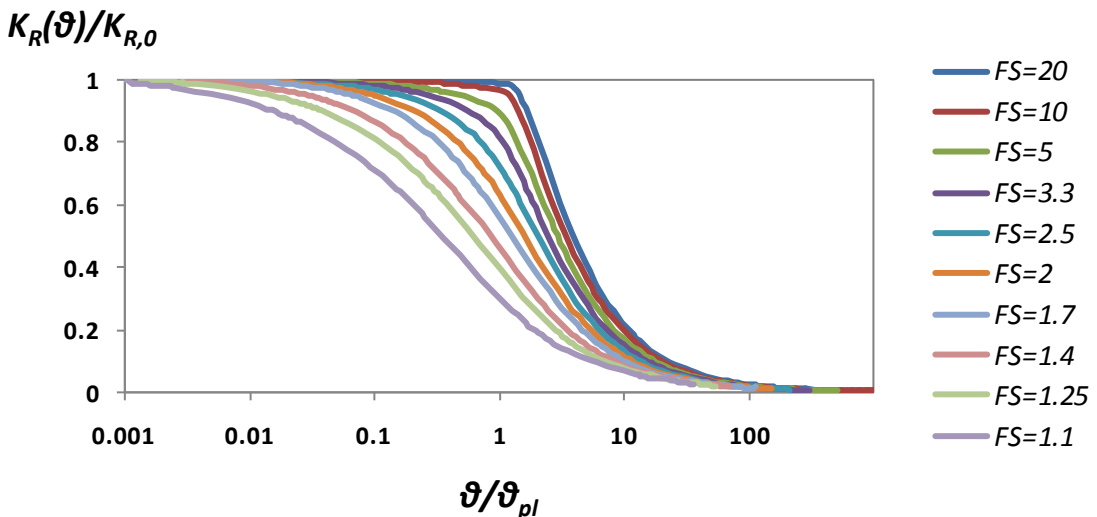
Σχήμα 2.5.9 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για διάφορα E_o/S_u . Λωριδωτό θεμέλιο πλάτους $B = 2\text{m}$. Σχέση αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας χ –αδιαστατοποιημένης γωνίας ανατροπής θ_{ult}/θ_c .



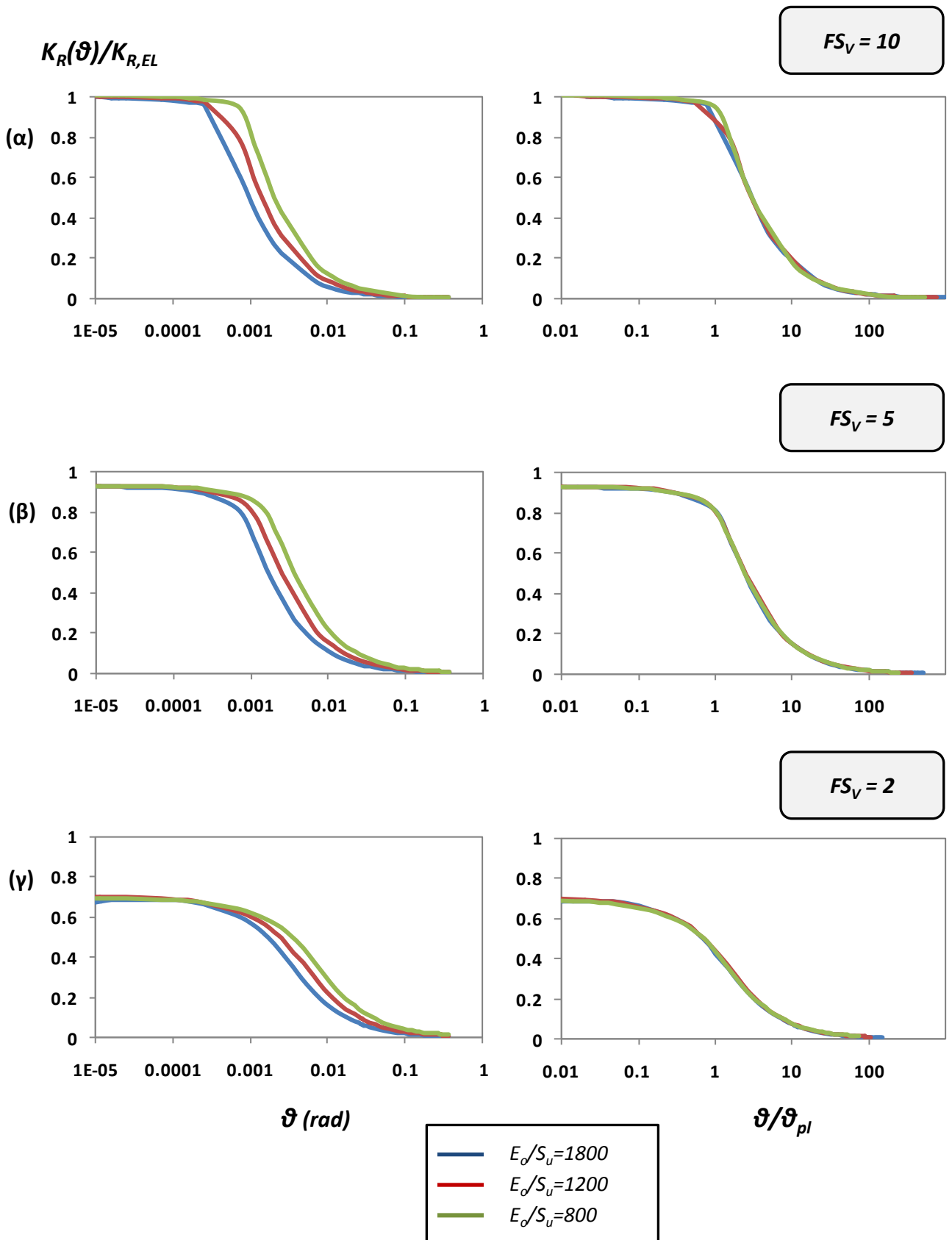
Σχήμα 2.5.10 Συσχέτιση της απομείωσης της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας $K_{R,0}$ ως προς την ελαστική $K_{R,EL}$ συναρτήσει του αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας $\chi = 1/FS_V$ για λωριδωτό θεμέλιο.



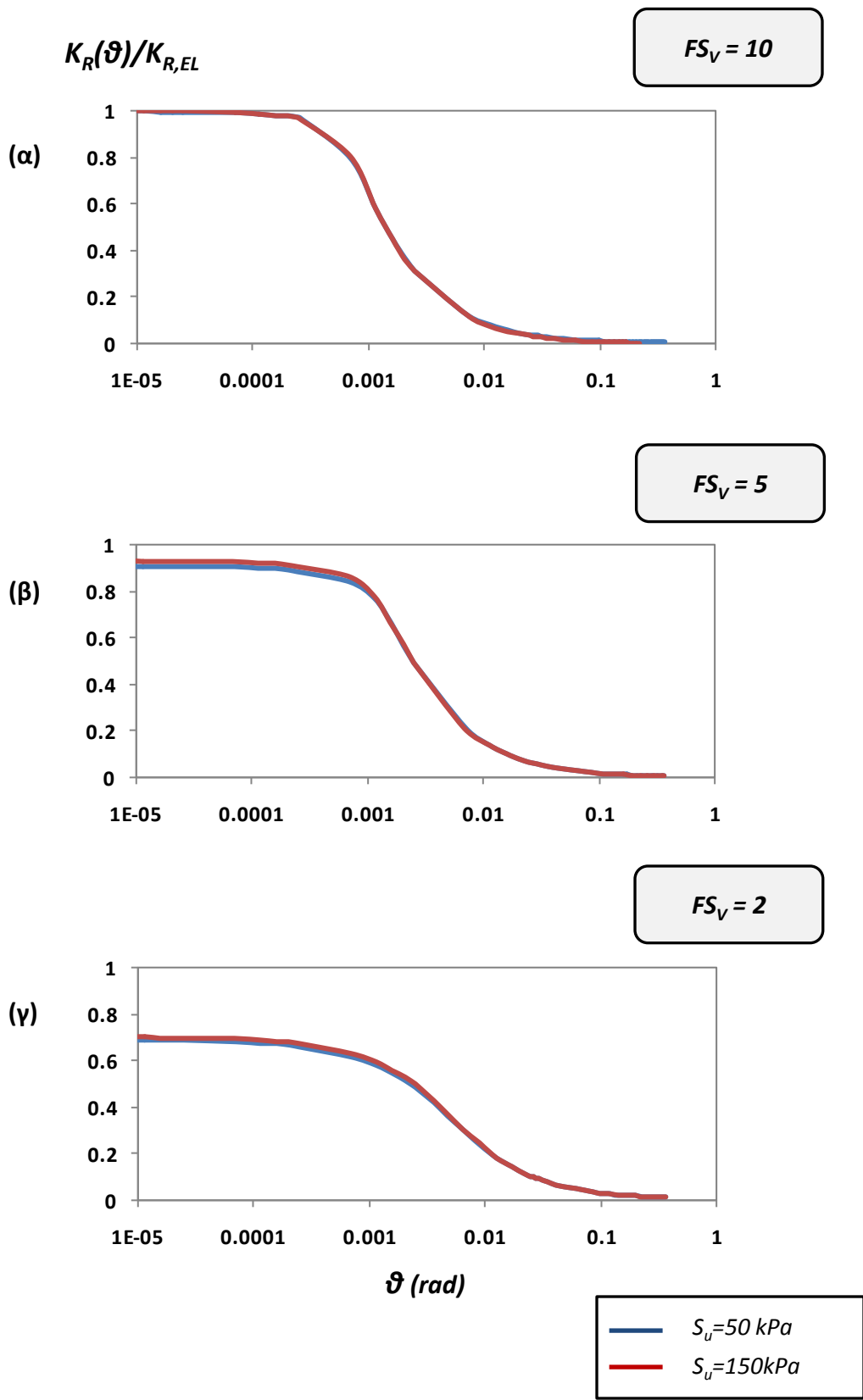
Σχήμα 2.5.11 Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ/θ_{pl} για λωριδωτό θεμέλιο.



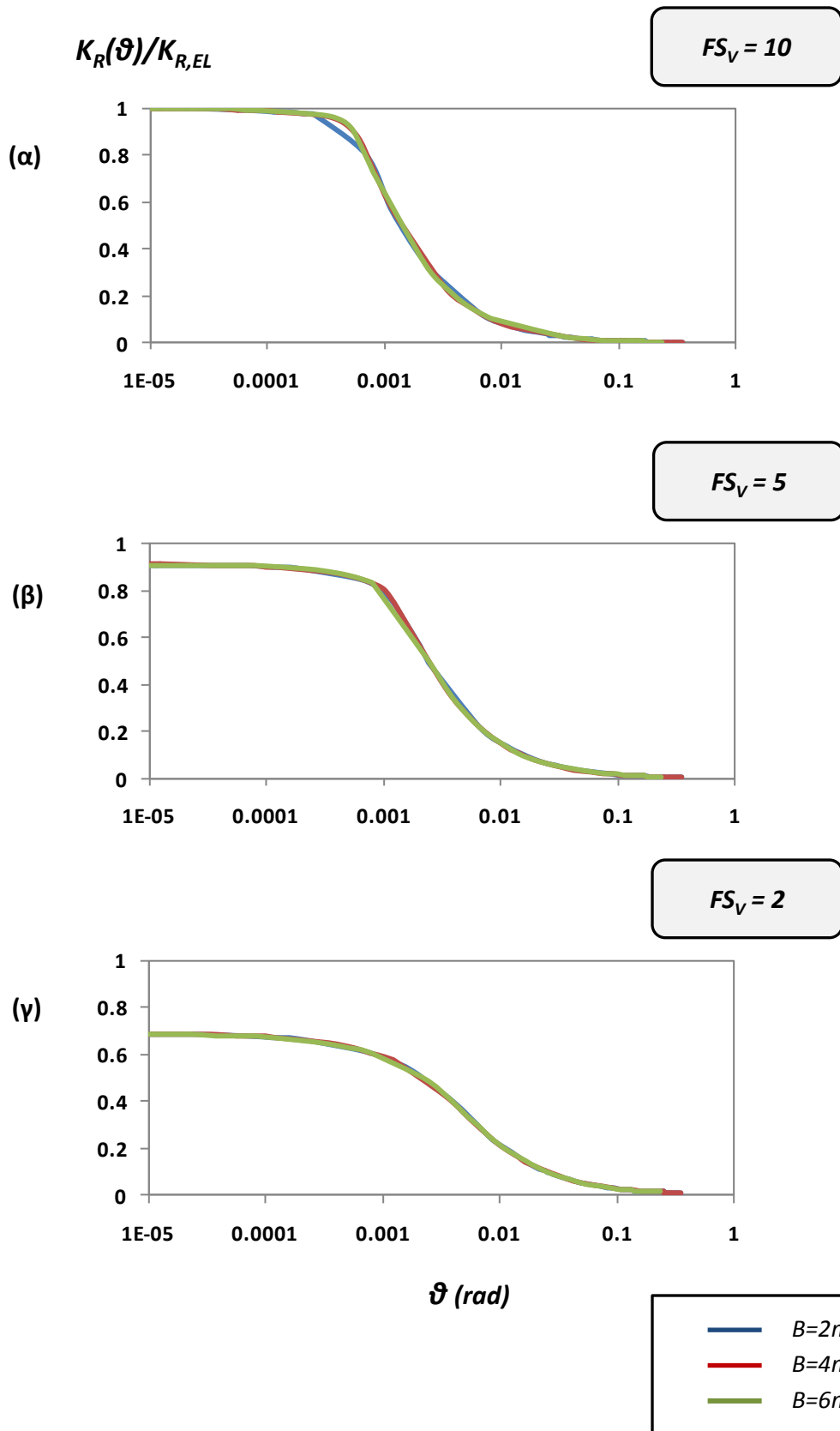
Σχήμα 2.5.12 Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,0}$ – γωνία στροφής θ/θ_{pl} για λωριδωτό θεμέλιο.



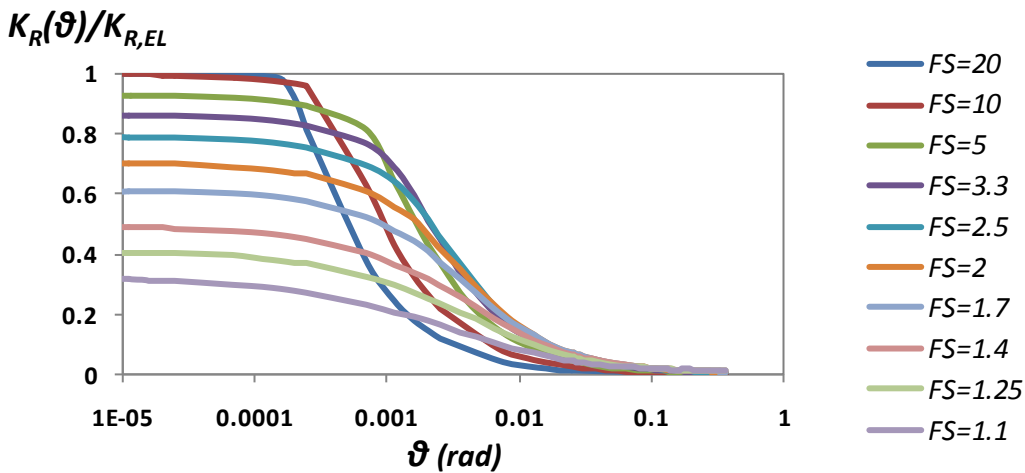
Σχήμα 2.6.1 Επιρροή του λόγου εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u με $S_u=150\text{kPa}$ για **τετραγωνικό θεμέλιο** πλάτους $B=2\text{m}$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ ή Αδιαστατοποιημένη γωνία στροφής θ/θ_{pl} για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.



Σχήμα 2.6.2 Επιρροή της μεταβολής του S_u με σταθερό $E_o/S_u=1200$ για τετραγωνικό θεμέλιο πλάτους $B=2$ m. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.

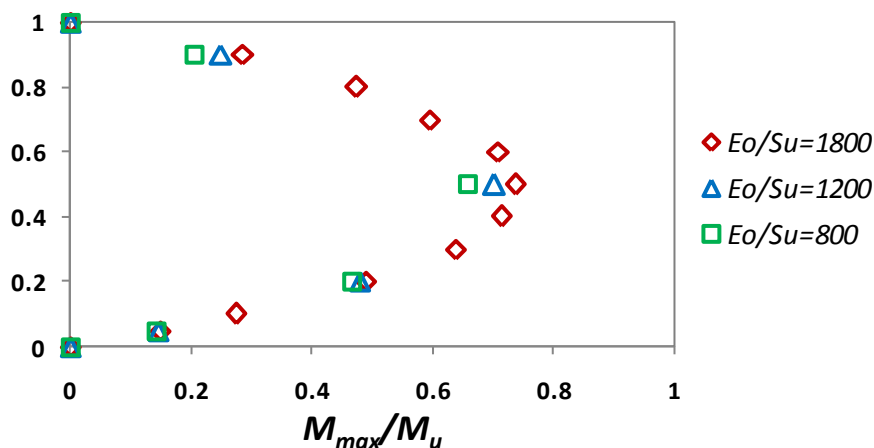


Σχήμα 2.6.3 Ισοδύναμα Συστήματα με $E_o/S_u=1200$ για **τετραγωνικά θεμέλια** πλάτους $B = 2, 4 \text{ \& } 6 \text{ m}$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ -γωνία στροφής θ για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.

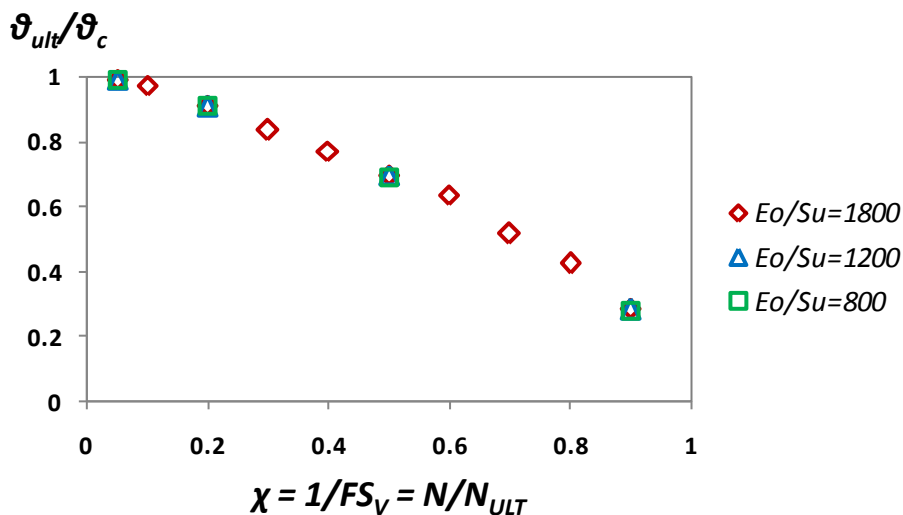


Σχήμα 2.6.4 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για $E_o/S_u=1800$, $S_u=150kPa$. Τετραγωνικό θεμέλιο πλάτους $B=2m$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ .

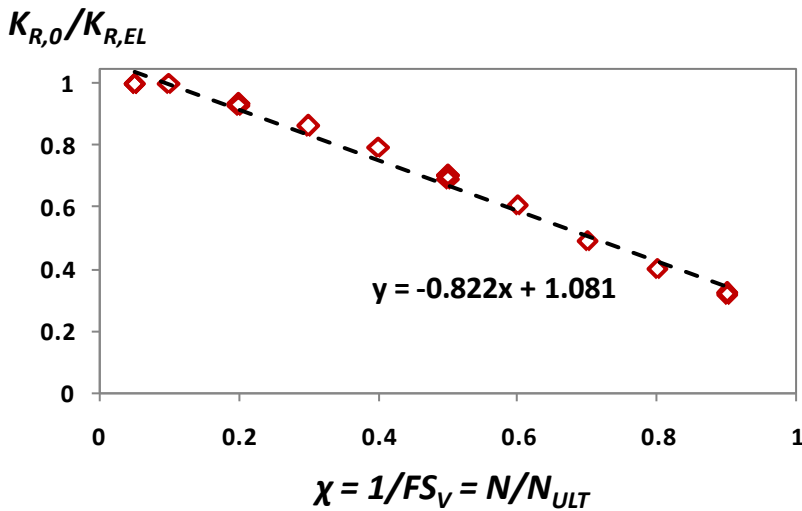
$$\chi = 1/FS_V = N/N_{ULT}$$



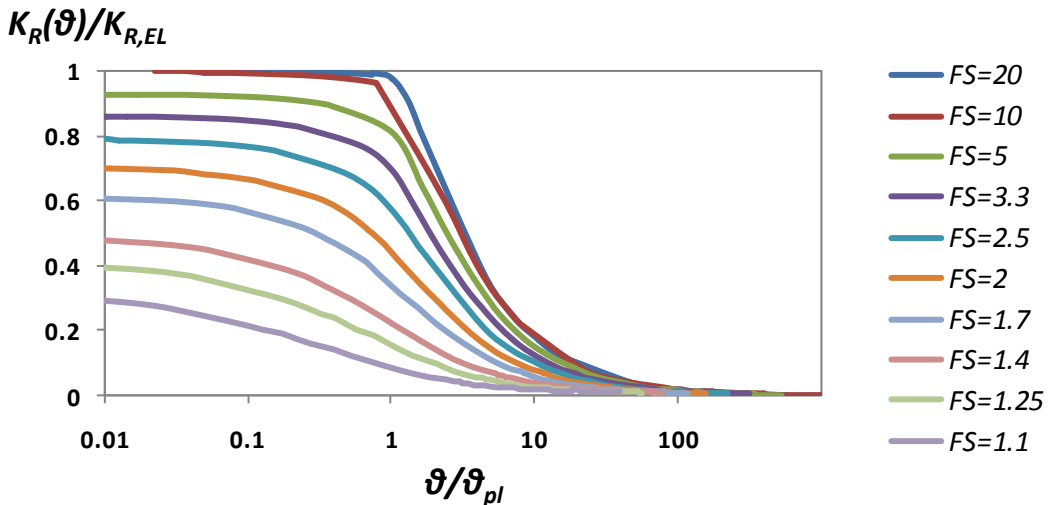
Σχήμα 2.6.5 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για διάφορα E_o/S_u . Τετραγωνικό θεμέλιο πλάτους $B=2m$ με λυγηρότητα $h/B = 2$. Σχέση αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας χ – μέγιστης αδιαστατοποιημένης ροπής M_{max}/M_u .



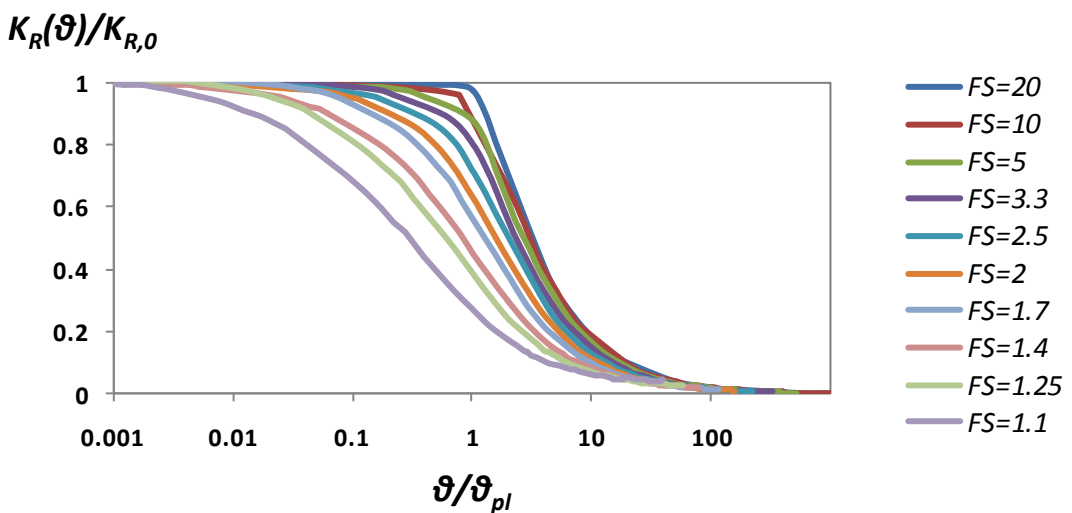
Σχήμα 2.6.6 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για διάφορα E_o/S_u . Τετραγωνικό θεμέλιο πλάτους $B=2m$ με λυγηρότητα $h/B = 2$. Σχέση αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας χ – αδιαστατοποιημένης γωνίας ανατροπής θ_{ult}/θ_c .



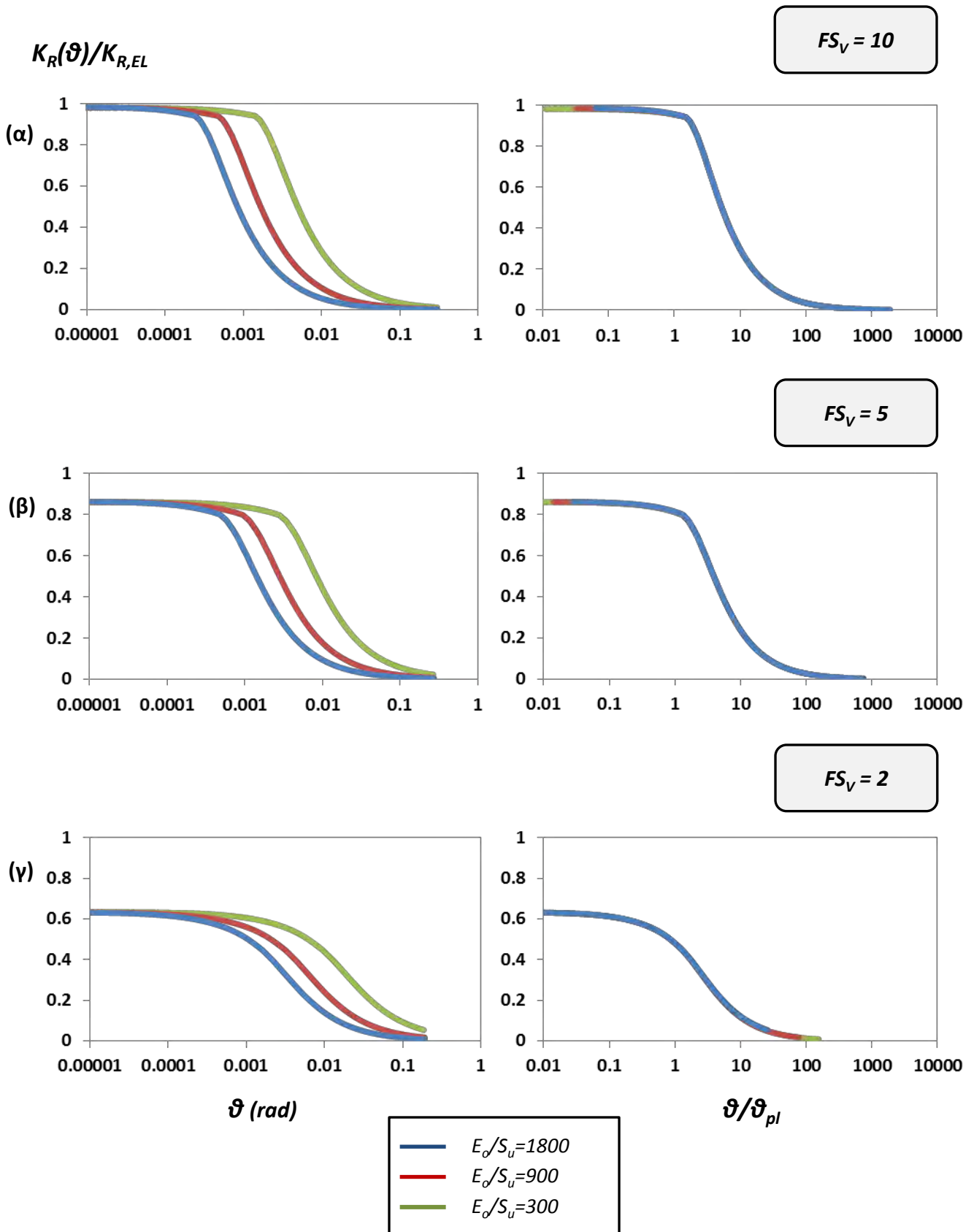
Σχήμα 2.6.7 Συσχέτιση της απομείωσης της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας $K_{R,0}$ ως προς την ελαστική $K_{R,EL}$ συναρτήσει του αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας $\chi=1/FS_V$ για τετραγωνικό θεμέλιο.



Σχήμα 2.6.8 Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ/θ_{pl} για τετραγωνικό θεμέλιο.



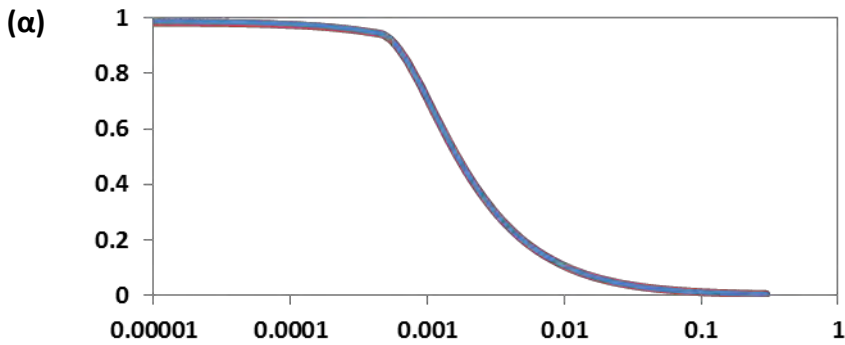
Σχήμα 2.6.9 Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,0}$ – γωνία στροφής θ/θ_{pl} για τετραγωνικό θεμέλιο.



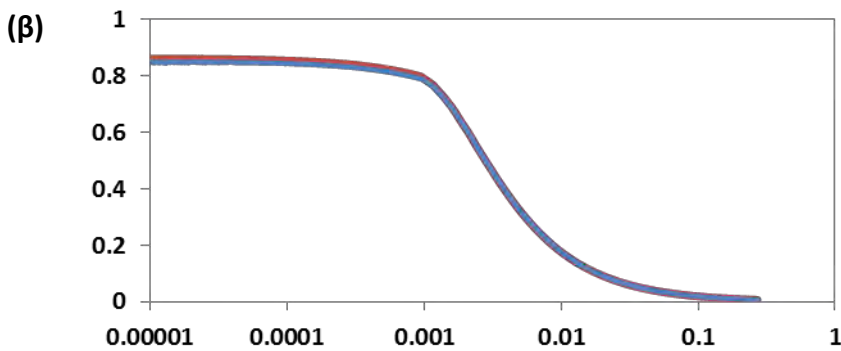
Σχήμα 2.7.1 Επιρροή του λόγου εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u με $S_u=100\text{kPa}$ για θεμέλιο διαμέτρου $D=2\text{m}$. Κανονικοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ - γωνία στροφής θ ή κανονικοποιημένη γωνία στροφής θ/θ_{pl} για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.

$$K_R(\vartheta)/K_{R,EL}$$

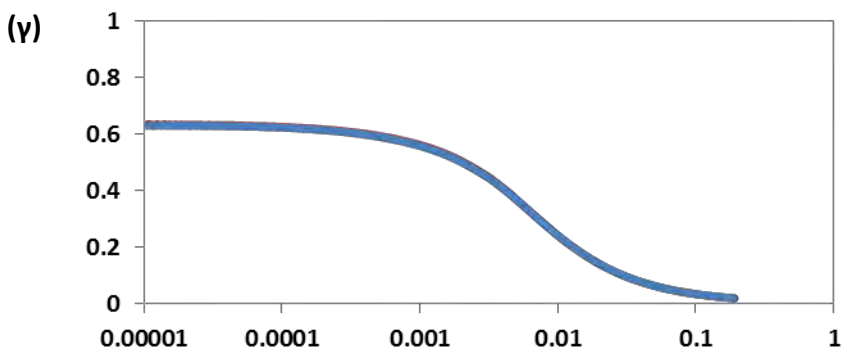
$$FS_V = 10$$



$$FS_V = 5$$



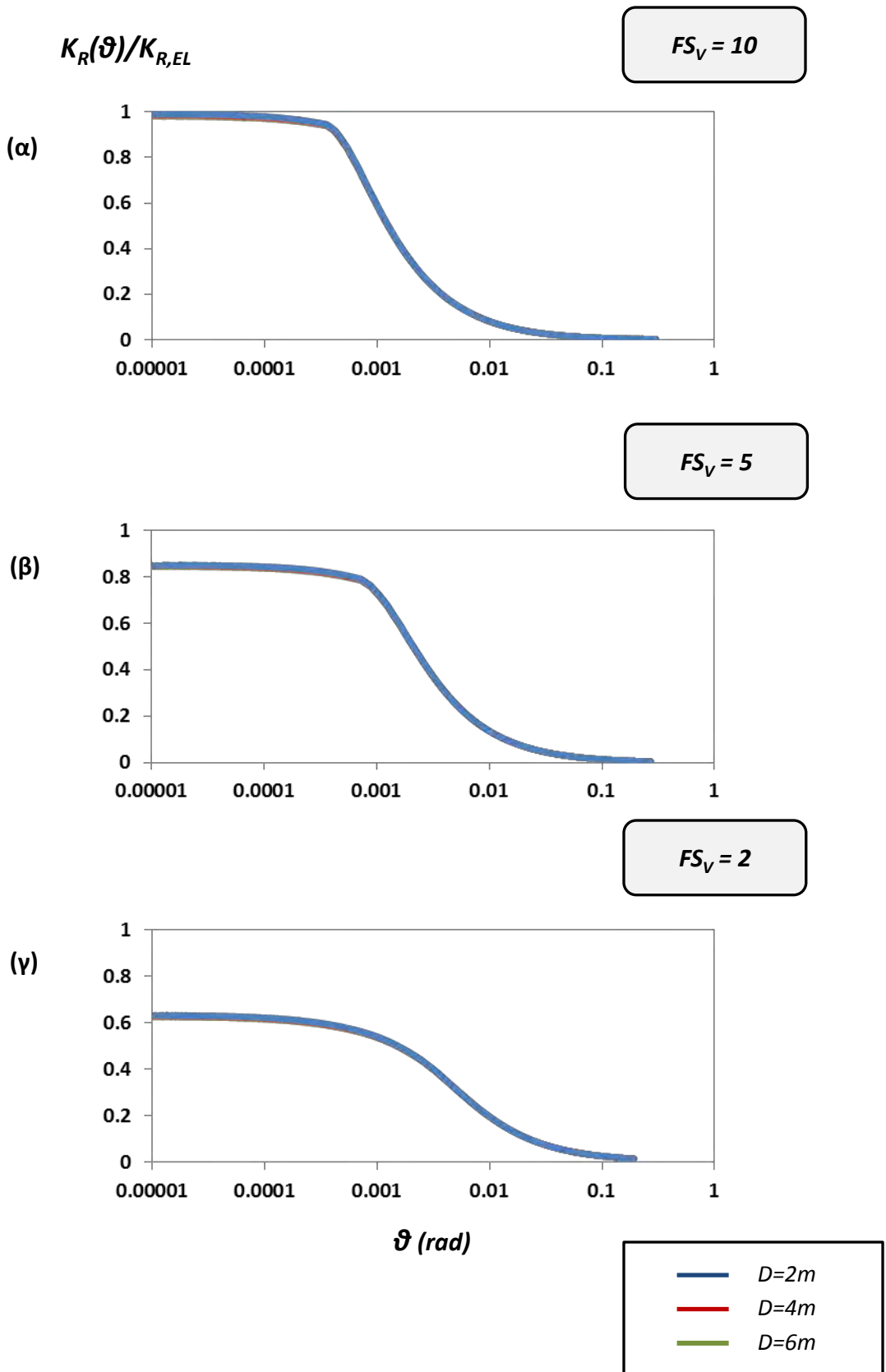
$$FS_V = 2$$



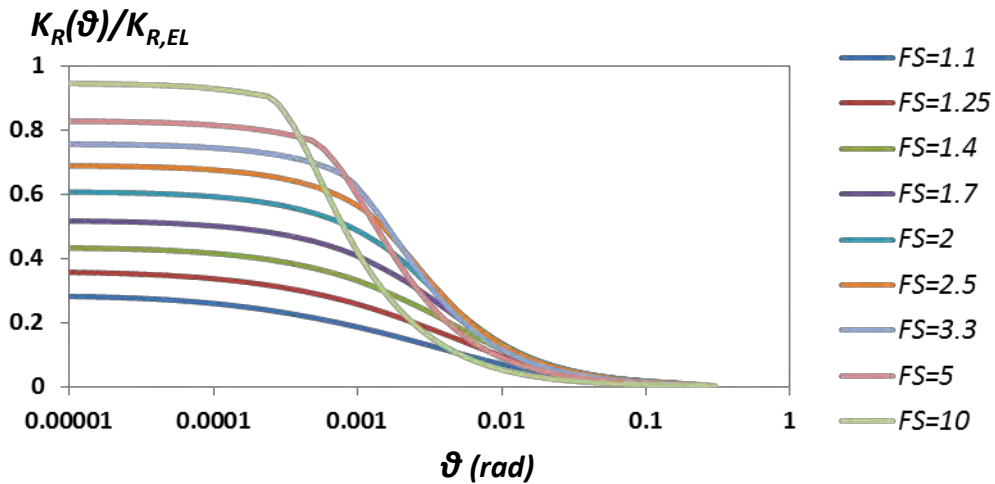
ϑ (rad)

— $S_u = 50 \text{ kPa}$
— $S_u = 100 \text{ kPa}$

Σχήμα 2.7.2 Επιρροή της μεταβολής του S_u με σταθερό $E_o/S_u=900$. **Κυκλικό θεμέλιο** διαμέτρου $D=2\text{m}$. Κανονικοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ - γωνία στροφής θ για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.

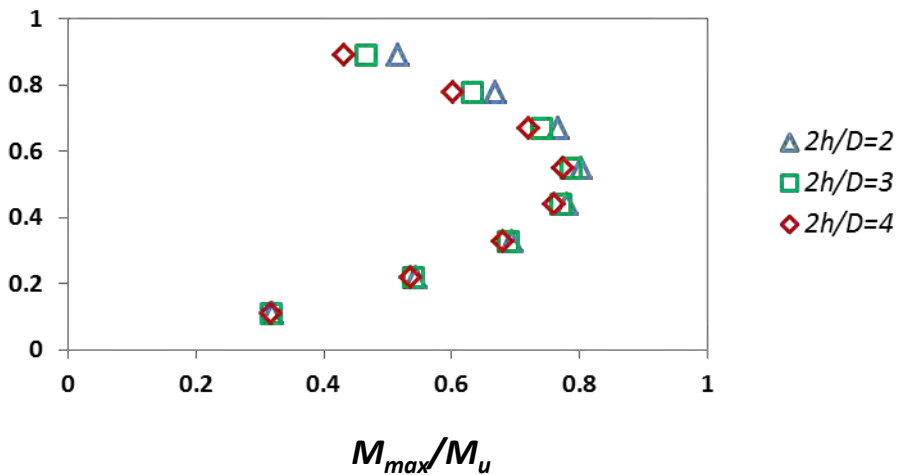


Σχήμα 2.7.3 Ισοδύναμα Συστήματα με $E_o/S_u=1200$ για κυκλικό θεμέλιο διαμέτρου $D=2, 4$ & $6m$. Κανονικοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.



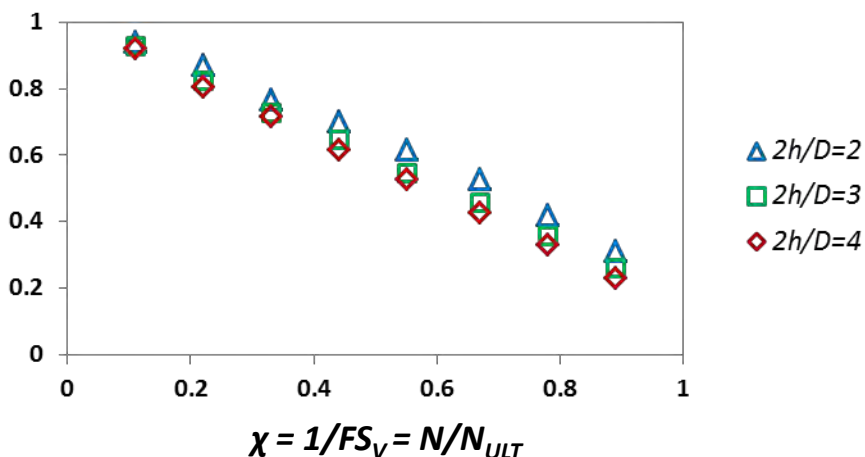
Σχήμα 2.7.4 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για $E_o/S_u=1800$, $S_u=100\text{kPa}$. Κυκλικό θεμέλιο διαμέτρου $D=2\text{m}$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ .

$$\chi = 1/FS_V = N/N_{ULT}$$

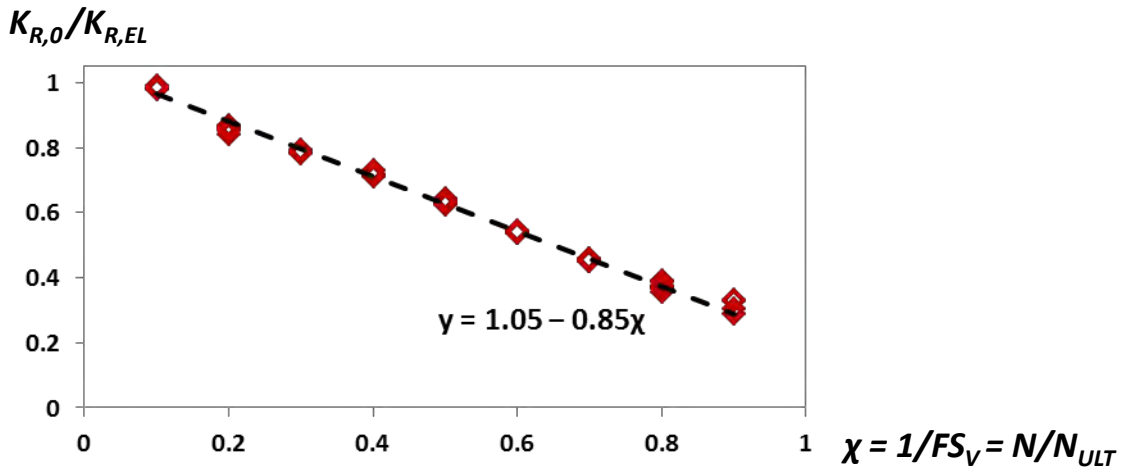


Σχήμα 2.7.5 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για διάφορες λυγηρότητες σε κυκλικό θεμέλιο διαμέτρου $D=2\text{m}$ με $E_o/S_u=1800$ και $S_u=50\text{kPa}$. Σχέση αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας χ – μέγιστης αδιαστατοποιημένης ροπής M_{max}/M_u αγνοώντας τα φαινόμενα P-δ.

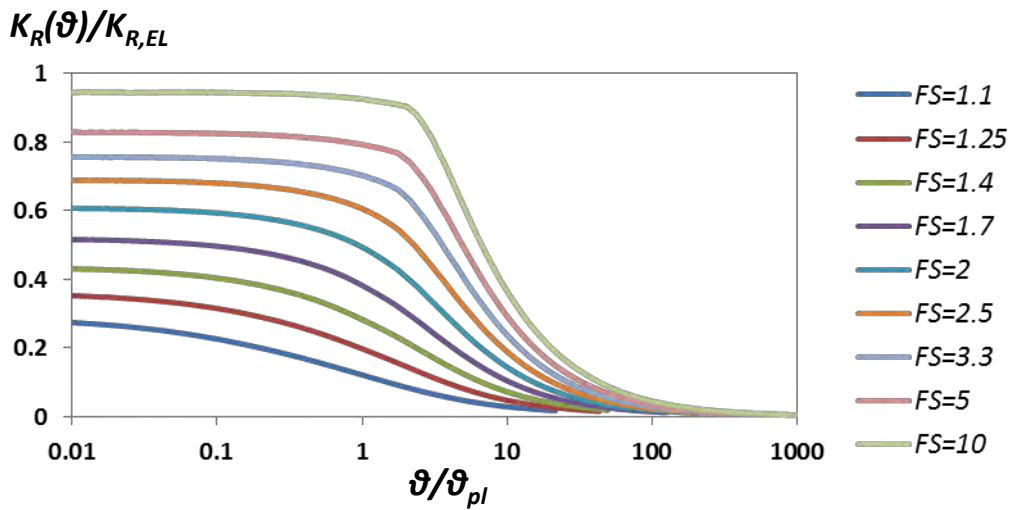
$$\theta_{ult}/\theta_c$$



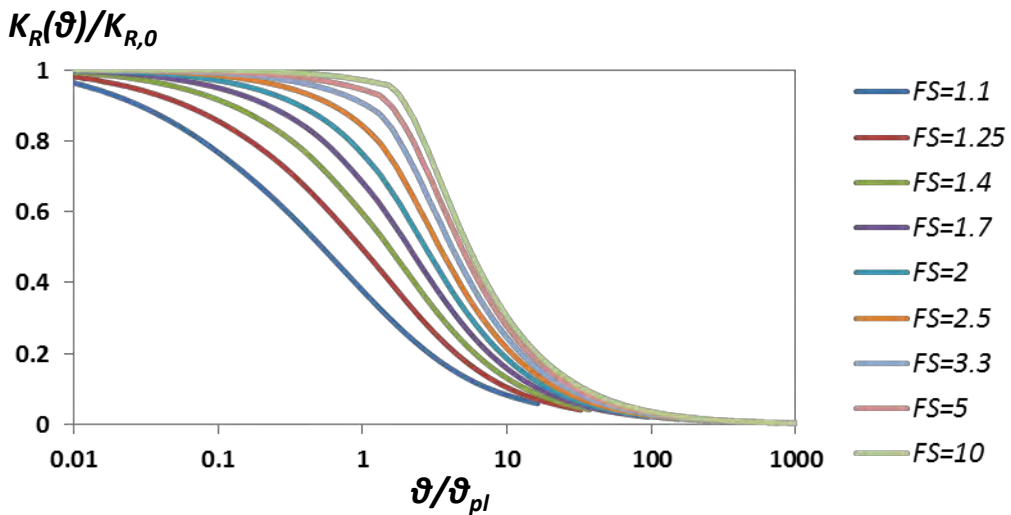
Σχήμα 2.7.6 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για διάφορες λυγηρότητες σε κυκλικό θεμέλιο διαμέτρου $D=2\text{m}$ με $E_o/S_u=1800$ και $S_u=50\text{kPa}$. Σχέση αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας χ – αδιαστατοποιημένης γωνίας ανατροπής θ_{ult}/θ_c .



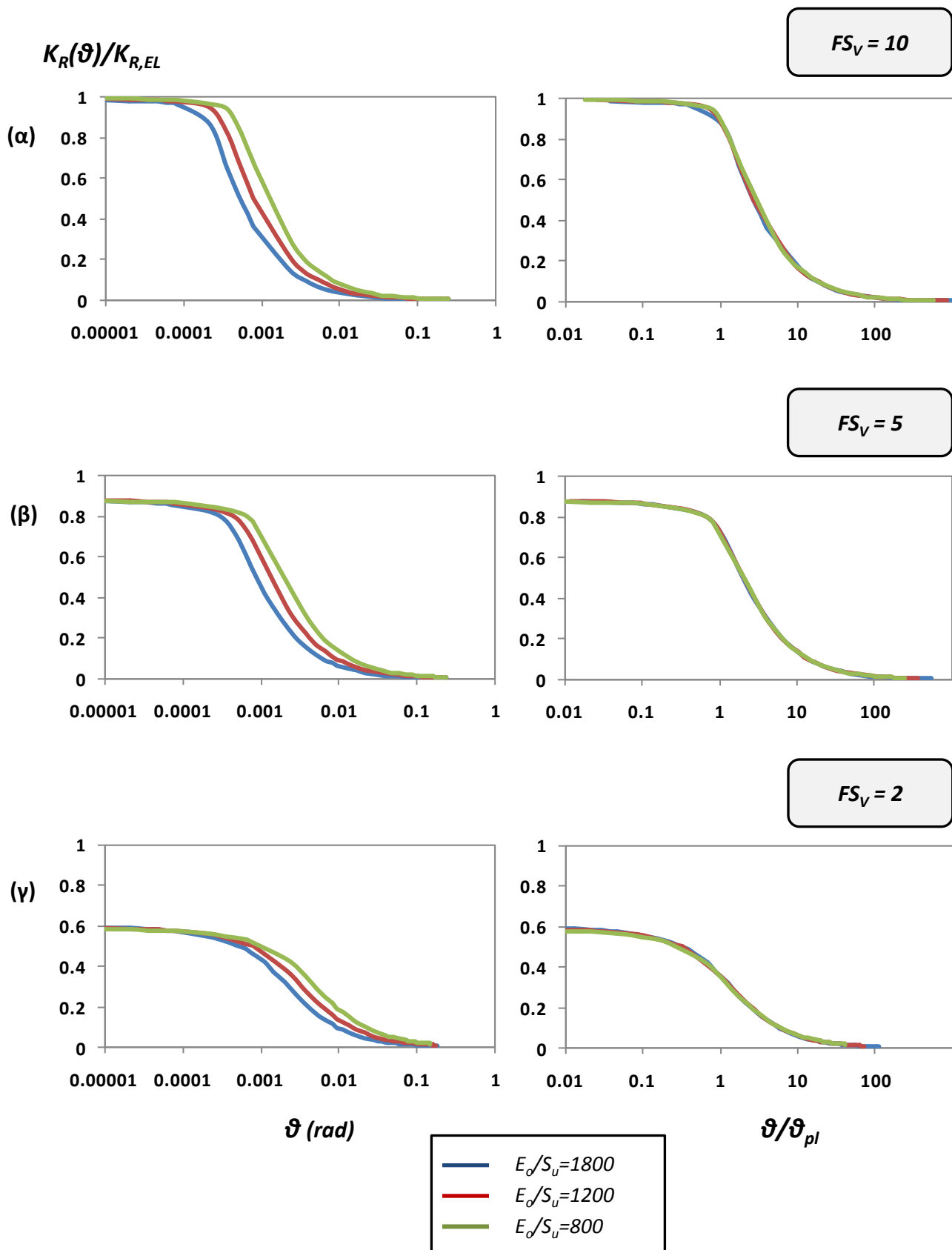
Σχήμα 2.7.7 Συσχέτιση της απομείωσης της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας $K_{R,0}$ ως προς την ελαστική $K_{R,EL}$ συναρτήσει του αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας $\chi = 1/FS_V$ για κυκλικό θεμέλιο.



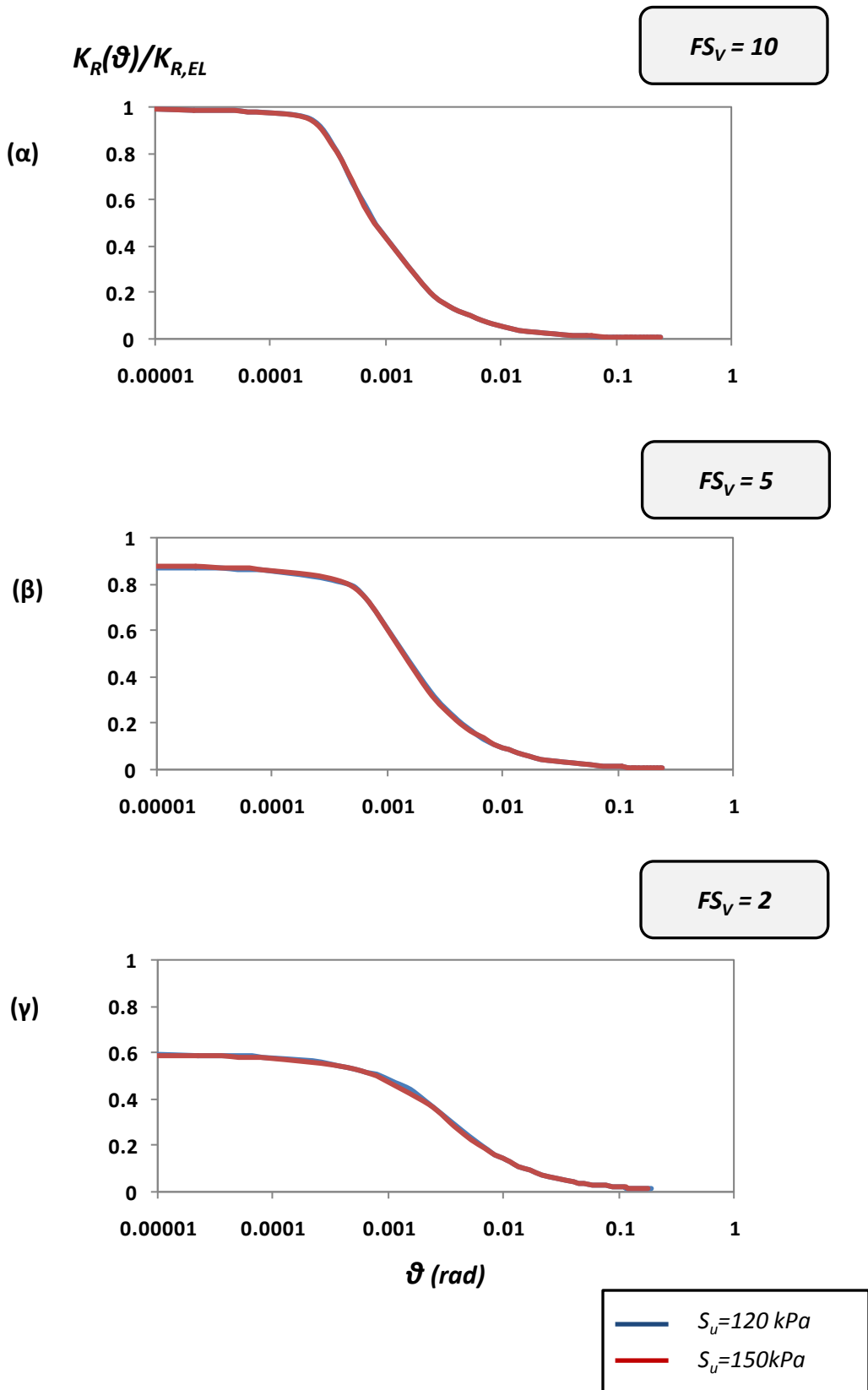
Σχήμα 2.7.8 Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ/θ_{pl} για κυκλικό θεμέλιο.



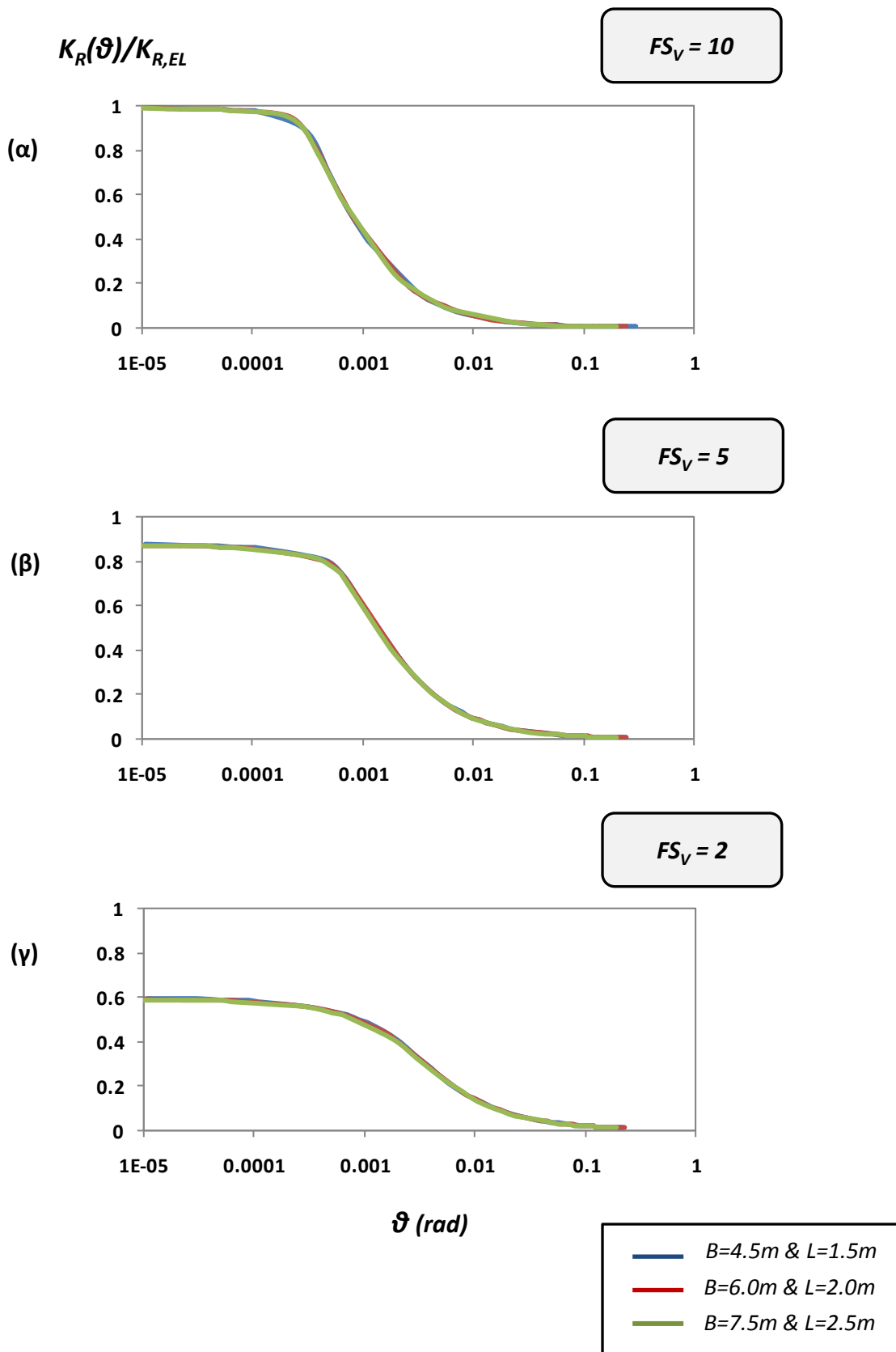
Σχήμα 2.7.8 Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,0}$ – γωνία στροφής θ/θ_{pl} για κυκλικό θεμέλιο.



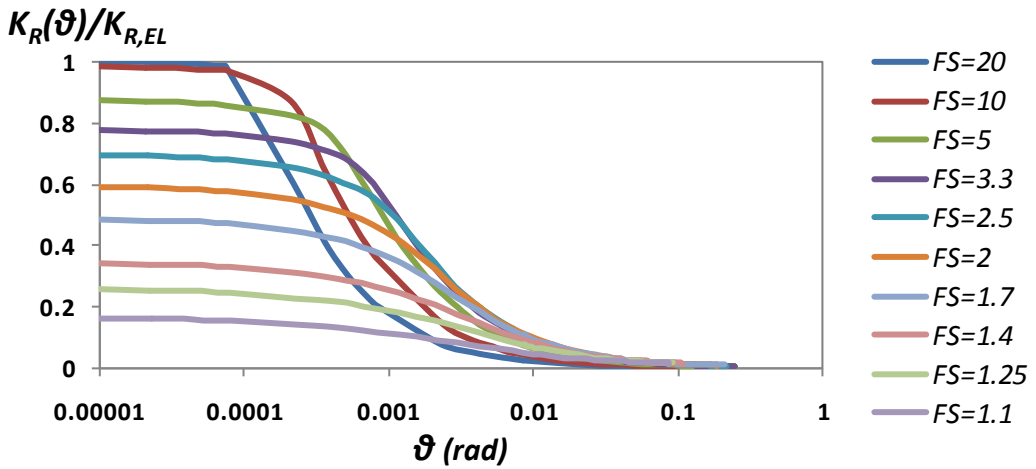
Σχήμα 2.8.1 Επιρροή του λόγου εδαφικής δυσκαμψίας E_o/S_u με $S_u=150\text{kPa}$ για **ορθογωνικό θεμέλιο** πλάτους $B=6\text{m}$ & εγκάρσιας διάστασης $L=2\text{m}$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ ή κανονικοποιημένη γωνία στροφής θ/θ_{pl} για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.



Σχήμα 2.8.2 Επιρροή της μεταβολής του S_u με σταθερό $E_o/S_u=1200$. **Ορθογωνικό θεμέλιο πλάτους $B=6\text{m}$ και εγκάρσιας διάστασης $L=2\text{m}$.** Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στρώσης θ για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.

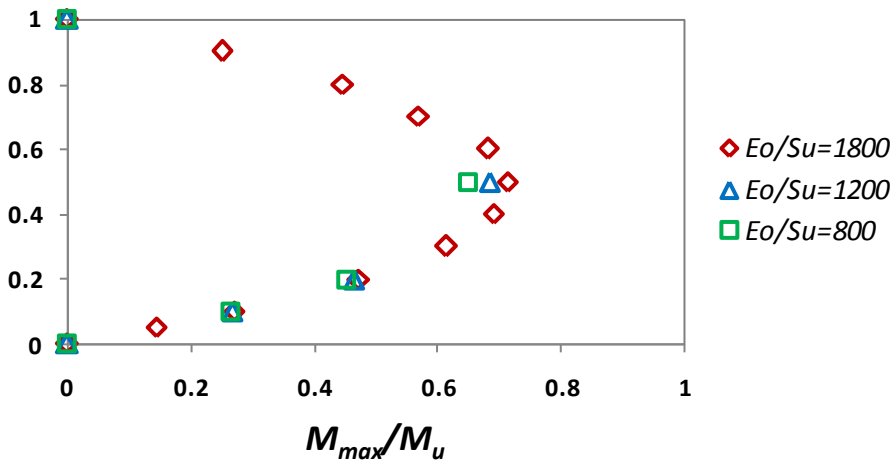


Σχήμα 2.8.3 Ισοδύναμα Συστήματα με $E_o/S_u=1200$. **Ορθογωνικό θεμέλιο** πλάτους : $B=4.5, 6.0, 7.5$ m. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ - γωνία στροφής θ για συντελεστές ασφαλείας (α) $FS_V=10$, (β) $FS_V=5$, (γ) $FS_V=2$.

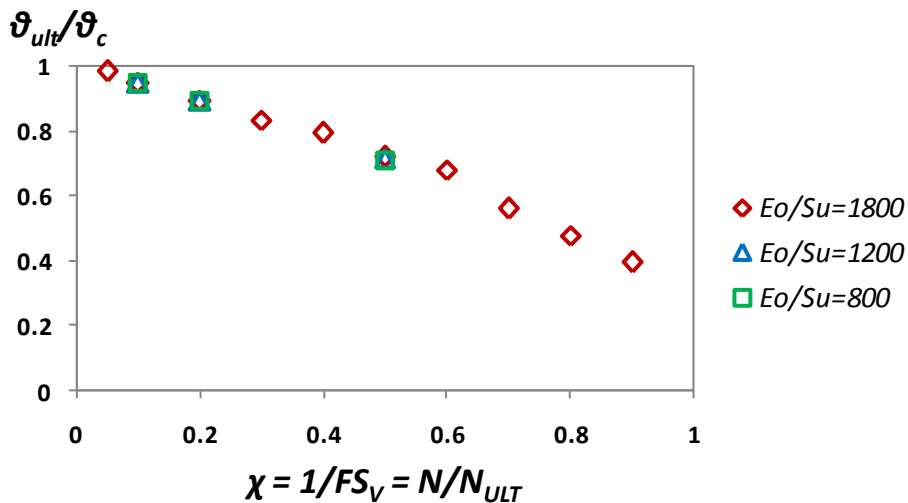


Σχήμα 2.8.4 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για $E_o/S_u=1800$, $S_u=150\text{kPa}$. **Ορθογώνιο θεμέλιο** πλάτους $B=6\text{m}$. Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ .

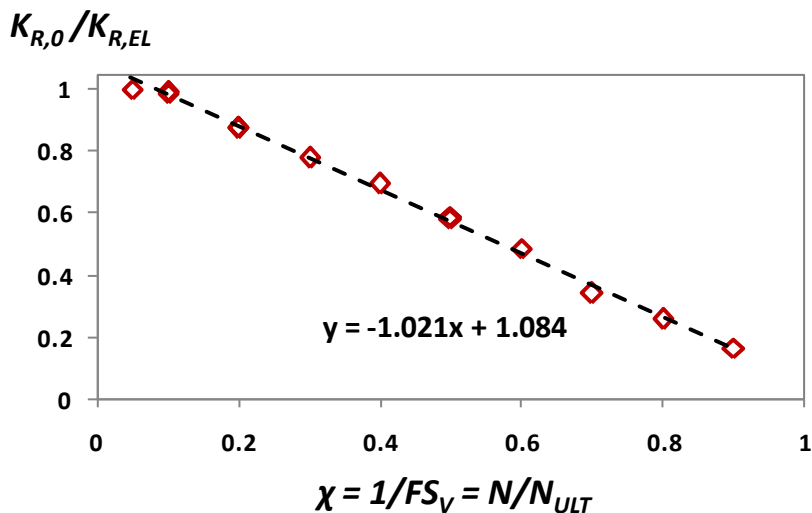
$$\chi = 1/FS_V = N/N_{ULT}$$



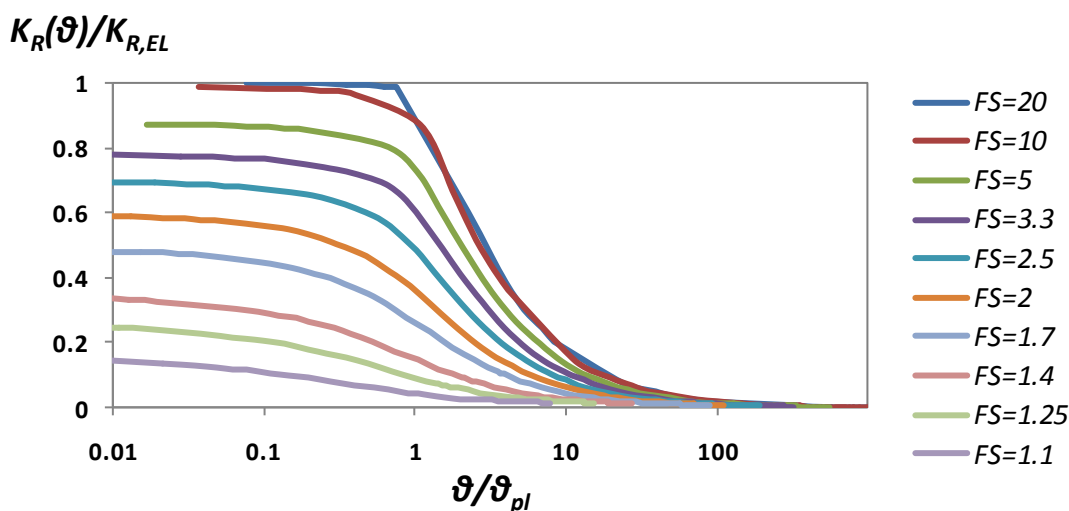
Σχήμα 2.8.5 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για διάφορα E_o/S_u . **Ορθογώνιο θεμέλιο** πλάτους $B=6\text{m}$ με λυγηρότητα $h/B = 2$. Σχέση αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας χ – μέγιστης αδιαστατοποιημένης ροπής M_{max}/M_u .



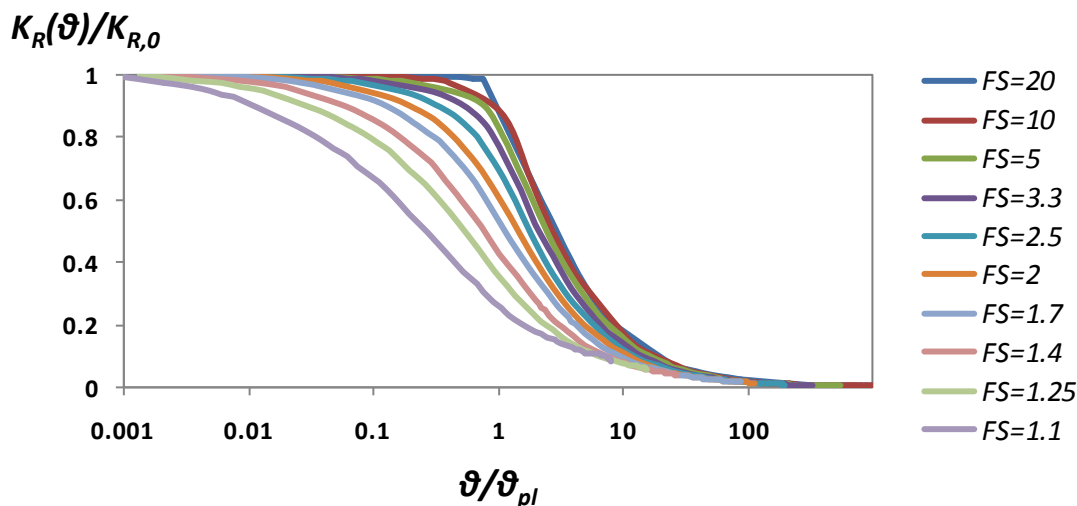
Σχήμα 2.8.6 Επιρροή του συντελεστή ασφαλείας FS_V για διάφορα E_o/S_u . **Ορθογώνιο θεμέλιο** πλάτους $B=6\text{m}$ με λυγηρότητα $h/B = 2$. Σχέση αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας χ – αδιαστατοποιημένης γωνίας ανατροπής θ_{ult}/θ_c .



Σχήμα 2.8.7 Συσχέτιση της απομείωσης της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας $K_{R,0}$ ως προς την ελαστική $K_{R,EL}$ συναρτήσει του αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας $\chi=1/FS_V$ για ορθογώνιο θεμέλιο.

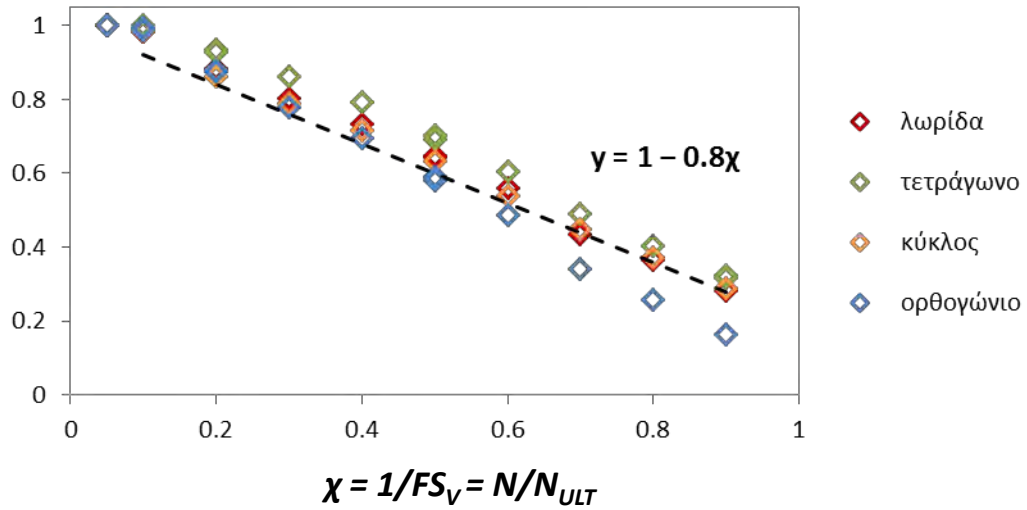


Σχήμα 2.8.8 Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,EL}$ – γωνία στροφής θ/θ_{pl} για ορθογώνιο θεμέλιο.

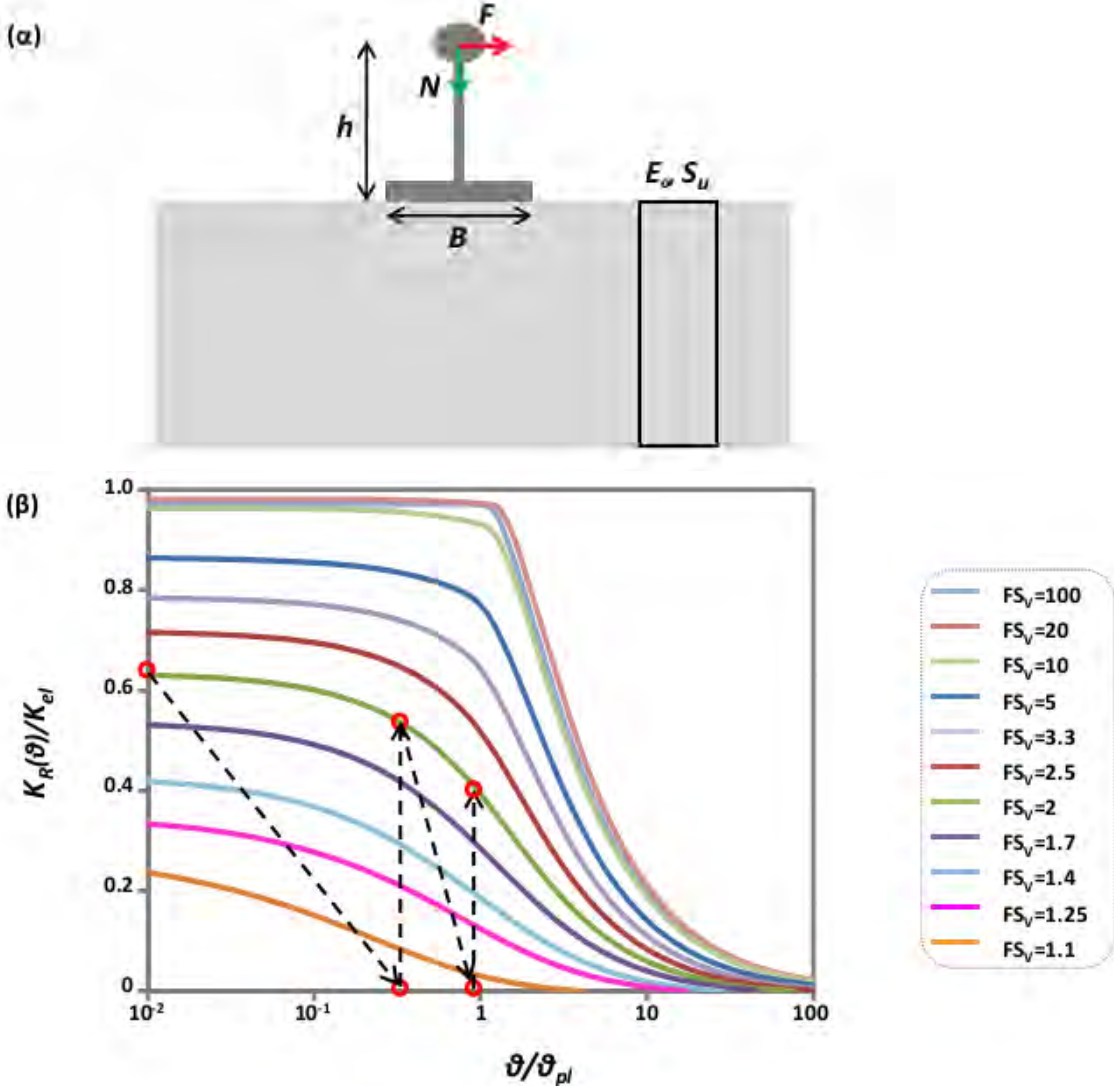


Σχήμα 2.8.9 Αδιαστατοποιημένη περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta)/K_{R,0}$ – γωνία στροφής θ/θ_{pl} για ορθογώνιο θεμέλιο.

$$K_{R,0}/K_{R,EL}$$



Σχήμα 2.9.1: Συσχέτιση της απομείωσης της αρχικής περιστροφικής δυσκαμψίας $K_{R,0}$ ως προς την ελαστική $K_{R,EL}$ συναρτήσει του αντιστρόφου συντελεστή ασφαλείας $\chi = 1/FS_V$



Σχήμα 2.9.2: Παράδειγμα χρήσης των αδιάστατων καμπυλών:
(α) Δεδομένα του προβλήματος και **(β)** Επαναληπτική διαδικασία

3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 3-ΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

3.1 Εισαγωγή

Ένα αρκετά μεγάλο ποσοστό των δομημάτων στην Ελλάδα έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί βάσει παλιότερων κανονισμών. Για τον λόγο αυτόν, κυρίως τα κτίρια που έχουν μελετηθεί πριν το 1980, δεν έχουν επαρκή φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα ώστε να ανταποκριθούν ικανοποιητικά σε ισχυρή σεισμική διέγερση. 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 συγκεκριμένα, τα κτίρια που χρονολογούνται από τη δεκαετία του 1960 μέχρι και το τέλος της δεκαετίας του 1980 (περίπου μέχρι το 1984), έχουν μελετηθεί με μικρόν σεισμικό συντελεστή, δεν υπακούουν σε ικανοτικό σχεδιασμό και σε διατάξεις που αφορούν την όπλιση των κρίσιμων περιοχών. Τα κτίρια μετά το 1984 και μέχρι το 2000 έχουν σχεδιαστεί βάσει των διατάξεων του ΕΑΚ. Η αποκατάσταση υφισταμένων 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, και η δυσκαμψία.

3.2 Μέθοδοι σεισμικής αναβάθμισης

Η επιλογή της μεθόδου σεισμικής αναβάθμισης 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. Όταν πρόκειται για κτίρια διατηρητέα με πολιτιστικό και ιστορικό ενδιαφέρον, το κόστος πρέπει να συνδυάζεται με αισθητικούς και ψυχολογικούς παράγοντες, αλλά και τους εκάστοτε περιορισμούς που θέτουν οι κανονισμοί (π.χ. απαγορεύεται οποιαδήποτε αλλαγή της πρόσοψης). Καθοριστικής σημασίας είναι επίσης η διάρκεια των εργασιών για κάθε τύπο επέμβασης και η όχληση των χρηστών του κτιρίου. Για παράδειγμα αν πρόκειται για κτίριο κατοικιών είναι αδύνατον να εκκενωθεί για όσο διάστημα εκτελούνται οι εργασίες αποκατάστασης. Τέλος, εξίσου σημαντικό με όσα αναφέρθηκαν είναι η χρήση του κτιρίου και η πιθανή αλλαγή της στο μέλλον, όπως για παράδειγμα είναι η προσθήκη ορόφων για τη μετατροπή ενός τριώροφου κτιρίου σε πενταώροφο.

Οι μέθοδοι σεισμικής αναβάθμισης και αποκατάστασης υφισταμένων κτιρίων μπορούν να διαχωριστούν σε δύο γενικές κατηγορίες : (α) τοπικού χαρακτήρα επεμβάσεις, και (β) καθολικού χαρακτήρα ενίσχυση.

Στην πρώτη περίπτωση, η επέμβαση γίνεται τοπικά με σκοπό να αυξηθεί η αντοχή συγκεκριμένων μελών ώστε να μην αστοχούν όταν το κτίριο παραμορφώνεται μέσα στα επιτρεπτά όρια. Τέτοιες μέθοδοι είναι: (i) οι τσιμεντενέσεις και ρητινενέσεις στις ρωγμές που έχουν δημιουργηθεί, (ii) το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μόνο του ή σε συνδυασμό με κάποια άλλη μέθοδο, (iii) οι μανδύες περίσφιγξης (*steel jacketing*), (iv) η προσθήκη επικολητών ελασμάτων από χάλυβα (*steel plate adhesion*), και (v) η προσθήκη καλυμμάτων σύνθετων υλικών όπως ανθρακονήματα (*FRPs*). Στο **Σχήμα 3.1** απεικονίζονται ορισμένες από τις προαναφερθείσες μεθόδους.

Στην δεύτερη περίπτωση, η επέμβαση γίνεται σε πιο γενικό επίπεδο, στοχεύοντας δηλαδή στην αναβάθμιση της κατασκευής συνολικά. Αναφέρουμε ενδεικτικά τις εξής μεθόδους: (i) μανδύες όπλισης όπου ο οπλισμός διατρέχει όλο το μήκος του κτιρίου (RC jacketing), (ii) μεταλλικοί σύνδεσμοι (*steel bracing*), (iii) σεισμική μόνωση, (iv)

τοιχώματα, και (v) μεταλλικοί νάρθηκες (external buttresses). Στο **Σχήμα 3.2** απεικονίζονται ορισμένες από τις προαναφερθείσες μεθόδους.

Προσθήκη τοιχωμάτων

Η προσθήκη τοιχωμάτων αποτελεί μία 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 πλαισιακή 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 κύριον λόγο η καμπτική καταπόνηση. Η λειτουργία αυτή του τοιχώματος και η δημιουργία της πλαστικής άρθρωσης στη βάση εξασφαλίζονται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού έναντι τέμνουσας η οποία υπολογίζεται ως εξής :

$$V_{CD,W0} = \alpha_{CD} V_{E,W0} \quad (3.2.1)$$

όπου:

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} M_{R,W0} / M_{E,0} \leq \eta$$

γ_{Rd} : ο συντελεστής υπεραντοχής (1.3 για τους συνήθεις χάλυβες που χρησιμοποιούμε σήμερα)

$V_{E,W0}$ 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 υφιστάμενο κτίριο είναι όπως ορίζεται κανονιστικά για νέες κατασκευές.

3.3 Ορισμός του προβλήματος

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε ένα τριώροφο κτίριο το οποίο είναι αντιπροσωπευτικό των κατασκευών στην Ελλάδα της δεκαετίας του '70, βάσει των τότε ισχυόντων κανονισμών για κτίρια ωπλισμένου σκυροδέματος. Σκοπός είναι: (α) η εκτίμηση της τρωτότητας του κτιρίου αυτού – όπως κατασκευάστηκε, (β) αποτίμηση της αποτελεσματικότητας σεισμικής αναβάθμισης μέσω διατμητικού τοιχώματος, και (γ) η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους– κατασκευής. Προς τούτο, μελετώνται δύο εναλλακτικές λύσεις θεμελιώσεως: (i) θεμελίωση του πρόσθετου στοιχείου σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις των κανονισμών (μεγάλο θεμέλιο, πρακτικώς ελαστική συμπεριφορά), και (ii) θεμελίωση του τοιχώματος με μικρότερο θεμέλιο ώστε η αλληλεπίδραση εδάφους–τοιχώματος να είναι εντονότερη, επιτρέποντας το ανασήκωμα του θεμελίου και την πρόσθετη απόσβεση ενέργειας μέσω της μή γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους.

Αρχικώς, τα τρία εξεταζόμενα συστήματα υποβάλλονται σε στατικώς αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση μέχρι την αστοχία (ανάλυση “pushover”), για την εκτίμηση της τρωτότητας του υφισταμένου κτιρίου αλλά και την αρχική αξιολόγηση των μεθόδων αναβάθμισης. Σε δεύτερο στάδιο υποβάλλονται σε δυναμικές εν χρόνω αναλύσεις για την περαιτέρω διερεύνηση της συμπεριφοράς τους και την σύγκριση των δύο μεθόδων αναβάθμισης μέσω της αποτίμησης της *εκούσιας* μή γραμμικής συμπεριφοράς του θεμελίου του τοιχώματος.

3.3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του κτιρίου

Πρόκειται για 3-ώροφο κτίριο συνολικού ύψους 9 m, με καθαρό ύψος ορόφου 2.5 m. Το συνολικό ύψος κάθε ορόφου είναι 3 m ενώ το καθαρό ύψος των υποστυλωμάτων μεταξύ των δοκών ανέρχεται σε 2.5 m. Η κάτοψη του κτιρίου είναι **μή συμμετρική**, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 3.3**.

3.3.2 Φορτία ορόφων κτιρίου

Θεωρήθηκε ότι τα φορτία των πλακών κατανέμονται στις δοκούς βάσει των τραπεζοειδών επιφανειών επιρροής που απεικονίζονται στο **Σχήμα 3.4**. Το κινητό φορτίο που δρα στην κατασκευή είναι ίσο με 2 kPa ενώ η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες (οιονεί μόνιμες) μεταβλητές δράσεις λήφθηκε ίση με 0.3 (κατασκευαστικές οδηγίες ORDINAZA 3431).

Στους **Πίνακες 3.1** και **3.2** συνοψίζονται οι τιμές των φορτίων κάθε δοκού στις 3 στάθμες. Λαμβάνοντας υπόψη και το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων οι μάζες των ορόφων (θεωρώντας ότι είναι συγκεντρωμένες στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου) προέκυψαν περίπου **66 Mgr** για τον πρώτο και τον δεύτερο όροφο και **63 Mgr** για τον τρίτο.

3.3.3 Ισοδύναμο Διδιάστατο πρόβλημα

Παρότι το πρόβλημα είναι σαφώς 3-διάστατο, προκειμένου να είναι ευχερής (με τα διαθέσιμα σήμερα υπολογιστικά μέσα) η προσομοίωση του συστήματος εδάφους-κατασκευής εκτελούνται 2-διάστατες αναλύσεις. Προς τούτο, αναλύεται μια ισοδύναμη “λωρίδα” του συστήματος εδάφους-κατασκευής. Κάτι τέτοιο είναι εφικτό καθότι πρόκειται για αρκετά συμμετρικό κτίριο, τόσο σε όρους γεωμετρίας, όσο και σε όρους κατανομής δυσκαμψιών. Το εμβαδόν που αναλογεί στην εξεταζόμενη διατομή είναι ίσον με το 1/3 του συνολικού εμβαδού της κάτοψης του κτιρίου.

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 3.5**, το εξεταζόμενο ισοδύναμο σύστημα αποτελείται από δύο άνισα ανοίγματα 6 m και 4 m. Καί τα τρία υποστυλώματα είναι τετραγωνικά, διαστάσεων 25 x 25 cm, θεώρηση που δεν απέχει πολύ από την πραγματικότητα (όπου μόνον ένα υποστυλώμα είναι ορθογωνικό με τη μεγάλη του διάσταση κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση). Όσον αφορά την θεμελίωση, αυτή αποτελείται από μεμονωμένα τετραγωνικά πέδιλα πλάτους $B = 1.8$ m.

Οι οπλισμοί τόσο των υποστυλωμάτων όσο και των δοκών δείχνονται στο **Σχήμα 3.6**. Όπως συνηθιζόταν την εποχή εκείνη, έχουν χρησιμοποιηθεί λείες ράβδοι χάλυβα με όριο διαρροής $f_y = 320$ MPa, ενώ το χρησιμοποιηθέν σκυρόδεμα είχε αντοχή

$f_c = 25$ MPa. Πιο αναλυτικά, στα υποστυλώματα έχει τοποθετηθεί διαμήκης οπλισμός αποτελούμενος από 4 ράβδους διαμέτρου 12 mm, μια σε κάθε γωνία. Οι εγκάρσιοι οπλισμοί αποτελούνται από ράβδους διαμέτρου 8 mm ανά 250 mm. Στις δοκούς, έχουν τοποθετηθεί διαμήκεις ράβδοι διαμέτρου 12 mm, οι οποίες λυγίζουν σε 45° κοντά στη σύνδεση δοκού–υποστυλώματος. Εγκάρσια έχουν τοποθετηθεί συνδετήρες διαμέτρου 8 mm ανά 200 mm. Οι εγκάρσιοι οπλισμοί σε δοκούς και υποστυλώματα αναλαμβάνουν την τέμνουσα, αλλά ταυτόχρονα συμβάλλουν (άτυπα) στην περίσφιγξη. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, η περίσφιγξη δεν είναι ιδιαιτέρως αποδοτική λόγω των μεγάλων αποστάσεων των εγκάρσιων οπλισμών.

Ανάγοντας τα φορτία στην υπό εξέταση διατομή του κτιρίου, οι μάζες που αντιστοιχούν σε κάθε όροφο μειώνονται στο $1/3$ της συνολικής τους τιμής. Συνεπώς, στον πρώτο και το δεύτερο όροφο η μάζα είναι 21.95 ton, ενώ στον τρίτο είναι 21.09 ton.

3.3.4 Ενίσχυση μέσω (διατμητικού) τοιχώματος

Το τοίχωμα είναι ένα στοιχείο με πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με τα υπόλοιπα στοιχεία της ανωδομής με τα οποία συνδέεται (δοκοί, υποστυλώματα). Αυτό έχει ως συνέπεια τη λειτουργία του ως καμπτικού προβόλου με την ένταση να συγκεντρώνεται στη βάση του. Η διαμόρφωση και όπλιση του τοιχώματος έγινε βάσει των διατάξεων των ΕΚΩΣ, ΕΑΚ, ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πιο συγκεκριμένα, το τοίχωμα στην όπλισή του αντιμετωπίζεται ως δύο επιμέρους στοιχεία: δύο “κρυφά” υποστυλώματα στα άκρα του, και τον κορμό ανάμεσά τους. Η διαμόρφωση των υποστυλωμάτων γίνεται σε απόσταση ίση με a' από το άκρο του τοιχώματος, ενώ στην άλλη διεύθυνση εκτείνεται σε όλο το πάχος του. Να σημειωθεί ότι κατά την σεισμική διέγερση δεχόμαστε ότι λειτουργούν μόνον τα δύο ακραία υποστυλώματα και όχι ο κορμός.

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 l_w και $H_w / 6$, όπου l_w είναι το μήκος του τοιχώματος και H_w το ύψος του

(ΕΚΩΣ). Η επιτάχυνση στόχος που τέθηκε για το “ενισχυμένο” κτίριο είναι 0.24g, με συντελεστή συμπεριφοράς ίσον με 3.5. Συνεπώς, η επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με:

$$\Phi_d(t) = \gamma_I \frac{A \cdot n \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} = 0,20g \quad (3.3.1)$$

Το εξεταζόμενο τοίχωμα θεωρήθηκε ότι έχει αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και οπλίστηκε τόσο εντός όσο και εκτός κρισίμων περιοχών. Το μήκος του τοιχώματος είναι $l_w = 1.5$ m ενώ το πάχος του $b_w = 0.3$ m. Το συνολικό του ύψος ανέρχεται σε $H_w = 9.0$ m διατρέχοντας όλο το κτίριο. Οι διαστάσεις των κρυφών υποστυλωμάτων βάσει των κανονισμών προέκυψαν $a' = 0.45$ m και $b' = 0.22$ m.

Στα δύο ακραία υποστυλώματα τοποθετήθηκαν κατακορύφως 6 ράβδοι χάλυβα διαμέτρου Φ18 (6Φ18 ανά υποστύλωμα). Για την παραλαβή της τέμνουσας και την περίσφιξη τοποθετήθηκε οριζόντιος οπλισμός Φ10/10 cm. Στον κορμό του τοιχώματος, εκτός κρισίμων περιοχών τοποθετήθηκε κατακόρυφος οπλισμός 3Φ12, ο δε οριζόντιος διαμορφώνεται από Φ8/30 cm. Εντός των κρισίμων περιοχών, ο απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός είναι 4Φ12 ενώ ο οριζόντιος Φ10/20 cm. Επίσης, εντός του κορμού τοποθετείται εγκάρσιος οπλισμός 4Φ8 ανά τετραγωνικό μέτρο κατόψεως.

3.4 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων

Προκειμένου να διερευνηθεί η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου διεξήχθησαν ισοδύναμες 2-διάστατες αριθμητικές αναλύσεις με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.

Το αριθμητικό προσομοίωμα του υφισταμένου κτιρίου παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.9**. Οι διαστάσεις της εδαφικής στρώσεως είναι τέτοιες ώστε να μην επηρεάζεται η απόκριση τους συστήματος από τα σύνορα. Το βάθος του εδάφους είναι περίπου ίσο με $8B = 7.2 \approx 8$ m, η δε ελεύθερη απόσταση στην οριζόντια έννοια είναι επίσης περίπου $8B = 7.2$ m. Οι διαστάσεις των στοιχείων του κανάβου του εδάφους χωρίζονται σε 4 περιοχές, ανάλογα με τις διαστάσεις των πεπερασμένων στοιχείων. Ακριβώς κάτω από τα θεμέλια ο κανάβος είναι πολύ πυκνός.

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με 2-διάστατα μή-γραμμικά στοιχεία δοκού ενώ τα θεμέλια του κτιρίου και το έδαφος με τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η διαφραγματική λειτουργία των πλακών, χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλοι κινηματικοί περιορισμοί. Τέλος, προσομοιώθηκε η διεπιφάνεια θεμελίων-εδάφους, επιτρέποντας την ολίσθηση βάσει του νόμου τριβής Coulomb, και την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος μέσω της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής τους.

Το αριθμητικό προσομοίωμα του αναβαθμισμένου μέσω διατμητικού τοιχώματος κτιρίου παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.10**. Η προσομοίωση του τοιχώματος έγινε με 2-διάστατα μή-γραμμικά στοιχεία δοκού. Γιά την προσομοίωση της γεωμετρίας του τοιχώματος και της σύνδεσής του με το υφιστάμενο κτίριο, χρησιμοποιήθηκαν συνεχή τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4) πρακτικά μηδενικής πυκνότητας και δυσκαμψίας, τα οποία συνδέθηκαν με τα στοιχεία δοκού μέσω απαραμόρφωτων δεσμών με τα στοιχεία δοκού.

Η σύνδεση του τοιχώματος με το υφιστάμενο κτίριο γίνεται με χρήση κατάλληλων συνδέσμων, οι οποίοι προσομοώνουν τα βλήτρα. Αντίστοιχα “βλήτρα” χρησιμοποιήθηκαν για την σύνδεση του παλαιού θεμελίου του μεσαίου υποστυλώματος με το νέο θεμέλιο του τοιχώματος. Τα βλήτρα προσομοιώνονται με ελαστικά στοιχεία δοκού πολύ μεγάλου μέτρου ελαστικότητας, ώστε να εξασφαλίζεται η άκαμπτη σύνδεση των παλαιών με τα νέα στοιχεία. Η εν λόγω παραδοχή είναι απολύτως εύλογη, δεδομένου ότι τα βλήτρα στην πραγματικότητα υπολογίζονται έναντι θραύσεως.

Τέλος, προκειμένου η ανάλυση να είναι όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική, τα φορτία της κατασκευής επεβλήθησαν σε έξι στάδια. Το πρώτο στάδιο περιλαμβάνει τα γεωστατικά φορτία του εδάφους. Μετά εφαρμόζονται τα φορτία του υφισταμένου κτιρίου (χωρίς το τοίχωμα, το οποίο δεν υπήρχε όταν κατασκευάστηκε το κτίριο). Στα δύο στάδια που ακολουθούν, προστίθεται το βάρος του τοιχώματος, και υλοποιείται η σύνδεση μέσω των προαναφερθέντων “βλήτρων”. Από τη στιγμή που θα κατασκευαστεί το τοίχωμα και μετά, συμπεριφέρεται ως ενιαίο σώμα με το

προϋπάρχον κτίριο. Στο τελευταίο στάδιο επιβάλλεται η σεισμική, ψευδο-στατική (pushover), και σεισμική φόρτιση.

3.4.1 Βαθμονόμηση προσομοιώματος

Υποστυλώματα

Με χρήση του κώδικα X-TRACT παρήχθησαν τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων των υποστυλωμάτων. Στη συνέχεια βαθμονομήθηκε στον κώδικα ABAQUS καταστατικό προσομοίωμα κινηματικής κράτυνσης (βλ. Κεφάλαιο 2). Θεωρήθηκε ότι η αξονική δύναμη κάθε υποστυλώματος είναι ανάλογη με την επιφάνεια επιρροής του. Έτσι, το πλάτος επιρροής του αριστερού υποστυλώματος είναι ίσο με το μισό του ανοίγματος, δηλαδή 3 m, για το μεσαίο υποστυλώμα είναι 5 m (3 m και 2 m, αριστερά και δεξιά, αντιστοίχως), ενώ για το δεξί είναι 2 m. Επομένως, από αριστερά προς τα δεξιά, το ποσοστό της επιφάνειας επιρροής που αντιστοιχεί σε κάθε υποστυλώμα είναι 3/10, 5/10, και 2/10 του συνολικού πλάτους των 10 m, αντίστοιχως.

Τελικώς, οι αξονικές δυνάμεις σε κάθε υποστυλώμα είναι:

- αριστερό: $637.55 \times 3 / 10 = 191.27 \text{ kN}$
- κεντρικό : $637.55 \times 5 / 10 = 320.00 \text{ kN}$
- δεξιό : $637.55 \times 2 / 10 = 127.51 \text{ kN}$

Λαμβάνοντας υπόψη πιθανές ανακατανομές της εντάσεως, τα δύο ακραία υποστυλώματα βαθμονομήθηκαν θεωρώντας κατά μέσο όρο αξονικό φορτίο 160 kN. Το μεσαίο υποστυλώμα βαθμονομήθηκε με αξονικό φορτίο 320 kN. Στο **Σχήμα 3.11** συγκρίνονται οι καμπύλες ροπών–καμπυλοτήτων όπως προέκυψαν από το X-TRACT βάσει των οπλισμών των υποστυλωμάτων, με το αποτέλεσμα της βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος κινηματικής κράτυνσης στο ABAQUS.

Δοκοί

Για την βαθμονόμηση των δοκών θεωρήθηκαν 3 διαφορετικές διατομές κατά μήκος της κάθε δοκού εξαιτίας της διαφορετικής όπλισης. Η αντοχή κάθε περιοχής σε όρους

ροπών–καμπυλοτήτων υπολογίστηκε με το X-TRACT και συγκρίνεται με το αποτέλεσμα της βαθμονόμησης στο **Σχήμα 3.12**.

Τοίχωμα

Αντίστοιχη διαδικασία εφαρμόστηκε για το τοίχωμα, τα αποτελέσματα της οποίας δείχνονται στο **Σχήμα 3.13**.

Θεμέλια Υποστυλωμάτων

Τα θεμέλια θεωρούνται άκαμπτα, προσομοιώνονται δε με τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης. Για $S_u = 50$ kPa, διαστάσεις θεμελίου $B = L = 1.8$ m και συντελεστή σχήματος 1.2, το οριακό φορτίο κατά Prandtl [1921] είναι :

$$N_{ult} = (\pi + 2) \times S_u \times B \times L \approx 1000 \text{ kN} \quad (3.4.1)$$

Ωστόσο, τα θεμέλια καταπονούνται από συνδυασμό κατακόρυφου φορτίου, τέμνουσας, και ροπής. Επίσης, κατά την σεισμική φόρτιση η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων παρουσιάζει σημαντικές διακυμάνσεις. Προκειμένου να προσδιοριστεί η αντοχή του συστήματος εδάφους–θεμελίου σε όρους ροπής–στροφής ($M-\theta$), διενεργήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις στατικώς αυξανόμενης μετακίνησης. Εξετάστηκαν ισοδύναμα μονοβάθμια συστήματα, θεωρώντας την μάζα m σε ύψος $H = 3$ m. Το ύψος H προέκυψε από τον λόγο ροπής/τέμνουσας, θεωρώντας ότι μετά την πλαστικοποίηση του υποστυλώματος στον 1^ο όροφο, αυτό συμπεριφέρεται ως πρόβολος.

Στο **Σχήμα 3.14** η καμπύλη αλληλεπίδρασης $m-x$, όπως προέκυψε από τις αριθμητικές αναλύσεις συγκρίνεται με την θεωρητική καμπύλη της Gourvenec, όπου m είναι η κανονικοποιημένη ροπή αντοχής του θεμελίου (δηλαδή ο λόγος της ροπής αντοχής προς την ροπή αντοχής υπό μηδενική κατακόρυφη φόρτιση), και $x = N/N_{ult} = 1/F_{Sv}$ είναι ο αντίστροφος του συντελεστή ασφαλείας. Σημειώνεται ότι τα φαινόμενα $P-\delta$ δεν ελήφθησαν υπόψη στις εν λόγω αναλύσεις ώστε τα αποτελέσματα να μπορούν να είναι συγκρίσιμα.

Στο **Σχήμα 3.15α** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε όρους ροπής–στροφής, λαμβάνοντας όμως υπόψη τα φαινόμενα $P-\delta$. Οι ακραίες τιμές του αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων υπό τα στατικά φορτία είναι 130 kN και 320 kN, οπότε οι μάζες των ισοδύναμων μονοβάθμιων συστημάτων 13 ton και 33 ton αντιστοίχως. Δεδομένου του οριακού κατακόρυφου φορτίου του θεμελίου $N_{ult} \approx 1000$ kN, οι συντελεστές ασφαλείας έναντι κατακορύφων φορτίων είναι $FS_v = 7.7$ και 3.1. Από το διάγραμμα του **Σχήματος 3.15α** εκτιμούμε την ροπή αντοχής του θεμελίου, ανάλογα με το αξονικό του φορτίο.

Πραγματοποιήθηκαν οι ίδιες αναλύσεις θεωρώντας ότι το ύψος του μονοβάθμιου ταλαντωτή ισούται με το μισό του ύψους του ορόφου, το οποίο αντιπροσωπεύει το αμφίπακτο υποστύλωμα πριν τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης. Τα αποτελέσματα σε όρους $M-\theta$ συνοψίζονται στο **Σχήμα 3.15β**.

Θεμελίωση Τοιχείου

Το θεμέλιο του τοιχώματος θεωρείται επίσης άκαμπτο, και προσομοιώνεται με στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης. Σχεδιάστηκε με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς. Προκειμένου να περιορισθεί το ανασήκωμα (έλεγχος $B/3$) και να αποτραπεί η ολίσθηση, προέκυψε ότι απαιτείται θεμέλιο 6.0 m x 1.8 m x 1.0 m (μήκος x πλάτος x ύψος). Θεωρώντας το τοίχωμα ως άκαμπτο σώμα και λαμβάνοντας υπόψη την αξονική δύναμη του μεσαίου υποστυλώματος, υπολογίστηκε μέσω στατικής ανάλυσης “pushover” η καμπύλη ροπής–στροφής του **Σχήματος 3.16α**. Η μάζα του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος, στην οποία και επιβλήθηκε η μετακίνηση, τοποθετήθηκε στο ύψος που αντιστοιχεί στο κέντρο βάρους της φόρτισης. Όπως προκύπτει και από το διάγραμμα, η ροπή αντοχής του θεμελίου είναι $M_{ult} \approx 1070$ kNm, κατά πολύ μεγαλύτερη δηλαδή από την ροπή δομητικής αντοχής του τοιχώματος η οποία ισούται με $M \approx 710$ kNm. Ο συντελεστής ασφαλείας του θεμελίου έναντι κατακορύφων φορτίων είναι $FS_v \approx 4.8$.

Οι απαιτήσεις των κανονισμών για αποφυγή φαινομένων μη-γραμμικότητας στη θεμελίωση (ολίσθηση, κινητοποίηση φέρουσας ικανότητας του εδάφους), οδηγεί σε

ένα αρκετά μεγάλων διαστάσεων θεμέλιο. Ο χαρακτηρισμός αυτός γίνεται τόσο με βάση τα φορτία σχεδιασμού του τοιχώματος (με αποτέλεσμα να οδηγούμαστε σε συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφων φορτίων $FS_V \approx 4.8$), αλλά και βάσει κατασκευαστικών και λειτουργικών κριτηρίων. [Συγκρίνετε το πλάτος του θεμελίου $B = 6$ m με το συνολικό πλάτος του κτιρίου (10 m)]. Αν μειώσουμε το πλάτος του θεμελίου, τότε επιτρέπουμε σε έναν βαθμό την κινητοποίηση της μή-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους και την αξιοποίηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Προς τούτο, εξετάζεται και μια δεύτερη λύση μειωμένου πλάτους θεμελίωσης $B = 4.2$ m. Η επιλογή του πλάτους έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε η αντοχή σε ροπή του θεμελίου να είναι μικρότερη από την ροπή αντοχής του τοιχώματος, ενώ παράλληλα ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση να παραμένει μεγαλύτερος του 3 ($FS_V \approx 3.5$). Στην περίπτωση αυτήν, η ροπή αντοχής του θεμελίου είναι $M_{ult} \approx 450$ kNm, δηλαδή μικρότερη από αυτήν του τοιχώματος (**Σχήμα 3.16β**).

3.5 Στατική ανάλυση “pushover”

3.5.1 Υφιστάμενο κτίριο

Το κτίριο υποβάλλεται σε μονοτονικά αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο μέσω επιβαλλόμενης μετακίνησης (displacement-controlled pushover). Προκειμένου να επιτευχθεί τριγωνική κατανομή της επιβαλλόμενης δύναμης καθ’ ύψος, η μετατόπιση επιβάλλεται στο κάθε διάφραγμα του κτιρίου μέσω ενός οριζοντίου ελατηρίου ανά στάθμη, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 3.17**. Τα τρία ελατήρια, με δυσκαμψίες $K_1 = 100$ kN/m, $K_2 = 200$ kN/m, $K_3 = 300$ kN/m, ενώνονται με έναν κόμβο στον οποίο ασκείται η οριζόντια μετακίνηση. Με τον τρόπο αυτόν, επιτυγχάνεται τριγωνική κατανομή των δυνάμεων ανά όροφο.

Στο **Σχήμα 3.18** παρουσιάζεται η συμπεριφορά του κτιρίου με θεώρηση πλήρους πακτώσεως στην βάση σε όρους επιβαλλόμενης δύναμης-μετακίνησης, λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας ταξέως ($P-\delta$). Η θεώρηση αυτή γίνεται για συγκριτικούς

μόνον σκοπούς με την αντίστοιχη καμπύλη δύναμης–μετατόπισης που προέκυψε από τα πειράματα φυσικής κλίμακας που εκτελέστηκαν στο εργαστήριο. Η σύγκριση είναι ικανοποιητική τόσο σε όρους μέγιστης δύναμης όσο και σε όρους μετατοπίσεων. Σημειώνεται ότι στα πειραματικά αποτελέσματα, δεν συμπεριλαμβάνεται ο φθιτός κλάδος ($P-\delta$). Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η βαθμονόμηση δοκών και υποστυλωμάτων είναι ικανοποιητική, επαληθεύοντας έτσι το αριθμητικό προσομοίωμα.

Στο **Σχήμα 3.19** παρουσιάζεται η καμπύλη δύναμης–μετακίνησης για το υφιστάμενο κτίριο, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής. Η μέγιστη τιμή της αντίστασης του κτιρίου ανέρχεται σε $P \approx 80$ kN. Δεδομένου ότι η ενεργός μάζα της ισοδύναμης λωρίδας του κτιρίου είναι $M = 70$ ton, η ψευδοστατική κρίσιμη επιτάχυνση σε όρους επιταχύνσεως είναι $\alpha \approx 0.12$ g. Τέλος, η ιδιοπερίοδος του υφιστάμενου κτιρίου λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής υπολογίζεται σε $T = 0,73$ sec.

Στο **Σχήμα 3.20** παρουσιάζεται το παραμορφωμένο προσομοίωμα, υποδηλώνοντας αστοχία μαλακού ορόφου. Η αστοχία επέρχεται με τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα του ισογείου (στην κορυφή και στη βάση τους), γεγονός αναμενόμενο αφού το κτίριο δεν είναι σχεδιασμένο ικανοτικά. Από εκεί και πάνω τα υποστυλώματα συμπεριφέρονται ελαστικά. Η συμπεριφορά αυτή επιβεβαιώνεται και από το διάγραμμα ροπών–καμπυλοτήτων του μεσαίου (ενδεικτικά) υποστυλώματος, το οποίο παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.21**.

