

Α Ε Ι Π Ε Ι Ρ Α Ι Α Τ . Τ .
Σ Χ Ο Λ Η Τ Ε Χ Ν Ο Λ Ο Γ Ι Κ Ω Ν Ε Φ Α Ρ Μ Ο Γ Ω Ν
Τ Μ Η Μ Α Π Ο Λ Ι Τ Ι Κ Ω Ν Μ Η Χ Α Ν Ι Κ Ω Ν Τ . Ε .

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗΣ
ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΩΝ ΚΑΙ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΩΝ
ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ
ΤΡΑΠΕΖΑΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΚΑΡΑΓΙΑΝΝΑΚΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ
ΧΑΤΖΗΝΙΚΟΛΑΟΥ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΡΕΠΑΠΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2017

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η.....ΙΩΑΝΝΗΣ ΚΑΡΑΓΙΑΝΝΑΚΙΤΣ.....του
ΜΙΛΤΙΑΔΗ.....φοιτητής του Τμήματος.....ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε......

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονεμίσει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρώσει εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

5/10/2017

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η Χατζηνικολάου Αλέξανδρος, του Αναστασίου φοιτητής του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.

του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Πτυχιακής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Πτυχιακή Εργασία (Π.Ε) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτούσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Π.Ε, ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονεμίσει Πτυχίο, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης του Τμήματος. Η Συνέλευση του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Π.Ε με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Π.Ε πρέπει να ολοκληρωθεί εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο, Δηλών



Ημερομηνία

5/10/2017

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της εργασίας είναι διερεύνηση της ταλάντωσης μονοβαθμίων και πολυβαθμίων συστημάτων με τη χρήση σεισμικής τράπεζας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περιεχόμενα	v
Σχήματα	vii
Πίνακες.....	xi
Κεφάλαιο 1	13
<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>	<u>13</u>
1.1 Γενικά	13
1.2 Περιγραφή του Πειραματος - Σκοπιμότητα	17
1.3 Διάγραμμα Εργασίας	17
Κεφάλαιο 2	19
<u>ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ</u>	<u>19</u>
2.1 Εισαγωγή	19
2.2 Μονοβαθμιο συστημα	20
2.3 Σχέση Δύναμης - Μετατόπισης.....	21
2.4 Δύναμη Απόσβεσης	22
2.5 Εξίσωση Κίνησης και Μόρφωση Εξισώσεων Δυναμικής Ισορροπίας.....	24
2.5.1 Εξίσωση Κίνησης	24
2.5.2 Μόρφωση Εξισώσεων Δυναμικής Ισορροπίας.....	24
2.6 Εξίσωση Κίνησης Μονοβάθμιου Συστήματος.....	25
2.7 Δυναμική Ισορροπία.....	26
2.2.7 Εξίσωση Κίνησης–Σεισμική Διέγερση.....	28
2.8 Ελευθερη Ταλαντωση.....	30
Κεφάλαιο 3	35
<u>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ</u>	<u>35</u>
3.1 Εισαγωγή	35
3.2 Περιγραφή των Μοντέλων.....	35
Κεφάλαιο 4	42
<u>ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ ΜΙΚΡΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ</u>	<u>42</u>

4.1	Εισαγωγή σε Πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων	42
4.2	Σεισμική Τράπεζα Shake Table II	43
Κεφάλαιο 5		47
<u>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ</u>		47
5.1	Αποτελέσματα Πειραμάτων Σεισμικής Τράπεζας	47
5.1.1	Επιβαλλόμενες και πραγματικές επιταχύνσεις σεισμικής τράπεζας	48
5.1.2	Διέγερση μονώροφης κατασκευής στην σεισμική τράπεζα	49
5.1.3	Διέγερση τετραώροφης κατασκευής στην σεισμική τράπεζα	51
5.1.4	Διέγερση πενταώροφης κατασκευής στην σεισμική τράπεζα	52
5.2	Αποτελέσματα Λογισμικού Etabs	54
5.2.1	Επιταχύνσεις μονώροφου	56
5.2.2	Επιταχύνσεις τετραώροφου	57
5.2.3	Επιταχύνσεις πενταώροφου	59
5.2.4	Μετακινήσεις μονώροφου	61
5.2.5	Μετακινήσεις τετραώροφου	62
5.2.6	Μετακινήσεις πενταώροφου	64
5.3	Ανάλυση Fourier	65
5.4	Σύνοψη	66
Κεφάλαιο 6		67
<u>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>		67
Αναφορές - Βιβλιογραφία		69

ΣΧΗΜΑΤΑ

Σχήμα 1.1. Απλοποιημένο γεωφυσικό μοντέλο της ζώνης διάρρηξης.	14
Σχήμα 1.2. Παγκόσμιος χάρτης σεισμικότητας για το πρώτο δίμηνο του έτος 2015.	15
Σχήμα 1.3. Μηχανισμός διάδοσης των σεισμικών κυμάτων προς την επιφάνεια της γης. 16	
Σχήμα 2.1. Μονοβάθμιο σύστημα: (α) επιβαλλόμενη δύναμη $p(t)$, (β) εδαφική σεισμική κίνηση (Κωμοδρόμος, 2005).	20
Σχήμα 2.2. Σχέση Δύναμης – Μετατόπισης (Κωμοδρόμος, 2005)	21
Σχήμα 2.3. Σχέση Δύναμης – Μετατόπισης.	23
Σχήμα 2.4. Σχέση Δύναμης – Μετατόπισης.	25
Σχήμα 2.5. Μηχανικό σύστημα μάζας, αποσβεστήρα και ελατηρίου.	25
Σχήμα 2.6. Σύστημα μάζας – ελατηρίου - αποσβεστήρα.	26
Σχήμα 2.7. Σύστημα μάζας – ελατηρίου - αποσβεστήρα.	27
Σχήμα 2.8. Ενεργός σεισμική δύναμη: περιστροφική εδαφική κίνηση	28
Σχήμα 2.9. Ελεύθερη ταλάντωση συστήματος χωρίς απόσβεση. (Ρούσης, 2008).	31
Σχήμα 2.10. Ελεύθερη ταλάντωση συστημάτων με απόσβεση μικρότερη, ίση και μεγαλύτερη της κρίσιμης. (Ρούσης, 2008).	34
Σχήμα 3.1. Πλάκα Ορόφου.	35
Σχήμα 3.2. Σπειρώματα 3x0.5 Πλάκας Ορόφου.	36
Σχήμα 3.3. Βίδες Άλλεν Inox DIN912 A2 M5.	36
Σχήμα 3.4. Λαμαρίνες Ορόφου.	37
Σχήμα 3.5. Μονώροφο.	37
Σχήμα 3.6. Τετραώροφοκαι πενταώροφο πλαίσιο.	38
Σχήμα 3.7. Διαδικασία ζυγίσματος επιμέρους στοιχείων σε ζυγαριά ακριβείας.	40
Σχήμα 5.1. Χρονοϊστορία επιβαλλόμενων και πραγματικών επιταχύνσεων στην βάση της σεισμικής τράπεζας Northridge (1994).	48
Σχήμα 5.2. Χρονοϊστορία επιβαλλόμενων και πραγματικών επιταχύνσεων στην βάση της σεισμικής τράπεζας El Centro (1940).	48
Σχήμα 5.3. Χρονοϊστορία επιβαλλόμενων και πραγματικών επιταχύνσεων στην βάση της σεισμικής τράπεζας Kobe (1995).	49
Σχήμα 5.4. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).	49

Σχήμα 5.5. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	50
Σχήμα 5.6. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).	50
Σχήμα 5.7. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραωρόφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).	51
Σχήμα 5.8. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραωρόφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	51
Σχήμα 5.9. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραωρόφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).	52
Σχήμα 5.10. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταωρόφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).	52
Σχήμα 5.11. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταωρόφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	53
Σχήμα 5.12. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταωρόφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).	53
Σχήμα 5.13. Προσομοίωμα μονώροφης κατασκευής στο λογισμικό Etabs.	54
Σχήμα 5.14. Προσομοίωμα τετραώροφης κατασκευής στο λογισμικό Etabs.	54
Σχήμα 5.15. Προσομοίωμα πενταώροφης κατασκευής στο λογισμικό Etabs.	55
Σχήμα 5.16. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).	56
Σχήμα 5.17. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	56
Σχήμα 5.18. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).	57
Σχήμα 5.19. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραωρόφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).	57
Σχήμα 5.20. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραωρόφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	58
Σχήμα 5.21. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής τετραωρόφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).	58
Σχήμα 5.22. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταωρόφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).	59

Σχήμα 5.23. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	59
Σχήμα 5.24. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).....	60
Σχήμα 5.25. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).....	61
Σχήμα 5.26. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	61
Σχήμα 5.27. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).	62
Σχήμα 5.28. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).	62
Σχήμα 5.29. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	63
Σχήμα 5.30. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).....	63
Σχήμα 5.31. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).	64
Σχήμα 5.32. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).	64
Σχήμα 5.33. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).....	65
Σχήμα 5.34. Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης τετραώροφου μοντέλου.....	66

ΠΙΝΑΚΕΣ

Πίνακας 3.1. Μέτρηση δύναμης μοντέλων και επί μέρους στοιχείων.....	39
Πίνακας 5.1. Πειραματικά υπολογιζόμενες τιμές ιδιοπεριόδων.....	65

Κεφάλαιο 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

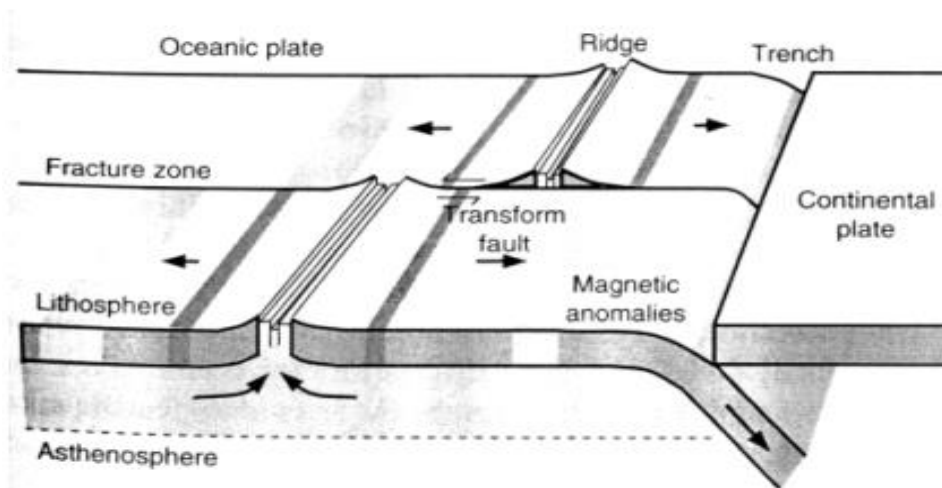
Σεισμός είναι το φυσικό φαινόμενο της δόνησης του εδάφους που δημιουργείται κατά τη διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων που βρίσκονται στο εσωτερικό της γης, από φυσικές αιτίες. Η ερμηνεία του φαινομένου αυτού σύμφωνα με τον αμερικανό σεισμολόγο Reid (1910) είναι ότι λόγω των διαφόρων φυσικών αιτιών στο εσωτερικό της γης, τα πετρώματα βρίσκονται υπό την επίδραση συνεχών τάσεων που συντελούν στην ελαστική παραμόρφωση τους και τη συσσώρευση μέσα σε αυτά τεραστίων ποσών δυναμικής ενέργειας.

Όταν το μέτρο των ασκούμενων σε ένα πέτρωμα τάσεων υπερβεί μια ορισμένη τιμή η οποία εξαρτάται από τις φυσικές ιδιότητες του πετρώματος, τότε αυτό παύει να είναι συνεκτικό και διαχωρίζεται σε δύο τεμάχια μεταξύ των οποίων λαμβάνει χώρα μια απότομη, σχετική μεταξύ τους κίνηση-ανάπαυση.

Η επιφάνεια ως προς την οποία κινούνται τα δύο τμήματα του πετρώματος καλείται σεισμικό ρήγμα. Κατά την διάρκεια της ολίσθησης αυτής, διαταράσσεται η ισορροπία του πετρώματος και η αποθήκευση σε ορισμένο όγκο ελαστική ενέργεια παραμόρφωσης μετατρέπεται σταδιακά σε κινητική ενέργεια, θέτοντας την μάζα του πετρώματος σε ταλάντωση που διαδίδεται σε μεγάλες αποστάσεις μέσα από διαφόρους γεωλογικούς σχηματισμούς σαν σεισμικό κύμα. Με την σεισμική δόνηση η συσσωρευμένη δυναμική ενέργεια μετατρέπεται σε κυματική. Τα σεισμικά κύματα που δημιουργούνται, από το κέντρο του σεισμού, ταξιδεύουν προς την επιφάνεια. Ο σεισμός είναι φαινόμενο το οποίο εκδηλώνεται συνήθως χωρίς σαφή προειδοποίηση, δεν μπορεί να αποτραπεί και παρά τη

μικρή χρονική διάρκεια του, μπορεί να προκαλέσει μεγάλες υλικές ζημιές στις ανθρώπινες υποδομές με επακόλουθα σοβαρούς τραυματισμούς και απώλειες ανθρώπινων ζώων. (Πηγή από τη βικιπαίδεια, Γένεση και Διάδοση Σεισμών).

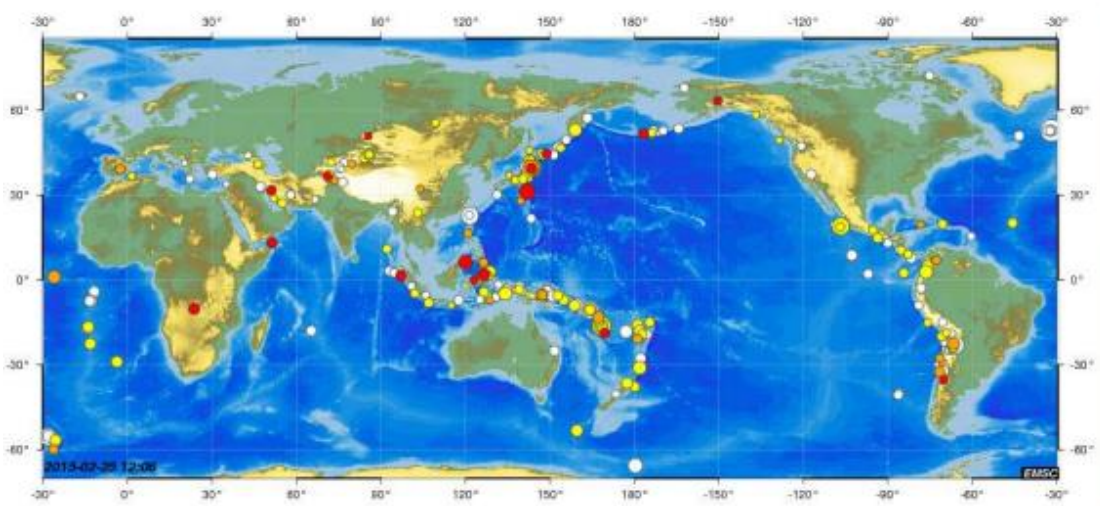
Σύμφωνα με την επικρατούσα επιστημονική αντίληψη, το αίτιο των σεισμών είναι η διάρρηξη των λιθοσφαιρικών πλακών που απαρτίζουν το εξωτερικό στερεό κέλυφος της γης. Το πάχος της λιθόσφαιρας κυμαίνεται από 70 έως 100 km, περιλαμβάνει δε τον φλοιό και το εξωτερικό στρώμα του μανδύα, τη λεγόμενη ασθενόσφαιρα. Η ασθενόσφαιρα έχει μεγαλύτερη πυκνότητα από τον φλοιό και βρίσκεται σε ημίρρευστη κατάσταση. Η λιθόσφαιρα δεν είναι ενιαία, αλλά απαρτίζεται από 15 περίπου τεκτονικές πλάκες που συνθέτουν την επιφάνεια της γης. Το Σχήμα 1.1 δίδει μία απλή εικόνα του μηχανισμού διάρρηξης μεταξύ δύο τεκτονικών πλακών. Η γένεση των σεισμών (Lee et al. 2002) ακολουθεί τα εξής βήματα: (i) σύγκρουση τεκτονικών πλακών, (ii) τριβές και εμπλοκή των πετρωμάτων σε ορισμένα σημεία (κλείθρα), (iii) σταδιακή παραμόρφωση των πετρωμάτων και συσσώρευση δυνητικής ενέργειας, (iv) υπέρβαση της αντοχής των πετρωμάτων, (v) θραύση πετρωμάτων στα κλείθρα και δημιουργία σεισμικού ρήγματος, (vi) μετατροπή της δυνητικής ενέργειας σε κινητική, και (ζ) εκπομπή ελαστικών κυμάτων.



Σχήμα 1.1. Απλοποιημένο γεωφυσικό μοντέλο της ζώνης διάρρηξης.

Τα όρια μεταξύ των πλακών σχηματίζουν ζώνες με συστήματα διάρρηξης. Πιο συγκεκριμένα, οι λιθοσφαιρικές πλάκες επιπλέον πάνω στην ασθενόσφαιρα και παρουσιάζουν σχετικές μετατοπίσεις της τάξεως μερικών cm ανά έτος, που οφείλονται σε ρεύματα μεταφοράς του ημίρρευστου υλικού της ασθενόσφαιρας (Bullen and Bolt, 1985,

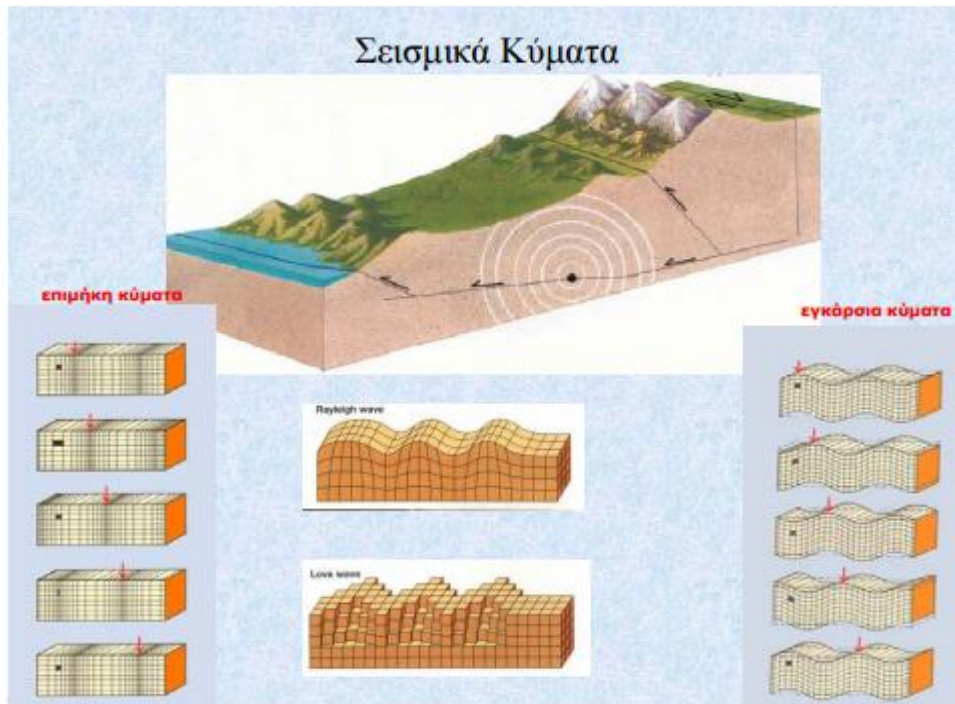
Villaverde, 2009). Τα ρεύματα αυτά ασκούν εφαιπτομενικές πιέσεις στις κάτω επιφάνειες των πλακών, προκαλώντας είτε τη σύγκλισή τους (ηπειρωτικό σύστημα διάρρηξης), είτε την απόκλισή τους (ωκεάνιο σύστημα διάρρηξης). Η σεισμικότητα σε παγκόσμιο επίπεδο και σε ετήσια βάση συνοψίζεται σε χάρτες όπως αυτός του Σχήματος 1.2.



Σχήμα 1.2. Παγκόσμιος χάρτης σεισμικότητας για το πρώτο δίμηνο του έτους 2015.

