

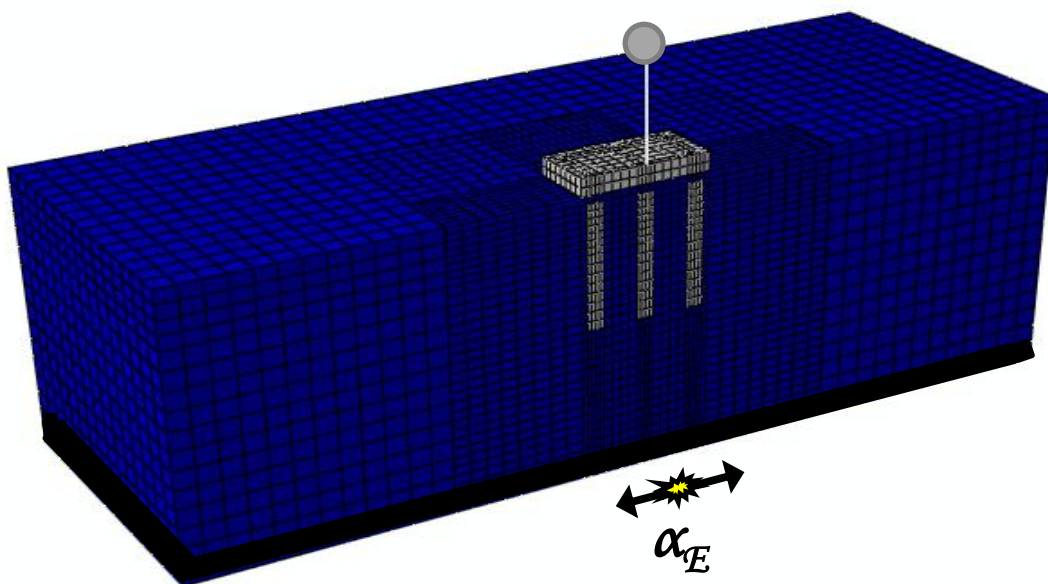
Διπλωματική Εργασία

ΛΙΜΝΙΑΤΗ ΥΠΑΤΙΑ - ΣΤΕΦΑΝΙΑ

Επιβλέποντες :

Καθηγητής Γ. Γκαζέτας
Επ. Καθ. Ι. Αναστασόπουλος

**ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΑΣΥΝΔΕΤΟΥΣ ΣΤΗΝ ΚΕΦΑΛΗ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ:
ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ**



**UNCONNECTED PILE FOUNDATION SYSTEM:
MONOTONIC AND SEISMIC RESPONSE**

Diploma Thesis

LIMNIATI ΥΠΑΤΙΑ - STEFANIA

Supervised by :

Professor G. Gazetas
As. Prof. I. Anastasopoulos

Νοέμβριος 2012

*Στον Πατέρα μου, Βαγγέλη,
την Μητέρα μου Φωτεινή,
και την Αδερφή μου, Σοφία.*

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας ένα τεράστιο κεφάλαιο στην ζωή μου, αυτό των προπτυχιακών μου σπουδών, νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω από καρδιάς κάποιους ανθρώπους που συνέβαλαν άμεσα ή έμμεσα τόσο για την μέχρι τώρα πορεία μου, αλλά και για την πραγματοποίηση της παρούσας εργασίας, η οποία αποτελεί για μένα την εκπλήρωση μιας φιλόδοξης προσπάθειας, αλλά και την απαρχή ενός μεγαλόπνοου στόχου.

Ξεκινώντας, τις μεγαλύτερες ευχαριστίες μου οφείλω στον δάσκαλο και καθοδηγητή μου, καθηγητή Γ. Γκαζέτα, με την διδασκαλία του οποίου γνώρισα τον κόσμο της Γεωτεχνικής Μηχανικής, και μαγεύτηκα από το αντικείμενο της. Η αγάπη μου για τον κλάδο, παράλληλα με την ανεξάντλητη διάθεση του καθηγητή μου να μεταλαμπαδεύσει στους μαθητές του τις γνώσεις του, αποτέλεσαν το έναυσμα για να εντρυφήσω στα ενδότερα ζητήματα της Σεισμικής Γεωτεχνικής Μηχανικής, και να ασχοληθώ με αυτήν κατά την εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας. Πέρα από την βοήθεια και τις συμβουλές του στην πορεία της παρούσας εργασίας, τον ευχαριστώ γιατί συνέβαλε στην διεύρυνση των οριζόντων μου, και γιατί μου έδωσε την ευκαιρία να είμαι μέλος μιας άρτιας ομάδας άξιας, σεβασμού και εκτίμησης.

Στις ευχαριστίες μου, δεσπόζουσα θέση έχει ο Επίκουρος Καθηγητής Ι. Αναστασόπουλος, του οποίου η συμβολή ήταν καθοριστική για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας. Τον ευχαριστώ μέσα από την καρδιά μου για την καθοδήγηση, και για την ψυχολογική του υποστήριξη σε στιγμές απογοήτευσης, καθώς μου έδινε την ώθηση και τα κίνητρα για να συνεχίσω. Μέσα από αυτήν την συνεργασία, ανακάλυψα πτυχές του εαυτού μου και γι αυτό θα έχω πάντα τις καλύτερες αναμνήσεις.

Επιπρόσθετα, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλα τα μέλη της ερευνητικής ομάδας του καθηγητή Γ. Γκαζέτα, για το ευχάριστο κλίμα συνεργασίας. Αυτό το κλίμα, αποτέλεσε κλειδί για την δημιουργικότητα και την καθημερινή διάθεση για δουλειά.

Από τις ευχαριστίες, δεν μπορούν να λείπουν οι αγαπημένοι μου φίλοι και συμφοιτητές, οι οποίοι έκαναν την καθημερινότητά μου σε αυτήν την σχολή, ένα όμορφο ταξίδι που δεν θα ξεχάσω ποτέ.

Τέλος, πάνω από όλα, ευχαριστώ την οικογένειά μου, που είναι πάντα δίπλα μου σε κάθε μου βήμα, εύκολο ή δύσκολο, ενθαρρύνοντάς με να προσπαθώ και να αγωνίζομαι για τα όνειρά μου.

Κλείνοντας, θέλω να εκφράσω την μεγάλη τιμή που αισθάνομαι που κάθισα στα έδρανα αυτού του ιδρύματος, του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου, και είχα την ευκαιρία να διαμορφωθώ τόσο ως επιστήμονας όσο και ως σκεπτόμενος άνθρωπος.

Περίληψη

Σε σύγχρονα έργα, σε θεμελιώσεις με πασσάλους, οι πάσσαλοι διαχωρίζονται από την πλάκα θεμελίωσης, και εισάγεται ένα ενδιάμεσο στρώμα, το οποίο ομαλοποιεί τις τάσεις που ασκούνται στην επιφάνεια της πλάκας θεμελίωσης. Με αυτόν τον τρόπο, οι πάσσαλοι δεν αποτελούν πλέον δομοστατικό τμήμα της κατασκευής, και επομένως δεν χρειάζεται να ικανοποιούν μια πληθώρα απαιτήσεων, κάνοντας αυτή την μέθοδο θεμελίωσης πιθανώς πιο οικονομική. Η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει, χρησιμοποιώντας τρισδιάστατη αριθμητική ανάλυση, την απόκριση της θεμελίωσης με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, η οποία υπόκειται σε στατική και δυναμική φόρτιση, με την χρήση 7 πραγματικών σεισμικών καταγραφών. Επίσης γίνεται σύγκριση της εν λόγω θεμελίωσης με την θεμελίωση με συνδεδεμένους πασσάλους (πασσαλομάδα), και με το επιφανειακό θεμέλιο. Πέρα από τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς, εξετάζεται και μια νέα φιλοσοφία σχεδιασμού, η οποία εκμεταλλεύεται την φέρουσα ικανότητα του εδάφους (μη συμβατικός σχεδιασμός). Για τους παραπάνω σκοπούς, σχεδιάστηκαν πέντε διαφορετικοί τύποι θεμελίωσης, για την θεμελίωση ενός τυπικού βάρους γέφυρας (μονοβάθμιος ταλαντωτής): 1. συμβατικά σχεδιασμένη πασσαλομάδα, 2. συμβατικά σχεδιασμένη θεμελίωση με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, 3. συμβατικά σχεδιασμένη επιφανειακή θεμελίωση, 4. μη συμβατικά σχεδιασμένη θεμελίωση με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, και 5. μη συμβατικά σχεδιασμένη επιφανειακή θεμελίωση, με επιφανειακή βελτίωση εδάφους (crust). Για μεγάλης έντασης σεισμούς, που ξεπερνούν τα όρια που έχουν τεθεί από τους κανονισμούς, η κατασκευή αποκτά σοβαρές ανελαστικές παραμορφώσεις, ενώ η νέα μέθοδος σχεδιασμού, αποδεικνύεται πλεονεκτική για την κατασκευή. Παρατηρείται επίσης στην θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους, ότι με την εξυγίανση της παρεμβαλλόμενης μεταξύ της κεφαλής των πασσάλων και της πλάκας θεμελίωσης στρώσης, δεν υπάρχει κόστος από άποψη μόνιμων καθιζήσεων, σε σχέση με την πασσαλομάδα.

Abstract

In some recent projects, the piles of piled foundations, have been separated from the raft by a granular layer which creates a more uniform pressure distribution on the raft bottom. Since the structural considerations of such piles are no longer critical in the design, this foundation method might be economically more efficient. This diploma thesis examines, using numerical analysis, the response of the foundation with unconnected piles subjected to static and dynamic loading, through 7 real seismic records, and compares it with behavior of the pile group and shallow foundation. Moreover, in the present study, a new seismic design philosophy that takes advantage of soil "failure" mechanism is presented (unconventional foundation systems). For the above goals, a simple but realistic bridge structure is used, and five different foundation systems are employed: (a). conventional pile group foundation; (b). conventional disconnected pile foundation system; (c). conventional shallow foundation; (d). unconventional disconnected pile foundation system; and (e). unconventional Shallow foundation with surface soil improvement (crust). For large intensity earthquakes, exceeding the design limits, serious inelastic structural deformation is provoked for conventional foundation systems, while the new design approach is proven advantageous for the structure. It is also shown that by using an improved soil layer between the raft and the piles, there isn't a price to pay in terms of increased residual settlements, compared with the pile group foundation system.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση	3
1.1.1 Ανελαστική Αποκριση Θεμελίωσης - Νέα Φιλοσοφία Σχεδιασμού	3
1.1.2 Ασύνδετοι Πάσσαλοι.....	5
1.1.3 Φέρουσα Ικανότητα	15
1.1.3.1 Επιφανειακή Θεμελίωση	15
1.1.3.2 Πασσαλομάδα.....	16
1.1.4 Πλαστιμότητα.....	17
1.2 Σκοπός της εργασίας.....	18
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1	19

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	31
2.1 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων	33
2.2 Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα	35
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 2	39

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	45
3.1 Ορισμός του Προβλήματος.....	47
3.2 Σχεδιασμός.....	48
3.2.1 Σχεδιασμός της Ανωδομής	48
3.2.2 Σχεδιασμός της Θεμελίωσης	50
3.2.2.1 Επιφανειακή Θεμελίωση	50
3.2.2.2 Πασσαλομάδα.....	52
3.3 Μονοτονική Φόρτιση.....	55
3.3.1 Επιφανειακή Θεμελίωση.....	55
3.3.2 Πασσαλομάδα	56

ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 3	63
----------------------------------	----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΔΙΕΡΕΥΝΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ ΑΣΥΝΔΕΤΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ	81
--	----

4.1 Παραμετρική Ανάλυση	83
-------------------------------	----

4.1.1 Κατακόρυφη Μονοτονική Φόρτιση	84
---	----

4.1.2 Οριζόντια Μονοτονική Φόρτιση	88
--	----

4.2 Σύγκριση Απόκρισης Συστημάτων με Πασσαλομάδα.....	94
---	----

ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 4	99
----------------------------------	----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΜΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	181
--	-----

5.1 Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους.....	183
--	-----

5.1.1 Κατακόρυφη Μονοτονική Φόρτιση	184
---	-----

5.1.2 Οριζόντια Μονοτονική Φόρτιση	184
--	-----

5.2 Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους	187
---	-----

5.2.1 Κατακόρυφη Μονοτονική Φόρτιση	187
---	-----

5.2.2 Οριζόντια Μονοτονική Φόρτιση	187
--	-----

ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 5	189
----------------------------------	-----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ	201
---	-----

6.1 Σύγκριση Απόκρισης Συστημάτων	203
---	-----

6.1.1 Μέτριας Έντασης Σεισμοί	203
-------------------------------------	-----

6.1.2 Μεγάλης Έντασης Σεισμοί	209
-------------------------------------	-----

6.1.2 Πολύ Μεγάλης Έντασης Σεισμοί.....	213
---	-----

6.2 Σεισμική Απόκριση κάθε Συστήματος Θεμελίωσης.....	216
---	-----

ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 6	219
----------------------------------	-----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ	273
7.1 Σχεδιασμός Ανελαστικών Πασσάλων.....	275
7.2 Αποτελέσματα Σεισμικής Συμπεριφοράς Συστημάτων	275
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7	279

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ & ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ.....	313
8.1 Συμπεράσματα	315
8.2 Προτάσεις.....	317

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7	319
---	------------

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	469
--------------------------	------------

Κεφάλαιο 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1.1 Ανελαστική Απόκριση Θεμελίωσης - Νέα Φιλοσοφία Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τους ισχύοντες συμβατικούς κανονισμούς, επιδιώκεται ο περιορισμός της μή-γραμμικότητας στην ανωδομή και η αποφυγή της ενεργοποίησης της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης, διότι έχει επικρατήσει η άποψη ότι ο εντοπισμός και η επιδιόρθωση βλαβών στα μέλη της ανωδομής γίνεται ευκολότερα συγκριτικά με τις βλάβες στην θεμελίωση. Αυτό επιτυγχάνεται με την εισαγωγή συντελεστών ασφα-λείας και υπεραντοχής (της τάξεως του 1.4) προκειμένου να εξασφαλιστεί η οιωνεί ελαστική συμπεριφορά της θεμελίωσης και η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων μόνο στα στοιχεία της ανωδομής σε περίπτωση επιβολής υπέρμετρων δυνάμεων. Επιπλέον οι κανονισμοί απαγορεύουν ρητά την ολίσθηση και επιβάλλουν όρια στο ανασήκωμα του θεμελίου.

Για τις στατικές φορτίσεις το ανασήκωμα και η αστοχία φέρουσας ικανότητας θα οδηγούσαν σε καταστροφικές συνέπειες για την κατασκευή. Αντιθέτως στον σεισμό, εξαιτίας του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της φόρτισης, τα προαναφερθέντα φαινόμενα δεν οδηγούν στην απαραίτητως στην αστοχία της κατασκευής (π.χ. Richards et al., 1992).

Μάλιστα πλήθος ερευνητών που έχουν ασχοληθεί αναλυτικά, αριθμητικά ή πειραματικά, έχουν δείξει ότι η ανελαστική συμπεριφορά της θεμελίωσης με την επιβολή σεισμικών διεγέρσεων, εκτός το ότι είναι αναπόφευκτη (αφού έχει παρατηρηθεί σε πολλούς σεισμούς), μπορεί να δράσει ευεργετικά για την ανωδομή. Οι μελετητές, προσπάθησαν να λάβουν υπόψη την μή-γραμμική απόκριση του συστήματος εδάφους κατασκευής, η οποία κυρίως απορρέει από τη γεωμετρική μή-γραμμικότητα (ολίσθηση και ανασήκωμα της θεμελίωσης), καθώς και από την ανελαστικότητα του υλικού (πλαστικοποίηση του εδάφους). Στα πλαίσια αυτών των ερευνών χρησιμοποιήθηκαν:

- Εξελιγμένα μοντέλα στηριγμένα στην ανάλυση με ελατηριωτό έδαφος (Winkler), τα οποία μπορούν να αποδώσουν ταυτόχρονα και την καθίζηση και την στροφή στην βάση του θεμελίου (Yim & Chopra, 1985; Nakaki & Hart, 1987; Chen & Lai, 2003; Deng & Kutter, 2003; Houlsby et al., 2005; Allotey and Naggar, 2003, 2007; Raychowdhury & Hutchinson, 2009).
- Μοντέλα με μακρό-στοιχεία (macro-element), όπου το έδαφος αντικαθιστάται με ένα τέτοιο στοιχείο κατάλληλα βαθμονομημένο, ώστε να περιγράφει την συμπεριφορά-μετακίνηση ενός σημείου, συνήθως στο

κέντρο του θεμελίου, για οριζόντια και κατακόρυφη φόρτιση, καθώς και για ροπή (Nova & Montrasio, 1991; Paolucci, 1997; Pedretti, 1998; Le Pape and Sieffert, 2001; Cremer et al., 2001; Grage et al., 2008; Chatzigogos et al., 2009, 2010).

Πεπερασμένα στοιχεία ή Πεπερασμένες διαφορές, στα οποία προσομοιώθηκαν η ανωδομή, η θεμελίωση και το έδαφος (Tan, 1990; Butterfield & Gottardi, 1995; Taiebat & Carter, 2000; Apostolou et al., 2003, 2007; Gourvenec, 2007; Anastasopoulos et al., 2010, 2011) και τέλος

- Πειράματα σε φυγοκεντρική καθώς και σε δονητική τράπεζα, τα οποία πολλές φορές χρησιμοποιήθηκαν για την βαθμονόμηση των παραπάνω μεθόδων ή για την απόδειξη ότι τα προαναφερθέντα μοντέλα δίνουν ορθά αποτελέσματα (Curras et al., 2001, Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003, 2012; Gajan et al., 2005; Mergos & Kawashima, 2005; Kawashima et al., 2007; Deng et al., Drosos et al., 2010; Anastasopoulos et al., 2012).

Τα αποτελέσματα των μελετών έχουν δείξει ότι όταν εμφανίζεται μια τέτοια συμπεριφορά κατά την σεισμική απόκριση της κατασκευής, απορροφάει μεγάλο ποσό ενέργειας που διοχετεύεται μέσω του σεισμού και κατά συνέπεια μειώνονται οι καταπονήσεις στα στοιχεία της κατασκευής. Επιπρόσθετα η ανελαστική συμπεριφορά του θεμελίου δίνει μεγάλα περιθώρια ασφαλείας για σεισμικές διεγέρσεις που υπερβαίνουν τα όρια του σχεδιασμού.

Το φαινόμενο του ανασήκωματος του θεμελίου δεν αφορά μόνο επιφανειακά θεμέλια, αλλά και θεμελιώσεις με πασσάλους. Ειδικότερα στις περιπτώσεις υψίκορμων κατασκευών, όπως τα βάρθρα γεφυρών (όπου κατά κύριο λόγο εδράζονται σε ομάδες πασσάλων), η λικνιστική απόκριση κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, όπου εμφανίζονται και σημαντικές ροπές στην θεμελίωση, συμβάλει στην σημαντική μείωση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της ανωδομής. Μάλιστα το ανασήκωμα έχει προταθεί και ως εναλλακτική μέθοδος σεισμικής μόνωσης (Priestley et al. 1996; Anastasopoulos et al., 2009a).

Ο Curras et al. (2001) χρησιμοποίησε μή-γραμμικά ελατήρια και αποσβεστήρες, βαθμονομημένα από πειράματα που έγιναν στον φυγοκεντρική, κατασκευής θεμελιωμένης σε ομάδα πασσάλων σε μαλακό έδαφος, ώστε να αποδώσει τον λικνισμό της κατασκευής (ανασήκωμα θεμελίου) και τις αξονικές φορτίσεις των πασσάλων κατά την σεισμική φόρτιση.

Η νέα φιλοσοφία σχεδιασμού, η οποία έχει εισαχθεί από τον Anastasopoulos et al. (2010), λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, αποτολμά στην αντιστροφή του ικανοτικού σχεδιασμού, καθοδηγώντας την ανάπτυξη της "πλαστικής άρθρωσης" στο επίπεδο της θεμελίωσης. Αυτό επιτυγχάνεται σχεδιάζοντας την θεμελίωση ώστε να έχει μικρότερη αντοχή από την ανωδομή, εφαρμόζοντας τον αντίστροφο του συντελεστή υπεραντοχής. Έτσι η θεμελίωση, μη μπορώντας να αντέξει τα φορτία

που η ανωδομή θα "ήθελε" να αντέξει, αστοχεί πρώτη, μη επιτρέποντας την πλαστικοποίηση των μελών της κατασκευής

Παρ' όλα τα πλεονεκτήματά του μή-συμβατικού σχεδιασμού, υπάρχουν αβεβαιότητες και περιορισμοί. Η ανελαστική συμπεριφορά της θεμελίωσης εξαρτάται κατά έναν μεγάλο βαθμό από τις ιδιότητες του εδάφους, οι οποίες τις περισσότερες φορές λόγω της μεγάλης ετερογένειας του εδάφους, είναι δύσκολο να προβλεφθούν με ακρίβεια. Οι έρευνες έχουν δείξει ότι γνωρίζοντας τον συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφων δυνάμεων (FS_v), μπορούμε να προβλέψουμε την απόκριση του συστήματος, καθώς με μικρή τιμή του FS_v κυριαρχεί η βύθιση του θεμελίου και η ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας, ενώ με μεγάλη τιμή του FS_v κυρίως εμφανίζεται το ανασήκωμα του θεμελίου και ο λικνισμός της κατασκευής. Επιπλέον το τίμημα για την μείωση της απαιτούμενης πλαστιμότητας στα μέλη της κατασκευής με την επιβολή μιας έντονης σεισμικής διέγερσης, είναι η συσσώρευση μετακινήσεων (καθιζήσεων και ολισθήσεων) και στροφών, μη αποδεκτών για τους συμβατικούς σεισμικούς κανονισμούς.

1.1.2 Ασύνδετοι Πάσσαλοι

Οι θεμελίώσεις με πασσάλους έχουν ευρεία εφαρμογή στις κατασκευές του πολιτικού μηχανικού, ειδικά τις τελευταίες δεκαετίες όπου οι καταγραφές και τα συμπεράσματα από τις αστοχίες που επήλθαν από τους σεισμούς, έκαναν τους αντισεισμικούς κανονισμούς πιο συντηρητικούς. Οι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται είτε για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (pile group), όπου είναι ανεπαρκής για να φέρει τα φορτία της κατασκευής, είτε για να μειώσει τις καθιζήσεις όπου ξεπερνούν τα όρια που επιβάλλονται από τον σχεδιασμό (piled raft). Ειδικά στην δεύτερη κατηγορία, όπου οι αποστάσεις μεταξύ των πασσάλων αυξάνονται ώστε να ενεργοποιηθεί η φέρουσα ικανότητά τους και να γίνει πιο οικονομική η κατασκευή, αλλά και στην πρώτη, όπως έχει δείξει η εμπειρία, οι σεισμικές διεγέρσεις μπορούν να αναπτύξουν μεγάλες ροπές και οριζόντιες πλευρικές δυνάμεις στην κεφαλή του πασσάλου, με συνέπεια την δομητική αστοχία του. Οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις στην κεφαλή του πασσάλων είναι αποτέλεσμα της απευθείας φόρτισης από τον σεισμό, αλλά και των μεγάλων αδρανειακών δυνάμεων που μεταφέρονται από την ανωδομή στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης. Κατά συνέπεια, εκτός από την απαίτηση της αύξησης των διαστάσεων των πασσάλων για την αποφυγή της αστοχίας τους, λόγω των μεγάλων αντιδράσεων στον κεφαλόδεσμο, απαιτείται και η πύκνωση των πασσάλων και των οπλισμών στις συνδέσεις του με τους πασσάλους και στην γύρω περιοχή. Ένας δραστικός τρόπος να μειωθούν οι αντιδράσεις και στους πασσάλους αλλά και στον κεφαλόδεσμο και κατ' αυτόν τον τρόπο να εξασφαλιστεί η οικονομικότητα της κατασκευής, είναι η αποσύνδεση των πασσάλων από τον κεφαλόδεσμο και η τοποθέτηση ενός ενδιάμεσου στρώματος μεταξύ τους, ώστε να λειτουργήσουν οι πάσσαλοι ως ενίσχυση του εδάφους και όχι ως δομικά μέλη της κατασκευής (*Wong*

et al., 2000), επιτρέποντας με αυτόν τον τρόπο την χρήση σημαντικά μικρότερων συντελεστών ασφαλείας ενάντια στην δομική αστοχία των πασσάλων, χωρίς να παραβιάζονται οι αντισεισμικοί κανονισμοί. Επιπρόσθετα με τους ασύνδετους πασσάλους αυξάνεται η κατακόρυφη δυσκαμψία και ενεργοποιείται πλήρως η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης (Wong et al., 2000).

Λίγοι ερευνητές έχουν ασχοληθεί μέχρι τώρα με την ανάλυση των ασύνδετων πασσάλων και σχεδόν όλες οι μελέτες αφορούν την κατακόρυφη φόρτιση του συστήματος πλάκας-πασσάλων. Ο Fioravante (2007, 2010) πραγματοποίησε πειράματα κατακόρυφης κεντρικής φόρτισης τετραγωνικών θεμελίων σε άμμο στον φυγοκεντριστή (N=65g), κρατώντας σταθερά το πλάτος του θεμελίου (B), το μήκος (L) και την διάμετρο (D) των πασσάλων και το πάχος του παρεμβαλλόμενου στρώματος ($h=2D$), αλλά χρησιμοποιώντας διαφορετικό αριθμό πασσάλων ($n=0, 1, 4, 9$). Στο **Σχήμα 1.1** φαίνονται σχηματικά τα συστήματα θεμελιώσεως που χρησιμοποιήθηκαν. Κύριος σκοπός των πειραμάτων ήταν να μελετηθεί ο μηχανισμός μεταφοράς της κατακόρυφης δύναμης από την πλάκα στους ασύνδετους πασσάλους σε σύγκριση με τους συνδεδεμένους, η φέρουσα ικανότητα και η κατακόρυφη δυσκαμψία των θεμελιώσεων.

Η παρεμβολή ενός παραμορφώσιμου στρώματος μεταξύ της πλάκας και της κεφαλής του πασσάλου, έχει ως αποτέλεσμα την σχετική μετακίνηση του εδάφους-πασσάλου και την παραγωγή αρνητικής τριβής στο άνω μέρος του τελευταίου. Κατά συνέπεια, η καθίζηση του εδάφους και του πασσάλου στην στάθμη της κεφαλής του πασσάλου (w_s και w_p αντίστοιχα), καθώς και η καθίζηση του εδάφους στην στάθμη θεμελίωσης (w_r), δεν είναι ίδιες ($w_r > w_s > w_p$), όπως συμβαίνει στους συνδεδεμένους πασσάλους. Με αυτόν τον τρόπο η κατακόρυφη δύναμη που ασκείται στην πλάκα μεταφέρεται με δύο τρόπους στους πασσάλους, μέσω της απευθείας φόρτισής του, και μέσω της καθίζησης του γύρω εδάφους που δίνει μια αρνητική τριβή στις παράπλευρες επιφάνειές του, αυξάνοντας την αξονική θλιπτική του δύναμη μέχρι τον ουδέτερο άξονα. Στο **Σχήμα 1.2** παρουσιάζεται σκαριφηματικά ο μηχανισμός μεταφοράς της κατακόρυφης δύναμης σε συνδεδεμένο και ασύνδετο πάσσαλο, η ανάπτυξη αρνητικής τριβής, όταν η καθίζηση του εδάφους είναι μεγαλύτερη από αυτήν του πασσάλου στην στάθμη της κεφαλής του πασσάλου ($w_s > w_p$) και η τοποθέτηση του ουδέτερου άξονα εκεί που οι καθιζήσεις αυτές γίνονται ίσες, ενώ στο **Σχήμα 1.3** η σύγκριση της κατανομής της αξονικής δύναμης με το μήκος του πασσάλου σε συνδεδεμένο και ασύνδετο για την περίπτωση της θεμελίωσης με έναν πάσσαλο (όμοια συμπεριφορά και με περισσότερους). Στο τελευταίο σχήμα επαληθεύεται αυτό που αναφέρθηκε προηγουμένως, ότι δηλαδή η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη του ασύνδετου πασσάλου, είναι εκεί που τοποθετείται ο ουδέτερος άξονας, ενώ του συνδεδεμένου στην κεφαλή του.

Επιπλέον ο Fioravante εξήγαγε από τα πειραματικά αποτελέσματα τις σχέσεις φόρτισης-καθίζησης, ως προς το σύνολο, το έδαφος και τους πασσάλους, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.4**, όπου οι τάσεις και οι δυνάμεις στο έδαφος και στους πασσάλους τις υπολόγισε από τις παρακάτω σχέσεις:

$$q_t = \frac{Q_t}{B^2} \quad (1.1)$$

$$q_r = \frac{Q_r}{Be^2 - n(\pi D^2/4)} \quad (1.2)$$

$$Q_p = \sum_{i=0}^n QA_i \quad n = 1, 4, 9 \quad (1.3)$$

Όπου Q_t και Q_p είναι οι δυνάμεις που ασκούνται στην πλάκα και στην κεφαλή των πασσάλων αντίστοιχα, όπως μετρήθηκαν από τα πειράματα, Q_r είναι η δύναμη που μεταφέρεται στο υπέδαφος και ισούται με $Q_t - Q_p$, B_e είναι το διευρυμένο κατά $2h$ πλάτος φόρτισης (με υπόθεση εξάπλωσης των δυνάμεων με 45° γωνία) στην στάθμη της κεφαλής του πασσάλου λόγω της ύπαρξης του παρεμβαλλόμενου εδάφους, h είναι το πάχος του ενδιάμεσου στρώματος εδάφους και n είναι ο αριθμός των πασσάλων.

Από το **Σχήμα 1.4** παρατηρείται ότι στην θεμελίωση με τους σύνδετους πασσάλους το σύστημα συμπεριφέρεται ως επιφανειακό θεμέλιο πάνω σε βελτιωμένο έδαφος. Το μεγαλύτερο μέρος της δύναμης το παραλαμβάνει το υπέδαφος και όχι οι πάσσαλοι και η δύναμη προοδευτικά μεταφέρεται στις κεφαλές των πασσάλων, ενώ στους συνδεδεμένους πασσάλους για πολύ μικρή καθίζηση, φέρουν σχεδόν όλη την ασκούμενη δύναμη. Γι αυτό ο Fioravante καταλήγει στο συμπέρασμα ότι για την κατακόρυφη κεντρική φόρτιση οι συνδεδεμένοι πάσσαλοι είναι σαφώς καλύτεροι από τους ασύνδετους, λόγω της μεγαλύτερης παραλαβής δυνάμεων και των συγκριτικά μικρότερων καθιζήσεων.

Επίσης συμπεραίνει ότι η ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης με τους συνδεδεμένους πασσάλους εξαρτάται από την σχετική δυσκαμψία πασσάλου-εδάφους, ενώ με τους ασύνδετους, από την συμπίεστικότητα του παρεμβαλλόμενου εδάφους μεταξύ της κεφαλής των πασσάλων και της πλάκας. Επιπλέον η συνολική κατακόρυφη δυσκαμψία της θεμελίωσης, στην περίπτωση των συνδεδεμένων πασσάλων εξαρτάται κυρίως από την δυσκαμψία των πασσάλων, ενώ των ασύνδετων από την δυσκαμψία του παρεμβαλλόμενου εδάφους.

Με εργαστηριακά πειράματα έχει διερευνήσει την συμπεριφορά των ασύνδετων πασσάλων σε κατακόρυφη συμμετρική φόρτιση και ο Cao et al. (2004),

επιβάλλοντας συγκεντρωμένα φορτία ώστε να προσομοιωθεί μια τυπική εντατική κατάσταση που επιβάλεται από ένα σύγχρονο πολυόροφο κτήριο με κεντρικό πυρήνα και εξετάζοντας παραμετρικά διάφορες τιμές της δυσκαμψίας της πλάκας (πάχος), του αριθμού, του μήκους, καθώς και της χωρικής διευθέτησης των πασσάλων. Στο **Σχήμα 1.5** και στο **Σχήμα 1.6** απεικονίζονται η πειραματική διάταξη και οι διαστάσεις της μαζί με τα επιβαλλόμενα φορτία αντίστοιχα.

Ανάμεσα στις πιο σημαντικές παρατηρήσεις που προέκυψαν από την προαναφερθείσα πειραματική μελέτη, ήταν η μείωση της δύναμης που παραλαμβάνουν οι πάσσαλοι με την αύξηση της δυσκαμψίας της πλάκας, καθώς και η σημαντική μείωση των διαφορικών καθιζήσεων και των καμπτικών ροπών της πλάκας με την τοποθέτηση των πασσάλων στην κεντρική περιοχή της θεμελίωσης. Στο σχήμα 1.7 φαίνεται η σχετική αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους, συγκρινόμενη με το επιφανειακό θεμέλιο, για διάφορα πάχη πλάκας και κανονικοποιημένης καθίζησης (ως ποσοστό του πλάτους της πλάκας).

Ο Sawwaf (2010) ασχολήθηκε με την διερεύνηση της αποτελεσματικότητας της χρήσης συνδεδεμένων ή ασύνδετων κοντών πασσάλων στην συμπεριφορά έκκεντρα

φορτισμένης πλάκας, δηλαδή θεμελίωσης όπου ασκούνται ταυτόχρονα και κατακόρυφη δύναμη, αλλά και ροπή, αλλάζοντας τον αριθμό, το μήκος και χωρική διευθέτηση των πασσάλων, καθώς και την εκκεντρότητα της φόρτισης και την σχετική πυκνότητα του εδάφους. Στο **Σχήμα 1.8** απεικονίζεται η πειραματική διάταξη, ενώ στο **Σχήμα 1.9**, την μεταβολή της τιμής του δείκτη BPI (όπου ισούται με τον λόγο της τάσης που παραλαμβάνει το θεμέλιο με πασσάλους, ασύνδετους ή συνδεδεμένους, προς την αντίστοιχη τάση του επιφανειακού θεμελίου, για την ίδια τιμή της καθίζησης), με την μεταβολή της εκκεντρότητας e/B , για ασύνδετους και συνδεδεμένους πασσάλους με καθίζηση 1 και 5% και δεδομένες όλες τις υπόλοιπες μεταβλητές.

Με αργή κυκλική φόρτιση σε φυγοκεντριστή, θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους σπλισμένου σκυροδέματος, ασχολήθηκε ο Kutter et al. (2003). Ο ίδιος αναφέρει τους πασσάλους αυτούς ως "μαξιλάρακια" (inclusions ή pads), και χρησιμοποίησε για την βελτίωση του εδάφους και την μελέτη του λικνισμού της κατασκευής πάνω σε αυτούς, συμπεραίνοντας από τα αποτελέσματα την σημαντική βελτίωση της απόκρισης της κατασκευής με την εισαγωγή των ασύνδετων πασσάλων σε σύγκριση με το επιφανειακό θεμέλιο.

Σε όλες τις παραπάνω πειραματικές μελέτες, αλλά και στις αριθμητικές ή αναλυτικές που θα αναλυθούν παρακάτω, ενώ από όλους διευκρινίζονται τα πλεονεκτήματα των ασύνδετων πασσάλων και οι λόγοι που επιβεβαιώνουν την

πολλές φορές ανάγκη χρησιμοποίησής τους αντί της συμβατικής πασσαλοομάδας, κανένας δεν έχει αποδείξει αυτές τις "υποθέσεις".

Τα κενά αυτά ήρθαν να καλύψουν τα πειράματα που έγιναν και συνεχίζουν να γίνονται στην Ιαπωνία από τον Tajiri et al. (2012). Η μία σειρά πειραμάτων έχει πραγματοποιηθεί στον φυγοκεντριστή (N=30g) σε άμμο, για επιφανειακό θεμέλιο, καθώς και για θεμελίωση με συνδεδεμένους πασσάλους και με ασύνδετους, με παρεμβαλλόμενο στρώμα εδάφους, είτε μόνο του, είτε μαζί με γεώφασμα. Όλα τα συστήματα υποβλήθηκαν σε σεισμική διέγερση Tsang, 10 κύκλων, πλάτους 0,3g και συνότητας 2Hz, ενώ σε όλες τις περιπτώσεις οι πάσσαλοι ήταν αιχμής. Στον **Πίνακα 1.1** φαίνονται αναλυτικά τα στοιχεία των μοντέλων, όπου D, L και s είναι η διάμετρος, το μήκος και η απόσταση των πασσάλων αντίστοιχα, ενώ t είναι το πάχος του παρεμβαλλόμενου στρώματος στην περίπτωση των ασύνδετων πασσάλων και m είναι η μάζα της κατασκευής (όλα σε πραγματική κλιμάκα).

Πίνακας 1.1: Τιμές επιμέρους μεταβλητών μοντέλων πειραμάτων, από Tajiri et al. (2012).

Πασσαλοομάδα	Πάσσαλοι	D (m)	t/D	L (m)	s/D	m (Mgr)
2X2	Συνδεδεμένοι	0.5	0	9	5	12
	Ασύνδετοι	0.5	0.5	8.75	5	12
3X3	Συνδεδεμένοι	0.5	0	9	2.5	119
	Ασύνδετοι	0.5	0.5	8.75	2.5	119

Στο **Σχήμα 1.10** φαίνεται η πειραματική διάταξη, ενώ στο **Σχήμα 1.11** οι χρονοϊστορία επιταχύνσεων στην βάση της δεξαμενής (επιτάχυνση εισόδου), στην επιφάνεια του εδάφους και στην ανωδομή, για την περίπτωση πασσαλοομάδας 3X3.

Η δεύτερη σειρά πειραμάτων πραγματοποιήθηκε στο ύπαιθρο σε κλίμακα 1/10, όπου κατασκευάστηκε η μάζα στηριζόμενη σε επιφανειακό θεμέλιο και σε πασσαλοομάδα με συνδεδεμένους και ασύνδετους πασσάλους. Οι διαστάσεις είναι ακριβώς ίδιες όπως στην περίπτωση της πασσαλοομάδας 2X2 που εξετάστηκε στον φυγοκεντριστή, μόνο που τώρα οι πάσσαλοι είναι αιωρούμενοι και όχι αιχμής. Ήδη υπάρχουν καταγραφές για τρεις σεισμούς με M>6.5 και οι μετρήσεις συνεχίζονται. Στο **Σχήμα 1.12** απεικονίζονται τα τρία συστήματα θεμελιώσεως στο ύπαιθρο, σε φωτογραφία και σε τομή. Και οι δύο σειρές πειραμάτων αφορούν τετραγωνικά θεμέλια.

Με αριθμητικές μεθόδους, πρώτη έρευνα έγινε από τον Wong et al. (2000), η οποία στηρίχτηκε στην παρατήρηση της μείωσης της καθίζησης αν το έδαφος θεωρηθεί ενισχυμένο συνεχές ελαστικό μέσο, που έκανε ο Hooper. Έτσι για να διερευνηθεί η αποτελεσματικότητα της θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους,

πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση στην προσομοίωση ενός 39-όροφου κτηρίου στην Jakarta, Ινδονησία και συγκρίθηκε με την συμβατική πασσαλομάδα με συνδεδεμένους πασσάλους. Η πλάκα θεμελίωσης είναι ορθογωνική (44x99 m), το έδαφος είναι στιφρή άργιλος βάθους 86 m, όπου απλοποιητικά έχει θεωρηθεί ομοιογενές με μέση τιμή αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u=240$ kPa και ακολουθείται από άκαμπτο βράχο. Η διάμετρος και το μήκος των πασσάλων είναι 1 και 35 ή 65 μέτρα αντίστοιχα, ενώ το πάχος του στρώματος ανάμεσα στις κεφαλές των πασσάλων και στην πλάκα θεμελίωσης είναι ίση με 1 μέτρο, δηλαδή ίση με μία διάμετρο πασσάλου. Στο **Σχήμα 1.13** παρουσιάζονται τα δύο συγκρινόμενα μοντέλα και τα φορτία που ασκούνται στην θεμελίωση, τα οποία είναι κατακόρυφα και συμμετρικά.

Η μείωση των τάσεων επαφής, η εμφάνιση αρνητικής τριβής και η ελαφριά αύξηση των ροπών και των τεμνουσών στην πλάκα θεμελίωσης, παρατηρούνται με την χρήση ασύνδετων πασσάλων. Αξιοσημείωτη είναι η εμφάνιση περίπου των ίδιων καθιζήσεων (για το ίδιο μήκος πασσάλων) στους δύο συγκρινόμενους τύπους θεμελιώσεως, με συνδεδεμένους και με ασύνδετους πασσάλους, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.14**, επαληθεύοντας την αποτελεσματικότητα των τελευταίων, ενώ η αύξηση της τέμνουσας δύναμης στην πλάκα θεμελίωσης, όσο αυξάνεται το πάχος του παρεμβαλλόμενου στρώματος μεταξύ κεφαλής πασσάλων και πλάκας, απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.15**.

Με τρισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων στο πρόγραμμα Ansys, ασχολήθηκε ο Liang et al. (2003), για να αναλύσει την κατακόρυφη φόρτιση μιας σύνθετης θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους και παρεμβαλλόμενης εξυγιαντικής στρώσης, η οποία αποτελείται από άμμο και σκύρα για να ενεργοποιεί την φέρουσα ικανότητα του επιφανειακού εδάφους και να λειτουργεί ως ρυθμιστής του τρόπου μεταβίβασης των φορτίων της ανωδομής στο έδαφος και τους πασσάλους.

Οι πάσσαλοι είναι είτε άκαμπτοι και μεγάλου μήκους, για την μείωση των καθιζήσεων, είτε κοντοί φτιαγμένοι από έδαφος και τσιμέντο ή χαλίκι για την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Στο **Σχήμα 1.16** παρουσιάζεται το σκαρίφημα του μοντέλου που διερευνήθηκε.

Πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση ως προς τον λόγο του μήκους των μακριών και κοντών πασσάλων και της σταθερής διαμέτρου τους, του μέτρου ελαστικότητας των πασσάλων και του παρεμβαλλόμενου στρώματος και του πάχους του παρεμβαλλόμενου στρώματος. Στο **Σχήμα 1.17** φαίνεται η αύξηση των τάσεων που παραλαμβάνει το έδαφος και η αντίστοιχη μείωση των τάσεων των μακριών πασσάλων με την αύξηση του πάχους του παρεμβαλλόμενου στρώματος. Οι κοντοί πάσσαλοι μένουν ανεπηρέαστοι λόγω του ρόλου τους. Έλεγχος της ακρίβειας των πεπερασμένων στοιχείων, έγινε μέσω της σύγκρισης των αποτελεσμάτων τους και

των μετρήσεων που έγιναν σε ένα πραγματικό εφταόροφο κτήριο που θεμελιώθηκε με αυτόν τον τρόπο στην Κίνα.

Η επόμενη έρευνα αφορά την συμπεριφορά των ασύνδετων πασσάλων σε δίστρωτο έδαφος αργίλου-άμμου, με εξυγιαντική στρώση άμμου, από τον Abrabbo et al. (2004). Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα Plaxis για επίπεδη παραμόρφωση (η αξιοπιστία έχει επιβεβαιωθεί από τους Prakosa & Kuhlawy, 2001), και εξετάστηκαν παραμετρικά το πάχος της εξυγιαντικής στρώσης και της έμπηξης των πασσάλων στο στρώμα αυτό της άμμου, οι ιδιότητες της αργίλου και η διάταξη των πασσάλων. Στο **Σχήμα 1.18** απεικονίζεται η προσομοίωση της πλάκας, των πασσάλων και του εδάφους με πεπερασμένα στοιχεία.

Στα αποτελέσματα της μελέτης αυτής πέρα από συμπεράσματα που έχουν αναφερθεί παραπάνω, περιλαμβάνεται η διαπίστωση της μείωσης του συντελεστή βελτίωσης, που ισούται με τον λόγο του φορτίου της θεμελίωσης με πασσάλους προς το φορτίο της επιφανειακής θεμελίωσης για την ίδια τιμή της καθίζησης, με την αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της αργίλου, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.19** (αριστερά), που αποδεικνύει ότι η μέθοδος είναι καταλληλότερη για μαλακές ή μέτριες αργίλους. Επιπλέον στο ίδιο σχήμα (δεξιά) παρατηρούμε ότι με την αύξηση του πάχους της αργιλικής στρώσης, έχουμε αύξηση του δείκτη βελτίωσης, καθώς μειώνεται η δυσκαμψία του εδάφους και μεταβιβάζεται μεγαλύτερο φορτίο στους πασσάλους.

Με αριθμητική ανάλυση (Flac3D) θεμελίωσης με ασύνδετους έγχυτους πασσάλους, ασχολήθηκε και ο Choi et al. (2009), αφού πρώτα πραγματοποίησαν πειράματα για να τα συγκρίνουν με τα αποτελέσματα από τα πεπερασμένα στοιχεία και να επαληθεύσουν την αξιοπιστία τους. Στα πειράματα ελέχθηκαν τρία διαφορετικά πλάτη τετραγωνικών θεμελίων (0.65, 0.9 και 1.5 m), σε τρεις διαφορετικές θεμελιώσεις (επιφανειακό θεμέλιο και θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους μήκους 2 και 3 μέτρων) και για σταθερά, τον αριθμό των πασσάλων ($n=9$), την διάμετρο των πασσάλων ($D=0.1$ m), και το πάχος της παρεμβalόμενης μεταξύ της κεφαλής των πασσάλων και της πλάκας θεμελίωσης στρώσης ($t=0.1$ m), η οποία αποτελείται από καλά συμπυκνωμένα σκύρα. Αλλάζοντας το πλάτος της θεμελίωσης και κρατώντας την διάμετρο και τον αριθμό των πασσάλων σταθερό, εισάγεται μια άλλη μεταβλητή, ο δείκτης αντικατάστασης, ο οποίος ισούται με τον λόγο του συνολικού εμβαδού των πασσάλων προς το εμβαδόν του θεμελίου και στην παρούσα έρευνα παίρνει τις τιμές 3.1, 8.7 και 16.7%. Στον **Πίνακα 1.2** παρουσιάζονται οι καθιζήσεις που προέκυψαν από τα πειράματα για κατακόρυφη πίεση 90 tf/m^2 .

Πίνακας 1.2: Τιμές καθιζήσεων που προέκυψαν από πειράματα, Choi et al. (2012).

Πλάτος Θεμελίου (m)	Μήκος πασσάλου (m)	Καθίζηση για πίεση 90 tf/m ² (mm)	Ποσοστιαία μείωση καθιζήσης (%)
0.65	-	59.77	-
	2	8.97	85
	3	9.21	85
0.9	-	61	-
	2	20.5	66
	3	31.81	48
1.5	-	114.5	.
	2	61.72	46
	3	56.58	51

Αφού επαληθεύθηκε η εγκυρότητα του αριθμητικού μοντέλου, πραγματοποιήθηκε παραμετρική ανάλυση για τρεις τύπους εδάφους (σκληρό, μέτριο και χαλαρό), για διαμέτρους πασσάλων 100, 200 και 300 mm και για δείκτη αντικατάστασης 3, 12 και 28 %, από την οποία εξάγεται εμπειρική σχέση μεταξύ του δείκτη αντικατάστασης a_r και του R, του λόγου του φορτίου που παραλαμβάνουν οι πάσσαλοι, προς το συνολικό φορτίο που παραλαμβάνουν οι πάσσαλοι και το έδαφος μαζί, όπως φαίνεται στον **Πίνακα 1.3** και στο **Σχήμα 1.20**.

Πίνακας 1.3: Εμπειρική σχέση μεταξύ των δεικτών a_r και R, από Choi et al. (2009).

Τύπος Εδάφους	Τιμή N	Εμπειρική σχέση μεταξύ R και a_r
Σκληρό	>30	$a_r = \text{Exp}(3.086 \ln R + 5.36)$
Μέτριο	10 - 30	$a_r = \text{Exp}(3.356 \ln R + 5.29)$
Χαλαρό	<30	$a_r = \text{Exp}(3.534 \ln R + 5.19)$

Τέλος προτάθηκε μέθοδος για τον προσδιορισμό του δείκτη αντικατάστασης που απαιτείται για να έχουμε την ζητούμενη φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης με βάση τα επιθυμητά όρια καθιζήσεων. Η διαδικασία εκτίμησης είναι η ακόλουθη: α) Προσδιορισμός του λόγου R από την σχέση (1.4), η οποία προτάθηκε από τους Posco E&C (2008), όπου q_{target} είναι η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού, ενώ q_{soil} είναι η επιτρεπόμενη φέρουσα ικανότητα του πραγματικού εδάφους.

$$R = \frac{q_{target} - q_{soil}}{q_{target}} \quad (1.4)$$

β) Προσδιορισμός της επιτρεπόμενης φέρουσας ικανότητας του πραγματικού εδάφους q_{soil} , από την σχέση 1.5, προτεινόμενη από τον Bowles (1977), σύμφωνα με την ανεκτή καθίζηση για την ανωδομή, όπου $(N1)_{60}$ είναι ο διορθωμένος δείκτης SPT, B είναι το πλάτος του θεμελίου σε μέτρα, F_d είναι ο δείκτης βάθους ($F_d=1+0.33(D_f/B) \leq 1.33$) και S_e είναι η ανεκτή καθίζηση σε mm.

$$q_{net(all)} \left(kN/m^2 \right) = 11.98 (N1)_{60} F_d \left(\frac{3.28+1}{3.28B} \right)^2 \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad (1.5)$$

γ) Εκτίμηση του δείκτη αντικατάστασης a_r από τους εμπειρικούς τύπους του πίνακα 1.3.

Δισδιάστατες και τρισδιάστατες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα Plaxis από τον Gerolymos et al. (2010), για την μελέτη της κατακόρυφης συμμετρικής φόρτισης θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους αιχμής και ενδιάμεσο στρώμα από καλά διαβαθμισμένα και συμπυκνωμένα σκύρα. Στις δύο διαστάσεις θεωρήθηκαν συνθήκες φόρτισης αξονικής συμμετρίας, ρεαλιστική για μεγάλες ομάδες πασσάλων, και σε καθεστώς μονοδιάστατης παραμόρφωσης. Ζητούμενο της έρευνας ήταν ο υπολογισμός του συντελεστή βελτίωσης για αυτόν τον εναλλακτικό τρόπο θεμελίωσης, ο οποίος ισούτα με τον λόγο του δείκτη εδάφους μετά την βελτίωση προς τον αρχικό. Στις τρεις διαστάσεις διερευνήθηκε η επιρροή των αδιάστατων παραμέτρων πάχος σκύρων προς απόσταση πασσάλων (H_{gr}/s), απόσταση πασσάλων προς διάμετρο πασσάλων (s/d), αντοχή διεπιφάνειας προς αντοχή εδάφους ($r = \tan \phi_{int} / \tan \phi_{soil}$), μέτρο ελαστικότητας σκύρων προς μέτρο ελαστικότητας εδάφους (E_{gr}/E_{soil}) και μήκος πασσάλων προς διάμετρο πασσάλων (L/d). Οι παράμετροι αντοχής των σκύρων και του εδάφους, καθώς και το πάχος της πλάκας και το μέγεθος του επιβαλλόμενου φορτίου δεν συμπεριλαμβάνονται σε αυτές που εξετάζονται στην μελέτη επειδή έχουν πολύ μικρή συμβολή στον συντελεστή βελτίωσης.

Κάποια από τα αξιοσημείωτα συμπεράσματα της μελέτης αυτής είναι ότι ενώ γενικά η αύξηση του πάχους του παρεμβαλλόμενου μεταξύ της κεφαλής των πασσάλων και της πλάκας θεμελίωσης στρώματος οδηγεί σε αύξηση των καμπτικών ροπών και της καθίζησης της τελευταίας, για απόσταση προς διάμετρο των πασσάλων μεγαλύτερη από 4, εμφανίζεται μια χαρακτηριστική τιμή του πάχους των σκύρων (περίπου ίση με 3 m), πέρα της οποίας οι καθιζήσεις της πλάκας μειώνονται, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 1.21**. Αυτό το φαινόμενο οφείλεται στο γεγονός ότι όσο πιο μεγάλο είναι το "ανακουφιστικό" στρώμα από την μία έχουμε τόσο μεγαλύτερη αύξηση καθιζήσεων επειδή απομακρύνεται η πλάκα έδρασης από το βελτιωμένο με πασσάλους έδαφος, και από την άλλη έχουμε μείωση της επιρροής των πασσάλων και λειτουργία της πλάκας ως επιφανειακού θεμελίου που εδράζεται στο βελτιωμένο έδαφος. Όσο αυξάνεται και η απόσταση των πασσάλων

τόσο μεγαλύτερο ρόλο παίζει το έδαφος (piled raft) και επομένως γίνεται έντονα αντιληπτό.

Επίσης από την έρευνα αποφαίνεται η μικρή επιρροή της σχετικής δυστημσίας E_{gr}/E_{soil} και του συντελεστή διεπιφάνειας r στις ροπές της πλάκας, ενώ δεν συμβαίνει το ίδιο για τις καθιζήσεις. Όσο πιο πολύ εξασθετισμένη είναι η διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους, λόγω της σχετικής τους ολίσθησης, τόσο πιο απομειωμένη είναι η τοξωτή λειτουργία στο γύρω από τους πασσάλους έδαφος, με αποτέλεσμα την αύξηση των καθιζήσεων. Τέλος οι συνθήκες φόρτισης και οι συνοριακές συνθήκες έχουν μεγάλη συμβολή στον συντελεστή βελτίωσης, καθώς η τιμή του σε περίπτωση εμποδιζόμενης πλευρικής παραμόρφωσης προς την αντίστοιχη σε περίπτωση αξονικής συμμετρίας είναι 0.85 και ανεξάρτητος της απόστασης μεταξύ των πασσάλων (παίζει ρόλο το ότι είναι αιχμής), ενώ σε συνθήκες ελεύθερης μετακίνησης ο συντελεστής βελτίωσης εξαρτάται πολύ από τις αποστάσεις μεταξύ των πασσάλων και μειώνεται όσο μειώνονται οι αποστάσεις αυτές.

Ως αποτέλεσμα της στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων της παραμετρικής ανάλυσης προέκυψε μια προσεγγιστική σχέση (1.6) για την μέση τιμή του συντελεστή βελτίωσης:

$$\bar{A} = 3.81r^{0.27} \left(\frac{H_{gr}}{s} \right)^{-0.34} \left(\frac{s}{d} \right)^{-1.79} \left(\frac{E_{gr}}{E_{soil}} \right)^{0.60} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.65} \quad (1.6)$$

Η χαρακτηριστική τιμή του εν λόγω συντελεστή είναι $A_c = 0.5 \bar{A}$.

Επειδή η εφαρμογή ενός ενιαίου συντελεστή βελτίωσης οδηγεί σε μη συντηρητικό υπολογισμό των ροπών στην πλάκα πάνω από τις κεφαλές των πασσάλων, για αποστάσεις μεταξύ των πασσάλων μεγαλύτερες από 3 διαμέτρους, προτάθηκε η εφαρμογή δύο ομάδων συντελεστών βελτίωσης. Μία (A_p) για την περιοχή της πλάκας που αντιστοιχούν στις προβολές σε αυτήν των κεφαλών των πασσάλων ισοδύναμης διαμέτρου D_{eff} , σχέση (1.7), όπου υπολογισμός της D_{eff} φαίνεται στο **Σχήμα 1.22**, μαζί με την σχέση του συντελεστή συγκέντρωσης τάσεων με το πάχος του παρεμβαλλόμενου στρώματος, και η δεύτερη (A_s) για την υπόλοιπη πλάκα θεμελίωσης, σχέση (1.8).

$$A_p = A_c \frac{ns^2}{(n-1)D_{eff}^2 + sD_{eff}} \quad (1.7)$$

$$A_s = A_c \frac{D_{eff}^2}{(s - D_{eff})^2 + nD_{eff}(s - D_{eff})} \quad (1.8)$$

Για τον συνυπολογισμό των συνοριακών συνθηκών προτείνεται η εφαρμογή στις σχέσεις 1.6, 1.7 και 1.8, ο μειωτικός συντελεστής λ (1.9).

$$\lambda = \begin{cases} 1/3, & s/d \leq 3 \\ 2/3, & 3 < s/d \leq 6 \\ 1, & s/d > 6 \end{cases} \quad (1.9)$$

1.1.3 Φέρουσα ικανότητα

Στην παρούσα εργασία μελετάται η θεμελίωση ενός βάθρου γέφυρας σε ανομοιογενές στρώμα αργίλου, της οποίας η αστράγγιστη διατμητική αντοχή, αυξάνεται γραμμικά με το βάθος. Επομένως είναι απαραίτητη η εξέταση της φέρουσας ικανότητας των τύπων των θεμελιώσεων που θα χρησιμοποιηθούν, σύμφωνα με την βιβλιογραφία. Η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης με τους ασύνδετους πασσάλους δεν θα εξεταστεί σε αυτή την ενότητα, γιατί δεν υπάρχει διατεθειμένη βιβλιογραφία σε ανομοιογενές έδαφος, όπως παρατηρήθηκε και στο Κεφάλαιο 1.1.2.

1.1.3.1 Επιφανειακή Θεμελίωση

Οι Davis and Booker (1973), έχουν διατυπώσει αναλυτικό τρόπο υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας επιφανειακού θεμελίου σε ανομοιογενές στρώμα αργίλου χρησιμοποιώντας την θεωρία της πλαστικότητας και συγκρίνοντάς την με την ευστάθεια πρανούς (κυκλικές επιφάνειες αστοχίας) . Με τον συνδυασμό των εξισώσεων ισορροπίας και του κριτηρίου αστοχίας, οδηγήθηκαν σε μερικές διαφορικές εξισώσεις, όπου δίνουν την ποικιλία της κατάστασης των τάσεων στη περιοχές πλαστικοποίησης. Βέβαια, μπορεί να αποδεικτεί ότι για επίπεδη παραμόρφωση, όπως στην περίπτωση ομοιογενούς υλικού, οι εξισώσεις αυτές είναι υπερβολικές και ως εκ τούτου μια βολική αναπαράσταση του τασικού πεδίου είναι μέσω των χαρακτηριστικών των τάσεων. Επίσης στην εργασία τους απέδειξαν ότι ο ρυθμός αύξησης της συνοχής με το βάθος και το πλάτος του θεμελίου παίζουν σημαντικό ρόλο, ενώ μικρή επιρροή έχει και η τραχύτητα του θεμελίου.

Στο **Σχήμα 1.23** φαίνεται η ποικιλία της συνοχής με το βάθος που εξετάστηκε στην μελέτη στην οποία αναφερόμαστε και στο **Σχήμα 1.24** απεικονίζεται σχηματικά ο υπολογισμός των τμημάτων των επιφανειών αστοχίας που προκύπτουν από επιφανειακή φόρτιση, μέσω του προσδιορισμού χαρακτηριστικών γραμμών που μαζί με την επιφάνεια αστοχίας σχηματίζουν μικρότερα τμήματα σε αυτήν την επιφάνεια. Ο υπολογισμός αυτών των γραμμών γίνεται από την εκμετάλλευση των

συνοριακών συνθηκών, αλλά και της γνώσης ότι κάτω από την γραμμή OB θα σχηματιστεί πρίσμα παθητικής αστοχίας, ενώ κάτω από την OA ενεργητικής.

Η δύναμη κατά την αστοχία Q, μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση:

$$Q/B = F_s [(2 + \pi)c_0 + \rho B/4] \quad (1.10)$$

όπου B είναι το πλάτος του θεμελίου, c_0 είναι η συνοχή στην επιφάνεια του εδάφους, ρ είναι η κλίση με την οποία αυξάνεται η συνοχή με το βάθος και F_s είναι ένας αδιάστατος συντελεστής που εξαρτάται από τον λόγο $\rho B/c_0$ και μπορεί να υπολογιστεί από το **Σχήμα 1.25**.

1.1.3.2 Πασσαλομάδα

Όταν μια υψίκορμη κατασκευή, όπως το βάθρο μιας γέφυρας υποβάλλεται σε σεισμική φόρτιση, κυριαρχεί ο λικνισμός. Κατά συνέπεια, οι αδρανειακές δυνάμεις και η αλληλεπίδραση της κατασκευής με τους πασσάλους, τους εισάγει κατακόρυφες παραμορφώσεις και στροφές όταν υπάρχει λικνισμός και όταν οι πάσσαλοι είναι πακτωμένοι σε άκαμπτο κεφαλόδεσμο (Dobry & Gazetas, 1988). Έτσι όταν η θεμελίωση υποβάλλεται σε ροπή, λόγω των αδρανειακών δυνάμεων που ενεργοποιούνται από την μάζα της κατασκευής, όπως θα δούμε και στο τρίτο κεφάλαιο, η πάσσαλοι αντιστέκονται μέσω της στροφικής τους δυσκαμψίας αλλά κυρίως μέσω των αξονικών τους αντιδράσεων. Αυτή η μέγιστη αξονική δύναμη που δέχονται οι πάσσαλοι, μπορεί να υπολογιστεί όπως παρακάτω:

$$M_{ult} = M_{ax} + M_m = S_R \theta \quad (1.11)$$

$$M_{ax} = \sum F_i x_i \quad (1.12)$$

$$M_m = \sum M_i = nK_m \theta \quad (1.13)$$

Και επομένως η πρόσθετη αξονική δύναμη στους πασσάλους λόγω ροπής είναι:

$$F_i = \pm (M/S_R) K_y x_i \quad (1.14)$$

όπου M είναι η συνολική ροπή που μεταφέρεται στην βάση της θεμελίωσης από τις αδρανειακές δυνάμεις της ανωδομής, M_{ax} και M_m είναι η ροπή που παραλαμβάνουν οι πάσσαλοι μέσω της αξονικής τους καταπόνησης και του μοχλοβραχίονα τους σε σχέση με τον πόλο περιστροφής και μέσω της στροφικής τους δυσκαμψίας αντίστοιχα, K_v και K_m είναι η κατακόρυφη και η στροφική δυσκαμψία του πασσάλου αντίστοιχα, θ είναι η αναπτυσσόμενη στροφή στον άκαμπτο κεφαλόδεσμο, x_i είναι η απόσταση του πασσάλου από τον πόλο

περιστροφής και S_R είναι ένας συντελεστής που συνδέει και την στροφική και την αξονική αντίσταση της πασσαλομάδας, που όπως θα χρησιμοποιηθεί στο Κεφάλαιο 3, για την περίπτωση της πασσαλομάδας 3Χ3 ισούται με $S_R=6K_v x_0^2+9K_M$.

1.1.4 Πλαστιμότητα

Σύμφωνα με τον ικανοτικό Σχεδιασμό, μια ικανοποιητική απόκριση ενός βάρου γέφυρας, στηρίζεται στην ικανότητα του βάρου να αναπτύσσει γεωμετρικές μη-γραμμικότητες, μετά από αρκετούς κύκλους φόρτισης, χωρίς όμως να μειώνεται σημαντικά η αντοχή ή η δυσκαμψία του. Αυτό το χαρακτηριστικό, ονομάζεται πλαστιμότητα (ductility). Η πλαστιμότητα επιτυγχάνεται μέσω του διαμήκους και του εγκάρσιου οπλισμού (οπλισμός περίσφυξης) του βάρου. Όταν αυτός ο οπλισμός είναι επαρκής, προσδίδει υψηλά επίπεδα πλαστιμότητας στο μέλος, και προλαμβάνει τον πρόωρο λυγισμό του διαμήκους οπλισμού και την ψαθυρής μορφής, διατμητική αστοχία.

Η πλαστιμότητα των συμβατικών συστημάτων, δηλαδή των συστημάτων, των οποίων η θεμελίωση σχεδιάζεται ελαστική και επιτρέπεται η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στην ανωδομη, υπολογίζεται από την σχέση:

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \quad (1.15)$$

όπου Δ_u και Δ_y είμαι η μετατόπιση που αστοχεί, και που εισέρχεται στον μη-γραμμικό του κλάδο, το μέλος, αντίστοιχα. Αλλιώς μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$\mu_{\Delta} = \frac{M_u}{M_n} + 3(\mu_r - 1) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right)$$

(1.16)

όπου L είναι το ύψος του βάρου και L_p είναι το μήκος της πλαστικής άρθρωσης που αναπτύσσεται στην βάση του βάρου.

Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης, μπορεί να εκτιμηθεί από την σχέση:

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl}^3 / 0.044 f_{ye} d_{bl}$$

(1.17)

όπου f_{ye} είναι η τάση διαρροής του διαμήκους οπλισμού (σε MPa), και d_{bl} είναι η διάμετρος του διαμήκους οπλισμού.

Όσον αφορά την πλαστιμότητα για τα μη συμβατικά συστήματα, στα οποία επιτρέπεται η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης στην θεμελίωση και όχι στην ανωδομή, η πλαστιμότητα υπολογίζεται ως εξής:

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y = h\theta_u / h\theta_y = \theta_u / \theta_y \quad (1.18)$$

Η διαθέσιμη πλαστιμότητα του σκυροδέματος (περισφυγμένου) διαφέρει πάρα πολύ από αυτή του εδάφους. Στατικές μονοτονικές φορτίσεις αποδεικνύουν ότι με την νέα φιλοσοφία Σχεδιασμού (αντίστροφος ικανοτικός Σχεδιασμός), επιτυγχάνεται παραπάνω από 2 φορές μεγαλύτερη πλαστιμότητα.

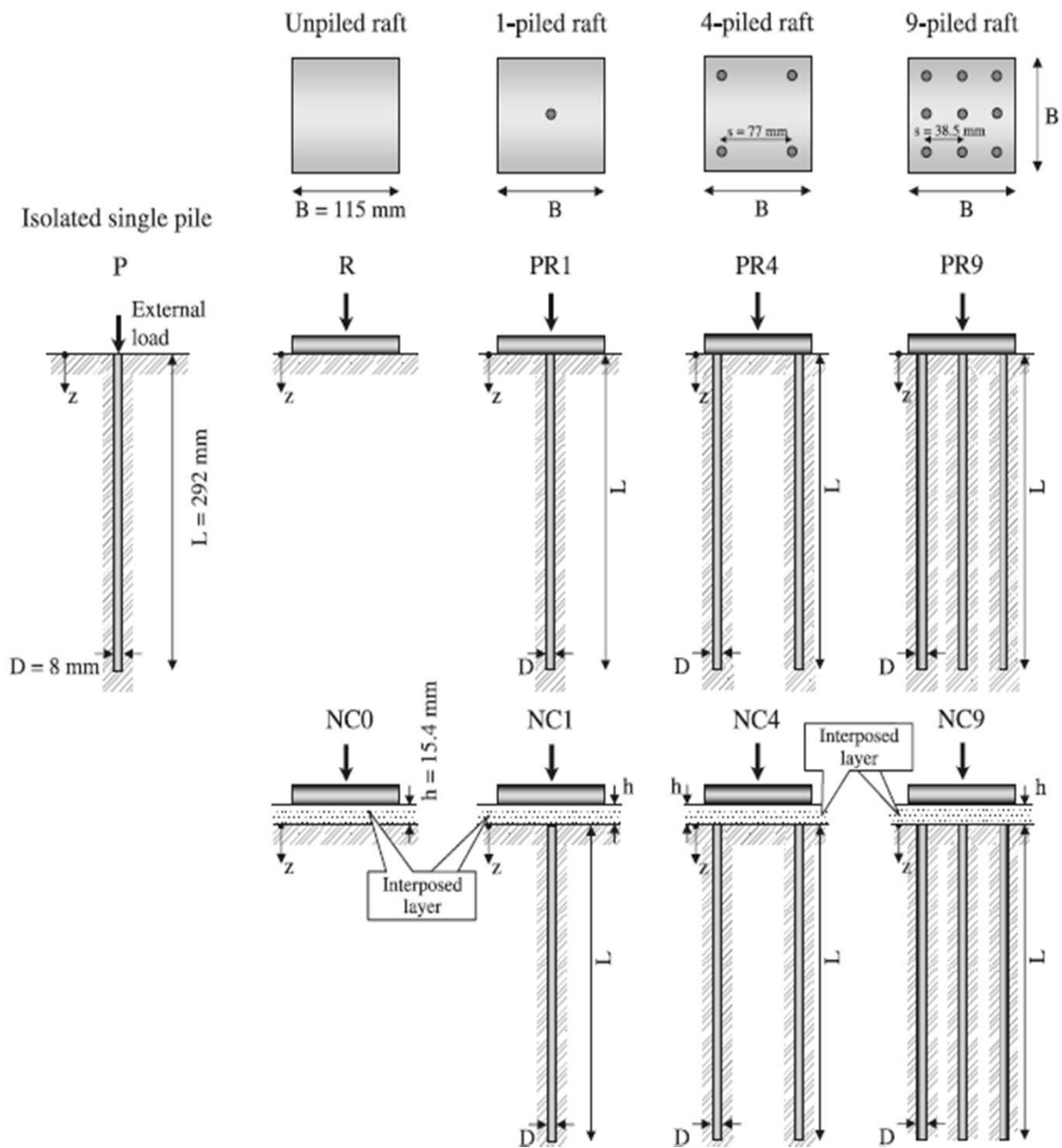
1.2 Σκοπός της εργασίας

Αναλύοντας τις εργασίες που έχουν γίνει διεθνώς, αντιλαμβανόμαστε την ανάγκη για περαιτέρω διερεύνηση του συστήματος Θεμελίωσης με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους. Με αυτόν τον τρόπο, θα μπορούν να επιβεβαιωθούν ή να διαψευθούν τα πλεονεκτήματα - συμπεράσματα, που όλοι οι ερευνητές που αναγράφονται παραπάνω, αναφέρθηκαν, χωρίς να έχει προηγηθεί η ανάλογη μελέτη και τελικά χωρίς να παρουσιάζονται οι ανάλογες αποδείξεις, καθώς κατά κύριο λόγο οι διεθνής εργασίες ασχολούνται με στατική κατακόρυφη φόρτιση.

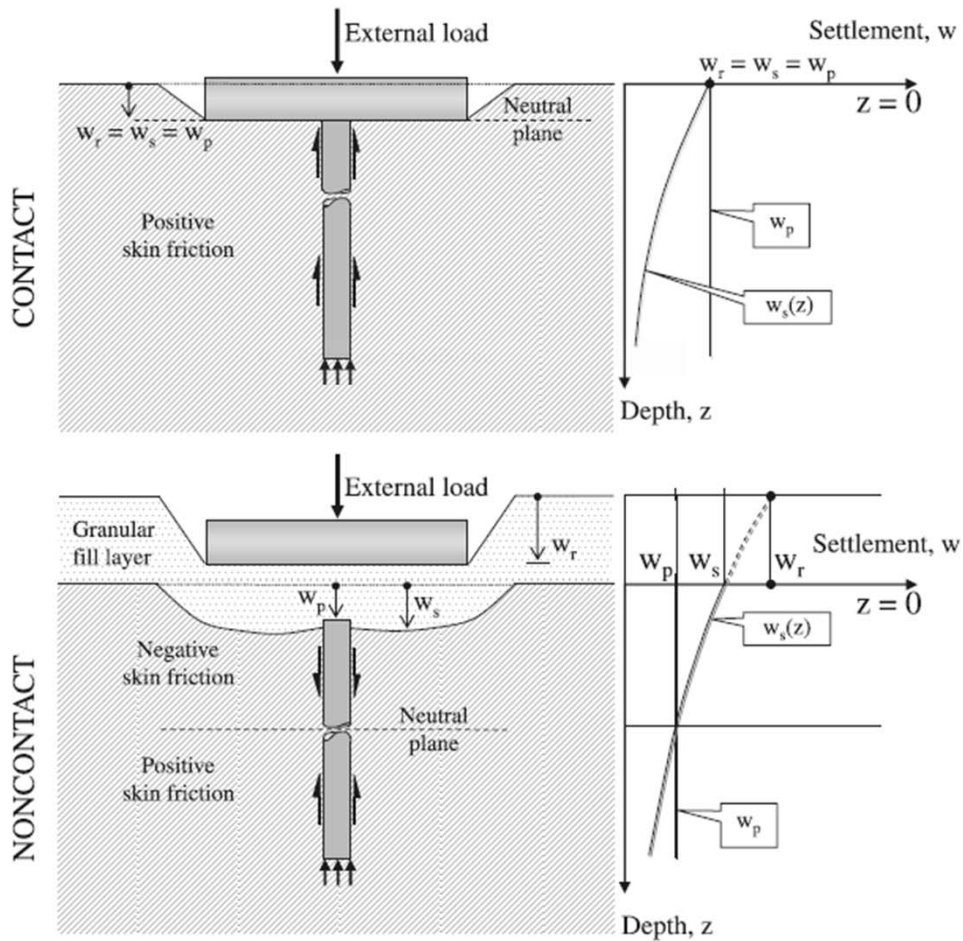
Για τον λόγο αυτό, στην συνέχεια θα σχεδιαστεί η εν λόγω θεμελίωση για μια συγκεκριμένη κατασκευή, θα αναλυθεί, και θα συγκριθεί με άλλες, ευρείας χρήσης θεμελιώσεις ώστε να εντοπιστούν τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της. Επιπλέον θα εξεταστεί και θα συγκριθεί με άλλες, και η μη συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους, καθώς η νέα φιλοσοφία σχεδιασμού, στην οποία αναφερθήκαμε παραπάνω, βρίσκεται στην αιχμή της έρευνας.

Κεφάλαιο 1

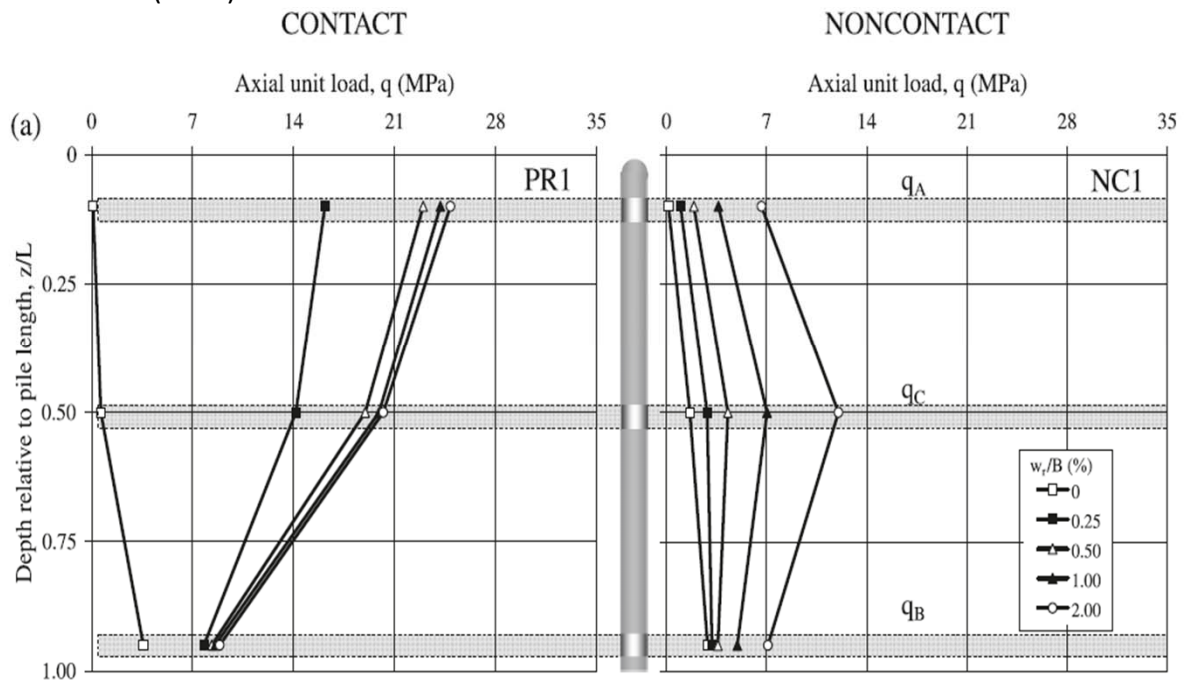
ΣΧΗΜΑΤΑ



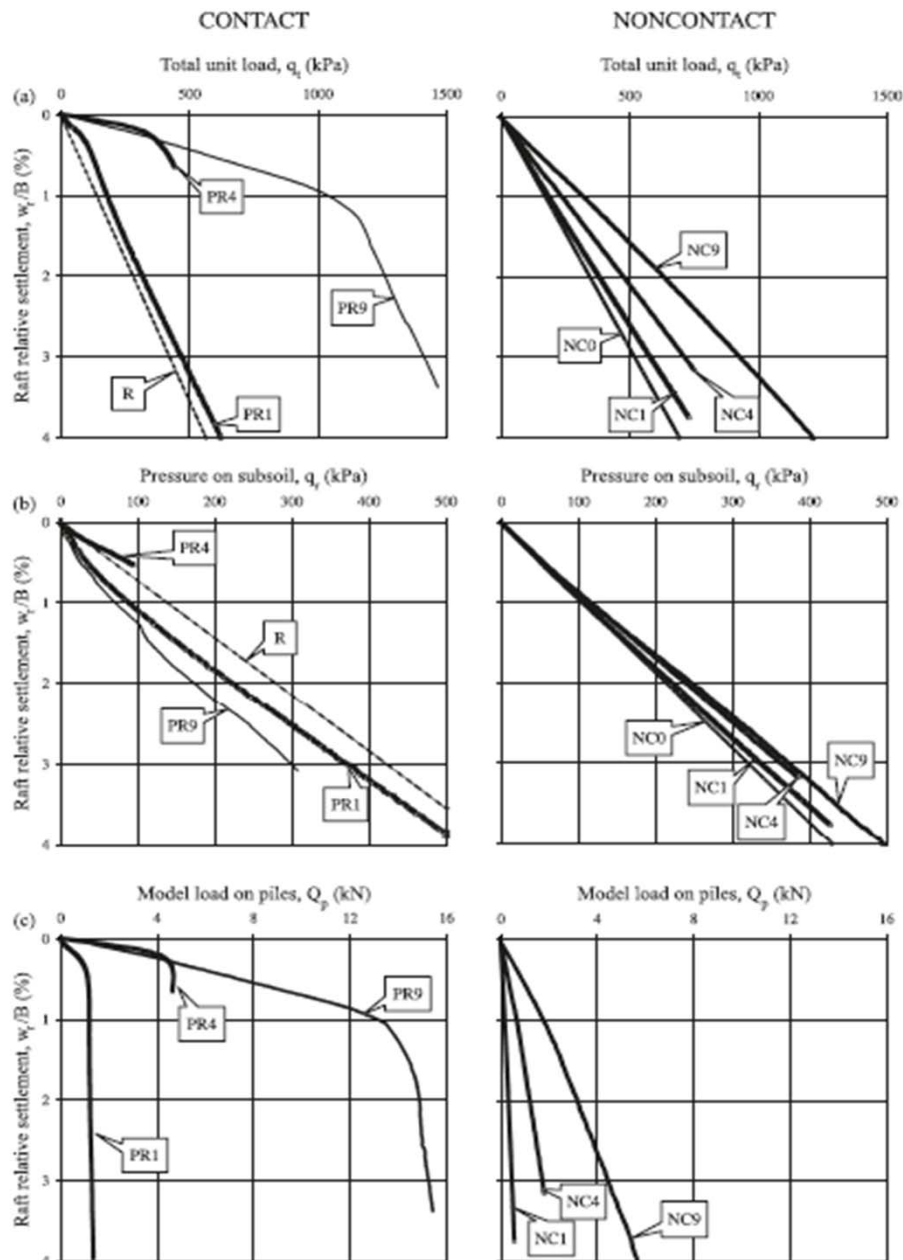
Σχήμα 1.1: Σχηματική απεικόνιση των συστημάτων που δοκιμάστηκαν πειραματικά από τον Fiorenante (2010), όπου P, απομονωμένος πάσσαλος; R, πλάκα; PR i , κεφαλόδεσμος με i αριθμό συνδεδεμένων πασσάλων ($i=1,4,9$); NC j , κεφαλίδεσμος με j αριθμό ασύνδετων πασσάλων ($j=0,1,4,9$).



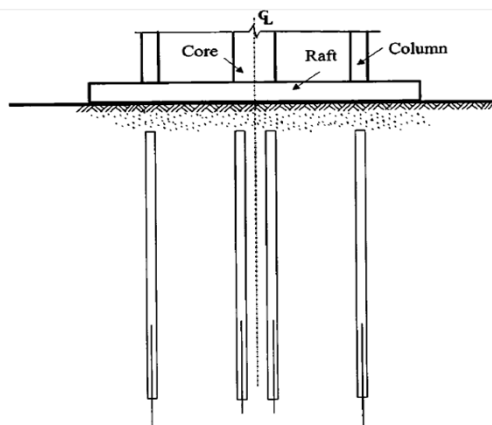
Σχήμα 1.2: Σχηματική απεικόνιση του μηχανισμού μεταφοράς του κατακόρυφου φορτίου στο έδαφος στην περίπτωση συνδεδεμένου και ασύνδευτου με τον κεφαλόδεσμο-πλάκα πάσσαλο, με πιθανό προφίλ της μετατόπισης του εδάφους με το βάθος $w_s(z)$, από τον Fioravante (2010).



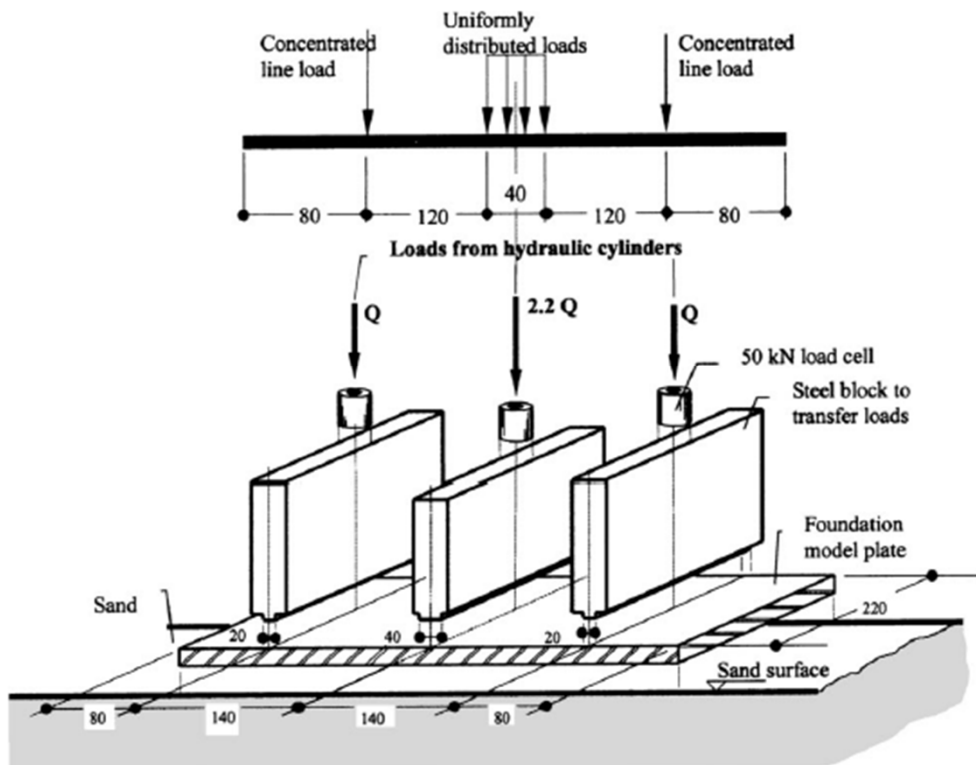
Σχήμα 1.3: Κατανομή της αξονικής δύναμης κατά μήκος του συνδεδεμένου και του ασύνδευτου πασσάλου, για διάφορες τιμές των καθιζήσεων. Περίπτωση θεμελίωσης με 1 πάσσαλο, από τον Fioravante (2010).



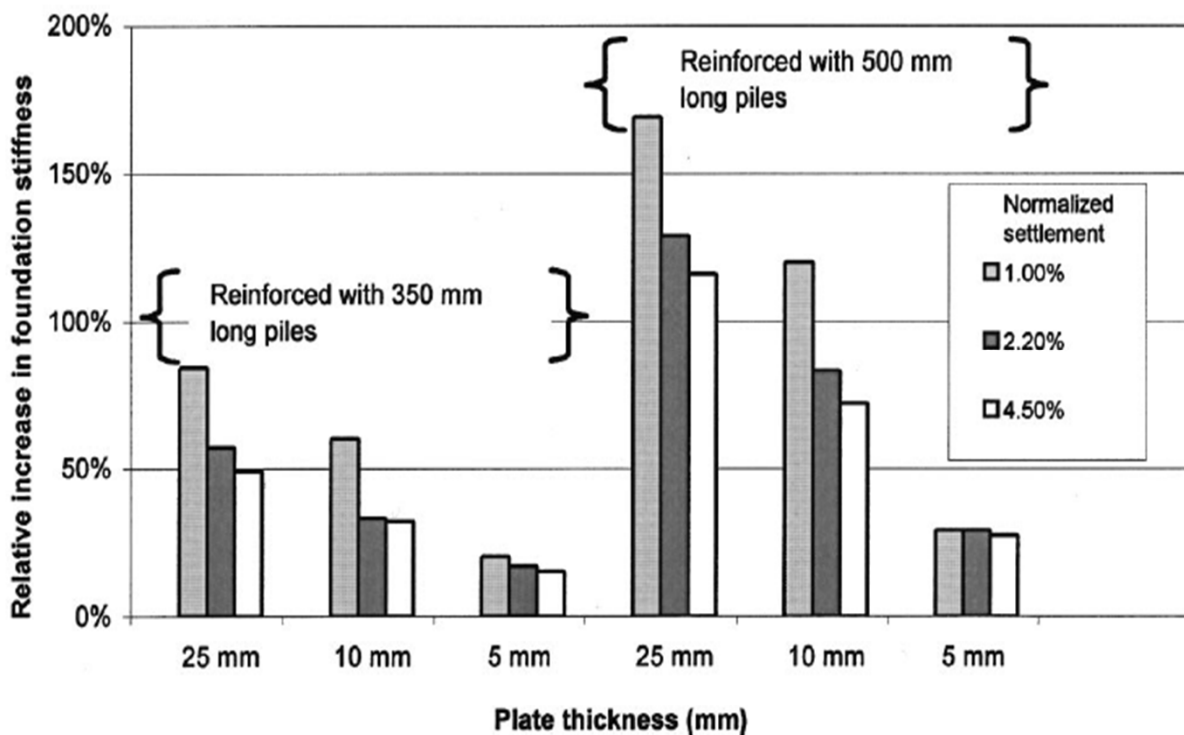
Σχήμα 1.4: Σχέση Κατακόρυφης δύναμης - καθίζησης της θεμελίωσης: (α) συνολική τάση πλάκας q_i ; (β) πιέσεις υπεδάφους q_s ; (γ) δυνάμεις συστήματος πασσάλων Q_p ; από τον Fioravante (2010).



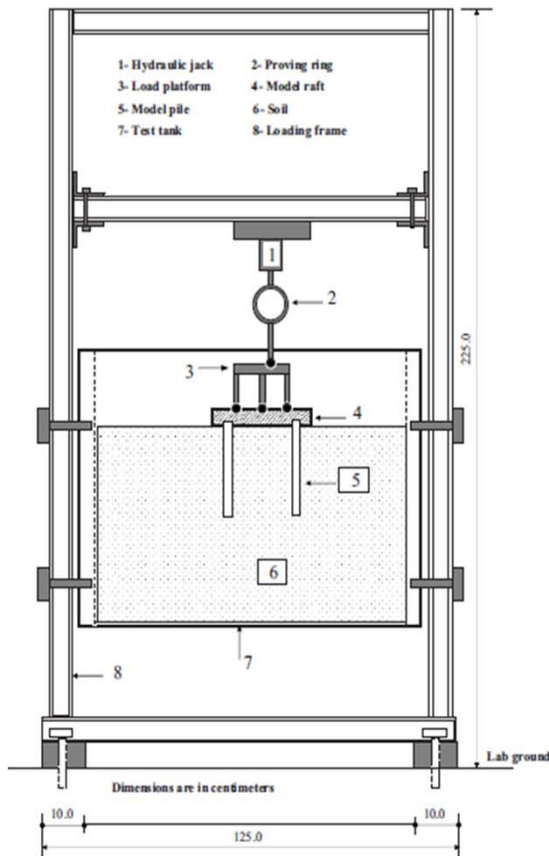
Σχήμα 1.5: Σκαρίφημα της πειραματικής διάταξης με ασύνδετους πασσάλους, ως βελτίωση του εδάφους, από Cao et al. (2004).



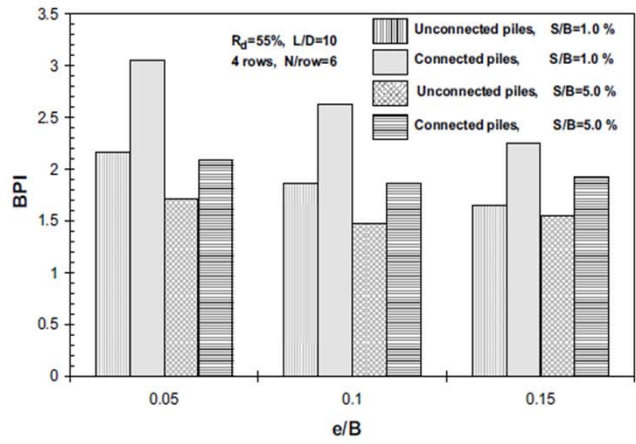
Σχήμα 1.6: Απεικόνιση των επιβαλλόμενων φορτίων και των διαστάσεων της πειραματικής διάταξης, από Cao et al. (2004).



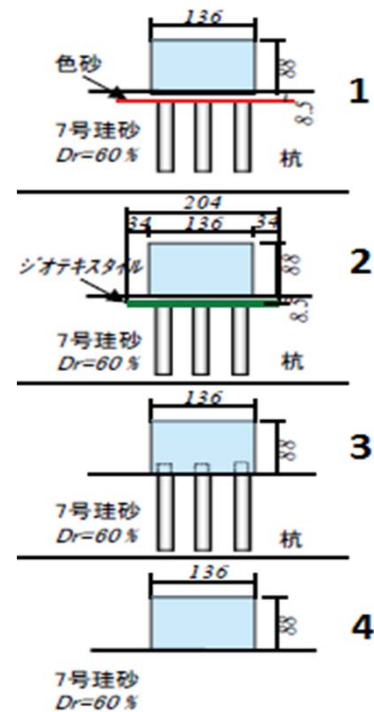
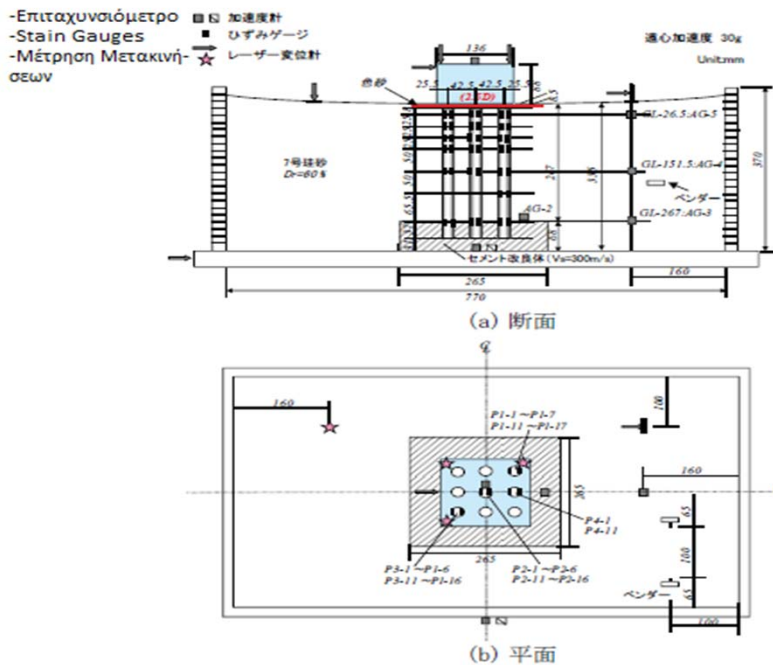
Σχήμα 1.7: Σχετική αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους ως προς την επιφανειακή θεμελίωση για πάχη πλακών 5, 10 και 25 mm και για τιμές της κανονικοποιημένης, ως προς το πλάτος του θεμελίου καθίζησης, 1, 2.2 και 4.5%, από Cao et al. (2004).



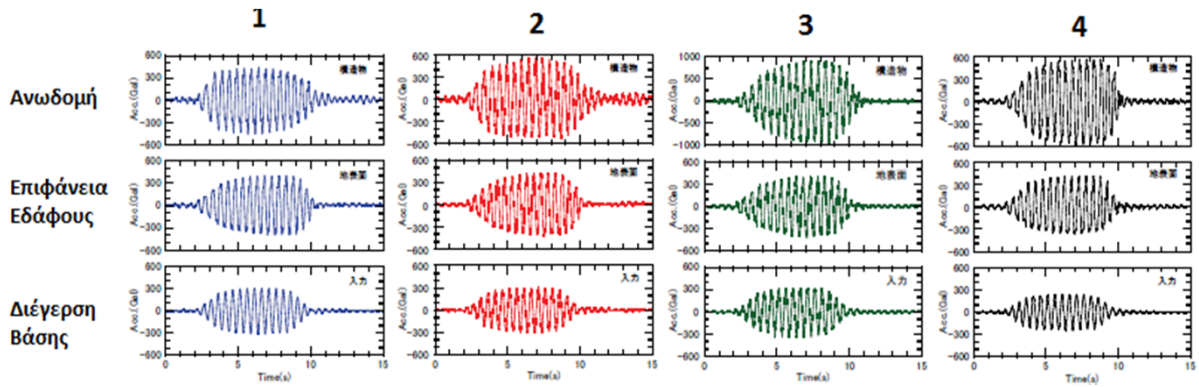
Σχήμα 1.8: Πειραματική διάταξη, από Sawwaf (2010).



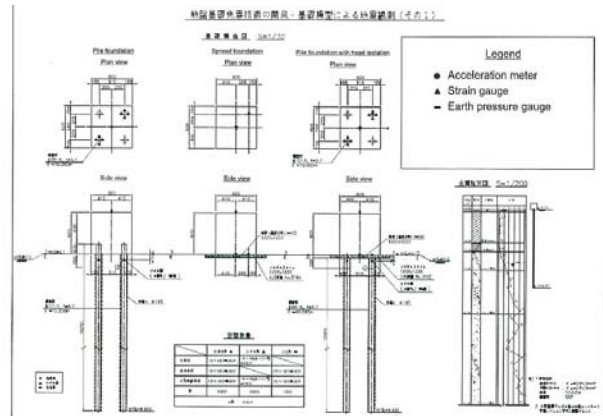
Σχήμα 1.9: Μεταβολή της τιμής του δείκτη BPI (ο λόγος της τάσης που παραλαμβάνει το θεμέλιο με πασσάλους, ασύνδετους ή συνδεδεμένους, προς την αντίστοιχη τάση του επιφανειακού θεμελίου, για την ίδια τιμή της καθίζησης), ως προς την εκκεντρότητα e/B , για ασύνδετους και συνδεδεμένους πασσάλους με καθίζηση 1 και 5% του πλάτους του θεμελίου, σχετική πυκνότητα εδάφους 55%, 24 πασσάλους και μήκος πασσάλων ίσο με 10 διαμέτρους, από Sawwaf (2010).



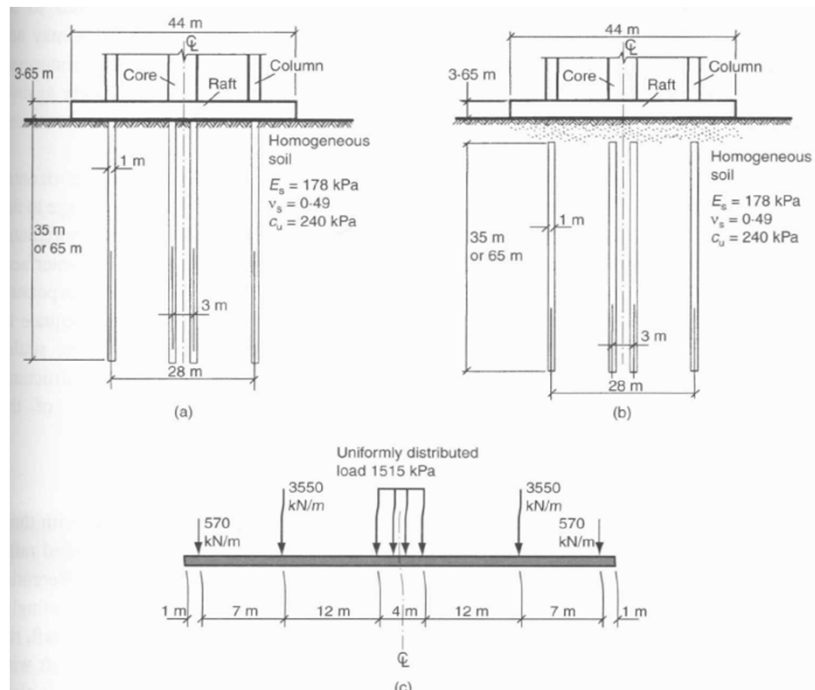
Σχήμα 1.10: Πειραματική διάταξη θεμελίωσης 1) με ασύνδετους πασσάλους και παρεμβalόμενο έδαφος, 2) με ασύνδετους πασσάλους και παρεμβalόμενο έδαφος και γεωύφασμα, 3) με συνδεδεμένους πασσάλους και 4) επιφανειακής, από Kimata et al. (2012).



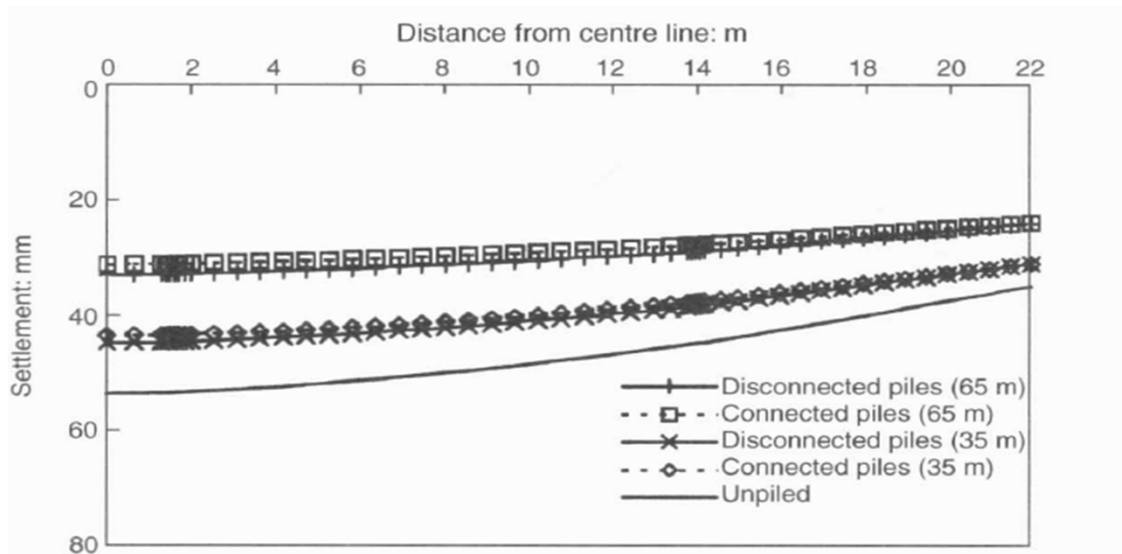
Σχήμα 1.11: Επιταχύνσεις στην ανωδομή, στην επιφάνεια του εδάφους και στην βάση της δεξαμενής, για θεμελίωση 1) με ασύνδετους πασσάλους και παρεμβalόμενο έδαφος, 2) με ασύνδετους πασσάλους και παρεμβalόμενο έδαφος και γεωύφασμα, 3) με συνδεδεμένους πασσάλους και 4) επιφανειακή, από Kimata et al. (2012).



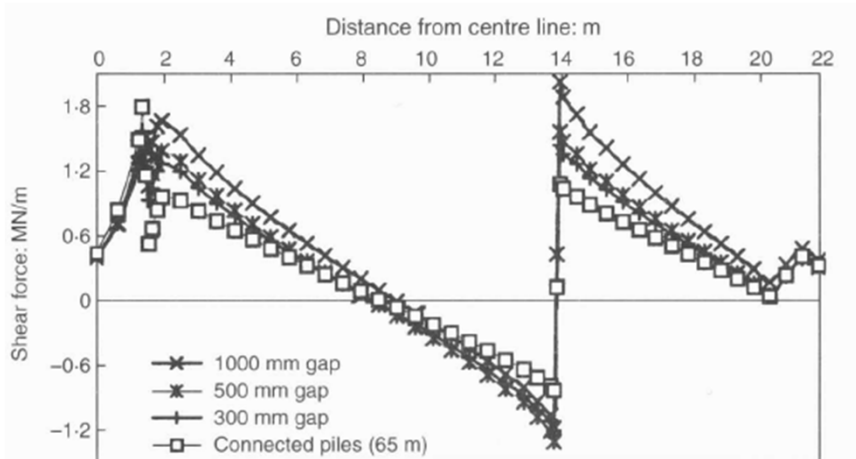
Σχήμα 1.12: Φωτογραφία και τομή των τριών πραγματικών συστημάτων θεμελίωσης που κατασκευάστηκαν στο ύπαιθρο για να μελετηθεί η απόκρισή τους από επιβολή σεισμικών διεγέρσεων, Kimata et al. (2012).



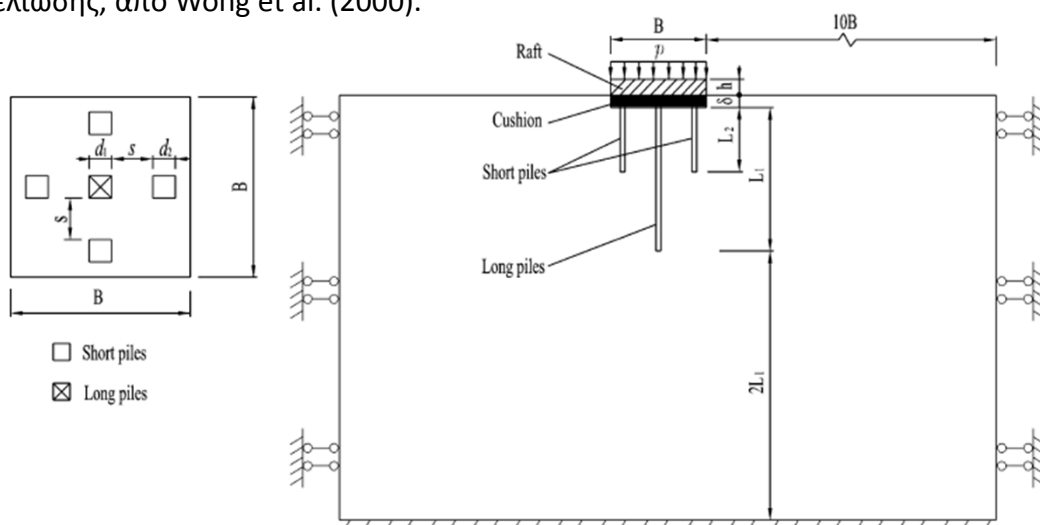
Σχήμα 1.13: Σχηματική απεικόνιση των δύο συγκρινόμενων μοντέλων θεμελίωσης (a) και (b), και των φορτίων που ασκούνται στην θεμελίωση, από Wong et al. (2000).



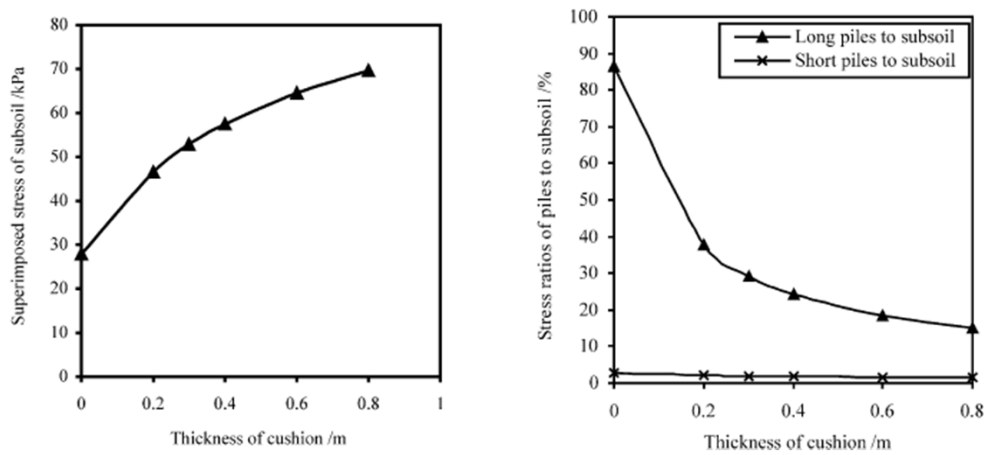
Σχήμα 1.14: Σύγκριση καθίζησης κάτω από την μισή πλάκα, για την επιφανειακή θεμελίωση και τις θεμελιώσεις με συνδεδεμένους και ασύνδετους πασσάλους, από Wong et al. (2000).



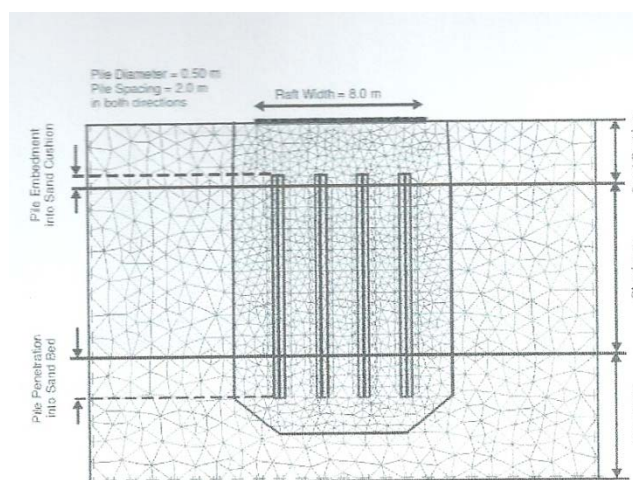
Σχήμα 1.15: Σύγκριση της τέμνουσας δύναμης στην μισή πλάκα θεμελίωσης για θεμελίωση με συνδεδεμένους πασσάλους και με ασύνδετους για διάφορα πάχη παρεμβalόμενου εδάφους μεταξύ της κεφαλής των πασσάλων και της πλάκας θεμελίωσης, από Wong et al. (2000).



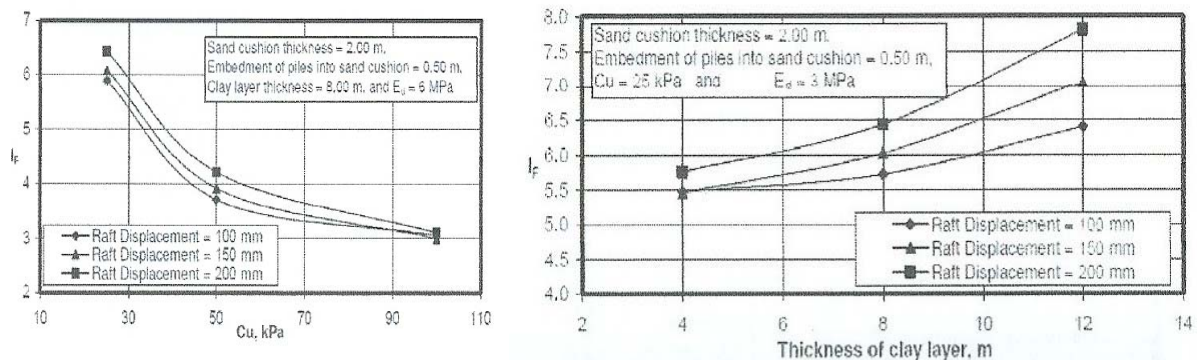
Σχήμα 1.16: Σχηματική απεικόνιση του μοντέλου που προσομοιώθηκε αριθμητικά, από Liang et al. (2003).



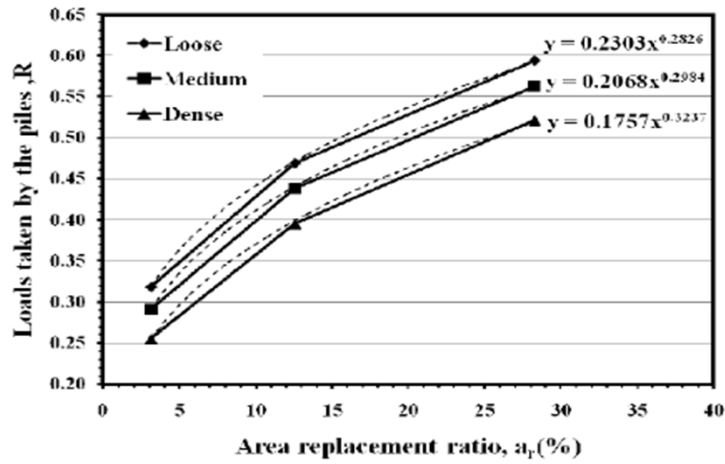
Σχήμα 1.17: Σύγκριση της τάσης του εδάφους (αριστερά) και των πασσάλων (δεξιά) και του πάχους του παρεμβαλλόμενου στρώματος μεταξύ της κεφαλής των πασσάλων και της πλάκας θεμελίωσης, από Liang et al. (2003).



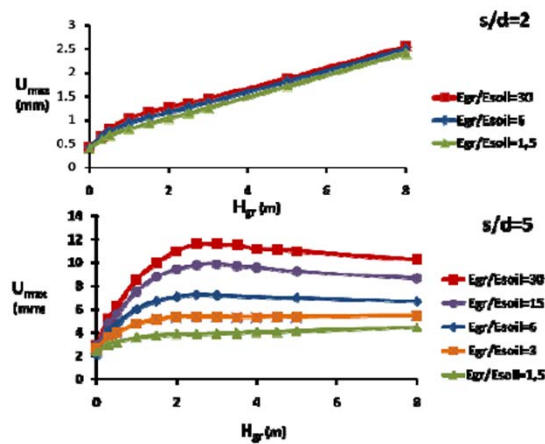
Σχήμα 1.18: Αριθμητική προσομοίωση θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους, από Abrabbo et al. (2004).



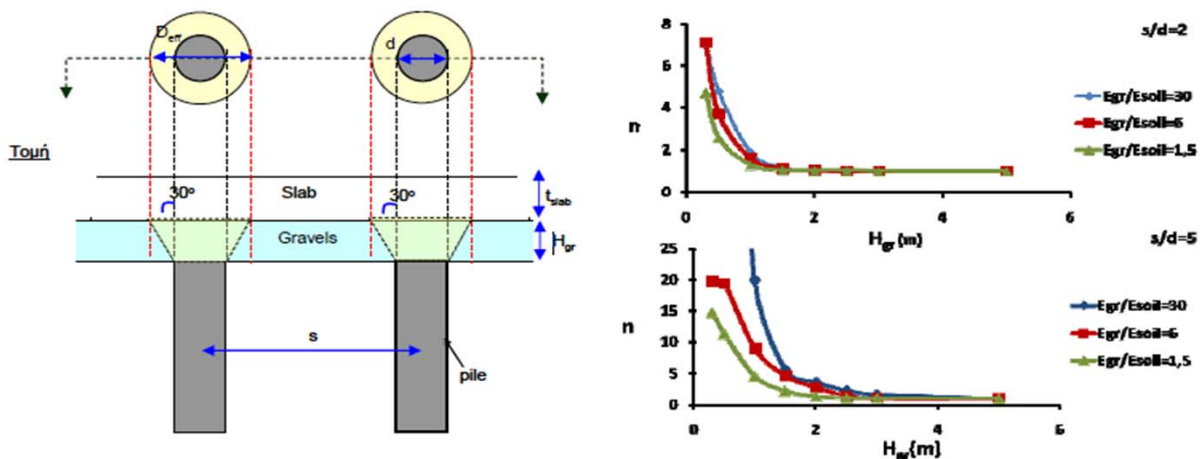
Σχήμα 1.19: Συσχέτιση του συντελεστή βελτίωσης με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή (αριστερά) και με το πάχος του στρώματος της αργίλου (δεξιά), για τιμές των καθιζήσεων της πλάκας θεμελίωσης 100, 150 και 200 mm, με όλες τις άλλες μεταβλητές σταθερές, από Abrabbo et al. (2004).



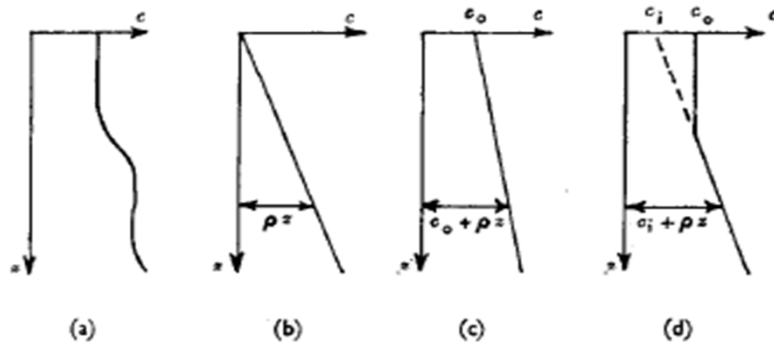
Σχήμα 1.20: Σχέση μεταξύ του συνολικού εμβαδού των πασσάλων προς το εμβαδό του θεμελίου a_r και του λόγου του φορτίου που παραλαμβάνουν οι πάσσαλοι, προς το συνολικό φορτίο που παραλαμβάνουν οι πάσσαλοι και το έδαφος μαζί, R , από Choi et al. (2009).



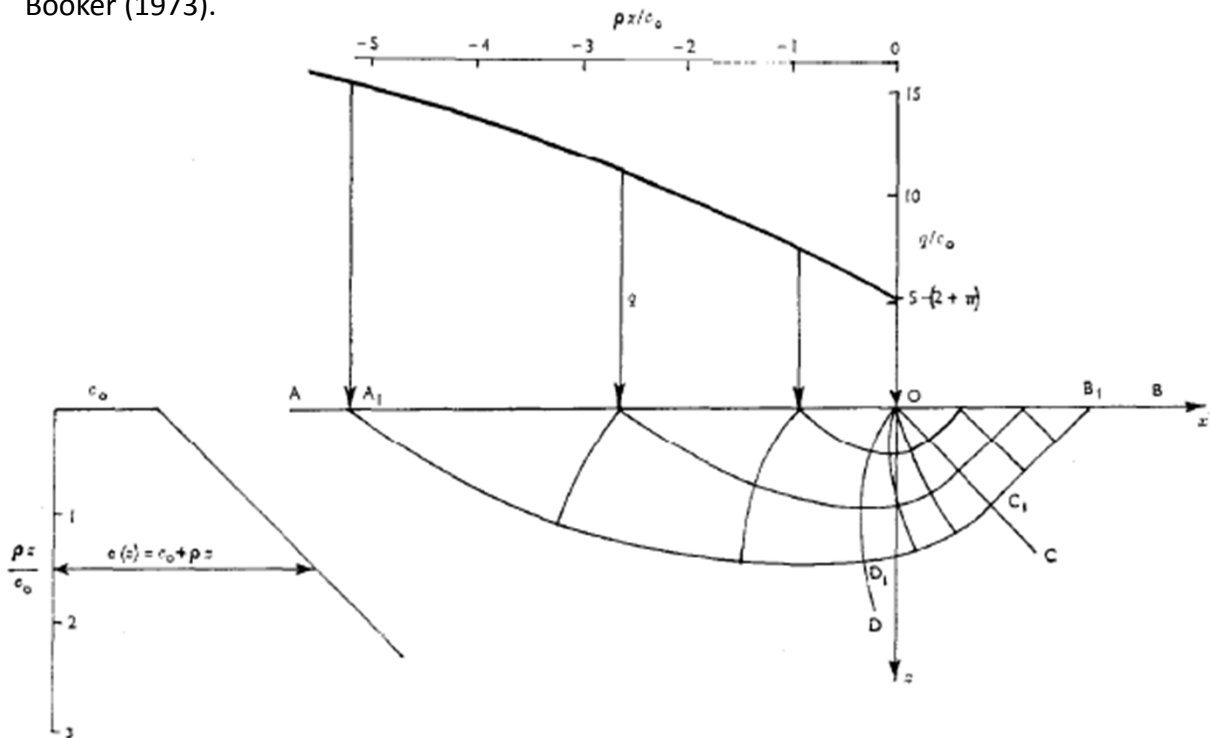
Σχήμα 1.21: Σχέση μεταξύ της μέγιστης καθίζησης της πλάκας (U_{max}) και του πάχους του παρεμβαλλόμενου στρώματος (H_{gr}), για τιμές απόστασης προς διάμετρο πασσάλων (s/d) 2 και 5 και για διάφορες τιμές της σχετικής δυστημσίας παρεμβαλλόμενου στρώματος και εδάφους (E_{gr}/E_{soil}), από Gerolymos et al. (2010).



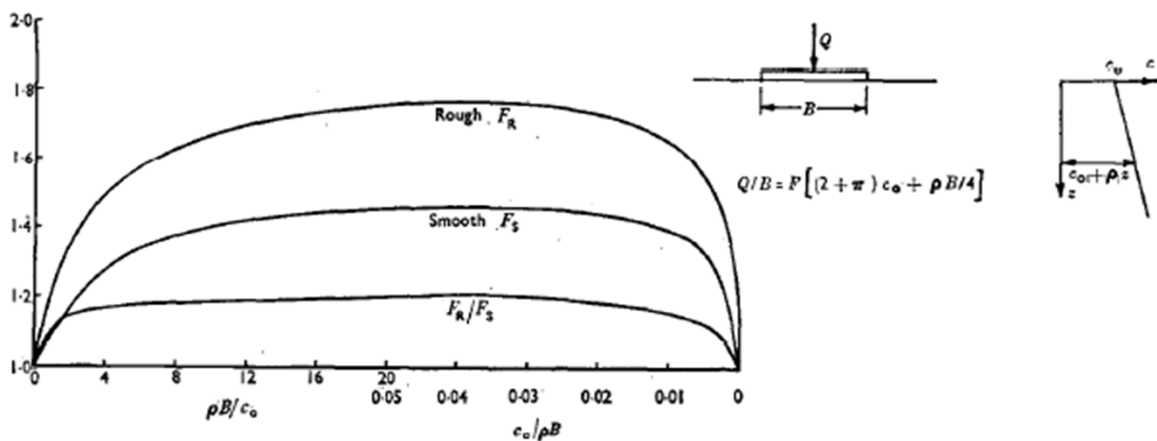
Σχήμα 1.22: Υπολογισμός της ισοδύναμης διαμέτρου D_{eff} (αριστερά) και σχέση συντελεστή συγκέντρωσης τάσεων $n = \sigma_p / \sigma_s$ με το πάχος του παρεμβαλλόμενου στρώματος H_{gr} , για διάφορους λόγους E_{gr}/E_{soil} , από Gerolymos et al. (2010).



Σχήμα 1.23: Σκαρίφημα των προφίλ του ζδάφους που εξετάστηκαν από τους Davis and Booker (1973).



Σχήμα 1.24: Σχηματική απεικόνιση των επιφανειών αστοχίας λόγω επιφανειακής φόρτισης σε ανομοιογενές στρώμα αργίλου, από Davis and Booker (1973).



Σχήμα 1.25: Υπολογισμός του αδιάστατου συντελεστή F_R και F_S για τραχύ και λείο επιφανειακό θεμέλιο αντίστοιχα, συναρτήσει του λόγου $\rho B/c_0$, όπου B το πλάτος του θεμελίου, ρ η κλίση με την οποία αυξάνεται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή με το βάθος και c_0 η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στην επιφάνεια του εδάφους, από Davis and Booker (1973).

Κεφάλαιο 2

ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο, σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η σύγκριση της απόκρισης διάφορων τύπων θεμελίωσης ενός βάθρου γέφυρας σε μονοτονική, και σεισμική φόρτιση. Αναλυτικότερα εξετάζονται το επιφανειακό θεμέλιο, η πασσαλομάδα και η θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους. Η τελευταία εξετάστηκε και αντισυμβατικά, όπως και το επιφανειακό θεμέλιο.

Όλα τα παραπάνω συστήματα, θεμελιώνονται σε ανομοιογενές στρώμα αργίλου, βάθους z . Η άργιλος υπέρκειται άκαμπτου βραχώδους υποβάθρου. Σκαριφηματικά τα συμβατικά συστήματα απεικονίζονται στο **Σχήμα 2.1** και τα αντισυμβατικά στο **Σχήμα 2.2**.

2.1 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων

Στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus διαμορφώθηκε τρισδιάστατο προσομοίωμα για την διεξαγωγή στατικών (μονοτονικών και ανακυκλικών) και δυναμικών αναλύσεων.

Σύμφωνα με τον Priestley (1996), η δυναμική συμπεριφορά γεφυρών κανονικού σχήματος που διεγείρονται κατά την εγκάρσια διεύθυνση, μπορεί να προσεγγιστεί αδρά με την προσομοίωση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Επομένως για την προσομοίωση του βάθρου χρησιμοποιήθηκαν ελαστικά, στις στατικές φορτίσεις και ανελαστικά στις δυναμικές, στοιχεία δοκού (B31) κυκλικής διατομής, ενώ το κατάστρωμα αναπαριστάται απλώς από ένα στοιχείο συγκεντρωμένης μάζας. Το θεμέλιο στην επιφανειακή θεμελίωση και στην θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους, καθώς και ο κεφαλόδεσμος στην πασσαλομάδα, προσομοιώνονται με ελαστικά οκτακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου (C3D8) και θεωρούνται άκαμπτοι. Το έδαφος προσομοιώνεται με μη-γραμμικά στοιχεία συνεχούς μέσου (C3D8) και η ανομοιογένειά του προσδιορίζεται μέσω της εισαγωγής στρώσεων ομοιογενούς εδάφους 2 μέτρων, οι οποίες έχουν τις ιδιότητες του πραγματικού εδάφους στο μέσον της κάθε στρώσης.

Οι πάσσαλοι προσομοιώνονται με ελαστικά οκτακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου (C3D8), τα οποία θεωρούνται αβαρή και ορίζουν λόγω της γεωμετρίας τους την αλληλεπίδραση του πασσάλου με το έδαφος. Η δυσκαμψία, ο λόγος Poisson, και επομένως η συμπεριφορά του πασσάλου εισάγεται μέσω ελαστικών στοιχείων δοκού (B31), κυκλικής διατομής, τα οποία διέρχονται από το κέντρο των στοιχείων συνεχούς μέσου. Για να λειτουργεί ο πάσσαλος ως κάτι ενιαίο και τα στοιχεία συνεχούς μέσου να ακολουθούν την κίνηση των στοιχείων δοκού, σε κάθε στάθμη, όπου ενώνονται καθ' ύψος τα στοιχεία (C3D8) μεταξύ τους, συνδέονται όλοι οι κόμβοι με τον κεντρικό με άκαμπτα επίσης στοιχεία δοκού (MPC). Από τον κεντρικό κόμβο, όπως προαναφέρθηκε, διέρχονται τα στοιχεία δοκού του πασσάλου και επιβάλλουν στα στοιχεία συνεχούς μέσου να τα "ακολουθούν" σε οποιαδήποτε

κίνησή τους. Με αυτόν τον τρόπο στα σημεία αυτά καθ' ύψος σχηματίζονται άκαμπτοι δίσκοι, στους οποίους επιτρέπεται η στροφή, αρκεί οι δίσκοι αυτοί να παραμένουν κάθετοι στον άξονα των στοιχείων δοκού του κάθε πασσάλου. Ένας εναλλακτικός τρόπος προσομοίωσης είναι η χρήση στοιχείων κελύφους, τα οποία όμως είναι πιο σύνθετα και δεν έχουν διαφορά στα αποτελέσματα, αν ο κάρναβος που θα χρησιμοποιηθεί στους πασσάλους και γύρω τους είναι αρκετά πυκνός. Το μόνο πλεονέκτημά τους είναι η σαφής απεικόνιση των παραμορφώσεων και η αναπαράσταση φαινομένων λυγισμού, που τα καθιστούν απαραίτητα σε άλλους τύπους προβλημάτων, όπως σε προσομοίωση αγωγών.

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους-θεμελίου και εδάφους-πασσάλου χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία διεπιφάνειας. Αυτά επιτρέπουν την ολίσθηση και την αποκόλληση μεταξύ του εδάφους και των στοιχείων της θεμελίωσης και επομένως προσεγγίζουν ρεαλιστικά την απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης, επιτρέποντας την εμφάνιση του λικνισμού της κατασκευής και του ανασηκώματος του θεμελίου. Επιλέχθηκε εκθετικός νόμος επαφής στην διεπιφάνεια, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.3**, στον οποίο ορίζονται δύο τιμές, η τιμή p_0 που ορίζει την τυπική τιμή της πίεσης στην διεπιφάνεια όταν η μετακίνηση στην επαφή είναι μηδενική και η τιμή c_0 η οποία καθορίζει την μικρή μετακίνηση για την οποία επιτρέπεται ο εφελκυσμός, ακόμα και για εδαφικά υλικά, ώστε να μην υπάρξει αριθμητική αστοχία. Και οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν, αλλά και ο εκθετικός νόμος χρησιμοποιούνται κατά κόρον στην βιβλιογραφία για προβλήματα όπως αυτά που μελετώνται στην παρούσα εργασία.

Όσον αφορά την τριβή που εισάγεται στις προαναφερθείσες διεπιφάνειες, χρησιμοποιήθηκε ένας τυπικός συντελεστής τριβής ίσος με 0.7 για την επαφή εδάφους-θεμελίου, για όλα τα συστήματα θεμελίωσης ώστε να υπάρχει άμεση σύγκριση, και ένα ποσοστό της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, ίσο με 60%, για την επαφή εδάφους-πασσάλων. Το ποσοστό αυτό έχει αποδειχθεί σε προηγούμενες εργασίες ότι προσεγγίζει ικανοποιητικά την πραγματικότητα σε μέτριας σκληρότητας στρώμα αργίλου.

Σχετικά με την γεωμετρία του μοντέλου, επιλέχθηκε η προσομοίωση εδάφους σε απόσταση $3B$ δεξιά και αριστερά του θεμελίου, όπου B είναι το πλάτος του θεμελίου. Ως προς την άλλη διεύθυνση στο επιφανειακό συμβατικό θεμέλιο προσομοιώθηκε πάλι μήκος $3B$ του εδάφους, ενώ στα υπόλοιπα συστήματα, μήκος $2B$ για οικονομία υπολογιστικού κόστους, μιας και δεν υπάρχει επιβαλλόμενη κίνηση στην διεύθυνση αυτή. Όπως προαναφέρθηκε το βάθος του εδάφους είναι στα 30 μέτρα. Στην βάση του μοντέλου δεσμεύτηκαν οι μετακινήσεις κατά τις τρεις διευθύνσεις, ώστε να ισοδυναμούν με την ύπαρξη βραχώδους υποβάθρου. Για οικονομία χρόνου και υπολογιστικού κόστους προσομοιώνεται μόνο το μισό μοντέλο, χάρις στην συμμετρία του προβλήματος. Κινηματικοί περιορισμοί

επιβαλλόμενη στο επίπεδο συμμετρίας, οι οποίοι εμποδίζουν την στροφή και μετακίνηση εκτός του επιπέδου αυτού. Επίσης για λόγους οικονομίας στα υπολογιστικά μέσα, το έδαφος προσομοιώθηκε σε δύο "ομάδες", την εσωτερική και την εξωτερική. Η εσωτερική είναι αυτή που περιέχει την θεμελίωση και απαιτεί πυκνό κάρναβο πεπερασμένων στοιχείων, ενώ η εξωτερική είναι η πιο απομακρυσμένη και αποτελείται από μεγαλύτερων διαστάσεων στοιχεία, μειώνοντας με αυτόν τον τρόπο σημαντικά τον αριθμό των στοιχείων. Η πρώτη εκτείνεται σε απόσταση $1.5B$ από το άκρο του θεμελίου για το συμβατικό επιφανειακό θεμέλιο, ενώ περιορίζεται στο B για τα υπόλοιπα μοντέλα, λόγω της απαίτησης ακόμα μικρότερων στοιχείων στο έδαφος και στους πασσάλους, ώστε να προσομοιώνουν ικανοποιητικά την συμπεριφορά των τελευταίων.

Για να αποκριθεί ρεαλιστικά το αριθμητικό μας μοντέλο στην σεισμική φόρτιση, το μέγιστο ύψος των στοιχείων επιλέχθηκε έτσι ώστε να μπορεί να περιγράψει την διάδοση των κυμάτων καθ' ύψος (να είναι δηλαδή μικρότερο ή ίσο με το μήκος κύματος δια 8). Επιπλέον τα άκρα του εδάφους στο μοντέλο, κατά την διεύθυνση που επιβάλλεται η σεισμική διέγερση (άξονας x), που έχουν τις ίδιες συντεταγμένες στις διευθύνσεις y και z , αλλά αντίθετες στην x , συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτα στοιχεία δοκού, ώστε να μετακινούνται μαζί κατά την σεισμική φόρτιση προσεγγίζοντας την πραγματική απόκριση του εδάφους, αλλά και των εργαστηριακών δοκιμών (laminar box).

Όλες αυτές οι λεπτομέρειες προσομοίωσης που αναφέρθηκαν παραπάνω, συνοψίζονται γραφικά στο **Σχήμα 2.4**.

2.2 Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα

Για την προσομοίωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο διαρροής Von Mises με μη-γραμμικό νόμο κράτυνσης και συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής, το οποίο είναι κατάλληλο για την προσομοίωση της συμπεριφοράς αργιλικών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Σύμφωνα με το κριτήριο Von Mises, η εξέλιξη των τάσεων ορίζεται με την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma = \sigma_0 + \alpha \quad (1.15)$$

όπου σ_0 είναι η τιμή της τάσης σε μηδενική πλαστική παραμόρφωση και α είναι η συνιστώσα της κινηματικής κράτυνσης που ορίζει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στον χώρο των τάσεων. Με στην συνάρτηση F ορίζεται η ανεξάρτητη από

τις τάσεις επιφάνεια διαρροής:

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma_o \quad (1.16)$$

όπου η $f(\sigma - \alpha)$ είναι η ισοδύναμη τάση Mises συνυπολογίζοντας το α .

Η πλαστική ροή θεωρείται συσχετισμένη και επομένως ισχύει:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\varepsilon}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (1.17)$$

Η εξέλιξη των τάσεων αποτελείται από δύο συνιστώσες:

- ✚ Έναν ιστροπικό νόμο κράτυνσης, ο οποίος περιγράφει την μεταβολή της ισοδύναμης τάσης που ορίζει το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής σ_o ως μία συνάρτηση της πλαστικής παραμόρφωσης $\bar{\varepsilon}^{pl}$:

$$\sigma_o = \sigma_o + Q_\infty \left(1 - e^{-b\bar{\varepsilon}^{pl}}\right) \quad (1.18)$$

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

- ✚ Έναν μη-γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης που περιγράφει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο πεδίο των τάσεων. Ο νόμος αυτός ορίζεται ως η υπέρθεση ενός καθαρά κινηματικού όρου (γραμμικός νόμος κράτυνσης Ziegler) και ενός νόμου χαλάρωσης, που εισάγει μη-γραμμική συμπεριφορά. Η εξέλιξη της κινηματικής συνιστώσας της τάσης διαρροής περιγράφεται από την εξίσωση:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_o} (\sigma - \alpha) \dot{\varepsilon}^{pl} - \gamma \alpha \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (1.19)$$

όπου $C = \sigma_y / \varepsilon_y = E = 2(1 + \nu)G_o$, είναι δηλαδή το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του κινηματικού νόμου κράτυνσης και γ είναι η παράμετρος που καθορίζει τον ρυθμό μείωσης της κινηματικής κράτυνσης κατά την αύξηση της πλαστικής παραμόρφωσης.

Στο **Σχήμα 2.5** απεικονίζεται η εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ιστροπικής κράτυνσης, μονοδιάστατα και τρισδιάστα, του καταστατικού προσομοιώματος του εδάφους.

Σύμφωνα με τον νόμο εξέλιξης για την κινηματική συνιστώσα της κράτυνσης, η τιμή της α πρέπει να βρίσκεται μέσα σε κύλινδρο ακτίνας: $\sqrt{2/3} C/\gamma$. Εφόσον η

επιφάνεια διαρροής είναι φραγμένη, συνεπάγεται ότι όλα τα τασικά σημεία πρέπει να βρίσκονται εντός κυλίνδρου με ακτίνα $\sqrt{2/3} \sigma_y$, όπου σ_y είναι η τάση διαρροής.

Για την περίπτωση της αργίλου, που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, η μέγιστη τάση διαρροής υπό αστράγγιστες συνθήκες είναι:

$$\sigma_y = C/\gamma + \sigma_0 \quad (1.20)$$

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

$$\sigma_y = \sqrt{3}S_u \quad (1.21)$$

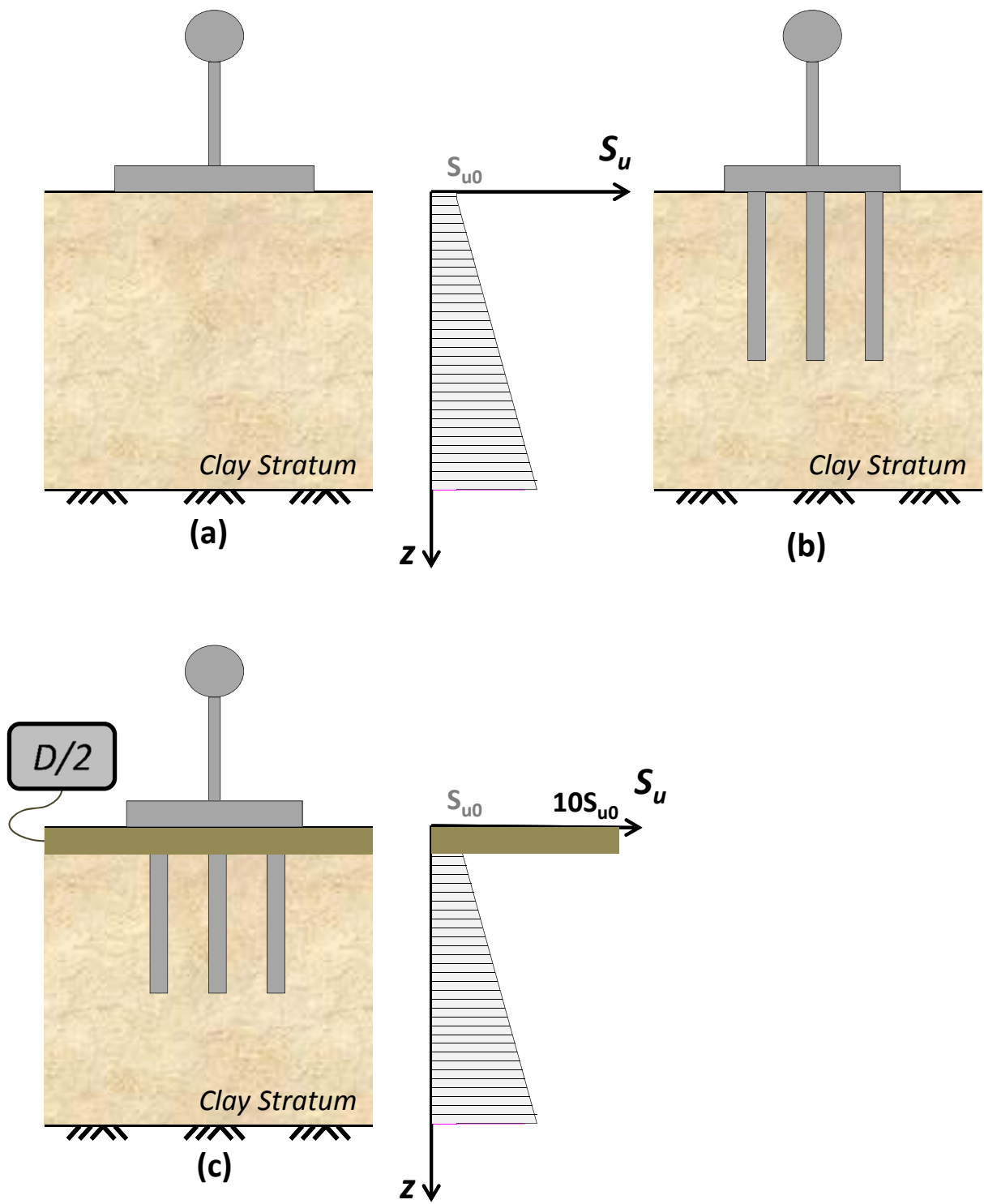
Έτσι από τις δύο τελευταίες σχέσεις, προκύπτει:

$$\gamma = \frac{C}{\sqrt{3}S_u - \sigma_0} \quad (1.22)$$

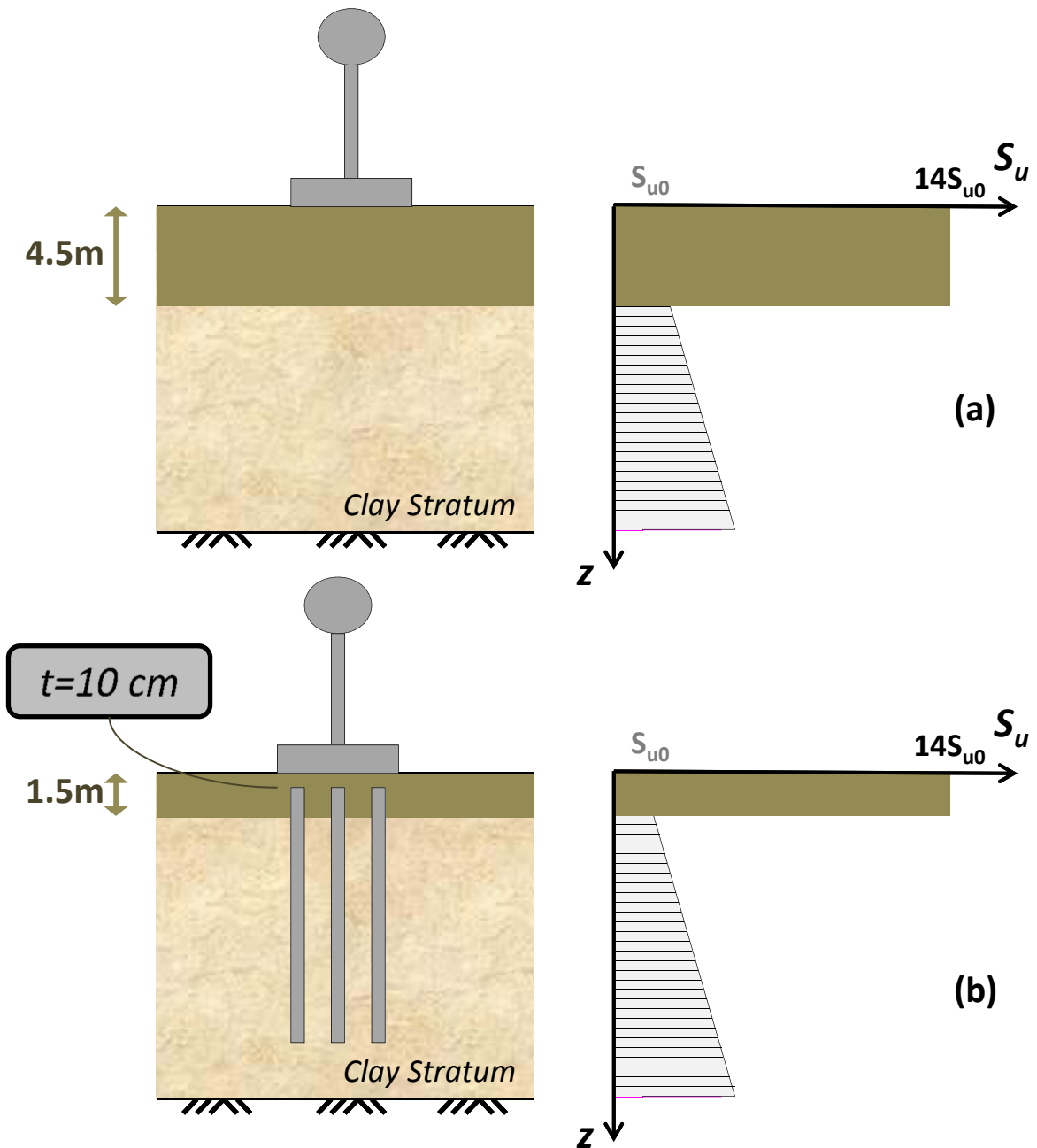
Οι παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος βαθμονομήθηκαν βάσει των δημοσιευμένων καμπυλών G- γ κατά Vucetic & Dobry (1991), σύμφωνα την διαδικασία που περιγράφεται από Gerolymos & Gazetas (2006).

Κεφάλαιο 2

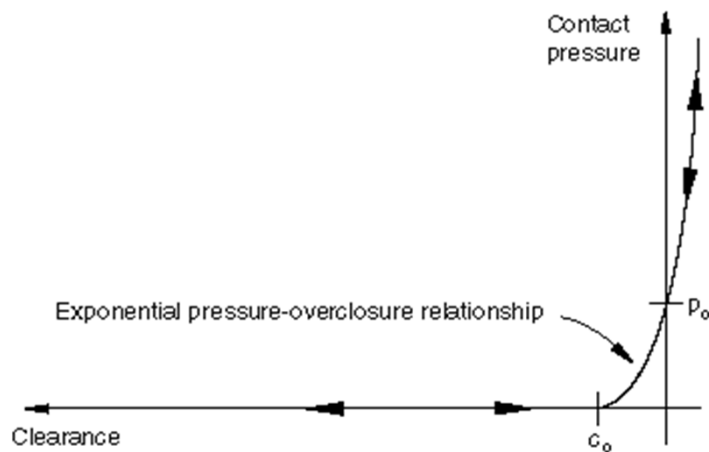
ΣΧΗΜΑΤΑ



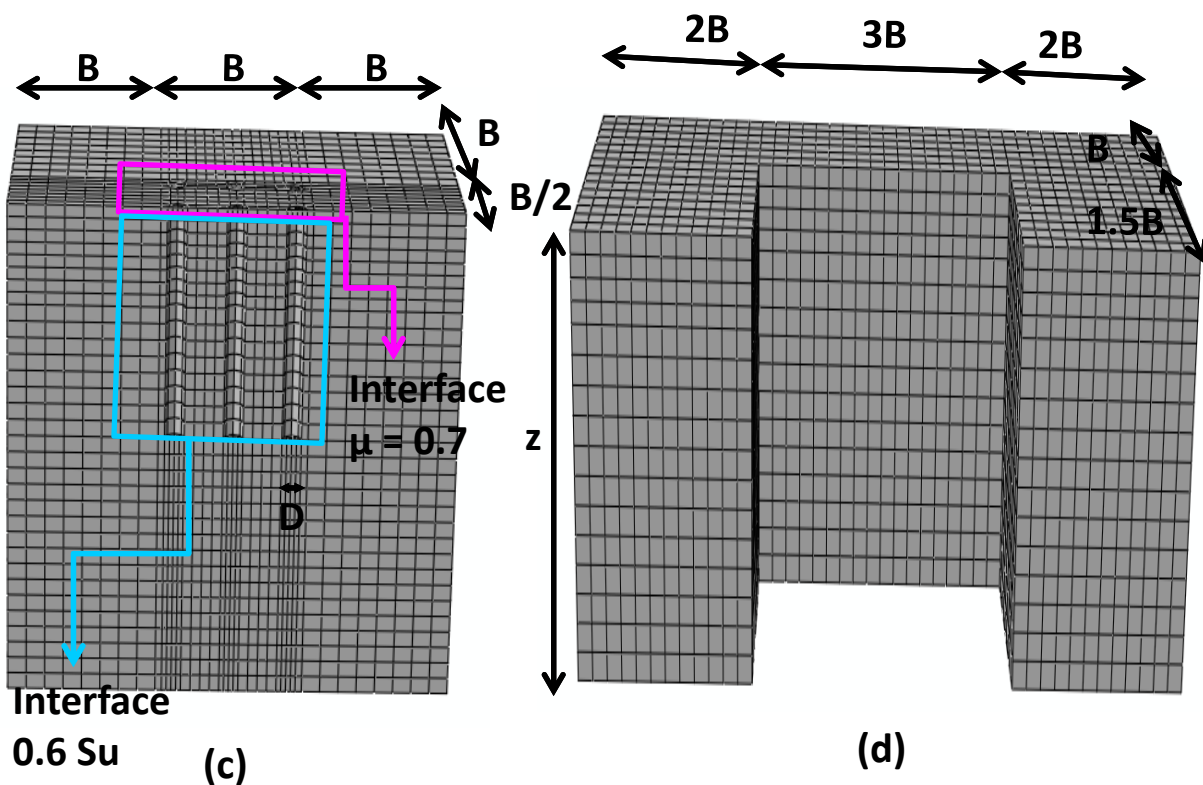
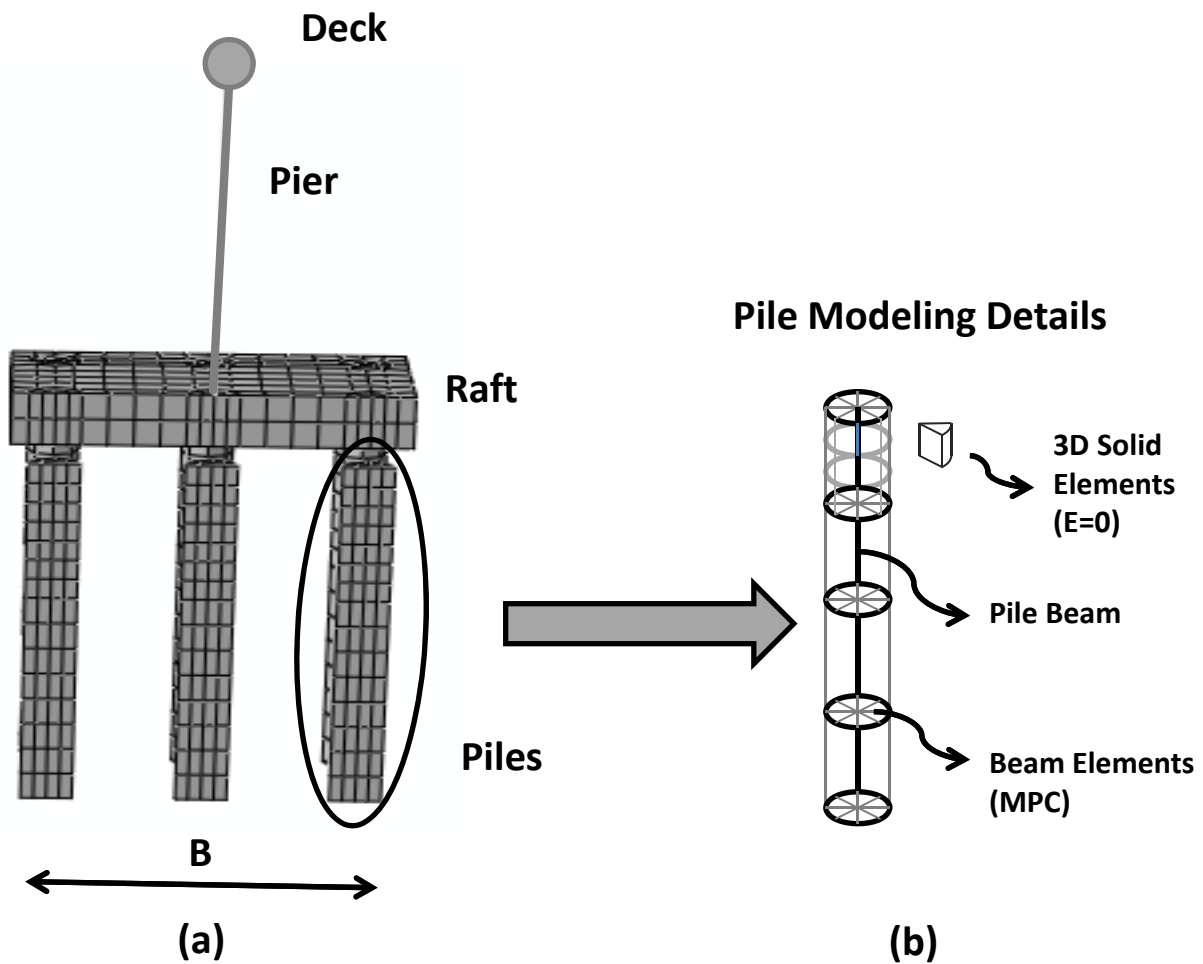
Σχήμα 2.1: Σκαριφηματική απεικόνιση των συμβατικά σχεδιασμένων συστημάτων θεμελίωσης: (a) επιφανειακό θεμέλιο, (b) πασσαλομάδα, και (c) θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους.



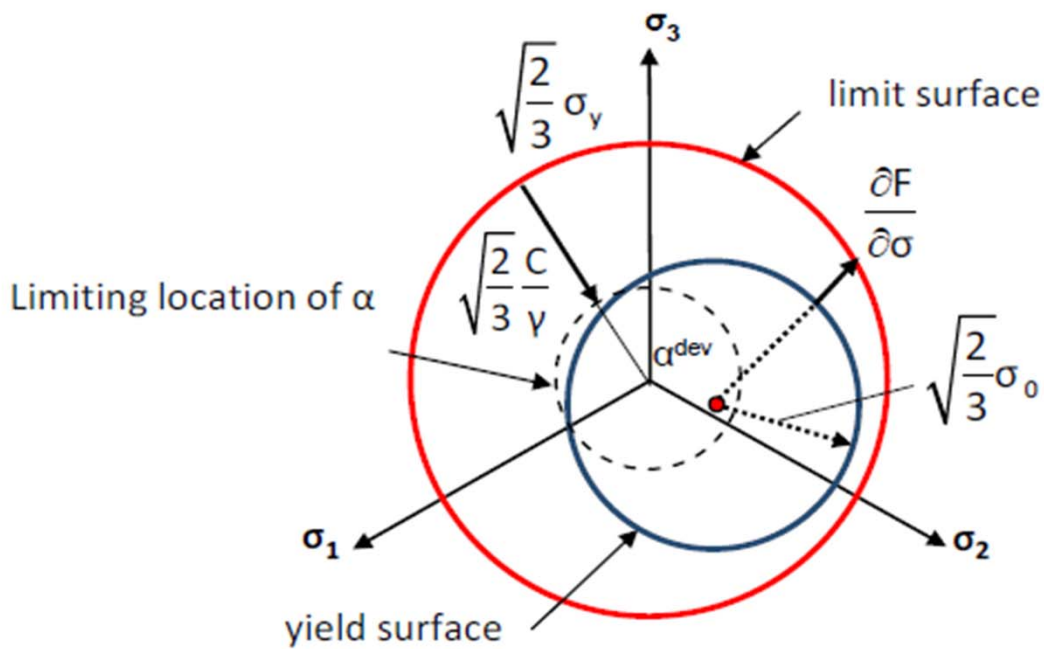
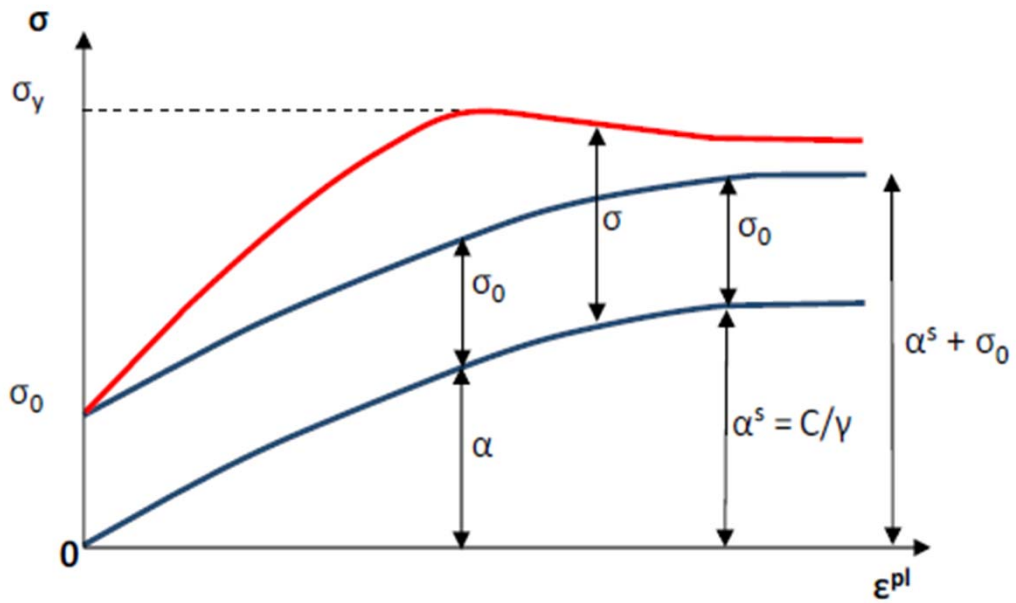
Σχήμα 2.2: Σκαριφηματική απεικόνιση των μη συμβατικά σχεδιασμένων συστημάτων θεμελίωσης: (a) επιφανειακό θεμέλιο με επιφανειακή βελτίωση (crust), και (b) θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους.



Σχήμα 2.3: Εκθετικός νόμος επαφής στην διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου και εδάφους-πασσάλου.



Σχήμα 2.4: Τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (περίπτωση θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους, με παρεμβαλλόμενο στρώμα εδάφους πάχους $t = D / 2$): (a) θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους, (b) λεπτομέρειες προσομοίωσης πασσάλων, (c) 'εσωτερικό' έδαφος, και (d) 'εξωτερικό' έδαφος. Τα σχήματα παρουσιάζονται σε διαφορετική κλίμακα.



Σχήμα 2.5: Εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ιστροπικής κράτυνσης στο καταστατικό προσομοίωμα εδάφους σε (a) απλοποιημένη μονοδιάστατη απεικόνιση και (b) τρισδιάστατη απεικόνιση.

Κεφάλαιο 3

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

3.1 Ορισμός του Προβλήματος

Ένα απλοποιητικά ρεαλιστικό βάθρο γέφυρας προσομοιώνεται ως μονοβάθμιος ταλαντωτής, θεμελιωμένο με τρεις διαφορετικούς τύπους θεμελίωσης: το επιφανειακό θεμέλιο, την πασσαλομάδα και την θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους, η οποία είναι και ο κεντρικός πυρήνας της παρούσας εργασίας. Οι τύποι που προαναφέρθηκαν εξετάστηκαν ως συμβατικά συστήματα θεμελίωσης, δηλαδή κατά τους κανονισμούς, με σχεδιασμό του συστήματος ώστε να αστοχεί η ανωδομή πρώτα ενώ η θεμελίωση παραμένει ελαστική. Σε αυτά προστέθηκαν και άλλα δύο άλλα συστήματα: θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους και επιφανειακή θεμελίωση σε συνδυασμό με επιφανειακή βελτίωση του εδάφους (κρούστα), τα οποία αντιμετωπίζονται αντισυμβατικά: εκμεταλλεύονται την ανελαστικότητα του εδάφους και τους μηχανισμούς εδαφικής αστοχίας για την απορρόφηση ενέργειας και την προστασία της κατασκευής.

Πιο αναλυτικά, η γέφυρα που εξετάστηκε, και έχει γίνει αντικείμενο μελέτης και σε προηγούμενες διπλωματικές εργασίες, είναι η Hanshin Expressway Fukae bridge (**Σχήμα 3.1**), η οποία κατέρρευσε κατά την διάρκεια του σεισμού στο Kobe της Ιαπωνίας, το 1995 (Seible et al., 1995; Iwasaki et al., 1995; Park, 1996). Η γέφυρα αυτή είχε σχεδιαστεί την δεκαετία του 60' για πολύ μικρότερες τιμές επιταχύνσεων, συγκρινόμενες με αυτές που υπέστη από τον σεισμό του Kobe, σύμφωνα με παλιότερους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Η γέφυρα αυτή μελετήθηκε κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Το βάθρο είναι κυκλικής διατομής διαμέτρου $d=3\text{ m}$, έχει ύψος $H=12\text{ m}$ και η ροπή αδράνειας ως προς τις δύο διευθύνσεις δίνεται από τον τύπο $I=\pi D^4/64$.

Το θεμέλιο, στα συστήματα με επιφανειακή θεμελίωση και με ασύνδετους πασσάλους, και ο κεφαλόδεσμος στην πασσαλομάδα, είναι τετραγωνικής διατομής και έχουν ύψος $h=2\text{ m}$. Οι πάσσαλοι είναι κυκλικής διατομής και πλήθους $n=9$ σε όλες τις περιπτώσεις, ενώ αλλάζουν η διάμετρος και το μήκος τους, καθώς και το πλάτος του τετραγωνικού θεμελίου, ώστε να ικανοποιούνται οι εκάστοτε απαιτήσεις σχεδιασμού. Το υλικό όλων των στοιχείων της θεμελίωσης είναι οπλισμένο σκυρόδεμα και έχει προσομοιωθεί κατάλληλα στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.

Ως προς το έδαφος, όπως αναφέρθηκε και το προηγούμενο κεφάλαιο, είναι ανομοιογενές στρώμα αργίλου που υπέρκειται από άκαμπτο βράχο σε βάθος 30 m από την επιφάνεια του εδάφους. Η τιμή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής στην επιφάνεια του εδάφους, ίση με 40 kPa και είναι γραμμικά αυξανόμενη με το βάθος,

κατά 5 kPa ανά 1 μέτρο. Το ανομοιογενές στρώμα αργίλου με τις παραπάνω τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής, επιλέχθηκε ώστε να είναι ρεαλιστικός ο σχεδιασμός της θεμελίωσης και με επιφανειακό θεμέλιο, αλλά και με πασσάλους. Αναλυτικά όλα τα στοιχεία που αναφέραμε απεικονίζονται στο **Σχήμα 3.2**.

3.2 Σχεδιασμός

Στο παρών κεφάλαιο εξετάζεται ο σχεδιασμός, σύμφωνα με τους κανονισμούς, για τα δύο συμβατικά συστήματα της επιφανειακής θεμελίωσης και της πασσαλομάδας, σύμφωνα με την θεωρία που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 1.1.3, και έπειτα συγκρίνεται με τα αριθμητικά αποτελέσματα. Δεν γίνεται καμία αναφορά για την θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους, καθώς αποτελεί έναν τύπο θεμελίωσης που βρίσκεται σε ερευνητικό στάδιο και επομένως δεν υπάρχει αντίστοιχη βιβλιογραφία, αναλυτικές λύσεις ή εμπειρικοί τύποι.

3.2.1 Σχεδιασμός της Ανωδομής

Όπως προαναφέρθηκε, η ανωδομή προσομοιώθηκε με μονοβάθμιο ταλαντωτή, και αυτό γιατί η μάζα και η δυσκαμψία του βάθρου είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές του καταστρώματος.

Ο σχεδιασμός του βάθρου έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (EC8 2000) και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000). Τα μέλη της κατασκευής, εκτός από τα ίδια βάρη τους, καλούνται να παραλάβουν και τις οριζόντιες δυνάμεις που θα προκύψουν από την σεισμική καταπόνηση της κατασκευής. Αυτές οι δυνάμεις υπολογίζονται από το φάσμα σχεδιασμού, ανάλογα με το έδαφος θεμελίωσης, την σπουδαιότητα και τα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Στο **Σχήμα 3.3** παρουσιάζονται τα φάσματα σχεδιασμού για τέσσερις κατηγορίες εδάφους, όπως δίνονται από τον ΕΑΚ. Για το δικό μας πρόβλημα κατάλληλο για την απεικόνιση του εδαφικού προφίλ, είναι το έδαφος κατηγορίας Β, όπου τονίζεται με κόκκινη γραμμή στο διάγραμμα. Ο συντελεστής σπουδαιότητας q είναι ίσος με 2, αφού βρισκόμαστε στην περίπτωση όπου πάνω από το 50% της συνολικής μάζας της κατασκευής συγκεντρώνεται στο πάνω 1/3 του ύψους της. Το σύστημα σχεδιάστηκε για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με $A=0.24 g$, αφού η κατασκευή τοποθετήθηκε στην ζώνη 2 σεισμικής επικινδυνότητας του ΕΑΚ. Τέλος η ιδιοπερίοδος της κατασκευής για πακτωμένη βάση είναι $T=0.56 \text{ sec}$, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.4**.

Λαμβάνοντας υπόψη όλες τις παραπάνω τιμές, από το φάσμα προκύπτει φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού ίση με $SA=0.3 g$. Επομένως η βάση του βάθρου της γέφυρας καταπονείται από συνδυασμένη φόρτιση ροπής (M), τέμνουσας (Q) και αξονικής δύναμης (N), όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.5**. Η τελευταία προκύπτει από

το βάρος του καταστρώματος και του βάθρου, η τέμνουσα από τον πολλαπλασιασμό των μαζών του καταστρώματος (1100 Mgr) και του βάθρου ($(\gamma H \pi D^2/4)/g$ Mgr) της γέφυρας με την φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ενώ τέλος η ροπή προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό των τεμνουσών με τους αντίστοιχους μοχλοβραχίονες (θεωρείται ότι η μάζα του βάθρου συγκεντρώνεται στο μέσο του ύψους του).

Το κυκλικής διατομής βάρη οπλίζεται σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ). ώστε να αντέχει την συνδυασμένη φόρτιση ροπής (M), τέμνουσας (Q) και αξονικής (N), που βρήκαμε παραπάνω. Ο εγκάρσιος οπλισμός υπολογίζεται σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό, έτσι ώστε σε περίπτωση αστοχίας. να προηγείται η καμπτική αστοχία, η οποία είναι πλάστιμης μορφής, από την διατμητική, η οποία είναι ψαθυρής μορφής. Αυτό επιτυγχάνεται με τον σχεδιασμό της αντοχής σε διάτμηση κατά έναν συντελεστή 1.4 μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη, της κυκλικής διατομής σκυροδέματος, σύμφωνα με την σχέση:

$$V_{CD,C} = [1.4(M_{R,C1} + M_{R,C2})]/H \quad (3.1)$$

όπου $M_{R,C1}$ και $M_{R,C2}$ είναι οι ροπές αντοχής που έχουν υπολογιστεί για τις δεδομένες αξονικές δυνάμεις της κολώνας, και H είναι το ύψος της κολώνας. Η παραπάνω σχέση ισχύει για κόμβο που συμβάλουν δύο κολώνες. Για την περίπτωση του βάθρου η σχέση μετασχηματίζεται σε:

$$V_{CD,C} = 1.4 M_{R,u} / H \quad (3.2)$$

Για την ροπή αντοχής, εισάγεται ένας συντελεστής υπεραντοχής $\alpha_{cd} > 1.00$, έτσι ώστε να αποφεύγεται η ταυτόχρονη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στις άκρες της κολώνας, και υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση:

$$M_{CD,C} = \alpha_{CD} M_{EC} \quad (3.3)$$

Λαμβάνοντας υπόψη όλα τα παραπάνω υπολογίζεται για την κυκλική διατομή του βάθρου, σκυροδέματος C30 και χάλυβα S 400, οπλισμός:

- Διαμήκης: 100 \emptyset 32
- Εγκάρσιος: \emptyset 13/8

Η ανάλυση δεν λαμβάνει υπόψη την κράτυνση του χάλυβα και η αντοχή του υλικού αναφέρεται στις τιμές σχεδιασμού f_{cd} και f_{sd} . Η σχέση ροπής -καμπυλότητας, φτάνει μέχρι ένα σημείο όπου σηματοδοτεί την αντοχή της διατομής, και έπειτα από αυτό θεωρείται μια περιοχή κράτυνσης για το υλικό. Η διαρροή του υλικού, θεωρείται ως

η διαρροή του χάλυβα σε τιμή της καμπυλότητας $\epsilon_y = f_y/E_s = 0.002$. Η τομή και η σχέση ροπής-καμπυλότητας του βάρου απεικονίζονται στο **Σχήμα 3.6**. Για την ανάλυση έχει χρησιμοποιηθεί το πρόγραμμα Xtract.

3.2.2 Σχεδιασμός της Θεμελίωσης

Για τον σχεδιασμό της θεμελίωσης του βάρου της γέφυρας, πρέπει καταρχάς να εξασφαλιστεί η επάρκεια στην φέρουσα ικανότητα. Ο συντελεστής ασφαλείας που επιβάλλεται από τους κανονισμούς (EC8, (2000); ΕΑΚ, (2000)) και χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, είναι ίσος με $FS_V = 2$. Επιπλέον για υψίκορμες κατασκευές, όπως είναι τα βάρη γέφυρας, στις οποίες επιβάλλονται οριζόντιες-σεισμικές δυνάμεις, απαιτείται επαρκή αντοχή σε ροπή. Αυτό επιτυγχάνεται επιβάλλοντας έναν συντελεστή ίσο με $SF_E=1.82$, όπου είναι ουσιαστικά το γινόμενο του συντελεστή 1.4 (ικανοτικός σχεδιασμός για να παραμένει ελαστική η θεμελίωση την στιγμή που αστοχεί το βάρη) επί έναν συντελεστή ασφαλείας 1.3.

Στα παραπάνω κριτήρια σχεδιασμού προστέθηκε και η απαίτηση η μέγιστη εκκεντρότητα που εμφανίζεται στο θεμέλιο να μην ξεπερνά το $1/3$ του πλάτους του θεμελίου, καθώς οι αντισεισμικοί κανονισμοί έχουν αυστηρά όρια για τον λικνισμό της κατασκευής και το ανασήκωμα του θεμελίου.

3.2.2.1 Επιφανειακή Θεμελίωση

Όπως αναφέρθηκε και στο πρώτο κεφάλαιο, για την διαστασιολόγηση του επιφανειακού θεμελίου χρησιμοποιήθηκε η μεθοδολογία που προτάθηκε από τους Davis and Booker (1973) όσον αφορά την κατακόρυφη φόρτιση της θεμελίωσης. Για την εύρεση της ροπής αντοχής της θεμελίωσης, στηριχτήκαμε στα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης, λόγω της έλλειψης πιο άμεσων μεθόδων από την διεθνή βιβλιογραφία.

Έτσι με δοκιμές καταλήξαμε σε πλάτος θεμελίου ίσο με $B = 15m$. Στον **Πίνακα 3.1** απεικονίζονται οι αξονικές, τέμνουσες και ροπές που μεταφέρονται στην θεμελίωση, όπως προκύπτουν από την συμβολή του καταστρώματος (deck), του βάρου (pier), και του θεμελίου (footing). Τα δύο πρώτα παρέμειναν σταθερά σε όλες τις δοκιμές, ενώ οι τιμές που προέκυψαν από το θεμέλιο άλλαζαν ανάλογα με την τιμή του ζητούμενου μεγέθους, δηλαδή του πλάτους του τετραγωνικού θεμελίου (το ύψος του θεμελίου θεωρήθηκε σταθερό και ίσο με 2 μέτρα σε όλα τα συστήματα θεμελίωσης). Η μεθοδολογία υπολογισμού είναι η ίδια που ακολουθήθηκε για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών του βάρου, που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 3.2.1.

Πίνακας 3.1: Στατικές και Σεισμικές δυνάμεις στην βάση της θεμελίωσης, σύμφωνα με τους κανονισμούς (EC8, 2000; EAK, 2000).

	DECK	PIER	FOOTING	SUM
m (Mgr)	1100	216	1147	2463
N (MN)	10.79	2.12	11.25	24.16
Q (MN)	3.24	0.64	3.38	7.26
M (MNm)	45.32	5.09	3.38	53.79

Επειδή στο παρών κεφάλαιο εξετάζεται ο σχεδιασμός των συμβατικών θεμελίων, απαιτείται η θεμελίωση να παραμένει ελαστική, όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενα κεφάλαια. Επομένως η αξονική και η τέμνουσα που υπολογίστηκε παραπάνω παραμένουν ως έχουν, ενώ η ροπή για την οποία θα σχεδιαστεί η θεμελίωση είναι η τιμή που εμφανίζεται στον Πίνακα 3.1, πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή 1.4 (ικανοτικός σχεδιασμός). Οι δυνάμεις και η ροπή που μεταφέρονται στην βάση της θεμελίωσης, καθώς και οι δυνάμεις και η ροπή σχεδιασμού της θεμελίωσης (με τον ικανοτικό σχεδιασμό), απεικονίζονται σκαριφηματικά στο **Σχήμα 3.7**.

Στον **Πίνακα 3.2** παρουσιάζονται οι τιμές των παραμέτρων από της μεθοδολογίας υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας επιφανειακού θεμελίου σε ανομοιογενές στρώμα αργίλου Davis and Booker (1973), η φέρουσα ικανότητα και η αξονική δύναμη αντοχής που προκύπτει από την παραπάνω μεθοδολογία και την αριθμητική ανάλυση και η μεταξύ τους απόκλιση.

Πίνακας 3.2: Αριστερά: Τιμές των παραμέτρων της μεθόδου Davis and Booker (1973), και Δεξιά: Σύγκριση των τιμών της μέγιστης αξονικής δύναμης απο την εν λόγω μέθοδο και την αριθμητική ανάλυση και η μεταξύ τους απόκλιση.

			Nu (MN)
$\rho B/c_0=$	1.875	DAVIS & BOOKER	65.64
F=	1.3	F.E.A.	68.46
q_u (kPa)=	291.74	ΑΠΟΚΛΙΣΗ (%)	4.29

Η απόκλιση είναι πολύ μικρή και επομένως η μέθοδος προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα Abaqus, δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης και ροπής, καθώς και η τιμή της εκκεντρότητας, για το επιφανειακό θεμέλιο πλάτους ίσο με $B = 15$ m, παρουσιάζονται στον **Πίνακα 3.3**.

Πίνακας 3.3: Σύγκριση των τιμών των κριτηρίων σχεδιασμού με τα αντίστοιχά τους όρια.

$FS_V=$	2.65	>	2
$FS_E=$	1.98	>	1.82
$e=$	3.12	<	$B/3 = 5$

3.2.2.2 Πασσαλομάδα

Όπως προαναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 1, μια υψίκορμη κατασκευή, όπως το βάθρο γέφυρας που μελετάται, καταπονείται από μεγάλες ροπές που προκύπτουν από τις αδρανειακές δυνάμεις που εισάγονται λόγω σεισμών φορτίσεων. Αυτές οι ροπές παραλαμβάνονται από τους πασσάλους με δύο τρόπους, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 3.8** : (a) με ανάπτυξη αξονικών δυνάμεων κατά μήκος και στην αιχμή του πασσάλου, και (b) με την στροφική δυσκαμψία του πασσάλου στην κεφαλή του. Αναλυτικά οι σχέσεις υπολογισμού είναι αυτές που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 1.1.3.2.

Για τον Σχεδιασμό των πασσάλων της θεμελίωσης επιλέχθηκε διάμετρος και αριθμός πασσάλων $d = 1.5\text{m}$ και $n = 9$ αντίστοιχα, καθώς και απόσταση μεταξύ τους ίση με $s = 3d$ (τρεις φορές την διάμετρο των πασσάλων), και στις δύο διευθύνσεις. Ακόμα επιλέχθηκε απόσταση της άκρης των περιμετρικών πασσάλων από την άκρη του κεφαλόδεσμου ίση με $d/3$ και πλάτος κεφαλόδεσμου ίσο με $B = 11.5\text{m}$.

Με τα παραπάνω στοιχεία ως δεδομένα, επιλέχθηκε το μήκος των πασσάλων L , έτσι ώστε να μπορεί η θεμελίωση να αντέξει επαρκώς τα φορτία Σχεδιασμού. Στον **Πίνακα 3.4** παρουσιάζονται οι δυνάμεις και η ροπή που μεταβιβάζονται στην πασσαλομάδα (με δεδομένο ύψος κεφαλόδεσμου ίσο με $h = 2\text{m}$), καθώς και η συμβολή του κάθε στοιχείου της γέφυρας (κατάστρωμα, βάθρο και κεφαλόδεσμος) σε αυτές.

Πίνακας 3.4: Στατικές και Σεισμικές δυνάμεις στην βάση της θεμελίωσης, σύμφωνα με τους κανονισμούς (EC8, 2000; EAK, 2000).

	DECK	PIER	PILECAP	SUM
m (Mgr)	1100	216	674	1990
N (MN)	10.79	2.12	6.61	19.52
Q (MN)	3.24	0.64	1.98	5.86
M (MNm)	45.32	5.09	1.98	52.39

Καθώς και η θεμελίωση με πασσάλους είναι συμβατική, όπως και επιφανειακή, οι τελικές δυνάμεις και ροπές, για τις οποίες έγινε ο υπολογισμός του μήκους των πασσάλων, θα προκύψουν από την εισαγωγή των συντελεστών που προδιαγράφει ο ικανοτικός Σχεδιασμός. Τα μεγέθη αυτά απεικονίζονται στο **Σχήμα 3.9**.

Η αξονική δύναμη της θεμελίωσης ισοκατανέμεται στους πασσάλους λόγω της θεώρησης άκαμπτου κεφαλόδεσμου, και η ροπή παραλαμβάνεται από τους έξι ακριανούς πασσάλους, όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 1. Οι κεντρικοί παραμένουν αφόρτιστοι λόγω του μηδενικού μοχλοβραχίονα που έχουν, ως προς το σημείο εφαρμογής της ροπής. Έτσι επιλέγεται μια δοκιμαστική τιμή του μήκους των πασσάλων και υπολογίζεται μια μέγιστη αξονική δύναμη που καλείται να παραλάβει ο πάσσαλος μέσω των δυνάμεων τριβής και αιχμής που αναπτύσσει για την δεδομένη κατανομή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής με το βάθος.

Για τον υπολογισμό της δύναμης τριβής με το βάθος και της δύναμης αιχμής του πασσάλου δεν στηριχτήκαμε στις τιμές που προτείνονται από τον DIN4017 (μεθοδολογία που εμπεριέχεται στους σύγχρονους κανονισμούς), καθώς όπως αποδείχτηκε σε προηγούμενες εργασίες, η παραπάνω μεθοδολογία είναι αυστηρή και οδηγεί σε υποεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων. Από την άλλη πλευρά η μεθοδολογία που προτείνει ο Hansen (1970), προσεγγίζει ικανοποιητικά την πραγματικότητα, όπως θα διαπιστώσουμε και παρακάτω, και είναι αυτή που χρησιμοποιήθηκε για τον Σχεδιασμό των πασσάλων στην παρούσα εργασία. Έτσι σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, προτείνεται ένας συντελεστής βάθους d_c , ο οποίος χρησιμοποιείται για την αύξηση της τάσης στην αιχμή του πασσάλου με το βάθος, και υπολογίζεται από την σχέση:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(L/d) \quad (3.4)$$

Για μήκος πασσάλου ίσο με 14m, όπου είναι και η τελική μας επιλογή, προκύπτει $d_c=1.586$, και η δύναμη αιχμής υπολογίζεται από τον τύπο:

$$Q_s = A_p (9d_c S_u) \quad (3.5)$$

όπου A_p είναι το εμβαδόν της διατομής του πασσάλου, και S_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στο βάθος της αιχμής του πασσάλου.

Όσον αφορά την διατμητική αντίσταση των πασσάλων, εκτιμάται από την μέθοδο του Tomlinson (1971), σύμφωνα με την σχέση:

$$\tau_f = \alpha S_u \quad (3.6)$$

Ο συντελεστής α , εξαρτάται από την αστράγγιστη διατμητική αντοχή, όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 3.10**.

Επομένως, σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν, το έδαφος χωρίστηκε σε στρώματα των 2m, τα οποία έχουν σταθερές τιμές αντοχής και ελαστικότητας (τις τιμές που ισχύουν στο μέσο ύψος τους), και υπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου. Στον **Πίνακα 3.5** εμφανίζονται οι τιμές της αξονικής δύναμης που παραλαμβάνουν οι πάσσαλοι την στιγμή που επιβάλλεται στην θεμελίωση η σεισμική ροπή που προκύπτει από την φασματική ανάλυση, από την στατική φόρτιση και την σεισμική ροπή. Η μέγιστη θλιπτική δύναμη εμφανίζεται στους πασσάλους 3 και 9 (λόγω της φοράς της επιβαλλόμενης οριζόντιας σεισμικής δύναμης στις συγκεντρωμένες μάζες της κατασκευής). Οι τιμές x_i του πίνακα, είναι οι τιμές του μοχλοβραχίονα των πασσάλων, ως προς το σημείο επιβολής της ροπής, και χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της αξονικής δύναμης λόγω ροπής F_{Mi} .

Σημειώνεται ότι για τον υπολογισμό της F_{Mi} , χρησιμοποιήθηκε επιπλέον ένας συντελεστής ασφαλείας 1.3.

Πίνακας 3.5: Αξονικές δυνάμεις πασσάλων από στατική και σεισμική ανάλυση.

Piles	x_i (m)	F_{Ni} (kN)	F_{Mi} (kN)	F_i (kN)
1	-4.5	2169	-3240	-1071
2	0	2169	0	2169
3	4.5	2169	3240	5409
4	-4.5	2169	-3240	-1071
5	0	2169	0	2169
6	4.5	2169	3240	5409
7	-4.5	2169	-3240	-1071
8	0	2169	0	2169
9	4.5	2169	3240	5409

Έχοντας ως κριτήρια σχεδιασμού η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου να είναι τουλάχιστον 2 φορές μεγαλύτερη από την αξονική θλιπτική δύναμη που προκύπτει από τα στατικά φορτία (2169 kN), και τουλάχιστον ίση με την συνολική μέγιστη θλιπτική δύναμη από τα στατικά και τα σεισμικά φορτία (5409 kN), καταλήγουμε σε πασσάλους μήκους 14m. Οι υπολογισμοί φαίνονται στον **Πίνακα 3.6**.

Πίνακας 3.6: Υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας πασσάλου, με δεδομένο εδαφικό προφίλ, Hansen (1970).

Layer	a	f_{sui} (kPa)	Q_{sui} (kN)		
1	0.78	35	330		
2	0.67	36.7	346		
3	0.56	36.1	340		
4	0.5	37.5	353		
5	0.5	42.5	401		
6	0.5	47.5	448	d_c	Q_{pu} (kN)
7	0.5	52.5	495	1.586	2774

Q_{su} (MN)	2.712
Q_{pu} (MN)	2.774
Q_u (MN)	5.486

Στο **Σχήμα 3.11** απεικονίζεται η τελική διαμόρφωση της θεμελίωσης με πασσάλους.

3.3 Μονοτονική Φόρτιση

Τα συστήματα προσομοιώθηκαν στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, και υποβλήθηκαν σε μονοτονική οριζόντια και κατακόρυφη φόρτιση (μέσω επιβληθείσας μετακίνησης στο ύψος του καταστρώματος. Με αυτόν τον τρόπο έγινε επαλήθευση των αποτελεσμάτων με τις θεωρητικές μεθόδους που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Επιπλέον προέκυψαν απαιτούμενα στοιχεία, για τα οποία δεν είχαμε άλλα "εργαλεία" για να τα υπολογίσουμε. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τα δύο συμβατικά συστήματα θεμελίωσης. Για τις μονοτονικές φορτίσεις μόνο, το βάθρο (pier) θεωρήθηκε άκαμπτο και ελαστικό, ώστε να υπολογίζεται η αντοχή της θεμελίωσης και όχι του βάθρου.

3.3.1 Επιφανειακή Θεμελίωση

Κατακόρυφη Φόρτιση

Επιβλήθηκε κατακόρυφη φόρτιση στο αριθμητικό μας προσομοίωμα, για την επιφανειακή θεμελίωση, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.12**, και όπως παρουσιάστηκε παραπάνω στον **Πίνακα 3.2**, επαληθεύθηκε η μέθοδος Davis and Booker (1973), με απόκλιση 4.29%. Στο **Σχήμα 3.13** απεικονίζονται τα αποτελέσματα της κατακόρυφης μονοτονικής φόρτισης της επιφανειακής θεμελίωσης. Με αρνητικό πρόσημο παρουσιάζονται οι θλιπτικές δυνάμεις.

Οριζόντια Φόρτιση

Για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής της επιφανειακής θεμελίωσης, επιβλήθηκε οριζόντια μετακίνηση στο ύψος του καταστρώματος, και μετρήθηκε η οριζόντια αντίσταση (αντίσταση της θεμελίωσης, καθώς το βάθρο θεωρείται ότι είναι άκαμπτο). Η τιμές της οριζόντιας αντίστασης και επομένως και της ροπής, λαμβάνουν υπόψη τα φαινόμενα P- δ , δηλαδή την μείωση της αντίστασης με την αύξηση της στροφής του θεμελίου. Η στροφή αυτή εισάγει και μια ροπή στην βάση που προκαλείται από την μάζα του καταστρώματος, λόγω της εκτροπής του από την κατακόρυφο. Έχοντας επαληθεύσει την αξιοπιστία του μοντέλου από την κατακόρυφη φόρτιση, δεχόμαστε ως ροπή αντοχής αυτή που προκύπτει από την αριθμητική ανάλυση, της οποίας ο παραμορφωμένος κάρναβος απεικονίζεται στο **Σχήμα 3.14** και η σχέση δύναμης-οριζόντιας μετατόπισης στο **Σχήμα 3.15**. Στο τελευταίο, έχουν παρουσιαστεί αποτελέσματα μέχρι μετακίνηση στο ύψος του καταστρώματος ίση με 3m, καθώς δεν αργότερα θα αποδειχτεί ότι η αστοχία του βάθρου θα έχει επέλθει σε πιο μικρή μετακίνηση. Η υπεραντοχή που εμφανίζεται σε μεγάλη οριζόντια μετακίνηση, οφείλεται στην ανάπτυξη μικρής στροφής και στην ενεργοποίηση μεγαλύτερης αντοχής στρώματος, λόγω του βολβού των τάσεων. Αυτό γίνεται σε μεγάλη οριζόντια μετακίνηση στο συμβατικό σύστημα, επειδή επιτυγχάνονται πολύ μικρές στροφές (ανασήκωμα), λόγω του μεγάλου πλάτους της θεμελίωσης και κατά βάση το σύστημα ολισθαίνει, κάτι που η θεώρηση του άκαμπτου βάθρου το επιτρέπει. Στο **Σχήμα 3.16** παρουσιάζονται οι σχέσεις ροπής-στροφής και καθίζησης του κέντρου του θεμελίου-στροφής. Σημειώνεται ότι η καθίζηση είναι τόσο μικρή γιατί αποτελεί την επιπρόσθετη καθίζηση λόγω της οριζόντιας φόρτισης και όχι την αυτήν λόγω των φορτίων της ανωδομής, η οποία θα είναι σαφώς αυξημένη. Από τις μικρές τιμές της στροφής και της καθίζησης επαληθεύονται όσα αναφέρθηκαν προηγουμένως.

3.3.2 Πασσαλομάδα

Κατακόρυφη Φόρτιση

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως ο Σχεδιασμός της πασσαλομάδας στηρίχτηκε στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του πασσάλου, όπως προτείνεται από τους σύγχρονους κανονισμούς. Για την επαλήθευση των θεωρητικών σχέσεων πραγματοποιήθηκε κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση στον μεμονωμένο πάσσαλο (Pile 6), της οποίας τα αποτελέσματα απεικονίζονται στο **Σχήμα 3.17**. Η απόκλιση των αποτελεσμάτων της αριθμητικής ανάλυσης από αυτά που υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 3.2.2.2, είναι 5.78%, αποδεικνύοντας την ορθότητα του αριθμητικού μοντέλου.

Στο **Σχήμα 3.18** παρουσιάζεται η σχέση κατακόρυφης δύναμης και καθίζησης των πασσάλων όταν επιβάλλεται σε αυτούς ταυτόχρονη και ίση κατακόρυφη μετακίνηση, καθώς και η αντίστοιχη σχέση στον μεμονωμένο πάσσαλο. Παρατηρούμε ότι οι πάσσαλοι που βρίσκονται πάνω στον άξονα συμμετρίας (1, 2, 3), αναπτύσσουν μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία από τους υπόλοιπους. Αυτό συμβαίνει γιατί βρίσκονται σε ένα ευρύτερα "βελτιωμένο" έδαφος, καθώς κατά την κάθετη διεύθυνση από τον άξονα συμμετρίας, περιβάλλονται από πασσάλους, σε αντίθεση με τους ακριανούς που έχουν έδαφος από την μία πλευρά και πασσάλους από την άλλη. Επιπλέον εμφανίζεται και μεγαλύτερη αντίσταση στην ογκομετρική παραμόρφωση που επιβάλλεται από την καθίζηση του πασσάλου και από το έδαφος που εκτοπίζεται λόγω αυτής. Για τον ίδιο λόγο η φέρουσα ικανότητα του κεντρικού πασσάλου (2), είναι μεγαλύτερη από αυτή των ακριανών (2, 3), ενώ η δυσκαμψία είναι μικρότερη λόγω των πρόσθετων καθιζήσεων που του προκαλούν οι γύρω 8 πάσσαλοι. Ο μεμονωμένος πάσσαλος παρουσιάζει την ίδια περίπου απόκριση με τους πασσάλους 4, 5, 6, καθώς στην περίπτωση του επιβλήθηκε κατακόρυφη μετακίνηση του πασσάλου 6, χωρίς να επιβάλλονται στους υπολοίπους, με την διαφορά ότι παρουσιάζει μεγαλύτερη δυσκαμψία, καθώς δεν έχει πρόσθετες καθιζήσεις από τους άλλους πασσάλους. Σημειώνεται ότι αν είχε υπολογιστεί η φέρουσα ικανότητα του μεμονωμένου πασσάλου χωρίς την ύπαρξη των υπολοίπων γύρω, θα υπήρχαν και αξιοσημείωτες διαφορές στην φέρουσα ικανότητα, η οποία θα ήταν μικρότερη.

Η κατανομή των αξονικών δυνάμεων με το βάθος, για τον μεμονωμένο πάσσαλο και όλους τους πασσάλους, παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.19**, για δύο στάθμες της καθίζησης, 2cm, και 20cm. Για μικρές τιμές της καθίζησης ο κεντρικός πάσσαλος στον άξονα συμμετρίας (2), έχει πιο ομαλή κατανομή των αξονικών με το βάθος. Αυτό συμβαίνει γιατί εισάγονται διατμητικές δυνάμεις στις παράπλευρες επιφάνειές του, από κάποιο βάθος και έπειτα, από την καθίζηση των γύρω πασσάλων. Στην κεφαλή του έχει μικρότερη ανάπτυξη αξονικών δυνάμεων για αυτή την τιμή της καθίζησης, καθώς μέρος της έχει προκληθεί από τους υπόλοιπους πασσάλους, χωρίς να έχει αναπτυχθεί αντίσταση στο άνω μέρος του. Ο μεμονωμένος πάσσαλος έχει αναπτύξει μεγαλύτερο μέρος αξονικής αντίστασης και μεγαλύτερη αντίσταση αιχμής, επειδή μένει ανεπηρέαστος από τους άλλους πασσάλους και δεν ενεργοποιείται επιπρόσθετη διάτμηση στην επιφάνειά του. Από την άλλη μεριά, για μεγάλη καθίζηση έχει αναπτυχθεί πλήρως η φέρουσα ικανότητα των πασσάλων και παρατηρούνται τα φαινόμενα του προηγούμενου σχήματος.

Στο **Σχήμα 3.20** παρουσιάζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις στον μεμονωμένο πάσσαλο και σε όλους τους πασσάλους μαζί, όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις.

Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση πραγματοποιήθηκε και στον κεφαλόδεσμο για να εκτιμηθεί η συμβολή της στον συντελεστή ασφαλείας του συστήματος, καθώς είναι ένα μέλος που δεν λαμβάνεται υπόψη στον Σχεδιασμό. Στο Σχήμα 3.21 παρουσιάζεται η σχέση κατακόρυφης δύναμης και καθίζησης του κεφαλόδεσμου, ο οποίος δρα ως επιφανειακό θεμέλιο, και στο **Σχήμα 3.22**, ο παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων, όπως προέκυψε από την αριθμητική ανάλυση. Στον τελευταίο με χρώμα απεικονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.

Η συμβολή του κάθε μέλους ξεχωριστά φαίνεται στο **Σχήμα 3.23**, όπου παρουσιάζεται η σχέση κατακόρυφης δύναμης και καθίζησης στο σύστημα της πασσαλομάδας και συγκρίνονται με την αντίστοιχη του κεφαλόδεσμου και όλων των πασσάλων μαζί. Έτσι ενώ αρχικά η πασσαλομάδα σχεδιάστηκε για κατακόρυφη δύναμη ίση με 19.52 MN, και είχε, σύμφωνα με την μεθοδολογία που ακολουθήθηκε στο Κεφάλαιο 3.2, συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης ίσο με $SF_V = 2.53$, με την συμβολή του κεφαλόδεσμου, που αγνοήθηκε στον Σχεδιασμό, κατέληξε να έχει $SF_V = 4.18$. Έτσι, ο κυριότερος παράγοντας υπεραντοχής, που δεν λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς που προτείνονται από τους σύγχρονους κανονισμούς, είναι η συμβολή του κεφαλόδεσμου, η οποία δεν είναι σημαντικά μικρότερη από αυτή των πασσάλων, κάτι που θα αποδειχτεί και στην οριζόντια μονοτονική φόρτιση.

Στο **Σχήμα 3.24** παρουσιάζεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων των πασσάλων, με και χωρίς κεφαλόδεσμο, καθώς και του μεμονωμένου πασσάλου, με το βάθος, για καθίζηση ίση με $w = 20\text{cm}$. Η ύπαρξη του κεφαλόδεσμου συμβάλει στην αύξηση των κατακόρυφων οριζόντιων τάσεων σε μικρά βάθη στο έδαφος. Κατά συνέπεια υπάρχει αύξηση της διατμητικής αντίστασης στις επιφάνειες των πασσάλων και της φέρουσας ικανότητάς τους. Σε μεγάλα βάθη η επίδραση αυτή είναι μηδαμινή.

Στο **Σχήμα 3.25** απεικονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους από την κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση της πασσαλομάδας. Η ενεργοποίηση της αντοχής και των πασσάλων, αλλά και του κεφαλόδεσμου, είναι εμφανής.

Οριζόντια Φόρτιση

Λόγω της μικρής απόστασης μεταξύ των πασσάλων (3D), εκτός από αλληλεπίδρασή τους σε κατακόρυφη φόρτιση, έχουμε και σε οριζόντια. Έτσι όταν επιβάλλεται οριζόντια μετακίνηση σε μια ομάδα πασσάλων, έχει παρατηρηθεί και σε αριθμητικές αναλύσεις, αλλά και σε πειράματα, ότι εμφανίζονται μεγαλύτερες οριζόντιες μετακινήσεις και γενικότερα προβάλλεται μικρότερη αντίσταση (Matlock et al., 1980; Meimon et al., 1986; Brown et al., 1987, 1988; McVay et al., 1996; Rollins et al., 1998). Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται "Shadow Effect".

Για την παρατήρηση του παραπάνω φαινομένου, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για οριζόντια μονοτονική φόρτιση μεμονωμένου πασσάλου και όλων των πασσάλων μαζί. Στο **Σχήμα 3.26** παρουσιάζεται η σχέση οριζόντιας δύναμης και μετακίνησης για των μεμονωμένο πάσσαλο και για όλους τους πασσάλους της πασσαλομάδας. Παρατηρούμε ότι για ίδια τιμή της οριζόντιας δύναμης έχουμε μεγαλύτερες τιμές της οριζόντιας μετακίνησης για τους πασσάλους που υποβάλλονται ως ομάδα σε οριζόντια μετακίνηση (χωρίς κεφαλόδεσμο), σε σχέση με τον μεμονωμένο πάσσαλο, όπως αναμέναμε. Ομοίως, οι ροπές και οι τέμνουσες δυνάμεις των πασσάλων είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες του μεμονωμένου πασσάλου, λόγω της μειωμένης αντίστασης που προβάλλει το έδαφος στην "μαζική" μετακίνηση όλων των πασσάλων, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.27**. Η μικρότερη διαφορά, σε όρους ροπών και τεμνουσών δυνάμεων, σε σχέση με τον μεμονωμένο πάσσαλο, έχουν οι πάσσαλοι 3 και 6, οι οποίοι είναι αυτοί που κατά την φορά οριζόντιας μετακίνησης, δεν έχουν πασσάλους μπροστά τους, και επομένως το έδαφος φέρει μεγαλύτερη αντίσταση. Στο **Σχήμα 3.28** απεικονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις, όπως προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις, για τους πασσάλους και τον μεμονωμένο πάσσαλο.

Οριζόντια φόρτιση επιβλήθηκε και στο κεφαλόδεσμο, τα αποτελέσματα της οποίας, σε όρους οριζόντιας δύναμης και μετατόπισης, απεικονίζονται στο **Σχήμα 3.29**. Όπως και στην επιφανειακή θεμελίωση, έτσι και στην οριζόντια φόρτιση του κεφαλόδεσμου και της πασσαλομάδας, η ανωδομή έχει θεωρηθεί ως άκαμπτη, ώστε να υπολογίζεται η αντοχή της θεμελίωσης και όχι του βάρους. Επομένως οι μετακινήσεις που εμφανίζονται είναι το άθροισμα της ολίσθησης και της μετακίνησης λόγω στροφής του θεμελίου. Στο **Σχήμα 3.30** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής - στροφής και καθίζησης του κέντρου του θεμελίου - στροφής του κεφαλόδεσμου, που δρα ως επιφανειακό θεμέλιο. Η απόκριση του κεφαλόδεσμου σε οριζόντια μετακίνηση παρουσιάζει διαφορές συγκρινόμενο με το μεγαλύτερου πλάτους επιφανειακό θεμέλιο. Έτσι λόγω της μικρότερης επιφάνειάς του, στρέφεται πιο εύκολα και επομένως παρουσιάζει καθίζηση στο κέντρο του θεμελίου και ενεργοποιεί σε μικρότερη οριζόντια μετακίνηση, μεγαλύτερης αντοχής στρώματα (εμφάνιση υπεραντοχής). Σε μεγαλύτερες στροφές, που δεν παρουσιάζονται στο διάγραμμα, γιατί δεν είναι ρεαλιστικές, ο κεφαλόδεσμος εμφανίζει ανύψωση. Στο **Σχήμα 3.31** εμφανίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, από την οριζόντια φόρτιση του κεφαλόδεσμου.

Την συμβολή του κεφαλόδεσμου στην ροπή αντοχής της θεμελίωσης, ο οποίος αγνοείται στον Σχεδιασμό, θα την αντιληφθούμε όταν εξετάσουμε την πασσαλομάδα σε οριζόντια φόρτιση. Στο **Σχήμα 3.32** παρουσιάζεται η σχέση οριζόντιας φόρτισης και μετακίνησης, στο ύψος του καταστρώματος της γέφυρας, για την πασσαλομάδα, συμπεριλαμβανομένων των πασσάλων και του

κεφαλόδεσμου, καθώς και το αντίστοιχο διάγραμμα για το κεφαλόδεσμο που δρα ως επιφανειακό θεμέλιο, που παρουσιάστηκε παραπάνω. Τα διαγράμματα ροπής και στροφής, καθώς και καθίζησης στο κέντρο του θεμελίου και στροφής, για την πασσαλομάδα και τον κεφαλόδεσμο, εμφανίζονται στο **Σχήμα 3.33**.

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ροπής για την πασσαλομάδα, όπως προκύπτει από τις αριθμητικές αναλύσεις είναι $SF_E = 3.8$, σχεδόν διπλάσιος από αυτόν που προέκυψε από τον Σχεδιασμό με θεωρητικές μεθοδολογίες, σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς. Αυτό, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως οφείλεται στους κρυμμένους συντελεστές υπεραντοχής που δεν λαμβάνονται υπόψη στον Σχεδιασμό. Ο κυριότερος από αυτούς είναι η ροπή αντοχής που προσδίδει ο κεφαλόδεσμος, η οποία αποτελεί το 25% της ροπής αντοχής που προσφέρει συνολικά η πασσαλομάδα. Σημειώνεται ότι η ροπή αντοχής του κεφαλόδεμου υπερεκτιμάται, γιατί εφαρμόζονται σε αυτό όλα τα στατικά φορτία της κατασκευής, κάτι που δεν συμβαίνει και στην πραγματικότητα λόγω της συμβολής των πασσάλων. Ένας άλλος είναι η αύξηση της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων λόγω των αυξημένων κατακόρυφων και οριζόντιων τάσεων που εισάγονται από τον κεφαλόδεσμο, όπως αποδείχτηκε παραπάνω, καθώς και η στροφική δυσκαμψία των πασσάλων, η οποία εν μέρη υπολογίζεται στον Σχεδιασμό.

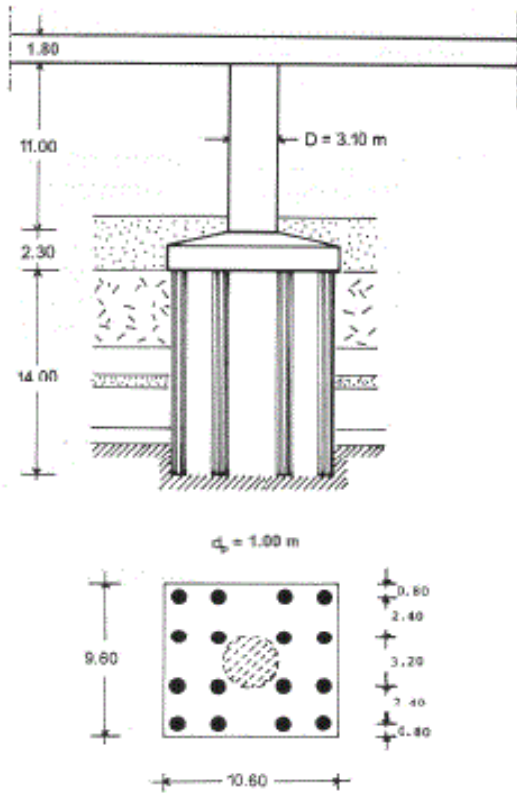
Ως προς την απόκριση του συστήματος σε όρους καθίζησης του κέντρου του θεμελίου, η πασσαλομάδα ακολουθεί την καμπύλη του κεφαλόδεσμου μέχρι μια μικρή στροφή και έπειτα μειώνεται κατά πολύ ο ρυθμός καθίζησης λόγω της συμβολής και ενεργοποίησης των πασσάλων.

Στο **Σχήμα 3.34** απεικονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους για την οριζόντια φόρτιση της πασσαλομάδας, ενώ στο **Σχήμα 3.35** παρουσιάζονται οι κατανομές αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων, καθώς και ροπών για τιμές της οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος, ίσες με 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm. Παρατηρούμε ότι για μικρές τιμές της οριζόντιας μετακίνησης όλοι οι πάσσαλοι έχουν περίπου ίδιες αξονικές δυνάμεις, ίσες με το συνολικό φορτίο που μεταβιβάζεται από την ανωδομή και τον κεφαλόδεσμο δια τον αριθμό των πασσάλων, και σχεδόν μηδενικές τέμνουσες δυνάμεις και ροπές. Καθώς αυξάνεται η οριζόντια μετακίνηση, τόσο φορτίζονται οι πάσσαλοι που βρίσκονται στην φορά της (3, 6), και αποφορτίζονται οι ακριανοί συμμετρικοί τους (1, 4). Επίσης και οι τέμνουσες δυνάμεις και οι ροπές αρχίζουν να αυξάνονται σε όλους του πασσάλους, καθώς ο κεφαλόδεσμος τους επιβάλλει ίδια οριζόντια μετακίνηση και στροφή. Όπως φαίνεται στα διαγράμματα, οι τιμές των ροπών αυξάνονται πιο γρήγορα από αυτές των τεμνουσών, γιατί οι πάσσαλοι έχουν μεγαλύτερη αντίσταση σε στροφή απ' ότι σε οριζόντια μετακίνηση. Για πολύ μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις, όπου η μεταβιβαζόμενη ροπή στην θεμελίωση είναι κοντά στην ροπή αντοχής, οι αξονικές

θλιπτικές δυνάμεις στους πασσάλους 3 και 6 μεγιστοποιούνται. Ομοίως, μεγιστοποιούνται και οι τέμνουσες και οι ροπές σε όλους τους πασσάλους, ενώ στους πασσάλους 1 και 4 εμφανίζεται αξονική εφελκυστική δύναμη σε όλο το βάθος τους, καθώς ο μονολιθικά συνδεδεμένος με τους πασσάλους κεφαλόδεσμος τους εξολκεύει με την αύξηση της στροφής. Σημειώνεται ότι σε όλα τα παραπάνω σχήματα, με αρνητικό πρόσημο παρουσιάζονται οι θλιπτικές αξονικές δυνάμεις, ενώ με θετικό οι εφελκυστικές.

Κεφάλαιο 3

ΣΧΗΜΑΤΑ

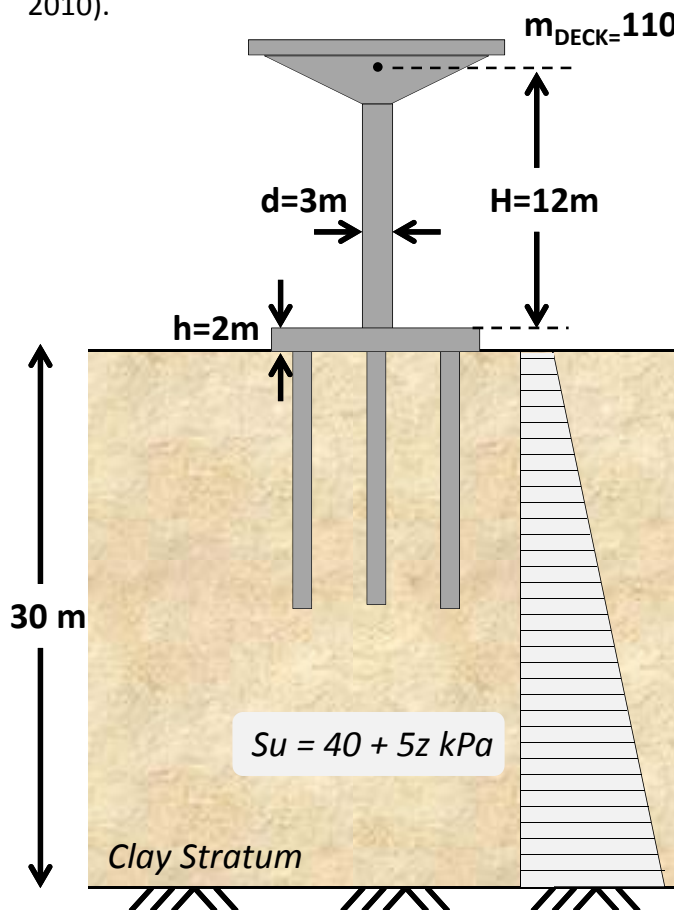


(a)

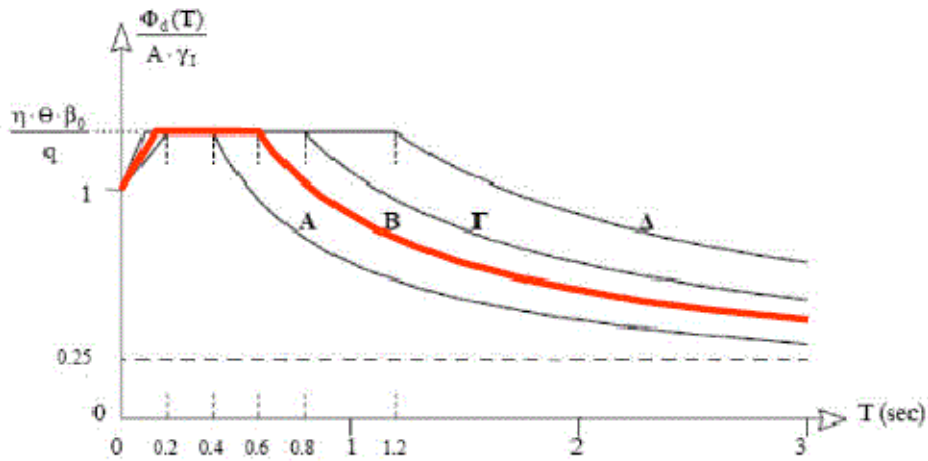


(b)

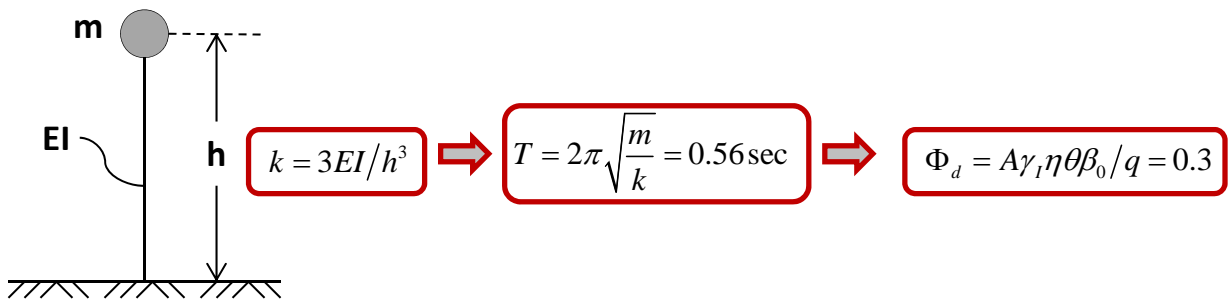
Σχήμα 3.1: (a) Πάνω: κατακόρυφη τομή ενός τυπικού βάθρου, Κάτω: Κάτοψη της θεμελίωσης με πασσάλους, της γέφυρας Fukae της Hanshin Expressway, (b) Φωτογραφία από την κατάρρευση 18 βάθρων της γέφυρας Fukae της Hanshin Expressway από δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην βάση του πυλώνα του βάθρου, από τον σεισμό του Kobe 1995, στην Ιαπωνία (πηγή: Διπλωματική Εργασία Μπουζίου Δ., 2010).



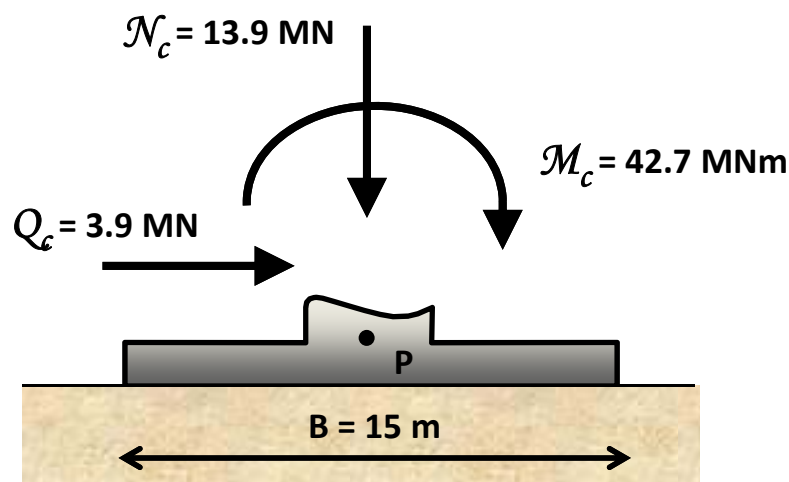
Σχήμα 3.2: Σκαριφηματική απεικόνιση των στοιχείων της κατασκευής, του εδάφους της γέφυρας υπό εξέταση, περίπτωση θεμελίωσης με πασσαλομάδα.



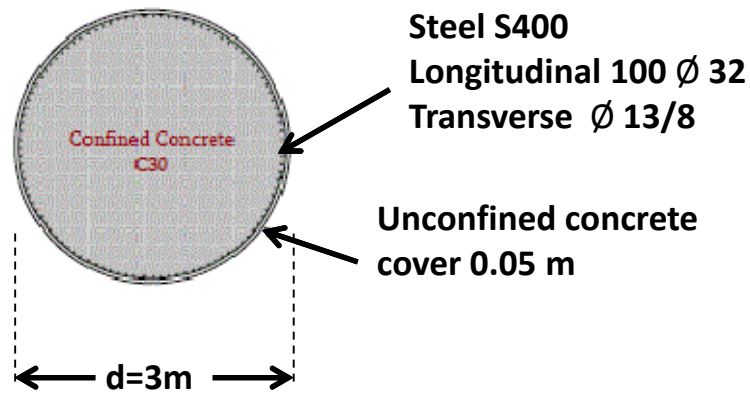
Σχήμα 3.3: Το φάσμα σχεδιασμού για $\eta\theta\beta_0/q = 2.5/2$, σύμφωνα με τον ΕΑΚ (2000). Το διάγραμμα που αντιστοιχεί στο εξεταζόμενο εδαφικό προφίλ, απεικονίζεται με κόκκινο χρώμα.



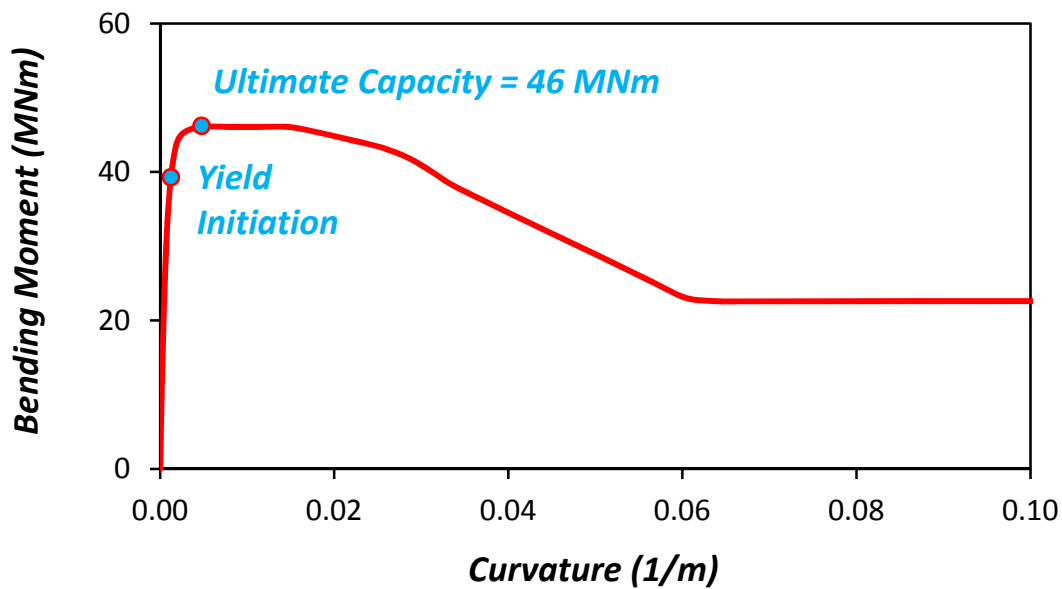
Σχήμα 3.4: Θεώρηση μονοβάθμιου ταλαντωτή και υπολογισμός της φασματικής επιτάχυνσης.



Σχήμα 3.5: Σεισμικές δυνάμεις που επιβάλλονται στην βάση του βάθρου P, σύμφωνα με τον ΕΑΚ.

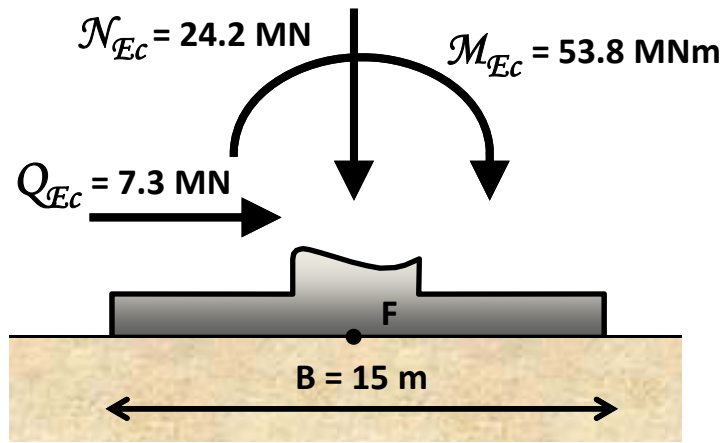


(a)

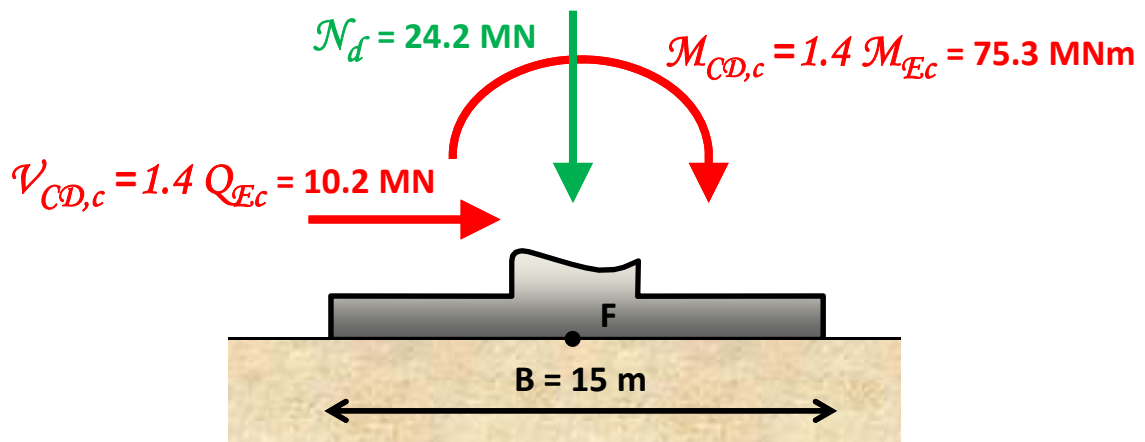


(b)

Σχήμα 3.6: (a) Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και οπλισμός της κυκλικής διατομής του βάρου της γέφυρας και (b) Σχέση ροπής καμπυλότητας της ίδιας διατομής (το σημείο διαρροής και ροπής αντοχής φαίνονται στο διάγραμμα).

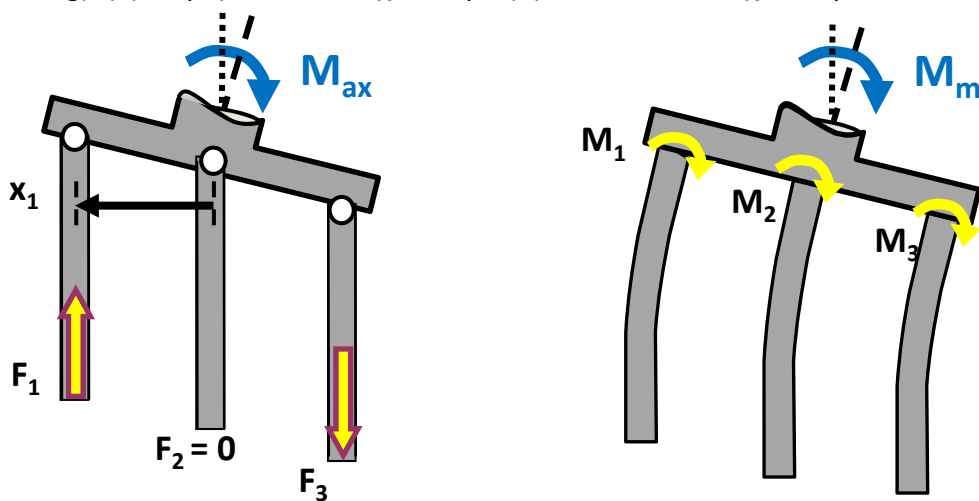


(a)



(b)

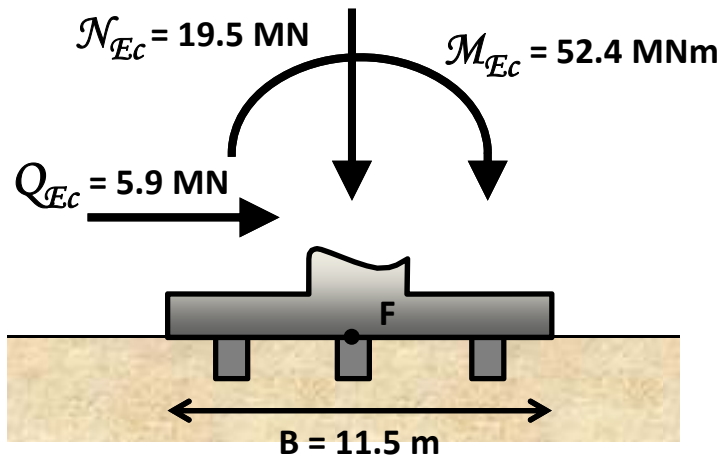
Σχήμα 3.7: Οι υπολογισμένες στατικές και σεισμικές δυνάμεις στην βάση της θεμελίωσης (F : footing), (a) Χωρίς ικανοτικό Σχεδιασμό (b) Με ικανοτικό Σχεδιασμό.



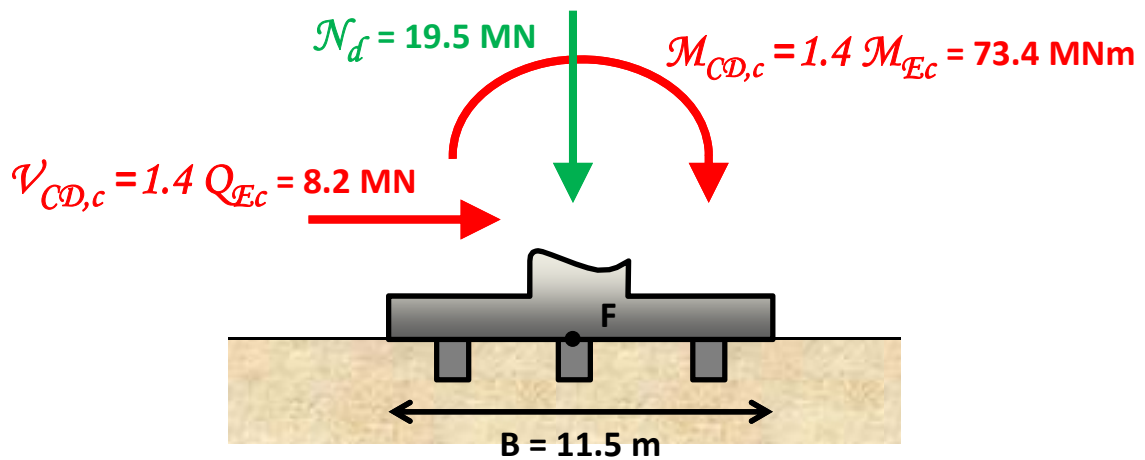
(a)

(b)

Σχήμα 3.8: Παραλαβή ροπής που μεταβιβάζεται στην θεμελίωση με: (a) αξονική , και (b) στροφική καταπόνηση των πασσάλων.

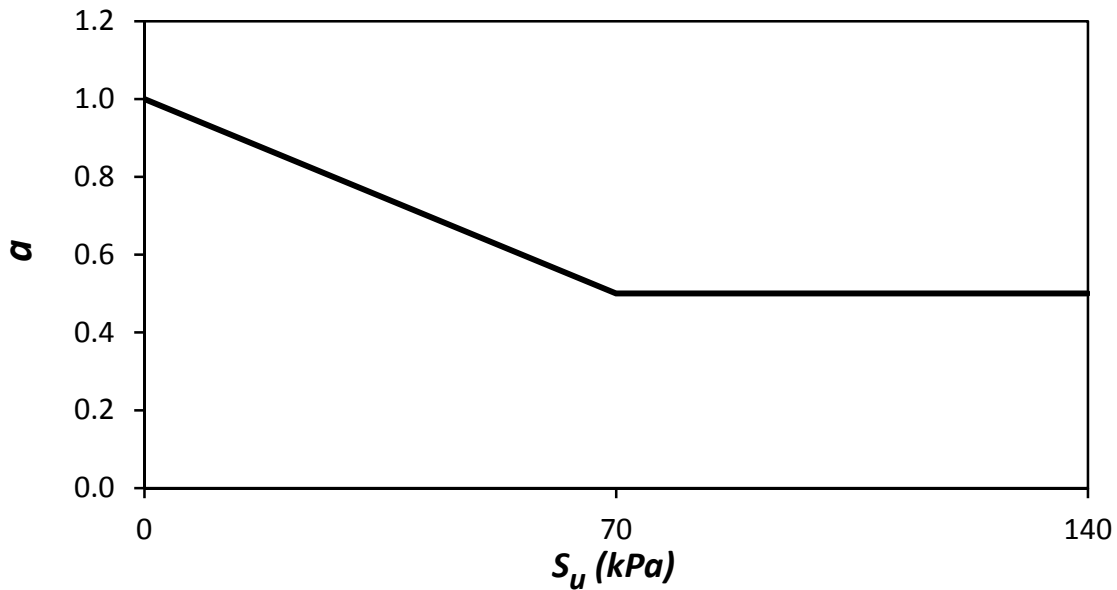


(a)

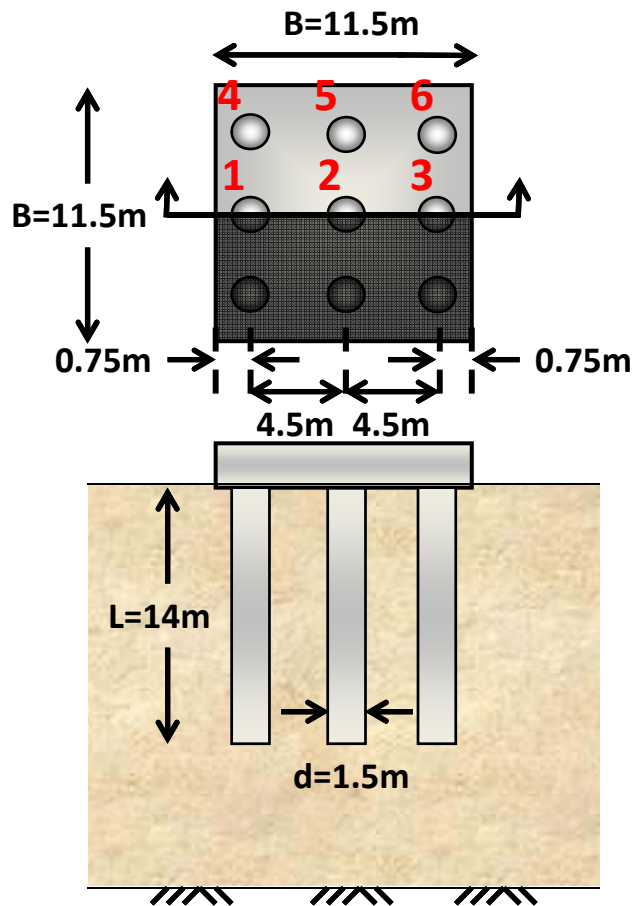


(b)

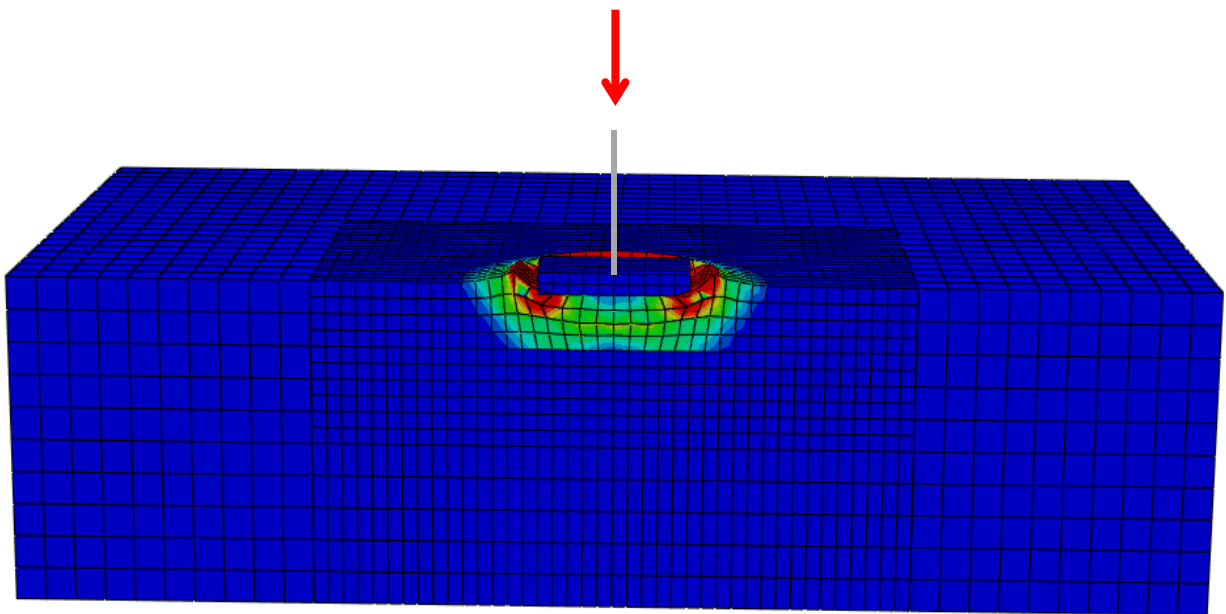
Σχήμα 3.9: Οι υπολογισμένες στατικές και σεισμικές δυνάμεις στην βάση της θεμελίωσης της πασσάλομάδας (F : footing), (a) Χωρίς ικανοτικό Σχεδιασμό (b) Με ικανοτικό Σχεδιασμό.



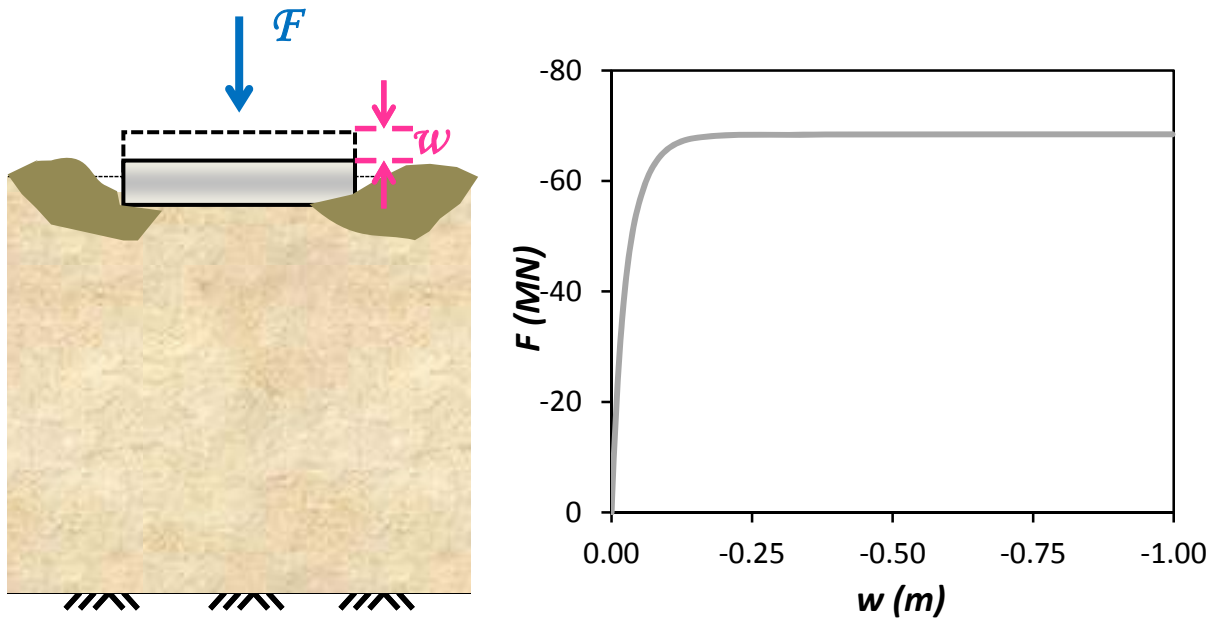
Σχήμα 3.10: Σχέση του συντελεστή α και της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u (Semple & Ridgen, 1984), για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής των πασσάλων, από την μέθοδο Tomlinson, 1971.



