

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«ΧΑΜΗΛΟΥ ΚΟΣΤΟΥΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ
ΧΡΗΣΗ ΑΝΑΚΥΚΛΩΜΕΝΩΝ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ»**

ΖΑΦΕΙΡΗΣ ΛΟΥΛΟΥΡΓΑΣ

Τριμελής Επιτροπή

Ιωάννης Τσομπανάκης (Επιβλέπων)

Γεώργιος Καρατζάς

Κωνσταντίνος Προβιδάκης

ΧΑΝΙΑ, 2013

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους βοήθησαν στην ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Κατ' αρχάς, ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα της εργασίας, Αναπληρωτή Καθηγητή, κ. **Ιωάννη Τσομπανάκη**, για τη διαρκή καθοδήγηση του κατά την εκπόνηση και συγγραφή της εργασίας, για τον πολύτιμο χρόνο που μου αφιέρωσε, καθώς και για τις γνώσεις που μου παρείχε ως καθηγητής μου στο Πολυτεχνείο Κρήτης. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα υπόλοιπα μέλη της τριμελούς επιτροπής, τον Καθηγητή κ. **Κωνσταντίνο Προβιδάκη** και τον Καθηγητή και Κοσμήτορα της Σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. **Γεώργιο Καρατζά** για τις εποικοδομητικές παρατηρήσεις τους. Επίσης, ευχαριστώ θερμά τον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό, κ. **Πρόδρομο Ψαρρόπουλο**, για την πολύτιμη βοήθεια που μου παρείχε.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου γιατί στηρίζει κάθε επιλογή μου, καθώς και τους συμφοιτητές μου για τη βοήθεια που μου παρείχαν αυτά τα χρόνια.

Ζαφείρης Σ. Λουλουργάς

Χανιά, Αύγουστος 2013

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η σεισμική μόνωση βάσης αποτελεί μια αποτελεσματική μέθοδος προστασίας από τον σεισμικό κίνδυνο, που εφαρμόζεται στις κατασκευές, τόσο κτιριακές όσο και σε γέφυρες, αφού επιτυγχάνει τη μείωση της σεισμικής καταπόνησης της κατασκευής, επιτρέποντας στην ανωδομή να κινείται ανεξάρτητα από το έδαφος. Οι πιο κοινοί τύποι σεισμικής μόνωσης βάσης που εφαρμόζονται σε κτιριακά έργα είναι τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα και τα συστήματα τριβής. Ωστόσο, τα συστήματα αυτά αυξάνουν το κόστος της κατασκευής σε σημαντικό βαθμό και απαιτούν την ύπαρξη προηγμένης τεχνογνωσίας που δεν είναι διαθέσιμη σε πολλές χώρες, ειδικά στις αναπτυσσόμενες. Για τον λόγο αυτό, τις τελευταίες δεκαετίες πολλοί ερευνητές απ' όλο τον κόσμο έχουν πραγματοποιήσει πειραματικές και αριθμητικές μελέτες, με σκοπό τον σχεδιασμό και την κατασκευή συστημάτων μόνωσης βάσης χαμηλού κόστους.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε μια εκτενής αριθμητική διερεύνηση, που είχε ως στόχο την εξακρίβωση της δυνατότητας ενός συστήματος μόνωσης βάσης χαμηλού κόστους, κατασκευασμένου από ανακυκλωμένα ελαστικά οχημάτων, να αντικαταστήσει τα συμβατικά συστήματα σεισμικής μόνωσης. Για τους σκοπούς της έρευνας, πραγματοποιήθηκε μια σειρά από δυναμικές αναλύσεις με εφαρμογή της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων. Τα αποτελέσματα αυτής της πολυπαραμετρικής μελέτης έδειξαν ότι υπό συγκεκριμένες συνθήκες και προϋποθέσεις, η χρήση του προτεινόμενου συστήματος μόνωσης χαμηλού κόστους μπορεί να βελτιώσει τη σεισμική απόκριση της εξεταζόμενης κατασκευής. Όμως, εν γένει, η εφαρμογή της εν λόγω μεθόδου θα πρέπει να εξετάζεται προσεκτικά και ανά περίπτωση.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Ευχαριστίες	i
Περίληψη	ii
Περιεχόμενα	iii
1. Εισαγωγή.....	1
1.1 Ανακύκλωση	1
1.2 Ανακύκλωση ελαστικών οχημάτων.....	2
1.3 Σεισμός και σεισμική επικινδυνότητα	3
1.4 Αντισεισμικός σχεδιασμός.....	5
1.5 Σεισμική μόνωση.....	6
2. Διαχείριση ελαστικών οχημάτων	8
2.1 Χαρακτηριστικά ελαστικών οχημάτων.....	8
2.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	8
2.1.2 Μηχανικές ιδιότητες	9
2.1.3 Χημικά χαρακτηριστικά και σύσταση	9
2.2 Παραγωγή ελαστικών	10
2.3 Επίδραση στο περιβάλλον και την υγεία	11
2.4 Μέθοδοι επεξεργασίας.....	13
2.4.1 Ανακύκλωση μεταχειρισμένων ελαστικών	14
2.4.2 Ενδεικτικές εφαρμογές ανακυκλωμένων ελαστικών	17
2.5 Νομικό Πλαίσιο στην Ελλάδα.....	20
2.6 Συλλογικό σύστημα εναλλακτικής διαχείρισης στην Ελλάδα	20
3. Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιριακών κατασκευών	24
3.1 Γενικά.....	24
3.1.1 Φάσμα απόκρισης.....	26
3.1.2 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού	27
3.2 Θεμελιώδεις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς.....	31
3.2.1 Απαίτηση αποφυγής κατάρρευσης	31
3.2.2 Απαίτηση περιορισμού βλαβών.....	32
3.2.3 Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών.....	33
3.3 Σεισμική μόνωση βάσης	33
3.3.1 Ορισμοί.....	36
3.3.2 Βασικές απαιτήσεις.....	37
3.3.3 Γενικοί κανόνες σχεδιασμού	37
4. Συμβατικές μέθοδοι σεισμικής μόνωσης	40
4.1 Εισαγωγή.....	40

4.2 Ελαστομερή συστήματα.....	42
4.2.1 Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB).....	43
4.2.2 Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB).....	44
4.2.3 Εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)	46
4.3 Συστήματα τριβής.....	47
4.3.1 Συστήματα με καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης (FPS).....	48
4.3.2 Συστήματα με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης (FSS).....	49
4.4 Συστήματα αύξησης της απόσβεσης	49
4.4.1 Αποσβεστήρες τριβής	50
4.4.2 Αποσβεστήρες ιξώδους απόσβεσης.....	50
5. Μέθοδοι σεισμικής μόνωσης χαμηλού κόστους.....	53
5.1 Βιβλιογραφική επισκόπηση	53
5.2 Συστήματα μίγματος εδάφους-καουτσούκ (RSM).....	57
5.3 Συστήματα σεισμικής μόνωσης τύπου STRP	60
5.4 Σύστημα μικτής ελαστικής θεμελίωσης.....	63
6. Αριθμητική προσομοίωση	67
6.1 Περιγραφή προσομοιωμάτων.....	67
6.2 Αποτελέσματα αναλύσεων	71
6.2.1 Ημιτονοειδής διέγερση.....	71
6.2.2 Σεισμός Αιγίου.....	88
6.2.3 Σεισμός Kobe.....	98
7. Συμπεράσματα	109
8. Βιβλιογραφία.....	112
8.1 Ελληνική βιβλιογραφία	112
8.2 Ξένη βιβλιογραφία	113

1

Εισαγωγή

1.1 Ανακύκλωση

Κάθε διεργασία ανακύκλωσης συνιστά μια τεχνική μετατροπής (συνήθως απορριμματικών) υλικών. Με την κατάλληλη επεξεργασία (διαχωρισμός και ταξινόμηση), από ένα μίγμα απορριμμάτων, μπορούν να ανακτηθούν ανακυκλωμένα υλικά. Τα ανακτώμενα υλικά ονομάζονται και δευτερογενείς πρώτες ύλες. Επομένως, η ανακύκλωση είναι δυνατόν να χαρακτηριστεί και ως διαδικασία παραγωγής νέων υλικών. Η διαδικασία της ανακύκλωσης αποτελείται από διάφορα στάδια, που στοχεύουν στην τροποποίηση των υπάρχοντων υλικών και την παραγωγή νέων υλικών από αυτά.

Όπως και η πρωτογενής παραγωγική διαδικασία, έτσι και η ανακύκλωση παράγει νέα απόβλητα. Τα εισερχόμενα σε αυτή υλικά, χαρακτηρίζονται ως ρεύμα εισόδου, ενώ τα εξερχόμενα ως ρεύμα εξόδου, αντίστοιχα. Ο καθορισμός της σύνθεσης του ρεύματος των αποβλήτων, είναι μείζονος σημασίας, καθώς συμβάλλει στην αύξηση της απόδοσης της διεργασίας, εξασφαλίζοντας υψηλής αξίας τελικά προϊόντα, μειώνοντας ταυτόχρονα την επιβάρυνση του περιβάλλοντος.

Ο τρόπος συλλογής (ή διαχωρισμού) των αποβλήτων, καθώς και το είδος και ο τρόπος ανάμιξης του μίγματος, είναι αναγκαίο να ληφθούν υπόψη, όταν σχεδιάζεται μια διεργασία ανακύκλωσης. Από τους παραπάνω παράγοντες εξαρτάται η

δημιουργία των διαφορετικών μιγμάτων ποσοτήτων αποβλήτων, που συνιστούν το ρεύμα εισόδου [Γιδαράκος, 2004].

1.2 Ανακύκλωση ελαστικών οχημάτων

Η διαχείριση των ελαστικών των οχημάτων προβληματίζει τις περασμένες δεκαετίες και μετατράπηκε σε ένα συνεχώς μεγενθυνόμενο πρόβλημα στις μέρες μας. Τα ελαστικά εκπροσωπούν τμήμα της κατηγορίας των «ειδικών» αποβλήτων, που είναι δύσκολο να διαχειριστούμε. Εκατοντάδες εκατομμύρια από αυτά παράγονται ετησίως, μεγάλος αριθμός των οποίων απορρίπτεται ανεξέλεγκτα στη φύση, όταν ολοκληρωθεί ο κύκλος ζωής τους, και συνιστά κίνδυνο για τη δημόσια υγεία, ενώ επιδρά δυσμενώς περιβαλλοντικά αλλά και αισθητικά.

Τα προαναφερθέντα ελαστικά, μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως εξής:

- ελαστικά επιβατικών αυτοκινήτων
- ελαστικά ημιφορτηγών – φορτηγών
- ελαστικά αγροτικών οχημάτων
- ελαστικά μοτοσικλετών, μοτοποδηλάτων, ποδηλάτων
- ελαστικά βιομηχανικών οχημάτων

Ο κύκλος ζωής των ελαστικών των οχημάτων ανέρχεται σε 35.000 – 40.000km για τα επιβατικά αυτοκίνητα, σε 60.000 – 70.000km για τα ημιφορτηγά και σε 180.000 – 200.000km για τα φορτηγά βαριάς κατασκευής.

Γενικά, τα ελαστικά δεν αποσυντίθενται εύκολα, γι' αυτό και προβαίνουμε σε διάφορες μεθόδους εναλλακτικής διαχείρισης, με κυριότερη την ανακύκλωση τους, που οδηγεί σε ανάκτηση και επαναχρησιμοποίηση, ως μέτρο αντιμετώπισης του υπάρχοντος προβλήματος. Τα στάδια επεξεργασίας που ακολουθούνται κατά την ανακύκλωση των ελαστικών οχημάτων είναι ο προτεμαχισμός, ο τεμαχισμός και η μηχανική ή η κρυογενής κοκκοποίηση.

Τα επεξεργασμένα ελαστικά οχημάτων μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε εφαρμογές όπως πρόσμικτα σκυροδέματος, αντικραδασμικά δάπεδα, υλικά οδοπροστασίας, σεισμική μόνωση, κ.ά. Ωστόσο, τη χρήση σε έργα πολιτικού μηχανικού, απαιτείται εξειδικευμένη γνώση των ιδιοτήτων, ώστε να μην προκληθεί πρόβλημα στην ανθρώπινη υγεία, αλλά και το περιβάλλον. Μεγάλος αριθμός

ερευνών έχει πραγματοποιηθεί σε παγκόσμιο επίπεδο για να εξεταστεί η δυνατότητα επεναχρησιμοποίησης των ελαστικών σε τέτοιου είδους έργα, με σκοπό την επίτευξη περιβαλλοντικών και οικονομικών οφελών.



Εικόνα 1.1: Σωροί παλαιών ελαστικών οχημάτων (Πηγή: www.michigan.gov).

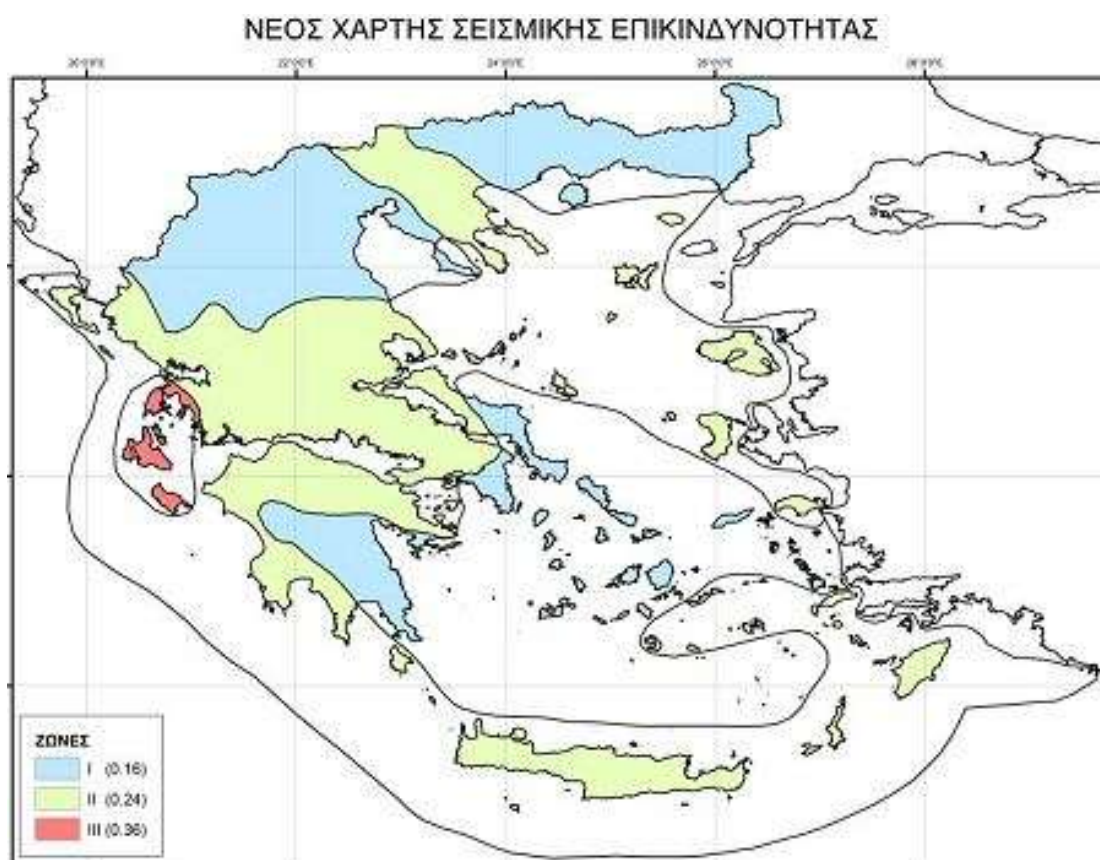
1.3 Σεισμός και σεισμική επικινδυνότητα

Σεισμός ονομάζεται η εδαφική δόνηση που προκαλείται κατά τη διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων, από φυσικές αιτίες, που βρίσκονται στο εσωτερικό της γης. Η ενέργεια που απελευθερώνεται διαδίδεται, με τη μορφή σεισμικών κυμάτων, προς όλες τις διευθύνσεις από την πηγή της (εστία του σεισμού). Τα όργανα που ελέγχουν και καταγράφουν τη σεισμική δραστηριότητα, καλούνται σειсмоγράφοι, και είναι τοποθετημένα σε πάρα πολλές θέσεις σε όλη τη γη.

Ως γνωστόν οι σεισμοί οφείλονται στην κίνηση των λιθοσφαιρικών (ή τεκτονικών) πλακών. Σύμφωνα με αυτή τη θεώρηση, ο φλοιός της γης αποτελείται από τμήματα που αποκαλούνται λιθοσφαιρικές πλάκες και κινούνται, ουσιαστικά επιπλέοντας, στο ρευστό υπόστρωμα του εσωτερικού της. Κατά την απότομη σύγκλιση ή απομάκρυνση των πλακών μεταξύ τους προκαλείται σεισμική δραστηριότητα. Επομένως, οι σεισμοί λαμβάνουν χώρα στα σύνορα των τεκτονικών πλακών. Η Ελλάδα, βρίσκεται στα σύνορα της Αφρικανικής και της Ευρασιατικής

πλάκας. Κατά συνέπεια, παρατηρείται διαχρονικά έντονη σεισμική δραστηριότητα από την αρχαιότητα μέχρι και σήμερα. Από στατιστικά στοιχεία η Ελλάδα, από άποψη σεισμικότητας, κατέχει την έκτη θέση σε παγκόσμιο επίπεδο μετά την Ιαπωνία, Νέες Εβρίδες, Περού, Νησιά Σολομώντα και Χιλή.

Οι σεισμοί ευθύνονται σε πολλές περιπτώσεις, τόσο για υλικές καταστροφές όσο και για τραυματισμούς ή και απώλειες ζώων. Οι κυριότερες πηγές της σεισμικής επικινδυνότητας είναι η κίνηση του εδάφους, που προκαλεί αδρανειακή καταπόνηση των κατασκευών, η ρευστοποίηση εδαφών, η μετακίνηση ρηγμάτων, οι κατολισθήσεις, οι φωτιές, που προκαλούνται από αστοχίες στα δίκτυα αερίου και ηλεκτρικού λόγω των σεισμών, καθώς και τα θαλάσσια κύματα βαρύτητας (tsunamis).



Εικόνα 1.2: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλαδικού χώρου (Πηγή: www.oasp.gr).

Από τα προαναφερθέντα, προκύπτει η ανάγκη για σχεδιασμό χαρτών σεισμικής επικινδυνότητας (Εικόνα 1.2) και η θέσπιση αντισεισμικών κανονισμών, ώστε να γνωρίζουμε τις περιοχές στις οποίες είναι αναγκαίος ο αντισεισμικός σχεδιασμός των

κατασκευών, καθώς και τις παραμέτρους που πρέπει να ληφθούν υπόψη για την καλύτερη δυνατή εφαρμογή του.

1.4 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Οι επιπτώσεις ενός σεισμού στις κατασκευές δεν εξαρτώνται μόνο από το πλάτος της εδαφικής κίνησης που απεικονίζεται στις χρονοϊστορίες (επιτάχυνσης, ταχύτητας, μετατόπισης), αλλά και από το συχνотικό περιεχόμενο της κίνησης του εδάφους και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών, ένα από τα σπουδαιότερα εργαλεία που χρησιμοποιείται στην αντισεισμική μηχανική, είναι τα φάσματα απόκρισης (response spectra) στο πεδίο του χρόνου και των συχνοτήτων. Τα φάσματα στο πεδίο των συχνοτήτων βασίζονται στη θεώρηση ότι ένα σεισμικό κύμα μπορεί να περιγραφεί (βάσει της ανάλυσης με μετασχηματισμούς Fourier) ως ένα άθροισμα άπειρων απλών αρμονικών κυμάτων, καθένα από τα οποία χαρακτηρίζεται από μία συγκεκριμένη ιδιοπερίοδο ταλάντωσης [Προβιδάκης, 2004].

Στην Ελλάδα, ο μεγαλύτερος αριθμός των κτιρίων, είναι χαμηλού ή μεσαίου ύψους. Οι θεμελιώδεις ιδιοσυχνότητες των παραπάνω, συμπίπτουν με την περιοχή των συχνοτήτων που κυριαρχούν στις περισσότερες σεισμικές διεγέρσεις. Ελλοχεύει, λοιπόν, ο κίνδυνος συντονισμού των κατασκευών, ο οποίος θα οδηγήσει σε αύξηση των σεισμικών φορτίων σε πολύ υψηλά επίπεδα και θα προκαλέσει σοβαρές ζημιές μεγάλης έκτασης. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός συμβατικών κατασκευών βασίζεται στην πλαστιμότητα («ικανότητα δομικών στοιχείων και δομημάτων να αναλώσουν σεισμική ενέργεια, αναπτύσσοντας ανελαστικές παραμορφώσεις») μιας κατασκευής, ώστε να αντέξει σε διαδοχικούς κύκλους ανελαστικών παραμορφώσεων.

Γενικά, οι κώδικες αντισεισμικού σχεδιασμού αποβλέπουν στο σχεδιασμό κατασκευών που να έχουν τις εξής δυνατότητες:

- να ανταπεξέρχονται σε ασθενείς σεισμικές δονήσεις, χωρίς να παρουσιάζουν βλάβες στο φέροντα οργανισμό,
- σε μεσαίου μεγέθους σεισμικές δονήσεις να εμφανίζουν έως μικρής έκτασης και επιδιορθώσιμες βλάβες σε φέροντα στοιχεία,
- σε ισχυρές σεισμικές δονήσεις, να μην καταρρέουν, ακόμα κι αν παρουσιαστούν εκτεταμένες δομικές βλάβες.

Ο σχεδιασμός κατασκευών πλήρως αντισεισμικών είναι αδύνατος [Κωμοδρόμος, 2012].

1.5 Σεισμική μόνωση

Μια ιδιαίτερα αποτελεσματική μέθοδος απομείωσης των σεισμικών φορτίων που δέχεται μία κατασκευή αποτελεί η σεισμική μόνωση (seismic isolation), η οποία ορίζεται ως εξής: «Κάθε σύστημα, εύκαμπτο ή ολισθαίνον, το οποίο εισάγεται στη βάση ή σε ανώτερη στάθμη μιας κατασκευής, με σκοπό τον περιορισμό της απόκρισης της ανωδομής υπό σεισμικές διεγέρσεις» [Κωμοδρόμος, 2012].

Όπως γίνεται αντιληπτό και από τον ορισμό, η σεισμική μόνωση επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση σεισμικών εφεδράνων στο επιθυμητό επίπεδο της κατασκευής, στοχεύει στη μετατόπιση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής εκτός της περιοχής των κυριαρχουσών επιταχύνσεων του εδάφους και κατά συνέπεια στη μείωση της καταπόνησης της ανωδομής. Αξίζει να τονισθεί ότι η μετατόπιση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής δεν έχει πάντα ευεργετικά αποτελέσματα, αντίθετα ενδέχεται να επιβαρύνει την κατασκευή, ανάλογα με το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης και τις ιδιαίτερες τοπικές συνθήκες που επικρατούν.

Στις κατασκευές που εφαρμόζεται σεισμική μόνωση, μειώνονται σε μεγάλο βαθμό οι απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων, αλλά και οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων, όμως αυξάνεται σημαντικά η συνολική μετακίνηση του κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα, η ανωδομή κινείται πάνω στο σύστημα μόνωσης σαν ένα στερεό σώμα και έτσι περιορίζονται οι βλάβες που εμφανίζει ο σκελετός της, ενώ λόγω των μειωμένων απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων, δεν καταστρέφεται ο ευαίσθητος εξοπλισμός που ενδεχομένως να βρίσκεται στο κτίριο (π.χ., σε νοσοκομεία, μουσεία, κ.ά.). Οι σεισμικοί μονωτήρες, κατασκευάζονται ώστε να παραλαμβάνουν τις σεισμικές παραμορφώσεις, προσφέροντας παράλληλα και υψηλά επίπεδα απόσβεσης. Οι συμβατικοί σεισμικοί μονωτήρες χωρίζονται στις εξής κατηγορίες: ελαστομερή εφέδρανα, συστήματα ολίσθησης και συνδυαστικού μονωτήρες (συνδυάζοντας και συστήματα απόσβεσης).

Τα προαναφερθέντα συστήματα σεισμικής μόνωσης αποτελούν λύσεις με υψηλό κόστος και προϋποθέτουν ειδική τεχνογνωσία στη μελέτη, κατασκευή και συντήρηση. Εναλλακτικά, διάφοροι ερευνητές απ' όλον τον κόσμο, έχουν προτείνει άλλες απλούστερες μεθόδους χαμηλότερου κόστους, οι οποίες βασίζονται στη χρήση

ανακυκλωμένων ελαστικών οχημάτων, που αποτελεί και το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

2

Διαχείριση ελαστικών οχημάτων

2.1 Χαρακτηριστικά ελαστικών οχημάτων

2.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Παρατηρώντας την τομή ενός ελαστικού επιβατικού οχήματος (Εικόνα 2.1), διακρίνουμε τα μέρη στα οποία χωρίζεται, τα κυριότερα από τα οποία είναι ο σκελετός, η ζώνη, το πέλμα του ελαστικού επισώτρου και το πλευρικό τοίχωμα. Ο σκελετός αποτελείται από ίνες χάλυβα ή συνθετικών υλικών, οι οποίες συστρέφονται στις άκρες τους γύρω από δύο δακτυλίους (στεφάνες). Στα σύγχρονα ελαστικά οι ίνες είναι διατεταγμένες κάθετα στη φορά κύλισης.

Αυτός ο τύπος ελαστικού ονομάζεται ακτινικός (radial). Η ζώνη βρίσκεται στην περιφέρεια του ελαστικού και κατασκευάζεται από στρώσεις λινών διαφόρων ειδών (τουλάχιστον 4), οι οποίες τοποθετούνται υπό γωνία ως προς τη φορά κύλισης. Αποτελεί μέσο συγκράτησης του σκελετού και αντιτίθεται στην παραμόρφωση του. Ο σκελετός και η ζώνη πλαισιώνονται από μείγματα καουτσούκ και συνθετικού πυριτίου, με σκοπό το ελαστικό να λάβει την εξωτερική του μορφή. Το πέλμα ενισχύεται με ιμάντες χάλυβα, ενώ το πλευρικό τοίχωμα υποστηρίζεται από χιτώνια.



Εικόνα 2.1: Τομή ελαστικού αυτοκινήτου (1 & 2 ίνες χάλυβα και συνθετικά υλικά, 3 στεφάνη, 4 & 7 ζώνες λινών, 5 πέλμα, 6 πλευρικά τοιχώματα. Πηγή: www.auto-internet.gr)

2.1.2 Μηχανικές ιδιότητες

Τα θραύσματα ελαστικών οχημάτων διακρίνονται από ικανότητα διατήρησης της αντοχής και της ευκαμψίας τους για μεγάλες χρονικές περιόδους, ακόμα και υπό δυσμενείς συνθήκες, γι' αυτό προτιμώνται ως υλικά σε πολλές εφαρμογές. Το μέγεθος τους είναι σχετικά μικρό, πράγμα που καθιστά εύκολο τον χειρισμό τους. Παρουσιάζουν μεγάλη ελαστικότητα και, συγκεκριμένα, μπορούν να παραμορφωθούν έως και 30% χωρίς να μεταβληθεί μόνιμα το σχήμα τους. Επιπλέον, λόγω της εσωτερικής δομής των ελαστικών, έχουν και μεγάλη πλαστιμότητα.

Η μεγάλη παραμορφωσιμότητα του ελαστικού υπό την επίδραση ισχυρών καταπονήσεων, του προσδίδει συγκριτικά πλεονεκτήματα σε σχέση με τα πιο άκαμπτα υλικά. Η χρήση της παραπάνω ιδιότητας βρίσκει εφαρμογή, για παράδειγμα, στην προστασία ακτών ή όχθων με κυματοθραύστες κατασκευασμένους από ανακυκλωμένα ελαστικά. Κατ' αυτόν τον τρόπο, η διάβρωση μπορεί να μειωθεί δραστικά, καθώς το μεγαλύτερο μέρος της κυματικής ενέργειας διασκορπίζεται πριν φτάσει στην ακτογραμμή.

2.1.3 Χημικά χαρακτηριστικά και σύσταση

Τα ίδια χαρακτηριστικά που καθιστούν τα ελαστικά τόσο αποτελεσματικά, και κυρίως ο μεγάλος χρόνος ζωής τους και η ανθεκτικότητά τους, κάνουν την απόρριψη

τους σχεδόν αδύνατη. Είναι πολυμερή που δεν μπορούν να λιώσουν και να διαχωριστούν στα χημικά συστατικά τους, ενώ πρακτικά δεν υπόκεινται και σε βιολογική υποβάθμιση. Μερικά από τα συστατικά που χρησιμοποιούνται για την παρασκευή τους είναι τοξικά για τους θαλάσσιους οργανισμούς. Μέσω της αποσάθρωσης των ελαστικών, είναι πιθανό τέτοιες ουσίες να καταλήξουν σε υδάτινο περιβάλλον, με επιβλαβή αποτελέσματα.

Τα βασικά υλικά από τα οποία παράγονται τα ελαστικά περιλαμβάνουν φυσικό και συνθετικό καουτσούκ, άνθρακα, χάλυβα και υφάσματα, και σε μικρότερες ποσότητες θείο και ενώσεις του θείου, οξείδιο του ψευδαργύρου, έλαια, αδρανή υλικά και ατσαλόσυρμα. Ακόμα, στα ελαστικά προστίθενται χημικά ενίσχυσης (αιθάλη, διοξείδιο του πυριτίου, ρητίνες), ουσίες κατά της αποσύνθεσης (αντιοξειδοτικά, παραφίνες κ.ά), υποβοηθητικά πρόσφυσης και βοηθητικά μέσα επεξεργασίας. Στον Πίνακα 2.1 καταγράφεται το ποσοστό του βάρους που καταλαμβάνει το κάθε ένα από τα βασικά συστατικά σε ένα τυπικό ελαστικό επιβατικού και φορτηγού οχήματος.

Πίνακας 2.1: Σύσταση ελαστικών για επιβατικά και φορτηγά οχήματα. Πηγή: Schneider (2003).

	(% κατά βάρος)	
Υλικό	Επιβατικά οχήματα	Φορτηγά
Φυσικό/Συνθετικό καουτσούκ	48	45
Άνθρακας	22	22
Μέταλλα	15	25
Υφάσματα	5	-
Οξείδιο του ψευδαργύρου	1	2
Θείο	1	1
Πρόσθετα	8	-

2.2 Παραγωγή ελαστικών

Στις μέρες μας, παράγονται παγκοσμίως περισσότερα από 900 εκατομμύρια ελαστικά κάθε χρόνο. Οι εταιρείες παραγωγής τους έχουν ξεπεράσει σε αριθμό τις 130. Τα παραπάνω ελαστικά βρίσκουν χρήση κυρίως σε αυτοκίνητα, φορτηγά, αεροσκάφη, αγροτικά και βιομηχανικά οχήματα, μοτοσυκλέτες, μοτοποδήλατα και ποδήλατα.

Σε σχέση με το παρελθόν, ο μέσος χρόνος ζωής των ελαστικών έχει αυξηθεί σε μεγάλο βαθμό. Το 1903 τα ελαστικά είχαν τη δυνατότητα να διανύσουν μόλις 500 μίλια προτού χρειαστεί να αντικατασταθούν. Το 1973 η απόσταση που μπορούσαν να καλύψουν ανήρθε σε 24.000 μίλια, ενώ το 2000 σε 43.000 μίλια. Παρατηρούμε ότι σε διάστημα 37 ετών, ο μέσος χρόνος ζωής των ελαστικών άγγιξε το διπλασιασμό. Σε αυτήν την κατεύθυνση συνετέλεσαν η αλλαγή της δομής του επίσωτρου και η βελτίωση της χημικής σύστασης των υλικών από τα οποία αποτελείται το ελαστικό. Εξαιτίας της συνεχούς βελτίωσης της τεχνολογίας, αλλά και της τεχνογνωσίας στον τομέα, αναμένεται ακόμα μεγαλύτερη αύξηση του μέσου χρόνου ζωής των ελαστικών.

Όπως προαναφέρθηκε, η φθορά στα ελαστικά επέρχεται έπειτα από τα 40.000 χιλιόμετρα. Όμως, κατά τη διάρκεια της χρήσης τους, τμήμα του ελαστικού, σε ποσοστό μέχρι 30%, αποδομείται και καταλήγει στο περιβάλλον. Κάθε χρόνο, περίπου 1 δισεκατομμύριο ελαστικά, ολοκληρώνουν τον κύκλο ζωής τους παγκοσμίως, όπως φανερώνουν τα στοιχεία της ETRA (European Tyre Recycling Association – Ευρωπαϊκή Εταιρεία Ανακύκλωσης Ελαστικών). Περισσότερα από τα μισά προέρχονται από τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης και από τις ΗΠΑ (250 και 270 εκατομμύρια, αντίστοιχα). Στην Ευρωπαϊκή Ένωση η ανακύκλωση των ελαστικών πραγματοποιείται σε ποσοστό μικρότερο του 40%. Αυτό οφείλεται στην πολύ ανθεκτική (φυσικά και χημικά) δομή τους, που δυσχεραίνει τις διαδικασίες επεξεργασίας και ανακύκλωσης.

Η βελτίωση της αντοχής και η αύξηση του χρόνου ζωής των ελαστικών δεν οδηγεί στη μείωση της ποσότητας των απορριπτόμενων παλαιών ελαστικών, καθώς παράλληλα αυξάνεται και ο αριθμός των οχημάτων που παράγονται και χρησιμοποιούνται. Για τα ελαστικά δεν μπορούμε να εφαρμόσουμε μείωση της χρήσης τους, όπως πράττουμε για άλλα προϊόντα, ώστε να ελαττωθεί ο αριθμός των αποβλήτων. Αυτή η ποσότητα είναι δυνατό να μειωθεί μέσω αύξησης του χρόνου ζωής των ελαστικών και κατάλληλης προσοχής και φροντίδας από μέρους των οδηγών.

2.3 Επίδραση στο περιβάλλον και την υγεία

Η ανεξέλεγκτη απόρριψη των ελαστικών, που έχουν ολοκληρώσει τον κύκλο ζωής τους, στη φύση μπορεί να επιφέρει μια σειρά αρνητικών επιπτώσεων, τόσο για το

περιβάλλον όσο και για τη δημόσια υγεία και ασφάλεια. Εξαιτίας της τριβής των ελαστικών στο οδόστρωμα, προκαλείται φθορά και μικρά τεμάχια τους επικάθονται σε αυτό ή στον περιβάλλοντα χώρο. Τα τεμαχίδια αυτά έχουν πολύ μικρό μέγεθος (διάμετρο $<10\mu\text{m}$) και μπορούν να μεταφερθούν πολύ εύκολα σε οποιοδήποτε οικοσύστημα. Υπό την επίδραση των στοιχείων της φύσης αποδομούνται και απελευθερώνουν ένα σύνολο οργανικών και ανόργανων ενώσεων που ενδέχεται να βλάψουν το περιβάλλον και τον άνθρωπο.

Τα ελαστικά έχουν πολύ αργούς ρυθμούς αποσύνθεσης και από τη στιγμή της απόρριψής τους, ενδέχεται να παραμείνουν στον χώρο ακόμα και για δεκαετίες. Το πιο εμφανές από τα προβλήματα που προκύπτουν από τέτοιες ενέργειες είναι η οπτική (αισθητική) όχληση. Τα ελαστικά, όταν συσσωρεύονται, αποτελούν εστίες μόλυνσης. Λόγω του κοίλου σχήματος τους είναι ικανά να συλλέξουν νερό και χώμα, δημιουργώντας εστία αναπαραγωγής και διατροφής για έντομα και τρωκτικά που είναι φορείς ασθενειών. Τα θραύσματα ελαστικών, είναι ακόμα πηγές ρύπων, σκόνης, υγρασίας και μούχλας. Σε αστικές περιοχές, από την αποσάθρωση τους απελευθερώνεται ψευδάργυρος και άλλες τοξικές ενώσεις που περιέχονται σε αυτά.

Σημαντικός κίνδυνος για το περιβάλλον αλλά και για τον άνθρωπο, προέρχεται από την πιθανότητα ανάφλεξης των ελαστικών. Η ανάφλεξη μπορεί να λάβει χώρα, ακόμα και σε χαμηλές θερμοκρασίες. Σε τέτοια περίπτωση είναι και πιο επικίνδυνη, καθώς ελέγχεται δύσκολα, ενώ απελευθερώνονται επικίνδυνα χημικά, όπως πολυκυκλικοί αρωματικοί υδρογονάνθρακες (PAHs), πτητικές οργανικές ενώσεις, τοξικά μέταλλα, βενζόλιο και φαινόλες (ουσίες που έχουν συνδεθεί με καρκινογένεση), στον αέρα, το έδαφος, το υπέργειο και το υπόγειο νερό. Αν η ανάφλεξη πραγματοποιηθεί σε υψηλές θερμοκρασίες, τα επίπεδα των εκπομπών των παραπάνω ενώσεων μειώνονται, ωστόσο δεν παύουν να χαρακτηρίζονται ως επικίνδυνα.

Στο παρελθόν, πολλές χώρες επέλεξαν την ταφή των ελαστικών, ως μέθοδο για τη διαχείριση των παλαιών ελαστικών. Ο τεράστιος όγκος που καταλάμβαναν στους χώρους υγειονομικής ταφής απορριμμάτων (XYTA) και ο κίνδυνος ανάφλεξης των απορριμμάτων, οδήγησαν σε αναζήτηση εναλλακτικών λύσεων για το πρόβλημα. Επιπλέον, επειδή η στεγανότητα των XYTA δεν διασφαλίζεται, υπήρχε η πιθανότητα διαρροής των επικίνδυνων ουσιών, που παράγονται κατά την αποδόμηση των ελαστικών, στη γύρω περιοχή. Αυτό σημαίνει ότι θα μπορούσαν να διαπεράσουν και το έδαφος και να αποτελέσουν πηγή ρύπανσης για το υπόγειο νερό.

2.4 Μέθοδοι επεξεργασίας

Τα παλαιά ελαστικά των οχημάτων αποτελούν προβληματικά στην απόρριψη απόβλητα, καθώς καταλαμβάνουν μεγάλο όγκο και είναι κατασκευασμένα από πολύ ανθεκτικά υλικά. Επομένως, λόγω και της συνεχούς αύξησης του αριθμού τους, έπρεπε να βρεθούν εναλλακτικοί τρόποι διαχείρισης τους, που να περιλαμβάνουν την αξιοποίηση τους (μέσω της επαναχρησιμοποίησης τους).

Η επαναχρησιμοποίηση των μεταχειρισμένων ελαστικών μπορεί να πραγματοποιηθεί, σε κάποιες περιπτώσεις, χωρίς να απαιτείται επεξεργασία. Χρήση τους πραγματοποιείται σε χώρους αναψυχής (πάρκα, παιδικές χαρές, κ.ά.) ή σε προβλήτες λιμανιών ως προστατευτικό για τα πλοίαρια. Ωστόσο, θα πρέπει να διασφαλίζεται σε κάθε περίπτωση ότι δεν απελευθερώνονται βλαβερές ουσίες στο περιβάλλον.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι κύριες μέθοδοι διαχείρισης των μεταχειρισμένων ελαστικών που χρησιμοποιούνται από τα κράτη που ανήκουν στην Ευρωπαϊκή Ένωση:

- **Μεταπώληση:** Εξαγωγή των ελαφρώς φθαρμένων ελαστικών σε αναπτυσσόμενες χώρες. Προβλέπεται ο περιορισμός της τακτικής αυτής στο μέλλον. Ωστόσο, η εξαγωγή περιβλημάτων ελαστικών με σκοπό την αναγόμευση και την εκ νέου χρήση, αναμένεται να συνεχιστεί.
- **Αναγόμευση:** Ειδική επεξεργασία παλαιών ελαστικών με σκοπό τη βελτίωση των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων τους. Τα αναγομωμένα υλικά οφείλουν να πληρούν τις ίδιες προϋποθέσεις με τα καινούργια.
- **Ανάκτηση ενέργειας:** Μπορεί να πραγματοποιηθεί σε εργοστάσια παραγωγής ενέργειας, τσιμεντοβιομηχανίες, χαρτοβιομηχανίες, κ.α. Τα ελαστικά έχουν θερμική αξία της τάξης των 7500 kcal/kg, η οποία χαρακτηρίζεται υψηλή (υψηλότερη από του κάρβουνου που είναι περίπου 6500 kcal/kg). Το καύσιμο που προέρχεται από τα εύφλεκτα συστατικά των ελαστικών (tire derived fuel – TDF), χρησιμεύει ως συμπληρωματικό καύσιμο σε διάφορες διεργασίες καύσης σε κλιβάνους. Η κυριότερη χρήση του TDF λαμβάνει χώρα σε κλιβάνους παραγωγής τσιμέντου, ως δευτερεύον καύσιμο, ενώ άλλα συστατικά των ελαστικών, όπως το διοξείδιο του πυριτίου και ο χάλυβας,

χρησιμοποιούνται ως πρώτες ύλες στην παρασκευή του τσιμέντου. Όμως, το TDF δεν μπορεί να αντικαταστήσει σε ποσοστό μεγαλύτερο του 30% το κύριο καύσιμο (συνήθως κάρβουνο), χωρίς να προκαλέσει δυσχέρειες στη διαδικασία σκλήρυνσης του τσιμέντου, λόγω της παρουσίας μεγάλων ποσοτήτων ψευδαργύρου [Pipilikaki et al., 2005].