Τα σεισμικά κύματα που μεταφέρουν την ενέργεια από το σεισμικό ρήγμα μέχρι την επιφάνεια του εδάφους είναι αρχικά χωρικού τύπου. Τα σεισμικά κύματα κατατάσσονται σε δύο είδη, τα διαμήκη (pressure ή P-waves), που δημιουργούν πίεση / ελκυσμό κατά μήκος της διεύθυνσης διάδοσης τους και τα εγκάρσια (shear ή S-waves), που παρουσιάζουν ταλαντώσεις μέσα στο επίπεδο που είναι κάθετο προς τη διεύθυνση διάδοσης (Graff, 1975). Οι ταχύτητες μετάδοσης των χωρικών κυμάτων μέσω των υπερκείμενων πετρωμάτων είναι της τάξεως των 5-13 km/sec για τα διαμήκη και των 3-6 km/sec για τα εγκάρσια κύματα. Καθώς τα χωρικά κύματα πλησιάζουν την επιφάνεια της γης, ανακλώνται και διαθλώνται μέσω των μαλακών εδαφικών στρωμάτων, με αποτέλεσμα οι κυρίαρχες επιφανειακές δονήσεις να οφείλονται σε οριζοντίως πολωμένα, εγκάρσια ελαστικά κύματα (SH-waves). Ταυτόχρονα, δημιουργείται και μία σωρεία επιφανειακών κυμάτων, όπως τα κύματα του Rayleigh λόγω της ελεύθερης επιφάνειας, και τα κύματα του Love όταν έχουμε ένα βραχώδες υπόβαθρο με υπερκείμενο μαλακό εδαφικό στρώμα (Miklowitz, 1978). Οι ταχύτητες διάδοσης όλων αυτών των σεισμικών κυμάτων μέσα από τα εδαφικά στρώματα των τελευταίων 100-300 m πριν την επιφάνεια

της γης είναι πλέον χαμηλές, δηλαδή της τάξεως των 0.2-1.0 km/sec. Τέλος, το Σχήμα 1.3 δείχνει μία απλοποιημένη, αλλά συνολική εικόνα του σεισμικού φαινομένου, ξεκινώντας από τις εστίες του σεισμού (υπόκεντρα) και καλύπτοντας τη διαδρομή (εστιακή απόσταση) μέχρι την επιφάνεια του εδάφους. Σημειώνουμε πως οι οριζόντιες προβολές της εστίας και της εστιακής απόστασης πάνω στην ελεύθερη επιφάνεια της γης είναι αντίστοιχα το επίκεντρο και η επικεντρική απόσταση.



Σχήμα 1.3. Μηχανισμός διάδοσης των σεισμικών κυμάτων προς την επιφάνεια της γης.

Σήμερα, το μέγεθος ενός σεισμού μετράται με το Μέγεθος Σεισμικής Ροπής (M_w), το οποίο αντικατέστησε την κλίμακα Richter. Όπως είναι γνωστό, παλαιότερα, η ισχύς ενός σεισμού δινόταν από το μέγεθος M της κλίμακας Richter που είχε επινοηθεί από το 1934 (Bullen and Bolt, 1985). Το μέγεθος αυτό αποτελεί μέτρο της σεισμικής ενέργειας που εκλύεται από την εστία του σεισμού και ακολούθως διαχέεται μέσα από τη γη με τη μορφή σεισμικών κυμάτων. Μεταξύ της εκλυόμενης ενέργειας E (σε erg) και του μεγέθους M υπάρχει η εξής εμπειρική σχέση: $\log E = 12.24 + 1.44M$. Η σχέση αυτή ορίζει πως για κάθε επιπλέον βαθμό της κλίμακας Richter, η εκλυόμενη ενέργεια αυξάνει 28 φορές περίπου. Εικάζεται πως οι ισχυρότεροι σεισμοί από ιστορικούς χρόνους και μετά

ήσαν αυτοί του Σαν Φρανσίσκο της Καλιφόρνια το 1906 ($M = 8.3$), της Αλάσκα το 1964 ($M = 8.7$), του Τόκιο το 1923 ($M = 8.9$), της Λισσαβώνας το 1755 ($M = 8.9$) και της Χιλής το 1960 ($M = 9.0$). Η διάρκεια των ισχυρών σεισμών κυμαίνεται από λίγα δευτερόλεπτα μέχρι 4 min που παρατηρήθηκε για τον σεισμό της Αλάσκα του 1964. (Μανώλης κ.α., 2015). (πηγή http://www.geo.auth.gr/courses/ggp/mth1063e/pdf/7th_Chapter.pdf)

1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ - ΣΚΟΠΙΜΟΤΗΤΑ

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο την διερεύνηση της ταλάντωσης μονοβαθμίων και πολυβαθμίων συστημάτων με χρήση σεισμικής τράπεζας. Αρχικά κατασκευάζονται μονομάθμια και πολυβάθμια συστήματα των οποίων η σεισμική απόκριση εξετάζεται πειραματικά στην σεισμική τράπεζα μικρής κλίμακας. Στην συνέχεια η απόκρισή τους διερευνάται αναλυτικά με χρήση προγραμμάτων δυναμικής ανάλυσης. Συγκεκριμένα επιλέγονται ταλαντωτές με έναν έως πέντε ορόφους και υποβάλλονται σε τρεις διαφορετικές πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις καθώς και σε σάρωση ημιτόνων.

1.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα εργασία αποτελείται από 6 Κεφάλαια. Μετά την Εισαγωγή, στο Κεφάλαιο 2, παρουσιάζονται οι βασικές αρχές της δυναμικής των κατασκευών, το μονοβάθμιο σύστημα και οι εξισώσεις κίνησης του μονοβαθμίου για ελεύθερη ταλάντωση και για εξαναγκασμένη ταλάντωση (σεισμική διέγερση). Στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζονται τα μοντέλα που επιλέχθηκαν και κατασκευάστηκαν για να υποβληθούν σε σεισμικές διεγέρσεις στην σεισμική τράπεζα μικρής κλίμακας. Στο Κεφάλαιο 4 παρουσιάζεται η σεισμική τράπεζα μικρής κλίμακας που χρησιμοποιήθηκε για τα πειράματα και το λογισμικό που επιλέχθηκε για την προσομοίωση των κατασκευών και την πραγματοποίηση δυναμικών αναλύσεων για σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα και περαιτέρω διερεύνηση της δυναμικής απόκρισης των κατασκευών. Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της απόκρισης των κατασκευών από τα πειράματα στην σεισμική τράπεζα, και των δυναμικών αναλύσεων από το λογισμικό και η μεταξύ τους σύγκριση. Τέλος, στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται τα βασικότερα συμπεράσματα της εργασίας.

Κεφάλαιο 2

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

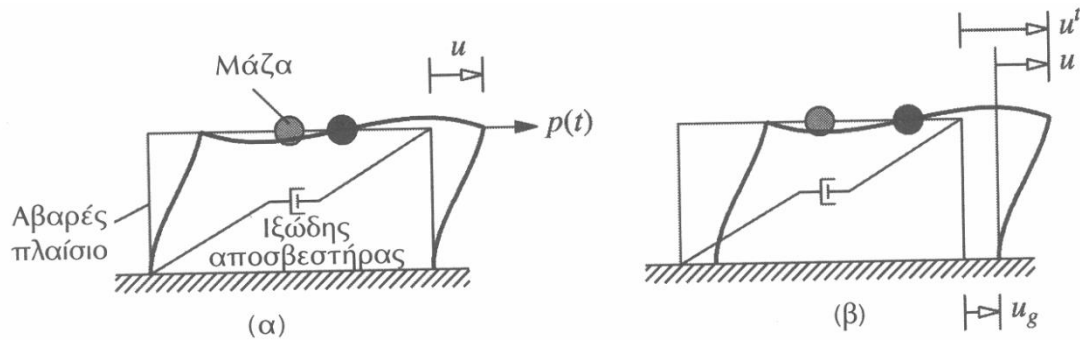
Αντικείμενο της δυναμικής των κατασκευών είναι η ανάλυση της απόκρισης των κατασκευών που υπόκεινται σε δυναμική καταπόνηση και υπολογισμός της εντατικής και παραμορφωσιακής τους κατάστασης. Κάθε κατασκευή είναι στην πραγματικότητα ένα σύστημα άπειρων βαθμών ελευθερίας. Ο υποβιβασμός του αριθμού των βαθμών ελευθερίας επέρχεται μετά την εισαγωγή κάποιων παραδοχών στο φυσικό-μαθηματικό πρόβλημα του καθορισμού της θέσεως (ή γενικότερα της απόκρισης) του συστήματος στην πάροδο του χρόνου.

Το απλούστερο δυνατό δυναμικό σύστημα είναι αυτό που έχει έναν και μόνο βαθμό ελευθερίας, η μαθηματική διερεύνηση του οποίου είναι ίσως και η πλέον σημαντική, επειδή τα συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτήν είναι επεκτάσιμα στη γενική περίπτωση των πολυβάθμιων και απειροβάθμιων συστημάτων. Η μελέτη της δυναμικής απόκρισης των κατασκευών είναι σημαντική στο σχεδιασμό των κατασκευών, γιατί κάτω από ορισμένες συνθήκες, η ταλαντούμενη κίνηση μπορεί να επιφέρει μεγάλες τάσεις και μετακινήσεις στην κατασκευή.

Ακόμα και επαναλαμβανόμενη φόρτιση/ένταση μέτριας έντασης/μεγέθους, μπορεί να προκαλέσει αστοχία του υλικού λόγω κόπωσης αν ο αριθμός των επαναλήψεων είναι αρκετά μεγάλος. Ακόμα κι όταν η δυναμική απόκριση του φέροντα οργανισμού δε θέτει σε κίνδυνο την ασφάλεια ενός κτιρίου, οι προκαλούμενες ταλαντώσεις είναι εν γένει ανεπιθύμητες καθώς προκαλούν δυσφορία και ανησυχία στους ενοίκους. Chopra (2010).

2.2 ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

Το εξεταζόμενο σύστημα στο Σχήμα 2.1 αποτελείται από μια μάζα m συγκεντρωμένη στο επίπεδο της οροφής, ένα αβαρές πλαίσιο που περιέχει δυσκαμψία στο σύστημα, και έναν ιξώδη αποσβεστήρα που καταναλώνει την ενέργεια ταλάντωσης του συστήματος. Η δοκός και τα υποστυλώματα θεωρούνται αξονικώς απαραμόρφωτα.



Σχήμα 2.1. Μονοβάθμιο σύστημα: (α) επιβαλλόμενη δύναμη $p(t)$, (β) εδαφική σεισμική κίνηση (Κωμοδρόμος, 2005)

Το σύστημα αυτό μπορεί να θεωρηθεί ως εξιδανίκευση μιας μονώροφης κατασκευής. Κάθε δομικό μέλος (δοκός, υποστύλωμα, τοίχος, κτλ.) της πραγματικής κατασκευής συμβάλλει στις αδρανειακές (μάζα), ελαστικές (δυσκαμψία ή ευκαμψία), και στις αποσβεστικές ιδιότητες της κατασκευής. Στο εξιδανικευμένο σύστημα, ωστόσο, κάθε μια από αυτές τις ιδιότητες συγκεντρώνεται σε τρία ξεχωριστά, καθαρά επιμέρους στοιχεία: στοιχείο μάζας, στοιχείο δυσκαμψίας και στοιχείο απόσβεσης.

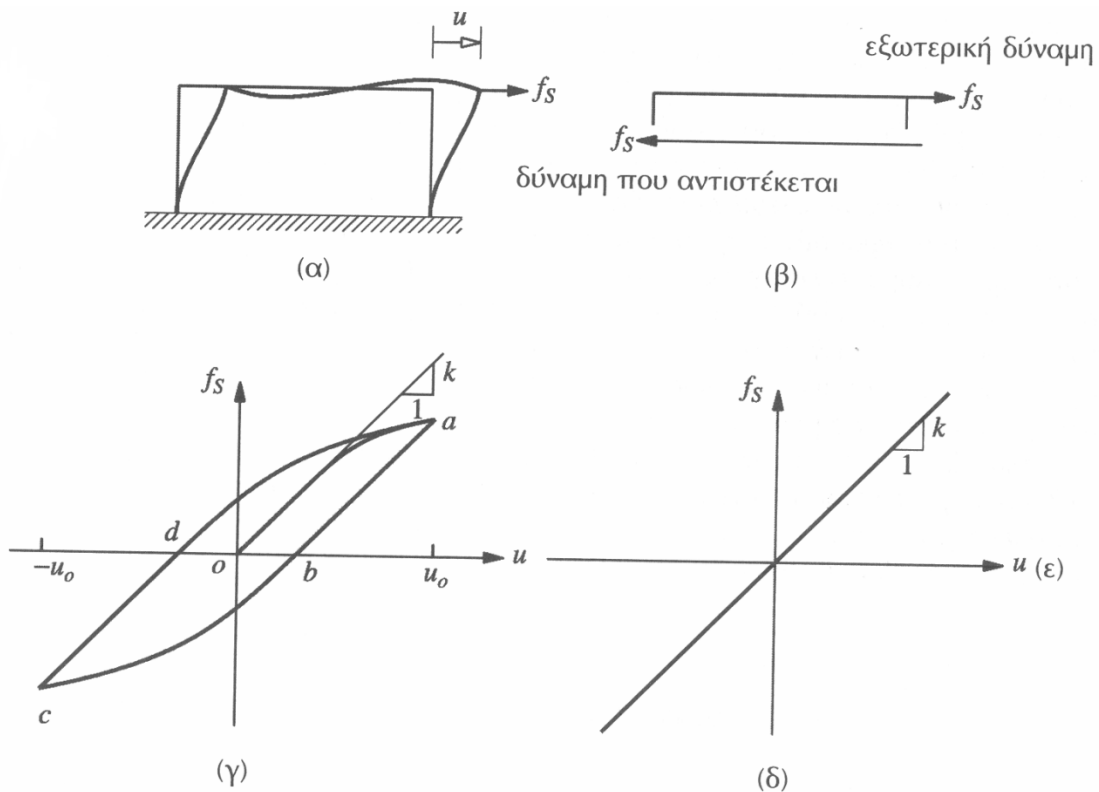
Η παραμορφωμένη κατάσταση πολλών συστημάτων που υπόκεινται σε δυναμικά φορτία είναι δυνατό να περιγραφεί με τον προσδιορισμό της μετακίνησης (που είναι συνάρτηση του χρόνου) σε μία μόνο διεύθυνση. Δηλαδή, ο βαθμός ελευθερίας κίνησης του φορέα ισούται με ένα. Τα συστήματα αυτά καλούνται μονοβάθμια συστήματα.

Ο αριθμός των ανεξαρτήτων μετατοπίσεων που απαιτείται για να καθορισθούν οι μετατοπισμένες θέσεις όλων των μαζών σε σχέση με την αρχική τους θέση καλείται αριθμός των βαθμών ελευθερίας (DOFs) για την δυναμική ανάλυση. Για να καθοριστούν οι ιδιότητες που αφορούν την δυσκαμψία μιας κατασκευής είναι τυπικά απαραίτητοι περισσότεροι βαθμοί ελευθερίας σε σχέση με τους βαθμούς ελευθερίας που είναι

απαραίτητοι για να καθορισθούν οι αδρανειακές ιδιότητες. Το μονόροφο πλαίσιο του Σχήματος 2.1 είναι περιορισμένο να κινηθεί μόνο στην κατεύθυνση της διέγερσης. Το πρόβλημα της στατικής ανάλυσης πρέπει να διατυπωθεί με τρεις βαθμούς ελευθερίας – πλευρική μετατόπιση - για τη δυναμική ανάλυση, εφόσον προσομοιώνεται με μια συγκεντρωμένη μάζα σε ένα σημείο, τυπικά το επίπεδο της στέγης. Συνεπώς αυτό καλείται σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας (SDOF – μονοβάθμιο). Chopra (2010).

2.3 ΣΧΕΣΗ ΔΥΝΑΜΗΣ - ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗΣ

Το σύστημα που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.2 χωρίς δυναμική διέγερση, υποβάλλεται σε μια εξωτερικά επιβαλλόμενη στατική δύναμη F_s κατά μήκος του βαθμού ελευθερίας u , όπως φαίνεται στο Σχήμα. Η εσωτερική δύναμη που αντιστέκεται στη μετατόπιση u είναι ίση και αντίθετη προς την εξωτερική δύναμη F_s . Επιδιώκεται να προσδιορισθεί η σχέση μεταξύ της δύναμης F_s και της σχετικής μετατόπισης u που συνδέεται με τις παραμορφώσεις στην κατασκευή. Αυτή η σχέση δύναμης – μετατόπισης θα είναι γραμμική για μικρές παραμορφώσεις αλλά θα γίνεται μη γραμμική για μεγαλύτερες Σχήμα 2.2. Εξετάζονται και οι μη γραμμικές σχέσεις Σχήμα 2.2.



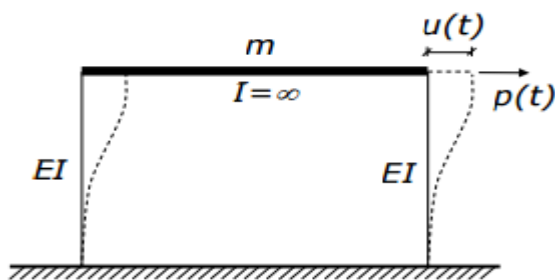
Σχήμα 2.2. Σχέση Δύναμης – Μετατόπισης (Κωμοδρόμος, 2005)

2.4 ΔΥΝΑΜΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Απόσβεση είναι ένα φαινόμενο που υπάρχει σε κάθε σύστημα. Μερικά συστήματα έχουν λίγη και κάποια περισσότερη, είναι σχετική με το ποιά είναι τα στοιχεία που το αποτελούν και το πώς αυτά συναρμολογούνται μεταξύ τους στο σύστημα. Τέτοια φαινόμενα διαχέουν την ενέργεια και μειώνουν την δόνηση που προκλήθηκε από εξωτερικές δυνάμεις στο σύστημα, όπως σεισμοί, ο άνεμος, τα κύματα της θάλασσας και βροντές. Οι διατάξεις αυτές μπορεί να είναι ενεργητικές, παθητικές και ημι-ενεργητικές, ανάλογα με το αν απαιτείται παροχή ενέργειας ή όχι για να λειτουργήσουν. Στον τομέα της παθητικής απόσβεσης έχουμε πολλούς τύπους: συντονισμένους αποσβεστήρες μάζας TMD, συντονισμένους αποσβεστήρες υγρού TLD, αποσβεστήρες τριβής FD και βισκόζη αποσβεστήρες VD. Οι υπερβολικές δονήσεις ήταν ένα κοινό πρόβλημα σε όλη την ιστορία της μηχανικής. Οι δονήσεις καταπονούν τις κατασκευές, μειώνουν τη διάρκεια ζωής και προκαλούν δυσάρεστους θορύβους. Υψηλής ταχύτητας βιομηχανικά μηχανήματα, όπως μηχανές χαρτιού, υποφέρουν από κραδασμούς με συνέπεια να μειώνεται η ποιότητα του προϊόντος. Επιπλέον, χαμηλής συχνότητας δονήσεις μπορούν να προκαλέσουν ναυτία και ζάλη, καθώς επίσης και δυσφορία.

Σύνθετες δομές χάλυβα, έχουν συνήθως αρκετά ελαφρά απόσβεση. Τέτοιες δομές είναι επιρρεπείς σε ηχηρά προβλήματα κραδασμών. Όσο περισσότερο πολύπλοκη είναι η κατασκευή, τόσο πιο ακριβό είναι να βελτιωθεί μετά την αρχή της λειτουργίας του. Ο πλέον αποτελεσματικός τρόπος μείωσης των ανεπιθύμητων κραδασμών είναι η καταστολή της πηγής της δόνησης. Ωστόσο, αυτό είναι σπάνια δυνατό για πρακτικούς λόγους. Η πηγή της δόνησης συνδέεται κατά κανόνα με την πρωταρχική λειτουργία του μηχανήματος όπως για παράδειγμα, οι περιστρεφόμενες ανισοροπίες στην λειτουργία του κινητήρα. Επιπλέον, η δόνηση μπορεί να προκληθεί από φυσικές πηγές όπως ανέμους και σεισμούς. Ο σεισμός αποτελεί ένα από τα κυριότερα προβλήματα στον τομέα των κατασκευών. Οι εικόνες κατεστραμμένων δομημάτων είναι φυσικό επακόλουθο ενός σεισμικού γεγονότος και μας υπενθυμίζει πόσο τρωτοί είμαστε απέναντι στις δυνάμεις της φύσης. Οι σεισμικές δράσεις των υπαρχόντων μαζών, σε συνδυασμό με την πολυπλοκότητα των κατασκευών και τις απαιτήσεις μεγεθών της εποχής μας, καθιστούν το πρόβλημα πιο πολύπλοκο με μεγάλο όμως ενδιαφέρον. Η δύναμη f_d είναι η δύναμη απόσβεσης, η οποία εκφράζει τις απώλειες ενέργειας λόγω τριβής.

Η δύναμη αυτή αντιτίθεται στην κίνηση, αλλά είναι πολύ δύσκολο και πολύπλοκο να βρούμε την ακριβή της έκφραση. Η πιο απλή έκφραση της δύναμης αυτής προκύπτει όταν θεωρήσουμε ιξώδη απόσβεση, κατά την οποία η δύναμη είναι ανάλογη της ταχύτητας της κίνησης $f_d=c \cdot u$, όπου c είναι μία σταθερά που καλείται συντελεστής απόσβεσης και μπορεί να υπολογιστεί πειραματικά. Η δύναμη απόσβεσης είναι η δύναμη η οποία κάνει το εύρος των ταλαντώσεων να φθίνει και επαναφέρει στην κατάσταση ηρεμίας ένα σύστημα που εκτελεί ελεύθερη ταλάντωση. Παρόλο που συνήθως το μέγεθος της δύναμης απόσβεσης είναι μικρό σε σχέση με την αδρανειακή και ελαστική δύναμη, η δύναμη αυτή μπορεί να επηρεάσει κατά πολύ την απόκριση του συστήματος.