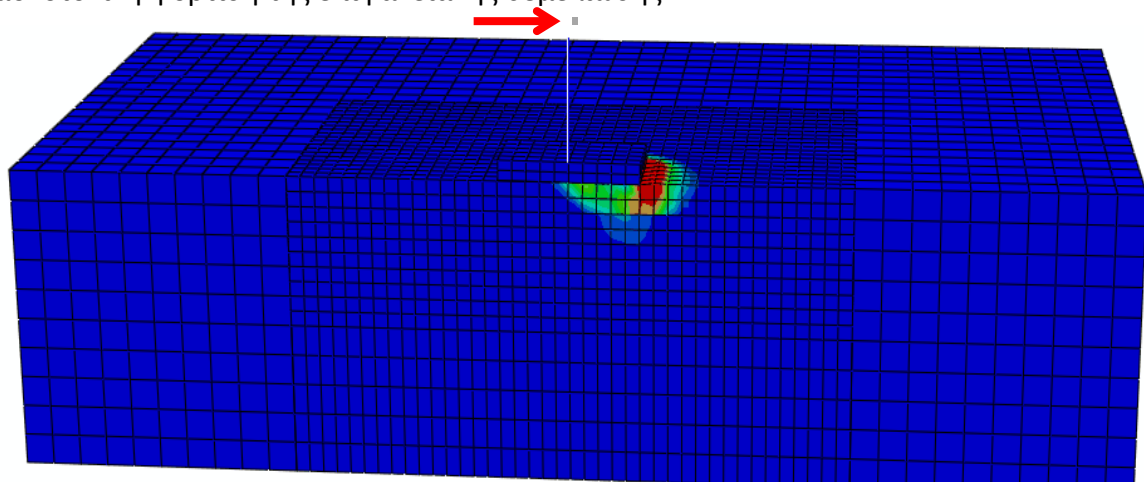
Σχήμα 3.11: Τελική διαμόρφωση της θεμελίωσης με πασσάλους σε μη βελτιωμένο έδαφος.



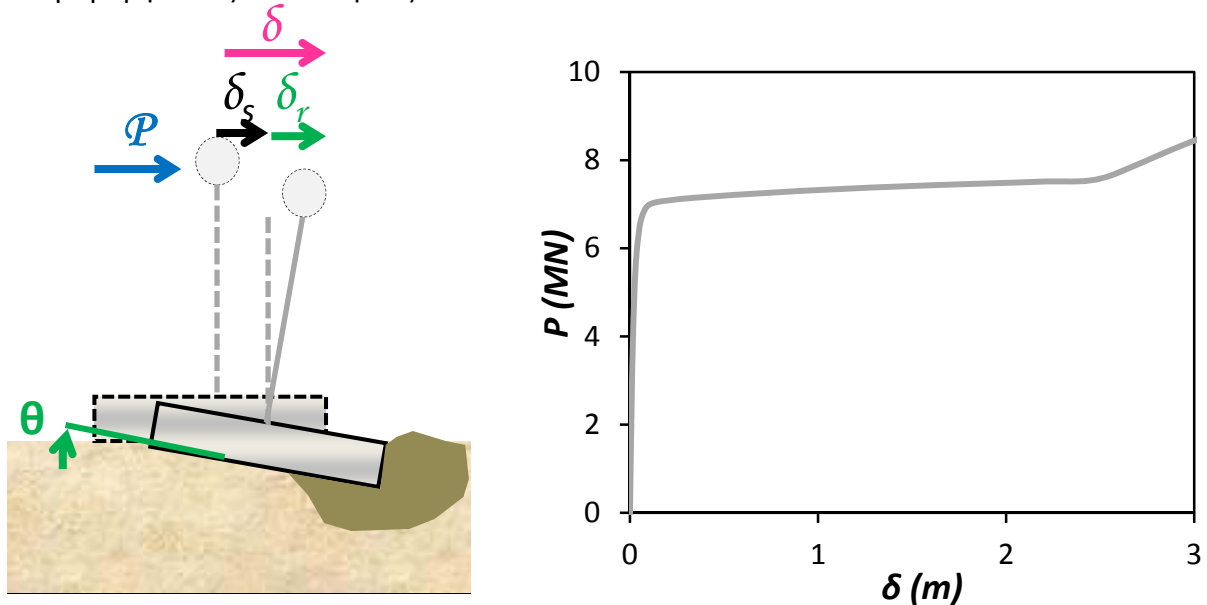
Σχήμα 3.12: Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων επιφανειακής θεμελίωσης σε κατακόρυφη φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



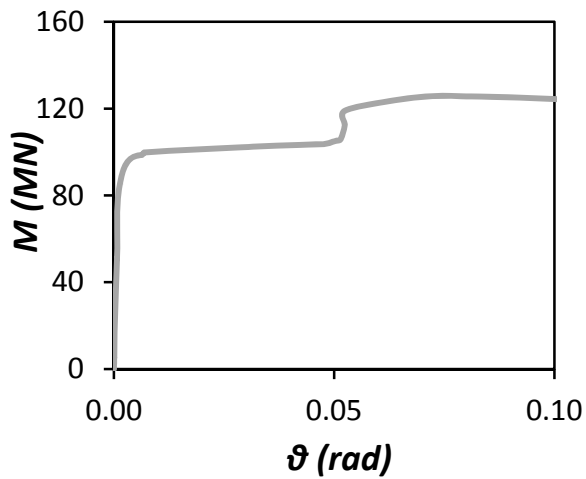
Σχήμα 3.13: Σχέση δύναμης F και καθίζησης w , όπως προκύπτει από την κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση της επιφανειακής θεμελίωσης.



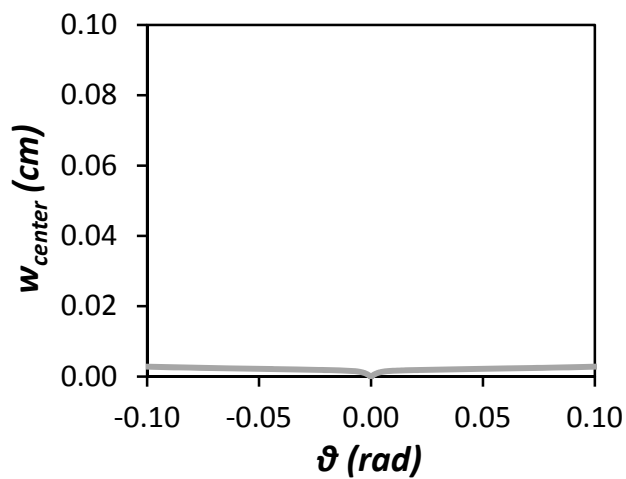
Σχήμα 3.14: Παραμορφωμένος κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων επιφανειακής θεμελίωσης σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



Σχήμα 3.15: Σχέση δύναμης P και εκτροπής δ , όπως προκύπτει από την οριζόντια μονοτονική φόρτιση της επιφανειακής θεμελίωσης.

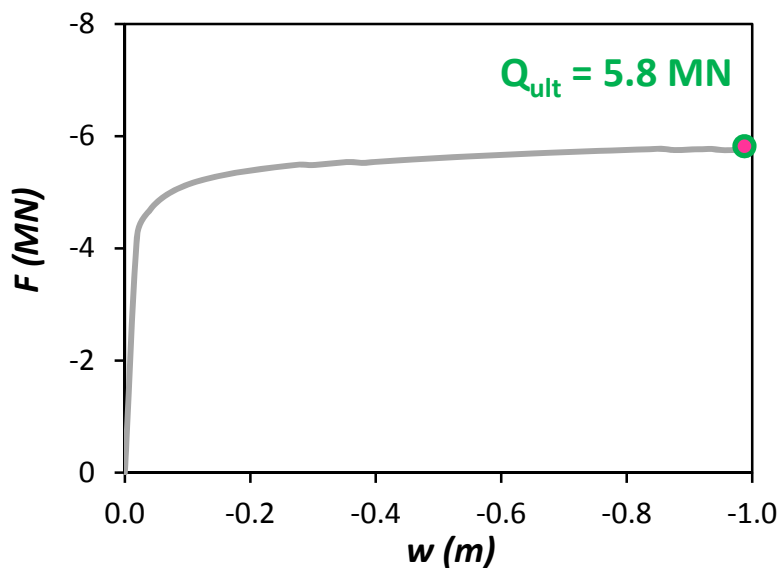
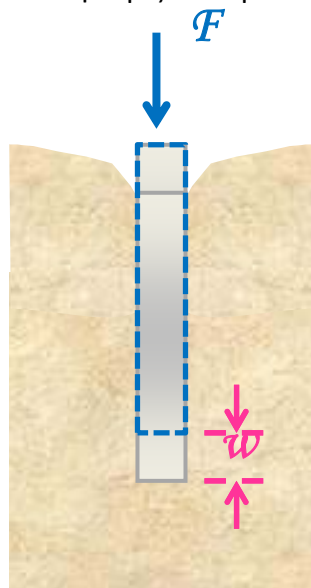


(a)

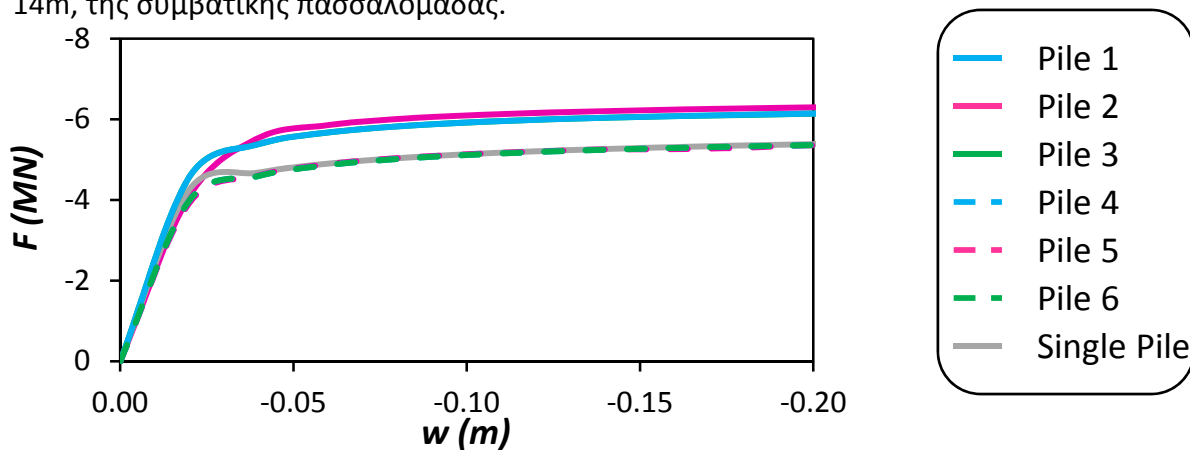


(b)

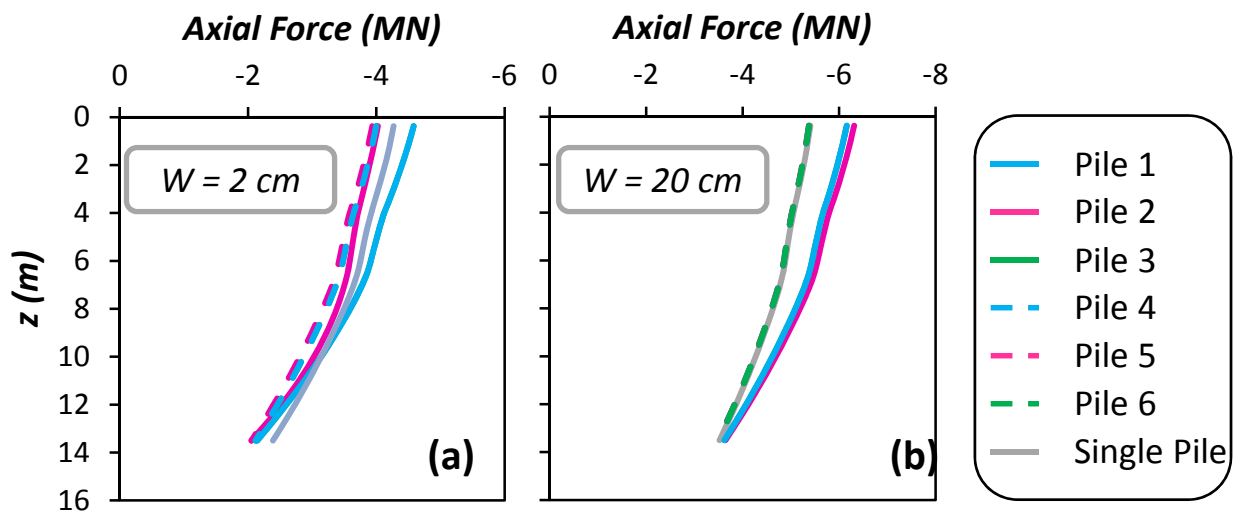
Σχήμα 3.16: (a) Σχέση ροπής M και στροφής θ , και (b) πρόσθετης καθίζησης λόγω της οριζόντιας μετακίνησης στο κέντρο του θεμελίου w_{center} και στροφής θ όπως προκύπτει από την οριζόντια μονοτονική φόρτιση της επιφανειακής θεμελίωσης.



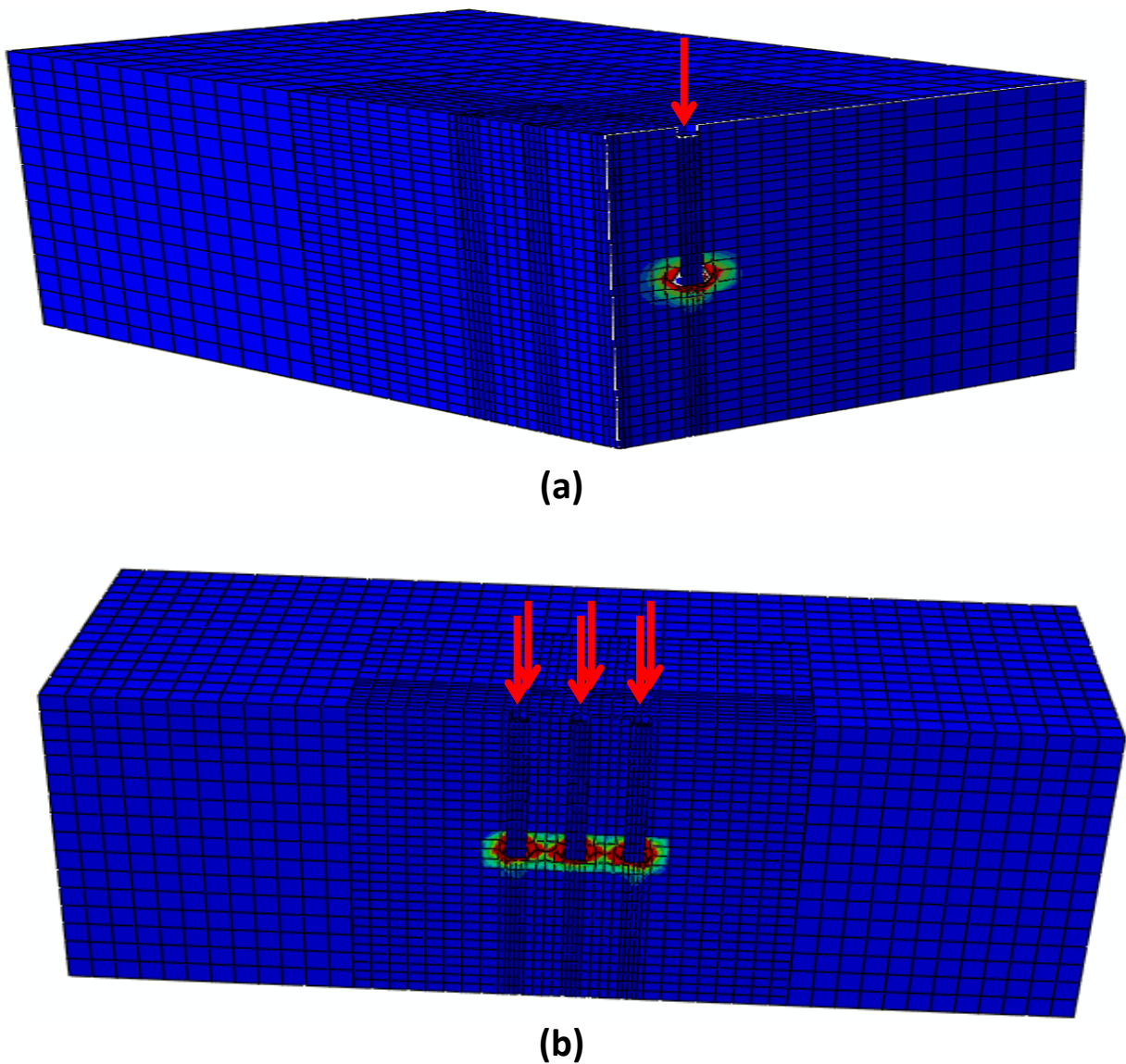
Σχήμα 3.17: Σχέση δύναμης F και καθίζησης w , όπως προκύπτει από την κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του μεμονωμένου πασσάλου διαμέτρου $D = 1.5\text{m}$ και μήκους $L = 14\text{m}$, της συμβατικής πασσαλομάδας.



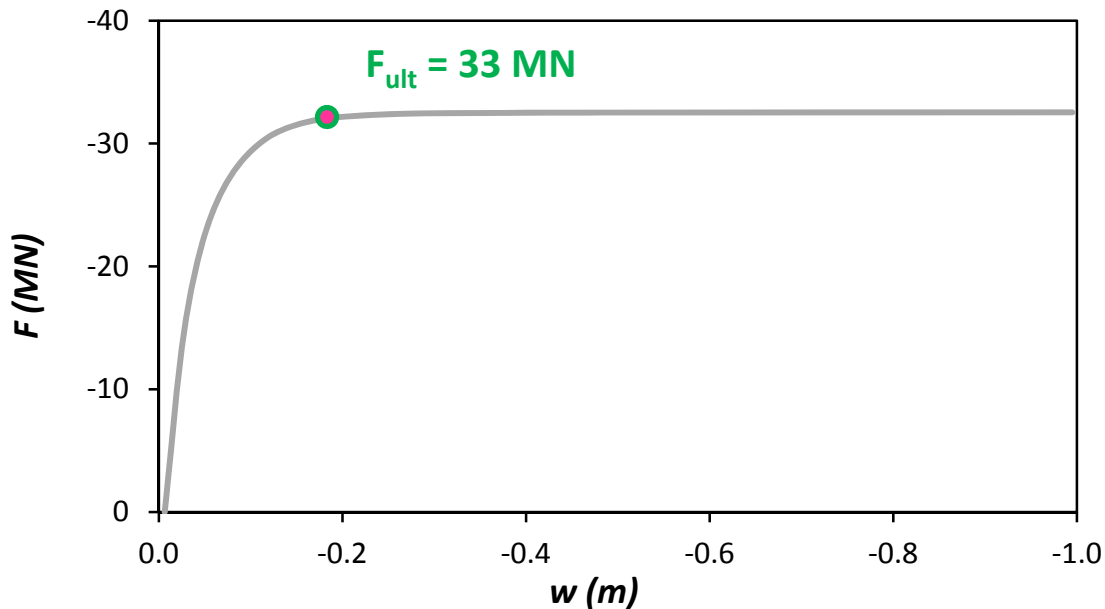
Σχήμα 3.18: Σχέση δύναμης F και καθίζησης w , όπως προκύπτει από την ταυτόχρονη κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση των πασσάλων, συγκρινόμενη με τον μεμονωμένο πάσσαλο.



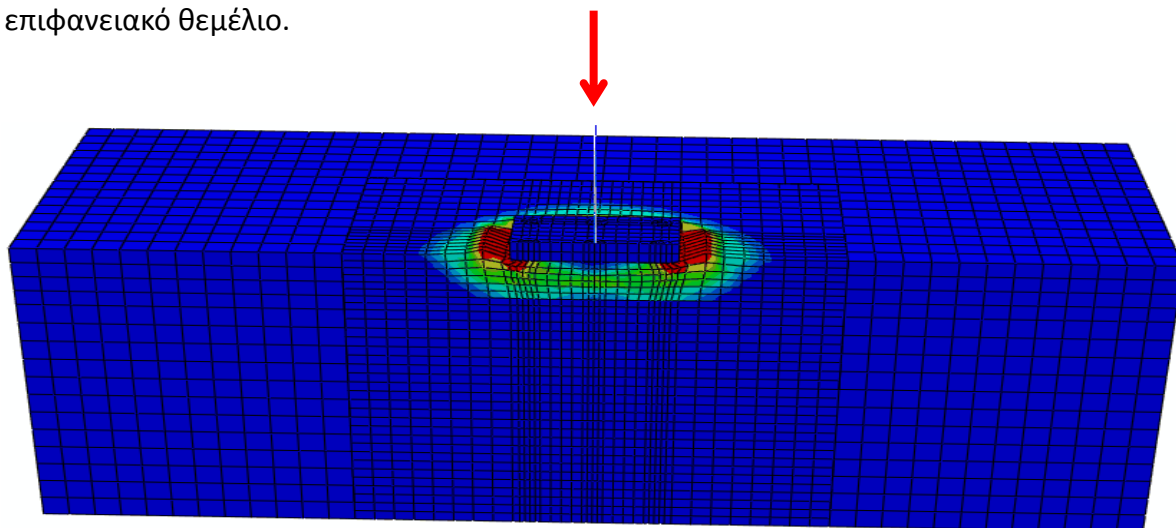
Σχήμα 3.19: Κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, καθώς και στον μεμονωμένο, για τιμή της καθίζησης (a) $w = 2\text{cm}$, και (b) $w = 20\text{cm}$.



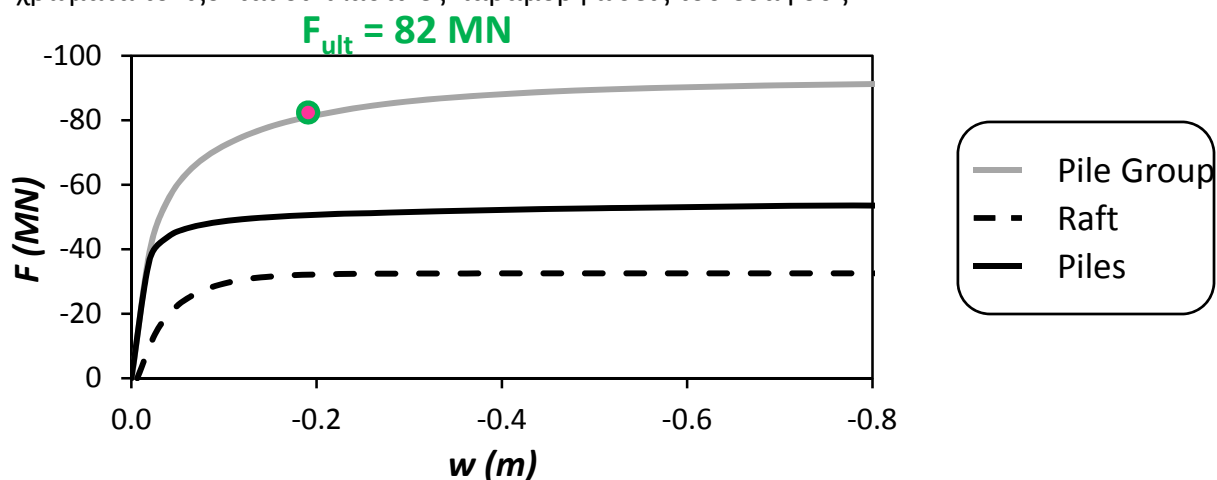
Σχήμα 3.20: Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων (a) μεμονωμένου πασσάλου, και (b) όλων των πασσάλων σε κατακόρυφη φόρτιση. Με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



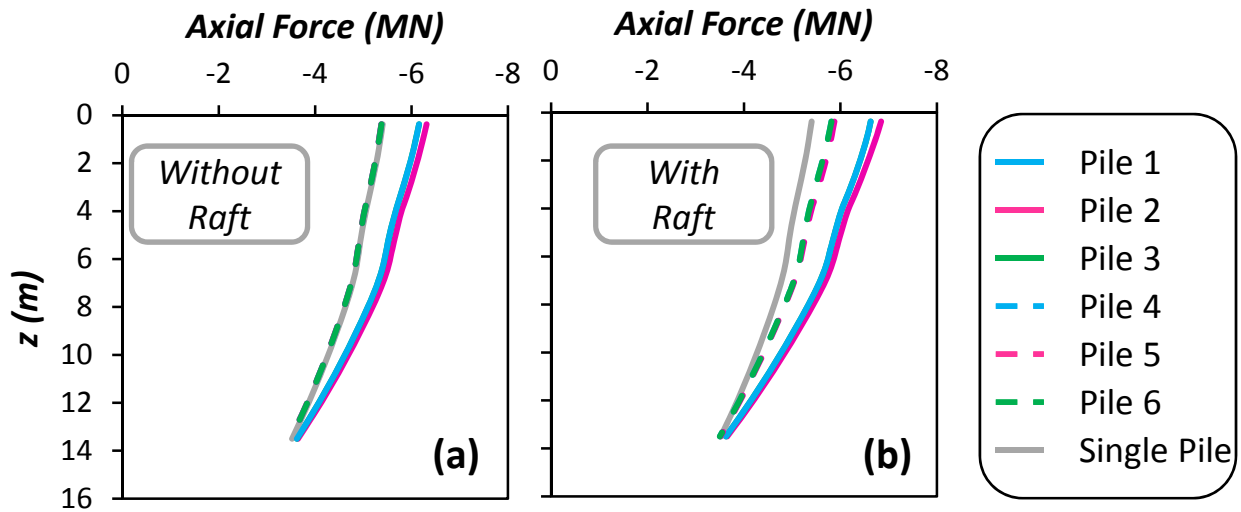
Σχήμα 3.21: Σχέση δύναμης F και καθίζησης w , όπως προκύπτει από την κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του κεφαλόδεσμου της πασσαλομάδας, ο οποίος δρα ως επιφανειακό θεμέλιο.



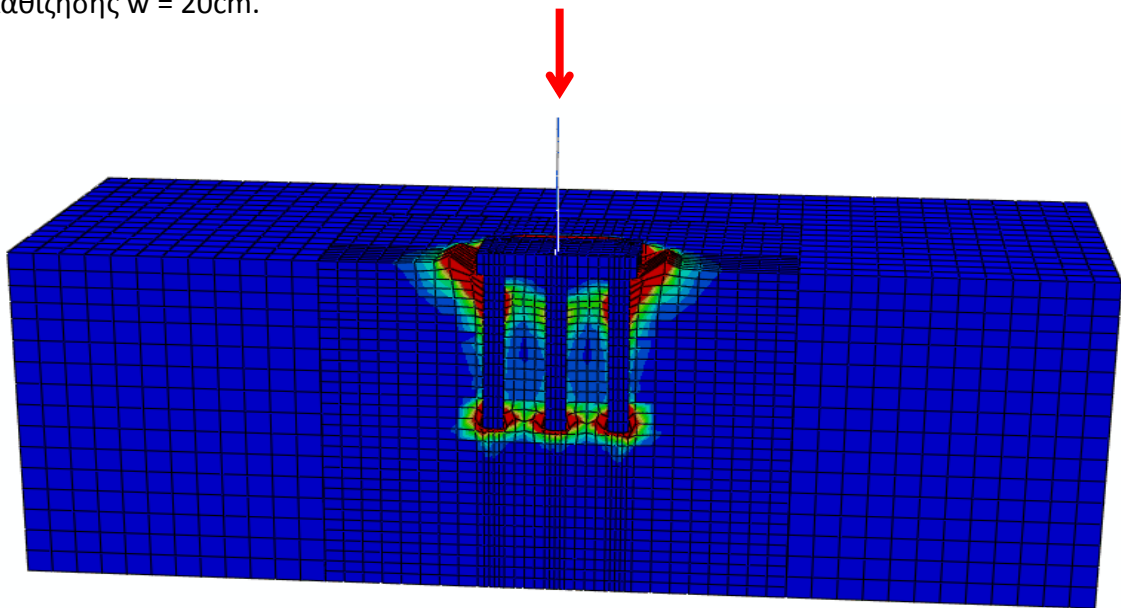
Σχήμα 3.22: Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων κεφαλόδεσμου πασσαλομάδας που λειτουργεί ως επιφανειακή θεμελίωση, σε κατακόρυφη φόρτιση. Με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



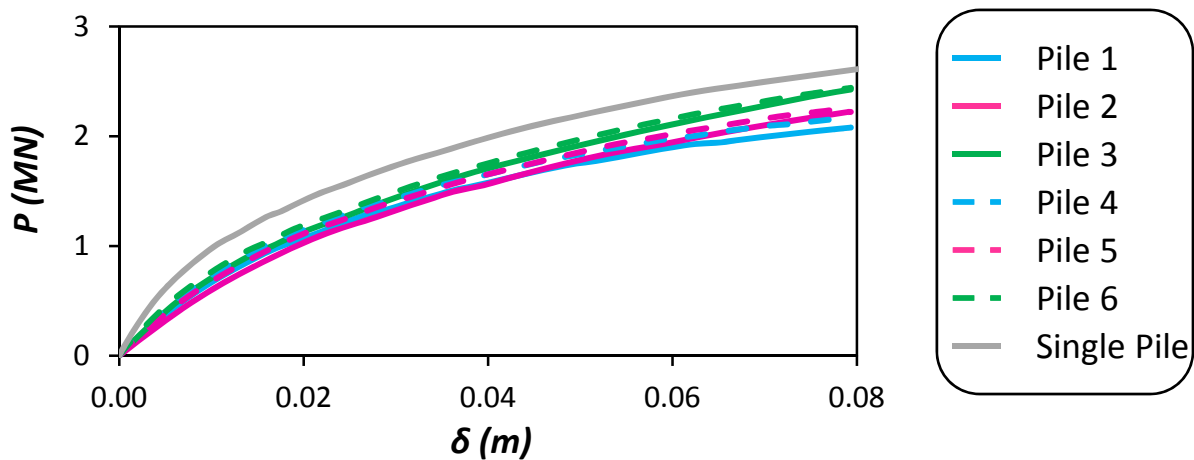
Σχήμα 3.23: Σχέση δύναμης F και καθίζησης w του συστήματος (Pile Group), του κεφαλόδεσμου (Raft) και των πασσάλων ξεχωριστά (Piles), όπως προκύπτει από την κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση της πασσαλομάδας.



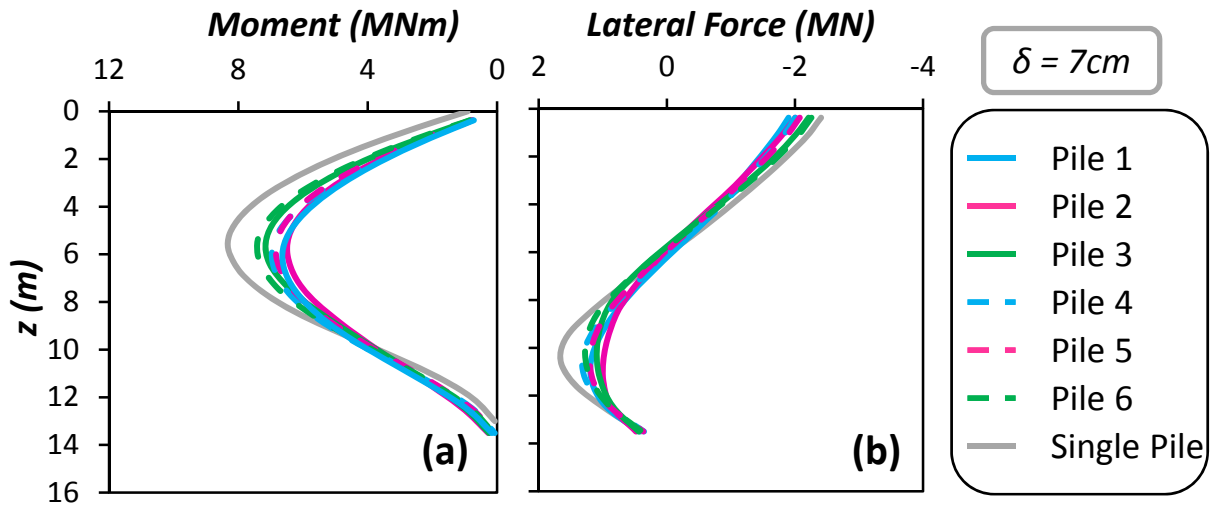
Σχήμα 3.24: Κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, (a) χωρίς κεφαλόδεσμο, και (b) με κεφαλόδεσμο, καθώς και στον μεμονωμένο, για τιμή της καθίζησης $w = 20\text{cm}$.



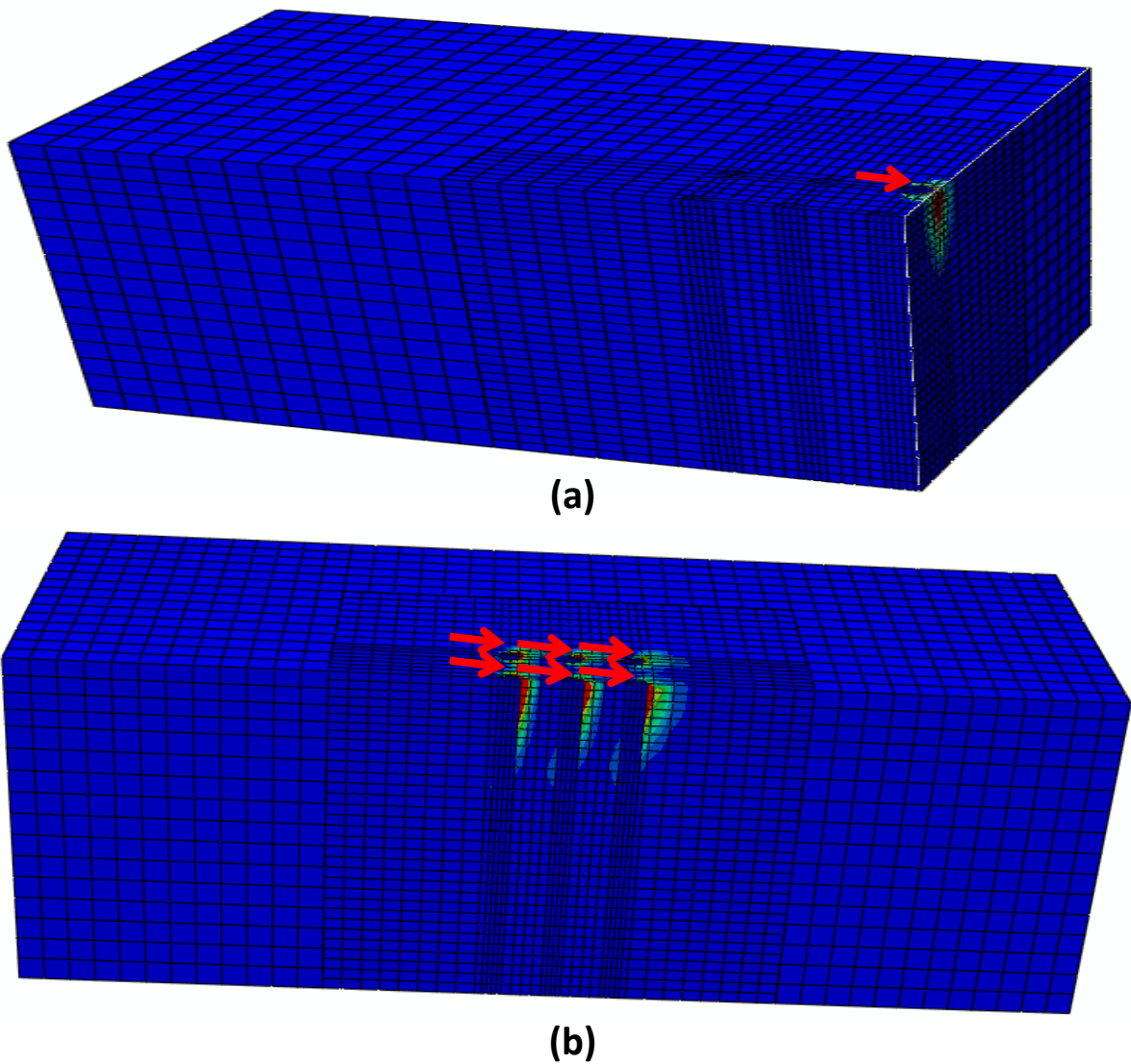
Σχήμα 3.25: Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων της πασσαλομάδας που υποβάλλεται σε κατακόρυφη φόρτιση. Με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



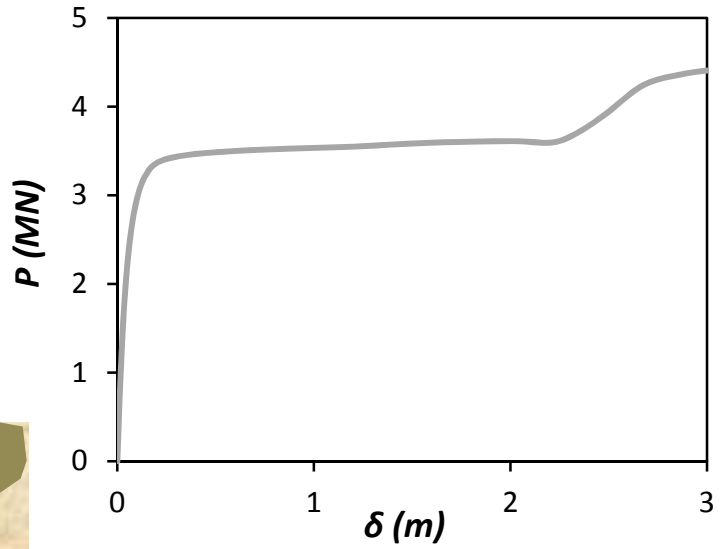
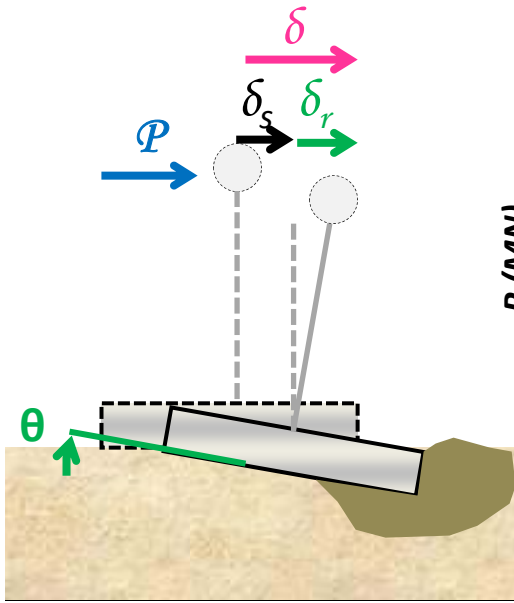
Σχήμα 3.25: Σχέση οριζόντιας δύναμης P και οριζόντιας μετακίνησης δ , για τους πασσάλους της πασσαλομάδας (χωρίς κεφαλόδεσμο), καθώς και για τον μεμονωμένο πάσσαλο.



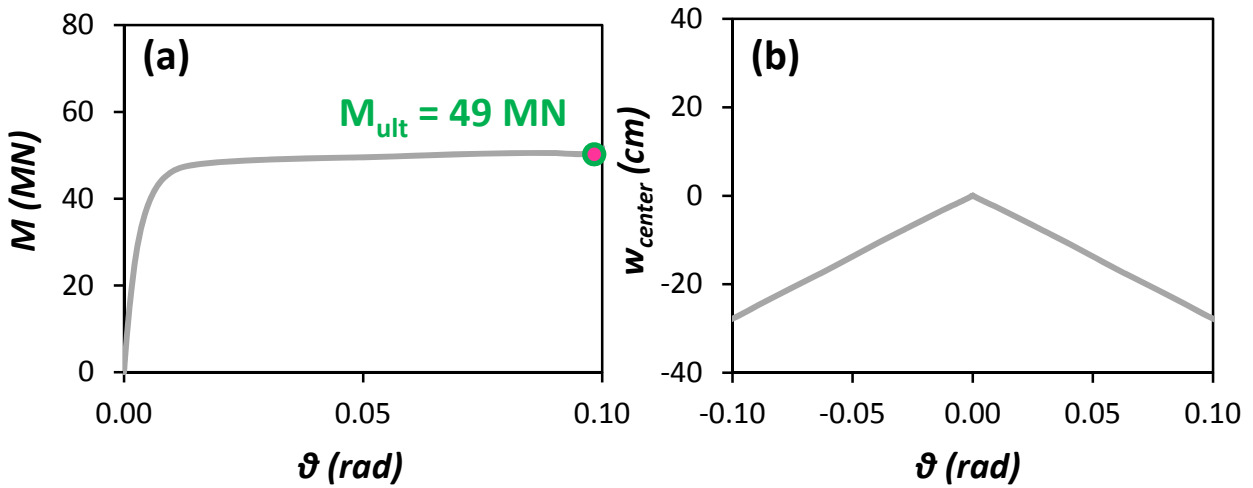
Σχήμα 3.27: Κατανομή (a) Ροπών ,και (b) Τεμνουσών δυνάμεων, με το βάθος σε κάθε πάσσαλο της πασσαλομάδας (χωρίς κεφαλόδεσμο) και στον μεμονωμένο πάσσαλο, για τιμή της οριζόντιας μετακίνησης ίση με $\delta = 7\text{cm}$.



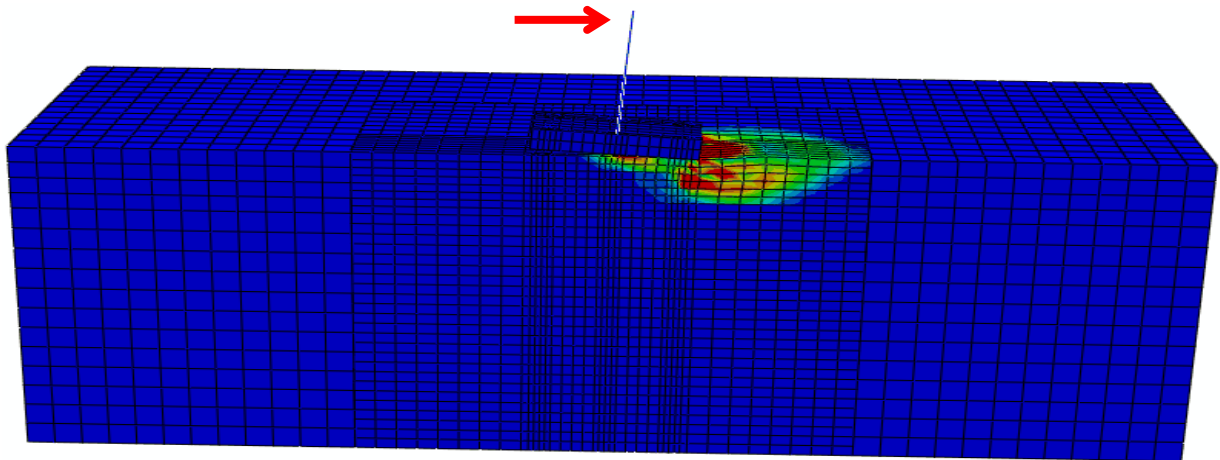
Σχήμα 3.28: Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων (a) μεμονωμένου πασσάλου, και (b) όλων των πασσάλων σε οριζόντια φόρτιση. Με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



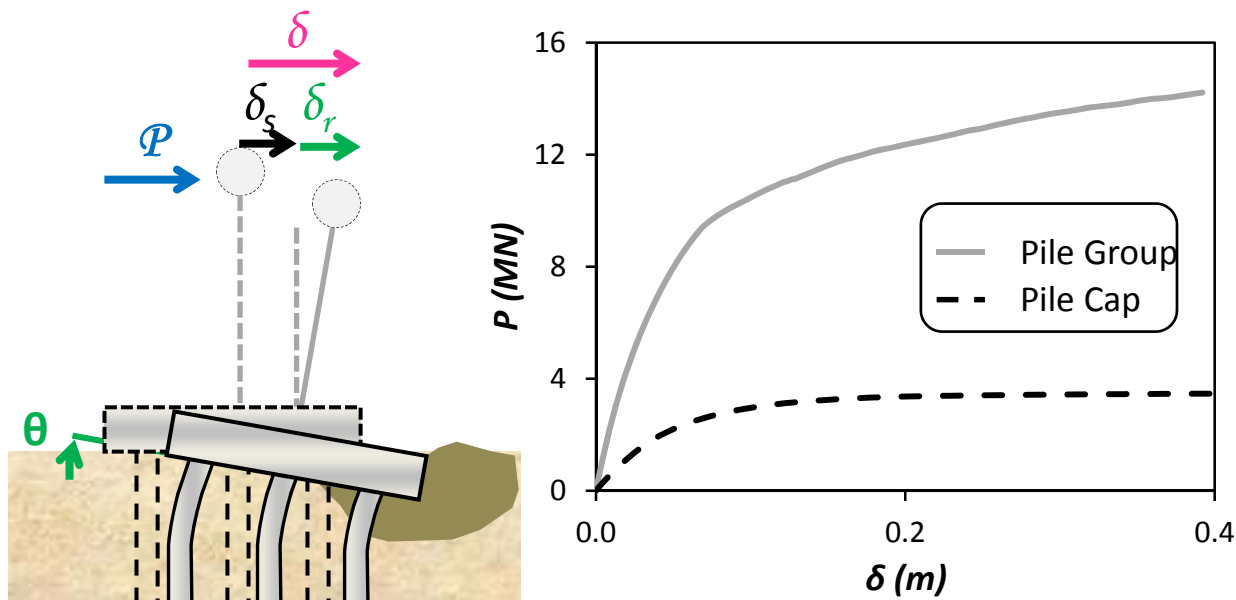
Σχήμα 3.29: Σχέση δύναμης P και εκτροπής δ , όπως προκύπτει από την οριζόντια μονοτονική φόρτιση του κεφαλόδεσμου της πασσαλομάδας.



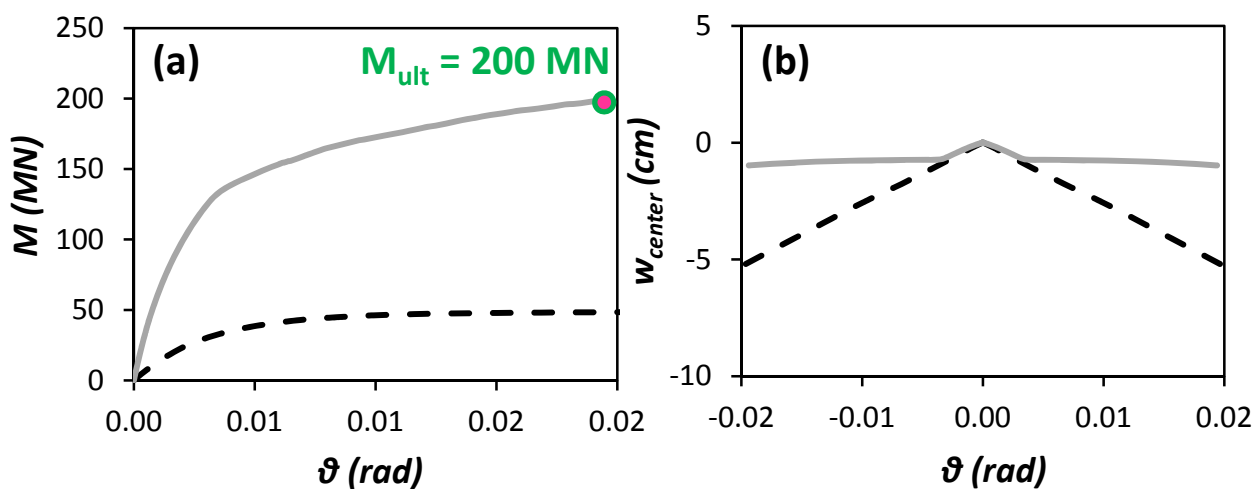
Σχήμα 3.30: (a) Σχέση ροπής M και στροφής θ , και (b) πρόσθετης καθίζησης λόγω της οριζόντιας μετακίνησης στο κέντρο του θεμελίου w_{center} και στροφής θ όπως προκύπτει από την οριζόντια μονοτονική φόρτιση του κεφαλόδεσμου της πασσαλομάδας.



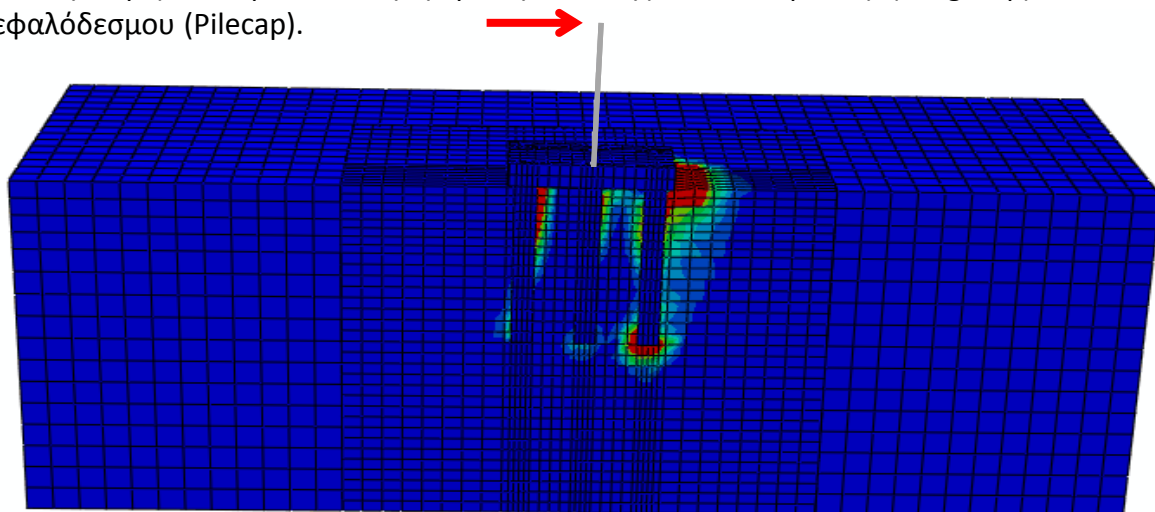
Σχήμα 3.31: Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων κεφαλόδεσμου που δρα ως επιφανειακή θεμελίωση, σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



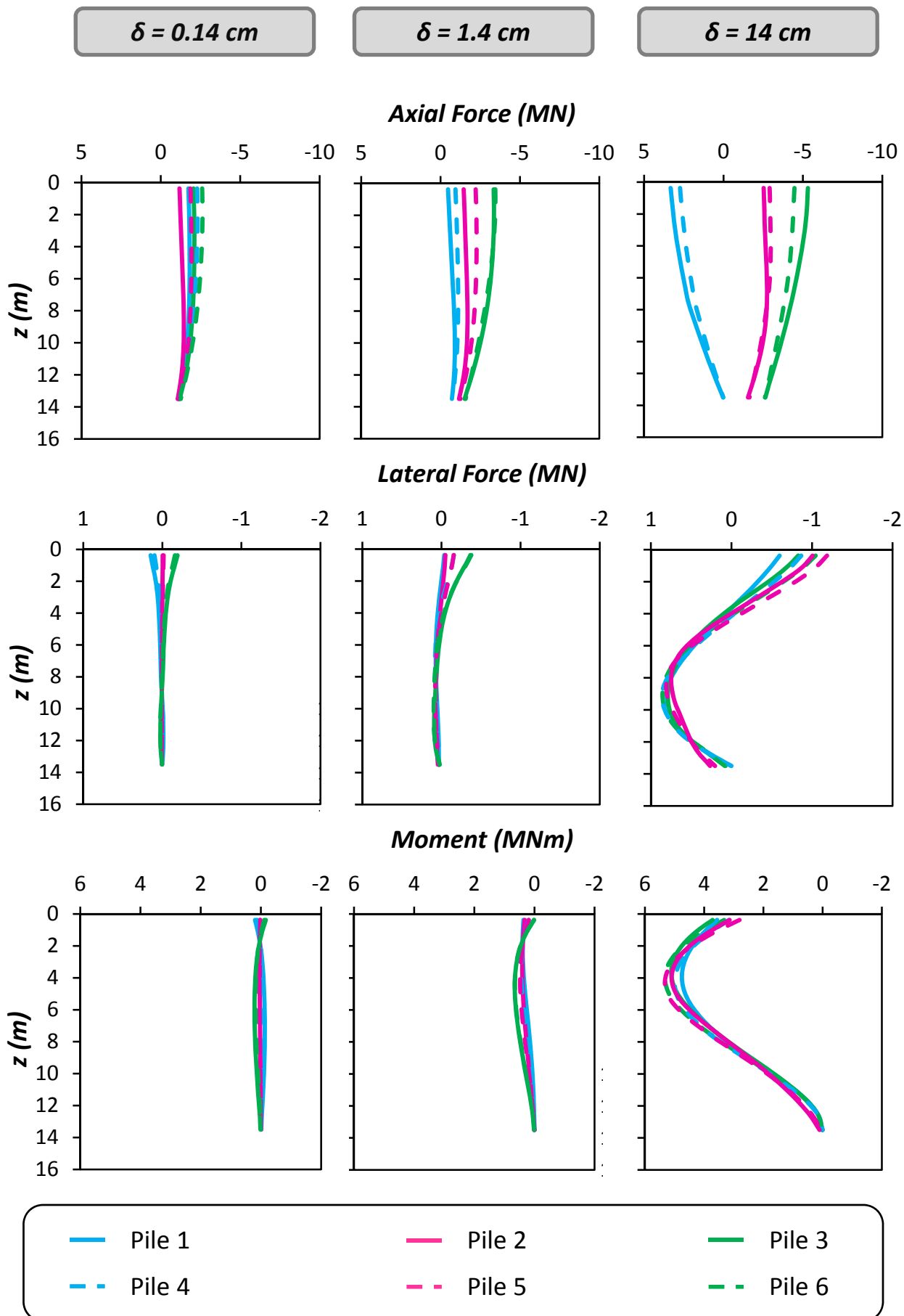
Σχήμα 3.32: Σχέση δύναμης P και εκτροπής δ , όπως προκύπτει από την οριζόντια μονοτονική φόρτιση της πασσαλομάδας.



Σχήμα 3.33: (a) Σχέση ροπής M και στροφής θ , και (b) πρόσθετης καθίζησης λόγω της οριζόντιας μετακίνησης στο κέντρο του θεμελίου w_{center} και στροφής θ όπως προκύπτει από την οριζόντια μονοτονική φόρτιση του της πασσαλομάδας (Pilegroup) και του κεφαλόδεσμου (Pilecap).



Σχήμα 3.34: Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων της πασσαλομάδας που υποβάλλεται σε οριζόντια φόρτιση. Με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



Σχήμα 3.35: Κατανομή Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και ροπών των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm.

Κεφάλαιο 4

**ΔΙΕΡΕΥΝΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ
ΑΣΥΝΔΕΤΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ**

Όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια, δεν υπάρχουν στην βιβλιογραφία θεωρητικές μέθοδοι για τον Σχεδιασμό συστήματος θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους σε ανομοιογενές έδαφος. Για τον λόγο αυτό στο παρών κεφάλαιο εξετάζεται μια παραμετρική ανάλυση για την εύρεση ενός συμβατικού συστήματος θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους, για την υπό εξέταση γέφυρα. Τα κριτήρια σχεδιασμού παραμένουν ίδια με αυτά που ισχύουν και για τα συστήματα θεμελίωσης με πασσάλους και με επιφανειακό θεμέλιο, ώστε να είναι άμεσα συγκρίσιμα.

4.1 Παραμετρική Ανάλυση

Για την εν λόγω θεμελίωση, διατηρήθηκαν οι διαστάσεις του κεφαλόδεσμου της πασσαλομάδας και η διάμετρος και το βάθος στο οποίο φτάνουν οι πάσσαλοι. Εξετάστηκαν 3 πάχη παρεμβαλλόμενου, μεταξύ του "κεφαλόδεσμου" και της κεφαλής των πασσάλων, στρώματος (t), ίσα με $1/6$, $1/2$, και 1 φορές την διάμετρο των πασσάλων (D). Σημειώνεται ότι στην διεθνή βιβλιογραφία οι περισσότεροι ερευνητές έχουν διερευνήσει πειραματικά αυτόν τον τύπο θεμελίωσης για πάχος παρεμβαλλόμενου στρώματος ίσο με $2D$ (Κεφάλαιο 1). Το πάχος αυτό το θεωρήσαμε πολύ μεγάλο και καθοριστικό για την μη ουσιαστική λειτουργία των πασσάλων και γι αυτό επιλέχθηκαν οι τιμές που προαναφέρθηκαν. Επιπρόσθετα στις επιλύσεις δοκιμάστηκαν 3 τιμές της αντοχής του παρεμβαλλόμενου στρώματος. Αρχικά διατηρήθηκε το έδαφος που προυπήρχε στην επιφάνεια, και έπειτα αντικαταστάθηκε με έδαφος 5 και 10 φορές πιο "δυνατό". Το βελτιωμένο έδαφος θεωρήθηκε ισοδύναμο έδαφος αργίλου, με βελτιωμένες ιδιότητες, καθώς η προσομοίωση του χαλικιού (gravel), που συνήθως χρησιμοποιείται για βελτίωση του εδάφους, στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus δεν είναι ακριβής, και δεν μπορεί να προσομοιώσει φαινόμενα όπως η δυναμική συνίζηση. Η μέγιστη τιμή του μέτρου ελαστικότητας που δοκιμάστηκε, επιλέχθηκε έτσι ώστε να βρίσκεται μέσα στα όρια των δυναμικών ιδιοτήτων τέτοιου υλικού, που δίνονται διεθνώς, και είναι άμεση του τασικού πεδίου που επικρατεί. Σκαριφηματικά οι παράμετροι που εξετάστηκαν φαίνονται στο **Σχήμα 4.1**.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της κατακόρυφης και οριζόντιας μονοτονικής φόρτισης των συστημάτων θεμελίωσης.

4.1.1 Κατακόρυφη Μονοτονική Φόρτιση

Όλα τα συστήματα υποβλήθηκαν σε κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση, ώστε να υπολογιστεί ο συντελεστής ασφαλείας για κατακόρυφα φορτία SF_v , ο οποίος, σύμφωνα με τους σύγχρονους κανονισμούς, πρέπει να είναι μεγαλύτερος ή ίσος του 2. Επιπλέον διαπιστώνεται η συμβολή των πασσάλων και του εδάφους στην παραλαβή των φορτίων αυτών.

Ένα παράδειγμα του παραμορφωμένου καννάβου πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.2** (περίπτωση πάχους παρεμβαλλόμενης στρώσης $t = D/2$, και αντοχής 10 φορές μεγαλύτερη από αυτή που προϋπήρχε $E_{gr}/E_{s0} = 10$). Με χρώμα εμφανίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους. Παρατηρούμε ότι η καθίζηση του εδάφους είναι μεγαλύτερη από την καθίζηση των πασσάλων, κάτι που εισάγει αρνητική τριβή στις παράπλευρες επιφάνειες των πασσάλων, όπως θα διαπιστωθεί παρακάτω. Επίσης οι ακριανοί πάσσαλοι (1, 3, 4, και 6), στρέφονται προς τα έξω. Αυτό προκύπτει από τις δυνάμεις που υποβάλλονται στις κεφαλές τους από το υπερκείμενο στρώμα εδάφους, το οποίο έχει την τάση να "εκτοπιστεί" προς τα έξω με την αύξηση της καθίζησης της πλάκας θεμελίωσης. Κατά συνέπεια, υπό μορφή αξονικής δύναμης, οι κεντρικοί πάσσαλοι (2, και 5) ενεργοποιούνται περισσότερο.

Στην περίπτωση θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους, οι πάσσαλοι φορτίζονται είτε απευθείας στην κεφαλή τους μέσω του παρεμβαλλόμενου στρώματος, είτε από την αρνητική τριβή που επιβάλλεται στις παράπλευρες επιφάνειές τους, λόγω της διαφορετικής καθίζησης των πασσάλων και του εδάφους που τους περιβάλλουν. Η ύπαρξη αυτής της αρνητικής τριβής, μεταφέρει την θέση της μέγιστης θλιπτικής αξονικής δύναμης σε κάποιο βάθος z , εν αντιθέσει με την πασσαλομάδα, όπου οι μέγιστες αξονικές εμφανίζονται στην κεφαλή των πασσάλων. Το βάθος που θα εμφανιστεί η μέγιστη αξονική, καθώς και η τιμή της, εξαρτάται από το πάχος και την αντοχή του παρεμβαλλόμενου στρώματος.

Στο **Σχήμα 4.3** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση θεμελίωσης με πάχος παρεμβαλλόμενης στρώσης $t = 0.25m$, και χωρίς εξυγίανση του εδάφους ($E_{gr}/E_{s0} = 1$). Από αυτά προκύπτει συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης ίσος με $SF_v = 3.76$, σημειώθηκε δηλαδή 20% μείωση του συντελεστή ασφαλείας που προέκυψε από την κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση της πασσαλομάδας, με την παρεμβολή 0.25 m εδάφους. Για μικρή καθίζηση ($w = 2cm$), οι ακριανοί πάσσαλοι παραλαμβάνουν μεγαλύτερη αξονική δύναμη από τους κεντρικούς. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην αρχή της φόρτισης το ενδόσιμο έδαφος έχει μεγαλύτερη καθίζηση στο κέντρο του θεμελίου, όπου μεταβιβάζονται μεγαλύτερες δυνάμεις, και έτσι σε ένα μικρό τμήμα του χάνει την επαφή με το θεμέλιο. Επειδή όμως το θεμέλιο έχει θεωρηθεί άκαμπτο και δεν

μπορεί να παραμορφωθεί, επιβάλλονται μεγαλύτερες δυνάμεις στα άκρα του θεμελίου, μέχρις ότου να μην υπάρχουν διαφορικές καθιζήσεις, και έπειτα επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία. Επομένως υπάρχουν και περιπτώσεις σε "ελαφριά" φορτισμένα συστήματα, όπου οι δυνάμεις που παραλαμβάνουν οι ακριανοί πάσσαλοι θα είναι ίδιες ή λίγο μικρότερες από τις αντίστοιχες των κεντρικών πασσάλων.

Για μεγάλες τιμές της καθίζησης, όπου στην θεμελίωση ασκείται δύναμη όση είναι η αντοχή της, οι δυνάμεις μεταβιβάζονται σε όλους τους πασσάλους, οι οποίοι επίσης έχουν φτάσει στην αντοχή τους. Εδώ παρατηρούνται μεγαλύτερες τιμές των αξονικών δυνάμεων στους κεντρικούς πασσάλους συγκριτικά με τους ακριανούς, γεγονός που πηγάζει από την αλληλεπίδραση των πασσάλων. Μεγαλύτερη αρνητική τριβή εισάγεται στις παράπλευρες επιφάνειες των κεντρικών πασσάλων από την καθίζηση των ακριανών. Αυτή μεγιστοποιείται στην περιοχή όπου εμφανίζεται η μέγιστη αξονική δύναμη. Σε αυτήν την περίπτωση η μέγιστη αξονική δύναμη του πασσάλου 2, είναι 6.6 MN, και βρίσκεται σε βάθος $z = 5.6$ m.

Τα αποτελέσματα για το ίδιο μέτρο ελαστικότητας, και για πάχος t , ίσο με 0.75 m (0.5 D) και 1.5 m (D), της παρεμβαλλόμενης στρώσης, απεικονίζονται στο **Σχήμα 4.4** και στο **Σχήμα 4.5** αντίστοιχα. Στο πρώτο ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης είναι $SF_v = 1.98$, περίπου 60% μειωμένος σε σχέση με την πασσαλομάδα. Η τιμή αυτή προκύπτει τόσο μειωμένη λόγω αδυναμίας της ενεργοποίησης των πασσάλων. Για τον λόγο αυτό, η θεμελίωση παρουσιάζει υπεραντοχή ($SF_v = 4.1$) για τιμή της καθίζησης, η οποία αντιστοιχεί στην στιγμή που το θεμέλιο ακουμπάει στους πασσάλους.

Από την άλλη μεριά, με περαιτέρω αύξηση του πάχους της παρεμβαλλόμενης στρώσης, ίσο με την διάμετρο των πασσάλων D, έχουμε $SF_v = 1.81$. Δηλαδή για 50% αύξηση του πάχους t , έχουμε 9% μείωση του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης. Η διαφορά αυτή, μαζί με το γεγονός ότι στην προηγούμενη περίπτωση εμφανίστηκε υπεραντοχή για μεγάλη τιμή της καθίζησης, δείχνουν ότι από κάποια τιμή του πάχους της παρεμβαλλόμενης στρώσης και έπειτα, η θεμελίωση λειτουργεί ως επιφανειακή, και δεν υπάρχει ουσιαστική αξιοποίηση των πασσάλων. Αυτό μπορεί να αποδειχτεί, και από τις κατανομές των αξονικών δυνάμεων με το βάθος. Καθώς αυξάνεται η παράμετρος t , μειώνονται οι δυνάμεις που μεταβιβάζονται στους πασσάλους, καθ' όλο το μήκος τους. Επιπρόσθετα, όπως είναι λογικό, μειώνεται η τιμή της μέγιστης αξονικής, αλλά και του βάθους που εμφανίζεται. Το φαινόμενο αυτό πηγάζει από τις αυξημένες καθιζήσεις του εδάφους, το οποίο παραλαμβάνει όλο και μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής φόρτισης, και επομένως από την αυξημένη αρνητική τριβή στις παράπλευρες επιφάνειες των πασσάλων.

Σε περίπτωση εξυγίανσης του επιφανειακού στρώματος, με έδαφος που έχει μέτρο ελαστικότητας 5 φορές μεγαλύτερο από αυτό που προϋπήρχε, τα αποτελέσματα για πάχος παρεμβαλλόμενης στρώσης $t = 0.25$ m παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.6**. Ενώ στην περίπτωση θεμελίωσης χωρίς εξυγίανση, είχαμε ομαλή καμπύλη κατακόρυφης δύναμης και καθίζησης, αυξάνοντας την αντοχή της ενδιάμεσης στρώσης, δημιουργείται ένα "σκαλοπάτι". Αυτό είναι πολύ μικρότερο από το αντίστοιχο που σχηματίστηκε στην περίπτωση που εμφανίζεται στο **Σχήμα 4.4** ($t = D/2$, και $E_{gr}/E_s = 1$), καθώς το πιο σκληρό έδαφος ενεργοποιεί περισσότερο τους πασσάλους, όμως δεν πάυει να λειτουργεί και ξεχωριστά παραλαμβάνοντας μεγάλο μέρος της δύναμης. Αυτό συμβαίνει μέχρι κάποια τιμή της καθίζησης, στην οποία οι κεφαλές των πασσάλων βρίσκονται πολύ κοντά στην επιφάνεια του θεμελίου. Το συμπέρασμα αυτό, μπορεί να διαπιστωθεί συγκρίνοντας τις κατανομές αξονικών δυνάμεων στην εν λόγω περίπτωση με εξυγίανση και στην αντίστοιχη χωρίς εξυγίανση (**Σχήμα 4.3**). Παρ' όλο που στην πρώτη περίπτωση έχουμε πιο δυνατό έδαφος επιφανειακά, φαίνεται ότι δεν μεταβιβάζει κατευθείαν τις δυνάμεις στους πασσάλους. Γι αυτό οι πάσσαλοι παραλαμβάνουν μικρότερη αξονική, ακόμα και για καθίζηση $w = 20$ cm. Φαίνεται από το διάγραμμα δύναμης - καθίζησης, ότι οι πάσσαλοι ενεργοποιούνται πλήρως για τιμή της καθίζησης περίπου 30 cm, και αυξάνουν τον συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης από 3.53 σε 4.56. Εμείς λαμβάνουμε υπόψη την τιμή 3.53, γιατί ο Σχεδιασμός μας δεν μπορεί να στηρίζεται σε αντοχή που εμφανίζεται σε μεγάλες καθιζήσεις, οι οποίες δεν είναι επιθυμητές στην απόκριση της θεμελίωσης. Το βάθος στο οποίο εμφανίζεται η μέγιστη αξονική δύναμη είναι στα 5.6 m, ίδιο με την περίπτωση ίδιου πάχους παρεμβαλλόμενου στρώματος, χωρίς εξυγίανση.

Με την αύξηση του πάχους της παρεμβαλλόμενης στρώσης σε $D/2$, έχουμε $SFV = 3.72$, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.7**, χωρίς να ληφθεί υπόψη η υπεραντοχή που εμφανίζεται σε μεγάλες καθιζήσεις. Λόγω της ύπαρξης της πιο δυνατής στρώσης, οι πάσσαλοι φορτίζονται περισσότερο και για μικρές και για μεγάλες καθιζήσεις, αν συγκρίνουμε με την περίπτωση που δεν πραγματοποιείται εξυγίανση, με το ίδιο πάχος t . Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το πιο δυνατό στρώμα που βρίσκεται ανάμεσα στους πασσάλους και στο θεμέλιο μεταβιβάζει ομοιόμορφα δυνάμεις στις κεφαλές τους για μικρή καθίζηση, ενώ στην περίπτωση μαλακού εδάφους, η καθίζησή του ενεργοποιούσε σε μεγάλη έκταση τις αρνητικές τριβές, χωρίς να μπορεί να τους φορτίσει απευθείας. Αυτό συμπαιρένεται και από την σύγκριση των κατανομών των αξονικών δυνάμεων με το βάθος. Στην περίπτωση που εξετάζουμε, έχουμε μέγιστη θλιπτική δύναμη για βάθος 6.5 m για τιμή της καθίζησης $w = 20$ cm, μικρότερο δηλαδή από την αντίστοιχη χωρίς αντικατάσταση του εδάφους. Παρατηρούνται επίσης μικρότερες κλίσεις στα διαγράμματα αυτά. Όλα αυτά που αναφέρθηκαν, πηγάζουν από την μείωση της αρνητικής τριβής με την αύξηση της αντοχής της παρεμβαλλόμενης στρώσης.

Όμοια συμπεριφορά παρουσιάζει η θεμελίωση και στην περίπτωση $t = D$ (**Σχήμα 4.8**). Εδώ ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης είναι $SFV = 4.43$, καθώς με την αύξηση του πάχους, αυξάνεται και η δυσκαμψία της ενδιάμεσης στρώσης και αρχίζει η θεμελίωση να λειτουργεί ως επιφανειακό θεμέλιο σε βελτιωμένο έδαφος. Επιπλέον το βάθος που εμφανίζεται η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι στα 7.5 m. Είναι, δηλαδή, μεγαλύτερο από αυτό που προκύπτει στα συστήματα με ίδιο μέτρο ελαστικότητας, αλλά μικρότερα πάχη, της ενδιάμεσης στρώσης, και μικρότερο από το σύστημα με ίδιο πάχος, αλλά χωρίς εξυγίανση, για τους λόγους που αναφέρθηκαν προηγουμένως.

Στο **Σχήμα 4.9** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την κατακόρυφη φόρτιση της θεμελίωσης με πάχος παρεμβαλλόμενης στρώσης ίση με 0.25 m, και μέτρο ελαστικότητας ίσο με 10 φορές μεγαλύτερο από αυτό που προϋπήρχε ($E_{gr}/E_s = 10$). Η εμφάνιση μιας μικρής υπεραντοχής σε μεγάλη τιμή της καθίζησης εμφανίζεται ακόμα πιο ομαλά, σε σχέση με τις προηγούμενες περιπτώσεις που εμφανίστηκε, και ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση προκύπτει $SFV = 4.56$ (χωρίς την υπεραντοχή). Στην περίπτωση αυτή, η αντοχή της επιφανειακής στρώσης έχει αυξηθεί πολύ, και δεν συμπιέζεται ιδιαίτερα ώστε να απορροφήσει μεγάλο μέρος της δύναμης, αλλά ως πολύ δύσκαμπτη στρώση, μεταβιβάζει τις δυνάμεις στους πασσάλους, οι οποίοι αναπτύσσουν μεγάλες, συγκριτικά, αξονικές δυνάμεις και για μικρές αλλά και για μεγάλες καθιζήσεις. Το βάθος που εμφανίζεται η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι στα 2.6 m, πολύ μικρότερο από τα βάθη που είχαμε στις περιπτώσεις με μικρότερο μέτρο ελαστικότητας και ίδιο πάχος παρεμβαλλόμενης στρώσης, λόγω της όλο και μεγαλύτερης μείωσης της αρνητικής τριβής που εισάγεται στις παράπλευρες επιφάνειες των πασσάλων.

Αντίστοιχα αποτελέσματα έχουμε και για μεγαλύτερα πάχη της ενδιάμεσης στρώσης t , ίσα με $D/2$ και D , όπως φαίνονται στο **Σχήμα 4.10** και στο **Σχήμα 4.11** αντίστοιχα. Για την πρώτη περίπτωση ο συντελεστής ασφαλείας για κατακόρυφη φόρτιση είναι $SFV = 5.08$, ενώ στην δεύτερη είναι $SFV = 6.19$, και το βάθος που εμφανίζεται η μέγιστη αξονική δύναμη είναι $z = 4.1$ m και στις δύο περιπτώσεις. Περίπου ίδιες είναι και οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων, με μια πολύ μικρή μείωση με αύξηση του πάχους από $D/2$ σε D . Αυτό δείχνει ότι για πολύ δύσκαμπτο ενδιάμεσο στρώμα, υπάρχει σχεδόν η ίδια μεταφορά δυνάμεων στους πασσάλους με αύξηση του πάχους της παρεμβαλλόμενης στρώσης, ενώ αυτή η αυξημένη δυσκαμψία οδηγεί σε αύξηση του συντελεστή ασφαλείας, παρ' όλο που οι πάσσαλοι βρίσκονται πιο βαθιά.

4.1.2 Οριζόντια Μονοτονική Φόρτιση

Τα συστήματα, που αναλύθηκαν ως προς την απόκρισή τους σε κατακόρυφη φόρτιση παραπάνω, εξετάστηκε και η συμπεριφορά τους σε οριζόντια φόρτιση. Λόγω της ενεργοποίησης μικρότερο βολβού τάσεων, από την επιβολή ροπής στην θεμελίωση, η απομείωση της ροπής αντοχής των συστημάτων, συγκρινόμενη με αυτή της πασσαλομάδας, είναι αρκετά μειωμένη. Για τον λόγο αυτό, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας σε ροπή SF_E , θα είναι ο καθοριστικός παράγοντας για την επιλογή του τελικού συστήματος. Υπενθυμίζεται ότι η ροπή που μεταφέρεται στο έδαφος είναι ίση με 52 MNm, όπως και στην πασσαλομάδα.

Όπως και στην κατακόρυφη φόρτιση, έτσι και στην οριζόντια, για θεμελίωση χωρίς εξυγίανση εμφανίζεται ένα "σκαλοπάτι" που ισοδυναμεί με εμφάνιση υπεραντοχής, λόγω της ενεργοποίησης των πασσάλων, όταν το θεμέλιο πλησιάζει με τις κεφαλές τους. Αυτό φαίνεται στο **Σχήμα 4.12**, όπου παρουσιάζονται οι σχέσεις οριζόντιας δύναμης P και μετακίνησης δ , στην στάθμη του καταστρώματος, ροπής M και στροφής του θεμελίου θ , και καθίζησης στο κέντρο του θεμελίου w_{center} και στροφής θ , για την περίπτωση πάχους παρεμβαλλόμενου στρώματος t , ίσο με 0.25 m ($D/6$), και χωρίς εξυγίανση ($E_{gr}/E_s = 1$).

Το σύστημα εμφανίζει συντελεστή ασφαλείας σε ροπή ίσο με $SF_E = 1.07$, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η υπεραντοχή που εμφανίζεται σε σχετικά μεγάλη στροφή. Δηλαδή παρατηρείται μείωση περίπου 70 % με εισαγωγή 25 cm εδάφους μεταξύ της κεφαλής των πασσάλων και του θεμελίου. Αυτή οφείλεται στην αλλαγή του κύριου μηχανισμού μεταφοράς της δύναμης, οπού από άμεσος (μέσω των πασσάλων), γίνεται έμμεσος (μέσω του εδάφους), καθώς και στο ότι δεν υπάρχει πλέον ως μηχανισμός αντίστασης η καμπτική δυσκαμψία των πασσάλων. Επιπλέον το σύστημα, με την επιβολή της οριζόντιας μετακίνησης στην κορυφή του βάθρου, αποκρίνεται αρχικά με καθίζηση μέχρι στροφή 0.15 rad και έπειτα ξεκινάει το ανασήκωμα (στο κέντρο του θεμελίου).

Στο **Σχήμα 4.13** παρουσιάζεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων των πασσάλων με το βάθος, για τιμές της οριζόντιας μετακίνησης στο ύψος του καταστρώματος δ , ίσες με 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm. Για τις ίδιες τιμές τις οριζόντιας μετακίνησης παρουσιάζονται και η κατανομή των τεμνουσών δυνάμεων (**Σχήμα 4.14**), των ροπών (**Σχήμα 4.15**), και των διατμητικών δυνάμεων (**Σχήμα 4.16**), κατά μήκος των πασσάλων. Οι διατμητικές δυνάμεις, είναι αρνητικές, όταν το γύρω έδαφος έχει μεγαλύτερη καθίζηση από τον πάσσαλο στην ίδια στάθμη.

Καθώς η οριζόντια μετακίνηση δ αυξάνεται, αποφορτίζεται ο πάσσαλος 1 και φορτίζεται ο 3, ενώ ο 2 αρχικά φορτίζεται αλλά από κάποια τιμή της μετακίνησης και μετά αποφορτίζεται, λόγω της φοράς της οριζόντιας μετακίνησης, η οποία είναι

όπως φαίνεται στα σχήματα. Επομένως παρατηρείται αύξηση των αξονικών δυνάμεων στον πάσσαλο 3 με την αύξηση της δ , με μέγιστη τιμή 2.9 MN σε βάθος 7.5 m, για $\delta = 14$ cm. Το βάθος αυτό είναι σχετικά μεγάλο, λόγω της επίδρασης της αρνητικής τριβής στις παράπλευρες επιφάνειες του πασσάλου. Αντίθετα αποτελέσματα εξάγονται για τον πάσσαλο 1, ενώ στον πάσσαλο 2 η αξονική δύναμη αρχικά αυξάνεται και έπειτα μειώνεται από την συνεισφορά ολίσθησης και στροφής του θεμελίου. Με αρνητικό πρόσημο παρουσιάζονται οι θλιπτικές δυνάμεις.

Οι τέμνουσες δυνάμεις είναι ασήμαντες με μέγιστη τιμή τα 0.3 MN στον πάσσαλο 3 για $\delta = 14$ cm. Όσον αφορά τις ροπές, αυτές είναι παντού μηδενικές στις κεφαλές των πασσάλων. Μεγάλες τιμές ροπής εμφανίζονται στον πάσσαλο 3 για τιμή της οριζόντιας μετακίνησης 14 cm, με μέγιστη τιμή $M = 1.25$ MNm σε βάθος 6.5 m. Επιπρόσθετα, στον πάσσαλο 1 έχουμε μείωση της αρνητικής τριβής στην επιφάνεια καθώς αυτός αποφορτίζεται, με ταυτόχρονη αύξηση σε μεγαλύτερο βάθος λόγω της αύξησης καθίζησης στο γύρω έδαφος των διπλανών πασσάλων. Στον πάσσαλο 2 έχουμε μικρή αύξηση του βάθους που εμφανίζεται η αρνητική τριβή, κάτι που οφείλεται στο έδαφος που "σπρώχνεται" προς τον πάσσαλο 2 από την στροφή του θεμελίου. Τέλος, με την αύξηση της στροφής έχουμε αύξηση των τιμών της αρνητικής τριβής στο μήκος του πασσάλου που εμφανίζονται, αλλά παρατηρείται και αύξηση των θετικών τριβών στο υπόλοιπο μήκος των πασσάλων, γιατί καλούνται να παραλάβουν μεγαλύτερη αξονική δύναμη, με μέγιστη τιμή 0.32 MN.

Για να αντιληφθούμε την απόκριση του εδάφους στην επιβολή, κατά κύριο λόγο, στροφής αλλά και ολίσθησης στο θεμέλιο, παρουσιάζουμε και τις πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, αλλά και τα μετακινησιακά διανύσματα του μοντέλου στο **Σχήμα 4.17**. Παρατηρούνται εκτεταμένες πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό βάθος, καθώς λειτουργούν οι πάσσαλοι (μικρές πλαστικές παραμορφώσεις στην αιχμή των πασσάλων 2, 5, 3, και 6). Από τα διανύσματα συμπεραίνουμε ότι υπάρχει τάση καθίζησης (μαλακό έδαφος επιφανειακά), όπως διαπιστώθηκε και στο σχήμα καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής.

Σημειώνεται ότι στις αναλύσεις των διαγραμμάτων δεν περιγράφονται τα αποτελέσματα για τους πασσάλους 4, 5, και 6, γιατί είναι ανάλογα με τα αποτελέσματα των πασσάλων 1, 2, και 3, αντίστοιχα.

Στο **Σχήμα 4.18** παρουσιάζονται οι σχέσεις οριζόντιας δύναμης P και μετακίνησης δ , στην στάθμη του καταστρώματος, ροπής M και στροφής του θεμελίου θ , και καθίζησης στο κέντρο του θεμελίου w_{center} και στροφής θ , για την περίπτωση πάχους παρεμβαλλόμενου στρώματος t , ίσο με 0.75 m ($D/2$), και χωρίς εξυγίανση ($E_{gr}/E_s = 1$). Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ροπής είναι $SF_E = 1.07$, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση με $t = 0.25$, ενώ η περαιτέρω απομάκρυνση του θεμελίου από την κεφαλή των πασσάλων κάνει το σύστημα (κέντρο του θεμελίου) να

αποκρίνεται με καθίζηση, ακόμα και για μεγάλες στροφές. Επιπλέον δεν εμφανίζεται το "σκαλοπάτι" που εμφανιζόταν στην προηγούμενη περίπτωση.

Σχετικά με τις αξονικές δυνάμεις, όπως φαίνονται στο **Σχήμα 4.19**, παρατηρούνται οι τάσεις που αναλύθηκαν παραπάνω. Αυτό που αξίζει να τονιστεί είναι η μείωση της μέγιστης αξονικής δύναμης του πασσάλου 3, στα 2.3 MN (20 % μείωση), από την μείωση της δύναμης που "φτάνει", μέσω της ενδιάμεσης στρώσης στους πασσάλους, και η αύξηση του βάθους που αυτή εμφανίζεται, από την αύξηση των αρτηνητικών τριβών. Πάλι πολύ μικρές εμφανίζονται οι τέμνουσες δυνάμεις στους πασσάλους (0.42 MN η μέγιστη) στο **Σχήμα 4.20**, ενώ αντίστοιχα με τις αξονικές, οι ροπές παρουσιάζουν όμοια αποτελέσματα με αυτά της περίπτωσης $t = 0.25$ m, με μικρή αύξηση όμως της μέγιστης ροπής, στα 1.6 MNm, και του βάθους που εμφανίζεται, στα 7.5 m (**Σχήμα 4.21**). Η αύξηση της ροπής οφείλεται στις αυξημένες εδαφικές δράσεις στους πασσάλους, από την μεγάλης έκτασης καθίζηση του εδάφους. Αύξηση παρατηρείται και στις αρνητικές τριβές, όπως αναφερθηκε και πριν, όπως και στο μήκος των πασσάλων που αυτές εμφανίζονται (8 m αντί για 7 m που είχαμε για τον πάσσαλο 3, για $\delta = 14$ cm, στην περίπτωση $t = 0.25$ m), όπως απεικονίζονται στο **Σχήμα 4.22**. Στην περίπτωση αυτή έχουμε και μείωση στις θετικές διατμητικές δυνάμεις, καθώς οι πάσσαλοι παραλαμβάνουν μικρότερη δύναμη.

Οι πλαστικές παραμορφώσεις επεκτείνονται και πιο βαθιά, ενώ πιο έντονες είναι στο έδαφος ακριβώς πάνω από τους πασσάλους, χωρίς να επηρεάζεται όλο το επιφανειακό στρώμα (**Σχήμα 4.23**). Και από τα διανύσματα μετακινήσεων του θεμελίου καταλαβαίνουμε ότι υπάρχει έντονη τάση καθίζηση με την αύξηση της στροφής.

Αυτή η τάση γίνεται ακόμα εντονότερη, όταν το έδαφος που παρεμβάλλεται γίνεται ίσο με 1.5 m (D), όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.24**. Το εν λόγω σύστημα παρουσιάζει συντελεστή ασφαλείας έναντι ροπής $SF_E = 0.97$, καθώς αδρανοποιούνται περισσότερο οι πάσσαλοι όταν απέχουν μεγάλη απόσταση από το θεμέλιο. Αυτό γίνεται ακόμα πιο αντιληπτό από το **Σχήμα 4.25**, όπου σε μεγάλη οριζόντια μετατόπιση δ , οι αξονικές δυνάμεις που μεταφέρονται στους πασσάλους 2 και 3 είναι περίπου ίδιες, κάτι που δεν συνέβαινε σε μικρότερες τιμές του t . Στον πάσσαλο 3 για $\delta = 14$ cm, εμφανίζεται μέγιστη αξονική 2.1 MN στα 8.5 m, και γενικά παρατηρούνται οι τάσεις που περιγράφηκαν παραπάνω. Το ίδιο συμβαίνει και στις τέμνουσες δυνάμεις (**Σχήμα 4.26**), στις ροπές (**Σχήμα 4.27**), και στις διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος των πασσάλων (**Σχήμα 4.28**). Όσον αφορά τις τιμές των παραπάνω μεγεθών, παρουσιάζουν πολύ μικρές διαφορές από τις αντίστοιχες της περίπτωσης $t = 0.75$ m, αποδεικνύοντας ότι από κάποια τιμή του t και έπειτα η ενεργοποίηση των πασσάλων έχει μειωθεί αισθητά, και τυχόν αλλαγές σε αυτούς, δεν θα φέρουν μεγάλες αλλαγές στην απόκριση του συστήματος.

Σε αυτή την περίπτωση οι πλαστικές παραμορφώσεις επεκτείνονται σε ακόμα μεγαλύτερο βάθος, και τα διανύσματα μετακίνησης έχουν μεγαλύτερη κλίση, δείχνοντας την ακόμα μεγαλύτερη τάση καθίζησης, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.29**.

Για τα ίδια πάχη της ενδιάμεσης στρώσης δοκιμάστηκαν και περιπτώσεις εξυγίανσης αυτής. Για την περίπτωση αντικατάστασης αυτής με έδαφος 5 φορές πιο δυνατό από αυτό που προϋπήρχε, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ροπής, αυξάνεται περίπου 50 % ($SF_E = 1.54$), όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.30**. Αυτό δείχνει την έντονη επορροή του επιφανειακού στρώματος για την αντίσταση του εδάφους στην επιβολή ροπής. Επίσης, το σύστημα πλέον δεν αποκρίνεται με καθίζηση αλλά με ανύψωση, κάτι που είναι επιθυμητό για θεμελιώσεις σε σεισμογενής περιοχές ώστε να μην συσσωρευτεί μεγάλη καθίζηση κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος.

Ως προς τις αξονικές δυνάμεις η λογική της μείωσης των αξονικών με την αύξηση της στροφής για τον πάσσαλο 1 και η αντίθετη συμπεριφορά στον πάσσαλο 3, συνεχίζονται και εδώ (**Σχήμα 4.31**). Ακόμα η μείωση της αξονικής δύναμης, μετά την αρχική αύξηση της, στον πάσσαλο 2, γίνεται πιο έντονη στις περιπτώσεις εξυγίανσης, επειδή το θεμέλιο ανασηκώνεται σε μικρές στροφές. Η μέγιστη αξονική που παραλαμβάνει ο πάσσαλος 3 είναι κοντά στα 4 MN, δηλαδή όπως είναι λογικό, μεγαλύτερη από την περίπτωση ίδιου πάχους t , χωρίς εξυγίανση.

Οι τέμνουσες δυνάμεις συνεχίζουν να είναι ασήμαντες (μέγιστη τιμή 0.3 MN), όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.32**, ενώ υπάρχει και μια μικρή μείωση στις ροπές (μέγιστη τιμή περίπου 1 MNm) που μεταβιβάζονται στους πασσάλους, κυρίως λόγω της μειωμένης καθίζησης του γύρω εδάφους (**Σχήμα 4.33**). Τα φαινόμενα που εντοπίστηκαν στα προηγούμενα διαγράμματα διατμητικών δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων, ενώ γενικά μειωμένες είναι οι τιμές αρνητικών τριβών και το βάθος μέχρι το οποίο εμφανίζονται, όπως θα φανεί και στα συγκριτικά διαγράμματα. Στο **Σχήμα 4.34**, η μέγιστη τιμή αρνητικής τριβής στον πάσσαλο 3 είναι 0.21 MN. Τέλος μείωση παρατηρείται και στις πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους (με αντίστοιχη αύξηση της ενεργοποίησης των πασσάλων), ενώ αντιληπτή είναι η τάση για ανασήκωμα του θεμελίου από τα μετακινησιακά διανύσματα στο **Σχήμα 4.35**.

Με αύξηση του πάχους $t = 0.75$ m, η απόκριση ελαφρώς βελτιώνεται, καθώς επιδρά ευνοϊκά η ενδιάμεση στρώση. Έτσι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ροπής είναι $SF_E = 1.61$, και η τάση για ανύψωση γίνεται ακόμα πιο έντονη, όπως διαπιστώνουμε στο **Σχήμα 4.36**. Οι πάσσαλοι όμως ενεργοποιούνται λιγότερο, και πλέον η μέγιστη αξονική δύναμη για τον πάσσαλο 3 για $\delta = 14$ cm, είναι 3.4 MN σε βάθος 5.5 m (**Σχήμα 4.37**). Οι τέμνουσες δυνάμεις και οι ροπές, μειώνονται ακόμα περισσότερο, όπως απεικονίζονται στο **Σχήμα 4.38** και **Σχήμα 4.39** αντίστοιχα. Η μέγιστη τιμή της ροπής στον πάσσαλο 3, για $\delta = 14$ cm, είναι 0.5 MN σε βάθος 6.5 m. Περίπου ίδιες

είναι οι τιμές των αρνητικών τριβών με αυτές της περίπτωσης $t = 0.25$ m, με αύξηση όμως του βάθους που αυτές εμφανίζονται (**Σχήμα 4.40**). Οι πλαστικές παραμορφώσεις αυξάνονται σε ύψος και μικρότερη φαίνεται η ενεργοποίηση των πασσάλων, κάτι που εντοπίζεται και στα διανύσματα μετακινήσεων, όπως ακόμα και η εντονότερη τάση για ανασήκωμα, που αναφέρθηκε στην αρχή (**Σχήμα 4.41**).

Για τιμή του πάχους της παρεμβαλλόμενης στρώσης $t = 1.5$ m, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι $SF_E = 1.74$, όμως ο ρυθμός ανύψωσης του θεμελίου με την αύξηση της στροφής είναι μικρότερη σε σχέση με την περίπτωση πάχους $t = 0.75$ m, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.42**. Αυτό αποδεικνύει την μεγάλη επιρροή της επιφανειακής στρώσης στην ροπή αντοχής του συστήματος, αλλά και την συνεισφορά των αιωρούμενων πασσάλων στην λικνιστική απόκριση του συστήματος.

Η μέγιστη αξονική δύναμη μειώνεται στα 3.2 MN, στο ίδιο περίπου βάθος που εμφανίστηκε και πριν (**Σχήμα 4.43**), ενώ όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.44** και στο **Σχήμα 4.45**, οι τέμνουσες δυνάμεις και οι ροπές αντίστοιχα, μειώνονται ακόμα περισσότερο. Σχετικά με τις διατμητικές δυνάμεις το βάθος που εμφανίζονται παραμένει ίδιο με την περίπτωση πάχους $t = 0.75$ m, ενώ μικρή είναι η μείωση των τιμών αυτών (**Σχήμα 4.46**). Το έδαφος που ενεργοποιείται στην περίπτωση αυτή, με την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης $\delta = 14$ cm στο ύψος του καταστρώματος, είναι συγκριτικά με τις 2 προηγούμενες περιπτώσεις, είναι περισσότερο, με μικρότερες όμως πλαστικές παραμορφώσεις, όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.47**. Ακόμα από τα μετακινησιακά διανύσματα, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, φαίνεται η έντονη τάση για ανασήκωμα του θεμελίου.

Για ακόμα μεγαλύτερη βελτίωση της ενδιάμεσης στρώσης ($E_{gr}/E_s = 10$), έχουμε καλύτερη απόκριση των συστημάτων. Για την περίπτωση $t = 0.25$ m (**Σχήμα 4.48**), ο συντελεστής ασφαλείας σε ροπή είναι $SF_E = 1.68$, και η τάση για ανύψωση του κέντρου του θεμελίου μεγαλύτερη από τις αντίστοιχες περιπτώσεις χωρίς εξυγίανση και με εξυγίανση και χρησιμοποίηση εδάφους αντοχής 5 φορές μεγαλύτερη από αυτή που προϋπήρχε.

Αυτή η βελτίωση της απόκρισης εν μέρη οφείλεται στην βελτιωμένη επιφανειακή στρώση, και εν μέρη στην μεγαλύτερη ενεργοποίηση των πασσάλων άμεσα στην κεφαλή τους. Αυτό διαπιστώνεται από τις αξονικές δυνάμεις κατά μήκος των πασσάλων, στο **Σχήμα 4.49**. Η μέγιστη αξονική δύναμη στον πάσσαλο 3 εμφανίζεται στα 2.5 m, και είναι 4.5 MN. Υπάρχει μια μικρή, αλλά και πάλι αμελητέα μείωση της τέμνουσας δύναμης, στα 0.25 MN από τα 0.3 MN που είχαμε για $t = 0.25$ m και $E_{gr}/E_s = 5$, στον πάσσαλο 3 για $\delta = 14$ cm (**Σχήμα 4.50**), ενώ στον ίδιο πάσσαλο, για την ίδια μετακίνηση, έχουμε και μικρή μείωση στην ροπή, στα 0.8 MNm από το αντίστοιχο 1 MNm (**Σχήμα 4.51**).

Μείωση παρατηρείται, όπως είναι λογικό και στις αρνητικές τριβές (0.17 MN), αλλά και στο βάθος που αυτές εκτείνονται (3 m), όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.52**. Επιπρόσθετα οι τιμές των πλαστικών παραμορφώσεων καθώς και η έκταση τους μειώνεται δραματικά, και τα μετακινησιακά διανύσματα επιβεβαιώνουν τις μικρές τιμές καθίζησης (από τα στατικά φορτία), και τις μεγάλες τιμές ανύψωσης (**Σχήμα 4.53**).

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, στις περιπτώσεις εξυγίανσης, και λόγω της μεγάλης επιρροής της επιφανειακής στρώσης στην ροπή αντοχής, έχουμε αύξηση του συντελεστή ασφαλείας σε ροπή, ο οποίος στην περίπτωση $t = 0.75$ m, και $E_{gr}/E_s = 10$, είναι $SF_E = 1.8$ (**Σχήμα 4.54**). Η τάση και εδώ είναι έντονα ανυψωτική, αλλά σε μικρότερο βαθμό από την περίπτωση ίδιας εξυγίανσης και $t = 0.25$ m.

Η μέγιστη αξονική που εμφανίζεται (πάσσαλος 3 και $\delta = 14$ cm) είναι 4 MN περίπου στα 4 m βάθους (**Σχήμα 4.55**). Η μείωση της αξονικής δύναμης οφείλεται στην μεγαλύτερη "συμμετοχή" της παρεμβαλλόμενης στρώσης στην παραλαβή της ροπής, και η αύξηση του βάθους που εμφανίζεται, στην αύξηση της αρνητικής τριβής με το βάθος t , και επομένως στην αύξηση του ποσοστού που μεταφέρεται έμμεσα στους πασσάλους. Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.56**, οι τέμνουσες δυνάμεις είναι πολύ μικρές, όπως συμβαίνει και στο **Σχήμα 4.57** στις ροπές των πασσάλων (μέγιστη 0.3 MNm). Λόγω της μεγάλης σχετικά απόστασης της κεφαλής των πασσάλων από το θεμέλιο, αλλά και του ιδιαίτερα βελτιωμένου εδάφους, για μεγάλες τιμές της στροφής, μειώνεται αρκετά το ενεργό πλάτος του θεμελίου και στον πάσσαλο 3, από κάποιο βάθος και πέρα μειώνονται κατά πολύ οι ροπές, και γίνονται μικρότερες από τις αντίστοιχες για $\delta = 1.4$ cm.

Σχετικά με τις αρνητικές τριβές, η μέγιστη που παρατηρείται είναι 0.15 MN και εκτείνονται σε βάθος 3.8 m (**Σχήμα 4.58**). Οι πλαστικές παραμορφώσεις συνεχίζουν να είναι μικρές, ενώ οι τα μετακινησιακά διανύσματα του βάρους είναι η πρώτη περίπτωση για την οποία εμφανίζονται να έχουν κατεύθυνση προς πάνω (**Σχήμα 4.59**), παρ' όλο που αναφέρθηκε ότι η ανυψωτική τάση του θεμελίου είναι μικρότερη από την περίπτωση ίδιας εξυγίανσης και $t = 0.25$ m. Αυτό συμβαίνει γιατί στο σύστημα αυτό είναι μικρότερες οι καθιζήσεις από τα στατικά φορτία.

Η τάση για ανασήκωμα αυξάνεται λίγο για $t = 1.5$ m, λόγω της επιρροής του αυξημένου επιφανειακού στρώματος, όπως και ο συντελεστής ασφαλείας $SFE = 1.96$ (**Σχήμα 4.60**). Η μέγιστη αξονική δύναμη που παρατηρείται είναι 3.5 MN στα 5.6 m (πάσσαλος 3, $\delta = 14$ cm), όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.61**. Μείωση εντοπίζεται και στις τέμνουσες και στις ροπές στο **Σχήμα 4.62** και στο **Σχήμα 4.63** αντίστοιχα, ενώ μικρή μείωση παρατηρείται και στην μέγιστη τιμή της αρνητικής τριβής (0.14 MN), αλλά όχι και το βάθος που οι αρνητικές τριβές εκτείνονται (5.3 m), όπως προκύπτουν από το **Σχήμα 4.64**. Τέλος οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι

ελάχιστες στην περίπτωση αυτή, ενώ φαίνεται να μην ενεργοποιούνται ιδιαίτερα οι πάσσαλοι, και τα μετακινησιακά διανύσματα εμφανίζουν την έντονη τάση ανασηκώματος του θεμελίου (Σχήμα 4.65).

4.2 Σύγκριση Απόκρισης Συστημάτων με Πασσαλομάδα

Έχοντας αναλύσει τα συστήματα θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους, για να επιλέξουμε ένα ώστε να αποτελεί την συμβατικής θεώρηση θεμελίωσης, πρέπει να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα που προέκυψαν, με τα αντίστοιχα της πασσαλομάδας. Στον Πίνακα 4.1 παρουσιάζονται οι συντελεστές ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης και ροπής, για τα προαναφερθέντα συστήματα.

Πίνακας 4.1: Συντελεστές ασφαλείας έναντι κατακόρυφης δύναμης SFV και ροπής SFE, για την πασσαλομάδα και για τα συστήματα θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους.

$t \setminus E_{gr}/E_s$	FS _V			FS _E		
	1	5	10	1	5	10
D/6	3.8	3.5	4.7	1.1	1.5	1.7
D/2	2	3.7	5.1	1.1	1.6	1.8
D	1.8	4.4	6.2	1	1.7	2
Pilegroup	4.4			3.8		

Υπενθυμίζεται ότι στα κριτήρια σχεδιασμού που τέθηκαν στο Κεφάλαιο 3, είναι SF_V > 2, και SF_E > 1.4 από ικανοτικό σχεδιασμό για συμβατική θεώρηση θεμελίωσης (1.8 αν θεωρηθεί και ένας πρόσθετος συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.3).

Γενικότερα, όπως φαίνεται και στον παραπάνω πίνακα, με αύξηση της αντοχής ενδιάμεσου στρώματος, έχουμε αύξηση των συντελεστών ασφαλείας. Μάλιστα για την περίπτωση της κατακόρυφης φόρτισης, όταν το μέτρο ελαστικότητας του ενδιάμεσου στρώματος E_{gr}, είναι 10 φορές μεγαλύτερο από αυτό που προϋπήρχε E_s, ο συντελεστής SF_V, προκύπτει μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο της πασσαλομάδας, Αυτό δεν συμβαίνει στην οριζόντια φόρτιση των συστημάτων, λόγω του μικρότερου βολβού επιρροής, καθώς και της απώλειας της στροφικής δυσκαμψίας των συνδεδεμένων στην κεφαλή πασσάλων, μέσω της μονολιθικής σύνδεσής τους με το θεμέλιο. Σχετικά με την κατακόρυφη φόρτιση, εξαίρεση αποτελούν τα 3 συστήματα με πάχος ενδιάμεσης στρώσης t, ίσο με 0.25 m (D/6). Στην περίπτωση αυτή λόγω της μικρής απόστασης της κεφαλής των πασσάλων και της μειωμένης συμπίεσης του ενδιάμεσου στρώματος, όταν υπάρχει εξυγίανση, παρατηρείται σε κάποια τιμή της καθίζησης, η εμφάνιση μιας υπεραντοχής (σκαλοπάτι στο διάγραμμα δύναμης και καθίζησης). Επειδή όμως θεωρούμε την φέρουσα ικανότητα σε μικρές τιμές της καθίζησης (λίγο μετά την διαρροή), ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης

φόρτισης στην περίπτωση $E_{gr}/E_s = 5$, είναι μικρότερος από τον αντίστοιχο χωρίς εξυγίανση, κάτι που αρχικά φαίνεται αναπάντεχο.

Επειδή κρισιμότερος παράγοντας σχεδιασμού, όπως προκύπτει και από τον παραπάνω πίνακα, είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ροπής, παρακάτω, παρουσιάζονται συγκριτικά διαγράμματα μεταξύ των συστημάτων θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους και την πασσαλομάδα. Όλα παρουσιάζονται για τιμή της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος ίση με $\delta = 14$ cm, για την οποία εμφανίζονται και οι μεγαλύτερες διαφορές και ομαδοποιούνται ανά πάχος παρεμβαλλόμενης στρώσης. Επιπλέον δεν δίνονται συγκριτικά διαγράμματα για τους πασσάλους 4, 5, και 6, λόγω της ομοιότητας στην απόκρισή τους με τους πασσάλους 1, 2, και 3 αντίστοιχα.

Στο **Σχήμα 4.66** παρουσιάζεται η σύγκριση των σχέσεων οριζόντιας δύναμης P , και οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής βελτίωσης του εδάφους ($E_{gr}/E_s = 5, 10$), ή μη ($E_{gr}/E_s = 1$), και για τις τρεις τιμές του πάχους της ενδιάμεσης στρώσης t , 0.25 m, 0.75 m, και 1.5 m, με την αντίστοιχη της πασσαλομάδας. Παρατηρείται μεγάλη διαφορά στην αντοχή της πασσαλομάδας με τα συστήματα θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους, για τους λόγους που αναφέρθηκαν προηγουμένως, σε ποσοστό μεγαλύτερο από 50 %.

Όμοια αποτελέσματα παρουσιάζονται και στο **Σχήμα 4.67**, όπου απεικονίζεται η σχέση ροπής και στροφής. Για την πασσαλομάδα η αύξηση της αντοχής από κάποια τιμή της και έπειτα, οφείλεται στην στην στροφική δυσκαμψία των πασσάλων, η οποία δεν υπάρχει στα συστήματα με ασύνδετους πασσάλους. Βελτιωμένη εικόνα των συστημάτων αυτών σε σχέση με την πασσαλομάδα, έχουμε στα διαγράμματα καθίζησης του κέντρου και στροφής του θεμελίου (**Σχήμα 4.68**), όπου οι περιπτώσεις με εξυγίανση αποκρίνονται καλύτερα από την πασσαλομάδα, επιτρέποντας το ανασήκωμα του θεμελίου. Αντίθετα η πασσαλομάδα λόγω του εφελκυσμού (εξόλκευση) των πασσάλων, καθώς και τα συστήματα θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους χωρίς εξυγίανση, λόγω της μειωμένης δυσκαμψίας του εδάφους, έχουν την τάση καθίζησης με την αύξηση της στροφής.

Ως προς τις αξονικές δυνάμεις, τα αποτελέσματα για πάχος της ενδιάμεσης στρώσης ίσο με $t = 0.25$ cm, φαίνονται στο **Σχήμα 4.69**. Όπως είναι λογικό, ο πάσσαλος 1 στην περίπτωση της πασσαλομάδας εφελκύεται, ενώ ο αντίστοιχος των συστημάτων με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, παραμένουν αφόρτιστοι. Οι μικρότερες τιμές των αξονικών δυνάμεων στους πασσάλους 2 και 3, σε σχέση με αυτούς της πασσαλομάδας, αποδουκνείουν το ανασήκωμα του θεμελίου και την παραλαβή σημαντικού ποσοστού της δύναμης από το ενδιάμεσο στρώμα, αντίστοιχα. Η μέγιστη αξονική δύναμη στους πασσάλους του συστήματος με συνδεδεμένους στην κεφαλή πασσάλους, εμφανίζεται στην κεφαλή, γιατί κατά

κύριο λόγο φορτίζεται απευθείας από το θεμέλιο, και όχι μέσω του εδάφους. Κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει στην περίπτωση των συστημάτων με ασύνδετους πασσάλους, και έτσι η μέγιστη τιμή εμφανίζεται σε κάποιο βάθος, ανάλογο με την έκταση της ανάπτυξης, και του μεγέθους της αρνητικής τριβής. Τα διαγράμματα όπως και αυτά που θα αναλυθούν παρακάτω, είναι για τιμή της οριζόντιας μετακίνησης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14 \text{ cm}$.

Στο **Σχήμα 4.70**, εμφανίζεται η κατανομή των τεμνουσών δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων, αποκαλύπτοντας την μεγάλη διαφορά μεταξύ των συνδεδεμένων και των ασύνδετων πασσάλων. Η μέγιστη τιμή που εμφανίζεται στους ασύνδετους πασσάλους είναι 0.3 MN, εν αντιθέση με τους συνδεδεμένους που είναι 0.8 MN. Ακόμα μεγαλύτερη διαφορά παρατηρείται στην σύγκριση των ροπών, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.71**. Μικρές τιμές ροπής αναπτύσσονται στον πάσσαλο 3 (1.24 MNm, για την περίπτωση χωρίς εξυγίανση), που όμως είναι ασήμαντη μπροστά στην ροπή 5.1 MNm, του αντίστοιχου πασσάλου της πασσαλομάδας.

Ως προς τις διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος των πασσάλων, ο πάσσαλος 1 της πασσαλομάδας, εμφανίζει αρνητικές τριβές σε όλο το μήκος του, καθώς εξογκείται από το έδαφος στην προσπάθειά του να στρίψει (**Σχήμα 4.72**). Ο αντίστοιχος πάσσαλος στα υπόλοιπα εν λόγω συστήματα, μένει αφόρτιστος στο μεγαλύτερο μήκος του, ενώ εμφανίζει σε μεγάλο βάθος θετικές τριβές, οι οποίες επιβάλλονται από το γύρω έδαφος. Κάτι ανάλογο συμβαίνει και στον πάσσαλο 2, ο οποίος δεν μένει σχεδόν αφόρτιστος στην κορυφή, αν θυμηθούμε και τα διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων, αλλά προστίθονται διατμητικές δυνάμεις με το βάθος, από το γύρω έδαφος. Από την άλλη πλευρά στην περίπτωση της πασσαλομάδας, οι αξονικές παραμένουν σταθερές για μεγάλο βάθος, και το έδαφος δεν εισάγει σημαντικές δυνάμεις, και επομένως έχει μηδενικές διατμητικές δυνάμεις για τα πρώτα 6 m. Όσον αφορά τον πάσσαλο 3, έχουμε εμφάνιση αρνητικών τριβών στα συστήματα με μη συνδεδεμένους πασσάλους, στα οποία, όσο μεγαλύτερη είναι η αντοχή του ενδιάμεσου στρώματος, τόσο μικρότερο είναι βάθος που αυτές εμφανίζονται. Αντίθετα στην πασσαλομάδα, έχουμε θετικές διατμητικές τριβές σε όλο το μήκος του πασσάλου.

Αντίστοιχα φαινόμενα παρατηρούνται και για τις περιπτώσεις πάχους παρεμβαλλόμενης μεταξύ της κεφαλής των πασσάλων και του θεμελίου t , ίσο με 0.75 m, και 1.5 m, όπως διαπιστώνεται στα **Σχήματα 4.72 - 4.80**.

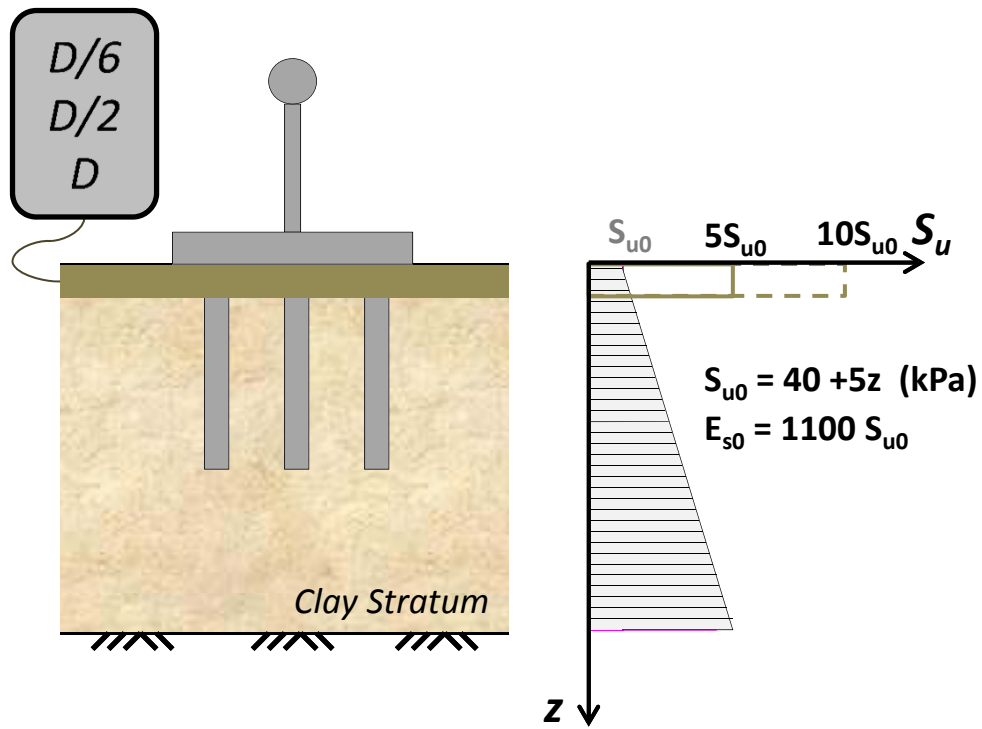
Επομένως λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω, επιλέγουμε ως σύστημα με συμβατική θεώρηση θεμελίωσης, αυτό με πάχος παρεμβαλλόμενης στρώσης $t = 0.75 \text{ m}$ ($D/2$), και εξυγίανση $E_{gr}/E_s = 10$, καθώς παρουσιάζει την καλύτερη συνδυαστικά συμπεριφορά σχετικά με το ανασήκωμα του θεμελίου, τους συντελεστές ασφαλείας, και την συμβολή των πασσάλων. Για

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΔΙΕΡΕΥΝΥΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΜΕ ΑΣΥΝΔΕΤΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

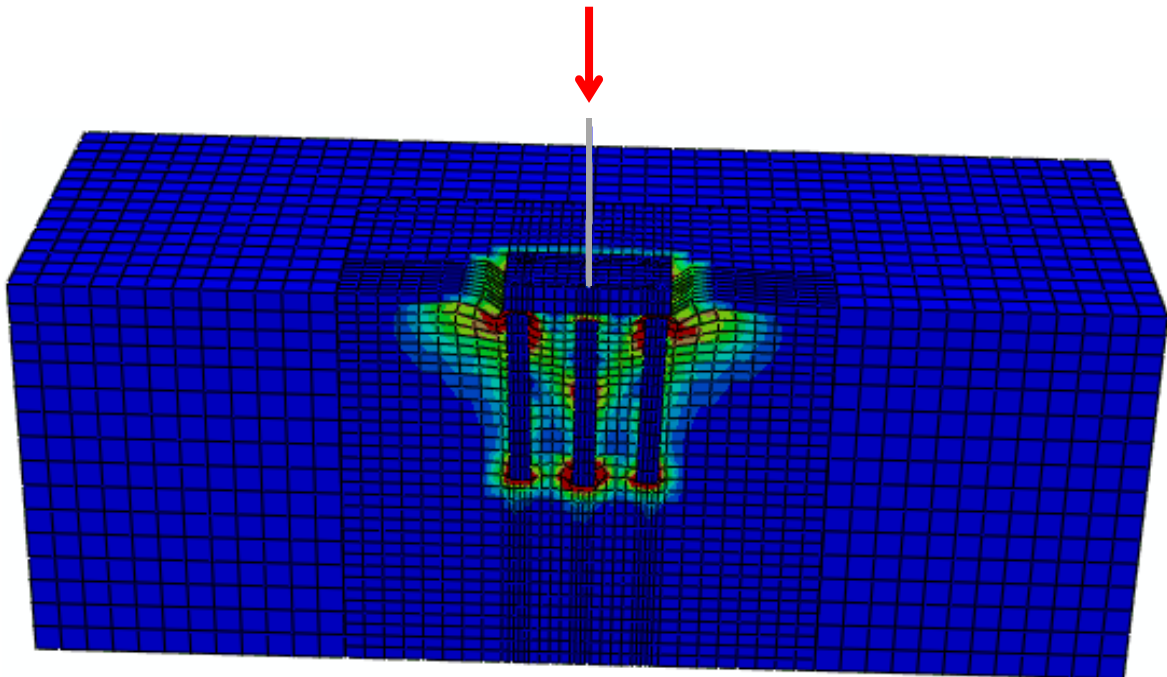
παράδειγμα η περίπτωση πάχους $t = 1.5 \text{ m}$, θεωρήθηκε εκτός προδιαγραφών γιατί δεν αξιοποιούνται αρκετά οι, ακριβοί για το εκάστοτε έργο, πάσσαλοι.

Κεφάλαιο 4

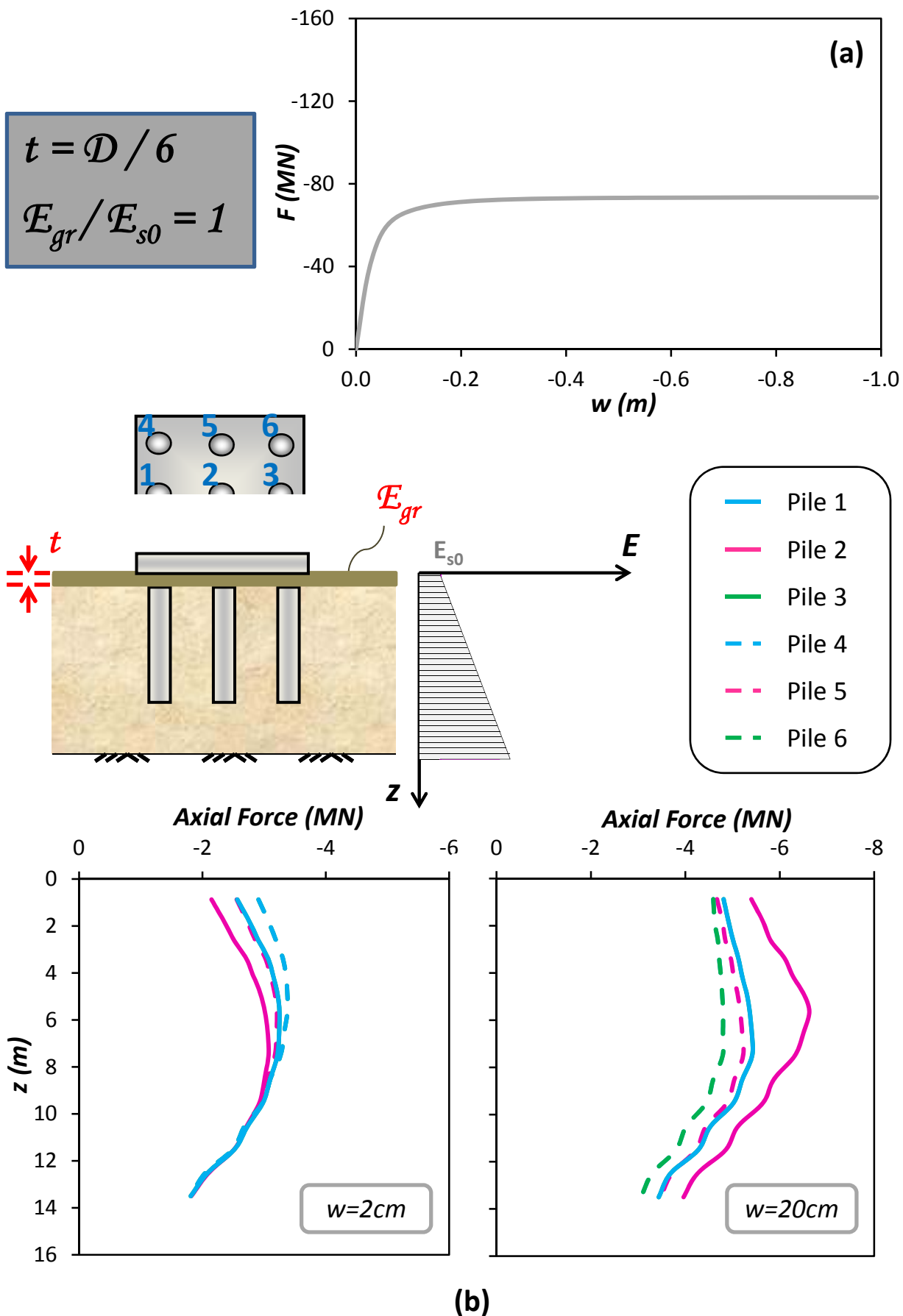
ΣΧΗΜΑΤΑ



Σχήμα 4.1: Σκαριφηματική απεικόνιση της συμβατικής θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους, και των παραμέτρων για τις οποίες διερευνήθηκε η απόκρισή της σε μονοτονική φόρτιση.



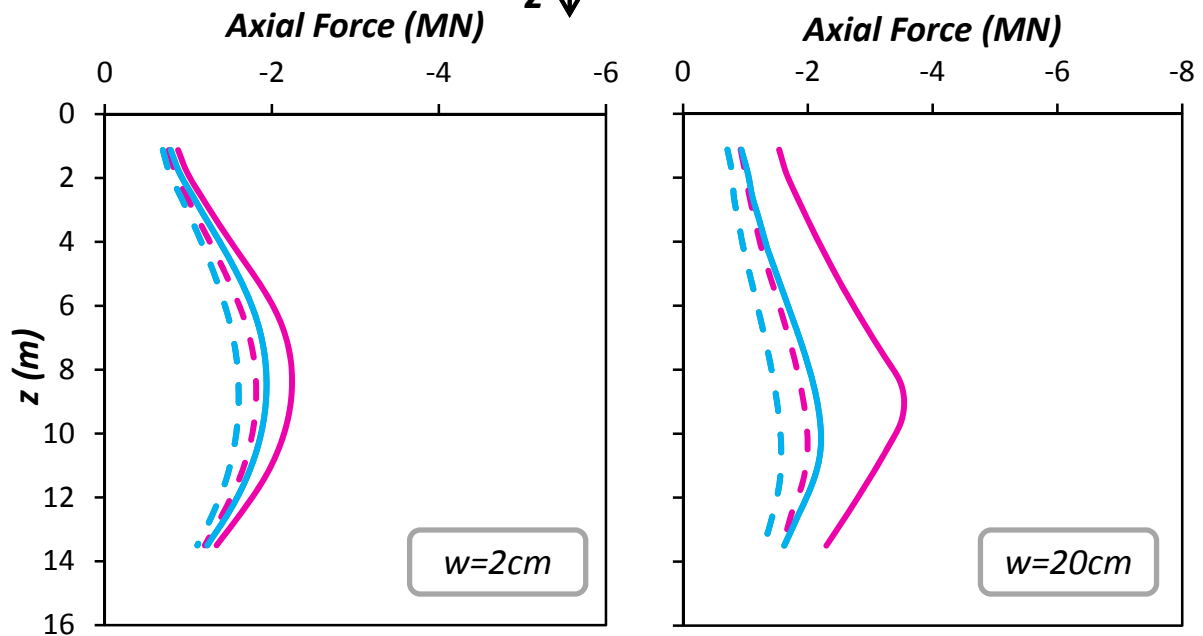
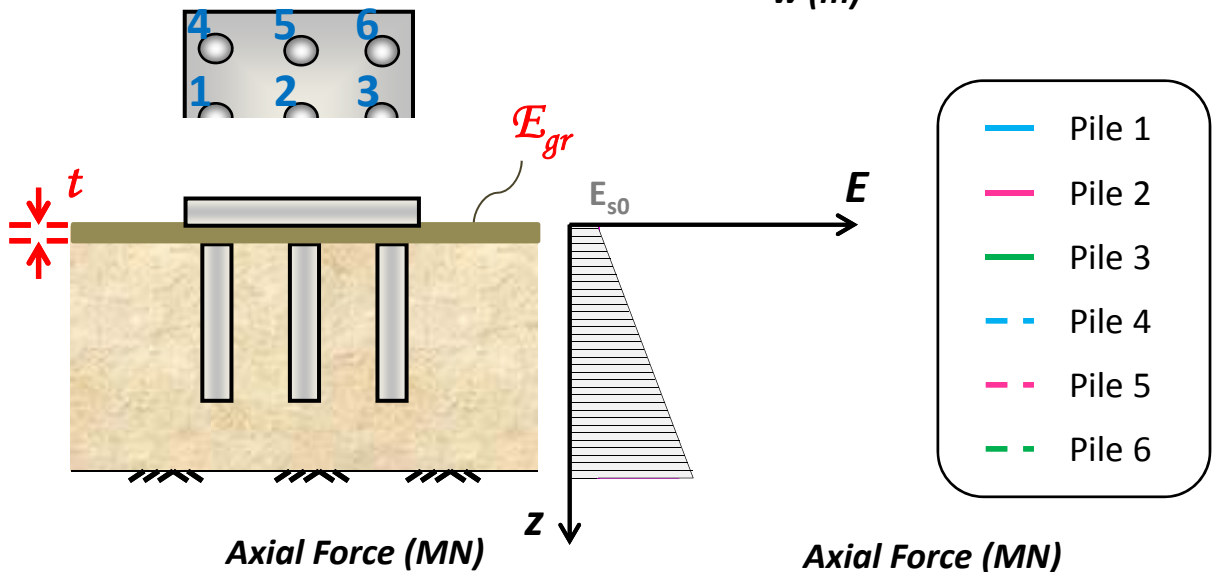
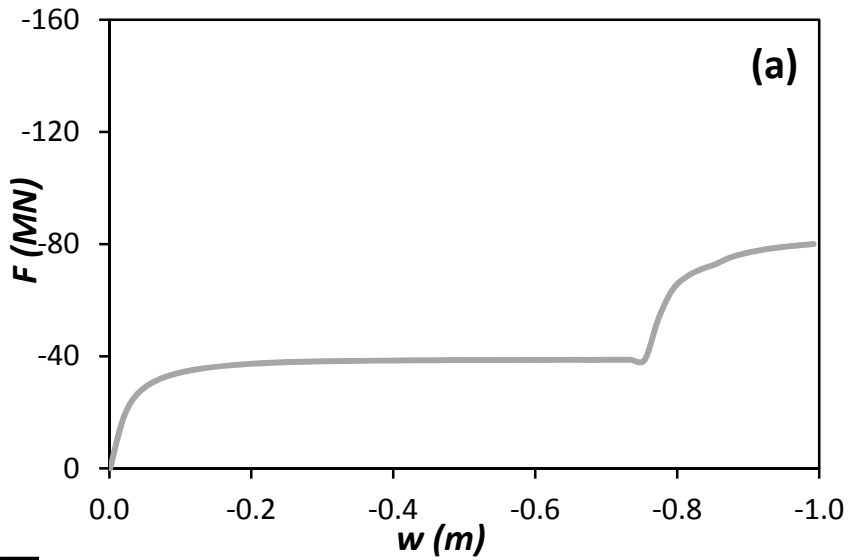
Σχήμα 4.2: Παραμορφωμένος κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων συστήματος θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους σε οριζόντια φόρτιση (περίπτωση $t = D/2$, και $E_{gr}/E_s = 10$). Με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους.



Σχήμα 4.3: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2 \text{ cm}$, και $w = 20 \text{ cm}$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr}/E_s = 1$.

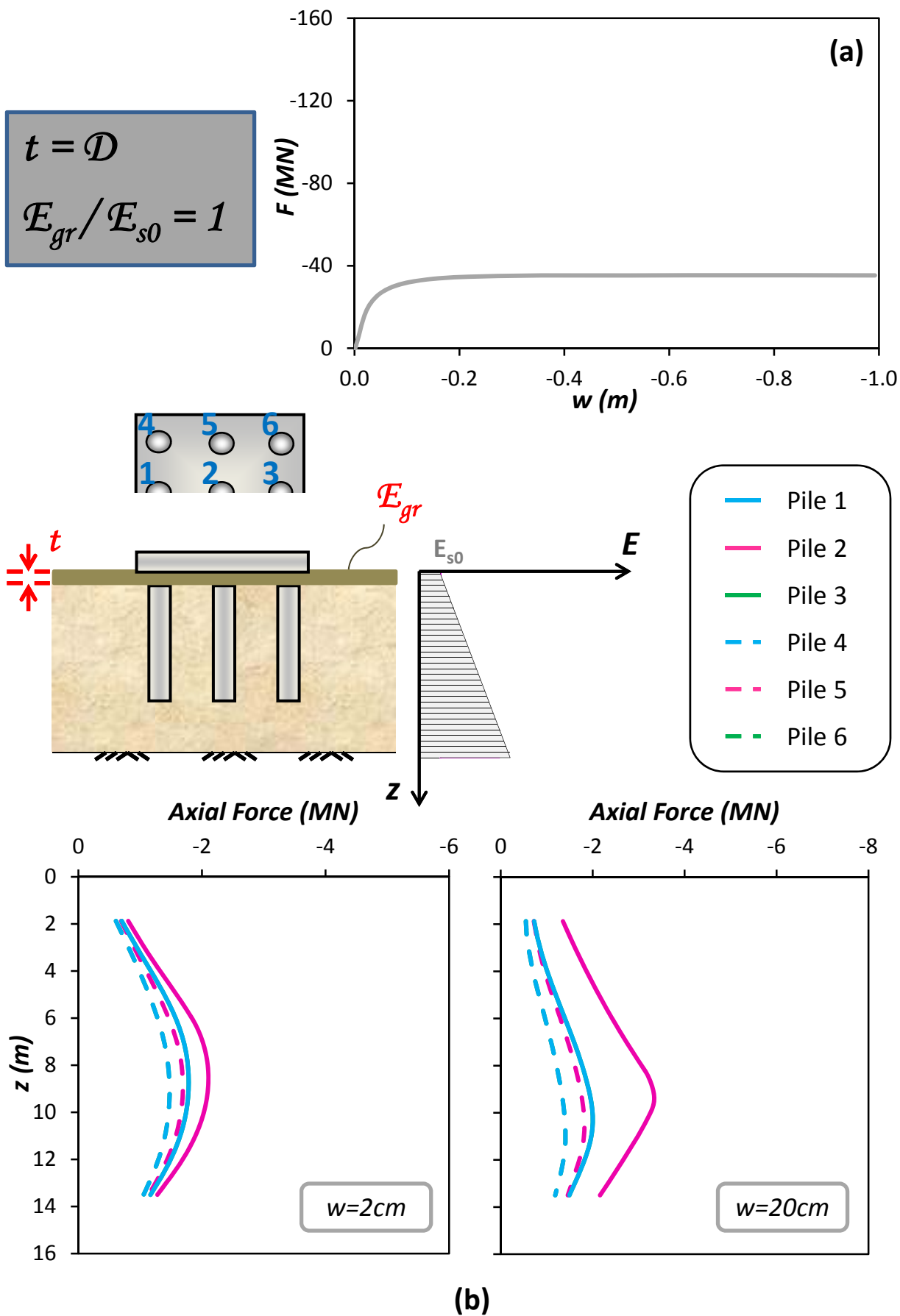
$$t = D / 2$$

$$E_{gr} / E_{s0} = 1$$

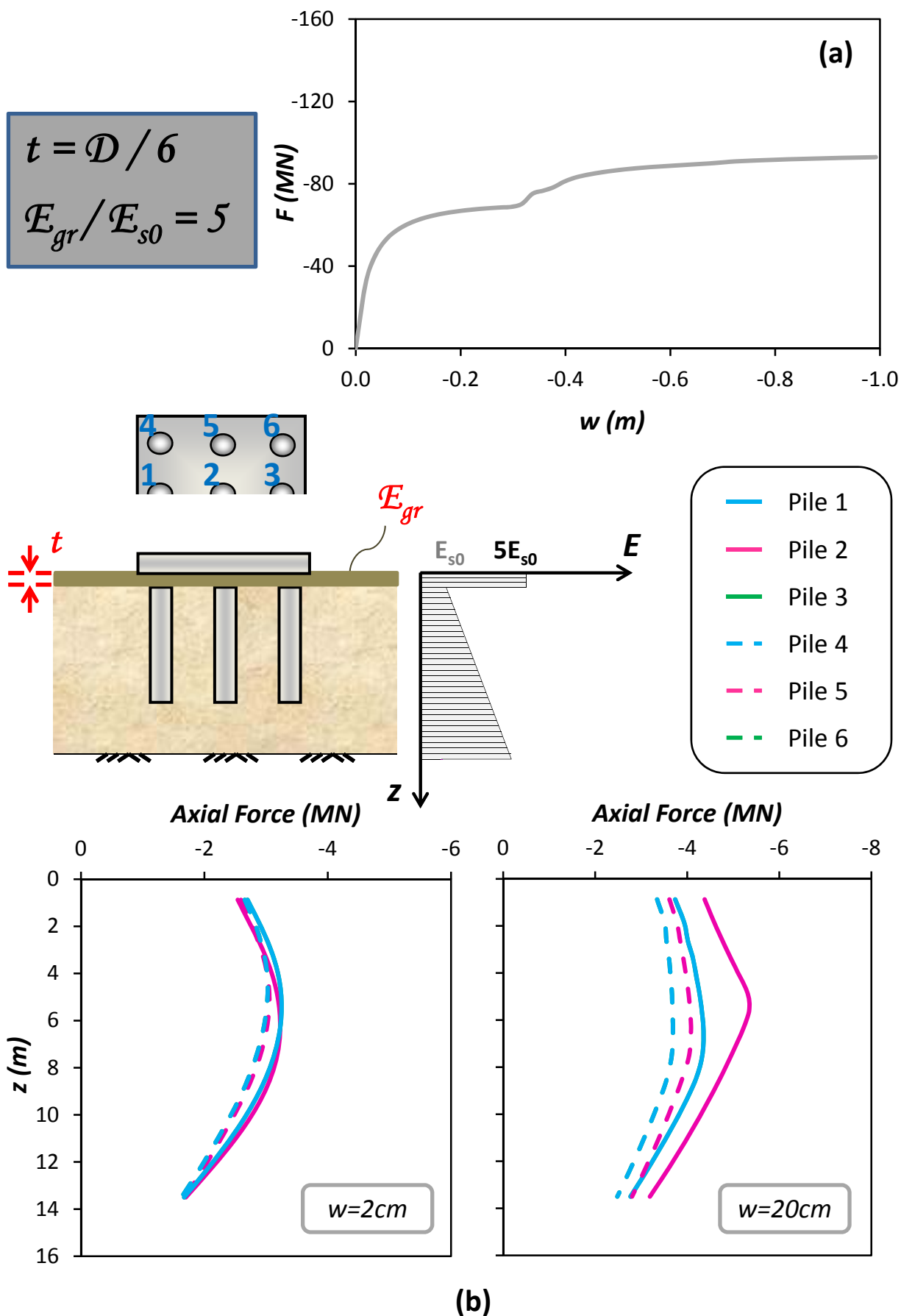


(b)

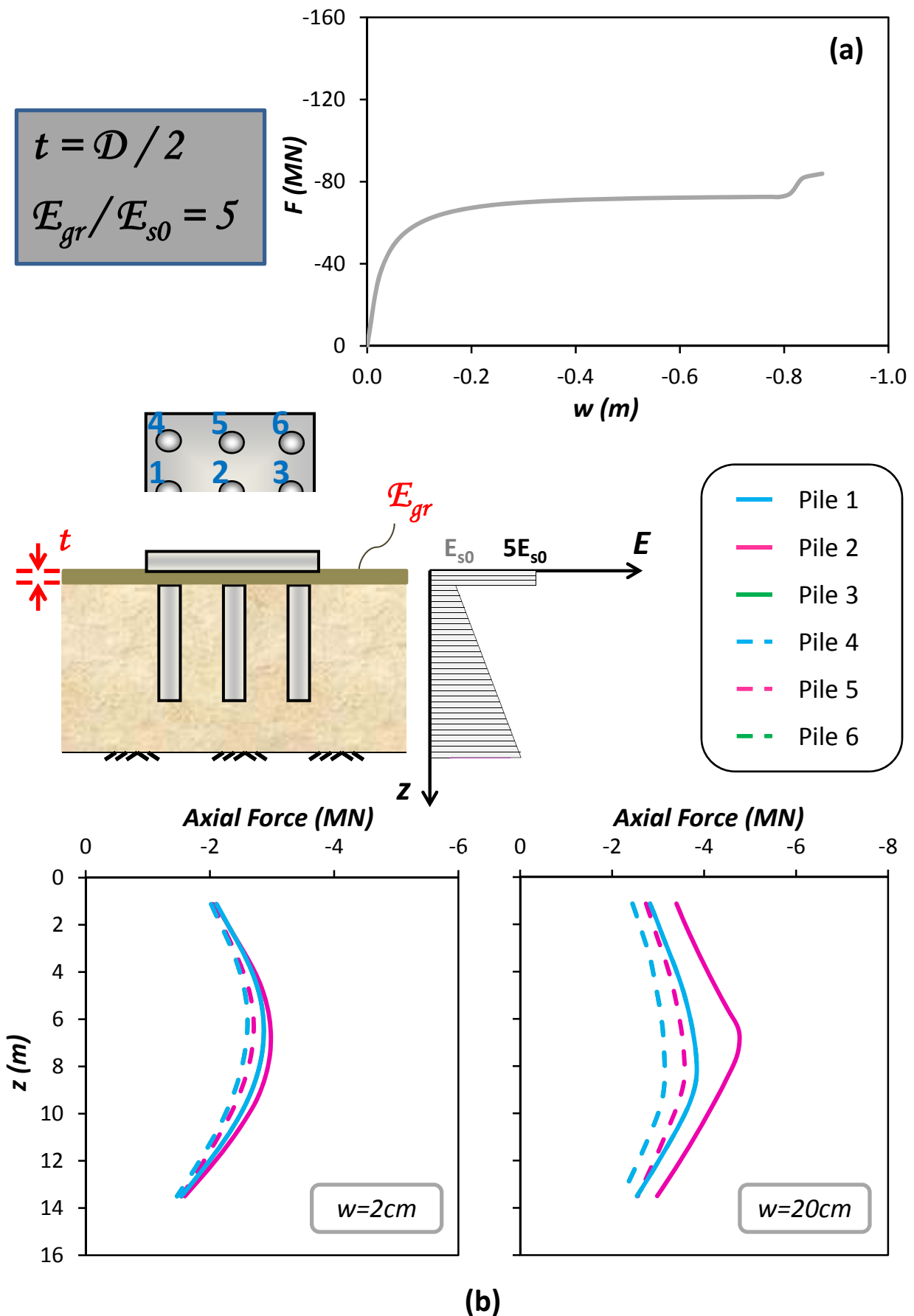
Σχήμα 4.4: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2\text{cm}$, και $w = 20\text{cm}$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.75\text{m}$, και $E_{gr}/E_s = 1$.



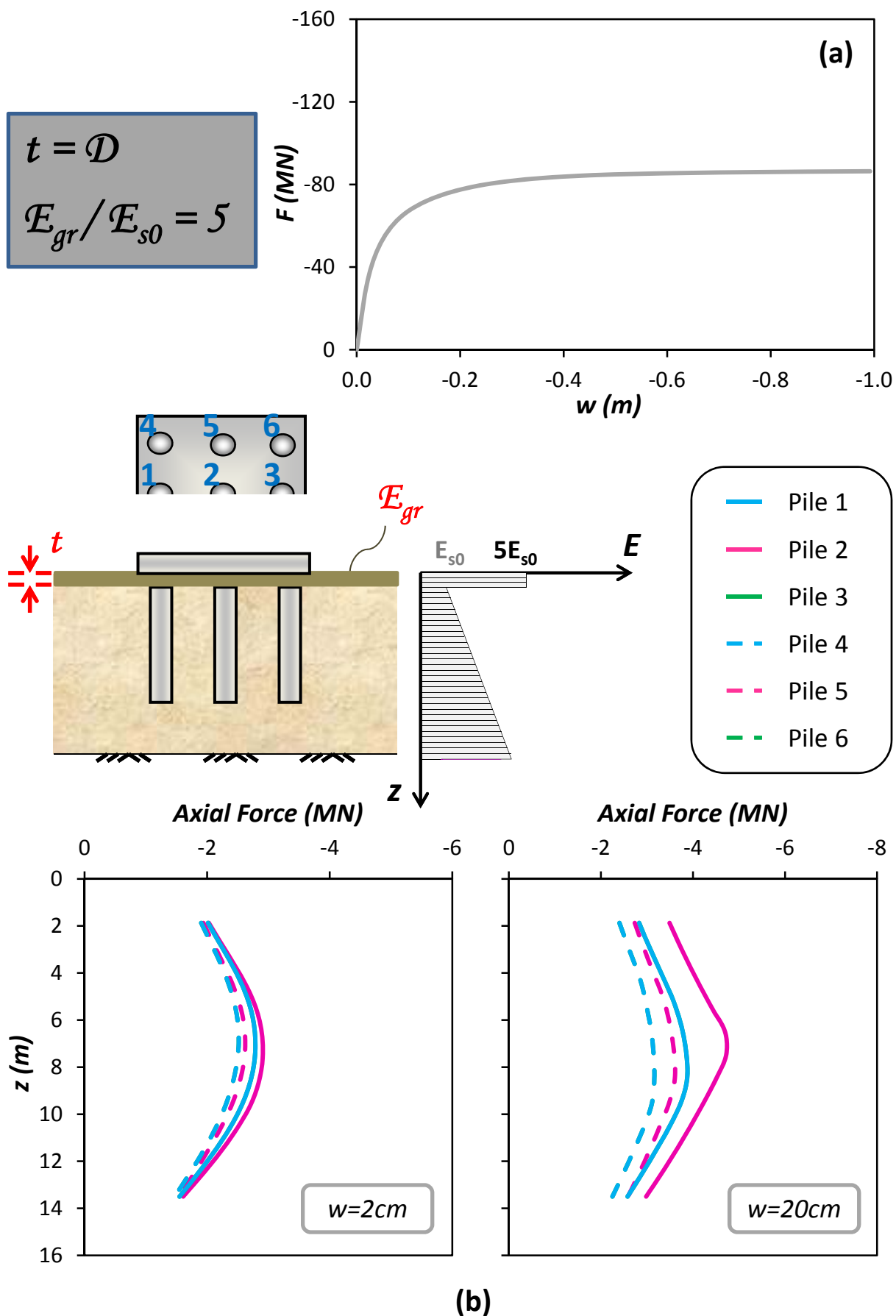
Σχήμα 4.5: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2\text{cm}$, και $w = 20\text{cm}$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 1.5\text{m}$, και $E_{gr}/E_s = 1$.



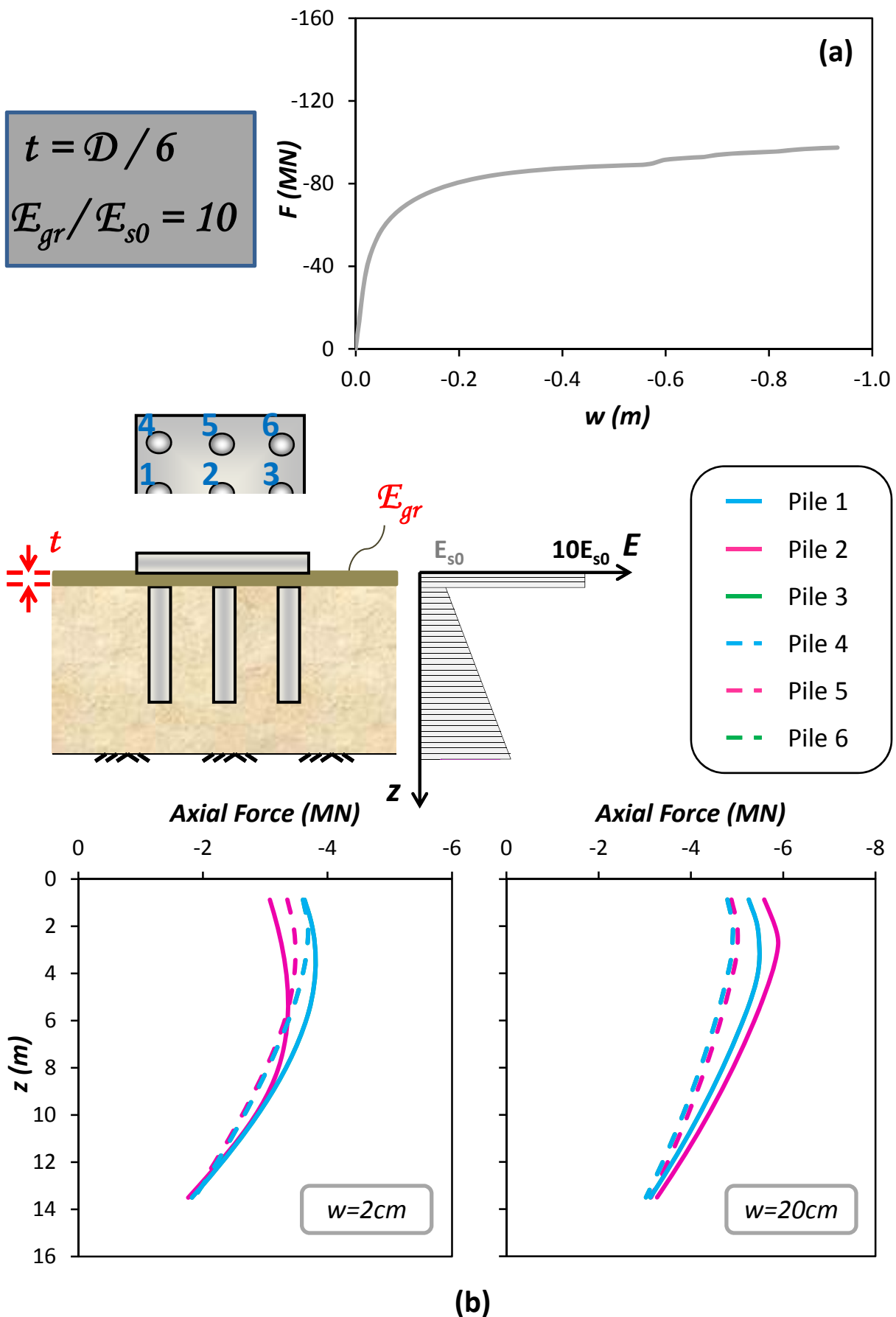
Σχήμα 4.6: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2cm$, και $w = 20cm$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.25m$, και $E_{gr}/E_s = 5$.



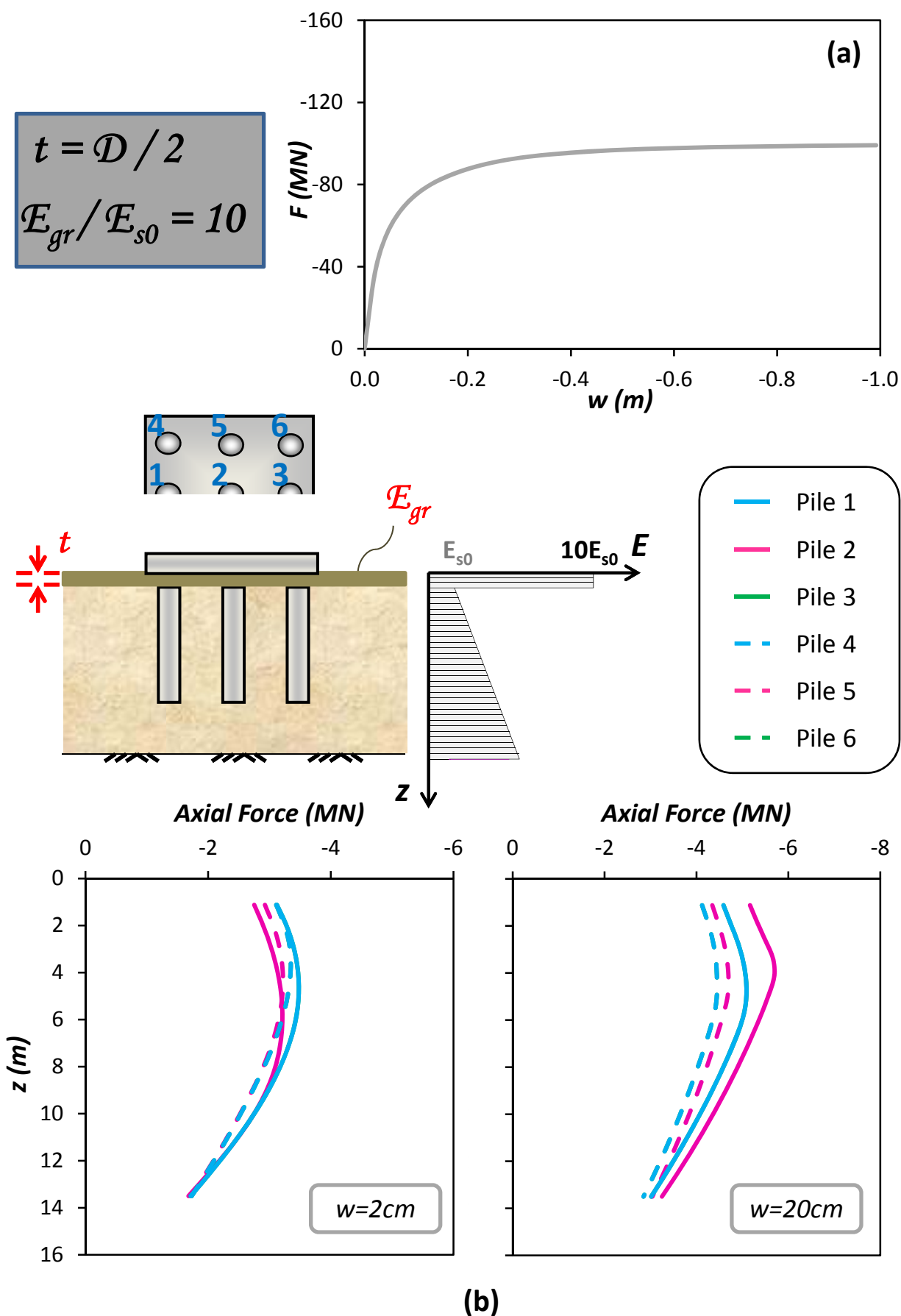
Σχήμα 4.7: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2cm$, και $w = 20cm$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.75m$, και $E_{gr}/E_s = 5$.



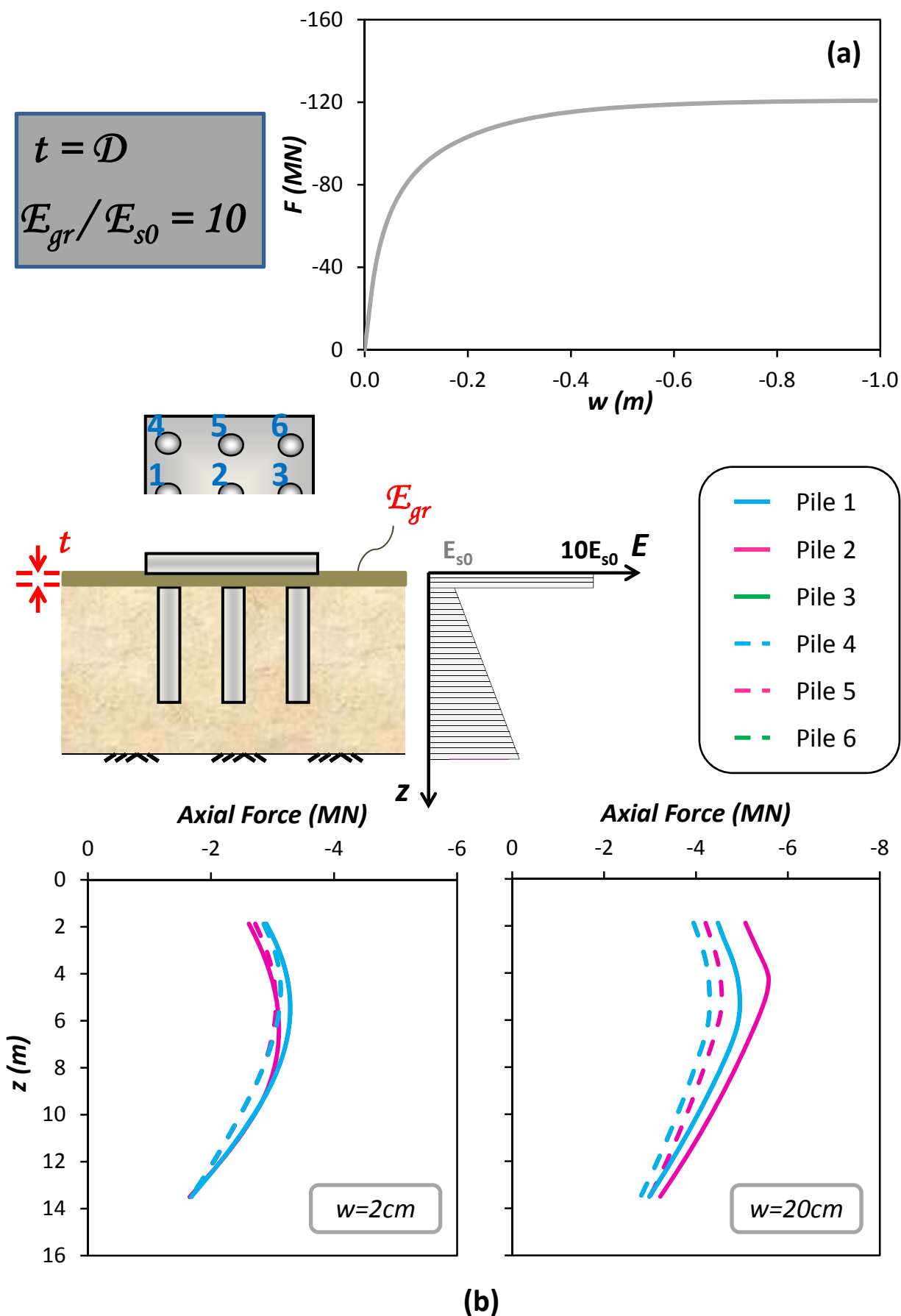
Σχήμα 4.8: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2cm$, και $w = 20cm$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 1.5m$, και $E_{gr}/E_s = 5$.



Σχήμα 4.9: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2\text{cm}$, και $w = 20\text{cm}$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.25\text{m}$, και $E_{gr}/E_s = 10$.



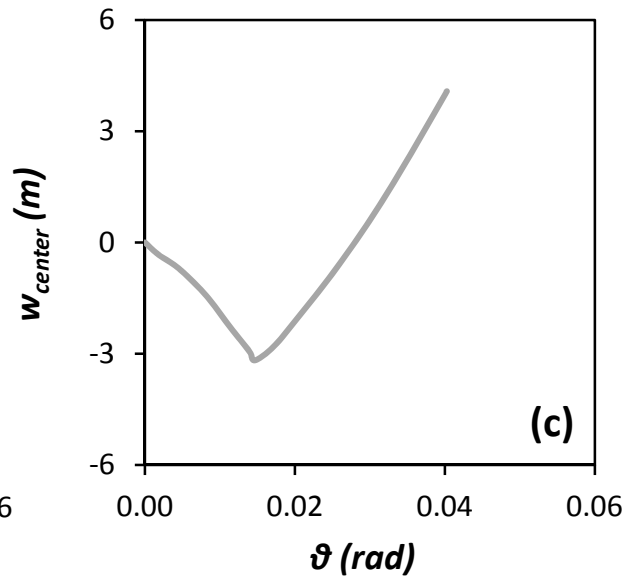
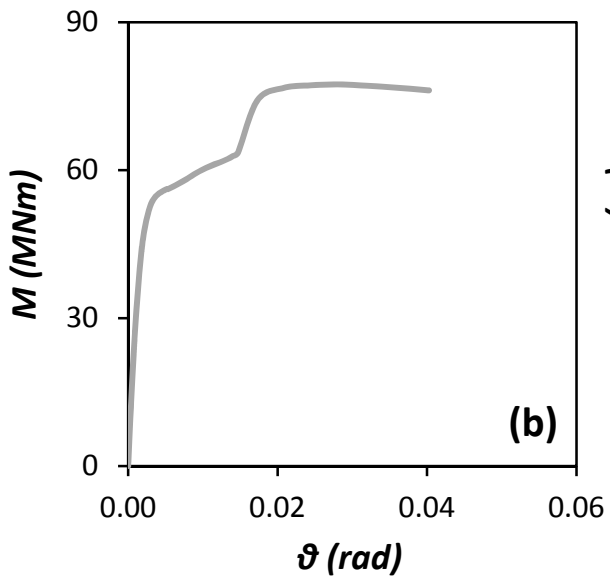
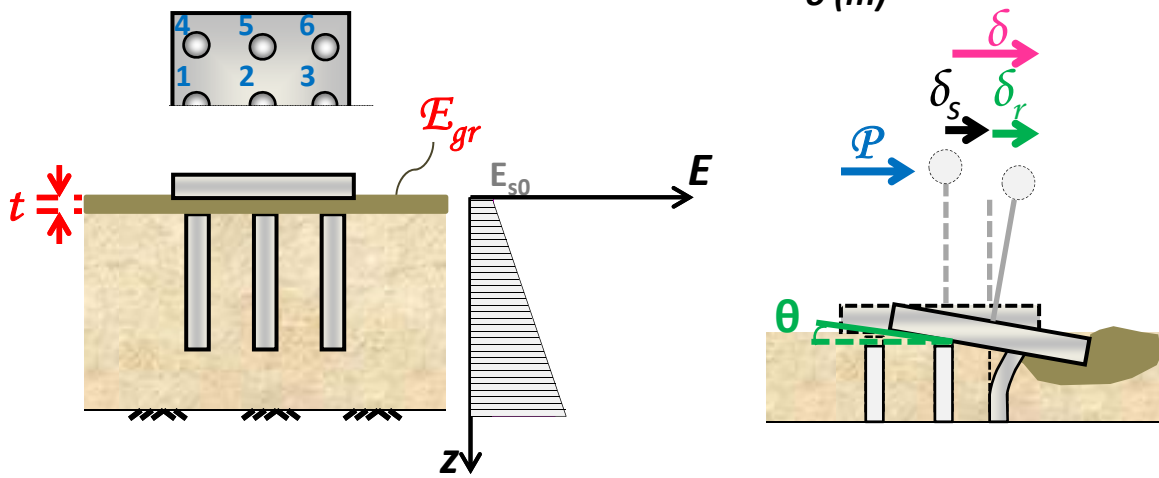
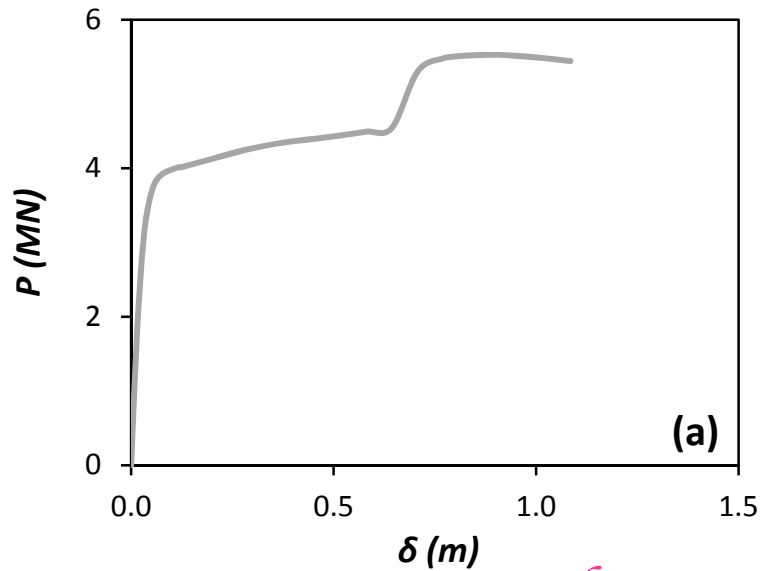
Σχήμα 4.10: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2\text{cm}$, και $w = 20\text{cm}$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.75\text{m}$, και $E_{gr}/E_s = 10$.



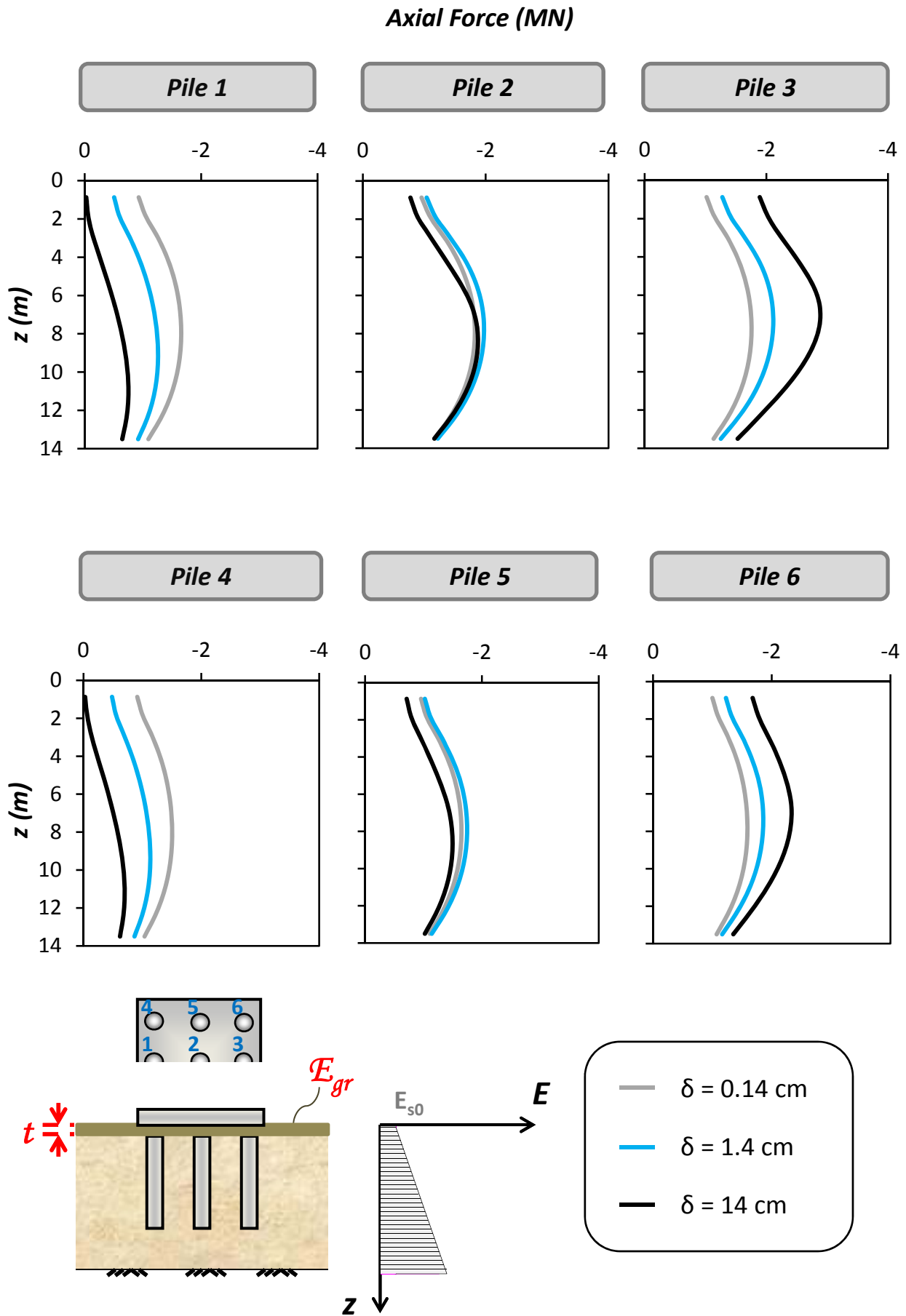
Σχήμα 4.11: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης $w = 2\text{cm}$, και $w = 20\text{cm}$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 1.5\text{m}$, και $E_{gr}/E_s = 10$.

$$t = D / 6$$

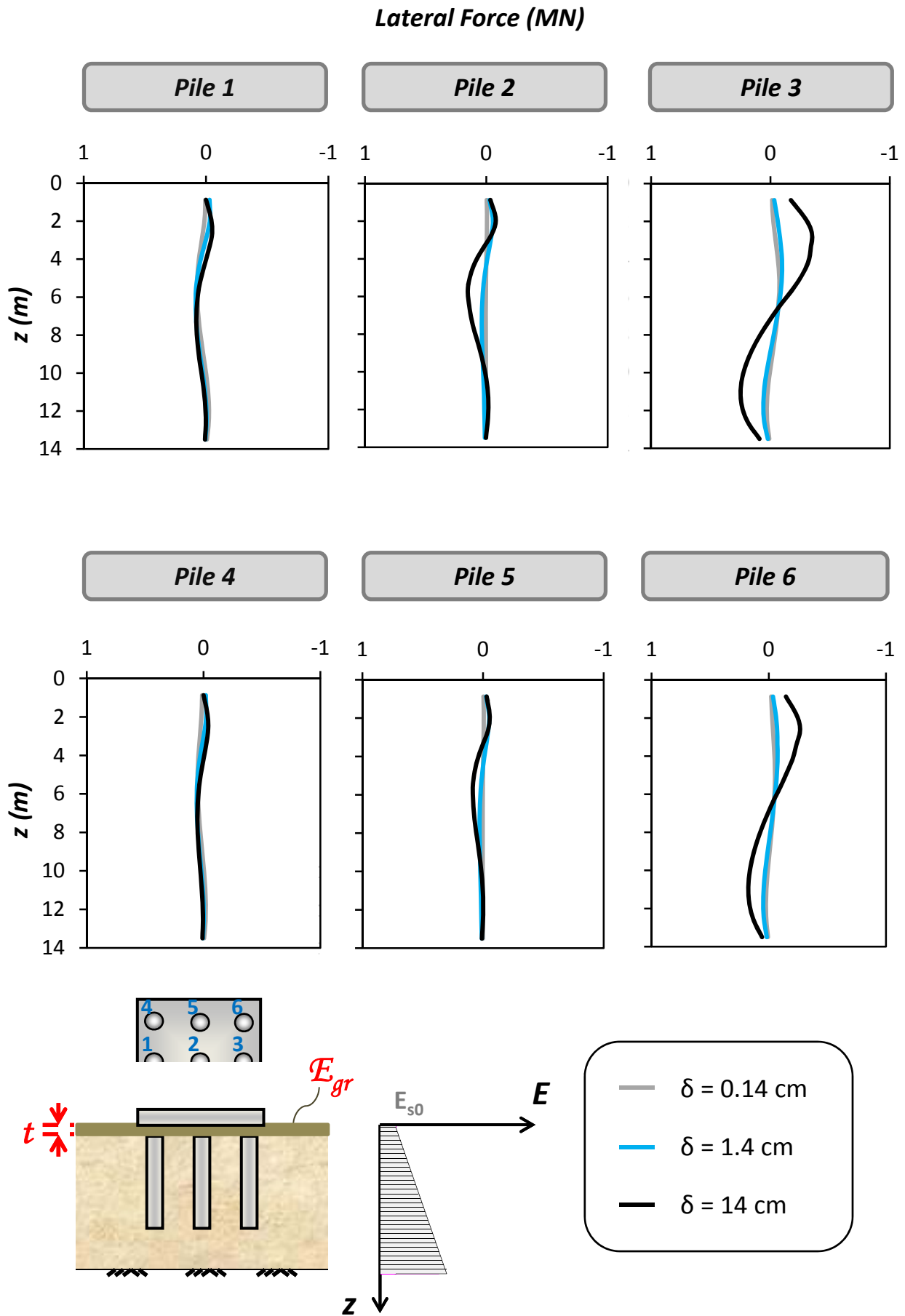
$$E_{gr} / E_{s0} = 1$$



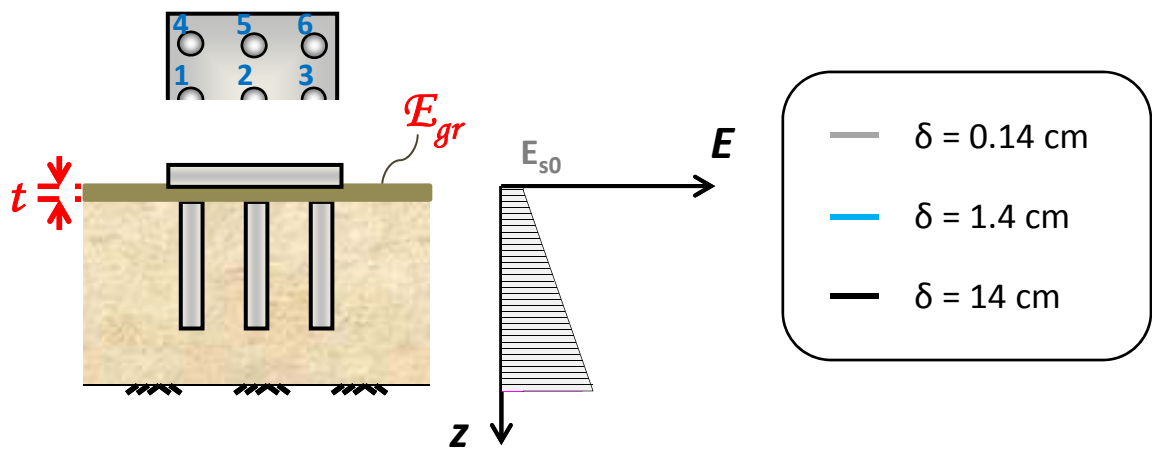
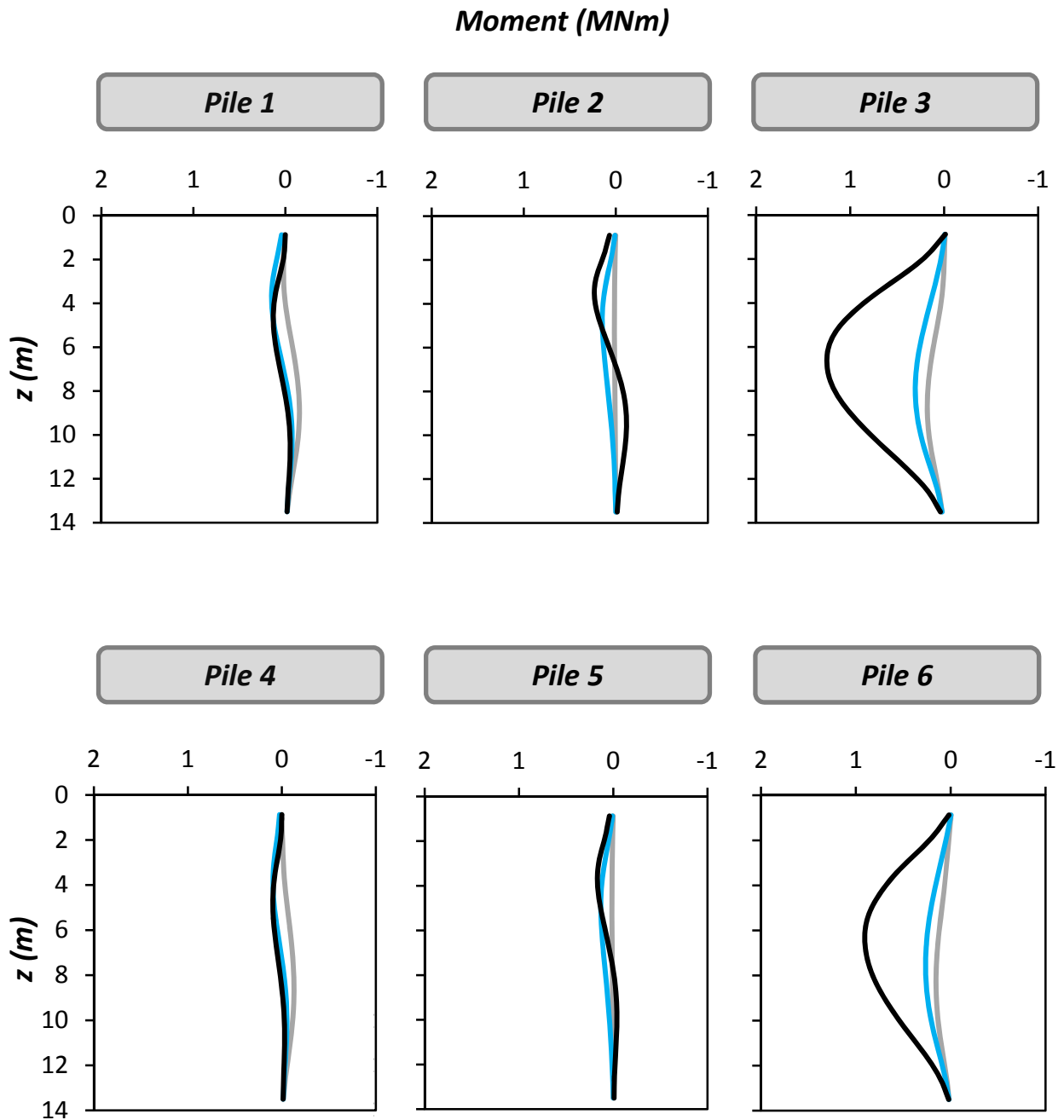
Σχήμα 4.12: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.25$ m, και $E_{gr}/E_s = 1$.



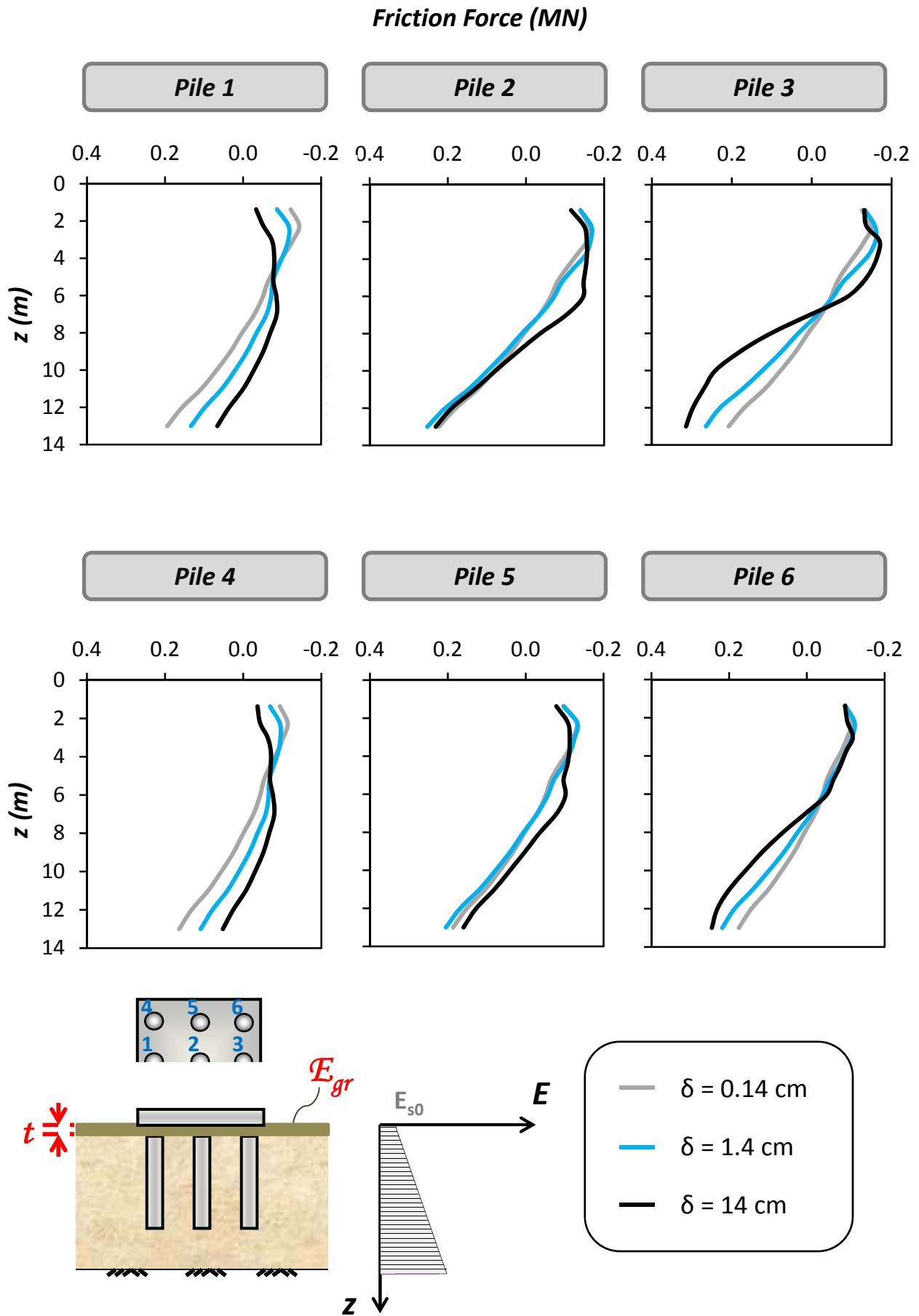
Σχήμα 4.13: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).



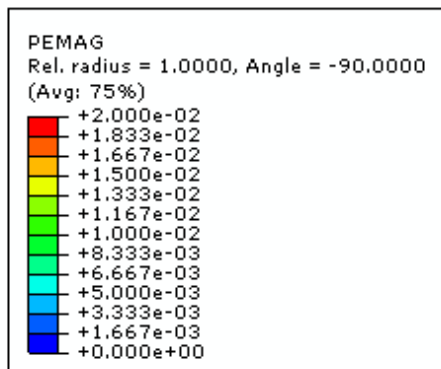
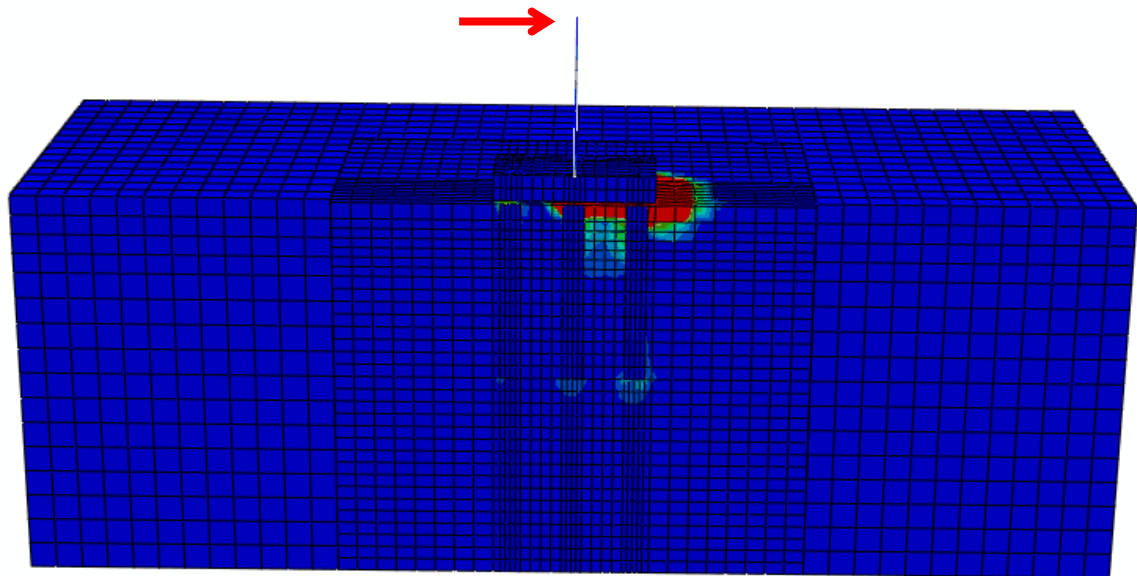
Σχήμα 4.14: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).



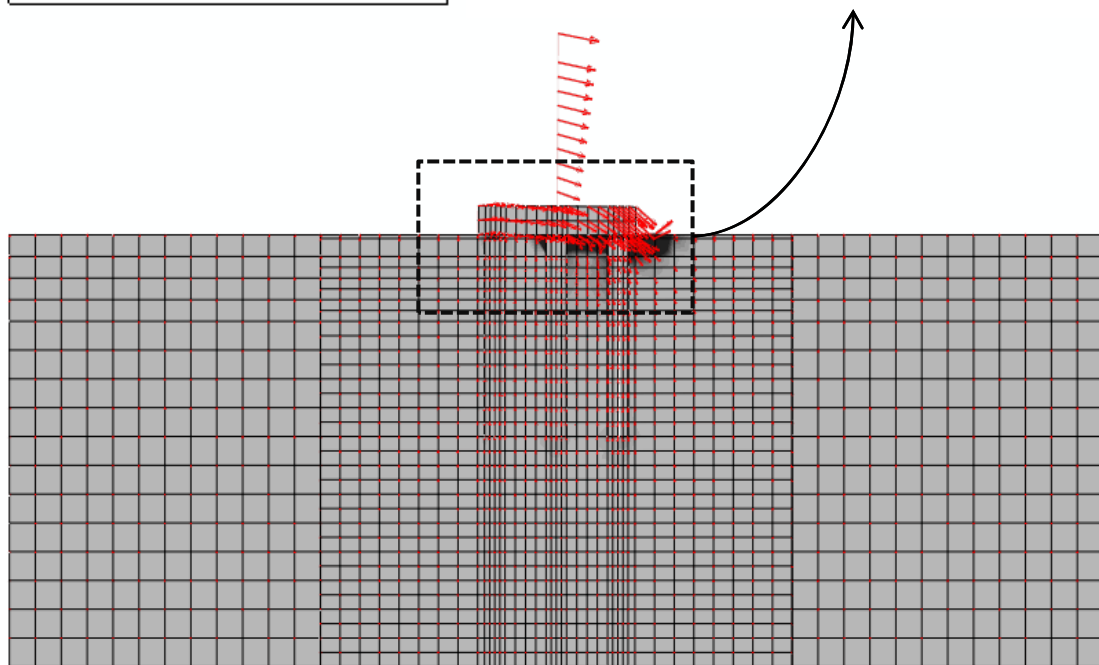
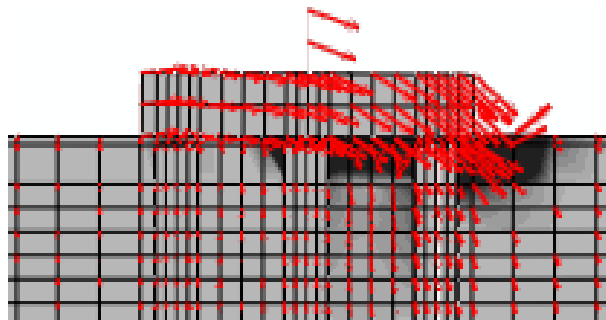
Σχήμα 4.15: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25$ m, και $E_{gr} / E_s = 1$).



Σχήμα 4.16: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).



(a)

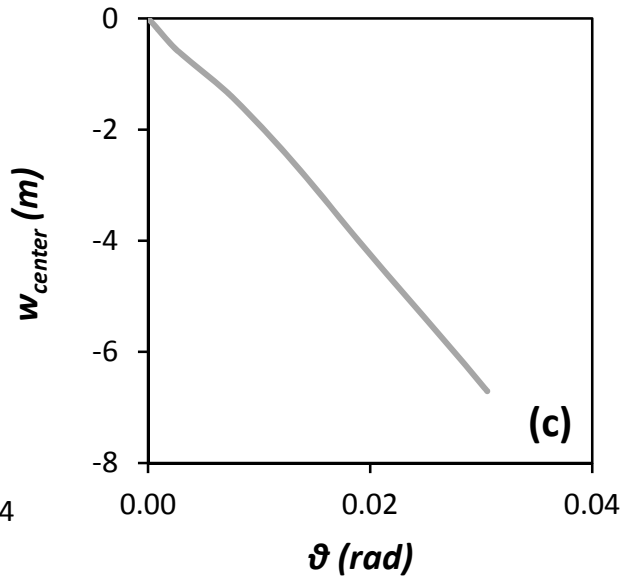
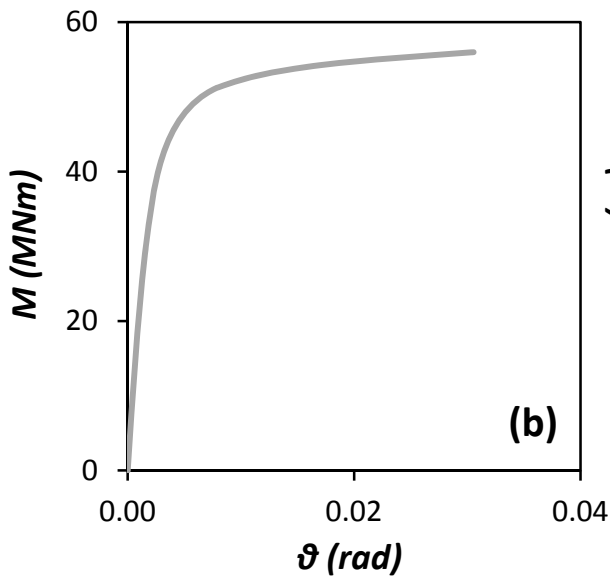
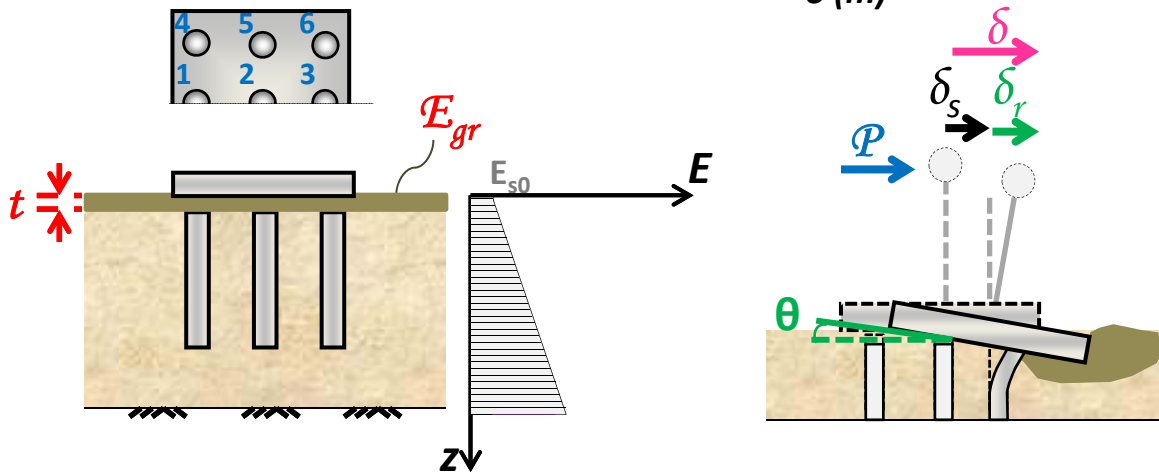
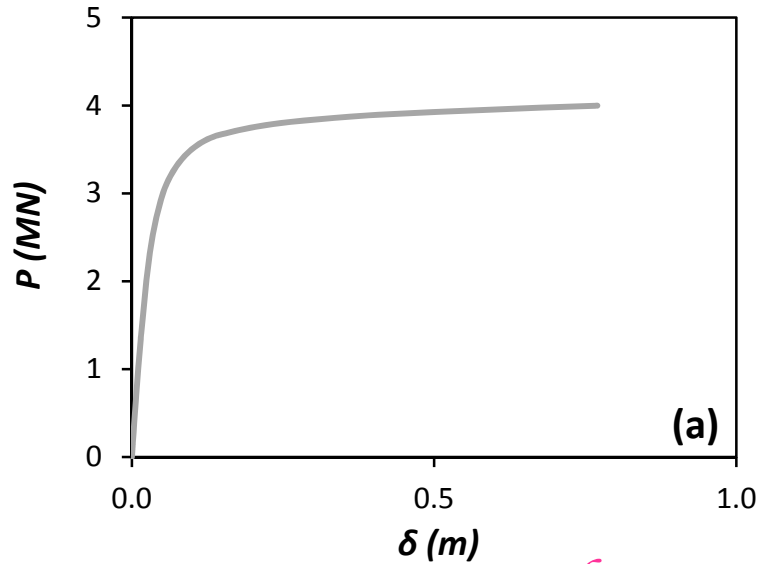


(b)

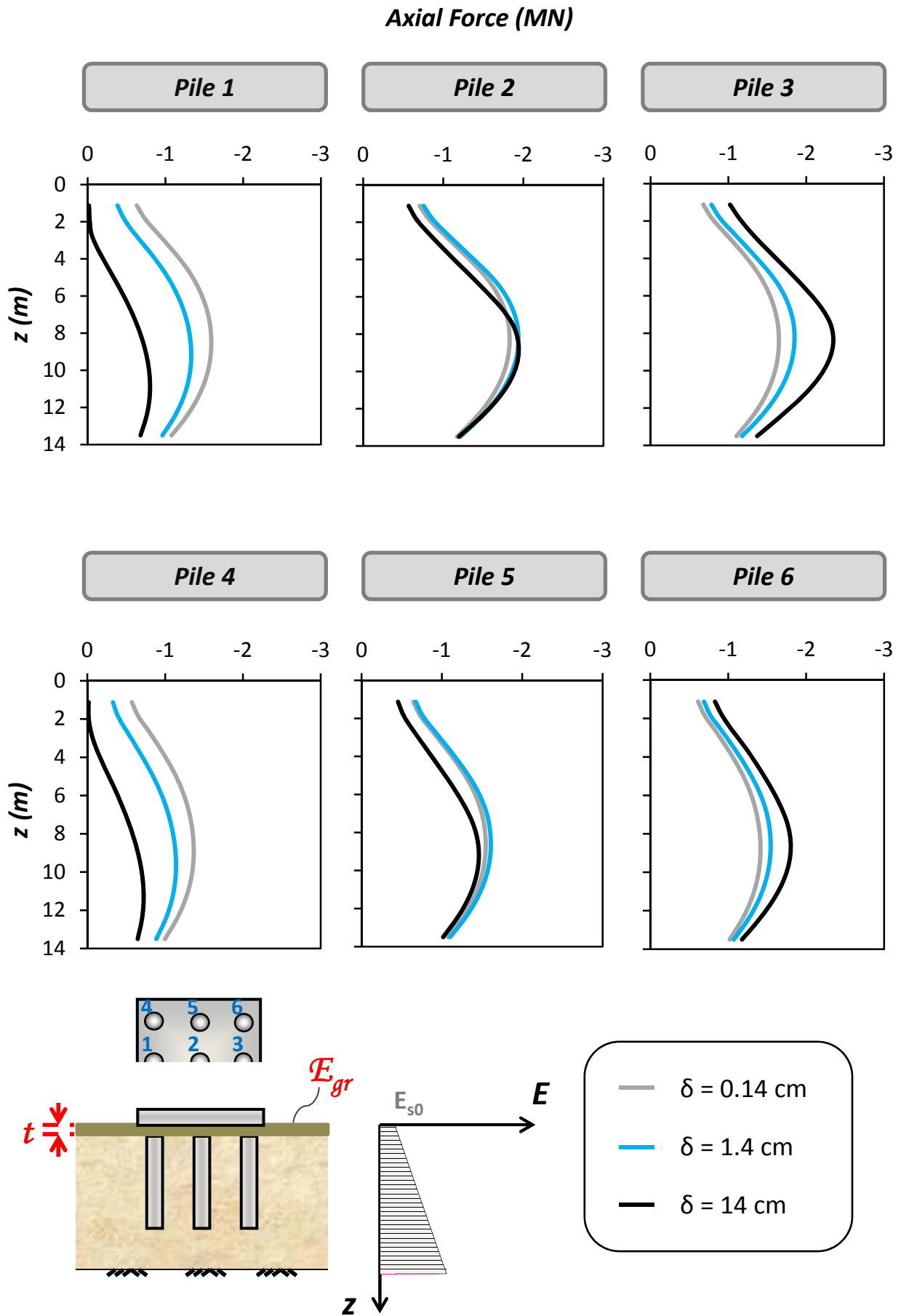
Σχήμα 4.17: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14$ cm (Περίπτωση $t = 0.25$ m, και $E_{gr} / E_s = 1$).

$$t = D / 2$$

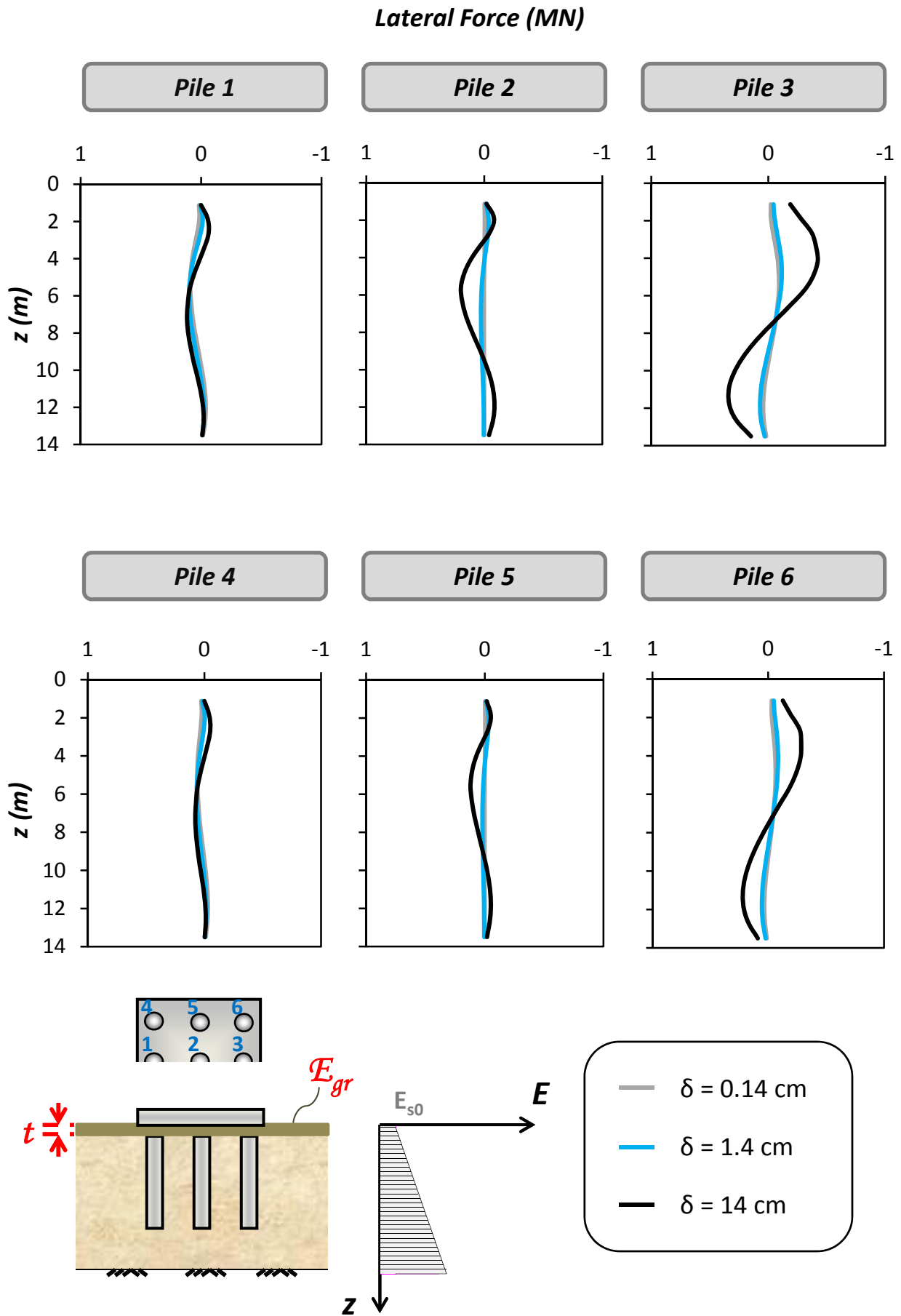
$$E_{gr} / E_{s0} = 1$$



Σχήμα 4.18: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.75$ m, και $E_{gr}/E_s = 1$.

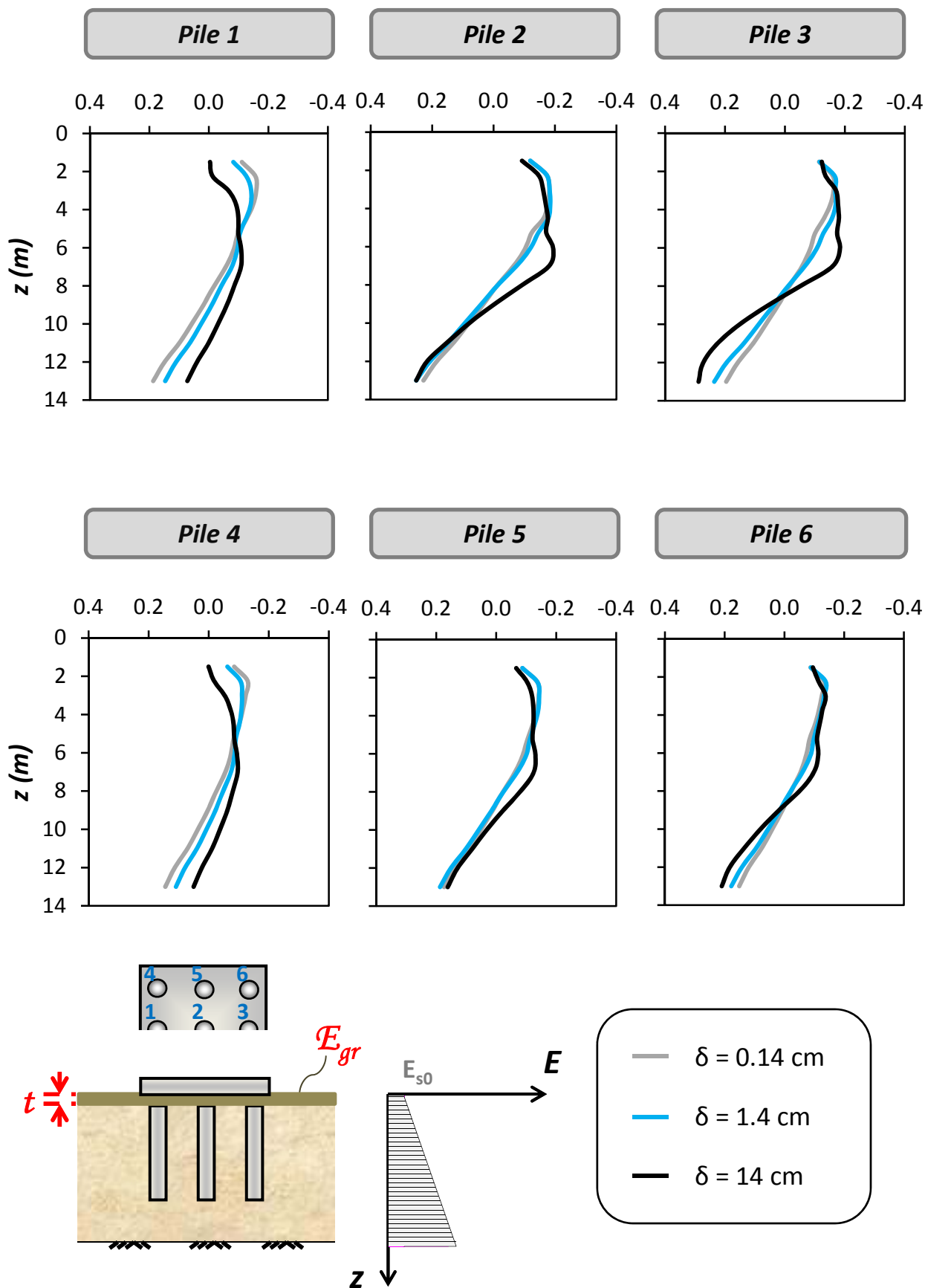


Σχήμα 4.19: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).

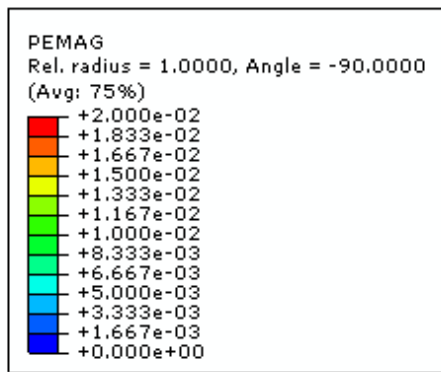
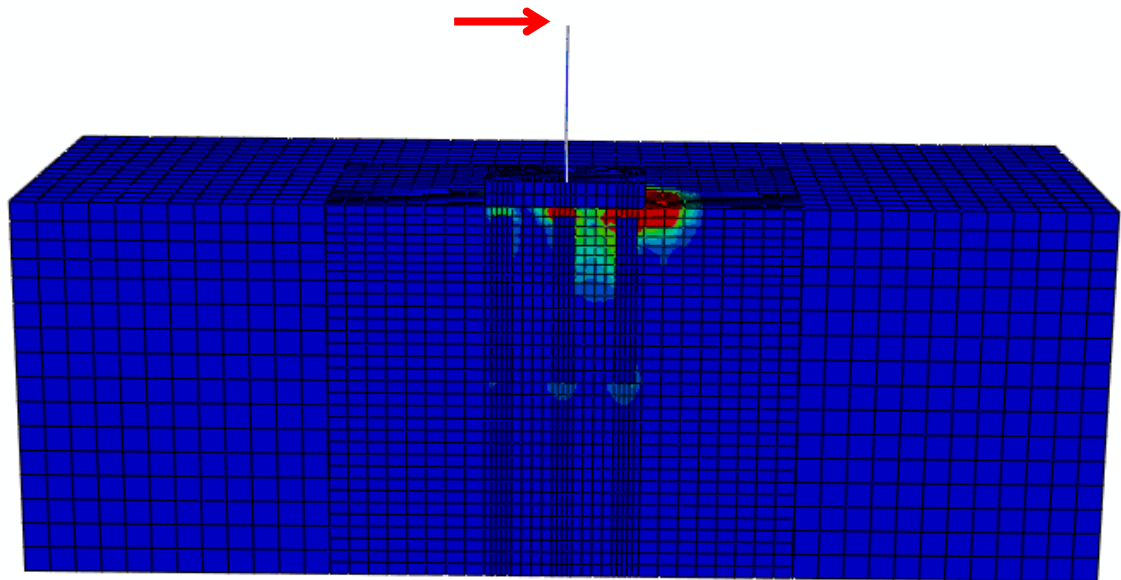


Σχήμα 4.20: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).

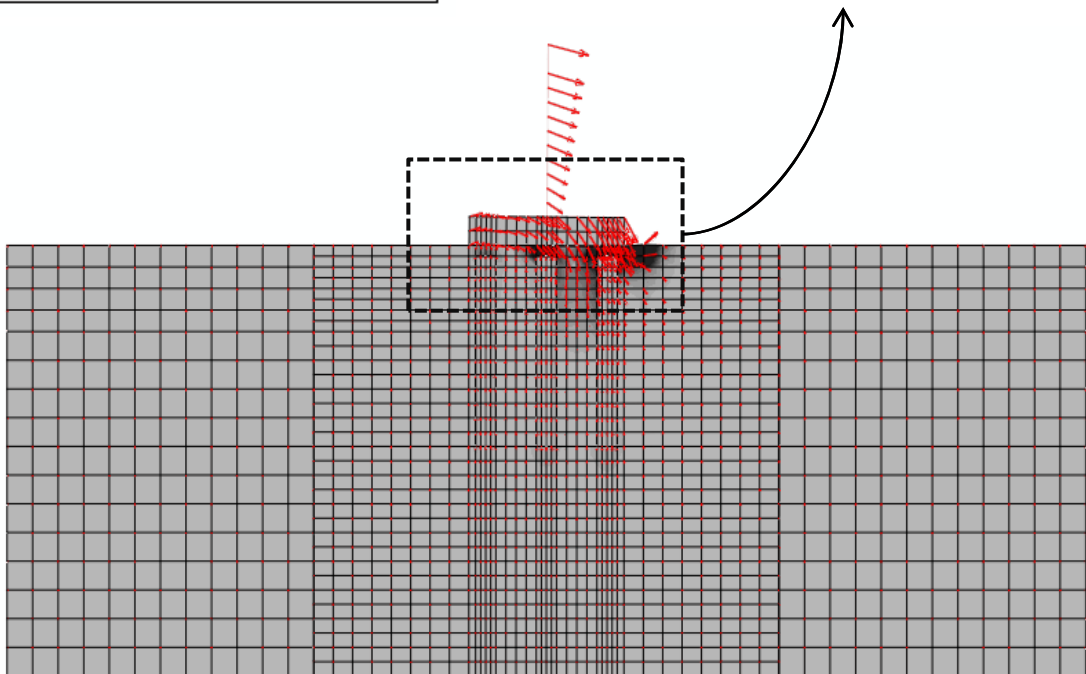
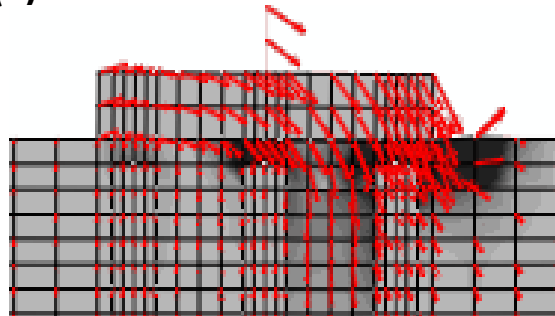
Friction Force (MN)



Σχήμα 4.22: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75$ m, και $E_{gr} / E_s = 1$).



(a)

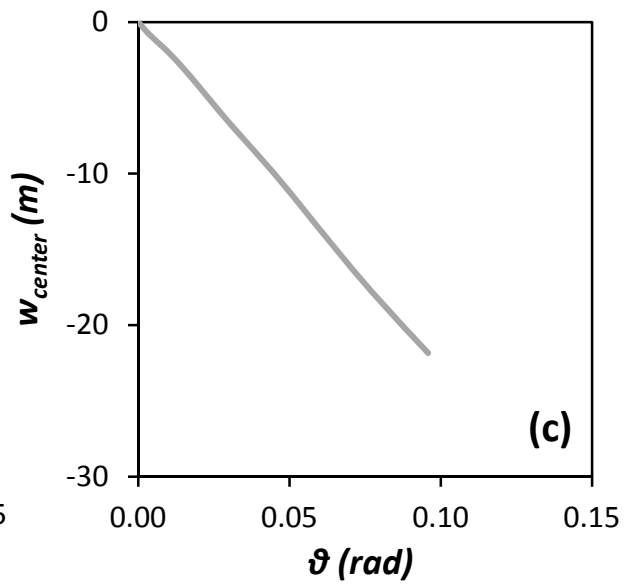
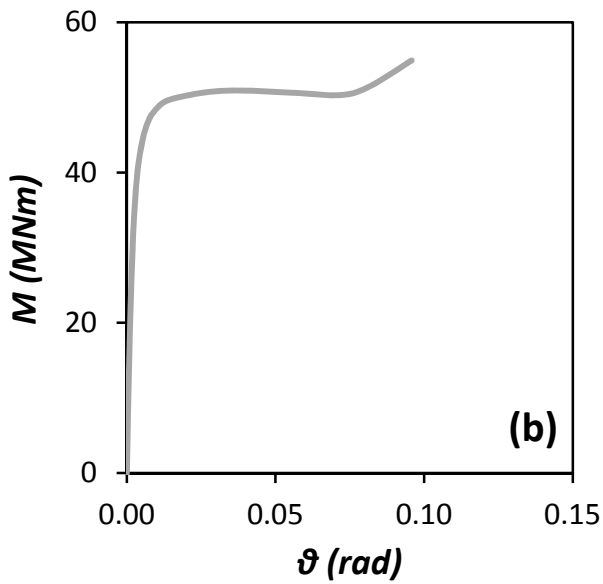
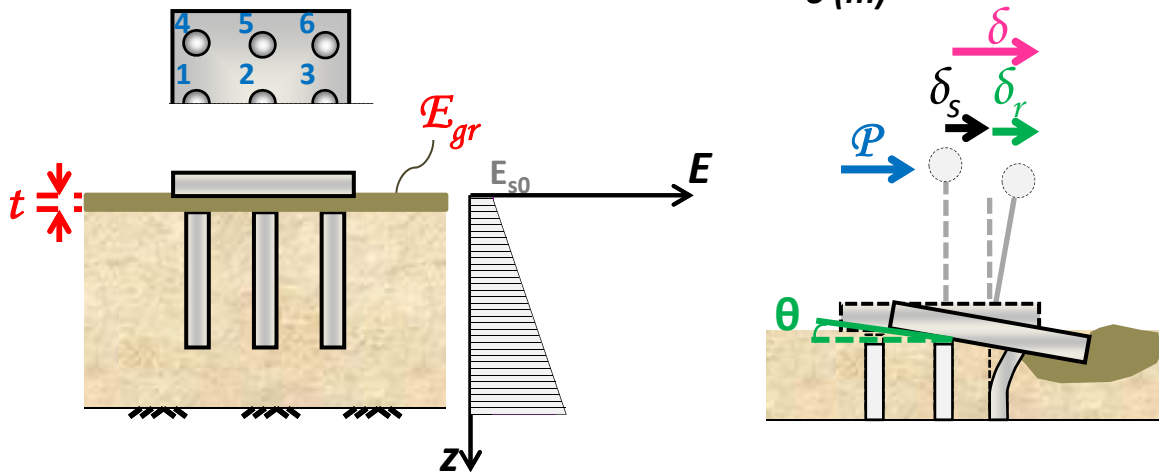
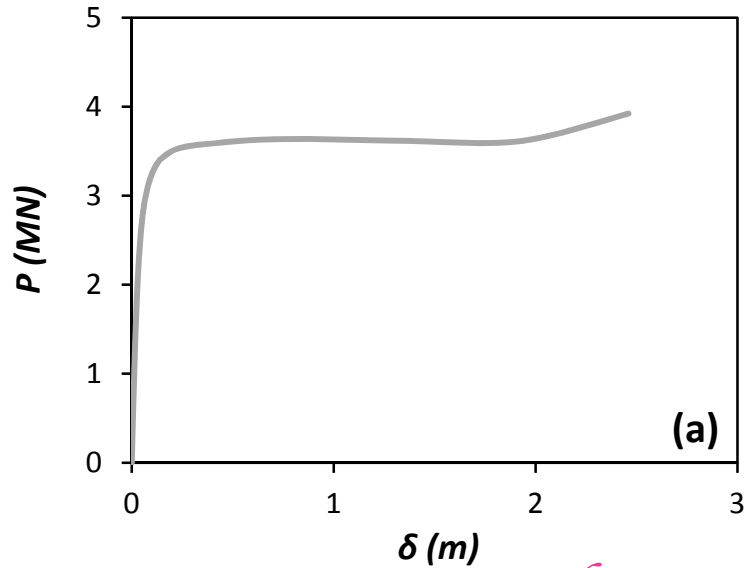


(b)

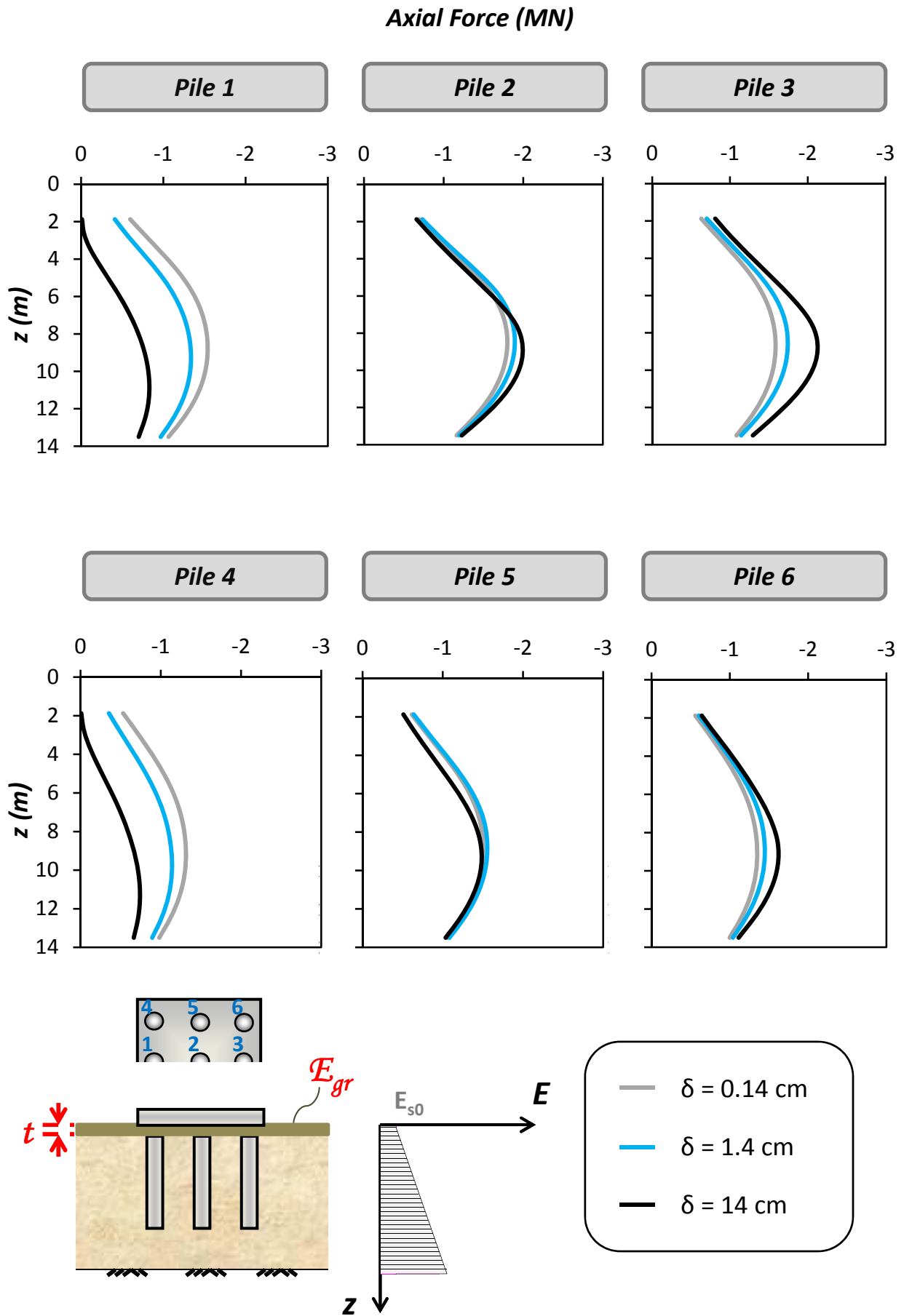
Σχήμα 4.23: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14 \text{ cm}$ (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).

$$t = D$$

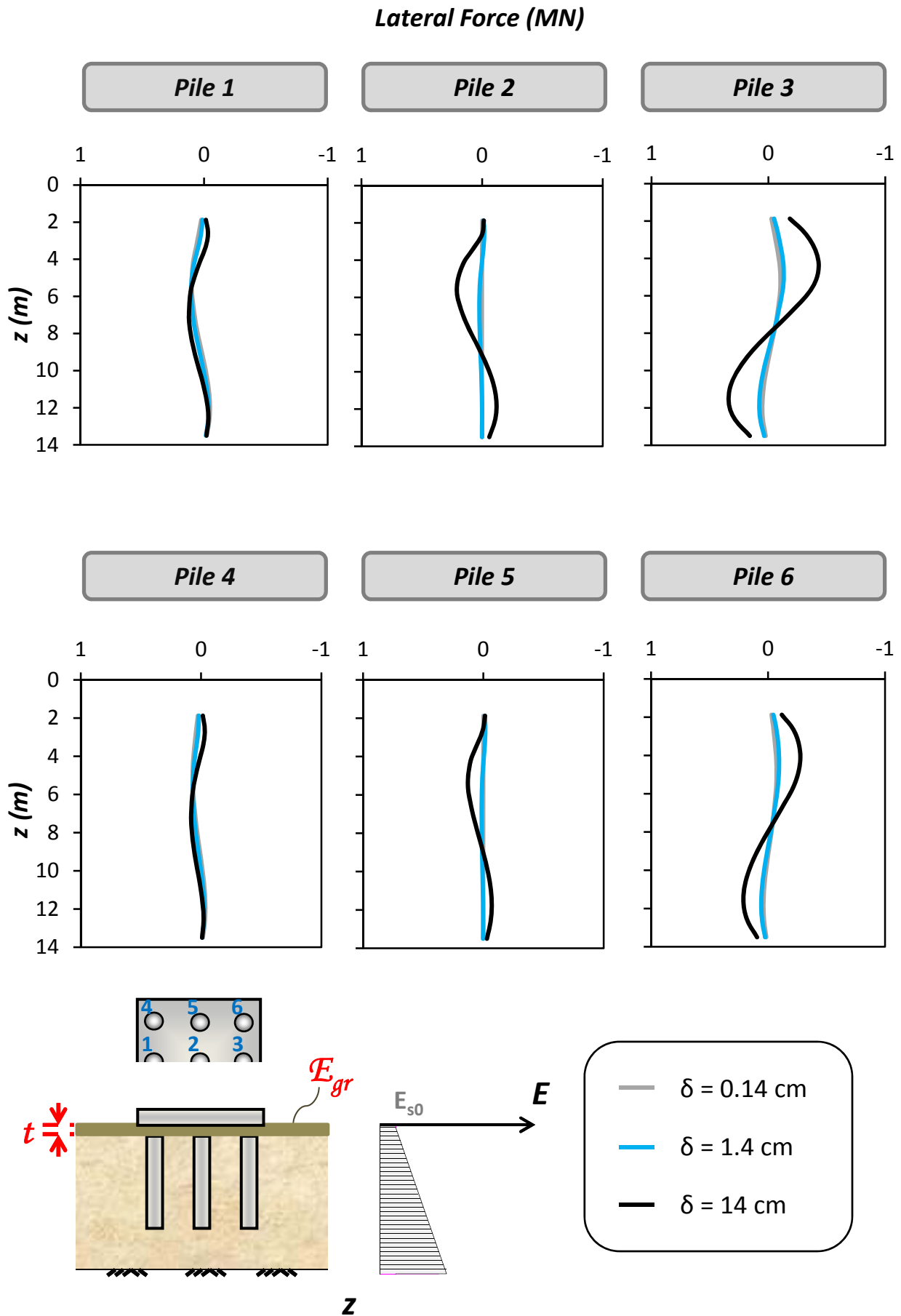
$$E_{gr}/E_{s0} = 1$$



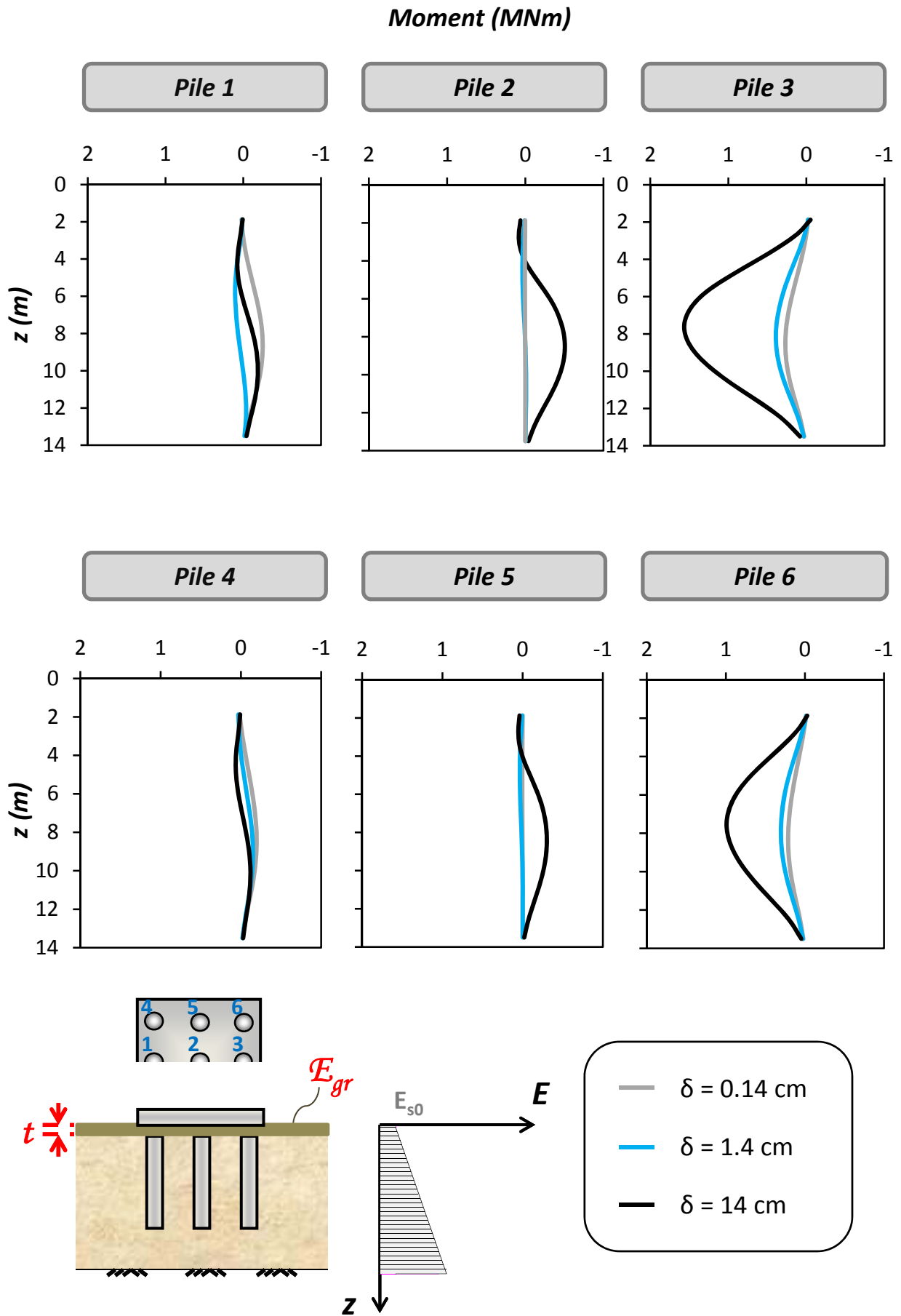
Σχήμα 4.24: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 1.5$ m, και $E_{gr}/E_s = 1$.



Σχήμα 4.25: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).

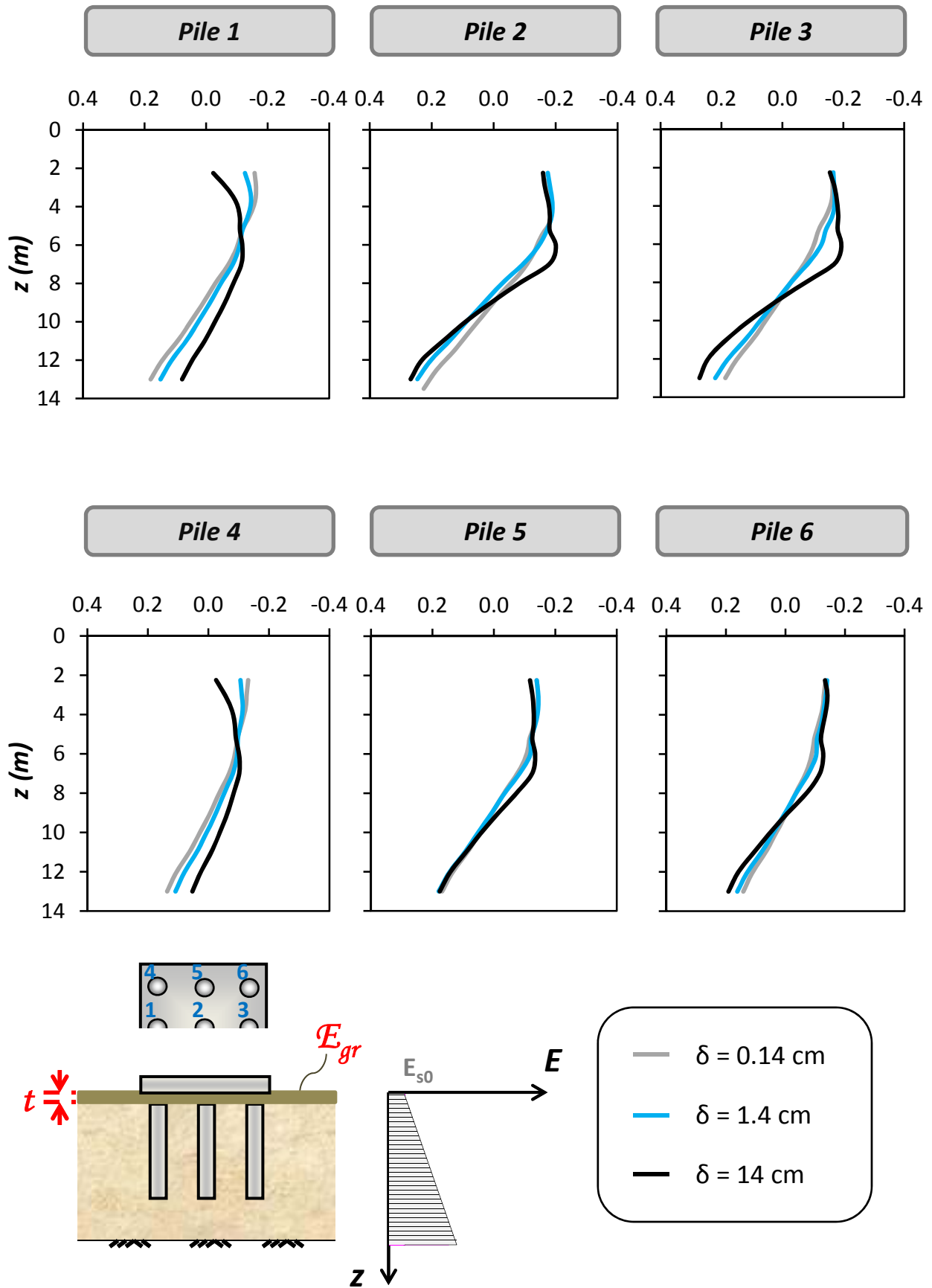


Σχήμα 4.26: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).

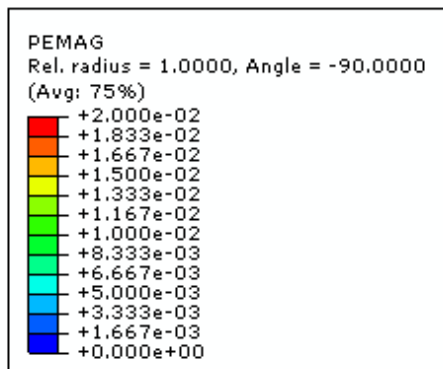
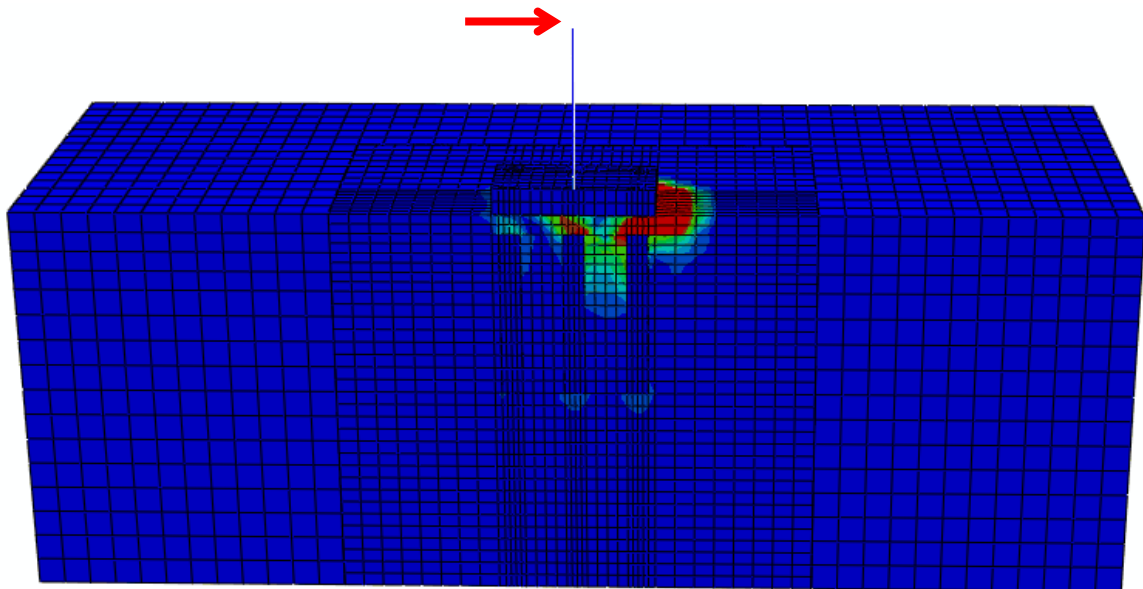


Σχήμα 4.27: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 1$).

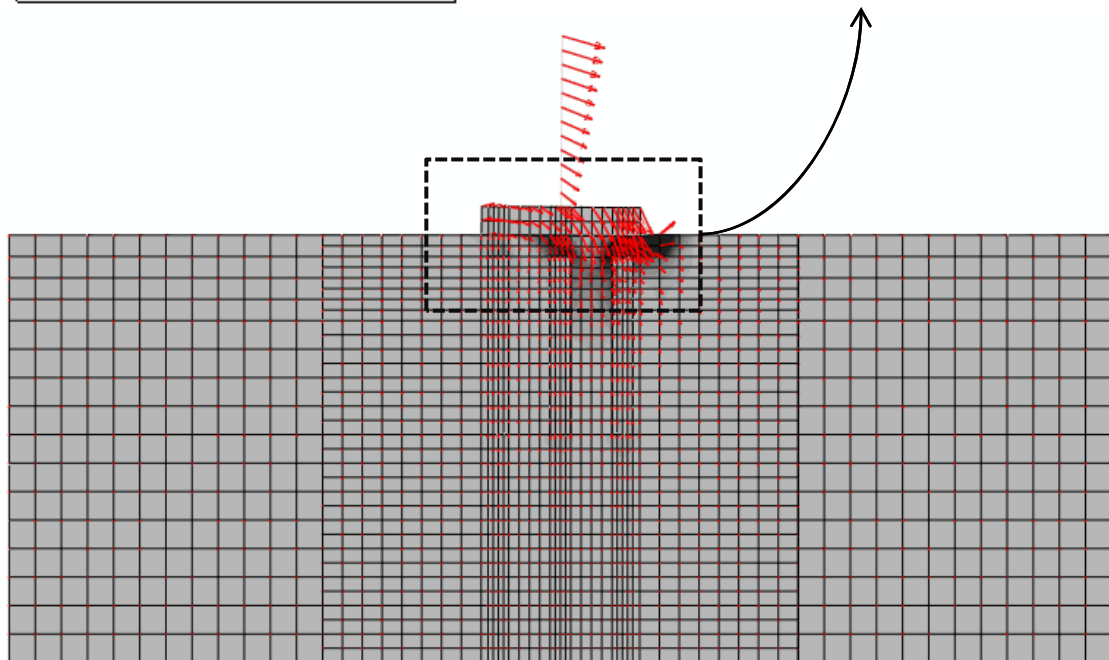
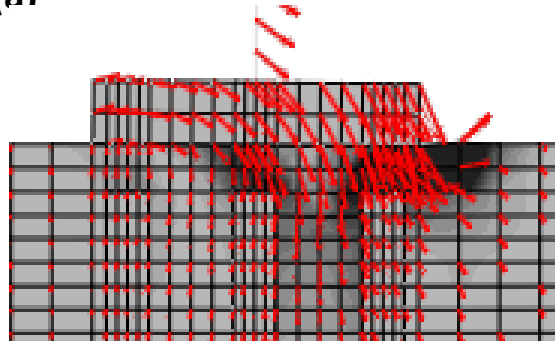
Friction Force (MN)



Σχήμα 4.28: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 1$).



