



**Τ.Ε.Ι. ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΟΣ  
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.**

## **ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

### **ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕΣΑ ΑΠΟ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΧΩΡΙΚΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΩΝ**



**Σπουδάστρια: Δημητρακοπούλου Αναστασία  
Α. Μ. :5655**

**Εποπτεύων Καθηγητής: Δρ. Μπάρος Δημήτριος**

**Πάτρα, 2016**

## **ΠΡΟΛΟΓΟΣ**

Η παρούσα πτυχιακή εργασία έχει σαν βασικό της στόχο της παρουσίαση της χρησιμότητας της σεισμικής μόνωσης γενικά σε κατασκευές. Στο πλαίσιο της μελέτης αυτής, στην εργασία αναφέρονται οι διάφοροι τύποι σεισμικής μόνωσης που υπάρχουν καθώς και παραδείγματα εφαρμογής της τόσο στη χώρα μας όσο και σε κατασκευές του εξωτερικού. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται μία εκτενής αριθμητική μελέτη της συμπεριφοράς ενός χωρικού προσομοιώματος κατασκευής με και χωρίς τη χρήση σεισμικής μόνωσης βάσης και συγκρίνονται τα αποτελέσματα (χαρακτηριστικά μεγέθη απόκρισης) που προκύπτουν.

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Μπάρο Δημήτριο για την βοήθεια και αφοσίωση του πολύτιμου χρόνου του ώστε να διεκπεραιωθεί η εργασία αυτή.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω και όσους συνέβαλλαν στην εργασία αυτή, και συγκεκριμένα τον φορέα απασχόλησης μου για την κατανόηση που έδειξε φορές που χρειάστηκε να λείπω για λόγους που αφορούσαν την πτυχιακή μου.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία εντάσσεται στο ευρύτερο θεματικό πεδίο της διερεύνησης της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης βάσης στην απόκριση κατασκευών, μέσω αριθμητικών αναλύσεων χωρικών προσομοιώσεων, ένα θεματικό πεδίο με ιδιαίτερη σημασία για την ελληνική πραγματικότητα. Είναι ευρέως γνωστό, άλλωστε, ότι η Ελλάδα αποτελεί μία άκρως σεισμογενή χώρα, η οποία έχει βιώσει αρκετούς ισχυρούς και καταστροφικούς σεισμούς. Γίνεται αντιληπτό, λοιπόν, ότι οποιαδήποτε προσπάθεια αναζήτησης πιο αποτελεσματικών μεθόδων, μέσω και τεχνικών σεισμικής θωράκισης των κτιρίων είναι επιβεβλημένη και παρουσιάζει ξεχωριστό ενδιαφέρον για τον κλάδο των κατασκευών.

Συγκεκριμένα, σκοπός της εργασίας αυτής είναι η εξέταση κι ανάλυση τόσο της χρήσης διαφόρων ειδών εφεδράνων ως μεθόδου σεισμικής μόνωσης, όσο και της σεισμικής συμπεριφοράς προσομοιωμάτων κατασκευών, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία αυτή. Τα αριθμητικά προσομοιώματα αναλύθηκαν υπό τη δράση των σεισμών του Αιγίου, 1995, του Imperial Valley 1940, του Imperial Valley 1979, του Los Gatos, 1989, και του Northridge, 1994 (καταγραφή Newhall).

Για την καλύτερη και πληρέστερη παρουσίαση του σκοπού και των αποτελεσμάτων της εργασίας αυτής ακολουθείται το τυπικό μοντέλο διάρθρωσης μίας ακαδημαϊκής μελέτης. Συνεπώς, αρχικά αναλύεται το θεωρητικό υπόβαθρο της εργασίας, η οποία περιλαμβάνει στοιχεία, αναφορές, πηγές και δεδομένα για τη σεισμική μόνωση γενικά, για τους διάφορους τύπους εφεδράνων, για τις φθορές των συστημάτων μόνωσης καθώς και ορισμένα παραδείγματα μόνωσης, όπως η χρήση μονωτήρων σε γέφυρες και σε κτίρια.

Ακολούθως, παρουσιάζεται αφενός το μοντέλο της κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις καθώς και ο τρόπος σχεδιασμού και προσομοίωσης των εφεδράνων που τοποθετήθηκαν εκ των υστέρων. Το πλέον βασικό τμήμα της πτυχιακής αυτής εργασίας αφορά την ανάλυση των αποτελεσμάτων, η οποία πραγματοποιήθηκε λαμβάνοντας υπόψιν τρεις βασικούς άξονες που αντιπροσωπεύουν μεγέθη χαρακτηριστικά της απόκρισης μιας κατασκευής. Οι άξονες αυτοί είναι οι ιδιομορφικές αναλύσεις, οι γραμμικές και μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις ιστορίας και οι βρόγχοι υστέρησης των εφεδράνων. Τέλος, παρουσιάζονται τα βασικότερα συμπεράσματα της προσπάθειας αυτής, έτσι όπως προέκυψαν από τη μελέτη των αποτελεσμάτων του μοντέλου, το οποίο χρησιμοποιήθηκε.

### **Υπεύθυνη Δήλωση Σπουδάστριας:**

Η κάτωθι υπογεγραμμένη σπουδάστρια, έχω επίγνωση των συνεπειών του Νόμου περί λογοκλοπής και δηλώνω υπεύθυνα ότι είμαι συγγραφέας αυτής της Πτυχιακής Εργασίας, αναλαμβάνοντας την ευθύνη επί ολοκλήρου του κείμενου, έχω δε αναφέρει στη Βιβλιογραφία μου όλες τις πηγές τις οποίες χρησιμοποίησα και έλαβα ιδέες ή δεδομένα. Δηλώνω επίσης ότι, οποιοδήποτε στοιχείο ή κείμενο το οποίο έχω ενσωματώσει στην εργασία μου προερχόμενο από βιβλία ή άλλες εργασίες ή το διαδίκτυο, γραμμένο ακριβώς ή παραφρασμένο, το έχω πλήρως αναγνωρίσει ως πνευματικό έργο άλλου συγγραφέα και έχω αναφέρει ανελλιπώς το όνομα του και την πηγή προέλευσης.

Η σπουδάστρια:

Αναστασία Δημητρακοπούλου

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Πρόλογος.....	σελ.2
Ευχαριστίες .....	σελ.3
Περίληψη.....	σελ.4
Περιεχόμενα .....	σελ.6
1.Γενικά για τη σεισμική μόνωση .....	σελ.7
1.1. Εισαγωγικά .....	σελ.7
1.2. Ιστορικά στοιχεία.....	σελ.8
1.3. Αρχές λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης.....	σελ.10
1.3.1. Μαθηματική τεκμηρίωση της λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης .....	σελ.10
1.3.2. Γενίκευση της αρχής λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης για περιπτώσεις πλαισίων διατημητικού τύπου .....	σελ.12
2.Τύποι συστημάτων σεισμικής μόνωσης.....	σελ.17
2.1. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα .....	σελ.17
2.2. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου .....	σελ.18
2.3. Συστήματα ολίσθησης.....	σελ.19
2.4. Συστήματα αύξησης της απόσβεσης.....	σελ.20
2.5. Φθορές συστημάτων μόνωσης .....	σελ.22
3. Παραδείγματα εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης .....	σελ.23
3.1.Γενικά στοιχεία για τις γέφυρες .....	σελ.23
3.2. Ενδεικτικές εφαρμογές σε γέφυρες στην Ελλάδα .....	σελ.25
3.3. Άλλες εφαρμογές .....	σελ.27
4.Σχεδιασμός και ανάλυση συστήματος σεισμικής μόνωσης για υφιστάμενη κατασκευή .....	σελ.31
4.1. Γεωμετρία ανωδομής .....	σελ.31
4.2. Φορτία.....	σελ.33
4.3. Σχεδιασμός του συστήματος μόνωσης.....	σελ.34
4.3.1. Επιλογή της δυσκαμψίας των μονωτήρων .....	σελ.34
4.3.2. Διαδικασία σχεδιασμού των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου .....	σελ.34
4.3.3. Κατηγοριοποίηση και επίλυση εφεδράνων .....	σελ.37
4.3.4. Προσομοίωση των εφεδράνων.....	σελ.51
5.Αποτελέσματα αναλύσεων και σχολιασμός.....	σελ.52
5.1. Ιδιομορφικές αναλύσεις .....	σελ.52
5.2. Δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας .....	σελ.53
5.2.1. Συμπερασματικές παρατηρήσεις.....	σελ.65
5.3. Βρόγχοι υστέρησης .....	σελ.65
5.4. Μετατοπίσεις σε κάθε στάθμη .....	σελ.69
6. Συμπεράσματα.....	σελ.72
Βιβλιογραφικές αναφορές.....	σελ.74

# 1. ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

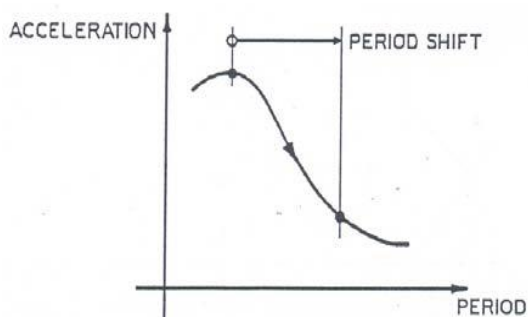
## 1.1 Εισαγωγικά

Η σεισμική μόνωση χρησιμοποιείται στις κατασκευές με σκοπό την αποσύνδεση των κατασκευών από την κίνηση του εδάφους. Η αποσύνδεση αυτή επιτυγχάνεται αν αυξηθεί η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής. Έτσι, μεταξύ θεμελίωσης και ανωδομής της κατασκευής εισάγεται ένα «στρώμα» οριζόντιας δυσκαμψίας. Η αύξηση της ιδιοπεριόδου έχει σαν αποτέλεσμα την μείωση των επιταχύνσεων άρα και την μείωση των δυνάμεων που θα ασκηθούν στην κατασκευή. Το ποσοστό μείωσης των δυνάμεων και των μετακινήσεων εξαρτάται αποκλειστικά από τη φύση της σεισμικής εδαφικής κίνησης και από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

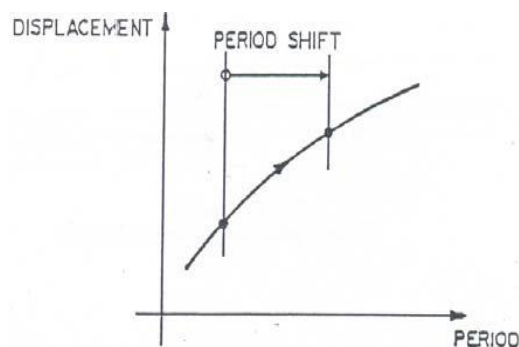
Όπως φαίνεται, ωστόσο, στο Σχήμα 1 και στο Σχήμα 2, όσο αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής αυξάνονται και οι μετακινήσεις. Όμως, οι αυξημένες μετακινήσεις δεν αποτελούν ένα επιθυμητό για τις κατασκευές αποτέλεσμα. Η μείωση τους πραγματοποιείται, όπου απαιτείται, με την προσθήκη περαιτέρω απόσβεσης στο επίπεδο, στο οποίο βρίσκεται και η σεισμική μόνωση.

Στον ελλαδικό χώρο, οι ιδιοσυχνότητες των χαμηλών και μέσου ύψους κτιρίων ταυτίζονται συχνά με την περιοχή συχνοτήτων των πιο πολλών σεισμικών διεγέρσεων. Έτσι, προκύπτει ο κίνδυνος να συντονιστεί η κατασκευή με τις εδαφικές επιταχύνσεις, με αποτέλεσμα, προφανώς να αυξάνονται τα σεισμικά φορτία σε κάποια επίπεδα των κατασκευών, τα οποία είναι αδύνατο να παραλειφθούν χωρίς να παρουσιάσει η κατασκευή ανελαστική συμπεριφορά σε περίπτωση ισχυρού σεισμού.

Με τον όρο «σεισμική μόνωση» εννοούμε την αποφυγή της άμεσης κατάρρευσης μίας κατασκευής, στην οποία όμως επιτρέπεται η παρουσία ζημιών σε φέροντα και μη φέροντα στοιχεία. Κατά τον ίδιο τρόπο γίνεται και η απόσβεση της σεισμικής ενέργειας.



Σχήμα 1 Μείωση των επιταχύνσεων με την αύξηση της ιδιοπεριόδου[24]



Σχήμα 2 Αύξηση των μετακινήσεων με την αύξηση της ιδιοπεριόδου[24]

Ο κλασικός αντισεισμικός σχεδιασμός βασίζεται στην πλαστιμότητα της κατασκευής. Αυτό συμβαίνει έτσι ώστε η εκάστοτε κατασκευή να μπορεί να ανταπεξέλθει σε διαδοχικούς κύκλους ανελαστικών παραμορφώσεων. Οι κώδικες κλασικού αντισεισμικού σχεδιασμού έχουν ως στόχο τον σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες είναι απαραίτητο να μπορούν να αντιστέκονται:

- σε ασθενείς σεισμικές δονήσεις με την απουσία ζημιών στον φέροντα οργανισμό ,
- σε μεσαίου μεγέθους σεισμικές δονήσεις με μικρές βλάβες σε φέροντα στοιχεία, οι οποίες όμως είναι επισκευάσιμες ,
- σε μεγάλες σεισμικές δονήσεις, αναπτύσσοντας εκτεταμένες βλάβες αλλά αποφεύγοντας την κατάρρευση.

Πλήρως αντισεισμικά κτίρια δεν είναι εφικτό να κατασκευαστούν. Ο σχεδιασμός κατασκευών οι οποίες θα είναι ικανές να παραλαμβάνουν ισχυρές σεισμικές δονήσεις με απουσία ανελαστικών παραμορφώσεων, θα ήταν αντιοικονομικός ενώ παράλληλα οι κατασκευές αυτές θα ήταν ακαλαίσθητες.

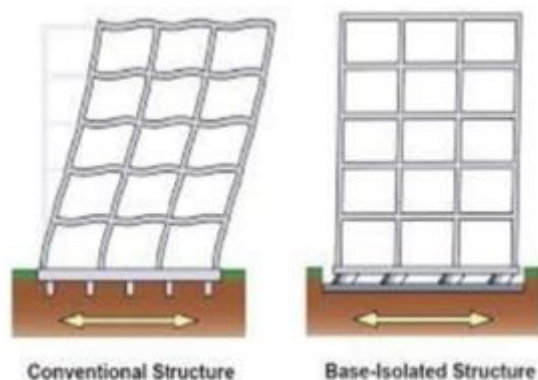
Οι σεισμικές ωθήσεις, οι οποίες μεταφέρονται στην κατασκευή πρέπει να μειώνονται, πράγμα το οποίο επιτυγχάνεται, όπως και σε πολλούς τομείς της μηχανικής, με τη χρήση μόνωσης (Σχήμα 3). Η ιδέα της σεισμικής μόνωσης συζητείται πολλά χρόνια. Ωστόσο, υπάρχουν κι αρκετοί, οι οποίοι υποστηρίζουν ότι η σεισμική μόνωση παρουσιάζει αρκετά προβλήματα, όπως παραδείγματος χάρη την αδυναμία αποτελεσματικού ελέγχου μεγάλων πλατών μεγάλων σεισμικών δονήσεων [1]. Η χρήση των εφεδράνων, βάσει του τρόπου και των υλικών κατασκευής τους, καταφέρνει να διατηρεί τα σεισμικά πλάτη λόγω του τρόπου και των υλικών κατασκευής τους. Η αποτελεσματικότητά τους είναι πρωτοφανής και οι εφαρμογές τους εξαπλώνονται ολοένα και πιο πολύ. Παραδείγματα ευρείας εφαρμογής τους παρατηρούνται στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής, στην Ιαπωνία, στη Νέα Ζηλανδία αλλά και στην Ευρώπη. Η σεισμική μόνωση πρέπει να χρησιμοποιείται ως τρόπος ενίσχυσης σε περιπτώσεις όπως οι παρακάτω:

- Μεγάλα κτίρια τα οποία κατασκευάζονται με στόχο μακρά διάρκεια ζωής (δημόσια κτίρια)
- Μεγάλης σπουδαιότητας κτίρια με σπάνια αρχιτεκτονική που έχουν χαρακτηριστεί ως διατηρητέα
- Κτίρια τα οποία λειτουργούν και η λειτουργία τους δεν πρέπει να διακοπεί κατά την ενίσχυση τους (πυροσβεστικοί σταθμοί, νοσοκομεία).

## 1.2 Ιστορικά στοιχεία

Τον Αύγουστο του 1909 ο J. A. Calantarients, ένας ιατρός από τη βόρεια Αγγλία έγραψε ένα γράμμα στον διευθυντή της σεισμολογικής υπηρεσίας της Χιλής στο Σαντιάγκο προσπαθώντας να κεντρίσει την προσοχή του σχετικά με μία μέθοδο κατασκευής κτιρίων που είχε αναπτύξει. Ο ίδιος είχε καταθέσει τη μέθοδο του στα Βρετανικά γραφεία ανάδειξης νέων μεθόδων. Η μέθοδος αυτή πρότεινε κάθε είδους κατασκευή να χτίζεται στην ελεύθερη έδρασή της και να υπάρχει υλικό καλής άμμου, τάλκη ή μαρμαρυγίας





*Σχήμα 3 Συμπεριφορά κατασκευής με και χωρίς σεισμική μόνωση[1]*

που να επιτρέπει στην κατασκευή να ολισθαίνει σε περίπτωση σεισμού, ώστε να μειώνεται η δύναμη η οποία μεταδίδεται σε αυτή.

Η περιγραφή αυτή ήταν ένα πρώιμο παράδειγμα της σεισμικής μόνωσης βάσης. Έχουν ανακαλυφθεί αρκετοί μηχανισμοί τον τελευταίο αιώνα οι οποίοι προσπαθούν να επιτύχουν το στόχο του να αποσυνδέσουν την κατασκευή από την καταστροφική δύναμη ενός σεισμού. Τέτοιοι μηχανισμοί είναι καλώδια, «μπάλες», κύλινδροι ακόμη και άμμος. Κτίρια κτίστηκαν πάνω σε μπάλες όπως κατασκευές στην Ουκρανία και Μεξικό. Τουλάχιστον ένα τετραώροφο κτίριο στο Πεκίνο έχει κτισθεί επάνω σε στρώσεις άμμου που υπάρχουν μεταξύ του κτιρίου και των θεμελίων.

Η ιδέα της σεισμικής μόνωσης , πρακτικά, έγινε πραγματικότητα μέσα στα τελευταία 20 χρόνια με την ανάπτυξη των πολλαπλών στρώσεων ελαστομερικών εφεδράνων. Η κατασκευή τους γίνεται με βουλκανισμό που ενώνει τα φύλλα του ελαστομερούς με λεπτές πλάκες σιδήρου. Τα εφέδρανα αυτά είναι πολύ άκαμπτα στην κατακόρυφη διεύθυνση και μπορούν να φέρουν τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής αλλά είναι αρκετά εύκαμπτα στην οριζόντια διεύθυνση, επιτρέποντας έτσι στο κτίριο να κινείται πλευρικά κάτω από ισχυρή σεισμική δόνηση .

Πλέον είναι ευρέως αποδεκτή η σεισμική μόνωση βάσης σε περιοχές κυρίως που είναι επιρρεπείς σε μεγάλους σεισμούς. Υπάρχουν πολλά παραδείγματα εφαρμογής της για την προστασία σημαντικών κατασκευών από δυνατές εδαφικές ωθήσεις κυρίως στις Ηνωμένες Πολιτείες και στην Ιαπωνία. Λιγότερα παραδείγματα εφαρμογής συναντώνται σε Νέα Ζηλανδία και Ιταλία, όπου οι κατασκευές στις οποίες εφαρμόστηκαν είναι μεγάλης σημασίας.

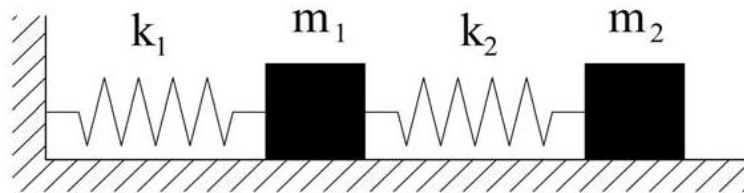
Η πρώτη χρήση ελαστομερών σεισμικών συστημάτων για την προστασία κατασκευών από σεισμούς ήταν το 1969 σε ένα δημοτικό σχολείο στα Σκόπια. Το κτίριο αποτελούταν από τρεις ορόφους, κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα και σχεδιασμένο και δομημένο από Σουηδούς μηχανικούς. Η μόνωση του έγινε με το σύστημα γνωστό ως «Τρισδιάστατο σουηδικό σύστημα πλήρους μόνωσης». Σε αντίθεση με τα συστήματα

μόνωσης που αναπτύχθηκαν αργότερα, το σύστημα μόνωσης αυτό είναι εντελώς ελλιπές αφού το βάρος της κατασκευής ανάγκασε τα εφέδρανα να παραμορφωθούν πλευρικά.

### 1.3 Αρχές λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης

#### 1.3.1 Μαθηματική τεκμηρίωση της λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης [6]

Για να γίνει πιο κατανοητή η αρχή λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης εξετάζεται η ταλάντωση ενός συστήματος μαζών-ελατηρίων, με συγκεκριμένα όμως δυναμικά χαρακτηριστικά. Σε πρώτο στάδιο διερευνάται η ελεύθερη ταλάντωση του παρακάτω συστήματος (Σχήμα 4).



Σχήμα 4 Μηχανικό ανάλογο για τη μελέτη της συμπεριφορά κατασκευής με σεισμική μόνωση [6]

Η παρούσα διερεύνηση απαιτεί κάποιες παραδοχές ώστε το σύστημα να απλοποιηθεί. Οι παραδοχές αυτές είναι οι ακόλουθες:

1. Οι δυνάμεις τριβής μεταξύ των μαζών και του επιπέδου έδρασης αγνοούνται εντελώς.
2. Η εσωτερική και εξωτερική απόσβεση στο σύστημα θεωρούμε ότι δεν υπάρχουν.
3. Οι μάζες  $m_1$  και  $m_2$  (Σχήμα 4) θεωρούνται συγκεντρωμένες και σημειακές.

Με βάση τα παραπάνω και αν θεωρήσουμε ως  $u_1$  τη μετακίνηση της μάζας  $m_1$  και  $u_2$  αυτή της μάζας  $m_2$ , τότε η απόκριση του συστήματος περιγράφεται από το γνωστό σύστημα γραμμικών διαφορικών εξισώσεων 2ης τάξης:

$$\begin{cases} m_1 \cdot \ddot{u}_1 + k_1 \cdot u_1 - k_2(u_2 - u_1) = 0 \\ m_2 \cdot \ddot{u}_2 + k_2(u_2 - u_1) = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} m_1 \cdot \ddot{u}_1 + (k_1 + k_2) \cdot u_1 - k_2 \cdot u_2 = 0 \\ m_2 \cdot \ddot{u}_2 + k_2 \cdot u_2 - k_2 \cdot u_1 = 0 \end{cases} \quad \{1\}$$

Σε μητρική μορφή το σύστημα {1} γράφεται ως εξής:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \{2\}$$

Η σωστή διερεύνηση της λειτουργίας των συστημάτων σεισμικής μόνωσης απαιτεί τη θεώρηση ότι η σταθερά  $k_1$  είναι σημαντικά μικρότερη της  $k_2$ . Αυτό σημαίνει ότι το ελατήριο  $k_1$  είναι αρκετά πιο μαλακό από το  $k_2$ . Στις σεισμικά μονωμένες κατασκευές γενικά ισχύει ότι:

$$k_2 \geq 100 \cdot k_1 \quad \{3\}$$

και αντίστοιχα ισχύει ότι  $m_1 < m_2$ , αλλά της ίδιας τάξης μεγέθους.

Το σύστημα των γραμμικών διαφορικών εξισώσεων {1} μπορεί να επιλυθεί με οποιαδήποτε γνωστή μέθοδο. Θεωρώντας τις δοκιμαστικές τιμές  $k_1=600$  kN/m,  $k_2=60000$  kN/m ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη {3}, και για τις μάζες ισχύει  $m_1=12$  tn και  $m_2=48$  tn και αντικαθιστώντας στο σύστημα εξισώσεων {1} προκύπτει:

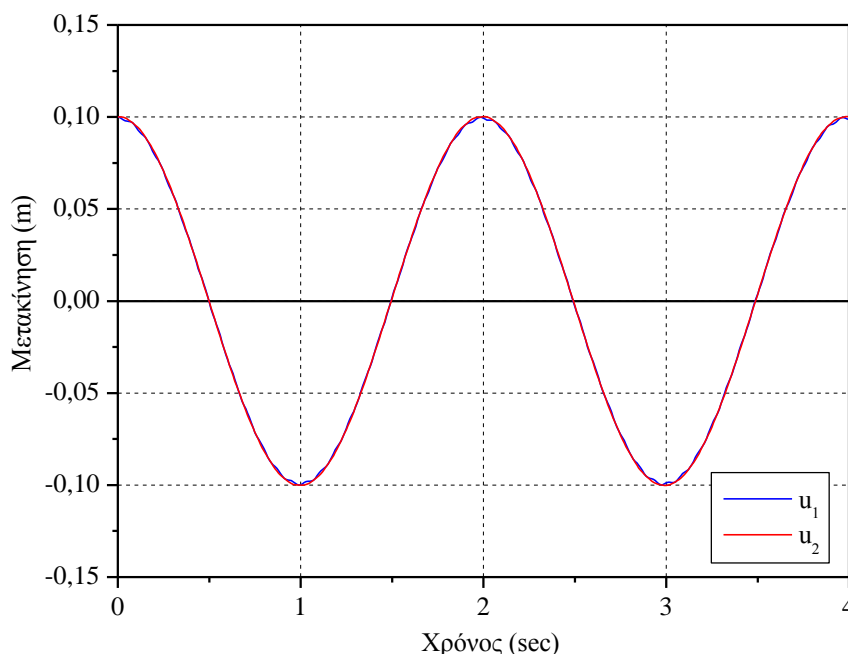
$$\begin{cases} 12\ddot{u}_1 + 60600u_1 - 60000u_2 = 0 \\ 48\ddot{u}_2 + 60000u_2 - 60000u_1 = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \ddot{u}_1 + 5050u_1 - 5000u_2 = 0 \\ \ddot{u}_2 + 1250u_2 - 1250u_1 = 0 \end{cases} \quad \{4\}$$

Θεωρώντας αρχικές συνθήκες  $u_{10}=u_{20}=0.10$  m από τις σχέσεις η λύση του συστήματος (μετατοπίσεις  $u_1$  και  $u_2$ ) προκύπτει τελικά:

$$u_1 = 0.09936 \cos(3.1522t) + 6.3794 \cdot 10^{-4} \cos(79.3099t) \quad \{5\}$$

$$u_2 = 0.10015 \cos(3.1522t) - 1.5821 \cdot 10^{-4} \cos(79.3099t) \quad \{6\}$$

Η γραφική παράσταση της απόκρισης (σε όρους μετακινήσεων) των δύο μαζών, όπως προέκυψε από την επίλυση του ανωτέρω συστήματος διαφορικών εξισώσεων παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.



**Σχήμα 5** Απόκριση του συστήματος ελατηρίων – μαζών για την περίπτωση ελεύθερης ταλάντωσης [6]

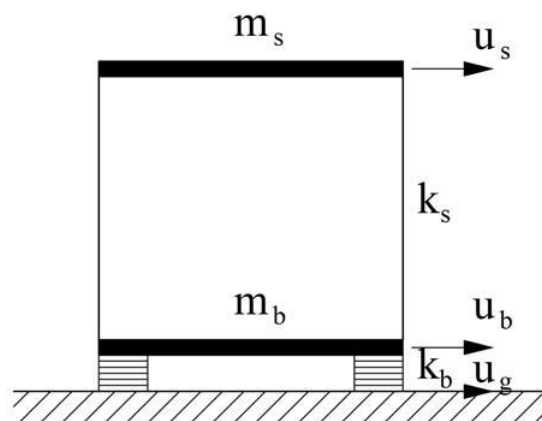
Όπως φαίνεται στο παραπάνω διάγραμμα (Σχήμα 5) σε κάθε χρονική στιγμή οι δύο καμπύλες σχεδόν συμπίπτουν. Αυτό οδηγεί σε δύο πολύ σημαντικά συμπεράσματα. Πρώτον ότι πρακτικά μόνο το μαλακό ελατήριο  $k_1$  (Σχήμα 4) «επιμηκύνεται» και

«συμπιέζεται», ενώ το δεύτερο το «σκληρότερο» ακολουθεί την κίνηση του πρώτου. Δηλαδή η σχετική μετακίνηση ( $u_2-u_1$ ) είναι πολύ μικρή, πρακτικά μηδενική. Η παρατήρηση αυτή, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η δύναμη του ελατηρίου εξαρτάται από αυτή τη σχετική μετακίνηση οδηγεί στο δεύτερο σημαντικό συμπέρασμα, ότι δηλαδή το ελατήριο  $k_2$  δεν εντείνεται (πρακτικά μηδενική δύναμη του ελατηρίου αυτού).

Η συμπεριφορά που παρατηρήθηκε στο προηγούμενο σύστημα αποδίδεται στη σημαντική διαφορά των ελατηριακών σταθερών. Αυτή ουσιαστικά οδηγεί στην απομόνωση του σκληρότερου ελατηρίου από την ταλάντωση. Θα μπορούσε να ειπωθεί ότι στη συγκεκριμένη περίπτωση το σύστημα  $m_2, k_2$  συμπεριφέρεται σαν ένα σώμα, το οποίο μαζί με τη μάζα  $m_1$  συνδέεται με το ελατήριο  $k_1$  που ουσιαστικά «ρυθμίζει» την απόκριση του συστήματος.

### 1.3.2 Γενίκευση της αρχής λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης για περιπτώσεις πλαισίων διατμητικού τύπου [7]

Η περίπτωση που εξετάζεται είναι μία συνήθης περίπτωση δώροφου πλαισίου. Δηλαδή πρόκειται για ένα σύστημα δύο βαθμών ελευθερίας, το οποίο είναι απόλυτα ανάλογο με το σύστημα μαζών-ελατηρίων που αναλύθηκε προηγουμένως (Σχήμα 6).



