

ΤΕΙ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε

Πτυχιακή Εργασία:
**Συνεισφορά Παθητικών Συστημάτων στον Έλεγχο
Ταλαντώσεων Κατασκευών**



ΦΟΙΤΗΤΗΣ:
ΧΑΤΖΙΡΑΙ ΕΡΓΚΙΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:
ΔΡ. ΑΓΓΕΛΙΚΗ ΠΑΠΑΛΟΥ

ΠΑΤΡΑ, 2016



ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία ασχολείται με τα παθητικά συστήματα ελέγχου σεισμικής απόκρισης των κατασκευών (Systematic Rehabilitation). Με την εφαρμογή τους τροποποιείται η συμπεριφορά των κατασκευών κατά τη διάρκεια σεισμικών διεργάσεων, ώστε να προλαμβάνονται ή να ελαχιστοποιούνται οι ενδεχόμενες ζημιές.

Στο πρώτο μέρος της εργασίας αυτής γίνεται σύντομη αναφορά στα χαρακτηριστικά των κυρίων σεισμικών μεθόδων ελέγχου, οι οποίες είναι τα Ενεργητικά (Active) και Παθητικά (Passive) συστήματα. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται πιο αναλυτικά τα παθητικά συστήματα ελέγχου και οι κατηγορίες τους (Σεισμική Μόνωση, Συσκευές Απόσβεσης Ενέργειας). Γίνεται εκτεταμένη παρουσίαση των εξής συστημάτων σεισμικής μόνωσης: (i) Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα (Laminated Rubber Bearings) και (ii) Εφέδρανα Ολίσθησης (Sliding Bearings).

Επιπρόσθετα, προβάλλεται η νομοθεσία που αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών με τη χρήση εφεδράνων και τα βήματα, σύμφωνα με τα Ευρωπαϊκά πρότυπα, διεξαγωγής σχετικής μελέτης. Στο τελευταίο μέρος της πτυχιακής εργασίας παρουσιάζονται εργαστηριακές δοκιμές δυναμικής απόκρισης κτιριακών κατασκευών - μοντέλων, χωρίς και με τη χρήση παθητικών συστημάτων, καθώς και τα συμπεράσματα για τη μελλοντική τους χρήση.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Είμαι άρρητα ευγνώμων για την αφοσίωση και τη ψυχική υποστήριξη της καθηγήτριας Δρ. Α. Παπαλού, η οποία με παρότρυνε να ασχοληθώ με αυτόν τον ιδιαίζοντα κλάδο της αντισεισμικής μηχανικής, καθώς και οι γνώσεις της είχαν τελεσφόρο συμβολή στην υλοποίηση της παρούσας εργασίας.

Επιπλέον, θέλω να ευχαριστήσω θερμά την οικογενειά μου που ήταν ατέρμονος αρωγός όλα αυτά τα έτη.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	ii
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	iii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	iv
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ	vii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	x
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 Σεισμικά Φορτία	1
1.2 Ενεργητικά Συστήματα.....	2
1.3 Παθητικά Συστήματα.....	2
2. ΠΑΘΗΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΕΛΕΓΧΟΥ	4
2.1 Σεισμική Μόνωση και Αναγκαιότητα	4
2.2 Βασικές Αρχές Σεισμικής Μόνωσης	5
2.3 Εφαρμογές και Παραδείγματα στον Ελλαδικό Χώρο	7
3. ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ	11
3.1 Εισαγωγή	11
3.2 Ιξώδεις και Ιξοελαστικοί Αποσβεστήρες.....	11
3.3 Αποσβεστήρες Τριβής	14
3.4 Μεταλλικοί Αποσβεστήρες.....	15
3.5 Αποσβεστήρες με Σωματίδια	16
3.6 Συντονισμένοι Αποσβεστήρες Μάζας	18
4. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΒΑΣΗΣ	20
4.1 Εισαγωγή	20
4.2 Γραμμική Θεωρία Σεισμικής Μόνωσης	20
4.3 Εξισώσεις Κίνησης M - Βαθμών Ελευθερίας.....	23
4.4 Ιδιομορφική Ανάλυση Συστήματος M - Βαθμών Ελευθερίας	24
4.5 Ελαστομερή Εφέδρανα (Elastomeric Bearings).....	26
4.5.1 Φυσικά και Συνθετικά Εφέδρανα Χαμηλής Απόσβεσης (NR)	27
4.5.2 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα LRB	28
4.5.3 Φυσικά Εφέδρανα Υψηλής Απόσβεσης (HDNR)	29
4.6 Εφέδρανα Ολίσθησης (Sliding Bearings).....	29
4.6.1 Σύστημα TASS	30
4.6.2 Σύστημα Μόνωσης Βάσης Επανακτικότητας - Τριβής (Resilient - Friction Base Isolation)	30
4.6.3 Εφέδρανα Κύλισης (Rolling - Type Bearings)	31
4.6.4 Συστήματα Εκκρεμούς Τριβής (Friction Pendulum Systems)	32
4.6.5 Εφέδρανα EradiQuake (EradiQuake Isolation Bearing System).....	33

4.7 Λοιπά Συστήματα	35
4.7.1 Συστήματα Τύπου Ελατηρίων (Spring Type Systems)	35
4.7.2 Σύστημα Σωληνωτών Πασσάλων (Sleeved - Pile Isolation System)	35
4.7.3 Συστήματα Λικνίσματος (Rocking Systems)	36
4.7.4 Κινηματική Σεισμική Μόνωση KF (Kinematic Base Isolation - KF)	37
4.7.5 Εφέδρανα Αέρος (Air Bearings).....	38
5. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ	41
5.1 Ελαστομερή Εφέδρανα Χαμηλής ή Υψηλής Απόσβεσης	41
5.2 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα LRB.....	45
5.3 Ευστάθεια Ελαστομερικών Εφεδράνων	46
5.4 Εφέδρανα Ολίσθησης (Friction Pendulum Bearings)	48
6. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	57
6.1 Εισαγωγή - Ευρωκώδικας 8	57
6.2 Εδαφικές Συνθήκες και Σεισμική Δράση	57
6.2.1 Κατηγορία Εδάφους.....	57
6.2.2 Σεισμικές Ζώνες - Εδαφική Επιτάχυνση	60
6.2.3 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης	61
6.2.4 Οριζόντια Συνιστώσα Σεισμικής Φόρτισης	61
6.2.5 Κατακόρυφη Συνιστώσα Σεισμικής Φόρτισης	62
6.2.6 Εδαφική Μετακίνηση Σχεδιασμού	63
6.2.7 Ανελαστικό Φάσμα Απόκρισης	63
6.2.8 Υπολογισμός Μαζών	64
6.2.9 Υπολογισμός Μετακινήσεων	64
6.3 Σεισμική Μόνωση	64
6.3.1 Θεμελιώδεις Απαιτήσεις	64
6.3.2 Κριτήρια Συμμόρφωσης	65
6.3.3 Γενικές Διατάξεις Στοιχείων Μόνωσης	66
6.3.4 Έλεγχος Ανεπιθύμητων Κινήσεων	66
6.3.5 Έλεγχος Διαφορικών Σεισμικών Εδαφικών Κινήσεων	66
6.3.6 Σεισμική Δράση	66
6.3.7 Συντελεστής Συμπεριφοράς	66
6.3.8 Ιδιότητες Συστήματος Μόνωσης	66
7. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΟΝΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ.....	68
7.1 Προκαταρκτικά Βήματα	68
7.2 Τελικά Βήματα	70
8. ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ	72
8.1 Εισαγωγικά Στοιχεία.....	72

8.2 Ελαστομερές Εφέδρανο	74
8.3 Ελαστομεταλλικό Εφέδρανο	83
8.4 Ελαστομεταλλικό Εφέδρανο με Παρουσία Ελατηρίου	89
8.5 Εφέδρανα Ολίσθησης με Ρόδες	91
8.6 Εφέδρανα Ολίσθησης με Σωματίδια	97
9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	104
10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	106