3.5.2 Αναβάθμιση μέσω διατμητικού τοιχώματος με θεμελίωση $B = 6$ m

Η κρίσιμη επιτάχυνση “αντοχής” των 0.12 g του υφισταμένου κτιρίου κρίνεται ανεπαρκής σύμφωνα με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς, οπότε απαιτείται η σεισμική αναβάθμισή του. Ως επιτάχυνση “στόχος”, την οποία το ενισχυμένο κτίριο θα πρέπει να παραλάβει, επιλέγουμε τα **0.24 g**. Η αναβάθμιση γίνεται μέσω ενίσχυσης με (διατμητικό) τοίχωμα. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, οι διαστάσεις του θεμελίου του τοιχώματος υπολογίζονται σε 6.0 m x 1.8 m x 1.0 m.

Στο **Σχήμα 3.22** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος με τις ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων, ενώ στο **Σχήμα 3.23** παρουσιάζεται η καμπύλη αντίστασης–μετατόπισης του κτιρίου. Όπως αναμένονταν, η δυσκαμψία του κτιρίου αυξάνεται σημαντικά με την προσθήκη του τοιχώματος οδηγώντας σε μείωση της ιδιοπεριόδου σε $T = 0.37 \text{ sec}$. Η μέγιστη δύναμη αντίστασης αυξάνεται θεαματικά σε $P = 320 \text{ kN}$. Λαμβάνοντας υπόψη την αύξηση της ενεργού μάζας του συστήματος λόγω της προσθήκης του τοιχώματος (από $M = 70 \text{ ton}$ σε $M' \approx 77 \text{ ton}$), η ψευδοστατική επιτάχυνση αντοχής του αναβαθμισμένου κτιρίου είναι $a' \approx 0.42 \text{ g}$, η οποία ξεπερνά σημαντικά την επιτάχυνση “στόχο” (0.24 g). Αυτό οφείλεται στις αυστηρές ελάχιστες απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως προς το μέγεθος του τοιχώματος και το ποσοστό οπλισμού.

Ως προς την μορφή της αστοχίας, η κατανομή της έντασης είναι εντελώς διαφορετική. Το τοίχωμα λειτουργώντας ως καμπτικός πρόβολος αναπτύσσει πλαστική άρθρωση στη βάση του. Οι δοκοί σχηματίζουν πλαστικές αρθρώσεις στην συνδεσή τους με το τοίχωμα, ενώ πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται και στη βάση των υποστυλωμάτων και στις συνδέσεις τους με τις ισχυρότερες δοκούς. Η αστοχία των δοκών στο μέσον του δεξιού φανώματος συμβαίνει σε πολύ μεγάλες παραμορφώσεις και οφείλεται στην άκαμπτη σύνδεση με το τοίχωμα, σε συνδυασμό με την αστοχία του δεξιού υποστυλώματος. Σε σύγκριση με το αρχικό κτίριο, αποφεύγεται ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου, καθότι η προσθήκη του τοιχώματος επιβάλλει ομοιόμορφη σχεδόν κατανομή της οριζόντιας μετατόπισης σε όλους τους ορόφους. Αυτό άλλωστε επιβεβαιώνεται και από τα διαγράμματα ροπής–καμπυλότητας του αριστερού (ενδεικτικά) υποστυλώματος, τα οποία παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.24**. Παρατηρούμε ότι τα υποστυλώματα εντείνονται ομοιόμορφα, σε αντίθεση με το αρχικό κτίριο, όπου η ένταση συγκεντρωνόταν στους κόμβους του ισογείου.

3.5.3 Αναβάθμιση μέσω διατμητικού τοιχώματος με θεμελίωση $B = 4.2 \text{ m}$

Εξετάζεται η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου μέσω διατμητικού τοιχώματος το οποίο εδράζεται σε θεμέλιο μειωμένου πλάτους $B = 4.2 \text{ m}$, το οποίο επιτρέπει το ανασήκωμα και την αξιοποίηση της αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής.

Στο **Σχήμα 3.25** συγκρίνεται η απόκριση του αναβαθμισμένου κτιρίου με το μικρότερο θεμέλιο $B = 4.2 \text{ m}$ με την περίπτωση $B = 6 \text{ m}$. Όπως και πρίν με την προσθήκη του τοιχώματος εξασφαλίζεται η αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου. Η βασική διαφορά έγκειται στην δυνατότητα στροφής του μικρότερου θεμελίου, λόγω της οποίας το τοίχωμα δεν αναπτύσει πλαστική άρθρωση στην βάση του. Στην περίπτωση του τοιχώματος με θεμέλιο $B = 6 \text{ m}$, το ανασήκωμα του θεμελίου είναι πολύ μικρό και φυσικά εντός των προβλεπόμενων ορίων του κανονισμού, ενώ το υποκείμενο έδαφος συμπεριφέρεται πρακτικώς ελαστικά. Αντιθέτως, στην περίπτωση του τοιχώματος με θεμέλιο $B = 4.2 \text{ m}$, το τοίχωμα υφίσταται στροφή στερεού σώματος, και μέρος της πλαστικής παραμόρφωσης του συστήματος εντοπίζεται στο έδαφος θεμελιώσεως. Τελικά, σε πολύ μεγάλες παραμορφώσεις, το τοίχωμα συμπαρασύρει μαζί του όλο το κτίριο, με αποτέλεσμα να ανασηκώνονται και τα θεμέλια των υποστυλωμάτων.

Στο **Σχήμα 3.26** συγκρίνονται οι καμπύλες αντίστασης της κατασκευής με το συμβατικό και το μειωμένου πλάτους θεμέλιο του τοιχώματος. Η μείωση του πλάτους του θεμελίου και η συνεπαγόμενη λικνιστική συμπεριφορά της ανωδομής έχει ως αποτέλεσμα την (σχετικά μικρή) μείωση της μέγιστης αντίστασης της κατασκευής, περίπου κατά 57 kN . Αντιθέτως, σε όρους πλαστιμότητας η συμπεριφορά του συστήματος με το μειωμένου πλάτους θεμέλιο τοιχώματος, είναι σαφώς ευνοϊκότερη – διαφορά τάξης μεγέθους στην μετακίνηση που δύναται να παραλάβει, και άρα θεαματική αύξηση της διατιθέμενης πλαστιμότητας του συστήματος. Παράλληλα, αυξάνεται και η ιδιοπερίοδος της κατασκευής από $T_{B=6.0 \text{ m}} = 0,37 \text{ sec}$ σε $T_{B=4.2 \text{ m}} = 0,43 \text{ sec}$.

3.6 Δυναμική εν χρόνω ανάλυση

Στην παρούσα ενότητα αναλύεται η σεισμική απόκριση των τριών κτιρίων μέσω μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης εν χρόνω. Ως σεισμική διέγερση στο βραχώδες υπόβαθρο χρησιμοποιήθηκαν 20 πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα (**Σχήμα 3.27**). Η επιλογή των εν λόγω επιταχυνσιογραφημάτων έγινε ώστε να καλύπτουν ένα εκτενές φάσμα σεισμικών σεναρίων, το οποίο κυμαίνεται από μεσαίου μεγέθους σεισμικές διεγέρσεις, τα οποία δεν υπερβαίνουν σημαντικά τον κραδασμό σχεδιασμού, έως εξόχως ισχυρά σεισμικές διεγέρσεις αποτελούμενες από πολλούς σημαντικούς κύκλους ή επηρεασμένες από εγγύς του ρήγματος φαινόμενα (κατευθυντικότητα, αλτηματικότητα).

Για την διερεύνηση της τρωτότητας της υφιστάμενης κατασκευής, την διερεύνηση της αποτελεσματικότητας της σεισμικής αναβάθμισης μέσω τοιχώματος, και την ποσοτικοποίηση του ρόλου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, παρουσιάζονται αναλυτικά τρεις περιπτώσεις σεισμικών σεναρίων. Το πρώτο αφορά ένα σεισμικό σενάριο με διέγερση μέσης εντάσεως, το οποίο αντιστοιχεί στις απαιτήσεις των ισχυόντων κανονισμών. Ως αντιπροσωπευτική του σεναρίου αυτού, παρουσιάζεται η καταγραφή της Καλαμάτας. Το δεύτερο σενάριο αναφέρεται σε σεισμικό επεισόδιο σημαντικής έντασης που ξεπερνά τον σχεδιασμό. Ως αντιπροσωπευτική του σεναρίου αυτού, παρουσιάζεται η καταγραφή Kocaeli-180 από τον σεισμό του Duzce, 1999 ($M = 7.5$). Όπως αποτυπώνεται και στα ελαστικά φάσματα, στις ιδιοπεριόδους που κυμαίνονται τα τρία συστήματα ($T = 0.3$ έως 0.7 sec) η μέγιστη φασματική επιτάχυνση είναι από δυο έως τρεις φορές μεγαλύτερη της αντίστοιχης τιμής σχεδιασμού. Τέλος, παρουσιάζεται και ένα τρίτο σεισμικό σενάριο, σύμφωνα με το οποίο το κτίριο υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση ακραίας εντάσεως. Προφανώς, σε μια τέτοια περίπτωση δεν αναμένεται το υφιστάμενο κτίριο να επιζήσει, οπότε η σύγκριση επικεντρώνεται στις δύο εναλλακτικές μεθόδους αναβάθμισης. Ως αντιπροσωπευτική του σεναρίου αυτού, παρουσιάζεται η καταγραφή Duzce, από τον σεισμό του Duzce-Bolu (1999). Όπως αποτυπώνεται στην σύγκριση του ελαστικού φάσματος με το φάσμα σχεδιασμού, οι φασματικές επιταχύνσεις που αντιστοιχούν

στις περιόδους των δυο ενισχυμένων κτιρίων ($T = 0.3$ έως 0.4 sec) είναι τρεις με τέσσερις φορές μεγαλύτερες των τιμών σχεδιασμού.

3.6.1 Καλαμάτα: σεισμική διέγερση μέσης εντάσεως

Αν και μικρού σχετικά μεγέθους ($M_s \approx 6,2$), ο σεισμός της Καλαμάτας προκάλεσε αρκετές βλάβες σε κτίρια τόσο μέσα στην πόλη όσο και σε γειτονικά χωριά, αποτέλεσμα καί ελλιπούς ενίοτε αντισεισμικού σχεδιασμού.

Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.28**, στο υφιστάμενο κτίριο εξαντλείται η αντοχή των υποστυλωμάτων στην κορυφή και την βάση του ισογείου—δημιουργία μηχανισμού αστοχίας μαλακού ορόφου. Υπενθυμίζουμε ότι πρόκειται για παλιό κτίριο, το οποίο δεν έχει σχεδιαστεί κατά τις διατάξεις ικανοτικού σχεδιασμού. Η σεισμική απόκριση είναι σε πλήρη ομοφωνία με τα αποτελέσματα της ψευδο-στατικής ανάλυσης “pushover”. Παρά την σχετικά μικρή ένταση της εν λόγω διεγέρσεως, η πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων στους κόμβους βάσης και κορυφής του ισογείου αγγίζει την μέγιστη διατιθέμενη. Τέλος, όπως παρουσιάζεται από το διάγραμμα σχετικών μετατοπίσεων της πλάκας του 1^{ου} ορόφου, η παραμένουσα σχετική μετακίνηση είναι της τάξεως των 6 cm, που αντιστοιχεί σε *drift ratio* $\approx 2\%$. Το σύνολο της μετακίνησης αυτής οφείλεται στην καμπτική παραμόρφωση των υποστυλωμάτων, καθώς τα θεμέλια συμπεριφέρονται πρακτικώς ελαστικά.

Γίνεται αντιληπτό ότι ακόμα και σε μία σεισμική δόνηση μέτριας έντασης, το υφιστάμενο κτίριο δεν συμπεριφέρεται ικανοποιητικά, καθώς ο σχηματισμός μαλακού ορόφου στο ισόγειο είναι αναπόφευκτος, ενώ η καμπυλότητα στις κρίσιμες περιοχές φθάνει τα επίπεδα της μέγιστης διατιθέμενης. Αυτό πρακτικώς σημαίνει πως ακόμα και αν το κτίριο δεν καταρρεύσει, τα δομικά του στοιχεία έχουν υποστεί σοβαρότατες βλάβες. Η απαίτηση για σεισμική αναβάθμιση του υφιστάμενου κτιρίου είναι προφανής.

Η σεισμική απόκριση του κτιρίου βελτιώνεται σημαντικά με την ενίσχυσή του μέσω διατμητικού τοιχώματος. Στο **Σχήμα 3.29** παρουσιάζεται συγκριτικά η συμπεριφορά του υφιστάμενου (μη ενισχυμένου) κτιρίου και του ίδιου κτιρίου

ενισχυμένου μέσω διατμητικού τοιχώματος, θεμελιωμένου σε συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο $B = 6$ m. Στο **Σχήμα 3.29α** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της σεισμικής διέγερσης. Η βελτίωση είναι εμφανέστατη, όπως αποκαλύπτεται (ενδεικτικά) από την απόκριση του αριστερού υποστυλώματος σε όρους ροπής–καμπυλότητας (**Σχήμα 3.29β**). Ενώς στο αρχικό κτίριο ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα του ισογείου ήταν αναπόφευκτος, οδηγώντας σε απαιτούμενη πλαστιμότητα αρκετά κοντά στην διατιθέμενη, στο ενισχυμένο κτίριο τα υποστυλώματα του ισογείου αποκρίνονται ελαστικά. Ως αποτέλεσμα, η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση του 1^{ου} ορόφου (**Σχήμα 3.29γ**) είναι θεαματικά μειωμένη, με την παραμένουσα σχετική μετακίνηση να είναι πρακτικώς μηδενική.

Στο **Σχήμα 3.30** παρουσιάζεται η απόκριση του τοιχώματος του ενισχυμένου κτιρίου με συμβατικό θεμέλιο $B = 6$ m. Λόγω της πολύ μεγαλύτερης δυσκαμψίας του τοιχώματος σε σύγκριση με τα υπόλοιπα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, αυτό παραλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής δύναμης. Σε όρους ροπής–καμπυλότητας (**Σχήμα 3.30α**), το τοίχωμα καταπονείται μεν σημαντικά, φτάνοντας την ροπή αντοχής του, αλλά η απαιτούμενη πλαστιμότητα απέχει πολύ από την διατιθέμενη. Η συμπεριφορά του $B = 6$ m θεμελίου του τοιχώματος είναι πρακτικώς ελαστική (**Σχήμα 3.30β**), η δε καθίζηση δεν ξεπερνά το αμελητέο 1 cm (**Σχήμα 3.30γ**).

Συνοψίζοντας, η τρωτότητα του υφισταμένου κτιρίου είναι σημαντική, ακόμα και σε σεισμικές δονήσεις μέσης εντάσεως. Οι βλάβες στα υποστυλώματα συγκεντρώνονται στο ισόγειο, οδηγώντας σε σχηματισμό μηχανισμού μαλακού ορόφου, η δε απαιτούμενη πλαστιμότητα φτάνει στα επίπεδα της διατιθέμενης. Η σεισμική αναβάθμιση του κτιρίου μέσω διατμητικού τοιχώματος βελτιώνει θεαματικά την συμπεριφορά του κτιρίου. Το μεγαλύτερο μέρος των αδρανειακών δυνάμεων παραλαμβάνεται από το τοίχωμα, το οποίο φτάνει την αντοχή μεν την αντοχή του, αλλά διαθέτει επαρκή περιθώρια πλαστιμότητας. Η συμπεριφορά της θεμελίωσης του τοιχώματος παραμένει ελαστική, σύμφωνα με τον σχεδιασμό.

3.6.2 Duzce–Kocaeli : σεισμική διέγερση μεγάλης εντάσεως

Η συνεισφορά του τοιχώματος γίνεται ακόμη πιο εμφανής με την αύξηση της έντασης της σεισμικής διεγέρσεως. Στο **Σχήμα 3.31** συγκρίνεται η σεισμική απόκριση του υφιστάμενου κτιρίου με αυτήν του αναβαθμισμένου κτιρίου μέσω τοιχώματος με συμβατικά υπολογισμένο θεμέλιο $B = 6 \text{ m}$. Ενώ το υφιστάμενο κτίριο οδηγείται σε κατάρρευση με σχηματισμό μαλακού ορόφου, με την προσθήκη του τοιχώματος η κατάρρευση αποφεύγεται (**Σχήμα 3.31α**). Η κατάρρευση αποτυπώνεται και στην απόκριση του αριστερού ακραίου υποστυλώματος του ισογείου (**Σχήμα 3.31β**), όπου η διατιθέμενη πλαστιμότητα εξαντλείται από τους πρώτους κύκλους της διεγέρσεως, και το κτίριο τελικά καταρρέει. Στο ενισχυμένο κτίριο, τα υποστυλώματα φτάνουν μεν την αντοχή τους, αλλά απέχουν πολύ από το να εξαντλήσουν την διατιθέμενη πλαστιμότητά τους. Η θεαματική βελτίωση της συμπεριφοράς επιβεβαιώνεται από τις χρονοϊστορίες οριζοντίων σχετικών μετακινήσεων της οροφής του ισογείου (**Σχήμα 3.31γ**).

Στο **Σχήμα 3.32** παρουσιάζεται η απόκριση του τοιχώματος του ενισχυμένου κτιρίου με συμβατικό θεμέλιο $B = 6 \text{ m}$. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 3.32α** η καταπόνηση του τοιχώματος είναι σημαντική: οδηγείται βαθιά στον πλαστικό του κλάδο και οριακά δεν εξαντλεί την διατιθέμενη πλαστιμότητά. Επομένως, μετά από ένα τέτοιο σεισμικό επεισόδιο οι βλάβες στο τοίχωμα θα ήταν αυξημένες. Η συμπεριφορά της θεμελίωσης του τοιχώματος παραμένει πρακτικώς ελαστική (**Σχήμα 3.32β**), η δε καθίσηση δεν ξεπερνά τα 2 cm (**Σχήμα 3.32γ**).

Συνοψίζοντας, το υφιστάμενο κτίριο δεν μπορεί να επιζήσει μιας τέτοιας σεισμικής διεγέρσεως. Αντιθέτως, το ενισχυμένο κτίριο αποφεύγει την κατάρρευση, με σημαντικές όμως βλάβες στο τοίχωμα. Εξετάζεται λοιπόν η εναλλακτική λύση αναβάθμισης με το ίδιο τοίχωμα, αλλά με μικρότερο πλάτος θεμελίου $B = 4.2 \text{ m}$, επιδιώκοντας την κινητοποίηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος θεμελίου–εδάφους με την μορφή της αποκόλλησης και της πλαστικοποίησης του εδάφους, με απώτερον στόχο την μείωση των αναπτυσσομένων αδρανειακών δυνάμεων στην ανωδομή. Ωστόσο, η μή γραμμική αυτή συμπεριφορά του θεμελίου

μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική στροφή του τοιχώματος, και κατ' επέκταση στην ανάπτυξη επιπλέον εντάσεως στα υποστυλώματα, ή σε σημαντικές καθιζήσεις.

Στα **Σχήματα 3.33 και 3.34** εστιάζουμε στην σύγκριση των δύο εναλλακτικών λύσεων αναβάθμισης. Στο **Σχήμα 3.33** παρουσιάζεται συγκριτικά η απόκριση του κτιρίου στις δύο περιπτώσεις ενίσχυσης. Με την εξαίρεση του τοιχώματος, η απόκριση της ανωδομής των δυο συστημάτων δεν διαφέρει σημαντικά (**Σχήμα 3.33α**). Στην περίπτωση του μικρού θεμελίου ($B = 4.2 \text{ m}$), η καταπόνηση των υποστυλωμάτων είναι ανεπαίσθητα δυσμενέστερη (**Σχήμα 3.33β**). Καί στις δύο περιπτώσεις, τα υποστυλώματα φτάνουν την αντοχή τους και εισέρχονται στον πλαστικό τους κλάδο, χωρίς όμως να εξαντλούν την διατιθέμενη πλαστιμότητά τους. Στο ίδιο συμπέρασμα οδηγεί και η χρονοϊστορία των σχετικών οριζόντιων μετακινήσεων της οροφής του ισογείου (**Σχήμα 3.33γ**). Στην περίπτωση του μικρότερου θεμελίου ($B = 4.2 \text{ m}$), οι συνολικές σχετικές μετακινήσεις είναι λίγο μεγαλύτερες.

Ως προς την απόκριση του τοιχώματος, η διαφορά ανάμεσα στις δύο εναλλακτικές λύσεις είναι σημαντική (**Σχήμα 3.34**). Σε αντίθεση με το τοίχωμα με το συμβατικά σχεδιασμένο ($B = 6 \text{ m}$) θεμέλιο το οποίο αποκρίνεται ανελαστικά, σχεδόν εξαντλώντας την πλαστιμότητά του, στην περίπτωση του μικρού ($B = 4.2 \text{ m}$) θεμελίου η συμπεριφορά του τοιχώματος είναι πρακτικώς ελαστική (**Σχήμα 3.34α**). Αυτό οφείλεται στην εντόνως μή-γραμμική συμπεριφορά του θεμελίου του τοιχώματος, του οποίου η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από την καμπτική ροπή αντοχής του τοιχώματος (**Σχήμα 3.34β**). Παρά την εντόνως μη-γραμμική συμπεριφορά του θεμελίου, οι καθιζήσεις δεν αυξάνονται σημαντικά (**Σχήμα 3.34γ**).

Συμπερασματικά, το ενισχυμένο μέσω διατμητικού τοιχώματος κτίριο με συμβατικά υπολογισμένο θεμέλιο, οριακά επιζεί της επιβαλλόμενης (ισχυρής) σεισμικής διεγέρσεως. Η καταπόνηση του τοιχώματος είναι σημαντική, φτάνοντας κοντά στην εξάντληση της διατιθέμενης πλαστιμότητάς του. Αντιθέτως, η συμπεριφορά του αναβαθμισμένου κτιρίου με μικρότερο πλάτος θεμελίου, είναι πρακτικώς ισοδύναμη σε όρους καταπόνησης των υποστυλωμάτων, αλλά μακράν ευμενέστερη ως προς την καταπόνηση του τοιχώματος.

3.6.3 Duzce–Bolu : ακραία σεισμική διέγερση

Το αναβαθμισμένο κτίριο υποβάλλεται σε σεισμικό σενάριο ακραίας έντασης, σε σχέση πάντα με το φάσμα σχεδιασμού του. Το υφιστάμενο κτίριο δεν είναι δυνατόν να ανταπεξέλθει μιας τέτοιας διεγέρσεως, οπότε εστιάζουμε στην σύγκριση της απόκρισης του κτιρίου με τους δύο εναλλακτικούς τρόπους θεμελίωσης του τοιχώματος.

Στο **Σχήμα 3.35** συνοψίζεται η συμπεριφορά του κτιρίου στις δυο εναλλακτικής περιπτώσεις ενίσχυσης. Ενω το κτίριο με το μεγάλο (συμβατικά υπολογισμένο) θεμέλιο οριακά δεν καταρρέει, η συμπεριφορά του κτιρίου με το μειωμένου πλάτους θεμέλιο είναι σαφώς καλύτερη (**Σχήμα 3.35α**). Ενώ στην περίπτωση του μεγάλου ($B = 6 \text{ m}$) θεμελίου τα υποστυλώματα του ισογείου εξαντλούν την διατιθέμενη πλαστιμότητά τους, με το μικρότερο ($B = 4.2 \text{ m}$) θεμέλιο ναί μεν πλαστικοποιούνται εντόνως, συνεχίζουν όμως να απέχουν αρκετά από την αξάντληση της πλαστιμότητάς τους (**Σχήμα 3.35β**). Η ίδια εικόνα αποτυπώνεται και στις χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων (**Σχήμα 3.35γ**).

Στο **Σχήμα 3.36** παρουσιάζεται η συμπεριφορά του τοιχώματος στις δύο περιπτώσεις θεμελίωσής του. Στο δυσμενές αυτό σενάριο σεισμικής διεγέρσεως γίνεται εμφανής η ευμενής επίδραση της μή γραμμικότητας του συστήματος εδάφους–θεμελίου. Ενώ το συμβατικά θεμελιωμένο τοίχωμα πλαστικοποιείται εντόνως, ξεπερνώντας σημαντικά την διατιθέμενη πλαστιμότητα, το τοίχωμα στο μικρότερο θεμέλιο εξαντλεί μεν την αντοχή του, αλλά είναι πολύ μακριά από το να εξαντλήσει την διατιθέμενη πλαστιμότητα (**Σχήμα 3.36α**). Η ευμενής αυτή συμπεριφορά οφείλεται στην μή-γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης (**Σχήμα 3.36β**): ενώ η συμβατικώς σχεδιασμένη θεμελίωση συμπεριφέρεται ελαστικά, η μειωμένου πλάτους θεμελίωση συμπεριφέρεται εντόνως μή γραμμικά, ξεπερνώντας τη ροπή αντοχής της και αναπτύσσοντας σημαντικές στροφές. Παρά όμως την μή-γραμμική αυτή συμπεριφορά και την συνεπακόλουθη εντονότερη πλαστικοποίηση του εδάφους, οι καθιζήσεις δεν αυξάνονται σημαντικά (**Σχήμα 3.36γ**) η δε παραμένουσα στροφή είναι ανεκτή.

Συμπερασματικά, σε αυτό το ακραίο σεισμικό σενάριο (σε σχέση με τις τιμές σχεδιασμού), γίνεται εμφανής ο ευνοϊκός ρόλος της κινητοποίησης εντόνως μή- γραμμικής συμπεριφοράς στην θεμελίωση.

3.7 Σύνοψη και συμπεράσματα

Στα **Σχήματα 3.37** έως **3.39** συνοψίζονται τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων (για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις) για τα τρία εξετασθέντα συστήματα: (α) το υφιστάμενο κτίριο, (β) το αναβαθμισμένο μέσω τοιχώματος κτίριο με συμβατικά υπολογισμένο ($B = 6$ m) θεμέλιο, και (γ) την εναλλακτική λύση με τοίχωμα θεμελιωμένο σε μειωμένου πλάτους θεμέλιο. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας της διέγερσης.

Στο **Σχήμα 3.37**, συγκρίνεται η συμπεριφορά των υποστυλωμάτων του κτιρίου για τις τρεις περιπτώσεις, σε όρους απαιτούμενης προς διατιθέμενη πλαστιμότητας. Το αρχικό κτίριο αδυνατεί να αντέξει ακόμα και μικρής εντάσεως κραδασμούς (**Σχήμα 3.37α**). Η συμπεριφορά του κτιρίου βελτιώνεται σημαντικά με την προσθήκη του τοιχώματος (**Σχήμα 3.37β**): τα υποστυλώματα δεν εξαντλούν την διατιθέμενη πλαστιμότητα τους παρά μόνον σε σεισμικά σενάρια σχετικά μεγάλης εντάσεως. Οι απαιτήσεις πλαστιμότητας στα υποστυλώματα δεν αυξάνονται με την μικρού θεμελίου έδραση του τοιχώματος (**Σχήμα 3.37γ**).

Στο **Σχήμα 3.38** παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις του πρώτου ορόφου ανηγμένες ως προς το ύψος του υποστυλώματος (*drift ratios*) για τις τρεις περιπτώσεις. Δείχνονται τόσο οι παραμένουσες συνολικές σχετικές μετακινήσεις (δ/h), όσο και οι ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις λόγω κάμψης των υποστυλωμάτων (δ_c/h). Σε όρους δ_c/h , διακρίνονται οι εξής οριακές καταστάσεις, κατ' αντιστοιχία με τις στάθμες επιτελεστικότητας των κανονισμών (π.χ. βλ. Priestley et al., 2007):

- *Serviceability Limit State* : $\delta_c/h < 1 \%$, η κατασκευή μπορεί να χρησιμοποιηθεί αμέσως μετά τον σεισμό.
- *Damage Control Limit State* : $1 \leq \delta_c/h \leq 2 \%$, οι βλάβες που έχει υποστεί το κτίριο είναι επισκευάσιμες.

- *Survival Limit State* : $\delta_k / h > 2\%$, το κτίριο μπορεί οριακά να μην έχει καταρρεύσει, ωστόσο τα δομικά του στοιχεία έχουν υποστεί σοβαρές ζημιές.

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 3.38α**, το υφιστάμενο κτίριο είναι επαρκές μόνον για σεισμικές διεγέρσεις μικρής εντάσεως ($SV < 50 \text{ cm/sec}$). Ακόμη και τότε, υφίσταται ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις που οφείλονται στην κάμψη των υποστυλωμάτων $\delta_k / h > 2\%$, κάτι που μεταφράζεται σε σοβαρότατες βλάβες. Η συμπεριφορά του αναβαθμισμένου κτιρίου είναι σαφώς ανώτερη. Στην περίπτωση του συμβατικά σχεδιασμένου θεμελίου του τοιχώματος, η απόκριση του κτιρίου είναι ικανοποιητική για σεισμικές διεγέρσεις μέγιστης φασματικής ταχύτητας $SV \leq 130 \text{ cm/s}$ (**Σχήμα 3.38β**). Ελαφρώς ευνοϊκότερη είναι η συμπεριφορά του αναβαθμισμένου κτιρίου με μειωμένου πλάτους θεμέλιο (**Σχήμα 3.38γ**). Η υπεροχή της εναλλακτικής λύσεως ($B = 4.2 \text{ m}$) γίνεται εμφανέστερη για ισχυρότερες σεισμικές διεγέρσεις ($SV > 130 \text{ cm/s}$), οι οποίες οδηγούν σε εντόνως μη-γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης του τοιχώματος, αποτρέποντας την πλαστικοποίηση του και την κατάρρευση.

Τέλος, στο **Σχήμα 3.39**, παρουσιάζεται συγκεντρωτικά η απόκριση του τοιχώματος για τις δύο εναλλακτικές περιπτώσεις: (i) με συμβατικά υπολογισμένο θεμέλιο ($B = 6 \text{ m}$), και (ii) με μειωμένου πλάτους θεμέλιο ($B = 4.2 \text{ m}$). Η ευμενής επίδραση της κινητοποίησης της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους θεμελίου λόγω της μείωσης του πλάτους είναι εμφανής. Η απαίτηση σε πλαστιμότητα του τοιχώματος μειώνεται θεαματικά με την μείωση του πλάτους του θεμελίου (**Σχήμα 3.39α**). Χάρη στον ευνοϊκό ρόλο της αναπτυσσόμενης μή-γραμμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-τοιχώματος, απαιτείται εξαιρετικά ακραία (και μη ρεαλιστική για το συγκεκριμένο κτίριο) διέγερση προκειμένου να οδηγηθεί το τοίχωμα στην αστοχία: *Takatori* από τον σεισμό του Kobe (1995). Αντιθέτως, στην περίπτωση της συμβατικά σχεδιασμένης θεμελίωσης ($B = 6 \text{ m}$), το τοίχωμα εξαντλεί την διατιθέμενη πλαστιμότητά του για διεγέρσεις με $PSV > 130 \text{ cm/s}$.

Παρά την έντονη μη-γραμμική συμπεριφορά του θεμελίου του τοιχώματος, οι καθιζήσεις που αναπτύσσονται στο μικρότερο θεμέλιο δεν είναι σημαντικά μεγαλύτερες απ' ότι στο συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο (**Σχήμα 3.39β**). Γίνεται έτσι

εμφανές ότι η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου βελτιώνεται με την κινητοποίηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος θεμελίου–εδάφους.

Γενικά, η αναβάθμιση του κτιρίου μέσω τοιχώματος σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις αποδεικνύεται επαρκής για σεισμικές διεγέρσεις που δεν ξεπερνούν σημαντικά το φάσμα σχεδιασμού. Για μεγαλύτερης εντάσεως σεισμικές διεγέρσεις ($SV > 130 \text{ cm/s}$), τόσο το τοίχωμα όσο και τα υποστυλώματα εξαντλούν τη διατιθέμενη πλαστιμότητά τους. Η μείωση του πλάτους του θεμελίου του διατμητικού τοιχώματος οδηγεί σε μείωση της αντοχής του θεμελίου και σε κινητοποίηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους–θεμελίου. Η αναβάθμιση μέσω τοιχώματος με θεμέλιο μικρότερου πλάτους αποδεικνύεται ευνοϊκή κυρίως για σεισμικές διεγέρσεις μεγάλης εντάσεως ($SV > 130 \text{ cm/s}$). Η λικνιστική απόκριση του τοιχώματος αποδεικνύεται σωτήρια για το ίδιο το τοίχωμα, ενώ και για τα υποστυλώματα η μείωση στην απαιτούμενη πλαστιμότητα είναι σημαντική.

Βιβλιογραφία

- Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2010), "Soil Failure can be used for Earthquake Protection of Structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 8, pp. 309–326.
- Bosiljkov V., Page A. W., Bokan–Bosiljkov V., Žarnić R., (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*, Vol. 17, pp. 100–118.
- Di Ludovico M., *Comparative Assessment of Seismic Rehabilitation Technique on the Full Scale SPEAR Structure*, Doctoral Thesis.
- EAK (2000), *Greek seismic code*, Organization of Seismic Planning and Protection, Athens, Greece (in Greek).
- EC8 (2000), *Design provisions for earthquake resistance of structures, part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects*, prEN, 1998–5 European Committee for Standardization, Brussels.

- Fajfar P., Dolšek M., Marušić D., Stratan A. (2006), "Pre- and post-test mathematical modelling of a plan-asymmetric reinforced concrete frame building", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 1359–1379.
- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., and G. Gazetas (2011), "Rocking Isolation of Frames Founded on Isolated Footings", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics (submitted for possible publication)*
- Gourvenec S. (2007), "Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading", *Géotechnique*, 57(8), pp. 637-646.
- Imbsen & Associates, Inc. (2004), *XTRACT—Cross section analysis program for structural engineer*, Ver. 3.0.3, California.
- KAN.ΕΠΕ (2009), *Κανονισμός Επεμβάσεων και Ενισχύσεων*, ΟΑΣΠ, Αθήνα.
- Kosmopoulos A. J., Fardis M. N. (2007), "Estimation of inelastic seismic deformation in asymmetric multistory RC buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 1209–1234.
- Meyerhof GG. (1963), "Some recent research on the bearing capacity of foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), pp. 6–26.
- Moehle J.P., "State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US", Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkley
- Priestley M.J.N., Calvi, M.C., and Kowalsky, M.J. (2007), "Displacement-Based Seismic Design of Structures", *IUSS Press*, Pavia.
- Pampanin, S., Moratti, M., Calvi, G.M., (2002), "Seismic Behaviour of R.C. Beam-Column Joints Designed for Gravity Loads", *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, paper n. 726.
- Repapis C., Vintzileou E., Zeris C., (2006), "Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: I. Suggested methodology", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10, pp. 265-287.

Repapis C., Vintzileou E., Zeris C., (2006), "Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: II. A case study for regular and irregular buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10, pp. 429-452.

Thermou G. E., Elnashai A. S. (2005), " Seismic retrofit schemes for RC structures and local – global consequences ", *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 8, pp. 1–15.

Vesic AS. (1973), "Analysis of ultimate loads of shallow foundations", *Journal of Soil Mechanics Foundation Div.*, ASCE, 99, pp. 45–73.

Σχήματα



(α)



(β)

Σχήμα 3.1. Τοπική ενίσχυση υποστυλωμάτων με (α) μανδύα περίσφιγξης, και (β) προσθήκη ανθρακονήματος.



(α)

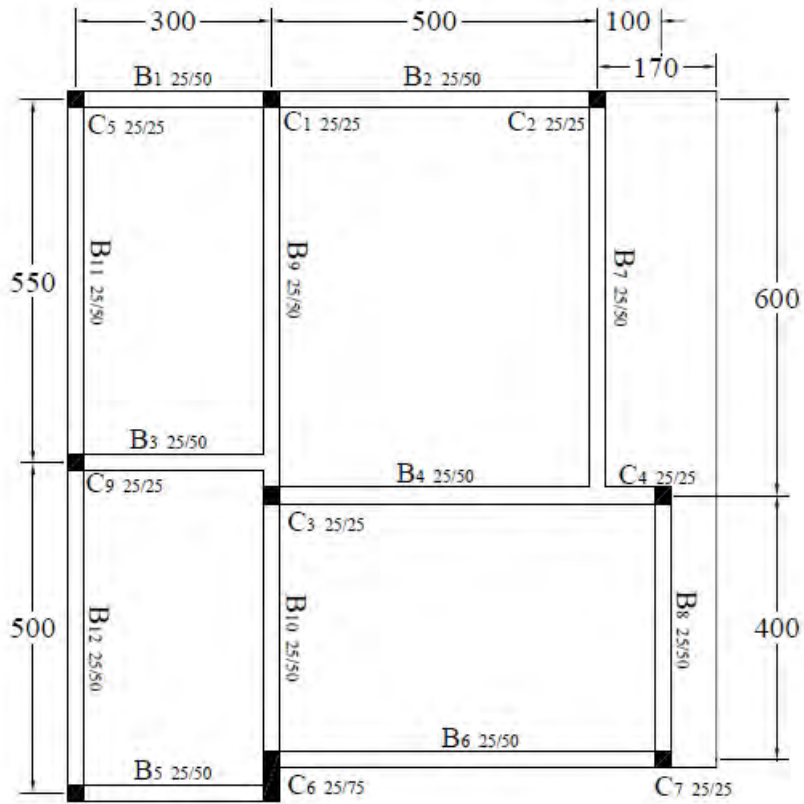


(β)

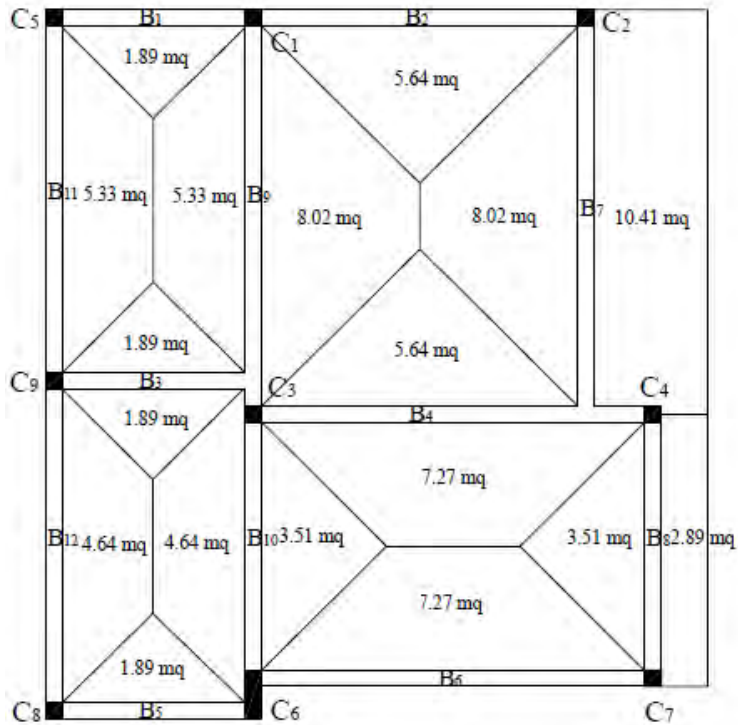


(γ)

Σχήμα 3.2. Επεμβάσεις μεγαλύτερης κλίμακας με : (α) μανδύες όπλισης, (β) μεταλλικούς συνδέσμους, και (γ) διατμητικά τοιχώματα.



Σχήμα 3.3. Κάτοψη εξεταζόμενου κτιρίου : γεωμετρικά χαρακτηριστικά.



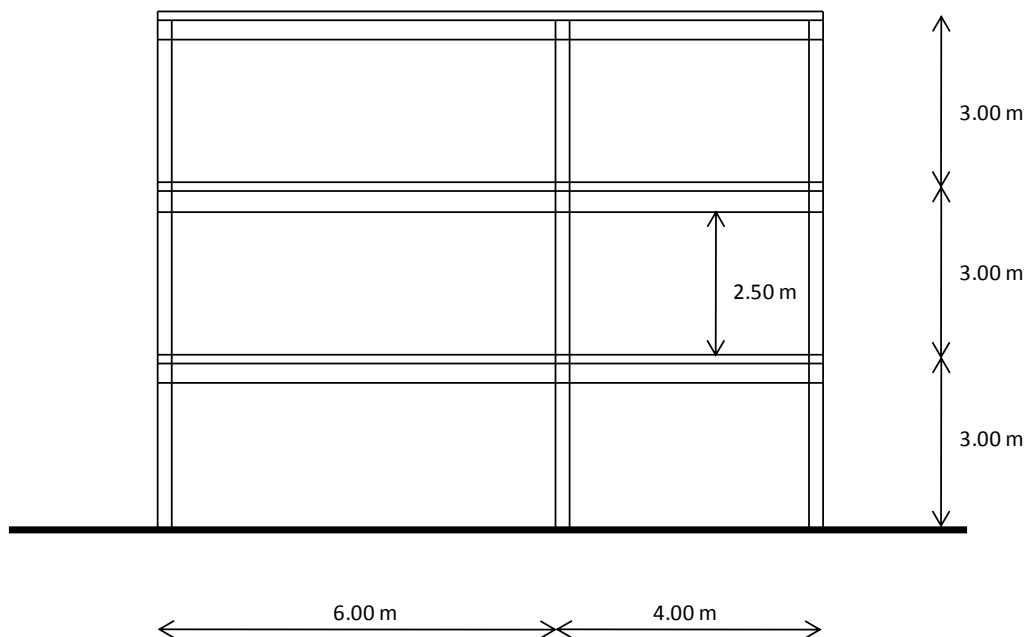
Σχήμα 3.4. Διανομή των φορτίων των πλακών στις δοκούς

Πίνακας 3.1. Φορτία δοκών 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου λόγω των ίδιου βάρους των πλακών καθώς και των μόνιμων φορτίων που δρουν σε αυτές

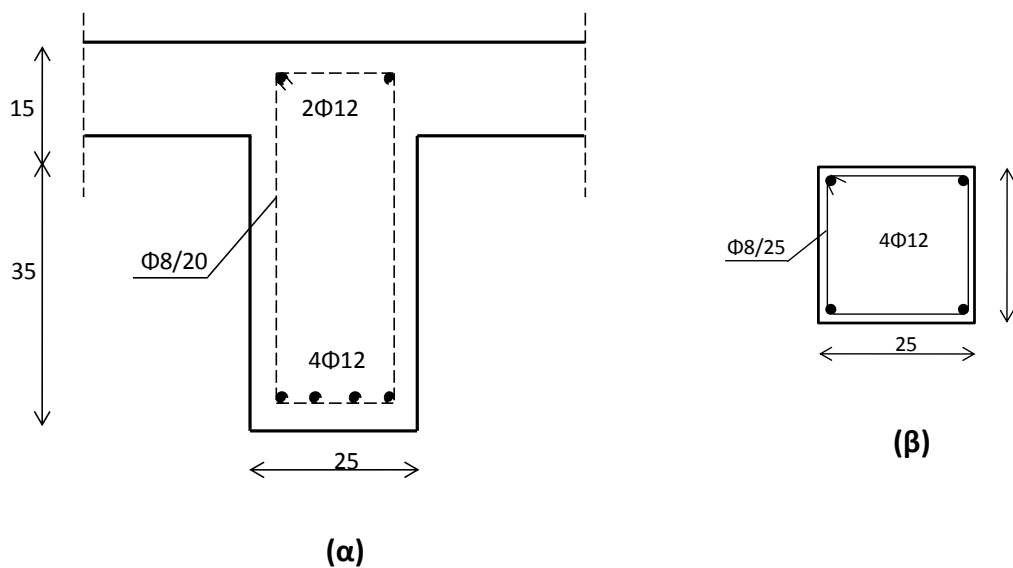
1ος - 2ος όροφος	ΜΗΚΟΣ	ΔΜΒΑΓΟ ΔΠΙΡΡΟΗΣ	ΙΒ ΠΛΑΚΩΝ	ΔΠΙΚΑΛΤΨΗ	ΦΟΡΣΙΟ ΓΟΚΟΤ	ΣΤΝΟΛΙΚΟ ΦΟΡΣΙΟ ΑΝΑ ΜΔΣΡΟ ΓΟΚΟΤ	ΣΤΝΟΛΙΚΟ ΦΟΡΣΙΟ ΓΟΚΟΤ
	[m]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]
B1	3	1.89	2.36	0.32	3.125	5.8	17.4
B2	5	5.64	4.23	0.56	3.125	7.92	39.6
B3	3	3.78	4.73	0.63	3.125	8.48	25.44
B4	6	12.91	8.07	1.08	3.125	12.27	73.62
B5	3	1.89	2.36	0.32	3.125	5.8	17.4
B6	6	7.27	4.54	0.61	3.125	8.27	49.62
B7	6	18.43	11.52	1.54	3.125	16.18	97.08
B8	4	6.4	6	0.8	3.125	9.93	39.72
B9	6	13.35	8.34	1.11	3.125	12.58	75.48
B10	4.25	8.15	7.19	0.96	3.125	11.28	47.94
B11	5.5	5.33	3.63	0.48	3.125	7.24	39.82
B12	5	4.64	3.48	0.46	3.125	7.07	35.35
ΣΤΝΟΛΟ		89.68					558.47

Πίνακας 3.2. Φορτία δοκών 3ου ορόφου λόγω του ίδιου βάρους των πλακών (φορτίο επικάλυψης και άλλα μόνιμα φορτία δεν έχουμε καθώς είναι ο τελευταίος όροφος)

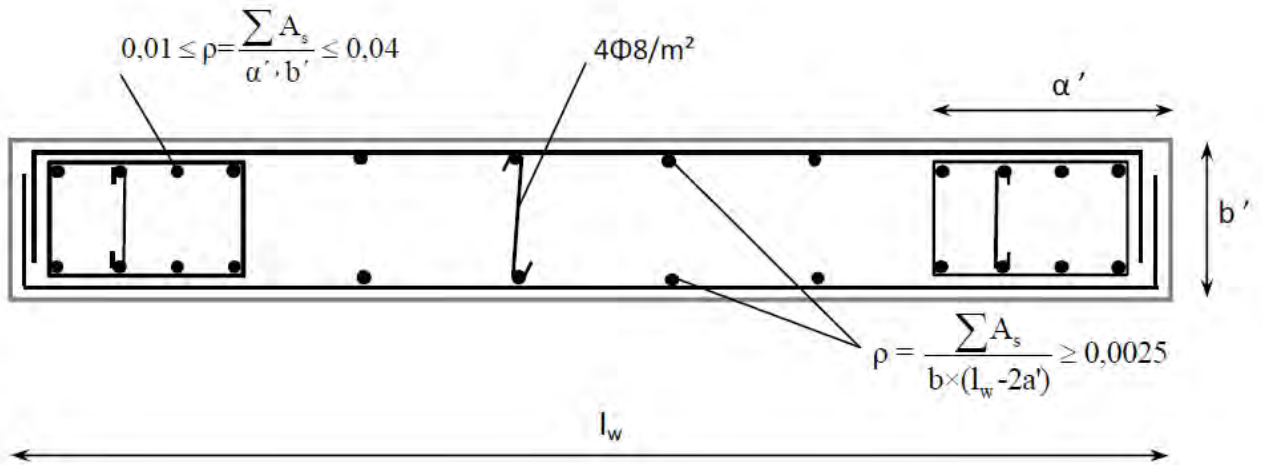
3ος όροφος	ΜΗΚΟΣ	ΔΜΒΑΓΟ ΔΠΙΡΡΟΗΣ	ΙΒ ΠΛΑΚΩΝ	ΔΠΙΚΑΛΤΨΗ	ΦΟΡΣΙΟ ΓΟΚΟΤ	ΣΤΝΟΛΙΚΟ ΦΟΡΣΙΟ ΑΝΑ ΜΔΣΡΟ ΓΟΚΟΤ	ΣΤΝΟΛΙΚΟ ΦΟΡΣΙΟ ΓΟΚΟΤ
	[m]	[m ²]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]
B1	3	1.89	2.36	0	3,125	5.49	16.47
B2	5	5.64	4.23	0	3,125	7.36	36.8
B3	3	3.78	4.73	0	3,125	7.85	23.55
B4	6	12.91	8.07	0	3,125	11.19	67.14
B5	3	1.89	2.36	0	3,125	5.49	16.47
B6	6	7.27	4.54	0	3,125	7.67	46.02
B7	6	18.43	11.52	0	3,125	14.64	87.84
B8	4	6.4	6	0	3,125	9.13	36.52
B9	6	13.35	8.34	0	3,125	11.47	68.82
B10	4.25	8.15	7.19	0	3,125	10.32	43.86
B11	5.5	5.33	3.63	0	3,125	6.76	37.18
B12	5	4.64	3.48	0	3,125	6.61	33.05
ΣΤΝΟΛΟ		89.68					513.72



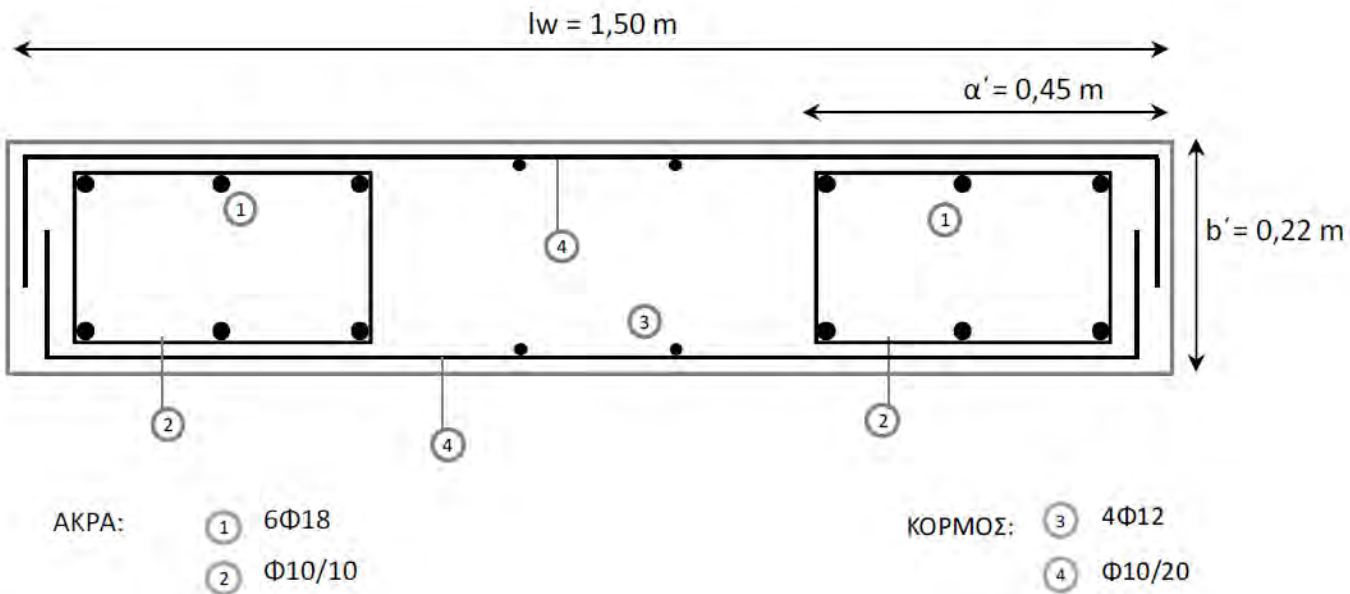
Σχήμα 3.5. Ισοδύναμο διδιάστατο προσομοίωμα: χαρακτηριστική εξεταζόμενη “λωρίδα” του κτιρίου και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της.



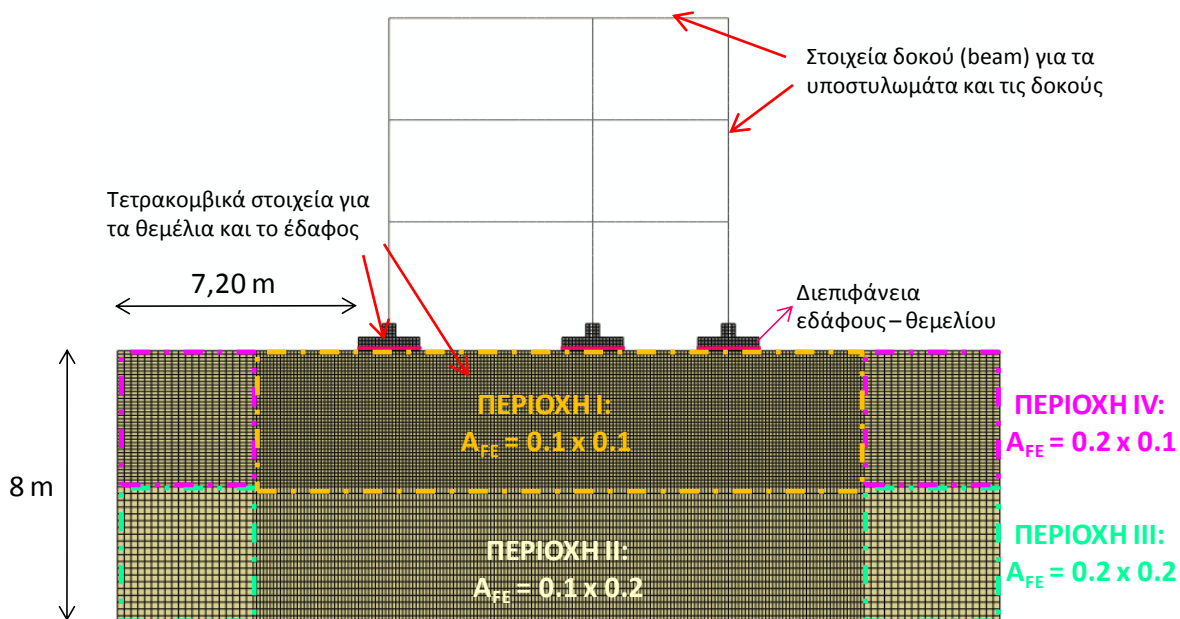
Σχήμα 3.6. Τυπική όπλιση (α) δοκού και (β) υποστύλωματος του υπόψιν κτιρίου



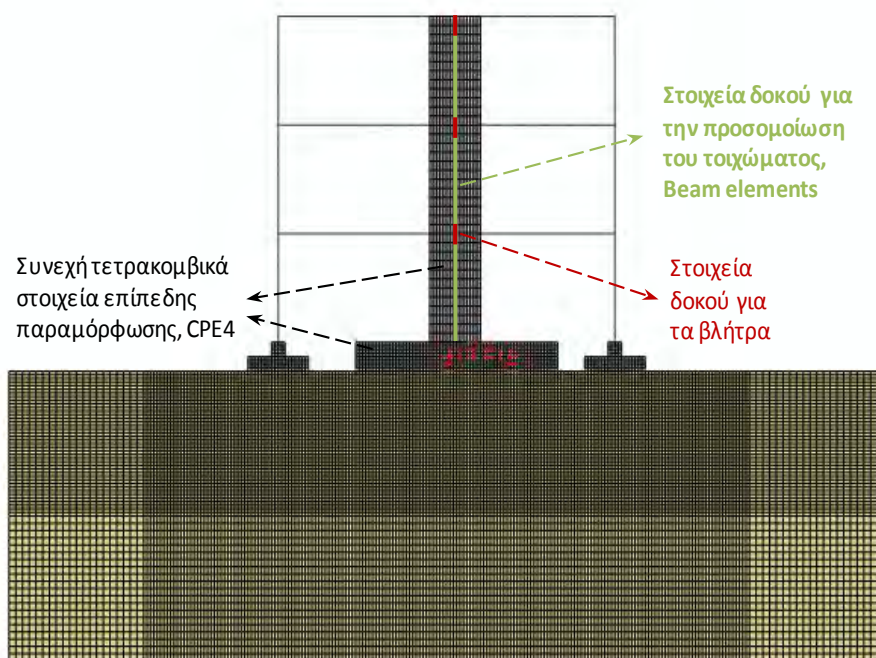
Σχήμα 3.7. Κατασκευαστική διάταξη οπλισμών τοιχώματος σύμφωνα με τον ΕΚΩΣ.



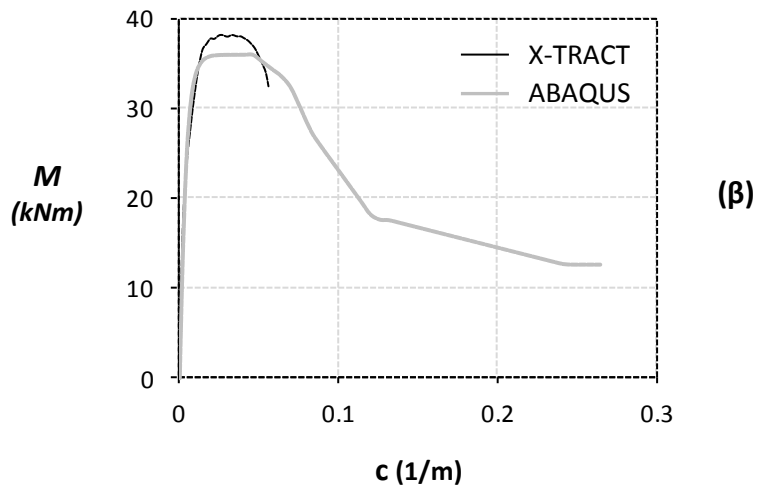
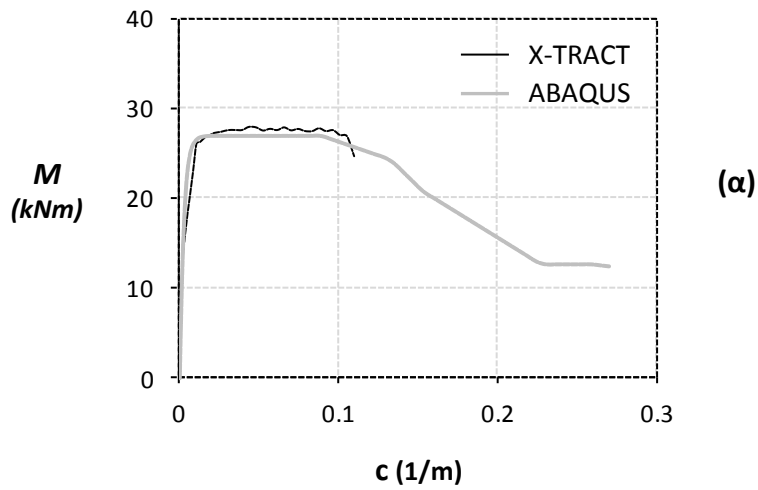
Σχήμα 3.8. Οι οπλισμοί του τοιχώματος (σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500).



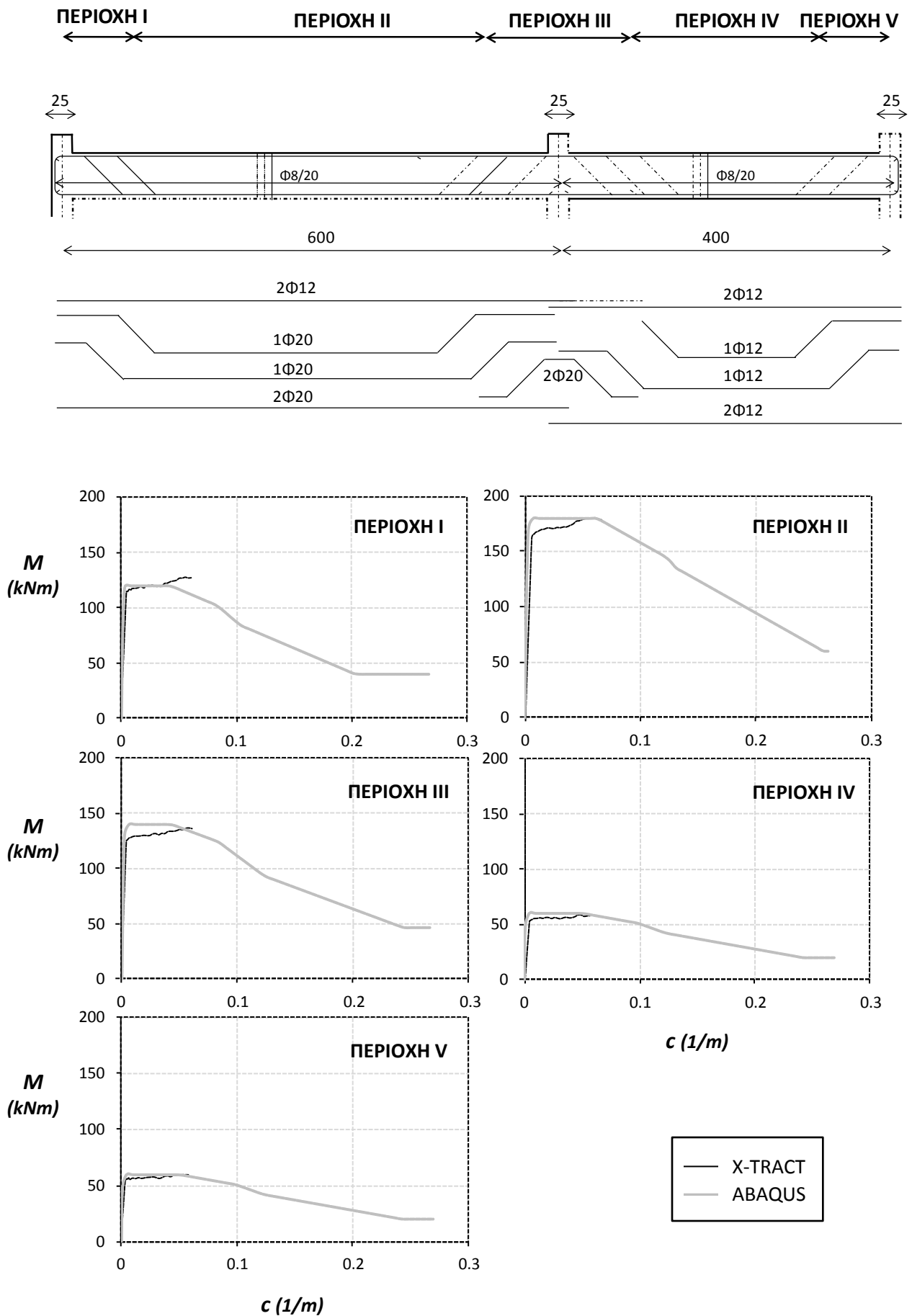
Σχήμα 3.9. Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Η γεωμετρία του προσομοιώματος και το είδος των στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν. Θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης.



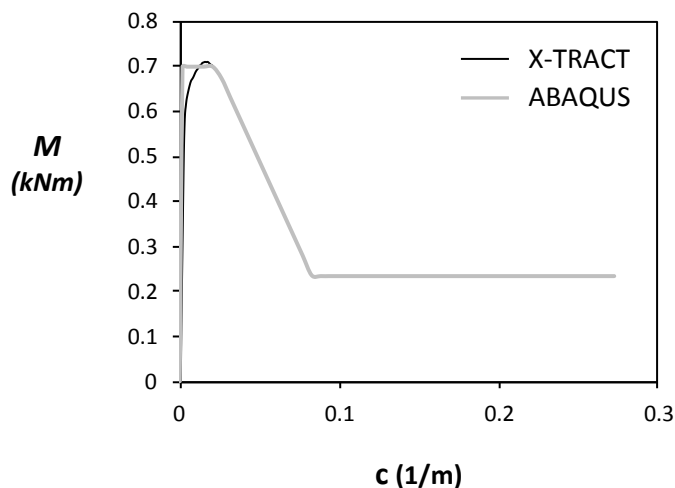
Σχήμα 3.10. Το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για το έδαφος παρέμεινε το ίδιο, ενώ προστέθηκαν συνεχή τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης CPE4 για τα θεμέλια και το πάχος του τοιχώματος και στοιχεία δοκού (beam elements) για το τοίχωμα.



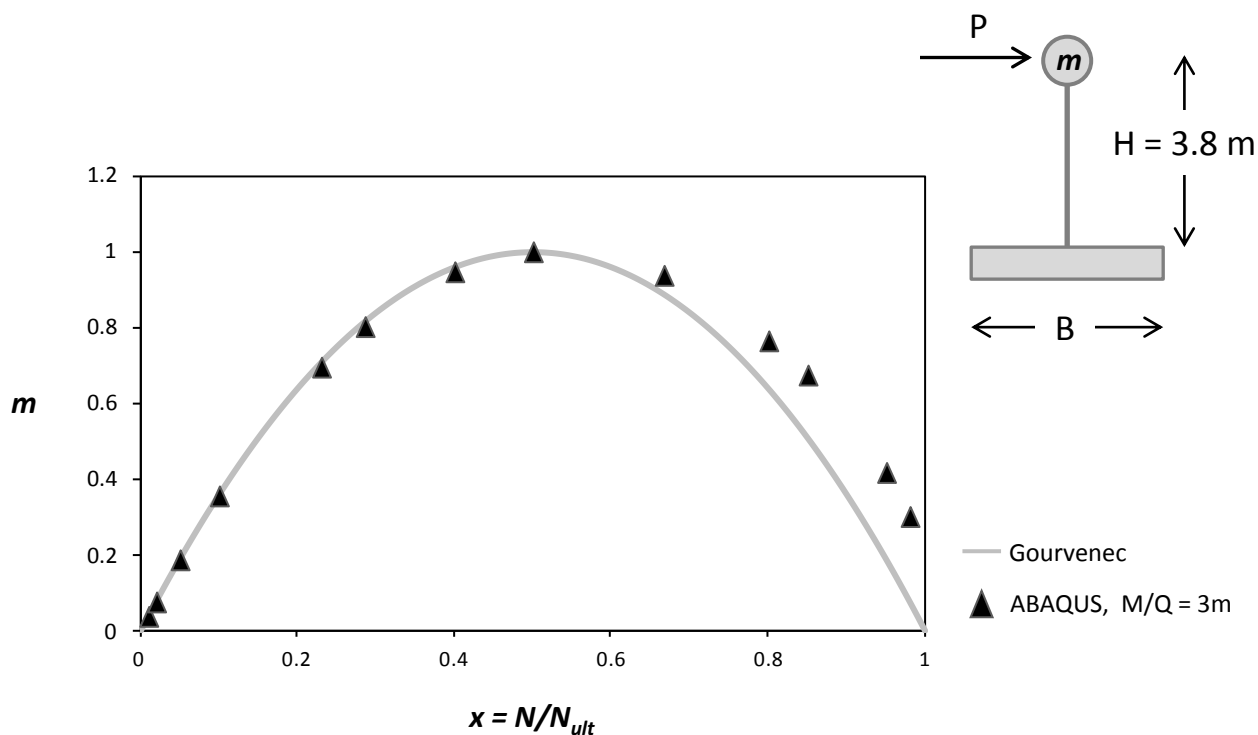
Σχήμα 3.11. Καμπύλες ροπής–καμπυλότητας των υποστυλωμάτων όπως προέκυψαν από ανάλυση διατομής με τον κώδικα X-TRACT και σύγκρισή τους με το αποτέλεσμα της βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος στο ABAQUS: (α) για τα ακραία υποστυλώματα με αξονικό φορτίο 160 kN, και (β) για το μεσαίο με αξονικό φορτίο 320 kN.



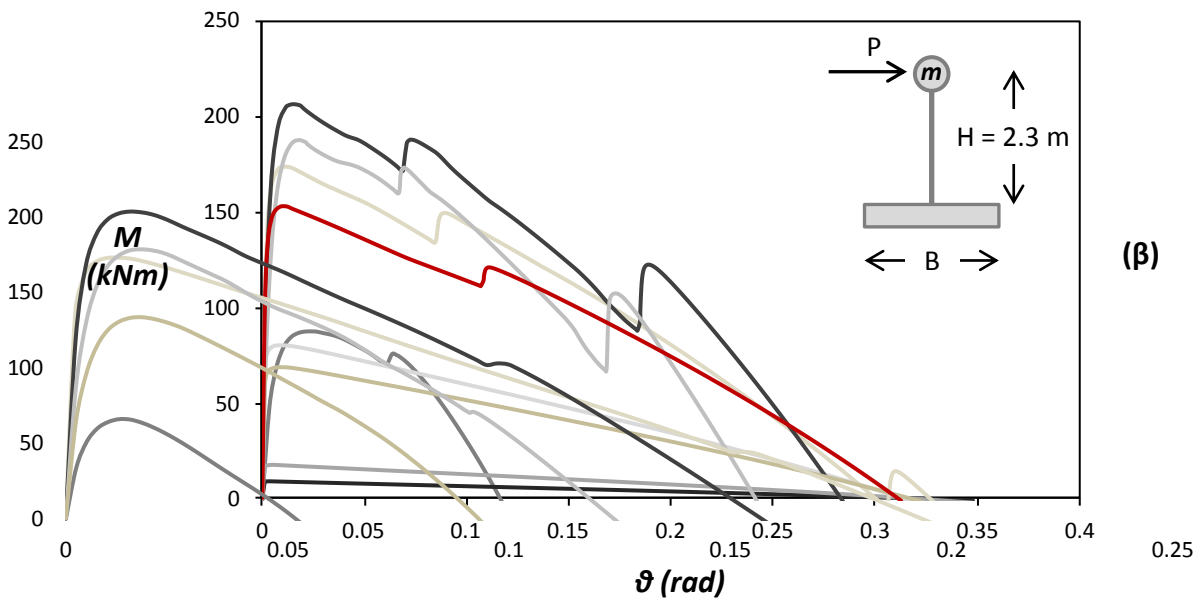
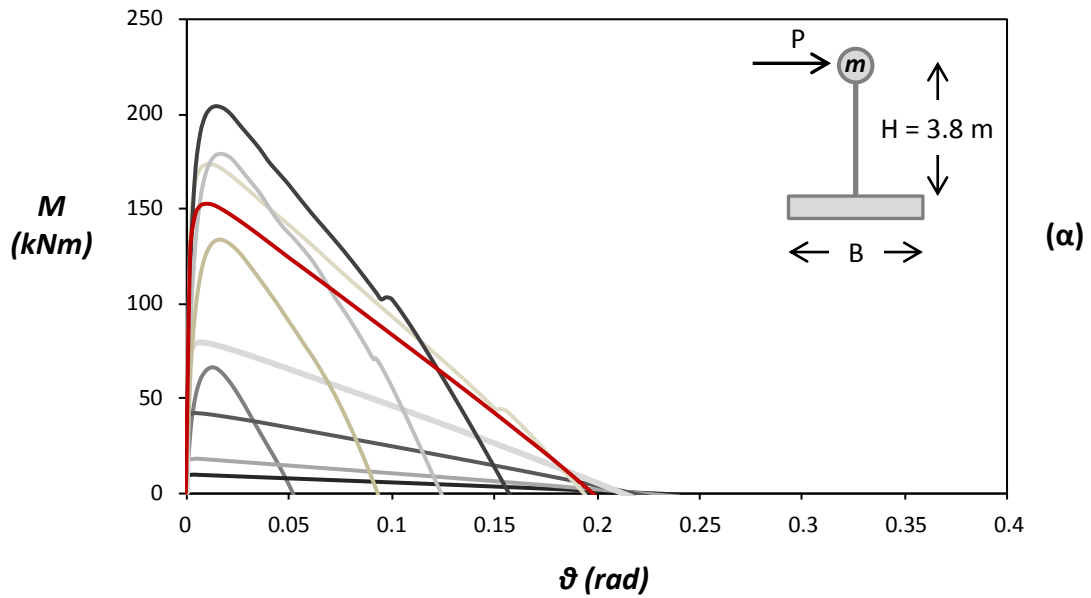
Σχήμα 3.12. Διαγράμματα ροπών–καμπυλοτήτων για τις πέντε διαφορετικές περιοχές όπλισης των δοκών – σύγκριση X-TRACT με την βαθμονόμηση στον κώδικα ABAQUS.



Σχήμα 3.13. Καμπύλες ροπής – καμπυλότητας του διατμητικού τοιχώματος, βάσει του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων X-TRACT και σύγκριση με την βαθμονόμηση στον κώδικα ABAQUS.

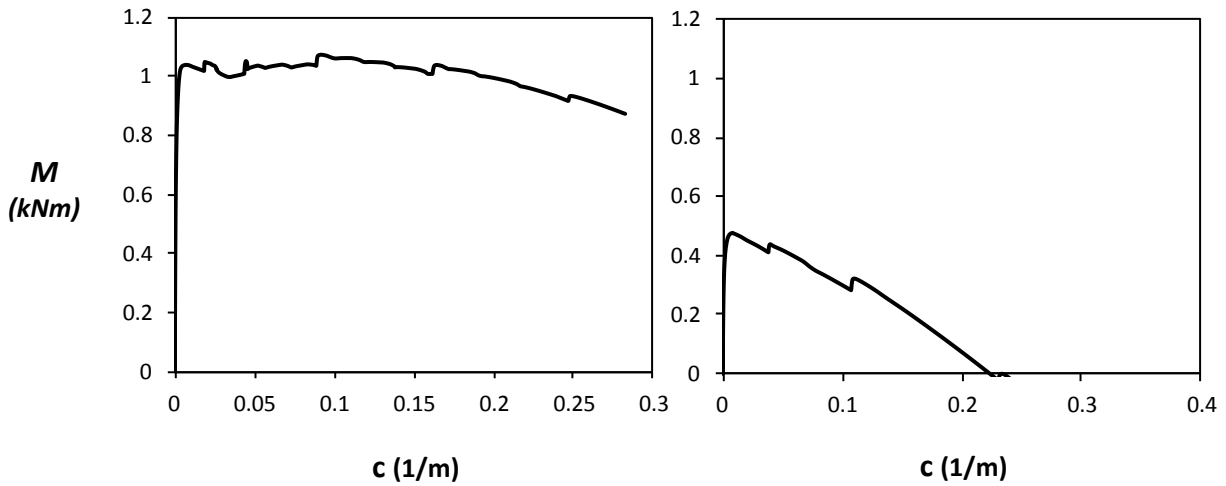


Σχήμα 3.14. Συγκριτικά αποτελέσματα σε όρους ανηγμένης ροπής και αντίστροφου συντελεστή ασφαλείας για πλάτος θεμελίου $B = 1.80$ m και ύψος ταλαντωτή $H = 3.8$ m, αγνοώντας φαινόμενα δευτέρας τάξης ($P-\delta$).

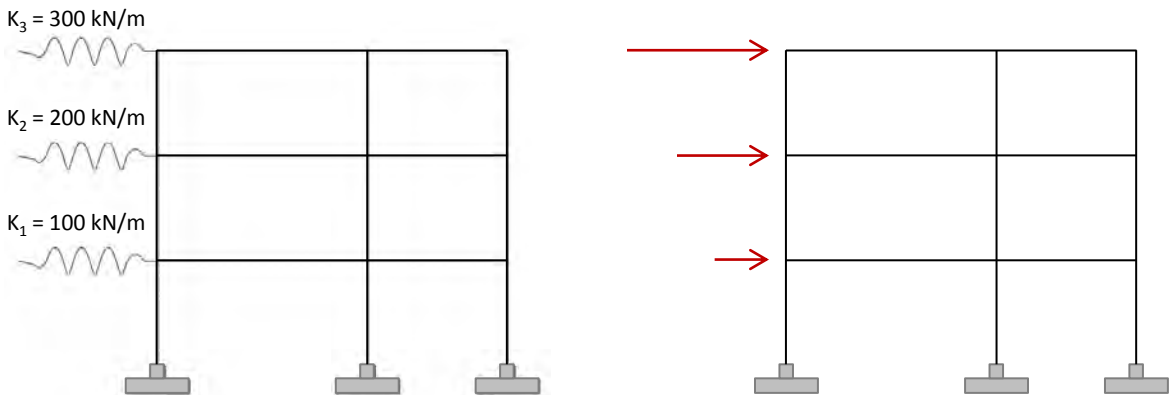


- | | | | | |
|-------------|------------|------------|-------------|------------|
| — SF = 1.05 | — SF = 100 | — SF = 50 | — SF = 20 | — SFF = 10 |
| — SF = 3.5 | — SF = 2 | — SF = 1.5 | — SF = 1.25 | — SF = 4.3 |

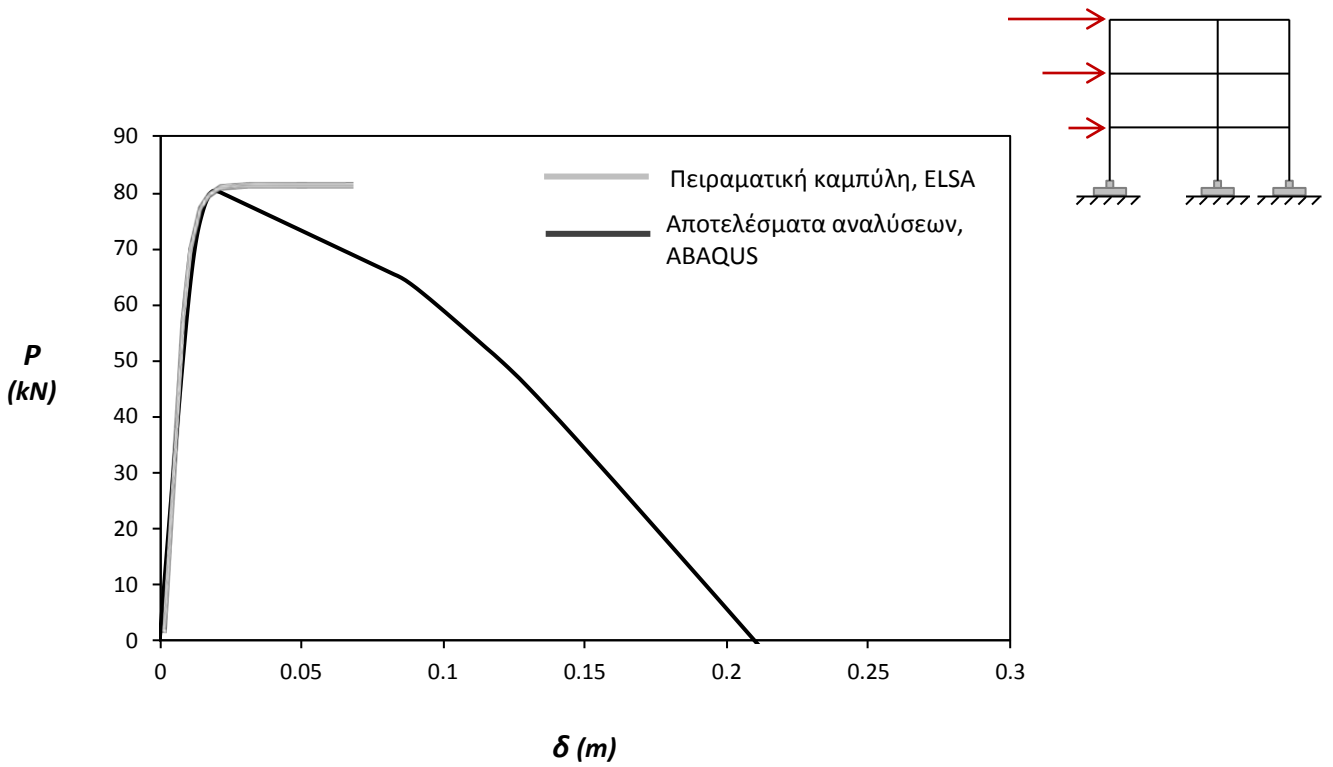
Σχήμα 3.15. Διάγραμμα ροπών–στροφών θεμελίου για ένα εύρος συντελεστών ασφαλείας μεταξύ $FS_v = 100$ και $FS_v = 1.05$, έχοντας λάβει υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως ($P - \delta$) : (α) για ύψος $H = 3.8$ m, και (β) για ύψος $H = 2.3$ m. Με κόκκινο απεικονίζεται ο συντελεστής ασφαλείας του θεμελίου με το μεγαλύτερο αξονικό φορτίο (θεμελίωση μεσαίου υποστυλώματος).



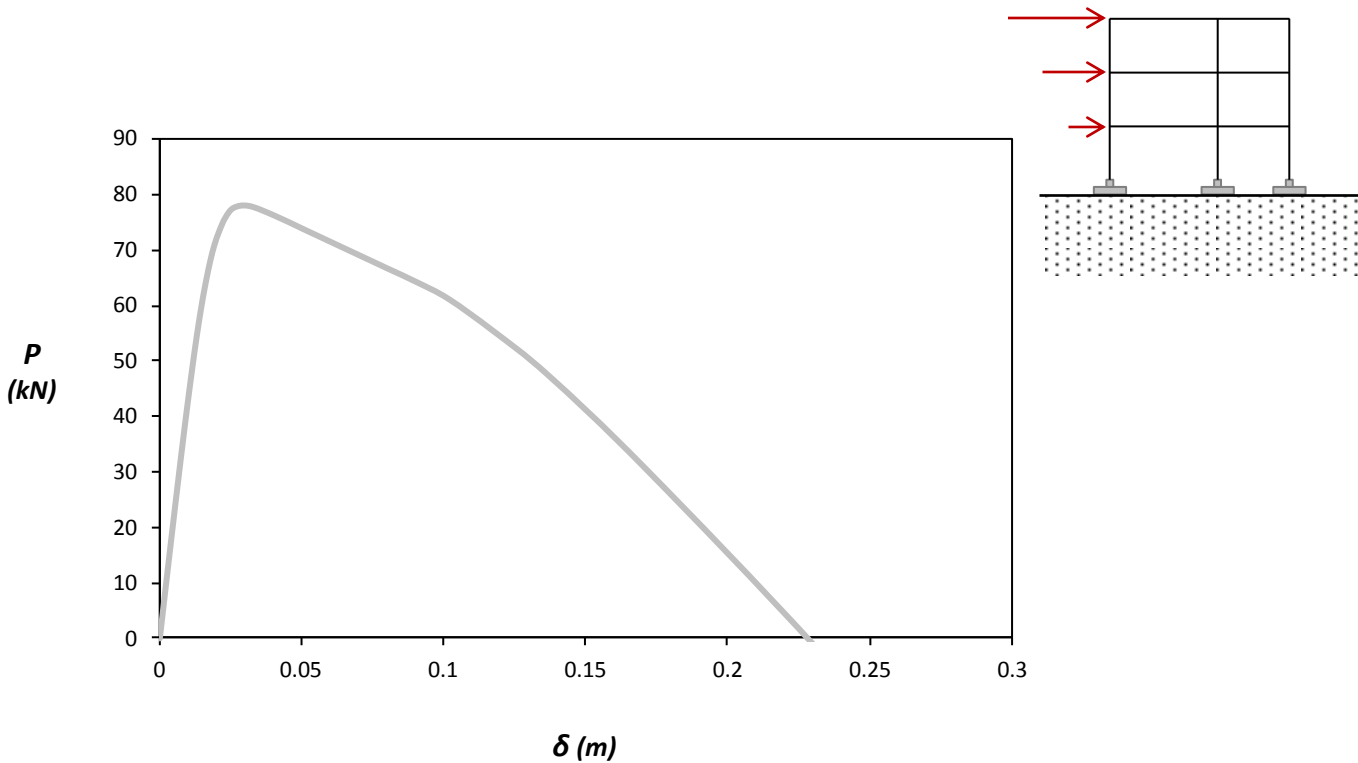
Σχήμα 3.16. Διαγράμμα ροπής-στροφής για τα δύο θεμέλια του τοιχώματος που εξετάζονται: (α) για το θεμέλιο πλάτους $B = 6$ m, σχεδιασμένο σύμφωνα με τις απαιτήσεις των κανονισμών και (β) για το μικρότερου πλάτους θεμέλιο $B = 4.2$ m, σχεδιασμένο ώστε να κινητοποιεί την μη γραμμική απόκριση του συστήματος εδάφους θεμελίου.



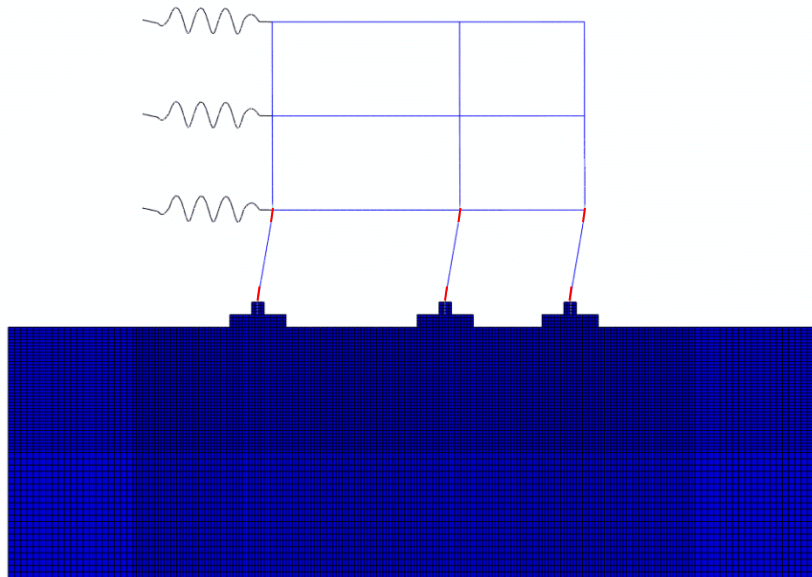
Σχήμα 3.17. Μέθοδος επιβολής οριζόντιας στατικής αυξανόμενης φόρτισης τριγωνικής μορφής με επιβολή μετακίνησης (displacement-controlled). Η τριγωνική κατανομή των δυνάμεων εξασφαλίζεται με οριζόντια ελατήρια αυξανόμενης καθ' ύψος δυσκαμψίας..



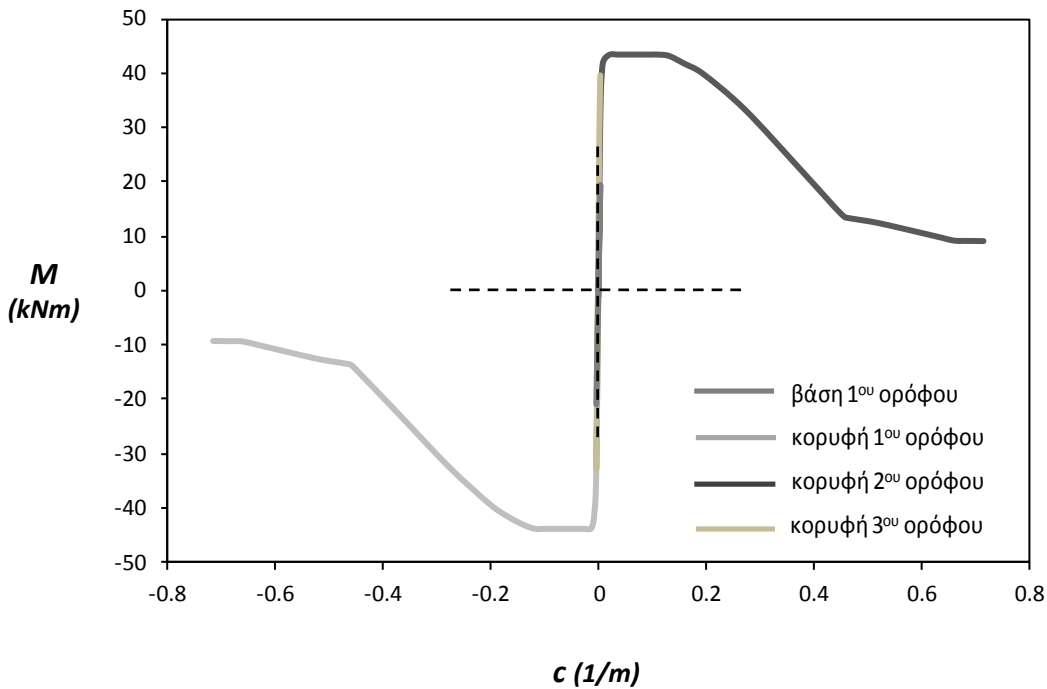
Σχήμα 3.18. Διάγραμμα δύναμης αντίστασης επιβαλλόμενης μετακίνησης του υφισταμένου κτιρίου με θεώρηση πακτωμένης βάσης: σύγκριση αριθμητικής μεθόδου με το αντίστοιχο αποτέλεσμα πειραμάτων φυσικής κλίμακας που διεξήχθησαν στο εργαστήριο ELSA.



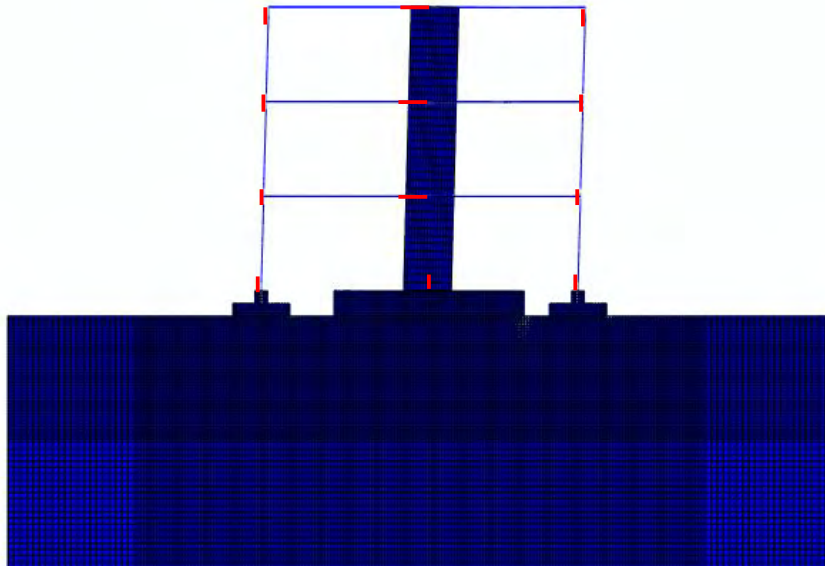
Σχήμα 3.19. Διάγραμμα δύναμης αντίστασης επιβαλλόμενης μετακίνησης του αρχικού κτιρίου συνυπολογίζοντας την επιρροή του εδάφους. Η μέγιστη δύναμη αντίστασης των $P = 80$ kN μεταφράζεται σε ψευδοστατική κρίσιμη επιτάχυνση $a = 0.12g$.



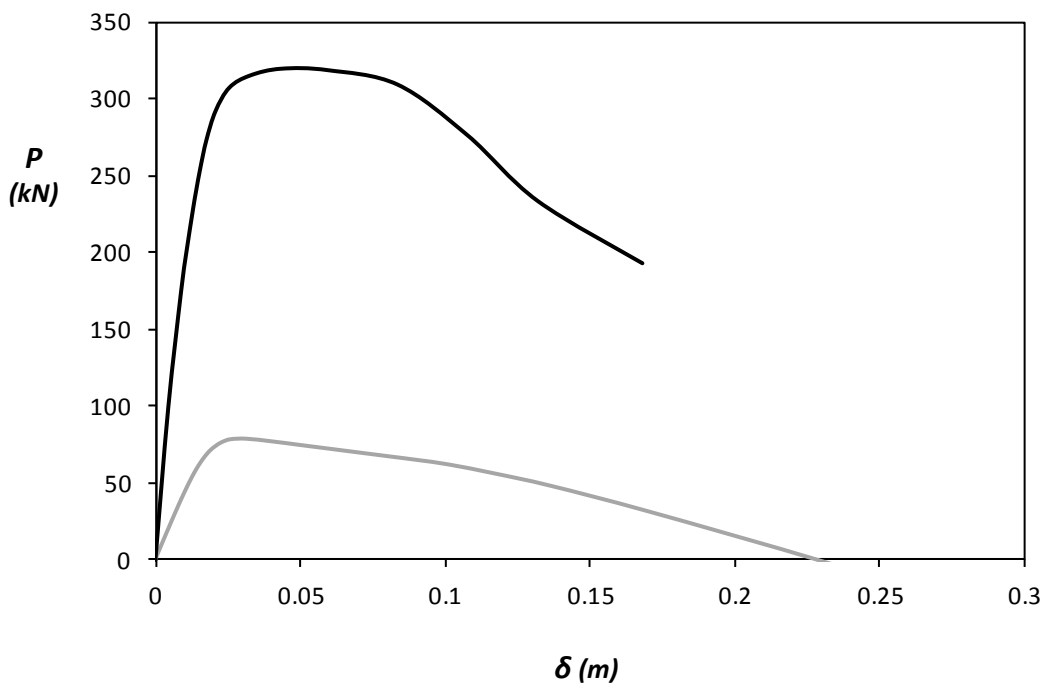
Σχήμα 3.20. Παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων: υφιστάμενο κτίριο υποβαλλόμενο σε στατικές αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση. Οι πλαστικοποιήσεις στην ανωδομή συγκεντρώνονται στους κόμβους βάσης και κορυφής των υποστυλωμάτων του ισογείου επιφέροντας αστοχία μαλακού ορόφου.



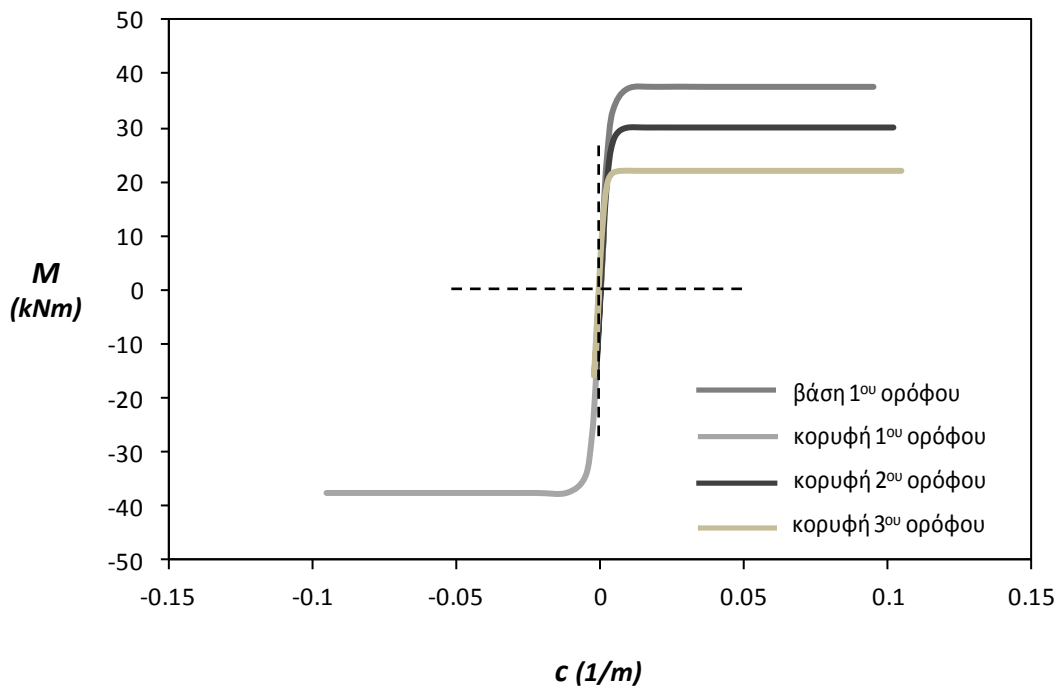
Σχήμα 3.21. Διάγραμμα ροπών–καμπυλοτήτων καθ' ύψος του ακραίου αριστερού υποστυλώματος: πλαστικοποίηση στη βάση και την κορυφή του υποστυλώματος του ισογείου, και ελαστική συμπεριφορά στους ανώτερους ορόφους



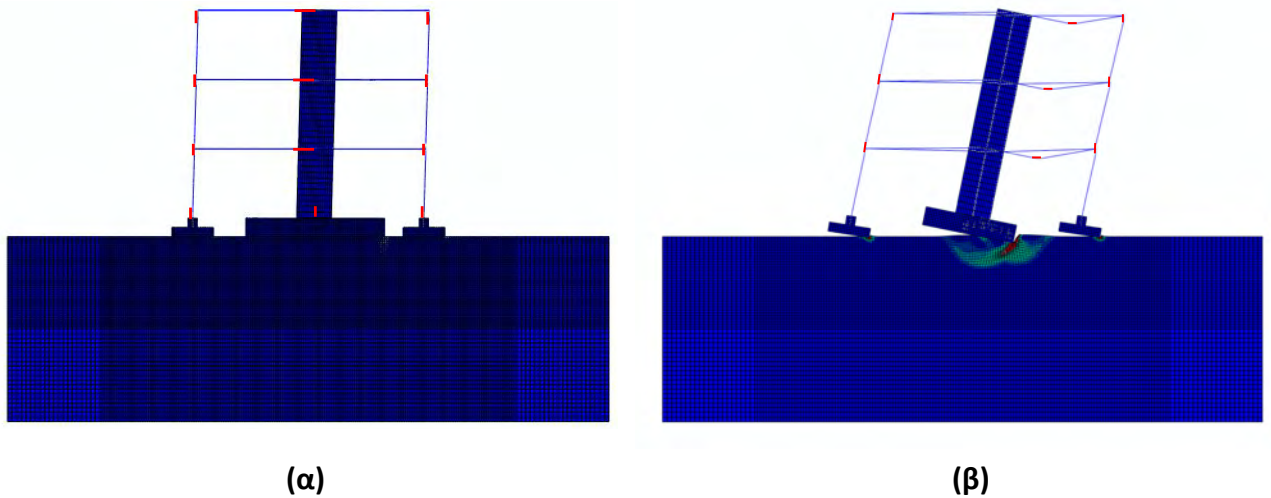
Σχήμα 3.22. Παραμορφωμένος κάναβος με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων για την περίπτωση του αναβαθμισμένου κτιρίου μέσω τοίχματος θεμελιωμένου σύμφωνα με τους κανονισμούς ($B = 6 \text{ m}$), υποβαλλόμενο σε στατική αυξανόμενη οριζόντια μετακίνηση. Η συμπεριφορά του κτιρίου μεταπίπτει προς αυτήν του στερεού σώματος, και έτσι αποφεύγεται ο σχηματισμός μαλακού ορόφου.



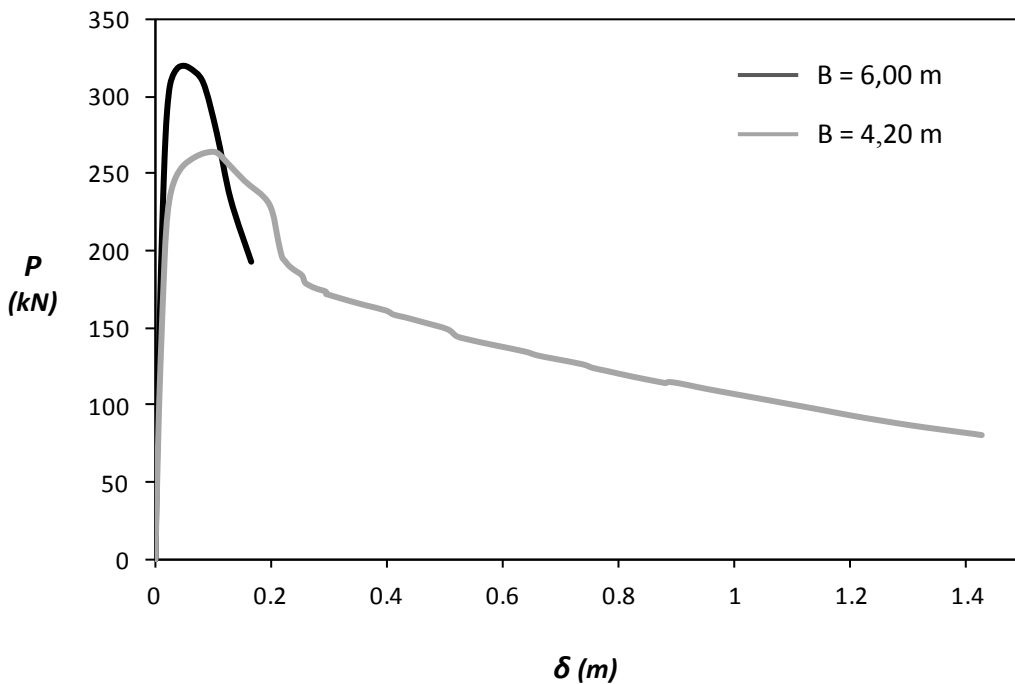
Σχήμα 3.23. Διαγράμματα δύναμης-μετακίνησης για το υφιστάμενο και το αναβαθμισμένο κτίριο μέσω τοίχματος θεμελιωμένου σύμφωνα με τους κανονισμούς ($B = 6 \text{ m}$).



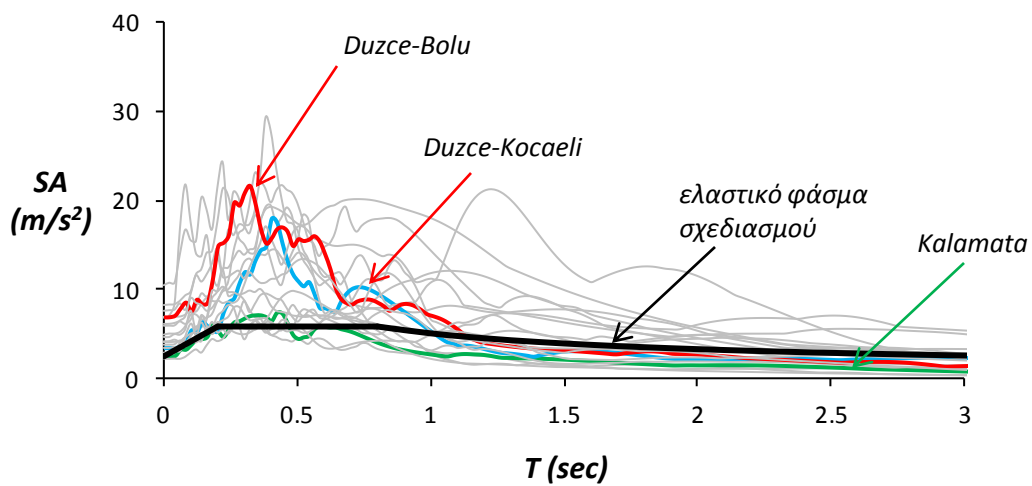
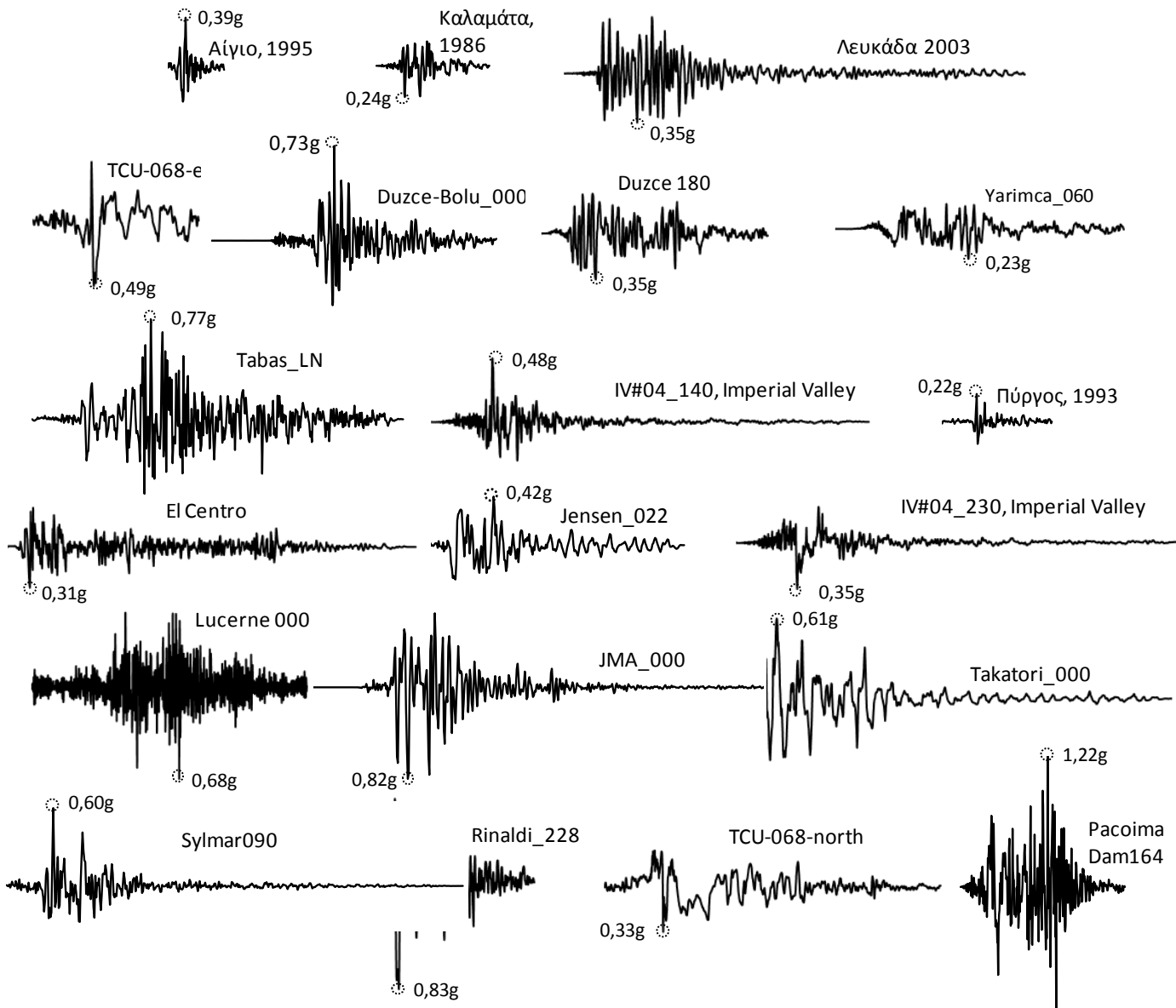
Σχήμα 3.24. Διάγραμμα ροπών–καμπυλοτήτων καθ’ ύψος του ακραίου αριστερού υποστυλώματος: η κατανομή της έντασης είναι ομοιόμορφη καθ’ ύψος των τριών ορόφων λόγω της προσθήκης του τοιχώματος.



Σχήμα 3.25. Παραμορφωμένος κάναβος με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων για την περίπτωση του αναβαθμισμένου κτιρίου μέσω τοίχματος θεμελιωμένου : (α) σύμφωνα με τους κανονισμούς, $B = 6 \text{ m}$, και (β) σε μικρότερου πλάτους θεμέλιο, $B = 4.2 \text{ m}$.

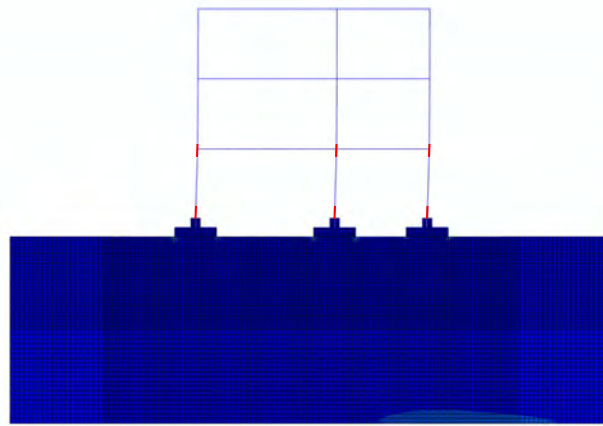


Σχήμα 3.26. Διαγράμματα δύναμης–μετακίνησης για την περίπτωση του αναβαθμισμένου κτιρίου μέσω τοίχματος θεμελιωμένου : (α) σύμφωνα με τους κανονισμούς, $B = 6 \text{ m}$, και (β) σε μικρότερου πλάτους θεμέλιο, $B = 4.2 \text{ m}$.