Σχήμα 6 Σεισμικά μονωμένο πλαίσιο διατμητικού τύπου [7]

Όπως και στην προηγούμενη ενότητα, ισχύει ότι:

$$\frac{k_s}{k_b} \geq 100 \quad \{7\}$$

Η ελεύθερη και εξαναγκασμένη ταλάντωση ενός τέτοιου πλαισίου περιγράφονται από διαφορετικές εξισώσεις 2<sup>ης</sup> τάξης (εξισώσεις {8}, {9} αντίστοιχα), αμελώντας ωστόσο τον όρο της απόσβεσης.

$$M \cdot \ddot{u}(t) + k \cdot u(t) = 0 \quad \{8\}$$

$$M \cdot \ddot{u}(t) + k \cdot u(t) = p(t) \quad \{9\}$$

Αν λάβουμε υπόψη τον όρο της απόσβεσης τότε οι εξισώσεις {8},{9} θα έχουν την μορφή :

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = 0 \quad \{10\}$$

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = p(t) \quad \{11\}$$

Τα μητρώα μάζας  $M$  και δυσκαμψίας  $K$  είναι:

$$M = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} \quad \{12\}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_s & -k_s \\ -k_s & k_b + k_s \end{bmatrix} \quad \{13\}$$

Προβλήματα τέτοιας μορφής επιλύονται κυρίως με τη μέθοδο της αποσυζεύξεως. Άρα πρέπει να βρεθούν σε πρώτο στάδιο οι ιδιομορφές ταλάντωσης που προσδιορίζονται ως ακολούθως:

$$(K - \omega^2 M)\Phi = 0 \Rightarrow \begin{bmatrix} k_s - \omega^2 m_s & -k_s \\ -k_s & (k_b + k_s) - \omega^2 m_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \{14\}$$

Για να υπάρχει μη μηδενική λύση του συστήματος πρέπει η ορίζουσα των συντελεστών των αγνώστων να είναι μηδέν , οπότε:

$$\begin{vmatrix} k_s - \omega^2 \cdot m_s & -k_s \\ -k_s & (k_b + k_s)\omega^2 \cdot m_b \end{vmatrix} = 0 \Rightarrow$$

$$\Leftrightarrow m_s \cdot m_b \cdot \omega^4 - [m_b \cdot k_s + m_s \cdot (k_s + k_b)] \omega^2 + k_s \cdot k_b = 0 \quad \{15\}$$

Οι ρίζες της εξίσωσης {15} δίνονται από την ακόλουθη σχέση

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[ \frac{k_b}{m_b} + \frac{k_s}{m_s} \left( 1 + \frac{m_s}{m_b} \right) \right] \pm \sqrt{\left\{ \frac{k_b}{m_b} + \frac{k_s}{m_s} \left( 1 + \frac{m_s}{m_b} \right) - 4 \frac{k_s \cdot k_b}{m_s \cdot m_b} \right\}} \quad \{16\}$$

Για να γίνει η έκφραση {16} πιο κατανοητή, εξετάζουμε την ακραία περίπτωση όπου  $k_s = 100 \cdot k_b$  και οι μάζες εκφράζονται σαν συνάρτηση της συνολικής μάζας  $m$ . Θεωρούμε ότι  $m_b = 0.20m$  άρα  $m_s = 0.80m$ . Αν αντικαταστήσουμε και επιλύσουμε τη σχέση {16} θα προκύψει:

$$\omega_1^2 = 0,9936 \frac{k_b}{m} \text{ και } \omega_2^2 = 692,0064 \frac{k_b}{m} \quad \{17\}$$

Η  $\omega_1$  παρατηρείται ότι είναι πολύ κοντά με την τιμή της κυκλικής ιδιοσυχνότητας ενός μονώροφου διατμητικού πλαισίου με δυσκαμψία αυτή των εφεδράνων και μάζα ίση με τη συνολική μάζα του υπό μελέτη διώροφου πλαισίου. Για τις ιδιομορφές του πλαισίου θα

χρησιμοποιήσουμε την ιδιότητα των εξισώσεων του συστήματος {14} να μπορούν να εκφραστούν ως γραμμικός συνδυασμός η μία της άλλης.

Από την πρώτη εξίσωση προκύπτει:

$$\Phi_{2i} = \frac{ks - \omega_1^2 \cdot ms}{ks} \cdot \Phi_{1i} \quad \{18\}$$

Θέτοντας αυθαίρετα  $\Phi_{1i} = \alpha$  έχουμε

$$\Phi_1 = \alpha \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ \frac{ks - \omega_1^2 m_s}{ks} \end{array} \right\} \text{ και } \Phi_2 = \alpha \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ \frac{ks - \omega_2^2 m_s}{ks} \end{array} \right\} \quad \{19\}$$

Αν αντικαταστήσουμε τις τιμές των  $\omega_1$  και  $\omega_2$  στις εξισώσεις {19} και κανονικοποιώντας τις τιμές ως προς τη μέγιστη έχουμε:

$$\Phi_1 = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ 0,9921 \end{array} \right\} \quad \text{και} \quad \Phi_2 = \left\{ \begin{array}{c} -0,248 \\ 1 \end{array} \right\} \quad \{20\}$$

Η πρώτη ιδιομορφή υποδηλώνει προφίλ ταλάντωσης στο οποίο παρατηρείται ότι η μετακίνηση συγκεντρώνεται στη στάθμη των εφεδράνων και η κατασκευή συμπεριφέρεται σαν ένα άκαμπτο σώμα.

Εφόσον οι ιδιομορφές είναι πλέον γνωστές μπορούμε να καταλήξουμε στο αποσυζευγμένο σύστημα διαφορικών εξισώσεων:

$$\Phi^T \cdot M \cdot \Phi \cdot \ddot{q}(t) + \Phi^T \cdot K \cdot \Phi \cdot q(t) = \Phi^T \cdot p(t) \Leftrightarrow M_d \cdot \ddot{q}(t) + k_d \cdot q(t) = p(t) \quad \{21\}$$

Επειδή οι λύσεις είναι γνωστές δεν χρειάζεται να γίνει περαιτέρω ανάλυση σχετικά με την επίλυση των εξισώσεων {21}.

$$q_k(t) = q_k(0) \cdot \cos \omega_k t + \frac{\dot{q}_k(0)}{\omega_k} \cdot \sin \omega_k t + \frac{1}{\omega_k} \int_0^t p_k(\tau) \cdot \sin[\omega_k(t - \tau)] d\tau, \quad k=1,2 \quad \{22\}$$

όπου  $\omega_k = \sqrt{\frac{k_k}{m_k}}$  και  $k_k, m_k$  τα αντίστοιχα για κάθε εξίσωση στοιχεία των μητρώων  $M_d$  και  $K_d$ . Δηλαδή οι ζητούμενες μετακινήσεις σε κάθε στάθμη προκύπτουν ως  $u(t) = \Phi q(t)$ .

Ακόμα πρέπει να αξιολογηθεί η συμμετοχή κάθε ιδιομορφής στην απόκριση του κτιρίου κατά τη σεισμική διέγερση. Αυτό θα γίνει αν υπολογίσουμε τις ενεργές ιδιομορφικές μάζες  $M_i^*$ , οι οποίες υποδηλώνουν το ποσοστό της συνολικής μάζας του συστήματος που αποκρίνεται σε σεισμό και σε κάθε ιδιομορφή.

$$M_i^* = \frac{L_i^2}{M_i}, \quad \text{όπου } M_i = \Phi_i^T \cdot M \cdot \Phi_i, \quad L = \Phi_i^T \cdot M_e \text{ και } e = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ 1 \end{array} \right\} \quad \{23\}$$

Για την περίπτωση που εξετάζουμε και έχοντας λάβει υπόψη μας τις σχέσεις των μαζών εκτελούμε τις πράξεις και λαμβάνουμε

$$M_1^*=0,9984m \quad M_2^*=0,0016m$$

Αυτό σημαίνει ότι η απόκριση του πλαισίου κατά την πρώτη ιδιομορφή του είναι δεσπόζουσα. Οπότε, βάση των προηγούμενων παρατηρήσεων η συμπεριφορά του πλαισίου σε οποιαδήποτε εξωτερική διέγερση μπορεί να προσεγγιστεί από την συμπεριφορά του μονοβάθμιου συστήματος το οποίο έχει μάζα ίση με τη συνολική και δυσκαμψία την δυσκαμψία των εφεδράνων.

Ο Kelly το 1990 εργάστηκε κατά αυτό τον τρόπο και κατέληξε στο ίδιο συμπέρασμα. Η διερεύνηση του παρουσιάζεται εν συντομία ακολούθως.

Αν στο πλαίσιο του σχήματος θεωρήσουμε  $u_g$  την εδαφική μετακίνηση και εργασθούμε με τις σχετικές μετατοπίσεις τότε :

$$(m_s+m_b)\ddot{u}_b+m_s \cdot \ddot{u}_s+C_b\dot{u}_b+k_b \cdot u_b= - (m_s+m_b)\ddot{u}_g$$

$$m_s \cdot \ddot{u}_b+m_s \cdot \ddot{u}_s+C_s \cdot \dot{u}_s+k_s \cdot u_b= - m_s \cdot \ddot{u}_g \quad \{24\}$$

Σε μητρική μορφή:

$$M^* \cdot \ddot{u}(t)+C^* \cdot \dot{u}(t)+K^* \cdot u^*(t)= - M^* \cdot r^* \cdot \ddot{u}_g \quad \{25\}$$

Όπου,

$$M^*=\begin{bmatrix} m & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix}, C^*=\begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}, K^*=\begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}, u^*=\begin{Bmatrix} u_b \\ u_s \end{Bmatrix}, r^*=\begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \text{ και } m=m_s+m_b.$$

Γίνονται κάποιες υποθέσεις για την απλούστευση της επίλυσης:

- (α)  $m_b < m_s$  όμως της ίδιας τάξης και  $\gamma = \frac{m_s}{m} < 1$
- (β)  $\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \gg \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m_b}}$ . Ορίζουμε τον όρο  $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$  που είναι της τάξης μεγέθους  $10^{-2}$ .

Άρα οι ιδιομορφές του συστήματος θα δίνονται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned} (-\omega_n^2 + \omega_b^2) \cdot \varphi_b^n + (-\gamma \omega_n^2) \cdot \varphi_s^n &= 0 \\ (-\omega_n^2) \cdot \varphi_b^n + (-\omega_n^2 + \omega_b^2) \cdot \varphi_s^n &= 0 \end{aligned} \quad \{26\}$$

Η χαρακτηριστική εξίσωση για τον προσδιορισμό των κυκλικών ιδιοσυχνοτήτων είναι

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ (\omega_s^2 - \omega_b^2) \pm \left( (\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4 \cdot (1-\gamma) \cdot \omega_s^2 \cdot \omega_b^2 \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \{27\}$$

Επεξεργαζόμενοι κατάλληλα τις υπόριζες ποσότητες, λαμβάνοντας υπόψη την παραδοχή (β) και αν δεχτούμε  $\varepsilon$  όρους μέχρι πρώτης τάξης προκύπτουν οι δύο παρακάτω κυκλικές ιδιοσυχνότητες:

$$\omega_1^2 = \omega_b^{*2} = \omega_b^2 \cdot \left( 1 - \gamma \cdot \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \Rightarrow \omega_b^* \approx \omega_b$$

$$\omega_2^2 = \omega_s^{*2} = \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} \left( 1 + \gamma \cdot \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \Rightarrow \omega_s^* \approx \frac{\omega_s}{(1-\gamma)^{1/2}} \quad \{28\}$$

Οπότε και οι ιδιομορφές θα είναι:

$$\Phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \end{Bmatrix} \quad \text{και} \quad \Phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \cdot \left( 1 - (1-\gamma) \cdot \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} \right) \end{Bmatrix} \quad \{29\}$$

Η πρώτη ιδιομορφή προϋποθέτει ότι η υπερκατασκευή είναι άκαμπτη και οι μετακινήσεις είναι συγκεντρωμένες στη στάθμη των εφεδράνων. Η κυκλική ιδιομορφή αυτή είναι πρακτικά αντίστοιχη με αυτή ενός μονοβάθμιου συστήματος με δυσκαμψία ίση με αυτή των εφεδράνων.

Ο προσδιορισμός των ιδιομορφών επιτρέπει την αποσύζευξη του συστήματος, το οποίο μετατρέπεται στις δύο ακόλουθες ανεξάρτητες διαφορικές εξισώσεις:

$$\begin{aligned} \ddot{q}_1 + 2 \cdot \omega_b^* \cdot \beta_\beta^* \cdot \dot{q}_1 + \omega_\beta^{*2} \cdot q_1 &= -L_1 \cdot \ddot{u}_g \\ \ddot{q}_2 + 2 \cdot \omega_s^* \cdot \beta_s^* \cdot \dot{q}_2 + \omega_s^{*2} \cdot q_2 &= -L_2 \cdot \ddot{u}_g \end{aligned} \quad \{30\}$$

με λύσεις σύμφωνα με τους Naeim και Kelly, για αρχικές συνθήκες ηρεμίας και την περίπτωση εδαφικής επιτάχυνσης τις ακόλουθες

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{L_1}{\omega_b^*} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) \cdot e^{-\omega_b^* \beta_\beta^* \tau} \cdot \sin \omega_b^* \tau \, d\tau \\ q_2 &= -\frac{L_2}{\omega_s^*} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) \cdot e^{-\omega_s^* \beta_s^* \tau} \cdot \sin \omega_s^* \tau \, d\tau \end{aligned} \quad \{31\}$$

Ο υπολογισμός του συντελεστή  $L_n$ , ο οποίος ποσοτικοποιεί τη συμμετοχή της κάθε ιδιομορφής στην απόκριση της κατασκευής, μας οδηγεί σε σημαντικά συμπεράσματα.

$$L = \frac{\Phi_n^T \cdot M^* \cdot r}{\Phi_n^T \cdot M^* \cdot \Phi_n} \quad \{32\}$$

Εκτελώντας τις πράξεις για κάθε ιδιομορφή και κρατώντας πάντα όρους  $\varepsilon$  μέχρι πρώτης τάξης προκύπτει:

$$L_1 = 1 - \gamma \cdot \varepsilon \approx 1 \quad \text{και} \quad L_2 \approx \gamma \cdot \varepsilon \ll 1 \quad \{33\}$$

Η διερεύνηση κατά (Kelly, 1990) στην ουσία επιβεβαιώνει το προηγούμενο συμπέρασμα. Δηλαδή, η απόκριση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής γίνεται κυρίως κατά την πρώτη της ιδιομορφή, η οποία όπως αναφέρθηκε προϋποθέτει ότι οι μετακινήσεις είναι συγκεντρωμένες στη στάθμη των εφεδράνων και ότι η υπερκατασκευή είναι άκαμπτη. Οπότε, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η προσομοίωση της πλήρους σεισμικά μονωμένης κατασκευής με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα με δυσκαμψία ίση με αυτή των εφεδράνων και μάζα τη συνολική, δίνει αρκετά ικανοποιητικά αποτελέσματα.



## 2. ΤΥΠΟΙ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

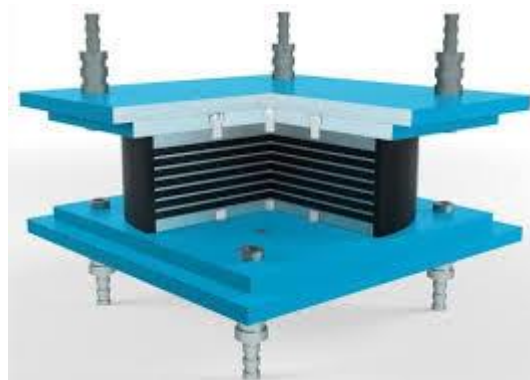
### 2.1. Ελαστομεταλλικά εφεδρανα.

Τα ελαστομεταλλικά εφεδρανα εισήλθαν στο χώρο των κατασκευών, διότι μπορούν και αξιοποιούν την ικανότητα του λάστιχου να διαπλάθεται. Η ιδέα των ελαστομεταλλικών εφεδράνων αποδίδεται στον Eugene Freyssinet. Πρόκειται για μία τεχνική η οποία συνδυάζει το λάστιχο με το μέταλλο στο ίδιο προϊόν. Μετά το 1952 άρχισε το προϊόν αυτό να χρησιμοποιείται ευρέως ως ελαστομεταλλικές λαμαρίνες.

Η αρχική μορφή τους αποτελούταν από αρκετές στρώσεις ελαστομερών και φύλλων επί κασσιτερωμένου χαλύβδινου πλέγματος. Σύντομα όμως η μορφή τους εξελίχθηκε παίρνοντας ουσιαστικά την σημερινή τους εικόνα, εκείνη των χαλύβδινων λαμαρινών, οι οποίες είναι ενοποιημένες με φυσικό καουτσούκ ή πολυχλωροπρένιο. Η «ενοποίηση» γίνεται μέσω βουλκανισμού.

Η σύσταση τους εξασφαλίζει υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση και περιορισμό των πλευρικών παραμορφώσεων. Η οριζόντια δυσκαμψία τους δίνεται από τη σχέση  $K_H = \frac{G \cdot A}{t_r}$ , όπου  $G$  το μέτρο διάτμησης ελαστομερούς,  $A$  η επιφάνεια του ελαστομερούς και  $t_r$  το πάχος του.

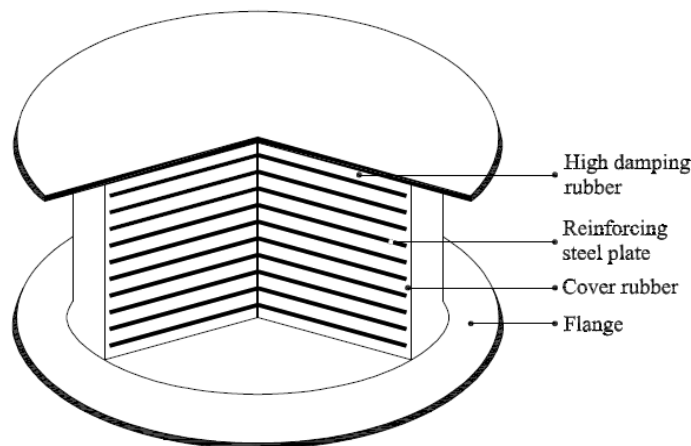
Η σύνδεση των εφεδράνων στην ανωδομή και την θεμελίωση γίνεται μέσω μεταλλικών πλακών. Πάνω στις πλάκες κοχλιώνονται βλήτρα, τα οποία είναι τοποθετημένα στα στοιχεία σύνδεσης πάνω και κάτω από τα εφεδρανα (Σχήμα 7).



Σχήμα 7 Ελαστομεταλλικό εφεδρανο [12]

Η απόσβεση σε αυτό τον τύπο εφεδράνων εξαρτάται από το ελαστομερές. Τα ελαστομεταλλικά εφεδρανα διακρίνονται σε κατηγορίες ανάλογα με το ποσοστό απόσβεσης που παρέχουν στο σύστημα. Οι κατηγορίες αυτές είναι:

α) Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB) (Σχήμα 8), όπου ο λόγος του ιξώδους απόσβεσης είναι μικρότερος από 6% . Τα πλεονεκτήματα της χρήσης τους είναι η εύκολη και τυποποιημένη παραγωγή τους καθώς και η κανονική ανταπόκριση τους σε επιδράσεις του περιβάλλοντος και στην ταχύτητα της διέγερσης. Ωστόσο, προσφέρουν χαμηλή απόσβεση, απαιτούν, δηλαδή, μεγάλη επάρκεια σε μετακινήσεις.



*Σχήμα 8 Εφέδρανο Υψηλής απόσβεσης [17]*

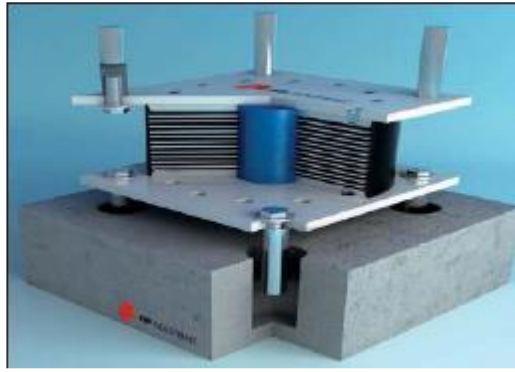
β) Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB), όπου ο λόγος του ιξώδους απόσβεσης κυμαίνεται μεταξύ 10 % και 20% για διατμητική παραμόρφωση 100%.

## **2.2 Ελαστομεταλλικάεφέδρανα με πυρήνα μολύβδου.**

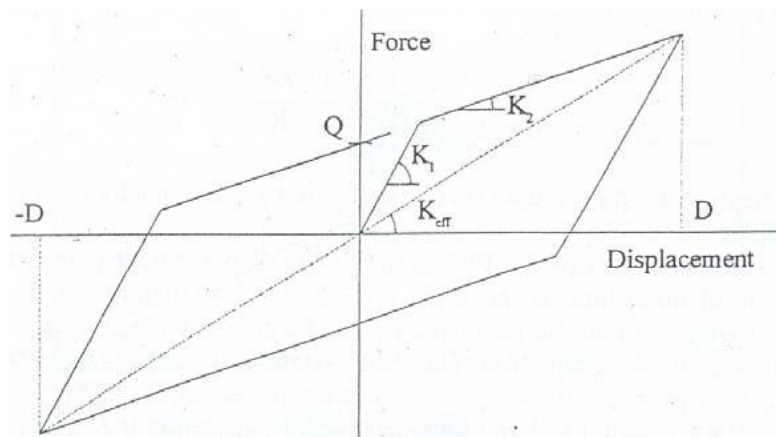
Η σύσταση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου αποτελείται από στρώσεις ελαστομερούς και λεπτών χαλύβδινων ελασμάτων. Στο κέντρο τους υπάρχει πυρήνας μολύβδου. Η παρουσία του πυρήνα μολύβδου στο εσωτερικό τους έχει στόχο την παροχή μεγαλύτερης απόσβεσης στο σύστημα (Σχήμα 9).

Αν θέλουμε να προσομοιάσουμε τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, τότε θα παρατηρήσουμε ότι το προσομοίωμα τους είναι διγραμμικό και εξαρτάται από τρεις κύριες παραμέτρους. Οι παράμετροι αυτές είναι η ελαστική δυσκαμψία ( $K_1$ ), η μετελαστική δυσκαμψία ( $K_2$ ) και τέλος η αντοχή ( $Q$ , Σχήμα 10).

Ο υπολογισμός της αντοχής  $Q$  γίνεται από την τάση διαρροής του μολύβδου και την διάμετρο του πυρήνα. Η μετελαστική δυσκαμψία δεν υπολογίζεται άμεσα αλλά λαμβάνεται ως ένα ποσοστό της ελαστικής. Η εφαρμογή που παρουσιάζεται σε επόμενο κεφάλαιο της εργασίας βασίζεται σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα αυτής της κατηγορίας.



Σχήμα 9 Εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου[20]



Σχήμα10 Διγραμμικό προσομοίωμα [29]

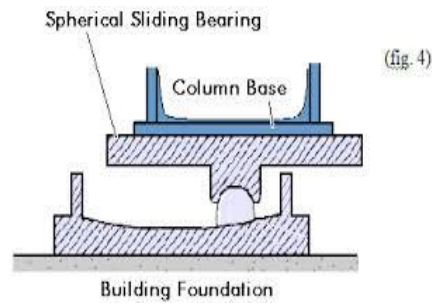
### 2.3 Συστήματα Ολίσθησης.

Τα εφέδρανα αυτού του τύπου χρησιμοποιούν δυο καμπύλες ή επίπεδες επιφάνειες, οι οποίες ολισθαίνουν και επιτρέπουν σχετικές μετακινήσεις (Σχήμα 11). Οι δύο πλάκες αρχίζουν να κινούνται, όταν η πλευρική δύναμη που ασκείται γίνει μεγαλύτερη από το μέτρο στατικής τριβής ανάμεσα στις επιφάνειες του μονωτήρα. Κατά αυτόν τον τρόπο, η ανωδομή εξαναγκάζεται να κινηθεί χωρίς να εντείνεται, διαφοροποιώντας την κίνηση του εδάφους από την κίνηση της κατασκευής. Η ανάλωση της ενέργειας γίνεται ως απόρροια της τριβής.

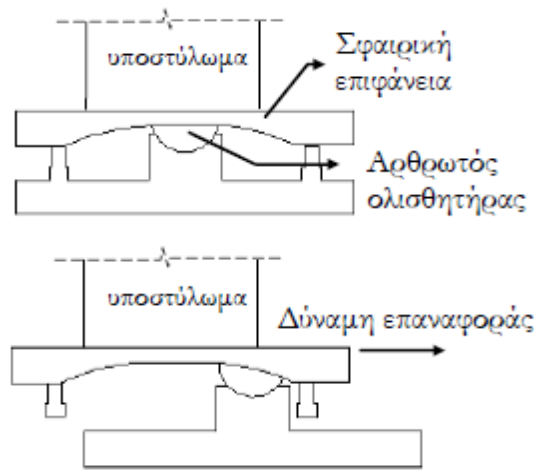
Τα συστήματα ολίσθησης διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

α) Συστήματα Ολίσθησης - Τριβής, όπου το υλικό της επιφάνειας ολίσθησης είναι τεφλόν ή χάλυβας ανοξείδωτος.

β) Συστήματα Σφαιρικής Ολίσθησης, όπου η καμπυλότητα του εφεδράνου είναι αυτή που καθορίζει την ιδιοπερίοδο της κατασκευής (Σχήμα 12).



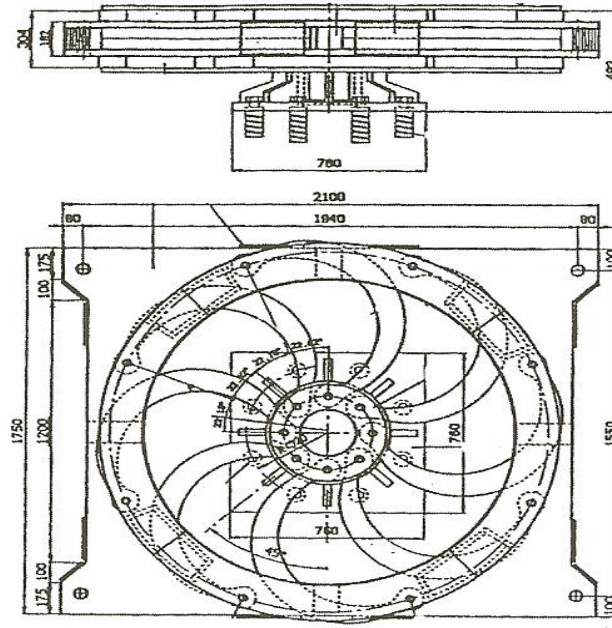
Σχήμα 11 Σύστημα Ολίσθησης [21]



Σχήμα 12 Σύστημα Σφαιρικής Ολίσθησης [29]

## 2.4 Συστήματα Αύξησης της Απόσβεσης.

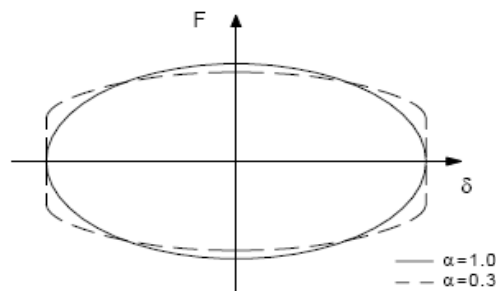
Κατηγορίες αποσβεστήρων όπως χαλύβδινοι αποσβεστήρες και αποσβεστήρες τριβής συμβάλλουν σημαντικά στην αύξηση της παραμένουσας παραμόρφωσης (Σχήμα 13). Πλέον έχουν αναπτυχθεί αποσβεστήρες χάλυβα με μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση σε σχέση με αυτή των μεταλλικών μελών κατασκευών. Το σχήμα τους μπορεί να διαφέρει. Κυριότεροι είναι οι τύποι "E", "T" και "U". Έχουν μεγάλη αποτελεσματικότητα σε ανεμοφορτία αφού αυξάνουν την δυσκαμψία. Σε περιπτώσεις μεγάλων σεισμικών δονήσεων, υφίστανται μικρές μόνο παραμορφώσεις, περιορίζοντας έτσι και τις σεισμικές δυνάμεις, τις οποίες θα δεχθεί η κατασκευή.



Σχήμα 13 Χαλύβδινος αποσβεστήρας [22]

Οι ιξωδοελαστικοί αποσβεστήρες συμβάλλουν στον περιορισμό της παραμένουσας παραμόρφωσης και οι αποσβεστήρες ιξώδους υγρού δεν έχουν καμία απολύτως επίδραση σε αυτή την παραμόρφωση.

Οι ιξώδεις αποσβεστήρες είναι συσκευές των οποίων η δύναμη αντίδρασης είναι ανάλογη της ταχύτητας. Χαρακτηρίζονται από τη δύναμη αντίδρασης, η οποία έχει διαφορά φάσης  $90^\circ$  με τις δυνάμεις, οι οποίες εισάγονται στην κατασκευή λόγω της σεισμικής κίνησης, γεγονός το οποίο αποδεικνύει ότι η δύναμη αντίδρασης των αποσβεστήρων θα έχει φορά αντίθετη από την κίνηση, όπως άλλωστε είναι και το ζητούμενο για τον περιορισμό των ταλαντώσεων. Η κατανάλωση ενέργειας από αποσβεστήρες αυτού του τύπου σε όρους δύναμης απόσβεσης – μετατόπισης του εμβόλου παρουσιάζεται γραφικά στο Σχήμα 14.



Σχήμα 14 Βρόγχοι υστέρησης δύναμης- μετατόπισης για διάφορες τιμές του συντελεστή  $\alpha$  [24]

## 2.5 Φθορές συστημάτων μόνωσης.

Οι φθορές, τις οποίες μπορούν να υποστούν τα εφεδράνα σε μία κατασκευή είναι αρκετές και τα αίτιά τους επηρεάζουν γενικά τη φύση και τον τρόπο εκδήλωσής τους.

Λόγω υπερφόρτισης ή λανθασμένης τοποθέτησης μη οριζόντιας ή έκκεντρης έδρασης, τα εφεδράνα υφίστανται έντονη πλευρική διόγκωση (Σχήμα 15).

Τα εφεδράνα υφίστανται ακόμα φθορές λόγω ελαττωματικών υλικών ή αστοχίας βουλκανισμού, όπως επίσης και ρωγμές ή και σχισίματα του ελαστομερούς λόγω ανεπάρκειας του υλικού πριν το στάδιο της τοποθέτησης του (Σχήμα 16). Η ανεπάρκεια του υλικού μπορεί να εντοπιστεί στον βουλκανισμό, στη σύνδεση του ελαστομερούς και στις λάμες.

Άλλη μορφή φθοράς είναι η αποκάλυψη των ενσωματωμένων πλακών, η ελλιπής αντιδιαβρωτική προστασία ή η φθορά αυτής, η οποία εντείνεται σε περιπτώσεις διαβροχής και επαφής της επιφάνειας με όμβρια ύδατα λόγω μη στεγανότητας των αρμών. Άλλου είδους φθορές είναι αυτές των συστημάτων αγκύρωσης και των πλακών αγκύρωσης λόγω κακής τοποθέτησης.



*Σχήμα 15 Πλευρική διόγκωση εφεδράνου*



*Σχήμα 16 Σκίσιμο εφεδράνου [23]*

### 3. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

#### 3.1 Γενικά στοιχεία για τις γέφυρες.

Οι γέφυρες, από στατική άποψη είναι απλές κατασκευές. Αυτό δεν σημαίνει όμως ότι δεν είναι ευαίσθητες σε σεισμούς. Μπορούν να υποστούν σοβαρές βλάβες αν ο σχεδιασμός τους είναι αντισεισμικά ελλιπής. Οι γέφυρες χαρακτηρίζονται πολλές φορές από μικρή υπερστατικότητα, πράγμα που σημαίνει ότι σε περίπτωση ισχυρής σεισμικής δόνησης η κατασκευή θα οδηγηθεί άμεσα εκτός του ορίου διαρροής της.