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1 Μορφολογία σεισμικών κυμάτων.....	1
Σχήμα 1.2 Διάγραμμα λειτουργίας των ενεργητικών συστημάτων ελέγχου.....	2
Σχήμα 1.3 Διάγραμμα λειτουργίας των παθητικών συστημάτων ελέγχου.....	3
Σχήμα 2.1 Απόκριση συμβατικού και σεισμικά μονωμένου κτιρίου με την παρουσία ελαστομερών εφεδράνων.....	4
Σχήμα 2.2 Μεταβολή της τέμνουσας δύναμης με την προσαύξηση της περιόδου	6
Σχήμα 2.3 Φασματική απόκριση με την αύξηση της απόσβεσης.....	6
Σχήμα 2.4 Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών.....	7
Σχήμα 2.5 Εφέδρανα ολίσθησης (Friction Pendulum) και οι θέσεις τους	8
Σχήμα 2.6 Νέο Μουσείο Ακρόπολης Αθηνών.....	8
Σχήμα 2.7 Εφέδρανα Ολίσθησης (Friction Pendulum).....	9
Σχήμα 2.8 Γέφυρα Ρίο - Αντίρριο (αριστερά) και υδραυλικοί αποσβεστήρες (δεξιά).....	9
Σχήμα 2.9 Θέσεις εφεδράνων ολίσθησης (αριστερά) και κάτοψη με τα εφέδρανα καθ' εαυτά στο χώρο του έργου	10
Σχήμα 3.1 Αποσβεστήρες ιξώδους υγρού (πάνω) και δομή αποσβεστήρα ιξώδους υγρού (κάτω)	11
Σχήμα 3.2 Ιξοελαστικοί αποσβεστήρες	13
Σχήμα 3.3 Ιδανικά διάγραμμα δύναμης - μετατόπισης για ιξοελαστικούς και ιξώδους υγρού αποσβεστήρες	13
Σχήμα 3.4 Αποσβεστήρες τριβής	14
Σχήμα 3.5 Ιδανικό διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης για αποσβεστήρες τριβής.....	14
Σχήμα 3.6 Ιδανικό διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης για μεταλλικούς αποσβεστήρες.....	15
Σχήμα 3.7 Μεταλλικοί αποσβεστήρες τριγωνικής μορφής (αριστερά) και μορφής - U (δεξιά).....	16
Σχήμα 3.8 Μοντέλο σωματιδίου αποσβεστήρα (αριστερά) και κατάσταση επαφής (δεξιά).....	17
Σχήμα 3.9 Σωματίδια αποσβεστήρες εντός σφονδύλου κίονος.....	17
Σχήμα 3.10 (α) Απλός δυναμικός αποσβεστήρας, (β) Σύνθετος, με την ύπαρξη και απόσβεσης.....	18
Σχήμα 3.11 Παράδειγμα χρήσης δυναμικού αποσβεστήρα - Tuned Mass Damper	19
Σχήμα 4.1 Σύστημα δύο βαθμών ελευθερίας.....	20
Σχήμα 4.2 Εφαρμογή ελαστομερών εφεδράνων σε διαφόρους τύπους γεφυρών.....	26
Σχήμα 4.3 Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης.....	27
Σχήμα 4.4 Εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου.....	28
Σχήμα 4.5 Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης.....	29
Σχήμα 4.6 Εφέδρανο ολίσθησης τύπου επανακτικότητας - τριβής	31
Σχήμα 4.7 Σχηματική απεικόνιση εφεδράνου κύλισης (αριστερά) και εξωτερικές δυνάμεις κατά την κύλιση (δεξιά).....	31
Σχήμα 4.8 Εφέδρανο ολίσθησης Friction Pendulum.....	33
Σχήμα 4.9 Εφέδρανα EradiQuake.....	34
Σχήμα 4.10 Εφέδρανο τύπου ελατηρίων - GERB.....	35
Σχήμα 4.11 Μόνωση βάσης με πασσάλους με συμπληρωματικούς αποσβεστήρες (αριστερά) και με μίγμα εδάφους - ελαστομερούς (δεξιά).....	36
Σχήμα 4.12 Γέφυρα του νότιου Rangitikei ποταμού.....	37
Σχήμα 4.13 Ένα τυπικό κινηματικό σύστημα KF	38
Σχήμα 4.14 Τμήμα σεισμικά μονωμένου κτιρίου σε κινηματικές βάσεις	38

Σχήμα 4.15 Σχηματική αναπαράσταση του όλου συστήματος μόνωσης με εφέδρανα αέρος.....	39
Σχήμα 4.16 Εφέδρανα αέρος.....	40
Σχήμα 5.1 Μείωση του μέτρου θλίψεως E_C για δακτυλιοειδή ελαστομερή στρώματα, εφόσον είναι ανάλογο του συντελεστή λ	42
Σχήμα 5.2 Διατμητικές τάσεις παραγόμενες από θλίψη.....	43
Σχήμα 5.3 Ελαστομερές στρώμα κάτω από την επίδραση καθαρής κάμψης.....	44
Σχήμα 5.4 Οριακές συνθήκες ενός μονωτήρα κάτω από κατακόρυφο φορτίο P.....	46
Σχήμα 5.5 Μηχανική της κατάστασης ‘rollout’ των εφεδράνων.....	48
Σχήμα 5.6 Ιδανική ισορροπία στο εφέδρανο ολίσθησης κατά τη μετακίνηση.....	49
Σχήμα 5.7 Εξιδανικευμένος υστερητικός βρόχος για το εφέδρανο ολίσθησης Friction Pendulum, όπως προκύπτει από τη σχέση 5.4.8.....	50
Σχήμα 5.8 Τομή ενός διπλού συστήματος Friction Pendulum	52
Σχήμα 5.9 Εξιδανικευμένος υστερητικός βρόχος για το διπλό εφέδρανο ολίσθησης Friction Pendulum, βασιζόμενος στη σχέση 5.4.26	54
Σχήμα 5.10 Δομικά στοιχεία ενός τριπλού εφεδράνου Friction Pendulum.....	55
Σχήμα 5.11 Σχηματική περιγραφή των μηχανισμών ολίσθησης ενός τρίπλου εφεδράνου Friction Pendulum	55
Σχήμα 6.1 Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού	61
Σχήμα 7.1 Συνολική μετατόπιση σχεδιασμού με την εμφάνιση μετακίνησης λόγω στρέψης	68
Σχήμα 8.1 (Α) Καθολική διάταξη συσκευών πριν τις δοκιμές, (Β) Μετρητές Laser, (Γ) Μετρητής Laser και μετρητής τύπου σύρματος, (Δ) - (Ε) Συστήματα λήψης δεδομένων από τις καταγραφές των συσκευών μέτρησης.....	73
Σχήμα 8.2 Κτιριακό μοντέλο χωρίς και με την επιπρόσθετη μάζα.....	73
Σχήμα 8.3 Θεωρητική απόκριση του μοντέλου χωρίς μεταποίηση της βάσης του (αριστερά) και απόκριση του μοντέλου με την παρουσία εφεδράνων (δεξιά).....	74
Σχήμα 8.4 Πειραματικός προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας, λόγου Poisson και κατά συνέπεια μέτρου διάτμησης στο εργαστήριο αναφορικά με τα φύλλα σιλικόνης.....	75
Σχήμα 8.5 Φύλλα σιλικόνης και η μετατροπή τους σε στρώσεις - εφέδρανα.....	77
Σχήμα 8.6 Τα εφέδρανα σιλικόνης τοποθετημένα μεταξύ μεταλλικών επιφανειών.....	78
Σχήμα 8.7 Βάση του μοντέλου (αριστερά) και το μοντέλο καθολικά (δεξιά).....	78
Σχήμα 8.8 Γραφήματα για αρμονικές διεργασίες 1 - 4 Hz.....	79
Σχήμα 8.9 Γραφήματα για αρμονικές διεργασίες 5 - 9 Hz.....	80
Σχήμα 8.10 Γραφήματα για αρμονικές διεργασίες 10 - 12 Hz και σεισμούς.....	81
Σχήμα 8.11 Γραφήματα για το σεισμό της Λευκάδας και διέργεση με τυχαίες συχνότητες.....	82
Σχήμα 8.12 Κατάσταση κατά τη διάρκεια λικνίσματος σε ένα άκρο του μοντέλου.....	83
Σχήμα 8.13 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο κατόπιν της κατασκευής του.....	84
Σχήμα 8.14 Γραφήματα για διεργασίες πολλαπλών, τυχαίων συχνοτήτων και τροποποιημένος σεισμός της Έδεσσας.....	85
Σχήμα 8.15 Γραφήματα για αρμονικές διεργασίες των 1 - 5 Hz.....	86
Σχήμα 8.16 Γραφήματα αρμονικών διεργασιών των 5 - 10 Hz.....	87
Σχήμα 8.17 Γραφήματα αρμονικών διεργασιών των 11 - 12 Hz.....	88
Σχήμα 8.18 Ελατήριο και στρώσεις ελαστομερούς.....	89
Σχήμα 8.19 Μορφολογία ελαστομεταλλικών ελατηρίων με ελατήριο.....	90
Σχήμα 8.20 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με ελατήριο πριν και κατά τη διάρκεια διέργεσης	90
Σχήμα 8.21 Δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την κίνηση του τροχού.....	91