- **Ταφή:** Από το 2003 και έπειτα δεν υφίσταται ως επιλογή για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Σε χώρους ταφής αποβλήτων δεν μπορούν να απορρίπτονται ολόκληρα και από τον Ιούλιο του 2006 και τεμαχισμένα ελαστικά. Αιτία του περιορισμού αυτού είναι ο μεγάλος κίνδυνος ανάφλεξης τους [ETRA, 2006].
- **Ανακύκλωση:** Μετατροπή των μεταχειρισμένων ελαστικών σε πρώτη ύλη για να χρησιμοποιηθούν σε πληθώρα εφαρμογών. Η μέθοδος παρουσιάζεται αναλυτικότερα παρακάτω.

2.4.1 Ανακύκλωση μεταχειρισμένων ελαστικών

Η ανακύκλωση των ελαστικών αποτελεί τα τελευταία χρόνια μια εμπορικά βιώσιμη βιομηχανία, που πέρα από οικονομικά επιφέρει και σημαντικότερα περιβαλλοντικά οφέλη. Υπερτερεί, επομένως, έναντι των άλλων μεθόδων επεξεργασίας ελαστικών οχημάτων, συντελώντας στην εξοικονόμηση φυσικών πόρων, στη μείωση της ρύπανσης και των υγειονομικών κινδύνων που σχετίζονται με την αποτέφρωση και την ταφή τους, καθώς και στη μείωση της ποσότητας των αποβλήτων και του κόστους διάθεσης. Η στροφή προς την ανακύκλωση γίνεται αντιληπτή, παρατηρώντας στατιστικά στοιχεία, όπως αυτά που δημοσιεύονται από την Ευρωπαϊκή Ένωση (αφορούν στα 15 κράτη – μέλη, πριν τη διεύρυνση). Από το 1992 έως το 2003, η ποσότητα των ελαστικών που εστάλη για ανακύκλωση αυξήθηκε κατά 600%. Συγκεκριμένα από τους 109.000 τόνους έφτασε στους 652.000 τόνους.

Η κυριότερη μέθοδος ανακύκλωσης των ελαστικών είναι η παραγωγή τρίμματος, αφού προηγηθεί ο τεμαχισμός τους. Σκοπός της μείωσης μεγέθους είναι αφενός να απελευθερωθούν το ατσάλοσυρμα και οι ίνες, αφετέρου η περαιτέρω επεξεργασία του ελαστικού κλάσματος (καουτσούκ) ώστε να επιτευχθούν εμπορεύσιμα μεγέθη κόκκων. Ανάλογα με το μέγεθος των κόκκων που θέλουμε να επιτύχουμε, ακολουθούμε μία από τις βασικές μεθόδους επεξεργασίας, οι οποίες είναι η μηχανική και η κρυογενής.



Εικόνα 2.2: Τρίμμα ελαστικού (Πηγή: <http://re-elastica0.webnode.gr>).

Η κύρια διαφορά μεταξύ των παραπάνω μεθόδων, έγκειται στις θερμοκρασιακές συνθήκες κάτω από τις οποίες πραγματοποιούνται. Η μηχανική ή «περιβάλλοντος» επεξεργασία των ελαστικών ονομάζεται έτσι διότι πραγματοποιείται σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος (ή κοντά σε αυτές), σε αντίθεση με την κρυογενή όπου η επεξεργασία πραγματοποιείται σε συνθήκες ψύξης (-80°C έως -120°C). Σε θερμοκρασίες μικρότερες των -80°C , μεταβάλλεται η σύσταση του ελαστικού σε υαλώδης και άρα η μείωση μεγέθους καθίσταται ευκολότερη. Επομένως, η κρυογενής επεξεργασία παράγει μικρότερα τεμάχια ελαστικών από τη μηχανική. Παρά τις διαφορές τους και οι δύο μέθοδοι ανακύκλωσης των ελαστικών, αποτελούνται από τα ίδια στάδια, αυτά του τεμαχισμού (shredding), της κοκκοποίησης (granulating) και της άλεσης (cutting mill).

Πίνακας 2.2: Τα διαδοχικά βήματα της κοκκοποίησης.

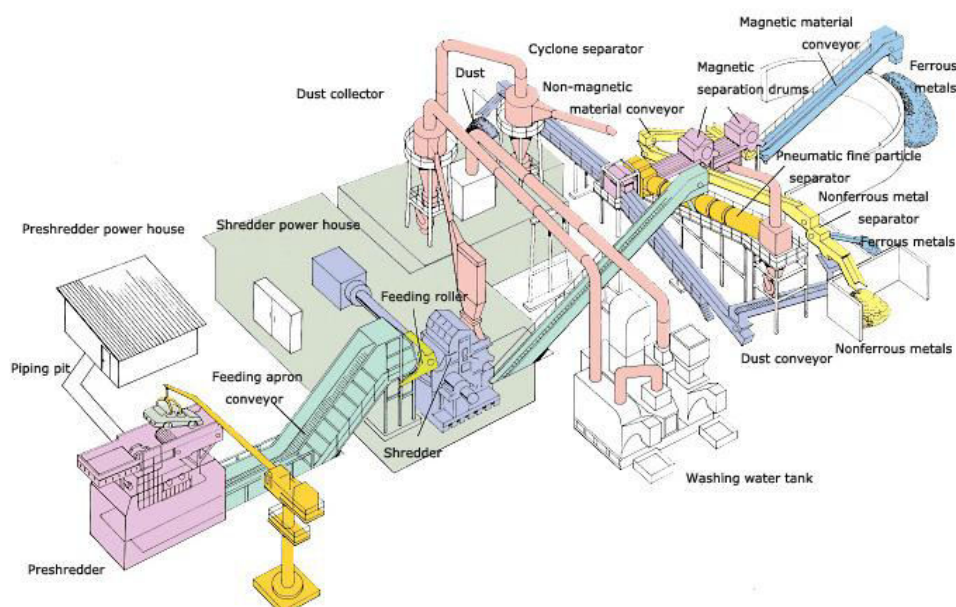
	Επιλογή 1	Επιλογή 2
Βήμα 1	Από 50mm σε < 20mm	Από 50mm σε < 30mm
Βήμα 2	Από 20mm σε < 8mm	Από 30mm σε < 16mm
Βήμα 3	Από 8mm σε < 4mm	Από 16mm σε < 10mm
Βήμα 4		Από 10mm σε < 4mm

Κατά τον τεμαχισμό, τα ελαστικά μετατρέπονται σε τεμαχίδια μεγέθους 50 – 100mm. Για τον τεμαχισμό χρησιμοποιούνται ειδικά μηχανήματα (shredders) (Εικόνα 2.3) τύπου rotor shear με δύο αντίθετα περιστρεφόμενους άξονες σε χαμηλές στροφές (20 έως 40 περιστροφές ανά λεπτό) και πολύ υψηλή ροπή. Στη συνέχεια, τα

τεμαχισμένα ελαστικά μεταφέρονται στον κοκκοποιητή (granulator). Στο στάδιο της κοκκοποίησης τα προερχόμενα από τον τεμαχισμό οδηγούνται σε εν σειρά granulators για τη μείωση του μεγέθους, όπως στον Πίνακα 2.2. Η Επιλογή 2 προσφέρει τη δυνατότητα μεγαλύτερης ωριαίας παραγωγής. Τα διαδοχικά βήματα παρέχουν ταυτόχρονα την ευελιξία παραλαβής μεγεθών τα οποία έχουν ζήτηση σε δεδομένη χρονική στιγμή, π.χ., 3 – 4mm για κάλυψη δαπέδου αθλητικών εγκαταστάσεων, 1 – 2mm για ανάμιξη με την άσφαλτο για οδοστρώματα ή διαδρόμους αεροδρομίων.



Εικόνα 2.3: Τεμαχιστής ελαστικών οχημάτων (Πηγή: www.tiresspa.com).



Εικόνα 2.4: Σχηματική απεικόνιση των σταδίων της μηχανικής επεξεργασίας ελαστικών οχημάτων (Πηγή: www.morital19.com).

2.4.2 Ενδεικτικές εφαρμογές ανακυκλωμένων ελαστικών

Στους Πίνακες 2.3 και 2.4 [Κανακόπουλος, 2005], παρουσιάζονται μερικές από τις εφαρμογές των μεταχειρισμένων ελαστικών, μετά το πέρας της διαδικασίας ανακύκλωσης τους.

Πίνακας 2.3: Χρήσεις των τελικών προϊόντων της ανακύκλωσης ελαστικών.

Στάδιο επεξεργασίας	Χρήσεις - Διάθεση υλικών
Προ-τεμαχισμός (Pre-shredding)	Καύση, υλικά κατασκευών, τεχνητές επιφάνειες, σταθεροποιητές, ηχομονώσεις, διάθεση σε ΧΥΤΑ.
Τεμαχισμός (Shredding)	Αποχετεύσεις, μονώσεις, υλικά για πλήρωση κενών.
Μηχανική κοκκοποίηση/ άλεση (Granulators/ Cutting mills)	Αθλητικές εγκαταστάσεις και δάπεδα, στρώματα, τροχοί, πλακάκια, παγκάκια, υλικά για στέγες, ασφαλτοστρώσεις, υλικά οδοπροστασίας.
Κρυογενής κοκκοποίηση	Σόλες παπουτσιών, αθλητικός εξοπλισμός, επικάλυψη καλωδίων, μέρη αυτοκινήτου, επιστρώσεις, πλακάκια, αντισιδηθικά, δάπεδα παιδότοπων, οδοσήματα, κλπ.

Είναι σημαντικό να αναφερθούν οι έρευνες που πραγματοποιήθηκαν προκειμένου να διαπιστωθεί η δυνατότητα χρήσης των μεταχειρισμένων ελαστικών σε έργα πολιτικού μηχανικού. Σε αυτά περιλαμβάνονται τα έργα οδοποιίας, όπως κατασκευή επιχωμάτων, αντιστήριξη πρανών, υπόβαση δρόμων, κ.ά. Οι Zornberg et al. (2005) και Freilich & Zornberg (2009) μελέτησαν τις μηχανικές ιδιότητες (ειδικό βάρος, υδατοπερατότητα, συμπιεστότητα και αντοχή) των ελαστικών οχημάτων και επιβεβαίωσαν πειραματικά και υπολογιστικά ότι τα ελαστικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε τέτοιου είδους έργα. Επιπλέον, σύγκριναν το κόστος τους με αυτό των συμβατικών υλικών και απέδειξαν ότι υπάρχει, πέρα από περιβαλλοντικό, και οικονομικό όφελος.

Πίνακας 2.4: Βαθμός επεξεργασίας των ελαστικών.

Βαθμός επεξεργασίας	Ποσοστό	Χρήσεις
Παραγωγή κόκκων	63%	Κάλυψη αθλητικών επιφανειών, γήπεδα ποδοσφαίρου, κ.ά. Πρόσθετα στην ασφαλτο.
Τεμάχια	12%	Έργα πολιτικού μηχανικού έργα αποχέτευσης, θερμικές – ηχητικές μονώσεις , υποστρώματα.
Ολόκληρα ελαστικά	10%	Έργα πολιτικού μηχανικού: έργα ακτών, σιδηροτροχιών, τοιχώματα και βάσεις ΧΥΤΑ.
Πούδρα	8%	Πρώτη ύλη βιομηχανικών προϊόντων: πλακίδια δαπέδων, ηχομονωτικά υλικά αντικραδασμικές βάσεις, υλικά οδο-σημάνσεων, εξαρτήματα αυτοκινήτων.
Ειδικές εφαρμογές	5%	//
Διάφορα	2%	

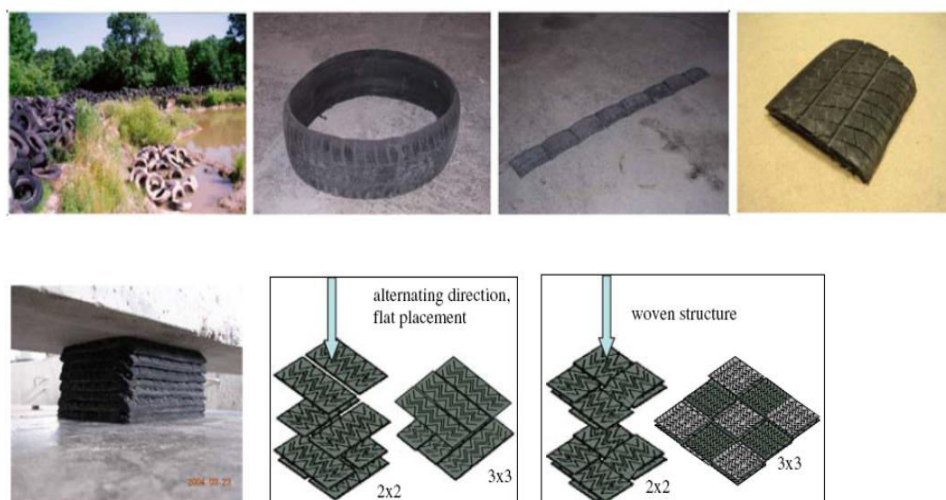
Ακόμα μία εφαρμογή που ερευνήθηκε, είναι η αντικατάσταση των αδρανών υλικών του σκυροδέματος με την προσθήκη κόκκων ανακυκλωμένων ελαστικών. Το νέο υλικό που προέκυψε, ονομάστηκε rubber-concrete, ενώ αναφέρεται και ως rubbercrete. Ενδεικτικά αναφέρονται οι μελέτες των Eldin & Senouci (1993), Topcu (1995), Fatuhi & Clark (1996), Topcu & Avular (1997), Khatib & Bayomy (1999), Segre & Joeke (2000), Hernandez-Olivarez et al. (2002), Οικονόμου και συν. (2005), Sukontasukkul & Chaikaew (2006), Batayneh et al. (2008), κ.ά.

Μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζει και η προσπάθεια αρκετών ερευνητών που εστιάζεται στη χρησιμοποίηση ανακυκλωμένων ελαστικών σε μεθόδους σεισμικής μόνωσης, ώστε να μειωθεί κατά μεγάλο ποσοστό το κόστος. Αξίζει να αναφερθεί η μέθοδος με μίγμα εδάφους-καουτσούκ (Rubber-Sand Mixture ή RSM) που εφαρμόζεται ως εδαφική στρώση στη θέση της θεμελίωσης και πρότεινε ο Tsang (2008) και η διαδικασία κατασκευής σεισμικών μονωτήρων από ανακυκλωμένα ελαστικά, που πραγματοποιήθηκε από διάφορους μελετητές για διάφορους τύπους μονωτήρων (Εικόνα 2.6). Η χρησιμοποίηση αυτών των μονωτήρων χαμηλού κόστους

παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα (ειδικά σε αναπτυσσόμενες χώρες, π.χ., Ινδονησία), μεταξύ των οποίων η ρύθμιση της οριζόντιας δυσκαμψίας του συστήματος με την προσθήκη ή μείωση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού και προσφέρει μια οικονομικο-περιβαλλοντικά ορθή επαναχρησιμοποίηση των παλαιών ελαστικών.



Εικόνα 2.5: Τυπική στοίβα παλαιών ελαστικών και διαδικασία κατασκευής επιχώματος οδοποιίας με τη χρήση τέτοιων στοίβων (Πηγή: Freilich & Zornberg, 2008).



Εικόνα 2.6: Σεισμικοί μονωτήρες χαμηλού κόστους από επαναχρησιμοποιούμενα παλαιά ελαστικά (Πηγή: Turer & Ozden, 2008).

2.5 Νομικό Πλαίσιο στην Ελλάδα

Η διαχείριση των μεταχειρισμένων ελαστικών στη χώρα μας ακολουθεί τις οδηγίες των παρακάτω νομικών κειμένων:

- Νόμος 2039/01, που αναφέρεται στην εναλλακτική διαχείριση των υλικών συσκευασίας και άλλων προϊόντων. Συγκεκριμένα προκρίνει τις λύσεις της αξιοποίησης και της επαναχρησιμοποίησης.
- Προεδρικό Διάταγμα (ΠΔ) 109/2004. Σε αυτό τίθενται οι προδιαγραφές και οι στόχοι για τη διαχείριση των απορριπτόμενων ελαστικών στην Ελλάδα. Προβλέπονται, κατά προτεραιότητα η πρόληψη της παραγωγής αποβλήτων από ελαστικά οχημάτων, και έπειτα η επαναχρησιμοποίηση, η ανακύκλωση και η ανάκτηση ενέργειας από αυτά.
- ΚΥΑ 50910/2727. Θεσπίζει τον Εθνικό και Περιφερειακό Σχεδιασμό Διαχείρισης. Αναγράφονται τα μέτρα και οι όροι για τη διαχείριση των στερεών αποβλήτων.
- ΥΑ 106157/04, με την οποία εγκρίνεται το συλλογικό σύστημα εναλλακτικής διαχείρισης της εταιρείας Ecoelastika.

Επιπλέον των εθνικών νόμων, για τη διαχείριση των ελαστικών αποβλήτων, ακολουθούνται και οι Οδηγίες της Ευρωπαϊκής Ένωσης για την Υγειονομική Ταφή των Αποβλήτων (1999/31/EC), για τα Οχήματα και το τέλος του κύκλου ζωής τους (2000/53/EC) και για την Αποτέφρωση των Αποβλήτων (2000/76/EC). Ιδιαίτερα σημαντική είναι η Οδηγία για την Υγειονομική Ταφή των Αποβλήτων, καθώς βάσει αυτής απαγορεύτηκε από τον Ιούλιο του 2003 την απόρριψη ολόκληρων ελαστικών οχημάτων σε ΧΥΤΑ, ενώ από τον Ιούλιο του 2006 απογορεύτηκε και η απόρριψη τεμαχισμένων ελαστικών.

2.6 Συλλογικό σύστημα εναλλακτικής διαχείρισης στην Ελλάδα

Η εταιρεία Ecoelastika συστάθηκε το 2002 από τις πέντε μεγαλύτερες εταιρείες εισαγωγής ελαστικών στην Ελλάδα, που είχαν ως στόχο τη δημιουργία ενός Συλλογικού Συστήματος Εναλλακτικής Διαχείρισης (ΣΣΕΔ) μεταχειρισμένων ελαστικών. Η λειτουργία της ξεκίνησε το Νοέμβριο του 2004, ως εφαρμογή των

κανονισμών του Προεδρικού Διατάγματος 109/2004. Από την έναρξη της λειτουργίας της εντάχθηκε σε αυτή το σύνολο των εταιρειών εισαγωγής οχημάτων και ελαστικών που κινούνται επιχειρηματικά στον ελληνικό χώρο και θεωρούνται «υπόχρεοι» βάσει νόμου.

Το δίκτυο συνεργατών της Ecoelastika αναλαμβάνει τη συλλογή, τη μεταφορά και την αξιοποίηση των παλαιών ελαστικών. Σε αυτό περιλαμβάνονται περισσότερα από 3000 συμβεβλημένα καταστήματα, που αποτελούνται κατά κύριο λόγο από βουλκανιζατέρ, συνεργεία αυτοκινήτων και μοτοσικλετών, διυληστήρια και αναγομωτήρια. Τα συλλεγόμενα ελαστικά μεταφέρονται σε εταιρείες αξιοποίησης ή ανακύκλωσης, κατόπιν υποδείξεως. Μέχρι σήμερα το ΣΣΕΔ της Ecoelastika έχει διαχειριστεί περίπου 300.000 τόνους απορριπτόμενων ελαστικών.

Μετά τη συγκέντρωσή τους, τα ελαστικά μεταφέρονται σε ειδικούς χώρους αποθήκευσης σε μεγάλα αστικά κέντρα. Σκοπός αυτής της διαδικασίας είναι να τροφοδοτούνται ευκολότερα οι μονάδες αξιοποίησης που βρίσκονται σε μεγάλη απόσταση από τα σημεία συλλογής, ο καταμερισμός σε μονάδες τελικής αξιοποίησης, καθώς και η διασφάλιση της συνεχούς λειτουργίας του συστήματος σε περίπτωση που προκύψουν τεχνικά προβλήματα στις μονάδες αξιοποίησης.

Τα μεταχειρισμένα ελαστικά για την επεξεργασία των οποίων φέρει ευθύνη η Ecoelastika, διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες: Α, Β και Γ. Να σημειωθεί ότι τα ελαστικά οποιασδήποτε κατηγορίας με εξωτερική διάμετρο μεγαλύτερη από 1400mm, εξαιρούνται από τις παραπάνω κατηγορίες και επομένως η Ecoelastika δεν είναι υπεύθυνη για τη διαχείρισή τους. Στην κατηγορία Α ανήκουν ελαστικά:

- επιβατικών οχημάτων και οχημάτων με τετρακίνηση,
- εμπορικών οχημάτων με ονομαστική (εσωτερική) διάμετρο ζάντας μικρότερη από 17,5 ίντσες,
- αγροτικών τρακτέρ (diagonal) για μπροστινούς τροχούς,
- βιομηχανικών και ανυψωτικών οχημάτων με ονομαστική (εσωτερική) διάμετρο ζάντας μικρότερη ή ίση με 12 ίντσες.

Η κατηγορία Β περιλαμβάνει ελαστικά:

- εμπορικών οχημάτων με ονομαστική (εσωτερική) διάμετρο ζάντας μεγαλύτερη ή ίση με 17,5 ίντσες,

- αγροτικών τρακτέρ για οπίσθιους τροχούς κίνησης,
- βιομηχανικών και ανυψωτικών οχημάτων με ονομαστική (εσωτερική) διάμετρο ζάντας μεγαλύτερη από 12 ίντσες,
- χωματουργικών οχημάτων.

Στην τελευταία κατηγορία (Γ) βρίσκονται τα ελαστικά μοτοσικλετών (από 01/06/06).

Πίνακας 2.5: Χρήσεις μεταχειρισμένων ελαστικών στην Ελλάδα μετά την επεξεργασία τους από το ΣΣΕΔ (Πηγή: www.ecoelastika.gr).

Ολόκληρα ελαστικά	Τεμάχια / Ψηφίδες / Κόκκοι / Τρίμμα / Πούδρες (0,5 – 300mm)		Ψιλή Πούδρα (0 – 0,5mm)	Επανεπεξεργασμένη Πούδρα (0 – 50μm)
Μπάλες κατασκευής	(100 – 300mm) Τεμάχια - Κόκκοι	Κατασκευές ΧΥΤΑ – Αποκαταστάσεις ΧΑΔΑ	Πλαστικά καλωδιώσεων	Χρωστικές ουσίες, μελάνια, επιχρίσματα
Τεχνητοί ύφαλοι		Αποστραγγιστικές ζώνες δρόμων και κατασκευών	Θερμομονωτικά στρώματα	Πλαστικά μέρη αυτοκινήτου
Προσωρινοί δρόμοι		Μονώσεις	Αθλητικός εξοπλισμός	Φλάντζες, τσιμούχες
Κατασκευές ΧΥΤΑ		Υλικό επιχώσεων για δρόμους	Πλίνθοι, τούβλα	Εσωτερική επένδυση διπλών τοιχωμάτων πλοίων
Ηχοπετάσματα - Ηχομονωτικά αναχώματα	(0,5 – 6mm) Τρίμμα – Πούδρα	Επιστρώματα γηπέδων και αθλητικών χώρων	Εσωτερικά τοιχώματα ελαστικών	
Επιπλέουσες αποβάθρες		Οδοποιία		
Ενίσχυση πρανών		Παπούτσια		
		Χαλάκια πόρτας, μοκέτες		
		Πλακάκια δαπέδων		
	Στρώματα για κατοικίδια ζώα			

3

Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιριακών κατασκευών

3.1 Γενικά

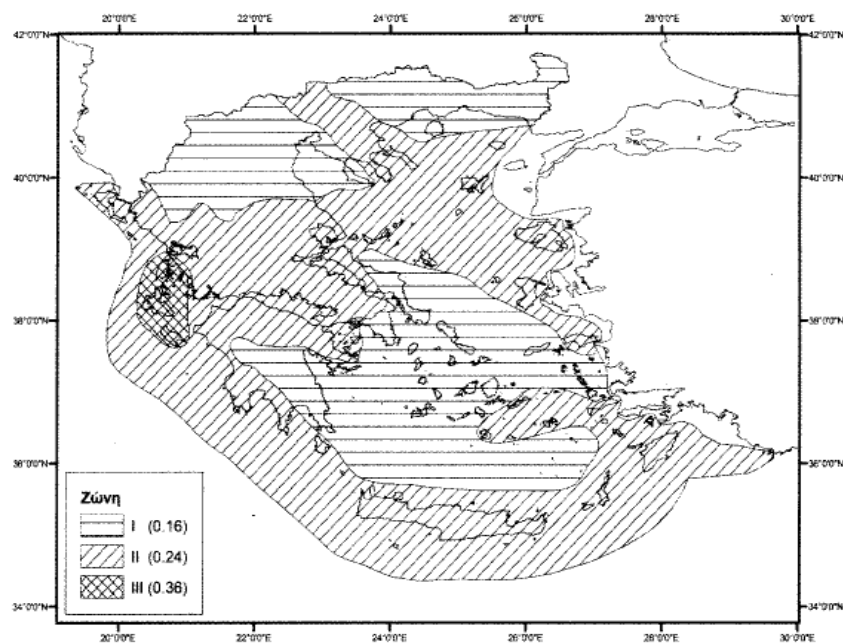
Ο σεισμός είναι ένα δύσκολα προβλέψιμο φυσικό φαινόμενο, καθώς εμφανίζει τυχαία κατανομή μεγέθους και βλαβών στις κατασκευές στο χώρο και στο χρόνο. Καταγραφές σεισμικών γεγονότων πραγματοποιούνται σε βάθος χρόνου, οι οποίες υπόκεινται στη συνέχεια στατιστική επεξεργασία προκειμένου να επιλεγεί ο σεισμός σχεδιασμού με προαποφασισμένη πιθανότητα επαναλήψεως σε ορισμένη χρονική περίοδο. Με τη βοήθεια των καταγεγραμμένων δεδομένων, συντάσσονται οι χάρτες σεισμικής επικινδυνότητας για κάθε περιοχή. Επίσης, για τη διευκόλυνση των μηχανικών στην εφαρμογή των κατάλληλων κανόνων αντισεισμικού σχεδιασμού, έχουν θεσπιστεί οι αντισεισμικοί κανονισμοί. Η διαμόρφωση ενιαίου πλαισίου διατάξεων, γίνεται με τη μορφή εθνικών αντισεισμικών κανονισμών (Ε.Α.Κ. 2000), αλλά και διεθνών, όπως ο Ευρωκώδικας 8 (EC8, 2004).

Στην Ελλάδα μέχρι το 1959 δεν προβλεπόταν κανένας αντισεισμικός κανονισμός για την κατασκευή κτιρίων. Εκείνη τη χρονιά, θεσμοθετήθηκε ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός, που σήμερα κρίνεται ικανοποιητικός για κτίρια μέχρι 4-5 ορόφους. Έως τις μέρες μας έχει αναθεωρηθεί αρκετές φορές, με την αναθεώρηση που πραγματοποιήθηκε το 2000 να αποτελεί τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. – 2000). Παρόλο που οι τελευταίες προσθήκες στον Ε.Α.Κ. έγιναν το 2003, η ονομασία του παραμένει Ε.Α.Κ. – 2000. Σε αυτόν περιλαμβάνονται ο χάρτης με τις

ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Εικόνα 3.1) του Ελλαδικού χώρου, καθώς και πλήθος πινάκων και στοιχείων που είναι απαραίτητα για τους μηχανικούς.

15968

ΕΦΗΜΕΡΙΣ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ (ΤΕΥΧΟΣ ΔΕΥΤΕΡΟ)



Εικόνα 3.1: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλαδικού χώρου (Πηγή: ΦΕΚ 1154/Τεύχος Β').

Πίνακας 3.1: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = a \cdot g$ (g : επιτάχυνση της βαρύτητας. Πηγή: Ε.Α.Κ. – 2000).

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36

Ο Ε.Α.Κ., όπως και κάθε σύγχρονος αντισεισμικός κανονισμός δίνει έμφαση πρωτίστως στη διασφάλιση της ανθρώπινης ζωής και δευτερευόντως στην ελαχιστοποίηση των ζημιών στα κτίρια. Κύριοι στόχοι είναι:

- η προστασία της ανθρώπινης ζωής στην περίπτωση υψηλών εντάσεων,
- ο περιορισμός ή και η αποφυγή οικονομικών απωλειών στην περίπτωση μέτριων εντάσεων, και
- η διασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών των έργων

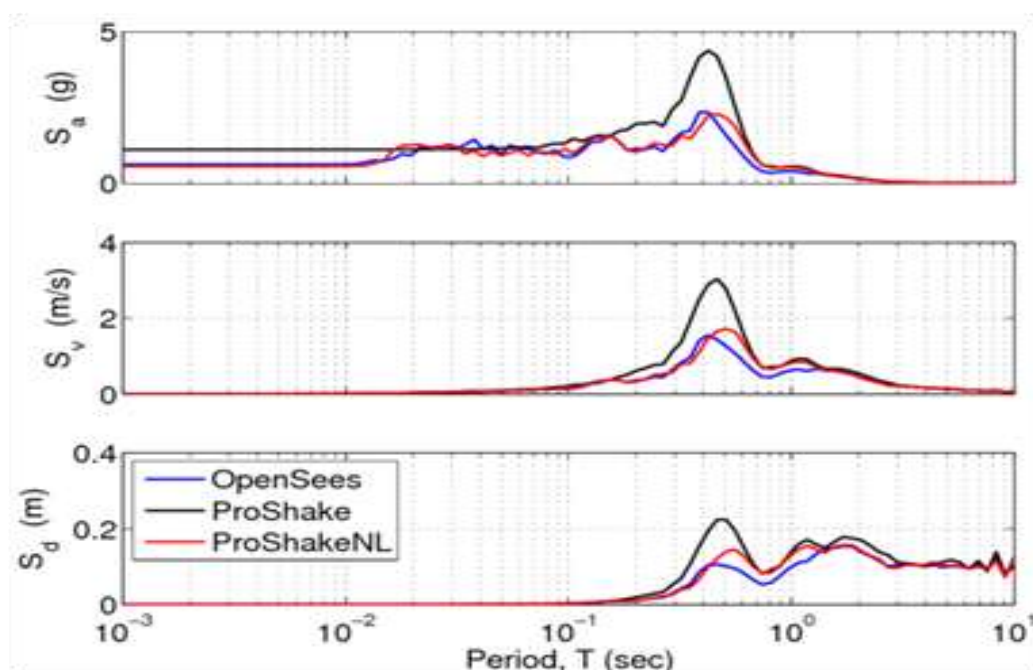
Πέρα από τα μεγέθη της εδαφικής κίνησης, η επίδραση ενός σεισμού σε μία κατασκευή, επηρεάζεται και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους και της κατασκευής. Πολύ σημαντικό εργαλείο για τον υπολογισμό της συμπεριφορά των κτιρίων σε περίπτωση σεισμού είναι τα φάσματα απόκρισης. Σε αυτό βασίζεται η συνήθης διαδικασία ανάλυσης (φασματική μέθοδος) του αντισεισμικού σχεδιασμού.

3.1.1 Φάσμα απόκρισης

«Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη απόκριση (για το μέγεθος που μας ενδιαφέρει, π.χ. απόλυτη επιτάχυνση, σχετική μετακίνηση, κλπ) όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών με *συγκεκριμένη απόσβεση*, για δεδομένη σεισμική διέγερση, ανάλογα με την ιδιοπερίοδο τους» [Ψυχάρης, 2008]. Για να κατασκευαστεί ένα φάσμα απόκρισης σχετικών μετακινήσεων, ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

- Ορίζεται η απόσβεση ξ (σε ποσοστό επί τοις εκατό), για την οποία θα κατασκευαστεί το φάσμα.
- Επιλέγεται η ιδιοπερίοδος T (σε sec) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.
- Υπολογίζεται η χρονοϊστορία της απόκρισης, $u(t)$, του παραπάνω ταλαντωτή για τη δεδομένη σεισμική διέγερση.
- Υπολογίζεται η απόλυτη μέγιστη τιμή της απόκρισης $\max|u(t)|$.
- Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για πολλές τιμές περιόδων T και κατασκευάζεται το διάγραμμα $\max|u(t)|$ ως προς T .

Από την καμπύλη που προκύπτει είναι δυνατόν να βρεθεί η μέγιστη μετακίνηση οποιασδήποτε κατασκευής με απόσβεση ίση με αυτή του φάσματος, για τη δεδομένη σεισμική διέγερση, προβάλλοντας το σημείο της καμπύλης που αντιστοιχεί στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής στον άξονα των φασματικών μετακινήσεων [Ψυχάρης, 2008]. Φάσμα απόκρισης μπορεί να κατασκευαστεί με παρόμοιο τρόπο και για κάθε άλλο μέγεθος πέρα από τη σχετική μετακίνηση, όπως αυτά των σχετικών ταχυτήτων και των απόλυτων επιταχύνσεων (Εικόνα 3.2).



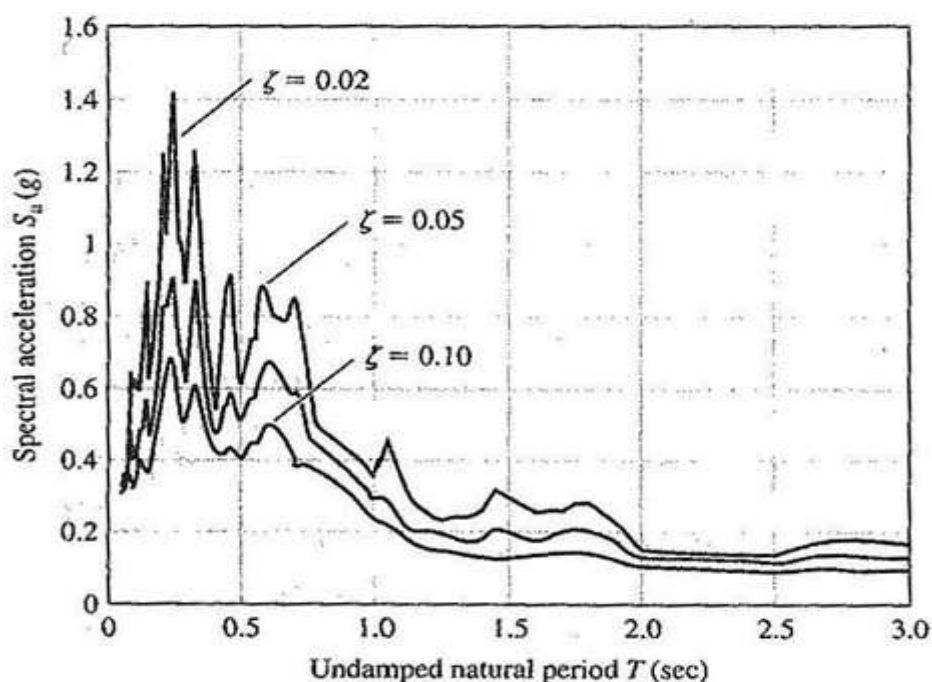
Εικόνα 3.2: Φάσματα απόκρισης (από πάνω προς τα κάτω): φάσμα απόλυτης επιτάχυνσης, σχετικής ταχύτητας και σχετικής μετακίνησης. Πηγή: opensees.berkeley.edu.

Εξετάζοντας ένα τυπικό φάσμα απόκρισης (Εικόνα 3.3), καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι αν μετατοπίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής προς τα δεξιά, τότε θα γίνει πιο εύκαμπτη. Επομένως, το κτίριο καταπονηθεί λιγότερο, αναπτύσσοντας πολύ μικρές επιταχύνσεις και μικρές αδρανειακές δυνάμεις. Σε αντίθετη περίπτωση, όταν το κτίριο σχεδιαστεί να είναι δύσκαμπτο, δεν θα συμβούν αυτά που προαναφέρθηκαν. Η κατασκευή θα αναπτύξει επιταχύνσεις μεγαλύτερες της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, ειδικά αν συντονιστεί το κτίριο (έχει ίδια ιδιοπερίοδο με τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο του σεισμού). Επιπλέον, δεν πρέπει να αμελούνται και οι βλάβες που προκαλούνται στον φέροντα οργανισμό εξαιτίας της επιβολής μιας ισχυρής σεισμικής διέγερσης, επειδή και αυτές κάνουν το σύστημα πιο εύκαμπτο και οδηγούν σε αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

3.1.2 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Στο σχεδιασμό νέων κατασκευών χρησιμοποιείται ένας εξομαλυσμένος τύπος του φάσματος απόκρισης που καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορούν να πλήξουν την περιοχή του έργου. Η διαφοροποίηση που παρουσιάζουν μεταξύ τους τα φάσματα απόκρισης των καταγεγραμμένων σεισμών οφείλεται στα

χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης και των εδαφικών συνθηκών [Ψυχάρης, 2008].



Εικόνα 3.3: Τυπικό φάσμα απόκρισης (απόλυτων επιταχύνσεων) (Πηγή: <http://communities.bentley.com>).

Για κατασκευές μεγαλύτερης σπουδαιότητας, πολλαπλασιάζουμε τις τιμές του Πίνακα 3.1 με το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I που βρίσκεται στον Πίνακα 3.5 (και αναλύεται στην ενότητα 3.2), και οι τιμές που προκύπτουν μας δίνουν την εδαφική επιτάχυνση. Ο Ε.Α.Κ. – 2000 θεωρεί ότι οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης $\gamma_I \cdot A$, που αφορά κάθε περιοχή της Ελλάδας, δεν επηρεάζονται από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Ωστόσο, κατά τον Ευρωκώδικα, οι τιμές του Πίνακα 3.1 δεν βρίσκουν εφαρμογή παρά μόνο σε περίπτωση που το έργο κατασκευάζεται σε βραχώδες ή σκληρό έδαφος. Αν η θεμελίωση λαμβάνει χώρα σε μαλακότερο έδαφος, οι τιμές αυτές πολλαπλασιάζονται με τις τιμές του συντελεστή εδάφους S , που παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.2: Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_1 , T_2 (sec) (Πηγή: Ε.Α.Κ. – 2000).

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 3.3: Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_B , T_C , T_D (sec) κατά Ευρωκώδικα για φάσμα Τύπου I.

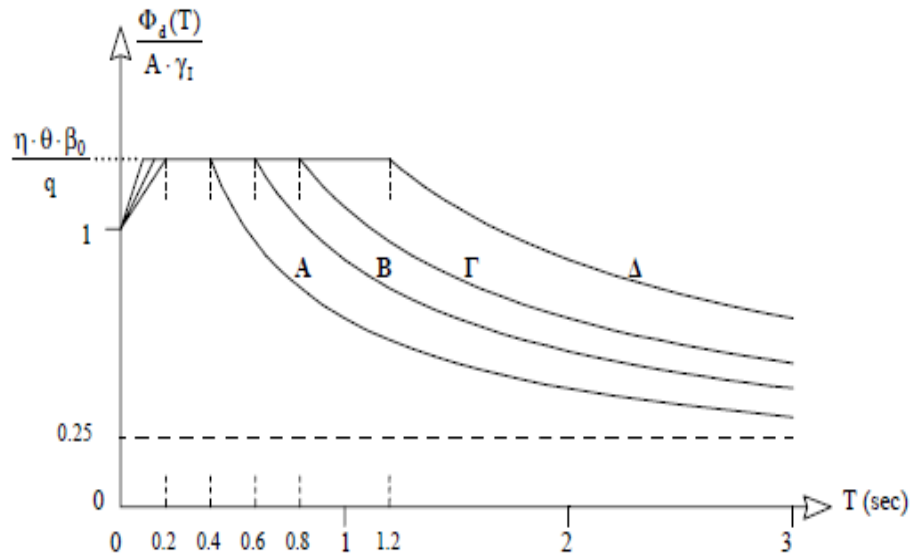
Κατηγορία εδάφους	A	B	C	D	E
S	1.00	1.20	1.15	1.35	1.40
T_B	0.15	0.15	0.20	0.20	0.15
T_C	0.40	0.50	0.60	0.80	0.50
T_D	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00

Πίνακας 3.4: Κατηγορίες εδαφών (Πηγή: Ε.Α.Κ. – 2000).