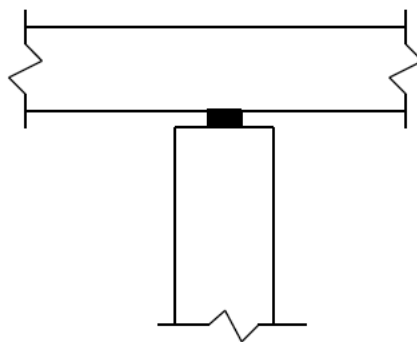
Οι γέφυρες διακρίνονται ανάλογα με τη μορφή τους σε ξεχωριστές κατηγορίες, η κάθε μία με διαφορετικές απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού. Χαρακτηριστικές κατηγορίες είναι οι τοξωτές γέφυρες, οι γέφυρες με αντηρηδωτά βάθρα, οι κρεμαστές γέφυρες καθώς και οι καλωδιωτές γέφυρες.

Το αντικείμενο της αντισεισμικής μελέτης σε περιπτώσεις γεφυρών, έχει να κάνει στην ουσία με τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων που θα αναπτυχθούν στην κατασκευή και τον τρόπο που θα κατανεμηθούν οι δυνάμεις αυτές στα βάθρα. Η κατανομή του φορτίου στα βάθρα επηρεάζεται από τους εξής παράγοντες:

- Τη διαμόρφωση του φορέα στη διαμήκη διεύθυνση, δηλαδή αν θα είναι συνεχής ή θα υπάρχουν αρμοί,
- Τη δυσκαμψία των βάθρων, και
- Την ελαστικότητα της θεμελίωσης.

Η στήριξη του φορέα μιας γέφυρας στα βάθρα μέσω των εφεδράνων (Σχήμα 17) παρουσιάζει κάποια πλεονεκτήματα και κάποια μειονεκτήματα. Τα πλεονεκτήματα είναι τα ακόλουθα:

- Δεν μεταφέρονται ροπές από τα βάθρα στο φορέα.



Σχήμα 17 Εφεδράνο σε βάθρο γέφυρας [10]

- Οδηγεί σε εύκαμπτα συστήματα με αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων.
- Σε μονόστυλα βάθρα, οι σεισμικές ροπές στη βάση είναι περίπου ίσες στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση. Αυτό σημαίνει απλός και οικονομικός σχεδιασμός βάθρων.
- Τα βάθρα δεν καταπονούνται από θερμοκρασιακές μεταβολές, συρρίκνωση του φορέα ή ερπυσμό.

Τα σημαντικότερα μειονεκτήματα, ωστόσο, είναι τα εξής:

- Η κατασκευή είναι εύκαμπτη, οπότε οι σεισμικές μετακινήσεις είναι μεγάλες, άρα χρειάζονται μεγάλα εφέδρανα και αρμοί. Υπάρχει έτσι ο κίνδυνος πτώσης του φορέα, εάν δεν υπάρχει επαρκές μήκος έδρασης.
- Το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης οφείλεται στην ελαστική παραμόρφωση των εφεδράνων, οπότε η διαστασιολόγηση τους γίνεται με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q \leq 1.5$ , γεγονός που οδηγεί σε μεγάλες διατομές.
- Τα βάθρα δεν διαθέτουν υπερστατικότητα και επομένως δεν διαθέτουν ικανότητα ανακατανομής ροπών εάν πάθουν βλάβες σε περίπτωση ισχυρού σεισμού.
- Η μεγάλη ιδιοπερίοδος της κατασκευής μπορεί να οδηγήσει σε συντονισμό με το έδαφος, σε περίπτωση μαλακών εδαφών με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγάλων μετακινήσεων και ελαστικών σεισμικών δυνάμεων.

Τα συνηθέστερα υλικά εφεδράνων γεφυρών, τα οποία χρησιμοποιούνται είναι το εξαιρετικά εύκαμπτο ελαστομερές και οι επιφάνειες χαμηλής τριβής ολίσθησης. Ο τύπος του εφεδράνου που θα χρησιμοποιηθεί, επιλέγεται βάση των απαιτήσεων των φορτίων και των μετακινήσεων, των συνθηκών που επικρατούν στην περιοχή, του κόστους καθώς κι άλλων παραγόντων. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα γεφυρών απαιτούν λίγη συντήρηση και έχουν μεγάλη διάρκεια ζωής. Εφέδρανα τύπου σφαιρικών πλακών μπορούν να ανταπεξέλθουν καλύτερα σε κατακόρυφα φορτία και μετακινήσεις αλλά είναι αρκετά βαριά και ακριβά.

Τα εφέδρανα χωρίζονται σε κινητά και σταθερά εφέδρανα. Εφέδρανα, τα οποία δεν επιτρέπουν οριζόντιες μετατοπίσεις ή μετακινήσεις της ανωδομής ονομάζονται σταθερά ενώ εκείνα, τα οποία επιτρέπουν τέτοιες μετατοπίσεις ονομάζονται κινητά. Ωστόσο, και οι δύο αυτοί τύποι εφεδράνων επιτρέπουν την περιστροφή γύρω από τον κατακόρυφο ή και τον οριζόντιο άξονα.

Τα εφέδρανα γενικά αποτελούνται από τέσσερα κύρια μέρη. Τα μέρη αυτά είναι η άνω πλάκα αγκύρωσης, δηλαδή μία μεταλλική πλάκα, η οποία αγκυρώνεται στην κάτω παρειά του φορέα και υπάρχει μόνο στα αγκυρούμενα εφέδρανα, το κύριο σώμα του εφεδράνου που είναι ο μηχανισμός μεταφοράς των φορτίων από την ανωδομή στην υποδομή, η κάτω πλάκα αγκύρωσης, δηλαδή μία μεταλλική πλάκα η οποία αγκυρώνεται στη υποδομή και μεταφέρει τις κατακόρυφες και οριζόντιες δυνάμεις του εφεδράνου στην υποδομή, η οποία επίσης δεν υπάρχει σε εφέδρανα μη αγκυρούμενα και, τέλος, το σύστημα



αγκύρωσης, το οποίο συνδέει το εφέδρανο με το τμήμα της υποδομής. Τα αγκύρια μεταφέρουν το σύνολο των οριζόντιων δυνάμεων του εφεδράνου.

### **3.2 Ενδεικτικές εφαρμογές σε γέφυρες στην Ελλάδα.**

Η χρήση σεισμικής μόνωσης σε γέφυρες είναι ευρέως διαδεδομένη τόσο σε χώρες του εξωτερικού, όσο και στη χώρα μας ειδικά την τελευταία δεκαετία. Σε όλα τα μεγάλα έργα οδοποιίας και γεφυροποιίας εφαρμόζονται συστήματα σεισμικής μόνωσης (Σχήμα 18). Στη χώρα μας τέτοιου είδους μόνωση εντοπίζεται στα μεγάλα οδικά αλλά και σιδηροδρομικά έργα όπως παραδείγματος χάρη στη γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου, σε δύο γέφυρες στην Κρήτη (τμήμα Σταλίδα - Μάλια) στην Εγνατία οδό, στην Αττική Οδό καθώς και στην υπό κατασκευή Νέα Εθνική οδό Πατρών – Αθηνών.

Η άνω διάβαση στον κόμβο Καλοχωρίου έχει συνολικό μήκος καταστρώματος 286 μέτρα και αποτελείται από τέσσερα συνεχή ανοίγματα το μεγαλύτερο εκ των οποίων είναι 86 μέτρα. Η έδραση του φορέα ανωδομής στα βάθρα έγινε με τη χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων.



*Σχήμα 18 Εφέδρανο σε βάθρο γέφυρας [16]*

Η γέφυρα Ρίου- Αντιρρίου ολοκληρώθηκε το 2004. Λόγω της έντονης σεισμικότητας της περιοχής, πέρα από όλες τις άλλες δυσκολίες, οι μελετητές έπρεπε να καταλήξουν στον πιο σωστό τρόπο σεισμικής μόνωσης της γέφυρας. Επιλέγησαν οι ιζωελαστικοί αποσβεστήρες. Ο τύπος αυτός μειώνει κατά πολύ την κίνηση του εδάφους που προέρχεται από σεισμούς, αφού μειώνει την επιτάχυνση στην κατασκευή (Σχήμα 19).



*Σχήμα 19* Αποσβεστήρες στη γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου [15]

Η κατασκευή της γέφυρας σύνδεσης στον ποταμό Νέστο , απαιτούσε τη διαφύλαξη της από σεισμικές δονήσεις. Έτσι, η μελέτη κατασκευής της υπαγόρευσε την χρήση αποσβεστήρων και εφεδράνων μεταξύ δοκαριών και ακροβάθρων (Σχήμα 20).



*Σχήμα 20* Σεισμική μόνωση σε γέφυρα στο ποταμό Νέστο[15]

Σεισμική μόνωση σε γέφυρες χρησιμοποιείται και στην υπό κατασκευή Ολυμπία Οδό. Συγκεκριμένα στην περιοχή Λυκοποριά Κορινθίας σε γέφυρα που κατασκευάστηκε τον Ιούνιο του 2016 χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφεδράνα. Η γέφυρα έχει συνολικό άνοιγμα 70 μέτρων και τα δοκάρια που κατασκευάστηκαν είχαν μήκος 35 μέτρα, αφού εδράζονται σε κεντρικό μεσόβαθρο (Σχήμα 21).



*Σχήμα 21 Σεισμική μόνωση σε γέφυρα ποταμού Σκουπέικου*

### **3.3 Άλλες εφαρμογές.**

Στην Καλιφόρνια χαρακτηριστικός αντισεισμικός σχεδιασμός μόνωσης βάσης έχει χρησιμοποιηθεί στο κτίριο Νόμου και Δικαιοσύνης της Κομητείας του Σαν Μπερναντίνο (Σχήμα 22). Το κτίριο αποτελείται από τέσσερις ορόφους και η απόσταση του από το κοντινότερο ρήγμα είναι μόλις 12 μίλια. Υπήρξε από τα πρώτα κτίρια στα οποία χρησιμοποιήθηκε αντισεισμικός σχεδιασμός μόνωσης βάσης, με στόχο να αντέχει σεισμούς έως 8,3 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ. Τοποθετήθηκαν 98 ελαστομεταλλικοί μονωτήρες με πυρήνα μολύβδου, οι οποίοι φέρουν συνολικό φορτίο 23,900 kips.



*Σχήμα22 Κτίριο Νόμου και Δικαιοσύνης Κομητείας Σαν Μπερναντίνο στην Καλιφόρνια [25]*

Στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής σεισμικός σχεδιασμός με μόνωση βάσης χρησιμοποιήθηκε σε ανακατασκευή του Πανεπιστημίου της Νεβάδα (Σχήμα 23). Σκοπός ήταν η αύξηση της αντοχής του υφιστάμενου κτιρίου σε σεισμικές δονήσεις. Η διαδικασία υλοποίησης μόνωσης βάσης περιελάμβανε την κατασκευή τάφρου περιμετρικά του κτιρίου, έτσι ώστε να «σηκωθεί» η θεμελίωση του και να τοποθετηθούν

οι μονωτήρες. Συγκεκριμένα, τοποθετήθηκαν 44 πλάκες από Teflon και 64 στήλες μόνωσης βάσης.



*Σχήμα23 Πανεπιστήμιο στην Νεβάδα [11]*

Το δημαρχείο του Los Angeles καταστράφηκε το 1994 από τον σεισμό του Northridge. Είναι ένα κτίριο 28 ορόφων από μεταλλικό σκελετό με συνολική επιφάνεια 83.000 m<sup>2</sup>. Στην ανακατασκευή του χρησιμοποιήθηκαν 475 υψηλής απόσβεσης μονωτήρες σε συνδυασμό με 52 αποσβεστικούς δίσκους στο επίπεδο της μόνωσης (Σχήμα 24).



*Σχήμα24 Δημαρχείο Los Angeles[26]*

Το Κυβερνητικό Μέγαρο στην Γιούτα των Ηνωμένων Πολιτειών Αμερικής βρίσκεται σε μία σεισμογενή περιοχή , με περισσότερες από 700 καταγραφές σεισμών κάθε χρόνο. Στη βάση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε σεισμική μόνωση η οποία αποτελείται από 265 μονωτήρες, ο καθένας εκ των οποίων ζύγιζε 5000 rounds. Το ιστορικό κτίριο είναι

τετραώροφο και κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα, επενδυμένο με γρανίτη και ένα μεγάλο θόλο επενδυμένο με χαλκό (Σχήμα 25).



*Σχήμα25 Κυβερνητικό Μέγαρο στη Γιούτα [27]*

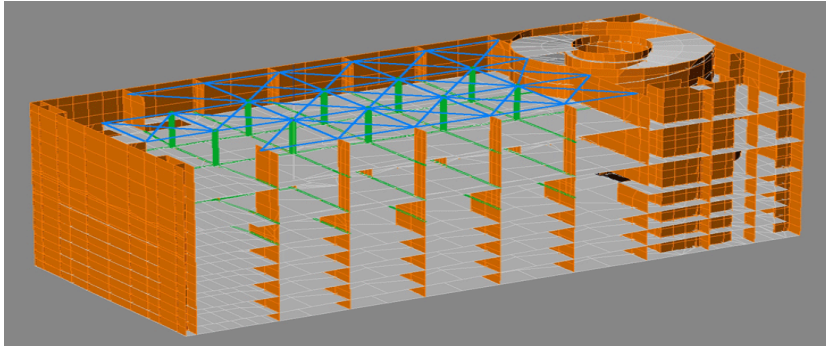
Η αρχιτεκτονική του διεθνούς αεροδρομίου του Σαν Φρανσίσκο δεν είναι ότι καλύτερο από στατικής άποψης. Αποτελείται από μεγάλα εσωτερικά ανοίγματα, μεγάλου ύψους κολώνες, μεγάλα δικτυώματα στην στέγη και γυάλινους εξωτερικούς τοίχους. Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε με στόχο να αντέχει σε σεισμικές δονήσεις της τάξης των 8 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ. Η τοποθέτηση 267 εφεδράνων προστατεύει το κτίριο από ισχυρές εδαφικές δονήσεις. Με 6,5 εκατομμύρια τετραγωνικά μέτρα εσωτερικό χώρο, το αεροδρόμιο αυτό είναι το μεγαλύτερο σεισμικά μονωμένο κτίριο στον κόσμο. Τα εφέδρανα τριβής παρέχουν περίοδο μετά τη μόνωση 3 δευτερολέπτων και έχουν μειώσει την σεισμική απαίτηση δύναμης στο κτίριο κατά 70%. Κάθε εφέδρανο μπορεί να μετακινηθεί μέχρι 20 ίντσες σε οποιαδήποτε οριζόντια κατεύθυνση (Σχήμα 26).



*Σχήμα26 Διεθνές αεροδρόμιο Σαν Φρανσίσκο[28]*

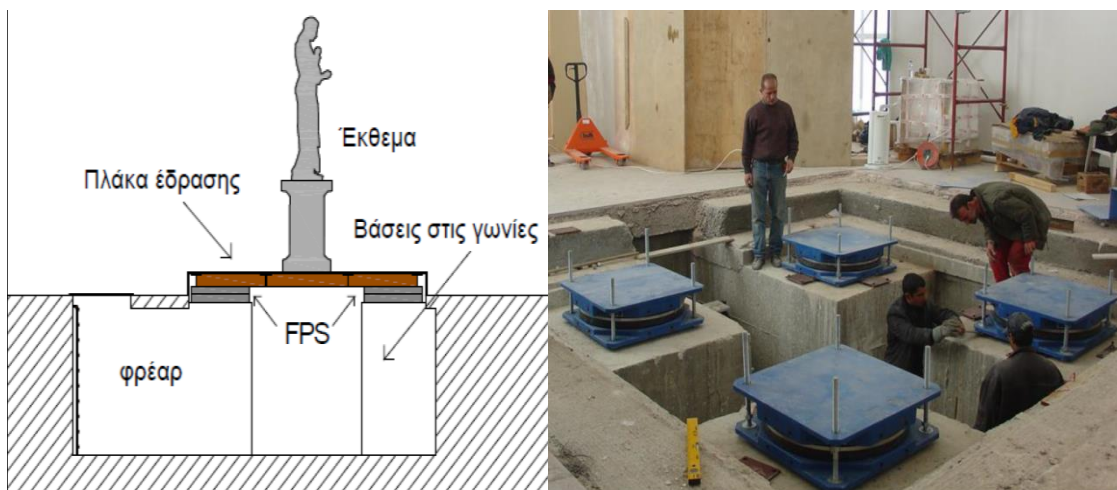
Στην Ελλάδα χαρακτηριστικό παράδειγμα εφαρμογής σεισμικής μόνωσης αποτελεί το κτίριο της Ωνάσειου Στέγης Γραμμάτων και Τεχνών. Το κτίριο έχει δύο ενότητες, υπόγειο και ανωδομή και οι διαστάσεις του είναι 28,20 m × 66,60 m. Το υπόγειο τμήμα του κτιρίου έχει εννέα στάθμες, οι οποίες περιλαμβάνουν χώρους στάθμευσης και αποθηκευτικούς χώρους. Η ανωδομή αποτελείται από ένα κεντρικό τμήμα, σχήματος ωοειδούς κελύφους με δύο αίθουσες εκδηλώσεων. Περιμετρικά βρίσκονται χώροι όπως

για παράδειγμα βιβλιοθήκη, εστιατόρια και γραφεία. Το ύψος της ανωδομής φθάνει τα 26.70 m. Ωστόσο, έχει γίνει πρόβλεψη για επιπλέον καθ' ύψος προσθήκη ενός ορόφου. Η σεισμική μόνωση, η οποία χρησιμοποιήθηκε, διαχωρίζει την ανωδομή από το υπόγειο οριζόντια. Η μεταφορά των φορτίων ανωδομής προς το κατώτερο σημείο γίνεται με τη χρήση 46 εφεδράνων ολίσθησης (Σχήμα 27).



Σχήμα27 Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών [18]

Πέρα από την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης σε κτίρια και γέφυρες, διαδεδομένη είναι και η εφαρμογή της σε μνημεία και έργα τέχνης. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το άγαλμα του Ερμή του Πραξιτέλη στο νέο μουσείο της Ολυμπίας. Προκειμένου το άγαλμα να προστατευθεί από πιθανές μετακινήσεις του και συνεπώς την πτώση του, εφαρμόστηκε μία πλάκα έδρασης στη βάση του εκθέματος. Στις γωνίες τοποθετήθηκαν εφεδράνα ολίσθησης (Σχήμα 28).

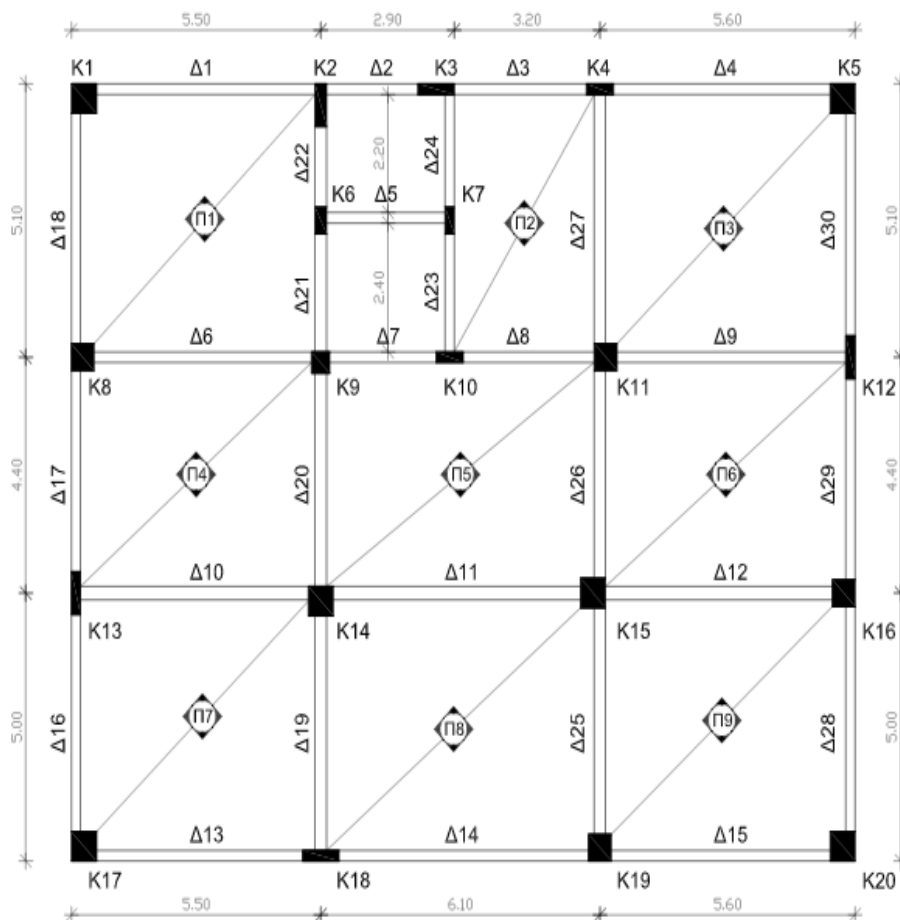


Σχήμα28 Άγαλμα Ερμή Πραξιτέλη [19]

## 4. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΓΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

### 4.1 Γεωμετρία ανωδομής.

Η κατασκευή, η οποία χρησιμοποιήθηκε και προσομοιώθηκε στο λογισμικό SAP2000 v.11 αποτελείται από πέντε στάθμες και έχει τη μορφή, η οποία φαίνεται στον παρακάτω ξυλότυπο (Σχήμα 29). Τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία (frame elements), ενώ οι πλάκες δεν προσομοιώθηκαν άμεσα με στοιχεία αλλά λήφθηκαν υπόψη μέσω της δέσμευσης των σχετικών μετακινήσεων των κόμβων. Οι διατομές των οριζόντιων στοιχείων που λήφθηκαν υπόψη στο προσομοίωμα είναι μορφής «T» και «Γ». Το συνιστώμενο συνεργαζόμενο πλάτος βάσει του Ε.Α.Κ. σε πλακοδοκούς κατά την ανάλυση πρέπει να λαμβάνεται ως  $b_{eff}=8h_f + b_w$  για αμφίπλευρη πλακοδοκό και ως  $b_{eff}=3h_f + b_w$  για μονόπλευρη. Οι διαστάσεις των γραμμικών μελών της κατασκευής παρουσιάζονται στους Πίνακες 1 και 2. Τα ύψη των σταθμών σημειώνονται στον Πίνακα 3. Στο μονωμένο μοντέλο επιλέχθηκε να γίνει τοποθέτηση εφεδράνων ελαστομεταλλικού τύπου με πυρήνα μολύβδου.



Σχήμα29 Ενδεικτικός ξυλότυπος της κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις.

Κατακόρυφα Στοιχεία	Στάθμη				
	1η	2η	3η	4η	5η
K1	55/55	55/55	50/50	45/45	40/40
K2	25/80	25/80	25/70	25/65	25/60
K3	80/20	80/20	70/20	65/20	60/20
K4	60/20	60/20	60/20	55/20	50/20
K5	55/55	55/55	50/50	45/45	
K6	25/50	25/50	25/50	25/50	25/50
K7	20/50	20/50	20/50	20/50	20/50
K8	50/50	50/50	45/45	40/40	35/35
K9	40/40	40/40	40/40	40/40	35/35
K10	60/25	60/25	60/25	55/25	50/25
K11	50/50	50/50	45/45	40/40	35/35
K12	20/80	20/80	20/70	20/60	
K13	20/80	20/80	20/70	20/65	20/60
K14	55/55	55/55	50/50	45/45	40/40
K15	55/55	55/55	50/50	45/45	40/40
K16	50/50	50/50	45/45	40/40	
K17	55/55	55/55	50/50	45/45	40/40
K18	80/20	80/20	70/20	65/20	60/20
K19	50/50	50/50	45/45	40/40	35/35
K20	55/55	55/55	50/50	45/45	

*Πίνακας 1 Γεωμετρία κατακόρυφων στοιχείων μοντέλου*

Οριζόντια Στοιχεία	Διατομή	Οριζόντια Στοιχεία	Διατομή
Δ1	20/50	Δ16	20/50
Δ2	20/50	Δ17	20/50
Δ3	20/50	Δ18	20/50
Δ4	20/50	Δ19	25/55
Δ5	20/50	Δ20	25/55
Δ6	25/55	Δ21	25/55
Δ7	25/55	Δ22	25/55
Δ8	25/55	Δ23	20/50
Δ9	25/55	Δ24	20/50
Δ10	25/55	Δ25	25/55
Δ11	25/55	Δ26	25/55
Δ12	25/55	Δ27	25/55
Δ13	20/50	Δ28	20/50
Δ14	20/50	Δ29	20/50
Δ15	20/50	Δ30	20/50

*Πίνακας 2 Γεωμετρία οριζόντιων στοιχείων μοντέλου.*

Στάθμη	Ύψος
1	3,6
2	3,2
3	3,2
4	3,2
5	3,2

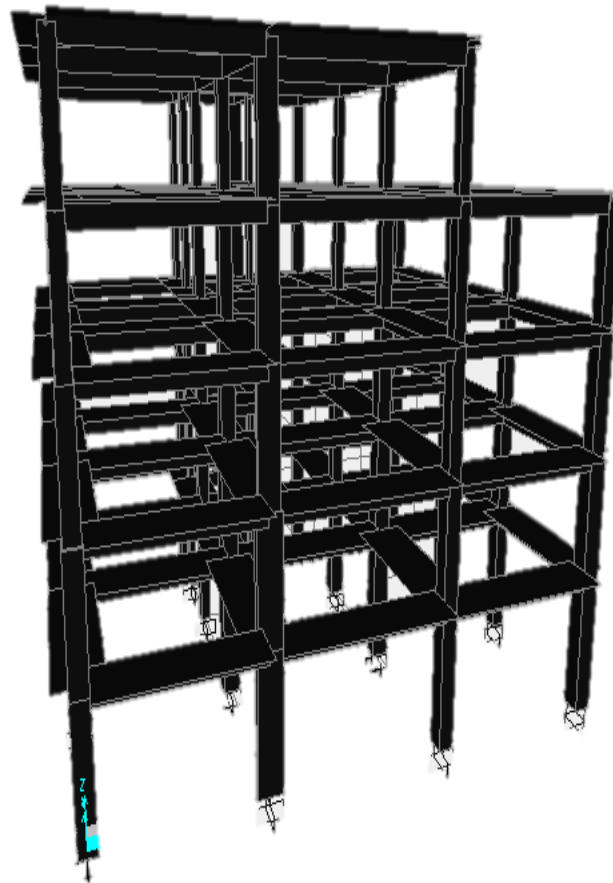
*Πίνακας 3 Στάθμες μοντέλου.*



## 4.2 Φορτία

Όλα τα φορτία του μοντέλου υπολογίστηκαν με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό. Το ειδικό βάρος σκυροδέματος θεωρήθηκε ίσο με  $\gamma_{σκ}=25 \text{ kN/m}^3$ . Στα επιπλέον μόνιμα φορτία συμπεριλαμβάνεται και το φορτίο επικάλυψης ίσο με  $1,2 \text{ kN/m}^2$ . Το κινητό φορτίο των πλακών θεωρήθηκε ίδιο για όλες τις στάθμες και είναι ίσο με  $2 \text{ kN/m}^2$ . Στο λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε, οι πλάκες δεν προσομοιώθηκαν ως επίπεδα στοιχεία έτσι ώστε να μειωθεί ο υπολογιστικός φόρτος. Τα φορτία τους μεταφέρθηκαν στα περιμετρικά οριζόντια στοιχεία όπως ορίζει ο Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 2000, Κεφάλαιο 9).

Η γενική άποψη του τρισδιάστατου προσομοιώματος που προέκυψε σύμφωνα με τις αρχές που αναπτύχθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους παρουσιάζεται στο Σχήμα 30.



Σχήμα 30 Τρισδιάστατη άποψη του αριθμητικού μοντέλου

### 4.3 Σχεδιασμός του συστήματος μόνωσης.

#### 4.3.1 Επιλογή της δυσκαμψίας των μονωτήρων.

Η δυσκαμψία κάθε εφεδράνου υπολογίζεται με βάση την στοχευόμενη τιμή της ιδιοπεριόδου για την μονωμένη κατασκευή και δίδεται από τον εξής τύπο:

$$T=2\pi\sqrt{\frac{M_i}{K_{2,i}}}\Rightarrow K_{2,i}=M_i\cdot\frac{4\pi^2}{T^2}$$

Η μάζα  $M_i$  προκύπτει από το αξονικό φορτίο το οποίο μεταβιβάζεται σε κάθε εφεδράνο από το αντίστοιχο του κατακόρυφο στοιχείο. Οι τιμές των αξονικών φορτίων προσδιορίστηκαν από την στατική ανάλυση για τα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής. Με βάση αυτές τις τιμές των αξονικών φορτίων έγινε κι η επιλογή των πέντε κατηγοριών εφεδράνων, για κάθε μια, από τις οποίες ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία σχεδιασμού.