(a)

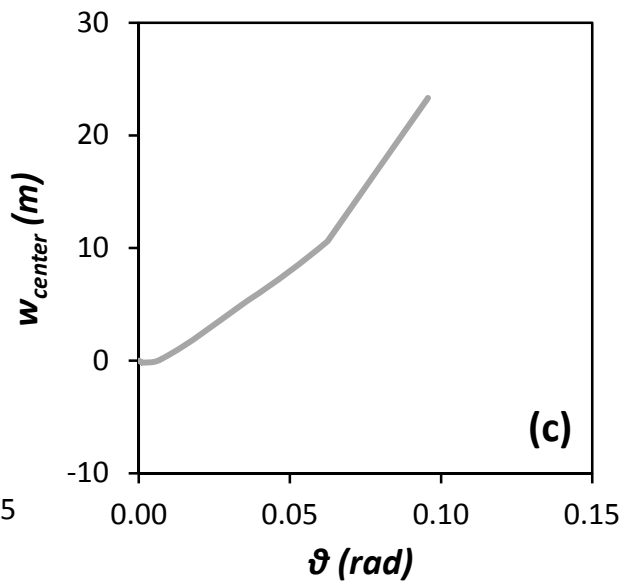
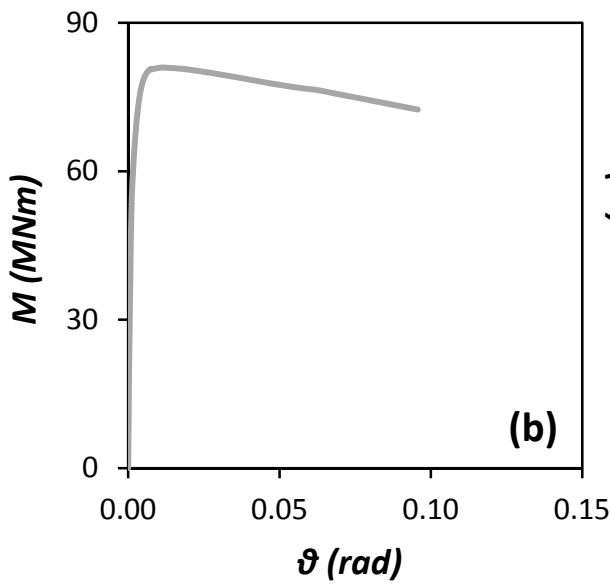
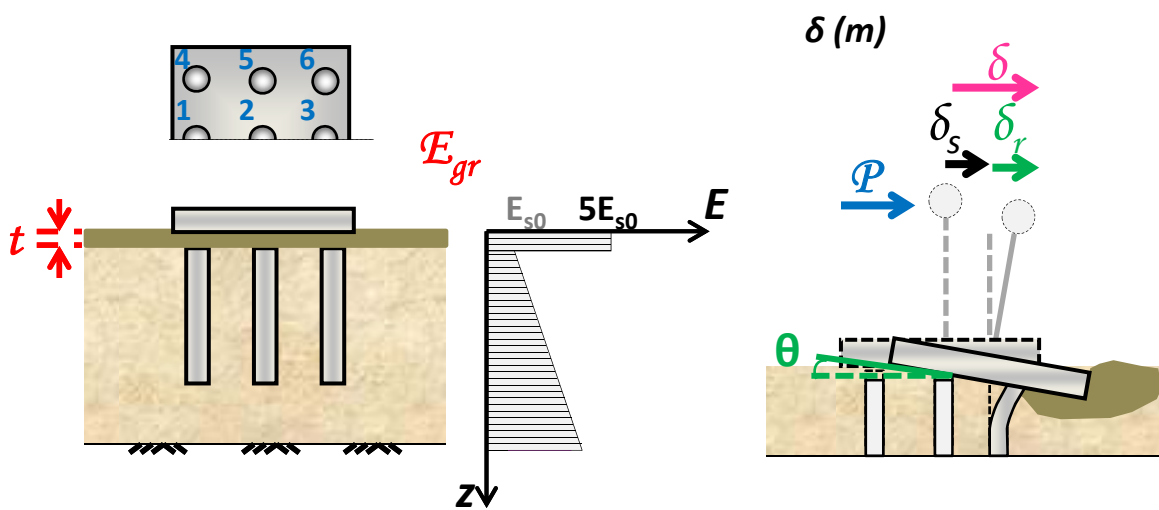
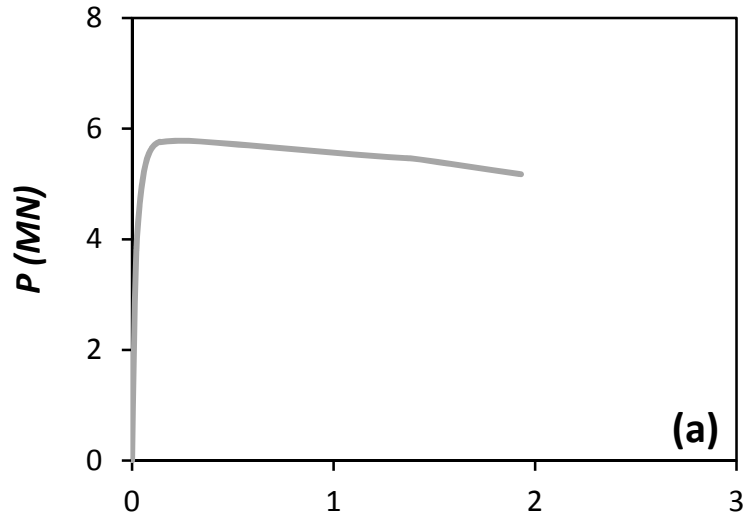


(b)

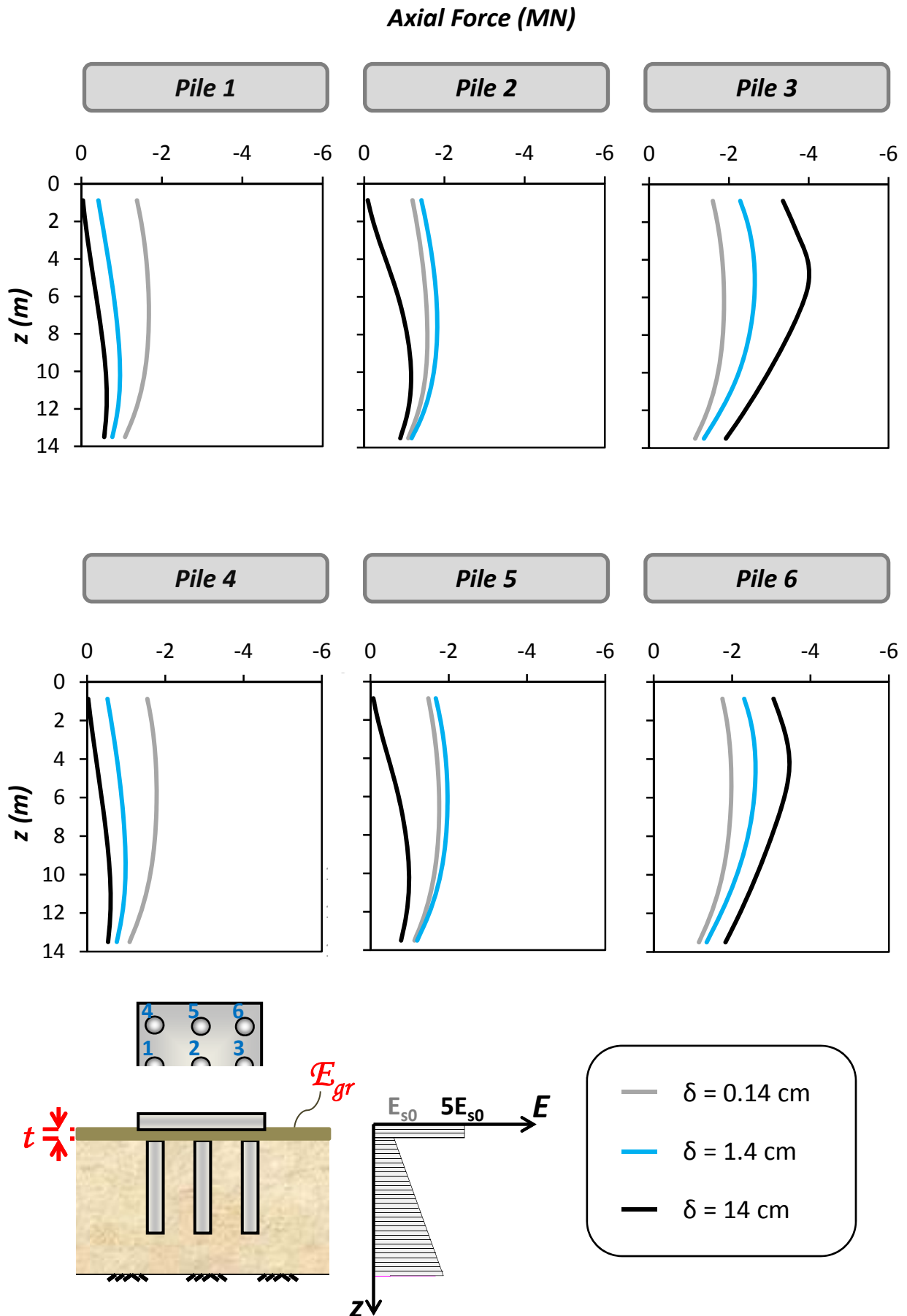
Σχήμα 4.29: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14$ cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 1$).

$$t = D/6$$

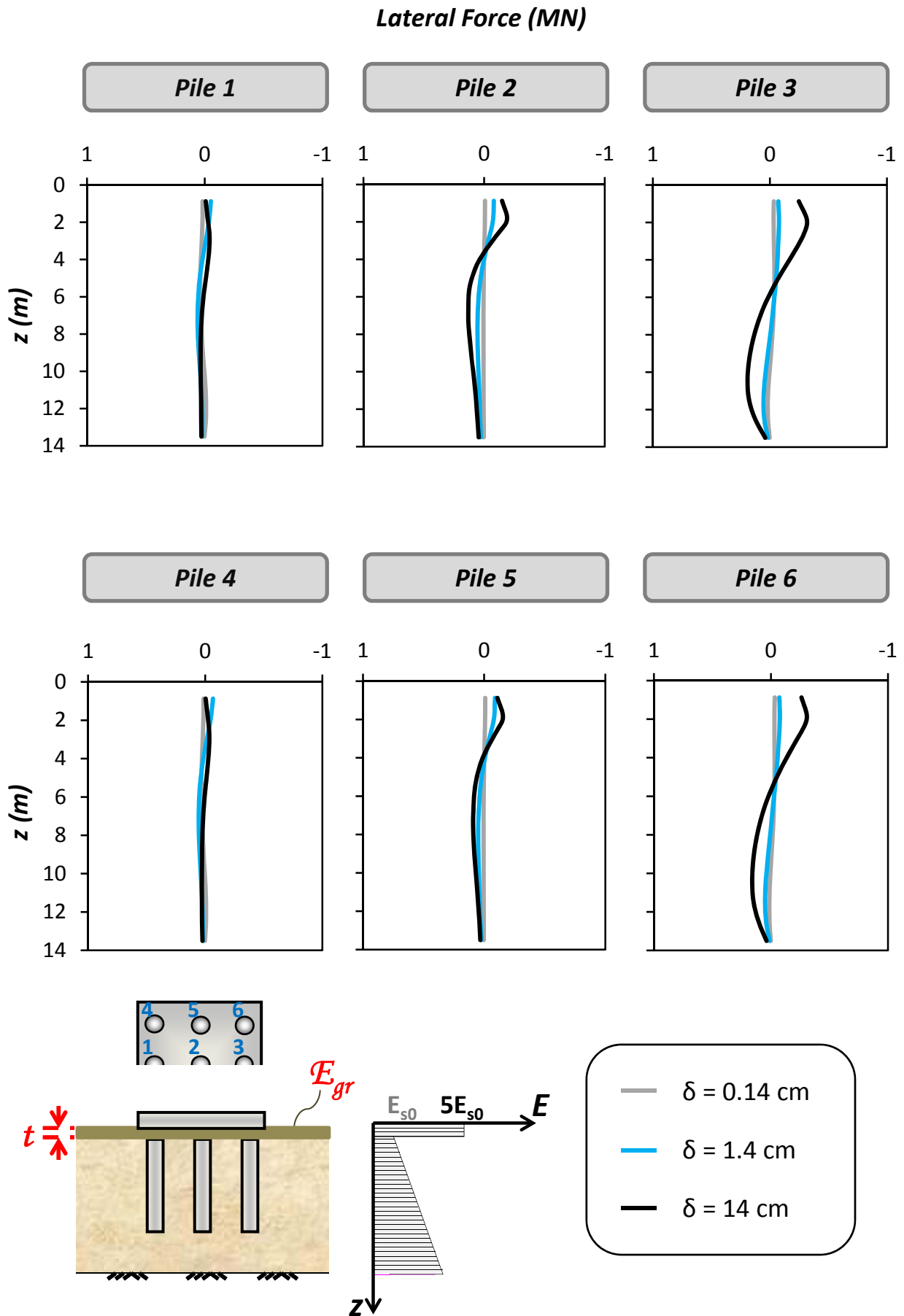
$$E_{gr}/E_{s0} = 5$$



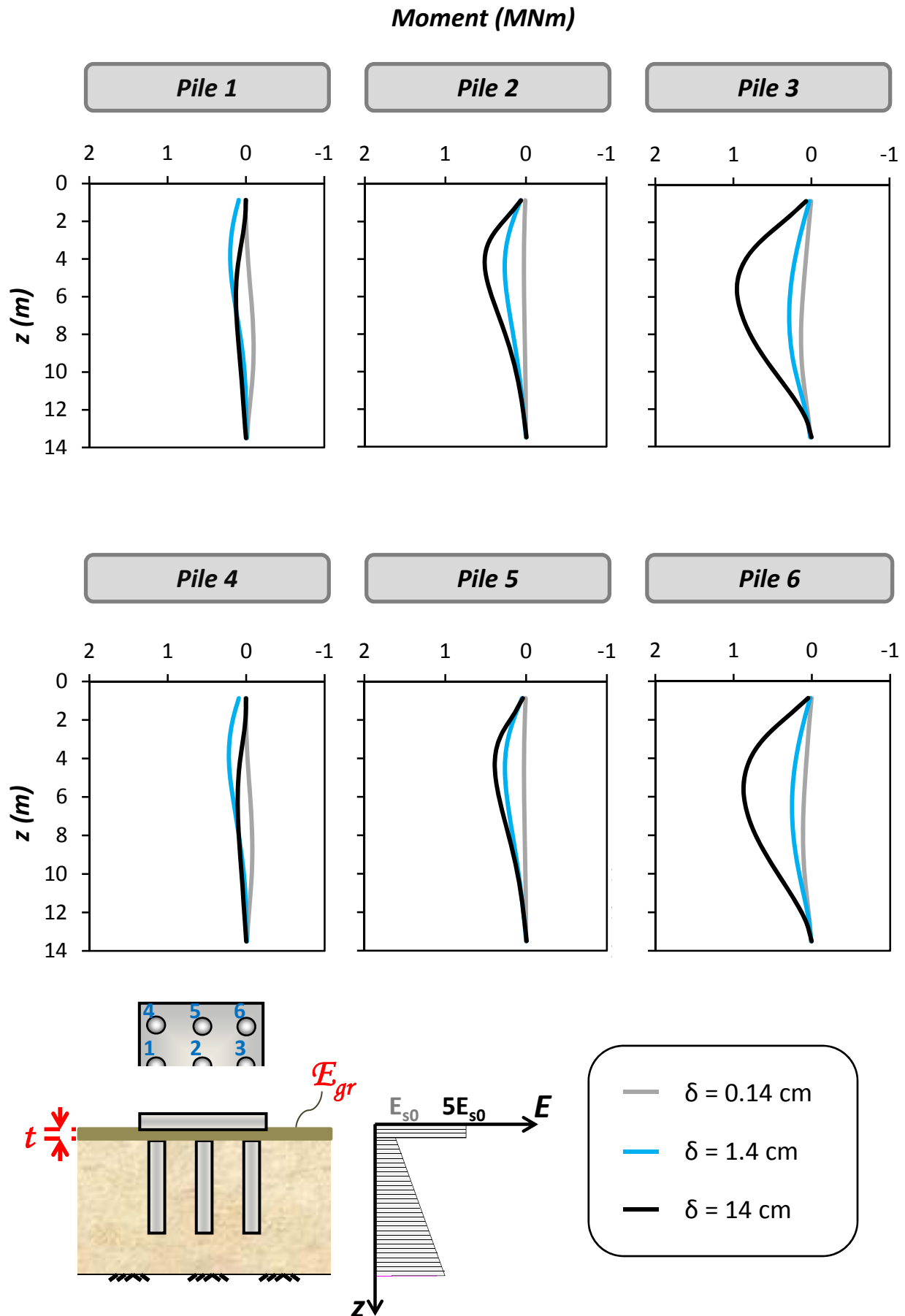
Σχήμα 4.30: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.25$ m, και $E_{gr}/E_s = 5$.



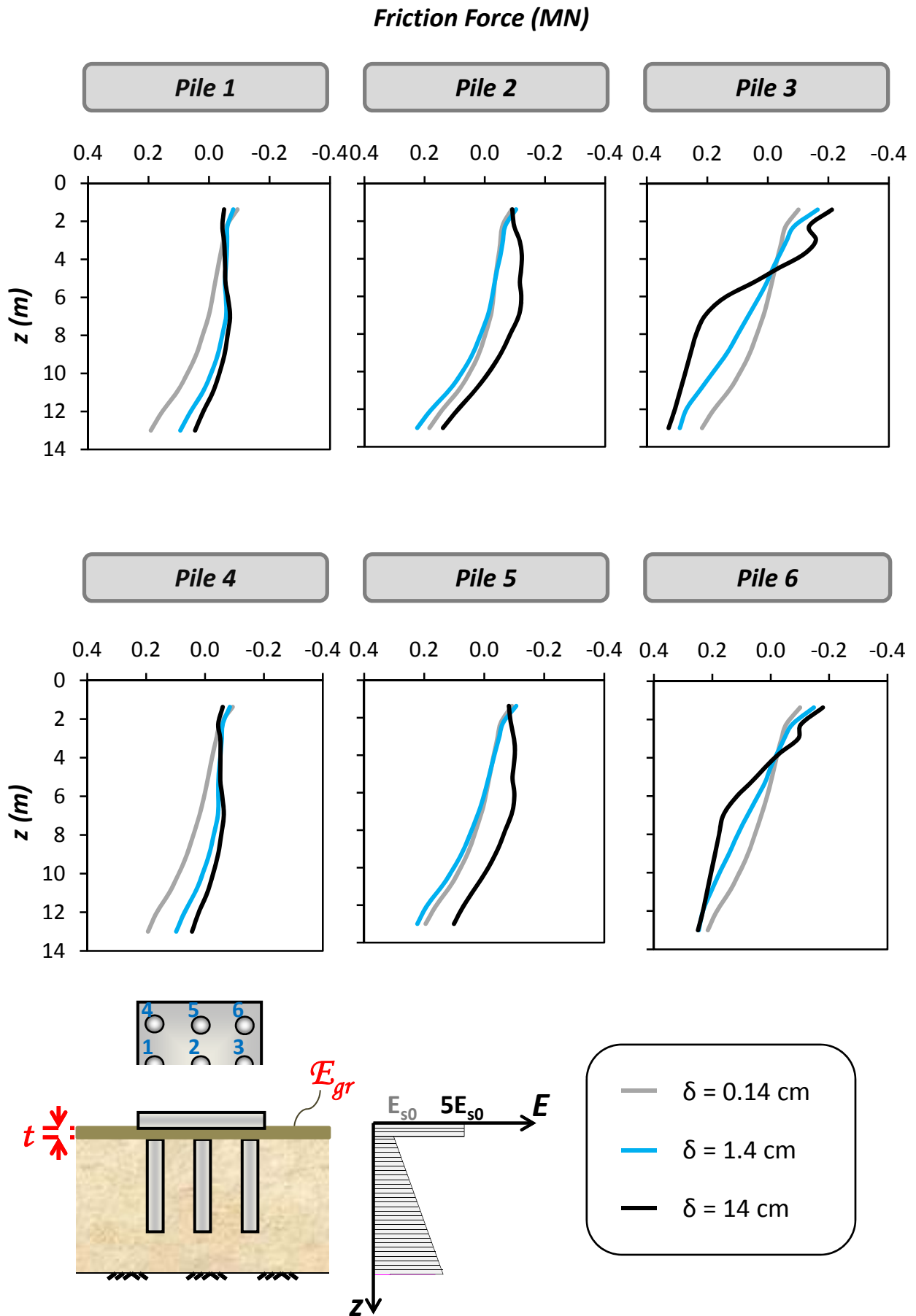
Σχήμα 4.31: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).



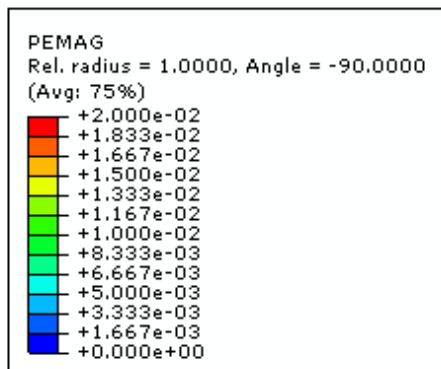
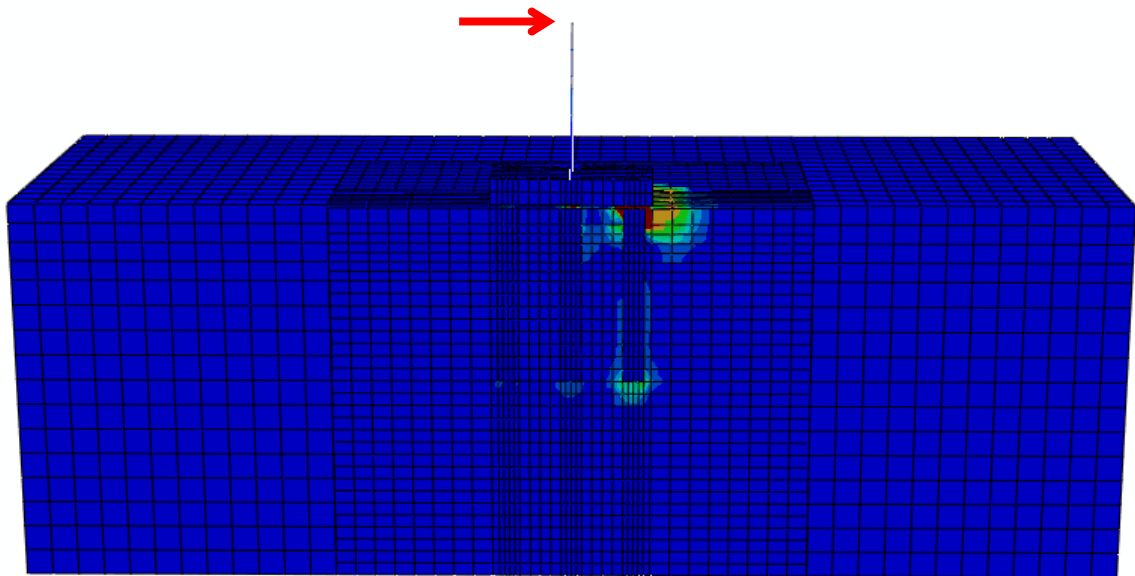
Σχήμα 4.32: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).



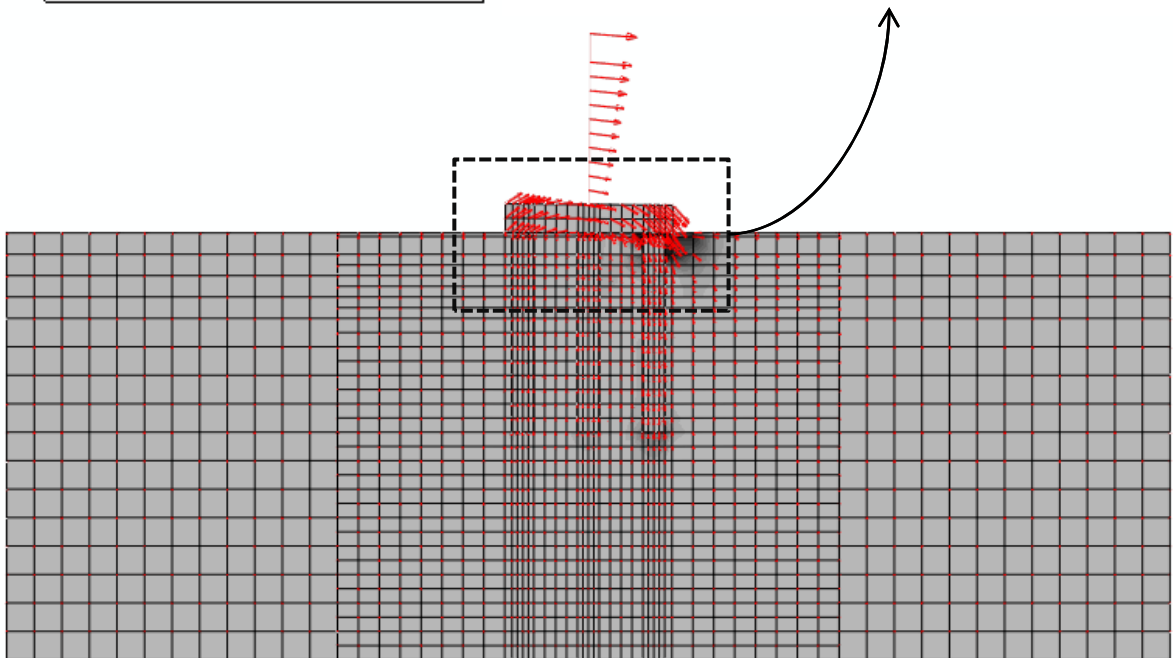
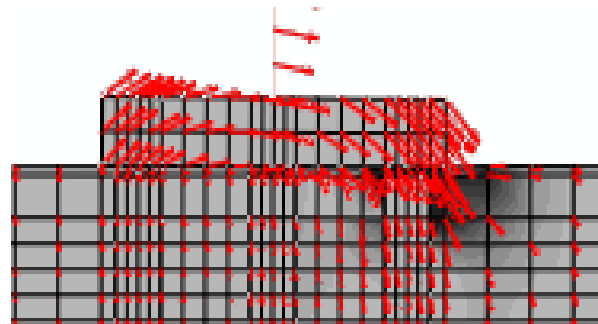
Σχήμα 4.33: Κατανομή Καμπτικών Ρομών στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).



Σχήμα 4.34: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).



(a)

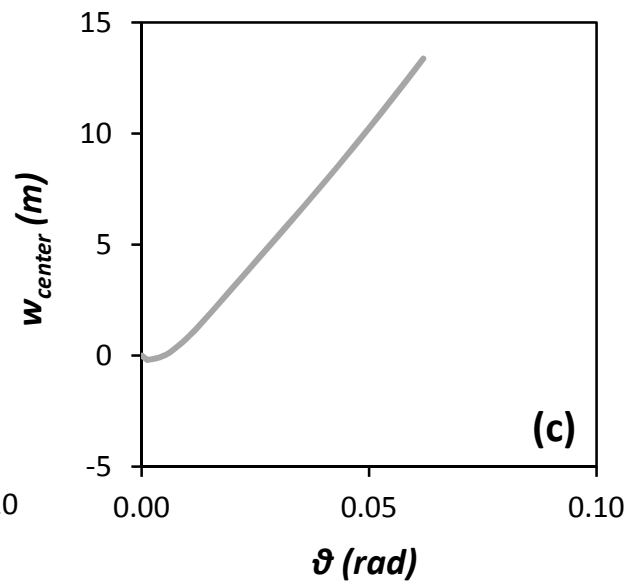
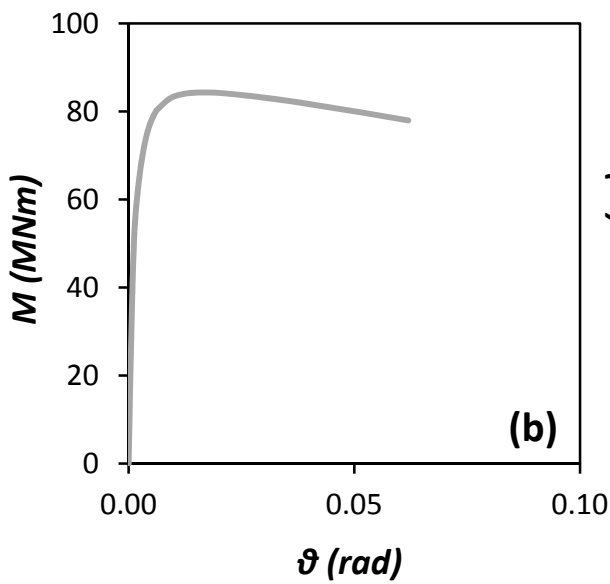
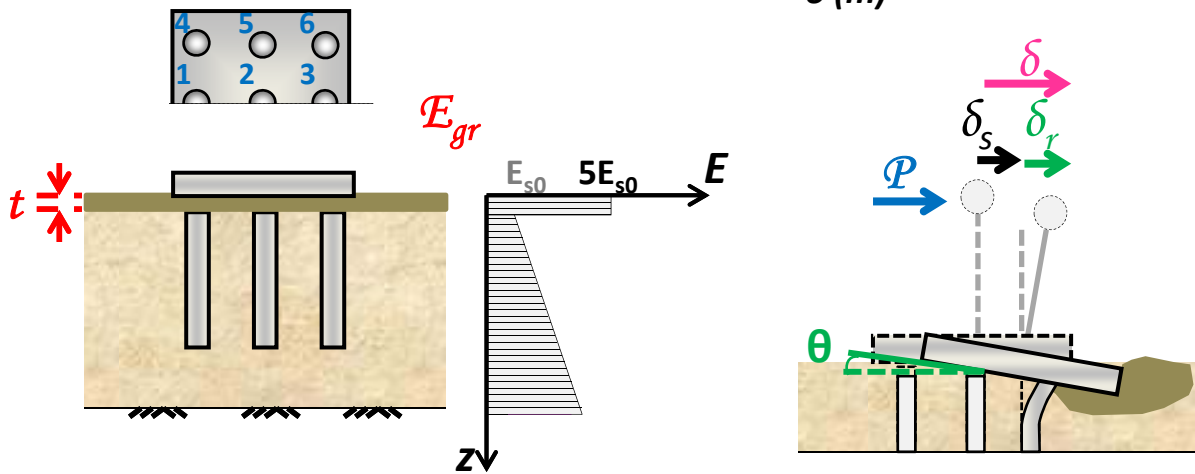
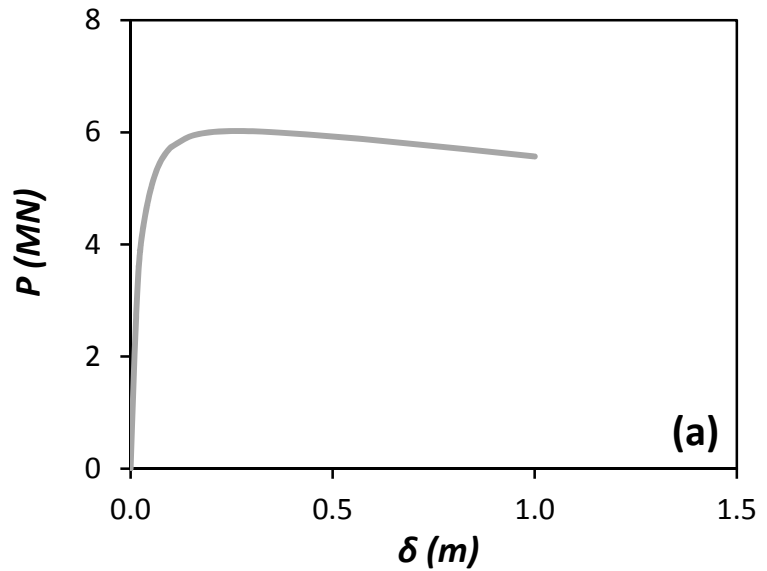


(b)

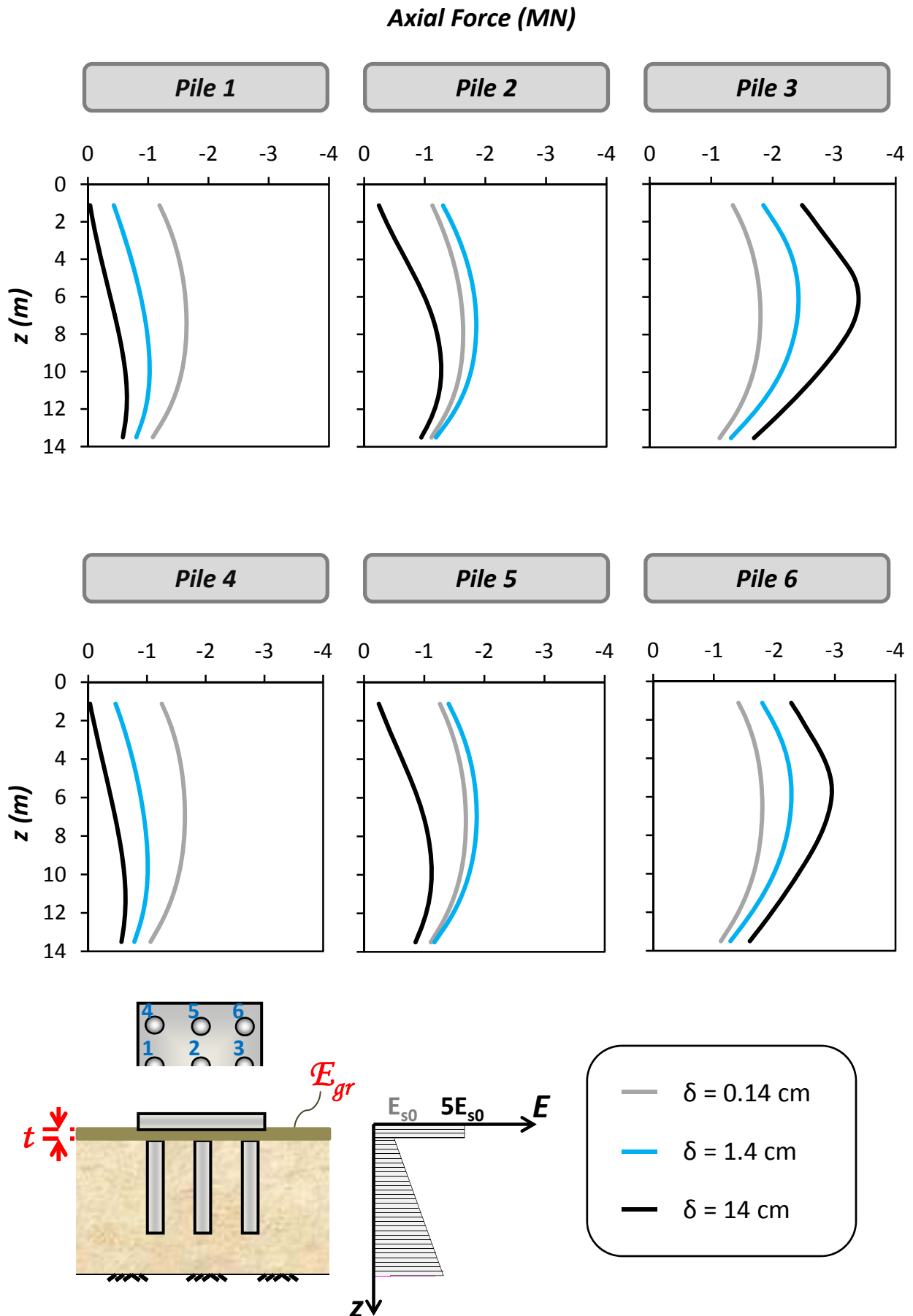
Σχήμα 4.35: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14 \text{ cm}$ (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).

$$t = D/2$$

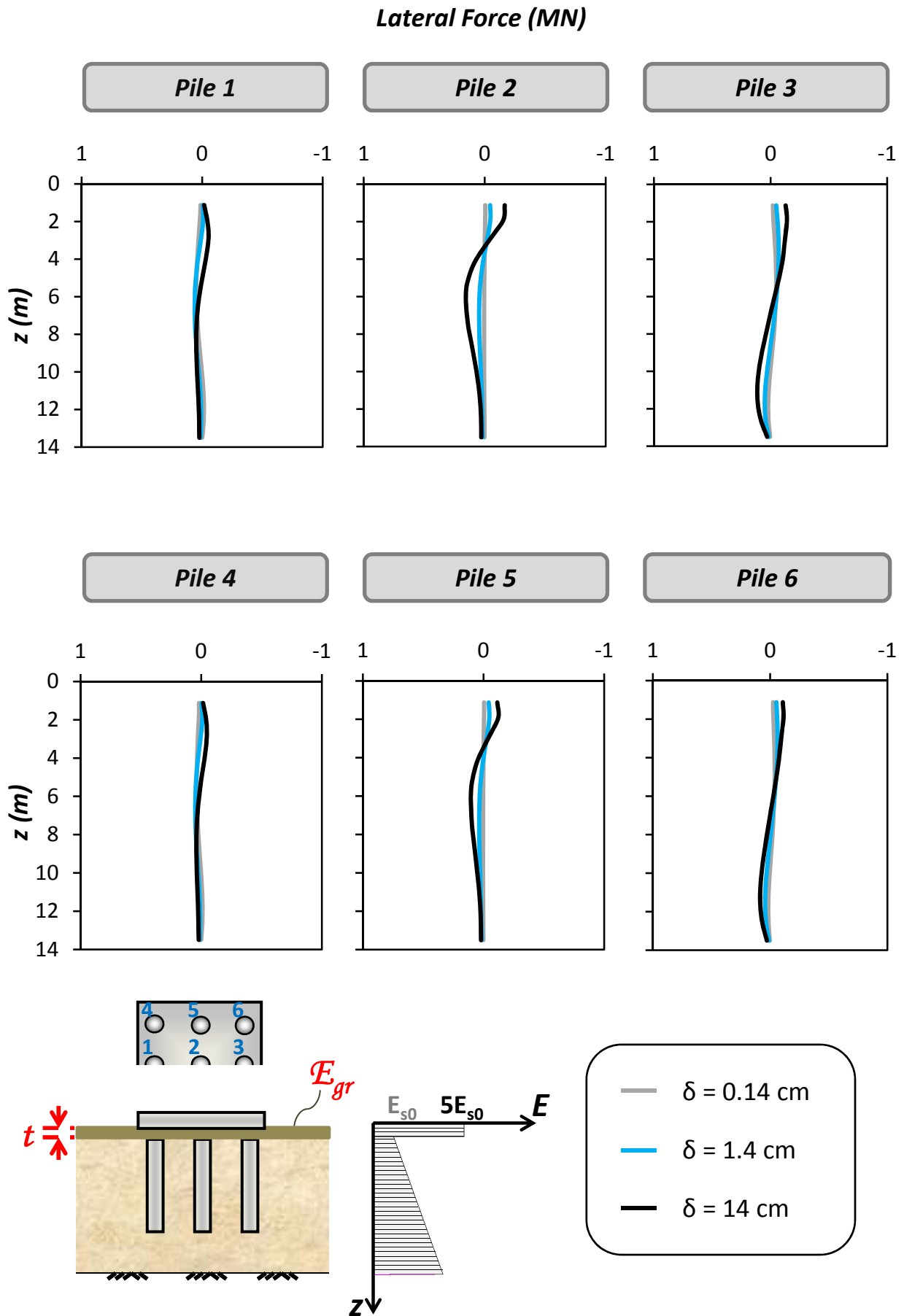
$$E_{gr}/E_{s0} = 5$$



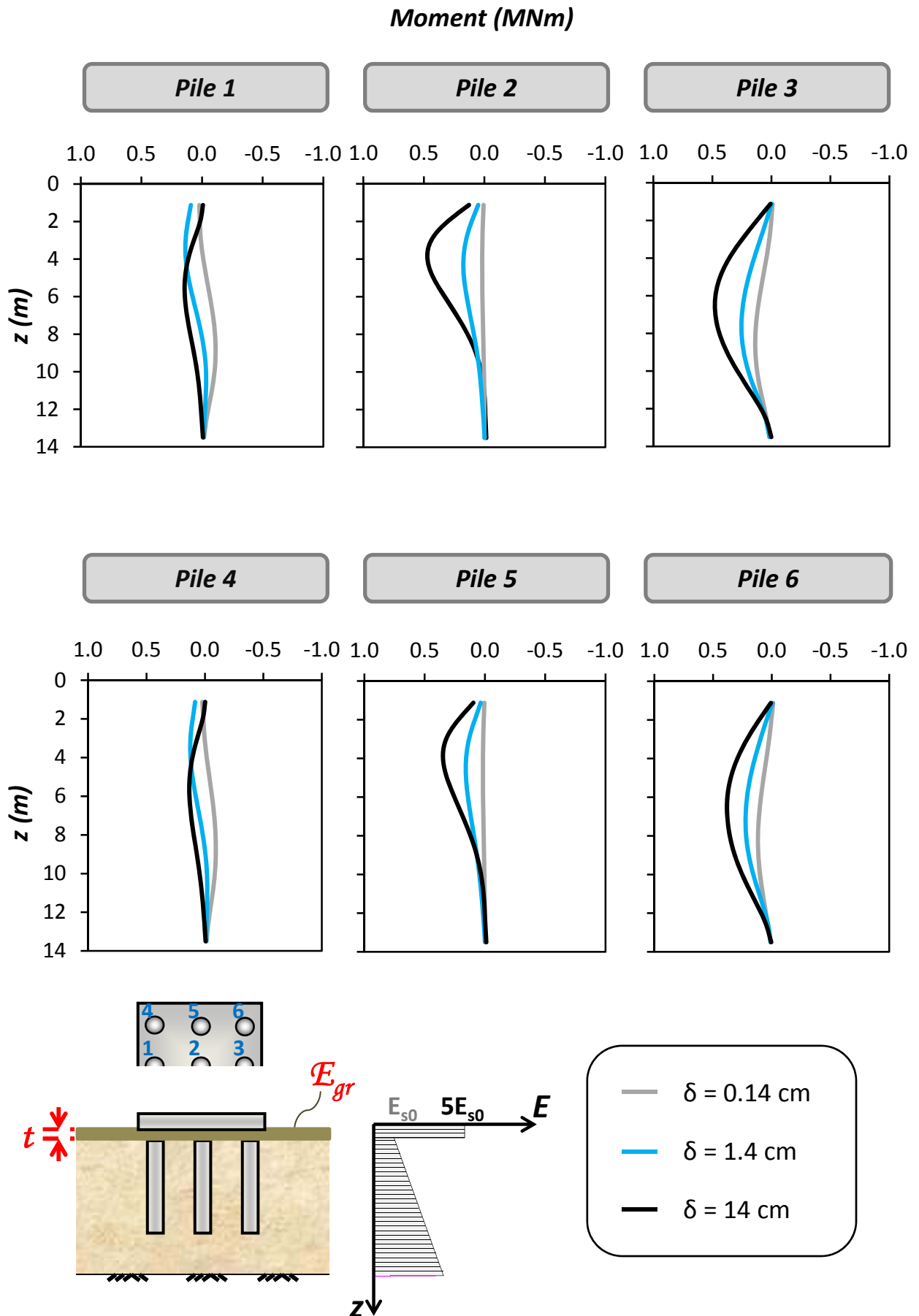
Σχήμα 4.36: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.75$ m, και $E_{gr}/E_s = 5$.



Σχήμα 4.37: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).

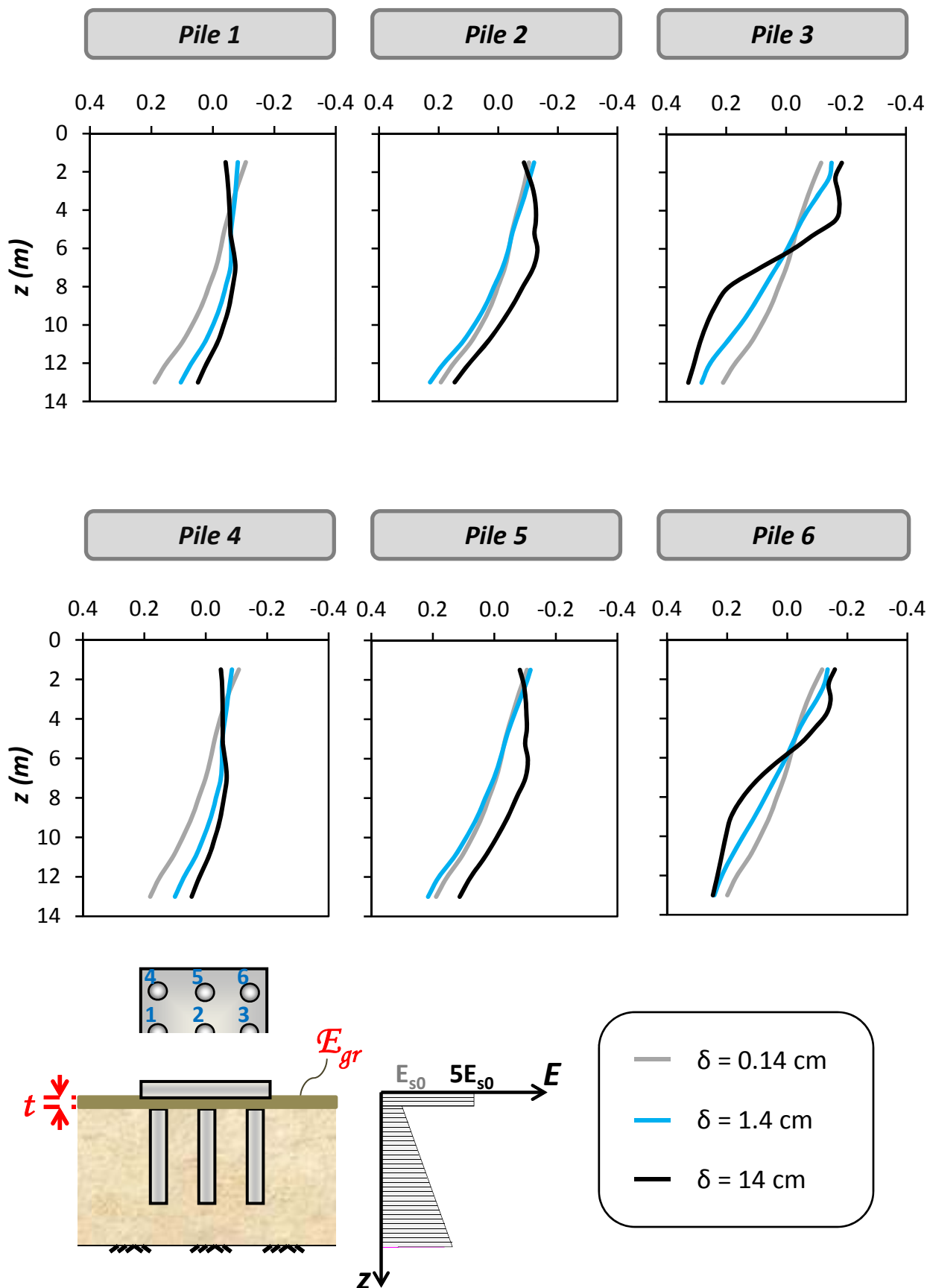


Σχήμα 4.38: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).

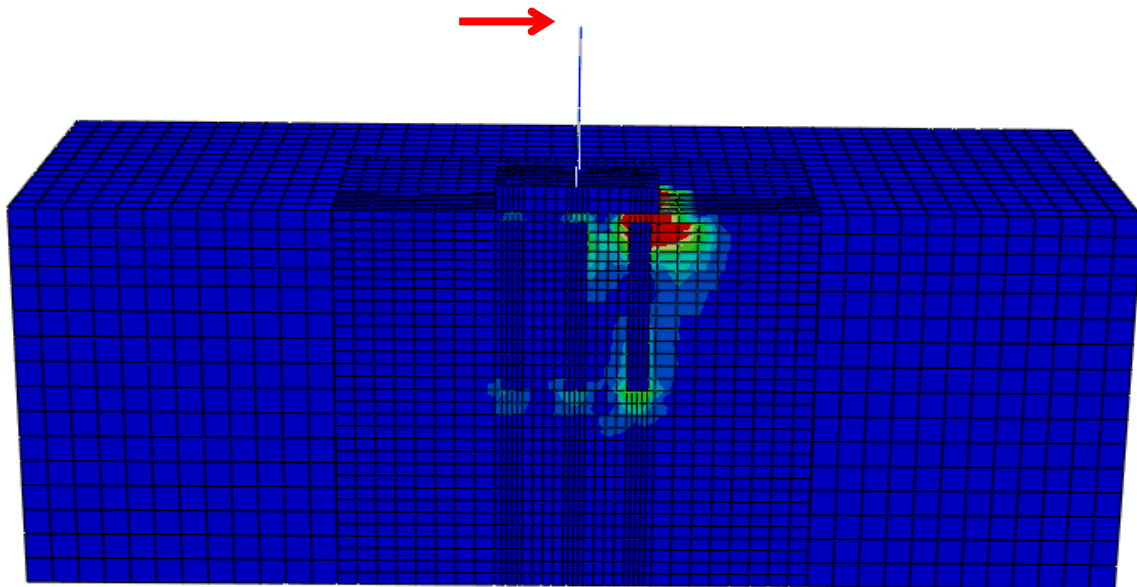


Σχήμα 4.39: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t=0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).

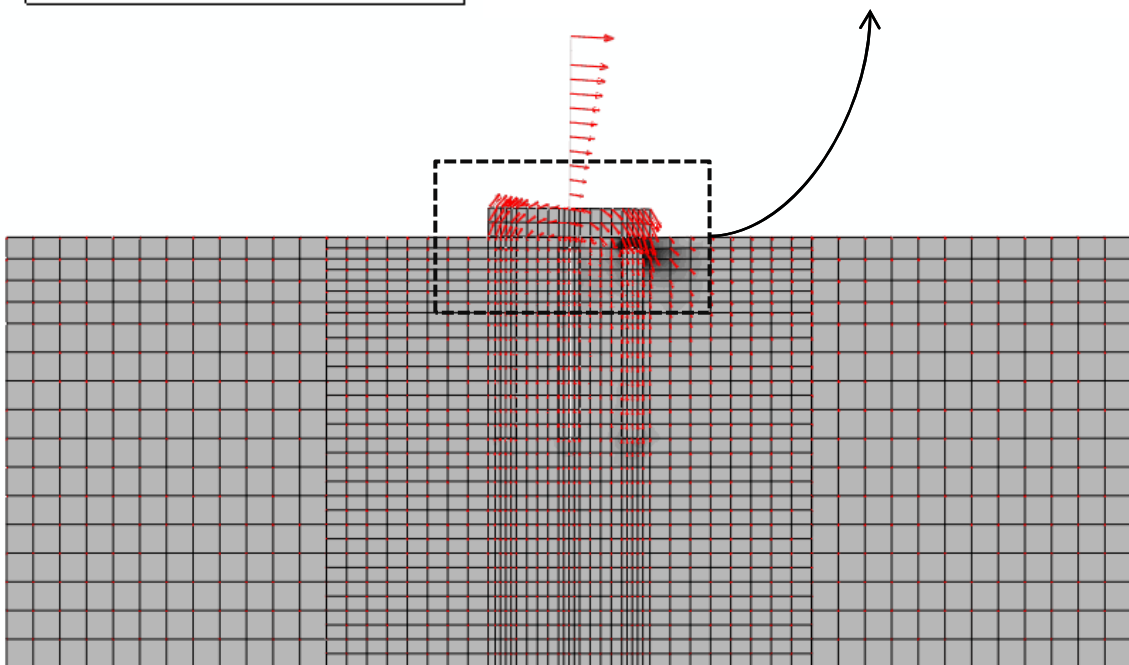
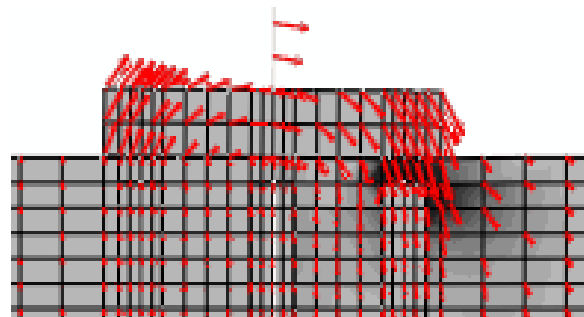
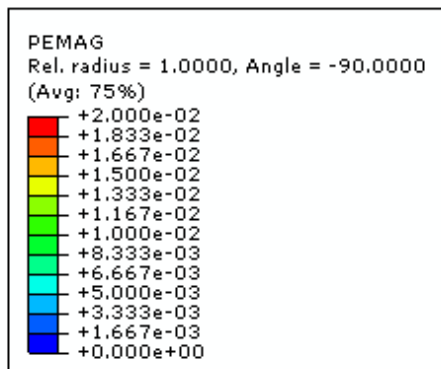
Friction Force (MN)



Σχήμα 4.40: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75$ m, και $E_{gr} / E_s = 5$).



(a)

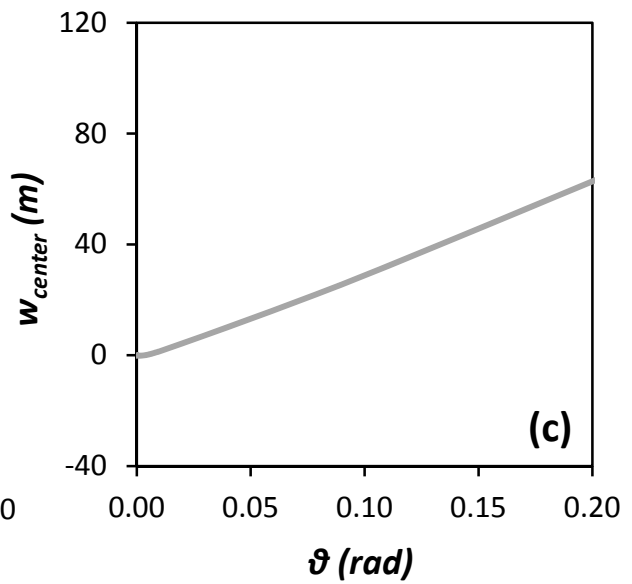
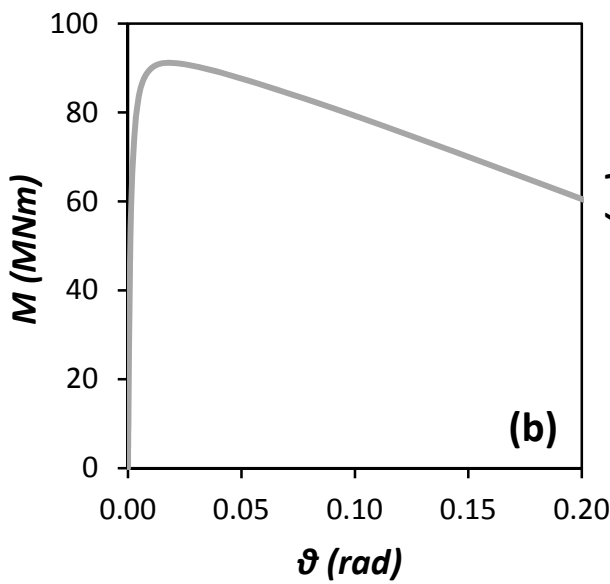
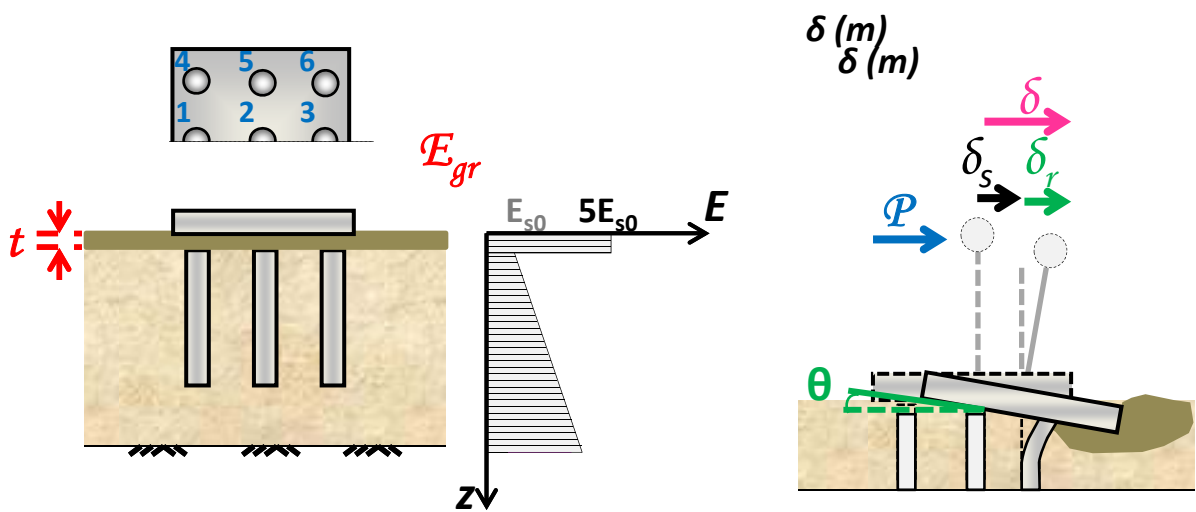
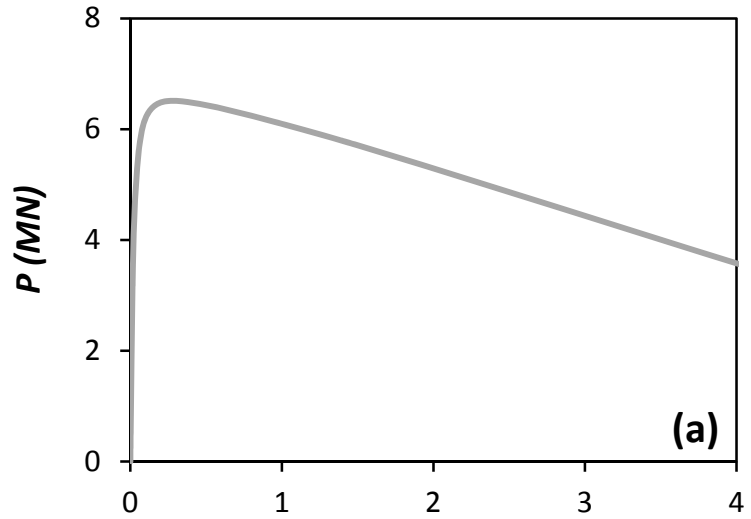


(b)

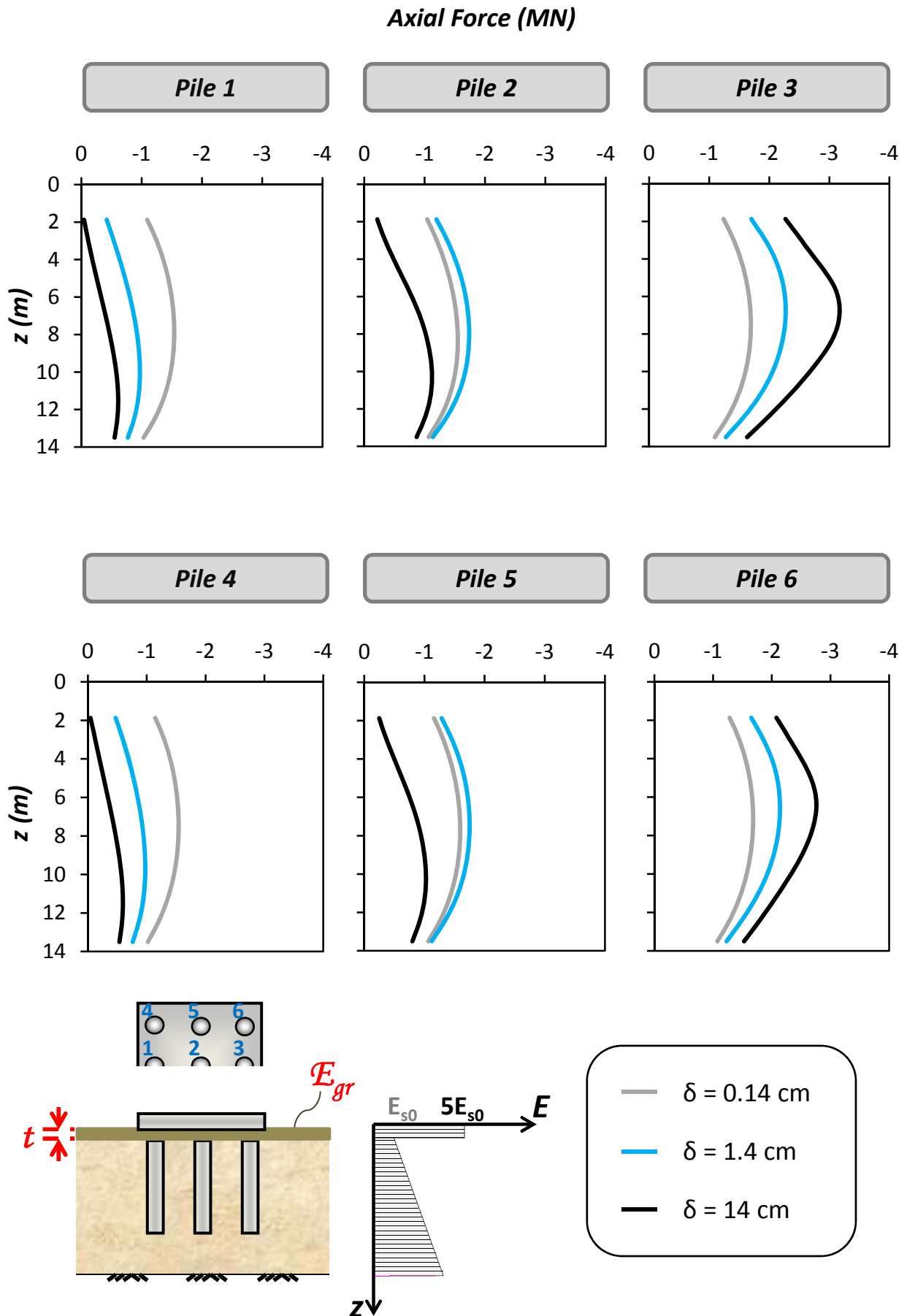
Σχήμα 4.41: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14 \text{ cm}$ (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).

$$t = \mathcal{D}$$

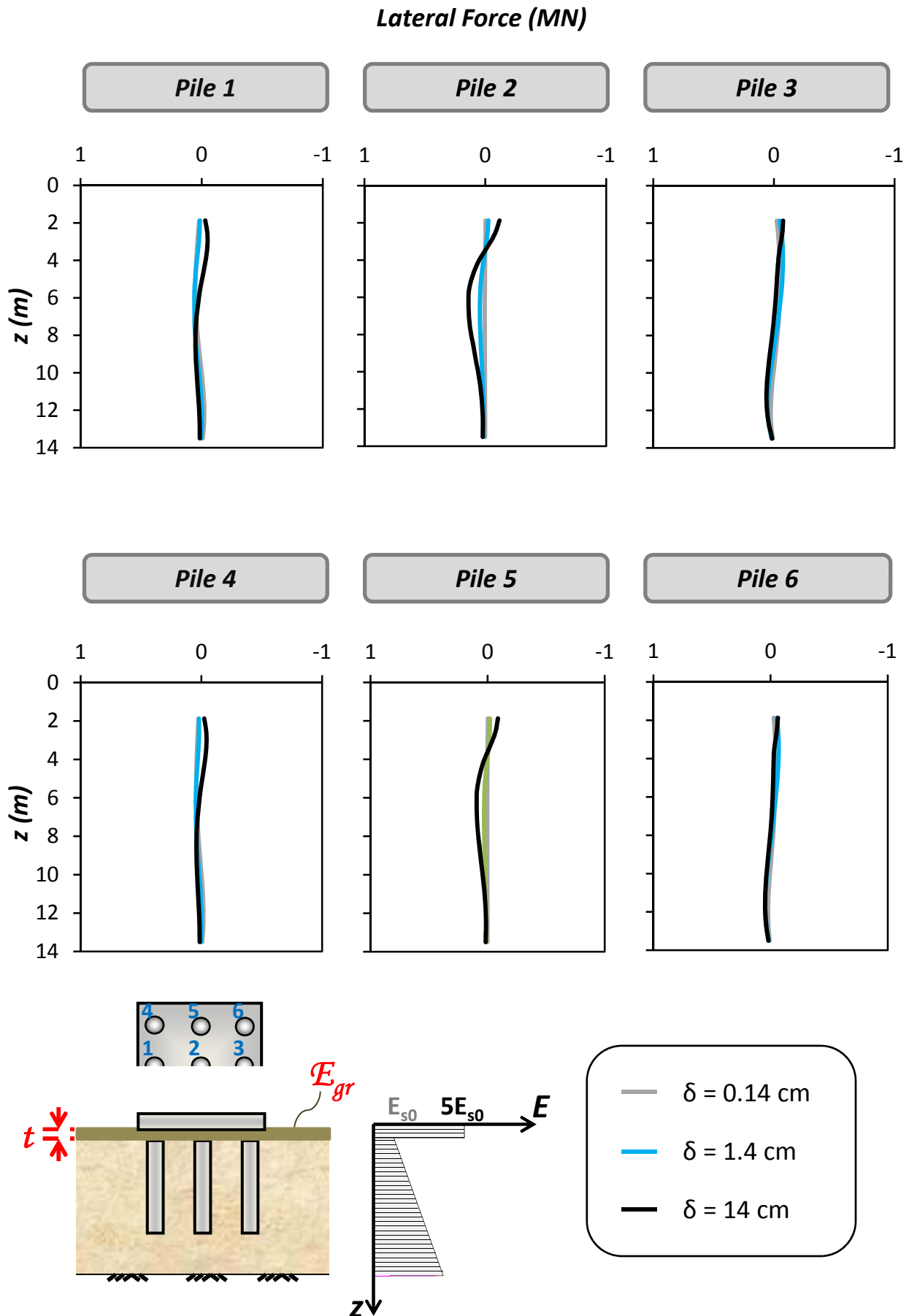
$$E_{gr}/E_{s0} = 5$$



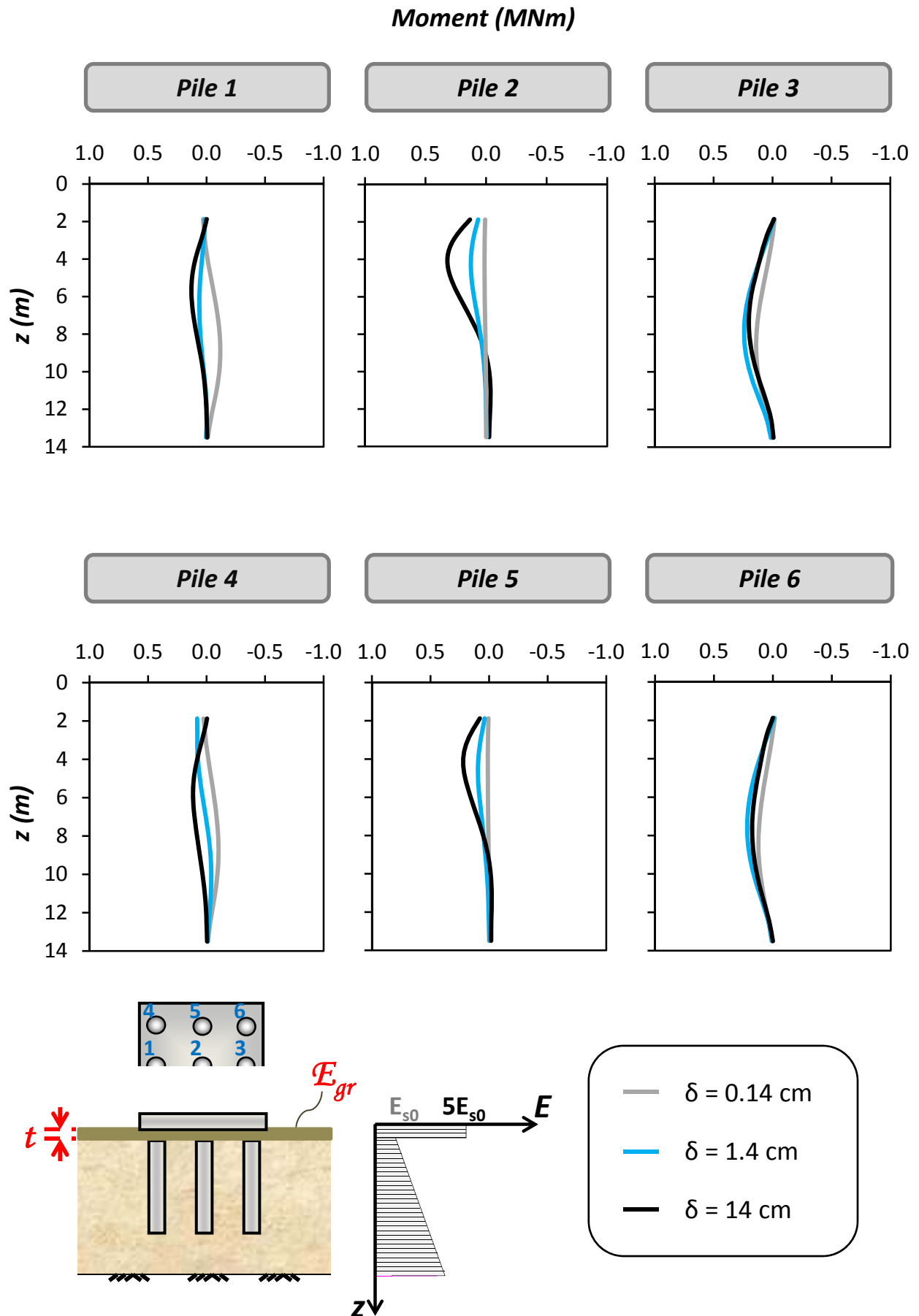
Σχήμα 4.42: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 1.5 \text{ m}$, και $E_{gr}/E_s = 5$.



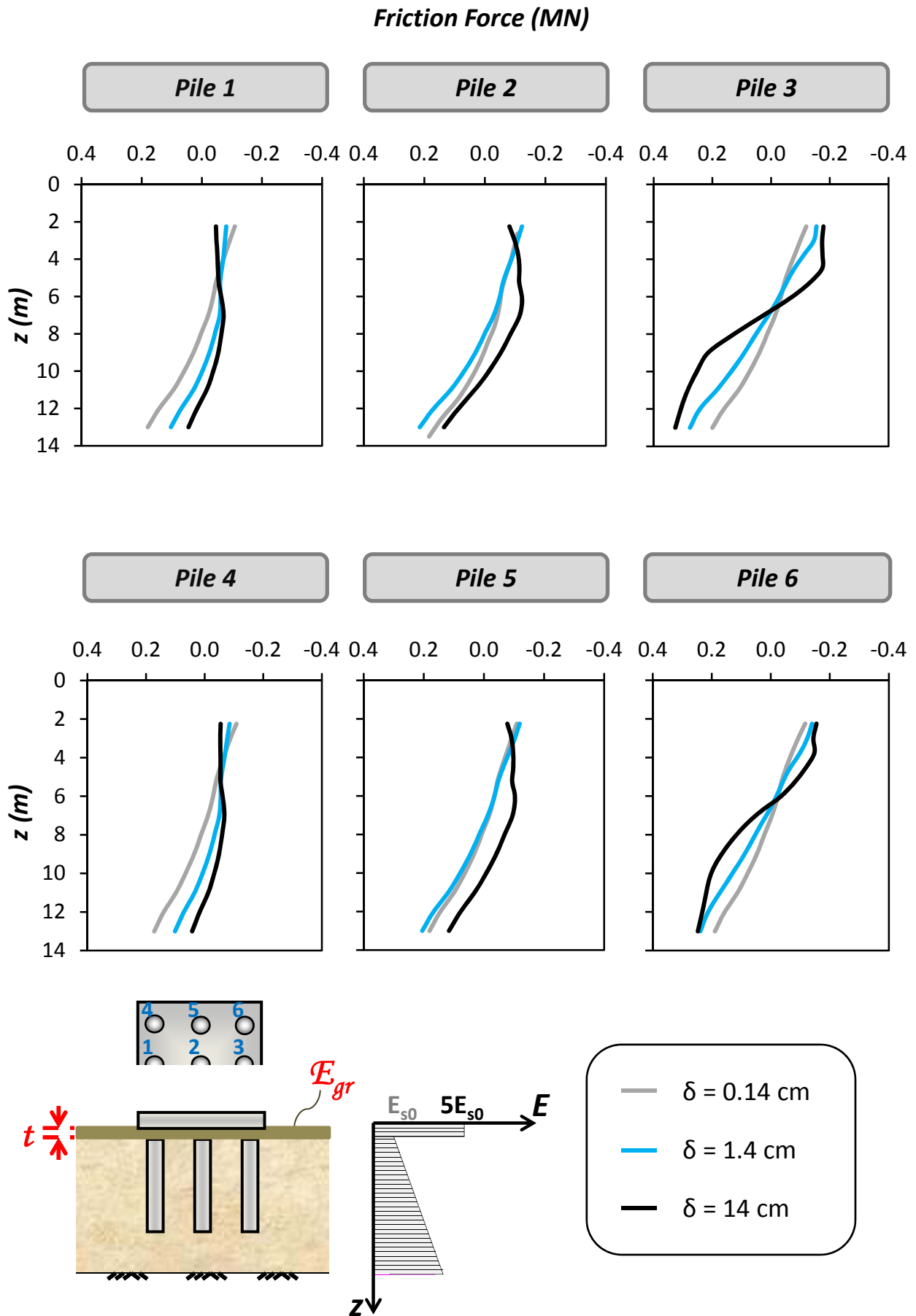
Σχήμα 4.43: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 5$).



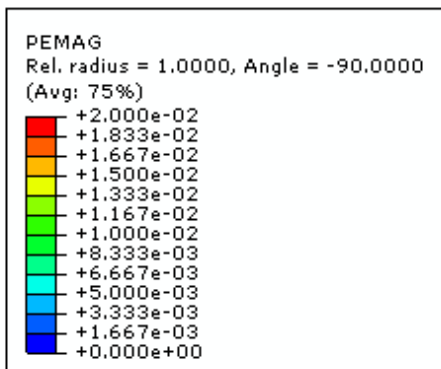
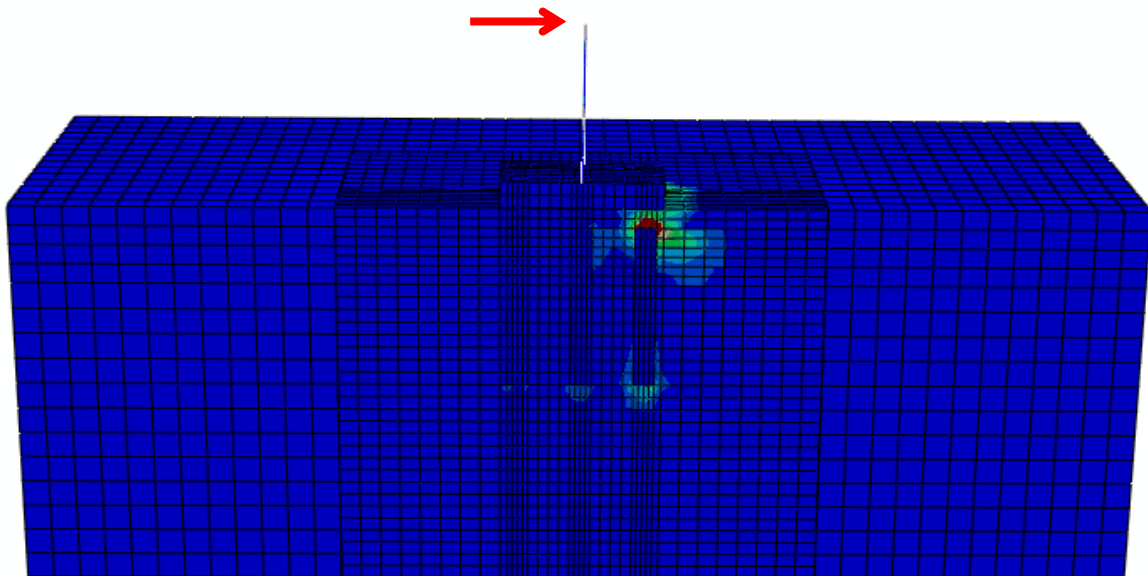
Σχήμα 4.44: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 5$).



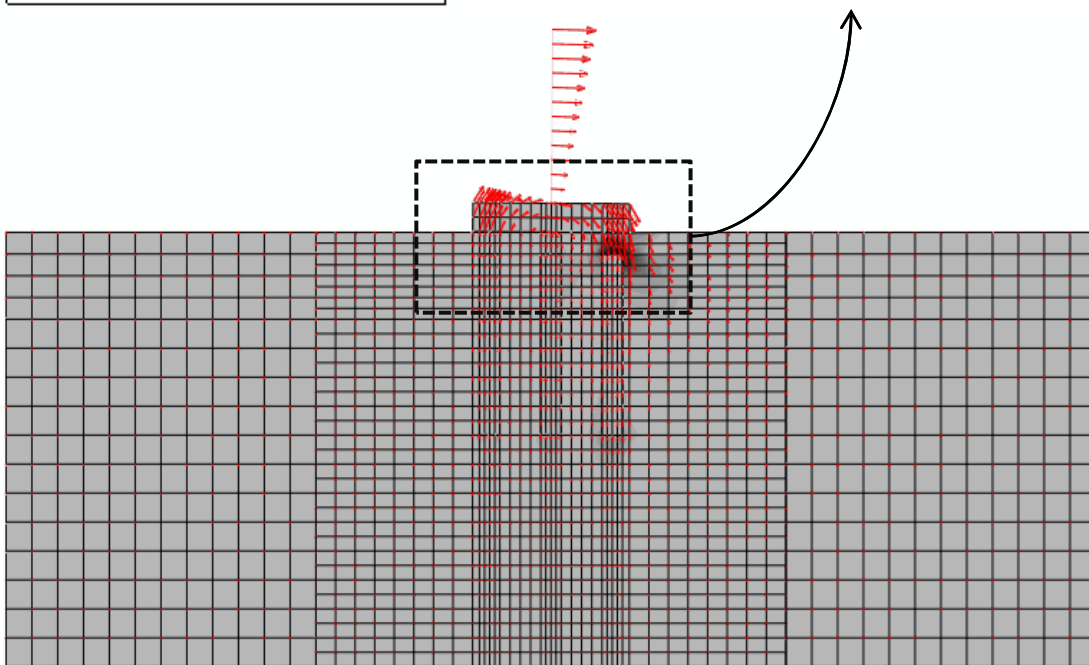
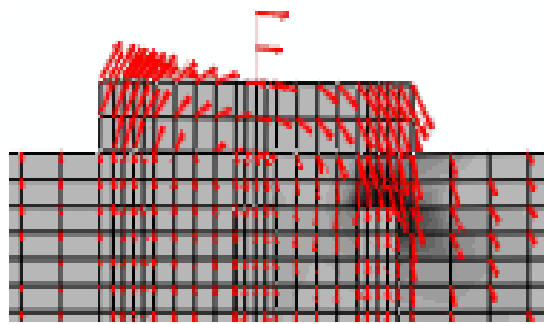
Σχήμα 4.45: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 5$).



Σχήμα 4.46: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 5$).



(a)

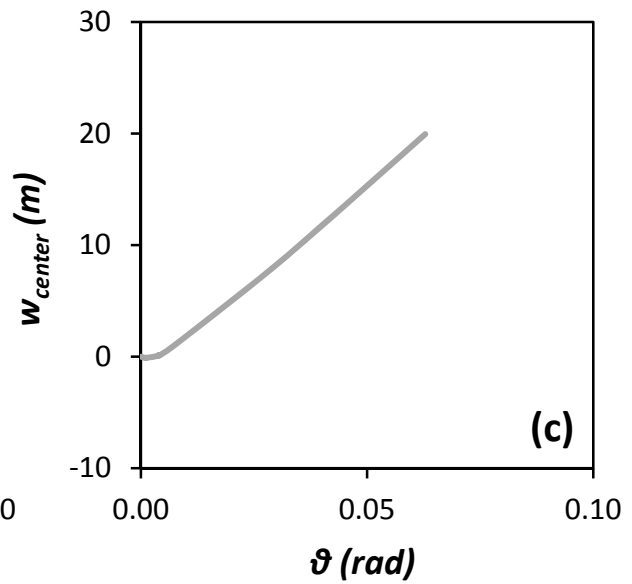
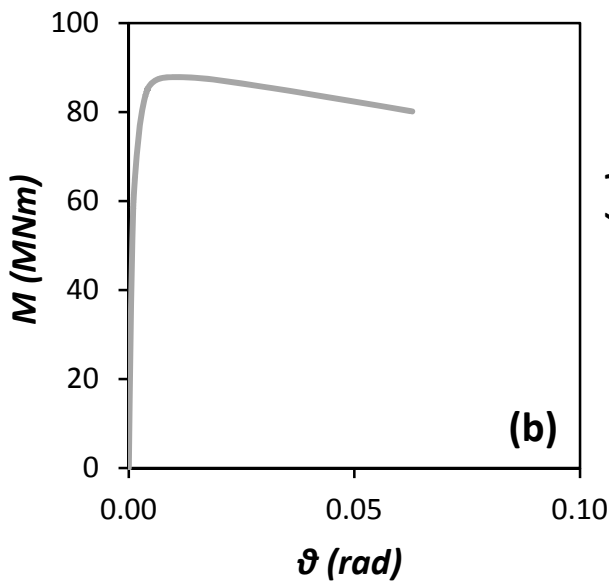
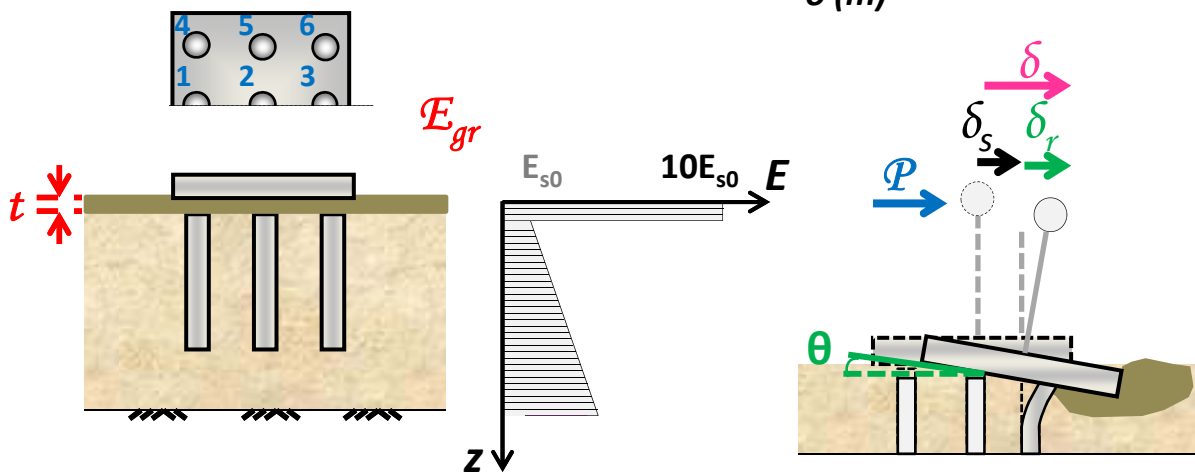
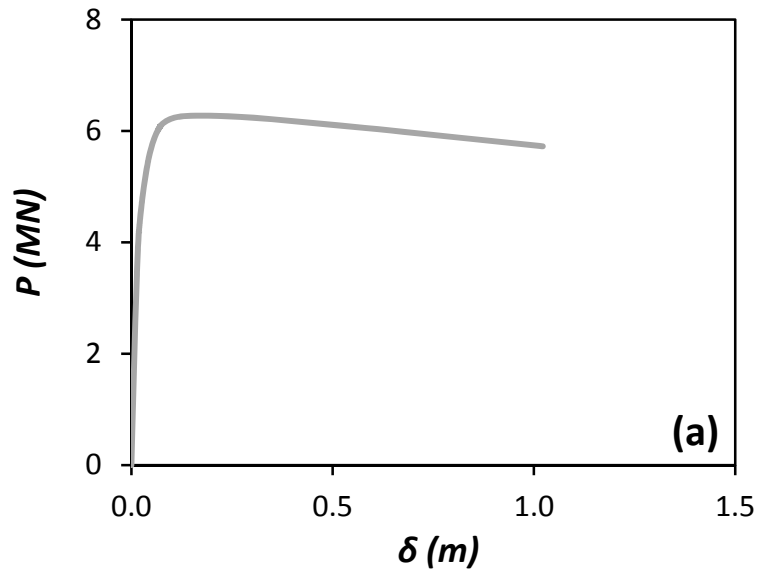


(b)

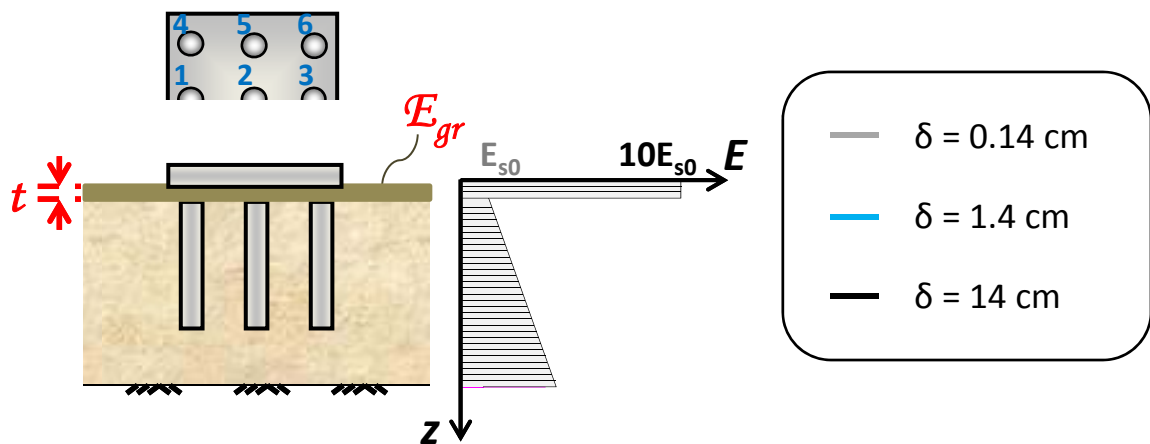
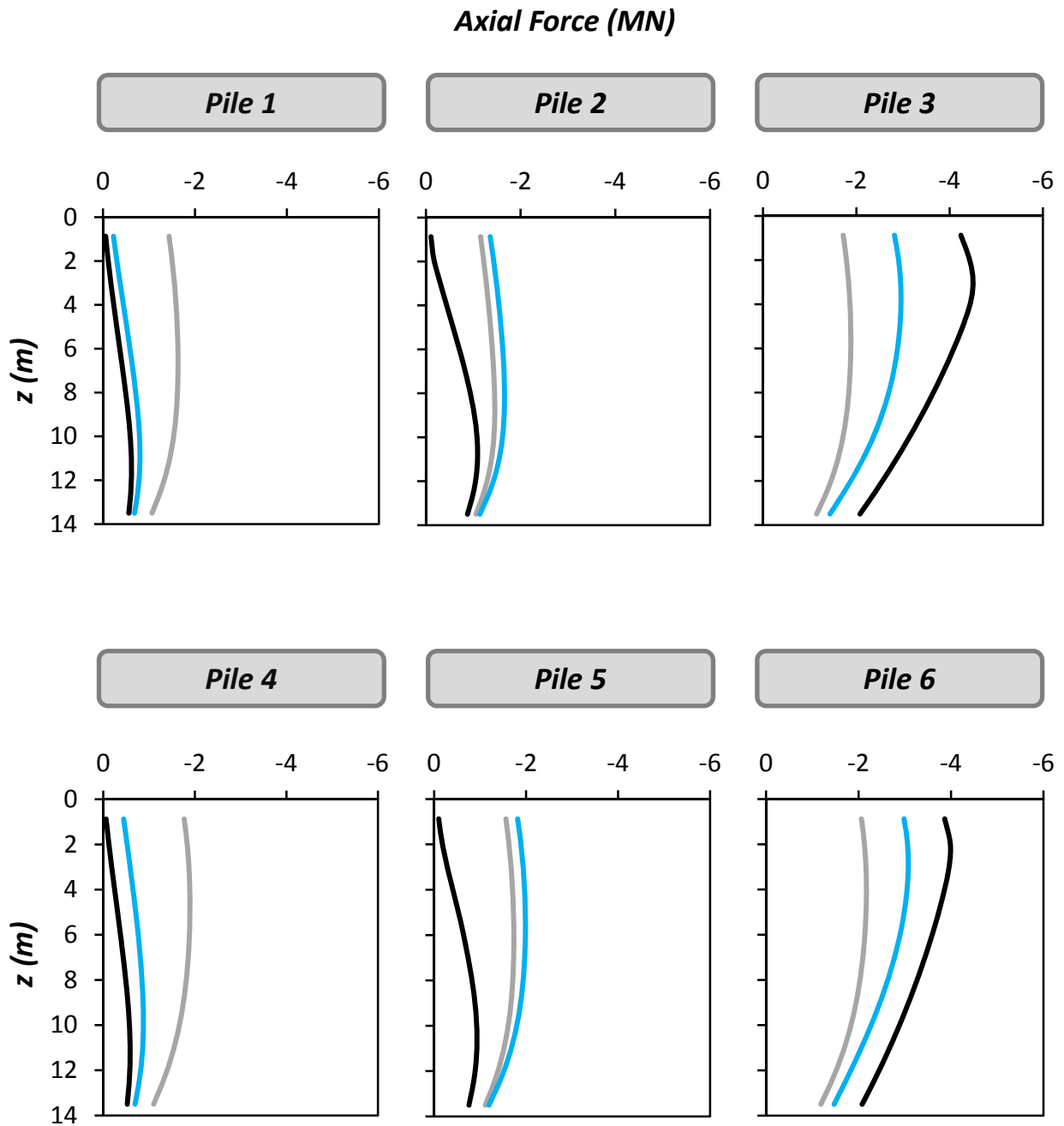
Σχήμα 4.47: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14$ cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 5$).

$$t = D/6$$

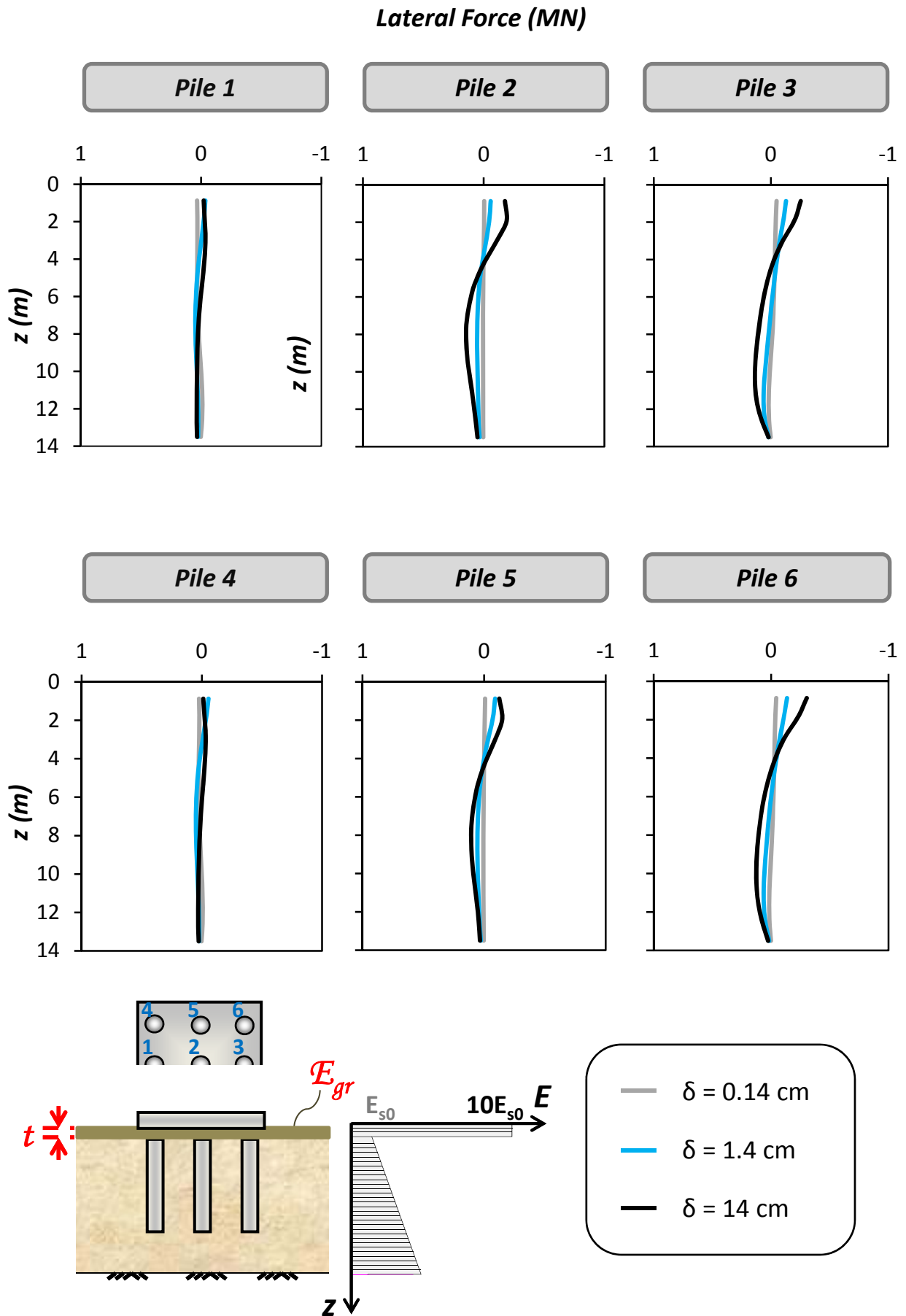
$$E_{gr}/E_{s0} = 10$$



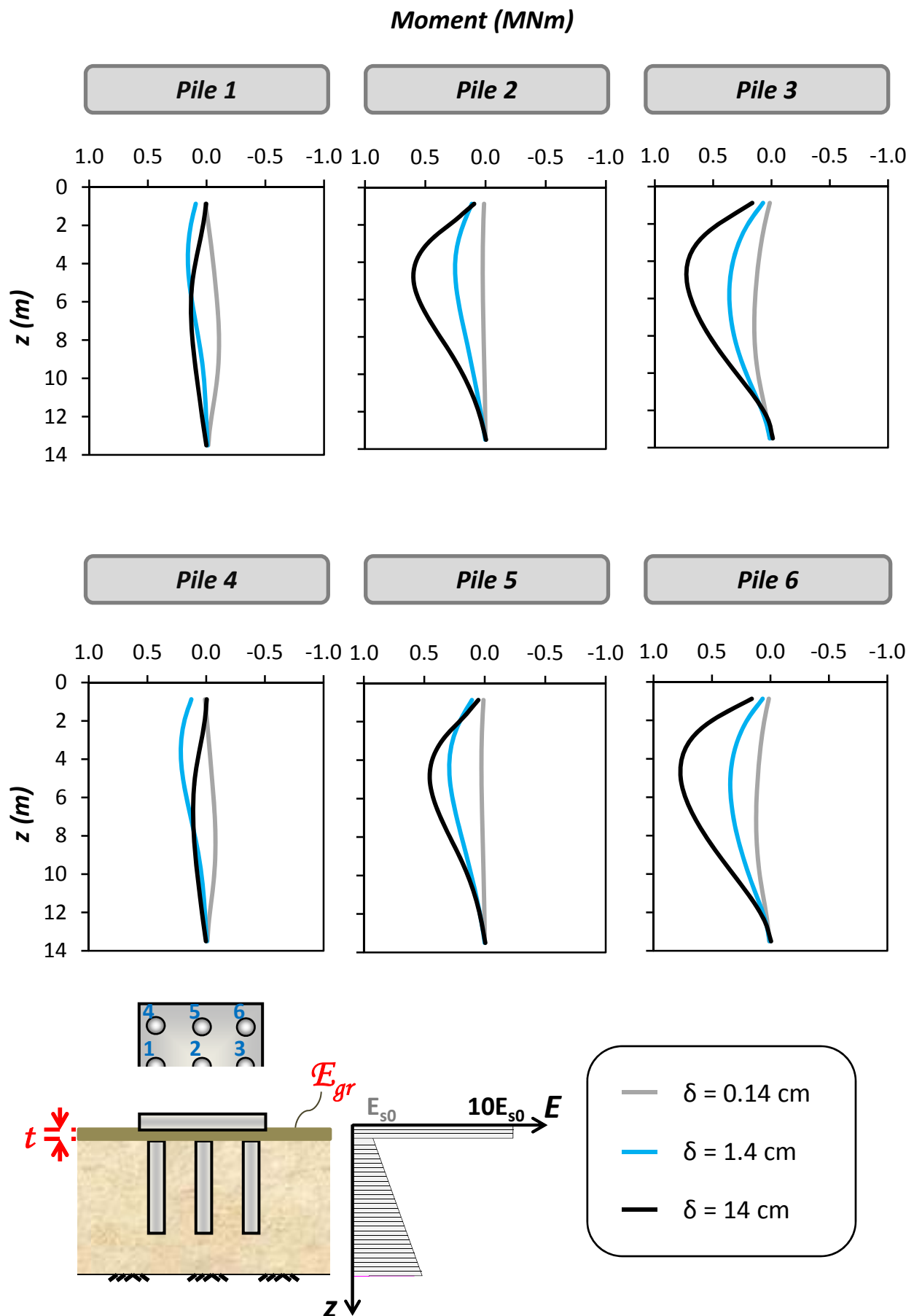
Σχήμα 4.48: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.25$ m, και $E_{gr}/E_s = 10$.



Σχήμα 4.49: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).

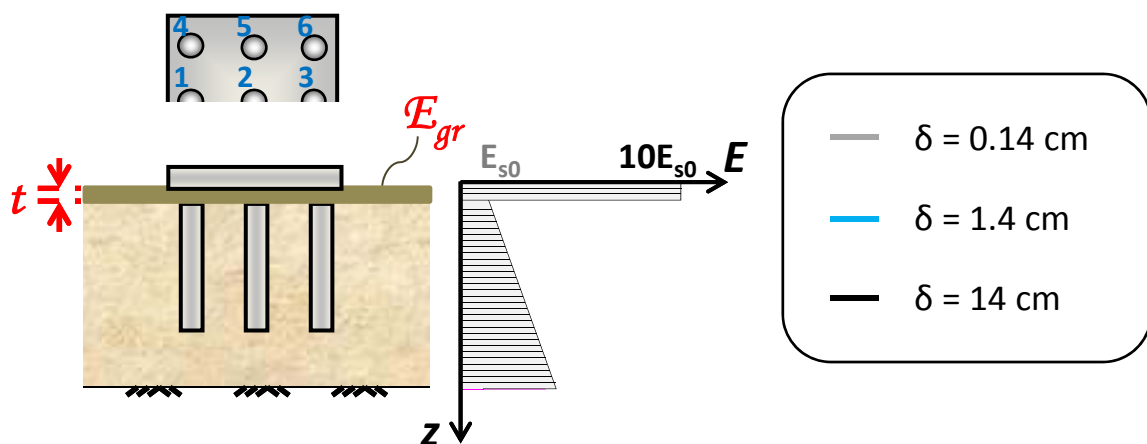
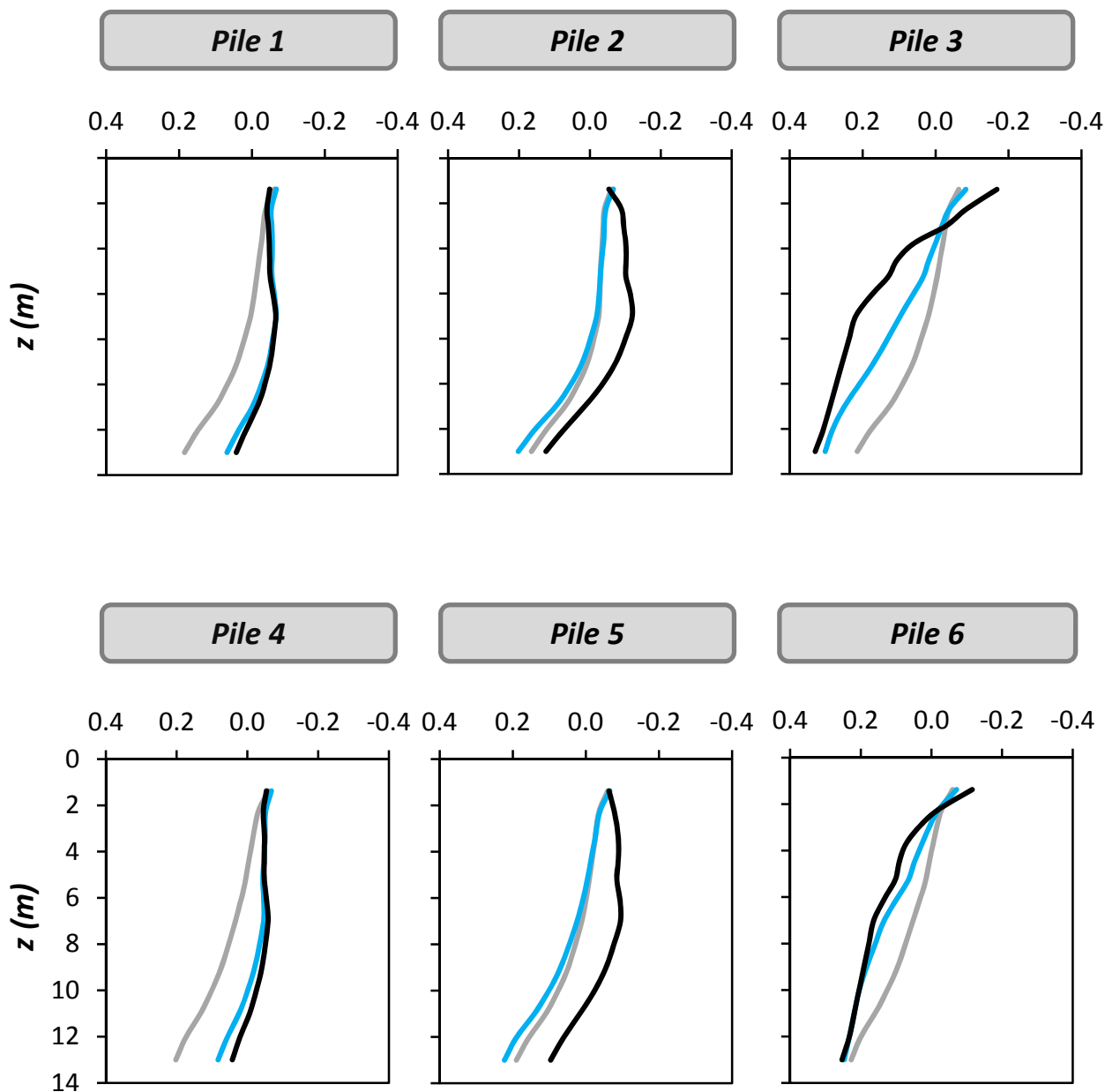


Σχήμα 4.50: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).

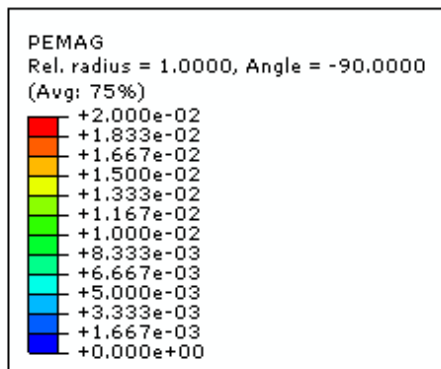
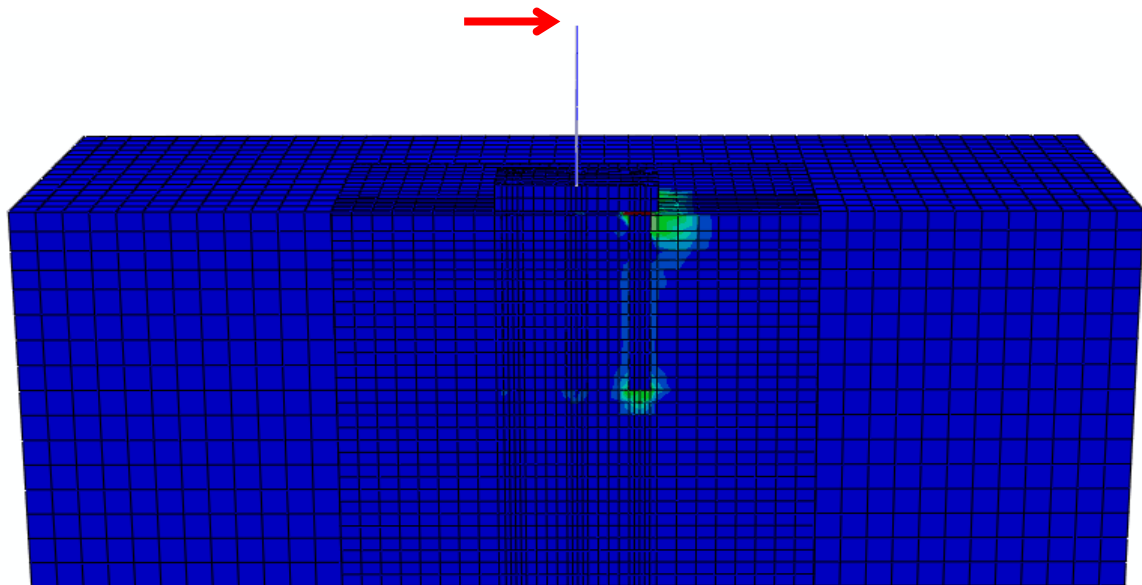


Σχήμα 4.51: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).

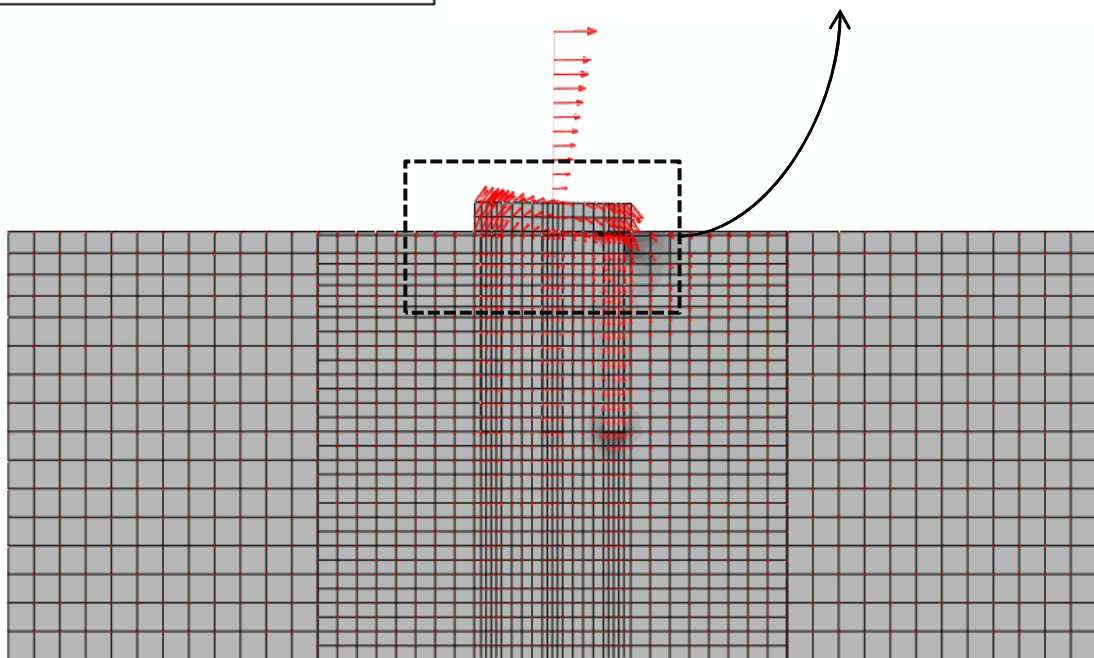
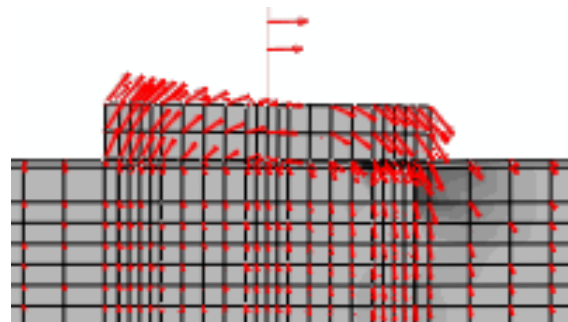
Friction Force (MN)



Σχήμα 4.52: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.25$ m, και $E_{gr} / E_s = 10$).



(a)

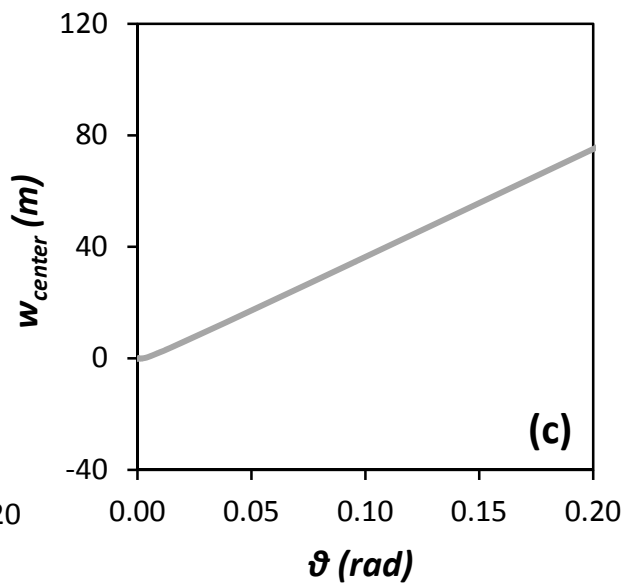
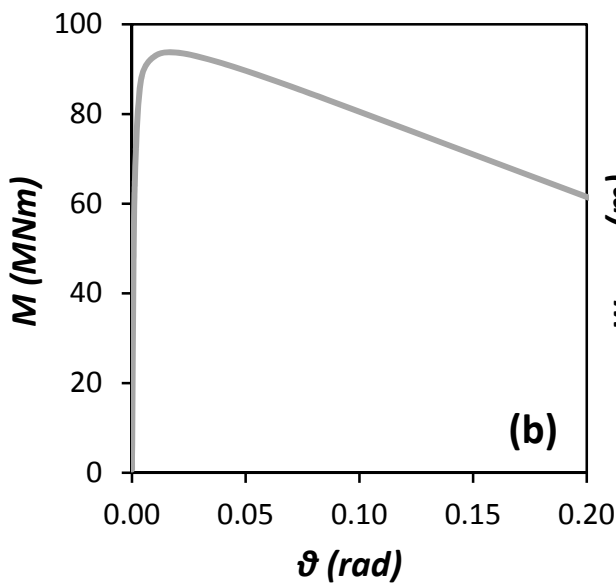
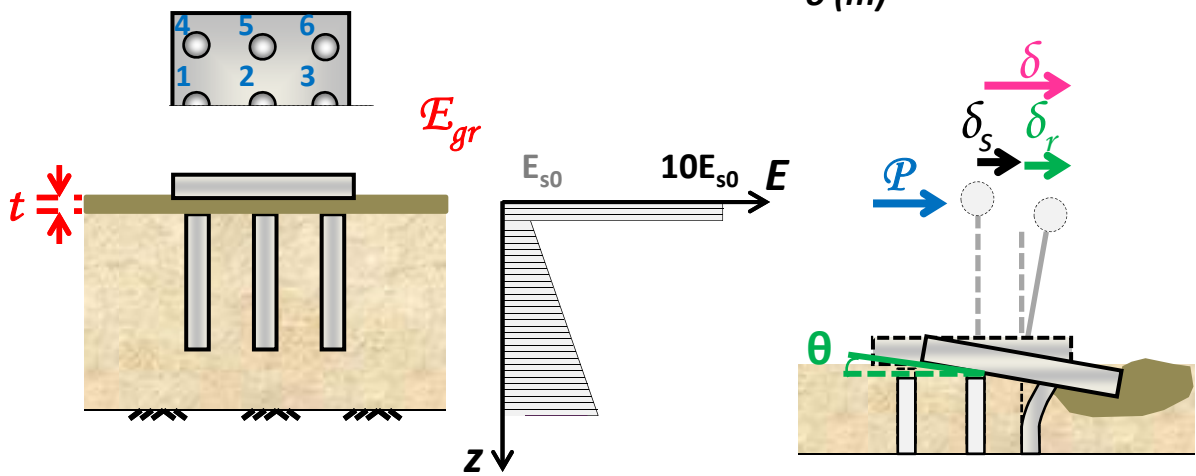
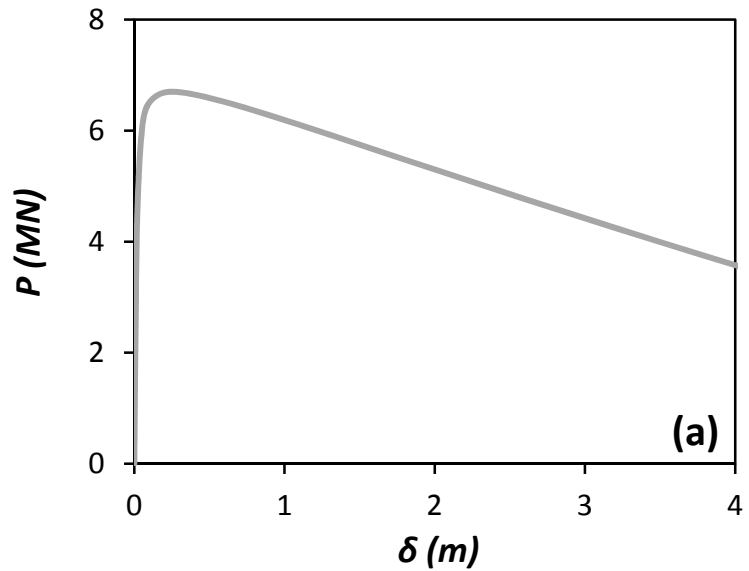


(b)

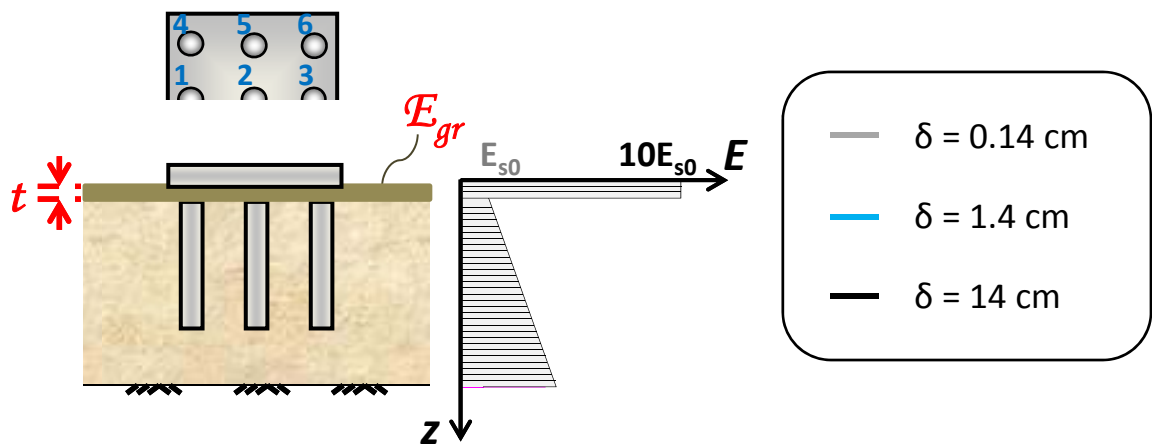
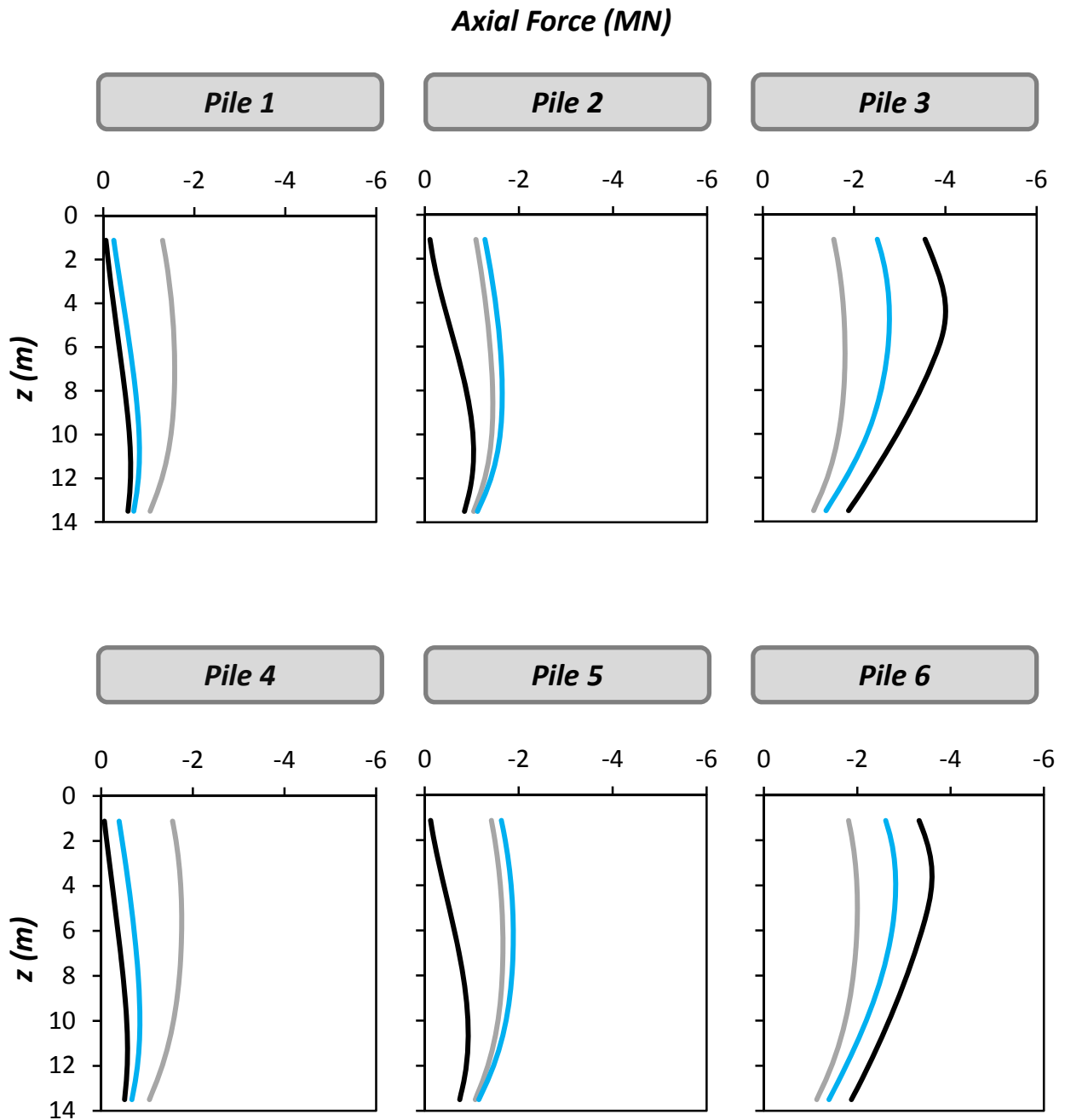
Σχήμα 4.53: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14$ cm (Περίπτωση $t = 0.25$ m, και $E_{gr} / E_s = 10$).

$$t = D/2$$

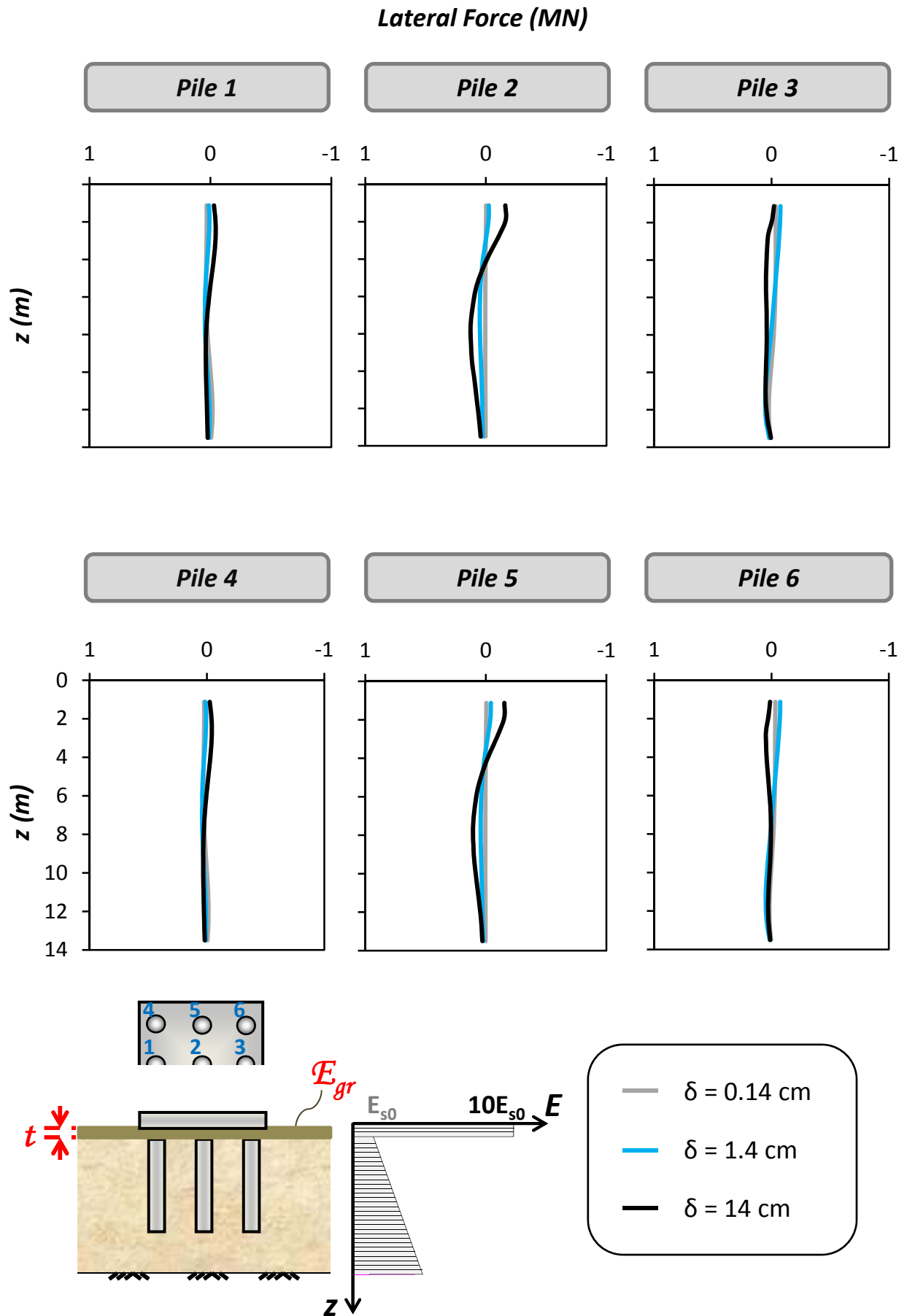
$$E_{gr}/E_{s0} = 10$$



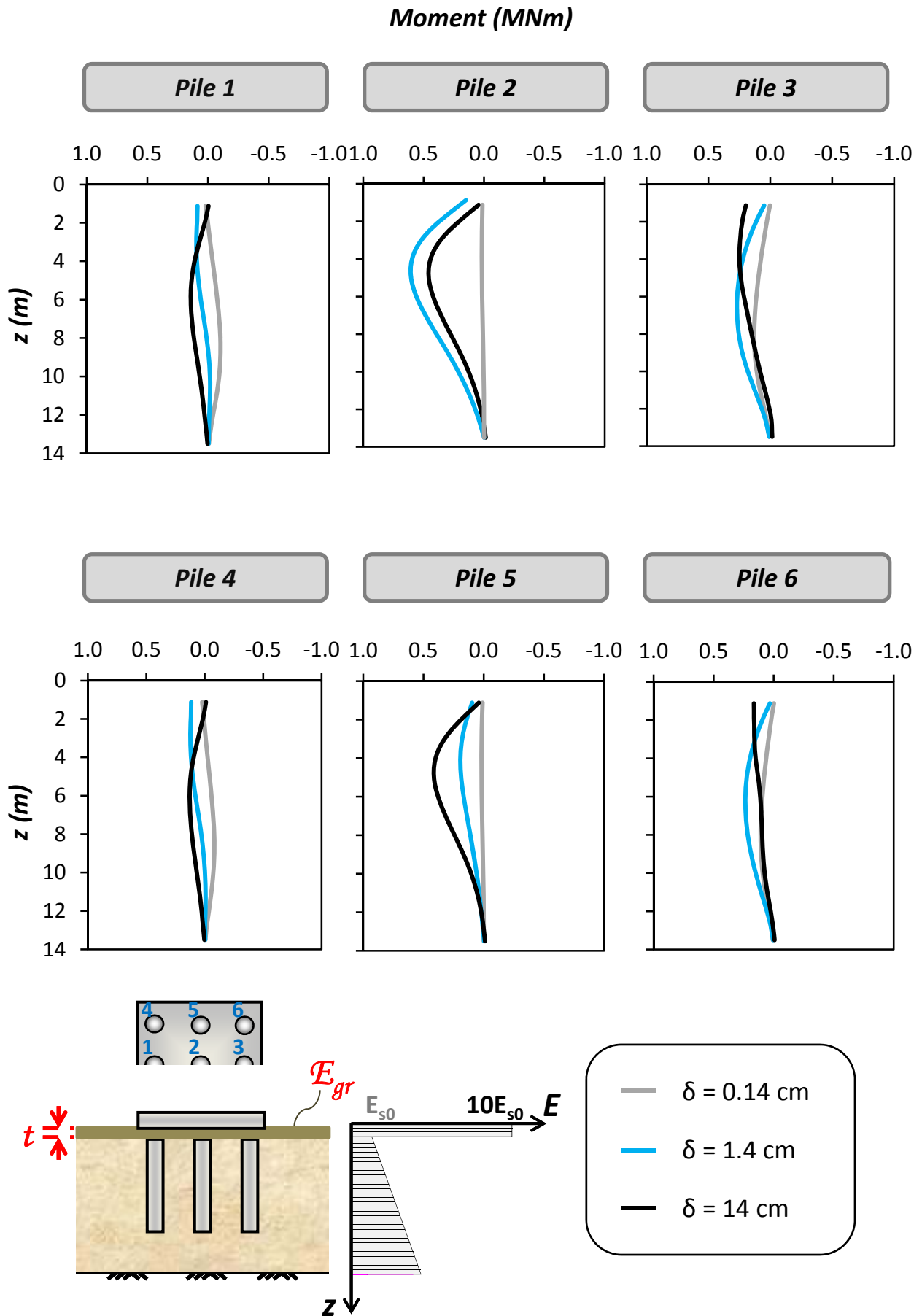
Σχήμα 4.54: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 0.75$ m, και $E_{gr}/E_s = 10$.



Σχήμα 4.55: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).

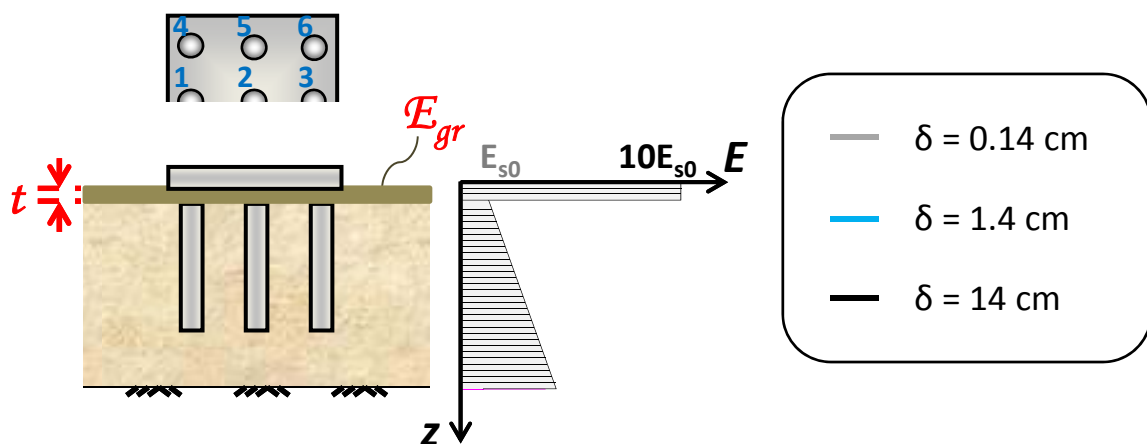
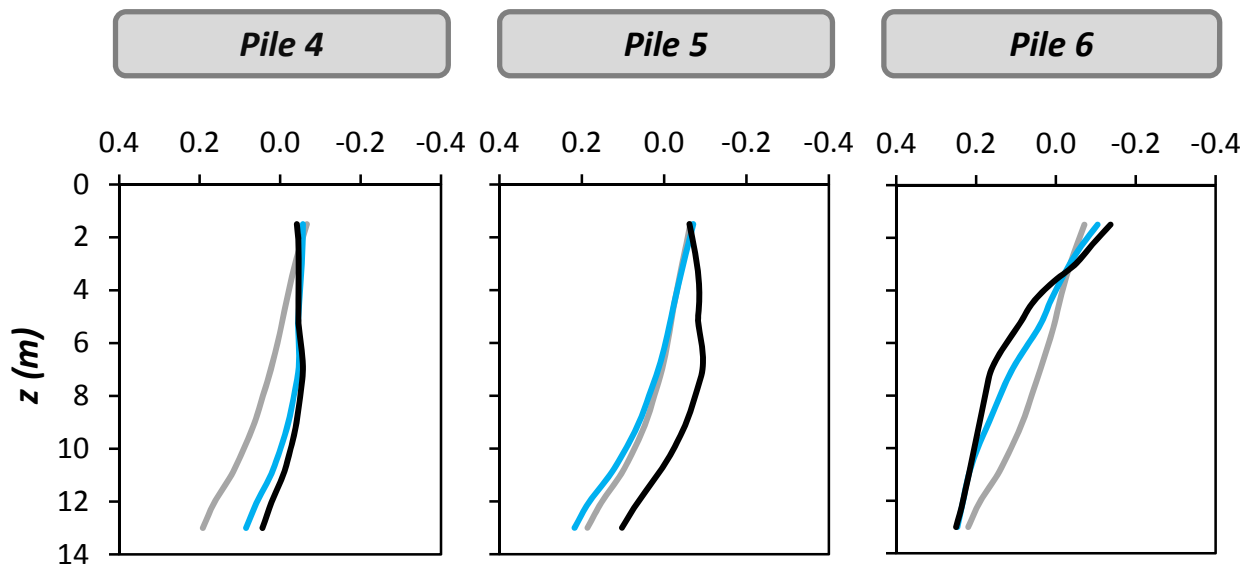
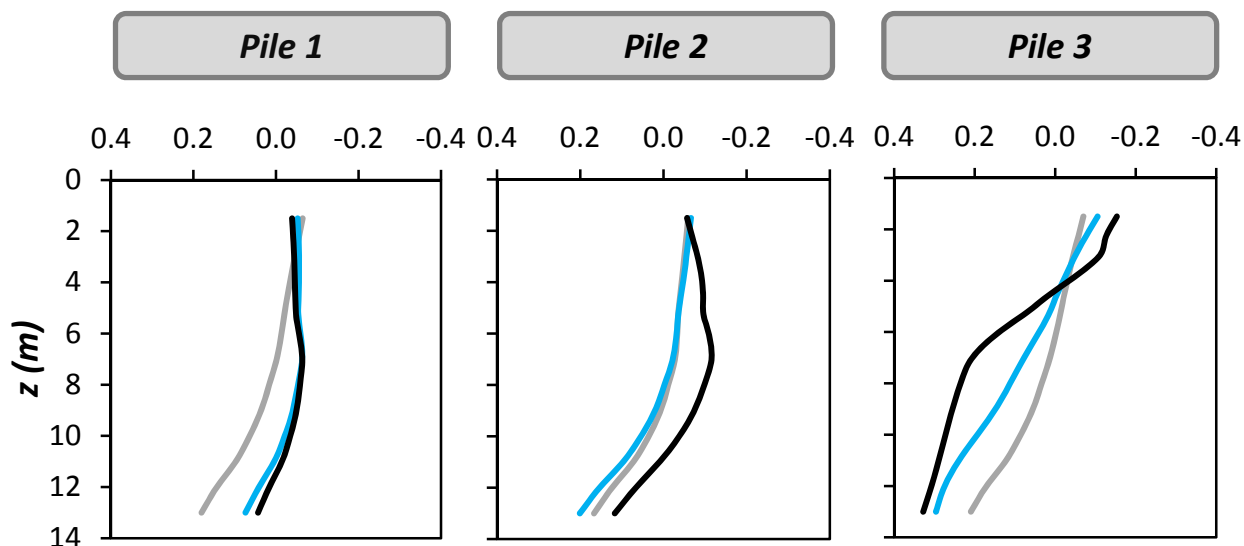


Σχήμα 4.56: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).

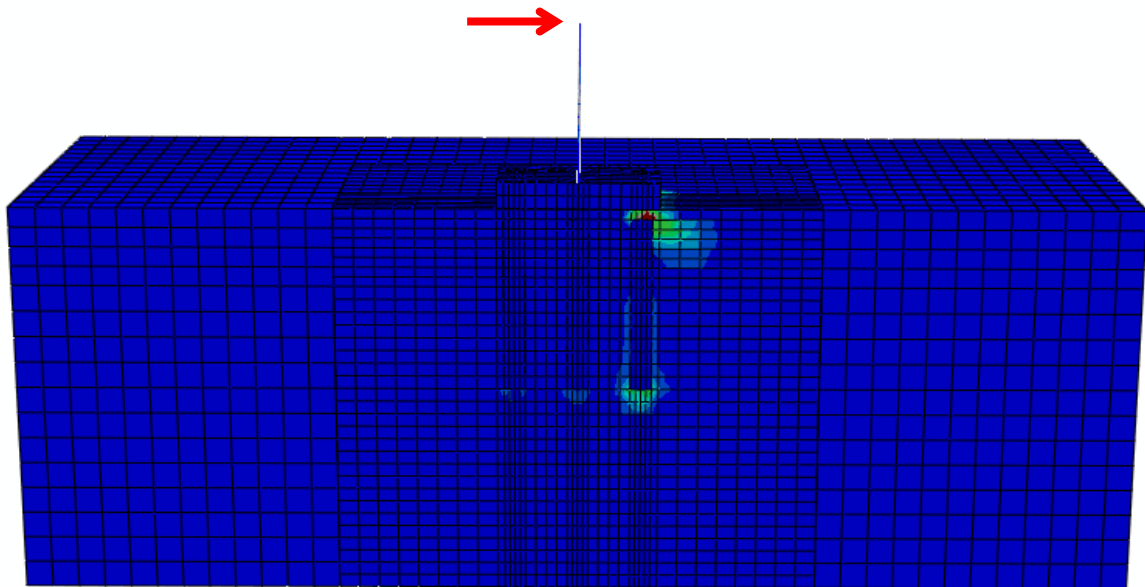


Σχήμα 4.57: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).

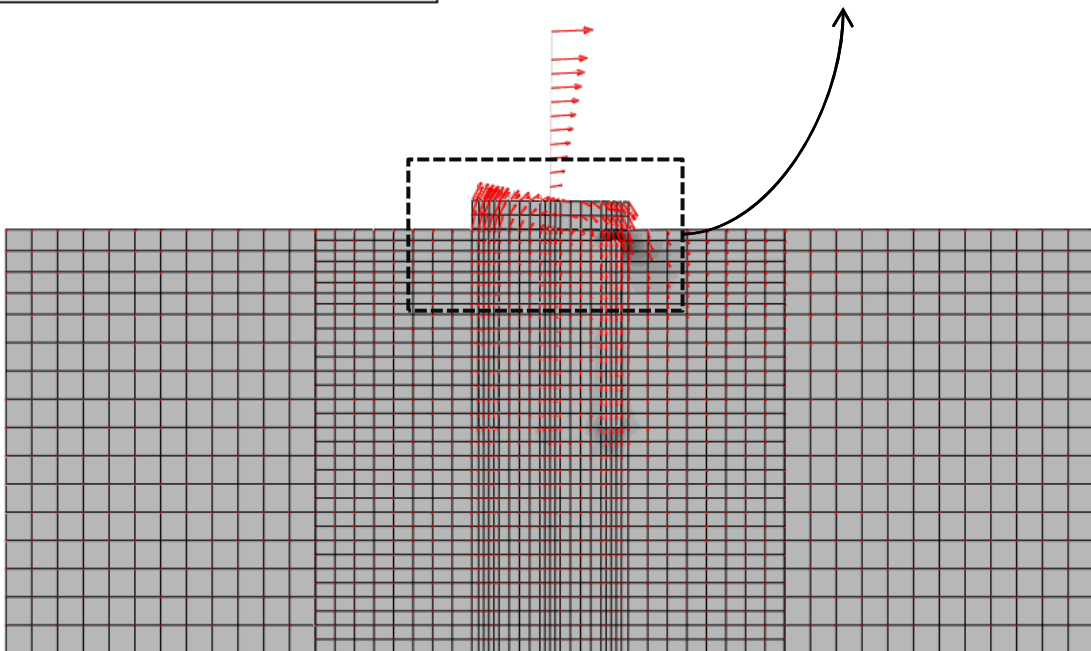
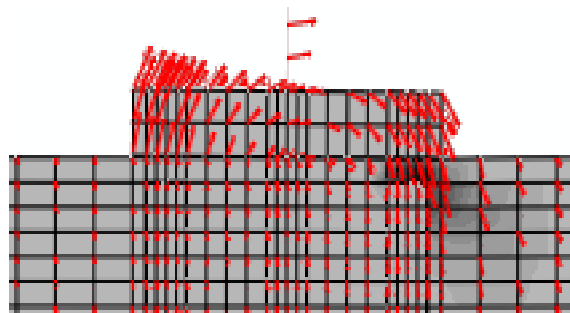
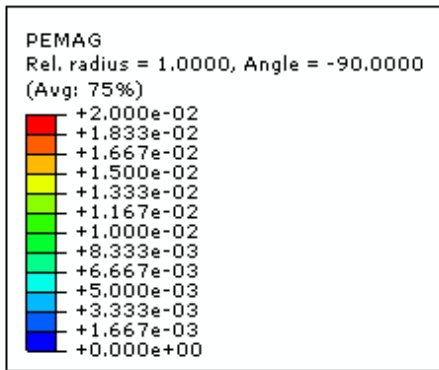
Friction Force (MN)



Σχήμα 4.58: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 0.75 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).



(a)

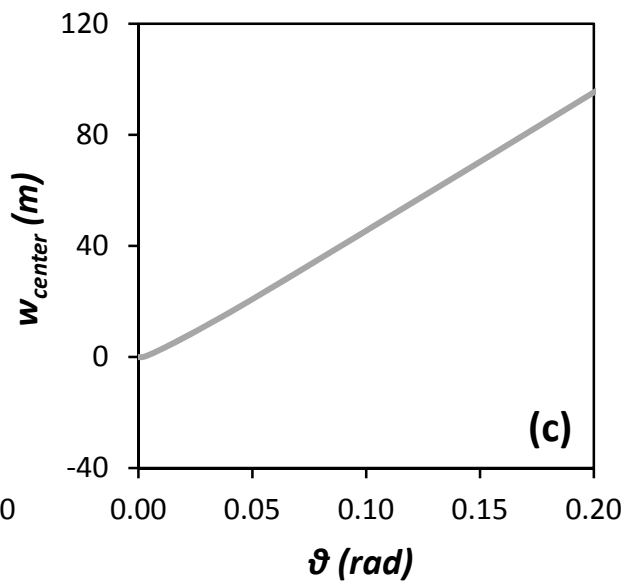
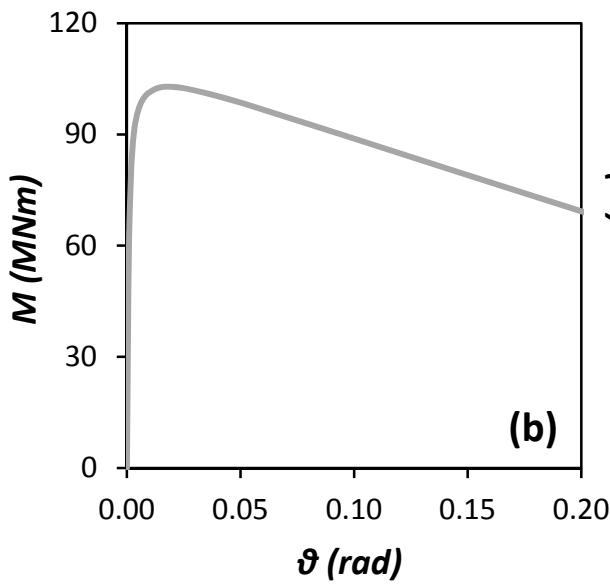
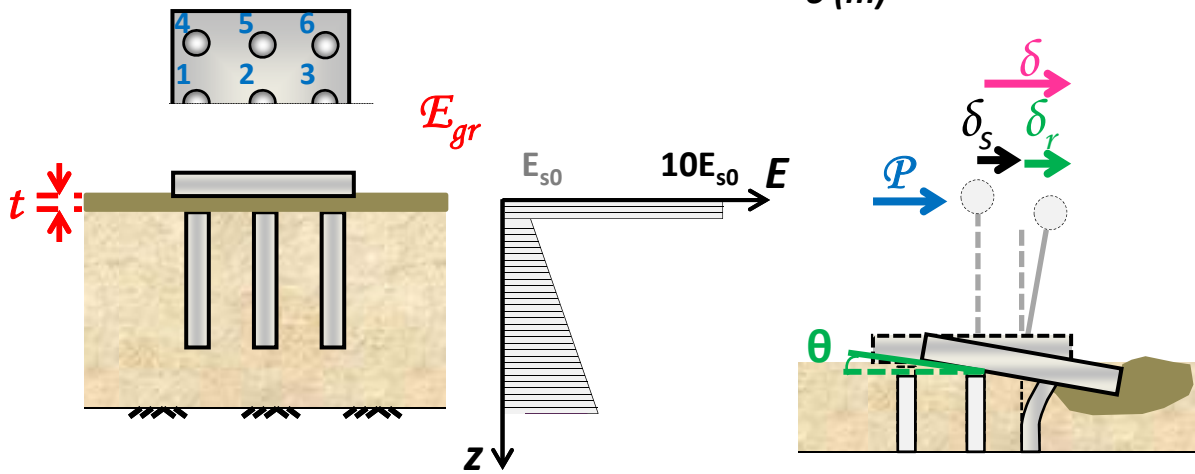
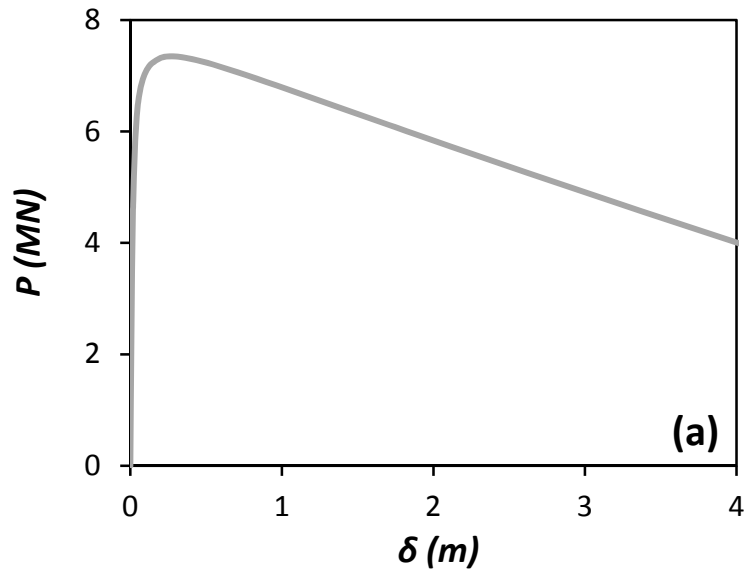


(b)

Σχήμα 4.59: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14$ cm (Περίπτωση $t = 0.75$ m, και $E_{gr} / E_s = 10$).

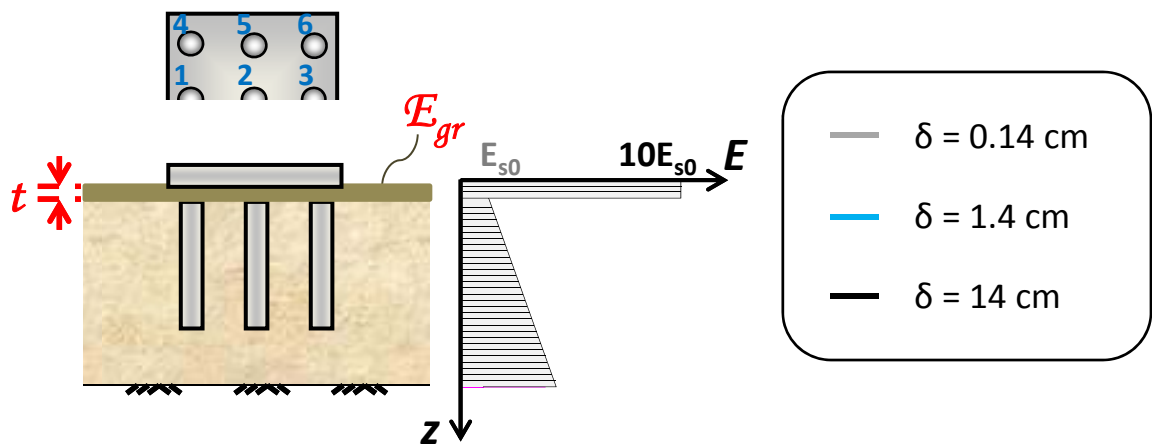
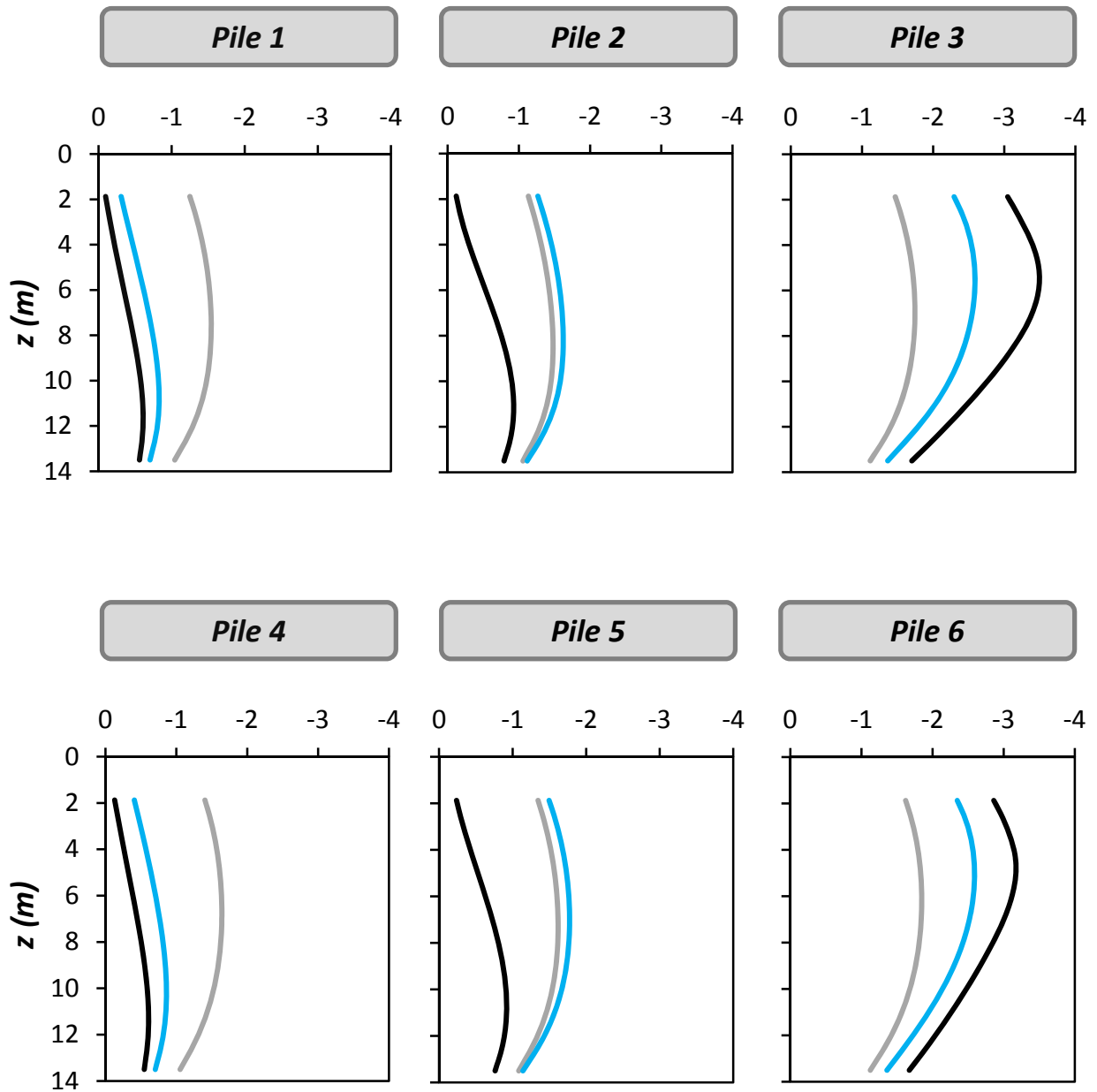
$$t = D$$

$$E_{gr}/E_{s0} = 10$$

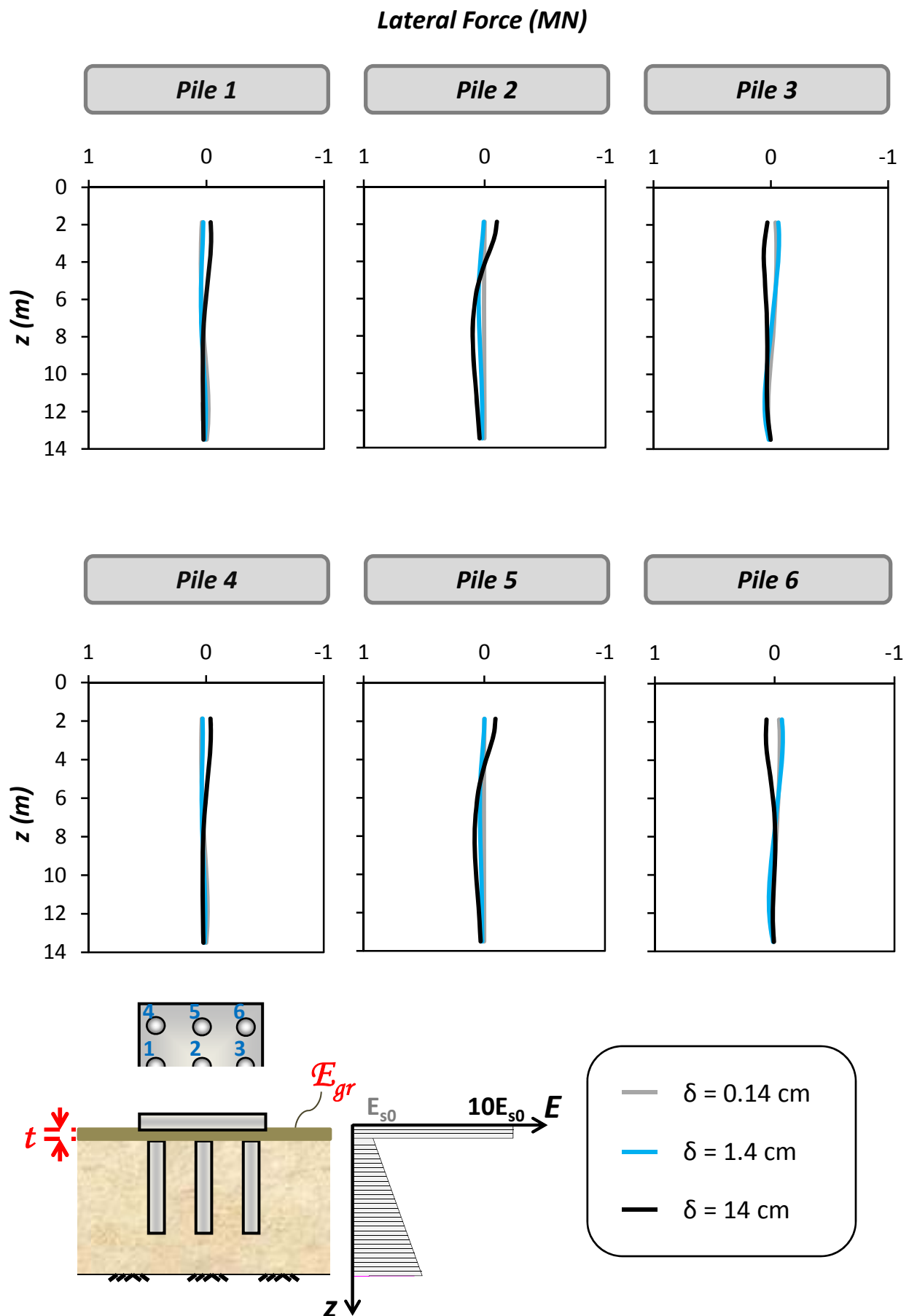


Σχήμα 4.60: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Συσχέτιση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος με $t = 1.5$ m, και $E_{gr}/E_s = 10$.

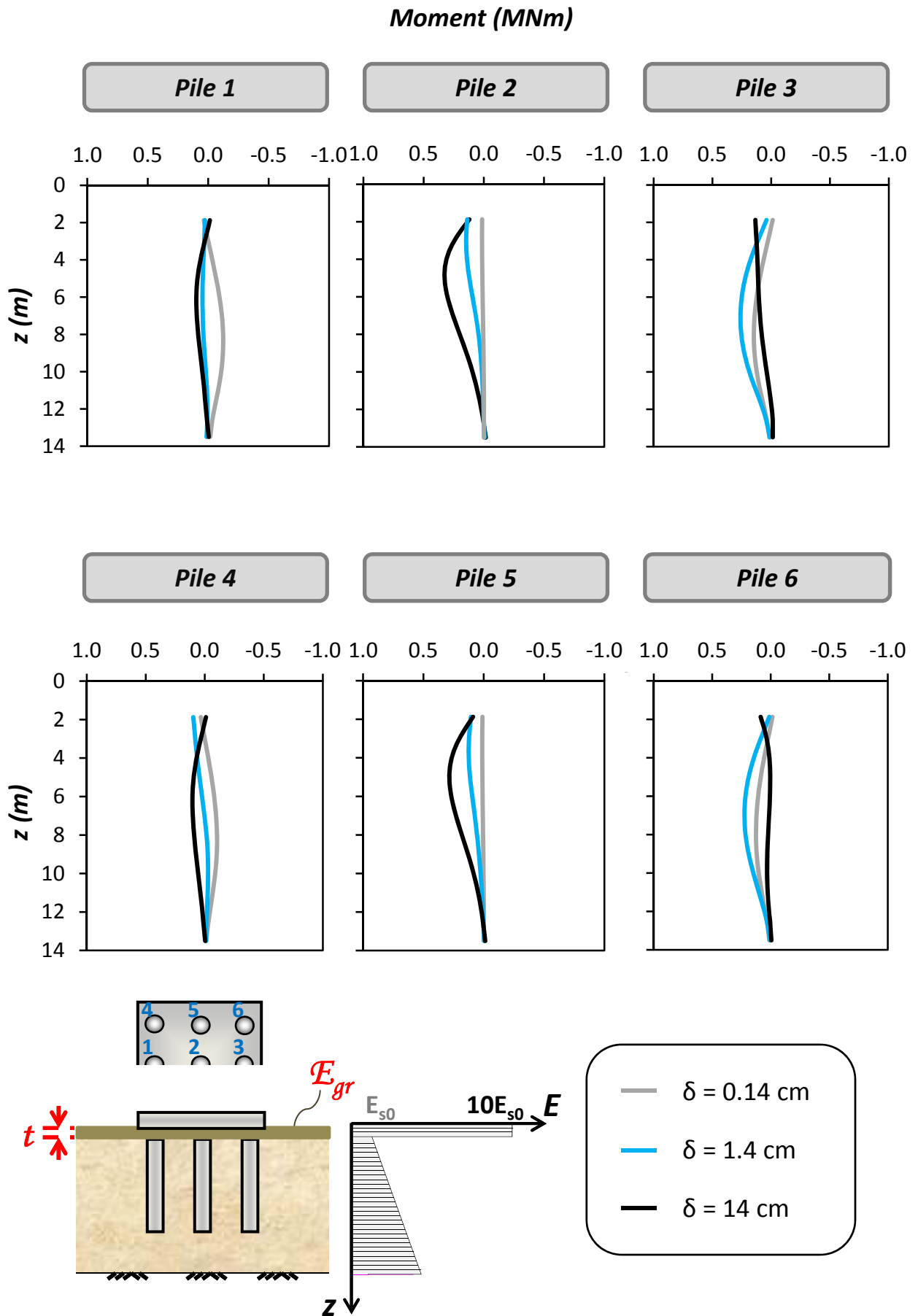
Axial Force (MN)



Σχήμα 4.61: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 10$).

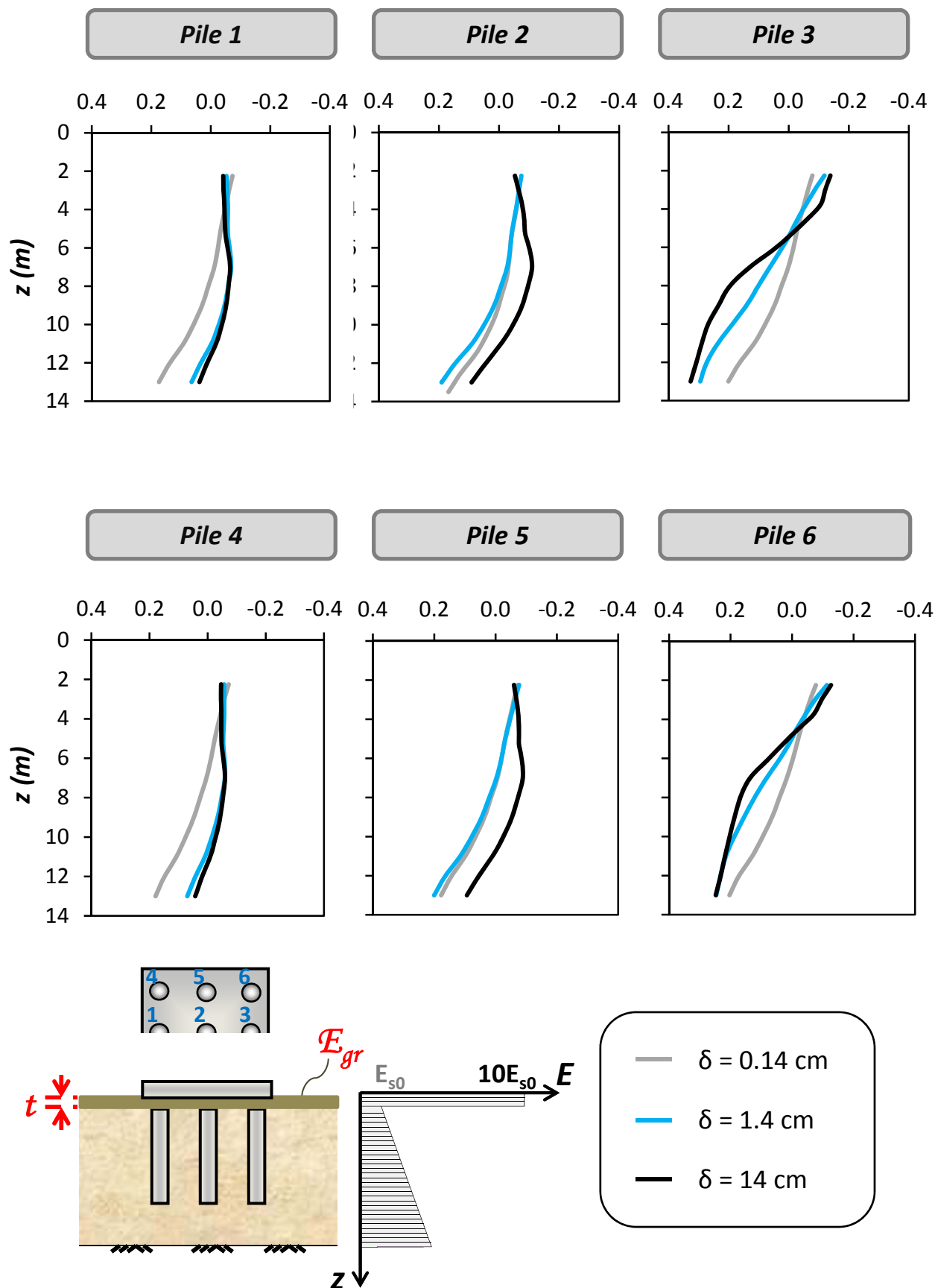


Σχήμα 4.62: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).

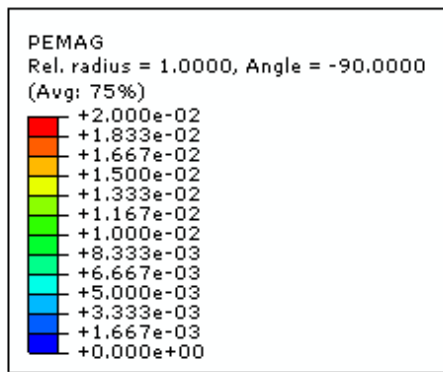
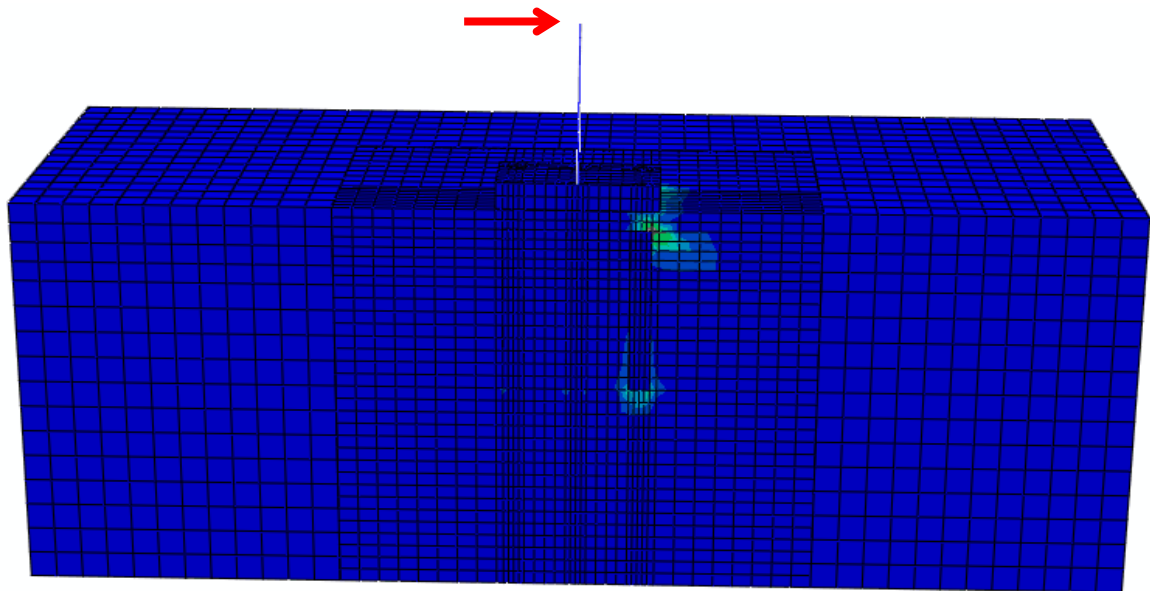


Σχήμα 4.63: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5 \text{ m}$, και $E_{gr} / E_s = 10$).

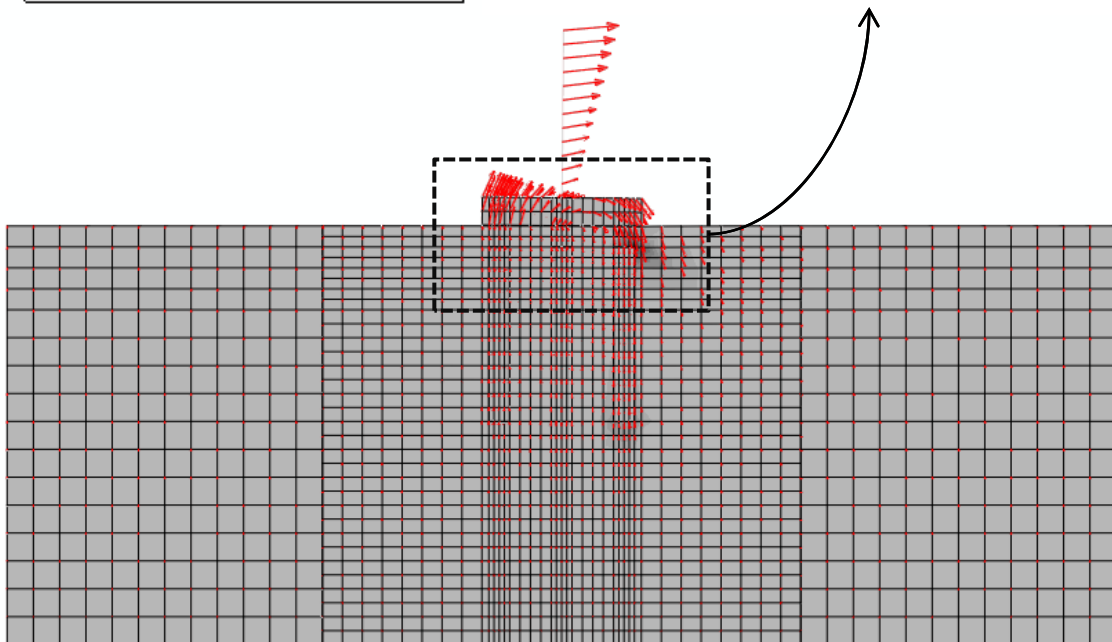
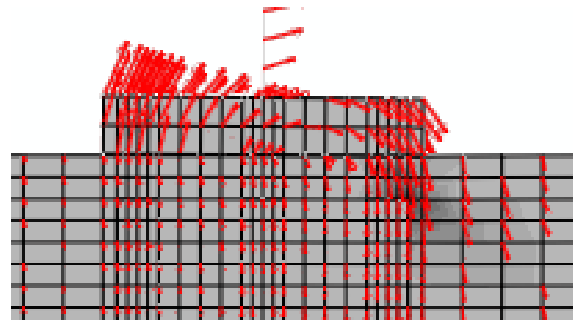
Friction Force (MN)



Σχήμα 4.64: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ , 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 10$).

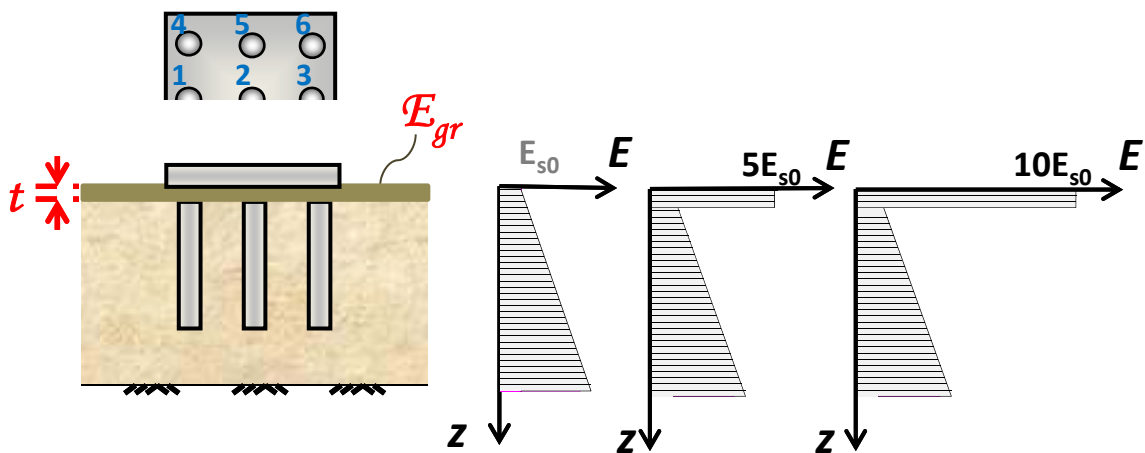
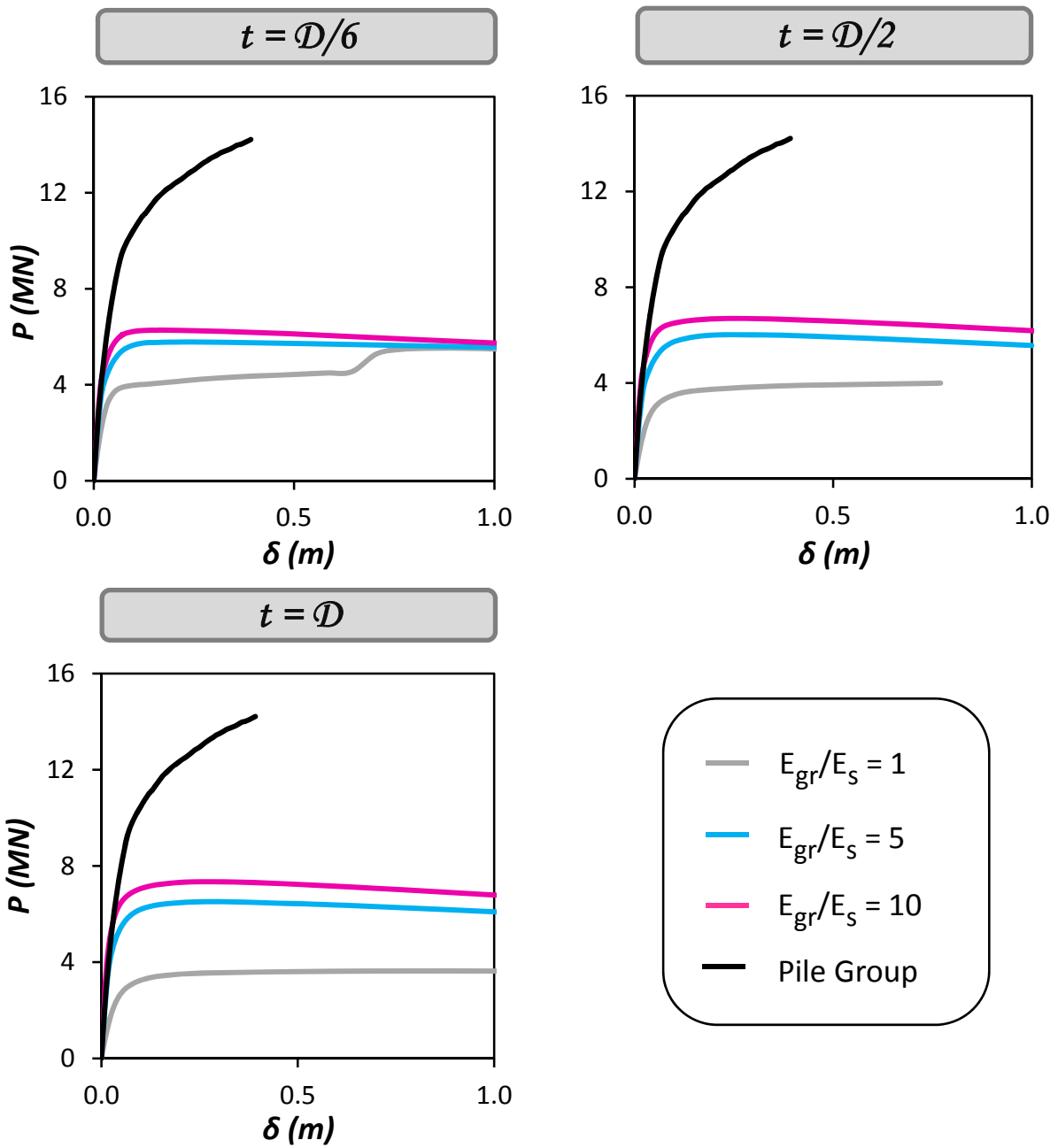


(a)

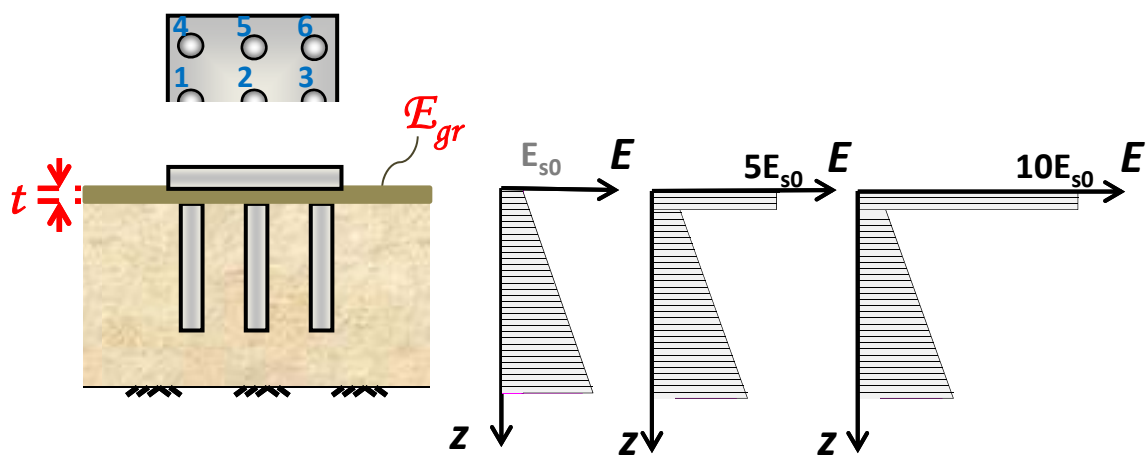
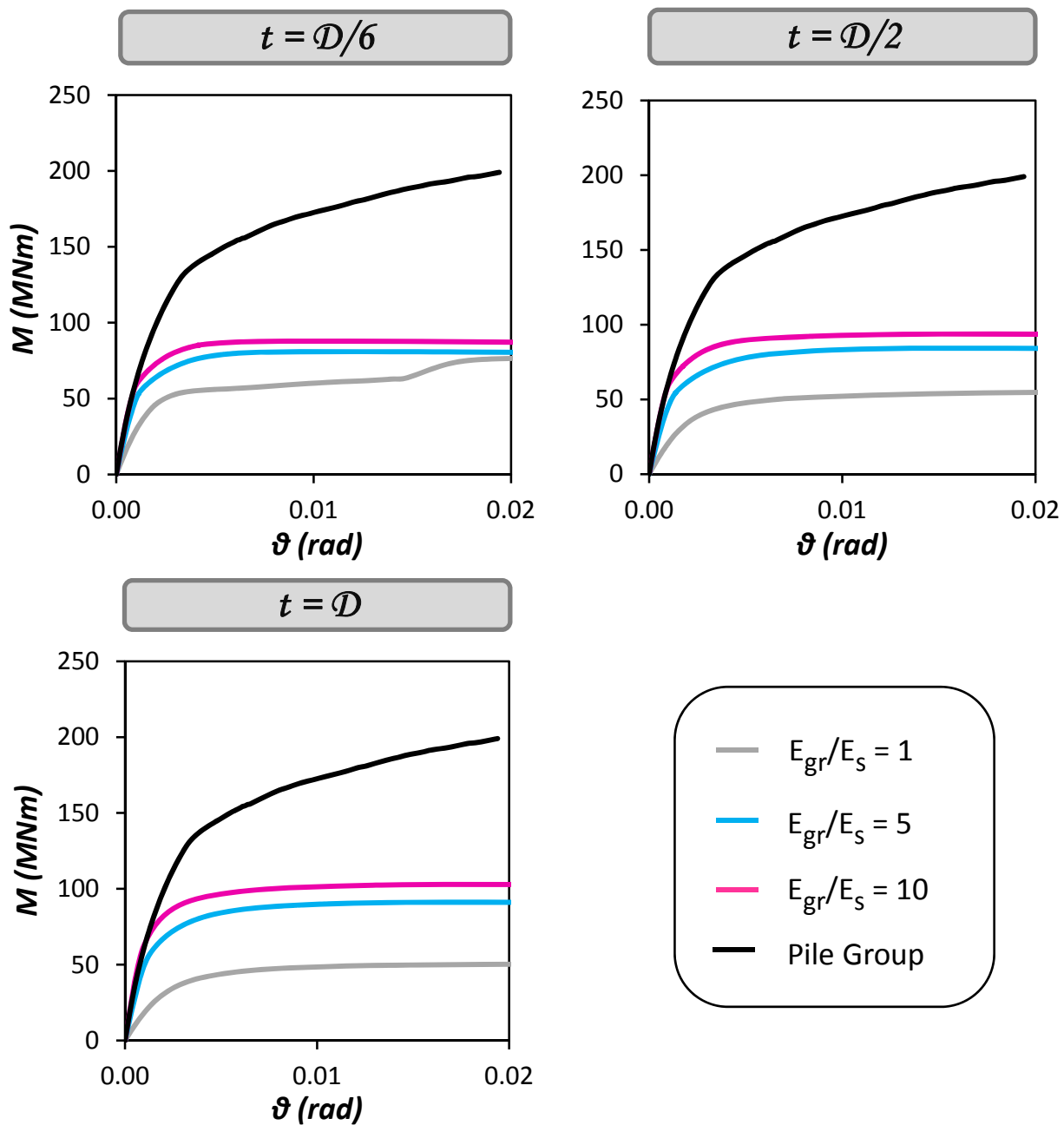


(b)

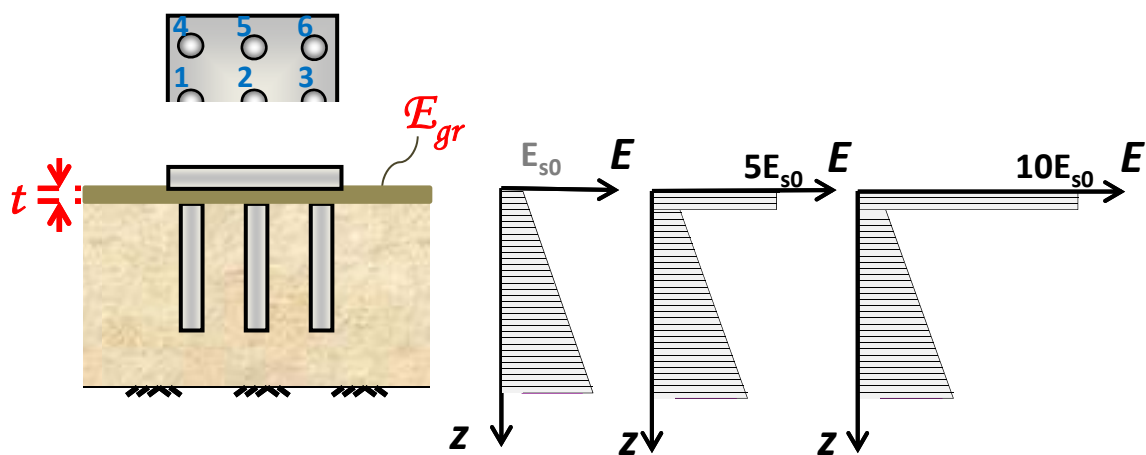
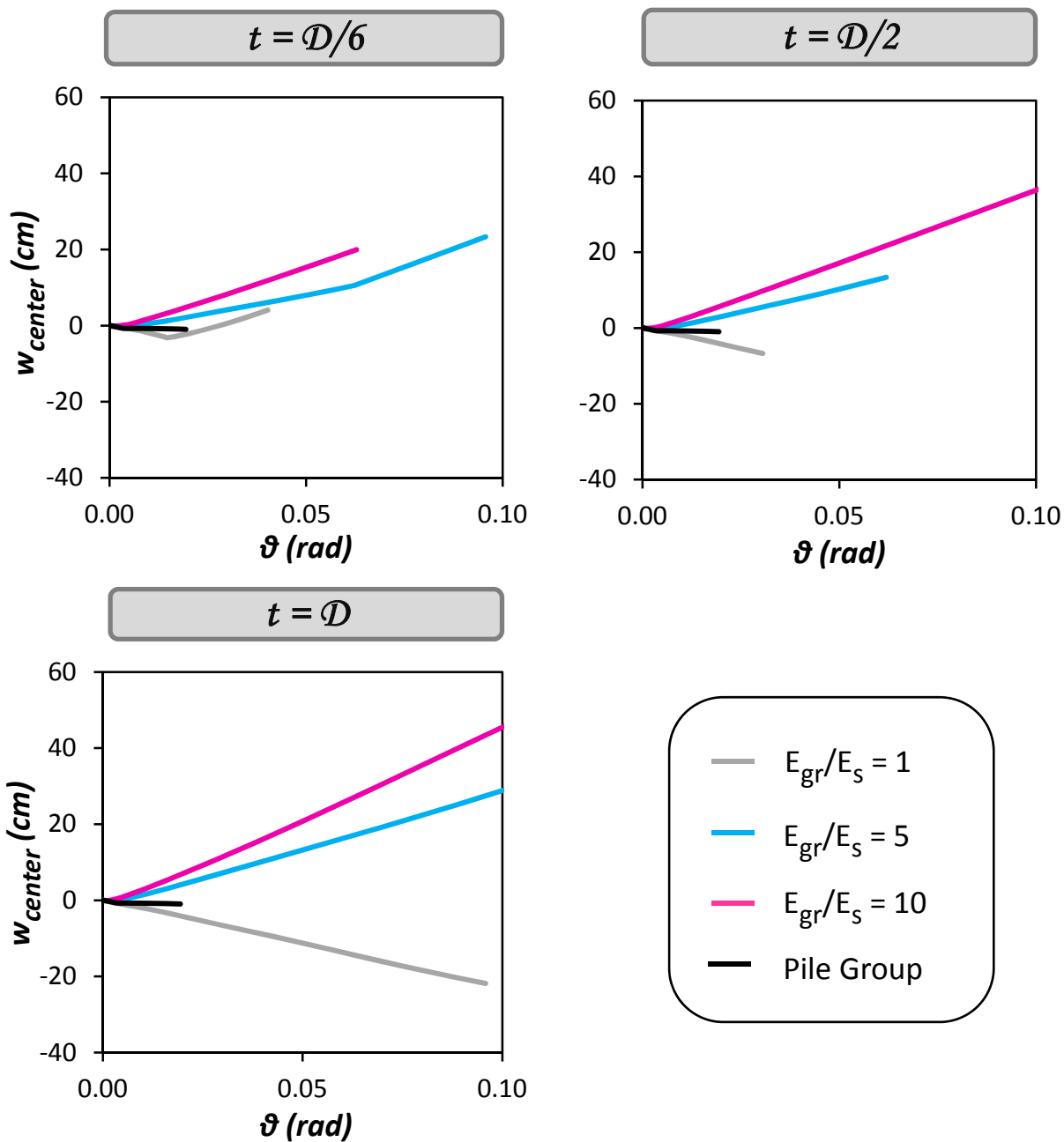
Σχήμα 4.65: (a) Παραμορφωμένος κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται για οριζόντια μετακίνηση (στην στάθμη του καταστρώματος) ίση με $\delta = 14$ cm (Περίπτωση $t = 1.5$ m, και $E_{gr} / E_s = 10$).



Σχήμα 4.66: : Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος, των συστημάτων, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος, t , 0.25 m, 0.75 m, και 1.5 m.

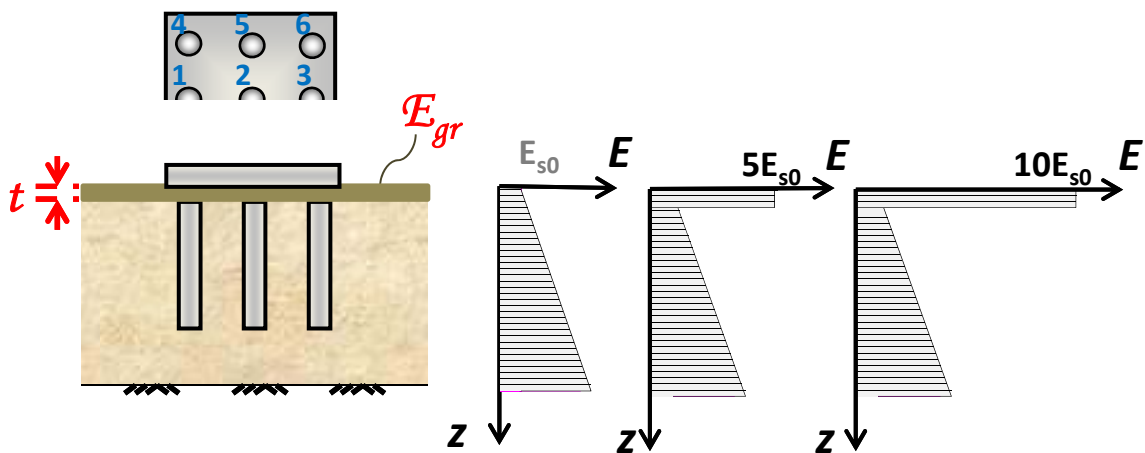
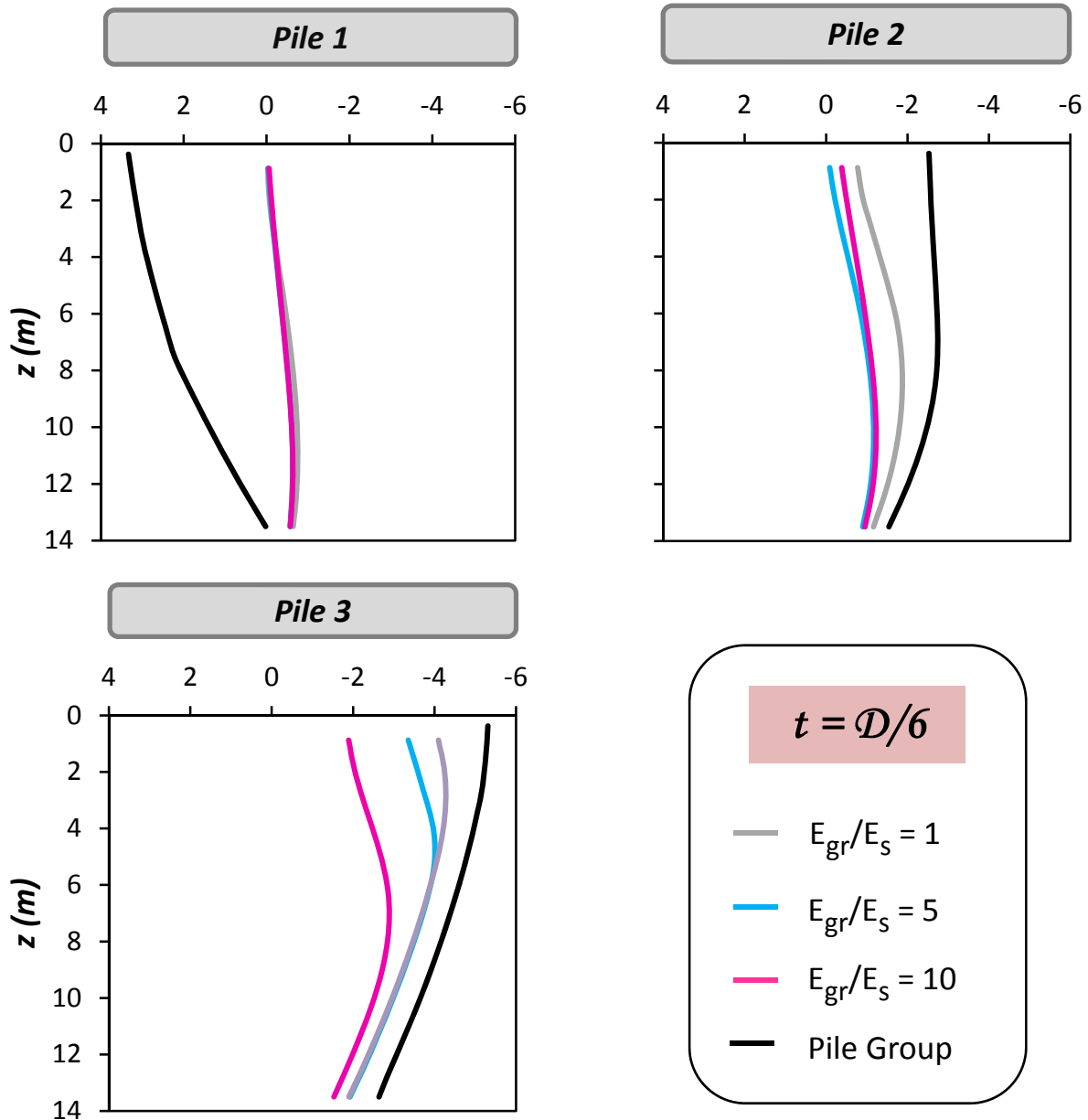


Σχήμα 4.67: : Συσχέτιση Ροπής M και στροφής θ των συστημάτων, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος, t , 0.25 m, 0.75 m, και 1.5 m.



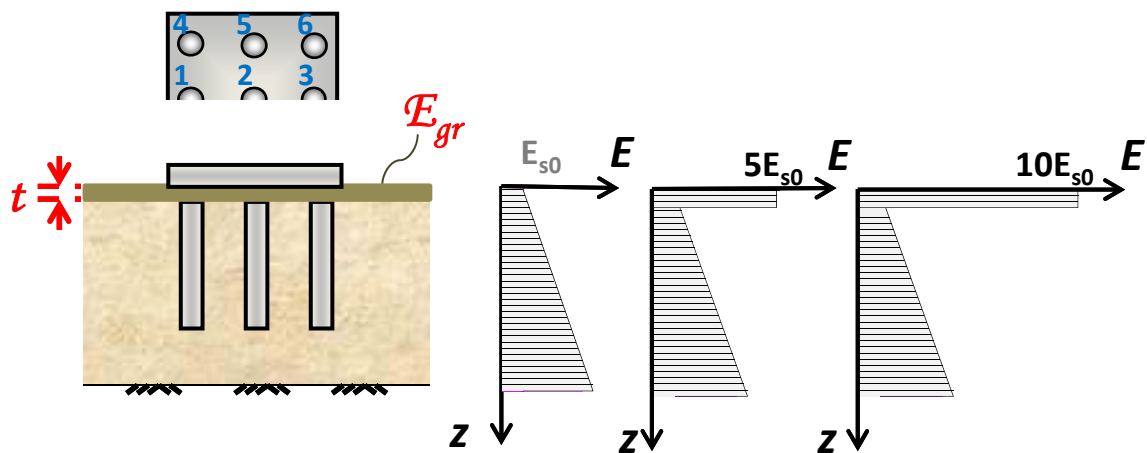
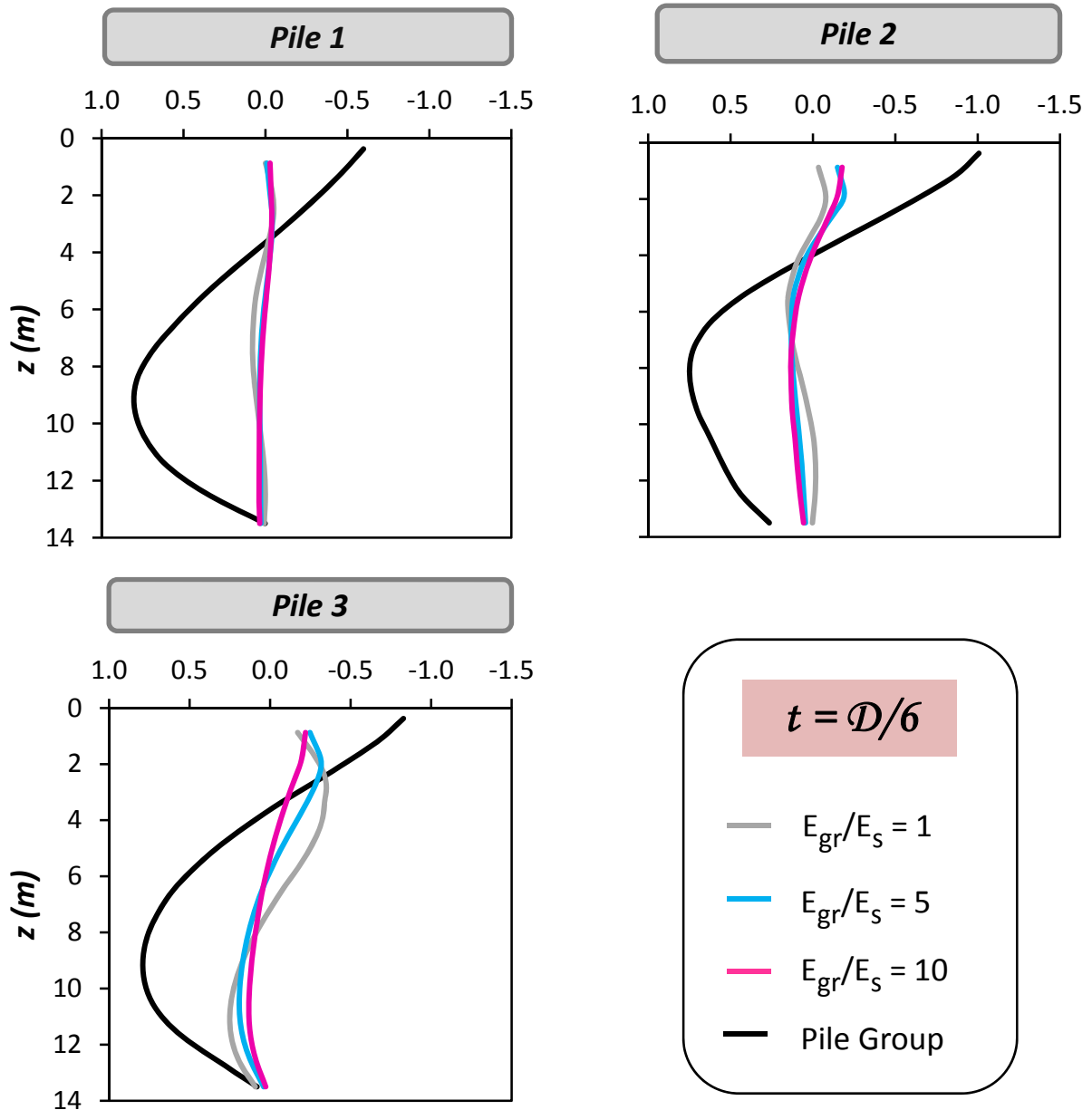
Σχήμα 4.68: Συσχέτιση καθίζησης w_{center} και στροφής θ των συστημάτων, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος, t , 0.25 m, 0.75 m, και 1.5 m.

Axial Force (MN)



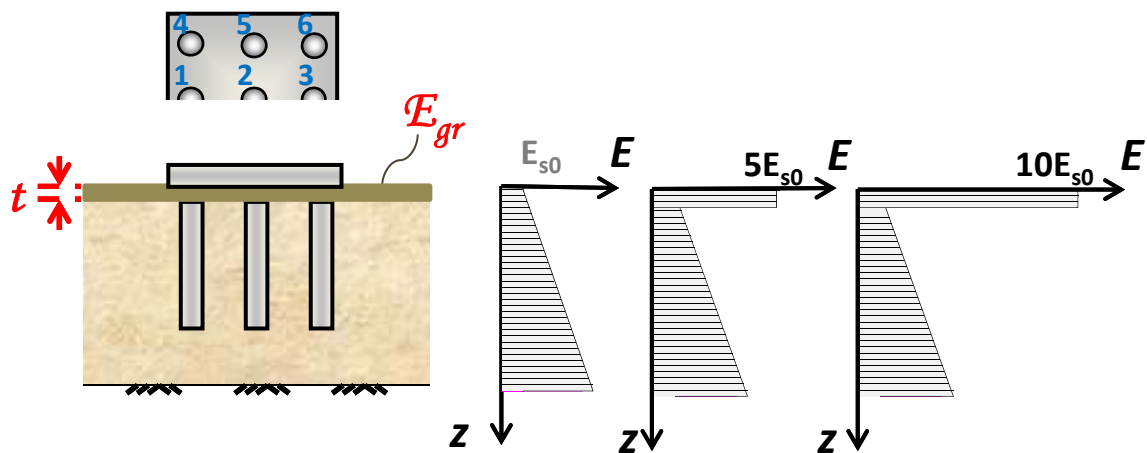
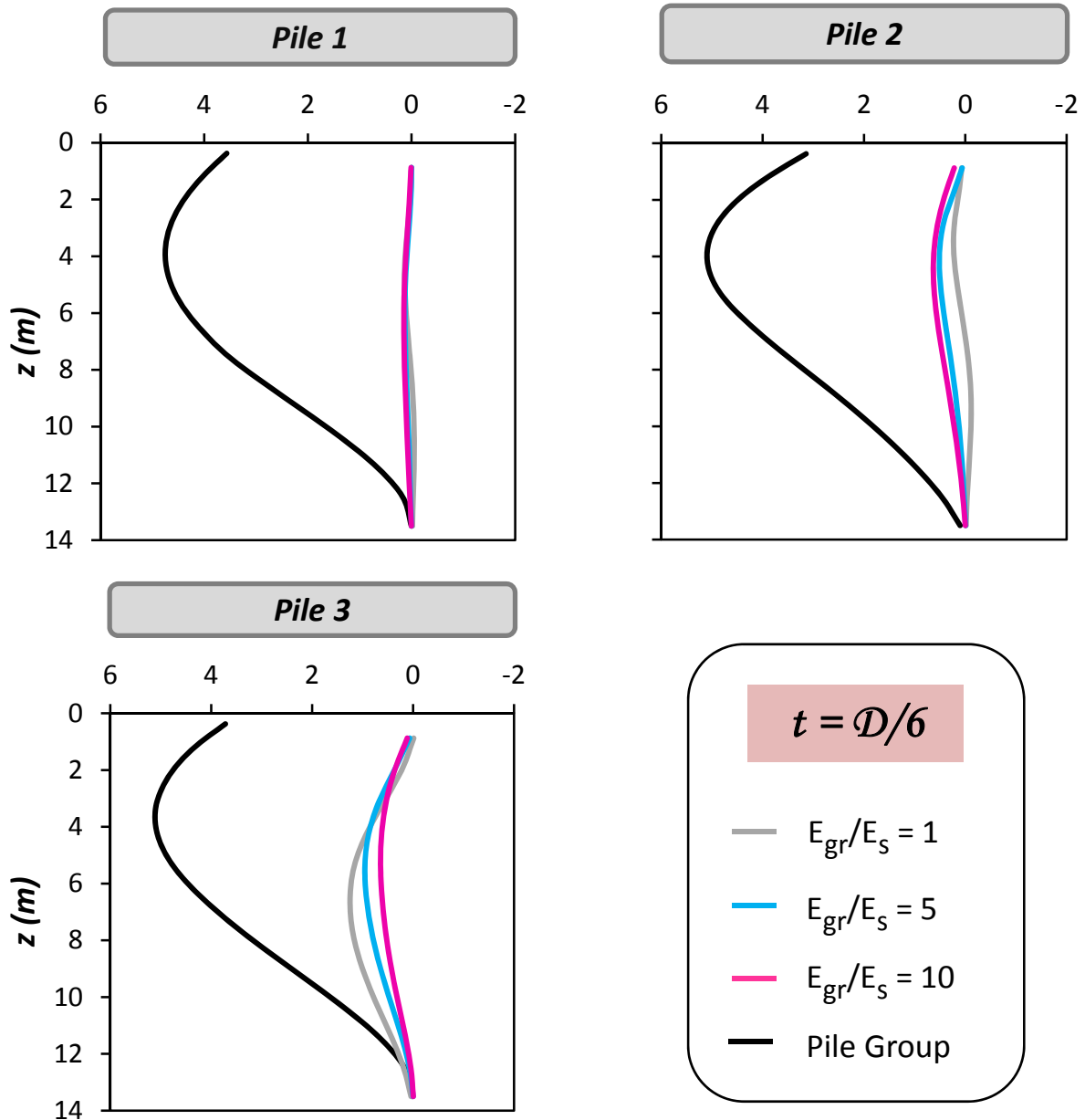
Σχήμα 4.69: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 0.25$ m.

Lateral Force (MN)



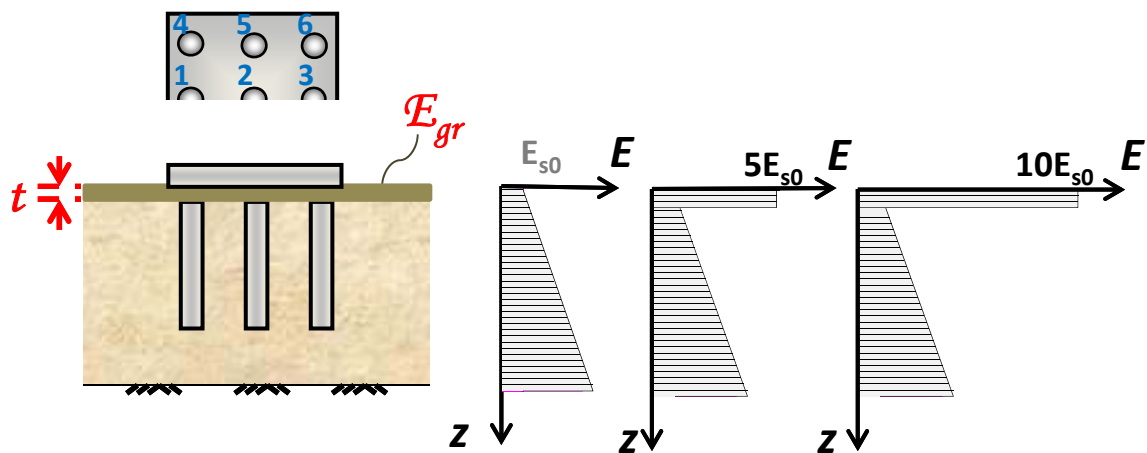
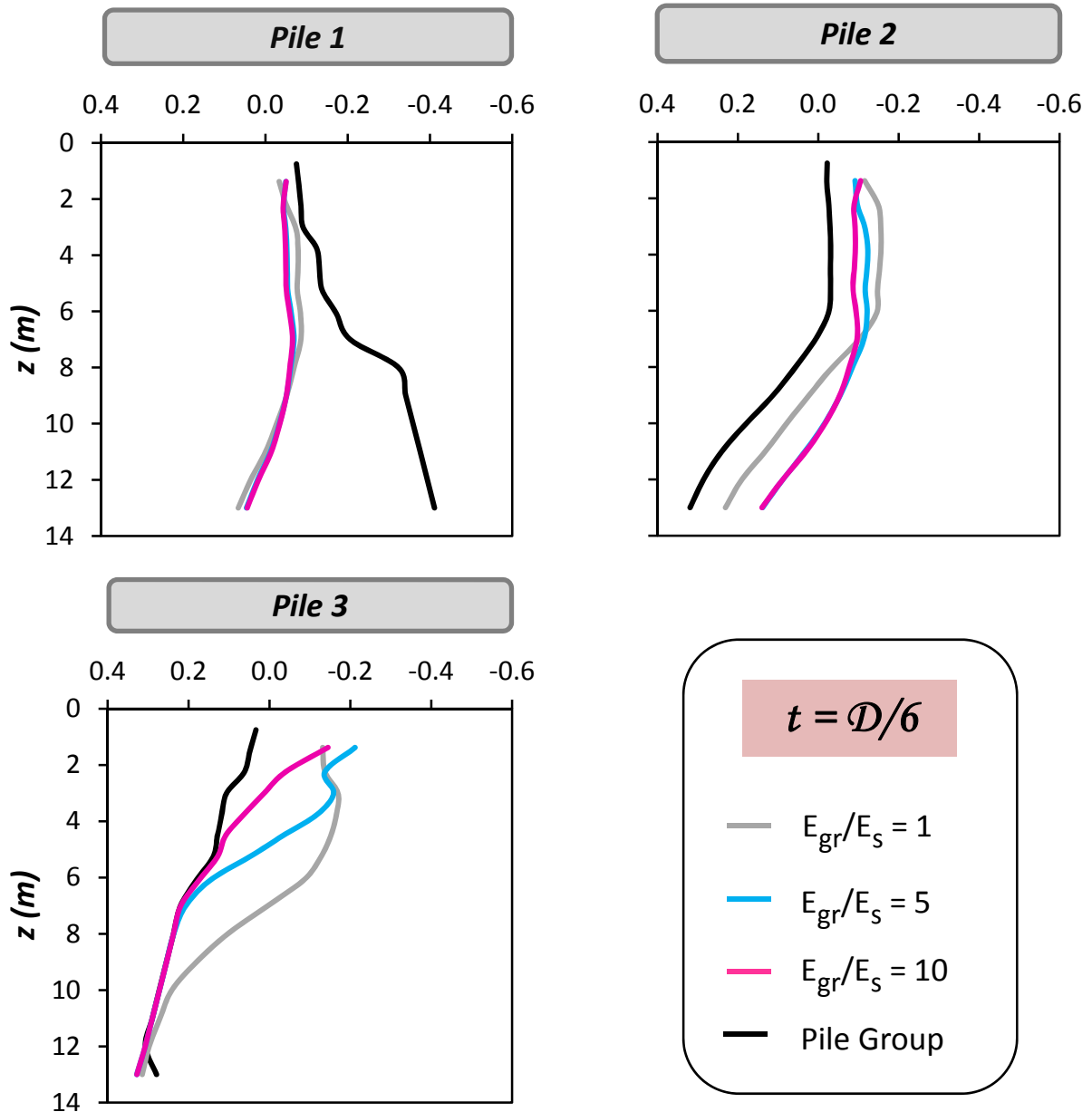
Σχήμα 4.70: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής βελτίωσης ή μη, και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 0.25$ m.

Moment (MNm)



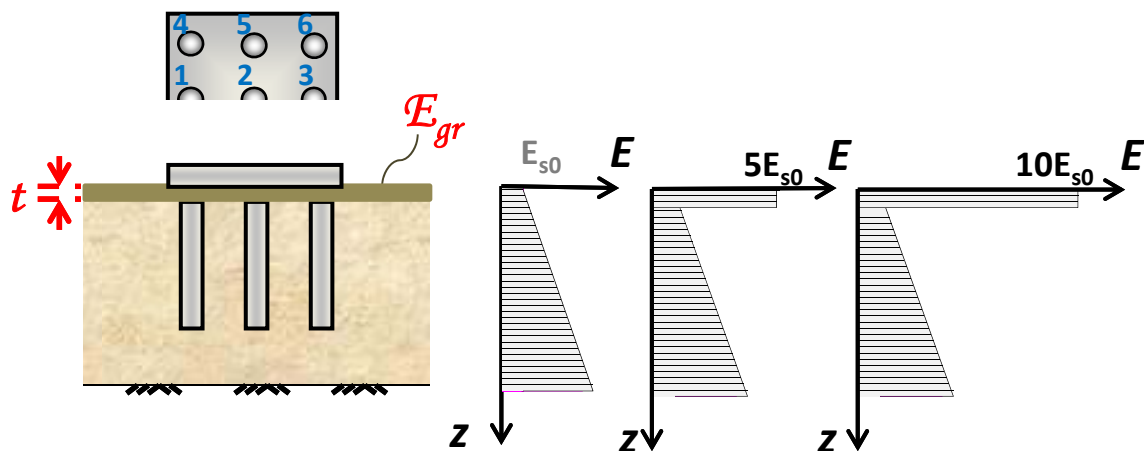
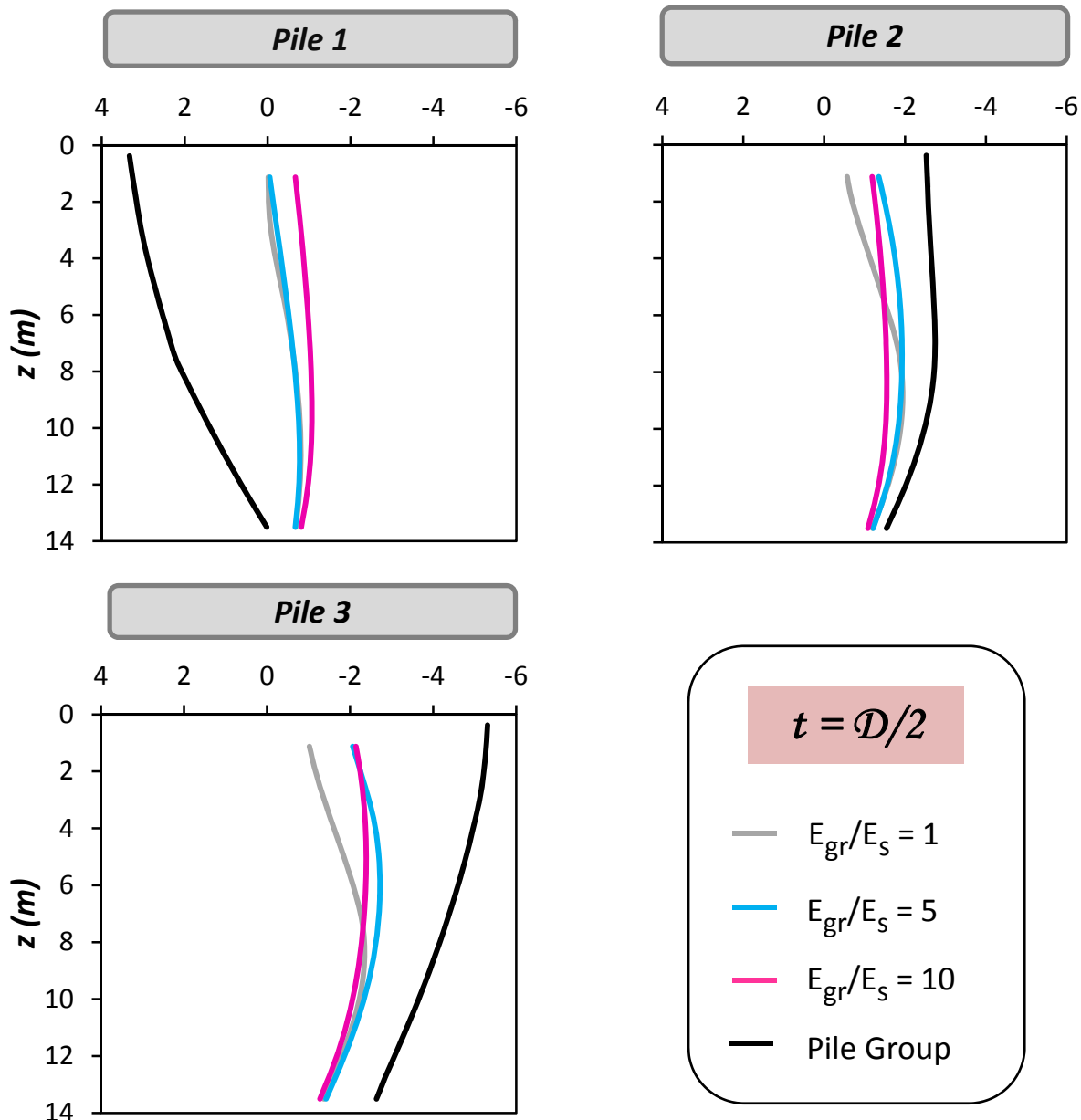
Σχήμα 4.71: Κατανομή Καμπτικών Ρομών στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής βελτίωσης ή μη, και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 0.25$ m.

Friction Force (MN)



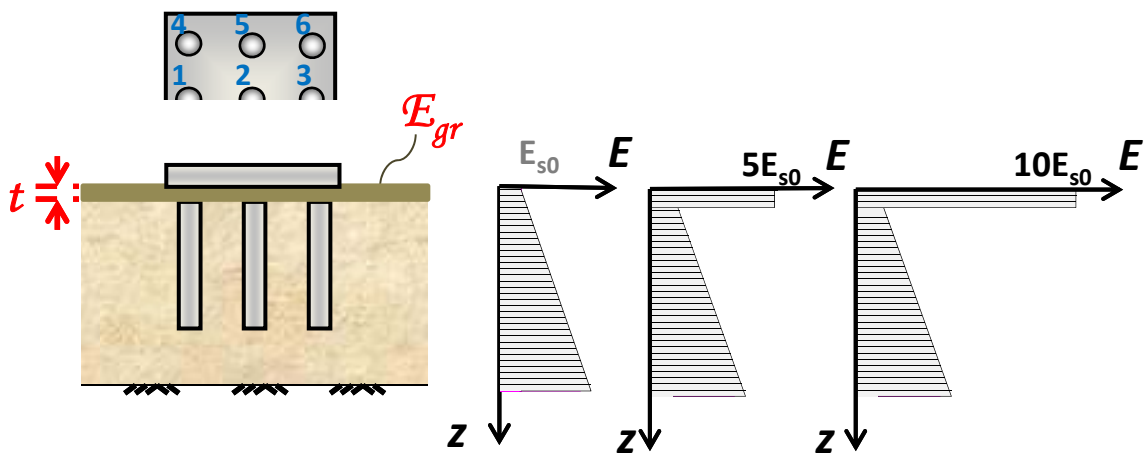
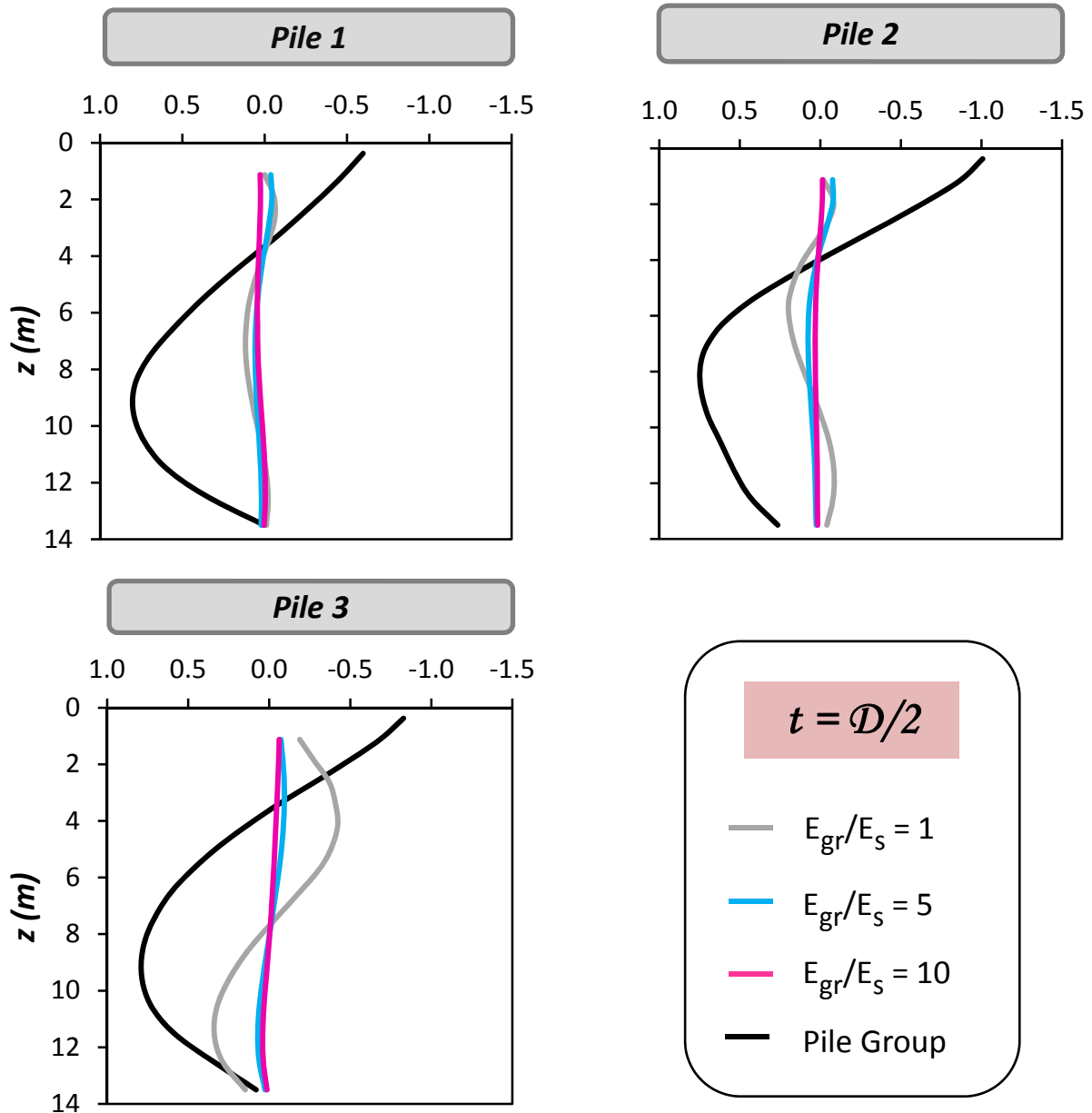
Σχήμα 4.72: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 0.25$ m.

Axial Force (MN)



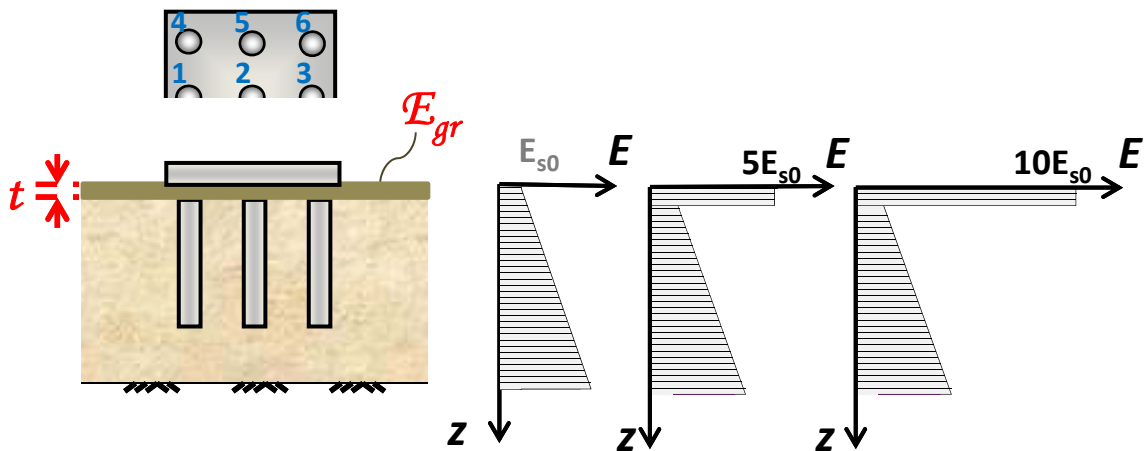
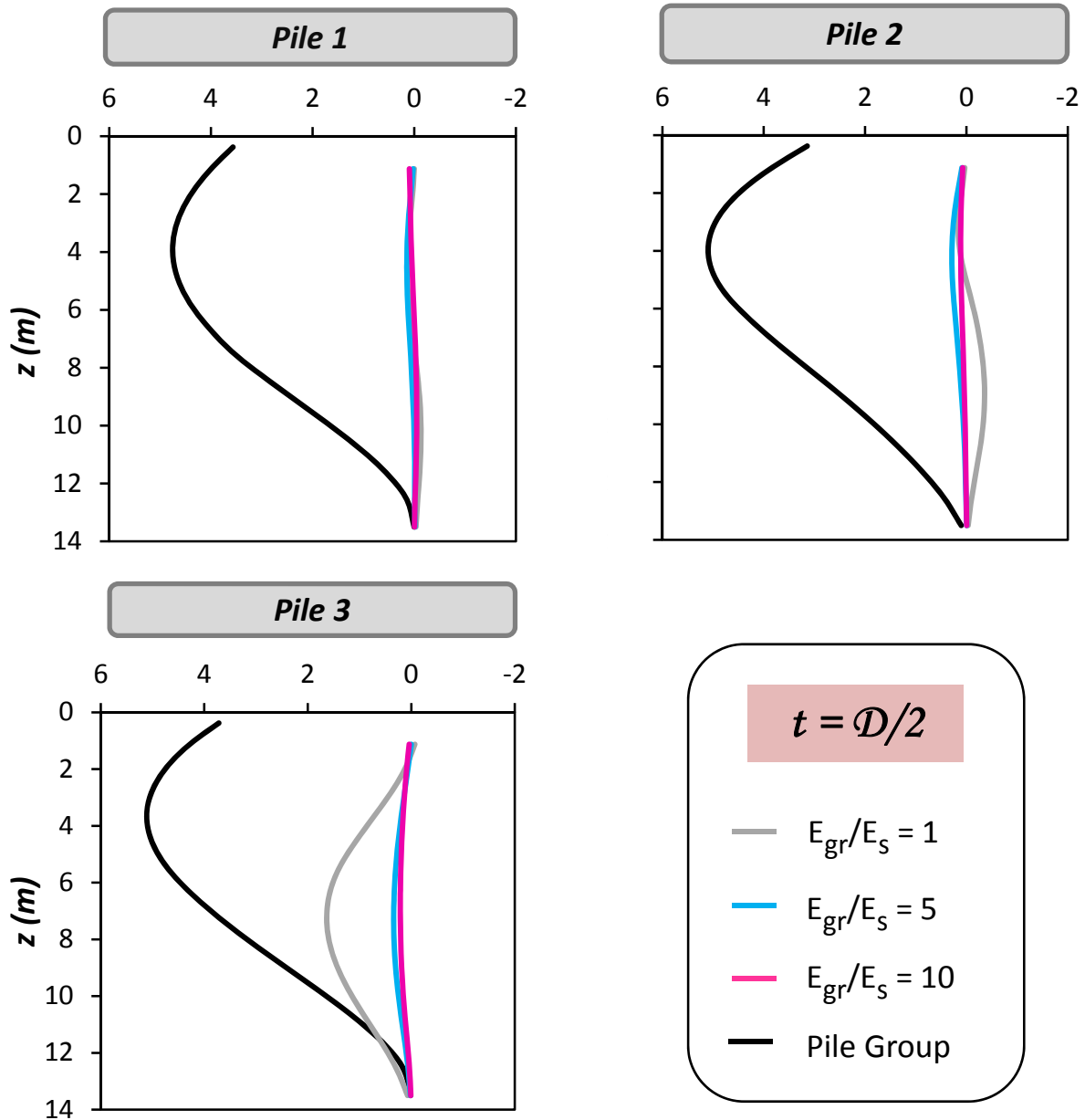
Σχήμα 4.73: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 0.75$ m.

Lateral Force (MN)



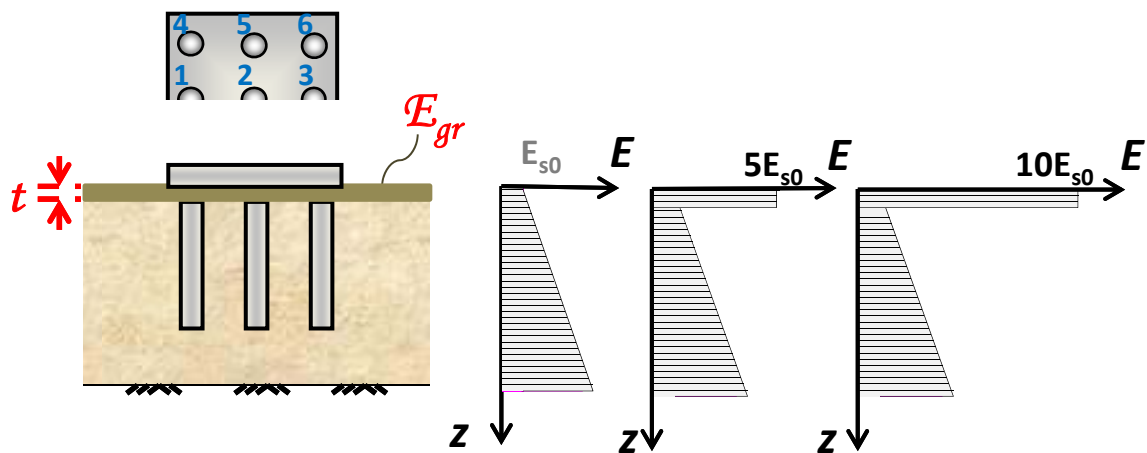
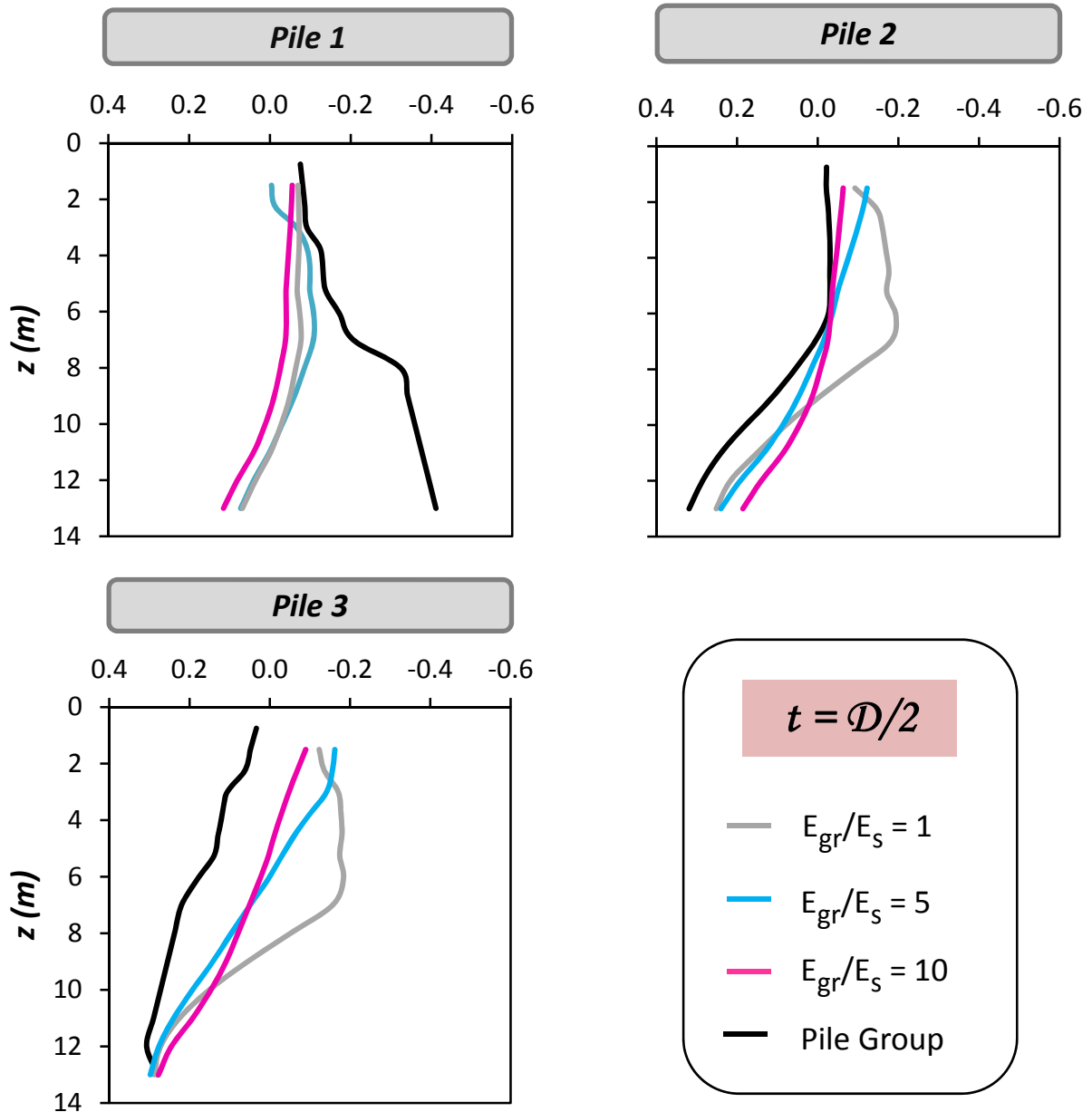
Σχήμα 4.74: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής βελτίωσης ή μη, και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 0.75$ m.