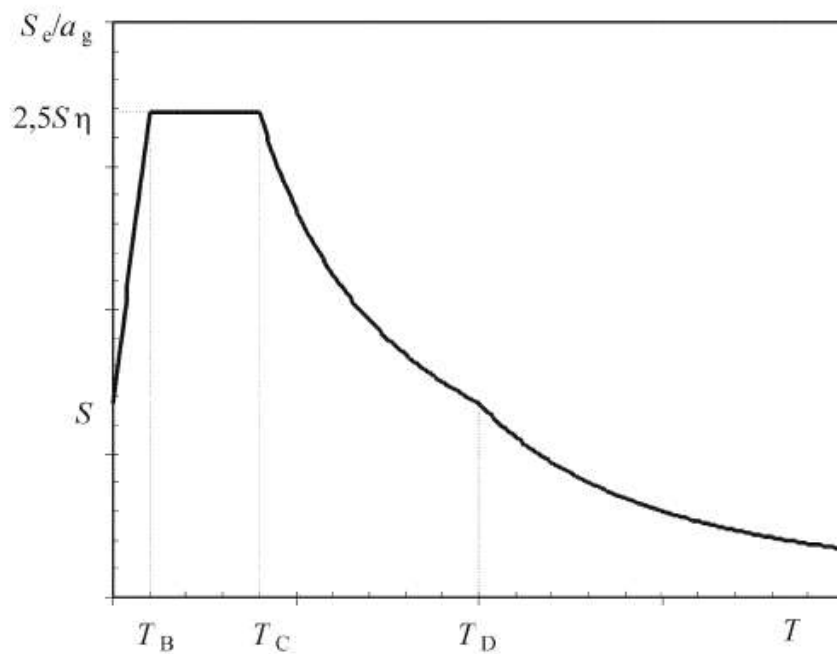
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($1 < I_p < 20$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων). Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεριφοράς ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Για την κατασκευή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός λαμβάνει υπόψη τέσσερις βασικές κατηγορίες εδάφους Α, Β, Γ και Δ και μία ειδική (X) (Πίνακας 3.2), ενώ ο Ευρωκώδικας 8 πέντε βασικές κατηγορίες Α, Β, C, D και E και δύο ειδικές (S_1 και S_2) (Πίνακας 3.3). Η περίοδος T_1 του Ε.Α.Κ. αντιστοιχεί στην T_B , και η T_2 στην T_C . Στην Ελλάδα η τιμή της T_D λαμβάνεται ίση με 2,5 και χρησιμοποιείται μόνο για κατασκευές με σεισμική μόνωση

σύμφωνα με τις 'Οδηγίες για Γέφυρες με Σεισμική Μόνωση' του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. Στην Εικόνα 3.4 φαίνονται τα τυπικά ελαστικά φάσματα σχεδιασμού, του Ε.Α.Κ. και του Ευρωκώδικα 8.



(α)



(β)

Εικόνα 3.4: (α) Φάσμα σχεδιασμού κατά Ε.Α.Κ. (Πηγή: Ε.Α.Κ. – 2000), και (β) φάσμα σχεδιασμού κατά EC8 (Πηγή: Eurocode 8, 2003).

3.2 Θεμελειώδεις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς

Οι κατασκευές που βρίσκονται σε περιοχές με έντονη σεισμικότητα, οφείλουν να σχεδιάζονται, να κατασκευάζονται και να χρησιμοποιούνται με τέτοιο τρόπο, ώστε να ανθίστανται επαρκώς στον σεισμικό κίνδυνο. Αυτό συμβαίνει: «όταν κατά την επιβολή των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού με αποδεκτώς μικρή πιθανότητα υπερβάσεως τους κατά τη διάρκεια της ζωής του δομήματος, ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς» [E.A.K., 2003].

3.2.1 Απαίτηση αποφυγής κατάρρευσης

Η κατασκευή πρέπει να αντέχει στη σεισμική δραστηριότητα, δίχως να εμφανίζει τοπική ή καθολική κατάρρευση, διατηρώντας τη δομική της ακεραιότητα και μια εναπομένουσα ικανότητα παραλαβής φορτίων μετά το πέρας των σεισμικών γεγονότων. Επομένως, «γίνεται αποδεκτό ότι ο φέρων οργανισμός του δομήματος θα υποστεί βλάβες κατά τη δράση του σεισμού σχεδιασμού, οι οποίες όμως πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις» του περιορισμού βλαβών και κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες να διατηρούν και μια ελάχιστη στάθμη λειτουργιών [E.A.K., 2003]. Η δράση του σεισμού σχεδιασμού εκφράζεται αναφορικά με, [Eurocode 8, 2003]:

- Τη σεισμική δραστηριότητα που σχετίζεται με την πιθανότητα υπέρβασης, P_{NCR} , σε 50 χρόνια ή περίοδο επαναφοράς, T_{NCR} . Η πιθανότητα υπέρβασης προτείνεται από τον κανονισμό $P_{NCR} = 10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη.
- Τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 ώστε να λαμβάνεται υπόψη η σημασία του έργου.

Οι κατασκευές κατατάσσονται σε κατηγορίες σπουδαιότητας (βλ. Πίνακες 3.5 και 3.6), στην κάθε μία από τις οποίες αποδίδεται παράγοντας σπουδαιότητας γ_1 . Όπου είναι εφικτό, αυτός ο παράγοντας πρέπει να λαμβάνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε να αντιστοιχεί σε μία υψηλότερη ή χαμηλότερη τιμή της περιόδου επαναφοράς του σεισμού, κατάλληλη για τον σχεδιασμό της συγκεκριμένης κατηγορίας κατασκευών.

Πίνακας 3.5: Συντελεστές σπουδαιότητας κατά Ε.Α.Κ. (Πηγή: Ε.Α.Κ. – 2000).

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ ₁
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 3.6: Συντελεστές σπουδαιότητας κατά EC8 (Πηγή: Eurocode 8, 2003).

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας	0,80	1,00	1,20	1,40

3.2.2 Απαίτηση περιορισμού βλαβών

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός δομήματος οφείλουν να πραγματοποιούνται με τέτοιο τρόπο, ώστε να προσδίδεται σε αυτό αντοχή έναντι του σεισμικού κινδύνου. Έτσι, αποφεύγεται η εμφάνιση βλαβών ή συσχετιζόμενων με τη χρήση του δομήματος ζημιών, το κόστος των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλό σε σύγκριση με το κόστος της ίδιας της κατασκευής. «Οι βλάβες σε στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού πρέπει να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες, ενώ οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης πρέπει να ελαχιστοποιούνται» [Ε.Α.Κ., 2003].

Η σεισμική δράση σχεδιασμού που λαμβάνεται υπόψη για μη εμφάνιση βλαβών, δηλαδή ανεμπόδιστη χρήση αμέσως μετά από σεισμό μικρής έντασης, έχει

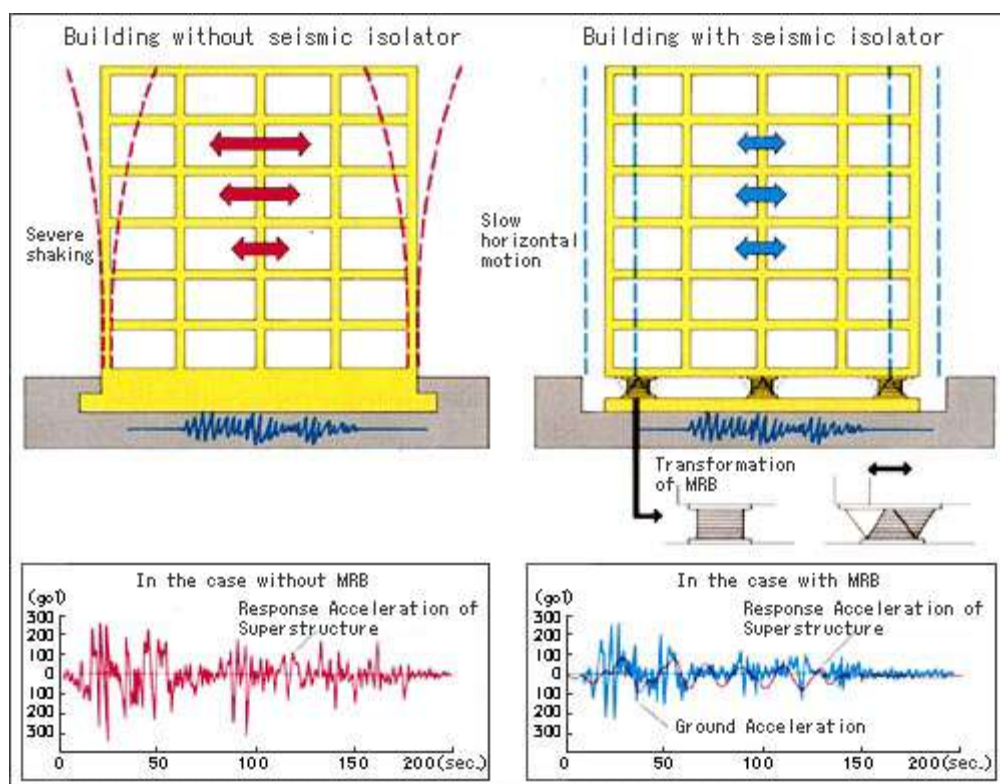
πιθανότητα υπέρβασης, P_{DLR} , σε 10 χρόνια ή περίοδο επαναφοράς, T_{DLR} . Η πιθανότητα υπέρβασης προτείνεται από τον κανονισμό $P_{DLR} = 10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{DLR} = 95$ έτη [Eurocode 8, 2003].

3.2.3 Απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών

«Πρέπει να διασφαλίζεται μία ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος, ανάλογα με τη χρήση και τη σημασία του, όταν το δόμημα υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού» [Ε.Α.Κ., 2003]. Οι λειτουργίες των κτιρίων που πρέπει να εξασφαλίζονται, δεν αναφέρονται ξεκάθαρα. Ωστόσο, σύμφωνα με τον ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό, η απαίτηση ελάχιστης στάθμης λειτουργιών θεωρείται ότι έχει επιτευχθεί, αν ο σχεδιασμός και η κατασκευή του δομήματος συμμορφώθηκαν στις απαιτήσεις αποφυγής κατάρρευσης και περιορισμού δομικών βλαβών. Σε ειδικές περιπτώσεις κτιρίων, όπως νοσοκομεία, κτίρια τηλεπικοινωνιών, πυροσβεστικών σταθμών κ.ά., ενδέχεται να απαιτούνται πρόσθετες απαιτήσεις ελαχίστων λειτουργιών.

3.3 Σεισμική μόνωση βάσης

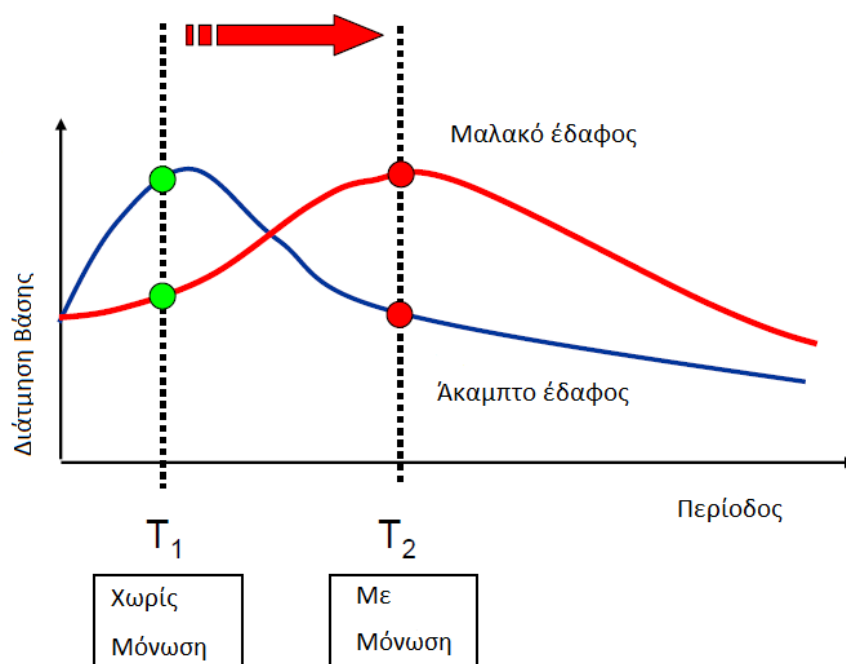
Μόνωση βάσης έχουμε σε κατασκευές που το σύστημα σεισμικής μόνωσης βρίσκεται κάτω από την κύρια μάζα του κτιρίου, συνήθως πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης. Η κίνηση της ανωδομής διαχωρίζεται έτσι από την κίνηση του εδάφους σε περίπτωση σεισμικής δραστηριότητας, κι έτσι περιορίζεται δραστικά η ενέργεια που μεταφέρεται στην κατασκευή, ενώ σημαντικό μέρος αποσβένεται στο επίπεδο της θεμελίωσης. Οι παραμορφώσεις στις κρίσιμες διατομές των στοιχείων του φέροντα οργανισμού ελαττώνονται και κατά συνέπεια περιορίζονται οι δομικές βλάβες. Η ανωδομή αποκτά τη συμπεριφορά άκαμπτου στερεού σώματος έναντι του σεισμού, ενώ δεν επηρεάζεται σχεδόν καθόλου από την επίδραση χαμηλού επιπέδου φορτίων, όπως ο άνεμος και οι μικροσεισμοί. Στην Εικόνα 3.5 φαίνεται η διαφορά στην παραλαβή της σεισμικής δύναμης, μεταξύ πακτωμένων και σεισμικά μονωμένων κατασκευών.



Εικόνα 3.5: Σχηματική απεικόνιση παραμόρφωσης, σε περίπτωση σεισμικής δραστηριότητας, πακτωμένης και σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Πηγή: www.bridgestone.com).

Η μείωση της σεισμικής απόκρισης του συστήματος και της αντίστασης στις πλευρικές δυνάμεις, επιτυγχάνεται με αύξηση της ιδιοπεριόδου της σεισμικά μονωμένης κατασκευής (όπως γίνεται αντιληπτό με τη βοήθεια των φασμάτων απόκρισης), ή/και αύξηση της απόσβεσης. Το σύστημα μόνωσης (Εικόνα 3.7) μπορεί να αποτελείται από στοιχεία μόνωσης ή/και αποσβεστήρες. Τα παραπάνω στοιχεία έχουν δυναμικά χαρακτηριστικά που τους επιτρέπουν να διαχωρίζουν την απόκριση της ανωδομής από την εδαφική κίνηση.

Η σεισμική μόνωση βάσης αποδίδει τα μέγιστα όταν το κτίριο στο οποίο εφαρμόζεται είναι κατασκευασμένο σε άκαμπτο έδαφος ή έχει μικρή τιμή ιδιοπεριόδου. Σε περίπτωση μαλακού εδάφους ή μεγάλης τιμής ιδιοπεριόδου η σεισμική μόνωση δεν εμφανίζει επιθυμητά αποτελέσματα, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 3.6.



Εικόνα 3.6: Επίδραση εδαφικών συνθηκών στην απόκριση σεισμικά μονωμένων κατασκευών (Πηγή: FEMA 451B, 2007).

Επομένως, γίνεται κατανοητό ότι η σεισμική μόνωση δεν αποτελεί πάντα λύση για την προστασία των κατασκευών από τις σεισμικές διεγέρσεις. Οι μηχανικοί οφείλουν να λαμβάνουν υπόψη τις τοπικές εδαφικές συνθήκες και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής προτού τοποθετήσουν συστήματα μόνωσης, καθώς ελλοχεύει ο κίνδυνος συντονισμού λόγω μετατόπισης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι όπως καταγράφεται στον ισχύοντα ελληνικό αντισεισμικό σχεδιασμό: «ο Κανονισμός, ως έχει, δεν καλύπτει τα έργα για τα οποία προβλέπεται μερική ή πλήρης σεισμική μόνωση» [Ε.Α.Κ., 2003]. Επομένως, στη συνέχεια αναφέρονται οι βασικές διατάξεις του Ευρωκώδικα (Eurocode 8) για σεισμικά μονωμένες κατασκευές.



Εικόνα 3.7: Σύστημα σεισμικής μόνωσης βάσης δομήματος (Πηγή: www.seismicisolation.com).

3.3.1 Ορισμοί

Στον Ευρωκώδικα 8, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό, δίνονται οι παρακάτω ορισμοί που αφορούν έννοιες ευρέως χρησιμοποιούμενες, στη σεισμική μόνωση κτιρίων [Eurocode 8, 2003]:

Σύστημα μόνωσης

Κατάλληλες διατάξεις που χρησιμοποιούνται για να παρέχουν σεισμική μόνωση και είναι συνήθως τοποθετημένες πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης.

Στάθμη μόνωσης

Είναι το επίπεδο που χωρίζει τα θεμέλια από την ανωδομή, στο οποίο τοποθετείται το σύστημα μόνωσης.

Στοιχεία σεισμικής μόνωσης

Είναι οι επιμέρους μονάδες που αποτελούν το σύστημα μόνωσης, κάθε μία από τις οποίες υποστηρίζει μία ή και συνδυασμό από τις παρακάτω λειτουργίες:

- ικανότητα μεταφοράς κατακόρυφων φορτίων συνδυασμένη με οριζόντια ελαστικότητα και υψηλή κατακόρυφη ακαμψία,
- απόσβεση της σεισμικής ενέργειας,
- ικανότητα επαναφοράς,
- επαρκή αντίσταση στη δράση μη σεισμικών οριζόντιων φορτίων.

Ενεργό κέντρο δυσκαμψίας

Το κέντρο δυσκαμψίας που βρίσκεται στη στάθμη μόνωσης.

Ενεργή περίοδος

Η ιδιοπερίοδος ενός μονοβάθμιου συστήματος που έχει μάζα όσο και η ανωδομή και δυσκαμψία, ίση με την ενεργό δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης.

3.3.2 Βασικές απαιτήσεις

Εκτός από τις γενικές απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς (που αναλύονται στην ενότητα 3.2) που πρέπει να ικανοποιούνται, για τις συσκευές μόνωσης απαιτείται αυξημένη στάθμη αξιοπιστίας. Αυτή επιτυγχάνεται εφαρμόζοντας έναν επαυξητικό συντελεστή γ_X στις σεισμικές μετακινήσεις του συστήματος μόνωσης. Σε κτίρια η τιμή του παραπάνω συντελεστή λαμβάνεται ίση με $\gamma_X = 1,2$ [Eurocode 8, 2003].

3.3.3 Γενικοί κανόνες σχεδιασμού

Οι γενικοί κανόνες σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης κατά τον Ευρωκώδικα, είναι οι ακόλουθοι [Eurocode 8, 2003]:

Γενικές διατάξεις που αφορούν το σύστημα μόνωσης

1. Μεταξύ της ανωδομής και των θεμελίων, πρέπει να παρέχεται επαρκές κενό, μαζί με άλλες απαραίτητες διευθετήσεις, για να διευκολύνεται η επιθεώρηση, η συντήρηση και η αντικατάσταση των συστημάτων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής.
2. Αν είναι απαραίτητο, οι συσκευές θα έπρεπε να προστατευθούν από τις επικίνδυνες επιπτώσεις εξαιτίας πυρκαγιάς, διάβρωσης, κλπ.

3. Τα υλικά κατασκευής των συστημάτων πρέπει να πληρούν αυστηρές προδιαγραφές.

Έλεγχος ανεπιθύμητων μετακινήσεων

1. Το ενεργό κέντρο δυσκαμψίας και το κέντρο απόσβεσης του συστήματος μόνωσης πρέπει να βρίσκονται όσο το δυνατόν πιο κοντά στην προβολή του κέντρου μάζας στη στάθμη μόνωσης, ώστε να ελαχιστοποιούνται οι στρεπτικές καταπονήσεις.
2. Για την ελαχιστοποίηση στη διαφοροποίηση της απόκρισης των συσκευών σεισμικής μόνωσης, η θλιπτική ένταση σε αυτές από τις μόνιμες δράσεις, πρέπει να είναι όσο πιο γίνεται πιο ομοιόμορφη.
3. Οι συσκευές οφείλουν να είναι επαρκώς στερεωμένες τόσο στην ανωδομή όσο και στα θεμέλια.
4. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης σχεδιάζεται με σκοπό να ελέγχει τόσο τις δονήσεις όσο και τις πιθανές στρεπτικές καταπονήσεις.
5. Οι απαιτήσεις που αφορούν στις δονήσεις, θεωρείται ότι ικανοποιούνται, αν οι πιθανές επιδράσεις τους αποφεύγονται μέσω της χρήσης κατάλληλων συσκευών (αποσβεστήρες, κ.ά.).

Έλεγχος των διαφορικών σεισμικών εδαφικών κινήσεων

1. Τα κατασκευαστικά στοιχεία που βρίσκονται πάνω και κάτω από τη στάθμη της σεισμικής μόνωσης, πρέπει να είναι επαρκώς άκαμπτα τόσο στην οριζόντια όσο και στην κατακόρυφη διεύθυνση, έτσι ώστε η επίδραση των διαφορικών σεισμικών εδαφικών μετακινήσεων να ελαχιστοποιείται. Αυτό δεν βρίσκει εφαρμογή σε γέφυρες ή υπερυψωμένες κατασκευές, όπου οι πάσσαλοι και τα θεμέλια που βρίσκονται κάτω από το επίπεδο της μόνωσης, ενδέχεται να υφίστανται παραμορφώσεις.
2. Στα κτίρια, τα παραπάνω θεωρούνται ότι καλύπτονται, αν ικανοποιούνται όλες οι ακόλουθες συνθήκες:
 - Εξασφαλίζεται ένα άκαμπτο διάφραγμα πάνω και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, αποτελούμενο από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος ή μια εσχάρα δοκών, σχεδιασμένο ώστε να λαμβάνει

υπόψη όλες τις καταπονήσεις. Τα άκαμπτα διαφράγματα δεν είναι απαραίτητα αν οι κατασκευές αποτελούνται από άκαμπτες εγκλωβισμένες δομές.

- Οι συσκευές που συνθέτουν το σύστημα μόνωσης είναι στερεωμένες στα δύο άκαμπτα διαφράγματα είτε απευθείας είτε, αν δεν είναι δυνατό, με κατακόρυφα στοιχεία, η σχετική οριζόντια μετατόπιση των οποίων για τη σεισμική δράση σχεδιασμού, πρέπει να είναι μικρότερη από το $1/20$ της σχετικής μετατόπισης του συστήματος μόνωσης.

Έλεγχος μετατοπίσεων εδάφους και παρακείμενων κατασκευών

Ανάμεσα στη μονωμένη ανωδομή και το έδαφος που την περιβάλλει ή/και τις παρακείμενες κατασκευές πρέπει να παρέχεται επαρκής χώρος, για να επιτρέπεται η ανεμπόδιστη κίνηση της ανωδομής σε κάθε κατεύθυνση όταν λαμβάνει χώρα σεισμική δράση του σεισμού σχεδιασμού.

Ιδιότητες του σεισμικά μονωμένου συστήματος

1. Οι τιμές των γεωμετρικών μηχανικών ιδιοτήτων του συστήματος σεισμικής μόνωσης που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση, θα είναι οι πιο δυσμενείς που ενδέχεται να παρατηρηθούν κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Επιπλέον, πρέπει να εμπεριέχουν, όπου είναι απαραίτητο, την επιρροή της τιμής του φορτίου, του μεγέθους των κατακόρυφων φορτίων, του μεγέθους των οριζόντιων φορτίων, της θερμοκρασίας και της αλλαγής των μηχανικών ιδιοτήτων με χρονικό ορίζοντα τον πλήρη κύκλο ζωής της.
2. Για τις επιταχύνσεις και τις αδρανειακές δυνάμεις που προκαλούνται από το σεισμό, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μέγιστη τιμή δυσκαμψίας και η ελάχιστη τιμή των συντελεστών απόσβεσης και τριβής.
3. Οι μετατοπίσεις πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας την ελάχιστη τιμή δυσκαμψίας, καθώς και τις αντίστοιχες ελάχιστες τιμές των συντελεστών απόσβεσης και τριβής.
4. Σε κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας Σ1 ή Σ2, οι μέσες τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών των συστημάτων σεισμικής μόνωσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν, μόνο αν οι ακραίες τιμές δεν διαφέρουν περισσότερο από 15%, από τις μέσες τιμές.

4

Συμβατικές μέθοδοι σεισμικής μόνωσης

4.1 Εισαγωγή

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συστήματα σεισμικής μόνωσης κατασκευών που εφαρμόζονται συνηθέστερα σε παγκόσμιο επίπεδο, κυρίως στις προηγμένες τεχνολογικά χώρες. Η εκτενής χρήση τους, καθώς και το μεγάλο κόστος και η ειδική τεχνογνωσία για την εγκατάσταση και τη συντήρησή τους, είναι οι λόγοι που αναφερόμαστε σε αυτά ως συμβατικά.

Οι βασικές κατηγορίες στις οποίες διακρίνονται είναι τα ελαστομερή συστήματα και τα συστήματα τριβής ή ολίσθησης, που αποτελούν συστήματα μείωσης της δυσκαμψίας, ενώ υπάρχουν και συστήματα αύξησης της απόσβεσης. Τα ελαστομερή συστήματα, λόγω της υψηλής ευτημσίας του ελαστομερούς, έχουν την ικανότητα μετάθεσης της θεμελειώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής στην οποία τοποθετούνται. Τα συστήματα ολίσθησης, από την άλλη πλευρά, στοχεύουν στην ανάλωση της ενέργειας μέσω της τριβής. Τέλος, υπάρχουν και τα συνδυαστικά συστήματα σεισμικής μόνωσης που συνδυάζουν τη μείωση της δυσκαμψίας με την αύξηση της απόσβεσης ονομάζονται υβριδικά.

Τα ελαστομερή συστήματα κατηγοριοποιούνται με βάση τον συντελεστή απόσβεσης (ή ισοδύναμο λόγο ιξώδους απόσβεσης) ζ που προσδίδουν [Κωμοδρόμος, 2012]:

- κοινά ή χαμηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικά εφέδρανα (Normal Rubber Bearings – NRB or Low Damping Rubber Bearings – LDRB),
- ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings – HDRB),
- ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings – LRB).

Αντίστοιχα, τα συστήματα ολίσθησης (ή τριβής), ομαδοποιούνται σε:

- μηχανισμούς με καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης (Friction Pendulum Systems – FPS)
- μηχανισμούς με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης (Friction Sliding Systems – FSS)

Όσον αφορά στα συστήματα αύξησης της απόσβεσης, τα κυριότερα είδη στα οποία χωρίζονται είναι οι χαλύβδινοι αποσβεστήρες, οι αποσβεστήρες τριβής, οι ιξοελαστικοί αποσβεστήρες και οι αποσβεστήρες ιξώδους απόσβεσης. Οι πρώτες δύο κατηγορίες μπορεί να οδηγήσουν στην αύξηση της παραμένουσας παραμόρφωσης, η τρίτη στον περιορισμό της, ενώ η τελευταία δεν έχει καμία επίδραση σε αυτή [Γκάρτζιος, Κάλλιος, 2006]. Στη σεισμική μόνωση βάσης που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, οι αποσβεστήρες τοποθετούνται ως βοηθητικό μέσο των εφεδράνων, ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή τιμή απόσβεσης.

Συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως τα τελευταία 25 χρόνια, σε πολλές χώρες παγκοσμίως. Η τοποθέτηση τους πραγματοποιείται τόσο σε νέες κατασκευές, όσο και σε παλιότερες κατασκευές, που η διασφάλιση της λειτουργίας τους κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, καθώς και μετά το πέρας του, είναι «ζωτικής σημασίας». Στην κατηγορία αυτή συγκαταλέγονται «κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών», «κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ., μουσεία, κλπ.)» και μνημεία [Ε.Α.Κ., 2003]. Επιπροσθέτως, τα συστήματα αυτά βρίσκουν εφαρμογή στον σχεδιασμό και την κατασκευή γεφυρών.

Χώρες όπου τοποθετούνται σε σημαντικό αριθμό των κτιρίων τους συστήματα σεισμικής μόνωσης είναι οι Η.Π.Α. (π.χ., Fire Command and Control Facility, Los

Angeles, California), η Ιαπωνία (π.χ., Miyagawa Bridge, Shizuoka) και η Νέα Ζηλανδία (π.χ., Central Police Station, Wellington), λόγω έντονης σεισμικότητας. Επίσης, και η Ιταλία (π.χ., Bronzes of Riace, Reggio Calabria Museum), η Γαλλία και η Ρωσία (π.χ., Russian International Olympic University). Στην Ελλάδα συναντώνται σε γέφυρες των νέων οδικών δικτύων, όπως της Εγνατίας και της Ιονίας Οδού, στη γέφυρα ζεύξης Ρίου – Αντιρρίου και σε επεμβάσεις κτιρίων, εκκλησιών και μουσείων που κρίνονται διατηρητέα εξαιτίας της ιστορικής και πολιτιστικής τους αξίας. Στην Κύπρο, συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν χρησιμοποιηθεί στα Mall of Cyprus, Trade Tourist & Leisure Park και στις γέφυρες του υπεραστικού δρόμου Λεμεσού [Κωμοδρόμος, 2012].



Εικόνα 4.1: Αποσβεστήρες στη γέφυρα ζεύξης Ρίου – Αντιρρίου (Πηγή: www.elemka.gr).

4.2 Ελαστομερή συστήματα

Αποτελούν τον πιο απλό και εύχρηστο τύπο εφεδράνων και γι' αυτό συναντώνται εκτενώς σε εφαρμογές σεισμικής μόνωσης παγκοσμίως. Κατασκευάζονται από ελαστομερές υλικό συνδυασμένο με λεπτά μεταλλικά φύλλα. Τα τελευταία, προσδίδουν στα εφέδρανα αυξημένη κατακόρυφη δυσκαμψία, ενώ παράλληλα μειώνουν τον κίνδυνο πλευρικής παραμόρφωσης και ανατροπής κατά την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Το σχήμα και οι διαστάσεις των ελαστομεταλλικών

εφεδράνων ποικίλλουν και εξαρτώνται από τις απαιτήσεις που καλούνται να ικανοποιήσουν.

Το ελαστομερές υλικό είναι πολυμερές νεοπρένιο, που έχει υποστεί ειδική επεξεργασία (σκλήρυνση δια θείου) και ευθύνεται για τη γραμμική συμπεριφορά που παρουσιάζει το σύστημα σεισμικής μόνωσης. Επιπλέον, προσδίδει την απόσβεση (εκφρασμένη ως ποσοστό % της κρίσιμης τιμής), προσφέρει υψηλή πλευρική ευκαμψία και την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς στο εφέδρανο για την κατακόρυφη επαναφορά του μετά την επιβολή της οριζόντιας μετακίνησης [Δημούδης, 2011]. Το επεξεργασμένο νεοπρένιο είναι ανθεκτικό σε περιβαλλοντικές επιδράσεις, όπως το φως και ο αέρας, στις λιπαρές ουσίες και στα οξέα και εμφανίζει μεγαλύτερη αντοχή στη διάβρωση και τη γήρανση από το σκυρόδεμα και τον χάλυβα [Γκάρτζιος και Κάλλιος, 2006].

Για τη στερέωση των εφεδράνων στην ανωδομή και στα θεμέλια, χρησιμοποιούνται μεταλλικές πλάκες (πάχους 2-5cm), πάνω στις οποίες κοχλιώνονται βλήτρα τοποθετημένα στα στοιχεία σύνδεση πάνω και κάτω από τα εφέδρανα [Δημούδης, 2011]. Ο διαχωρισμός των ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε κατηγορίες πραγματοποιείται με γνώμονα το ποσοστό απόσβεσης που προσδίδουν στο σύστημα μόνωσης, επομένως έχουμε εφέδρανα χαμηλής και υψηλής απόσβεσης. Τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, παρόλο που είναι υβριδικά, εντάσσονται στην κατηγορία των ελαστομερών συστημάτων. Σε αυτά τα συστήματα, η υψηλή τιμή του συντελεστή απόσβεσης οφείλεται στην παρουσία του μολύβδου.

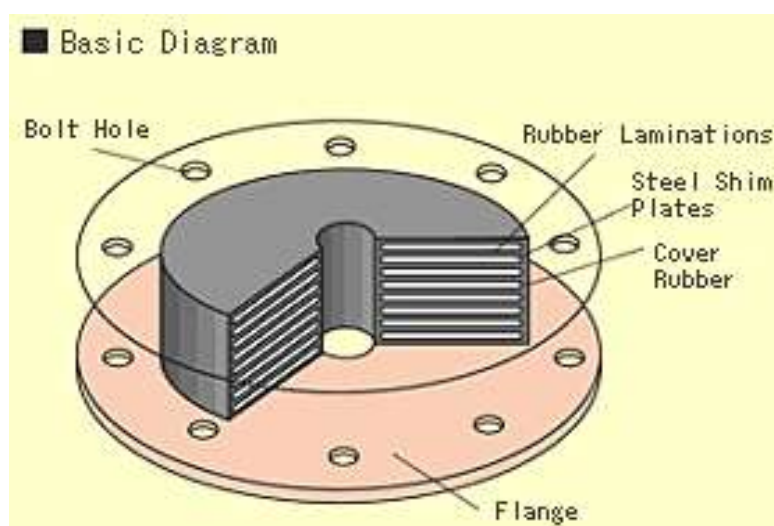
4.2.1 Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (LDRB)

Αποτελούν τον πιο κοινό τύπο ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Ο συντελεστής της απόσβεσης που διέπει αυτά τα συστήματα, κυμαίνεται σε χαμηλά επίπεδα, και συγκεκριμένα $\xi = 2-5\%$. Παρουσιάζουν συμπεριφορά που μπορεί να προσεγγιστεί αντίστοιχα με των γραμμικών ελαστικών στοιχείων, με την ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία για διατμητικές παραμορφώσεις ίσες ή και μεγαλύτερες του 100% να έχει τιμή που προκύπτει ως εξής:

$$\frac{G_b * A_b}{t_e} \quad (4.1)$$

όπου G_b : μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς, A_b : επιφάνεια του ελαστομερούς, και t_e : συνολικό πάχος ελαστομερούς

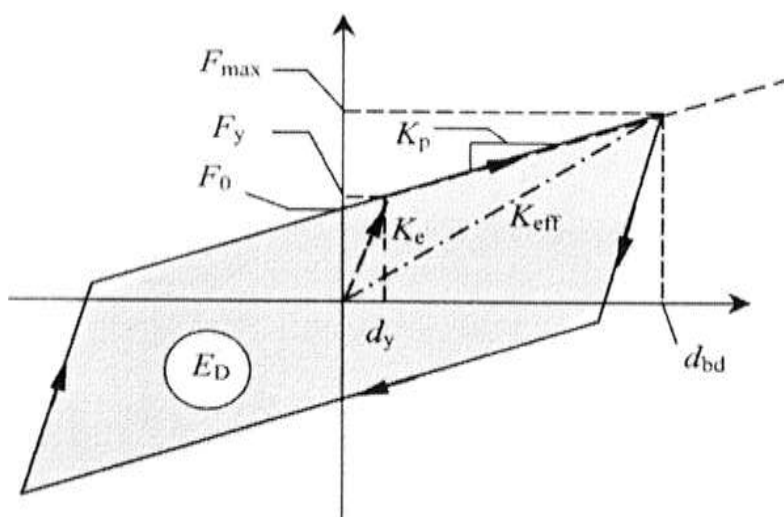
Σημαντικό πλεονέκτημα των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης συνιστά η εύκολη και τυποποιημένη πλέον παραγωγή τους. Η προσομοίωση στη φάση του σχεδιασμού τους είναι αρκετά απλή διαδικασία. Επιπλέον δεν εμφανίζουν ευαίσθητη απόκριση σε επιδράσεις του περιβάλλοντος, αλλά ούτε και ως προς παραμέτρους, όπως η ταχύτητα και η ιστορία φόρτισης [Δημούδης, 2011]. Το μεγάλο μειονέκτημα τους αποτελεί η χαμηλή απόσβεση. Για να αντιμετωπιστεί, όπως και τα επακόλουθα της (μεγάλες απαιτήσεις μετακινήσεων), επιβάλλεται η χρήση πρόσθετων μέσων απόσβεσης, που κατά συνέπεια αυξάνει κατά πολύ το κόστος της εγκατάστασης.



Εικόνα 4.2: Σχηματική απεικόνιση ελαστομεταλλικού εφεδράνου κυκλικής διατομής (Πηγή: www.bridgestone.com).

4.2.2 Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB)

Τα εφέδρανα υψηλής απόσβεσης αποτελούν κατ' εξοχήν υστερητικό μηχανισμό ανάλωσης σεισμικής ενέργειας. Διακρίνονται από αρκετά υψηλό συντελεστή απόσβεσης, που λαμβάνει τιμές $\xi = 8-20\%$ [Κωμοδρόμος, 2012]. Η δομή τους δεν διαφέρει από αυτή των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης. Ωστόσο, εμφανίζουν το πλεονέκτημα της υψηλής ιξώδους απόσβεσης του ελαστομερούς, που τους δίνει τη δυνατότητα να αναλάβουν ολόκληρο το σεισμικό φορτίο που προκύπτει, χωρίς την υποστήριξη από πρόσθετα μέσα απόσβεσης.



Εικόνα 4.3: Διγραμμική καμπύλη δύναμης – μετατόπισης εφεδράνων με μη-γραμμική υστερητική συμπεριφορά (Πηγή: Eurocode 8, 2003).

Η συμπεριφορά των εφεδράνων αυτού του τύπου προσομοιώνεται ως συμπεριφορά μη-γραμμικών στοιχείων μέσω της διγραμμικής καμπύλης δύναμης – μετατόπισης (Εικόνα 4.3), καθώς εμφανίζουν ουσιαστικούς υστερητικούς βρόγχους υπό την επίδραση ανακυκλούμενης φόρτισης. Οι παράμετροι της διγραμμικής προσομοίωσης εφεδράνων υψηλής απόσβεσης [Δημούδης, 2011]:

d_{bd} : μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{cd} του συστήματος μόνωσης,

F_{max} : μέγιστη δύναμη του μονωτήρα που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} ,

d_y : μετακίνηση διαρροής του μονωτήρα,

F_y : δύναμη διαρροής του μονωτήρα υπό μονοτονική φάση,

F_0 : δύναμη σε μηδενική μετακίνηση υπό ανακυκλούμενη φόρτιση, ίση με $F_y - K_p \cdot d_y$,

K_e : αρχική ελαστική δυσκαμψία υπό μονοτονική φόρτιση ίση με $\frac{F_y}{d_y}$. Ισούται ακόμα και με τη δυσκαμψία κατά την αποφόρτιση σε ανακυκλούμενη φόρτιση,

K_p : μετελαστική δυσκαμψία του μονωτήρα που προσδιορίζεται από τη σχέση $(F_{max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$,

E_D : ενέργεια που αποσβέννυται ανά κύκλο στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα, η οποία ισούται με το εμβαδόν του υστερητικού βρόγχου και υπολογίζεται από τη σχέση $4 \cdot (F_y \cdot d_{bd} - F_{max} \cdot d_y)$.

Η μη-γραμμική συμπεριφορά των παραπάνω εφεδράνων μπορεί να εκφραστεί και με τις ακόλουθες ισοδύναμες ελαστικές παραμέτρους, οι οποίες επηρεάζονται από παράγοντες όπως η θερμοκρασία, η ιστορία και η ταχύτητα της φόρτισης, αλλά και τα χαρακτηριστικά του ελαστομερούς [Δημούδης, 2011]:

K_{eff} : ισοδύναμη ελαστική (ενεργός) δυσκαμψία, που υπολογίζεται ως η τέμνουσα δυσκαμψία στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα και ισούται με $\frac{F_{max}}{d_{bd}}$,

ξ_{eff} : ισοδύναμη ιξώδης (ενεργός) απόσβεση που αντιστοιχεί στη μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} του μονωτήρα και ισούται με $\frac{1}{2\pi} \cdot \frac{E_D}{K_{eff}} \cdot d_{bd}^2$.

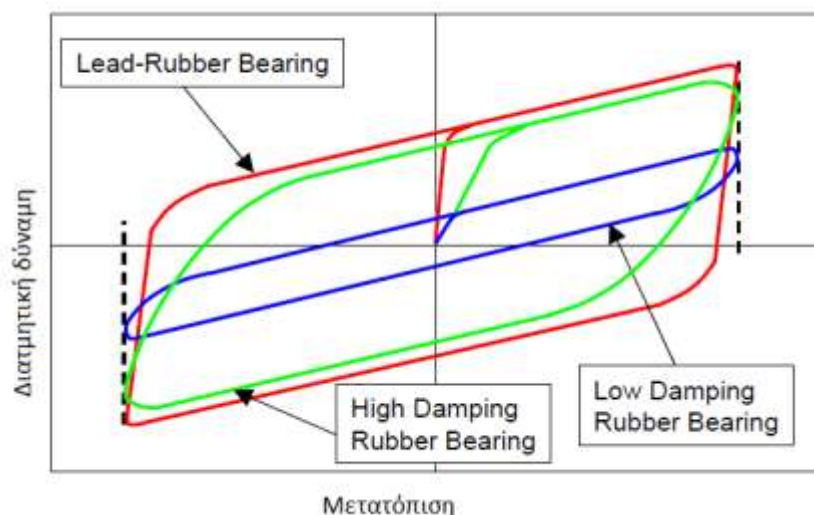
4.2.3 Εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)

Τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB) αποτελούν μία τροποποιημένη μορφή των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης, που προκύπτει αφού προστεθεί ένα κυλινδρικός στοιχείο από μόλυβδο (με πίεση) σε ήδη ανοιγμένη, κυκλικής διατομής, οπή των παραπάνω εφεδράνων. Για την περιβαλλοντική του προστασία, το εφέδρανο, καλύπτεται από ελαστικό πάχους 5-10mm.