#### 4.3.2 Διαδικασία σχεδιασμού των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου.

Κάθε εφεδράνο καταναλώνει ενέργεια  $W_{Di}$  ανά κύκλο φόρτισης, η οποία προκύπτει προσεγγιστικά από την σχέση:

$$W_{Di}=2\pi\cdot K_2\cdot D^2\cdot\beta_{eff}$$

όπου,

$\beta_{eff}$ : η ισοδύναμη απόσβεση των εφεδράνων ( επιλέξαμε  $\beta_{eff}=15\%$  )

$D$ : μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση, προσδιοριζόμενη σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000

$K_2$ : η ενεργός δυσκαμψία κάθε εφεδράνου

Η μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση δίνεται από τον τύπο:

$$D=S_d(T)=\frac{1}{\omega^2}S_a(T)$$

όπου,

$S_a$ : η μέγιστη φασματική επιτάχυνση κατά Ε.Α.Κ. 2000, όπου για την τιμή της ιδιοπεριόδου που επιλέχθηκε, δηλαδή για  $T=2,2\text{sec} > 2\text{sec}$  , λαμβάνεται ως

$$S_a(T)=\gamma_1\cdot A\cdot\frac{n\theta\beta_0}{q}\cdot\left(\frac{T_2}{T}\right)$$

όπου,

$\gamma_1=1$  : ο θεωρούμενος συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής

$A=a\cdot g$ : μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση εδάφους

$q=1$  : συντελεστής συμπεριφοράς κατασκευής (ελαστική απόκριση λόγω των εφεδράνων)

$n = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$  : διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης 15%

$\zeta$  : κρίσιμη απόσβεση (για οπλισμένο σκυρόδεμα  $\zeta=5\%$ )

$\theta=1$  : συντελεστής επιρροής θεμελίωσης

$T_2=0,60$  (κατηγορία εδάφους B)

$\beta_0=2,5$  : συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

Αντικαθιστώντας στην παραπάνω σχέση τις δοθείσες τιμές υπολογίζεται η φασματική μετακίνηση, η οποία για τους αρχικούς υπολογισμούς μπορεί να ληφθεί ίση με τη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση :

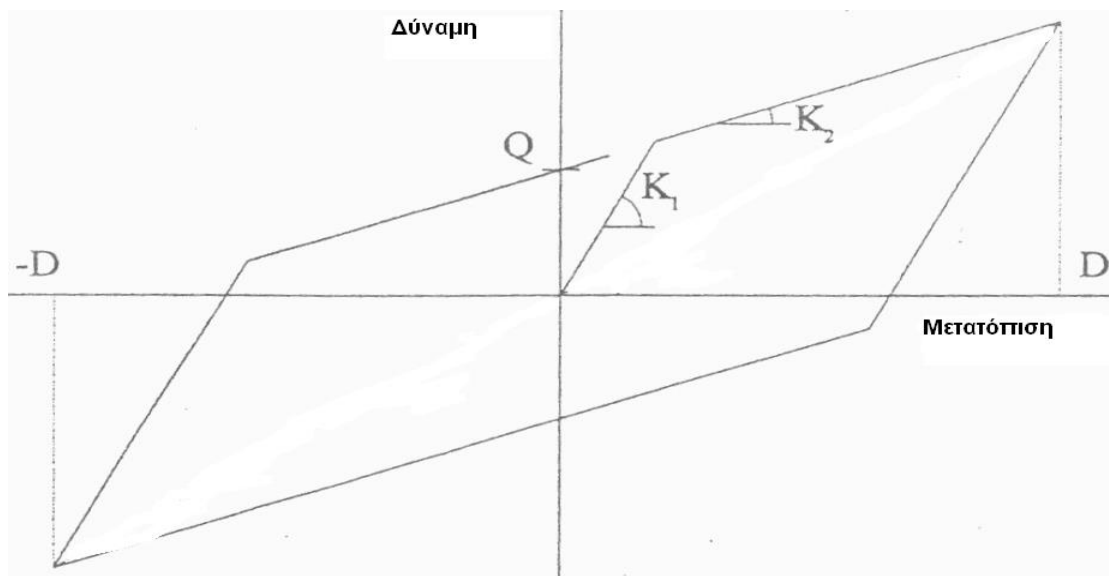
$$S_a(T) = 1 \cdot 0,24 \text{ g} \cdot \frac{\sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \cdot 1 \cdot 2,5}{1} \cdot \left(\frac{0,6}{2,2}\right) \Rightarrow S_a(T) = 3,03 \text{ m/s}^2$$

άρα,

$$D = S_d(T) = \frac{1}{\omega^2} S_a(T), \text{ όπου } \omega = \frac{2\pi}{T} = 2,85 \text{ sec}^{-1}$$

$$\Rightarrow D = 0,37 \text{ m}$$

Στην ουσία όλοι οι σεισμικοί μονωτήρες μοντελοποιούνται βάση ενός διγραμμικού μοντέλου το οποίο βασίζεται στις παραμέτρους δυσκαμψίας  $K_1$ ,  $K_2$  και την δύναμη διαρροής του πυρήνα  $Q$ , όπως φαίνεται στο Σχήμα 31. Η ελαστική δυσκαμψία  $K_1$  εκτιμάται ανάλογα με την τιμή της δυσκαμψίας  $K_2$  του εφεδράνου.



**Σχήμα31** Διγραμμική συμπεριφορά ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου.

Αρχικά υπολογίζεται το εμβαδόν του υστερητικού βρόχου, δηλαδή την ενέργεια που σπαταλείται σε κάθε κύκλο,

$$W_{Di} = 4Q \cdot (D - D_y)$$

Και για τον πρώτο κύκλο φόρτισης μπορεί να θεωρηθεί  $D_y = 0$  άρα

$$W_{Di} = 4Q \cdot D \Rightarrow Q_i = \frac{W_{Di}}{4D}$$

Έτσι, η μετατόπιση διαρροής προκύπτει ως εξής:

$$D_{yi} = \frac{Q_i}{K_1 - K_2}$$

και αν θεωρήσουμε ότι  $K_1 = 6,5 K_2$  τότε (τυπική θεώρηση για εφεδράνα αυτής της κατηγορίας):

$$D_{yi} = \frac{Q_i}{5,5 K_2}$$

Εν συνεχεία, υπολογίζεται η πραγματική τάση διαρροής με βάση την προηγούμενη τιμή της  $D_{yi}$  και η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι να παρατηρηθεί ικανοποιητική σύγκλιση.

$$Q_i = \frac{WD}{4(D - D_{yi})}$$

Με δεδομένη τη πραγματική δύναμη διαρροής, υπολογίζεται η απαιτούμενη επιφάνεια του εφεδράνου, επομένως και η ακτίνα του κυλινδρικού πυρήνα.

$$Q = A \cdot \sigma_y \Rightarrow A = \frac{Q}{\sigma_y} \text{ και } D_i = \sqrt{\frac{4A_i}{\pi}}$$

Το πάχος του ελαστομερούς αρχικά προσδιορίζεται από τη μέγιστη επιθυμητή διατμητική παραμόρφωση του εφεδράνου και την μετατόπιση σχεδιασμού, και το εμβαδόν της διατομής του υπολογίζεται με βάση τη σχέση που συνδέει τη δυσκαμψία του με το μέτρο διάτμησης καθώς και το συνολικό πάχος:

$$\gamma = \frac{D}{\Sigma t} \Rightarrow \Sigma t = \frac{D}{\gamma} \Rightarrow \Sigma t = \frac{0,37}{2,5} \Rightarrow \Sigma t = 0,18 \text{ m}$$

Τελικά, το εμβαδόν του ελαστομερούς δίνεται από τη σχέση :

$$K_{2,i} = \frac{G \cdot A}{\Sigma t} \Rightarrow A = \frac{K_{2,i} \cdot \Sigma t}{G}$$

### 4.3.3 Κατηγοριοποίηση και επίλυση εφεδράνων

Τα εφεδράνα, τα οποία θα χρησιμοποιηθούν χωρίζονται σε πέντε κατηγορίες, οι οποίες επιλέχθηκαν βάσει των τιμών των αξονικών φορτίων τους, όπως φαίνονται στον Πίνακα 4.

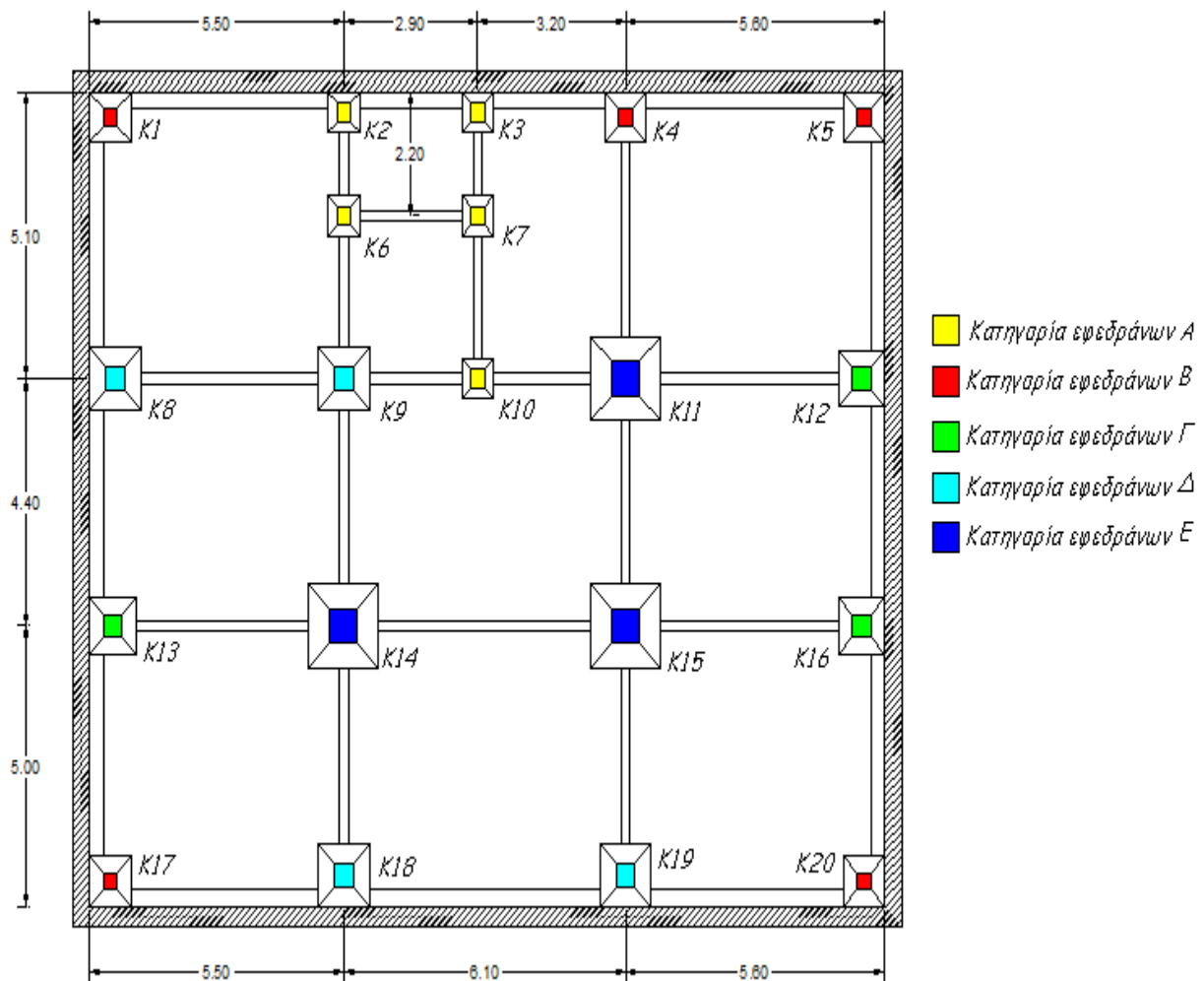
Οι κατηγορίες έχουν ως εξής:

1. Στην κατηγορία εφεδράνων Α συμπεριλαμβάνονται οι θέσεις (Σχήμα 31) 2, 3, 6, 7, 10 με τιμή αξονικού φορτίου σχεδιασμού 405kN.
2. Στην κατηγορία εφεδράνων Β συμπεριλαμβάνονται οι θέσεις (Σχήμα 31) 1, 4, 5, 17 και 20 με τιμή αξονικού φορτίου σχεδιασμού 465kN.
3. Στην κατηγορία εφεδράνων Γ συμπεριλαμβάνονται οι θέσεις (Σχήμα 31) 3, 12 και 16 με τιμή αξονικού φορτίου σχεδιασμού 615kN.
4. Στην κατηγορία εφεδράνων Δ συμπεριλαμβάνονται οι θέσεις (Σχήμα 31) 8, 9, 18 και 19 με τιμή αξονικού φορτίου σχεδιασμού 720kN.
5. Τέλος, στην κατηγορία εφεδράνων Ε συμπεριλαμβάνονται οι θέσεις (Σχήμα 31) 11, 14 και 15 με τιμή αξονικού φορτίου σχεδιασμού 1380kN.

<b>Κόμβος</b>	<b>Αξονικό Φορτίο</b>
<b>1</b>	386,81
<b>2</b>	371,808
<b>3</b>	295,538
<b>4</b>	465,831
<b>5</b>	371,736
<b>6</b>	313,221
<b>7</b>	248,043
<b>8</b>	721,019
<b>9</b>	695,94
<b>10</b>	406,148
<b>11</b>	987,645
<b>12</b>	521,516
<b>13</b>	614,461
<b>14</b>	1380,985
<b>15</b>	1166,317
<b>16</b>	571,255
<b>17</b>	452,759
<b>18</b>	717,838
<b>19</b>	719,799
<b>20</b>	346,815

*Πίνακας 4 Αρχικά αξονικά φορτία που προέκυψαν από τη στατική επίλυση*

Η τοποθέτηση των εφεδράνων στη βάση του μοντέλου, πραγματοποιείται όπως απεικονίζεται στο Σχήμα. 31



Σχήμα 31 Τοποθέτηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων στη στάθμη έδρασης της κατασκευής.

Αναλυτικά, οι υπολογισμοί που πραγματοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των επιμέρους χαρακτηριστικών κάθε τύπου μονωτήρα που χρησιμοποιήθηκε έχουν ως ακολούθως:

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Α**

Για τη μάζα  $M$  λαμβάνεται υπόψιν τιμή αξονικού φορτίου 405 kN. Άρα  $M_1=41,309$  tn.

$$T=2\pi \sqrt{\frac{Mi}{K_{2,i}}} \Rightarrow K_{2,1}=41.309 \cdot \frac{4\pi^2}{2,2^2} \Rightarrow K_{2,1}=336,94 \text{ kN/m}$$

Η ενέργεια που καταναλώνει το εφεδράνο σε κάθε κύκλο φόρτισης είναι:

$$W_{D1}=2\pi \cdot K_2 \cdot D^2 \cdot \beta_{\text{eff}} \Rightarrow W_{D1}=2\pi \cdot 336,94 \cdot 0,37^2 \cdot 0,15 \Rightarrow W_{D1}=43,35 \text{ kN}\times\text{m}$$

### 1<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$W_{D1} = 4Q \cdot (D - D_y)$  και αρχικά υποθέτω ότι  $D_y = 0$  άρα

$$W_{D1} = 4Q \cdot D \Rightarrow Q_1 = \frac{WD1}{4D} \Rightarrow Q_1 = \frac{43,45}{4 \cdot 0,37} \Rightarrow Q_1 = 29,37 \text{ kN}$$

$$\Theta \text{εωρώ ότι } K_1 = 6,5 \text{ } K_2 \Rightarrow D_{y1} = \frac{Q_1}{5,5 K_2} \Rightarrow D_{y1} = \frac{29,37}{5,5 \cdot 336,94} \Rightarrow D_{y1} = 0,0158 \text{ m}$$

### 2<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$$Q_2 = \frac{WD}{4(D - D_{y1})} \Rightarrow Q_2 = \frac{43,45}{4(0,37 - 0,0158)} \Rightarrow Q_2 = 30,67 \text{ kN}$$

$$D_{y2} = \frac{Q_2}{5,5 K_2} \Rightarrow D_{y2} = \frac{30,67}{5,5 \cdot 336,94} \Rightarrow D_{y2} = 0,0165 \text{ m}$$

### Χαρακτηριστικά Πυρήνα

$$Q = A_i \cdot \sigma_y \Rightarrow A_1 = \frac{Q}{\sigma_y} \Rightarrow A_1 = \frac{30,67}{10000} \Rightarrow A_1 = 0,00307 \text{ m}^2$$

$$\text{και } D_1 = \sqrt{\frac{4A_1}{\pi}} \Rightarrow D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00307}{\pi}} \Rightarrow D_1 = 0,0625 \text{ m}$$

### Ελαστομερές

$$K_{2,1} = \frac{G \cdot A}{\Sigma t} \Rightarrow A = \frac{K_{2,1} \cdot \Sigma t}{G} \Rightarrow A = \frac{336,94 \cdot 0,18}{562,66} \Rightarrow A = 0,108 \text{ m}^2$$

### ➤ **Κατηγορία εφεδράνων B**

Για τη μάζα M λαμβάνεται υπόψιν τιμή αξονικού φορτίου 465 kN. Άρα  $M_2 = 47,43 \text{ tn}$ .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_{2,i}}} \Rightarrow K_{2,2} = 47,43 \cdot \frac{4\pi^2}{2,2^2} \Rightarrow K_{2,2} = 386,87 \text{ kN/m}$$

Η ενέργεια που καταναλώνει το εφεδράνο σε κάθε κύκλο φόρτισης είναι:

$$W_{D2} = 2\pi \cdot K_2 \cdot D^2 \cdot \beta_{\text{eff}} \Rightarrow W_{D2} = 2\pi \cdot 386,87 \cdot 0,37^2 \cdot 0,15 \Rightarrow W_{D2} = 49,89 \text{ kN} \times \text{m}$$

### 1<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$W_{D2} = 4Q \cdot (D - D_y)$  και αρχικά υποθέτω ότι  $D_y = 0$  άρα

$$W_{D2} = 4Q \cdot D \Rightarrow Q_1 = \frac{WD1}{4D} \Rightarrow Q_1 = \frac{49,89}{4 \cdot 0,37} \Rightarrow Q_1 = 33,71 \text{ kN}$$

$$\Theta \text{εωρώ ότι } K_1 = 6,5 \text{ } K_2 \Rightarrow D_{y2} = \frac{Q_1}{5,5 K_2} \Rightarrow D_{y1} = \frac{29,37}{5,5 \cdot 386,87} \Rightarrow D_{y1} = 0,0158 \text{ m}$$

## 2<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$$Q_2 = \frac{WD}{4(D-Dy_i)} \Rightarrow Q_2 = \frac{49,89}{4(0,37-0,0158)} \Rightarrow Q_2 = 35,21 \text{ kN}$$

$$D_{y2} = \frac{Q_2}{5,5 K_2} \Rightarrow D_{y2} = \frac{35,21}{5,5 \cdot 386,87} \Rightarrow D_{y2} = 0,0165 \text{ m}$$

## Χαρακτηριστικά Πυρήνα

$$Q = A_i \cdot \sigma_y \Rightarrow A_2 = \frac{Q}{\sigma_y} \Rightarrow A_1 = \frac{35,21}{10000} \Rightarrow A_2 = 0,00352 \text{ m}^2$$

$$\text{και } D_2 = \sqrt{\frac{4A_2}{\pi}} \Rightarrow D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00352}{\pi}} \Rightarrow D_2 = 0,0067 \text{ m}$$

## Ελαστομερές

$$K_{2,2} = \frac{G \cdot A}{\Sigma t} \Rightarrow A = \frac{K_{2,2} \cdot \Sigma t}{G} \Rightarrow A = \frac{386,87 \cdot 0,18}{562,66} \Rightarrow A = 0,124 \text{ m}^2$$

### ➤ Κατηγορία εφεδράνων Γ

Για τη μάζα M λαμβάνεται υπόψιν τιμή αξονικού φορτίου 615kN. Άρα  $M_3 = 62,73 \text{ tn}$ .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Mi}{K_{2,i}}} \Rightarrow K_{2,3} = 62,76 \cdot \frac{4\pi^2}{2,2^2} \Rightarrow K_{2,3} = 511,66 \text{ kN/m}$$

Η ενέργεια που καταναλώνει το εφεδράνο σε κάθε κύκλο φόρτισης είναι:

$$W_{D1} = 2\pi \cdot K_2 \cdot D^2 \cdot \beta_{\text{eff}} \Rightarrow W_{D1} = 2\pi \cdot 511,66 \cdot 0,37^2 \cdot 0,15 \Rightarrow W_{D1} = 65,98 \text{ kN} \times \text{m}$$

## 1<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$W_{D1} = 4Q \cdot (D - D_y)$  και αρχικά υποθέτω ότι  $D_y = 0$  άρα

$$W_{D1} = 4Q \cdot D \Rightarrow Q_1 = \frac{W_{D1}}{4D} \Rightarrow Q_1 = \frac{65,98}{4 \cdot 0,37} \Rightarrow Q_1 = 44,58 \text{ kN}$$

$$\text{Θεωρώ ότι } K_1 = 6,5 \text{ } K_2 \Rightarrow D_{y1} = \frac{Q_1}{5,5 K_2} \Rightarrow D_{y1} = \frac{44,58}{5,5 \cdot 511,66} \Rightarrow D_{y1} = 0,0158 \text{ m}$$

## 2<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$$Q_2 = \frac{WD}{4(D-Dy_i)} \Rightarrow Q_2 = \frac{65,98}{4(0,37-0,0158)} \Rightarrow Q_2 = 46,57 \text{ kN}$$

$$D_{y2} = \frac{Q_2}{5,5 K_2} \Rightarrow D_{y2} = \frac{46,57}{5,5 \cdot 511,66} \Rightarrow D_{y2} = 0,0165 \text{ m}$$



### Χαρακτηριστικά Πυρήνα

$$Q = A_i \cdot \sigma_y \Rightarrow A_3 = \frac{Q}{\sigma_y} \Rightarrow A_3 = \frac{46,57}{10000} \Rightarrow A_3 = 0,00466 \text{m}^2$$

$$\text{και } D_3 = \sqrt{\frac{4A_3}{\pi}} \Rightarrow D_3 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00466}{\pi}} \Rightarrow D_3 = 0,077 \text{m}$$

### Ελαστομερές

$$K_{2,3} = \frac{G \cdot A}{\Sigma t} \Rightarrow A = \frac{K_{2,3} \cdot \Sigma t}{G} \Rightarrow A = \frac{511,66 \cdot 0,18}{562,66} \Rightarrow A = 0,164 \text{m}^2$$

### ➤ Κατηγορία εφεδράνων Δ

Για τη μάζα M λαμβάνεται υπόψιν τιμή αξονικού φορτίου 720kN. Άρα  $M_4 = 73,44 \text{tn}$ .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_{2,i}}} \Rightarrow K_{2,4} = 73,44 \cdot \frac{4\pi^2}{2,2^2} \Rightarrow K_{2,4} = 599,02 \text{ kN/m}$$

Η ενέργεια που καταναλώνει το εφεδράνο σε κάθε κύκλο φόρτισης είναι:

$$W_{D4} = 2\pi \cdot K_2 \cdot D^2 \cdot \beta_{\text{eff}} \Rightarrow W_{D4} = 2\pi \cdot 599,02 \cdot 0,37^2 \cdot 0,15 \Rightarrow W_{D4} = 77,25 \text{kN} \times \text{m}$$

### 1<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$W_{D4} = 4Q \cdot (D - D_y)$  και αρχικά υποθέτω ότι  $D_y = 0$  άρα

$$W_{D4} = 4Q \cdot D \Rightarrow Q_1 = \frac{W_{D4}}{4D} \Rightarrow Q_1 = \frac{77,25}{4 \cdot 0,37} \Rightarrow Q_1 = 52,19 \text{kN}$$

$$\text{Θεωρώ ότι } K_1 = 6,5 \text{ } K_2 \Rightarrow D_{y2} = \frac{Q_1}{5,5 K_2} \Rightarrow D_{y1} = \frac{52,19}{5,5 \cdot 599,02} \Rightarrow D_{y1} = 0,0158 \text{m}$$

### 2<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$$Q_2 = \frac{WD}{4(D - D_{yi})} \Rightarrow Q_2 = \frac{77,25}{4(0,37 - 0,0158)} \Rightarrow Q_2 = 54,52 \text{kN}$$

$$D_{y2} = \frac{Q_2}{5,5 K_2} \Rightarrow D_{y2} = \frac{54,52}{5,5 \cdot 599,02} \Rightarrow D_{y2} = 0,0165 \text{m}$$

### Χαρακτηριστικά Πυρήνα

$$Q = A_i \cdot \sigma_y \Rightarrow A_4 = \frac{Q}{\sigma_y} \Rightarrow A_4 = \frac{54,52}{10000} \Rightarrow A_4 = 0,00545 \text{m}^2$$

$$\text{και } D_4 = \sqrt{\frac{4A_4}{\pi}} \Rightarrow D_4 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,00545}{\pi}} \Rightarrow D_4 = 0,083 \text{m}$$

### Ελαστομερές

$$K_{2,4} = \frac{G \cdot A}{\Sigma t} \Rightarrow A = \frac{K_{2,4} \cdot \Sigma t}{G} \Rightarrow A = \frac{599,02 \cdot 0,18}{562,66} \Rightarrow A = 0,159 \text{ m}^2$$

#### ➤ Κατηγορία εφεδράνων E

Λαμβάνουμε ως μάζα M την τιμή αξονικού φορτίου 1380kN. Άρα  $M_2 = 140,76 \text{ tn}$ .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_{2,i}}} \Rightarrow K_{2,5} = 140,76 \cdot \frac{4\pi^2}{2,2^2} \Rightarrow K_{2,5} = 1148,12 \text{ kN/m}$$

Η ενέργεια που καταναλώνει το εφεδράνο σε κάθε κύκλο φόρτισης είναι:

$$W_{D5} = 2\pi \cdot K_2 \cdot D^2 \cdot \beta_{\text{eff}} \Rightarrow W_{D5} = 2\pi \cdot 1148,12 \cdot 0,37^2 \cdot 0,15 \Rightarrow W_{D5} = 148,06 \text{ kNxm}$$

### 1<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$W_{D5} = 4Q \cdot (D - D_y)$  και αρχικά υποθέτω ότι  $D_y = 0$  άρα

$$W_{D5} = 4Q \cdot D \Rightarrow Q_1 = \frac{W_{D5}}{4D} \Rightarrow Q_5 = \frac{418,06}{4 \cdot 0,37} \Rightarrow Q_1 = 100,04 \text{ kN}$$

$$\text{Θεωρώ ότι } K_1 = 6,5 \text{ } K_2 \Rightarrow D_{y2} = \frac{Q_1}{5,5 \text{ } K_2} \Rightarrow D_{y1} = \frac{100,04}{5,5 \cdot 1148,12} \Rightarrow D_{y1} = 0,0158 \text{ m}$$

### 2<sup>ος</sup> Κύκλος Φόρτισης

$$Q_2 = \frac{W_{D5}}{4(D - D_{y1})} \Rightarrow Q_2 = \frac{148,06}{4(0,37 - 0,0158)} \Rightarrow Q_2 = 104,50 \text{ kN}$$

$$D_{y2} = \frac{Q_2}{5,5 \text{ } K_2} \Rightarrow D_{y2} = \frac{104,50}{5,5 \cdot 1148,12} \Rightarrow D_{y2} = 0,0165 \text{ m}$$

### Χαρακτηριστικά Πυρήνα

$$Q = A_i \cdot \sigma_y \Rightarrow A_5 = \frac{Q}{\sigma_y} \Rightarrow A_5 = \frac{104,50}{10000} \Rightarrow A_5 = 0,01045 \text{ m}^2$$

$$\text{και } D_5 = \sqrt{\frac{4A_5}{\pi}} \Rightarrow D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,01045}{\pi}} \Rightarrow D_5 = 0,115 \text{ m}$$

### Ελαστομερές

$$K_{2,5} = \frac{G \cdot A}{\Sigma t} \Rightarrow A = \frac{K_{2,5} \cdot \Sigma t}{G} \Rightarrow A = \frac{1148,12 \cdot 0,18}{562,66} \Rightarrow A = 0,367 \text{ m}^2$$

Για τον προσδιορισμό των στρώσεων κάθε τύπου εφεδράνου, η τιμή του συντελεστή σχήματος κυμαίνεται μεταξύ 9 και 10. Για την επίλυση που πραγματοποιούμε θεωρούμε συντελεστή σχήματος ίσο με 10. Αρχικά προσδιορίζουμε το πάχος t των στρώσεων από τη σχέση

$$S = \frac{\phi}{4 \cdot t},$$

όπου  $\Phi$  η διάμετρος του ελαστομερούς.

Ο αριθμός  $n$  των στρώσεων προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$n \cdot t = \Sigma t,$$

όπου  $\Sigma t$  το πάχος του ελαστομερούς όπως υπολογίσθηκε πιο πάνω.  
Οπότε προκύπτει:

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Α**

$$S = \frac{\Phi}{4 \cdot t} \Leftrightarrow t = \frac{\Phi}{4 \cdot S} \Leftrightarrow t = \frac{370mm}{4 \cdot 10} \Leftrightarrow t = 9,25 \text{ mm}$$

$$n \cdot t = \Sigma t \Leftrightarrow n \cdot t = 180mm \Leftrightarrow n = \frac{180mm}{9,25mm} \Leftrightarrow n = 19,46 \text{ layers}$$

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Β**

$$S = \frac{\Phi}{4 \cdot t} \Leftrightarrow t = \frac{\Phi}{4 \cdot S} \Leftrightarrow t = \frac{400mm}{4 \cdot 10} \Leftrightarrow t = 10 \text{ mm}$$

$$n \cdot t = \Sigma t \Leftrightarrow n \cdot t = 180mm \Leftrightarrow n = \frac{180mm}{10mm} \Leftrightarrow n = 18 \text{ layers}$$

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Γ**

$$S = \frac{\Phi}{4 \cdot t} \Leftrightarrow t = \frac{\Phi}{4 \cdot S} \Leftrightarrow t = \frac{460mm}{4 \cdot 10} \Leftrightarrow t = 11,50 \text{ mm}$$

$$n \cdot t = \Sigma t \Leftrightarrow n \cdot t = 180mm \Leftrightarrow n = \frac{180mm}{11,50mm} \Leftrightarrow n = 15,65 \text{ layers}$$

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Δ**

$$S = \frac{\Phi}{4 \cdot t} \Leftrightarrow t = \frac{\Phi}{4 \cdot S} \Leftrightarrow t = \frac{450mm}{4 \cdot 10} \Leftrightarrow t = 11,25 \text{ mm}$$

$$n \cdot t = \Sigma t \Leftrightarrow n \cdot t = 180mm \Leftrightarrow n = \frac{180mm}{11,25mm} \Leftrightarrow n = 16 \text{ layers}$$

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Ε**

$$S = \frac{\Phi}{4 \cdot t} \Leftrightarrow t = \frac{\Phi}{4 \cdot S} \Leftrightarrow t = \frac{680mm}{4 \cdot 10} \Leftrightarrow t = 17 \text{ mm}$$

$$n \cdot t = \Sigma t \Leftrightarrow n \cdot t = 180mm \Leftrightarrow n = \frac{180mm}{17mm} \Leftrightarrow n = 10,58 \text{ layers}$$

Το ύψος των πλακών στις άκρες των εφεδράνων είναι 25 mm και το ύψος των αποστατών είναι 2 mm. Το συνολικό ύψος του εφεδράνου είναι:

$$h = 50 + (t \times n) + \{(n-1) \times 2\text{mm}\}$$

Προς διευκόλυνση των επιλύσεων, οι τιμές του πάχους των στρώσεων θα στρογγυλοποιηθούν με αποτέλεσμα να υφίσταται μία μικρή αλλαγή και η τιμή του αριθμού των στρώσεων.