Σχήμα 8.22 Τροχοί (πάνω εικόνα), ελατήρια (δεξιά) και το μοντέλο καθολικά (αριστερά) με τα εφέδρανα ολίσθησης	92
Σχήμα 8.23 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 1 - 5 Hz	93
Σχήμα 8.24 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 6 - 10 Hz.....	94
Σχήμα 8.25 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 11 - 12 Hz, πολλαπλών, τυχαίων συχνοτήτων και τροποποιημένος σεισμός Έδεσσας.....	95
Σχήμα 8.26 Γράφημα για τροποποιημένο σεισμό της Έδεσσας και του πηλίκου της σχετικής μετακίνησης προς την κίνηση της τράπεζας εν συναρτήσει των συχνοτήτων 1 - 12 Hz και των αντίστοιχων περιόδων.....	96
Σχήμα 8.27 Εφέδρανα ολίσθησης με σωματίδια.....	97
Σχήμα 8.28 Μοντέλο με τα εφέδρανα ολίσθησης και τα παρακείμενα ελατήρια.....	98
Σχήμα 8.29 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 1 – 5 Hz.....	99
Σχήμα 8.30 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 6 - 10 Hz.....	100
Σχήμα 8.31 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 11 - 15 Hz	101
Σχήμα 8.32 Γραφήματα για πολλαπλές, τυχαίες συχνότητες, τροποποιημένο σεισμό της Έδεσσας, καθώς και της σχετικής μετακίνησης προς την κίνηση της τράπεζας εν συναρτήσει των συχνοτήτων 1 - 15 Hz.....	102
Σχήμα 8.33 Γράφημα της σχετικής μετακίνησης προς την κίνηση της τράπεζας εν συναρτήσει των περιόδων για τις αντίστοιχες συχνότητες 1 - 15 Hz.....	103

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 6.1 Κατηγορίες Εδάφους.....	59
Πίνακας 6.2 Τιμές a_{gR}/g	60
Πίνακας 6.3 Τιμές Συντελεστή Σπουδαιότητας.....	60
Πίνακας 6.4 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους S	62
Πίνακας 6.5 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και κατακόρυφης επιτάχυνσης εδάφους.....	63
Πίνακας 6.6 Τιμές του συντελεστή φ	64
Πίνακας 8.1 Ποσοστά μείωσης της σχετικής μετακίνησης για αρμονικές διεργασίες από 1 - 12 Hz.....	97
Πίνακας 8.2 Ποσοστά μείωσης της σχετικής μετακίνησης για αρμονικές διεργασίες από 1 - 15 Hz.....	103

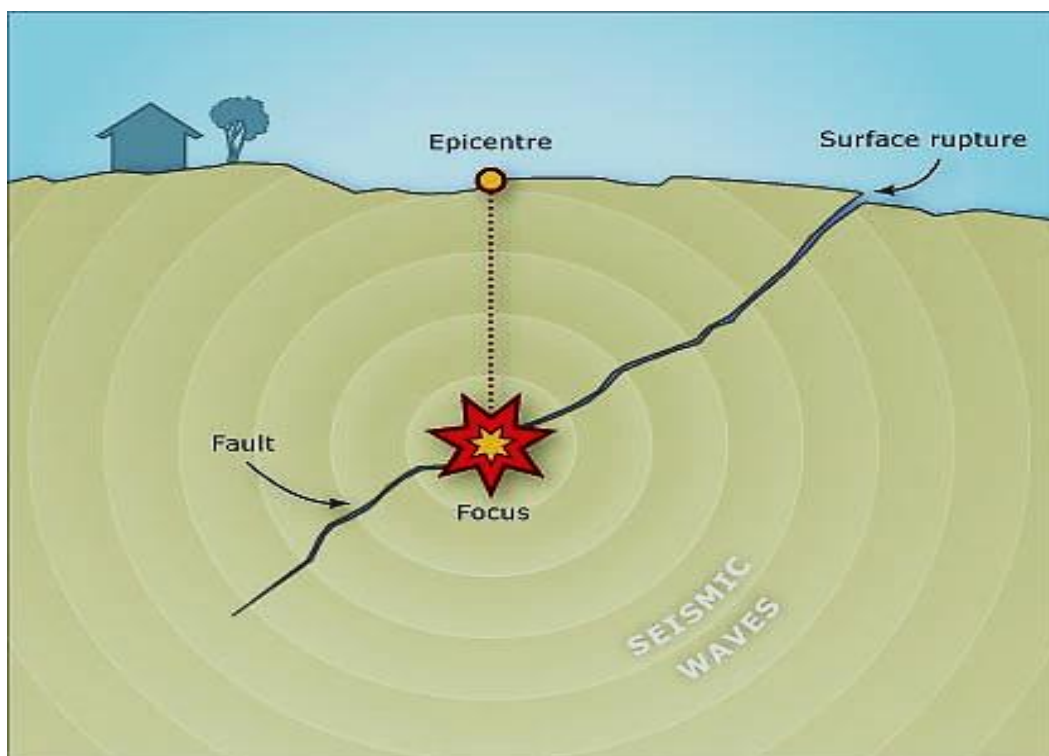
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Σεισμικά Φορτία

Ο σεισμός είναι ένα δυναμικό φαινόμενο ικανό για καταστρεπτικές συνέπειες στα κτίρια ή κατασκευές, που κατ' επέκταση οδηγεί σε υπέρογκες οικονομικές ζημιές. Στην Ελλάδα εκλύεται το 90 % της σεισμικής ενέργειας του Ευρωπαϊκού χώρου, ως απόρροια οι ανθρώπινες απώλειες να ανέρχονται κατά μέσο όρο στις 12 ζωές ανά έτος.

Πρόκειται για κύματα που μεταδίδονται ακτινωτά από το εσωτερικό της γης εξαιτίας διαρρήξεων πετρωμάτων (ρήγμα). Τα πετρώματα στο υπέδαφος κάμπτονται από τεκτονικές δυνάμεις ώσπου να ξεπεραστεί το όριο αντοχής τους και επέλθει διάρρηξη. Η διάρρηξη αυτή απελευθερώνει ενέργεια υπαίτια για τη δημιουργία σεισμικών κυμάτων. Το σημείο διάρρηξης ονομάζεται εστία του σεισμού και η προβολή της πάνω στην επιφάνεια της γης επίκεντρο. Η παραμορφωμένη περιοχή γύρω από το ρήγμα, πριν και μετά το σεισμό, χαρακτηρίζεται ως ο σεισμογόνος χώρος.