Σχήμα 2.3. Σχέση Δύναμης – Μετατόπισης

Ως απλό παράδειγμα κατασκευής που μπορεί να προσομοιωθεί με το μοντέλο του μονοβάθμιου συστήματος είναι το δίστηλο πλαίσιο του Σχήματος 2.3. Το πλαίσιο αποτελείται από δύο όμοιους στύλους πακτωμένους στο έδαφος με ύψος h και ροπή αδράνειας I . Η ροπή αδράνειας του ζυγώματος είναι πολύ μεγάλη και θεωρείται πρακτικά άπειρη. Αυτό σημαίνει ότι το ζύγωμα δεν κάμπτεται και οι κεφαλές των στύλων παραμένουν άστρεπτες κατά την παραμόρφωση του πλαισίου. Ως μάζα του συστήματος θεωρούμε τη μάζα του ζυγώματος (αφού οι μάζες των στύλων συγκριτικά με τη μάζα του ζυγώματος είναι αμελητέες) συγκεντρωμένη στη στάθμη του. Οι ελαστικές δυνάμεις που αντιτίθενται στην κίνηση λόγω της εξωτερικής δύναμης $p(t)$ είναι οι τέμνουσες δυνάμεις Q , στις κεφαλές των στύλων. (Κωμοδρόμος, 2005, Ρούσης, 2008).

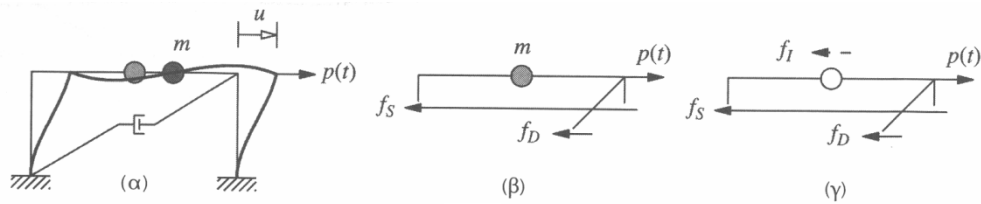
2.5 ΕΙΣΩΣΗ ΚΙΝΗΣΗΣ ΚΑΙ ΜΟΡΦΩΣΗ ΕΙΣΩΣΕΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

2.5.1 Εξίσωση Κίνησης

Οι δυνάμεις που ασκούνται στη μάζα σε κάποια χρονική στιγμή παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.4. Αυτές περιλαμβάνουν την εξωτερική δύναμη $p(t)$, την ελαστική (ή ανελαστική) δύναμη αντίστασης f_s , και τη δύναμη απόσβεσης f_D , η οποία επίσης αντιστέκεται στην κίνηση. Η εξωτερική δύναμη απόσβεσης θεωρείται θετική στην κατεύθυνση του άξονα x , όπως επίσης και η μετατόπιση $u(t)$, η ταχύτητα $\dot{u}(t)$ και η επιτάχυνση $\ddot{u}(t)$. Οι δυνάμεις F_s και F_d παρουσιάζονται να δρουν στην κατεύθυνση σε σχέση με την εξωτερική δύναμη επειδή είναι εσωτερικές δυνάμεις που αντιστέκονται στην παραμόρφωση και την ταχύτητα, αντιστοίχως.

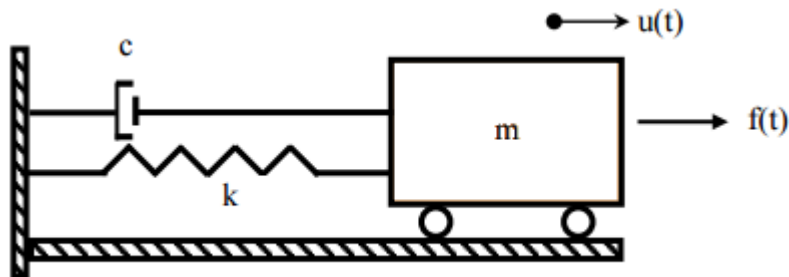
2.5.2 Μόρφωση Εξισώσεων Δυναμικής Ισορροπίας

Οι διαφορικές εξισώσεις που διέπουν την κίνηση των δυναμικών συστημάτων μπορούν να προκύψουν με διαφορετικούς τρόπους, καταλήγουν όμως στο ίδιο αποτέλεσμα (Hurty and Rubinstein, 1964). Ο πιο θεμελιώδης τρόπος είναι η εφαρμογή της συνθήκης της δυναμικής ισορροπίας του φορέα υπό μελέτη (ουσιαστικά η αρχή του D'Alembert που προκύπτει από τον δεύτερο νόμο του Νεύτωνα). Δύο άλλες ενεργειακού τύπου μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν βασίζονται αντίστοιχα στην αρχή των δυνατών έργων και στην αρχή του Hamilton. Κάποιες από αυτές (όπως η αρχή του Hamilton), είναι πιο κατάλληλες για την μελέτη πολύπλοκων συστημάτων, ενώ κάποιες άλλες (όπως η αρχή του D'Alembert) είναι πιο εύκολα εφαρμόσιμες στη μελέτη διακριτοποιημένων συστημάτων με περιορισμένο αριθμό BE. Μία σύντομη παρουσίαση των τριών παραπάνω μεθόδων θα γίνει με αφορμή τη μελέτη του απλούστερου δυναμικού συστήματος με ένα BE, δηλαδή του μονοβάθμιου ταλαντωτή (MBT) (single degree-of-freedom oscillator, SDOF).



Σχήμα 2.4. Σχέση Δύναμης – Μετατόπισης

Το ιδεατό αυτό μηχανικό σύστημα απαρτίζεται από μάζα, αποσβεστήρα, και ελατήριο. Η συγκεντρωμένη μάζα m (kg) συνδέεται με ελατήριο δυστένειας k (kN/m) και με έναν μηχανισμό απώλειας ενέργειας, δηλαδή τον ιζώδη αποσβεστήρα με συντελεστή απόσβεσης c (KN sec/m). Το σύστημα υποβάλλεται σε εξωτερική δύναμη f (kN), η οποία αναγκάζει το μηχανικό σύστημα να ταλαντωθεί. Ανά πάσα χρονική στιγμή, πέρα της εξωτερικής διέγερσης του συστήματος, αναπτύσσονται και πρόσθετες δυνάμεις, της αδράνειας, της απόσβεσης και της ελαστικής επαναφοράς που αντιτίθενται στην κίνηση. Εάν η χρονικά μεταβαλλόμενη απόκριση του φορέα είναι $u(t)$ (m), η ταχύτητα (\dot{u}) (m/sec) και η επιτάχυνση (\ddot{u}) (m / sec²), τότε η δύναμη αδράνειας είναι ανάλογη της $f_I(t)=m\ddot{u}(t)$, η δύναμη ιζώδους απόσβεσης είναι ανάλογη της ταχύτητας $f_D(t)=c\dot{u}(t)$, ενώ η δύναμη επαναφοράς ανάλογη της μετατόπισης, $f_s(t)=ku(t)$



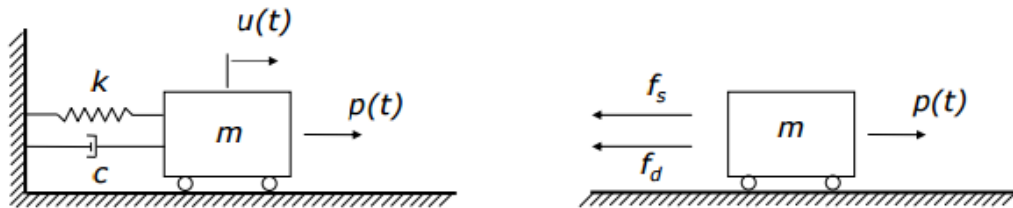
Σχήμα 2.5. Μηχανικό σύστημα μάζας, αποσβεστήρα και ελατηρίου.

2.6 ΕΙΣΩΣΗ ΚΙΝΗΣΗΣ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Αντικαθιστώντας τις σχέσεις των δυνάμεων αδράνειας, ελατηρίου και απόσβεσης (Σχήμα 2.6), η εξίσωση (1) γράφεται: $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$. Η πιο πάνω σχέση είναι η εξίσωση κίνησης μονοβάθμιου συστήματος και εκφράζει τη δυναμική ισορροπία του

συστήματος. Η εξίσωση κίνησης είναι διαφορική εξίσωση δευτέρας τάξης ως προς την άγνωστη μεταβλητή $u(t)$. Η επίλυση της διαφορικής εξίσωσης δίνει τη μετατόπιση του συστήματος συναρτήσει του χρόνου.

Με δεδομένο το δυναμικό προσομοίωμα της κατασκευής, η εξίσωση κίνησης του συστήματος, θεωρώντας γραμμική ελαστική συμπεριφορά, μπορεί να διατυπωθεί ως εξής: Με εφαρμογή του δεύτερου νόμου του Νεύτωνα:



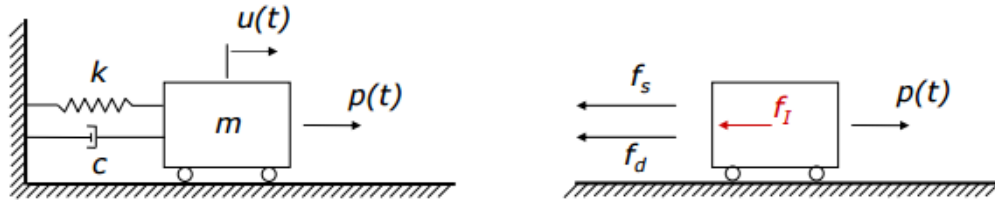
Σχήμα 2.6. Σύστημα μάζας – ελατηρίου - αποσβεστήρα

$\Sigma F = m\ddot{u}$ όπου $\Sigma F = p(t) - f_s - f_d$ είναι η συνισταμένη δύναμη. Θετική φορά της εξωτερικής δύναμης $p(t)$, της μετακίνησης, της ταχύτητας και της επιτάχυνσης, θεωρείται η θετική φορά του άξονα x . Οι ελαστικές δυνάμεις και οι δυνάμεις απόσβεσης ασκούνται με φορά αντίθετη της κίνησης επειδή ως εσωτερικές δυνάμεις αντιστέκονται στη μετακίνηση και ταχύτητα, αντίστοιχα.

2.7 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑ

Η αρχή της δυναμικής ισορροπίας του D'Alembert είναι ιδιαίτερα ελκυστική στους μηχανικούς, οι οποίοι είναι εξοικειωμένοι με την ισορροπία δυνάμεων. Η αρχή αυτή βασίζεται στην έννοια μιας ιδεατής δύναμης αδράνειας, η οποία είναι μια δύναμη που ισούται με το γινόμενο της μάζας επί την επιτάχυνση της και δρα στην αντίθετη κατεύθυνση από αυτή της επιτάχυνσης. Η αρχή δηλώνει ότι, συμπεριλαμβανομένων των αδρανειακών δυνάμεων, ένα σύστημα βρίσκεται σε ισορροπία κάθε στιγμή. Επομένως μπορεί να σχεδιαστεί ένα διάγραμμα ελεύθερου σώματος για μια κινούμενη μάζα και να χρησιμοποιηθούν οι αρχές της στατικής για να ευρεθεί η εξίσωση της κίνησης. Το Σχήμα 2.7 είναι το διάγραμμα ελευθέρου σώματος τη χρονική στιγμή t , με τη μάζα να έχει αντικατασταθεί από την αδρανειακή της δύναμη, η οποία δείχνεται με κόκκινη γραμμή,

για να διαχωρίζεται η ιδεατή δύναμη από τις πραγματικές δυνάμεις. Αν θεωρήσουμε ότι ο όρος παριστάνει μία άλλη δύναμη φανταστική, που θα ονομάζουμε αδρανειακή δύναμη f_I , τότε θεωρώντας τη «στατική» ισορροπία του συστήματος έχουμε:



Σχήμα 2.7. Σύστημα μάζας – ελατηρίου - αποσβεστήρα

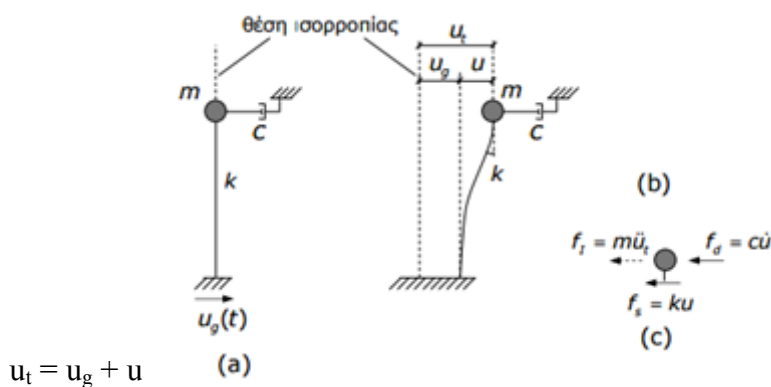
$$\Sigma F = 0 \rightarrow p(t) - f_s - f_d - f_I = 0$$

Αντικαθιστώντας τις σχέσεις των δυνάμεων αδράνειας, ελατηρίου και απόσβεσης καταλήγουμε στην ίδια εξίσωση κίνησης: $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$

Η εξίσωση κίνησης για το μονόροφο πλαίσιο διαμορφώνεται βάσει μιας εναλλακτικής θεώρησης. Λόγω της επίδρασης της εξωτερικής δύναμης $p(t)$, η κατάσταση του συστήματος περιγράφεται από τη μετατόπιση $u(t)$, την ταχύτητα $\dot{u}(t)$ και την επιτάχυνση $\ddot{u}(t)$. Τώρα θεωρούμε το σύστημα ως συνδυασμό τριών ξεχωριστών στοιχείων: (1) το στοιχείο της δυσκαμψίας, δηλαδή το πλαίσιο χωρίς απόσβεση και μάζα, (2) το στοιχείο απόσβεσης, δηλαδή το πλαίσιο με την ιδιότητα του της απόσβεσης, αλλά χωρίς δυσκαμψία ή μάζα, και (3) το στοιχείο μάζας, δηλαδή τη μάζα της οροφής χωρίς τη δυσκαμψία ή την απόσβεση του πλαισίου. Η εξωτερική δύναμη f_s στο στοιχείο δυσκαμψίας σχετίζεται με τη μετατόπιση u αν το σύστημα είναι ελαστικό, η εξωτερική δύναμη f_d στο στοιχείο απόσβεσης σχετίζεται με την ταχύτητα \dot{u} και η εξωτερική δύναμη f_I στο στοιχείο μάζας σχετίζεται με την επιτάχυνση \ddot{u} με τη σχέση $f_I = m\ddot{u}$. Η εξωτερική δύναμη $p(t)$ που εφαρμόζεται σε όλο το σύστημα μπορεί επομένως να θεωρηθεί ότι κατανέμεται στα τρία επιμέρους στοιχεία της κατασκευής, και ότι το άθροισμα $f_s + f_d + f_I$ πρέπει να ισούται με την εφαρμοζόμενη δύναμη $p(t)$. (Chopra, 2010).

2.2.7 ΕΞΙΣΩΣΗ ΚΙΝΗΣΗΣ–ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

Εξίσωση Κίνησης Μονοβάθμιου Συστήματος: Η σεισμική κίνηση του εδάφους αποτελεί μία από τις πιο σημαντικές μορφές δυναμικής διέγερσης των κατασκευών. □ Στο Σχήμα 2.8 φαίνεται το δυναμικό προσομοίωμα ενός μονοβάθμιου συστήματος, του οποίου το έδαφος στήριξης κινείται οριζόντια κατά $u_g(t)$. Σε κάθε χρονική στιγμή t , η συνολική μετατόπιση του συστήματος από την αρχική θέση ισορροπίας, u_t , αποτελείται από την εδαφική μετατόπιση u_g , και τη σχετική μετατόπιση της κεφαλής του στύλου ως προς το έδαφος (βάση στύλου), u .



Σχήμα 2.8. Ενεργός σεισμική δύναμη: περιστροφική εδαφική κίνηση

Η δύναμη του ελατηρίου f_s , και η δύναμη απόσβεσης f_d , εξαρτώνται μόνο από τη σχετική παραμόρφωση u , ενώ η αδρανειακή δύναμη f_i , εξαρτάται από την ολική επιτάχυνση \ddot{u}_t του συστήματος:

$$f_i = m\ddot{u}_t, \quad f_d = c\dot{u}, \quad f_s = ku$$

Από τη δυναμική ισορροπία του συστήματος προκύπτει:

$$f_s + f_d + f_i = 0 \quad \rightarrow \quad m\ddot{u}_t + c\dot{u} + ku = 0$$

Η πιο πάνω σχέση αντικαθιστώντας το $u_t = u_g + u$ γράφεται: $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$

Στην πιο πάνω σχέση, η συνάρτηση παίζει το ρόλο τού εξωτερικού δυναμικού φορτίου του συστήματος, γι' αυτό και ονομάζεται ισοδύναμο φορτίο:

$$p_{\text{eff}}(t) = -m\ddot{u}_g$$

Μέθοδοι Επίλυσης της Εξίσωσης Κίνησης

Κλασική επίλυση της γραμμικής διαφορικής εξίσωσης προκύπτει από το άθροισμα της ομογενούς λύσης $u_h(t)$ και της μερικής λύσης $u_p(t)$:

$$u(t) = u_h(t) + u_p(t)$$

Ολοκλήρωμα Duhamel. Θεωρώντας τη δυναμική διέγερση $p(t)$ ως μία σειρά από διαδοχικά πλήγματα απειροστής διάρκειας, η απόκριση του συστήματος στο χρόνο t , προκύπτει από το άθροισμα των αποκρίσεων όλων των πληγμάτων μέχρι εκείνη τη χρονική στιγμή. Για ένα μονοβάθμιο σύστημα χωρίς απόσβεση με μηδενικές αρχικές συνθήκες, το ολοκλήρωμα Duhamel γράφεται:

$$u(t) = 1/m\omega_n \int_0^t p(\tau) \sin[\omega_n(t - \tau)] d\tau$$

Μέθοδοι Επίλυσης της Εξίσωσης Κίνησης

Μετασχηματισμοί Fourier & Laplace (Frequency – domain method). Οι μετασχηματισμοί Fourier και Laplace είναι χρήσιμα εργαλεία για επίλυση γραμμικών διαφορικών εξισώσεων. Ο μετασχηματισμός Fourier οδηγεί σε λύση της εξίσωσης στο πεδίο της συχνότητας. Αρχικά μετασχηματίζουμε τη διαφορική εξίσωση από τη μεταβλητή t στη μεταβλητή $i\omega$. Μετά επιλύεται η αλγεβρική εξίσωση ως προς $u(i\omega)$ και στη συνέχεια εφαρμόζουμε αντίστροφο μετασχηματισμό για να πάρουμε τη $u(t)$. Η λύση έχει τη μορφή:

$$U_{(t)} = 1/2\pi \int_{-\infty}^{\infty} H(i\omega) \hat{p}(i\omega) e^{i\omega t} d\omega$$

όπου $p(i\omega)$ είναι ο μετασχηματισμός Fourier της φόρτισης $p(t)$ και δίνεται από

$$\hat{p}(i\omega) = F[p(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega t} p(t) dt$$

και $H(i\omega)$ είναι μιγαδική συνάρτηση στο πεδίο συχνότητας που περιγράφει την απόκριση σε περιοδική διέγερση.

Οι προηγούμενες τρεις μέθοδοι επίλυσης της εξίσωσης κίνησης μπορούν να εφαρμοστούν μόνο σε γραμμικά συστήματα. Στην περίπτωση μη-γραμμικών συστημάτων (έντονη σεισμική διέγερση), η μόνη μέθοδος υπολογισμού της δυναμικής απόκρισης του συστήματος είναι η αριθμητική ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης.

Η μέθοδος της αριθμητικής ολοκλήρωσης της εξίσωσης κίνησης είναι επίσης χρήσιμη στον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης γραμμικών συστημάτων όταν η εξωτερική διέγερση είναι σύνθετη και δεν μπορεί να οριστεί αναλυτικά.

2.8 ΕΛΕΥΘΕΡΗ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗ

Μία κατασκευή λέγεται ότι εκτελεί ελεύθερη ταλάντωση όταν μετακινηθεί από τη θέση στατικής ισορροπίας της και αφηθεί σε ταλάντωση χωρίς την επιβολή εξωτερικού δυναμικού φορτίου, $p(t) = 0$. Δηλαδή, η μάζα του συστήματος έχει ως αρχικές συνθήκες κίνησης, μετακίνηση $u_{(0)}$ και ταχύτητα $\dot{u}_{(0)}$ στο χρόνο $t = 0$. Το πρόβλημα της κίνησης μονοβάθμιου συστήματος σε ελεύθερη ταλάντωση ανάγεται στην επίλυση της διαφορικής εξίσωσης: $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$ με αρχικές συνθήκες $u = u_{(0)}$ και $\dot{u} = \dot{u}_{(0)}$

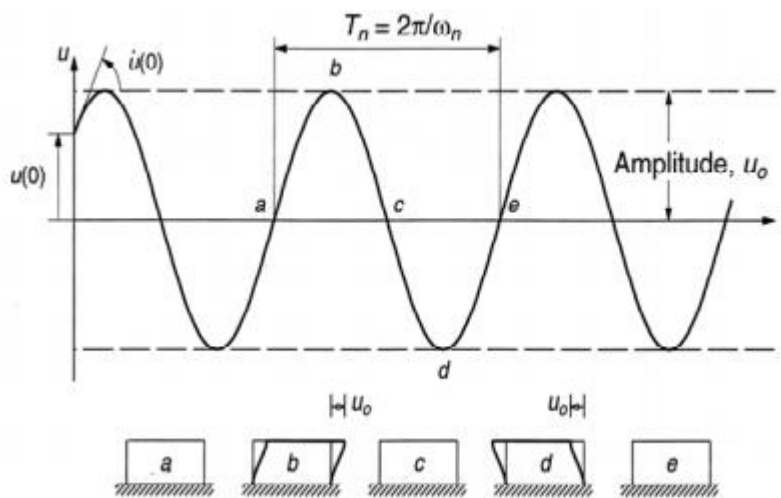
Η εξίσωση κίνησης μονοβάθμιου συστήματος για ελεύθερη ταλάντωση χωρίς απόσβεση ($c=0$) είναι: $m\ddot{u} + ku = 0$ με αρχικές συνθήκες: $u = u_{(0)}$ και $\dot{u} = \dot{u}_{(0)}$

Η λύση της πιο πάνω γραμμικής, ομογενούς διαφορικής εξίσωσης δευτέρας τάξης με σταθερούς συντελεστές έχει τη μορφή $u = e^{\lambda t}$ όπου το λ είναι άγνωστο. Αντικαθιστούμε στην εξίσωση

$$(m\lambda^2 + k)e^{\lambda t} = 0$$

Η παρακάτω εξίσωση περιγράφει την κίνηση μονοβάθμιου συστήματος σε ελεύθερη ταλάντωση με μηδενική απόσβεση και είναι γνωστή ως απλή αρμονική ταλάντωση. Η κίνηση αυτή φαίνεται στο πιο κάτω σχήμα, ως συνάρτηση της μετατόπισης u με το χρόνο t .

$$u = u_{(0)} \cos \omega_n t + (\dot{u}_{(0)} / \omega_n) \sin \omega_n t$$



Σχήμα 2.9. Ελεύθερη ταλάντωση συστήματος χωρίς απόσβεση. (Ρούσης, 2008).