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Α**

$$h = 50 + (t \times n) + \{(n-1) \times 2\text{mm}\} \Rightarrow h = 50 + (9 \times 20) + \{(20-1) \times 2\text{mm}\} \Rightarrow \\ h = 268\text{mm}$$

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Β**

$$h = 50 + (t \times n) + \{(n-1) \times 2\text{mm}\} \Rightarrow h = 50 + (10 \times 18) + \{(18-1) \times 2\text{mm}\} \Rightarrow \\ h = 264\text{mm}$$

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Γ και Δ**

$$h = 50 + (t \times n) + \{(n-1) \times 2\text{mm}\} \Rightarrow h = 50 + (11,25 \times 16) + \{(16-1) \times 2\text{mm}\} \Rightarrow \\ h = 260\text{mm}$$

➤ **Κατηγορία εφεδράνων Ε**

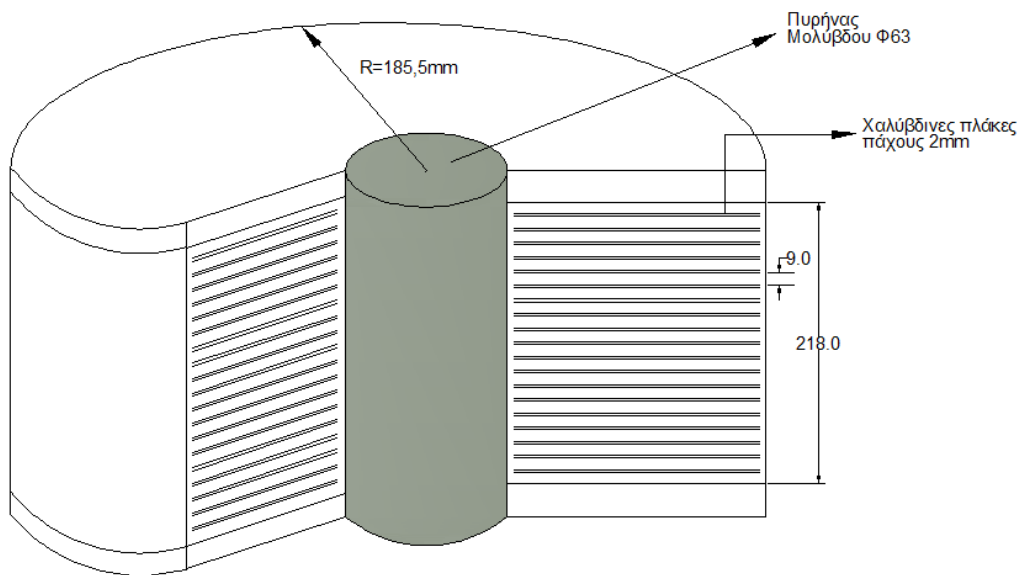
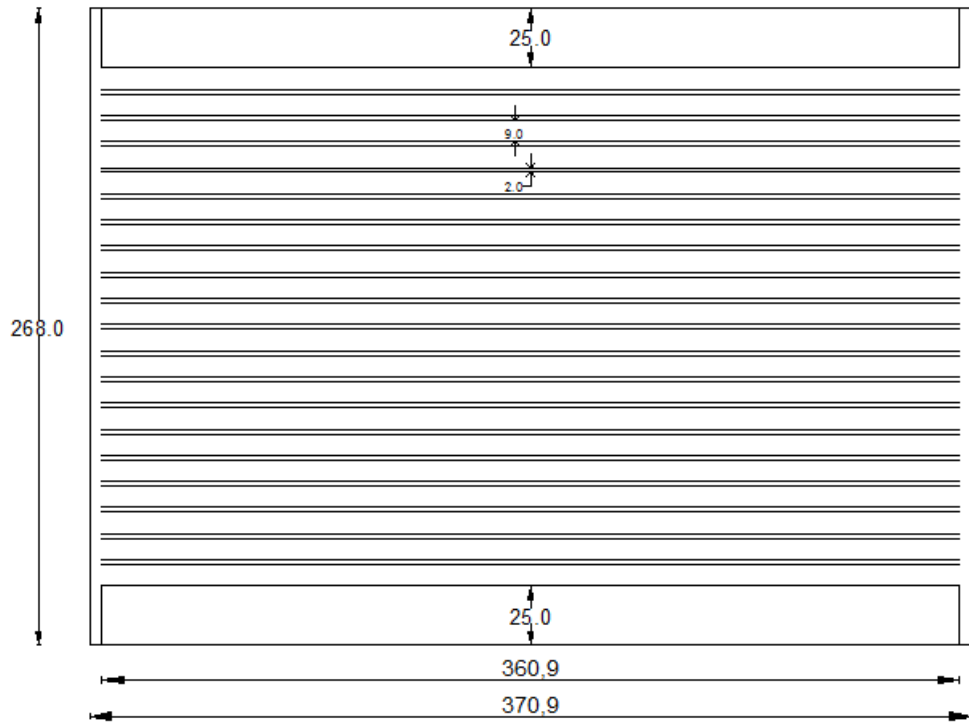
$$h = 50 + (t \times n) + \{(n-1) \times 2\text{mm}\} \Rightarrow h = 50 + (16,36 \times 11) + \{(11-1) \times 2\text{mm}\} \Rightarrow h = 250\text{mm}$$

Τα χαρακτηριστικά στοιχεία για κάθε τύπο εφεδράνου φαίνονται και στους παρακάτω συγκεντρωτικούς πίνακες (Πίνακες 5 και 6). Τέλος, στα Σχήματα 32 έως 36 παρουσιάζονται τα εφέδρανα που σχεδιάστηκαν για την κατασκευή που μελετάται σε ορθή και αξονομετρική τομή.

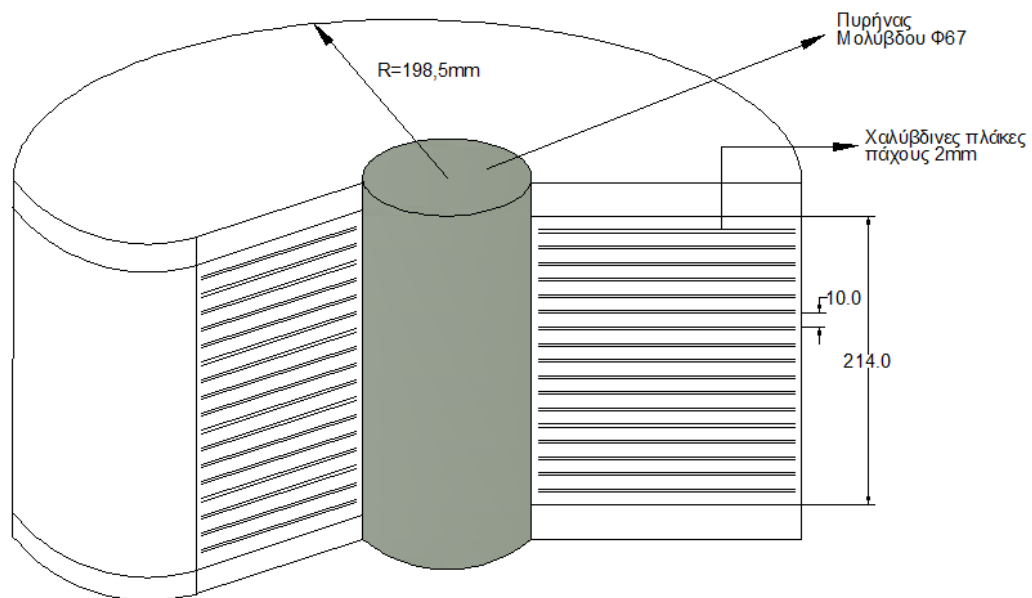
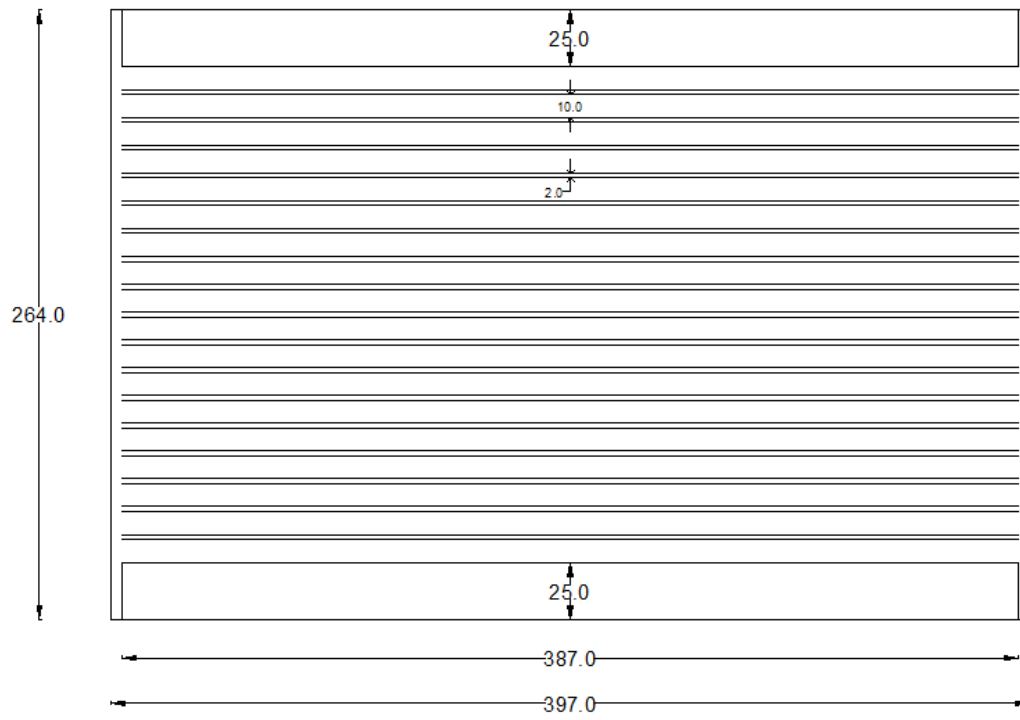
	Τύπος Α	Τύπος Β	Τύπος Γ	Τύπος Δ	Τύπος Ε
<b>1<sup>ος</sup> Κύκλος</b>					
K <sub>2</sub> (kN/m)	336,94	386,87	511,66	599,02	1148,12
W <sub>D</sub> (kNm)	43,45	49,89	65,98	77,25	148,06
Q (kN)	29,37	33,71	44,58	52,19	100,04
D <sub>y</sub> (m)	0,0158	0,0158	0,0158	0,0158	0,0158
<b>2<sup>ος</sup> Κύκλος</b>					
Q (kN)	30,67	35,21	46,57	54,52	104,5
D <sub>y</sub> (m)	0,0165	0,0165	0,0165	0,0165	0,0165
<b>Έλεγχος Σύγκλισης</b>					
	30,70	35,25	46,60	54,55	104,53
<b>Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά</b>					
<b>Πυρήνας</b>					
A (m <sup>2</sup> )	0,00307	0,00352	0,00466	0,00545	0,01045
D (m)	0,0625	0,0067	0,077	0,083	0,115
<b>Ελαστομερές</b>					
A (m <sup>2</sup> )	0,108	0,124	0,164	0,1596	0,367

Τύπος	Διάμετρος (mm)	Διάμετρος Πυρήνα (mm)	Στρώσεις n	Πάχος Στρώσης t (mm)	K <sub>2</sub> (kN/m)	Q (kN)
A	370,9	62,53	20	9	336,94	30,7
B	397	66,96	18	10	386,87	35,25
Γ	457	77,04	16	11,25	511,66	46,6
Δ	450,9	83,34	16	11,25	599,02	54,55
E	684	115,38	11	16,36	1148,12	104,53

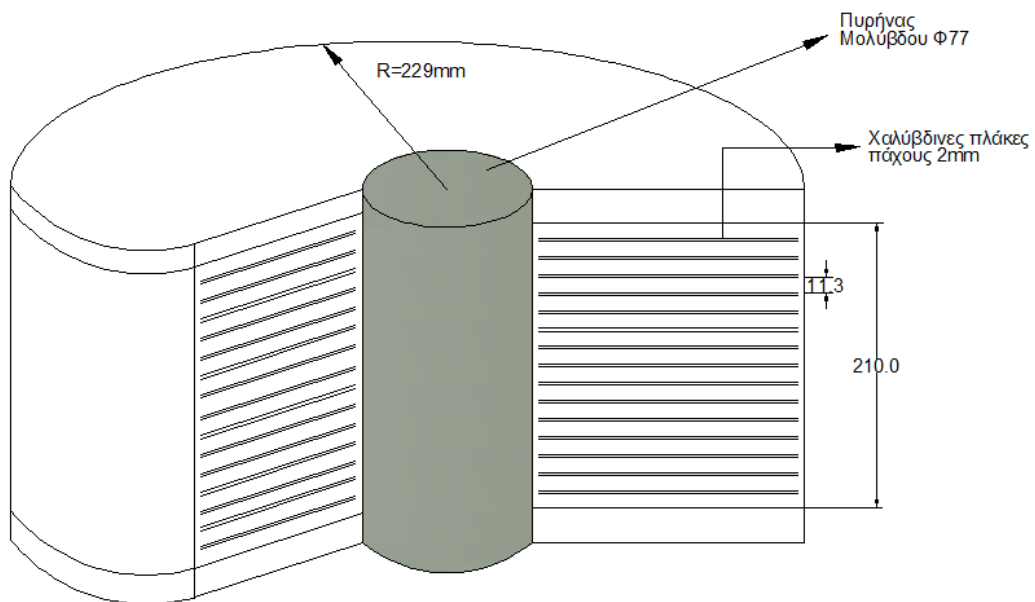
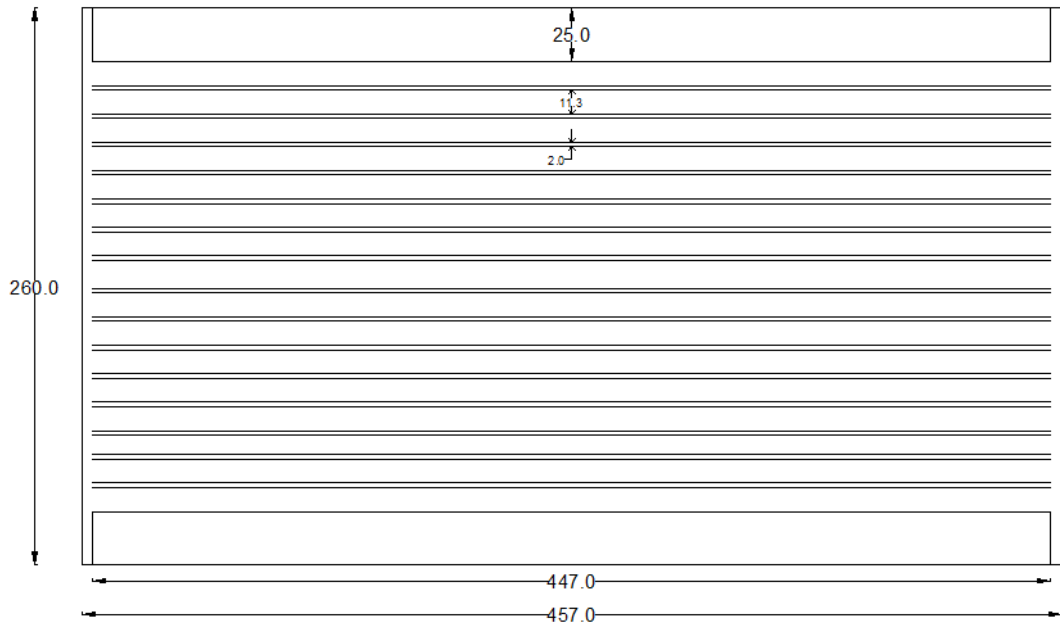
*Πίνακες 5,6 Χαρακτηριστικά των τοποθετούμενων εφεδράνων*



**Σχήμα 32** Λεπτομέρειες ελαστομεταλλικού εφεδράνου Τύπου Α

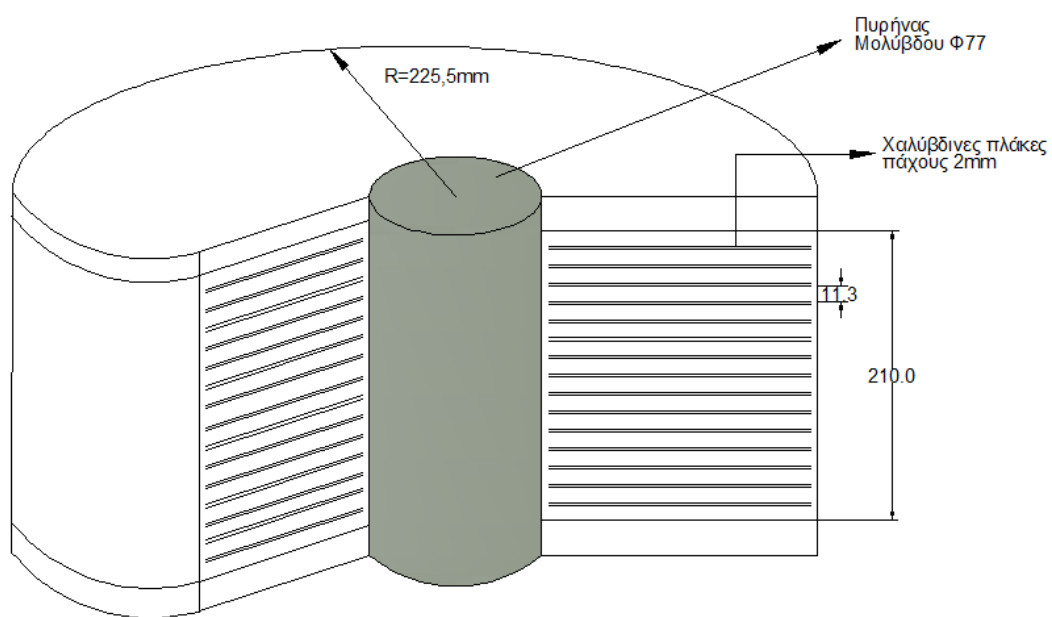
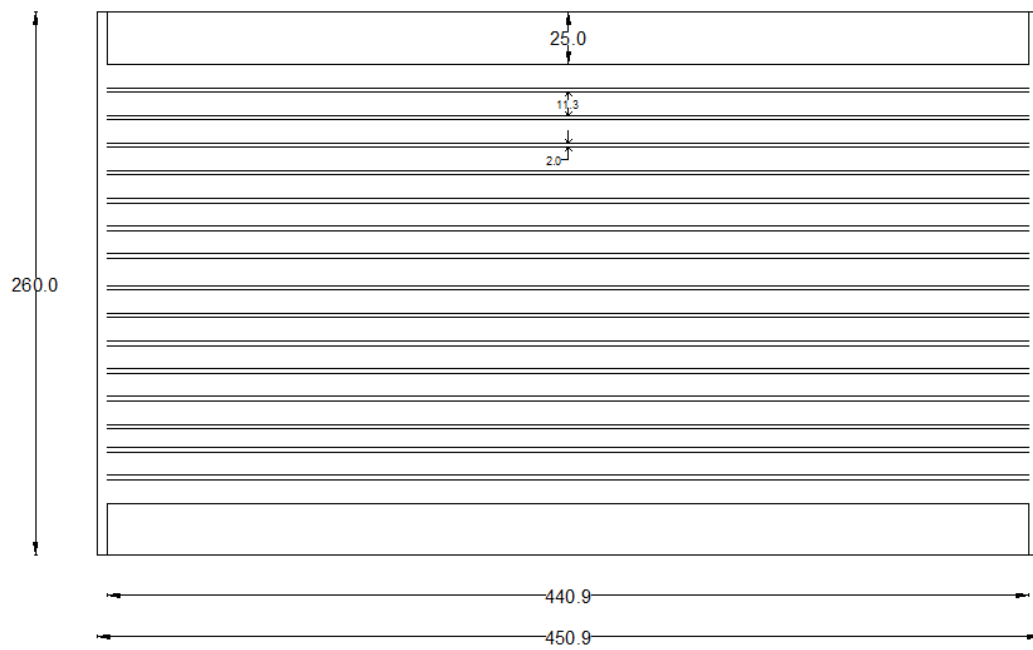


Σχήμα 33 Λεπτομέρειες ελαστομεταλλικού εφεδράνου Τύπου Β

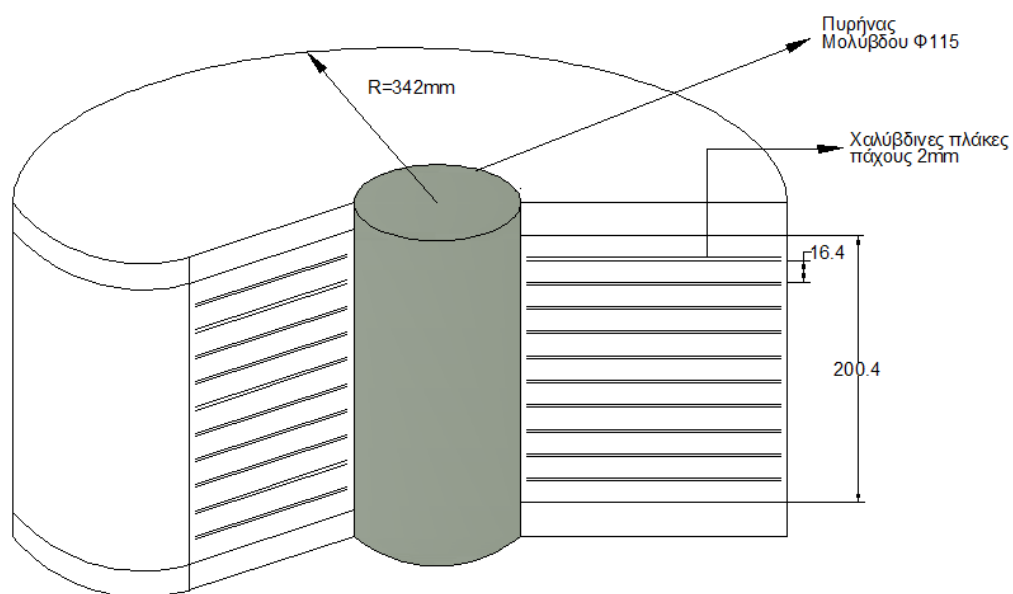
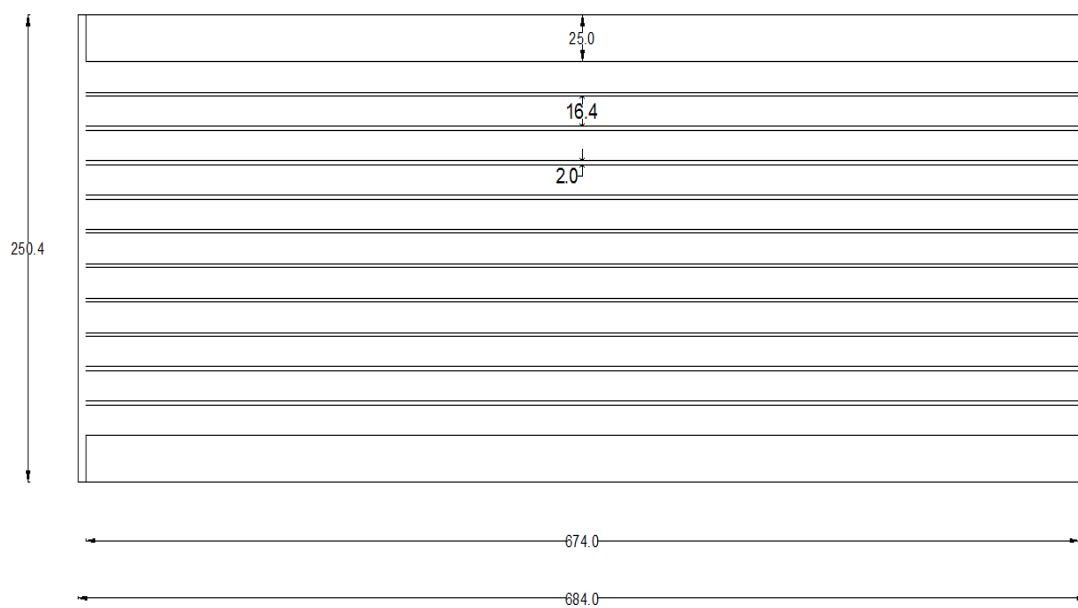


**Σχήμα34** Λεπτομέρειες ελαστομεταλλικού εφεδράνου Τύπου Γ





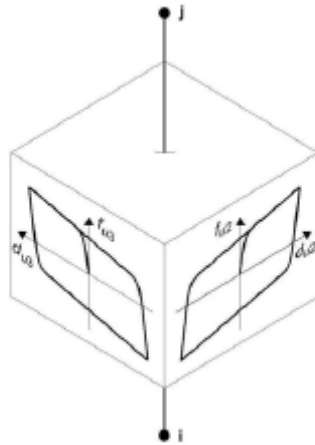
*Σχήμα 35* Λεπτομέρειες ελαστομεταλλικού εφεδράνου Τύπου Δ



**Σχήμα 36** Λεπτομέρειες ελαστομεταλλικού εφεδράνου Τύπου E

#### 4.3.4 Προσομοίωση των εφεδράνων.

Η προσομοίωση των εφεδράνων στο πακέτο λογισμικού SAP 2000 έγινε με τη χρήση του link element 2 κόμβων. Το link element είναι ένα μη γραμμικό ελατήριο με διαφορετική συμπεριφορά κατά τη διεύθυνση των δύο οριζοντίων αξόνων. Η συμπεριφορά προδιαγράφεται από το νόμο δύναμης μετατόπισης που αποδίδεται κατά την εισαγωγή του στοιχείου στο προσομοίωμα. Σχηματικά το link element μπορεί να απεικονιστεί όπως παρακάτω (Σχήμα 37).



Σχήμα 37 Προσομοίωση του Link Element στο λογισμικό SAP 2000.

Το μοντέλο παρουσιάζει υστερική συμπεριφορά, δηλαδή η σχέση διατμητικής δύναμης και παραμόρφωσης είναι μη γραμμική και περιγράφεται από την εξίσωση (Park, Wen, Ang, 1986):

$$P = a \cdot K_1 \cdot u(t) + (1-a) \cdot K_1 \cdot u_y \cdot z$$

όπου  $a = \frac{K_2}{K_1}$  και  $z$  μεταβλητή που έχει να κάνει με το σχήμα του διαγράμματος φορτίου μετατόπισης και προσδιορίζεται από τη λύση της παρακάτω διαφορικής εξίσωσης:

$$d_y \cdot z' + \gamma \cdot |d| \cdot z \cdot z^{n-1} + \beta \cdot |d| \cdot |z|^{n-A} \cdot \ddot{d} = 0$$

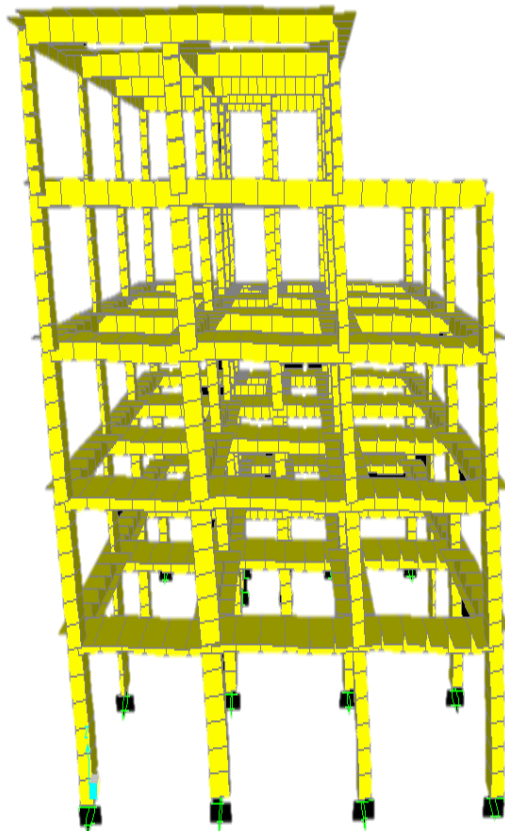
Το πρόγραμμα ανάλυσης χρησιμοποιεί μοντέλο, το οποίο δίνει στις αδιάστατες μεταβλητές  $A$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  τις τιμές 1, 0,5 και 0,5 αντίστοιχα. Δηλαδή, για την κατασκευή του βρόγχου κατά τις ανελαστικές αναλύσεις απαιτούνται μόνο οι τιμές της ελαστικής δυσκαμψίας  $K_1$ , της δύναμης διαρροής  $Q$  και του λόγου  $a$ . Οι τιμές αυτές προέκυψαν κατά διαδικασία του σχεδιασμού των εφεδράνων.

## 5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΚΑΙ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ

### 5.1 Ιδιομορφικές αναλύσεις

Στο προσομοίωμα της κατασκευής πραγματοποιήθηκαν δύο ιδιομορφικές αναλύσεις, μία όταν αυτό ήταν πακτωμένο και μία όταν είχαν τοποθετηθεί σε αυτό τα συστήματα μόνωσης. Σκοπός ήταν να διαπιστωθεί αν η προσθήκη των μονωτήρων θα επιφέρει στο μοντέλο τις ιδιότητες που επιζητούσαμε.

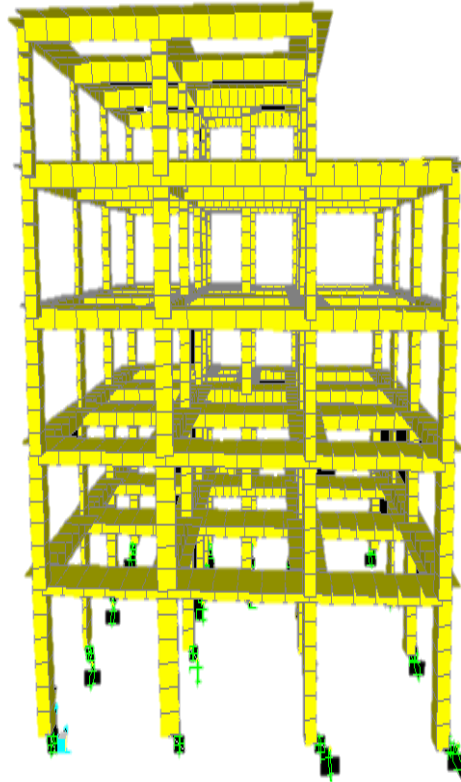
Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του πακτωμένου μοντέλου προέκυψε  $T= 0,63 \text{ sec}$ . Η ιδιομορφή ήταν μεταφορική κατά τη διεύθυνση  $x$  και η ενεργός ιδιομορφική μάζα έφτασε το 80% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Η πρώτη ιδιομορφή της κατασκευής παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 38).



*Σχήμα 38 Η πρώτη ιδιομορφή του πακτωμένου μοντέλου*

Στο μονωμένο μοντέλο η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος προέκυψε  $T= 2,37 \text{ sec}$ , τιμή αποδεκτή με βάση τις απαιτήσεις σχεδιασμού της μόνωσης (στοχευόμενη ιδιοπερίοδος 2,20 sec). Η αντίστοιχη ιδιομορφή είναι επίσης μεταφορική κατά τη διεύθυνση  $x$ , ωστόσο η ενεργός μάζα έφτασε το 99%. Αυτό ήταν αναμενόμενο, αφού η σεισμική μόνωση ωθεί τη

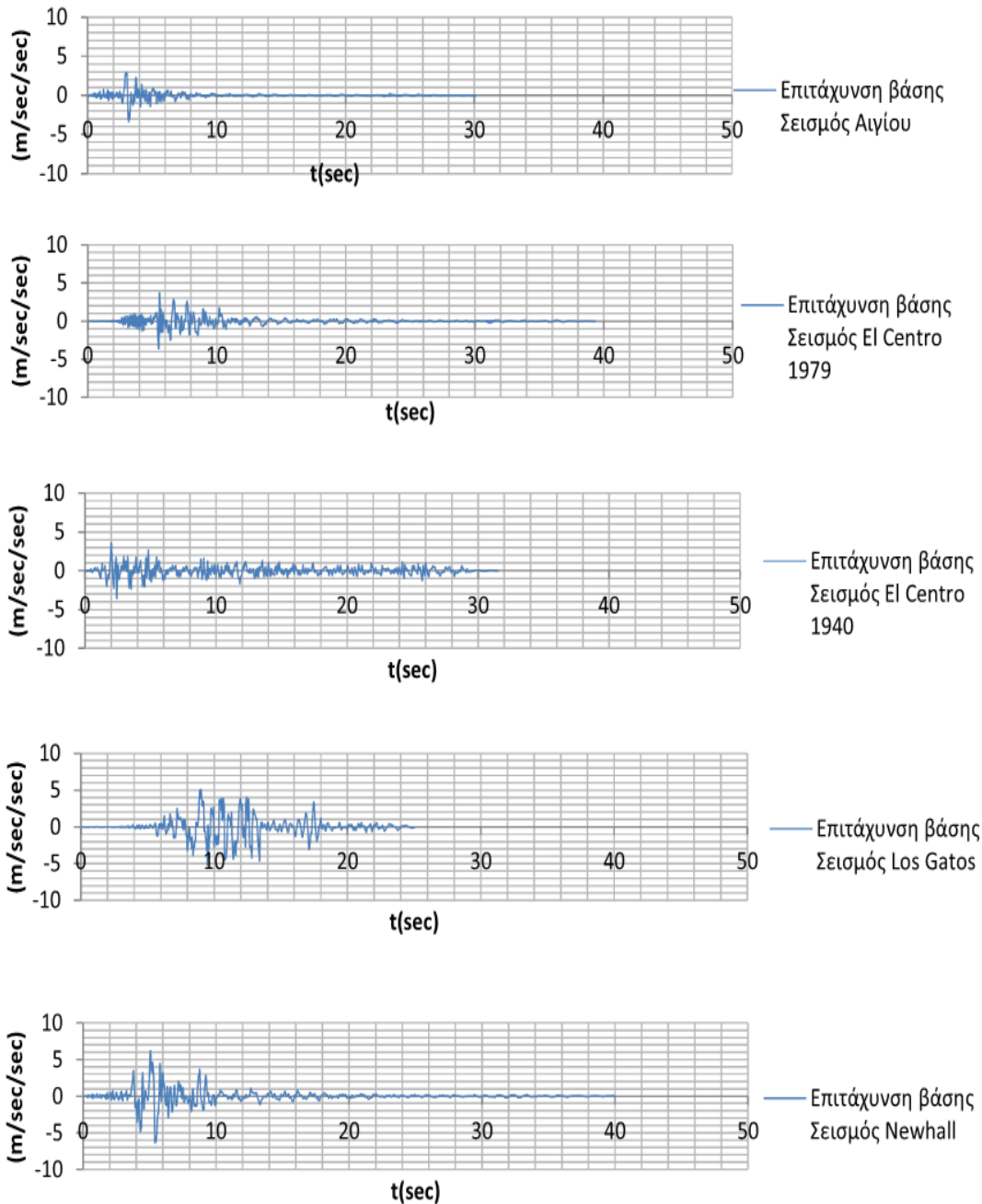
κατασκευή να ταλαντωθεί στη θεμελιώδη ιδιομορφή της. Η πρώτη ιδιομορφή της σεισμικά μονωμένης κατασκευής φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Σχήμα 39).