Ενδεικτικά, τα σεισμικά κύματα διακρίνονται ανάλογα με τον τρόπο διάδοσης, δηλαδή αναφορικά με την ταχύτητα και τη διεύθυνση διάδοσης, σε κύματα χώρου (εγκάρσια και διαμήκη) και σε επιφανειακά κύματα (Rayleigh, Love).



Σχήμα 1.1 Μορφολογία σεισμικών κυμάτων (www.teara.govt.nz).

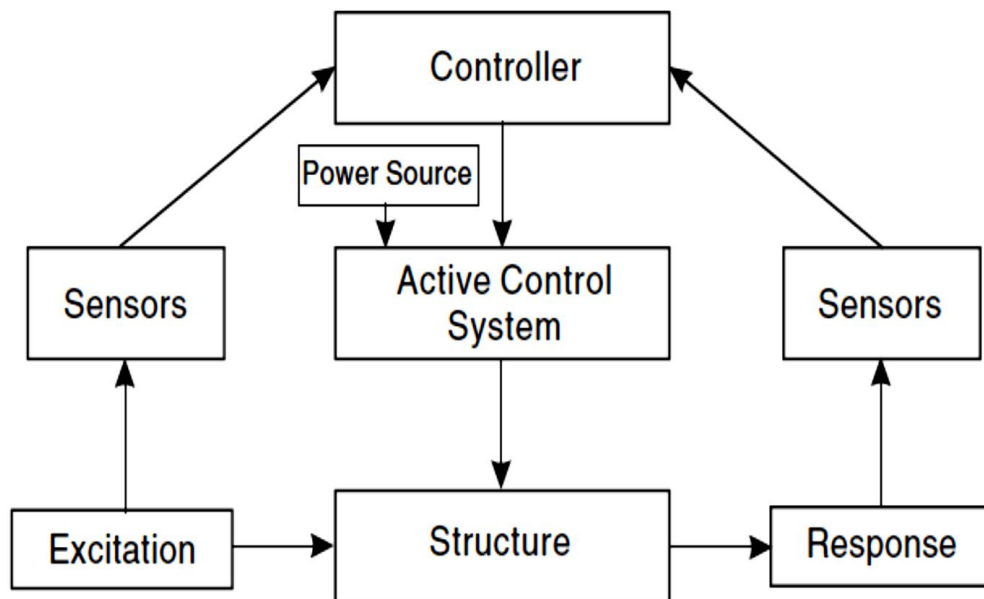
Ο σεισμός στις κατασκευές αντιμετωπίζεται είτε με συμβατικούς τρόπους που εκμεταλλεύονται την πλαστική συμπεριφορά των φερόντων στοιχείων της κατασκευής για την απόσβεση της εισερχόμενης σεισμικής ενέργειας είτε με μη συμβατικούς τρόπους. Οι μη συμβατικοί τρόποι αναφέρονται σε ειδικά συστήματα ελέγχου απόκρισης των κατασκευών.

Ο συμβατικός τρόπος αντιμετώπισης των σεισμικών δονήσεων περιγράφεται σε όλους τους αντισεισμικούς κανονισμούς. Στον μη συμβατικό τρόπο περιλαμβάνονται συστήματα που

χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο απόκρισης των κατασκευών. Αυτά χωρίζονται, κυρίως, σε δύο μεγάλες κατηγορίες: (a) τα Ενεργητικά και (b) Παθητικά συστήματα.

1.2 Ενεργητικά Συστήματα Ελέγχου

Τα ενεργητικά συστήματα ελέγχου (Active Control Systems) βασίζονται στην παροχή συνεχόμενης ενέργειας από εξωτερική πηγή. Είναι ικανά να ελέγχουν τη μετακίνηση, ταχύτητα και την επιτάχυνση της κατασκευής. Απαρτίζονται από υπολογιστές (Computers), ενεργοποιητές (Actuators) και αισθητήρες (Sensors) μέσω των οποίων ελέγχεται η αντίσταση ή κίνηση της κατασκευής σύμφωνα με την ένταση της εδαφικής κίνησης.



Σχήμα 1.2 Διάγραμμα λειτουργίας των ενεργητικών συστημάτων ελέγχου (Symans & Constantinou, 1995).

Με λίγα λόγια, η παρουσία ηλεκτρονικών συσκευών καθιστά ικανή την καταγραφή μετρήσεων από τον σεισμό και προσαρμογή της απόκρισης της κατασκευής σε κατάλληλα επίπεδα με αναπτύξη δυνάμεων ελέγχου (Control Forces) αντίθετες στην κίνησή της.

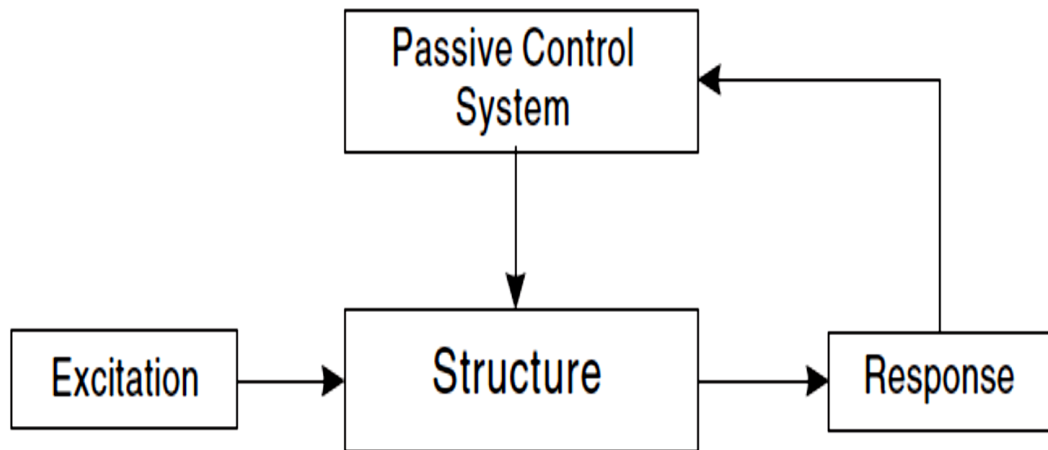
Ο σχεδιασμός τους είναι ανεξάρτητος από την εδαφική κίνηση και παράγοντες, όπως η αβεβαιότητα ή μη προβλεψιμότητα, είναι ασήμαντες κατά τη χρήση τους. Από την άλλη, λόγω της πολυπλοκότητάς τους πρόκεινται για δαπανηρά συστήματα.

1.3 Παθητικά Συστήματα Ελέγχου

Τα παθητικά συστήματα ελέγχου (Passive Control Systems) αξιοποιούν υλικά που έχουν την ιδιότητα να απορροφούν και να αποσβαίνουν την ενέργεια από τα σεισμικά κύματα σε συγκεκριμένα επίπεδα. Σε αντίθεση με τα ενεργητικά συστήματα ελέγχου, είναι ανεξάρτητα από εξωτερικές πηγές ενέργειας και για το λόγο αυτό είναι προτιμητέα, καθώς το κόστος εγκατάστασής τους είναι συγκριτικά μικρότερο.

Τα συστήματα αυτά ελέγχουν τις μετατοπίσεις της κατασκευής μέσα σε ορισμένα όρια με τη δημιουργία δυνάμεων ελέγχου με την κίνηση του δομήματος και σχεδιάζονται συναρτήσει του βαθμού προστασίας που απαιτείται για σεισμούς συγκεκριμένης έντασης.

Κατηγοριοποιούνται σε συσκευές απόσβεσης ενέργειας (Energy Dissipation Devices) και σε συστήματα μόνωσης βάσης των κατασκευών (Seismic Base Isolation). Συγκεκριμένα, συνήθη συστήματα που χρησιμοποιούνται ευρέως λόγω άμεσης και απλής εφαρμοσιμότητας, καθώς είναι πρακτικά τελεσφόρα.