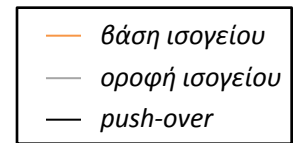
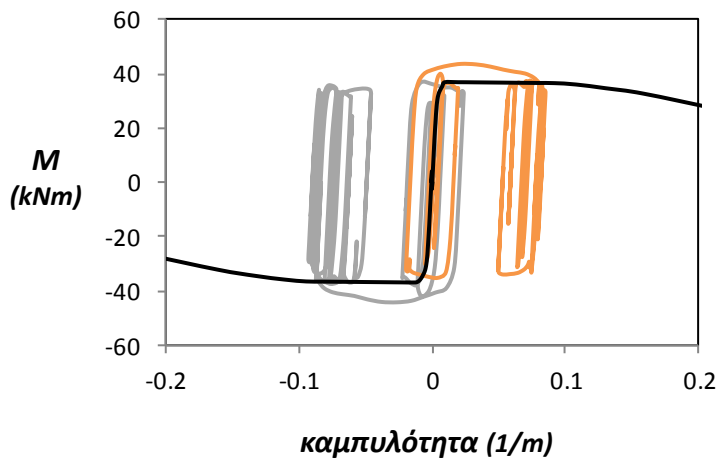


Σχήμα 3.27. Τα 20 πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν ως διεγέρσεις και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης, σε σχέση με το φάσμα σχεδιασμού-στόχου.

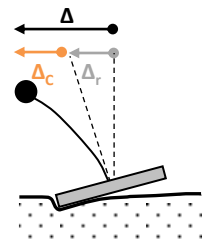
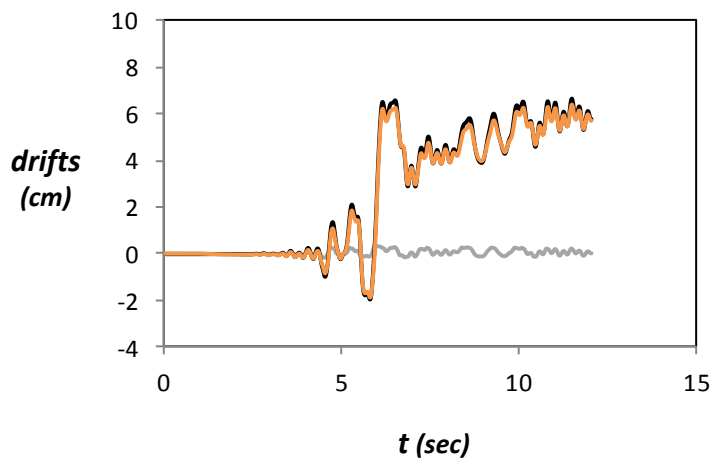
(α)



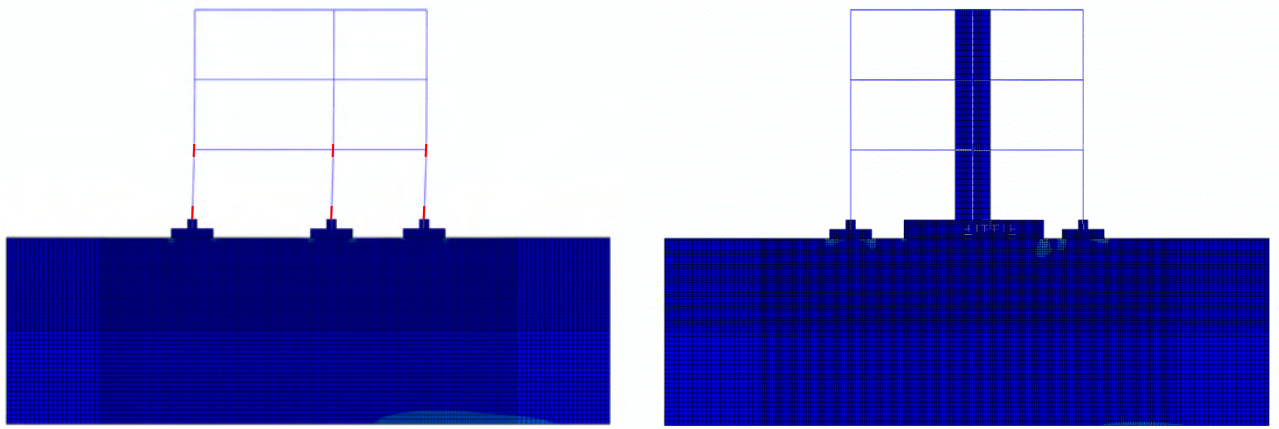
(β)



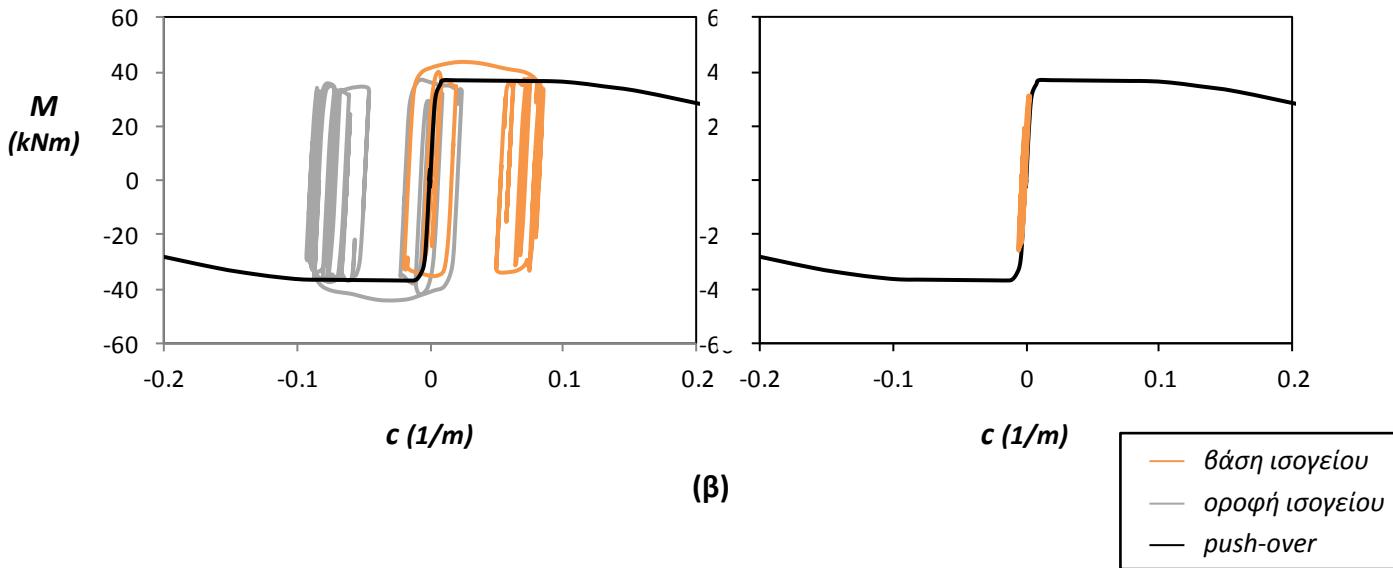
(γ)



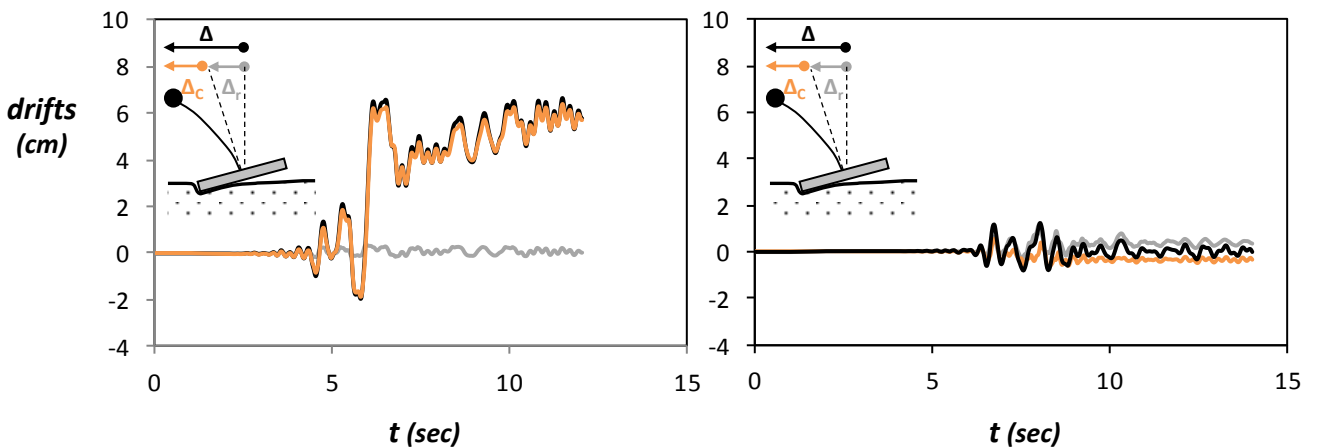
Σχήμα 3.28. Σεισμική απόκριση του υφισταμένου κτιρίου υποβαλλομένου στην καταγραφή Καλαμάτας : (α) Παραμορφωμένος κάρναβος και ισοϋψεις πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, (β) Ροπή-καμπυλότητα στην βάση και στην κορυφή του αριστερού υποστυλώματος του ισογείου, και (γ) χρονοϊστορία της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της οροφής του ισογείου και οι σύνιστώσες αυτής (λόγω κάμψης του υποστυλώματος και λόγω στροφής του θεμελίου).



(α)

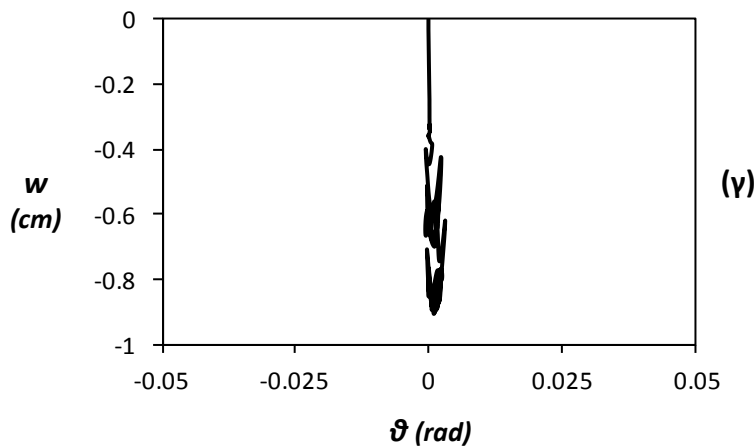
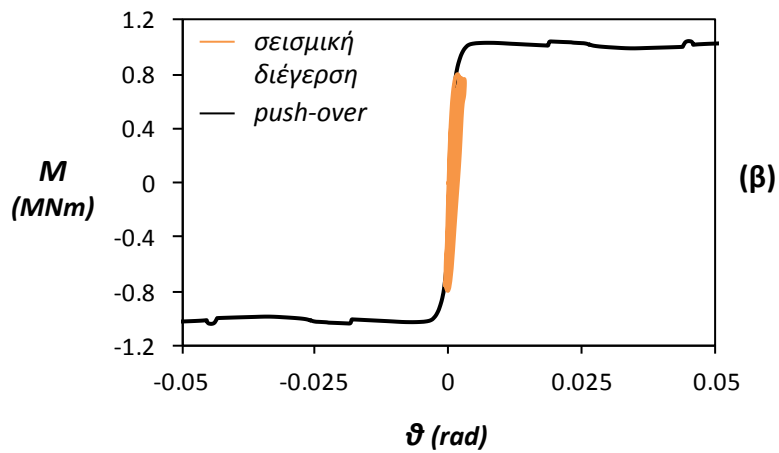
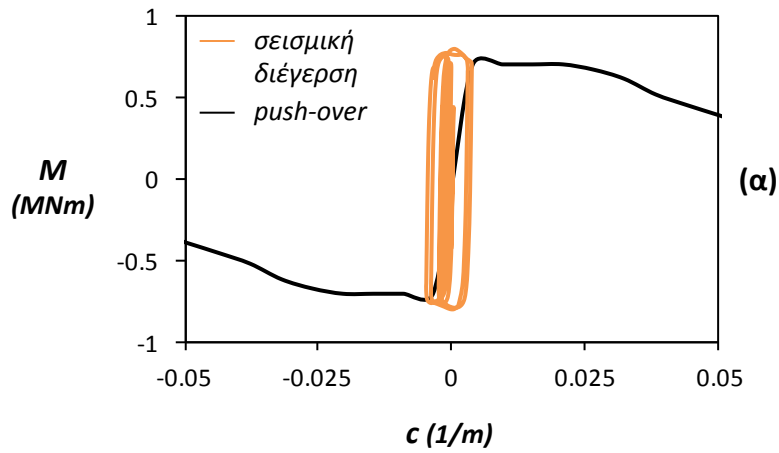


(β)

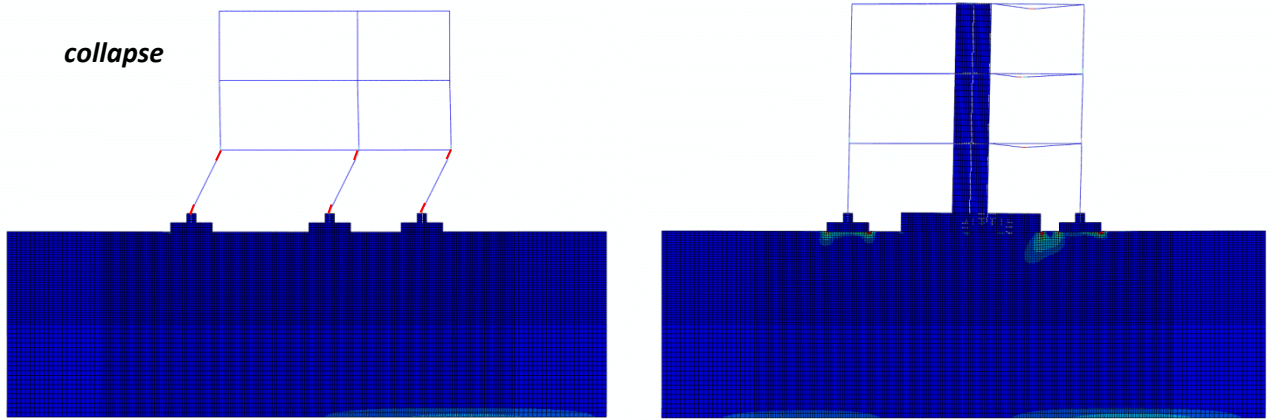


(γ)

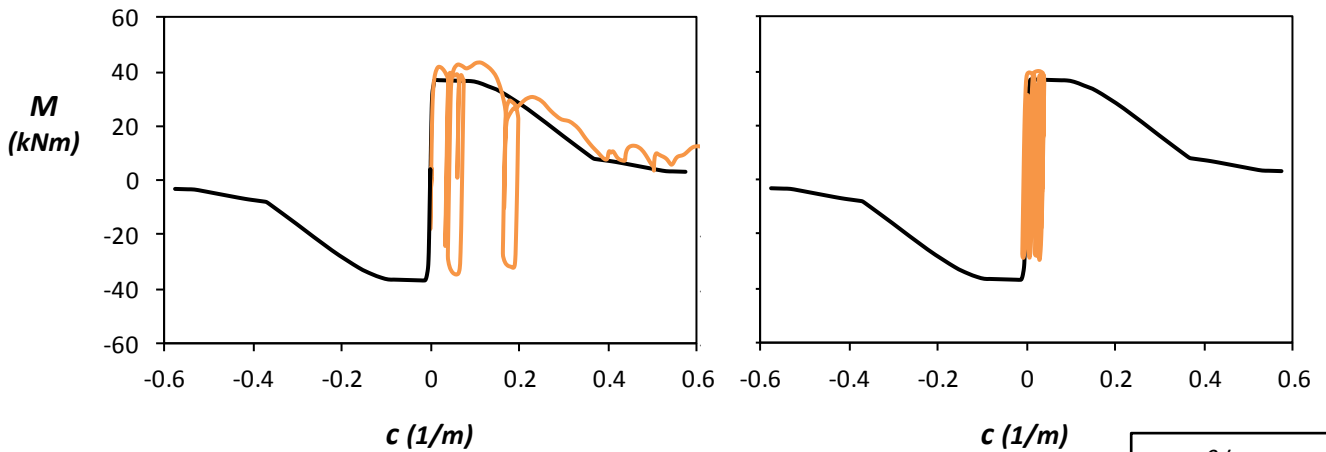
Σχήμα 3.29. Σεισμική απόκριση του υφισταμένου και του αναβαθμισμένου μέσω τοιχώματος κτιρίου με συμβατικά υπολογισμένο θεμέλιο πλάτους $B = 6$ m, υποβαλλομένων στην καταγραφή της Καλαμάτας : (α) Παραμορφωμένος κάναβος και ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, (β) Ροπή-καμπυλότητα στην βάση και στην κορυφή του αριστερού υποστυλώματος του ισογείου, και (γ) χρονιοϊστορία της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της οροφής του ισογείου και οι σύνιστώσες αυτής⁴¹ (λόγω κάμψης του υποστυλώματος και λόγω στροφής του θεμελίου).



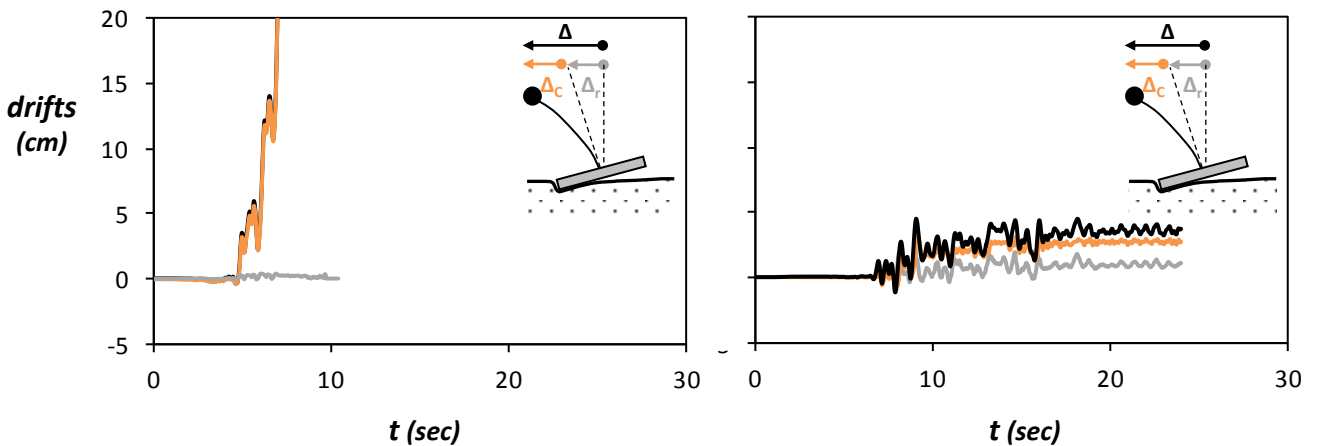
Σχήμα 3.30. Σεισμική απόκριση του τοιχώματος με συμβατικά υπολογισμένο θεμέλιο $B = 6 \text{ m}$, υποβαλλόμενο στην καταγραφή της Καλαμάτας: (α) ροπή-καμπυλότητα στην βάση του τοιχώματος, (β) ροπή-στροφή του θεμελίου του τοιχώματος, και (γ) καθίζηση-στροφή του θεμελίου του τοιχώματος.



(α)

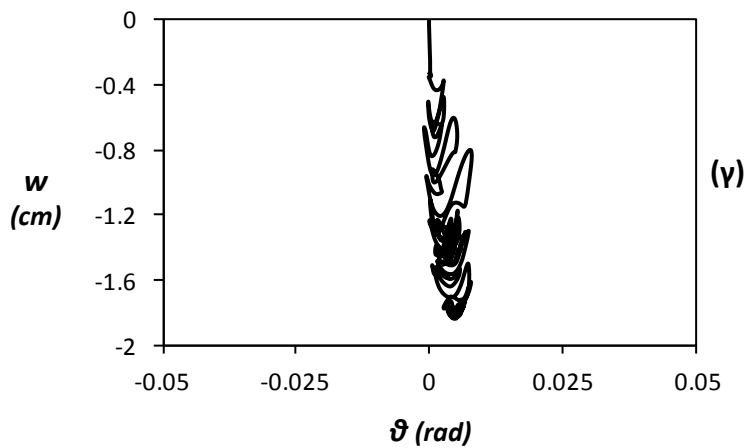
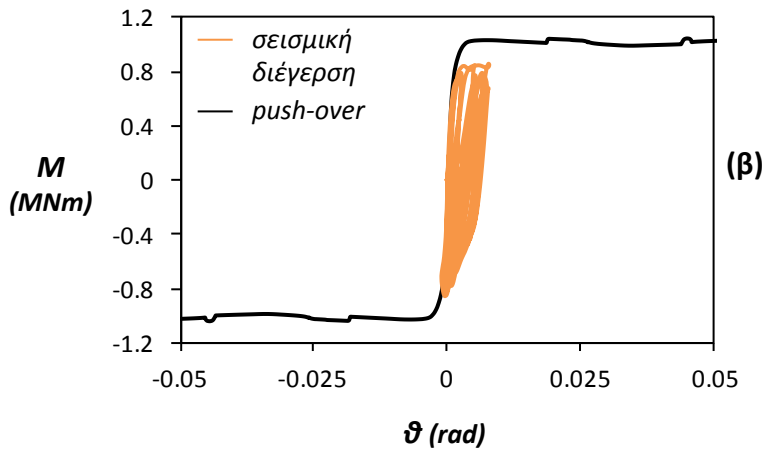
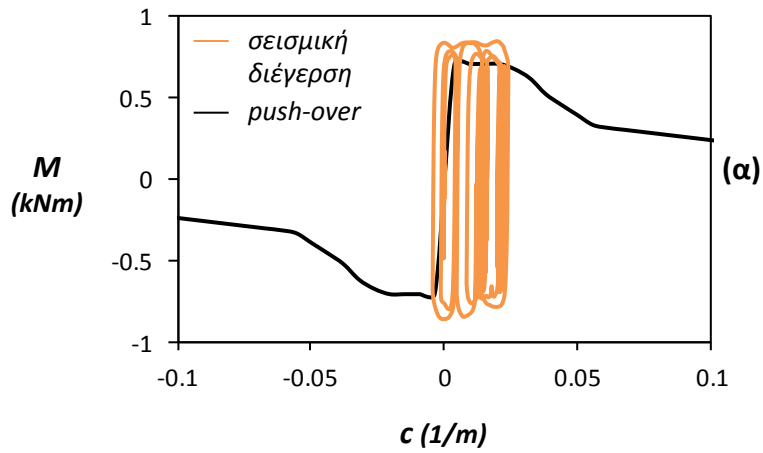


(β)

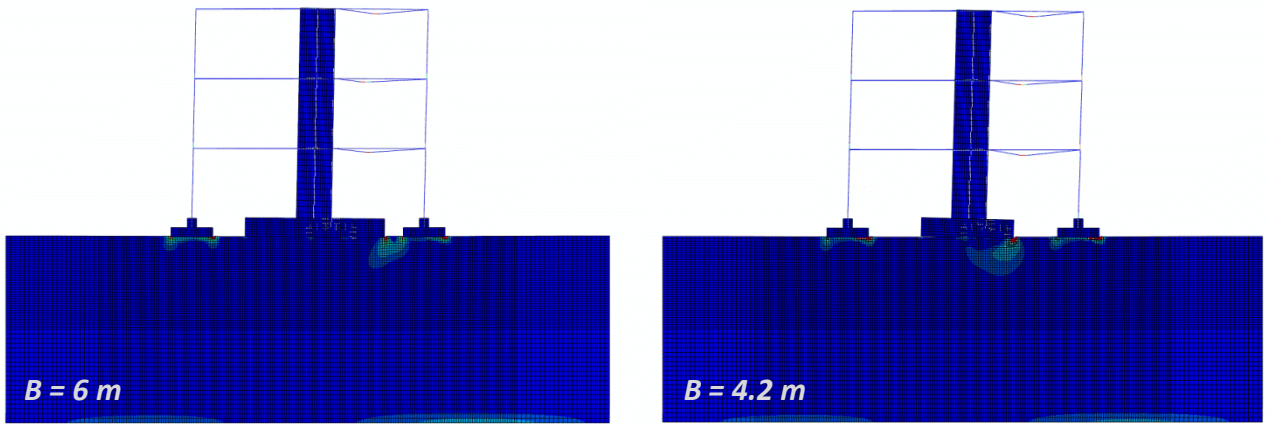


(γ)

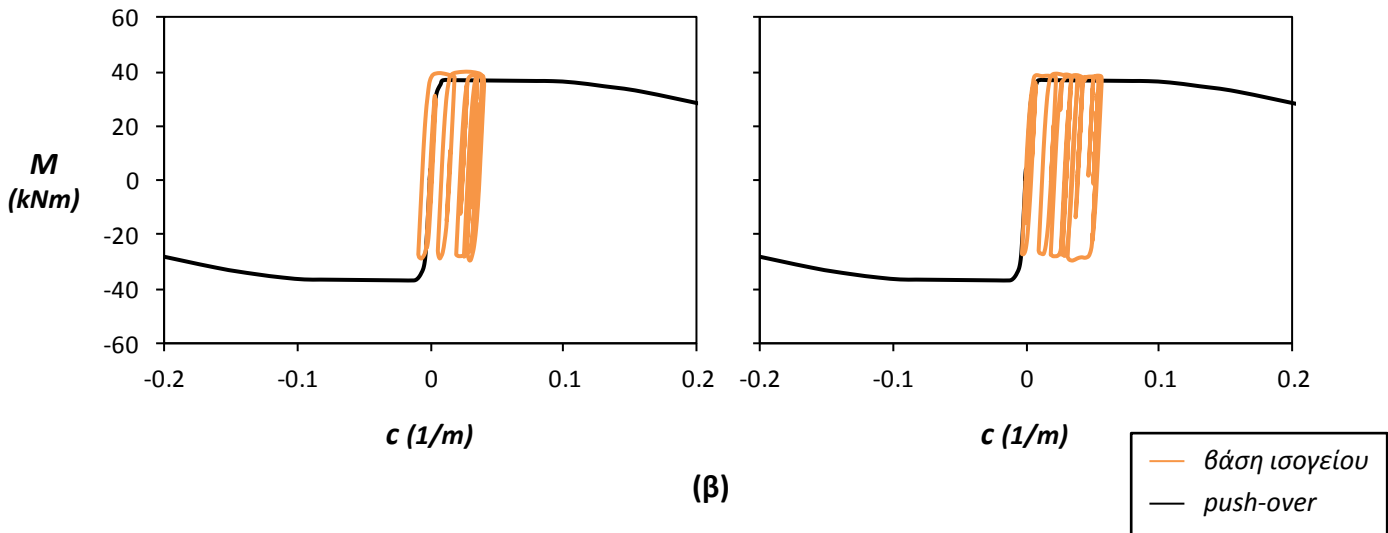
Σχήμα 3.31. Σεισμική απόκριση του υφισταμένου και του αναβαθμισμένου μέσω τοιχώματος κτιρίου με συμβατικά υπολογισμένο θεμέλιο πλάτους $B = 6$ m, υποβαλλομένων στην καταγραφή Duzce-Kocaeli (180) : (α) Παραμορφωμένος κάναβος και ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, (β) Ροπή-καμπυλότητα στην βάση και στην κορυφή του αριστερού υποστυλώματος του ισογείου, και (γ) χρονιοιστορία της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της οροφής του ισογείου και οι σύνιστώσες αυτής (λόγω κλίσης του υποστυλώματος και λόγω στροφής του θεμελίου).



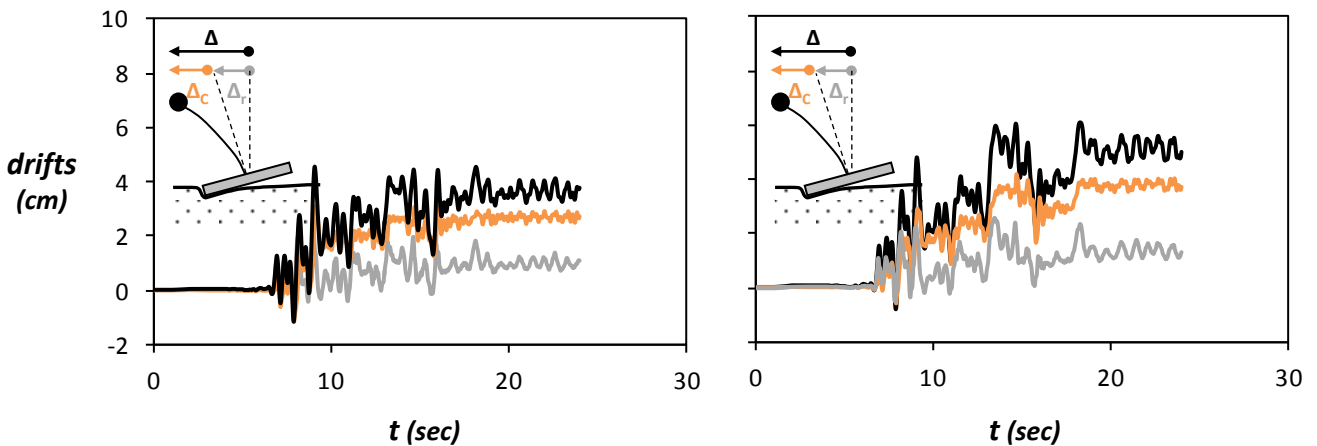
Σχήμα 3.32. Σεισμική απόκριση του τοιχώματος με συμβατικά υπολογισμένο θεμέλιο $B = 6$ m, υποβαλλόμενο στην καταγραφή Kocaeli (180): (α) ροπή–καμπυλότητα στην βάση του τοιχώματος, (β) ροπή–στροφή του θεμελίου του τοιχώματος, και (γ) καθίζηση–στροφή του θεμελίου του τοιχώματος.



(α)

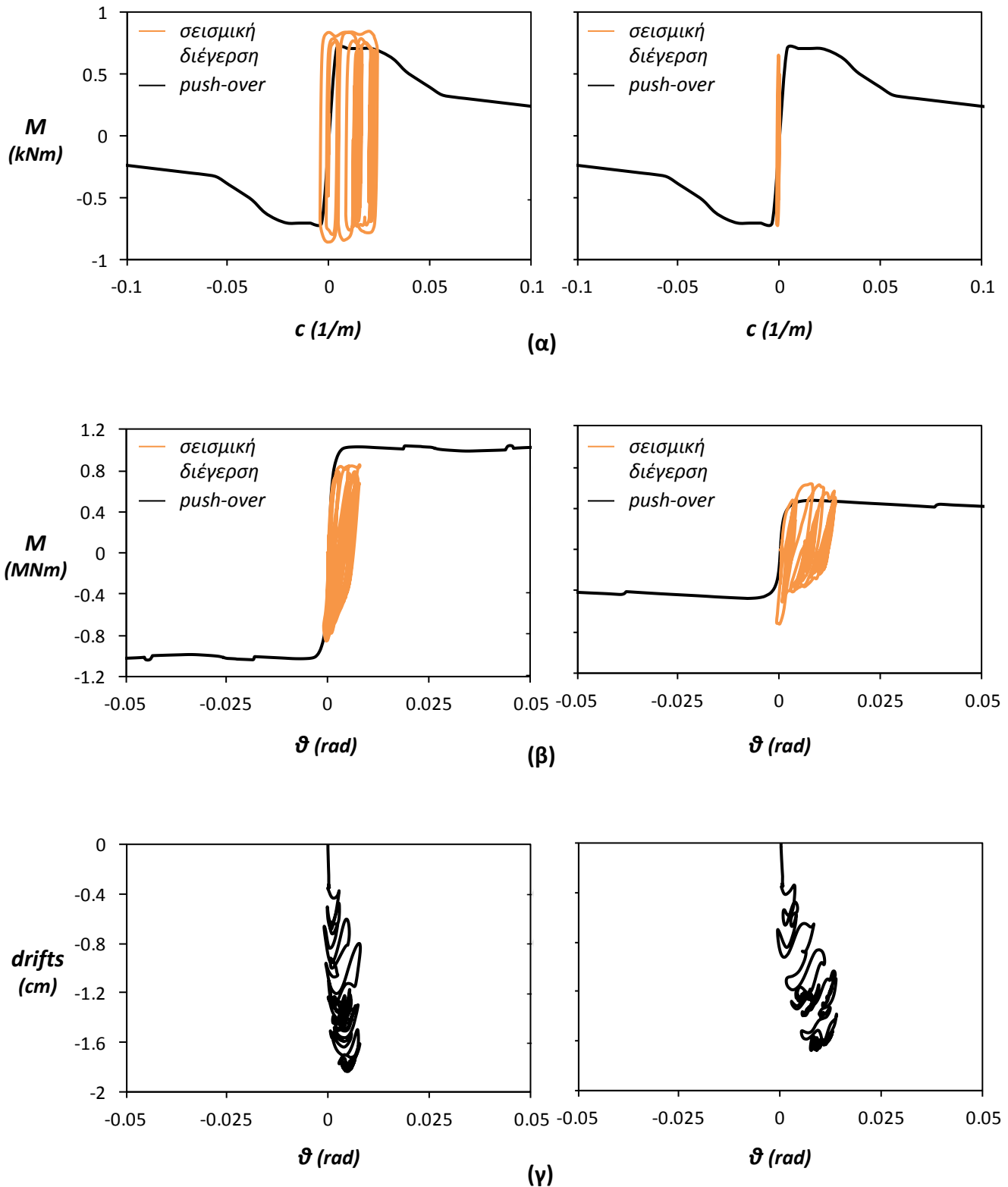


(β)

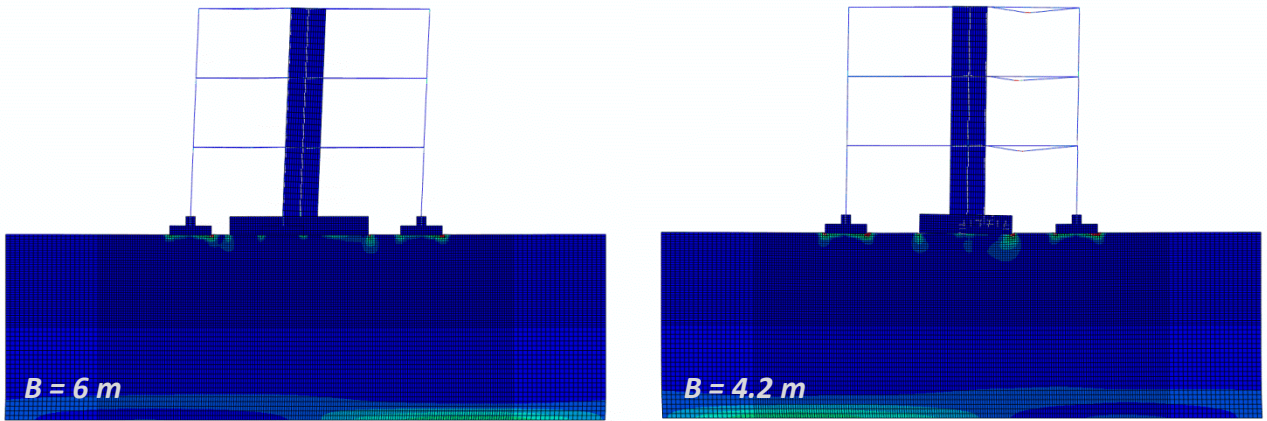


(γ)

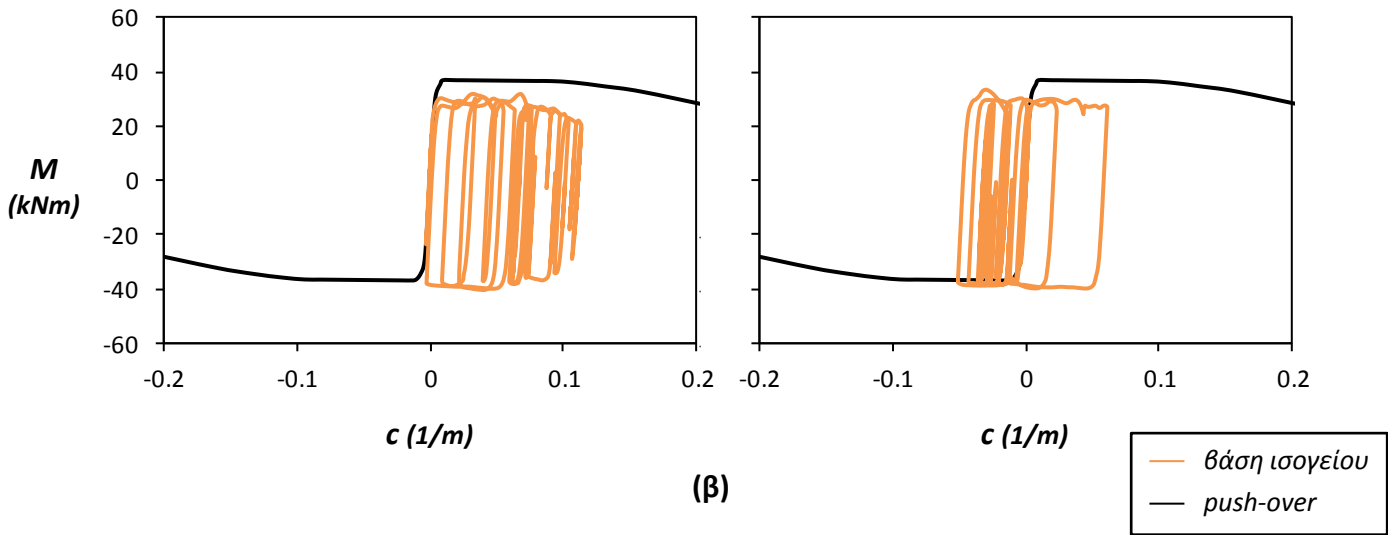
Σχήμα 3.33. Σεισμική απόκριση του αναβαθμισμένου κτιρίου μέσω τοιχώματος με συμβατικά σχεδιασμένο $B = 6 \text{ m}$ θεμέλιο, και με μικρότερο θεμέλιο $B = 4.2 \text{ m}$, υποβαλλόμενο στην καταγραφή Duzce–Kocaeli (180) : (α) Παραμορφωμένος κάρναβος και ισούψεις πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, (β) Ροπή–καμπυλότητα στην βάση του αριστερού υποστυλώματος του ισογείου, και (γ) χρονοϊστορία της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της οροφής του ισογείου και οι σύνιστώσες αυτής¹⁴⁵ (λόγω κάμψης του υποστυλώματος και λόγω στροφής του θεμελίου).



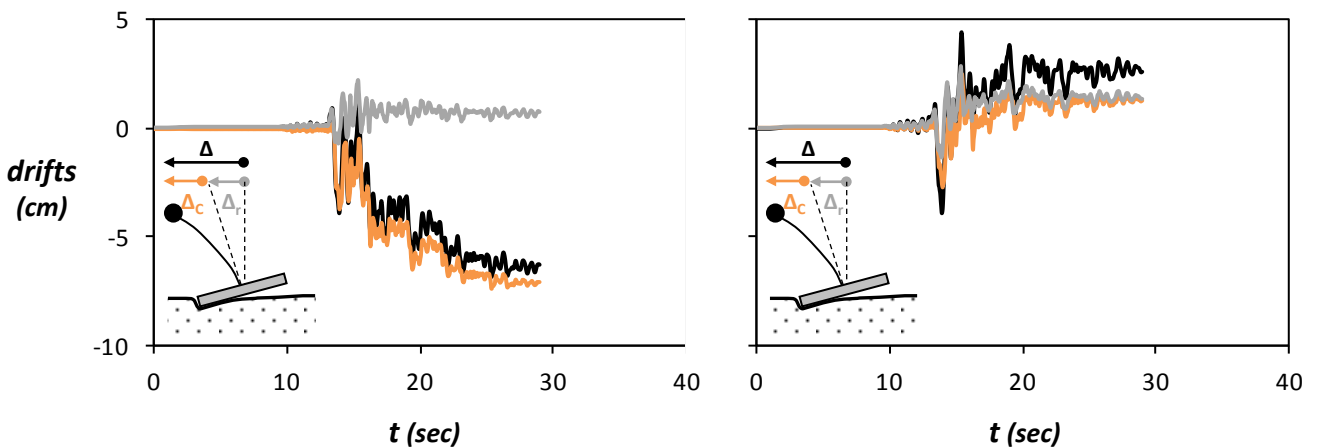
Σχήμα 3.34. Σεισμική απόκριση του τοιχώματος του αναβαθμισμένου κτιρίου με συμβατικά σχεδιασμένο $B = 6$ m θεμέλιο, και με μικρότερο θεμέλιο $B = 4.2$ m, υποβαλλόμενο στην καταγραφή Duzce–Kocaeli (180): (α) ροπή–καμπυλότητα στην βάση του τοιχώματος, (β) ροπή–στροφή του θεμελίου του τοιχώματος, και (γ) καθίζηση–στροφή του θεμελίου του τοιχώματος.



(α)

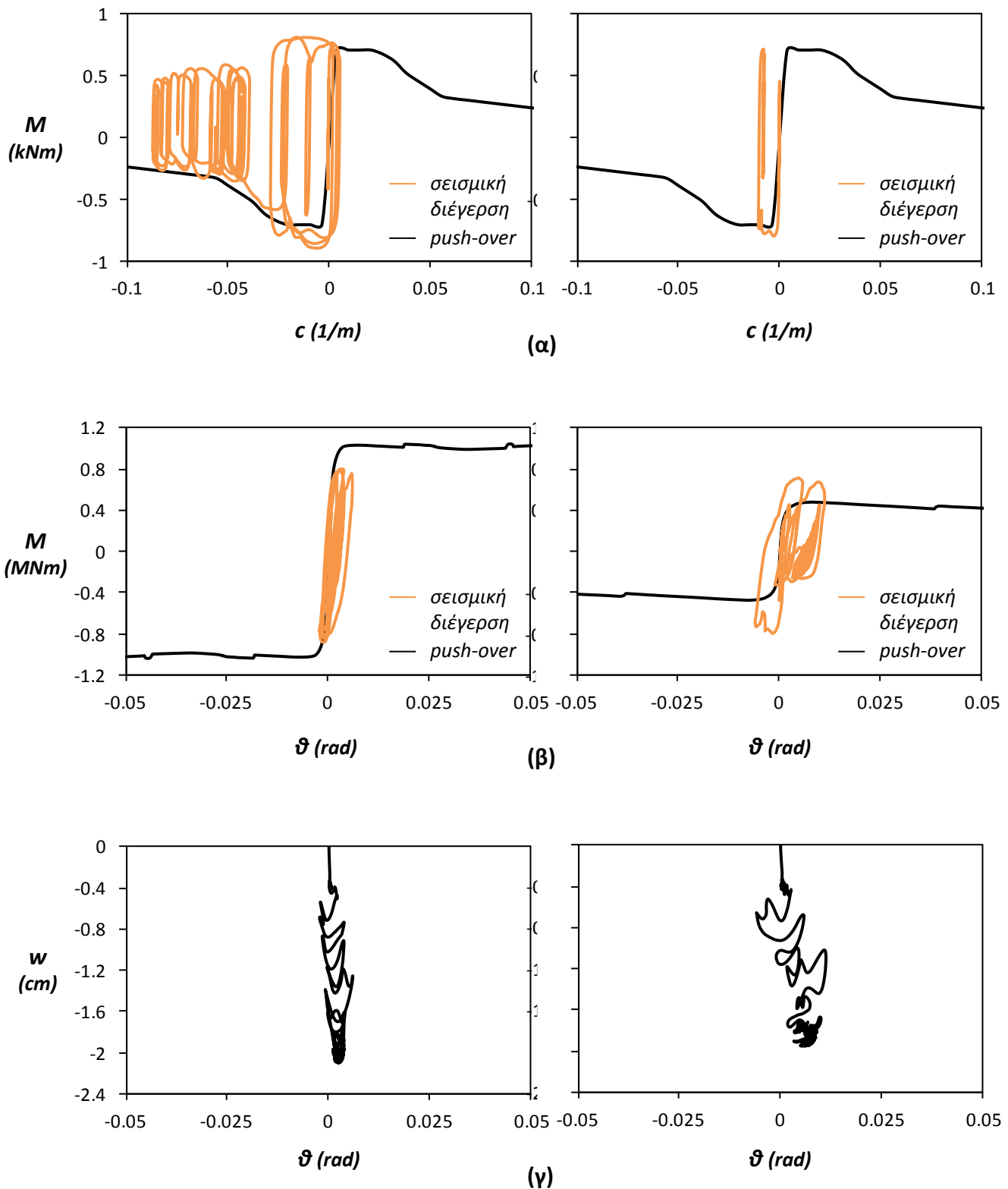


(β)

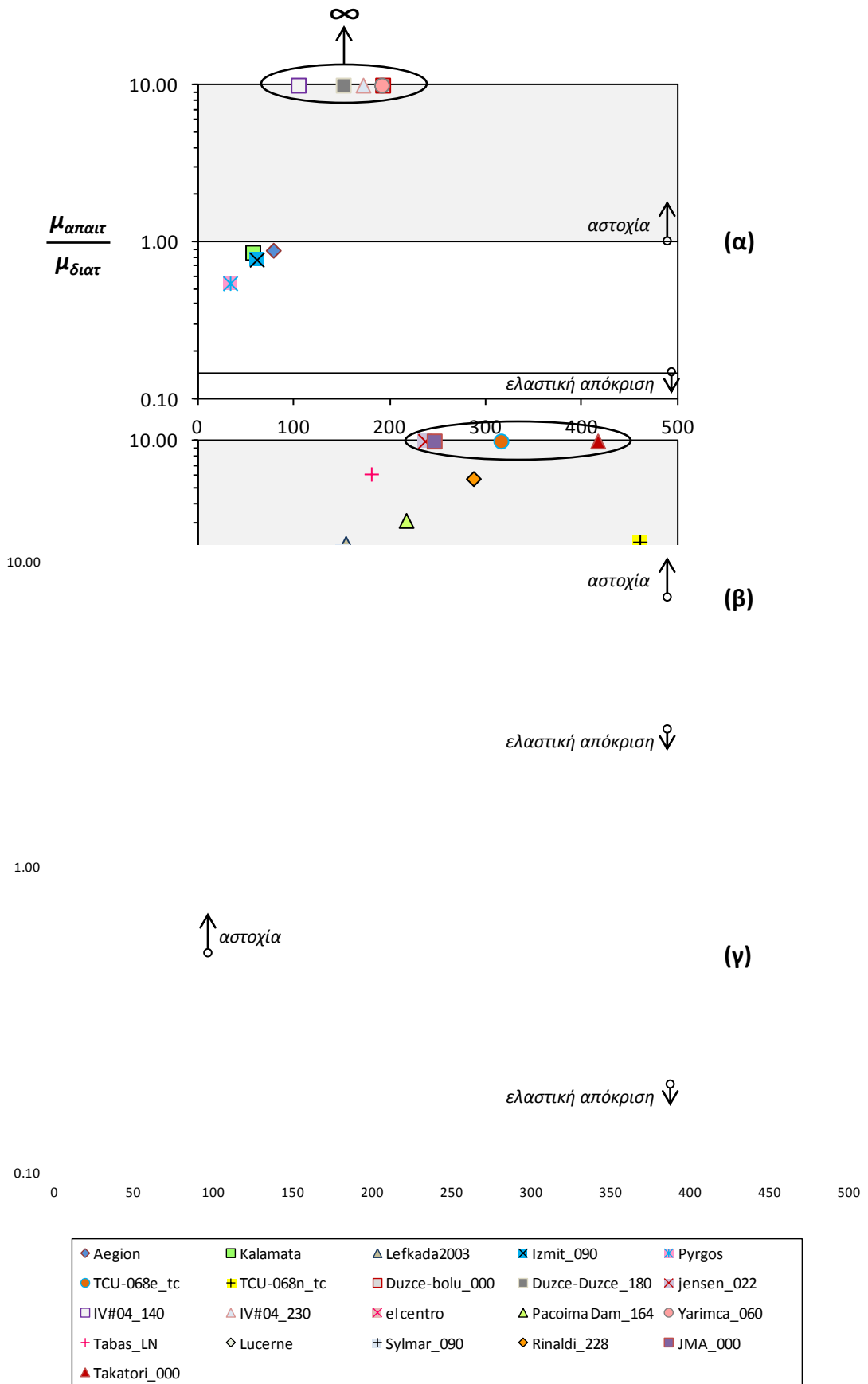


(γ)

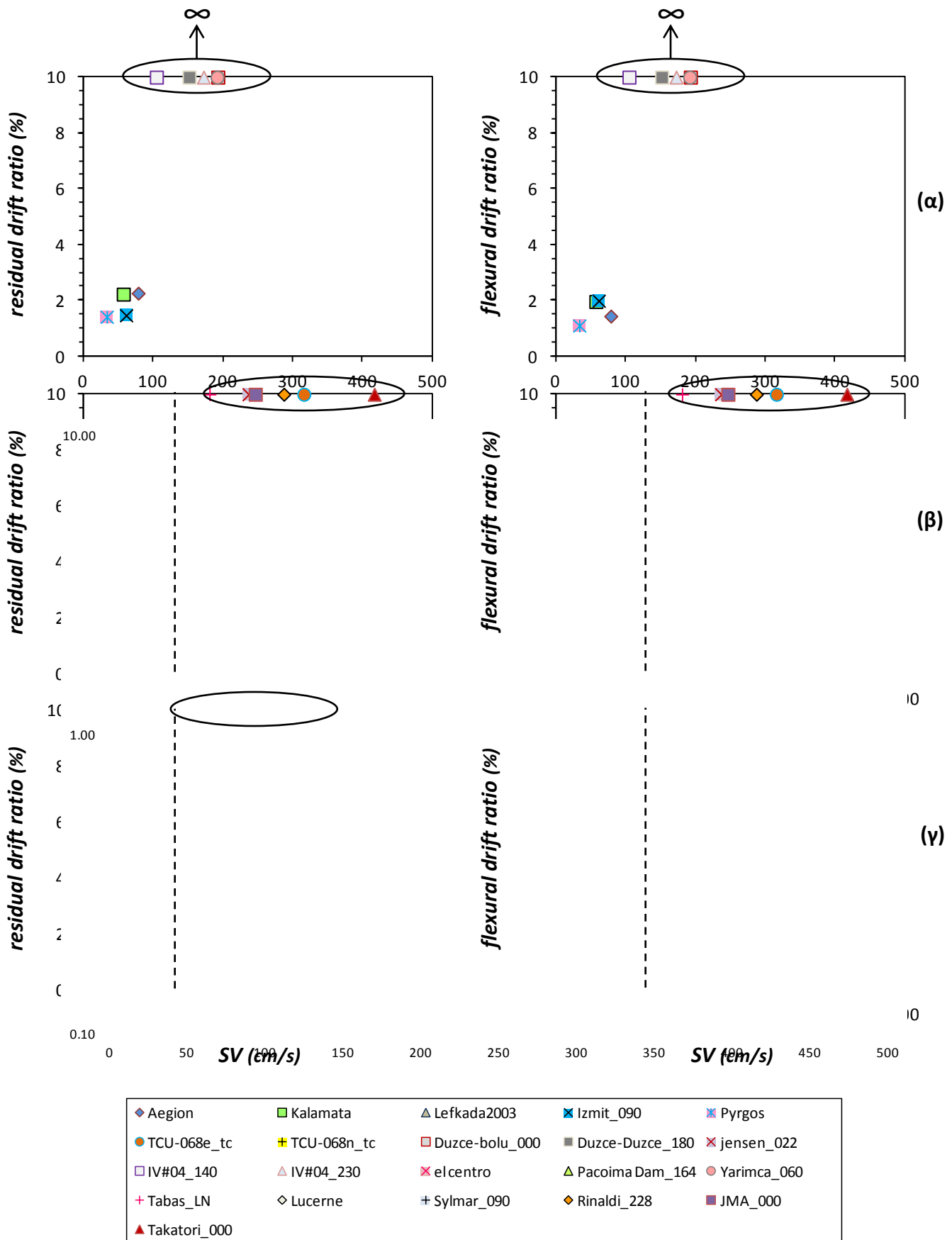
Σχήμα 3.35. Σεισμική απόκριση του τοιχώματος του αναβαθμισμένου κτιρίου με συμβατικά σχεδιασμένο $B = 6$ m θεμέλιο, και με μικρότερο θεμέλιο $B = 4.2$ m, υποβαλλόμενο στην καταγραφή Duzce–Bolu(000): (α) Παραμορφωμένος κάρναβος και ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων στο τέλος της σεισμικής διέγερσης, (β) Ροπή–καμπυλότητα στην βάση του αριστερού υποστυλώματος του ισογείου, και (γ) χρονιοϊστορία της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης της οροφής του ισογείου και οι σύνιστώσεις αυτής (λόγω κάμψης του υποστυλώματος και λόγω στροφής του θεμελίου).



Σχήμα 3.36. Σεισμική απόκριση του τοιχώματος του αναβαθμισμένου κτιρίου με συμβατικά σχεδιασμένο $B = 6$ m θεμέλιο, και με μικρότερο θεμέλιο $B = 4.2$ m, υποβαλλόμενο στην καταγραφή Duzce–Bolu(000): (α) ροπή–καμπυλότητα στην βάση του τοιχώματος, (β) ροπή–στροφή του θεμελίου του τοιχώματος, και (γ) καθίζηση–στροφή του θεμελίου του τοιχώματος.



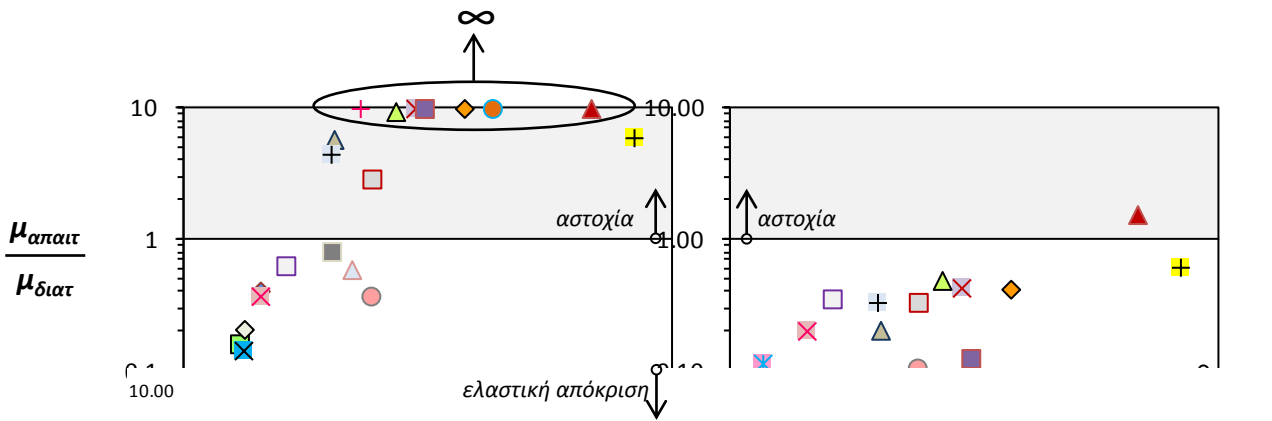
Σχήμα 3.37. Λόγος απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας στα υποστυλώματα του ισογείου συναρτήσει της μέγιστης φασματικής ταχύτητας S_V του εκάστοτε σεισμικού σεναρίου: (α) υφιστάμενο κτίριο, (β) αναβαθμισμένο μέσω διατμητικού τοιχώματος κτίριο με συμβατικώς υπολογισμένο θεμέλιο ($B = 6$ m), και (γ) με μειωμένου πλάτους¹⁴⁹ ($B = 4.2$ m).



Σχήμα 3.38. Σχετικές μετακινήσεις του πρώτου ορόφου ανηγμένες ως προς το ύψος δ/h του υποστυλώματος (drift ratios), συνολικά (αριστερά) και λόγω κάμψευς (δεξιά): (α) υφιστάμενο κτίριο, (β) αναβαθμισμένο μέσω διατμητικού τοιχώματος κτίριο με συμβατικώς υπολογισμένο θεμέλιο ($B = 6$ m), και (γ) με μειωμένου πλάτους ($B = 4.2$ m).

$B = 6\text{ m}$

$B = 4.2\text{ m}$



PSV (cm/s)

PSV (cm/s)

1.00

w
(cm)

0.10

PSV (cm/s)

PSV (cm/s)

0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500

◆ Aegion	■ Kalamata	▲ Lefkada2003	✕ Izmit_090	✕ Pyrgos
● TCU-068e_tc	⊕ TCU-068n_tc	□ Duzce-bolu_000	■ Duzce-Duzce_180	✕ jensen_022
□ IV#04_140	△ IV#04_230	✕ el centro	△ Pacoima Dam_164	● Yarimca_060
+ Tabas_LN	◇ Lucerne	+ Sylmar_090	◇ Rinaldi_228	■ JMA_000
▲ Takatori_000				

Σχήμα 3.39. Σύνοψη της συμπεριφοράς του τοιχώματος και της θεμελίωσής του με συμβατικώς υπολογισμένο ($B = 6\text{ m}$) θεμέλιο και για μειωμένου πλάτους θεμέλιο ($B = 4.2\text{ m}$) σε όρους: (α) απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας στην βάση του τοιχείου, και (β) καθίζησης του θεμελίου του τοιχώματος.

4. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 7-ΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

4.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο αναλύεται η σεισμική συμπεριφορά υφισταμένου κτιρίου, με κεντρικό πυρήνα από ωπλισμένο σκυρόδεμα, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής. Προς τούτο, εξετάζεται 7-ώροφο κτίριο, αντιπροσωπευτικό των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970. Ο κεντρικός πυρήνας υλοποιείται στο φρέαρ του ανελκυστήρα, προσδίδοντας αυξημένη σεισμική αντίσταση συγκεντρωμένη στην θέση του πυρήνα. Επομένως, η ανάληψη των σεισμικών δυνάμεων από τον πυρήνα αυξάνει την καταπόνηση της θεμελίωσής του. Για το λόγο αυτό η αλληλεπίδραση του εδάφους με τον πυρήνα, και του πυρήνα με τα πλαίσια κρίνει τελικά την σεισμική απόκριση του φορέα.

Εξετάστηκε ο φορέας με τέσσερις περιπτώσεις έδρασης:

- (α) Πλήρως πακτωμένος φορέας (αγνοώντας δηλαδή την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής),
- (β) Φορέας Α, με “μεγάλα” πέδιλα, όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες κανονισμούς,
- (γ) Φορέας Β, με μικρότερα πέδιλα, και άρα αυξημένο ρόλο της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής, και
- (δ) Φορέας Γ, με ακόμη μικρότερα πέδιλα υποστυλωμάτων, και άρα ακόμη πιο αυξημένη αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής.

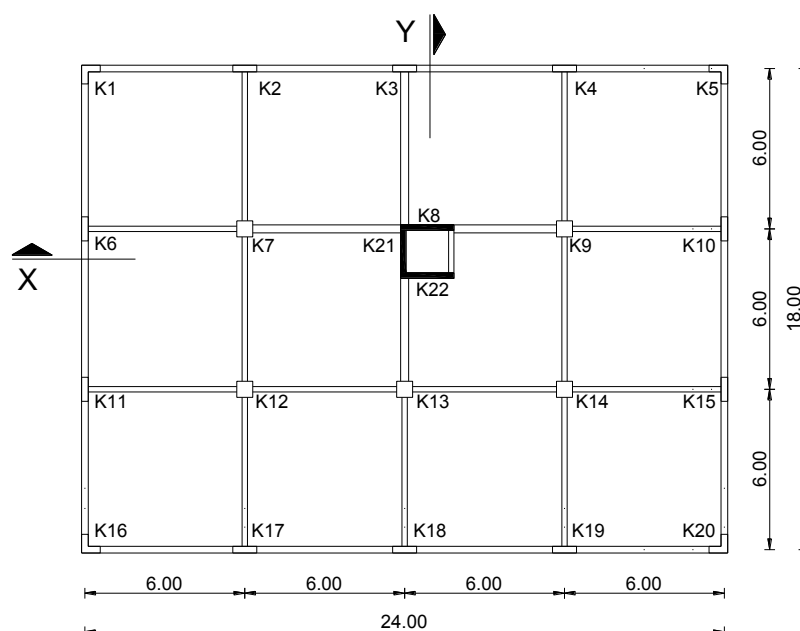
Έμφαση δίδεται στην διερεύνηση της επιρροής του ενδεχόμενου λικνισμού του πεδίλου του πυρήνα στην σεισμική απόκριση του κτιρίου. Η συμπεριφορά των τεσσάρων φορέων εξετάστηκε με ελαστικές στατικές αναλύσεις, με ανελαστικές στατικές αναλύσεις (“*pushover*”), και κυρίως με ανελαστικές δυναμικές εν χρόνω αναλύσεις.

4.2 Περιγραφή του Φορέα

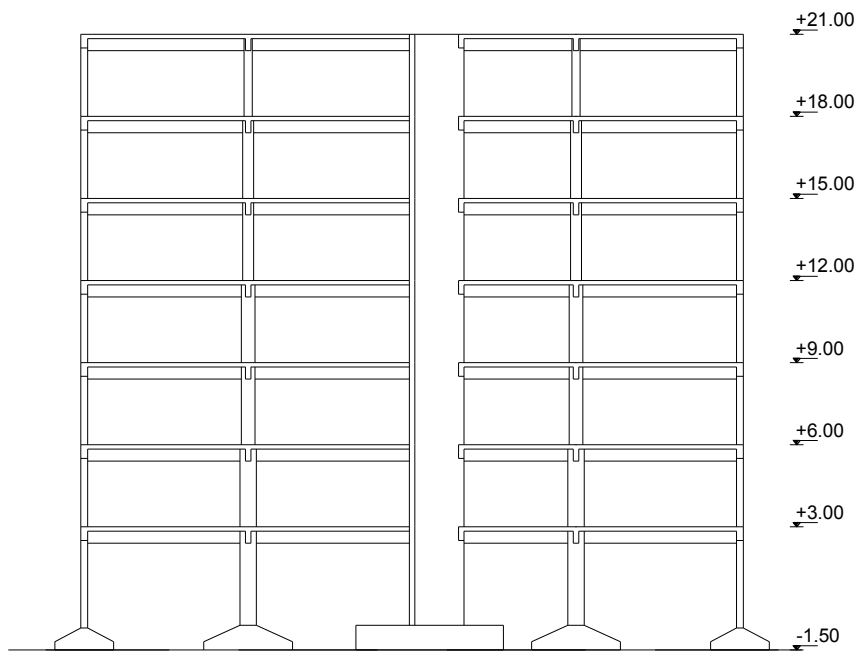
4.1.1 Γεωμετρία του Κτιρίου

Επιλέχθηκε υφιστάμενο κτίριο, αντιπροσωπευτικό των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970. Το κτίριο έχει επτά ορόφους ύψους 3 m. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, διαστάσεων 24 m x 18 m. Τα υποστυλώματα είναι τοποθετημένα σε τετραγωνικό κάναβο διαστάσεων 6 m. Το κτίριο έχει 4 ανοίγματα στη μεγάλη διάσταση της κάτοψης και 3 ανοίγματα στη μικρή. Ο πυρήνας είναι τοποθετημένος στο κέντρο περίπου της κάτοψης, στην θέση του φρεάτος του ανελκυστήρα, και έχει διαστάσεις 2 m x 2 m.

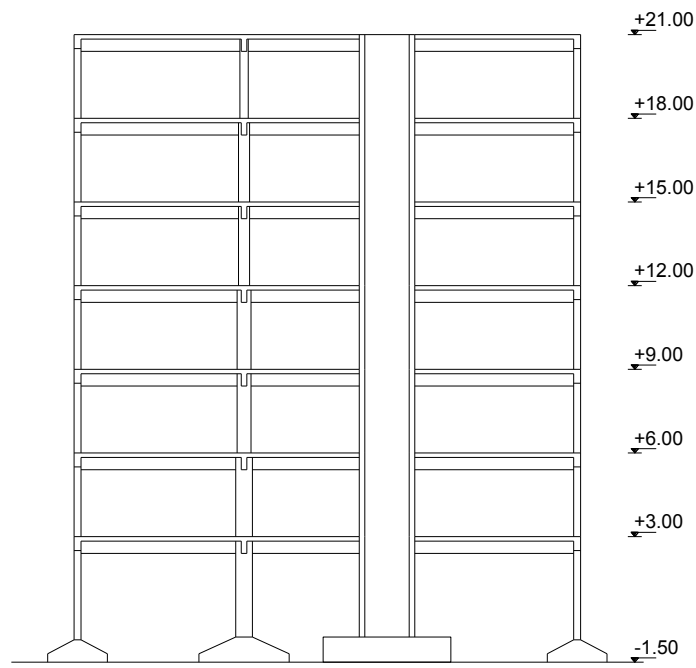
Η στατική μελέτη του κτιρίου έγινε σύμφωνα με τους κανονισμούς του 1959, θεωρώντας ότι ανήκει στην Ζώνη II σεισμικής επικινδυνότητας. Για την στατική μελέτη χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό FESPA. Θεωρήθηκε ότι το κτίριο είναι θεμελιωμένο με επιφανειακά μεμονωμένα πέδιλα χωρίς συνδετήριες δοκούς. Η στατική μελέτη του κτιρίου είχε εκπονηθεί από τον Κ. Ρεπαπή στα πλαίσια της διδακτορικής του διατριβής.



Σχήμα 4.1.1 Κάτοψη τυπικού ορόφου.



Σχήμα 4.1.2 Τομή X – X



Σχήμα 4.1.3 Τομή Y – Y

4.1.2 Παραδοχές Μελέτης

Η στατική μελέτη του κτιρίου έγινε σύμφωνα με τον “Κανονισμό διά την Μελέτη και Εκτέλεση Οικοδομικών Έργων εξ Ωπλισμένου Σκυροδέματος” και τον “Αντισεισμικό Κανονισμό Οικοδομικών Έργων” του 1959. Ως προς τα υλικά, θεωρήθηκε σκυρόδεμα B225, αντίστοιχο του σημερινού C16 ($E_{cm} = 21$ GPa), και νευροχάλυβας StIII (τάση διαρροής 400 MPa, $E_s = 200$ GPa).

Ως προς τα φορτία, θεωρήθηκαν:

(α) Μόνιμα φορτία :

- Ίδιον βάρος σκυροδέματος: 25 kN/m³
- Επικαλύψεις: 1.5 kN/m²
- Εξωτερική τοιχοποιία: 3.6 kN/m² όψεως (μπατική)
- Εσωτερική τοιχοποιία: 1.0 kN/m² κατόψεως

(β) Κινητά φορτία :

- Κινητό φορτίου ορόφου: 2 kN/m²

(γ) Σεισμικά φορτία :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II
- Σεισμικός συντελεστής : $\varepsilon = 0,06$

4.1.3 Διατομές Μελών και Ξυλότυποι

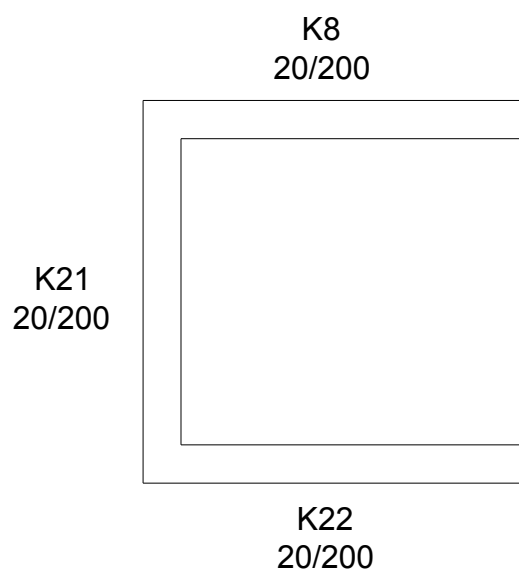
Όλες οι πλάκες του κτιρίου έχουν πάχος 16 cm. Οι διαστάσεις δοκών και υποστυλωμάτων συνοψίζονται στους Πίνακες 4.1.1 και 4.1.2, η δε διατομή του πυρήνα παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.1.4.

Πίνακας 4.1.2 Διατομές δοκών.

Δοκοί	Διατομή (cm)
Εσωτερικοί	25/50
Πυρήνα	20/60
Περιμετρικοί	30/60

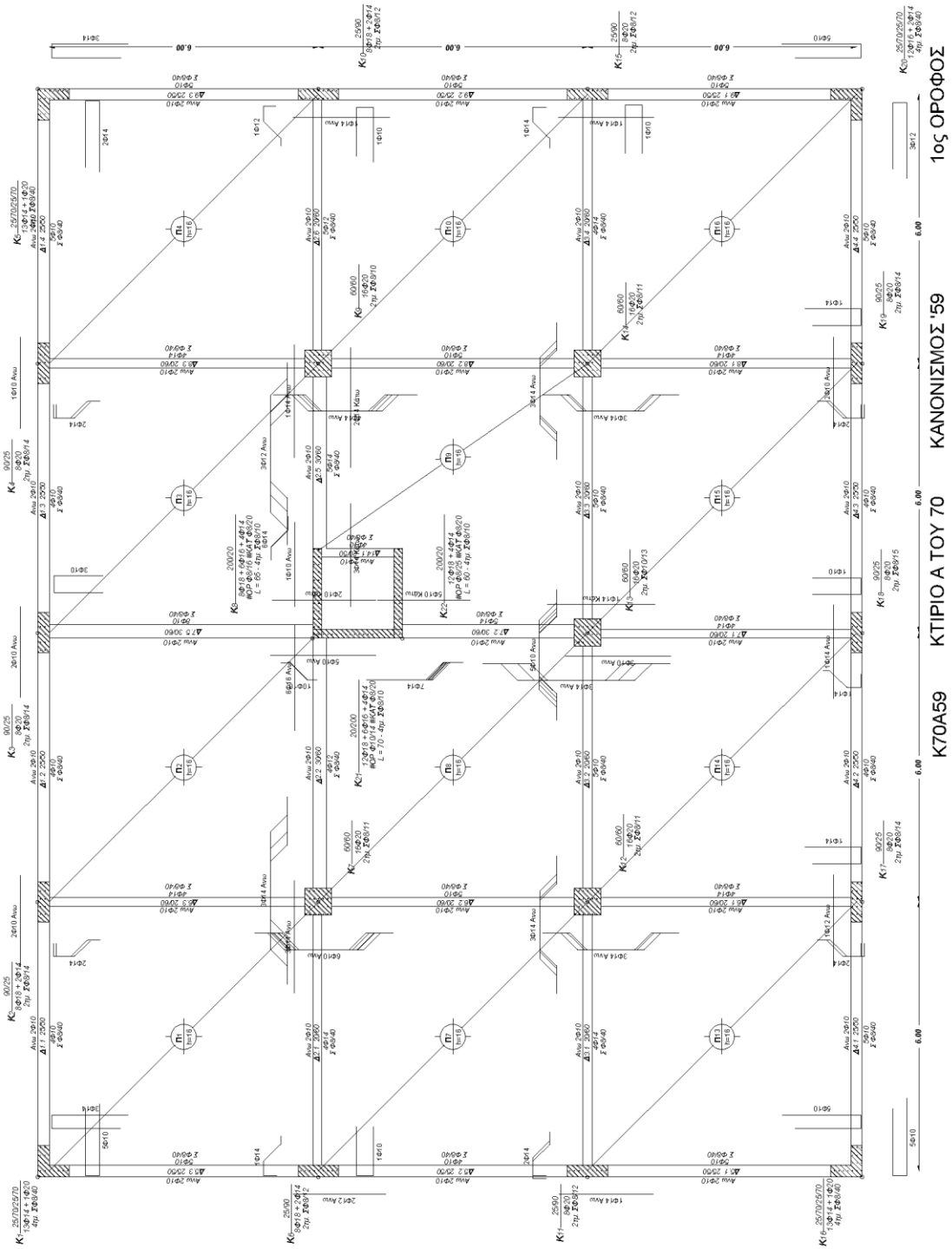
Πίνακας 4.1.1 Διατομές υποστυλωμάτων.

Όροφος	Διατομή υποστυλωμάτων (cm)		
	Εσωτερικά	Περιμετρικά	Γωνιακά
1ος	60/60	90/25	25/70/25/70
2ος	60/60	90/25	25/70/25/70
3ος	50/50	70/25	25/70/25/70
4ος	50/50	70/25	25/70/25/70
5ος	40/40	50/25	25/60/25/60
6ος	40/40	50/25	25/60/25/60
7ος	30/30	35/25	25/55/25/55

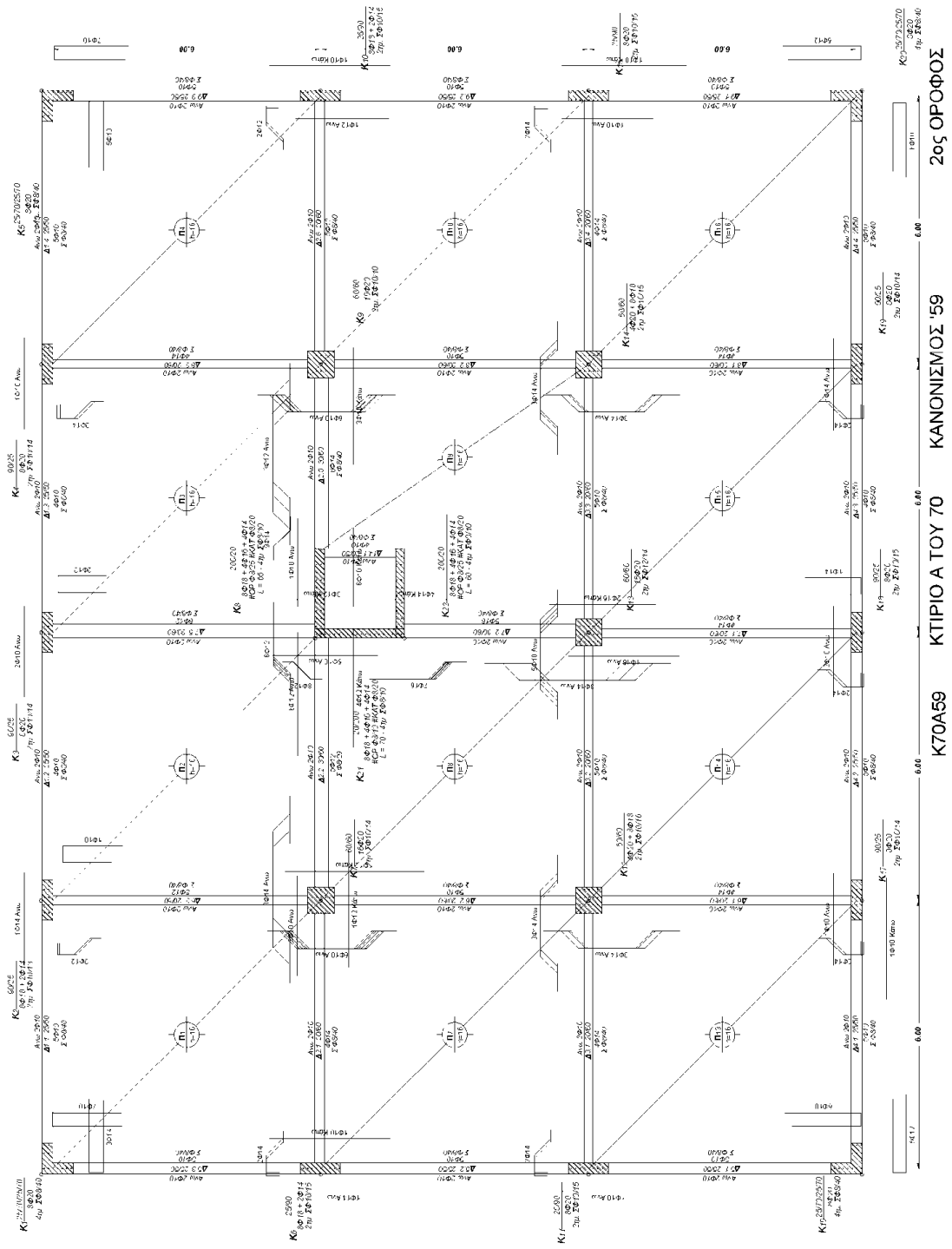


Σχήμα 4.1.4 Διαστάσεις διατομής πυρήνα.

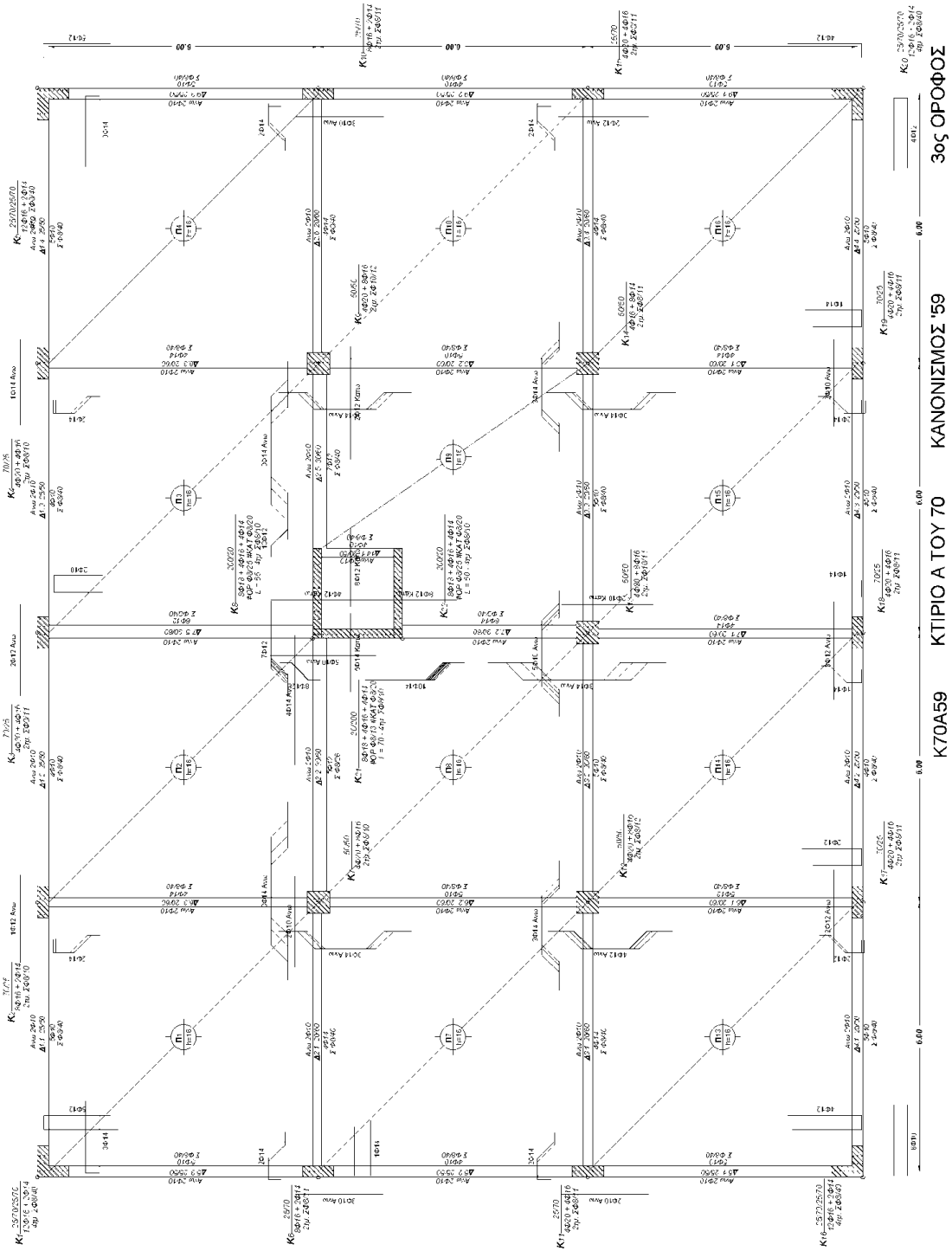
Στις επόμενες σελίδες παρατίθενται οι ξυλότυποι του κτιρίου.



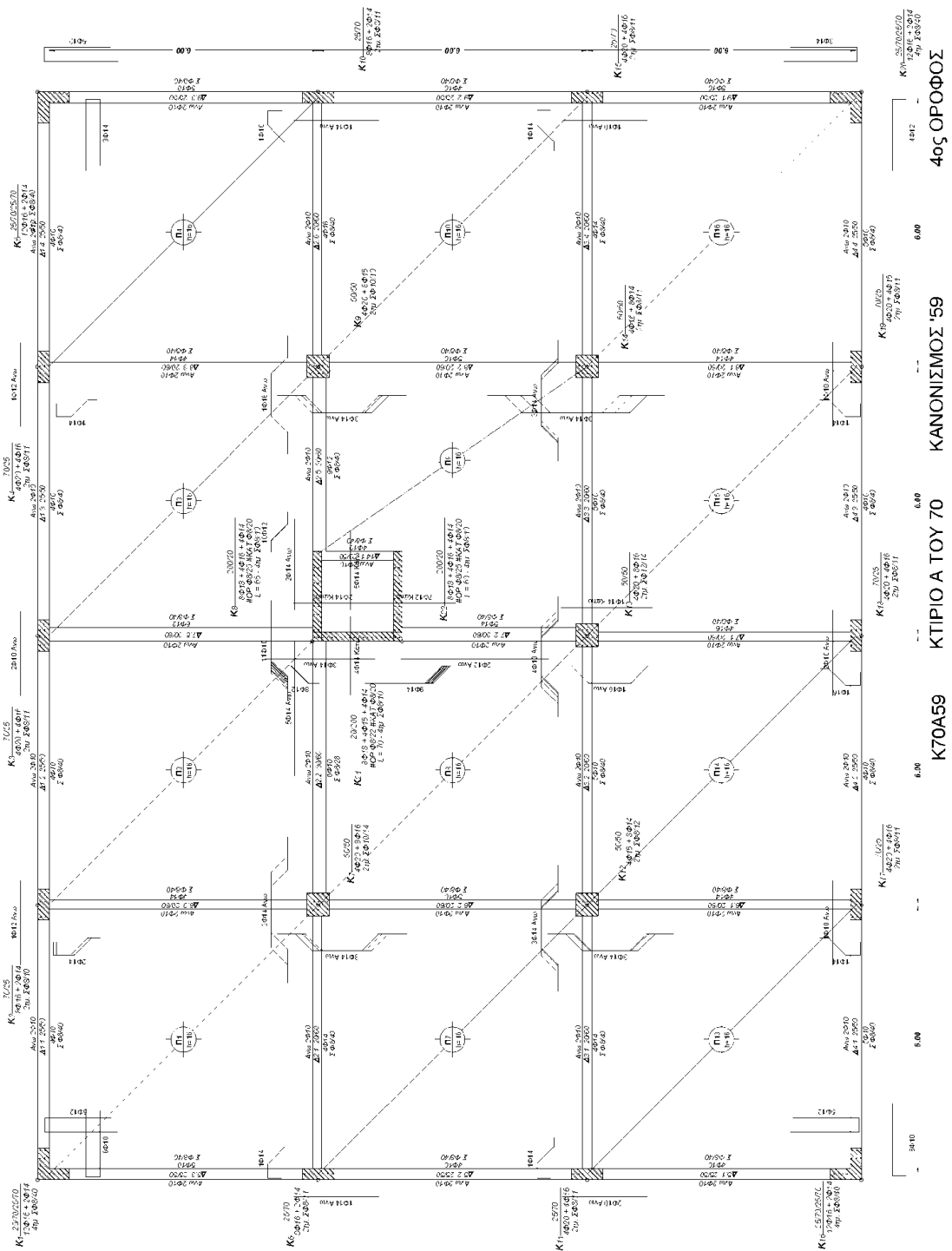
Σχήμα 4.1.5 Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφου.



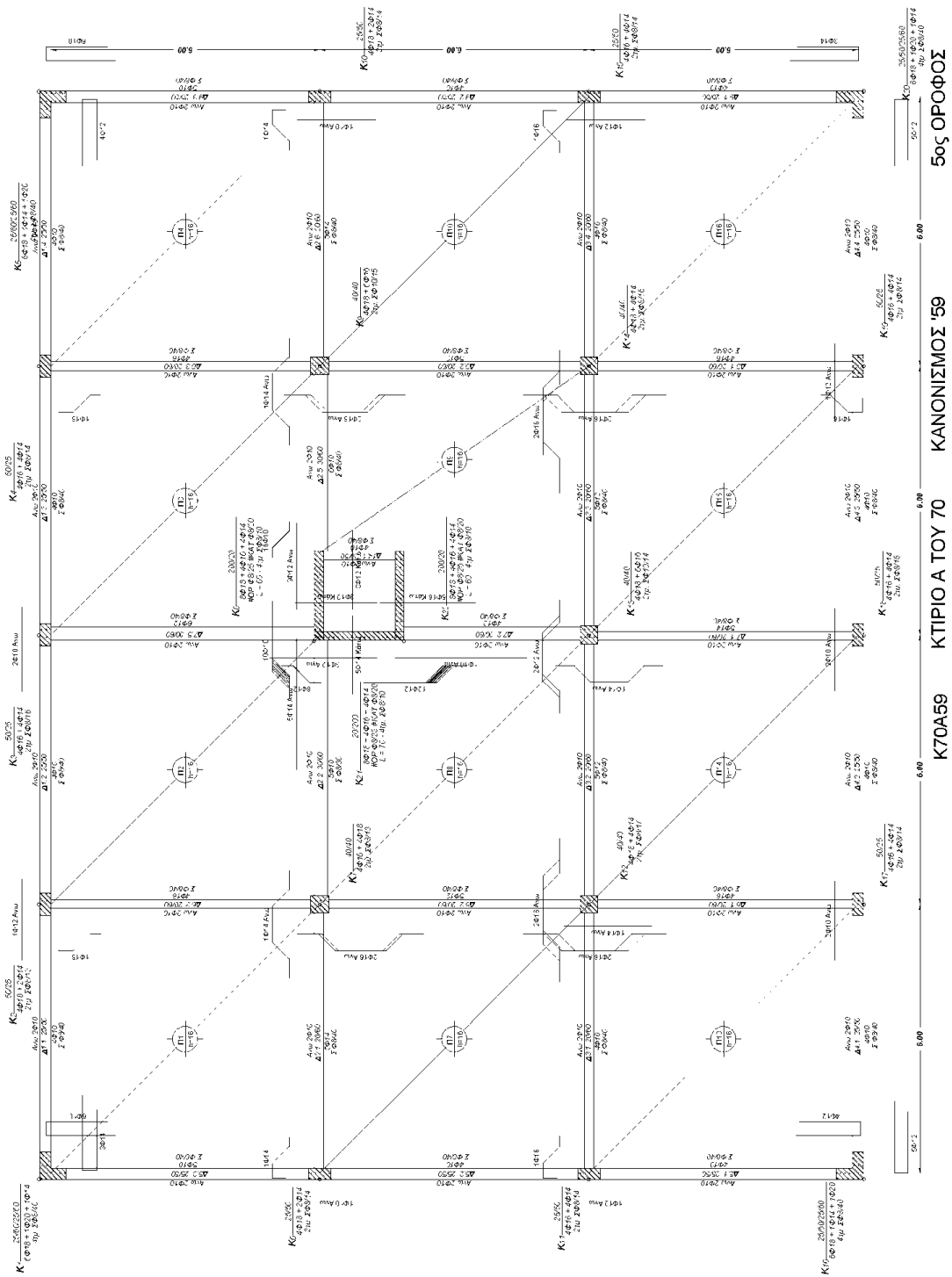
Σχήμα 4.1.6 Ξυλότυπος 2^{ου} ορόφου.



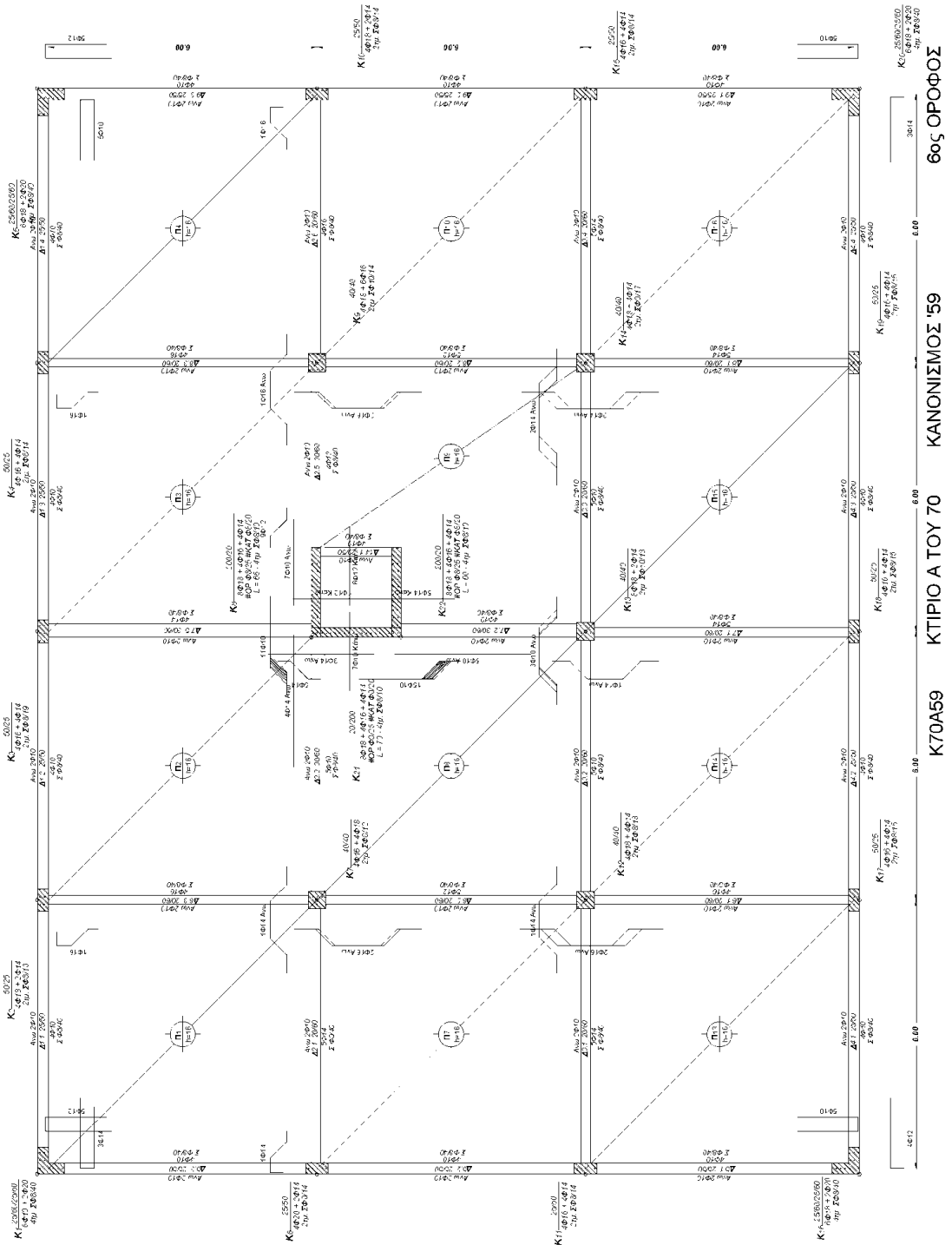
Σχήμα 4.1.7 Ξυλότυπος 3^{ου} ορόφου.



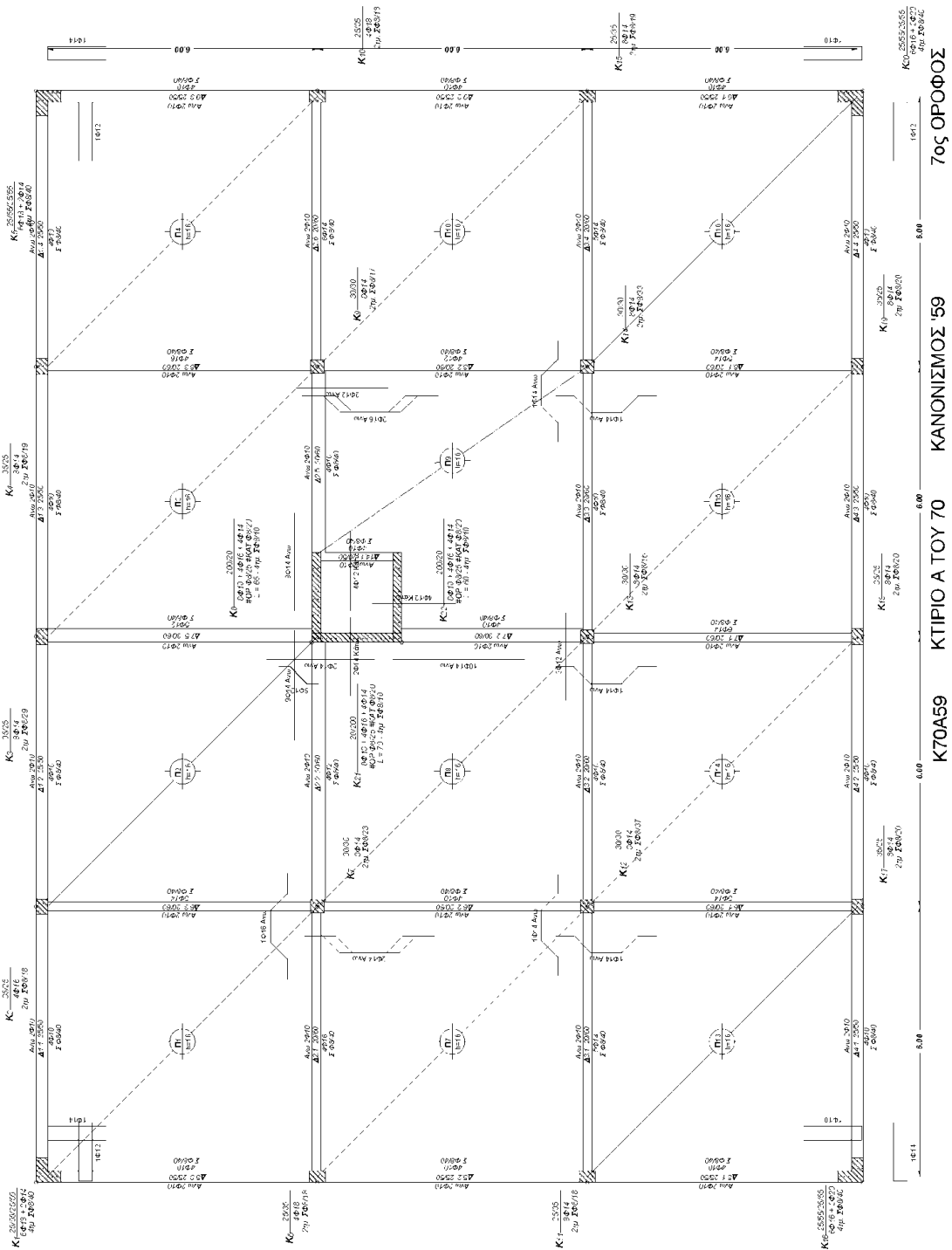
Σχήμα 4.1.8 Ξυλότυπος 4^{ου} ορόφου.



Σχήμα 4.1.9 Ξυλότυπος 5^{ου} ορόφου.

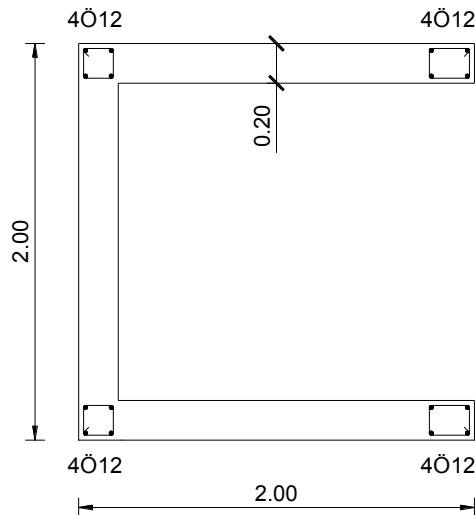


Σχήμα 4.1.10 Ξυλότυπος 6^{ου} ορόφου.



Σχήμα 4.1.11 Ξυλότυπος 7^{ου} ορόφου.

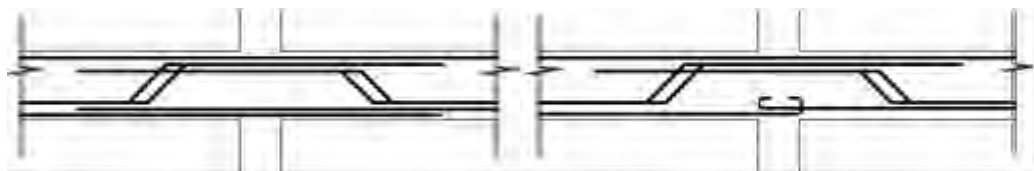
Στον πυρήνα δεν τοποθετήθηκε ο διαμήκης οπλισμός που αναγράφεται στα σχέδια καθώς κρίθηκε ότι είναι υπερβολικός. Ο πυρήνας οπλίστηκε όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1.12 σε όλο το ύψος του.



Σχήμα 4.1.12 Διαμήκειοι οπλισμοί πυρήνα.

Οι εγκάρσιοι οπλισμοί όλων των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε ότι είναι δίτητοι συνδετήρες $\Phi 8/30$, ενώ του κορμού του πυρήνα $\Phi 8/25$ όπως αναγράφεται και στα σχέδια.

Υιοθετήθηκε ο τρόπος όπλισης εκείνης της περιόδου. Έτσι, θεωρήθηκε ότι ο κάτω οπλισμός των δοκών αγκυρώνεται μέσα στον κόμβο για τις δοκούς των εσωτερικών πλαισίων. Αντίθετα, στα περιμετρικά πλαίσια στα οποία γινόταν ο έλεγχος περιμετρικών δοκών και τα οποία οπλίζονταν για πλαισιακή λειτουργία, ο κάτω οπλισμός θεωρείται ότι επεκτείνεται στο διπλανό άνοιγμα διπλασιάζοντας έτσι τον κάτω οπλισμό της δοκού στις κρίσιμες ζώνες εκατέρωθεν του κόμβου, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.1.13**. Όσον αφορά τις κεκαμμένες ράβδους, αυτές επεκτείνονται πάντα στο διπλανό άνοιγμα σε μήκος επαρκές για να θεωρηθεί ότι συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής και στο διπλανό άνοιγμα.



Σχήμα 4.1.13 Λεπτομέρειες όπλισης δοκών σε περιμετρικά (αριστερά) και εσωτερικά πλαίσια (δεξιά).

4.2 Στατικές Ελαστικές Αναλύσεις

4.2.1 Εισαγωγή

Πριν προχωρήσουμε στις μή-γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις, πραγματοποιήθηκαν ελαστικές αναλύσεις: (α) για τον υπολογισμό των διαστάσεων της θεμελίωσης του κτιρίου, κατά τον Κανονισμό του 1959 και (β) για την εκτίμηση της συμπεριφοράς του κτιρίου υπό τα οριζόντια σεισμικά φορτία, τα οποία προβλέπονται στον ΕΑΚ.

4.2.2 Μόρφωση Προσομοιώματος

Για τις ελαστικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας SAP2000. Το κτίριο προσομοιώθηκε ως ένα χωρικό πλαίσιο με χρήση στοιχείων δοκού. Για την προσομοίωση του φορέα έγιναν οι εξής παραδοχές:

- Θεωρήθηκε σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος δοκών σε όλο το μήκος τους, υπολογίστηκε δε προσεγγιστικά κατά ΕΚΩΣ από τη σχέση :

$$b_{eff} = b_w + 2 \frac{al}{10} , \text{ όπου } a = 0.70 \text{ και } l = 6.00m, \text{ στις περιμετρικές δοκούς ο}$$

συντελεστής 2 αντικαθίσταται με τη μονάδα.

Έτσι προέκυψαν τα εξής συνεργαζόμενα πλάτη :

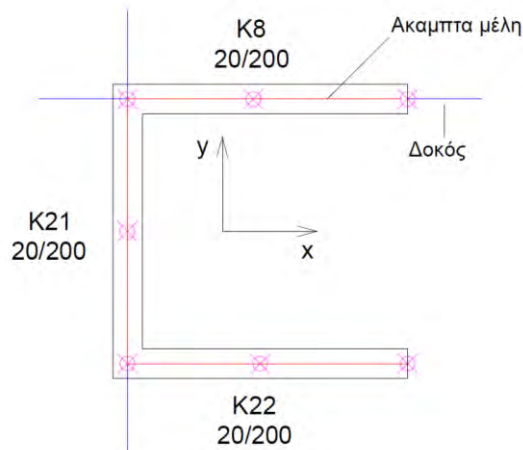
Για τις δοκούς διατομής 20/60 : $b_{eff} = 1.05m$.

Για τις δοκούς διατομής 30/60 : $b_{eff} = 1.15m$.

Για τις δοκούς διατομής 25/50 : $b_{eff} = 0.67m$ (περιμετρικές)

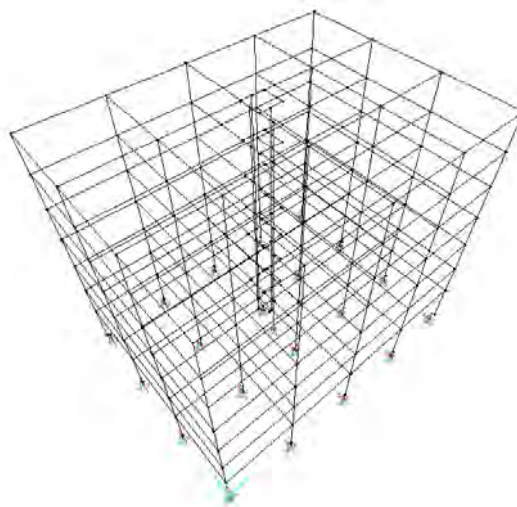
- Τα ραβδωτά στοιχεία των δοκών τοποθετήθηκαν στο μέσον του συνολικού ύψους της πλακοδοκού. Στα ορθογωνικά υποστυλώματα τα στοιχεία τοποθετήθηκαν στο κέντρο της διατομής τους, ενώ στα γωνιακά υποστυλώματα ο άξονας των στοιχείων τοποθετήθηκε στο σημείο τομής των κάθετων ευθειών που διέρχονται από το μέσον του πάχους της διατομής κατά x και y. Στην τελευταία περίπτωση λόγω της εκκεντρότητας που προκύπτει από τον κεντροβαρικό άξονα η ροπή αδράνειας της διατομής μεταφέρθηκε στον άξονα του μέλους.

- Η διατομή του πυρήνα έχει σχήμα Π, αποτελείται δε από τα δύο παράλληλα σκέλη κατά τη διεύθυνση x και ένα κάθετο κατά τη διεύθυνση y . Το κάθε σκέλος προσομοιώθηκε ως ένα υποστυλωμα ορθγωνικής διατομής διαστάσεων 0.2 m επί 2.0 m. Στη στάθμη κάθε ορόφου τα τρία σκέλη συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτα μέλη όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.2.1**.



Σχήμα 4.2.1 Συνδεσμολογία πυρήνα

- Οι κόμβοι δοκών–υποστυλωμάτων προσομοιώθηκαν με χρήση άκαμπτων στοιχείων δοκού, και οι πλάκες ως άκαμπτα διαφράγματα.
- Τα μόνιμα και τα κινητά φορτία της κάτοψης μεταφέρθηκαν στις δοκούς σύμφωνα με τις επιφάνειες επιρροής που ορίζονται στον ΕΚΩΣ.
- Το οριζόντιο σεισμικό φορτίο κάθε στάθμης εφαρμόστηκε σαν συγκεντρωμένη δύναμη στο κέντρο της κάτοψης κάθε στάθμης.



Σχήμα 4.2.2 Προσομοίωμα του χωρικού πλαισίου στο SAP2000.

4.2.3 Υπολογισμός Θεμελιώσεως

Ο φορέας αναλύθηκε κατά τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 και τις συνήθειες παραδοχές της εποχής. Ο φορέας θεωρήθηκε πακτωμένος στην βάση του, οι δε ροπές αδρανείας των διατομών δεν απομειώθηκαν λόγω ρηγματώσης. Σε κάθε συνδυασμό φόρτισης (στατική και σεισμική) τα κατακόρυφα φορτία είναι το σύνολο των μονίμων (**G**) και των κινητών (**Q**), δηλαδή "**G + Q**". Από τον 4^ο όροφο και πάνω, η τιμή των κινητών φορτίων κάθε στάθμης απομειώθηκε πολλαπλασιαζόμενη με τους μειωτικούς συντελεστές του **Πίνακα 4.2.1**.

Πίνακας 4.2.1 Συντελεστές κινητών φορτίων.

Όροφος	Συντελεστής κινητών φορτίων
1ος	1.00
2ος	1.00
3ος	1.00
4ος	0.95
5ος	0.88
6ος	0.80
7ος	0.74

Το οριζόντιο σεισμικό φορτίο F_i κάθε στάθμης i είναι ίσο με : $F_i = \varepsilon \cdot W_i$, όπου W_i το συνολικό βάρος στη στάθμη i λόγω των κατακορύφων φορτίων "**G + Q**" των υπερκειμένων ορόφων. Η τιμή του συντελεστή ε είναι συνάρτηση της "σεισμικότητας" της περιοχής της κατασκευής και της "σεισμικής επικινδυνότητας" του εδάφους θεμελίωσης, οι δε τιμές του συντελεστή ε δίδονται από τον **Πίνακα 4.2.2**.

Πίνακας 4.2.2 Συντελεστές σεισμικής επιβάρυνσης.

Σεισμικότητα περιοχής	Επικινδυνότητα εδάφους		
	(α)	(β)	(γ)
I	0.04	0.06	0.08
II	0.06	0.08	0.12
III	0.08	0.12	0.16

Θεωρώντας ότι το κτίριο βρίσκεται σε περιοχή σεισμικότητας II, και δεδομένου ότι το έδαφος θεμελίωσης θεωρείται αποτελούμενο από στιφρή άργιλο, ο σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = 0.06$. Τελικώς τα σεισμικά φορτία που προκύπτουν κατά τον κανονισμό του 1959 συνοψίζονται στον **Πίνακα 4.2.3**.

Πίνακας 4.2.3 Σεισμικά φορτία

Όροφος	F_i (kN)
1ος	283.0
2ος	280.6
3ος	278.2
4ος	275.2
5ος	272.2
6ος	270.3
7ος	263.6

Με βάση τα φορτία αυτά, υπολογίζεται συνολική τέμνουσα στην βάση του κτιρίου $V_{\text{base}} = 1920$ kN. Τα σεισμικά φορτία (E) έχουν την ίδια τιμή και για τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.

Για τον υπολογισμό της θεμελίωσης εξετάστηκαν οι εξής συνδυασμοί φορτίσεων :

- 1) $G + Q$
- 2) $G + Q + E_x$
- 3) $G + Q - E_x$
- 4) $G + Q + E_y$
- 5) $G + Q - E_y$

Θεωρήθηκε ότι το κτίριο εδράζεται σε κεντρικά μεμονωμένα πέδιλα χωρίς συνδετήριες δοκούς. Για το έδαφος θεμελίωσης (στιφρή άργιλος) ελήφθη αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150$ kPa.