Moment (MNm)



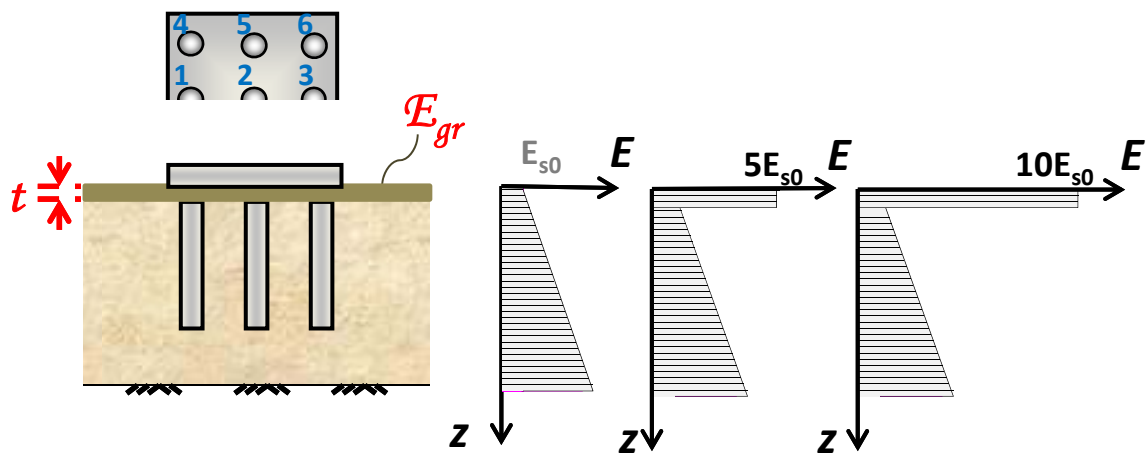
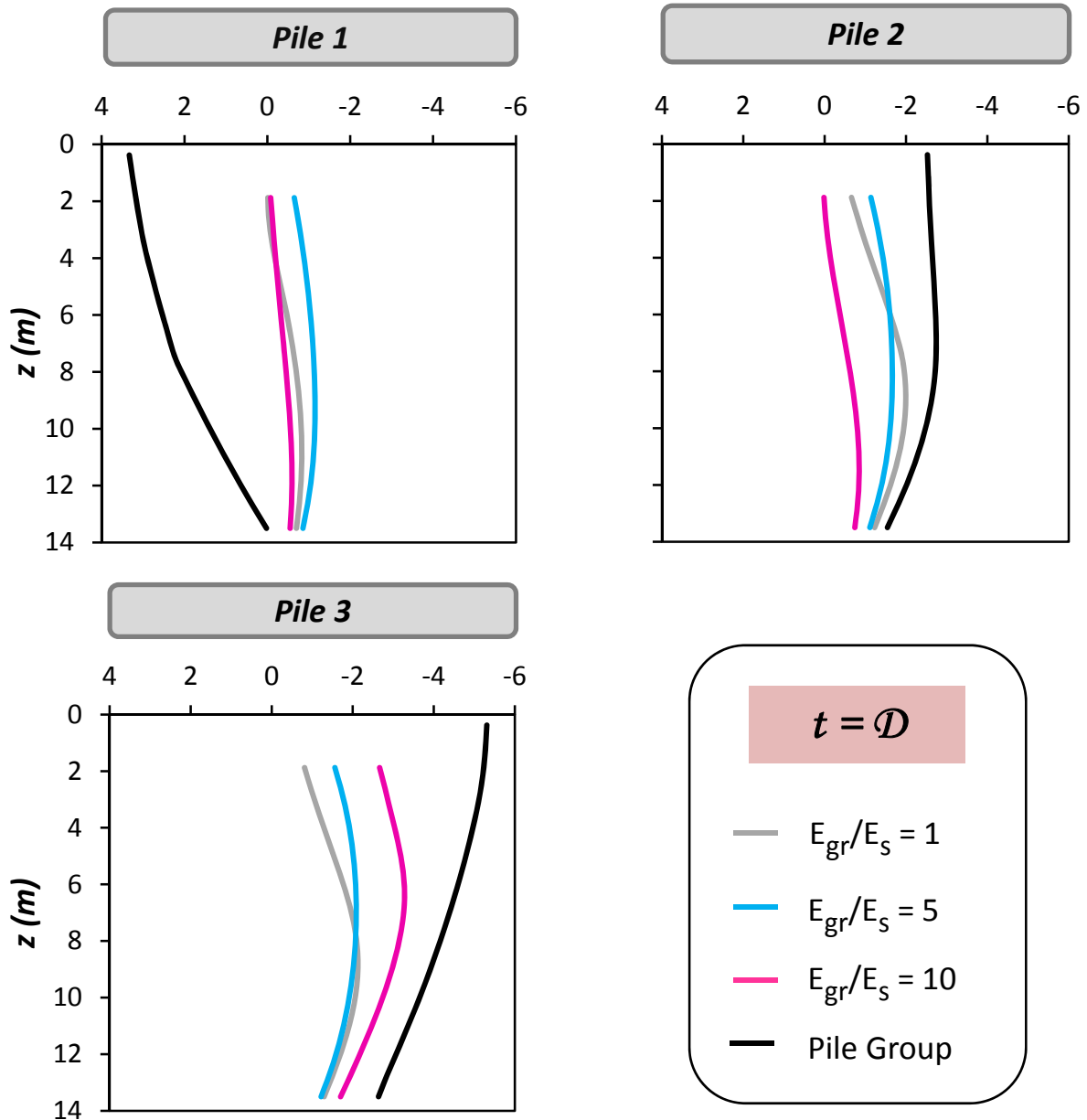
Σχήμα 4.75: Κατανομή Καμπτικών Ρομών στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής βελτίωσης ή μη, και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 0.75$ m.

Friction Force (MN)



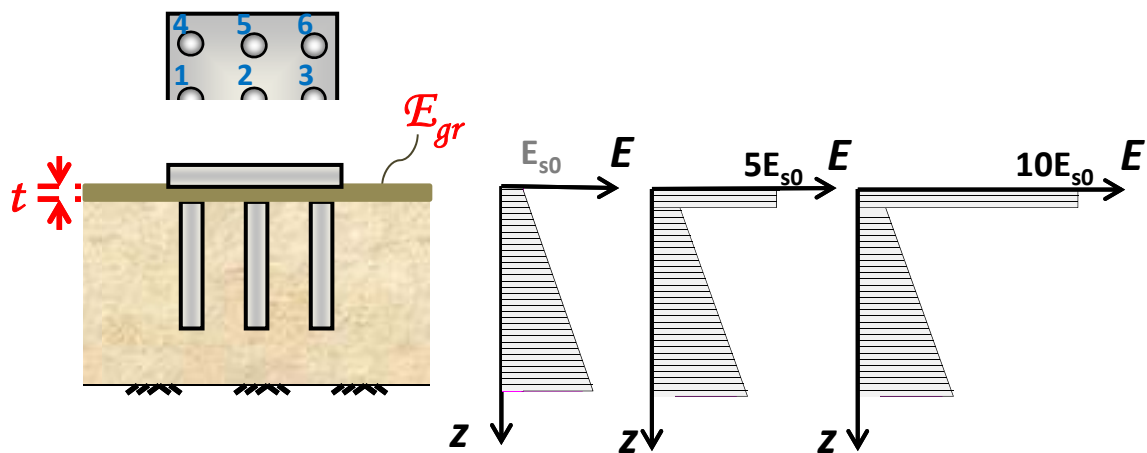
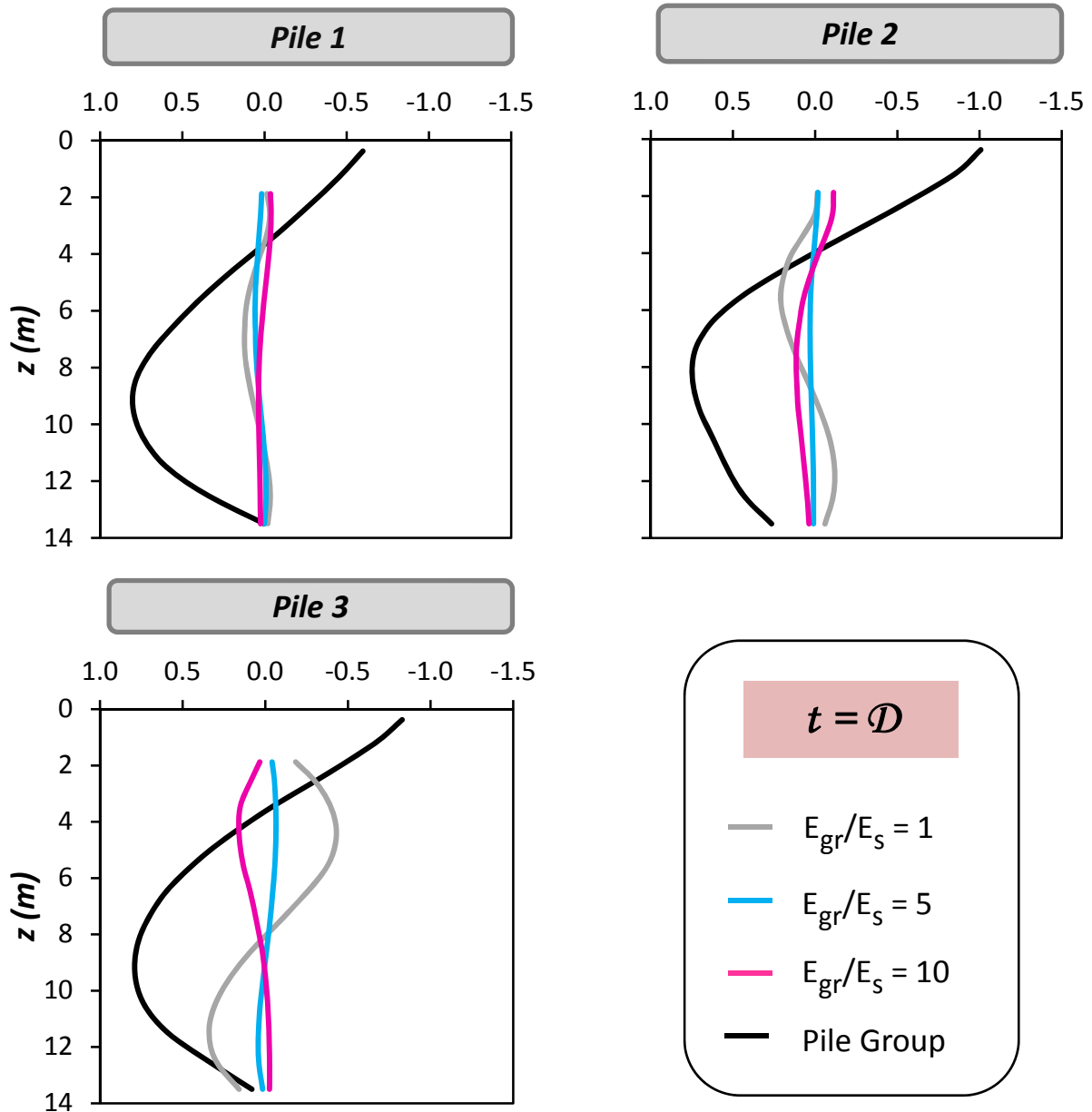
Σχήμα 4.76: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 0.75$ m.

Axial Force (MN)



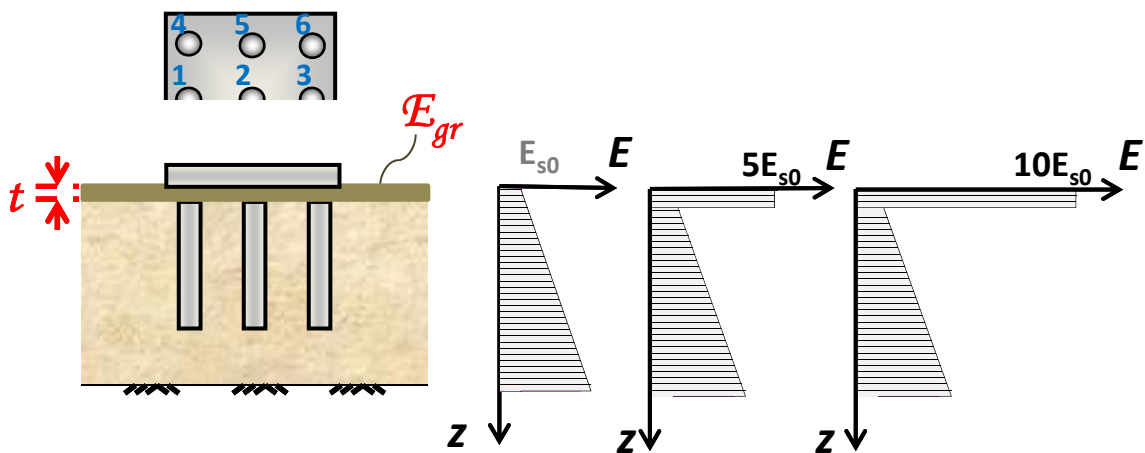
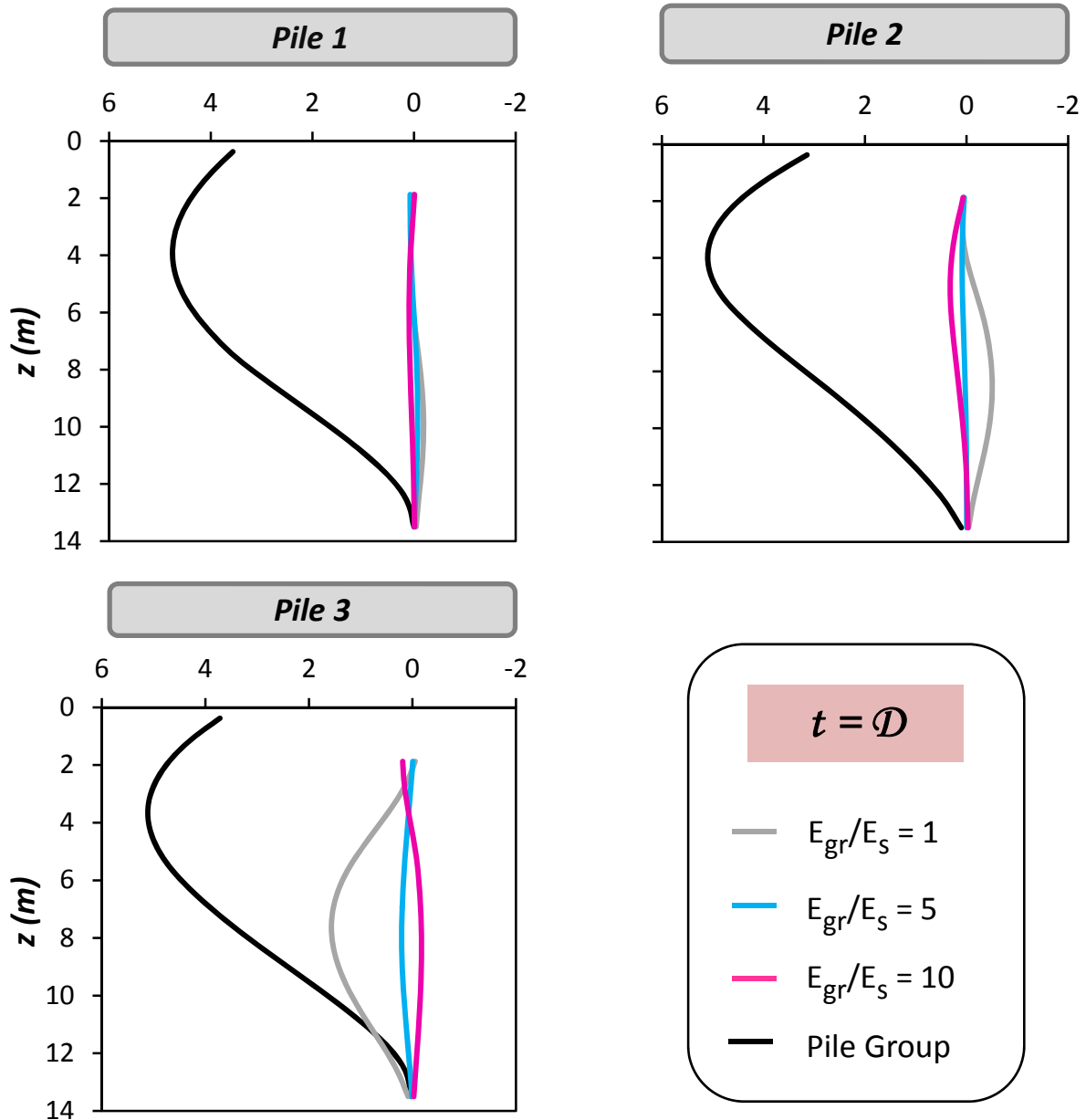
Σχήμα 4.77: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 1.5$ m.

Lateral Force (MN)



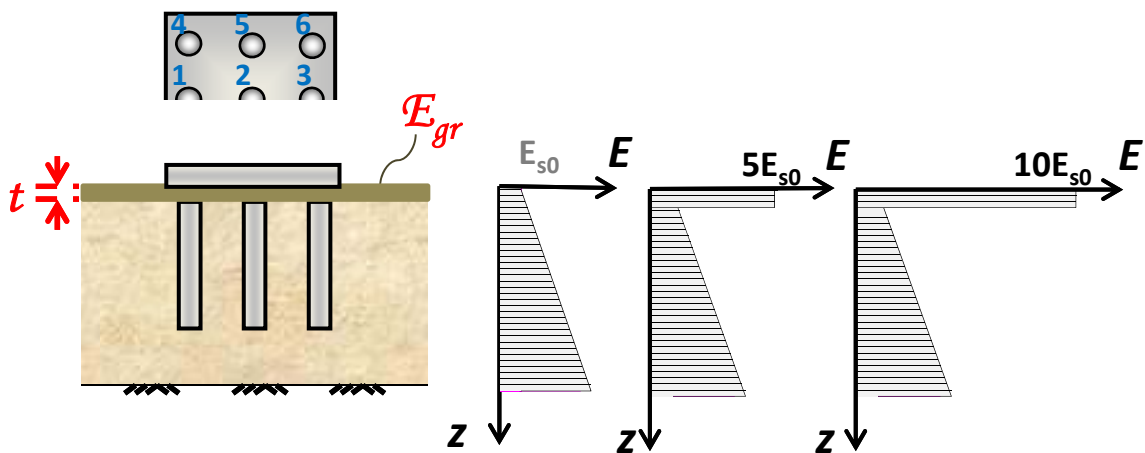
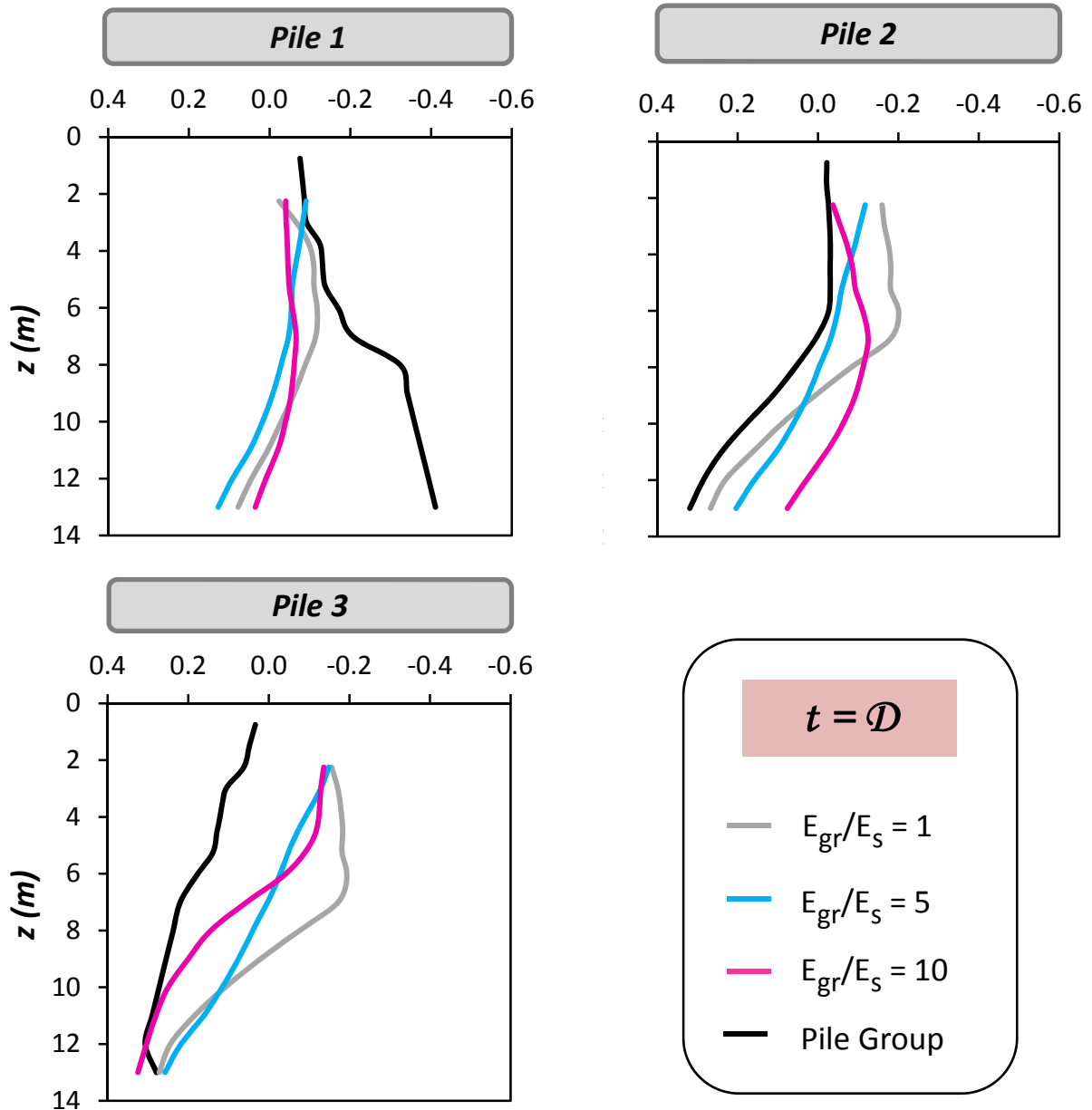
Σχήμα 4.78: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής βελτίωσης ή μη, και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 1.5$ m.

Moment (MNm)



Σχήμα 4.79: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλους 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14$ cm, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής βελτίωσης ή μη, και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 1.5$ m.

Friction Force (MN)



Σχήμα 4.80: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων 1, 2, και 3 του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος $\delta = 14 \text{ cm}$, για όλες τις περιπτώσεις επιφανειακής ή μη βελτίωσης και για πάχος του ενδιάμεσου στρώματος $t = 1.5 \text{ m}$.

Κεφάλαιο 5

**ΜΗ ΣΥΜΒΑΤΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΕΝΑ
ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ**

Γνωρίζοντας όλα τα πλεονεκτήματα που έχουν εντοπιστεί στα συστήματα με μη συμβατική θεώρηση θεμελίωσης, δηλαδή με σχεδιασμό της θεμελίωσης ώστε να ενεργοποιείται η φέρουσα ικανότητα κατά την διάρκεια έντονης καταπόνησης, καλούμαστε να εισάγουμε τέτοια συστήματα για συγκριτικούς λόγους. Εκτός από την θεμελίωση με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους (η απόκριση της οποίας είναι και η κύρια ενασχόληση της παρούσας εργασίας), θεωρήθηκε σκόπιμη και η σύγκριση με το επιφανειακό θεμέλιο με επιφανειακή βελτίωση εδάφους (κρούστα), λόγω της συσσωρευμένης εμπειρίας από αριθμητικές επιλύσεις και πειράματα, για το προαναφερθέν σύστημα.

Τα δύο αυτά 'μη-συμβατικά' συστήματα, επιλέγονται ώστε να εμφανίζουν συντελεστή ασφαλείας έναντι ροπής $SF_E = 0.75 - 0.8$, και από πλευράς καθίζησης στο κέντρο του θεμελίου, ανυψωτική τάση σε μικρή τιμή της στροφής του θεμελίου. Το πρώτο κριτήριο απαιτείται ώστε να ενεργοποιείται η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου πριν 'αστοχήσει' το βάθρο της γέφυρας (αντίστροφος ικανοτικός σχεδιασμός), ενώ το δεύτερο ώστε να αποφευχθούν υπερβολικές παραμένουσες καθιζήσεις έπειτα από σεισμικές διεγέρσεις.

5.1 Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους

Για την ευκολότερη επιλογή του συστήματος, θεωρήθηκαν ίδιες αναλογίες πλάτους θεμελίου και αποστάσεων πασσάλων (μεταξύ τους και ως προς τις άκρες του θεμελίου) με την διαμέτρο των πασσάλων. Επιπλέον λόγω της αυξημένης τάσης για καθίζηση των συστημάτων αυτών, επιλέχθηκε η όσο το δυνατόν μείωση της απόστασης της κεφαλής των πασσάλων και του θεμελίου, καθώς και η βελτίωση του εδάφους και σε κάποια έκταση των πασσάλων.

Έπειτα από δοκιμές πολλών συστημάτων ($D = 1.2, 1.0, 0.9, 0.8$ m), και αυξομειώνοντας το μήκος των πασσάλων, καταλήξαμε στο σύστημα θεμελίωσης με πάχος ενδιάμεσης στρώσης $t = 0.1$ m, βάθος βελτιωμένης στρώσης $i = 1.5$ m, διάμετρος πασσάλων $D = 0.8$ m, και $B = 6.13$ m. Το πάχος της ενδιάμεσης στρώσης t δεν είναι μηδενικό γιατί υπήρξαν αριθμητικά προβλήματα στην προσομοίωση του συστήματος στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus. Η αντοχή της βελτιωμένης στρώσης ορίστηκε ως η μέγιστη δυνατή, όπως προκύπτει από συσχετίσεις στην διεθνή βιβλιογραφία, για δυναμική καταπόνηση του εδάφους, και για δεδομένο εντατικό πεδίο από την στατική φόρτιση, και προκύπτει ίσο με 14 φορές την αντοχή που εμφανίζεται στην επιφάνεια του εδάφους που προϋπήρχε.

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα για την κατακόρυφη και την οριζόντια φόρτιση της θεμελίωσης με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, με μη συμβατική θεώρηση.

5.1.1 Κατακόρυφη Μονοτονική Φόρτιση

Στο **Σχήμα 5.1** παρουσιάζεται η συσχέτιση κατακόρυφης δύναμης F και καθίζησης w του κέντρου του θεμελίου, καθώς και η κατανομή των Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμές των καθιζήσεων $w = 2$ cm και $w = 20$ cm. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης είναι ίσος με $SF_V = 4.1$, δηλαδή μόνο 7% μικρότερη από την αντίστοιχη της πασσαλομάδας, παρά την μεγάλη διαφορά στις διαστάσεις της πλάκας θεμελίωσης και των πασσάλων (ως προς την διάμετρο).

Όσον αφορά τις Αξονικές δυνάμεις, για μικρή τιμή της καθίζησης, ένα ποσοστό της κατακόρυφης μετακίνησης παραλαμβάνεται απευθείας από τους πασσάλους μέσω της ενδιάμεσης στρώσης, και ένα άλλο μέσω της τριβής που αναπτύσσεται στις παράπλευρες επιφάνειες του πασσάλου, κυρίως στο μήκος των πασσάλων που υπάρχει το βελτιωμένο έδαφος. Για τον λόγο αυτό, παρατηρούμε την έντονη κλίση στην κατανομή των Αξονικών δυνάμεων στα πρώτα 1,5 m. Από αυτό το βάθος και έπειτα, παρατηρείται ασήμαντη αύξηση των αξονικών δυνάμεων, επισημαίνοντας ότι δεν υπάρχει αρνητική τριβή μεταξύ των πασσάλων και του εδάφους, λόγω της έντονης ενεργοποίησης των πασσάλων (μικρό πάχος ενδιάμεσης στρώσης), και της "απορρόφησης" της καθίζησης από την επιφανειακή βελτιωμένη στρώση (υπενθυμίζουμε ότι όσο αυξάνεται η αντοχή του επιφανειακού στρώματος και όσο μειώνεται το πάχος της παρεμβαλλόμενης στρώσης, τόσο μειώνεται το βάθος που εμφανίζονται οι αρνητικές τριβές, όπως προκύπτει από το Κεφάλαιο 4).

Για μεγάλη τιμή της καθίζησης, όπως είναι λογικό, έχουμε αυξημένες αξονικές στους πασσάλους, με μέγιστη τιμή αξονικής δύναμης 5.3 MN, δηλαδή 23% μικρότερη από την αντίστοιχη της πασσαλομάδας. Η διαφορά αυτή οφείλεται αποκλειστικά στην συμβολή της βελτιωμένης στρώσης. Στον κεντρικό πάσσαλο (πάσσαλος 2), έχουμε ακόμα την εμφάνιση αρνητικών τριβών και αύξησης των αξονικών δυνάμεων κατά μήκος των πασσάλων για βάθος ίσο με το ύψος της βελτιωμένης στρώσης. Αυτό προκύπτει από την τάση του εδάφους κάτω από το κέντρο του θεμελίου να μετακινηθεί και να εκτοπιστεί και δεξιά και αριστερά.

5.1.2 Οριζόντια Μονοτονική Φόρτιση

Με θεώρηση άκαμπτου βάρου (pier), εκτελέστηκε οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος, από την οποία προέκυψε ροπή αντοχής της θεμελίωσης ίση με $M_u = 39$ MNm. Είναι δηλαδή ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ροπής ίσος με $SF_V = 0.75$. ικανοποιητικός για την μη συμβατική λειτουργία της θεμελίωσης (ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, πριν την αστοχία του

βάθρου ως δομικού στοιχείου). Οι συσχετίσεις οριζόντιας δύναμης και μετατώπισης στο ύψος του καταστρώματος, καθώς και ροπής - στροφής και καθίζησης - στροφής του θεμελίου, δίνονται στο **Σχήμα 5.2**. Διαπιστώνουμε ότι αυτό το σύστημα θεμελίωσης καλύπτει όλα τα κριτήρια σχεδιασμού του, δηλαδή την υπεραντοχή του βάθρου σε σχέση με την θεμελίωση (αντίστροφος ικανοτικός σχεδιασμός), αλλά και την έντονη τάση για ανασήκωμα του κέντρου του θεμελίου σε μικρή στροφή της πλάκας θεμελίωσης (raft), κάτι που όπως προαναφέραμε παίζει σημαντικό ρόλο στις παραμένουσες καθιζήσεις στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης.

Ως προς τις αξονικές δυνάμεις κατά μήκος των πασσάλων, που παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.3**, παρατηρούμε φαινόμενα που επισημάνθηκαν και στο προηγούμενο κεφάλαιο, όπως η τάση των πασσάλων 1 και 4, αλλά και 2 και 5, σε μικρότερο βαθμό, να αποφορτίζονται με την αύξηση της οριζόντιας μετατώπισης (μεγαλύτερη αποφόρτιση στην επιφάνεια), λόγω του ανασηκώματος του θεμελίου. Αντίθετη συμπεριφορά παρουσιάζουν οι πάσσαλοι 3 και 6 που καλούνται να παραλάβουν το μεγαλύτερο μέρος της μεταφερόμενης δύναμης στο έδαφος, όταν το έδαφος που "συνδέει" τους άλλους πασσάλους με την πλάκα θεμελίωσης, χάσει την επαφή του με αυτή. Ως προς τις τιμές των αξονικών δυνάμεων των πασσάλων, λόγω της συμβολής του βελτιωμένου εδάφους, ακόμα και για μικρή στροφή, όπου κυριαρχεί η φόρτιση από μόνιμα φορτία της κατασκευής, το σύστημα αυτό, μεταφέρει, συγκριτικά με τα άλλα συστήματα με εξυγίανση του Κεφαλαίου 4, μικρότερες θλιπτικές δυνάμεις. Για παράδειγμα αν το συγκρίνουμε με το συμβατικά σχεδιασμένο σύστημα θεμελίωσης με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, με πάχος ενδιάμεσης στρώσης $t = 0.25$ m, και εξυγίανση $E_{gr}/E_s = 10$, για οριζόντια μετακίνηση $\delta = 0.14$ cm, έχουμε στο μη συμβατικά σχεδιασμένο, 22% μικρότερη θλιπτική αξονική δύναμη στην κεφαλή. Στην περίπτωση μεγάλης οριζόντιας μετατώπισης, $\delta = 14$ cm, η μέγιστη αξονική δύναμη στον πάσσαλο 3, εμφανίζεται περίπου σε 1.9 m βάθος από την επιφάνεια του εδάφους και είναι ίση με 3.9 MN, δηλαδή 27 % μικρότερη από την αντίστοιχη της πασσαλομάδας (5.3 MN, σε βάθος $z = 0$ m), και 13 % μικρότερη από την τιμή που εμφανίζεται στο συμβατικά σχεδιασμένο σύστημα με $t = 0.25$ m και $E_{gr}/E_s = 10$, που αναφέρθηκε παραπάνω (4.5 MN, σε βάθος $z = 3.4$ m). Από τα αποτελέσματα αυτά, αποδεικνύεται η έντονη συνεισφορά της βελτιωμένης στρώσης, και στην παραλαβή δυνάμεων, αλλά και στην μείωση της έκτασης της αρνητικής τριβής, η οποία όμως είναι πιο έντονη (μεγαλύτερη κλίση) στο βάθος όπου συνυπάρχει με τους πασσάλους, λόγω του μηχανισμού μεταφοράς δύναμης μέσω των παράπλευρων επιφανειών των πασσάλων, καθώς και της αυξημένης ανάπτυξης τριβής από το πιο "δυνατό" στρώμα εδάφους.

Όπως και στις περιπτώσεις συμβατικά σχεδιασμένης θεμελίωσης με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, έτσι και εδώ, οι τέμνουσες δυνάμεις που εμφανίζονται

στους πασσάλους είναι ασήμαντες, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 5.4**. Σημαντικές δεν είναι ούτε οι ροπές (**Σχήμα 5.5**), όπου η μέγιστη ροπή που παρατηρούμε στα διαγράμματα είναι 0.6 MN σε βάθος περίπου ίσο με 1.9 m, πολύ κοντά στην διεπιφάνεια βελτιωμένου και μη εδάφους. Συγκριτικά με την πασσαλομάδα, έχουμε 88 % μείωση (5.2 MN σε βάθος $z = 3.4$ m), και με το συμβατικά σχεδιασμένο σύστημα με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους και $t = 0.25$ m, και $E_{gr}/E_s = 10$, έχουμε 17 % μείωση (0.7 MN σε βάθος $z = 4.1$ m). Επομένως, εκτός από την μείωση της μέγιστης ροπής, έχουμε και μείωση του βάθους που αυτή εμφανίζεται, λόγω της μειωμένης συμβολής και καθίζησης του μη βελτιωμένου εδάφους.

Όσον αφορά τις διατμητικές δυνάμεις που εμφανίζονται στις παράπλευρες επιφάνειες των πασσάλων, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 5.6**, παρατηρούμε ότι η κλίση της κατανομής κατά μήκος των πασσάλων είναι ομαλή, συγκρινόμενη με τις αντίστοιχες των συμβατικά σχεδιασμένων του Κεφαλαίου 4, ακόμα και για τις περιπτώσεις εξυγίανσης $E_{gr}/E_s = 10$. Αυτό συμβαίνει γιατί υπάρχει μεγάλη απορρόφηση "ενέργειας" από την βελτιωμένη στρώση και τους πασσάλους, και υπάρχει μικρή σχετική ολίσθηση μεταξύ των πασσάλων και του γύρου εδάφους, και επομένως παραμένουν σχεδόν σταθερές με το βάθος οι αξονικές δυνάμεις των πασσάλων. Το φαινόμενο αυτό πιο έντονα παρατηρείται στους πασσάλους 1, 2, 4 και 5, παρά στους 3 και 6, λόγω της μεγαλύτερης συμπίεσης του εδάφους. Ακόμα μεγάλες αρνητικές τριβές παρουσιάζονται στο μήκος του πασσάλου όπου εκτείνεται η βελτιωμένη στρώση, λόγω της άμεσης συμβολής του στρώματος αυτού για την παραλαβή των πιέσεων που ασκεί η θεμελίωση, και η μεταφορά μέρους των πιέσεων αυτών στους πασσάλους, μέσω ανάπτυξης αρνητικών τριβών.

Στο **Σχήμα 5.7** παρουσιάζεται η παραμορφωμένη κατάσταση του συστήματος σε κατακόρυφη και οριζόντια φόρτιση, καθώς και τα μετακινησιακά διανύσματα του συστήματος. Στην εικόνα (a) έχουμε τις πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους για τιμή της καθίζησης $w = 1$ m. Παρατηρούμε ότι η πάνω σειρά πεπερασμένων στοιχείων, όπου αντιστοιχεί στο βελτιωμένο έδαφος, έχει συγκριτικά με το παρακάτω έδαφος μικρότερες πλαστικές παραμορφώσεις. Επιπλέον βλέπουμε ότι είναι μεγάλη η ενεργοποίηση της αιχμής των πασσάλων, ενώ για μεγάλο μήκος φαίνονται οι παράπλευρες επιφάνειες των πασσάλων για μεγάλο μήκος να μην συμμετέχουν ενεργά με ανάπτυξη αντίστασης τριβής. Στην εικόνα (b) παρουσιάζονται οι αντίστοιχες πλαστικές παραμορφώσεις για τιμή της οριζόντιας μετακίνησης στο ύψος του καταστρώματος, ίση με $\delta = 14$ cm. Όπως διαπιστώνεται στην περίπτωση αυτή οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι ασήμαντες και εκτείνονται στο βελτιωμένο στρώμα και λίγο κάτω από αυτό, καθώς και στην αιχμή όπου μεταφέρονται οι θλιπτικές δυνάμεις χωρίς να μειώνονται. Αυτό συμβαίνει γιατί δεν υπάρχει σχετική ολίσθηση στην διεπιφάνεια εδάφους-πασσάλων και επομένως δεν μεταβιβάζεται κάποιο ποσοστό των αξονικών δυνάμεων στο έδαφος,

μέσω διατμητικών τριβών. Τέλος στη εικόνα (c) από τα μετακινησιακά διανύσματα παρατηρούμε την έντονη τάση του θεμελίου για ανασήκωμα και την αυξημένη καθίζηση και τάση για εκτόπιση, του εδάφους πάνω και γύρω από τους πασσάλους 3 και 6 (στην φορά της στροφής).

5.2 Επιφανειακή Θεμελίωση, με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους (Crust)

Όμοια με την μη συμβατικά σχεδιασμένη θεμελίωση με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, και στο μη συμβατικά σχεδιασμένο επιφανειακό θεμέλιο με επιφανειακή βελτίωση, διατηρήθηκαν ως κριτήρια η υποαντοχή της θεμελίωσης και η όσο το δυνατόν μείωση των καθιζήσεων. Για τον λόγο αυτό έγιναν αρκετές δοκιμές με διάφορα πλάτη θεμελίου ($B = 7, 6.52, \text{ και } 6.13 \text{ m}$), καθώς και πάχους βελτιωμένης στρώσης εδάφους ($i = 1.5, 3, 3.75, \text{ και } 4.5 \text{ m}$), και επιλέχθηκε τελικά το σύστημα θεμελίωσης με $B = 6.13 \text{ m}$, και $i = 4.5 \text{ m}$.

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα για την κατακόρυφη και την οριζόντια φόρτιση της επιφανειακής θεμελίωσης με επιφανειακή βελτίωση, με μη συμβατική θεώρηση.

5.2.1 Κατακόρυφη Μονοτονική Φόρτιση

Στο **Σχήμα 5.8** παρουσιάζεται η συσχέτιση κατακόρυφης δύναμης με καθίζηση στο κέντρο του θεμελίου, καθώς και οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους για καθίζηση ίση με $w = 1 \text{ m}$. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης που προκύπτει είναι ίσος με $SF_v = 4.3$, ελαφριά αυξημένος από τον αντίστοιχο του συστήματος με ασύνδετους πασσάλους που αναλύθηκε παραπάνω. Το αποτέλεσμα αυτό θα μπορούσαμε να το περιμένουμε κιάλας, αν σκεφτούμε τα αντίστοιχα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 4, όπου με αύξηση του πάχους της ενδιάμεσης βελτιωμένης στρώσης, και απομάκρυνσης των πασσάλων από την πλάκα θεμελίωσης, στην κατακόρυφη φόρτιση είχαμε αύξηση του συντελεστή ασφαλείας.

Σχετικά με τις πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, αυτές εκτείνονται σε βάθος περίπου ίσο με το πλάτος του θεμελίου, χωρίς όμως να εμφανίζονται μεγάλες τιμές στις παραμορφώσεις αυτές. Επίσης σημαντικά μικρότερες είναι οι παραμορφώσεις του βελτιωμένου εδάφους, συγκρινόμενο με το μη βελτιωμένο.

5.2.2 Οριζόντια Μονοτονική Φόρτιση

Ως προς την συμπεριφορά του συστήματος σε οριζόντια φόρτιση (**Σχήμα 5.9**), ο συντελεστής ασφαλείας έναντι στροφής, είναι $FS_E = 0.78$, λίγο μεγαλύτερος από την

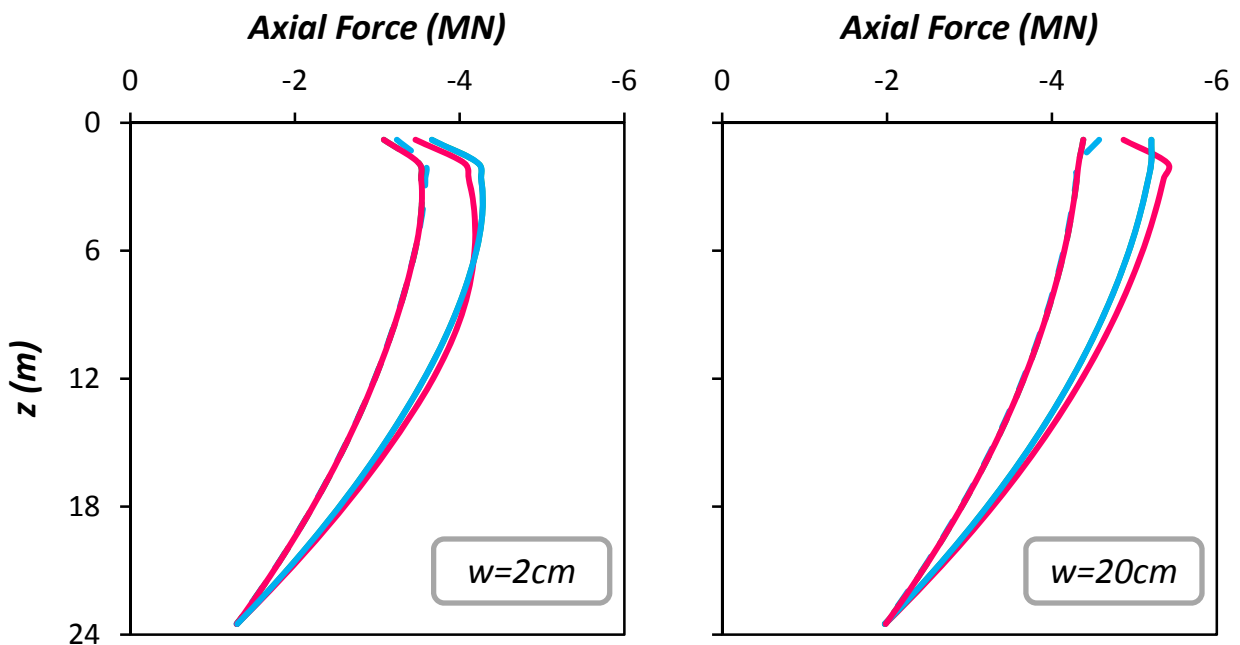
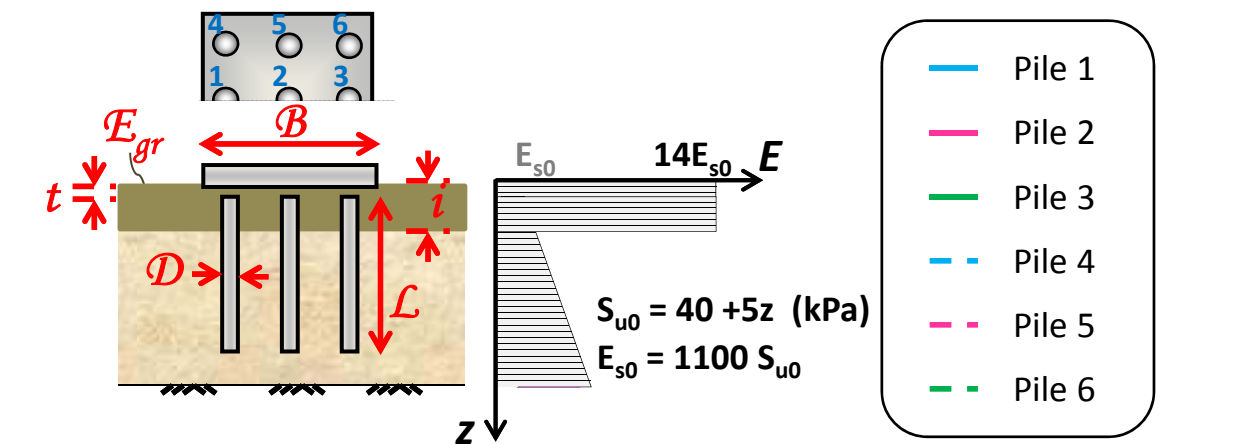
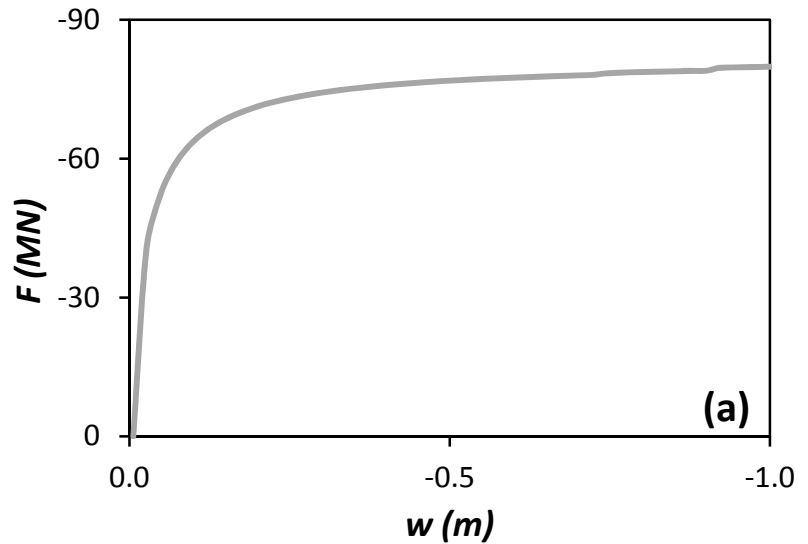
προαναφερθείσα μη συμβατικά σχεδιασμένη θεμελίωση. Αντίθετα, η εμφάνιση καθιζήσεων σε αυτή την περίπτωση συνεχίζεται για λίγο μεγαλύτερη στρόφη ($\theta = 0.0018$, έναντι $\theta = 0.0016$), και λίγο μεγαλύτερη μέγιστη καθίζηση ($w = 0.006$ cm, έναντι $w = 0.004$ cm).

Στο Σχήμα 5.10 παρουσιάζονται ο κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων, όπου με χρώμα απεικονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και τα μετακινησιακά διανύσματα της κατασκευής, της θεμελίωσης και του εδάφους. Και οι δύο εικόνες περιγράφουν την απόκριση του συστήματος για οριζόντια μετακίνηση στο ύψος του καταστρώματος ίση με $\delta = 14$ cm. Παρατηρούμε ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι ασήμαντες, και κυριαρχεί η τάση ανασηκώματος, όπως και στην μη συμβατικά σχεδιασμένη θεμελίωση με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους.

Κεφάλαιο 5

ΣΧΗΜΑΤΑ

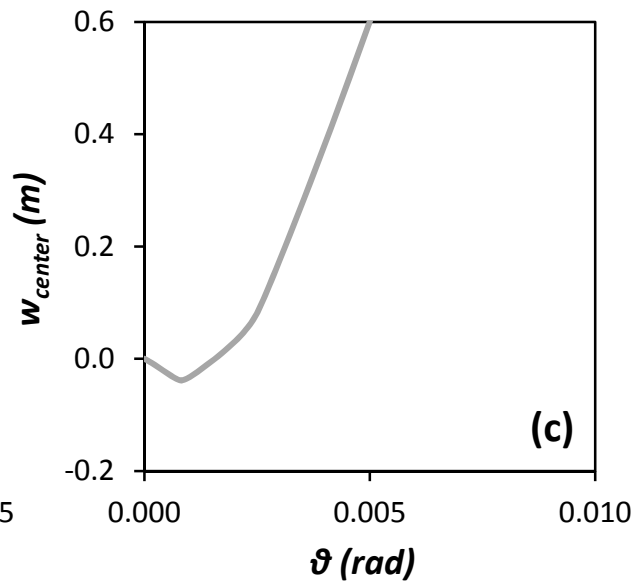
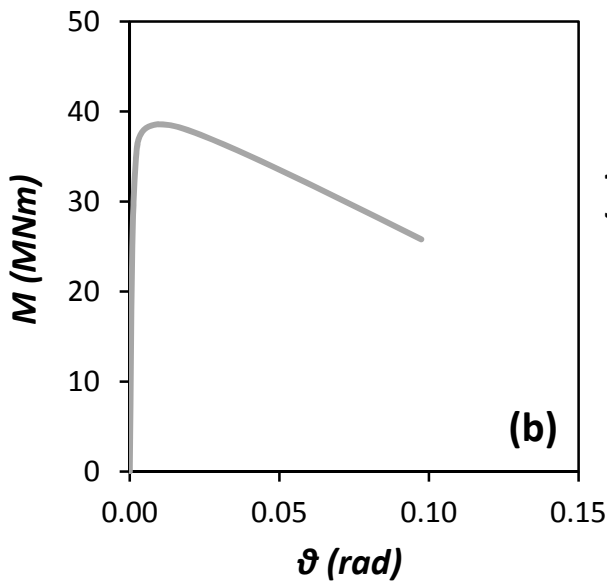
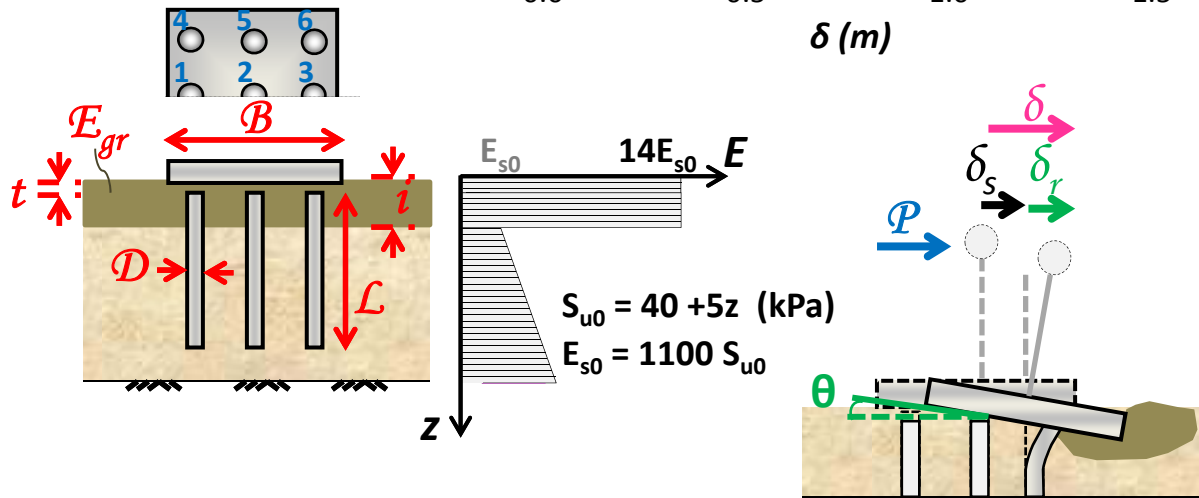
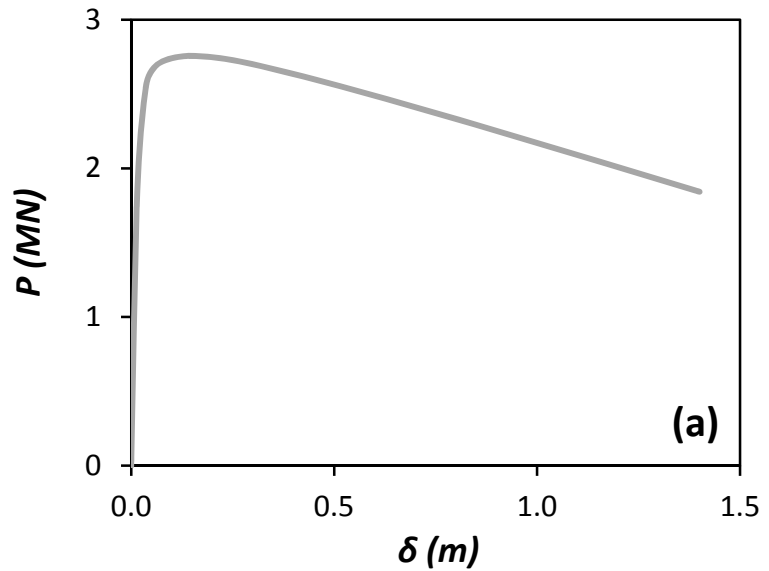
$t = 0.10 \text{ m}$
 $i = 1.5 \text{ m}$
 $E_{gr}/E_{s0} = 14$
 $B = 6.13$
 $D = 0.8 \text{ m}$
 $L = 24 \text{ m}$



(b)

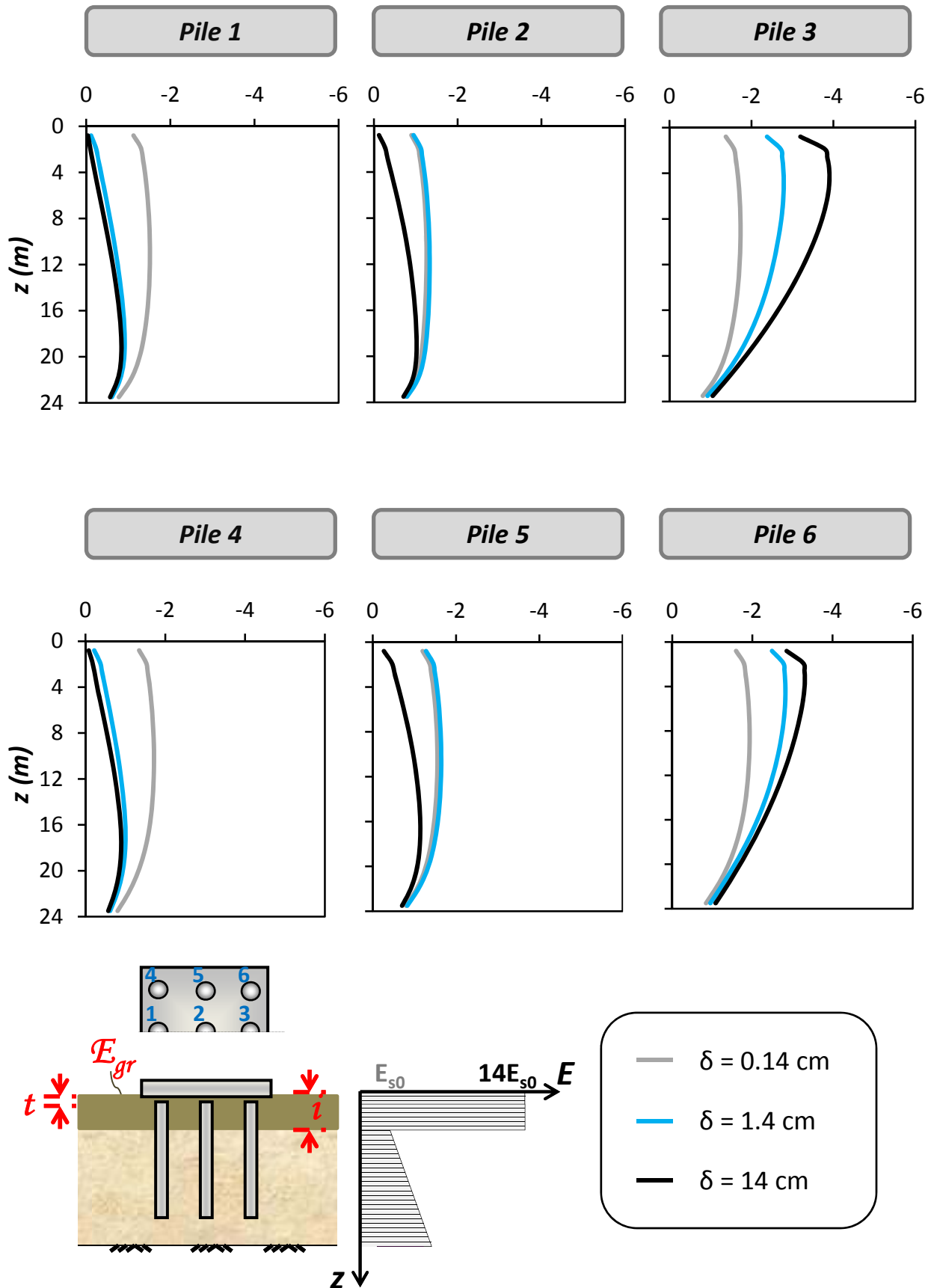
Σχήμα 5.1: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) κατανομή Αξονικών δυνάμεων με το βάθος σε κάθε πάσσαλο, για τιμή της καθίζησης. $w = 2 \text{ cm}$ και $w = 20 \text{ cm}$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος.

$t = 0.10 \text{ m}$
 $i = 1.5 \text{ m}$
 $E_{gr}/E_{s0} = 14$
 $B = 6.13$
 $D = 0.8 \text{ m}$
 $L = 24 \text{ m}$

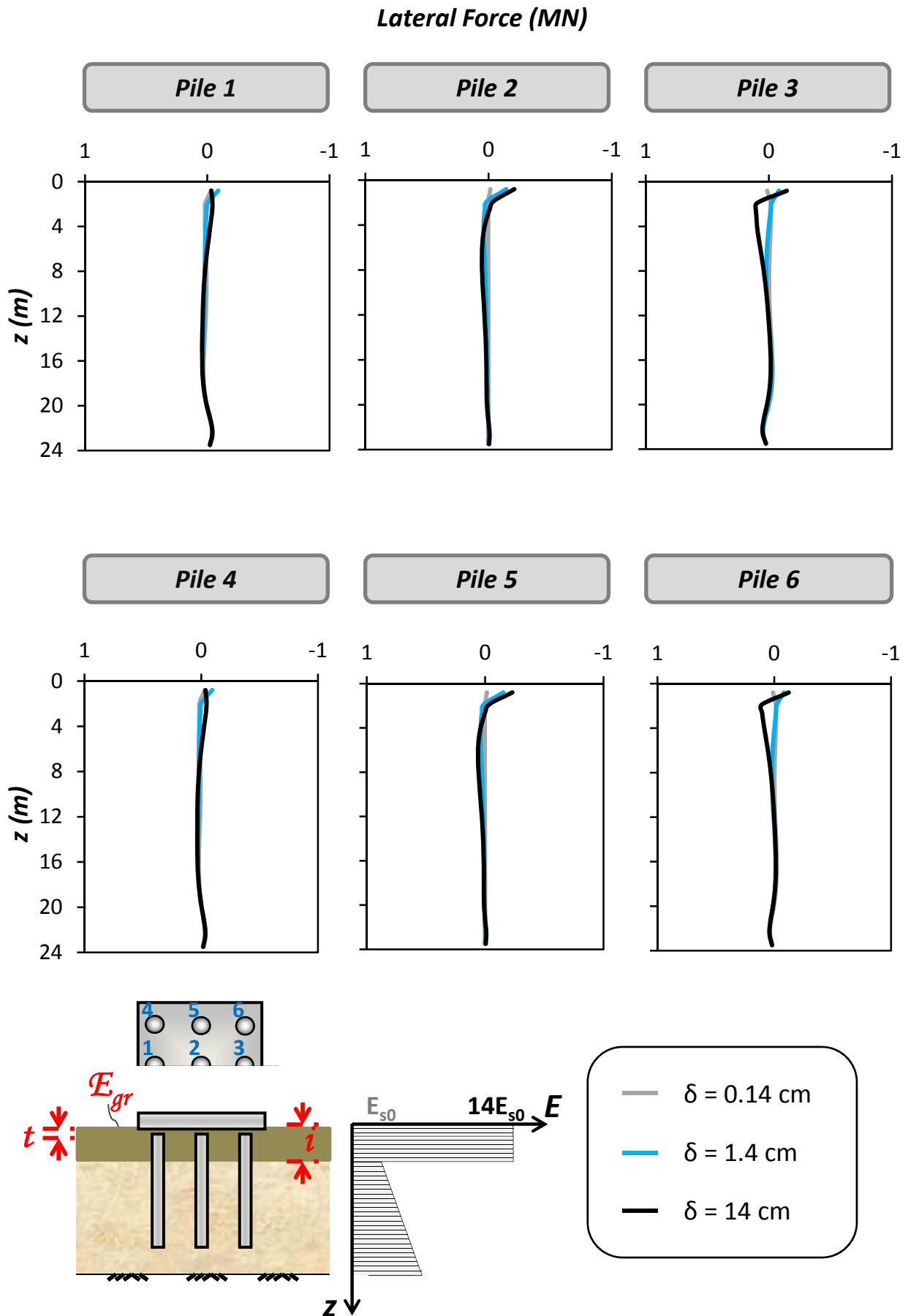


Σχήμα 5.2: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Σχέση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος.

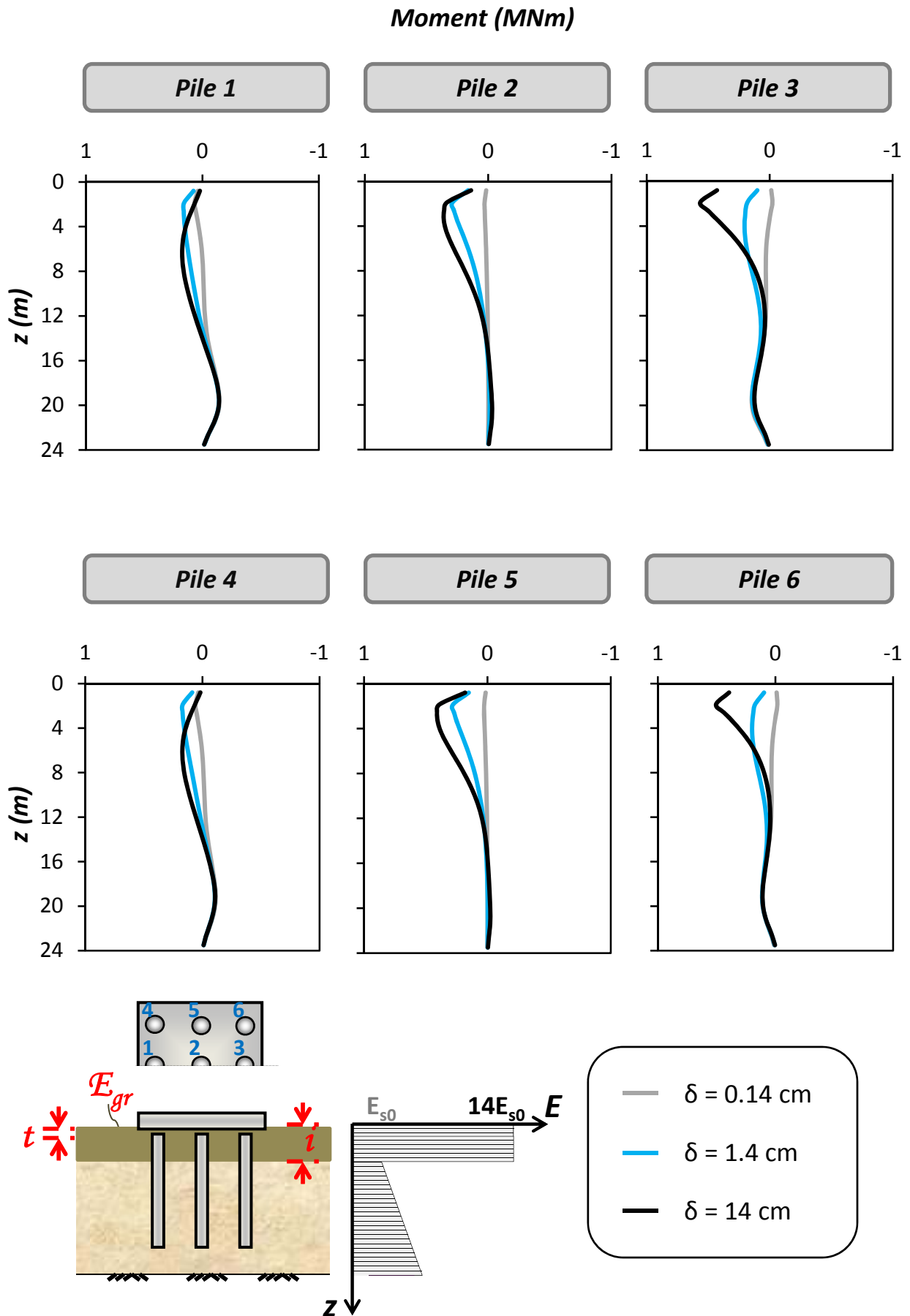
Axial Force (MN)



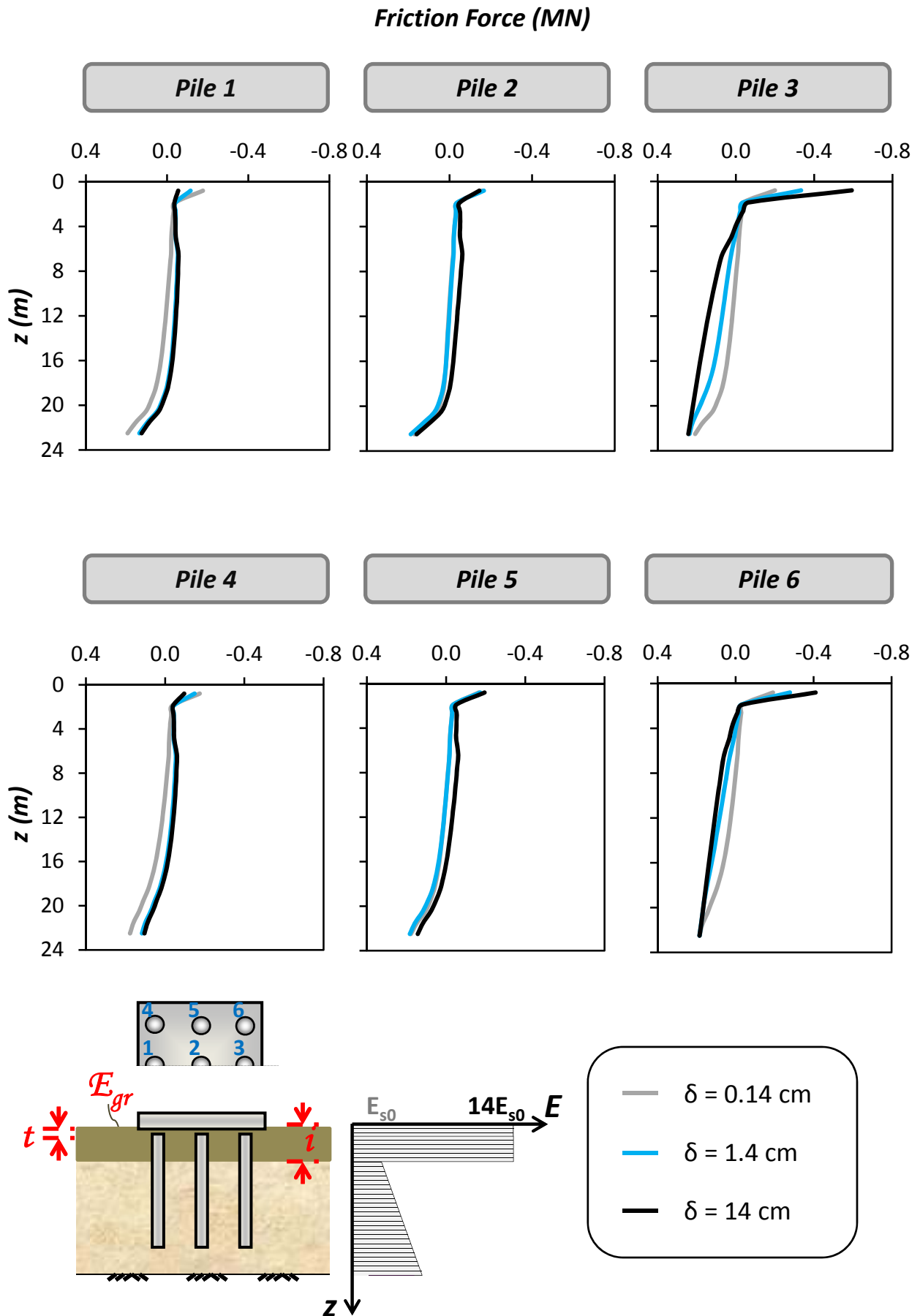
Σχήμα 5.3: Κατανομή Αξονικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ ίση με 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm.



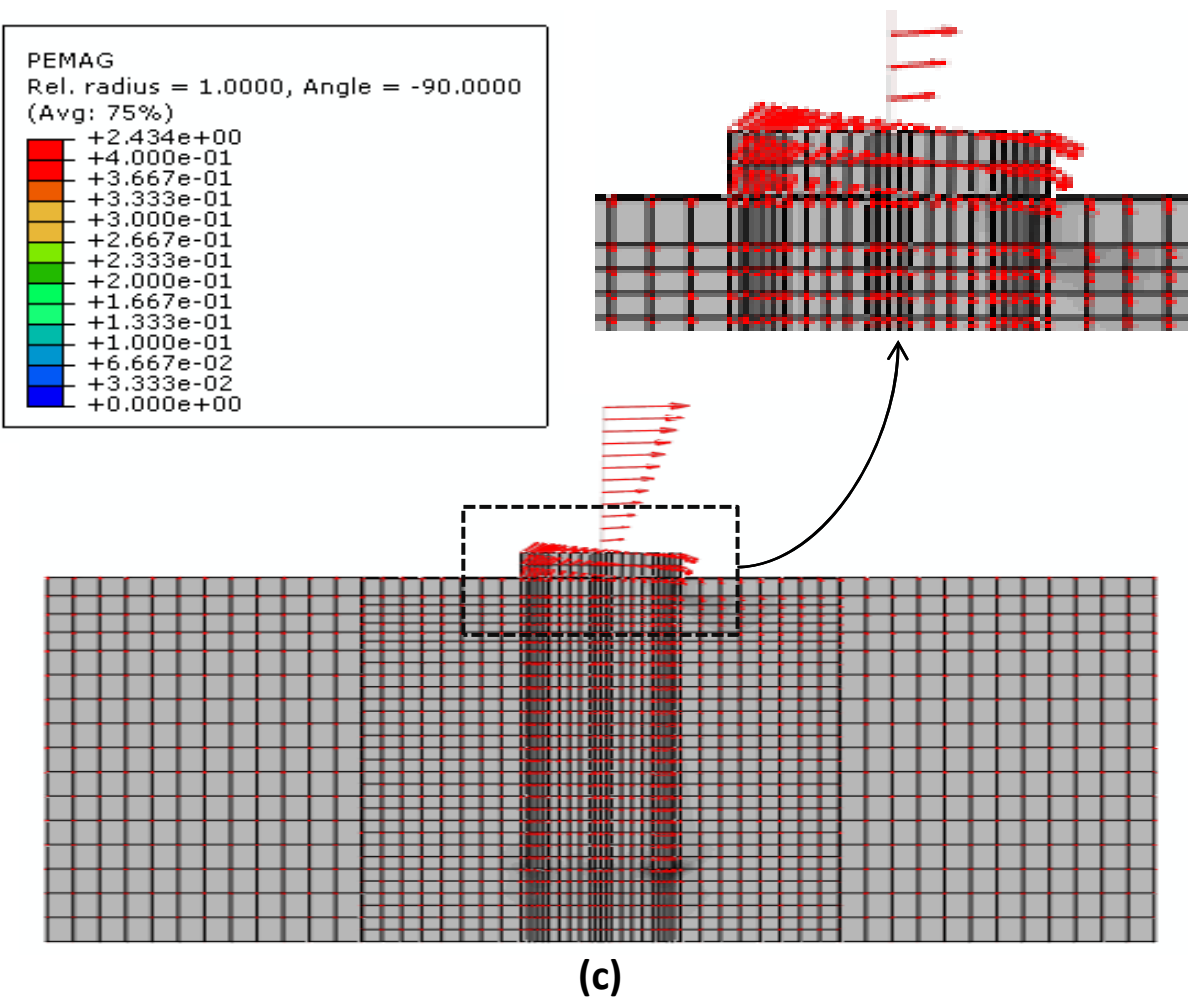
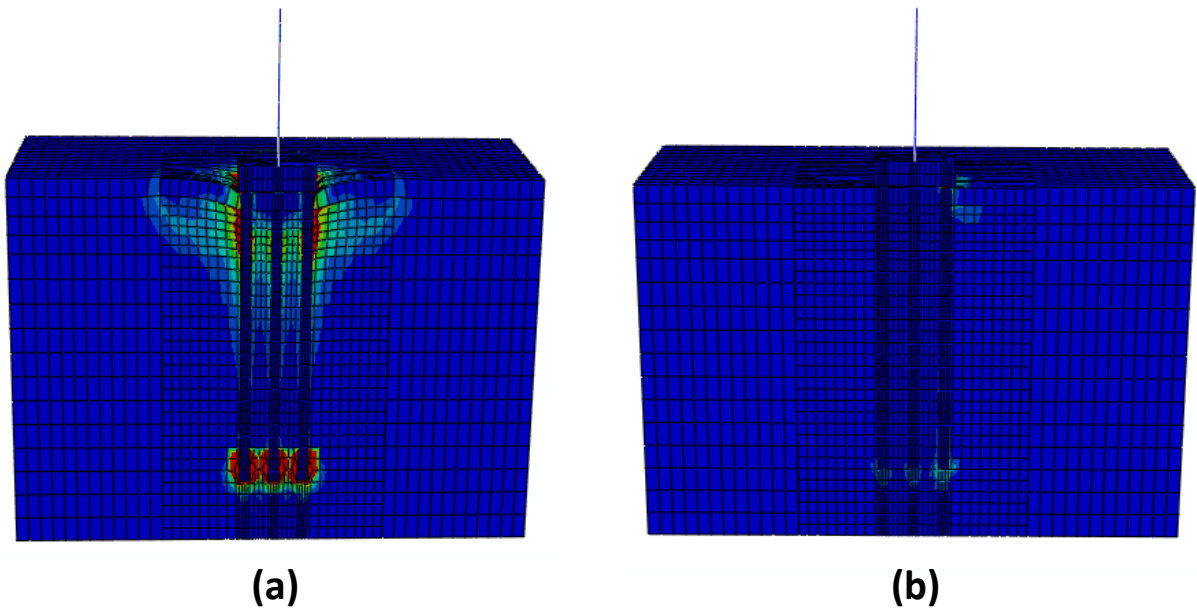
Σχήμα 5.4: Κατανομή Τεμνουσών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ ίση με 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm.



Σχήμα 5.5: Κατανομή Καμπτικών Ροπών στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ ίση με 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm.

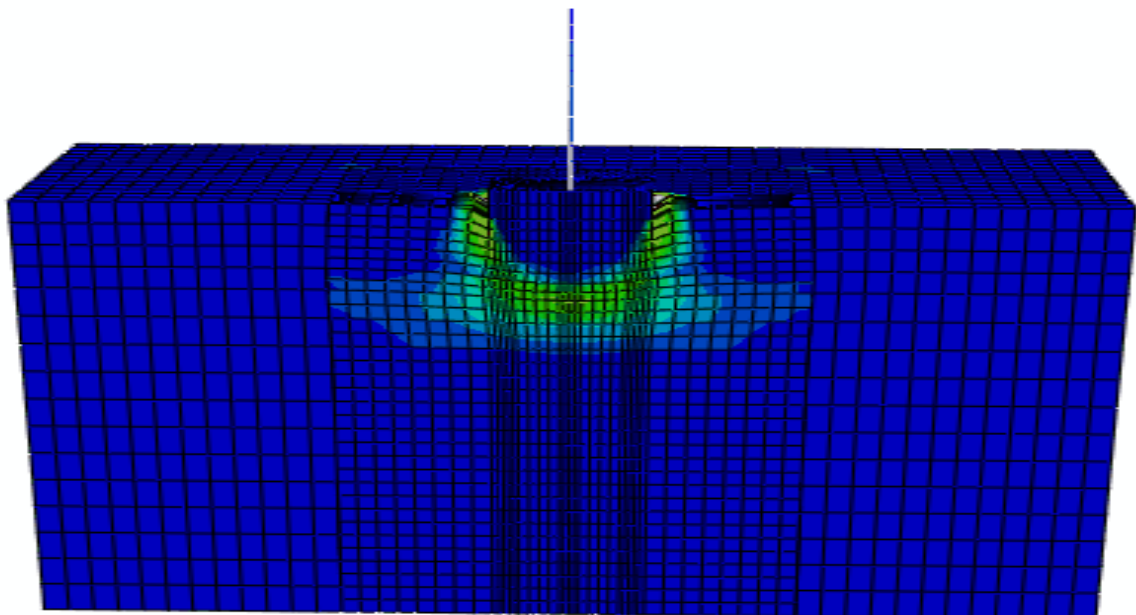
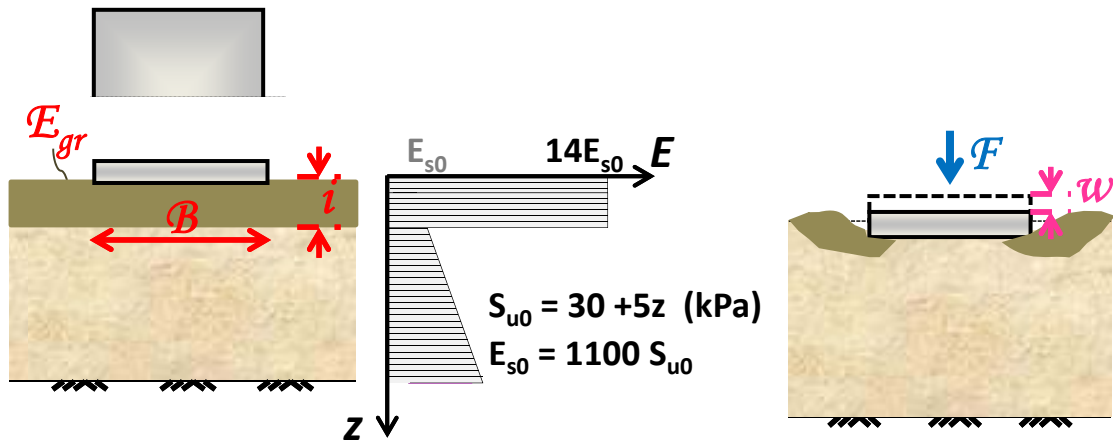
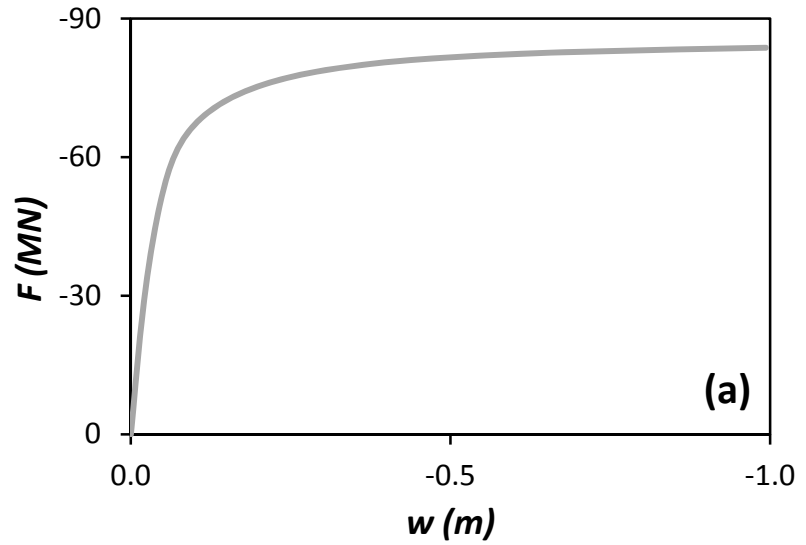


Σχήμα 5.6: Κατανομή Διατμητικών Δυνάμεων στους πασσάλους του συστήματος, για τιμές της οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, δ ίση με 0.14 cm, 1.4 cm, και 14 cm.



Σχήμα 5.7: Παραμορφωμένος κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων σε (a) κατακόρυφη φόρτιση (τιμή της καθίζησης ίση με $w = 1$ m), και (b) οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (c) Διανύσματα μετακινήσεων των στοιχείων του συστήματος. Οι εικόνες (b) και (c) απεικονίζουν την απόκριση του συστήματος για οριζόντια μετακίνηση στην στάθμη του καταστρώματος ίση με $\delta = 14$ cm.

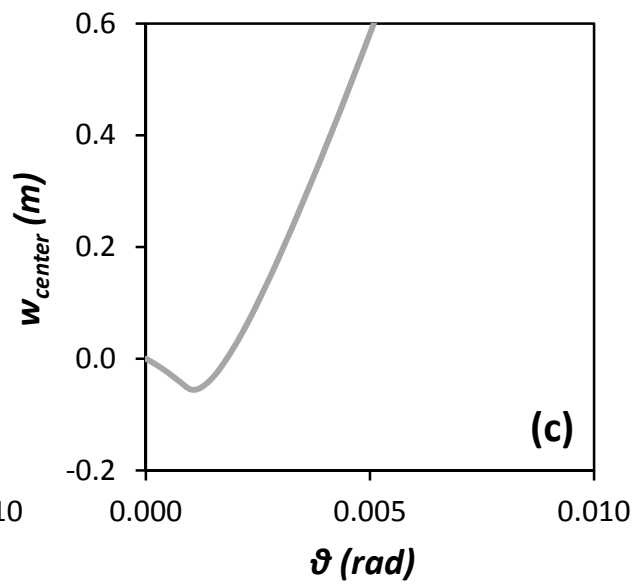
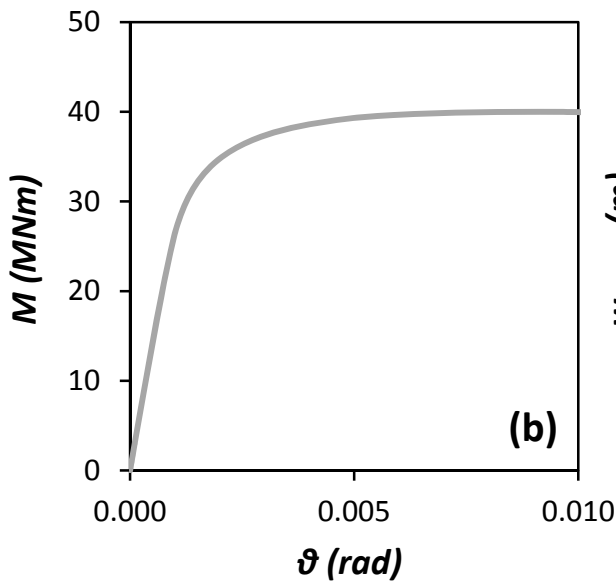
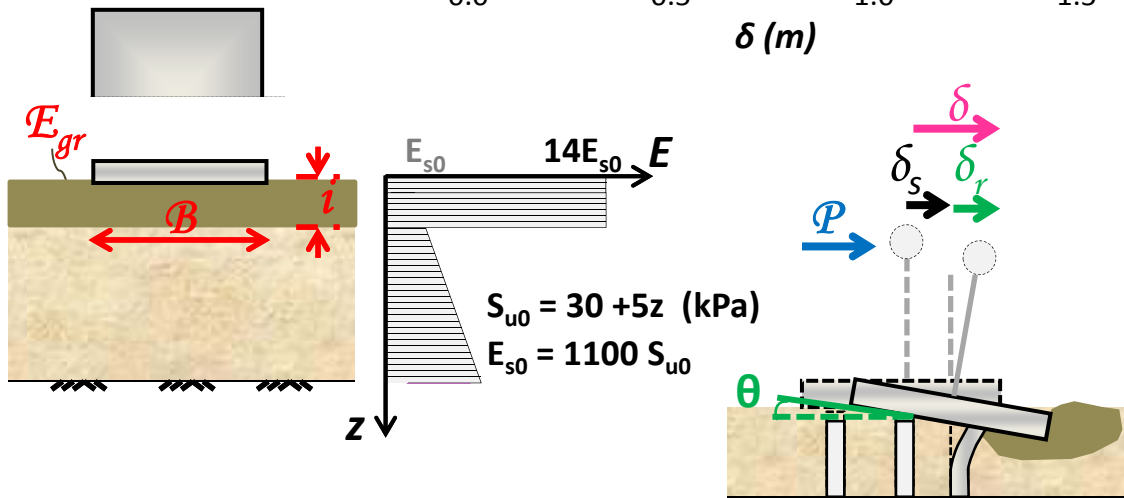
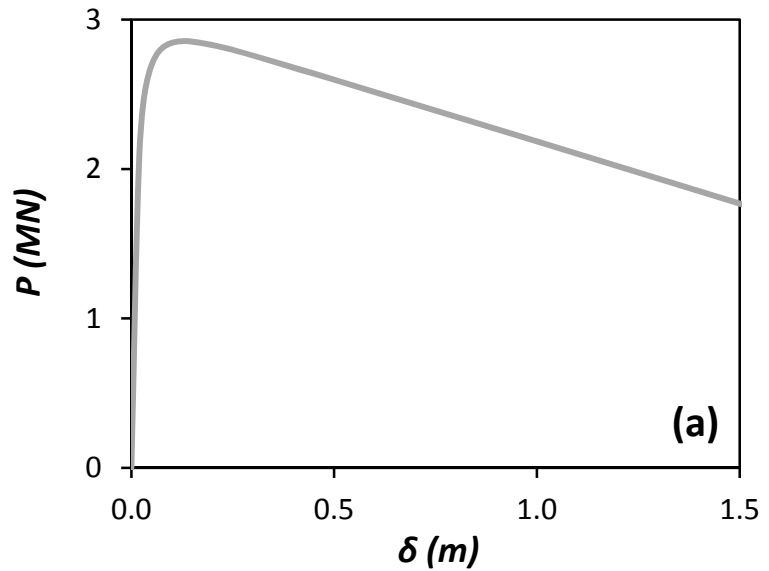
$B = 6.13 \text{ m}$
 $i = 1.5 \text{ m}$
 $E_{gr} / E_{s0} = 14$



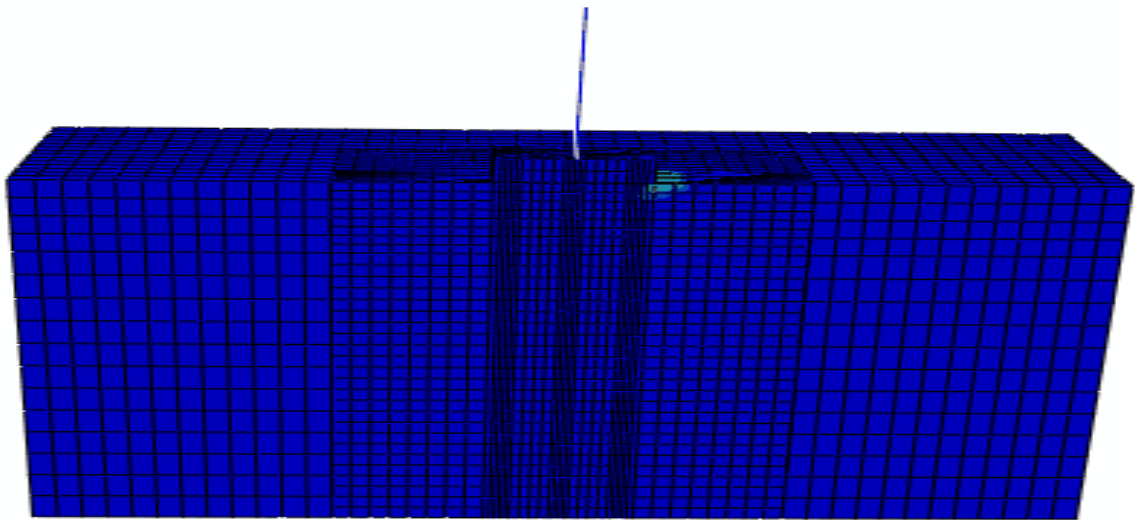
(b)

Σχήμα 5.8: (a) Συσχέτιση δύναμης F και καθίζησης w , και (b) Παραμορφωμένος κάναβος πεπερασμένων στοιχείων, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους για τιμή της καθίζησης $w = 1 \text{ m}$. Κατακόρυφη μονοτονική φόρτιση του συστήματος.

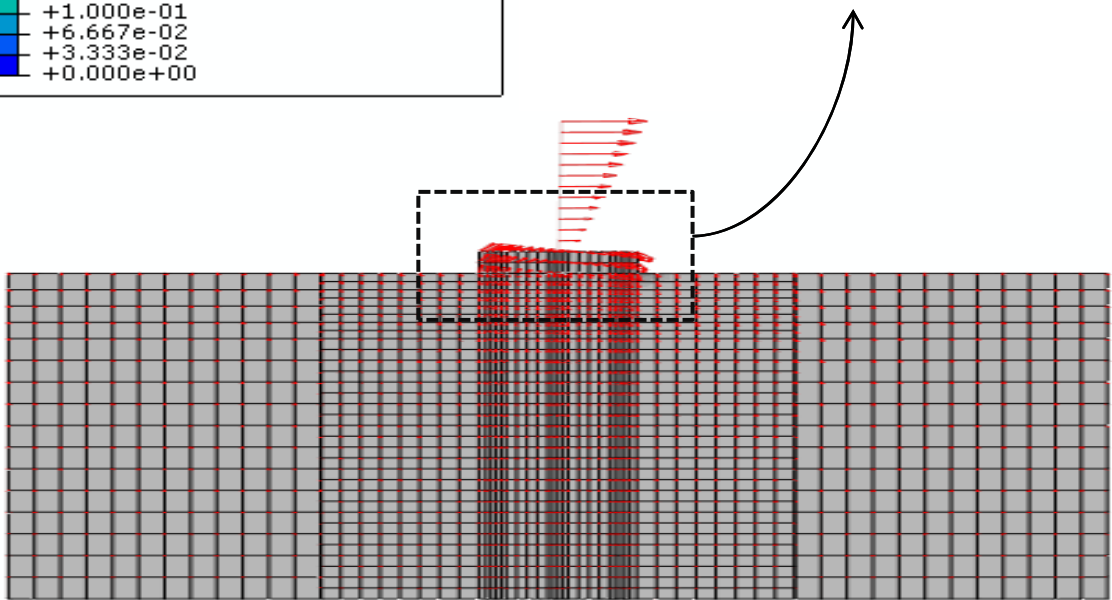
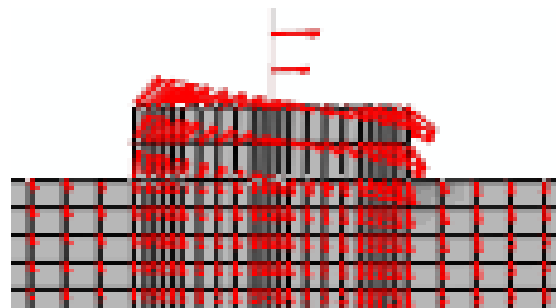
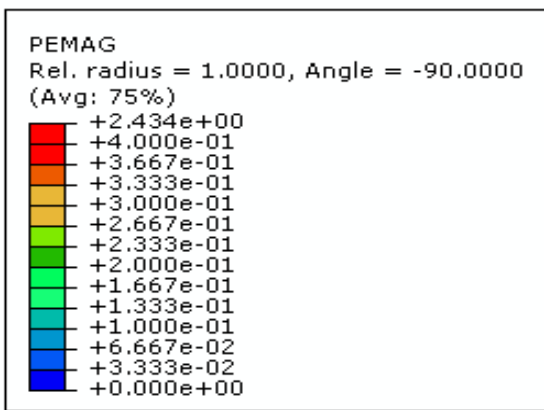
$B = 6.13 \text{ m}$
 $i = 4.5 \text{ m}$
 $E_{gr}/E_{s0} = 14$



Σχήμα 5.9: (a) Συσχέτιση οριζόντιας δύναμης P και μετατόπισης δ , (b) Συσχέτιση ροπής M και στροφής θ , και (c) Σχέση καθίζησης του κέντρου του θεμελίου και στροφής. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος.



(a)



(b)

Σχήμα 5.10: (a) Παραμορφωμένος κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων σε οριζόντια φόρτιση, στον οποίο με χρώματα τονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους, και (b) Διανύσματα μετακινήσεων, όπου και τα δύο αναφέρονται σε οριζόντια μετακίνηση στην στάθμη του καταστρώματος ίση με $\delta = 14$ cm

Κεφάλαιο 6

**ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ
ΕΛΑΣΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ**

Το παρών κεφάλαιο αναφέρεται στην σεισμική απόκριση των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σε αυτά υποβάλλονται 7 πραγματικές σεισμικές καταγραφές: Takatori (Kobe, 1995), JMA (Kobe, 1995), TCU (Chi-Chi, 1999), Rinaldi (Northridge, 1994), Jensen (Northridge, 1994), Lefkada (2003), και Duzce (Turkey, 1999).

Τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα (στην ίδια κλίμακα), απεικονίζονται στο **Σχήμα 6.1**, καθώς και τα ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων, που προκύπτουν από τις σεισμικές διεγέρσεις, συγκρινόμενα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, όπως προέκυψε από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς (Ε.Α.Κ, 2000; EC8 2000). Όλα τα επιταχυνσιογραφήματα υποβάλλονται στην βάση των μοντέλων, δηλαδή στο βάθος όπου εμφανίζεται ο βράχος ($z = -30$ m).

Οι σεισμικές διεγέρσεις, όπως φαίνεται στα ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων, καταπονούν τις κατασκευές, περισσότερο από την προβλεπόμενη από τους κανονισμούς καταπόνηση, εκτός από τους σεισμούς Lefkada και Duzce για κατασκευές με μεγάλες περιόδους. Επιπλέον, μπορούν να χωριστούν σε 3 κατηγορίες διεγέρσεων ανάλογα με την μεταξύ τους ένταση, στους μέτριας έντασης σεισμούς (Lefkada, και Duzce), στους δυνατούς σεισμούς (Jensen, JMA, και TCU), και στους πολύ δυνατούς σεισμούς (Rinaldi, και Takatori), οι οποίοι χαρακτηρίζονται από έντονα φαινόμενα κατευθυντικότητας του ρήγματος.

Στο **Σχήμα 6.2** παρουσιάζονται σκαριφηματικά τα συμβατικά σχεδιασμένα συστήματα θεμελίωσης, ενώ στο **Σχήμα 6.3** τα αντίστοιχα μη συμβατικά σχεδιασμένα. Στις εικόνες αυτές τονίζονται κάποια από τα μεγέθη που εξετάστηκαν κατά την σεισμική διέγερση.

6.1 Σύγκριση Απόκρισης Συστημάτων

6.1.1 Μέτριας Έντασης Σεισμοί

Στην πραγματικότητα και οι δύο αυτοί σεισμοί μπορούν να συμπεριληφθούν και στην αμέσως επόμενη κατηγορία, καθώς όπως θα διαπιστώσουμε και παρακάτω, δεν υπάρχει σημαντική διαφορά στην απόκριση της κατασκευής, λογικά επειδή η κατασκευή προλαβαίνει να αστοχήσει πριν αυξηθεί τόσο η ιδιοπερίοδος της ώστε να παρατηρηθεί μείωση της καταπόνησης.

Στα **Σχήματα 6.4 - 6.17**, παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα των πέντε συστημάτων για τους σεισμούς Lefkada, και Duzce. Αρχικά έχουμε τις χρονοϊστορίες της δυναμικής καθίζησης και της στροφής του θεμελίου, καθώς και την συσχέτιση των δύο αυτών μεγεθών. Όσον αφορά τις καθιζήσεις, η αρχική τους τιμή είναι αυτή που προκύπτει από την στατική φόρτιση και όπως παρατηρείται, είναι ασήμαντη η διαφορά για τα συγκρινόμενα συστήματα (1.15, 1.22, και 1.33 cm για την συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, Θεμελίωση με Ασύνδετους στην κεφαλή

πασσάλους, και Επιφανειακή Θεμελίωση αντίστοιχα, καθώς και 0.86 cm, και 1.47 cm για την μη συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, και Επιφανειακή Θεμελίωση με επιφανειακή βελτίωση εδάφους, αντίστοιχα). Κατά την διάρκεια του σεισμού συσσωρεύονται καθιζήσεις στα συμβατικά συστήματα, και περισσότερο στο επιφανειακό θεμέλιο, ενώ στα μη συμβατικά ο λικνισμός της κατασκευής (rocking), προκαλεί και ανύψωση του κέντρου του θεμελίου, και κατ' αυτόν τον τρόπο μειώνεται ο ρυθμός συσσώρευσης καθιζήσης. Ίδια συμπεράσματα προκύπτουν και από τα διαγράμματα καθιζήσης και στροφής του θεμελίου, καθώς και στροφής του θεμελίου και χρόνου.

Η στροφή των μη συμβατικά σχεδιασμένων συστημάτων φτάνει να είναι και τάξης μεγέθους παραπάνω από τα άλλα. Παρ' όλα αυτά, από πλευράς παραμενουσών στροφών, οι διαφορές δεν είναι τόσο μεγάλες. Στον **Πίνακα 6.1** παρουσιάζονται οι παραμένουσες καθιζήσεις και στροφές των συστημάτων για τους δύο σεισμούς που αναφερόμαστε.

Πίνακας 6.1: Τιμές των παραμενουσών μετά τον σεισμό καθιζήσεων w_{dyn} , και στροφών του θεμελίου θ , για τις σεισμικές διεγέρσεις Lefkada και Duzce, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

Lefkada					
Residual	1	2	3	4	5
θ (rad)	0.0003	0.0011	0.0004	0.0013	0.0021
w_{dyn} (cm)	9.1	8.6	17.6	4.3	4.8
Duzce					
Residual	1	2	3	4	5
θ (rad)	-0.0010	-0.0015	-0.0014	-0.0065	-0.0199
w_{dyn} (cm)	15.6	12.8	16.6	4.3	3.6

Επομένως μπορούμε γενικά να επισημάνουμε μια βελτιωμένη εικόνα από πλευράς καθιζήσεων στα μη συμβατικά σχεδιασμένα συστήματα, ενώ αυτή η βελτίωση δεν παρατηρείται στα μεγέθη των παραμενουσών στροφών. Βέβαια τα τρία συμβατικά συστήματα με την απόκριση τους επιβαρύνουν την ανωδομή και έτσι εμφανίζονται έντονες πλαστικοποιήσεις σε αυτήν κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης όπως θα φανεί παρακάτω.

Συγκρίνοντας το σύστημα 2, με το 1 και το 3, παρατηρούμε βελτίωση στις παραμένουσες καθιζήσεις, κυρίως λόγω της βελτιωμένης ενδιάμεσης στρώσης, παρ' όλο που με την επιβολή των στατικών φορτίων, η εν λόγω θεμελίωση έχει μεγαλύτερη καθίζηση από την πασσαλομάδα. Από την άλλη μεριά, οι στροφές είναι μεγαλύτερες από τα άλλα δύο συμβατικά σχεδιασμένα συστήματα, επειδή το θεμέλιο είναι ελεύθερο από πασσάλους να στραφεί, και το πλάτος του είναι μικρότερο από αυτό του επιφανειακού θεμελίου.

Για τα αντίστοιχα μεγέθη, τα μη συμβατικά συστήματα θεμελίωσης δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές. Λόγω του βελτιωμένου επιφανειακού εδάφους, και του μικρού βολβού που δημιουργείται στην αρχή της διέγερσης, ο οποίος γίνεται ακόμα μικρότερος όταν έχουμε λικνισμό (rocking), οι καθιζήσεις είναι πολύ μικρές. Οι παραμένουσες στροφές βέβαια είναι μεγαλύτερες από τα συμβατικά συστήματα, αλλά πολύ μικρότερες από αυτές που εμφανίζονται στα συστήματα αυτά κατά την διάρκεια του σεισμού.

Όσον αφορά τις συνιστώσες των συνολικών οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος του καταστρώματος, συμπεραίνουμε ότι στα συμβατικά σχεδιασμένα συστήματα επικρατεί η οριζόντια μετακίνηση λόγω παραμόρφωσης του βάθρου δ_f , ενώ στα μη συμβατικά η οριζόντια μετακίνηση λόγω ανασηκώματος του θεμελίου (rocking), δ_r . Στον **Πίνακα 6.2** παρουσιάζονται οι παραμένουσες οριζόντιες μετακινήσεις στο θεμέλιο, και συνολικές οριζόντιες μετακινήσεις ως αποτέλεσμα των συνιστωσών της στροφής και ολίσθησης του θεμελίου, καθώς και της παραμόρφωσης του βάθρου.

Πίνακας 6.2: Τιμές των παραμενουσών μετά τον σεισμό ολίσθησεων του θεμελίου δ_s , και συνολικών οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος του καταστρώματος δ_{total} , για τις σεισμικές διεγέρσεις Lefkada και Duzce, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

Lefkada					
Residual	1	2	3	4	5
δ_s (cm)	0.51	0.31	0.43	0.64	0.94
δ_{total} (cm)	101.8	80.7	-90.0	2.9	5.1
Duzce					
Residual	1	2	3	4	5
δ_s (cm)	-0.20	-0.36	0.66	1.59	1.46
δ_{total} (cm)	50.2	41.1	-231.8	8.8	10.7

Από τα προκύπτοντα νούμερα, συνειδητοποιούμε τις μεγάλες διαφορές στην επιβάρυνση της ανωδομής μεταξύ των συμβατικά και μη σχεδιασμένων συστημάτων. Ως προς την ολίσθηση του θεμελίου κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, μεγαλύτερη εμφανίζεται, όπως είναι λογικό, στα μη συμβατικά συστήματα. Στα αποτελέσματα που προκύπτουν από την Lefkada, οι τιμές της ολίσθησης είναι σχετικά μικρές και στα συστήματα αυτά και επομένως υπάρχει άμεση σύγκριση με τα συμβατικά συστήματα.

Για να αντιληφθούμε την διαφορά της επιβάρυνσης της ανωδομής αρκεί να αναλύσουμε τα διαγράμματα ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} ως προς τον χρόνο t αλλά και ως προς την στροφή του θεμελίου θ , καθώς και την συσχέτιση ροπής στην βάση του βάθρου M_{pier} και της καμπυλότητας (Curvature). Η γενικότερη μορφή της ροπής M_{soil} για τα συμβατικά συστήματα είναι ίδια και εξαρτάται από την μέγιστη ροπή που μπορεί να εμφανιστεί στην βάση του βάθρου. Αν θυμηθούμε τον νόμο ροπής και καμπυλότητας του βάθρου, που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3, αυτός παρουσιάζει μια μέγιστη ροπή ίση με 46 MNm, και έπειτα ακολουθεί έναν καθοδικό κλάδο μέχρι να φτάσει την τριπλάσια καμπυλότητα από αυτήν στην οποία εμφανίστηκε η μέγιστη ροπή. Σε αυτό το σημείο η ροπή αντοχής του βάθρου είναι στο 50% της μέγιστης. Γι αυτό στα συμβατικά συστήματα αρχικά υπάρχει μια αύξηση της ροπής, μέχρι να φτάσει περίπου την μέγιστη τιμή που επιτρέπει το βάθρο, και έπειτα μειώνεται και παραμένει μέσα σε σταθερά όρια, τα οποία επιβάλλονται από την απομένουσα ροπή αντοχής του βάθρου. Κάτι τέτοιο δεν εμφανίζεται στα μη συμβατικά συστήματα, επειδή λόγω του λικνισμού και της ανελαστικότητας του εδάφους, οι καμπυλότητες και οι ροπές που εμφανίζονται στην βάση του βάθρου είναι ασήμαντες σε σχέση με την αντοχή του.

Επομένως στο μεν διάγραμμα ροπής του εδάφους έχουμε μεγαλύτερες μη γραμμικότητες στα μη συμβατικά από τα συμβατικά σχεδιασμένα συστήματα, στο διάγραμμα ροπής στην βάση του βάθρου ισχύει το αντίθετο, με την καμπυλότητα να ξεπερνά, ακόμα και σε αυτή την κατηγορία σεισμών, την καμπυλότητα που εμφανίζεται στο βάθρο, πριν τον καθοδικό κλάδο (0.02). Αυτό γίνεται εύκολα αντιληπτό από το διάγραμμα του λόγου απαιτούμενης καμπυλότητας από τον σεισμό, προς την διατιθέμενη του βάθρου. Τα μη συμβατικά συστήματα, λόγω του λικνισμού αναπτύσσουν πολύ μικρές καμπυλότητες, ενώ τα συμβατικά μεγάλες. Στον σεισμό της Λευκάδας, πρώτο ξεπερνάει την διατιθέμενη καμπυλότητα το επιφανειακό θεμέλιο (3), και ακολουθεί η πασσαλομάδα (1), και έπειτα το θεμέλιο με ασύνδετους πασσάλους (2), ενώ στον Duzce, την ξεπερνούν περίπου την ίδια χρονική στιγμή. Γενικά δεν υπάρχουν μεγάλες διαφορές μεταξύ των συμβατικών συστημάτων, όπως και μεταξύ των μη συμβατικών. Στον **Πίνακα 6.3** παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές ροπής και καμπυλότητας που εμφανίστηκαν σε κάθε ένα από τα συστήματα.

Πίνακας 6.3: Τιμές των μέγιστων ροπών και καμπυλοτήτων που εμφανίζονται στην βάση του βάρου, για τις σεισμικές διεγέρσεις Lefkada και Duzce, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

Lefkada					
	1	2	3	4	5
Cmax	0.17	0.13	0.06	0.0008	0.0008
Mmax	48.8	48.9	49.5	34.9	36.7
Duzce					
	1	2	3	4	5
Cmax	0.24	0.23	0.16	0.0009	0.0012
Mmax	49.6	49.6	48.6	39.0	42.4

Ως προς τις οριζόντιες μετακινήσεις στις κεφαλές των πασσάλων, υπάρχει σαφές πλεονέκτημα μεταξύ των συνδεδεμένων και των ασύνδετων πασσάλων, συμβατικά ή μη συμβατικά σχεδιασμένων, όπως φαίνεται στα αντίστοιχα διαγράμματα. Γενικά στις κεφαλές των πασσάλων παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μόνο για τους πασσάλους 1, 2, και 3 γιατί οι 4, 5, και 6 έχουν αντίστοιχη συμπεριφορά. Σχετικά με τις αντίστοιχες καθιζήσεις στις κεφαλές, τα συμβατικά συστήματα παρουσιάζουν μεγαλύτερες καθιζήσεις, με λίγο χειρότερη συμπεριφορά να εμφανίζεται στην Πασσαλομάδα, καθώς είναι άμεσα συνδεδεμένη με την κατασκευή, ενώ το μη συμβατικά σχεδιασμένο σύστημα έχει περίπου την μισή παραμένουσα καθίζηση.

Παρουσιάζονται ακόμα και οι χρονοϊστορίες των Αξονικών και Τεμνουσών δυνάμεων, καθώς και των Ροπών στις κεφαλές των πασσάλων. Γενικότερα στην Πασσαλομάδα εμφανίζονται μεγαλύτερες αξονικές, καθώς συμμετέχει λιγότερο το έδαφος, όπως επίσης και εφελκυστικές δυνάμεις (θετικές), στους ακριανούς πασσάλους. Βέβαια, μετά τα πρώτα δευτερόλεπτα του σεισμού, στην μη συμβατικά σχεδιασμένη θεμελίωση με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, έχουμε μεγάλες αξονικές, λόγω των μεγάλων στροφών του θεμελίου και επομένως του ενεργού εμβαδού του. Για τον ίδιο λόγο, έχουμε μεγάλη προσαύξηση των αξονικών δυνάμεων στον κεντρικό πάσσαλο. Σαφώς μεγαλύτερες είναι και οι τέμνουσες δυνάμεις, και οι καμπτικές ροπές στην Πασσαλομάδα από τις θεμελιώσεις με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, επιβεβαιώνοντας το πλεονέκτημα για το οποίο αναφέρονται όλοι οι ερευνητές, δηλαδή την μείωση των εντάσεων στην κεφαλή των πασσάλων.

Τέλος έχουν καταγραφεί και οι κατανομές των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων, όπως και των καμπτικών ροπών καθ' ύψος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή από την θεμελίωση. Αυτή δεν συμπίπτει απαραίτητα στα τρία εν λόγω συστήματα, γιατί εξαρτάται από την "δυσκαμψία" της θεμελίωσης και από τις μη-γραμμικότητες που εμφανίζονται στο έδαφος και στην ανωδομή. Από την καταγραφή Duzce, έχουμε μηδενισμό των αξονικών δυνάμεων σε όλα τα συστήματα στον πάσσαλο 1, λόγω της κίνησης σε ίδια φάση την στιγμή αυτή ενώ στην Λευκάδα, που όπως είδαμε οι στρόφες είναι μικρότερες δεν εμφανίζεται αυτός ο μηδενισμός, παρά μόνο στην μη συμβατικά σχεδιασμένη πασσαλομάδα. Σε αυτήν βέβαια αναπτύσσονται μεγαλύτερες αξονικές στον αντισυμμετρικό πάσσαλο (πάσσαλος 3), καθώς καλείται, από το ανασήκωμα του θεμελίου, να παραλάβει τα φορτία της κατασκευής, μαζί με το γύρω έδαφος. Ως προς τις τέμνουσες δυνάμεις, στην Πασσαλομάδα εμφανίζονται διπλάσιες τιμές από αυτές στις δύο θεμελιώσεις με αδύνδετους πασσάλους, όπως και ως προς τις ροπές. Και στις δύο περιπτώσεις, το βάθος της μέγιστης ροπής στην συμβατική θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους είναι μεγαλύτερο από τις άλλες, λόγω των μεγαλύτερης έκτασης αρνητικών τριβών που εμφανίζονται στις παράπλευρες επιφάνειες των πασσάλων.

6.1.2 Μεγάλης Έντασης Σεισμοί

Σε γενικές γραμμές, τα ίδια φαινόμενα που παρουσιάσαμε παραπάνω εντοπίζονται και σε αυτήν την ομάδα σεισμικών διεγέρσεων, καθώς και στην επόμενη. Στα **Σχήματα 6.18 - 6.38**, παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα των πέντε συστημάτων για τις σεισμικές καταγραφές JMA, Jensen, και TCU.

Όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε από τα διαγράμματα καθίζησης και στροφής του θεμελίου, καθώς και χρονοϊστορίας στροφών, σε αυτή την ομάδα σεισμών, έχουμε εμφάνιση μεγαλύτερων στροφών κατά την διάρκεια των σεισμικών επεισοδίων (με μέγιστες τιμές περίπου 0.04, 0.08, και 0.012 rad για τις καταγραφές JMA, Jensen, και TCU αντίστοιχα). Μεγαλύτερες είναι και οι τιμές των παραμενουσών καθιζήσεων. Αναλυτικά οι τιμές των παραμενουσών στροφών και καθιζήσεων φαίνονται στον **Πίνακα 6.4**.

Πίνακας 6.4: Τιμές των παραμενουσών μετά τον σεισμό καθιζήσεων w_{dyn} , και στροφών του θεμελίου θ , για τις σεισμικές διεγέρσεις JMA, Jensen και TCU, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

JMA					
Residual	1	2	3	4	5
θ (rad)	0.0019	-0.0008	0.0020	-0.0018	-0.0002
w_{dyn} (cm)	16.5	14.1	22.2	9.3	6.4
Jensen					
Residual	1	2	3	4	5
θ (rad)	-0.0010	-0.0015	-0.0014	-0.0065	-0.0199
w_{dyn} (cm)	15.6	12.8	16.6	15.9	3.6
TCU_068					
Residual	1	2	3	4	5
θ (rad)	0.0025	0.0014	-0.0008	0.0681	-0.0186
w_{dyn} (cm)	6.8	5.8	8.2	9.1	2.5

Ίσως εντύπωση να προκαλεί το γεγονός ότι στα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις σεισμικές καταγραφές JMA και TCU, έχουμε στο τέλος του σεισμικού επεισοδίου μεγαλύτερες παραμένουσες στροφές στην Πασσαλομάδα (1), από την συμβατικά σχεδιασμένη θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους (2), ενώ και στους

τρεις σεισμούς, η παραμένουσα καθίζηση στα συμβατικά συστήματα είναι μικρότερη στο σύστημα θεμελίωσης 2. Αυτό δεν συμβαίνει στα μη συμβατικά συστήματα, όπου ενώ στην προηγούμενη ομάδα καταγραφών είχαμε κοντινές τιμές στις καθιζήσεις, σε αυτήν, η μη συμβατική Επιφανειακή Θεμελίωση με κρούστα βελτιωμένου εδάφους (5), συμπεριφέρεται καλύτερα από την επίσης μη συμβατική Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους (4).

Μεγάλη διαφορά εμφανίζεται στις συνιστώσες της οριζόντιας, στο ύψος του καταστρώματος, μετακίνησης. Γενικά είναι μεγαλύτερες οι τιμές της ολίσθησης του θεμελίου, όπου κυρίως είναι σημαντικές στα μη συμβατικά συστήματα, καθώς και της παραμόρφωσης του βάρου, όπου αντίθετα αφορούν τα συμβατικά συστήματα. Στον **Πίνακα 6.5** παρουσιάζονται οι τιμές της παραμένουσας ολίσθησης, και συνολικής οριζόντιας μετατόπισης στο ύψος του καταστρώματος, για όλα τα συστήματα θεμελίωσης.

Πίνακας 6.5: Τιμές των παραμενουσών μετά τον σεισμό ολισθήσεων του θεμελίου δ_s , και συνολικών οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος του καταστρώματος δ_{total} , για τις σεισμικές διεγέρσεις JMA, Jensen, και TCU, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

JMA					
Residual	1	2	3	4	5
δ_s (cm)	0.37	-0.34	-0.94	1.13	0.23
δ_{total} (cm)	58.5	-16.3	-1.2	-1.6	-0.03
Jensen					
Residual	1	2	3	4	5
δ_s (cm)	-0.73	-0.40	-0.76	0.66	-4.58
δ_{total} (cm)	-142.5	-138.1	105.1	12.1	-31.3
TCU_068					
Residual	1	2	3	4	5
δ_s (cm)	1.59	0.41	2.80	12.98	-4.13
δ_{total} (cm)	33.7	-38.1	-496.6	97.9	-30.9

Από τις τιμές του παραπάνω πίνακα, συμπεραίνουμε ότι όσο πιο έντονος είναι ο σεισμός, τόσο μεγαλύτερες ολισθήσεις έχουμε στα μη συμβατικά συστήματα (με

μέγιστη τιμή να εμφανίζεται στην καταγραφή TCU στο σύστημα 4, $\delta_s = 13$ cm), και παραμορφώσεις στην ανωδομή στα συμβατικά (με μέγιστη τιμή να εμφανίζεται στην καταγραφή TCU στο σύστημα , $\delta_{total} = 5$ m, κάτι που εννοείται ότι σημαίνει αστοχία).

Ως προς τις ροπές, έχουμε πάλι όμοια συμπεριφορά με την κατηγορία των μέτριας έντασης σεισμών, μόνο που όσο πιο δυνατός είναι ο σεισμός, τόσο μεγαλύτερες τιμές καμπυλότητας του βάρου εντοπίζονται και για τα συμβατικά, αλλά και για τα μη συμβατικά συστήματα, τα οποία όμως παραμένουν ελαστικά και με ασήμαντες καμπυλότητες. Βέβαια στα τελευταία εμφανίζεται εντονότερη μη-γραμμική συμπεριφορά εδάφους, όπως είναι λογικό. Στον **Πίνακα 6.6** καταγράφονται οι τιμές της μέγιστης καμπυλότητας και ροπής στην βάση του βάρου, κατά την διάρκεια των σεισμικών επεισοδίων.

Πίνακας 6.6: Τιμές των μέγιστων ροπών και καμπυλοτήτων που εμφανίζονται στην βάση του βάρου, για τις σεισμικές διεγέρσεις JMA, Jensen, και TCU, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

JMA					
	1	2	3	4	5
Cmax	0.09	0.03	0.07	0.0009	0.0011
Mmax	50.3	50.3	49.7	38.7	41.5
Jensen					
	1	2	3	4	5
Cmax	0.24	0.23	0.16	0.0009	0.0012
Mmax	49.6	49.6	48.6	39.4	42.4
TCU_068					
	1	2	3	4	5
Cmax	0.07	0.08	0.07	0.0010	0.0029
Mmax	49.5	49.1	49.3	39.5	46.7

Γενικότερα, δεν μπορούμε να ξέρουμε τι θα πάθει η κατασκευή όταν η καμπυλότητα του βάρου φτάσει 0.02, καθώς ο καθοδικός κλάδος και η παραμένουσα ροπή αντοχής εισήχθηκε από εμάς ώστε να μην σταματάει το πρόγραμμα την ανάλυση. Κατά συνέπεια όλα τα συμβατικά συστήματα μπορούμε να πούμε ότι αστοχούν. Στην καταγραφή JMA, το σύστημα 2 εμφανίζει καλύτερη συμπεριφορά από τα 1, και 3, και δεν απομακρύνεται πολύ από την οριακή καμπυλότητα.

Αυξημένες είναι και οι οριζόντιες μετακινήσεις, αλλά και οι καθιζήσεις στις κεφαλές των πασσάλων, ειδικά στα αποτελέσματα από τις καταγραφές JMA και Jensen. Σε αυτές επίσης, παρατηρείται μεγαλύτερη διαφορά μεταξύ της Πασσαλομάδας και της συμβατικά σχεδιασμένης Θεμελίωσης με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους.

Σχετικά με τα εντατικά μεγέθη στις κεφαλές των πασσάλων, σαν συνολική εικόνα, είναι ασήμαντες οι διαφορές σε σχέση με την προηγούμενη κατηγορία σεισμών. Ομοίως, την στιγμή που μεταβιβάζεται η μέγιστη ροπή στο έδαφος, δεν εμφανίζονται μεγαλύτερες αξονικές καθ' ύψος των πασσάλων, από αυτές που ήδη παρουσιάστηκαν πριν. Από την άλλη μεριά αύξηση παρατηρείται στις τέμνουσες δυνάμεις, αλλά και στις ροπές καθ' ύψος των πασσάλων, από την αύξηση της έντασης των σεισμών και της καταπόνησης της ανωδομής.

6.1.3 Πολύ Μεγάλης Έντασης Σεισμοί

Παρ' όλο που στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι σεισμοί που προκαλούν σοβαρές ζημιές στην κατασκευή, οι γενικές παρατηρήσεις που προηγήθηκαν, ισχύουν και εδώ. Στα Σχήματα 6.39 - 6.52, εμφανίζονται τα αποτελέσματα από τις σεισμικές διεγέρσεις τις κατηγορίας αυτής. Ως προς την καθίζηση και την στροφή του θεμελίου των συστημάτων από την καταγραφή Rinaldi, δεν υπάρχουν αξιοσημείωτες διαφορές από τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις τρεις καταγραφές της προηγούμενης κατηγορίας. Αντιθέτως, οι αντίστοιχες τιμές που προκύπτουν από το σεισμικό επεισόδιο Takatori είναι σημαντικά αυξημένες στα συμβατικά συστήματα και ειδικά σε αυτό με τους Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, στο οποίο ανατρέπεται και η κατασκευή, αλλά σχεδόν και το θεμέλιο. Στον Πίνακα 6.7 παρουσιάζονται οι τιμές των παραμενουσών καθιζήσεων και στοφών για τους δύο σεισμούς της κατηγορίας αυτής.

Πίνακας 6.7: Τιμές των παραμενουσών μετά τον σεισμό καθιζήσεων w_{dyn} , και στροφών του θεμελίου θ , για τις σεισμικές διεγέρσεις Rinaldi και Takatori, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

Rinaldi					
Residual	1	2	3	4	5
θ (rad)	0.0041	0.0012	-0.0009	-0.0026	-0.0005
w_{dyn} (cm)	-12.4	-10.3	-16.2	-7.6	-5.4
Takatori					
Residual	1	2	3	4	5
θ (rad)	-0.0194	-0.1569	-0.0003	-0.0094	-0.0297
w_{dyn} (cm)	-29.4	-48.0	-19.6	-12.0	-2.5

Εντύπωση προκαλεί η πολύ θετική συμπεριφορά του συστήματος 5, όταν υποβάλλεται στην σεισμική διέγερση από την καταγραφή Takatori, καθώς και η πολύ ,μειωμένη στροφή και καθίζηση του συστήματος 3.

Όπως είναι λογικό εμφανίζονται μεγαλύτερες τιμές ολίσθησης του θεμελίου και παραμόρφωσης του βάρους, ενώ δεν υπαάρχουν σημαντικές διαφορές στις τιμές της οριζόντιας μετακίνησης στο ύψος του καταστρώματος λόγω στροφής του θεμελίου. Στον Πίνακα 6.8 δίνονται οι τιμές της παραμένουσας ολίσθησης του

Θεμελίου και συνολικής οριζόντιας μετακίνησης στο ύψος του καταστρώματος για όλα τα συστήματα θεμελίωσης για τους εν λόγω σεισμούς.

Πίνακας 6.8: Τιμές των παραμενουσών μετά τον σεισμό ολισθήσεων του θεμελίου δ_s , και συνολικών οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος του καταστρώματος δ_{total} , για τις σεισμικές διεγέρσεις Rinaldi, και Takatori, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

Rinaldi					
Residual	1	2	3	4	5
δ_s (cm)	2.04	0.53	2.81	-0.60	-0.04
δ_{total} (cm)	310.5	282.5	209.8	-4.4	-0.1
Takatori					
Residual	1	2	3	4	5
δ_s (cm)	-20.81	-175.66	-2.15	-0.97	-5.88
δ_{total} (cm)	-399.9	-420.2	-20.5	-13.0	-46.0

Όπως αποκαλύπτεται από τον παραπάνω πίνακα, οι σεισμικές διεγέρσεις είναι καταστροφικές για τα συμβατικά συστήματα θεμελίωσης. Το σύστημα 3 συγκριτικά με τα άλλα παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά από τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την καταγραφή Takatori, αλλά ενώ στην κλίμακα που παρουσιάζεται στο αντίστοιχο σχήμα, φαίνεται το σύστημα αυτό από πλευράς παραμορφώσεων του βάρθρου ακολουθεί την συμπεριφορά των μη συμβατικών συστημάτων, στην πραγματικότητα εμφανίζει περίπου 8 φορές μεγαλύτερη μετακίνηση στην κορυφή λόγω παραμόρφωσης του βάρθρου από τα μη συμβατικά συστήματα (40 cm, έναντι 6 cm). Επιπλέον, το σύστημα 5 εμφανίζει αυξημένη συνολική οριζόντια μετακίνηση στο ύψος του καταστρώματος λόγω της επαλληλίας ολίσθησης, αλλά και παραμένουσας στροφής.

Όσον αφορά την ροπή που μεταφέρεται στο έδαφος από το θεμέλιο, στις περιπτώσεις όπου στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων πέφτει η ανωδομη, δηλαδή εξαντλούνται και τα όρια καμπυλότητας του καθοδικού και του σταθερού κλάδου στην σχέση ροπής και καμπυλότητας του βάρθρου, κάτι που συμβαίνει στο σεισμικό επεισόδιο από το Takatori, αυξάνεται κατά πολύ η ροπή, όπως φαίνεται στο αντίστοιχο σχήμα. Το φαινόμενο αυτό δεν εμφανίζεται από το επιταχυνσιογράφημα Rinaldi. Ως προς την καταπόνηση της κατασκευής, πέρα από το

συμβατικό σύστημα Επιφανειακής Θεμελίωσης, όπου στην περίπτωση της καταγραφής Takatori εμφανίζει μέγιστη απαιτούμενη καμπυλότητα περίπου 3.5 φορές μεγαλύτερη από αυτήν που αντέχει το βάθρο, σε όλες τις άλλες περιπτώσεις τα συμβατικά συστήματα απαιτούν τρομακτικά μεγαλύτερη τιμή της καμπυλότητας. Και σε αυτές τις διεγέρσεις τα μη συμβατικά συστήματα εμφανίζουν πολύ θετική συμπεριφορά, εκμεταλλευόμενα την μη-γραμμικότητα του εδάφους και γλυτώνοντας την κατασκευή. Αναλυτικά οι τιμές της μέγιστης ροπής και καμπυλότητας στο βάθρο, παρουσιάζονται στον **Πίνακα 6.9**.

Πίνακας 6.9: Τιμές των μέγιστων ροπών και καμπυλοτήτων που εμφανίζονται στην βάση του βάθρου, για τις σεισμικές διεγέρσεις Rinaldi, και Takatori, για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

Rinaldi					
	1	2	3	4	5
Cmax	0.52	0.48	0.30	0.0010	0.0011
Mmax	49.4	50.0	48.8	40.0	42.6
Takatori					
	1	2	3	4	5
Cmax	5.03	4.84	0.06	0.0008	0.0021
Mmax	61.0	65.3	48.4	39.2	45.6

Τα αποτελέσματα για τις οριζόντιες μετακινήσεις, τις καθιζήσεις, και τα εντατικά μεγέθη στις κεφαλές των πασσάλων αλλά και καθ' ύψος τους, που εμφανίζονται από την σεισμική διέγερση Rinaldi, μπορούν να συγκριθούν με τα αντίστοιχα της κατηγορίας των δυνατής έντασης σεισμών, εν αντιθέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα από την καταγραφή Takatori. όπου όλα τα προαναφερθέντα μεγέθη εμφανίζονται αυξημένα. Στα συστήματα με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, παραμένουν μηδαμινές οι τέμνουσες δυνάμεις, όμως στο συμβατικό σύστημα οι ροπές είναι σημαντικά αυξημένες, αφ' ότου βέβαια αστοχήσει η ανωδομή.

6.2 Σεισμική Απόκριση κάθε Συστήματος Θεμελίωσης

Πέρα από τα συγκεντρωτικά διαγράμματα που αναλύθηκαν στο προηγούμενο υποκεφάλαιο, είναι απαραίτητο να δωθούν και οι μέγιστες επιταχύνσεις στην βάση του μοντέλου (earthquake), στην επιφάνεια του εδάφους (free field), και στο ύψος του καταστώματος (mass). Στον **Πίνακα 6.10** παρουσιάζονται οι μέγιστες επιταχύνσεις στα τρία σημεία που προαναφέρθηκαν.

Πίνακας 6.10: Τιμές των μέγιστων επιταχύνσεων για τα πέντε συστήματα θεμελίωσης: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, 3. Συμβατικά σχεδιασμένο Επιφανειακό Θεμέλιο, 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 5. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους.

	Earthquake	free-field	deck	Earthquake	free-field	deck
$a_{max}(g)$	Lefkada			Duzce		
1	0.43	0.74	0.39	0.36	0.70	0.35
2	0.43	0.72	0.41	0.36	0.62	0.37
3	0.43	0.65	0.38	0.36	0.61	0.35
4	0.43	0.56	0.27	0.36	0.67	0.27
5	0.43	0.51	0.28	0.36	0.55	0.30
	JMA			Jensen		
1	0.82	0.71	0.37	0.59	0.70	0.35
2	0.82	0.70	0.37	0.59	0.62	0.37
3	0.82	0.71	0.37	0.59	0.61	0.35
4	0.82	0.66	0.28	0.59	0.67	0.27
5	0.82	0.68	0.35	0.59	0.55	0.30
	TCU			Rinaldi		
1	0.49	0.64	0.33	0.83	0.73	0.39
2	0.49	0.68	0.34	0.83	0.70	0.39
3	0.49	0.61	0.36	0.83	0.72	0.38
4	0.49	0.63	0.31	0.83	0.75	0.29
5	0.49	0.57	0.36	0.83	0.67	0.31
	Takatori					
1	0.61	0.69	1.85			
2	0.61	0.65	1.57			
3	0.61	0.62	0.36			
4	0.61	0.65	0.29			
5	0.61	0.60	0.36			

Αναλυτικά τα διαγράμματα των ιστοριών των επιταχύνσεων, για κάθε σύστημα, και για κάθε σεισμικό επεισόδιο, δίνονται στο Παράρτημα, στα **Σχήματα Π.1 - Π.147**, μαζί με τα μεγέθη που αναλύθηκαν στο παραπάνω υποκεφάλαιο, όγω του όγκου των διαγραμμάτων.

Όπως παρατηρούμε και από τον παραπάνω Πίνακα, επικρατεί ενίσχυση των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους, κάτι που δεν ισχύει στην μάζα. Το τελευταίο μπορεί να εξηγηθεί από την κρίσιμη επιτάχυνση της κατασκευής, πέρα από την οποία δεν μπορεί να αναπτύξει λόγω αστοχίας. Έτσι αν αναλογιστούμε την κρίσιμη ροπή στην βάση του βάρου, η οποία είναι 46 MNm, αυτή θα αναπτυχθεί την στιγμή που θα έχουμε κρίσιμη επιτάχυνση στην μάζα, η οποία κατά κύριο λόγο θα δημιουργεί την κρίσιμη ροπή μέσω της αδρανειακής δύναμης που αναπτύσσεται και του μοχλοβραχίονα. Κάποιον μικρό ρόλο παίζει και η παραμόρφωση του βάρου την στιγμή εκείνη. Για τον λόγο αυτό παρατηρούμε σχεδόν ίδιες τιμές μέγιστης επιτάχυνσης στην μάζα, για τα συμβατικά συστήματα, τα οποία έχουν φτάσει στην ροπή αντοχής του βάρου. Επιπλέον παρατηρούμε στις ιστορίες επιταχύνσεων στην μάζα, έπειτα από την ανάπτυξη της μέγιστης επιτάχυνσης να σταθεροποιείται η επιτάχυνση σε μια μικρότερη τιμή, η οποία σχετίζεται άμεσα με την παραμένουσα ροπή αντοχής του βάρου.

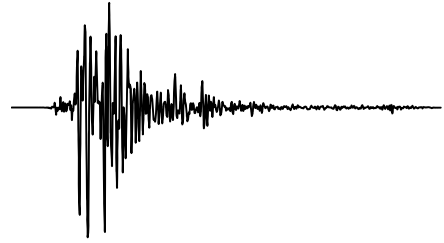
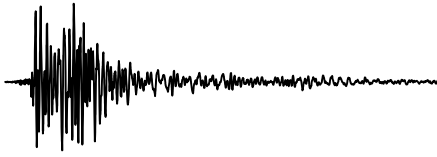
Κεφάλαιο 6

ΣΧΗΜΑΤΑ

Lefkada_2003

Duzce_180

JMA_000

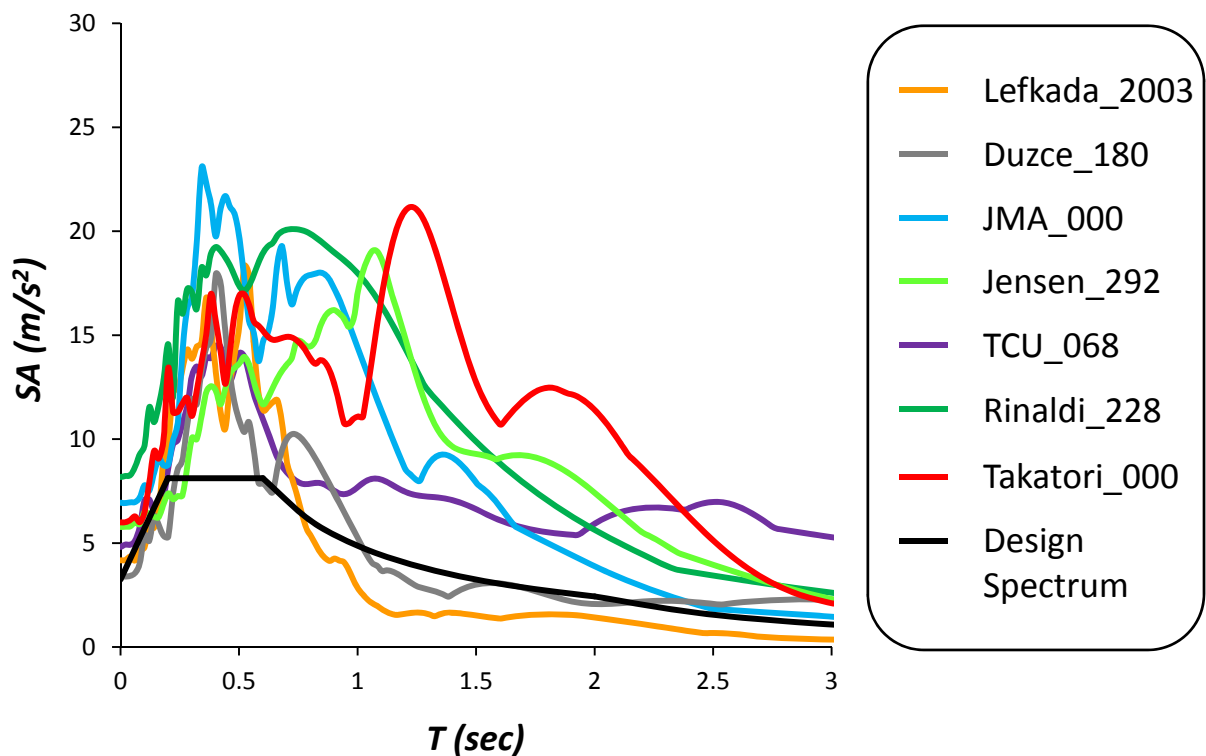
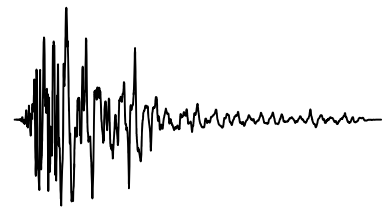
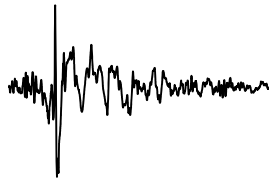
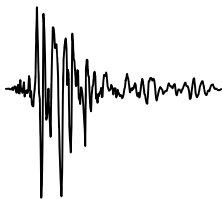


Jensen_292

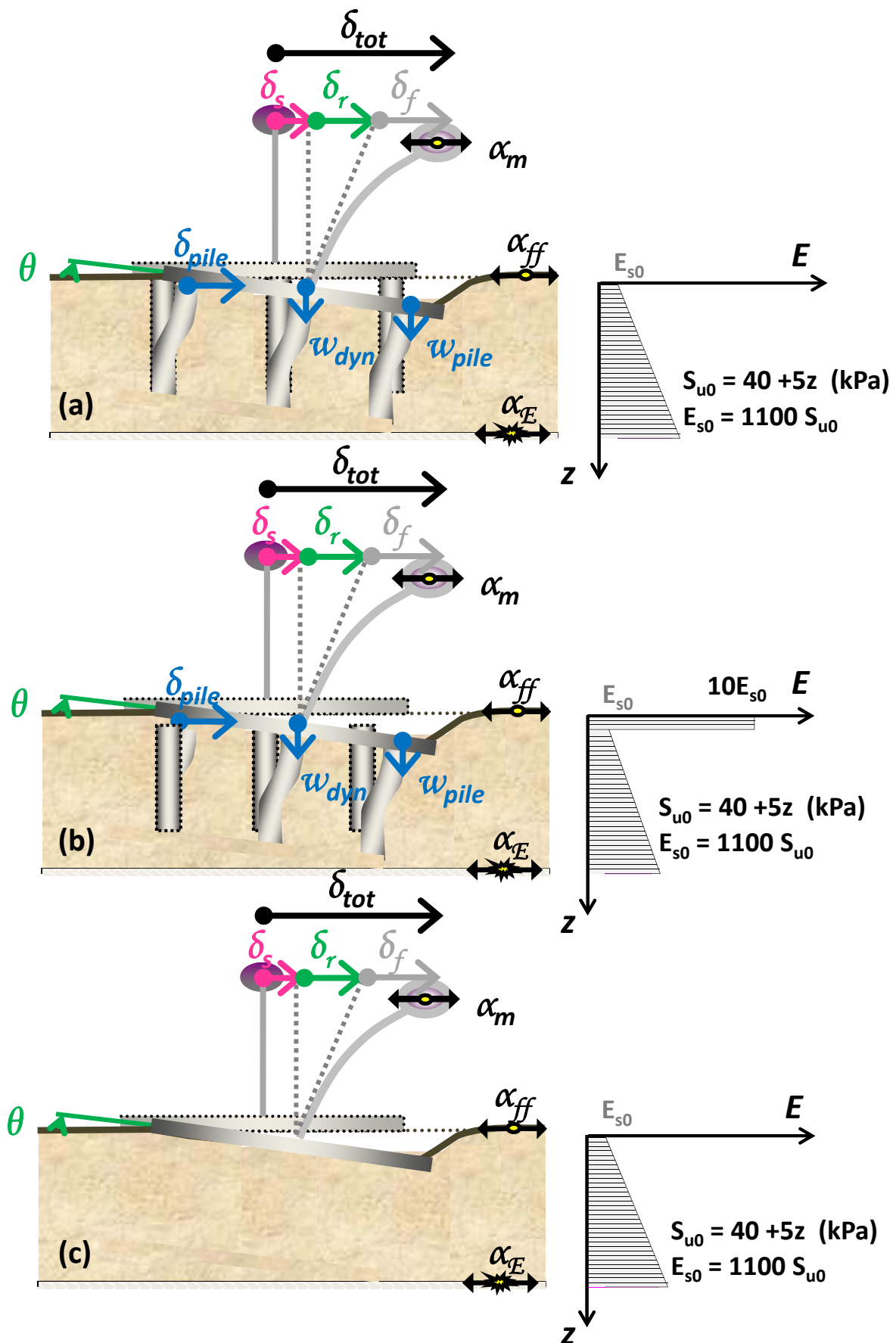
TCU_068

Rinaldi_228

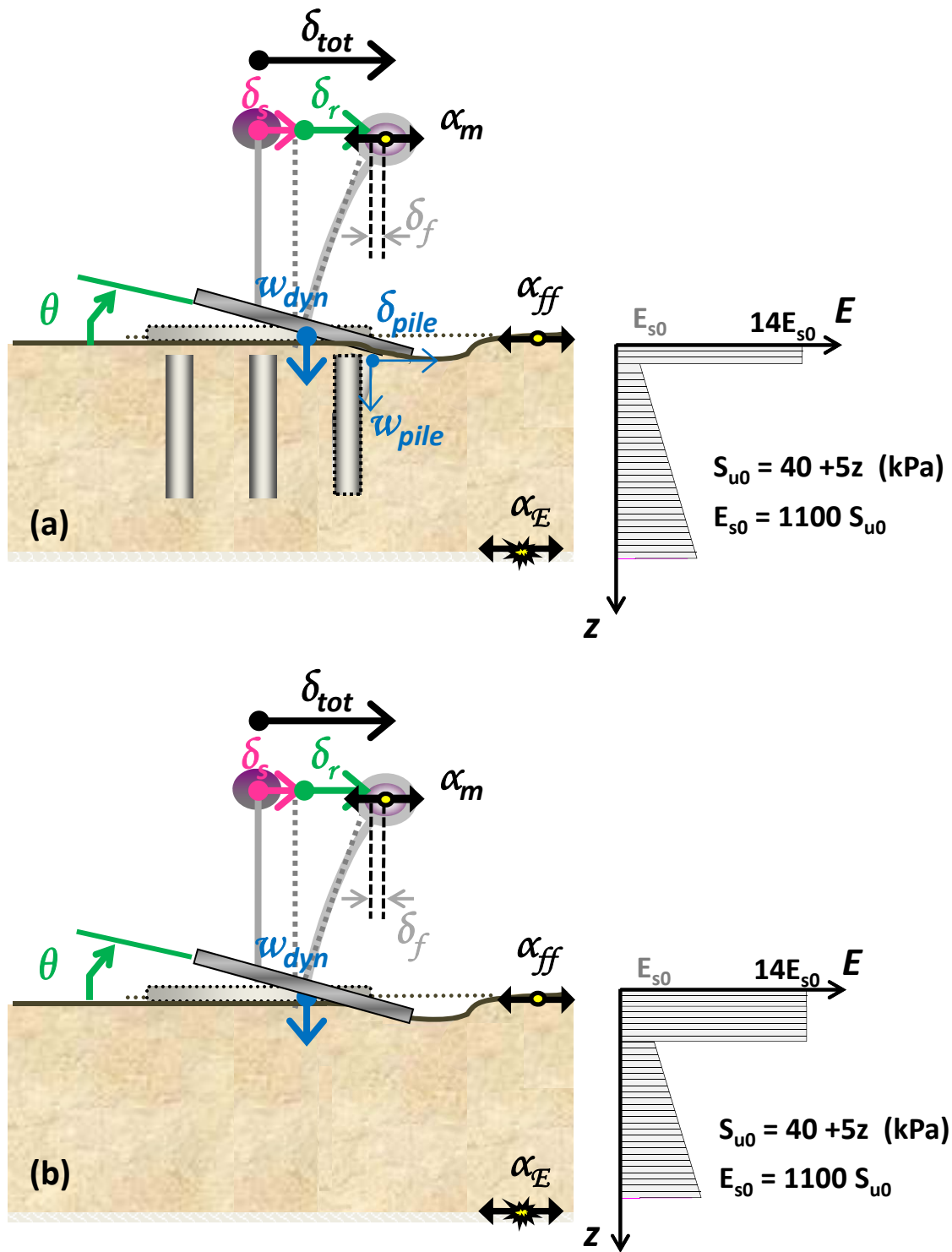
Takatori_000



Σχήμα 6.1: Επιταχυνσιογραφήματα, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την σεισμική ανάλυση των πέντε συστημάτων θεμελίωσης, με τα Ελαστικά τους Φάσματα Επιταχύνσεων, συγκρινόμενα με το Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού.

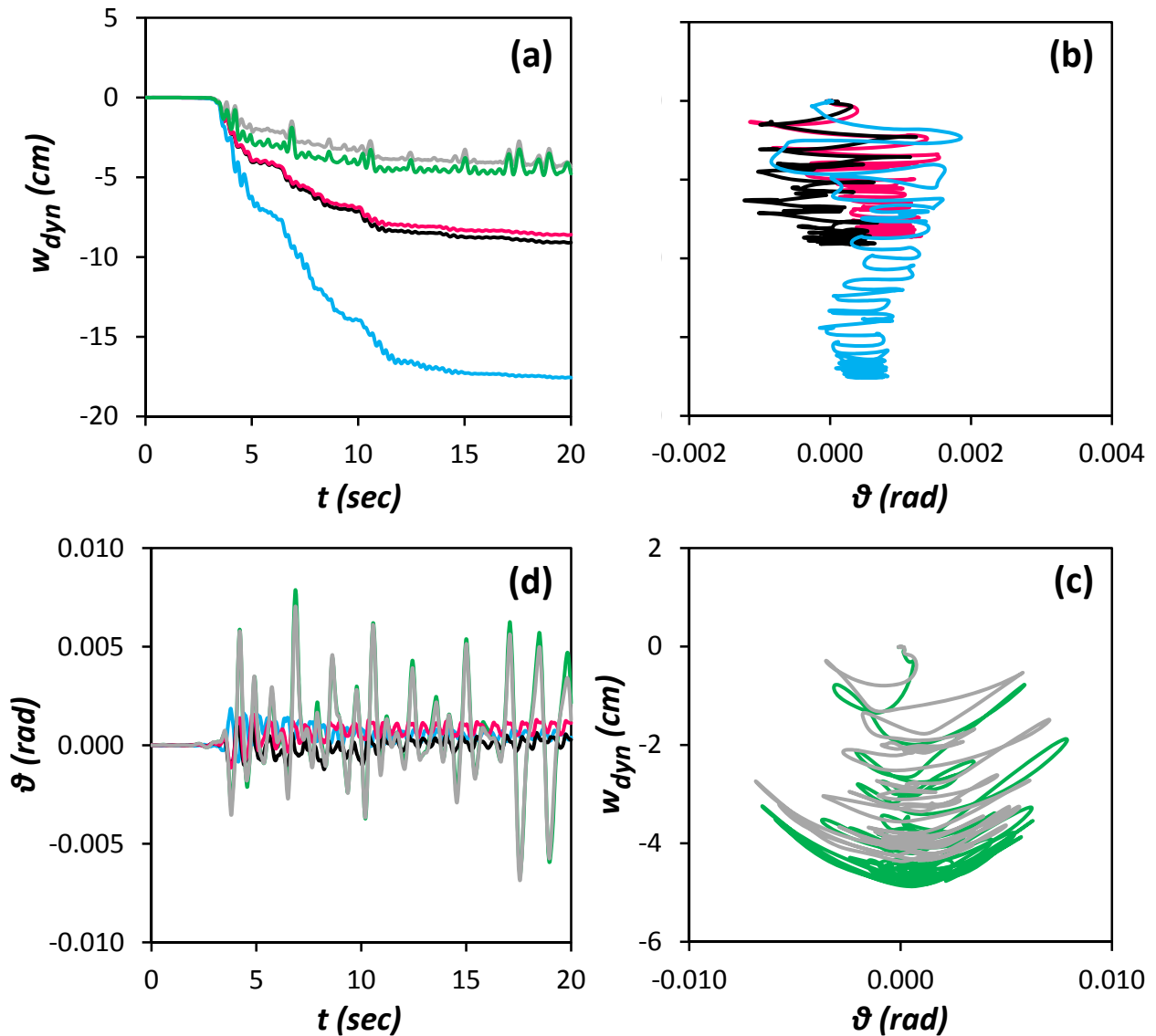


Σχήμα 6.2: Σκαριφηματική απεικόνιση των συμβατικά σχεδιασμένων συστημάτων θεμελίωσης: (a) Θεμελίωση με Συνδεδεμένους στην κεφαλή Πασσάλους (Πασσαλομάδα), (b) Θεμελίωση με Ασύνδετους στην κεφαλή Πασσάλους, και (c) Επιφανειακή Θεμελίωση.



Σχήμα 6.3: Σκαριφηματική απεικόνιση των μη συμβατικά σχεδιασμένων συστημάτων θεμελίωσης: (a) Θεμελίωση με Ασύνδετους στην κεφαλή Πασσάλους, και (b) Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους (Crust).

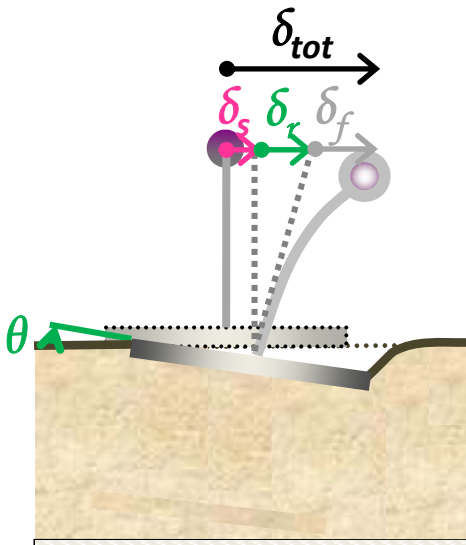
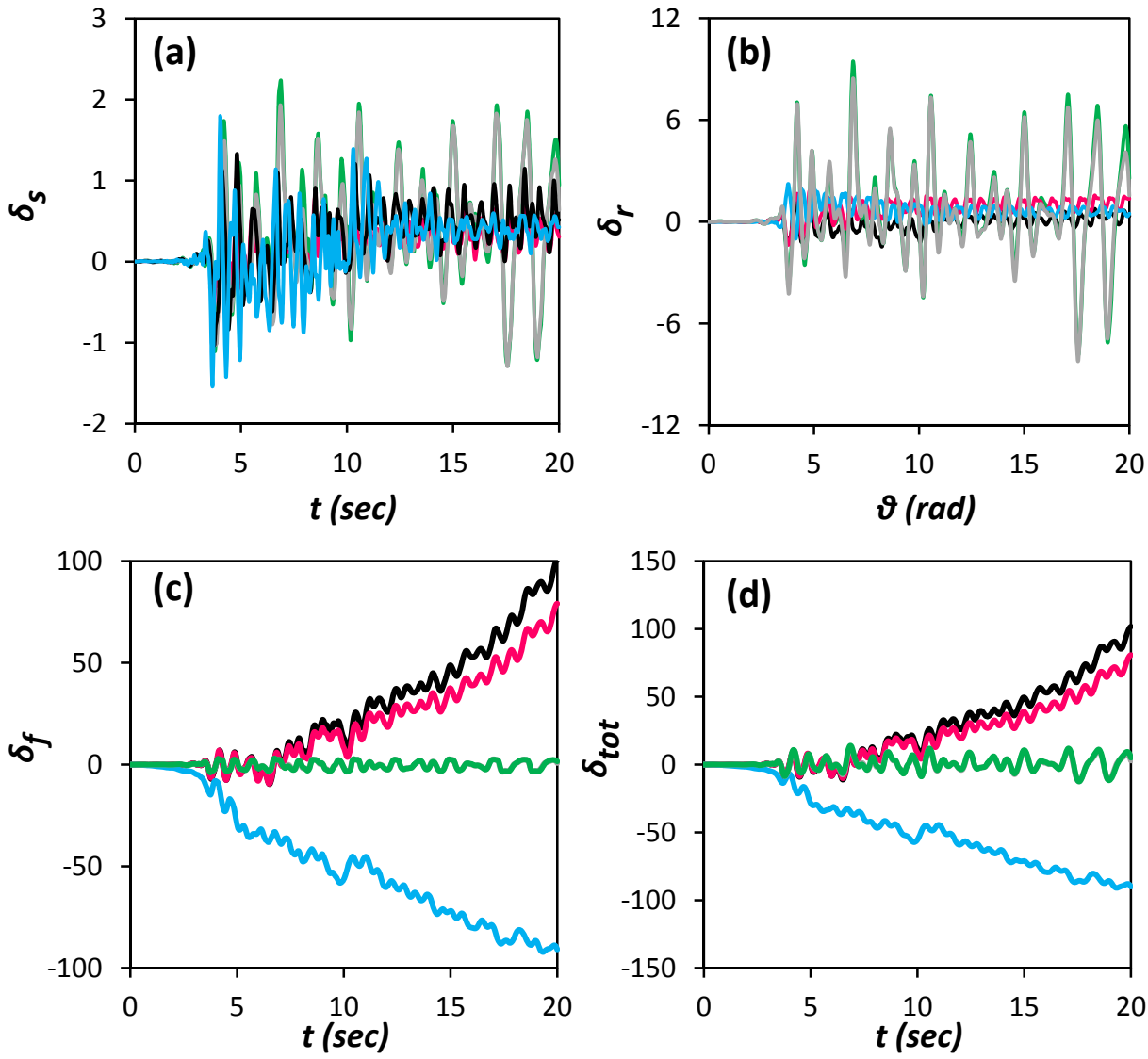
Lefkada



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.4: Σύγκριση των (a) Χρονοϊστοριών καθίζησης w_{dyn} , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης (b) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Χρονοϊστοριών στροφής του θεμελίου θ , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Λευκάδας 2003.

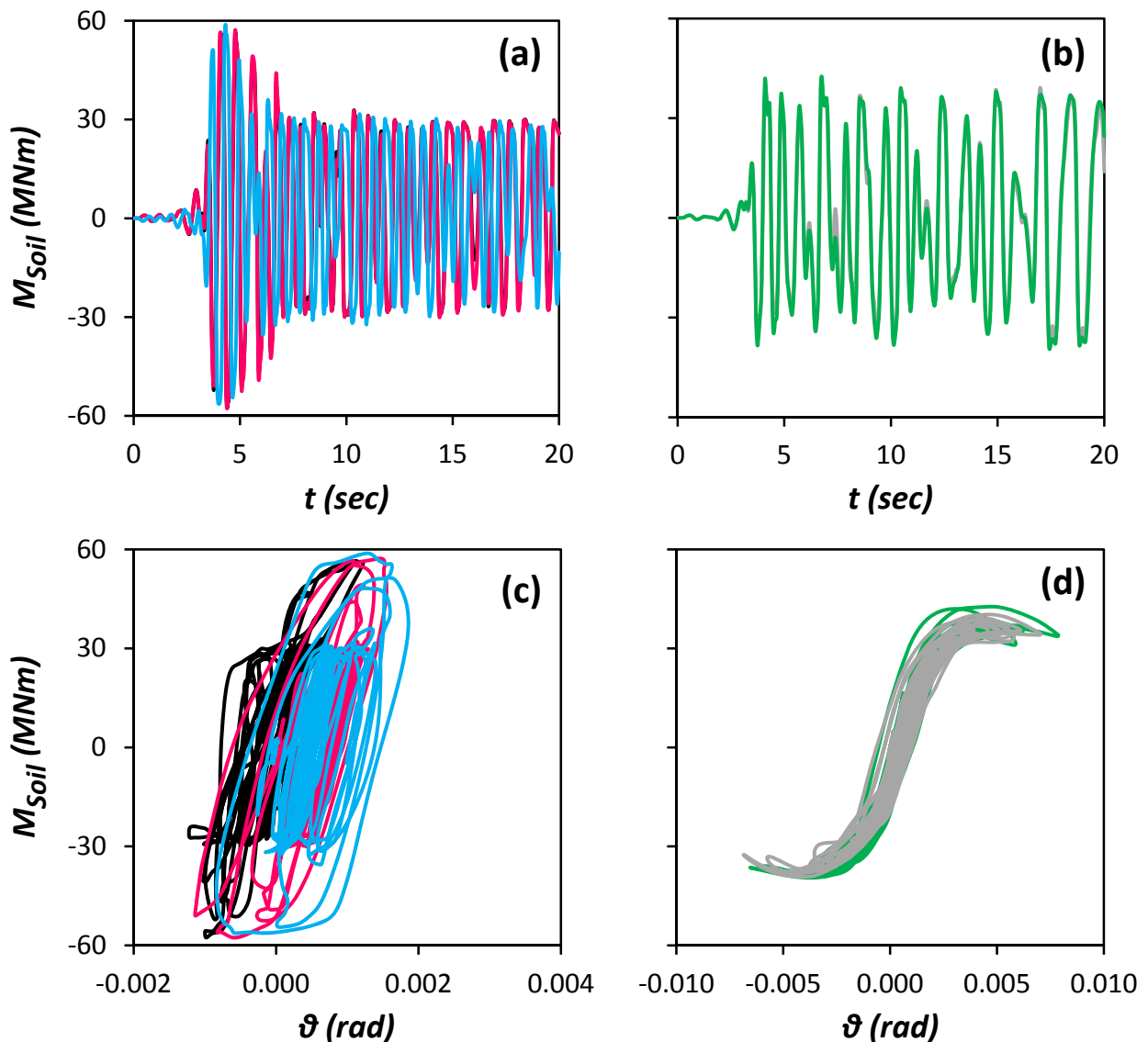
Lefkada



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.5: Σύγκριση Χρονοϊστοριών (α) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω ολίσθησης δ_s , (β) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω στροφής του θεμελίου δ_r , (γ) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω λικνισμού του βάθρου δ_f , και (δ) Συνολικής Οριζόντιας μετακίνησης δ_{tot} , στο ύψος του καταστρώματος, των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Λευκάδας 2003.

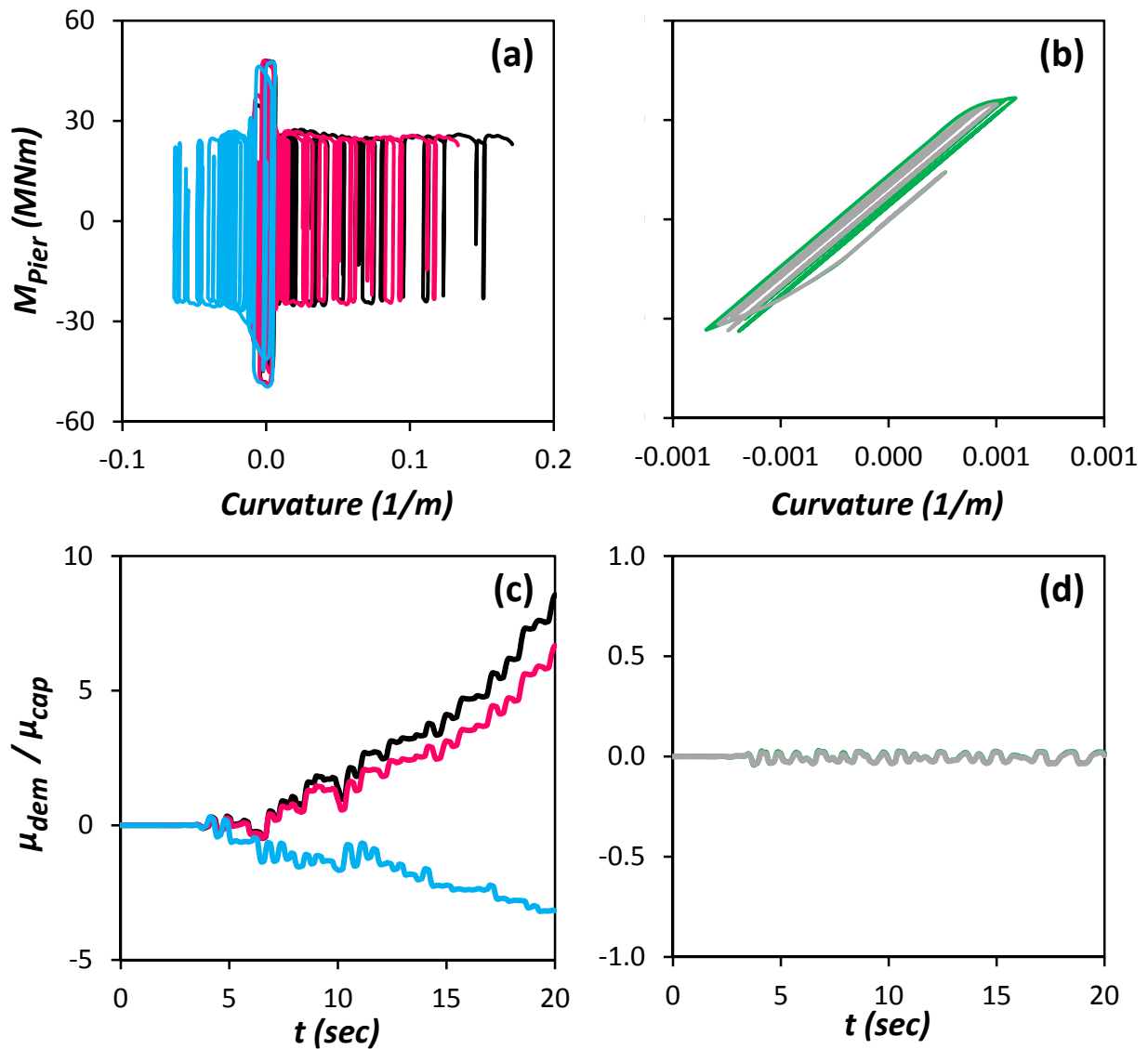
Lefkada



Conventional Design	Unconventional Design
— Pilegroup	— Unconnected Piles
— Unconnected Piles	— Shallow Foundation
— Shallow Foundation	

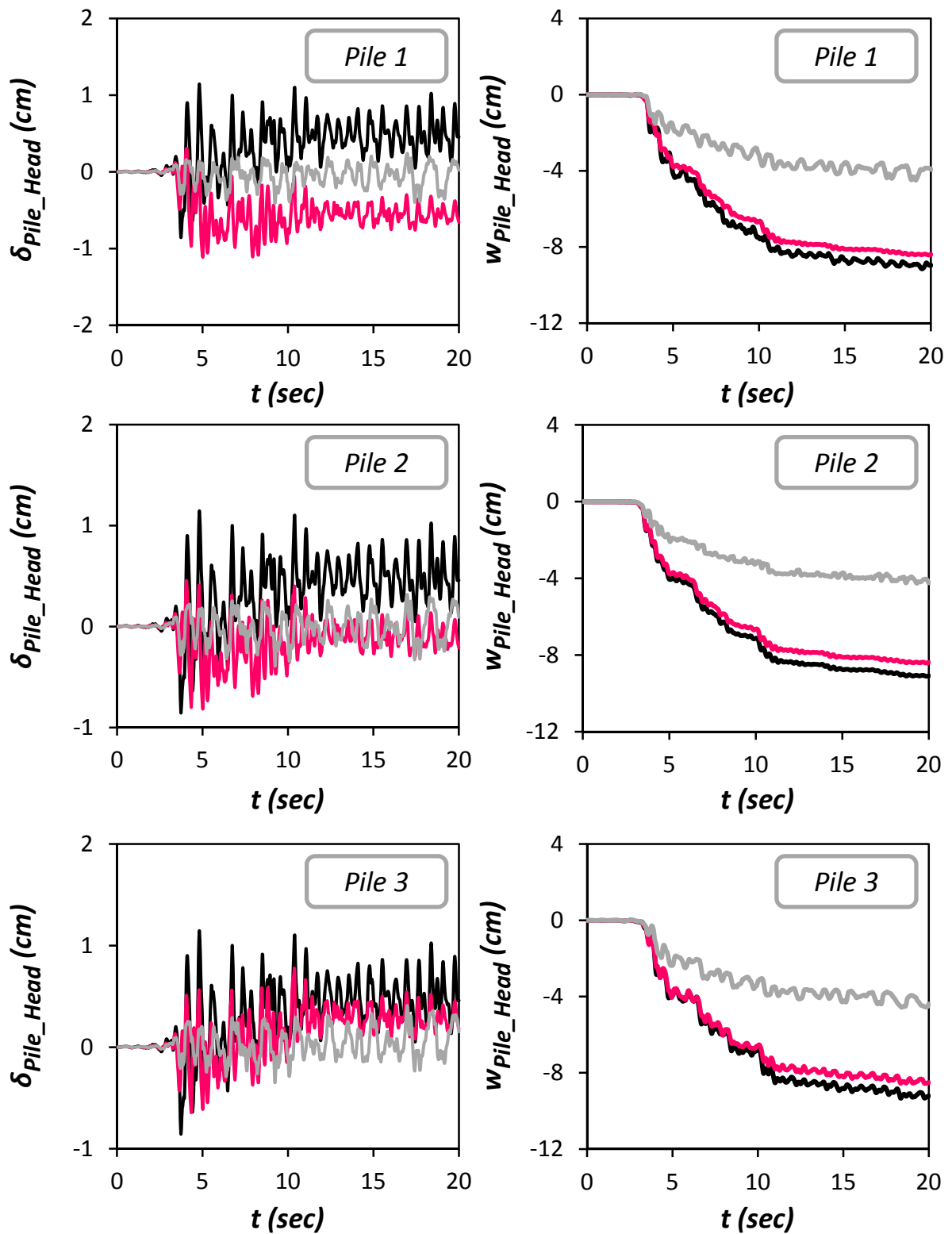
Σχήμα 6.6: Σύγκριση (a) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (b) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Λευκάδας 2003.

Lefkada



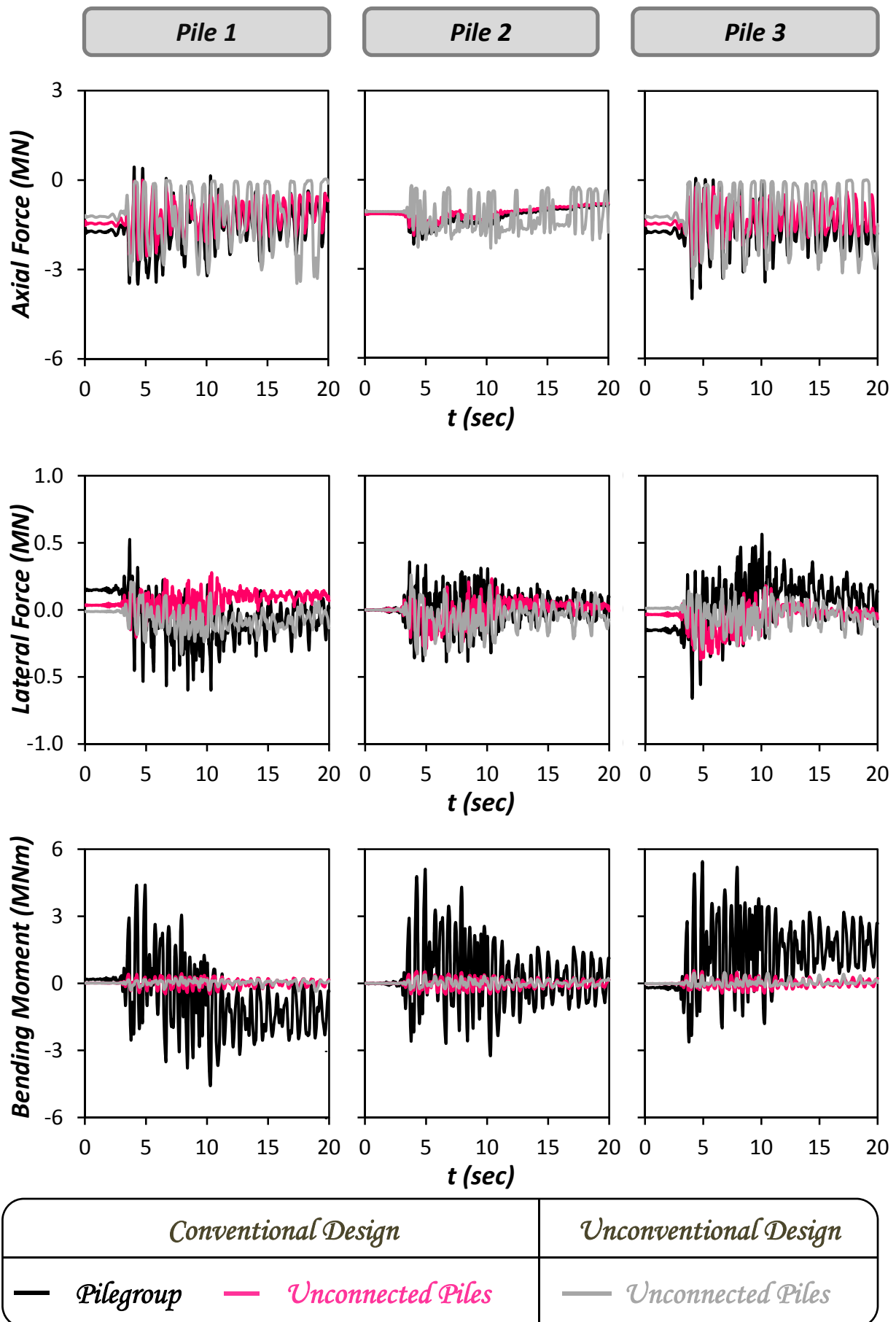
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i> — <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>	— <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>

Σχήμα 6.7: Σύγκριση συσχετίσεων ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, (α) των συμβατικών συστημάτων, και (β) των μη συμβατικών συστημάτων. Σύγκριση χρονοϊστοριών αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} , (c) των συμβατικών συστημάτων και (d) των μη συμβατικών συστημάτων. Σεισμός Λευκάδας 2003.

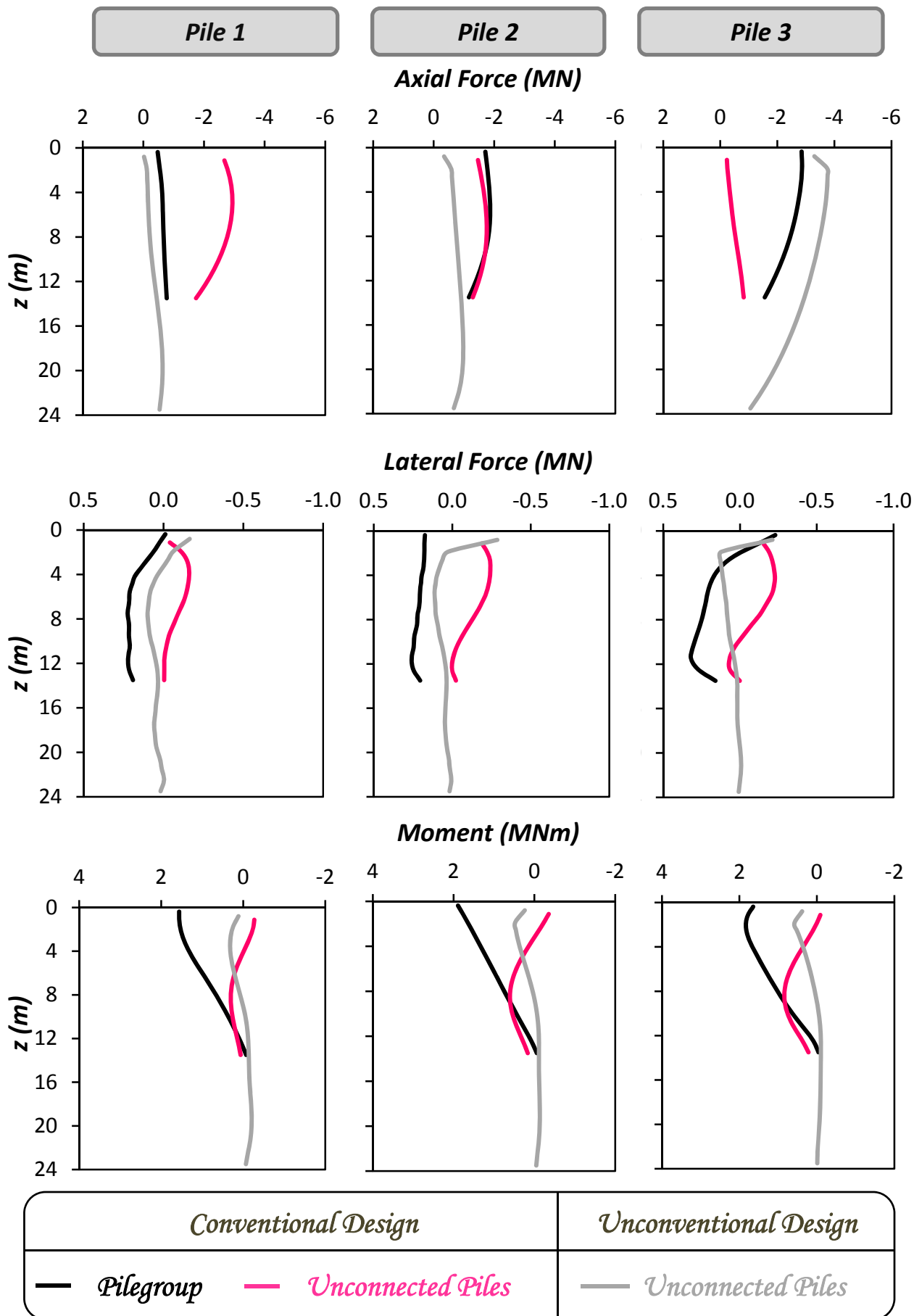


<i>Conventional Design</i>		<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Unconnected Piles</i>

Σχήμα 6.8: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Οριζόντιας μετακίνησης δ_{Pile_Head} , και καθίζησης W_{Pile_Head} στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Λευκάδας 2003.

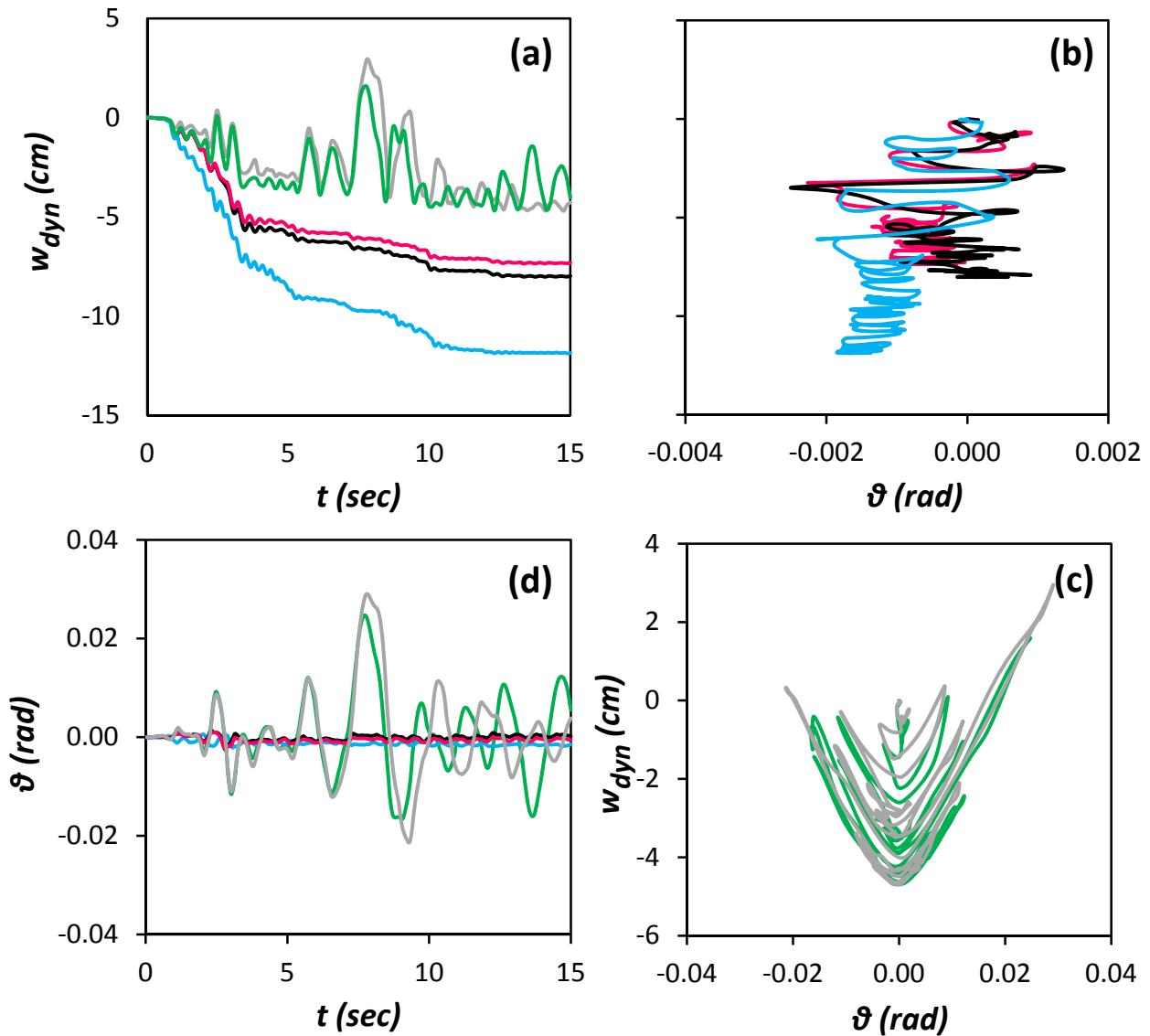


Σχήμα 6.9 Σύγκριση Χρονοϊστοριών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών, στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Λευκάδας 2003.



Σχήμα 6.10: Σύγκριση κατανομών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Λευκάδας 2003.

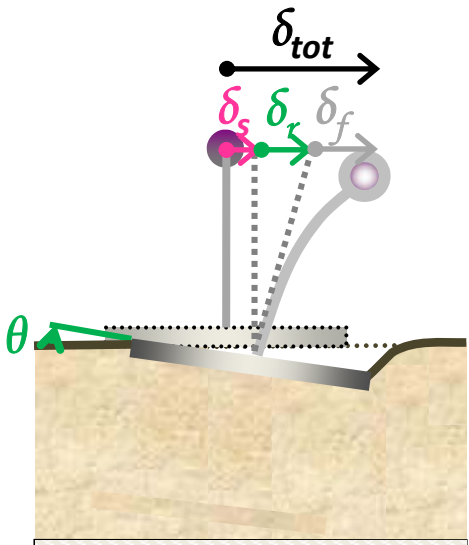
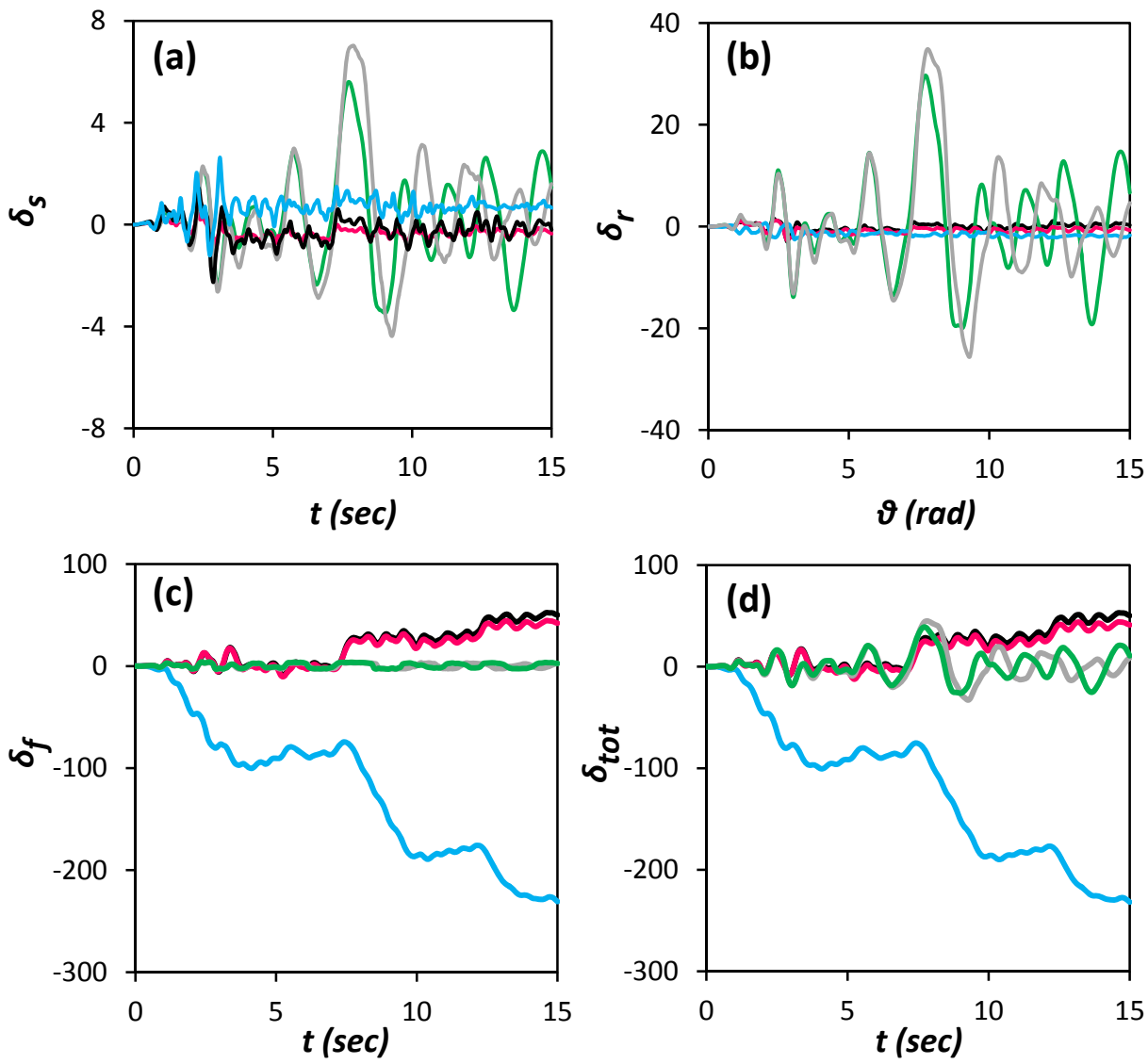
Duzce



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.11: Σύγκριση των (a) Χρονοϊστοριών καθίζησης w_{dyn} , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης (b) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Χρονοϊστοριών στροφής του θεμελίου θ , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce.

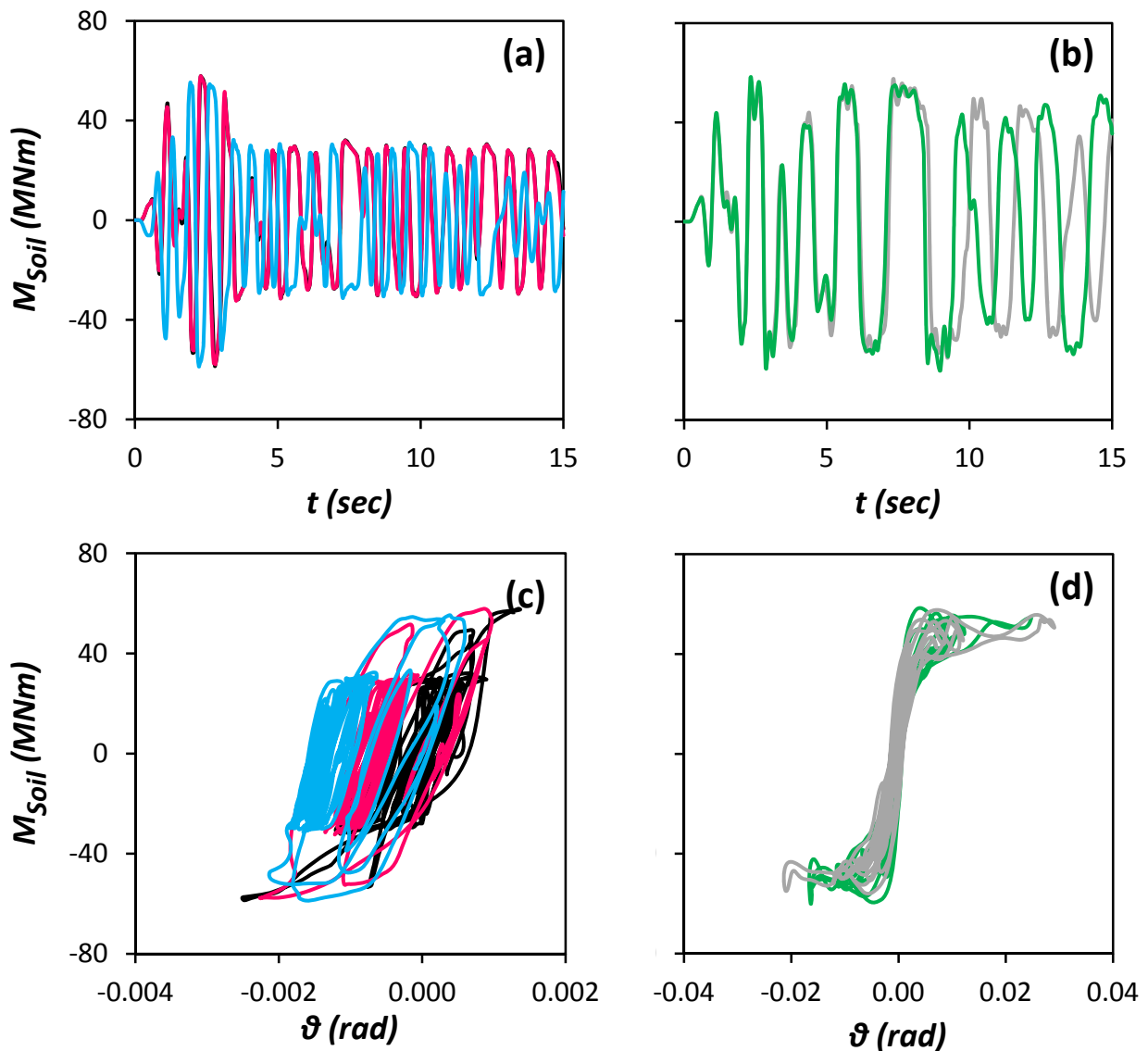
Duzce



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	— <i>Shallow Foundation</i>

Σχήμα 6.12: Σύγκριση Χρονοϊστοριών (a) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω ολίσθησης δ_s , (b) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω στροφής του θεμελίου δ_r , (c) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω λικνισμού του βάθρου δ_f , και (d) Συνολικής Οριζόντιας μετακίνησης δ_{tot} , στο ύψος του καταστρώματος, των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce.

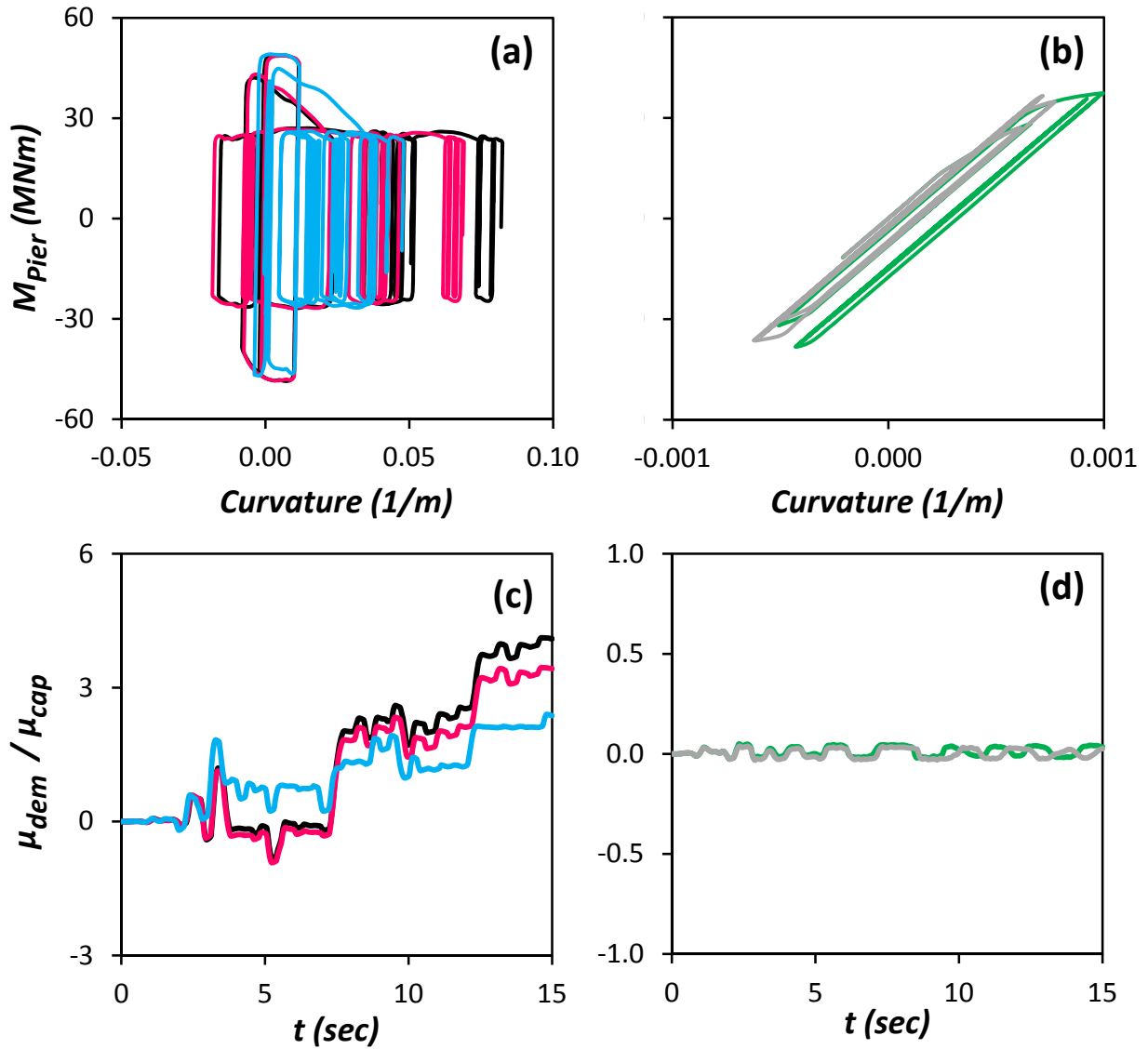
Duzce



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

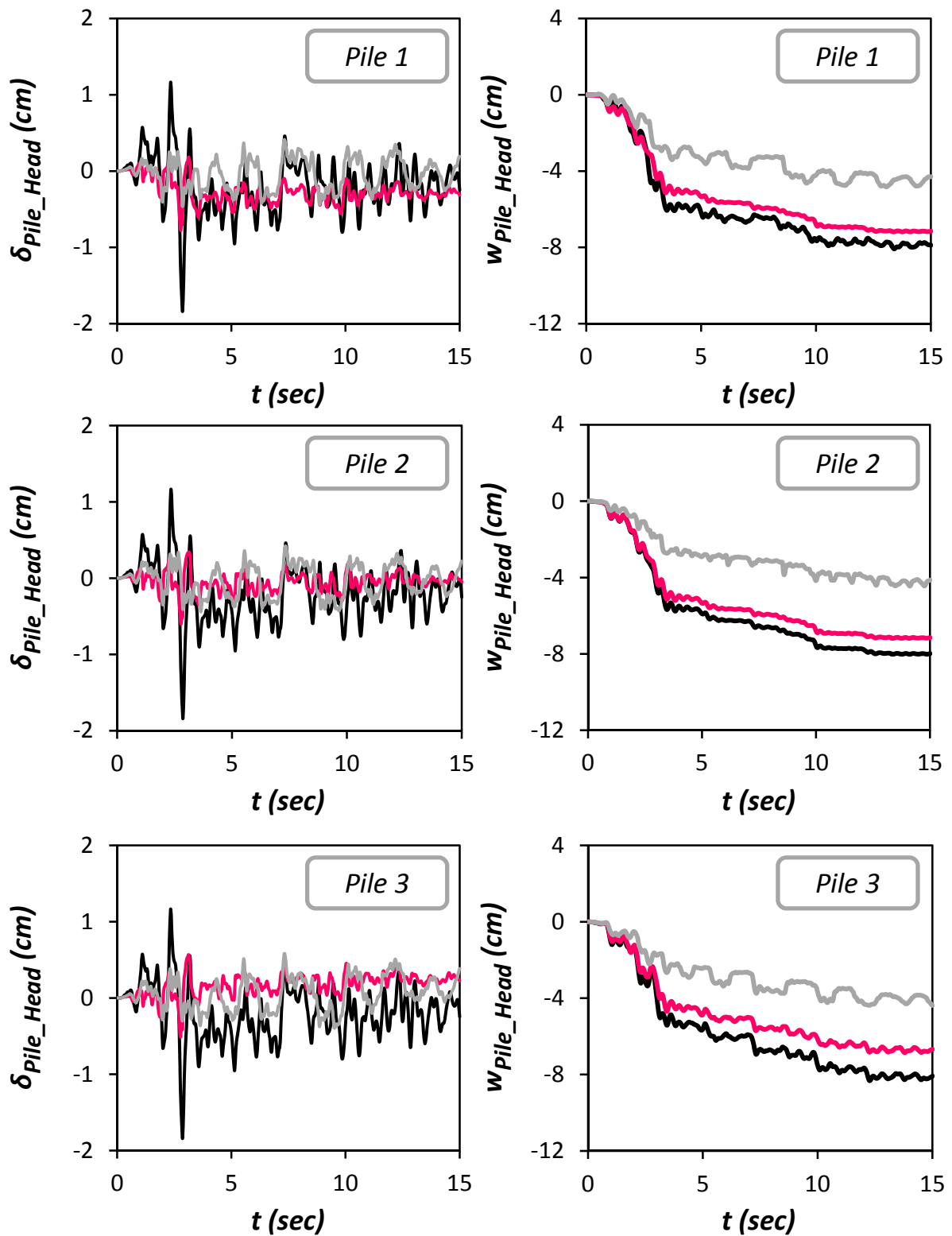
Σχήμα 6.13 Σύγκριση (a) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (b) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce.

Duzce



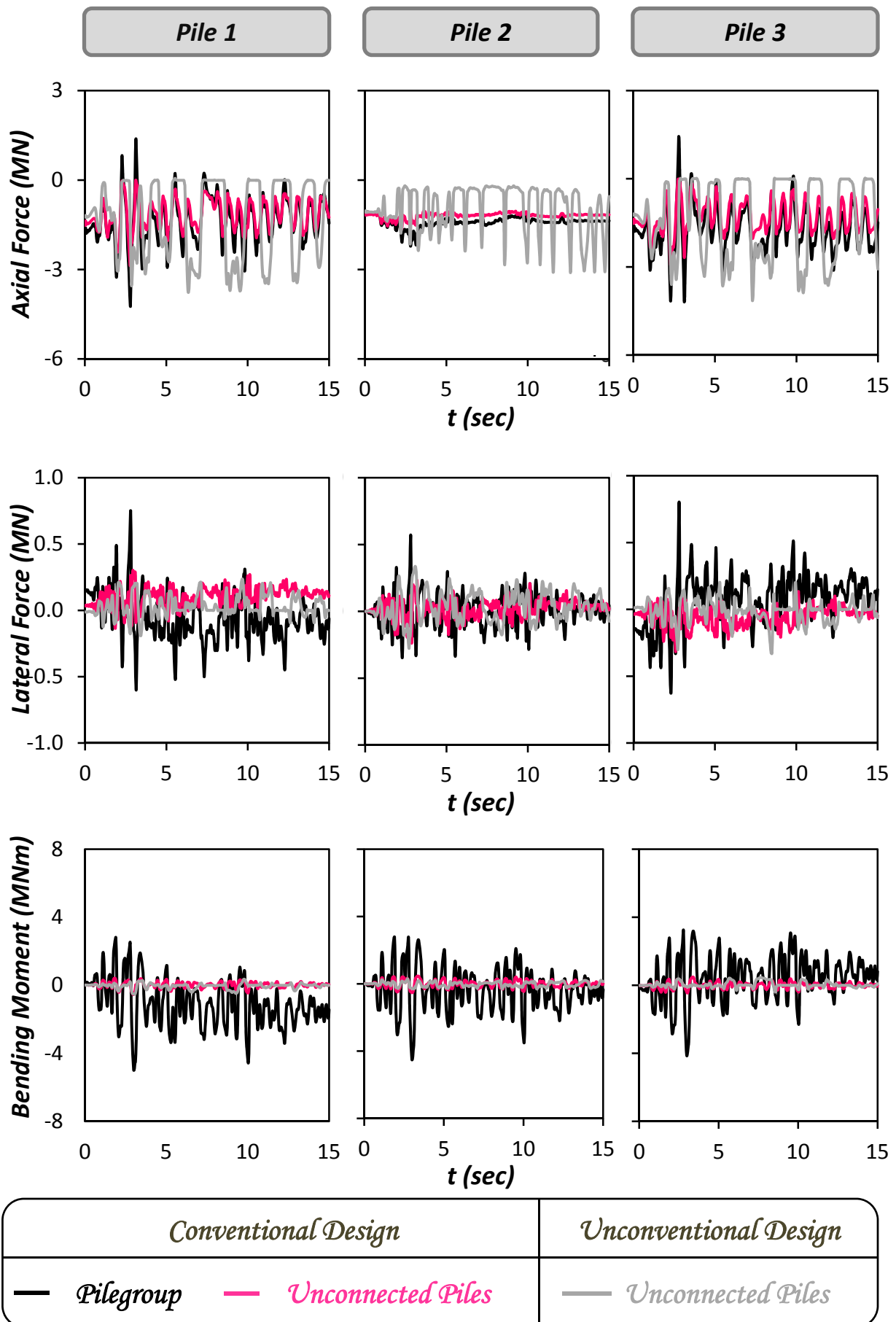
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.14: Σύγκριση συσχετίσεων ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, (α) των συμβατικών συστημάτων, και (β) των μη συμβατικών συστημάτων. Σύγκριση χρονιοιστοριών αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} , (c) των συμβατικών συστημάτων και (d) των μη συμβατικών συστημάτων. Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce.

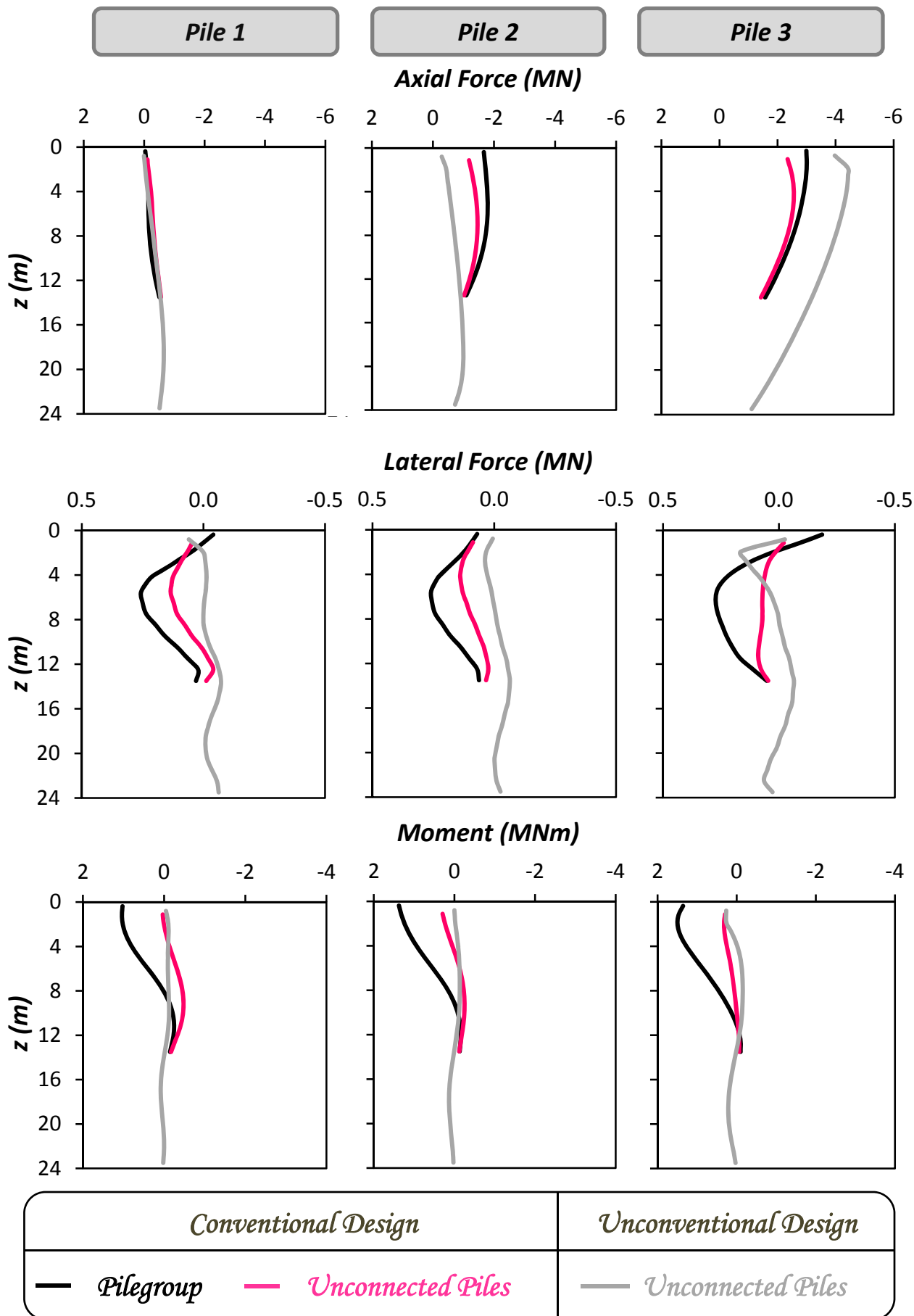


<i>Conventional Design</i>		<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Unconnected Piles</i>

Σχήμα 6.15: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_head} και καθίζησης w_{pile_head} στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce.

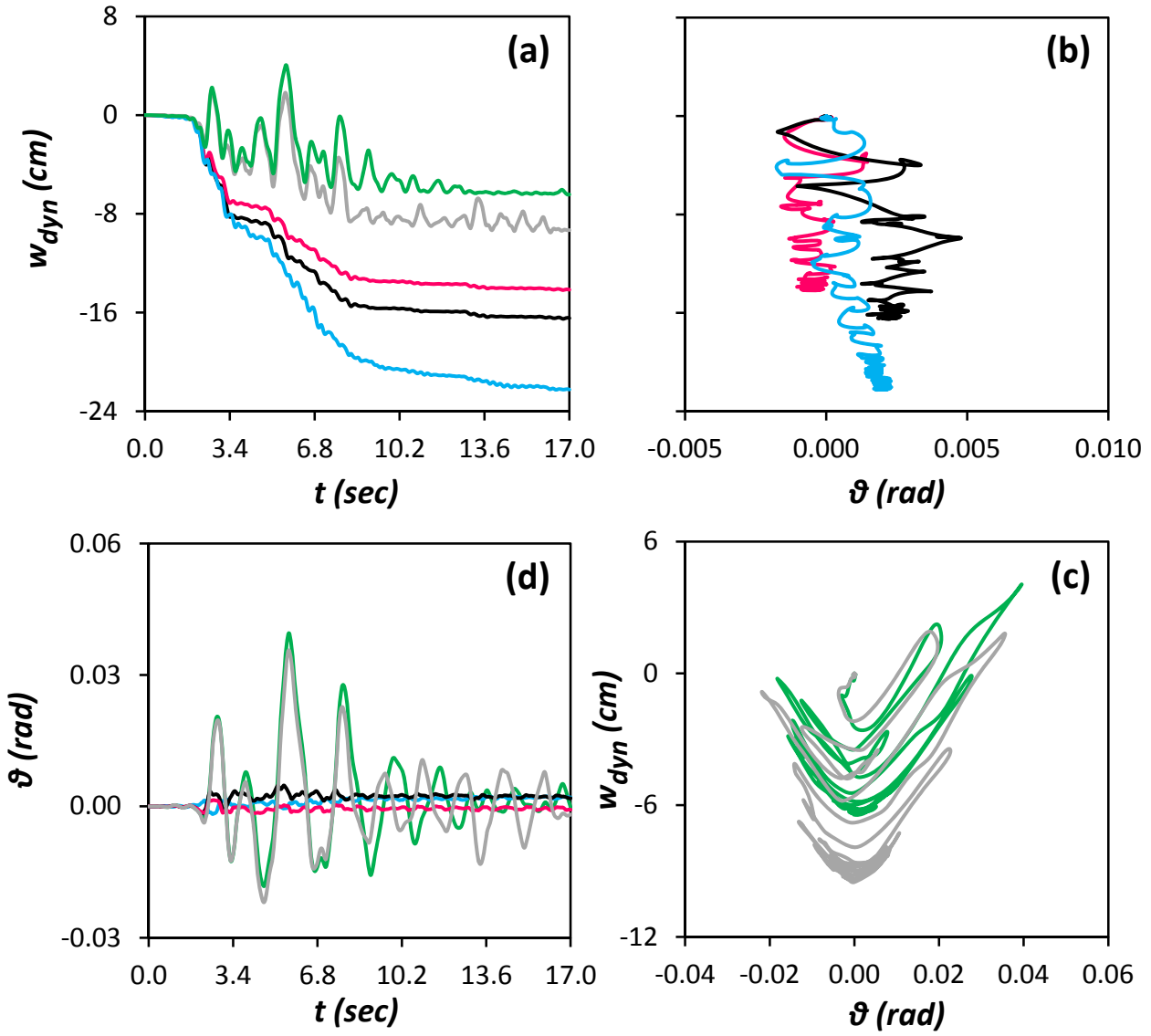


Σχήμα 6.16: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών, στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce.



Σχήμα 6.17: Σύγκριση κατανομών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce.

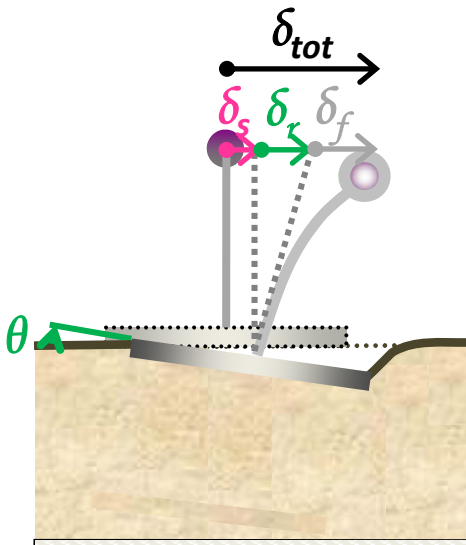
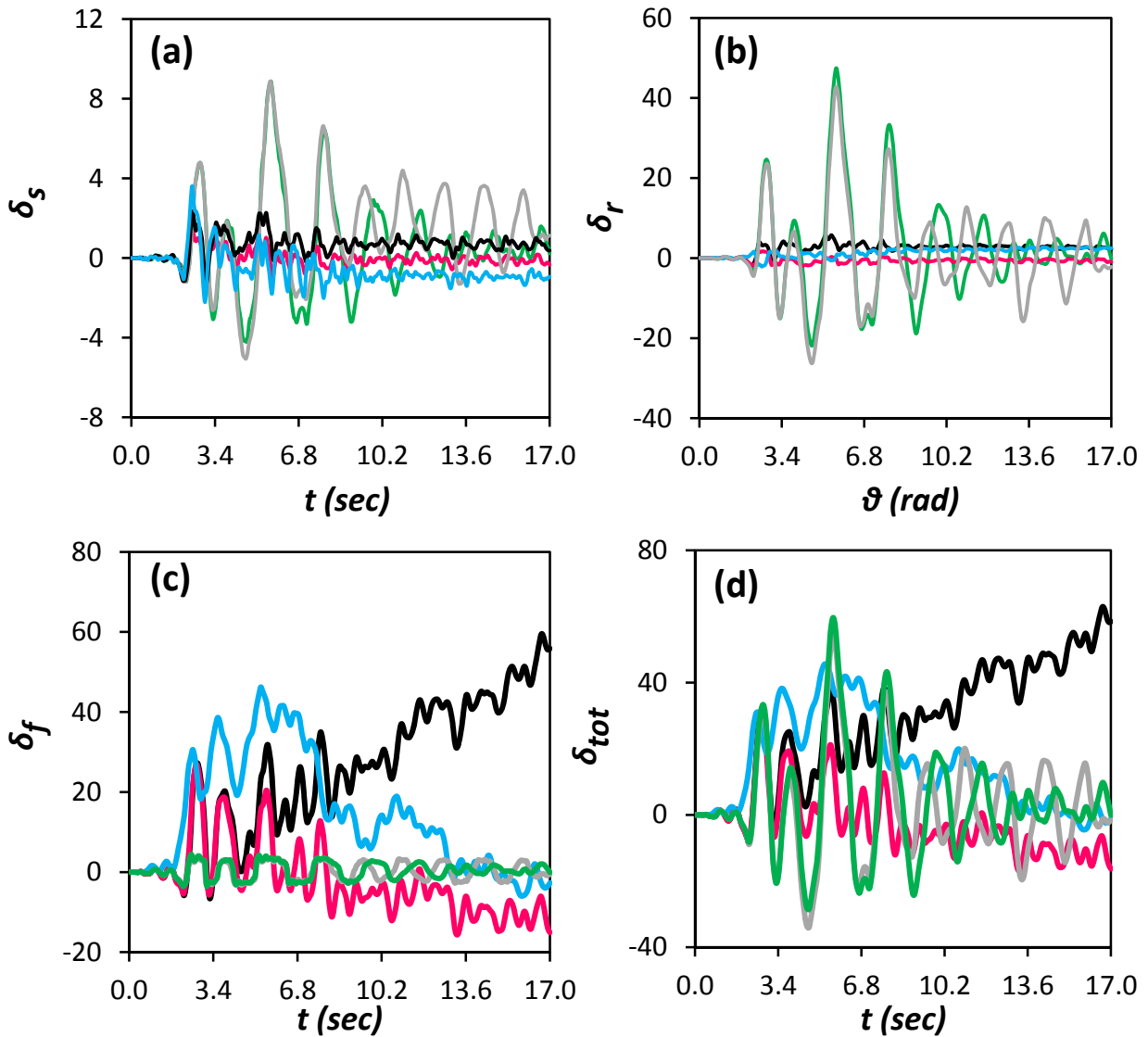
JMA



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i> — <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>	— <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>

Σχήμα 6.18: Σύγκριση των (a) Χρονοϊστοριών καθίζησης w_{dyn} , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης (b) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Χρονοϊστοριών στροφής του θεμελίου θ , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA.

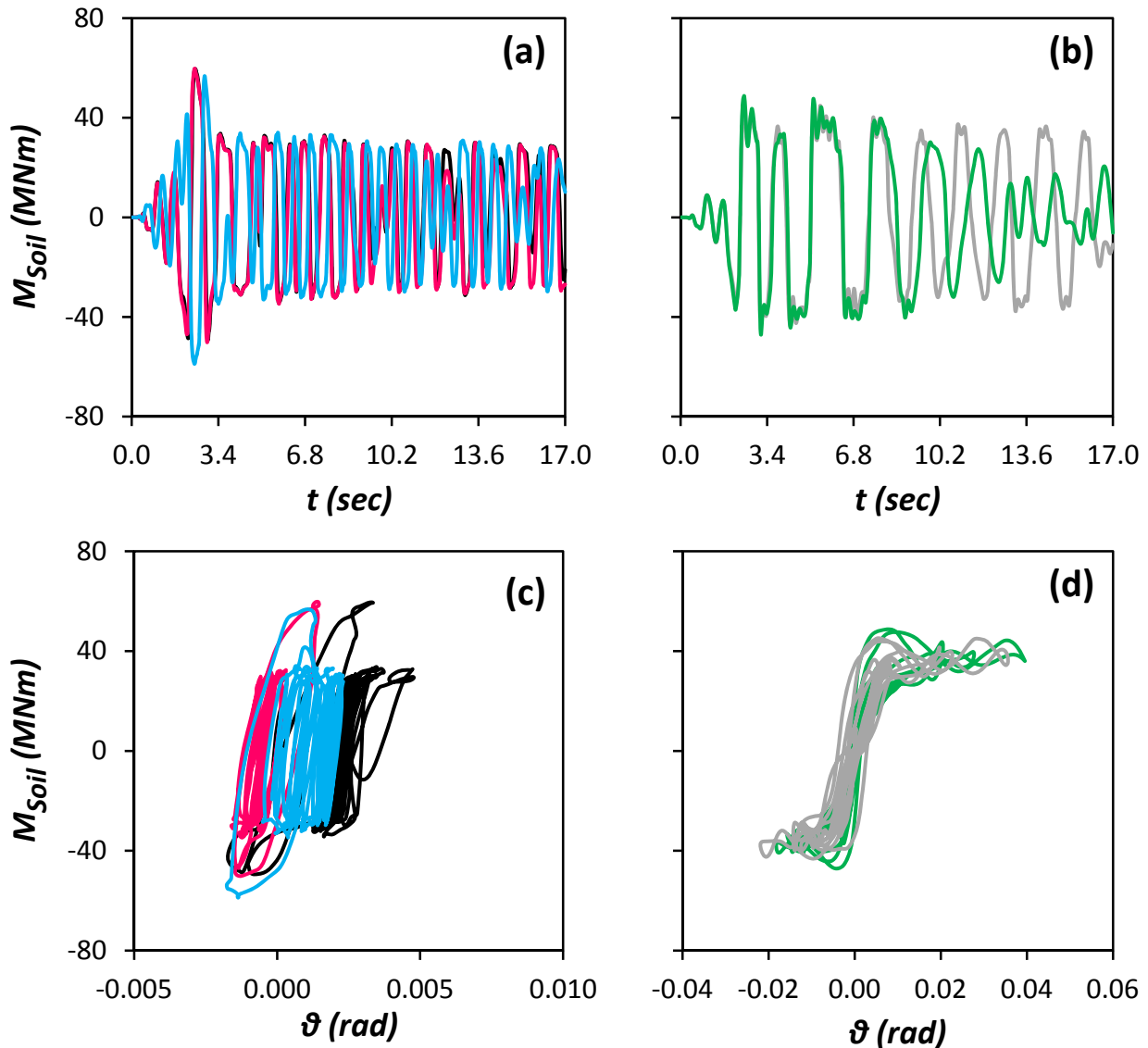
JMA



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.19: Σύγκριση Χρονοϊστοριών (a) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω ολίσθησης δ_s , (b) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω στροφής του θεμελίου δ_r , (c) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω λικνισμού του βάθρου δ_f , και (d) Συνολικής Οριζόντιας μετακίνησης δ_{tot} , στο ύψος του καταστρώματος, των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA.

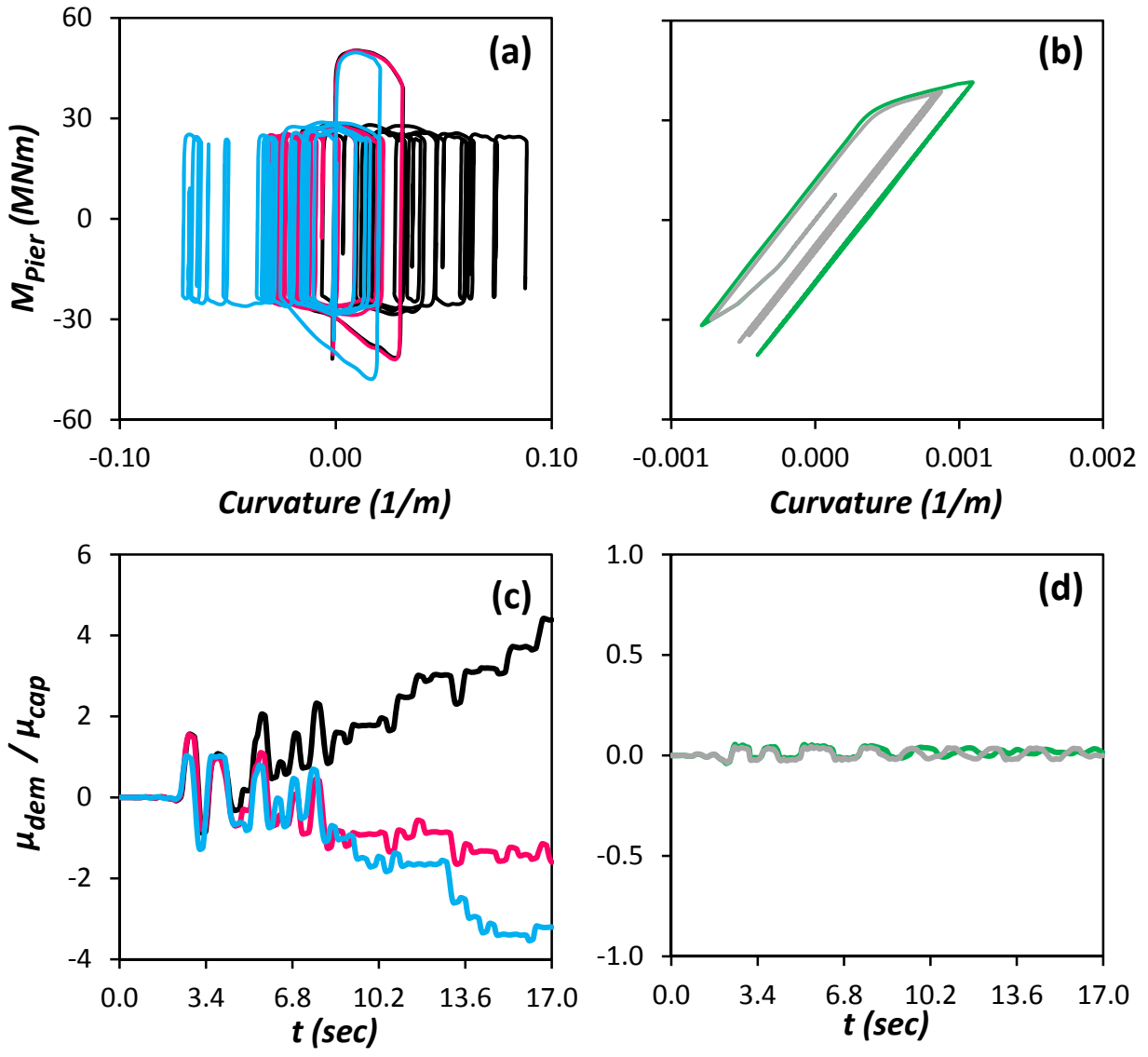
JMA



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i> — <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>	— <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>

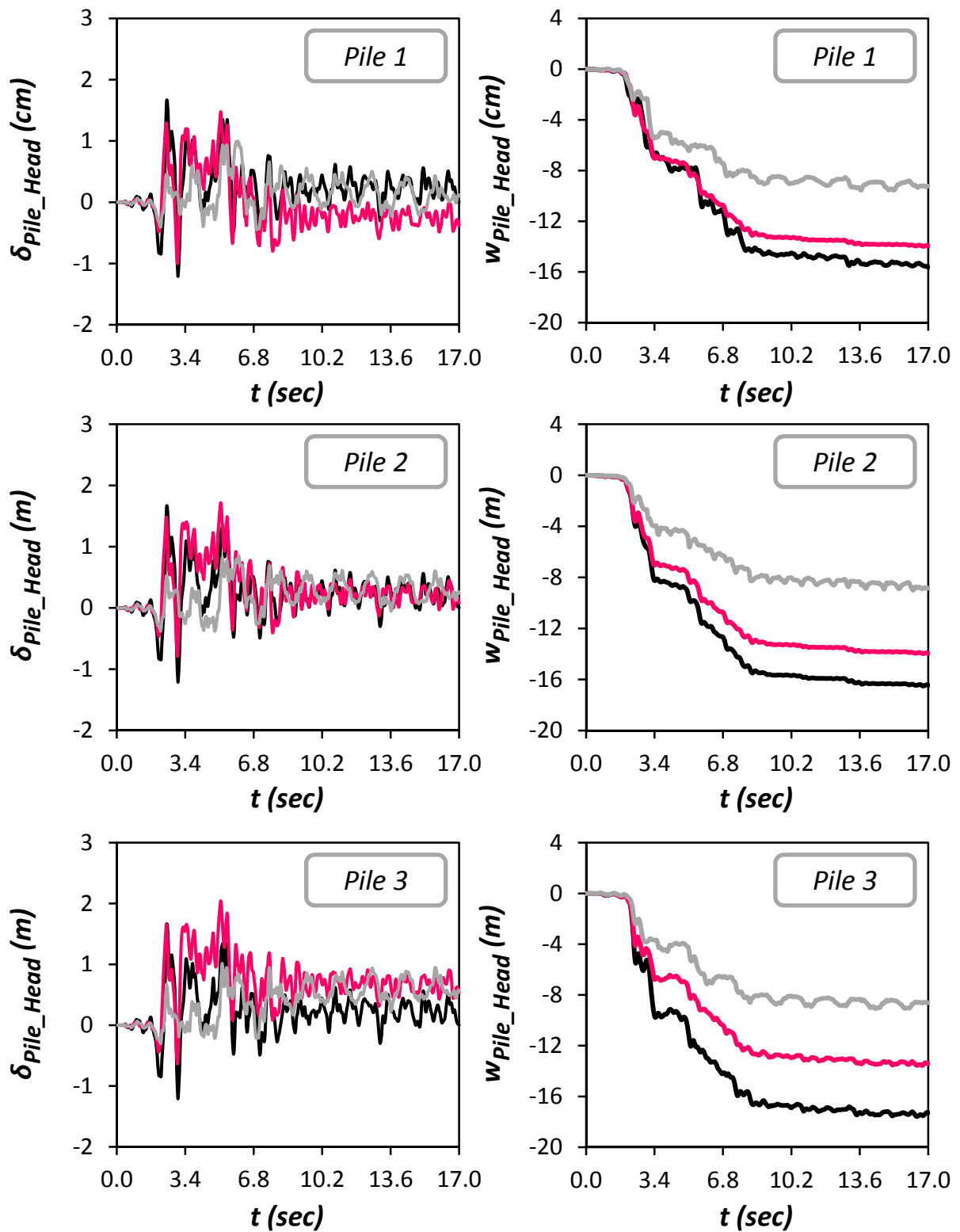
Σχήμα 6.20: Σύγκριση (a) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (b) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA.

JMA



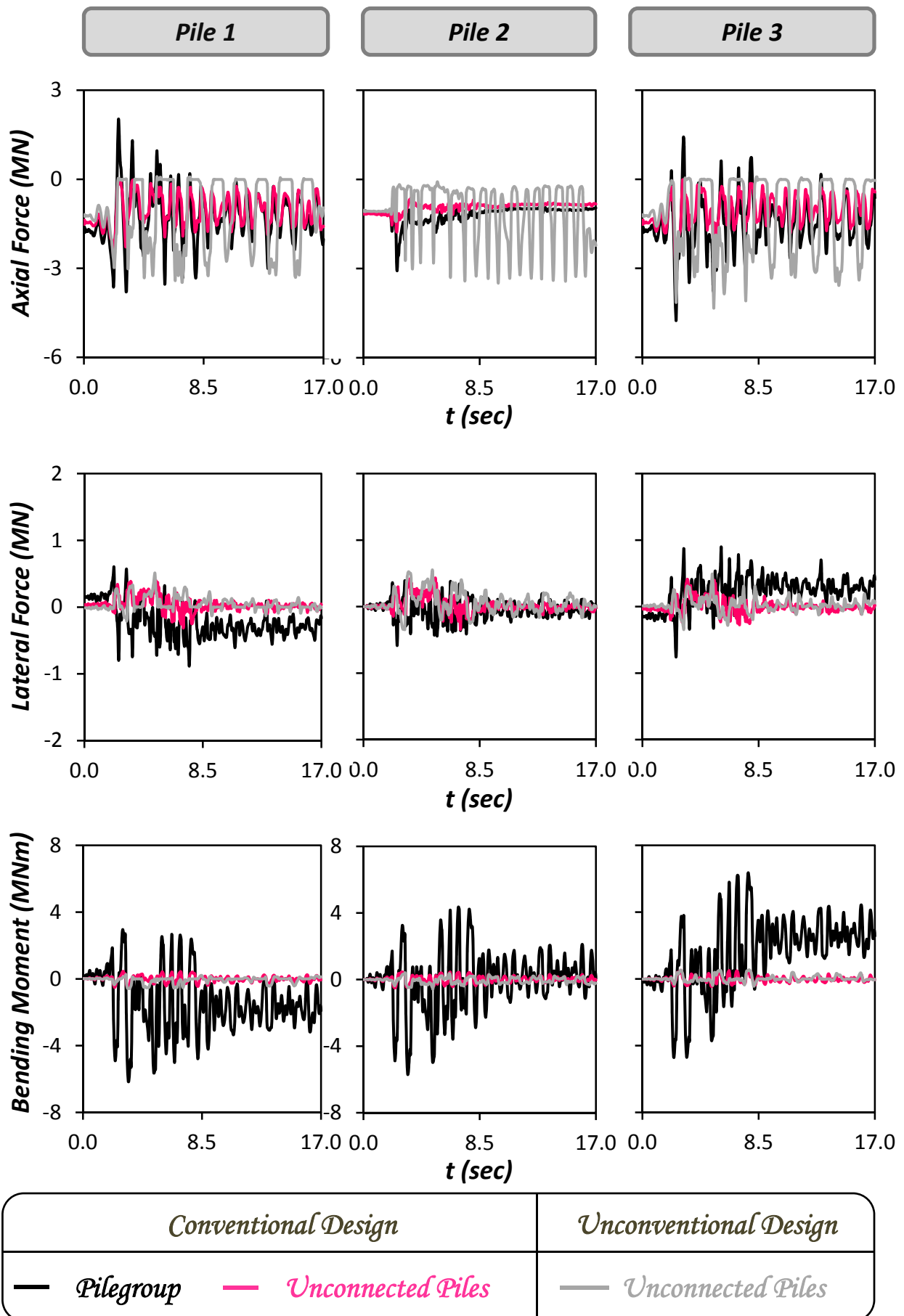
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.21: Σύγκριση συσχετίσεων ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, (α) των συμβατικών συστημάτων, και (β) των μη συμβατικών συστημάτων. Σύγκριση χρονιοιστοριών αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} , (γ) των συμβατικών συστημάτων και (δ) των μη συμβατικών συστημάτων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA.

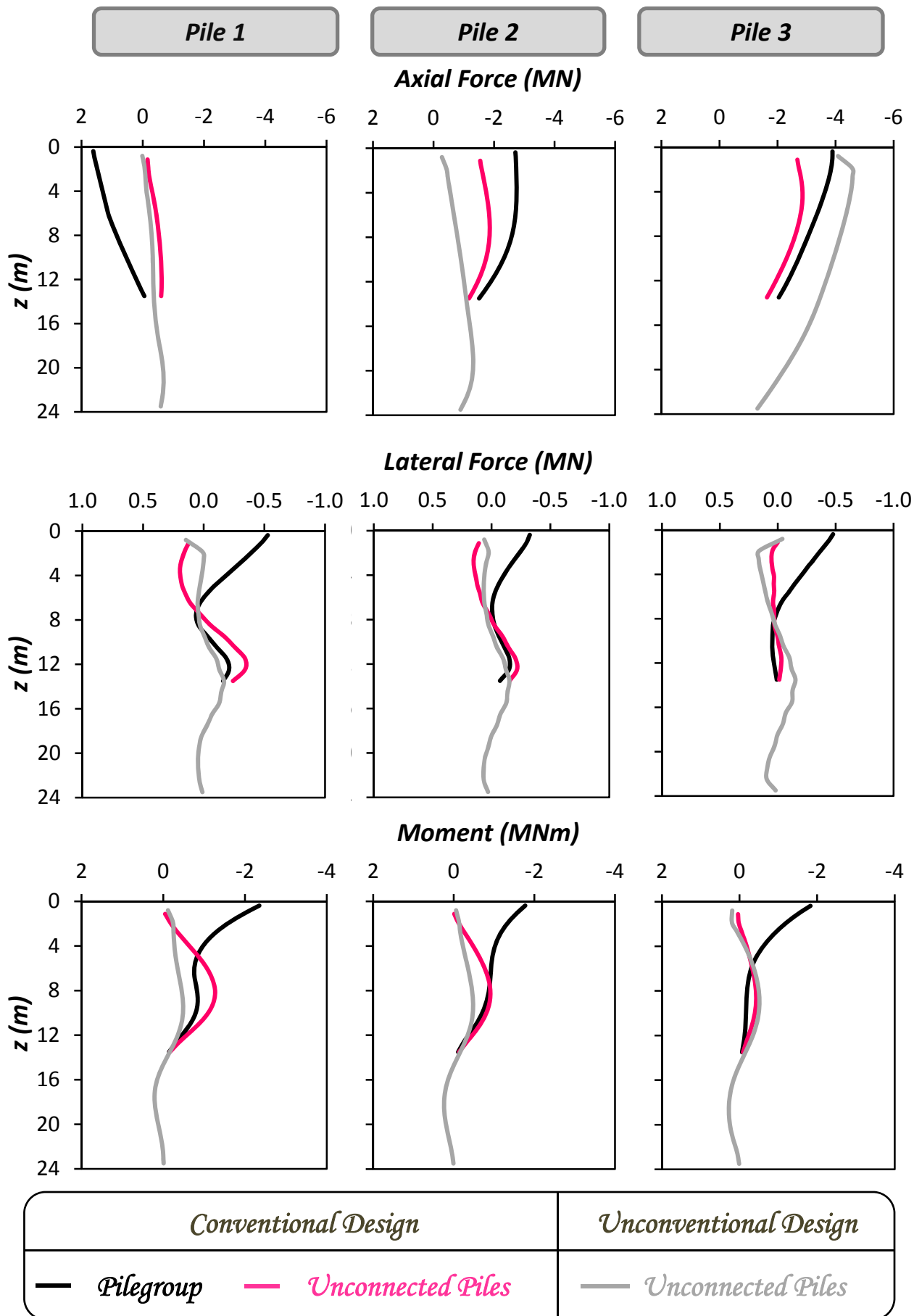


<i>Conventional Design</i>		<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Unconnected Piles</i>

Σχήμα 6.22: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_head} και καθίζησης W_{pile_head} στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA.