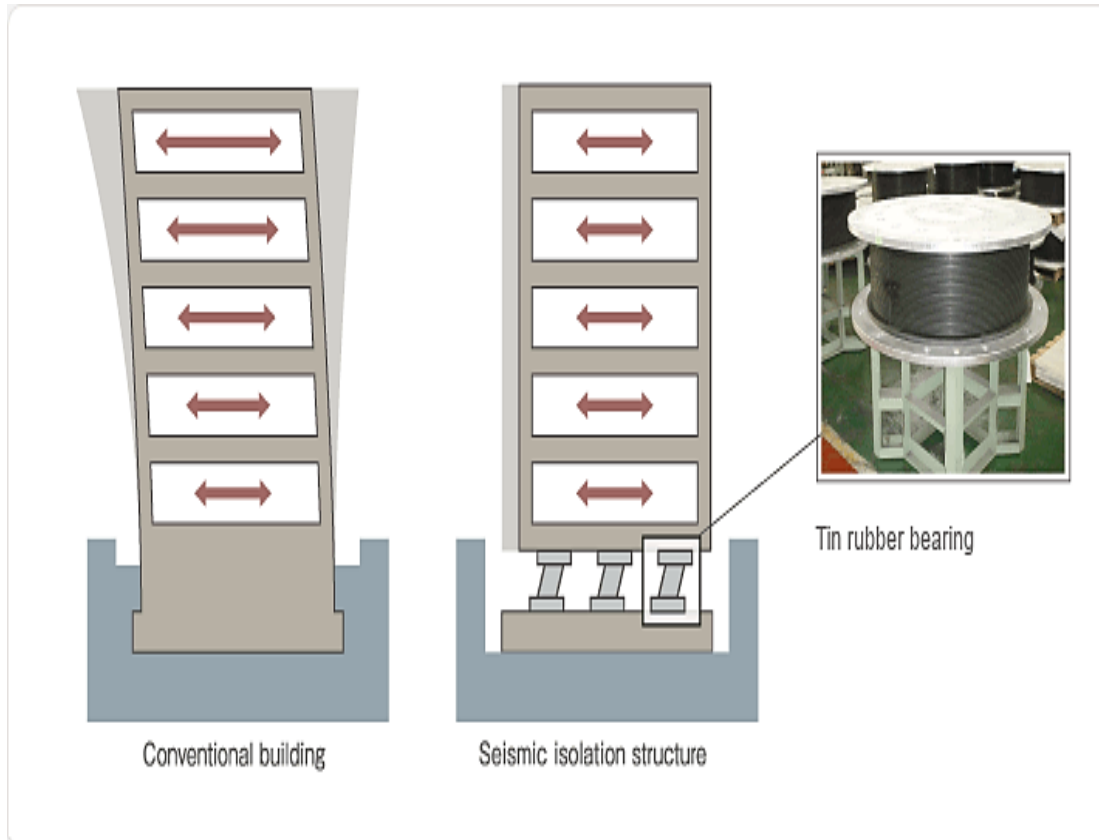


Σχήμα 1.3 Διάγραμμα λειτουργίας των παθητικών συστημάτων ελέγχου (Symans & Constantinou, 1995).

2. ΠΑΘΗΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΕΛΕΓΧΟΥ

2.1 Σεισμική Μόνωση και Αναγκαιότητα

Η σεισμική μόνωση και τα συστήματα απόσβεσης ενέργειας είναι μια εναλλακτική στρατηγική αντιμετώπισης ή πρόληψης των ολεθρίων συνεπειών από τις σεισμικές διεγέρσεις. Είναι σχετικά νέα και σύνθετη ιδέα, η οποία απαιτεί εκτεταμένο σχεδιασμό και λεπτομερή ανάλυση σε σύγκριση με τις συμβατικές μεθόδους προστασίας από τους σεισμούς. Τα παθητικά συστήματα ελέγχου μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε νέες, αλλά και σε υφιστάμενες κατασκευές.



Σχήμα 2.1 Απόκριση συμβατικού και σεισμικά μονωμένου κτιρίου με την παρουσία ελαστομερών εφεδράνων (*office.tatemono.com*).

Η σεισμική μόνωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τους εξής λόγους:

1. Σε υφιστάμενες κατασκευές, οι οποίες είναι ευάλωτες κάτω από την επίδραση σεισμικών φορτίων.
2. Στην περίπτωση ύπαρξης εναλλακτικών μορφών κατασκευών περιορισμένης πλαστιμότητας (π.χ με προκατασκευασμένο σκυρόδεμα) σε σειсмоγενή περιοχή.
3. Για την επίτευξη μείωσης των πλευρικών δυνάμεων σχεδιασμού.
4. Για τη θωράκιση του φέροντα οργανισμού της κατασκευής και των μη φερόντων στοιχείων (π.χ τοιχοποιίες πλήρωσης), τα οποία επιδρούν καθοριστικά στη συνολική δαπάνη της κατασκευής.
5. Για την αποφυγή προβλημάτων στη θεμελίωση του δομήματος (π.χ καθίζηση).
6. Για τον περιορισμό βλαβών εντός του δομήματος.
7. Για τη αύξηση της ασφαλείας της κατασκευής και ικανοποιητική μετα - σεισμική λειτουργία για την προστασία της ζωής, η οποία είναι ανεκτίμητη.

8. Για την επίτευξη βέλτιστων συνθηκών ποιότητας διαβίωσης με την παροχή αισθήματος ασφαλείας και της ψυχολογικής ευδαιμονίας που συνεπάγεται.

Γενικά, η σεισμική μόνωση είναι κατάλληλη σε κατασκευές όταν επικρατούν οι παράκατω συνθήκες:

1. Οι ιδιότητες του υπεδάφους δεν παράγουν δεσπόζουσες υψηλών περιόδων εδαφικές κινήσεις. Για παράδειγμα, η ύπαρξη πολύ μαλακού εδαφικού υλικού μπορεί να φιλτράρει τις υψηλές συχνότητες λόγω σεισμού και να παράγει ανεπιθύμητες υψηλές περιόδους (Mexico City, 1985).
2. Κατασκευές με δύο ή περισσότερους ορόφους ή εκείνες που είναι ασυνήθιστα βαριές. Σε ένα κτίριο, η ιδιοπερίοδος (fundamental period) του αυξάνεται με την προσαύξηση του ύψους. Συνεπώς, φτάνει σε μια οριακή τιμή όπου η ιδιοπερίοδος επιμηκύνεται αρκετά, ώστε να προσελκύει χαμηλές σεισμικές δυνάμεις δίχως απαίτηση μόνωσης.
3. Η τοποθεσία επιτρέπει οριζόντιες μετατοπίσεις της βάσης από 15 - 20 cm (εμπειρικά). Είναι επιτακτική και απαραίτητη η ελευθερία ανάπτυξης μετακίνησης χωρίς να εμποδίζεται ή να έρχεται σε επαφή με γειτονικά κτίρια ή κατασκευές.
4. Η κατασκευή είναι αρκετά χαμηλή. Η σεισμική μόνωση είναι γενικώς εφαρμόσιμη σε χαμηλού ή μεσαίου αναστήματος κτίρια βασιζόμενα σε δύσκαμπτους φέροντες οργανισμούς, ενώ στα υψηλού αναστήματος η επιδραστικότητα της ελαττώνεται.
5. Πλευρικά φορτία από ανέμους ή άλλα μη σεισμικά αίτια προσεγγίζουν κατά μέγιστο το 10 % του συνολικού ιδίου βάρους της κατασκευής. Το σύστημα μόνωσης πρέπει να αντιστέκεται στα φορτία αυτά, δίχως να υποχωρεί, ώστε να αποτρέπει αναπόδεκτες μετατοπίσεις και δονήσεις.