Η φέρουσα ικανότητα τετραγωνικού πεδίου υπό κεντρική φόρτιση υπολογίζεται από την σχέση:

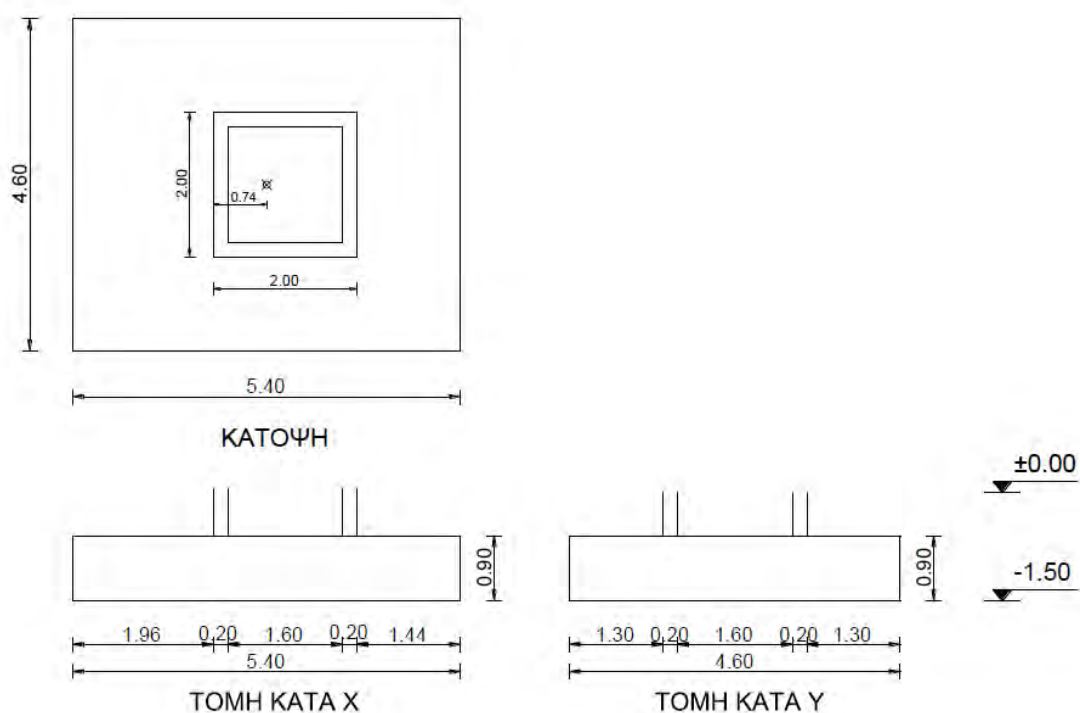
$$p_u \approx (\pi + 3)S_u \quad (4.2.1)$$

Επομένως, θεωρώντας απαιτούμενον συντελεστή ασφαλείας για τα στατικά φορτία $FS_v = 3$, η μέση επιτρεπόμενη τάση προκύπτει ίση με περίπου 300 kPa. Αρα, με βάση τους τότε κανονισμούς το έδαφος θα κατατασσόταν στην κατηγορία εδαφών με επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{επ} = 3 \text{ kg/m}^3$. Ο τότε κανονισμός επέτρεπε κατά το σεισμικό έλεγχο την προσαύξηση της επιτρεπόμενης τάσης κατά 50%, δηλαδή στη συγκεκριμένη περίπτωση $\sigma_{επ} = 4.5 \text{ kg/m}^3$. Η προσαύξηση αυτή ισοδυναμεί με συντελεστή ασφαλείας για τον σεισμικό συνδυασμό $FS = 2$.

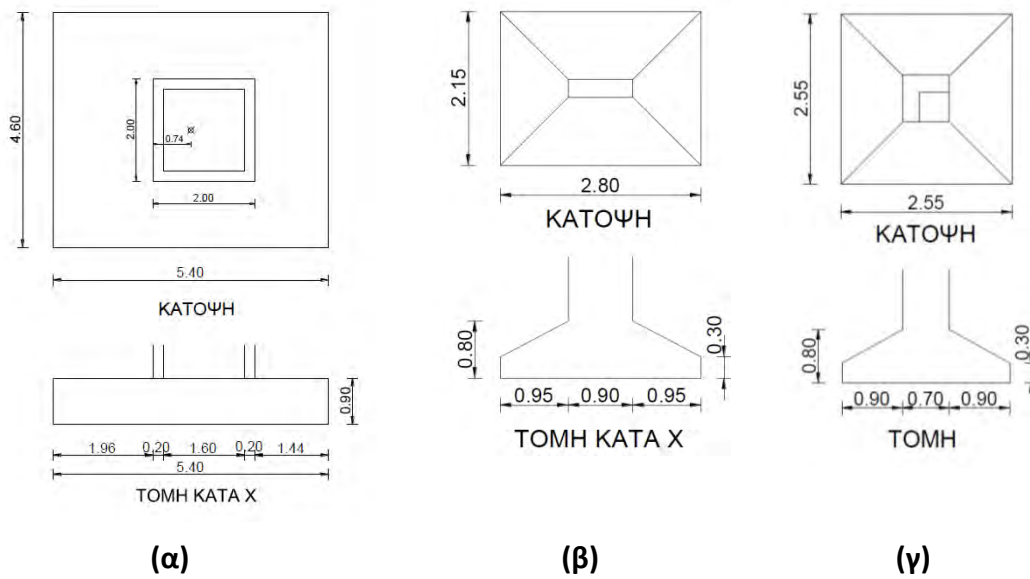
Οι διαστάσεις των πεδίων υπολογίστηκαν θεωρώντας γραμμική κατανομή των εδαφικών πιέσεων επαφής, επελέγησαν δε με βάση τα εξής κριτήρια :

- η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση να είναι μικρότερη από την $\sigma_{επ}$, και
- η εκκεντρότητα του κατακορύφου φορτίου να μην υπερβαίνει το 1/3 της αντίστοιχης διάστασης του θεμελίου.

Το απαιτούμενο ύψος (h) του πεδίου του πυρήνα καθορίστηκε από τον έλεγχο σε διάτρηση, και υπολογίστηκε ίσο με 0.9 m. Με βάση τα ανωτέρω, καταλήξαμε στα πέδιλα που δείχνονται στα **Σχήματα 4.2.3** και **4.2.4**.



Σχήμα 4.2.3 Πέδιλο πυρήνα : κάτοψη και τομές.



Σχήμα 4.2.4 Πέδιλα υποστυλωμάτων : (α) εσωτερικά τετραγωνικά υποστυλώματα (0.6 m), (β) περιμετρικά υποστυλώματα (0.25 x 0.9 m), και (γ) γωνιακά υποστυλώματα.

Προκειμένου να διαπιστώσουμε το επίπεδο ασφαλείας των πεδίων για τους ανωτέρω συνδυασμούς φορτίσεων, υπολογίσαμε τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας έναντι φέρουσας αστοχίας του εδάφους. Η φέρουσα ικανότητα (N_u) επιφανειακού πεδίου διαστάσεων $B \times L$ με $B \leq L$ επί κορεσμένης αργίλου αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\frac{N_u}{A'} = (\pi + 2)S_u \cdot s_c \cdot i_c + \gamma D \quad (4.2.2)$$

όπου :

$B' = B - 2 \cdot e_B$ το ενεργό πλάτος του πεδίου, και e_B η εκκεντρότητα στη διεύθυνση του πλάτους B

$L' = L - 2 \cdot e_L$ το ενεργό πλάτος του πεδίου, και e_L η εκκεντρότητα στη διεύθυνση του πλάτους L

$A' = B' \cdot L'$ η ενεργός επιφάνεια του πεδίου ($B' \leq L'$)

$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$ ο συντελεστής σχήματος του πεδίου

$i_c = i_B(1 - \frac{\theta}{90}) + i_L(\frac{\theta}{90})$ ο συντελεστής για την απόκλιση του φορτίου από την

κατακόρυφο, όπου :

$$\tan \theta = \frac{V_B}{V_L}$$

$$i_{B,L} = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{V_{B,L}}{A' \cdot S_u}} \right) \text{ για σύγχρονη δράση τεμνουσών } V_L \text{ παράλληλα}$$

προς L και V_B παράλληλα προς B

γD = η ολική πίεση της εδαφικής επιφόρτισης στη στάθμη της βάσης του πεδίου.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας του συστήματος πεδίου-εδάφους είναι ο λόγος $FS = N_u / N$ όπου N η αξονική δύναμη. Οι υπολογισθέντες συντελεστές ασφαλείας για τους πέντε συνδυασμούς φορτίσεων συνοψίζονται στον **Πίνακα 4.2.4**. Προκειμένου να συγκρίνουμε τους επιτυχθέντες συντελεστές ασφαλείας με τους απαιτούμενους, στον **Πίνακα 4.2.5** υπολογίζεται για κάθε συνδυασμό φορτίσεως τον λόγο $FS_i / FS_{\text{απαιτ}}$, όπου FS_i ο επιτευχθείς συντελεστής ασφαλείας του πεδίου i , και $FS_{\text{απαιτ}}$ ο απαιτούμενος ($FS_{\text{απαιτ}} = 3$ για τον στατικό συνδυασμό, και $FS_{\text{απαιτ}} = 2$ για τους σεισμικούς συνδυασμούς). Προκύπτει έτσι για κάθε θεμέλιο το περιθώριο ασφαλείας.

Πίνακας 4.2.4 Συντελεστές ασφαλείας πεδίων FS_i υπό τα φορτία του 59'.

Πέδιλα	G+Q	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q+Ey	G+Q-Ey
K1	3.99	4.67	3.09	2.96	4.40
K4	3.25	2.88	2.94	2.87	3.54
K7	3.36	3.26	3.07	3.02	3.14
K9	3.70	3.12	3.85	3.31	3.49
K10	3.18	2.84	3.39	2.74	2.73
K12	3.28	3.13	3.18	3.08	3.01
K13	3.93	3.73	3.62	3.98	3.30
K20	4.05	3.14	4.41	4.39	2.99
Πυρήνας	4.60	3.23	2.95	2.57	2.77

Πίνακας 4.2.5 Συντελεστές $FS_i/FS_{\text{απαιτ}}$ υπό τα φορτία του 59'.

Πέδιλα	G+Q	G+Q+Ex	G+Q-Ex	G+Q+Ey	G+Q-Ey
K1	1.33	2.34	1.55	1.48	2.20
K4	1.08	1.44	1.47	1.44	1.77
K7	1.12	1.63	1.54	1.51	1.57
K9	1.23	1.56	1.93	1.66	1.75
K10	1.06	1.42	1.70	1.37	1.37
K12	1.09	1.57	1.59	1.54	1.51
K13	1.31	1.87	1.81	1.99	1.65
K20	1.35	1.57	2.21	2.20	1.50
Πυρήνας	1.53	1.62	1.48	1.29	1.39

Με κίτρινο χρώμα σημειώνεται ο κρισιμότερος συνδυασμός φορτίσεως για το κρισιμότερο υποστύλωμα βάσει του οποίου υπολογίστηκε ο καθένας από τους τύπους πεδίων που χρησιμοποιήθηκαν. Παρατηρούμε ότι κρισιμότερος για τα πέδιλα των υποστυλωμάτων είναι ο στατικός συνδυασμός " $G+Q$ ", ενώ για το πέδιλο του πυρήνα ο σεισμικός συνδυασμός " $G+Q+E_y$ ". Τα πέδιλα των γωνιακών υποστυλωμάτων υπολογίστηκαν από τα φορτία του υποστυλώματος K1, τα περιμετρικά πέδιλα υπολογίστηκαν από τα φορτία του K10 και τα πέδιλα των εσωτερικών υποστυλωμάτων προέκυψαν από τα φορτία του K12. Υπενθυμίζουμε ότι οι διαστάσεις των πεδίων υπολογίστηκαν έτσι ώστε οριακά να ικανοποιείται ο περιορισμός της επιτρεπόμενης εδαφικής τάσης.

Όπως προκύπτει από τους Πίνακες 4.2.4 και 4.2.5, η μέθοδος των επιτρεπομένων τάσεων και η παραδοχή της γραμμικής κατανομής των πιέσεων επαφής δεν δίνει πολύ διαφορετικά αποτελέσματα από ό,τι η μέθοδος της φέρουσας ικανότητας. Για τα πέδιλα των υποστυλωμάτων K10 και K12 που φορτίζονται κεντρικά υπό τα στατικά φορτία θα καταλήγαμε στις ίδιες διαστάσεις και με τις δύο μεθόδους. Όμως, όσο αυξάνεται η εκκεντρότητα του κατακόρυφου φορτίου τόσο πιο πολύ το αποτέλεσμα της μεθόδου των επιτρεπομένων τάσεων εξαρτάται από την μέγιστη εδαφική τάση που αναπτύσσεται σε μία γωνία της επιφάνειας του πεδίου αγνοώντας την ανακατανομή. Για τον λόγο αυτόν η μέθοδος των επιτρεπομένων τάσεων οδηγεί σε υπερ-διαστασιολόγηση της θεμελίωσης, όπως έγινε με το πέδιλο του πυρήνα και των γωνιακών υποστυλωμάτων.

Αντιθέτως, με τη μέθοδο της φέρουσας ικανότητας προσδιορίζεται το οριακό φορτίο για την ενεργοποίηση του μηχανισμού αστοχίας του εδάφους θεμελίωσης, που προϋποθέτει την πλήρη πλαστικοποίηση του εδάφους κατά μήκος επιφανείας ολισθήσεως. Η μέθοδος των επιτρεπομένων τάσεων είναι σίγουρα υπέρ της ασφαλείας (το πρόβλημα όμως της εποχής ήταν ότι ο μελετητής δεν μπορούσε να προσδιορίσει αντικειμενικά την τιμή της επιτρεπόμενης τάσης εδάφους).

4.2.4 Ελαστική Ανάλυση κατά ΕΑΚ

Προκειμένου να αξιολογήσουμε την επάρκεια των μελών του κτιρίου σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, πραγματοποιήσαμε ελαστική ανάλυση κατά ΕΑΚ 2000.

Η στατική ελαστική ανάλυση, ή αλλιώς ισοδύναμη στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμοστεί υπό προϋποθέσεις σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για την στάθμη επιτελεστικότητας Α (*“Άμεση Χρήση”*) η ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται άνευ όρων. Όμως, για τις στάθμες επιτελεστικότητας Β (*“Προστασία Ζωής”*) και Γ (*“Οιονεί Κατάρρευση”*) η εφαρμογή ελαστικής στατικής ανάλυσης επιτρέπεται όταν ικανοποιούνται οι συνθήκες της παραγράφου 5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, οι οποίες αφορούν :

- την κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη και όψη,
- την ομοιόμορφη καταπόνηση του κτιρίου υπό τα σεισμικά φορτία, δηλαδή την ομοιόμορφη κατανομή των βλαβών σε όλους τους ορόφους και την αποφυγή αστοχίας με μηχανισμό πλαστικού ορόφου, και
- την ύπαρξη συστήματος ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις .

Το παρόν κτίριο εμπίπτει στις ανωτέρω συνθήκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Επιπλέον όπως θα φανεί και από τις ανελαστικές αναλύσεις που ακολουθούν, το κτίριο δεν αστοχεί με μηχανισμό ορόφου. Παρόλα αυτά, ανεξαρτήτως της ισχύος των παραπάνω συνθηκών ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιτρέπει την εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης για την αποτίμηση της συμπεριφοράς του δομήματος (όχι για την ενίσχυση).

Προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής στην σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, αναλύθηκαν τα εξής σενάρια ως προς τις συνθήκες έδρασης :

- 1) Φορέας πακτωμένος στη βάση, δηλαδή αγνοώντας την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής.
- 2) Φορέας με τα πέδιλα μελέτης, αποκαλούμενος στο εξής “Φορέας Α”.
- 3) Φορέας εδραζόμενος σε μικρότερα πέδιλα, με συντελεστή ασφαλείας $FS_v \approx 2.5$ για τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού “**G+0.3Q**”, αποκαλούμενος στο εξής “Φορέας Β”.
- 4) Φορέας εδραζόμενος σε εξόχως υποδιαστασιοποιημένα πέδιλα, με $FS_v \approx 1.5$ για τα υποστυλώματα και $FS_v \approx 2.5$ για τον πυρήνα, αποκαλούμενος στο εξής “Φορέας Γ”.

Οι τρεις τύποι θεμελίωσης παρουσιάζονται συνοπτικά στον **Πίνακα 4.2.6**.

Πίνακας 4.2.6 Θεμέλια των τριών φορέων που εξετάστηκαν.

Φορέας Α

Πέδιλο	διαστάσεις (m)	FS_v για "G + 0.3Q"
Πυρήνα	5.40 x 4.60	6
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	3.25 x 3.25	3.9
Περιμετρικών υποστυλωμάτων	2.80 x 2.15	3.3
Γωνιακών υποστυλωμάτων	2.55 x 2.55	5.6

Φορέας Β

Πέδιλο	διαστάσεις (m)	FS_v για "G + Q"
Πυρήνα	3.00 x 3.00	2.5
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	2.55 x 2.55	2.5
Περιμετρικών υποστυλωμάτων	2.35 x 1.85	2.4
Γωνιακών υποστυλωμάτων	1.65 x 1.65	2.5

Φορέας Γ

Πέδιλο	διαστάσεις (m)	FS_v για "G + Q"
Πυρήνα	3.00 x 3.00	2.5
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	2.00 x 2.00	1.5
Περιμετρικών υποστυλωμάτων	1.85x 1.40	1.5
Γωνιακών υποστυλωμάτων	1.30 x 1.30	1.6

Η θεμελίωση του πυρήνα στους Φορείς Β και Γ δεν δύναται να παραλάβει ελαστικά τα σεισμικά φορτία, οπότε είναι σχεδόν βέβαιο ότι θα υποστεί έντονο ανασήκωμα σε μια ισχυρή σεισμική διέγερση. Στα πλαίσια της παρούσης ελαστικής αναλύσεως αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη, καθώς η προσομοίωση των στηρίξεων γίνεται με συγκεντρωμένα γραμμικώς ελαστικά ελατήρια. Για κάθε στήριξη τοποθετήθηκαν δύο ελατήρια: ένα μετατοπισιακό ελατήριο κατά τον άξονα Χ και ένα στροφικό περί τον άξονα Υ. Σε όλες τις περιπτώσεις, ο φορέας αναλύεται για σεισμική φόρτιση κατά την διεύθυνση Χ μόνο.

Οι δυσκαμψίες των ελατηρίων υπολογίστηκαν από τις σχέσεις των στατικών δυσκαμψιών συστήματος επιφανειακού θεμελίου–εδάφους [Gazetas, 1991]. Συγκεκριμένα, για πέδιλο ορθογωνικής κατόψεως $2B \times 2L$ επί ομοιογενούς ελαστικού εδαφικού ημιχώρου, οι δυσκαμψίες υπολογίζονται ως εξής :

(α) Οριζόντια δυσκαμψία κατά Χ :

$$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75 - \nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right) \quad (4.2.3)$$

(β) Περιστροφική δυσκαμψία περί τον Υ :

$$K_{\theta,yy} = \frac{G}{1 - \nu} I_{yy}^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right] \approx 3.72 L^3 (LIB)^{0.60} \quad \dots\dots\dots(4.2.4)$$

Εφαρμόζοντας προσεγγιστικά την προτεινόμενη μεθοδολογία ισοδύναμης γραμμικής αναλύσεως (βλ. Κεφάλαιο 2) υπολογίζονται μειωμένα «ισοδύναμα» (“ενεργά”) ελατήρια. Για τα σχετικώς μεγάλα (υπερ-διαστασιολογημένα) πέδιλα των φορέων Α και Β θεωρήθηκαν ελατήρια απομειωμένα στο 40% της “ελαστικής” δυσκαμψίας. Για τα μικρότερα (υπό-διαστασιολογημένα) πέδιλα του φορέα Γ θεωρήθηκαν μικρότερα ισοδύναμα ελατήρια, απομειωμένα στο 15% της ελαστικής” δυσκαμψίας. Οι υπολογισθείσες δυσκαμψίες συνοψίζονται στον **Πίνακα 4.2.7**.

Πίνακας 4.2.7 Ισοδύναμες “ενεργές” δυσκαμψίες.

Περιστροφική δυσκαμψία πεδίων γύρω από τον άξονα Y (MNm/rad)

Πέδilo	Τύπου Α	Τύπου Β	Τύπου Γ
Πυρήνα	5484	982	982
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	1375	635	106
Περιμετρικών υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Χ	750	431	71
Περιμετρικών υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Υ	466	280	43
Γωνιακών υποστυλωμάτων	664	172	29

Οριζόντια δυσκαμψία πεδίων κατά Χ (MN/m)

Πέδilo	Τύπου Α	Τύπου Β	Τύπου Γ
Πυρήνα	756	458	458
Εσωτερικών υποστυλωμάτων	505	389	305
Περιμετρικών υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Χ	377	315	243
Περιμετρικών υποστυλωμάτων στη διεύθυνση Υ	389	324	251
Γωνιακών υποστυλωμάτων	396	251	198

Προσομοίωση δυσκαμψιών φερόντων στοιχείων

Στην ανάλυση προσομοιώνεται η δυσκαμψία μόνον των φερόντων στοιχείων. Οι τοιχοπληρώσεις αγνοούνται λόγω της μεγάλης διασποράς και αναξιοπιστίας της μηχανικής τους συμπεριφοράς. Για λόγους απλοποίησης αγνοήθηκαν και οι κλίμακες. Στα φέροντα στοιχεία υιοθετήθηκαν οι συνιστώμενες μέσες δυσκαμψίες του ΕΑΚ που αντιστοιχούν στις ρηγματωμένες διατομές, όπως δείχνεται στον

Πίνακα 4.2.8.

Πίνακας 4.2.8 Δυσκαμψίες στοιχείων ανωδομής
(I_g : ροπή αδράνειας της γεωμετρικής διατομής)

Φέροντα στοιχεία	Δυσκαμψία
Δοκοί	$0.40EI_g$
Περιμετρικά υποστυλώματα	$0.60EI_g$
Εσωτερικά υποστυλώματα	$0.80EI_g$
Τοιχώματα	$0.60EI_g$

Ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής απόκρισης, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιούνται στις ελαστικές αναλύσεις για την αποτίμηση της συμπεριφοράς υφιστάμενου δομήματος. Η προτεινόμενη τιμή είναι συνάρτηση της χρονολογίας της μελέτης, του επιπέδου των βλαβών και της ευμενούς ή δυσμενούς επιρροής των τοιχοπληρώσεων. Στο συγκεκριμένο κτίριο αγνοούμε την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, ενώ θεωρούμε ότι το κτίριο δεν έχει υποστεί ουσιώδεις βλάβες στα πρωτεύοντα στοιχεία παραλαβής των σεισμικών δράσεων. Επομένως σύμφωνα με τον **Πίνακα 4.2.9**, η προτεινόμενη τιμή του ΚΑΝΕΠΕ για το παρόν κτίριο είναι $q = 1.7$.

Πίνακας 4.2.9 Προτεινόμενος συντελεστής συμπεριφοράς q για υφιστάμενα κτίρια κατά ΚΑΝΕΠΕ

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995 <...	3.0	2.3	2.3	1.7
1985 <... <1995	2.3	1.7	1.7	1.3
... < 1985	1.7	1.3	1.3	1.1

Υπολογισμός οριζοντίων φορτίων κατά ΕΑΚ

Τα σεισμικά φορτία υπολογίστηκαν και κατανεμήθηκαν καθ' ύψος του κτιρίου σύμφωνα με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο (ή ισοδύναμη στατική) που περιγράφεται στον ΕΑΚ. Η μέθοδος εφαρμόστηκε ακολουθώντας τα εξής βήματα :

- 1) Υπολογισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T και της θεμελιώδους ιδιομορφής κατά τη διεύθυνση X λαμβάνοντας υπόψη την μάζα από τα φορτία "**G+0.3Q**".

- 2) Υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού Φ_d . Για Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II προβλέπεται σεισμική εδαφική επιτάχυνση 0.24 g . Το έδαφος θεμελίωσης ανήκει στην κατηγορία Β για την οποία η χαρακτηριστική περίοδος T_2 του φάσματος έχει τιμή 0.6 sec . Η φασματική επιτάχυνση υπολογίστηκε τελικά από τη σχέση :

$$\Phi_d = 0.24g \cdot \frac{2.5}{1.7} \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}, \text{ για } T > T_2 \quad (4.2.5)$$

- 3) Υπολογισμός της τέμνουσας βάσης : $V_b = m \cdot \Phi_d$ όπου m η συνολική μάζα του φορέα για τα φορτία "G+0.3Q". Η συνολική μάζα του κτιρίου υπολογίστηκε ίση με $m = 3267\text{ kNms}^{-2}$

- 4) Κατανομή της συνολικής τέμνουσας βάσης κάθε ορόφου. Η καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων δίδεται από την σχέση :

$$F_i = (V_b - V_H) \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j}, \quad i, j = 1, 2, \dots, N \quad (4.2.6)$$

όπου m_i η μάζα της στάθμης i , φ_i η ζονιζήζωζα ζηη ζηάθμη i ηης θεμελιώδοος ιδιομορθής, και $V_H = 0.07 \cdot T \cdot V_b$ πρόζθεηη οριζόνηηα δύνμη ηοο εθαρομόζειηη ζηηηηηη κοροσθή ηοοσκηρίοοσ επειδή $T > 1.0\text{ sec}$.

Τα οριζόντια φορτία κάθε διαφράγματος ασκούνται στο κέντρο βάρους του.

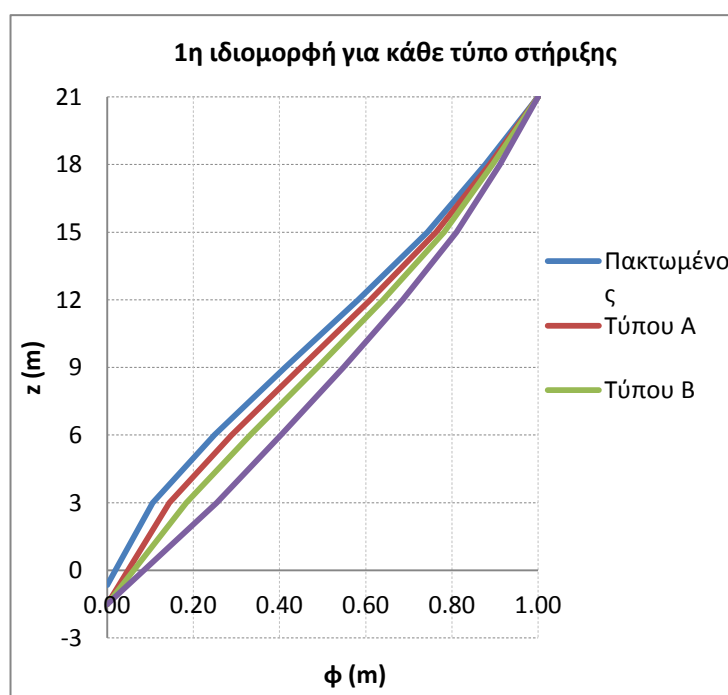
Στον **Πίνακα 4.2.10** δίδονται για καθένα από τους τέσσερις φορείς: η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, η ελαστική φασματική επιτάχυνση, η ανελαστική φασματική «επιτάχυνση» (διαιρεθείσα με τον συντελεστή συμπεριφοράς), και η τέμνουσα βάσης.

Πίνακας 4.2.10 Τέμνουσα βάσης κατά ΕΑΚ για τους τρεις φορείς.

Φορέας	T1 (sec)	Φe (m/s ²)	Φd = Φe/α	Vb (kN)
Πακτωμένος	1.26	3.59	2.11	6891
Τύπος Α	1.35	3.43	2.02	6598
Τύπος Β	1.41	3.33	1.96	6391
Τύπος Γ	1.53	3.15	1.85	6050

Η τέμνουσα βάσης για την οποία μελετήθηκε το κτίριο με τον Κανονισμό του 1959 ήταν 1920 kN. Παρατηρούμε τώρα ότι σύμφωνα με τον ΕΑΚ το κτίριο καλείται να παραλάβει υπερτριπλάσια τέμνουσα βάσης. Παρατηρούμε ακόμα ότι η μείωση της τέμνουσας βάσης καθώς αυξάνεται η ιδιοπερίοδος δεν είναι σημαντική. Για αύξηση της ιδιοπεριόδου κατά 21% μεταξύ του πακτωμένου και του φορέα Τύπου Α η τέμνουσα βάσης μειώνεται μόλις κατά 12%.

Στο **Σχήμα 4.2.5** παρατηρούμε ότι καθώς αυξάνεται η ενδοσιμότητα του εδάφους, η επιρροή της παραμόρφωσης του πυρήνα στο προφίλ της ιδιομορφής μειώνεται. Δηλαδή, η ιδιομορφή παύει να έχει σχήμα προσομοιάζον αυτό του καμπτικού προβόλου στους κατώτερους ορόφους. Αντιθέτως όπως θα δούμε και παρακάτω το σχήμα της ιδιομορφής καθορίζεται σε μεγαλύτερο από τη μετατόπιση στερεού σώματος λόγω της στροφής των πεδύλων.



Σχήμα 4.2.5 Σχήμα 1^{ης} ιδιομορφής των τριών φορέων.

Συντελεστές ασφαλείας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Βασική παράμετρος στον προσδιορισμό των δράσεων και αντιστάσεων για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό ενός υφισταμένου κτιρίου είναι η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων της κατασκευής, όπως για παράδειγμα των γεωμετρικών διαστάσεων των στοιχείων, των ιδιοτήτων των υλικών, της ποσότητας όπλισμών, των λεπτομερειών όπλισης, των αγκυρώσεων, των αναμονών κλπ. Η αξιοπιστία των δεδομένων εξαρτάται από πλήθος παραγόντων, όπως από την εφαρμογή ή όχι εγκεκριμένης μελέτης, από την χρονική περίοδο κατασκευής του δομήματος, από την επαρκή διερεύνηση της ποιότητας των χρησιμοποιηθέντων υλικών από την συστηματικότητα και αυστηρότητα της επίβλεψης, κλπ.

Διακρίνονται τέσσερις στάθμες αξιοπιστίας “Υψηλή”, “Ικανοποιητική”, “Ανεκτή”, και “Ανεπαρκής”. Η αξιοπιστία των δεδομένων καθορίζει τις τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Για το συγκεκριμένο κτίριο έγινε η παραδοχή ότι χαρακτηρίζεται από “Υψηλή” στάθμη αξιοπιστίας. Οι δράσεις προσδιορίζονται ως εξής :

$$S_d = \gamma_{sd} S(S_k, \gamma_f) \quad (4.2.7)$$

όπου S_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων, γ_f οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων, και γ_{sd} επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων για την ανάλυση και ανασχεδιασμό υφισταμένων κτιρίων σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f ($\gamma_g, \gamma_q \dots$) λαμβάνουν τιμές που εν γένει δεν μεταβάλλονται από αυτές άλλων αντισεισμικών κανονισμών. Η τιμή του συντελεστή γ_{sd} εξαρτάται από την παρουσία και έκταση βλαβών ή/και προηγούμενων επεμβάσεων. Στην περίπτωση που το υφιστάμενο δόμημα δεν έχει βλάβες ούτε προηγούμενες επεμβάσεις ο συντελεστής γ_{sd} λαμβάνεται ίσος με 1.

Οι αντιστάσεις προσδιορίζονται ως :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left(\frac{R_k}{\gamma_m} \right) \quad (4.2.8)$$

όπου R_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των αντιστάσεων, γ_m επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεων των υλικών, και γ_{Rd} οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψιν οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων στην αποτίμηση υφισταμένων κτιρίων σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων.

Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των αντιστάσεων υφισταμένων υλικών προσδιορίστηκαν από την μέση τιμή των αντοχών των υλικών όπως επιτρέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για υψηλή στάθμη αξιοπιστίας (γενικά υπολογίζονται από τη μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση). Επομένως στους υπολογισμούς η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος κατηγορίας B225 (ή C16) λήφθηκε ίση με :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} \rightarrow f_{cm} = 24 \text{ MPa}$$

Για τον χάλυβα κατηγορίας StIII θεωρήθηκε μέση τάση διαρροής 400 MPa.

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών γ_m (γ_c και γ_s) εξαρτώνται από τη μέθοδο ελέγχου (σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων) και επιπλέον από τη στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων. Για ελέγχους σε όρους δυνάμεων και ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας οι συντελεστές ασφαλείας μπορούν να πάρουν τις εξής τιμές :

$$\gamma_c = 1.50 \pm 0.15$$

$$\gamma_s = 1.15 \pm 0.10$$

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούμε τις τιμές που προβλέπει καί ο ΕΚΩΣ, δηλαδή $\gamma_c = 1.50$ για το σκυρόδεμα και $\gamma_s = 1.15$ για τον χάλυβα.

Για τους ελέγχους σε όρους παραμορφώσεων που ακολουθούν στα επόμενα κεφάλαια οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών λήφθησαν ίσοι με την μονάδα όπως επιτρέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο συντελεστής γ_{Rd} λαμβάνει τιμές $1.0 \div 2.5$ ανάλογα με το είδος της αντίστασης που επιχειρείται να προσομοιωθεί. Εδώ θεωρήθηκε απλοποιητικά ίσος με την μονάδα.

4.2.5 Συνέπειες της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής

Η αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής έχει τις εξής συνέπειες :

Αύξηση της ιδιοπεριόδου

Όπως ήδη διαπιστώσαμε, η αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής αυξάνει την ιδιοπερίοδο του συστήματος, οδηγώντας σε μείωση των φασματικών επιταχύνσεων σχεδιασμού. Όπως όμως δείχνεται στον **Πίνακα 4.2.11**, δεδομένου ότι για ιδιοπερίοδους μεγαλύτερες του 1 sec το φάσμα σχεδιασμού φθίνει με ήπια κλίση, η στο συγκεκριμένο εύκαμπτο κτίριο η εν λόγω αύξηση της ιδιοπεριόδου δεν οδηγεί σε ιδιαίτερη μείωση των σεισμικών φορτίων.

Πίνακας 4.2.11 Φασματικές επιταχύνσεις για τους τρεις εξετασθέντες φορείς.

Φορέας	T ₁ (sec)	Φ _e (m/s ²)
Πακτωμένος	1,26	3,59
Τύπος Α	1,35	3,43
Τύπος Β	1,41	3,33
Τύπος Γ	1,53	3,15

Κατανομή της τέμνουσας βάσης στην κάτοψη

Όπως δείχνεται στον **Πίνακα 4.2.12**, η αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής τροποποιεί σημαντικά τον λόγο της τέμνουσας που ασκείται στην βάση του πυρήνα προς τη συνολική τέμνουσα βάσης του κτιρίου $\eta = V_{wall} / V_{base}$.

Πίνακας 4.2.12 Λόγος $\eta = V_{wall} / V_{base}$ για τους τρεις εξετασθέντες φορείς.

Φορέας	η
Πακτωμένος	0,47
Α	0,26
Β	0,11
Γ	0,34

Παρατηρούμε ότι στον Φορέα Γ ο λόγος η λαμβάνει μεγαλύτερη τιμή από ότι στους φορείς Α και Β. Θυμίζουμε ότι στους Φορείς Β και Γ το πέδιλο του πυρήνα έχει τις ίδιες διαστάσεις, όμως στον Φορέα Γ τα πέδιλα των υποστυλωμάτων είναι μικρότερα από ότι στον Φορέα Β. Επομένως, στον Φορέα Γ το πέδιλο του πυρήνα είναι πιο δύσκαμπτο ως προς τα πέδιλα των υποστυλωμάτων σε σύγκριση με το πέδιλο του πυρήνα στον Φορέα Β. Το φαινόμενο αυτό γίνεται ευκολότερα αντιληπτό αν σχηματίσουμε τον λόγο k της στροφικής δυσκαμψίας του πεδίλου του πυρήνα προς τη στροφική δυσκαμψία των πεδίων των υποστυλωμάτων (χρησιμοποιούμε τη δυσκαμψία του πεδίου του εσωτερικού υποστυλώματος K9):

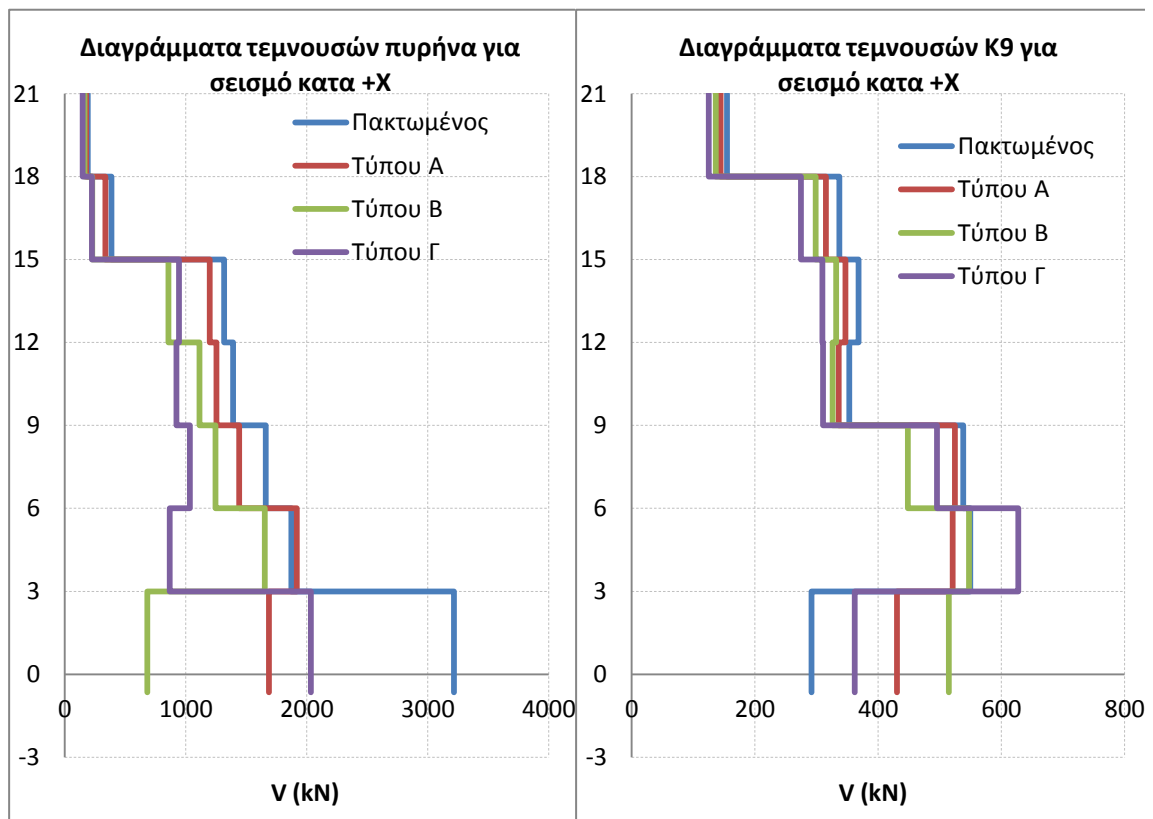
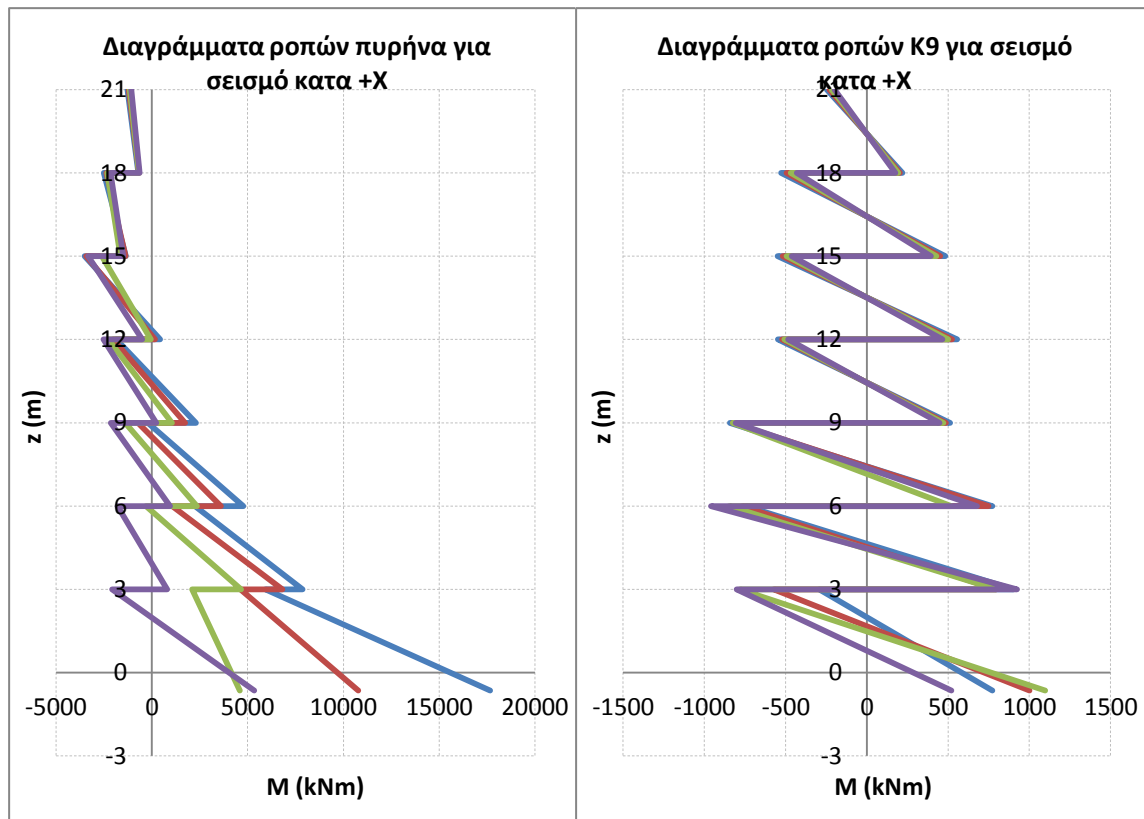
$$k = K_{Core} / K_{Col} .$$

Όπως συνοψίζεται **Πίνακα 4.2.13**, ο λόγος k λαμβάνει τη μεγαλύτερη τιμή στον Φορέα Γ. Αυξημένη τιμή του λόγου k συνεπάγεται αυξημένα σεισμικά φορτία (ροπές και τέμνουσες) στη βάση του πυρήνα και συγχρόνως μειωμένα φορτία στη βάση των υποστυλωμάτων. Αντιστρόφως, στον Φορέα Β, όπου ο λόγος k είναι αρκετά μικρότερος, το σεισμικό φορτίο που μεταφέρεται στον πυρήνα είναι μειωμένο, ενώ στα υποστυλώματα αυξημένο.

Πίνακας 4.2.13 Λόγος $k = K_{Core} / K_{Col}$ για τους τρεις εξετασθέντες φορείς.

Φορέας	k
Φορέας Α	4.0
Φορέας Β	1.5
Φορέας Γ	9.2

Στο **Σχήμα 4.2.6** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών του πυρήνα και του υποστυλώματος K9 όπως προκύπτουν από το συνδυασμό δράσεων $G + 0.3Q + E_x$.



Σχήμα 4.2.6 Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών του πυρήνα και του υποστύλωματος K9 όπως προκύπτουν από το συνδυασμό δράσεων $G + 0.3Q + E_x$.

Με βάση τα ανωτέρω συμπεραίνουμε τα εξής :

- Η μείωση της δυσκαμψίας των πεδίων οδηγεί σε μείωση των ροπών και των τεμνουσών που αναπτύσσονται στον πυρήνα. Ο ρόλος του πυρήνα στην παραλαβή της τέμνουσας βάσης και της ροπής ανατροπής υποβαθμίζεται. Τα πλαίσια αναλαμβάνουν μεγαλύτερο ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μέσω αύξησης των τεμνουσών των υποστυλωμάτων. Η αντίστοιχη ροπή ανατροπής παραλαμβάνεται από τα πλαίσια, τόσο με αύξηση των καμπτικών ροπών των υποστυλωμάτων, όσο και με αύξηση της ροπής του ζεύγος των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων. Παρατηρούμε ότι στον πυρήνα του φορέα Τύπου Β η τέμνουσα στη βάση μειώνεται σημαντικά. Στην ακραία περίπτωση όπου ο πυρήνας θα είχε “άρθρωση” στην βάση, η τέμνουσα του στο ισόγειο θα ήταν αρνητικής φοράς.
- Η αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής επηρεάζει σημαντικά την ένταση των κατώτερων ορόφων. Από τον τέταρτο όροφο και άνω η παρουσία της αΕΚ δε γίνεται ιδιαίτερα αισθητή στην ένταση των κατακόρυφων μελών.
- Με την αύξηση της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής, το σημείο μηδενισμού των ροπών του πυρήνα κατεβαίνει σε μικρότερο ύψος.
- Όπως θα δούμε και στη συνέχεια, ανάλογη είναι και η συμπεριφορά του πακτωμένου φορέα όταν πλαστικοποιείται στην βάση του. Ο δύσκαμπτος πυρήνας συγκεντρώνει αρχικά τα σεισμικά φορτία, όμως λόγω της έντονης καμπτικής του καταπόνησης πλαστικοποιείται στη βάση νωρίτερα από τα υποστυλώματα. Οι πλαστικές στροφές που προκαλούνται στη βάση του πυρήνα είναι ποιοτικά ανάλογες των στροφών του πεδίου. Έτσι λόγω της σταδιακής πλαστικοποίησης του πυρήνα αυξάνεται το ποσοστό του σεισμικού φορτίου που μεταφέρεται στα πλαίσια.

Επίδραση στις οριζόντιες μετατοπίσεις

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις υπολογίζονται για συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.0$ σύμφωνα με την “αρχή” της ίσης μετατόπισης. Στον **Πίνακα 4.2.14** δίδεται η οριζόντια μετατόπιση που υπολογίστηκε για την κορυφή του πυρήνα. Οι μετατοπίσεις στον πακτωμένο φορέα οφείλονται αποκλειστικά στις

παραμορφώσεις των μελών. Για τους φορείς Α, Β, και Γ που εδράζονται σε ενδόσιμο έδαφος ένα ποσοστό των μετατοπίσεων οφείλεται σε μετατοπίσεις στερεού σώματος λόγω της στροφής των πεδίων.

Πίνακας 4.2.14 Οριζόντια μετατόπιση κορυφής

Φορέας	Οριζόντια μετατόπιση κορυφής, δ_{roof} (m)
Πακτωμένος φορτία '59	0,027
Πακτωμένος, φορτία ΕΑΚ	0,270
Τύπου Α, φορτία ΕΑΚ	0,274
Τύπου Β, φορτία ΕΑΚ	0,284
Τύπου Γ, φορτία ΕΑΚ	0,299

4.3 Μεθοδολογία μή-γραμμικής αναλύσεως

Για την μή-γραμμική ανάλυση του κτιρίου δημιουργήθηκε προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με χρήση του λογισμικού *OpenSees*. Για την προσομοίωση της μή-γραμμικής συμπεριφοράς του πεδίου του πυρήνα δημιουργήθηκε προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με χρήση του κώδικα *ABAQUS*. Το κτίριο προσομοιώθηκε ως χωρικό πλαίσιο.

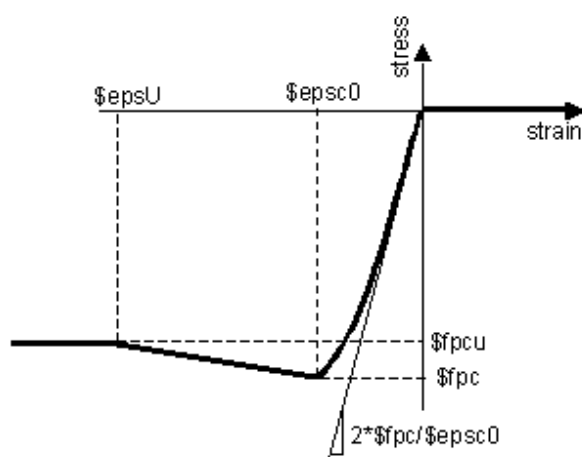
4.3.1 Προσομοίωση της ανωδομής

Αναπτύχθηκε χωρικό προσομοίωμα του υφισταμένου κτιρίου στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων *OpenSees*. Το δομικά μέλη του κτιρίου προσομοιώθηκαν με στοιχεία δοκού. Οι διαστάσεις του προσομοιώματος, οι διατομές των μελών και οι θέσεις των ραβδωτών στοιχείων παραμένουν όμοια με του ελαστικού προσομοιώματος (*SAP2000*). Ο πυρήνας αποτελείται από τρία κατακόρυφα στοιχεία ορθογωνικής διατομής που συνδέονται με οριζόντια άκαμπτα μέλη έτσι ώστε να σχηματιστεί μια σύνθετη διατομή μορφής Π (βλ. **Σχήμα 4.2.1**). Οι κόμβοι δοκού–υποστύλματος προσομοιώθηκαν με άκαμπτα στοιχεία δοκού.

Για την προσομοίωση των μελών του φορέα χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού “κατανεμημένης βλάβης”. Σε κάθε στοιχείο ορίζεται μία διατομή η οποία διακριτοποιείται σε κάνναβο ινών. Σε κάθε ίνα ορίζεται ένας καταστατικός νόμος τάσεων–παραμορφώσεων του υλικού. Η προσομοίωση των διατομών με ίνες βασίζεται στην υπόθεση ότι ισχύουν οι παραδοχές της κλασικής θεωρίας κάμψης δοκών (θεωρία Bernoulli) στην ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου. Τα πεπερασμένα στοιχεία δοκού που χρησιμοποιήθηκαν βασίζονται στην μέθοδο των δυνάμεων (*Force Based Beam-Column Elements*). Η κλασική θεωρία των πεπερασμένων βασίζεται στην μέθοδο των μετατοπίσεων (*displacement–based beam-column elements*).

Καταστατικά προσομοιώματα

Το σκυρόδεμα προσομοιώθηκε με χρήση του καταστατικού νόμου μονοαξονικής καταπόνησης των Kent-Scott-Park. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.3.1** το καταστατικό προσομοιώμα υποθέτει μηδενική εφελκυστική αντοχή. Η θλιπτική τάση αυξάνεται παραβολικά μέχρι να λάβει την τιμή της μέγιστης αντοχής σε θλίψη f_{pc} αξονική παραμόρφωση e_{ps0} καθώς αυξάνεται η θλιπτική παραμόρφωση και μέχρι να λάβει την τιμή e_{psU} η τάση μειώνεται γραμμικά. Για μεγαλύτερες παραμορφώσεις η θλιπτική τάση ισούται με την απομένουσα αντοχή του υλικού f_{pcU} .



Σχήμα 4.3.1 Καταστατικός νομός σκυροδέματος.

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, θεωρήσαμε τις εξής τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τον καταστατικό νόμο του σκυροδέματος :

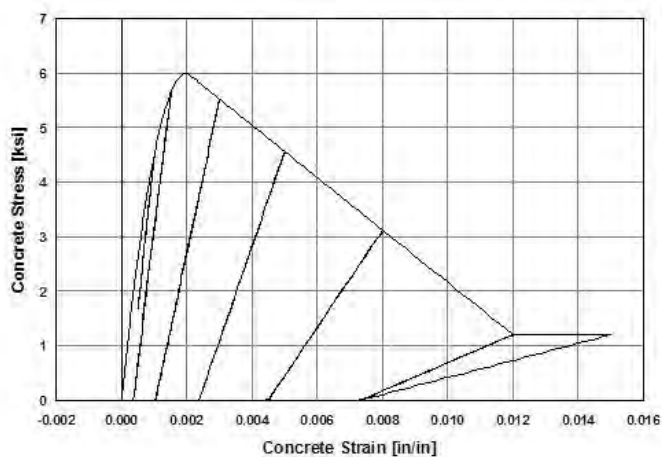
$f_{pc} = 25 \text{ MPa}$, ίση με τη μέση τιμή της αντοχής σε θλίψη του σκυροδέματος,

$f_{pcU} = 5 \text{ MPa}$, ίση με το 20% της ανωτέρω θλιπτικής αντοχής,

$e_{ps0} = 0.002$, ίση με τη μέγιστη δυνατή παραμόρφωση σε ανεμπόδιστη μονοαξονική θλίψη κατά τον ΕΚΩΣ, και

$e_{psU} = 0.004$, η ευρέως χρησιμοποιούμενη τιμή για τη μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος.

Το εν λόγω καταστατικό προσομοίωμα διαθέτει γραμμικό κλάδο αποφόρτισης–επαναφόρτισης, του οποίου η δυσκαμψία μειώνεται όσο αυξάνεται η θλιπτική παραμόρφωση, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.3.2**. Η περίσφιγξη του σκυροδέματος στα υποστυλώματα και στον πυρήνα αγνοήθηκε λόγω των αυξημένων αποστάσεων των εγκάρσιων οπλισμών και των πτωχών λεπτομερειών όπλισης.

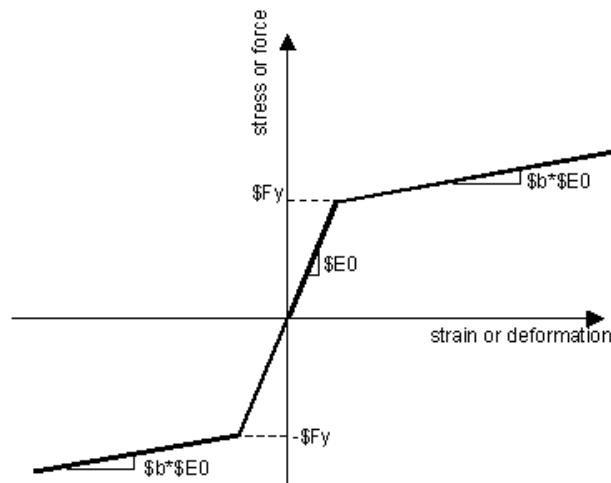


Σχήμα 4.3.2 Συμπεριφορά σκυροδέματος σε ανακυκλική φόρτιση.

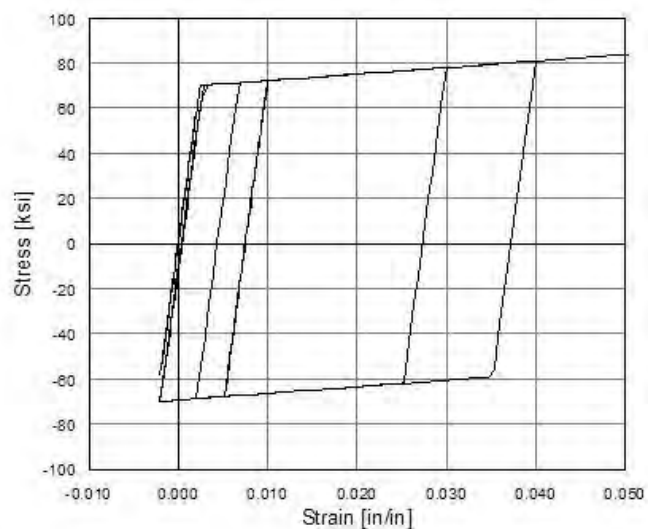
Για την προσομοίωση του δομικού χάλυβα χρησιμοποιήθηκε διγραμμικός καταστατικός νόμος με κράτυνση, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.3.3**. Θεωρήθηκαν :

- Τάση διαρροής του χάλυβα : $f_y = 400 \text{ MPa}$.
- Μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα : $E_0 = 200 \text{ GPa}$.
- Κράτυνση : $b = 1 \%$.

Η συμπεριφορά του υλικού σε ανακυκλική φόρτιση παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.3.4**.



Σχήμα 4.3.3 Καταστατικός νομός για τον χάλυβα.



Σχήμα 4.3.4 Συμπεριφορά χάλυβα σε ανακυκλική φόρτιση.

Όπως προδιαγράφει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, στις ανελαστικές αναλύσεις δεν ελήφθησαν υπόψη οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών καθώς οι έλεγχοι επάρκειας των μελών όσον αφορά τις πλαστικές μορφές αστοχίας γίνονται σε όρους παραμορφώσεων. Στον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσα των μελών χρησιμοποιήθηκαν συντελεστές ασφαλείας για το σκυρόδεμα $\gamma_c = 1.5$ και για τον χάλυβα $\gamma_s = 1.15$.

Προσομοίωση δοκών και υποστυλωμάτων

Το προσομοίωμα του κτιρίου παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.3.5**. Για την προσομοίωση κάθε κατακόρυφου μέλους του κτιρίου (υποστυλώματα και πυρήνας) χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού, στα οποία ορίστηκαν πέντε σημεία αριθμητικής ολοκλήρωσης ανά όροφο (κατά Gauss-Lobatto).

Για την προσομοίωση των δοκών χρησιμοποιήθηκαν επίσης στοιχεία δοκού. Για τις δοκούς μήκους 6 m χρησιμοποιήθηκαν 6 ισομήκη πεπερασμένα στοιχεία, ενώ για τις 2 δοκούς μικρότερου μήκους που καταλήγουν στον πυρήνα (ανά όροφο) χρησιμοποιήθηκαν 4 στοιχεία δοκού. Στο κάθε στοιχείο ορίστηκαν 3 σημεία ολοκλήρωσης. Η διαίρεση των δοκών σε περισσότερα πεπερασμένα στοιχεία δεν έγινε για τη μείωση του αριθμητικού σφάλματος των αποτελεσμάτων καθώς η ικανοποίηση της ισορροπίας μεταξύ των εσωτερικών εντατικών μεγεθών και των εξωτερικών δυνάμεων εξασφαλίζεται με χρήση ενός πεπερασμένου στοιχείου. Οι λόγοι που μας οδήγησαν στη χρήση περισσότερων στοιχείων για την προσομοίωση των δοκών του κτιρίου είναι οι ακόλουθοι :

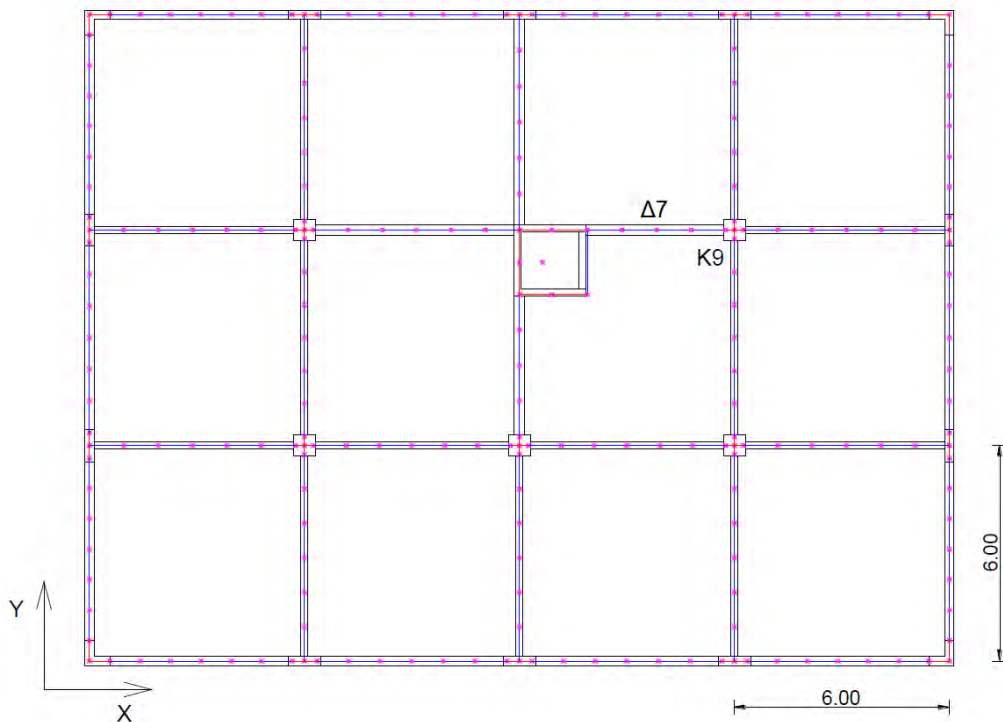
- Σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο μπορεί να οριστεί μία μόνον διατομή. Για να ληφθούν υπόψη οι διαμήκεις οπλισμοί στα άκρα των δοκών ο οποίος είναι εν γένει διαφορετικοί από τους οπλισμούς του ανοίγματος απαιτείται χρήση τριών διαφορετικών διατομών για κάθε δοκό. Επομένως, η κάθε δοκός πρέπει να διαιρεθεί σε τουλάχιστον τρία επιμέρους στοιχεία.
- Έχουν αναφερθεί προβλήματα με τα στοιχεία δοκού του OpenSees όταν καταπονούνται με κατανεμημένο στο μήκος τους φορτίο. Τα στοιχεία δεν προσεγγίζουν ικανοποιητικά τις βλάβες που υφίστανται εντός του μήκους τους. Για αυτόν το λόγο ορίστηκαν πέντε εσωτερικοί κόμβοι σε κάθε δοκό και 6

διαφορετικά στοιχεία κατά μήκος της κάθε δοκού (με εξαίρεση τις δύο μικρότερες δοκούς). Το κατανεμημένο φορτίο από τα μόνιμα και τα κινητά ανάχθηκε σε ισοδύναμα συγκεντρωμένα φορτία σε κάθε έναν από τους συνολικά 7 κόμβους κάθε δοκού.

Στα δύο ακραία στοιχεία της αρχής και του πέρατος των δοκών ορίστηκε η διατομή του αντίστοιχου άκρου της δοκού ενώ στα δύο κεντρικά στοιχεία ορίστηκε η διατομή του μέσου του ανοίγματος της δοκού.

Στις διατομές των υποστυλωμάτων ορίστηκαν ίνες (*fibers*) ανά 1cm και κατά τις δύο διευθύνσεις. Στις δοκούς οι ίνες για κάμψη στο κατακόρυφο επίπεδο έχουν τοποθετηθεί ανά 1 cm ενώ είναι αραιότερες για κάμψη στην δευτερεύουσα διεύθυνση. Σε όλες τις διατομές οι ράβδοι των διαμήκων οπλισμών έχουν τοποθετηθεί στην κατάλληλη θέση εντός της διατομής και το κέντρο τους απέχει από την εξωτερική επιφάνεια της διατομής 3.5 cm.

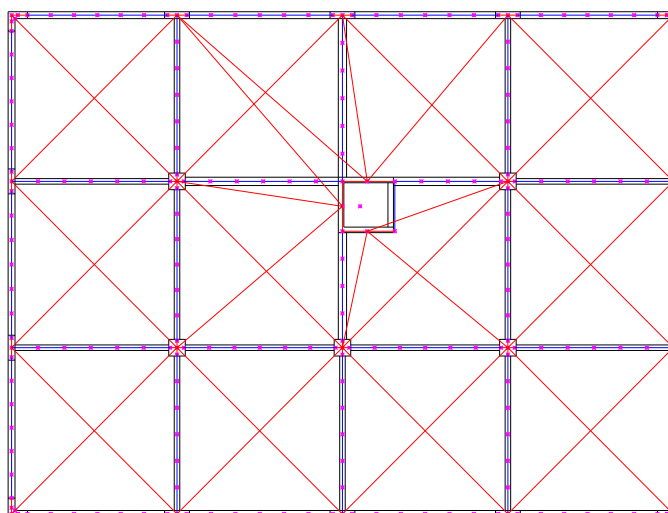
Τέλος, στους εσωτερικούς κόμβους των δοκών και στους κεντρικούς κόμβους των υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν συγκεντρωμένες μάζες. Η τιμή τους προέκυψε από τα συγκεντρωμένα φορτία που δρουν στους κόμβους για το συνδυασμό φόρτισης $G + 0,3Q$.



Σχήμα 4.3.5 Προσομοίωμα του κτιρίου στο OpenSees.

Προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας

Οι πλάκες κάθε ορόφου θεωρήθηκαν ότι αποτελούν άκαμπτο διάφραγμα λόγω του ικανοποιητικού πάχους που διαθέτουν (16 cm). Η διαφραγματική λειτουργία προσομοιώθηκε με χρήση στοιχείων δικτυώματος κατάλληλης δυσκαμψίας που συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και του πυρήνα σε κάθε στάθμη. Η διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας στην κάτοψη φαίνεται στο **Σχήμα 4.3.6**. Ο πυρήνας εξασφαλίστηκε με επιπλέον οριζοντίους συνδέσμους καθώς είναι το πιο δύσκαμπτο κατακόρυφο μέλος. Στις ανελαστικές στατικές αναλύσεις το οριζόντιο φορτίο κάθε στάθμης ασκήθηκε συγκεντρωμένο στον πυρήνα. Για την “ομοιόμορφη” κατανομή της τέμνουσας σε όλα τα υποστυλώματα αποδείχτηκε αναγκαία η εξασφάλιση του πυρήνα από περισσότερα σημεία.



Σχήμα 4.3.6 Χρήση άκαμπτων μελών δικτυώματος για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας.

Η διαφραγματική λειτουργία επιβάλλει στα στοιχεία των δοκών τη συνθήκη μηδενικής αξονικής παραμόρφωσης καθώς διατηρεί σταθερή την απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων. Θεωρητικά, αφού η αξονική παραμόρφωση των δοκών είναι μηδενική, το αξονικό τους φορτίο πρέπει να είναι μηδενικό. Παρόλα αυτά τα στοιχεία κατανομημένης βλάβης του OpenSees συμπεριφέρονται διαφορετικά. Ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων του προγράμματος υπολογίζει την αξονική δύναμη που δρα σε μία διατομή βάσει της αξονικής παραμόρφωσης στο ύψος του κεντροβαρικού άξονα (άξονας αναφοράς) η θέση του οποίου ορίζεται αρχικά κατά

τη μόρφωση της διατομής. Ακόμα και αν η θέση του πραγματικού κεντροβαρικού άξονα της διατομής μεταβληθεί, ο αλγόριθμος θα συνεχίσει να υπολογίζει την αξονική δύναμη με την αξονικής παραμόρφωσης στη θέση του αρχικού κεντροβαρικού άξονα. Γίνεται εύκολα κατανοητό ότι το γεγονός αυτό δεν επηρεάζει την αξονική ένταση δοκών με ελαστική διατομή ή με συμμετρική χαλύβδινη διατομή στις οποίες η θέση του κεντροβαρικού άξονα παραμένει αμετάβλητη και είναι ανεξάρτητη του μεγέθους των δρώντων καμπτικών ροπών. Όμως σε διατομές σκυροδέματος η θέση του κεντροβαρικού άξονα εξαρτάται από τη δρώσα ροπή. Επομένως ο αλγόριθμος του OpenSees υπολογίζει αξονική δύναμη ακόμα και σε μία διατομή οπλισμένου σκυροδέματος που καταπονείται μόνο από ροπή.

Το πρόβλημα της αγνόησης της μεταβολής του κεντροβαρικού άξονα για τον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων επιδεινώνεται από την ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας. Η επιβαλλόμενη συνθήκη μηδενικής αξονικής παραμόρφωσης συνεπάγεται ανάπτυξη σημαντικών αξονικών φορτίων τα οποία θεωρητικά δεν έπρεπε να υπάρχουν. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίστηκε έμμεσα. Για την εξασφάλιση μηδενικών αξονικών φορτίων ελευθερώθηκε ο αξονικός βαθμός ελευθερίας στο ένα άκρο κάθε δοκού. Επιβλήθηκε δηλαδή μηδενική αξονική δύναμη μέσω αλλαγής των συνοριακών συνθηκών των μελών.

Στάδια αναλύσεων

Οι ανελαστικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν σε δύο στάδια. Στο πρώτο στάδιο επιβάλλονται στον φορέα τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού $G + 0.3Q$, ενώ στο δεύτερο στάδιο εφαρμόζονται είτε τα οριζόντια φορτία στην περίπτωση των ανελαστικών στατικών προσαυξητικών αναλύσεων, ή η σεισμική διέγερση στην βάση του κτιρίου υπό τη μορφή χρονοϊστορίας επιτάχυνσης.

4.3.2 Προσομοίωση της θεμελίωσης

Η προσομοίωση της θεμελίωσης έγινε με διαφορετικό τρόπο για τα πέδιλα των υποστυλωμάτων και κατά το πέδιλο του πυρήνα.

Προσομοίωση των πεδίων των υποστυλωμάτων

Τα πέδιλα των υποστυλωμάτων προσομοιώθηκαν με συγκεντρωμένα ελαστικά ελατήρια, εφαρμόζοντας την ισοδύναμη γραμμική μέθοδο του Κεφαλαίου 2. Δεδομένου ότι η ανάλυση εστιάζει στην διεύθυνση X του κτιρίου, στην βάση των υποστυλωμάτων τοποθετήθηκε ένα στροφικό ελατήριο περί τον άξονα Y και ένα μετατοπισιακό ελατήριο κατά τον άξονα X. Ο υπολογισμός των δυσκαμψιών των εν λόγω ελατηρίων έγινε όπως αναλύθηκε σε προηγούμενη ενότητα.

Προσομοίωση των πεδίων του πυρήνα

Όπως προαναφέρθηκε, για τον πυρήνα χρησιμοποιήθηκαν δύο εναλλακτικά μεγέθη πεδίων :

- 1) Το συμβατικό πέδιλο διαστάσεων κατόψεως 5.4 m x 4.6 m, με συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφων φορτίων ($G+0,3Q$): $FS_V = 6$.
- 2) Το μικρότερο πέδιλο διαστάσεων κατόψεως 3.0 m x 3.0 m, με συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφων φορτίων ($G+0,3Q$): $FS_V = 2.5$.

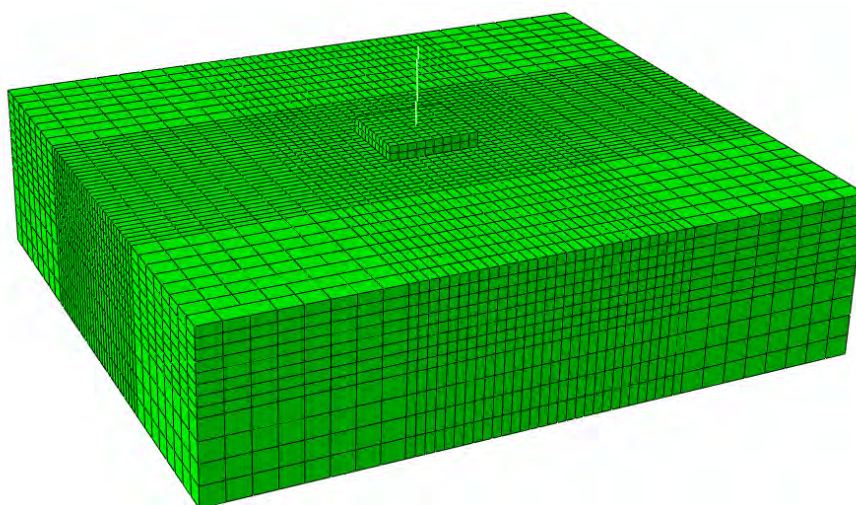
Για να εκτιμήσουμε τη συμπεριφορά των δύο πεδίων σε όρους ροπής–στροφής πραγματοποιήσαμε 3-διάστατες ανελαστικές στατικές αναλύσεις αυξανόμενης φόρτισης (“*pushover*”).

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, εφαρμόζοντας την μεθοδολογία του Κεφαλαίου 2. Το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων δείχνεται στο **Σχήμα 4.3.1**. Το πέδιλο θεωρήθηκε άκαμπτο και τοποθετήθηκε στο κέντρο της επιφάνειας του εδαφικού ημιχώρου. Τα όρια του ημιχώρου απέχουν από το πέδιλο πάνω από δύο πλάτη, επομένως η επιρροή τους στα αποτελέσματα είναι περιορισμένη. Το έδαφος είναι στιφρή άργιλος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150$ kPa. Το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους (E_o) θεωρήθηκε ίσο με $1000S_u$, δηλαδή 150 MPa. Η διεπιφάνεια θεμελίου–εδάφους έχει συντελεστή τριβής $\mu = 0.7$, επιτρέπει δε την ρεαλιστική προσομοίωση της αποκόλλησης και του συνεπαγομένου ανασηκώματος.

Η ανάλυση *Pushover* πραγματοποιήθηκε με την επιβολή οριζοντίου φορτίου (F) κατά τη διεύθυνση X σε ύψος (h) 5.5 m από την επιφάνεια του εδάφους. Το ύψος επιβολής του οριζοντίου φορτίου ελήφθη ίσο με το διατμητικό μήκος του

πυρήνα, δηλαδή το λόγο της ροπής προς την τέμνουσα στη βάση του πυρήνα ($\alpha=M/V$) όπως προέκυψε από την ελαστική ανάλυση του πακτωμένου φορέα. Το φορτίο ασκείται στην κορυφή άκαμπτου κατακόρυφου στύλου ο οποίος καταλήγει στο κέντρο του πεδίου. Στο κέντρο του πεδίου ασκείται το κατακόρυφο φορτίο της ανωδομής (ίσο με 3200 kN).

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε σε τρία στάδια. Στο πρώτο στάδιο επιβάλλονται οι γεωστατικές τάσεις, στο δεύτερο το κατακόρυφο φορτίο, και στο τρίτο το σταδιακώς αυξανόμενο οριζόντιο φορτίο.



Σχήμα 4.3.1 Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων του πεδίου του πυρήνα.

Εκτός από τις ανελαστικές αναλύσεις με 3D πεπερασμένα στοιχεία, πραγματοποιήθηκαν και αντίστοιχες αναλύσεις “*rushover*” με τη θεώρηση ότι το κάθε πέδιλο εδράζεται στο **ελατηριωτό προσομοίωμα Winkler**. Τα ελατήρια Winkler θεωρήθηκε ότι συμπεριφέρονται ελαστικά μόνο σε θλίψη. Η εφελκυστική τους αντοχή θεωρήθηκε μηδενική έτσι ώστε να επιτρέπουν την αποκόλληση του πεδίου. Η δυσκαμψία του κάθε ελατηρίου υπολογίστηκε από τη στροφική δυσκαμψία του πεδίου σύμφωνα με τη σχέση :

$$k = \frac{K_{\theta,ry}}{I_{ry}} \cdot A_k \quad (4.3.1)$$

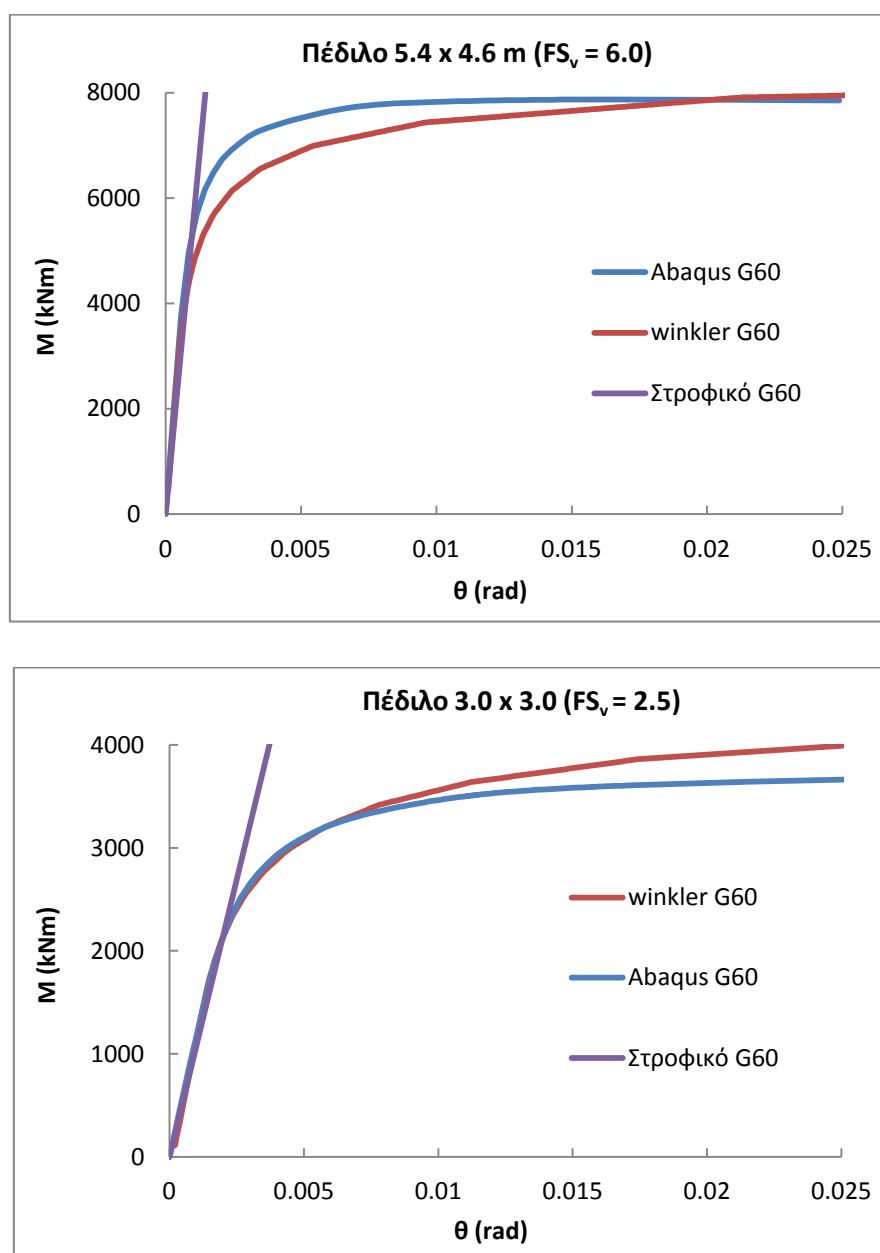
όπου :

$K_{\theta,ry}$, η στροφική δυσκαμψία του πεδίου περί τον άξονα Y (Εξίσ. 4.2.4),

I_{ry} , η αντίστοιχη ροπή αδράνειας της βάσης του πεδίου ίση με $(L_x \cdot L_y^3)/12$,

A_k , η επιφάνεια που αντιστοιχεί στο κάθε ελατήριο.

Για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών θεωρήθηκε μέτρο διατμήσεως $G_o = 60$ MPa. Στο **Σχήμα 4.3.2** συγκρίνονται οι καμπύλες ροπής–στροφής στην βάση του πεδίου του πυρήνα που προέκυψαν με βάση τις ανωτέρω αναλύσεις.



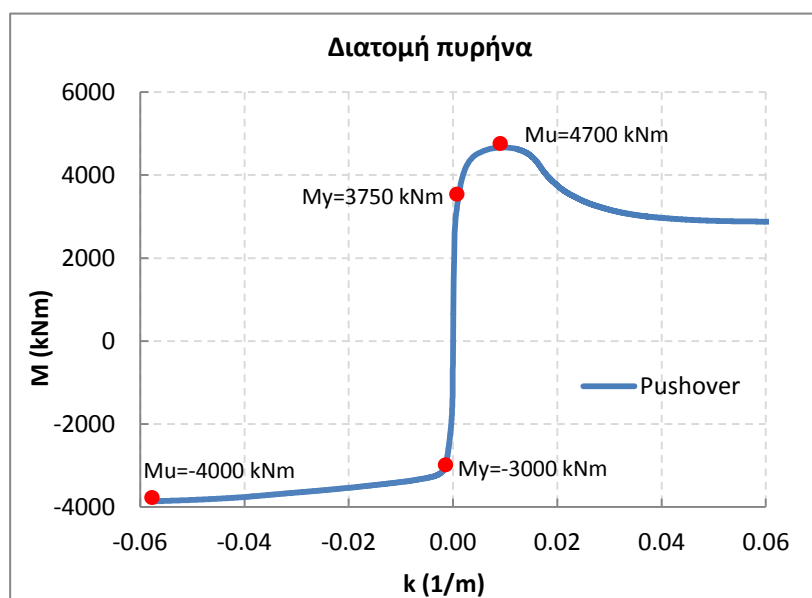
Σχήμα 4.3.2 Διαγράμματα ροπής–στροφής των πεδίων του πυρήνα.

Παρατηρούμε ότι για μικρές στροφές η καμπύλη της 3D ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων (Abaqus), συμπίπτει με τις απλούστερες θεωρήσεις (Winkler και ισοδύναμο στροφικό ελατήριο). Και στα δύο πέδιλα η καμπύλη του προσομοιώματος Winkler προσεγγίζει ικανοποιητικά την καμπύλη της 3D ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων (τουλάχιστον για το εύρος στροφών ενδιαφέροντος).

Αξίζει να σημειωθεί ότι η μέγιστη ροπή που μπορεί να παραλάβει το σύστημα του πεδίου με τα ελατήρια Winkler είναι εξαρχής γνωστή. Η τιμή της μέγιστης ροπής προκύπτει τη στιγμή που το πέδιλο έχει ανασηκωθεί πλήρως και στηρίζεται μόνο στα ελατήρια της μίας του ακμής. Θεωρώντας “μικρές” στροφές (ή άκαμπτη βάση) η μέγιστη ροπή υπολογίζεται από στατική ισορροπία και είναι ίση με

$$M_u = P B/2 \quad (4.3.2)$$

όπου P είναι το κατακόρυφο φορτίο και B η διάσταση του πεδίου στην διεύθυνση της φόρτισης. Επομένως, για το συμβατικό πέδιλο τα ελατήρια Winkler δίνουν μέγιστη ροπή $M_u = 3200 \cdot 5.4/2 = 8640 \text{ kNm}$, ενώ για το μικρότερο πέδιλο $M_u = 3200 \cdot 3.0/2 = 4800 \text{ kNm}$. Οι τιμές αυτές είναι μόλις 10-15% μεγαλύτερες από τις οριακές τιμές του Σχήματος 4.3.2 ---όπως αναμένεται λόγω της εδαφικής ενδοσιμότητας. Στο **Σχήμα 4.3.3** παρουσιάζεται το διάγραμμα ροπής–καμπυλότητας του πυρήνα (στην βάση), όπως προέκυψε από την ανάλυση *Pushover* του πακτωμένου κτιρίου με χρήση των μέσων τιμών αντοχής των υλικών.



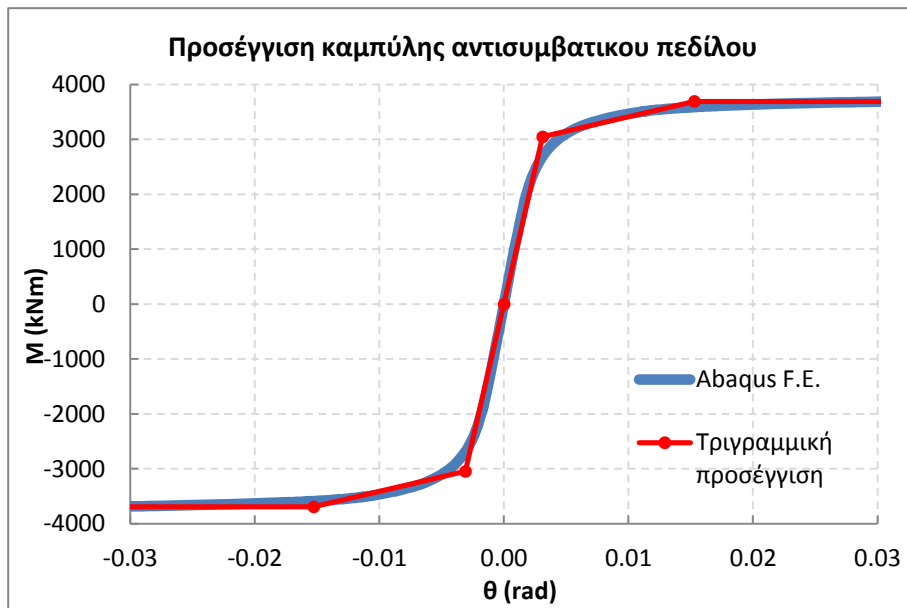
Σχήμα 4.3.3 Διάγραμμα ροπής–καμπυλότητας του πυρήνα (βάση).

Παρατηρούμε ότι ο πυρήνας αναπτύσσει την μέγιστη ροπή για κάμψη με θετική φορά (εφελκυσμός του σκέλους K8), αλλά παρουσιάζει εξαιρετική πλαστιμότητα όταν κάμπτεται με την αντίθετη φορά. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι όταν θλίβεται το σκέλος K8 ο πυρήνας συμπεριφέρεται σαν μία πλακοδόκος. Η κρισιμότερη φορά κάμψης είναι η θετική λόγω της απότομης απώλειας της αντοχής. Πρέπει να αναφέρουμε ότι η τελική ροπή στη βάση του πεδύλου είναι λίγο μεγαλύτερη από τη ροπή της κατώτατης διατομής του πυρήνα λόγω και της συνεισφοράς της τέμνουσας. Για παράδειγμα τα 4700 kNm καταλήγουν στη βάση του πεδύλου ως 5000 kNm.

Στην περίπτωση του συμβατικού πεδύλου, όταν ο πυρήνας αστοχήσει λόγω κάμψης το σύστημα πεδύλου-εδάφους θα συμπεριφέρεται ακόμα ελαστικά. Αυτή είναι και η επικρατούσα και σήμερα φιλοσοφία σχεδιασμού. Το πέδιλο σχεδιάζεται «ικανοτικά», δηλαδή για ροπή μεγαλύτερη της ροπής αντοχής του υποστυλώματος. Γι' αυτό, η προσομοίωση της συμπεριφοράς του συμβατικού πεδύλου λόγω στροφής έγινε με το απλό, στροφικό, ελαστικό ελατήριο και με χρήση της τιμής του αρχικού μέτρου διατμήσεως ($G_o = 60 \text{ MPa}$).

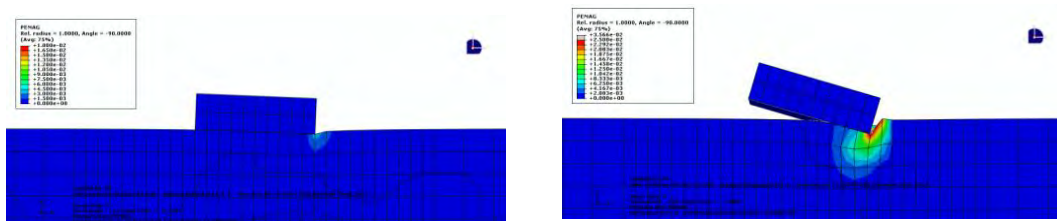
Η φέρουσα εδαφική ικανότητα σε ροπή του μικρότερου πεδύλου υπό την σύγχρονη δράση του βάρους της ανωδομής είναι περίπου 3670 kNm. Όμως με αυτό το πέδιλο, στον πυρήνα μπορεί να αναπτυχθεί ροπή ελαφρώς μικρότερη της “θετικής” ροπής διαρροής. Αντιθέτως, για κάμψη με αρνητική φορά ο πυρήνας διαρρέει χωρίς όμως να αναπτύξει τη μέγιστη “αρνητική” ροπή αντοχής του (αν και πλησιάζει). Το γεγονός αυτό δεν είναι απολύτως αρνητικό καθώς ο πυρήνας μπορεί να καμφθεί υπό αρνητικές ροπές με μεγαλύτερη ασφάλεια και αξιοπιστία. Περαιτέρω μείωση των διαστάσεων του πεδύλου του πυρήνα δεν είναι δυνατή λόγω του ήδη εξαιρετικά μειωμένου συντελεστή ασφαλείας έναντι των κατακόρυφων και λόγω των διαστάσεων της διατομής του πυρήνα.

Το μικρότερο πέδιλο λόγω της έντονης ανελαστικής συμπεριφοράς που αναμένεται να έχει δεν είναι σωστό να προσομοιωθεί σαν ελαστικό στροφικό ελατήριο. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε ένα ανελαστικό στροφικό ελατήριο με τριγραμμικό νόμο ροπής-στροφής τέτοιο ώστε να προσεγγίζει την πραγματική καμπύλη, όπως δείχνεται στο **Σχημα 4.3.4**.



Σχήμα 4.3.4 Προσέγγιση της καμπύλης ροπής-στροφής του μικρού πεδίου του πυρήνα (3.0 x 3.0 m) με τριγωνική καμπύλη.

Προκειμένου να γίνει καλύτερα αντιληπτή η συμπεριφορά του μικρότερου πεδίου παρουσιάζουμε στο **Σχήμα 4.3.5** χαρακτηριστικά στιγμιότυπα πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους. Από τα στιγμιότυπα της ανάλυσης είναι εμφανές ότι στην ανελαστική συμπεριφορά του συστήματος πεδίου-εδάφους κυριαρχεί το ανασήκωμα του πεδίου και όχι η πλαστικοποίηση του εδάφους. Σε πέδιλα που έχουν συντελεστές ασφαλείας έναντι των κατακόρυφων φορτίων μικρότερους από 2 (για άργιλο), κυρίαρχη είναι η πλαστικοποίηση τους εδάφους θεμελίωσης – η αποκόλληση του πεδίου από το έδαφος είναι περιορισμένη ή και ανύπαρκτη.



Έναρξη ανασηκώματος ($\theta \approx 0.002 \text{ rad}$)

Μετά την μέγιστη ροπή ($\theta \approx 0.02 \text{ rad}$)

Σχήμα 4.3.5 Χαρακτηριστικά στιγμιότυπα πλαστικών παραμορφώσεων.

Δείκτες επιπέδου βλαβών

Κατά τις ανελαστικές αναλύσεις γίνεται αποτίμηση της καταπόνησης των μελών σε κάμψη και σε διάτμηση. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι πλάστιμοι τρόποι αστοχίας ελέγχονται σε όρους παραμορφώσεων ενώ οι ψαθυροί τρόποι αστοχίας σε όρους δυνάμεων. Πλάστιμη θεωρείται η συμπεριφορά ενός στοιχείου όταν η πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων είναι μεγαλύτερη ή ίση του 3. Στους ελέγχους των πλάστιμων μορφών αστοχίας χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των υλικών ενώ όταν η συμπεριφορά θεωρείται ψαθυρή χρησιμοποιούνται οι αντιπροσωπευτικές τιμές λαμβάνοντας υπόψη τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας των υλικών. Επομένως, το επίπεδο των καμπτικών βλαβών προσδιορίζεται βάσει ορίων που τίθενται στην καμπτική παραμόρφωση του μέλους. Οι έλεγχοι για τη διατμητική επάρκεια των μελών γίνονται με σύγκριση της δρώσας τέμνουσας με την αντοχή σε τέμνουσα του μέλους. Για τον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσα λαμβάνεται υπόψη η μέση τιμή της αντοχής του σκυροδέματος και του χάλυβα η οποία διαιρείται με τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας, 1.5 για το σκυρόδεμα και 1.15 για τον χάλυβα.

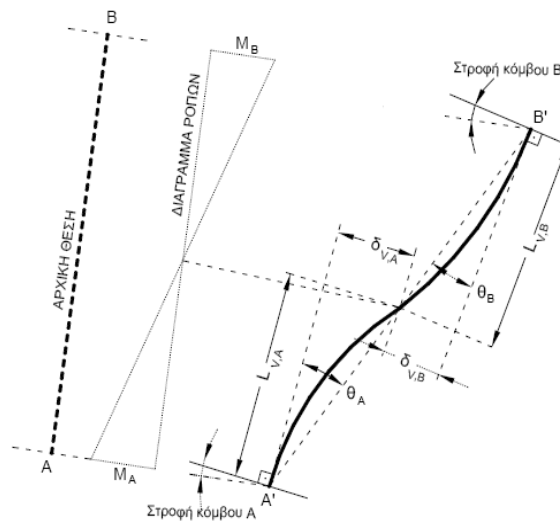
Βλάβες λόγω κάμψης

Το επίπεδο των βλαβών λόγω κάμψης προσδιορίζεται με τη σύγκριση του κατάλληλου παρομορφωσιακού μεγέθους του μέλους με τα αντίστοιχα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας.

(α) Υπολογισμός σταθμών επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιλέγει σαν μέγεθος αποτίμησης της καμπτικής ανελαστικής συμπεριφοράς των μελών τη γωνία στροφής χορδής θ . Η γωνία στροφής χορδής ορίζεται ως η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του μήκους διάτμησης, δηλαδή με το σημείο μηδενισμού των ροπών. Είναι δηλαδή η γωνία στροφής της χορδής που ενώνει τη βάση με την κορυφή ενός θεωρητικού προβόλου μήκους ίσου με το μήκος διάτμησης L_v , δηλαδή $\theta = \frac{\delta_v}{L_v}$, όπου δ_v είναι η

μετατόπιση στην κορυφή του θεωρητικού προβόλου. Η γωνία στροφής χορδής δεν εξαρτάται μόνον από τις καμπτικές παραμορφώσεις αλλά και από τις διατμητικές παραμορφώσεις και τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω ολίσθησης της αγκύρωσης.



Σχήμα 4.3.6 Ορισμός της γωνίας στροφής χορδής.

Οι στάθμες επιτελεσματικότητας των πρωτευόντων μελών του φορέα ορίζονται σύμφωνα με τον **Πίνακα 4.3.1**. Στην περίπτωση των πλαστικών μορφών αστοχίας, το παραμορφωσιακό μέγεθος δ αντιστοιχεί στη γωνία στροφής χορδής. Ο υπολογισμός των σταθμών επιτελεσματικότητας γίνεται βάσει των θ_y και θ_u από τις σχέσεις που ακολουθούν.

Πίνακας 4.3.1 Ορισμός των μέτρων της στάθμης επιτελεσματικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στάθμη επιτελεσματικότητας		
Άμεση Χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία Ζωής	Αποφυγή Κατάρρευσης
$\frac{\delta_y}{\gamma_{Rd}}$	$0.5 \frac{\delta_y + \delta_u}{\gamma_{Rd}}$	$\frac{\delta_u}{\gamma_{Rd}}$

Οι σχέσεις υπολογισμού της θ_y κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§7.2.2) έχουν ως εξής:

- Για δοκούς και υποστυλώματα :

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r} \right)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0.00135 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (4.3.3)$$

- Για τοιχώματα :

$$\theta_y = \left(\frac{1}{r} \right)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0.002 \left(1 - 0.135 \frac{L_s}{h} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d_1} \frac{d_b f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (4.3.4)$$

Ο πρώτος όρος εκφράζει τις καμπτικές παραμορφώσεις. Ο όρος $a_V z$ εκφράζει την επιρροή του μήκους μετάθεσης του διαγράμματος των ροπών κάμψης, όπου z ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων και a_V όρος που λαμβάνεται ίσος με 1 αν $V_{Rd1} < V_{Mu} = M_y / L_s$ και 0 στην αντίθετη περίπτωση (L_s είναι το μήκος διάτμησης). Ο δεύτερος όρος εκφράζει τις διατμητικές παραμορφώσεις και ο τρίτος όρος τη γωνία στροφής λόγω εξόλκευσης των ράβδων σπλισμού πέραν της διατομής στήριξης (f_y, f_c σε MPa). Η καμπυλότητα της διατομής ορίζεται ως κλίση του διαγράμματος των ανηγμένων ορθών παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής, δηλαδή $1/r = \frac{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{c2}}{d}$, όπου οι παραμορφώσεις ε τίθενται με το πρόσημό τους θεωρώντας τον εφελκυσμό θετικό. Θέτοντας $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_y$ λαμβάνουμε την καμπυλότητα διαρροής.

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων σχεδιασμένων προ του 1985 μπορεί να εκτιμάται (ΚΑΝΕΠΕ §7.2.4) από τη σχέση:

$$\theta_{um} = \frac{0.016}{1.2} \cdot (0.3^V) \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} \alpha_s^{0.35} \left(\frac{\alpha \rho_s f_{yw}}{f_c} \right)_{(1.25^{100} \rho_d)} \quad (4.3.5)$$

όπου:

$\alpha_s = M/Vh$, ο λόγος διάτμησης.

ω, ω' : μηχανικό ποσοστό εφελκυσμένου και θλιβόμενου σπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης σπλισμός μεταξύ εφελκυσμένου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκυσμένος).

$\nu = N/bhf_c$: (b= πλάτος θλιβόμενης ζώνης).

$\rho_s = A_{sx}/b_w s_n$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Όταν πρόκειται για τοίχωμα η θ_{um} πολλαπλασιάζεται με 0.58. Για τις στάθμες επιτελεστικότητας “Προστασία Ζωής” και “Αποφυγή Κατάρρευσης” ο συντελεστής γ_{Rd} του Πίνακα 4.3.1 λαμβάνεται ίσος με 1.5.

(β) Υπολογισμός σταθμών επιτελεστικότητας κατά ATC-40

Ο ATC-40 (“Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”) ορίζει τις στάθμες επιτελεστικότητας ως απόλυτες τιμές πλαστικής γωνίας στροφής ανάλογα με το είδος του στοιχείου. Η πλαστική γωνία στροφής ορίζεται από τη σχέση :

$$\theta_{pl} = \left| \frac{1}{r} \right|_u - \left(\frac{1}{r} \right)_y \bar{l}_{pl} \quad (4.3.6)$$

ως το γινόμενο της διαφορά της καμπυλότητας κατά την αστοχία της διατομής από την καμπυλότητα διαρροής, επί το μήκος της πλαστικής άρθρωσης στη κρίσιμη περιοχή.

Τα όρια που προτείνει ο ATC 40 έχουν προσδιοριστεί πειραματικά και διατυπώνονται στους Πίνακες 4.3.2 έως 4.3.4. Οι τιμές των πλαστικών γωνιών στροφής προκύπτουν συναρτήσει του ποσοστού οπλισμού της διατομής, του αξονικού φορτίου, του μεγέθους της τέμνουσας σχεδιασμού και της τήρησης διατάξεων τοποθέτησης εγκάρσιου οπλισμού.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας “Άμεση Χρήση”, “Προστασία Ζωής”, και “Αποφυγή Κατάρρευσης”, αναγράφονται εν συντομία ως IO, LS και CP, αντιστοίχως. Καθώς η διαδικασία που προτείνει ο ATC 40 είναι απλούστερη από του ΚΑΝ.ΕΠΕ και επειδή το λογισμικό ανάλυσης, *OpenSees*, προσφέρει τη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού της πλαστικής στροφής των διατομών επιλέξαμε να προσδιορίσουμε τις στάθμες επιτελεστικότητας από τους πίνακες του ATC 40. Θεωρήθηκε ότι τα μέλη δεν είναι συμβατά (*Non-Conforming*) ως προς τις απαιτήσεις που θέτουν οι σύγχρονοι κανονισμοί για την τοποθέτηση των εγκάρσιων οπλισμών.

Πίνακας 4.3.2 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας δοκών κατά ATC 40.

Chapter 6: Concrete

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³					
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians					
						Performance Level					
	a			b		c		Component Type			
								Primary		Secondary	
a			b		c		IO	LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹											
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$									
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05	
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04	
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02	
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03	
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015	
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01	
ii. Beams controlled by shear¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹											
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02	
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01	
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹											
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03	

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Πίνακας 4.3.3 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας υποστυλωμάτων κατά ATC 40.

Chapter 6: Concrete

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

Πίνακας 4.3.4 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας τοιχωμάτων κατά ATC 40.

Table 11-7. Numerical Acceptance Criteria for Plastic Hinge Rotations in Reinforced Concrete Walls and Wall Segments Controlled by Flexure, in radians

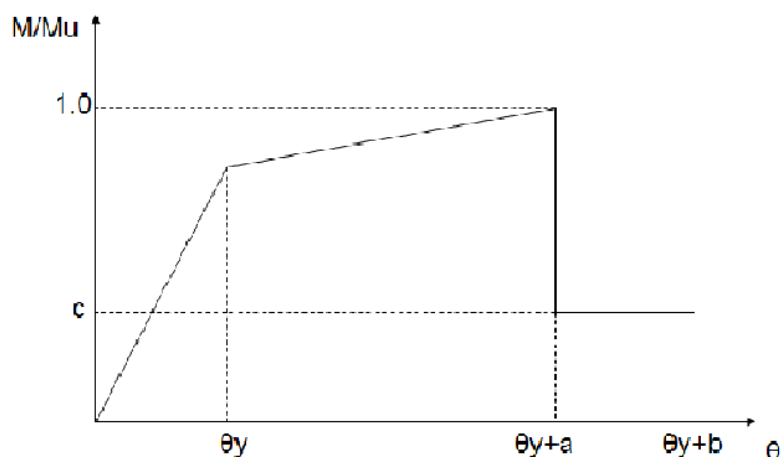
Component Type	Performance Level ⁴						
	Primary			Secondary			
	IO	LS	SS	LS	SS		
1. Walls and wall segments controlled by flexure							
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c}$ ¹	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ ²	Boundary Element ³			↓		
≤ 0.1	≤ 3	C	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	C	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	C	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	C	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

1. A_s = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in tension. A_s' = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in compression, f_y = yield stress of longitudinal reinforcement, P = axial force acting on the wall considering design load combinations, t_w = wall web thickness, l_w = wall length, and f_c = concrete compressive strength.
2. V = the design shear force acting on the wall, and other variables are as defined above.
3. The term "C" indicates the boundary reinforcement effectively satisfies requirements of ACI 318. The term "NC" indicates the boundary requirements do not satisfy requirements of ACI 318.
4. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.
IO = Immediate Occupancy
LS = Life Safety
SS = Structural Stability
5. For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.2).

Η καμπύλη ροπής–πλαστικής στροφής ($M - \theta_{pl}$) που προτείνει ο ATC 40 για την προσομοίωση των κρίσιμων διατομών των μελών με πλαστική συμπεριφορά δείχνεται στο **Σχήμα 4.3.7**. Οι τιμές των a , b αποτελούν πλαστικές στροφές και υπολογίζονται από τους **Πίνακες 4.3.2 και 4.3.3**. Η τιμή c αντιστοιχεί στην απομένουσα αντοχή της διατομής και λαμβάνεται συνήθως ίση με 0.2. Η κράτυνση στον μετελαστικό κλάδο μπορεί να αγνοηθεί, η δε γωνία διαρροής υπολογίζεται ως εξής :

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I} \cdot l_p \quad (4.3.7)$$

Το l_p είναι το μήκος πλαστικής άρθρωσης της κρίσιμης περιοχής και λαμβάνεται συνήθως ίσο με το μισό ύψος της διατομής. Αντίστοιχη είναι η καμπύλη που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ σε όρους γωνίας στροφής χορδής.



Σχήμα 4.3.7 Καμπύλη ροπής–πλαστικής στροφής για την προσομοίωση των κρίσιμων διατομών στις ανελαστικές αναλύσεις κατά τον *ATC 40*.

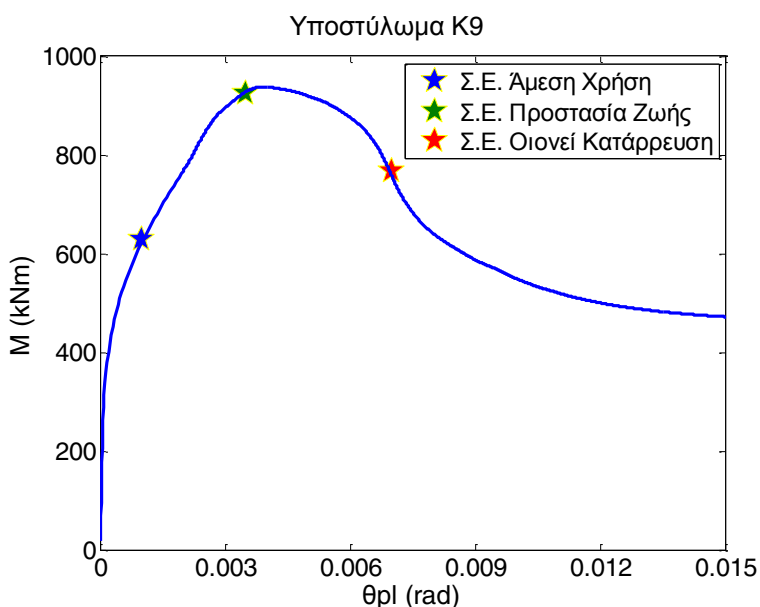
Με βάση τον **Πίνακα 4.3.2**, υπολογίστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας των δοκών, οι οποίες παρουσιάζονται στον **Πίνακα 4.3.5**. Όσον αφορά τα υποστυλώματα και τον πυρήνα έγινε λεπτομερέστερος προσδιορισμός των ορίων των πλαστικών στροφών μέσω ανάλυσης των διατομών τους στο *OpenSees*. Τα όρια που προτείνει ο *ATC 40*, τα οποία αναγράφονται στους **Πίνακες 4.3.3** και **4.3.4** τροποποιήθηκαν έτσι ώστε να αντιστοιχούν στην πραγματική καμπύλη ροπής–πλαστικής στροφής των διατομών. Γενικά οι πλαστικές στροφές του *ATC 40* μειώθηκαν λίγο καθώς οι διατομές που εξετάζουμε είναι πακτωμένες και αγνοείται η επίδραση της τέμνουσας. Οι τιμές των πλαστικών στροφών του *ATC 40* προέκυψαν πειραματικά και εκτός από τη συνιστώσα της στροφής λόγω κάμψης περιλαμβάνουν και τη διατμητική παραμόρφωση όπως και τη στροφή λόγω ολίσθησης της αγκύρωσης των οπλισμών (φαινόμενα *fixed end rotation*).

Πίνακας 4.3.5 Όρια σταθμών επιτελεστικότητας των δοκών κατά *ATC 40*.

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θ_{pl} (rad)	0.005	0.010	0.015

Για τις διατομές των υποστυλωμάτων όπου τροποποιήθηκαν οι τιμές του *ATC 40* το όριο “Άμεση Χρήση” (Α.Χ.) λήφθηκε περίπου τη στιγμή της διαρροής της διατομής, το όριο “Προστασία Ζωής” (Π.Ζ.) θεωρήθηκε ίσο με τη πλαστική στροφή που αντιστοιχεί περίπου στη μέγιστη ροπή της διατομής ενώ το όριο της στάθμης «Οιονεί Κατάρρευση» θεωρήθηκε ίσο με την πλαστική στροφή κατά την οποία η διατομή χάνει το 20% της ροπής αντοχής της. Στο **Σχήμα 4.3.8** παρουσιάζεται ενδεικτικά η καμπύλη ροπής–πλαστικής στροφής της διατομής βάσεως των εσωτερικών τετραγωνικών υποστυλωμάτων, τα δε αποτελέσματα των υπολογισμών συνοψίζονται στον **Πίνακα 4.3.6**.

Όσον αφορά τον πυρήνα οι στάθμες επιτελεστικότητας υπολογίστηκαν για τη δυσμενέστερη φορά κάμψης του κατά την οποία η διατομή του παρουσιάζει τη μικρότερη πλαστιμότητα. Στο **Σχήμα 4.3.9** παρουσιάζεται ενδεικτικά η καμπύλη ροπής–πλαστικής στροφής της διατομής του πυρήνα, τα δε αποτελέσματα των υπολογισμών συνοψίζονται στον **Πίνακα 4.3.7**.



Σχήμα 4.3.8 Διάγραμμα ροπής–πλαστικής στροφής υποστυλώματος K9.

Πίνακας 4.3.6 Γωνίες πλαστικής στρόφης υποστυλωμάτων.