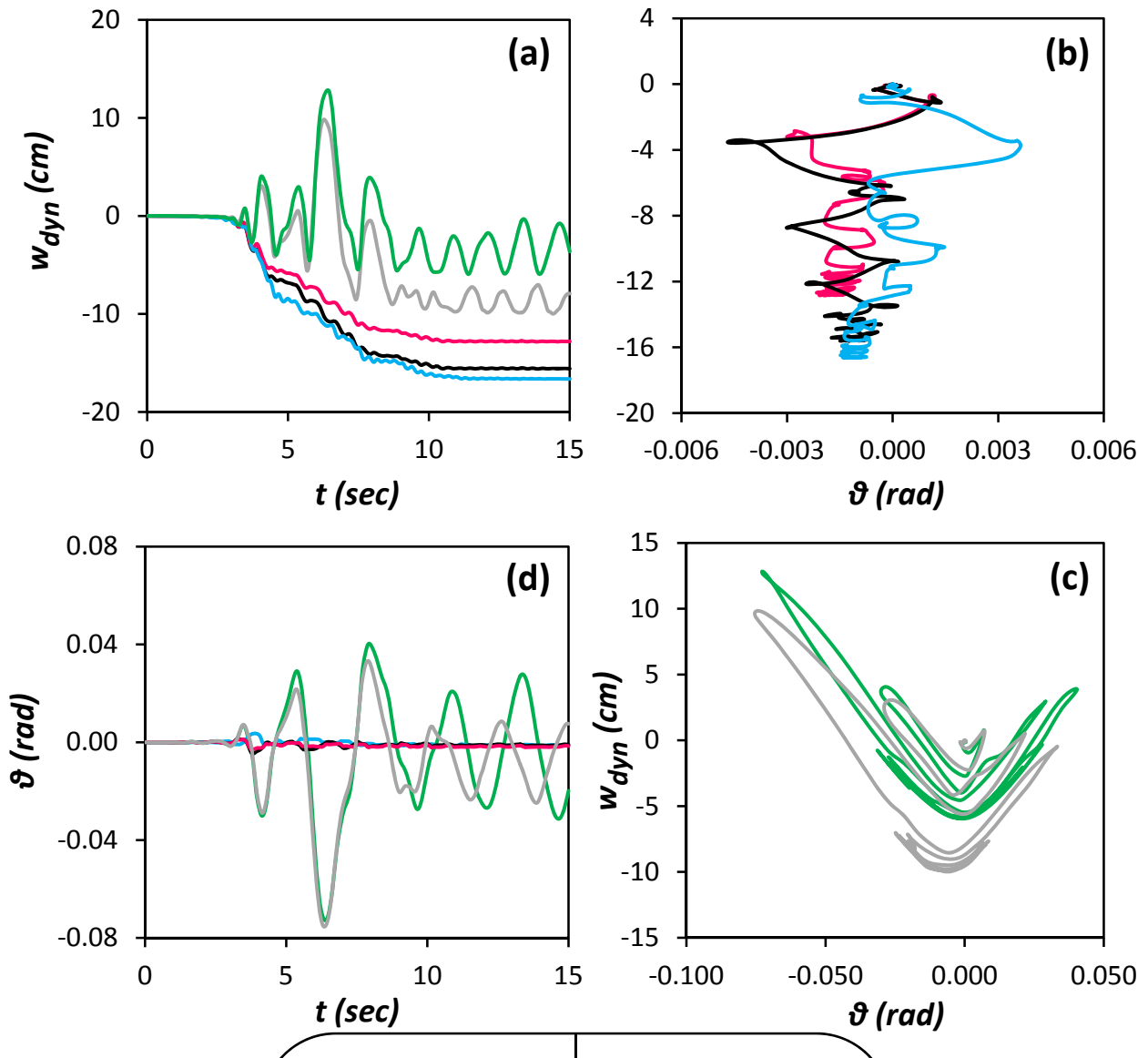


Σχήμα 6.23: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών, στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA.



Σχήμα 6.24: Σύγκριση κατανομών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA.

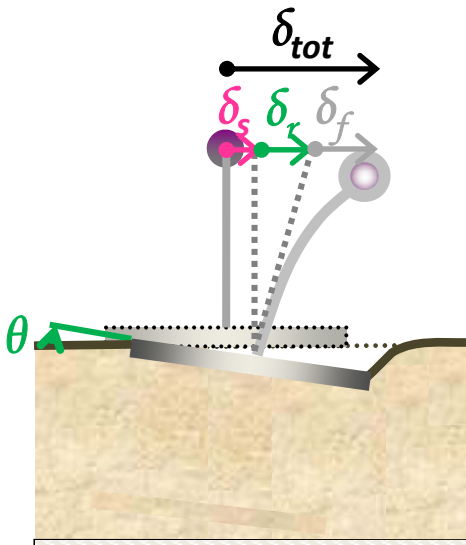
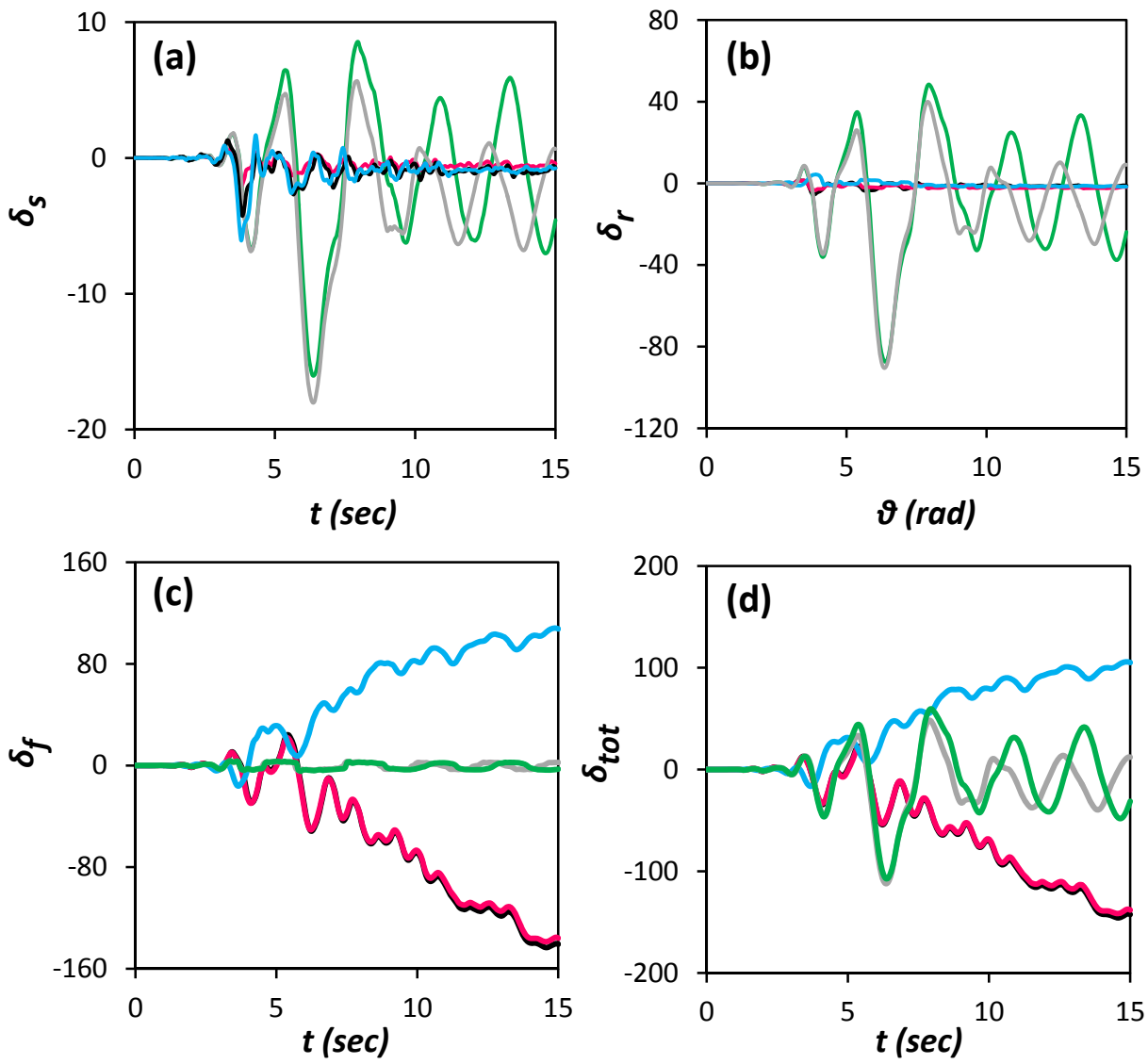
Jensen



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: black; margin-right: 5px;"></div> <i>Pilegroup</i> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: gray; margin-right: 5px;"></div> <i>Unconnected Piles</i> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: magenta; margin-right: 5px;"></div> <i>Unconnected Piles</i> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: green; margin-right: 5px;"></div> <i>Shallow Foundation</i> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 15px; background-color: cyan; margin-right: 5px;"></div> <i>Shallow Foundation</i> </div>	

Σχήμα 6.25: Σύγκριση των (a) Χρονοϊστοριών καθίζησης w_{dyn} , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης (b) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Χρονοϊστοριών στροφής του θεμελίου θ , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen.

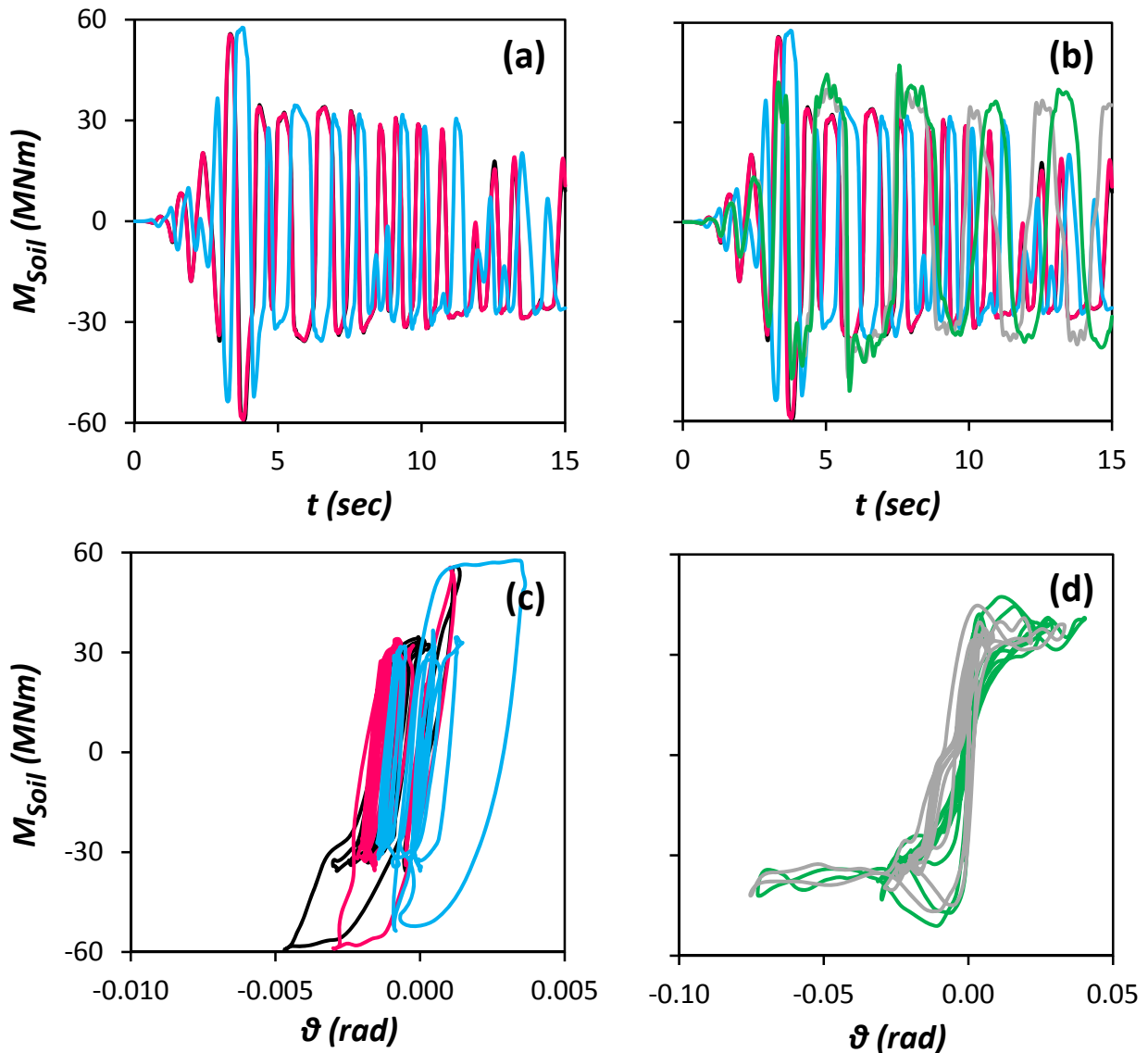
Jensen



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.26: Σύγκριση Χρονοϊστοριών (a) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω ολίσθησης δ_s , (b) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω στροφής του θεμελίου δ_r , (c) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω λικνισμού του βάθρου δ_f , και (d) Συνολικής Οριζόντιας μετακίνησης δ_{tot} , στο ύψος του καταστρώματος, των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen.

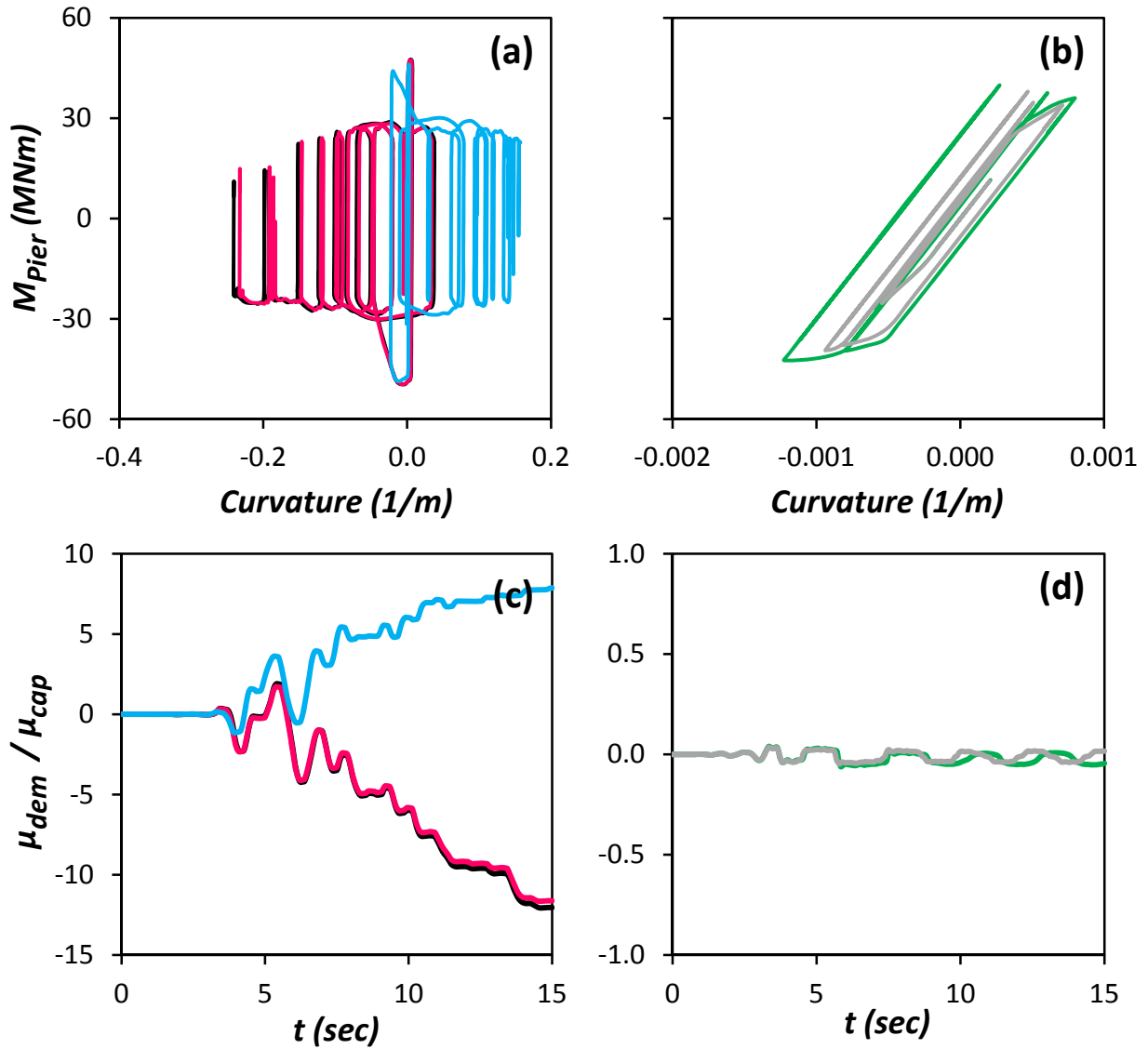
Jensen



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i> — <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>	— <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>

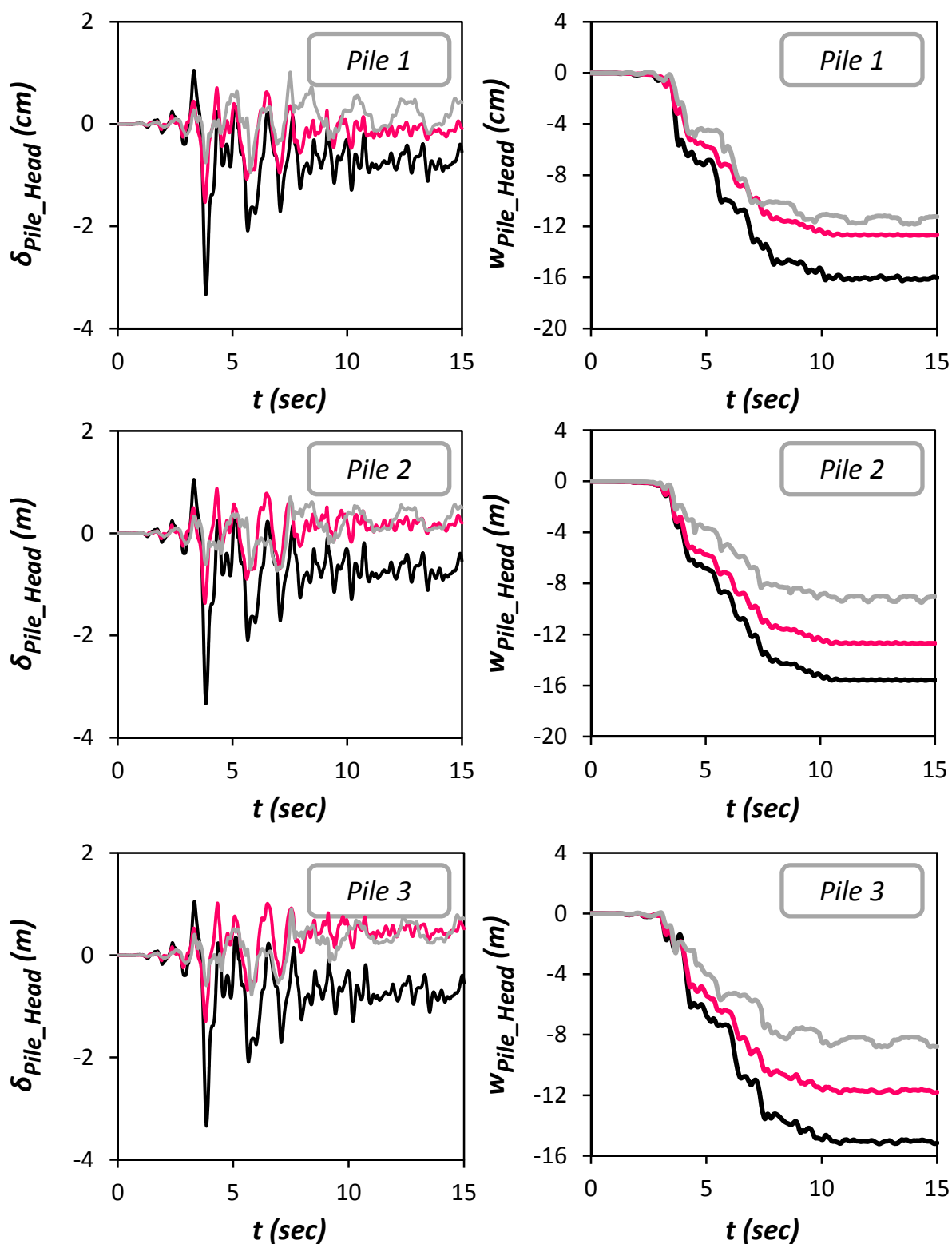
Σχήμα 6.27: Σύγκριση (a) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (b) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen.

Jensen



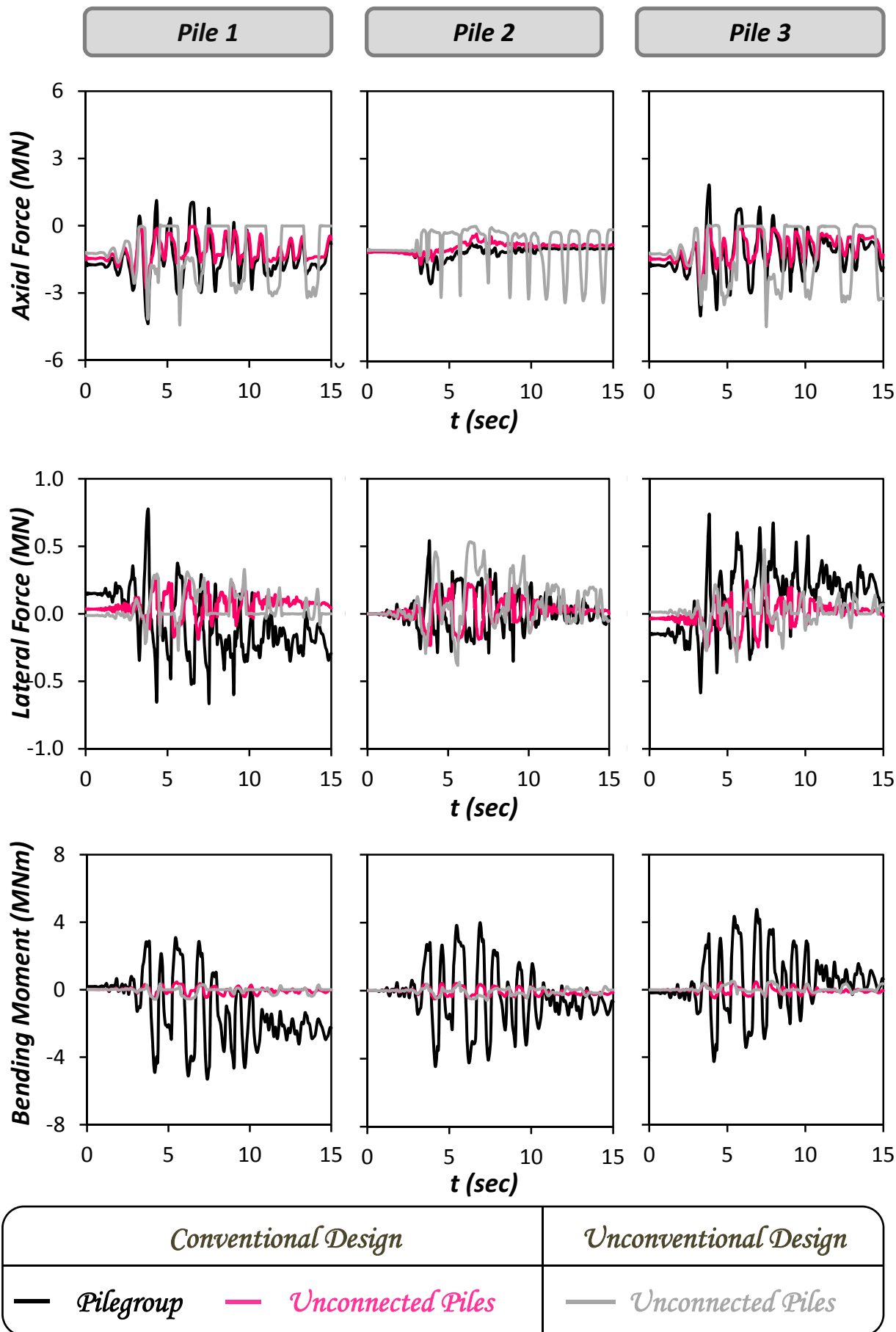
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.28: Σύγκριση συσχετίσεων ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, (α) των συμβατικών συστημάτων, και (β) των μη συμβατικών συστημάτων. Σύγκριση χρονιοιστοριών αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} , (γ) των συμβατικών συστημάτων και (δ) των μη συμβατικών συστημάτων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen.

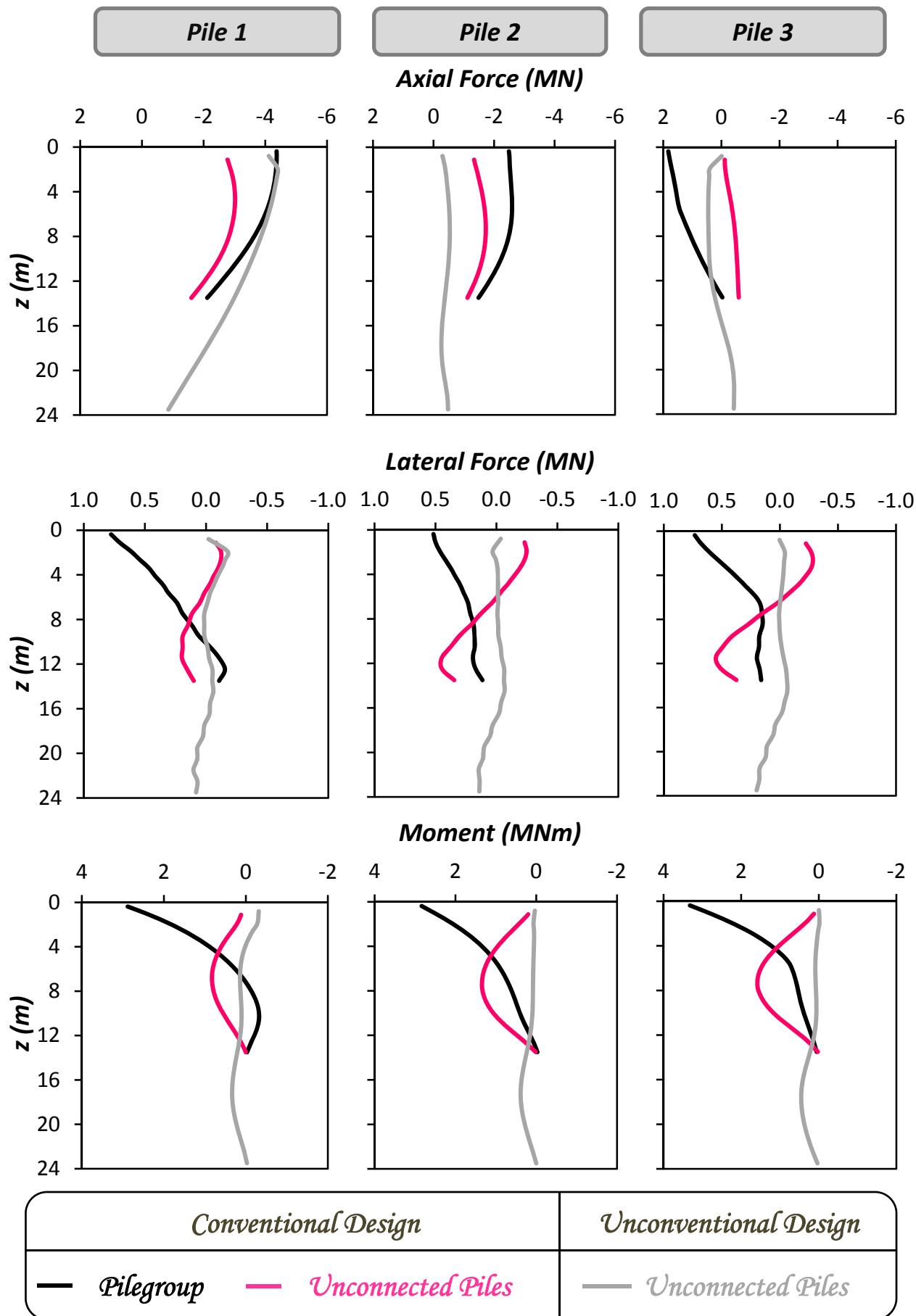


<i>Conventional Design</i>		<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Unconnected Piles</i>

Σχήμα 6.29: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} και καθίζησης W_{pile_Head} στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen.

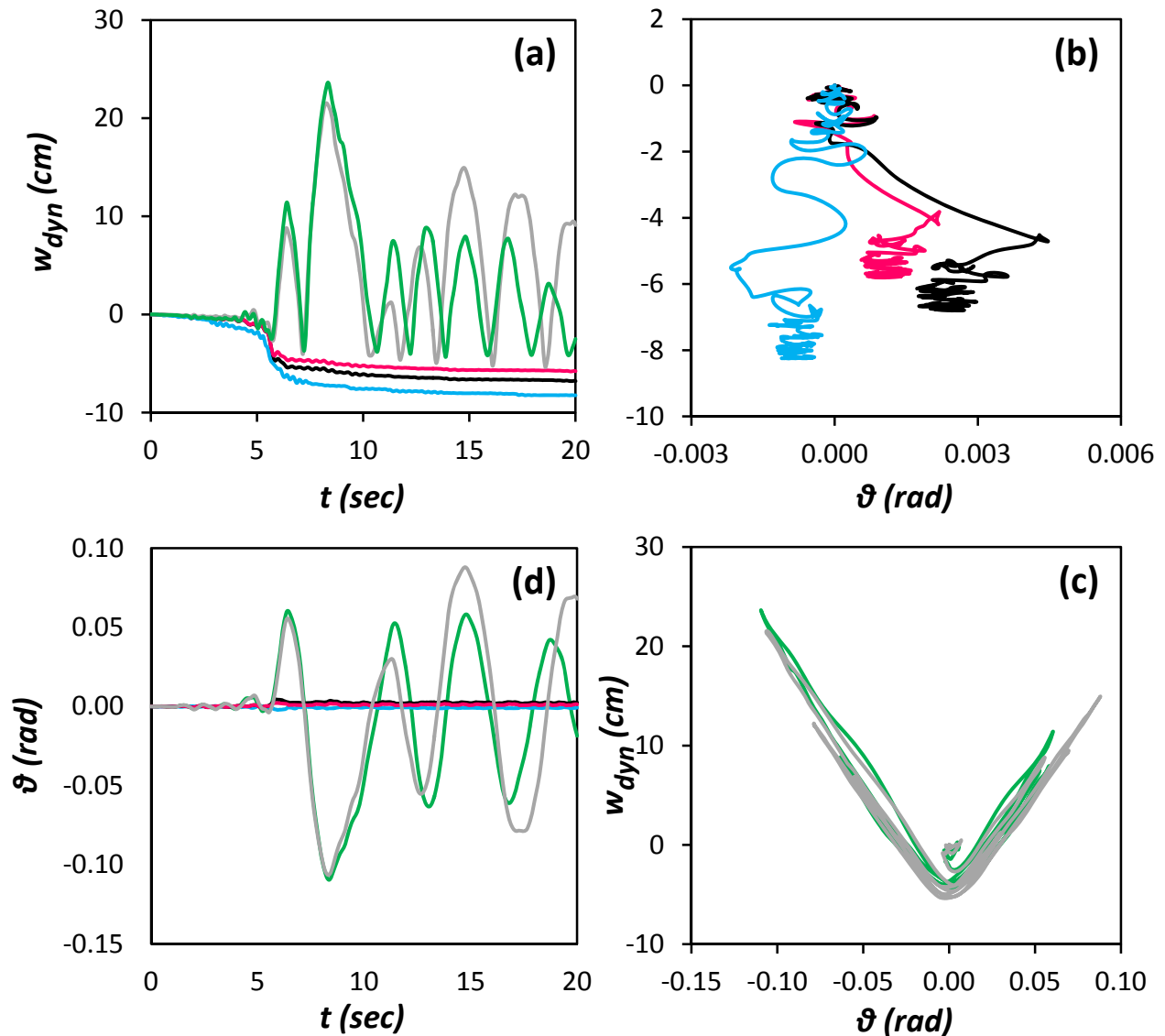


Σχήμα 6.30: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών, στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen.



Σχήμα 6.31: Σύγκριση κατανομών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen.

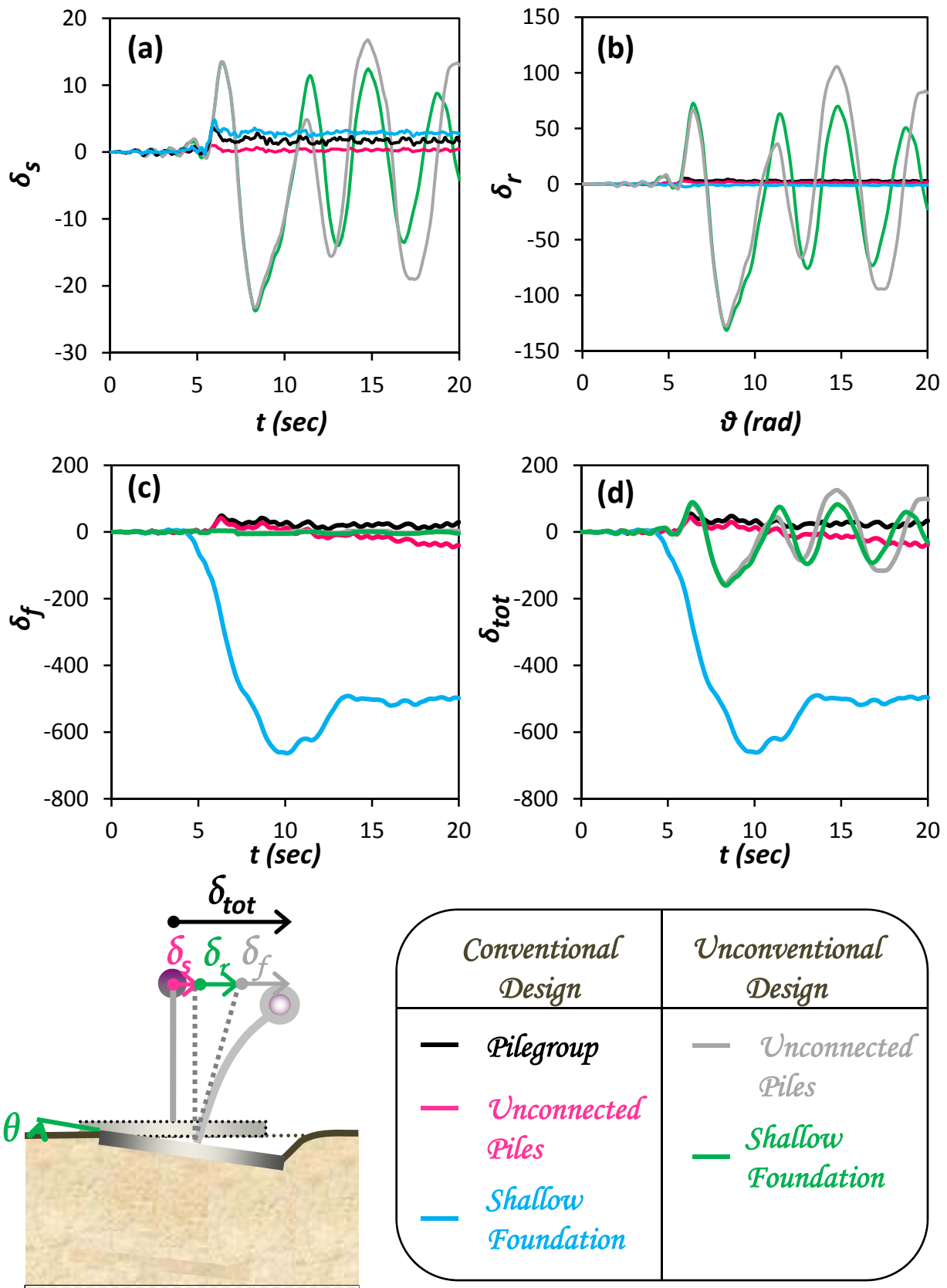
TCU-068



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

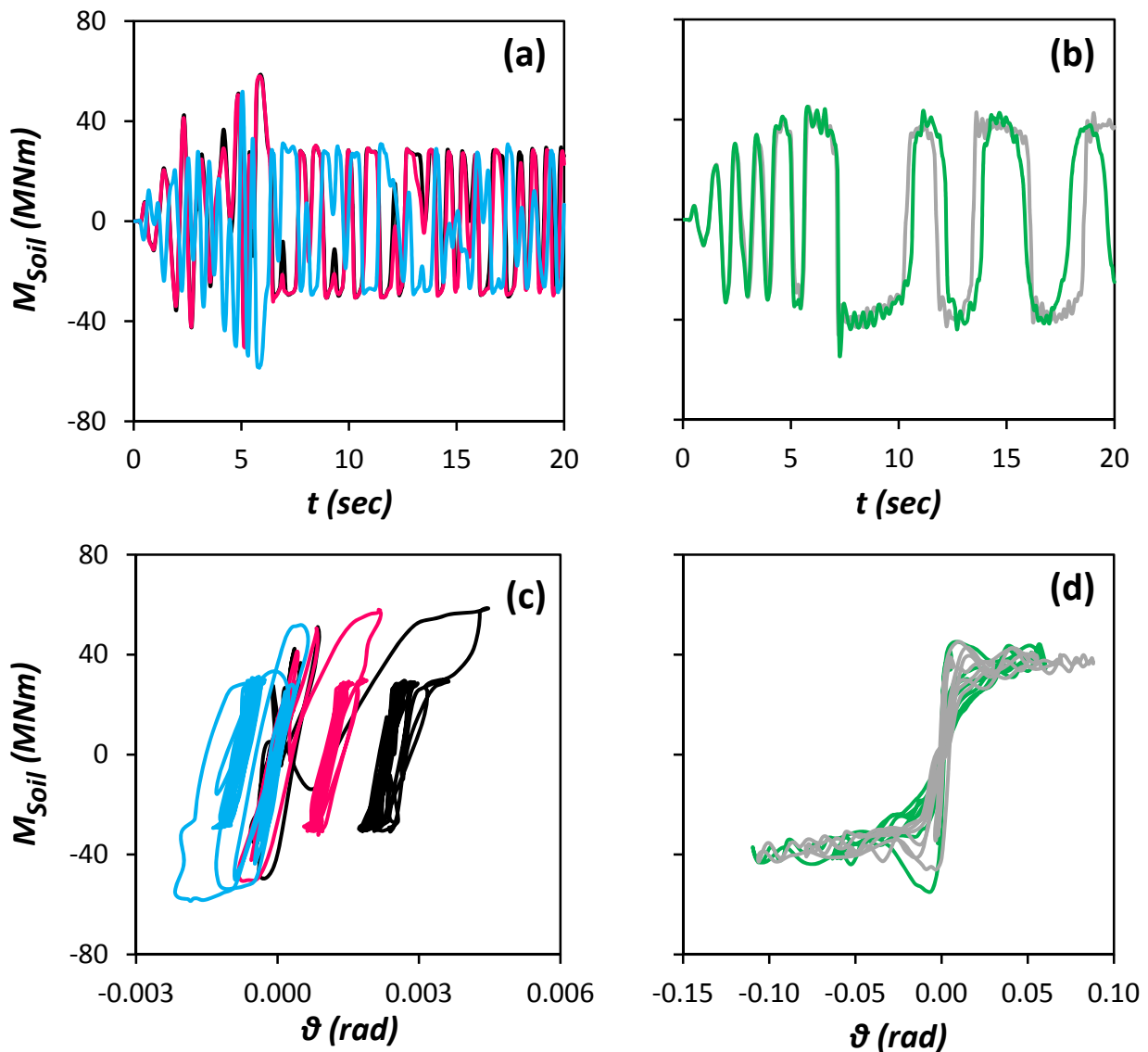
Σχήμα 6.32: Σύγκριση των (a) Χρονοϊστοριών καθίζησης w_{dyn} , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης (b) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου ϑ των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου ϑ των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Χρονοϊστοριών στροφής του θεμελίου ϑ , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068.

TCU-068



Σχήμα 6.33: Σύγκριση Χρονοϊστοριών (a) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω ολίσθησης δ_s , (b) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω στροφής του θεμελίου δ_r , (c) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω λικνισμού του βάθρου δ_f , και (d) Συνολικής Οριζόντιας μετακίνησης δ_{tot} , στο ύψος του καταστρώματος, των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068.

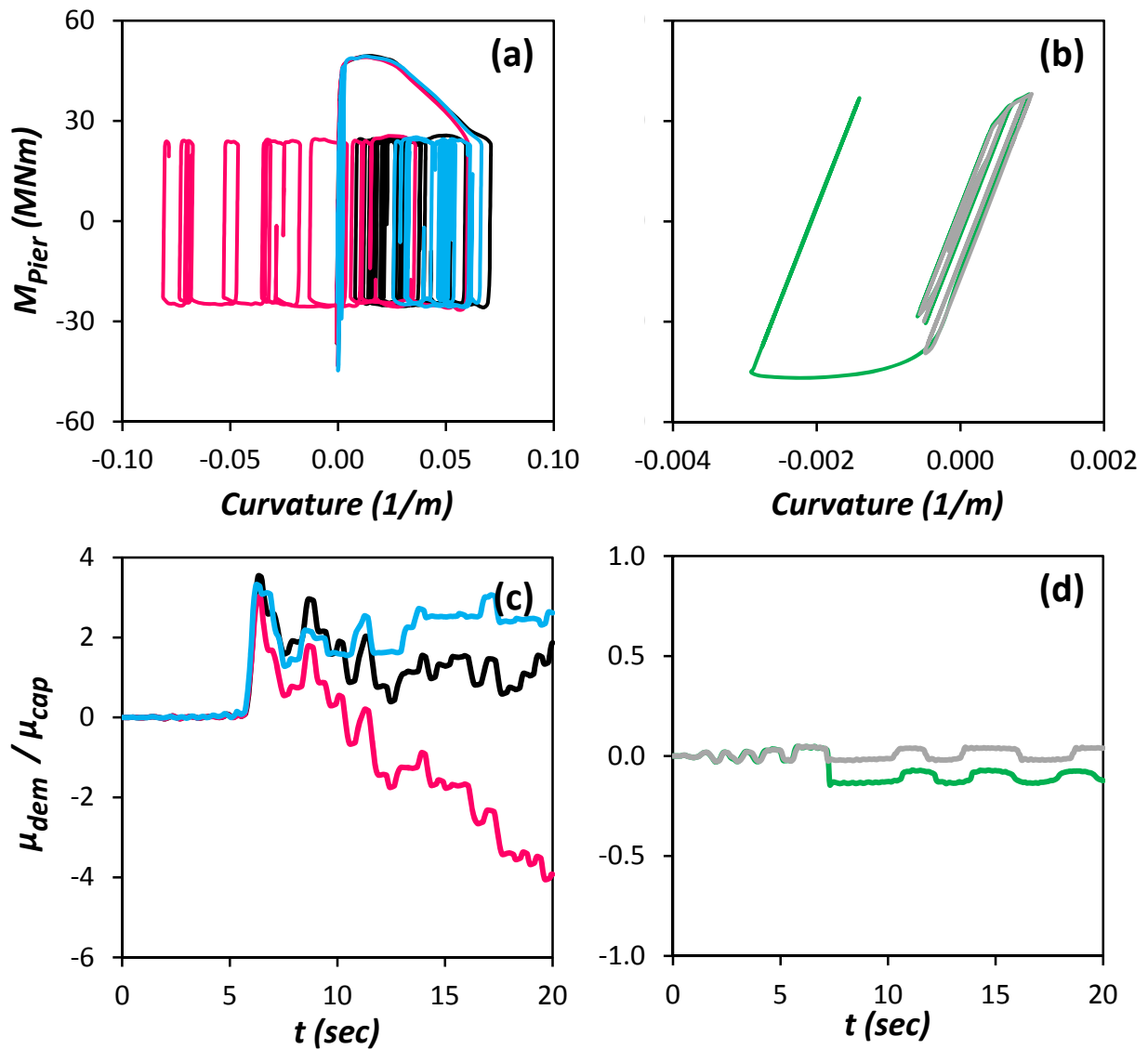
TCU-068



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i> — <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>	— <i>Unconnected Piles</i> — <i>Shallow Foundation</i>

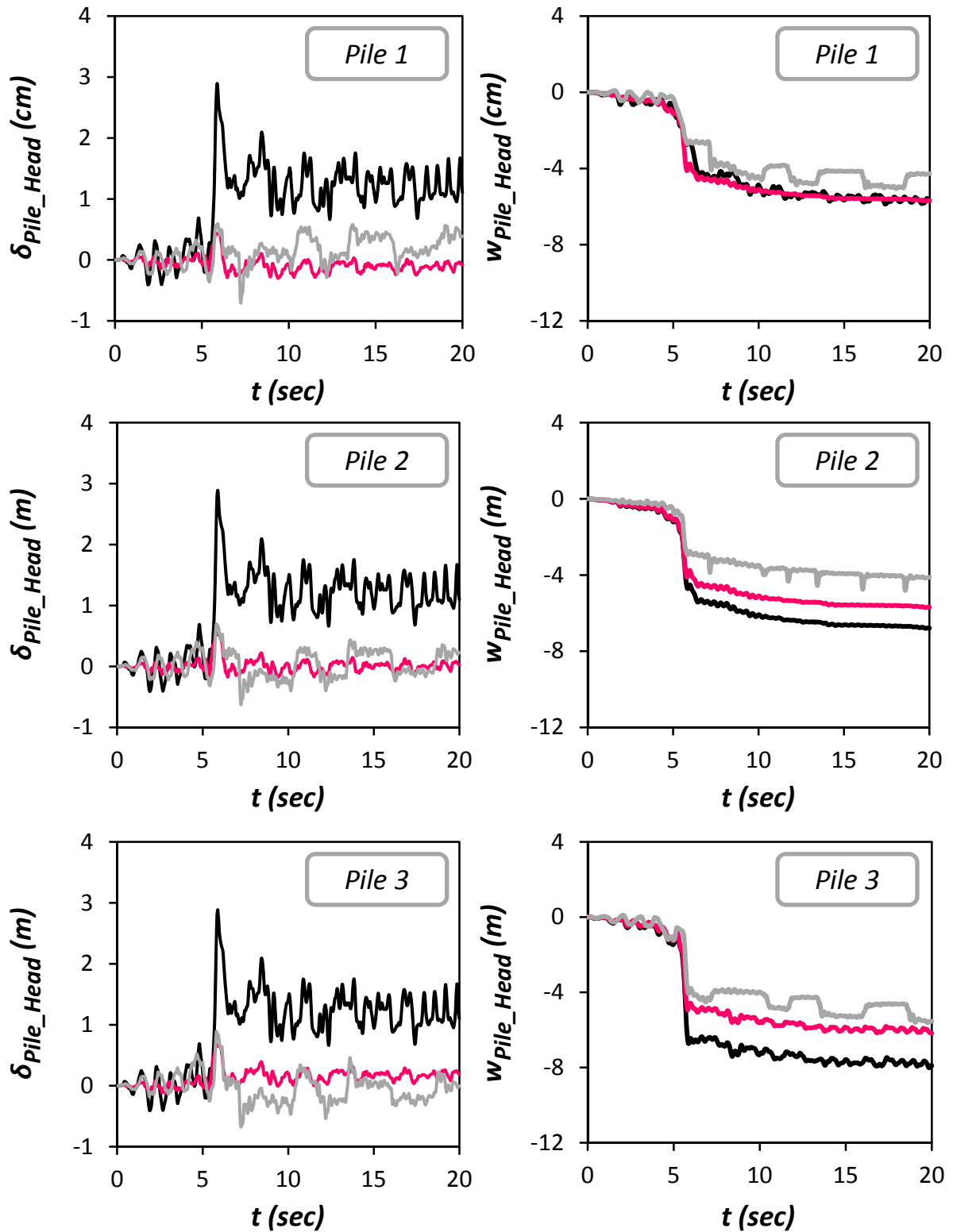
Σχήμα 6.34: Σύγκριση (a) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (b) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068.

TCU-068



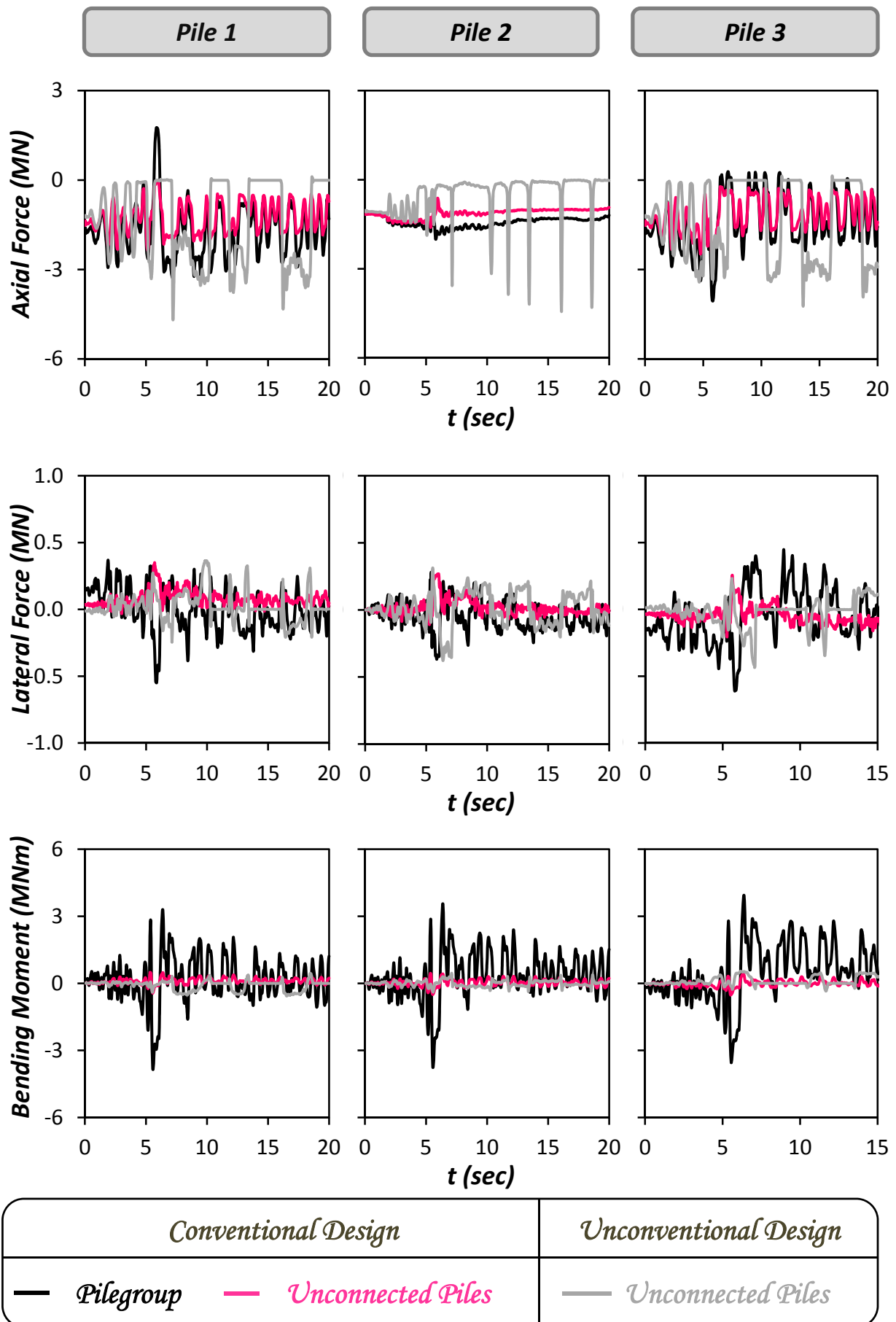
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.35: Σύγκριση συσχετίσεων ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, (α) των συμβατικών συστημάτων, και (β) των μη συμβατικών συστημάτων. Σύγκριση χρονιοιστοριών αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} , (γ) των συμβατικών συστημάτων και (δ) των μη συμβατικών συστημάτων. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068.

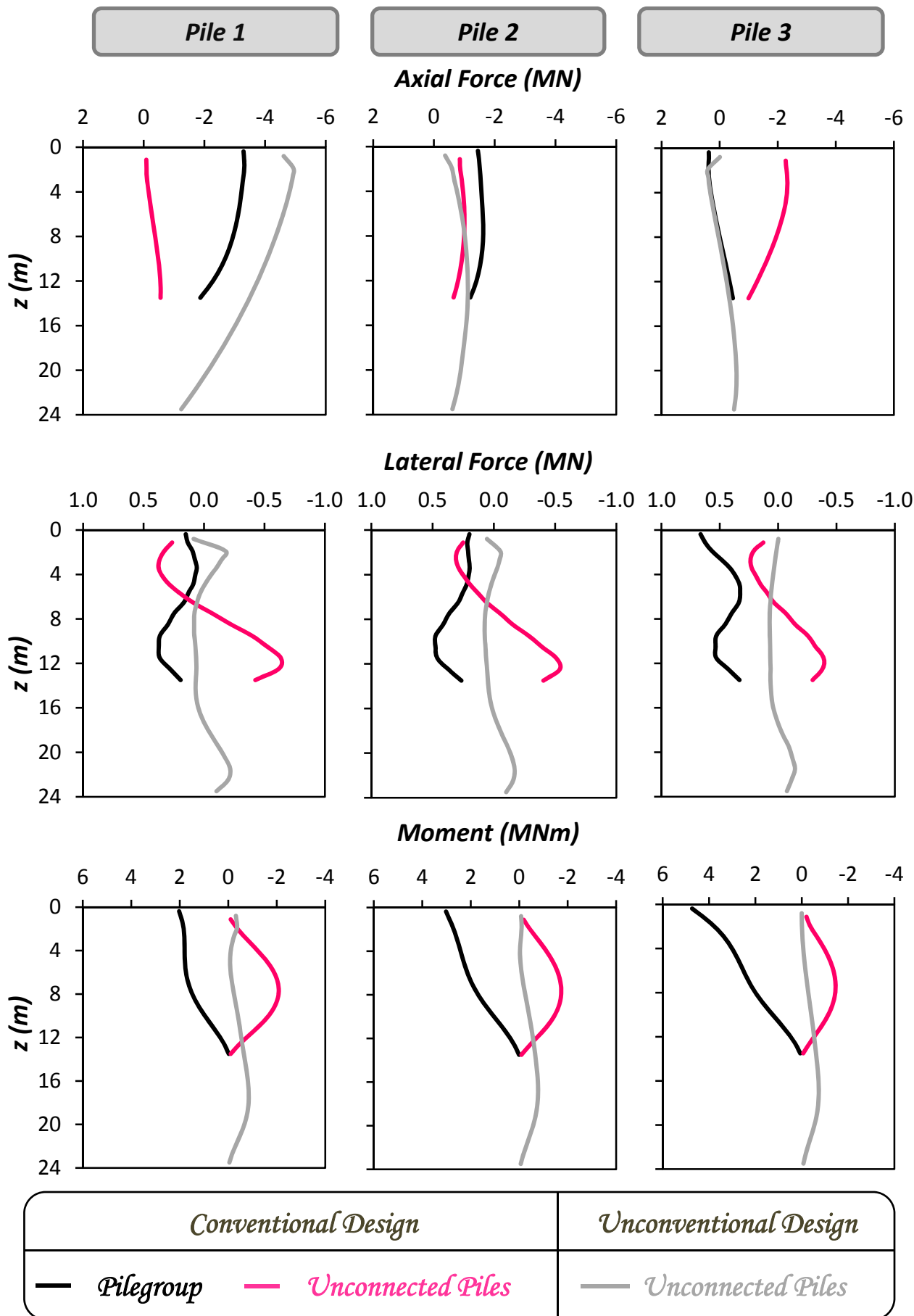


<i>Conventional Design</i>		<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Unconnected Piles</i>

Σχήμα 6.36: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , και καθίζησης w_{pile_Head} στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068.

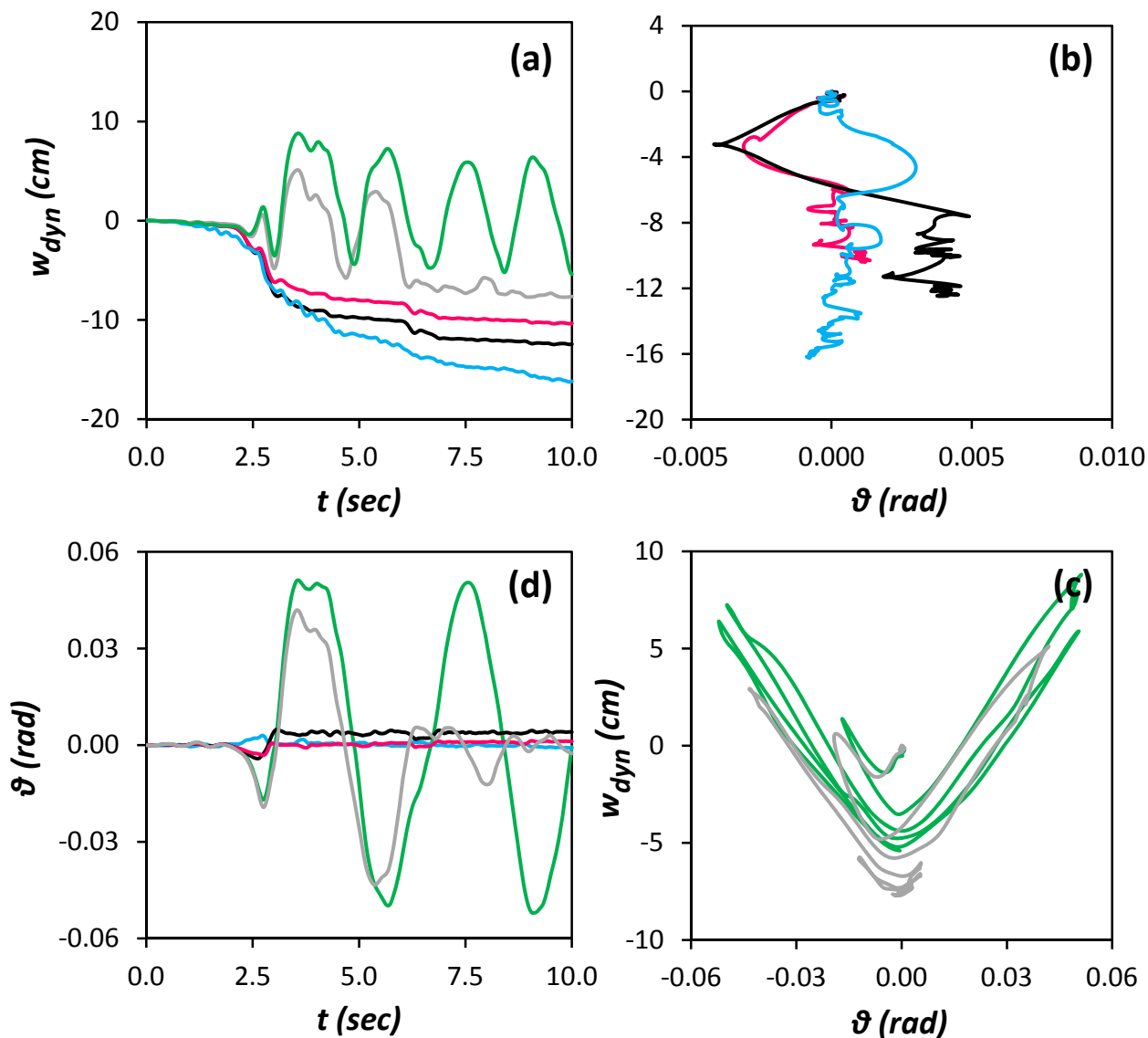


Σχήμα 6.37: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών, στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068.



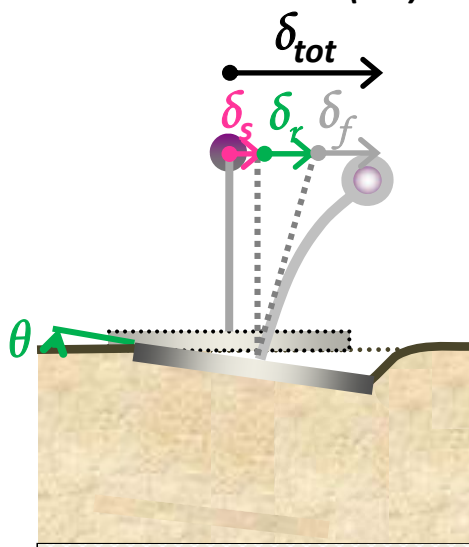
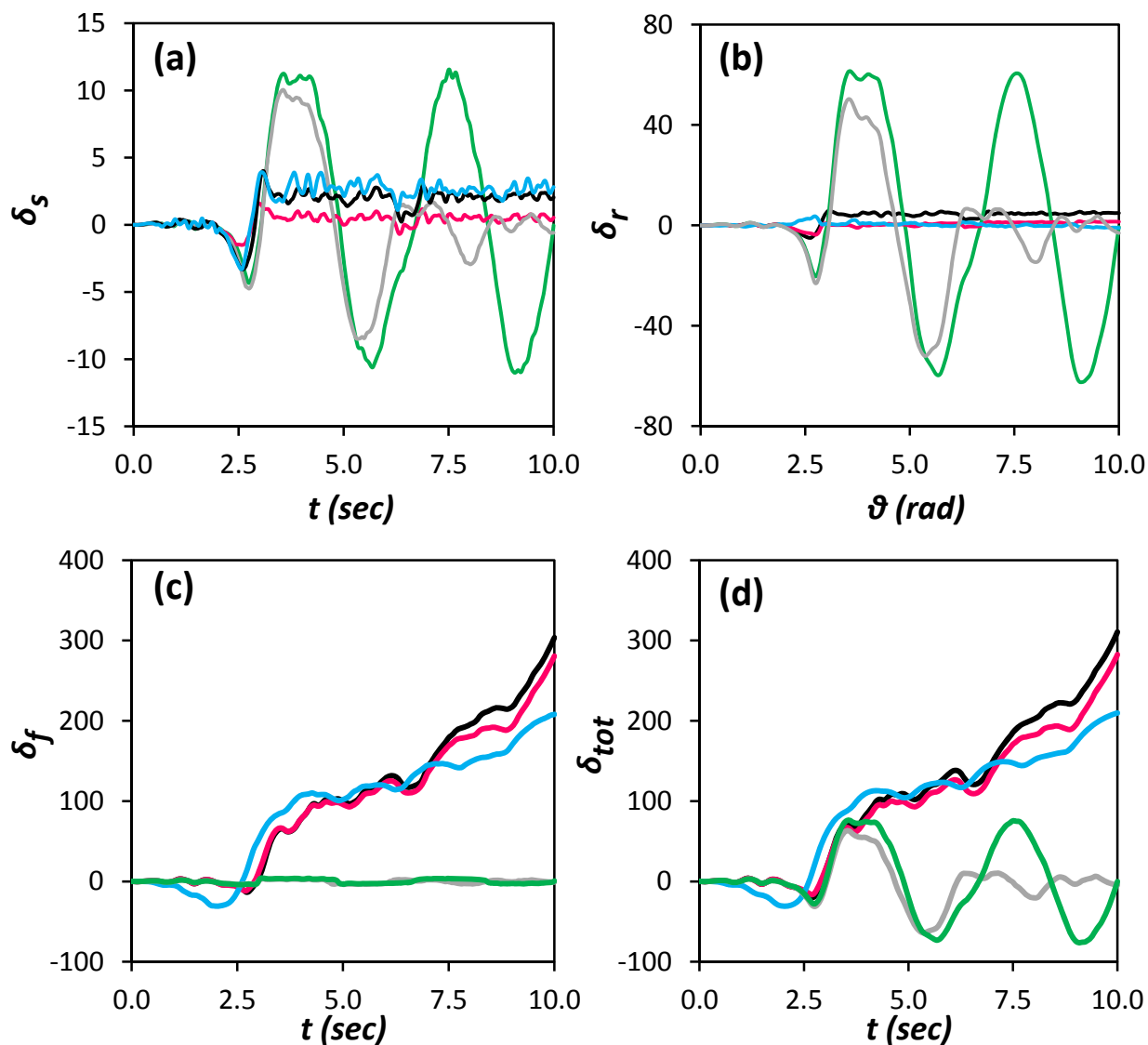
Σχήμα 6.38: Σύγκριση κατανομών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068.

Rinaldi



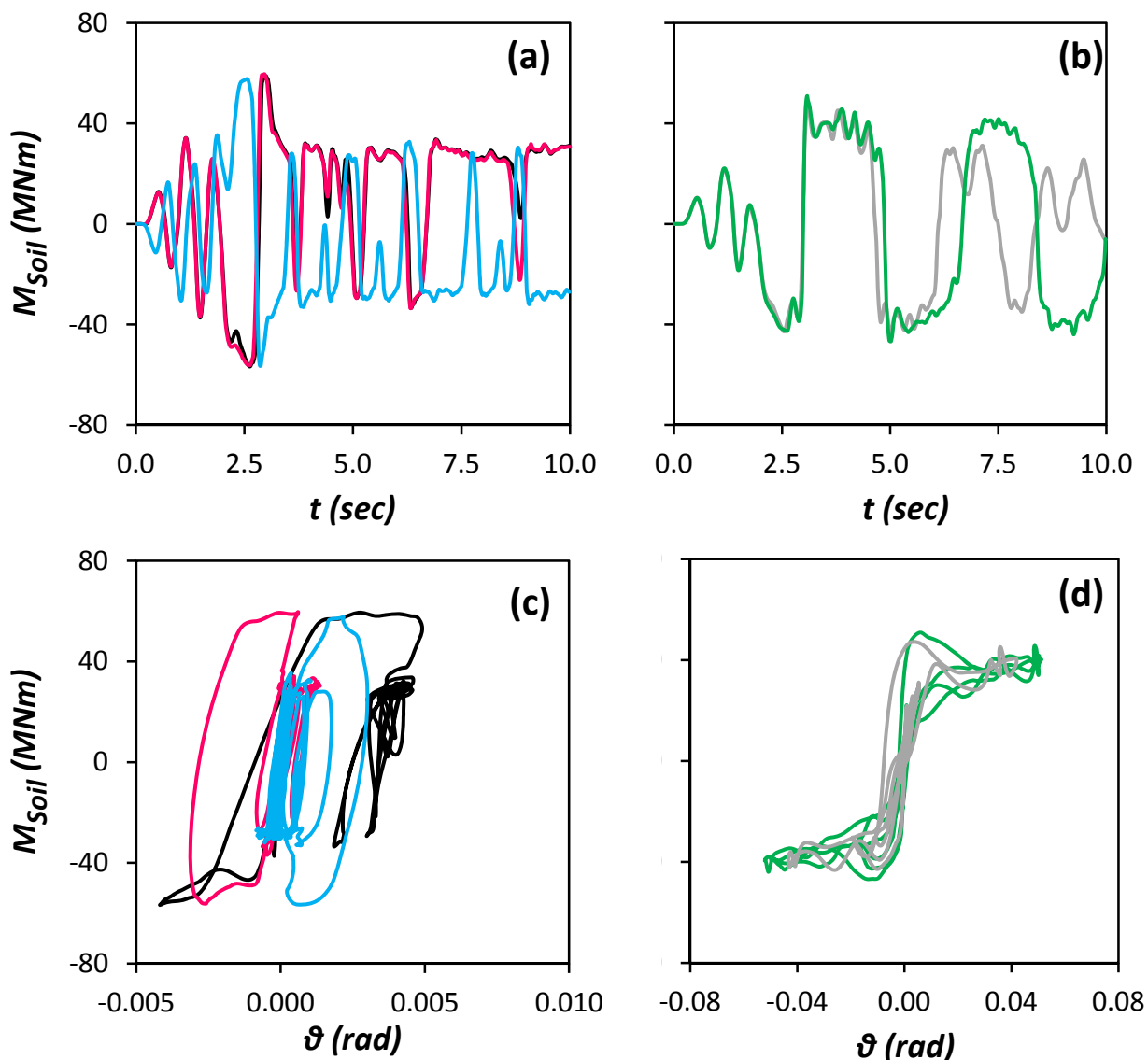
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.39: Σύγκριση των (a) Χρονοϊστοριών καθίζησης w_{dyn} , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης (b) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Χρονοϊστοριών στροφής του θεμελίου θ , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi.



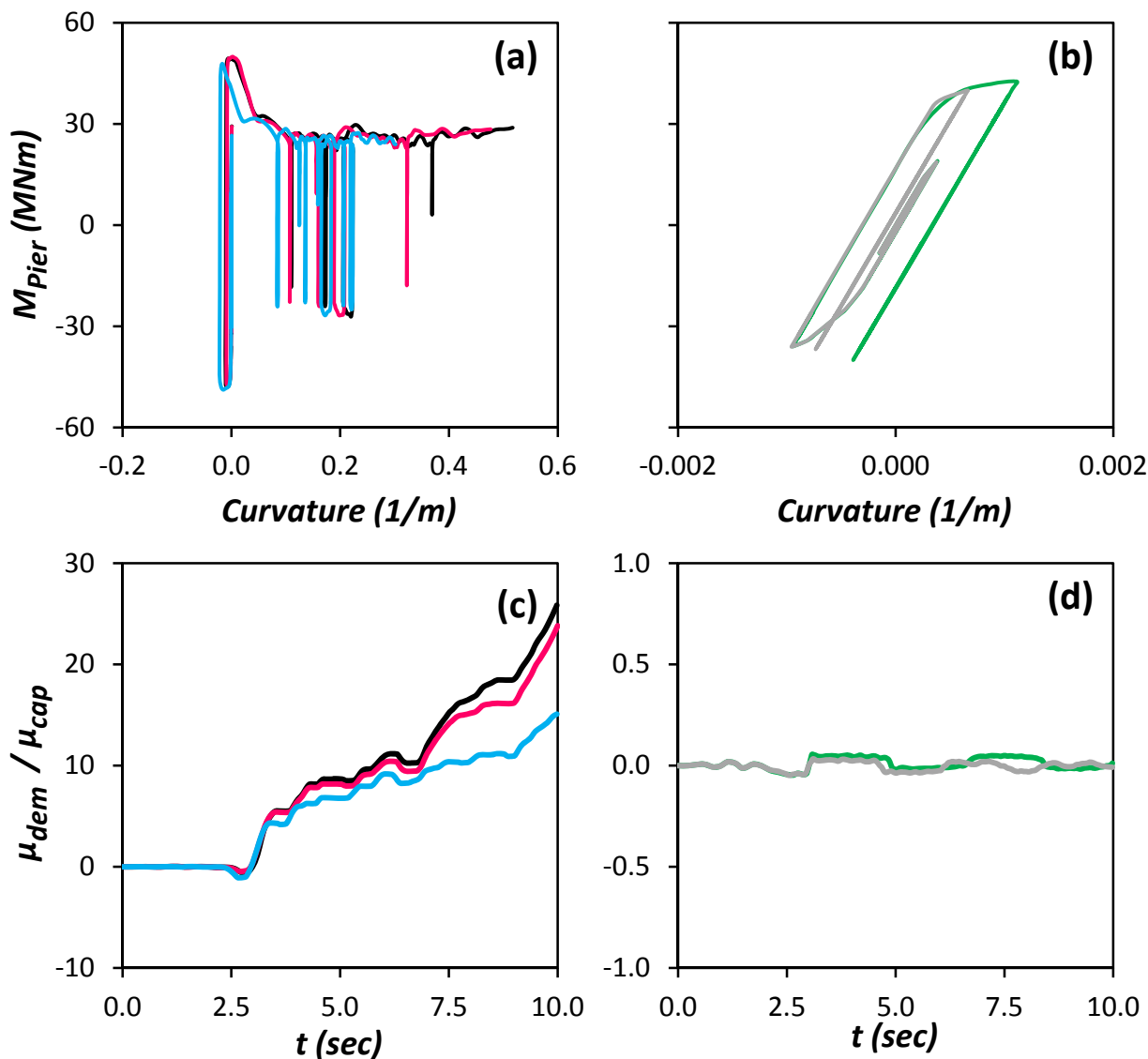
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.40: Σύγκριση Χρονοϊστοριών (a) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω ολίσθησης δ_s , (b) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω στροφής του θεμελίου δ_r , (c) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω λικνισμού του βάθρου δ_f , και (d) Συνολικής Οριζόντιας μετακίνησης δ_{tot} , στο ύψος του καταστρώματος, των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi.



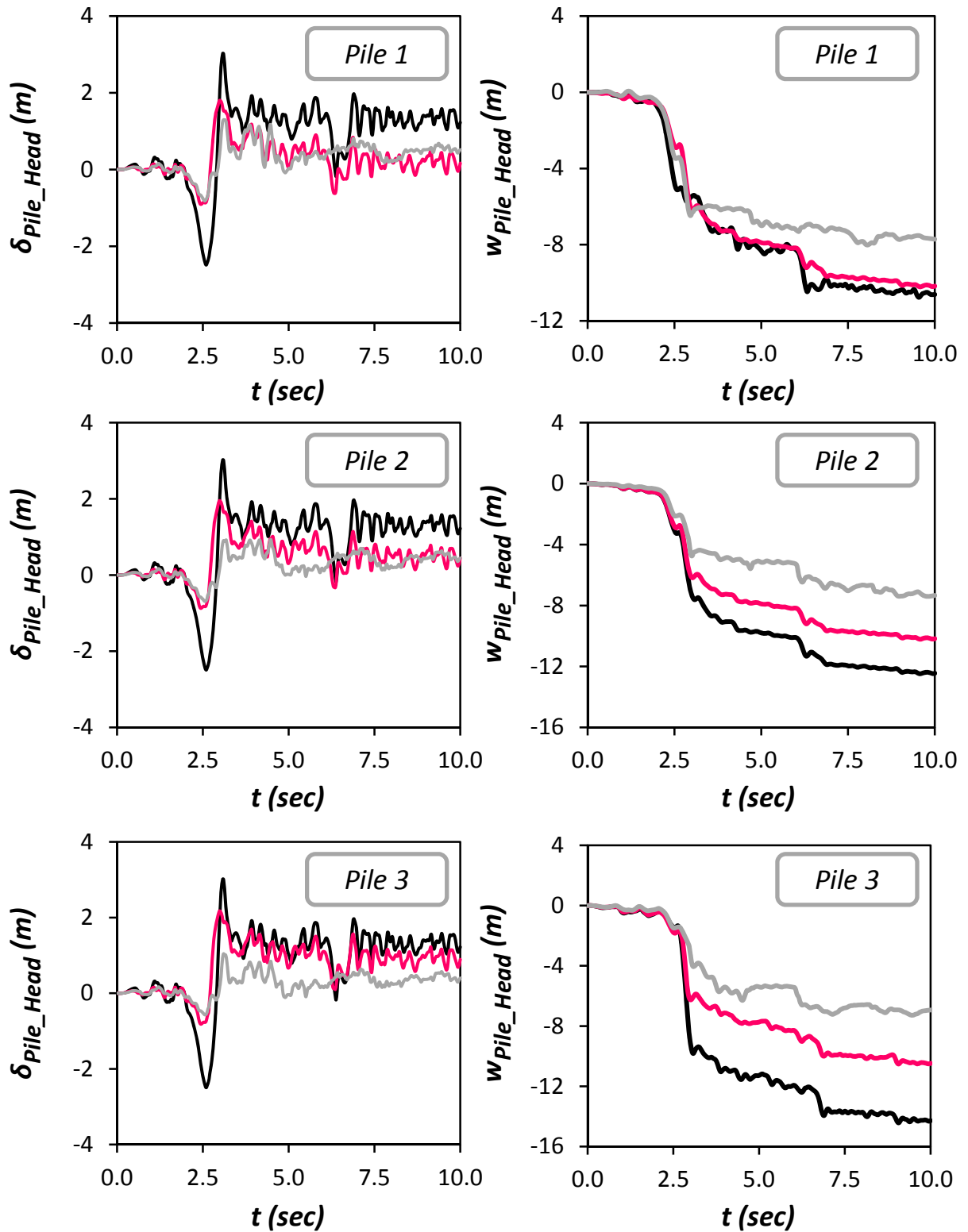
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.41 Σύγκριση (a) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (b) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου ϑ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου ϑ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi.



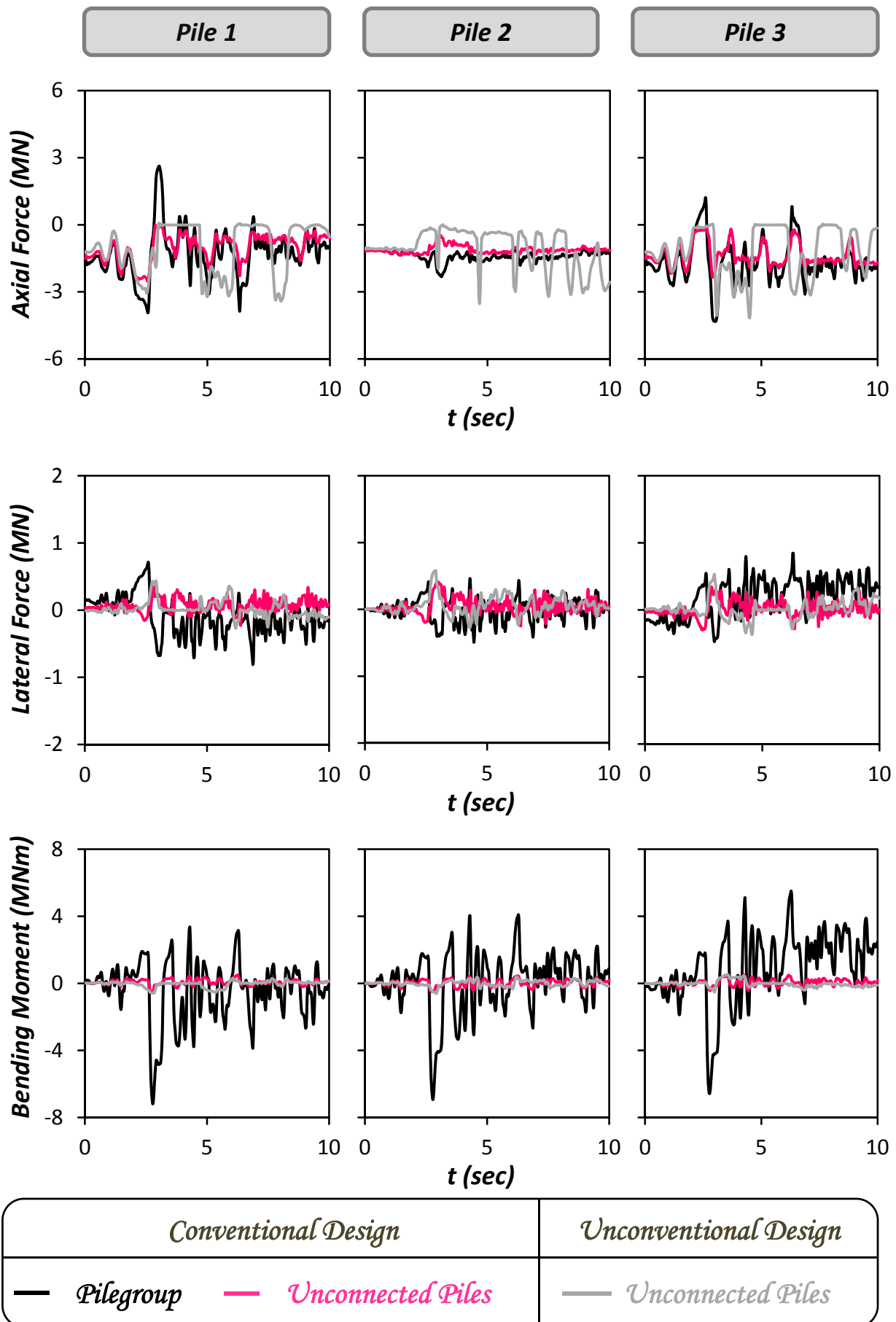
Conventional Design	Unconventional Design
— Pilegroup	— Unconnected Piles
— Unconnected Piles	— Shallow Foundation
— Shallow Foundation	

Σχήμα 6.42: Σύγκριση συσχετίσεων ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, (α) των συμβατικών συστημάτων, και (β) των μη συμβατικών συστημάτων. Σύγκριση χρονοϊστοριών αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} , (c) των συμβατικών συστημάτων και (d) των μη συμβατικών συστημάτων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi.

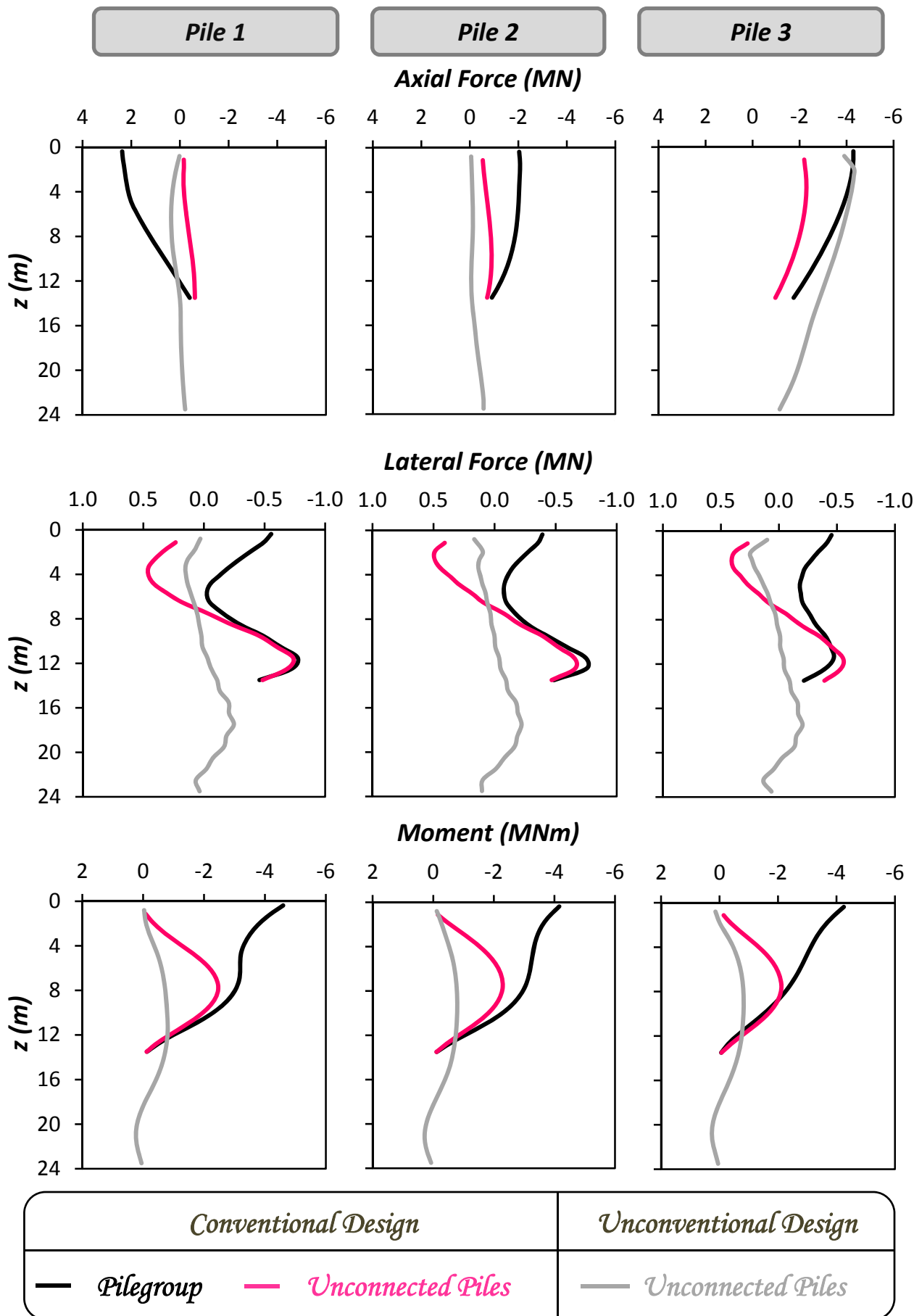


<i>Conventional Design</i>		<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Unconnected Piles</i>

Σχήμα 6.43: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} και καθίζησης W_{pile_Head} στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi.

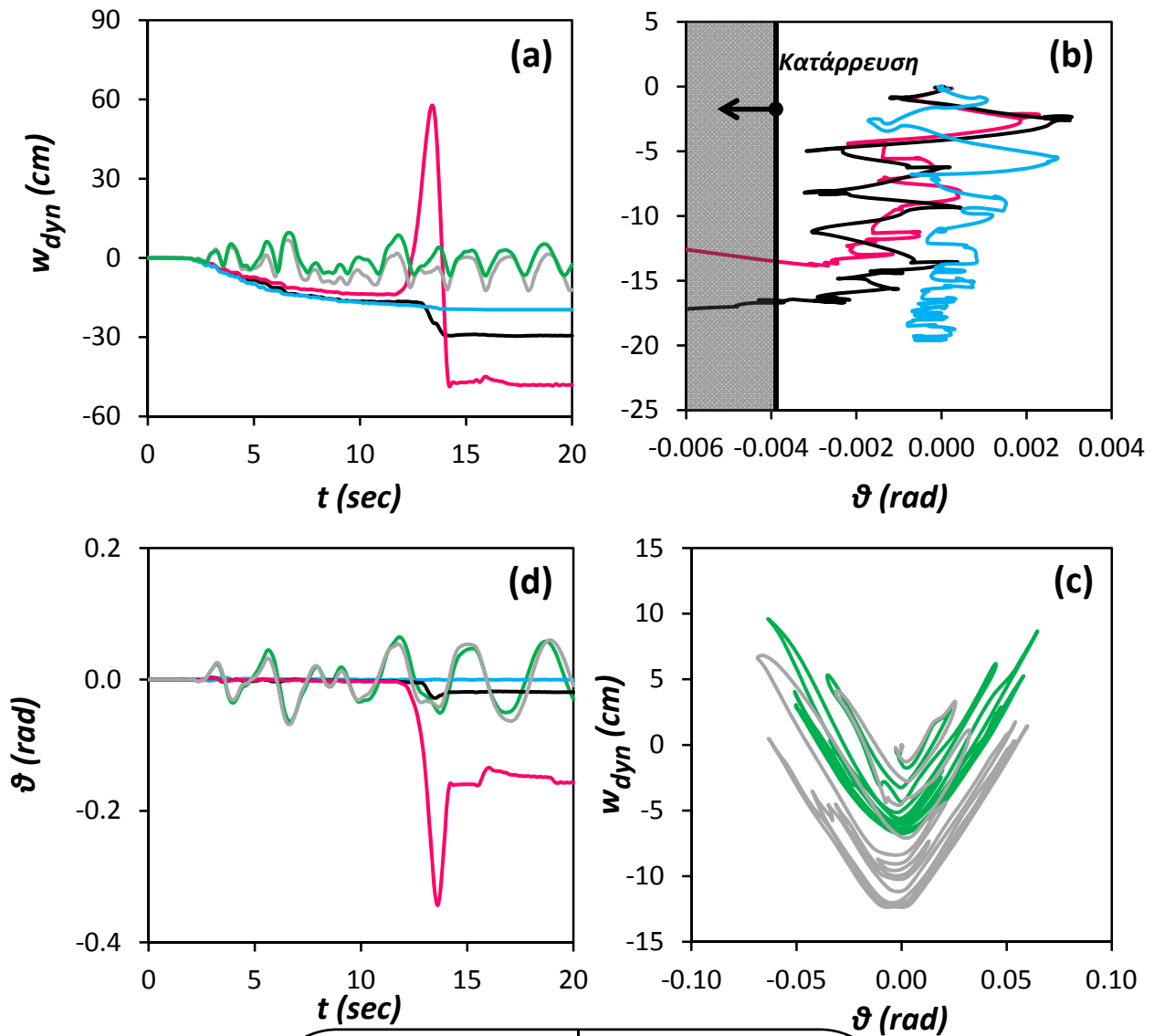


Σχήμα 6.44: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών, στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi.



Σχήμα 6.45: Σύγκριση κατανομών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi.

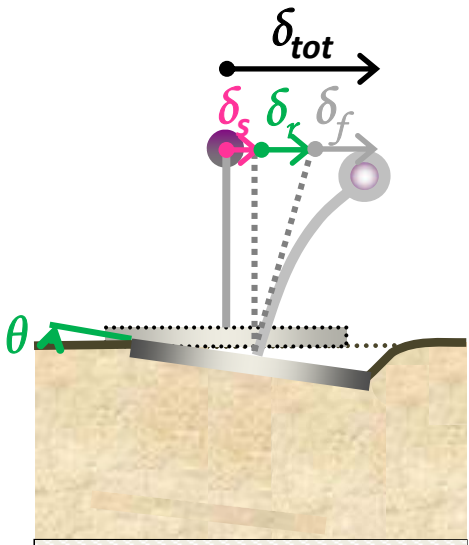
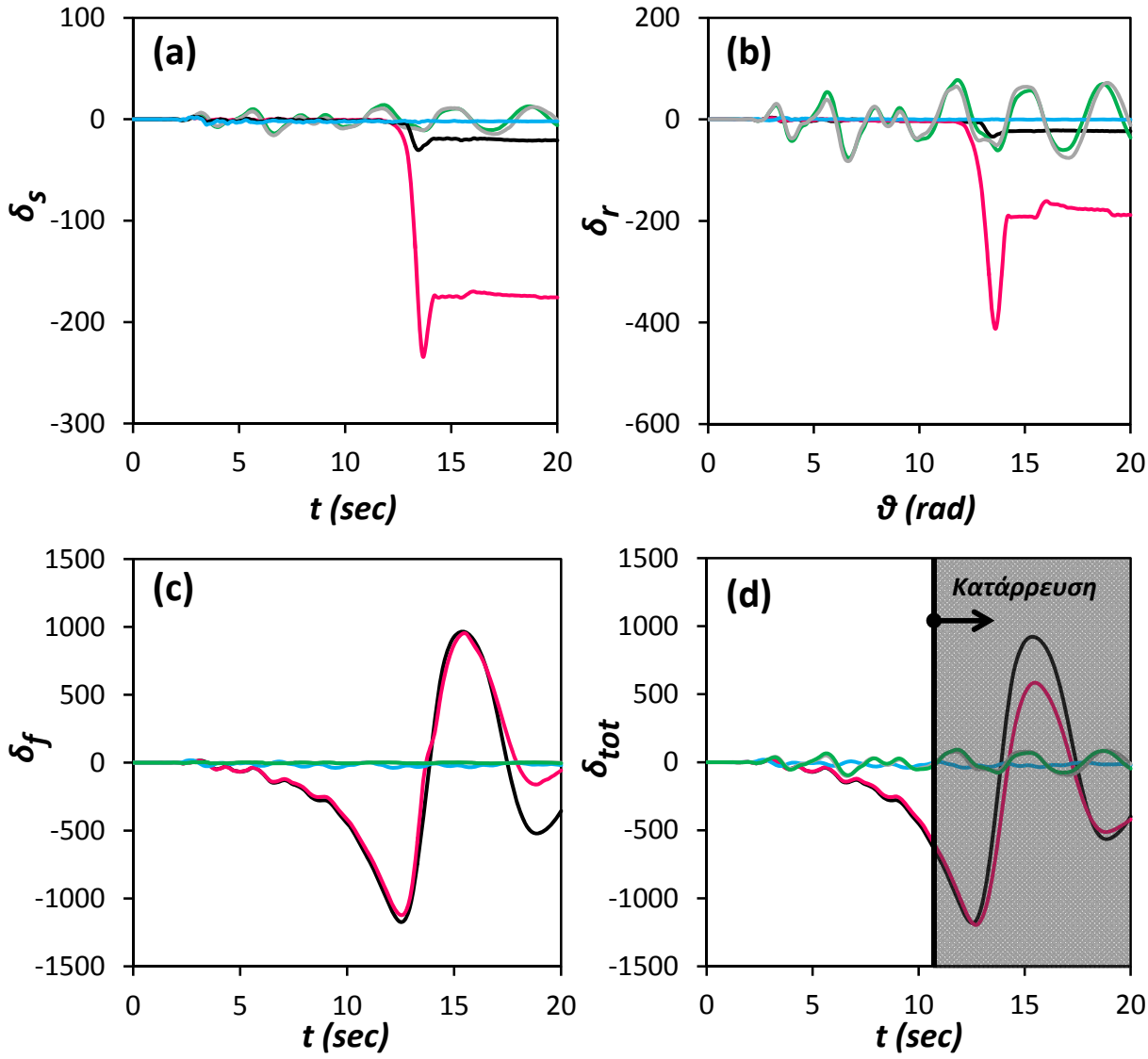
Takatori



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 10px; background-color: black; margin-right: 5px;"></div> <i>Pilegroup</i> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 10px; background-color: gray; margin-right: 5px;"></div> <i>Unconnected Piles</i> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 10px; background-color: magenta; margin-right: 5px;"></div> <i>Unconnected Piles</i> </div>	<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 10px; background-color: green; margin-right: 5px;"></div> <i>Shallow Foundation</i> </div>
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="width: 15px; height: 10px; background-color: cyan; margin-right: 5px;"></div> <i>Shallow Foundation</i> </div>	

Σχήμα 6.46: Σύγκριση των (a) Χρονοϊστοριών καθίζησης w_{dyn} , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης (b) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Χρονοϊστοριών στροφής του θεμελίου θ , των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori.

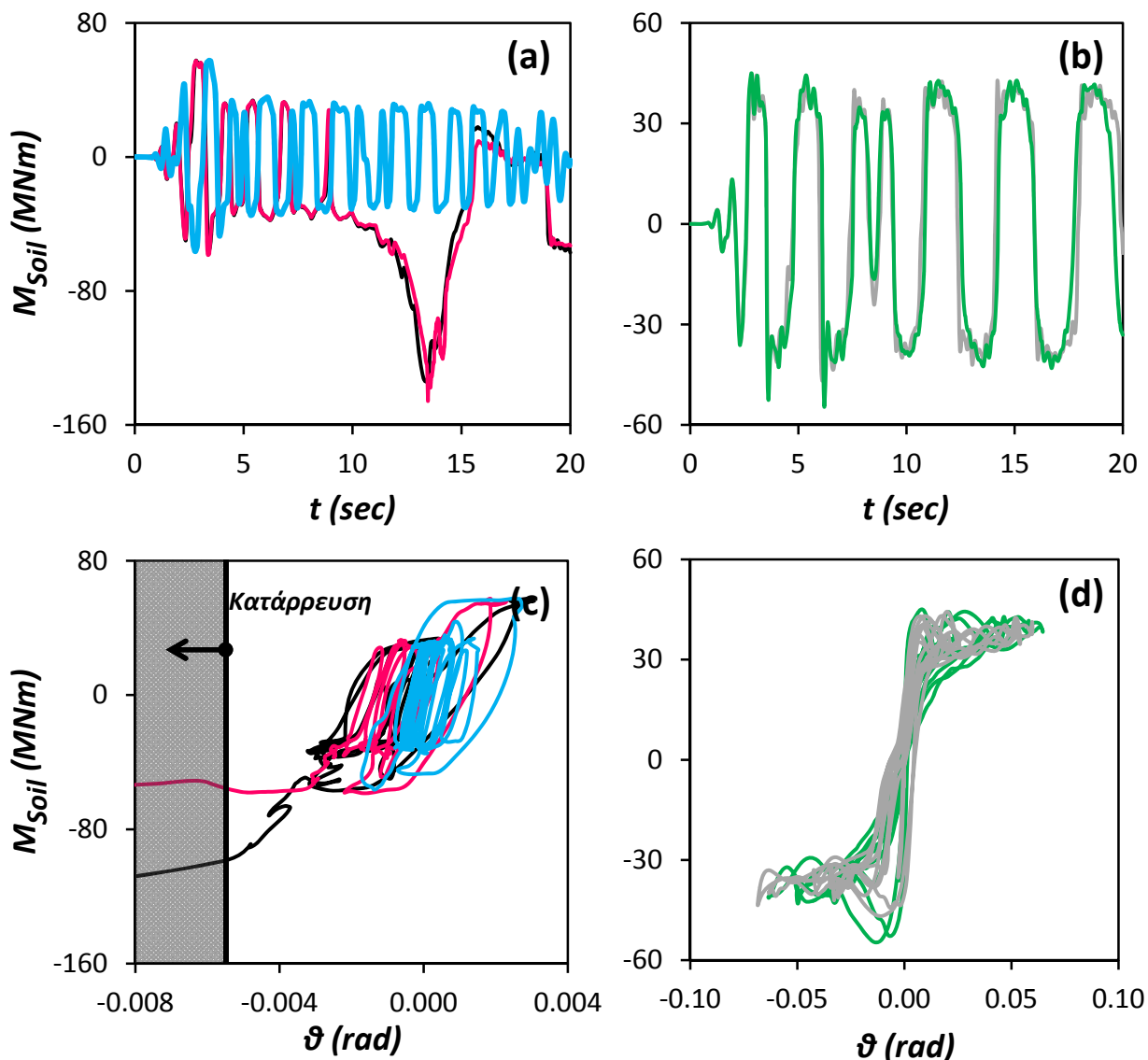
Takatori



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.47: Σύγκριση Χρονοϊστοριών (a) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω ολίσθησης δ_s , (b) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω στροφής του θεμελίου δ_r , (c) Οριζόντιας μετακίνησης λόγω λικνισμού του βάθρου δ_f , και (d) Συνολικής Οριζόντιας μετακίνησης δ_{tot} , στο ύψος του καταστρώματος, των πέντε συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori.

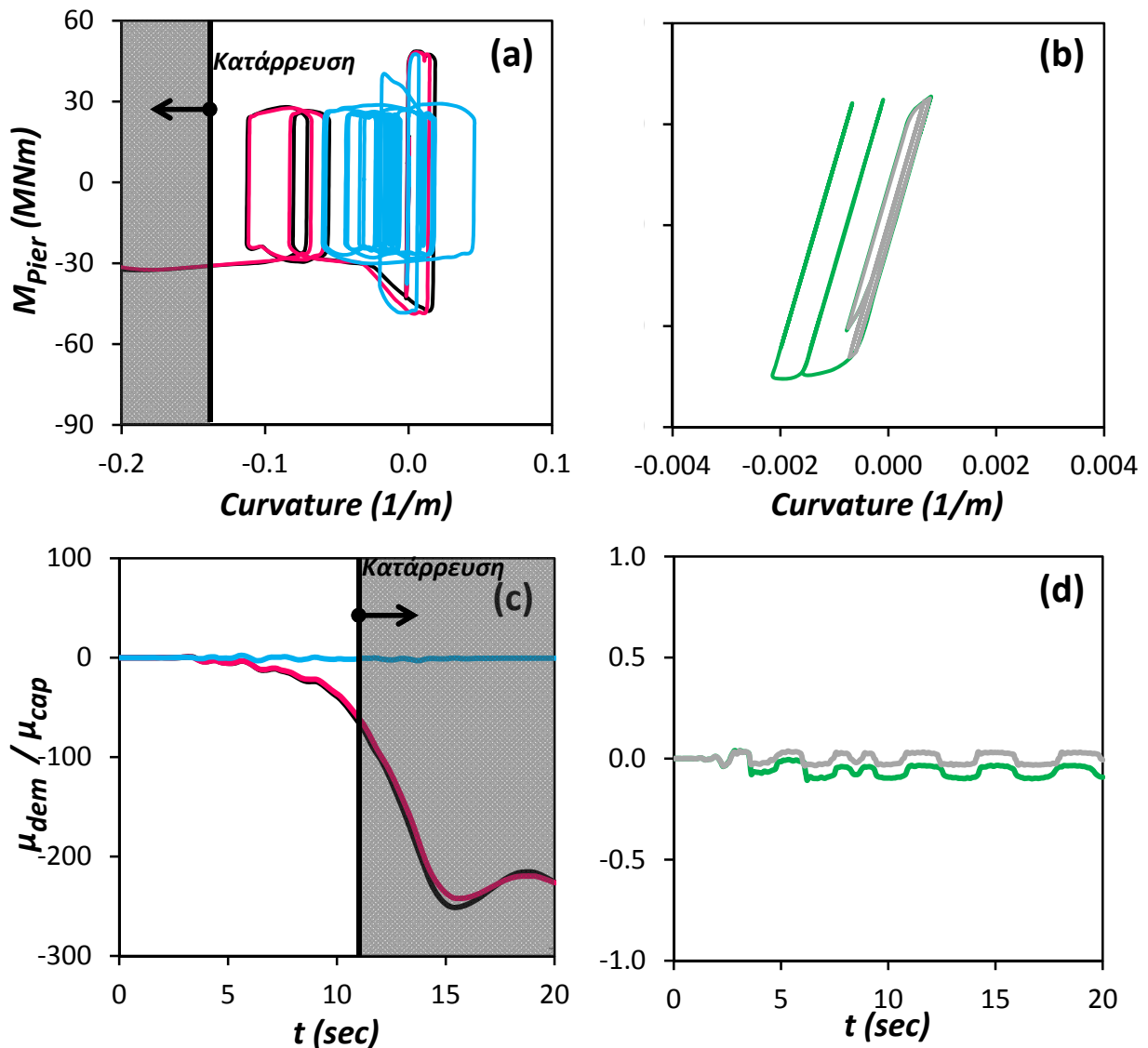
Takatori



<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

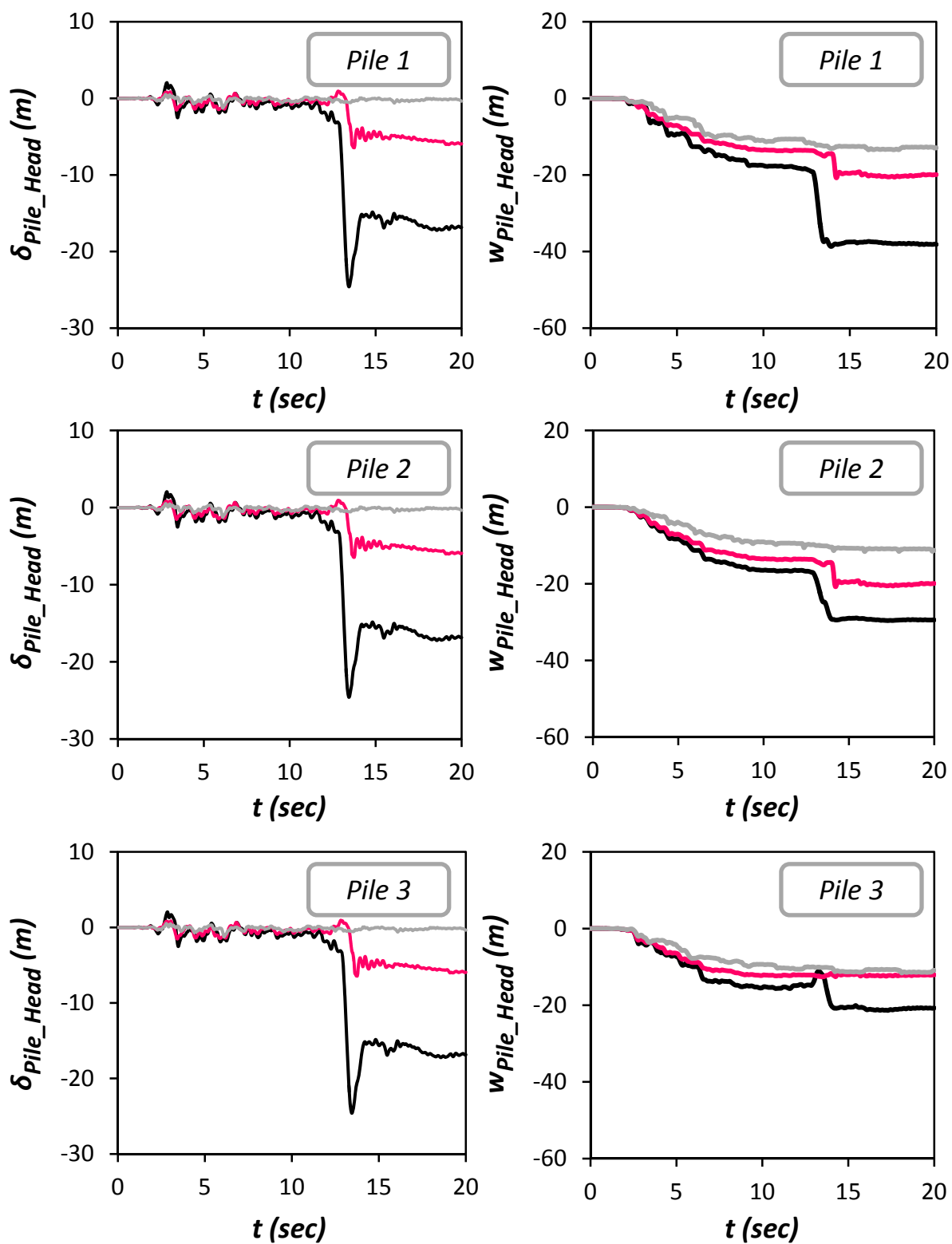
Σχήμα 6.48: Σύγκριση (a) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (b) Χρονοϊστοριών Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , των μη συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, (c) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης, και (d) Συσχετίσεων ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , των συμβατικών συστημάτων θεμελίωσης. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori.

Τακаторι



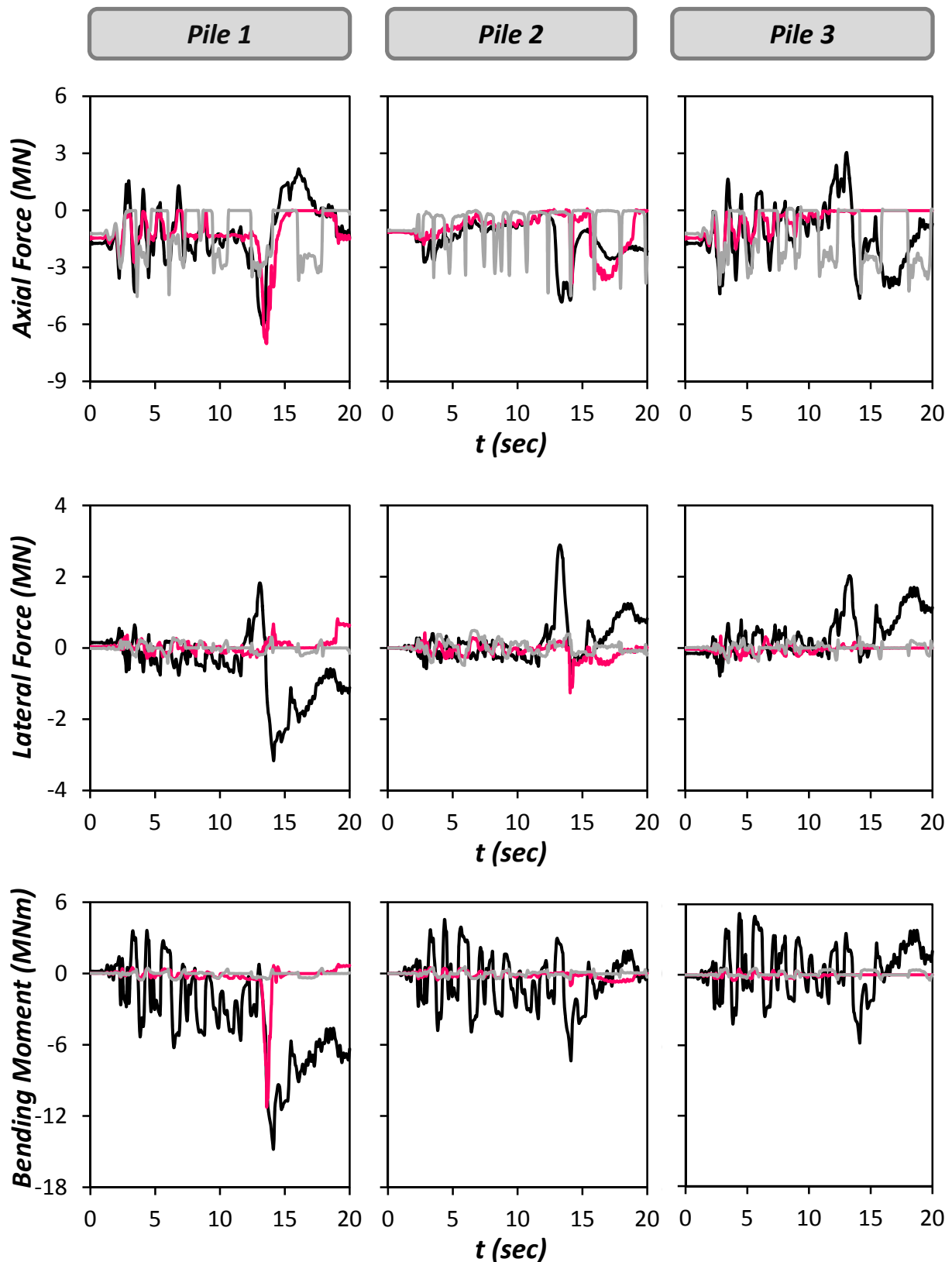
<i>Conventional Design</i>	<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>
— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Shallow Foundation</i>
— <i>Shallow Foundation</i>	

Σχήμα 6.49: Σύγκριση συσχετίσεων ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, (α) των συμβατικών συστημάτων, και (β) των μη συμβατικών συστημάτων. Σύγκριση χρονιοιστηρίων αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} , (c) των συμβατικών συστημάτων και (d) των μη συμβατικών συστημάτων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori.



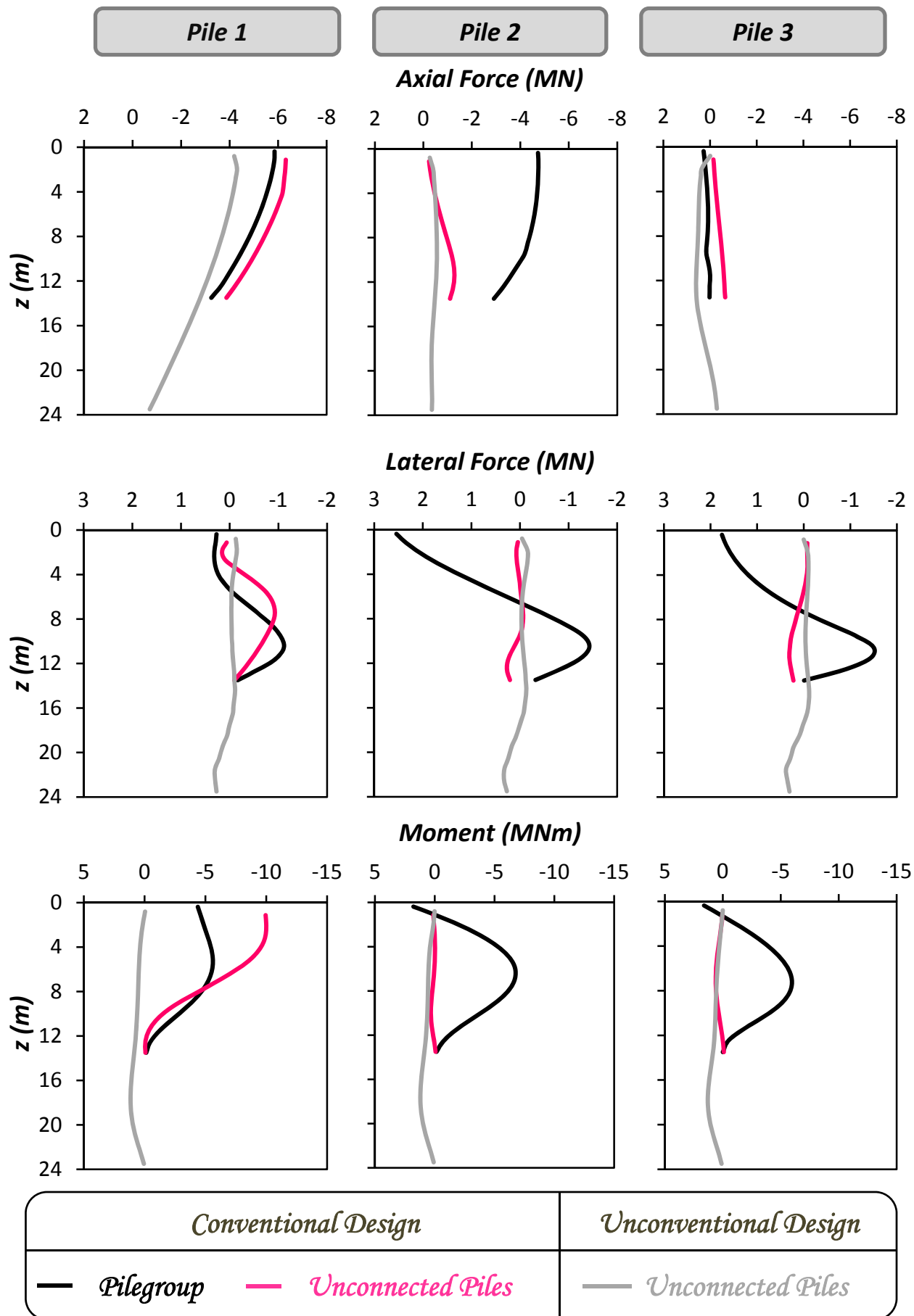
<i>Conventional Design</i>		<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Unconnected Piles</i>

Σχήμα 6.50: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} και καθίζησης W_{pile_Head} στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori.



<i>Conventional Design</i>		<i>Unconventional Design</i>
— <i>Pilegroup</i>	— <i>Unconnected Piles</i>	— <i>Unconnected Piles</i>

Σχήμα 6.51: Σύγκριση Χρονοϊστοριών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών, στην κεφαλή των πασσάλων 1, 2, και 3, των τριών συστημάτων θεμελίωσης με πασσάλους. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori.



Σχήμα 6.52: Σύγκριση κατανομών Αξονικών και Τεμνουσών Δυνάμεων, καθώς και Καμπτικών Ροπών κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori.

Κεφάλαιο 7

**ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ**

Από τα αποτελέσματα του προηγούμενου Κεφαλαίου, όπου οι πάσσαλοι έχουν προσομοιωθεί ως ελαστικοί, παρατηρήθηκαν μεγάλες καμπτικές ροπές στους πασσάλους. Αυτό ενίσχυσε την ανάγκη να εξετάσουμε τους πασσάλους ανελαστικά, παρ' όλο που οι διαστάσεις τους στα συμβατικά σχεδιασμένα συστήματα θεμελίωσης, είναι αρκετά μεγάλες.

7.1 Σχεδιασμός Ανελαστικών Πασσάλων

Ο σχεδιασμός των πασσάλων, στηρίχθηκε στις μέγιστα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται από την στατική και φασματική ανάλυση, όπως υπαγορεύεται από τους κανονισμούς. Έτσι, εντοπίστηκαν οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές κατά μήκος των πασσάλων, για την Πασσαλομάδα, και την συμβατικά και μη συμβατικά, σχεδιασμένη θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, από τα οριζόντια Pushover, που αναλύθηκαν στα Κεφάλαια 3, 4, και 5 αντίστοιχα. Από τα αποτελέσματα αυτά, την στιγμή που εμφανίζεται η ροπή σχεδιασμού, και όχι η ροπή αντοχής της θεμελίωσης, εντοπίζονται τα εξής ζεύγη αξονικών και ροπών: 1. Μέγιστη Καμπτική Ροπή και αντίστοιχη Αξονική Δύναμη, 2. Ελάχιστη Καμπτική Ροπή και αντίστοιχη Αξονική Δύναμη, 3. Μέγιστη Αξονική Δύναμη και αντίστοιχη Καμπτική Ροπή, και 4. Ελάχιστη Αξονική Δύναμη και αντίστοιχη Καμπτική Ροπή, για τους πασσάλους 1, και 3, οι οποίοι εμφανίζουν αυτά τα ακραία μεγέθη. Έπειτα, σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ.), οπλίζονται οι διατομές των πασσάλων. Και για τα τρία συστήματα, οι πάσσαλοι απαιτούν τον ελάχιστο οπλισμό, ο οποίος έχει εμβαδόν ίσο με το 1 % της διατομής.

Αφού οπλιστούν οι πάσσαλοι, είναι απαραίτητο να βρεθεί ο νόμος ροπής και καμπυλότητας, ώστε να εισαχθεί στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Για την εύρεση του νόμου αυτού χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα USC_RC, και τα αποτελέσματα, καθώς και αναλυτικά το σκυρόδεμα και τα σίδερα που χρησιμοποιήθηκαν, απεικονίζονται στο **Σχήμα 7.1**. Επειδή στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων δεν μπορεί να εισαχθεί ένας νόμος αλληλεπίδρασης καμπτικής ροπής και αξονικής δύναμης, η σχέση ροπής και καμπυλότητας προέκυψε με συνύπαρξη αξονικής δύναμης ίση με αυτήν που μεταβιβάζεται στους πασσάλους από την κατακόρυφη στατική φόρτιση.

7.2 Αποτελέσματα Σεισμικής Συμπεριφοράς των Συστημάτων

Τα τρία συστήματα θεμελίωσης με ανελαστικούς πασσάλους, υποβλήθηκαν στις πολύ δυνατής έντασης σεισμικές διεγέρσεις (Rinaldi και Takatori). Αναλυτικά τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα **Σχήματα 7.2 - 7.31**.

Γενικά δεν παρατηρούνται ουσιαστικές και αξιοσημείωτες διαφορές στα μεγέθη που αναλύθηκαν στο προηγούμενο Κεφάλαιο. Στον **Πίνακα 7.1**, παρουσιάζονται οι

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟΥΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

τιμές των παραμενουσών στροφών, καθιζήσεων, ολισθήσεων του θεμελίου, και οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος του καταστρώματος, καθώς και οι τιμές των μέγιστων καμπτικών ροπών και καμπυλοτήτων στην βάση του βάρου.

Πίνακας 7.1: Τιμές των παραμενουσών μετά τον σεισμό καθιζήσεων w_{dyn} , στροφών θ , ολισθήσεων δ_s του θεμελίου, οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος τους καταστρώματος δ_{total} , καθώς και μέγιστων καμπτικών ροπών M_{max} , και καμπυλοτήτων C_{max} , στην βάση του βάρου, για τις σεισμικές διεγέρσεις Rinaldi και Takatori, για τα τρία συστήματα θεμελίωσης με πασσάλους: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους.

	Rinaldi			Takatori		
	1	2	4	1	2	4
θ (rad)	0.0013	0.0013	-0.0019	-0.0329	-0.1530	-0.0097
w_{dyn} (cm)	-12.3	-10.3	-7.7	-29.8	-42.9	-12.0
δ_s (cm)	1.38	0.51	-0.55	-30.76	-177.53	-0.90
δ_{total} (cm)	275.8	282.2	-3.3	-435.0	-408.1	-13.3
C_{max}	0.47	0.48	0.0010	5.02	4.85	0.0008
M_{max}	49.4	49.9	40.0	62.1	65.6	39.3

Αν οι παραπάνω τιμές συγκριθούν με τις αντίστοιχες των Πινάκων 6.7 - 6.9, παρατηρούμε αυξομειώσεις των εν λόγω μεγεθών, χωρίς όμως σημαντικές διαφορές. Η συνολική παραμένουσα οριζόντια μετακίνηση στο σύστημα 1 για την καταγραφή Rinaldi έχει μειωθεί, με παρ' όλα αυτά αστοχία της ανωδομής. Επίσης από το σεισμικό επεισόδιο Takatori, με ύπαρξη ανελαστικών πασσάλων έχουμε μεγαλύτερη ολίσθηση στο σύστημα 1, ως αποτέλεσμα της διαρροής αλλά όχι αστοχίας των πασσάλων.

Όσον αφορά τις επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους και στο ύψος του καταστρώματος, οι διαφορές είναι ελάχιστες και οφείλονται στις αλλαγές της δυσκαμψίας της θεμελίωσης. Στον **Πίνακα 7.2** παρουσιάζονται αναλυτικά οι τιμές των μέγιστων επιταχύνσεων στην βάση το του μοντέλου (earthquake), στην επιφάνεια του εδάφους (free field), και στο ύψος του καταστρώματος (mass), για τα τρία συστήματα θεμελίωσης με ανελαστικούς πασσάλους.

Πίνακας 7.2: Τιμές των μέγιστων επιταχύνσεων για τα τρία συστήματα θεμελίωσης με ανελαστικούς πασσάλους: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους.

	Earthquake	free-field	deck	Earthquake	free-field	deck
$a_{max}(g)$	Rinaldi			Takatori		
1	0.83	0.74	0.37	0.61	0.78	1.87
2	0.83	0.70	0.39	0.61	0.63	1.57
4	0.83	0.75	0.29	0.61	0.63	0.29

Πέρα από την εμφάνιση των αποτελεσμάτων, τα οποία όπως διαπιστώθηκε δεν διαφέρουν πολύ με τις αντίστοιχες αναλύσεις για τις θεμελιώσεις με ελαστικούς πασσάλους, αξίζει να σχολιαστούν οι διαφορές στις μέγιστες ροπές κατά μήκος των πασσάλων. Από τα αποτελέσματα του προηγούμενου κεφαλαίου, είχαμε την εμφάνιση μέγιστων ροπών ίσων με 6.8, 6, και 1.3 MNm, για τα συστήματα 1, 2, και 4 αντίστοιχα για την καταγραφή Takatori, και 4.6, 2.5, και 1 για την Rinaldi. Αυτό σε όρους ροπής και καμπυλότητας, σημαίνει ότι θα υπάρχουν σοβαρές ζημιές στους πασσάλους των συστημάτων 1, και 4 για τον πρώτο σεισμό, και στο σύστημα 4 για τον δεύτερο. Αντίθετα από τα αναμενόμενα, η ανελαστικότητα των πασσάλων, απ' ότι φαίνεται "προστατεύει" τους πασσάλους, και μειώνει την καταπόνησή τους μετά την διαρροή, και επομένως δεν υπάρχουν σοβαρές ζημιές στους πασσάλους, παρ' όλο που στην Πασσαλομάδα αναπτύσσονται μεγάλες στροφές του κεφαλόδεσμου. Αυτή η προστασία οφείλεται στην εισαγωγή νόμου ροπής - καμπυλότητας, ο οποίος δεν είναι διγραμμικός, και επομένως για πολύ μικρές καμπυλότητες έχουμε μείωση της δυσκαμψίας και της καταπόνησης των πασσάλων. Κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει στο σύστημα 2, για το σεισμικό επεισόδιο Takatori, όπου αστοχούν οι πάσσαλοι 1, και 4, κατά την ανατροπή της ανωδομής και του μεγάλου ανασηκώματος του θεμελίου (από την στιγμή που δεν υπάρχει η αξονική και η καμπτική αντίσταση των πασσάλων). Έτσι έχουμε αστοχία των πασσάλων, μετά την αστοχία της κατασκευής, κάτι που έρχεται σε αντίθεση με την εδραιωμένη άποψη ότι η θεμελίωση θα παραμείνει ελαστική μετά την αστοχία της κατασκευής, λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού, κάτι που βέβαια έχει διαψευθεί και από παραδείγματα σεισμών, όπως του Kobe (1995). Σε αυτήν την περίπτωση, η θεμελίωση δεν μπορεί να ξαναχρησιμοποιηθεί ως έχει για ανακατασκευή της ανωδομής, όπως έχει γίνει κατά καιρούς, μετά από έντονα σεισμικά επεισόδια σε κάποιες χώρες.

Γνωρίζοντας ότι η εξάντληση της πλαστιμότητας είναι εκεί που ξεκινάει ο καθοδικός κλάδος στην σχέση ροπής και καμπυλότητας των πασσάλων, έχουμε για τα δύο συμβατικά σχεδιασμένα συστήματα, διατιθέμενη πλαστιμότητα ίση με 0.091 m^{-1} ,

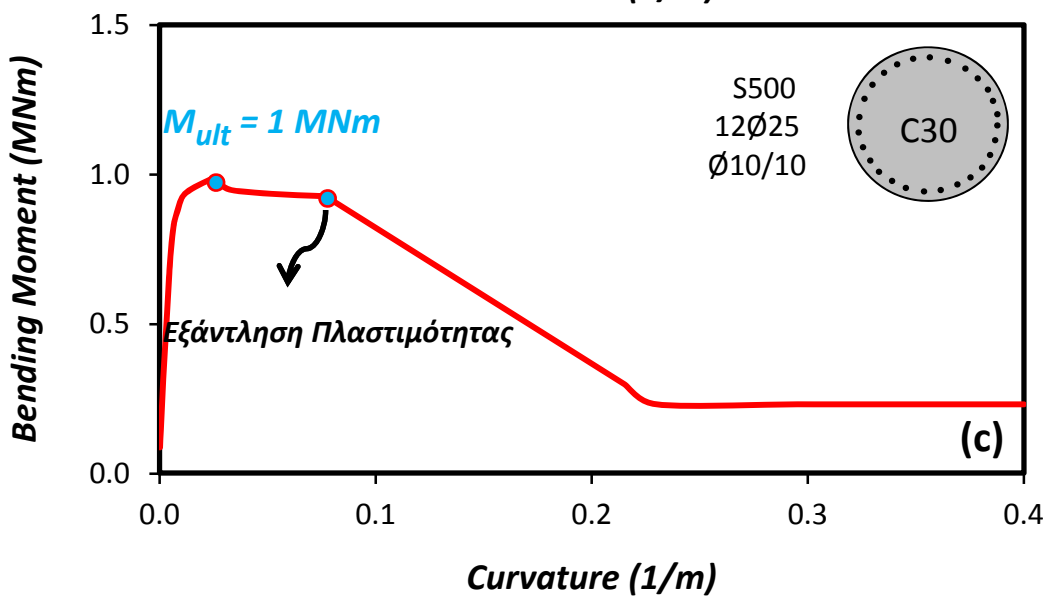
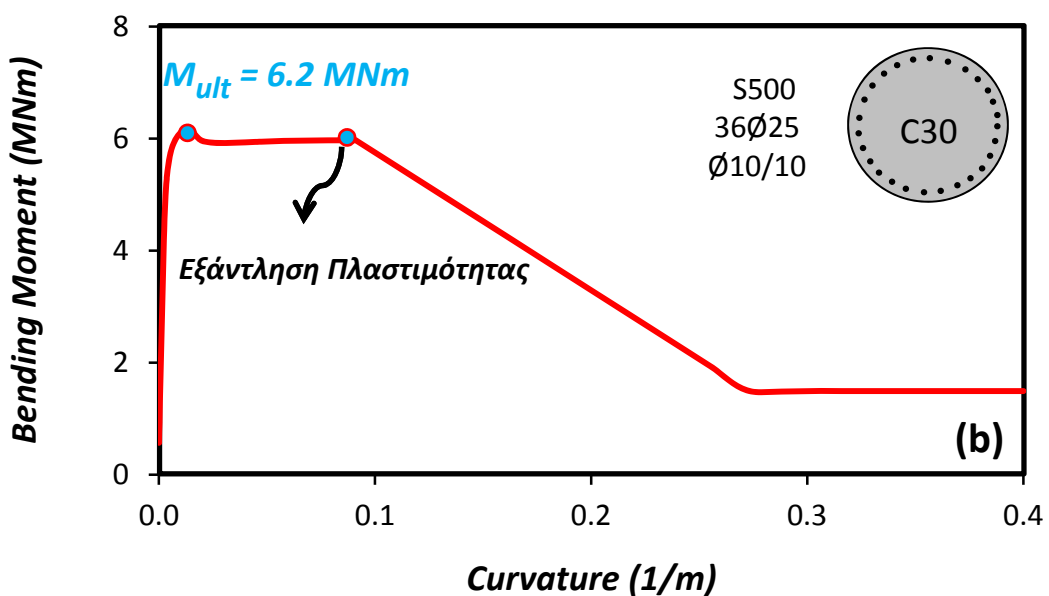
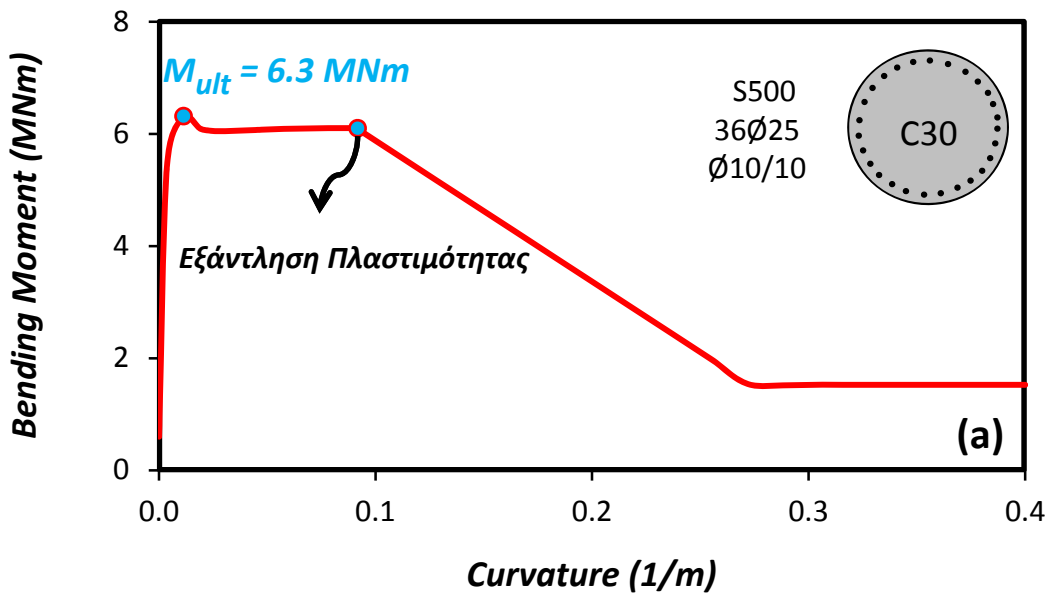
ενώ στο μη συμβατικά σχεδιασμένο, 0.077 m^{-1} . Έτσι από τα αποτελέσματα από τις σεισμικές διεγέρσεις, στον **Πίνακα 7.3** δίνονται οι μέγιστοι λόγοι απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας, για όλους τους πασσάλους, για κάθε σύστημα.

Πίνακας 7.3: Μέγιστες τιμές του λόγου απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας των πασσάλων, για τα τρία συστήματα θεμελίωσης με ανελαστικούς πασσάλους: 1. Συμβατικά σχεδιασμένη Πασσαλομάδα, 2. Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους, και 4. Μη Συμβατικά σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλους.

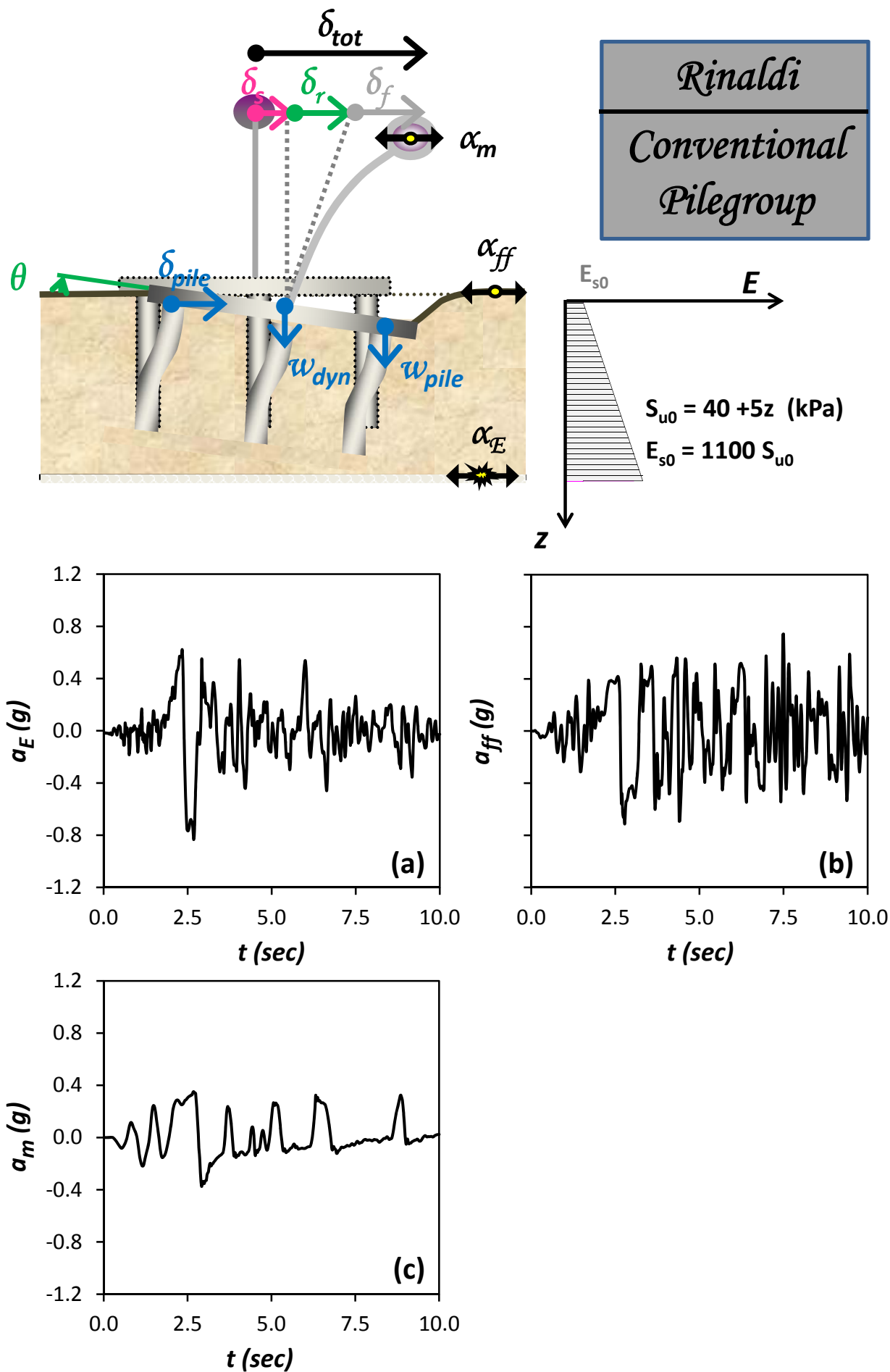
Rinaldi						
	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6
1	0.015	0.015	0.015	0.017	0.016	0.016
2	0.007	0.006	0.005	0.007	0.006	0.005
4	0.045	0.049	0.043	0.039	0.046	0.039
Takatori						
	Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6
1	0.049	0.068	0.052	0.065	0.069	0.064
2	1.800	0.043	0.006	1.547	0.031	0.005
4	0.038	0.031	0.045	0.030	0.032	0.034

Κεφάλαιο 7

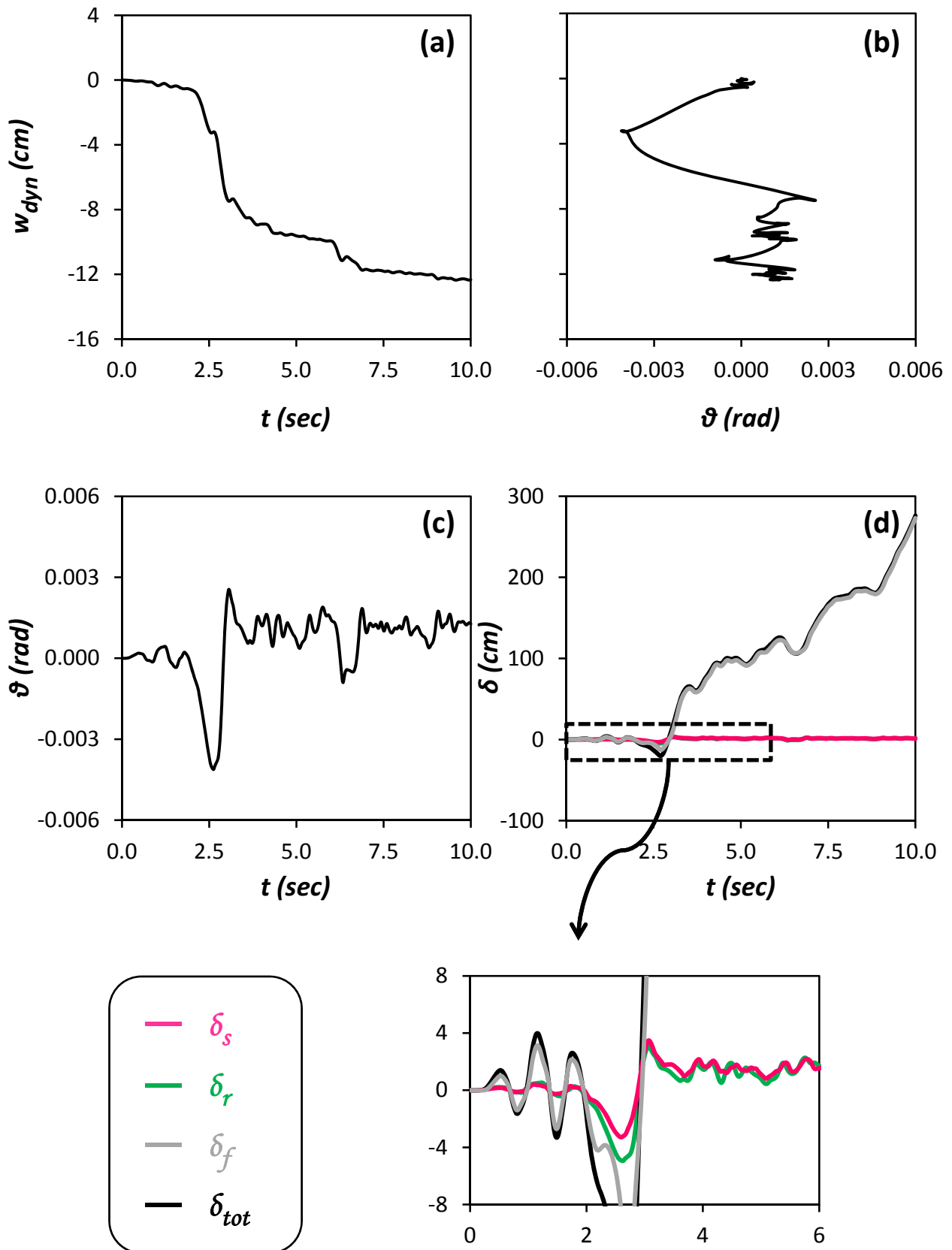
ΣΧΗΜΑΤΑ



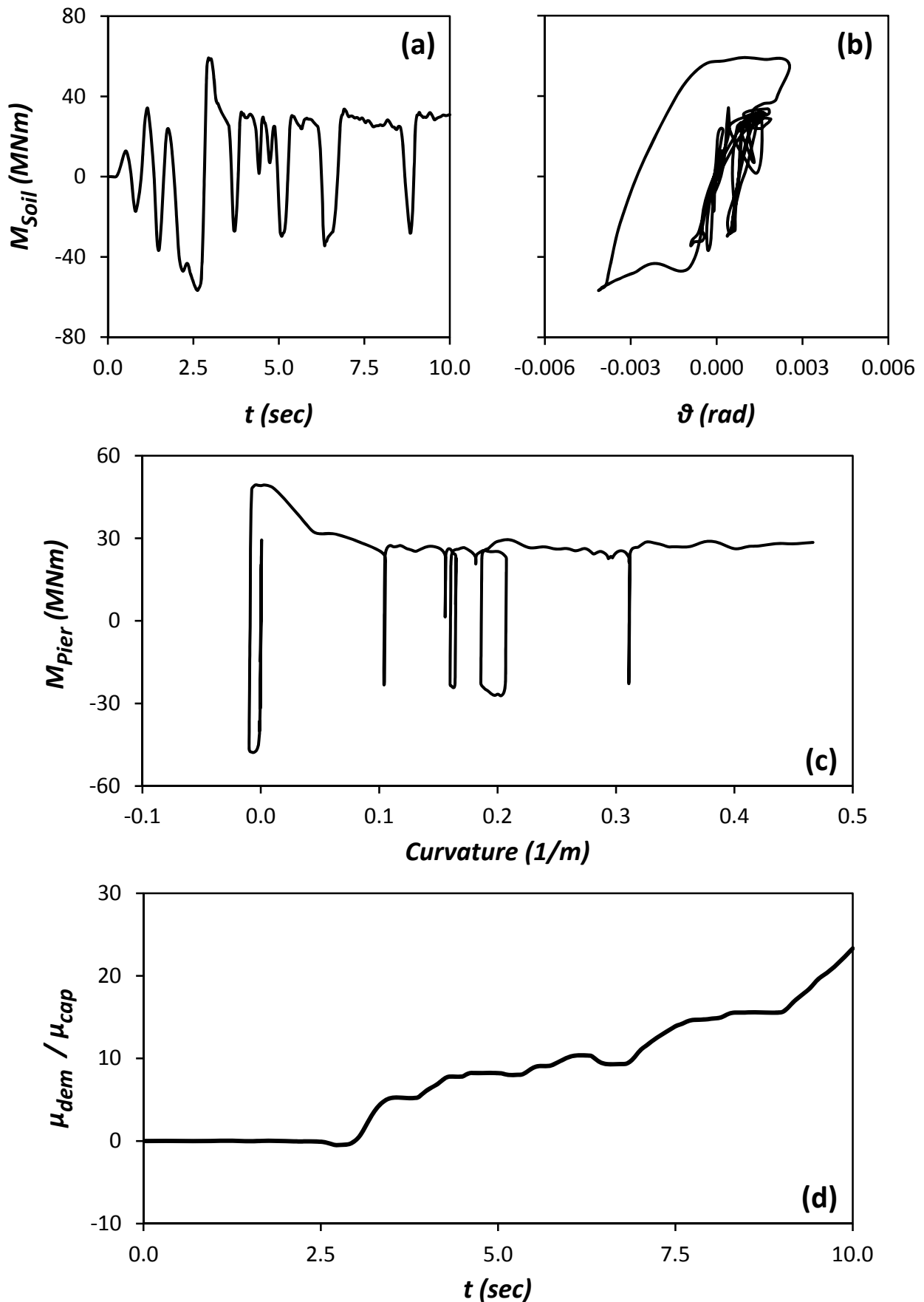
Σχήμα 7.1: Σχέση ροπής και καμπυλότητας των πασσάλων (a) της Πασσαλομάδας, διαμέτρου $D = 1.5 \text{ m}$, (b) της συμβατικά σχεδιασμένης Θεμελίωσης με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλου, διαμέτρου $D = 1.5 \text{ m}$, και (c) της μη συμβατικά σχεδιασμένης Θεμελίωσης με Ασύνδετους στην Κεφαλή Πασσάλου, διαμέτρου $D = 0.8 \text{ m}$



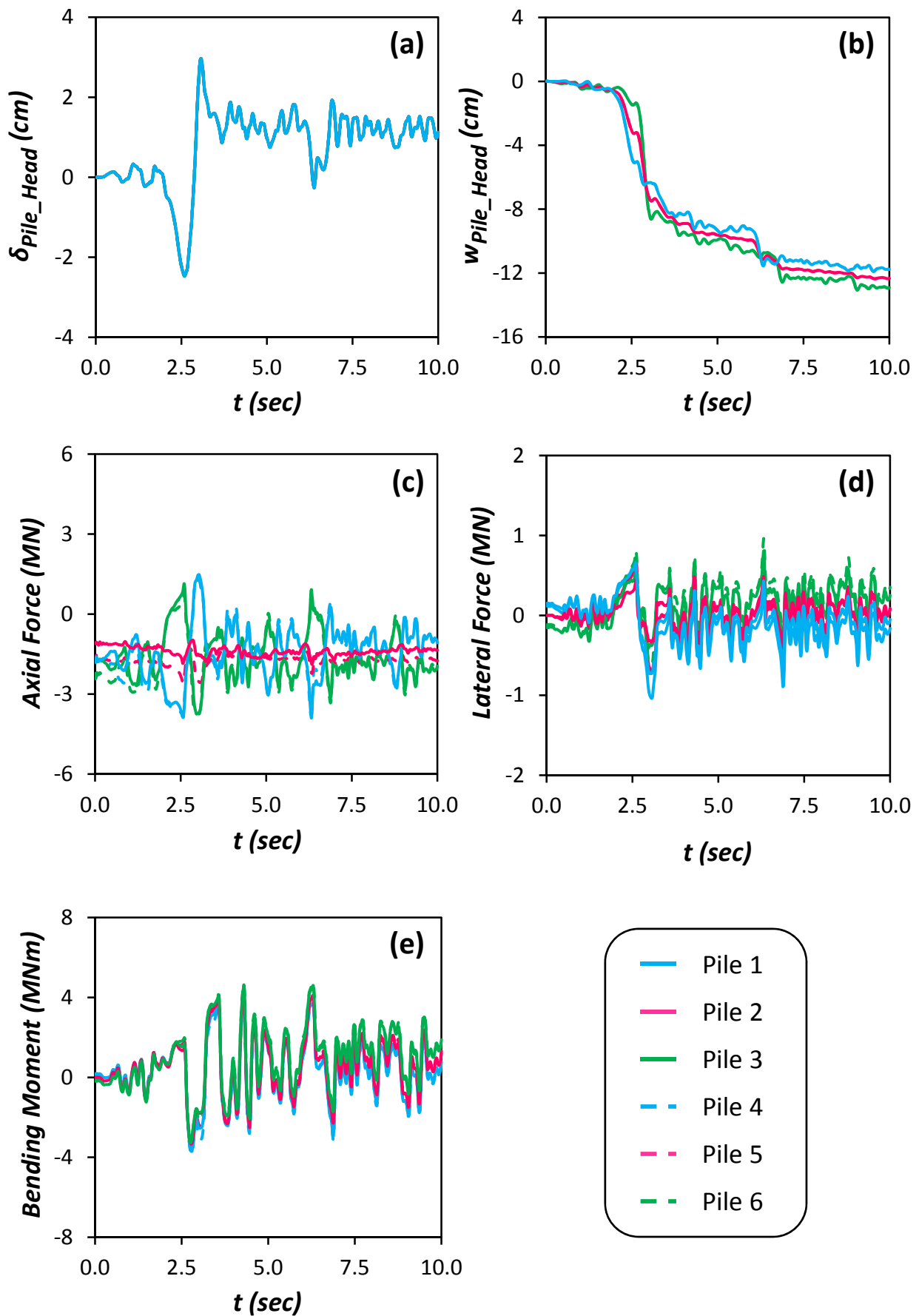
Σχήμα 7.2: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



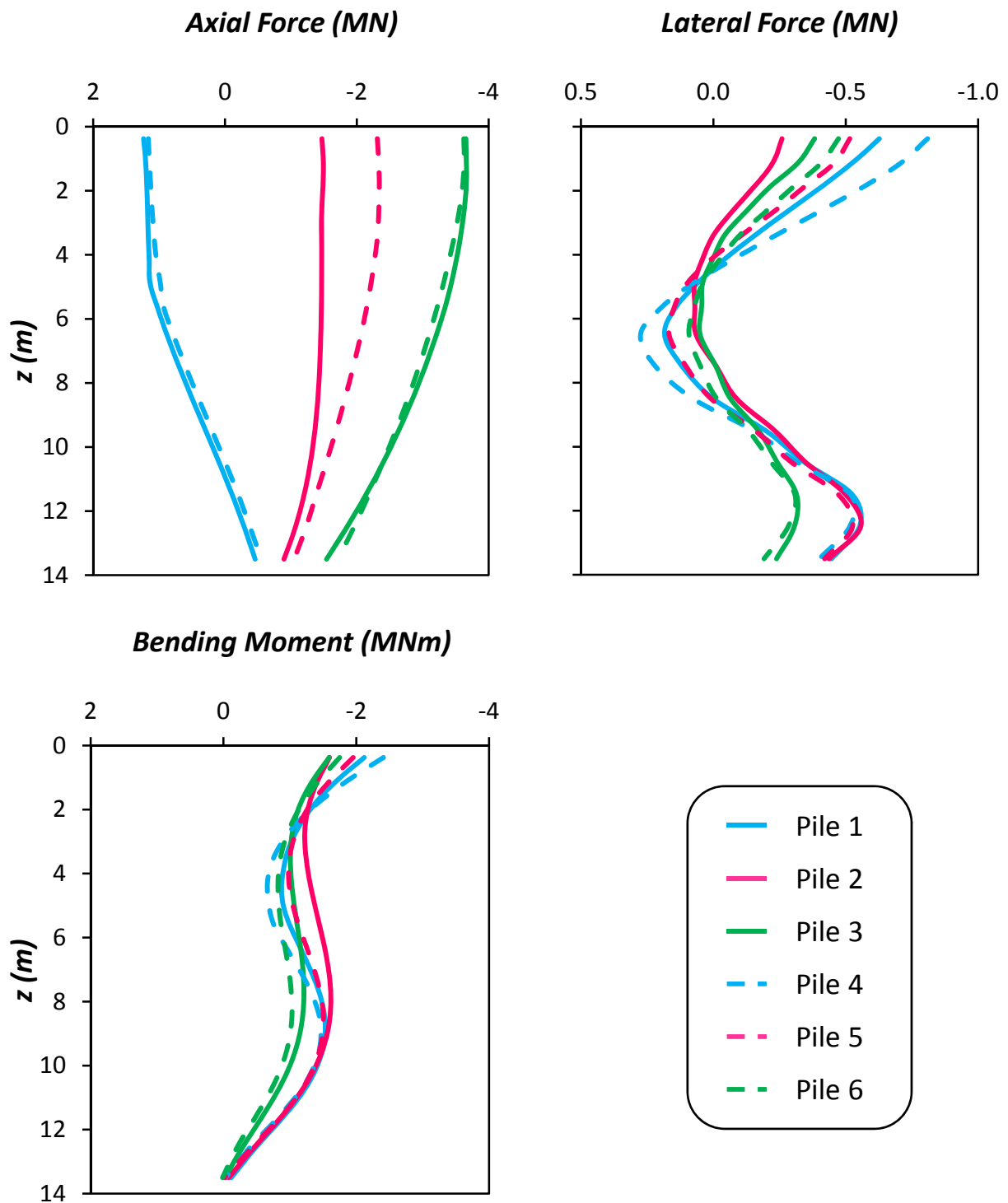
Σχήμα 7.3: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου ϑ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου ϑ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



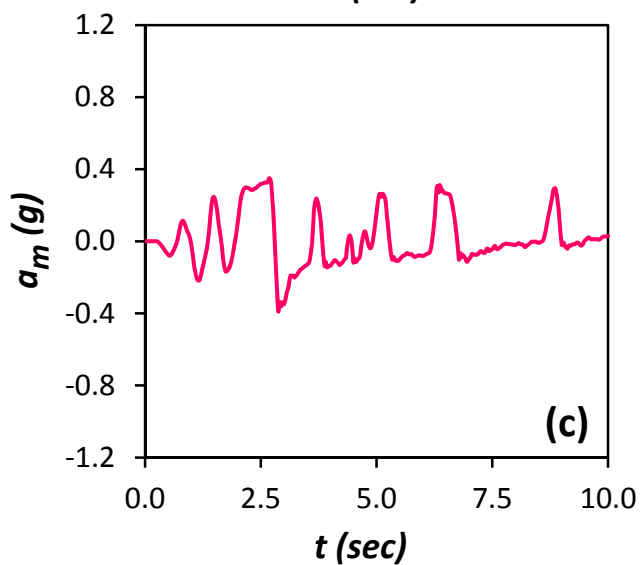
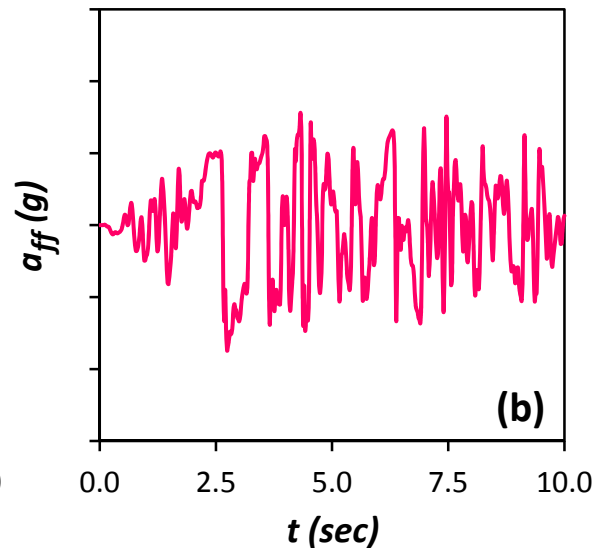
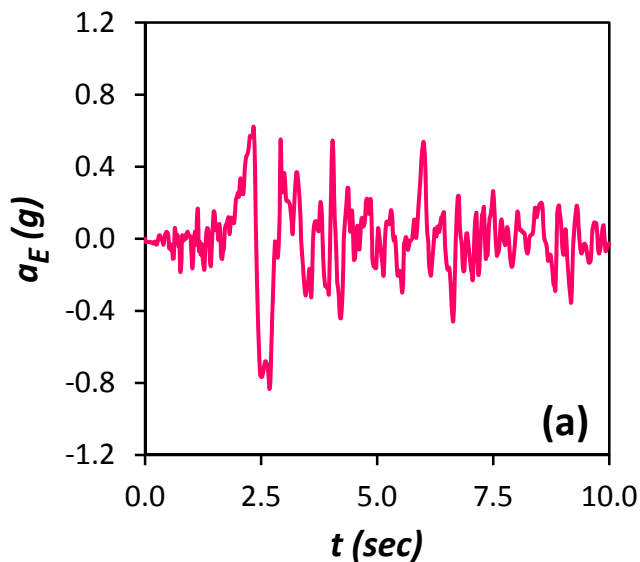
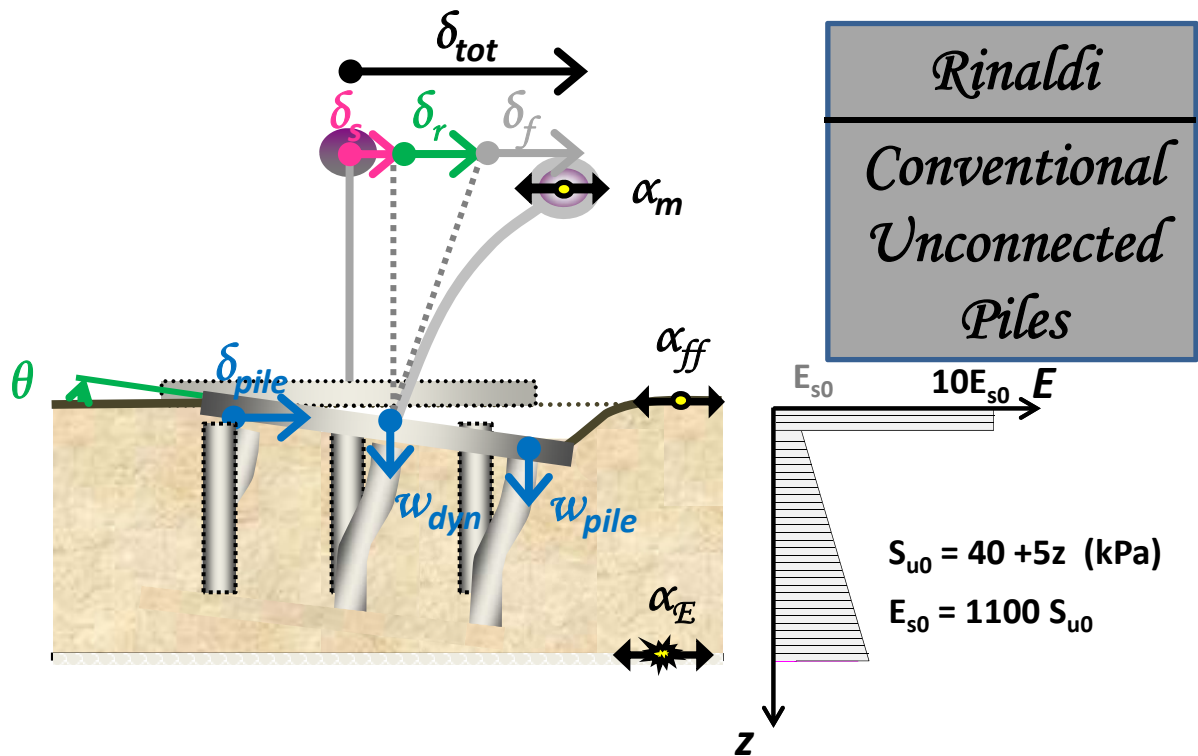
Σχήμα 7.4: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



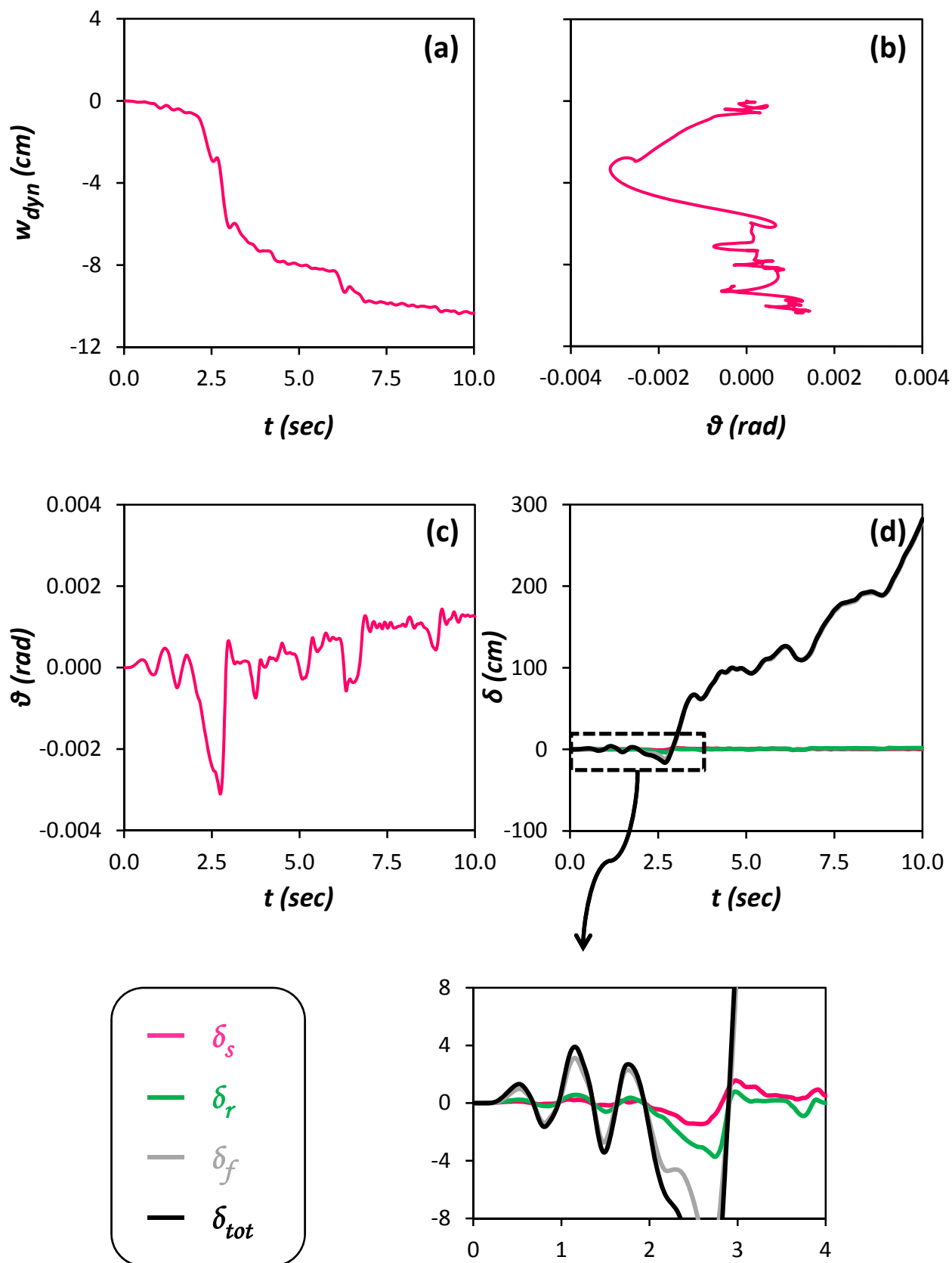
Σχήμα 7.5: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



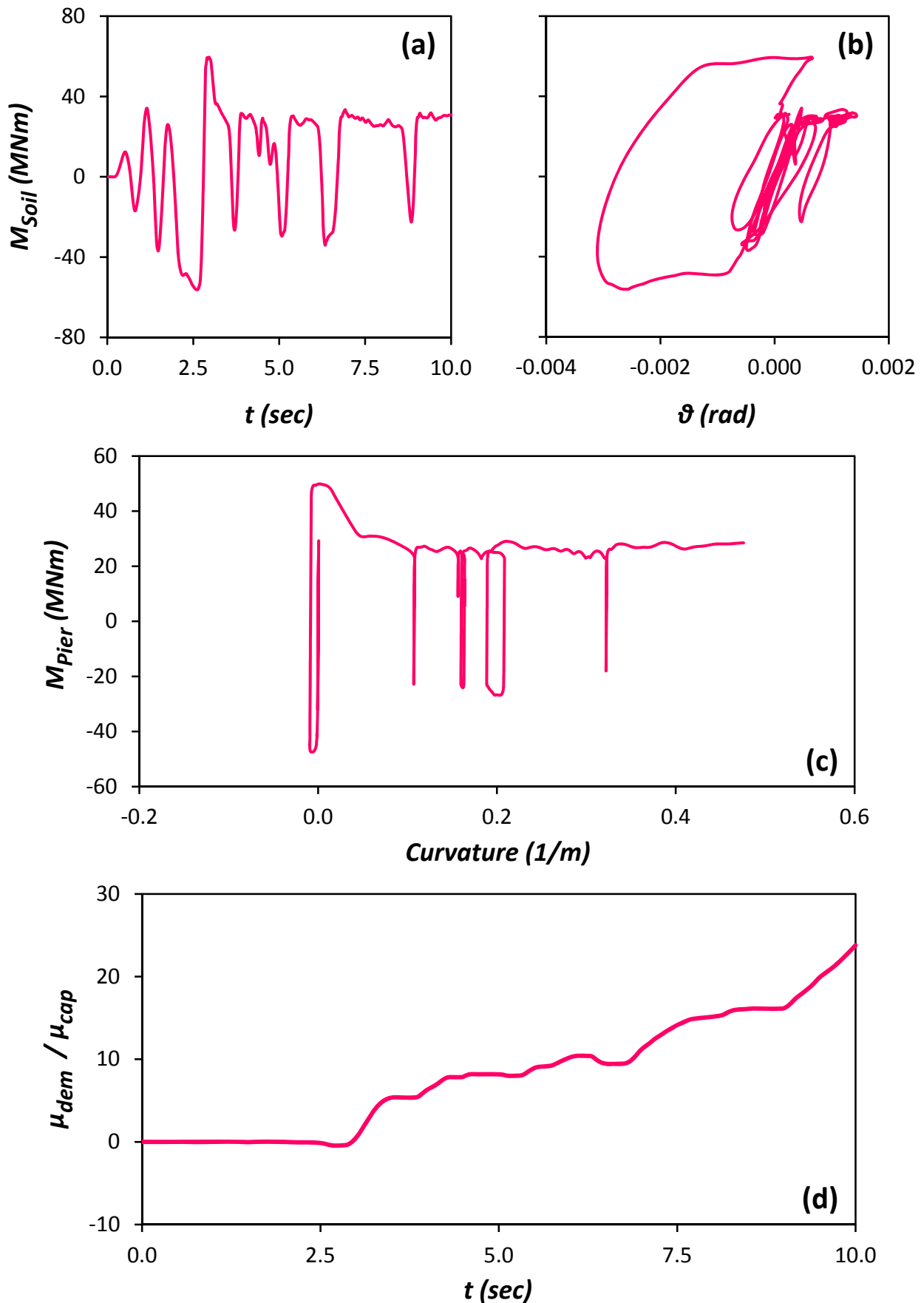
Σχήμα 7.6: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



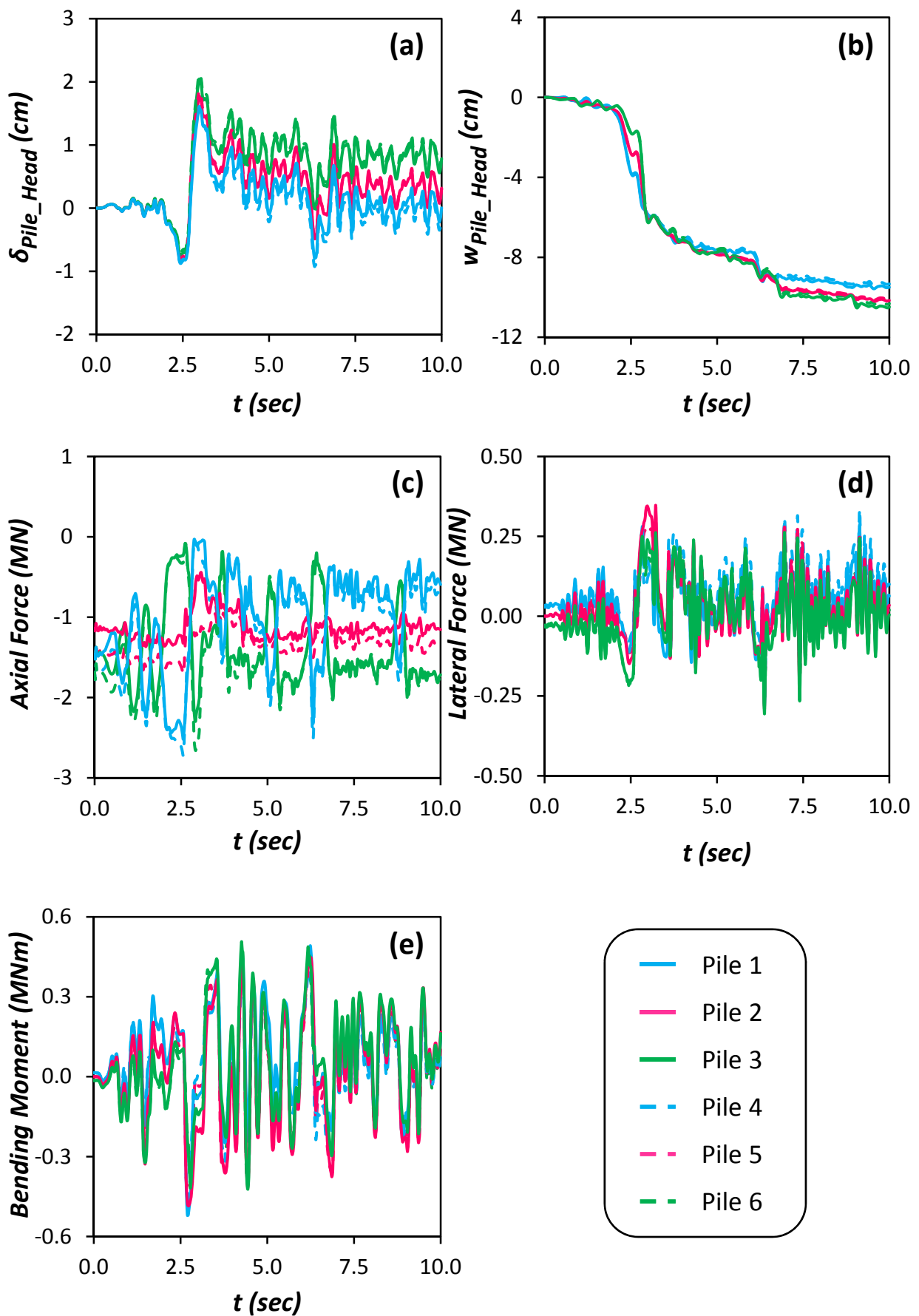
Σχήμα 7.7: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



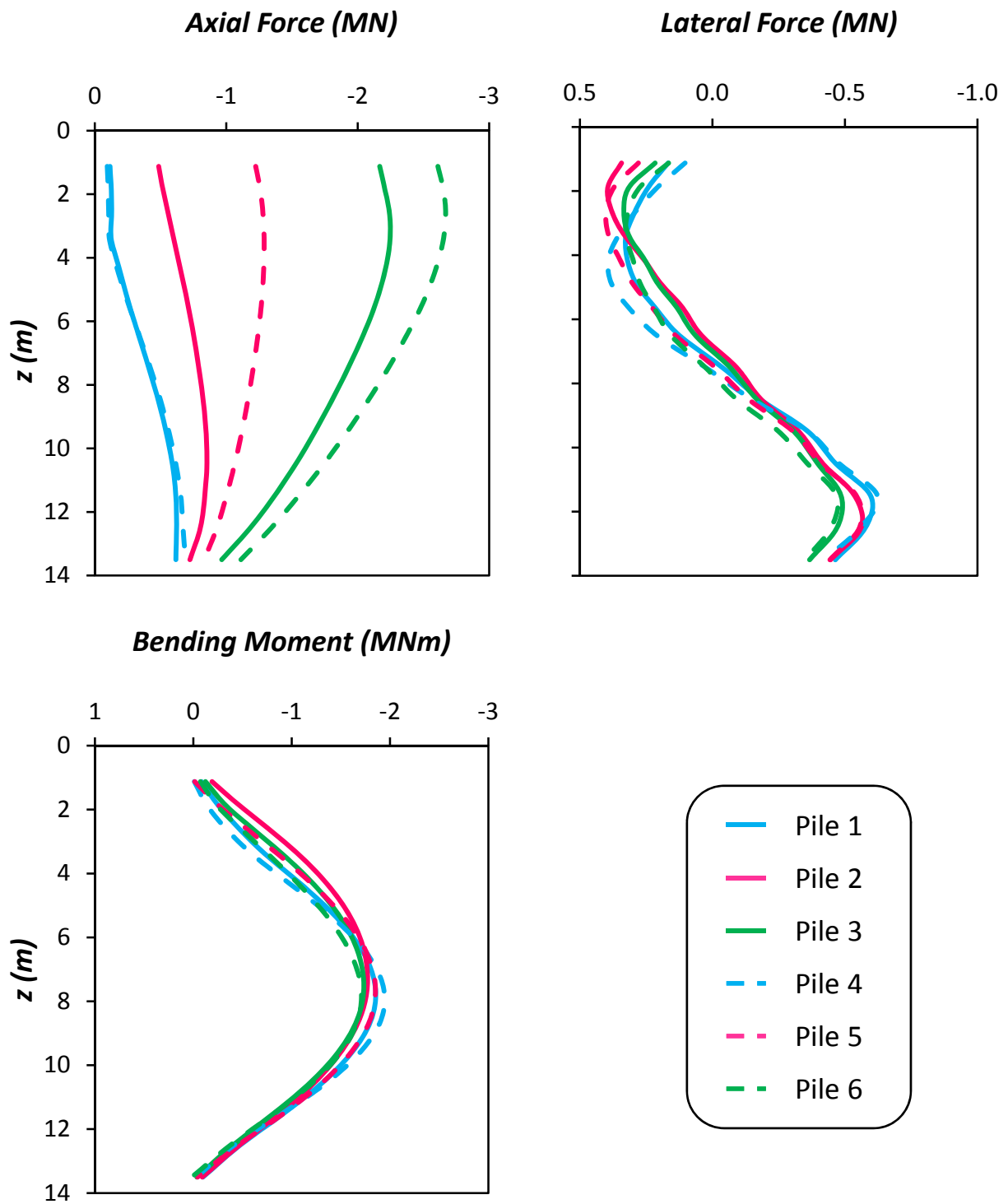
Σχήμα 7.8: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



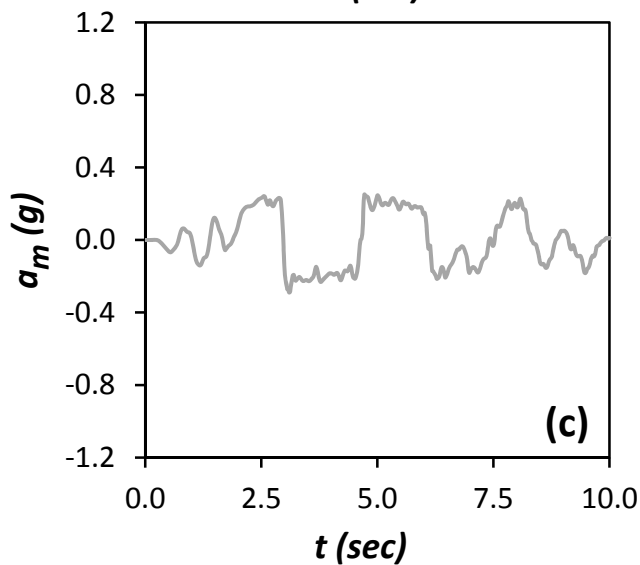
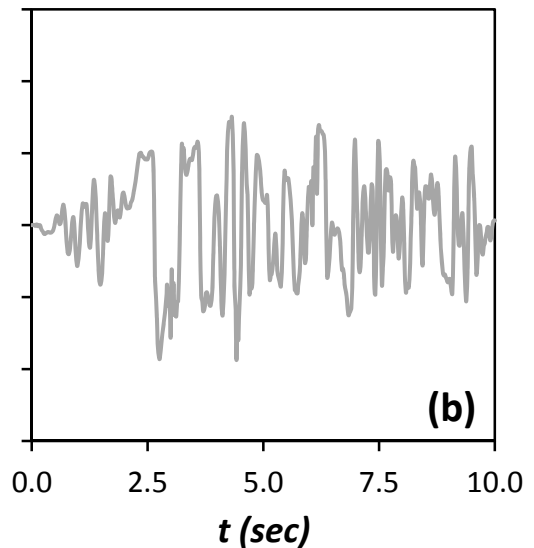
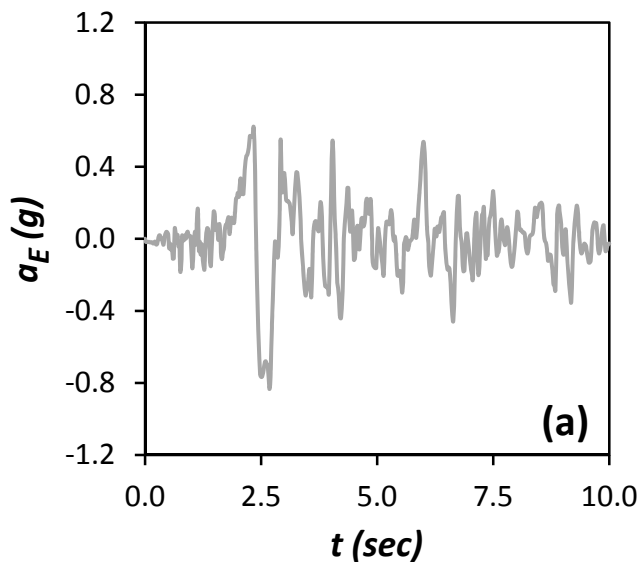
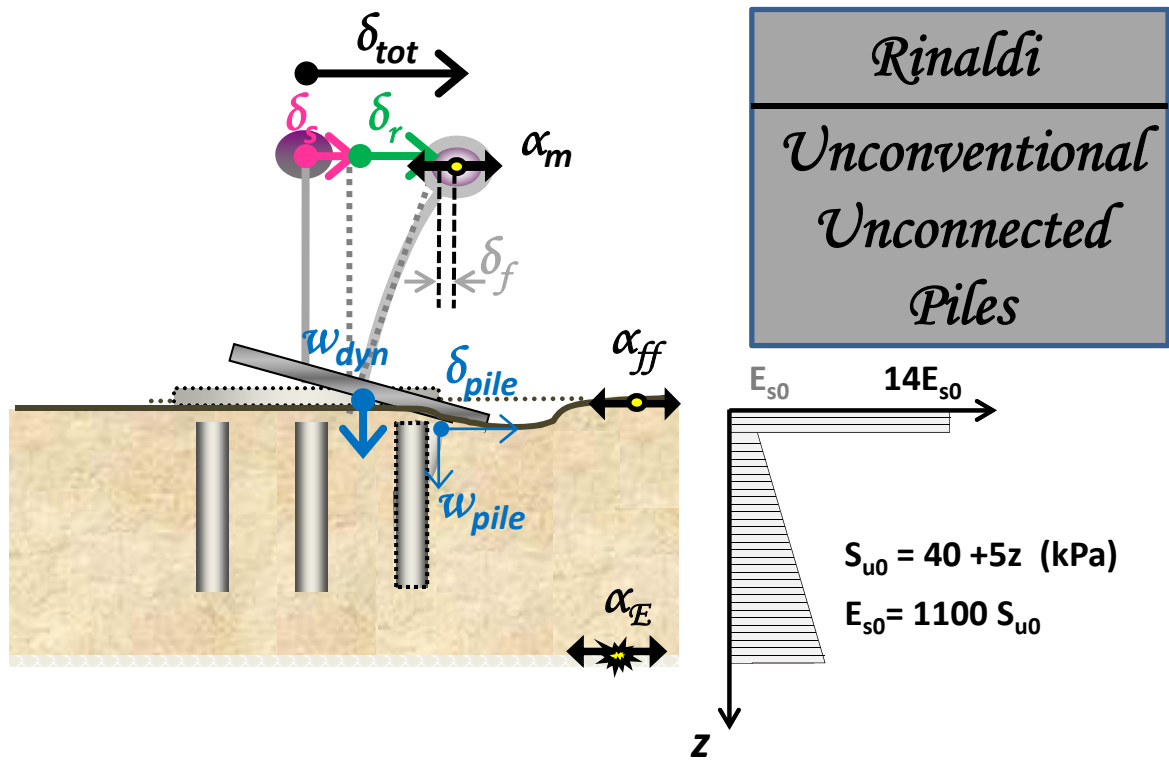
Σχήμα 7.9: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



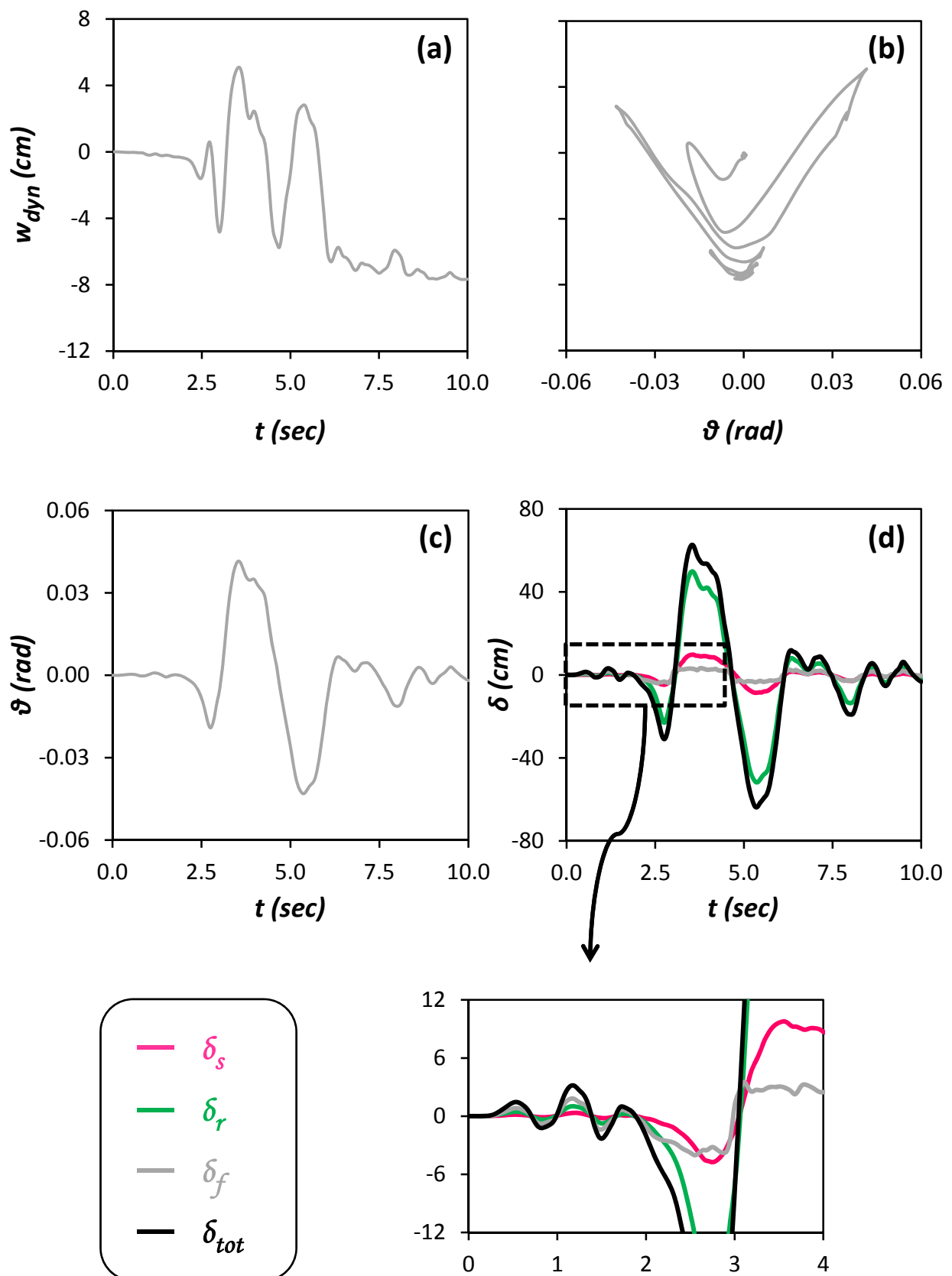
Σχήμα 7.10: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνητους Πασσάλους.



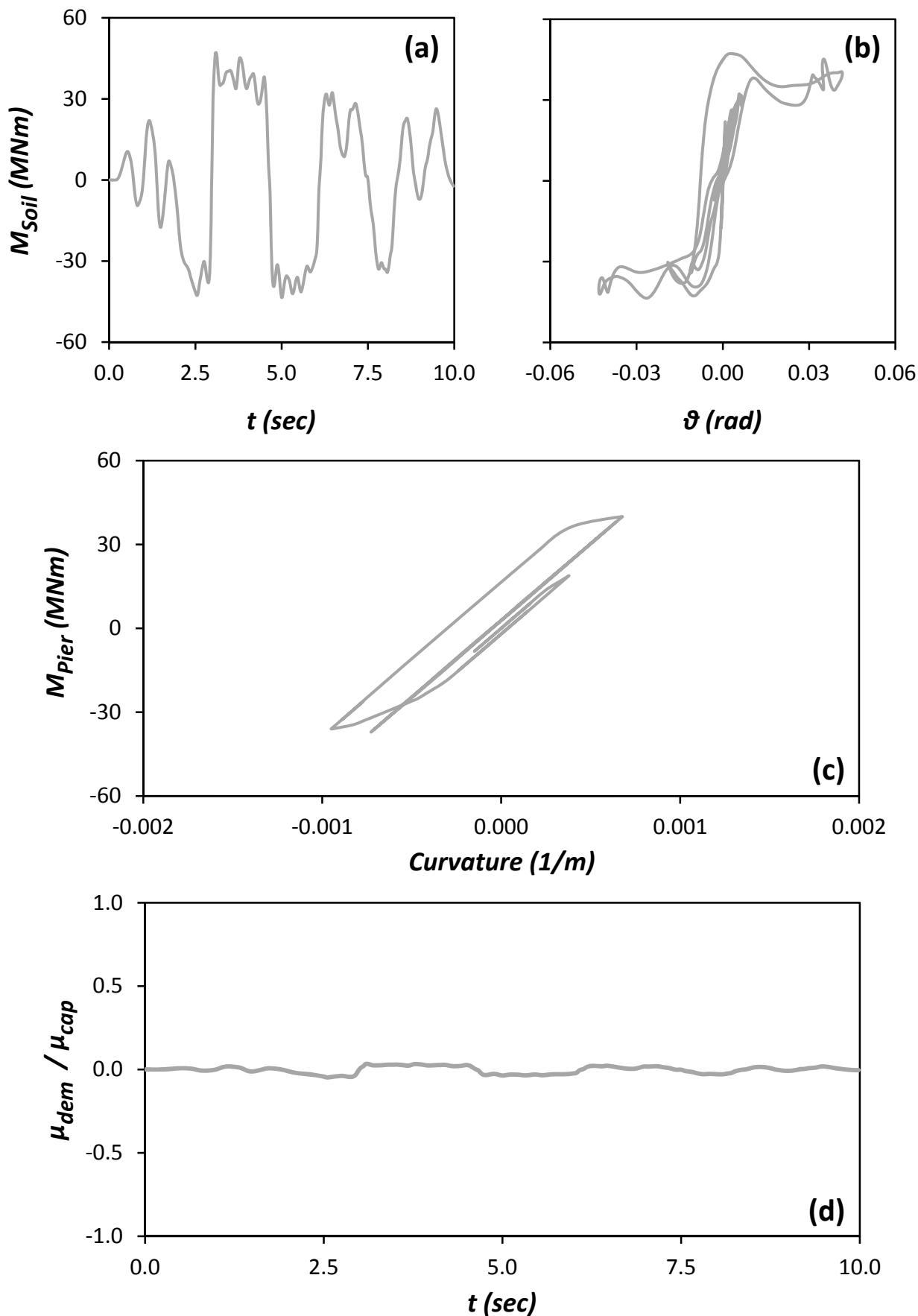
Σχήμα 7.11: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



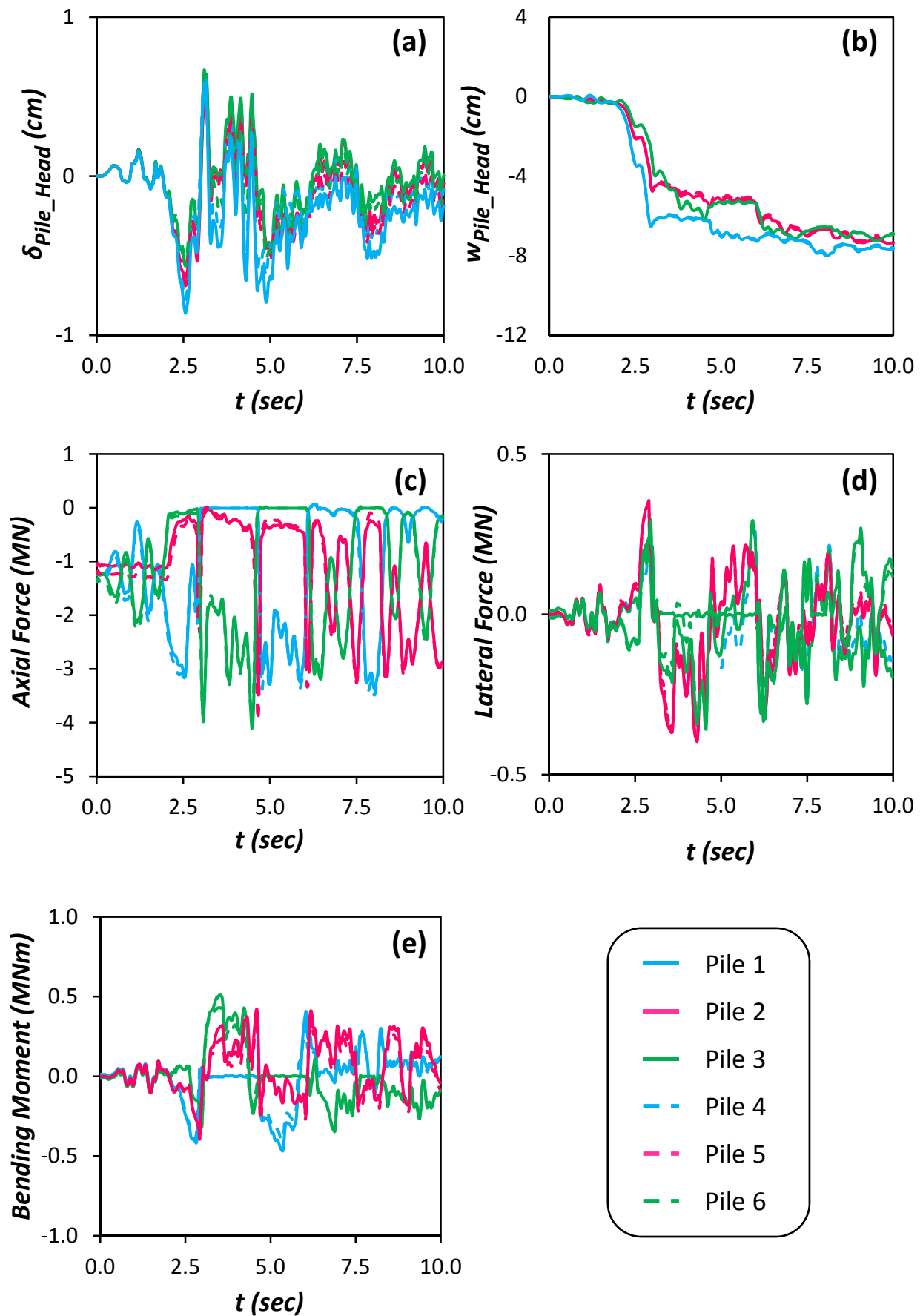
Σχήμα 7.12: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



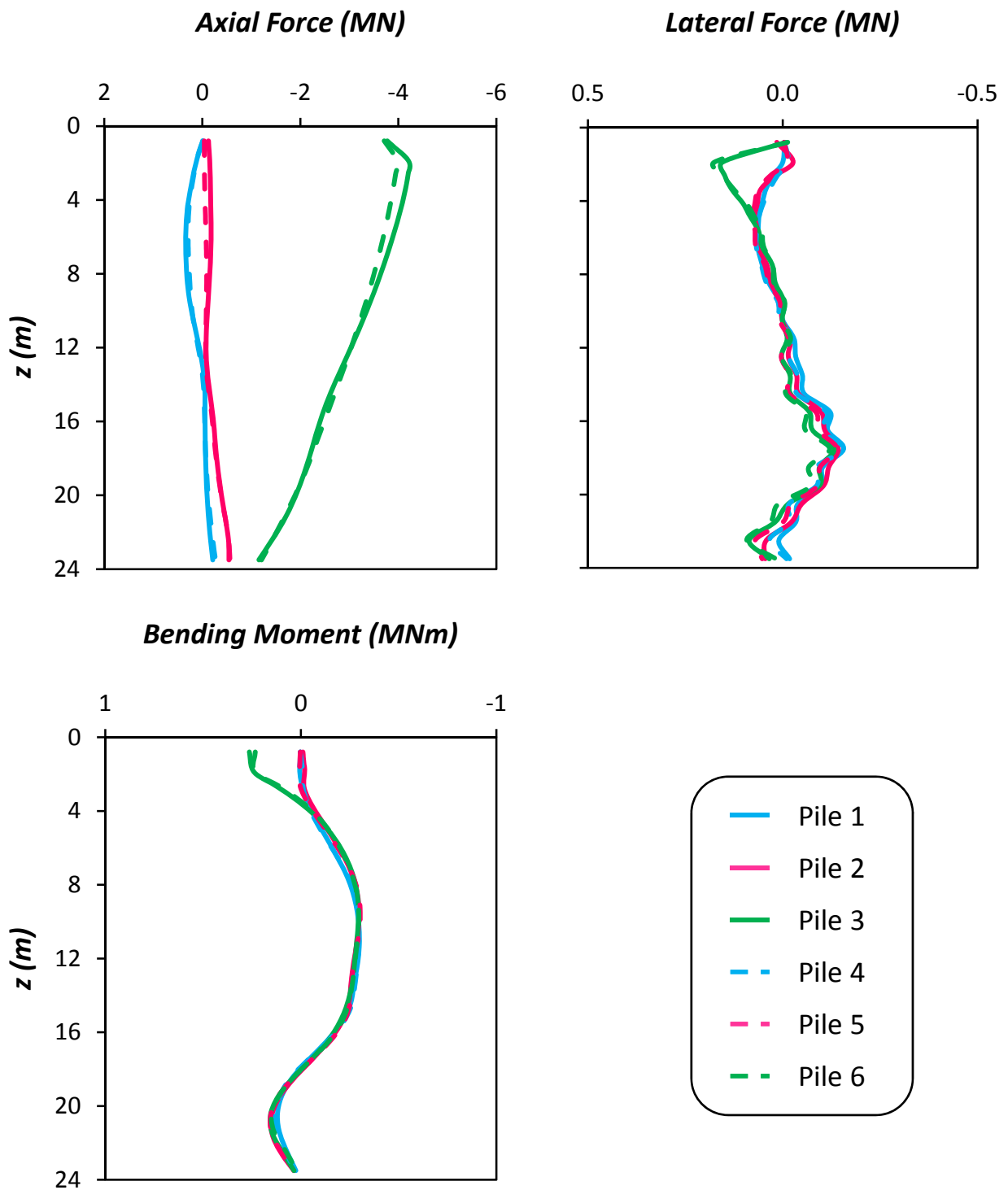
Σχήμα 7.13: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



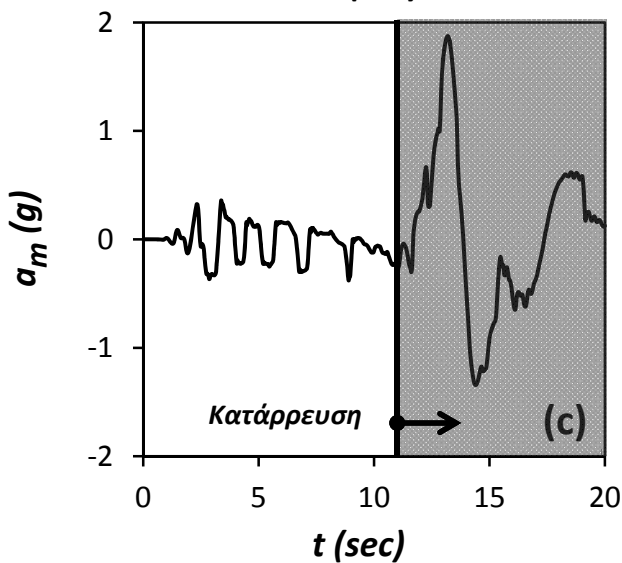
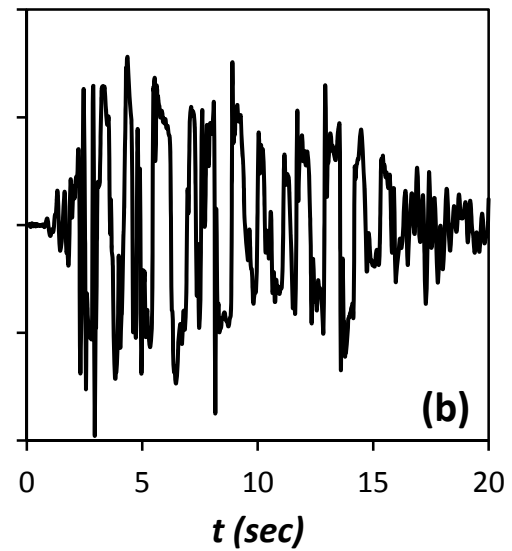
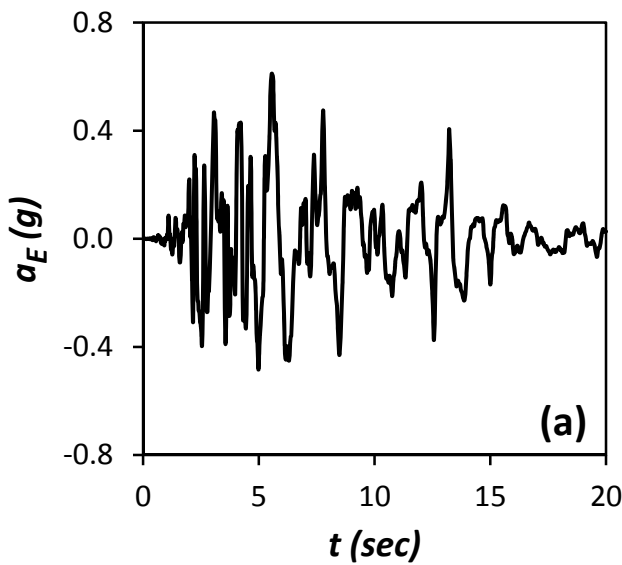
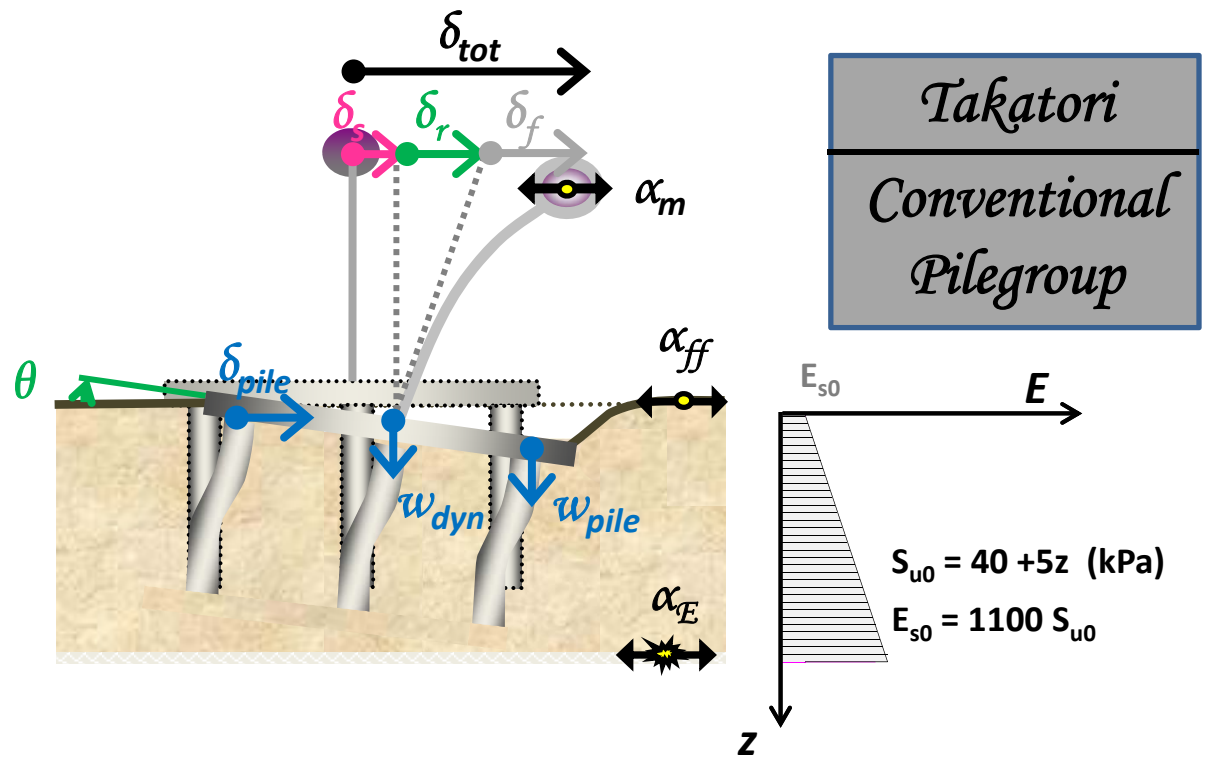
Σχήμα 7.14: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



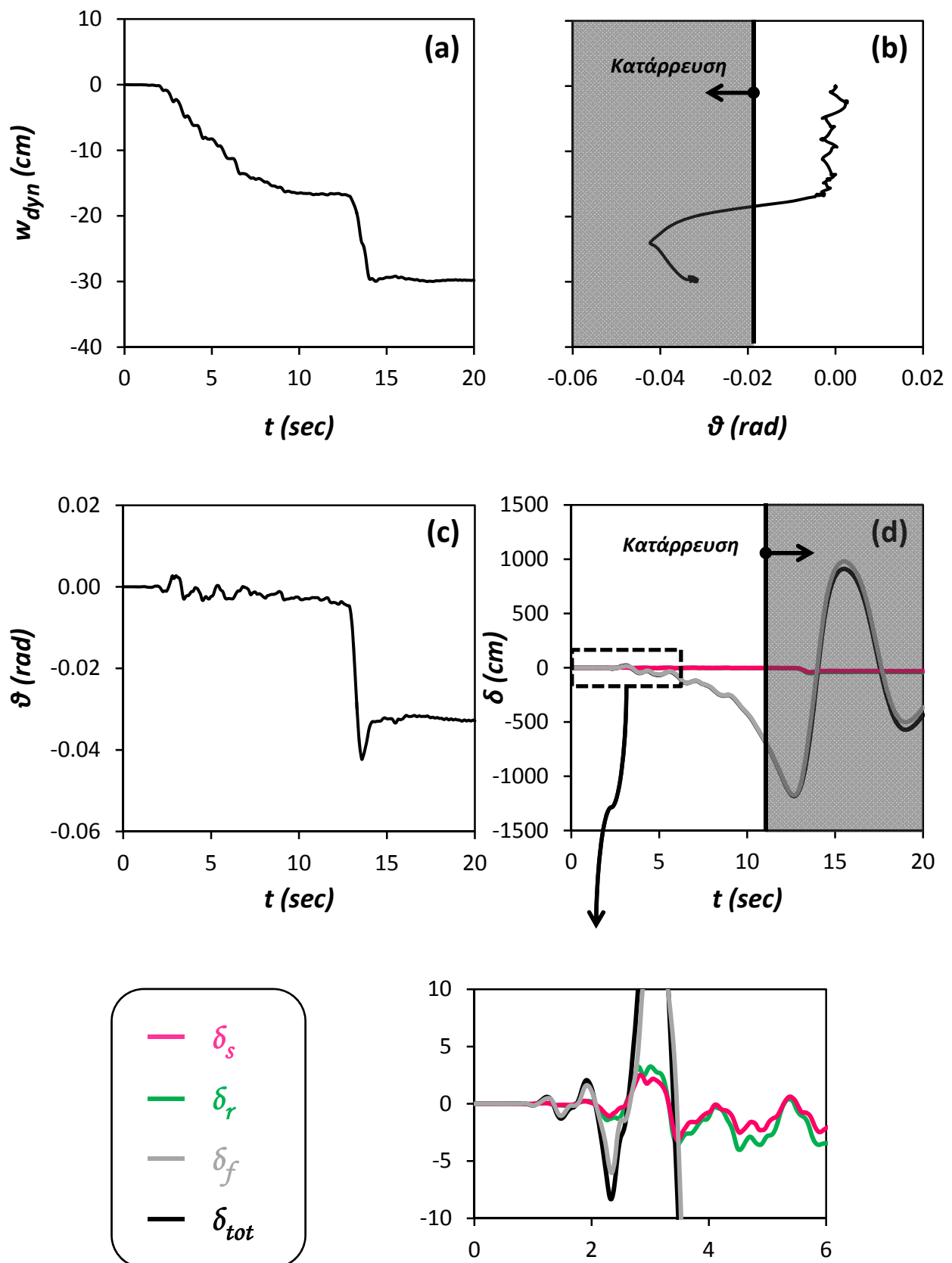
Σχήμα 7.15: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



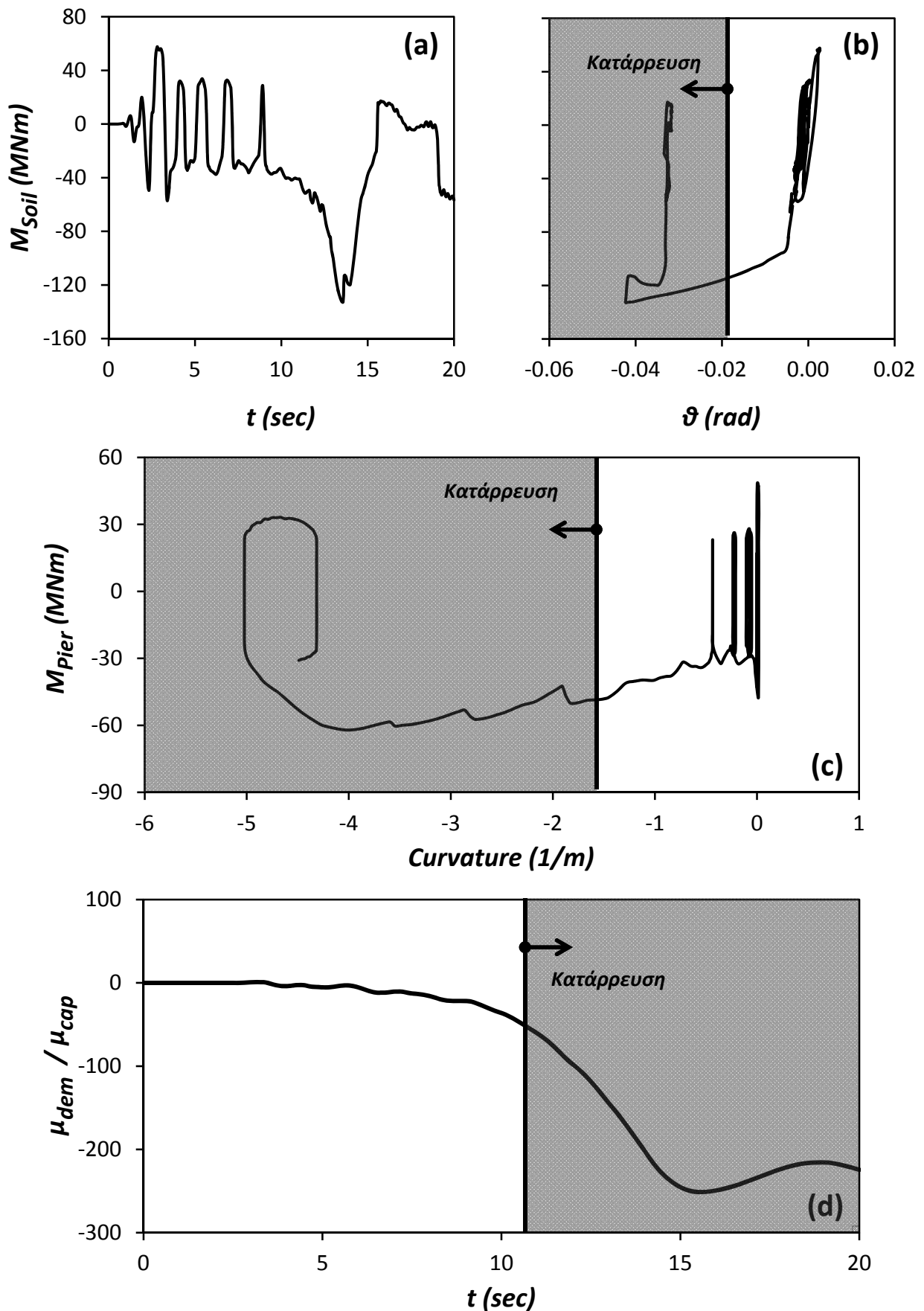
Σχήμα 7.16: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



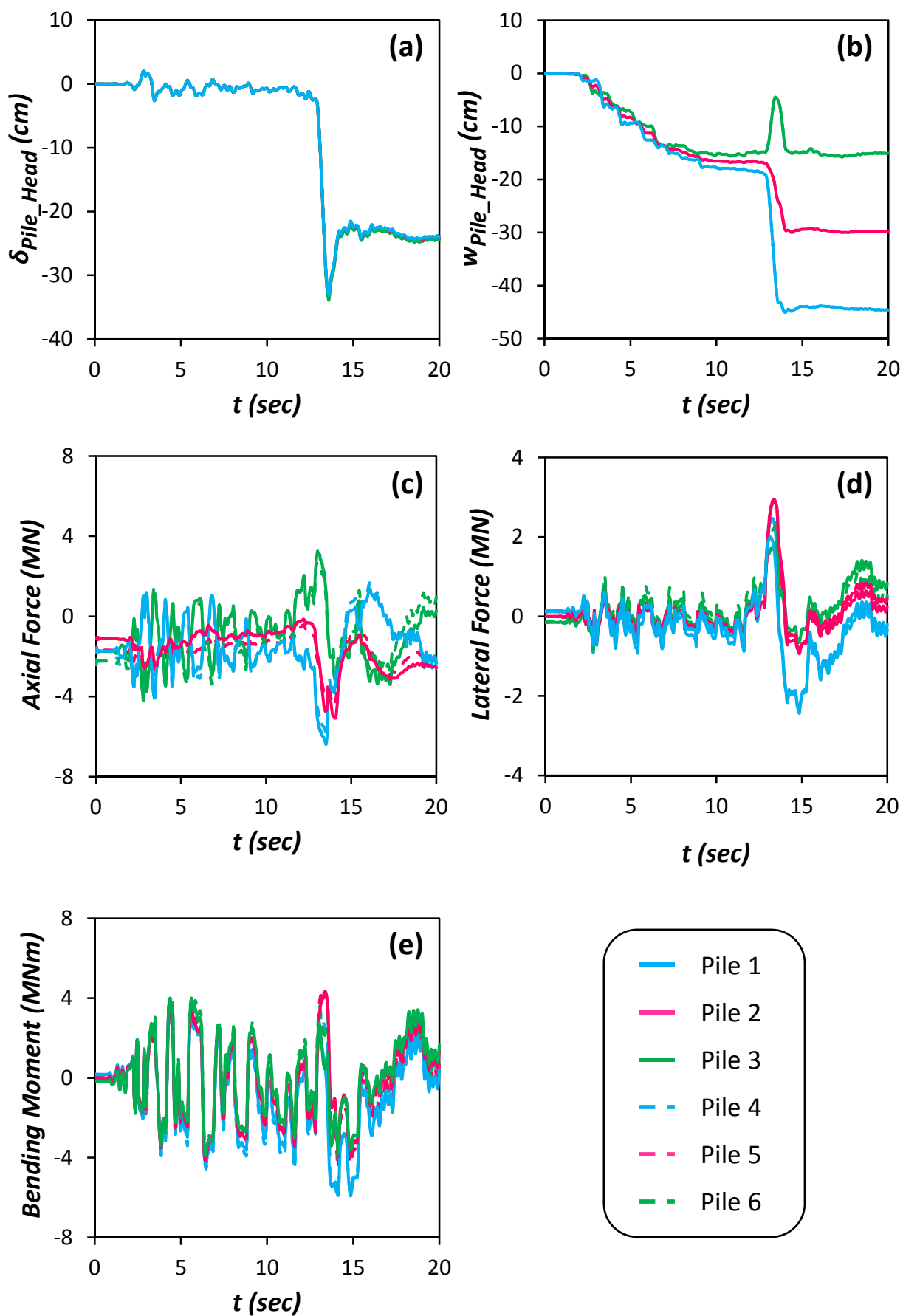
Σχήμα 7.17: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



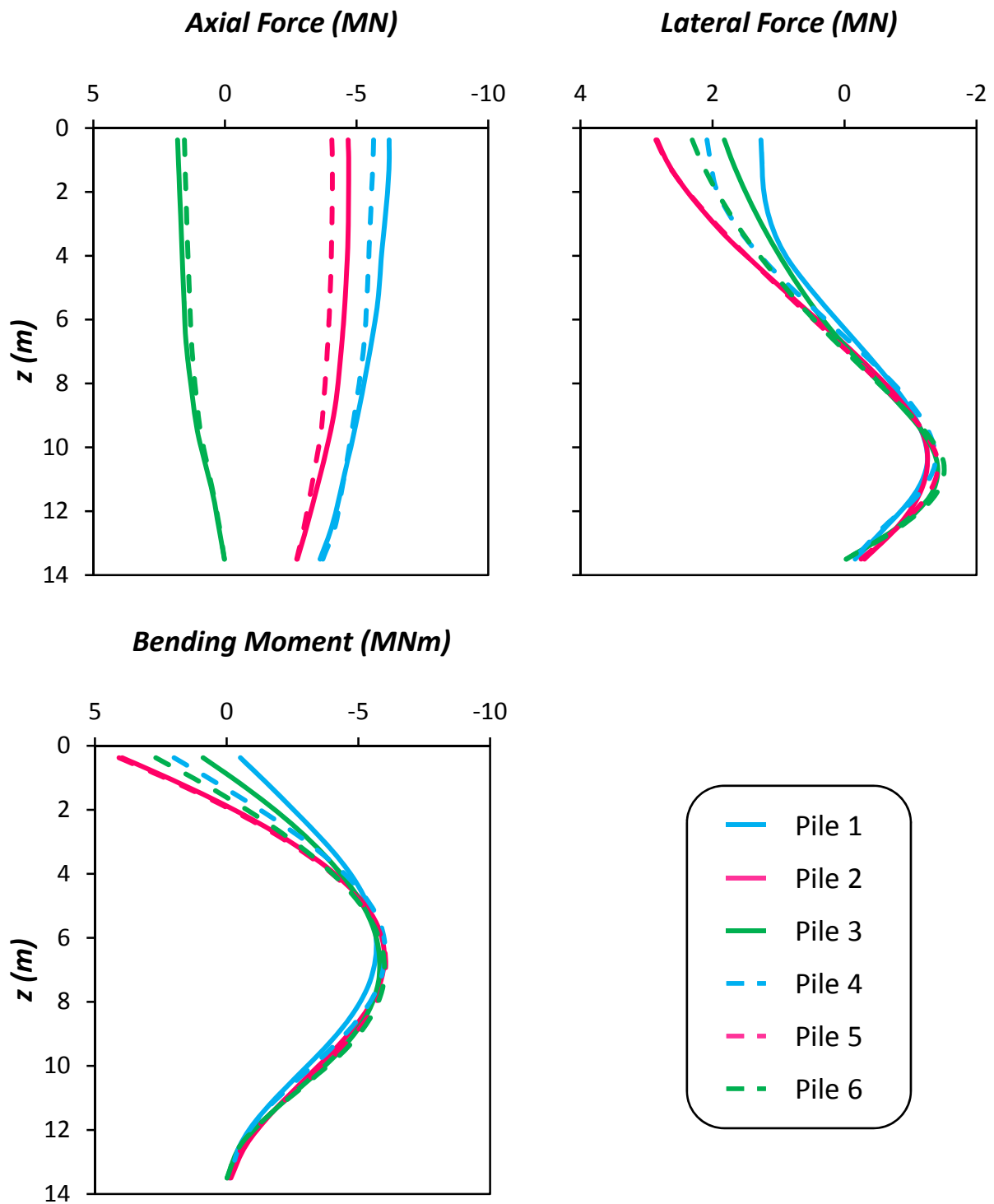
Σχήμα 7.18: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



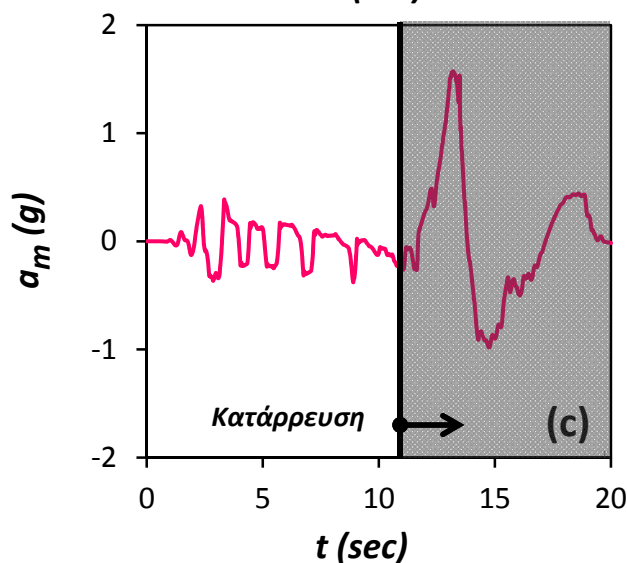
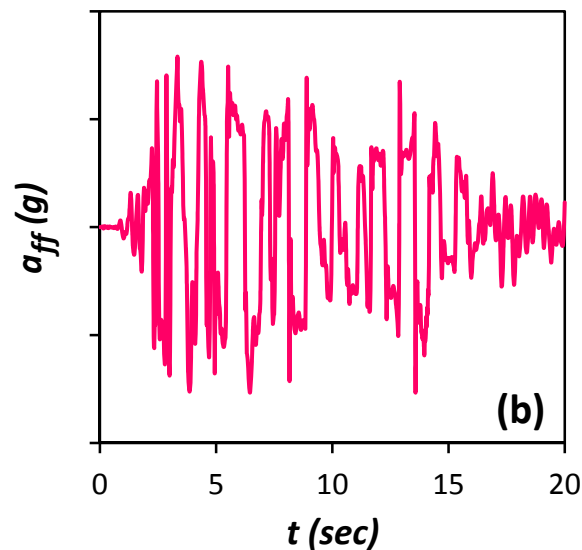
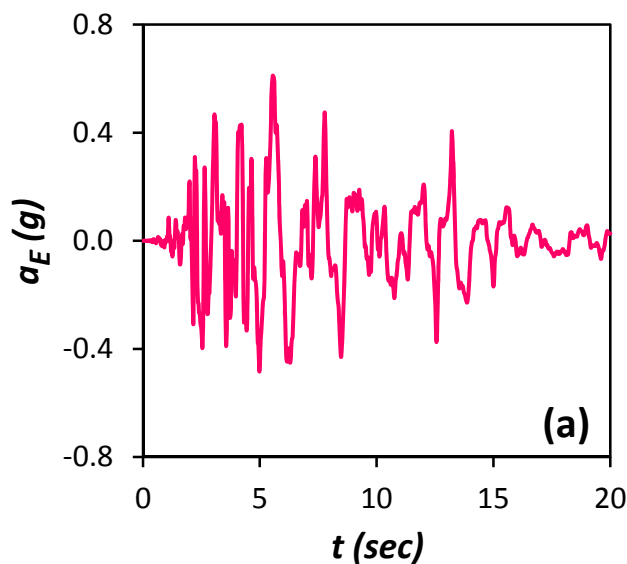
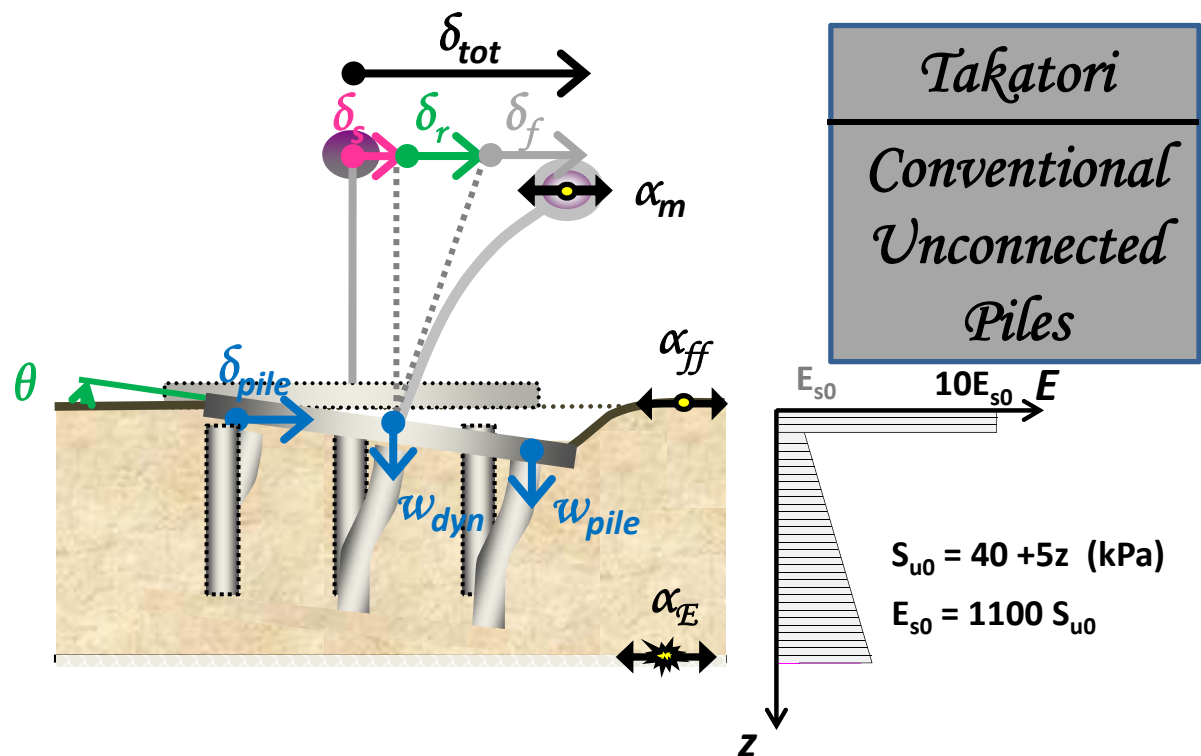
Σχήμα 7.19: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



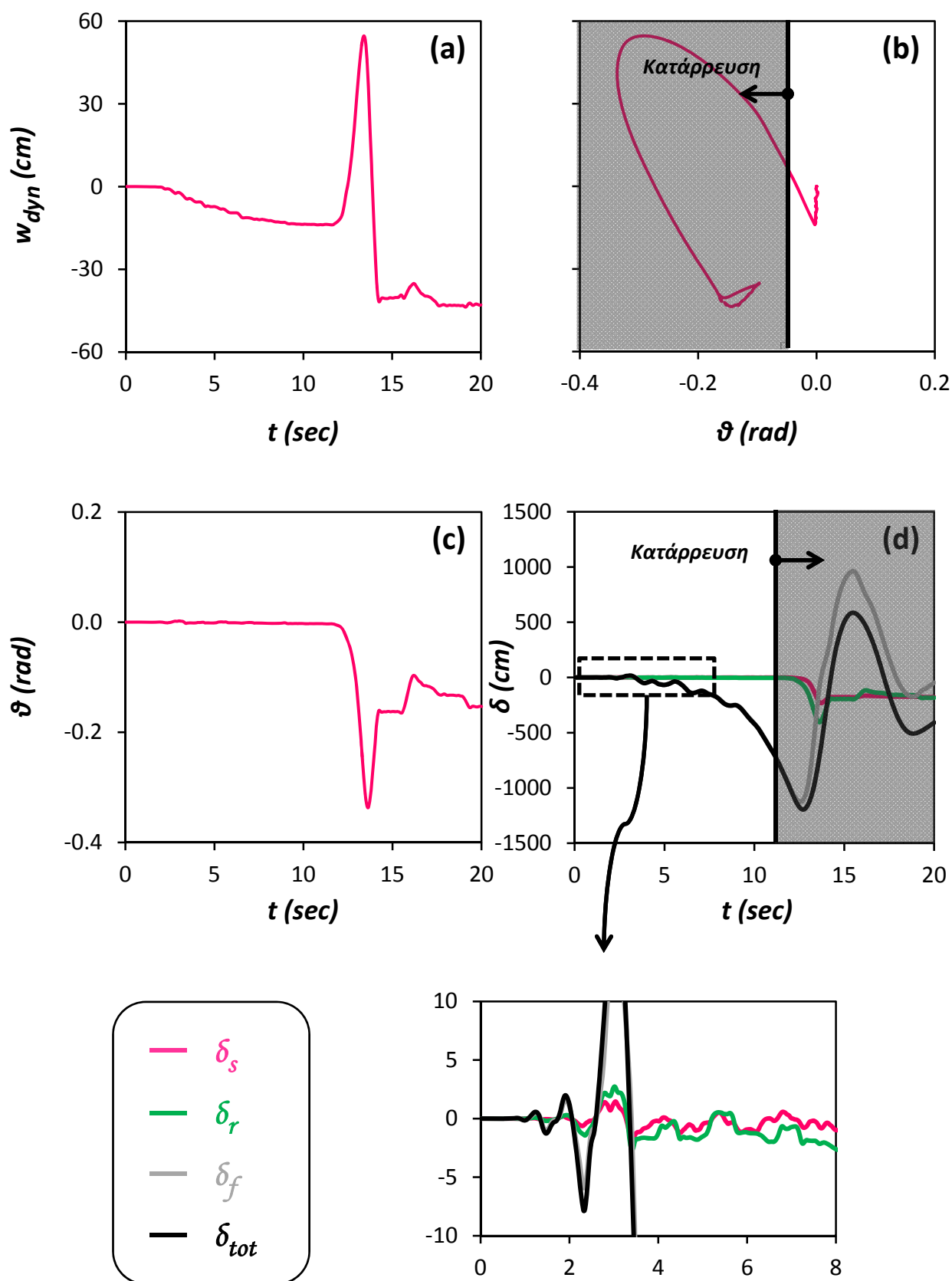
Σχήμα 7.20: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



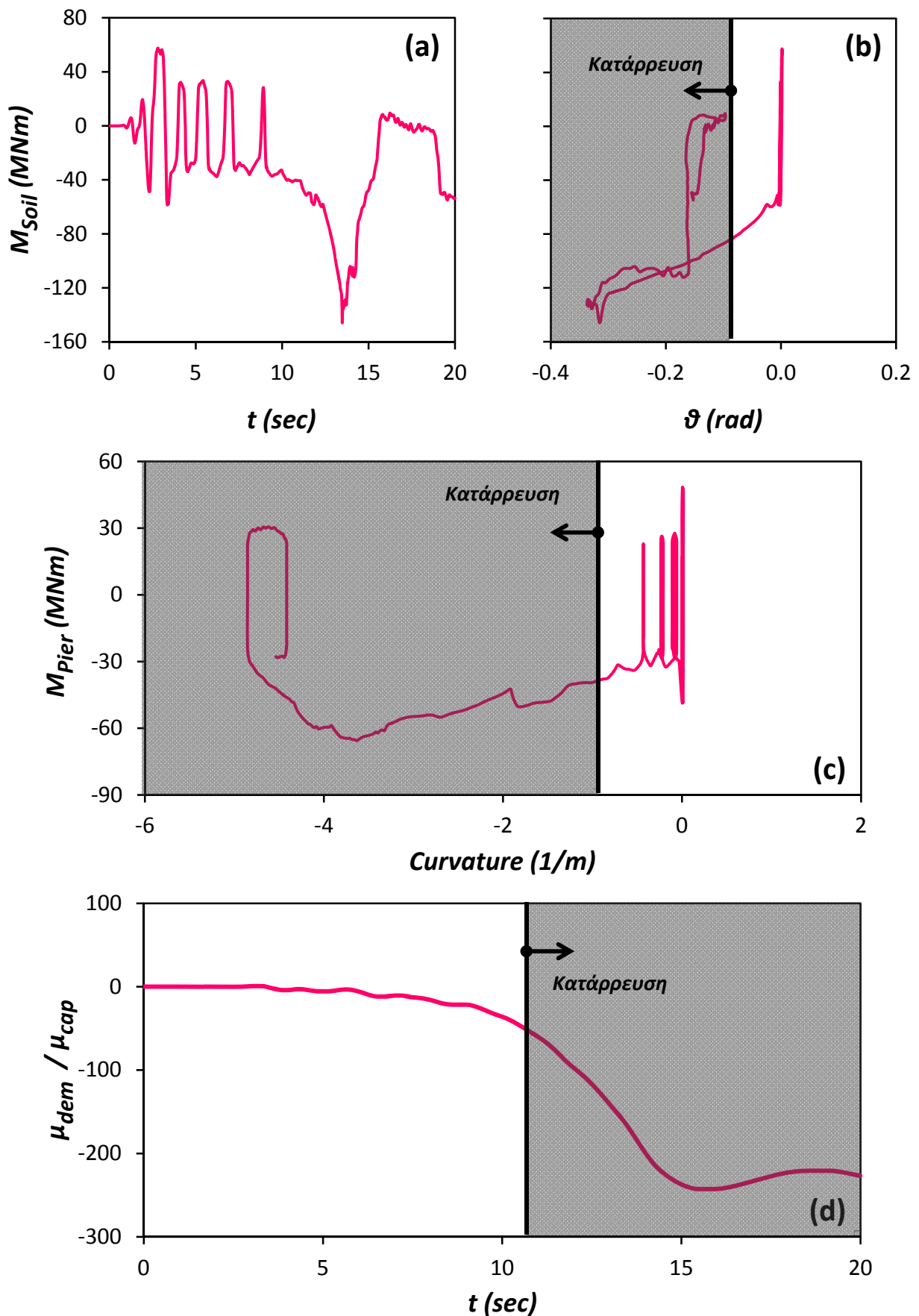
Σχήμα 7.21: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



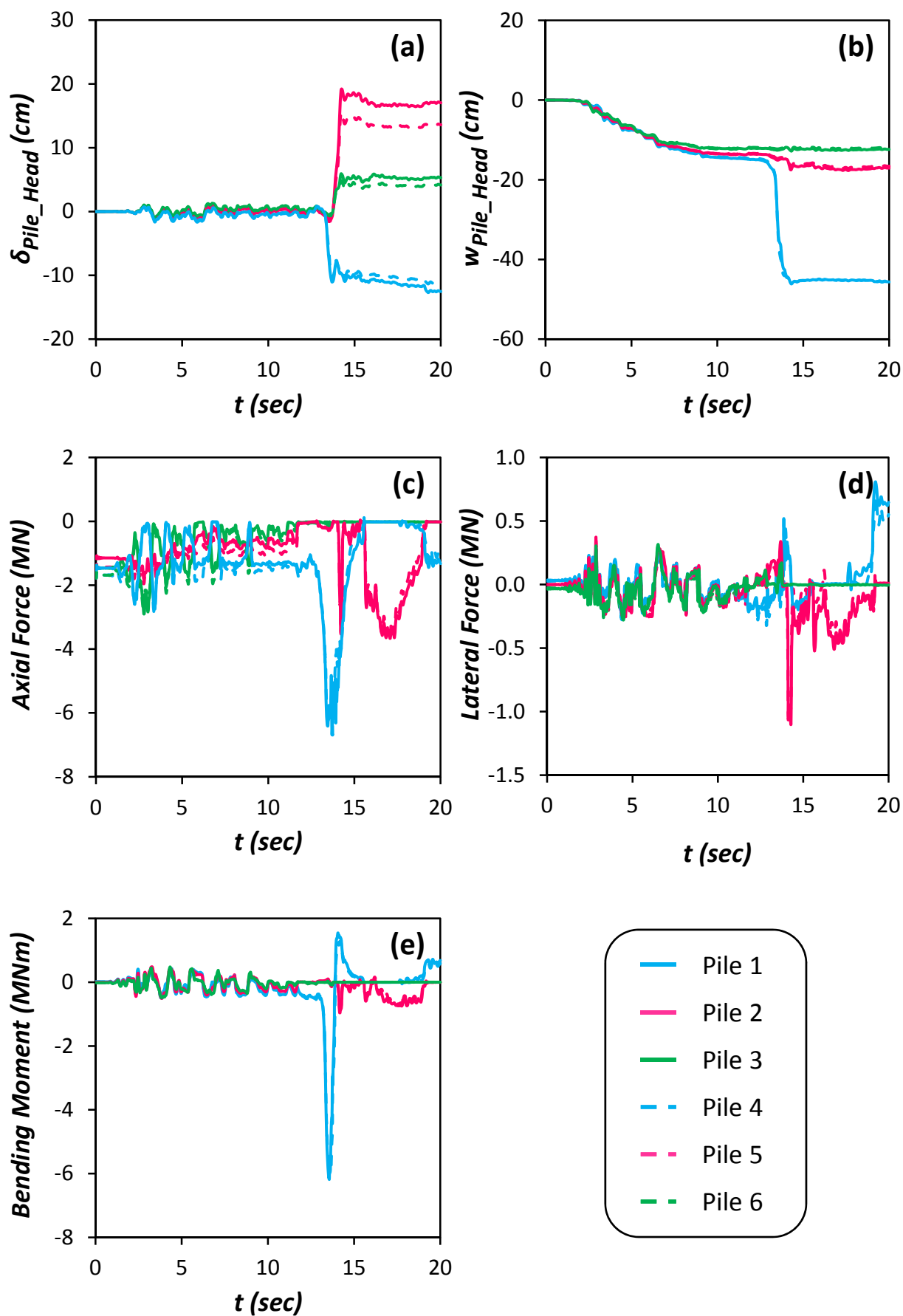
Σχήμα 7.22: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



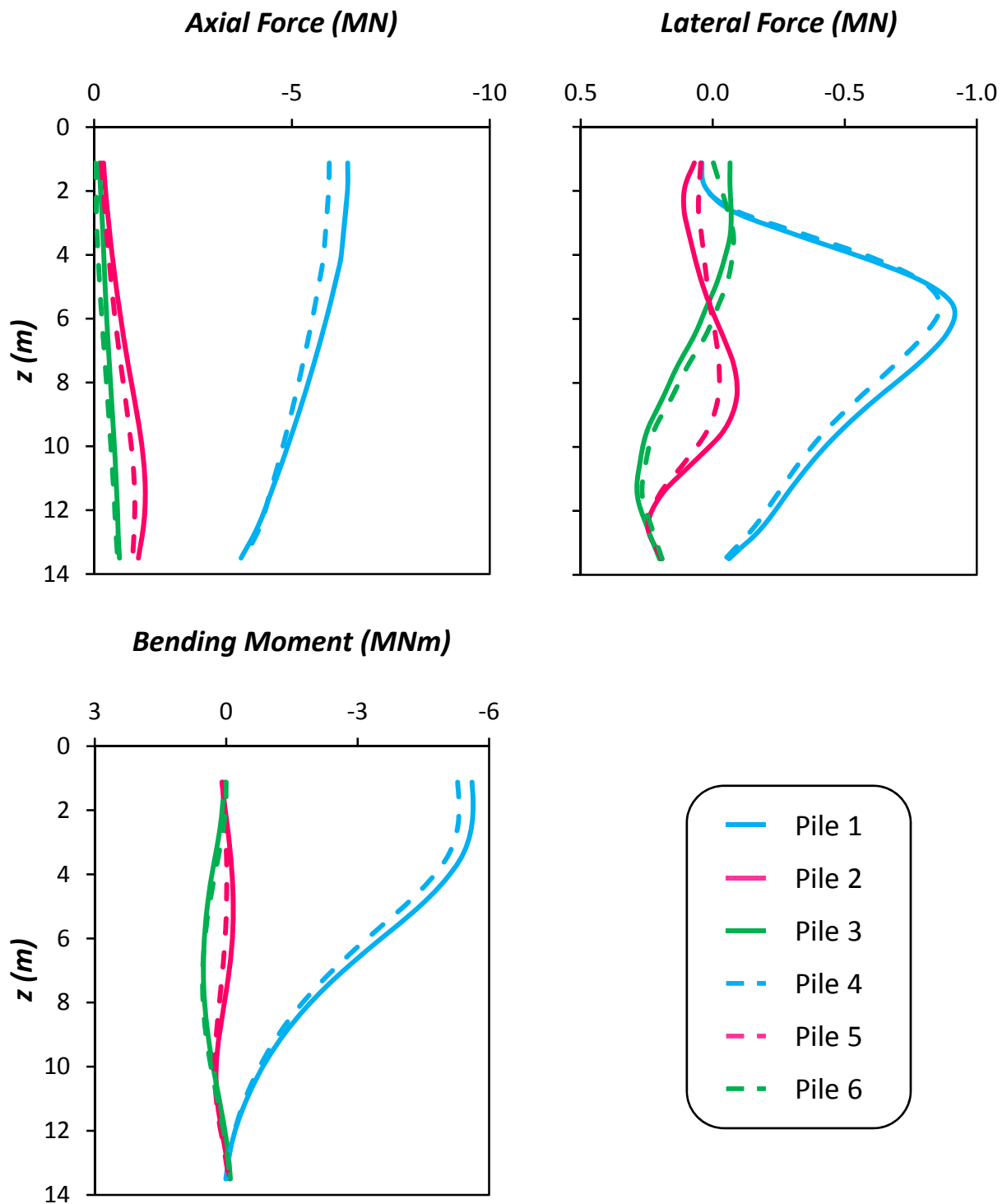
Σχήμα 7.23: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



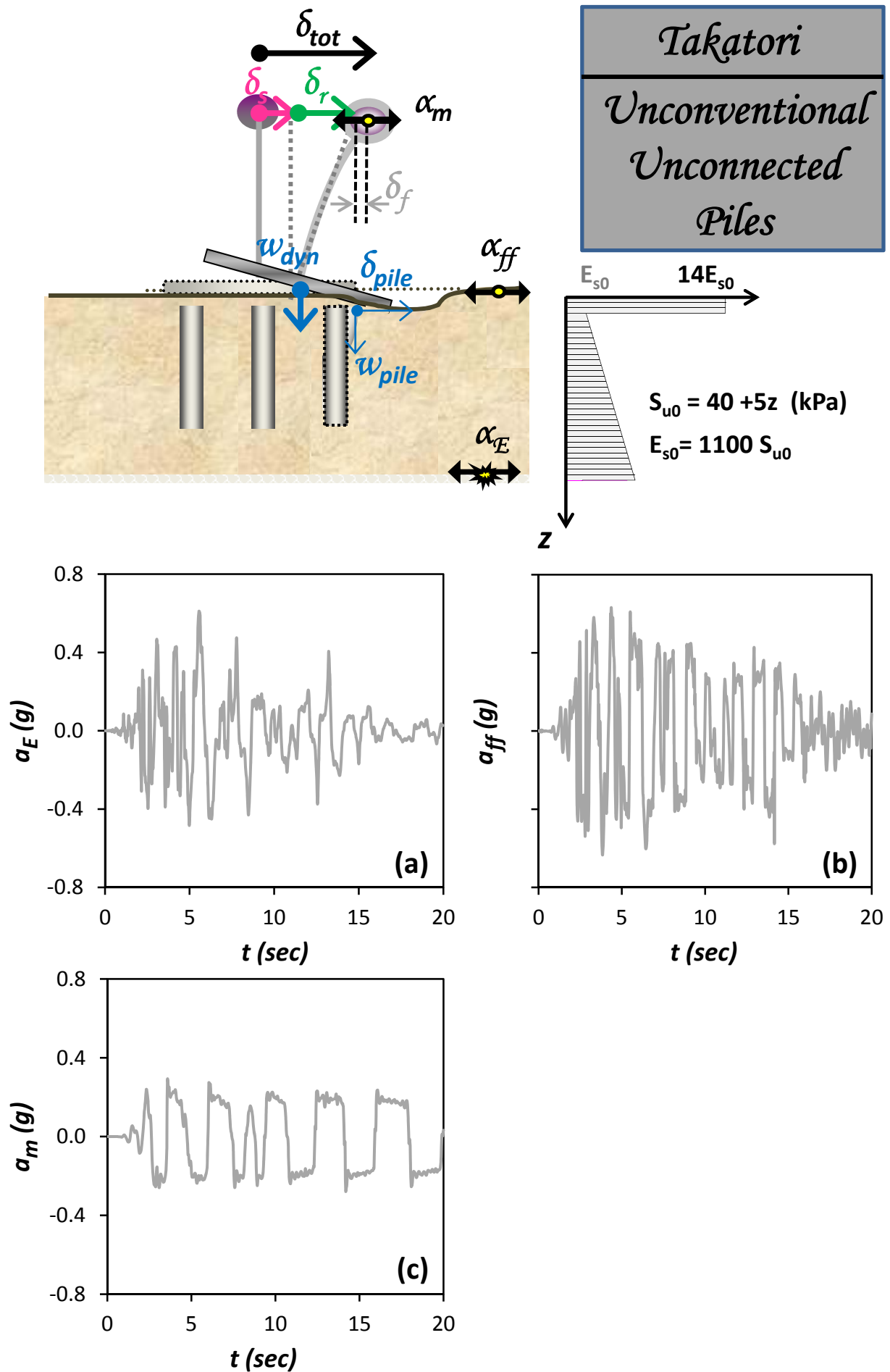
Σχήμα 7.24: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



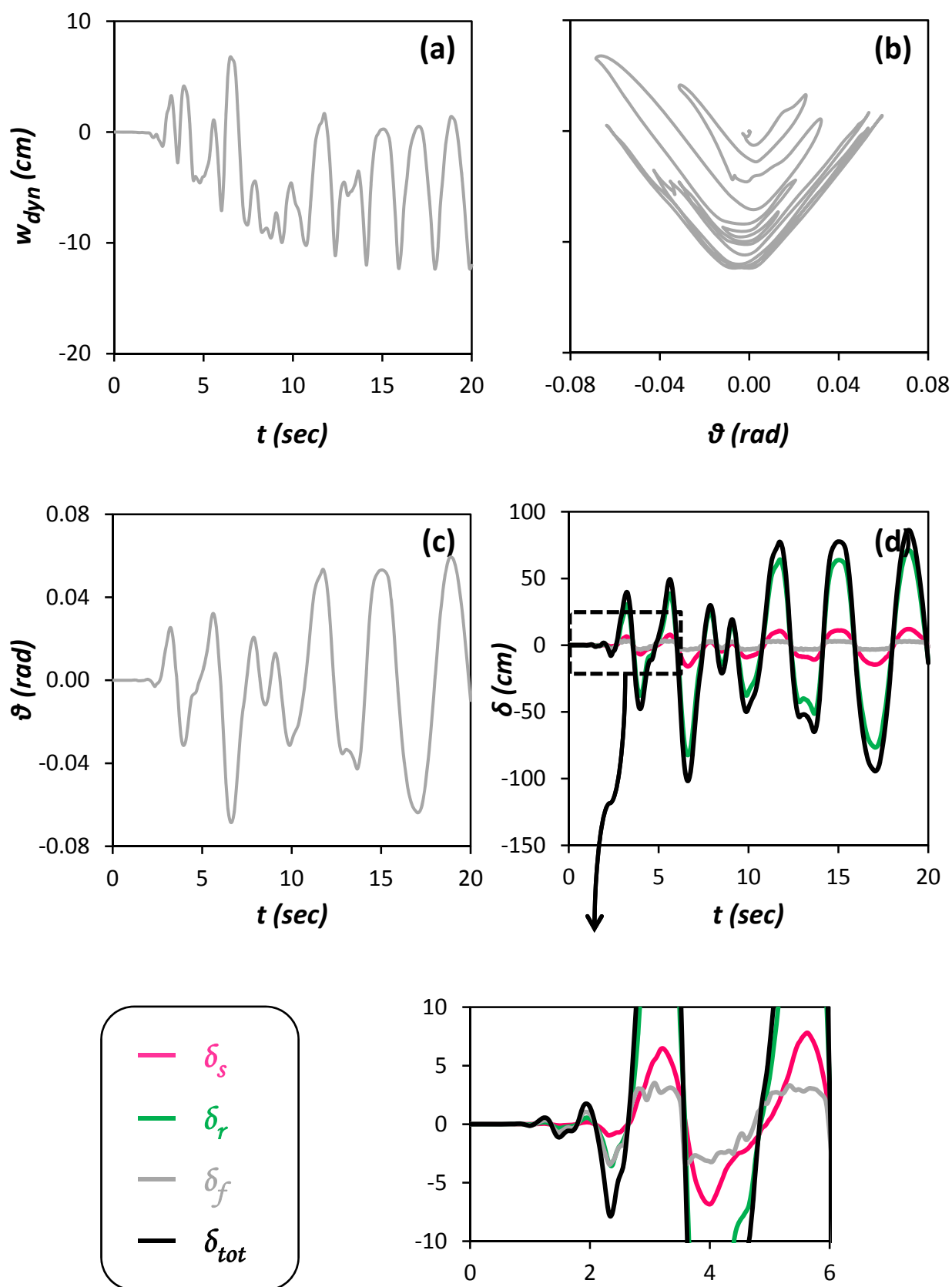
Σχήμα 7.25: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



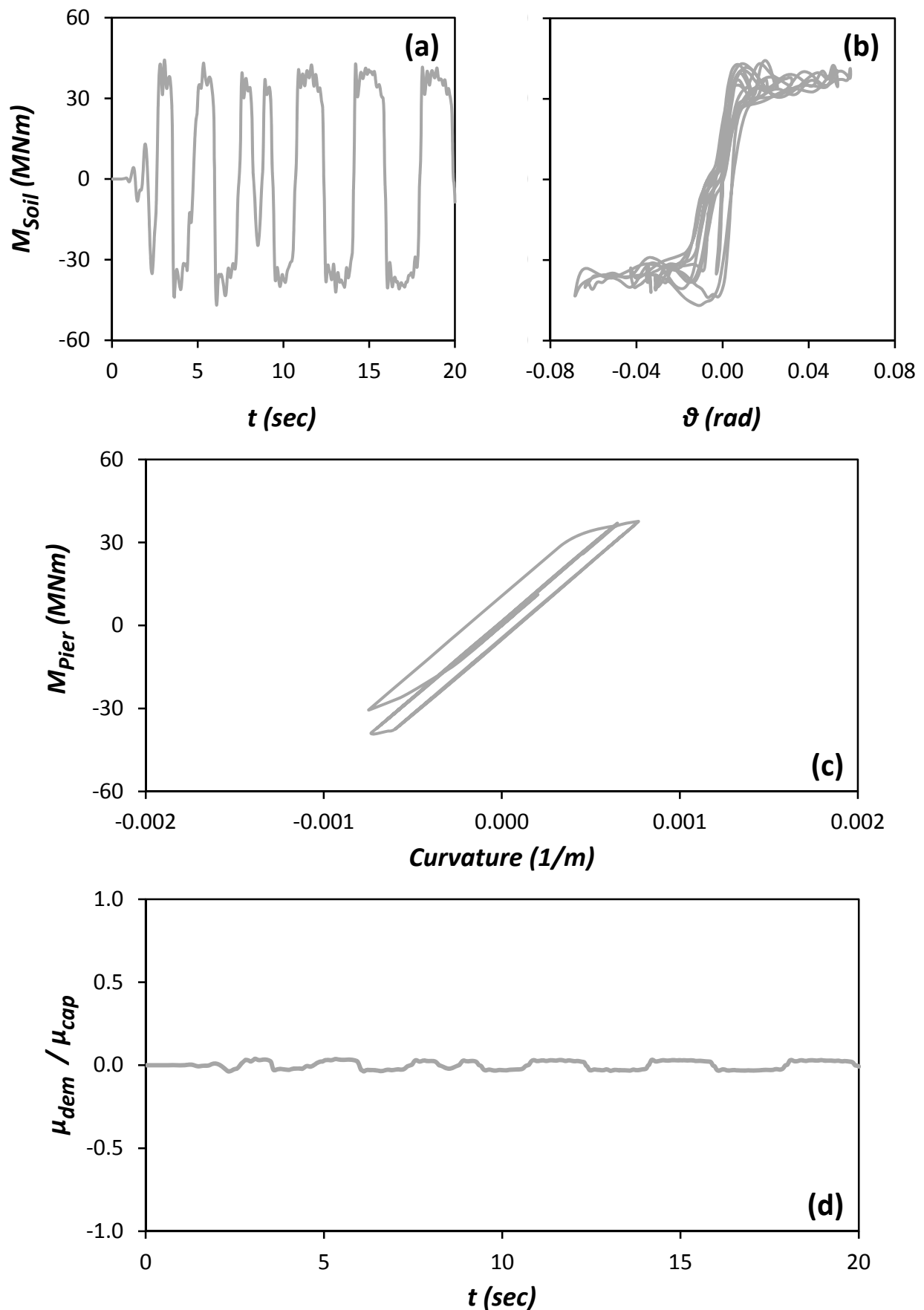
Σχήμα 7.26: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



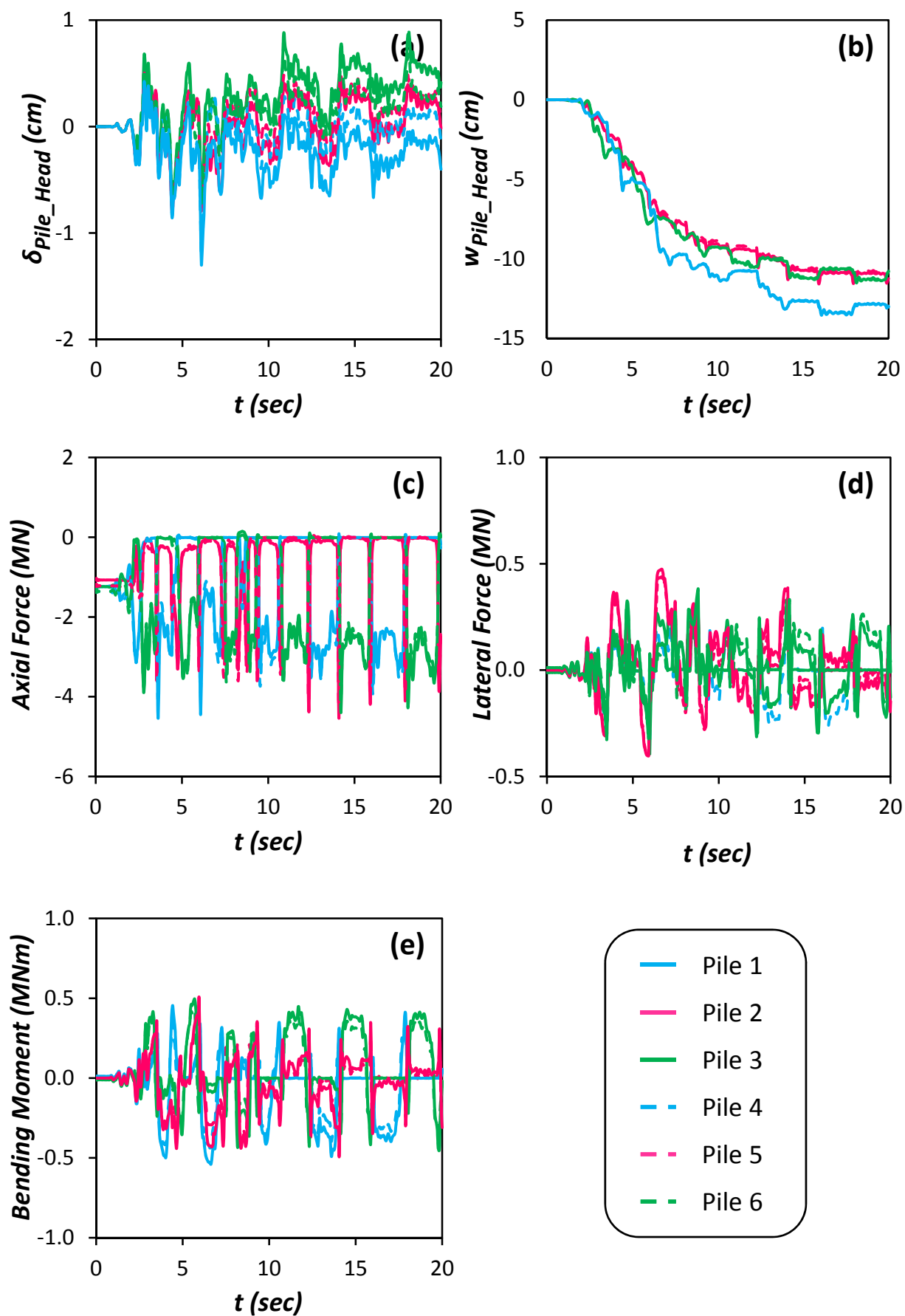
Σχήμα 7.27: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



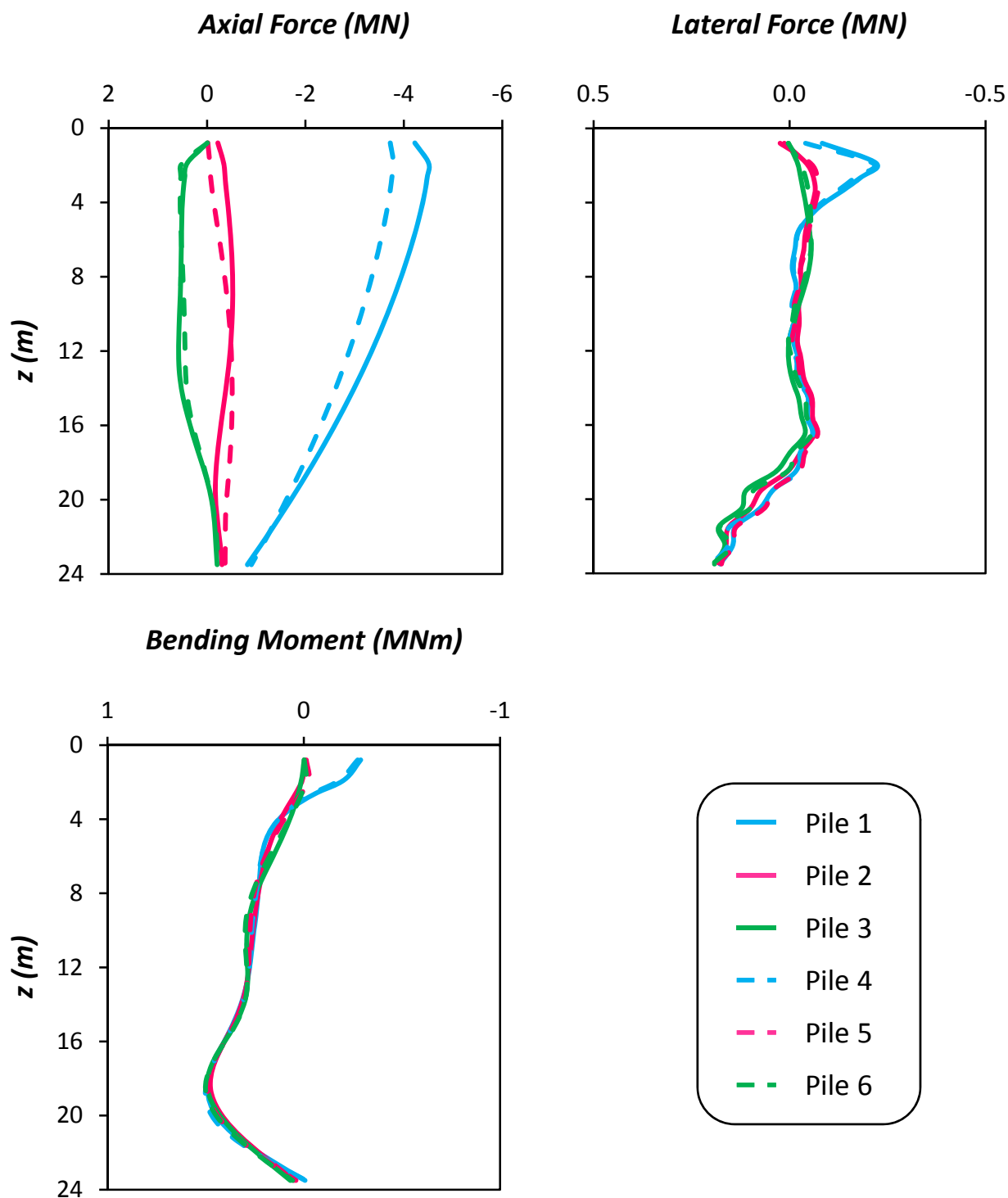
Σχήμα 7.28: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



Σχήμα 7.29: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



Σχήμα 7.30: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



Σχήμα 7.31: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

Κεφάλαιο 8

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ & ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

8.1 Συμπεράσματα

Έπειτα από την εξέταση της μονοτονικής και σεισμικής απόκρισης της θεμελίωσης με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, για το δεδομένο στρώμα ανομοιογενούς αργίλου, και την δεδομένη ανωδομή, μπορούμε να εξάγουμε τα παρακάτω συμπεράσματα.