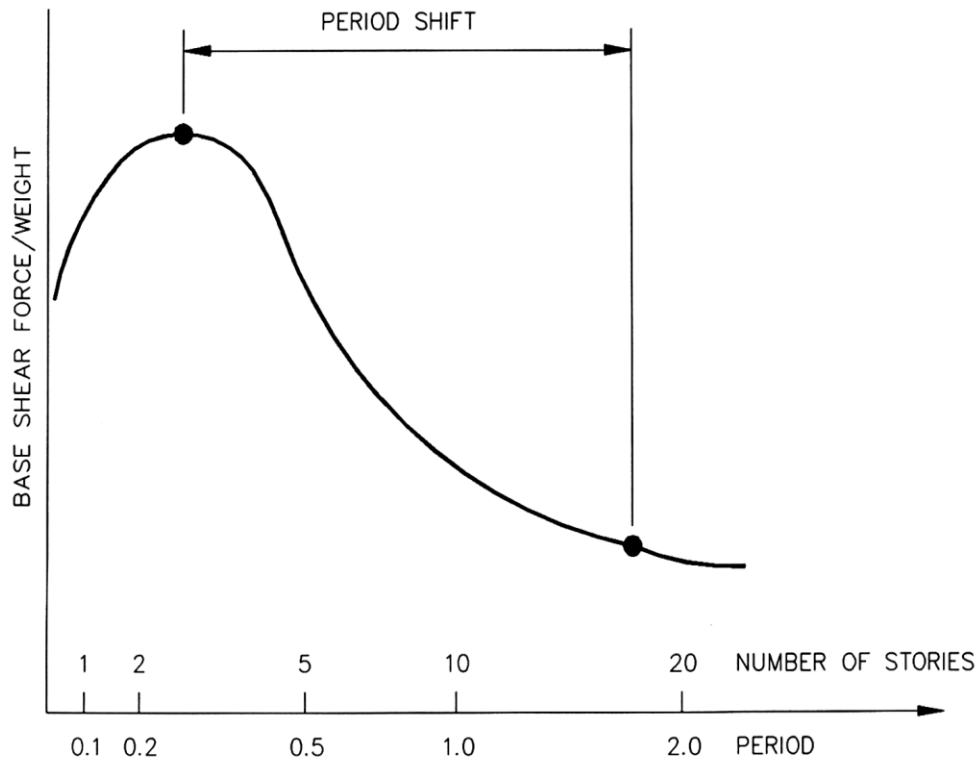
2.2 Βασικές Αρχές Σεισμικής Μόνωσης

Η βασική αρχή της σεισμικής μόνωσης είναι η πρόσδοση οριζόντιας ευκαμψίας στη βάση της κατασκευής, ενώ παράλληλα με την τοποθέτηση στοιχείων απόσβεσης επιτυγχάνεται ο περιορισμός του εύρους της κίνησης που αναπτύσσεται λόγω της εδαφικής επιτάχυνσης. Με αυτόν τον τρόπο στοχεύεται η βέλτιστη απόδοση λειτουργίας της κατασκευής κατά τη διάρκεια σεισμών.

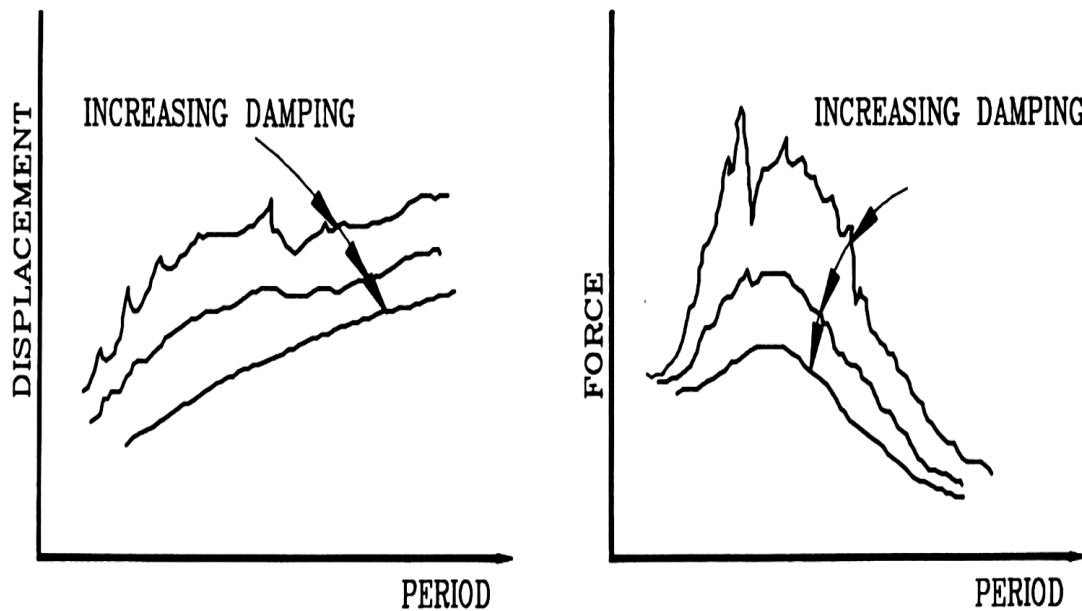
Ακολουθώντας τα βασικά τμήματα σε ένα τυπικό σύστημα σεισμικής μόνωσης είναι τα εξής:

1. Έυκαμπτη έδραση. Η μειωμένη οριζόντια δυσκαμψία επιμηκύνει την ιδιοπερίοδο της κατασκευής και κατ' επέκταση μειώνεται η τέμνουσα βάση, καθώς η κατασκευή υπάγεται σε μεγάλες μετακινήσεις. Με αυτόν τον τρόπο αποζευγνύεται το άνω μέρος της κατασκευής (ανωδομή) από τη θεμελίωση (υποδομή) με αποτέλεσμα την εμπόδιση μετάδοσης της ενέργειας στην κατασκευή από τα διαδιδόμενα στο έδαφος σεισμικά κύματα. Συνεπώς, μετατοπίζεται κατάλληλα η ιδιοπερίοδος (προς τα δεξιά), ώστε να απομακρυνθεί η κατασκευή από την κατάσταση συντονισμού (Resonance), όπου η επιβαλλόμενη συχνότητα γίνεται ίση προσεγγιστικά με την ιδιοσυχνότητα του δομήματος. Έτσι, το εύρος της ταλάντωσης μεταβάλλεται ανοδικά ως μια φραγμένη τιμή (μόνιμο εύρος), με την προϋπόθεση ότι το δομήμα παρουσιάζει απόσβεση και μιλώντας για την απλή περίπτωση της αρμονικής διέγερσης.
2. Αποσβεστήρας ενέργειας. Συνεισφέρει στον αποτελεσματικό έλεγχο των μεγάλων μετακινήσεων, με την αύξηση της ιδιοπερίοδου, βάσει της υστερητικής συμπεριφοράς του. Δηλαδή, πρόκειται για την ιδιοσημείωσή του να απορροφά ένα υψηλό ποσό της σεισμικής ενέργειας κάτω από επαναλαμβανόμενη κυκλική φόρτιση. Το παραχθέν έργο κατά τη φόρτιση και την αποφόρτιση δεν ισοσταθμίζεται, διότι ένα μέρος του σκεδάζεται σε

θερμότητα. Οπότε, περιορίζονται οι μετακινήσεις με την παραμόρφωση του αποσβεστήρα και όχι της κατασκευής. Ενδεικτικά, αυτό υποδεικνύεται και στο προκείμενο σχήμα.



Σχήμα 2.2 Μεταβολή της τέμνουσας δύναμης με την προσαύξηση της περιόδου (Mayes & Naeim, *The Seismic Design Handbook*, 2001).



Σχήμα 2.3 Φασματική απόκριση με την αύξηση της απόσβεσης (Mayes & Naeim, *The Seismic Design Handbook*, 2001).