Εσωτερικά υποστυλώματα :

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θ _{pl} (rad)	0.0010	0.0035	0.0070

Περιμετρικά υποστυλώματα στη διεύθυνση Χ :

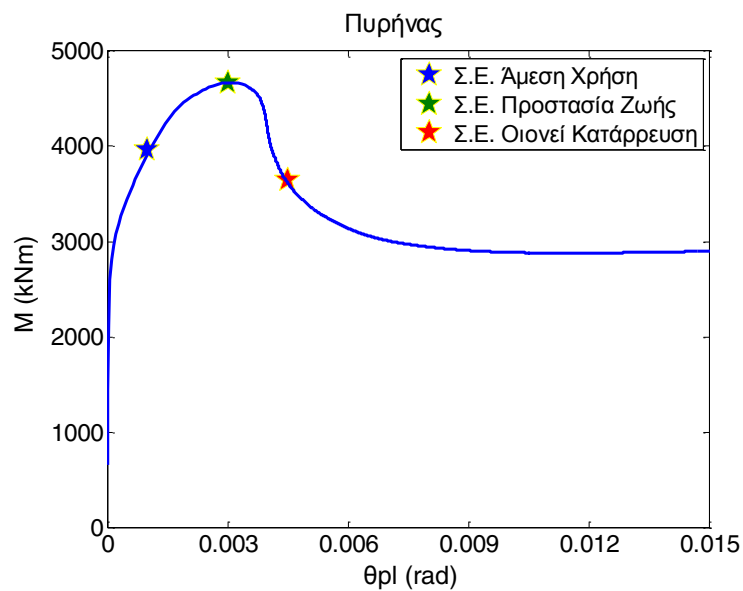
θ _{pl} (rad)	0.0010	0.0025	0.0050
-----------------------	--------	--------	--------

Περιμετρικά υποστυλώματα στη διεύθυνση Υ :

θ _{pl} (rad)	0.005	0.010	0.015
-----------------------	-------	-------	-------

Γωνιακά υποστυλώματα :

θ _{pl} (rad)	0.002	0.007	0.012
-----------------------	-------	-------	-------



Σχήμα 4.3.9 Διάγραμμα ροπής–πλαστικής στρόφης στη βάση του πυρήνα.

Πίνακας 4.3.7 Γωνίες πλαστικής στροφής πυρήνα.

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
θ_{pl} (rad)	0.0010	0.0030	0.0045

Όπως συνοψίζεται στον **Πίνακα 4.3.8**, οι αντίστοιχες τιμές των γωνιών πλαστικής στροφής για τον πυρήνα που προκύπτουν με βάση τον **Πίνακα 4.3.4** είναι λίγο μεγαλύτερες.

Πίνακας 4.3.8 Γωνίες πλαστικής στροφής πυρήνα με βάση τον Πίνακα 4.3.4.

	IO	LS	SS
θ_{pl} (rad)	0.0015	0.0030	0.0060

Ακόμη, υπολογίσαμε για τον πυρήνα την τιμή της γωνίας στροφής χορδής που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας “Οιονεί Κατάρρευση”. Καθώς ο θλιβόμενος και ο εφελκόμενος σπλισμός του πυρήνα είναι ίσοι και λόγω της απώλειας περισφιγξης και δισδιαγώνιων σπλισμών καταλήγουμε στη σχέση :

$$\theta_{um} = 0.58 \cdot \frac{0.016}{1.2} \cdot 0.3^v \cdot f_c^{0.225} \cdot a_s^{0.35} / \gamma_{Rd} \quad (4.3.8)$$

όπου $v = \frac{N}{A_c \cdot f_c} = 0.16$, $f_c = 25 \text{ MPa}$, $\alpha_s = \frac{M}{V \cdot h} = \frac{7}{2}$ (διατμητικό μήκος 7 m).

Προκύπτει τελικά $\theta_{um} = 0.0135 \text{ rad}$, η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε οριζόντια μετατόπιση του πυρήνα στην κορυφή του διατμητικού του μήκους (δηλαδή σε ύψος 7 m) ίση με : $\delta = \theta_{um} \cdot L_s = 0.095 \text{ m}$. Από την ανελαστική στατική ανάλυση του κτιρίου που παρουσιάζεται στο επόμενο κεφάλαιο συμπεραίνουμε ότι η μετατόπιση των 0.095 m σε ύψος 7 m αντιστοιχεί περίπου σε οριζόντια μετατόπιση κορυφής ίση με 0.23m κατά την οποία ο πυρήνας έχει αναπτύξει στη

βάση του πλαστική στροφή (θ_{pl}) 0,012 rad και έχει εισέλθει στην περιοχή παραμένουσας αντοχής (βλ. **Σχήμα 4.3.9**). Αντιλαμβανόμαστε λοιπόν ότι στο συγκεκριμένο ανελαστικό προσομοίωμα που έχει αναπτυχθεί δε θα μπορούσαμε να εκτιμήσουμε τις καμπτικές βλάβες των μελών με χρήση των ορίων των γωνιών στροφής χορδής που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Παρουσίαση αποτελεσμάτων

Στις επόμενες ενότητες, το επίπεδο των καμπτικών βλαβών σημειώνεται στις ακραίες διατομές κάθε μέλους. Με μπλε χρώμα συμβολίζονται οι πλαστικές στροφές που βρίσκονται μεταξύ των σταθμών επιτελεστικότητας “Άμεση Χρήση” και “Προστασία Ζωής”, με πράσινο οι πλαστικές στροφές που βρίσκονται μεταξύ των σταθμών επιτελεστικότητας “Προστασία Ζωής” και “Οιονεί Κατάρρευση”, ενώ με κόκκινο οι πλαστικές στροφές που υπερβαίνουν το όριο της στάθμης “Οιονεί Κατάρρευση”. Αναγράφεται και το ποσοστό της απόστασης από την μικρότερη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει διανύσει η πλαστική στροφή της διατομής. Για την κόκκινη περιοχή σημειώνεται πόσες φορές μεγαλύτερη είναι η πλαστική στροφή από την τιμή της στάθμης “Οιονεί Κατάρρευση”.

- Από «Άμεση Χρήση» έως «Προστασία Ζωής»
- Από «Προστασία Ζωής» έως «Οιονεί Κατάρρευση»
- Άνω του ορίου «Οιονεί Κατάρρευση»

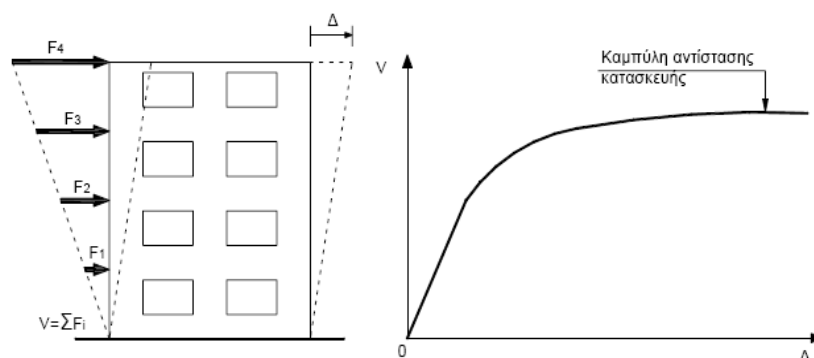
Για παράδειγμα :

20% ● : Η πλαστική στροφή της διατομής έχει διανύσει το 20% της απόσταση μεταξύ των Π.Ζ. και Ο.Κ.

130 % ● : Η πλαστική στροφή της διατομής είναι 1,3 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της στάθμης Ο.Κ.

4.4 Στατικές Ανελαστικές Αναλύσεις

Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, ευρύτερα γνωστής ως “*Pushover Analysis*”, είναι ο προσδιορισμός των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται στα δομικά στοιχεία κατά την σεισμική φόρτιση. Τα φορτία που καταπονούν την κατασκευή επιβάλλονται ως στατικά φορτία βήμα προς βήμα μέχρι το πλήρες μέγεθός τους. Αποτέλεσμα της εφαρμογής της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η καμπύλη αντίστασης (**Σχήμα 4.4.1**) ή αλλιώς “καμπύλη Pushover”, η οποία συσχετίζει την τέμνουσα βάση με τις μετατοπίσεις συγκεκριμένου κόμβου ελέγχου της κατασκευής (συνήθως στην κορυφή της κατασκευής). Από την καμπύλη αντίστασης είναι εμφανής η ανελαστική σχέση δύναμης–μετακίνησης, καθώς οι σταδιακές πλαστικοποιήσεις κρίσιμων περιοχών του φορέα συνεπάγονται μείωση της δυσκαμψίας του. Η στατική ανελαστική ανάλυση αποτελεί προσεγγιστική μέθοδο ανελαστικής ανάλυσης, καθώς δεν λαμβάνει υπόψη τον ανακυκλικό χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης, αλλά αντιθέτως επιβάλλει τα φορτία μονότονα.



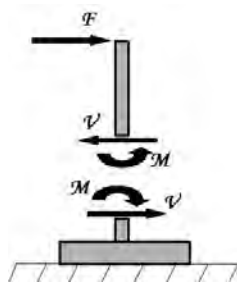
Σχήμα 4.4.1 Καμπύλη αντίστασης κατασκευής.

Η στατική ανελαστική ανάλυση για οριζόντια σεισμικά φορτία διακρίνεται ανάλογα με τον κατανομή των επιβαλλόμενων φορτίων. Σε όλες τις περιπτώσεις τα φορτία επιβάλλονται στις στάθμες των διαφραγμάτων. Η κατανομή των δυνάμεων καθ’ ύψος βασίζεται πολύ συχνά στην υπόθεση ότι η ταλάντωση του κτιρίου ακολουθεί το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής, κάτι που είναι αρκετά εύλογο για κατασκευές ιδιοπεριόδου μέχρι 1 sec. Σε πιο εύκαμπτες κατασκευές ίσως θα πρέπει να εξετάζεται και η συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση τα οριζόντια φορτία ασκήθηκαν μόνον βάσει της 1^{ης} ιδιομορφής (κατά Χ) και με θετική φορά σύμφωνα με τη σχέση :

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum (m_i \phi_i)} V \quad (4.4.1)$$

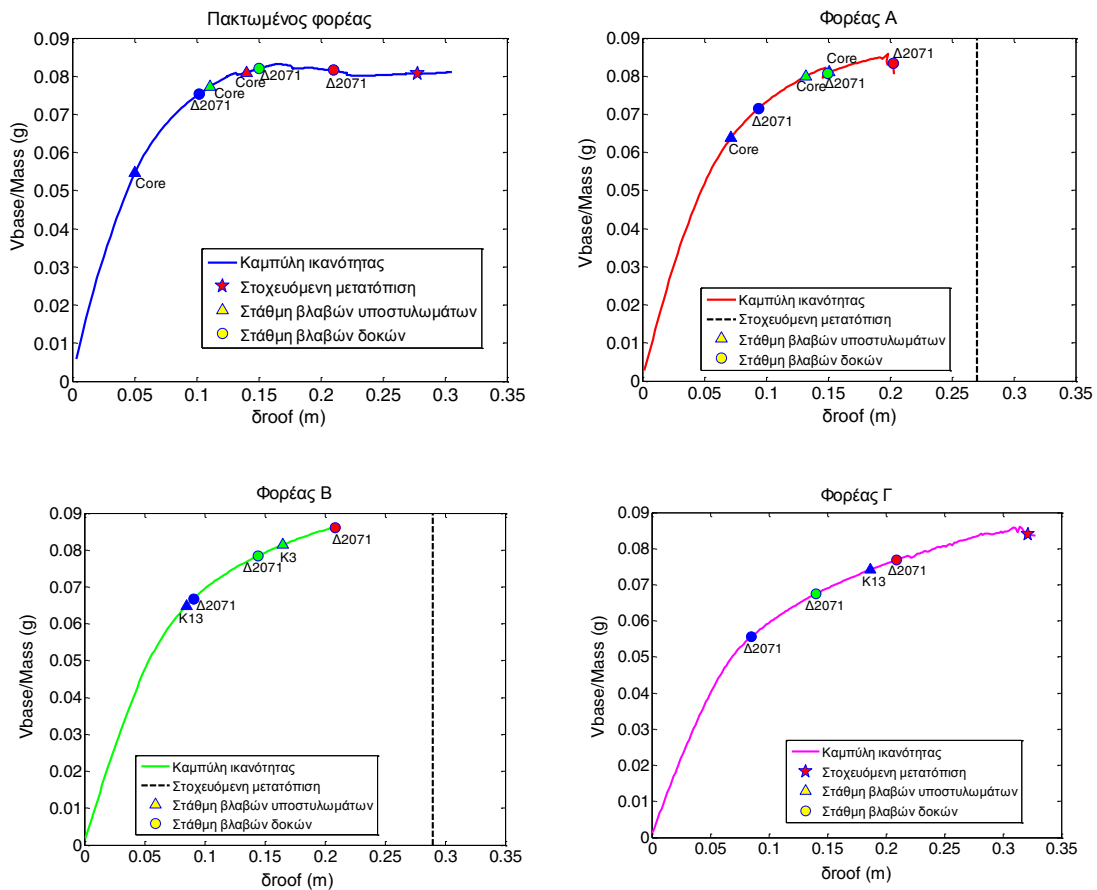
Το **Σχήμα 4.4.2** δείχνει τις θεωρηθείσες θετικές φορές για τις ροπές και τέμνουσες που καταπονοούν τα κατακόρυφα μέλη και τα πέδιλα.



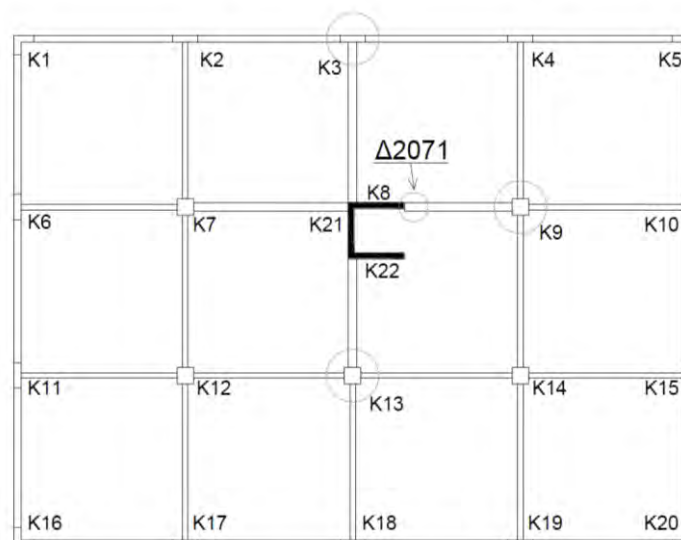
Σχήμα 4.4.2 Ορισμός θετικών φορών των εντατικών μεγεθών.

4.4.1 Καμπύλες αντίστασης των 4 φορέων

Οι καμπύλες αντίστασης των τεσσάρων φορέων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.4.3**. Ο κατακόρυφος άξονας της καμπύλης ικανότητας εκφράζεται σε μονάδες g ως ο λόγος της τέμνουσας βάσης προς τη συνολική μάζα του φορέα όπως προκύπτει από τα κατακόρυφα $G + 0.3Q$, $Mass = 3267 \text{ kNm}^{-1}\text{s}^2$. Επομένως, ο κατακόρυφος άξονας δείχνει την φασματική επιτάχυνση της ψευδοστατικής ανάλυσης. Πάνω στην καμπύλη ικανότητας κάθε φορέα σημειώνεται η θέση όπου το πρώτο (κρισιμότερο) υποστυλώμα (ή ο πυρήνας) και η πρώτη (κρισιμότερη) δοκός (**Σχήμα 4.4.4**) λαμβάνει την καμπτική παραμόρφωση (σε όρους πλαστικής στροφής) κάθε μιάς στάθμης επιτελεστικότητας. Με τρίγωνο συμβολίζονται τα υποστυλώματα και ο πυρήνας, ενώ με κύκλο οι δοκοί. Το μπλε χρώμα αντιστοιχεί στην παραμόρφωση της στάθμης επιτελεστικότητας “Άμεση Χρήση”, το πράσινο στην παραμόρφωση της στάθμης “Προστασία Ζωής”, και το κόκκινο χρώμα στην παραμόρφωση της στάθμης “Οιονεί Κατάρρευση”. Τέλος, στις καμπύλες αναγράφεται και η στοχευόμενη μετατόπιση για στάθμη επιτελεστικότητας “Προστασία Ζωής”, υπολογισμένη με τη μέθοδο των συντελεστών που προτείνεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχήμα 4.4.3 Καμπύλες αντιστάσεως των τεσσάρων φορέων, και εξέλιξη καμπτικών βλαβών στην βάση του πυρήνα και στην δυσμενέστερη διατομή δοκού Δ2071 του 2^{ου} ορόφου.



Σχήμα 4.4.4 Η κρίσιμότερη δοκός Δ2071 στην στάθμη του 2^{ου} ορόφου.

Με βάση τα ανωτέρω, καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα :

- Το κρίσιμο μέλος που ορίζει την στάθμη βλάβης της κατασκευής είναι διαφορετικό σε κάθε φορέα. Στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α ο πυρήνας είναι το μέλος που καταπονείται εντονότερα καμπτικά και αστοχεί πρώτος πριν από τα υποστυλώματα και τις δοκούς. Αντιθέτως, στους Φορείς Β και Γ, λόγω της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής οι καμπτικές βλάβες συγκεντρώνονται στις δοκούς ενώ στα κατακόρυφα μέλη είναι περιορισμένες. Στους εν λόγω φορείς ο πυρήνας δεν καταπονείται ιδιαίτερα σε κάμψη, καθώς η φέρουσα ικανότητα του πεδίου είναι αρκετά μικρότερη από τη ροπή αντοχής του πυρήνα, οδηγώντας σε ανασήκωμα του πεδίου πριν προλάβει ο πυρήνα να παραμορφωθεί εντόνως καμπτικά.
- Σε όλες τις περιπτώσεις η διατομή της δοκού που καταπονείται περισσότερο είναι η Δ2071 (**Σχήμα 4.4.4**). Παρατηρούμε ακόμα πως και στους τέσσερις φορείς η διατομή Δ2071 φτάνει τις στάθμες επιτελεστικότητας για την ίδια περίπου μετατόπιση κορυφής (και προφανώς για μικρότερη τέμνουσα βάσης όσο μειώνεται η δυσκαμψία της θεμελίωσης).

Υπολογίστηκε ακόμα η αντοχή των κατακόρυφων μελών στους τρεις πρώτους ορόφους σε κάθε βήμα φόρτισης βάσει της αντίστοιχης δρώσας αξονικής. Η αντοχή σε τέμνουσα υπολογίστηκε σύμφωνα με τις σχέσεις του ΕΚΩΣ για την οριακή κατάσταση αστοχίας από τέμνουσα. Η αντοχή σε τέμνουσα του πυρήνα υπολογίστηκε λαμβάνοντας υπόψη το συνολικό αξονικό φορτίο που δρα στη διατομή του. Όταν όμως υπό θετικές ροπές σημαντικού μεγέθους τα δύο οριζόντια σκέλη αναπτύσσουν σημαντικό θλιπτικό φορτίο ενώ το κάθετο σκέλος Κ21 τίθεται σε εφελκυσμό έγινε η παραδοχή ότι αντοχή σε τέμνουσα οφείλεται μόνο στα δύο οριζόντια σκέλη (Κ8 και Κ22) λαμβάνοντας υπόψη τη θλιπτική τους αξονική δύναμη και αγνοώντας την εφελκυστική δύναμη του σκέλους Κ21.

Επομένως για σεισμικά φορτία φοράς (+X) ο πυρήνας διαθέτει μεγαλύτερη διατμητική αντοχή από ότι για φορτία φοράς (-X). Προκύπτει ότι τα κατακόρυφα μέλη δεν αστοχούν σε τέμνουσα κατά τη διάρκεια των αναλύσεων. Στην φόρτιση (+X) τα κατακόρυφα μέλη αναπτύσσουν επαρκή διατμητική αντοχή. Τα κατακόρυφα μέλη θα αστοχήσουν διατμητικά υπό σεισμική εξαίτηση αντίθετης φοράς (-X). Παρόλα αυτά λόγω της διατμητικής επάρκειας των υποστυλωμάτων και του πυρήνα

η ανάλυση που πραγματοποιήθηκε αποκτά μεγαλύτερη ακρίβεια καθώς έχει ληφθεί υπόψη μόνον η μή γραμμική συμπεριφορά του φορέα λόγω δράσεως ορθών τάσεων στις διατομές.

Στους **Πίνακες 4.4.1** και **4.4.2** δείχνεται η μέγιστη διατμητική καταπόνηση του πυρήνα και του δυσμενέστερου υποστυλώματος K13. Ως μέγιστη διατμητική καταπόνηση ορίζεται η μέγιστη τιμή του λόγου της δρώσας τέμνουσας προς την αντίστοιχη αντοχή σε τέμνουσα (V_{sd}/V_{rd}). Ο πυρήνας καταπονείται διατμητικά εντονότερα στο ύψος του 2^{ου} ορόφου ενώ τα υποστυλώματα στο ύψος του ισογείου. Η μέγιστη διατμητική καταπόνηση συμβαίνει περίπου κατά την τελική μετατόπιση του φορέα.

Πίνακας 4.4.1 Διατμητική καταπόνηση του πυρήνα στο ύψος του 2^{ου} ορόφου.

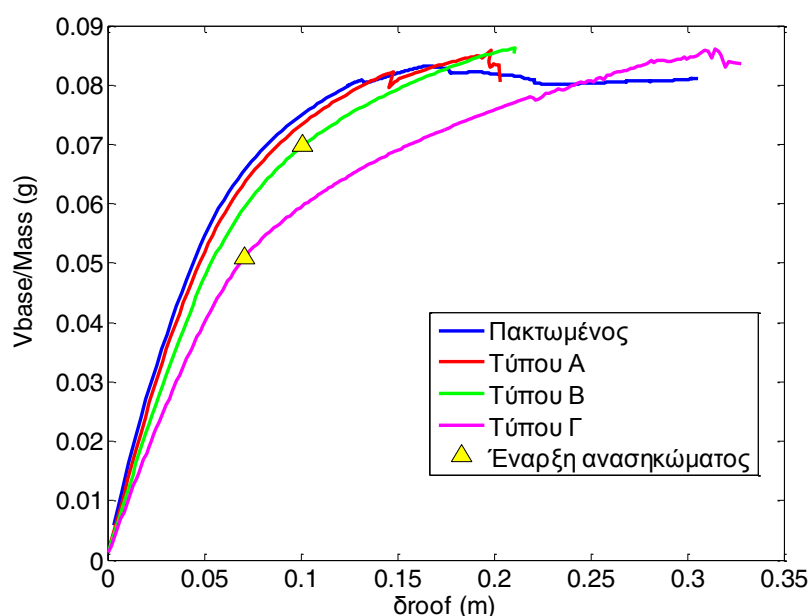
Φορέας	Vrd (kN)	Vsd (kN)	Vsd/Vrd	Vbase/Mass (g)	δroof (m)
Πακτωμένος	954	898	0,94	0,081	0,306
A	1066	858	0,81	0,080	0,203
B	1068	861	0,81	0,085	0,210
Γ	1021	996	0,98	0,085	0,313

Πίνακας 4.4.2 Διατμητική καταπόνηση υποστυλώματος K13 στο ύψος του ισογείου.

Φορέας	Vrd (kN)	Vsd (kN)	Vsd/Vrd	Vbase/Mass (g)	δroof (m)
Πακτωμένος	416	353	0,85	0,087	0,187
A	412	338	0,82	0,084	0,202
B	412	344	0,83	0,085	0,210
Γ	401	328	0,82	0,083	0,328

4.4.2 Σύγκριση συμπεριφοράς των 4 φορέων

Οι καμπύλες ικανότητας των τεσσάρων φορέων συγκρίνονται στο **Σχήμα 4.4.5**. Είναι εμφανής η μείωση της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-κατασκευής με την μείωση της δυσκαμψίας των θεμελίων. Παρατηρούμε όμως ότι η μέγιστη αντίσταση του συστήματος κτιρίου-εδάφους είναι πρακτικώς ανεξάρτητη των συνθηκών εδράσεως, κάτι που οφείλεται στην προσομοίωση των πεδίων και εξηγείται λεπτομερώς παρακάτω.



Σχήμα 4.4.5 Σύγκριση των καμπυλών ικανότητας των τεσσάρων φορέων (επισημαίνεται το σημείο έναρξης του ανασηκώματος του πεδίου του πυρήνα στους Φορείς Β και Γ).

Η τιμή της τέμνουσας βάσης που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας του κτιρίου προκύπτει προσεγγιστικά από τη σχέση:

$$V_u = \beta \cdot V_e \quad (4.4.2)$$

όπου $\beta = f_u / f_e$, ο λόγος της μέσης τιμής της τάσης διαρροής του χάλυβα S400 (StIII) ως προς την επιτρεπόμενη τάση. Στην ανάλυση θεωρήθηκε $f_u = 400 \text{ MPa}$, ενώ η επιτρεπόμενη τάση σχεδιασμού έχει ληφθεί ίση με $f_e = 230 \text{ MPa}$

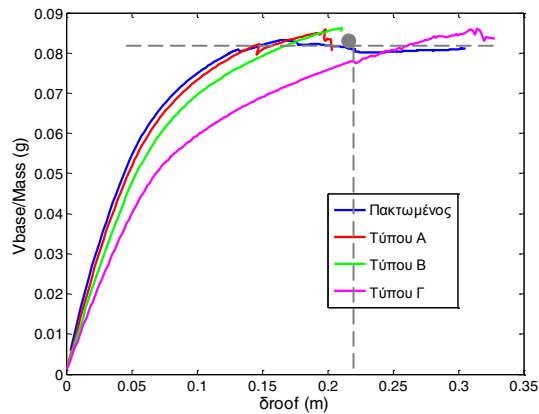
(συμπεριλαμβανομένης προσαύξησης κατά 20% στους σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης). Τελικά προκύπτει $\beta = 1.70$ και η τέμνουσα βάσης στην οριακή κατάσταση αστοχίας $V_u \approx 0.10g \cdot Mass$. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι το κτίριο δεν παρουσιάζει υπεραντοχή.

Το γεγονός ότι και οι τέσσερις φορείς είναι ικανοί να αναπτύξουν την ίδια περίπου τέμνουσα βάσης είναι λογικό. Δεν έχει ληφθεί υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά των πεδίων των υποστυλωμάτων. Επομένως, έχει υιοθετηθεί η παραδοχή ότι στα πέδιλά των υποστυλωμάτων μπορεί να μεταφέρεται άνευ περιορισμού η ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων. Η μόνη συνέπεια είναι ότι αυτή η ροπή παραλαμβάνεται από τη θεμελίωση μέσω μεγαλύτερης στροφής όσο μειώνεται το μέγεθος των πεδίων. Στην πραγματικότητα, εάν τα πέδιλα των υποστυλωμάτων έχουν μικρότερη φέρουσα ικανότητα σε ροπή από τη ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων η θεμελίωση αναγκάζεται να συμπεριφερθεί μη γραμμικά. Στην περίπτωση αυτή η συμπεριφορά του φορέα θα διαμορφωνόταν από τη μη γραμμική απόκριση της θεμελίωσης και όχι των υποστυλωμάτων.

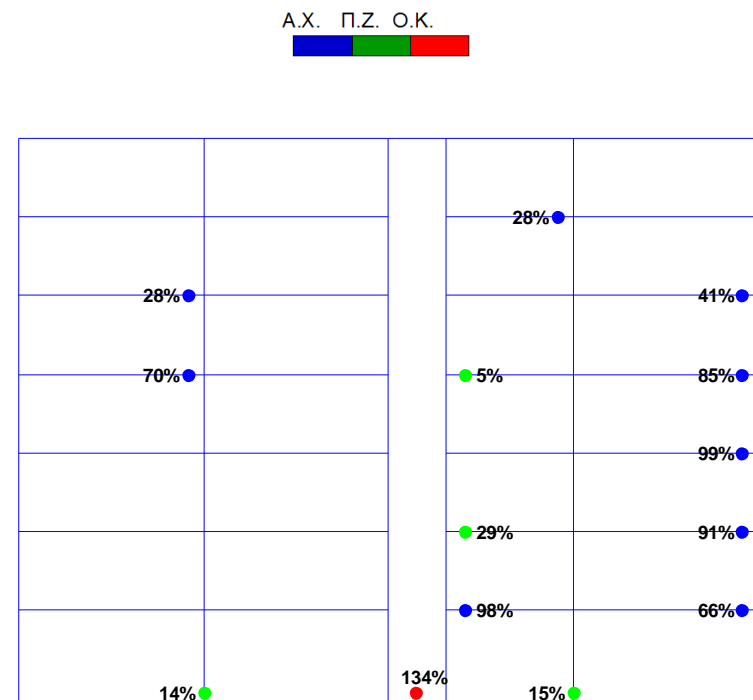
Υπολογίσαμε τη ροπή αντοχής των πεδίων των υποστυλωμάτων (έναντι θραύσεως του εδάφους) σύμφωνα με την περιβάλλουσα αστοχίας που προτείνεται από την Gourvenec [2007], η οποία λαμβάνει υπόψη τη σύγχρονη δράση ροπής, κατακόρυφης δύναμης, και οριζόντιας δύναμης. Τα πέδιλα των υποστυλωμάτων των φορέων Α και Β διαθέτουν μεγαλύτερη ροπή αντοχής από αυτά του φορέα Γ, τα οποία διαθέτουν μικρότερη ροπή εδαφικής αντοχής από αυτήν των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα, για το πέδιλο του υποστυλώματος Κ9 υπολογίστηκε ότι είναι ικανό να παραλάβει μέγιστη ροπή περίπου 700 kNm ενώ η ροπή αντοχής του υποστυλώματος είναι 900 kNm. Επομένως, στην πραγματικότητα ο φορέας Τύπου Γ μπορεί να παραλάβει μικρότερη τέμνουσα βάσης από αυτήν που υπολογίστηκε με την παραδοχή των ελαστικών ελατηρίων στα πέδιλα.

Ακολουθούν οι βλάβες λόγω κάμψης του πλαισίου στο οποίο ανήκει ο πυρήνας. Η καμπτική καταπόνηση κάθε διατομής καθορίζεται βάσει της τιμής της πλαστικής στροφής θ_{pl} όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.4.6**, οι βλάβες παρουσιάζονται για το σημείο τομής των αντίστοιχων καμπύλων ικανότητας (κουκίδα στο διάγραμμα) που αντιστοιχεί σε

τέμνουσα βάσης $V_{base} / Mass = 0,083g$ και μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,167m$.
 Ειδικά για τον φορέα Γ οι βλάβες παρουσιάζονται ξεχωριστά για την παραπάνω
 τέμνουσα βάσης και τη μετατόπιση κορυφής. Τα αποτελέσματα παρατίθενται στα
Σχήματα 4.4.7 έως 4.4.12.



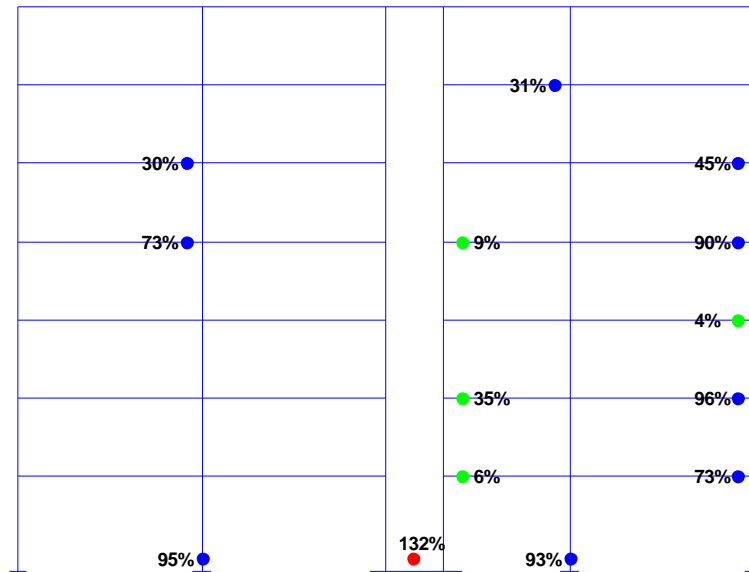
Σχήμα 4.4.6 Μετατόπιση κορυφής για την οποία παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.



Σχήμα 4.4.7 Στάθμη βλαβών πακτωμένου φορέα για τέμνουσα βάσης

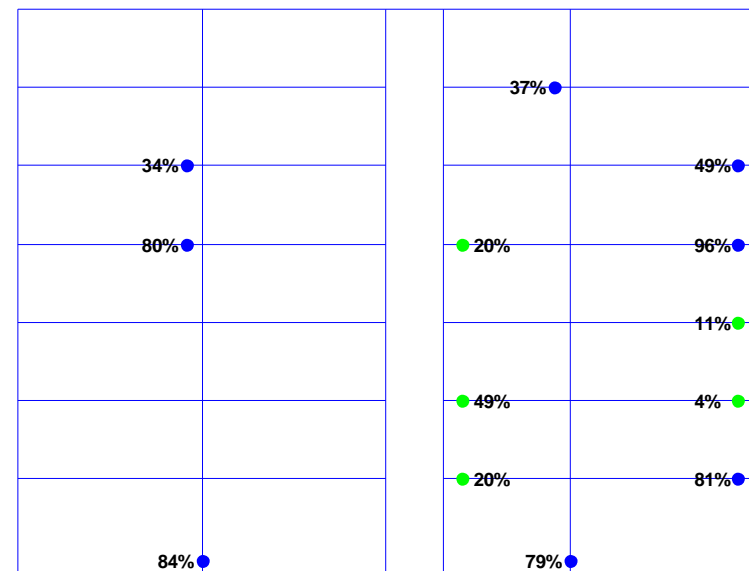
$V_{base} / Mass = 0,083g$ και μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,167m$.

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.
 Πλ.Π.Π.Ο.2 - Φορέας Τύπου Α



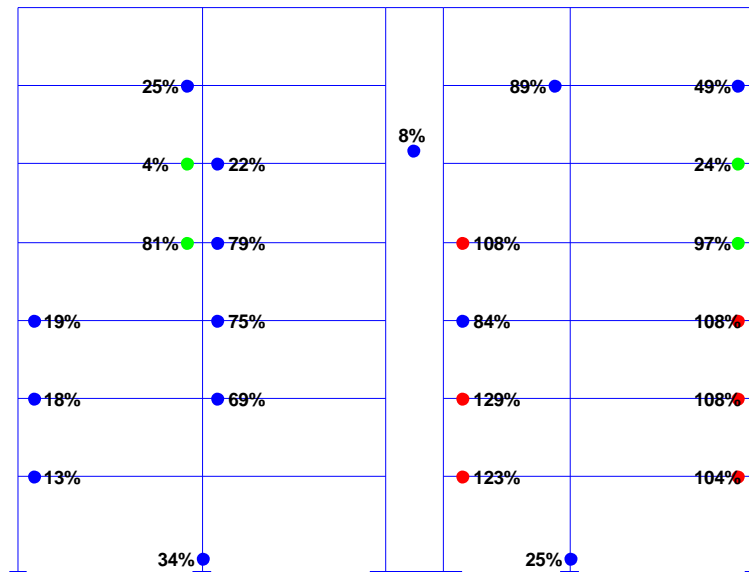
Σχήμα 4.4.8 Στάθμη βλαβών Φορέα Α για τέμνουσα βάση $V_{base} / Mass = 0,083g$ και μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,167m$.

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.
 Πλ.Π.Π.Ο.2 - Φορέας Τύπου Β



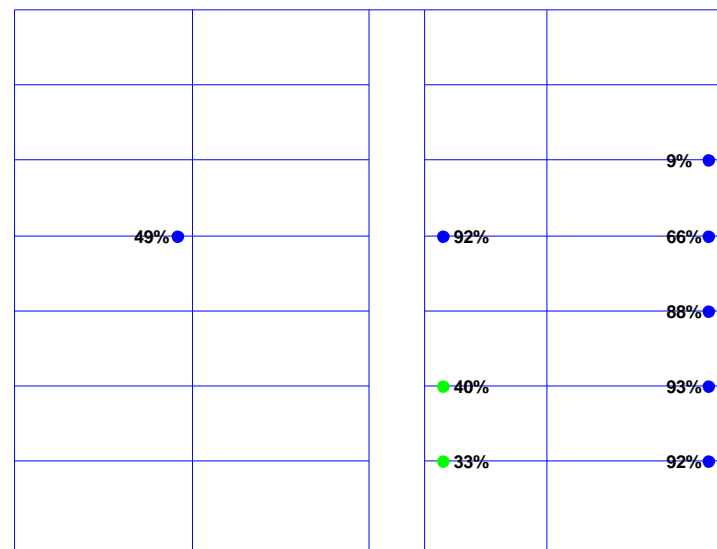
Σχήμα 4.4.9 Στάθμη βλαβών Φορέα Β για τέμνουσα βάση $V_{base} / Mass = 0,083g$ και μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,167m$.

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.
Πλάνο 2 - Φορέας Τύπου Γ



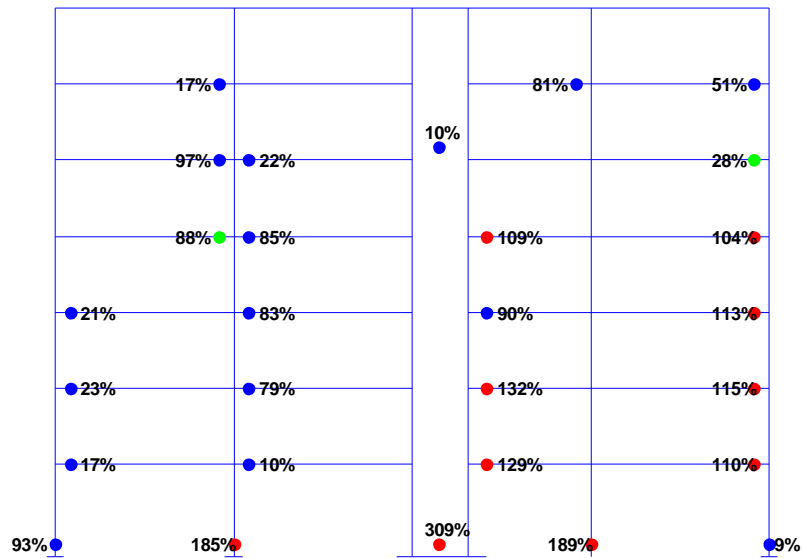
Σχήμα 4.4.10 Στάθμη βλαβών Φορέα Γ για τέμνουσα βάσης $V_{base} / Mass = 0,083g$ και μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,274m$.

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.
Πλάνο 2 - Φορέας Τύπου Γ



Σχήμα 4.4.11 Στάθμη βλαβών Φορέα Γ για τέμνουσα βάσης $V_{base} / Mass = 0,071g$ και μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,167m$.

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



Σχήμα 4.4.12 Στάθμη βλαβών πακτωμένου φορέα για τέμνουσα βάσης

$$V_{base} / Mass = 0,071g \text{ και μετατόπιση κορυφής } \delta_{roof} = 0,247m .$$

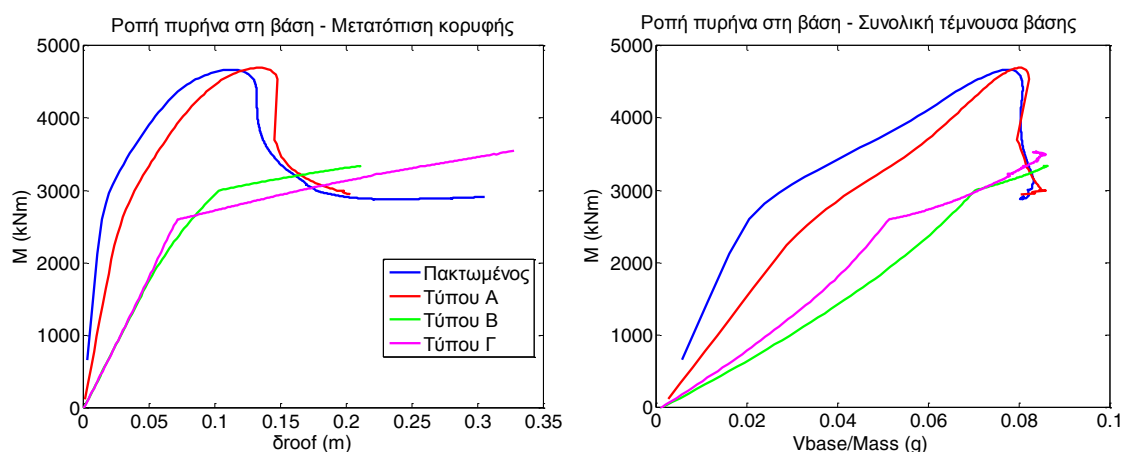
Παρατηρούμε ότι ο Πακτωμένος Φορέας και ο Φορέας Α παρουσιάζουν παραπλήσιες καμπτικές βλάβες. Χαρακτηριστικό της μορφής αστοχίας των δύο φορέων είναι η πλαστικοποίηση στη βάση του πυρήνα και των υποστυλωμάτων. Αντιθέτως, στον Φορέα Β ο πυρήνας δεν αστοχεί καμπτικά στη βάση και επίσης οι βλάβες στα υποστυλώματα είναι μειωμένες. Όσον αφορά τον Φορέα Γ ο πυρήνας και τα υποστυλώματα στη βάση συμπεριφέρονται σχεδόν ελαστικά.

Σχετικά με τη συμπεριφορά των δοκών συμπεραίνουμε ότι εξαρτάται κυρίως από την μετατόπιση του κτιρίου και όχι από το φορτίο. Οι βλάβες στις δοκούς είναι περίπου ίδιες και στους τέσσερις φορείς όταν εξετάζονται για την ίδια μετατόπιση κορυφής $\delta_{roof} = 0,167m$, όπως και μεταξύ του πακτωμένου φορέα και του Φορέα Γ για μετατόπιση $\delta_{roof} = 0,247m$.

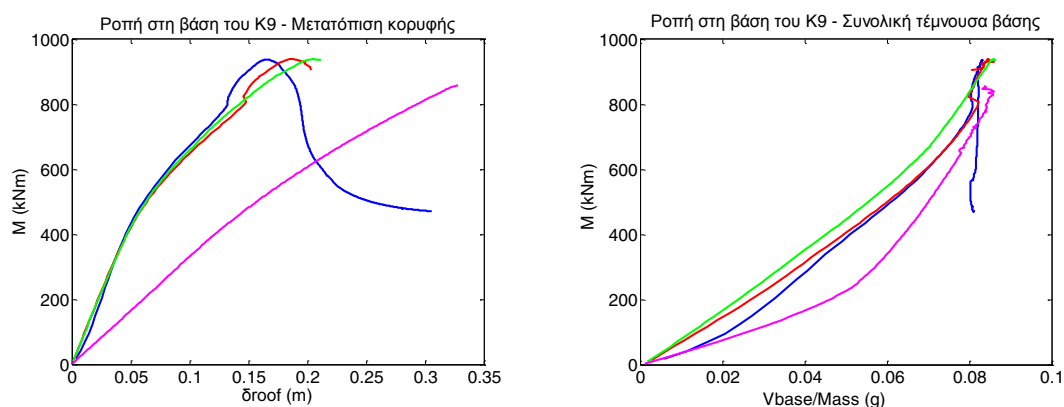
Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.4.13**, η ροπή που αναπτύσσεται στη βάση του πυρήνα είναι σημαντικά μικρότερη στους Φορείς Β και Γ. Όπως είδαμε και προηγουμένως ο πυρήνας σχεδόν δεν διαρρέει στη βάση των Φορέων Β και Γ.

Κυριαρχεί επομένως η μή-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος εδάφους-πεδίου του πυρήνα.

Στο **Σχήμα 4.4.14** παρατηρούμε ότι όσο μειώνεται η δυσκαμψία της θεμελίωσης η ροπή στη βάση του υποστυλώματος αυξάνεται με εξαίρεση τον Φορέα Γ. Στον φορέα Τύπου Γ όπως εξηγήσαμε και σε προηγούμενη ενότητα ο πυρήνας αναλαμβάνει περισσότερα φορτία ανακουφίζοντας τα υποστυλώματα.



Σχήμα 4.4.13 Εξέλιξη της ροπής στη βάση του πυρήνα συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και της τέμνουσας βάσης.



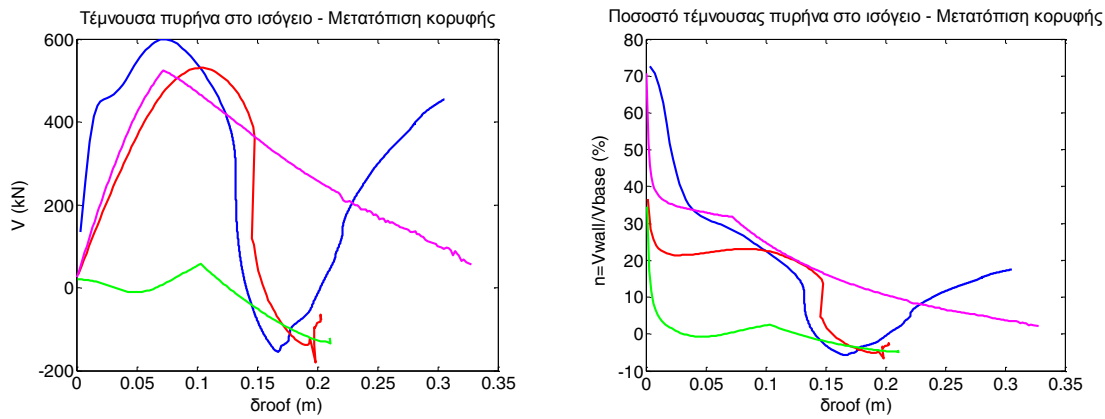
Σχήμα 4.4.14 Εξέλιξη της ροπής στη βάση του υποστυλώματος Κ9 συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής και της τέμνουσας βάσης.

Καί στους τέσσερις φορείς η τέμνουσα που παραλαμβάνει ο πυρήνας στο ύψος του ισογείου μειώνεται ραγδαία μετά από μετατόπιση κορυφής 0.07-0.10 m. Η τέμνουσα ενός ορόφου ισούται με την κλίση του διαγράμματος ροπών στο ύψος του ορόφου. Επομένως η τέμνουσα στο ισόγειο είναι ίση με :

$$V_{ισογ.} = \frac{M_{z=-0.65} - M_{z=3.00}}{h_{ισογ.}} \quad (4.4.3)$$

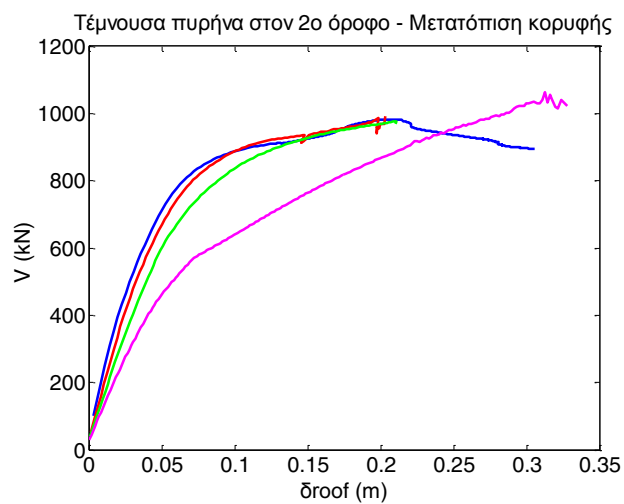
Στην περίπτωση του πακτωμένου φορέα και του Φορέα Α, η μείωση της τέμνουσας οφείλεται στη σταδιακή μείωση της διαφοράς των ροπών στη βάση και στην οροφή του ισογείου. Ο ρυθμός αύξησης της ροπής στην ήδη αρκετά πλαστικοποιημένη βάση του πυρήνα είναι μειωμένος, ενώ η ροπή στην διατομή οροφής του ισογείου συνεχίζει να αυξάνεται με μεγαλύτερο ρυθμό. Μάλιστα η τέμνουσα αλλάζει φορά όταν ο πυρήνας χάσει απότομα τη μέγιστη αντοχή του σε κάμψη και η ροπή του λάβει την παραμένουσα τιμή, όπως φαίνεται και **Σχήμα 4.4.13**. Στη συνέχεια βέβαια καθώς η μετατόπιση αυξάνεται, λόγω της ανακατανομής η τέμνουσα γίνεται πάλι θετική, ο πυρήνας όμως έχει πλέον αστοχήσει.

Όσον αφορά τους Φορείς Β και Γ η τέμνουσα του πυρήνα στο ισόγειο αρχίζει να μειώνεται από τη στιγμή που το πέδιλο του πυρήνα αρχίσει να ανασκώνεται. Στο **Σχήμα 4.4.15** παρουσιάζεται τη μεταβολή του λόγου της τέμνουσας, που παραλαμβάνει ο πυρήνας στη βάση, προς τη συνολική τέμνουσα βάσης ($\eta = V_{wall} / V_{base}$) συναρτήσεως της μετατόπισης κορυφής. Παρατηρούμε ότι ο λόγος η του πακτωμένου φορέα φθίνει από την αρχή. Στους υπόλοιπους φορείς αρχίζει να μειώνεται μετά από κάποια μετατόπιση κορυφής. Η μείωση του λόγου η υποδεικνύει την αύξηση της διατμητικής καταπόνησης των υποστυλωμάτων. Υπό μία πιο ευρεία έννοια για μεγάλες μετατοπίσεις ο ρόλος του πυρήνα στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων υποβαθμίζεται και τα σεισμικά φορτία μεταφέρονται σε μεγαλύτερο βαθμό στα πλαίσια.



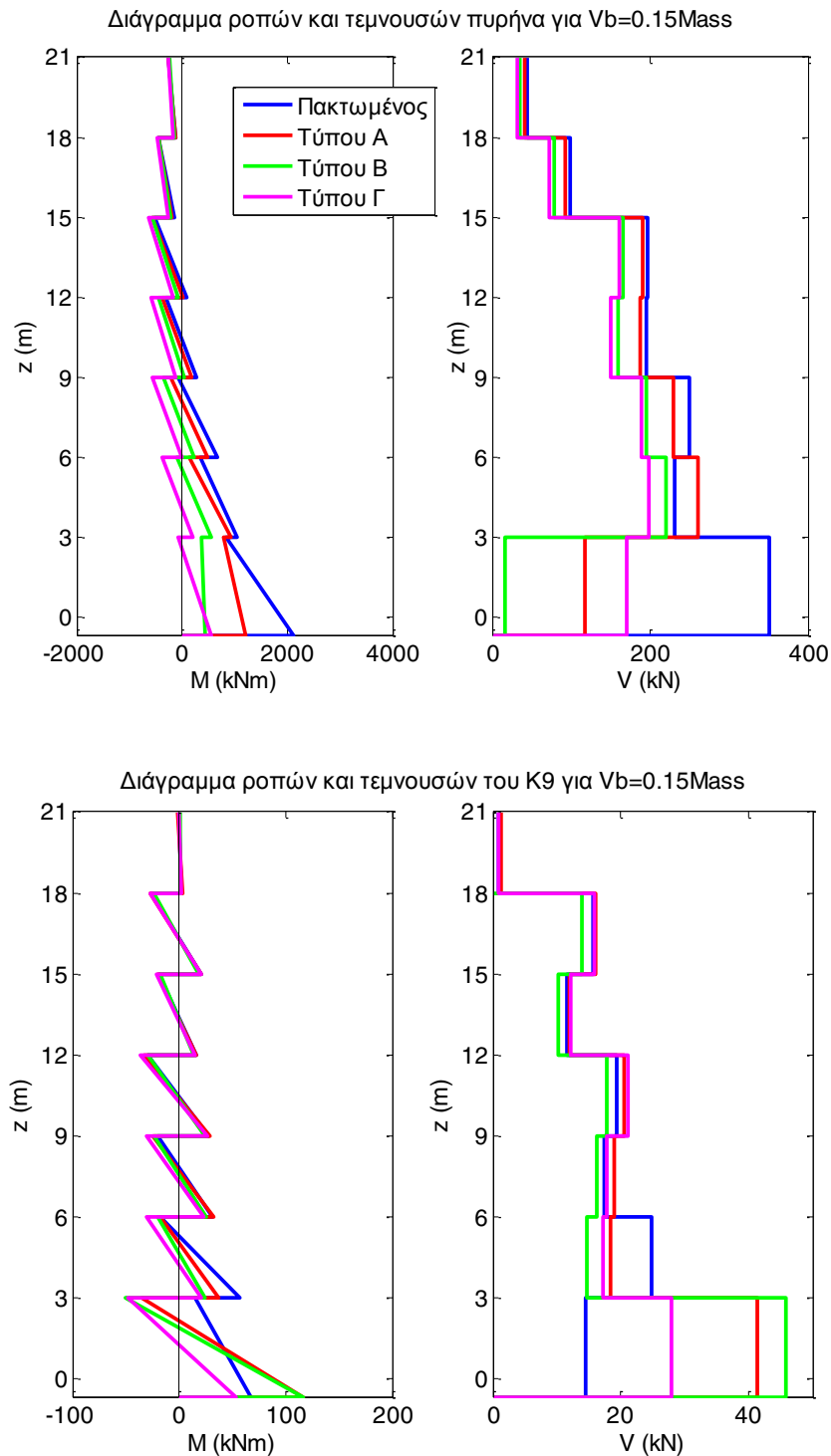
Σχήμα 4.4.15 Εξέλιξη της τέμνουσας στη βάση του πυρήνα και το λόγο η (V_{wall}/V_{base}) συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής.

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.4.16**, η τέμνουσα του πυρήνα στο ύψος του 2^{ου} ορόφου αυξάνεται συνεχώς και παίρνει μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με τη τέμνουσα του ισογείου. Τελικώς και οι τέσσερις φορείς αναπτύσσουν την ίδια περίπου μέγιστη τέμνουσα στον 2^ο όροφο. Όπως δείξαμε και στον **Πίνακα 4.4.1** ο κρισιμότερος όροφος έναντι διατμητικής αστοχίας είναι τελικά ο 2^{ος} και όχι το ισόγειο όπως θα αναμέναμε αρχικά. Η διατμητική καταπόνηση του πυρήνα στο ισόγειο εξασθενεί καθώς μειώνεται η δυσκαμψία του πυρήνα στη βάση είτε λόγω της πλαστικοποίησης της διατομής είτε λόγω της ανελαστικής συμπεριφοράς του πεδίλου-εδάφους.

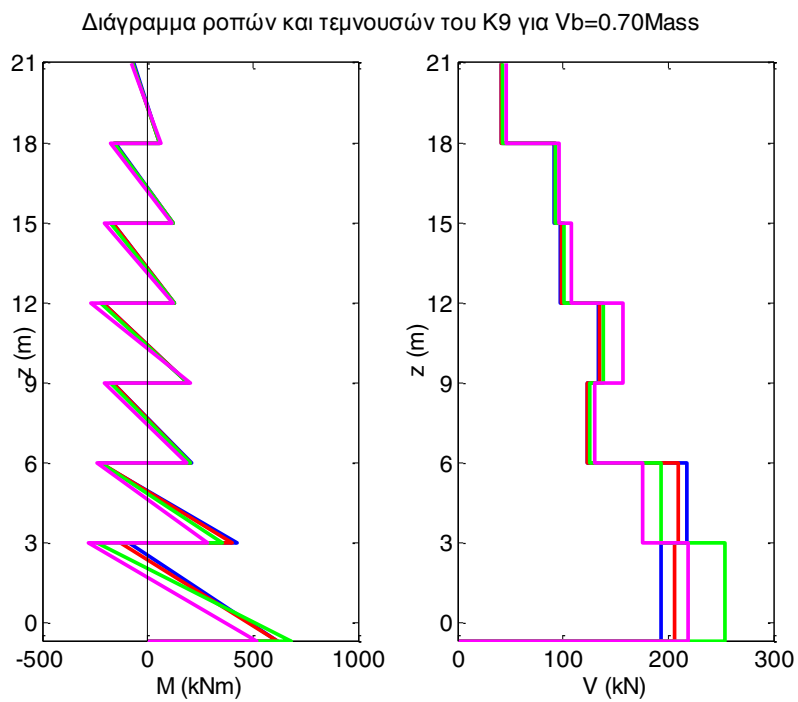
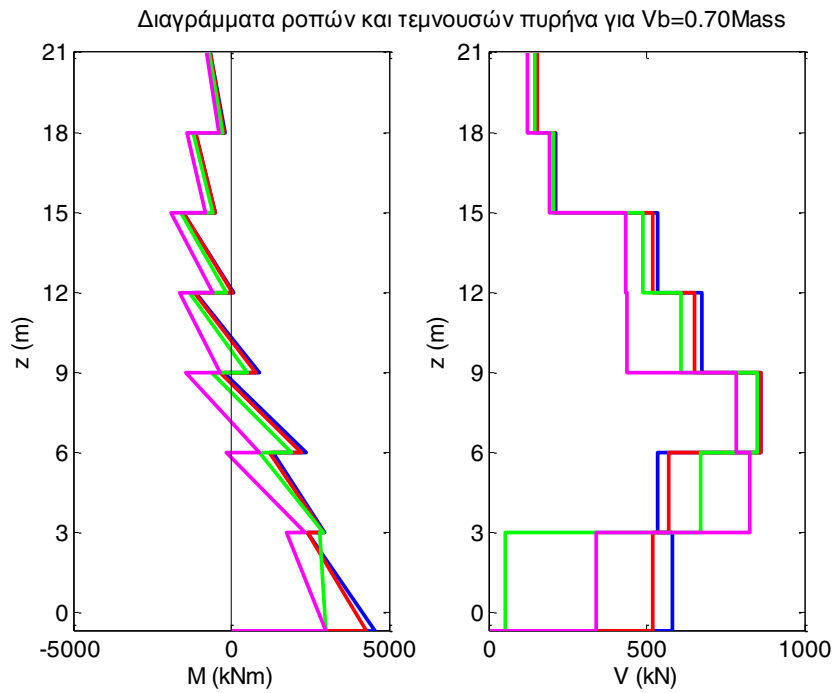


Σχήμα 4.4.16 Εξέλιξη της τέμνουσας του πυρήνα στο ύψος του 2^{ου} ορόφου συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής.

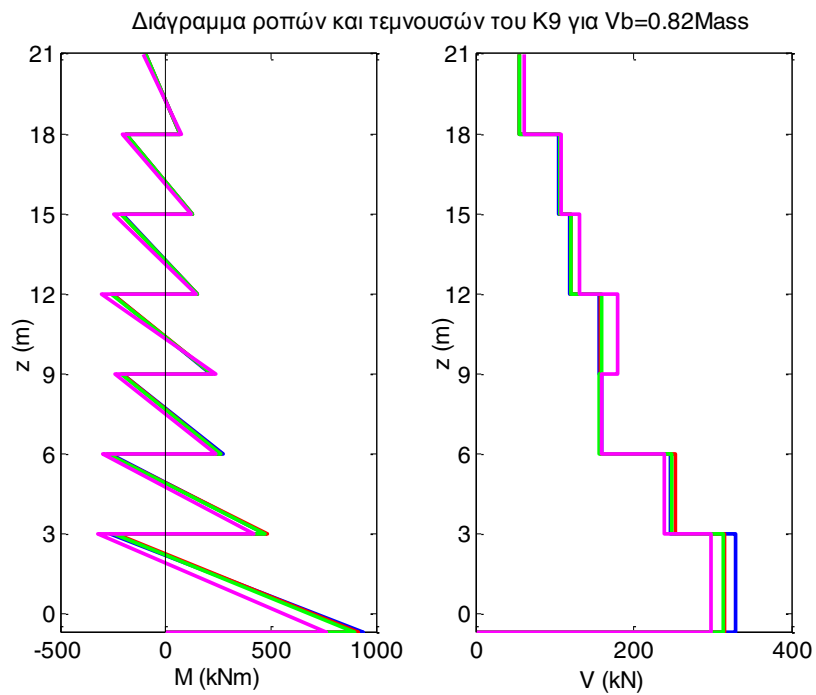
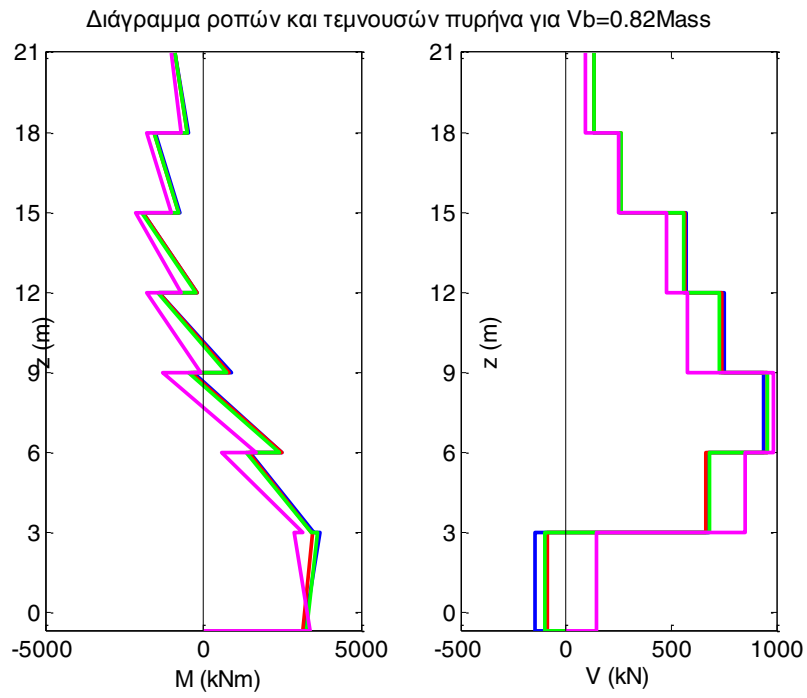
Στα Σχήματα 4.4.17 έως 4.4.19 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών και τεμνουσών του πυρήνα και του υποστυλώματος K9 για τρεις στάθμες φόρτισης: (α) $V_{base} = 0.15 Mass$, (β) $V_{base} = 0.70 Mass$, και (γ) $V_{base} = 0.82 Mass$.



Σχήμα 4.4.17 Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών πυρήνα και υποστυλώματος K9 για $V_{base} = 0.15 Mass$.



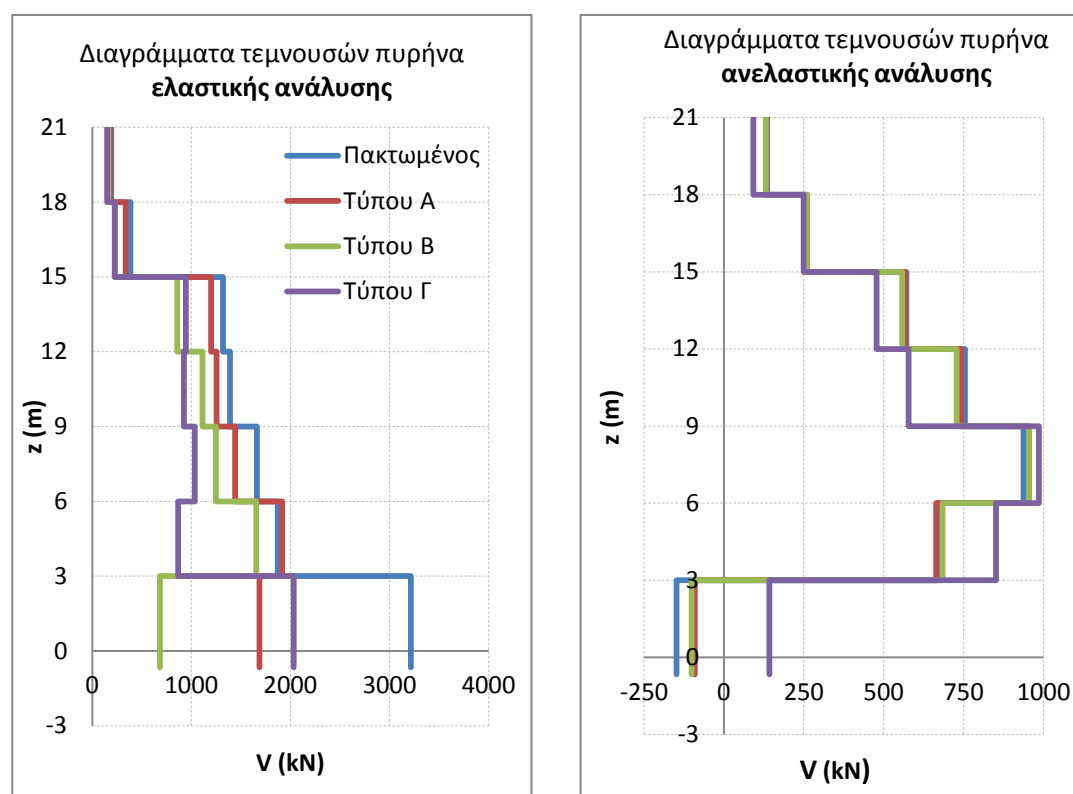
Σχήμα 4.4.18 Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών πυρήνα και υποστυλώματος K9 για $V_{base} = 0.70 Mass$.



Σχήμα 4.4.19 Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών πυρήνα και υποστυλώματος K9 για $V_{base} = 0.82 Mass$.

4.4.3 Σύγκριση με την τέμνουσα σχεδιασμού του ΕΑΚ

Στο **Σχήμα 4.4.20** συγκρίνεται η κατανομή των τεμνουσών καθ' ύψος του πυρήνα, υπολογισμένη με ελαστική και ανελαστική ανάλυση. Είναι εμφανές ότι η ελαστική ανάλυση αδυνατεί να προβλέψει το μέγεθος της τέμνουσας του πυρήνα στο ύψος του 2^ο ορόφου. Η μείωση της τέμνουσας στο ισόγειο και η αύξηση της στον 1^ο και στον 2^ο όροφο οφείλεται στην μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα. Το φαινόμενο αυτό είναι εντονότερο στο συγκεκριμένο κτίριο καθώς το σεισμικό φορτίο οδηγείται στον πυρήνα που είναι το πιο δύσκαμπτο μέλος. Εάν το κτίριο διέθετε μεγαλύτερη επιφάνεια τοιχωμάτων στην κάτοψη, η μείωση της τέμνουσας στο ισόγειο δε θα ήταν τόσο έντονη.



Σχήμα 4.4.20 Σύγκριση τεμνουσών πυρήνα υπολογισμένων με ελαστική (αριστερά) και ανελαστική ανάλυση (δεξιά).

Ο σύγχρονος αντισεισμικός κανονισμός υιοθετεί την ελαστική ανάλυση για τον υπολογισμό του φορέα. Η μη-γραμμική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη εμμέσως με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς για τη μείωση των σεισμικών δράσεων. Επομένως η ανάπτυξη έντασης στα μέλη που δεν προβλέπεται από την ελαστική ανάλυση μπορεί να αποδειχτεί επικίνδυνη.

Ακόμα και αν τα μέλη του κτιρίου ήταν οπλισμένα κατά τους σύγχρονους κανονισμούς (ΕΚΩΣ και ΕΑΚ) διατηρώντας την κάτοψη ίδια, η μη γραμμική συμπεριφορά του δομήματος θα ήταν ποιοτικά παραπλήσια. Υπενθυμίζουμε ότι στο κτίριο δεν αναπτύσσεται μηχανισμός μαλακού ορόφου και η καμπτική αστοχία του πυρήνα περιορίζεται μόνο στη βάση όπως επιδιώκεται και από τον ΕΑΚ. Ενδιαφέρον θα έχει λοιπόν να εξετάσουμε εάν ο πυρήνας οπλισμένος κατά ΕΑΚ θα μπορούσε να παραλάβει με ασφάλεια την κατανομή της τέμνουσας που προέκυψε από την ανελαστική ανάλυση.

Σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό η τέμνουσα σχεδιασμού στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης, δηλαδή εν γένει στη βάση του τοιχώματος υπολογίζεται από την καμπτική υπεραντοχή της πλαστικής άρθρωσης ως εξής :

$$V_{CD,w0} = a_{CD} \cdot V_{E,w0} \quad (4.4.4)$$

όπου :

$$a_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{R,w0}}{M_{E,w0}} \quad (4.4.5)$$

γ_{Rd} : ο συντελεστής υπεραντοχής που λαμβάνεται ίσος με 1.3 για τους συνήθεις χάλυβες,

$M_{E,w0}$ και $V_{E,w0}$ είναι αντίστοιχα η μέγιστη ροπή και τέμνουσα στο τοίχωμα που προκύπτουν από τη σεισμική δράση της ελαστικής ανάλυσης στη διατομή πλαστικής άρθρωσης, και

$M_{R,w0}$ είναι η ροπή αντοχής της διατομής.

Στους υπόλοιπους ορόφους η τέμνουσα σχεδιασμού λαμβάνεται από τη μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει από τη σεισμική, ελαστική ανάλυση πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή a_{CD} αλλά όχι μικρότερη από το 1/3 της τέμνουσας σχεδιασμού της πλαστικής άρθρωσης, δηλαδή :

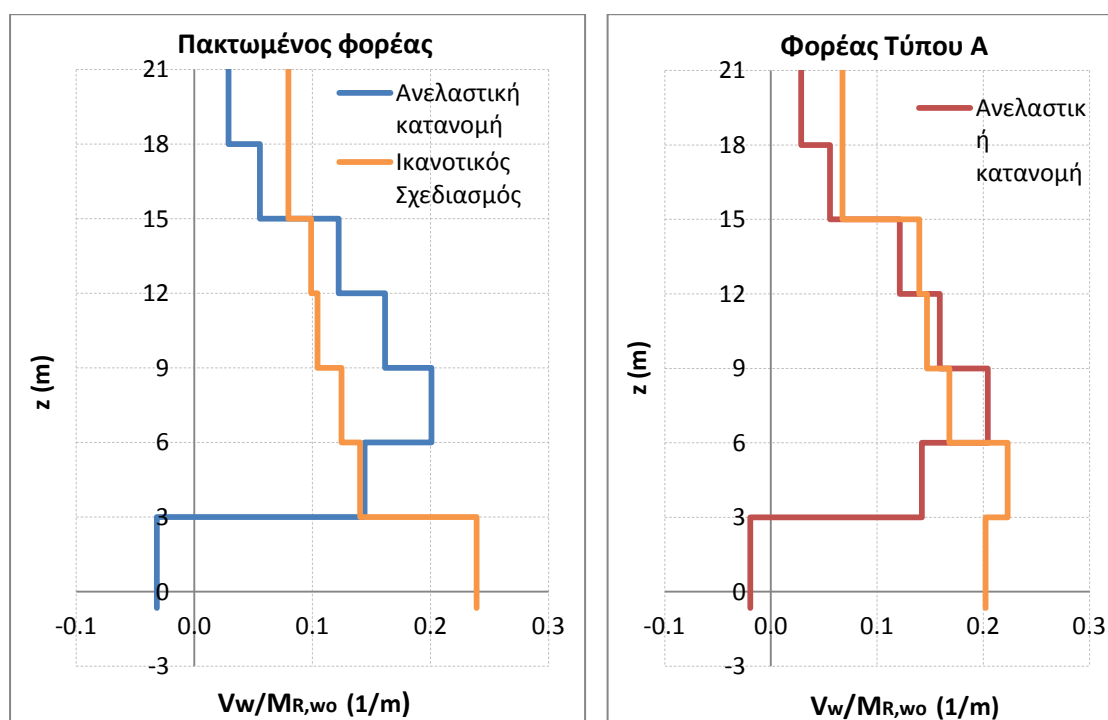
$$V_{CD,w} = a_{CD} \cdot V_{E,w} \geq \frac{V_{CD,w0}}{3} \quad (4.4.6)$$

Στόχος μας είναι να συγκρίνουμε την περιβάλλουσα αντοχής σε τέμνουσα που προκύπτει από την όπλιση του πυρήνα βάσει της ικανοτικής τέμνουσας $V_{CD,w}$, με το διάγραμμα τέμνουσων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Καθώς όμως η ροπή

αντοχής της διατομής του πυρήνα στη βάση θα ήταν διαφορετική εάν ο πυρήνας ήταν οπλισμένος κατά ΕΑΚ θα συγκρίνουμε τον διαθέσιμο λόγο $V_{CD,w}/M_{R,w0}$ με τον αντίστοιχο απαιτούμενο $V_{demand}/M_{R,available}$, όπου V_{demand} η τέμνουσα που προκύπτει από την ανελαστική ανάλυση, και $M_{R,available} = 4670 \text{ kNm}$ η ροπή αντοχής του πυρήνα στη βάση υπολογισμένη για τον υφιστάμενο οπλισμό. Οπότε προκύπτει:

$$\frac{V_{CD,w}}{M_{R,w0}} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{V_{E,w}}{M_{E,w0}} \geq 1/3 \frac{V_{CD,w}}{M_{R,w0}} \quad (4.4.7)$$

Από την τελευταία σχέση φαίνεται ότι ο λόγος $V_{CD,w}/M_{R,w0}$ είναι ανεξάρτητος από τον συντελεστή συμπεριφοράς. Η δρώσα τέμνουσα $V_{E,w}$ αντιστοιχεί στην ελαστική κατανομή για τα οριζόντια φορτία του συνδυασμού $G+0.3Q+E_X$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.4.21** για τον πακτωμένο φορέα και για τον Φορέα Α.



Σχήμα 4.4.21 Σύγκριση τεμνουσών πυρήνα υπολογισμένων με ανελαστική ανάλυση και σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό του ΕΑΚ για τον πακτωμένο φορέα και τον Φορέα Α.

Συμπεραίνουμε πως ο ικανοτικός σχεδιασμός κατά τον ΕΑΚ είναι ανεπαρκής καί για τον πακτωμένο φορέα καί για τον φορέα με τα συμβατικά πέδιλα. Η υπέρβαση όμως της αντοχής στον Φορέα Α είναι σαφώς μικρότερη από ότι στον πακτωμένο φορέα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση του φορέα Α η τέμνουσα του πυρήνα στο ισόγειο είναι ήδη μειωμένη από την ελαστική ανάλυση προσεγγίζοντας καλύτερα το διάγραμμα τεμνουσών της ανελαστικής ανάλυσης.

4.5 Δυναμικές Ανελαστικές Αναλύσεις

4.5.1 Εισαγωγή

Η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής εξετάζεται μέσω ανελαστικών δυναμικών εν χρόνω αναλύσεων, οι οποίες είναι ο ακριβέστερος τρόπος για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης του φορέα.

Αρχικά υπολογίστηκε με το OpenSees η 1^η ιδιοπερίοδος του κάθε φορέα, μετά από τις καμπτικές ρηγματώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων, δηλαδή με τις ρηγματωμένες διατομές των μελών. Η υπολογισθείσα 1^η ιδιομορφή έχει την ίδια μορφή με αυτήν που υπολογίστηκε με το ελαστικό προσομοίωμα (SAP2000). Στον **Πίνακα 4.5.1** συγκρίνονται οι τιμές της 1^η ιδιομορφής καί για τους τεσσέρις φορείς.

Πίνακας 4.5.1 Τιμή της 1^η ιδιομορφής κάθε φορέα υπολογισμένη με το ελαστικό (SAP2000) και το ανελαστικό προσομοίωμα (OpenSees).

Φορέας	1η Ιδιοπερίοδος (sec)	
	SAP2000	OpenSees
Πακτωμένος	1.26	1.28
Φορέας Α	1.35	1.41
Φορέας Β	1.41	1.48
Φορέας Γ	1.53	1.70

Στην συνέχεια εξετάστηκε η απόκριση του φορέα στις εξής σεισμικές διεγέρσεις: (α) Λευκάδα 2003, (β) Λευκάδα 2003 με 50% επάυξηση των επιταχύνσεων (Λευκάδα 2003 x 1.5), (γ) Καλαμάτα (Νομαρχία) με 60% επάυξηση (Καλαμάτα x 1.6), (δ) Duzce–Duzce, (ε) Imperial Valley–IVNo4 με 30% απομείωση (IVNo4 x 0.7), και (στ) Chi-Chi–TCU102 με 40% απομείωση (TCU102 x 0.6).

Η επιλογή των διεγέρσεων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν φάσμα επιτάχυνσης κοντά στο φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ2000 για τη Ζώνη II, και να μην υπερβαίνουν κατά πολύ την ικανότητα του κτιρίου. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των ανελαστικών στατικών αναλύσεων το κτίριο αναμένεται να “αντέχει” φασματικές επιταχύνσεις της τάξεως των 0.10 g. Δεν εξετάστηκαν επομένως ισχυρότατες σεισμικές διεγέρσεις με πλούσιο φασματικό περιεχόμενο σε περιόδους των 1.5 sec (π.χ. Takatori, Fukiaia) καθώς θα δυσχέραιναν την σύγκριση.

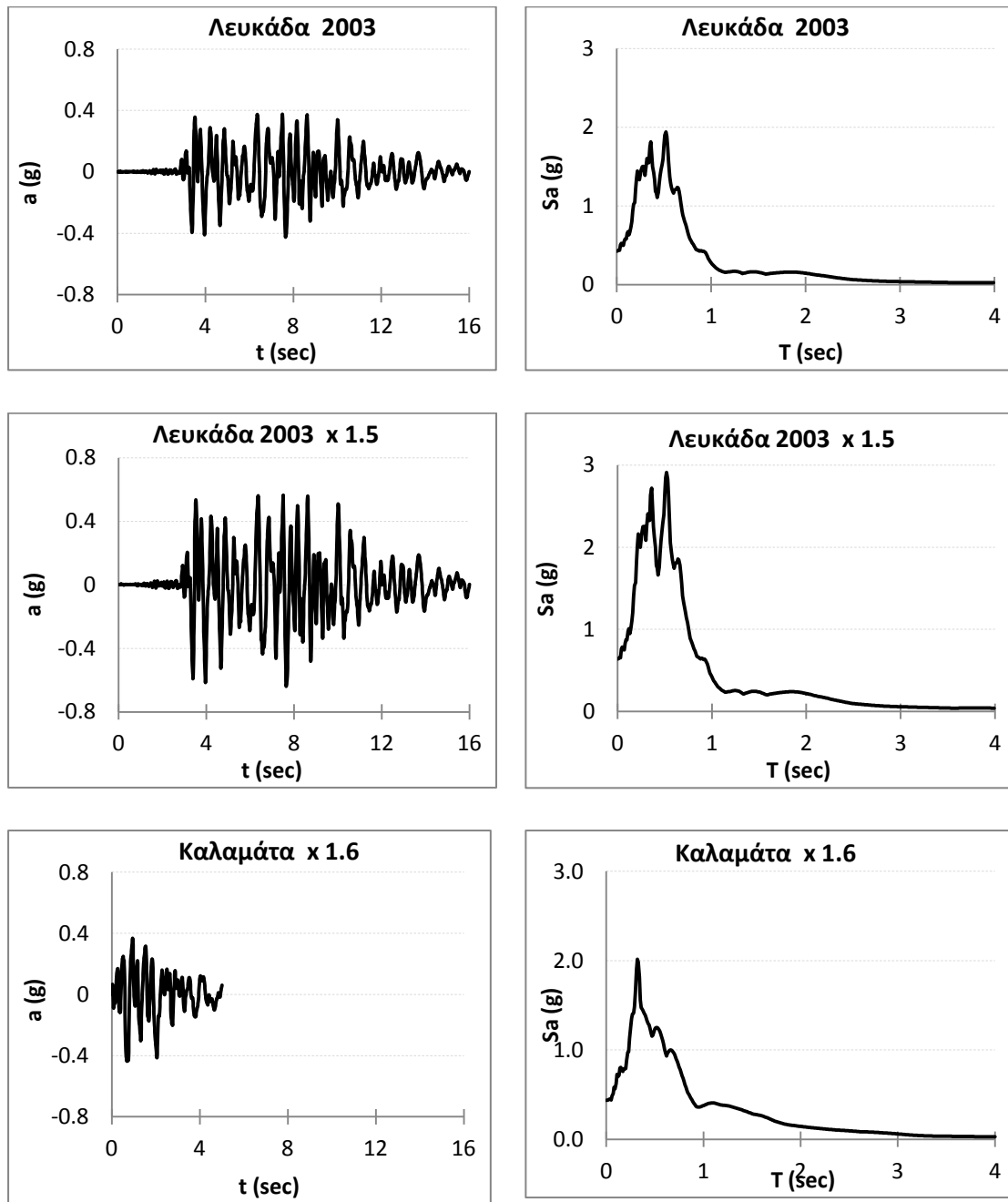
Οι ανωτέρω διεγέρσεις διακρίνονται σε δύο κατηγορίες :

- 1) Σεισμικές διεγέρσεις με φθίνουσες φασματικές επιταχύνσεις σε περιόδους άνω του 1 sec (**Σχήμα 4.5.1**): Λευκάδα 2003, Καλαμάτα.
- 2) Σεισμικές διεγέρσεις με περίπου σταθερές ή αυξανόμενες φασματικές επιταχύνσεις σε περιόδους άνω του 1 sec (**Σχήμα 4.5.2**): (Duzce, IVNo4, TCU102).

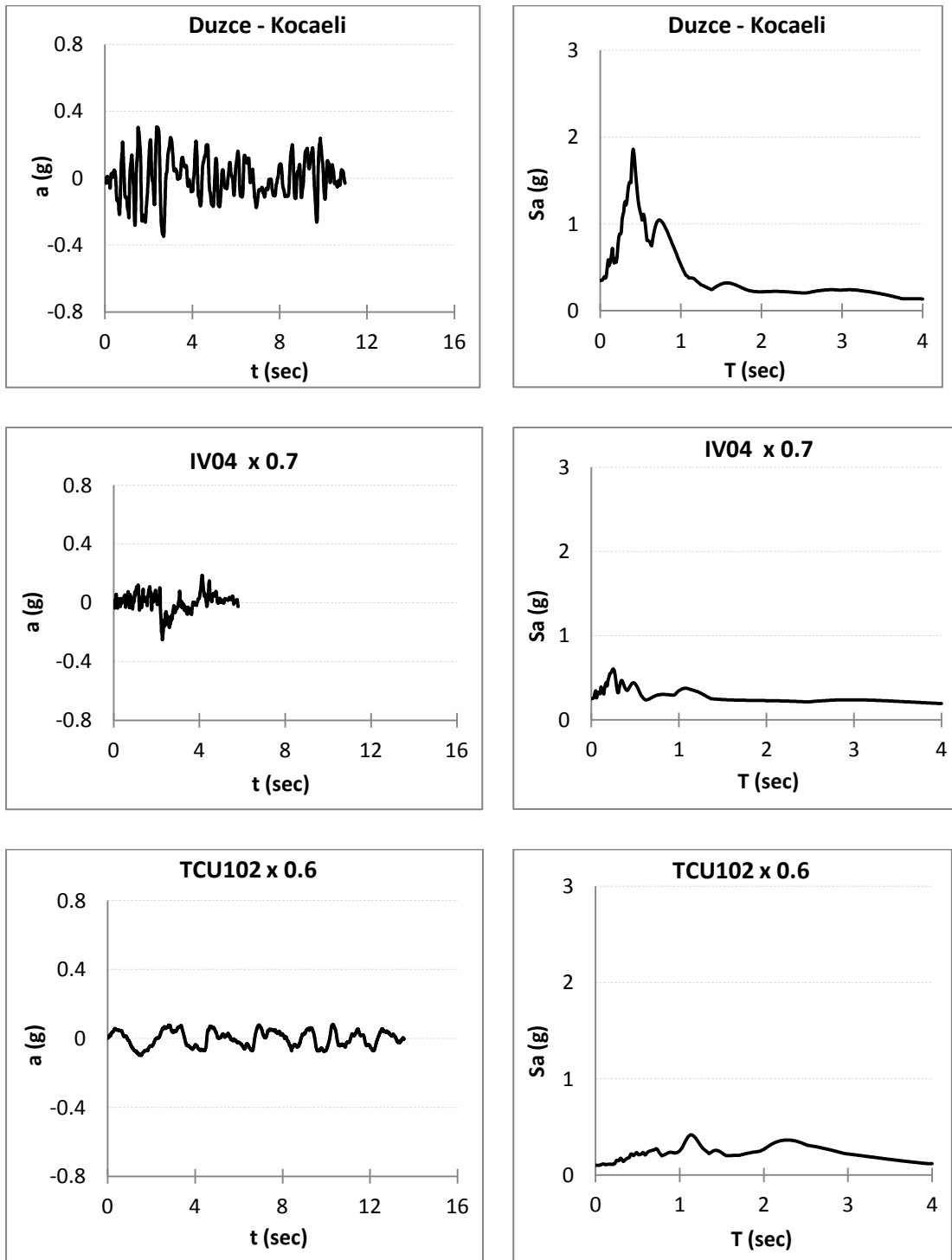
Στο **Σχήμα 4.5.3** συγκρίνονται τα φάσματα επιταχύνσεων στην περιοχή ιδιοπεριόδων από 1.0 έως 3.5 sec.

Για τους τέσσερις φορείς εξετάστηκαν τα εξής :

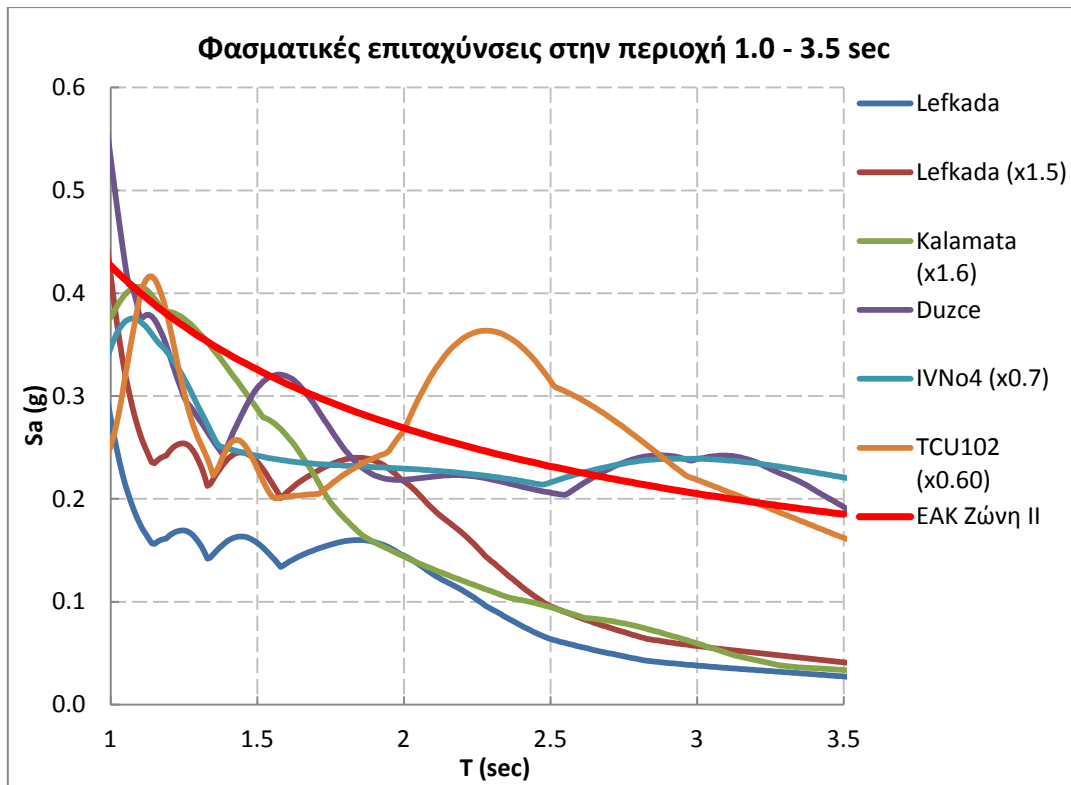
- Οι καμπτικές βλάβες.
- Η χρονοϊστορία της συνολικής τέμνουσας βάσης.
- Η χρονοϊστορία της μετατόπισης κορυφής.
- Η καμπύλη ροπής–στροφής του πεδίλου του πυρήνα και η χρονοϊστορία της στροφής.
- Η καμπύλη ροπής–πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα και του υποστυλώματος K9.
- Οι χρονοϊστορίες των εντατικών μεγεθών του πυρήνα και του υποστυλώματος K9.
- Το προφίλ των οριζοντίων μετατοπίσεων σε χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές.



Σχήμα 4.5.1 Σεισμικές διεγέρσεις με φθίνουσες φασματικές επιταχύνσεις σε περιόδους άνω του 1 sec.



Σχήμα 4.5.2 Σεισμικές διεγέρσεις με περίπου σταθερές ή αυξανόμενες φασματικές επιταχύνσεις σε περιόδους άνω του 1 sec.



Σχήμα 4.5.3 Σύγκριση των φασμάτων επιτάχυνσης στην περιοχή ιδιοπεριόδων 1 έως 3.5 sec.

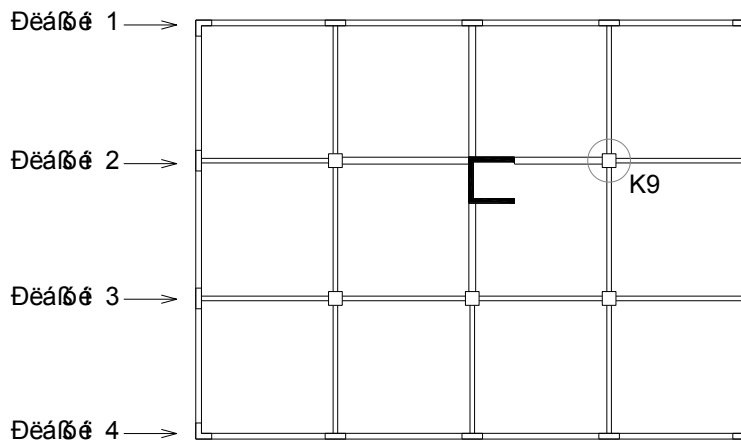
4.5.2 Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα για την περίπτωση διέγερσης με την καταγραφή του σεισμού της Λευκάδας 2003. Η περιγραφή είναι πιο συνοπτική για τις υπόλοιπες σεισμικές διεγέρσεις, εστιάζοντας στα σημεία ενδιαφέροντος της κάθε περιπτώσεως.

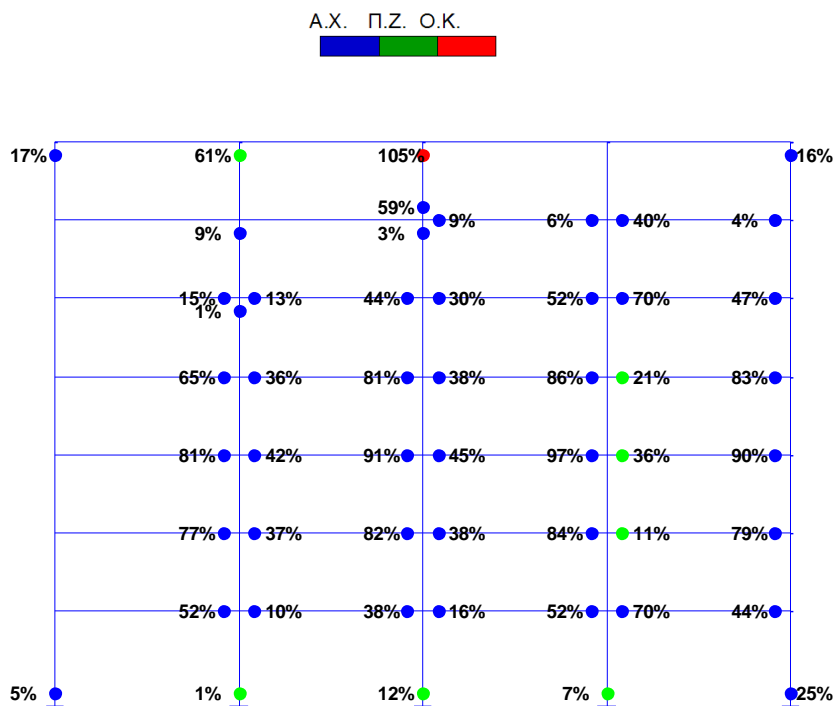
Λευκάδα 2003

Η εν λόγω διέγερση έχει μέγιστη επιτάχυνση εδάφους $PGA = 0.43 \text{ g}$ και μέγιστη ταχύτητα $PGV = 36 \text{ cm/s}$. Χαρακτηριστικό της διέγερσης είναι ο μεγάλος αριθμός σημαντικών κύκλων που διαθέτει. Από το φάσμα επιταχύνσεων (**Σχήμα 4.5.1**) παρατηρούμε ότι στην περιοχή της $1^{\text{ης}}$ ιδιοπεριόδου του κτιρίου οι φασματικές επιταχύνσεις έχουν περίπου σταθερή τιμή. Συγκεκριμένα στην περιοχή ιδιοπεριόδων από 1 έως 2 sec, η φασματική επιτάχυνση είναι περίπου 0.17g.

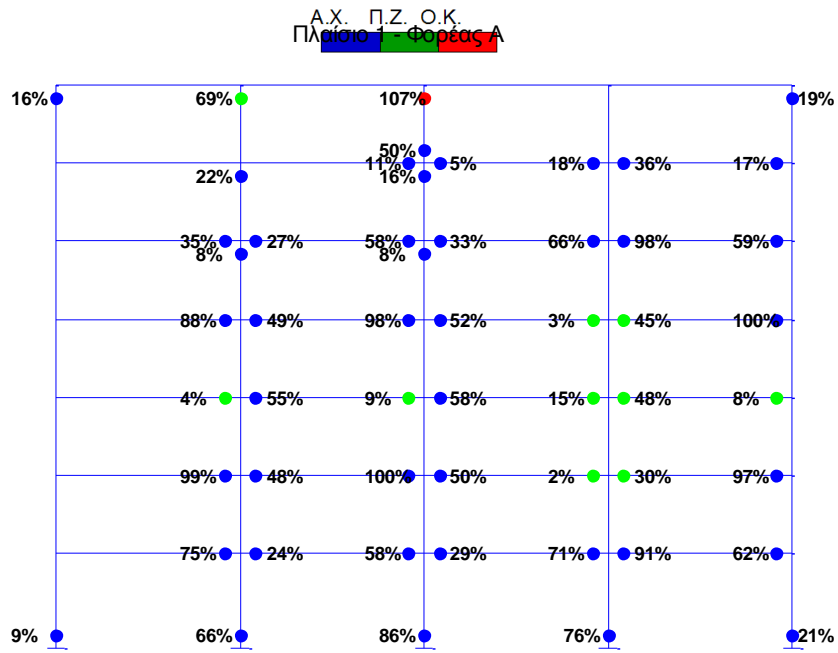
Παρουσιάζονται οι καμπτικές βλάβες για τα πλαίσια της διεύθυνσης Χ, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.5.4**. Το επίπεδο βλάβης εκτιμάται όπως αναλύθηκε στην προηγούμενη ενότητα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα **Σχήματα 4.5.5 έως 4.5.16** για τους τέσσερις φορείς που εξετάσαμε.



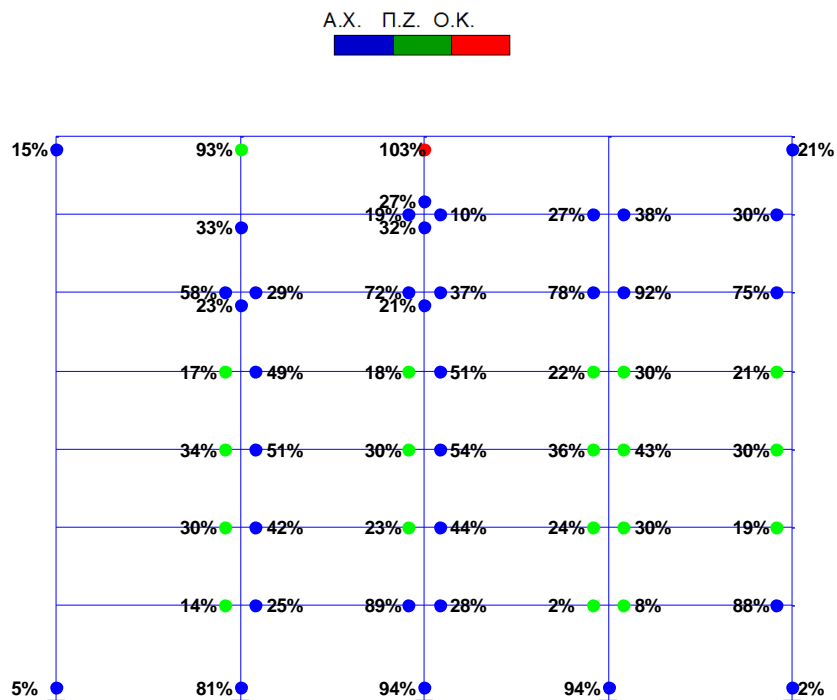
Σχήμα 4.5.4 Πλαίσια κατά τη διεύθυνση Χ.



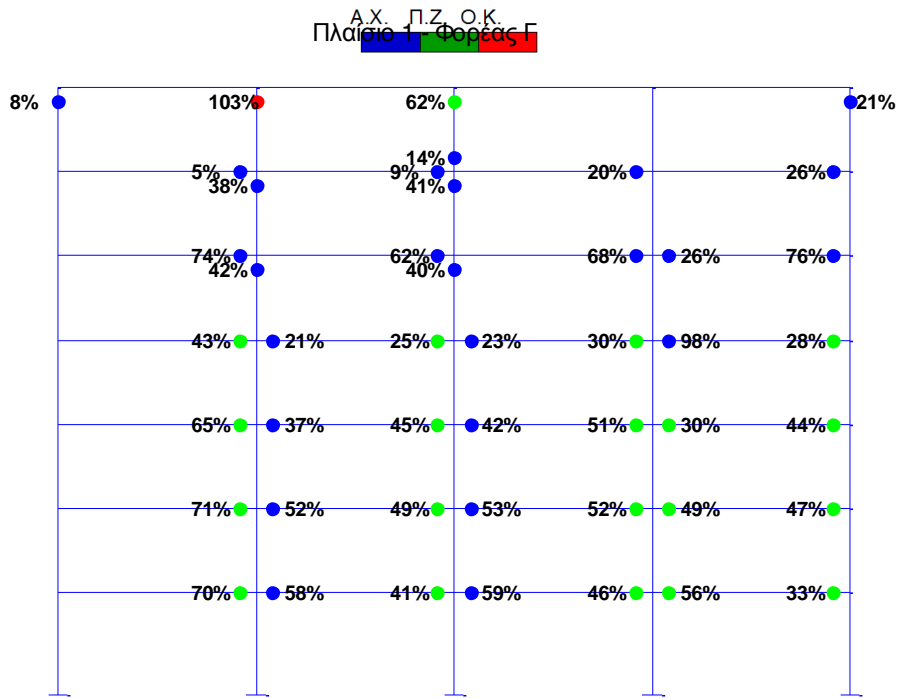
Σχήμα 4.5.5 Στάθμη βλαβών πλαισίου 1 του πακτωμένου φορέα (Λευκάδα 2003).



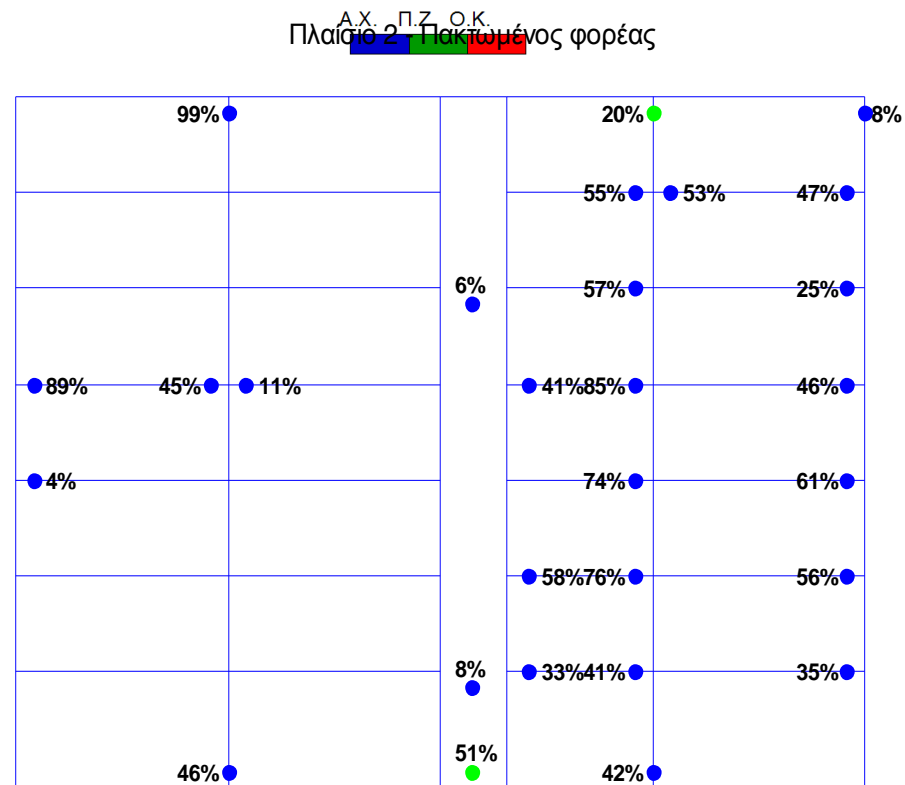
Σχήμα 4.5.6 Στάθμη βλαβών πλαισίου 1 του Φορέα Α (Λευκάδα 2003).



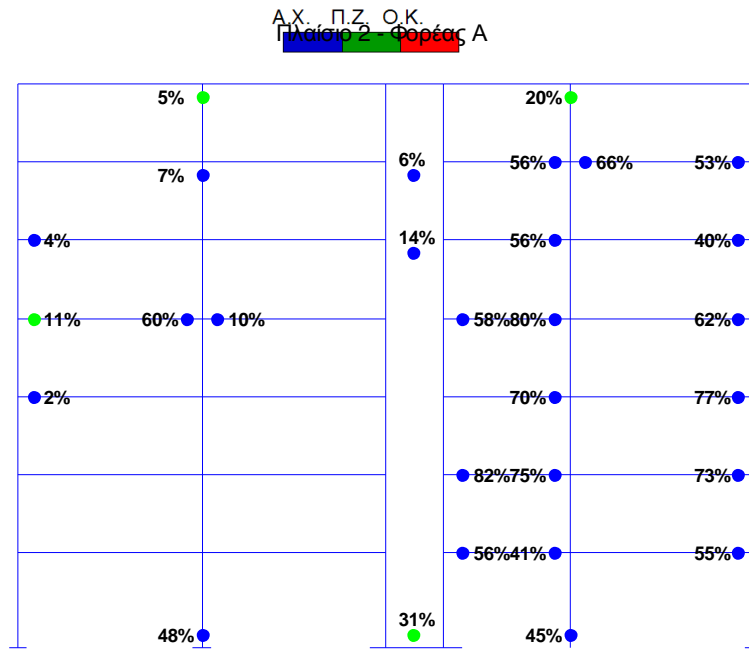
Σχήμα 4.5.7 Στάθμη βλαβών πλαισίου 1 του Φορέα Β (Λευκάδα 2003).



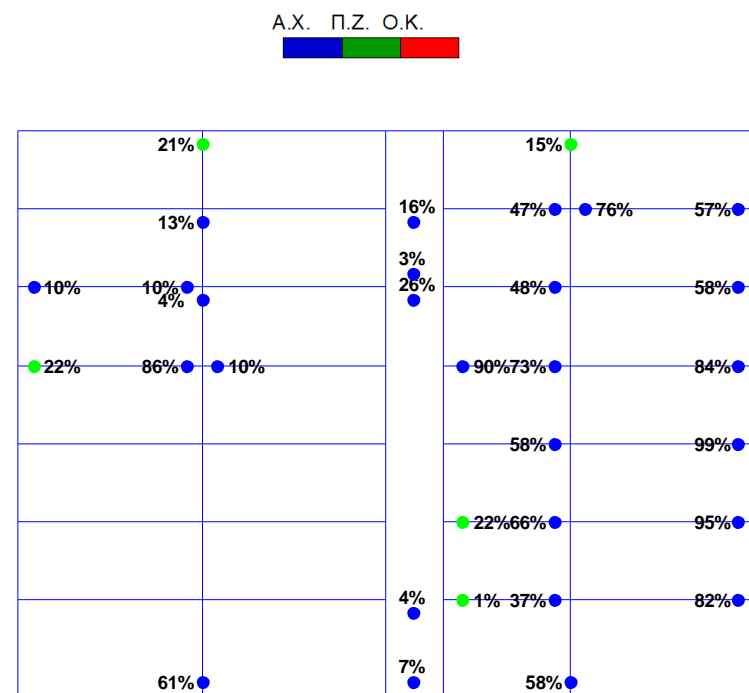
Σχήμα 4.5.8 Στάθμη βλαβών πλαισίου 1 του Φορέα Γ (Λευκάδα 2003).



Σχήμα 4.5.9 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του πακτωμένου φορέα (Λευκάδα 2003).

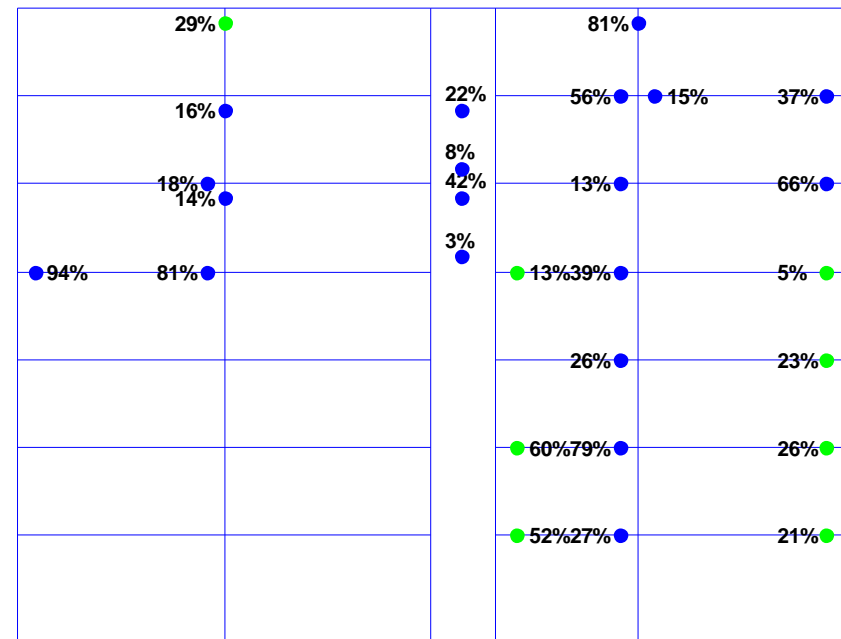


Σχήμα 4.5.10 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Α (Λευκάδα 2003).



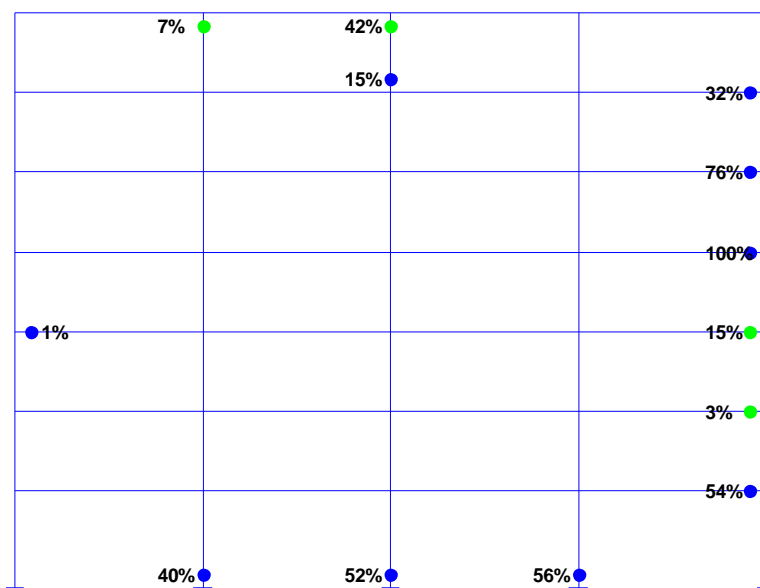
Σχήμα 4.5.11 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Β (Λευκάδα 2003).