Το σύστημα ταλαντώνεται γύρω από τη θέση στατικής ισορροπίας ($u=0$) και η κίνηση του επαναλαμβάνεται κάθε $2\pi/\omega$ δευτερόλεπτα. Το τμήμα a-b-c-d-e περιγράφει έναν κύκλο ελεύθερης ταλάντωσης του συστήματος.

Στο σημείο a το σύστημα βρίσκεται στη θέση στατικής ισορροπίας, στη συνέχεια κινείται προς τα δεξιά και παίρνει τη μέγιστη θετική τιμή μετατόπισης u_0 στο σημείο b, όπου η ταχύτητα είναι μηδέν. Μετά η μετατόπιση μειώνεται μέχρι που η μάζα επανέρχεται στη θέση ισορροπίας, στο σημείο c, στη συνέχεια κινείται προς τα αριστερά και παίρνει την ελάχιστη τιμή μετατόπισης $-u_0$ στο σημείο d. Μετά η μετατόπιση μειώνεται μέχρι που η μάζα επανέρχεται στη θέση ισορροπίας, στο σημείο e.

Τη χρονική στιγμή e, $2\pi/\omega$ δευτερόλεπτα μετά τη χρονική στιγμή a, η μετατόπιση και η ταχύτητα του συστήματος είναι ίσες με αυτές της χρονικής στιγμής a, και η μάζα

είναι έτοιμη να αρχίσει έναν καινούριο κύκλο ταλάντωσης. Το σύστημα ταλαντώνεται ανάμεσα στη μέγιστη μετατόπιση u_0 και στην ελάχιστη μετατόπιση $-u_0$. Το u_0 είναι το πλάτος ταλάντωσης και εξαρτάται από τις αρχικές συνθήκες $u(0)$ και $\dot{u}(0)$.

$$U_0 = \sqrt{[u(0)]^2 + \dot{u}(0)^2/\omega^2}$$

Ο χρόνος που απαιτείται από το σύστημα να ολοκληρώσει έναν κύκλο ελεύθερης ταλάντωσης ονομάζεται ιδιοπερίοδος ταλάντωσης και συμβολίζεται με T_n

$$T_n = 2\pi/\omega_n \quad (\text{Μονάδες: sec})$$

Η κυκλική ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης συμβολίζεται με ω_n

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad (\text{Μονάδες: rad/sec})$$

Το αντίστροφο της ιδιοπεριόδου, που εκφράζει τον αριθμό των πλήρων ταλαντώσεων στη μονάδα του χρόνου, ονομάζεται ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης και συμβολίζεται με f_n .

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad \text{Μονάδες: Hertz (Hz) [κύκλοι ανά δευτερόλεπτο]}$$

Τα δυναμικά χαρακτηριστικά ταλάντωσης T_n , ω_n , f_n , εξαρτώνται μόνο από τη μάζα και την ακαμψία της κατασκευής. Από δύο μονοβάθμια συστήματα με την ίδια μάζα, το σύστημα με την πιο μεγάλη ακαμψία θα έχει τη μεγαλύτερη ιδιοσυχνότητα και τη μικρότερη ιδιοπερίοδο. Από δύο μονοβάθμια συστήματα με την ίδια ακαμψία, το σύστημα με την πιο μεγάλη μάζα θα έχει τη μικρότερη ιδιοσυχνότητα και τη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο. Τα χαρακτηριστικά ταλάντωσης T_n , ω_n , f_n , μπορούν να εκφραστούν εναλλακτικά:

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{\delta_{st}}{g}} \quad , \quad \omega_n = \sqrt{\frac{g}{\delta_{st}}} \quad , \quad f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{st}}}$$

όπου $\delta_{st} = g/k$ είναι η στατική μετατόπιση μάζας m που αναρτάται από ελατήριο ακαμψίας k , και g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας. Για ένα μονώροφο πλαίσιο το δ_{st} είναι η οριζόντια μετατόπιση λόγω οριζόντιας δύναμης mg .

Στην περίπτωση που η απόσβεση δεν είναι μηδέν ($c \neq 0$) η εξίσωση κίνησης μονοβάθμιου συστήματος για ελεύθερη ταλάντωση γράφεται:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

Διαιρώντας με m παίρνουμε:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = 0$$

Όπου ω_n έχει οριστεί προηγουμένως και ζ είναι ο λόγος απόσβεσης και ορίζεται ως:

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}}$$

C είναι ο συντελεστής απόσβεσης και δίνει το ποσό της ενέργειας που αποσβάζεται σε έναν κύκλο ελεύθερης ταλάντωσης ή σε έναν κύκλο εξαναγκασμένης αρμονικής ταλάντωσης και c_{cr} είναι η κρίσιμη απόσβεση που ισούται με:

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = 2k/\omega_n$$

Ο λόγος απόσβεσης ζ είναι αδιάστατο μέγεθος και εξαρτάται από τη μάζα και την ακαμψία της κατασκευής. Για τη λύση της διαφορικής εξίσωσης αναζητούμε και πάλι λύση της μορφής $u = e^{\lambda t}$. Η χαρακτηριστική εξίσωση είναι:

$$\lambda^2 + 2\zeta\omega_n\lambda + \omega_n^2 = 0$$

με ρίζες:

$$\lambda_{1,2} = -\zeta\omega_n \pm \sqrt{(\zeta\omega_n)^2 - \omega_n^2} = \omega_n (-\zeta \pm \sqrt{\zeta^2 - 1})$$

Το είδος των ριζών εξαρτάται από το πρόσημο της διακρίνουσας:

$$\Delta = (\zeta\omega_n)^2 - \omega_v^2 = \omega_n^2 = \omega_n \sqrt{\zeta^2 - 1}$$

Όταν: $\Delta > 0$ (ή $\zeta > 1$) δύο πραγματικές ρίζες

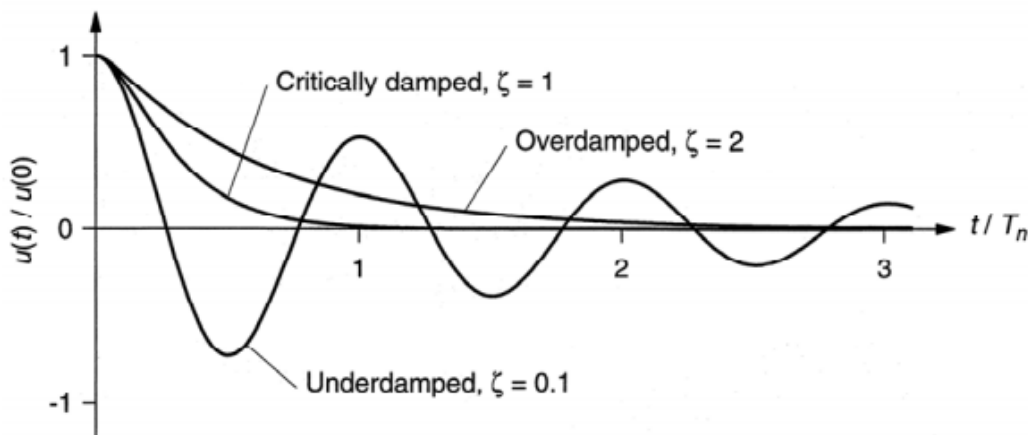
$\Delta = 0$ (ή $\zeta = 1$) μία διπλή ρίζα

$\Delta < 0$ (ή $\zeta < 1$) δύο συζυγείς μιγαδικές ρίζες

Η οριακή (μέγιστη) τιμή του συντελεστή απόσβεσης c μέχρι την οποία πραγματοποιείται ταλάντωση καλείται κρίσιμη απόσβεση c_{cr} και προσδιορίζεται για $\Delta = 0$ (ή $\zeta = 1$). Για τιμές $c \geq c_{cr}$ (ή $\zeta \geq 1$), η κίνηση δεν είναι ταλάντωση αλλά το σύστημα επανέρχεται στη θέση στατικής ισορροπίας ακολουθώντας εκθετικό νόμο. Για την εκτέλεση ταλάντωσης οι ρίζες του τριωνύμου πρέπει να είναι μιγαδικές και αυτό συμβαίνει μόνο όταν $\Delta < c_{cr}$.

Ελεύθερη ταλάντωση συστημάτων με κρίσιμη ($\zeta = 1$),

υποκρίσιμη ($\zeta < 1$) και υπερκρίσιμη απόσβεση ($\zeta > 1$)



Σχήμα 2.10. Ελεύθερη ταλάντωση συστημάτων με απόσβεση μικρότερη, ίση και μεγαλύτερη της κρίσιμης. (Ρούσης, 2008).

Οι συνήθεις κατασκευές του πολιτικού μηχανικού (κτίρια, γέφυρες, φράγματα κ.λπ.) εμπίπτουν στην κατηγορία της υποκρίσιμης απόσβεσης ($\zeta < 1$).

Κεφάλαιο 3

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για την διεξαγωγή των πειραμάτων χρειάστηκε να κατασκευαστούν μοντέλα προσομοίωσης που έχουν σχεδιαστεί για τη προσομοίωση 2όροφου, 3όροφου, 4όροφου και 5όροφου κτιρίου. Το υλικό που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή τους είναι αλουμίνιο προκειμένου να επιτευχθεί χαμηλό βάρος. Κατά την διάρκεια των πειραμάτων υπάρχει δυνατότητα καταγραφής χρονοϊστοριών επιτάχυνσης.

3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ

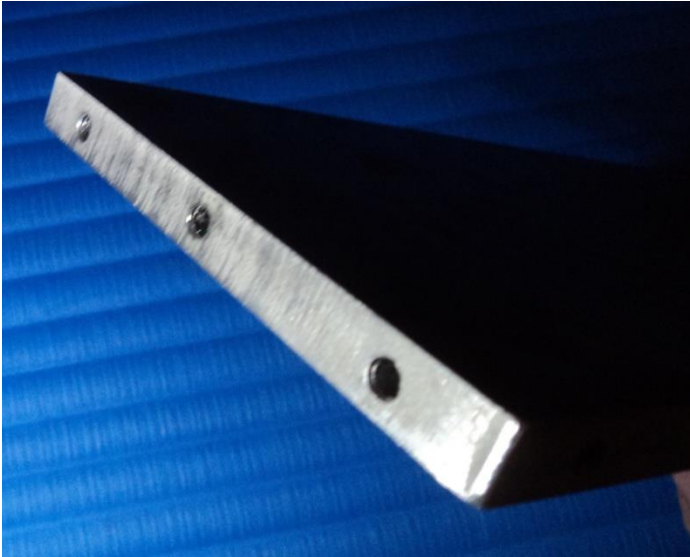
Τα σεισμικά μοντέλα αποτελούνται από πλάκες ορόφων διαστάσεων 10.80 x 30.5cm (μήκος x πλάτος) με πάχος 1cm (Σχήμα 3.1).



Σχήμα 3.1. Πλάκα Ορόφου

Στη βάση του μοντέλου έχουν γίνει 4 τρύπες $\Phi/0.5$ cm, για να βιδωθούν πάνω στη σεισμική τράπεζα σε απόσταση 8.7 cm και 24.8 cm μεταξύ τους.

Στο πλάι της πλάκας υπάρχουν 3 τρύπες για να δημιουργηθεί σπείρωμα 3x0.5 για βίδες M5 (Σχήμα 3.3), με σκοπό να βιδωθούν οι λάμες για τους ορόφους και στις 2 πλευρές της πλάκας. Το σετ δημιουργίας σπειρωμάτων περιέχει 1 τρυπάνι 3.2 mm, 1 φορέα σπειρωμάτων, 1 εξολκέα, 1 κολαούζο και σπειρώματα (Σχήμα 3.2).



Σχήμα 3.2. Σπειρώματα 3x0.5 Πλάκας Ορόφου.

Στο πάνω μέρος των ορόφων έχουν δημιουργηθεί ακόμα 4 τρύπες $\Phi 0.5\text{cm}$ για να βιδωθεί ο επιταχυνσιογράφος (Σχήμα 2.13) σε απόσταση 6.2 cm μεταξύ τους, όπως ακόμα έγιναν άλλες 4 τρύπες για να μπορεί να βιδωθεί ο αποσβεστήρας (29.7 x 6.2).

Οι λάμες που στηρίζουν τις πλάκες είναι από λαμαρίνα αλουμινίου 1 mm πάχος και διαστάσεις 10.8 x 20 cm, 10.8 x 35 cm, 10.8 x 50 cm, στις οποίες έγιναν οι απαραίτητες τρύπες για βιδωθούν στις πλάκες με βίδες άλλεν Inox M5 μαζί με ροδέλες.

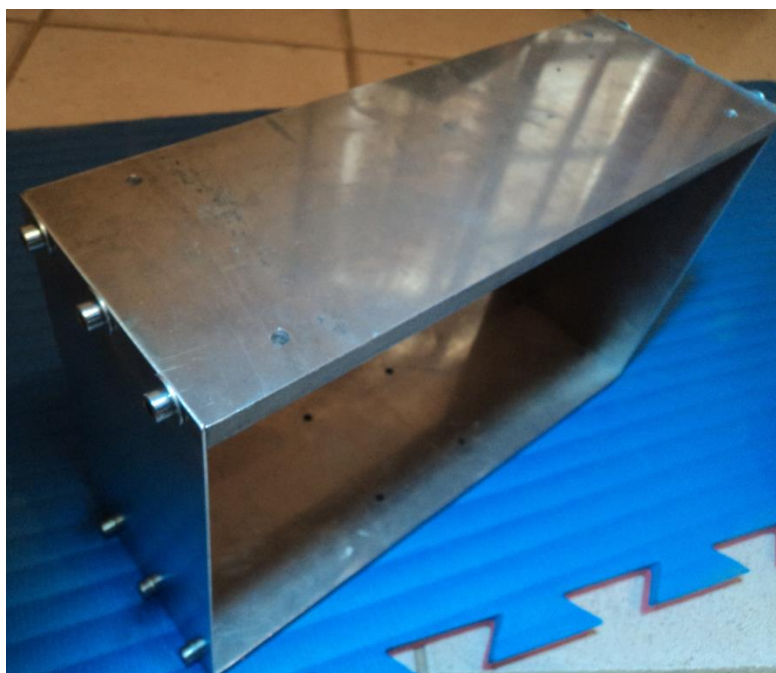


Σχήμα 3.3. Βίδες Άλλεν Inox DIN912 A2 M5.



Σχήμα 3.4. Λαμαρίνες Ορόφου.

Βιδώνονται οι πλάκες με τις λαμαρίνες στο πλάι με 6 βίδες σε κάθε πλευρά, για να κατασκευαστεί ο πρώτος όροφος όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5.



Σχήμα 3.5. Μονόροφο.

Στο Σχήμα 3.6 φαίνεται το τετραώροφο και το πενταώροφο πλαίσιο. Τα πλαίσια ζυγίστηκαν σε ζυγαριά ακριβείας στο Εργαστήριο Σκυροδέματος και προσδιορίστηκε η μάζα των επι μέρους στοιχείων και του συνολικού πλαισίου. Οι τιμές αυτές χρησιμοποιήθηκαν αργότερα για την ακριβέστερη προσομοίωση των πλαισίων στο λογισμικό δυναμικής ανάλυσης.



Σχήμα 3.6. Τετραώροφο και πενταώροφο πλαίσιο.

Στην συνέχεια ασκήθηκαν στα πλαίσια οριζόντιες δυνάμεις και μετρήθηκαν οι αντίστοιχες μετακινήσεις για τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας και της ιδιοπεριόδου του συστήματος. Οι τιμές αυτές συγκρίνονται με τις τιμές που προκύπτουν από τις δυναμικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα αυτών των μετρήσεων φαίνονται στον Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1. Μέτρηση δύναμης μοντέλων και επί μέρους στοιχείων

ΜΕΤΡΗΣΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΜΟΝΩΡΟΦΟΥ			(m)	ΔΥΝΑΜΗ
	1ΜΕΤΡ	ΑΡΧ.	0.457	
			0.466	16.3
			0.468	20.6
			(m)	
	2ΜΕΤΡ	ΑΡΧ.	0.547	
			0.554	12.2
			0.558	18.8
			0.561	26.8
			0.563	29.6
ΜΕΤΡΗΣΗ ΔΥΝΑΜΗΣ ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΟΥ			(m)	ΔΥΝΑΜΗ
		ΑΡΧ.	0.606	
			0.646	14.1
			0.657	19.5
			0.673	24.8
			0.689	30.5

Η μάζα των επι μέρους στοιχείων του πλαισίου καθώς και η μάζα του συνολικού πλαισίου ζυγίσθηκε σε ζυγαριά ακριβείας στο Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος του ΑΕΙ Πειραιά Τ.Τ., όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.7 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2.



Σχήμα 3.7. Διαδικασία ζυγίσματος επιμέρους στοιχείων σε ζυγαριά ακριβείας.

Πίνακας 3.2 Συνολική μάζα πλαισίου και επί μέρους στοιχείων.

Μοντέλα (5 πλάκες, 8 λάμες, 2 επιταχυνσιογράφοι, 2 βίδες στο κάτω, 3 βίδες στο πάνω, 24 βίδες στις λάμες)	Μάζα (Kgr)
Τετραώροφο (με καλώδιο να κρέμεται)	5341.5
Τετραώροφο (με καλώδιο ακουμπιστό)	5295.5
Τετραώροφο (χωρίς καλώδιο)	5230
Πλάκα + Επιταχ. + 3 Βίδες	1003.5
Πλάκα	889.5
Επιταχ. 1	88
Επιταχ. 2	85
Πλάκα 4 ^{ου}	900
Πλάκα 3 ^{ου}	889.5
2 Λάμες 4 ^{ου}	118
2 Λάμες 3 ^{ου}	115.5 (57.7+58)
Πλάκα 2 ^{ου}	900.5
2 Λάμες 2ου	115.5 (57+58.58)
Πλάκα 1 ^{ου} , Επιτ., 2 Βίδες	994.5
Επιταχ, 6 Λάστιχα, 2 Ροδέλες, 2 Παξιμ, 2 Βίδες	95.5
Σκέτα ροδέλες, Λάστιχα, Παξιμάδια	4,5
Πλάκα 1 ^{ου}	889
Πλάκα Εδάφους	900
Λάμα 1ου	115 (57.5+58)
Βίδες Σύνολο	77.5

Κεφάλαιο 4

ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΑ ΜΙΚΡΗΣ ΚΛΙΜΑΚΑΣ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Η χρήση αριθμητικών μεθόδων και ηλεκτρονικού υπολογιστή για την επίλυση των διάφορων μαθηματικών μοντέλων συνιστούν την αριθμητική προσομοίωση ενός φαινομένου. Η χρήση προγραμμάτων αριθμητικής προσομοίωσης, με ιδιαίτερη αναφορά στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων που αφορά την αναπαράσταση μιας περιοχής ως ένα σύνολο διακριτών υποπεριοχών, είναι πλέον ευρύτατα διαδεδομένη, λόγω και της συνεχούς εξέλιξης των δυνατοτήτων των ηλεκτρονικών υπολογιστών τις τελευταίες δεκαετίες και αποτελεί τη συνήθη πρακτική για την ανάλυση κατασκευών υπό διάφορες συνθήκες φόρτισης. Η επίσημη παρουσίαση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων αποδίδεται στους Turner, Clough, Martin and Top (1956) και τους Argyris and Kelsey (1960), ενώ ο όρος «πεπερασμένα στοιχεία» αποδίδεται στον Clough (1960).