Το εφέδρανο, εξαιτίας του ελαστομεταλλικού τμήματος του, παρουσιάζει γραμμική – ελαστική συμπεριφορά με δυσκαμψία K_R , ενώ ο πυρήνας μολύβδου συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά και πλήρως πλαστικά με δυσκαμψία K_L στον ελαστικό κλάδο και μηδενική δυσκαμψία μετά τη διαρροή. Εμφανίζει, λοιπόν, υστερητική συμπεριφορά που μπορεί να περιγραφεί ιδανικά με διγραμμική σχέση δύναμης – μετατόπισης (όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.3). Παρόλο που το παραπάνω διάγραμμα είναι κοινό για τα εφέδρανα υψηλής απόσβεσης και τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, κάποιος από τους τύπους που χρησιμοποιούνται διαφέρουν. Συγκεκριμένα, η αρχική ελαστική δυσκαμψία ισούται με $K_e = K_L + K_R$. Η δυσκαμψία μετά τη διαρροή είναι $K_p = K_R$. Η δύναμη διαρροής υπολογίζεται ως $F_y = F_{Ly} \cdot (1 + \frac{K_R}{K_L})$, όπου $F_{Ly} = K_L \cdot d_{Ly}$ είναι η δύναμη που προκύπτει από τη

διαρροή του μολύβδου. Στις περισσότερες περιπτώσεις η δυσκαμψία του μολύβδου ξεπερνάει κατά πολύ τη δυσκαμψία του ελαστομερούς. Επομένως, είναι δυνατό να θεωρήσουμε ότι $K_e = K_L$ και $F_y = F_{Ly}$ [Δημούδης, 2011].

Η μικρή τάση διαρροής του μολύβδου, που επιτρέπει την ελαστοπλαστική συμπεριφορά, καθώς και η μικρή απαιτούμενη θερμοκρασία (20⁰C) για την ανάπτυξη πλαστιμότητας, είναι οι βασικές αιτίες για την επιλογή του μολύβδου έναντι των υπολοίπων μετάλλων. Όπως αναφέρει χαρακτηριστικά ο Ξηρογιάννης (2004), «κατά την υποβολή του εφεδράνου σε οριζόντιες ανακυκλούμενες σεισμικές μετατοπίσεις, ο πυρήνας μολύβδου παραμορφώνεται διατμητικά και διαρρέει σε χαμηλά επίπεδα (της τάξης των 8-10MPa), οριοθετώντας τη μετάβαση της γραμμικής σχέσης από την ελαστική στην πλαστική συμπεριφορά». Επιτυγχάνεται, με αυτόν τον τρόπο, ισοδύναμος βαθμός ιξώδους απόσβεσης αρκετά υψηλός (10-25%).



Εικόνα 4.5: Υστερητικός βρόγχος διαφόρων τύπων ελαστομεταλλικών εφεδράνων (Πηγή: FEMA 451B, 2007).

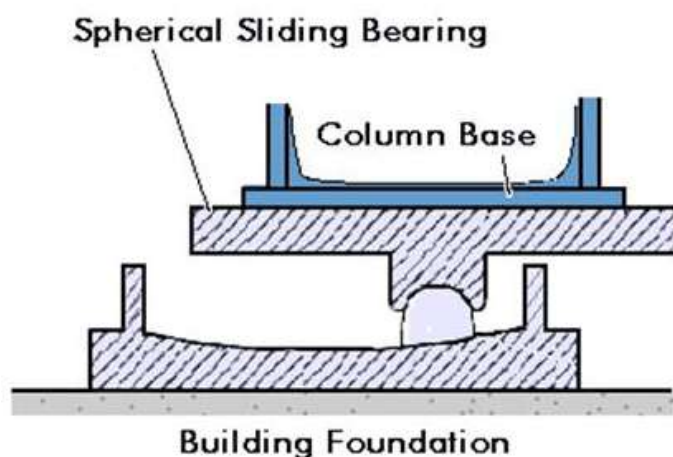
4.3 Συστήματα τριβής

Οι επιφάνειες ολίσθησης (μία ή και περισσότερες) των συγκεκριμένων συστημάτων κατασκευάζονται από στιλβωμένο ανοξείδωτο χάλυβα και ενδέχεται να είναι επίπεδες ή καμπύλες. Η σχετική μετακίνηση των επιφανειών αυτών, οδηγεί στην ανάπτυξη δυνάμεων τριβής, οι οποίες είναι ανάλογες του συντελεστή δυναμικής τριβής, ο οποίος με τη σειρά του εξαρτάται από τη σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης, τη

χρήση ή μη λιπαντικού, την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης και την ταχύτητα κίνησης. Μέσω των προαναφερθέντων μηχανισμών, αποσβένεται μέρος της εισαγόμενης στο σύστημα σεισμικής ενέργειας.

4.3.1 Συστήματα με καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης (FPS)

Η λειτουργία τους στηρίζεται στην αρχή του εκκρεμούς. Το σύστημα μόνωσης περιλαμβάνει έναν αρθρωτό ολισθητήρα, που ολισθαίνει πάνω σε καμπύλη επιφάνεια τριβής, με ακτίνα καμπυλότητας R . Η επιφάνεια του ολισθητήρα που έρχεται σε επαφή με την επιφάνεια τριβής, επικαλύπτεται από συνθετικό υλικό, συνήθως Teflon, ενώ η ίδια η επιφάνεια είναι καλυμμένη με ανοξείδωτο χάλυβα.



Εικόνα 4.6: Σχηματική απεικόνιση συστήματος με καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης (Πηγή: www.celebratingeqsafety.com).

Κατά την ολίσθηση στην καμπύλη επιφάνεια η υποστηριζόμενη μάζα της ανωδομής ανυψώνεται, παράγοντας έτσι μία δύναμη επαναφοράς η οποία δίνει τη δυνατότητα στην κατασκευή να επανέρχεται στην αρχική της θέση μετά το πέρας της σεισμική δραστηριότητας. Η δύναμη αυτή είναι ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα και αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας [Ξηρογιάννης, 2004].

$$F_I = \frac{W}{R} \cdot d + F_f \quad (4.2)$$

όπου W : κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στο εφέδρανο, R : ακτίνα καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης, d : οριζόντια μετατόπιση του ολισθητήρα, F_f : δύναμη

τριβής που αναπτύσσεται στην επιφάνεια ολίσθησης. Ο όρος $\frac{W}{R}$ μας δίνει την οριζόντια δυσκαμψία του συστήματος.

4.3.2 Συστήματα με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης (FSS)

Διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, ανάλογα με το αν λιπαίνονται ή όχι. Στα συστήματα που ανήκουν στην πρώτη κατηγορία, ο συντελεστής τριβής εμφανίζεται μικρότερος του 0,02, ενώ στη δεύτερη κατηγορία ο συντελεστής τριβής ισούται περίπου με 0,03. Ωστόσο, στην πράξη έχουν μετρηθεί συντελεστές τριβής μεταξύ 0,10 και 0,15 σε περιπτώσεις σεισμικής δραστηριότητας. Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται εξαιτίας της εξάρτησης του συντελεστή τριβής από την ταχύτητα ολίσθησης και την κατακόρυφη πίεση που ασκείται στην επιφάνεια ολίσθησης.

Το σύστημα εμφανίζει γραμμική συμπεριφορά όταν ο λόγος της οριζόντιας δύναμης προς την κατακόρυφη είναι μικρότερος του συντελεστή τριβής, όμως σε αντίθετη περίπτωση, όταν υπερβαίνεται αυτή η τιμή, δημιουργείται ολίσθηση και η τιμή της δύναμης που μεταφέρεται διατμητικά σταματάει να αυξάνεται. Επομένως, οι οριζόντιες δυνάμεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, περιορίζονται, όπως και η σεισμική απαίτηση. Το πρόβλημα που προκύπτει έχει να κάνει με τις μεγάλες παραμένουσες μετακινήσεις. Επιβάλλεται, λοιπόν, η ταυτόχρονη χρήση συστημάτων (ελαστομεταλλικά εφέδρανα συνήθως) που εγγυώνται την ανάπτυξη δυνάμεων για την επαναφορά της ανωδομής στην πρωταρχική της θέση. Αυτός είναι και ο κύριος λόγος της σχετικά σπάνιας εφαρμογής των συστημάτων με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης στις κτιριακές κατασκευές.

4.4 Συστήματα αύξησης της απόσβεσης

Το κάθε ένα από τα είδη των συστημάτων αυτών (αποσβεστήρες) στηρίζεται σε διαφορετική αρχή λειτουργίας, όμως όλα απαιτούν μηχανικούς συνδέσμους και τακτική συντήρηση. Παρακάτω παρουσιάζονται μερικοί από τους συνήθεις τύπους αποσβεστήρων.

4.4.1 Αποσβεστήρες τριβής

Οι αποσβεστήρες τριβής είναι συσκευές απορρόφησης ενέργειας, εξαρτώμενες από τη μετατόπιση. Σχεδιάζονται με στόχο να μην ολισθαίνουν υπό την επίδραση του ανέμου, παρά μόνο υπό την επίδραση ενός ισχυρού σεισμού με τα μέλη τους να παραμένουν ελαστικά. Ο νόμος του Coulomb για την ξηρά τριβή αποτελεί την αρχή της λειτουργίας αυτών των αποσβεστήρων.

$$\mu = \frac{F_{max}}{N} \quad (4.3)$$

όπου μ : συντελεστής τριβής, F_{max} : μέγιστη στατική τριβή, N : κάθετη στη διεπιφάνεια τριβής δύναμη.

Σε περίπτωση σεισμικής δραστηριότητας, από το σύστημα, ασκείται μία στατική δύναμη τριβής, ώστε να επιτυγχάνεται ισορροπία. Όταν η στατική τριβή φτάσει τη μέγιστη τιμή της, προκαλείται ολίσθηση και έχουμε τριβή ολίσθησης. Ο συντελεστής τριβής μ δεν εξαρτάται από τη θερμοκρασία, αλλά από τις επιφάνειες με τις οποίες έρχεται σε επαφή και γι' αυτό πρέπει να παραμένουν στεγνές κατά τη λειτουργία τους [Δελής, 2011].

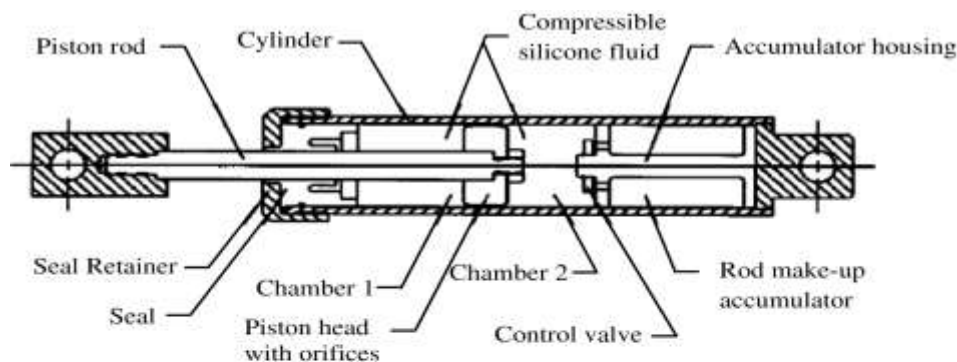
Μερικά από τα είδη των αποσβεστήρων τριβής είναι οι αποσβεστήρες περιστροφικών συνδέσμων τριβής (Pall Friction Dampers), που είναι και οι ευρύτερα εφαρμοζόμενοι, οι αποσβεστήρες τριβής με προεντεταμένους κοχλίες σε επιμήκειες οπές (Slotted bolted connections) και οι αποσβεστήρες τριβής με διάχυση της ενέργειας συγκράτησης (Energy Dissipating Restraint).

4.4.2 Αποσβεστήρες ιξώδους απόσβεσης

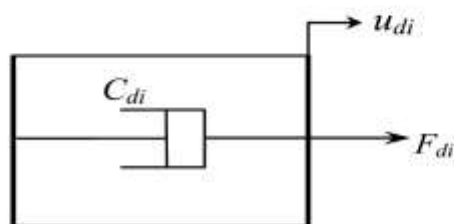
Η λειτουργία τους βασίζεται στην αξιοποίηση των ιδιοτήτων των ρευστών, με σκοπό την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Η μορφή των αποσβεστήρων ιξώδους απόσβεσης προσομοιάζει αυτή των αναρτήσεων των αυτοκινήτων, ωστόσο έχουν αρκετά μεγαλύτερο μέγεθος. Τοποθετούνται συνήθως σε ζεύγη, συμμετρικά σε κάθε πλαίσιο. Αποτελούνται από έναν κύλινδρο (τμήμα συσσώρευσης ρευστού) και μία κεφαλή (πιστόνι). Ο μηχανισμός συσσώρευσης του ρευστού στοχεύει στην καλύτερη λειτουργία του αποσβεστήρα σε συνθήκες θλίψης ή εφελκυσμού. Το βασικό υλικό

που χρησιμοποιείται για την κατασκευή τους είναι ο ανοξείδωτος χάλυβας, χωρίς αυτό να αποκλείει τη αντικατάστασή του από άλλα, ανθεκτικά στο χρόνο υλικά. Τα υλικά επιλέγονται ώστε η διάρκεια ζωής του αποσβεστήρα να ξεπερνάει τα 40 χρόνια.

Στο εσωτερικό του κυλίνδρου συσσωρεύεται το ρευστό του αποσβεστήρα, που είναι συνήθως σιλικονούχο έλαιο, αδρανές, μη καύσιμο, μη τοξικό και σταθερό για μεγάλες περιόδους. Η ροή του διαμέσου της κεφαλής είναι υπεύθυνη για την πραγματοποιούμενη απόσβεση. Η κατασκευή της κεφαλής είναι τέτοια που οδηγεί στη δημιουργία ενός δακτυλιοειδούς ανοίγματος, μεταξύ του εσωτερικού τοιχώματος του κυλίνδρου και του εξωτερικού τοιχώματος της κεφαλής, προκειμένου να ρέει το υγρό. Έτσι, το ρευστό αναπτύσσει μεγάλη ταχύτητα κατά την κίνηση της κεφαλής στην απότομη διέγερση της [Ξηρογιάννης, 2004].



(a) Schematic diagram of fluid viscous damper
(Symans and Constantinou, 1998)



(b) Mathematical model of fluid viscous damper

Εικόνα 4.7: (α) Σχηματική απεικόνιση τομής αποσβεστήρα ιξώδους απόσβεσης, (β) Μαθηματικό μοντέλο που δίνει την αναπτυσσόμενη δύναμη στην κεφαλή (Πηγή: www.advancedstructeng.com).

Τα χαρακτηριστικά της απόσβεσης σε αυτούς τους αποσβεστήρες, εξαρτώνται από τη μορφή της κεφαλής. Επίσης, πρέπει να αναφερθεί ότι η απόσβεση επηρεάζεται αρκετά από τις θερμοκρασίες που αναπτύσσονται κατά τη ροή του υγρού

από το δακτυλιοειδές άνοιγμα. Η σχέση μεταξύ δύναμης και ταχύτητας στην κεφαλή, δίνεται από τον τύπο:

$$F = C \cdot u^n \quad (4.4)$$

όπου F: η αναπτυσσόμενη δύναμη στην κεφαλή, C: σταθερά που καθορίζεται από τη διάμετρο του αποσβεστήρα και την επιφάνεια του δακτυλιοειδούς ανοίγματος, u: σχετική ταχύτητα της κεφαλής, n: αντιπροσωπευτικός συντελεστής που καθορίζεται από το σχήμα της κεφαλής και λαμβάνει τιμές μεταξύ 0,2 και 2.



Εικόνα 4.8: Αποσβεστήρες Taylor (Πηγή: www.taylordevices.eu).

Παραλλαγές των κλασικών αποσβεστήρων ιξώδους απόσβεσης, συνιστούν οι αποσβεστήρες Taylor (Εικόνα 4.8) και οι αποσβεστήρες Jarret. Οι πρώτοι αποτελούνται από μια κυλινδρική συσκευή, η οποία περιέχει συμπιεστό σιλικονούχο έλαιο, που ωθείται να ρεύσει μέσω της δράσης ενός εμβόλου από ανοξείδωτο χάλυβα με κεφαλή από μπρούντζο. Οι τελευταίοι κάνουν χρήση ενός πεπιεσμένου, συμπιεστού ελαστομερούς με βάση τη σιλικόνη, προκειμένου να παρέχουν πρόσθετη δυσκαμψία και απόσβεση σε μια κατασκευή [Γκάρτζιος και Κάλλιος, 2006].

5

Μέθοδοι σεισμικής μόνωσης χαμηλού κόστους

5.1 Βιβλιογραφική επισκόπηση

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που εφαρμόζονται στα σύγχρονα κτίρια, αποτελούν έναν από τους καλύτερους τρόπους ελέγχου των καταστροφικών συνεπειών που έπονται ενός ισχυρού σεισμού. Δυστυχώς, στις αναπτυσσόμενες χώρες η χρήση αυτών των συστημάτων είναι πολύ περιορισμένη. Συγκεκριμένα, λόγω του υψηλού κόστους εγκατάστασης και συντήρησης, περιορίζεται σε σημαντικές (σε κόστος και σπουδαιότητα) κατασκευές. Αλλά και στις αναπτυγμένες χώρες, είναι πρακτικά απίθανο να τοποθετηθούν συστήματα μόνωσης σε μεγάλο πλήθος κτιρίων, ειδικά κατοικιών. Θεωρείται από πολλούς ερευνητές που ασχολούνται με το συγκεκριμένο θέμα, ότι εάν μειωθεί το κόστος και άλλοι τεχνικοί περιορισμοί των συστημάτων, τότε θα υπήρχε η δυνατότητα εφαρμογής τους.

Για τους λόγους που προαναφέρθηκαν, σημαντικός αριθμός ερευνών έχει πραγματοποιηθεί παγκοσμίως, έτσι ώστε να διαμορφωθούν μέθοδοι σεισμικής μόνωσης κτιρίων χαμηλού κόστους. Μερικές από τις ιδέες που μελετήθηκαν, ενώ βασίστηκαν κατασκευή μονωτικών συστημάτων από φθηνά υλικά, αποδείχθηκε μέσω πειραμάτων ότι απαιτούσαν χρήση πρόσθετων μέσων σεισμικής μόνωσης, για να αποφευχθούν οι βλάβες στα κτίρια ή ακόμα και η κατάρρευση τους. Έτσι, το κόστος παρέμενε υψηλό.

Χαρακτηριστικά, αναφέρεται ως παράδειγμα η προτεινόμενη μέθοδος των Yegian and Kadakal (2004). Η μέθοδος αυτή αφορούσε την τοποθέτηση στρώσης συνθετικών υλικών κάτω από τα θεμέλια μιας κατασκευής, που θα λειτουργούσε ως μονωτικό σύστημα τριβής, με σκοπό την προστασία της από τον σεισμικό κίνδυνο. Για τον σκοπό αυτό διεξήγαγαν πειραματική διαδικασία και συμπέραναν ότι το καταλληλότερο υλικό για αυτόν τον σκοπό είναι το πολυαιθυλένιο, καλυμμένο με γεωύφασμα. Ωστόσο, για την πλήρη σεισμική προστασία, σκέφτηκαν να τοποθετήσουν σκυρόδεμα στις δύο άκρες του συστήματος, που αποτελούνταν από δύο στρώσεις συνθετικού υλικού. Πάνω από τις στρώσεις θα εφαρμοζόταν μία πλάκα σκυροδέματος. Η τελική αυτή μορφή του συστήματος αύξανε σημαντικά το κόστος του και επομένως δεν θα συγκαταλεγόταν στα συστήματα χαμηλού κόστους. Ανάλογες μέθοδοι σεισμικής μόνωσης μελετήθηκαν και από τους Yegian and Lahlaf (1992) και Yegian and Catan (2004).

Πέρα από τις αποτυχημένες απόπειρες για τον σχεδιασμό και την κατασκευή συστημάτων σεισμικής μόνωσης χαμηλού κόστους, υπήρξαν και αρκετές προσπάθειες που στέφθηκαν με επιτυχία. Όπως αυτή των Lee et al. (1999) που χρησιμοποίησε θραύσματα μεταχειρισμένων ελαστικών ως υλικό επίχωσης. Η συγκεκριμένη πρόταση μελετήθηκε εκτενέστερα από τους Doudoumis et al. (2002), οι οποίοι ερεύνησαν τα οφέλη της τοποθέτησης ενός στρώματος τεχνητού εδάφους μεταξύ της ανωδομής και των θεμελίων. Η μέθοδος αυτή στηρίχθηκε στη χαμηλή διατμητική αντίσταση του παραπάνω εδάφους, η οποία επιτυγχάνεται με συνδυασμό κατάλληλων φυσικών υλικών και υλικών με υψηλή πλαστικότητα. Η χαμηλή διατμητική αντίσταση ωθεί την κατασκευή σε ολίσθηση υπό την επίδραση σεισμού. Παρόμοιο σύστημα μόνωσης βάσης που απαρτίζεται από «αδύναμα» κατασκευαστικά υλικά, και εφαρμόστηκε σε κατασκευές μεγάλης μάζας, προτάθηκε από τους Xiao et al. (2004).

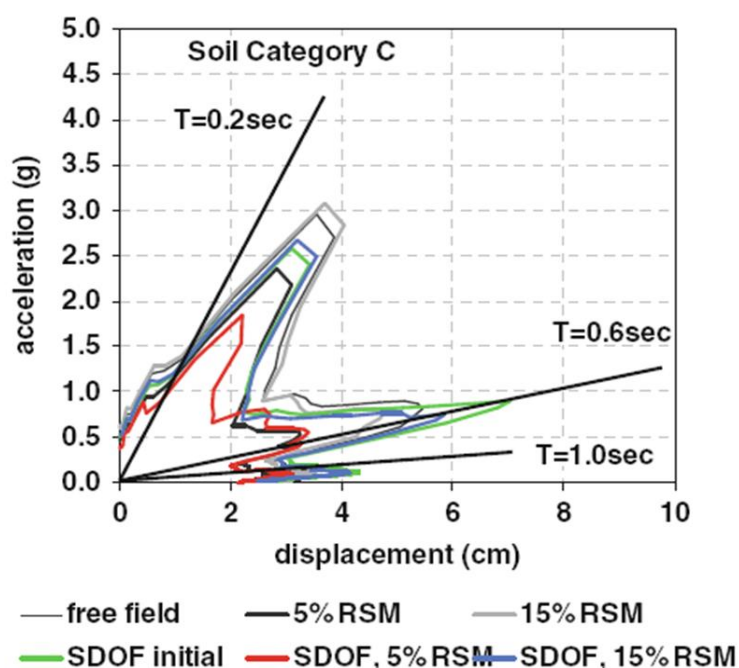
Αρκετοί μελετητές θέλησαν να σχεδιάσουν συστήματα σεισμικής μόνωσης που να μπορούν να εφαρμοσθούν ακόμα και στις αναπτυσσόμενες χώρες. Για παράδειγμα, ο Tsang (2008), πρότεινε την τοποθέτηση ενός στρώματος (μεγάλου σχετικά πάχους) εδάφους αναμεμειγμένου με καουτσούκ (Rubber-Soil Mixture – RSM), που προέρχεται από μεταχειρισμένα ελαστικά οχημάτων, κάτω από τα θεμέλια της κατασκευής. Το στρώμα αυτό, προσδίδει στην κατασκευή τόσο οριζόντια όσο και κατακόρυφη σεισμική μόνωση, ελαττώνοντας τις οριζόντιες και κατακόρυφες εδαφικές κινήσεις. Επιπλέον, βοηθάει στην ανακύκλωση σημαντικής ποσότητας

μεταχειρισμένων ελαστικών που στοιβάζονται παγκοσμίως σε χώρους απόθεσης και χωματερές. Την πιθανή χρήση του μίγματος εδάφους-καουτσούκ ως υλικού σεισμικής μόνωσης, διερεύνησαν υπολογιστικά οι Mavronicola et al. (2010), οι εστίασαν την προσοχή τους στις επιταχύνσεις που εμφανίζουν οι υψηλότεροι όροφοι κτιρίων, στα οποία έχει εφαρμοστεί τέτοιου τύπου μέθοδος σεισμικής μόνωσης.

Τη χρήση άμμου αναμεμειγμένης με καουτσούκ από ανακυκλωμένα ελαστικά ως μέθοδο σεισμικής μόνωσης εξέτασε και η ερευνητική ομάδα του Καθηγητή Κ. Πιτιλάκη, από το Α.Π.Θ., τόσο εργαστηριακά όσο και αριθμητικά. Στις εργασίες που παρουσιάστηκαν (Senetakis et al. (2009), Pitilakis et al. (2010), κ.ά.) μελετήθηκε η αντικατάσταση του υπεδάφους της θεμελίωσης από μίγματα RSM διαφόρων πυκνοτήτων, καθώς και η επίδραση που επέφερε στη σεισμική απόκριση μιας κατασκευής. Αναλύθηκαν αριθμητικά τέσσερις χαρακτηριστικές περιπτώσεις: α) ένα εδαφικό προφίλ (κατηγορίας C ή B) κατά τον Ευρωκώδικα (Πίνακας 3.3) από αργιλικό υλικό (‘ελεύθερο πεδίο’), β) το ίδιο προφίλ αλλά με τη θεώρηση ανάμιξης του εδάφους με ελαστικό στα πρώτα 5m και σε ποσοστό 5 και 15% (‘RSM’), γ) το αρχικό εδαφικό προφίλ με έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή (‘SDOF’) και δ) το «βελτιωμένο» εδαφικό προφίλ με τον μονοβάθμιο ταλαντωτή (‘SDOF, RSM’). Τα προσομοιώματα διεγέρθηκαν με καταγραφή από το σεισμό της Αθήνας (1999) και έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων στο πεδίο των συχνοτήτων.

Οι δυναμικές μηχανικές ιδιότητες του μίγματος εδάφους-καουτσούκ που χρησιμοποιήθηκαν για τις αριθμητικές αναλύσεις, εξάχθηκαν από δοκιμές στήλης συντονισμού (resonant column test). Μέσω των μη-γραμμικών αναλύσεων προέκυψαν καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης του υλικού ανάλογα με το επίπεδο της διατμητικής παραμόρφωσης του. Επίσης, η ερευνητική ομάδα παρουσίασε και τη σύγκριση των φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή (SDOF system) που αντιστοιχούν σε κανονική και τύπου RSM θεμελίωση. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων (Εικόνα 5.1) διαπίστωσαν ότι με κατάλληλη επιλογή του ποσοστού ανάμιξης, προκύπτει σημαντικά ευεργετική επίδραση στη σεισμική απαίτηση για όλες τις συχνότητες ενδιαφέροντος για κατηγορία εδάφους θεμελίωσης C. Στην περίπτωση, όμως, εδάφους θεμελίωσης κατηγορίας B, η χρήση υλικού RSM αυξάνει τις σεισμικές απαιτήσεις. Μάλιστα, πιο εύκαμπτο είναι το υλικό (μεγαλύτερο ποσοστό ανάμιξης ελαστικού), τόσο μεγαλύτερη είναι η αύξηση των απαιτήσεων. Η δυσμενής αυτή

επίδραση περιορίζεται όταν ληφθούν υπόψη και φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.



Εικόνα 5.1: Επιρροή της ανάμιξης εδάφους με ελαστικό (rubber-soil mixture RSM) στο ελαστικό φάσμα μετακινήσεων-επιταχύνσεων (Pitilakis et al., 2010)

Οι Mishra et al. (2012) σχεδίασαν σύστημα σεισμικής μόνωσης από αλληπάλληλες πλάκες καουτσούκ που προήλθε από μεταχειρισμένα ελαστικά οχημάτων (scrap tire rubber pad – STRP). Συγκεκριμένα, το σύστημα αυτό φέρει μορφή παρόμοια με αυτή των ελαστομεταλλικών εφεδράνων, στις οποίες οι χαλύβδινες πλάκες έχουν αντικατασταθεί από το χαλύβδινο σύρμα που υπάρχει στα ελαστικά για την ενίσχυση τους, ενώ το ελαστικό μέρος αποτελείται από το καουτσούκ των μεταχειρισμένων ελαστικών. Το χαλύβδινο σύρμα αποτρέπει την πλευρική διόγκωση των εφεδράνων. Η έρευνα τους απέδειξε τη δυνατότητα του συστήματος να αντικαταστήσει τα ακριβά συστήματα συμβατικής σεισμικής μόνωσης. Βασίστηκαν στη δουλειά των Turer and Ozden (2008), οι οποίοι είχαν μελετήσει την απόκριση ανάλογου συστήματος μονωτήρων σε συμπίεση και διάτμηση. Ωστόσο, επειδή οι τελευταίοι χρησιμοποίησαν τα ελαστικά στην κανονική τους μορφή, τοποθετώντας απλά το ένα πάνω στο άλλο, παρατήρησαν αστοχία σε θλιπτική τάση της τάξης των 8MPa. Έτσι, αποφάνθηκαν ότι η μέθοδος τους δεν

μπορούσε να εφαρμοστεί, θεωρώντας ότι απέτυχαν, και ενώ οι Mishra et al. (2012) πέτυχαν καλύτερα αποτελέσματα με παρόμοια μέθοδο.

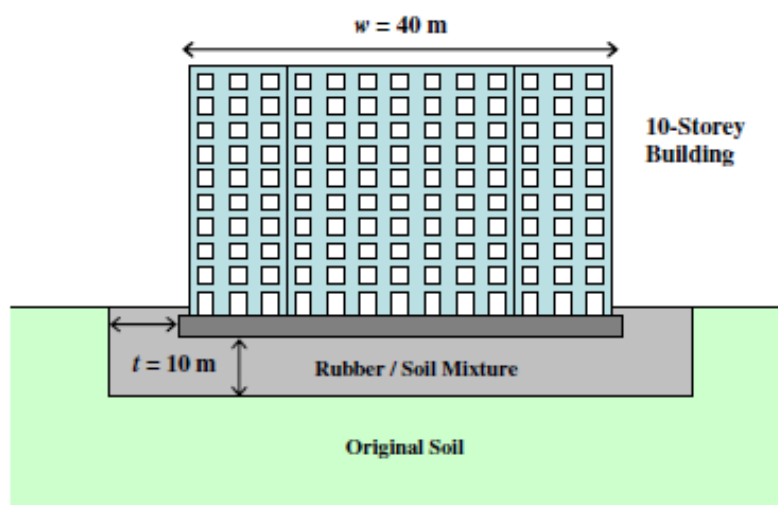
Με το θέμα της σεισμικής μόνωσης χαμηλού κόστους, ασχολήθηκαν και οι Tsompanakis et al. (2011), διερευνώντας αριθμητικά την «ελαστική» θεμελίωση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το σύστημα σεισμικής μόνωσης που πρότειναν, αποτελείται από μονωτήρες από ανακυκλωμένα ελαστικά οχημάτων, στα σώματα των οποίων υπάρχουν κυψέλες/κοιλότητες που μπορούν να πληρωθούν με άμμο ('cell cushions'). Οι παραπάνω μονωτήρες κατασκευάζονται από τμήματα μεταχειρισμένων ελαστικών, που πληρώνονται με άμμο και δέσμες σύρματος (για να προστατεύουν την κατασκευή από τις κινήσεις ταλάντωσης), και πλησιάζουν τη σεισμική απόκριση των σύγχρονων ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

Στη συνέχεια του κεφαλαίου θα παρουσιαστούν μερικά από τις σημαντικότερα προαναφερθέντα συστήματα σεισμικής μόνωσης χαμηλού κόστους, η μεθοδολογία (πειραματική ή/και υπολογιστική) που ακολουθήθηκε από τους μελετητές, καθώς και τα συμπεράσματα που εξήχθησαν για το καθένα από αυτά.

5.2 Συστήματα μίγματος εδάφους-καουτσούκ (RSM)

Ο Tsang (2008) ενδιαφέρθηκε για την ανάπτυξη μιας μεθόδου σεισμικής μόνωσης χαμηλού κόστους που θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε κατοικίες, σχολεία και νοσοκομεία αναπτυσσόμενων χωρών (κυρίως της νότιας Ασίας). Η πολύ χαμηλή αντισεισμική προστασία που έχουν τα κτίρια σε αυτές τις περιοχές, εξαιτίας του υψηλού κόστους επίτευξης της, υπήρξε η αιτία για την απώλεια ζωών, ενώ πολλές φορές απαιτήθηκαν τεράστια ποσά προκειμένου να επαναχρησιμοποιηθούν με ασφάλεια μετά από ισχυρούς σεισμούς. Ο Tsang τονίζει ότι τα συστήματα σεισμικής μόνωσης με μίγμα εδάφους-καουτσούκ αποτελούν βιώσιμη λύση για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών σε αναπτυσσόμενες χώρες, ωστόσο δεν προτείνει την αντικατάσταση των καθιερωμένων και δοκιμασμένων συστημάτων μόνωσης με αυτά. Η αποτελεσματικότητα των συστημάτων μίγματος εδάφους-καουτσούκ διερευνήθηκε με τα κατάλληλα υπολογιστικά προσομοιώματα. Στην Εικόνα 5.2 παρουσιάζεται η σχηματική απεικόνιση της προτεινόμενης μεθόδου. Όπως φαίνεται και στην εικόνα 5.2, το κτίριο έχει δέκα ορόφους. Αφαιρέθηκε το έδαφος κάτω από τη βάση του κτιρίου και αντικαταστάθηκε με μίγμα εδάφους-καουτσούκ, που επεκτείνεται δέκα μέτρα κάτω και δέκα μέτρα αριστερά και δεξιά

από τη βάση της κατασκευής. Το κτίριο μελετήθηκε με βάση τις μηχανικές ιδιότητες του Πίνακα 5.1 και για τις σεισμικές καταγραφές 5.2.



Εικόνα 5.2: Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιεί στρώμα μίγματος εδάφους-καουτσούκ (Πηγή: Tsang, 2008).

Πίνακας 5.1: Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στο μοντέλο εδάφους-καουτσούκ (Tsang, 2008).

Input parameter	Reference			
Thickness of RSM (m)	5	10	20	
Dynamic properties of RSM	Lower tolerance	Median	Upper tolerance	
Building width (m)	20	40	80	
Number of storey	5	10	15	
(equivalent density of elements, kN/m^2)	(40)	(60)	(80)	
Depth of underground structure F (m)		3	7	10
(Number of basement level)		{0}	{1}	{2}
(equivalent density of elements, kN/m^2)		(60)	(30)	(23)
Peak horizontal acceleration (g)	0.45–3.56 (refer Table II)			
Peak vertical acceleration (g)	0.33–2.10 (refer Table II)			

Πίνακας 5.2: Λεπτομέρειες των σεισμικών καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν στο μοντέλο εδάφους-καουτσούκ (Tsang, 2008).

	Northridge, California	Valparaiso, Chile	Duzce, Turkey
Date of earthquake	1994-01-17	1985-03-03	1999-11-12
Earthquake magnitude	6.7 (Mw)	7.8 (Ms)	7.1 (Mw)
Peak horizontal acceleration (g)	1.78	0.45	1.03
Peak vertical acceleration (g)	1.05	0.87	0.33

Για τη μελέτη της δυναμικής απόκρισης των τεχνητών εδαφικών σχηματισμών χρησιμοποιήθηκε το QUAD4M, που είναι ένα πρόγραμμα ανάλυσης πεπερασμένων

στοιχείων σε δύο διαστάσεις. Οι μηχανικές ιδιότητες του συστήματος RSM, όπως τα χαρακτηριστικά συμπίκνωσης, η συμπιεστότητα, η διαπερατότητα, η διατμητική αντοχή, το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος του Poisson λήφθηκαν από τη βιβλιογραφία. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν τιμές ιδιοτήτων για άμμο και για μίγμα εδάφους-καουτσούκ με περιεκτικότητα 75% σε καουτσούκ (αναφέρεται ως RSM75) από μελέτες κυρίως των Edil & Bosscher (1994) και Feng & Sutter (2000).

Ο Tsang κατέληξε σε κάποια συμπεράσματα όσον αφορά τη μέθοδο σεισμικής μόνωσης με μίγμα εδάφους-καουτσούκ. Θεωρεί ότι είναι εφικτό να γίνει χρήση συστημάτων RSM, δεδομένου ότι το καουτσούκ που εμπεριέχεται σε αυτά απέδειξε την άριστη ικανότητα απορρόφησης ενέργειας που το χαρακτηρίζει. Ωστόσο, εντόπισε και κάποια προβλήματα που αφορούν τον πιθανό συντονισμό του εδάφους, την πιθανή ρευστοποίηση του μίγματος και την ρύπανση του υποκείμενου εδάφους (και ενδεχομένως και του υδροφόρου ορίζοντα). Πρότεινε μερικούς τρόπους αντιμετώπισης τους, όμως ενθάρρυνε και τη διεξαγωγή περισσότερων αναλύσεων προκειμένου να τελειοποιηθεί η συγκεκριμένη μέθοδος σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 5.3: Χαρακτηριστικά 5-όροφου κτιρίου και εδαφικών στρωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση των Mavronicola et al., (2010).

Όροφος ή εδαφικό στρώμα	Ύψος ορόφου ή πάχος στρώματος (m)	Μέτρο ελαστικότητας (MPa)	Πυκνότητα (kg/m ³)
5ος όροφος	2,5	12,5	143
4ος όροφος	2,5	21	250
3ος όροφος	2,5	26	250
2ος όροφος	2,5	35	250
1ος όροφος	3,5	24	177
1ο εδαφικό στρώμα	20	480	2200
2ο εδαφικό στρώμα	30	1670	2500
βραχώδες υπόστρωμα	-	29900	2800

Μία από τις ομάδες ερευνητών που ενδιαφέρθηκε για την περαιτέρω ανάπτυξη της μεθόδου του Tsang, ήταν οι Mavronicola et al. (2010) του Πανεπιστημίου Κύπρου. Ακολούθησαν και αυτοί την αριθμητική μέθοδο προσομοίωσης, με χρήση του προγράμματος SAP2000, για κτίριο πέντε ορόφων, το οποίο βρίσκεται πιο κοντά στην κυπριακή (αλλά και ελληνική) πραγματικότητα. Οι τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων του συστήματος RSM ήταν παρόμοιες με αυτές που χρησιμοποιήθηκαν από τον Tsang, καθώς προήλθαν από βιβλιογραφία των ίδιων μελετητών. Λήφθηκαν

υπόψη, ωστόσο, εδαφικές επιταχύνσεις διαφορετικών σεισμών. Στους Πίνακες 5.3 και 5.4 παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του κτιρίου και των στρώσεων εδάφους στα οποία βασίστηκε η προσομοίωση, όπως και οι σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση.

Πίνακας 5.4: Χαρακτηριστικά των σεισμικών διεγέρσεων που επιλέχθηκαν για την έρευνα των Mavronicola et al., (2010).

Earthquake	Station	PGA [m/sec ²]	PGV [m/sec]
El Centro, 1940	Imperial Valley, Comp 180	3.41	0.38
Kobe, 1995	JMA Station, Comp 0	8.05	0.81
Northridge, 1994	Olive View	5.93	0.77
Northridge, 1994	Converter Station	8.80	1.02
San Fernando, 1971	Pacoima Dam, Comp 164	11.48	1.15
Kocaeli, 1999	Duzce-Meteoroloji Mudurlugu West	3.54	0.54

Τα συμπεράσματα που προέκυψαν αφορούσαν κυρίως τις επιταχύνσεις που εμφανίζουν οι όροφοι των κτιρίων στα οποία έχουν εφαρμοστεί συστήματα RSM. Προσπάθησαν, λοιπόν, να εστιάσουν στην έρευνα τους για να εντοπίσουν εάν κάποιο από τα μέλη της ανωδομής που ενδεχομένως να παρουσίαζε πρόβλημα και να βρουν τη λύση του, προτού αυτό προκύψει.