Α.Χ. Π.Ζ. Ο.Κ.
Πλαίσιο 2 - Φορέας Γ



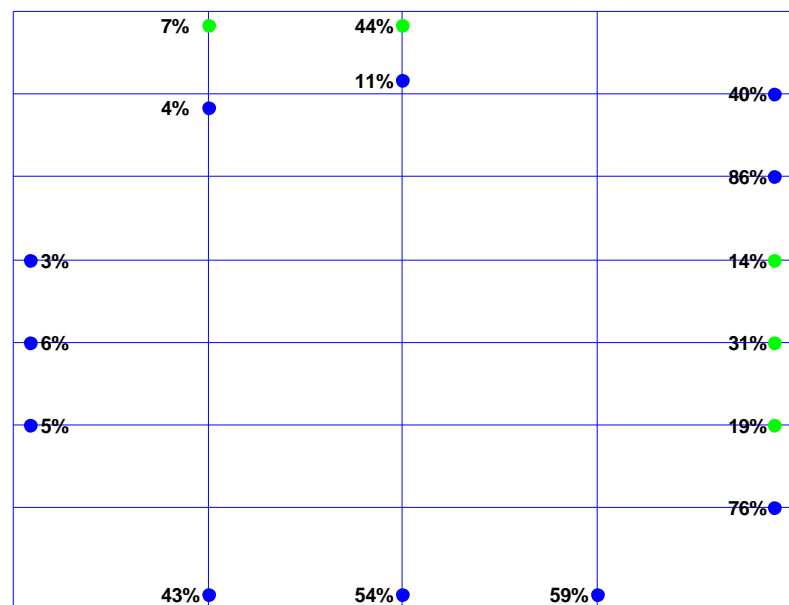
Σχήμα 4.5.12 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Γ (Λευκάδα 2003).

Α.Χ. Π.Ζ. Ο.Κ.



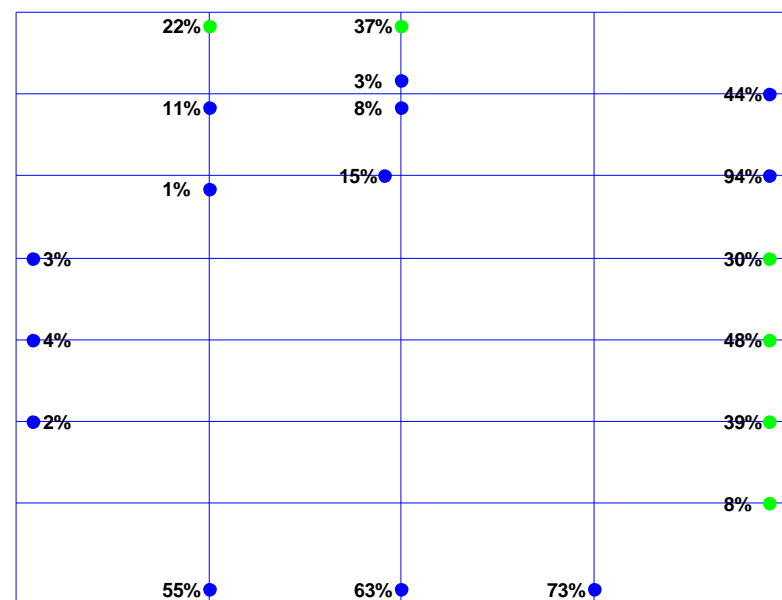
Σχήμα 4.5.13 Στάθμη βλαβών πλαισίου 3 του πακτωμένου φορέα (Λευκάδα 2003).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

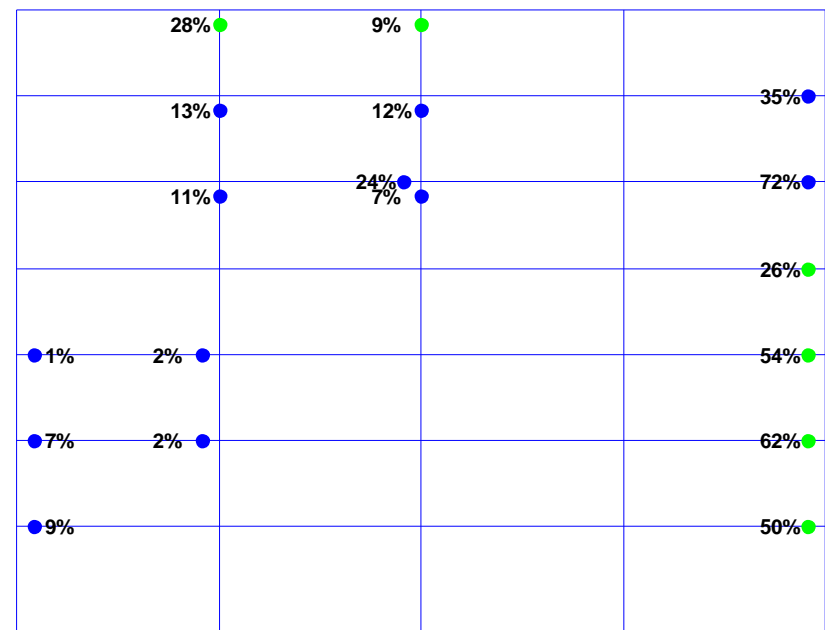


Σχήμα 4.5.14 Στάθμη βλαβών πλαισίου 3 του Φορέα Α (Λευκάδα 2003).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



Σχήμα 4.5.15 Στάθμη βλαβών πλαισίου 3 του Φορέα Β (Λευκάδα 2003).



Σχήμα 4.5.16 Στάθμη βλαβών πλαισίου 3 του Φορέα Γ (Λευκάδα 2003).

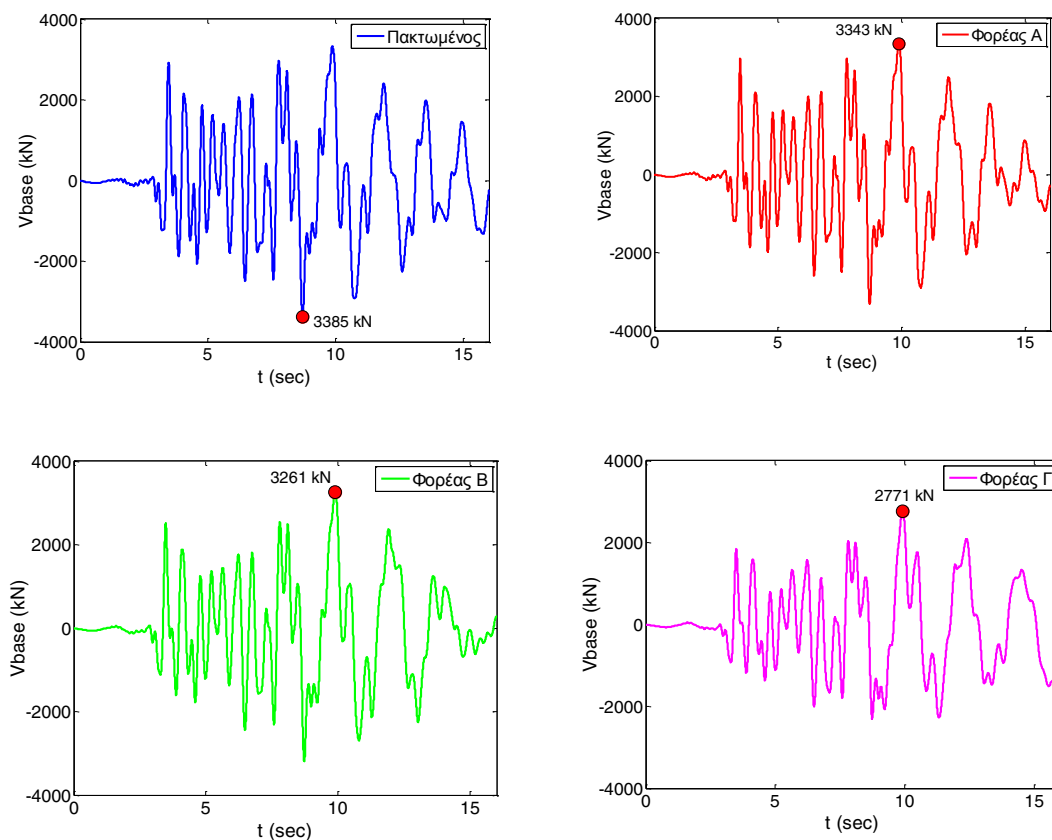
Συγκρίνοντας τις βλάβες που σημειώθηκαν στους τέσσερις φορείς συμπεραίνουμε τα εξής :

- Το κτίριο γενικά δεν έχει καταπονηθεί ιδιαίτερα από τη διέγερση, λόγω της σχετικά μεγάλης ιδιοπεριόδου του. Το κτίριο αποκρίνεται στη σεισμική διέγερση με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και στη βάση των υποστυλωμάτων. Δεν υπάρχει καμία υπόνοια για την ανάπτυξη μηχανισμού ορόφου, κάτι που ούτως ή άλλως εμποδίζεται από την ύπαρξη του πυρήνα. Σε όλους τους φορείς η στάθμη “Προστασία Ζωής” έχει υπερβληθεί, το κτίριο όμως δεν καταρρέει.
- Στον πακτωμένο φορέα και στον φορέα Α (μεγάλα πέδιλα) παρατηρούνται παραπλήσιες βλάβες. Και στους δύο φορείς η πλαστική στρόφη στη βάση του πυρήνα υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»
- Στους Φορείς Β και Γ (με τα μικρότερα πέδιλα) οι βλάβες στη βάση των υποστυλωμάτων είναι μειωμένες σε σύγκριση με τους πρώτους δύο φορείς. Ο πυρήνας παραμένει σχεδόν ελαστικός. Παρόλα αυτά οι δοκοί καταπονούνται

γενικά περισσότερο χωρίς όμως να υπερβαίνουν τη στάθμη “Οιονεί Κατάρρευση”.

- Όσο μειώνεται το μέγεθος των πεδίων περιορίζονται οι βλάβες στα υποστυλώματα, αλλά επιδεινώνονται στις δοκούς.
- Στη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση ο Φορέας Γ συμπεριφέρεται καλύτερα, καθώς είναι θεμιτό να καταπονούνται λίγο περισσότερο οι δοκοί, οι οποίες είναι τα μέλη που προορίζονται για πλαστικοποίηση κατά τη διάρκεια του σεισμικού κραδασμού, και λιγότερο τα υποστυλώματα στη βάση. Τα υποστυλώματα είναι τα πρωτεύοντα μέλη για τη στατική ευστάθεια του φορέα υπό τα κατακόρυφα φορτία μετά το πέρας του σεισμού.

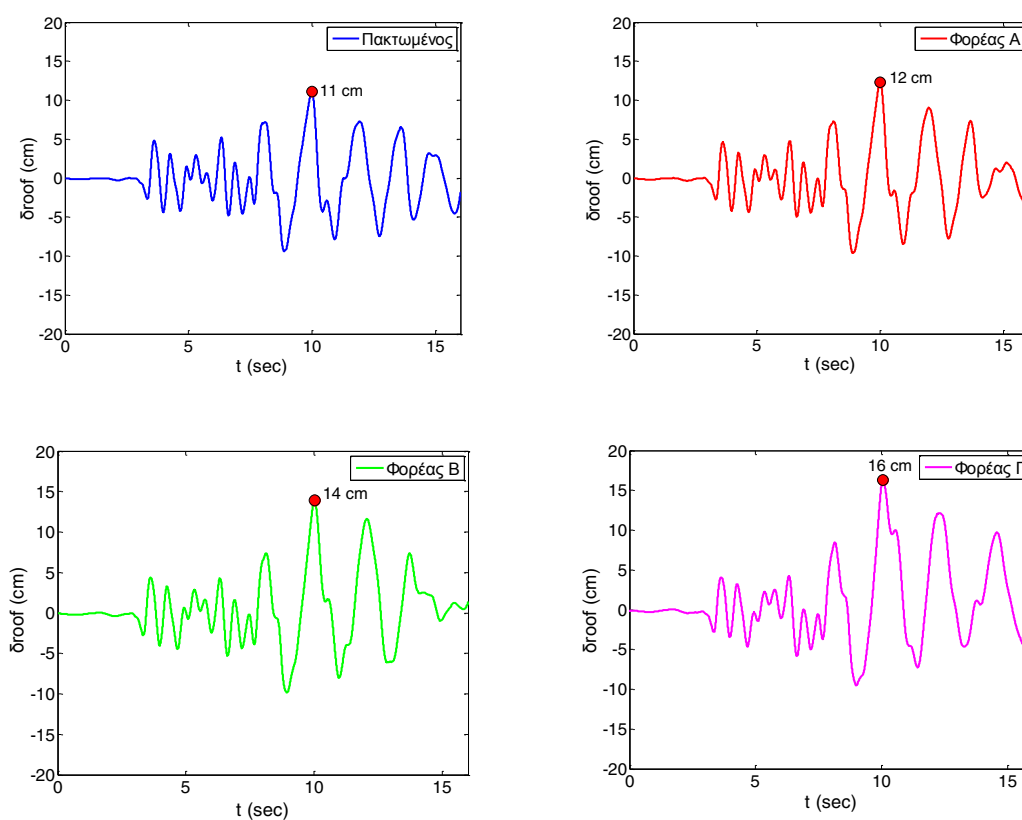
Στο **Σχήμα 4.5.17** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες τέμνουσας βάσεως για τους τέσσερις φορείς. Παρατηρούμε ότι η τέμνουσα βάσης που ασκείται στο κτίριο μειώνεται ελαφρώς όσο γίνεται πιο εύκαμπτη η θεμελίωση, παρόλο που η φασματική επιτάχυνση είναι περίπου ίδια για την 1^η ιδιοπερίοδο των τεσσάρων φορέων.



Σχήμα 4.5.17 Χρονοϊστορίες τέμνουσας βάσης των τεσσάρων φορέων.

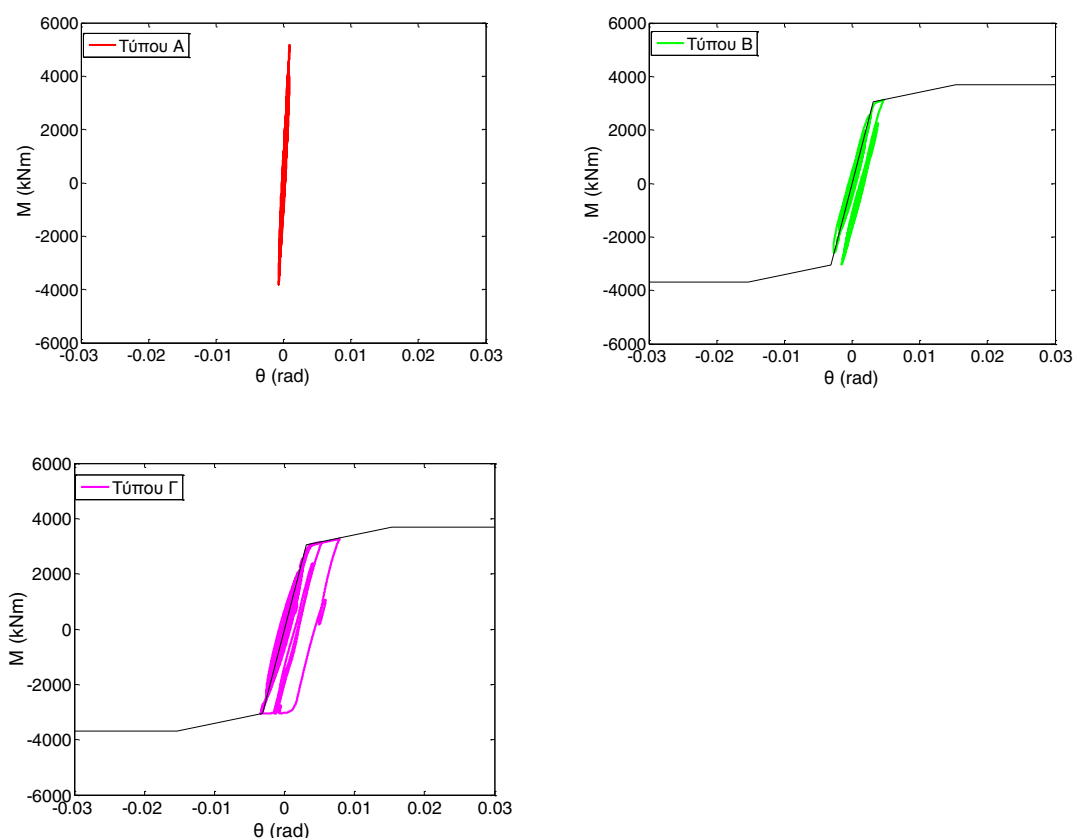
Το γεγονός αυτό οφείλεται ίσως στη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών οι οποίες έχουν μικρότερες ιδιοπεριόδους στην περιοχή όπου οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται με μεγαλύτερο ρυθμό. Ο Φορέας Γ δέχεται τη μικρότερη τέμνουσα βάσης. Η διέγερση παρουσιάζει τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και ταχύτητα περίπου τη χρονική στιγμή 7.6 sec. Από εκείνη τη στιγμή και πέρα είναι εμφανής η αύξηση της περιόδου στη χρονοϊστορία της τέμνουσας βάσης. Η συμπεριφορά αυτή υποδηλώνει την αύξηση της ιδιοπεριόδου του κτιρίου λόγω των βλαβών.

Η μετατόπιση κορυφής αυξάνεται με τη μείωση των διαστάσεων των πεδίων (Σχήμα 4.5.18). Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφηκε είναι μικρή αν σκεφτούμε το ύψος του κτιρίου (ίσο με 21.65 m) και δικαιολογεί τις μειωμένες βλάβες. Βλέπουμε ακόμα ότι η μέγιστη μετατόπιση παρατηρήθηκε τη χρονική στιγμή που αναπτύχθηκε και η μέγιστη τέμνουσα βάσης.

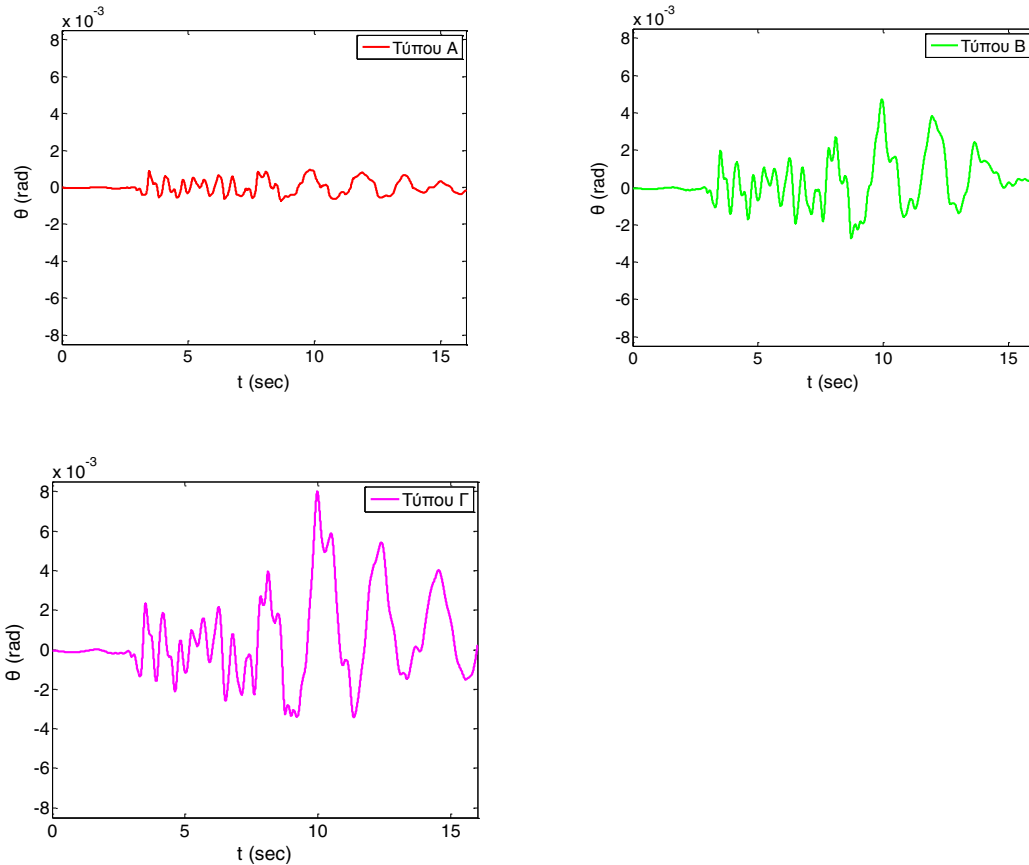


Σχήμα 4.5.18 Χρονοϊστορίες οριζόντιας μετατόπισης κορυφής για τους τέσσερις φορείς.

Στο **Σχήμα 4.5.19** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής–στροφής του πεδίου του πυρήνα για τους τέσσερις φορείς. Υπενθυμίζουμε ότι το πέδιλο του πυρήνα έχει τις ίδιες διαστάσεις στη θεμελίωση Τύπου Β και Γ. Στις περιπτώσεις Β και Γ το πέδιλο του πυρήνα ανασηκώνεται καθώς εισέρχεται στο δεύτερο κλάδο του τριγωνικού διαγράμματος. Όπως φαίνεται και στις χρονοιστορίες στροφής του πεδίου (Σχήμα 4.5.20) στην περίπτωση Γ παρατηρούνται οι μεγαλύτερες στροφές. Στον Φορέα Γ ο λόγος **k** της δυσκαμψίας του πεδίου του πυρήνα προς τη δυσκαμψία των πεδίων των υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερος από ότι στον Φορέα Β. Για τον λόγο αυτόν, στον Φορέα Γ ο πυρήνας καλείται να παραλάβει μεγαλύτερα φορτία (ροπές και τέμνουσες) τα οποία οδηγούν σε μεγαλύτερη στροφή στο πέδιλο. Σημειώνουμε ακόμα ότι ο Φορέας Γ δέχεται το λιγότερο σεισμικό φορτίο.

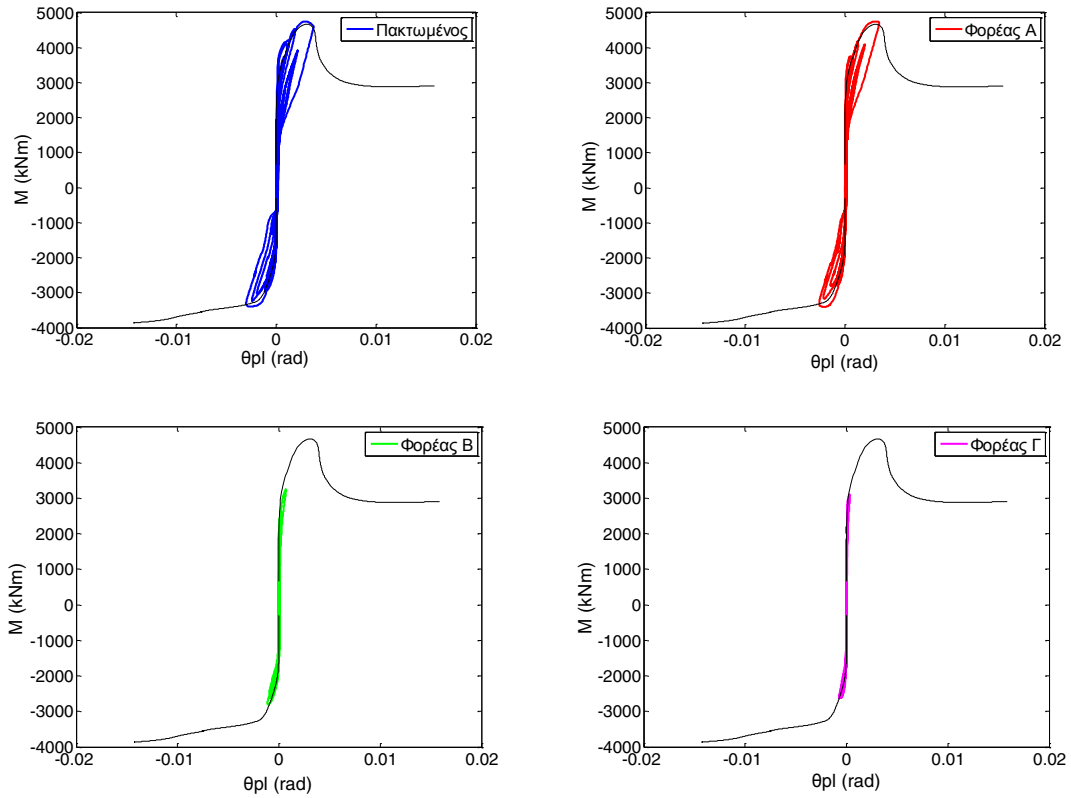


Σχήμα 4.5.19 Διαγράμματα ροπής–στροφής του πεδίου του πυρήνα για τους Φορείς Α, Β, και Γ.

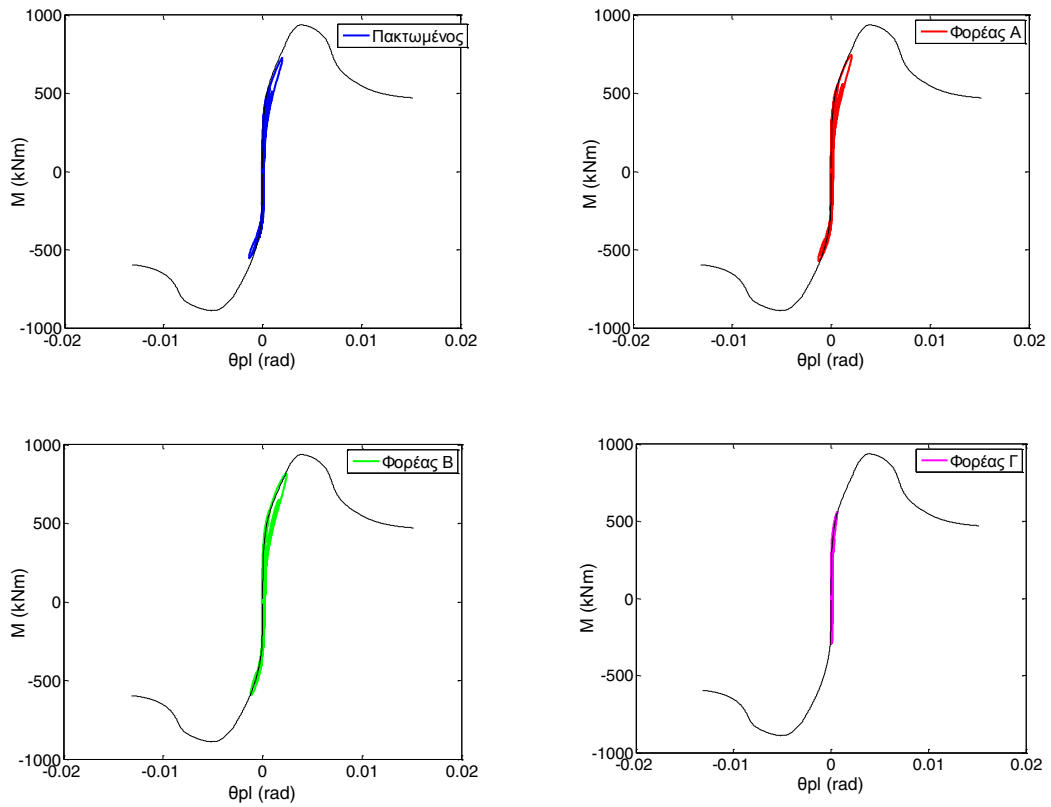


Σχήμα 4.5.20 Χρονοϊστορία στροφής του πεδύλου του πυρήνα για τους Φορείς A, B, και Γ.

Στο **Σχήμα 4.5.21** παρατηρούμε ότι ο πυρήνας στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα A φτάνει την μέγιστη αντοχή του σε κάμψη αλλά δεν εισέρχεται στον φθίνοντα κλάδο. Στους Φορείς B και Γ ο πυρήνας παρουσιάζει μειωμένες βλάβες. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 4.5.22**, η καμπτική καταπόνηση στη βάση του υποστυλώματος K9 είναι πρακτικά ίδια για τους τρεις πρώτους φορείς. Στον Φορέα Γ το υποσύλωμα καταπονείται λιγότερο και δεν υπερβαίνει τη στάθμη επιτελεστικότητας “Άμεση Χρήση”.



Σχήμα 4.5.21 Διάγραμμα ροπής–πλαστικής στροφής στη βάση του πυρήνα.



Σχήμα 4.5.22 Διάγραμμα ροπής–πλαστικής στροφής στη βάση του υποστ. Κ9.

Στα διαγράμματα του **Σχήματος 4.5.23** συγκρίνεται η σχετική μετατόπιση της οροφής του ισογείου ως προς το έδαφος (drift), υπολογισμένη για τον πυρήνα ως εξής :

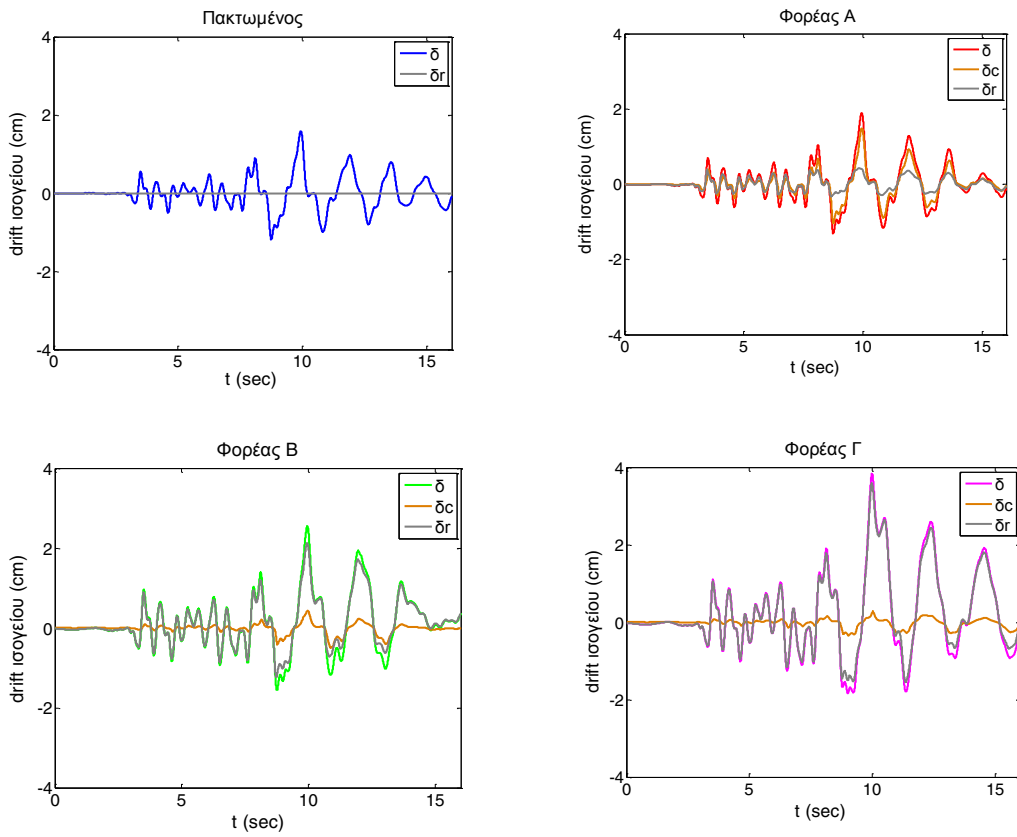
$$\delta = \delta_{z=+3.00} - \delta_{z=-0.65} \quad (4.5.1)$$

Η μετατόπιση της βάσης $\delta_{z=-0.65}$ αντιστοιχεί στην οριζόντια μετατόπιση του πεδίου του πυρήνα. Η σχετική μετατόπιση δ αποτελείται από δύο επιμέρους συνιστώσες, την μετατόπιση λόγω κάμψης δ_c , η οποία και εκφράζει την καταπόνησή του, και την μετατόπιση στερεού σώματος δ_R , η οποία οφείλεται στην στροφή της θεμελίωσης. Σε ύψος 4.5 m (στάθμη 1^{ου} ορόφου) από τη στάθμη θεμελίωσης η οριζόντια μετατόπιση λόγω στροφής θ είναι :

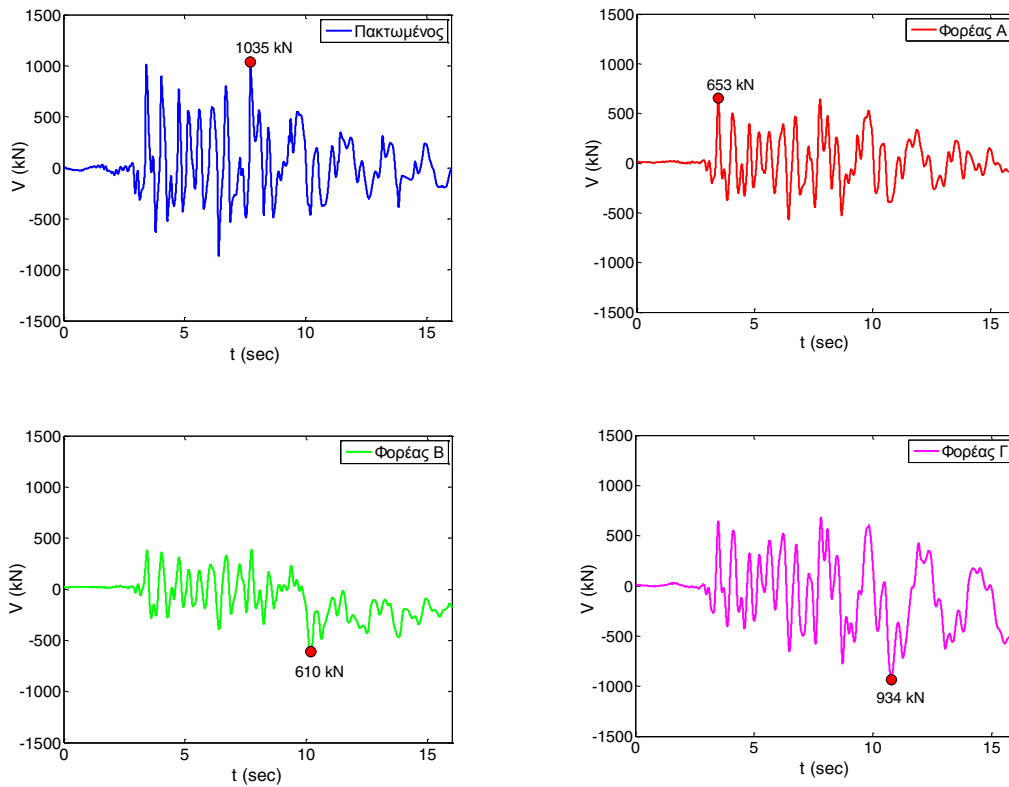
$$\delta_R = 4.5 \sin \theta \quad (4.5.2)$$

Στην περίπτωση του Φορέα Α (μεγάλα πέδιλα), η μετατόπιση λόγω στροφής του πεδίου του πυρήνα είναι μικρό ποσοστό της συνολικής μετατόπισης, καθότι η μετατόπιση της οροφής του ισογείου οφείλεται κατά κύριο λόγο στην καμπτική παραμόρφωση των υποστρωμάτων. Αντιθέτως, στους φορείς με τα μικρότερα πέδιλα (Β και Γ) η μετατόπιση του ισογείου διαμορφώνεται από τη μετατόπιση λόγω στροφής των πεδίων. Το γεγονός αυτό δικαιολογεί τις μειωμένες βλάβες στον πυρήνα των Φορέων Β και Γ παρόλο που έχουν μεγαλύτερη μετατόπιση κορυφής.

Στο **Σχήμα 4.5.24** φαίνεται ότι το μέγεθος της τέμνουσας που οδηγείται στον πυρήνα καθορίζεται από τον λόγο **k** της δυσκαμψίας του πέδιλου του πυρήνα προς τη δυσκαμψία των πεδίων των υποστρωμάτων. Έτσι παρατηρούμε ότι στον πυρήνα του Φορέα Β οδηγείται η μικρότερη τέμνουσα ενώ στον πυρήνα του Φορέα Γ οδηγείται μεγαλύτερη τέμνουσα από τους Φορείς Α και Β. Ακόμα βλέπουμε ότι στην περίπτωση των Φορέων Β και Γ ενισχύεται η τέμνουσα με αρνητική φορά μετά τη χρονική στιγμή των 10 sec όταν το πέδιλο του πυρήνα αρχίζει να ανασηκώνεται και “εισέρχεται” στον 2^ο κλάδο της τριγραμμικής καμπύλης ροπής-στροφής ο οποίος έχει ηπιότερη κλίση. Το γεγονός της αναστροφής της φοράς της τέμνουσας στη βάση του πυρήνα περιγράφηκε και στην Ενότητα 4.4 των ανελαστικών στατικών αναλύσεων.



Σχήμα 4.5.23 Χρονοϊστορία σχετικής μετατόπισης οροφής ισόγειου.

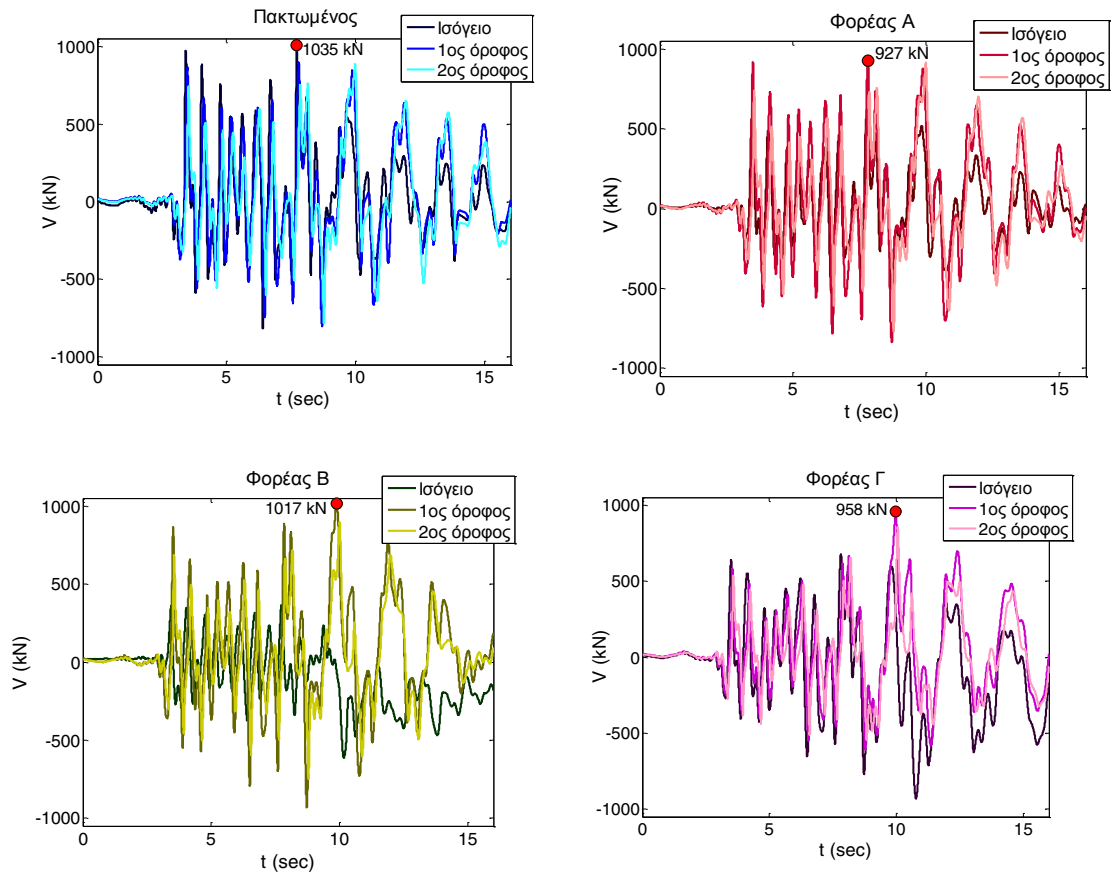


Σχήμα 4.5.24 Χρονοϊστορία τέμνουσας του πυρήνα στο ισόγειο.

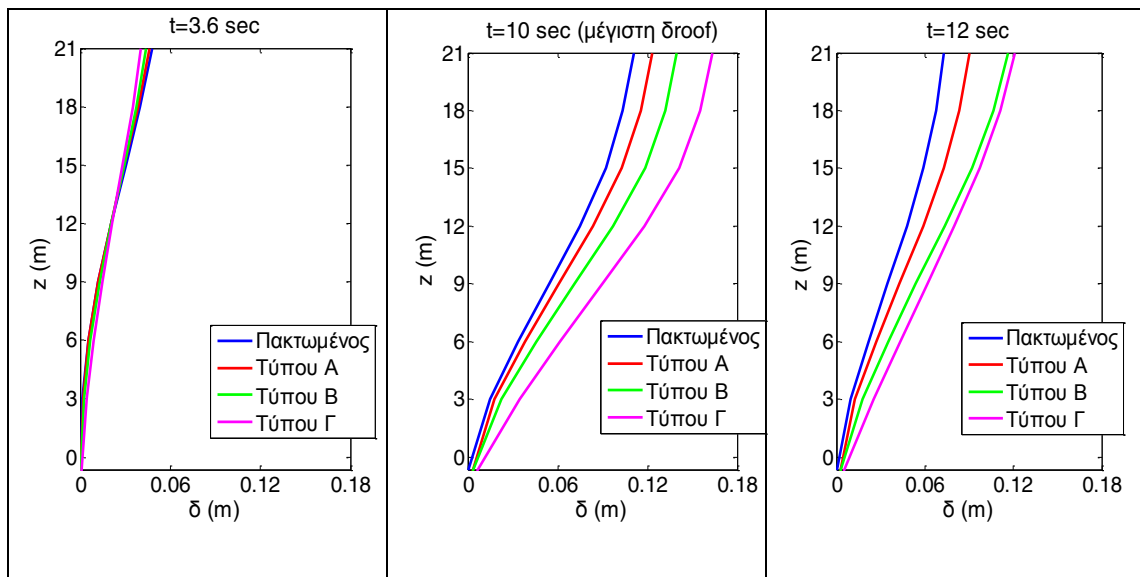
Η κατανομή καθ' ύψος της τέμνουσας του πυρήνα δείχνεται στις χρονοϊστορίες του **Σχήματος 4.5.25**. Στην περίπτωση του πακτωμένου φορέα παρατηρούμε ότι η μέγιστη τέμνουσα αναπτύσσεται στο ισόγειο. Η τέμνουσα του ισογείου παραμένει μεγαλύτερη από την τέμνουσα των 2 ανώτερων ορόφων έως τη χρονική στιγμή των 8 sec. Αμέσως μετά λόγω της πλαστικοποίησης στη βάση του πυρήνα η τέμνουσα του ισογείου μειώνεται και γίνεται μικρότερη από τη τέμνουσα του 1^{ου} και του 2^{ου} ορόφου. Παρόμοια είναι και η συμπεριφορά του Φορέα Α στον οποίο όμως εξ' αρχής η τέμνουσα του πυρήνα στον 1^ο όροφο είναι μεγαλύτερη από του ισογείου όπως είχε προκύψει και από τις ελαστικές και ανελαστικές στατικές αναλύσεις. Στον Φορέα Β ο ρόλος του πυρήνα στην ανάληψη της τέμνουσας βάσης είναι εξ αρχής υποβιβασμένος. Αντιθέτως, στον Φορέα Γ κατά τα πρώτα δευτερόλεπτα της διέγερσης η τέμνουσα του πυρήνα στο ισόγειο είναι μεγαλύτερη.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι η κατανομή της τέμνουσας καθ' ύψος του πυρήνα είχε προβλεφθεί με επιτυχία από την απλούστερη ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover). Τόσο από τις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις όσο και από την ανάλυση Pushover φαίνεται η μείωση της τέμνουσας στη βάση του πυρήνα όταν αυτός ξεκινάει να πλαστικοποιείται ή όταν αρχίζει το πέδιλό του να ανασηκώνεται. Και οι δύο τύποι αναλύσεων φανερώσουν τη σημασία της σχετικής στροφικής δυσκαμψίας της βάσης του πυρήνα ως προς την αντίστοιχη στη βάση των υποστυλωμάτων για την κατανομή του σεισμικού φορτίου στην κάτοψη του ισογείου.

Στο **Σχήμα 4.5.26** παρουσιάζεται το προφίλ των οριζοντίων μετατοπίσεων για τρεις χρονικές στιγμές: (α) $t = 3.6 \text{ sec}$, που αντιστοιχεί στην 1^η σημαντική κορυφή στη χρονοϊστορία μετατόπισης, (β) $t = 10 \text{ sec}$ κατά την οποία καταγράφηκε η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή, και (γ) $t = 12 \text{ sec}$ που αντιστοιχεί στην αμέσως επόμενη θετική κορυφή μετά από τη μέγιστη στη χρονοϊστορία της μετατόπισης. Για $t = 3.6 \text{ sec}$ παρατηρούμε ότι το προφίλ των μετατοπίσεων έχει τη μορφή καμπτικού προβόλου (κυριαρχεί η καμπτική παραμόρφωση του πυρήνα). Στις επόμενες χρονικές στιγμές το προφίλ των μετατοπίσεων παίρνει τη μορφή διατμητικού προβόλου στους ανώτερους ορόφους πράγμα που υποδηλώνει τον αυξημένο ρόλο των πλαισίων στη παραλαβή των σεισμικών φορτίων.



Σχήμα 4.5.25 Χρονοϊστορίες της τέμνουσας του πυρήνα στο ισόγειο, στον 1^ο και στον 2^ο όροφο για κάθε φορέα.

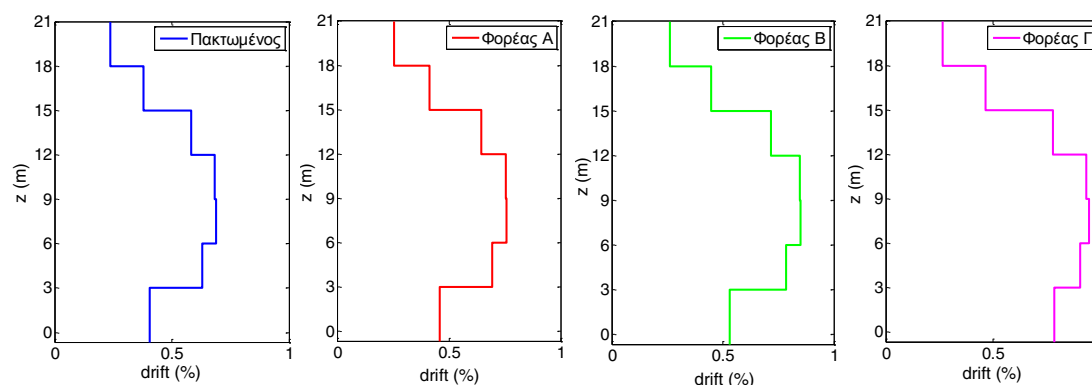


Σχήμα 4.5.26 Κατανομή των οριζοντίων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου για τρεις χαρακτηριστικές χρονικές στιγμές.

Στο **Σχήμα 4.5.27** δείχνεται η κατανομή των ποσοστιαίων σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων, drift ratio (%) για την χρονική στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής. Το drift ratio (%) του κάθε ορόφου προκύπτει ως η διαφορά μεταξύ των μετατοπίσεων της στάθμης οροφής και της στάθμης βάσης του ορόφου διαιρεμένη με το ύψος του ορόφου :

$$drift = \frac{\delta_{TOP} - \delta_{BOT.}}{h_{FLOOR}} \cdot 100 (\%) \quad (4.5.3)$$

Θυμίζουμε ότι το ισόγειο έχει ύψος 3.65 m ενώ οι υπόλοιποι όροφοι 3.0 m.



Σχήμα 4.5.27 Κατανομή drift ratio (%) καθ' ύψος του κτιρίου τη χρονική στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής.

Οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων είναι ένα μέγεθος από το οποίο μπορεί να εκτιμηθεί το επίπεδο βλαβών του κτιρίου. Σύμφωνα με τους Priestley et al. [2007] για :

- $drift\ ratio \leq 1\%$: το κτίριο μπορεί να χρησιμοποιηθεί άμεσα,
- $1\% < drift\ ratio \leq 2\%$: το κτίριο έχει υποστεί σημαντικές βλάβες οι οποίες όμως είναι επισκευάσιμες, και
- $drift\ ratio > 2\%$: το κτίριο αν δεν έχει καταρρεύσει, έχει υποστεί σοβαρότατες βλάβες.

Πάντως, για υφιστάμενα κτίρια το όριο του επιτρεπόμενου *drift ratio* τίθεται συνήθως ίσο με 1.25 %.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση, τα *drift ratios* υποδηλώνουν μειωμένες βλάβες στην ανωδομή. Παρόλα αυτά στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α ο πυρήνας και κάποιες δοκοί έχουν υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής».

Στους φορείς Β και Γ ο πυρήνας και τα υποστυλώματα δεν έχουν σημαντικές βλάβες όμως οι δοκοί έχουν καταπονηθεί περισσότερο. Συμπεραίνουμε επομένως ότι η εκτίμηση του επιπέδου βλαβών μέσω του drift είναι προσεγγιστική.

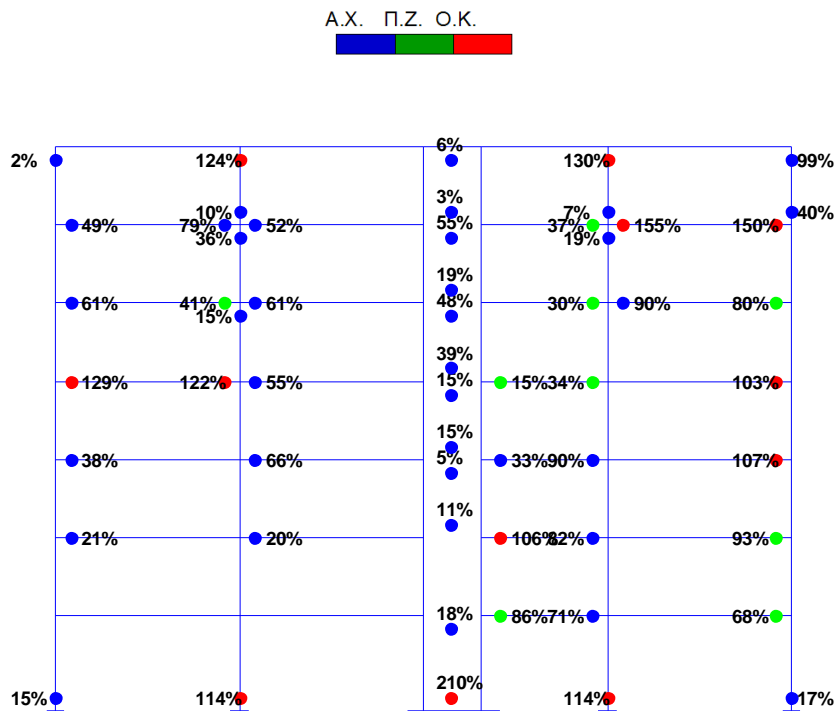
Λευκάδα 2003 x 1.5

Επιβάλλουμε τη διέγερση Λευκάδας 2003 με τις επιταχύνσεις της καταγραφής πολλαπλασιασμένες επί 1.5. Υποβάλλουμε έτσι τους φορείς σε ισχυρότερη σεισμική καταπόνηση διατηρώντας όμως το συχνοτικό της περιεχόμενο σταθερό. Κατά τη διέγερση αυτήν αναπτύσσεται μέγιστη επιτάχυνση $PGA = 0.64 g$ και μέγιστη ταχύτητα $PGV = 54 cm/sec$. Η φασματική επιτάχυνση για ιδιοπερίοδους της τάξης των 1.5 sec είναι περίπου ίση με 0.25 g.

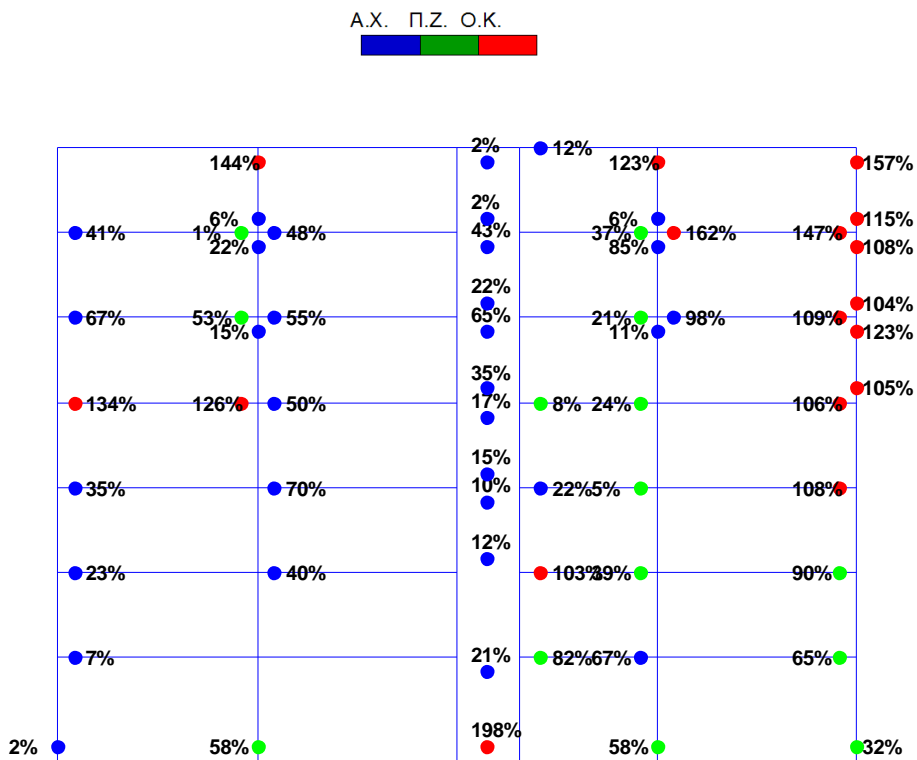
Στα **Σχήματα 4.5.28** έως **4.5.31** παρουσιάζονται οι καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα. Στον πακτωμένο φορέα ο πυρήνας και τα δύο εσωτερικά υποστυλώματα αναπτύσσουν σοβαρές πλαστικές στροφές που υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας “Οιονεί Κατάρρευση”. Η καταπόνηση του πυρήνα είναι παρόμοια και στον Φορέα Α που θεμελιώνεται με τα συμβατικά πέδιλα.

Σχετικά με τη συμπεριφορά του Φορέα Β παρατηρούμε ότι στη βάση του πυρήνα σημειώνονται ελάχιστες βλάβες γεγονός που υποδηλώνει το λικνισμό του πεδίου του. Όμως ιδιαίτερα αυξημένες είναι οι βλάβες στη βάση των εσωτερικών υποστυλωμάτων. Το αποτέλεσμα αυτό είναι λογικό καθώς στον Φορέα Β το ποσοστό της συνολικής τέμνουσας (λόγος η) που αναλαμβάνει ο πυρήνας είναι εξαιρετικά περιορισμένο προκαλώντας αυξημένη καταπόνηση στα υποστυλώματα. Αντίστοιχη συμπεριφορά παρουσίασε ο Φορέας Β και υπό τη διέγερση της Λευκάδας 2003 που εξετάσαμε προηγουμένως.

Τέλος, στο πλαίσιο του Φορέα Γ σημειώθηκαν μειωμένες βλάβες συγκριτικά με τους άλλους τρεις φορείς. Στη βάση του πυρήνα δεν αναπτύχθηκαν ιδιαίτερες πλαστικές στροφές γεγονός στο οποίο συνεισέφερε η ανελαστική της θεμελίωσής του. Ακόμα, τα εσωτερικά υποστυλώματα δεν υπέστησαν ιδιαίτερες βλάβες στη βάση τους. Παρατηρούμε ακόμα πως οι βλάβες στα άκρα των δοκών του Φορέα Γ είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες των δοκών των υπόλοιπων φορέων.

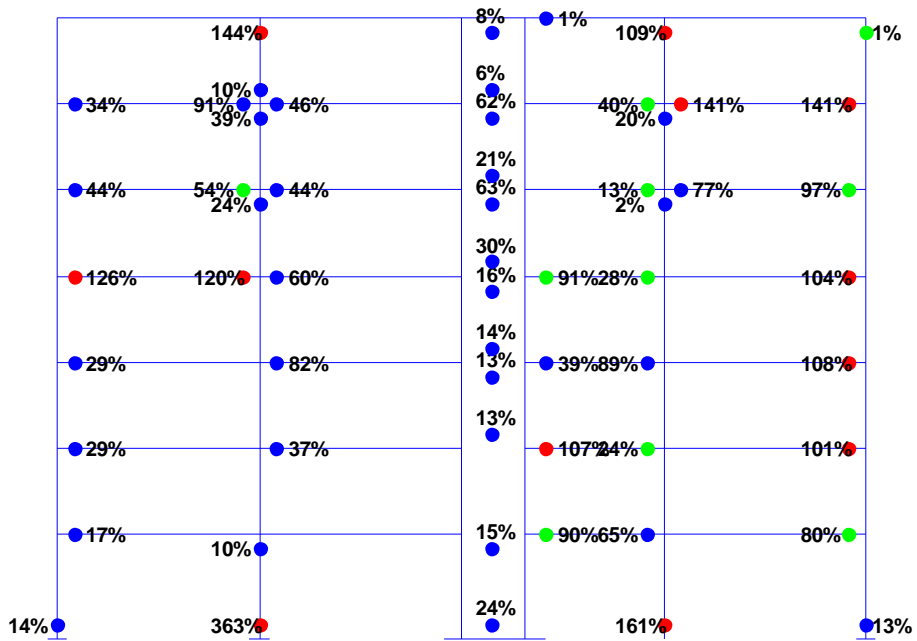


Σχήμα 4.5.28 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του πακτωμένου φορέα (Λευκάδα x 1.5).



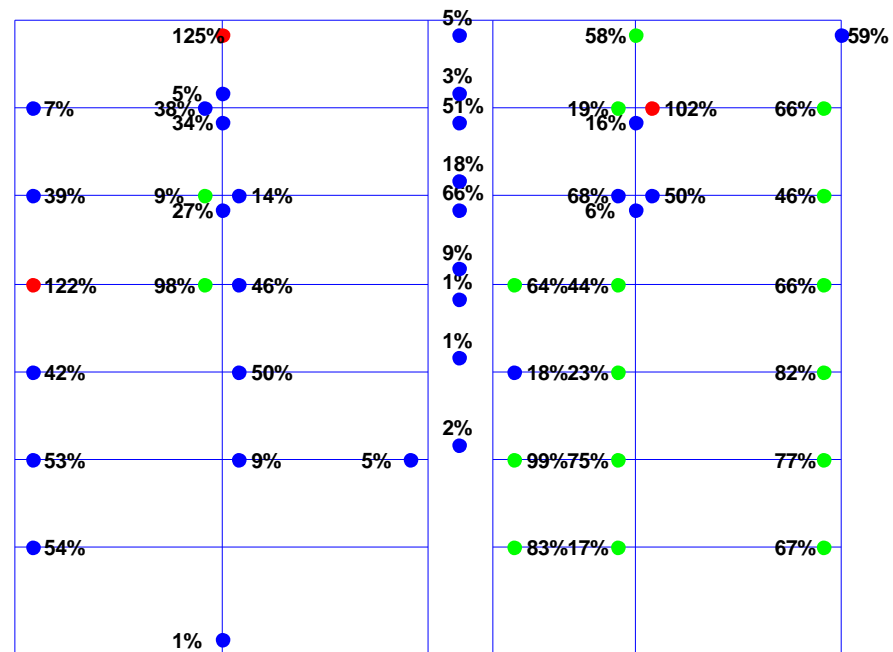
Σχήμα 4.5.29 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Α (Λευκάδα x 1.5).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



Σχήμα 4.5.30 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Β (Λευκάδα x 1.5).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



Σχήμα 4.5.31 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Γ (Λευκάδα x 1.5).

Ο Φορέας Γ δέχεται μικρότερη τέμνουσα βάσης σε σύγκριση με τους υπόλοιπους φορείς, όπως άλλωστε συνέβη και κατά τη διέγερση της Λευκάδας 2003 που εξετάσαμε προηγουμένως. Παρόλο που ο πυρήνας στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α αστοχεί σε κάμψη, στο πέδιλο του πυρήνα στον Φορέα Β και Γ δεν αναπτύσσεται η μέγιστη δυνατή ροπή. Αυτό οφείλεται στη μειωμένη δυσκαμψία της στήριξης του πυρήνα η οποία συμβάλει στη μείωση της ροπής που μεταφέρεται στη βάση του, όπως έχουμε συζητήσει και στις Ενότητες 4.2 και 4.4.

Συμπερασματικά καταλήγουμε ότι στην περίπτωση του Φορέα Β η μείωση των διαστάσεων των πεδίων απέτρεψε την καμπτική αστοχία στη βάση του πυρήνα αλλά αύξησε την καταπόνηση των υποστυλωμάτων συντελώντας στην αστοχία του κτιρίου. Αντιθέτως στην περίπτωση του Φορέα Γ η μείωση των διαστάσεων των πεδίων αποδείχτηκε ευεργετική μειώνοντας το σύνολο των βλαβών στην ανωδομή. Το γεγονός αυτό οφείλεται αφενός στη μειωμένη δυσκαμψία του Φορέα Γ που οδηγεί σε ευμενέστερη περιοχή φασματικών επιταχύνσεων για τη συγκεκριμένη διέγερση και αφετέρου στη σχετική δυσκαμψία του πεδίου του πυρήνα ως προς των υποστυλωμάτων η οποία συμβάλλει στη μείωση των ροπών που μεταφέρονται στα υποστυλώματα.

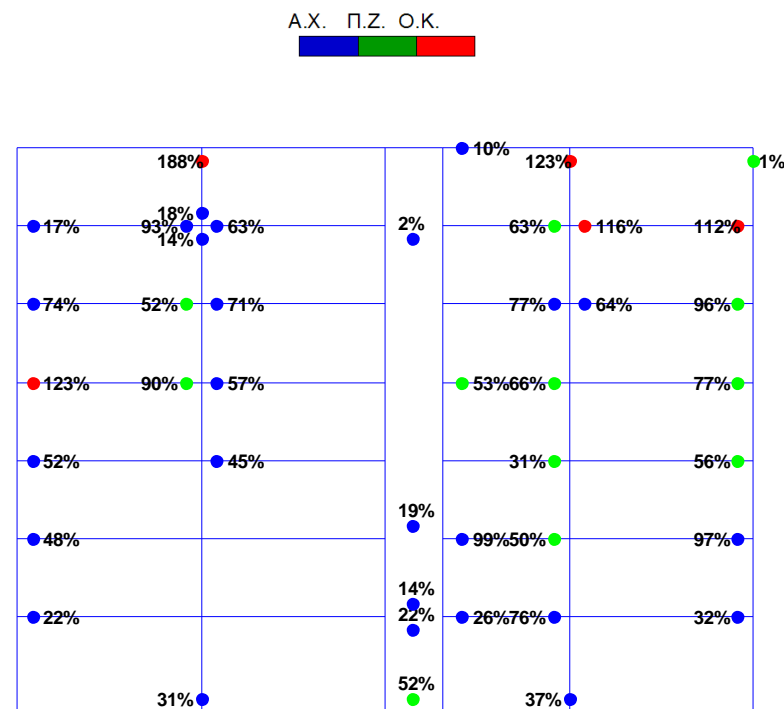
Καλαμάτα x 1.6

Η διεγέρση αυτή έχει λίγους σημαντικούς κύκλους (τρεις ή τέσσερις) και μέγιστη επιτάχυνση $PGA = 0.27 \text{ g}$. Σημαντικό χαρακτηριστικό της διέγερσης αυτής είναι ότι το φάσμα επιτάχυνσης ακολουθεί γνησίως φθίνοντα κλάδο στις ιδιοπεριόδους άνω του ενός δευτερολέπτου. Η εν λόγω διέγερση προκαλεί ελάχιστες βλάβες στο κτίριο, αρκετά μικρότερες από τις αντίστοιχες που προκαλούνται από την διέγερση της Λευκάδας 2003. Για το λόγο αυτό αυξήσαμε τις επιταχύνσεις της διέγερσης κατά 60%. Προκύπτει έτσι μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $PGA = 0.43 \text{ g}$, όση δηλαδή και στην καταγραφή του σεισμού της Λευκάδας 2003.

Στα **Σχήματα 4.5.34** έως **4.5.37** παρουσιάζονται οι καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα. Παρατηρούμε ότι η διέγερση Καλαμάτα (x1,6) δεν προκαλεί εκτεταμένες βλάβες στο κτίριο. Πιο συγκεκριμένα στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α στη βάση του πυρήνα αναπτύσσονται πλαστικές στροφές που

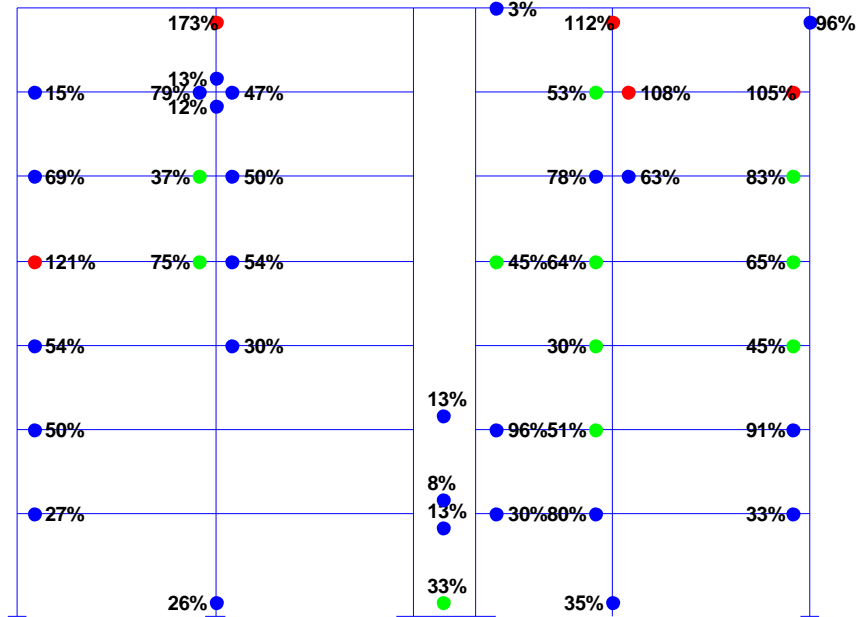
υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής». Η εικόνα στους δύο φορείς με τα μικρότερα πέδιλα είναι ακόμα καλύτερη, παρουσιάζουν μειωμένες βλάβες στο σύνολο των μελών τους. Στον πακτωμένο φορέα καταγράφεται η μεγαλύτερη μετατόπιση κορυφής ενώ στον Φορέα Γ η μικρότερη. Παρατηρούμε ότι στα εσωτερικά υποστυλώματα του Φορέα Β δεν αναπτύσσονται μεγαλύτερες πλαστικές παραμορφώσεις απ' ό τι στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α. Σε αντίθεση με τη διέγερση Λευκάδα 2003 η επιρροή του λόγου **k** δεν γίνεται εμφάνης καθώς υπερτερεί η μείωση του σεισμικού φορτίου.

Η θεμελίωση του πυρήνα των φορέων Β και Γ δεν καταπονήθηκε ιδιαίτερα (δεν δείχνονται τα σχετικά σχήματα για λόγους συντομίας). Στον Φορέα Γ το πέδιλο του πυρήνα μόλις που ανασηκώθηκε. Συμπεραίνουμε επομένως πως στην απόκριση του Φορέα Β και Γ έπαιξε ρόλο μόνο η αρχική δυσκαμψία της θεμελίωσης του πυρήνα.



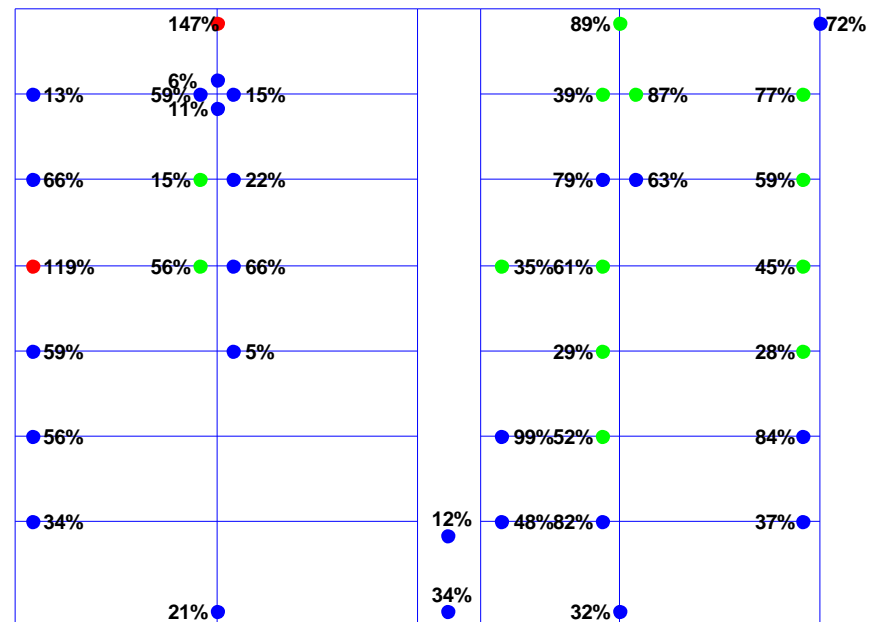
Σχήμα 4.5.34 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του πακτωμένου φορέα (Καλαμάτα x 1.6).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



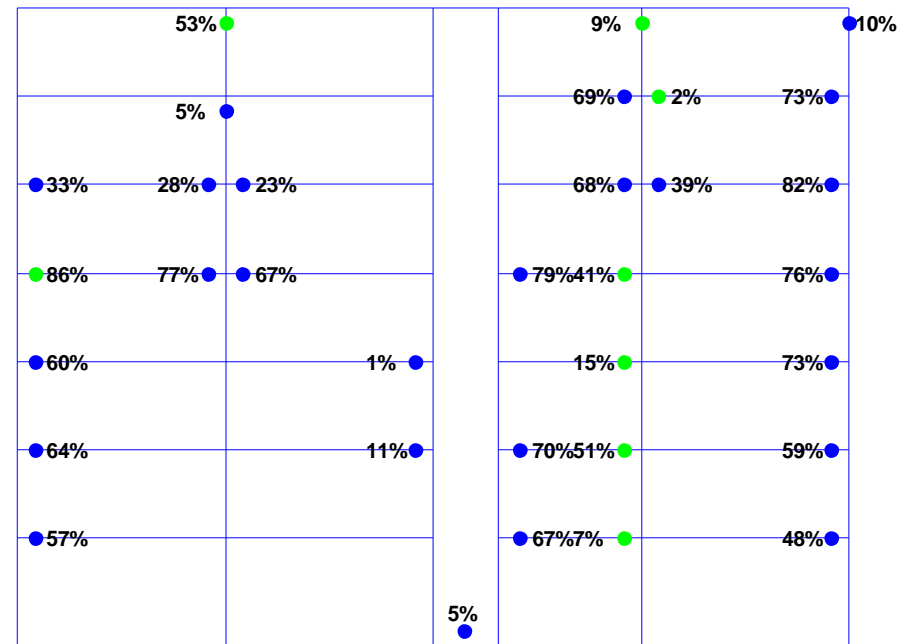
Σχήμα 4.5.35 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Α (Καλαμάτα x 1.6).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



Σχήμα 4.5.36 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Β (Καλαμάτα x 1.6).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.



Σχήμα 4.5.37 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Γ (Καλαμάτα x 1.6).

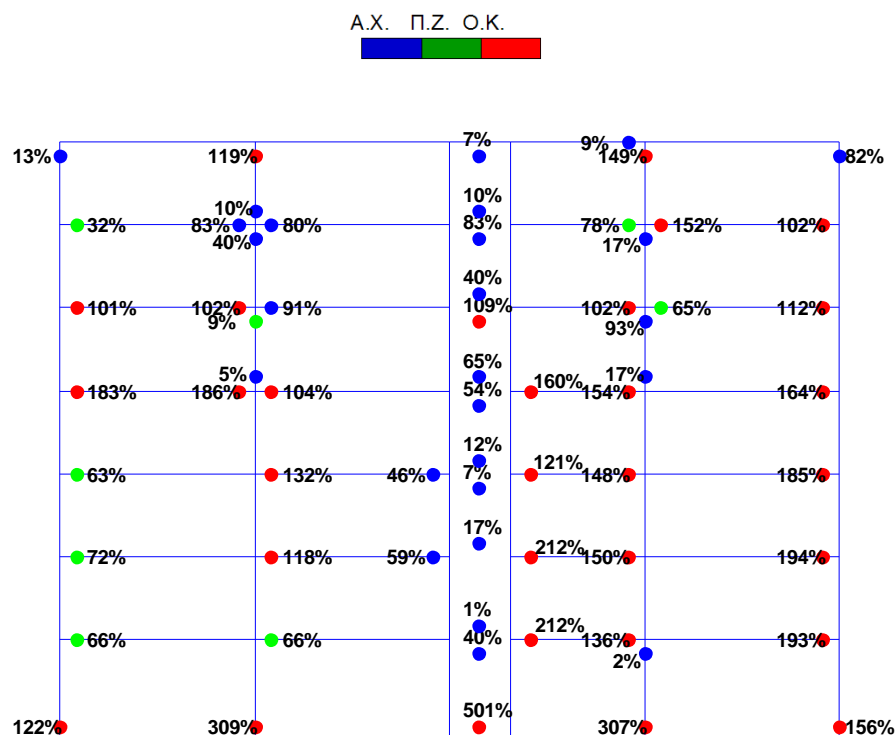
Duzce

Η συγκεκριμένη καταγραφή έχει μέγιστη επιτάχυνση $PGA = 0.35 \text{ g}$, το δε φάσμα επιταχύνσεων έχει σταθερή τιμή περίπου ίση με 0.20 g για ιδιοπεριόδους άνω των 1.5 sec .

Στα **Σχήματα 4.5.38** έως **4.5.40** παρουσιάζονται οι καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα. Στον πακτωμένο φορέα αναπτύσσονται μεγάλες πλαστικές στροφές στη βάση του πυρήνα και στη βάση των υποστυλωμάτων. Στον Φορέα Β οι βλάβες στη βάση του πυρήνα είναι περιορισμένες, τα υποστυλώματα όμως υφίστανται εντονότερες πλαστικές στροφές στη βάση τους σε σύγκριση με τα αντίστοιχα του πακτωμένου φορέα. Το ίδιο είχαμε παρατηρήσει και στις δύο πρώτες διεγέρσεις (Λευκάδα 2003, Λευκάδα 2003 x 1.5). Στον Φορέα Γ βλέπουμε πως οι πλαστικές στροφές στη βάση των υποστυλωμάτων είναι της ίδιας τάξης με του πακτωμένου φορέα. Ο πυρήνας του Φορέα Γ καταπονείται περισσότερο


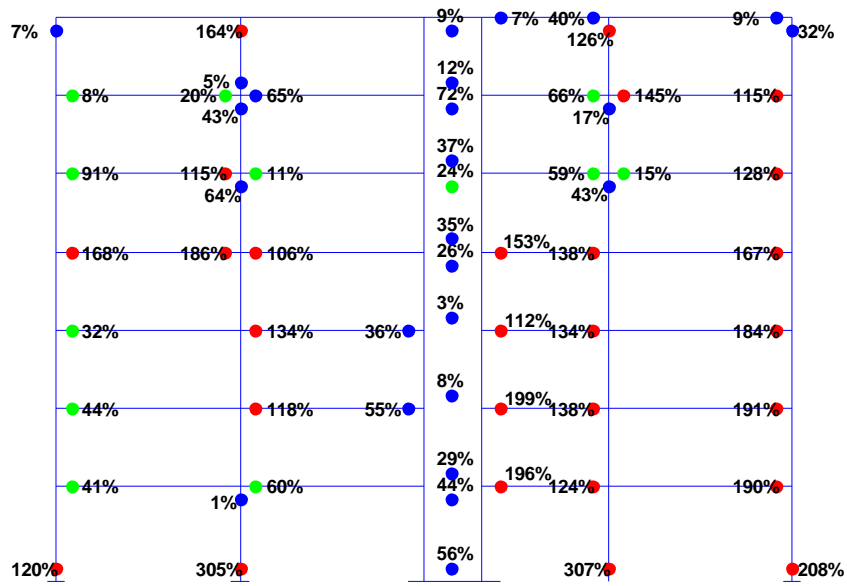
από του Φορέα Β παρόλα αυτά οι επιπλέον πλαστικές στροφές προκύπτουν από αρνητικές ροπές, δηλαδή για ροπές που θλίβουν το κάθετο σκέλος Κ21 της διατομής του πυρήνα. Ο πυρήνας διαθέτει μεγάλη πλαστιμότητα για κάμψη υπό αρνητικές ροπές επομένως υπάρχει περιθώριο για μεγαλύτερες πλαστικές στροφές με αρνητική φορά. Λόγω των πλαστικών στροφών που σημειώθηκαν στη βάση των υποστυλωμάτων του Φορέα Γ μπορούμε να πούμε ότι ο Φορέας Γ συμπεριφέρθηκε καλύτερα από τους άλλους δύο φορείς. Σίγουρα όμως οι Φορείς Β και Γ δε συμπεριφέρθηκαν χειρότερα από τον πακτωμένο φορέα.

Η εν λόγω διέγερση αποδεικνύεται ιδιαίτερα καταστρεπτική για το συγκεκριμένο κτίριο πολύ περισσότερο από τη διέγερση Λευκάδας 2003 x 1.5. Ο Φορέας Γ συμπεριφέρθηκε πολύ καλά υπό την ενισχυμένη διέγερση της Λευκάδας η οποία είχε μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,65 g. Η διέγερση όμως του Duzce με μέγιστη επιτάχυνση εδάφους μόλις 0.35 g προκάλεσε σοβαρές βλάβες στον Φορέα Γ που θα οδηγούσαν σε κατάρρευση. Αποδεικνύεται έτσι ότι η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης δεν καθορίζει το επίπεδο βλαβών της κατασκευής. Το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης διαμορφώνει την καταπόνηση του φορέα.



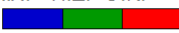
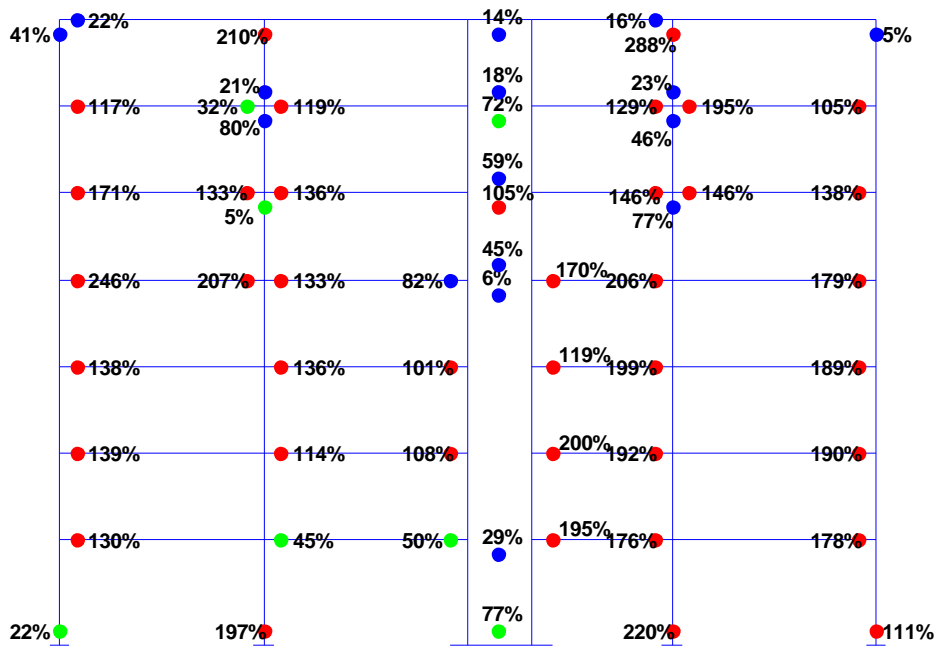
Σχήμα 4.5.38 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του πακτωμένου φορέα (Duzce).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

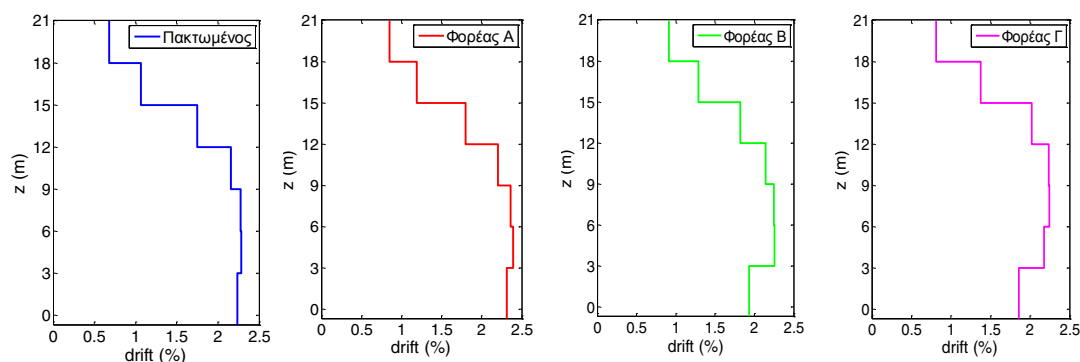
Σχήμα 4.5.39 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Β (Duzce).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

Σχήμα 4.5.40 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Γ (Duzce).

Στο **Σχήμα 4.5.41** δείχνεται η κατανομή των ποσοστιαίων σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων, drift ratio (%) για την χρονική στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής. Σε όλες τις περιπτώσεις, τα *drift ratios* ξεπερνούν το 2% επιβεβαιώνοντας την σημαντική πιθανότητα κατάρρευσης.




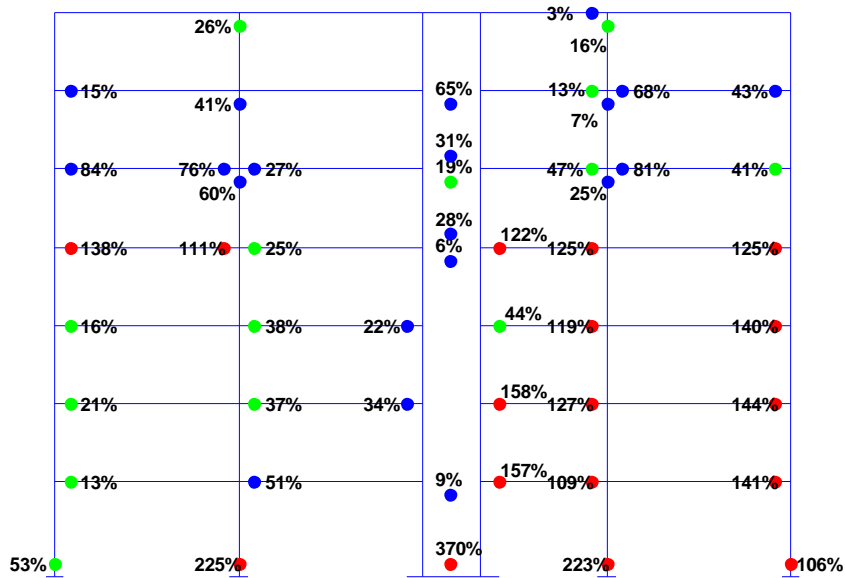
Σχήμα 4.5.41 Κατανομή drift ratio (%) καθ' ύψος του κτιρίου τη χρονική στιγμή της μέγιστης μετατόπισης κορυφής (Duzce).

Imperial Valley, IVNo4-230 x 0.7

Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό αυτής της διέγερσης είναι η έντονη κατευθυντικότητα που παρουσιάζει. Επιβάλλαμε τη διέγερση με επιταχύνσεις μειωμένες κατά 30% έτσι ώστε οι φασματικές επιταχύνσεις να έχουν την ίδια τάξη μεγέθους με τις αντίστοιχες των προηγούμενων διεγέρσεων. Η μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης $PGA = 0.25 \text{ g}$, είναι αρκετά μικρότερη των 0.64 g της Λευκάδα 2003 x 1.5. Το φάσμα επιτάχυνσης διατηρεί περίπου σταθερή τιμή ίση με 0.20 g , για ιδιοπεριόδους άνω των 1.2 sec .


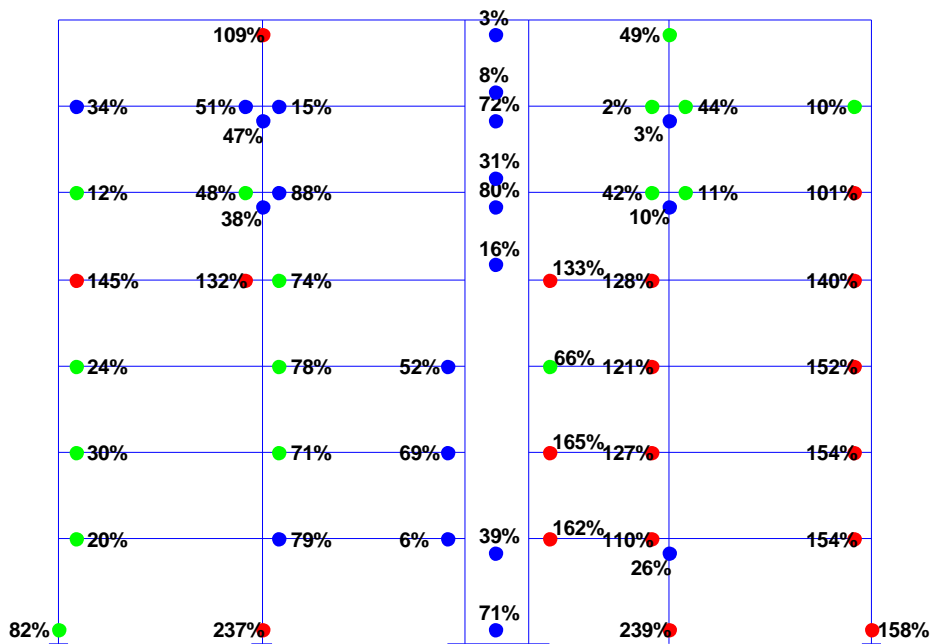
Στα **Σχήματα 4.5.42** έως **4.5.44** παρουσιάζονται οι καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα. Η διέγερση είναι ιδιαίτερα καταστρεπτική για όλους τους φορείς. Στους φορείς Β και Γ ο πυρήνας δεν αστοχεί στη βάση. Τα υποστυλώματα παρουσιάζουν το ίδιο επίπεδο βλαβών και στους τρεις φορείς όπως φαίνεται παρακάτω. Στον Φορέα Γ οι δοκοί καταπονούνται περισσότερο λόγω της μεγαλύτερης οριζόντιας μετατόπισης που υφίσταται ο φορέας. Η δυνατότητα του πεδίου του πυρήνα να ανασηκωθεί εξασφάλισε ακόμα μια φορά την ακεραιότητα του πυρήνα. Αλλά τα υποστυλώματα δε φαίνεται να επηρεάζονται ιδιαίτερα από τη μειωμένη δυσκαμψία της θεμελίωσης.

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

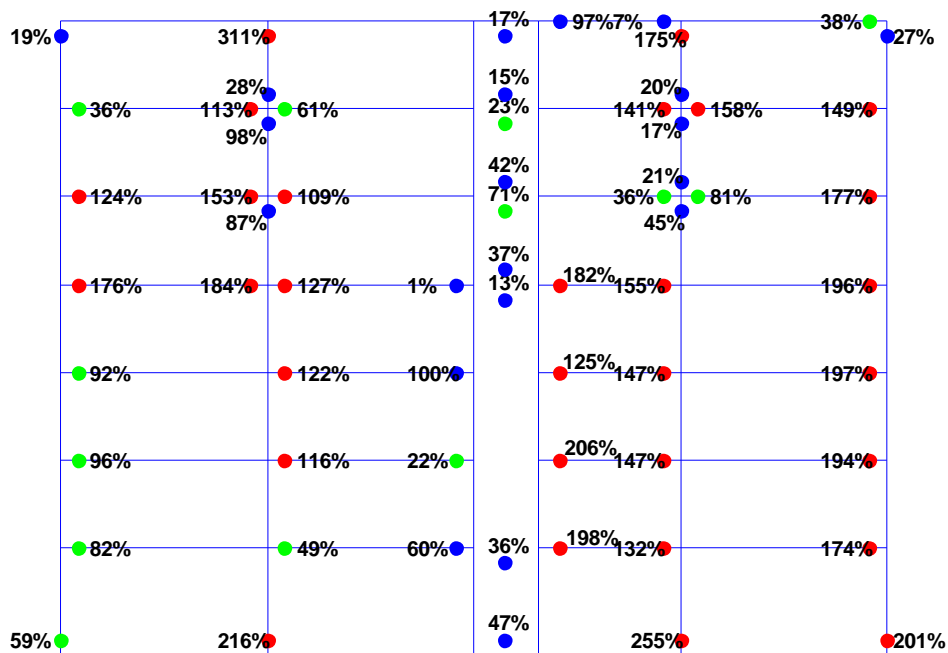



Σχήμα 4.5.42 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του πακτωμένου φορέα (IVNo4 x 0.7).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

Σχήμα 4.5.43 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Β (IVNo4 x 0.7).




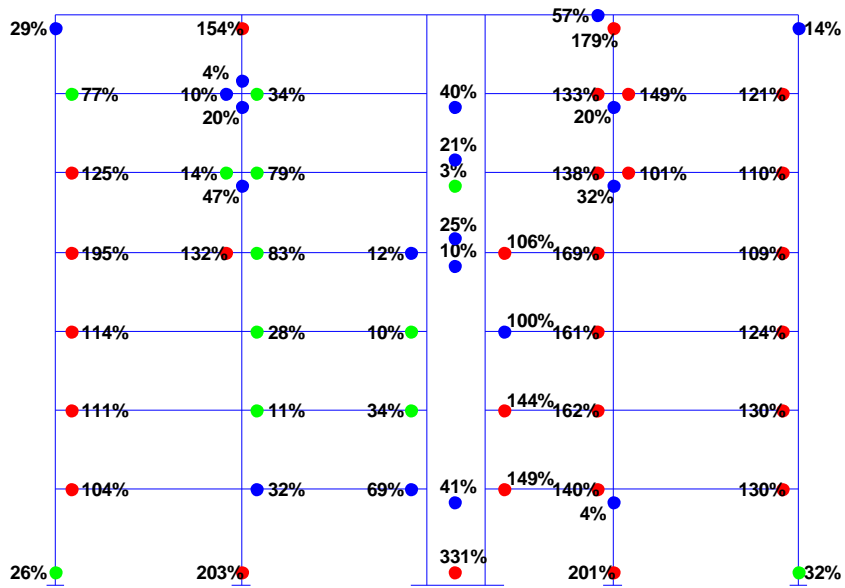
Σχήμα 4.5.44 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Γ (IVNo4 x 0.7).

Chi-Chi, TCU-102 x 0.60

Η διέγερση αυτή έχει ιδιαίτερα αυξημένη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 4.5.2**. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση της διέγερσης είναι μόλις 0.10 g, παρόλα αυτά αποδεικνύεται ιδιαίτερα καταστρεπτική για το συγκεκριμένο εύκαμπτο κτίριο.


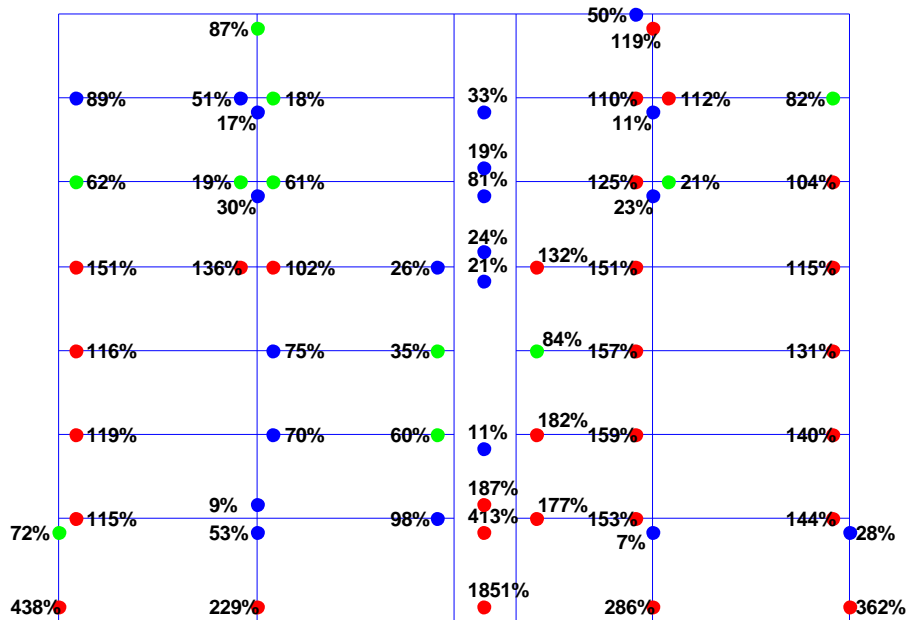
Στα **Σχήματα 4.5.45** έως **4.5.48** παρουσιάζονται οι καμπτικές βλάβες στο πλαίσιο του πυρήνα. Ο Φορέας Γ συμπεριφέρεται σχετικά καλύτερα έχοντας μειωμένες βλάβες στη βάση των υποστυλωμάτων. Το γεγονός αυτό οφείλεται στη μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση που υφίσταται ο πυρήνας. Στη βάση του πυρήνα αναπτύσσονται αυξημένες πλαστικές στροφές χωρίς να είναι όμως ιδιαίτερα επικίνδυνες καθώς πραγματοποιούνται στην πλευρά όπου η διατομή του πυρήνα διαθέτει μεγάλη πλαστιμότητα (θλίψη σκέλους K21 και λειτουργία πλακοδοκού).

A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

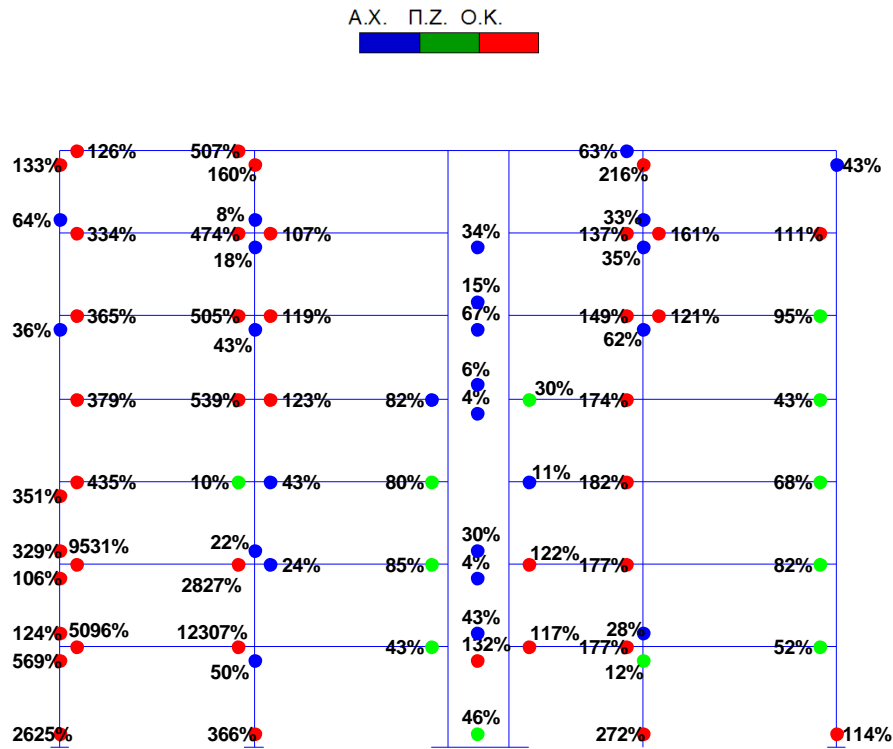



Σχήμα 4.5.45 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του πακτωμένου φορέα (Chi-Chi x 0.6).

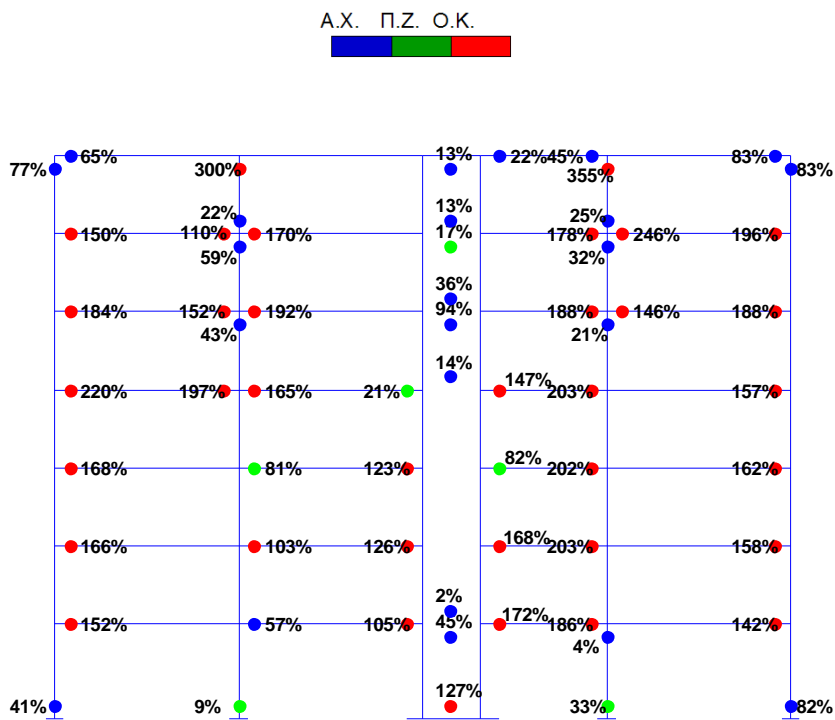
A.X. Π.Ζ. Ο.Κ.

Σχήμα 4.5.46 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Α (Chi-Chi x 0.6).



Σχήμα 4.5.47 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Β (Chi-Chi x 0.6).



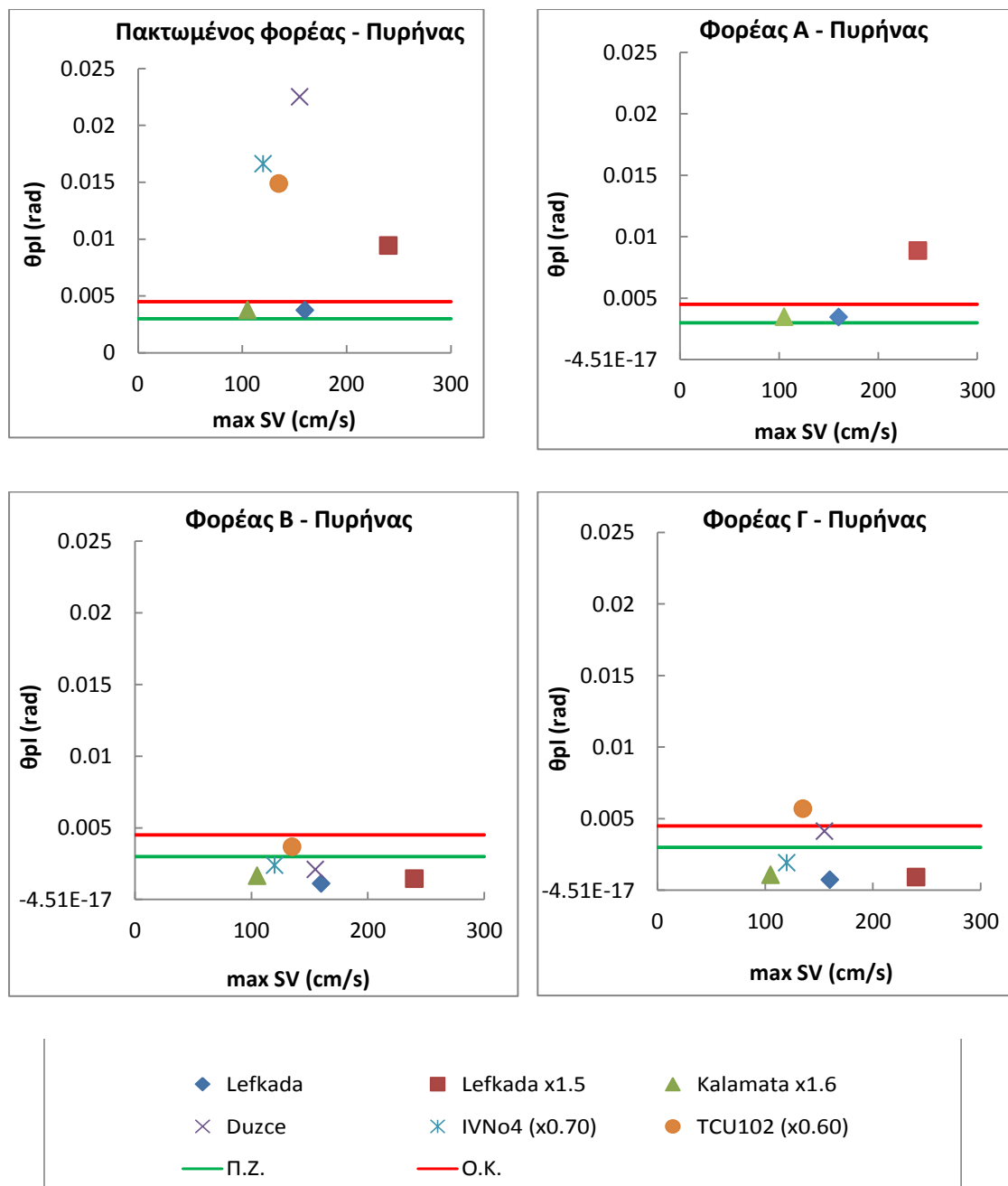
Σχήμα 4.5.48 Στάθμη βλαβών πλαισίου 2 του Φορέα Β (Chi-Chi x 0.6).

4.5.3 Σύνοψη και Συμπεράσματα

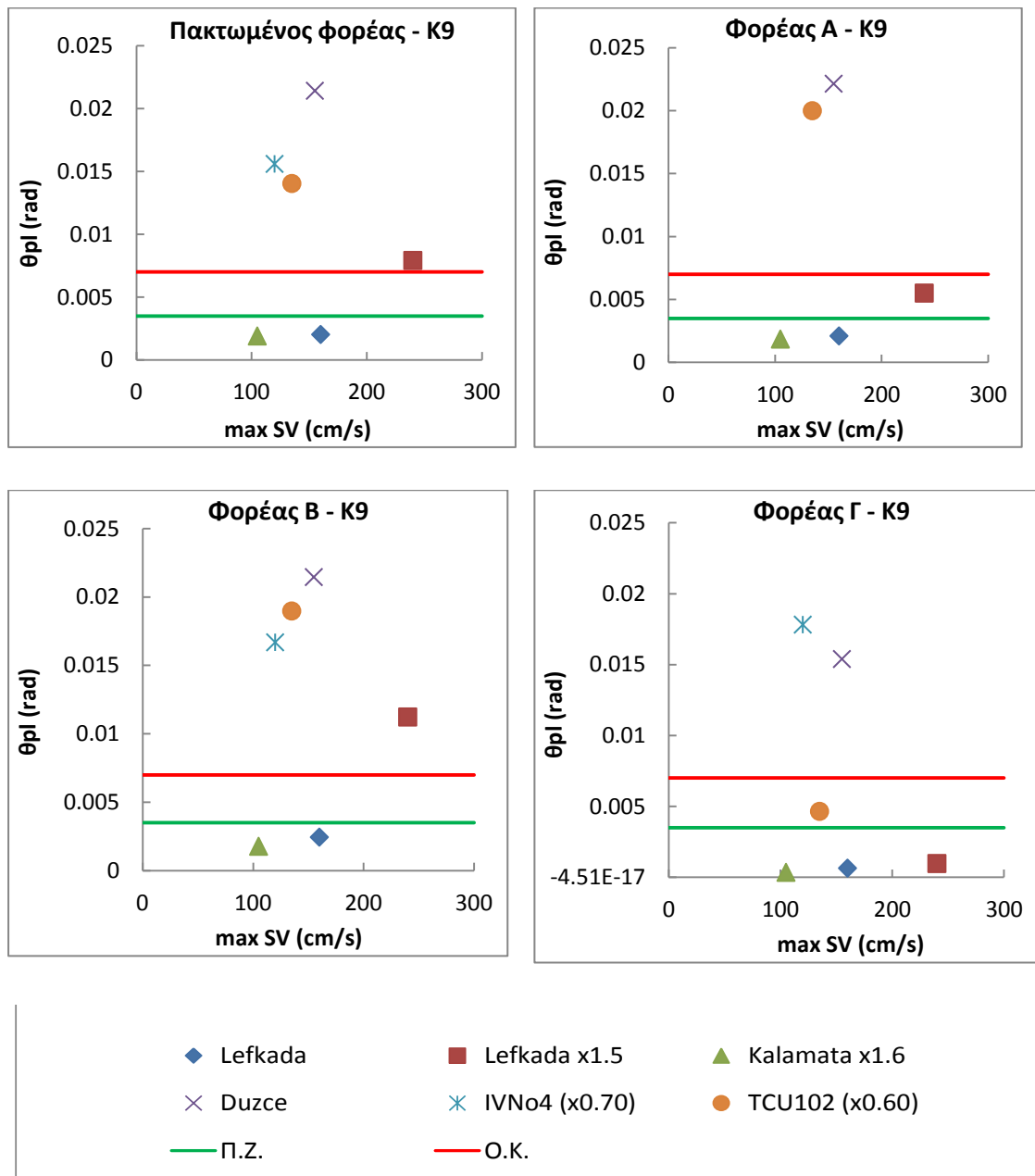
Το επίπεδο των βλαβών που σημειώθηκαν σε κάθε φορέα για τις σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν συνοψίζεται στα **Σχήματα 4.5.49 έως και 4.5.51**. Τα συμπεράσματα από τις ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις συνοψίζονται ως εξής :

- 1)** Η απόκριση του φορέα εξαρτάται έντονα από το συχνοτικό περιεχόμενο της επιβαλλόμενης διέγερσης, ιδίως δε από τις φασματικές για περιόδους άνω του 1 sec.
- 2)** Η Αλληλεπίδραση Εδάφους–Κατασκευής αυξάνει την αρχική ιδιοπερίοδο του φορέα. Επιπλέον, η ιδιοπερίοδος αυτή υφίσταται αύξηση και κατά τη διάρκεια της σεισμικής καταπόνησης. Όσο ισχυρότερη είναι η σεισμική διέγερση τόσο γρηγορότερα αυξάνεται η ιδιοπερίοδος του φορέα. Η αύξηση της ιδιοπερίοδου είναι ευνοϊκή όταν οι φασματικές επιταχύνσεις της επιβαλλόμενης διέγερσης ακολουθούν φθίνοντα κλάδο. Η συντριπτική πλειονότητα των καταγεγραμμένων σεισμών στην Ελλάδα έχουν φάσμα επιτάχυνσης που για μεγάλες ιδιοπερίοδους ακολουθεί φθίνουσα πορεία (π.χ. Λευκάδα 2003, Καλαμάτα 1986). Σε διεγέρσεις με σταθερή ή αυξανόμενη φασματική επιτάχυνση σε μεγάλες περιόδους (Duzce, IVNo4 ήTCU102) η αύξηση της ιδιοπερίοδου δεν μειώνει ή και αυξάνει τα σεισμικά φορτία, αντιστοίχως.
- 3)** Στην περίπτωση των Φορέων Β και Γ το πέδιλο του πυρήνα έχει επιλεγεί έτσι ώστε να διαθέτει μικρότερη ροπή αντοχής από την αντίστοιχη της διατομής του πυρήνα. Εξαιτίας αυτού το πέδιλο αναγκάζεται να ανασηκωθεί και να λικνιστεί κατά την διάρκεια ισχυρής διέγερσης. Η δυνατότητα του πεδύλου να ανασηκωθεί περιορίζει σημαντικά τις βλάβες στη βάση του πυρήνα σε όλες τις διεγέρσεις σε σχέση με τις βλάβες του πυρήνα στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α.
- 4)** Ως προς τα υποστυλώματα, οι παράμετροι που καθορίζουν τον βαθμό καταπόνησης είναι δύο. Πρώτον, το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης και δεύτερον ο λόγος της δυσκαμψίας των πεδύλων πυρήνα υποστυλώματος ($k = K_{Core}/K_{Col}$). Στον πακτωμένο φορέα επιδρά μόνον η πρώτη παράμετρος.