3. Διατάξεις πρόσδοσης αντίστασης για ασθενή πλευρικά φορτία, όπως είναι ο άνεμος και οι ελάσσονες σεισμοί (π.χ χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου).

Καθολικά, η επιτυχής και ικανοποιητική αντισεισμική προστασία με τη σεισμική μόνωση έγκειται στα εξής:

1. Αντίσταση χωρίς βλάβες σε σεισμούς μικρής έντασης.
2. Αντίσταση σε σεισμούς μέτριας έντασης, χωρίς βλάβες του φέροντα οργανισμού, αλλά με μερικές ζημιές των μη φερόντων στοιχείων.
3. Αντίσταση σε σεισμούς υψηλού μεγέθους χωρίς να επέλθει η κατάρρευση του δομήματος, όμως πρόκληση ζημιών των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.

2.3 Εφαρμογές και Παραδείγματα στον Ελλαδικό Χώρο

Στην Ελλάδα, όπως είναι ευρέως γνωστό, εκδηλώνεται έντονη σεισμικότητα η οποία επιδρά σημαντικά στην καθολική εικόνα των κατασκευών. Συνεπώς, πρόκειται για μια δύσκολη κατάσταση για τα δομήματα καθ' εαυτά, συνακόλουθα αποβαίνοντας στη σταδιακή ανάπτυξη, με τα χρόνια, στον τομέα της σεισμικής μόνωσης. Στις προκείμενες παραγράφους, γίνεται αναφορά σε μερικά παραδείγματα εφαρμογών στον ελλαδικό χώρο.

Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών

Πρόκειται για κέντρο πολιτισμού, προσβάσιμο σε όλους, ευρισκόμενο στην Αθήνα επί της Λ. Συγγρού 109. Έχει ως αποστολή την προβολή και ανάδειξη της σύγχρονης πολιτιστικής έκφρασης, υποστήριξη των Ελλήνων δημιουργών, καλλιέργεια διεθνών συνεργασιών, εκπαίδευση και διά βίου μάθηση, καθώς συνύπαρξη και συνομιλία των επιστημών και των ιδεών με τις τέχνες.



Σχήμα 2.4 Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών (*parapolitika.gr*).

Οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις (λεπτά υποστυλώματα στην περίμετρο ώστε να αναδεικνύεται το κεντρικό ωοειδές κέλυφος, μαρμάρινες επενδύσεις στις όψεις) και συνάμα η προστασία του περιεχομένου του κτιρίου (εκθέματα, έργα τέχνης, ευάλωτος οπτικοακουστικός εξοπλισμός) από τις αναπτυσσόμενες σε αυτό επιταχύνσεις και μετακινήσεις κατά τις σεισμικές διεργασίες,

οδήγησαν στην επικράτηση των εφεδράνων ολίσθησης τύπου εκκρεμούς (Friction Pendulum Bearings).



Σχήμα 2.5 Εφεδράνα ολίσθησης (Friction Pendulum) και οι θέσεις τους (*library.tee.gr*).

Νέο Μουσείο Ακρόπολης Αθηνών

Σήμερα, το νέο Μουσείο Ακρόπολης είναι συλλήβδην 25.000 τ.μ και συνίσταται από εκθεσιακούς χώρους επιφανείας 14.000 τ.μ, συγκριτικά δέκα φορές μεγαλύτερους με εκείνους στο παλιό Μουσείο. Το μουσείο βρίσκεται στη νότια κλιτύ της Ακροπόλεως, στο οικόπεδο του πρώην στρατοπέδου του Μακρυγιάννη, σε ευθεία απόσταση 280 μέτρων από τον Παρθενώνα.



Σχήμα 2.6 Νέο Μουσείο Ακρόπολης Αθηνών (*archaiologia.gr*).

Επειδή το κτίριο αυτό προβλέφθηκε, ότι θα στεγάσει τα σημαντικά εκθέματα του αρχαιολογικού χώρου της Ακρόπολης και θα δέχεται μεγάλο αριθμό επισκεπτών, χαρακτηρίστηκε ως κτίριο υψηλής σπουδαιότητας. Συνακόλουθα, χρησιμοποιήθηκαν 94 εφέδρανα τριβής ανεστραμμένου εκκρεμούς αναφορικά με την αντισεισμική προστασία.



Σχήμα 2.7 Εφέδρανα Ολίσθησης (Friction Pendulum) (*ikee.lib.auth.gr*).

Γέφυρα Ρίου - Αντιρρίου

Η γέφυρα Ρίου - Αντιρρίου συνιστά την πιο περιφανή εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης, αναφορικά με τις γέφυρες, στον ελλαδικό χώρο. Ενυπάρχει σε μια έντονης σεισμικότητας περιοχή που διασχίζει εγκάρσια τον Κορινθιακό Κόλπο. Το μήκος της πλησιάζει τα 2.880 μέτρα, πρόκειται για καλωδιωτή γέφυρα με πέντε ανοίγματα και σύκειται από δύο καταστρώματα μαζί με πεζοδρόμιο.



Σχήμα 2.8 Γέφυρα Ρίο - Αντίρριο (αριστερά) και υδραυλικοί αποσβεστήρες (δεξιά) (*daily_escape.editthis.info & elemka.gr*).

Η σεισμική μόνωση στην κατασκευή αυτή συνοδεύεται από 6 ελαστομεταλλικά εφέδρανα ολίσθησης, με μέγιστο φορτίο σχεδιασμού 4.600 kN, στα ακρόβαθρα και σε κάθε μεσόβαθρο από ένα εφέδρανο ολίσθησης με μέγιστο φορτίο σχεδιασμού 60.400 kN. Για τη μείωση των μετακινήσεων και την απόσβεση ενέργειας εγκαταστάθηκαν αποσβεστήρες, οι οποίοι συνδέουν τα βάρη με τα δύο καταστρώματα.

Δεξαμενές στη Ρεβυθούσα

Άλλη μια περίπτωση εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης χαρακτηρίζονται οι δεξαμενές φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα. Πρόκειται για έργα κυκλικής διατομής με διάμετρο 75 μέτρα και ύψος 35 μέτρα, τα οποία είναι τοποθετημένα πάνω σε 212 εφέδρανα τριβής (Friction Pendulum).



Σχήμα 2.9 Θέσεις εφεδράνων ολίσθησης (αριστερά) και κάτοψη με τα εφέδρανα καθ' εαυτά στο χώρο του έργου (<http://ikee.lib.auth.gr/record/134421/files/GRI - 2014 -12446.pdf>).

Το καθένα από αυτά καθιστά δυνατή την καθ'εαυτή παραλαβή φορτίου 900 τόνων, ζυγίζει 1.8 τόνοι, παρουσιάζει δυναμική περίοδο των 2.75 sec, τριβή 5 % και ικανότητα μετακίνησης 30.5 cm. Με μια, εν τω συνόλω, χωρητικότητα της τάξης των 173 εκατομμυρίων λιτρών, αναδεικνύονται δικαιωματικά στις βαρύτερες δεξαμενές σε διεθνές επίπεδο αναφορικά με τη σεισμική μόνωση.