Το Etabs είναι ένα ολοκληρωμένο πακέτο λογισμικού για την ανάλυση και τον σχεδιασμό κτιριακών κατασκευών. Το Etabs προσφέρει τρισδιάστατη μοντελοποίηση, με την χρήση των πιο σύγχρονων εποπτικών εργαλείων, δυνατότητες ταχύτατων γραμμικών και μη γραμμικών αναλύσεων, καθώς και την ικανότητα εξειδικευμένου σχεδιασμού για μια μεγάλη γκάμα υλικών. Την ίδια στιγμή παραστατικές γραφικές απεικονίσεις, αναφορές και εποπτικά σχέδια επιτρέπουν στο χρήστη να κατανοεί γρήγορα και εύκολα τα αποτελέσματα της ανάλυσης και του σχεδιασμού. Περιέχει όρους δομικών αντικειμένων που χρησιμοποιούνται καθημερινά όπως υποστυλώματα, δοκοί, σύνδεσμοι ακαμψίας, τοιχώματα σε αντίθεση με τα κοινά προγράμματα στατικής ανάλυσης που

χρησιμοποιούν κόμβους, μέλη κλπ. Παράλληλα παρέχει αυτοματισμούς μόρφωσης, ανάλυσης και διαστασιολόγησης του φορέα, με γρήγορο, άνετο και αποτελεσματικό τρόπο.

Το Etabs χρησιμοποιείται στην ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιριακών δομημάτων με μόρφωση συστήματος δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, τοιχωμάτων, συνδέσμων ακαμψίας από στάθμη σε στάθμη, με χρήση μελών από διάφορα υλικά όπως χάλυβας, σύμμεικτες διατομές, διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα, ή από οποιοδήποτε υλικό ορίσει ο χρήστης.

(πηγή <http://www.gsi-eng.eu/index.asp?mod=articles&id=11>)

4.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΑΠΕΖΑ SHAKE TABLE II

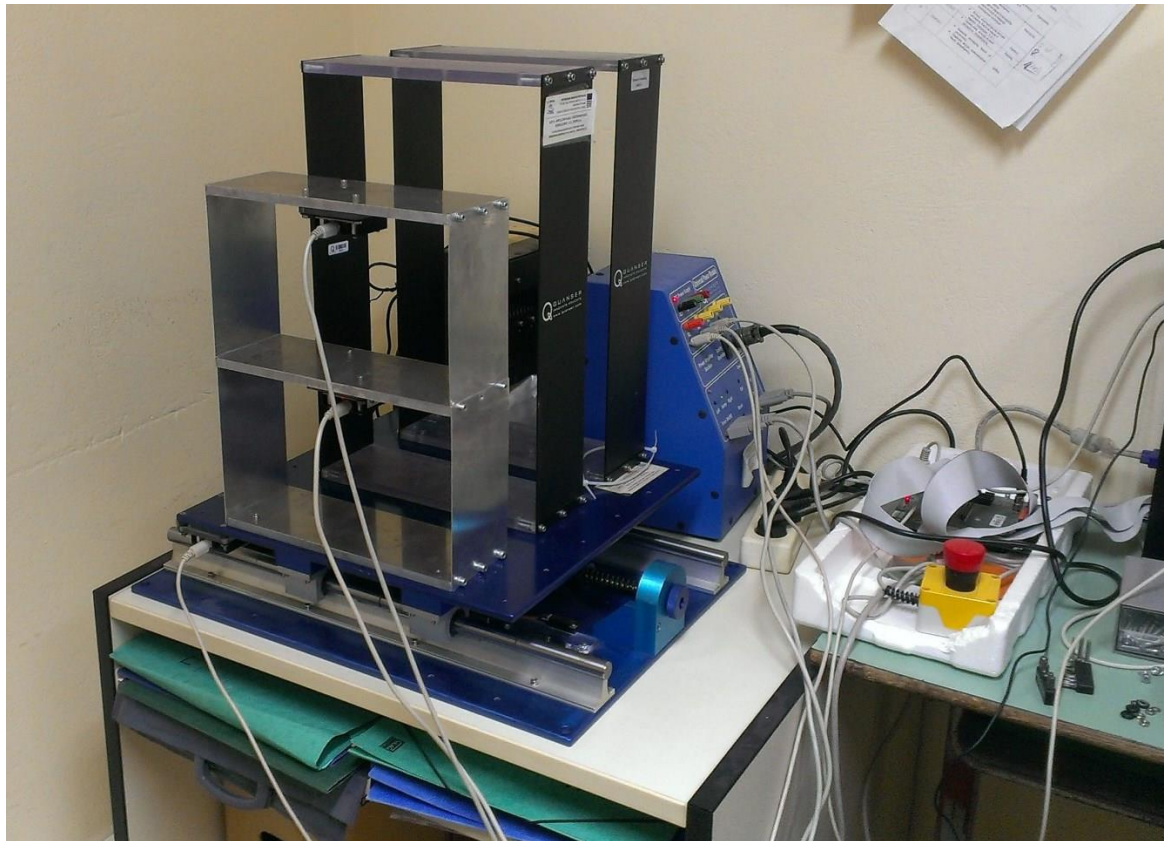
Η σεισμική τράπεζα Quanser Shake Table II είναι ένας προσομοιωτής σεισμού μονού άξονα ιδανικός για τη διδασκαλία δυναμικής των κατασκευών. Με σεισμικές διεγέρσεις πραγματικών σεισμών, όπως Northridge, Kobe και El Centro, η σεισμική τράπεζα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να μελετηθούν οι επιπτώσεις των σεισμών σε κτίρια, γέφυρες και διάφορα υλικά. Ως τυπική εφαρμογή, το Shake Table II μπορεί να διεγείρει με ευέλικτους τρόπους μία ψηλή κατασκευή με σκοπό το σχεδιασμό, την υλοποίηση και αξιολόγηση ενός συστήματος ελέγχου.

Η σεισμική τράπεζα που χρησιμοποιήθηκε για τα πειράματα είναι τύπου Quanser Shake Table II. Είναι μίας διευθύνσεως και έχει τις εξής δυνατότητες:

Μέγιστη επιτάχυνση	2,5 g
Μέγιστο φορτίο	15 kg
Συχνότητες	0 – 12 Hz
Μέγιστη ταχύτητα	83.8 cm/sec
Μέγιστη μετατόπιση	15.2 cm

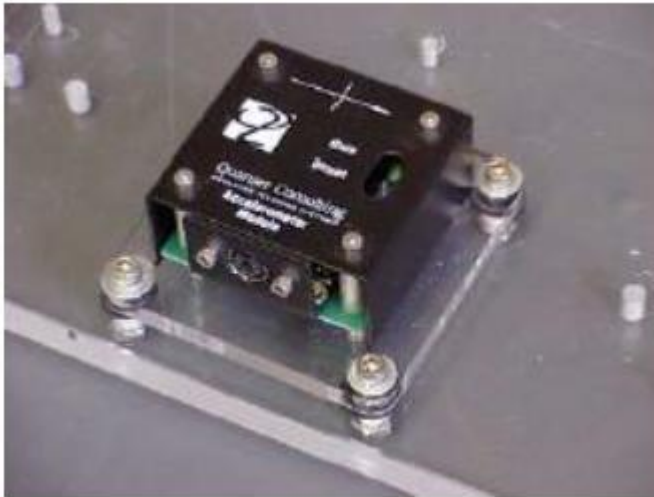
Η σεισμική τράπεζα Shake Table II οδηγείται από έναν ισχυρό κινητήρα που του επιτρέπει να επιτύχει την επιτάχυνση 2.5 g όταν είναι φορτωμένο με μάζα 7.5 kg.

Η πλατφόρμα στηρίζεται πάνω σε δύο μεταλλικούς άξονες και χρησιμοποιεί γραμμικά ρουλεμάν, που επιτρέπει την ομαλή γραμμική κίνηση με χαμηλή παραμόρφωση διαδρομή. Η σκηνή έχει μια συνολική διαδρομή 15.2 cm (δηλαδή, ± 7.6 cm από το κέντρο της θέσης).



Σχήμα 4.12. Σεισμική Τράπεζα.

Το τμήμα δομικών έργων του ΑΕΙ Πειραιά Τ.Τ. διαθέτει σεισμική τράπεζα Shake Table II, σχεδιασμένη και κατασκευασμένη από την εταιρεία Quanser, διαστάσεων 61 cm x 46 cm x 13 cm, ικανή να δονήσει δοκίμια βάρους έως 15 kg με επιτάχυνση έως 2.5g. Στο Σχήμα 4.12 παρουσιάζεται η διάταξη των επιμέρους μηχανικών και υδραυλικών στοιχείων τα οποία συνθέτουν το κεντρικό κομμάτι της σεισμικής τράπεζας. Η σεισμική τράπεζα έχει την δυνατότητα επιβολής διέγερσης ενός βαθμού ελευθερίας.



Σχήμα 4.13. Επιταχυνσιόμετρο

Κατά την διάρκεια των πειραμάτων υπάρχει δυνατότητα καταγραφής χρονοϊστοριών επιτάχυνσης, μετακίνησης και τάσης. Οι επιταχύνσεις καταγράφονται από τα επιταχυνσιόμετρα στην κορυφή του κάθε πλαισίου αλλά και στην βάση της τράπεζας. Σχήμα 4.13. Τα δεδομένα συλλέγονται από σύστημα καταγραφής το οποίο είναι συνδεδεμένο με Η/Υ σε ψηφιακή μορφή.

Κεφάλαιο 5

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

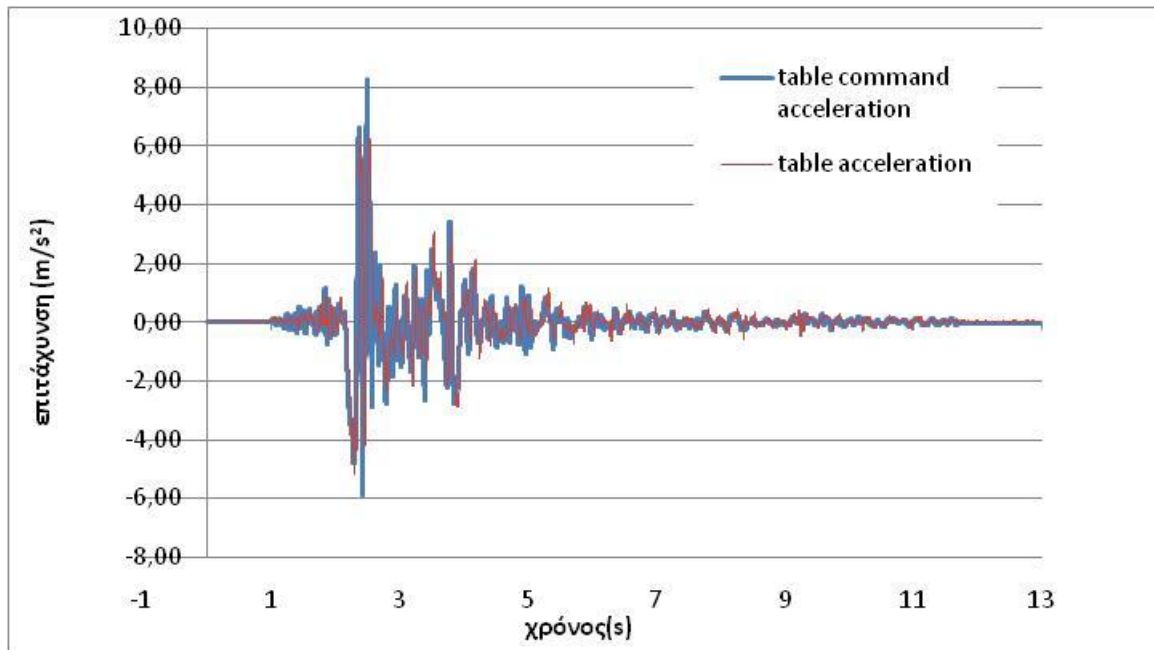
5.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΑΠΕΖΑΣ

Αφού κατασκευάστηκαν τα σεισμικά μοντέλα σε μονώροφο, τετραώροφο και πενταώροφο, τοποθετήθηκαν επάνω στη σεισμική τράπεζα και διεγέρθηκαν χρησιμοποιώντας τους τρεις γνωστούς σεισμούς El Centro (1940), Northridge (1994) και Kobe (1995). Τοποθετήθηκε ένας επιταχυνσιογράφος στην οροφή του κάθε πλαισίου και ένας σε χαμηλότερη στάθμη. Επίσης, υπάρχει ένας επιταχυνσιογράφος στην βάση της σεισμικής τράπεζας για να καταγράφει την πραγματική διέγερση της.

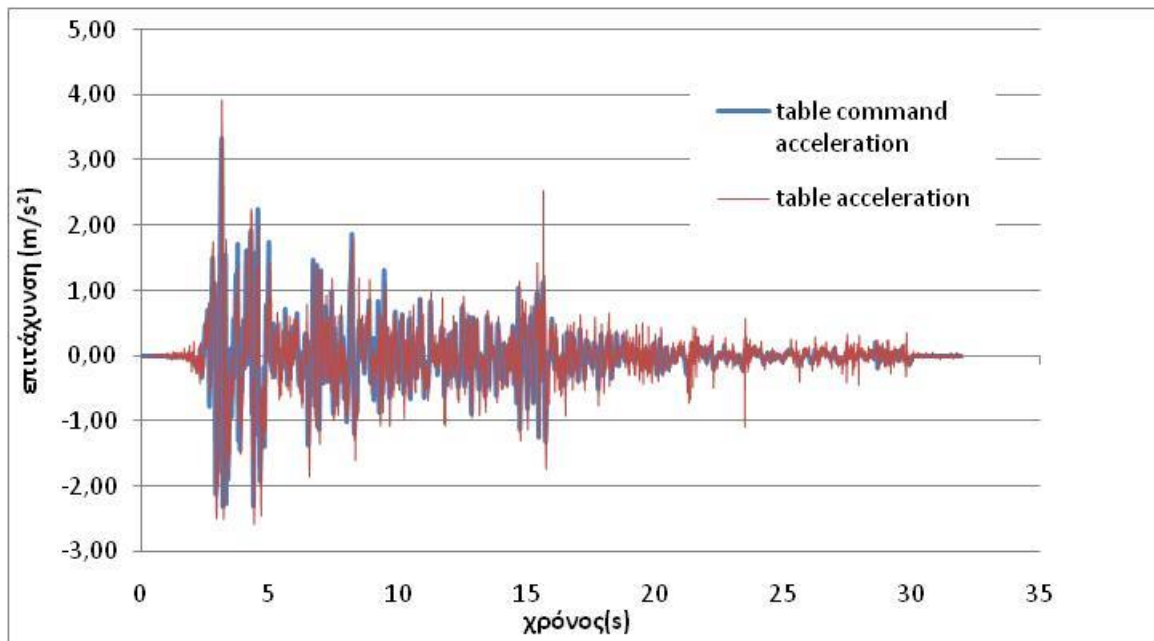
Τα πλαίσια αυτά υποβάλλονται σε πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις και σε σάρωση ημιτόνου για τον πειραματικό προσδιορισμό των δυναμικών χαρακτηριστικών τους και τον προσδιορισμό της δυναμικής απόκρισής τους. Επίσης, τα πλαίσια προσομοιώνονται με χρήση λογισμικού δυναμικών αναλύσεων και τα αποτελέσματα συγκρίνονται με εκείνα των πειραμάτων.

Στα παρακάτω Σχήματα 5.1 έως 5.3 παρουσιάζονται οι σεισμικές διεγέρσεις που επιβάλλονται στην σεισμική τράπεζα. Σε κάθε σχήμα παρουσιάζονται οι επιβαλλόμενες επιταχύνσεις (Table command acceleration) μαζί με τις πραγματικές επιταχύνσεις που μετρήθηκαν στην βάση της σεισμικής τράπεζας (Table acceleration). Οι επιταχύνσεις αυτές παρουσιάζουν μικρές αποκλίσεις.

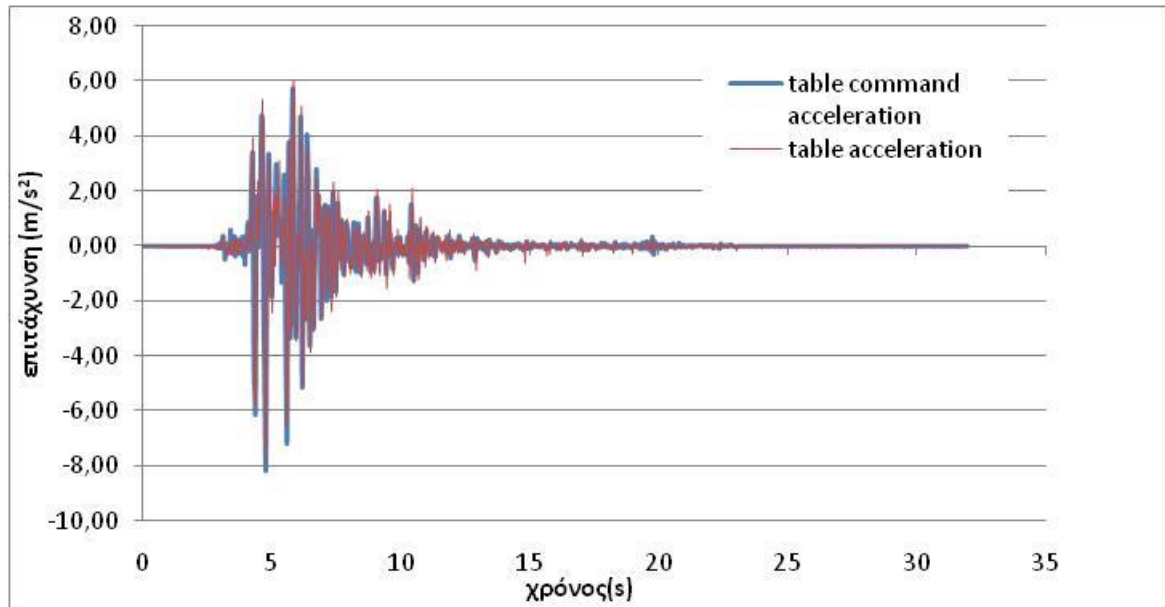
5.1.1 Επιβαλλόμενες και πραγματικές επιταχύνσεις σεισμικής τράπεζας.



Σχήμα 5.1. Χρονοϊστορία επιβαλλόμενων και πραγματικών επιταχύνσεων στην βάση της σεισμικής τράπεζας Northridge (1994).



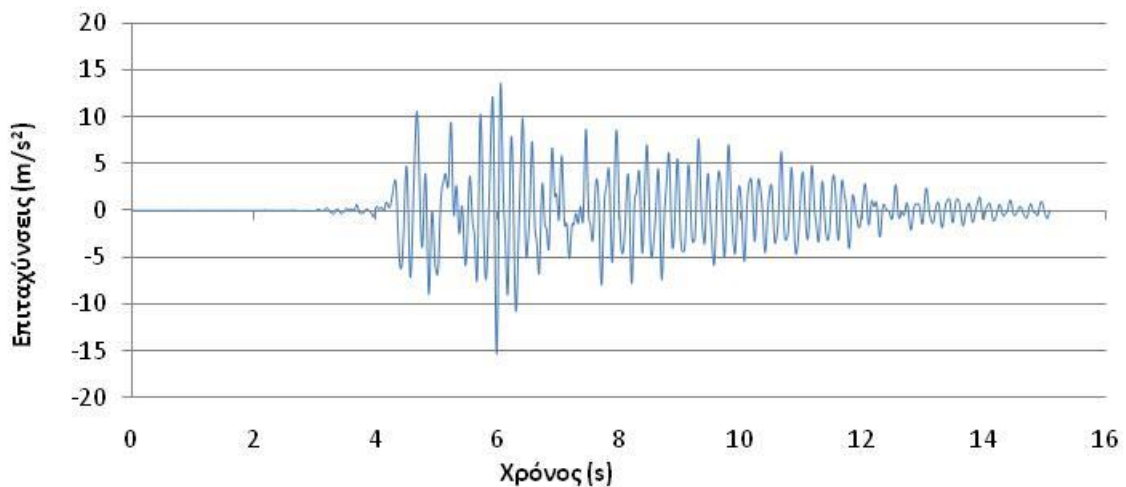
Σχήμα 5.2. Χρονοϊστορία επιβαλλόμενων και πραγματικών επιταχύνσεων στην βάση της σεισμικής τράπεζας El Centro (1940).



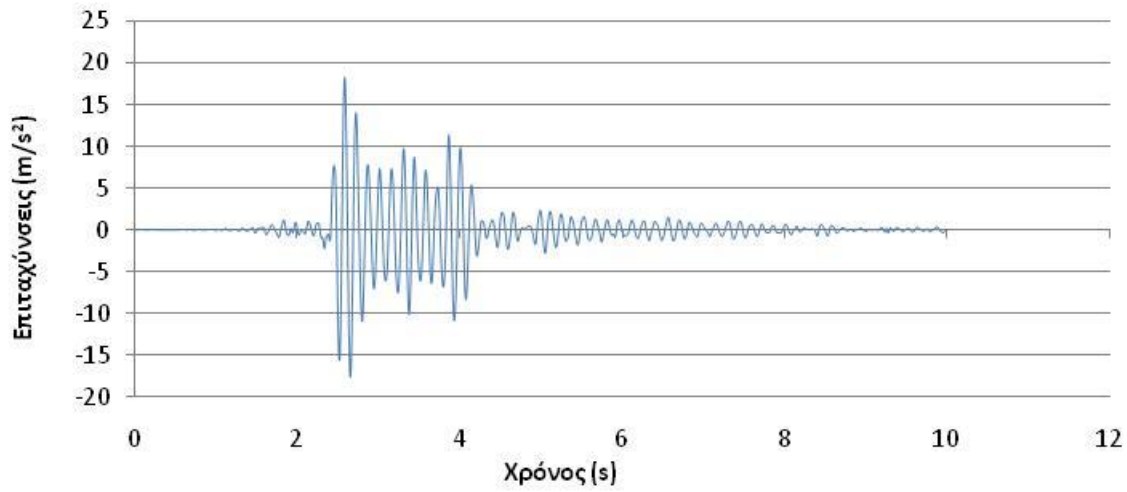
Σχήμα 5.3. Χρονοϊστορία επιβαλλόμενων και πραγματικών επιταχύνσεων στην βάση της σεισμικής τράπεζας Kobe (1995).