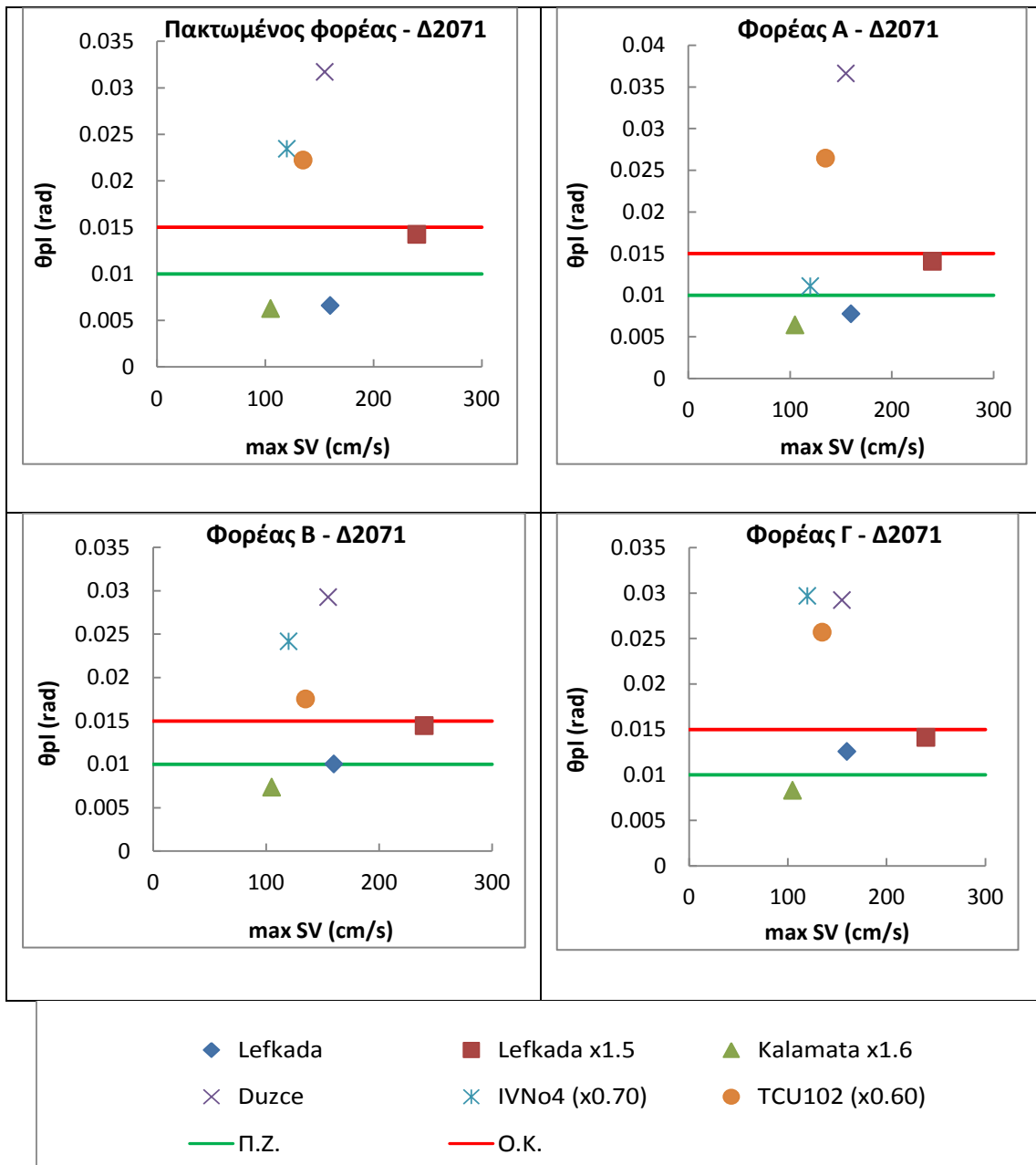
- 5) Η καμπτική καταπόνηση των δοκών εξαρτάται από το μέγεθος της οριζόντιας μετατόπισης του κτιρίου. Καθώς και στους τέσσερις φορείς παρατηρήθηκαν παραπλήσιες μετατοπίσεις οι βλάβες που σημειώθηκαν στις δοκούς ήταν περίπου του ίδιου επίπεδου.
- 6) Από τις δυναμικές αναλύσεις επαληθεύτηκε ο κίνδυνος αστοχίας του πυρήνα από τέμνουσα στον 1^ο ή στον 2^ο όροφο (και όχι στο ισόγειο) καθώς η δρώσα τέμνουσα αποκτά τη μέγιστή τιμή της σε αυτούς τους ορόφους.



Σχήμα 4.5.58 Πλαστικές στροφές στην βάση του πυρήνα τεσσάρων συστημάτων.



Σχήμα 4.5.59 Πλαστικές στροφές στην βάση του υποστρώματος Κ9 των τεσσάρων φορέων.



Σχήμα 4.5.59 Πλαστικές στροφές στην δοκό Δ2017 των τεσσάρων φορέων.

4.6 Σύνοψη και Συμπεράσματα

Σκοπός του παρόντος κεφαλαίου ήταν η διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς υφισταμένου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με πυρήνα, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής. Εξετάστηκε 7-ώροφο κτίριο αντιπροσωπευτικό των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970, με κεντρικό πυρήνα στην θέση του φρέατος του ανελκυστήρα. Δεδομένου ότι η σεισμική αντίσταση είναι κυρίως συγκεντρωμένη στην θέση του πυρήνα, η καταπόνηση της θεμελίωσης του είναι αυξημένη. Για τον λόγο αυτόν η αλληλεπίδραση του εδάφους με τον πυρήνα και του πυρήνα με τα πλαίσια κρίνει τελικά την απόκριση του φορέα σε έναν σεισμικό κραδασμό.

Για την διερεύνηση της επιρροής της Αλληλεπίδρασης Εδάφους–Κατασκευής στη σεισμική απόκριση του κτιρίου εξετάστηκε ο φορέας με τέσσερις περιπτώσεις έδρασης: πακτωμένος Φορέας Α με τα πέδιλα μελέτης, Φορέας Β με υποδιαστασιολογημένα πέδιλα, και Φορέας Γ όπου το πέδιλο του πυρήνα είναι όμοιο με του Φορέα Β ενώ τα πέδιλα των υποστυλωμάτων είναι ακόμη μικρότερα. Έμφαση δόθηκε στην προσομοίωση του στροφικού βαθμού ελευθερίας των πεδίων του πυρήνα. Ο κατακόρυφος βαθμός ελευθερίας των πεδίων αγνοήθηκε.

Η συμπεριφορά των τεσσάρων φορέων εξετάστηκε με ελαστικές στατικές αναλύσεις, με ανελαστικές στατικές αναλύσεις (*Pushover*), και κυρίως με ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις. Τα κυριότερα συμπεράσματα συνοψίζονται ως εξής :

- Η Αλληλεπίδραση Εδάφους–Κατασκευής μεταβάλει τη συμμετοχή του πυρήνα στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων. Γενικά ο ρόλος του πυρήνα υποβαθμίζεται και αυξάνονται τα φορτία που μεταφέρονται στα πλαίσια.
- Στον πακτωμένο φορέα και στον Φορέα Α ο πυρήνας είναι το μέλος που υφίσταται την μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση. Το γεγονός αυτό οδηγεί στην έντονη πλαστικοποίηση στη βάση του πυρήνα και τελικά στην καμπτική του αστοχία. Η προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης του πυρήνα συμβάλλει στη μεταφορά μεγαλύτερου μέρους του σεισμικού φορτίου στα πλαίσια.

- Στους Φορείς Β και Γ το πέδιλο του πυρήνα ανασηκώνεται και το έδαφος πλαστικοποιείται πριν προλάβει να αναπτύξει ο πυρήνας τη μέγιστη ροπή αντοχής του. Το πέδιλο λικνίζεται κατά τη διάρκεια του σεισμού αποτρέποντας την εμφάνιση σημαντικών βλαβών στη βάση του πυρήνα. Η ανελαστική συμπεριφορά του πεδύλου δρά ως μία σεισμική μόνωση για τον πυρήνα.
- Η καταπόνηση των υποστυλωμάτων εξαρτάται από την δυσκαμψία των πεδύλων τους σε σχέση με τη δυσκαμψία του πεδύλου του πυρήνα. Ο Φορέας Γ φαίνεται να συμπεριφέρεται σχετικά καλύτερα από τους υπόλοιπους φορείς καθώς συνδυάζει τη λικνιστική απόκριση του πυρήνα με έναν αυξημένο λόγο της δυσκαμψίας του πεδύλου του πυρήνα προς τη δυσκαμψία του πεδύλου των υποστυλωμάτων.
- Η δυναμική απόκριση του φορέα εξαρτάται άμεσα από το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης και ελάχιστα από την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Διεγέρσεις με φθίνουσες φασματικές επιταχύνσεις σε μεγάλες περιόδους, περιοριορίζουν τη σεισμική καταπόνηση του φορέα καθώς αυτός πλαστικοποιείται.
- Κατά τη διάρκεια ισχυρής σεισμικής διέγερσης στην οποία πλαστικοποιείται έντονα ο φορέας αυξάνεται θεαματικά η ιδιοπερίοδος του.
- Η μείωση της δυσκαμψίας στη βάση του πυρήνα είτε λόγω της πλαστικοποίησής του είτε λόγω της αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής οδηγεί σε μείωση του μεγέθους της τέμνουσας που μεταφέρεται στον πυρήνα στο ύψος του ισογείου. Η μέγιστη τέμνουσα αναπτύσσεται στον 1ο ή στον 2ο όροφο του πυρήνα. Το γεγονός αυτό διερευνήθηκε απλοποιητικά και φάνηκε ότι σε ένα σύγχρονο τοίχωμα η όπλισή του έναντι τέμνουσας κατά τον ΕΑΚ βάσει της ελαστικής ανάλυσης ίσως να μην είναι επαρκής.

4.7 Βιβλιογραφία

- ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.
- FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.
- Comite Euro-International Du Beton, *RC frames under earthquake loading*, Thomas Telford, 1994
- Eurocode 8 : *Design of structures for earthquake resistance*
- Pauley T., Priestley M.J.N, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, 1992
- Repapis C., Vintzileou E., Zeris C. (2006), Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: I. Suggested methodology, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10, No. 2, pp. 265-287.
- Repapis C., Vintzileou E., Zeris C. (2006), Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: II. A case study for regular and irregular buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10, No. 3, pp. 429-452.
- Zeris C., Mahin S. (1988), Analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitation, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 4, pp. 804-820.
- Neunhofer A., Filippou F. (1997), Evaluation of nonlinear frame finite-elements models, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 7.
- 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. 2, pp. 309-326.
- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2012), Rocking-isolated frame structures: Margins of safety against toppling collapse and simplified design approach, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 32, No. 1, pp. 87-102.
- Gourvenec S. (2007), Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading, *Geotechnique*, Vol. 57, No. 8, pp. 637-646.
- Smyrou E., Priestley M.J.N, Carr A.J. (2011), Modelling of elastic damping in non-linear time-history analyses of cantilever RC walls, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No. 5, pp. 1559-1578.

- Dutta C.S., Bhattacharya K., Roy R. (2004), Response of low-rise buildings under seismic ground excitation incorporating soil–structure interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, No. 12, pp. 893-914.
- Shakib H., Fuladgar A. (2004), Dynamic soil-structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, No. 5, pp. 379-388.
- Baffo D., Kawashima K. (2007), *Seismic rocking isolation effect on superficial foundations of bridges*, Dissertation, Rose School.
- Panagiotou M., Restrepo J., Conte J.P (2011), Shake-Table test of a full-scale 7-story building slice. Phase I: Rectangular wall, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 6.
- Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL. (2006), *Open System for Earthquake Engineering Simulation OpenSees Command Language Manual*, Pacific Earthquake Engineering Research Center: Berkeley, California.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000
- Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδεματος ΕΚΩΣ 2000
- ΟΑΣΠ, Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) - Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο, Φεβρουάριος 2011
- Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος και στοιχεία τεχνικής νομοθεσίας, Α. Παπασωτηρίου, 1979
- Τάσιος Θ.Π. (2009), *Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων*, Εκδόσεις Συμμετρία.
- Ρεπαπής Κ., Βιντζηλαίου Ε., Ζέρης Χ. (2006), *Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ. με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης*, 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη.

5. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ 3-ΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 Εισαγωγή

Κατά τους σύγχρονους κανονισμούς, ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κτιρίων γίνεται με βάση τις απαιτήσεις ικανοτικού σχεδιασμού και πλαστιμότητας. Η αναπόφευκτη ανελαστική συμπεριφορά υπό ισχυρή σεισμική διέγερση κατευθύνεται σε επιλεγμένα στοιχεία και μηχανισμούς αστοχίας της ανωδομής. Ωστόσο, κτιριακές κατασκευές που σχεδιάστηκαν πριν από τον εκσυγχρονισμό των κανονισμών υστερούν σε αντισεισμική προστασία και κινδυνεύουν από κατάρρευση σε περίπτωση σεισμικής διέγερσης πέραν των ορίων σχεδιασμού.

Ειδικότερα, η έλλειψη ικανοτικού σχεδιασμού των κόμβων και η σαφώς περιορισμένη πλαστιμότητα των στοιχείων οδηγούν σε ψαθυρές μορφές αστοχίας. Ο μεγάλος αριθμός υφισταμένων κτιρίων με τις προαναφερθείσες ελλειπείς αντισεισμικές προδιαγραφές καθιστά αναγκαία τη διερεύνηση τρόπων ενίσχυσης και βελτίωσής τους, ως προς την αντοχή, τη δυσκαμψία ή τη διαθέσιμη πλαστιμότητά τους. Ως προς την θεμελίωση, ο σχεδιασμός της παραμένει μέχρι σήμερα οιονεί ελαστικός με σκοπό την αποφυγή μεγάλων παραμενουσών στροφών ή μετακινήσεων. Εντούτοις, μείωση των διαστάσεων της θεμελίωσης, η οποία ενδέχεται να οδηγήσει στην εκδήλωση μη-γραμμικής ανελαστικής απόκρισης του συστήματος θεμελίου-εδάφους, ενδέχεται να είναι ευνοϊκή η επίδρασή για την συνολική απόκριση του κτιρίου όπως δείχθηκε στα Κεφάλαια 3 και 4.

Στο παρόν Κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα πειραματικά αποτελέσματα της προσομοίωσης τυπικού τριωρόφου κτιρίου της δεκαετίας του 1970. Το κτίριο αυτό, το οποίο περιγράφηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 3, είναι εμπνευσμένο από πειράματα φυσικής κλίμακας στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού προγράμματος SPEAR. Όπως πολλά κτίρια της εποχής εκείνης, το κτίριο διαθέτει πυλωτή και ο μηχανισμός αστοχίας του δεν είναι άλλος από τον σχηματισμό “μαλακού ορόφου” στο ισόγειο. Σκοπός των πειραμάτων είναι η επιβεβαίωση της αποτελεσματικότητας της σεισμικής αναβάθμισης

μέσω τοιχώματος από ωπλισμένο σκυρόδεμα ακόμη και όταν η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελιώσεως και οι διαστάσεις της θεμελίωσης οδηγούν σε ανελαστική απόκριση. Η πειραματική δηλαδή επαλήθευση των συμπερασμάτων των αριθμητικών αναλύσεων του Κεφαλαίου 3, δίδοντας έμφαση στην αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, είναι ο στόχος των πειραμάτων.

Τα πειράματα διεξήχθησαν στη σεισμική τράπεζα του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής του Ε.Μ.Π. από τους Δρ. Ι. Αναστασόπουλο, Δρ. Β. Δρόσο και Ν. Αντωνάκη.

5.2 Πειραματική Διάταξη

5.2.1. Πειραματικό Ομοίωμα

Το εξεταζόμενο κτίριο είναι τριώροφο, συνολικού ύψους 9 m. Δεδομένης της ικανότητας της σεισμικής τράπεζας, και προκειμένου να μελετηθεί ολόκληρο το σύστημα εδάφους-κατασκευής, προσομοιώνεται αντιπροσωπευτική “φέτα” του κτιρίου σε κλίμακα 1 : 10. Η εν λόγω χαρακτηριστική “φέτα” (Σχήμα 5.2.1) αντιστοιχεί στο 1/3 της κατόψεως του κτιρίου και αποτελείται από ένα πλαίσιο δύο μη συμμετρικών φανωμάτων, πλάτους 6 m και 4 m. Καί τα 3 υποστυλώματα του πρωτοτύπου έχουν διατομή 25 x 25 cm και καταλήγουν σε μεμονωμένα πέδιλα διαστάσεων 1.5 x 1.5 m, εδραζόμενα σε άμμο. Οι δοκοί έχουν διατομή 25 x 50 cm .

Τα υλικά κατασκευής του πρωτοτύπου κτιρίου είναι σκυρόδεμα αντοχής 25 MPa και λείες ράβδοι χάλυβα αντοχής 320 MPa. Μέσω υπολογισμών για συνδυασμό μονίμων φορτίων από ίδια βάρη και κινητού φορτίου 2 kN/m², το φορτίο κάθε ορόφου προκύπτει περίπου ίσο με 66 Mg [βλ. Κεφάλαιο 3]. Με βάση τους κανόνες ομοιότητας, στο πειραματικό ομοίωμα αντιστοιχεί μάζα 22 kg ανά όροφο (σε κλίμακα ομοιώματος).

Για λόγους ισορροπίας, κατασκευάστηκαν δύο όμοια πλαίσια ύψους 900 mm, δύο ανοιγμάτων, 600 και 400 mm (αγνοώντας τις τοιχοπληρώσεις). Τα πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους μέσω (σχετικώς) ομοιόμορφα κατανεμημένων ορθογώνιων πλακών που προσομοιώνουν τα φορτία του κάθε ορόφου. Τα φέροντα στοιχεία

κατασκευάστηκαν από αλουμίνιο, ενώ οι πλάκες βάρους κατασκευάστηκαν από χάλυβα για λόγους ακαμψίας. Οι διατομές των υποστυλωμάτων προέκυψαν μέσω καθορισμού της ζητούμενης ιδιοπεριόδου του πακτωμένου κτιρίου στα 0.45 sec. Με χρήση νόμων αναγωγής, η θεωρητική ιδιοπερίοδος του πακτωμένου κτιρίου σε κλίμακα πειραματικού ομοιώματος επιτυγχάνεται για υποστυλώματα διαστάσεων 30 x 8 mm και μέτρο ελαστικότητας αλουμινίου ίσο με 70 GPa. Επιλέγονται διατομές δοκών 60 x 8 mm και θεμέλια τετραγωνικής κατόψεως 150 x 150 mm.

Η προσομοίωση των κόμβων έγινε μέσω τεχνητών πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες δύνανται να βαθμονομηθούν προκειμένου να προσομοιώνουν με επαρκή ακρίβεια τις σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις κατά την επιβολή φόρτισης (**Σχήμα 5.2.2**). Τα δύο τοιχεία ενίσχυσης έχουν διατομή 150 x 20 mm η δε προσομοίωση των θεμελίων του τοιχώματος που χρησιμοποιήθηκαν στα πειράματα παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5.2.3**.

5.2.2. Εργαστηριακός Εξοπλισμός

Αμμοκιβώτιο

Το πειραματικό ομοίωμα τοποθετήθηκε επί στρώσεως άμμου, η οποία διαστρώθηκε σε κιβώτιο εσωτερικών διαστάσεων 1.48 m x 0.78 m x 0.645 m (**Σχήμα 5.2.4**). Τα τοιχώματα στις μεγαλύτερες πλευρές του κιβωτίου είναι διαφανή ώστε να προσφέρουν την δυνατότητα παρατήρησης, φωτογράφησης, και βιντεοσκόπησης του πειράματος. Είναι κατασκευασμένα από Plexiglas εξωτερικά, και επιστρωμένα με γυαλί εσωτερικά. Έτσι εξασφαλίζεται η απαραίτητη ακαμψία και ανθεκτικότητα εξωτερικά, αλλά και μικρός συντελεστής τριβής και προστασία του Plexiglas εσωτερικά.

Σύστημα Διάστρωσης Άμμου

Προκειμένου να εξασφαλίζεται η επιθυμητή πυκνότητα άμμου, καθώς και επαναληψιμότητα αυτής σε κάθε πείραμα, χρησιμοποιείται το Σύστημα Ελεγχόμενης Διάστρωσης Άμμου που διαθέτει το Εργαστήριο. Η πυκνότητα της παραγόμενης άμμου εξαρτάται αφενός μεν από το ύψος ρήψης, αφετέρου δε από την ταχύτητα κίνησης του

κάδου και το άνοιγμα του κλείστρου (**Σχήμα 5.2.5**). Για κάθε τύπο άμμου είναι δυνατή η βαθμονόμηση του συστήματος και η εξασφάλιση ελεγχόμενων ιδιοτήτων.

Συσκευή Pushover

Για την βαθμονόμηση των τεχνητών πλαστικών αρθρώσεων χρησιμοποιήθηκε η συσκευή στατικής (και “αργής” δυναμικής) επιβολής οριζόντιας φορτίσεως “pushover” του Εργαστηρίου, η οποία αποτελείται από ένα ηλεκτρο-μηχανικό έμβολο τύπου ατέρμονα κοχλία (screw-jack) και τοίχο ανάδρασης (**Σχήμα 5.2.6**). Το ηλεκτρο-μηχανικό έμβολο ελέγχεται μέσω ηλεκτρονικού υπολογιστή, όπου δίδεται η δυνατότητα επιλογής της επιθυμητής μετακίνησης, και ταχύτητας της συσκευής. Στο άκρο του εμβόλου συνδέεται κυψέλη φορτίου (load cell) για την μέτρηση της δύναμης αντίδρασης. Για την βαθμονόμηση των τεχνητών πλαστικών αρθρώσεων των υποστυλώματων και δοκών χρησιμοποιήθηκε load cell οριακού φορτίου 10 kg, και 200 kg για τα τοιχώματα.

Σεισμική Τράπεζα

Η σεισμική τράπεζα του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής έχει διαστάσεις 1.3 m x 1.3 m και έχει την δυνατότητα επιβολής οποιασδήποτε διεγέρσεως, συνθετικών επιταχυνσιογραφημάτων, καθώς και πραγματικών σεισμικών καταγραφών (**Σχήμα 5.2.7**). Είναι ικανή να δονήσει δοκίμια βάρους έως 2.5 ton με επιτάχυνση έως 1.6 g. Η τράπεζα συνδέεται με σύστημα συλλογής δεδομένων και ελέγχεται από εξωτερικό ψηφιακό σύστημα. Στον υπολογιστή ελέγχου της τράπεζας συλλέγονται και αποθηκεύονται τα αποτελέσματα των πειραμάτων.

5.3 Προετοιμασία Πειράματος

Η προετοιμασία του πειράματος περιλαμβάνει τα στάδια που περιγράφονται παρακάτω :

Βαθμονόμηση Τεχνητών Πλαστικών Αρθρώσεων

Όπως αναφέρθηκε, όλες οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος, και υποστυλώματος-θεμελίου, βαθμονομήθηκαν με χρήση δοκιμών *pushover*. Για τον λόγο αυτόν, το προς βαθμονόμηση στοιχείο συνδέονταν με τον αντίστοιχο κόμβο, ο οποίος στηρίζονταν ακλόνητα στην βάση του. Κατόπιν, εξασφαλιζόνταν η καθετότητα με το load cell που είναι προσαρμοσμένο στη συσκευή *pushover*, ώστε να είναι δυνατή η μέτρηση της αντίδρασης του στοιχείου στην επιβαλλόμενη μετακίνηση (*displacement controlled pushover*). Παράλληλα γινόταν μέτρηση της μετακίνησης του σημείου επιβολής του φορτίου μέσω μετακινησιομέτρου τύπου *laser*.

Αρχικά, το στοιχείο αντιδρά αξιοποιώντας την δυσκαμψία της διατομής του. Με την αύξηση της επιβαλλόμενης δύναμης, το κεντρικό βλήτρο του κόμβου αρχίζει να ολισθαίνει περιστροφικά (σε στρέψη), οπότε η μεταβιβαζόμενη δύναμη δεν μπορεί να αυξηθεί άλλο, και έτσι προσομοιώνεται η μετάβαση του στοιχείου στην πλαστική περιοχή. Η οριακή αντοχή του κάθε κόμβου ρυθμίζεται μέσω κατάλληλης δύναμης προεντάσεως. Όσο μεγαλύτερη είναι η εν λόγω δύναμη προεντάσεως, τόσο μεγαλύτερη είναι η δύναμη που ασκείται κάθετα στο κεντρικό βλήτρο, και άρα τόσο πιο δύσκολα ολισθαίνει αυξάνοντας την ροπή αντοχής του κόμβου. Με αυτόν τον τρόπο προκύπτει ένα διάγραμμα φορτίου-μετακίνησης με ελαστικόν και πλαστικό κλάδο. Μέσω επαναλήψεων (“θαμιστικώς”) η πλαστική άρθρωση βαθμονομείται (ώσπου δηλαδή το διάγραμμα να εξασφαλίζει την επιθυμητή ροπή αντοχής).

Η ίδια διαδικασία πραγματοποιήθηκε και για τα δύο τοιχώματα. Σε όλες τις περιπτώσεις, η επαναληψιμότητα των δοκιμών ήταν ιδιαίτερως ικανοποιητική. Στο **Σχήμα 5.3.1** δείχνεται ενδεικτικά ένα διάγραμμα ροπής-μετακίνησης των τεσσάρων στοιχείων που συνδέονται σε έναν από τους κόμβους του πειραματικού ομοιώματος.

Συναρμολόγηση του Κτιρίου

Μετά από την βαθμονόμηση των κόμβων, το κτίριο συναρμολογήθηκε και ευθυγραμμίστηκε ώστε όλα τα υποστυλώματα να είναι κατακόρυφα και όλες οι δοκοί οριζόντιες.

Βαθμονόμηση Σεισμικής Τράπεζας

Για κάθε σεισμική διέγερση διενεργήθηκε βαθμονόμηση της σεισμικής τράπεζα σε κλίμακα 1 : 10. Η βαθμονόμηση γίνεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας, χρησιμοποιώντας ένα ψευδο-ομοίωμα (*dummy model*) ιδίου βάρους με το πραγματικό.

Διάστρωση της Αμμου.

Πρίν από την διεξαγωγή κάθε πειράματος γίνεται διάστρωση της άμμου μέσω του συστήματος που περιγράφηκε προηγουμένως. Σε όλα τα πειράματα χρησιμοποιήθηκε άμμος Longstone, σχετικής πυκνότητας $D_r = 93\%$. Η σχηματιζόμενη εδαφική στρώση είχε πάχος 50 cm (που αντιστοιχεί σε 5 m σε κλίμακα πρωτοτύπου).

Τοποθέτηση του Κτιρίου

Προκειμένου να μην υποστεί αρχικές παραμορφώσεις, κατά την μεταφορά και τοποθέτηση το κτίριο δεσμεύεται με μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους. Το κτίριο μεταφέρεται από τον χώρο προετοιμασίας στον χώρο της σεισμικής τράπεζας με χρήση περονοφόρου μηχανήματος. Στην συνέχεια ανυψώνεται με την γερανογέφυρα, μεταφέρεται πάνω από την σεισμική τράπεζα, και τοποθετείται στο αμμοκιβώτιο, όπου στηρίζεται κατ' αρχήν σε προσωρινές στηρίξεις. Οι στηρίξεις αυτές έχουν την δυνατότητα ρύθμισης ακριβείας της οριζοντιότητας του ομοιώματος, και της θέσεως του επί του αμμοκιβωτίου. Αφού ρυθμιστεί με ακρίβεια η θέση του κτιρίου, αφαιρούνται οι χιαστί σύνδεσμοι, και το κτίριο τοποθετείται επί του εδάφους με ιδιαίτερη προσοχή ώστε όλα τα θεμέλια να έρθουν σε επαφή με το έδαφος ταυτόχρονα.

Ενοργάνωση

Μετά από την τοποθέτηση του κτιρίου τοποθετούνται τα όργανα μέτρησης μετακινήσεων και επιταχύνσεων, όπως δείχνεται στα **Σχήματα 5.3.2** και **5.3.3**. Η οριζόντια εντός επιπέδου επιτάχυνση μετράται στην στάθμη του κάθε ορόφου, καθώς και εντός του εδάφους (σε μικρό βάθος), μέσω επιταχυνσιομέτρων. Οι οριζόντιες μετακινήσεις επίσης μετρώνται στις τρεις στάθμες των ορόφων μέσω μετακινησιομέτρων τύπου SpaceAge (*wire displacement transducers*). Επίσης μετράται η οριζόντια μετακίνηση στην στάθμη της θεμελίωσης και οι κατακόρυφες μετακινήσεις στα άκρα των τριών θεμελίων, ώστε να είναι δυνατός ο υπολογισμός των καθιζήσεων και στροφών των θεμελίων εντός επιπέδου. Οι μετρήσεις καταγράφονται μέσω ηλεκτρονικού συστήματος καταγραφής (*Data Acquisition System*) και αποθηκεύονται στον κεντρικό υπολογιστή της σεισμικής τράπεζας. Τέλος, λαμβάνεται οπτικό υλικό υψηλής ευκρίνειας (φωτογραφίες και βίντεο).

Αλληλουχία Πειραμάτων

Συνολικά εκτελέστηκαν 6 σειρές πειραμάτων (**Πίνακας 5.3.1**). Οι δύο πρώτες σειρές αφορούν το αρχικό κτίριο, οι δύο επόμενες το ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο πλάτους $B = 6$ m, κι οι δύο τελευταίες το ενισχυμένο κτίριο με θεμέλιο μειωμένου πλάτους $B = 3.5$ m. Τα τοιχώματα ενισχύσεως τοποθετήθηκαν εξωτερικά, τα δε θεμέλια των κεντρικών υποστυλωμάτων επαυξήθηκαν με πρόσθετα τμήματα ώστε να υλοποιηθεί το απαιτούμενο συνολικό πλάτος. Χρησιμοποιήθηκαν διεγέρσεις ποικίλου συχνοτικού περιεχομένου και εύρους επιταχύνσεων, από καταγραφές στην Ελλάδα και το Εξωτερικό (**Πίνακας 5.3.2**). Πέρα από τις πραγματικές καταγραφές, χρησιμοποιήθηκαν και ημιτονοειδείς διεγέρσεις, τα αποτελέσματα των οποίων δεν παρουσιάζονται στο παρόν.

5.4 Αποτελέσματα

Παρακάτω εξετάζονται οι περιπτώσεις του αρχικού και του ενισχυμένου κτιρίου, με συμβατικώς σχεδιασμένη ($B = 6$ m) και μειωμένου πλάτους ($B = 3.5$ m) θεμελίωση του τοιχώματος. Παρουσιάζονται αποτελέσματα σε όρους επιταχύνσεων, σχετικής μετακίνησης ορόφων (*drift*), και ανηγμένης σχετικής μετακίνησης ορόφων (*drift ratio*). Παρά το μικρό βάθος και την μεγάλη πυκνότητα της άμμου, το έδαφος προκαλεί ενίσχυση της σεισμικής διέγερσης, οπότε παρουσιάζεται και η μετρηθείσα επιτάχυνση στην στάθμη του εδάφους (σε βάθος 5 cm από την επιφάνεια).

5.4.1. Αρχικό Κτίριο

Επιλέγονται προς παρουσίαση οι σεισμικές καταγραφές του βράχου-Αιγίου (1986) και της Λευκάδας (2003) ως αντιπροσωπευτικές. Και οι δύο διεγέρσεις είναι μέτριας εντάσεως αλλά υπερβαίνουν εν μέρει τον σχεδιασμό του κτιρίου το οποίο είχε σχεδιαστεί με παλαιούς αντισεισμικούς κανονισμούς. Και στις δύο πειραματικές σειρές, το κτίριο αστοχεί με σχηματισμό μαλακού ορόφου στο ισόγειο χωρίς όμως να καταρρέει, σε πλήρη συμφωνία με τις αριθμητικές αναλύσεις του Κεφαλαίου 3. Ο σχηματισμός μηχανισμού μαλακού ορόφου είναι εμφανής αν συγκρίνουμε την αρχική και την παραμορφωμένη κατάσταση του κτιρίου μετά από την διέγερση με την καταγραφή της Καλαμάτας (**Σχήμα 5.4.1**).

Για την διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα του βράχου-Αιγίου, οι καταγραφείσες επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους και στις στάθμες των τριών ορόφων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.4.2**, οι δε σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (*drifts*) και οι ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (*drift ratios*) δείχνονται στο **Σχήμα 5.4.3**. Γίνεται φανερό ότι ο πρώτος όροφος έχει αυξημένες μετακινήσεις σε σύγκριση με τον δεύτερο και τον τρίτο, χαρακτηριστικό της αστοχίας τύπου “μαλακού” ορόφου. Μετά από την διέγερση Αιγίου ο πρώτος όροφος έχει παραμένουσα ανηγμένη μετακίνηση της τάξεως του 1% υποδηλώνοντας σημαντικές βλάβες αλλά όχι κατάρρευση.

Το κτίριο καταρρέει με την ακολουθείσα επιβολή της καταγραφής της Λευκάδας, έχοντας όμως ήδη συσσωρεύσει σημαντικές παραμορφώσεις από τις προηγηθείσες σεισμικές διεγέρσεις (Αίγιο και Καλαμάτα). Για την διέγερση της Λευκάδας (2003), οι καταγραφείσες επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους και στις στάθμες των τριών ορόφων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.4.4**, οι δε σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) και οι ανηγμένες μετακινήσεις (drift ratios) δείχνονται στο **Σχήμα 5.4.5**. Είναι εμφανής η απότομη αύξηση της μετακίνησης του πρώτου ορόφου (για $t = 6$ sec). Οι ανώτεροι όροφοι ακολουθούν με χρονική υστέρηση καθώς το κτίριο καταρρέει.

Η θεμελίωση παρουσιάζει πρακτικά μηδενικές καθιζήσεις και στροφές, σύμφωνα με τις αρχές του σχεδιασμού της, οι οποίες δεν δείχνονται διότι δεν προσφέρουν σημαντική πληροφορία.

Κατά συνέπεια, το κτίριο διαθέτει ανεπαρκή αντοχή και πλαστιμότητα και δέν μπορεί να αντέξει έναν ισχυρό κραδασμό. Απαιτείται λοιπόν η ενίσχυσή του προκειμένου να αυξηθεί η επιτάχυνση αντοχής και να επιτευχθεί πιο ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτιρίου

5.4.2. Κτίριο με Ενίσχυση

Όπως προαναφέρθηκε, το κτίριο ενισχύεται με την τοποθέτηση τοιχώματος από ωπλισμένο σκυρόδεμα (στο πρωτότυπο). Το ενισχυμένο κτίριο αναμένεται να αντέξει ισχυρότερους κραδασμούς και να αποκριθεί πιο πλάστιμα. Πράγματι, η απόκριση του ενισχυμένου κτιρίου είναι ικανοποιητική. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 5.4.6**, η παραμορφωμένη εικόνα είναι εντελώς διαφορετική απ' ότι στο αρχικό κτίριο. Με την προσθήκη του τοιχώματος αποφεύγεται ο σχηματισμός μαλακού ορόφου και επιτυγχάνεται ομοιορφοποίηση της παραμόρφωσης καθ' ύψος.

Για την διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα του Αιγίου, οι καταγραφείσες επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους και στις στάθμες των τριών ορόφων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.4.7**, οι δε σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) και οι ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratios) δείχνονται στο

Σχήμα 5.4.8. Παρατηρούμε ότι σχετικές μετακινήσεις των τριών ορόφων του ενισχυμένου κτιρίου ταυτίζονται, σε αντίθεση με την εικόνα που παρουσίαζε το αρχικό κτίριο. Στο **Σχήμα 5.4.9** συγκρίνονται οι σχετικές μετακινήσεις του πρώτου ορόφου για το αρχικό και το ενισχυμένο κτίριο. Είναι εμφανής η ευνοϊκή επίδραση της ενίσχυσης στη μέγιστη και, κυρίως, στην παραμένουσα μετακίνηση του πρώτου ορόφου του κτιρίου, η οποία για το ενισχυμένο κτίριο είναι πρακτικώς μηδενική.

Η θετική επίδραση της ενίσχυσης γίνεται ακόμη πιο σαφής στη σεισμική διέγερση της Λευκάδας (2003). Οι καταγραφείσες επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους και στις στάθμες των τριών ορόφων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.4.10**, οι δε σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) και οι ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratios) δείχνονται στο **Σχήμα 5.4.11**. Ενώ το αρχικό κτίριο κατέρρευσε στην εν λόγω διέγερση, το ενισχυμένο κτίριο παρουσιάζει παραμένουσα μετακίνηση μικρότερη από 1.5%, παρότι έχει επίσης υποστεί προηγουμένως άλλες δύο σεισμικές διεγέρσεις (Αίγιο, και Καλαμάτα). Η θεμελίωση των υποστυλωμάτων αλλά και του τοιχώματος παρουσιάζει και πάλι μηδενική απόκριση σε όρους καθιζήσεως και στροφών.

Η ενίσχυση κρίνεται αποτελεσματική, τα δε αποτελέσματα είναι σε πλήρη συμφωνία (τουλάχιστον ποιοτικά, αν όχι και ποσοτικά) με τις αριθμητικές αναλύσεις του **Κεφαλαίου 3**. Το ενισχυμένο κτίριο καταρρέει τελικά υπό την σεισμική διέγερση Takatori από τον σεισμό του Kobe (1995), έχοντας ήδη όμως υποστεί σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις κατά τις προηγηθείσες διεγέρσεις.

5.4.3. Μείωση Πλάτους Θεμελίου Τοιχώματος

Όπως και στο Κεφάλαιο 3, κρίθηκε σκόπιμο να μελετηθεί η επιρροή της μείωσης του πλάτους του θεμελίου του τοιχώματος στη συνολική απόκριση του ενισχυμένου κτιρίου. Το αρχικό θεμέλιο έχει πλάτος $B = 6 \text{ m}$ το οποίο μειώνεται σε $B = 3.5 \text{ m}$. Με αυτόν τον τρόπο επιδιώκεται η κινητοποίηση της μή γραμμικής απόκρισης του συστήματος θεμελίου–εδάφους, όπως η ολίσθηση και κυρίως το ανασήκωμα και η

πλαστικοποίηση του υποκειμένου εδάφους. Παρατίθενται αρχικά τα αποτελέσματα για τις ίδιες σεισμικές διεγέρσεις, βράχου-Αιγίου και Λευκάδας.

Για την περίπτωση του Αιγίου, οι καταγραφείσες επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους και στις σταθμές των τριών ορόφων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.4.12**, οι δε σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) και οι ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratios) δείχνονται στο **Σχήμα 5.4.13**. Ποιοτικά, η εικόνα είναι περίπου όμοια με το ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο: ομοιόμορφη κατανομή μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιρίου. Ποσοτικά, δεν παρατηρείται σημαντική διαφορά στις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για ένα σεισμό μέτριας εντάσεως όπως η συγκεκριμένη καταγραφή.

Η διαφορά γίνεται εντονότερη για την καταγραφή της Λευκάδας (2003). Οι καταγραφείσες επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους και στις στάθμες των τριών ορόφων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.4.14**, οι δε σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) και οι ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratios) δείχνονται στο **Σχήμα 5.4.15**. Το τοίχωμα με την μειωμένη θεμελίωση φαίνεται να συμπεριφέρεται καλύτερα από το συμβατικά θεμελιωμένο. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 5.4.16**, ενώ η παραμένουσα ανηγμένη μετακίνηση ξεπερνά το 1% με το συμβατικώς σχεδιασμένο ($B = 6 \text{ m}$) θεμελίου, με το μειωμένου πλάτους θεμέλιο ($B = 3.5 \text{ m}$) δεν ξεπερνά το 0.25%.

Προκειμένου να συγκριθούν καλύτερα οι δύο εναλλακτικές λύσεις θεμελίωσης του τοιχώματος στα **Σχήματα 5.4.17** έως **5.4.22** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την ιδιαιτέρως ισχυρή καταγραφή Rinaldi (Northridge, 1994). Για το συμβατικό ($B = 6 \text{ m}$) θεμέλιο, οι καταγραφείσες επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους και στις στάθμες των τριών ορόφων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.4.17**, οι δε σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) και οι ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratios) δείχνονται στο **Σχήμα 5.4.18**. Αντιστοίχως, για το μειωμένου πλάτους ($B = 3.5 \text{ m}$) θεμέλιο, τα αποτελέσματα παρατίθενται στα **Σχήματα 5.4.19** και **5.4.20**. Η διαφορά φαίνεται ξεκάθαρα στο **Σχήμα 5.4.21**, όπου συγκρίνονται οι ανηγμένες οριζόντιες μετακινήσεις (drift ratios) του πρώτου ορόφου, αλλά και η

απόκριση των θεμελίων του τοιχώματος σε όρους καθίζησης–στροφής. Παρατηρείται σημαντικότερη διαφορά στην παραμένουσα μετακίνηση του πρώτου ορόφου, με το τοίχωμα στην υποδιαστασιολογημένη θεμελίωση ($B = 3.5 \text{ m}$) να συμπεριφέρεται σαφώς πλεονεκτικά : η παραμένουσα ανηγμένη μετακίνηση δεν ξεπερνά το 2 %, σε σύγκριση με περίπου 6 % του συμβατικώς σχεδιασμένου θεμελίου—κάτι που στην πραγματικότητα θα σήμαινε κατάρρευση. Υπάρχει όμως κάποιο τίμημα: το μειωμένου πλάτους ($B = 3.5 \text{ m}$) θεμέλιο υφίσταται έντονο ανασήκωμα, και παρουσιάζει μια μικρή παραμένουσα στροφή και παραμένουσα καθίζηση 1.5 cm . Σε αντίθεση, στο συμβατικό ($B = 6 \text{ m}$) θεμέλιο η στροφή είναι αμελητέα και η καθίζηση δεν ξεπερνά το 0.5 cm.

Στο **Σχήμα 5.4.22** συγκρίνονται οι συνολικές δ_{tot} ανηγμένες μετακινήσεις (drift ratios) του πρώτου ορόφου, οι οποίες αναλύονται σε ανηγμένη μετακίνηση λόγω κάμψης δ_f , και λόγω στροφής της θεμελίωσης δ_r . Στο κτίριο με το συμβατικό ($B = 6 \text{ m}$) θεμέλιο η μετακίνηση του πρώτου ορόφου οφείλεται σχεδόν αποκλειστικά στην καμπτική καταπόνηση του τοιχώματος. Αντιθέτως, στο κτίριο με το μειωμένου πλάτους ($B = 3.5 \text{ m}$) θεμέλιο πολύ σημαντικό μέρος της μετακίνησης οφείλεται στη στροφή της θεμελίωσης του τοιχώματος. Συμπερασματικά, η μείωση της θεμελίωσης συνεισέφερε στην ανακούφιση του τοιχώματος από καμπτική ένταση παράλληλα με την μείωση των συνολικών μετακινήσεων της ανωδομής. Το τίμημα σε καθίζηση και παραμένουσα στροφή της θεμελίωσης είναι σχετικά μικρο.

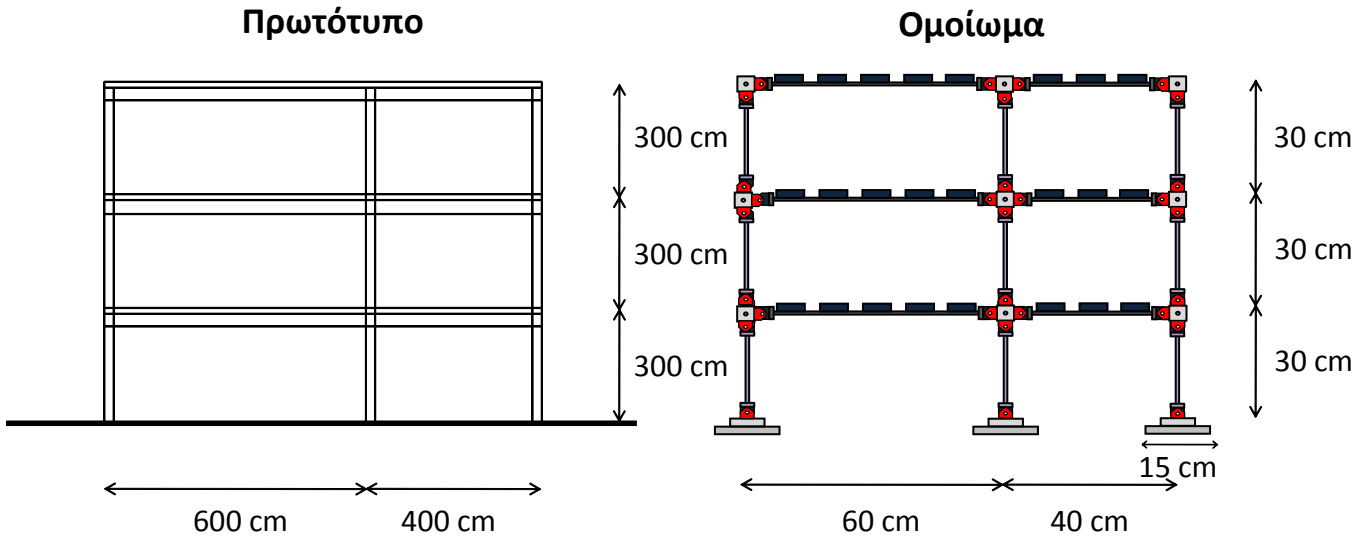
Βεβαίως, το κτίριο με τη μειωμένη θεμελίωση επίσης δεν αντέχει την ισχυρότατη σεισμική διέγερση Takatori, αν και παρουσιάζει αισθητά πιο πλάστιμη συμπεριφορά.

5.5 Συμπεράσματα

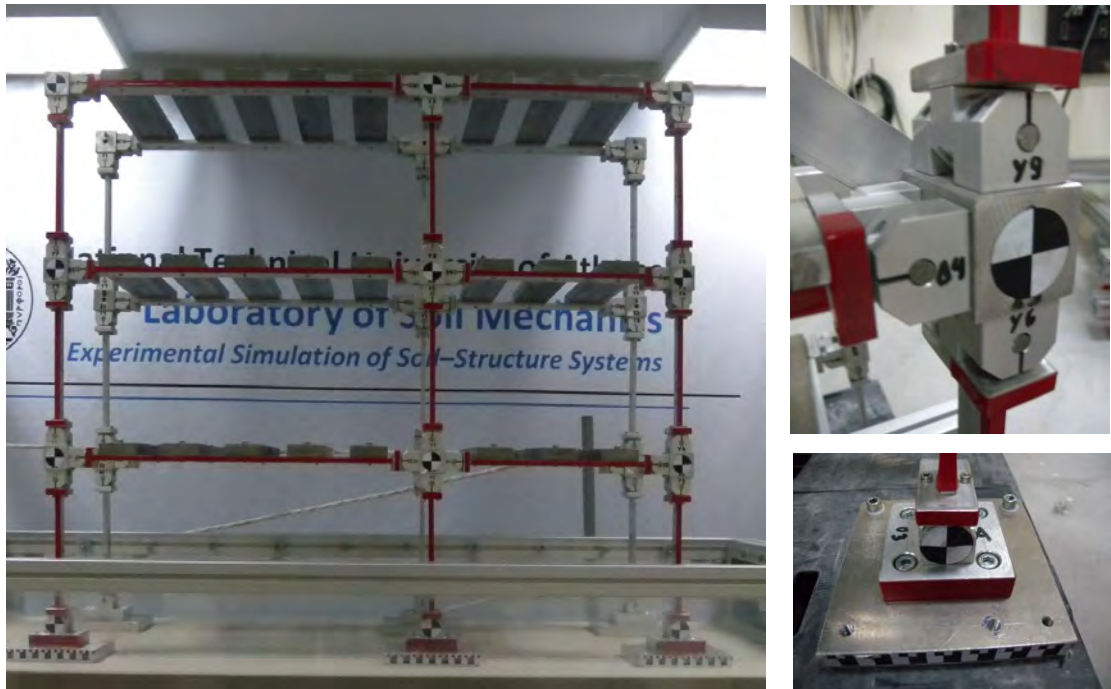
Τα αποτελέσματα των πειραμάτων συνοψίζονται στο **Σχήμα 5.5.1**, σε όρους μέγιστης ανηγμένης μετακίνησης (*drift ratio*) του πρώτου ορόφου συναρτήσει της φασματικής ταχύτητας της σεισμικής διεγέρσεως. Τα σημεία που βρίσκονται στο 10% υποδηλώνουν κατάρρευση. Τα κυριότερα συμπεράσματα συνοψίζονται ως εξής :

- Τα πειραματικά αποτελέσματα είναι σε πολύ ικανοποιητική συμφωνία με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων του Κεφαλαίου 3, τουλάχιστον ποιοτικά (αν και σε πολλές περιπτώσεις και η ποσοτική ακόμη σύγκριση είναι καλή).
- Το αρχικό κτίριο κρίνεται ανεπαρκές να ανταποκριθεί στις σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις. Παρουσιάζει σημαντικές βλάβες και τελικά καταρρέει υπό σεισμικές διεγέρσεις εντάσεως συμβατής με τον ΕΑΚ ή ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- Η ενίσχυση μέσω τοιχώματος από ωπλισμένο σκυρόδεμα αποδεικνύεται αποτελεσματική, συνεισφέροντας στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του κτιρίου, το οποίο αντεπευέρχεται και ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων.
- Η μείωση του πλάτους θεμελίου του τοιχώματος φαίνεται να επιφέρει μείωση των μετακινήσεων και παραμορφώσεων της ανωδομής για ορισμένες διεγέρσεις υψηλής εντάσεως, και δεν επιδεινώνει τη συμπεριφορά του κτιρίου σε σειμούς μεσαίας ή μικρής εντάσεως.
- Επαληθεύεται έτσι μία βασική έννοια της ερευνητικής μας προσπάθειας : ότι δηλαδή η πλαστικοποίηση στην θεμελίωση είναι ευνοϊκή για την σεισμική ασφάλεια της όλης κατασκευής.

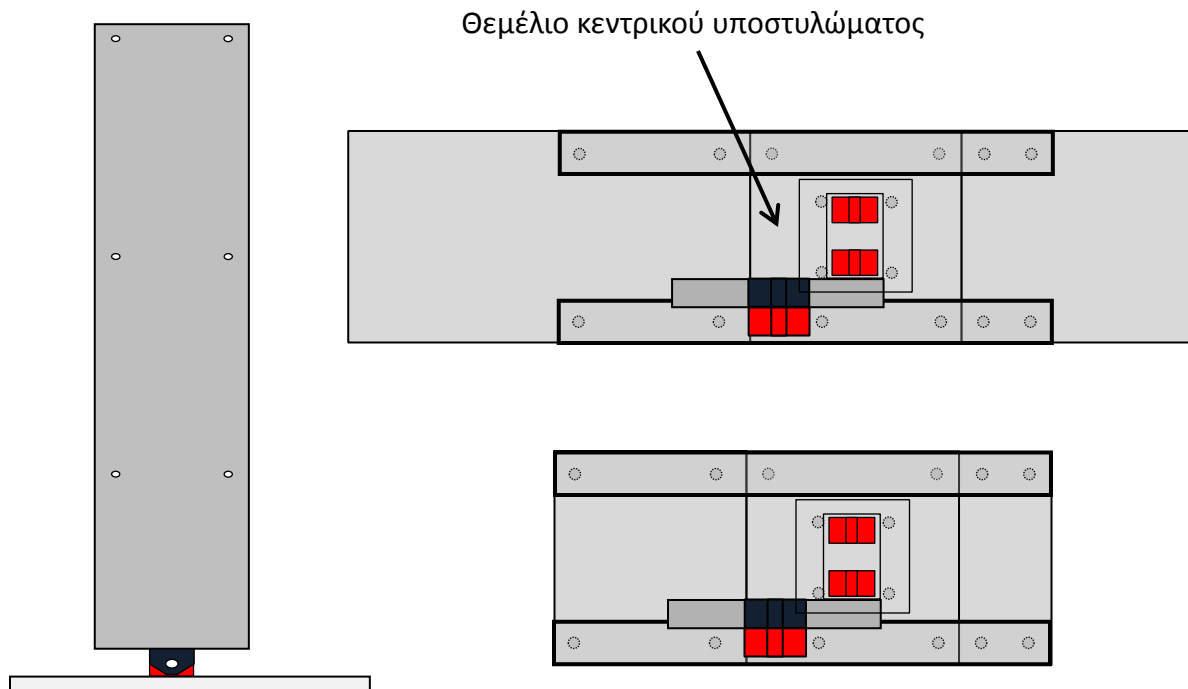
Σχήματα



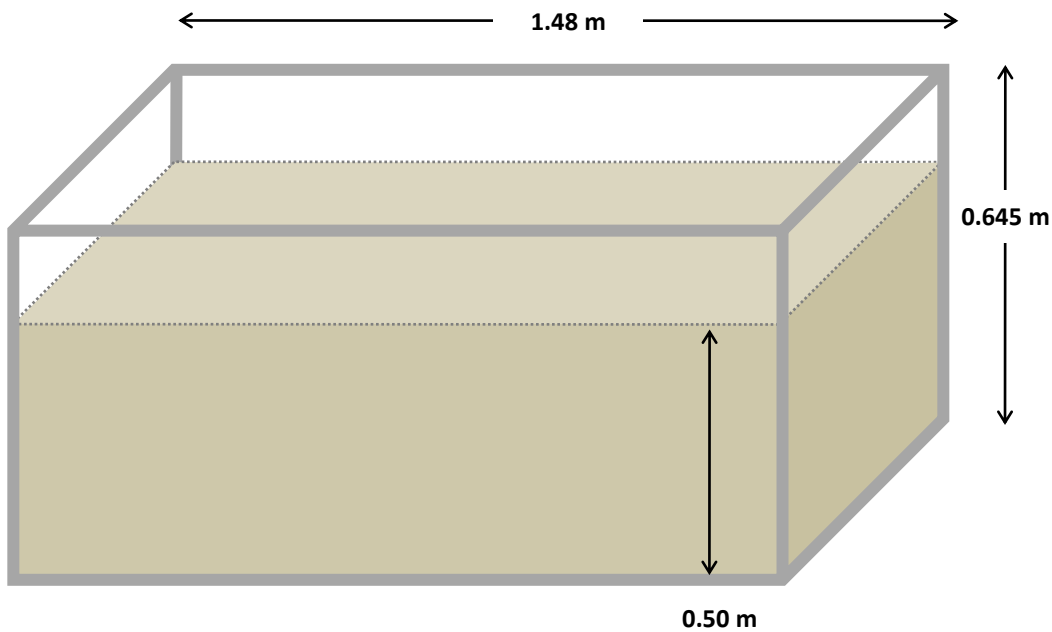
Σχήμα 5.2.1 Σχηματική απεικόνιση του πρωτοτύπου και του πειραματικού ομοιώματος.



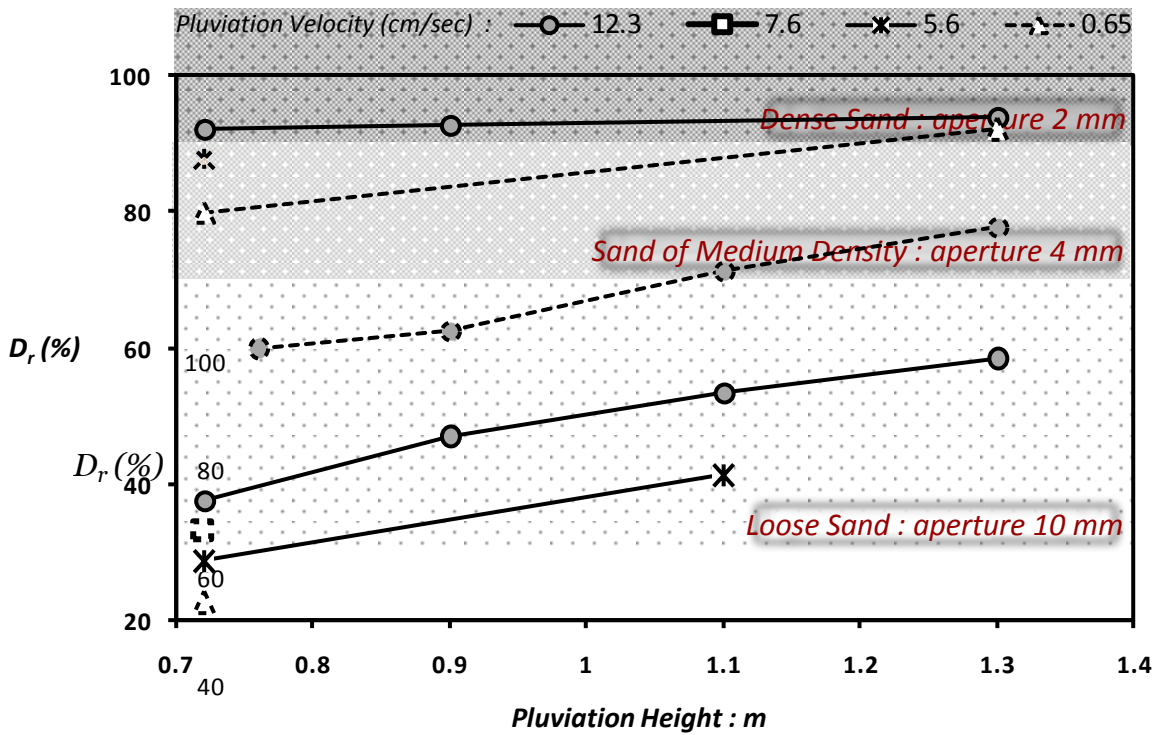
Σχήμα 5.2.2 Ομοίωμα κτιρίου και λεπτομέρειες τεχνητών πλαστικών αρθρώσεων.



Σχήμα 5.2.3 Τοίχωμα ενισχύσεως και η θεμελίωσή του.



Σχήμα 5.2.4 Αμμοκιβώτιο εντός του οποίου τοποθετήθηκε το ομοίωμα του κτιρίου.



Σχήμα 5.2.5 Σύστημα ελεγχόμενης διάστρωσης άμμου (άνω) και βαθμονόμησή του (κάτω).

0

0.7 0.8 0.9 1 1.1 1.2 1.3 1.4

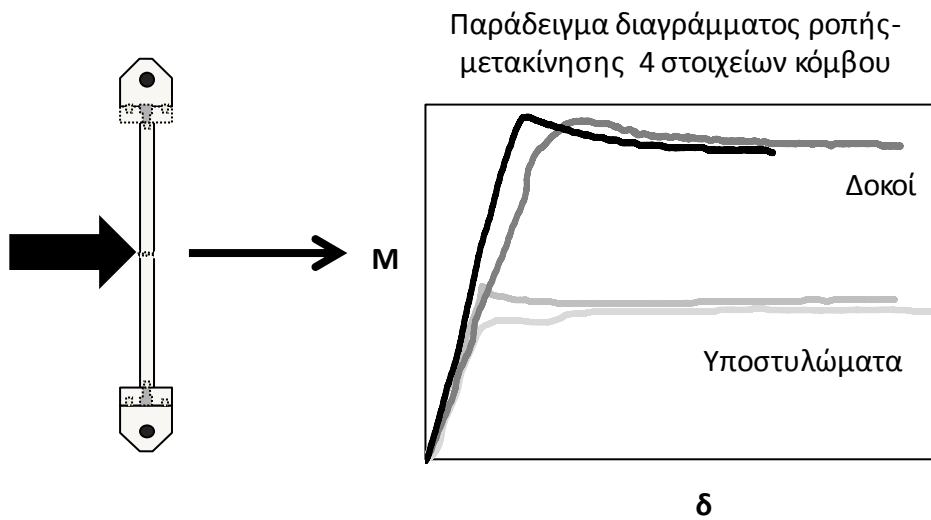
Pluviation Height (m)



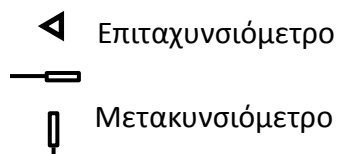
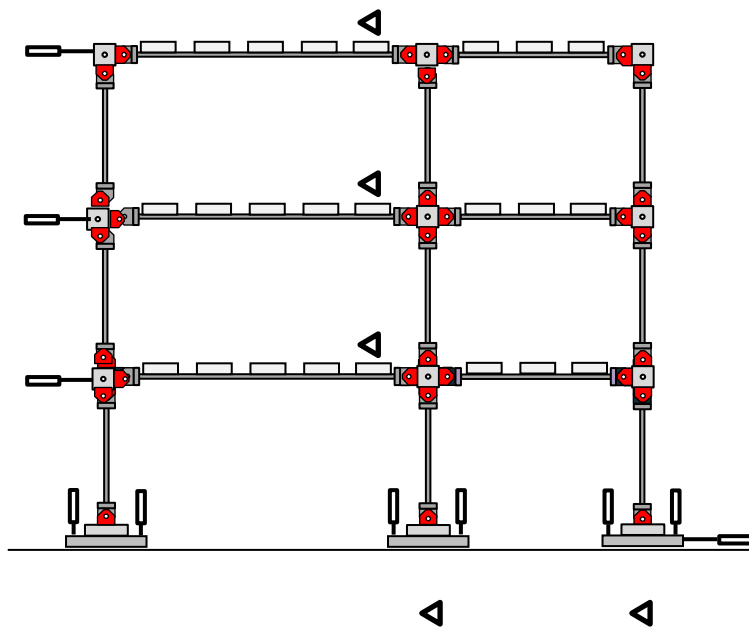
Σχήμα 5.2.6 Συσκευή Pushover.



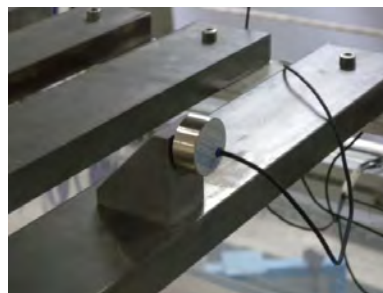
Σχήμα 5.2.7 Σεισμική Τράπεζα.



Σχήμα 5.3.1 Ενδεικτικό διάγραμμα βαθμονόμησης κόμβων.



Σχήμα 5.3.2 Σχηματική απεικόνιση θέσεων τοποθέτησης οργάνων μέτρησης.



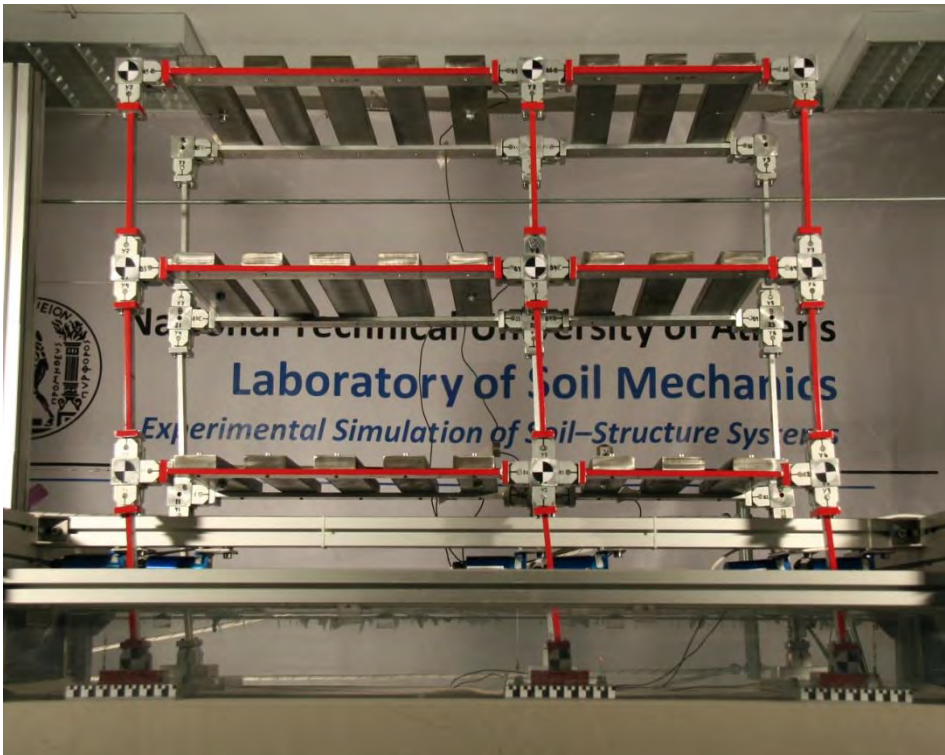
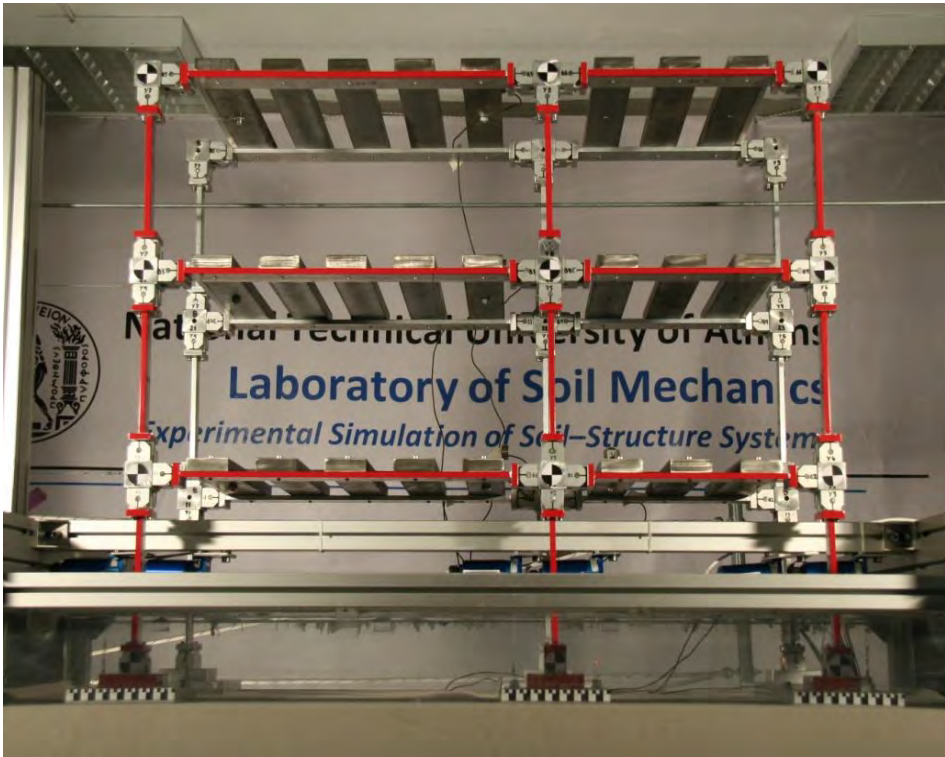
Σχήμα 5.3.3 Όργανα μετρήσεως μετακινήσεων και επιταχύνσεων.

Πίνακας 5.3.1 Περιγραφή πειραμάτων (διαστάσεις πρωτοτύπου)

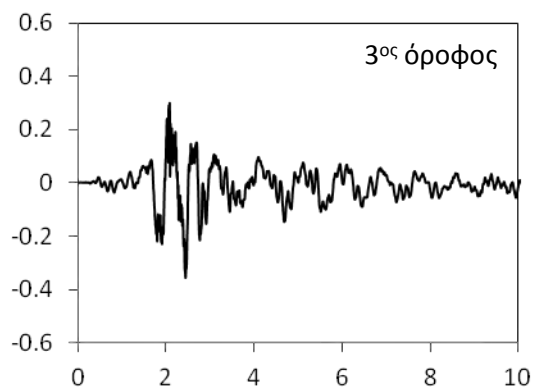
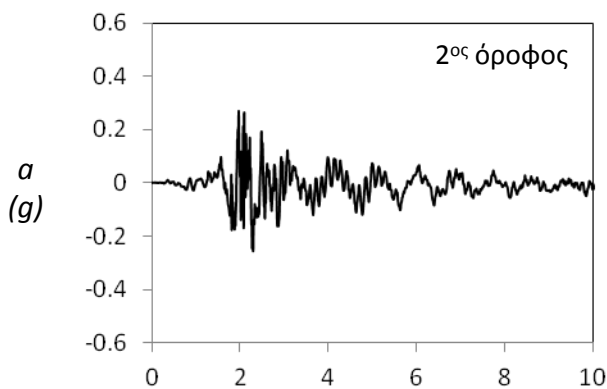
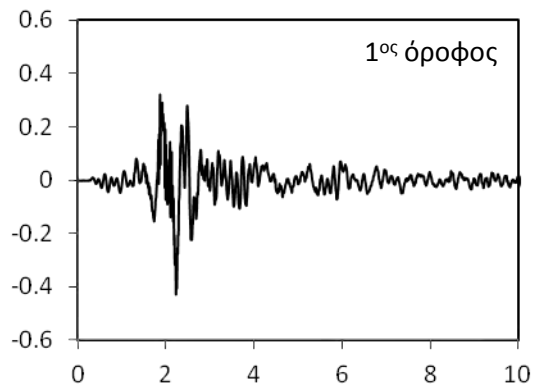
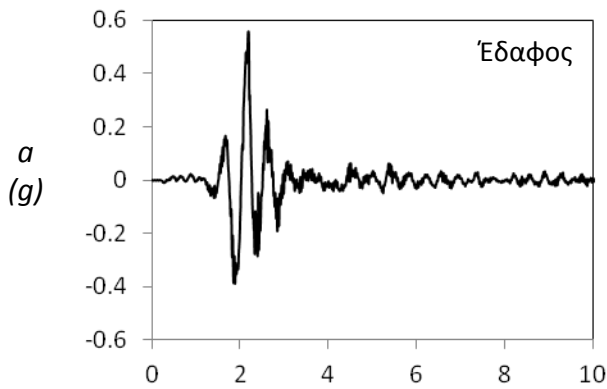
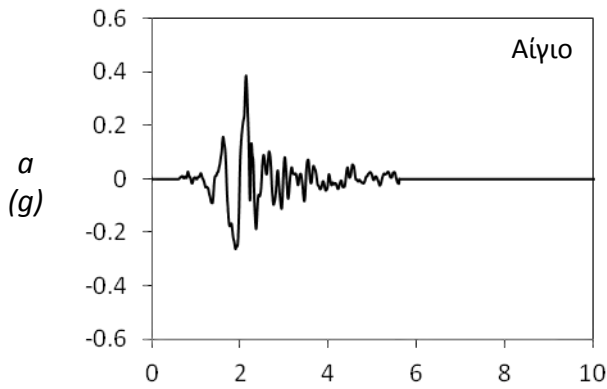
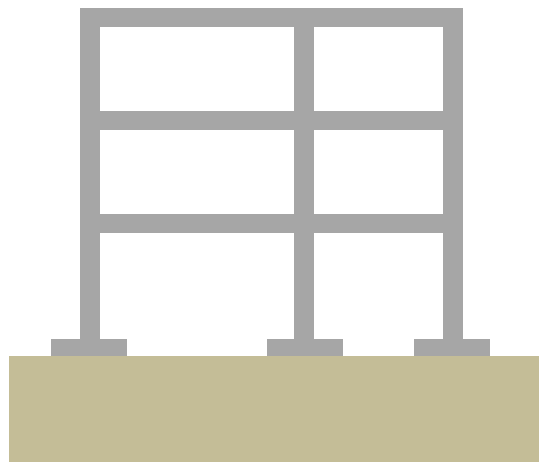
ΠΕΙΡΑΜΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ			
	ΚΤΙΡΙΟ	ΘΕΜΕΛΙΟ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ	ΕΔΑΦΟΣ	ΤΥΠΟΙ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ
1	Χωρίς τοίχωμα	-	Πυκνή άμμος	3 Σεισμικές
2	Χωρίς τοίχωμα	-	Πυκνή άμμος	8 Αρμονικές 3 Σεισμικές
4	Με τοίχωμα	B = 6 m	Πυκνή άμμος	6 Αρμονικές 6 Σεισμικές
5	Με τοίχωμα	B = 6 m	Πυκνή άμμος	7 Σεισμικές
6	Με τοίχωμα	B = 3.5 m	Πυκνή άμμος	6 Αρμονικές 8 Σεισμικές
7	Με τοίχωμα	B = 3.5 m	Πυκνή άμμος	8 Σεισμικές

Πίνακας 5.3.2 Σεισμικές διεγέρσεις.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ									
ΠΕΙΡΑΜΑ	1	2		4		5	6		7
	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ	ΗΜΙΤΟΝΟΕΙΔΕΙΣ		ΗΜΙΤΟΝΟΕΙΔΕΙΣ		ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ	ΗΜΙΤΟΝΟΕΙΔΕΙΣ		ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ
	Αίγιο	Συχνότητας	4 Hz	Συχνότητας	4 Hz	Μοναστηράκι	Συχνότητας	4 Hz	Μοναστηράκι
	Καλαμάτα	Πλάτους	0.1 g	Πλάτους	0.1 g	Λευκάδα 2003	Πλάτους	0.1 g	Αίγιο
	Λευκάδα 2003	Συχνότητας	2 Hz	Συχνότητας	2 Hz	Αίγιο	Συχνότητας	2 Hz	Καλαμάτα
		Πλάτους	0.1 g	Πλάτους	0.2 g	Καλαμάτα	Πλάτους	0.2 g	Λευκάδα 2003
		Συχνότητας	4 Hz	Συχνότητας	1 Hz	Sakarya	Συχνότητας	1 Hz	Sakarya
		Πλάτους	0.2 g	Πλάτους	0.2 g	JMA	Πλάτους	0.2 g	JMA
		Συχνότητας	2 Hz	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ		Rinaldi	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ		Rinaldi
		Πλάτους	0.2 g	Μοναστηράκι		Takatori	Μοναστηράκι		Takatori
		ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ		Αίγιο			Αίγιο		
		Μοναστηράκι		Καλαμάτα			Καλαμάτα		
		Αίγιο		Λευκάδα 2003			Λευκάδα 2003		
		Λευκάδα 2003		Sakarya			Sakarya		
				JMA			JMA		
							Rinaldi		
							Takatori		



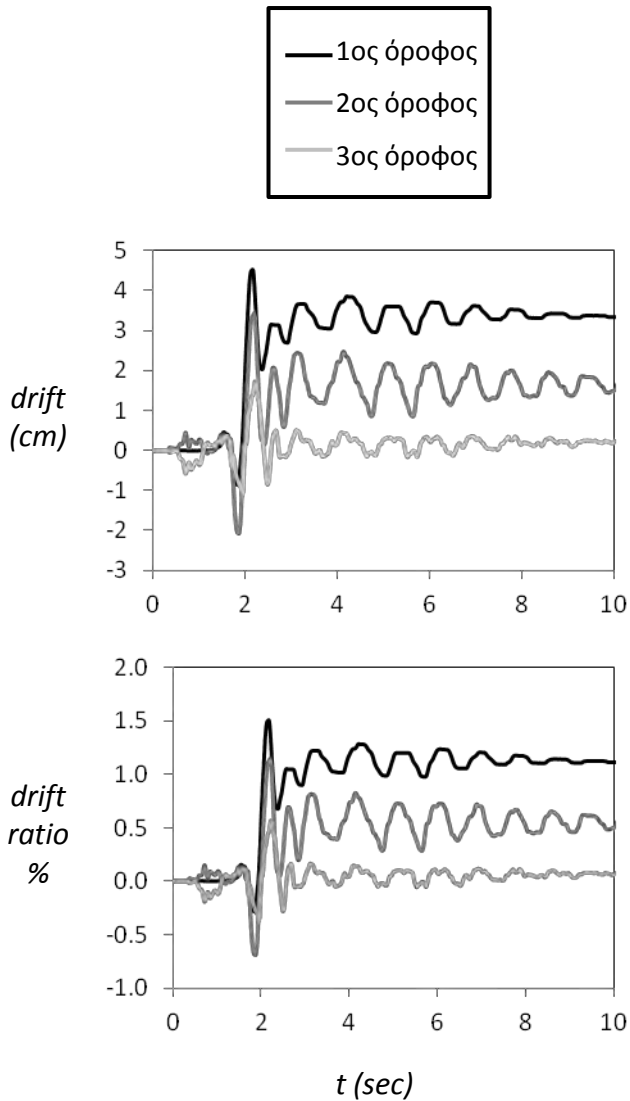
Σχήμα 5.4.1 Αρχικό κτίριο υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή (Νομαρχίας) Καλαμάτας : αρχική και παραμορφωμένη εικόνα του κτιρίου.



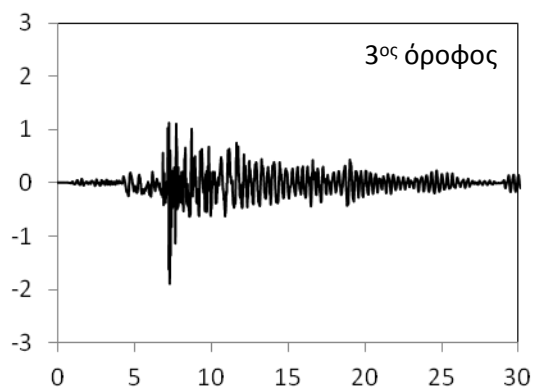
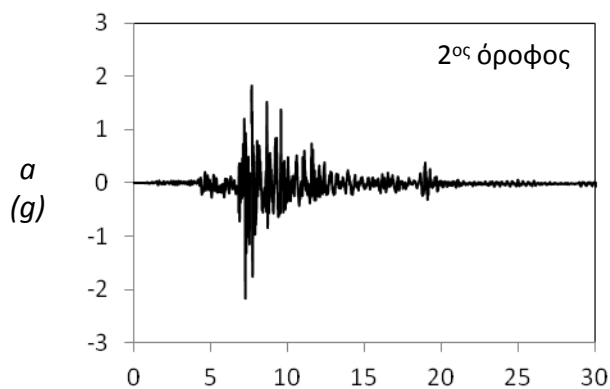
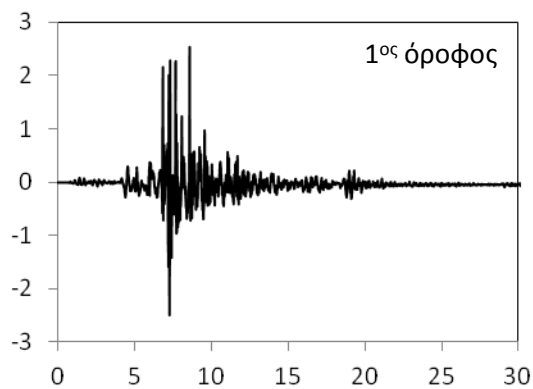
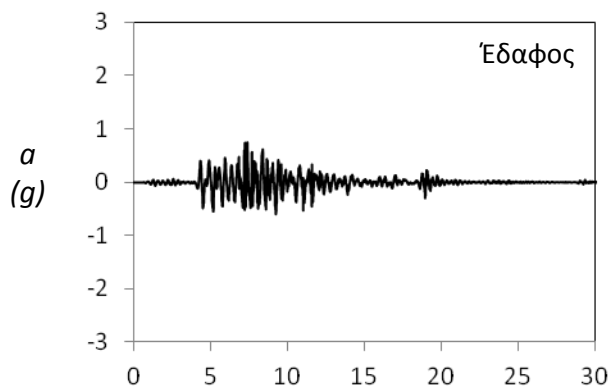
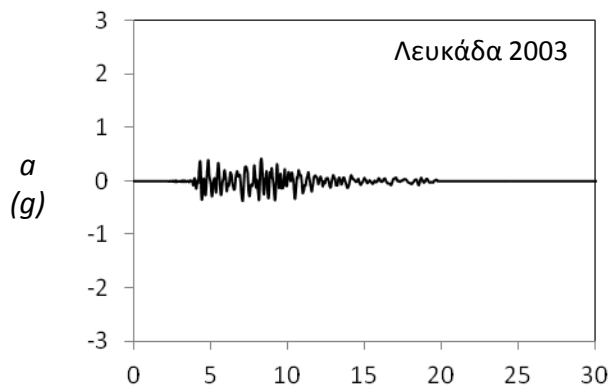
t (sec)

t (sec)

Σχήμα 5.4.2 Αρχικό κτίριο υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα βράχου Αιγίου: μετρηθείσες επιταχύνσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του πειραματικού μοιώματος.



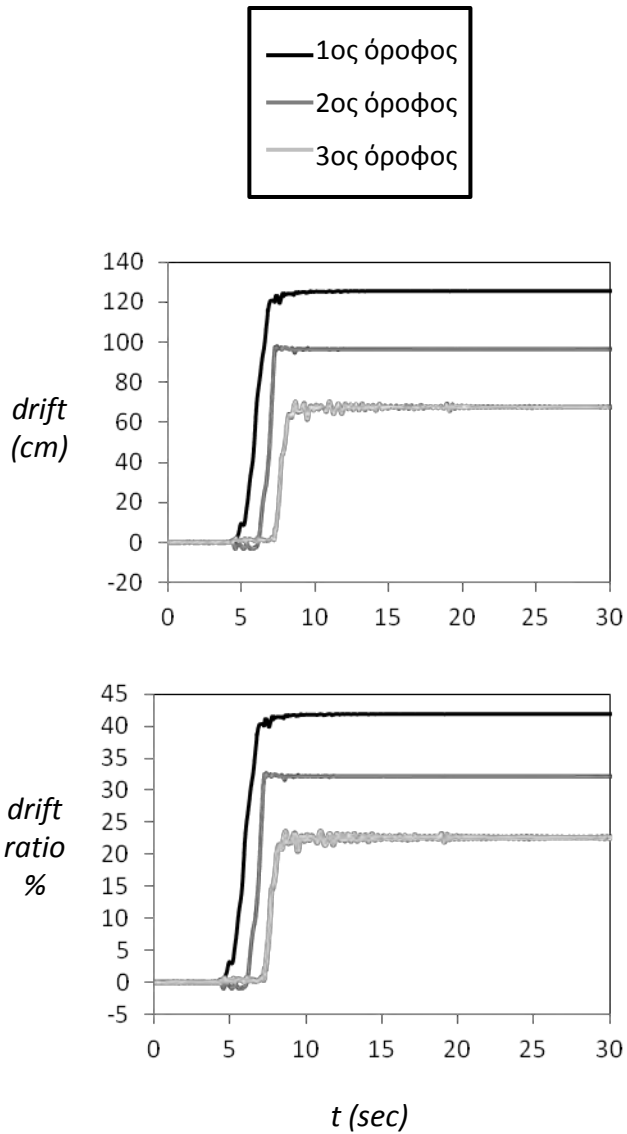
Σχήμα 5.4.3 Αρχικό κτίριο υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα βράχου Αιγίου: σχετικές μετακινήσεις ορόφων (drift), και ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio).



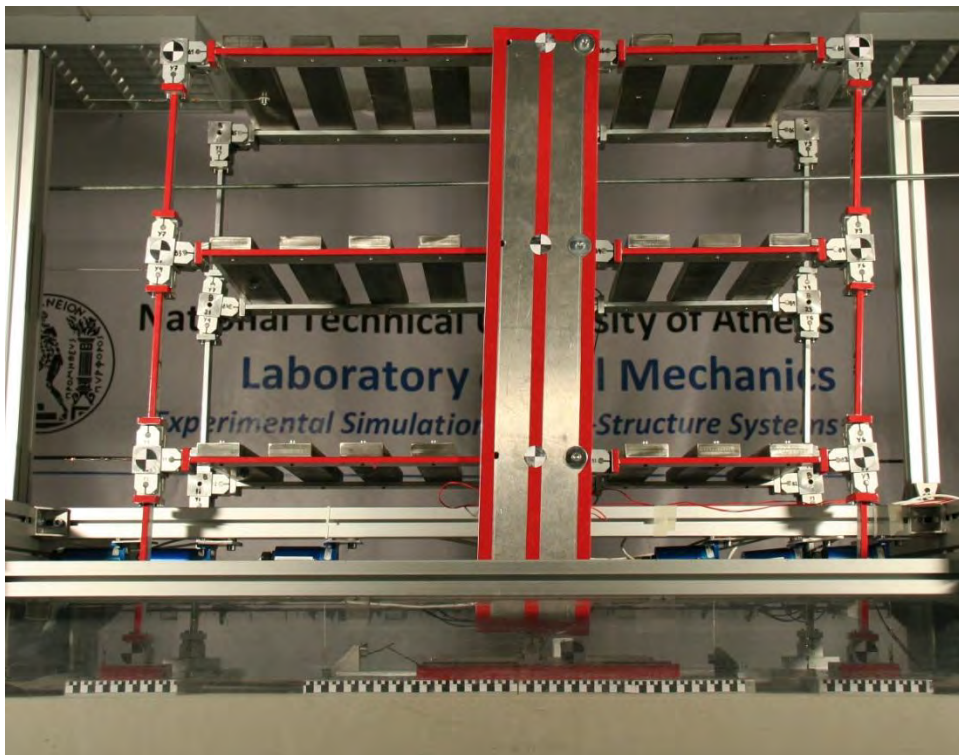
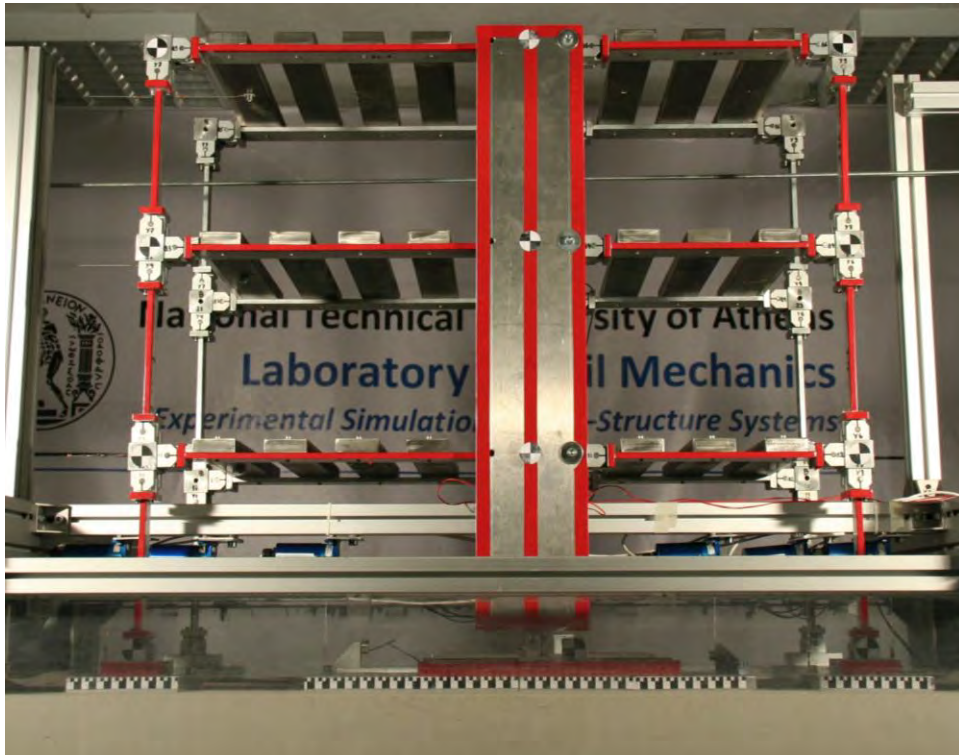
$t \text{ (sec)}$

$t \text{ (sec)}$

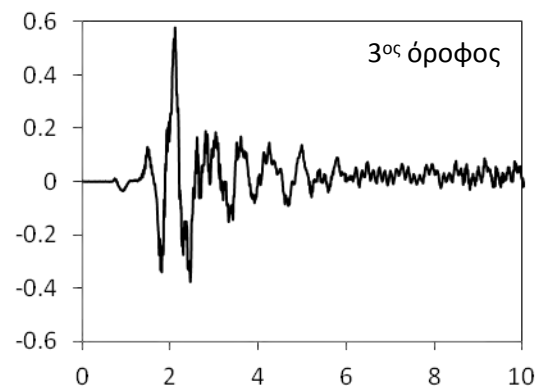
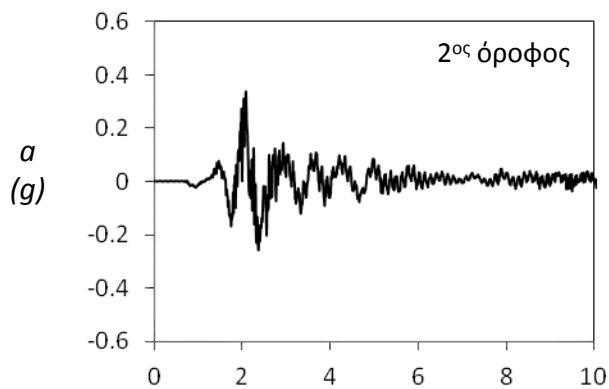
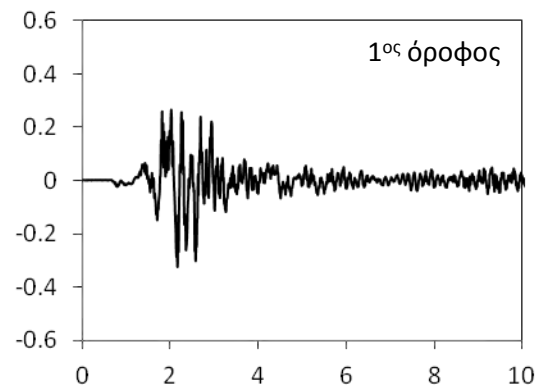
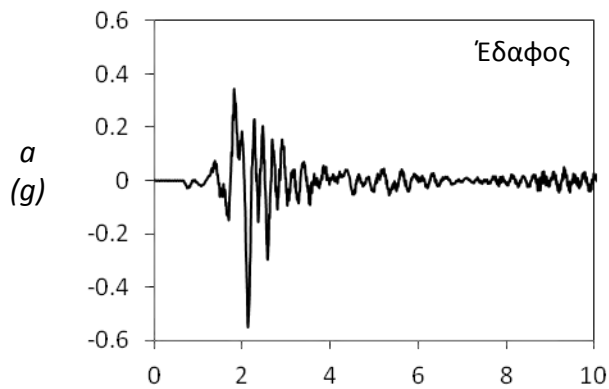
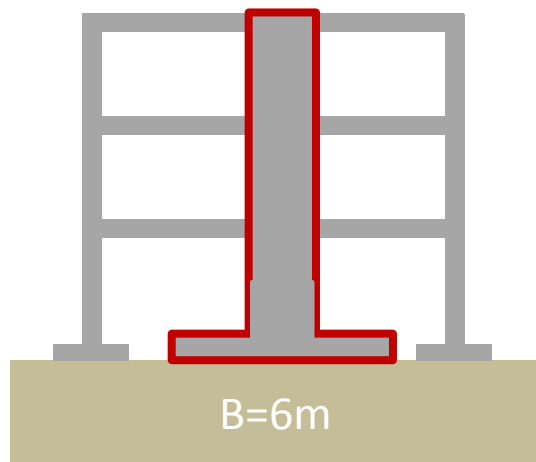
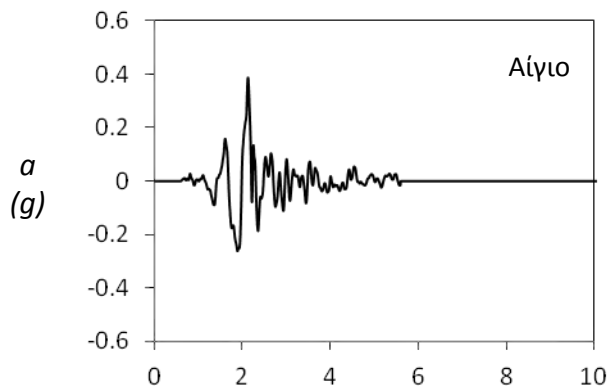
Σχήμα 5.4.4 Αρχικό κτίριο υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Λευκάδας (2003): μετρηθείσες επιταχύνσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του πειραματικού ομοιώματος.



Σχήμα 5.4.5 Αρχικό κτίριο υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Λευκάδας: σχετικές μετακινήσεις ορόφων (*drift*), και ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (*drift ratio*).



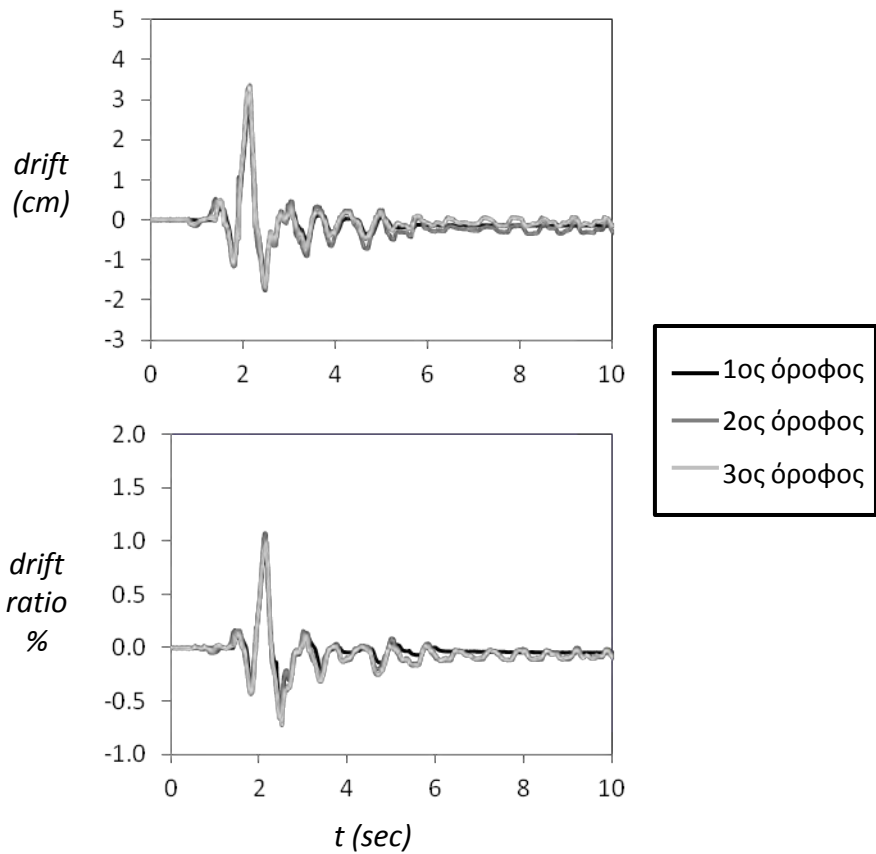
Σχήμα 5.4.6 Ενισχυμένο κτίριο υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή του JMA-Kobe : αρχική και παραμορφωμένη εικόνα του κτιρίου.



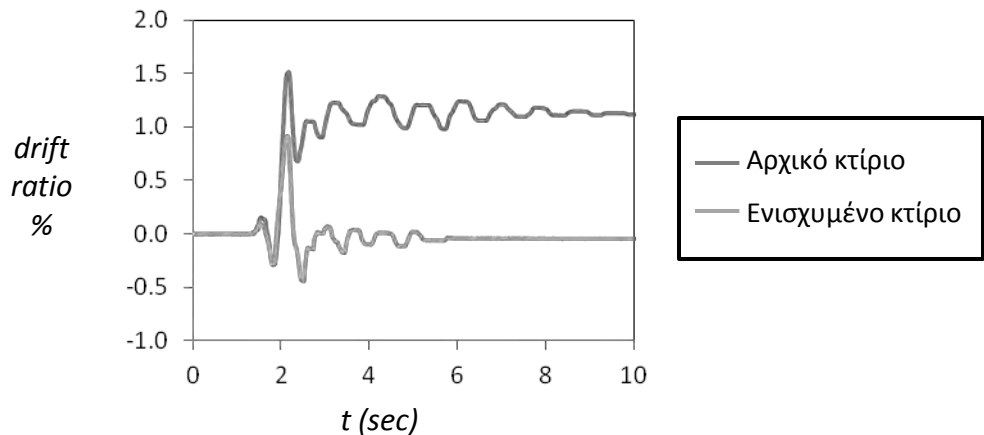
$t \text{ (sec)}$

$t \text{ (sec)}$

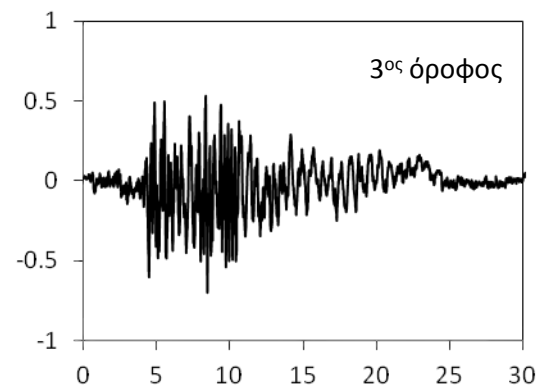
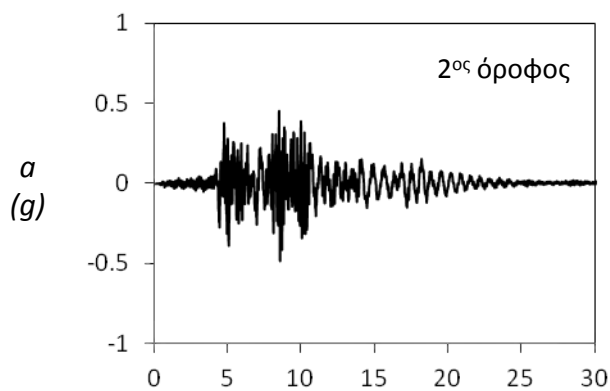
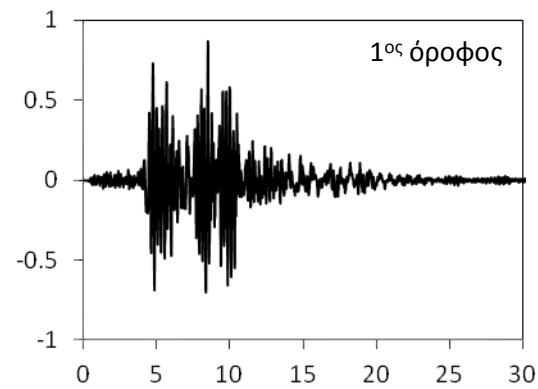
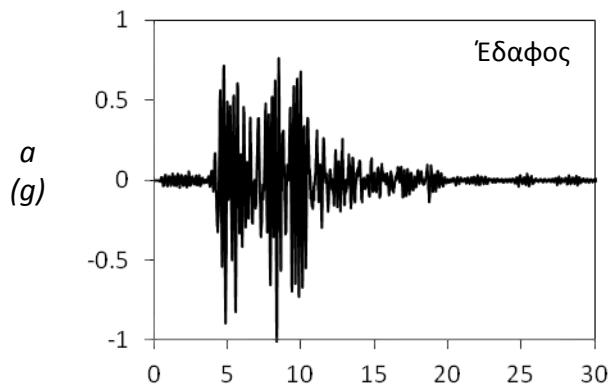
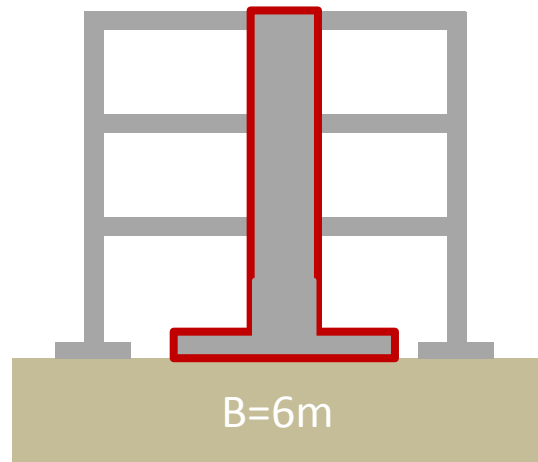
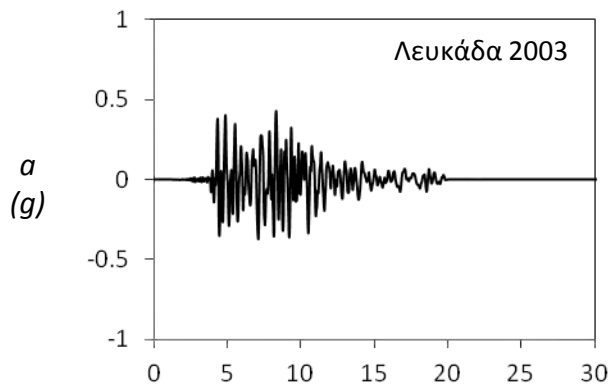
Σχήμα 5.4.7 Ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα βράχου Αιγίου: μετρηθείσες επιταχύνσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του πειραματικού ομοιώματος.



Σχήμα 5.4.8 Ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα βράχου Αιγίου: σχετικές μετακινήσεις ορόφων (drift), και ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio).



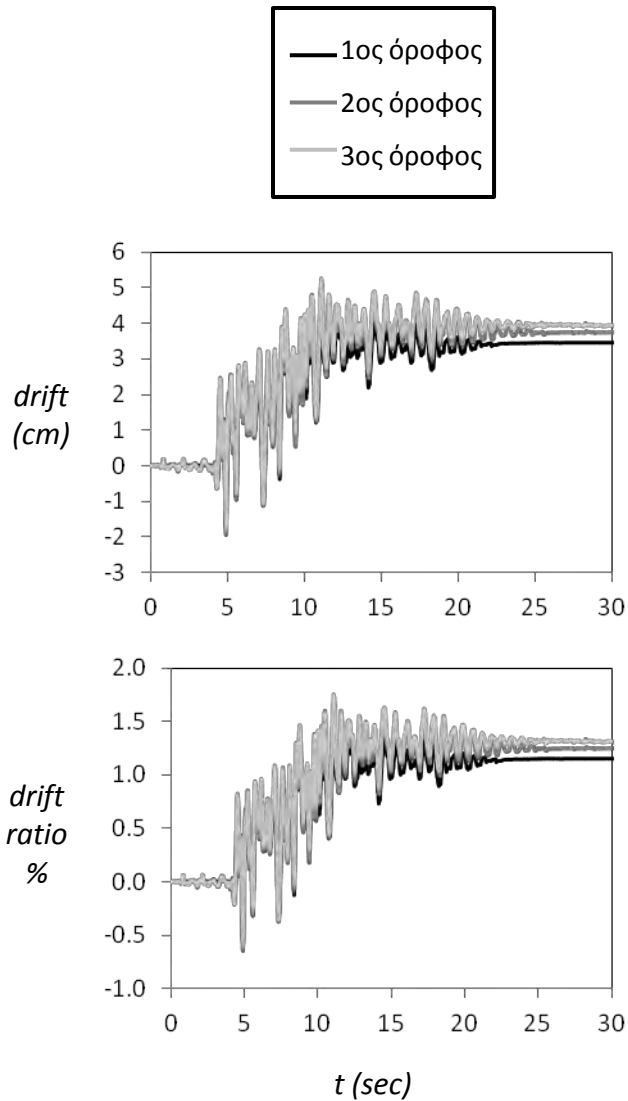
Σχήμα 5.4.9 Αρχικό και ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα βράχου Αιγίου: ανηγμένες μετακινήσεις 1^{ου} ορόφου ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio).



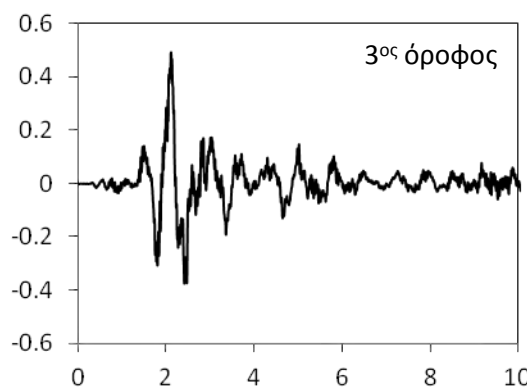
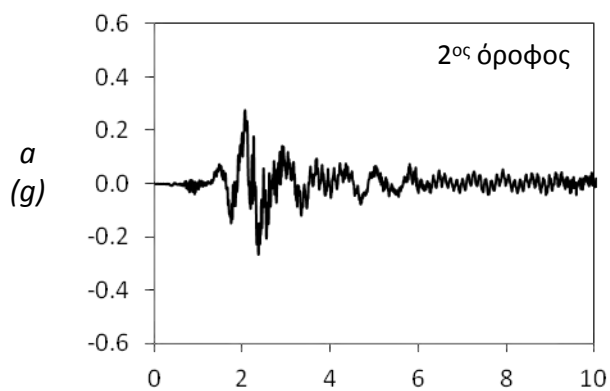
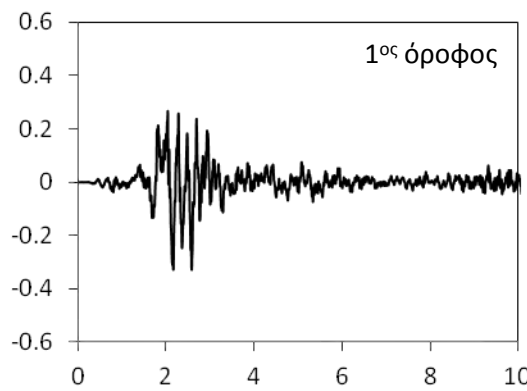
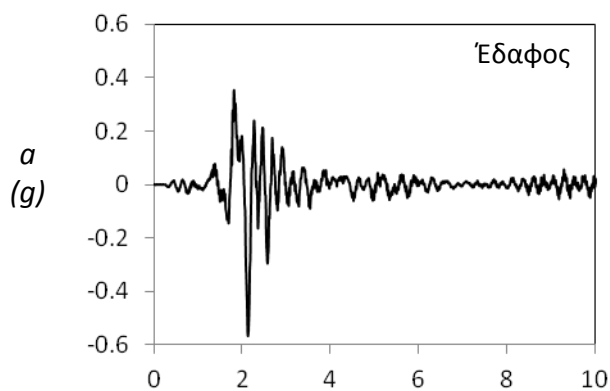
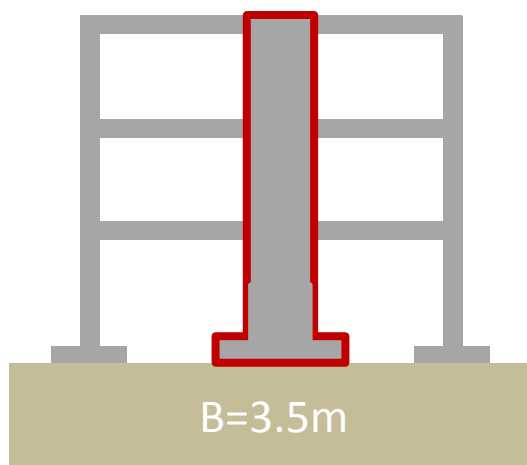
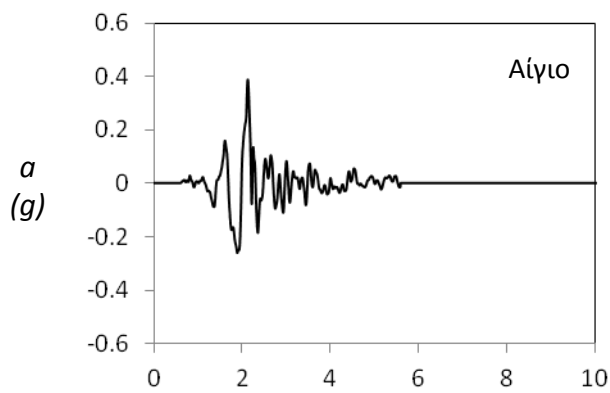
t (sec)

t (sec)

Σχήμα 5.4.10 Ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6$ m) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Λευκάδας (2003): μετρηθείσες επιταχύνσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του πειραματικού ομοιώματος.