*Σχήμα 39 Η πρώτη ιδιομορφή του μονωμένου μοντέλου*

## **5.2 Δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.**

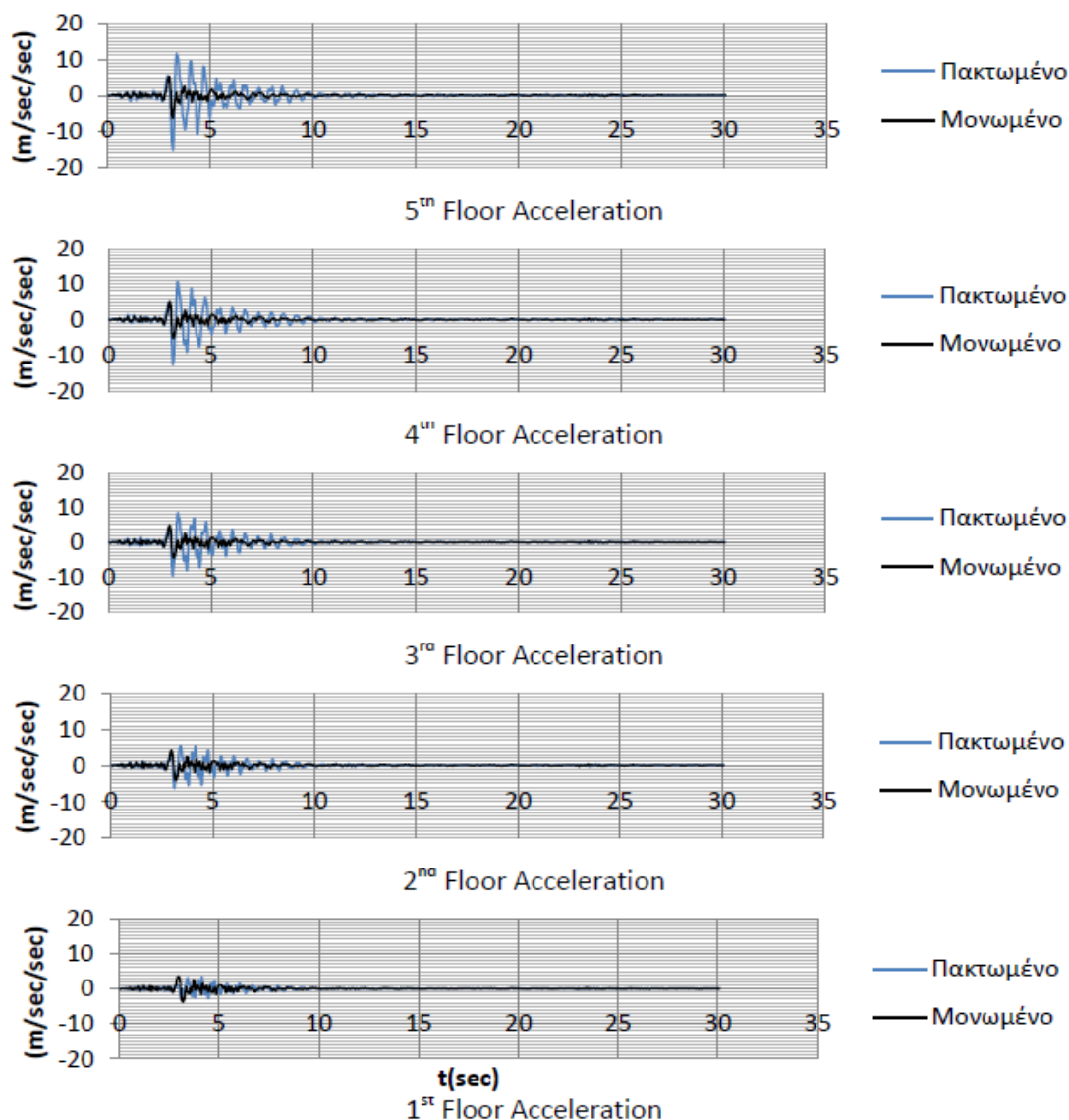
Πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας και για το πακτωμένο και για το μονωμένο προσομοίωμα της κατασκευής. Στην περίπτωση του δεύτερου μάλιστα οι αναλύσεις είναι μη-γραμμικές, δεδομένου ότι λαμβάνεται άμεσα υπόψιν η ανελαστική συμπεριφορά των εφεδράνων. Η αριθμητική ολοκλήρωση του δυναμικού προβλήματος έγινε με χρήση της μεθόδου Newmark και του λογισμικού SAP 2000. Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε μία ομάδα επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία προέρχονται από πραγματικές καταγραφές σεισμών. Οι σεισμοί, στους οποίους υποβλήθηκαν τελικώς τα μοντέλα ήταν του Αιγίου, 1995, του Imperial Valley, 1940, του Imperial Valley, 1979, του Los Gatos 1989 και του Newhall (Northridge) 1994. Τα σχετικά επιταχυνσιογραφήματα παρουσιάζονται στο Διάγραμμα 1.



*Διάγραμμα 1 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων βάσης*

Για τις ανάγκες των αναλύσεων μη γραμμικές ιδιότητες δόθηκαν μόνο στα link elements, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν. Η παραδοχή αυτή είναι αρκετά κοντά στην πραγματικότητα αφού περιμένουμε την ανωδομή να συμπεριφερθεί ελαστικά.

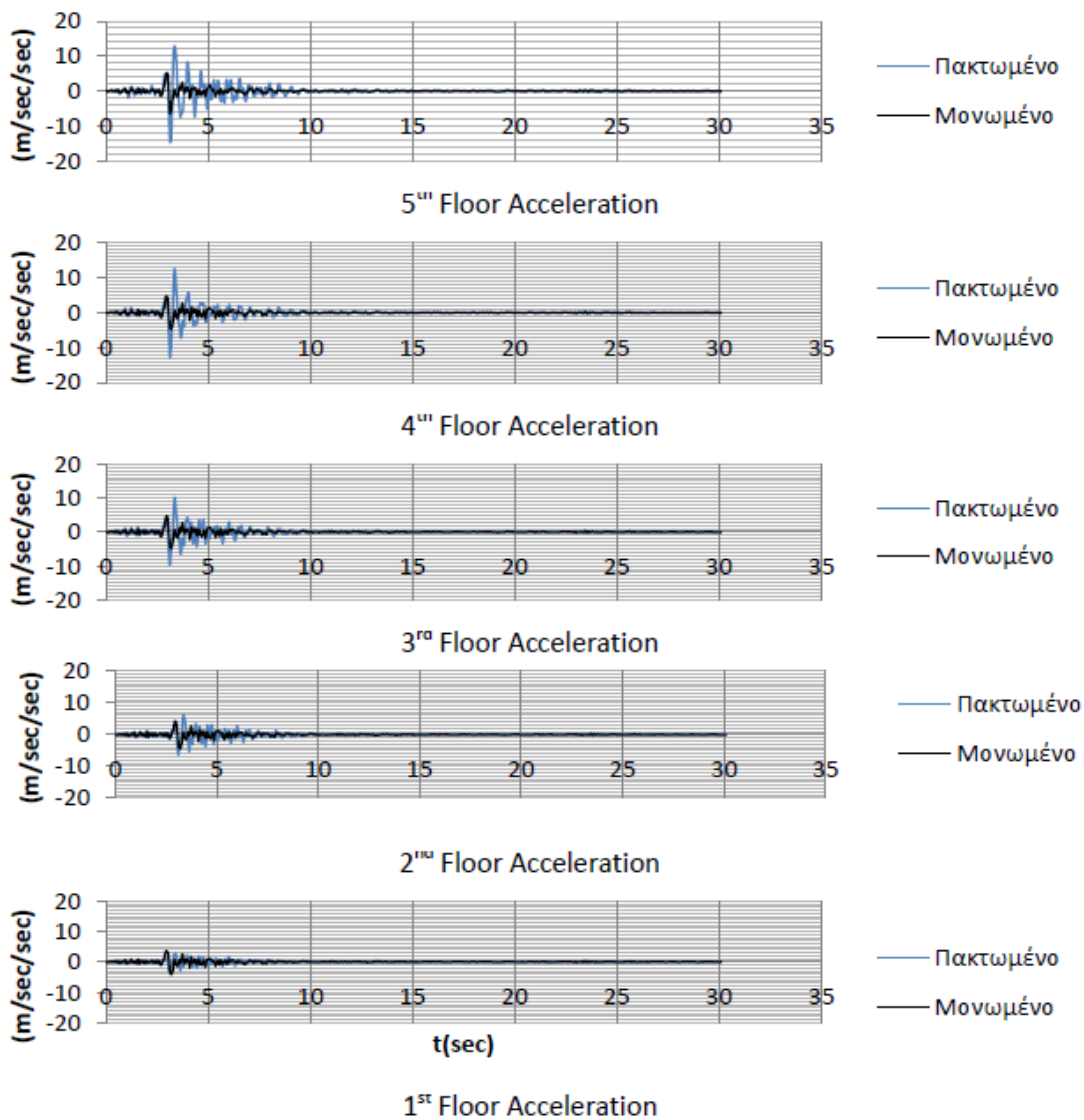
Στα παρακάτω Διαγράμματα 2 έως 11, παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων για όλες τις στάθμες των δύο μοντέλων και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Οι Πίνακες 7 έως 16, συνοψίζουν τις μέγιστες και ελάχιστες επιταχύνσεις ανά στάθμη, ώστε να είναι ευκολότερη η σύγκριση της απόκρισης της πακτωμένης και της μονωμένης κατασκευής.



Διάγραμμα 2 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Αιγίου – διεύθυνση x

	<b>Πακτωμένο</b>	<b>Μονωμένο</b>
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	3,35 m/sec <sup>2</sup>	3,49 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	5,56 m/sec <sup>2</sup>	4,26 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	8,30 m/sec <sup>2</sup>	4,85 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	10,65 m/sec <sup>2</sup>	5,20 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	11,51 m/sec <sup>2</sup>	5,29m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	2,99 m/sec <sup>2</sup>	3,79 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	6,22m/sec <sup>2</sup>	4,08 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	9,46 m/sec <sup>2</sup>	4,48 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	12,55 m/sec <sup>2</sup>	5,10 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	15,56 m/sec <sup>2</sup>	6,23 m/sec <sup>2</sup>

Πίνακας 7 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Αιγίου – διεύθυνση x

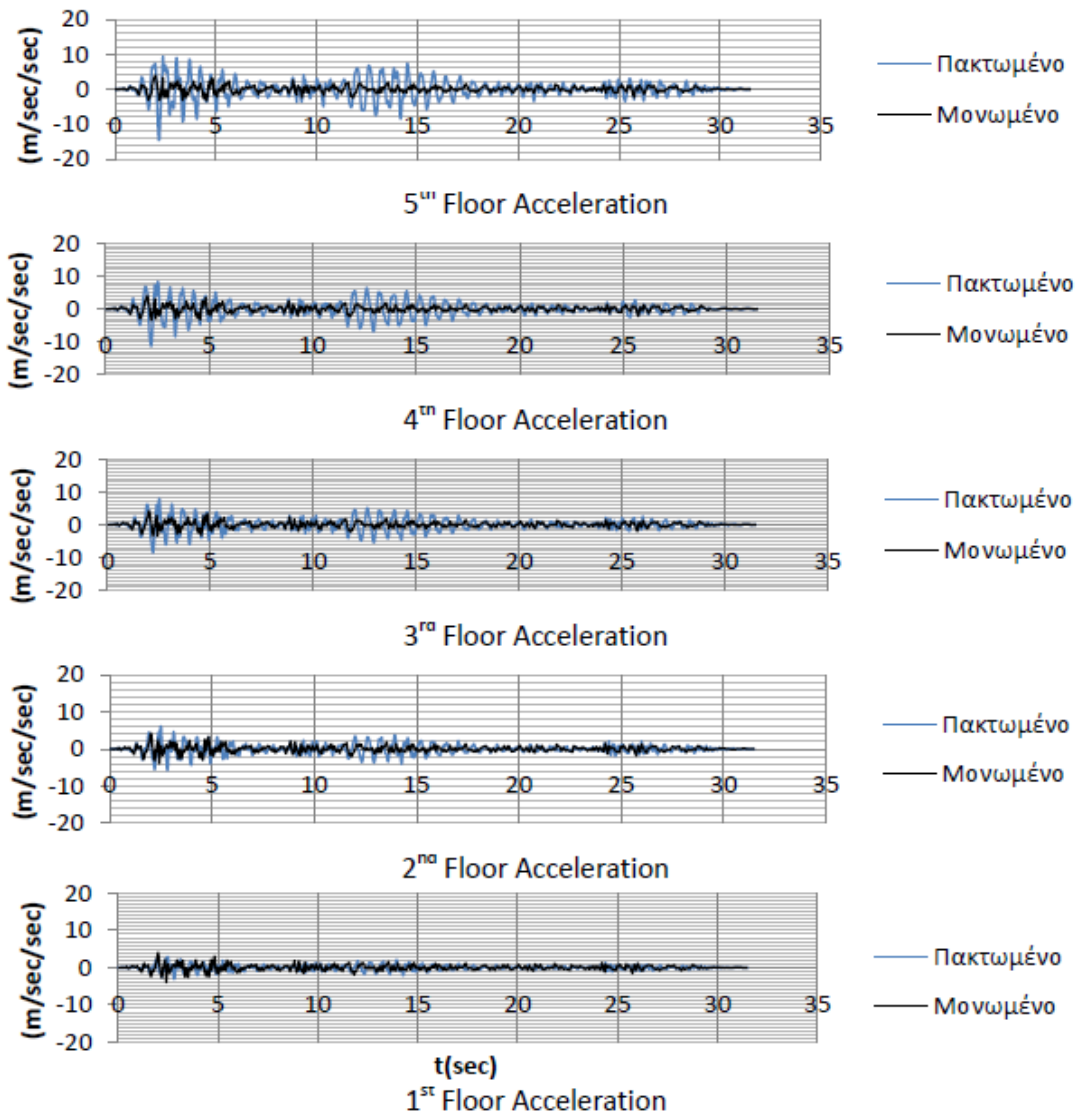


Διάγραμμα 3 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Αιγίου – διεύθυνση γ

	<b>Πακτωμένο</b>	<b>Μονωμένο</b>
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	2,65 m/sec <sup>2</sup>	3,51 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	6,28 m/sec <sup>2</sup>	4,24 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	10,12 m/sec <sup>2</sup>	4,76 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	12,48 m/sec <sup>2</sup>	5,09 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	12,83 m/sec <sup>2</sup>	5,17 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	3,12 m/sec <sup>2</sup>	4,17 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	6,33 m/sec <sup>2</sup>	4,46 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	9,66 m/sec <sup>2</sup>	4,79 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	12,79 m/sec <sup>2</sup>	5,26 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	14,61 m/sec <sup>2</sup>	6,41 m/sec <sup>2</sup>

Πίνακας 8 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Αιγίου – διεύθυνση γ

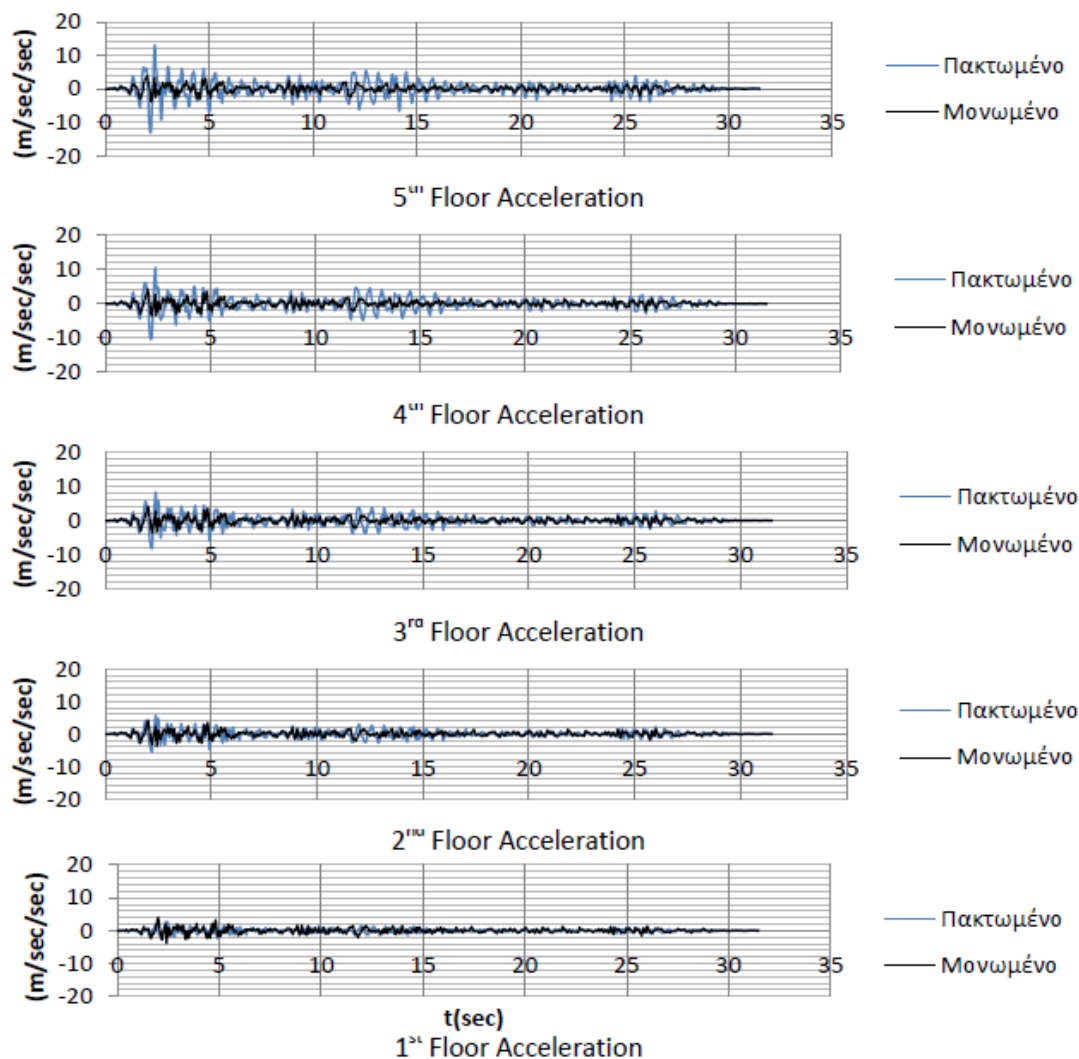




Διάγραμμα 4 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Imperial Valley 1940 – διεύθυνση x

	Πακτωμένο	Μονωμένο
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	2,93 m/sec <sup>2</sup>	4,03 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	6,11 m/sec <sup>2</sup>	4,24 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	7,85 m/sec <sup>2</sup>	4,14m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	8,24 m/sec <sup>2</sup>	4,04 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	9,27 m/sec <sup>2</sup>	3,84 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	3,09 m/sec <sup>2</sup>	3,86 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	5,74 m/sec <sup>2</sup>	3,82 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	8,52 m/sec <sup>2</sup>	3,40 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	11,28 m/sec <sup>2</sup>	3,35m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	14,57 m/sec <sup>2</sup>	3,27 m/sec <sup>2</sup>

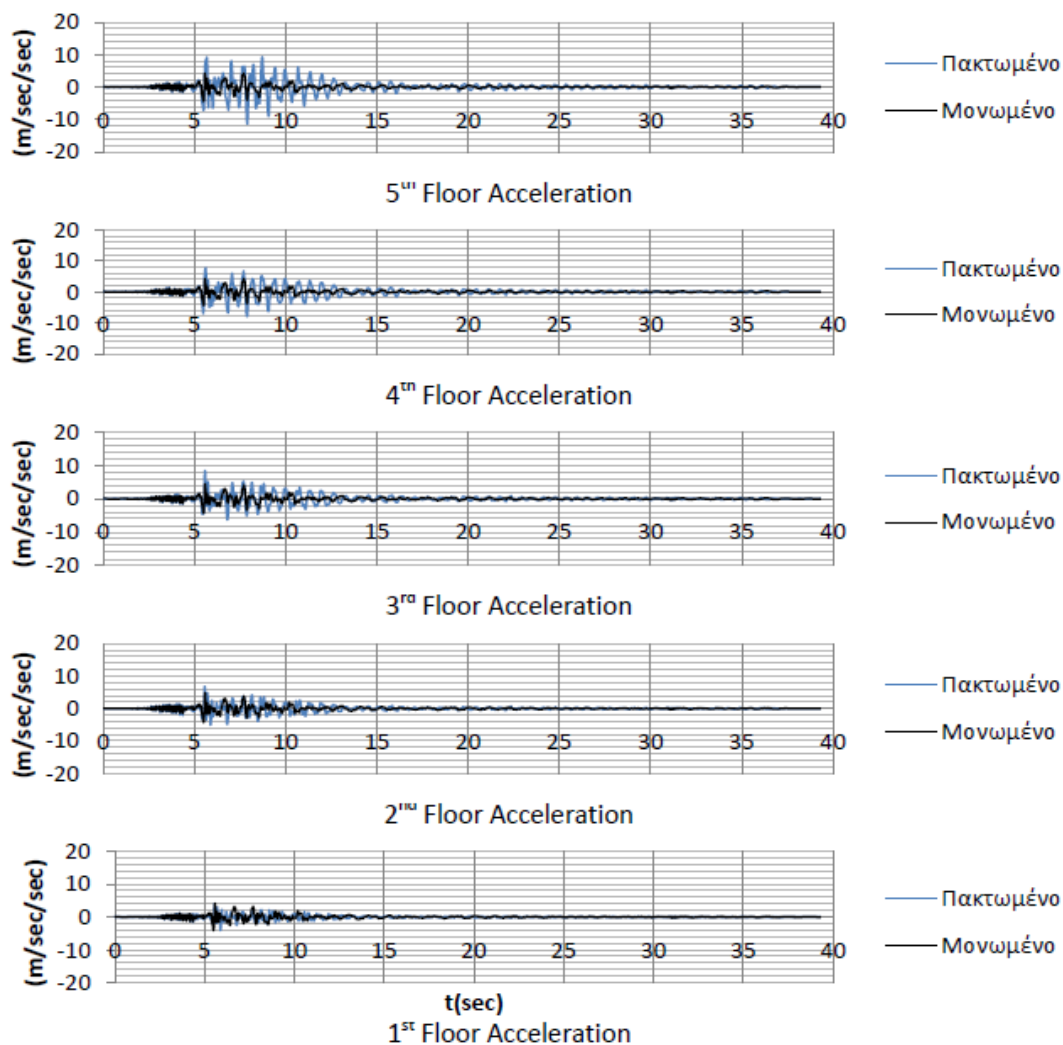
Πίνακας 9 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων μονωμένου και πακτωμένου μοντέλου  
Σεισμός Imperial Valley 1940 – διεύθυνση x



Διάγραμμα 5 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου Σεισμός Imperial Valley 1940 – διεύθυνση γ

	<b>Πακτωμένο</b>	<b>Μονωμένο</b>
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	2,68 m/sec <sup>2</sup>	4,00 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	5,57 m/sec <sup>2</sup>	4,29 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	8,16 m/sec <sup>2</sup>	4,18 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	10,35 m/sec <sup>2</sup>	4,02 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	13,08 m/sec <sup>2</sup>	3,80 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	2,64 m/sec <sup>2</sup>	3,79 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	5,53 m/sec <sup>2</sup>	3,75 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	8,08 m/sec <sup>2</sup>	3,59 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	10,36 m/sec <sup>2</sup>	3,81 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	13,08 m/sec <sup>2</sup>	3,91 m/sec <sup>2</sup>

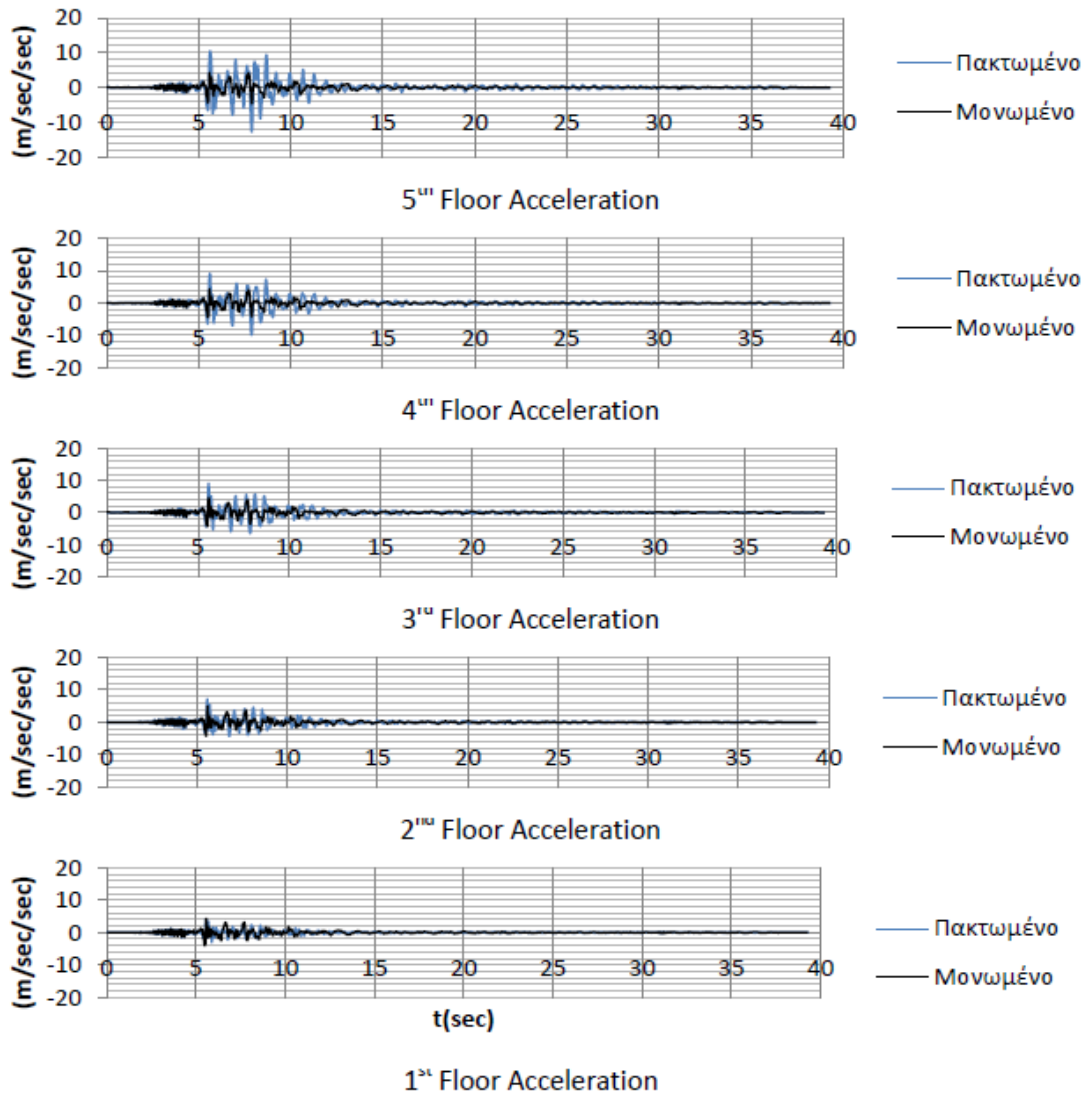
Πίνακας 10 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων μονωμένου και πακτωμένου μοντέλου Σεισμός Imperial Valley 1940 – διεύθυνση γ



Διάγραμμα 6 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου Σεισμός Imperial Valley 1979 – διεύθυνση x

	Πακτωμένο	Μονωμένο
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	3,94 m/sec <sup>2</sup>	4,12 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	6,68 m/sec <sup>2</sup>	4,77 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	8,34 m/sec <sup>2</sup>	4,43 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	7,66 m/sec <sup>2</sup>	4,18 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	9,19 m/sec <sup>2</sup>	4,25 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	4,01 m/sec <sup>2</sup>	4,05 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	4,96 m/sec <sup>2</sup>	4,22 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	6,26 m/sec <sup>2</sup>	4,29 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	7,94 m/sec <sup>2</sup>	4,36 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	11,31 m/sec <sup>2</sup>	4,35 m/sec <sup>2</sup>