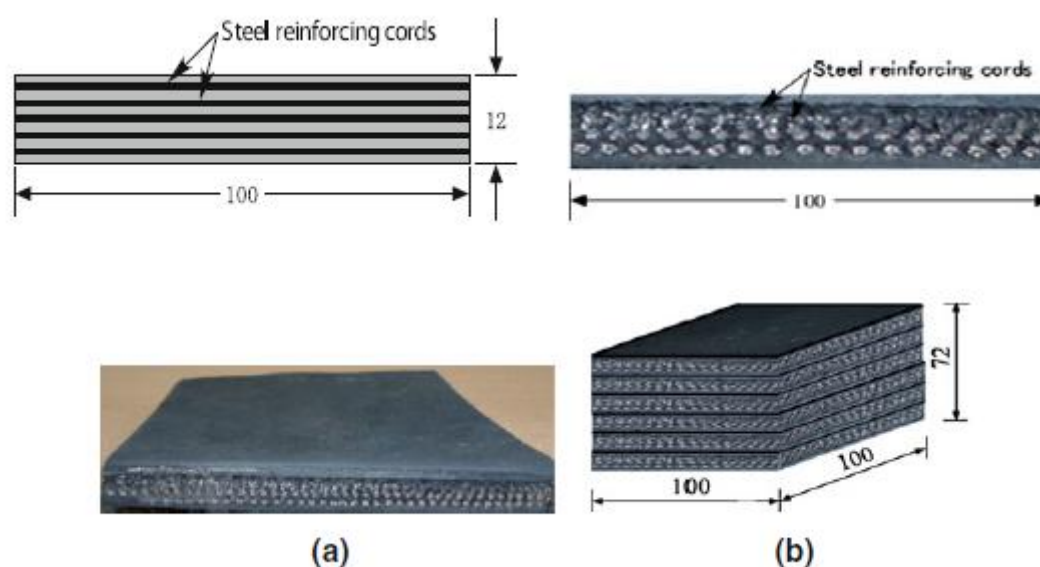
5.3 Συστήματα σεισμικής μόνωσης τύπου STRP

Μετά τον σχεδιασμό των μονωτήρων τύπου STRP, οι Mishra et al. (2012), ακολούθησαν την παρακάτω διαδικασία για να προετοιμάσουν τα δείγματα για τη διεξαγωγή του πειράματος. Αρχικά, παρασκευάστηκαν τα δείγματα από ελαστικά λεωφορείων ή φορτηγών που απορρίφθηκαν πρόσφατα. Οι μονωτήρες STRP κατασκευάστηκαν από εταιρείες ειδικευμένες στην επαναχρησιμοποίηση ελαστικών, ξεκινώντας από την απομάκρυνση του ανώμαλου τμήματος του πέλματος τους, ώστε να προκύψει λεία επιφάνεια. Τα πλαϊνά τοιχώματα αφαιρέθηκαν, σχηματίζοντας μία μακριά ορθογώνια λωρίδα ελαστικού. Στη συνέχεια οι λωρίδες, τεμαχίστηκαν στο απαιτούμενο μέγεθος για την κατασκευή των μονωτήρων και τοποθετήθηκαν η μία πάνω στην άλλη προκειμένου να επιτευχθεί το επιθυμητό πάχος. Κάθε στρώμα του μονωτήρα περιείχε πέντε στρώματα χαλύβδινου σύρματος (Εικόνα 5.3). Να

σημειωθεί ότι τα δείγματα που χρησιμοποιήθηκαν κατά την πειραματική διαδικασία ήταν μικρότερα από τους πραγματικούς μονωτήρες STRP, λόγω περιορισμών στις διαστάσεις του πειραματικού εξοπλισμού [Mishra et al., 2012].

Πίνακας 5.5: Ιδιότητες υλικού και γεωμετρικά χαρακτηριστικά μονωτήρα STRP (Mishra et al., 2012).

Ιδιότητες του υλικού	Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά
Μέτρο διάτμησης του καουτσούκ $G = 0,89\text{MPa}$	Πλάτος = 100mm
Λόγος του Poisson για το χαλύβδινο σύρμα $\nu = 0,3$	Πάχος κάθε στρώματος = 12mm
Μέτρο ελαστικότητας του χαλύβδινου σύρματος $E = 200\text{GPa}$	Πάχος χαλύβδινου σύρματος = 0,4mm
	Συνολικό πάχος μονωτήρα = 72mm



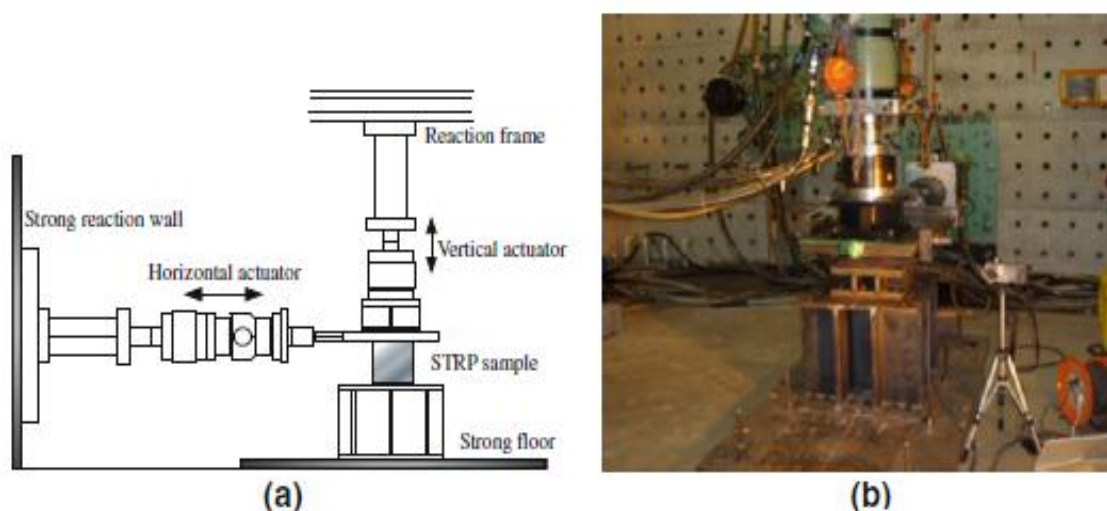
Εικόνα 5.3: Τομή σχηματικής απεικόνισης (πάνω αριστερά) και φωτογραφίας (πάνω δεξιά) ενός στρώματος μονωτήρα STRP. (a) Φωτογραφία ενός στρώματος μονωτήρα STRP και (b) έξι στρώματα μονωτήρα STRP (Πηγή: Mishra et al, 2012).

Η συσκευή διεξαγωγής του πειράματος αποτελείται από δύο μηχανισμούς δράσης (actuators), έναν οριζόντιο και έναν κατακόρυφο. Το δείγμα του συστήματος σεισμικής μόνωσης τοποθετείται μεταξύ δύο χαλύβδινων πλακών. Η κάτω πλάκα βρίσκεται στερεωμένη στο έδαφος, ενώ η πάνω κινείται με τη βοήθεια των μηχανισμών δράσης, εφαρμόζοντας συμπιεστική (θλιπτική) και διατμητική τάση. Στην Εικόνα 5.4 δίνεται η σχηματική απεικόνιση, καθώς και φωτογραφία του

εξοπλισμού που χρησιμοποιήθηκε. Στον Πίνακα 5.6, αναγράφονται οι μέγιστες μετατοπίσεις που μπορούν να προκληθούν από τους μηχανισμούς δράσης και τα μέγιστα φορτία που μπορούν να εφαρμοστούν.

Πίνακας 5.6: Ιδιότητες πειραματικού εξοπλισμού (Mishra et al., 2012).

Μηχανισμός δράσης	Μέγιστη μετατόπιση (mm)	Μέγιστο φορτίο (kN)
Οριζόντιος	±125	±400
Κάθετος	±50	±400



Εικόνα 5.4: (a) Σχηματική απεικόνιση και (b) φωτογραφία του πειραματικού εξοπλισμού (Πηγή: Mishra et al., 2012).

Η πειραματική διαδικασία περιλάμβανε δοκιμές συμπίεσης, κυκλικής και μονοτονικής διάτμησης. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν από τους μελετητές σε σχέση με τους μονωτήρες STRP, αφορούν την κατακόρυφη δυσκαμψία, την οριζόντια ενεργό δυσκαμψία και την ενεργό απόσβεση του συστήματος, οι τιμές των οποίων προκύπτουν από τα αποτελέσματα του πειράματος. Εκτός από το πείραμα, οι ερευνητές προέβησαν και σε ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων με τη βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων MSC Software, στην οποία χρησιμοποιήθηκαν οι πειραματικές τιμές των μηχανικών και γεωμετρικών χαρακτηριστικών των μονωτήρων STRP.

Από τη διεξαγωγή του πειράματος και την ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, οι Mishra et al., εξήγαγαν χρήσιμα και αξιόπιστα συμπεράσματα, που απέδειξαν ότι οι μονωτήρες τύπου STRP μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη θέση των

ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Ο λόγος απόσβεσης των εξεταζόμενων συστημάτων μόνωσης είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο λόγο που εμφανίζουν τα συμβατικά συστήματα. Επομένως, όταν τοποθετούνται μονωτήρες STRP, για συγκεκριμένο επίπεδο απόσβεσης, δεν είναι απαραίτητη η χρήση πρόσθετων μέσων. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων συνέπεσαν σχεδόν απόλυτα με αυτά που προέκυψαν από την πειραματική διαδικασία. Ωστόσο, σε περίπτωση που η πλευρική μετατόπιση είναι μικρή, επηρεάζεται και η ακρίβεια της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Η αποτελεσματικότητα του συστήματος μόνωσης αυξάνεται όσο μεγαλώνει η πλάγια μετατόπιση. Οπότε, οι ερευνητές κατέληξαν στο ότι οι μονωτήρες STRP μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως λύση χαμηλού κόστους ακόμα και σε μικρού μεγέθους κατοικίες [Mishra et al., 2012].

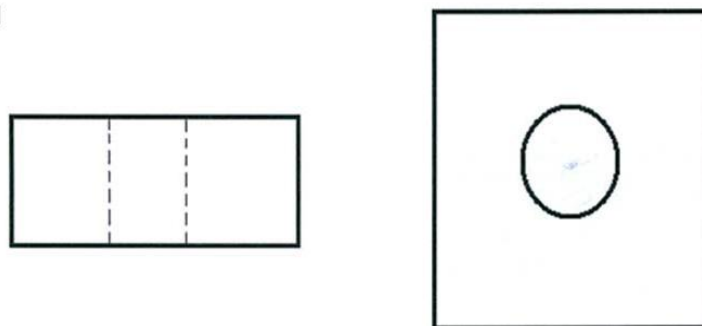
5.4 Σύστημα μικτής ελαστικής θεμελίωσης

Η ομάδα του Πολυτεχνείου Κρήτης (Tsompanakis et al., 2011) διεξήγαγε υπολογιστική διερεύνηση για την εφαρμογή ελαστικής θεμελίωσης σε κτιριακές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, η μείωση της σεισμικής καταπόνησης τους, με την τοποθέτηση μονωτήρων κατασκευασμένων από μεταχειρισμένα ελαστικά οχημάτων. Οι μονωτήρες αυτοί διαμορφώνονται σε διάφορα σχήματα (Εικόνα 5.5), με διαστάσεις περίπου 1m x 0,4m x 0,2m και τοποθετούνται στη θεμελίωση ως εξής [Tsompanakis et al., 2011]:

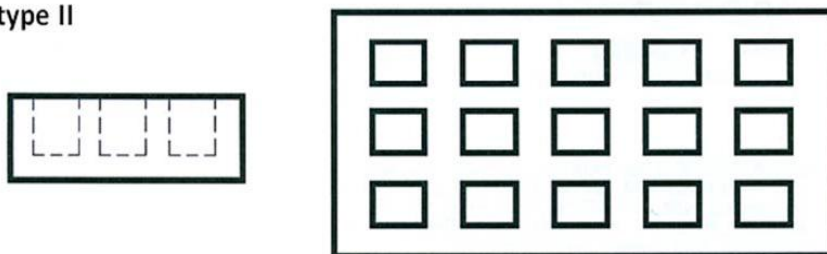
- Αφού πραγματοποιήθουν οι απαιτούμενες εκσκαφές, κατασκευάζεται, από οπλισμένο σκυρόδεμα, η πλάκα έδρασης των μονωτήρων (Εικόνα 5.6 i).
- Κατά τη σκυροδέτηση της πλάκας εδράσεως, αγκυρώνονται σε αυτή κατάλληλοι τένοντες με σκοπό τον περιορισμό πιθανής αποκόλλησης της ανωδομής από τη θεμελίωση (Εικόνα 5.6 i).
- Στη συνέχεια εφαρμόζονται οι μονωτήρες στην πλάκα εδράσεως (Εικόνα 5.6 ii, iii), ενώ στα σημεία που βρίσκονται οι τένοντες τοποθετούνται μονωτήρες τύπου I (Εικόνα 5.5).
- Μετά το πέρας της τοποθέτησης του συνόλου των μονωτήρων, σκυροδετείται η κατώτερη πλάκα της ανωδομής (Εικόνα 5.6 iv), η οποία

εδράζεται στους μονωτήρες, και αγκυρώνονται τα ελεύθερα άκρα των ήδη εγκατεστημένων τενόντων.

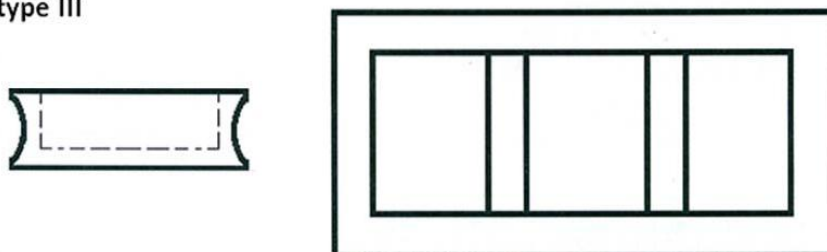
type I



type II



type III



Εικόνα 5.5: Τύποι προτεινόμενων μονωτήρων από ανακυκλωμένα ελαστικά οχημάτων
(Πηγή: Tsompanakis et al., 2011).

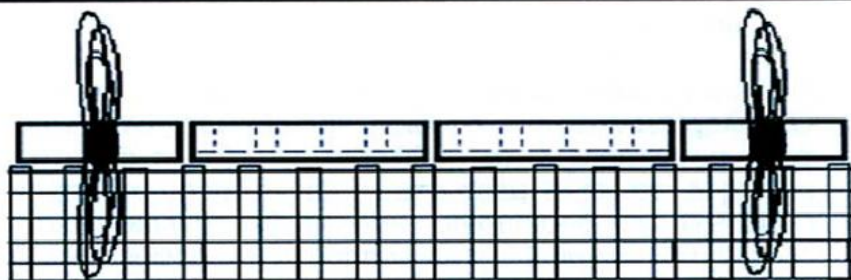
i) phase 1



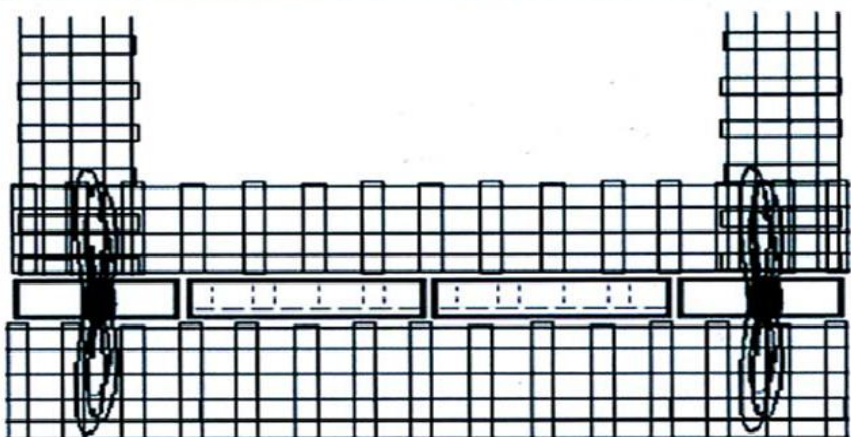
ii) phase 2



iii) phase 3



iv) phase 4



Εικόνα 5.6: Σχηματική απεικόνιση των σταδίων της προτεινόμενης διαδικασίας υλοποίησης μιας «ελαστικής» θεμελίωσης κτιρίου με χρήση μονωτήρων από ανακυκλωμένα ελαστικά οχημάτων (Πηγή: Tsompanakis et al., 2011) .

Η μέθοδος της ελαστικής θεμελίωσης έχει σημαντικά πλεονεκτήματα, όπως η επαναχρησιμοποίηση ανακυκλωμένων ελαστικών που σε άλλη περίπτωση στοιβάζονται σε ΧΥΤΑ ή και απορρίπτονται ανεξέλεγκτα (άρα επιτυγχάνονται σημαντικά περιβαλλοντικά και οικονομικά οφέλη) και η βελτίωση της σεισμικής απόκρισης των κτιριακών κατασκευών που επιτυγχάνεται μέσω της μείωσης της έντασης των δομικών μελών της κατασκευής. Η ανάλυση προσομοιωμάτων, πραγματοποιήθηκε με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έδειξαν ότι η αποτελεσματικότητα του προτεινόμενου συστήματος σεισμικής μόνωσης, εξαρτάται από τις ειδικές συνθήκες και τα χαρακτηριστικά κάθε εξεταζόμενης περίπτωσης. Για το συγκεκριμένο τύπο, σημαντικό ρόλο έχουν η ιδιοπερίοδος του κτιρίου και το συχνотικό περιεχόμενο της διέγερσης. Η μοντελοποίηση που πραγματοποιήθηκε για την ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων προσομοίωσε με μεγάλη ακρίβεια τη συμπεριφορά εδάφους-θεμελίων-κατασκευής. Επίσης, θα πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στην προσομοίωση των διεπαφών μεταξύ εδάφους, σκυροδέματος και μονωτήρων, λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα της ολίσθησης και της ανύψωσης. Η ανάλυση απέδειξε, ωστόσο, ότι η συγκεκριμένη μέθοδος σεισμικής μόνωσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε κάποιες περιοχές, αφού σχεδιαστεί σωστά και λυθούν όλα τα προβλήματα που τυχόν θα προκύψουν. Μεγάλα πλεονεκτήματα της αποτελούν το χαμηλό κόστος εγκατάστασης και λειτουργίας της, καθώς και τα περιβαλλοντικά οφέλη που προκύπτουν από την εφαρμογή της.

6

Αριθμητική προσομοίωση

6.1 Περιγραφή προσομοιωμάτων

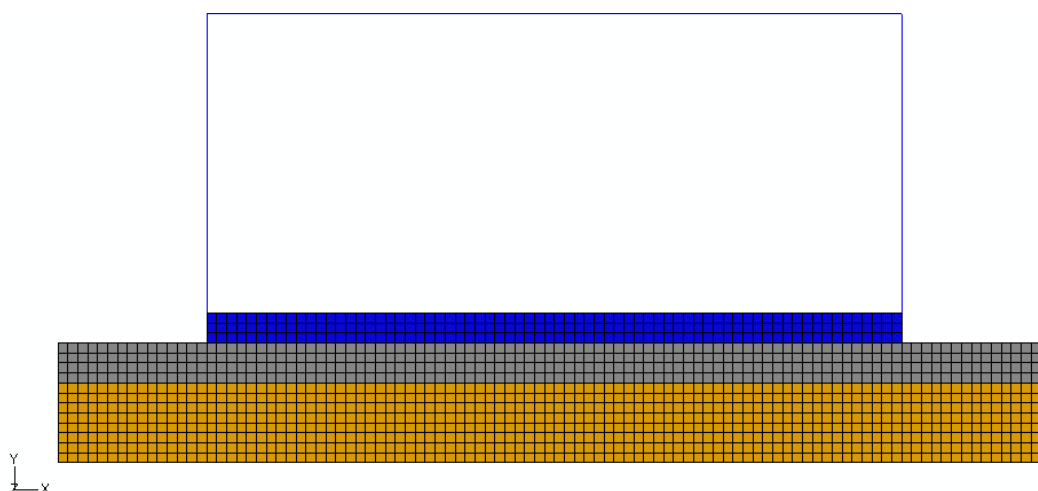
Η αριθμητική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε για τους σκοπούς της παρούσας διπλωματικής εργασίας βασίστηκε στην εργασία των Tsompanakis et al. (2011). Στη συνέχεια, περιγράφονται τα δεδομένα των προσομοιωμάτων, καθώς και λεπτομέρειες και αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκε η συμπεριφορά μονώροφης πλαισιακής κατασκευής σε δύο διαστάσεις (2-Δ), η οποία αποτελεί τον απλούστερο δυνατό διδιάστατο πλαισιακό φορέα που προσομοιάζει συνθήκες μονοβάθμιου ταλαντωτή (SDOF system). Κατ' αυτόν τον τρόπο είναι ευκολότερη η κατανόηση των αποτελεσμάτων.

Το υπέδαφος και η «ελαστική» θεμελίωση της κατασκευής προσομοιώθηκαν μέσω πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης παραμόρφωσης. Γενικά, απαιτείται ένα πιο πυκνό δίκτυο στοιχείων σε περιοχές που υπάρχει μεγάλη συγκέντρωση τάσεων. Επίσης, όταν (όπως στην παρούσα εργασία) επιλύεται πρόβλημα εδαφοδυναμικής, θα πρέπει το δίκτυο να είναι αρκετά πυκνό για να μπορέσει να προσομοιωθεί επιτυχώς η κυματική διάδοση. Πρακτικά, αυτό επιτυγχάνεται έχοντας διάσταση των πεπερασμένων στοιχείων περίπου ίση με το 1/10 του μήκους κύματος. Γενικά, απαιτείται ένα πιο πυκνό δίκτυο στοιχείων σε περιοχές που υπάρχει μεγάλη συγκέντρωση τάσεων. Επίσης, όταν (όπως στην παρούσα εργασία) επιλύεται πρόβλημα εδαφοδυναμικής, θα πρέπει το δίκτυο να είναι αρκετά πυκνό για να μπορέσει να προσομοιωθεί επιτυχώς η κυματική διάδοση. Πρακτικά, αυτό επιτυγχάνεται έχοντας διάσταση των πεπερασμένων στοιχείων περίπου ίση με το 1/10 του μήκους κύματος (δηλαδή, συναρτήσει της ταχύτητας διάδοσης διατμητικών

κυμάτων, V_s , του κάθε υλικού). Για παράδειγμα, στη στρώση της μόνωσης η μέγιστη διάσταση των πεπερασμένων στοιχείων δεν ξεπερνάει τα 10cm λόγω του μικρού V_s .

Τα υποστυλώματα και η πλάκα οροφής και θεμελίωσης του κτιρίου προσομοιώθηκαν μέσω γραμμικών στοιχείων δοκού (με μεγάλη δυσκαμψία για τις οριζόντιες δοκούς για να προσομοιωθεί η διαφραγματική λειτουργία). Η ελαστική θεμελίωση προσομοιώθηκε προσεγγιστικά ως ένα στρώμα ομοιογενούς υλικού με κατάλληλα μηχανικά χαρακτηριστικά. Η περιοχή του προσομοιώματος κάτω από τη θεμελίωση της κατασκευής, χωρίστηκε σε δύο στρώσεις: είτε και οι δύο στρώσεις είναι βράχος, είτε θεωρώντας ότι μόνο η κατώτερη είναι βράχος και η υπερκείμενη είναι έδαφος (δύο τύπων) προκειμένου να επιτευχθεί πληρέστερη διερεύνηση της επίδρασης της προτεινόμενης μεθόδου «ελαστικής» θεμελίωσης στη δυναμική απόκριση της ανωδομής.

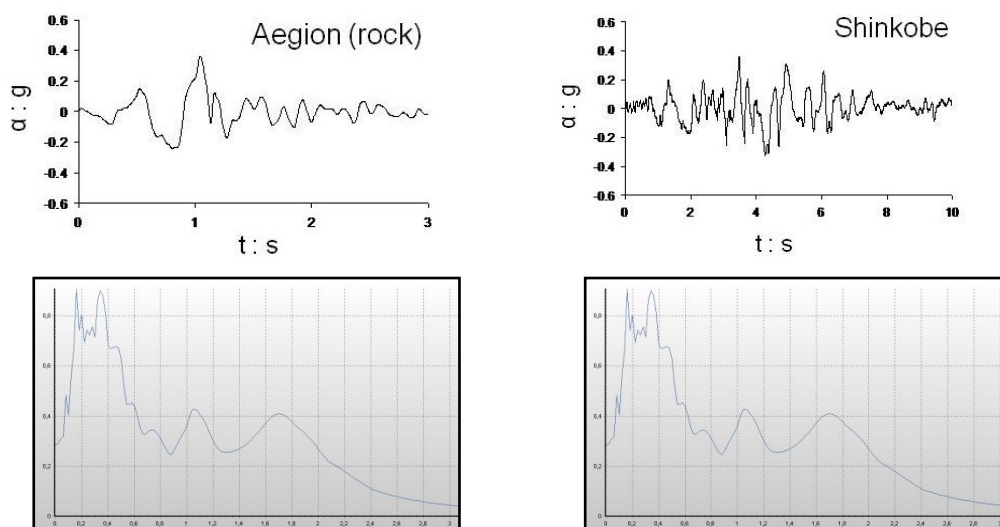
Σε κάθε στρώση αποδόθηκαν οι κατάλληλες μηχανικές ιδιότητες (E , ν , ρ , ξ) για το κάθε υλικό. Για τις μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος ελήφθησαν χαρακτηριστικές τιμές, συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν $E=30\text{GPa}$, $\nu=0,3$, $\rho=2,5\text{Mg/m}^3$, $\xi=5\%$. Οι μηχανικές ιδιότητες του υλικού από ανακυκλωμένα ελαστικά οχημάτων παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στη βιβλιογραφία, μετά από σχετική διερεύνηση αυτές που χρησιμοποιήθηκαν είναι $E=2\text{MPa}$ ή $E=5\text{MPa}$, $\nu=0,25$, $\rho=1,1\text{Mg/m}^3$ και $\xi=5\%$.



Εικόνα 6.1: Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων μονώροφου πλαισίου με ελαστική θεμελίωση (Πηγή: Tsompanakis et al., 2011).

Οι παράμετροι που εξετάστηκαν κατά την ανάλυση του διδιάστατου προσομοιώματος ήταν: οι ιδιότητες του υπεδάφους, η δυσκαμψία και η γεωμετρία

(πάχος) της ελαστικής θεμελίωσης, η δυσκαμψία της ανωδομής και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης. Μελετήθηκαν διάφορες περιπτώσεις, από την απλή με το κτίριο πακτωμένο απευθείας σε βράχο, έως διάφορους συνδυασμούς υπεδάφους και «ελαστικής» θεμελίωσης. Όσον αφορά στις διεγέρσεις εξετάστηκαν: α) ημιτονοειδής διέγερση συχνότητας 2Hz με 10 κύκλους ώστε να εξεταστεί η απόκριση των ταλαντωτών σε συνθήκες συντονισμού και παραπλήσιες, και β) δύο πραγματικές καταγραφές από σεισμό του ελληνικού χώρου (Αίγιο, 1995) με λίγους κύκλους και από τον σεισμό στο Κόμπε (1995) της Ιαπωνίας με πλήθος κύκλων και πιο ευρύ συχνοτικό περιεχόμενο, όπως φαίνεται και στα φάσματα στην Εικόνα 6.2.



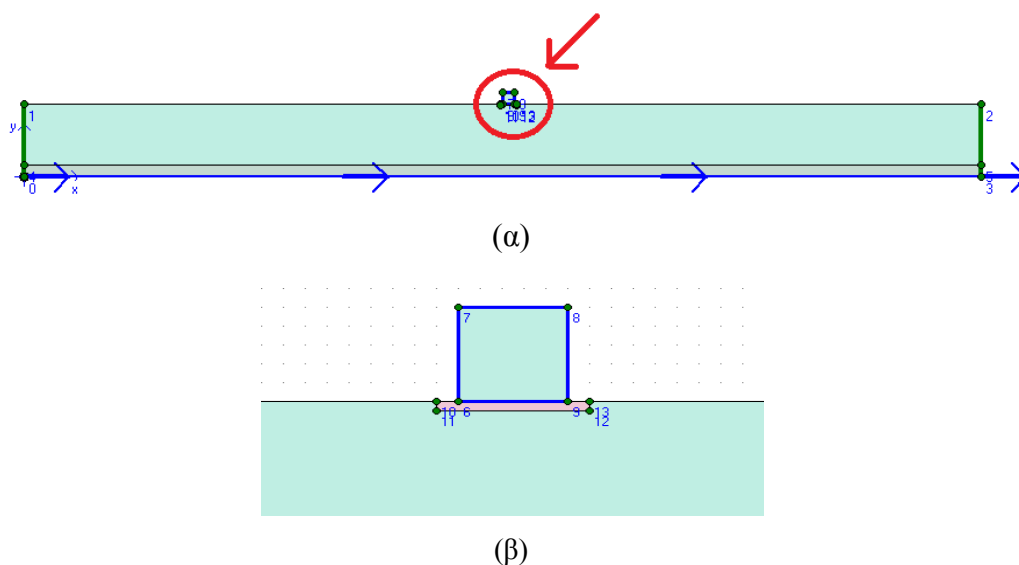
Εικόνα 6.2: Χρονοϊστορία και φάσμα απόκρισης για την καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου (αριστερά) και Kobe (δεξιά).

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε αριθμητική διερεύνηση, με χρήση του δημοφιλούς (για γεωτεχνικές εφαρμογές) λογισμικού PLAXIS, το οποίο έχει τη δυνατότητα πραγματοποίησης δυναμικών ελαστικών αναλύσεων, οπότε δεν μπορούν να εξεταστούν φαινόμενα μη-γραμμικότητας για υψηλότερες σεισμικές εντάσεις. Για τον λόγο αυτό, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση των διεγέρσεων είχε κλιμακωθεί σε μικρή μέγιστη τιμή εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) και για τις τρεις περιπτώσεις των διεγέρσεων, οι οποίες επιβάλλονται πάντα στη βάση των προσομοιωμάτων. Επίσης, η παρούσα έκδοση του λογισμικού PLAXIS δεν μπορεί να λάβει υπόψη διαφορετικές ιδιότητες απόσβεσης των υλικών, οπότε θεωρήθηκε ενιαία τιμή $\xi=5\%$.

Το βασικό προσομοίωμα που μελετήθηκε για το κτίριο με την υποκείμενη ελαστική θεμελίωση, τοποθετήθηκε πάνω σε μία στρώση μαλακού εδάφους, πάχους 25m, που βρίσκεται πάνω σε βράχο (στρώση βραχώδους υλικού, πάχους 5m (βλ. Εικόνα 6.3)). Η κατασκευή έχει μήκος 5m και ύψος 5m, με ιδιοπερίοδο που ποικίλει από 0.2 έως 1 sec. Πρέπει να σημειωθεί ότι και το κλειστό κτιριακό πλαίσιο θεωρείται στο Plaxis ως «εδαφικό υλικό», γι' αυτό και διακριτοποιείται και αυτό με τριγωνικά στοιχεία, όπως και οι υποκείμενες στρώσεις. Στη συνέχεια, το υλικό από το

εσωτερικό του πλαισίου αφαιρείται κι έτσι επιτυγχάνεται το ζητούμενο, δηλαδή η δυναμική ανάλυση του μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Η ελαστική θεμελίωση αποτελείται από ένα στρώμα που περιέχει ανακυκλωμένα ελαστικά οχημάτων, πάχους 50cm ή 1m. Όπως προαναφέρθηκε, οι παράμετροι που διερευνήθηκαν κατά την ανάλυση των διδιάστατων προσομοιωμάτων είναι η δυσκαμψία του υποκείμενου εδάφους, η δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης, η δυσκαμψία της ανωδομής και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης. Για το έδαφος χρησιμοποιήθηκαν τρεις τιμές δυσκαμψίας: α) βράχος ($V_s=2000\text{m/sec}$) κατηγορίας A κατά Ευρωκώδικα 8, β) χαμηλής πυκνότητας έδαφος ($V_s=200\text{m/sec}$) κατηγορίας C κατά Ευρωκώδικα 8, και γ) υψηλής πυκνότητας έδαφος ($V_s=400\text{m/sec}$) κατηγορίας B κατά Ευρωκώδικα 8. Σε κάθε περίπτωση τροποποιείται το υλικό στην ενδιάμεση στρώση (πάχους 25m), ενώ το κατώτερο στρώμα (πάχους 5m) θεωρείται πάντα ως βράχος και παραμένει αμετάβλητος σε όλες τις αναλύσεις.



Εικόνα 6.3: α) Προσομοίωμα στο PLAXIS και (β) λεπτομέρεια στην περιοχή του κτιρίου ώστε να παρουσιαστεί και η στρώση της σεισμικής μόνωσης.

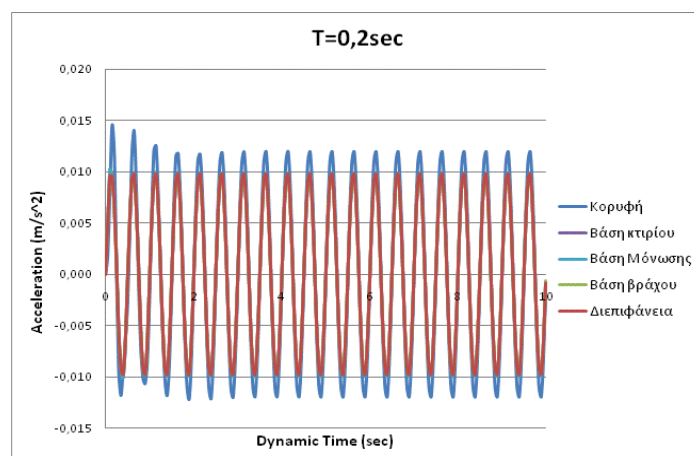
Η δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης μελετήθηκε για τα εξής δεδομένα: α) καθόλου μόνωση (η ελαστική θεμελίωση είχε τις ιδιότητες του περιβάλλοντος εδάφους ή βράχου), β) πιο εύκαμπτη μόνωση με μέτρο ελαστικότητας $E=2\text{MPa}$, και γ) πιο στιβαρή μόνωση με μέτρο ελαστικότητας $E=5\text{MPa}$. Όσον αφορά στην ανωδομή εξετάστηκαν πέντε περιπτώσεις ιδιοπεριόδων του ταλαντωτή: α) $T_0=0,2\text{sec}$, β) $T_0=0,35\text{sec}$, γ) $T_0=0,5\text{sec}$, δ) $T_0=0,65\text{sec}$, και ε) $T_0=1\text{sec}$, που αντιστοιχούν προσεγγιστικά σε διώροφο, τετραώροφο, πενταώροφο, επταώροφο και δεκαώροφο κτίριο. Τέλος, όπως προαναφέρθηκε, οι διεγέρσεις της βάσης που χρησιμοποιήθηκαν είναι: α) μία ημιτονοειδής διέγερση με συχνότητα 2Hz ($T=0,5\text{sec}$), β) μία πραγματική καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου (1995), και γ) μία πραγματική καταγραφή από τον σεισμό του Kobe (1995).

6.2 Αποτελέσματα αναλύσεων

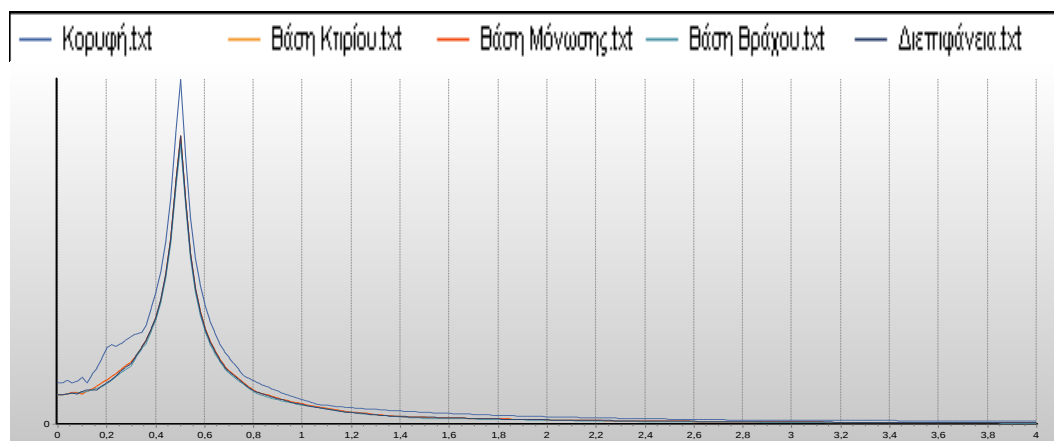
6.3.1 Ημιτονοειδής διέγερση

Για $T_0=0,2\text{sec}$

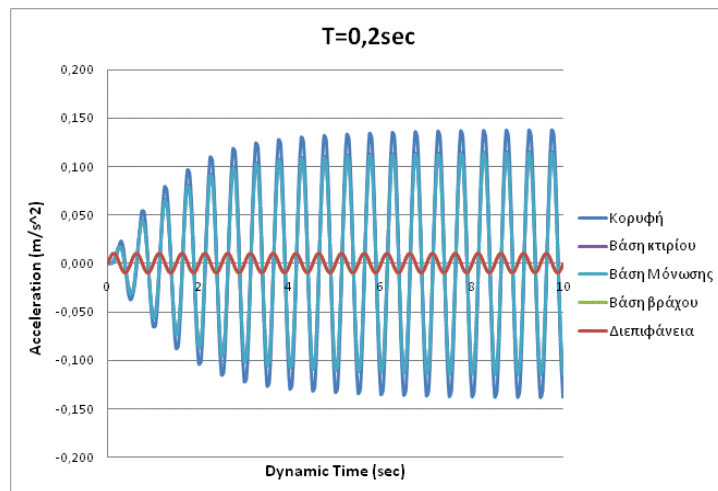
Για την περίπτωση ταλαντωτή με ιδιοπερίοδο ίση με $T_0=0,2\text{sec}$ παρατίθενται αναλυτικά τα διαγράμματα χρόνου-επιτάχυνσης (χρονοϊστορίες) που προέκυψαν από την εφαρμογή του λογισμικού PLAXIS, καθώς και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης (με το Seismospect). Για τα επόμενα προσομοιώματα δεν πραγματοποιείται τόσο εκτενής παρουσίαση των αποτελεσμάτων όλων των συνδυασμών που εξετάστηκαν, αλλά δίνονται τα συγκριτικά διαγράμματα που απεικονίζουν την απόκριση στην κορυφή του κτιρίου και τα φάσματα απόκρισης για κάποιες ενδιαφέρουσες περιπτώσεις.



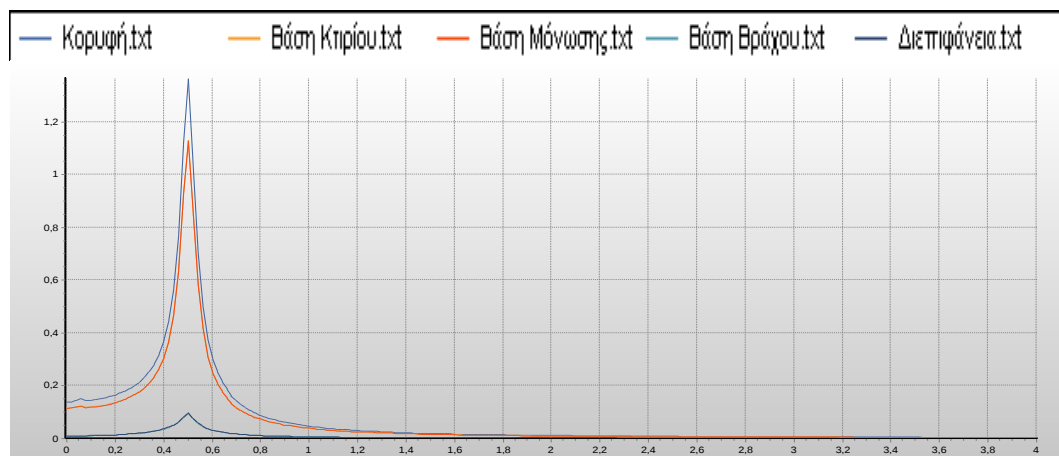
Εικόνα 6.4: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, χωρίς μόνωση.



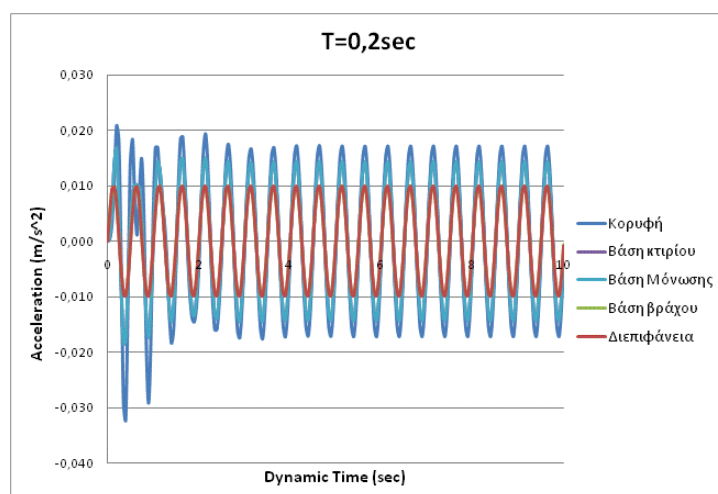
Εικόνα 6.5: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, χωρίς μόνωση.



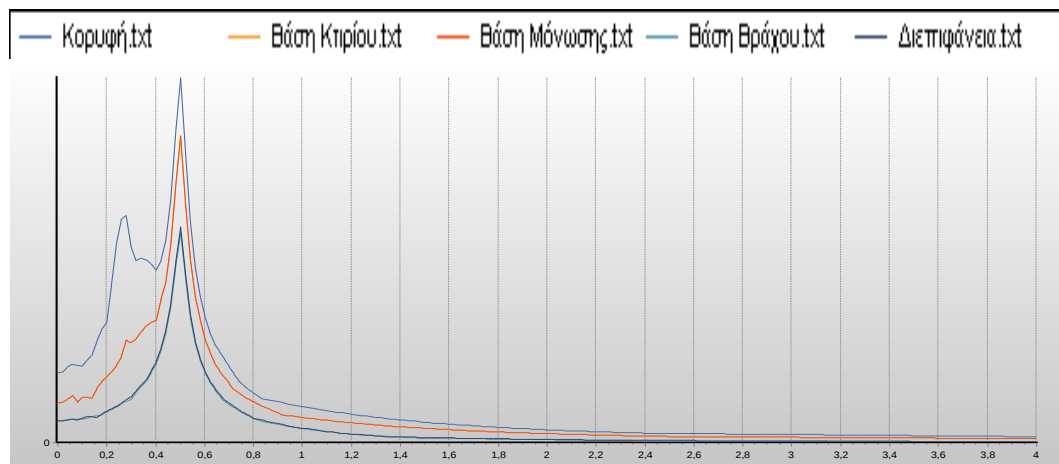
Εικόνα 6.6: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, χωρίς μόνωση.