Καταρχάς, από την μονοτονική φόρτιση της συμβατικά σχεδιασμένης θεμελίωσης με ασύνδετους στην κεφαλή πασσάλους, παρατηρούμε ότι η αποσύνδεση των πασσάλων από τον "κεφαλόδεσμο" προκαλεί μικρή μείωση στον συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης. Η μείωση αυτή μπορεί να γίνει και αύξηση, αν υπάρχει εξυγίανση του επιφανειακού εδάφους. Αντιθέτως, σημαντικές μειώσεις, έχουμε στον συντελεστή ασφαλείας έναντι ροπής, σε σχέση με τον αντιστοιχο συντελεστή για την πασσαλομάδα, ακόμα και στην περίπτωση αντικατάστασης του ενδιάμεσου στρώματος με κάποιο πολύ υψηλότερης αντοχής. Αυτή η μείωση του συντελεστή ασφαλείας έναντι ροπής, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι δεν συναντήσαμε υψηλές τιμές στις ολισθήσεις της θεμελίωσης, συμπεραίνουμε ότι αυτός ο τύπος θεμελίωσης ενδύκνεται περισσότερο για χθαμαλές κατασκευές.

Επίσης, από την παραμετρική ανάλυση στην θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους, διαπιστώθηκε ότι το πάχος και η αντοχή της παρεμβαλλόμενης, μεταξύ της πλάκας θεμελίωσης και της κεφαλής των πασσάλων, στρώσης, είναι καθοριστικοί παράγοντες για την συμπεριφορά της θεμελίωσης αλλά και την συνεισφορά των πασσάλων. Όσον αφορά το μειονέκτημα σε όρους καθιζήσεων, αυτού του τύπου θεμελίωσης σε σχέση με την πασσαλομάδα, τόσο από την στατική φόρτιση όσο και από την δυναμική, αποδείχτηκε ότι αυτό αντιμετωπίζεται με την εξυγίανση του ενδιάμεσου στρώματος.

Επιπροσθέτως, σε ότι αφορά τις καμπτικές ροπές και κυρίως τις τέμνουσες δυνάμεις, είναι φανερό το πλεονέκτημα της θεμελίωσης με ασύνδετους πασσάλους σε σχέση με την πασσαλομάδα. Αυτές είναι μηδαμινές, όπως είναι λογικό στην κεφαλή των πασσάλων, όμως αυξάνονται με το βάθος λόγω κινηματικών καταπονήσεων. Σχετικά με τις αξονικές δυνάμεις στους ασύνδετους πασσάλους, οι μέγιστες τιμές των αξονικών δεν εμφανίζονται στην κεφαλή των πασσάλων, όπως στην πασσαλομάδα. Αυτό συμβαίνει γιατί οι πάσσαλοι φορτίζονται έμμεσα μέσω του εδάφους, είτε στην κεφαλή του με κατακόρυφες τάσεις, είτε στις παράπλευρες επιφάνειες του με αρνητικές τριβές, από την σχετική ολίσθηση εδάφους και πασσάλου.

Στηριζόμενοι στις παρατηρήσεις μας σχετικά με τα εντατικά μεγέθη στις κεφαλές των πασσάλων, μπορούμε να εξάγουμε το συμπέρασμα ότι μειώνεται η ένταση στην πλάκα θεμελίωσης. Η πλάκα με την αποσύνδεση των πασσάλων δεν φορτίζεται με συγκεντρωμένα, στις θέσεις των πασσάλων, φορτία, αλλά με κατανομημένα λόγω της επαφής της με το έδαφος. Αυτό σε συνδυασμό με την έλλειψη της ανάγκης για έλεγχο διάτρησης της πλάκας, αλλά και για ύπαρξη χώρου για τις αναμονές του οπλισμού των πασσάλων, μπορεί να οδηγήσει σε πολύ οικονομικότερη πλάκα θεμελίωσης, όπου σε όρους κόστους σε ένα μεγάλο έργο μπορεί να είναι αξιοσημείωτη η διαφορά.

Όσον αφορά την σεισμική απόκριση των συμβατικών συστημάτων, δεν παρατηρήθηκε μείωση των επιταχύνσεων στην μάζα, στο σύστημα με τους ασύνδετους πασσάλους σε σχέση με την πασσαλομάδα και το επιφανειακό θεμέλιο, αποτέλεσμα που έχει προκύψει από πειράματα σε φυγοκεντριστή στην Ιαπωνία (Kimata et. al., 2012). Αυτό όμως προκύπτει γιατί σε όλες τις περιπτώσεις διεγέρσεων, η μάζα ξεπέρασε την κρίσιμη επιτάχυνσή της, και δημιουργήθηκε πλαστική άρθρωση στην βάση του βάθρου. Στα μη συμβατικά συστήματα όμως, όπου το βάθρο παρέμεινε ελαστικό κατά την διάρκεια όλων των επιβαλλόμενων σεισμικών διεγέρσεων, οι μέγιστες επιταχύνσεις στο ύψος του καταστρώματος, είναι μικρότερες στην Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους σε σχέση με την Επιφανειακή Θεμελίωση με Επιφανειακή Βελτίωση Εδάφους (Crust). Μάλιστα, αυτό συμβαίνει παρ' όλο που σε όλες τις διεγέρσεις οι μέγιστες επιταχύνσεις στην επιφάνεια του εδάφους (free-field), είναι μεγαλύτερες στον πρώτο τύπο θεμελίωσης.

Από την άλλη μεριά, γενικά συγκρίνοντας τα δύο μη συμβατικά συστήματα, δεν μπορούμε να χαρακτηρίσουμε την θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους καλύτερη από την επιφανειακή θεμελίωση με επιφανειακή βελτίωση εδάφους (Crust). Ναι μεν οι ασύνδετοι πάσσαλοι εμφανίζουν μικρότερες ολισθήσεις και στροφές, αλλά παρουσιάζουν μεγαλύτερες καθιζήσεις σε σχέση με το επιφανειακό θεμέλιο. Αντιθέτως μπορούμε να συμπεράνουμε ότι η ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης (Αντίστροφος Ικανοτικός Σχεδιασμός, Anastasopoulos et. al. 2010), αποδुकνεύεται ευεργετική για την κατασκευή, ακόμα και σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων, κατά πολύ μεγαλύτερων από τον σχεδιασμό.

Σχετικά με την ανελαστική ανάλυση των πασσάλων, οι διαστάσεις τους δεν μας επιτρέπουν να εξάγουμε πολλά συμπεράσματα. Παρ' όλα αυτά, ενδιαφέρον παρουσιάζει η μείωση των εντατικών μεγεθών στους πασσάλους λόγω της συνεχόμενης μείωσης της δυσκαμψίας τους. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο νόμος ροπής και καμπυλότητας που χρησιμοποιήθηκε δεν είναι διγραμμικός, και επομένως η δυσκαμψία που χρησιμοποιήθηκε σε όλη την διάρκεια του σεισμού στην ελαστική

ανάλυση των πασσάλων, τώρα χρησιμοποιείται για απολύ μικρές τιμές της καμπυλότητας τους. Επιπλέον, λόγω της μηδενικής από τους πασσάλους αντίστασης, στην συμβατική θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους έχουμε αστοχία των πασσάλων κατά την κατάρρευση της ανωδομής. Αυτό από το σύνολο της κατασκευής μπορεί να μην μας ενδιαφέρει, αλλά σε περίπτωση επαναχρησιμοποίησης της θεμελίωσης (Kobe, μετά τον σεισμό του 1995), είναι σημαντικό. Αστοχία δεν εντοπίστηκε στους πασσάλους των άλλων δύο συστημάτων.

Τέλος, από τις καταπονήσεις των πασσάλων, ειδικά από τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων (Pushover), μας γεννιέται η σκέψη χρήσης πασσάλων χωρίς σπλισμό, "βαφτίζοντάς" τους ως βελτίωση εδάφους. Αυτή αποτελεί μια τελείως διαφορετική οδό από αυτή που ακολουθήθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία, αλλά δεν παύει να είναι μια ενδιαφέρουσα σκέψη με μεγάλη εφαρμογή τα τελευταία χρόνια (jet grouting), για λόγους οικονομίας, ευκολίας, αλλά και εξοικονόμησης χρόνου.

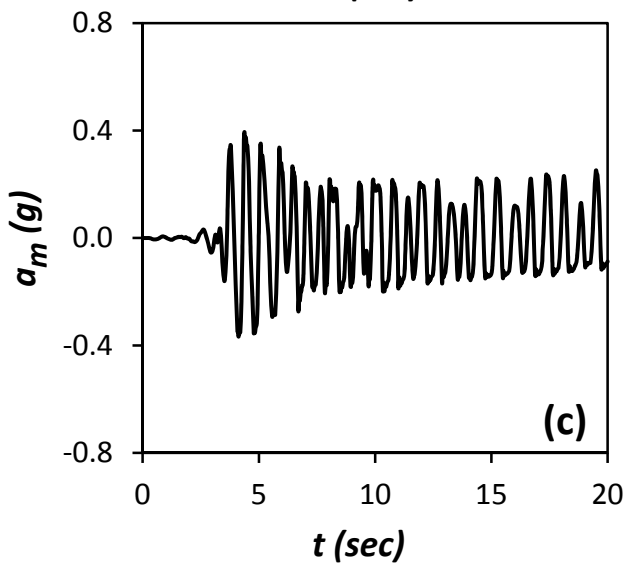
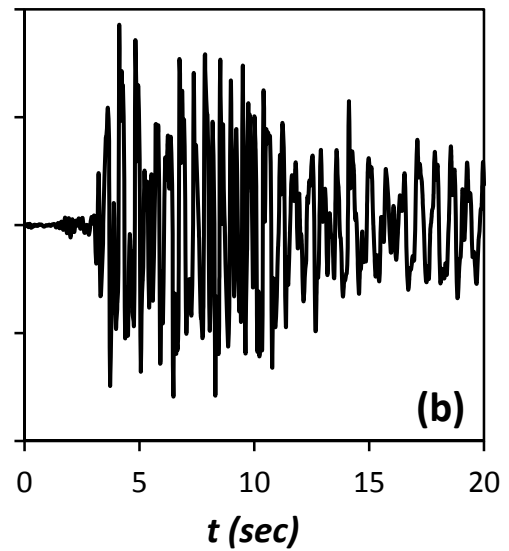
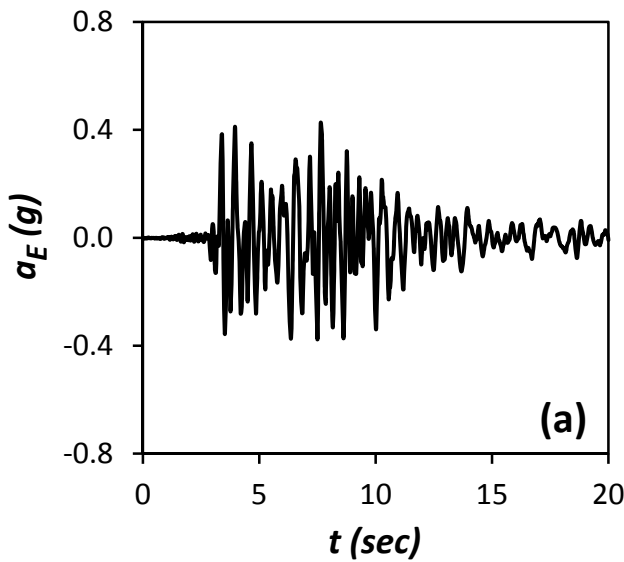
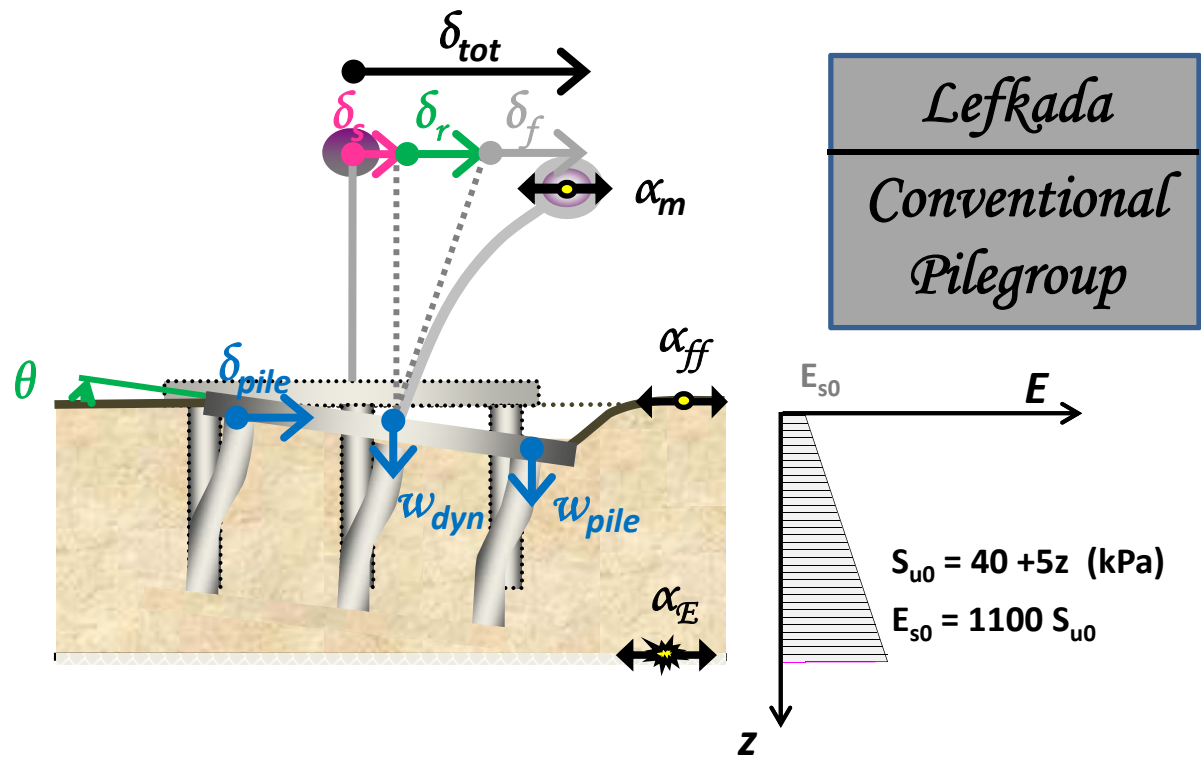
8.2 Προτάσεις

Έχοντας μια πρώτη εικόνα για την απόκριση της εν λόγω θεμελίωσης από την παρούσα εργασία, μπορούμε να διακρίνουμε την ανάγκη για περαιτέρω διερεύνηση κάποιων πτυχών σε επόμενες εργασίες.

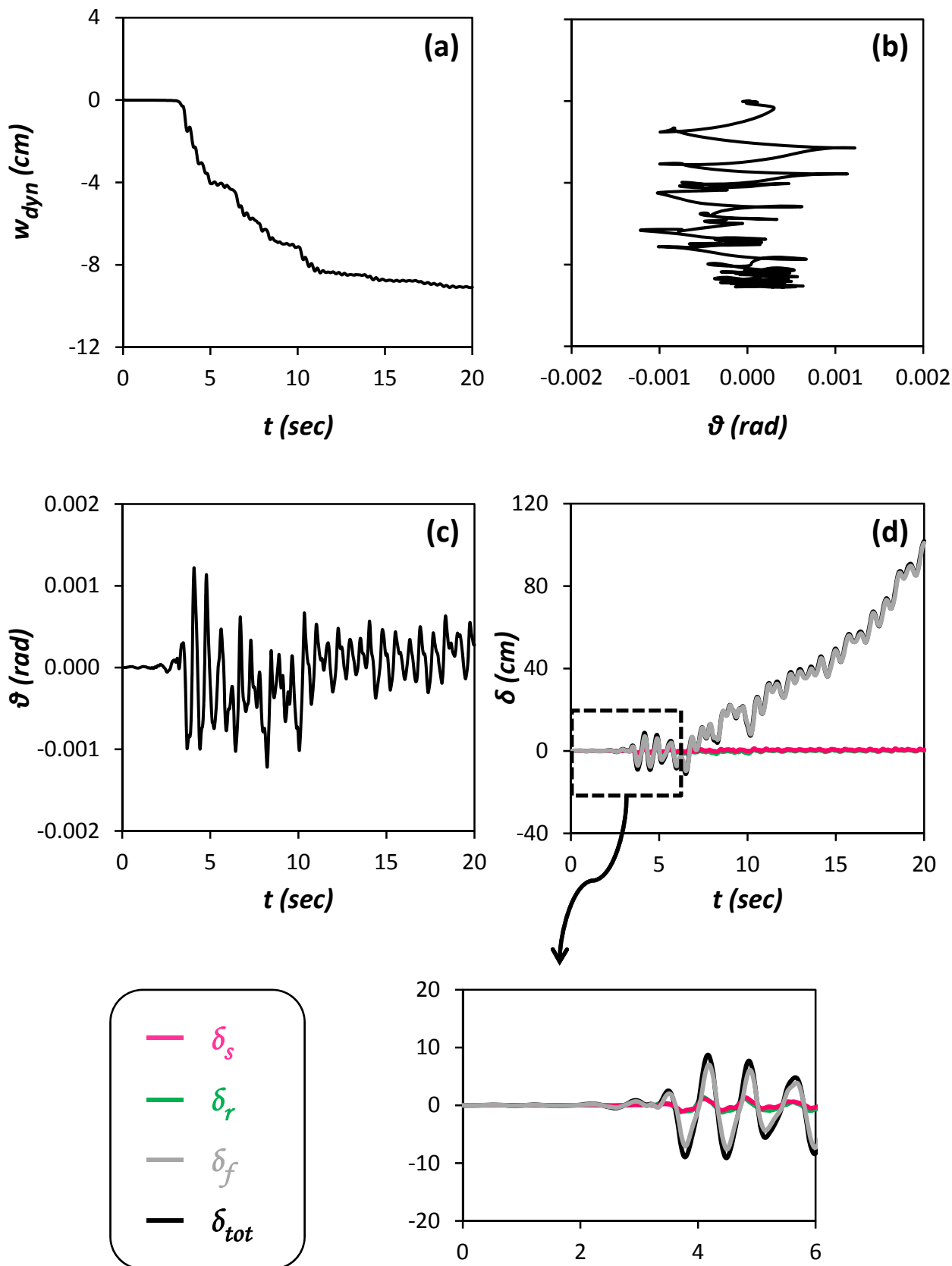
Αρχικά απαραίτητη είναι η εκτέλεση παρόμοιων αριθμητικών αναλύσεων με πασσάλους αιχμής, δηλαδή με πασσάλους των οποίων ένα τμήμα, θα βρίσκεται μέσα σε βραχώδες υλικό υψηλής αντοχής. Με αυτόν τον τρόπο δεν θα "υποβαθμίζεται" η χρήση των πασσάλων, καθώς αυτοί θα παίζουν σημαντικότερο ρόλο στην απόκριση της θεμελίωσης. Επιπλέον πρέπει να διερευνηθούν και άλλα εδαφικά προφίλ, καθώς και να υπάρξει βελτιστοποίηση στην επιλογή των διαστάσεων των πασσάλων και της πλάκας θεμελίωσης στην θεμελίωση με ασύνδετους πασσάλους. Με αυτόν τον τρόπο θα εντοπιστεί πιο ξεκάθαρα η οικονομικότητα αυτής της λύσης σε σχέση με την Πασσαλομάδα. Εκτός από τα προηγούμενα, για να έχουμε μια σαφή σύγκριση της εν λόγω θεμελίωσης με τις ευρείας χρήσης θεμελιώσεις, καλό θα ήταν να εξεταστεί η απόκρισή της σε παλμούς, και μικρής έντασης διεγέρσεις, έπειτα από τις οποίες το βάθρο θα παραμείνει ελαστικό. Τέλος, απαιτείται πειραματική εξακρίβωση.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

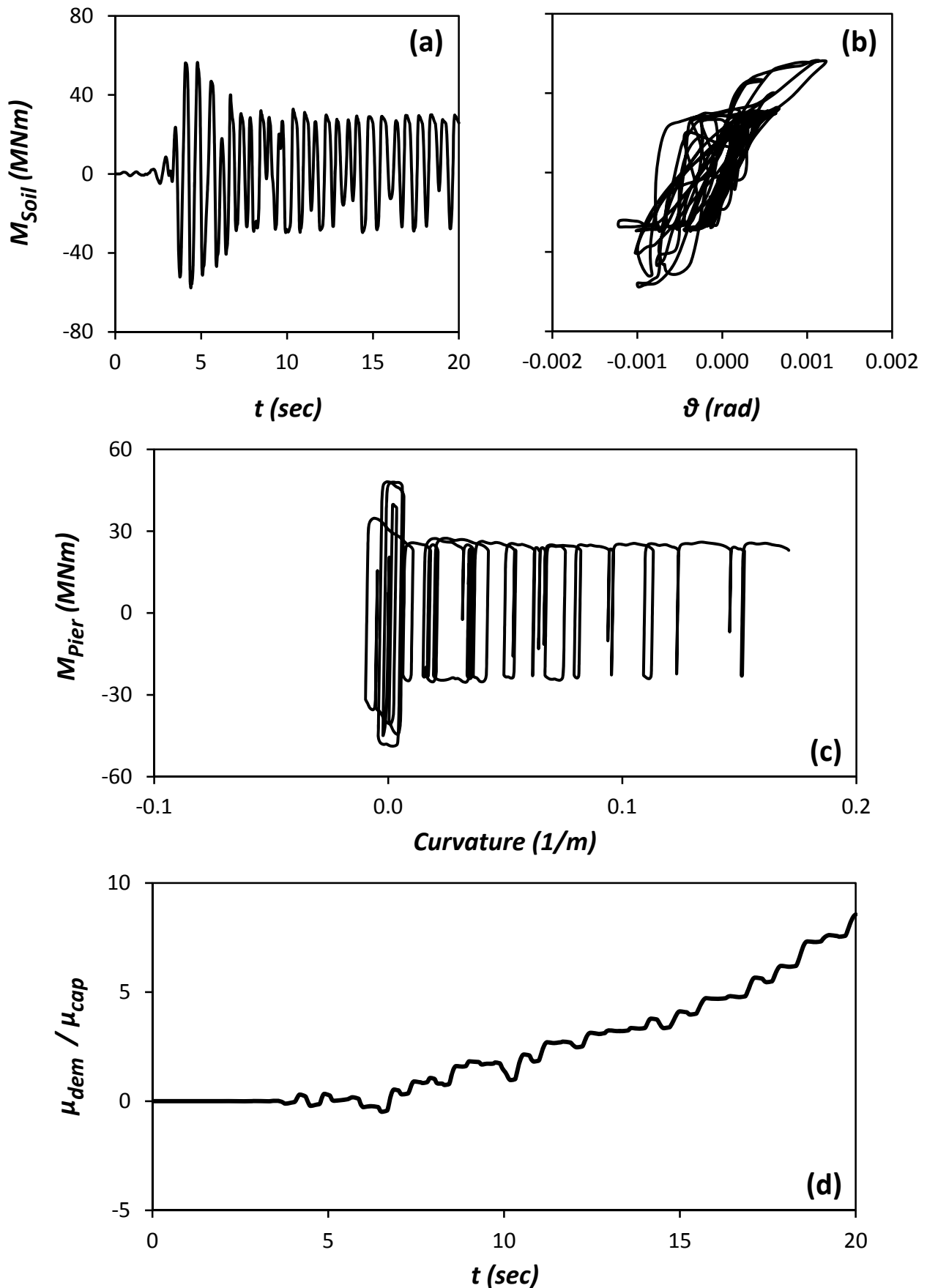
ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ
ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 7



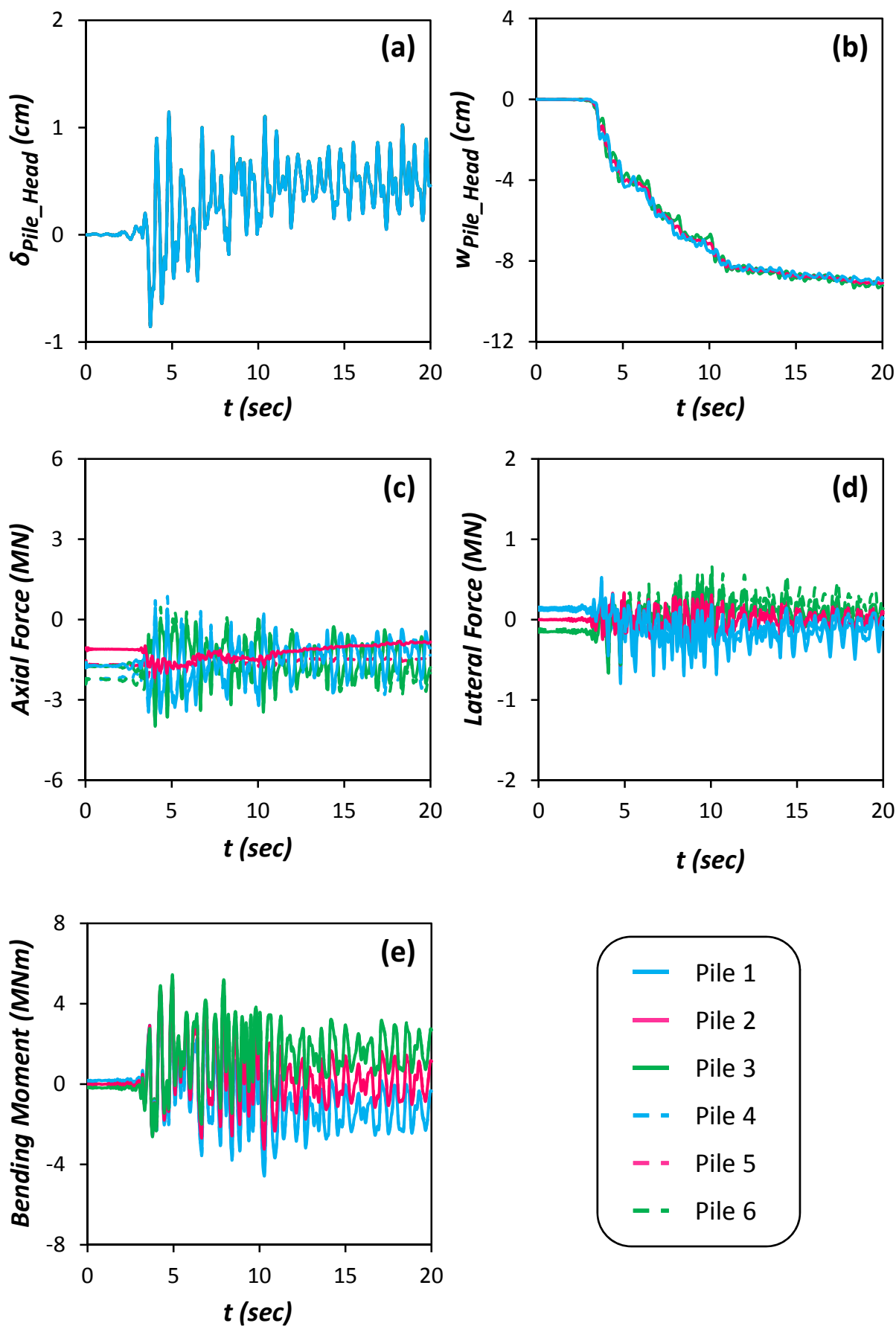
Σχήμα Π.1: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



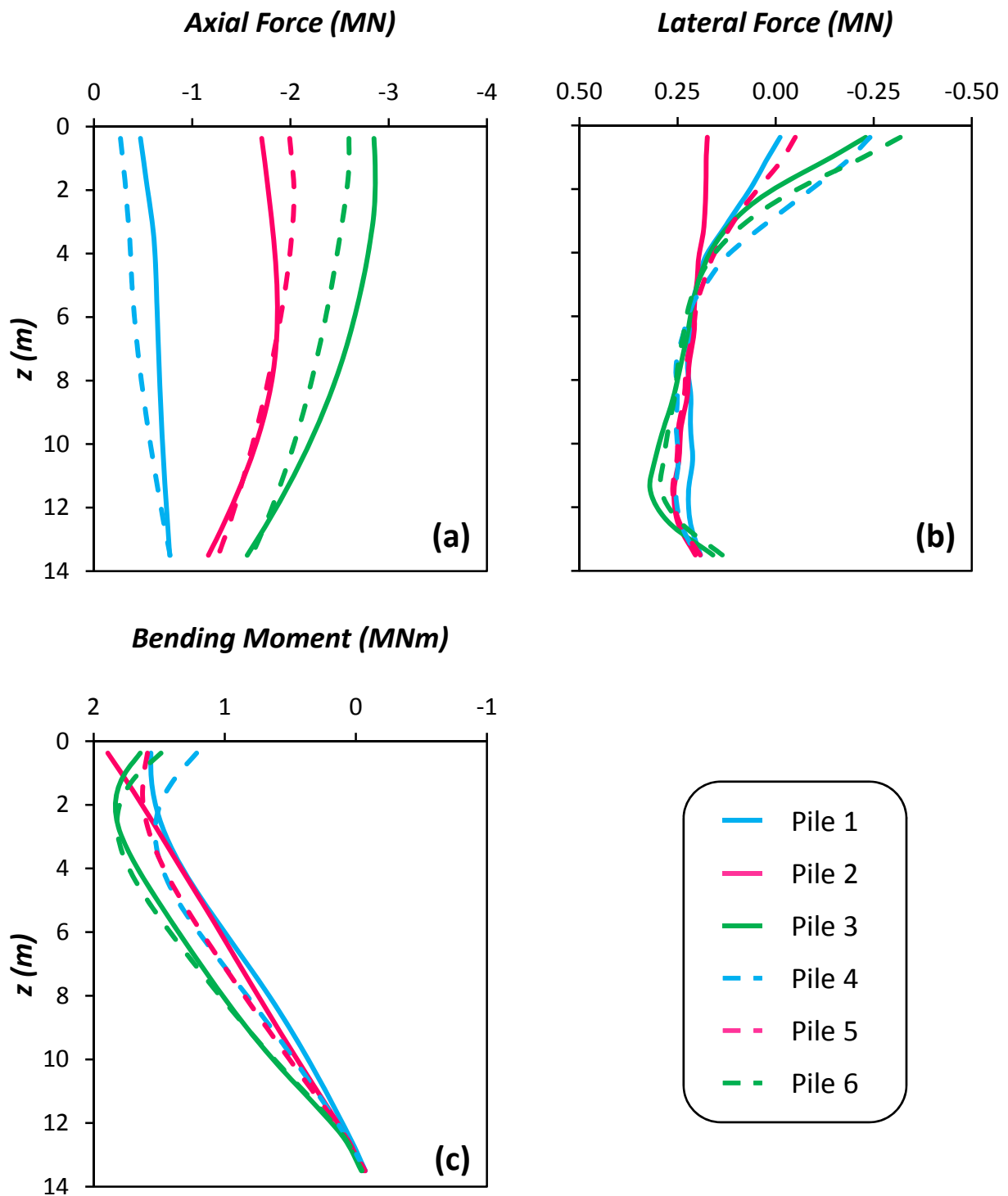
Σχήμα Π.2: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου ϑ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου ϑ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



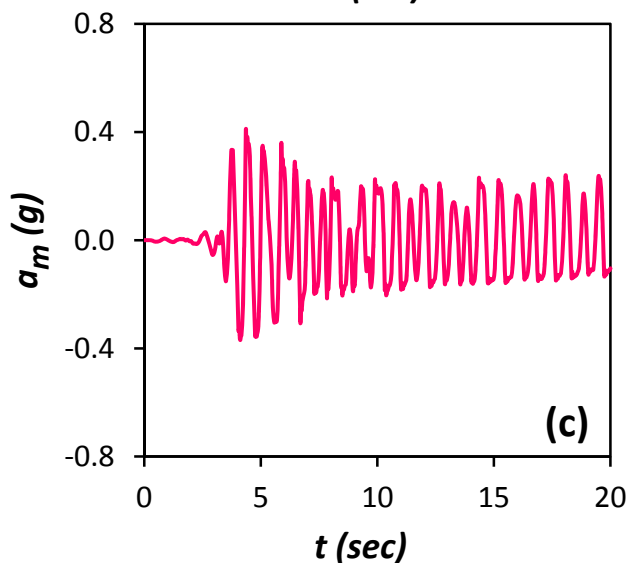
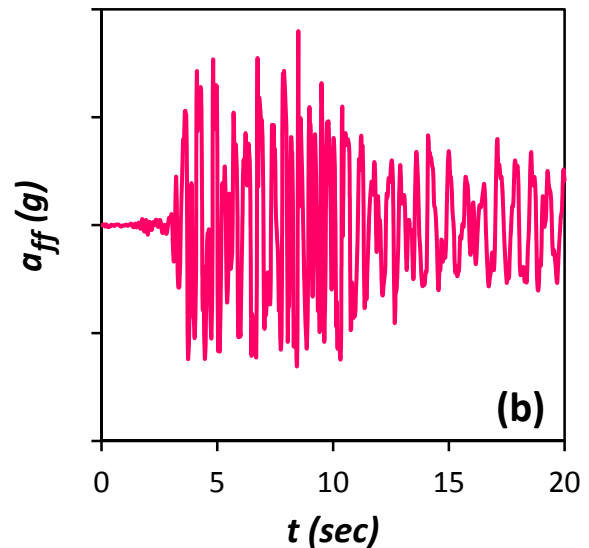
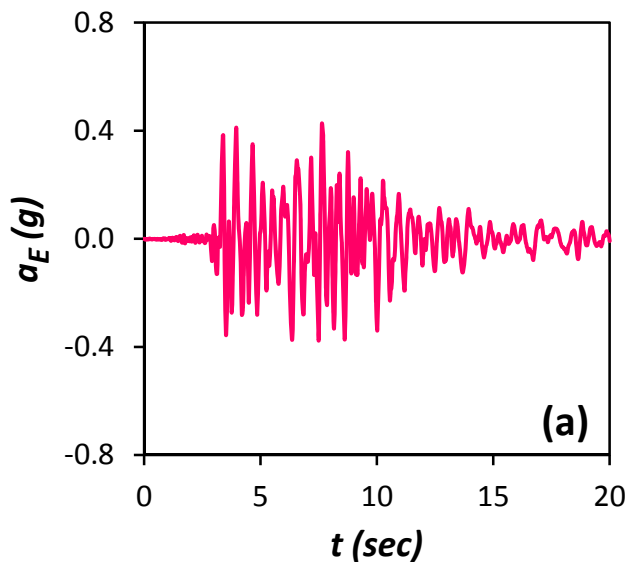
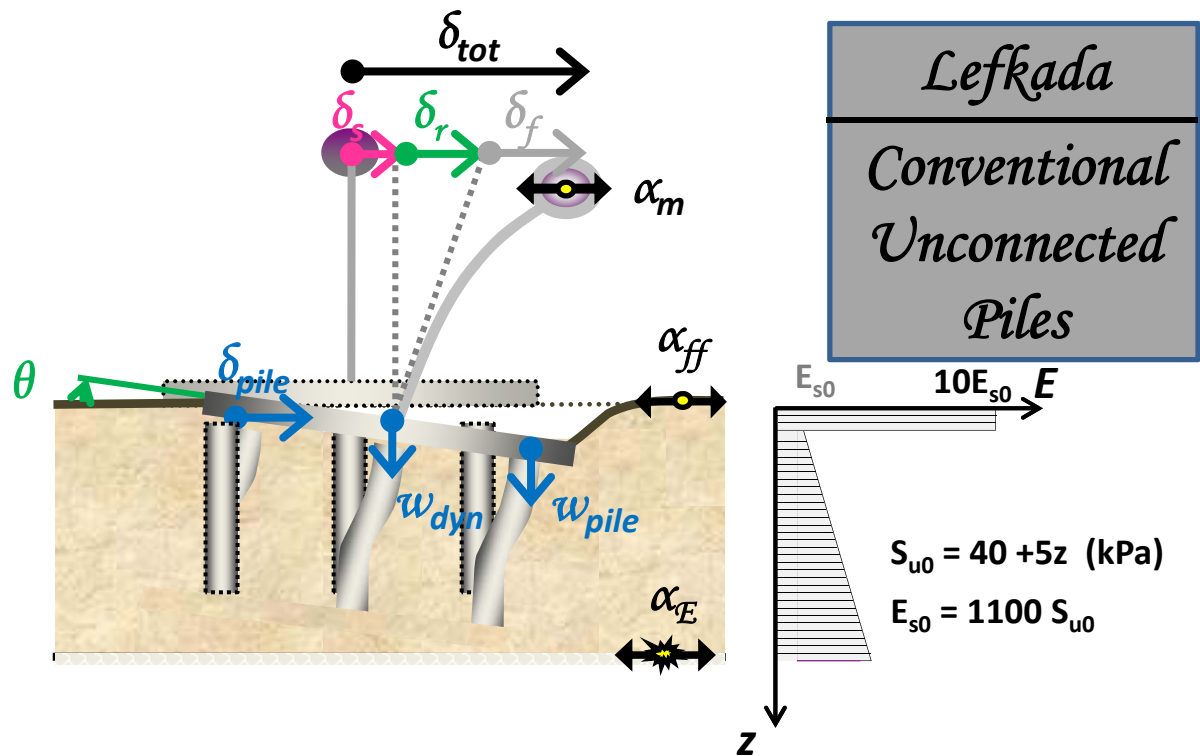
Σχήμα Π.3: (α) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (β) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (γ) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (δ) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



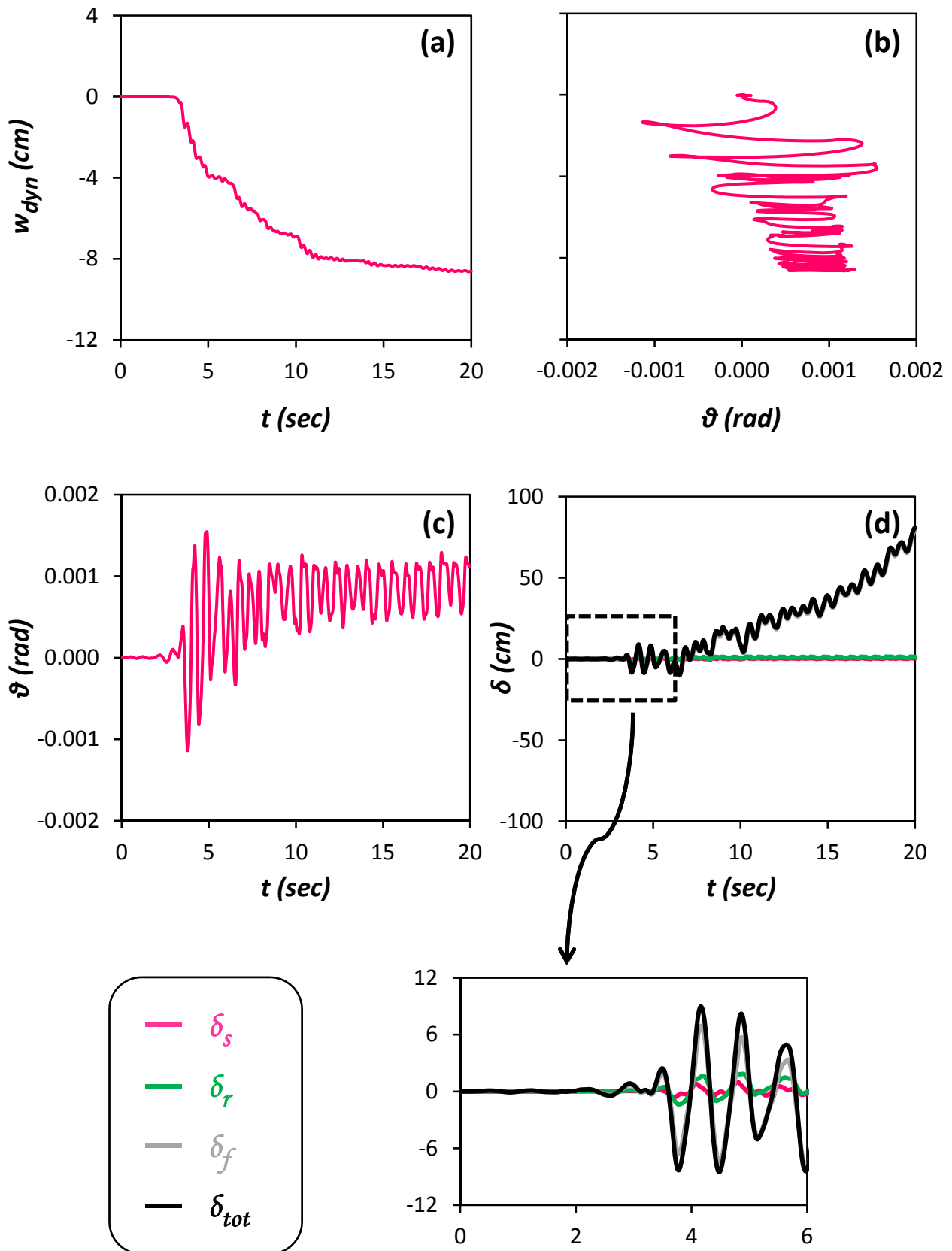
Σχήμα Π.4: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



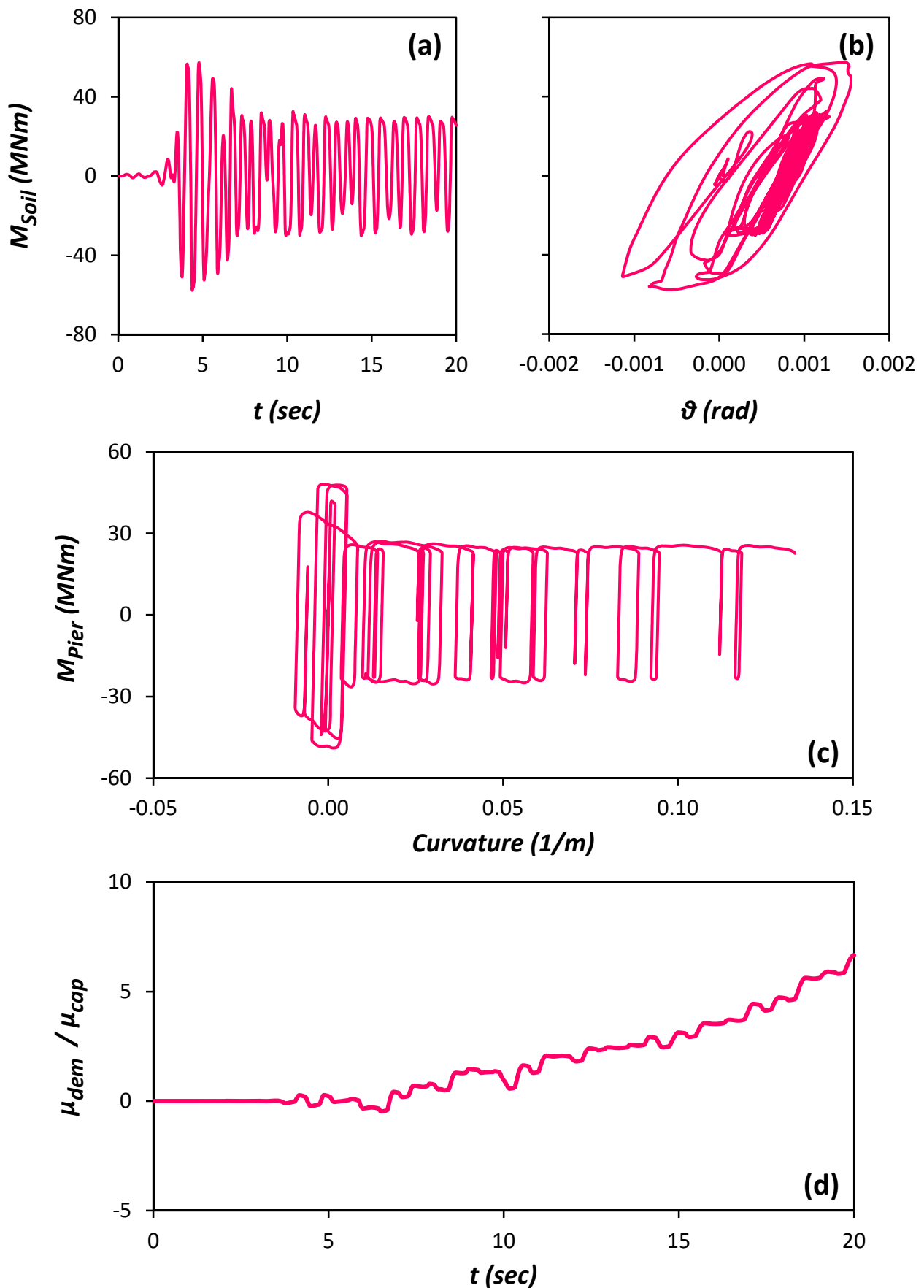
Σχήμα Π.5: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



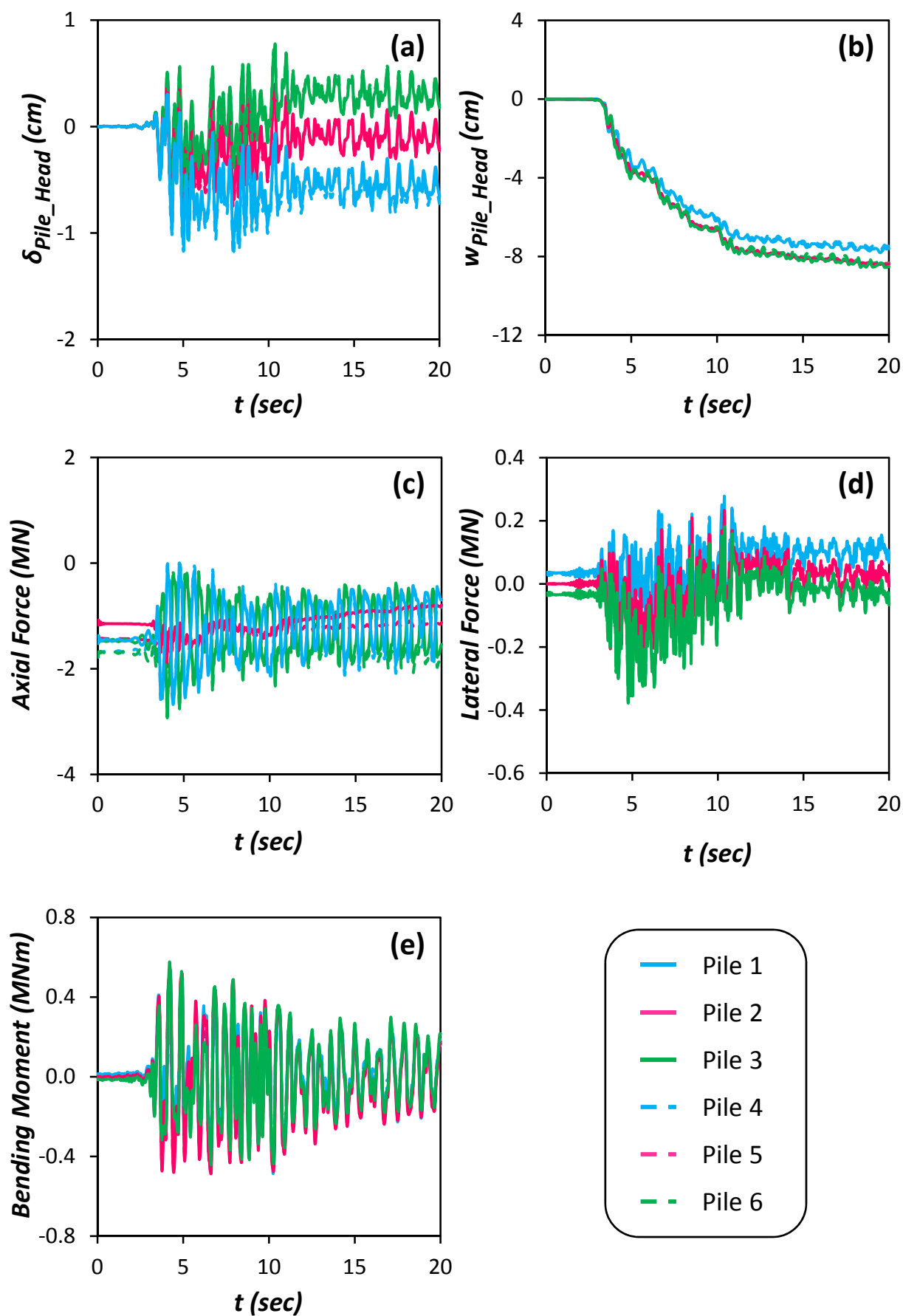
Σχήμα Π.6: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασάλους.



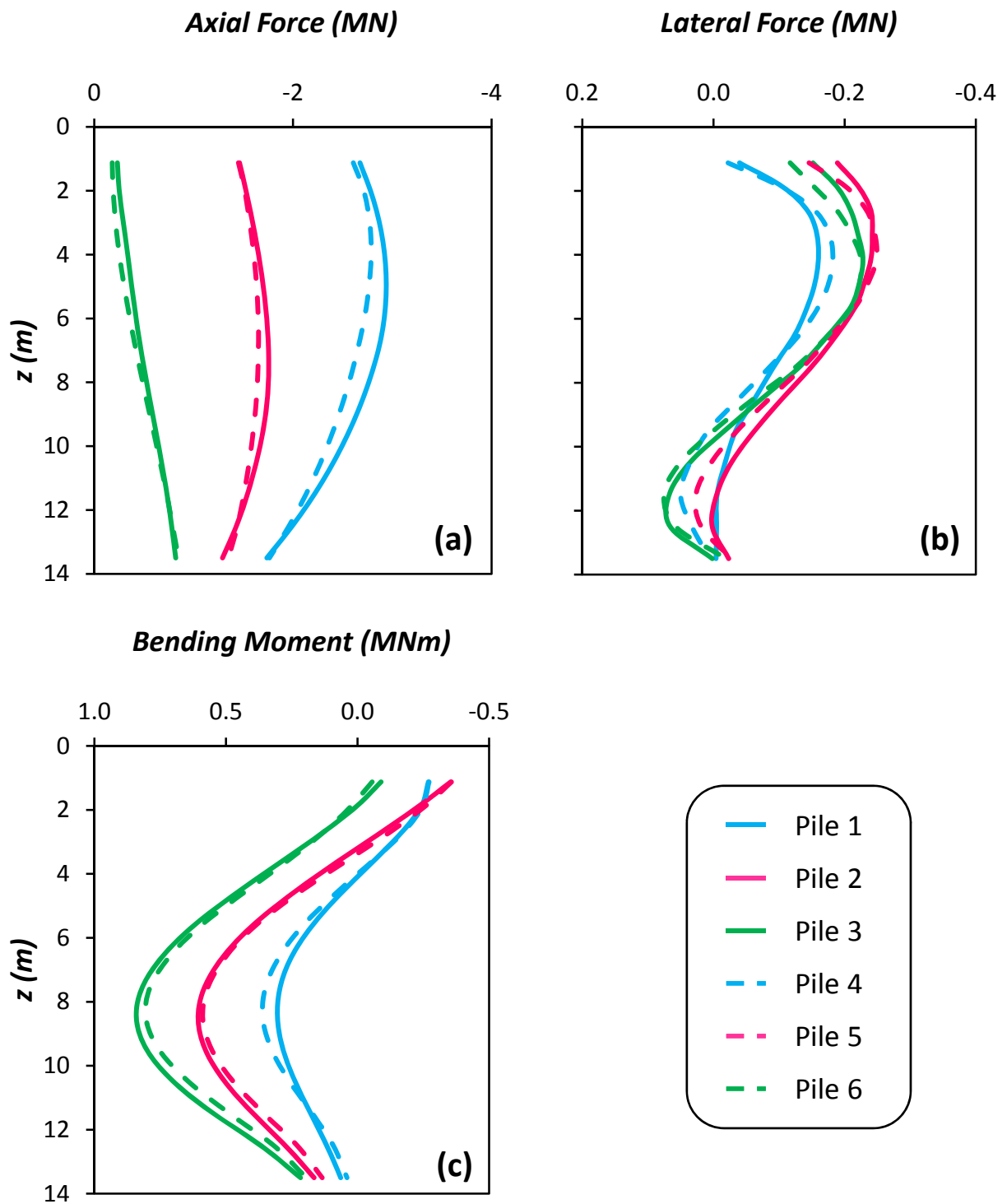
Σχήμα Π.7: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



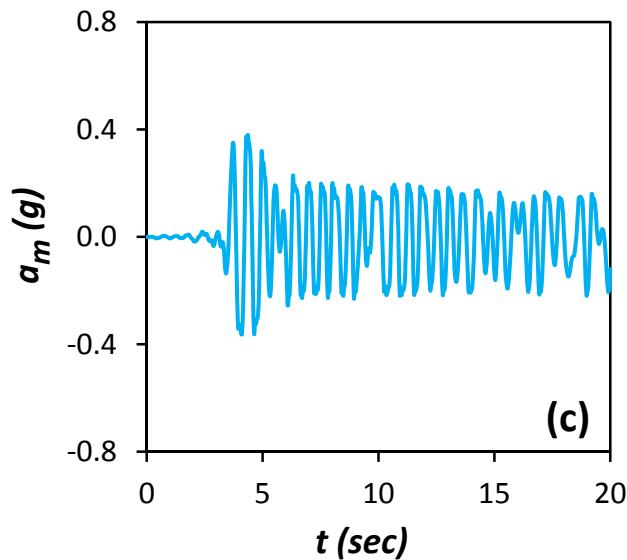
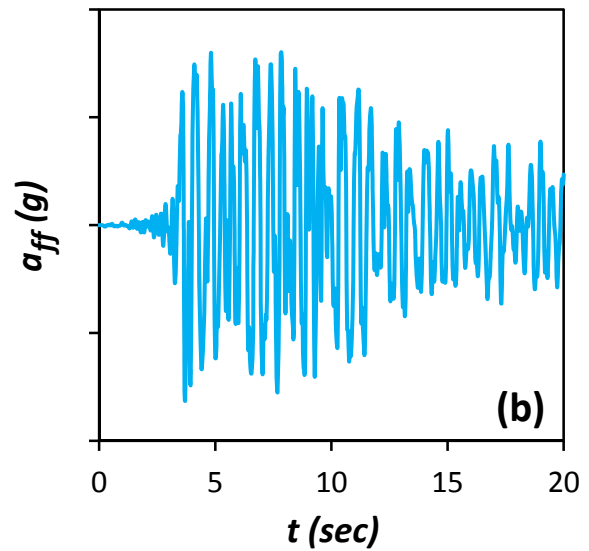
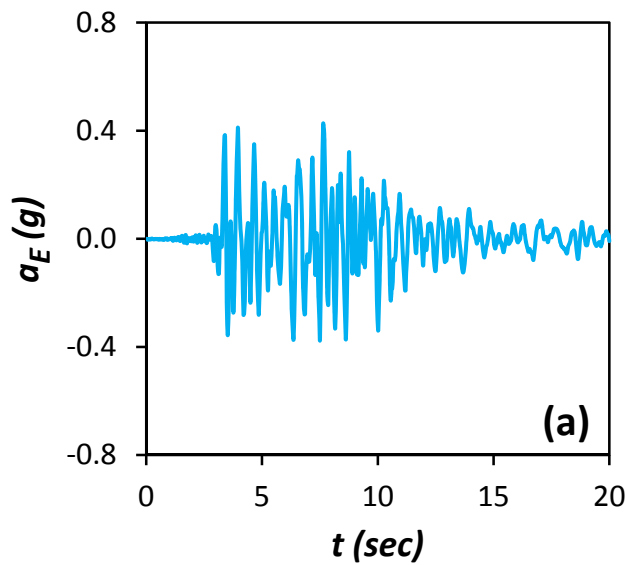
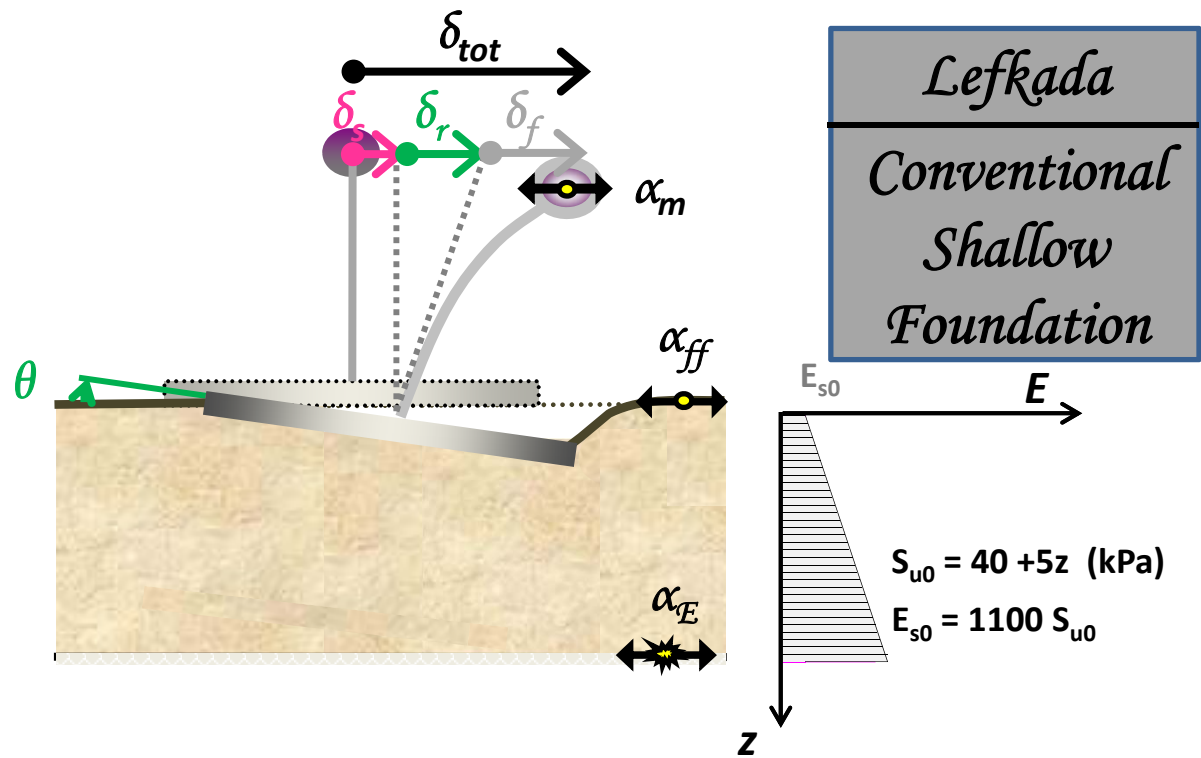
Σχήμα Π.8: (α) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (β) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (γ) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (δ) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



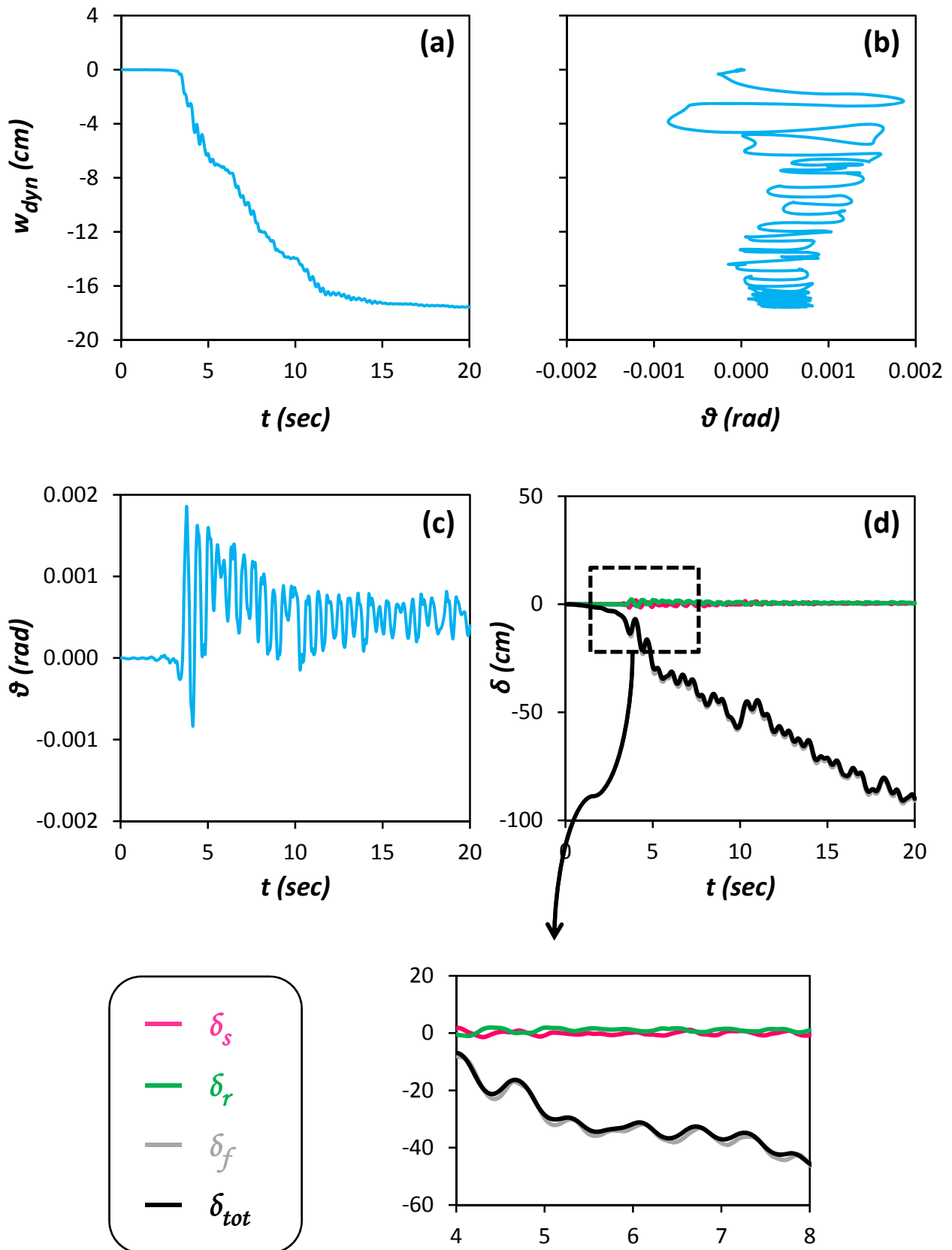
Σχήμα Π.9: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



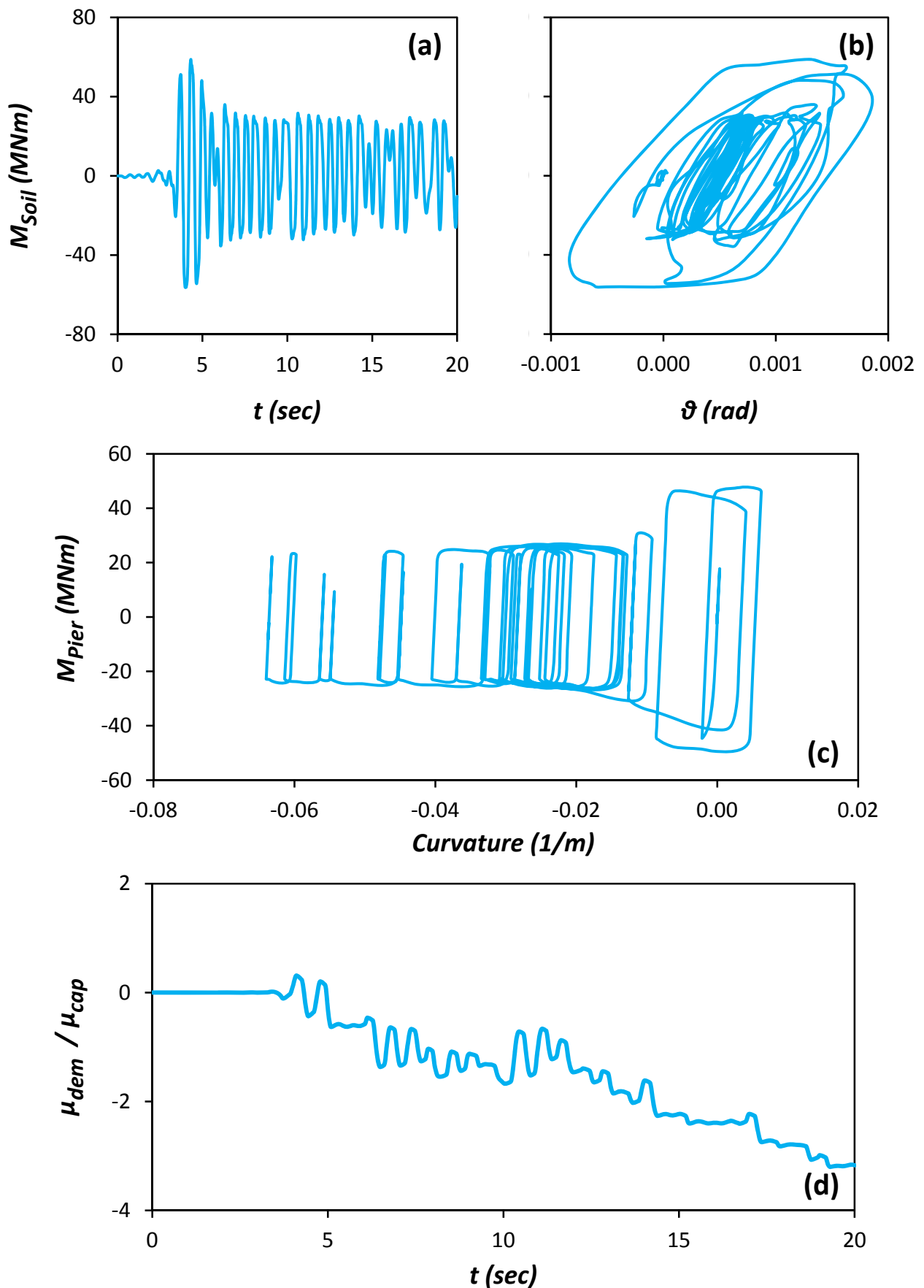
Σχήμα Π.10: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



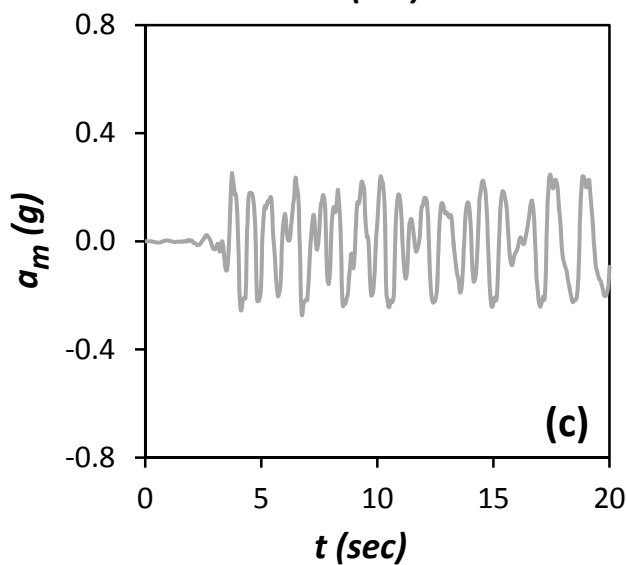
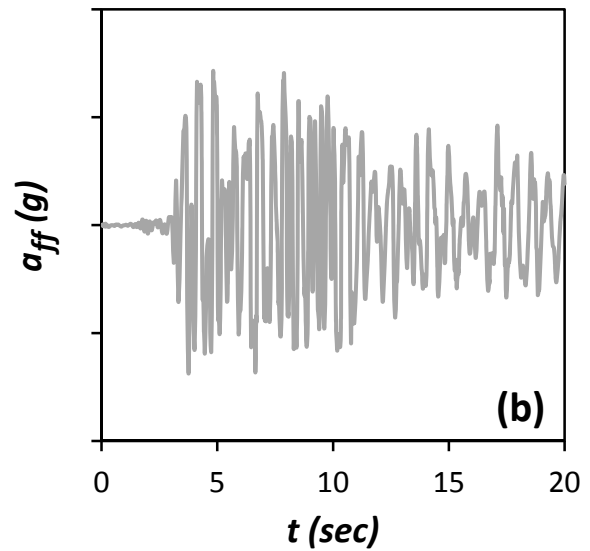
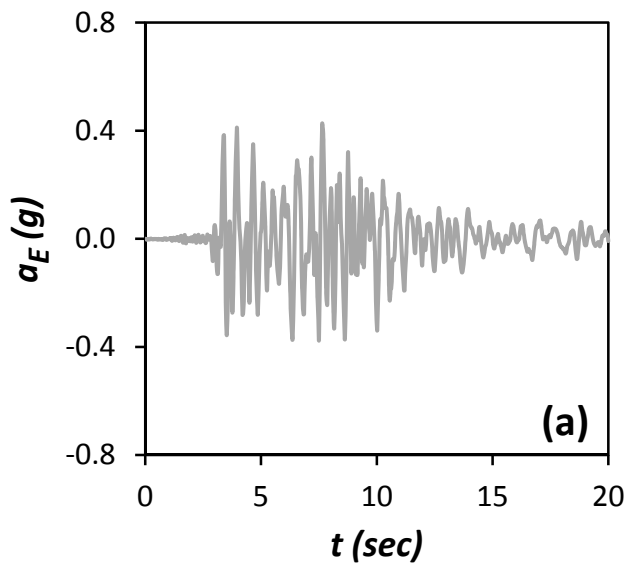
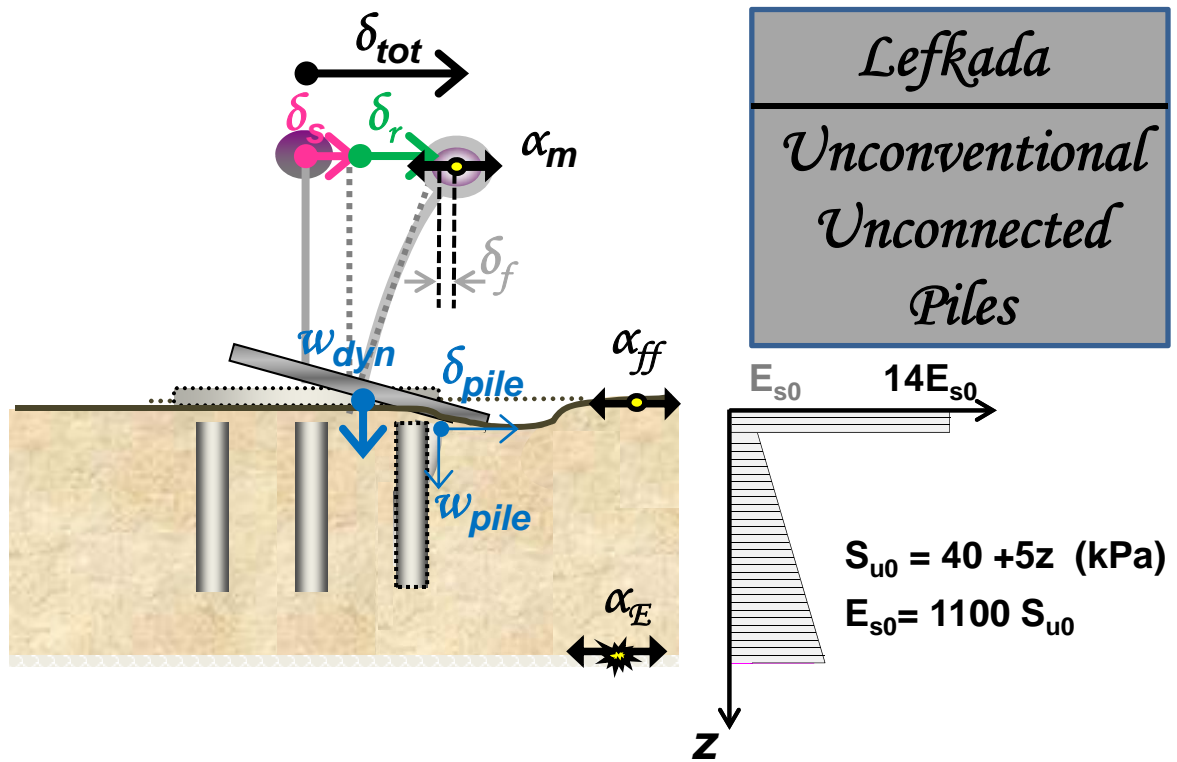
Σχήμα Π.11: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Λευκάδας 2003 - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



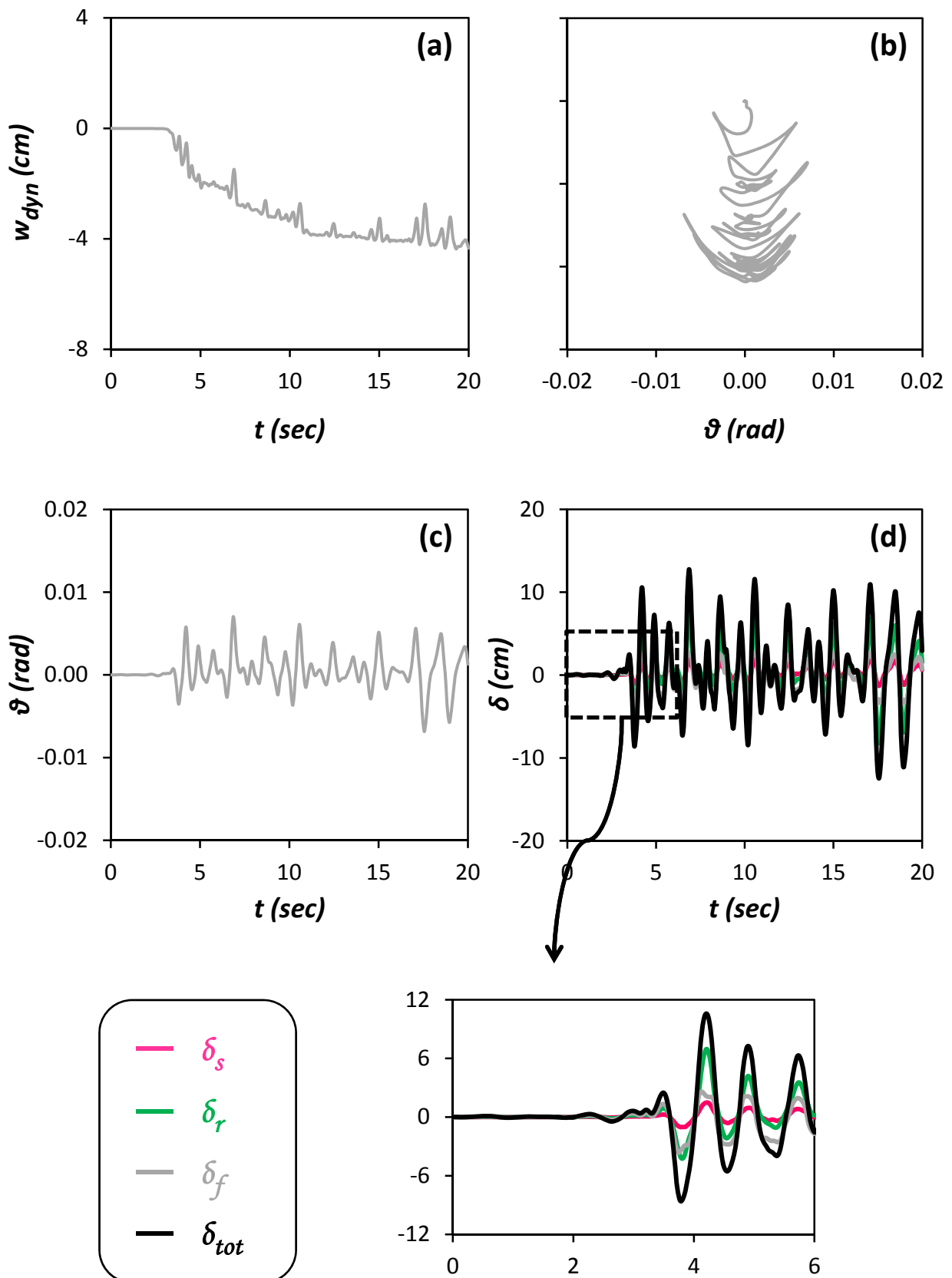
Σχήμα Π.12: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Λευκάδας 2003 - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



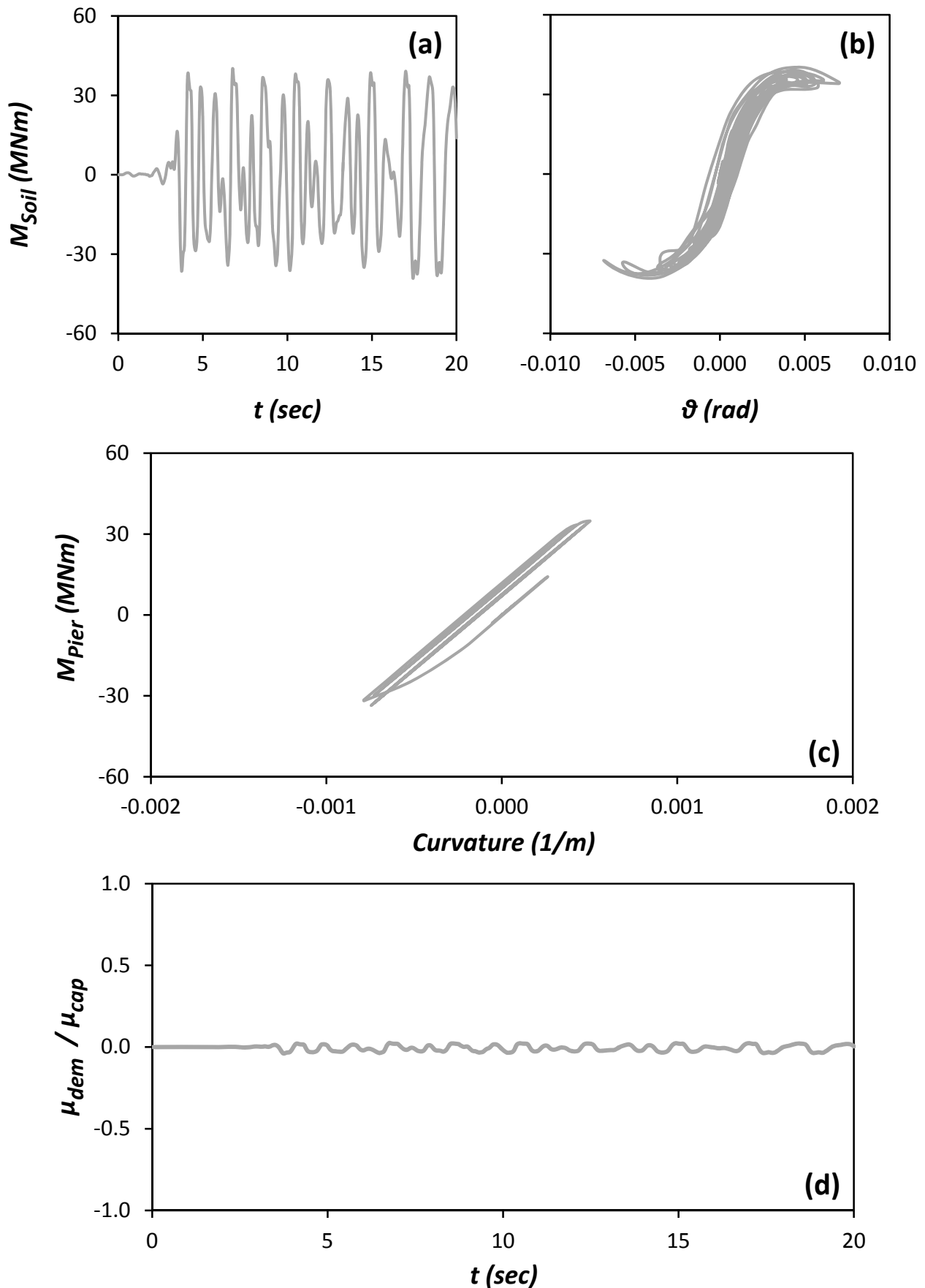
Σχήμα Π.13: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Λευκάδας 2003 - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



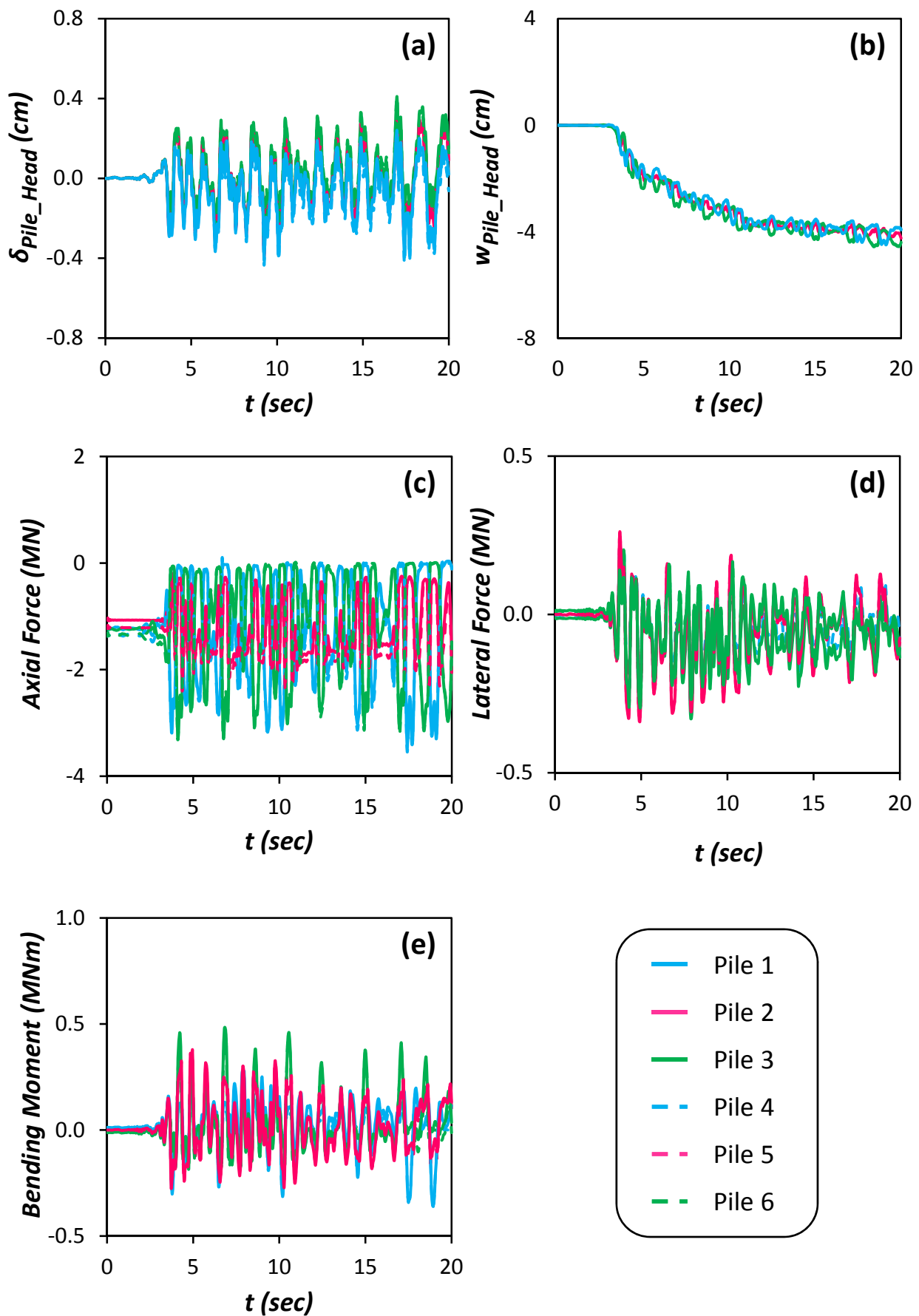
Σχήμα Π.14: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Λευκάδας 2003 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



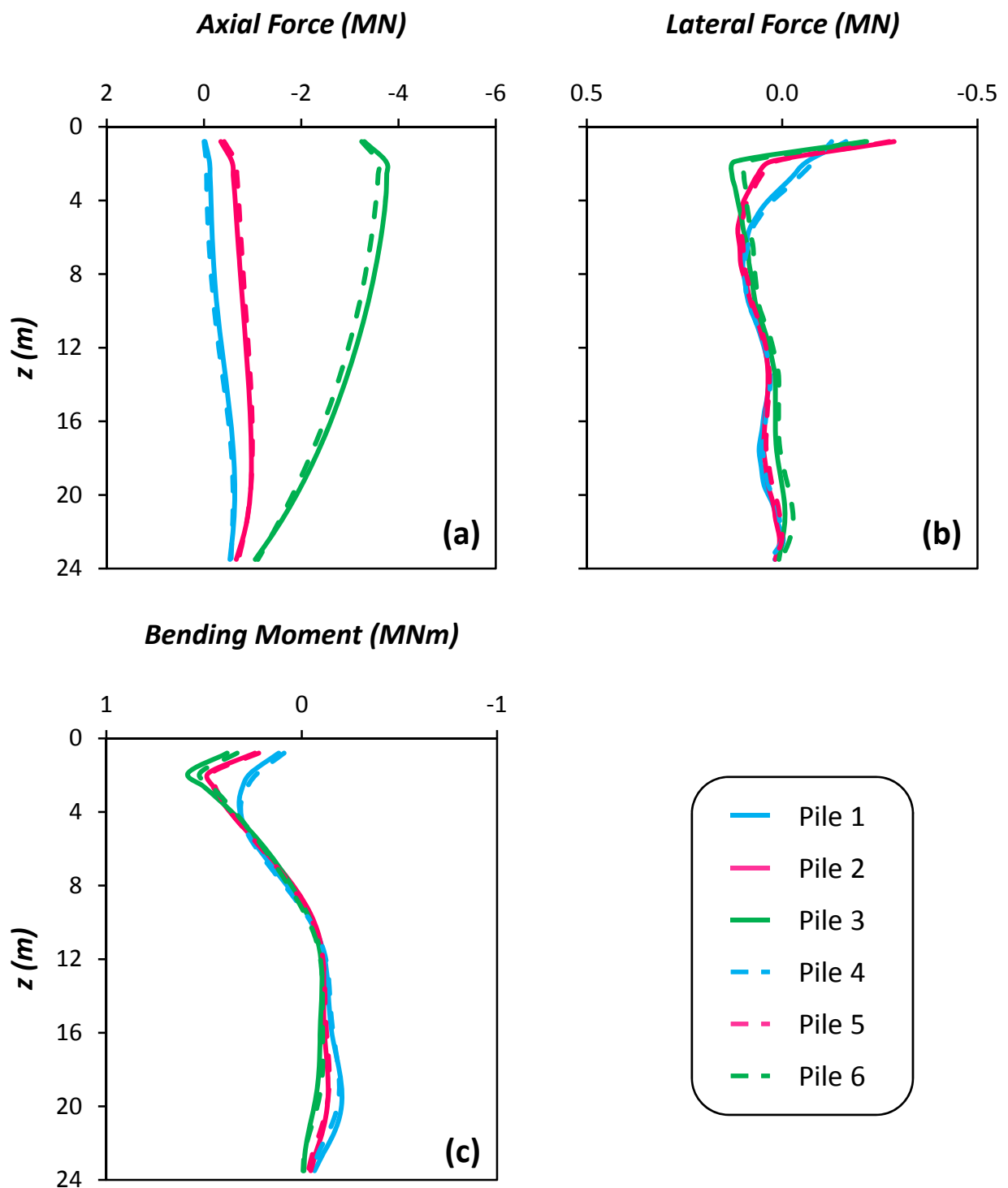
Σχήμα Π.15: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Οριζόντια μονοτονική φόρτιση του συστήματος. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους..



Σχήμα Π.16: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Λευκάδας 2003 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους..

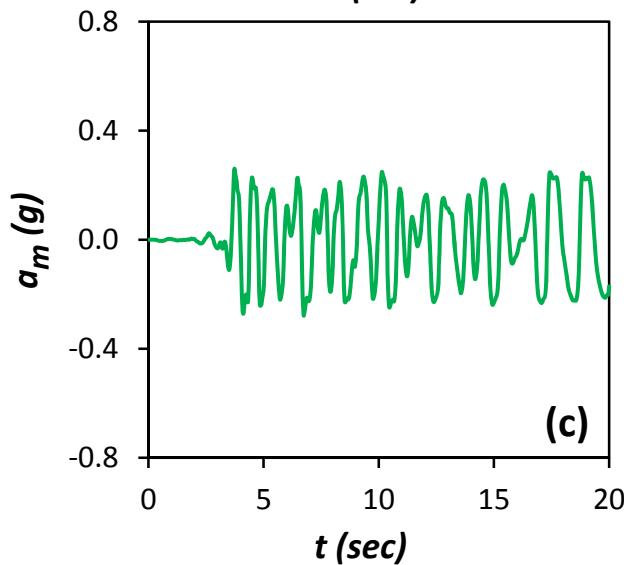
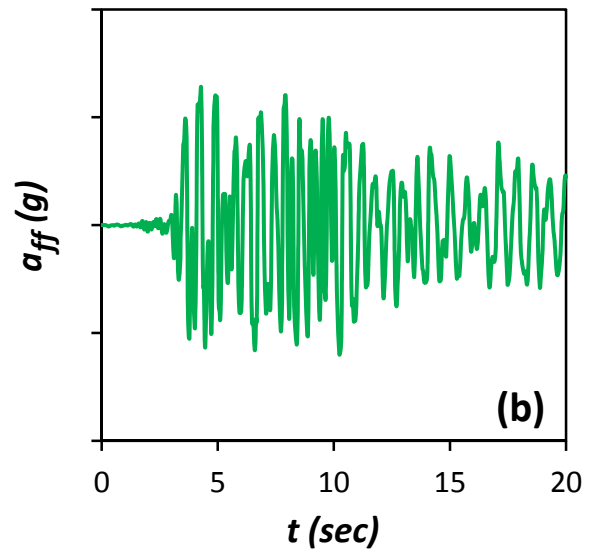
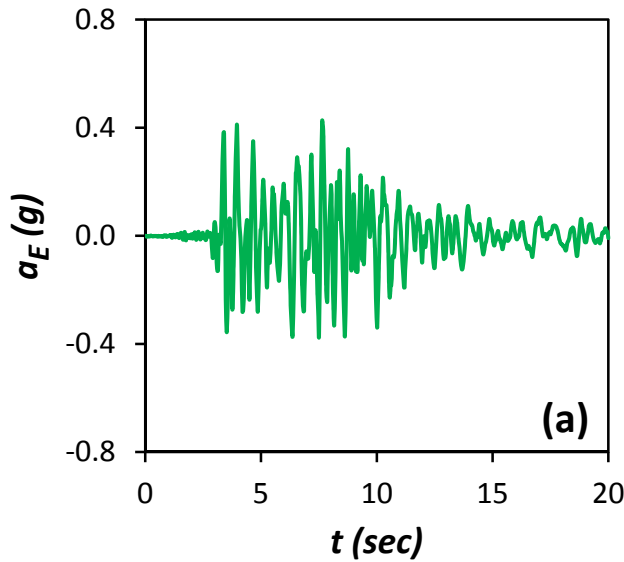
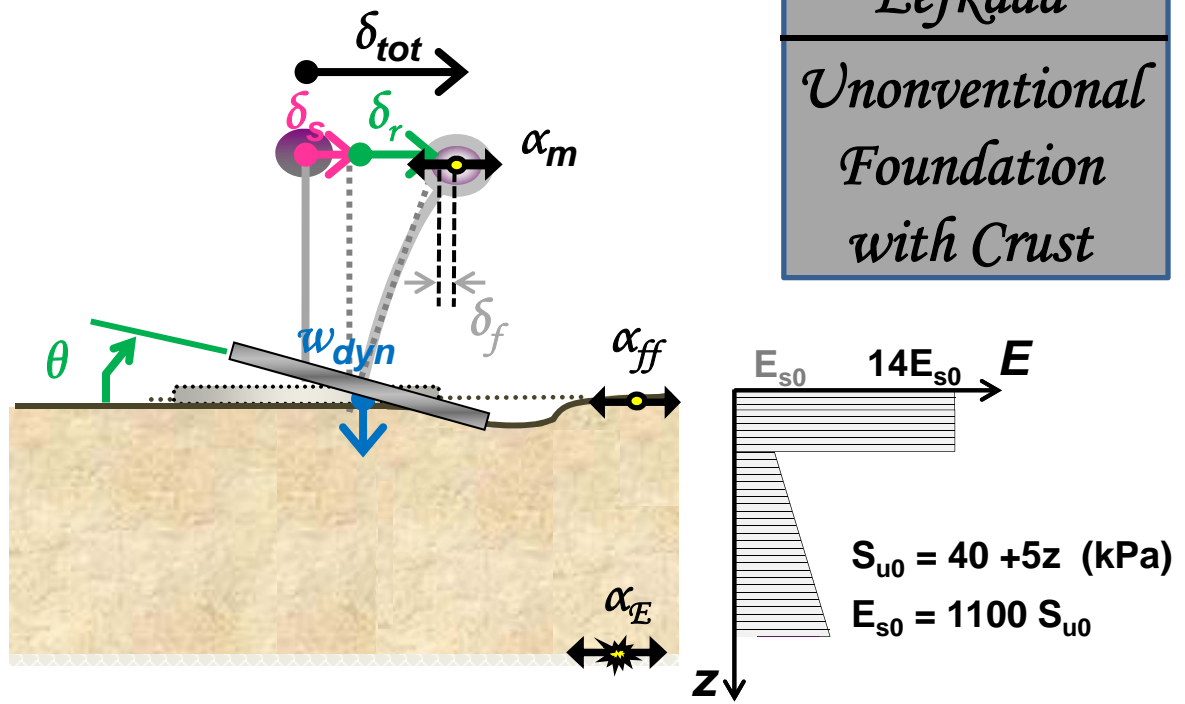


Σχήμα Π.17: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

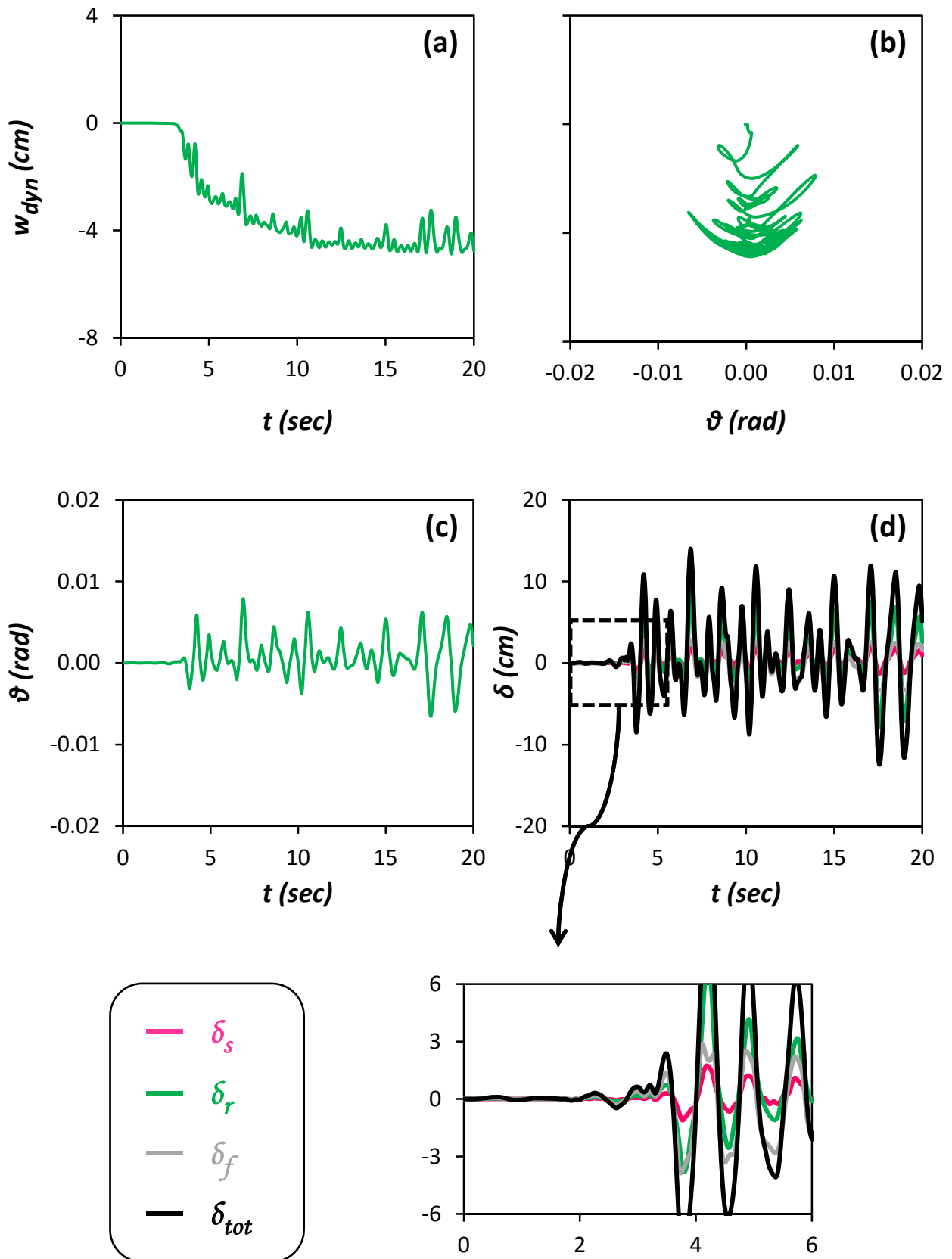


Σχήμα Π.18: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

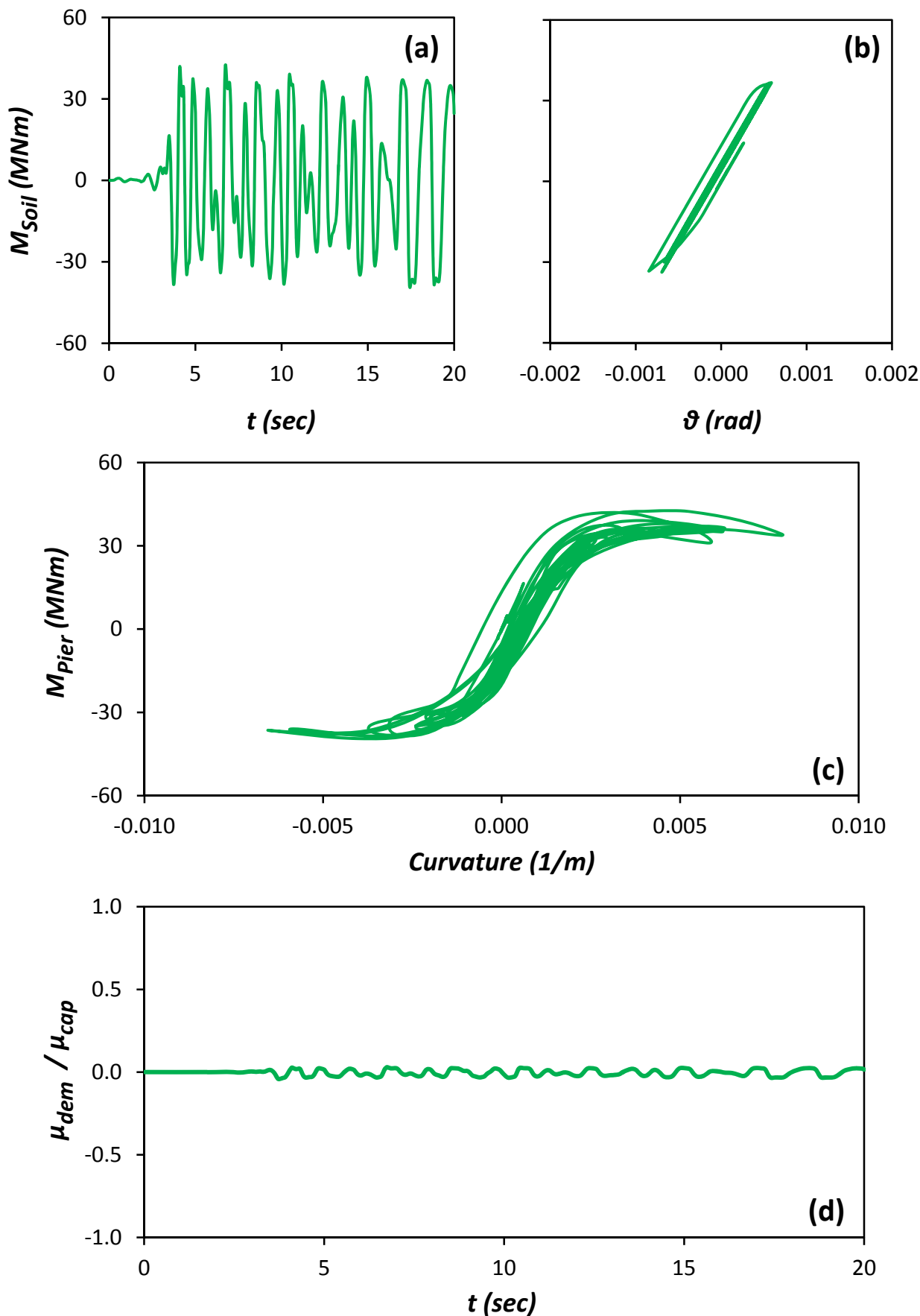
Lefkada
Unonventional
Foundation
with Crust



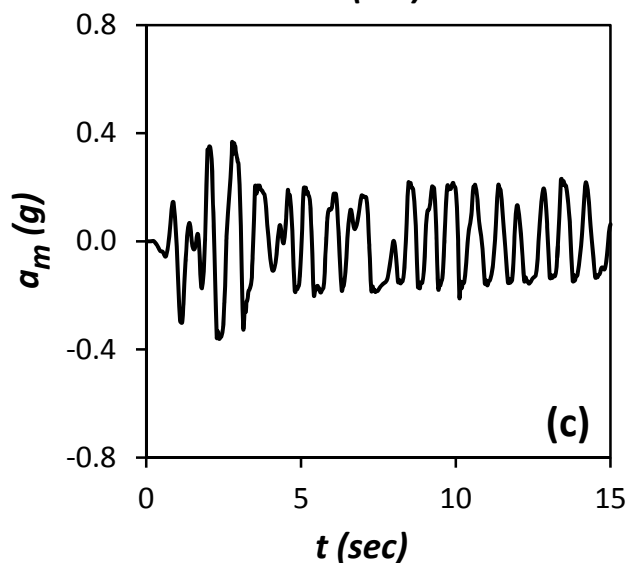
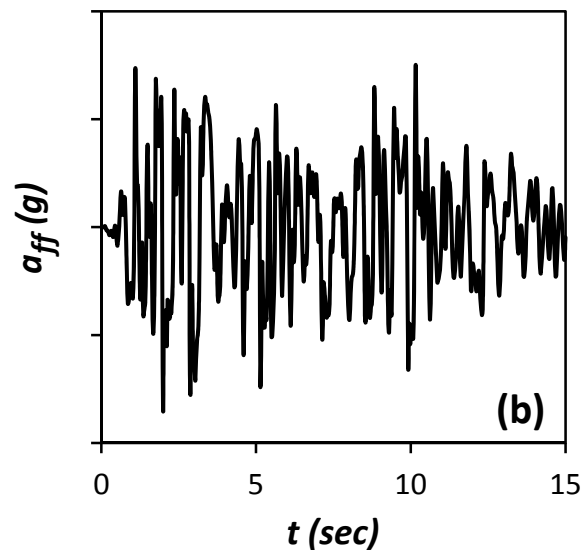
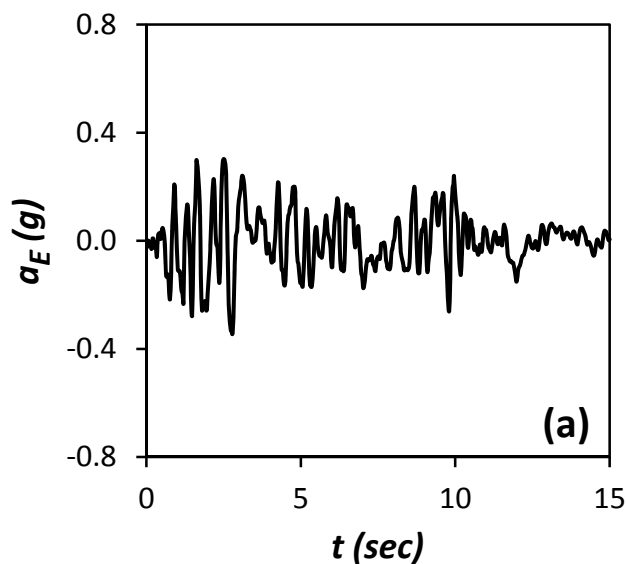
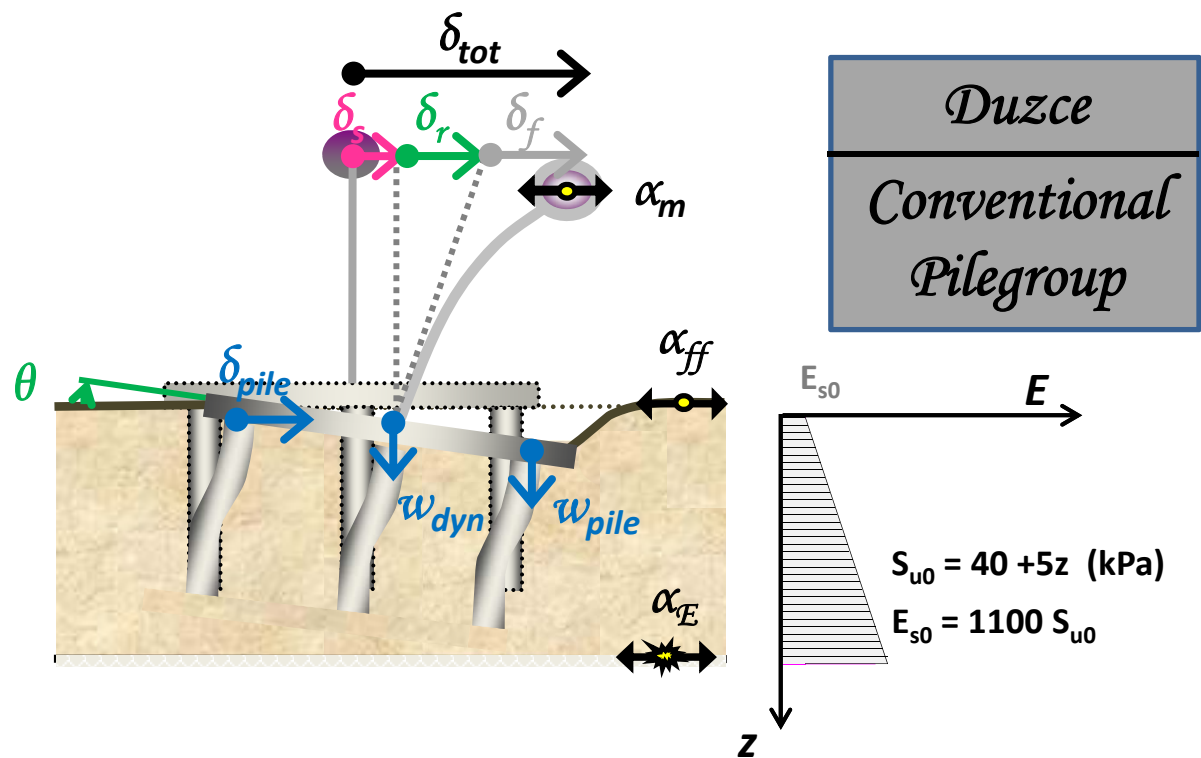
Σχήμα Π.19: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Λευκάδας 2003 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



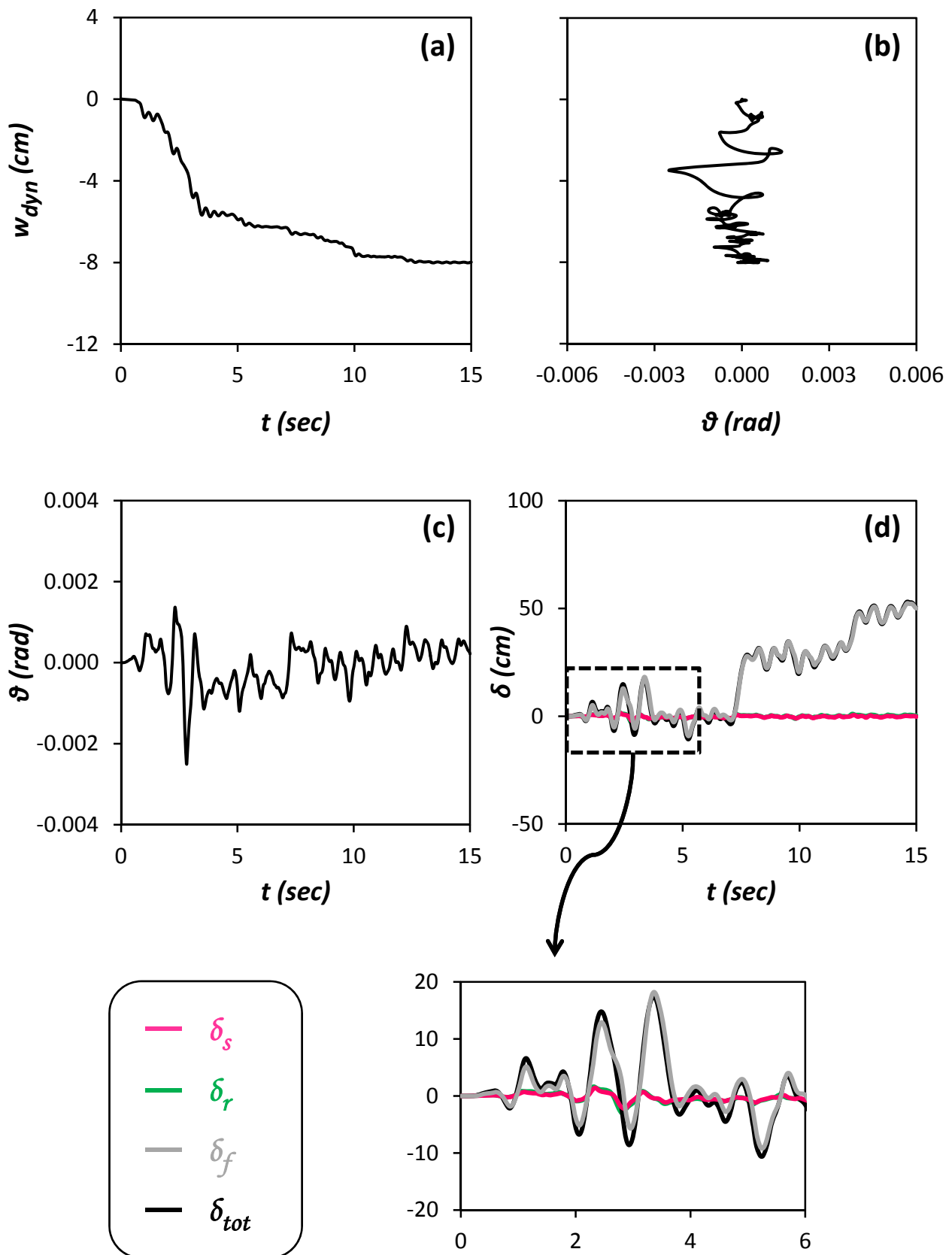
Σχήμα Π.20: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Λευκάδας 2003 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασάλους.



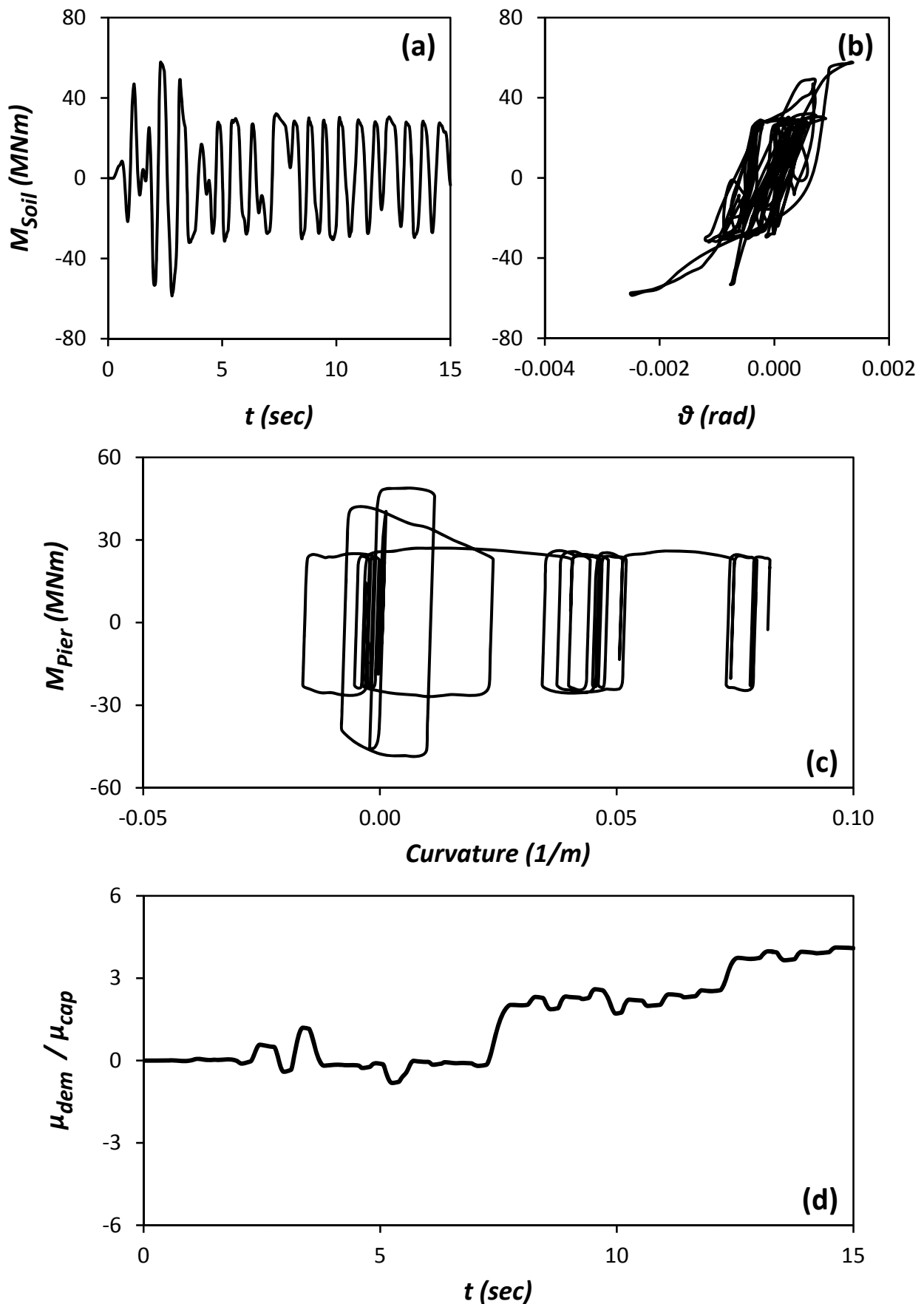
Σχήμα Π.21: (α) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (β) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (γ) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (δ) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Λευκάδας 2003 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



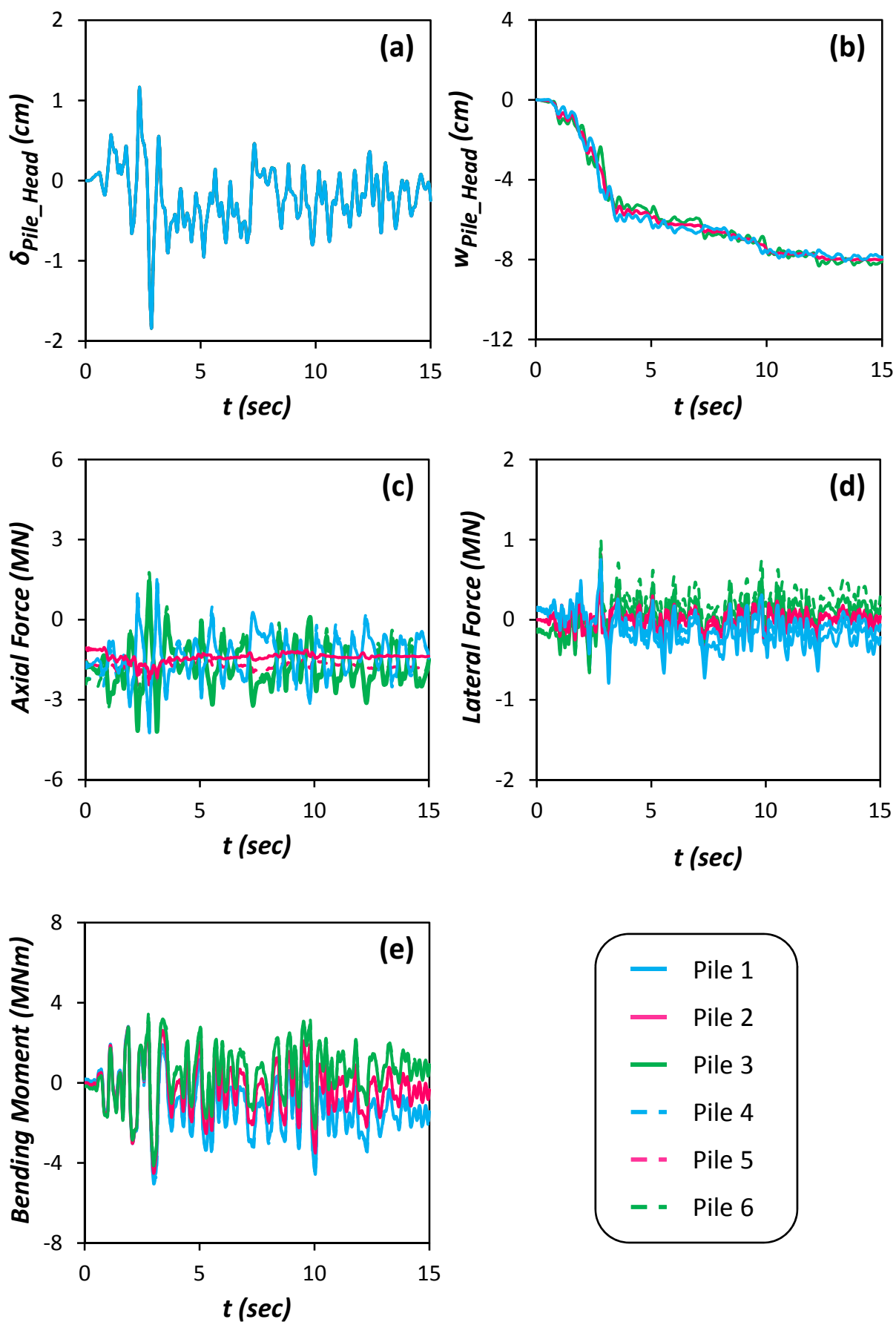
Σχήμα Π.22: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



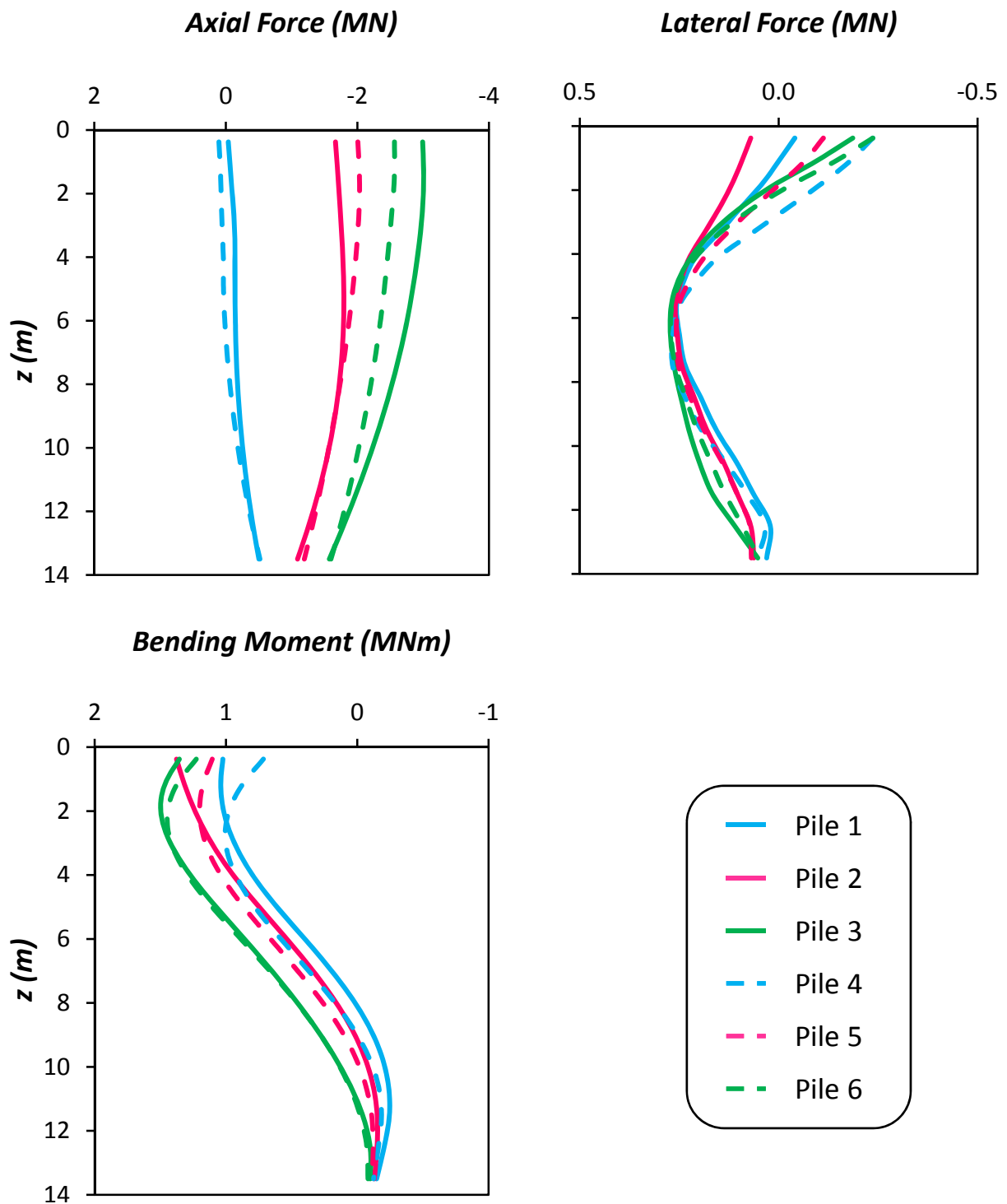
Σχήμα Π.23: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



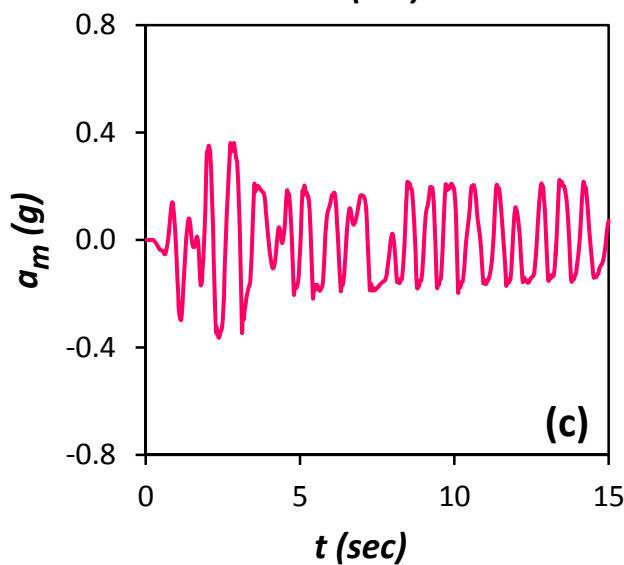
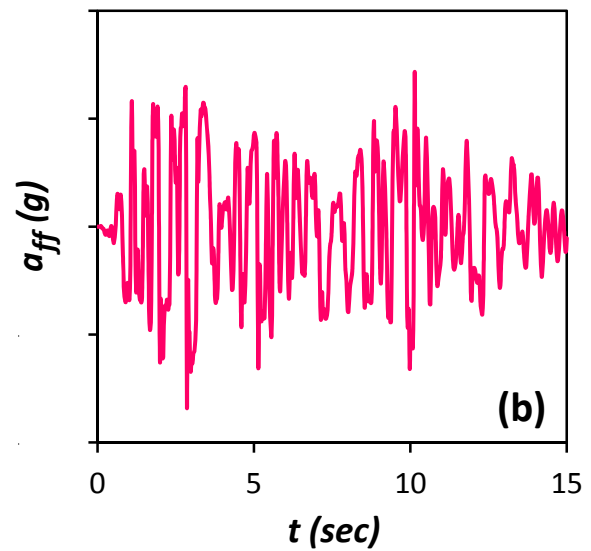
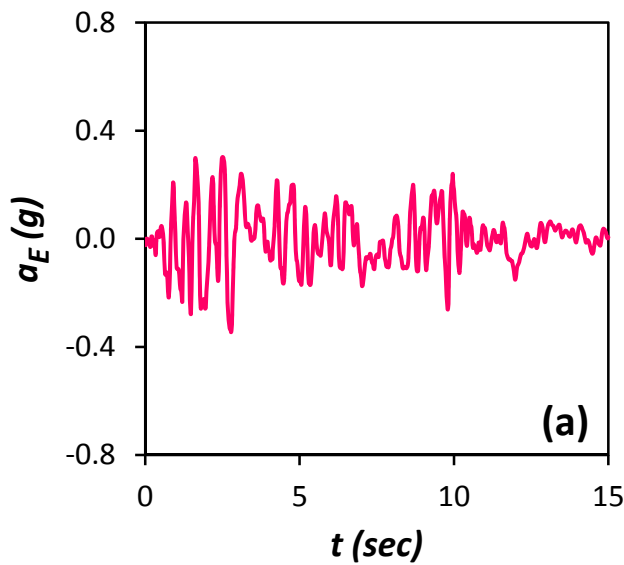
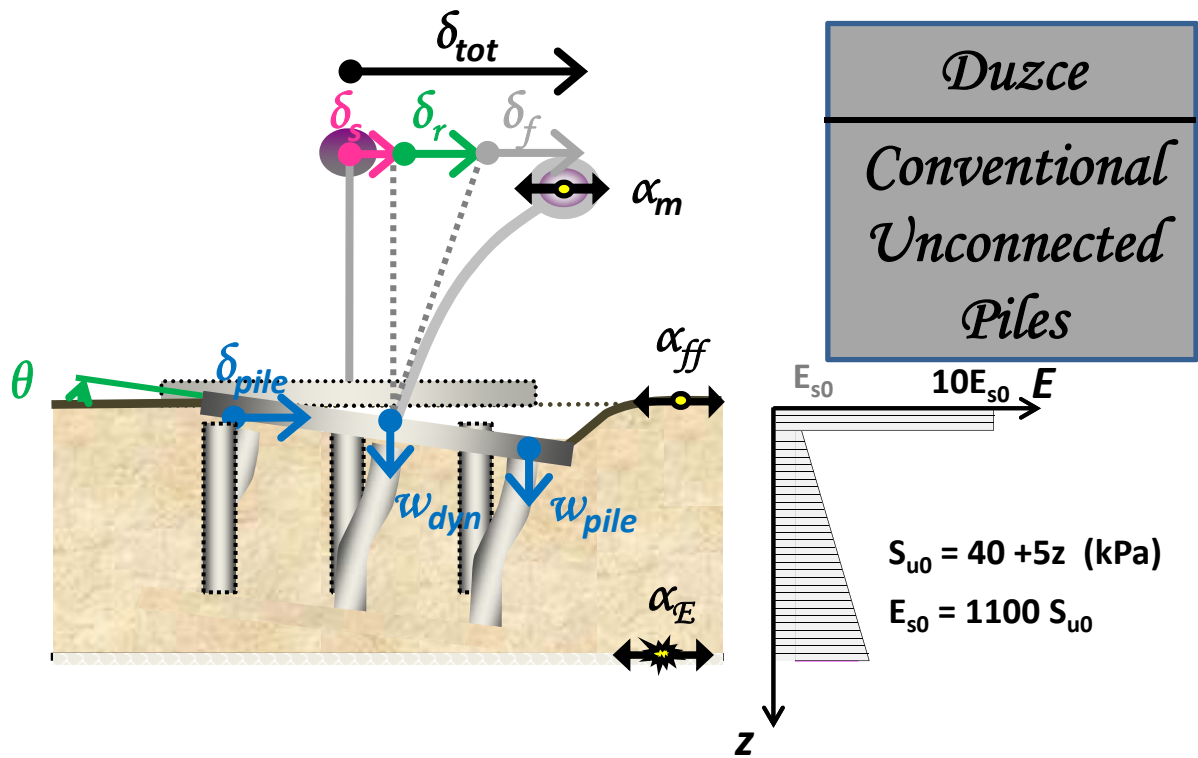
Σχήμα Π.24: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



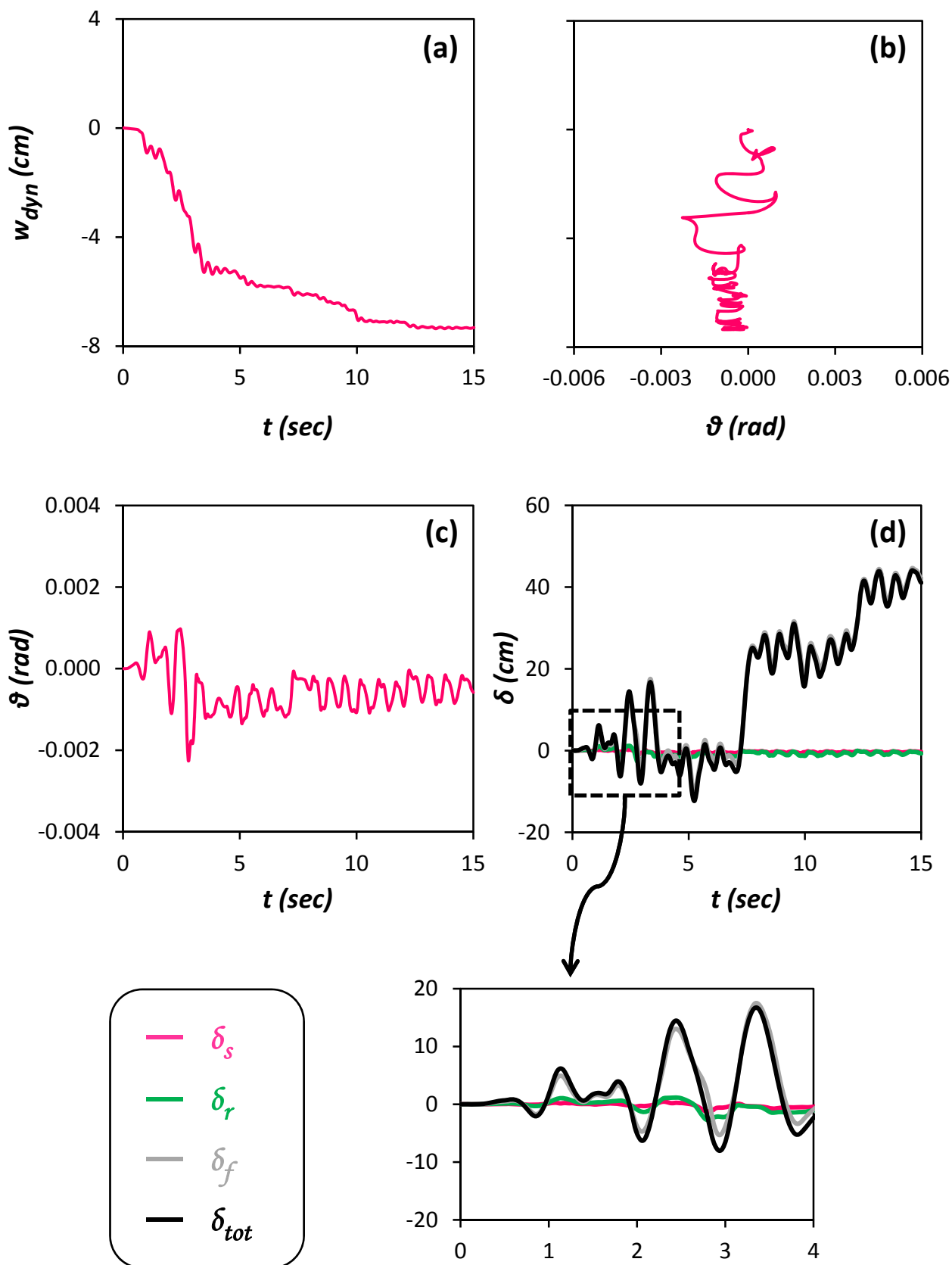
Σχήμα Π.25: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



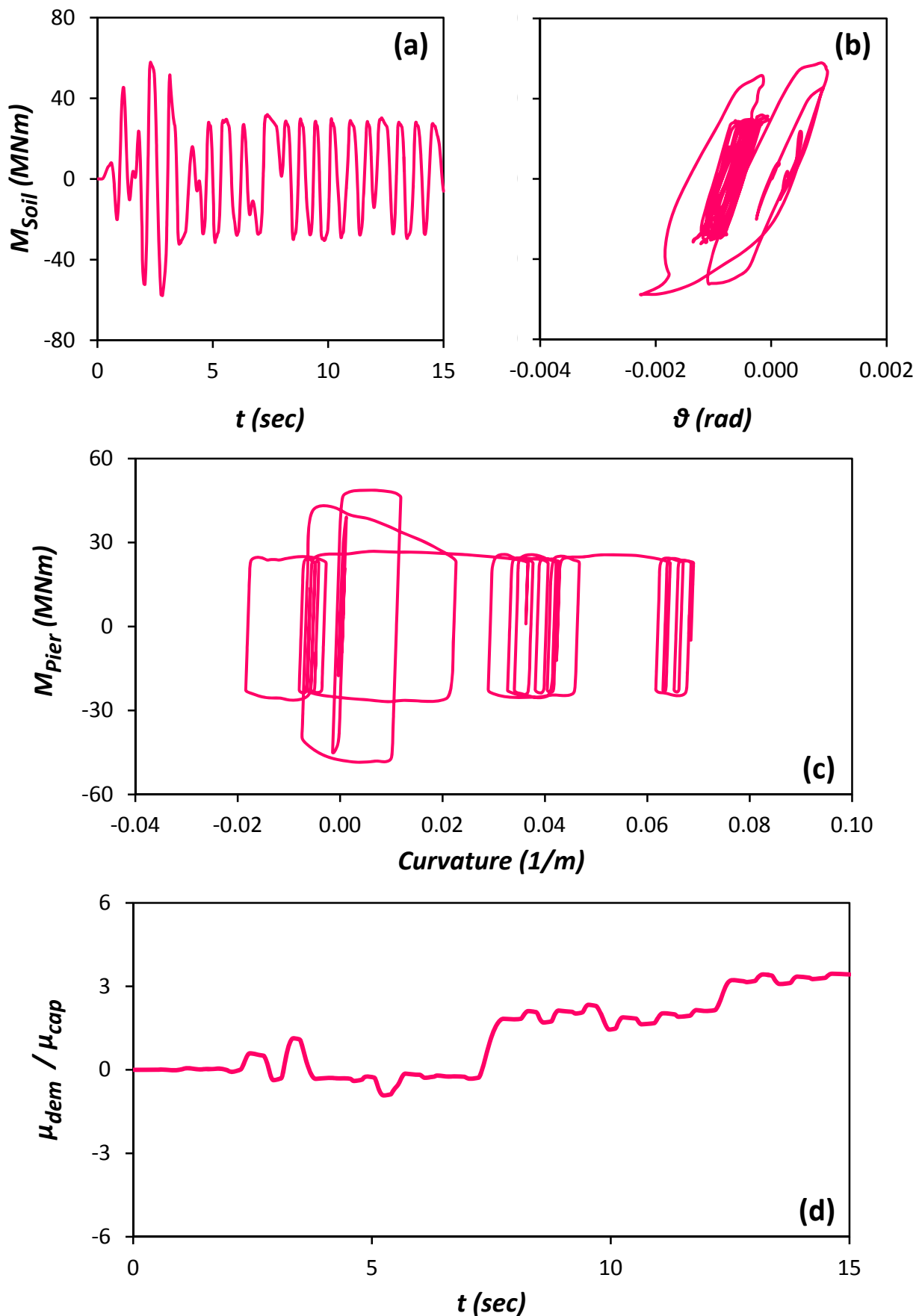
Σχήμα Π.26: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



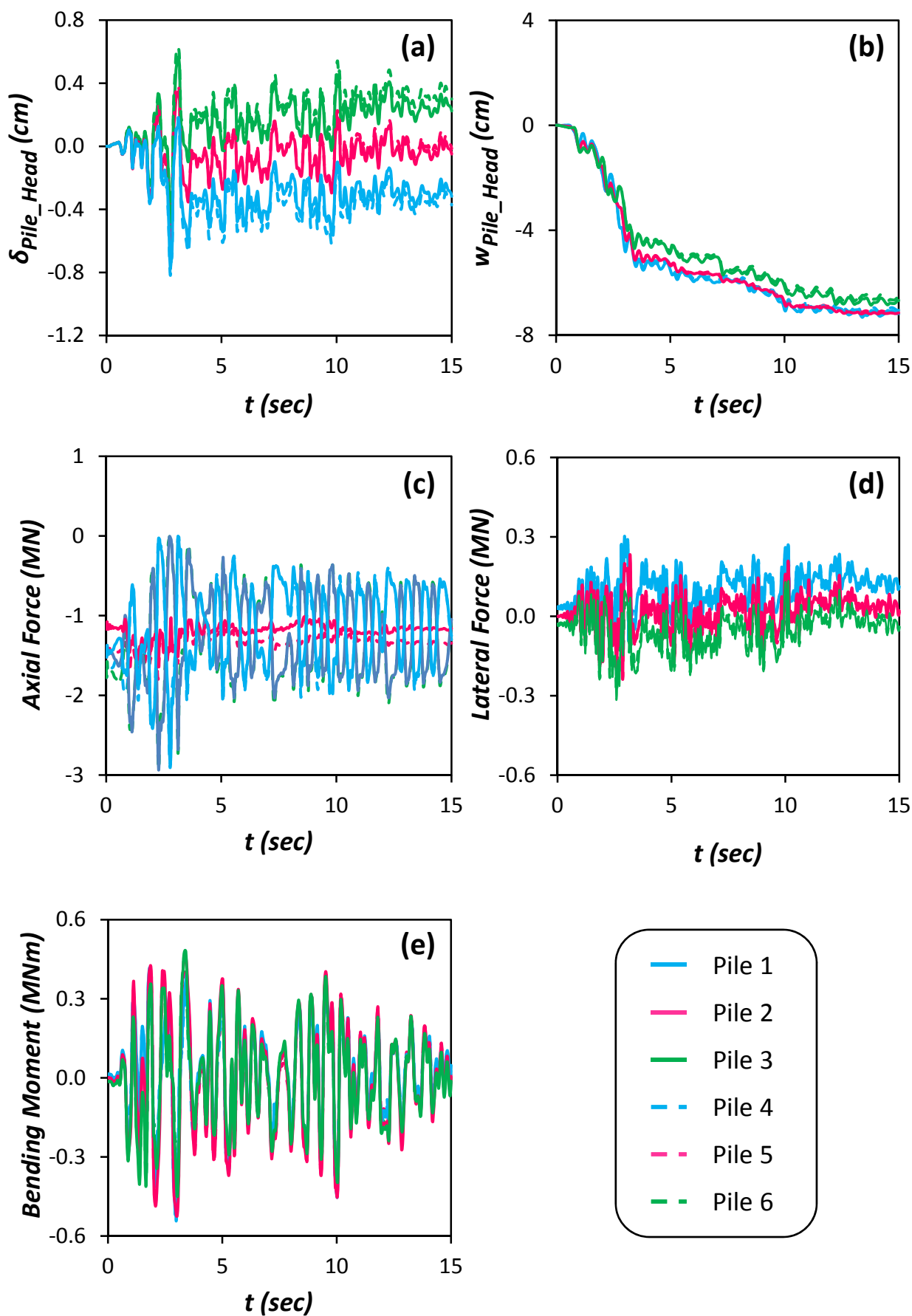
Σχήμα Π.27: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



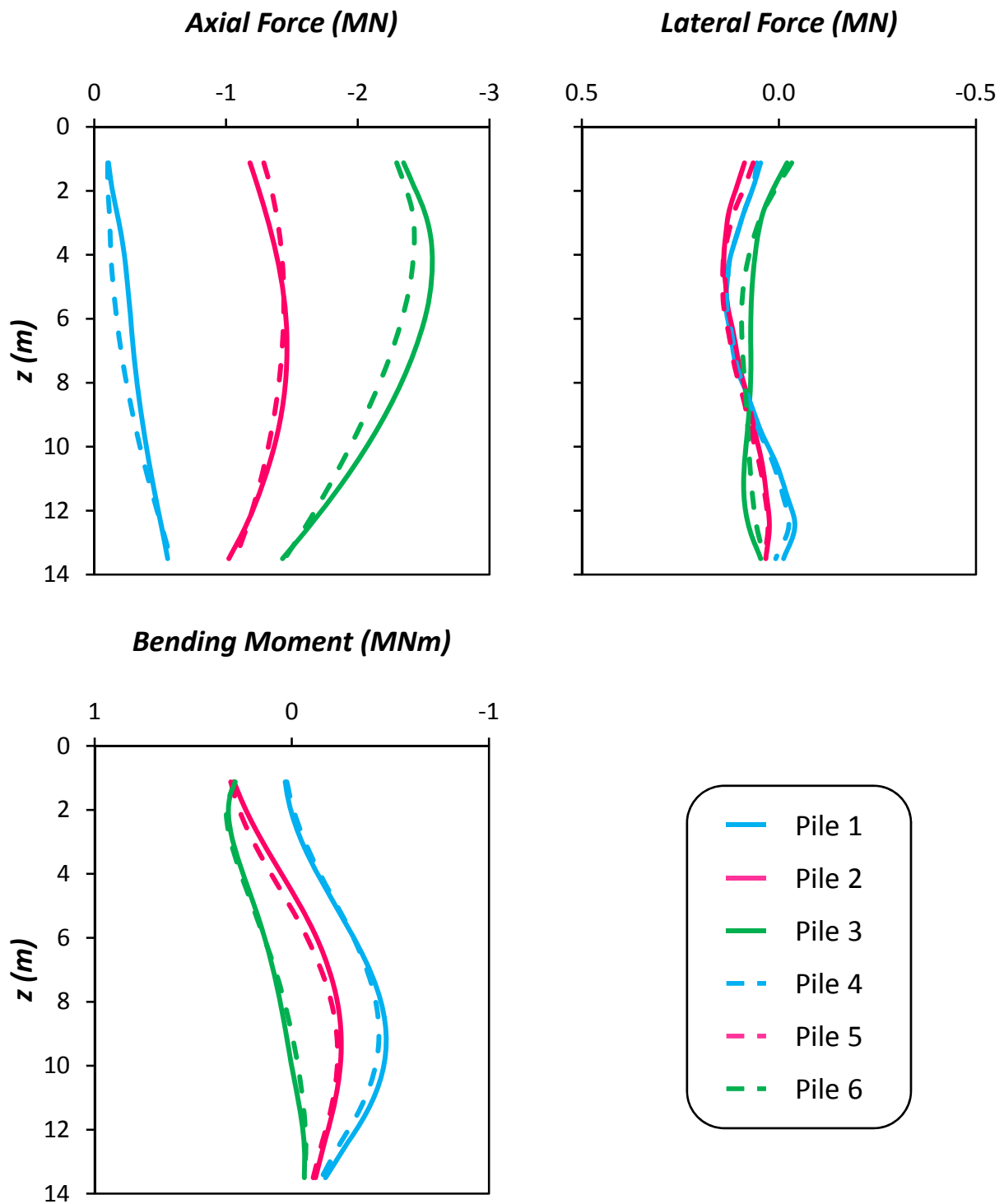
Σχήμα Π.28: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



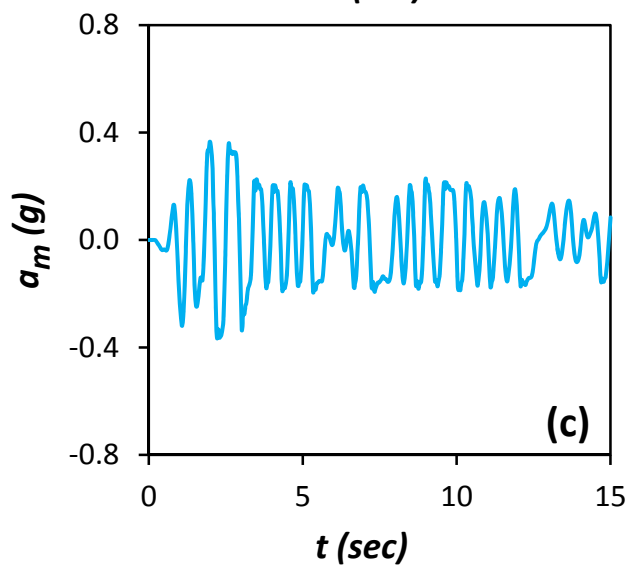
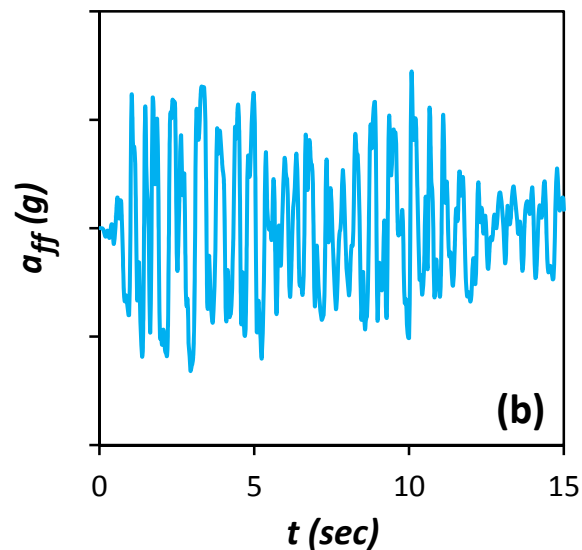
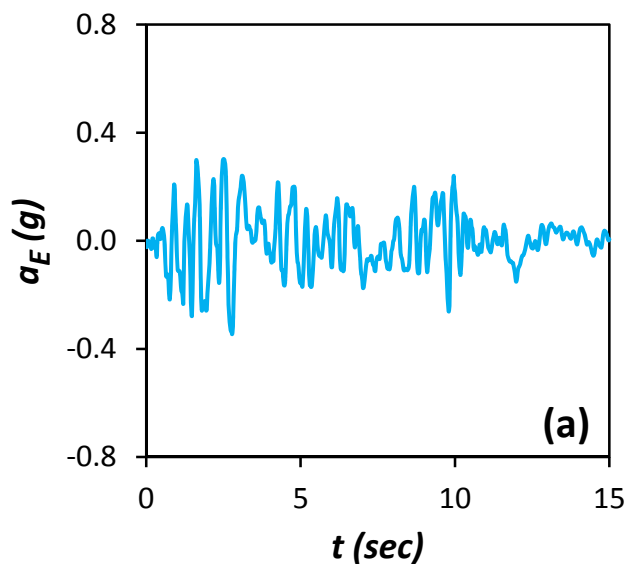
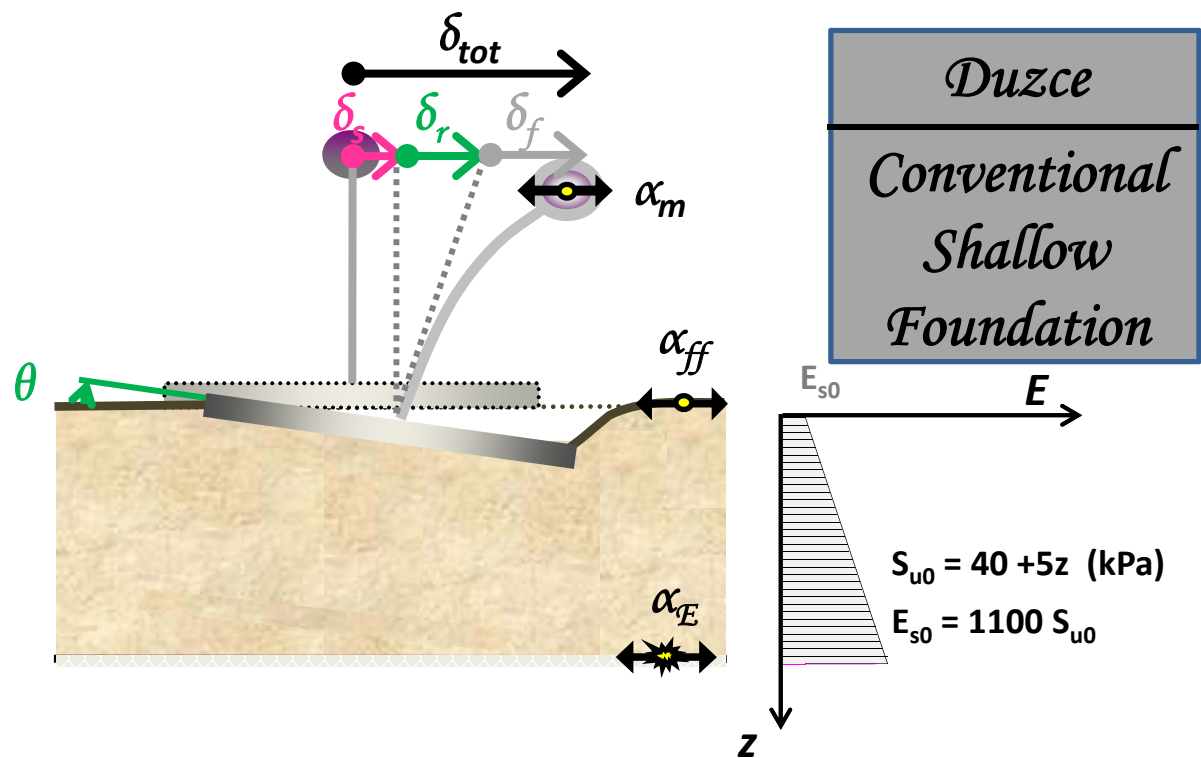
Σχήμα Π.29: (α) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (β) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (γ) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (δ) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



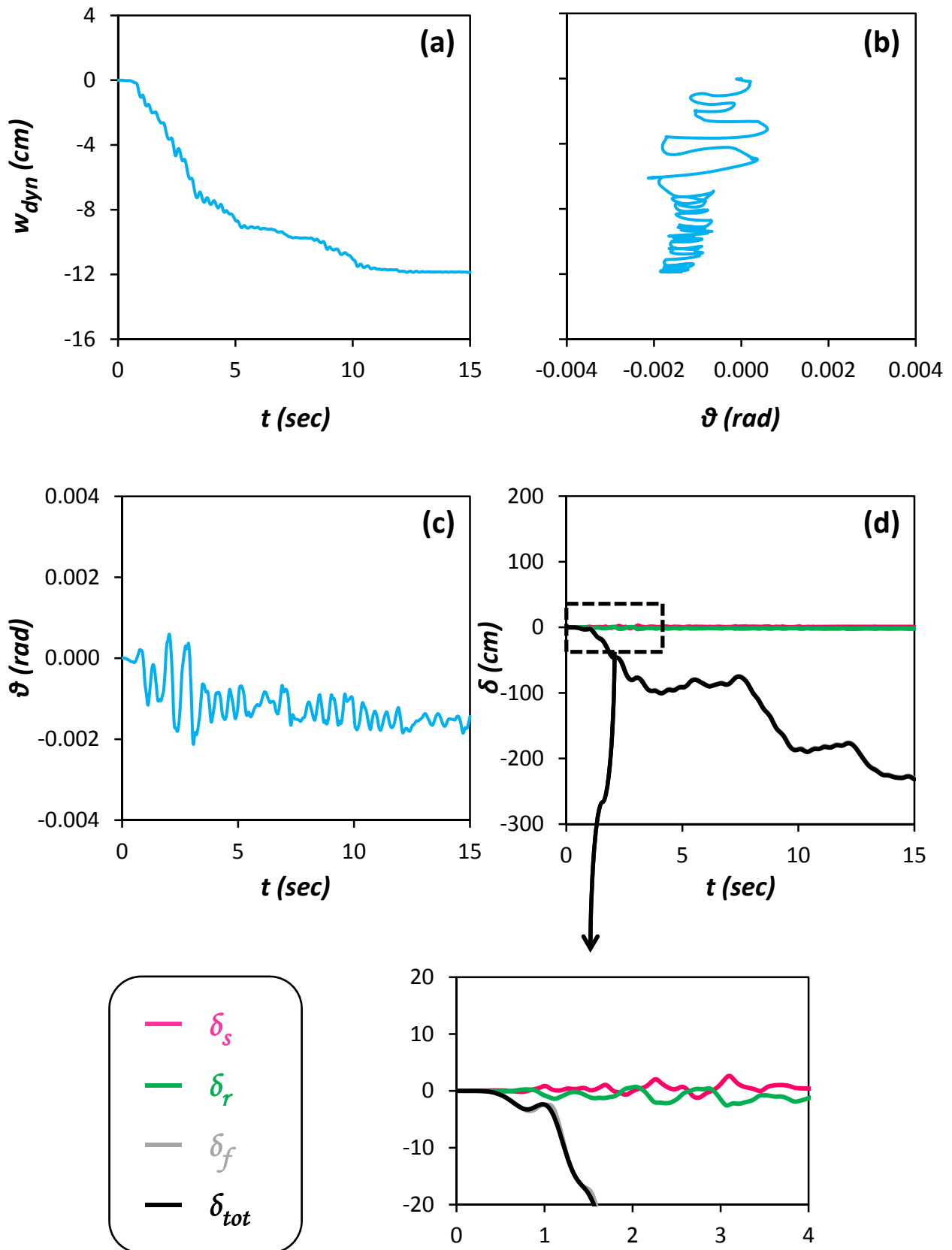
Σχήμα Π.30: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνηδτους Πασσάλους.



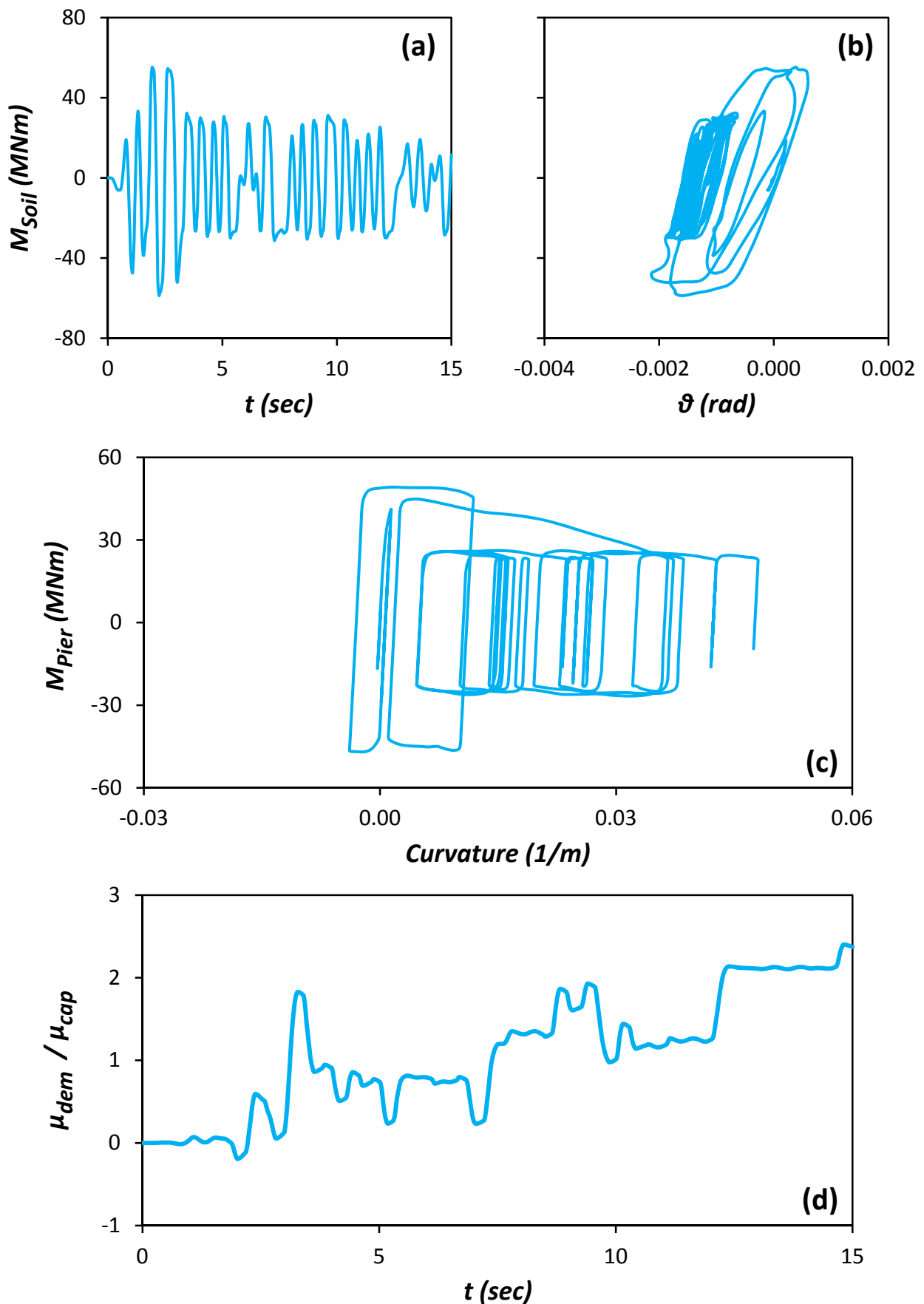
Σχήμα Π.31: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



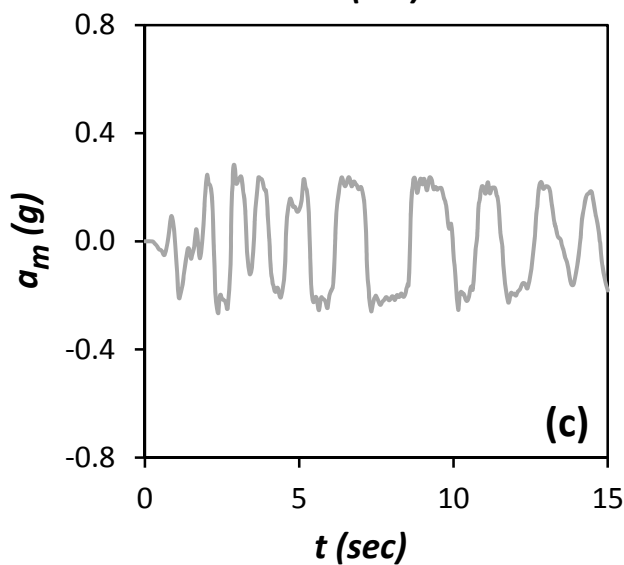
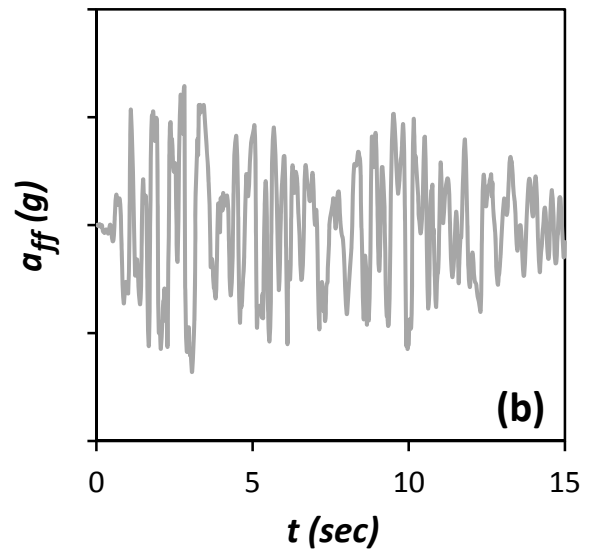
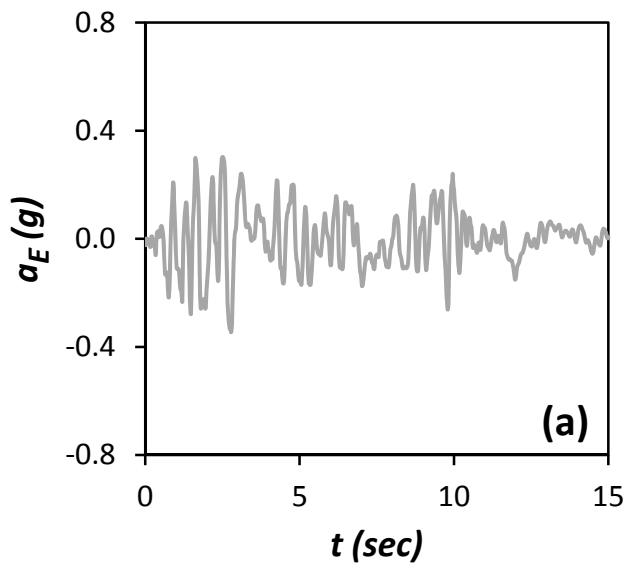
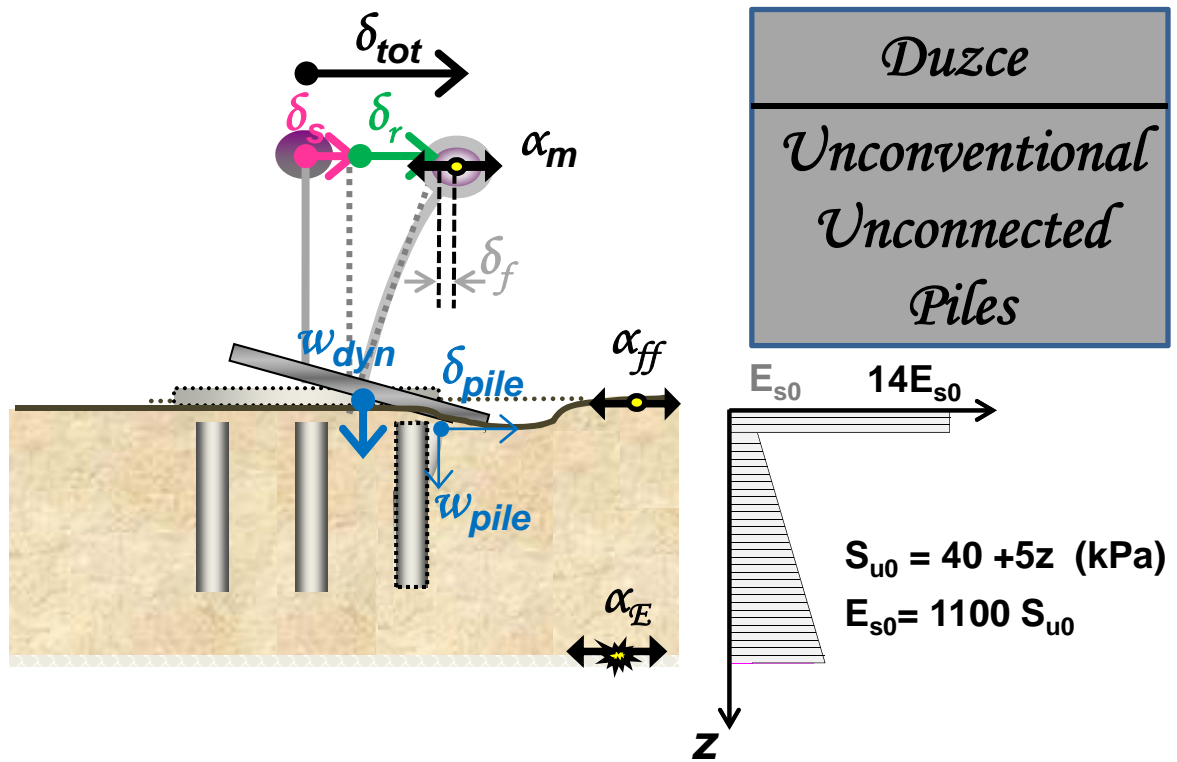
Σχήμα Π.32: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



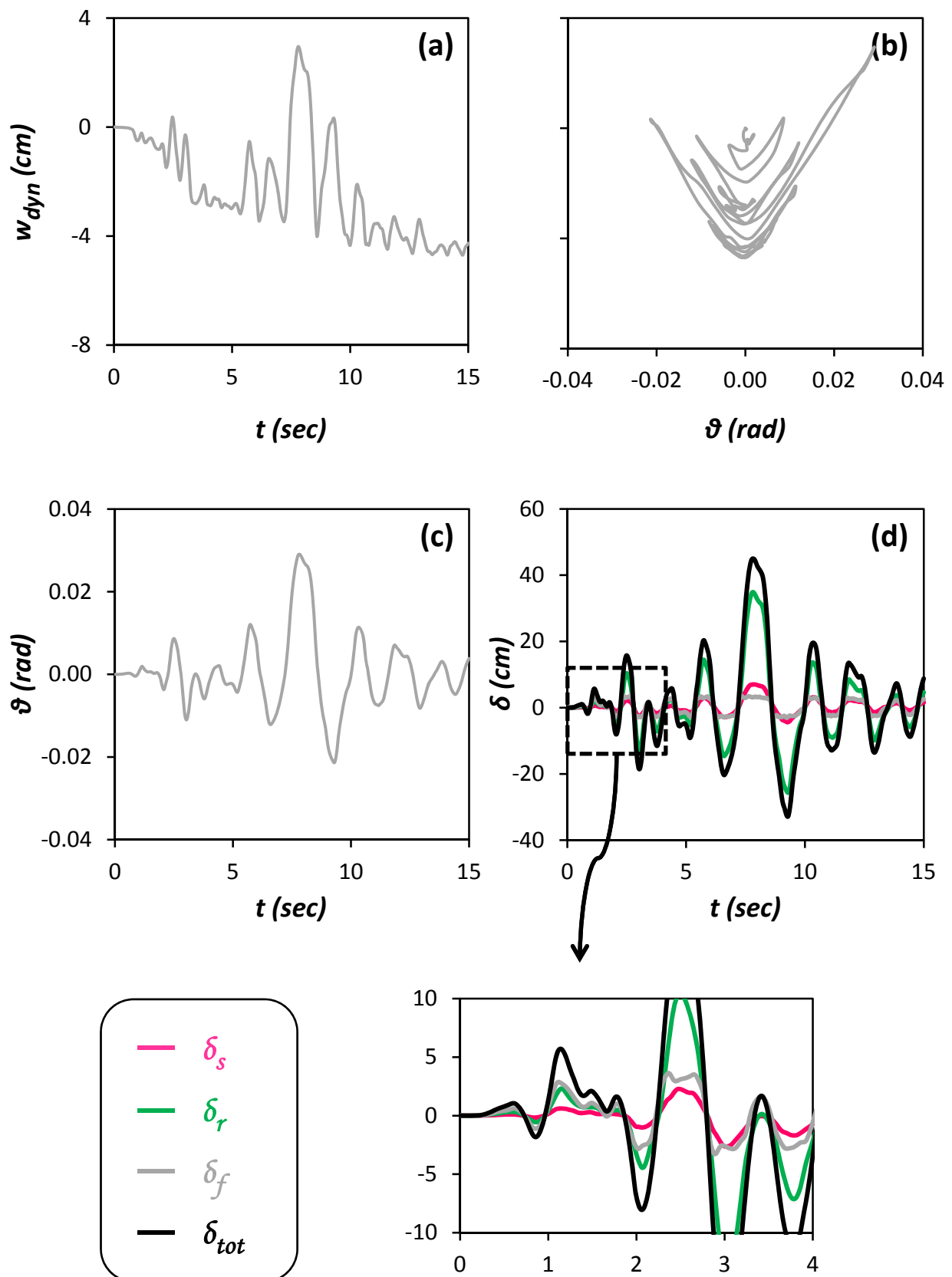
Σχήμα Π.33: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



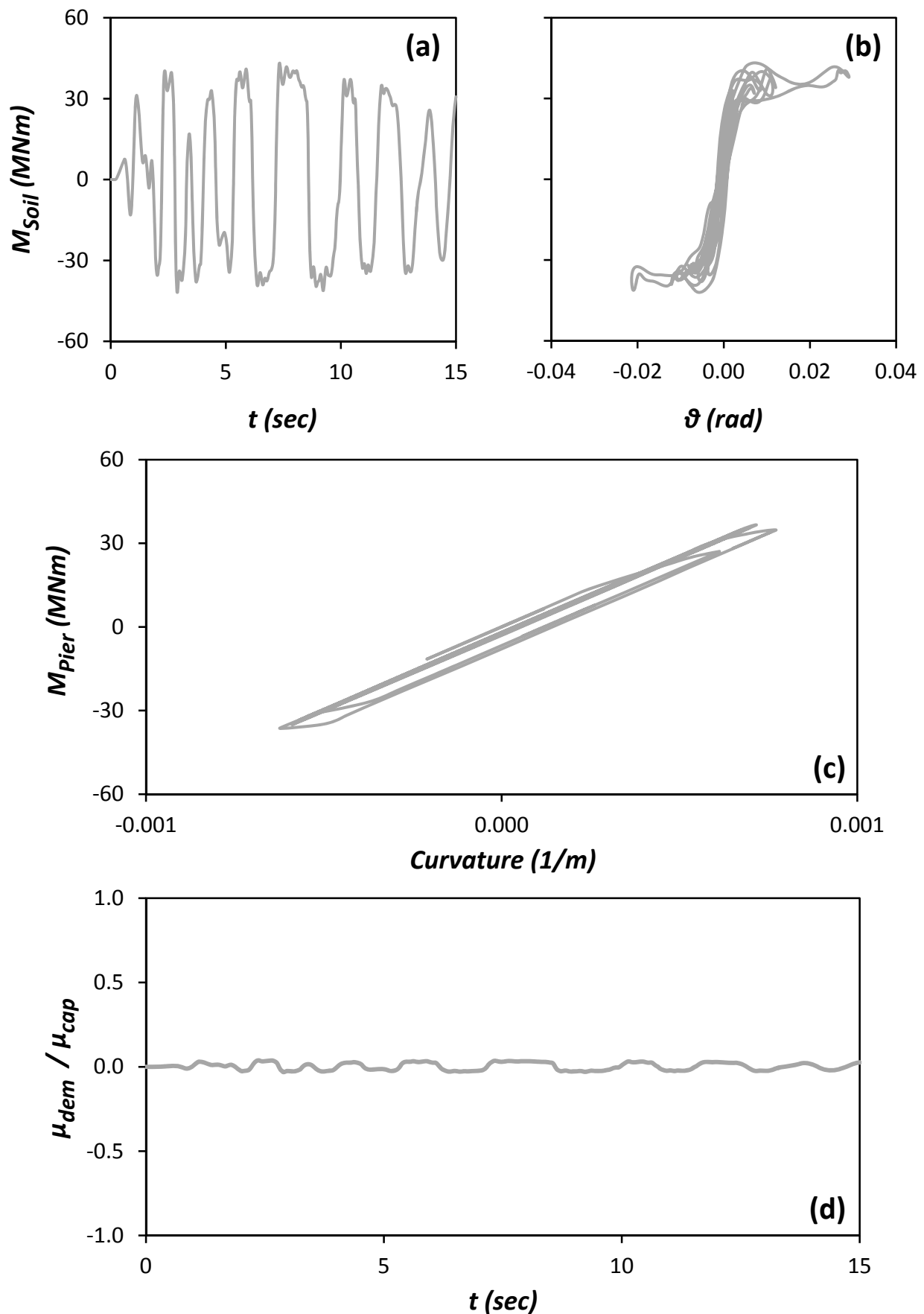
Σχήμα Π.34: (α) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (β) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (γ) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (δ) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



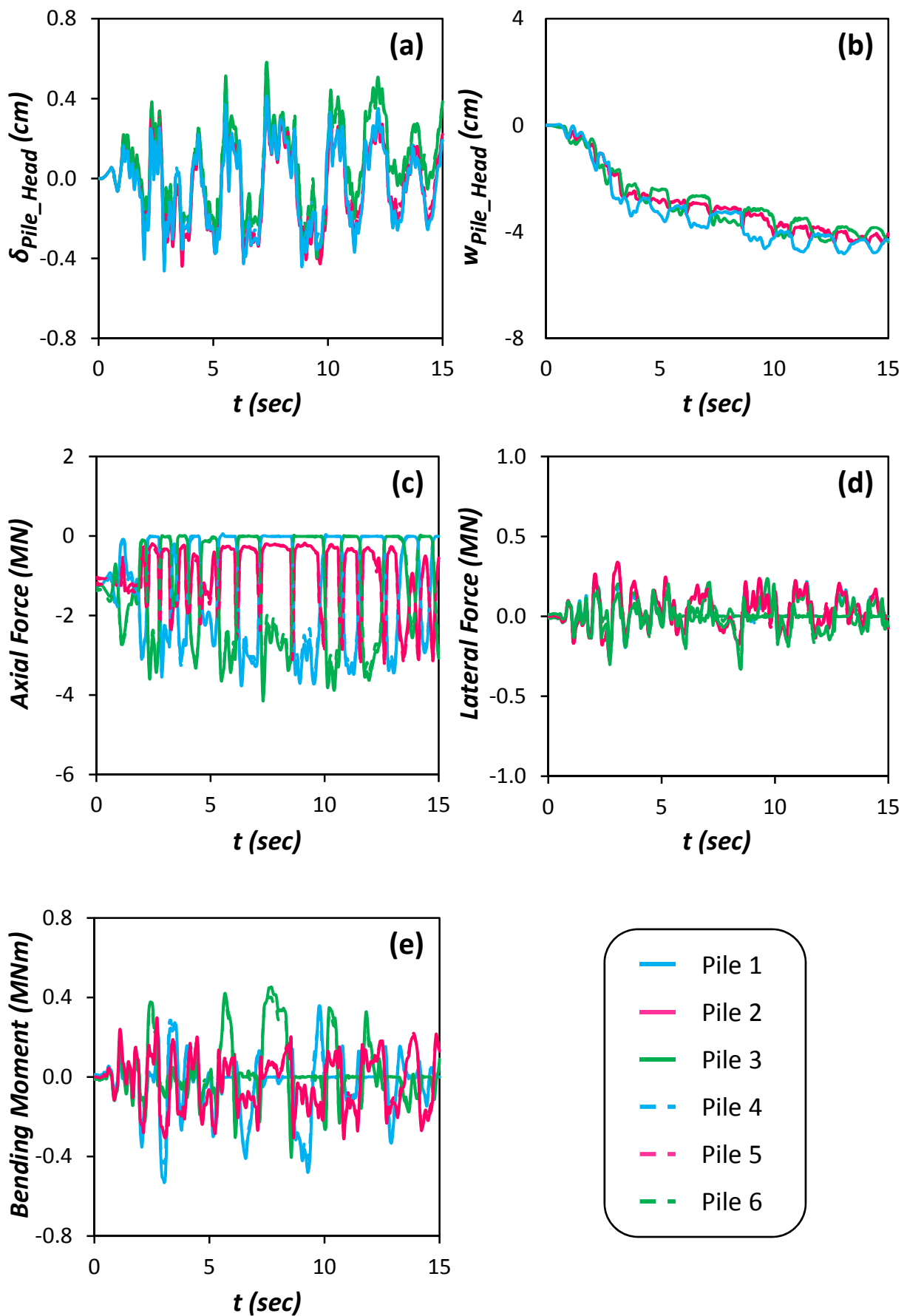
Σχήμα Π.35: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



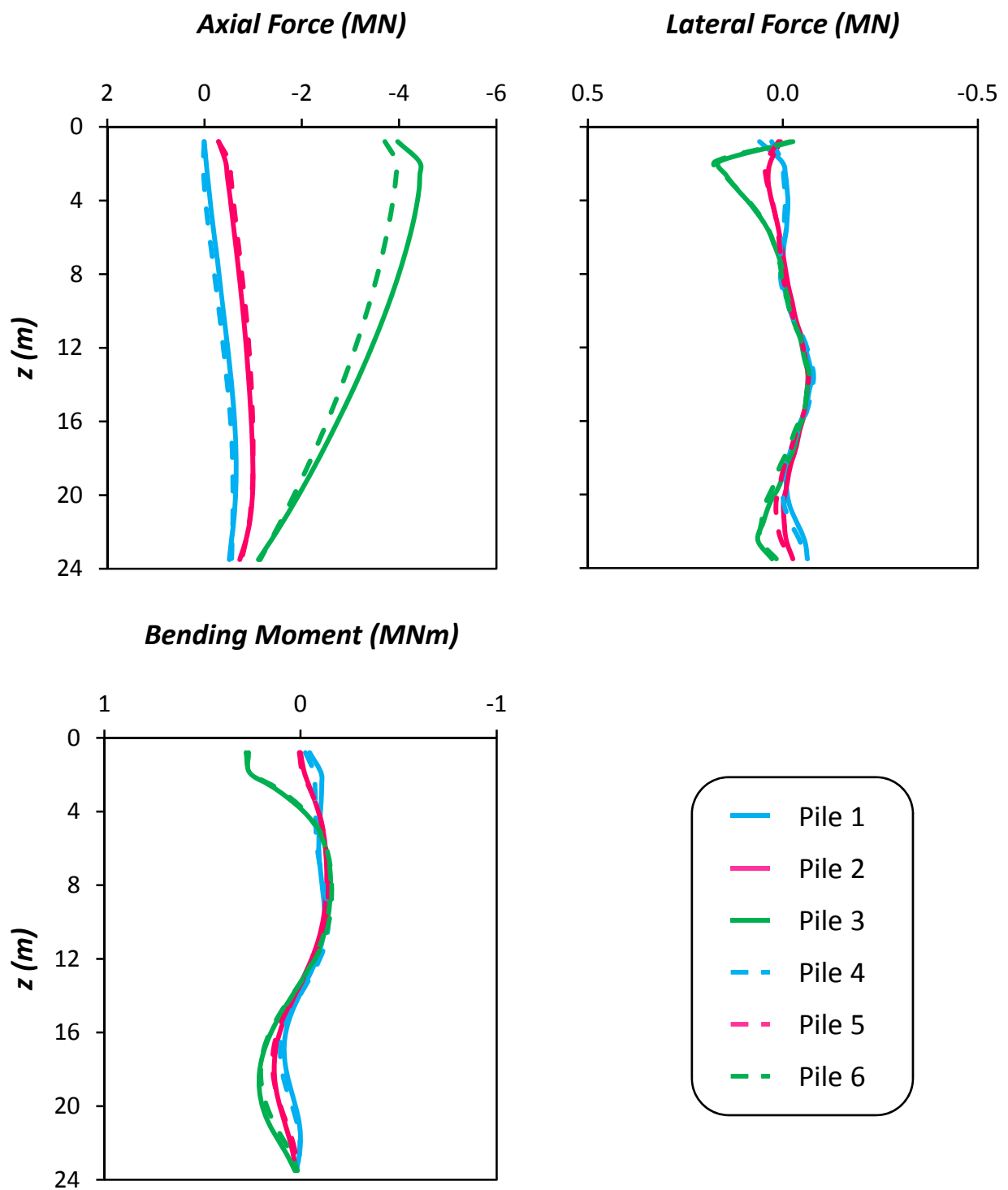
Σχήμα Π.36: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



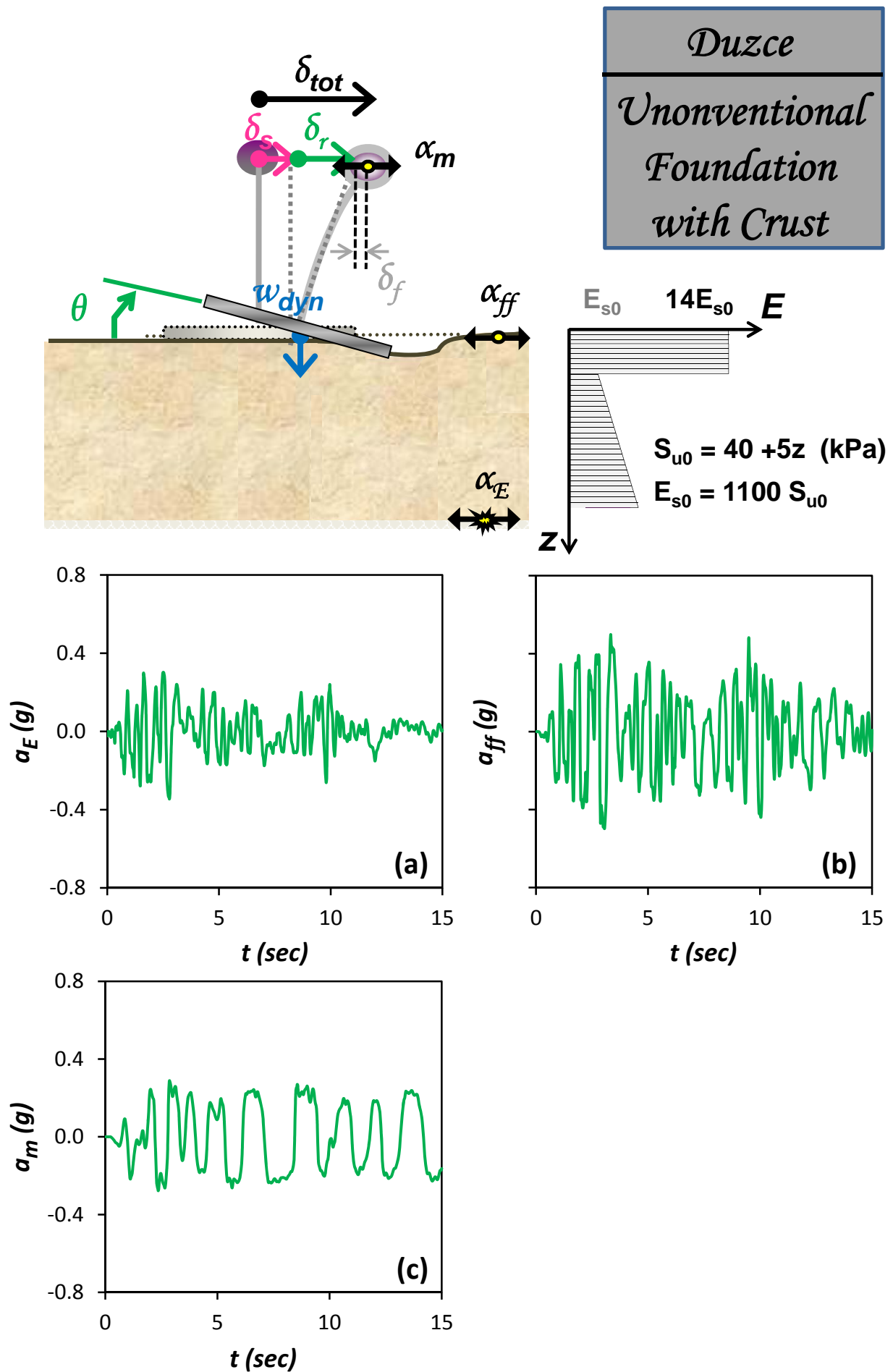
Σχήμα Π.37: (α) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (β) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (γ) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (δ) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



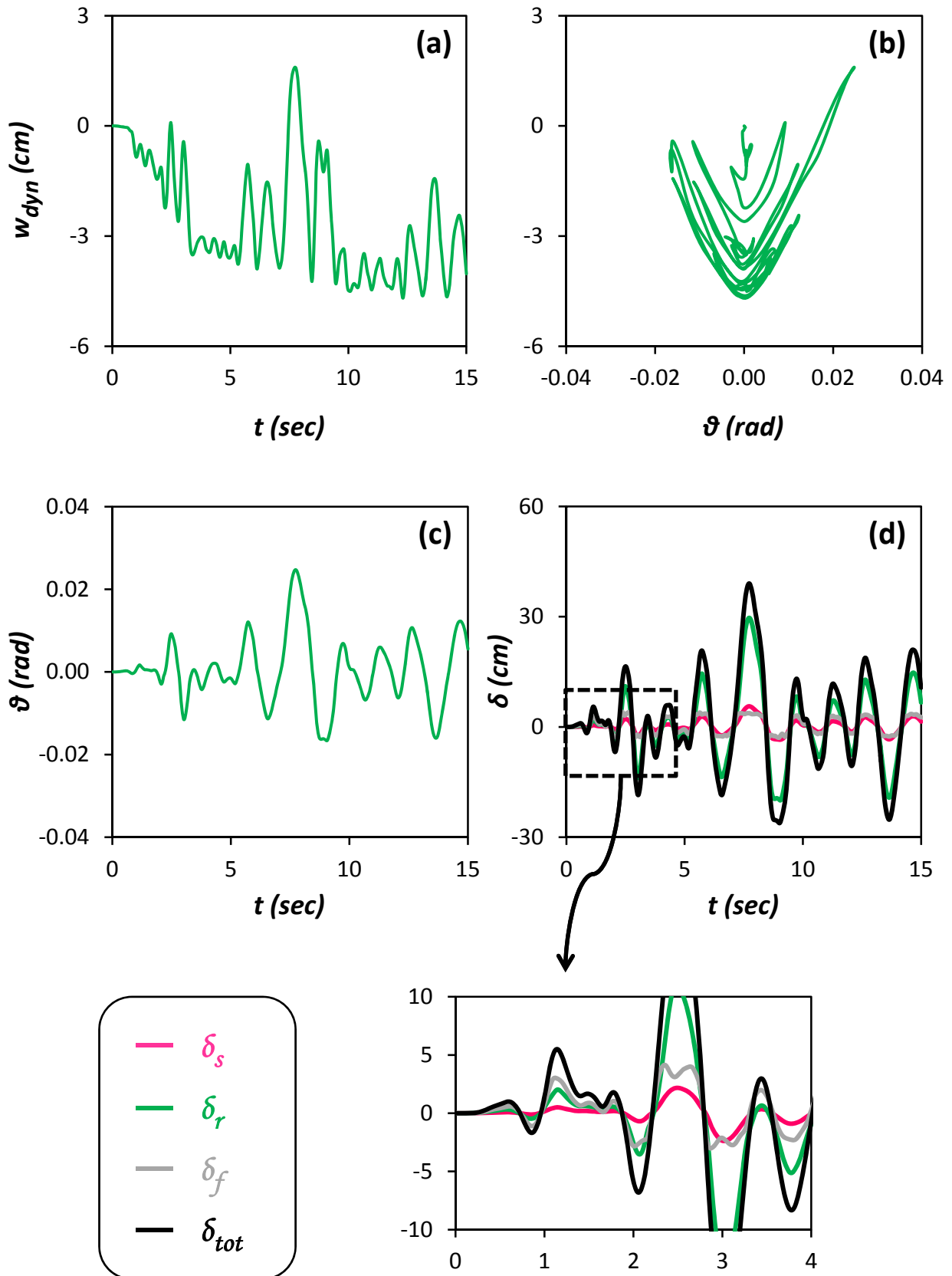
Σχήμα Π.38: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



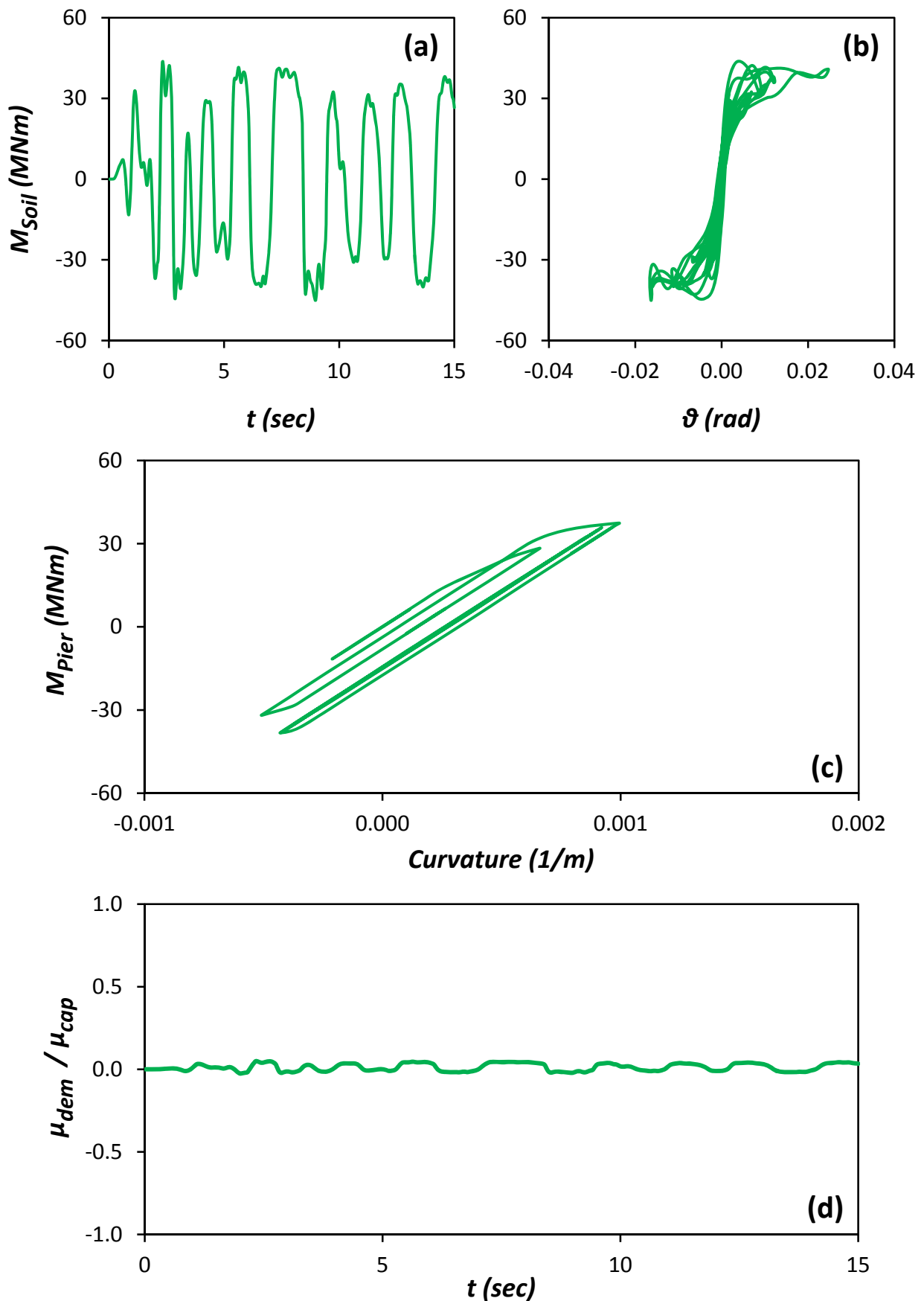
Σχήμα Π.39: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Τουρκίας 1999 , καταγραφή Duzce – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



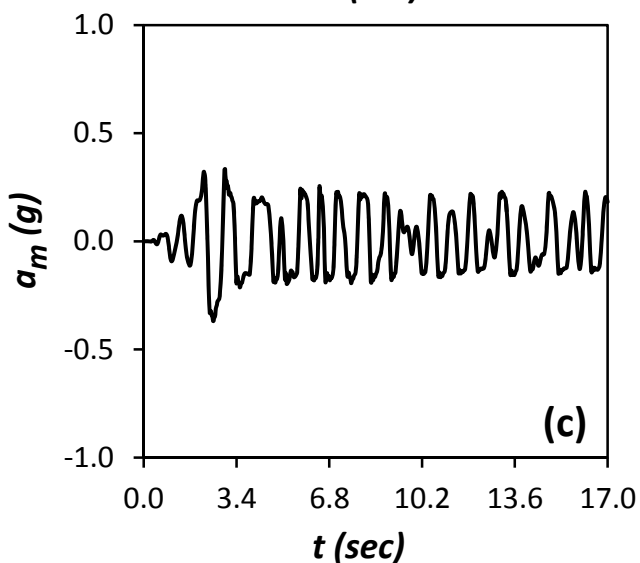
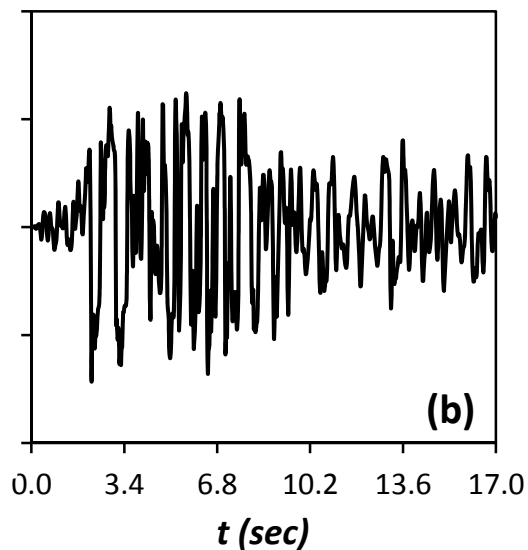
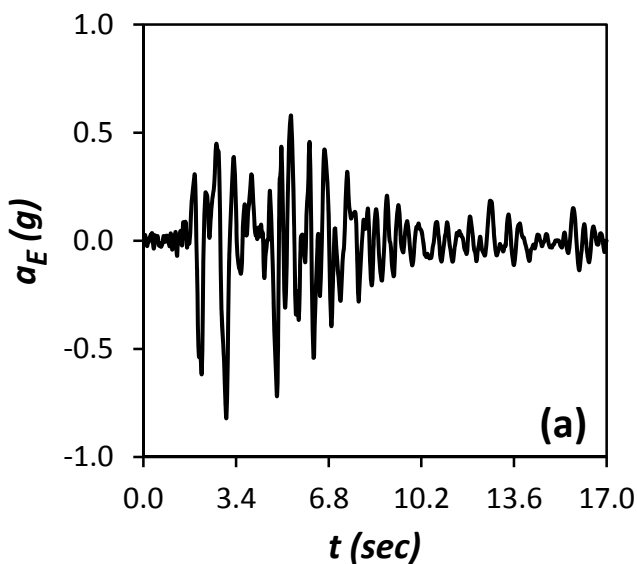
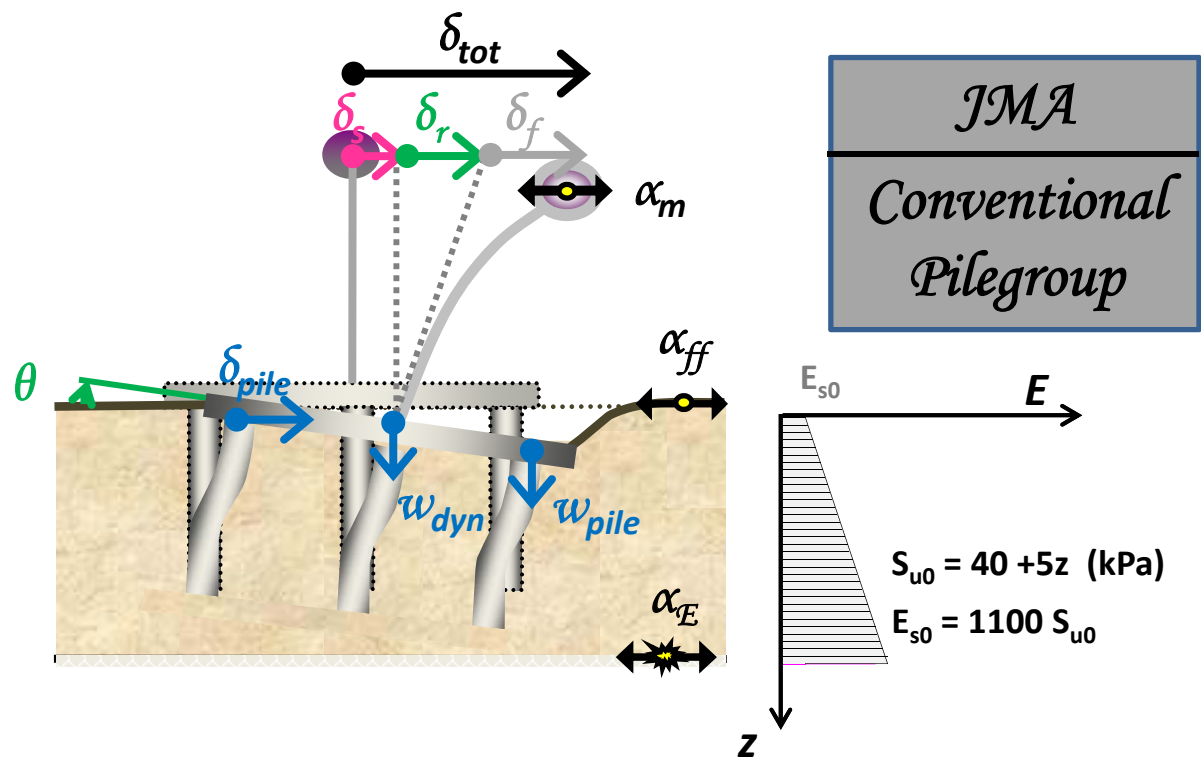
Σχήμα Π.40: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



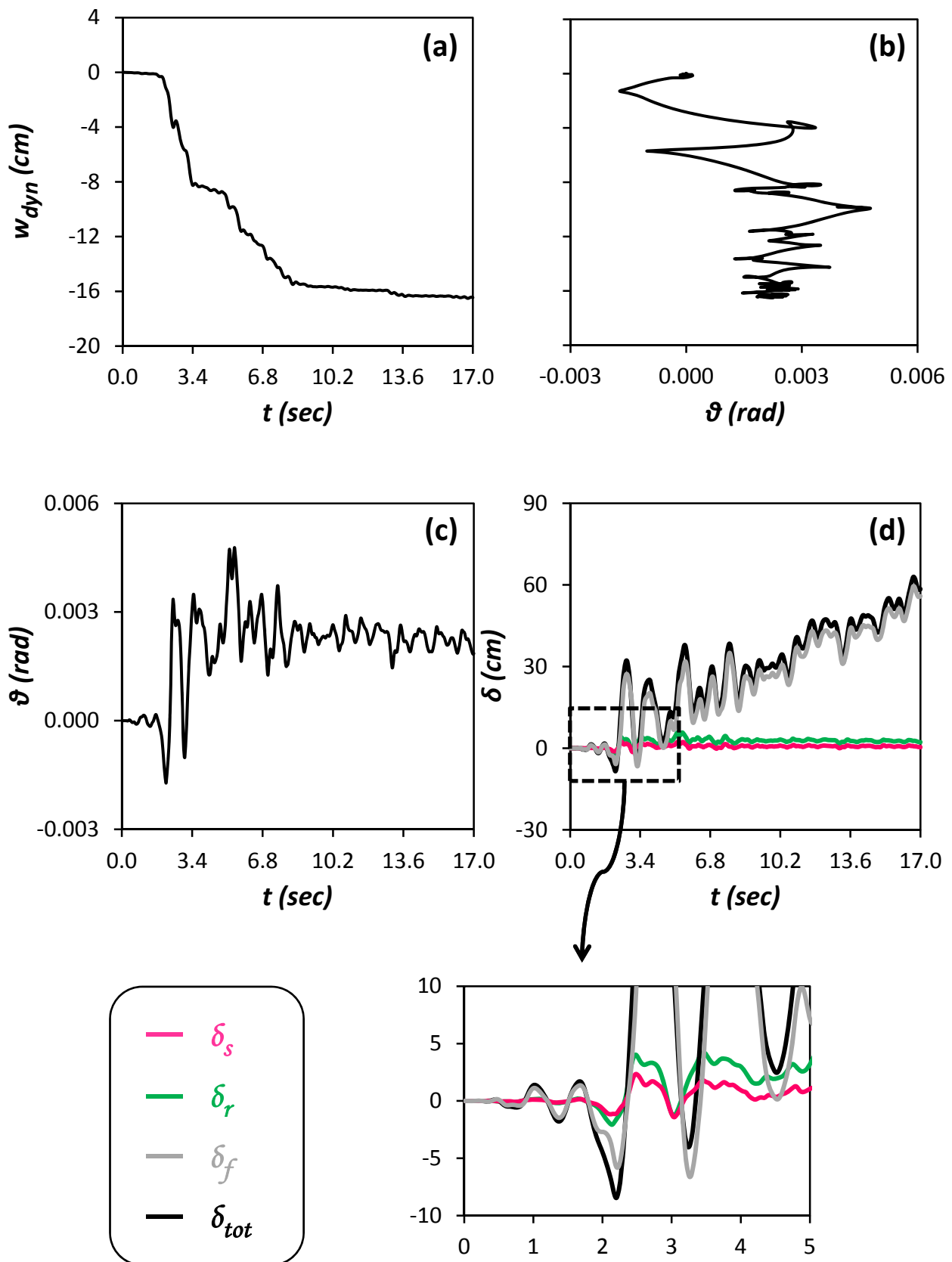
Σχήμα Π.41: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