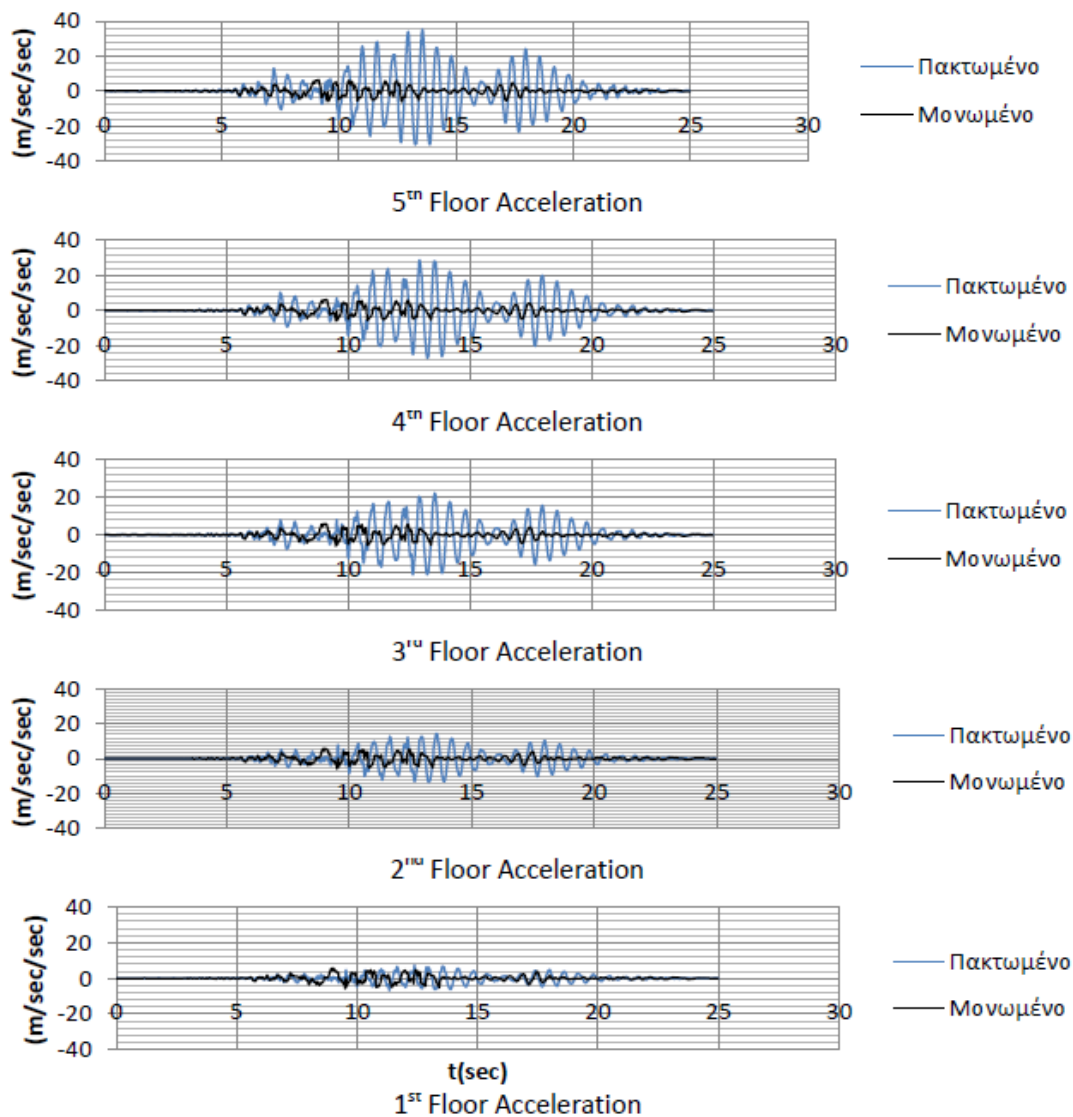
Πίνακας 11 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων μονωμένου και πακτωμένου μοντέλου Σεισμός Imperial Valley 1979 – διεύθυνση x



Διάγραμμα 7 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Imperial Valley 1979 – διεύθυνση y

	<b>Πακτωμένο</b>	<b>Μονωμένο</b>
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	4,11 m/sec <sup>2</sup>	4,27 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	7,05 m/sec <sup>2</sup>	4,95 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	9,08 m/sec <sup>2</sup>	4,67m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	9,09 m/sec <sup>2</sup>	4,24 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	10,44 m/sec <sup>2</sup>	4,20 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	2,99 m/sec <sup>2</sup>	4,04 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	4,25 m/sec <sup>2</sup>	4,27 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	6,57 m/sec <sup>2</sup>	4,33 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	9,78 m/sec <sup>2</sup>	4,36 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	12,69 m/sec <sup>2</sup>	4,55 m/sec <sup>2</sup>

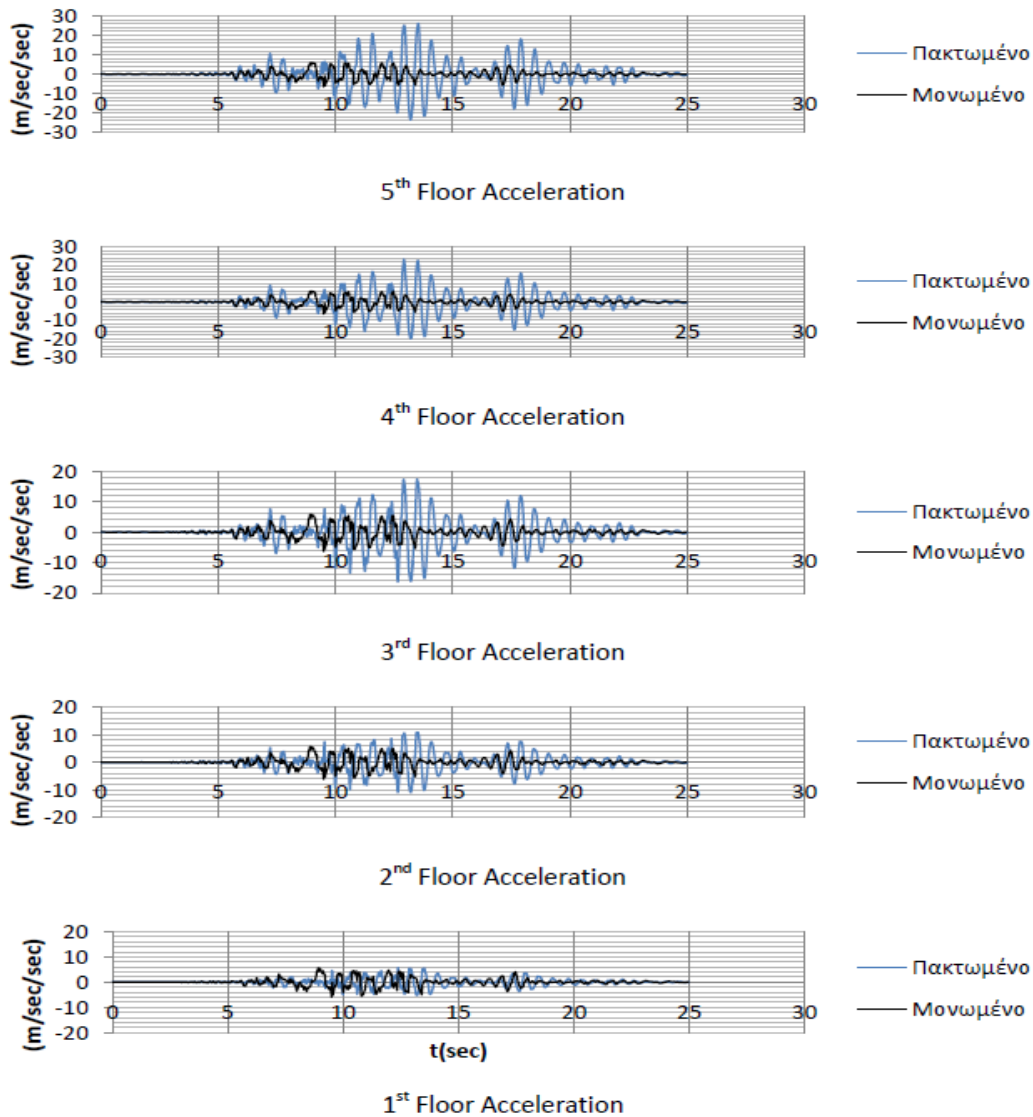
Πίνακας7 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων μονωμένου και πακτωμένου μοντέλου  
Σεισμός Imperial Valley 1979 – διεύθυνση y



Διάγραμμα 8 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Los Gatos – διεύθυνση x

	<b>Πακτωμένο</b>	<b>Μονωμένο</b>
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	7,35 m/sec <sup>2</sup>	5,60m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	14,46 m/sec <sup>2</sup>	5,71 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	22,18m/sec <sup>2</sup>	5,94 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	28,69 m/sec <sup>2</sup>	6,08 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	35,03 m/sec <sup>2</sup>	6,40 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	6,76 m/sec <sup>2</sup>	5,64 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	13,63 m/sec <sup>2</sup>	5,79 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	21,12 m/sec <sup>2</sup>	5,85 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	27,19 m/sec <sup>2</sup>	5,80 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	30,56 m/sec <sup>2</sup>	6,08 m/sec <sup>2</sup>

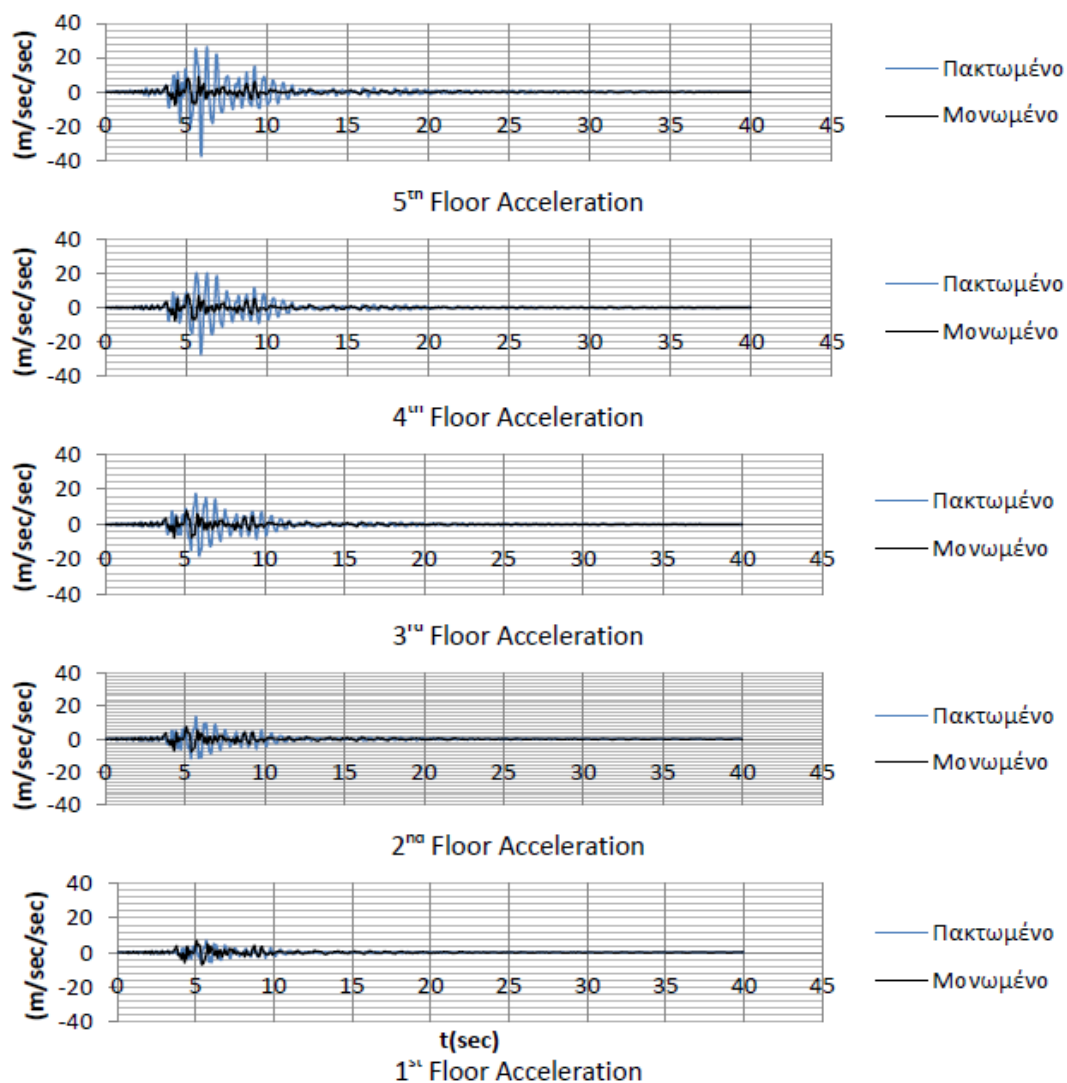
Πίνακας 13 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων μονωμένου και πακτωμένου μοντέλου  
Σεισμός Los Gatos – διεύθυνση x



*Διάγραμμα 9 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Los Gatos – διεύθυνση y*

	<b>Πακτωμένο</b>	<b>Μονωμένο</b>
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	5,64 m/sec <sup>2</sup>	5,56 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	10,89 m/sec <sup>2</sup>	5,72 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	17,37 m/sec <sup>2</sup>	5,79 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	23,22 m/sec <sup>2</sup>	5,87 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	26,03 m/sec <sup>2</sup>	5,96 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	5,20 m/sec <sup>2</sup>	5,77 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	10,96 m/sec <sup>2</sup>	6,00 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	16,33 m/sec <sup>2</sup>	6,19 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	20,00 m/sec <sup>2</sup>	6,30 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	23,49 m/sec <sup>2</sup>	6,32 m/sec <sup>2</sup>

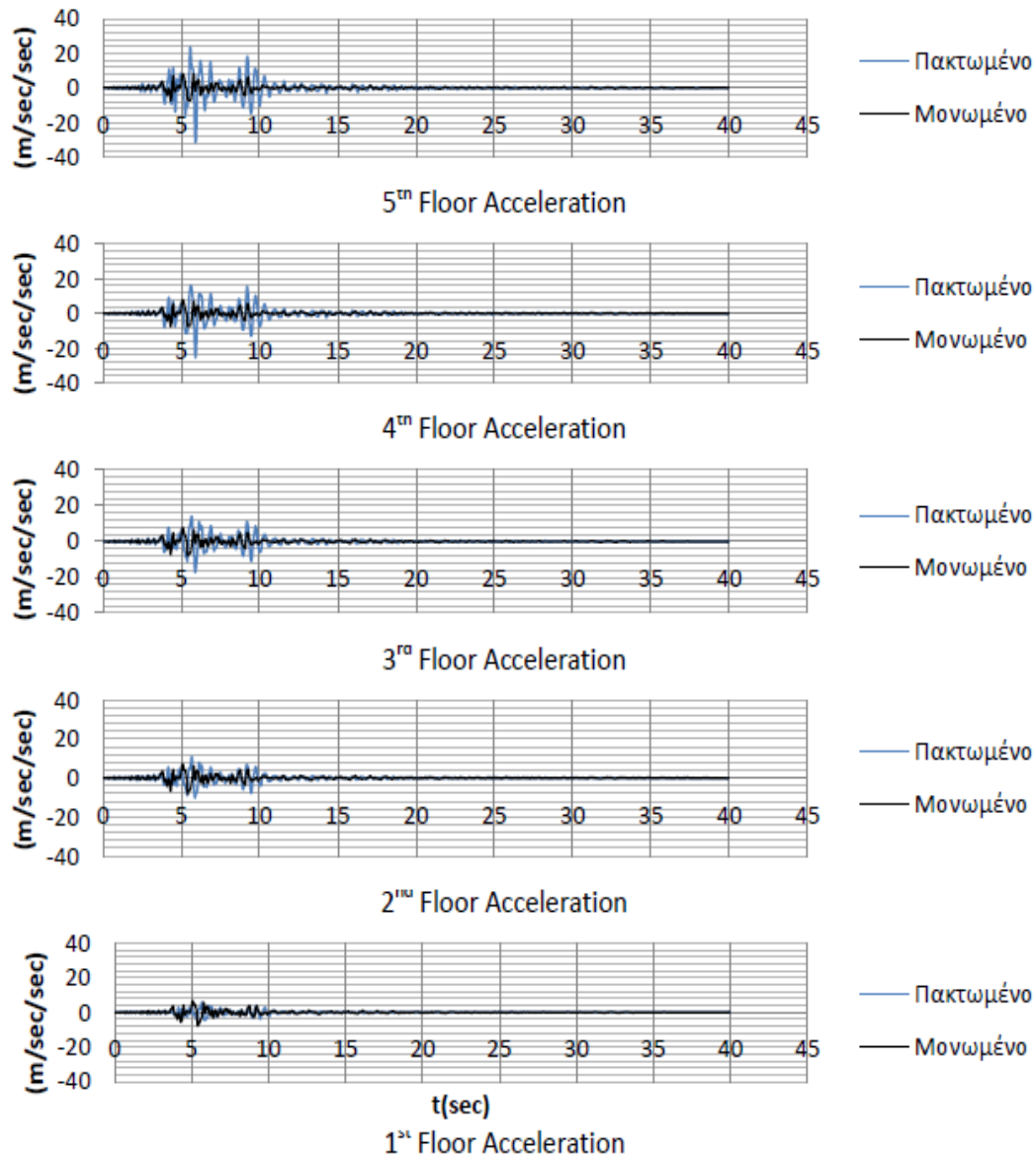
*Πίνακας 14 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων μονωμένου και πακτωμένου μοντέλου  
Σεισμός Los Gatos – διεύθυνση y*



Διάγραμμα 10 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Newhall – διεύθυνση x

	Πακτωμένο	Μονωμένο
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	6,98 m/sec <sup>2</sup>	6,96 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	13,57 m/sec <sup>2</sup>	7,48m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	17,62 m/sec <sup>2</sup>	7,65 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	20,44 m/sec <sup>2</sup>	7,86 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	26,09 m/sec <sup>2</sup>	7,65 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	6,24 m/sec <sup>2</sup>	7,16 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	11,84 m/sec <sup>2</sup>	7,53 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	18,06 m/sec <sup>2</sup>	7,69 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	27,54 m/sec <sup>2</sup>	7,77 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	37,37 m/sec <sup>2</sup>	7,65 m/sec <sup>2</sup>

Πίνακας 15 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων μονωμένου και πακτωμένου μοντέλου  
Σεισμός Newhall – διεύθυνση x



Διάγραμμα 11 Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Newhall – διεύθυνση y

	<b>Πακτωμένο</b>	<b>Μονωμένο</b>
Μέγιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	5,74 m/sec <sup>2</sup>	6,60 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	10,85 m/sec <sup>2</sup>	7,21 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	13,86 m/sec <sup>2</sup>	7,51 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	15,99 m/sec <sup>2</sup>	7,73 m/sec <sup>2</sup>
Μέγιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	23,33 m/sec <sup>2</sup>	7,93 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 1 <sup>ου</sup> ορόφου	4,88 m/sec <sup>2</sup>	7,93 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 2 <sup>ου</sup> ορόφου	10,10 m/sec <sup>2</sup>	8,14 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 3 <sup>ου</sup> ορόφου	17,20 m/sec <sup>2</sup>	8,00 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 4 <sup>ου</sup> ορόφου	25,33 m/sec <sup>2</sup>	7,59 m/sec <sup>2</sup>
Ελάχιστη επιτάχυνση 5 <sup>ου</sup> ορόφου	31,40 m/sec <sup>2</sup>	7,44 m/sec <sup>2</sup>

Πίνακας 16 Μέγιστα και ελάχιστα διαγραμμάτων πακτωμένου και μονωμένου μοντέλου  
Σεισμός Newhall – διεύθυνση y



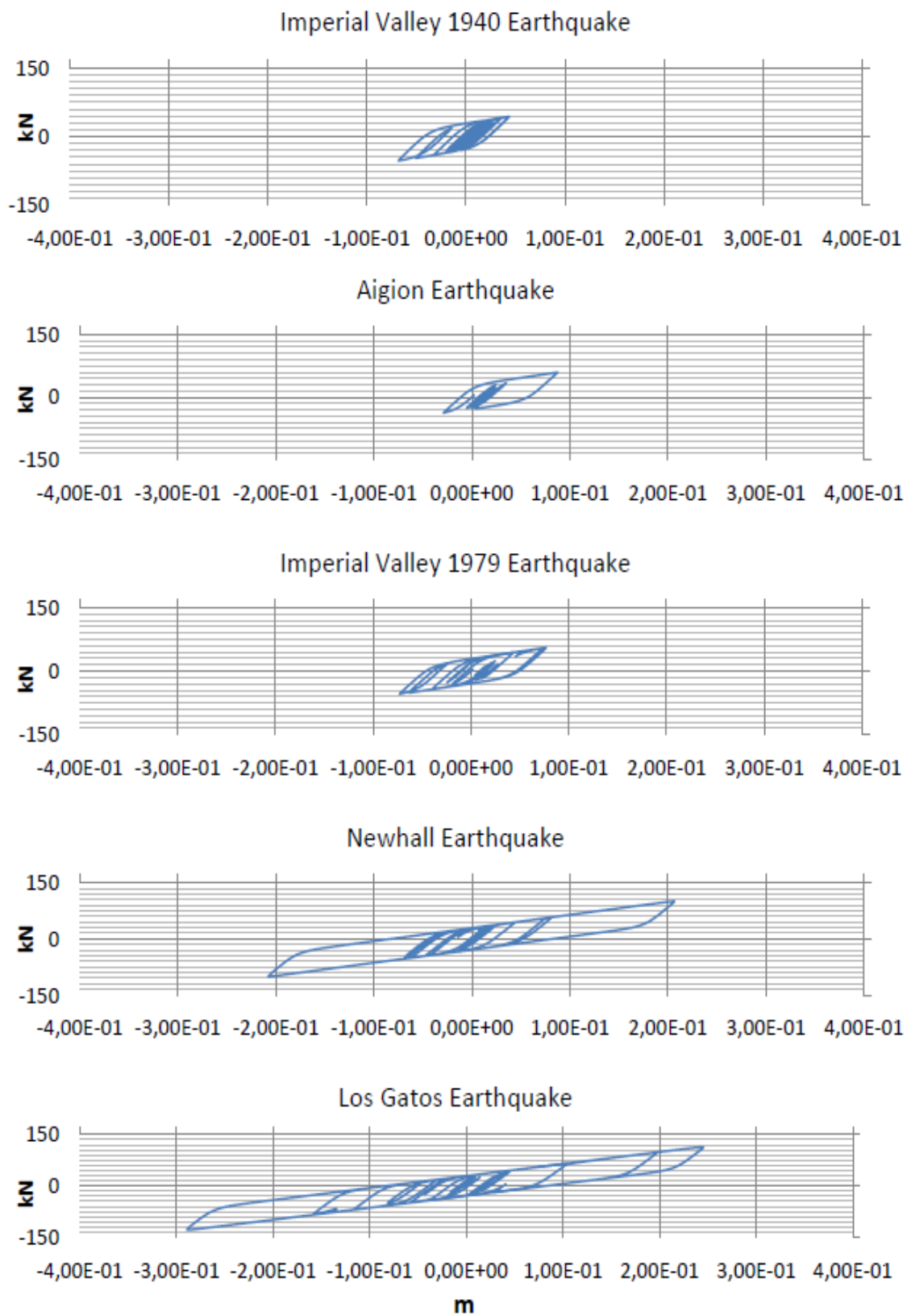
### 5.2.1 Συμπερασματικές παρατηρήσεις.

- Η προσθήκη της μόνωσης στην κατασκευή μας επέφερε τη μείωση των μεγίστων και ελαχίστων επιταχύνσεων στους ψηλότερους ορόφους. Σε όλες τις αναλύσεις παρατηρούμε ότι ο χαμηλότερος όροφος εμφανίζει μία μικρή αύξηση στις μέγιστες και ελάχιστες επιταχύνσεις. Ωστόσο, οι υψηλότεροι όροφοι είναι οι πιο «ευνοημένοι» από τα συστήματα σεισμικής μόνωσης. Αυτό συμβαίνει για τον λόγο ότι οι μονωτήρες στην ουσία λειτουργούν σαν «φίλτρα» για τις υψίσυχνες διεγέρσεις. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι ο σεισμός του Newhall, όπου η μέγιστη επιτάχυνση στο πακτωμένο μοντέλο είναι  $23,33\text{m/sec}^2$  και στον ίδιο όροφο όταν τοποθετήσουμε τη σεισμική μόνωση η μέγιστη επιτάχυνση είναι μόλις  $7,93\text{m/sec}^2$ . Το ίδιο ισχύει και για τις ελάχιστες μετακινήσεις του ίδιου ορόφου, όπου από  $31,40\text{m/sec}^2$  για πακτωμένο μοντέλο γίνεται  $7,44\text{m/sec}^2$  για μονωμένο.
- Η συμπεριφορά της κατασκευής μετά την προσθήκη της σεισμικής μόνωσης, δεν επηρεάζεται σημαντικά από τη «μορφή» της χρονοϊστορίας. Χαρακτηριστικό παράδειγμα ο σεισμός του Los Gatos, όπου οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων παρουσιάζουν έντονο παλμό για τους υψηλότερους ορόφους της πακτωμένης κατασκευής, ενώ μετά την προσθήκη της σεισμικής μόνωσης οι επιταχύνσεις όλων των ορόφων παραμένουν σχεδόν ίδιες με την επιτάχυνση της βάσης.
- Η προσθήκη της μόνωσης στην κατασκευή επιφέρει πιο ομοιόμορφη εικόνα επιταχύνσεων και στους πέντε ορόφους. Ακόμη και στον πέμπτο όροφο δεν παρουσιάζεται υπερβολική ή απότομη αύξηση των επιταχύνσεων, όπως συμβαίνει σε περιπτώσεις που οι κατασκευές δεν είναι μονωμένες.

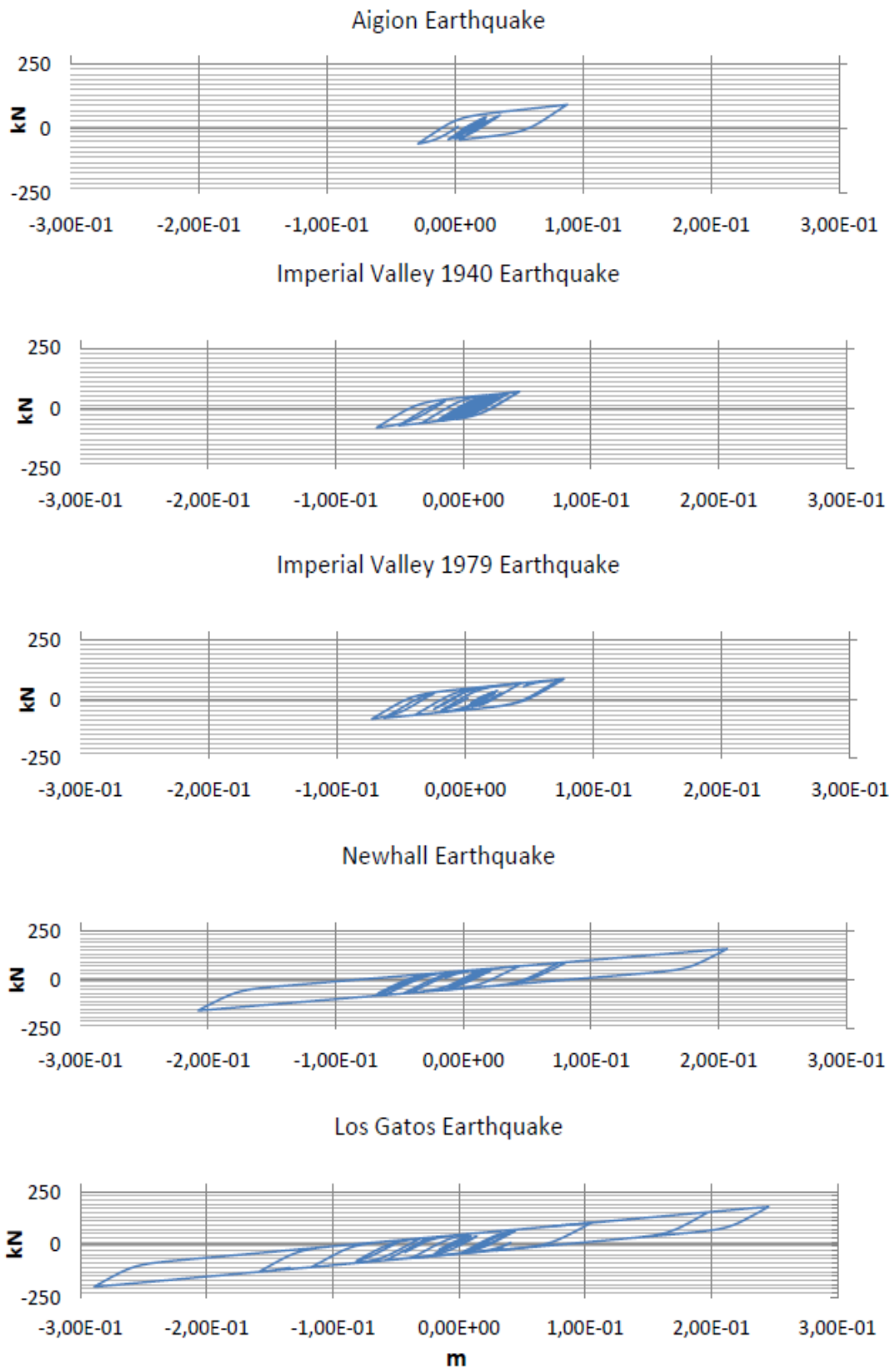
### 5.3 Βρόγχοι Υστέρησης.

Η αξιολόγηση της συμπεριφοράς των εφεδράνων γίνεται κυρίως με κριτήριο τους βρόγχους υστέρησης. Αυτό συμβαίνει επειδή ο βρόγχος υστέρησης προσδιορίζει το μέγεθος της σεισμικής ενέργειας που θα απορροφηθεί από το εφέδρανο κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Παρακάτω (Διαγράμματα 12 έως 14) απεικονίζεται η απόκριση τριών από τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα για όλες τις χρονοϊστορίες, οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις. Η κλίμακα, η οποία χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή των βρόγχων υστέρησης είναι κοινή για όλες τις σεισμικές χρονοϊστορίες, έτσι ώστε να μπορούν να είναι συγκρίσιμοι οι βρόγχοι.