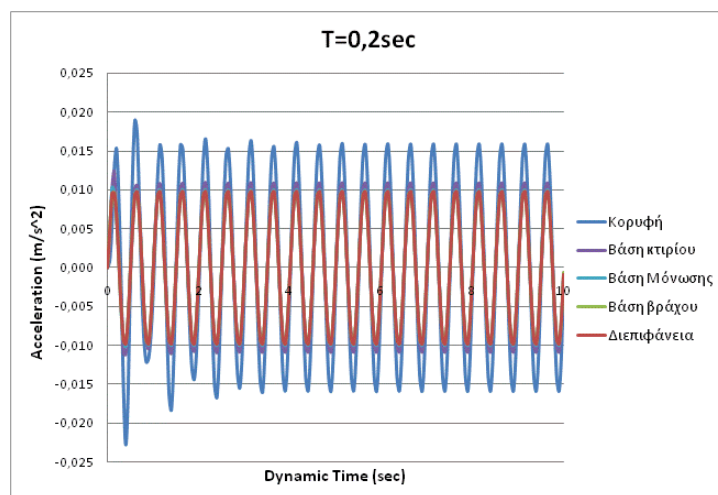
Εικόνα 6.7: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, χωρίς μόνωση.



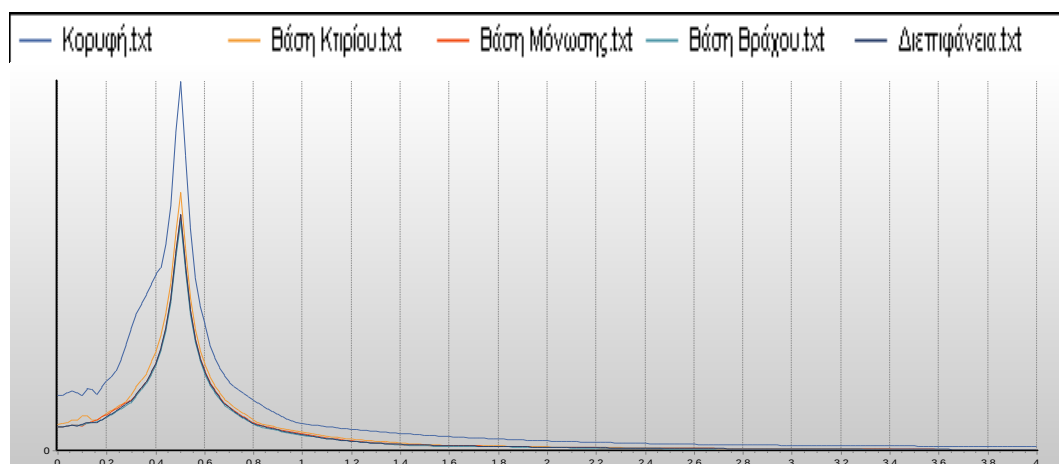
Εικόνα 6.8: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, χωρίς μόνωση.



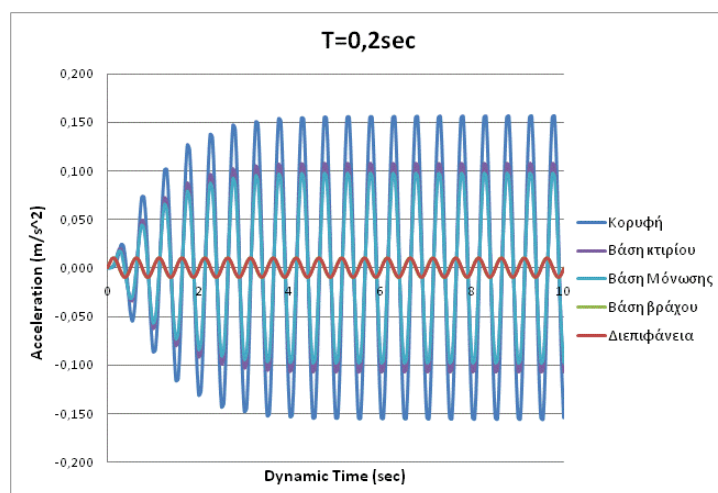
Εικόνα 6.9: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, χωρίς μόνωση.



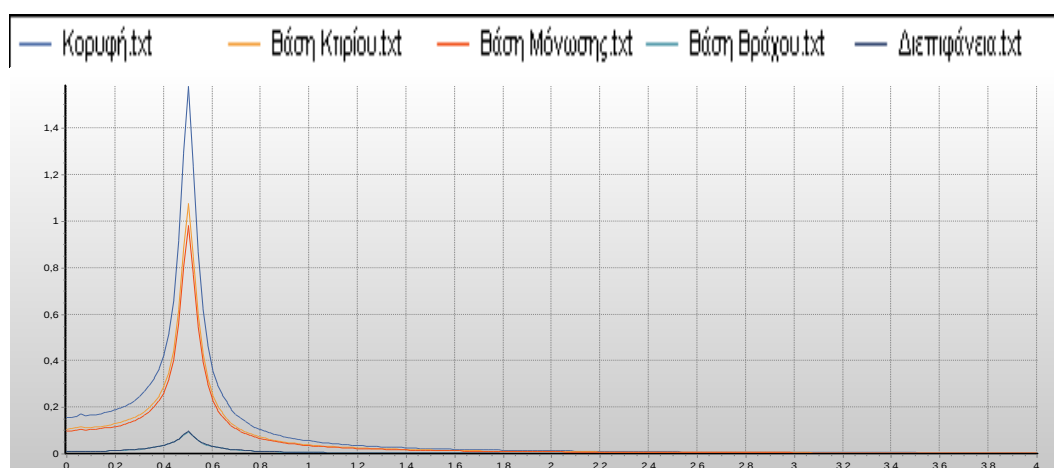
Εικόνα 6.10: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, με μόνωση $E=2\text{MPa}$.



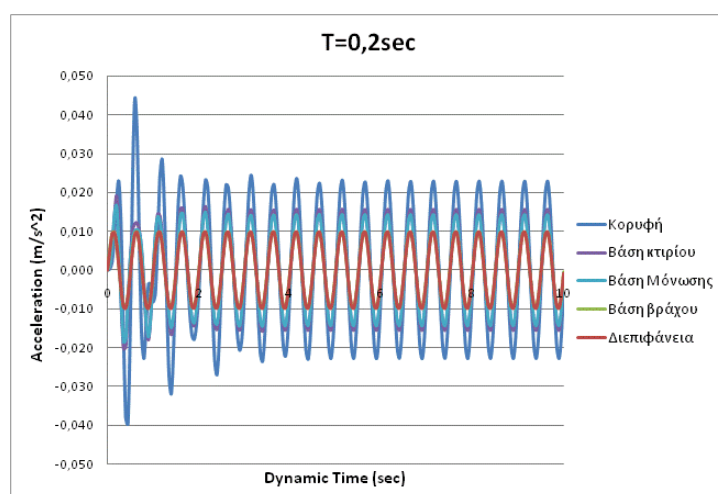
Εικόνα 6.11: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, με μόνωση $E=2\text{MPa}$.



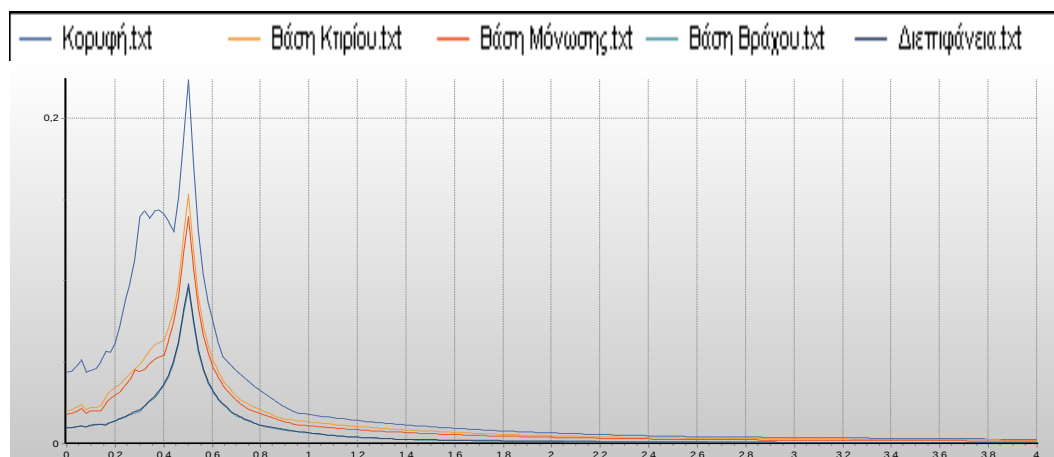
Εικόνα 6.12: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, με μόνωση $E=2\text{MPa}$.



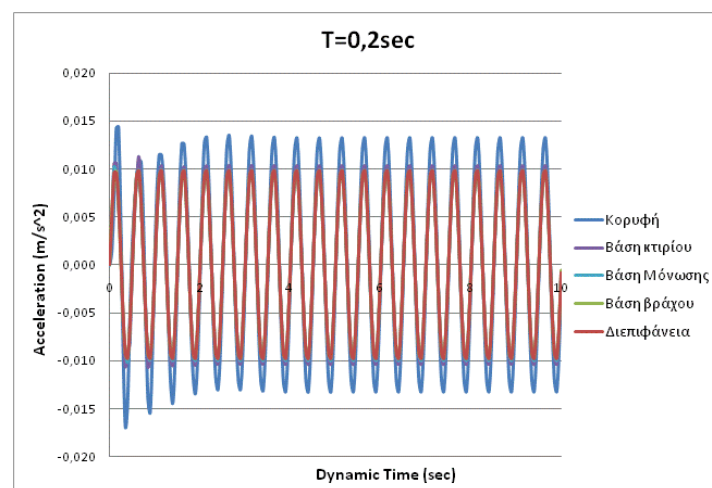
Εικόνα 6.13: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, με $E=2\text{MPa}$.



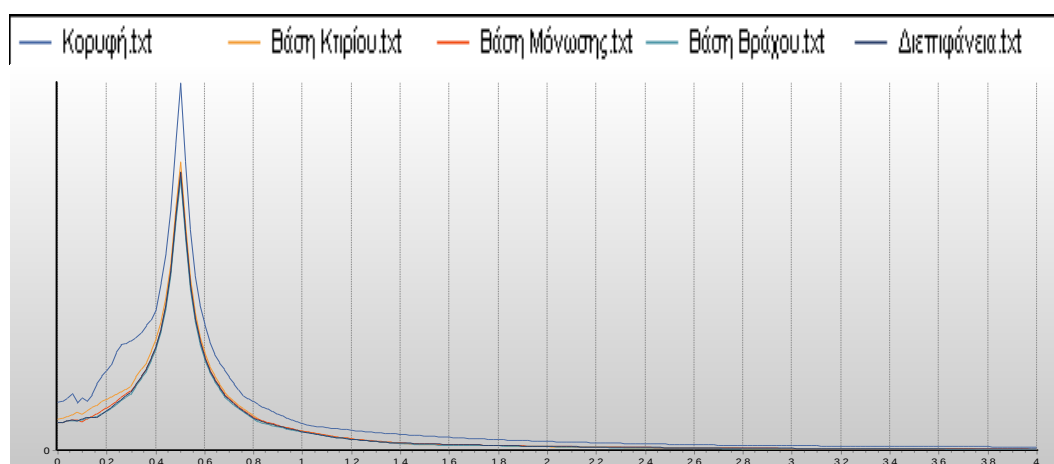
Εικόνα 6.14: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, με μόνωση $E=2\text{MPa}$.



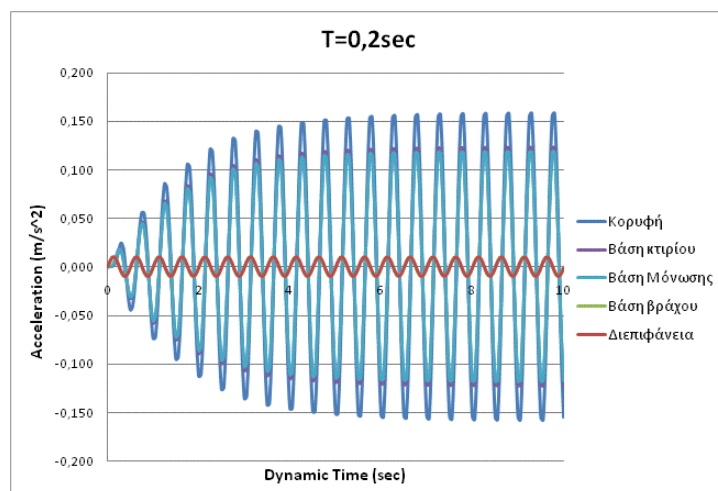
Εικόνα 6.15: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, με $E=2\text{MPa}$.



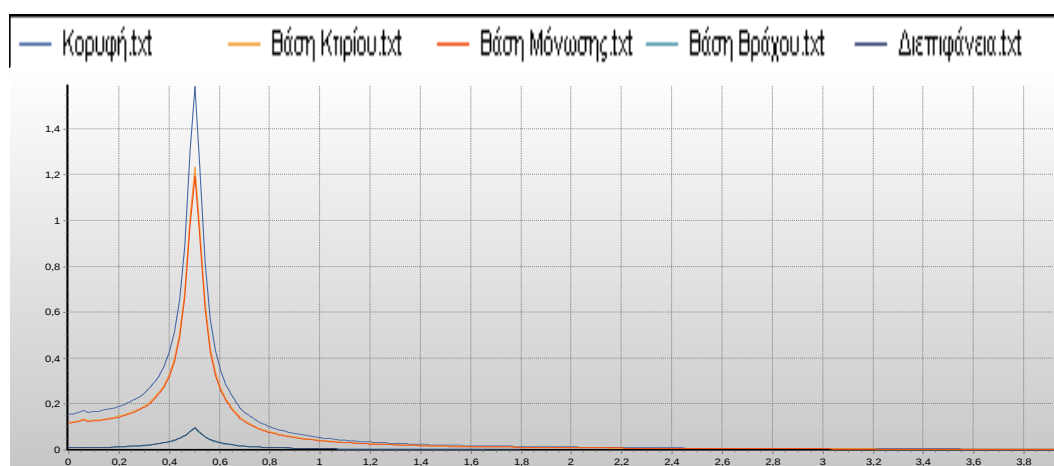
Εικόνα 6.16: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, με μόνωση $E=5\text{MPa}$.



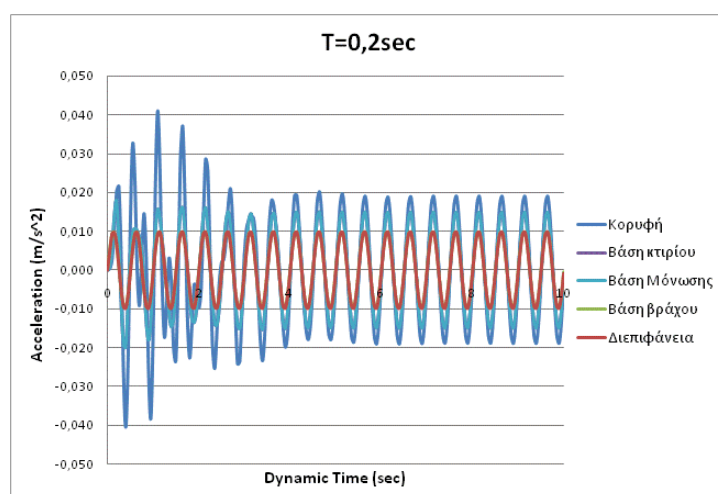
Εικόνα 6.17: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, με μόνωση $E=5\text{MPa}$.



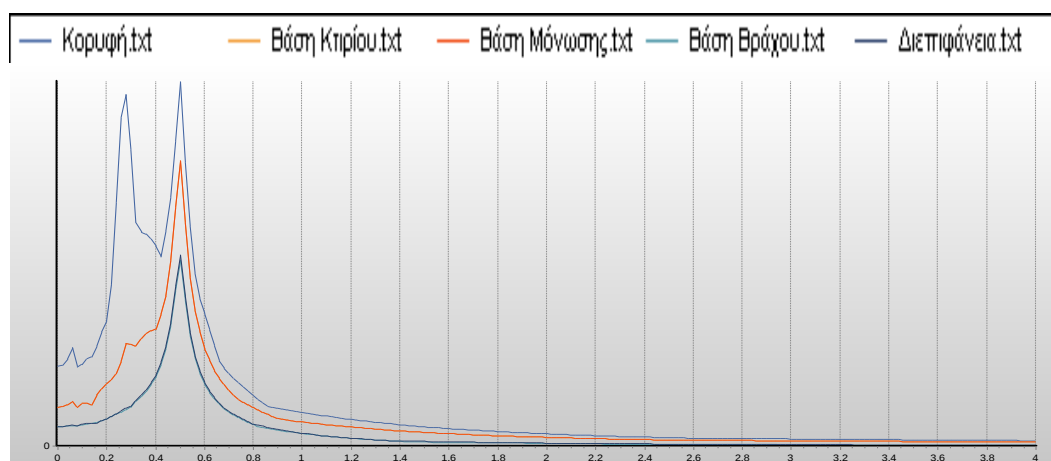
Εικόνα 6.18: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, με μόνωση $E=5\text{MPa}$.



Εικόνα 6.19: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, με $E=5\text{MPa}$.



Εικόνα 6.20: Χρονοϊστορία κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, με μόνωση $E=5\text{MPa}$.



Εικόνα 6.21: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, με $E=5\text{MPa}$.

Πίνακας 6.1: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,2\text{sec}$.

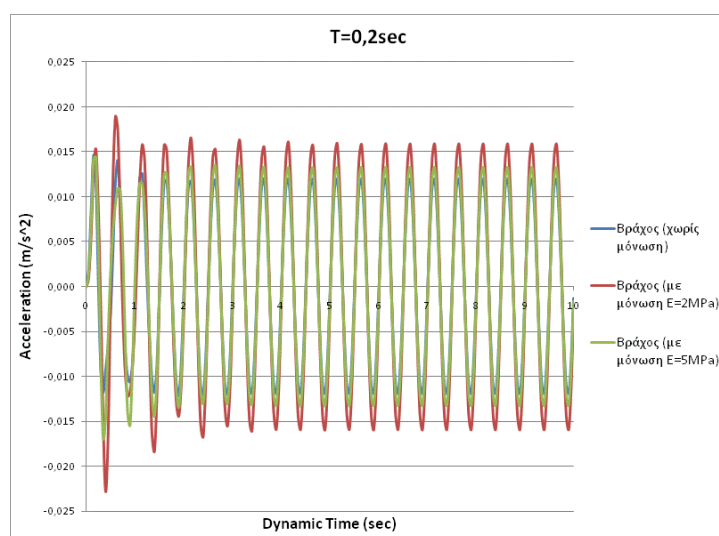
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	1,502168	1,056246	1,056215
Τύπου C	-	14,20318	11,82748	11,81148
Τύπου B	-	2,150516	1,710778	1,709127
Βράχος	$E=2\text{MPa}$	1,955141	1,275552	1,055379
Τύπου C	$E=2\text{MPa}$	16,12337	11,06349	10,09978
Τύπου B	$E=2\text{MPa}$	4,547956	1,970803	1,70126
Βράχος	$E=5\text{MPa}$	1,482273	1,161377	1,055554
Τύπου C	$E=5\text{MPa}$	16,32821	12,61687	12,16808
Τύπου B	$E=5\text{MPa}$	4,223364	1,835877	1,835877

Παρατηρούμε από τα διαγράμματα στις Εικόνες 6.4 έως 6.21 (χρονοϊστορίες και φάσματα) και τον Πίνακα 6.1, ότι κτίρια με ιδιοπερίοδο $T_0=0,2\text{sec}$ εμφανίζουν μικρότερη ενίσχυση της σεισμικής ταλάντωσης όταν είναι κατασκευασμένα σε βράχο. Η εφαρμογή μόνωσης σε αυτή την περίπτωση δεν έχει ιδιαίτερη επίδραση όπως φαίνεται στις Εικόνες 6.4, 6.5, 6.10, 6.11, 6.15, 6.16 και στον Πίνακα 6.1. Ο συντελεστής δυναμικής ενίσχυσης (amplification factor) φανερώνει πόσες φορές είναι μεγαλύτερη η επιτάχυνση στην κορυφή του κτιρίου (AF1), στο δάπεδο του (AF2) και στη βάση της ελαστικής θεμελίωσης (AF3) σε σχέση με την επιβαλλόμενη επιτάχυνση στη βάση του προσομοιώματος.

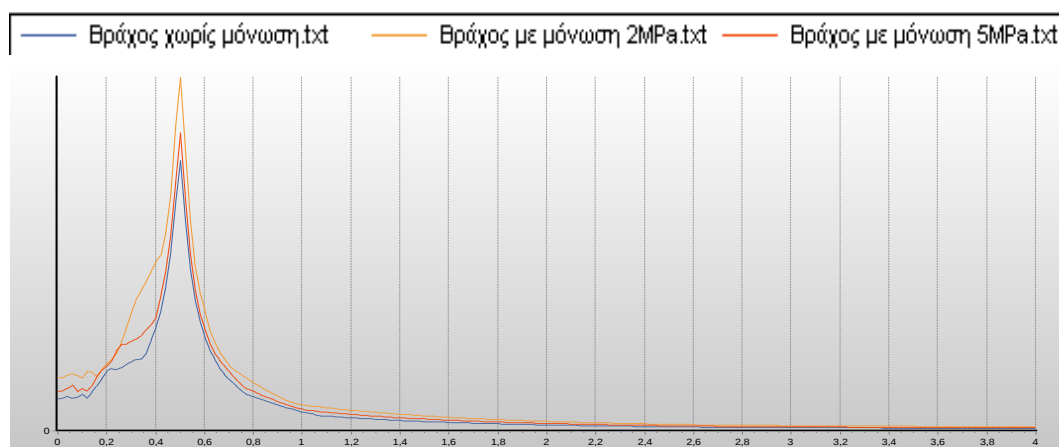
Για κτίρια τοποθετημένα σε μαλακό έδαφος τύπου C κατά τον Ευρωκώδικα, τα οποία εμφανίζουν μεγάλη ενίσχυση και χωρίς μόνωση (Εικόνες 6.6 και 6.7), αυτή επιδρά αρνητικά καθώς μετατοπίζει την ιδιοπερίοδο τους πιο κοντά στον συντονισμό (Εικόνες 6.12, 6.13, 6.17 και 6.18). Για κτίρια τοποθετημένα σε έδαφος τύπου B κατά τον Ευρωκώδικα, η τοποθέτηση μόνωσης επηρεάζει αρνητικά τη σεισμική

συμπεριφορά τους, πράγμα που φαίνεται και από το διπλασιασμό του συντελεστή ενίσχυσης. Επιπλέον, η χαρακτηριστική κορυφή που εμφανίζει το φάσμα απόκρισης της Εικόνας 6.9, διαφοροποιείται όταν εφαρμόσουμε τη μόνωση (Εικόνες 6.15 και 6.21).

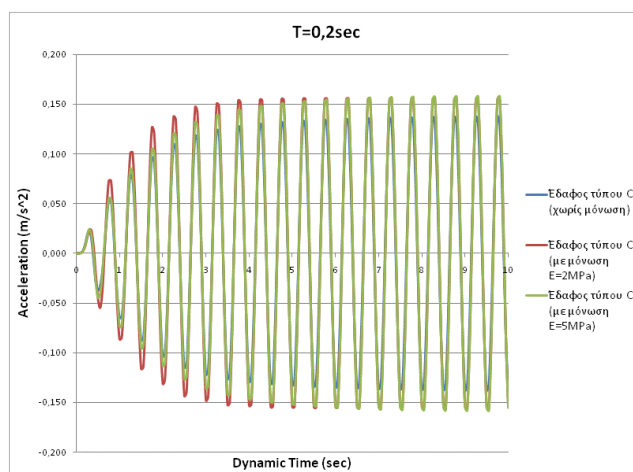
Στη συνέχεια, παρατίθενται τα συγκριτικά διαγράμματα που απεικονίζουν την απόκριση στην κορυφή του κτιρίου για κάθε τύπο εδάφους. Με αυτά μπορούμε να κατανοήσουμε καλύτερα τη μεταβολή που παρουσιάζει η συμπεριφορά των κτιρίων λόγω τοποθέτησης του στρώματος σεισμικής μόνωσης.



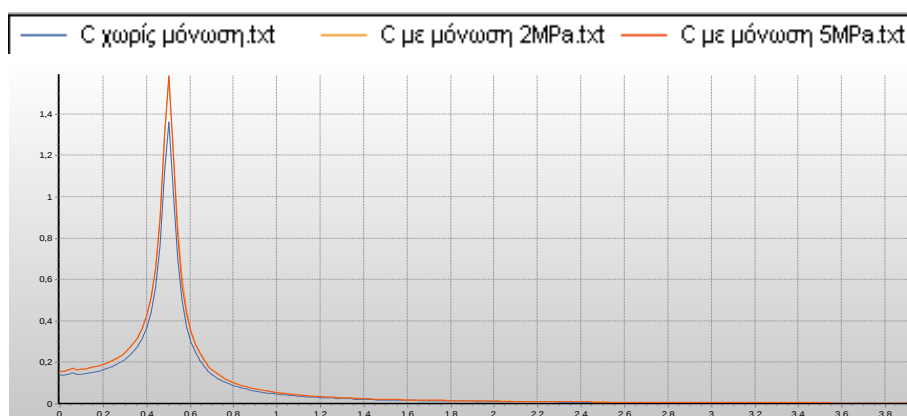
Εικόνα 6.22: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



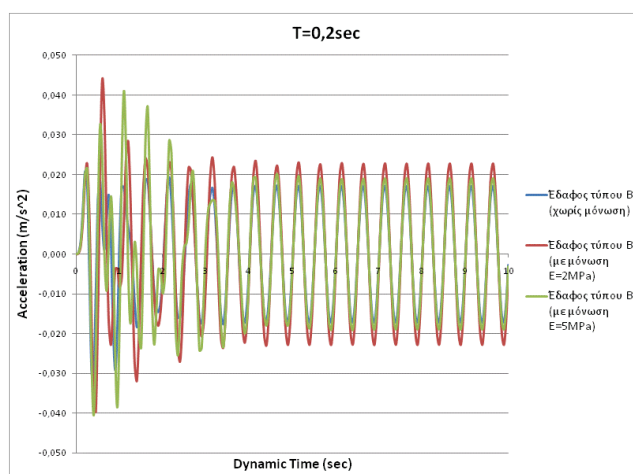
Εικόνα 6.23: Φασματική απόκριση κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



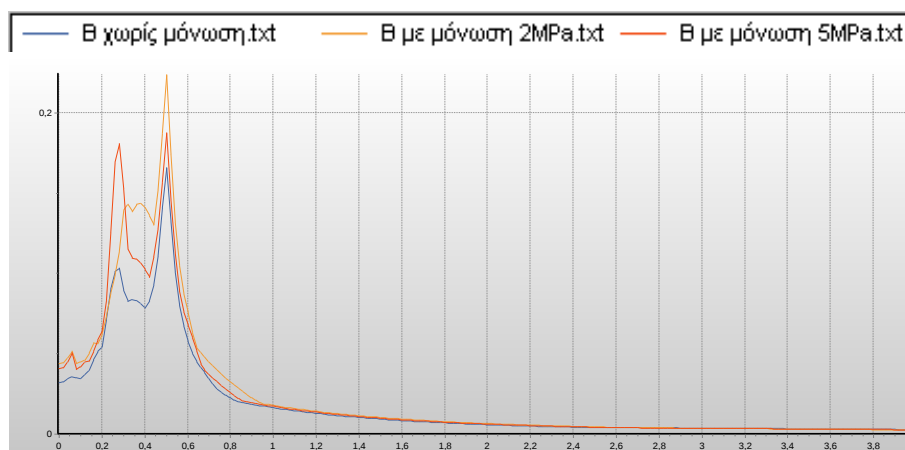
Εικόνα 6.24: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.25: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



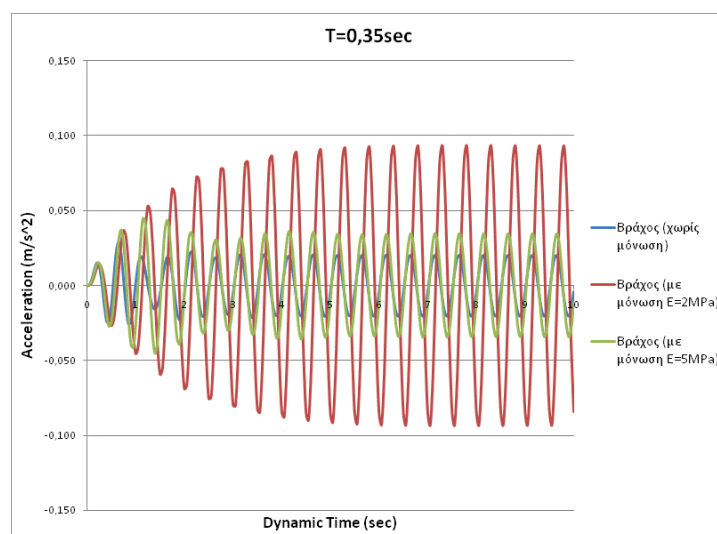
Εικόνα 6.26: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.27: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Για $T_0=0,35\text{sec}$

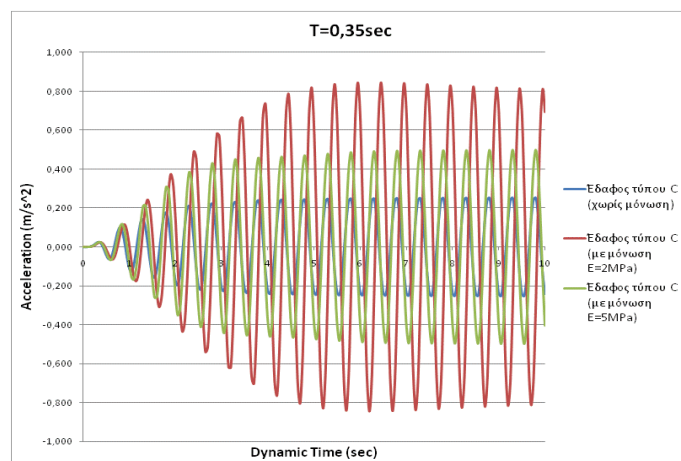
Η περίπτωση αυτή παρουσιάζει αρκετό ενδιαφέρον και γι' αυτό παρουσιάζονται πέρα από τις χρονοϊστορίες και όλα τα φάσματα απόκρισης που προκύπτουν. Γίνεται εύκολα αντιληπτό εξετάζοντας τις Εικόνες 6.28 έως και 6.33 και τον Πίνακα 6.2, ότι η επίδραση της μόνωσης με $E=2\text{MPa}$ είναι αρνητική, καθώς μετατοπίζει την ιδιοπερίοδο του κτιρίου προς τα δεξιά (κοντά σε $T=0,5\text{sec}$) και προκαλεί σχεδόν διπλό συντονισμό, αφού κτίριο, διέγερση και εδαφική στρώση έχουν παραπλήσιες περιόδους. Η μόνωση με $E=5\text{MPa}$ ενισχύει μεν την απόκριση της κατασκευής, αλλά σε μικρότερο βαθμό από τη μαλακότερη στρώση με $E=2\text{MPa}$.



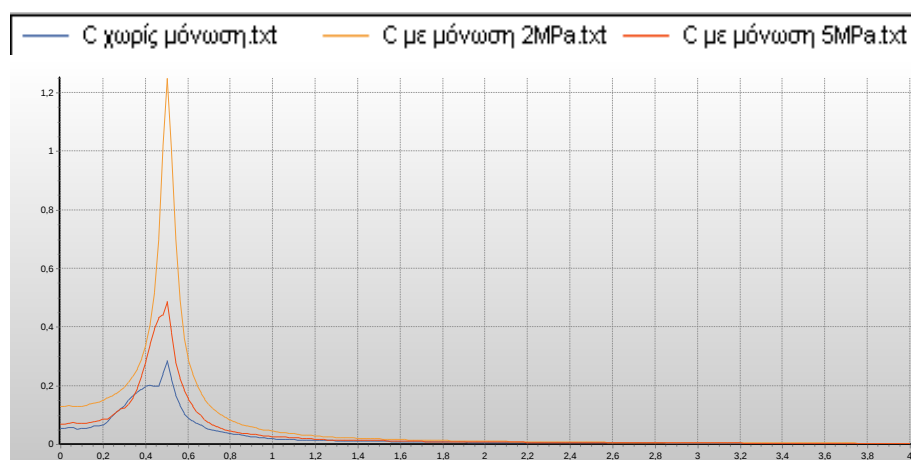
Εικόνα 6.28: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



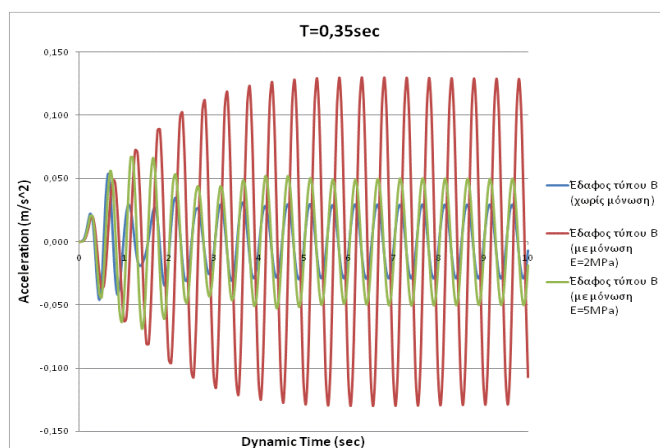
Εικόνα 6.29: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



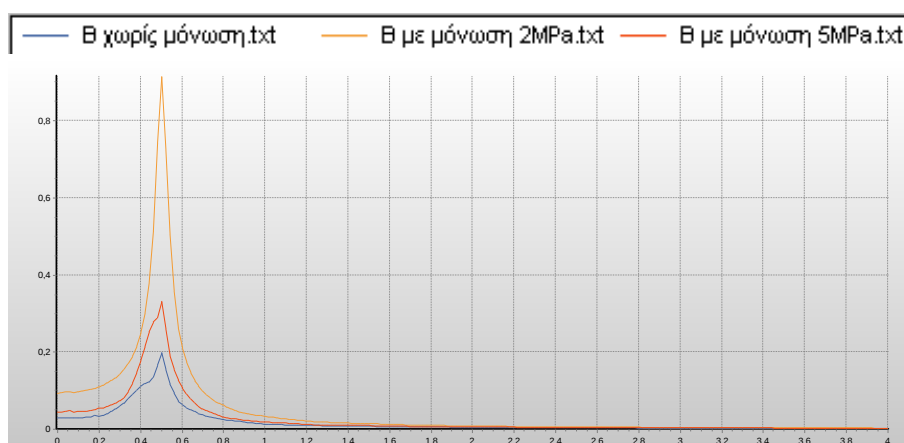
Εικόνα 6.30: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.31: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.32: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



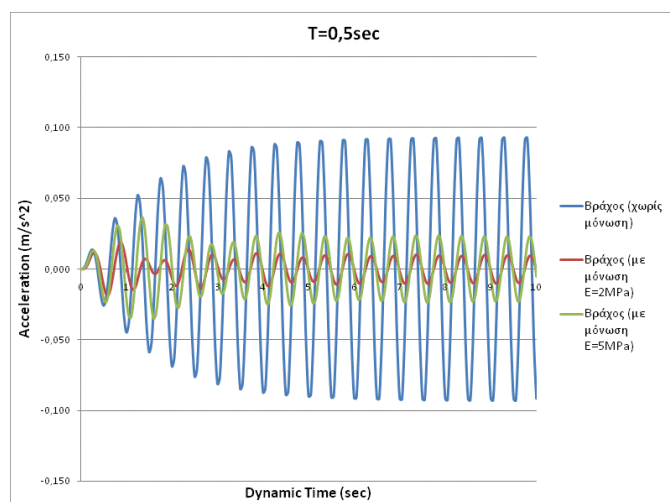
Εικόνα 6.33: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.2: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,35\text{sec}$.

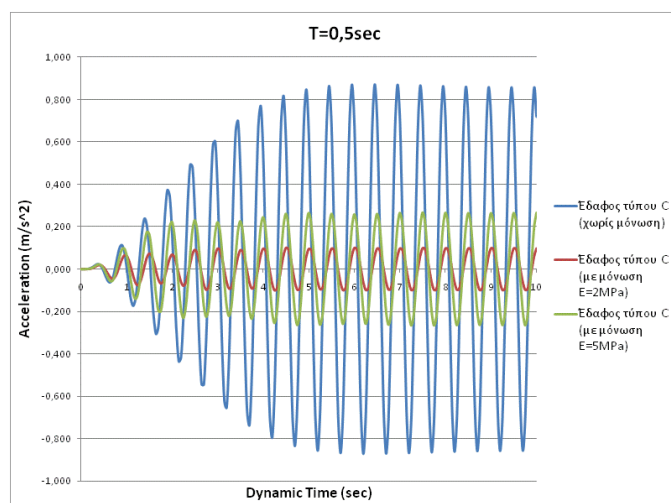
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	2,974468	1,057495	1,057464
Τύπου C	-	25,87528	12,18449	12,12244
Τύπου B	-	5,557	1,713256	1,711398
Βράχος	E=2MPa	9,657547	1,38726	1,055998
Τύπου C	E=2MPa	87,0192	10,16204	10,13358
Τύπου B	E=2MPa	13,40316	2,040409	1,698007
Βράχος	E=5MPa	4,594002	1,2258	1,056215
Τύπου C	E=5MPa	51,3056	15,66942	13,50537
Τύπου B	E=5MPa	6,923147	1,896283	1,702788

Για $T_0=0,5\text{sec}$

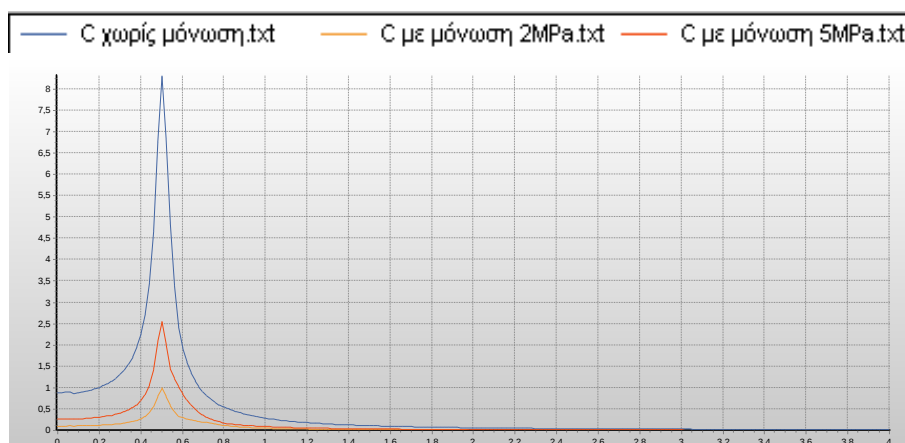
Το κτίριο όταν είναι πακτωμένο σε βράχο συντονίζεται, οπότε για $\xi=0.05$, $AF=1/2*\xi=10$, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 6.34, ενώ για έδαφος C με πάχος 25m και ίδια περίοδο έχουμε διπλό συντονισμό και μεγάλο AF (≈ 90). Όπως φαίνεται στις Εικόνες 6.34 έως 6.37 και στον Πίνακα 6.3, η τοποθέτηση στρώματος μόνωσης με $E=2\text{MPa}$ μειώνει κατά πολύ την ενίσχυση, επειδή αυξάνει την περίοδο του συστήματος και αποφεύγεται ο συντονισμός, ενώ η μόνωση με $E=5\text{MPa}$ λιγότερο. Η βέλτιστη επιλογή για αυτές τις συνθήκες είναι η επιλογή $E=2\text{MPa}$, η οποία μας δίνει πολύ καλό αποτέλεσμα για κάθε τύπο εδάφους. Ενδεικτικά κατασκευάστηκε και το φάσμα απόκρισης για το κτίριο, για κάθε τύπο μόνωσης και για το έδαφος τύπου C.