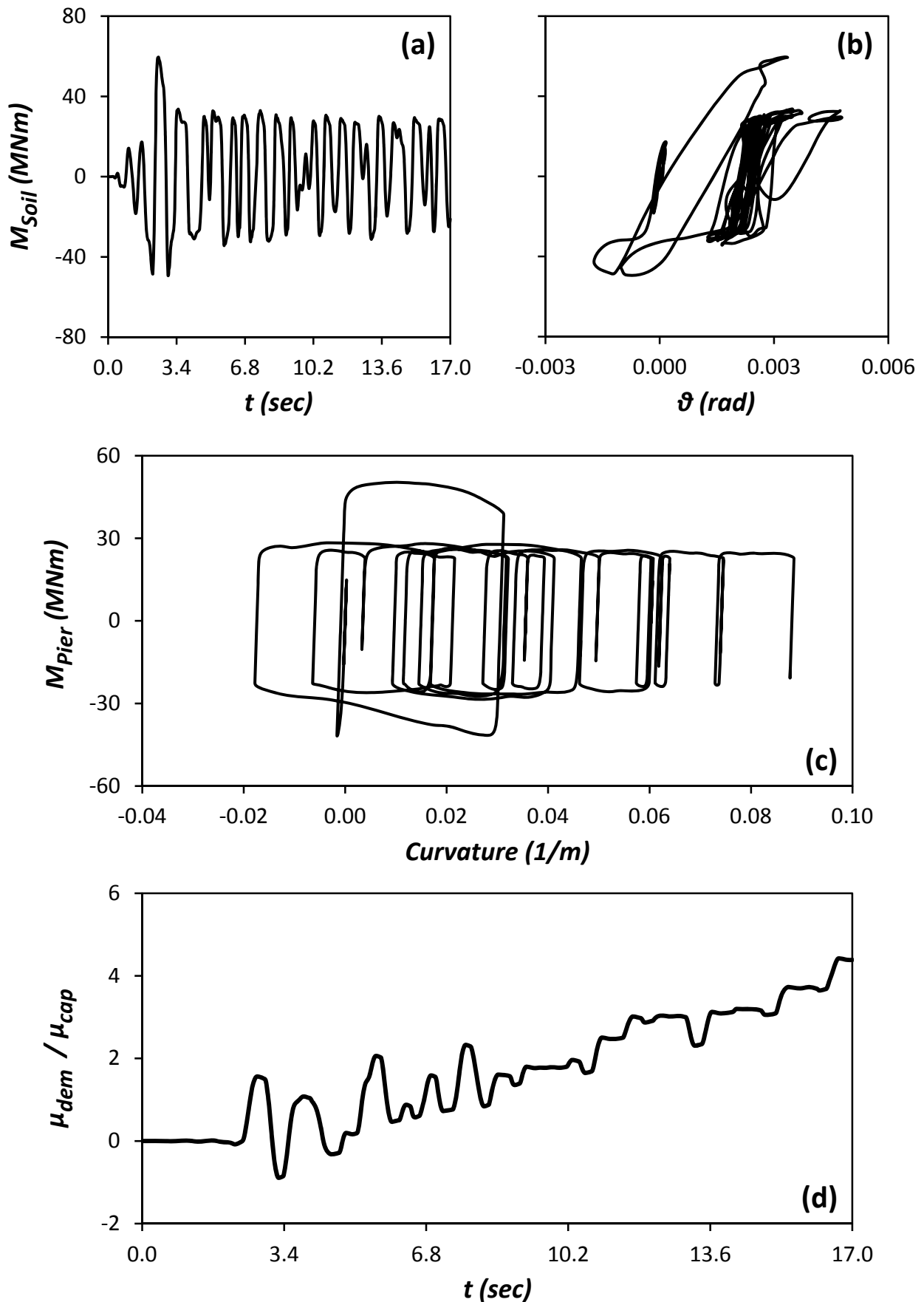
Σχήμα Π.42: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Τουρκίας 1999, καταγραφή Duzce – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



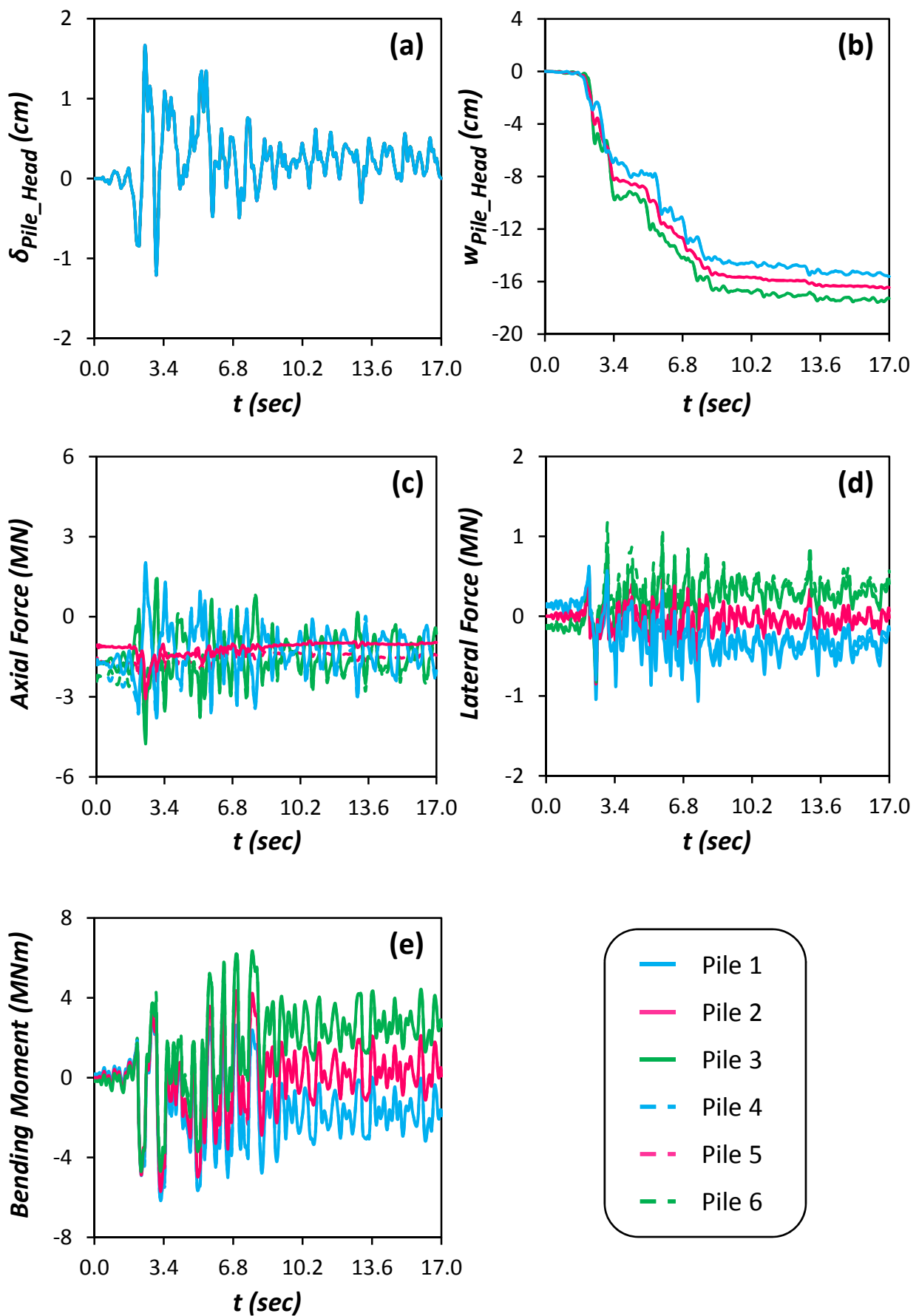
Σχήμα Π.43: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



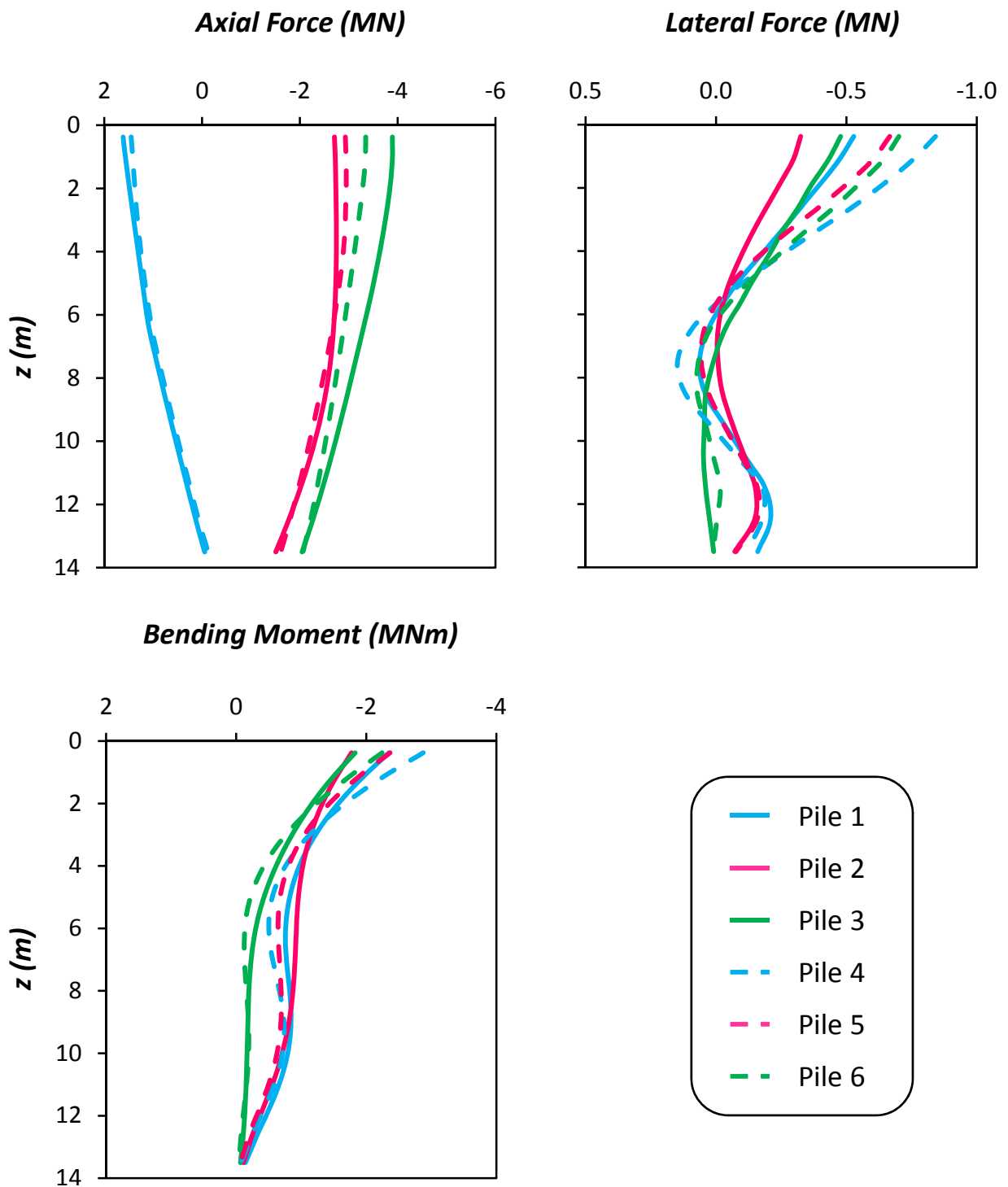
Σχήμα Π.44: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



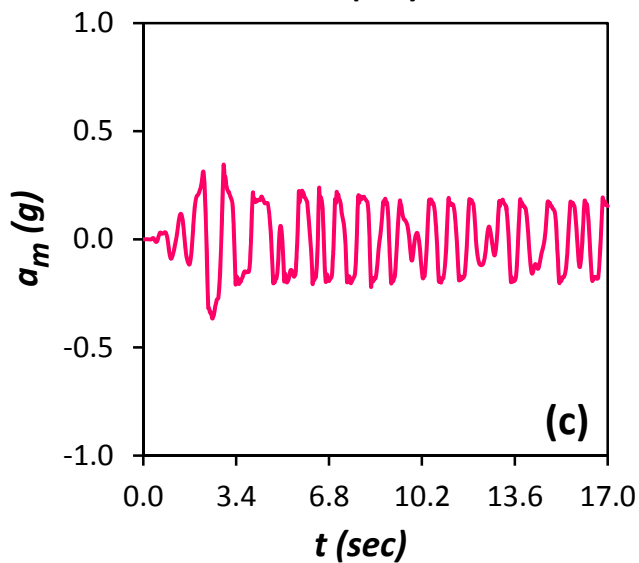
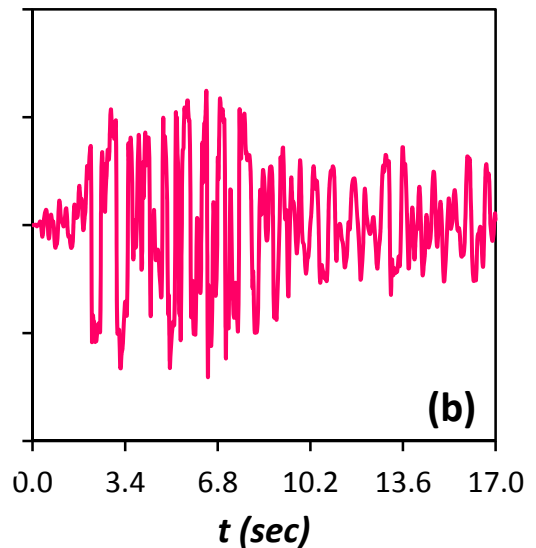
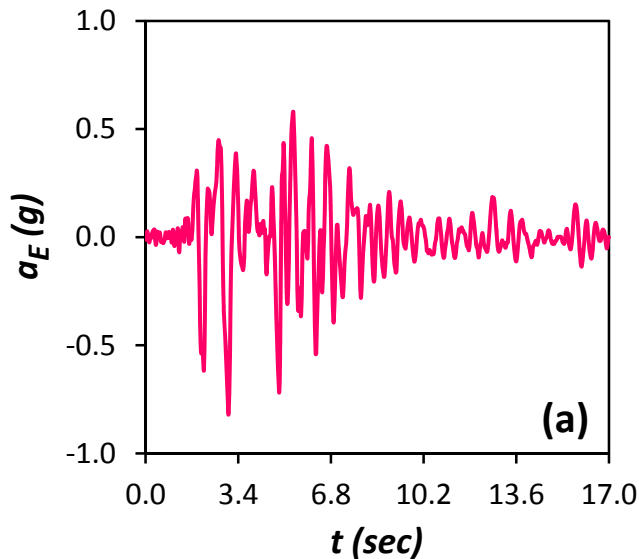
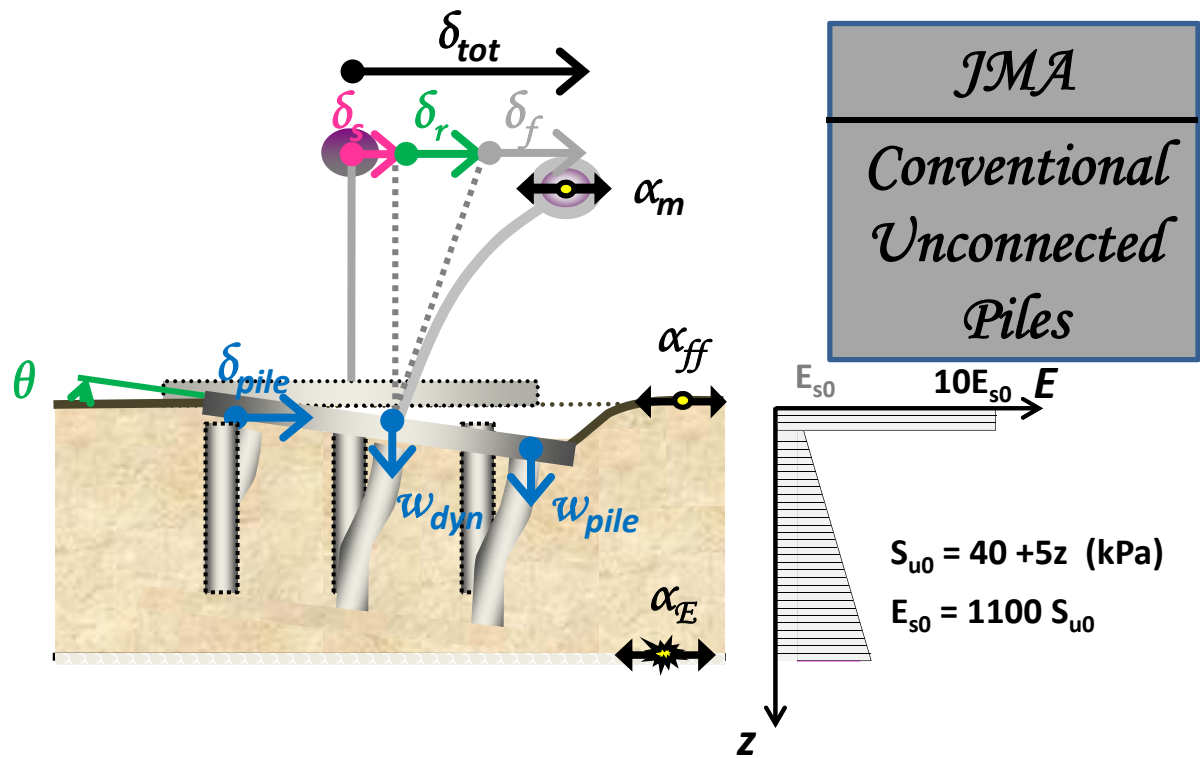
Σχήμα Π.45: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



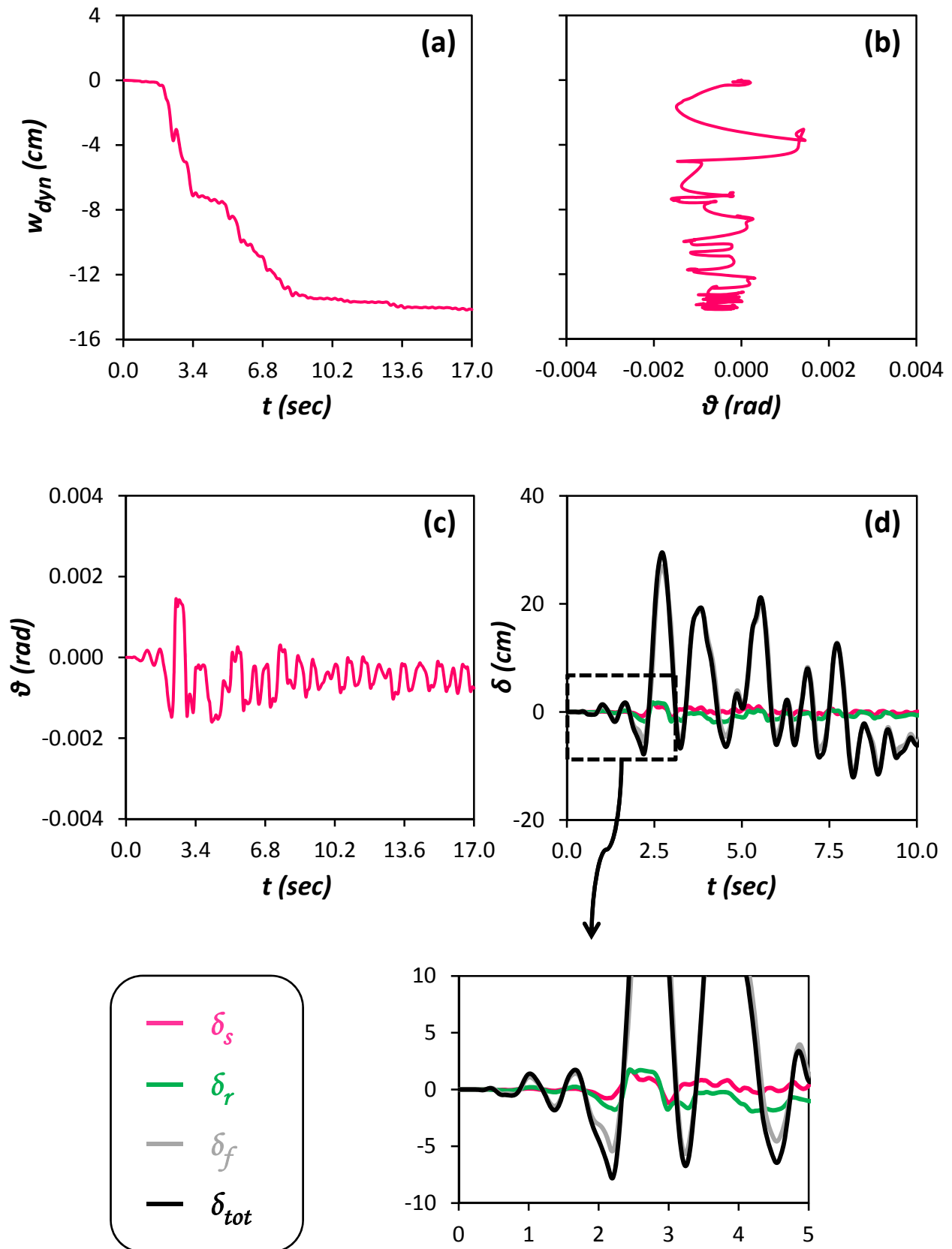
Σχήμα Π.46: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



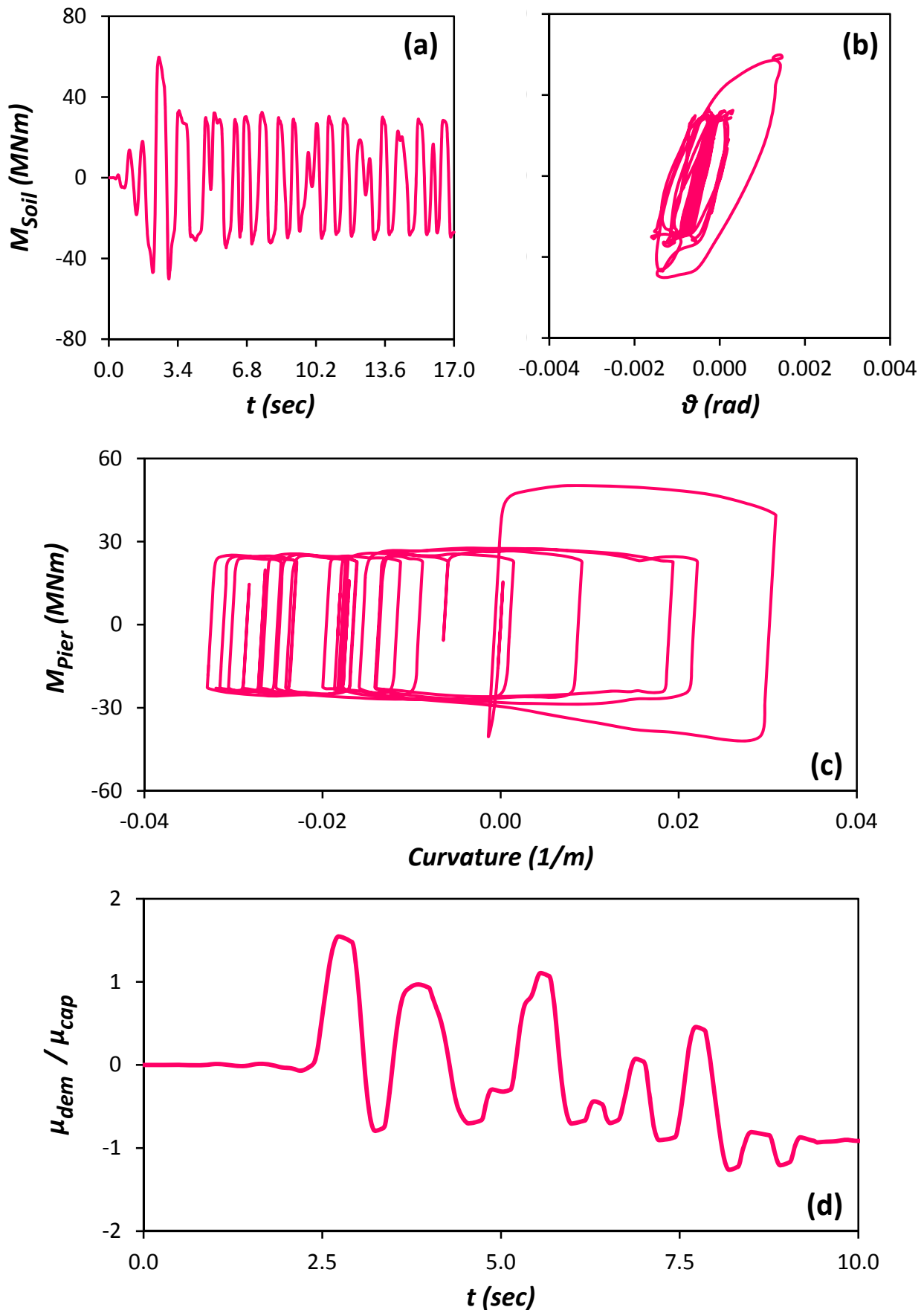
Σχήμα Π.47: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



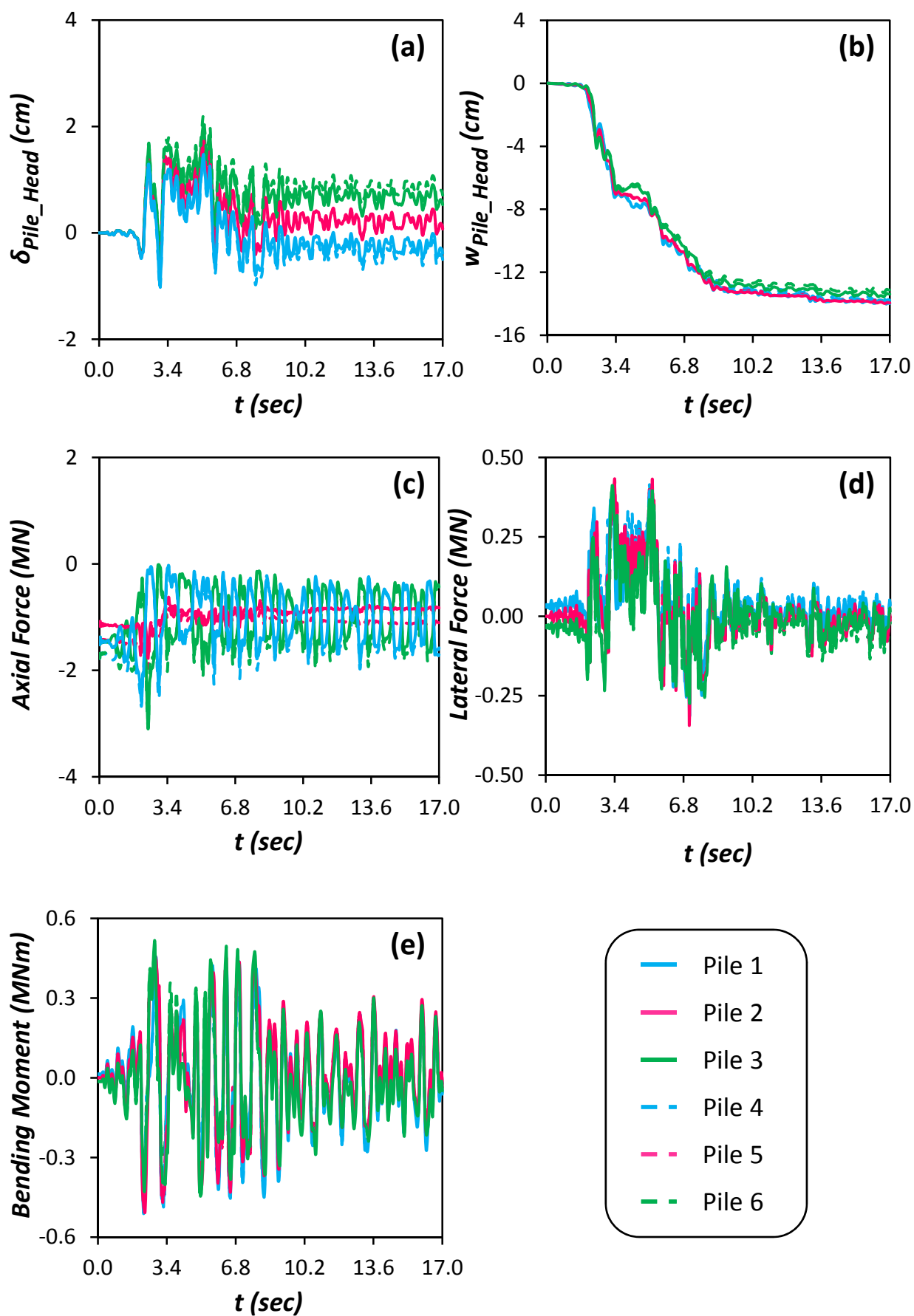
Σχήμα Π.48: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



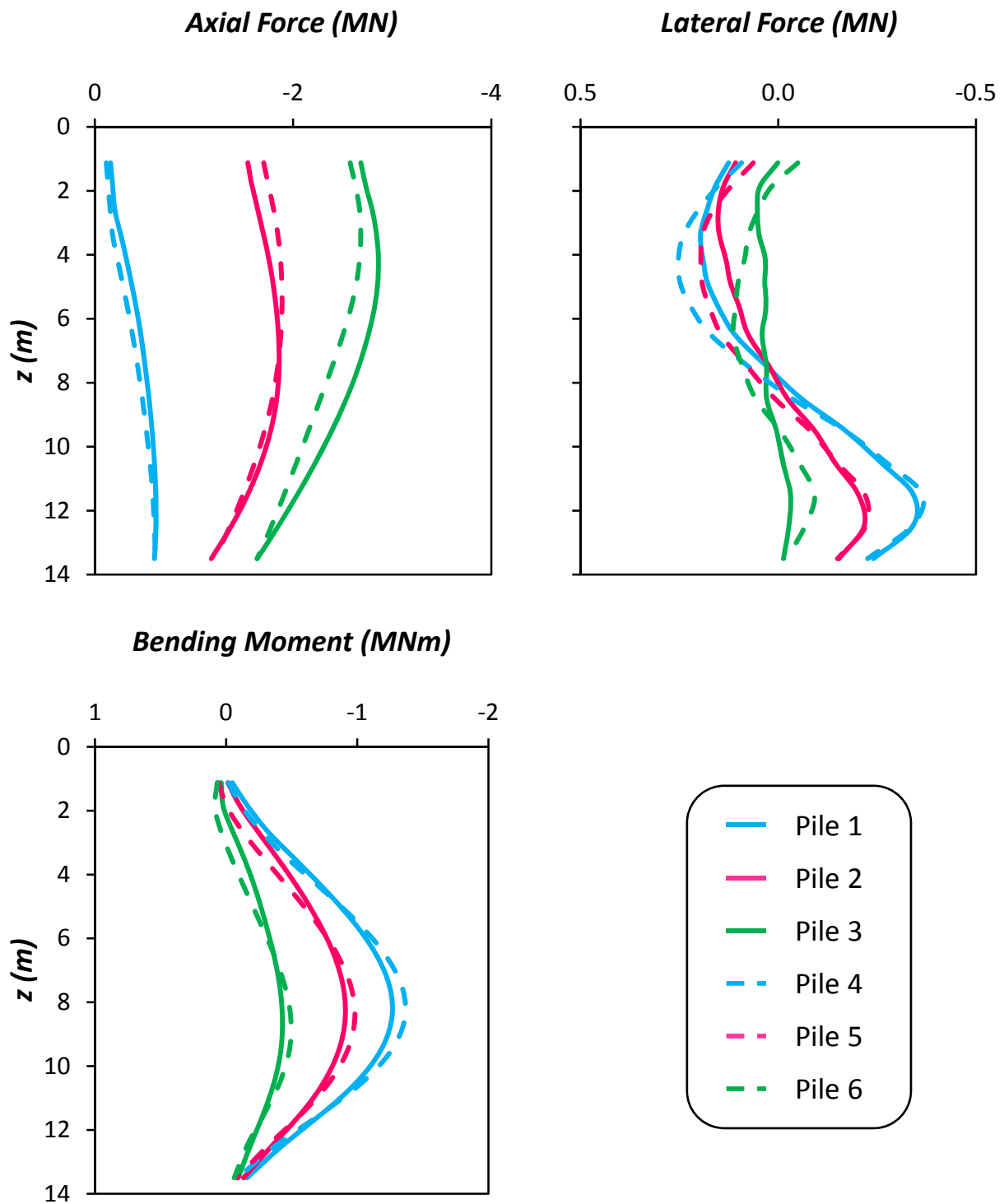
Σχήμα Π.49: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



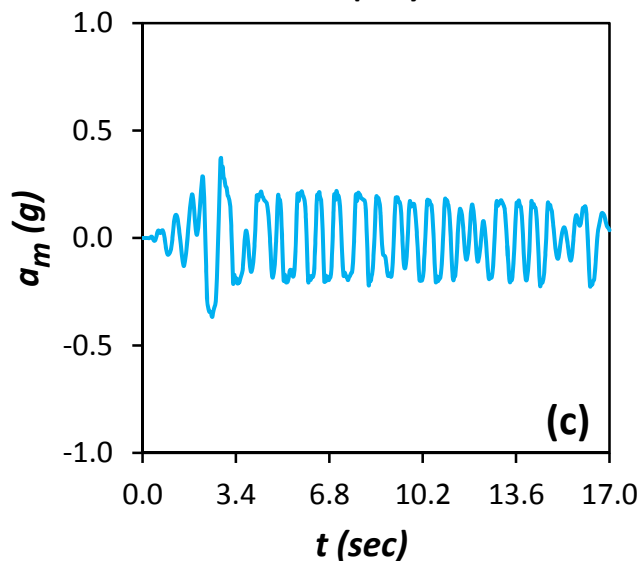
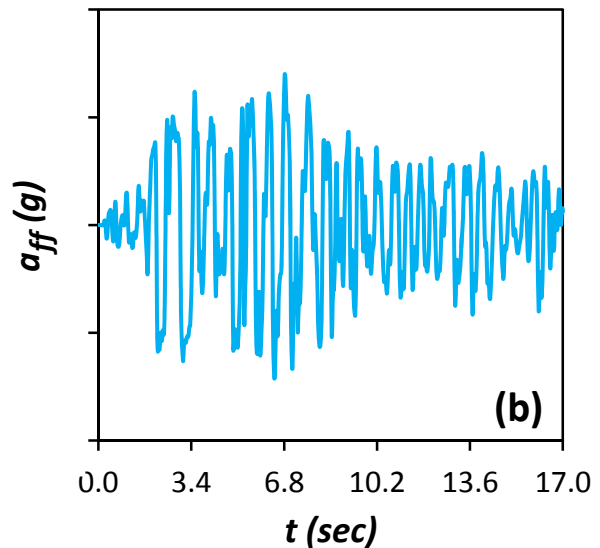
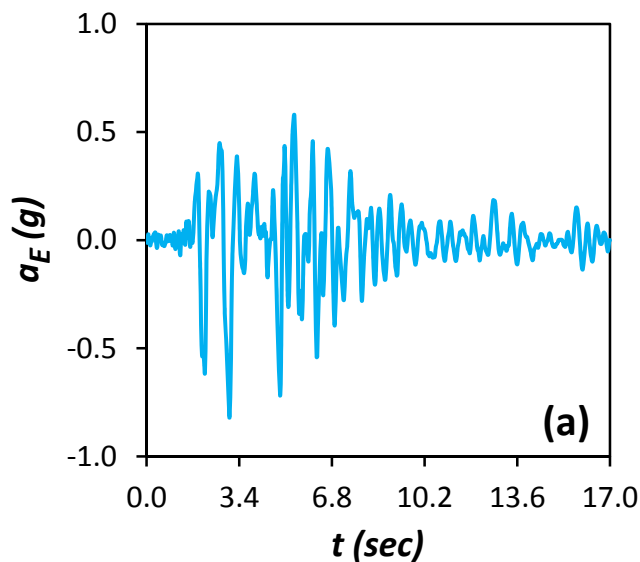
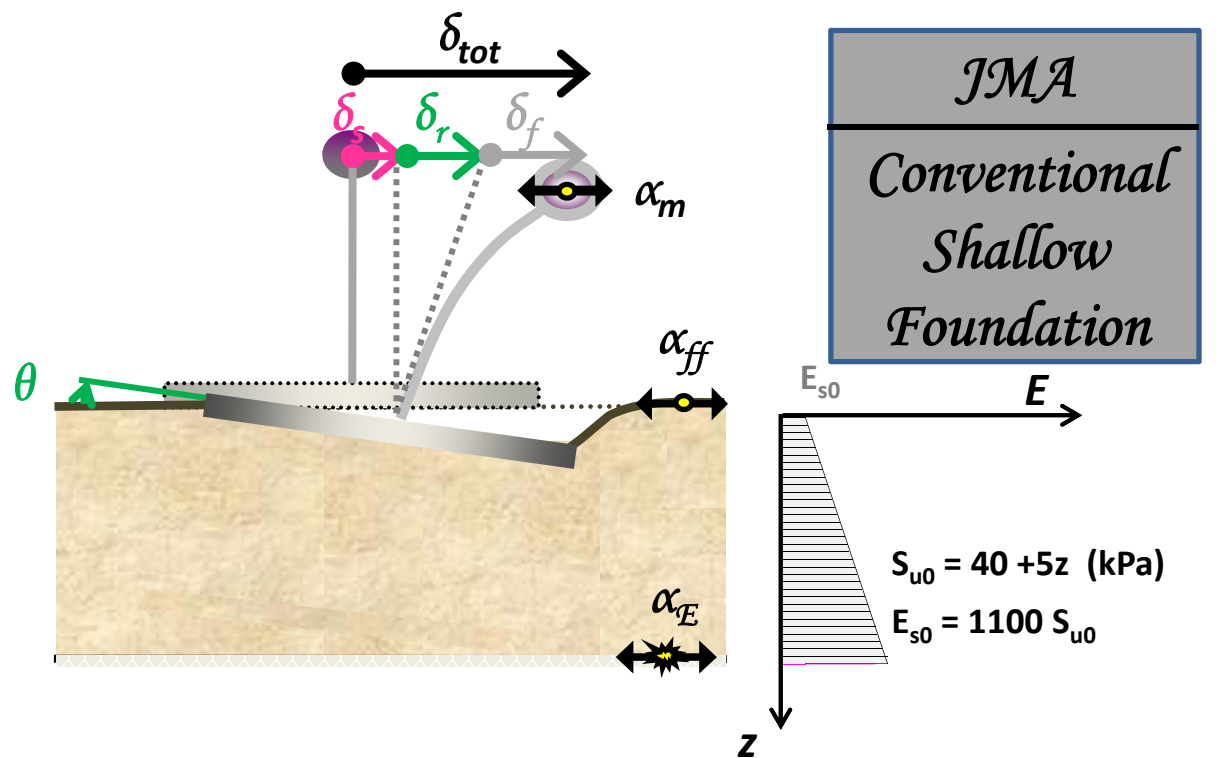
Σχήμα Π.50: (α) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (β) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (γ) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (δ) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



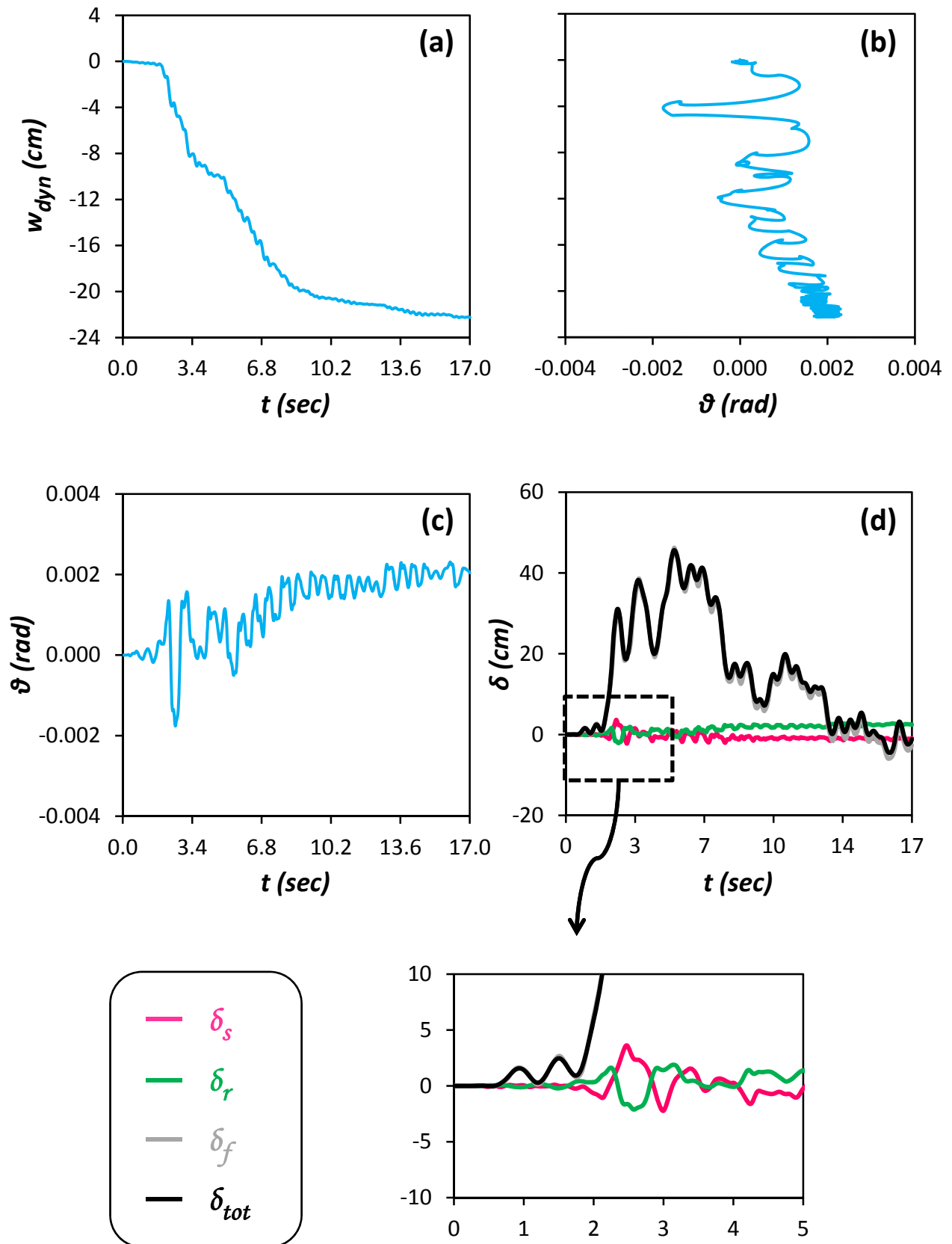
Σχήμα Π.51: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



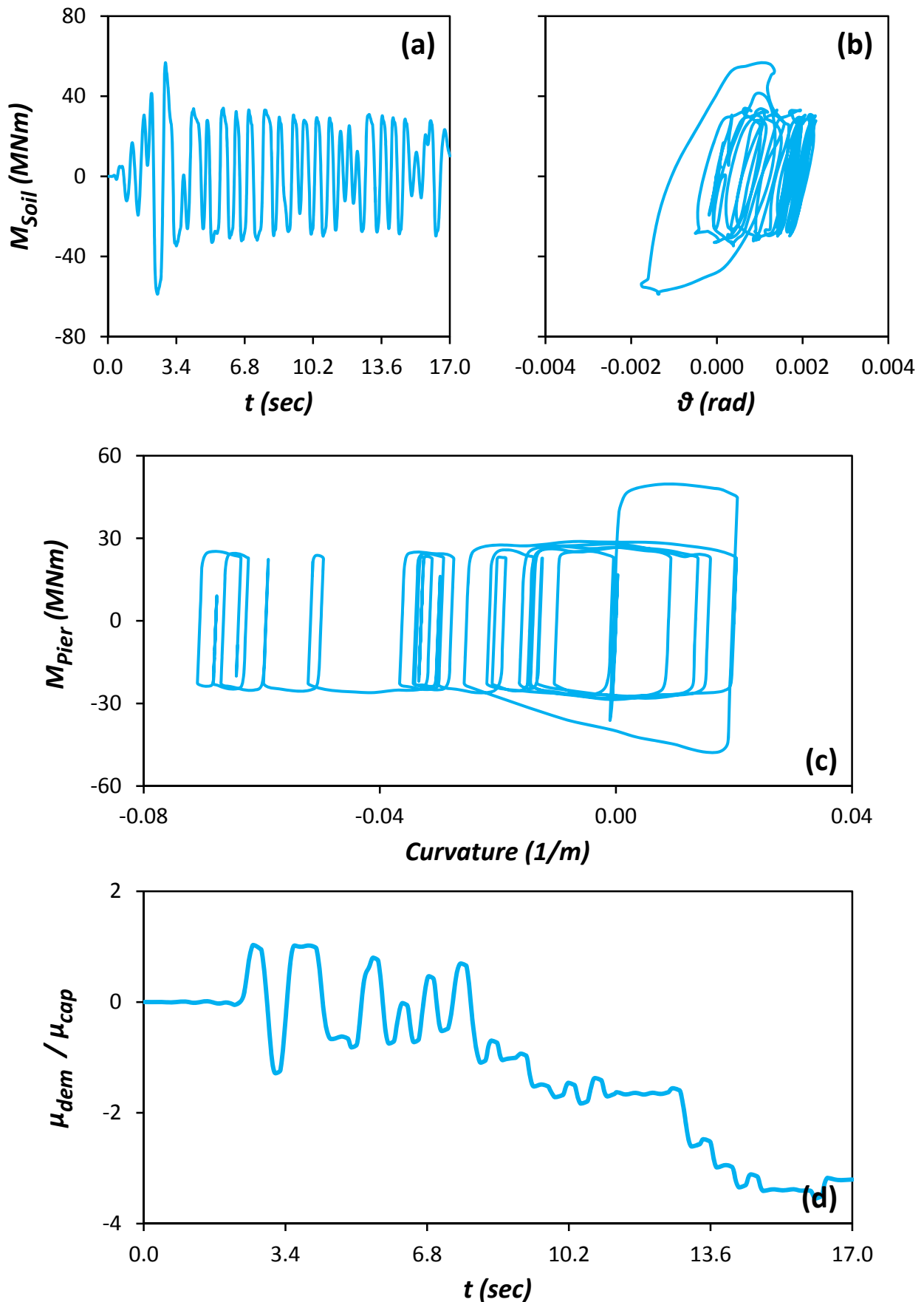
Σχήμα Π.52: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



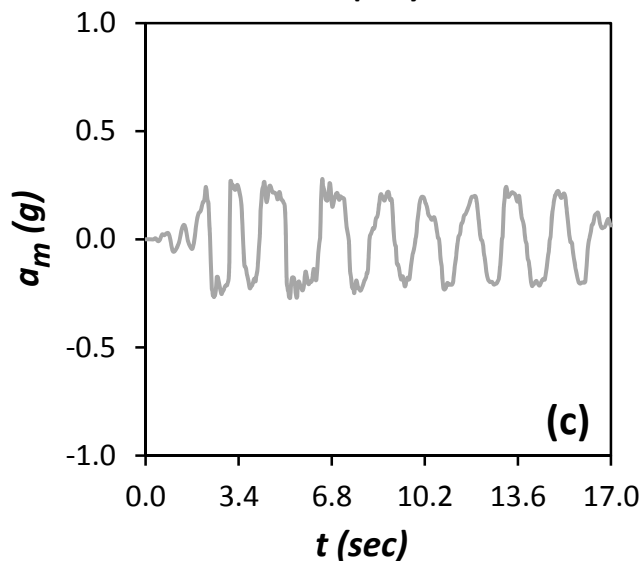
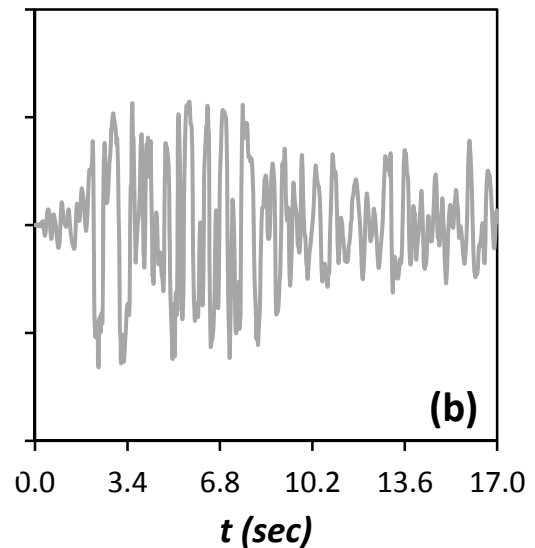
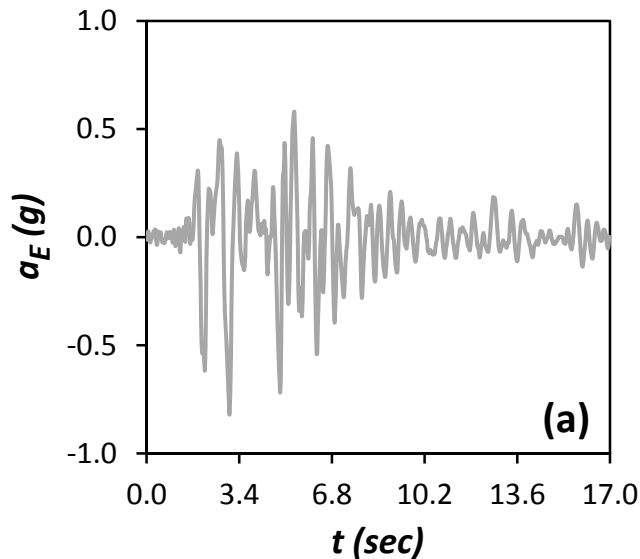
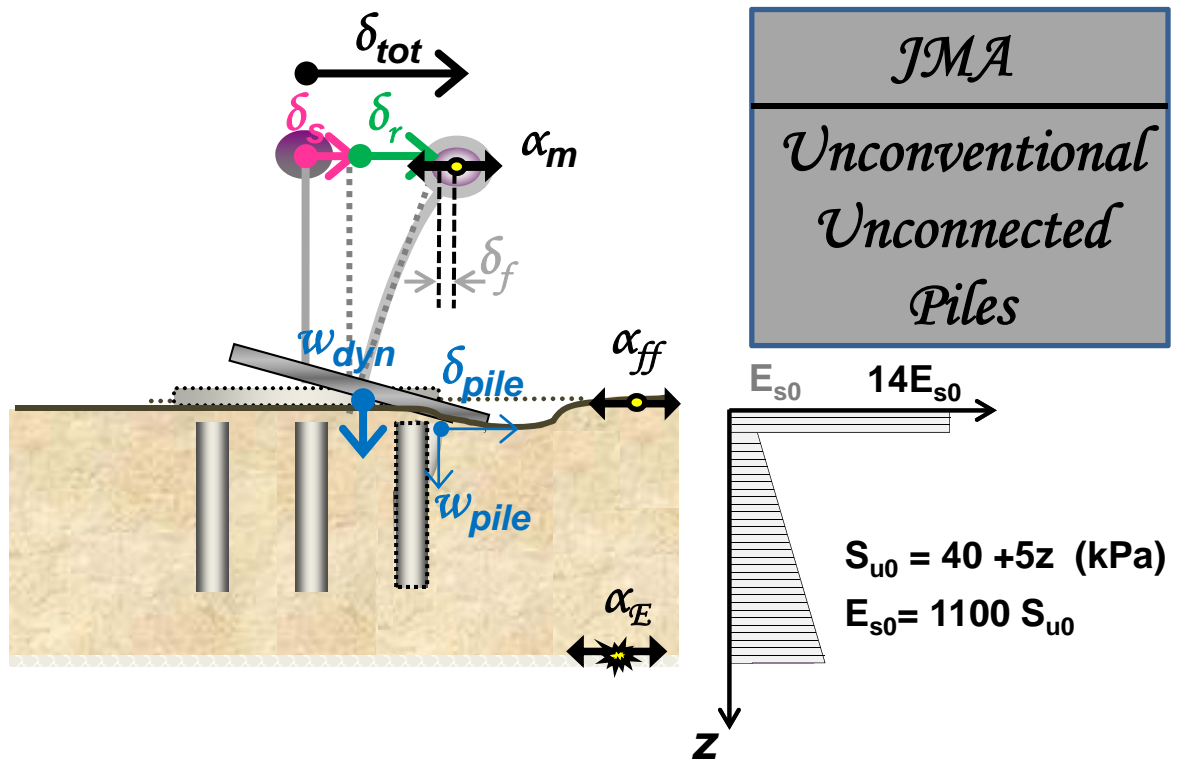
Σχήμα Π.53: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



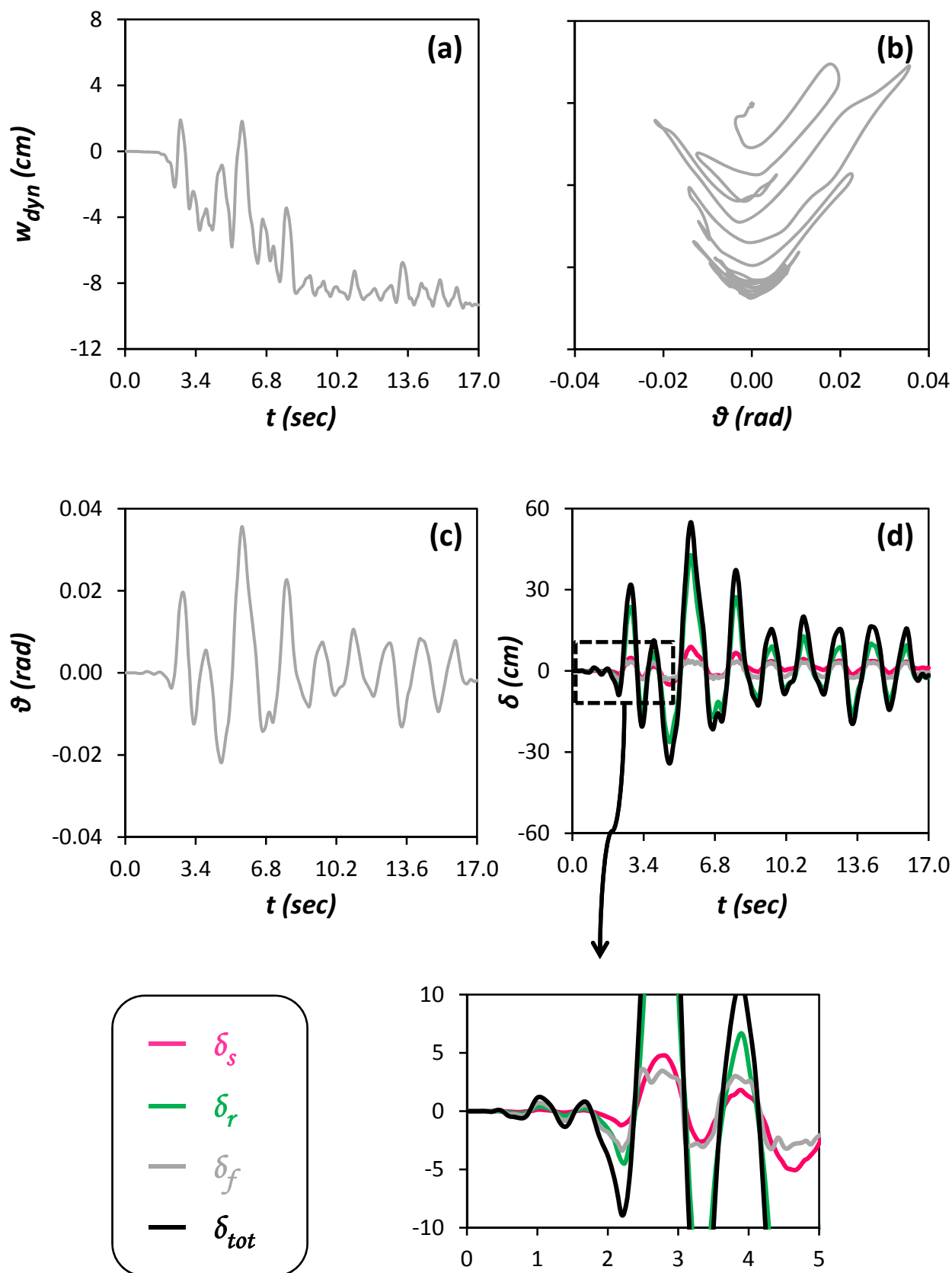
Σχήμα Π.54: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



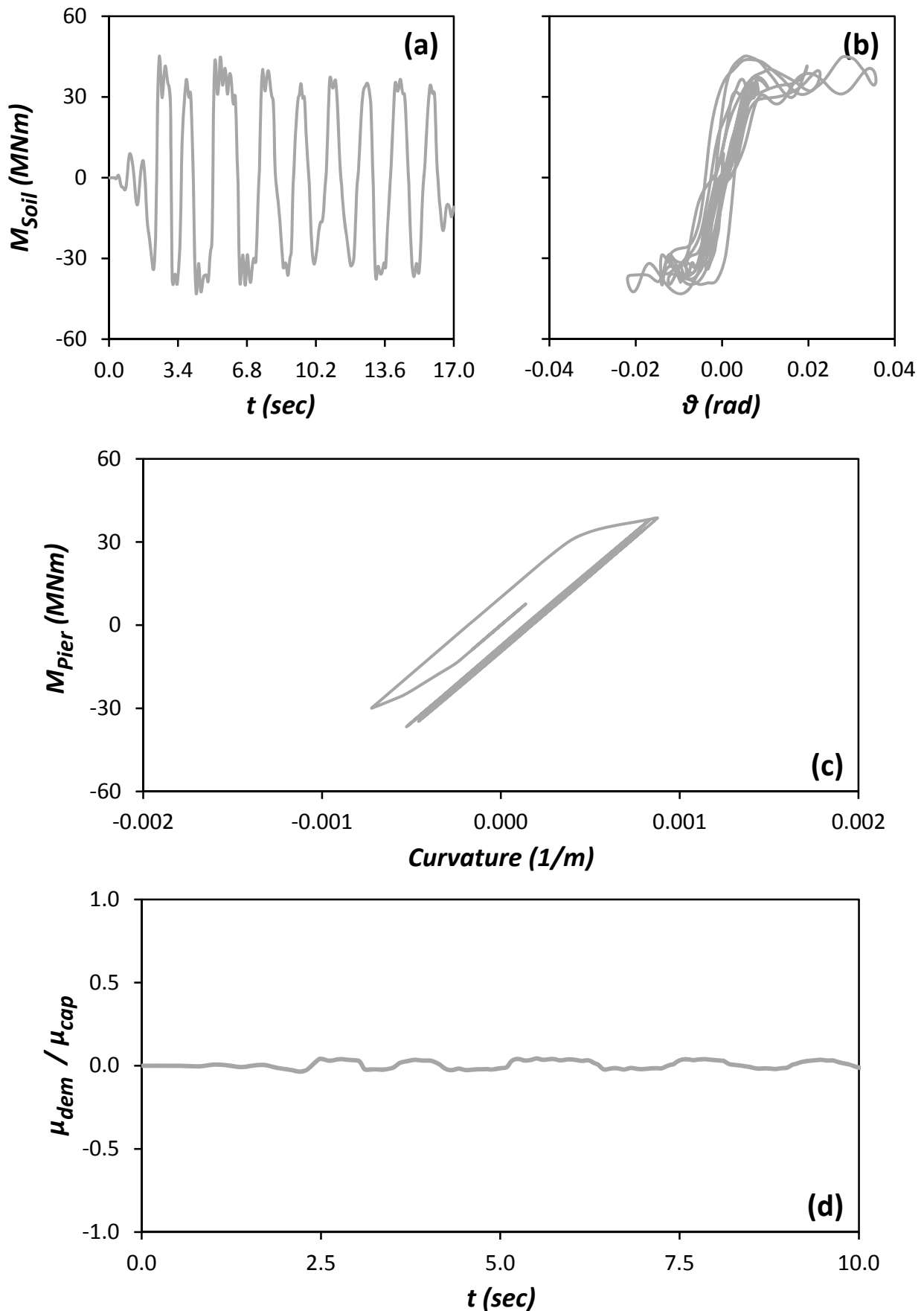
Σχήμα Π.55: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



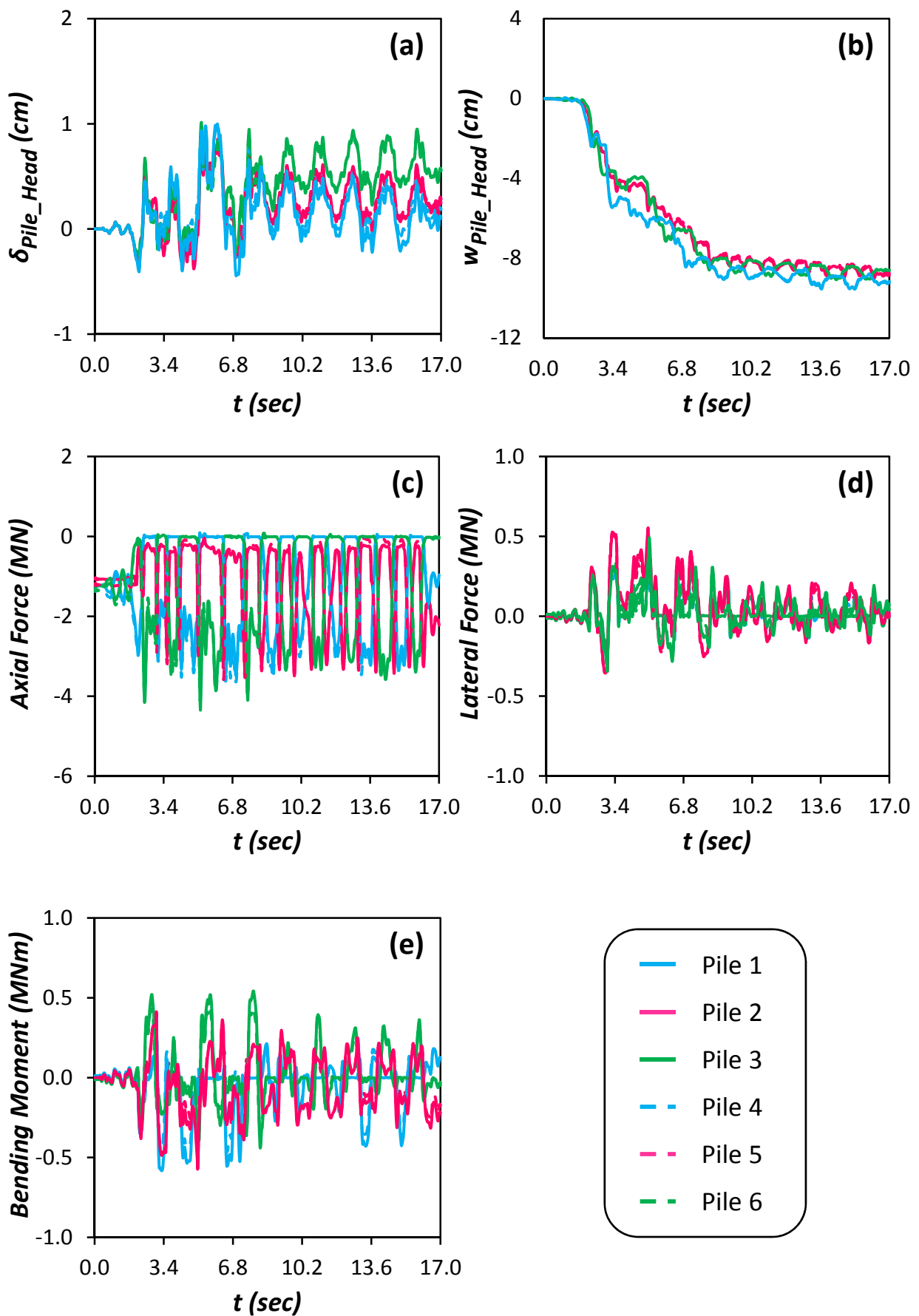
Σχήμα Π.56: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



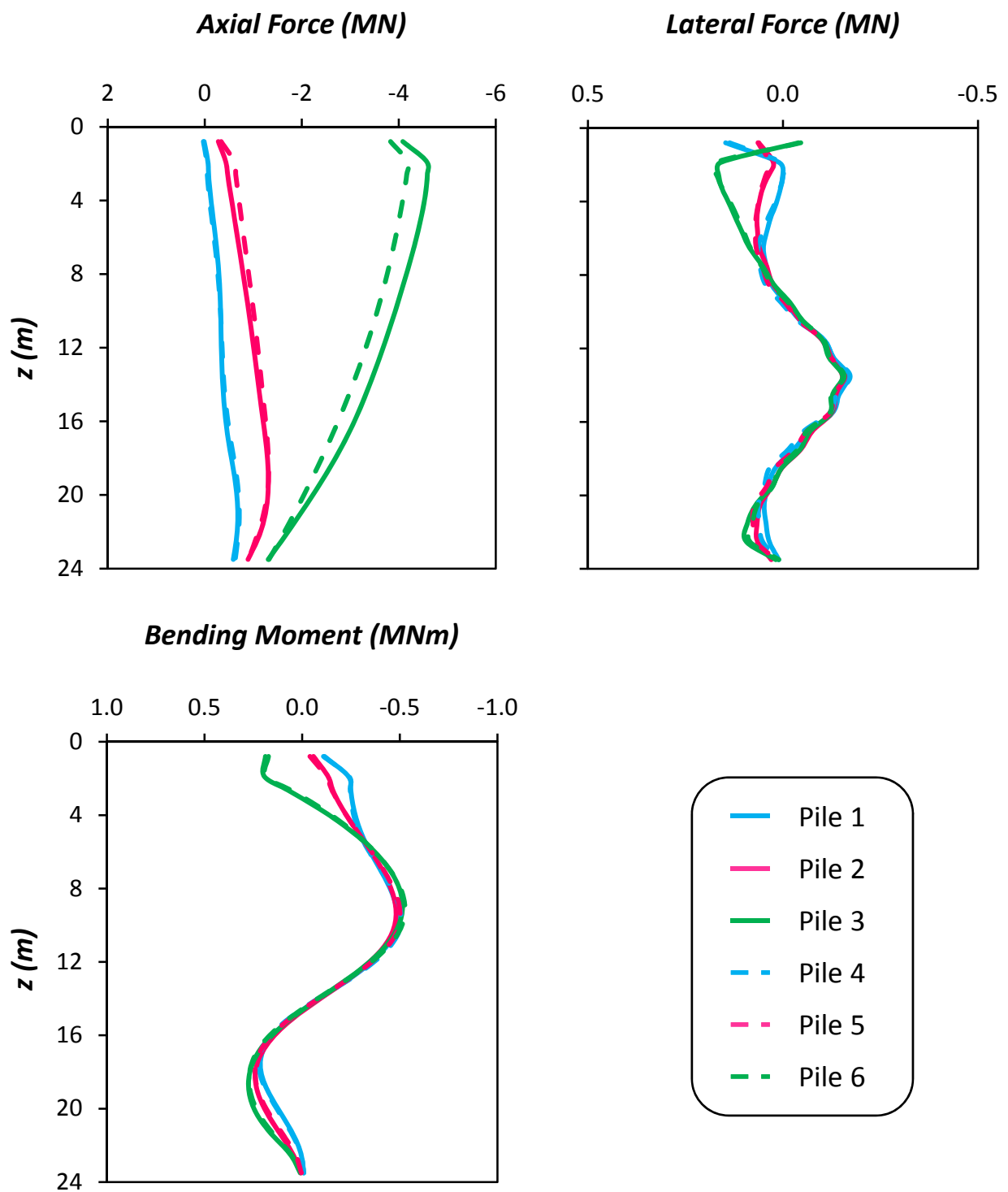
Σχήμα Π.57: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



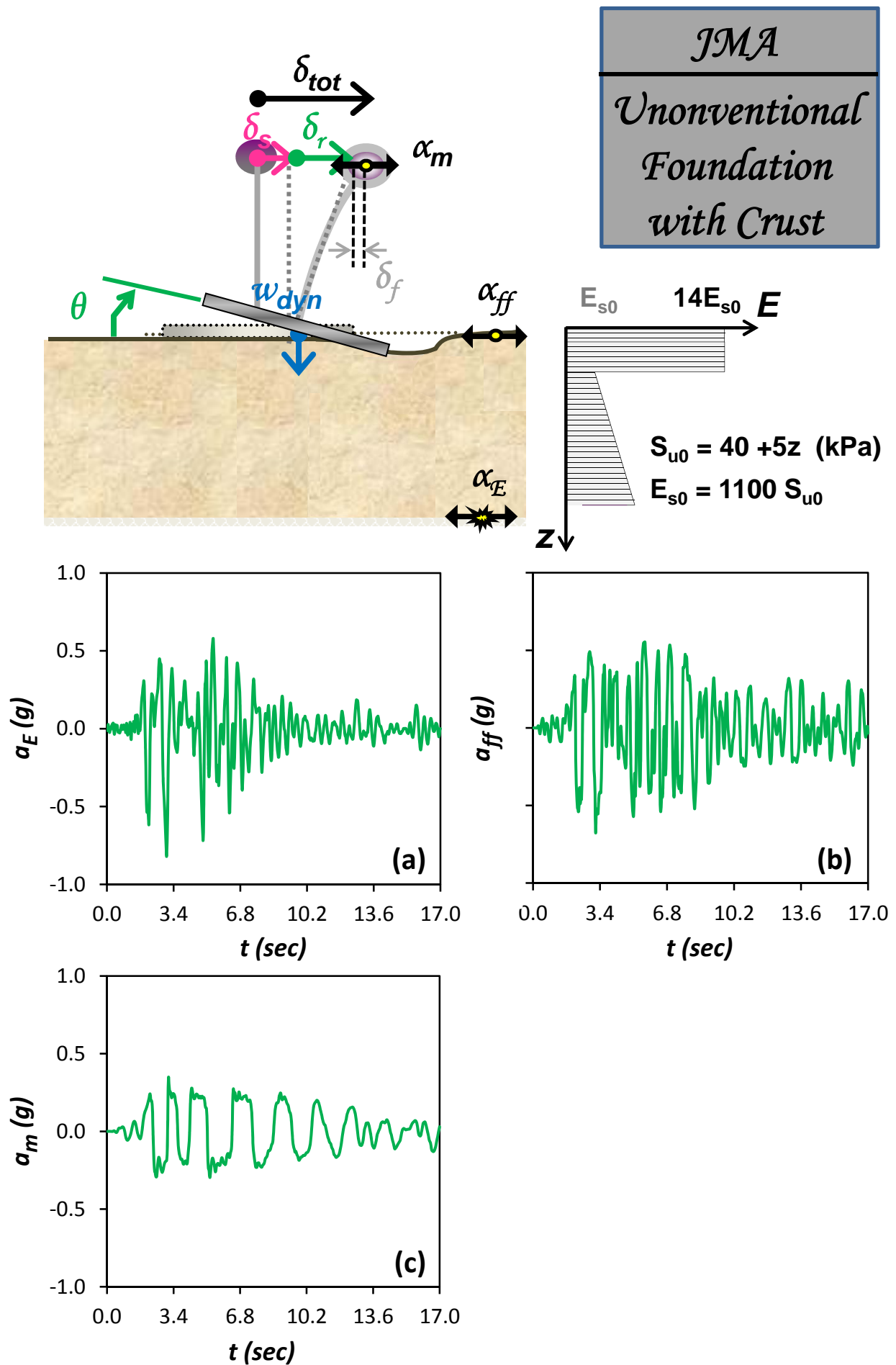
Σχήμα Π.58: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



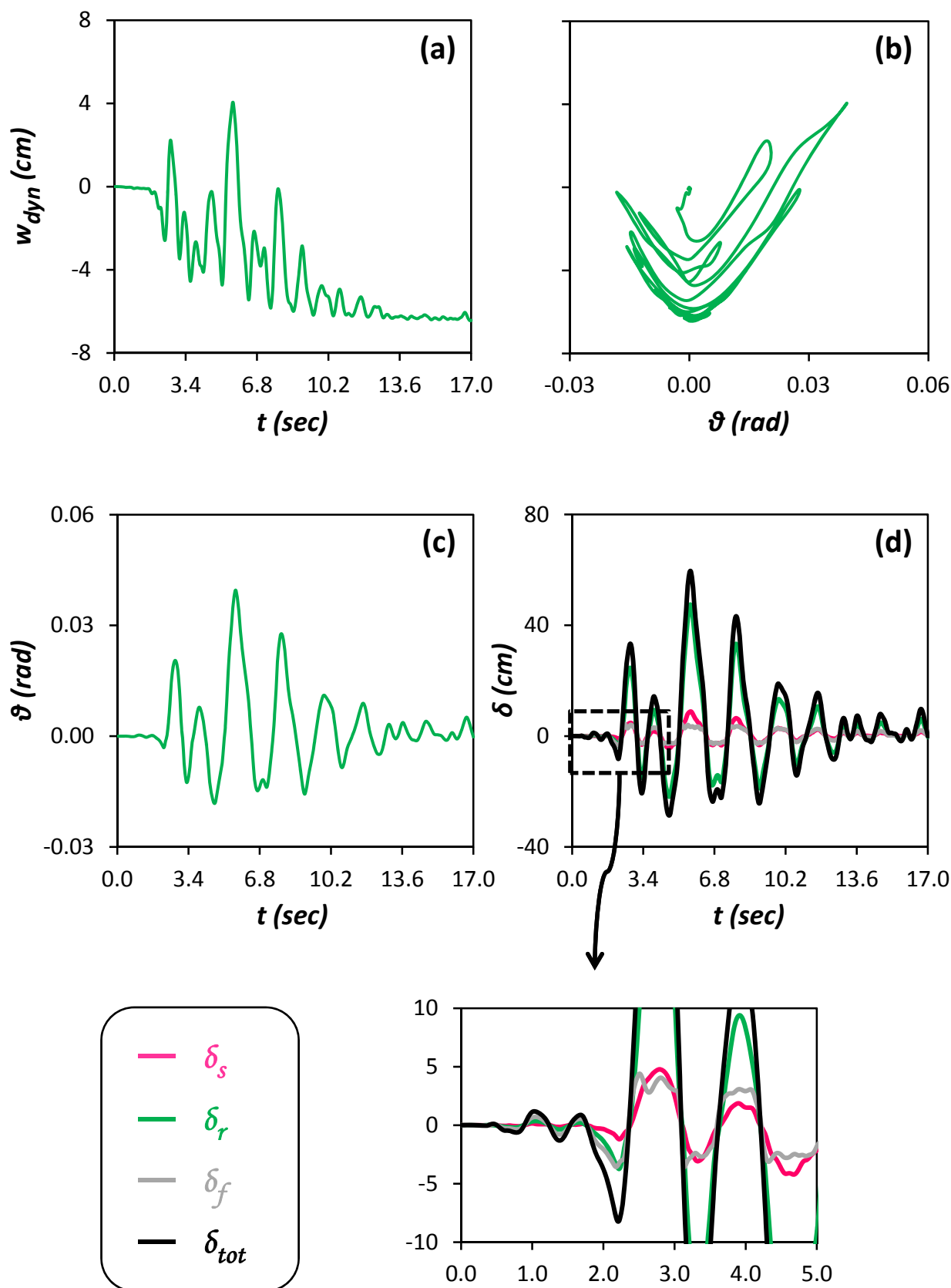
Σχήμα Π.59: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



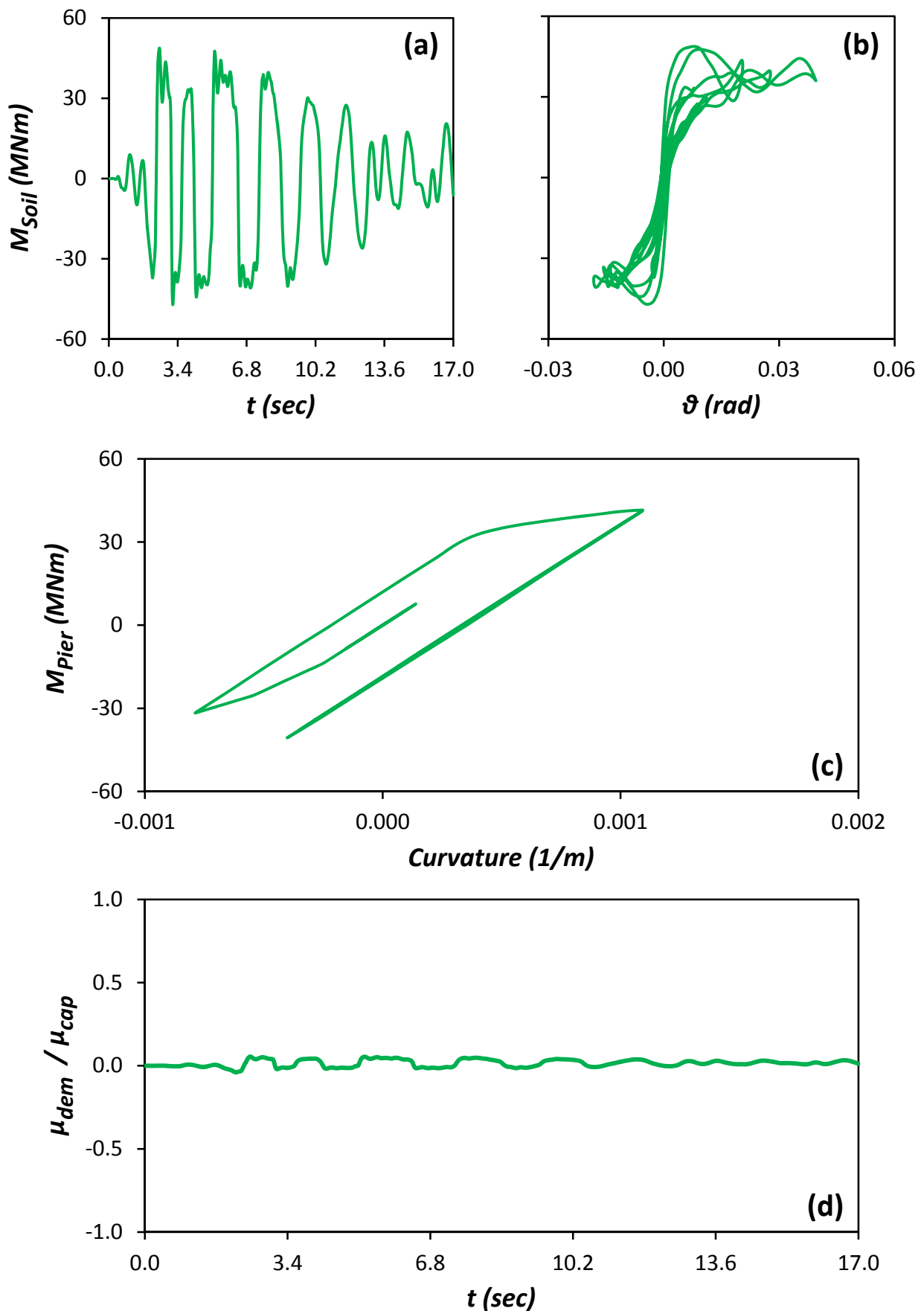
Σχήμα Π.60: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



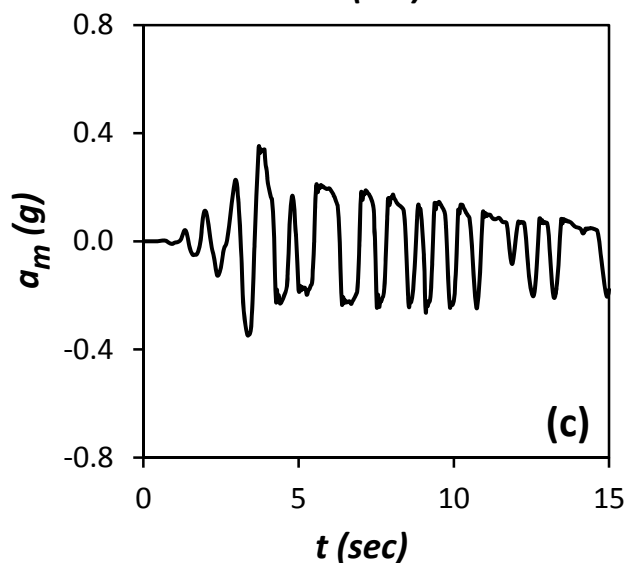
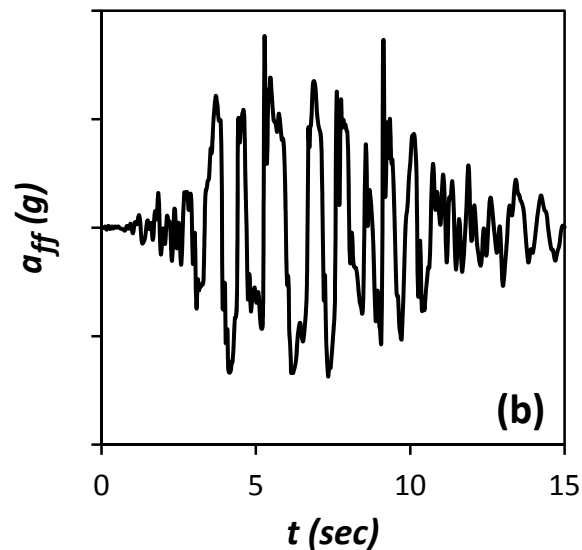
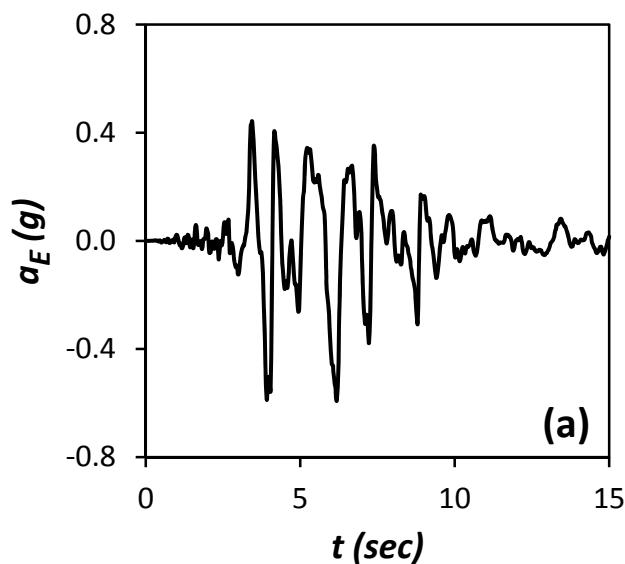
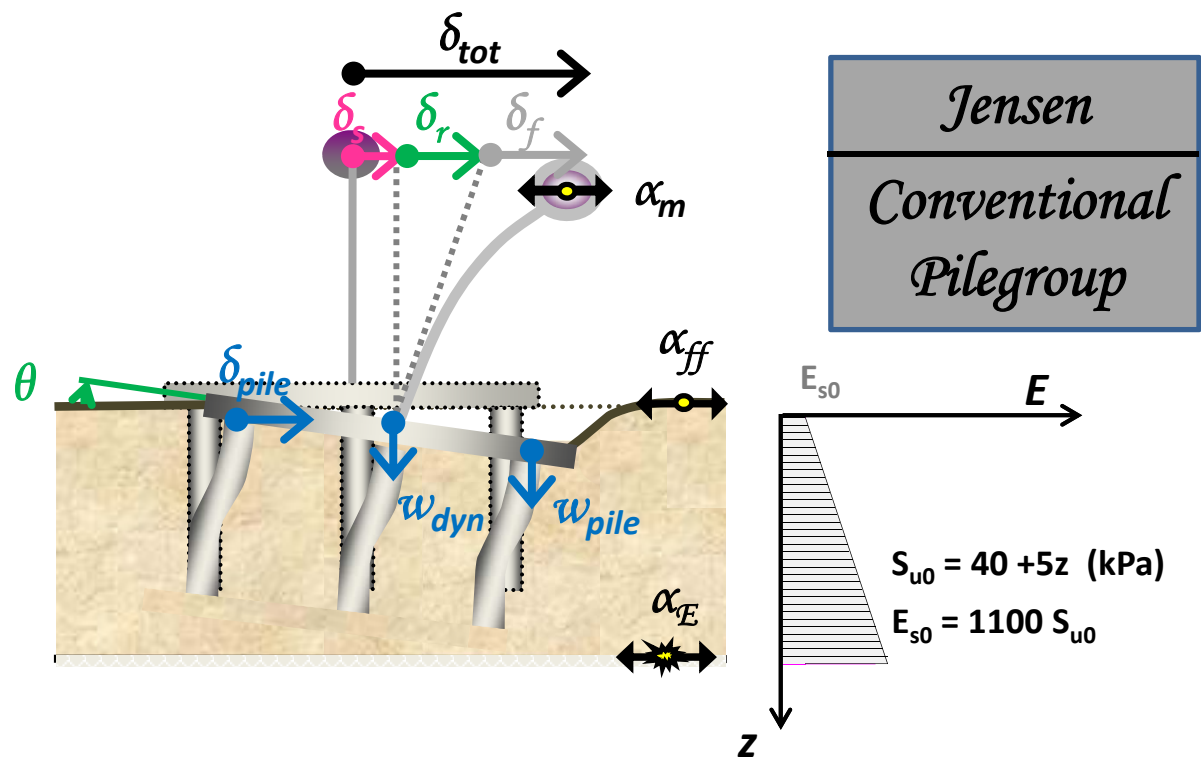
Σχήμα Π.61: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



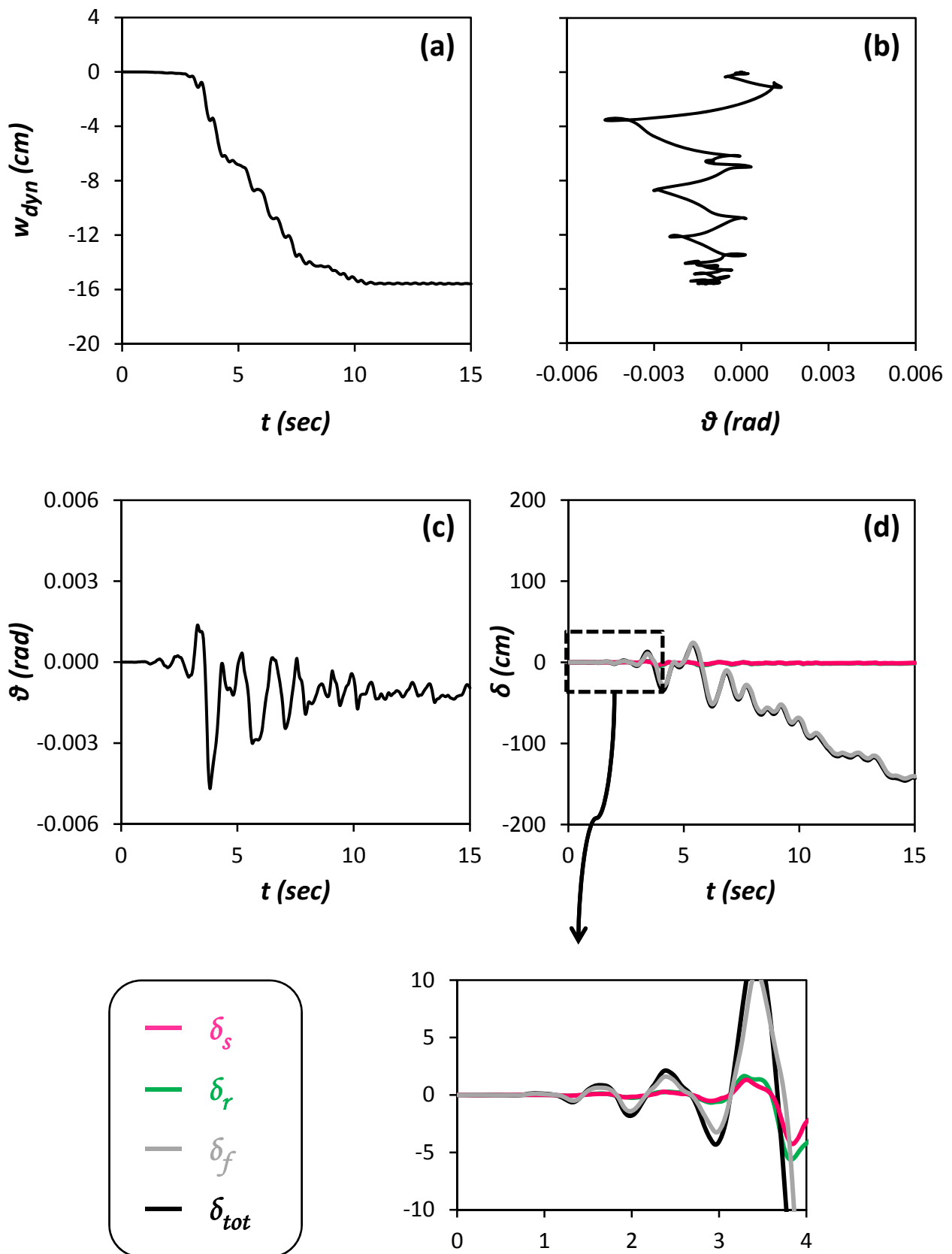
Σχήμα Π.62: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



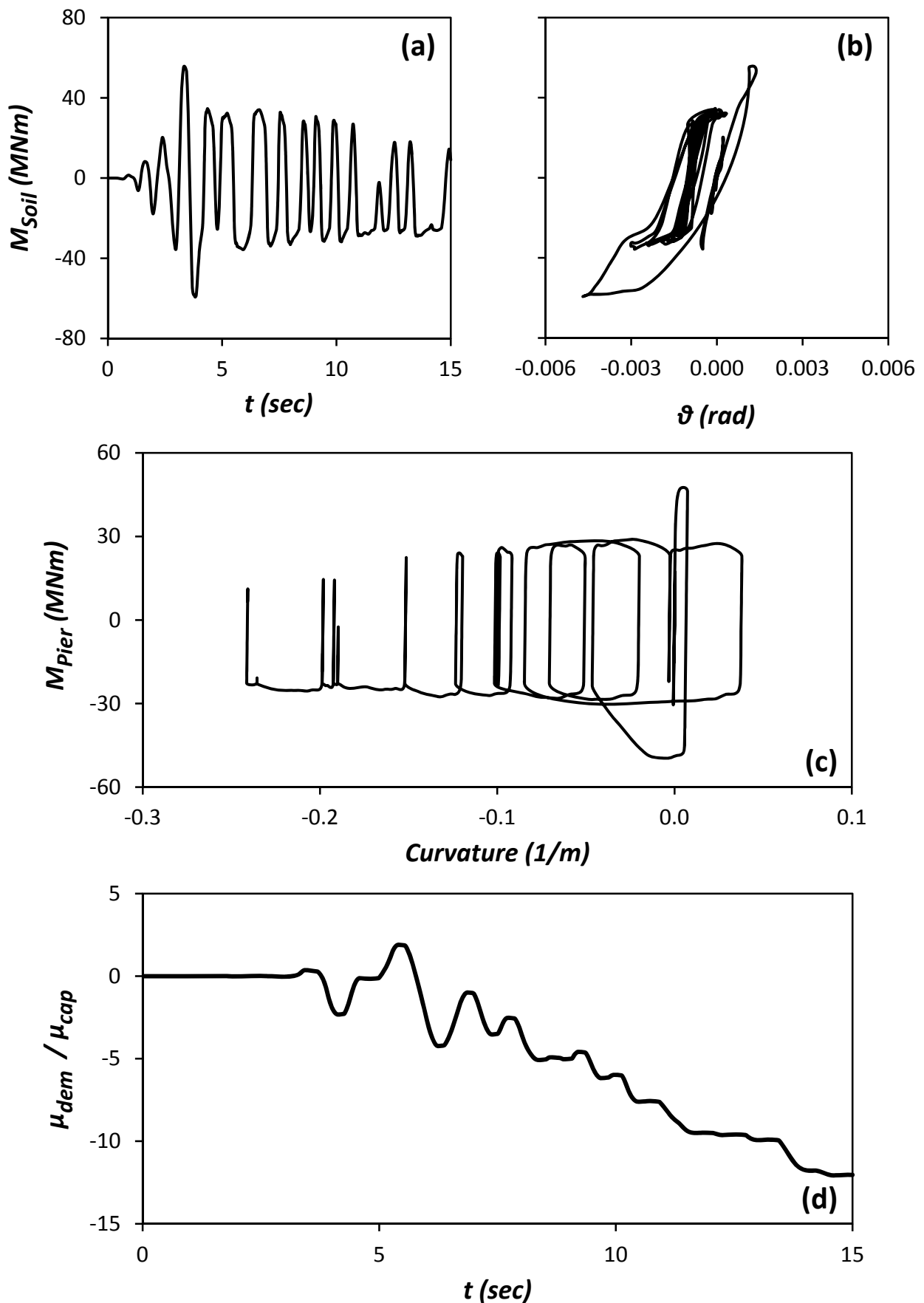
Σχήμα Π.63: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή JMA – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



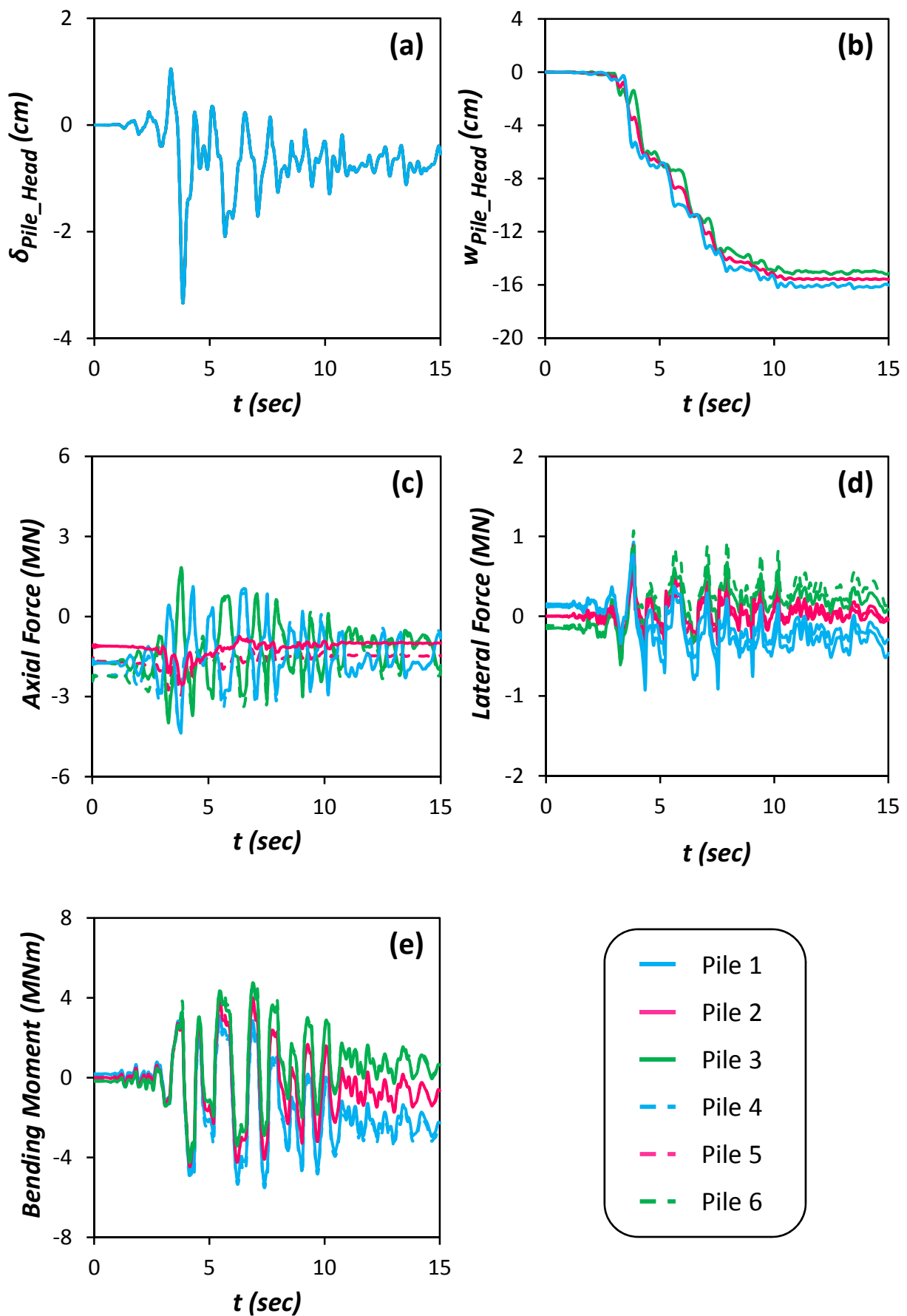
Σχήμα Π.64: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



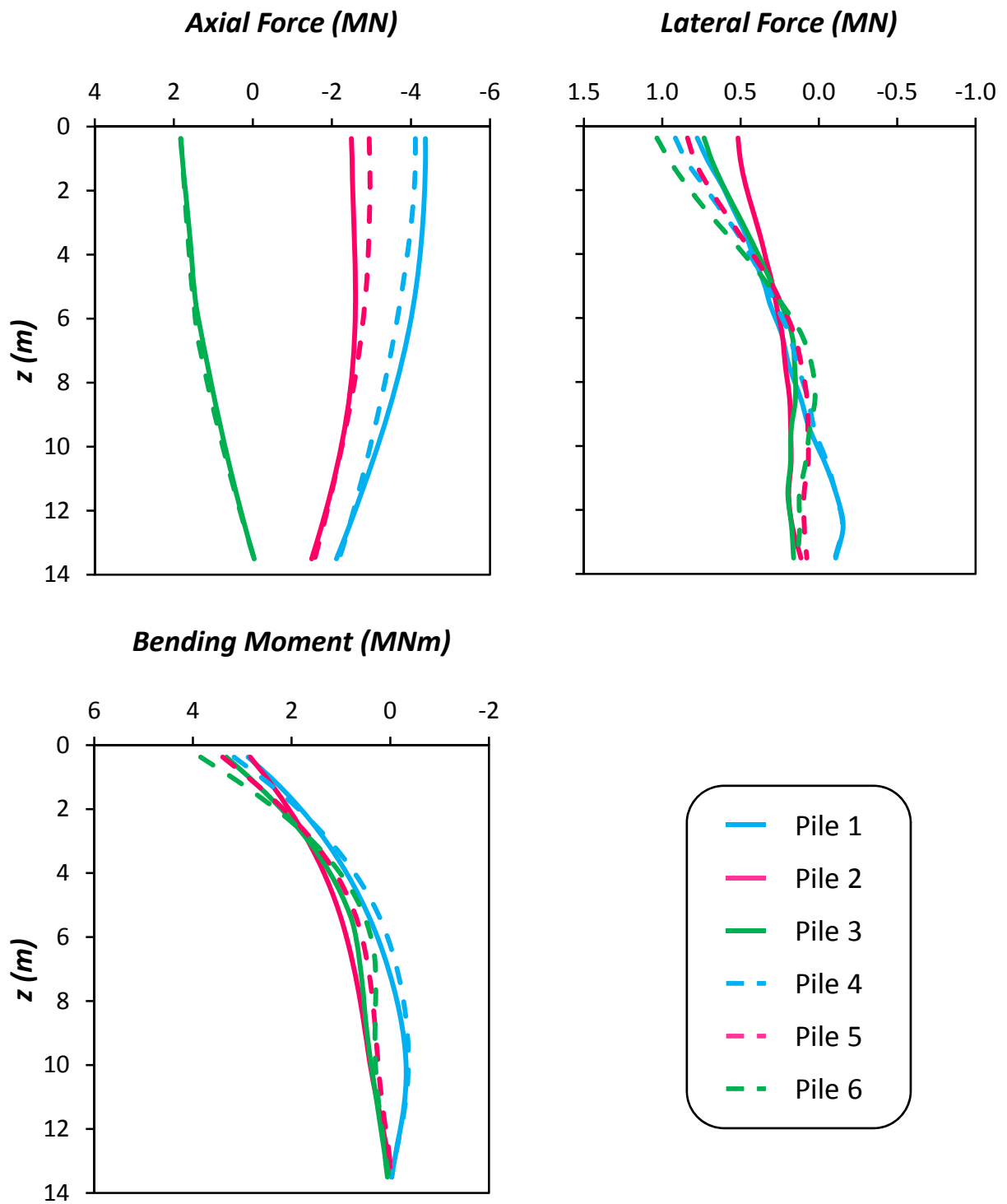
Σχήμα Π.65: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



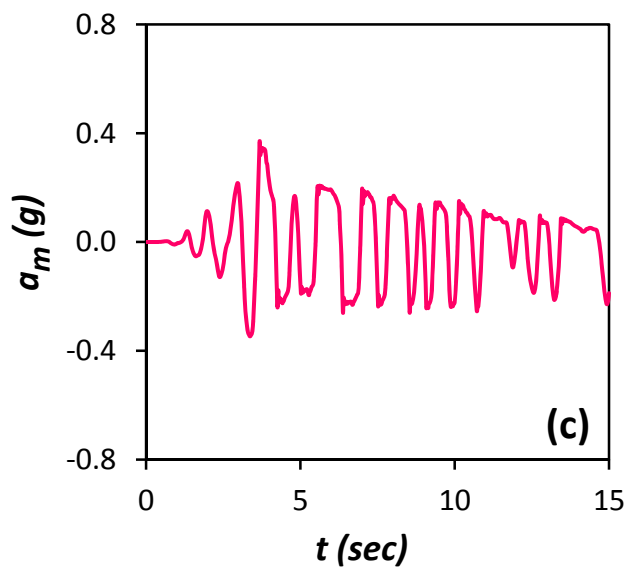
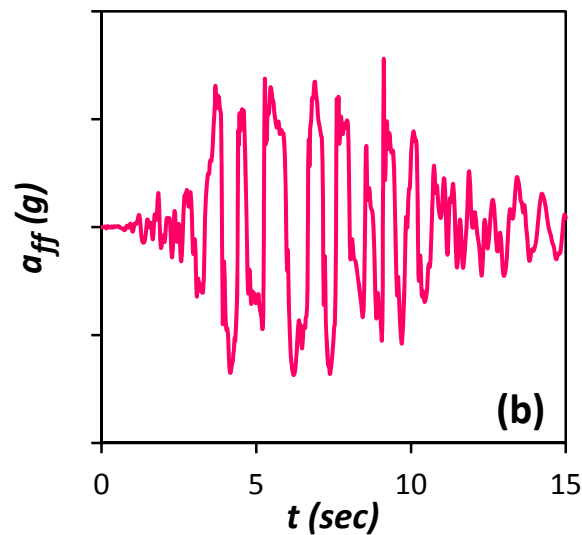
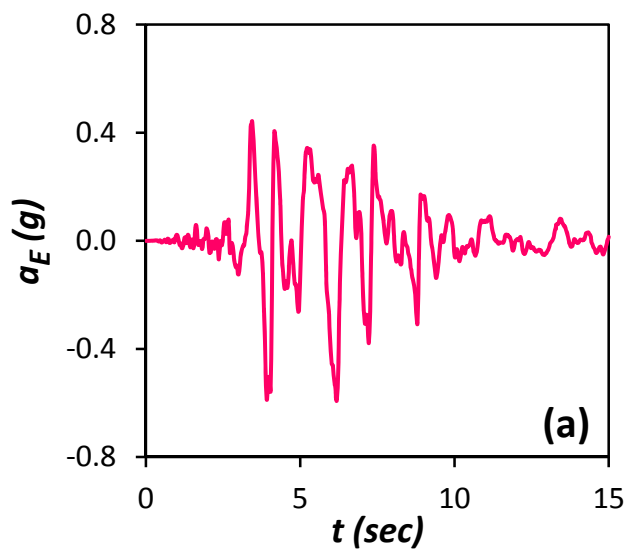
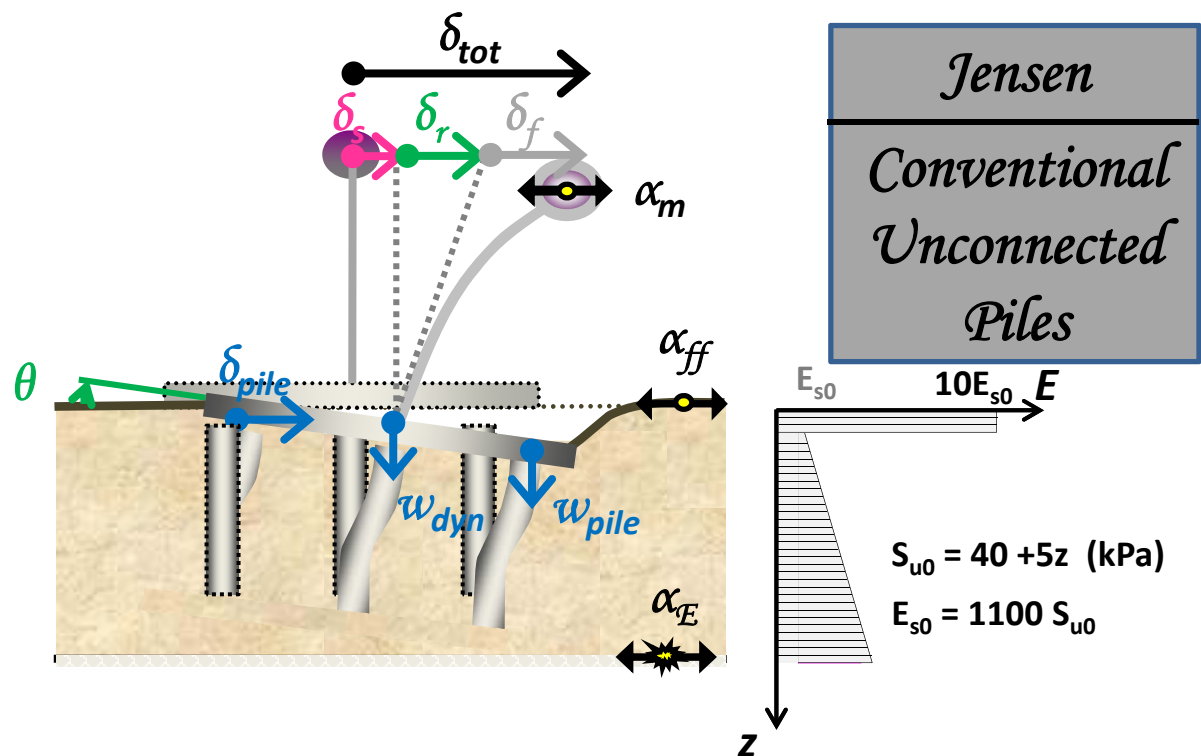
Σχήμα Π.66: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



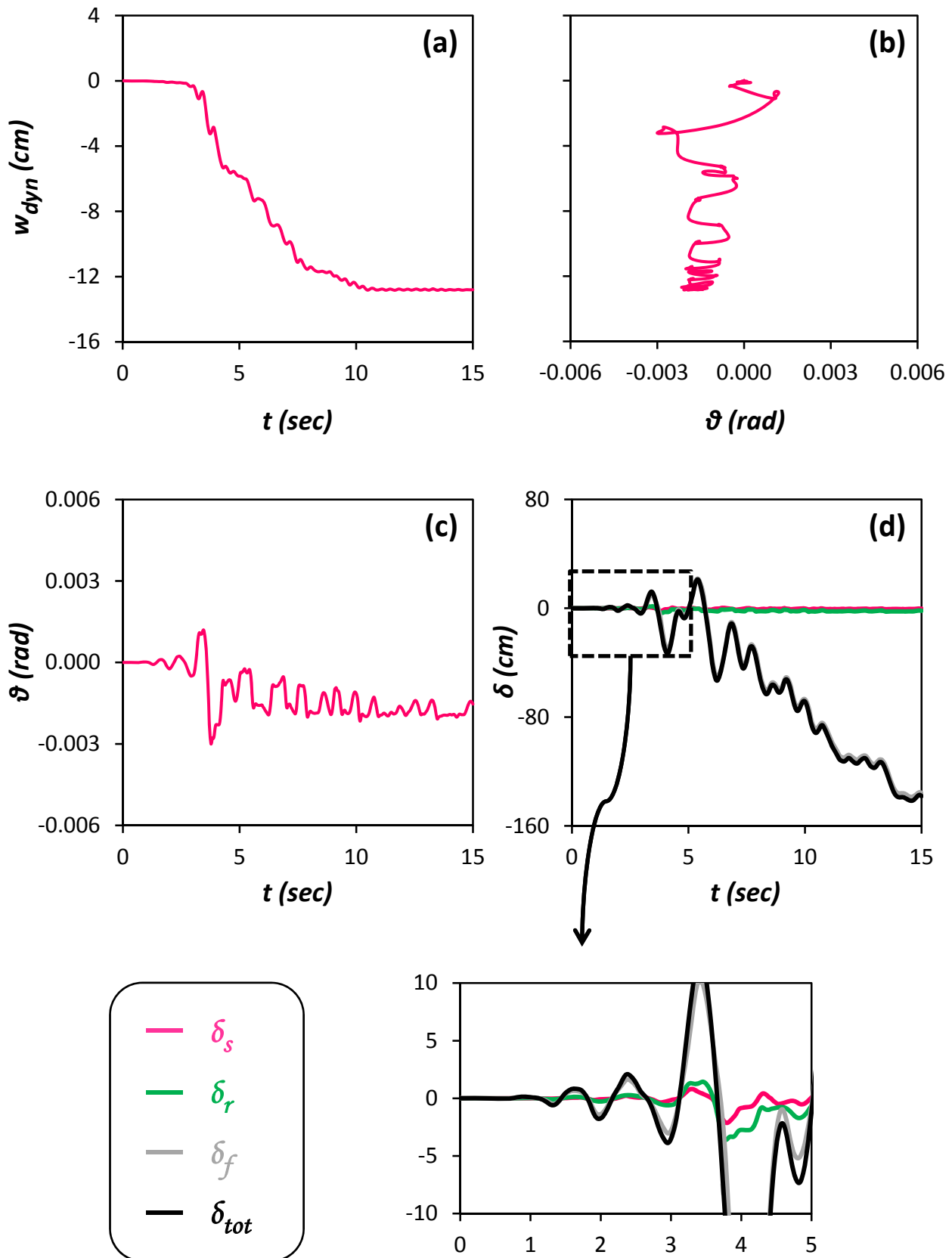
Σχήμα Π.67: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



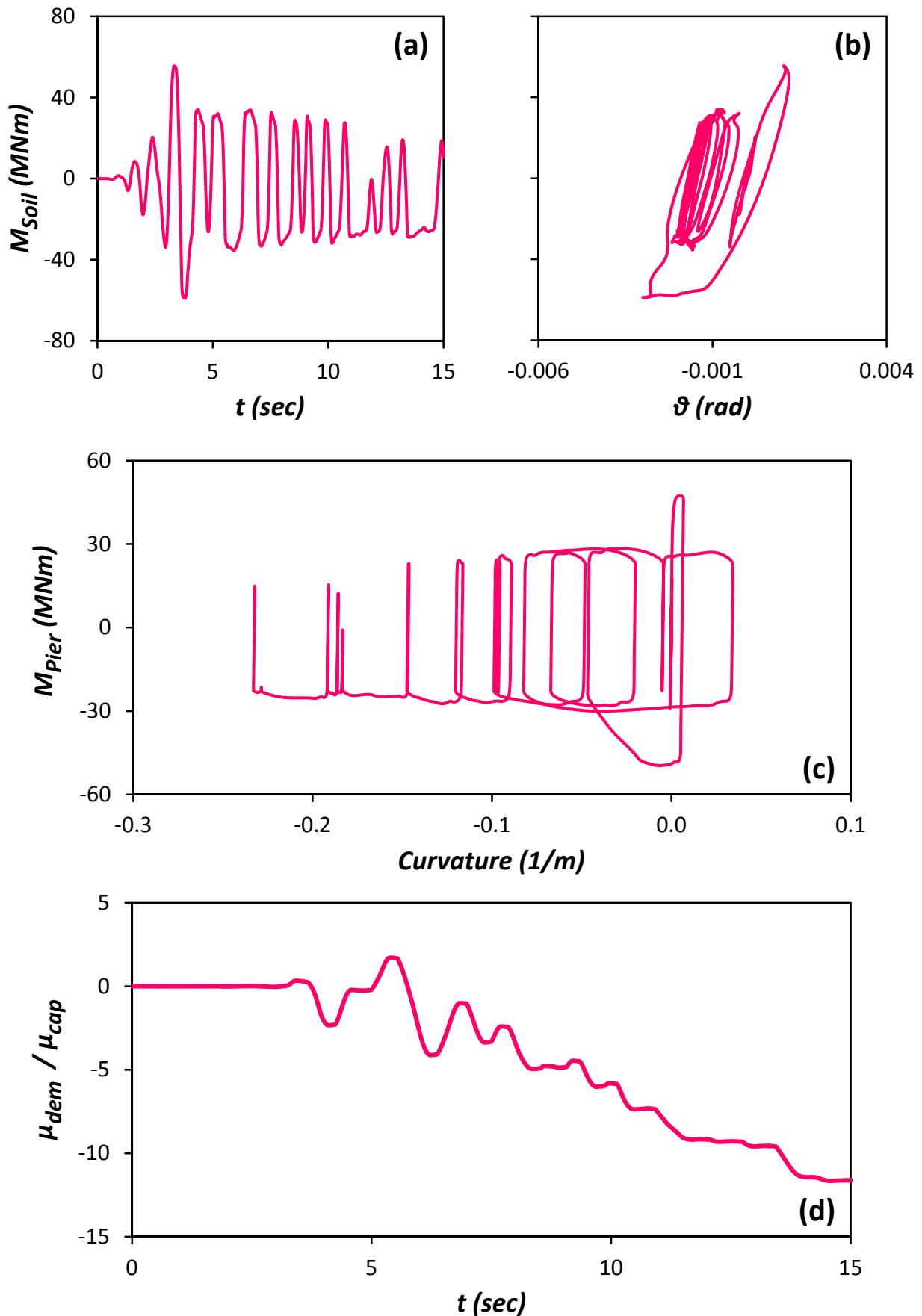
Σχήμα Π.68: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



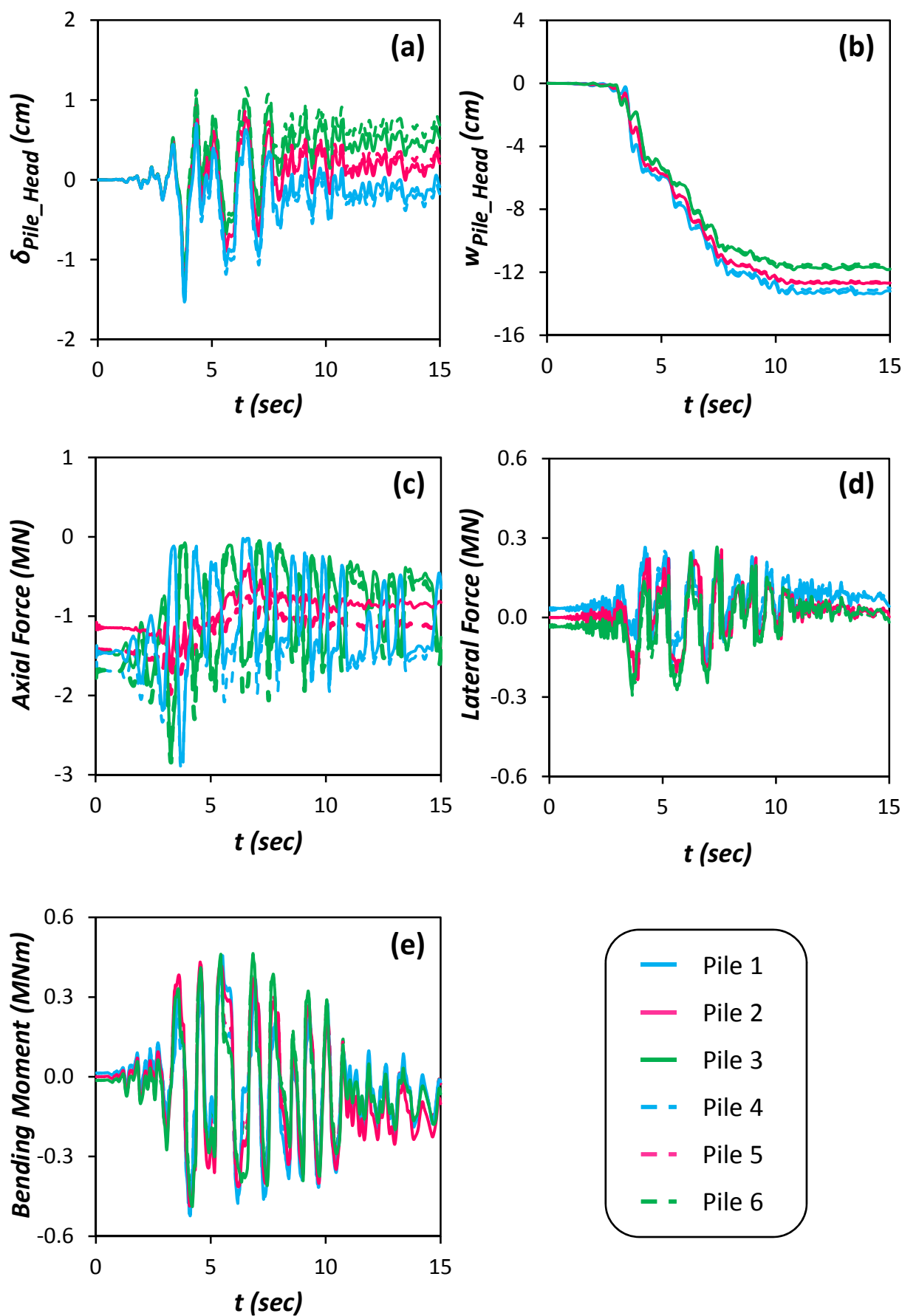
Σχήμα Π.69: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



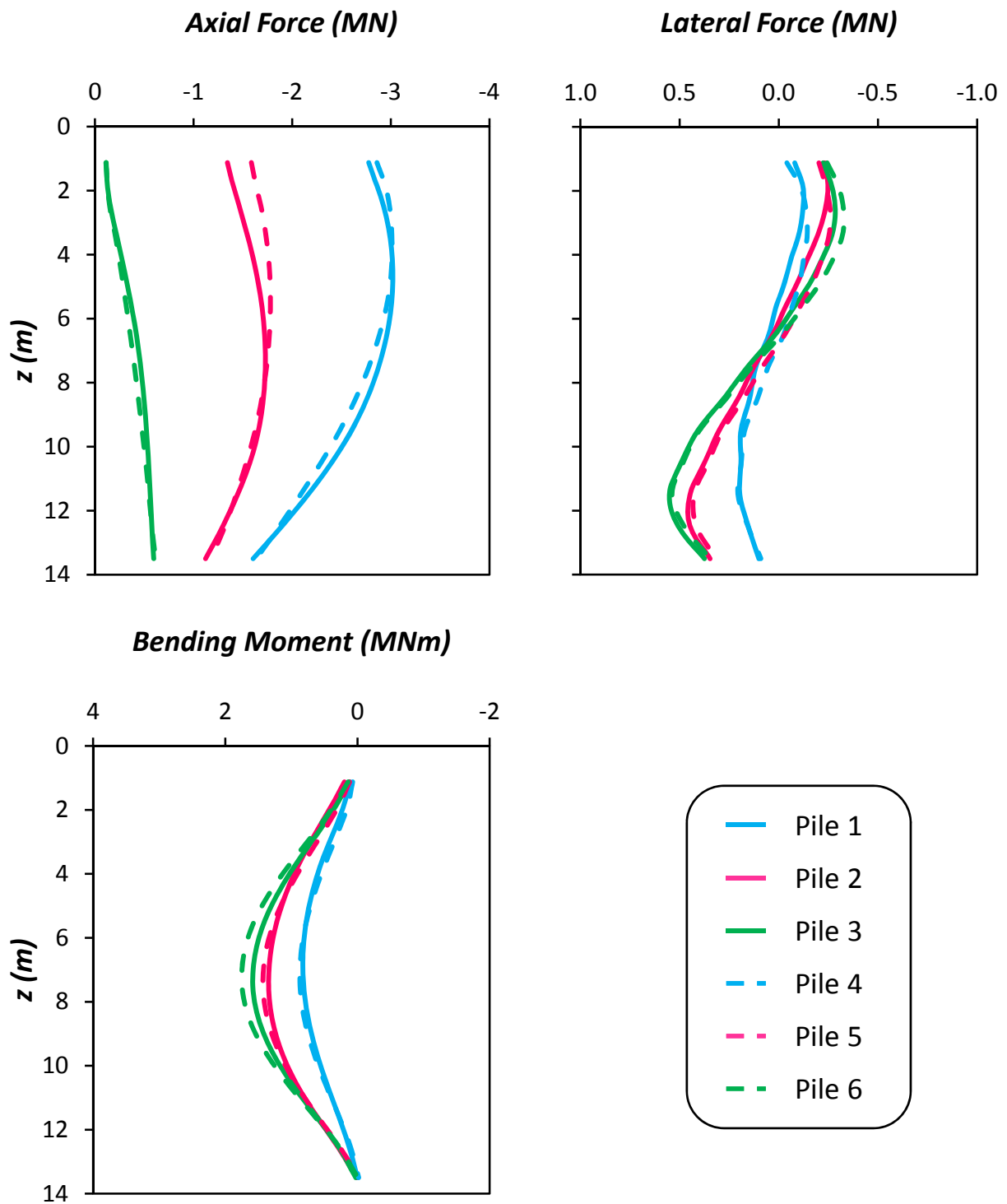
Σχήμα Π.70: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



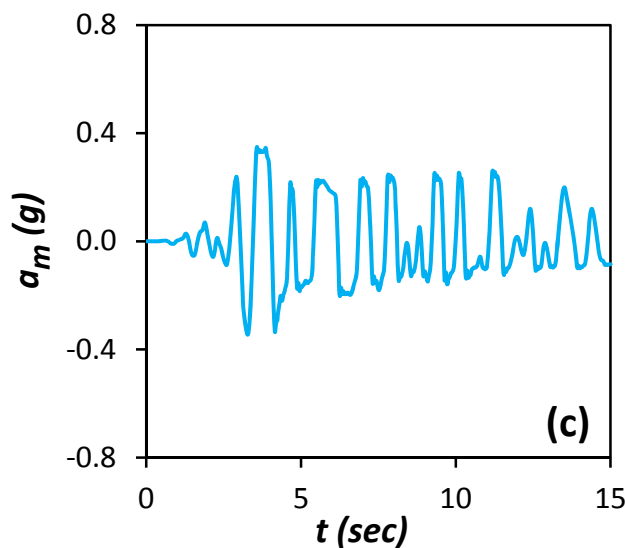
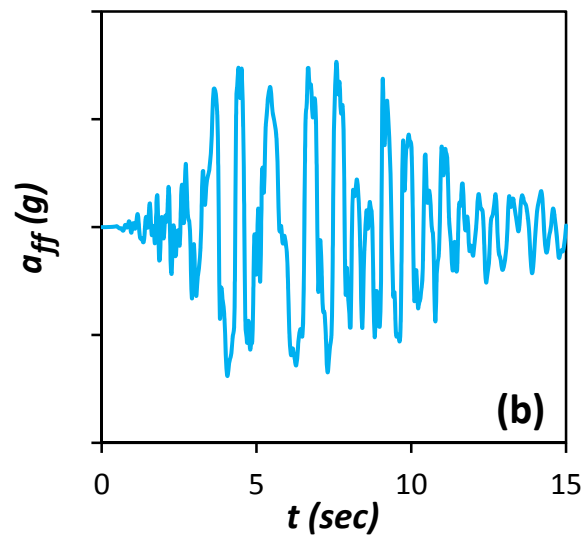
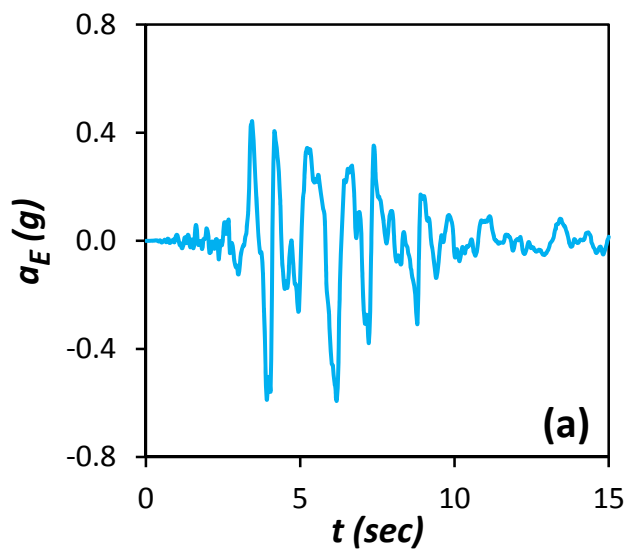
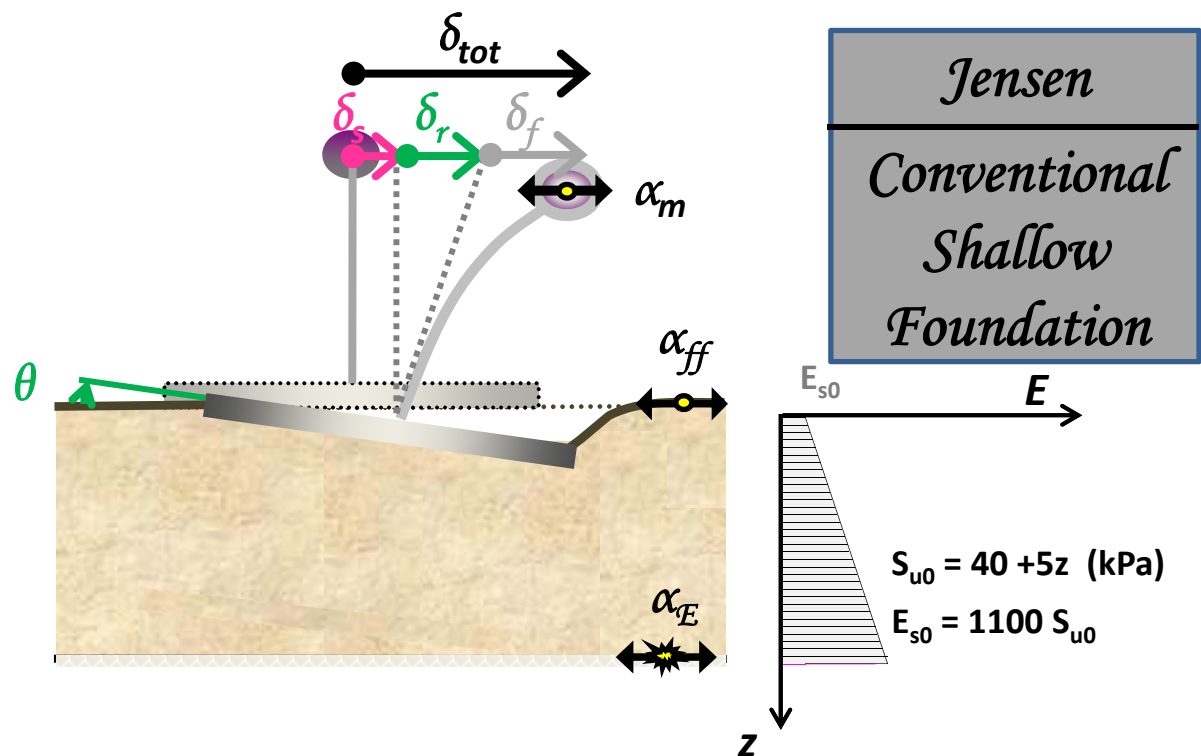
Σχήμα Π.71: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



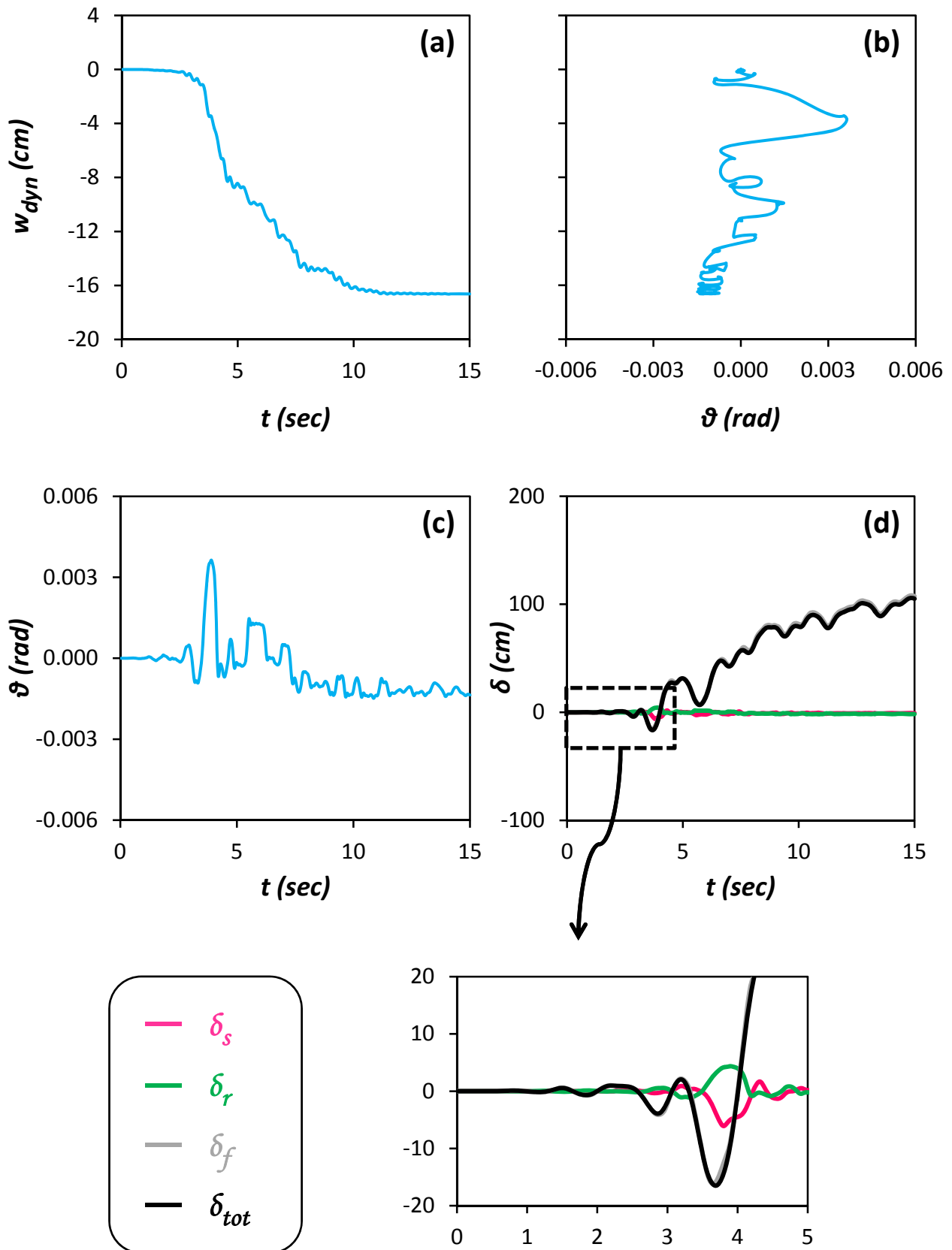
Σχήμα Π.72: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



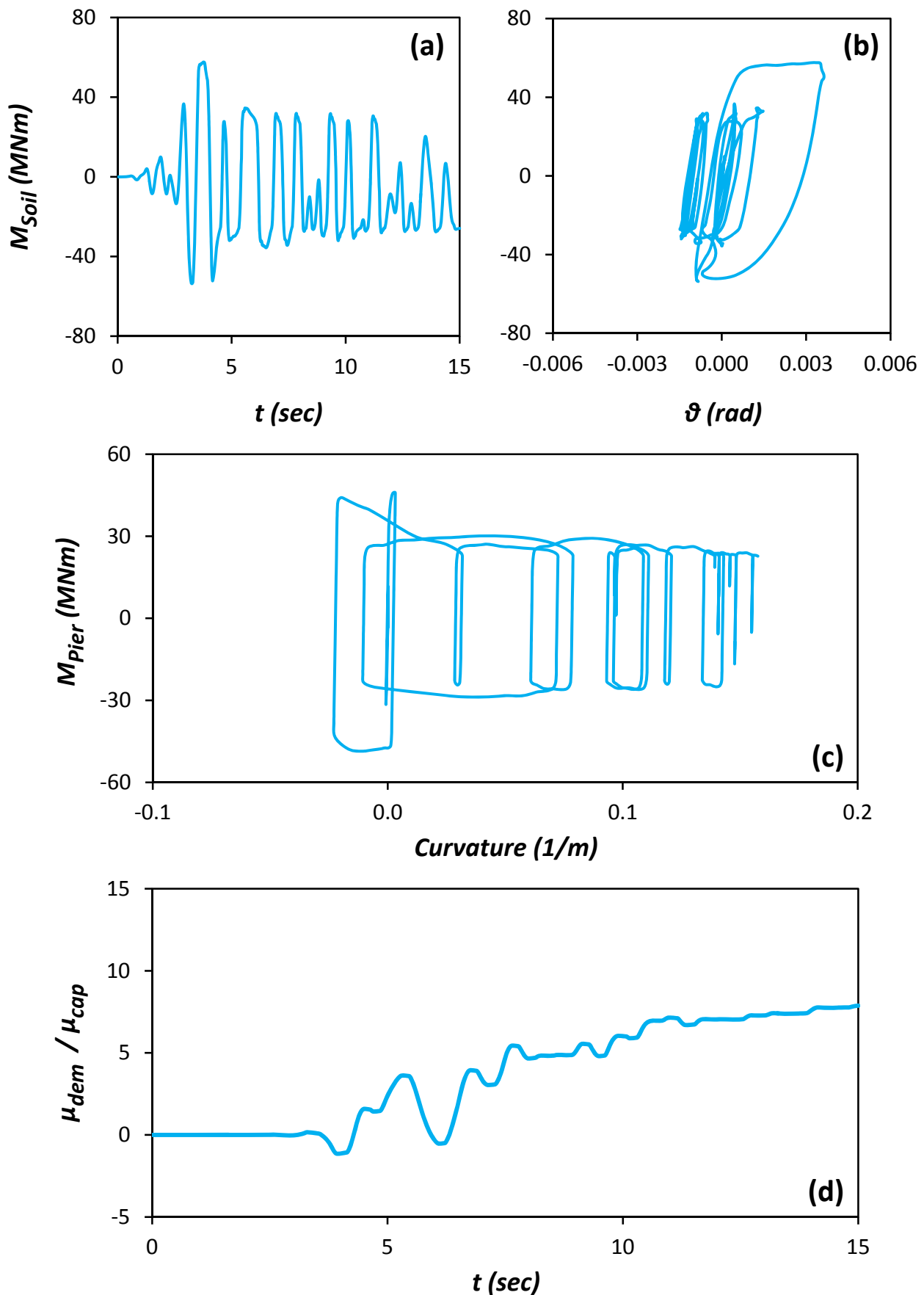
Σχήμα Π.73: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



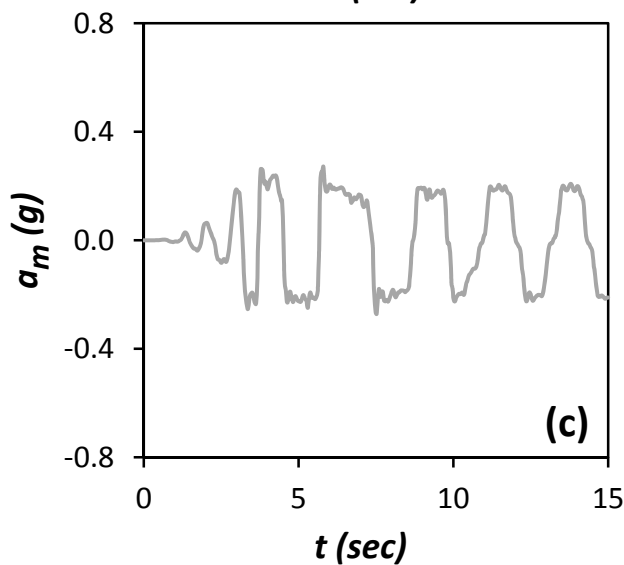
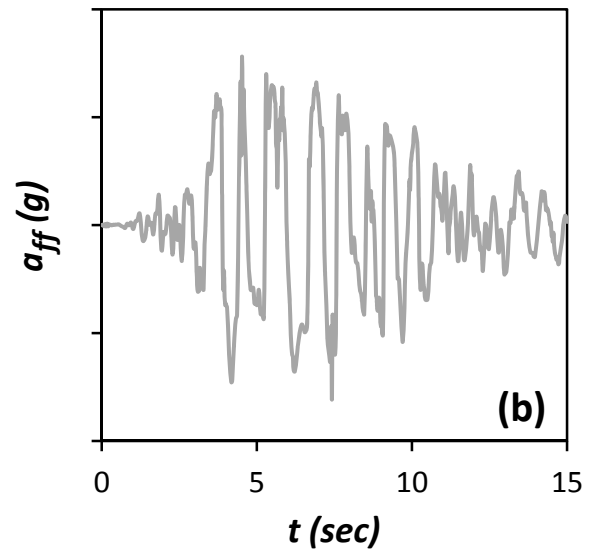
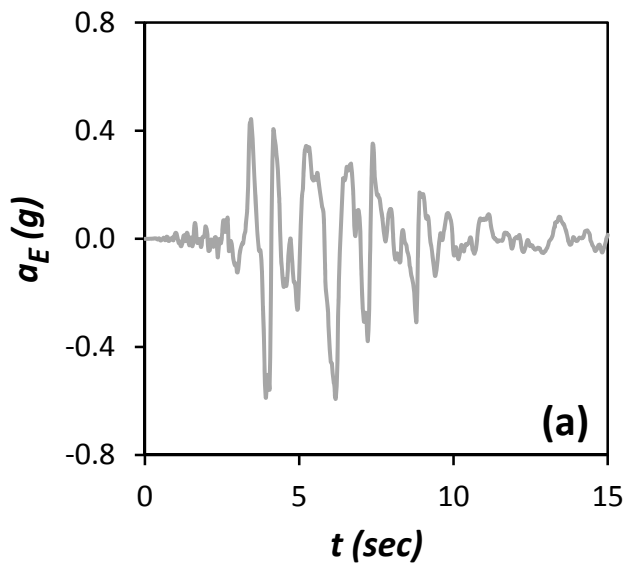
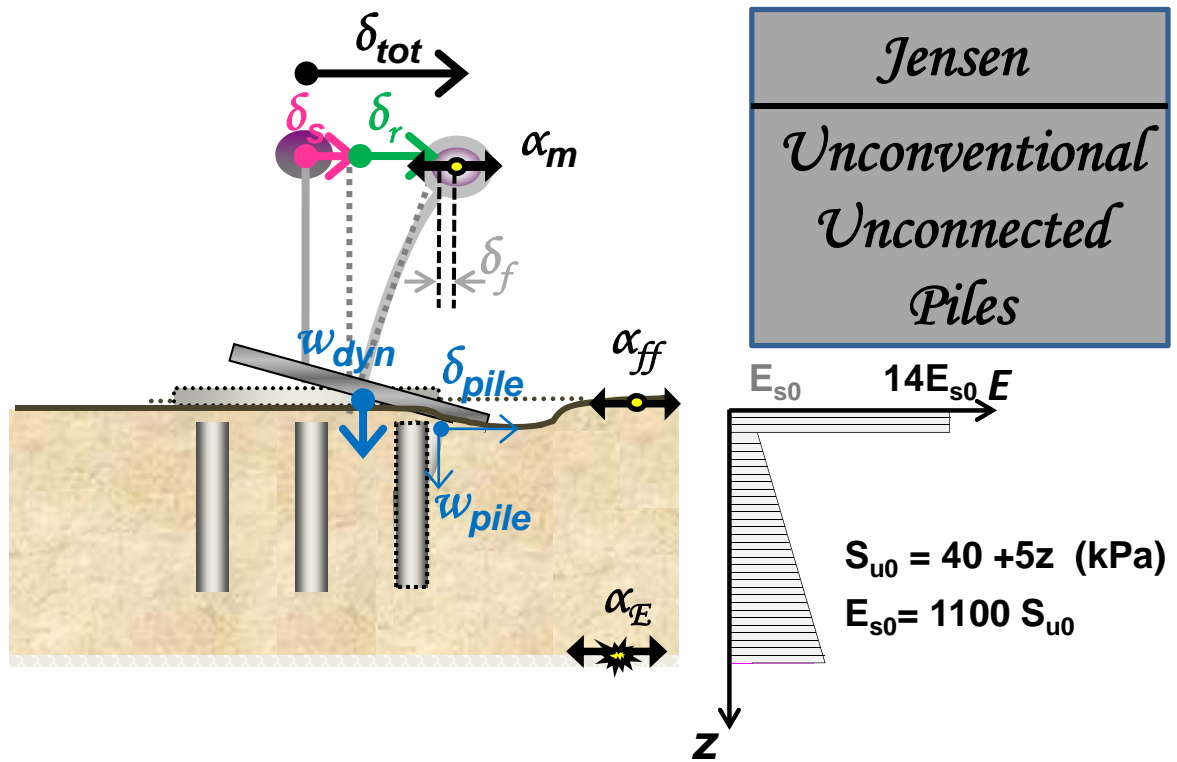
Σχήμα Π.74: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



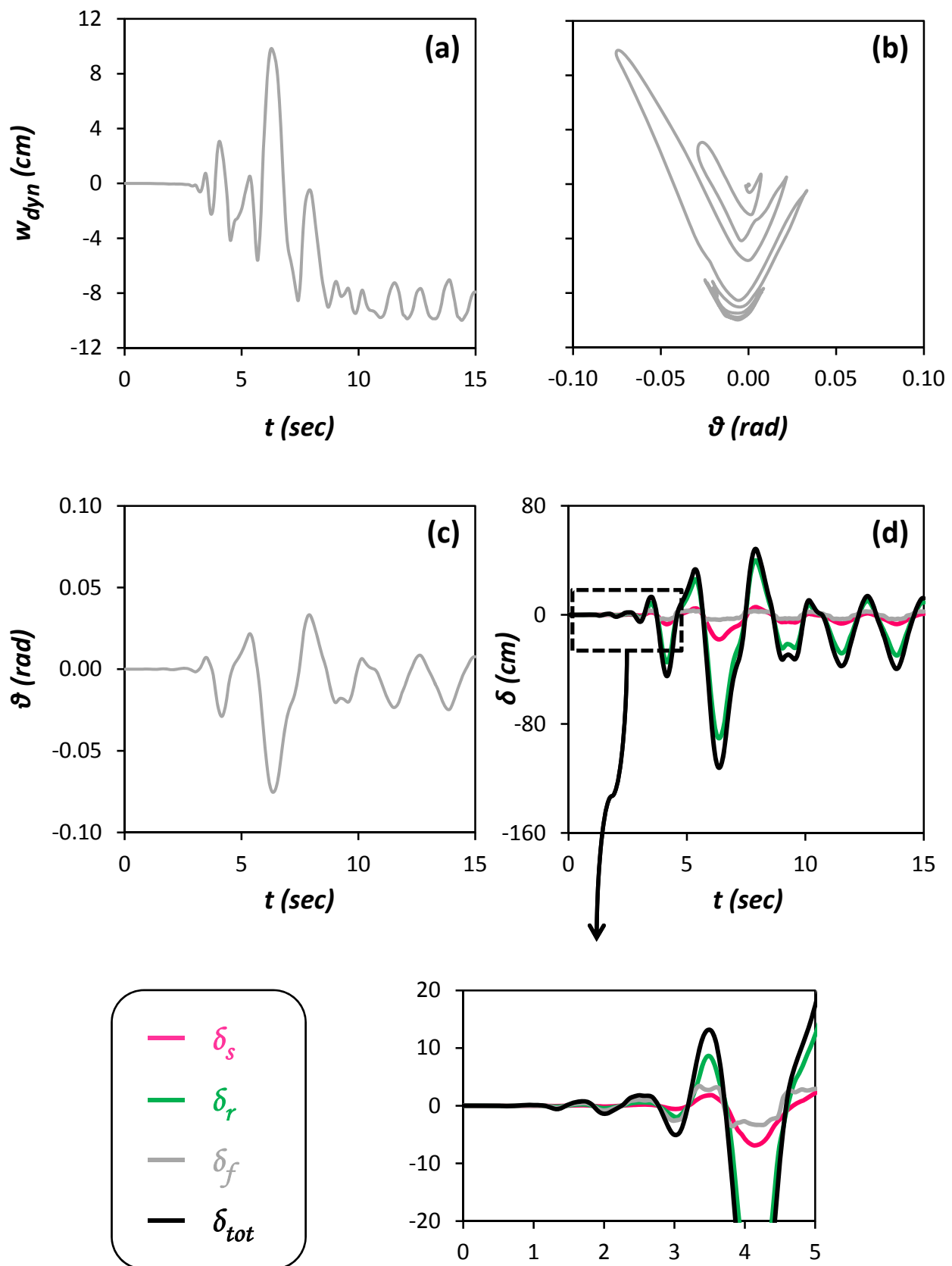
Σχήμα Π.75: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου ϑ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου ϑ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



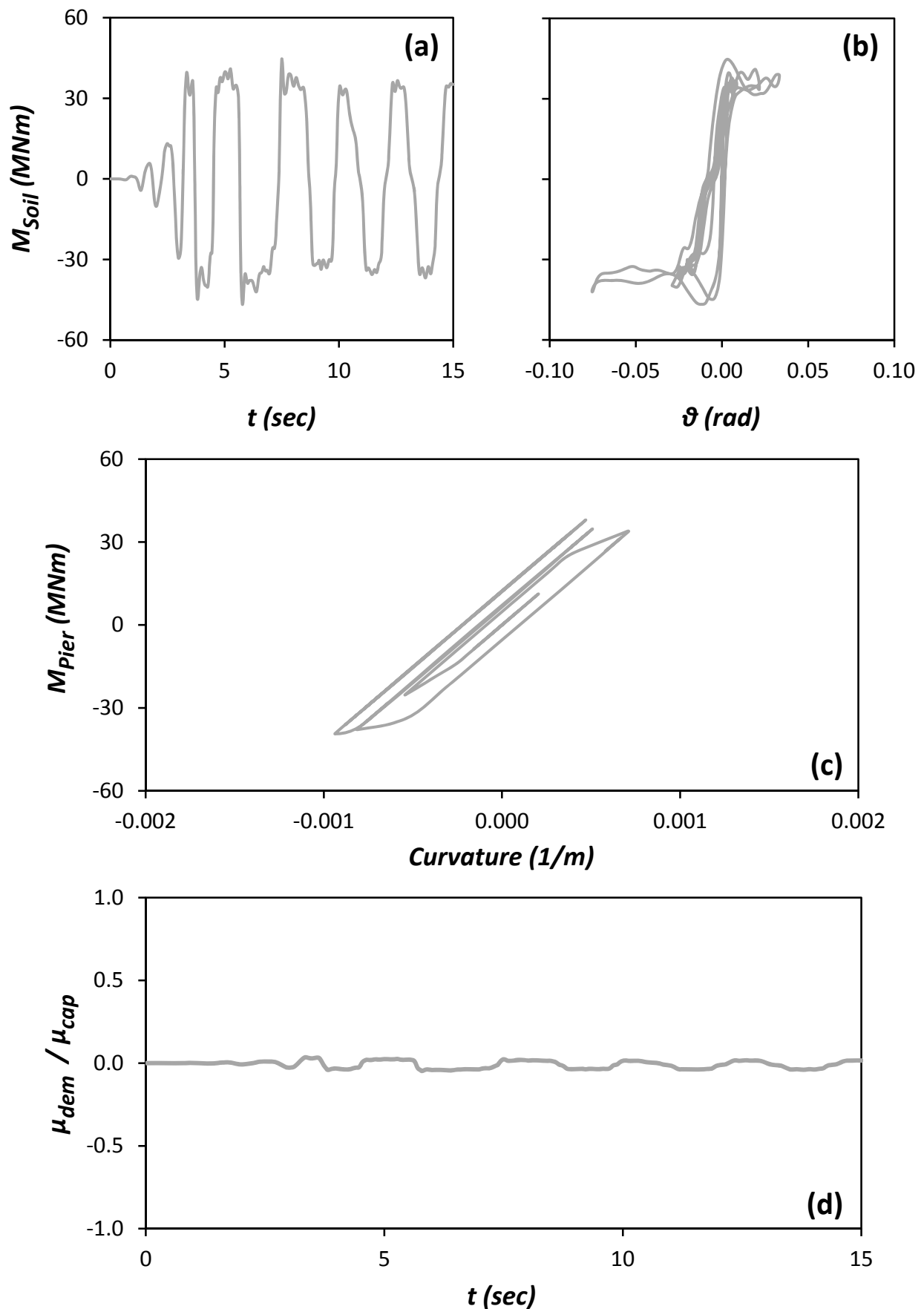
Σχήμα Π.76: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



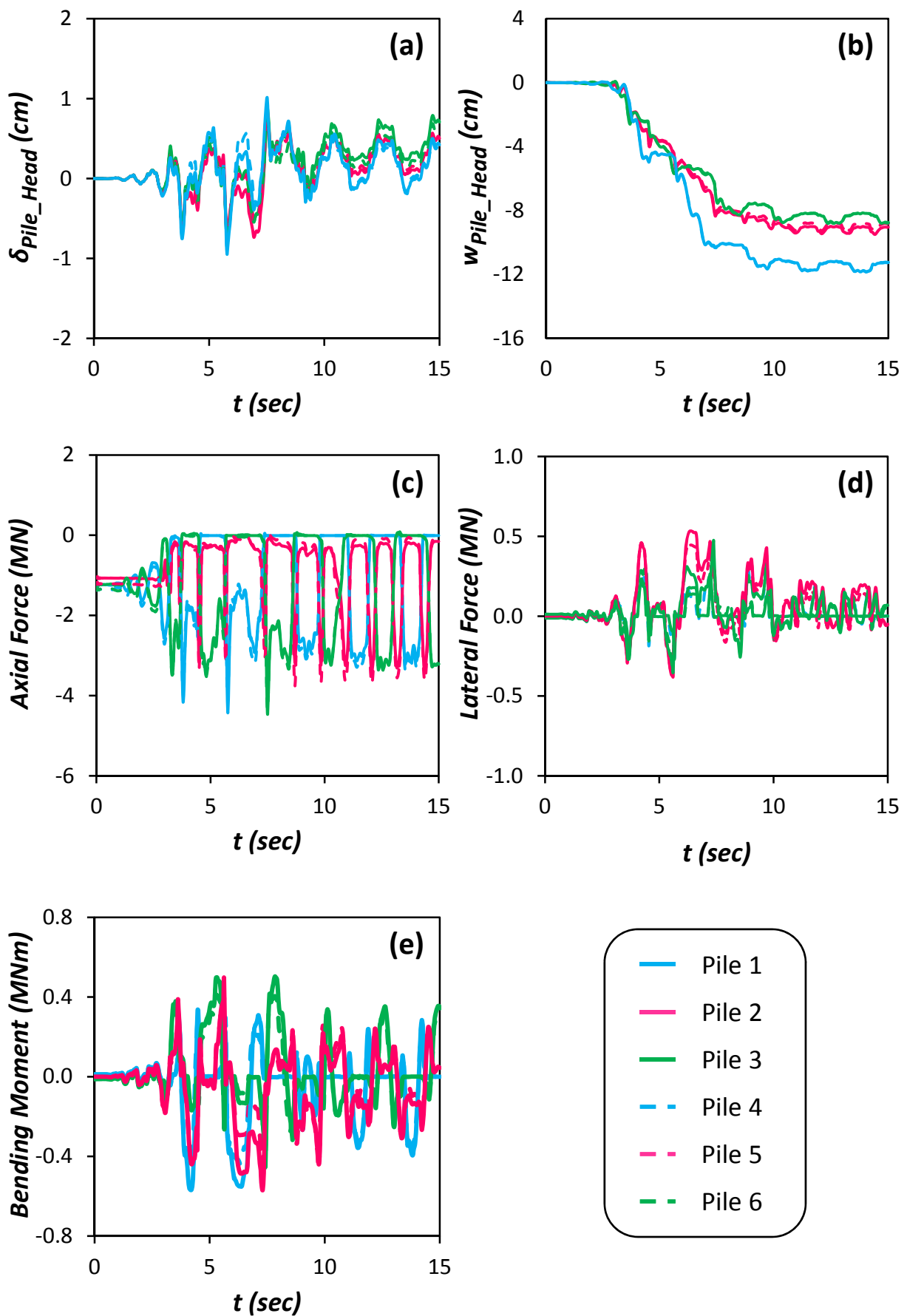
Σχήμα Π.77: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



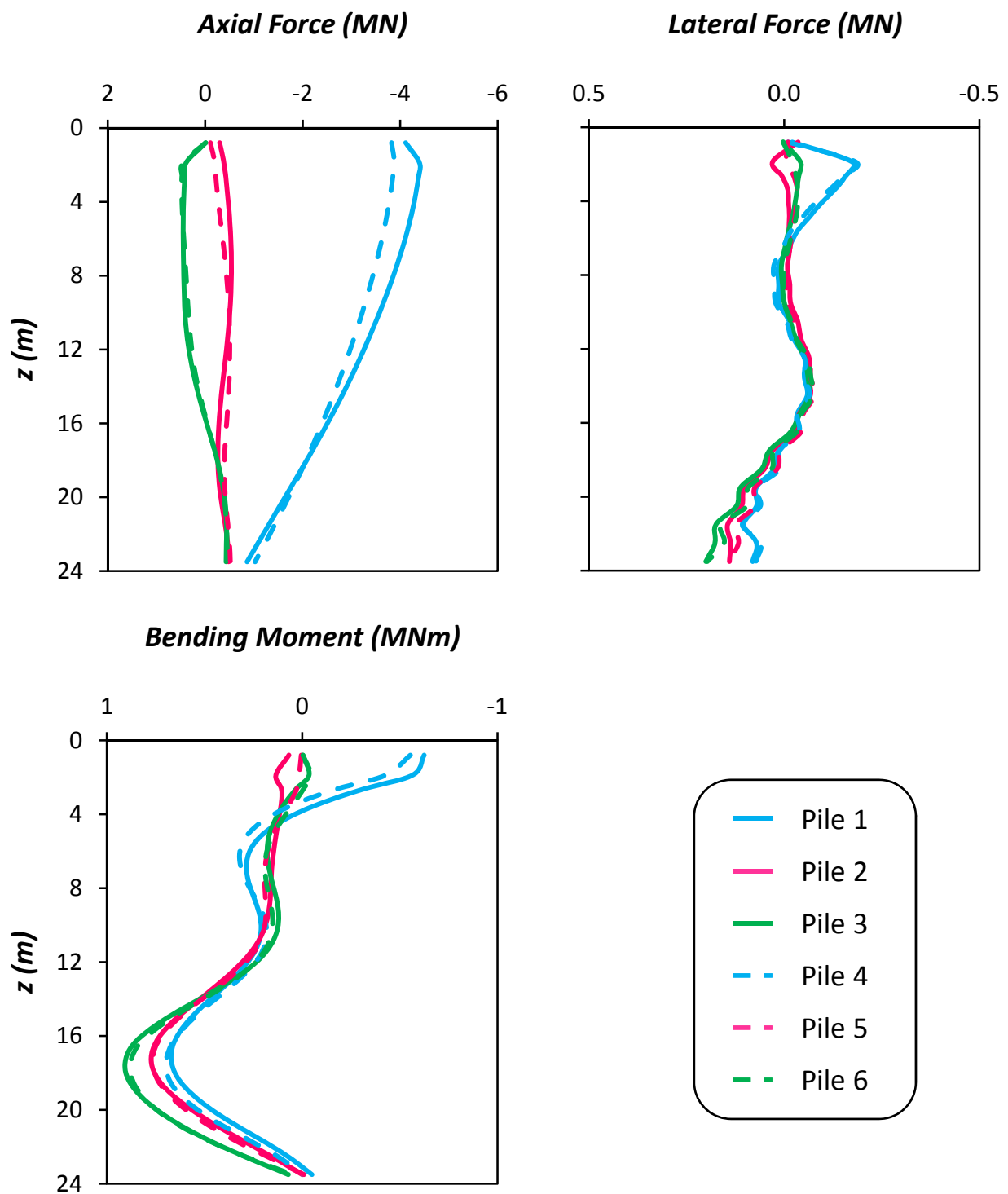
Σχήμα Π.78: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



Σχήμα Π.79: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

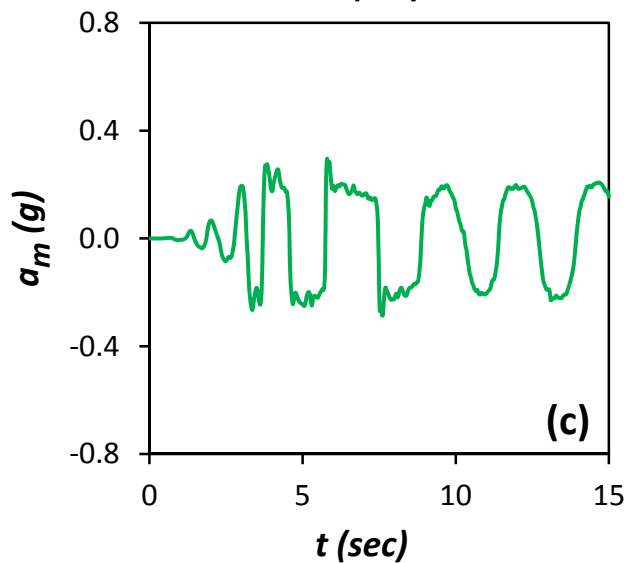
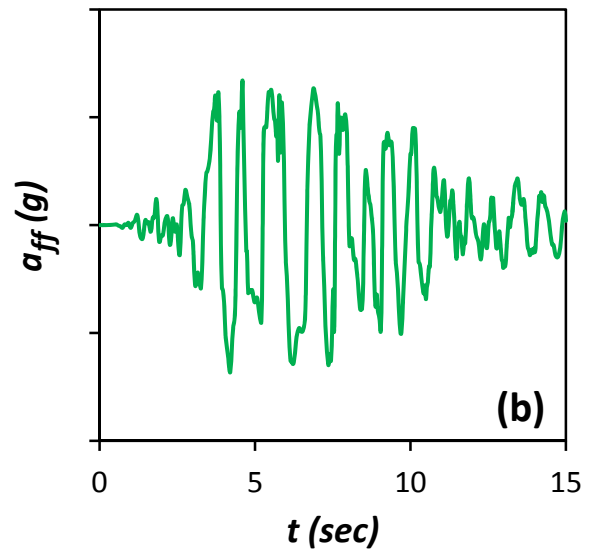
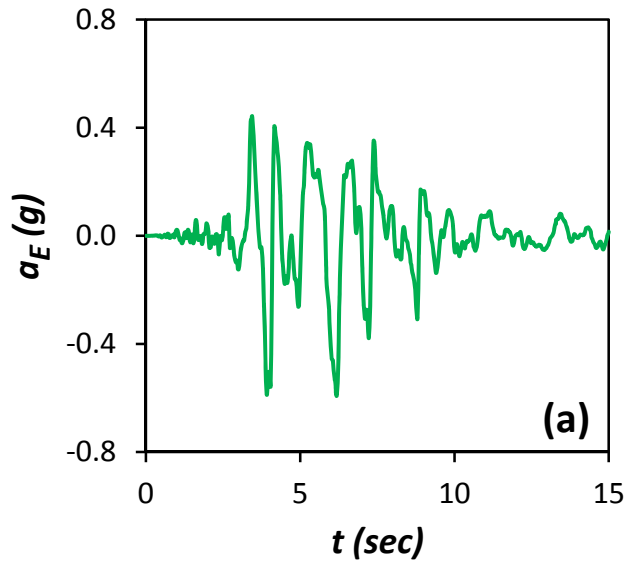
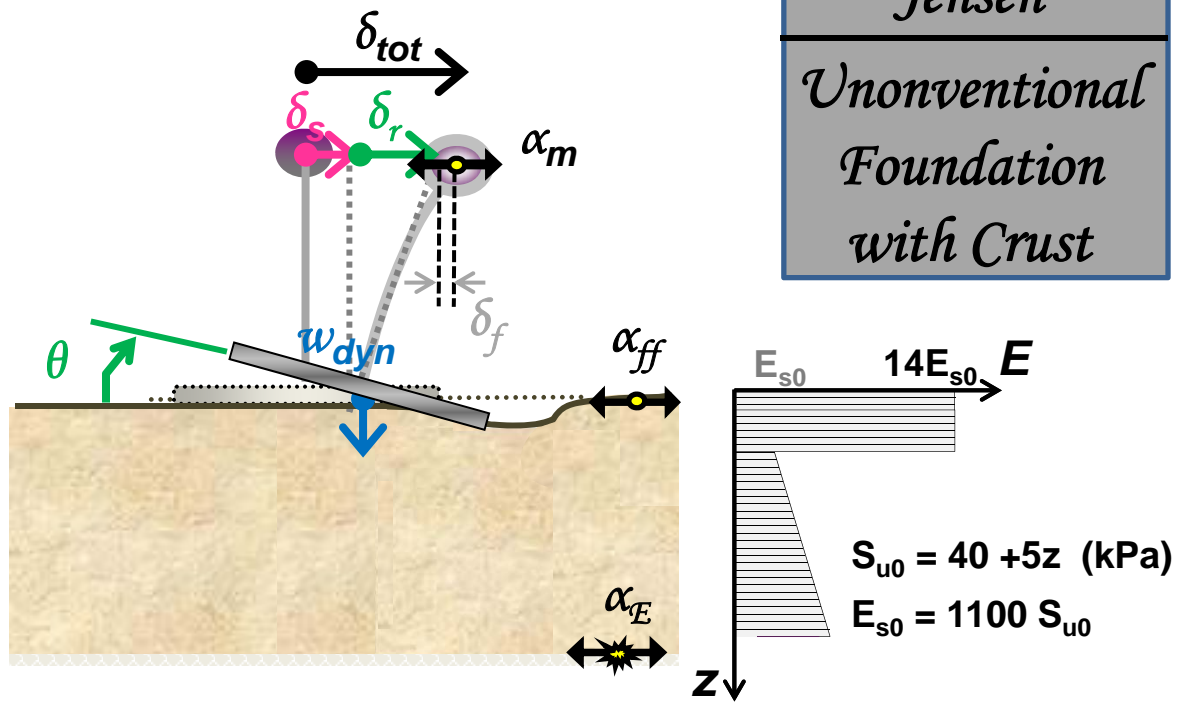


Σχήμα Π.80: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

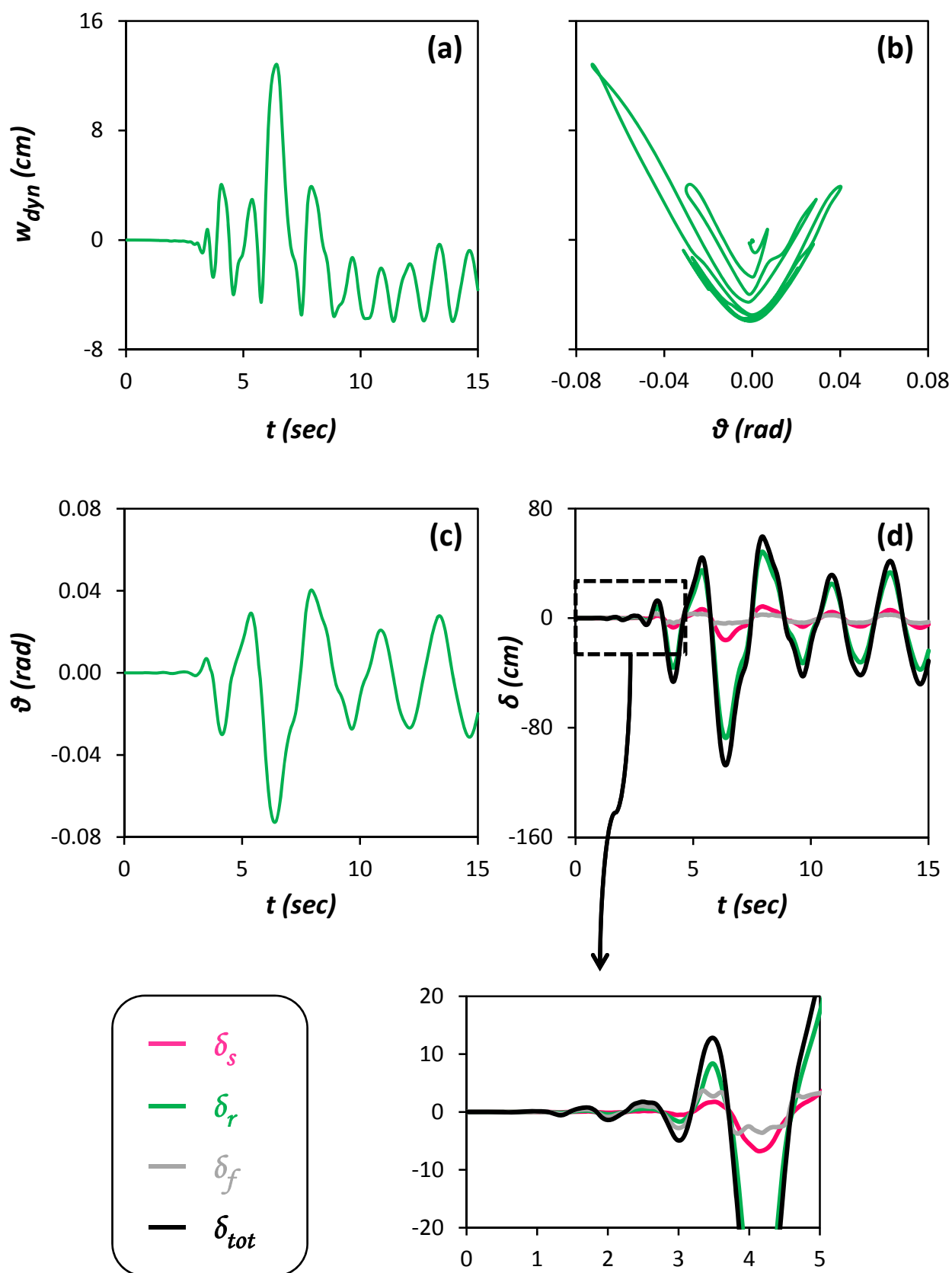


Σχήμα Π.81: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

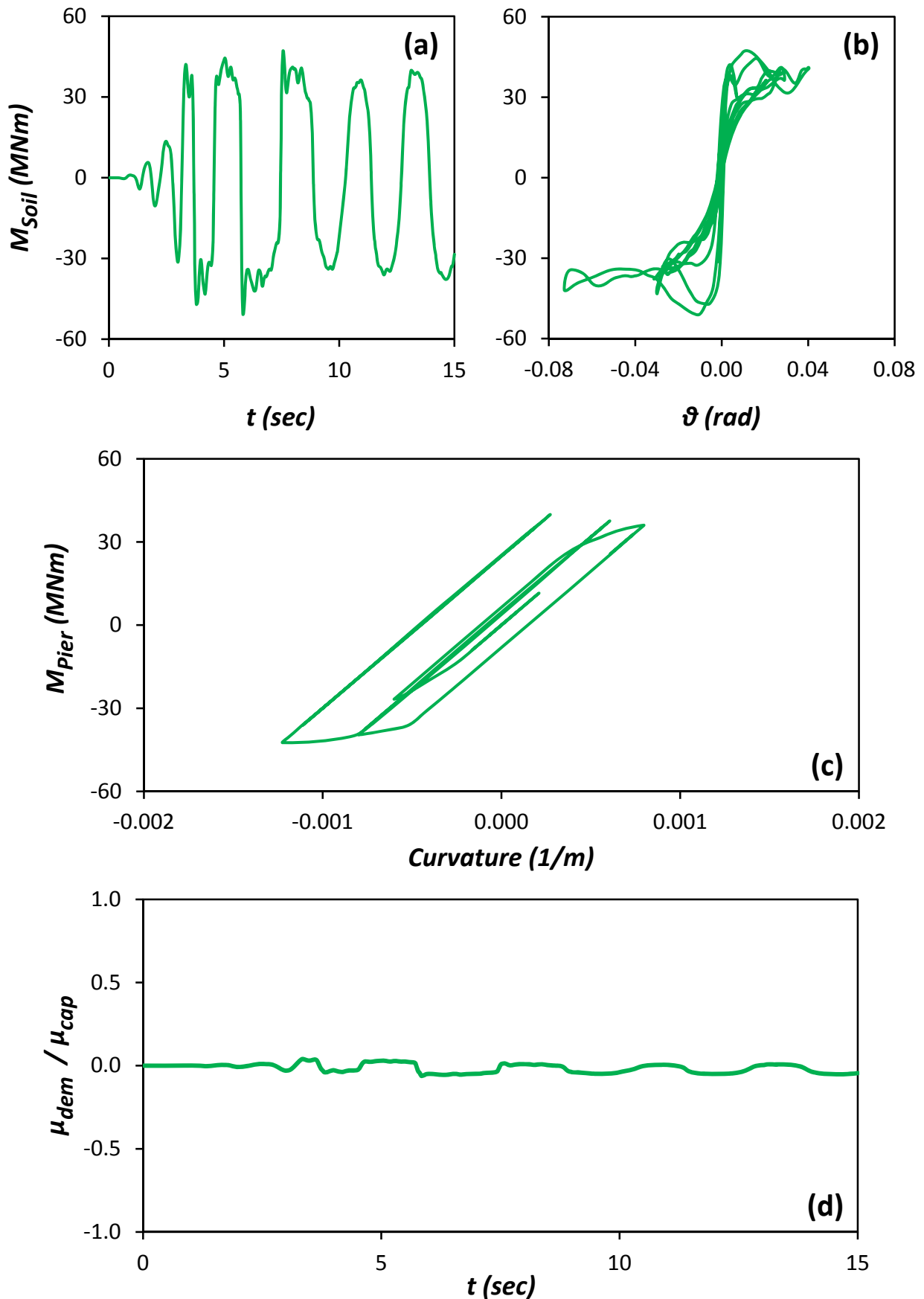
Jensen
Unonventional
Foundation
with Crust



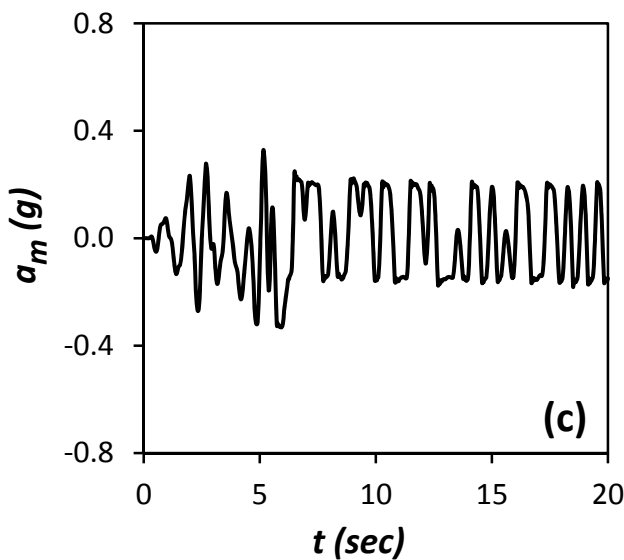
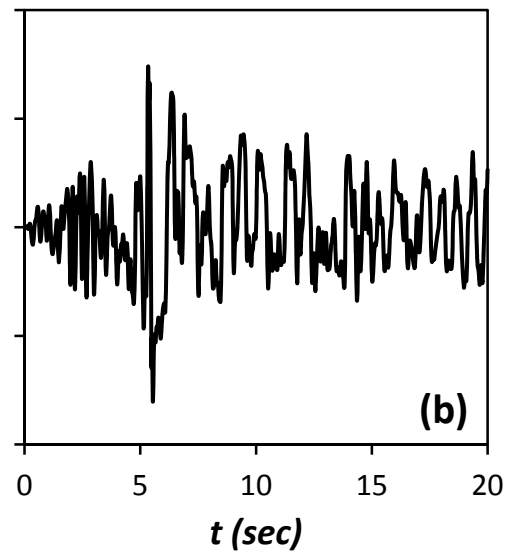
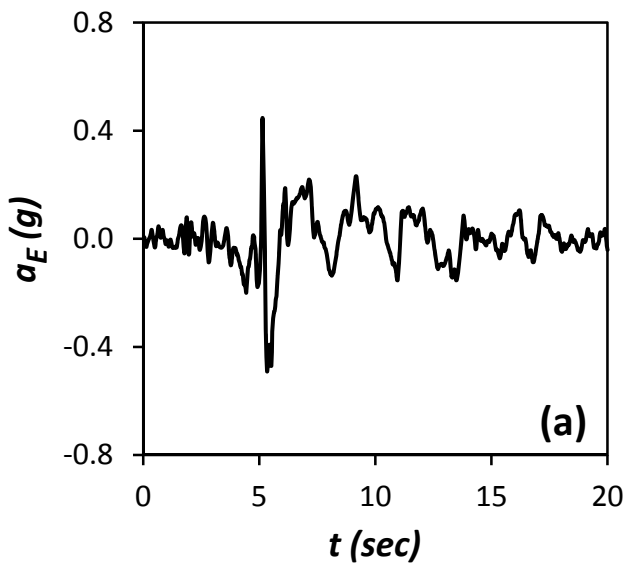
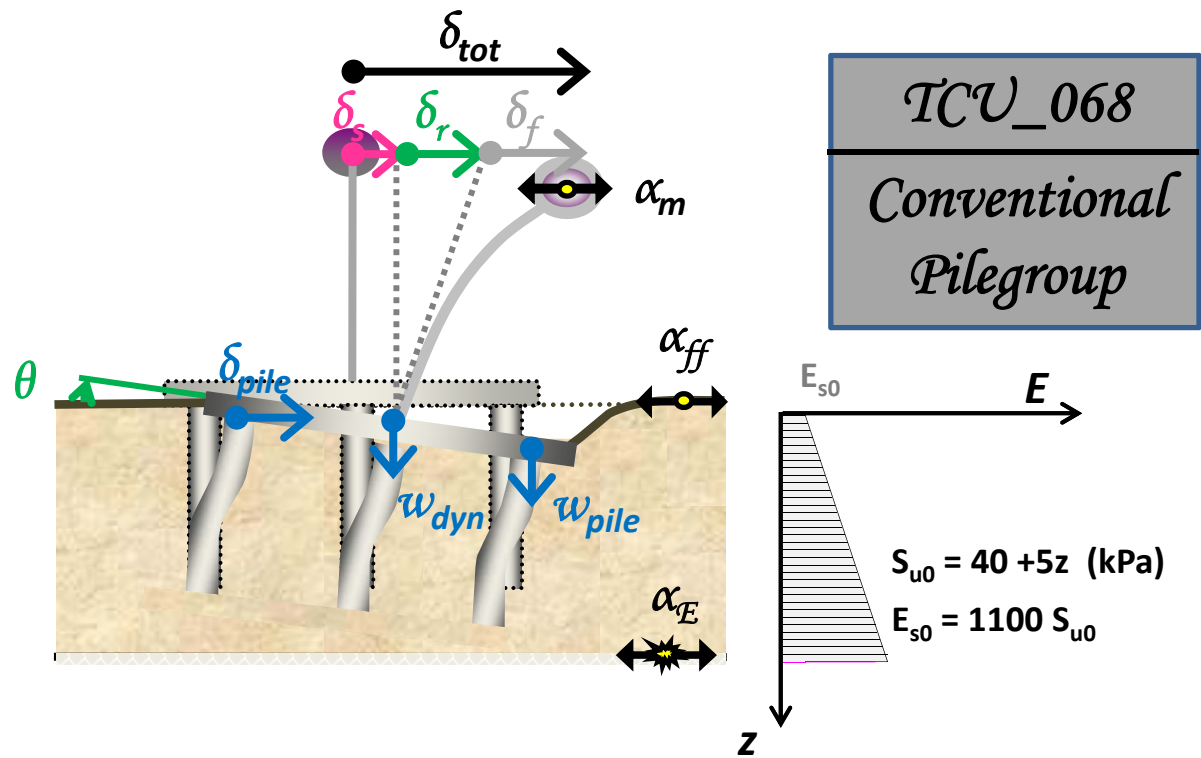
Σχήμα Π.82: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



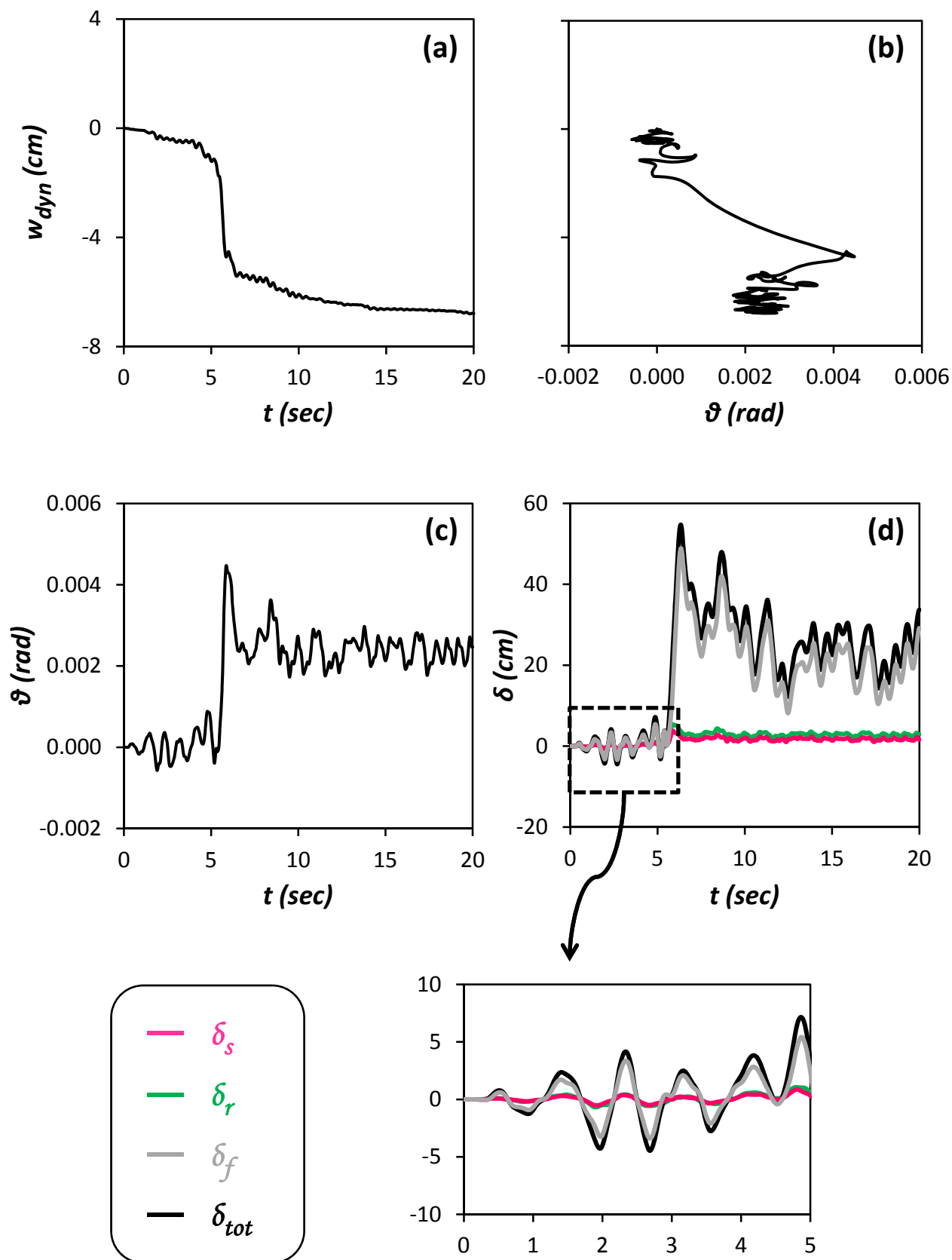
Σχήμα Π.83: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



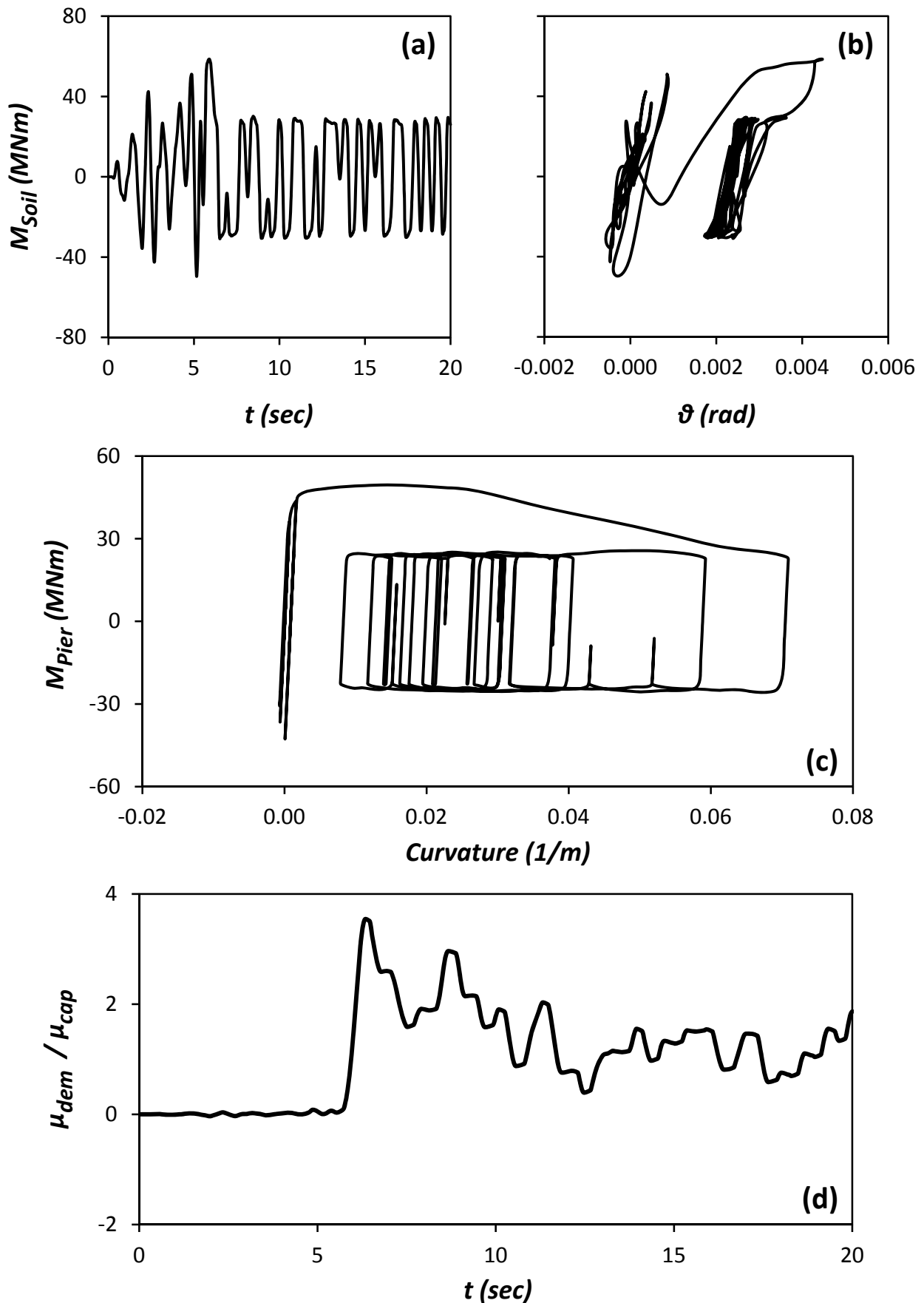
Σχήμα Π.84: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Jensen – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



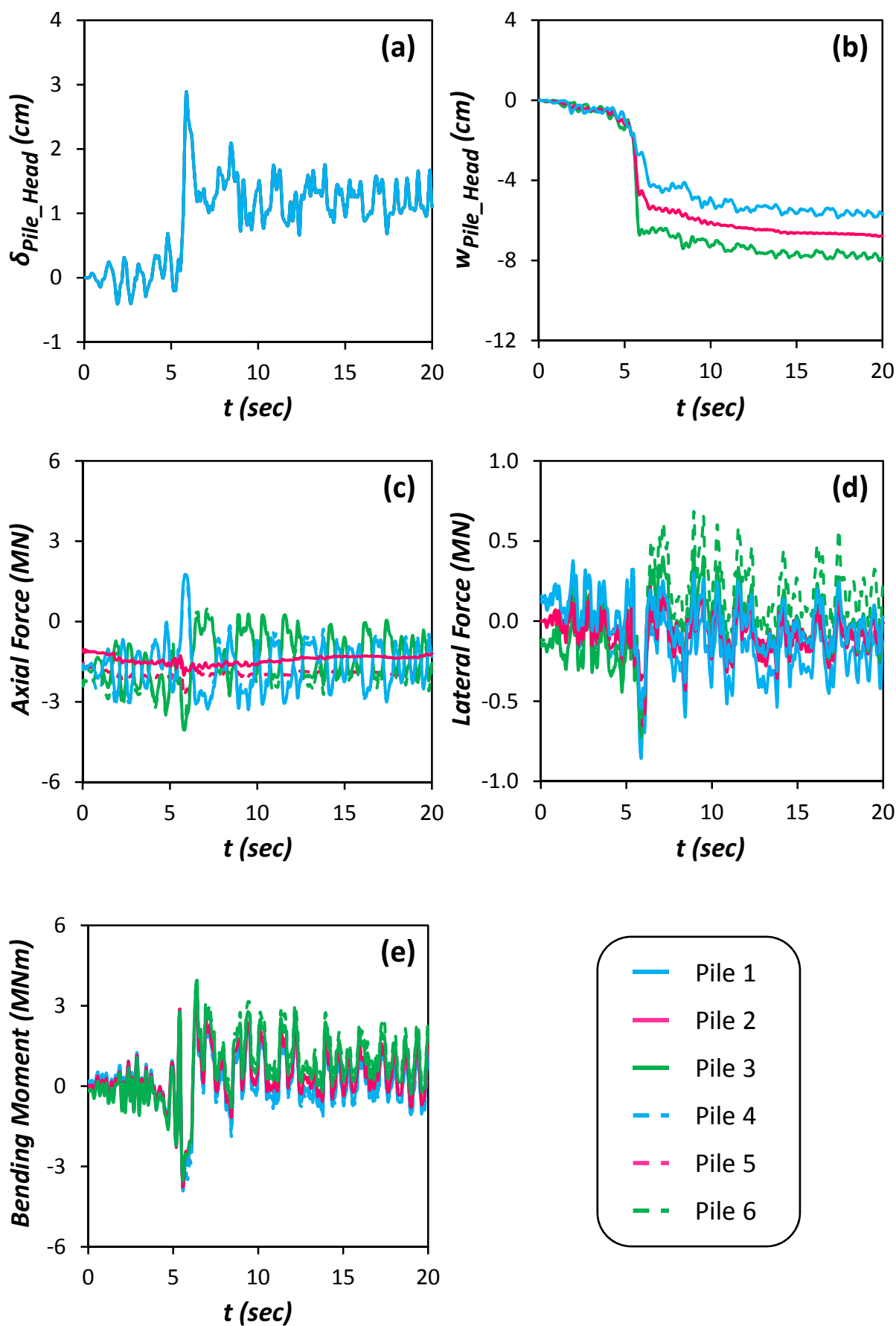
Σχήμα Π.85: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



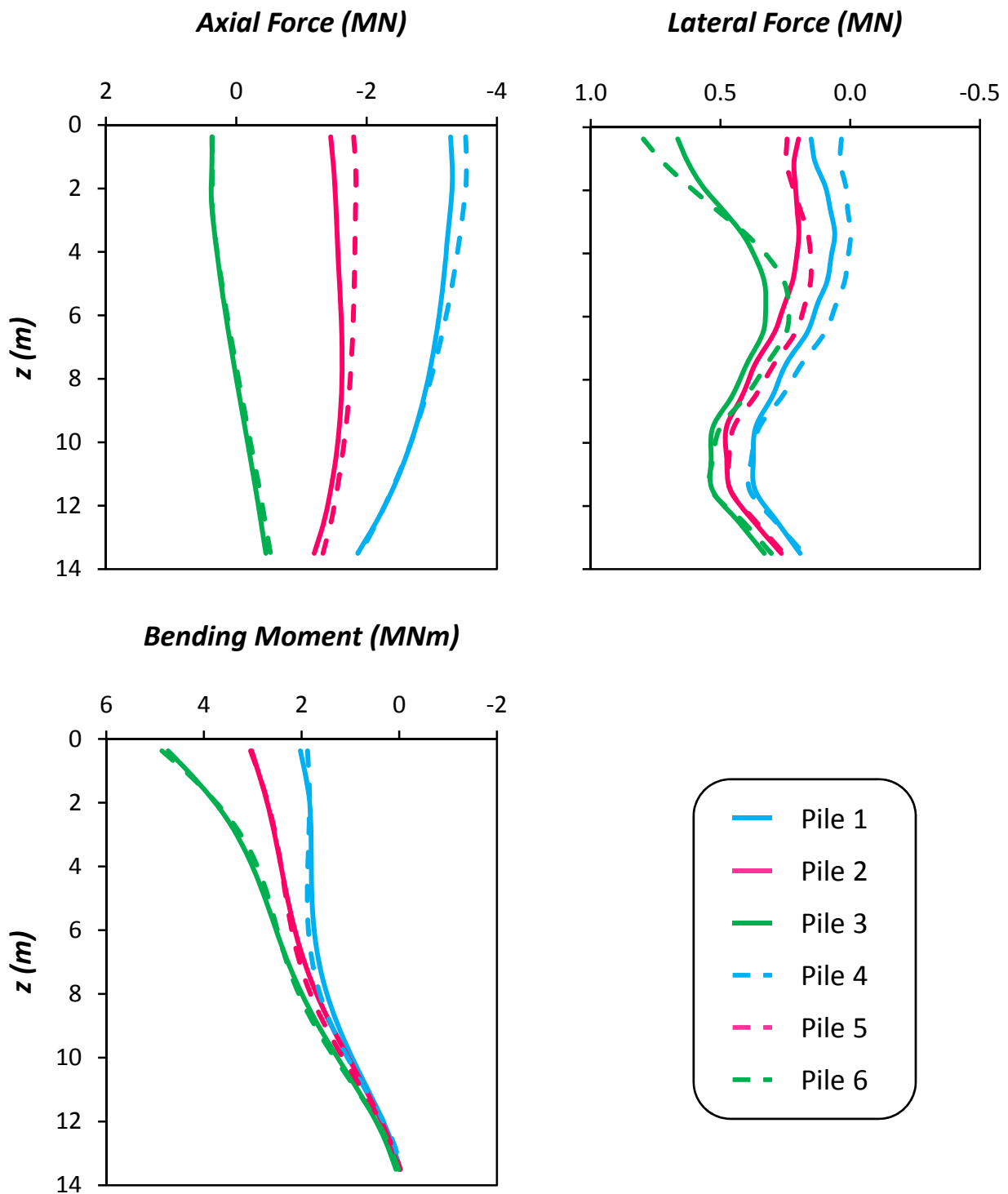
Σχήμα Π.86: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



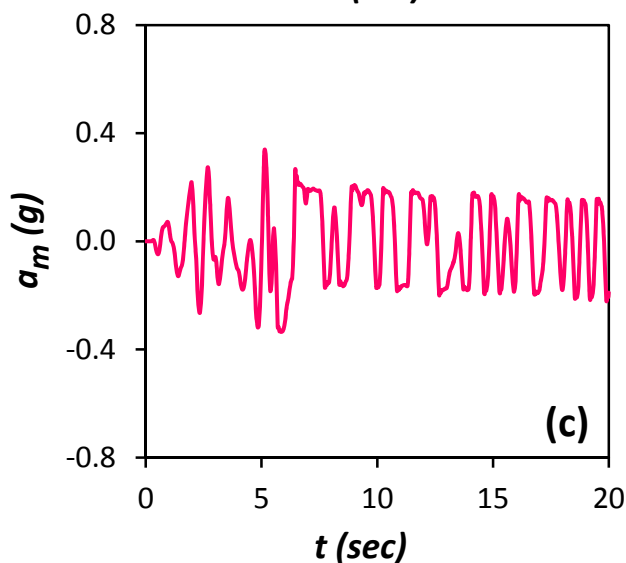
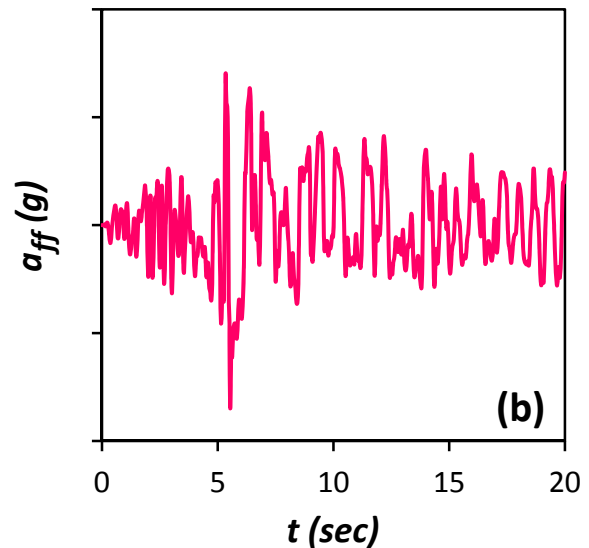
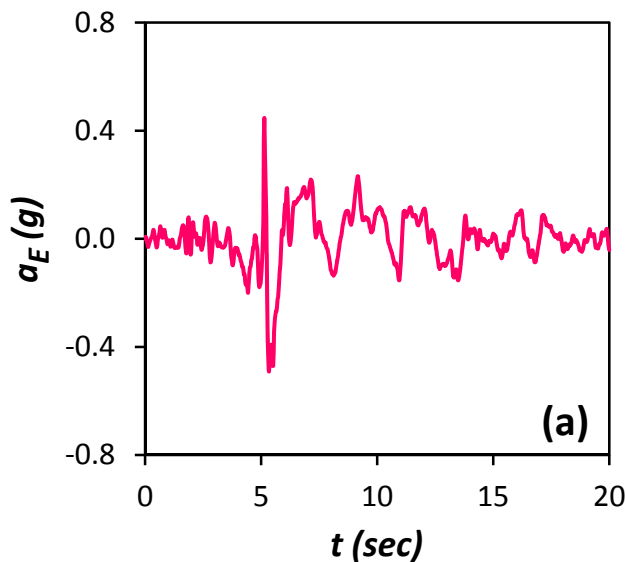
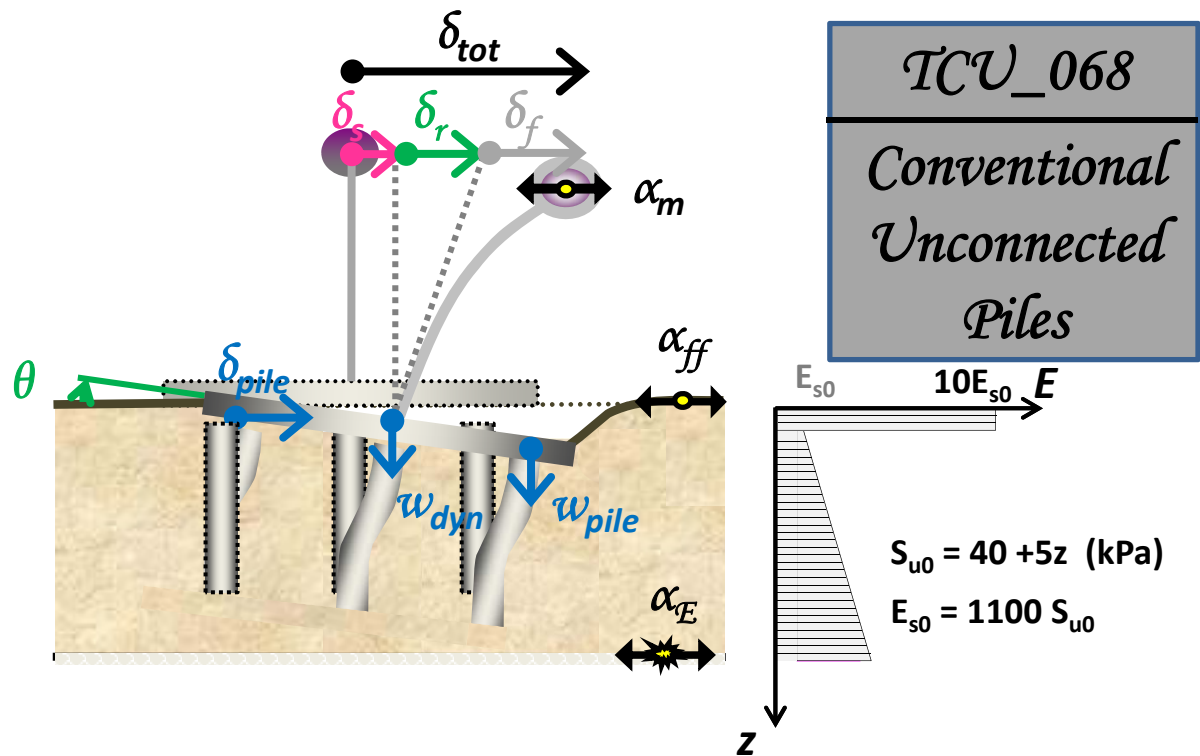
Σχήμα Π.87: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου ϑ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



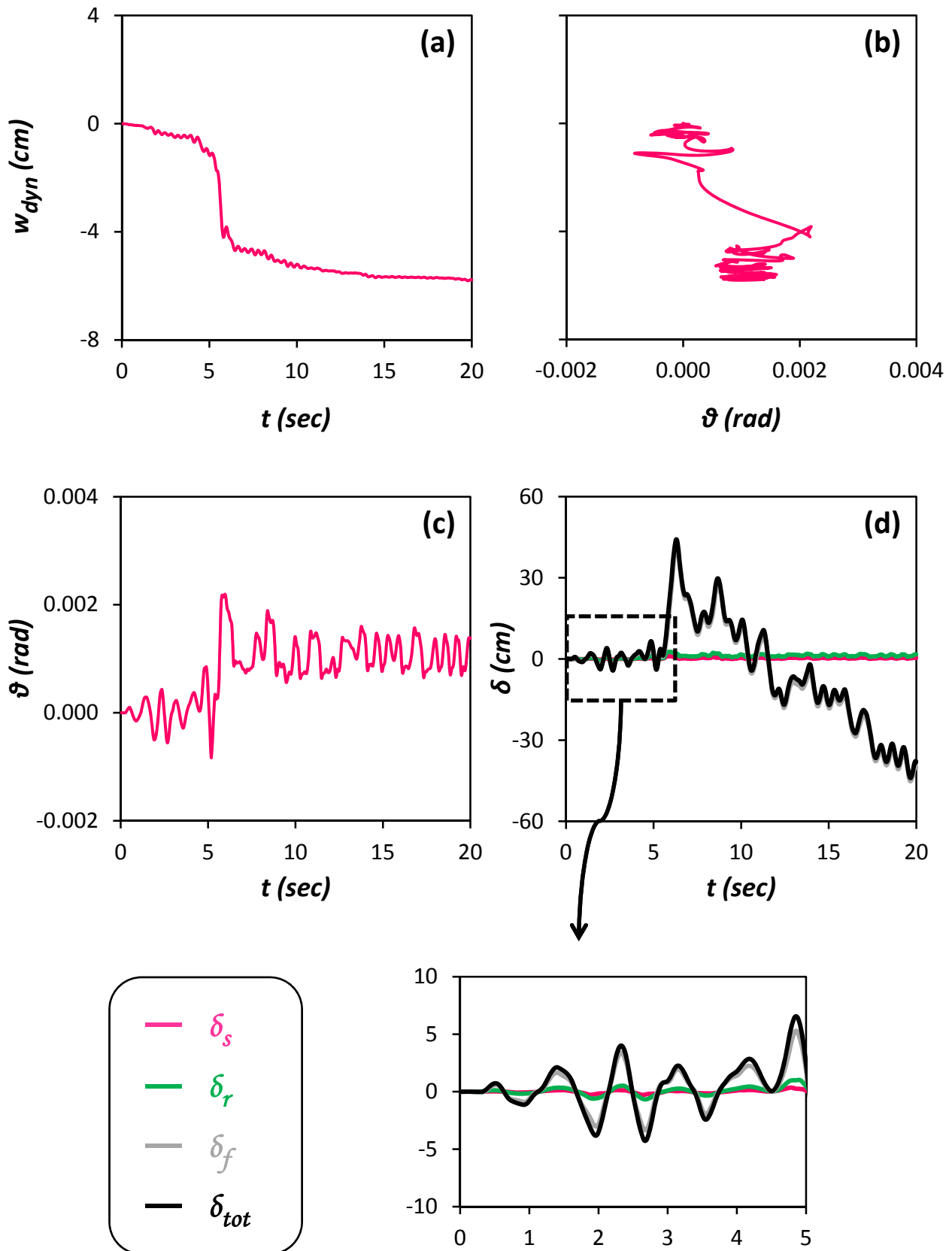
Σχήμα Π.88: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



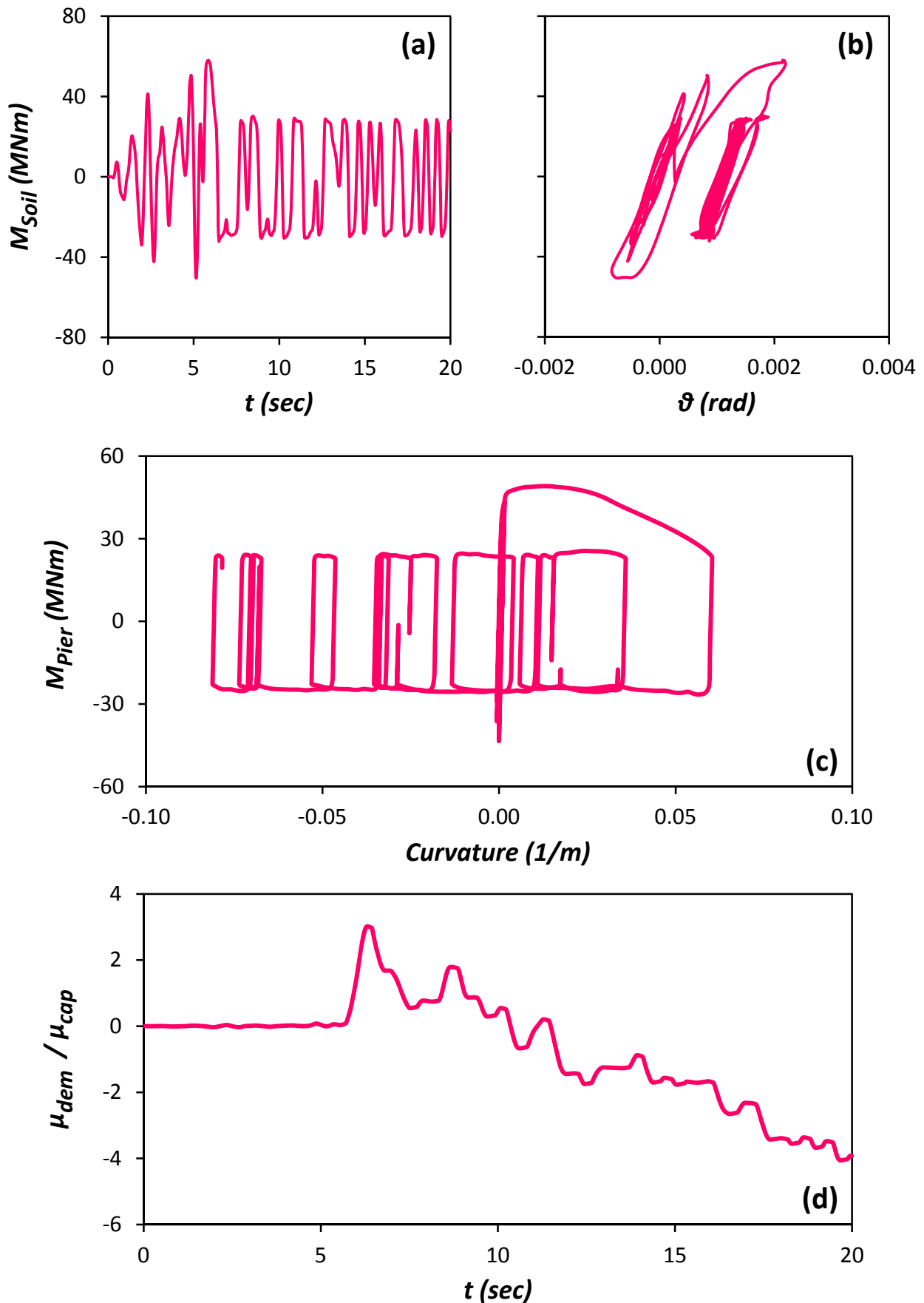
Σχήμα Π.89: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



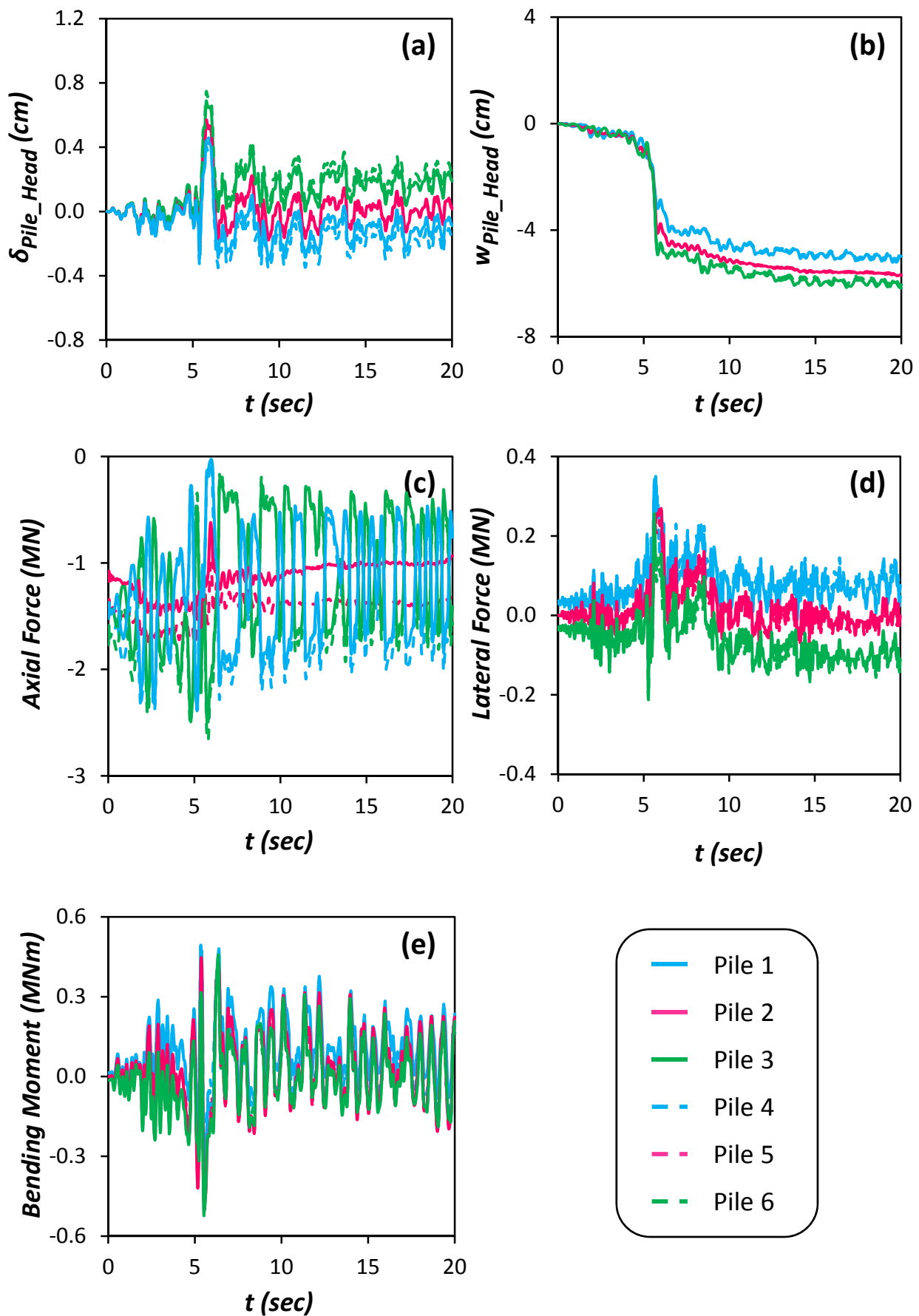
Σχήμα Π.90: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



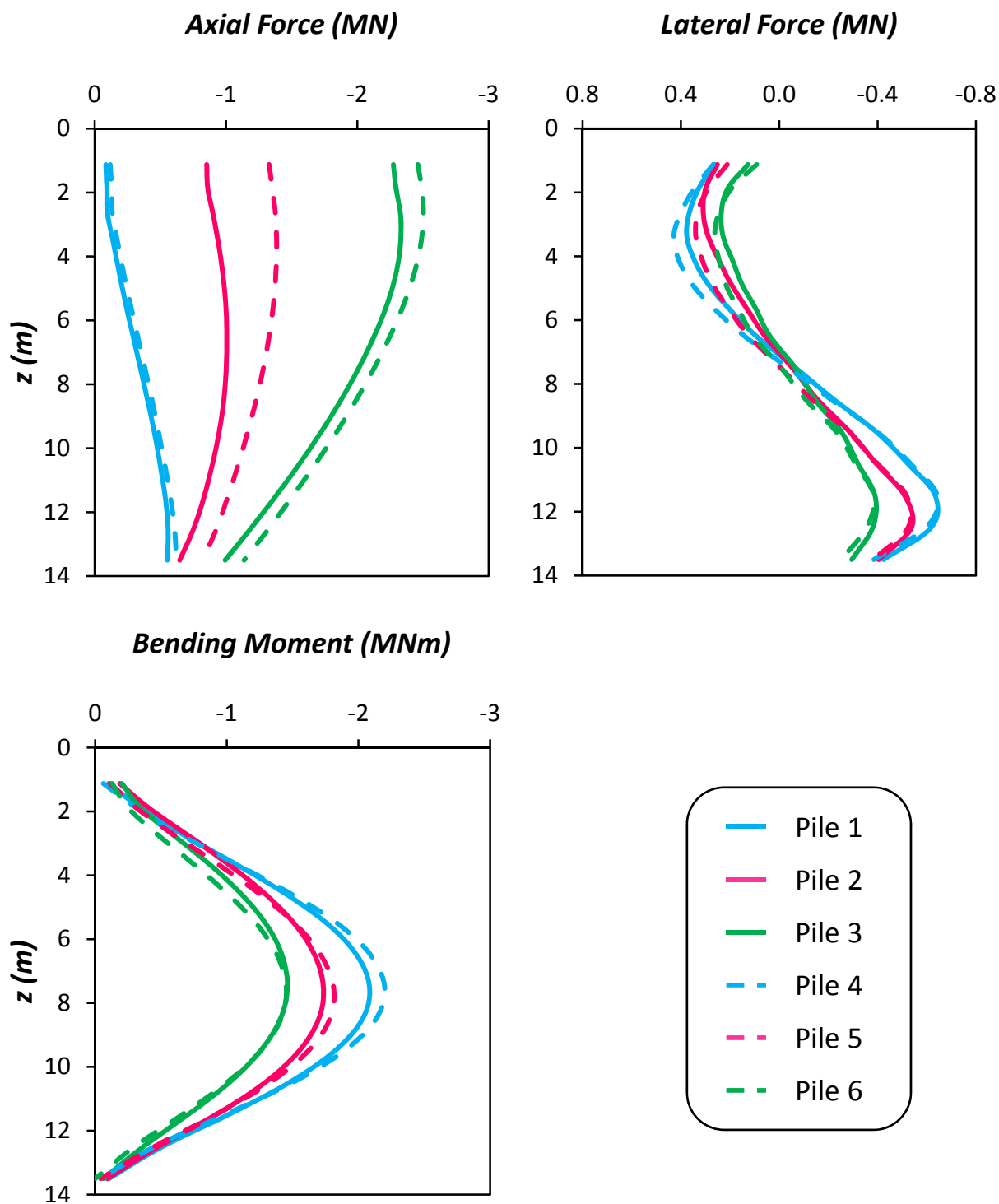
Σχήμα Π.91: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



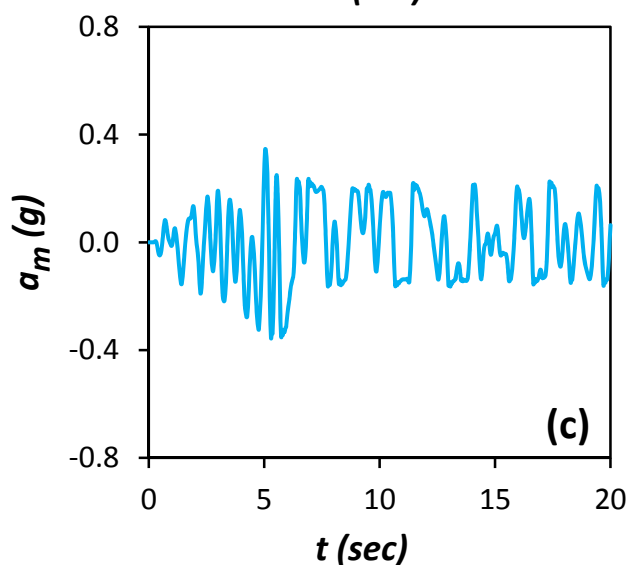
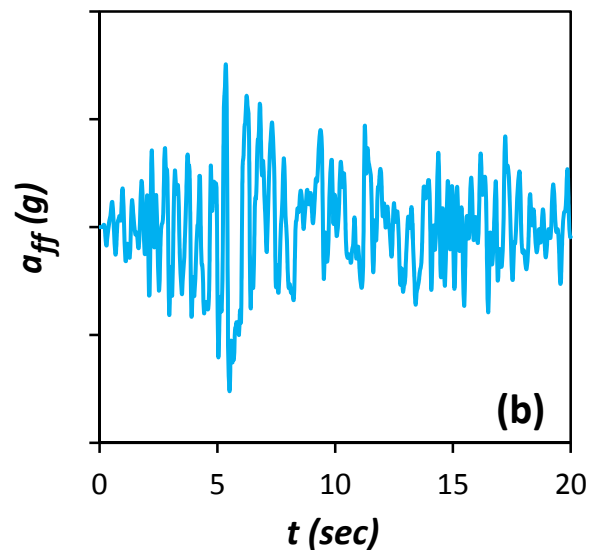
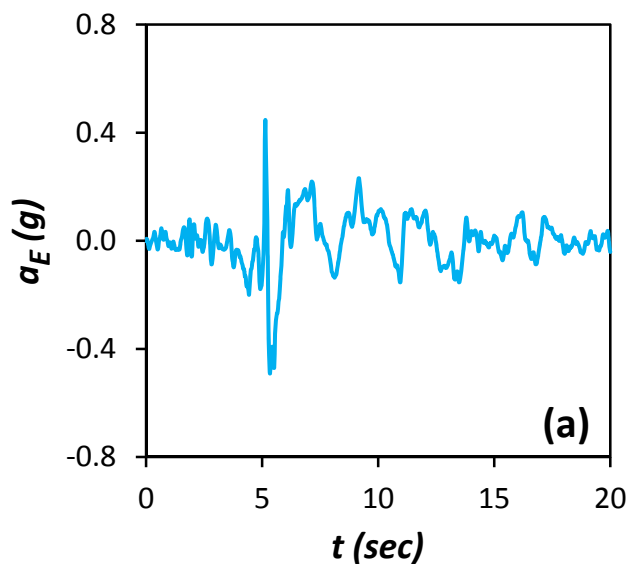
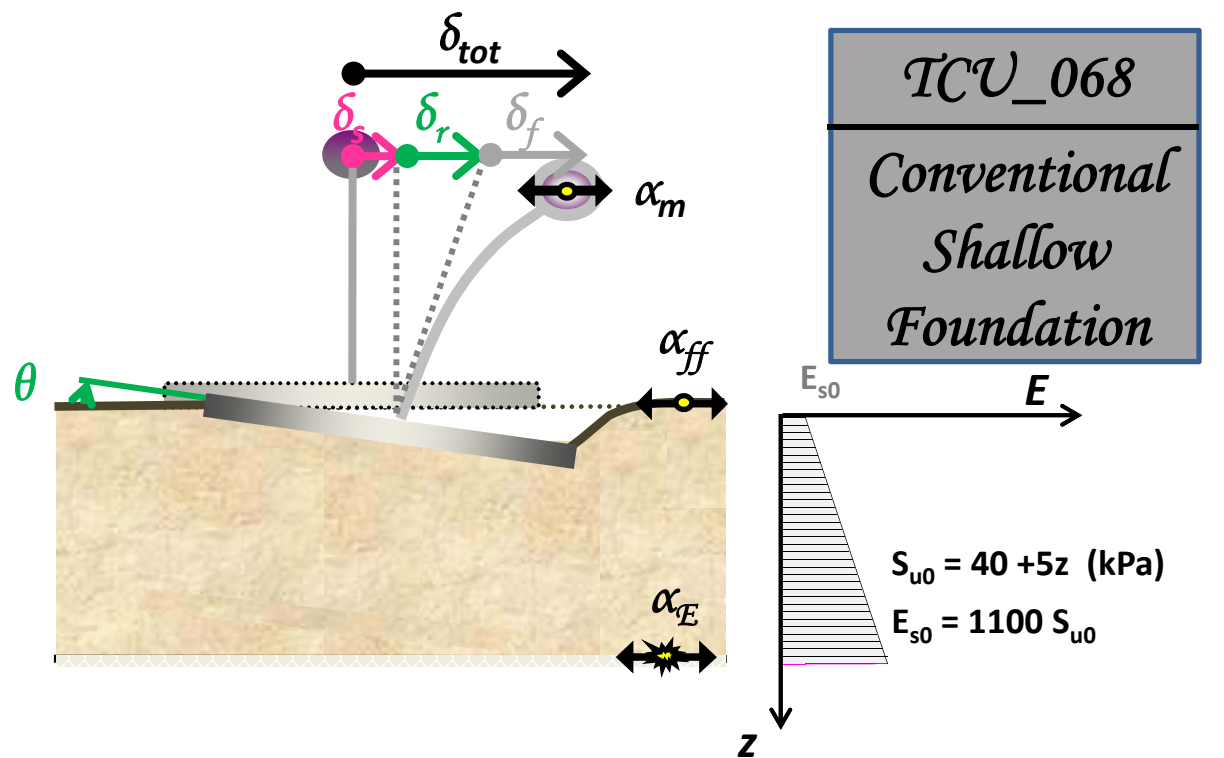
Σχήμα Π.92: (α) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (β) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (γ) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (δ) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



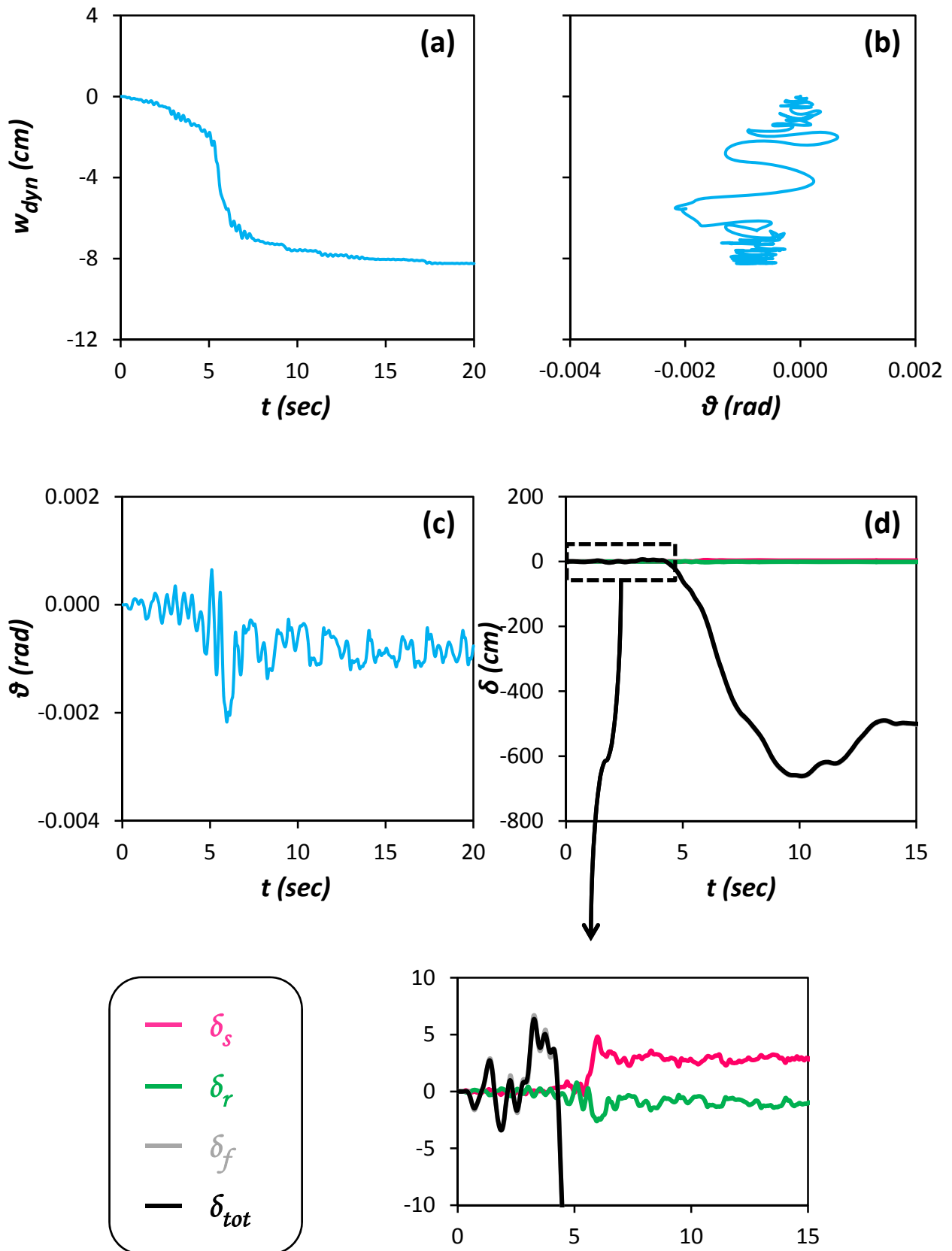
Σχήμα Π.93: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{Pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{Pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



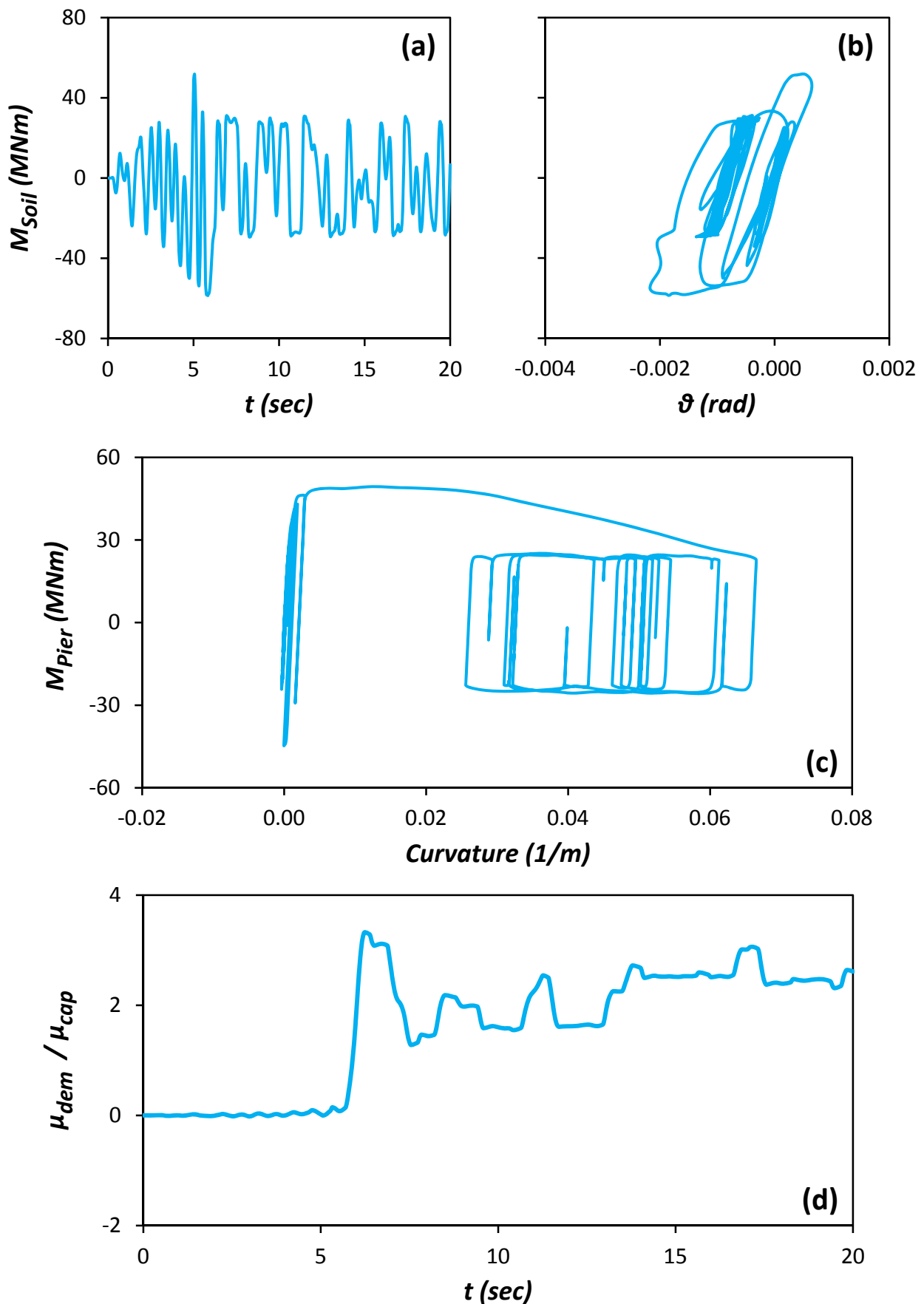
Σχήμα Π.94: Κατανομές (α) Αξονικής δύναμης, (β) Τέμνουσας δύναμης, και (γ) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