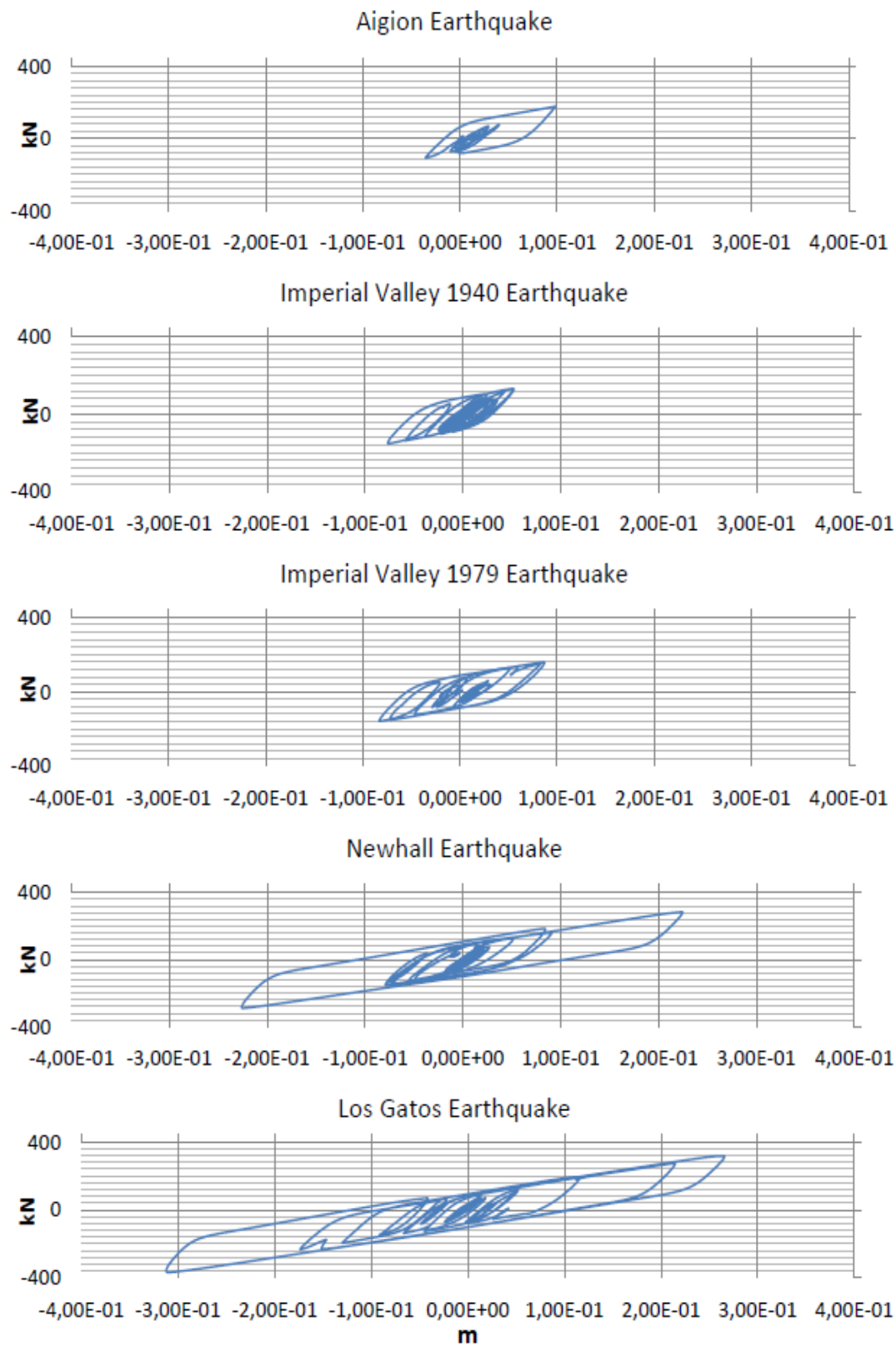
Όπως προκύπτει, η συμπεριφορά των εφεδράνων εξαρτάται άμεσα από το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης. Συνεπώς, σε όλους τους τύπους εφεδράνων παρατηρούνται μεγάλες μετακινήσεις λόγω των μακροπερίοδων παλμών των σεισμών των Newhall και Los Gatos. Οι βρόγχοι υστέρησης των τύπων εφεδράνων που δεν παρουσιάζονται, έχουν ανάλογη μορφή με αυτή των εικονιζόμενων τύπων εφεδράνων. Παρατηρώντας τους βρόγχους υστέρησης που απεικονίζονται, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι στο σεισμό του Αιγίου η ενέργεια που εισάγεται στην κατασκευή είναι γενικά μικρότερη απ' ό,τι στις άλλες διεγέρσεις και, ως εκ τούτου καταναλώνεται πιο γρήγορα (σε λίγους κύκλους) από το σύστημα μόνωσης.



*Διάγραμμα 12 Βρόγχοι υστέρησης για τα ελαστομεταλλικά εφάδρανα Τύπου Β με κοινή κλίμακα για όλες τις χρονοϊστορίες*



*Διάγραμμα 13 Βρόγχοι υστέρησης για τα ελαστομεταλλικά εφάδρανα Τύπου Δ με κοινή κλίμακα για όλες τις χρονοϊστορίες*

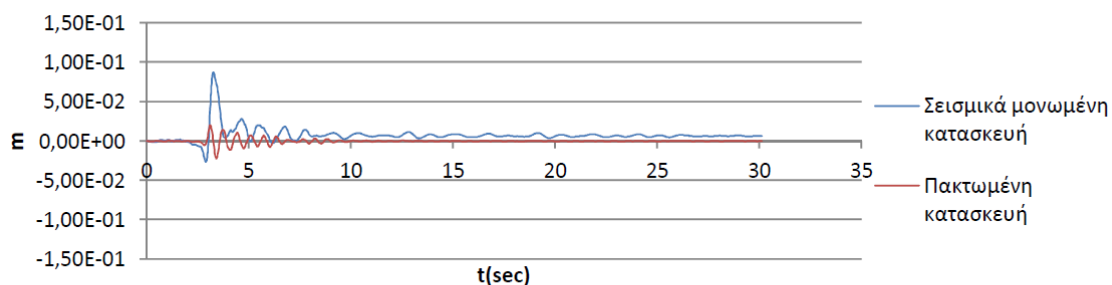


*Διάγραμμα 14 Βρόγχοι υστέρησης για τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα Τύπου Ε με κοινή κλίμακα για όλες τις χρονοϊστορίες*

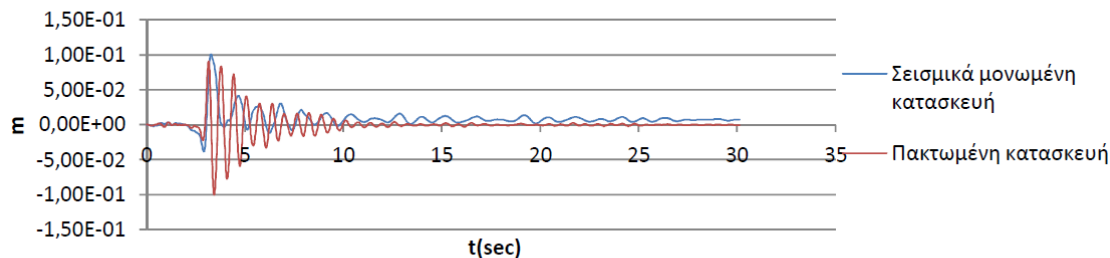
#### 5.4. Μετατοπίσεις σε κάθε στάθμη.

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις στην πρώτη και πέμπτη στάθμη της κατασκευής για την περίπτωση με και χωρίς σεισμική μόνωση. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται (Διαγράμματα 15 έως 19) ενδεικτικά αφορούν όλες τις χρονοϊστορίες που χρησιμοποιήθηκαν όμως μόνο για την περίπτωση της διεύθυνσης του σεισμού κατά τον άξονα x.

Όπως προκύπτει από τα διαγράμματα, η προσθήκη της σεισμικής μόνωσης οδηγεί γενικά σε αυξημένες μετατοπίσεις των διαφραγμάτων, οι οποίες σε αρκετές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι σημαντικές (Σεισμοί Newhall και Los Gatos). Γενικά το μέγεθος των μετατοπίσεων εξαρτάται άμεσα από το συχνοτικό περιεχόμενο της κίνησης του εδάφους. Σεισμοί με μακροπερίόδους παλμούς οδηγούν σε μεγάλες μετατοπίσεις των εύκαμπτων μονωτήρων, άρα και τις κατασκευής, ενώ σε υψίσυχνες διεγέρσεις (π.χ. Σεισμός Αιγίου) οι μετατοπίσεις πακτωμένης και μονωμένης κατασκευής είναι συγκρίσιμες. Ωστόσο, μετά την προσθήκη της σεισμικής μόνωσης, οι μετατοπίσεις πρώτης και πέμπτης στάθμης είναι αρκετά κοντά σε τάξη μεγέθους, δηλαδή η σχετική μετατόπιση μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα. Σε αυτή την περίπτωση γενικά η κατασκευή συμπεριφέρεται σαν μονοβάθμιο σύστημα, το οποίο έχει περίοδο αυτή των εφεδράνων. Αντίθετα, όταν η κατασκευή είναι πακτωμένη οι μετατοπίσεις της πέμπτης στάθμης είναι σημαντικά μεγαλύτερες από αυτές τη πρώτης. Δηλαδή, η σχετική μετατόπιση δεν είναι αμελητέα, γεγονός που σημαίνει ότι σε αυτή την περίπτωση υπάρχει κίνδυνος πιθανής βλάβης της κατασκευής, κάτι που προφανώς δεν ισχύει για το μονωμένο σύστημα.

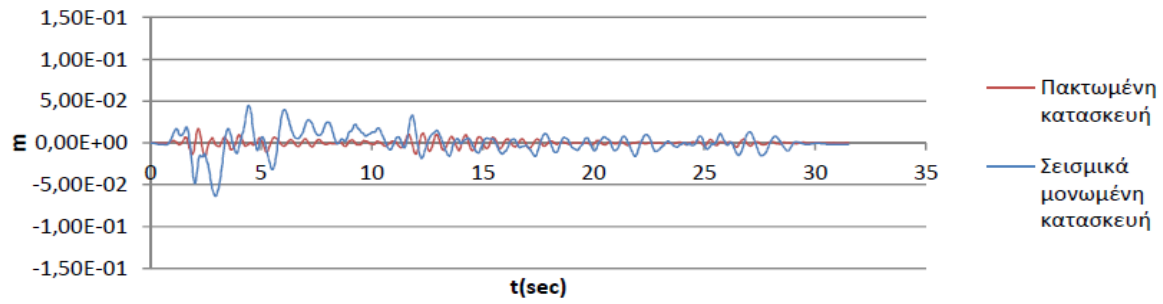


Σεισμός Αιγίου 1<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

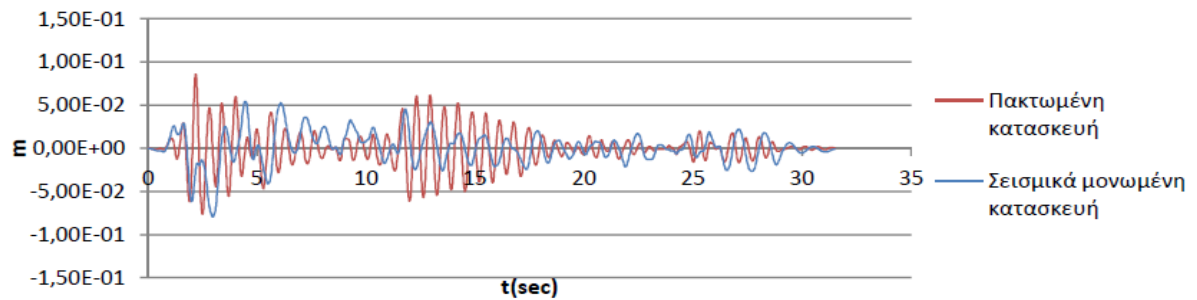


Σεισμός Αιγίου 5<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

*Διάγραμμα 15* Μετατοπίσεις 1<sup>ης</sup> και 5<sup>ης</sup> στάθμης – Σεισμός Αιγίου

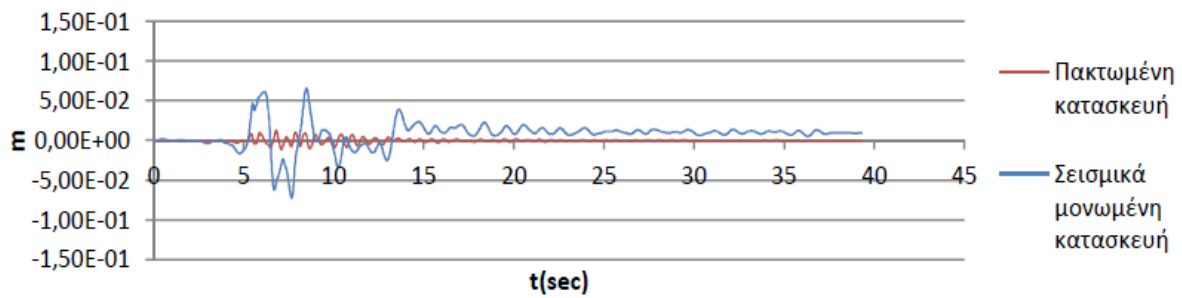


Σεισμός Imperial Valley 1940 – 1<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

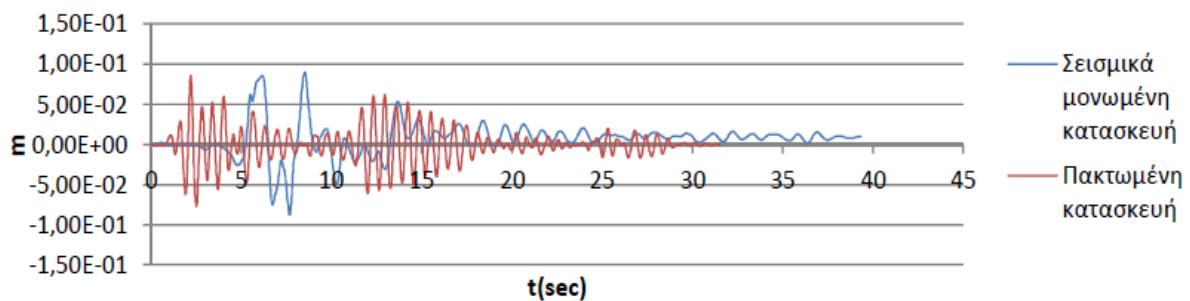


Σεισμός Imperial Valley 1940 – 5<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

Διάγραμμα 16 Μετατοπίσεις 1<sup>ης</sup> και 5<sup>ης</sup> στάθμης –Σεισμός Imperial Valley 1940

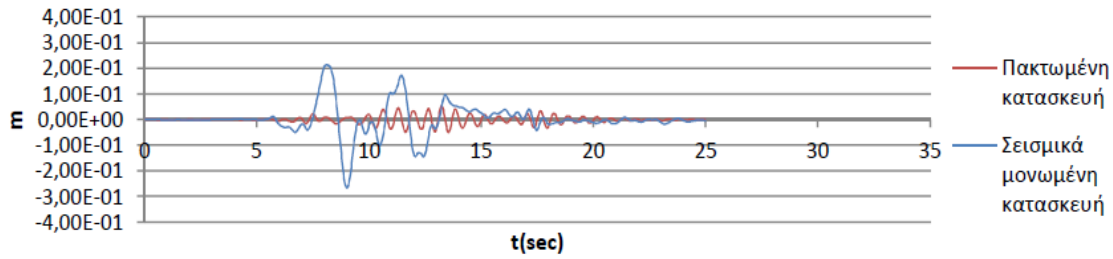


Σεισμός Imperial Valley 1979 – 1<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

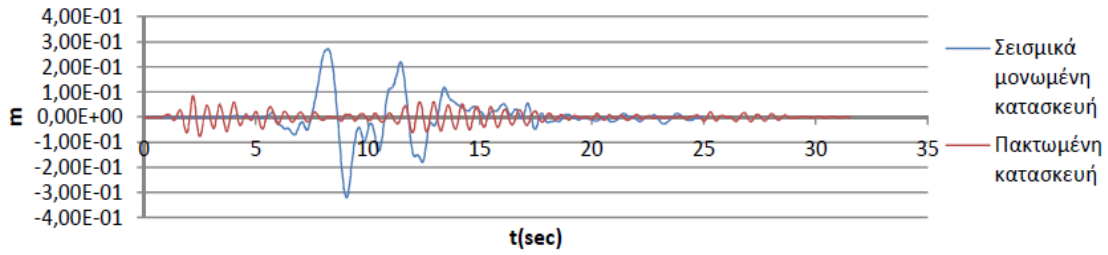


Σεισμός Imperial Valley 1979 – 5<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

Διάγραμμα 17 Μετατοπίσεις 1<sup>ης</sup> και 5<sup>ης</sup> στάθμης –Σεισμός Imperial Valley 1979

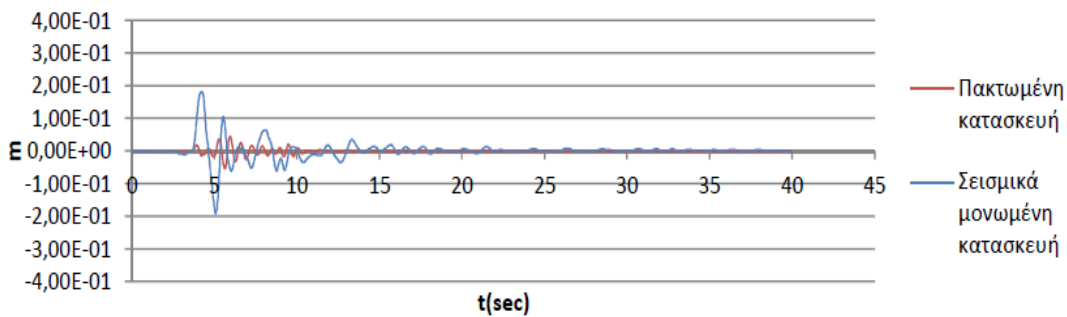


Σεισμός Los Gatos – 1<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

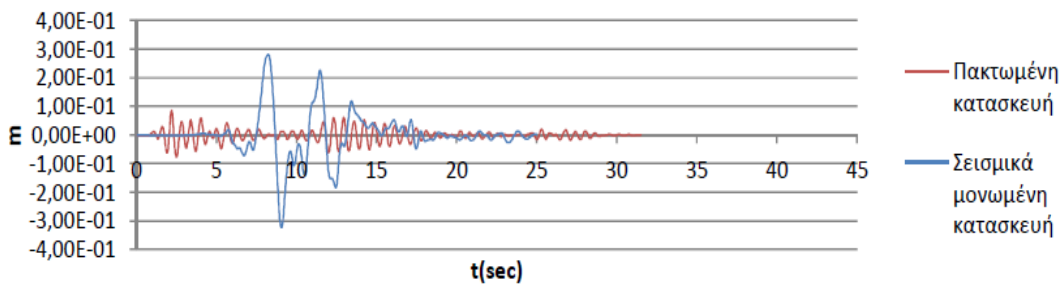


Σεισμός Los Gatos – 5<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

*Διάγραμμα 18* Μετατοπίσεις 1<sup>ης</sup> και 5<sup>ης</sup> στάθμης –Σεισμός Los Gatos



Σεισμός Newhall – 1<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής



Σεισμός Newhall – 5<sup>ος</sup> όροφος κατασκευής

*Διάγραμμα 19* Μετατοπίσεις 1<sup>ης</sup> και 5<sup>ης</sup> στάθμης –Σεισμός Newhall

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία διερευνήθηκε η επίδραση της σεισμικής μόνωσης βάσης στη συμπεριφορά κατασκευών. Για τις ανάγκες της διερεύνησης αυτής πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας σε χωρικό προσομοίωμα κατασκευής, με και χωρίς ελαστομεταλλικά εφέδρανα στη στάθμη έδρασής της. Το χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής μορφώθηκε με χρήση κατάλληλου λογισμικού, με το οποίο πραγματοποιήθηκαν και οι αριθμητικές επιλύσεις του δυναμικού προβλήματος.

Παρουσιάστηκαν και αναλύθηκαν χρονοϊστορίες μετατοπίσεων και επιταχύνσεων της πακτωμένης και της μονωμένης κατασκευής σε διάφορες στάθμες, καθώς και οι βρόγχοι υστέρησης των μονωτήρων. Από τη μελέτη των αποτελεσμάτων προκύπτουν τα ακόλουθα βασικά συμπεράσματα:

- Η προσθήκη της σεισμικής μόνωσης οδηγεί σε σημαντική μείωση των «σεισμικών» επιταχύνσεων που δέχεται η κατασκευή. Η παρατήρηση αυτή είναι κρίσιμη, καθώς οι σεισμικές δυνάμεις προκύπτουν από τις επιταχύνσεις αυτές (πολλαπλασιαζόμενες προφανώς με τη μάζα των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής ή κατασκευών/εξοπλισμού που βρίσκεται εντός της). Συνεπώς, επαληθεύεται από τις αναλύσεις η ευεργετική δράση των μονωτήρων που εκδηλώνεται με τη μορφή των μειωμένων σεισμικών δράσεων.
- Οι μονωμένες κατασκευές εμφανίζουν γενικά κατά τη διάρκεια του σεισμού μεγαλύτερες μετατοπίσεις σε σχέση με τις πακτωμένες. Το μέγεθος των μετατοπίσεων εξαρτάται από το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής κίνησης και τείνει να είναι μεγαλύτερο για περιπτώσεις σεισμών με μακροπερίόδους παλμούς. Ωστόσο, αξίζει να σημειωθεί ότι η χαμηλή γενικά δυσκαμψία των εφεδράνων οδηγεί σε ταλαντώσεις γενικά μακροπερίοδες που δημιουργούν μικρότερη όχληση σε σχέση με τις αντίστοιχες υψίσυχνες των πακτωμένων κατασκευών. Επιπλέον, οι μετατοπίσεις όλων των σταθμών πρακτικά ταυτίζονται και η κατασκευή συμπεριφέρεται γενικά ως σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας. Αυτό συνεπάγεται ότι η συμπεριφορά ενός μονωμένου συστήματος είναι γενικά πολύ εύκολο να προβλεφθεί ακόμα και με χρήση στοιχειωδών αναλυτικών εργαλείων. Τέλος, οι αμελητέες σχετικές μετατοπίσεις αποδεικνύουν ότι η ανωδομή της μονωμένης κατασκευής αναμένεται να συμπεριφερθεί ελαστικά, να μην εμφανίσει δηλαδή βλάβες, όπως άλλωστε είναι επιθυμητό. Αντίθετα η πακτωμένη κατασκευή εμφανίζει υψηλές τιμές σχετικών μετατοπίσεων, γεγονός που υποδηλώνει ότι είναι πιθανή η εμφάνιση σημαντικών βλαβών στα μέλη της.
- Η κατανάλωση της σεισμικής ενέργειας αποτυπώνεται στους βρόγχους υστέρησης των εφεδράνων. Η μορφή των βρόγχων αυτών γενικά εξαρτάται, πέραν από τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων, και από αυτά της σεισμικής κίνησης. Σεισμικές κινήσεις με μακροπερίόδους παλμούς οδηγούν σε «πεπλατυσμένους» βρόγχους και μεγάλες μετατοπίσεις των εφεδράνων. Στις περιπτώσεις αυτές ενδέχεται να ξεπεραστεί η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση που λαμβάνεται υπόψιν κατά το σχεδιασμό του συστήματος μόνωσης και τα εφέδρανα να εμφανίσουν βλάβες.



Οπότε απαιτείται αποκατάσταση της κατασκευής με «εξάλειψη» των πιθανών παραμένουσων μετατοπίσεων και αντικατάσταση των εφεδράνων που εμφάνισαν καταστροφικές βλάβες.

Συνοψίζοντας, οι αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν αποδεικνύουν ότι η σεισμική μόνωση βάσης αποτελεί μία ιδιαίτερα αξιόπιστη μέθοδο για την προστασία των κατασκευών από τις βλαβερές συνέπειες των σεισμικών δράσεων, καθώς οδηγεί σε σημαντική μείωση των σεισμικών φορτίων και των σχετικών μετατοπίσεων που αποτελούν τα γενεσιουργά αίτια των καταστροφικών βλαβών στις κατασκευές.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

### 1. Πηγές

- [1] Αλεξιάκης, Χ. (2007). *Ανάλυση γεφυρών με σεισμική μόνωση. Διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών*. Πάτρα: Πανεπιστήμιο Πατρών.
- [2] *Εφέδρανα. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα* (n.d.). Ανακτήθηκε 18 Απριλίου 2016, από <http://www.domikon.gr/114,1,1,%CE%95%CE%BB%CE%BB%CE%B7%CE%BD%CE%B9%CE%BA%CE%AC>
- [3] Kelly, J. (1990). Base isolation: Linear theory and design. *Earthquake spectra*, 6(2), 223-244.
- [4] Κιτσικοπούλου, Δ. (2012). Σεισμική μόνωση υφιστάμενων κατασκευών με ελαστομερή συστήματα και διερεύνηση της ανταγωνιστικότητας των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου LRB. Στο *18<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές Κατασκευών Πρακτικά Εισηγήσεων* (σελ. 135-142). Πάτρα: Πανεπιστήμιο Πατρών.
- [5] Μπάρος, Δ., & Μπουρνάς, Δ. (2005). *Σεισμική προστασία κατασκευών με σύγχρονες τεχνολογίες*. Εργασία στο μάθημα «Σχεδιασμός συστήματος σεισμικής μόνωσης και ανάλυση 5-όροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα». Πάτρα: Πανεπιστήμιο Πατρών.
- [6] Μπάρος, Δ. (2007). *Συστήματα σεισμικής μόνωσης :Θεωρητική διερεύνηση της λειτουργίας τους και εφαρμογές*. Εργασία στο μάθημα «Εφαρμοσμένα μαθηματικά». Πάτρα: Πανεπιστήμιο Πατρών
- [7] Naeim, F., & Kelly, J. (n.d.). *Design of seismic isolated structures. From theory to practice*. New York: John Wiley & Sons.
- [8] NRB Bearing (n.d.). Ανακτήθηκε 18 Απριλίου 2016, από [https://en.wikipedia.org/wiki/NRB\\_Bearing](https://en.wikipedia.org/wiki/NRB_Bearing)
- [9] Μανώλης Γ., Κολιόπουλος Π., & Παναγιωτόπουλος Χ. (2015). Δυναμική των κατασκευών. Ανακτήθηκε 18 Απριλίου 2016 από [file:///C:/Users/User/Downloads/final\\_with\\_cover.pdf](file:///C:/Users/User/Downloads/final_with_cover.pdf)
- [10] Γιάννης Ν. Ψυχάρης (2016) . Αντισεισμικός σχεδιασμός γεφυρών. Ανακτήθηκε 18 Απριλίου 2016 από [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/eidika\\_themata/simeioseis/bridges-2016.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/eidika_themata/simeioseis/bridges-2016.pdf)

### 2. Εικόνες

- [11] [https://encrypted-bn3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcT4S\\_WGUjkO6L2SzsNblQ362e26U2fkGkWs0FgQokv-YMBGxN\\_p](https://encrypted-bn3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcT4S_WGUjkO6L2SzsNblQ362e26U2fkGkWs0FgQokv-YMBGxN_p)
- [12] <http://www.did.org.tr/eng/wp-content/uploads/2014/03/DID-Gorsel-EN.jpg>
- [13] [https://www.google.gr/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjZ3obrqsjMAhVMBsAKHaxAC2oQjRwIBQ&url=https%3A%2F%2Fdspace.lib.ntua.gr%2Fdspace%2Fbitstream%2Fhandle%2F123456789%2F41881%2FThesis\\_Velle\\_Eleni.pdf%3Fsequence%3D1&psig=AFQjCNHh1uYhr16fulKsg-PDGGFuTnJ9gg&ust=1462723230680859](https://www.google.gr/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjZ3obrqsjMAhVMBsAKHaxAC2oQjRwIBQ&url=https%3A%2F%2Fdspace.lib.ntua.gr%2Fdspace%2Fbitstream%2Fhandle%2F123456789%2F41881%2FThesis_Velle_Eleni.pdf%3Fsequence%3D1&psig=AFQjCNHh1uYhr16fulKsg-PDGGFuTnJ9gg&ust=1462723230680859)
- [14] <https://www.google.gr/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwiV84SYxe3OAhUD5xoKHZC-C8cQjRwIBw&url=http%3A%2F%2Ftour.teipat.gr%2Ftourisflab.php&psig=AFQjCNGRcLcTZQNNZyW3H0hRm6iO3CSDZA&ust=1472797714649474>
- [15] <https://www.google.gr/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwjm-5Tes5bQAhXcKcWkHVOeBjwQjRwIBw&url=http%3A%2F%2Fwww.elemka.gr%2Fel-gr%2Fbearings-seismic-isolation%2Felemka-bearings-seismic-isolation&bvm=bv.137904068.d.bGg&psig=AFQjCNGKmtSfSDnBBelxPgyDd4V0U21gvg&ust=1478599826836059>

- [16] <http://mavrakis-sa.gr/media/rokgallery/5/5f6734e1-09ff-4fff-baa2-abc4bf3e32de/1beb20ab-2306-4618-b9a2-948e8e7ab2a6-thumb.jpg>
- [17] <https://ryanrahmats.wordpress.com/2015/05/page/2/>
- [18] [https://encrypted-tbn3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcQDIwdj84vI4rS\\_t1P8Y9Aid6k3-ZmZ\\_cC-eYa3A0rru\\_iucBwlvQ](https://encrypted-tbn3.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcQDIwdj84vI4rS_t1P8Y9Aid6k3-ZmZ_cC-eYa3A0rru_iucBwlvQ)
- [19] [https://www.google.gr/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahUKEwjg2oH2t5bQAhWBkiwKHfHtDRkQFggZMAA&url=http%3A%2F%2Flibrary.tee.gr%2Fdigital%2Fm2202%2Fm2202\\_koumousis.pdf&usq=AFQjCNEIIsEv9RYLrFA\\_yk5aTV6-yPOJDw&sig2=tllspFtsNeWofBRBrSjIXg&bvm=bv.137904068,d.bGg&cad=rja](https://www.google.gr/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0ahUKEwjg2oH2t5bQAhWBkiwKHfHtDRkQFggZMAA&url=http%3A%2F%2Flibrary.tee.gr%2Fdigital%2Fm2202%2Fm2202_koumousis.pdf&usq=AFQjCNEIIsEv9RYLrFA_yk5aTV6-yPOJDw&sig2=tllspFtsNeWofBRBrSjIXg&bvm=bv.137904068,d.bGg&cad=rja)
- [20] <http://wellington.govt.nz/~media/your-council/projects/images/town-hall-strengthening/base-isolation/base-isolator-close-up-95804.jpg?mw=771&mh=380>
- [21] [http://www.eq-ins.com/Images/are-you-prepared/building\\_foundation.jpg](http://www.eq-ins.com/Images/are-you-prepared/building_foundation.jpg)
- [22] <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/ergasies%202006/24%20GKARTZIOS-KALLIOS.pdf>
- [23] [http://eureka.lib.teithe.gr:8080/bitstream/handle/10184/2345/Paralas\\_Panagiotis.pdf?sequence=3](http://eureka.lib.teithe.gr:8080/bitstream/handle/10184/2345/Paralas_Panagiotis.pdf?sequence=3)
- [24] [https://dspace.lib.ntua.gr/dspace2/bitstream/handle/123456789/4567/daskalantonakia\\_seismicisolation.pdf?sequence=3](https://dspace.lib.ntua.gr/dspace2/bitstream/handle/123456789/4567/daskalantonakia_seismicisolation.pdf?sequence=3)
- [25] <http://www.pbs.org/wgbh/nova/next/wp-content/uploads/2013/11/foothill-law-justice-center-1024x576.jpg>
- [26] [http://www.caravel-travel.gr/wp-content/uploads/2015/09/lacityp\\_026681.jpg](http://www.caravel-travel.gr/wp-content/uploads/2015/09/lacityp_026681.jpg)
- [27] [http://content-mcdn.ethnos.gr/filesystem/images/20150305/low/assets\\_LARGE\\_t\\_183762\\_54474469.JPG](http://content-mcdn.ethnos.gr/filesystem/images/20150305/low/assets_LARGE_t_183762_54474469.JPG)
- [28] [http://media.flysfo.com/museum/new\\_images/84937.jpg](http://media.flysfo.com/museum/new_images/84937.jpg)
- [29] [http://www.eng.ucy.ac.cy/CEE325/10\\_CEE325\\_IntroSeismicIsolation.pdf](http://www.eng.ucy.ac.cy/CEE325/10_CEE325_IntroSeismicIsolation.pdf)