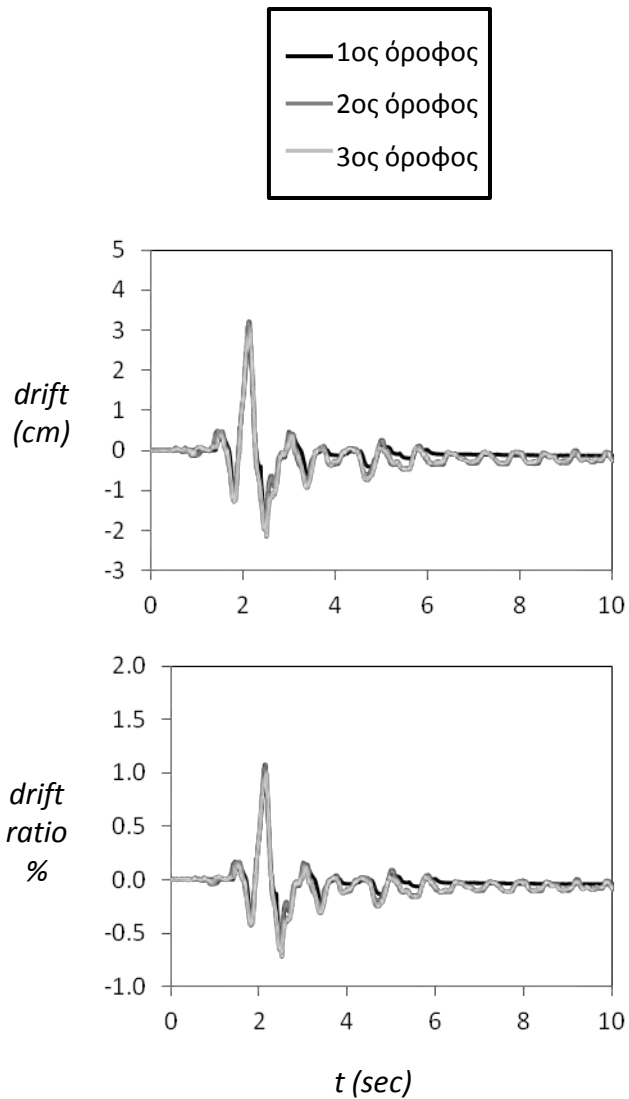
Σχήμα 5.4.11 Ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Λευκάδας (2003): σχετικές μετακινήσεις ορόφων (*drift*), και ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (*drift ratio*).



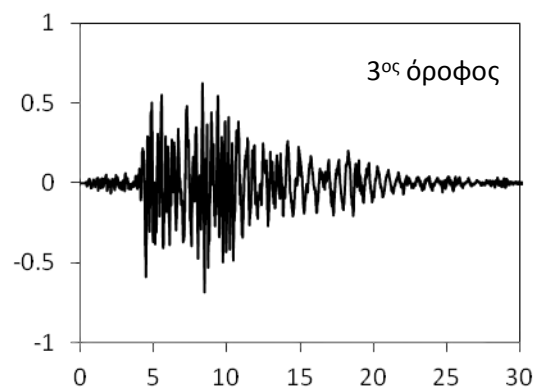
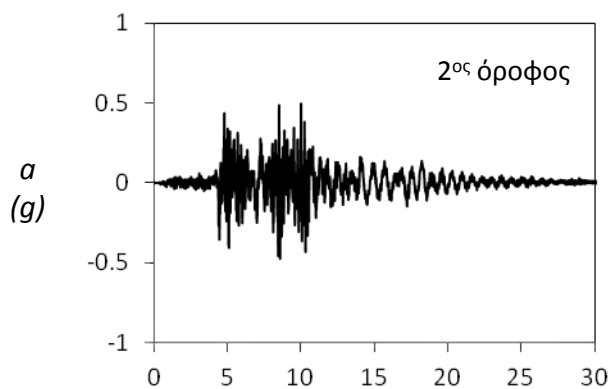
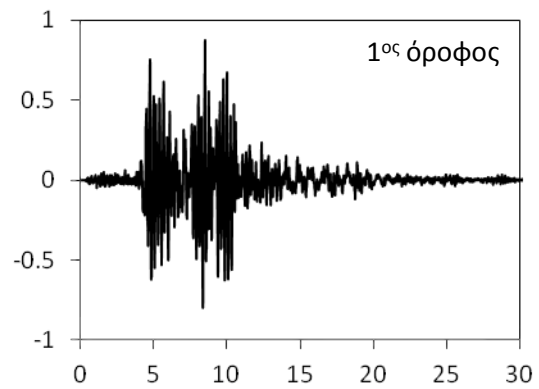
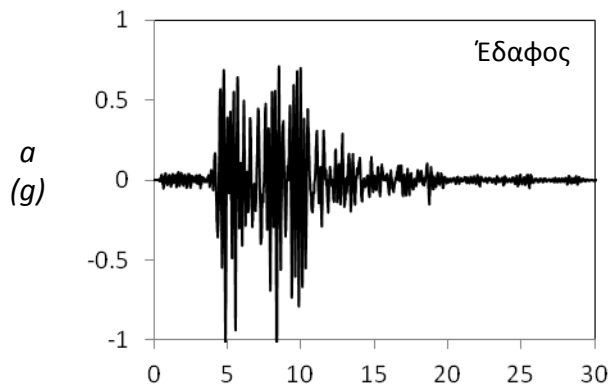
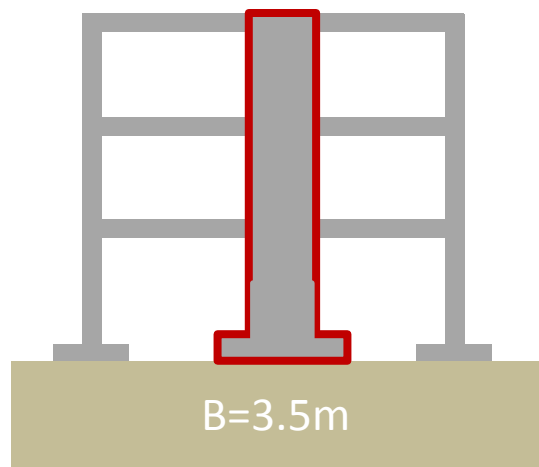
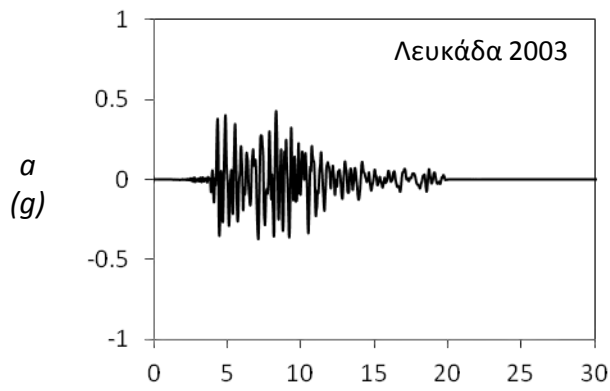
$t \text{ (sec)}$

$t \text{ (sec)}$

Σχήμα 5.4.12 Ενισχυμένο κτίριο με θεμέλιο τοιχώματος μειωμένου πλάτους ($B = 3.5 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα βράχου Αιγίου: μετρηθείσες επιταχύνσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του πειραματικού ομοιώματος.



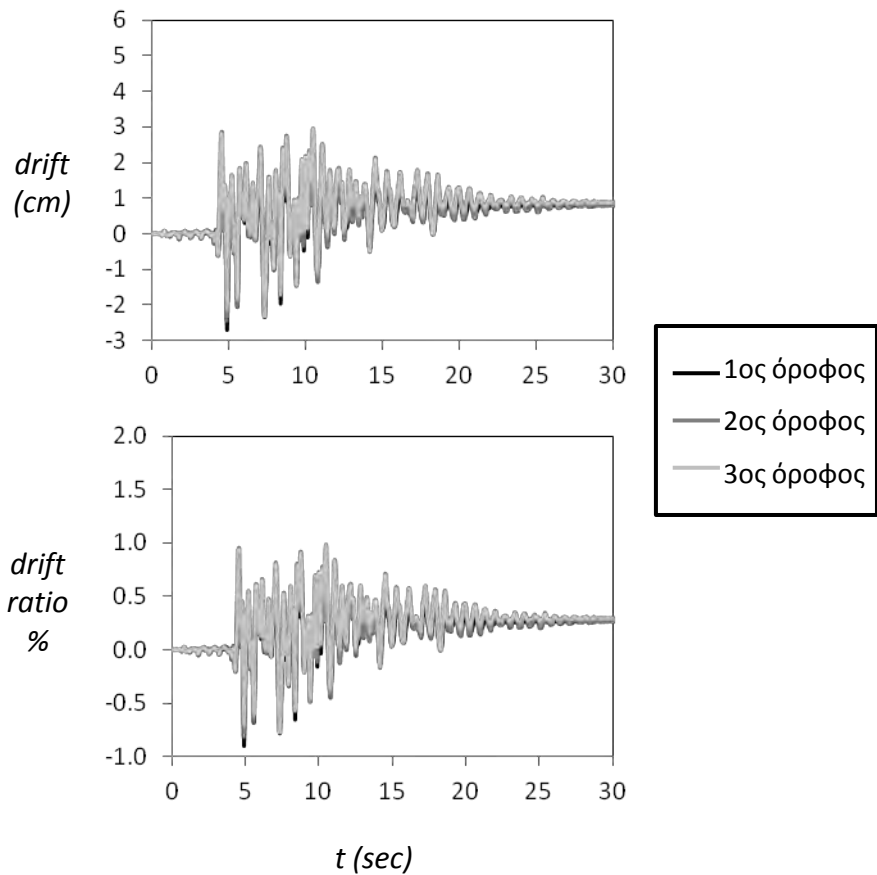
Σχήμα 5.4.13 Ενισχυμένο κτίριο με θεμέλιο τοιχώματος μειωμένου πλάτους ($B = 3.5$ m) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα βράχου Αιγίου: σχετικές μετακινήσεις ορόφων (drift), και ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio).



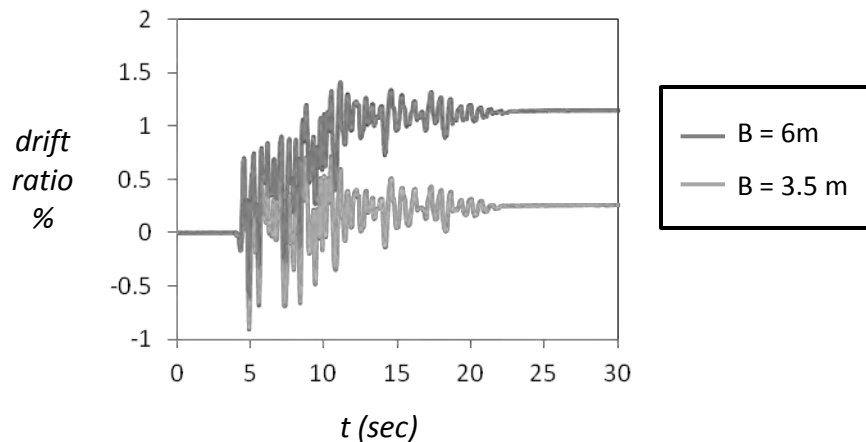
t (sec)

t (sec)

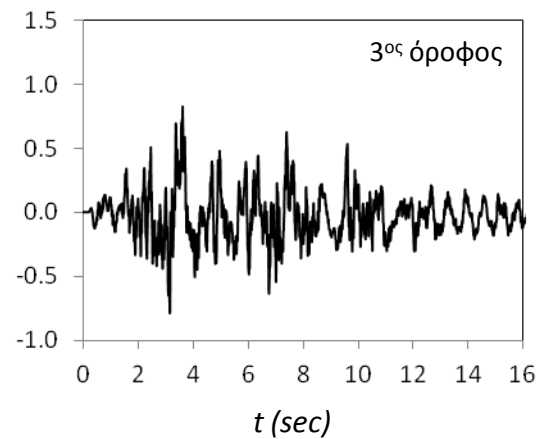
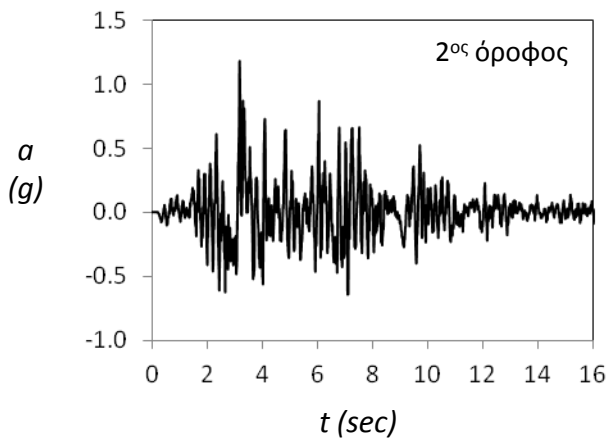
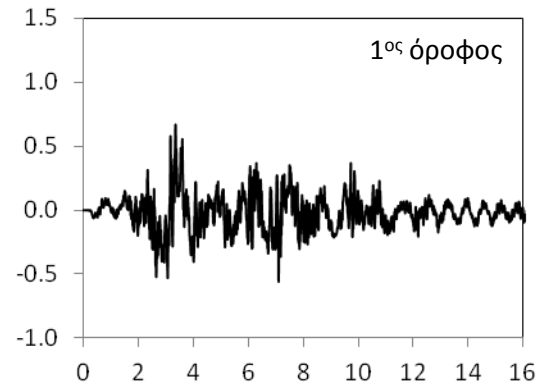
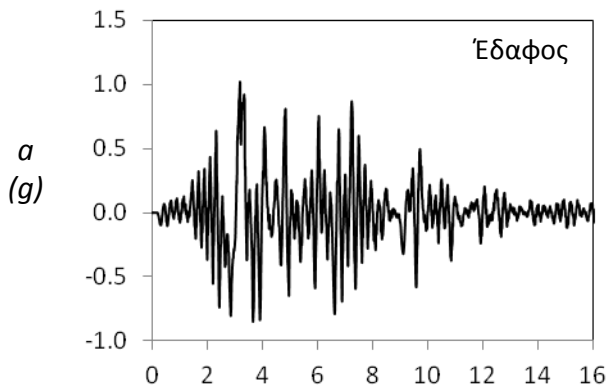
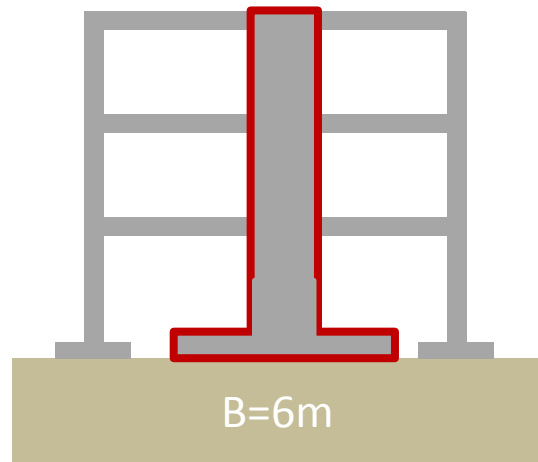
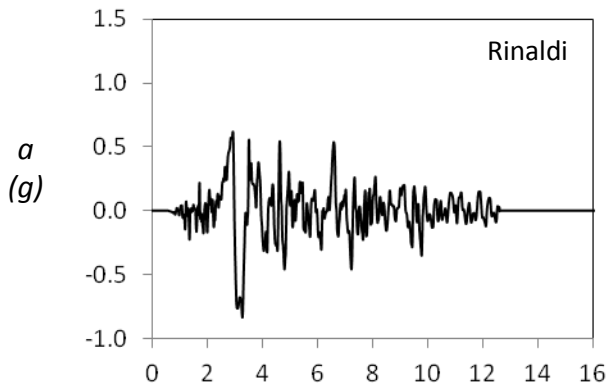
Σχήμα 5.4.14 Ενισχυμένο κτίριο με θεμέλιο τοιχώματος μειωμένου πλάτους ($B = 3.5$ m) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Λευκάδας (2003): μετρηθείσες επιταχύνσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του πειραματικού ομοιώματος.



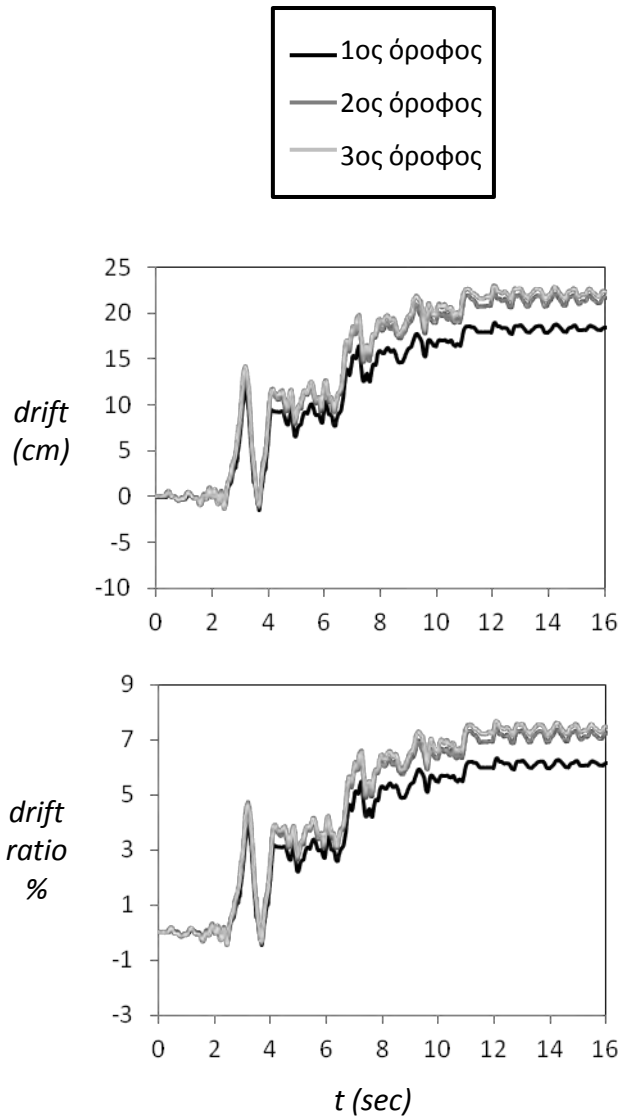
Σχήμα 5.4.15 Ενισχυμένο κτίριο με θεμέλιο τοιχώματος μειωμένου πλάτους ($B = 3.5 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Λευκάδας (2003): σχετικές μετακινήσεις ορόφων (drift), και ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio).



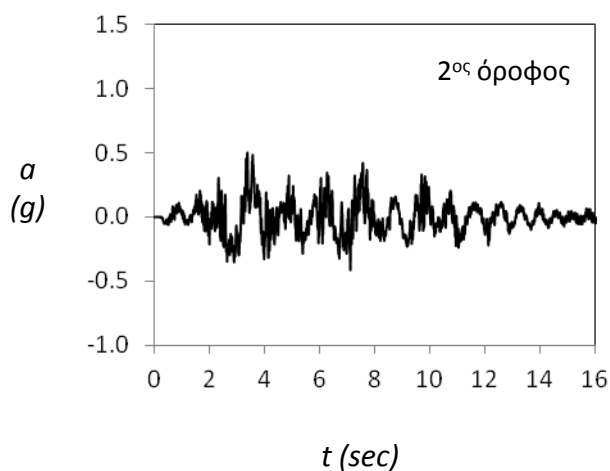
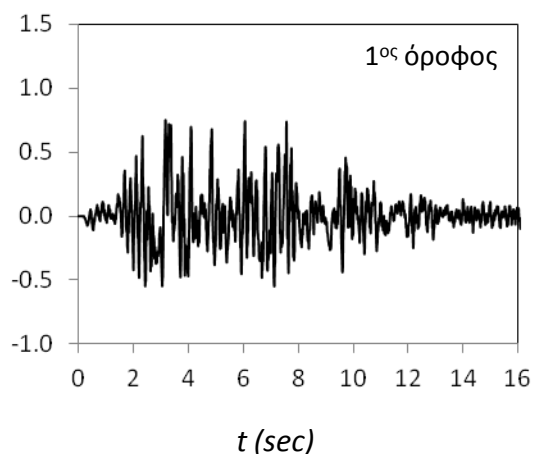
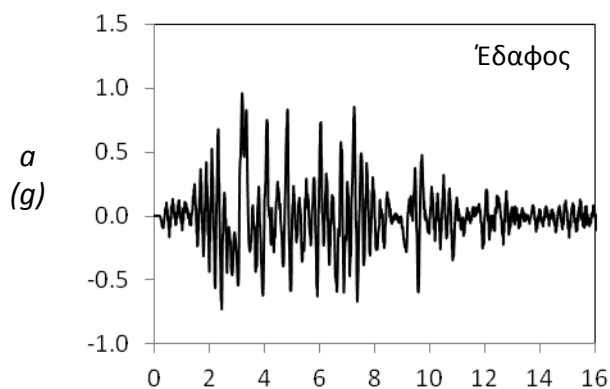
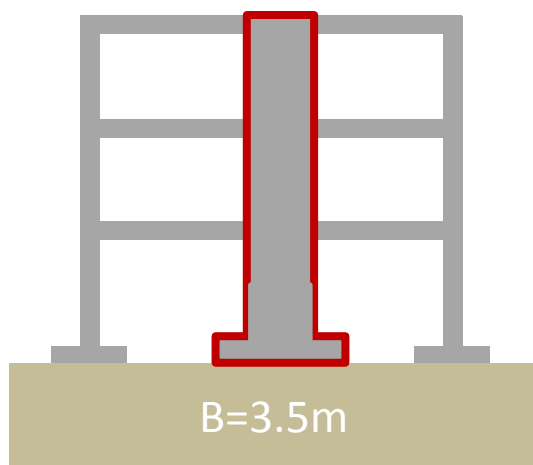
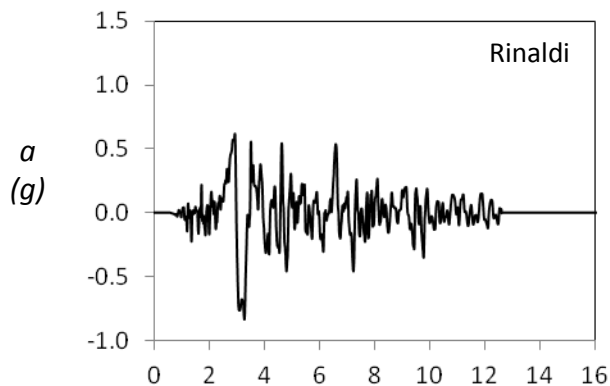
Σχήμα 5.4.16 Αρχικό και ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Λευκάδας (2003): ανηγμένες μετακινήσεις 1^{ου} ορόφου ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio).



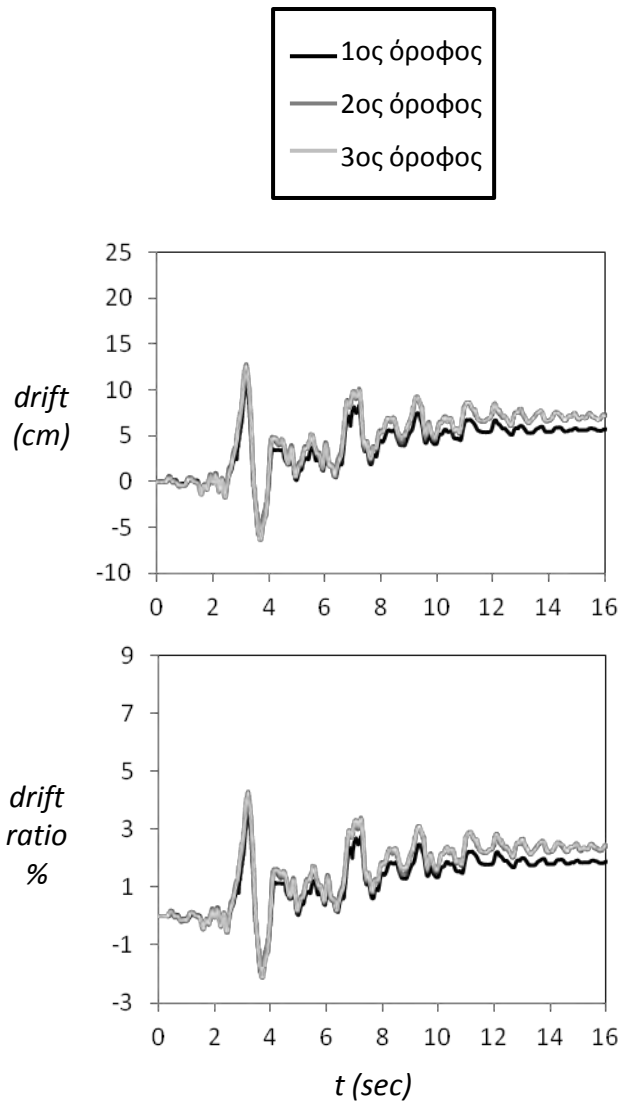
Σχήμα 5.4.17 Ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Rinaldi-Northridge: μετρηθείσες επιταχύνσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του πειραματικού ομοιώματος.



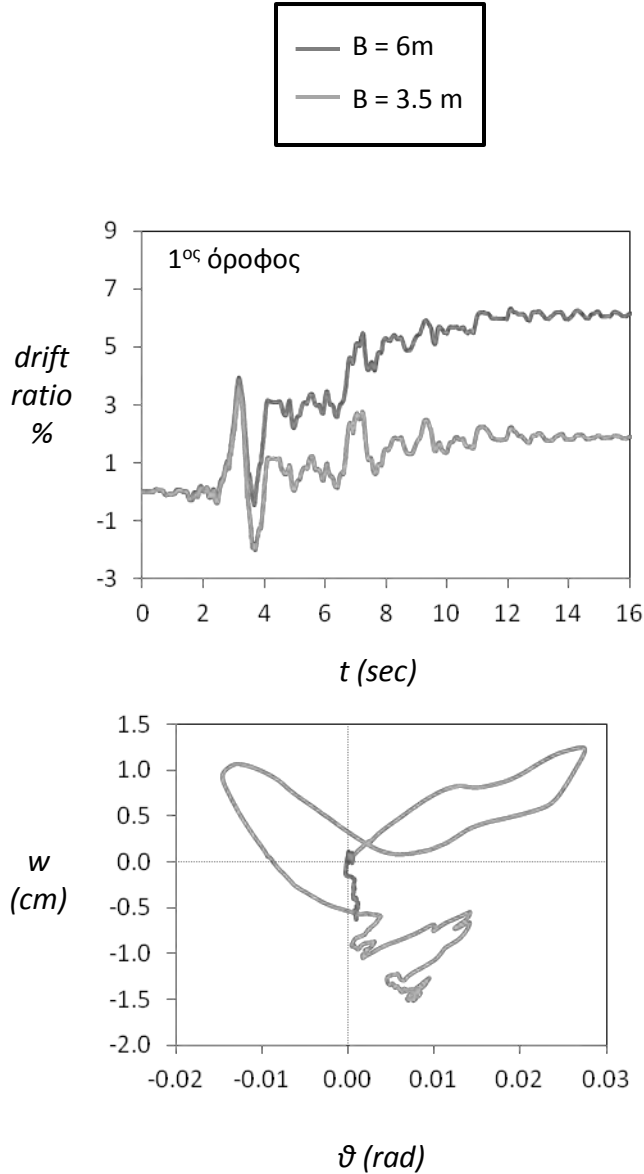
Σχήμα 5.4.18 Ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Rinaldi: σχετικές μετακινήσεις ορόφων (drift), και ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio).



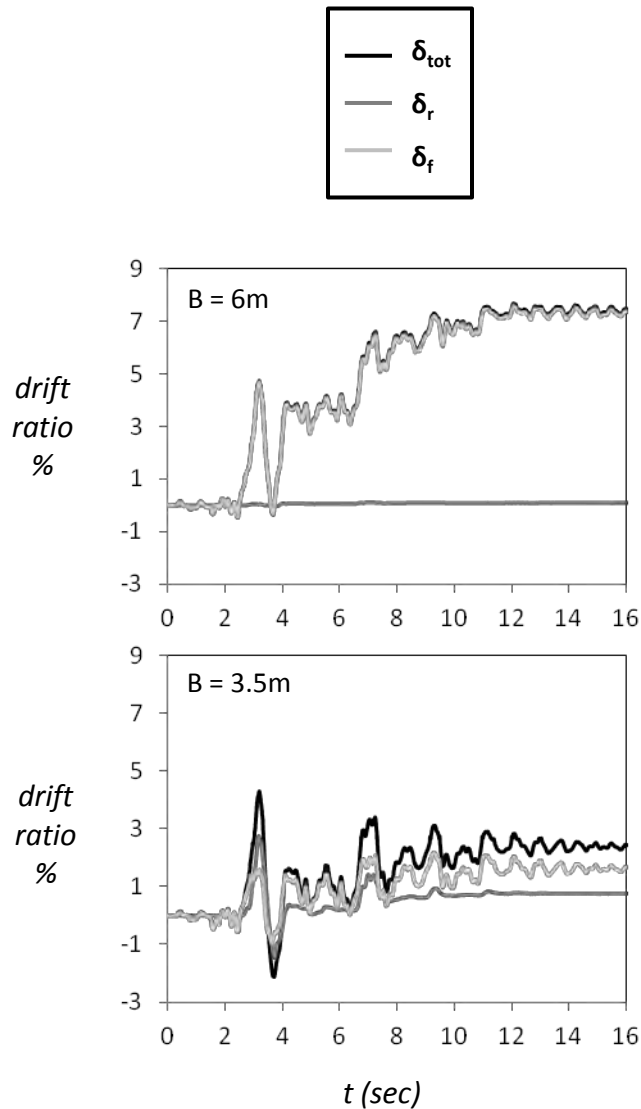
Σχήμα 5.4.19 Ενισχυμένο κτίριο με θεμέλιο τοιχώματος μειωμένου πλάτους ($B = 3.5 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Rinaldi: μετρηθείσες επιταχύνσεις σε χαρακτηριστικά σημεία του πειραματικού ομοιώματος.



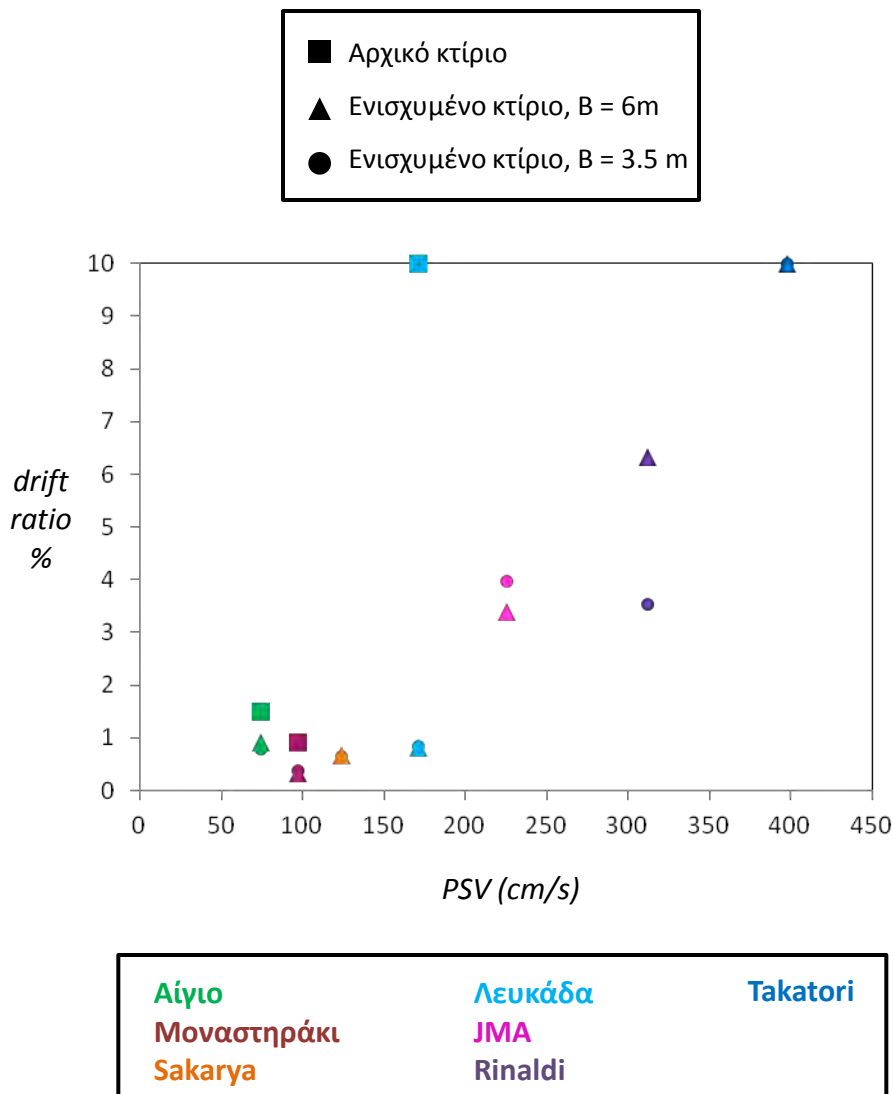
Σχήμα 5.4.20 Ενισχυμένο κτίριο με θεμέλιο τοιχώματος μειωμένου πλάτους ($B = 3.5$ m) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Rinaldi: σχετικές μετακινήσεις ορόφων (drift), και ανηγμένες μετακινήσεις ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio).



Σχήμα 5.4.21 Ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) και θεμέλιο μειωμένου πλάτους ($B = 3.5 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Rinaldi: ανηγμένες μετακινήσεις 1^{ου} ορόφου ως προς το ύψος του ορόφου (drift ratio) και καθίζηση (w) συναρτήσει γωνίας στροφής (θ) θεμελίου τοιχώματος.



Σχήμα 5.4.22 Ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά σχεδιασμένο θεμέλιο τοιχώματος ($B = 6 \text{ m}$) και θεμέλιο μειωμένου πλάτους ($B = 3.5 \text{ m}$) υποβαλλόμενο σε σεισμική διέγερση με την καταγραφή Rinaldi: ανηγμένες μετακινήσεις 1^{ου} ορόφου ως προς το ύψος του ορόφου (ολικές δ_{tot} , λόγω στροφής δ_r , λόγω κάμψης δ_f).



Σχήμα 5.5.1 Συγκεντρωτικό διάγραμμα μέγιστης ανηγμένης μετακίνησης 1^{ου} ορόφου για όλο το φάσμα των καταγραφών για το αρχικό και το ενισχυμένο κτίριο, με συμβατικά σχεδιασμένο και μειωμένου πλάτους θεμέλιο τοιχώματος.

6. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ 5-ΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

6.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο αναλύεται η σεισμική απόκριση υφισταμένου 5-ώροφου κτιρίου ωπλισμένου σκυροδέματος, αντιπροσωπευτικού των πολυκατοικιών της δεκαετίας του 1970. Σκοπός της παρούσας ενότητας είναι: (α) η αποτίμηση της τρωτότητας της υφιστάμενης κατασκευής, (β) η αποτίμηση της αποτελεσματικότητας σεισμικής αναβάθμισης μέσω διατηρητικών τοιχωμάτων ωπλισμένου σκυροδέματος (Ω.Σ.), και (γ) η μελέτη της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

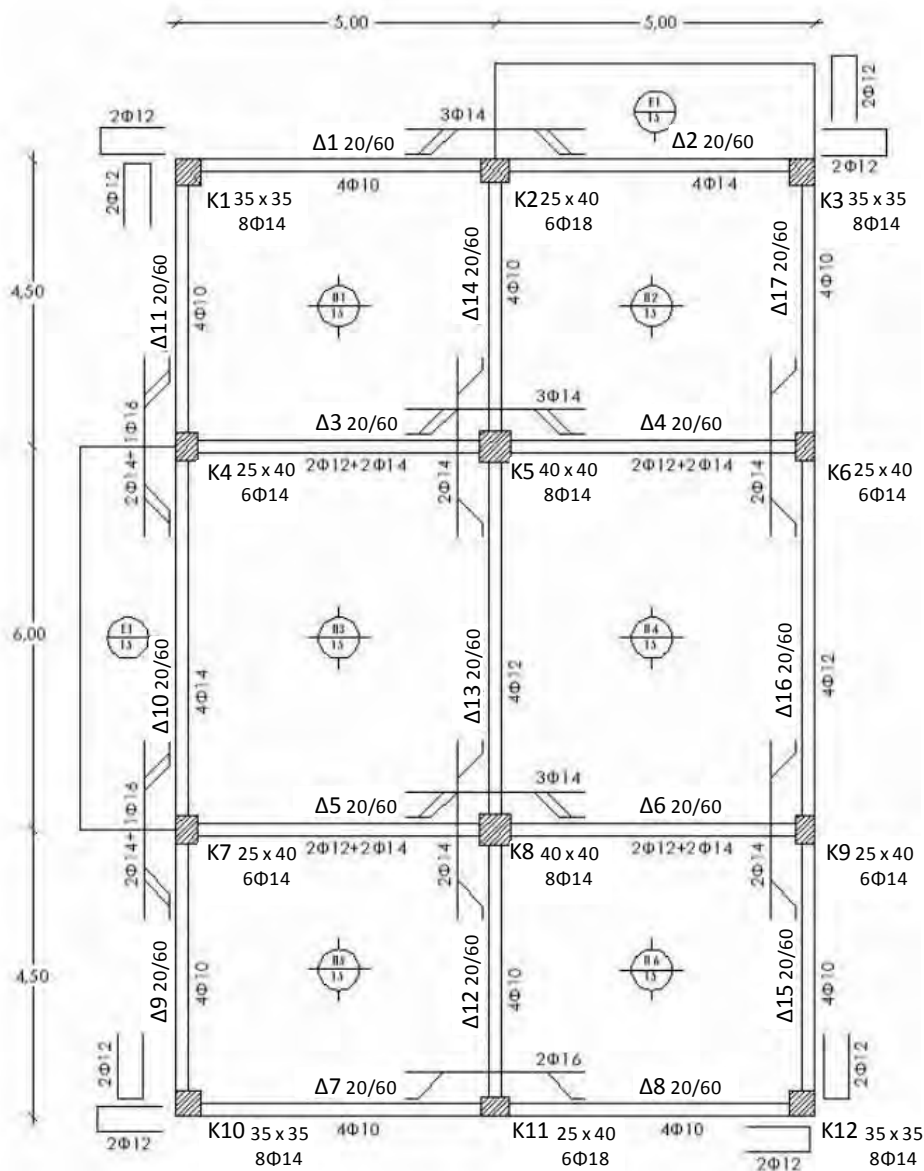
Προς τούτο, μελετώνται δύο εναλλακτικές λύσεις θεμελιώσεως: (i) θεμελίωση του πρόσθετου στοιχείου σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις των κανονισμών (μεγάλο θεμέλιο, πρακτικώς ελαστική συμπεριφορά), και (ii) θεμελίωση του τοιχώματος με μικρότερο θεμέλιο ώστε η αλληλεπίδραση εδάφους-τοιχώματος να είναι εντονότερη, επιτρέποντας το ανασήκωμα του θεμελίου και την πρόσθετη απόσβεση ενέργειας μέσω της μή γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους. Τα τρία εξεταζόμενα συστήματα υποβάλλονται σε σε δυναμικές εν χρόνω αναλύσεις, για την εκτίμηση της τρωτότητας του υφισταμένου κτιρίου, και την αξιολόγηση της αποτελεσματικότητας των εναλλακτικών μεθόδων σεισμικής αναβάθμισης.

6.2 Περιγραφή του Φορέα

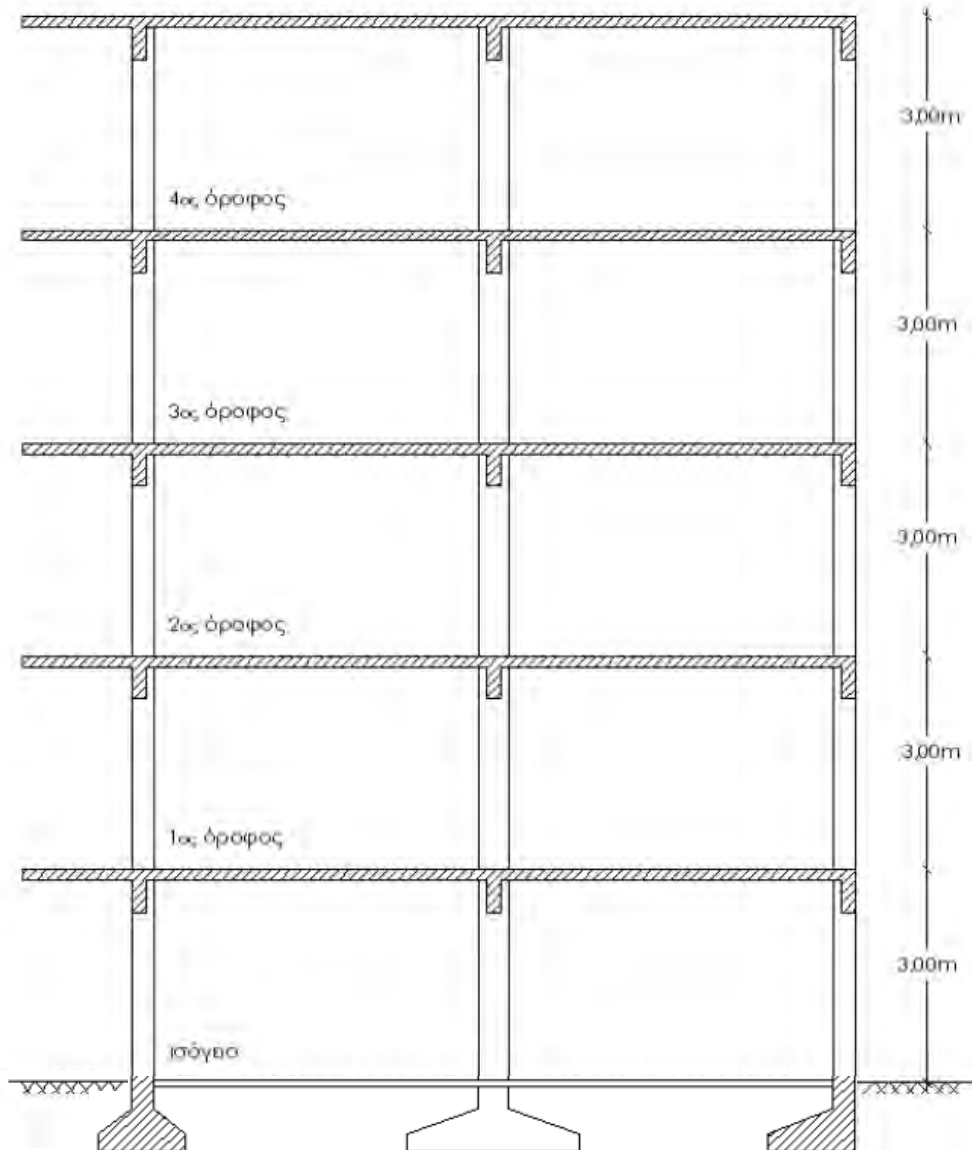
6.1.1 Γεωμετρία του Κτιρίου

Πρόκειται τυπικό 5-ώροφο κτίριο ωπλισμένου σκυροδέματος της δεκαετίας του 1970 με Pilotis. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 6.1**, η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική, διαστάσεων 15 m x 10 m. Το κτίριο έχει 3 ανοίγματα στη μεγάλη διάσταση της κάτοψης και 2 ανοίγματα στην μικρή. Η κάτοψη είναι συμμετρική και στις δύο διευθύνσεις, το δε στατικό σύστημα αποτελείται από πλαίσια ανοίγματος 4.5 έως 6.0 m Το ύψος των ορόφων είναι ίσο με 3 m (**Σχήμα 6.2**). Τα υποστυλώματα

είναι ορθογωνικά και τετραγωνικά με διαστάσεις που μειώνονται καθ' ύψος. Οι διαστάσεις των κεντρικών υποστυλμάτων είναι 40/40 cm στο ισόγειο ενώ στον 4^ο όροφο φτάνουν τα 35/35 cm. Οι διαστάσεις των γωνιακών υποστυλωμάτων είναι 35/35 στο ισόγειο ενώ στον 4^ο όροφο μειώνονται σε 30/30 cm. Τα περιμετρικά υποστυλώματα του ισογείου έχουν διαστάσεις 40/25 cm ενώ στον 4^ο όροφο 30/25 cm. Όσον αφορά τις δοκούς όλες έχουν διαστάσεις 20/60 cm. Οι πλάκες έχουν πάχος 15 cm. Οι διαστάσεις και η ώπλιση των υποστυλωμάτων συνοψίζονται στον **Πίνακα 6.1**.



Σχήμα 6.1 Κάτοψη ισογείου.



Σχήμα 6.2 Τομή στην διεύθυνση Χ.

6.1.2 Παραδοχές Μελέτης

Το κτίριο υπολογίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του (τότε ισχύοντα) Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1959, βάσει της μεθόδου των επιτρεπόμενων τάσεων. Το κτίριο έχει σχεδιαστεί για σεισμικό συντελεστή $\varepsilon = 0.06$, με θεώρηση ομοιόμορφης καθ' ύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων.

Πίνακας 6.1. Διαστάσεις (σε cm) και όπλιση των υποστυλωμάτων του κτιρίου.

Κ	Ισόγειο		1 ^{ος}		2 ^{ος}		3 ^{ος}		4 ^{ος}	
	Πλάτος	Ύψος	Πλάτος	Ύψος	Πλάτος	Ύψος	Πλάτος	Ύψος	Πλάτος	Ύψος
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

Τα υλικά κατασκευής του φέροντας οργανισμού είναι σκυρόδεμα B225, χάλυβας S400 για τους διαμήκεις οπλισμούς και χάλυβας S220 για τους συνδετήρες. Στο ισόγειο τα κεντρικά και τα γωνιακά υποστυλώματα είναι οπλισμένα με 8Φ14, ενώ τα περιμετρικά με 6Φ14. Οι δοκοί οπλίζονται το ίδιο ανά όροφο. Ο οπλισμός των δοκών στο άνοιγμα είναι της τάξεως του 0.3% έως 0.4% της ορθογωνικής διατομής, ενώ οι άνω οπλισμοί στα άκρα είναι της τάξης του 0.3% έως 0.8%. Για τις πλάκες υποθέσαμε (ευλόγως) οπλισμό Φ8/15. Με εξαίρεση το ισόγειο, στους ορόφους το κτίριο διαθέτει περιμετρικά ισχυρή μπατική εξωτερική τοιχοποιία. Στα κεντρικά εξωτερικά φατώματα, στην μεγάλη διεύθυνση, το κτίριο έχει μπαλκόνι και ανοίγματα σημαντικών διαστάσεων ικανά για να μας οδηγήσουν να αμελήσουμε την παρουσία της τοιχοπλήρωσης.

Ως προς τα 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: 3.6 kN/m^2 όψεως (μπατική)
- Εσωτερική τοιχοποιία: 1.0 kN/m^2 κατόψεως

(β) Κινητά φορτία :

- Κινητό φορτίου ορόφου: 2 kN/m^2

(γ) Σεισμικά φορτία :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II
- Σεισμικός συντελεστής : $\varepsilon = 0.06$

6.1.3 Θεμελίωση

Θεωρήθηκε ότι το κτίριο θεμελιώνεται επί στιφρής αργίλου, αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 150 \text{ kPa}$. Ο υπολογισμός των πεδίων των υποστυλωμάτων έγινε βάσει της μεθόδου των επιτρεπόμενων τάσεων, θεωρώντας επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{\varepsilon\pi} = 3 \text{ kg/m}^3$ για τον στατικό συνδυασμό και $\sigma_{\varepsilon\pi} = 4.5 \text{ kg/m}^3$ για τους σεισμικούς συνδυασμούς, σύμφωνα με τις τότε ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις. Σημειώνεται ότι η αντοχή των πεδίων που προέκυψαν είναι μεγαλύτερη από την καμπτική αντοχή των αντίστοιχων υποστυλωμάτων, όπως προστάζει ο σήμερα ισχύων ικανοτικός σχεδιασμός. Οι προκύπτουσες διαστάσεις των πεδίων του αρχικού φορέα συνοψίζονται στον **Πίνακα 6.2**.

Πίνακας 6.2 Διαστάσεις των πεδίων του κτιρίου (σε m).

	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

6.1.4 Ενίσχυση μέσω τοιχωμάτων Ω.Σ.

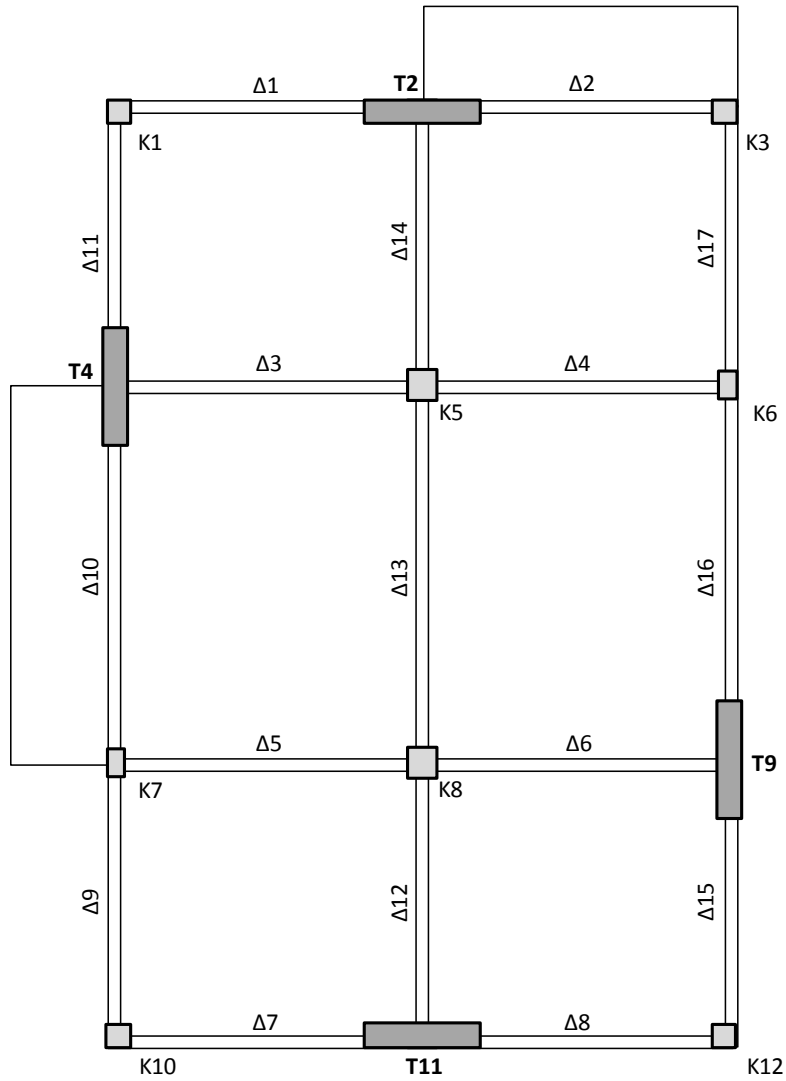
Όπως θα συζητηθεί παρακάτω, η τρωτότητα του υφιστάμενου κτιρίου καθιστά την αναβάθμισή του απαραίτητη. Εξετάζεται αναβάθμιση μέσω προσθήκης τοιχωμάτων Ω.Σ. Τα εν λόγω τοιχώματα είναι στοιχεία πολύ μεγαλύτερης δυσκαμψίας σε σχέση με τα υπόλοιπα στοιχεία της ανωδομής. Κατά συνέπεια, χαρακτηρίζονται από λειτουργία ως καμπτικού προβόλου, με την ένταση να συγκεντρώνεται στην βάση τους. Η διαμόρφωση και όπλιση των τοιχωμάτων έγινε βάσει των διατάξεων των ΕΚΩΣ, ΕΑΚ, ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπως περιγράφεται λεπτομερέστερα στο Κεφάλαιο 3.

Το κάθε τοίχωμα αντιμετωπίζεται ως δύο επιμέρους στοιχεία: δύο “κρυφά υποστυλώματα” στα άκρα του, και τον κορμό ανάμεσά τους. Η διαμόρφωση των εν λόγω “υποστυλωμάτων” γίνεται σε απόσταση ίση με a' από το άκρο του τοιχώματος, ενώ στην άλλη διεύθυνση εκτείνεται σε όλο το πάχος του. Να σημειωθεί ότι κατά την σεισμική διέγερση δεχόμαστε ότι λειτουργούν μόνον τα δύο ακραία υποστυλώματα και όχι ο κορμός.

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 l_w και $H_w / 6$, όπου l_w είναι το μήκος του τοιχώματος και H_w το ύψος του (ΕΚΩΣ). Η επιτάχυνση στόχος που τέθηκε για το “ενισχυμένο” κτίριο είναι 0.24g, με συντελεστή συμπεριφοράς ίσον με 3.5. Συνεπώς, η επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με:

$$\Phi_d(t) = \gamma_I \frac{A \cdot n \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} = 0.2 \text{ g} \quad (7.1.1)$$

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 6.3**, τοποθετήθηκαν δύο τοιχώματα σε κάθε διεύθυνση, στις θέσεις των υποστυλωμάτων K2, K4, K9, και K11. Το μήκος εκάστου τοιχώματος είναι $l_w = 1.7 \text{ m}$, το δε πάχος του $b_w = 0.3 \text{ m}$ (**Σχήμα 6.4**). Οι διαστάσεις των κρυφών υποστυλωμάτων βάσει των κανονισμών προέκυψαν $a' = 0.45 \text{ m}$ και $b' = 0.22 \text{ m}$. Στα δύο ακραία υποστυλώματα τοποθετήθηκαν κατακορύφως 8 ράβδοι χάλυβα διαμέτρου Φ16 (8Φ16 ανά υποστυλώμα). Για την παραλαβή της τέμνουσας και την περίσφιξη τοποθετήθηκε οριζόντιος οπλισμός Φ10/7 cm. Στον κορμό του τοιχώματος τοποθετήθηκε εσχάρα Φ8/20.

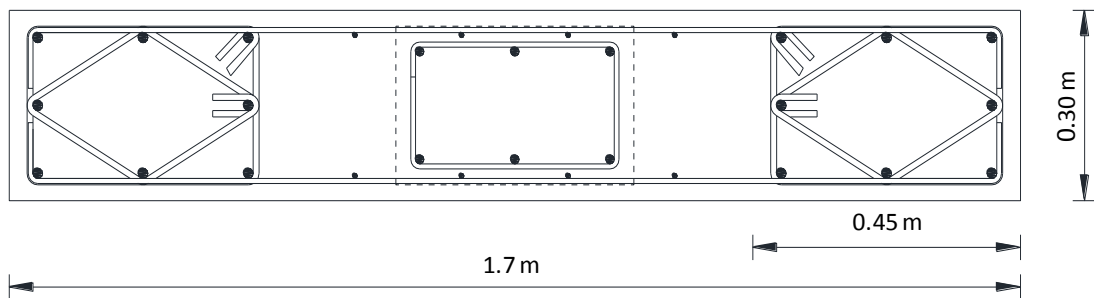


Σχήμα 6.3 Κάτοψη ισογείου και θέσεις των τοιχωμάτων ενισχύσεως.

Οπλισμός κορμού
- Εσχάρα: Φ8/20

Υφιστάμενος οπλισμός
- Διαμήκης: 6Φ14
- Εγκάρσιος: Φ8/20

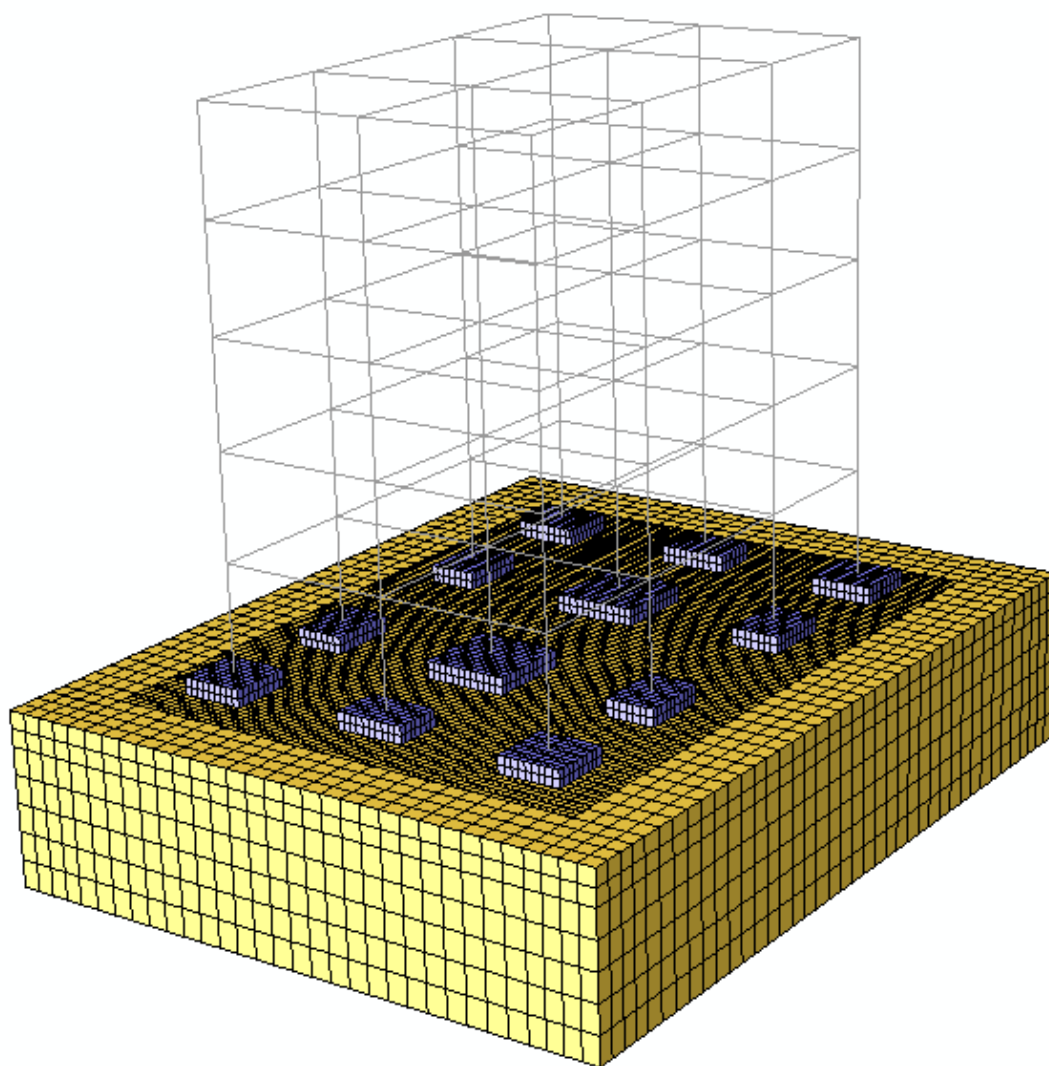
Περισιγμένα άκρα
- Διαμήκης οπλισμός: 8Φ16
- Οπλισμός περισφιγής: Φ10/7



Σχήμα 6.4 Κάτοψη τοιχώματος ενίσχυσης.

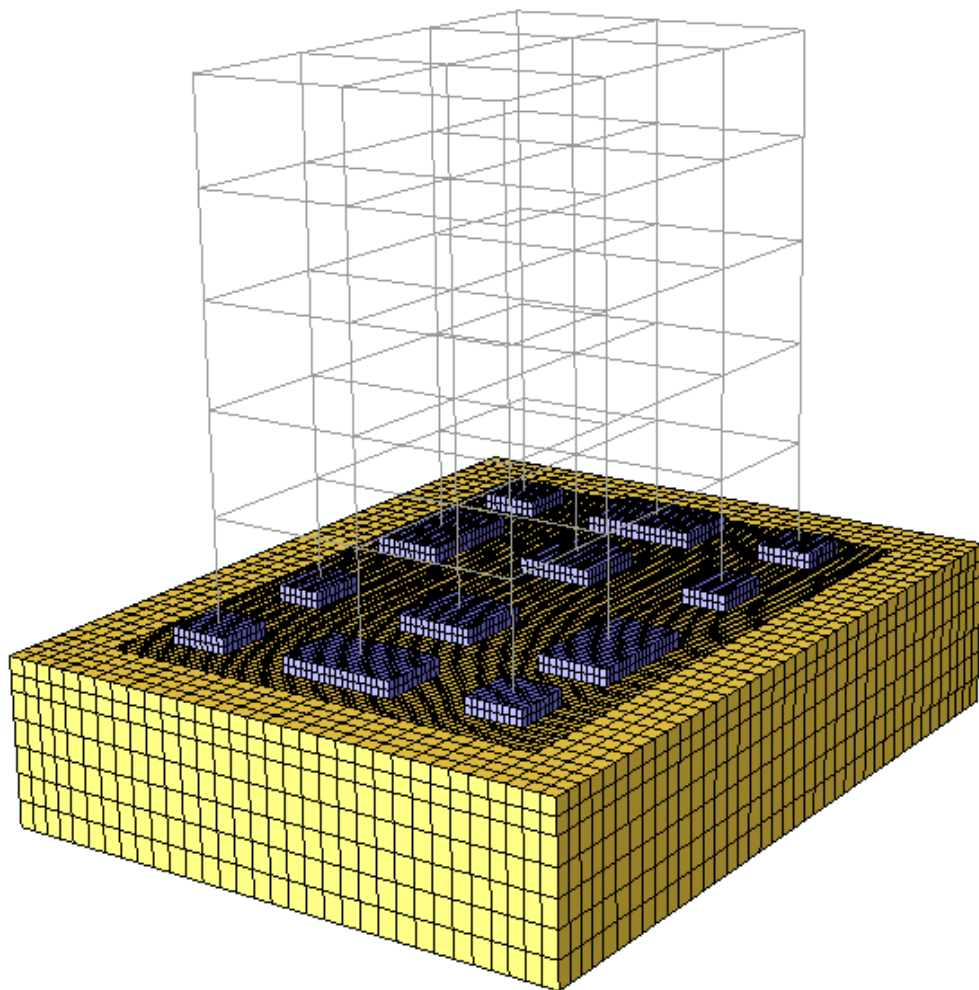
6.2 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων

Προκειμένου να διερευνηθεί η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου διεξήχθησαν 3-διάστατες αριθμητικές αναλύσεις με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το αριθμητικό προσομοίωμα του υφισταμένου κτιρίου παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.5**. Οι διαστάσεις της εδαφικής στρώσεως είναι τέτοιες ώστε να μην επηρεάζεται, κατά το δυνατόν, η λικνιστική απόκριση των θεμελίων του κτιρίου από τα σύνορα. Οι διαστάσεις των στοιχείων του κανάβου του εδάφους χωρίζονται σε δύο περιοχές. Ακριβώς κάτω από τα θεμέλια ο κανάβος είναι πολύ πυκνός, επιτρέποντας την ρεαλιστική προσομοίωση της μή γραμμικής απόκρισής τους.



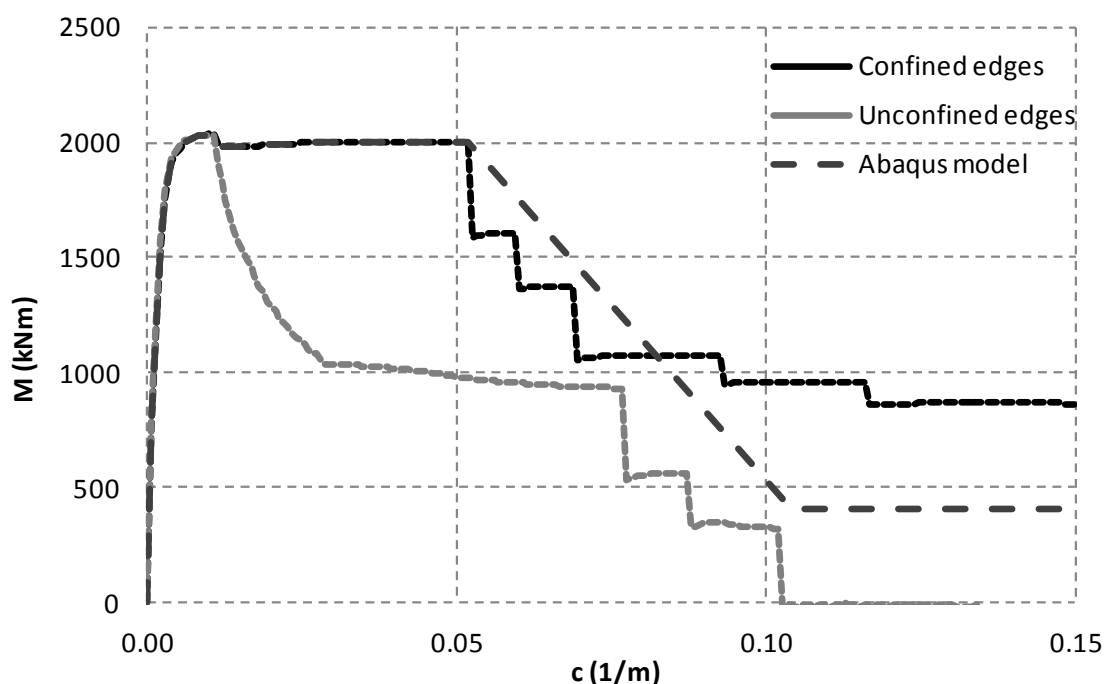
Σχήμα 6.5 3-διάστατο αριθμητικό προσομοίωμα του υφισταμένου κτιρίου.

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με 3-διάστατα μή-γραμμικά στοιχεία δοκού ενώ τα θεμέλια του κτιρίου και το έδαφος με οκτακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου. Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η διαφραγματική λειτουργία των πλακών, χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλοι κινηματικοί περιορισμοί. Τέλος, προσομοιώθηκε η διεπιφάνεια θεμελίων-εδάφους, επιτρέποντας την ολίσθηση βάσει του νόμου τριβής Coulomb, και την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος μέσω της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής τους. Το αριθμητικό προσομοίωμα του αναβαθμισμένου κτιρίου παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.6**. Η προσομοίωση των τοιχωμάτων έγινε με 3-διάστατα μή-γραμμικά στοιχεία δοκού, τοποθετημένα στις θέσεις των αντίστοιχων υποστυλωμάτων.



Σχήμα 6.6 3-διάστατο αριθμητικό προσομοίωμα του αναβαθμισμένου κτιρίου.

Όπως περιγράφεται αναλυτικότερα στο Κεφάλαιο 3, με χρήση του αριθμητικού κώδικα X-TRACT παρήχθησαν τα διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων των υποστυλωμάτων, τα οποία στην συνέχεια εισήχθησαν στον κώδικα ABAQUS. Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε για την βαθμονόμηση των δοκών. Για κάθε δόκο θεωρήθηκαν 3 διαφορετικές διατομές κατά μήκος αυτής, λόγω της διαφορετικής όπλισης. Αντίστοιχη διαδικασία εφαρμόστηκε για τα τοιχώματα ενισχύσεως, χαρακτηριστικά αποτελέσματα της οποίας δείχνονται στο **Σχήμα 6.7**. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, ο υπολογισμός έγινε για αξονικό φορτίο $N = 940$ kN, τόσο λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της περίσφιγξης, αλλά και αγνοώντας την. Στις μή-γραμμικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε η εξιδανικευμένη καμπύλη που απεικονίζεται.

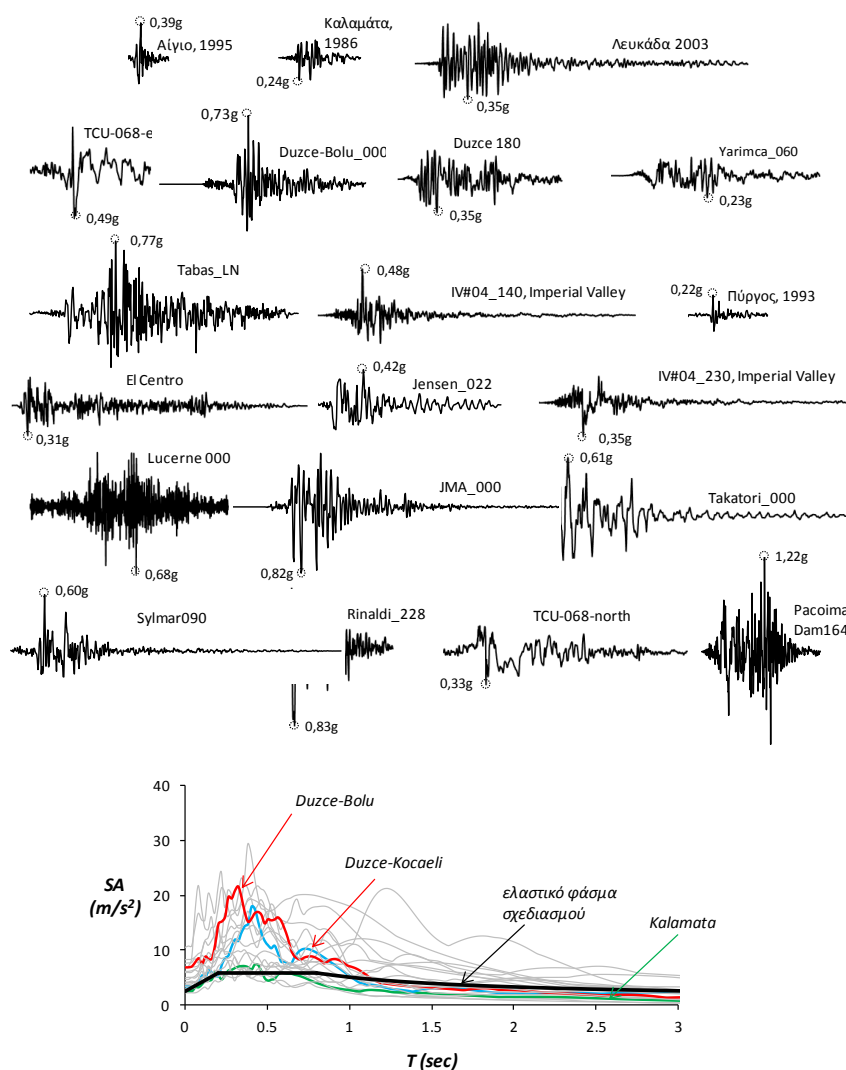


Σχήμα 6.7 Διαγράμματα ροπής-καμπυλότητας της διατομής του τοιχώματος στην βάση για θλιπτικό αξονικό φορτίο $N = 940$ kN: (α) λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της περίσφιγξης των άκρων, και (β) αγνοώντας την περίσφιγξη, σε σύγκριση με (γ) την ιδεατή καμπύλη που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις.

6.3 Δυναμικές Ανελαστικές Αναλύσεις

6.3.1 Εισαγωγή

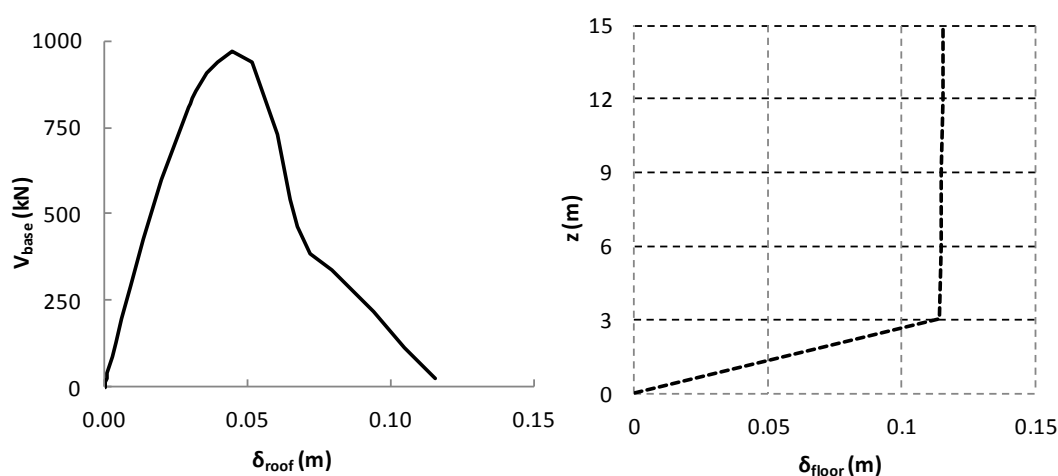
Η σεισμική απόκριση τόσο του αρχικού όσο και του αναβαθμισμένου κτιρίου αναλύεται μέσω μή-γραμμικής δυναμικής εν χρόνω ανάλυσης. Ως σεισμική διέγερση στο βραχύδες υπόβαθρο χρησιμοποιήθηκαν 20 πραγματικές καταγραφές (Σχήμα 6.8). Η επιλογή έγινε ώστε να καλύπτουν ένα εκτενές φάσμα σεισμικών σεναρίων, το οποίο κυμαίνεται από μεσαίου μεγέθους σεισμικές διεγέρσεις, οι οποίες δεν υπερβαίνουν σημαντικά τον σχεδιασμό, έως εξόχως ισχυρά σεισμικές διεγέρσεις αποτελούμενες από πολλούς σημαντικούς κύκλους ή επηρεασμένες από εγγύς του ρήγματος φαινόμενα (κατευθυντικότητα, αλτηματικότητα).



Σχήμα 6.8 Επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν ως διεγέρσεις και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης, σε σχέση με το φάσμα σχεδιασμού-στόχου.

6.3.2 Αποτίμηση της Σεισμικής Τρωτότητας του Υφιστάμενου Κτιρίου

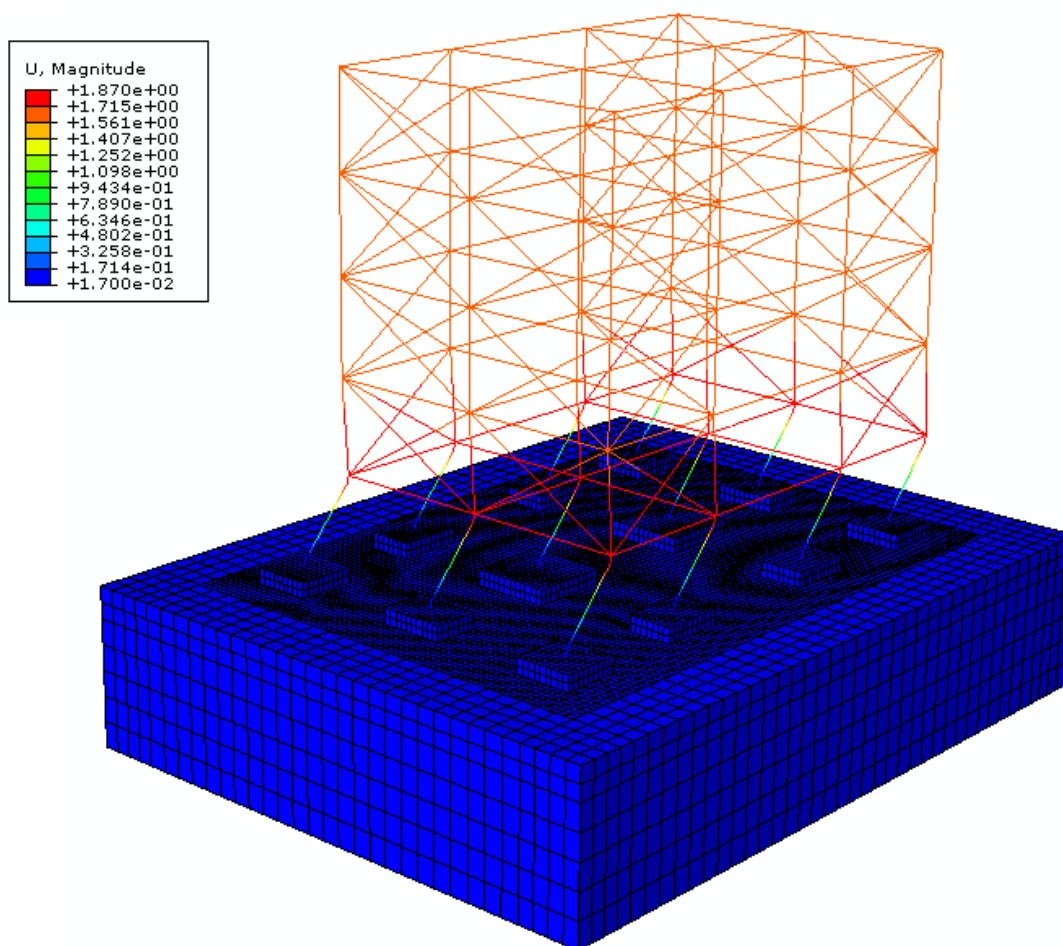
Αρχικά, για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας του υφισταμένου κτιρίου πραγματοποιήθηκε στατική μη-γραμμική ανάλυση Pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα οριζόντια φορτία επεβλήθησαν με τριγωνική καθ' ύψος κατανομή, αγνοώντας την αλληλεπίδραση εδάφους–κατασκευής καθότι τα πέδιλα του υφιστάμενου κτιρίου διαθέτουν σημαντική υπεραντοχή σε σύγκριση με τα αντίστοιχα υποστυλώματα. Τα φαινόμενα P-δ λήφθηκαν υπόψη. Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 6.9**, το κτίριο αστοχεί ψαθυρά με μηχανισμό πιλοτής.



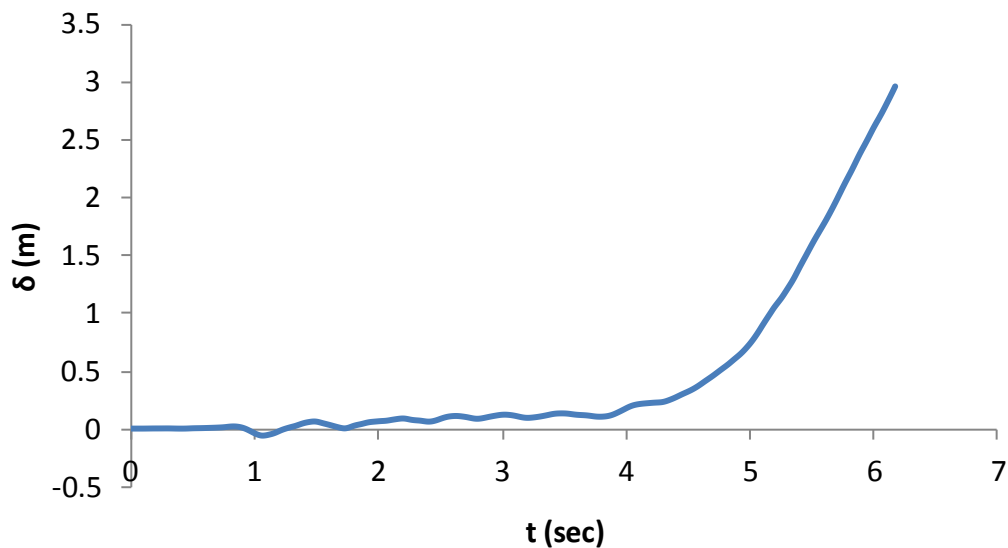
Σχήμα 6.9 Καμπύλη Pushover του υφισταμένου κτιρίου και προφίλ οριζόντιων μετατοπίσεων των ορόφων κατά την μέγιστη μετατόπιση κορυφής.

Για την εκτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς του υφισταμένου κτιρίου πραγματοποιήθηκαν δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις επιβάλλοντας αρχικά την διέγερση του MNSA που καταγράφηκε στο Μοναστηράκι κατά τον σεισμό της Αθήνας το 1999 τη διέγερση από τον σεισμό της Λευκάδας 2003. Για την δυναμική εν χρόνω ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το πλήρες προσομοίωμα του συστήματος εδάφους–κατασκευής. Οι σεισμικές διεγέρσεις επεβλήθησαν στην βάση του εδάφους κατά την διεύθυνση Y. Η διέγερση MNSA προκάλεσε σημαντικές βλάβες στις τοιχωπληρώσεις του υφιστάμενου κτιρίου, αλλά σχετικά περιορισμένη καταπόνηση του φέροντα οργανισμού του κτιρίου.

Στην περίπτωση του σεισμικής διέγερσης της Λευκάδας, η οποία έχει παρόμοια μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αλλά καλύπτει σαφώς ευρύτερο φάσμα συχνοτήτων, το κτίριο οδηγείται σε πλήρη κατάρρευση με μηχανισμό πιλοτής, όπως έχει ήδη διαφανεί και από την ανάλυση Pushover. Στο **Σχήμα 6.10** παρουσιάζεται στιγμιότυπό του παραμορφωμένου φορέα λίγο πριν από την πλήρη κατάρρευση, στο δε **Σχήμα 6.11** δείχνεται η χρονοϊστορία μετακίνησης οροφής. Οι απαιτήσεις πλαστιμότητας που δέχονται τα υποστυλώματα του ισογείου ξεπερνούν κατά πολύ την ικανότητα τους, έχοντας ως αποτέλεσμα την προαναφερθείσα κατάρρευση. Τελός, αξίζει να παρατηρούμε ότι η απόκριση των πεδίων είναι πρακτικώς ελαστική.



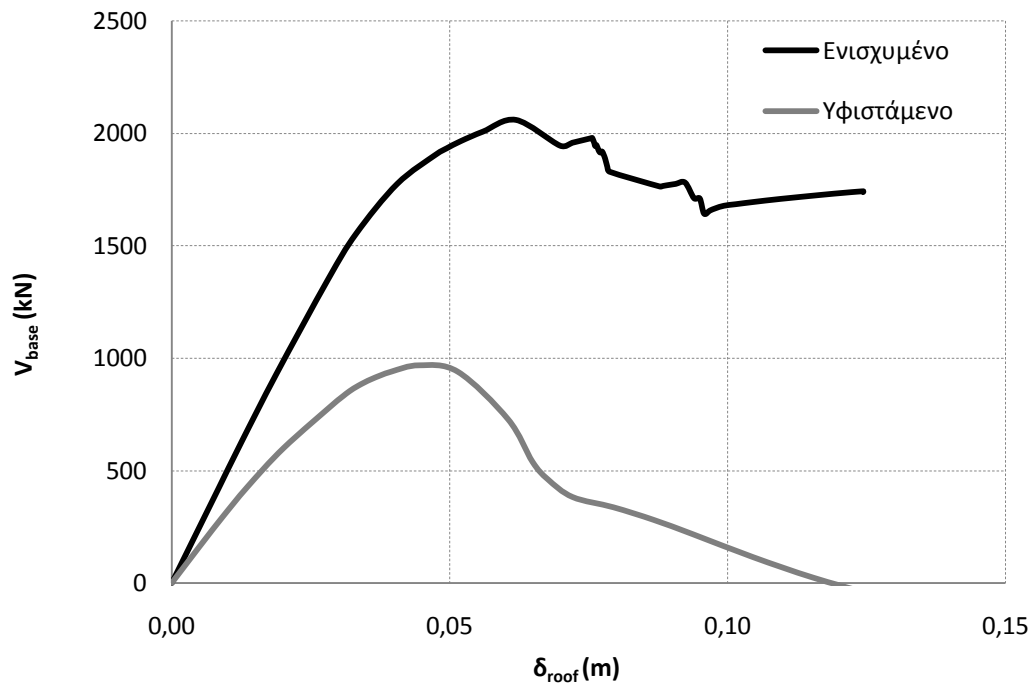
Σχήμα 6.10. Μή-γραμμική δυναμική εν χρόνω ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου υποβαλλόμενου στην σεισμική διέγερση της Λευκάδας 2003: στιγμιότυπο του παραμορφωμένου προσομοιώματος λίγο πριν από την πλήρη κατάρευσή του.



Σχήμα 6.11. Μη-γραμμική δυναμική εν χρόνω ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου υποβαλλόμενου στην σειμική διέγερση της Λευκάδας 2003: χρονοϊστορία μετατόπισης οροφής.

6.3.3 Απόκριση του Ενισχυμένου Κτιρίου σε Διεγέρσεις μέτριας εντάσεως

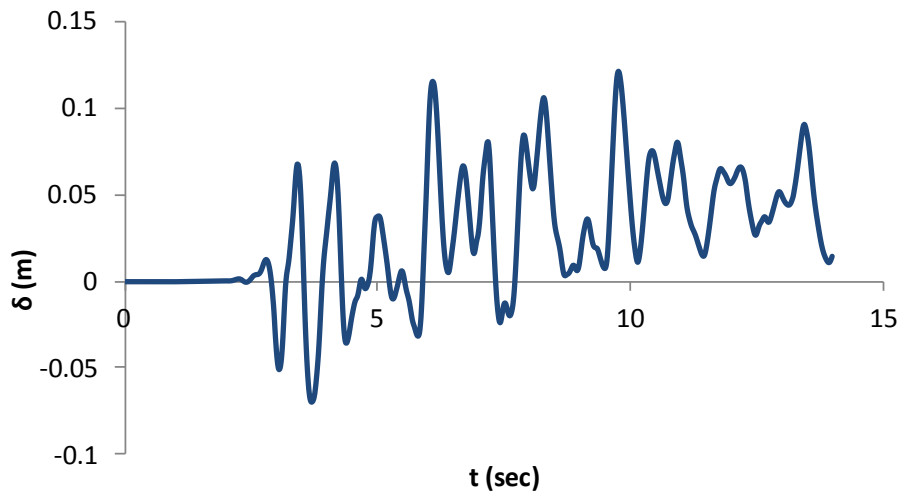
Με βάση τα αποτελέσματα της προηγούμενης ενότητας, επιβεβαιώνεται η ανάγκη σεισμικής αναβάθμισης του κτιρίου. Όπως προαναφέρθηκε, εξετάζεται η αποτελεσματικότητα ενίσχυσης του κτιρίου με προσθήκη τεσσάρων τοιχωμάτων Ω.Σ. Πρόκειται για έναν διαδομένο και αποτελεσματικός τρόπος ενίσχυσης που οδηγεί σε αύξηση της δυσκαμψίας, αντοχής και πλαστιμότητας του υφιστάμενου κτιρίου, εμποδίζοντας την ανάπτυξη μηχανισμού πιλοτής. Όπως και για το υφιστάμενο κτίριο, αρχικά πραγματοποιήθηκε στατική μη-γραμμική ανάλυση Pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα οριζόντια φορτία επεβλήθησαν με τριγωνική καθ' ύψος κατανομή. Προκειμένου να είναι δυνατή η άμεση σύγκριση με την αντίστοιχη ανάλυση του υφιστάμενου, η εν λόγω ανάλυση πραγματοποιήθηκε αγνοώντας την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Τα φαινόμενα P-δ λήφθηκαν υπόψη. Όπως συνοψίζεται στο **Σχήμα 6.12**, η αντοχή του αναβαθμισμένου κτιρίου είναι διπλάσια από αυτήν του υφιστάμενου.



Σχήμα 6.12 Καμπύλη Pushover του αναβαθμισμένου κτιρίου (με θεώρηση πλήρους πάκτωσης στην βάση) και σύγκριση με αυτήν του υφισταμένου.

Όπως προαναφέρθηκε, ως προς την θεμελίωση των τοιχωμάτων διερευνήθηκαν δύο εναλλακτικές λύσεις θεμελιώσεως: (α) θεμελίωση σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις των κανονισμών, με θεμέλιο $B = 6 \text{ m}$ και $B' = 2.2 \text{ m}$, και (β) θεμελίωση των τοιχωμάτων με μικρότερα θεμέλια ώστε η αλληλεπίδραση εδάφους–τοιχώματος να είναι εντονότερη, επιτρέποντας το ανασήκωμα του θεμελίου και την πρόσθετη απόσβεση ενέργειας μέσω της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους. Σ' ότι αφορά την δεύτερη περίπτωση, εξετάστηκαν δυο εναλλακτικές λύσεις: (i) θεμέλιο $B = 3.6 \text{ m}$ και $B' = 2.2 \text{ m}$, και (ii) θεμέλιο $B = 3.2 \text{ m}$ και $B' = 1.8 \text{ m}$. Επίσης εξετάστηκε η επιρροή της προσθήκης συνδετήριων δοκών.

Αρχικά διερευνάται η σεισμική απόκριση του αναβαθμισμένου κτιρίου, με συμβατικά θεμέλια τοιχωμάτων $B = 6 \text{ m}$ και $B' = 2.2 \text{ m}$, υποβαλλόμενου στην σεισμική διέγερση της Λευκάδας 2003. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 6.13**, όχι μόνο το κτίριο δεν δοηγείται σε κατάρρευση, αλλά και η παράμενος μετατόπιση οροφής είναι περιορισμένη.



Σχήμα 6.13. Μή-γραμμική δυναμική εν χρόνω ανάλυση του ενισχυμένου κτιρίου με συμβατικά θεμέλια τοιχωμάτων $B = 6 \text{ m}$ και $B' = 2.2 \text{ m}$, υποβαλλόμενου στην σεισμική διέγερση της Λευκάδας 2003: χρονοϊστορία μετατόπισης οροφής.

6.3.4 Απόκριση του Ενισχυμένου Κτιρίου σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις

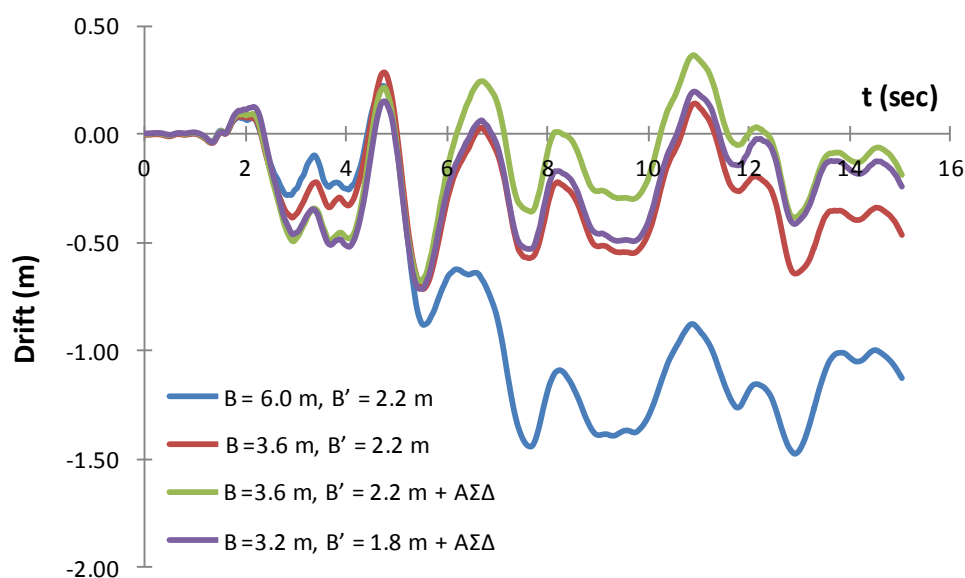
Εξετάζεται η απόκριση του ενισχυμένου κτιρίου σε σεισμικές διεγέρσεις οι οποίες ξεπερνούν τον σχεδιασμό. Ως χαρακτηριστικό παράδειγμα παρουσιάζεται η σεισμική διέγερση με το επιταχυνσιογράφημα Takatori από τον ιδιαίτερος καταστρεπτικό σεισμό του Kobe 1995. Εστιάζουμε στην σύγκριση των εναλλακτικών λύσεων θεμελίωσης των τοιχωμάτων Ω.Σ.

Στο **Σχήμα 6.14** παρουσιάζεται συγκριτικά η απόκριση του ενισχυμένου κτιρίου για τις εναλλακτικές λύσεις θεμελίωσης του τοιχώματος. Πιο συγκεκριμένα, συγκρίνεται η σεισμική απόκριση του ενισχυμένου κτιρίου για τις εξής περιπτώσεις:

- (α) Συμβατική θεμελίωση τοιχωμάτων, $B = 6 \text{ m}$ και $B' = 2.2 \text{ m}$
- (β) Θεμελίωση με με μικρότερο θεμέλιο, $B = 3.6 \text{ m}$ και $B' = 2.2 \text{ m}$
- (γ) Θεμελίωση με με μικρότερο θεμέλιο, $B = 3.6 \text{ m}$ και $B' = 2.2 \text{ m}$, και προσθήκη αρθρωτών συνδετήριων δοκών (ΑΣΔ)
- (δ) Θεμελίωση με με ακόμη μικρότερο θεμέλιο, $B = 3.2 \text{ m}$ και $B' = 1.8 \text{ m}$, και προσθήκη αρθρωτών συνδετήριων δοκών (ΑΣΔ).

Οι ΑΣΔ είναι απαραίτητες προκειμένου να επιτραπεί η λικνιστική απόκριση των θεμελίων, κάτι που δεν θα ήταν εφικτό με χρήση συμβατικών (πακτωμένων) συνδετηρίων δοκών.

Το ενισχυμένο κτίριο με συμβατικά θεμελιωμένα τοιχώματα αναπτύσσει σημαντική παραμένουσα μετατόπιση, η οποία ξεπερνά το 1 m, και αντιστοιχεί σε μέσο drift ratio της τάξης του 6.5%. Παρότι στην διενεργηθείσα αριθμητική ανάλυση, η κατασκευή δεν οδηγήθηκε σε κατάρρευση, ένα τέτοιο ενδεχόμενο δεν μπορεί να αποκλειστεί. Η σεισμική απόκριση του κτιρίου βελτιώνεται αισθητά, με το μειωμένο θεμέλιο $B = 3.6$ m και $B' = 2.2$ m. Χάρη στην λικνιστική του απόκριση και την σαφώς πιο έντονη μή-γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής, η παραμένουσα μετατόπιση οροφής δεν ξεπερνά το 0.5 m, αντιστοιχεί δηλαδή σε ένα σαφώς πιο απόδεκτο drift ratio της τάξης του 3%. Η συμπεριφορά του ενισχυμένου κτιρίου βελτιώνεται περαιτέρω στην περίπτωση του ακόμη μικρότερου θεμελίου και με την προσθήκη ΑΣΔ. Στις περιπτώσεις αυτές, η παραμένουσα μετατόπιση οροφής δεν ξεπερνά το 0.2 m, αντιστοιχώντας δηλαδή σε ένα σαφώς απόδεκτο drift ratio της τάξης του 1.5% ή και λιγότερο.



Σχήμα 6.14. Μή-γραμμική δυναμική εν χρόνω ανάλυση του ενισχυμένου κτιρίου, υποβαλλόμενου σε στην σεισμική διέγερση Takatori, Kobe 1995: σύγκριση χρονοϊστοριών μετατόπισης οροφής για τις εναλλακτικές λύσεις θεμελίωσης.

6.4 Συμπεράσματα

Με βάση τα αποτελέσματα των διενεργηθεισών αριθμητικών αναλύσεων, καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα:

- 1) Η αναβάθμιση του εξετασθέντος 5-ωρόφου κτιρίου μέσω περιμετρικών τοιχωμάτων Ω.Σ. σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις κατά ΚΑΝ.ΕΠ.Ε., αποδεικνύεται επαρκής για σεισμικές διεγέρσεις που δεν ξεπερνούν σημαντικά το φάσμα σχεδιασμού.
- 2) Για μεγαλύτερης εντάσεως σεισμικές διεγέρσεις, τόσο το τοίχωμα όσο και τα υποστυλώματα εξαντλούν την διατιθέμενη πλαστιμότητά τους.
- 3) Η μείωση του πλάτους του θεμελίου του διατμητικού τοιχώματος οδηγεί σε μείωση της αντοχής του θεμελίου και σε κινητοποίηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους–θεμελίου.
- 4) Η αναβάθμιση μέσω τοιχωμάτων με θεμέλια μικρότερου πλάτους αποδεικνύεται ευνοϊκή ιδίως για σεισμικές διεγέρσεις μεγάλης εντάσεως ($SV > 130$ cm/s).
- 5) Η λικνιστική απόκριση του τοιχώματος αποδεικνύεται σωτήρια για το ίδιο το τοίχωμα, ενώ και για τα υποστυλώματα η μείωση στην απαιτούμενη πλαστιμότητα είναι επίσης αξιοσημείωτη.

6.5 Βιβλιογραφία

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. 2, pp. 309-326.

ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.

FEMA 356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.

Comite Euro-International Du Beton, *RC frames under earthquake loading*, Thomas Telford, 1994

Eurocode 8 : *Design of structures for earthquake resistance*

- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2012), Rocking-isolated frame structures: Margins of safety against toppling collapse and simplified design approach, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 32, No. 1, pp. 87-102.
- Gourvenec S. (2007), Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading, *Geotechnique*, Vol. 57, No. 8, pp. 637-646.
- Pauley T., Priestley M.J.N, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, 1992
- Zeris C., Mahin S. (1988), Analysis of reinforced concrete beam-columns under uniaxial excitation, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 4, pp. 804-820.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000*
- Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδεμάτος ΕΚΩΣ 2000*
- ΟΑΣΠ, *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) - Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο*, Φεβρουάριος 2011
- Κανονισμός οπλισμένου σκυροδέματος και στοιχεία τεχνικής νομοθεσίας*, Α. Παπασωτηρίου, 1979
- Τάσιος Θ.Π. (2009), *Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων*, Εκδόσεις Συμμετρία.
- Ρεπαπής Κ., Βιντζηλαίου Ε., Ζέρης Χ. (2006), *Εκτίμηση Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ. με Χρήση Δυναμικών Αναλύσεων Αυξανόμενης Έντασης*, 15ο Συνέδριο Σκυροδέματος ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Αλεξανδρούπολη.

7. ΕΠΙΛΟΓΟΣ : ΠΡΑΚΤΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα των θεωρητικών αναλύσεων που παρουσιάσθηκαν στα Κεφάλαια 2, 3, και 4, και των οποίων η κεντρική ιδέα επιβεβαιώθηκε (ποιοτικά τουλάχιστον) με τα πειράματα Σεισμικής Τράπεζας του Κεφαλαίου 5, οδηγούν στα εξής συμπεράσματα (πρακτικής εμβέλειας, στην λογική του ΚΑΝ.ΕΠΕ.) :

- (1) Για την αποτίμηση της αντισεισμικής επάρκειας ενός υφισταμένου κτιρίου είναι απαραίτητη η θεώρηση της εδαφικής ενδοσιμότητας και της εξαυτής αλληλοεξάρτησης της απόκρισης εδάφους και κατασκευής. Η θεώρηση αυτή μπορεί κατ' ελάχιστον να ευοδωθεί μέσω γραμμικώς-ελαστικών «ελατηρίων» που εκφράζουν την περιστροφική δυσκαμψία του συστήματος εδάφους-πεδίου. Οι τιμές της σταθεράς των ελατηρίων μπορούν να ληφθούν από τις εξής σχέσεις, συναρτήσει του σχήματος και μεγέθους του θεμελίου και του μέτρου διατμήσεως του εδάφους :

Τετραγωνικό Θεμέλιο Πλευράς $B = 2b$	$K_{\Theta} = 3.65 \frac{Gb^3}{1-\nu}$
Λωριδωτό Θεμέλιο / ανά μονάδα μήκους (περί τον διαμήκη άξονα)	$K_{\Theta} = \frac{\pi}{2} \frac{Gb^2}{1-\nu}$
Ορθογωνικό Θεμέλιο Πλάτους $B = 2b$ Μήκους $L = 2\ell$	<ul style="list-style-type: none"> Περί τον διαμήκη άξονα : $K_{\Theta,rx} = 0.61 \frac{Gb^3}{1-\nu} (1+5l/b)$
	<ul style="list-style-type: none"> Περί τον εγκάρσιο άξονα : $K_{\Theta,ry} = 3.72 \frac{Gl^3}{1-\nu} (b/l)^{0.60}$
Κυκλικό Θεμέλιο Ακτίνας R	$K_{\Theta} = \frac{8}{3} \frac{GR^3}{1-\nu}$

- (2) Τυπικά υφιστάμενα κτίρια, υπολογισμένα κατά τους παλιούς κανονισμούς με σεισμικόν συντελεστή, $\varepsilon = 0.06$, αναλυόμενα με την σεισμική διέγερση του ΕΑΚ για $A = 0.24 \text{ g}$ και δείκτες συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., αστοχούν με πλαστικοποίηση των υποστυλωμάτων ή και του τοιχώματος στο ισόγειο (μηχανισμός “μαλακού ορόφου”). Στην αστοχία αυτή συντελεί και η συνήθης μεγάλη περιστροφική δυσκαμψία των θεμελίων, η σχετική αστρεψία των οποίων “οδηγεί” την πλαστικοποίηση στα υποστυλώματα της ανωδομής. Πλήθος παραμετρικών αναλύσεων αποδεικνύει συστηματικά ότι κτίρια με σημαντικά υπο-διαστασιολογημένα πέδιλα (τοιχώματος και υποστυλωμάτων) έχουν καλύτερη σεισμική συμπεριφορά απ’ ότι με τα συνήθη υπερ-διαστασιολογημένα πέδιλα. Διότι η πλαστικοποίηση στην βάση των δομικών στοιχείων (πυρήνα, υποστυλωμάτων) εν πολλοίς αποφεύγεται, η δε οριζόντια μετακίνηση του κτιρίου παραμένει στα ίδια επίπεδα με αυτά του κτιρίου που εδράζεται σε συντηρητικώς υπολογισμένα (κατά τους ισχύοντες κανονισμούς) πέδιλα.
- (3) Ο υπολογισμός της δυσκαμψίας των υπο-διαστασιολογημένων θεμελίων και της συνακόλουθης αλληλεπίδρασης εδάφους–κατασκευής θα μπορούσε ασφαλώς για μικρά κτίρια να πραγματοποιηθεί αριθμητικά, σε ένα και μόνον στάδιο (δηλαδή με μία καθολική ανάλυση του όλου συστήματος εδάφους–ανωδομής). Τέτοιου είδους αναλύσεις παρουσιάζονται στο παρόν τεύχος. Στις αναλύσεις αυτές η ανελαστικότητα του εδάφους θεμελιώσεως και η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος λαμβάνονται υπόψιν μέσω έγκυρων αριθμητικών αλγορίθμων. Τούτο είναι ιδιαιτέρως σημαντικό εάν πρόκειται για αναβάθμιση κτιρίου πυλωτής μέσω τοιχώματος. Η δυσαναλόγως ισχυρή ροπή (ως προς την αξονική δύναμη) που μεταφέρει το τοίχωμα στην θεμελίωση οδηγεί σε σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις και σχηματισμό μηχανισμού φέρουσας αστοχίας στο έδαφος, ή σε περίπτωση σκληρού εδάφους σε σημαντικές γωνίες περιστροφής με ανασήκωμα του θεμελίου — όλα πολύ πέραν αυτών που θα επέτρεπε ο παλιός (αλλά και ο ισχύων) κανονισμός.

(4) Για μια ικανοποιητική πρακτική ανελαστική προσέγγιση προτείνεται η απλοποιημένη μέθοδος του Κεφαλαίου 2. Η μέθοδος αυτή χαρακτηρίζεται ως “ισοδύναμη–γραμμική” ιερωδοελαστική ανάλυση του μη-γραμμικού ανελαστικού προβλήματος, ευωδούται δε κατ’ ανάγκην με επαναληπτική (“θαμιστική”) διαδικασία. Προς τούτο αναπτύξαμε ισοδύναμα-γραμμικά περιστροφικά “ελατήρια”, συναρτήσσει της γωνίας περιστροφής και του αρχικού συντελεστή ασφαλείας FS_v σε αξονική φέρουσα ικανότητα του θεμελίου, για όλα τα συνήθη σχήματα κατόψεως ενός θεμελίου :

- Λωρίδα
- Κύκλο
- Τετράγωνο
- Ορθογώνιο (περί τον εγκάρσιο άξονα)
- Ορθογώνιο (περί τον διαμήκη άξονα)

Τα “ελατήρια αυτά” δίνονται στο Κεφάλαιο 2 τόσο με την μορφή αδιαστατοποιημένων διαγραμμάτων όσο και με αλγεβρικές εκφράσεις, ώστε να είναι ευχερής η χρήση τους απ’ τον Μηχανικό.

(5) Ενώ η εντόνως μη-γραμμική και ανελαστική συμπεριφορά των υποδιαστασιοποιημένων θεμελίων αναβαθμισμένου κτιρίου οδηγεί σε βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της ανωδομής, υπάρχει ένα τίμημα : οι παραμένουσες (μόνιμες) στροφές των θεμελίων. Οι στροφές αυτές πέραν από την πρόσθετη ένταση που επιφέρουν στην ανωδομή (και η οποία ένταση ελήφθη υπόψιν στις αναλύσεις του πλαισίου του ενός και των τριών ορόφων), ενδέχεται να προκαλέσουν λειτουργικά προβλήματα. Αρα, ο ρεαλιστικός αριθμητικός υπολογισμός τους είναι καίριας σημασίας.

Επιμέρους λεπτομερέστατα συμπεράσματα δίνονται στο κάθε κεφάλαιο.

Πιστεύουμε ότι τα αποτελέσματα και συμπεράσματα του ερευνητικού μας προγράμματος θα μπορούσαν να χρησιμεύσουν ως βάση για την εισαγωγή στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. διατάξεων για την ανάλυση της αλληλεπίδρασης εδάφους–θεμελίου–κατασκευής υπό καθεστώς ακόμη και μεγάλων παραμορφώσεων.