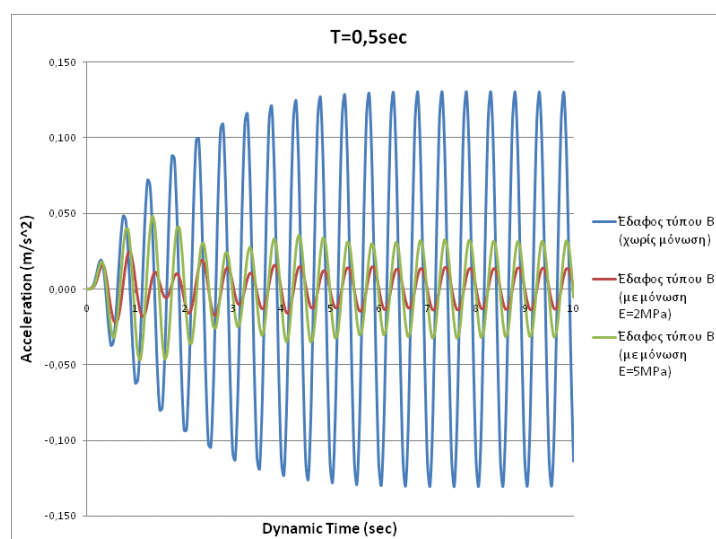
Εικόνα 6.34: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.35: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.36: Φάσμα απόκρισης κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



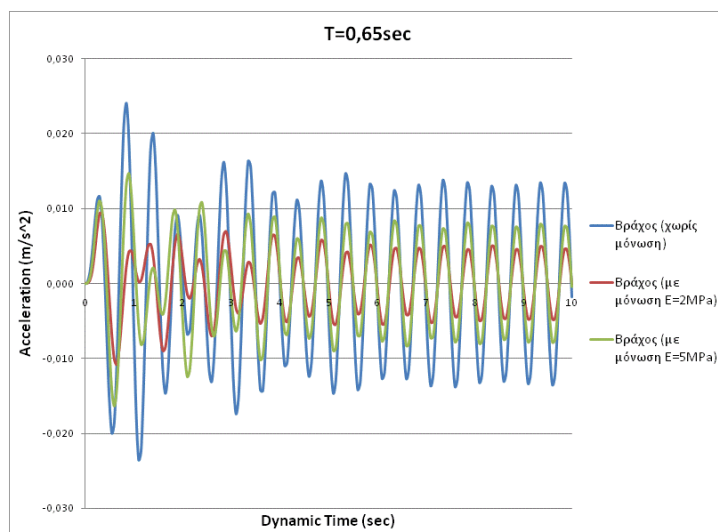
Εικόνα 6.37: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.3: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,5\text{sec}$.

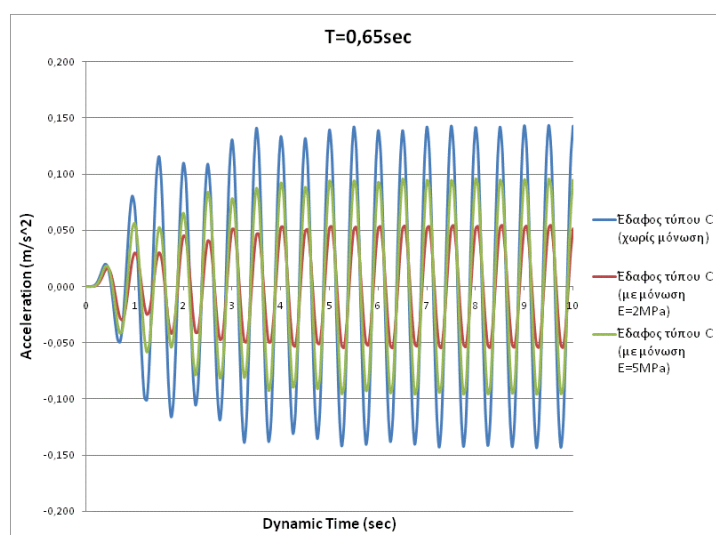
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	9,592515	1,058166	1,058063
Τύπου C	-	90,116663	11,007846	11,167252
Τύπου B	-	13,48606	1,721412	1,719193
Βράχος	E=2MPa	1,89873	1,3809	1,08247
Τύπου C	E=2MPa	10,45623	12,04821	11,34596
Τύπου B	E=2MPa	2,480622	2,746469	1,693599
Βράχος	E=5MPa	3,791224	1,37292	1,055916
Τύπου C	E=5MPa	27,4809	11,99773	12,80167
Τύπου B	E=5MPa	4,99968	2,016684	1,703737

Για $T_0=0,65\text{sec}$

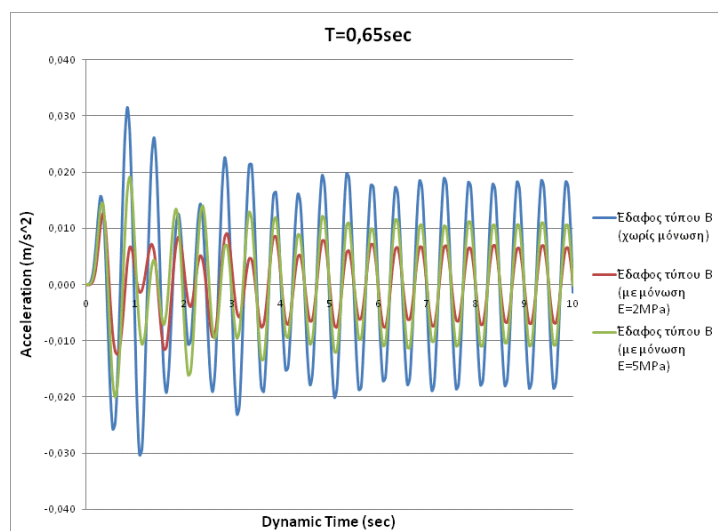
Σε αυτή την περίπτωση, η εφαρμογή της μόνωσης ελαττώνει το μέγεθος της ενίσχυσης που παρουσιάζεται στο κτίριο, ωστόσο όχι πολύ, καθώς και η αρχική ενίσχυση είχε σχετικά χαμηλή τιμή. Η μόνωση με $E=2\text{MPa}$ προσφέρει καλύτερα αποτελέσματα για κάθε τύπο εδάφους. Οι Εικόνες 6.38 έως και 6.40, καθώς και ο Πίνακας 6.4 επιβεβαιώνουν την παραπάνω διαπίστωση.



Εικόνα 6.38: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.39: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.40: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.4: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,65\text{sec}$.

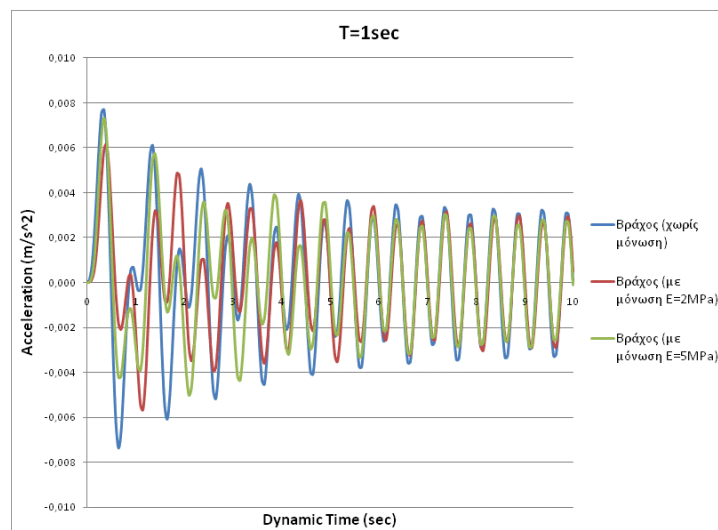
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	2,486031	1,058776	1,058621
Τύπου C	-	14,80714	11,62327	11,6942
Τύπου B	-	3,252715	1,735505	1,73186
Βράχος	E=2MPa	0,967824	1,572011	1,055441
Τύπου C	E=2MPa	5,622218	15,6657	12,37332
Τύπου B	E=2MPa	1,312792	3,049484	1,688581
Βράχος	E=5MPa	1,514196	1,441792	1,055389
Τύπου C	E=5MPa	9,866426	13,83399	13,12544
Τύπου B	E=5MPa	1,977318	2,024479	1,702013

Πίνακας 6.5: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=1\text{sec}$.

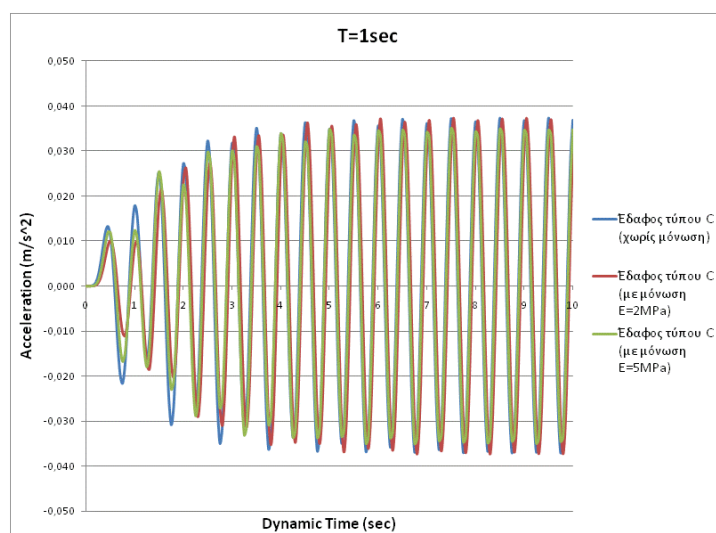
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	0,793821	1,059953	1,059467
Τύπου C	-	3,847894	12,11171	12,05689
Τύπου B	-	1,008581	1,767479	1,759478
Βράχος	E=2MPa	0,633323	4,176905	1,05479
Τύπου C	E=2MPa	3,859271	39,83378	13,92732
Τύπου B	E=2MPa	0,786459	5,877597	1,675005
Βράχος	E=5MPa	0,75721	1,429527	1,054336
Τύπου C	E=5MPa	3,609416	17,63029	13,24138
Τύπου B	E=5MPa	0,934722	3,906205	1,686289

Για $T_0=1\text{sec}$

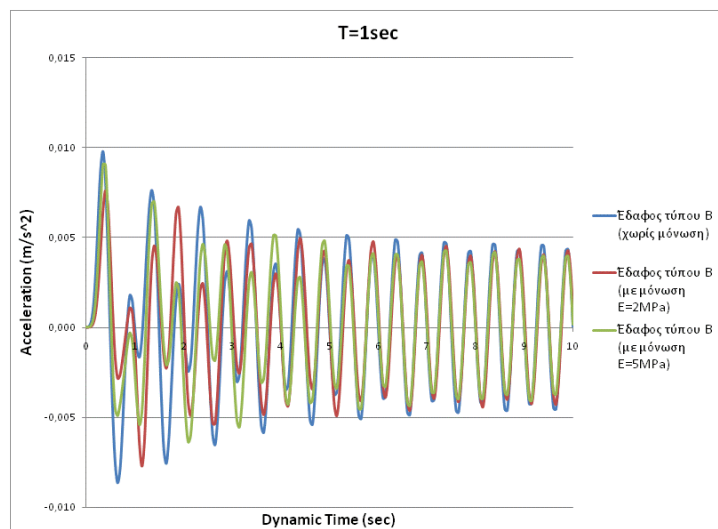
Για ένα πιο ακόμα πιο ψηλό/εύκαμπτο κτίριο, ισχύουν αναλογικά τα ίδια με αυτά που αναφέρονται στην προηγούμενη περίπτωση (δηλαδή για $T_0=0,65\text{sec}$) όσον αφορά στην επιρροή του συστήματος μόνωσης. Στη διαπίστωση αυτή καταλήγουμε εξετάζοντας τις Εικόνες 6.41 έως και 6.43 και τον Πίνακα 6.5.



Εικόνα 6.41: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.42: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

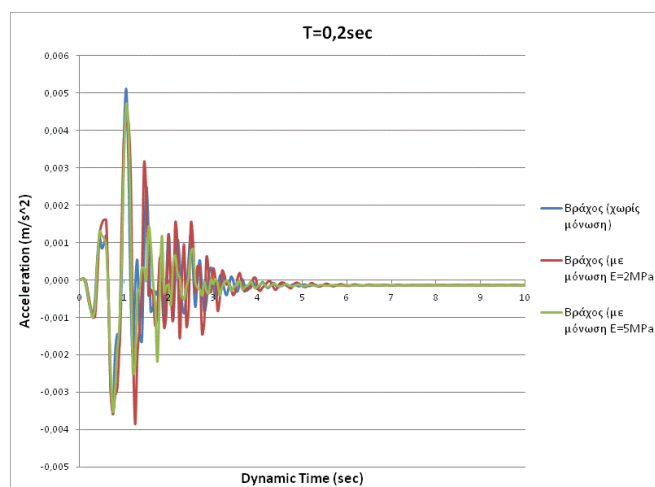


Εικόνα 6.43: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

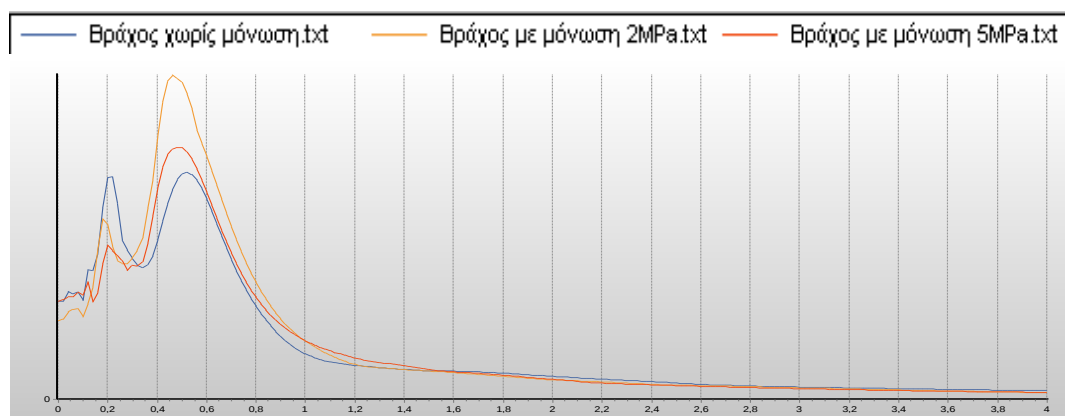
6.3.2 Σεισμός Αιγίου

Για $T_0=0,2\text{sec}$

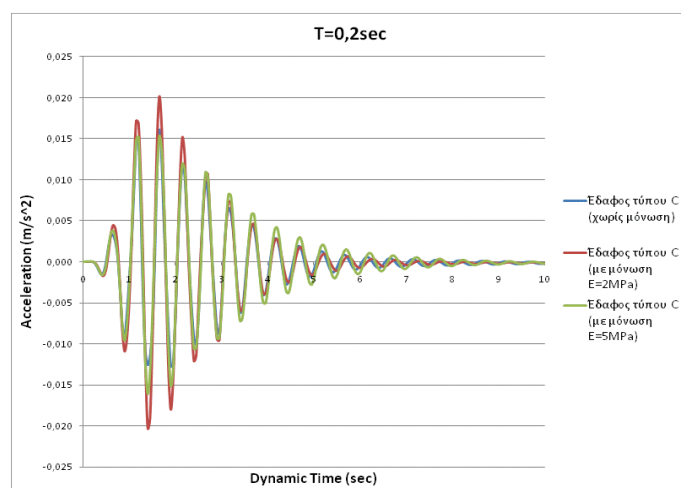
Εξετάζοντας τις Εικόνες 6.44, 6.45, 6.47 και 6.48 είναι προφανές ότι για έδραση σε βράχο και έδαφος τύπου Β κατά τον Ευρωκώδικα η τοποθέτηση μόνωσης δεν προσφέρει σχεδόν τίποτα όσον αφορά την ενίσχυση που παρατηρείται στο κτίριο, παρά μόνο διαφοροποιείται το φάσμα αφού μετατοπίζεται η περίοδος. Για έδαφος τύπου C υπάρχει μικρότερη διαφοροποίηση. Συνεπώς, για τις εξεταζόμενες συνθήκες η εφαρμογή της μόνωσης έχει μικρή επίδραση.



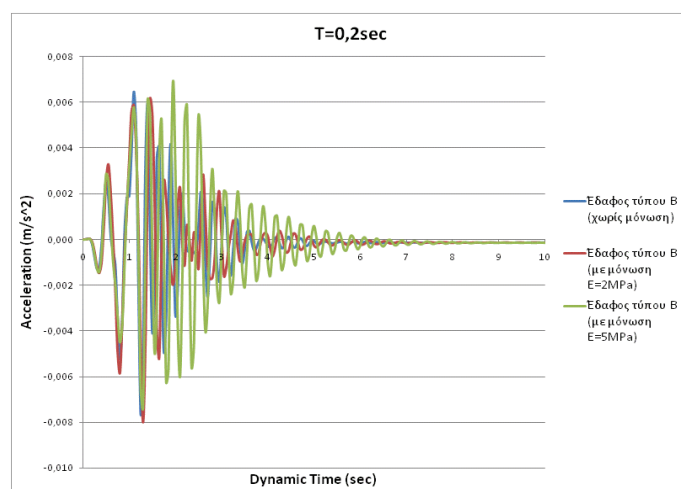
Εικόνα 6.44: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



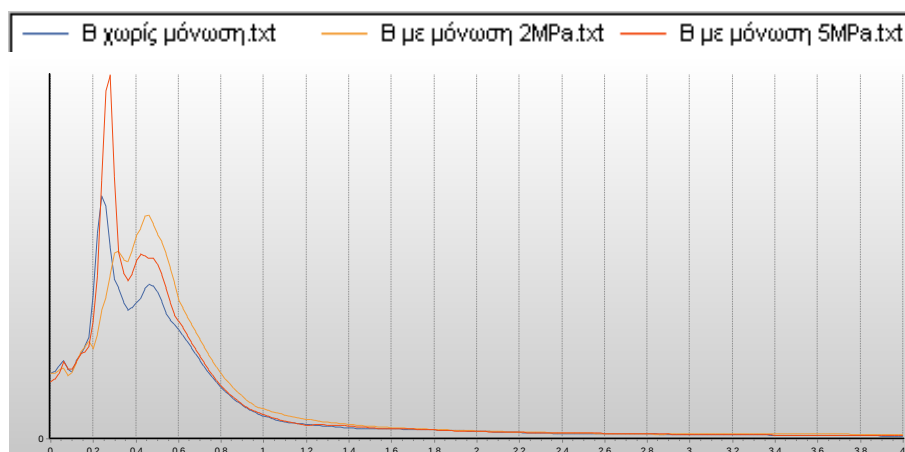
Εικόνα 6.45: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.46: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.47: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



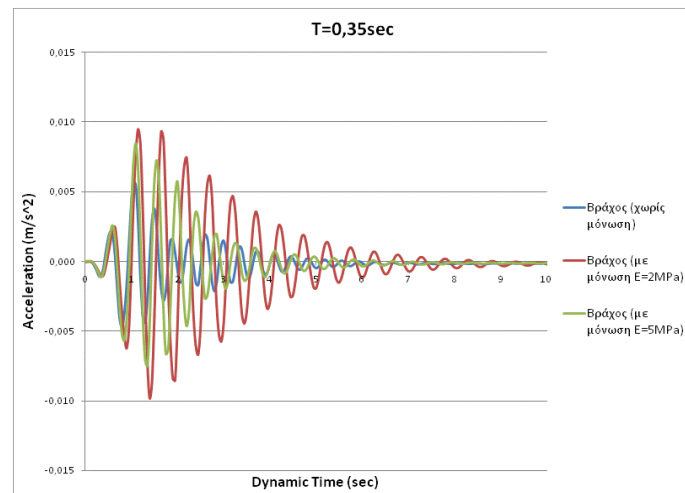
Εικόνα 6.48: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.6: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,2\text{sec}$.

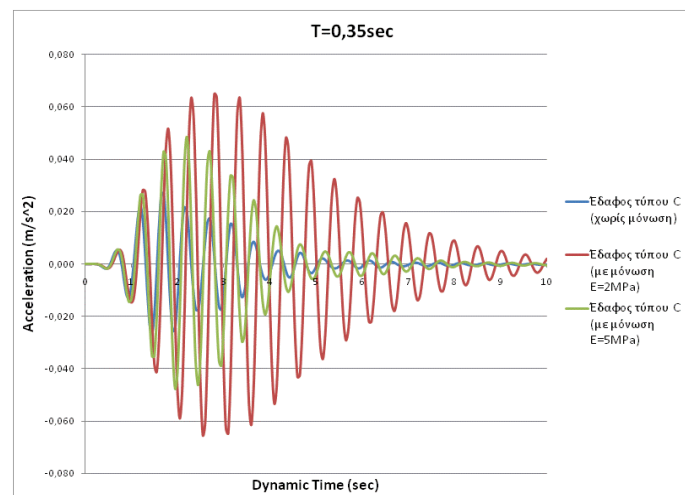
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	1,335338	0,886649	0,886681
Τύπου C	-	4,192981	3,137169	3,131911
Τύπου B	-	1,688732	1,311174	1,311145
Βράχος	E=2MPa	1,102303	0,866653	0,886989
Τύπου C	E=2MPa	5,26462	3,583535	3,137588
Τύπου B	E=2MPa	1,607607	1,561079	1,30679
Βράχος	E=5MPa	1,234523	0,868309	0,887052
Τύπου C	E=5MPa	3,996573	3,209083	3,118125
Τύπου B	E=5MPa	1,814032	1,37079	1,308001

Για $T_0=0,35\text{sec}$

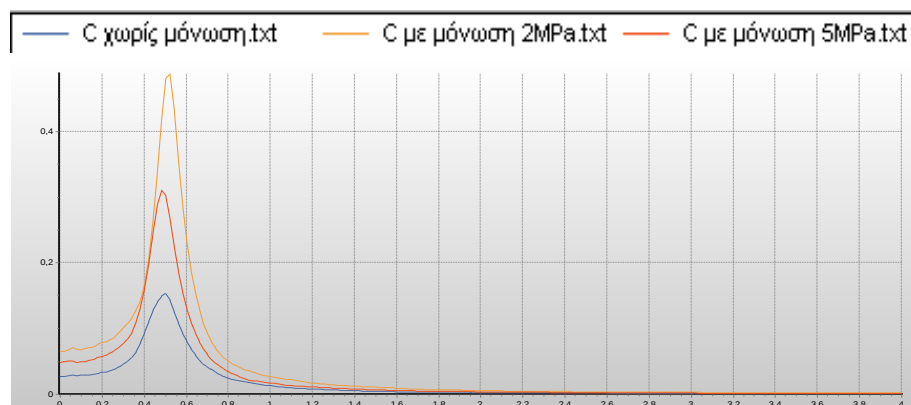
Οι Εικόνες 6.49, 6.52 και ο Πίνακας 6.7 δείχνουν ότι για βράχο και έδαφος τύπου Β κατά τον Ευρωκώδικα, η τοποθέτηση οποιουδήποτε από τα εξεταζόμενα είδη μόνωσης έχει -ανάλογα την περίπτωση- αρκετή επιρροή στην ενίσχυση του μεγέθους της σεισμικής κίνησης. Για έδαφος τύπου C κατά τον Ευρωκώδικα και τις συνθήκες που εξετάζονται, όπως φαίνεται και στις Εικόνες 6.50 και 6.51, η εφαρμογή συστήματος μόνωσης θα έπρεπε να αποφευχθεί, καθώς αυξάνει την ενίσχυση. Ιδιαίτερα το σύστημα μόνωσης με $E=2\text{MPa}$ την υπερδιπλασιάζει, πράγμα ανεπιθύμητο. Αυτός είναι και ο λόγος που επιλέχθηκε η κατασκευή του φάσματος απόκρισης για αυτόν τον τύπο εδάφους, καθώς παρουσιάζει το μεγαλύτερο ενδιαφέρον.



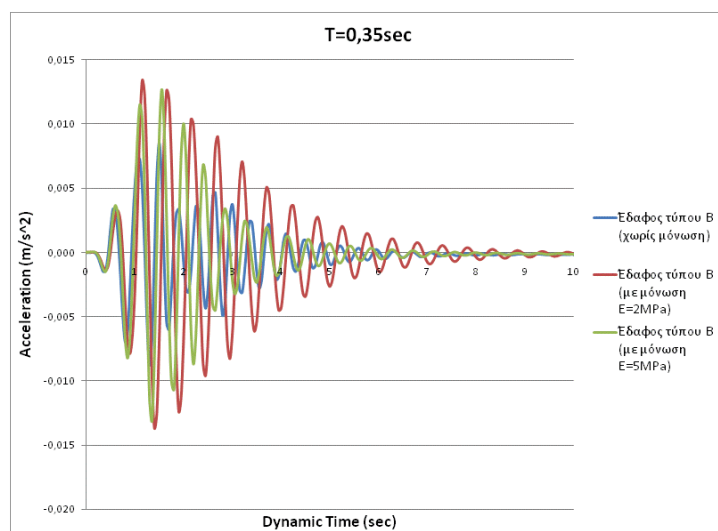
Εικόνα 6.49: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.50: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.51: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



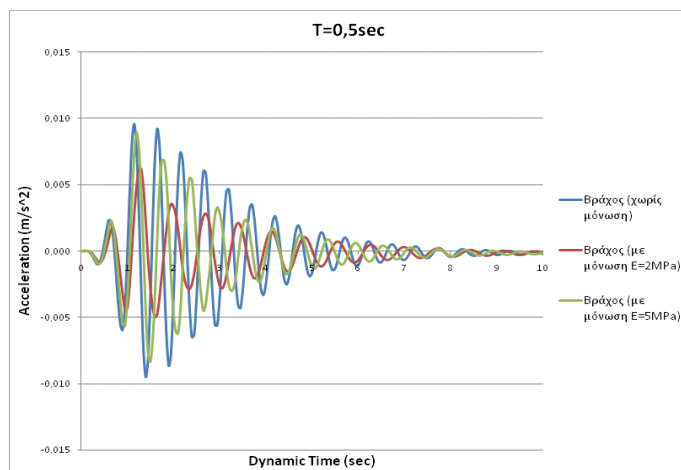
Εικόνα 6.52: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.7: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,35\text{sec}$.

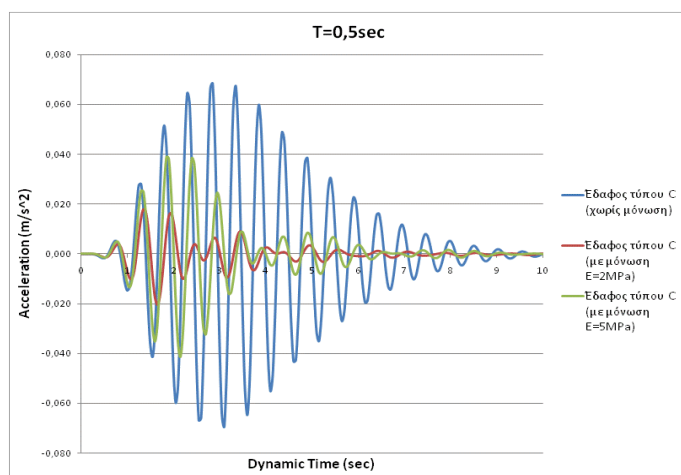
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	1,505202	0,886702	0,886804
Τύπου C	-	7,083829	3,132147	3,120741
Τύπου B	-	2,229349	1,325363	1,324071
Βράχος	E=2MPa	2,491332	1,036422	0,887847
Τύπου C	E=2MPa	16,94427	3,663139	3,061201
Τύπου B	E=2MPa	3,508482	1,847747	1,316121
Βράχος	E=5MPa	2,216939	1,012504	0,887256
Τύπου C	E=5MPa	12,70357	3,386891	3,093351
Τύπου B	E=5MPa	3,314272	1,514504	1,32545

Για $T_0=0,5\text{sec}$

Σε κτίρια με ιδιοπερίοδο $T_0=0,5\text{sec}$ η εφαρμογή του προτεινόμενου τύπου μόνωσης μειώνει την ενίσχυση που παρουσιάζεται στην κορυφή του κτιρίου για κάθε τύπο εδάφους. Για μόνωση με $E=5\text{MPa}$, όμως, αυτή η μείωση δεν είναι ικανοποιητική. Η τοποθέτηση μόνωσης με $E=2\text{MPa}$ προσφέρει καλύτερα αποτελέσματα, ενώ η βέλτιστη χρήση της προκύπτει για μαλακό έδαφος τύπου C κατά τον Ευρωκώδικα, πράγμα που αποδεικνύεται από τις Εικόνες 6.53 έως 6.57 και τον Πίνακα 6.8. Η τελευταία είναι και η περίπτωση που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ενδιαφέρον, γι' αυτό και κατασκευάστηκε και το φάσμα απόκρισης, προκειμένου να γίνει καλύτερα αντιληπτή η ευεργετική δράση της μόνωσης για αυτά τα δεδομένα.



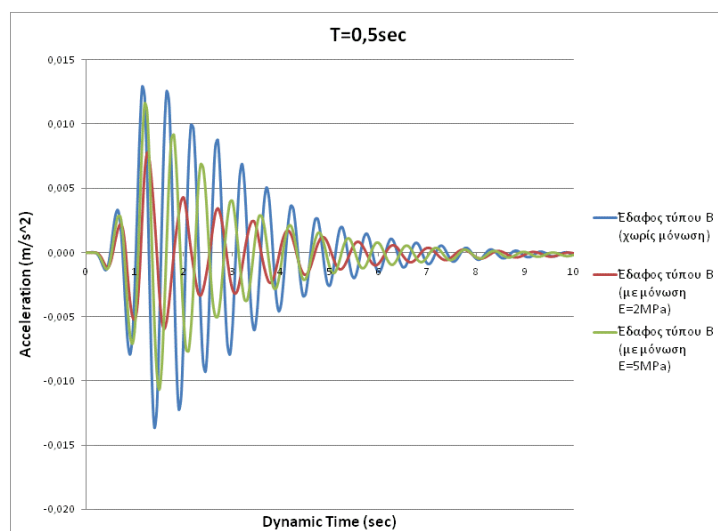
Εικόνα 6.53: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.54: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.55: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



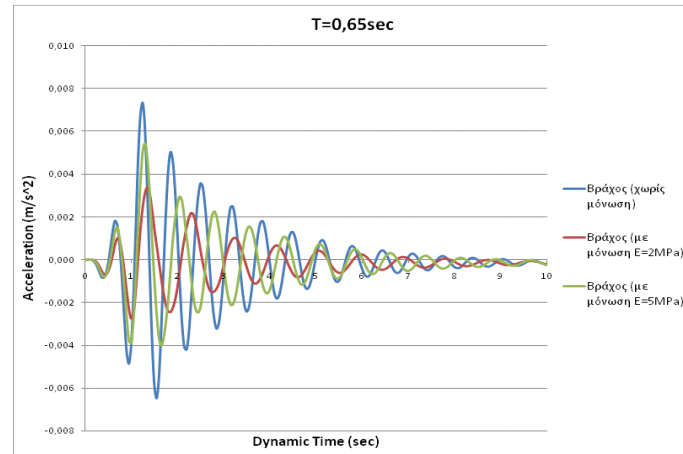
Εικόνα 6.56: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.8: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για T=0,5sec.

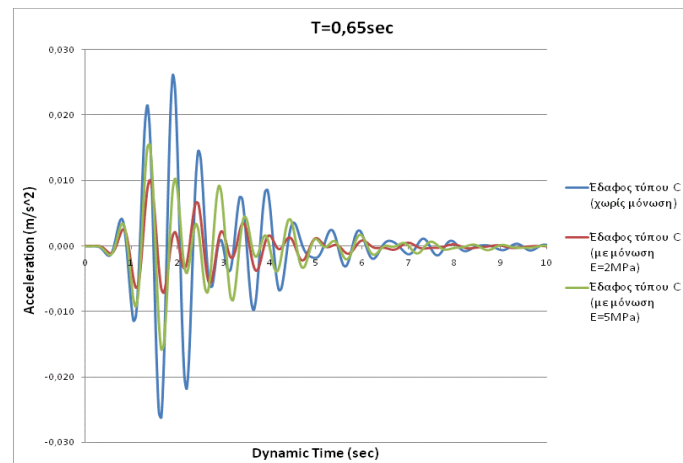
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	2,503703	0,88481	0,885119
Τύπου C	-	17,90237	3,073548	3,07156
Τύπου B	-	3,376767	1,325222	1,324168
Βράχος	E=2MPa	1,620025	1,039182	0,918677
Τύπου C	E=2MPa	4,723843	3,356572	2,976888
Τύπου B	E=2MPa	2,034447	1,402846	1,317387
Βράχος	E=5MPa	2,346864	0,992435	0,885619
Τύπου C	E=5MPa	10,15225	3,449387	3,040325
Τύπου B	E=5MPa	3,042471	1,6561	1,32229

Για $T_0=0,65\text{sec}$

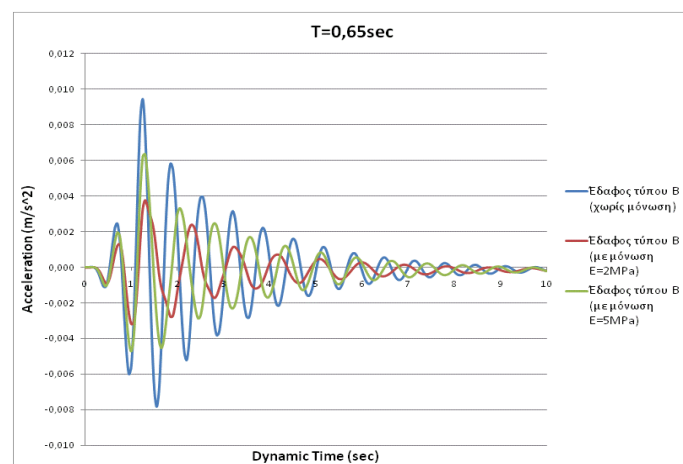
Οι Εικόνες 6.57 έως και 6.59 και ο Πίνακας 6.9, δείχνουν ότι η εφαρμογή μόνωσης έχει θετικά αποτελέσματα για κάθε ένα από τους εξεταζόμενους τύπους εδαφών. Η ελάττωση της ενίσχυσης μπορεί να χαρακτηριστεί ικανοποιητική. Σε κάθε περίπτωση την καλύτερη επιλογή αποτελεί η χρήση μόνωσης με E=2MPa, καθώς η μείωση που αποφέρει στην ενίσχυση είναι σχεδόν διπλάσια από την αντίστοιχη μείωση που επιφέρει η μόνωση με E=5MPa.



Εικόνα 6.57: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.58: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



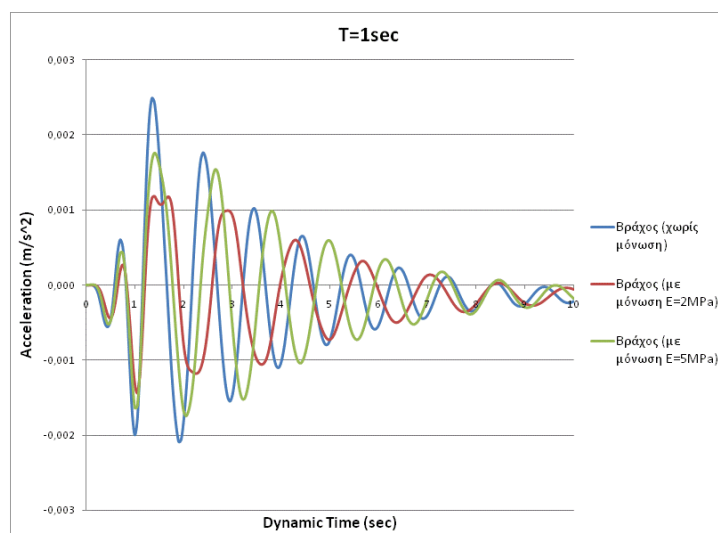
Εικόνα 6.59: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.9: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,65\text{sec}$.

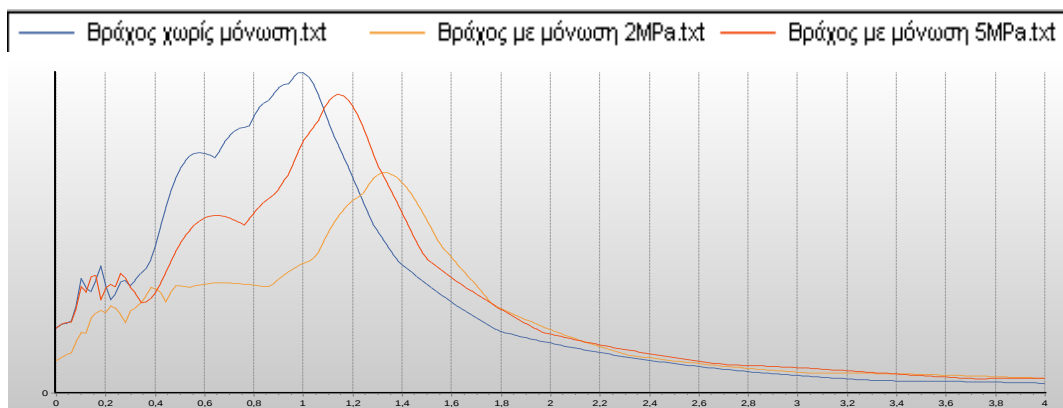
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	1,920775	0,883191	0,883487
Τύπου C	-	6,848443	3,0781	3,082443
Τύπου B	-	2,468573	1,311669	1,311956
Βράχος	E=2MPa	0,886084	1,059035	0,887141
Τύπου C	E=2MPa	2,63299	3,601559	2,990674
Τύπου B	E=2MPa	0,98973	1,367931	1,317086
Βράχος	E=5MPa	1,423599	1,155908	0,88683
Τύπου C	E=5MPa	4,061606	3,474108	3,052516
Τύπου B	E=5MPa	1,665682	1,7783	1,286144

Για $T_0=1\text{sec}$

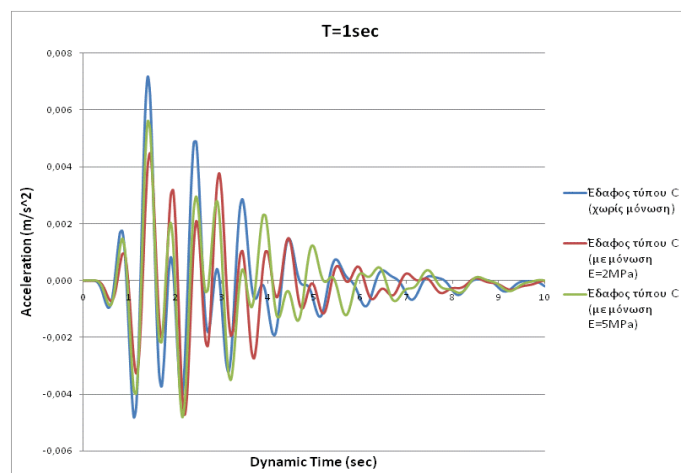
Στο κτίριο με $T_0=1\text{sec}$ η ενίσχυση που παρουσιάζεται δεν έχει σε καμία περίπτωση υψηλές τιμές, όπως φαίνεται και από τις Εικόνες 6.60 έως και 6.64 και τον Πίνακα 6.10. Πάντως, η χρήση της ελαστικής μόνωσης επιφέρει κάποια θετικά αποτελέσματα, με βέλτιστη μόνωση αυτή που έχει $E=2\text{MPa}$. Ωστόσο, ενδιαφέρον έχει να εστιάσουμε στις Εικόνες 6.61 και 6.64, που αναφέρονται σε βράχο και έδαφος τύπου B κατά τον Ευρωκώδικα, καθώς φαίνεται ότι εκτός από τη μείωση της ενίσχυσης, η τοποθέτηση μόνωσης μετατοπίζει την κορυφή του φάσματος προς τα δεξιά. Στην Εικόνα 6.64 το φαινόμενο αυτό είναι περισσότερο έντονο.



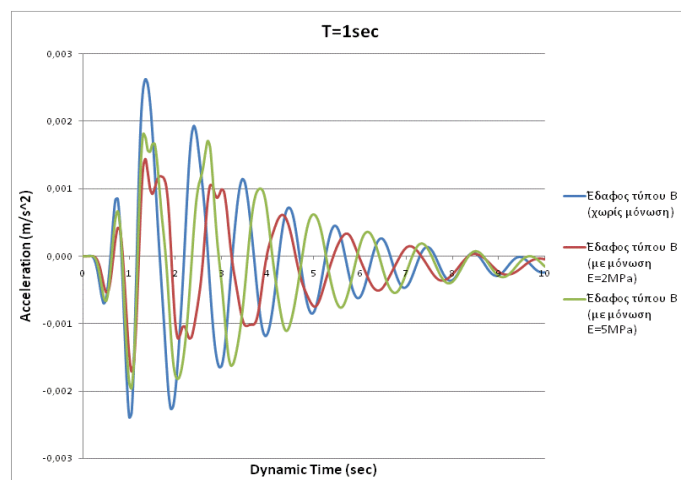
Εικόνα 6.60: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



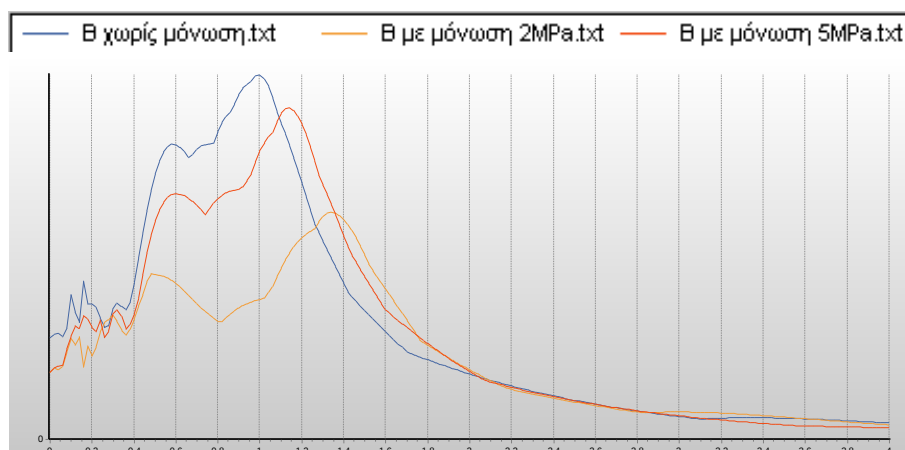
Εικόνα 6.61: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.62: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.63: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.64: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

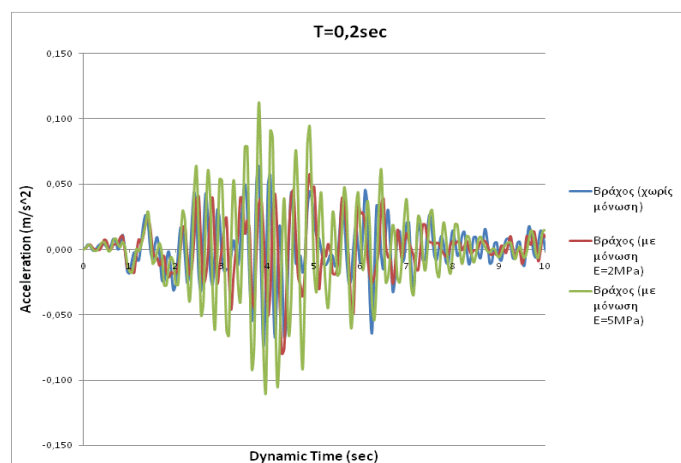
Πίνακας 6.10: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=1\text{sec}$.

Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	0,652411	0,882487	0,883102
Τύπου C	-	1,882014	3,279217	3,26462
Τύπου B	-	0,688258	1,32613	1,323422
Βράχος	E=2MPa	0,310528	1,933062	0,889498
Τύπου C	E=2MPa	1,17333	9,683309	3,124534
Τύπου B	E=2MPa	0,378792	2,455579	1,320955
Βράχος	E=5MPa	0,459974	1,119731	0,889315
Τύπου C	E=5MPa	1,465952	4,337201	3,148104
Τύπου B	E=5MPa	0,473996	1,638	1,285608

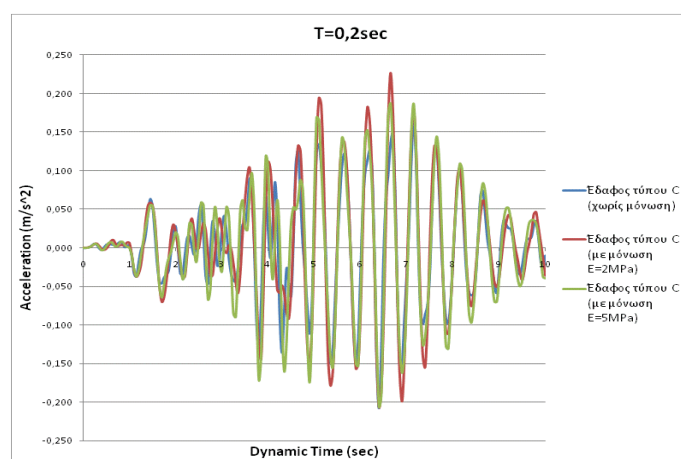
6.3.3 Σεισμός Kobe

Για $T_0=0,2\text{sec}$

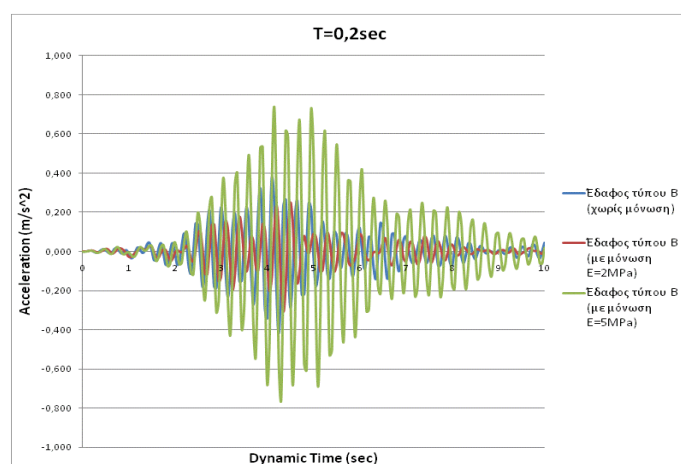
Στην περίπτωση για κτίριο κατασκευασμένο σε βράχο, η μόνωση με $E=2\text{MPa}$ ελαττώνει ελάχιστα την ενίσχυση στην κορυφή του τροποποιεί λίγο και τα φάσματα απόκρισης. Η μόνωση με $E=5\text{MPa}$ σχεδόν διπλασιάζει την ενίσχυση στην κορυφή του κτιρίου, μετατοπίζοντας και αυτή λίγο το φάσμα προς τα δεξιά (Εικόνα 6.65). Η Εικόνα 6.66 μαζί με τον Πίνακα 6.11 μας δείχνουν ότι στο έδαφος τύπου C κατά τον Ευρωκώδικα, και οι δύο τύποι μονώσεων αυξάνουν την ενίσχυση στην κορυφή του κτιρίου. Η πιο ενδιαφέρουσα παρατήρηση εξάγεται από τις Εικόνες 6.67 και 6.68, για τις συνθήκες σε έδαφος τύπου B κατά τον Ευρωκώδικα, όπου παρατηρείται μείωση της ενίσχυσης στην κορυφή του κτιρίου με τοποθέτηση μόνωσης με $E=2\text{MPa}$, ενώ η μόνωση με $E=5\text{MPa}$ διπλασιάζει την ενίσχυση.



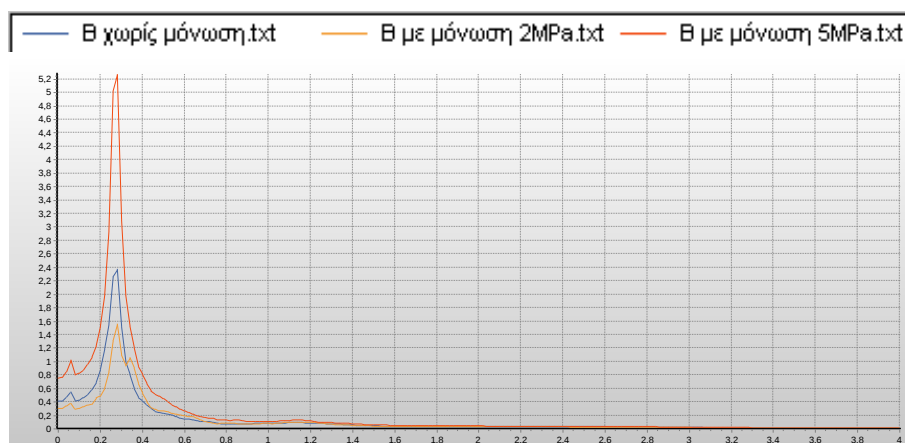
Εικόνα 6.65: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.66: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.67: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



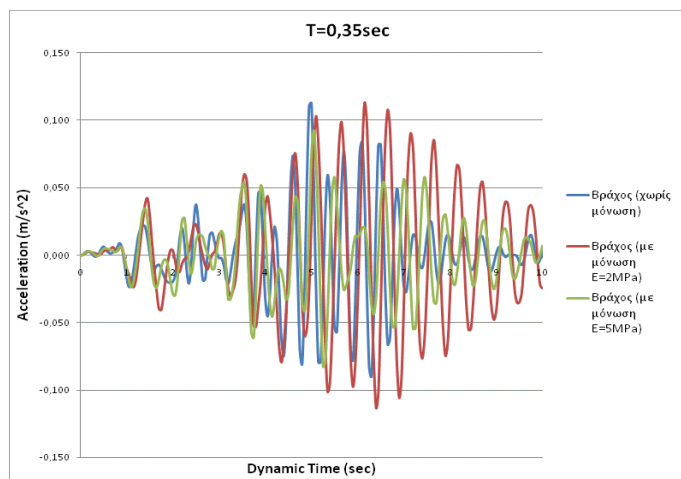
Εικόνα 6.68: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.11: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,2\text{sec}$.

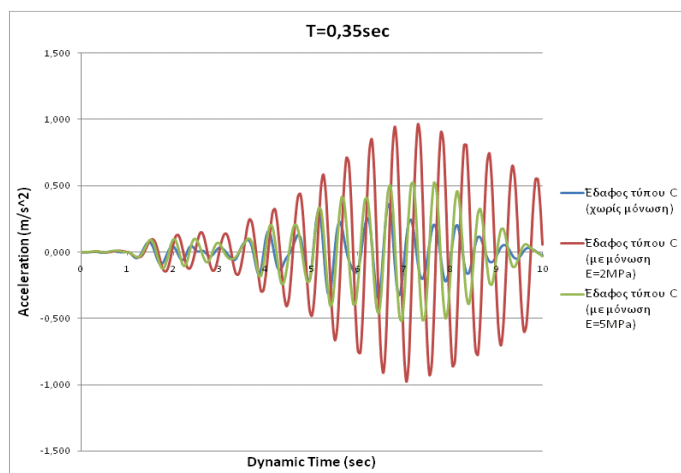
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	1,791769	1,127252	1,127309
Τύπου C	-	4,657733	3,78452	3,782268
Τύπου B	-	10,74043	3,600374	3,575973
Βράχος	E=2MPa	1,643312	1,721905	1,126574
Τύπου C	E=2MPa	6,454186	4,355602	3,627511
Τύπου B	E=2MPa	7,081338	4,118321	3,457048
Βράχος	E=5MPa	3,209505	1,769526	1,1252
Τύπου C	E=5MPa	5,342467	4,174705	4,004213
Τύπου B	E=5MPa	21,11018	4,098453	3,5024

Για $T_0=0,35\text{sec}$

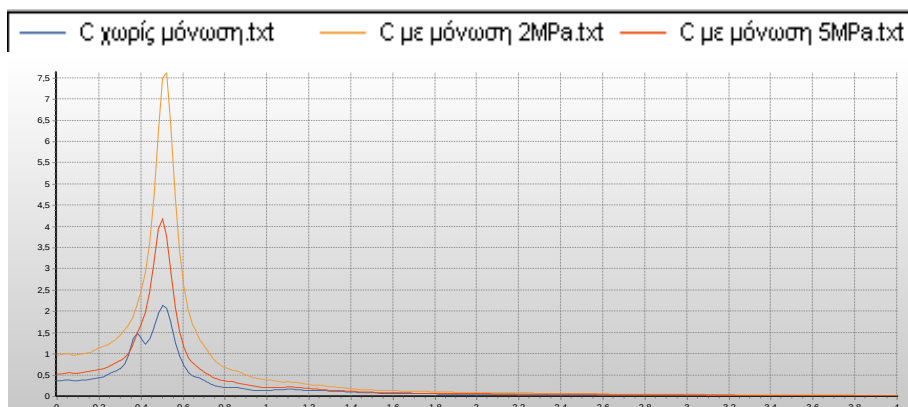
Από τις Εικόνες 6.69 έως 6.72 και τον Πίνακα 6.12 παρατηρούμε ότι η τοποθέτηση του προτεινόμενου συστήματος μόνωσης παρουσιάζει μικρές αυξομειώσεις στην ενίσχυση που εμφανίζεται στην κορυφή κτιρίου κατασκευασμένου σε βράχο και έδαφος τύπου B κατά Ευρωκώδικα αντίστοιχα. Επιπλέον, μετατοπίζονται οι κορυφές στα φάσματα απόκρισης και φτάνουν κοντά στη δεσπόζουσα περίοδο της διέγερσης γι' αυτό και επιβαρύνεται η απόκριση της ανωδομής. Από τις Εικόνες 6.70 και 6.71 συμπεραίνουμε ότι η εφαρμογή μόνωσης, ειδικά αυτής με $E=2\text{MPa}$, αυξάνει αρκετά την ενίσχυση στην κορυφή του κτιρίου. Επομένως, σε αυτή την περίπτωση δεν συνιστάται η τοποθέτηση του εξεταζόμενου συστήματος μόνωσης.



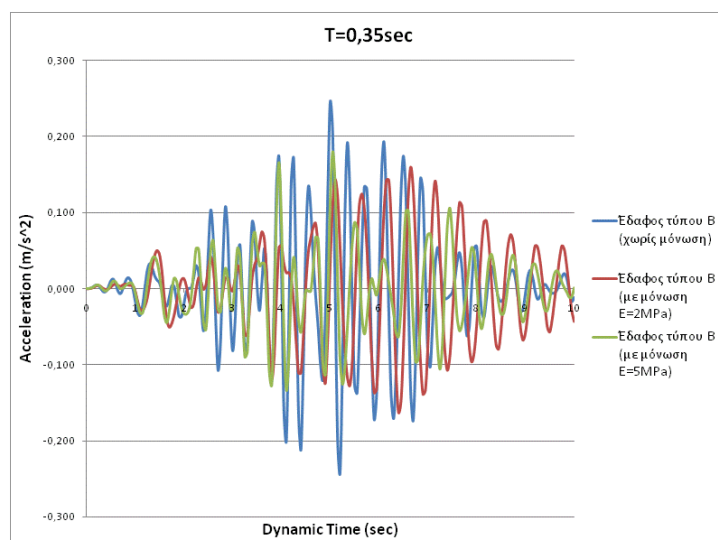
Εικόνα 6.69: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.70: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.71: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



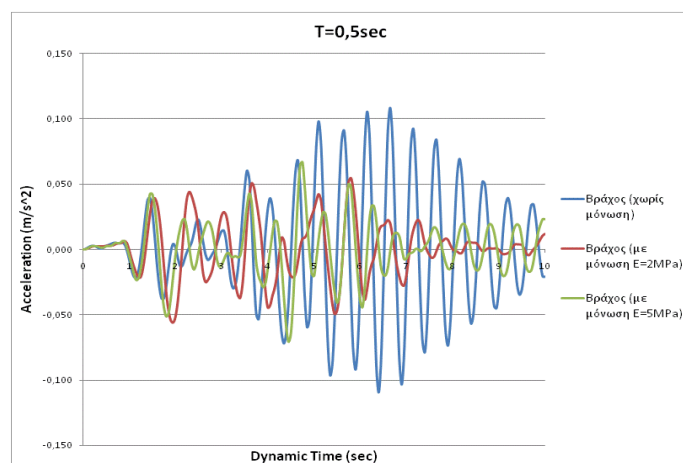
Εικόνα 6.72: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.12: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,35\text{sec}$.

Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	3,21723	1,134532	1,134501
Τύπου C	-	10,33899	3,840961	3,805928
Τύπου B	-	7,012098	3,65234	3,651542
Βράχος	E=2MPa	3,228404	1,436871	1,132317
Τύπου C	E=2MPa	27,47919	4,921039	3,619102
Τύπου B	E=2MPa	4,568482	6,365134	3,535353
Βράχος	E=5MPa	2,647092	1,839781	1,127597
Τύπου C	E=5MPa	14,92745	4,892078	4,108173
Τύπου B	E=5MPa	5,130983	4,202242	3,492908

Για $T_0=0,5\text{sec}$

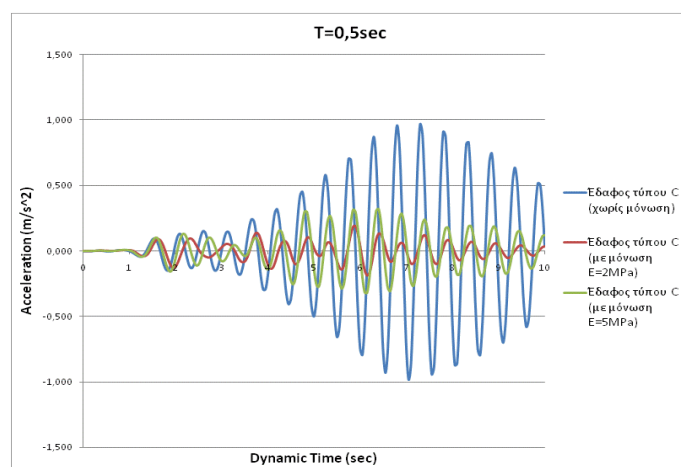
Για κτίριο με ιδιοπερίοδο $T_0=0,5\text{sec}$ η τοποθέτηση του μελετώμενου συστήματος μόνωσης έχει θετικά αποτελέσματα, για κάθε ένα από τα είδη εδάφους που εξετάζονται, γιατί με τη μετατόπιση της περιόδου του συστήματος αποφεύγεται η ταύτιση με τις μέγιστες τιμές της διέγερσης. Καλύτερη επιλογή αποτελεί η μόνωση με $E=2\text{MPa}$, η οποία έχει μεγάλη επίδραση στη μείωση της ενίσχυσης στην κορυφή του κτιρίου, ιδιαίτερα για έδαφος τύπου C κατά τον Ευρωκώδικα. Εκτός από τη μείωση του συντελεστή ενίσχυσης, παρατηρούνται και μετατοπίσεις στις χρονοϊστορίες και τα φάσματα απόκρισης. Τα παραπάνω ευρήματα παρουσιάζονται στις Εικόνες 6.73 έως και 6.78 και στον Πίνακα 6.13.



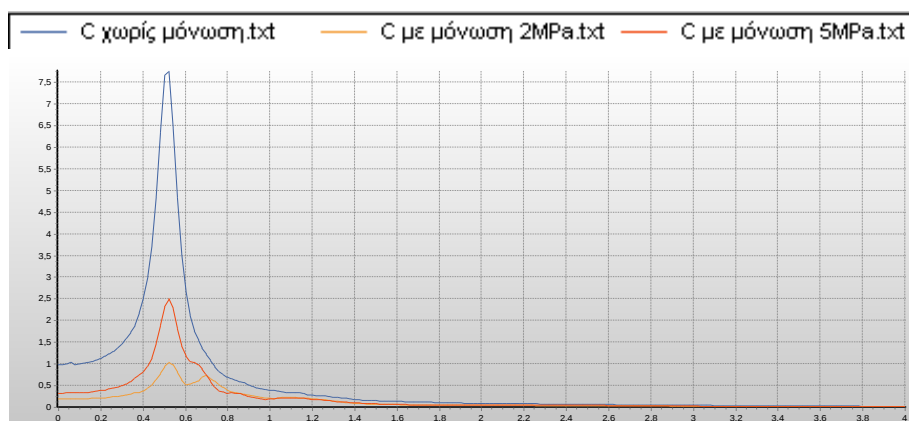
Εικόνα 6.73: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



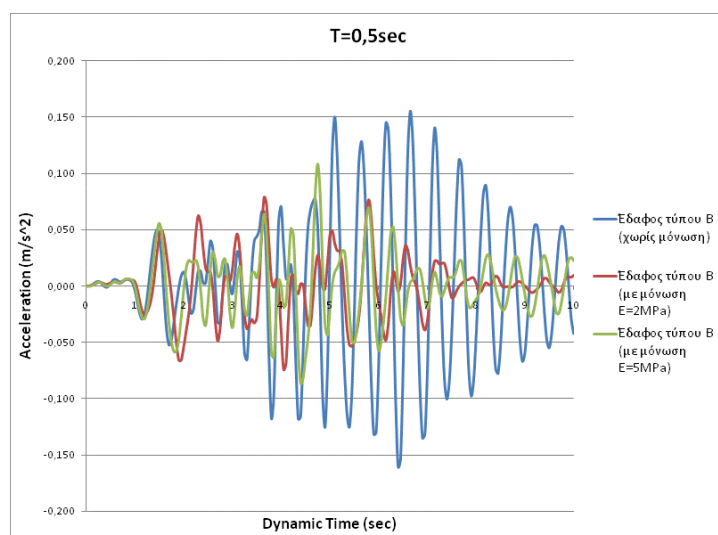
Εικόνα 6.74: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.75: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.76: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.77: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



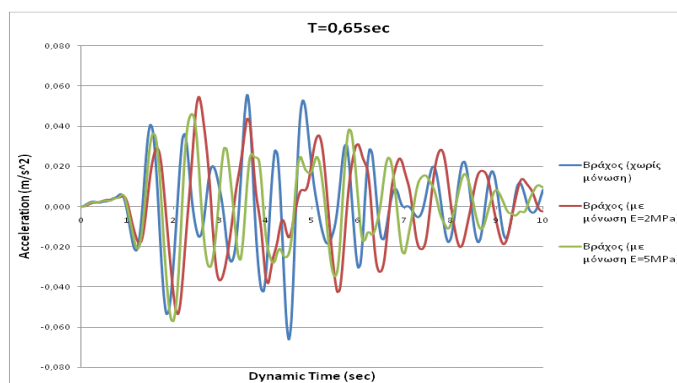
Εικόνα 6.78: Φάσμα απόκρισης κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.13: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,5\text{sec}$.

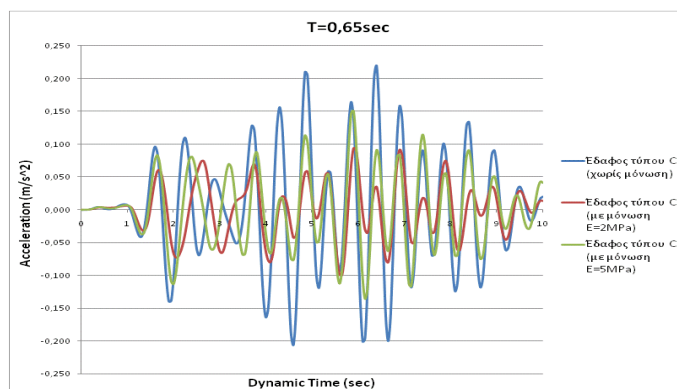
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	3,091805	1,136399	1,136436
Τύπου C	-	27,70478	3,898087	3,850568
Τύπου B	-	4,419654	3,826281	3,797376
Βράχος	E=2MPa	1,553716	2,325278	1,133646
Τύπου C	E=2MPa	5,378241	3,63632	3,643503
Τύπου B	E=2MPa	2,242053	14,78433	3,517138
Βράχος	E=5MPa	1,911844	1,451344	1,129264
Τύπου C	E=5MPa	9,185851	3,946005	3,80647
Τύπου B	E=5MPa	3,100186	4,981215	3,469818

Για $T_0=0,65\text{sec}$

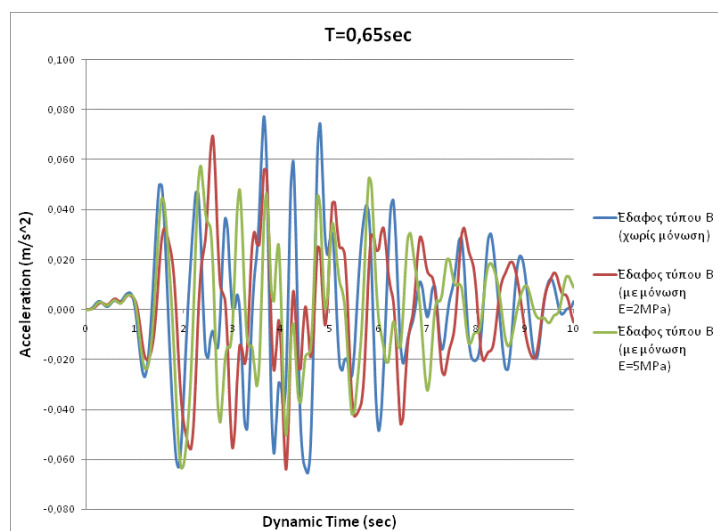
Για κτίρια με $T_0=0,65\text{sec}$ δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφοροποιήσεις εξαιτίας της τοποθέτησης της ελαστικής μόνωσης, πράγμα που γίνεται αντιληπτό τόσο από τις Εικόνες 6.79 έως και 6.81, όσο και από τον Πίνακα 6.14.



Εικόνα 6.79: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.80: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.81: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου Β, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Πίνακας 6.14: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=0,65\text{sec}$.

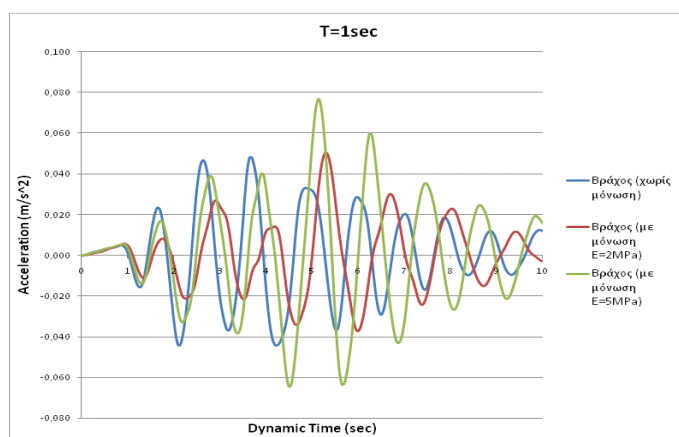
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	1,586654	1,137773	1,13746
Τύπου C	-	6,255473	3,686832	3,710349
Τύπου B	-	2,201312	3,921832	3,877164
Βράχος	E=2MPa	1,560979	1,479932	1,132058
Τύπου C	E=2MPa	2,665723	5,017303	3,944237
Τύπου B	E=2MPa	1,98089	7,904666	3,087928
Βράχος	E=5MPa	1,313941	1,646163	1,130539
Τύπου C	E=5MPa	4,293061	4,445138	3,917642
Τύπου B	E=5MPa	1,641887	6,25114	3,312011

Πίνακας 6.15: Συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors) για $T=1,0\text{sec}$.

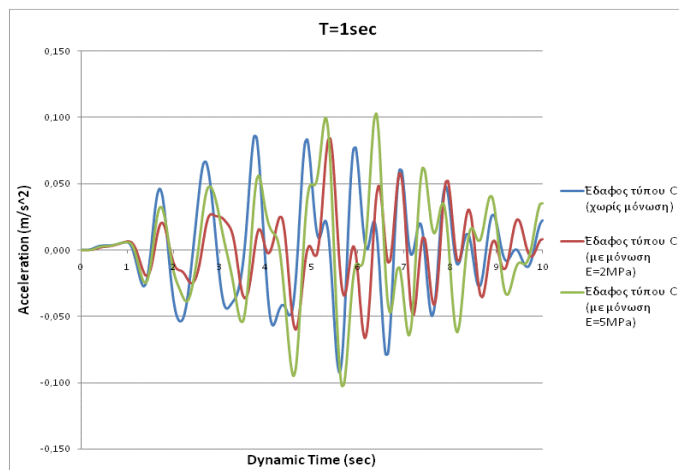
Έδαφος	Μόνωση	AF1 (Κορυφή)	AF2 (Δάπεδο)	AF3 (Βάση Μόνωσης)
Βράχος	-	1,371571	1,136764	1,135724
Τύπου C	-	2,447572	4,065871	4,033317
Τύπου B	-	1,745887	3,979926	3,885801
Βράχος	E=2MPa	1,441444	2,081081	1,12701
Τύπου C	E=2MPa	2,397568	13,20098	4,266208
Τύπου B	E=2MPa	1,437165	4,14868	3,041293
Βράχος	E=5MPa	2,185124	2,224641	1,128617
Τύπου C	E=5MPa	2,929865	5,8414	4,33428
Τύπου B	E=5MPa	2,389042	9,256402	2,505784

Για $T_0=1\text{sec}$

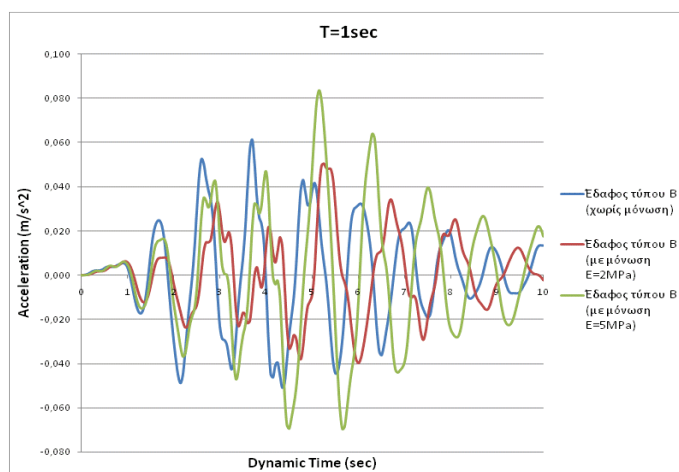
Για κτίρια με $T_0=1,0\text{sec}$, ομοίως όπως πριν, δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφοροποιήσεις εξαιτίας της τοποθέτησης της ελαστικής μόνωσης, πράγμα που γίνεται αντιληπτό τόσο από τις Εικόνες 6.82 έως και 6.84, όσο και από τον Πίνακα 6.15. Γενικά, για αυτές τις τιμές δεν παρατηρούνται μεγάλη διαφοροποίηση στις φασματικές επιταχύνσεις για μικρές μεταβολές της περιόδου του συστήματος κι αυτό εξηγεί την προκύπτουσα κατάσταση.



Εικόνα 6.82: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε βράχο, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.83: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου C, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 6.84: Χρονοϊστορία κορυφής κτιρίου τοποθετημένου σε έδαφος τύπου B, για διαφορετικούς τύπους σεισμικής μόνωσης.

Συνοψίζοντας την παρουσίαση των αποτελεσμάτων της πολυπαραμετρικής διερεύνησης, προέκυψε ότι είναι δυνατόν υπό συγκεκριμένες συνθήκες και προϋποθέσεις, η χρήση του προτεινόμενου συστήματος μόνωσης χαμηλού κόστους να βελτιώσει τη σεισμική απόκριση της εξεταζόμενης κατασκευής, όμως μπορεί και να δράσει επιβαρυντικά. Η βελτίωση ή η επιβάρυνση της καταπόνησης προκύπτει μέσω της μεταβολής της ιδιοπεριόδου του συστήματος «θεμελίωση-ανωδομή» και εξαρτάται από τη δεσπόζουσα περίοδο και το συχνотικό περιεχόμενο της διέγερσης, καθώς και τις τοπικές εδαφικές συνθήκες για το αν θα έχει τελικά θετικά ή αρνητικά αποτελέσματα. Συνεπώς, είναι προφανές ότι η εφαρμογή της εν λόγω μεθόδου θα πρέπει να εξετάζεται προσεκτικά και ανά περίπτωση.

Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε μια αριθμητική διερεύνηση της χρήσης ανακυκλωμένων ελαστικών οχημάτων σε συστήματα σεισμικής μόνωσης, με σκοπό την ελάττωση της καταπόνησης των κατασκευών. Η χρήση των ελαστικών σε συστήματα μόνωσης αποτελεί πολύ καλή πρόταση, προκειμένου να μειωθεί ο όγκος των απορριπτόμενων ελαστικών, πράγμα που θα αποφέρει περιβαλλοντικό όφελος, και να μειωθεί το κόστος κατασκευής των συστημάτων αυτών. Σημαντικό ρόλο σε αυτή την πρόταση διαδραμάτισαν οι μηχανικές ιδιότητες του ελαστικού που του επιτρέπουν να απορροφά μεγάλα ποσά ενέργειας. Ωστόσο, πρέπει να διεξαχθεί ενδελεχής οικονομοτεχνική μελέτη πριν την τοποθέτηση των συστημάτων σε κτιριακές κατασκευές.

Η προτεινόμενη μέθοδος αποτελείται από ένα στρώμα μίγματος ελαστικού-καουτσούκ, πάχους 50cm ή 1m, που αντικαθιστά τη συμβατική θεμελίωση του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Εξετάστηκαν πολλές περιπτώσεις συνδυασμού των παραμέτρων των προσομοιωμάτων κατά την αριθμητική διερεύνηση, με χρήση του λογισμικού PLAXIS.

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, προκύπτουν επιγραμματικά τα εξής:

- Η χρήση ανακυκλωμένων ελαστικών οχημάτων στο σύστημα σεισμικής μόνωσης είναι πιθανό να επιδράσει θετικά στην απόκριση της κατασκευής.

- Η βελτίωση της απόκρισης πραγματοποιείται με αύξηση της θεμελειώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος θεμελίωσης-ανωδομής και βασίζεται στη μείωση των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στην ανωδομή.
- Η αποδοτικότητα της μεθόδου εξαρτάται από την αρχική ιδιοπερίοδο της κατασκευής, τις τοπικές εδαφικές συνθήκες και τη μορφή του φάσματος της παρούσας διέγερσης.
- Σε πολύ άκαμπτες κατασκευές ή/και εδάφη (όπου η ιδιοπερίοδος είναι αρκετά μικρότερη από αυτή των φασμάτων σχεδιασμού), η εφαρμογή σεισμικής μόνωσης πρέπει να αποφεύγεται, γιατί μετακινώντας την ιδιοπερίοδο της κατασκευής είναι πολύ πιθανό να την οδηγήσει σε συντονισμό.
- Σε εύκαμπτες κατασκευές η χρήση μεθόδων σεισμικής μόνωσης επιδρά θετικά, ωστόσο από ένα σημείο και μετά η βελτίωση της απόκρισης ελαττώνεται.
- Η βέλτιστη χρήση λαμβάνει χώρα σε κατασκευές με ιδιοπερίοδο κοντινή (ή και λίγο μικρότερη) σε αυτή των φασμάτων σχεδιασμού, όπου μετακινώντας την ιδιοπερίοδο απομακρυνόμαστε από την επικίνδυνη περιοχή.

Η προκαταρκτική διερεύνηση έδειξε ότι η χρήση ανακυκλωμένων ελαστικών οχημάτων στο προτεινόμενο σύστημα μόνωσης, ενδέχεται να βελτιώσει τη σεισμική απόκριση των κατασκευών στις οποίες εφαρμόζεται. Όμως για να γίνει αυτό απαιτείται προσεκτική μελέτη και σχεδιασμός, όπου θα λαμβάνονται υπόψη η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, οι τοπικές εδαφικές συνθήκες και το σύννηθες συχνοτικό περιεχόμενο των σεισμικών διεγέρσεων που εμφανίζονται στην περιοχή. Ακόμα πρέπει να τονιστεί ότι τα αποτελέσματα της διερεύνησης δεν μπορούν να γενικευτούν και πρέπει κάθε περιπτώσεις να εξετάζεται ενδελεχώς.

Καλό θα ήταν να υπάρξει περαιτέρω μελέτη στο θέμα της σεισμικής μόνωσης με μίγμα εδάφους-καουτσούκ, καθώς υπό τις προϋποθέσεις που προαναφέρθηκαν προσφέρει θετικά αποτελέσματα. Επίσης, πρέπει να αντιμετωπιστεί αναλυτικότερα το θέμα του αντισεισμικού σχεδιασμού κατασκευών, γιατί σε αρκετά σημεία ο Ε.Α.Κ.-2000 και λιγότερο ο Ευρωκώδικας 8, προτείνουν υπεραπλουστευμένες διαδικασίες

σχεδιασμού. Τέλος, για να εξαχθούν πιο ασφαλή συμπεράσματα, θα πρέπει να γίνει και πειραματική διερεύνηση, καθώς και υπολογιστική διερεύνηση που θα λαμβάνει υπόψη και τη μη-γραμμικότητα των υλικών.

Α. Ελληνική βιβλιογραφία

Αντωνάκος Γ., “Μελέτη των εδαφικών ιδιοτήτων, μετά τη χρήση μεταχειρισμένων ελαστικών και των επιπτώσεων σε γεωργικές καλλιέργειες και στο περιβάλλον”, Μεταπτυχιακή διατριβή, Γεωπονικό Πανεπιστήμιο Αθηνών, Αθήνα 2010.

Γκάρτζιος Χ., Κάλλιος Α., “Σεισμική μόνωση υφιστάμενων κατασκευών”, Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα Φεβρουάριος 2006.

Δελής Β., “Ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών με αποσβεστήρες τριβής”, 17ο Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα Φεβρουάριος 2011.

Δημούδης Β., “Διερεύνηση της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης στη συμπεριφορά διώροφης λίθινης κατασκευής έναντι σεισμών εγγύς πεδίου”, Μεταπτυχιακή εργασία Ε.Μ.Π., Αθήνα 2011.

Έγκριση ΣΣΕΔ Eco-Elastika, ΦΕΚ 1145, Τεύχος Δεύτερο, Αθήνα 2004.

Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.-2000)”, ΟΑΣΠ, 2001.

Κανακόπουλος Δ., “Ολοκληρωμένες εγκαταστάσεις ανακύκλωσης ελαστικών”, Συνέδριο HELECO-05, ΤΕΕ, Αθήνα Φεβρουάριος 2005.

ΚΥΑ 50910/2727, ΦΕΚ 1909, Τεύχος Δεύτερο, Αθήνα 2003.

Κωμοδρόμος Π., “Σημειώσεις μαθήματος: Προχωρημένη Ανάλυση Κατασκευών με Η/Υ”, Πανεπιστήμιο Κύπρου, Λευκωσία 2012.

Νόμος Υπ. Αριθμ. 2939, ΦΕΚ 179, Τεύχος Πρώτο, Αθήνα 2001.

- Ξηρογιάννης Γ., “Ανάλυση συμπεριφοράς συστημάτων σεισμικής μόνωσης βάσης για ισχυρές εδαφικές κινήσεις”, Μεταπτυχιακή Διατριβή Π.Κ., Χανιά Οκτώβριος 2004.
- Προεδρικό Διάταγμα Υπ. Αριθμ. 109, ΦΕΚ 75, Τεύχος Πρώτο, Αθήνα 2004.
- Σαρακατσάνος Χ., “Ενίσχυση σκυροδέματος με ανακυκλωμένα ελαστικά οχημάτων”, Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά 2009.
- Ψυχάρης Γ., “Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας”, Ε.Μ.Π., Αθήνα 2008.

B. Ξένη βιβλιογραφία

- Birkholz A., Belton K., Guidotti T., “Toxicological evaluation for the hazard assessment of tire crumb for use in public playgrounds”, July 2003.
- Doudoumis I., Papadopoulos P., and Papaliangas T., “Low-cost base isolation system on artificial soil layers with low shearing resistance”, Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering (Paper Reference661), 2002.
- Edil T. and Bosscher P., “Engineering properties of tire-chips and soil mixtures”, Journal of Geotechnical Testing, 17, 453–464, 1994.
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance”, European Committee for Standardization, Brussels, December 2003.
- Feng Z.Y., and Sutter K.G., “Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures”, Journal of Geotechnical Testing, 23(3) 338-344, 2000.
- Freilich B. and Zornberg J.G., “Mechanical Properties of Tire Bales for Highway Applications”, Report No. FHWA/TX-10/0-5517-1, Texas Department of Transportation, Austin, Texas, 2009.
- Lee J.H., Salgado R., Bernal A., and Lovell C.W., “Shredded tires and rubbersand as lightweight fill”, Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125(2), 132–41, 1999.
- Mavronicola E., Komodromos P., Charmpis D.C., “Numerical Investigation of potential usage of rubber-soil mixtures as a distributed seismic isolation approach”, paper of 10th international conference on computational structures technology, Stirlingshire, Scotland, 2010.

- Mishra H.K., Igarashi A., and Matsushima H., “Finite element analysis and experimental verification of the scrap tire rubber pad isolator”, *Bulletin Earthquake Eng* 11, 687–707, 2013.
- Morgan T., “An introduction to seismic isolation: A little theoretical, mostly practical”, Utah State University, Logan, UT, June 2008.
- NEHRP Recommended Provisions: Design Examples”, FEMA 451, 2006.
- Pipilikaki P., Katsioti M., Papageorgiou D., Fragoulis D., Chaniotakis E., “Use of tire derived fuel in clinker burning”, NTUA, Athens 2005.
- Pitilakis K., Anastasiadis A., Pitilakis D., Trevelopoulos K. and Senetakis K. (2010), “Elastic Demand Spectra”, in Fardis M.N. (ed.), *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering*, Springer Book Series Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering No. 13, Chapter 9, pp.89-99.
- Senetakis K., Anastasiadis A., Trevelopoulos K. and Pitilakis K., “Dynamic response of SDOF systems in soil replaced with sand/rubber mixture”, in Proceedings of the COMPDYN 2009, in Proceedings of 2nd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 22-24 June, Rhodes, Greece, 2009.
- Topcu I.B. and Avcular N., “Analysis of rubberized concrete as a composite material”, *Cement and Concrete Research*, 27(8), 1135–1139, 1997.
- Tsang H.-H., “Seismic isolation by rubber-soil mixtures for developing countries”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 283-303, 2008.
- Tsompanakis Y. Psarropoulos P.N. and Drosos V., “Numerical investigation of an elastic foundation method for buildings”, Research Project Report, Technical University of Crete, Chania, Greece, 2011.
- Turer A. and Ozden B., “Seismic base isolation using low-cost scrap tire pads (STP)”, *Materials and Structures*, 41, 891-908, 2008.
- Xiao H., Butterworth J., and Larkin T., “Low-technology techniques for seismic isolation”, Proceedings of the New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference (Paper Reference 36), 2004.
- Yegian M., and Catan M., “Soil isolation for seismic protection using a smooth synthetic liner”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 113(11), 1131–1139, 2004.

- Yegian M., and Kadakal U., “Foundation isolation for seismic protection using a smooth synthetic liner”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 130(11), 1121–1130, 2004.
- Yegian M., and Lahlaf A., “Dynamic interface shear strength properties of geomembranes and geotextiles”, *Journal of Geotechnical Engineering*, 118 (5), 760–779, 1992.