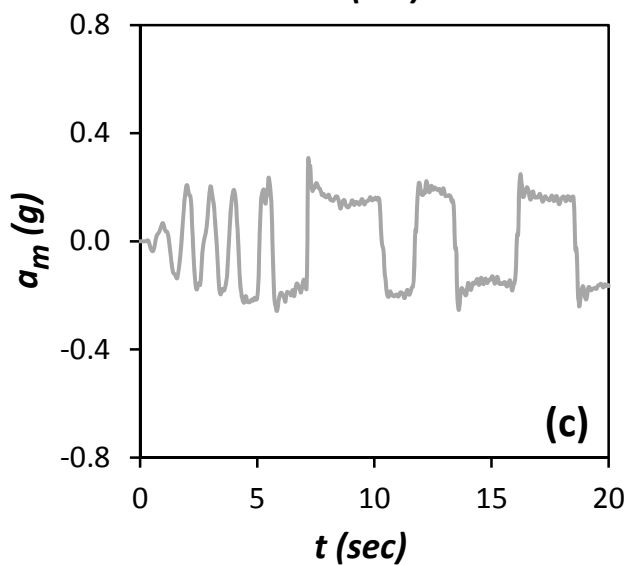
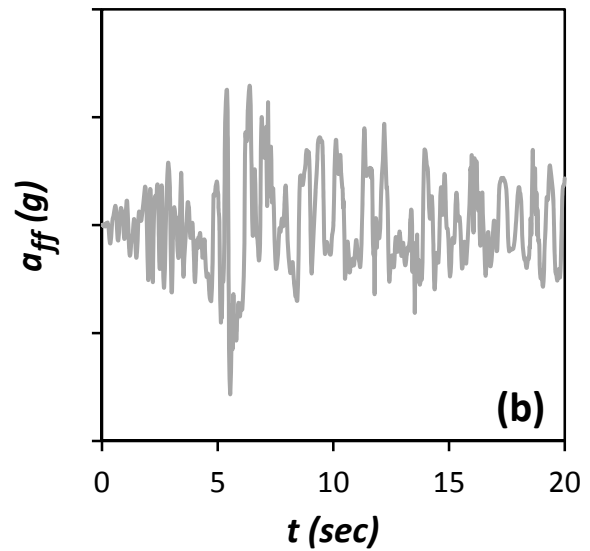
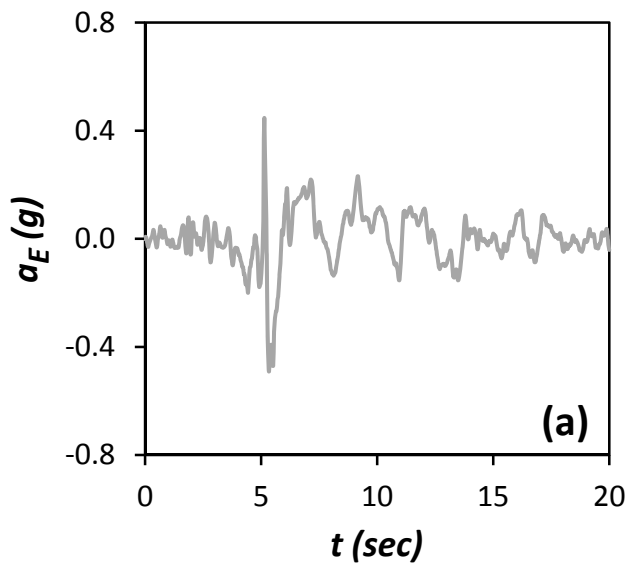
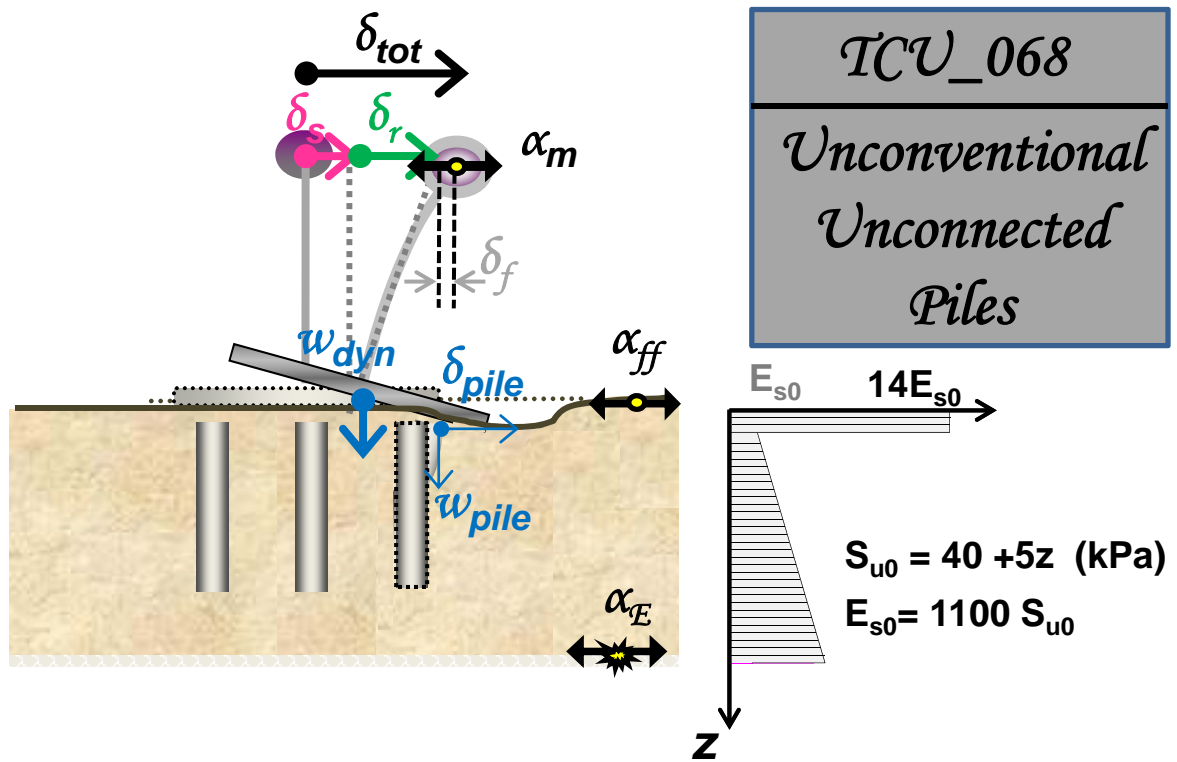
Σχήμα Π.95: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



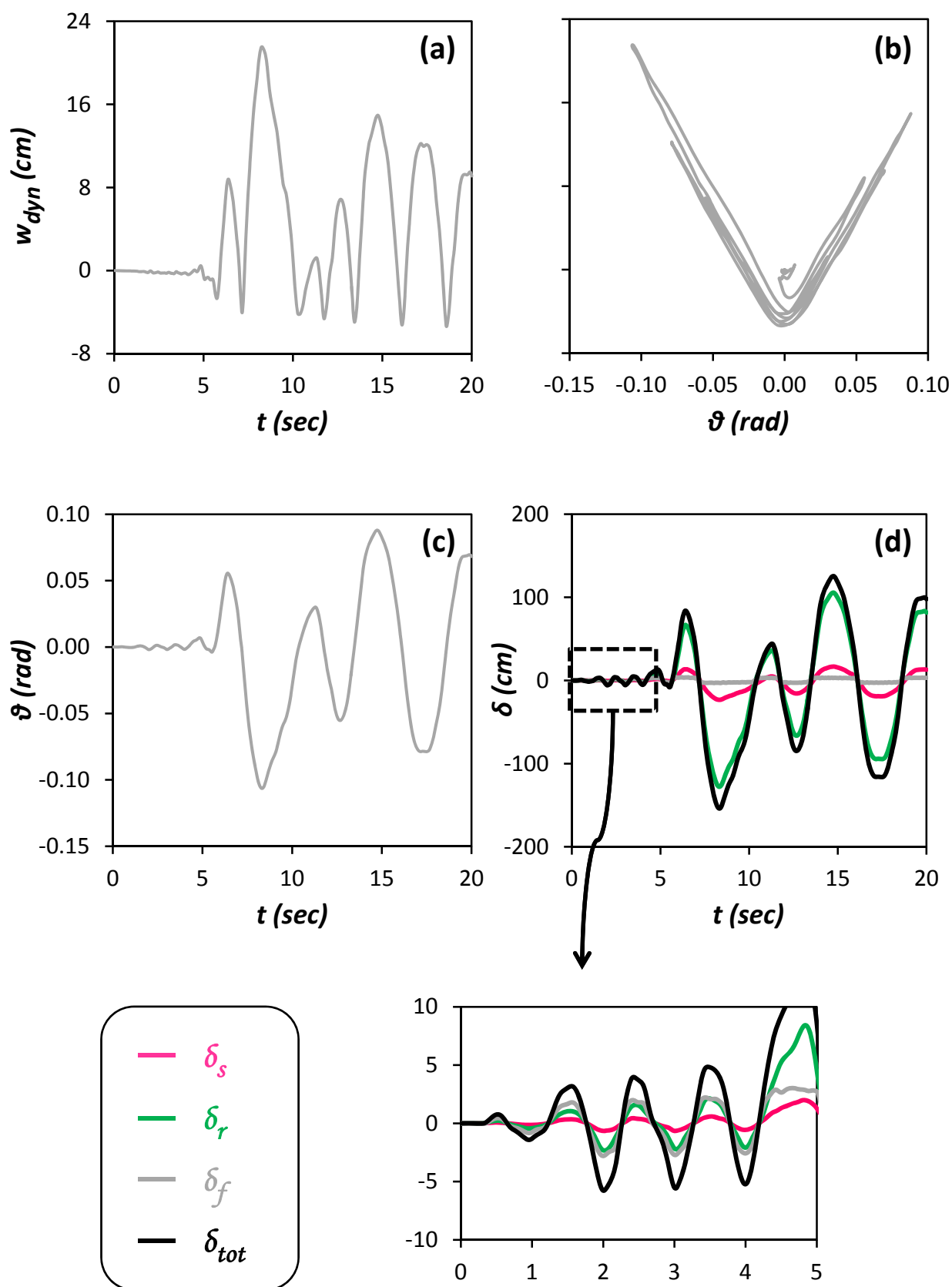
Σχήμα Π.96: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



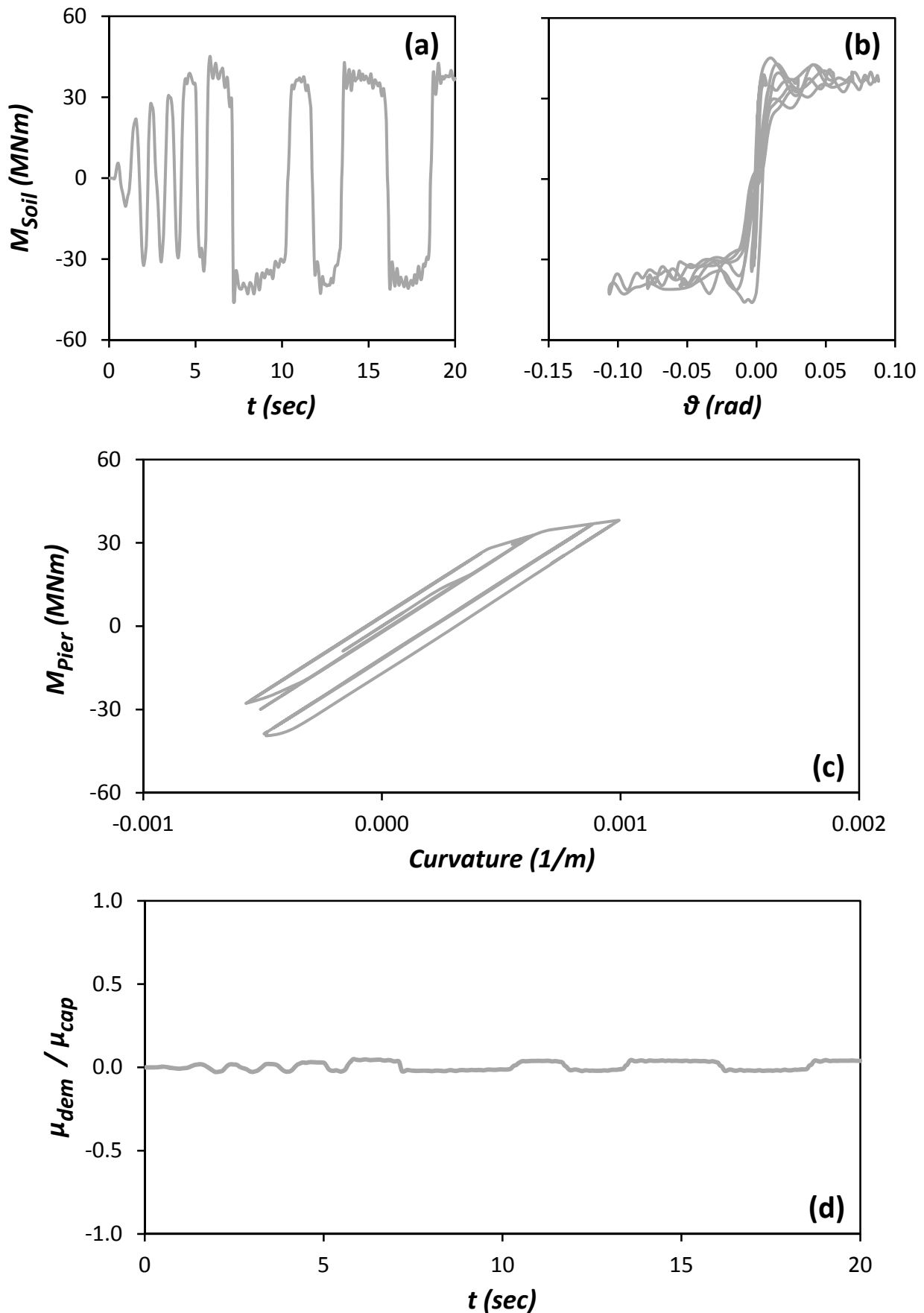
Σχήμα Π.97: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



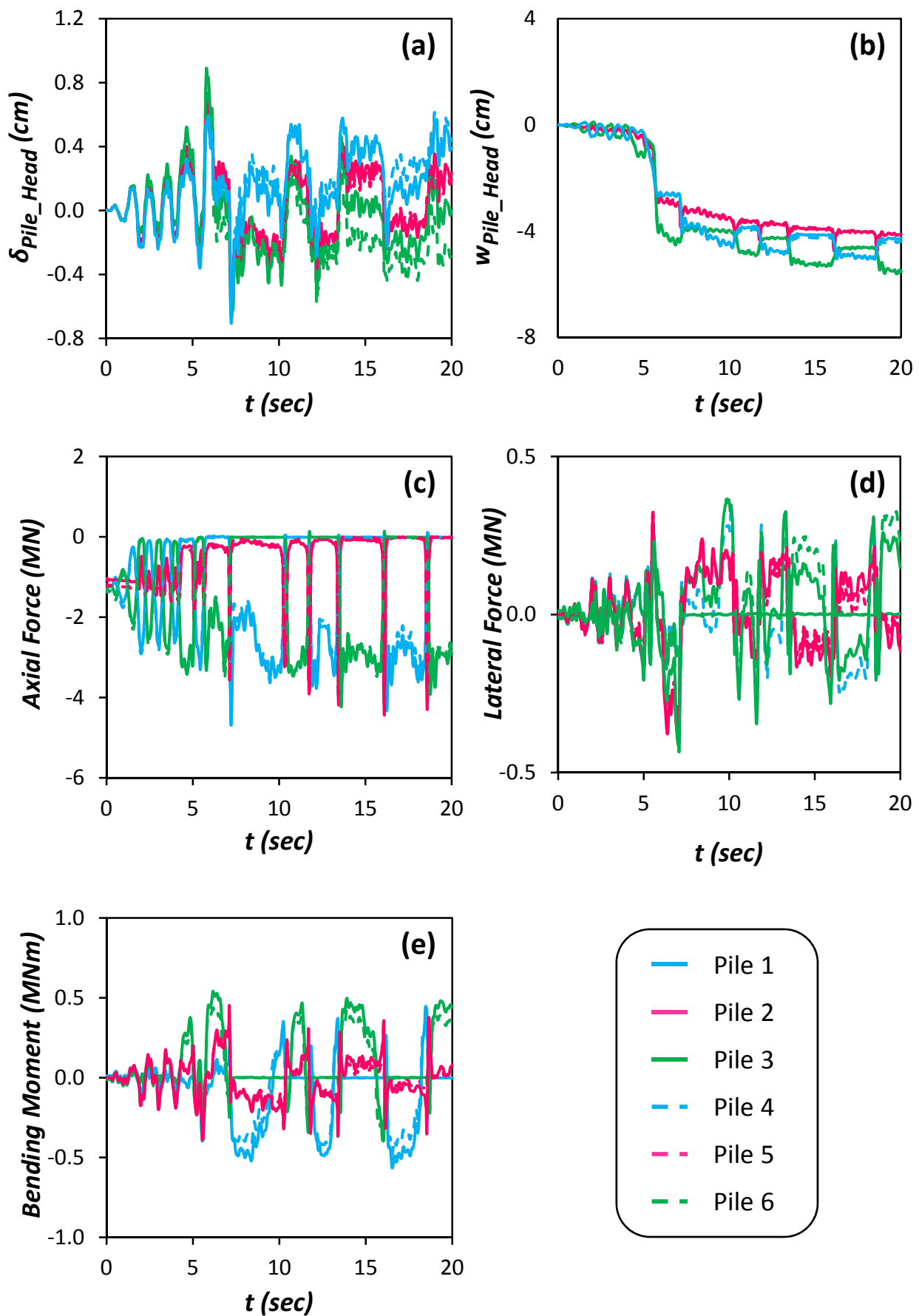
Σχήμα Π.98: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



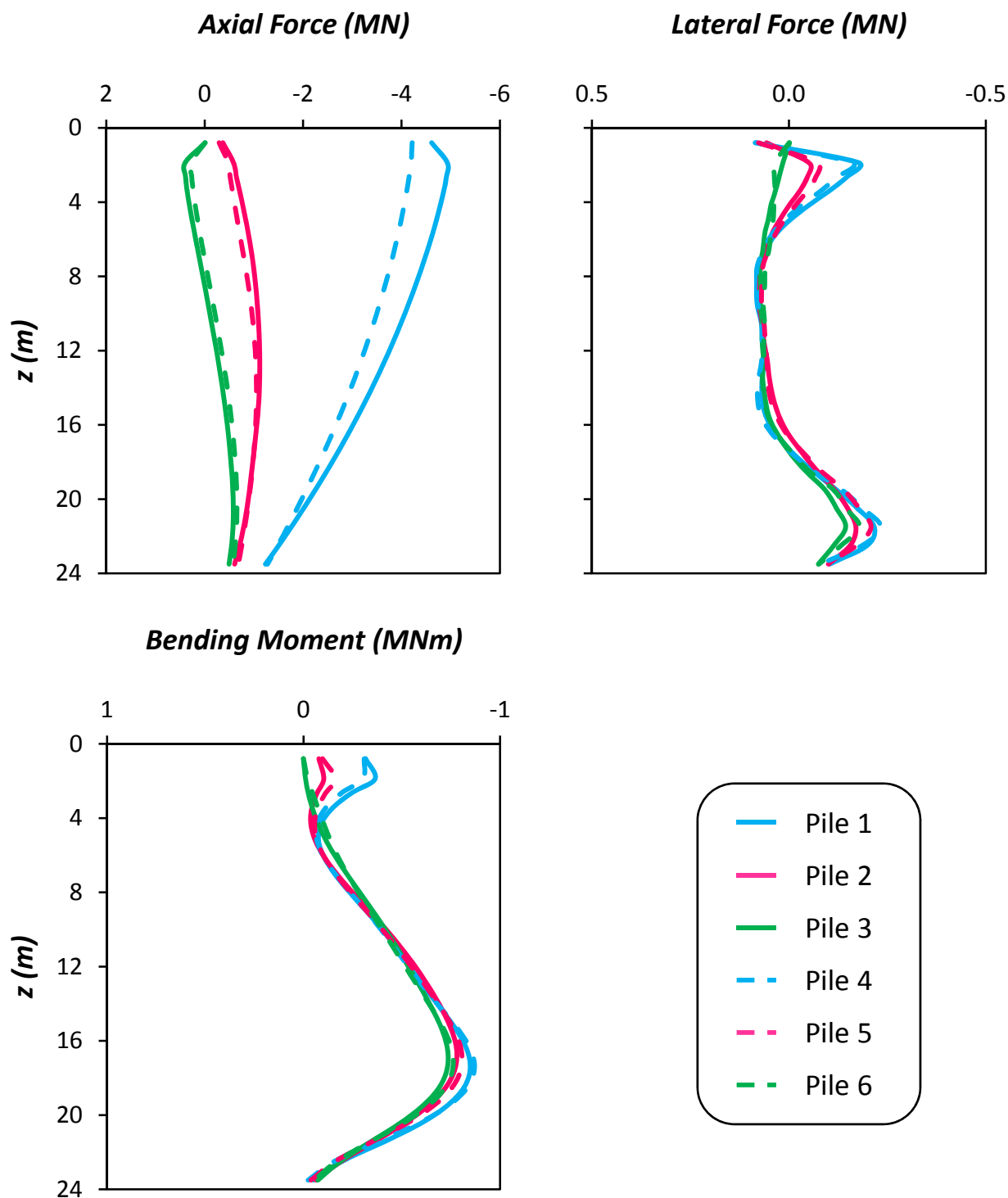
Σχήμα Π.99: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



Σχήμα Π.100: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



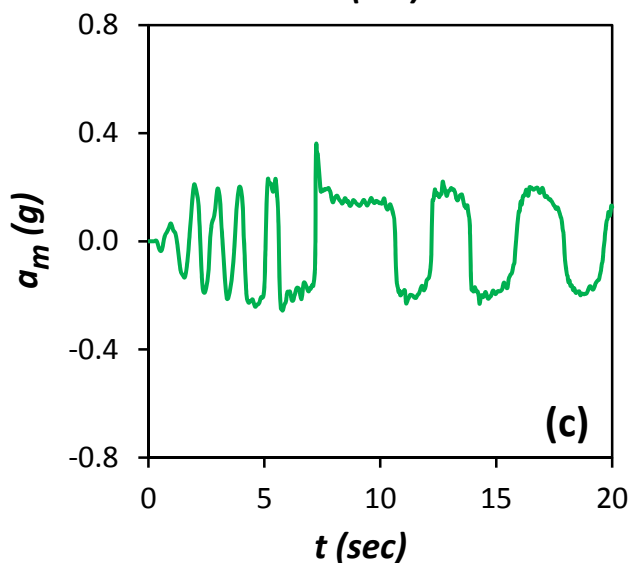
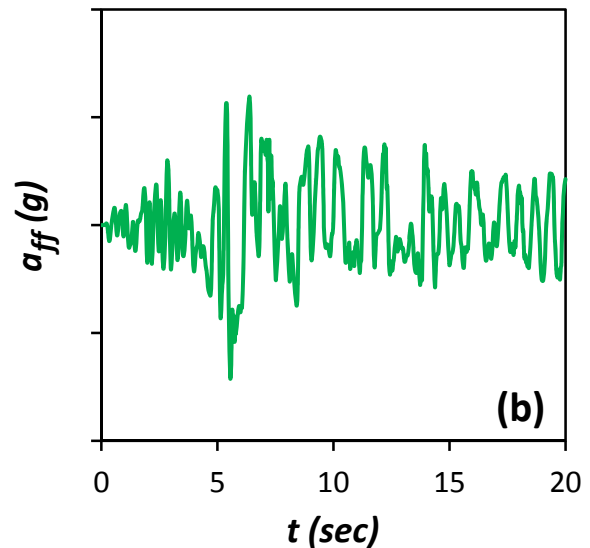
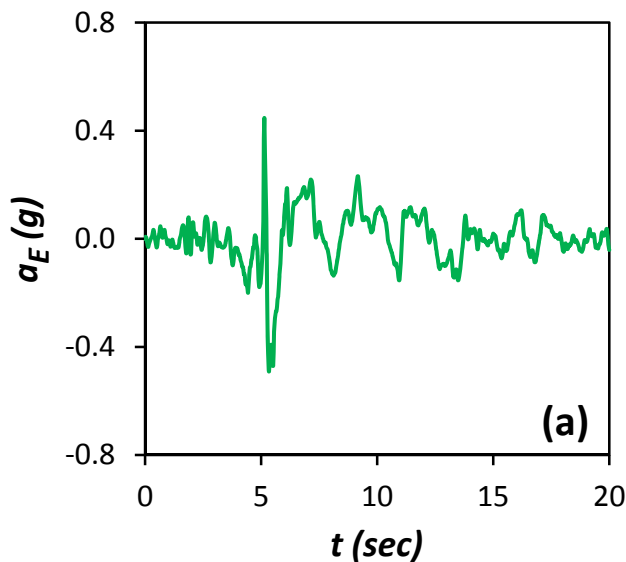
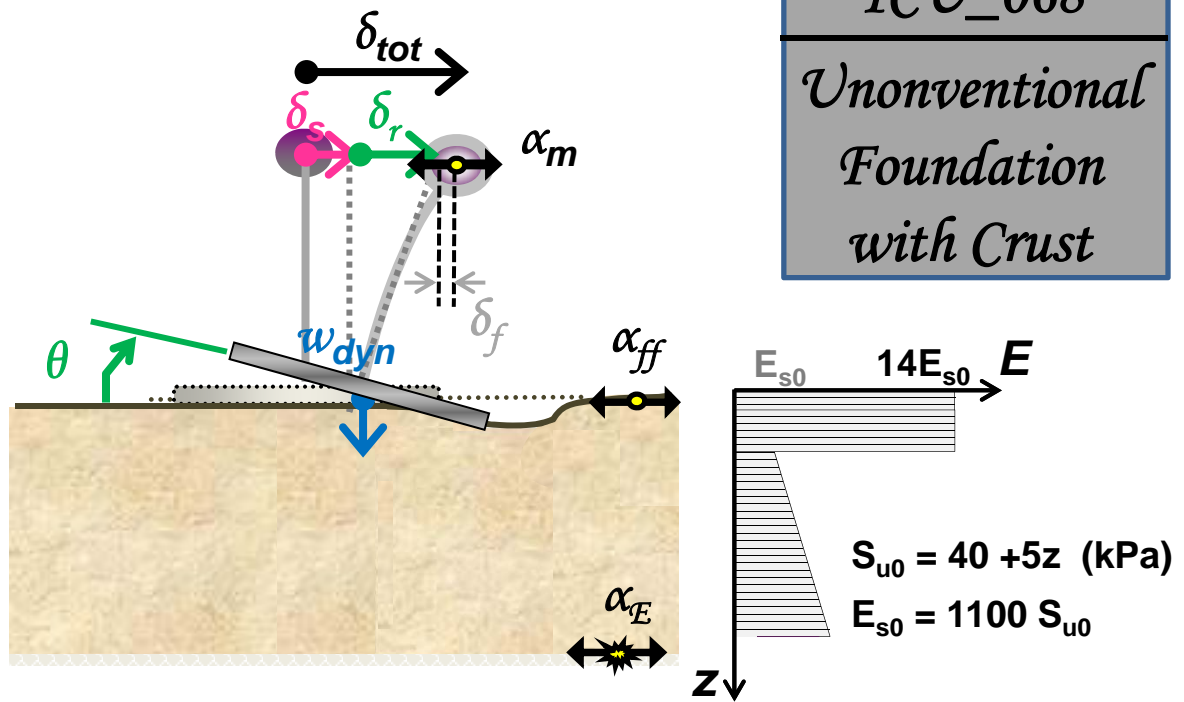
Σχήμα Π.101: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{Pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{Pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



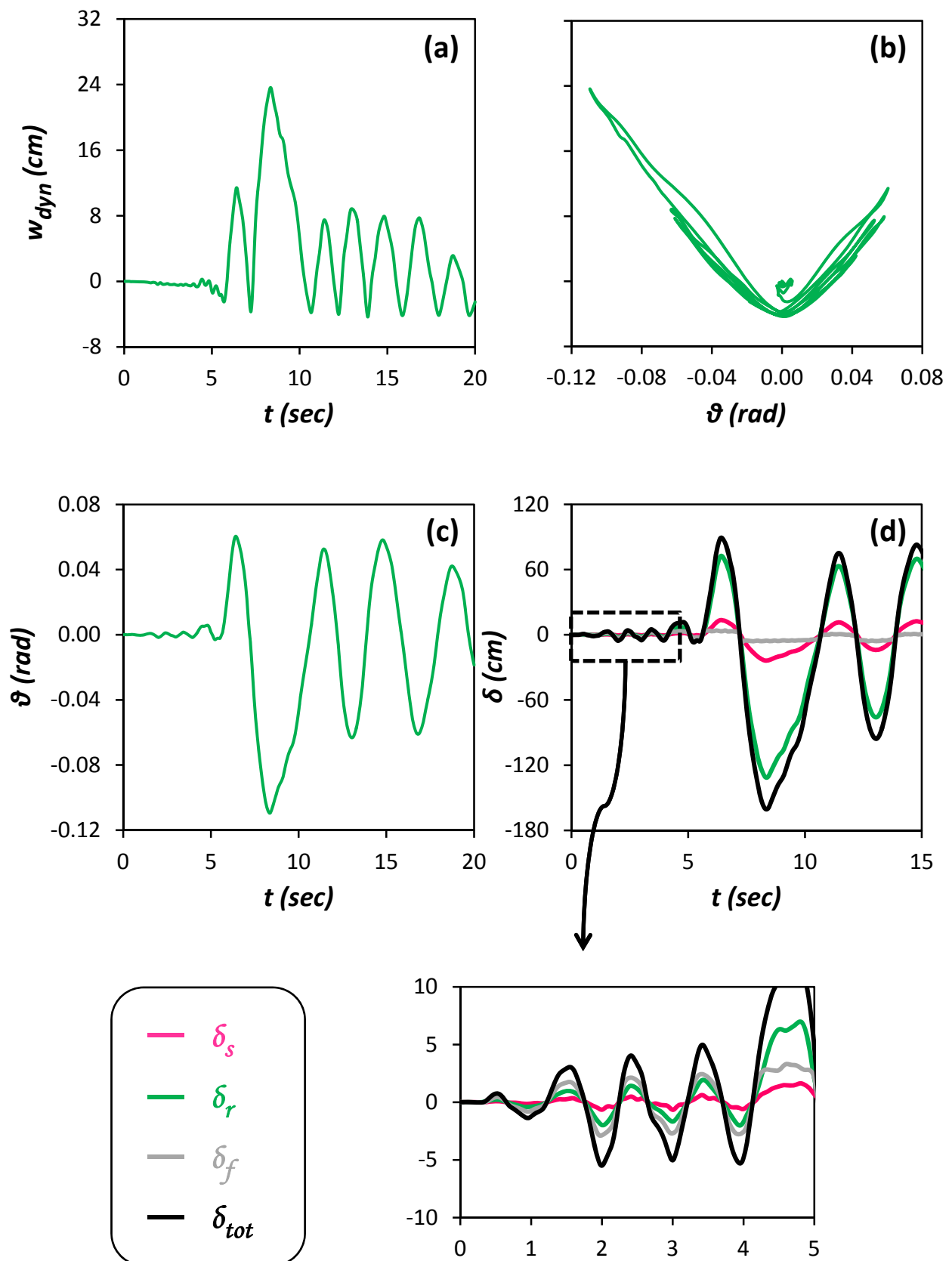
Σχήμα Π.102: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

TCU_068

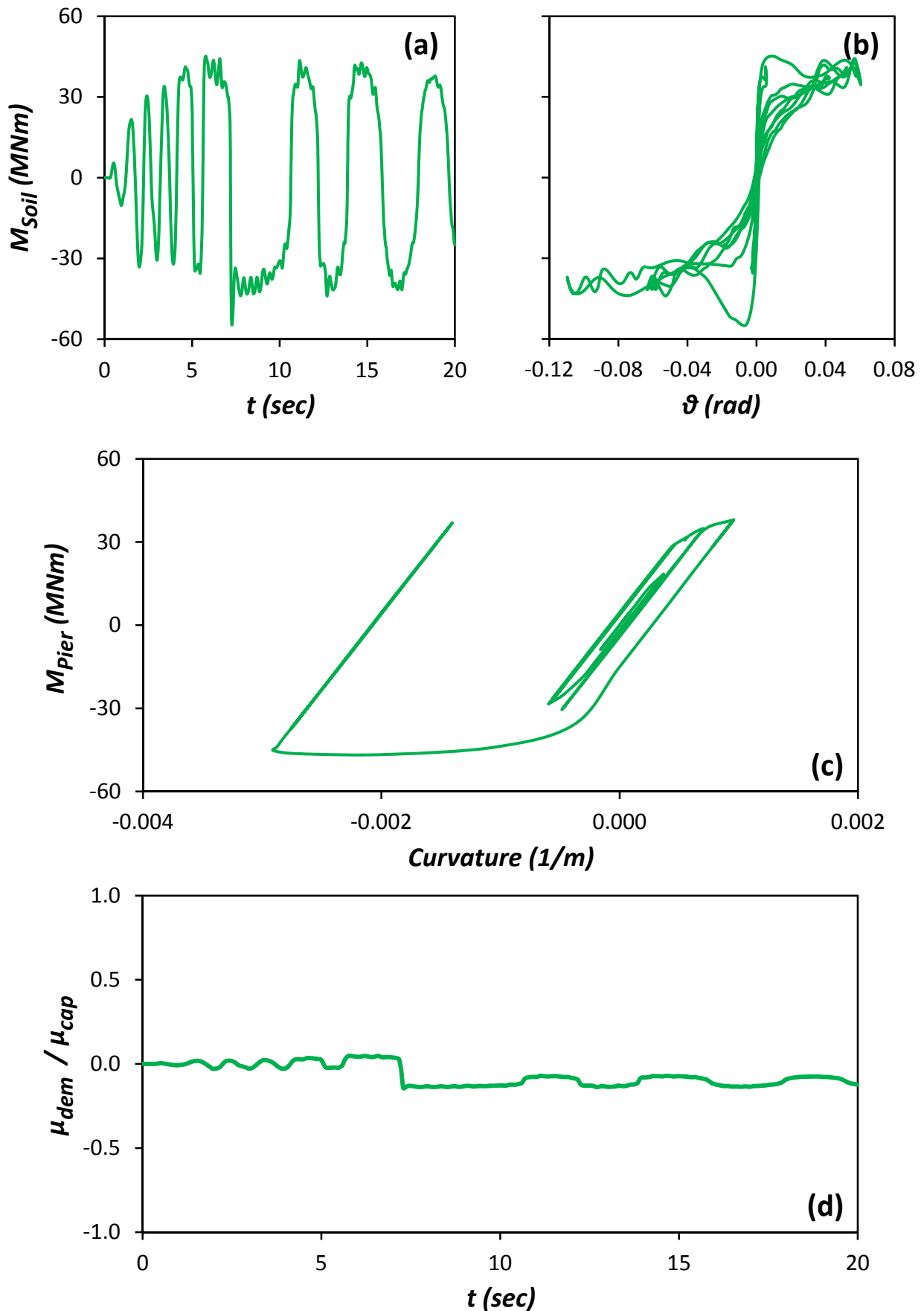
Unconventional
Foundation
with Crust



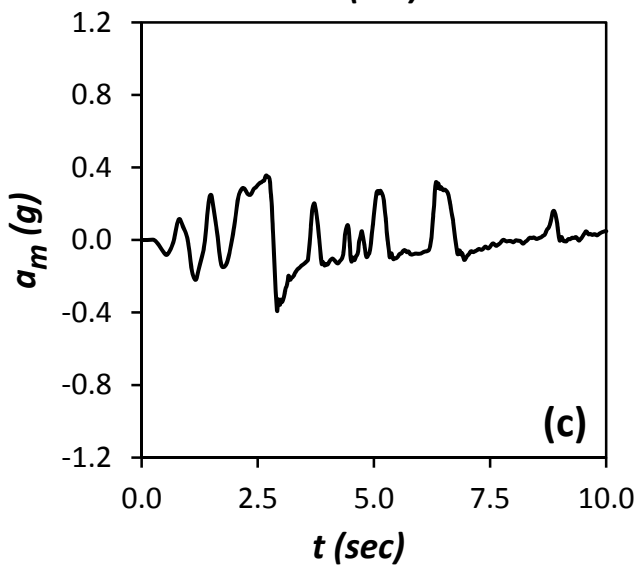
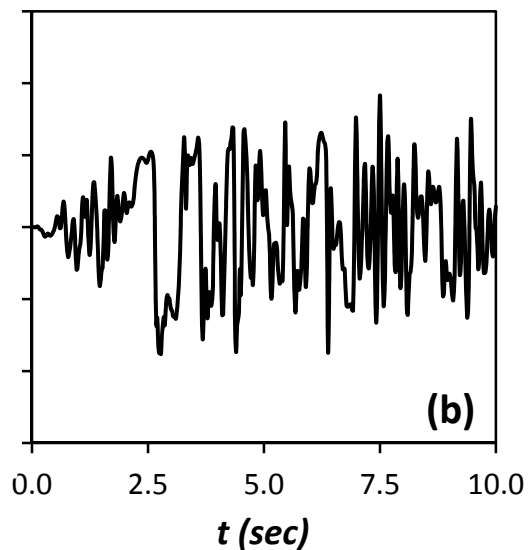
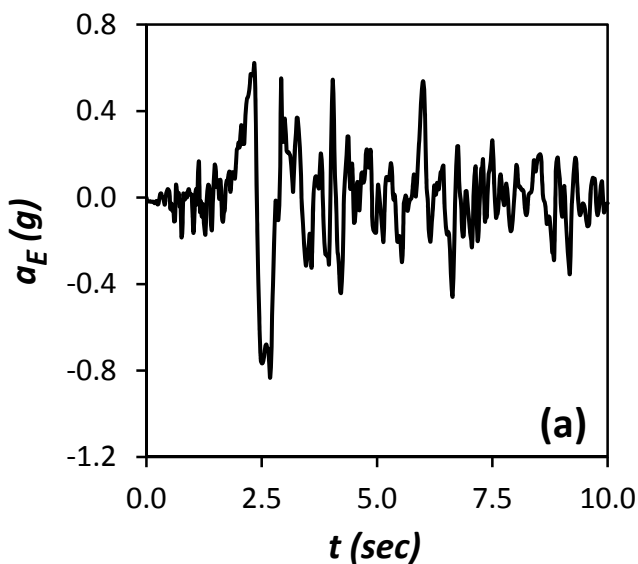
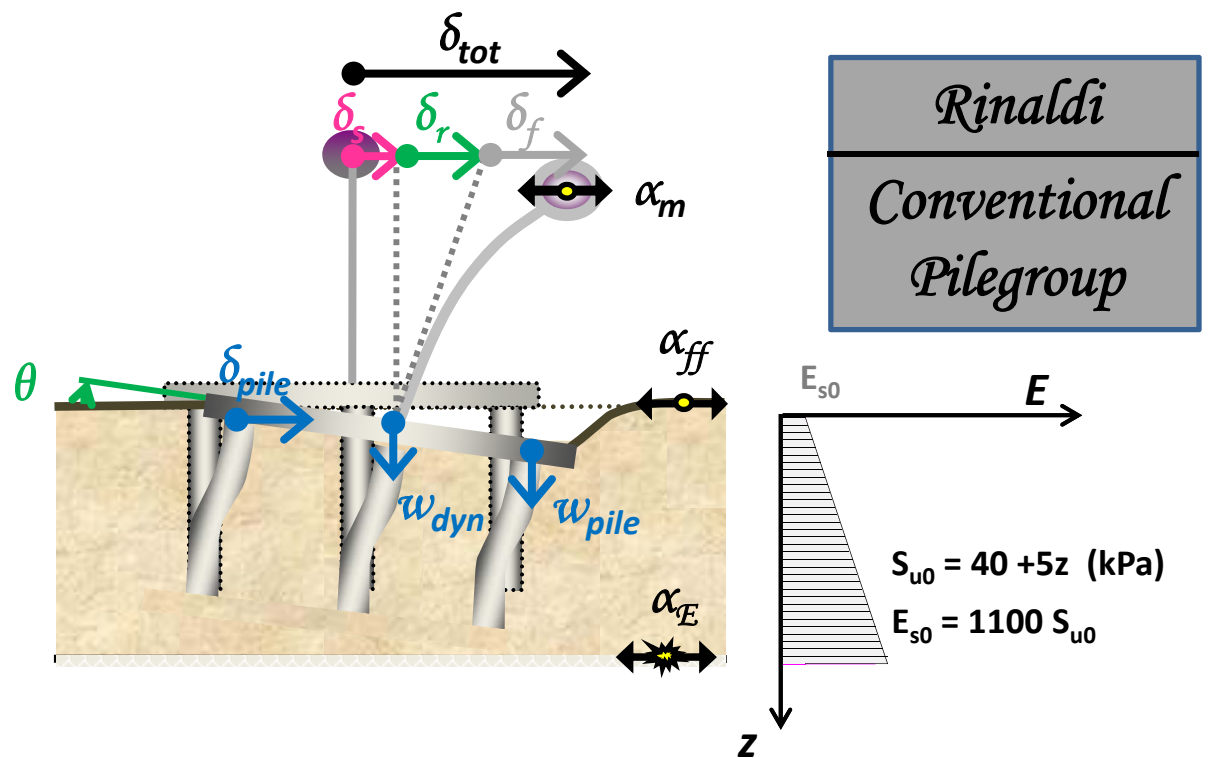
Σχήμα Π.103: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



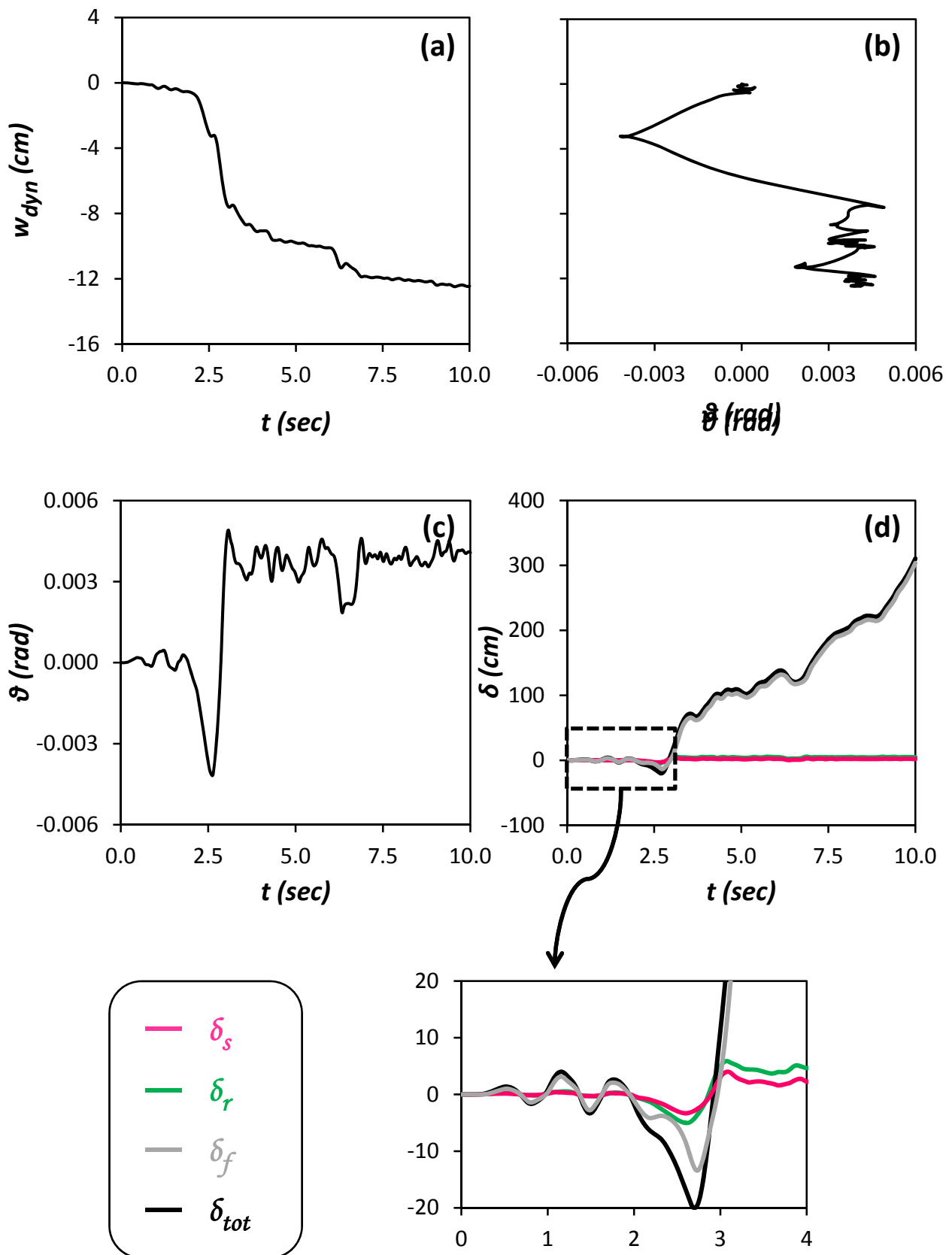
Σχήμα Π.104: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



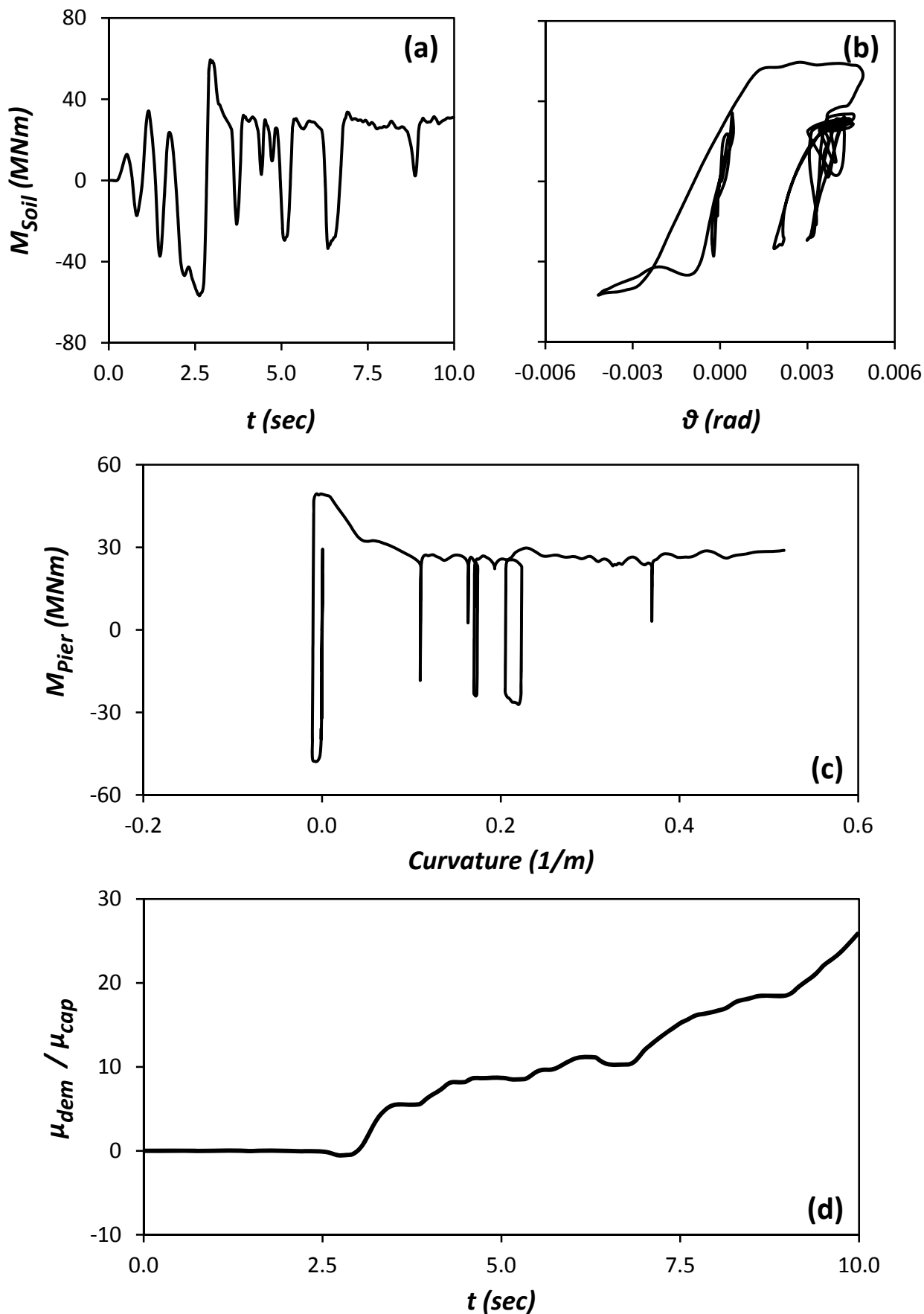
Σχήμα Π.105: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Chi Chi 1999, καταγραφή TCU_068 – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



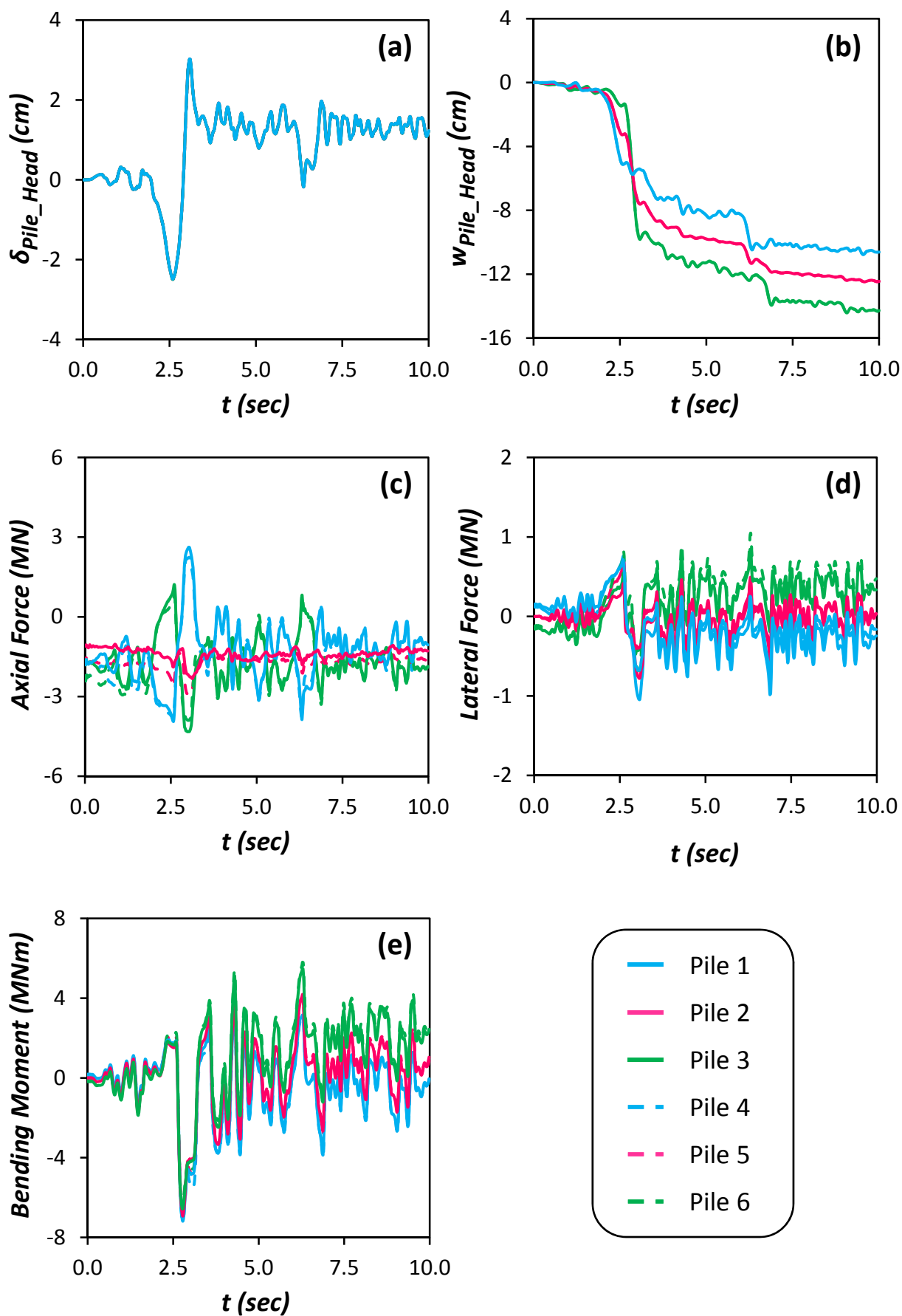
Σχήμα Π.106: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



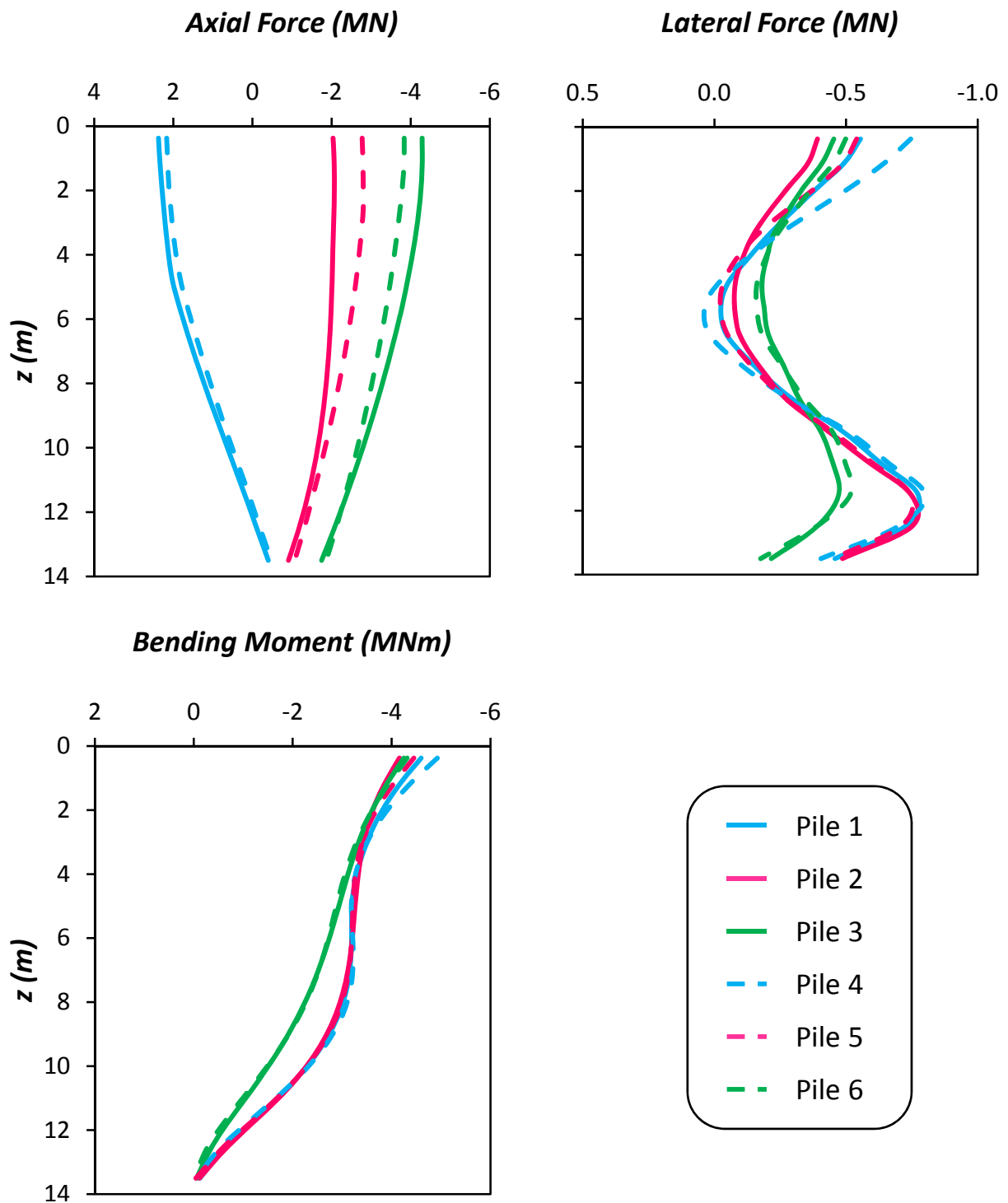
Σχήμα Π.107: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



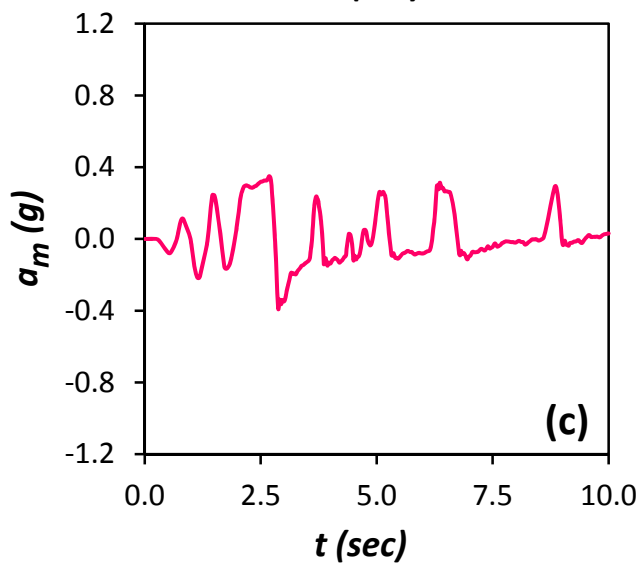
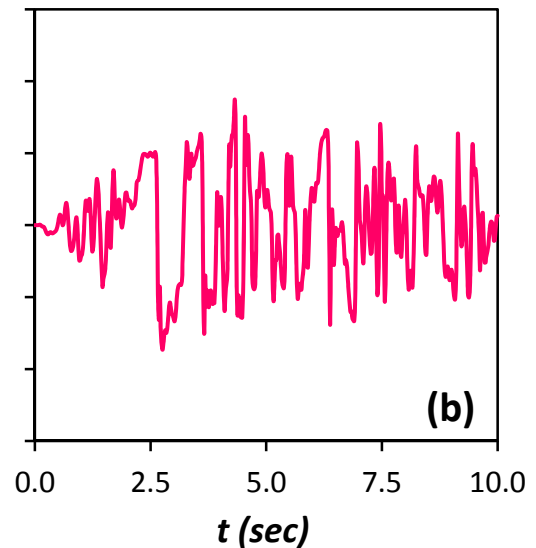
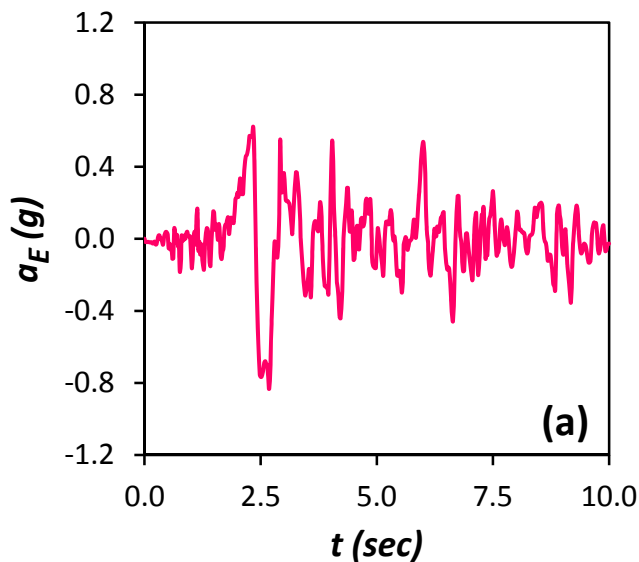
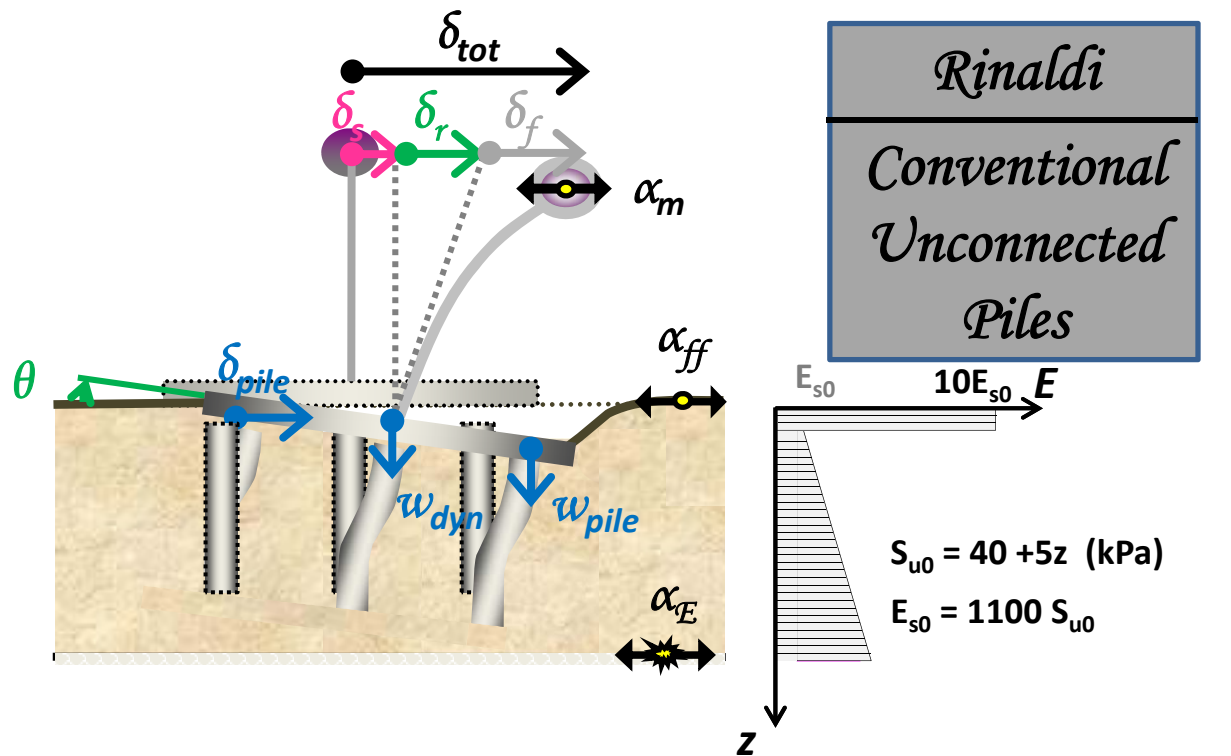
Σχήμα Π.108: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



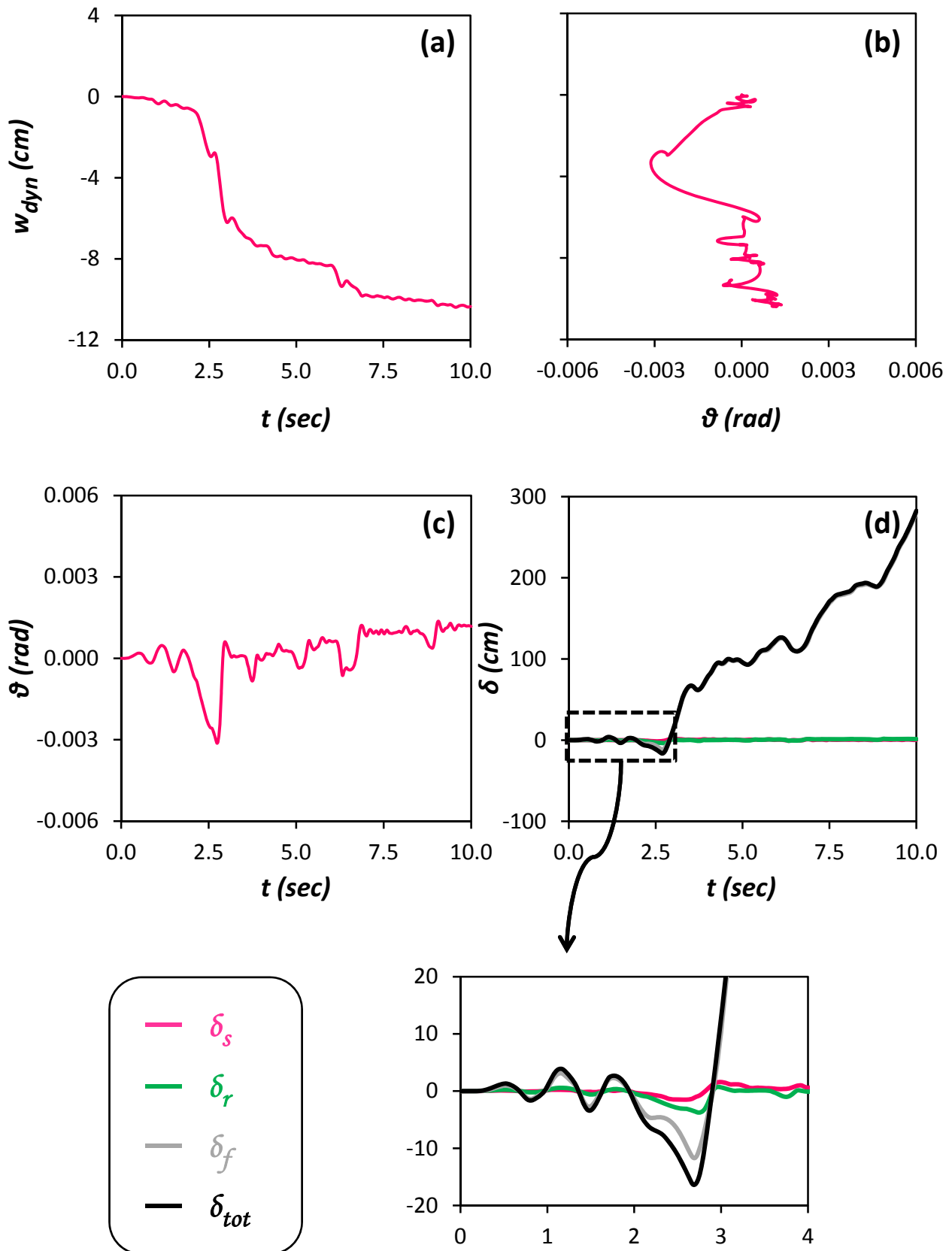
Σχήμα Π.109: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{Pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{Pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



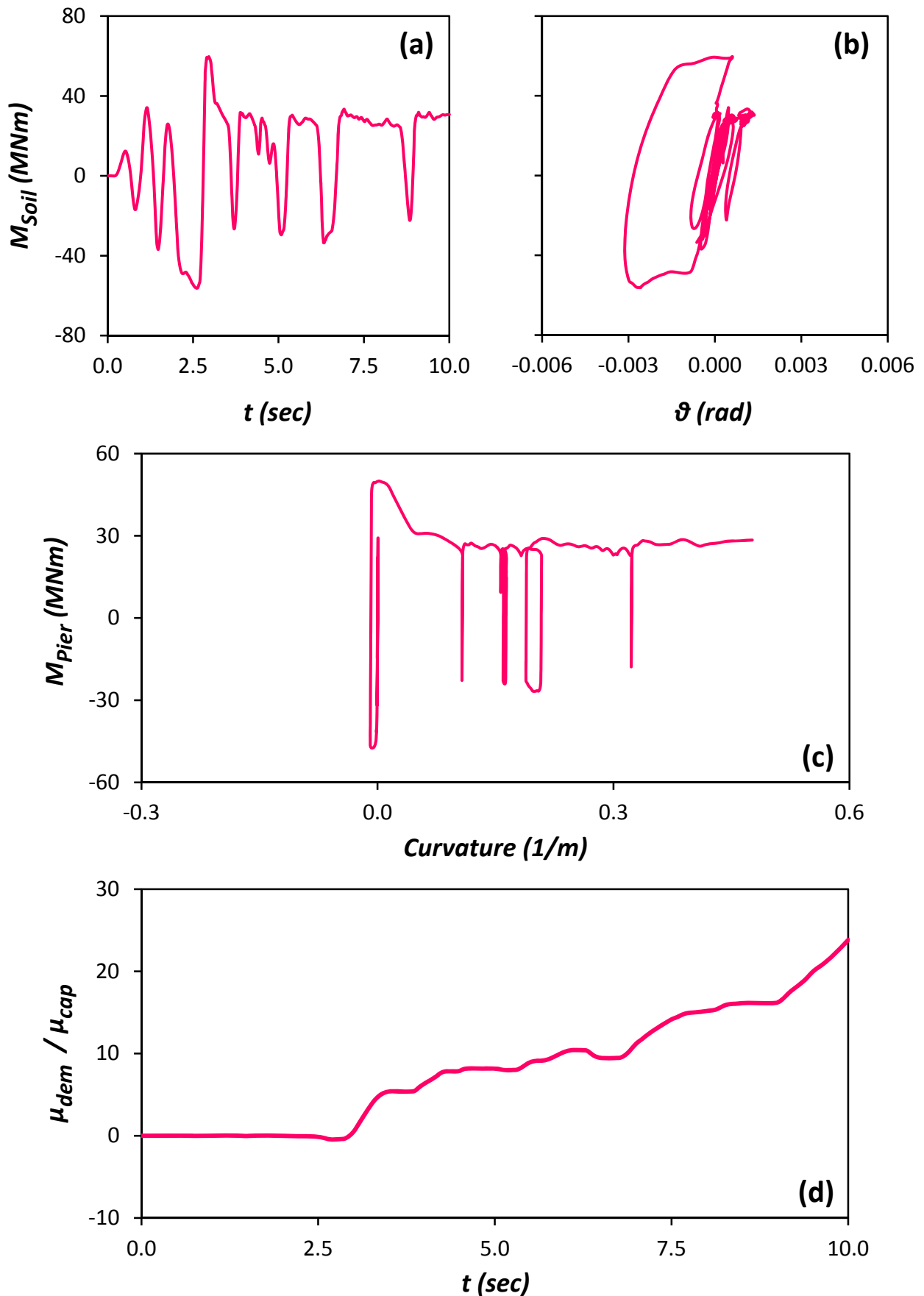
Σχήμα Π.110: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



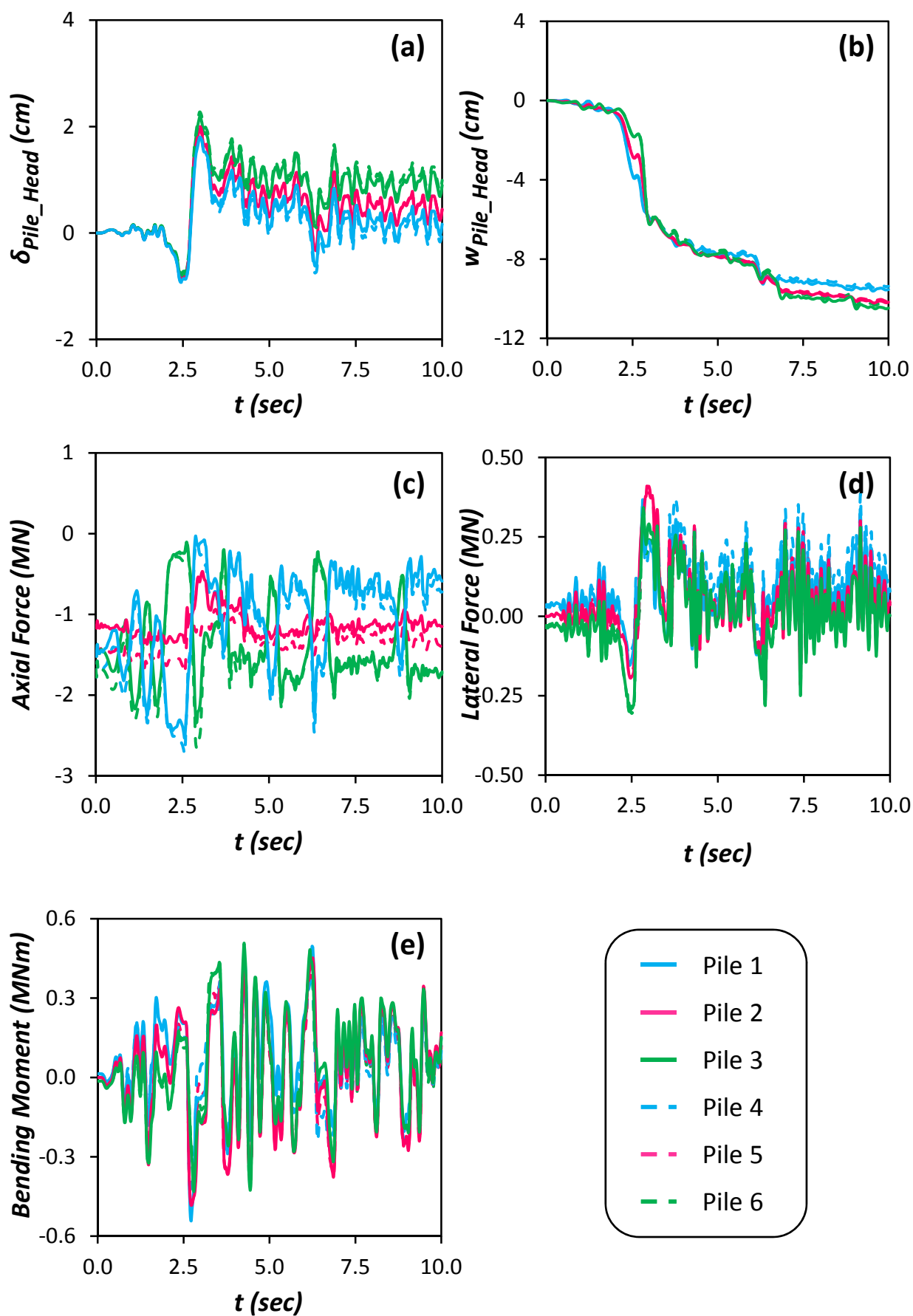
Σχήμα Π.111: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



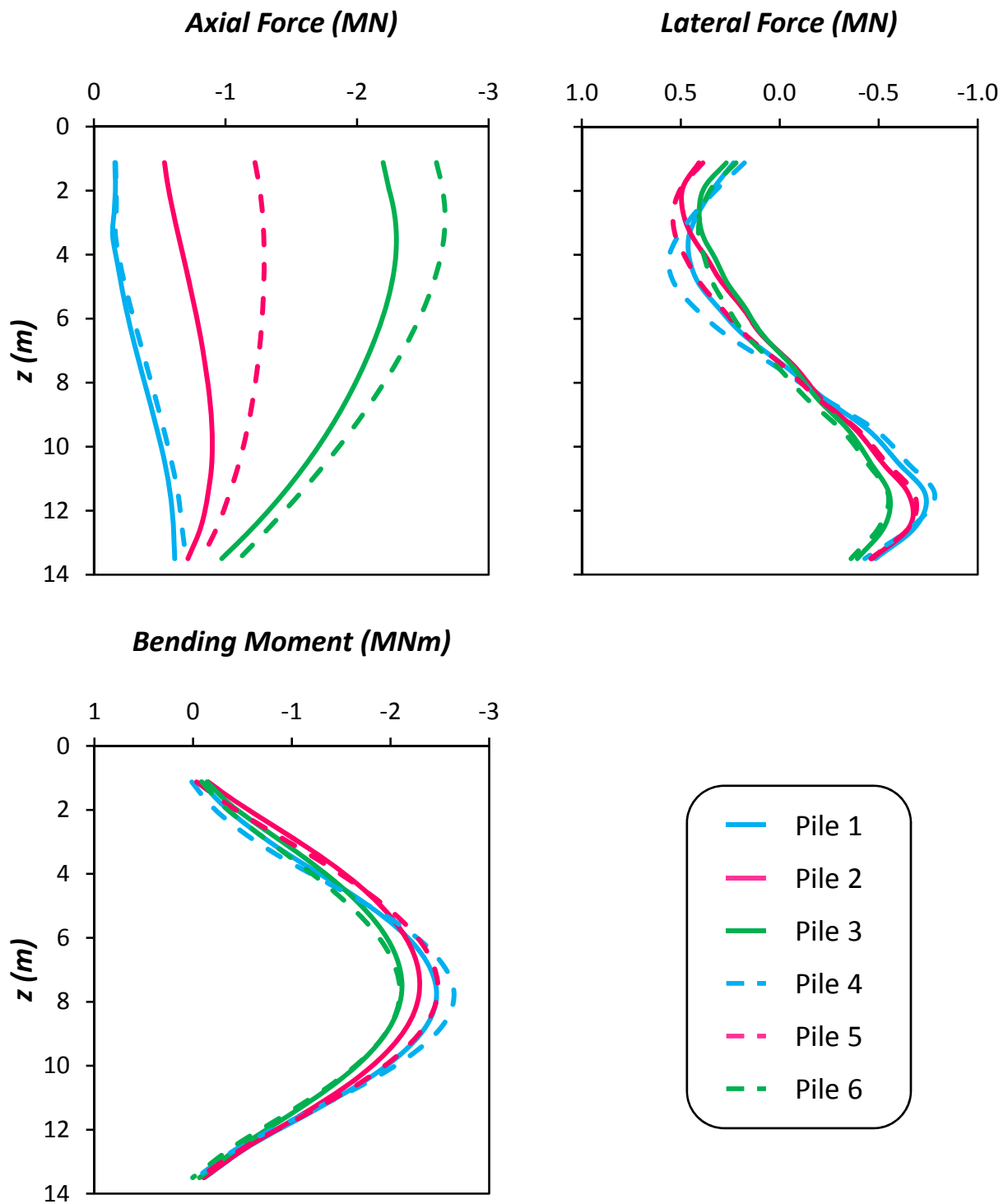
Σχήμα Π.112: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



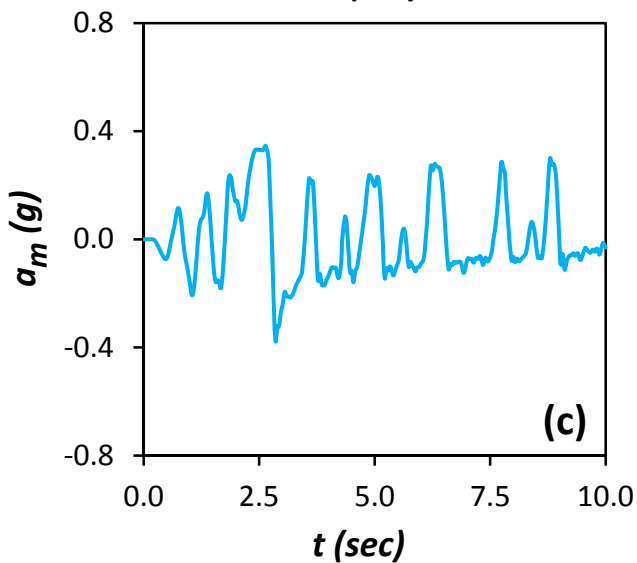
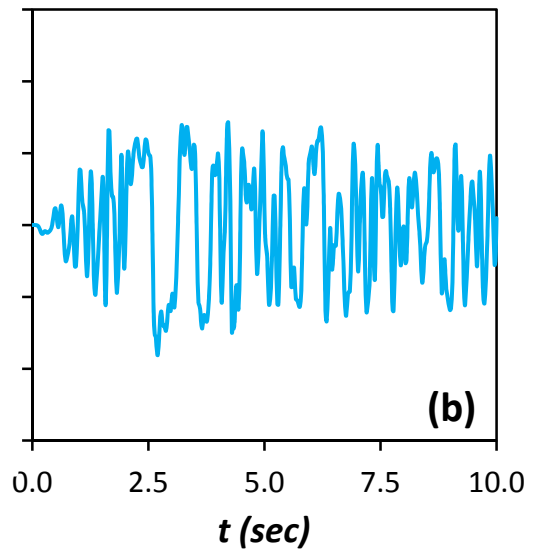
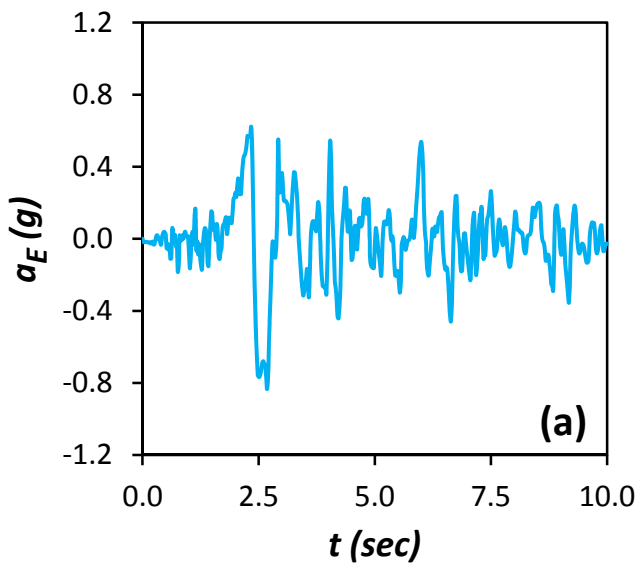
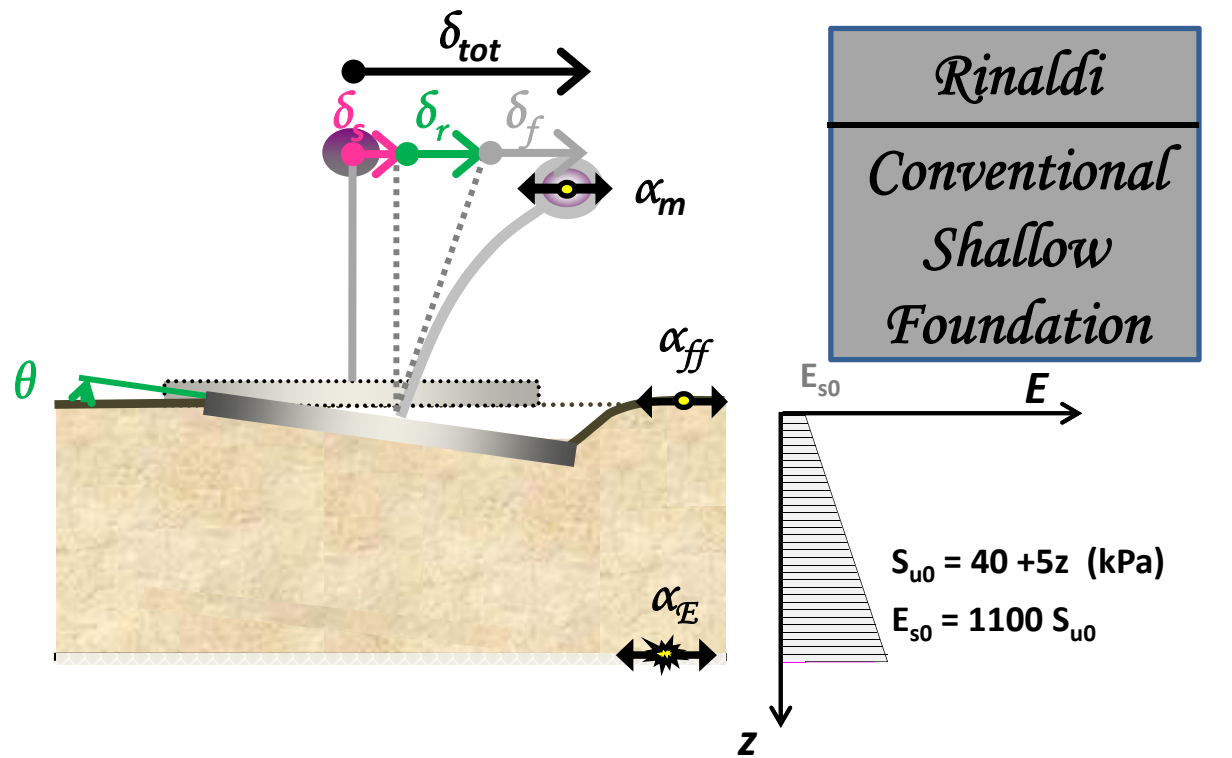
Σχήμα Π.113: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου ϑ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



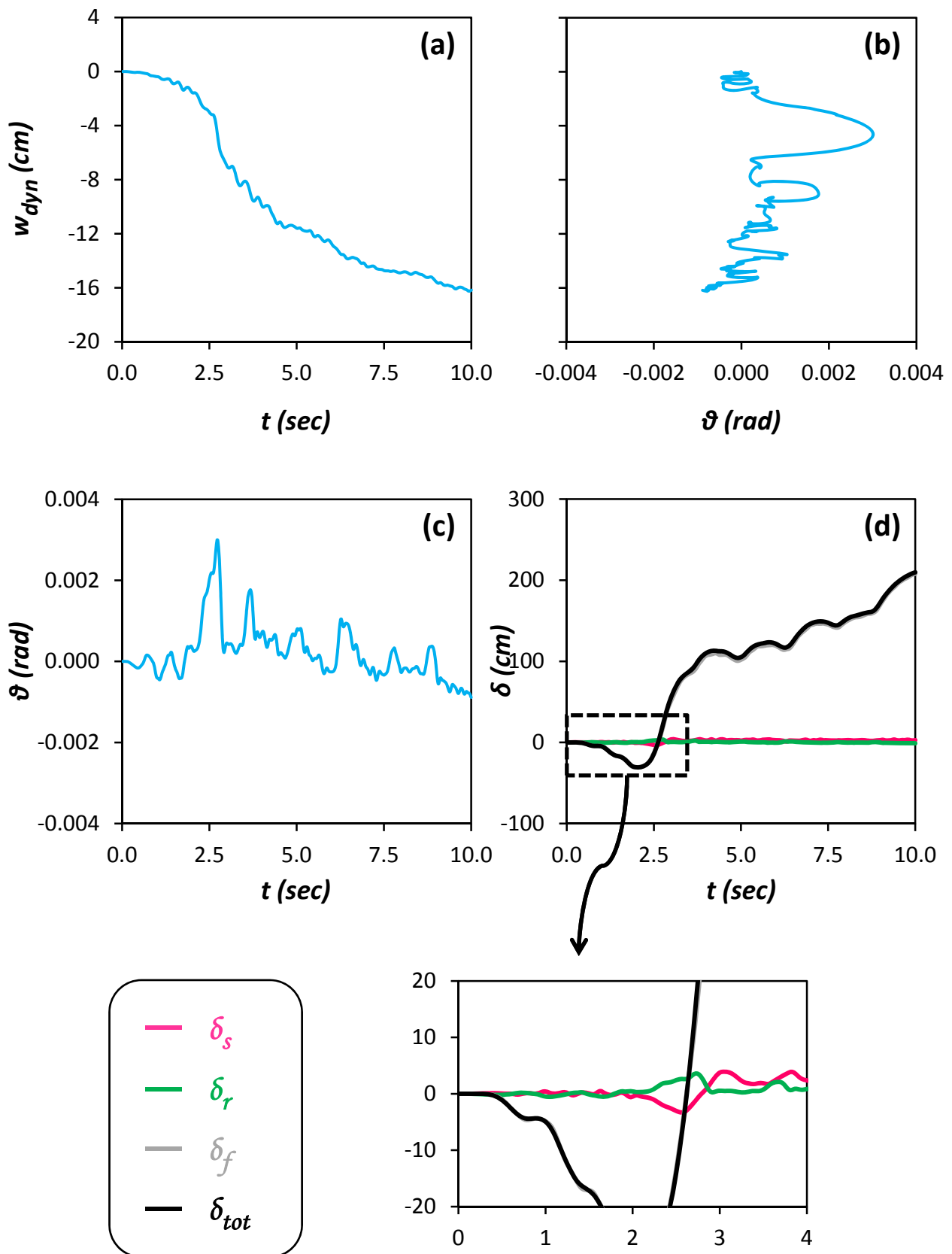
Σχήμα Π.114: Χρονοϊστορίες (α) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (β) Καθίζησης w_{pile_Head} , (γ) Αξονικής δύναμης, (δ) Τέμνουσας δύναμης, και (ε) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



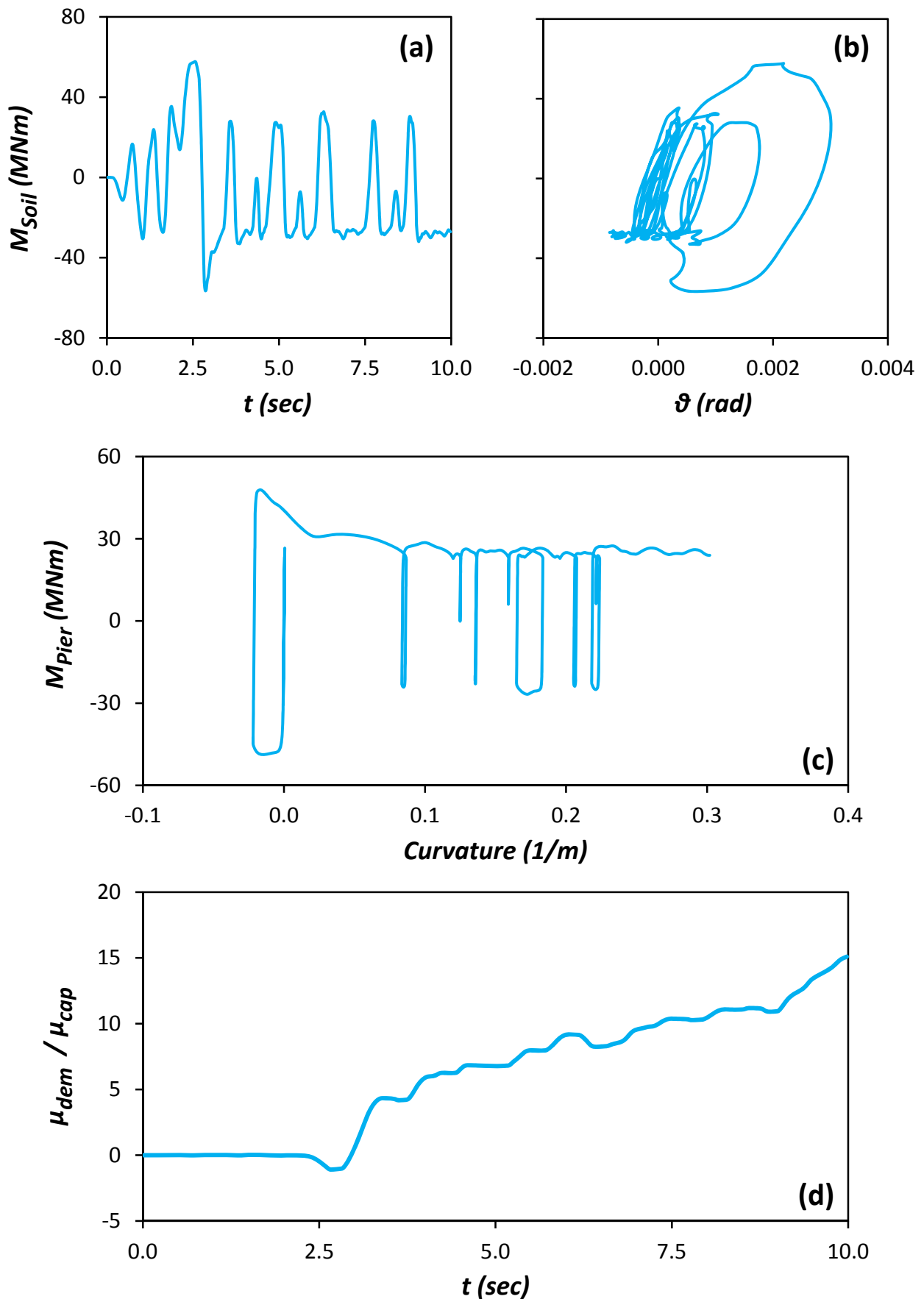
Σχήμα Π.115: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



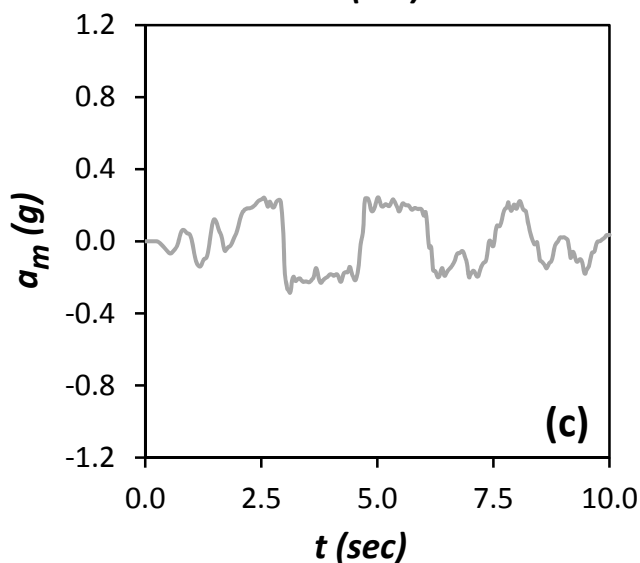
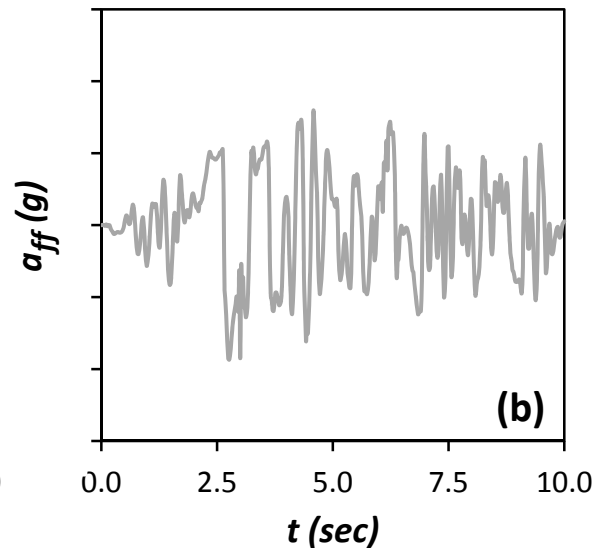
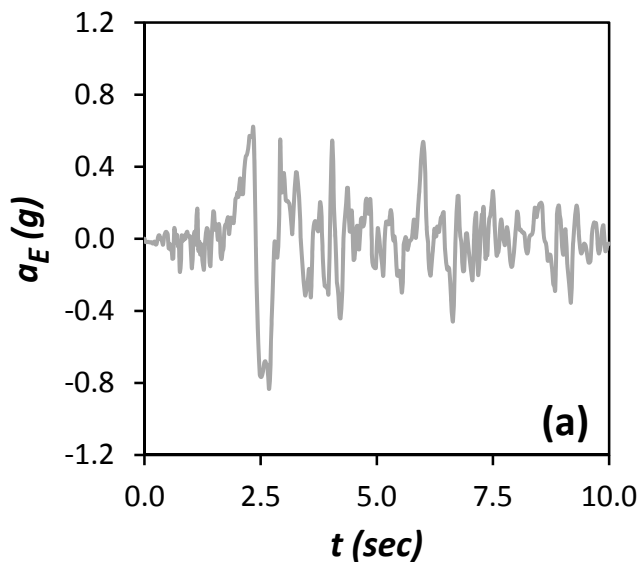
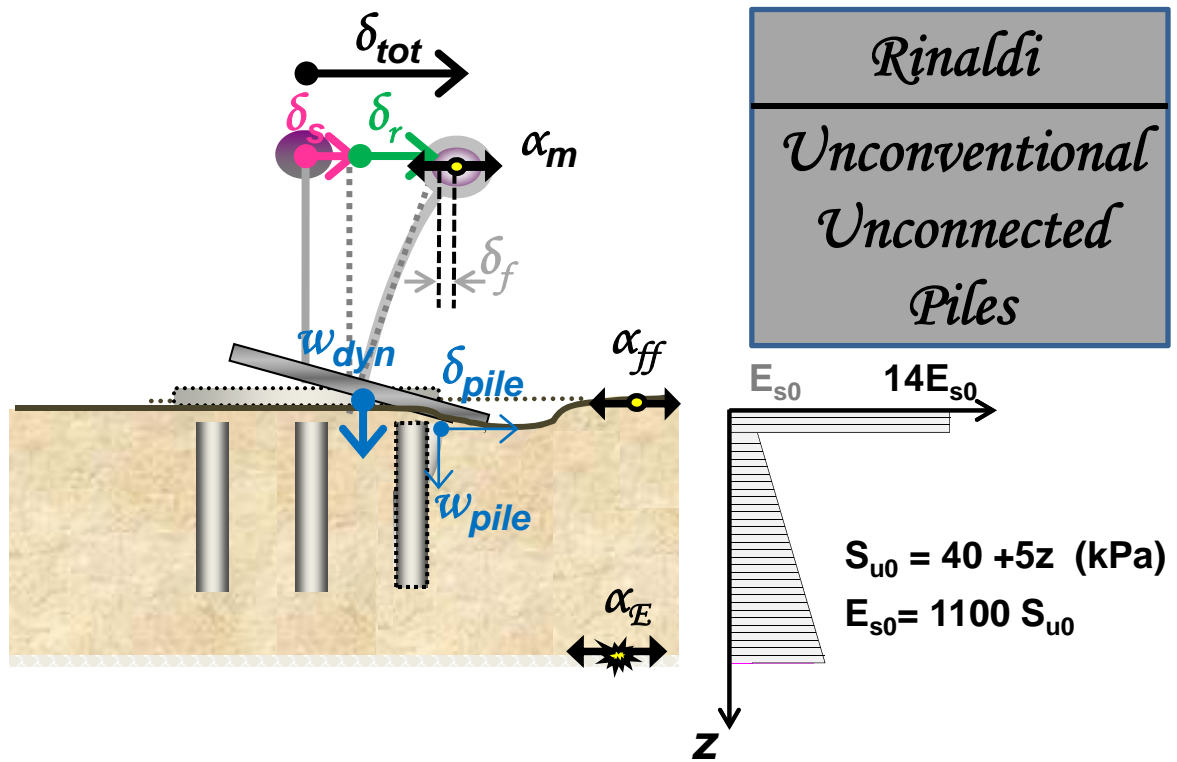
Σχήμα Π.116: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



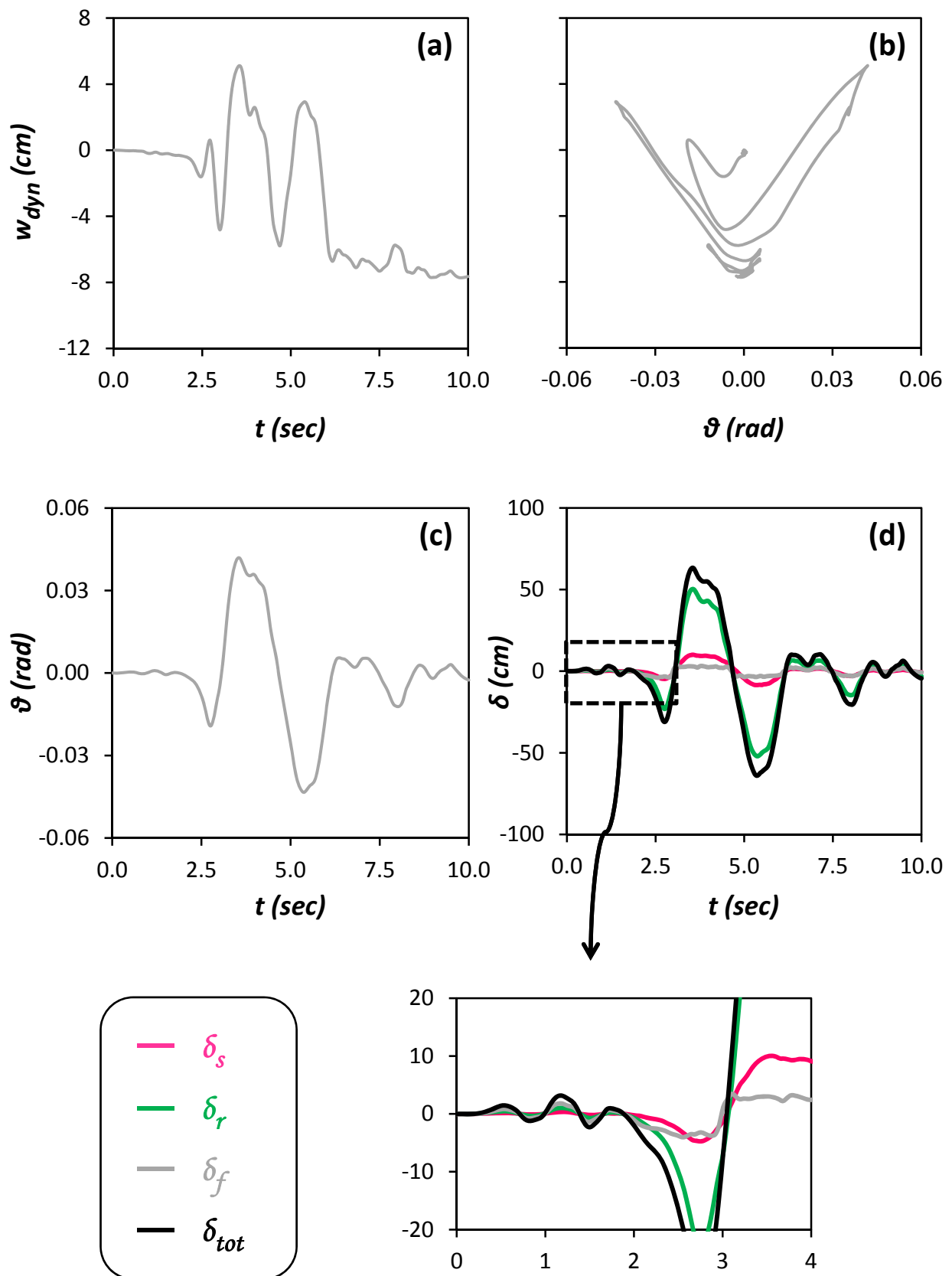
Σχήμα Π.117: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



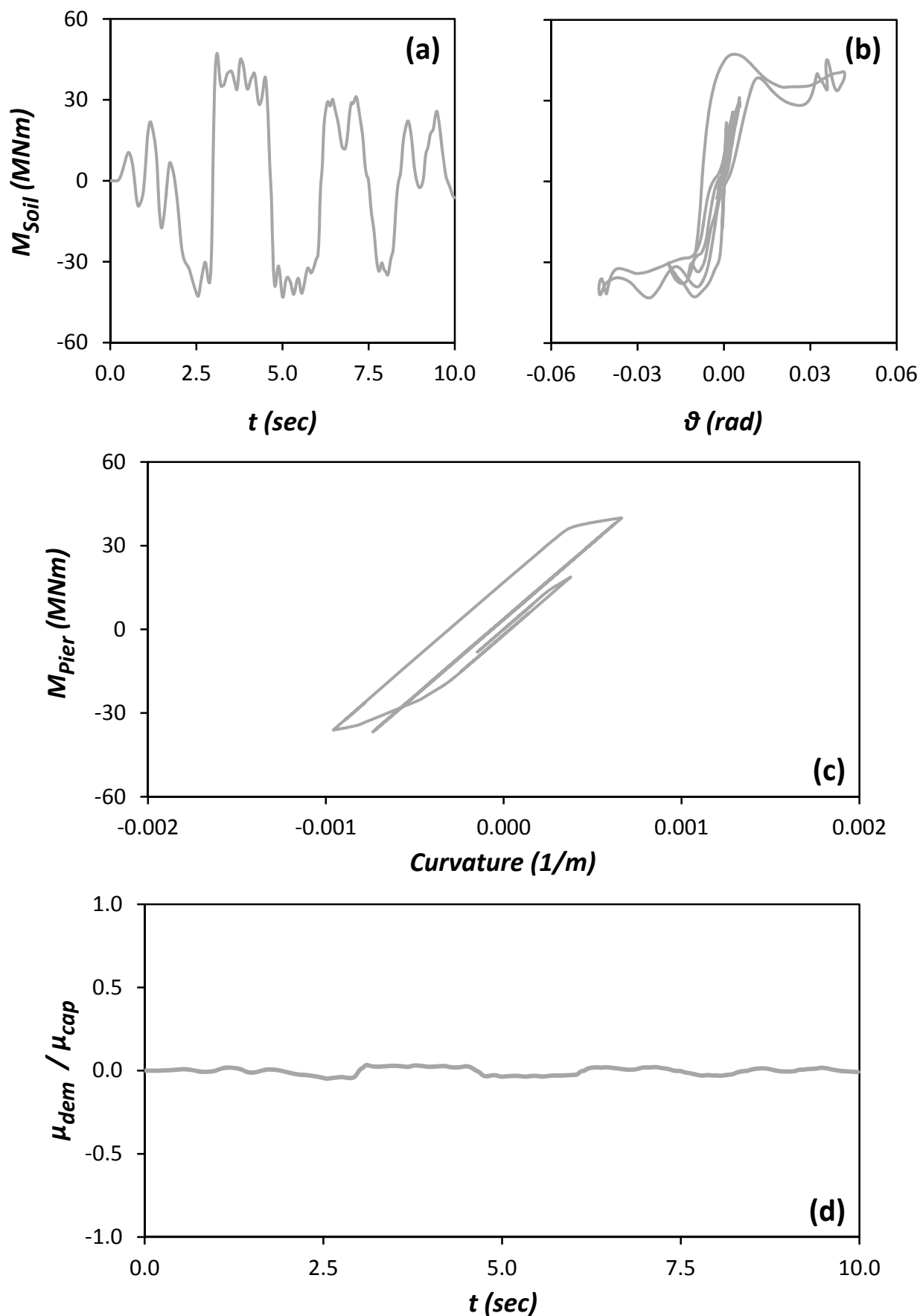
Σχήμα Π.118: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου ϑ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



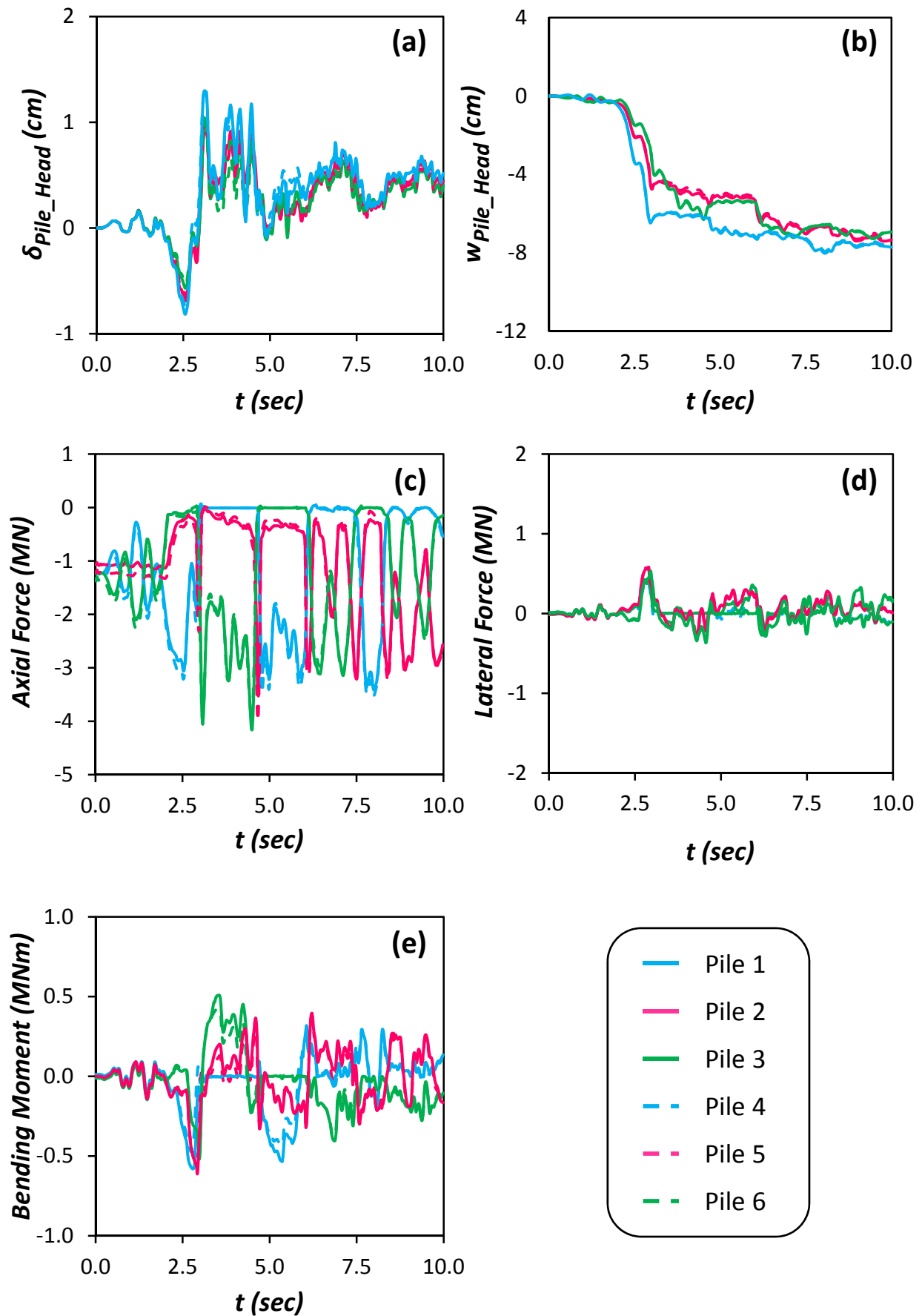
Σχήμα Π.119: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



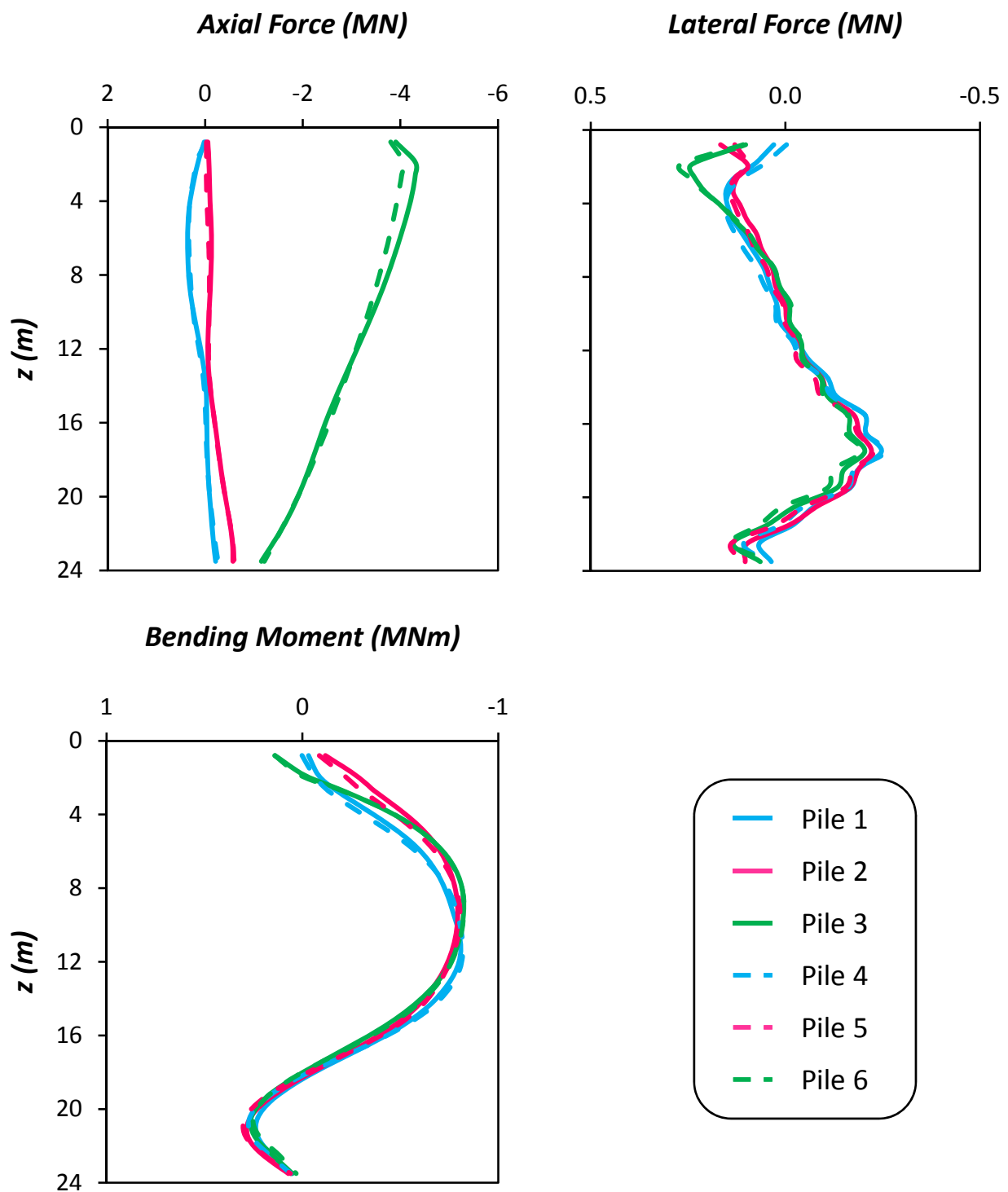
Σχήμα Π.120: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



Σχήμα Π.121: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



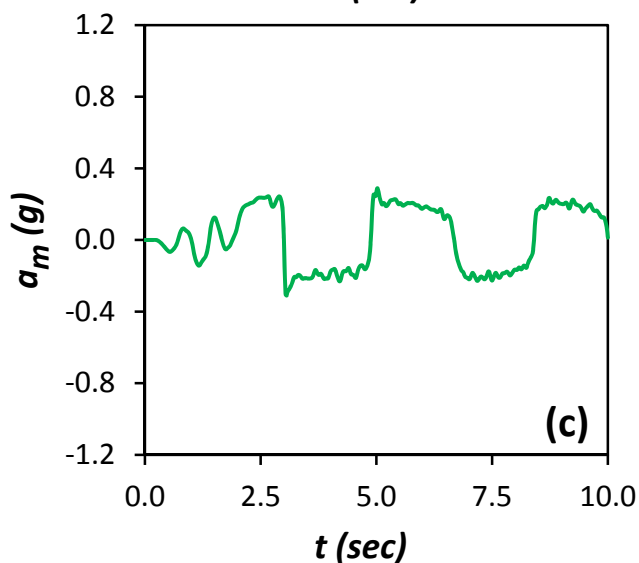
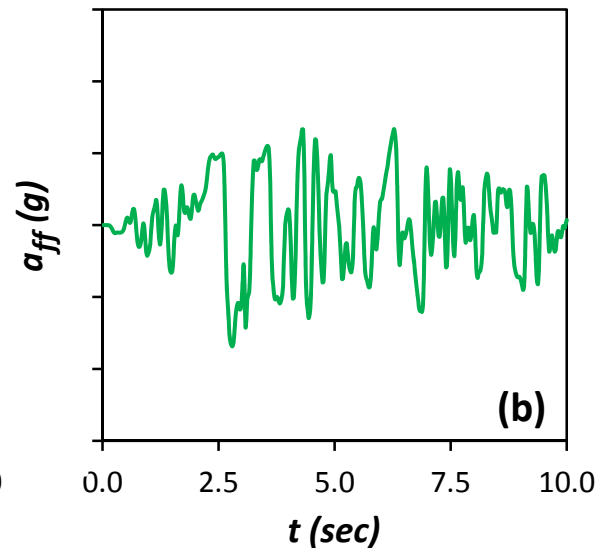
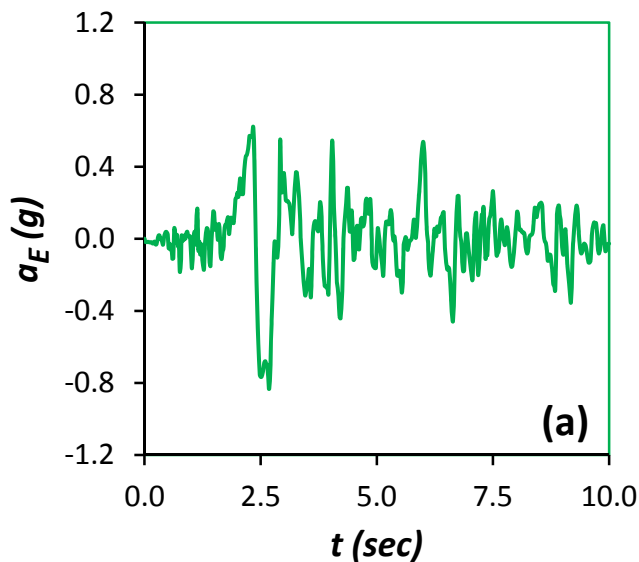
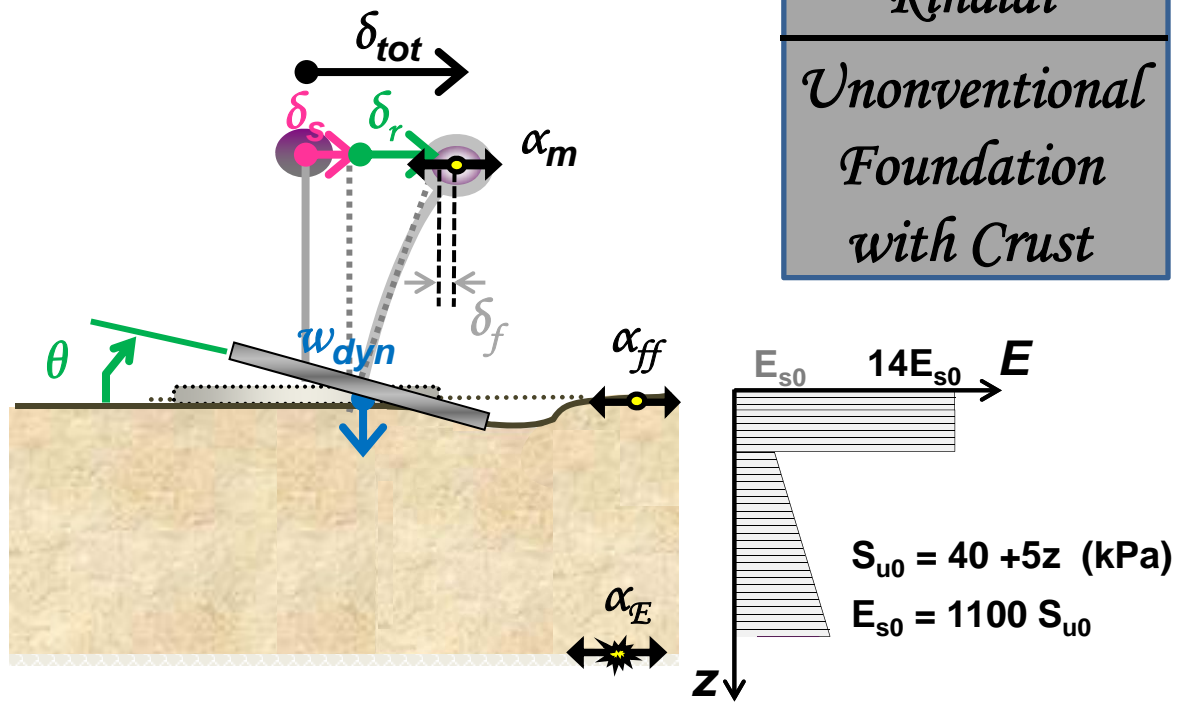
Σχήμα Π.122: Χρονοϊστορίες (α) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (β) Καθίζησης w_{pile_Head} , (γ) Αξονικής δύναμης, (δ) Τέμνουσας δύναμης, και (ε) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



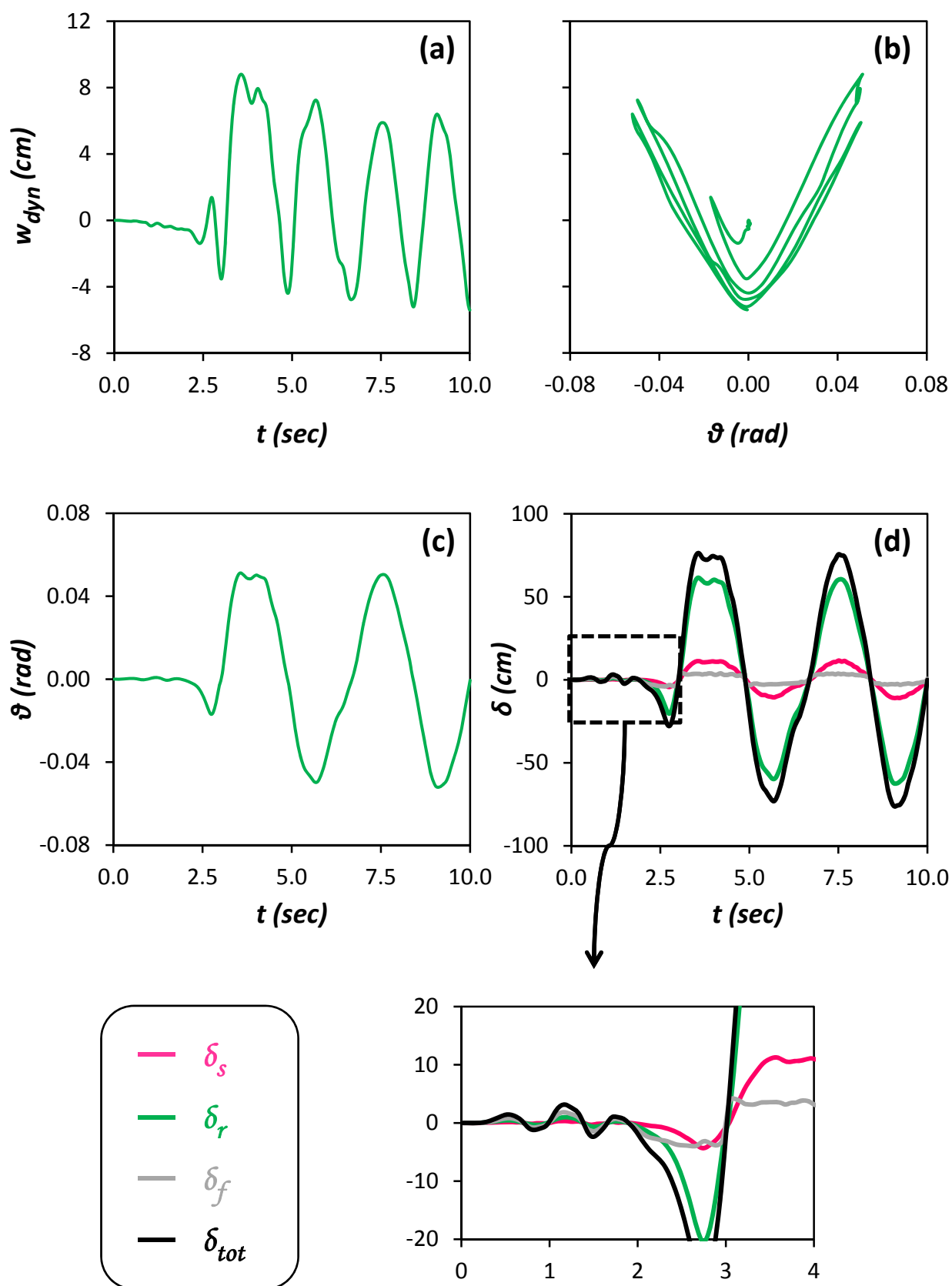
Σχήμα Π.123: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

Rinaldi

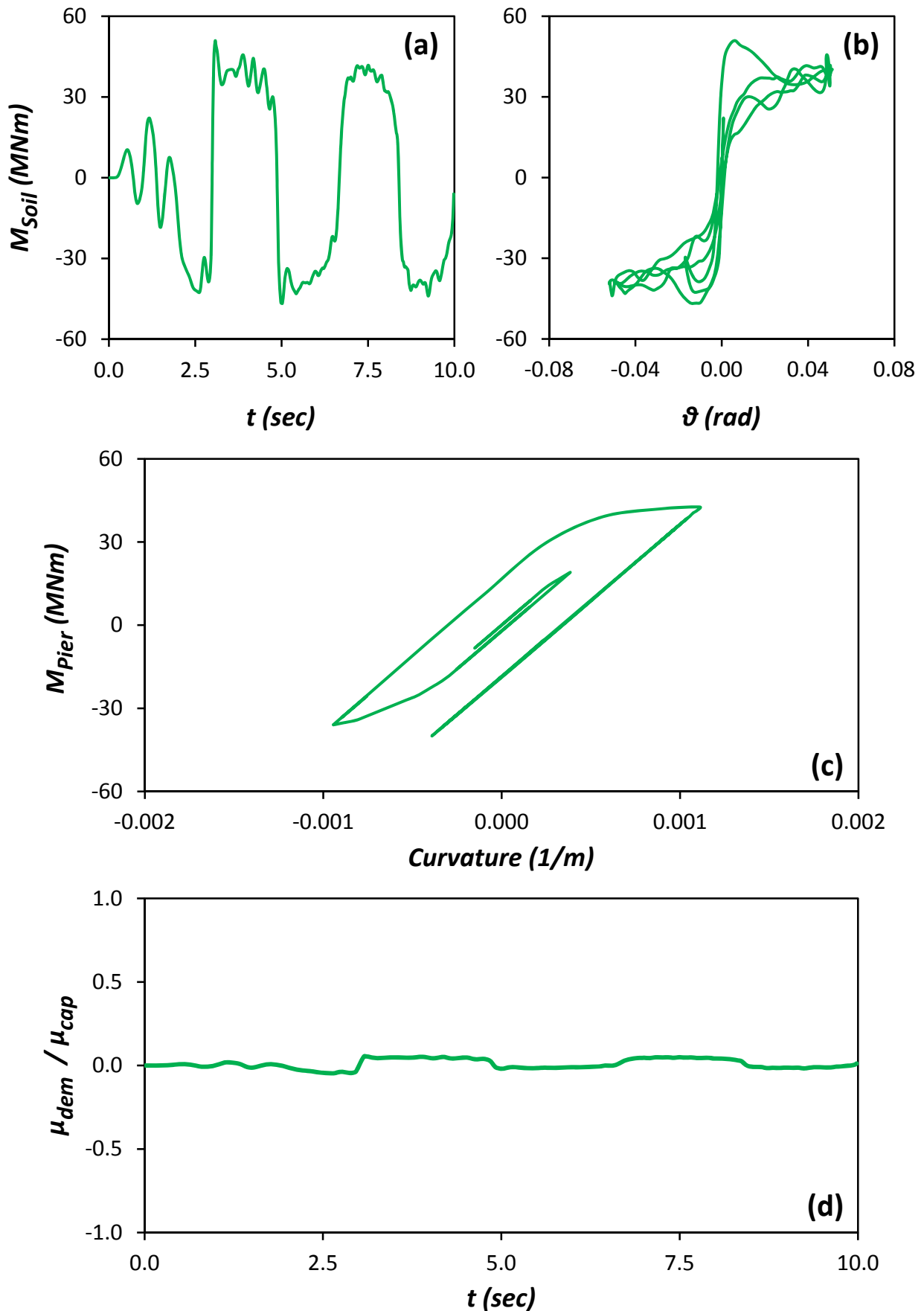
Unconventional
Foundation
with Crust



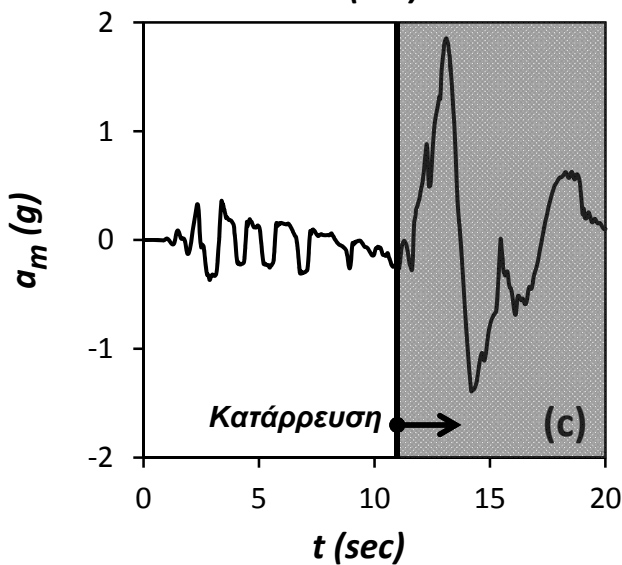
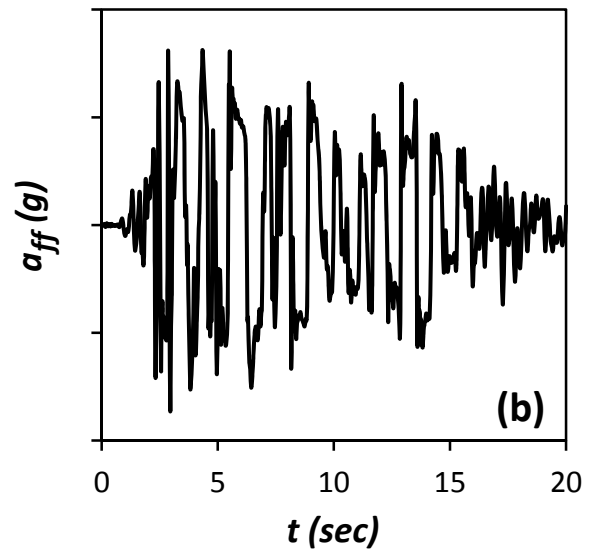
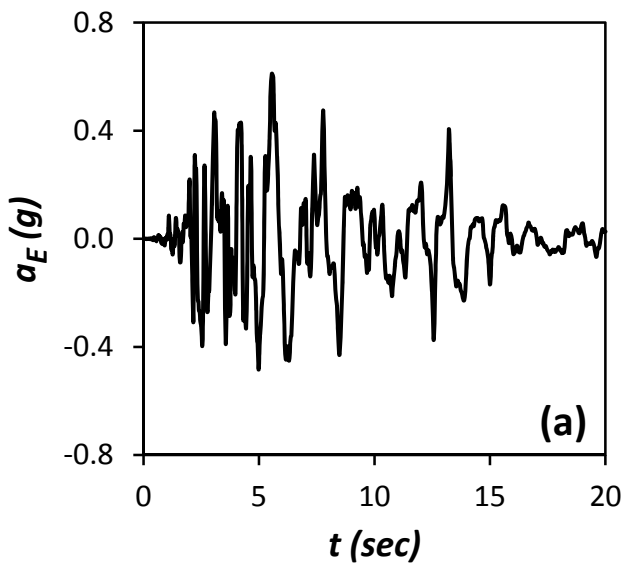
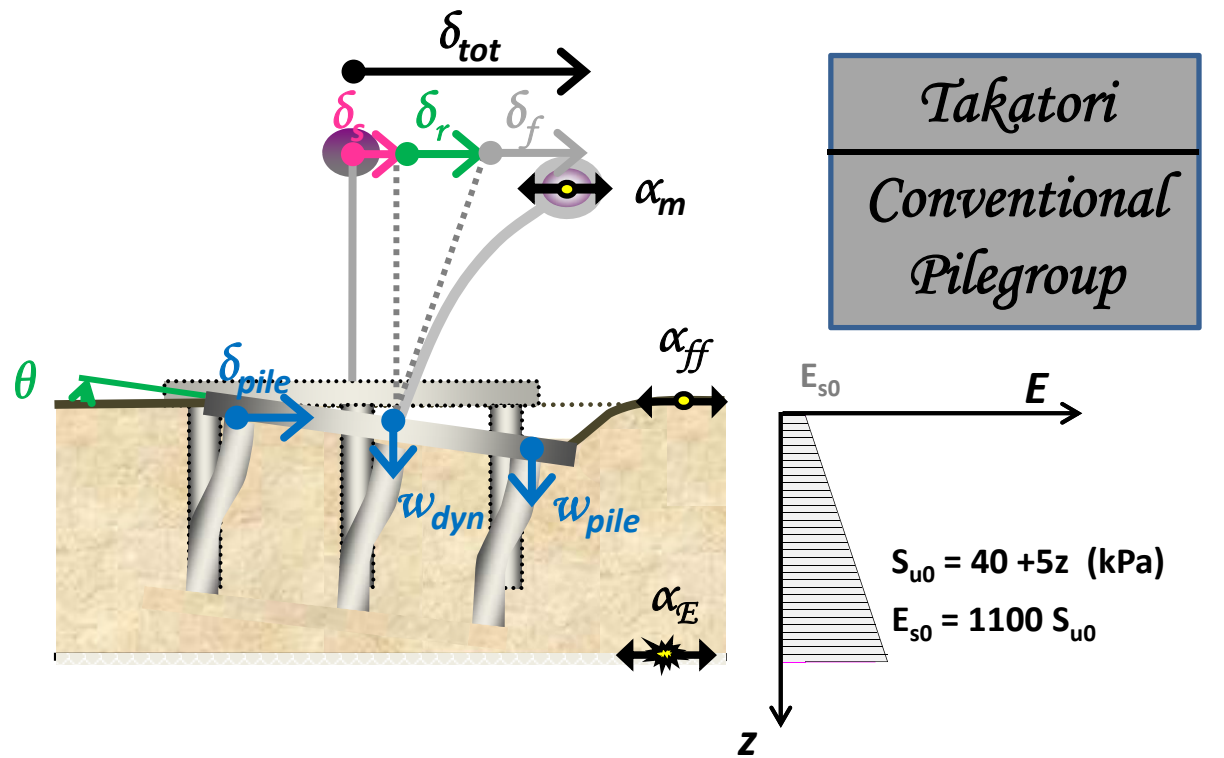
Σχήμα Π.124: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



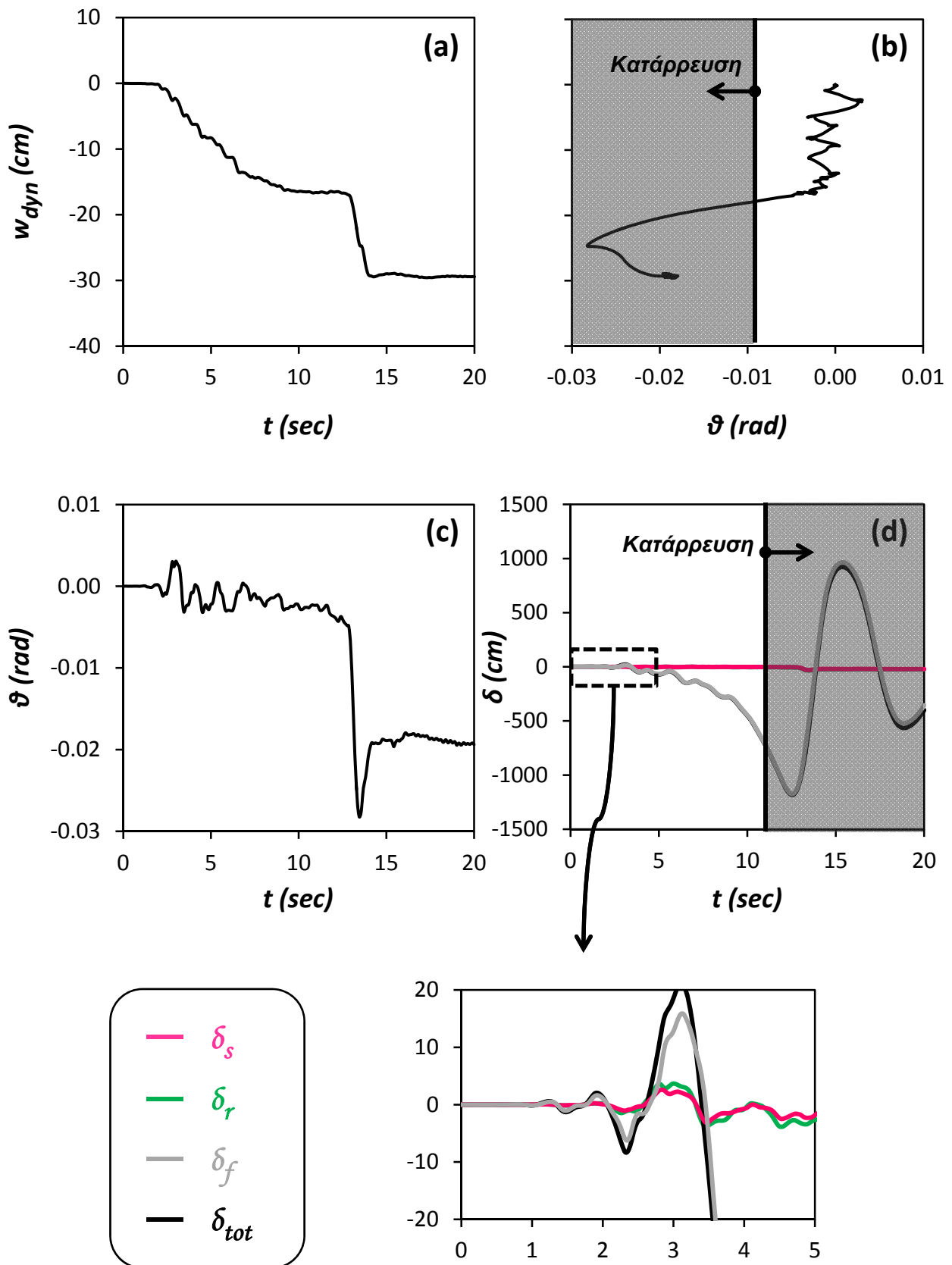
Σχήμα Π.125: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



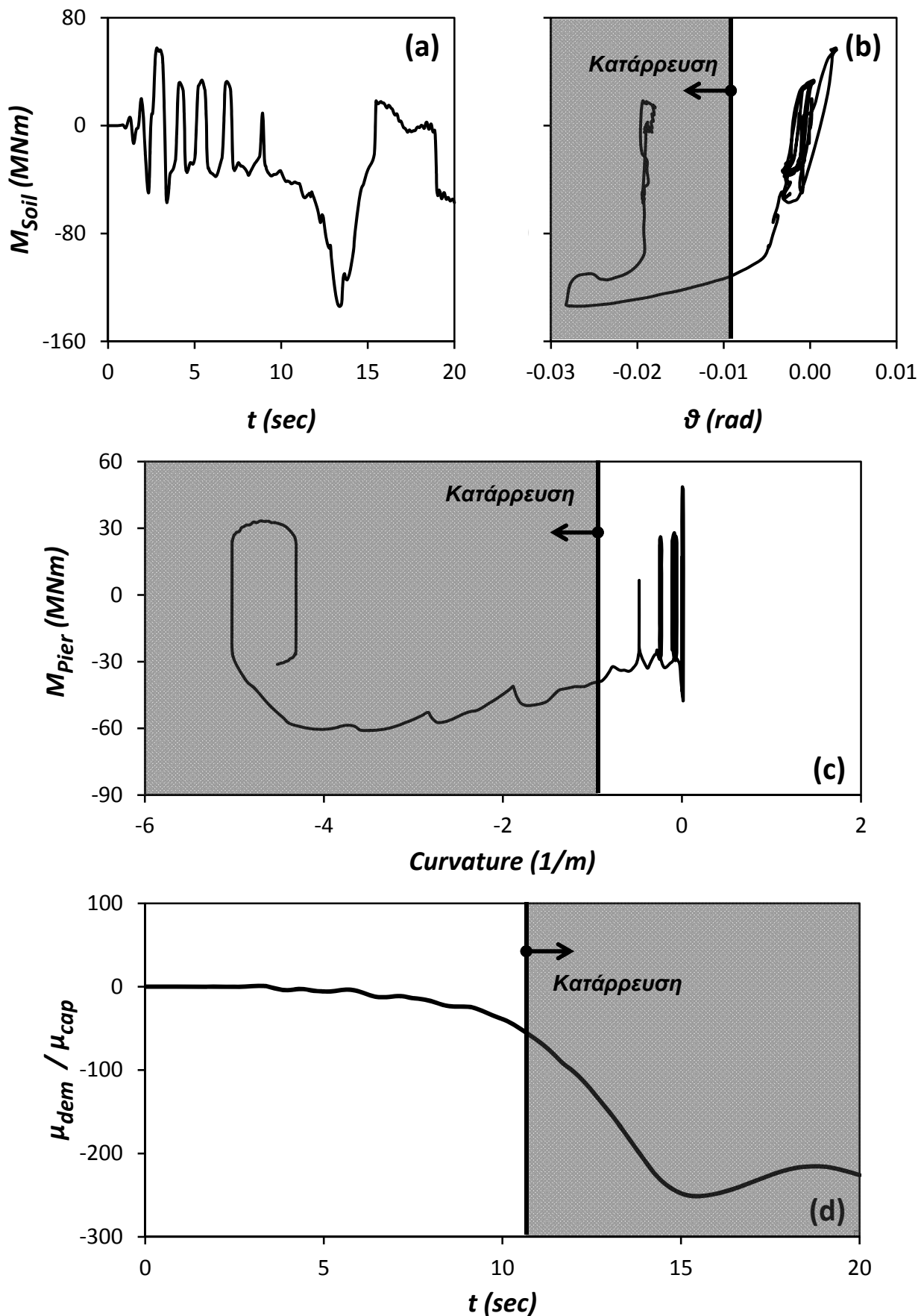
Σχήμα Π.126: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Northridge 1994, καταγραφή Rinaldi – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



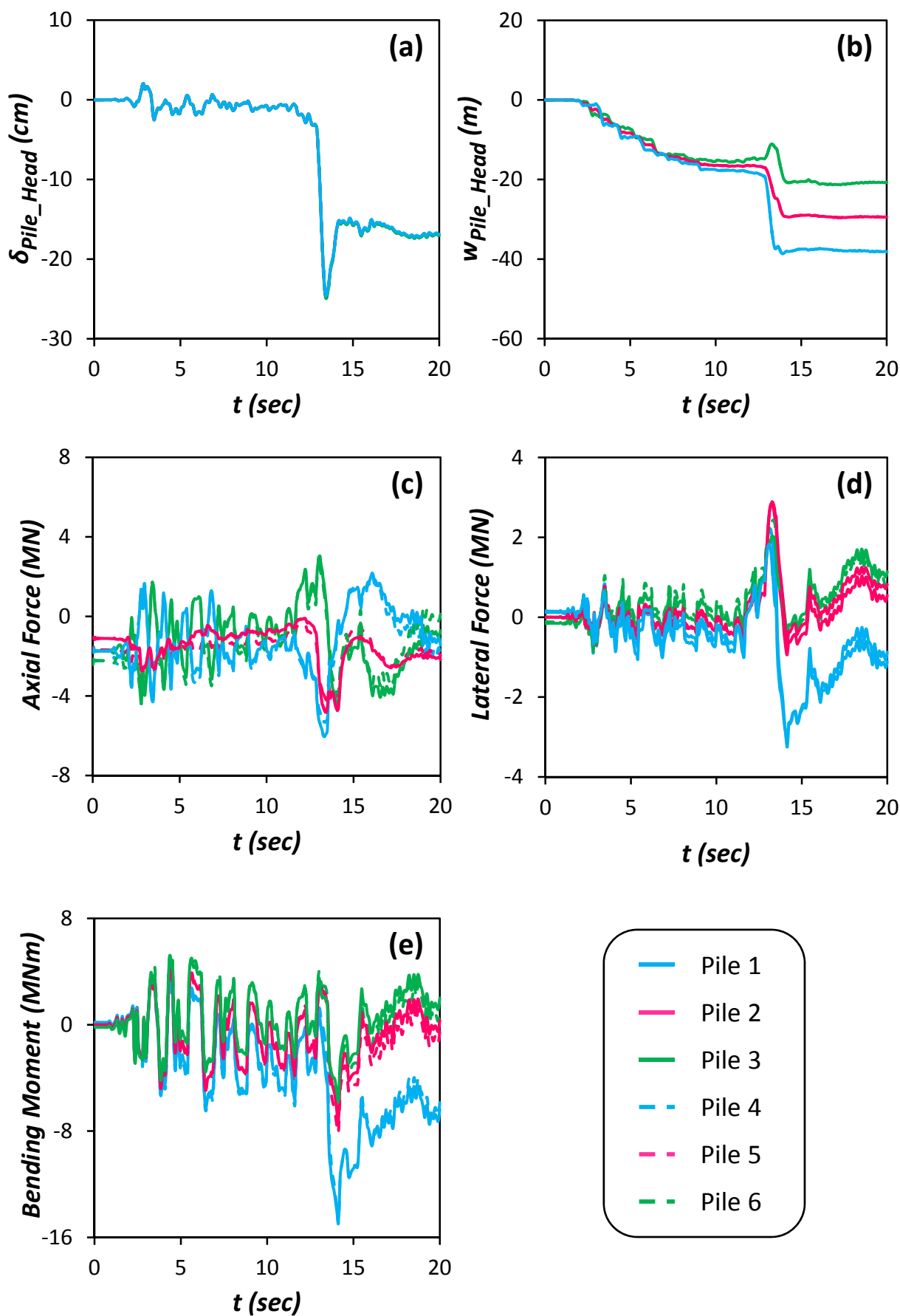
Σχήμα Π.127: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



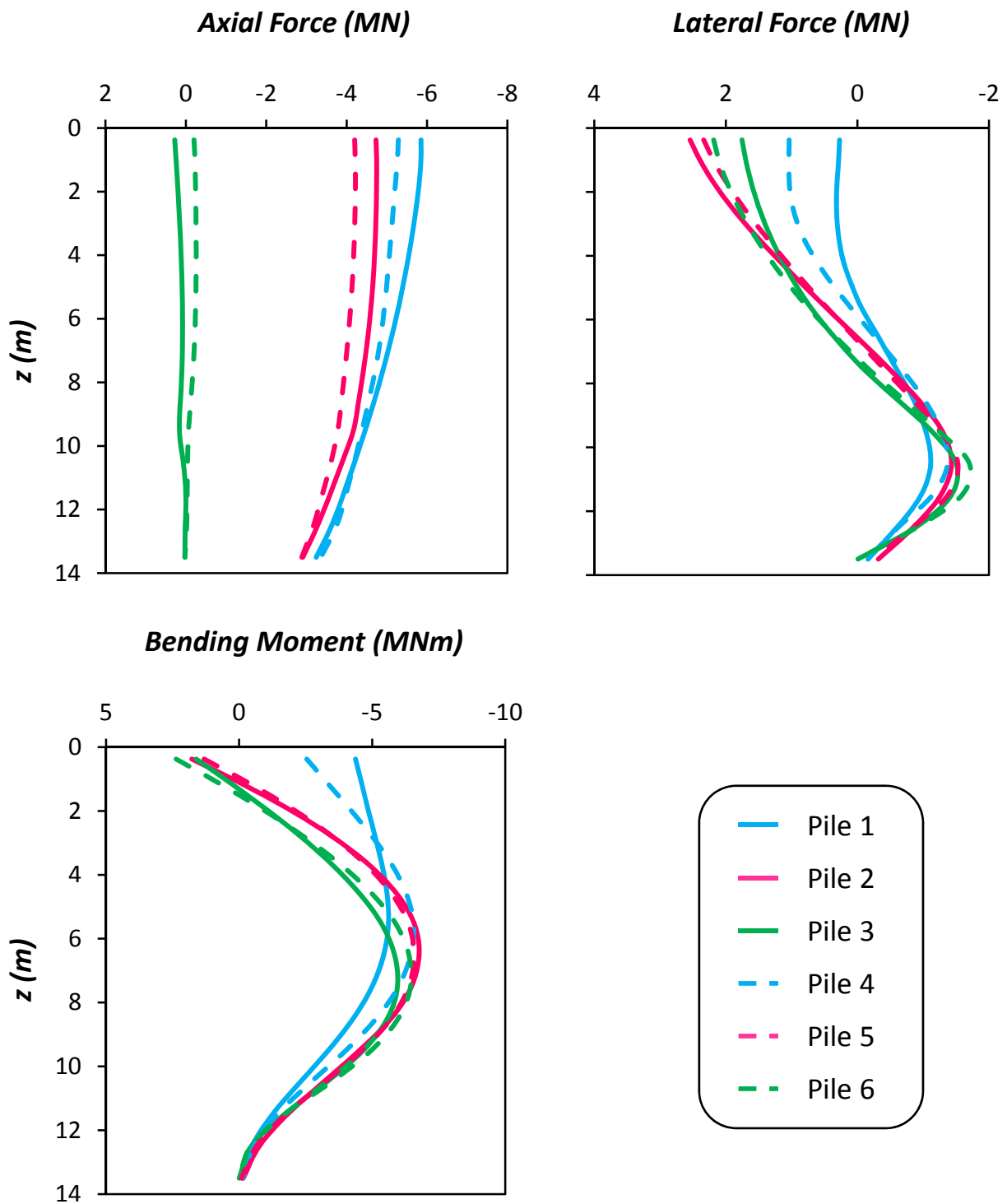
Σχήμα Π.128: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



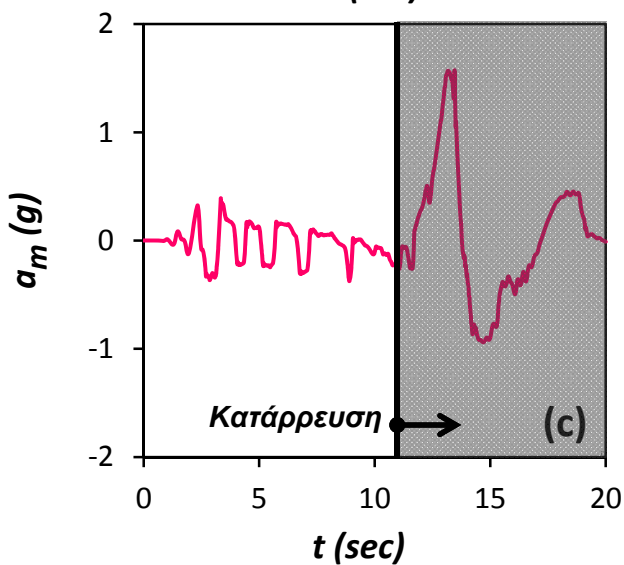
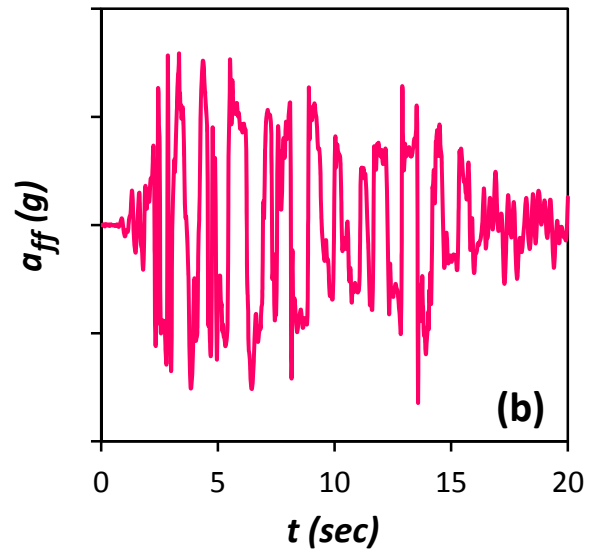
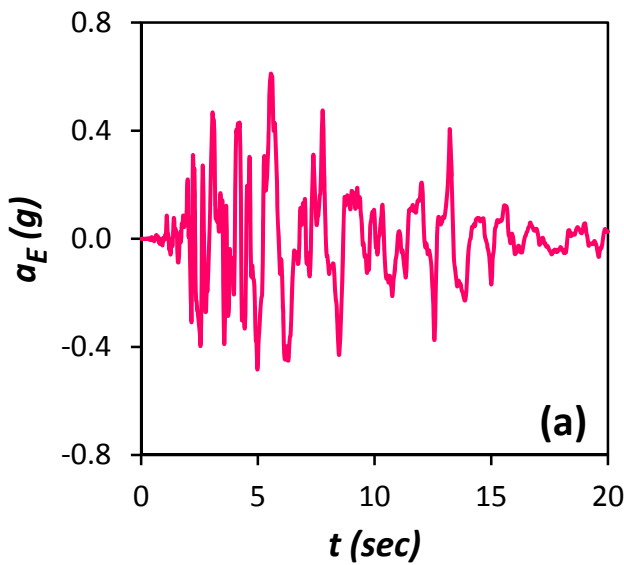
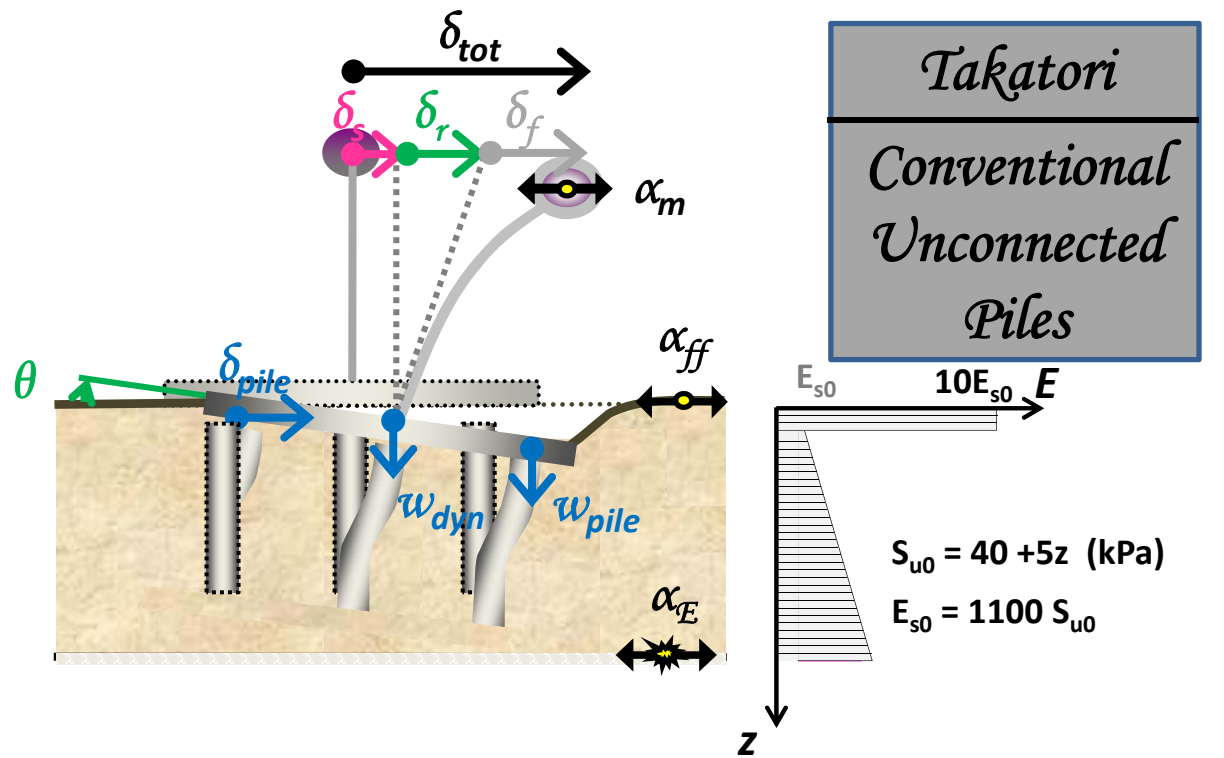
Σχήμα Π.129: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



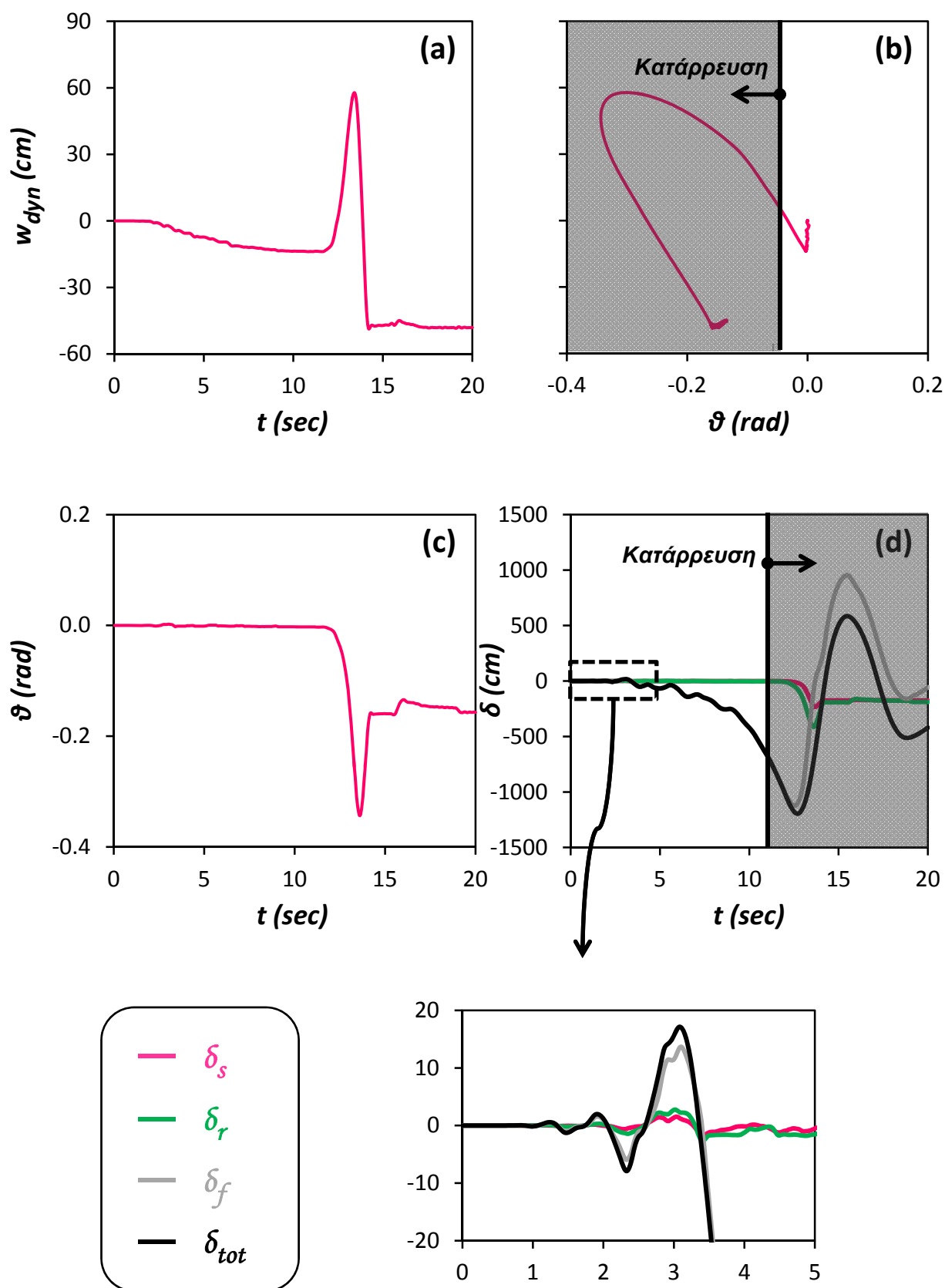
Σχήμα Π.130: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{Pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{Pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



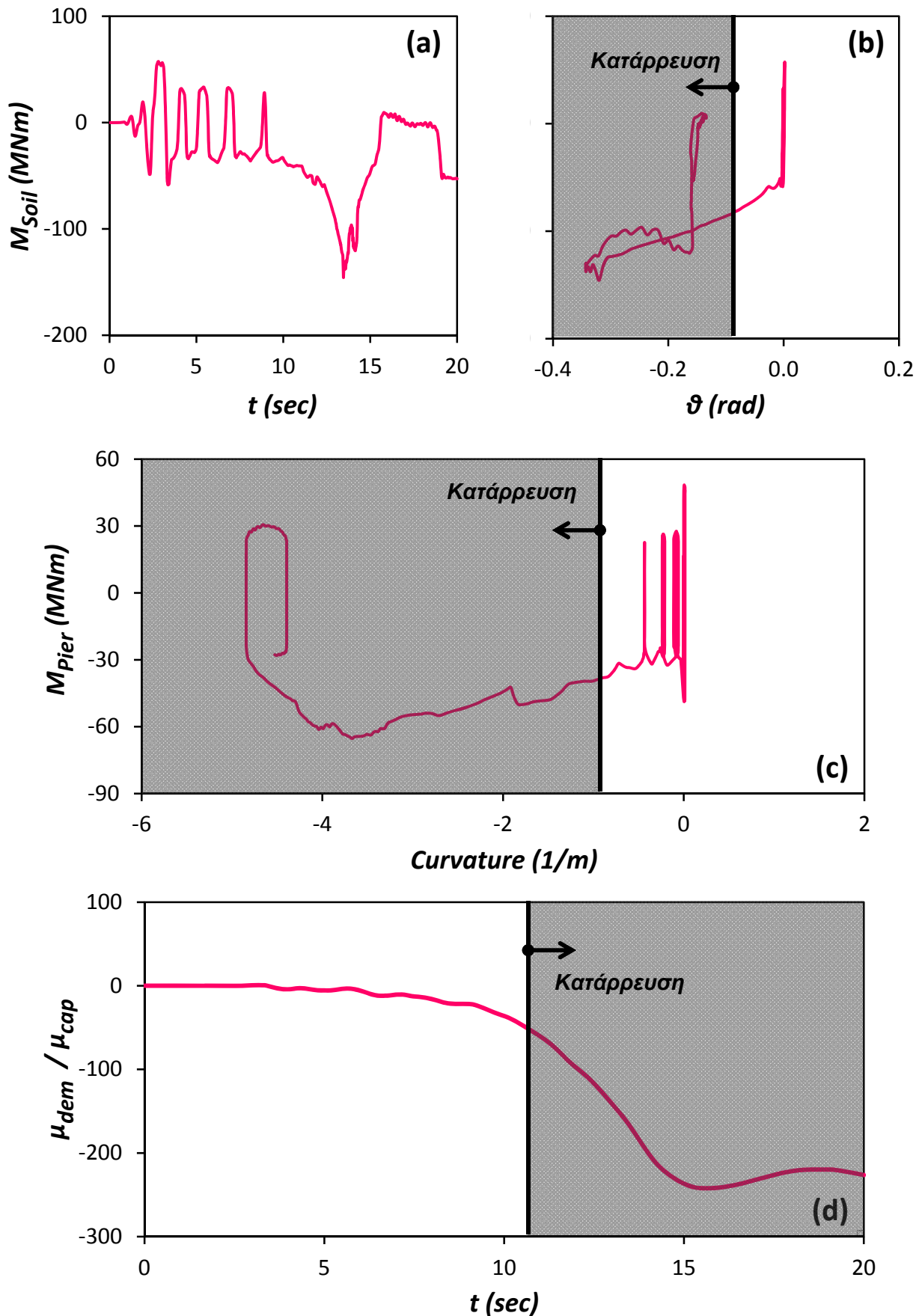
Σχήμα Π.131: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Πασσαλομάδα.



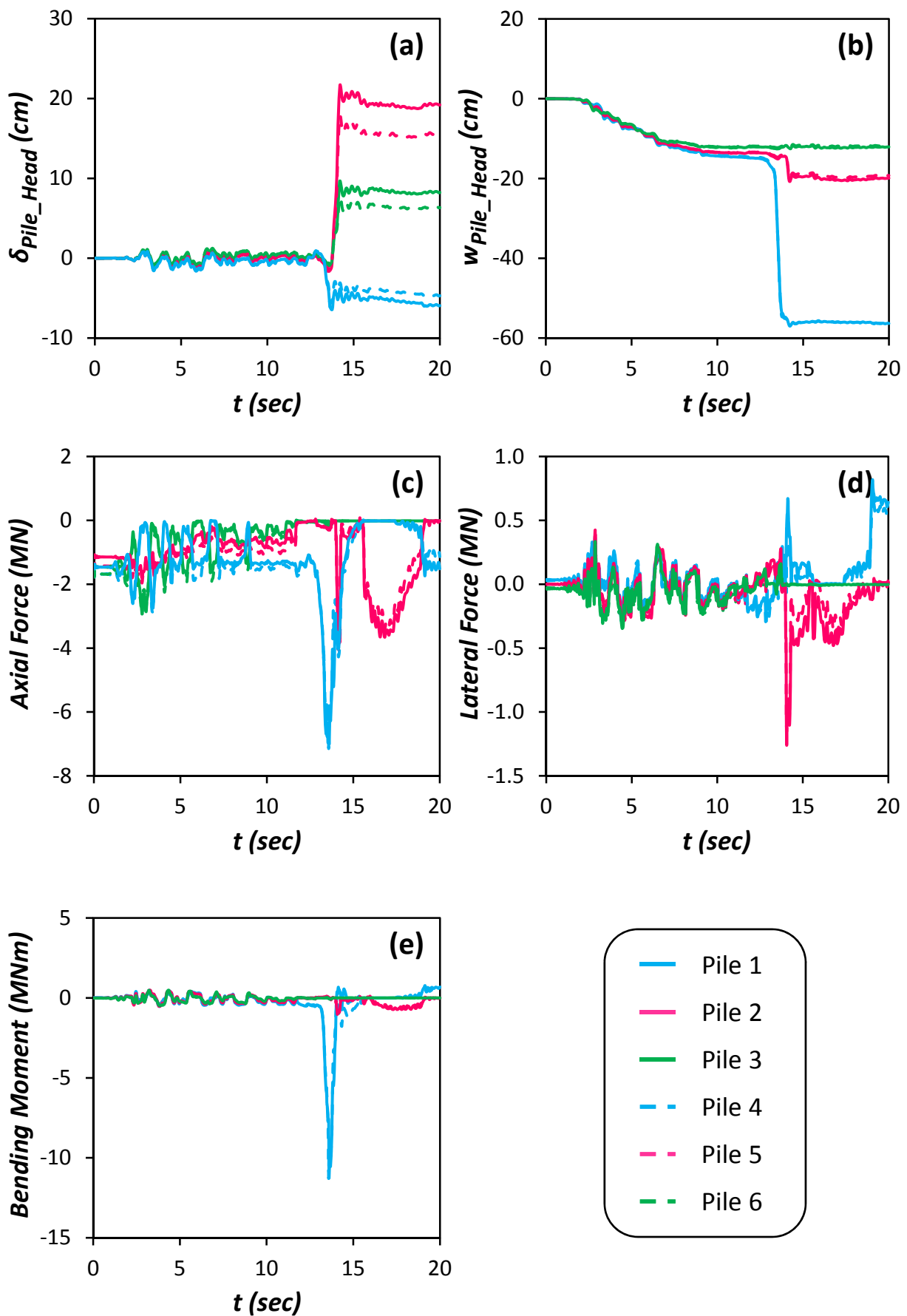
Σχήμα Π.132: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



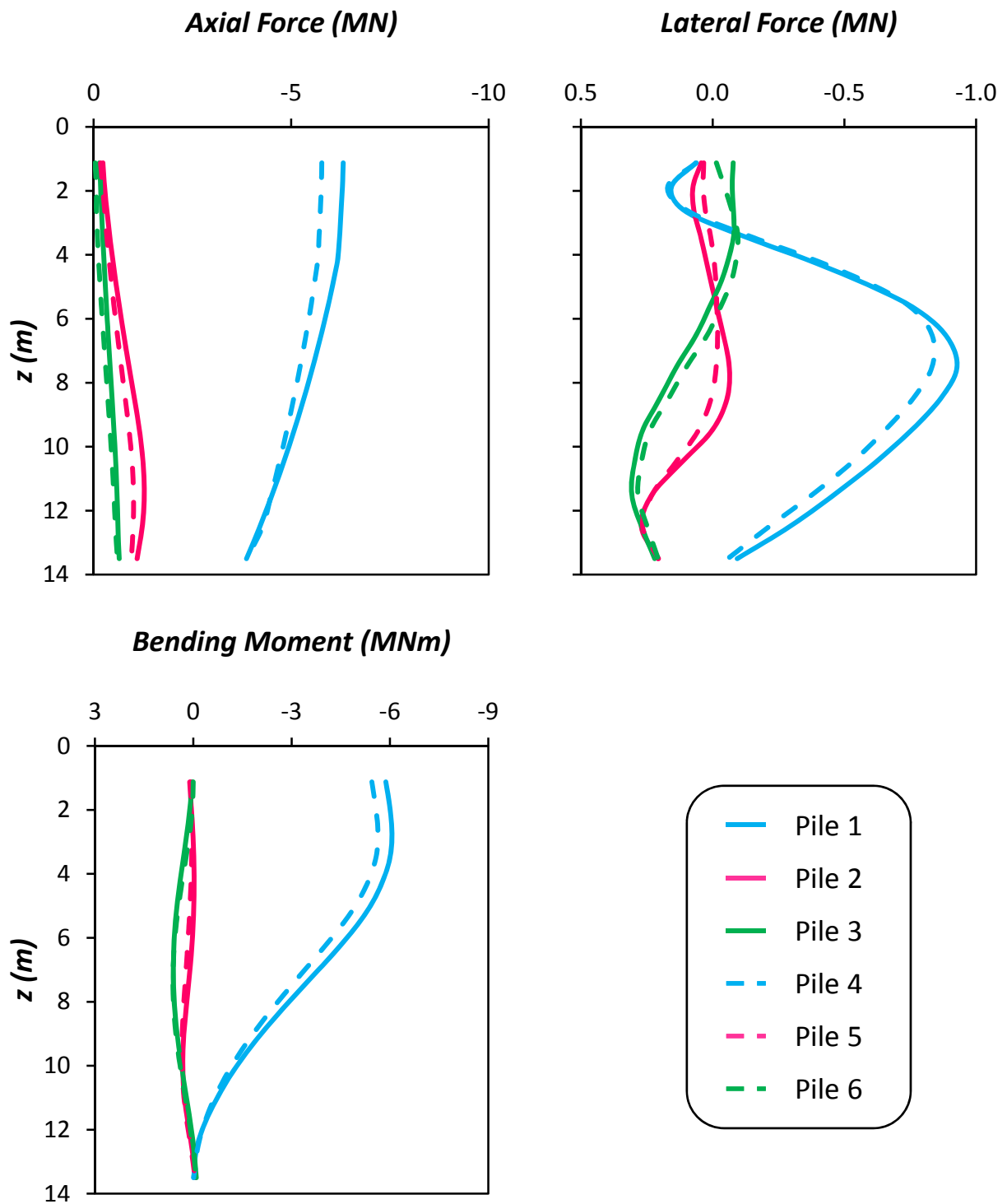
Σχήμα Π.133: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



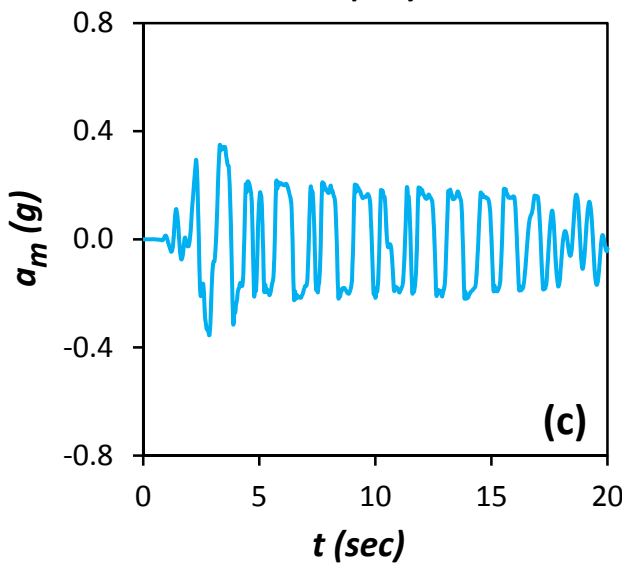
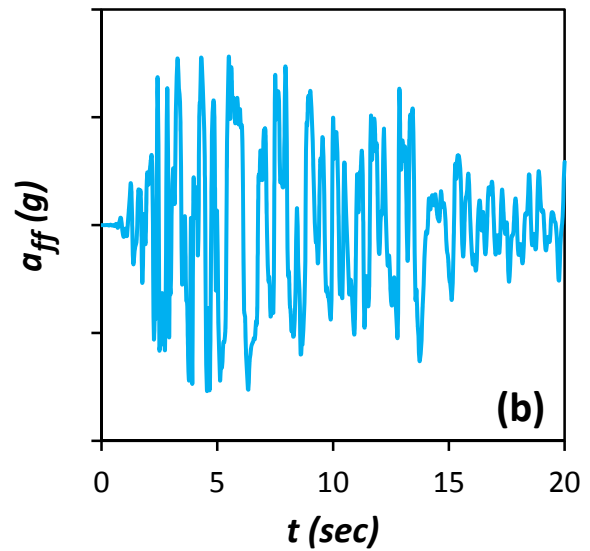
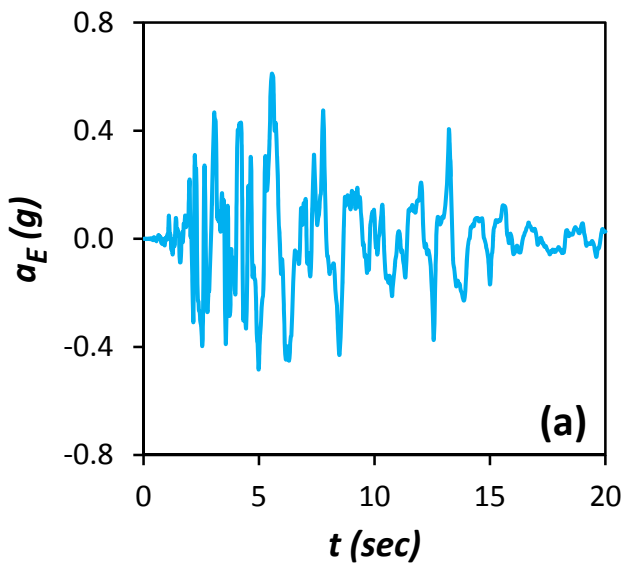
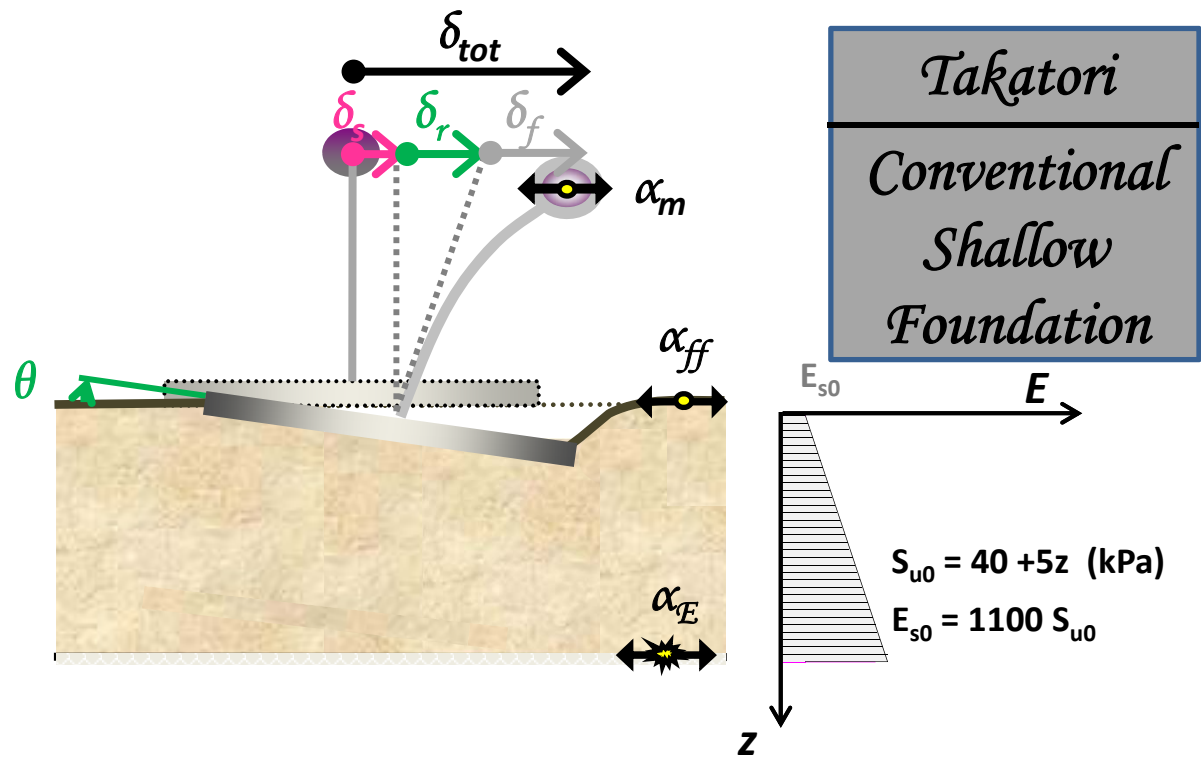
Σχήμα Π.134: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



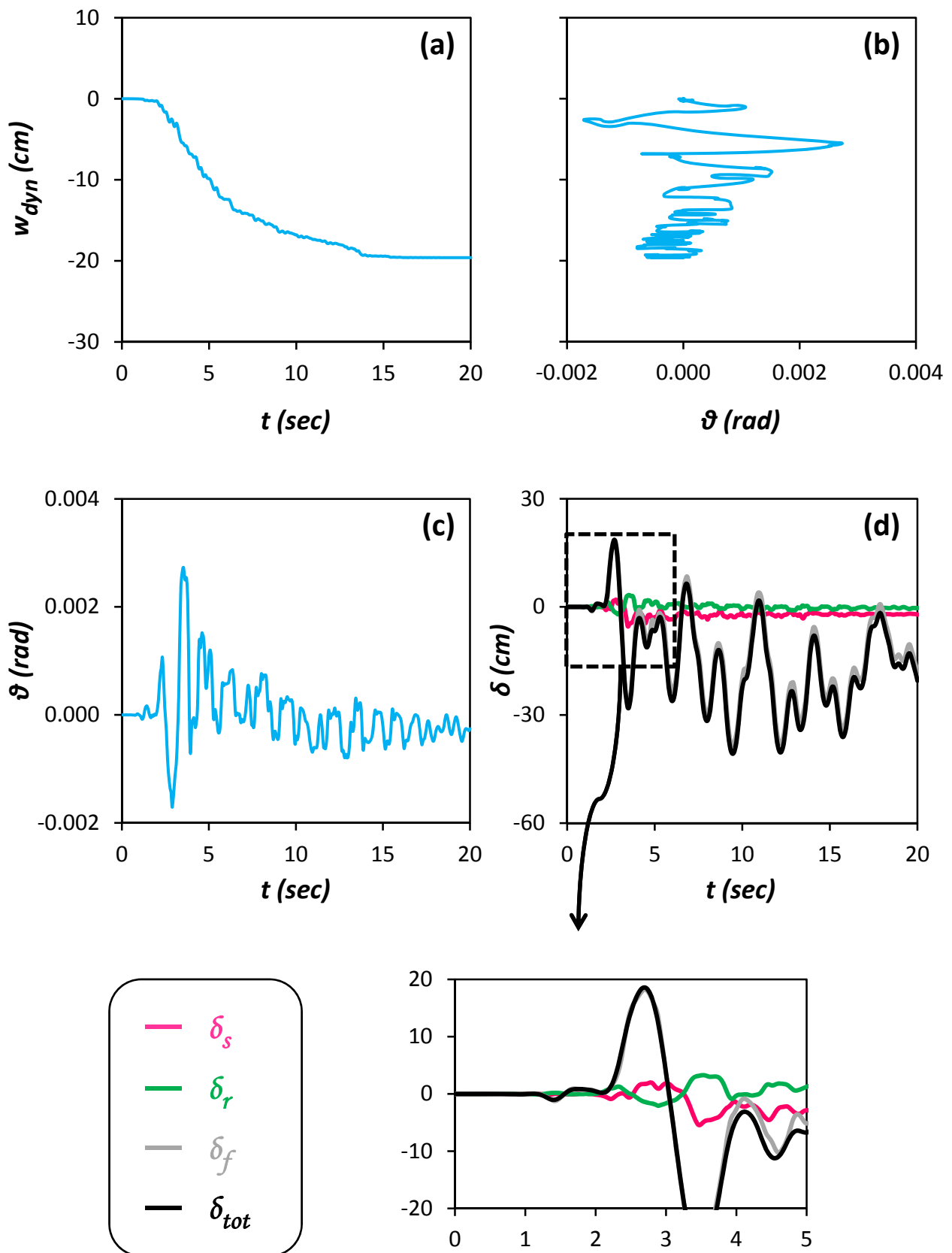
Σχήμα Π.135: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνητους Πασσάλους.



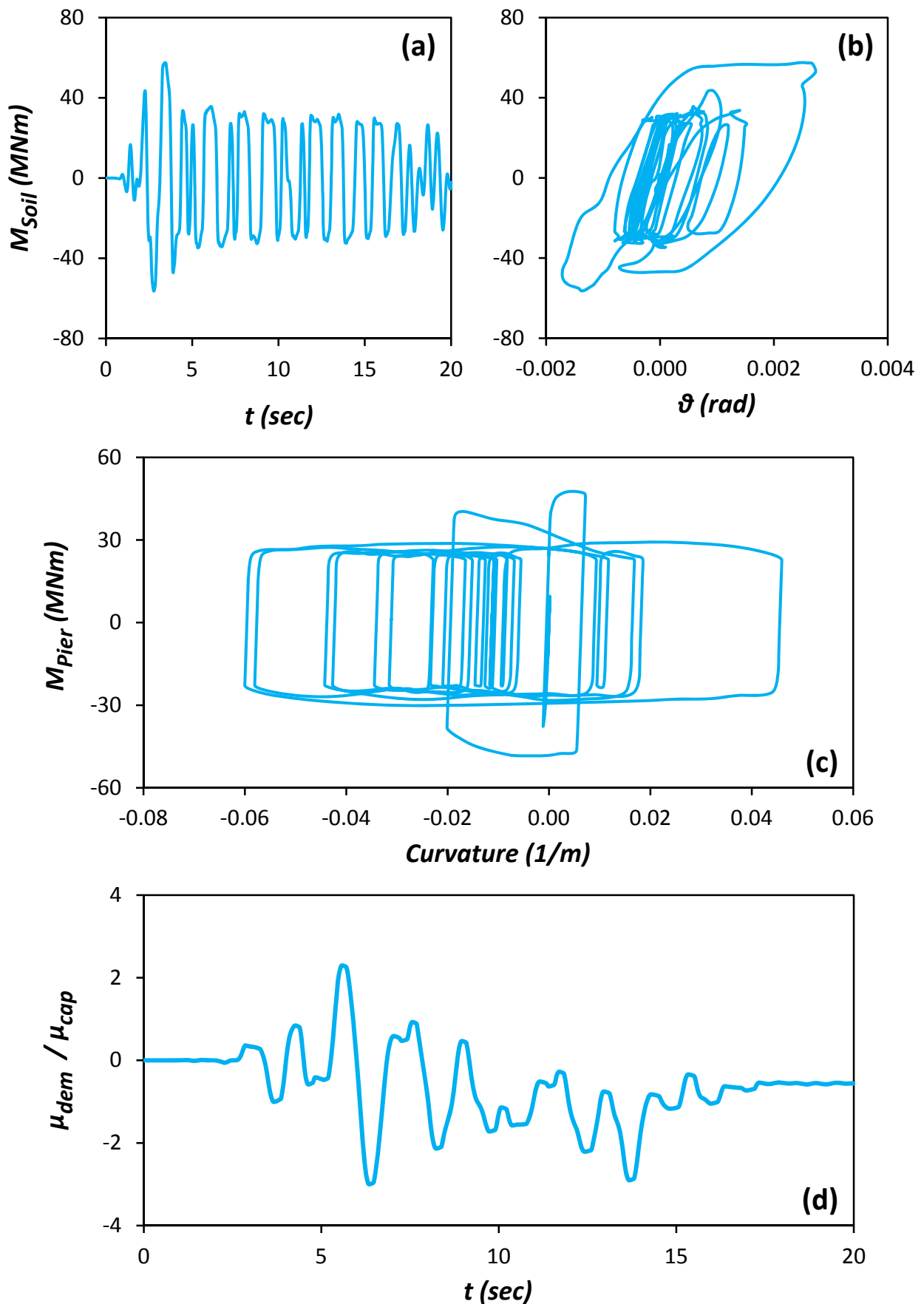
Σχήμα Π.136: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



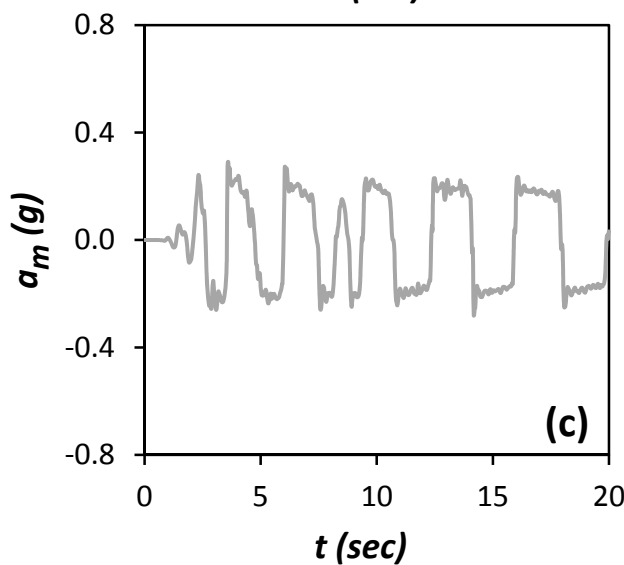
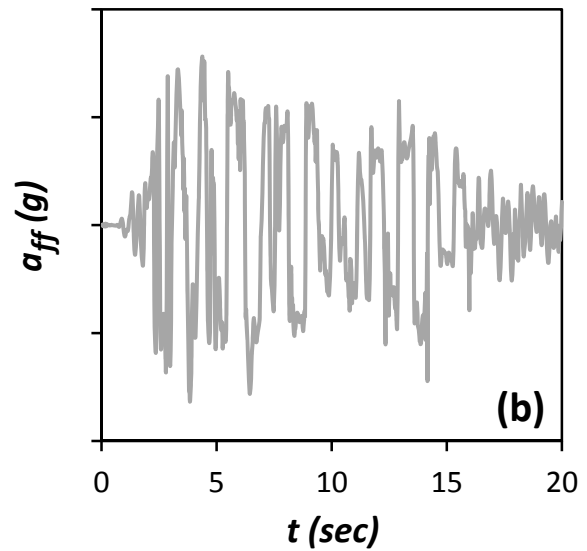
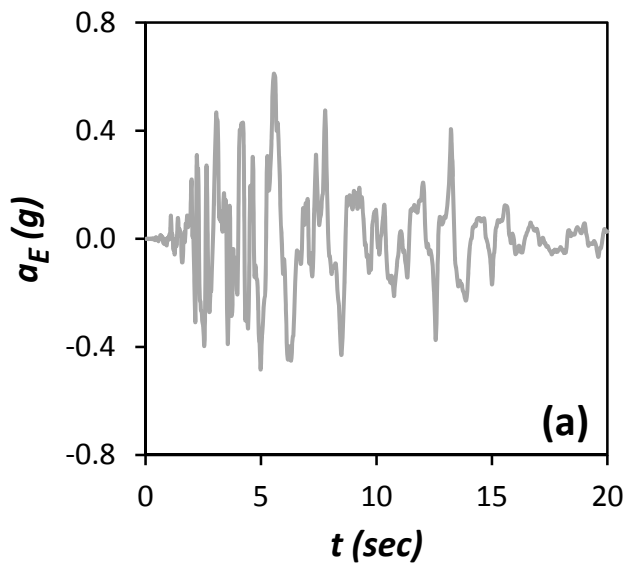
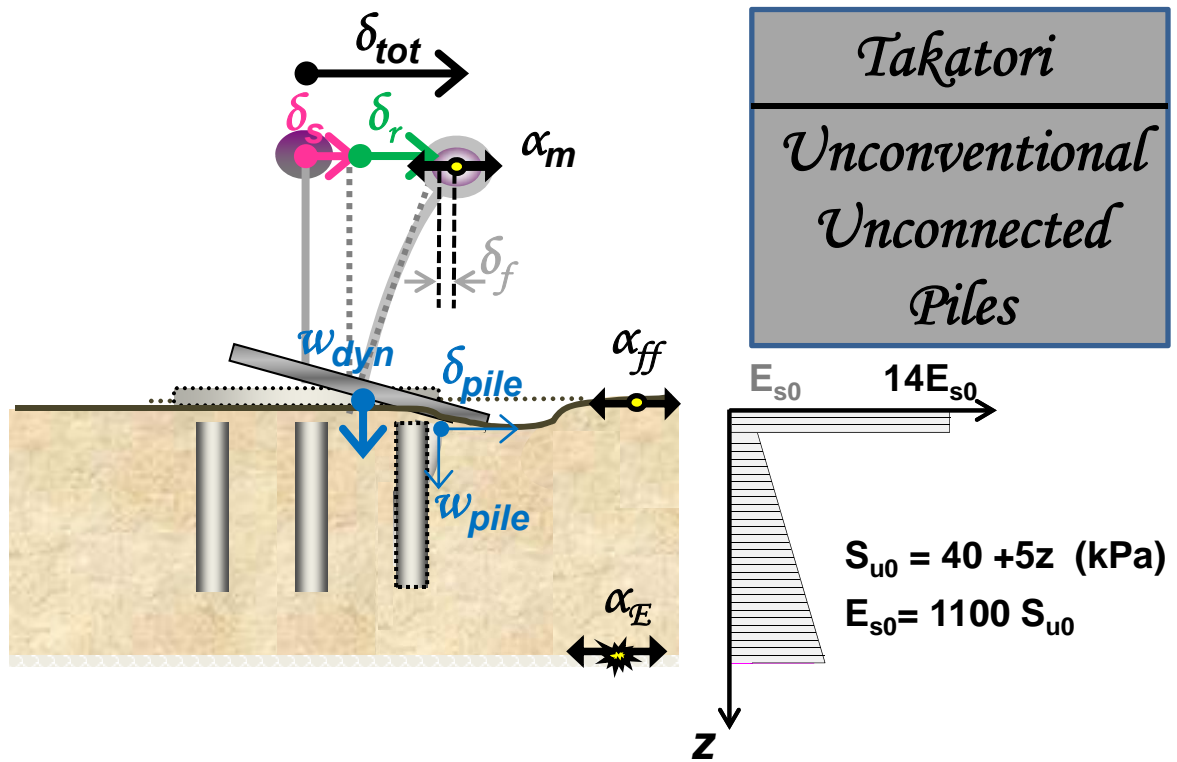
Σχήμα Π.137: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



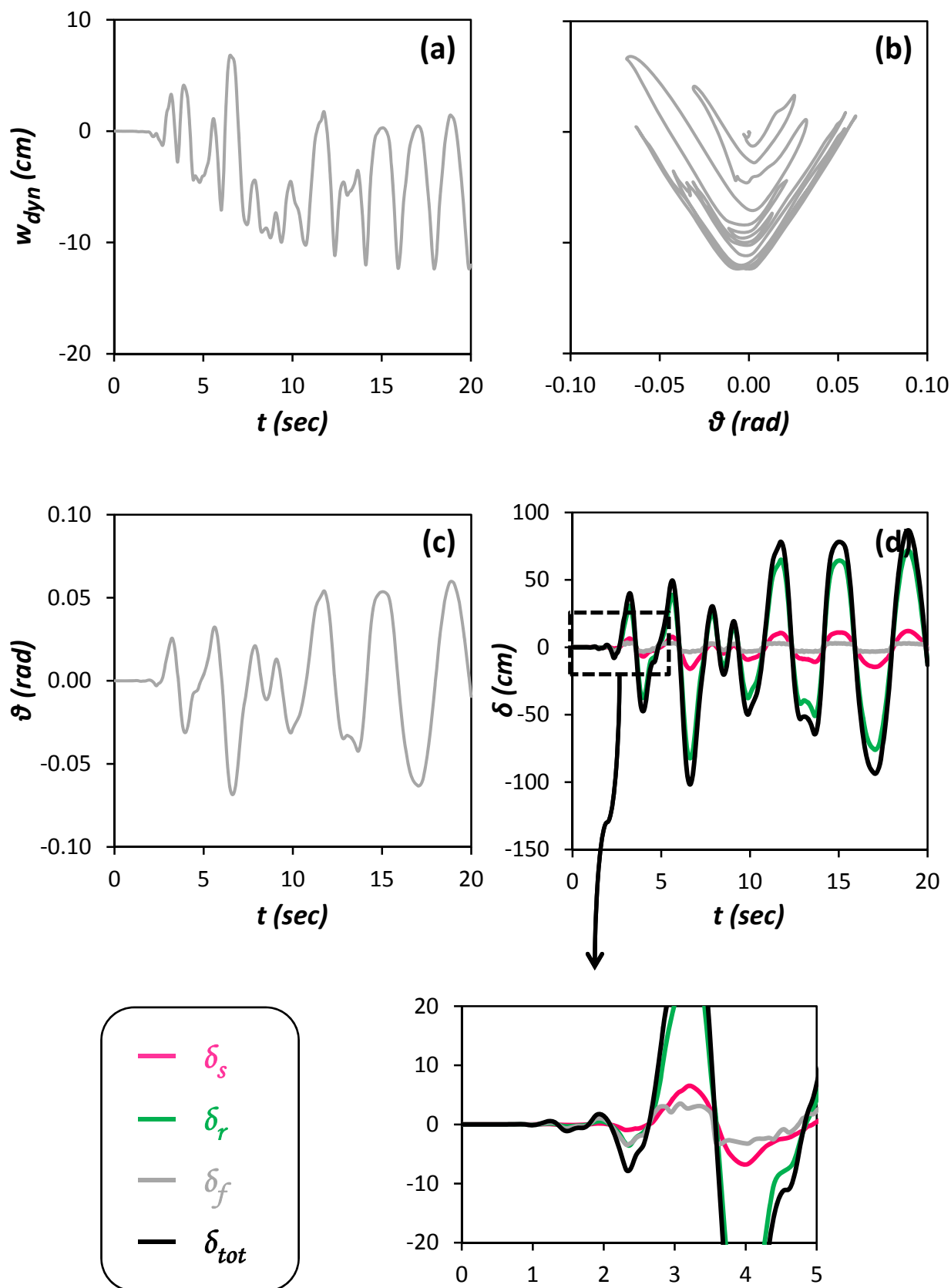
Σχήμα Π.138: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



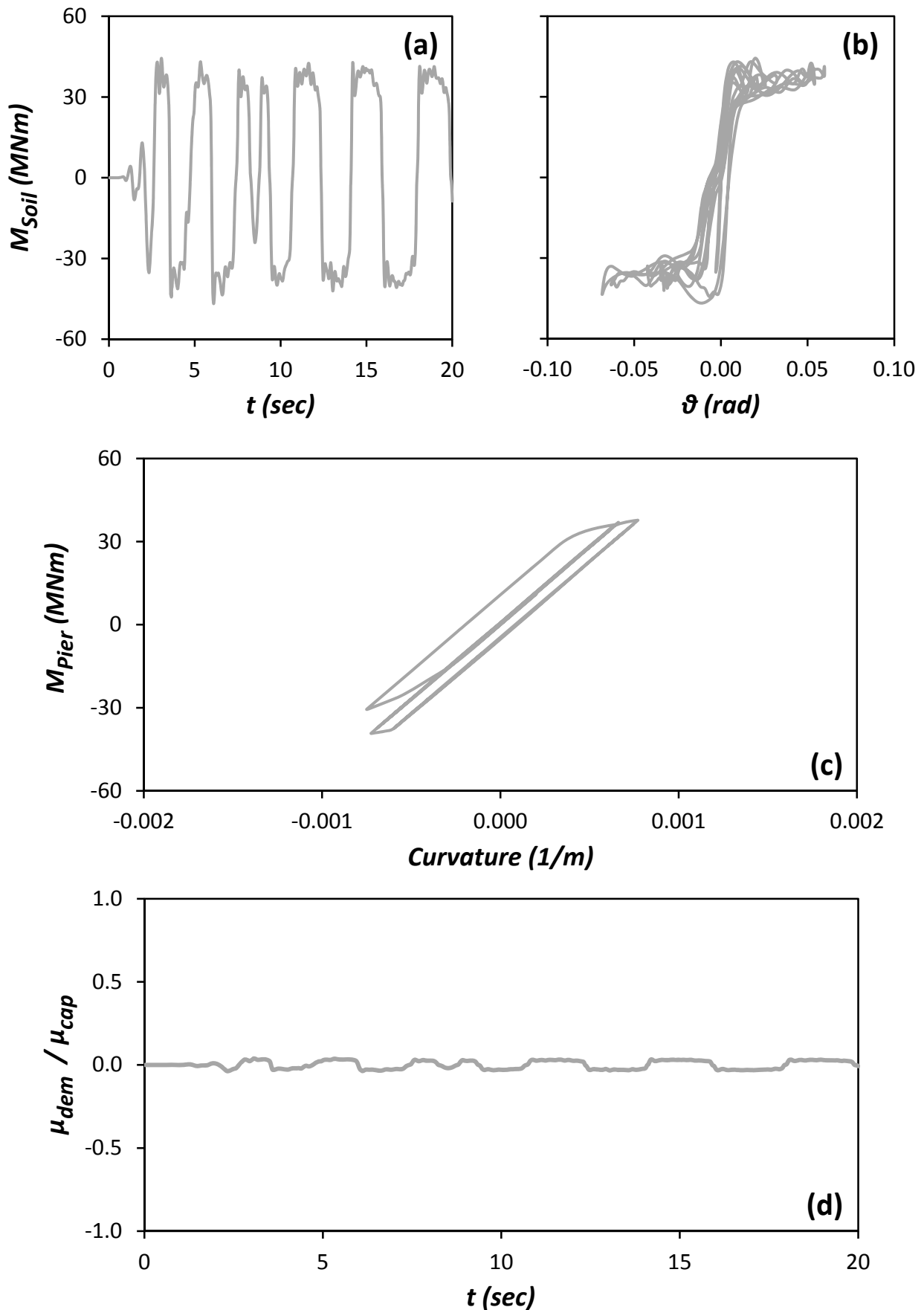
Σχήμα Π.139: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{Soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{Soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{Pier} και καμυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori - Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



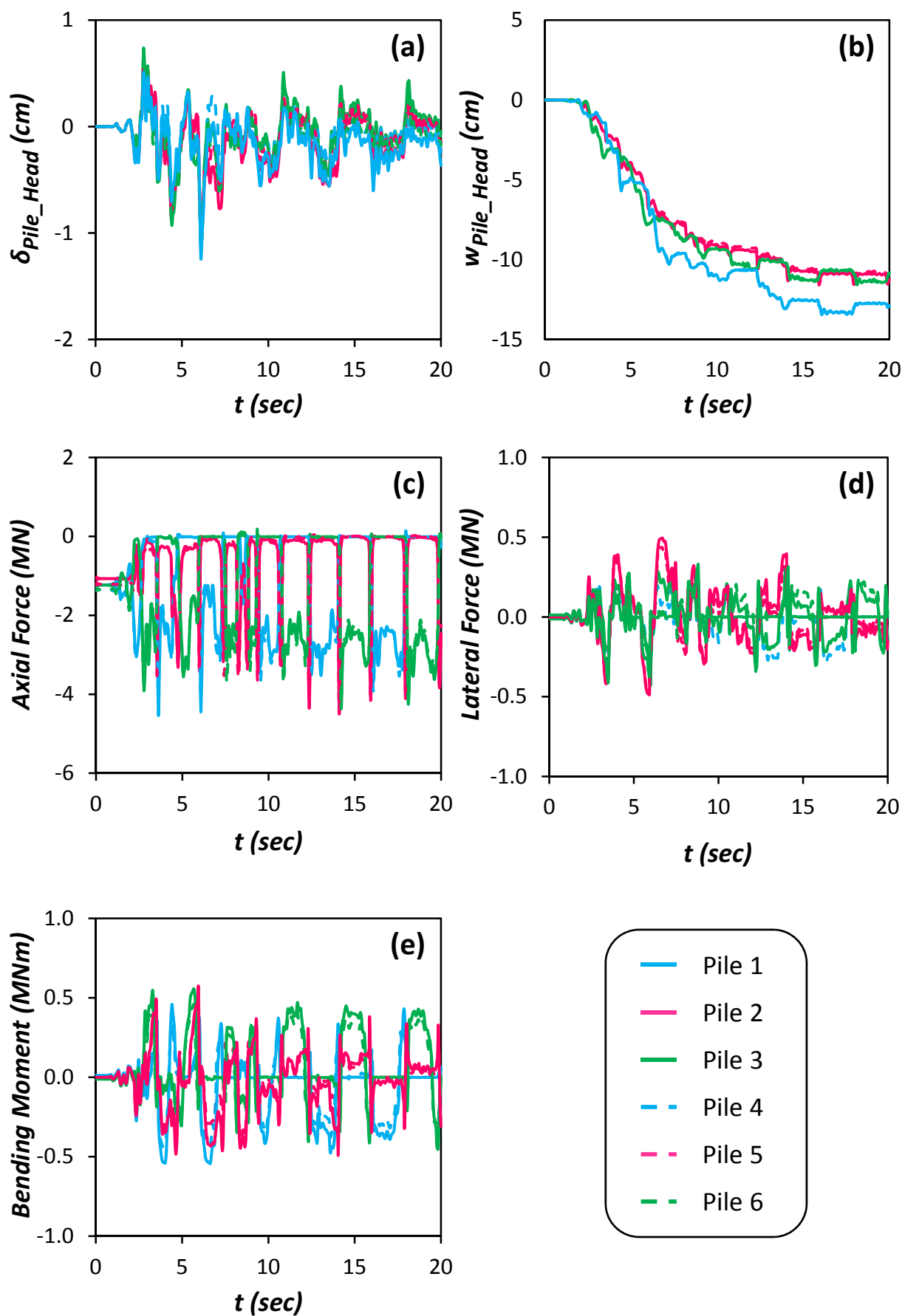
Σχήμα Π.140: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου α_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους α_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος α_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



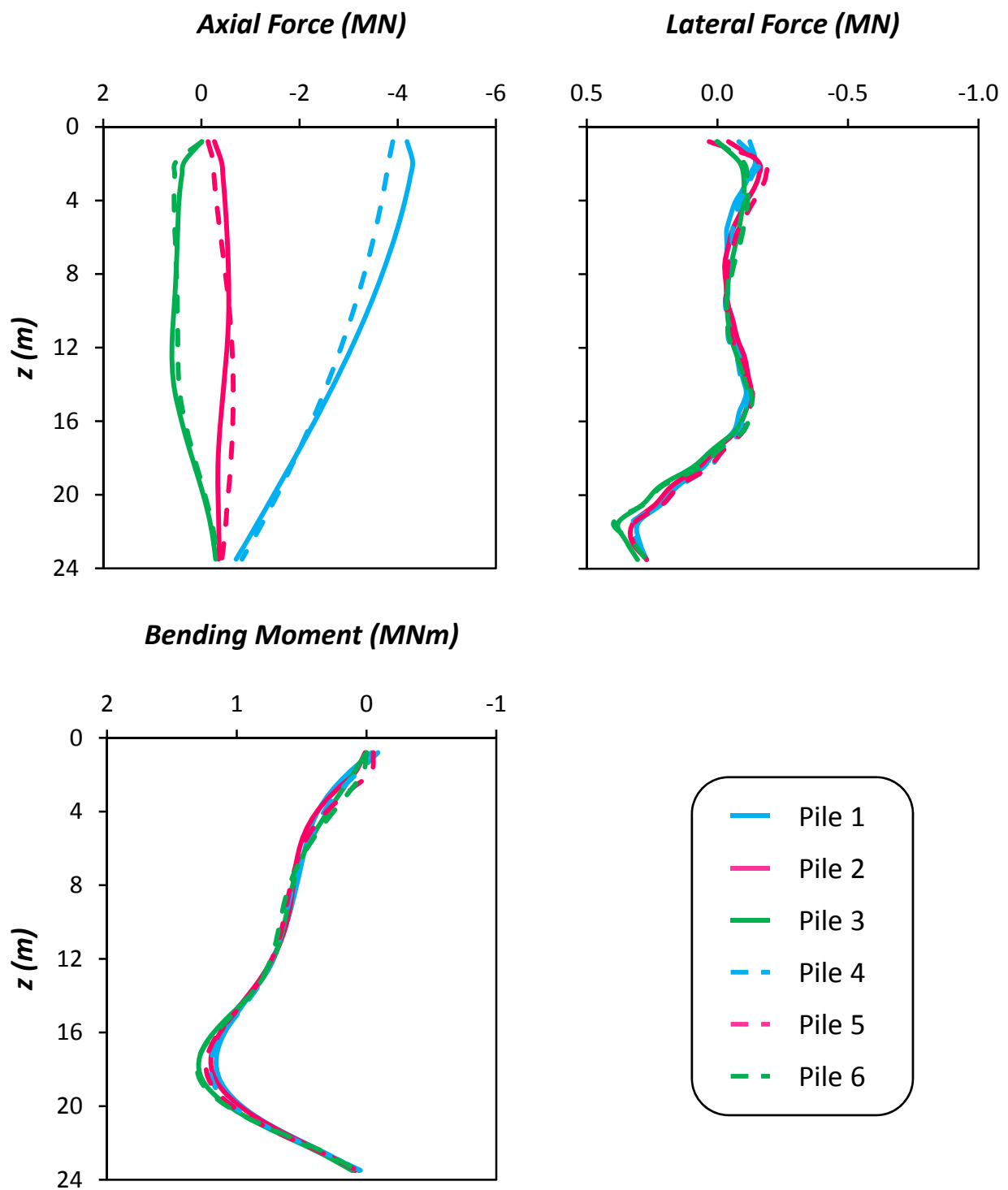
Σχήμα Π.141: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



Σχήμα Π.142: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

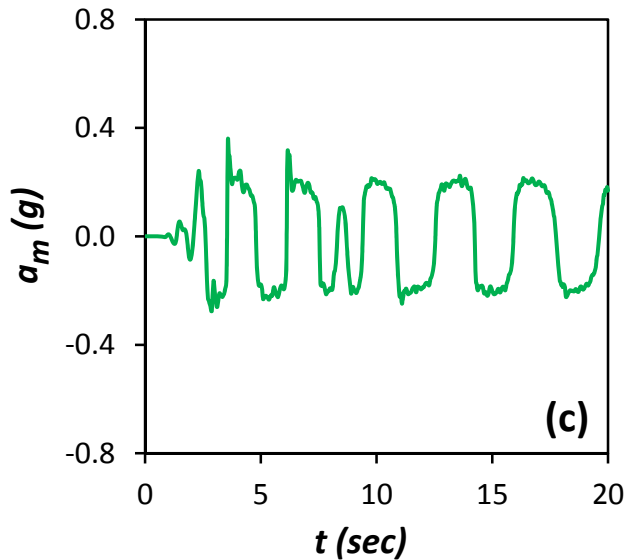
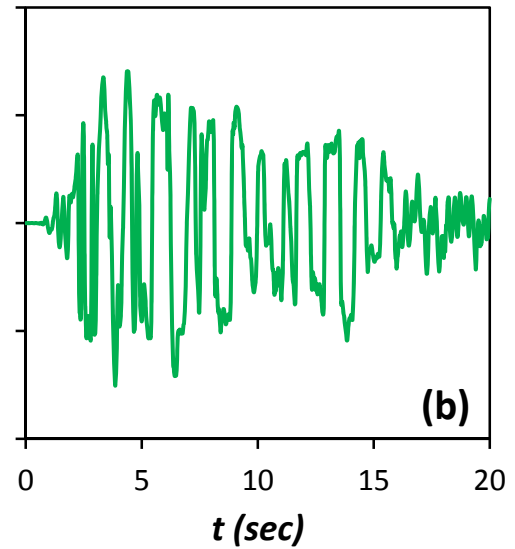
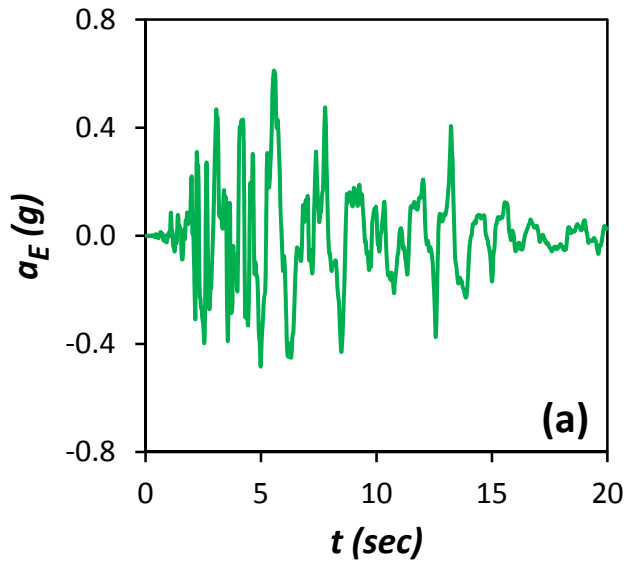
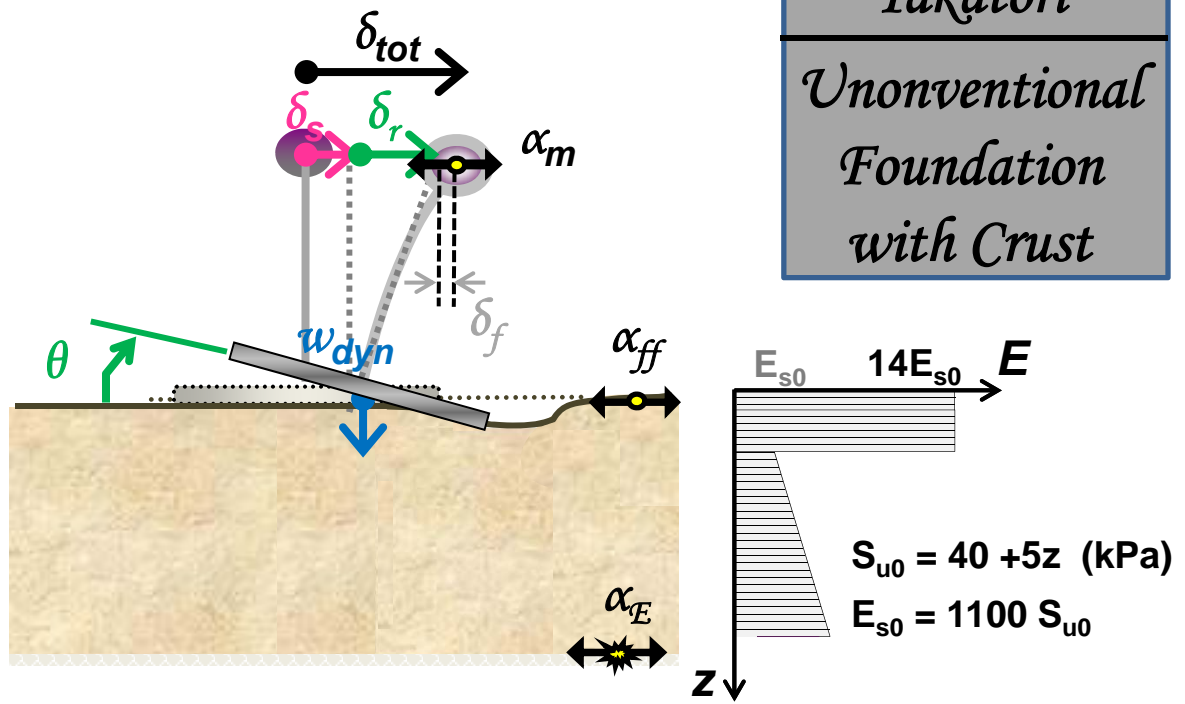


Σχήμα Π.143: Χρονοϊστορίες (a) Οριζόντιας μετακίνησης δ_{pile_Head} , (b) Καθίζησης w_{pile_Head} , (c) Αξονικής δύναμης, (d) Τέμνουσας δύναμης, και (e) Καμπτικής Ροπής, στις κεφαλές των πασσάλων. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

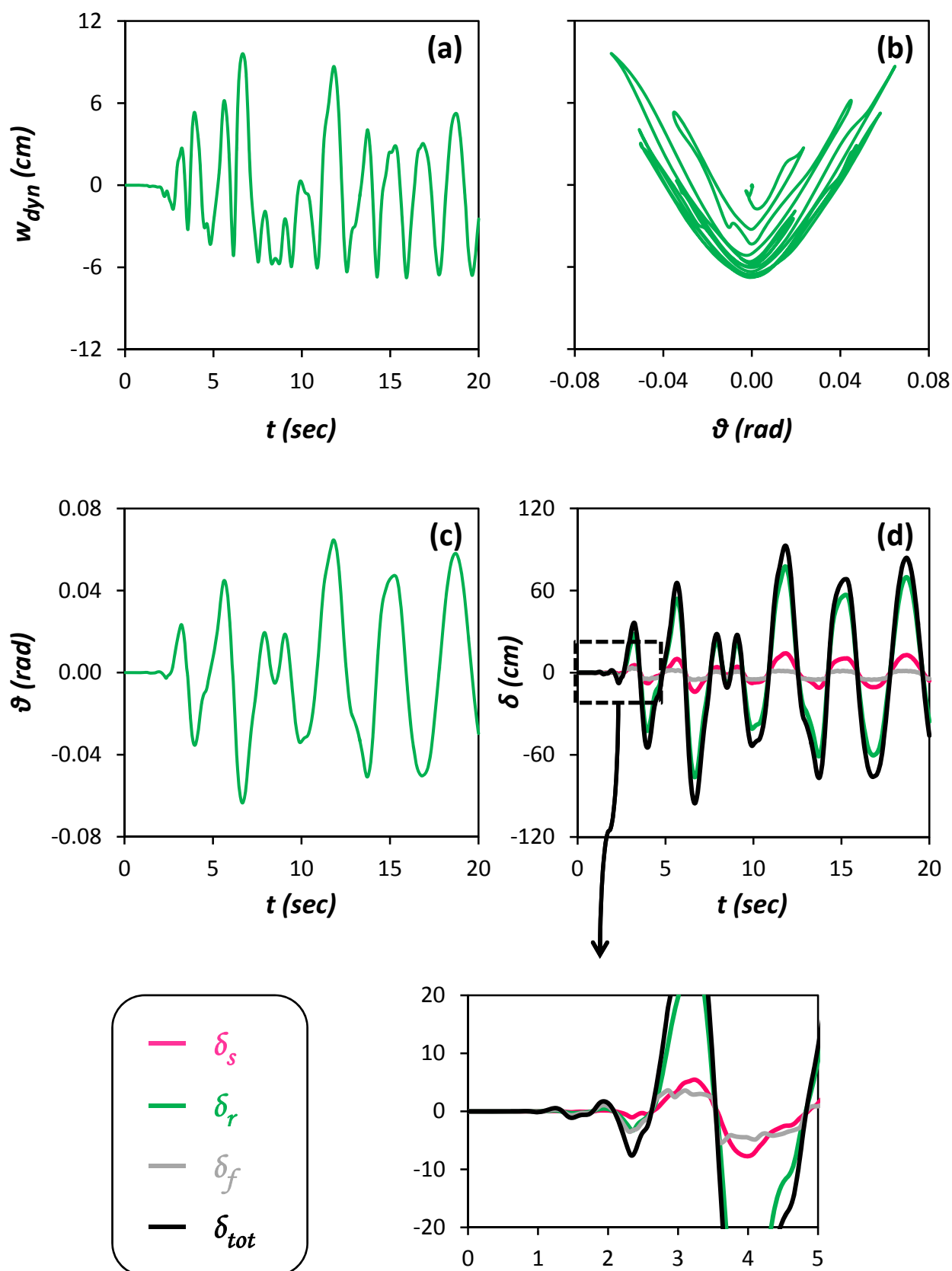


Σχήμα Π.144: Κατανομές (a) Αξονικής δύναμης, (b) Τέμνουσας δύναμης, και (c) Καμπτικής Ροπής, κατά μήκος των πασσάλων, την στιγμή που μεταβιβάζεται από το θεμέλιο στο έδαφος η μεγαλύτερη ροπή. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

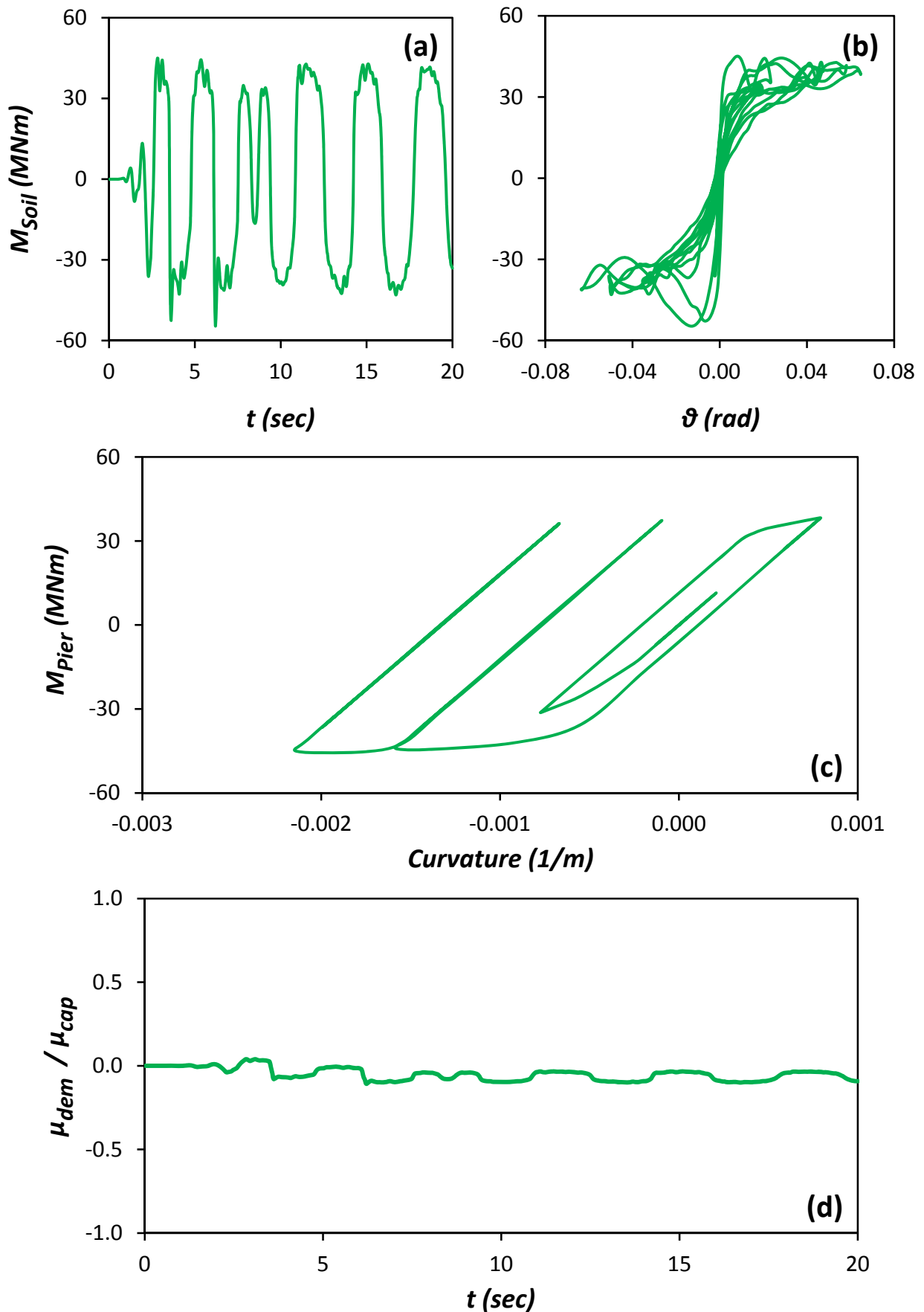
Takatori
Unonventional
Foundation
with Crust



Σχήμα Π.145: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων (a) στην βάση του μοντέλου a_E (Earthquake), (b) στην επιφάνεια του εδάφους a_{ff} (free field), και (c) στο ύψος του καταστρώματος a_m (mass). Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Επιφανειακή Θεμελίωση.



Σχήμα Π.146: (a) Χρονοϊστορία καθίζησης w_{dyn} , (b) Συσχέτιση καθίζησης w_{dyn} και στροφής του θεμελίου θ (c) Χρονοϊστορία στροφής του θεμελίου θ , και (d) Χρονοϊστορία συνιστωσών οριζόντιας μετακίνησης δ , στο ύψος του καταστρώματος. Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.



Σχήμα Π.147: (a) Χρονοϊστορία Ροπής που μεταβιβάζεται στο έδαφος M_{soil} , (b) Συσχέτιση ροπής M_{soil} και στροφής του θεμελίου θ , (c) Συσχέτιση ροπής M_{pier} και καμπυλότητας στην βάση του βάθρου, και (d) Χρονοϊστορία αδιαστατοποιημένου συντελεστή απαιτούμενης από τον σεισμό προς την διατιθέμενη καμπυλότητα του βάθρου μ_{dem}/μ_{cap} . Σεισμός Kobe 1995, καταγραφή Takatori – Μη Συμβατικά Σχεδιασμένη Θεμελίωση με Ασύνδετους Πασσάλους.

Βιβλιογραφία

- ABAQUS, Inc. (2004), *ABAQUS V.6.4 User's Manual*, Providence, Rhode Island, USA.
- Algie T.B., Deng L., & Kutter B.L. (2009), "Centrifuge Tests of Rocking Shallow Bridge Foundations", NZSEE Conference.
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., & Gerolymos N. (2010), "Soil failure can be used for seismic protection of structures", *Bull Earthquake Engineering*, Vol. 8, pp. 309–326.
- Anastasopoulos I., Kourkoulis R., Gelagoti F. & Papadopoulos E. (2012), "Rocking response of SDOF systems on shallow improved sand: An experimental study", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 40, pp. 15–33.
- Apostolou M., Gazetas G., et al. (2007), "Seismic response of slender rigid structures with foundation uplifting", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 27, Issue 7, pp. 642–654.
- Basile F. (2000), "Non-linear analysis of pile groups", *Geotechnical Engineering*, Vol. 143, Oct, pp. 241–244.
- Bouziou D. (2010), "3-D Seismic response of Pier Founded on Piles: Towards a new Design Concept", Diploma Thesis. National Technical University of Athens, Greece.
- Chau K. T., Shen C. Y., & Guo X. (2009), "Nonlinear seismic soil-pile-structure interactions: Shaking table tests and Fem analyses", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 29, pp. 300–310.
- Ciao Xiao Dong, Wong Ing Hieng, & Chang Ming-Fang (2004), "Behavior of Model Rafts Resting on Pile-Reinforced Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No.2, pp. 129–138.
- Cunha R. P., Poulos H. G., & Small J. C. (2001), "Investigation Of Design Alternatives For a Piled Raft Case History", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 8. pp. 635–641.
- Davis E. H., & Booker J. R. (1973), "The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays", *Géotechnique*, Vol. 23, No. 4. pp. 551–563.

- Deng Lijun, & Kutter L. Bruce (2012), "Characterization of rocking shallow foundations using centrifuge model tests", *Earthquake Engineering and structural dynamics*, Vol. 41, pp. 1043–1060.
- Dobry R., & Gazetas G. (1988), "Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups", *Géotechnique*, Vol. 38, No. 4. pp. 557–574.
- EAK (2000). Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.
- EC8 (2000). Design Provision for Earthquake Resistance of Structures, Part 5: Foundations, Ret. Str. and Geot. aspects. Brussels., 1998-5 Eur. Com. for Standard.
- EΚΩΣ (2000). Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος.
- Fioravante V. (2011), "Load transfer from a raft to a pile with an interposed layer", *Géotechnique*, Vol. 61, No. 2 pp. 121–132.
- Fioravante Vincenzo., & Daniela Giretti (2010), "Contact versus noncontact piled raft foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, pp. 1271–1287.
- Gazetas G., K. Fan, A. Kaynia, & E. Kausel (1991), "Dynamic interaction factors for floating pile groups", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 10, pp. 1531–1548.
- Gazetas George ,Ke Fan, & Amir Kaynia (2010), "Dynamic response of pile groups with different configurations", *Soil Dynamics and Earthquake engineering*, Vol. 12, pp. 239–257.
- Gelagoti F., Kourkoulis I., 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, pp. 87–102.
- Gerolymos N., & Gazetas G. (2005), "Phenomenological Model applied to Inelastic Response of Soil-Pile Interaction Systems", *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 4, pp. 119–132.
- Gerolymos N., Drosos V., & Gazetas G. (2009), "Seismic response of single-column bent on pile: evidence of beneficial role of pile and soil inelasticity", *Bull Earthquake Engineering*, Vol. 7, pp. 547–573.

- Gerolymos N., Drosou C. & Gazetas G. (2010), “Εναλλακτική Θεμελίωση Δομημάτων με Ασύνδετους Πασσάλους”, 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, 29/09 - 1/10, Βόλος.
- Kim Kyung Nam, Lee Su-Hyung, Kim Ki-Seok, Chung Choong-Ki, Kim Myoung Mo & Lee Hae Sung (2001), “Optimal pile arrangement for minimizing differential in piled raft foundations”, *Computer and Geotechnics*, Vol. 28, pp. 235–253.
- Lam S. Y., & Bolton M. D. (2011), “Energy Conservation as a Principle Underlying Mobilizable Strength Design for Deep Excavations”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 137, No. 11. pp. 1062–1074.
- Lee JinHyung, Kim Youngho, & Jeong Sangseom (2010), “Three-dimensional analysis of bearing behaviour of piled raft on soft clay”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 37, pp. 103–114.
- Leung C.F., & Chow Y. K. (1987), “Response of pile groups subjected to lateral loads”, *International Journal for numerical and analytical methods in Geomechanics*, Vol. 11, pp. 307–314.
- Liang Fa-Yun, Chen Long-Zhu, & Shi Xu-Guang (2003), “Numerical analysis of composite piled raft with cushion subjected to vertical load”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 30, pp. 443–453.
- Loli M. (2008), “Bridge Pier - Foundation: Beyond Seismic Capacity Design”, Diploma Thesis. National Technical University of Athens, Greece.
- Loukidis D., & Salgado R. (2008), “Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand”, *Géotechnique*, Vol. 58, No. 4. pp. 283–296.
- Mahmoud N.Hussien, Tetsuo Tobita, Susumu Lal., & Rollins Kyle M. (2010), “Soil-pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral loads”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, pp. 1234–1246.
- Mostafa El Sawwaf (2010), “Experimental Study of Eccentrically Loaded Raft with Connected and Unconnected Short Piles”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136, No. 10. pp. 1394–1402.
- Niandou Halidou, & Breyse Denys (2007), “Reliability analysis of a piled raft accounting for soil horizontal variability”, *Computers and Geotechnics*, Vol. 34, pp. 71–80.

- Padron L. A., Aznarez J. J. ,& Maeso O. (2008), "Dynamic analysis of piled foundations in stratified soils by a BEM-FEM model", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 28, pp. 333–346.
- Padron L. A., Mylonakis G. E., & Beskos D. E. (2009), "Importance of footing-soil separation on dynamic stiffness of piled embedded footings", *International Journal for numerical and analytical methods in Geomechanics*, Vol. 33, pp. 1439–1448.
- Poulos H.G. (1994), "An Approximate Numerical Analysis Of Pile-Raft Interaction", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 18, pp. 73–92.
- Smith I. M., & Wang A. (1998), "Analysis Of Piled Rafts", *International journal for numerical and analytical methods in Geomechanics*, Vol. 22, pp. 777–790.
- Take W. A., & Bolton M. D. (2010), "Seasonal ratcheting and softening in clay slopes, leading to first time failure", *Géotechnique*, Vol. 61, No.9. pp. 757–769.
- Vardanega P. J., & Bolton M.D. (2011), "Strength mobilization in clays and silts", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48, pp. 1485–1503.
- Zhang Hao, & Minglei Shi, (2012), "Mechanical Performance of Settlement-reducing Pile Foundation with Cushion", *Advanced Material Research*, Vols. 368-373, pp. 2542–2549.
- Zhang Qianqing, & Zhang Zhongmiao (2011), "Study on interaction between dissimilar piles in layered soils", *International Journal of numerical and analytical methods in Geomechanics*, Vol. 35, pp. 67–81.