5.1.2 Διέγερση μονώροφης κατασκευής στην σεισμική τράπεζα

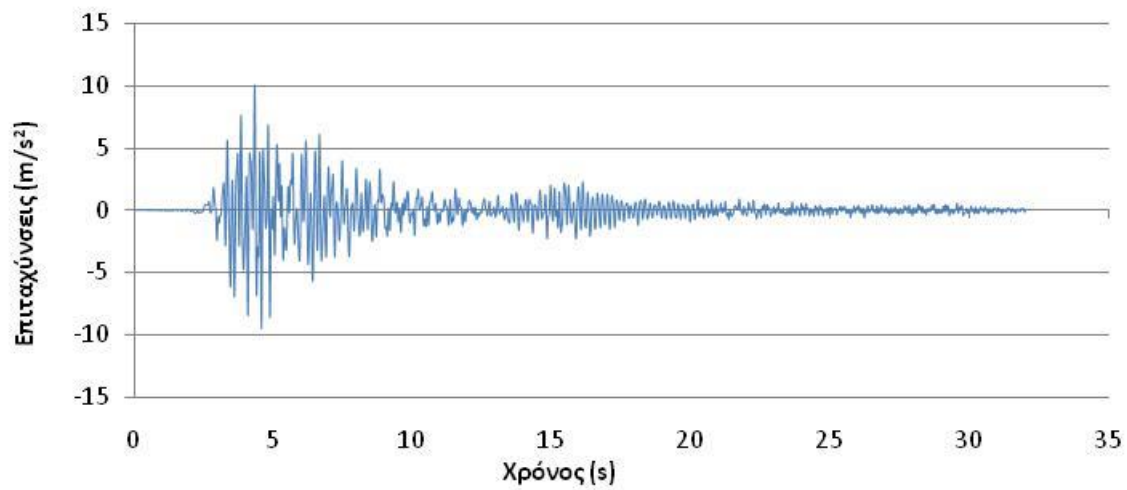
Στα παρακάτω Σχήματα 5.4 έως 5.6 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην οροφή της μονώροφης κατασκευής υπό την επίδραση των τριών σεισμικών διεγέρσεων.



Σχήμα 5.4. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διεγέρση Kobe (1995).



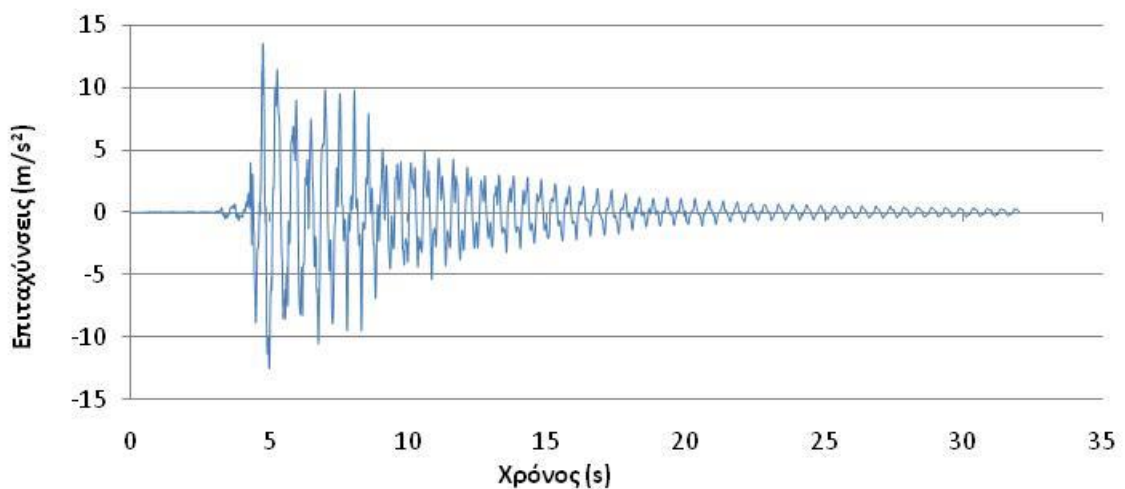
Σχήμα 5.5. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).



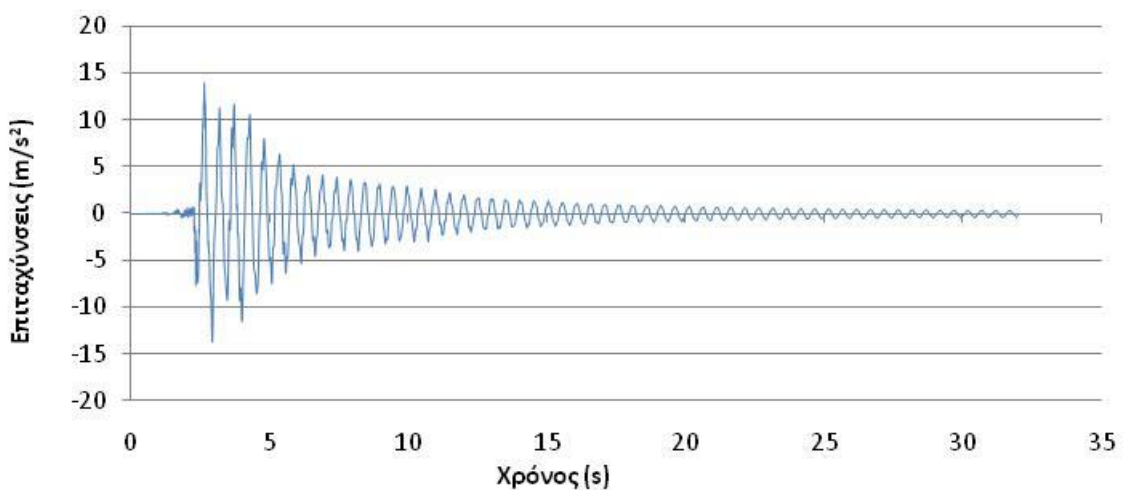
Σχήμα 5.6. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

5.1.3 Διέγερση τετραώροφης κατασκευής στην σεισμική τράπεζα

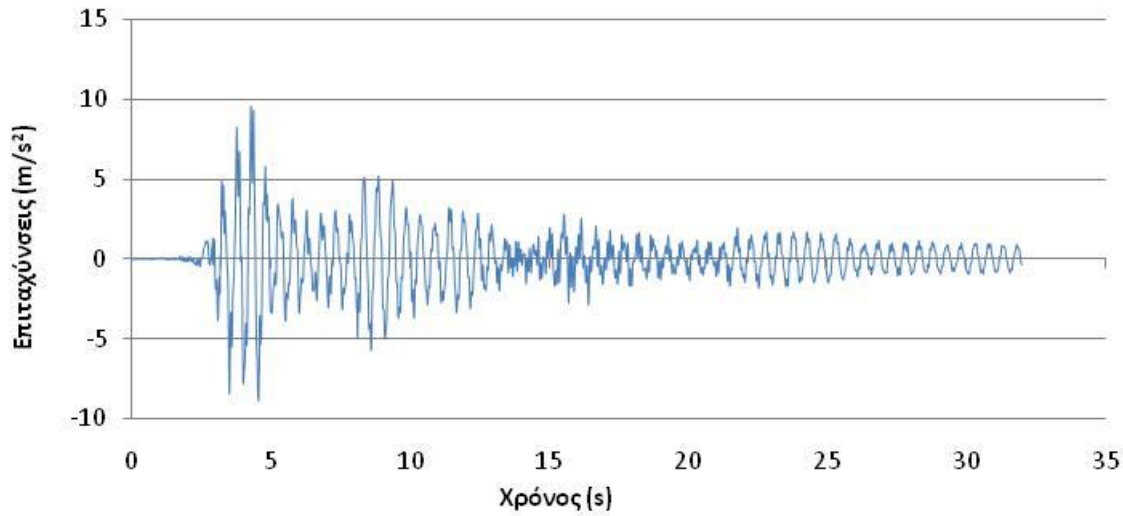
Στα παρακάτω Σχήματα 5.7 έως 5.9 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην οροφή της τετραώροφης κατασκευής υπό την επίδραση των τριών σεισμικών διεγέρσεων.



Σχήμα 5.7. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διεγέρση Kobe (1995).



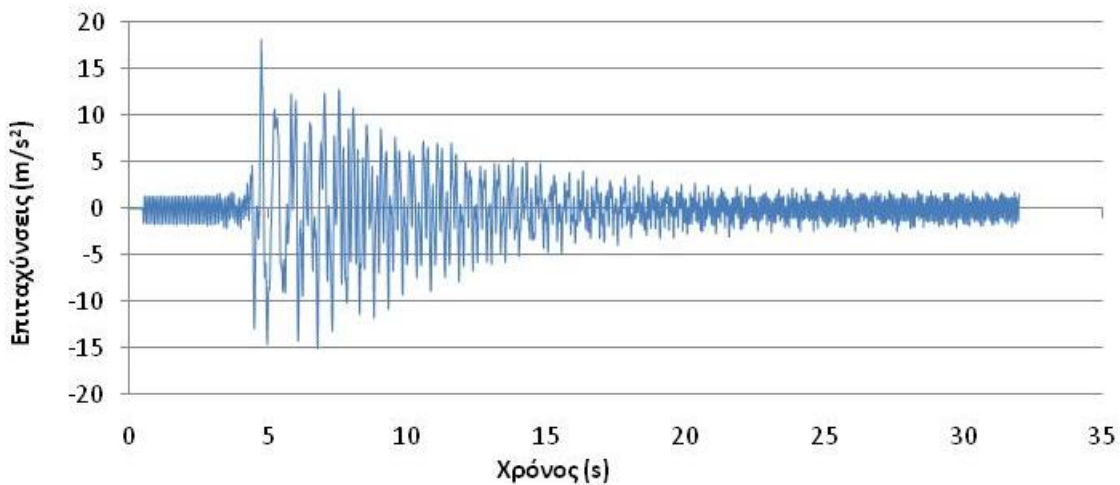
Σχήμα 5.8. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διεγέρση Northridge (1994).



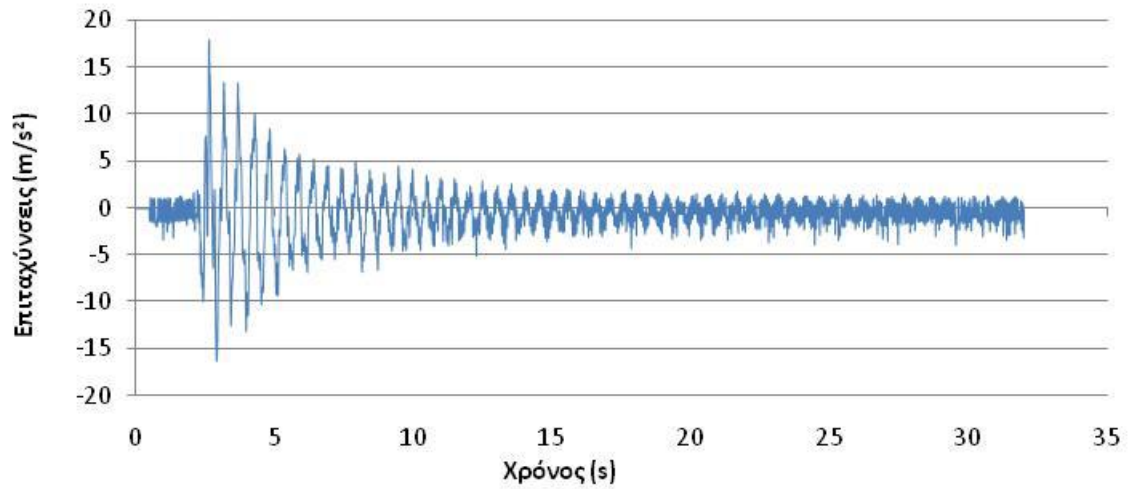
Σχήμα 5.9. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

5.1.4 Διέγερση πενταώροφης κατασκευής στην σεισμική τράπεζα

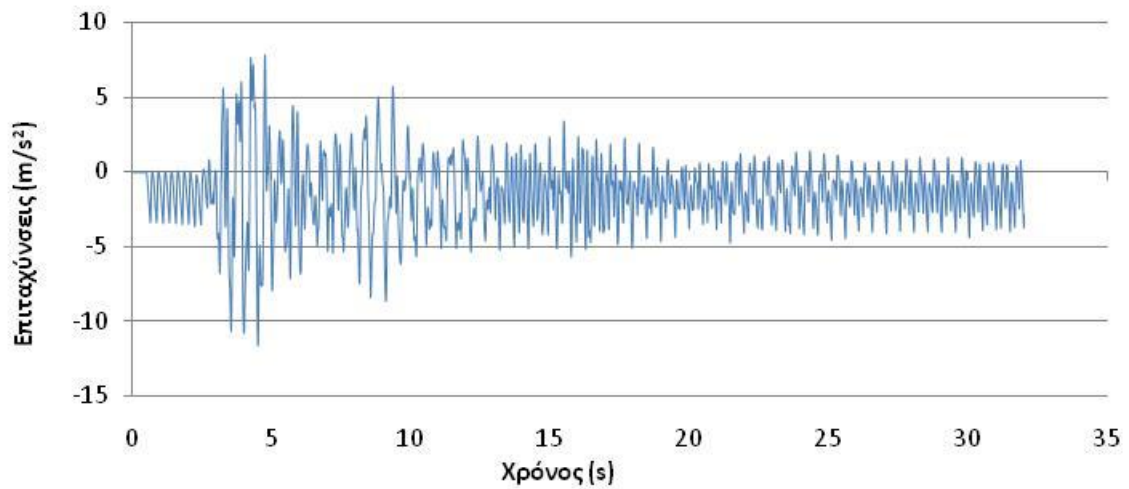
Στα παρακάτω Σχήματα 5.10 έως 5.12 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην οροφή της πενταώροφης κατασκευής υπό την επίδραση των τριών σεισμικών διεγέρσεων.



Σχήμα 5.10. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).



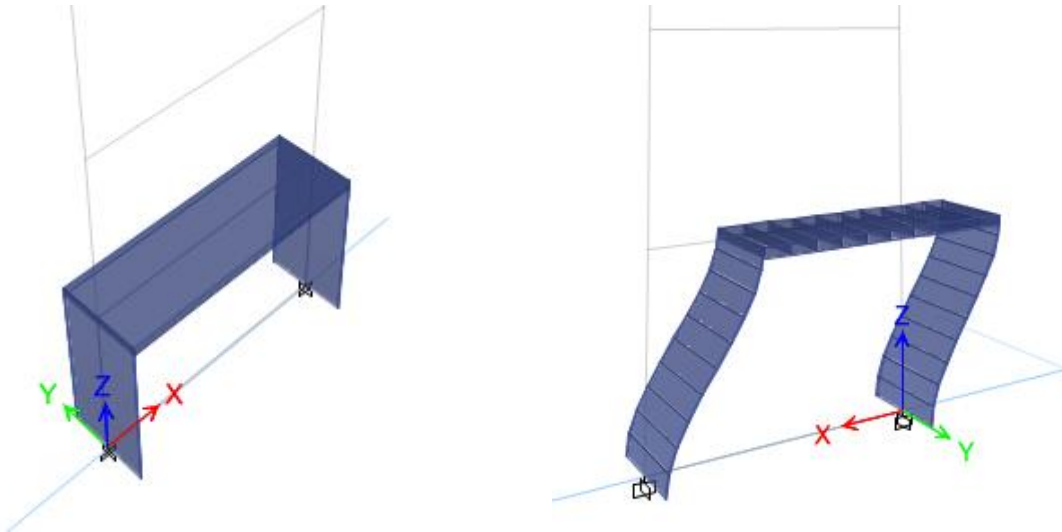
Σχήμα 5.11. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).



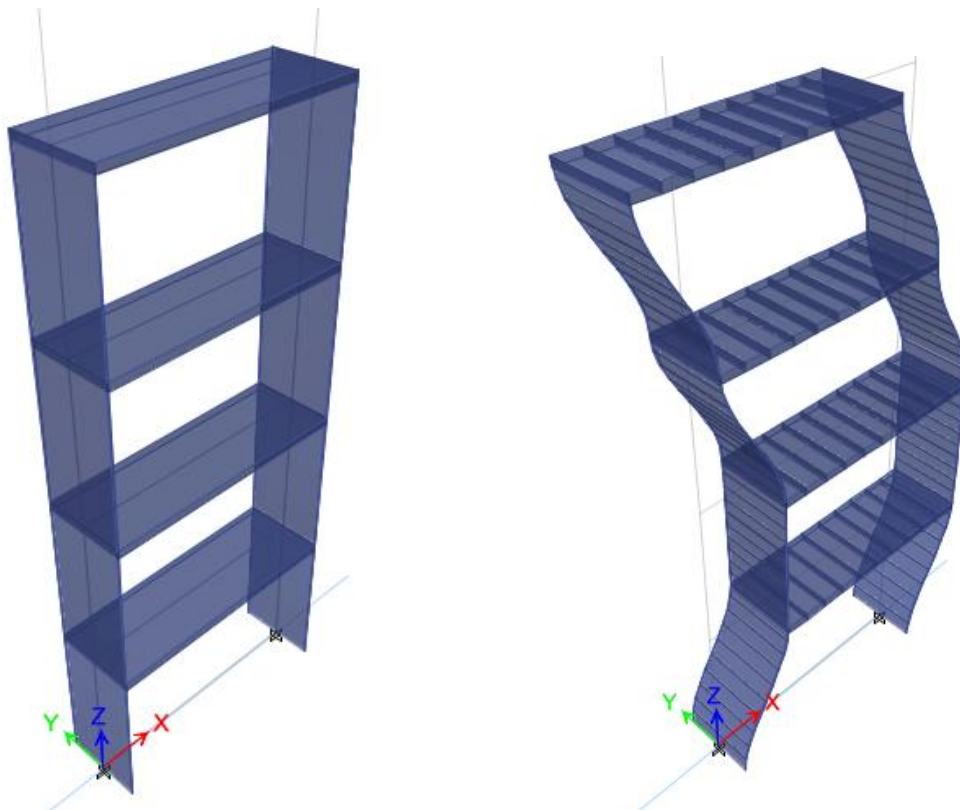
Σχήμα 5.12. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου σεισμικής τράπεζας για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

5.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ETABS

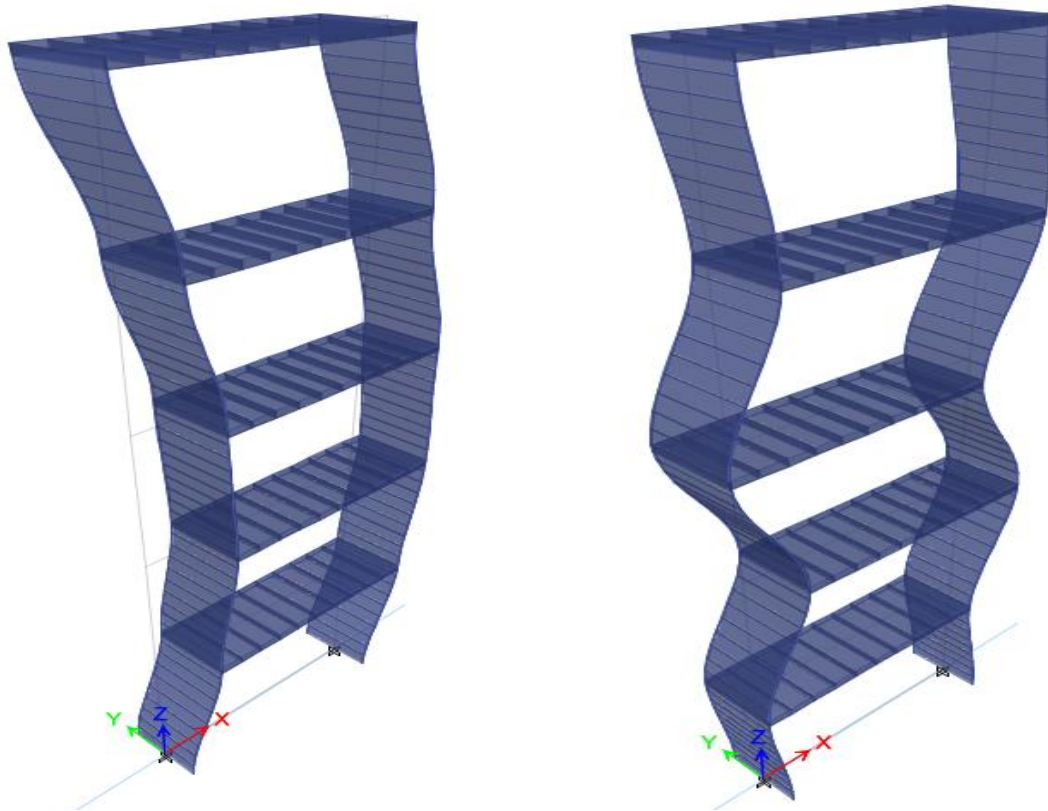
Στην συνέχεια οι κατασκευές προσομοιώθηκαν στο λογισμικό Etabs. Το προσομοίωμα φαίνεται στα Σχήμα 5.13 έως 5.16.



Σχήμα 5.13. Προσομοίωμα μονώροφης κατασκευής στο λογισμικό Etabs.



Σχήμα 5.14. Προσομοίωμα τετράώροφης κατασκευής στο λογισμικό Etabs.

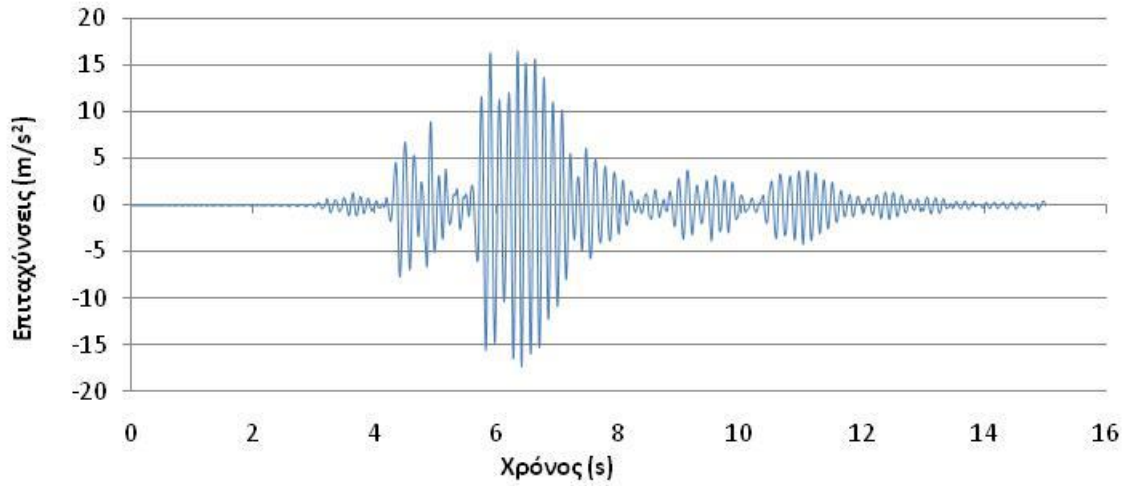


Σχήμα 5.15. Προσομοίωμα πενταώροφης κατασκευής στο λογισμικό Etabs.

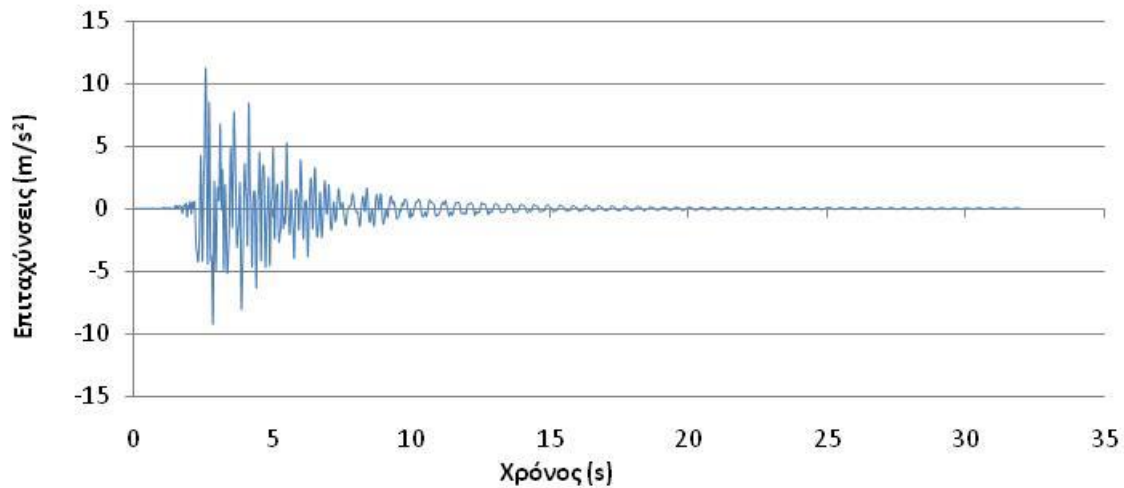
Πραγματοποιήθηκαν ελαστικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας για τις ίδιες σεισμικές διεγέρσεις για τις οποίες έγιναν τα πειράματα στην σεισμική τράπεζα και υπολογίσθηκαν οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και μετακινήσεων στα κτίρια. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στα Σχήματα που ακολουθούν.

Στα Σχήματα 5.16 έως 5.18 παρουσιάζονται οι επιταχύνσεις στην οροφή του μονώροφου και στα Σχήματα 5.19 έως 5.21 του τετραώροφου πλαισίου για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις. Αντίστοιχα, στα Σχήματα 5.22 έως 5.24 παρουσιάζονται οι επιταχύνσεις στην οροφή του πενταώροφου πλαισίου.

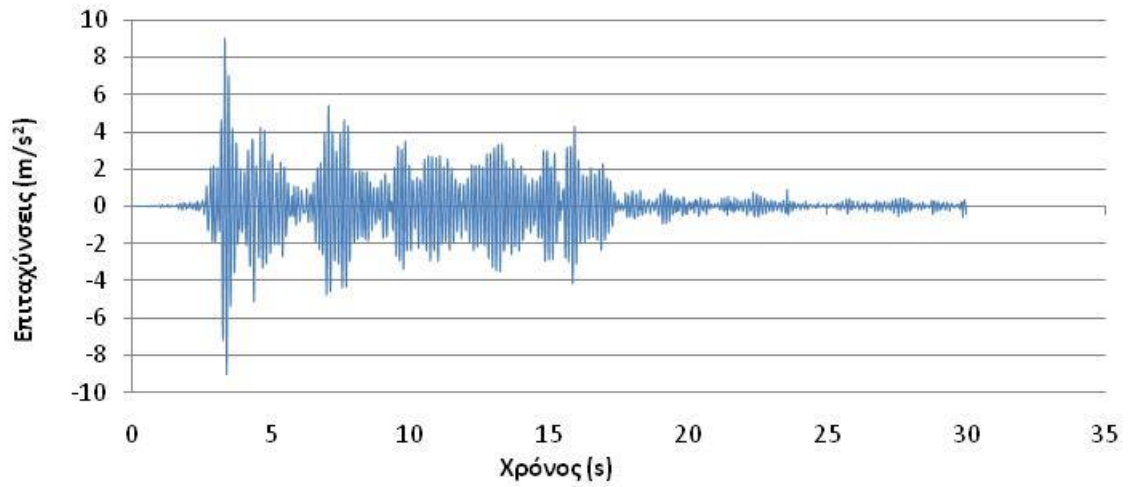
5.2.1 Επιταχύνσεις μονώροφου.



Σχήμα 5.16. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).

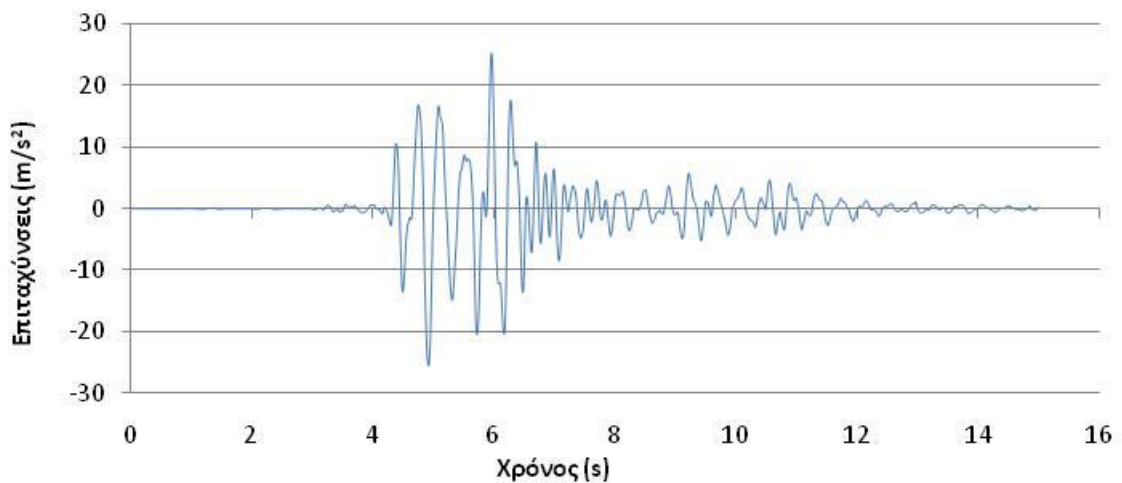


Σχήμα 5.17. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).

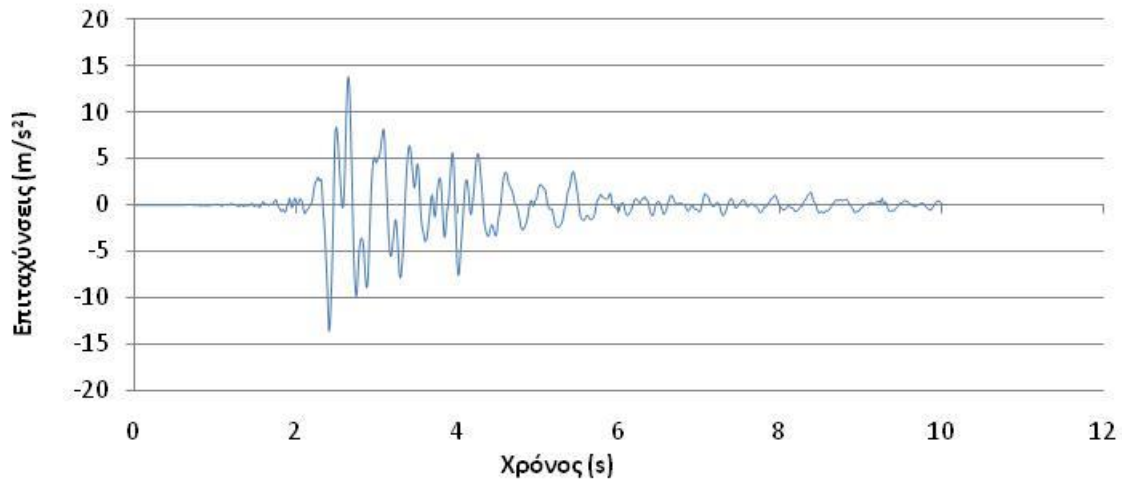


Σχήμα 5.18. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής μονόροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

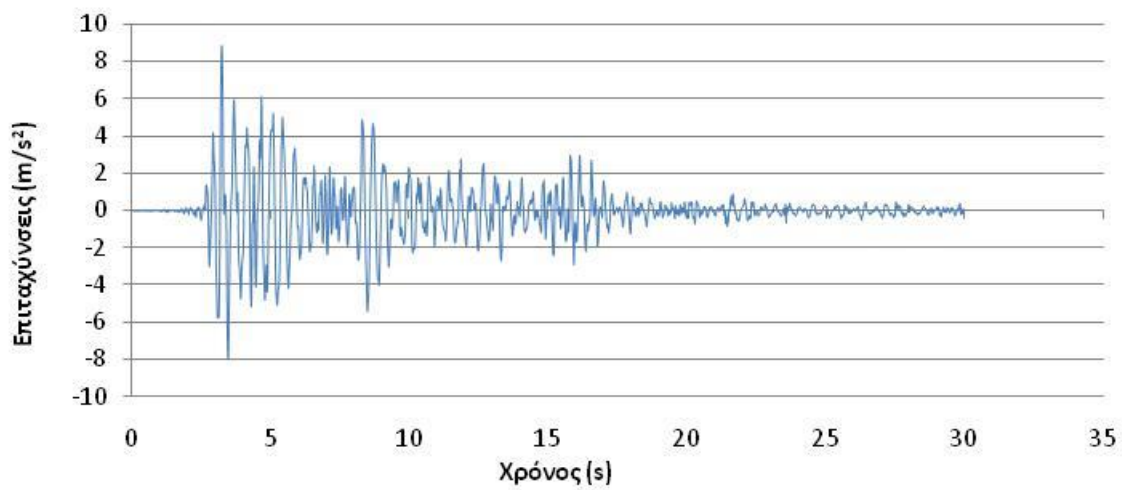
5.2.2 Επιταχύνσεις τετραώροφου.



Σχήμα 5.19. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).

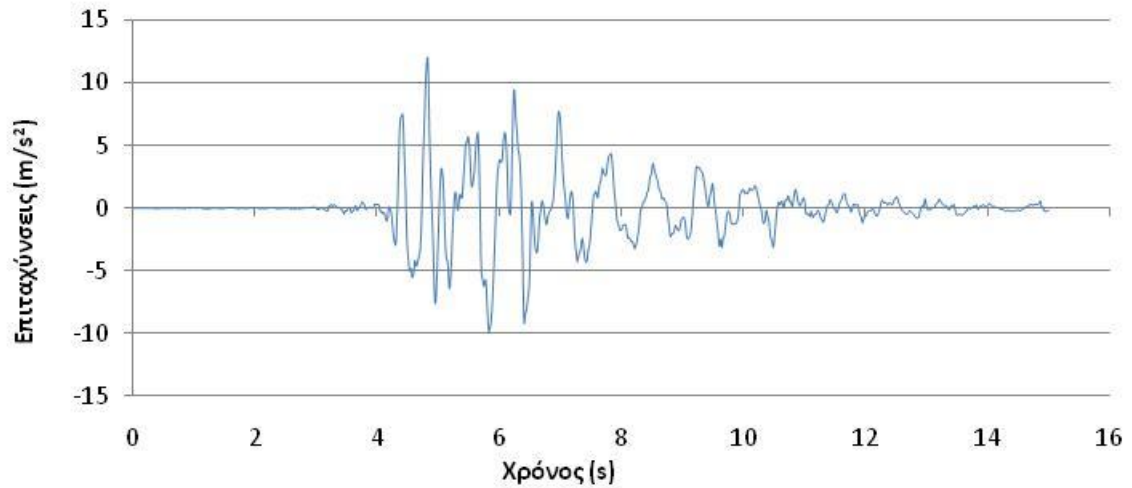


Σχήμα 5.20. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).

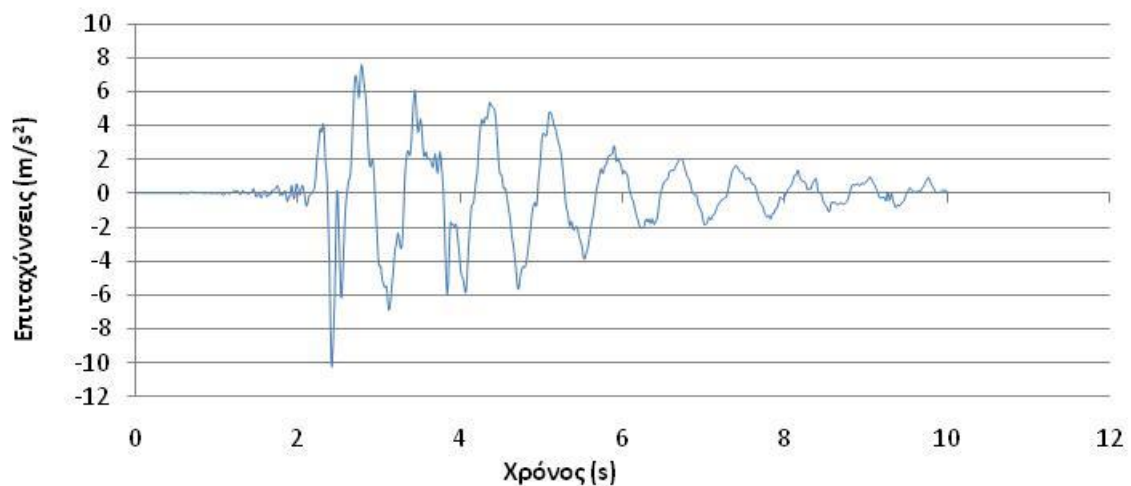


Σχήμα 5.21. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

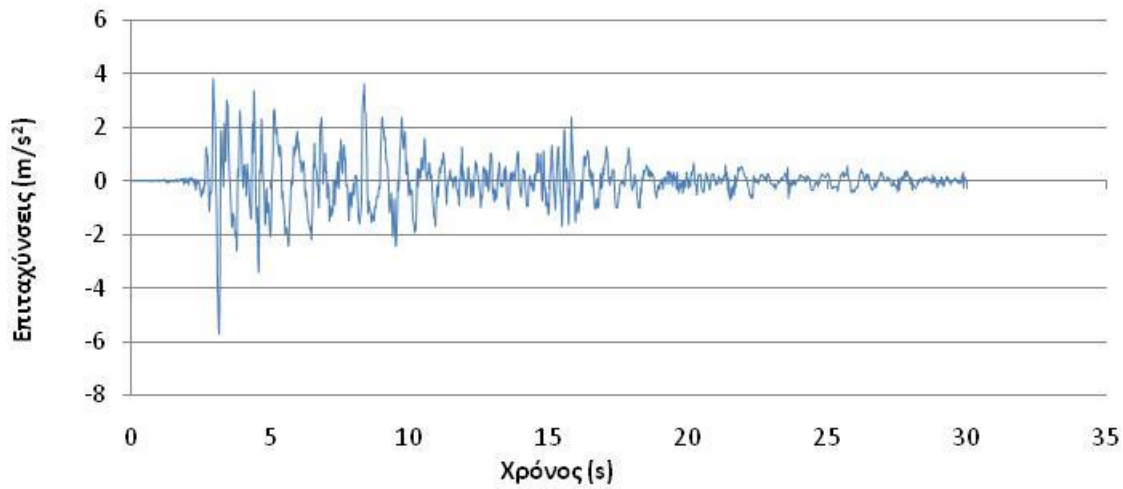
5.2.3 Επιταχύνσεις πενταώροφου.



Σχήμα 5.22. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).



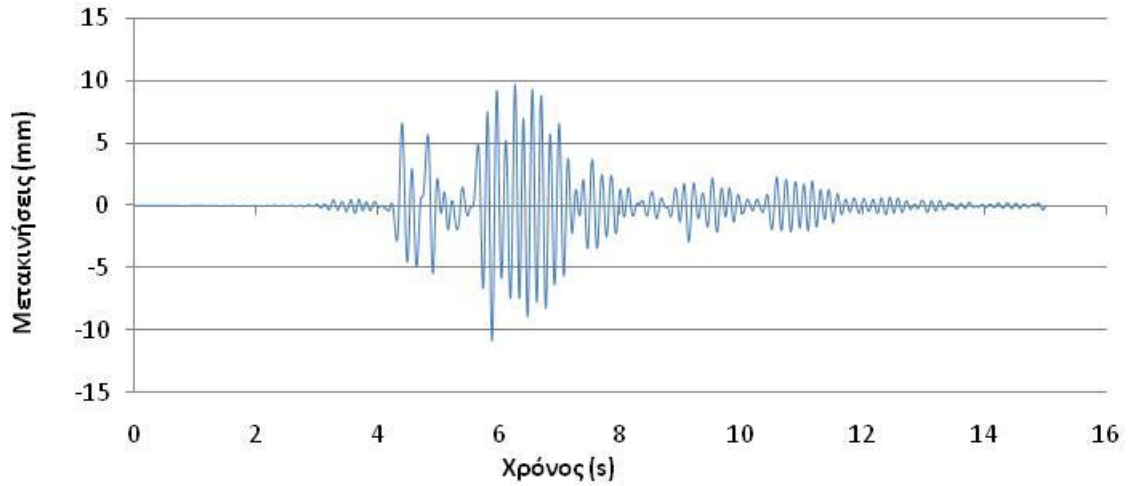
Σχήμα 5.23. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).



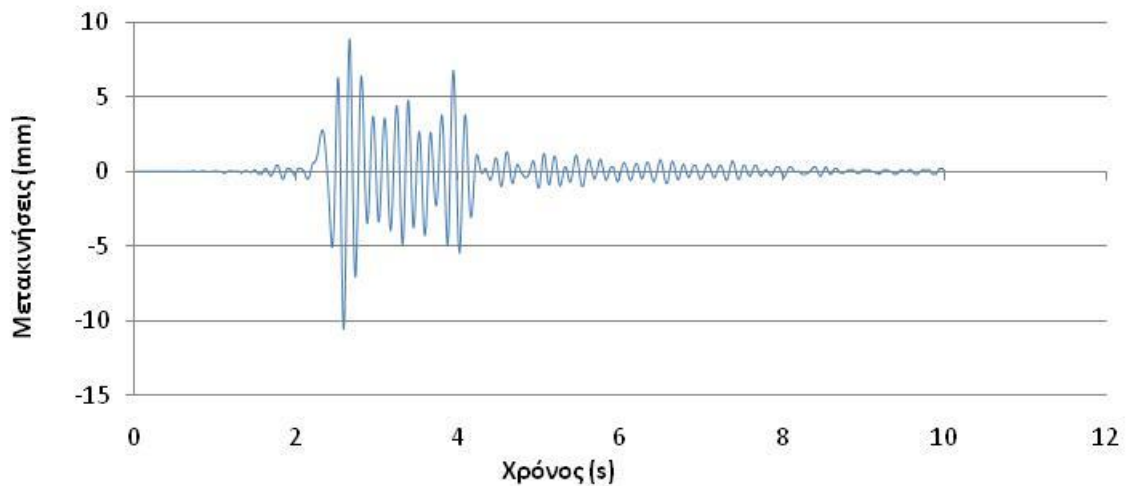
Σχήμα 5.24. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

Στα παρακάτω διαγράμματα απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων στις οροφές των σεισμικών μοντέλων κατά την σεισμική διέγερση και στους τρεις σεισμούς. Στα Σχήματα 5.25 έως 5.27 παρουσιάζονται οι μετακινήσεις του μονώροφου, στη συνέχεια στα Σχήματα 5.28 έως 5.30 παρουσιάζονται οι μετακινήσεις του τετραώροφου. Τέλος στα Σχήματα 5.31 έως 5.33 παρουσιάζονται οι μετακινήσεις του πενταώροφου.

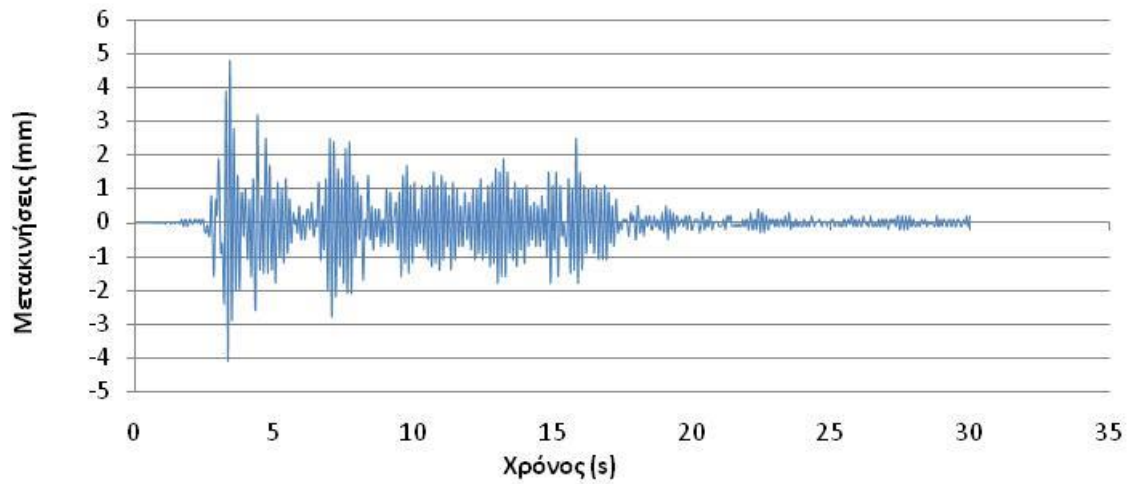
5.2.4 Μετακινήσεις μονόροφου



Σχήμα 5.25. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής μονόροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).

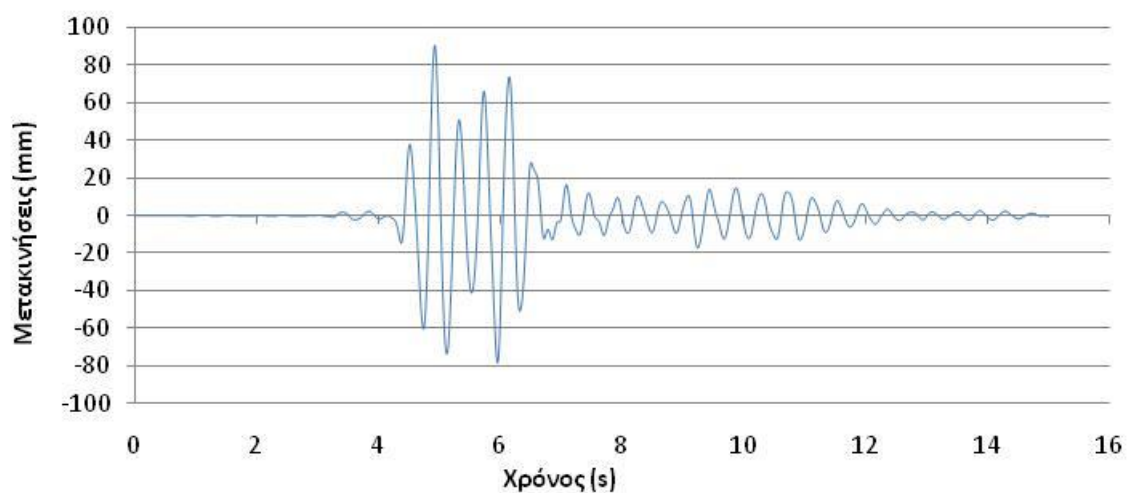


Σχήμα 5.26. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής μονόροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).

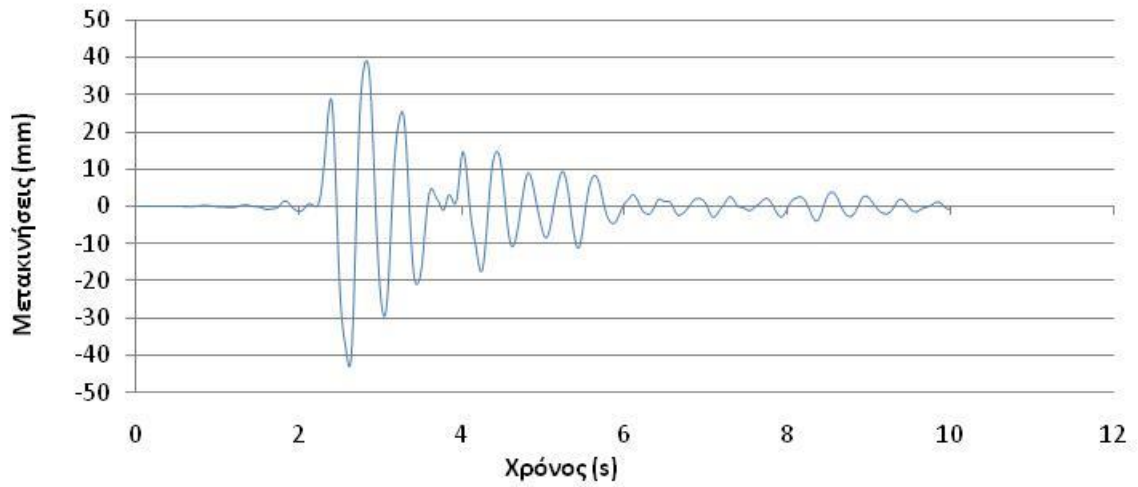


Σχήμα 5.27. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής μονώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

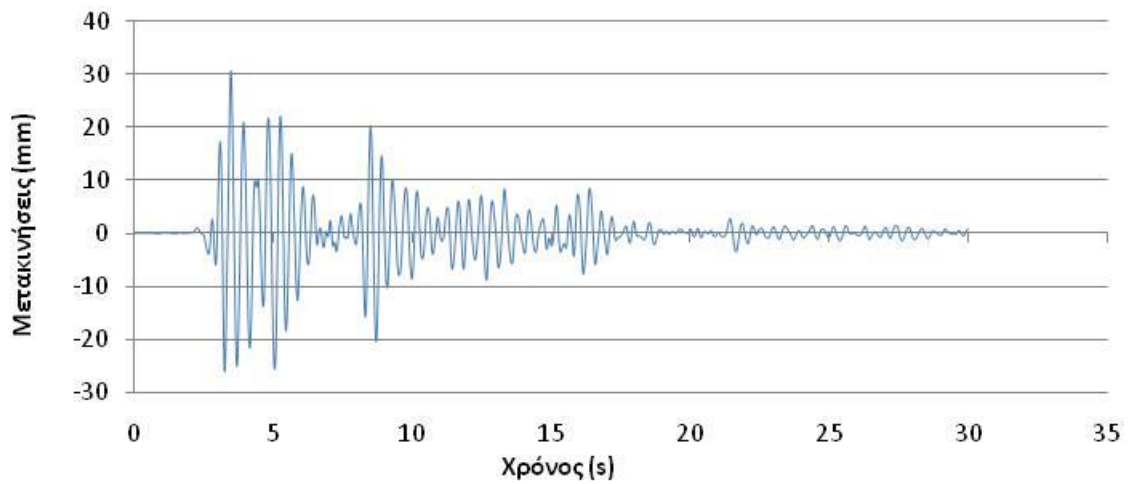
5.2.5 Μετακινήσεις τετραώροφου



Σχήμα 5.28. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).

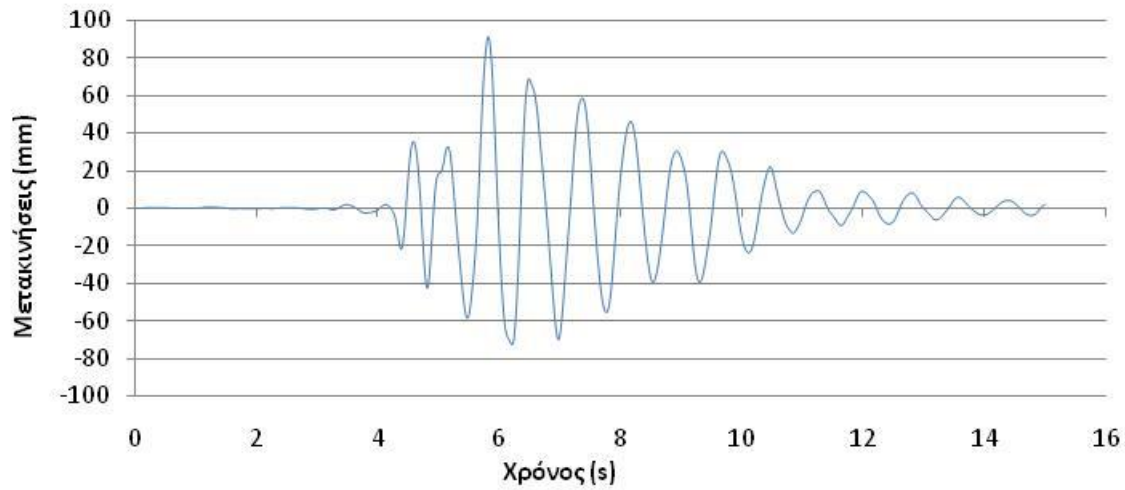


Σχήμα 5.29. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).

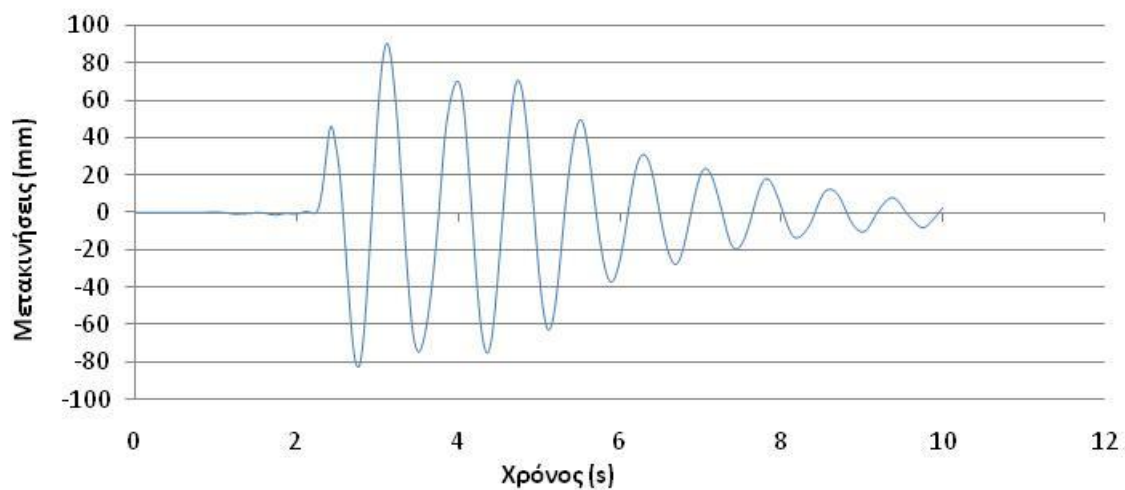


Σχήμα 5.30. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής τετραώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

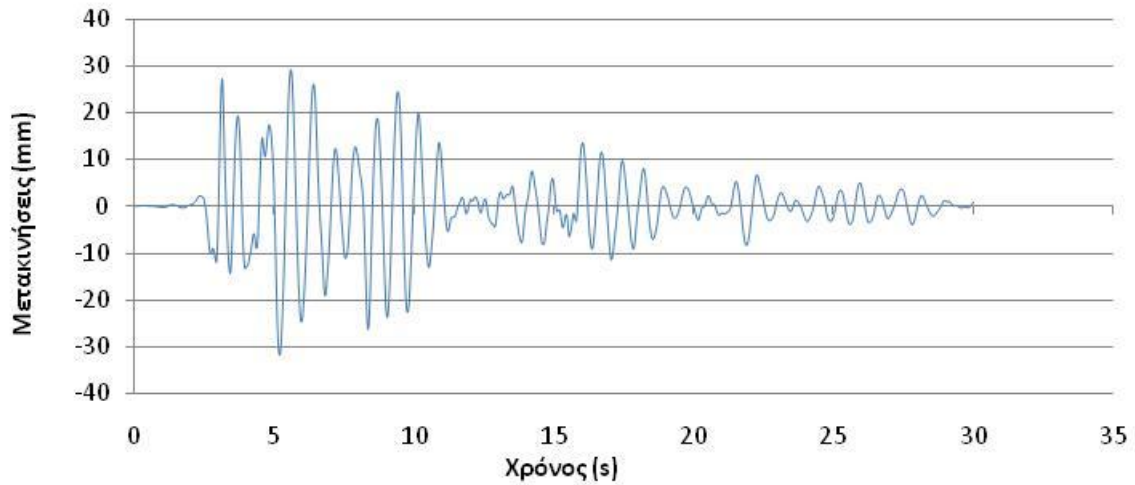
5.2.6 Μετακινήσεις πεντάροφου



Σχήμα 5.31. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής πεντάροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Kobe (1995).



Σχήμα 5.32. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής πεντάροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση Northridge (1994).



Σχήμα 5.33. Χρονοϊστορία μετακινήσεων οροφής πενταώροφου κτιρίου για την σεισμική διέγερση El Centro (1940).

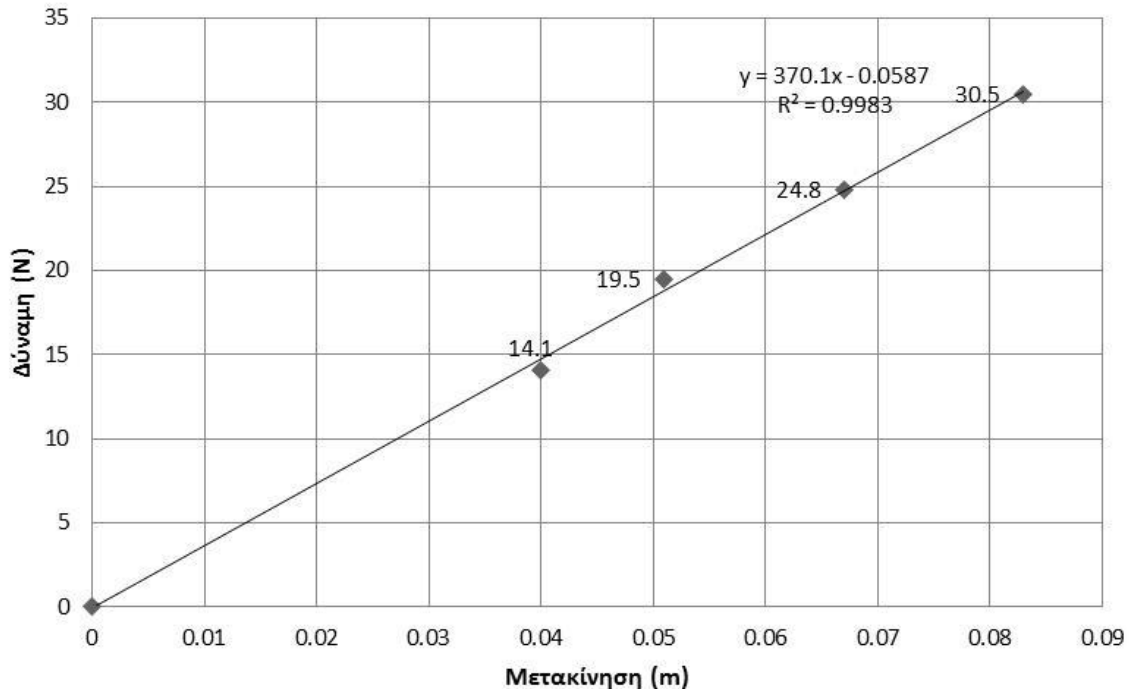
5.3 ΑΝΑΛΥΣΗ FOURIER

Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις Fourier των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων της οροφής των κτιρίων από τα πειράματα της σεισμικής διέγερσης. Για την ανάλυση Fourier χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Seismosignal της εταιρείας Seismosoft. Από τις αναλύσεις αυτές προκύπτει πειραματικά η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος των δύο κατασκευών, οι οποίες φαίνονται στον Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1. Πειραματικά υπολογιζόμενες τιμές ιδιοπεριοδών

	Τετραώροφο	Πενταώροφο
El Centro	0.46022 sec	0.51200 sec
Kobe	0.46022 sec	0.51848 sec
Northridge	0.47080 sec	0.51848 sec
Σάρωση ημιτόνων	0.41417 sec	0.52513 sec

Στη συνέχεια δημιουργήθηκε διάγραμμα δύναμης μετατόπισης από τα στοιχεία του πίνακα 3.1 για το τετραώροφο. Από τη κλίση της ευθείας και τη μάζα της κατασκευής (πίνακας 3.2) υπολογίσθηκε η ιδιοπερίοδος του μοντέλου όπως φαίνεται στο σχήμα 5.34.



Σχήμα 5.34. Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης τετραώροφου μοντέλου.

5.4 ΣΥΝΟΨΗ

Αποκλίσεις των πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων οφείλονται σε σφάλματα κατά το πείραμα, σε πιθανή διαφορετική τιμή της απόσβεσης μεταξύ πραγματικής κατασκευής και αναλυτικού προσομοιώματος, στο γεγονός ότι στο πείραμα δεν πραγματοποιείται πλήρης πάκτωση και στο ότι σε κάποια πειράματα ενδέχεται να διαρρέει το προσομοίωμα.

Κεφάλαιο 6

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία διερευνήθηκε η δυναμική ανάλυση και ο υπολογισμός των ιδιοπεριόδων ενός μονώροφου, τετραώροφου και πενταώροφου σεισμικού μοντέλου. Αρχικά κατασκευάστηκαν προσομοιώματα από αλουμίνιο τα οποία διεγέρθηκαν με τρεις σεισμικές διεγέρσεις, El Centro (1940), Northridge (1994) και Kobe (1995) σε μια σεισμική τράπεζα μικρής κλίμακας. Κατά την διάρκεια των πειραμάτων καταγράφονται οι επιταχύνσεις στην οροφή και σε χαμηλότερη στάθμη με την βοήθεια επιταχυνσιογράφων.

Στην συνέχεια οι κατασκευές προσομοιώθηκαν στο λογισμικό Etabs και πραγματοποιήθηκαν ελαστικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με τις ίδιες σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν στα πειράματα της σεισμικής τράπεζας. Από τις αναλύσεις παρουσιάστηκαν χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και μετακινήσεων στην οροφή των κατασκευών.

Αποκλίσεις των πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων που παρατηρούνται οφείλονται σε σφάλματα κατά το πείραμα, στο γεγονός ότι στο πείραμα δεν πραγματοποιείται πλήρης πάκτωση και στο ότι σε κάποια πειράματα ενδέχεται να διαρρέει το προσομοίωμα.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ - ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Chopra Anil K. (2010). Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία Και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική, Τρίτη Έκδοση, Εκδόσεις: Μ.Γκιούρδας.
- Christodoulou, K., & Papadimitriou, C. (2007). Structural identification based on optimally weighted modal residuals. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 21(1), 4-23.
- Christopoulos C. and Filiatrault A., Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation, IUSS Press, Pavia, Italy, 2006.
- Clough R.W. and Penzien J., Dynamics of Structures, McGraw-Hill, New York, 1975. ΕΑΚ 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα, 2003.
- Αναστασιάδης Κ. Κ., Αντισεισμικές Κατασκευές, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 1989.
- Αποστολίδης Ν., Κίρτας Ε. και Κολιόπουλος Π., Υπολογισμός Σεισμικής Απόκρισης Κτιρίων Σύμφωνα με (α) Δυναμική Φασματική Μέθοδο κατά ΕΑΚ και (β) Χρήση Σεισμικών Καταγραφών, Πτυχιακή Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, ΤΕΙ Σερρών, Σέρρες, 2005.
- Γκότσης, Π. (2008). Πεπερασμένα Στοιχεία (2η εκδ.). Θεσσαλονίκη: Εκδόσεις ΖΗΤΗ
- Κωμοδρόμος Π., (2005). Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών, Σημειώσεις διαλέξεων, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Κύπρου.
http://www.eng.ucy.ac.cy/CEE320/cee320_Pres_01.pdf
- Γεώργιος Δ.Μ., Κολιόπουλος Π.Κ., Παναγιωτόπουλος Χ.Γ. (2015) Δυναμική των Κατασκευών, Εκδόσεις Κάλλιπος.
- Ρούσης Π., (2008). Δυναμική Ανάλυση Κατασκευών, Σημειώσεις διαλέξεων, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Κύπρου,
http://www.eng.ucy.ac.cy/roussis/Courses/CEE320/CEE320_L02.pdf
- Πηγή από τη βικιπαίδεια,
<https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A3%CE%B5%CE%B9%CF%83%CE%BC%CF%8C%CF%82>
- Πηγή http://www.geo.auth.gr/courses/ggp/mth1063e/pdf/7th_Chapter.pdf