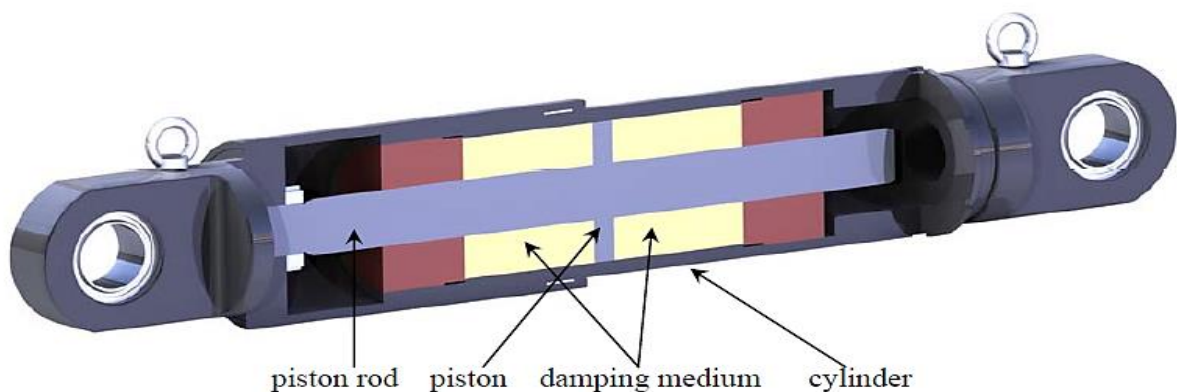
3. ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

3.1 Εισαγωγή

Η παθητική απόσβεση της ενέργειας είναι μια ακμάζουσα τεχνολογία, η οποία προσθέτει στοιχεία απόσβεσης (damping) για τη βέλτιστη απόδοση λειτουργίας της κατασκευής κατά τη διάρκεια σεισμικών ταλαντώσεων. Η απόσβεση ως έννοια, εκφράζει το σύνολο των μηχανισμών του δομήματος, καθώς και την αντίσταση αέρα με την κίνησή του, όπου η σεισμική ενέργεια “ανακουφίζεται”, αφού μετατραπεί σε θερμότητα. Οι συσκευές απόσβεσης ενέργειας αξιοποιούνται άλλοτε έναντι των συμβατικών μεθόδων πρόσδοσης πρόσθετης δυσκαμψίας και αντοχής.

3.2 Ιξώδεις και Ισοελαστικοί Αποσβεστήρες

Οι ιξώδεις αποσβεστήρες ή αποσβεστήρες ιξώδους υγρού (Viscous - Viscous Fluid Dampers) είναι συσκευές, όπου η απόσβεση της ενέργειας βασίζεται στην τριβή που αναπτύσσεται με την κίνηση μέσα σε ένα ιξώδες υγρό. Περιλαμβάνουν έναν κύλινδρο με το



Σχήμα 3.1 Αποσβεστήρες ιξώδους υγρού (πάνω) και δομή αποσβεστήρα ιξώδους υγρού (κάτω) (*seismico.com, youbuyfrance.com & Qian F., Ding S., 15WCEE*).

ιξώδες υγρό και ένα έμβολο με οπές που κινείται διαμέσου αυτού, διαμορφώνοντας υψηλές πιέσεις ανάντη και χαμηλές πιέσεις κατόντη. Η διαφορά αυτή πιέσεων συνεπάγεται κίνηση του υγρού σε υψηλές ταχύτητες και κατ'επέκταση ανάπτυξη τριβής ανάμεσα στο υγρό και έμβολο. Στη συνέχεια, η τριβή, η οποία αντιστέκεται στην κίνηση του εμβόλου, αποσβαίνει ενέργεια υπό μορφή θερμότητας.

Πειραματικές δοκιμές (Seleemah & Constantinou, 1997) έχουν οδηγήσει σε μια κατάλληλη μαθηματική ανάπτυξη για την περιγραφή της συμπεριφοράς των αποσβεστήρων ιξώδους υγρού, η οποία στηρίζεται στη μη γραμμική σχέση δύναμης και ταχύτητας:

$$P(t) = C|\dot{u}(t)|^a \text{sgn}[\dot{u}(t)] \quad (3.2.1)$$

$P(t)$ = αναπτυγμένη δύναμη από τον αποσβεστήρα,

$u(t)$ = μετατόπιση που λαμβάνει χώρα στον αποσβεστήρα,

C = συντελεστής απόσβεσης,

a = εκθέτης όπου λαμβάνει τιμές σε συνάρτηση του σχεδιασμού της κεφαλής του εμβόλου (0.3 - 1.0 για αντισεισμικές εφαρμογές),

sgn = συνάρτηση signum, ενώ η τελεία υποδηλώνει την πρώτη παράγωγο ως προς το χρόνο.

Υπό την επίδραση σταθερής αρμονικής διέγερσης, ο υστερητικός βρόχος, για την γραμμική περίπτωση $a = 1$, είναι έλλειψη (σχήμα 3.3). Η ενέργεια που αποσβαίνεται για τη σταθερή κατάσταση αρμονικής διέγερσης προκύπτει από ολοκλήρωση της σχέσης (3.2.1) (Symans & Constantinou, 1998):

$$E_D = 4P_0 u_0 2^a \left(\frac{\Gamma^2\left(1 + \frac{a}{2}\right)}{\Gamma(2+a)} \right) = \lambda P_0 u_0 \quad (3.2.2)$$

P_0 = μέγιστη δυνατή δύναμη που αναπτύσσεται από τον αποσβεστήρα,

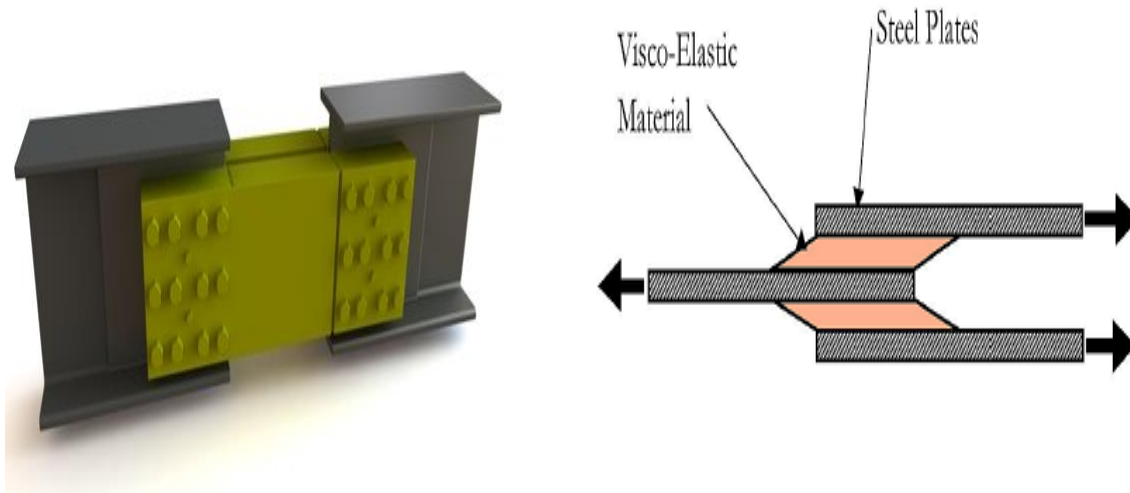
u_0 = μέγιστη δυνατή μετατόπιση στον αποσβεστήρα,

Γ = συνάρτηση γάμμα (Gamma Function),

λ = παράμετρος που καθορίζεται από τις τιμές του εκθέτη a .

Πρόκειται για αποσβεστήρες που αξιοποιούν τις ιδιότητες των υγρών (ιξώδες), καθώς επίσης είναι άμεσα εξαρτώμενοι από τη θερμοκρασία και τη συχνότητα διέγερσης. Έχουν το πλεονέκτημα ότι ενεργοποιούνται σε μικρές μετατοπίσεις και παρουσιάζουν ελάχιστη δύναμη επαναφοράς του εμβόλου. Η γραμμική μοντελοποίηση του αποσβεστήρα είναι απλή και εφαρμόζονται σε στρατιωτικές εφαρμογές. Υπάρχει, όμως, αναξιοπιστία λειτουργίας λόγω πιθανής διαρροής του υγρού.

Οι ιξοελαστικοί αποσβεστήρες (Viscoelastic Solid Dampers), αρχικά, χρησιμοποιούνταν για την απόσβεση πλευρικών φορτίων, όπως η ανεμοπίεση, αλλά σήμερα χρησιμοποιούνται και για την απόσβεση σεισμικών δονήσεων. Η φιλοσοφία σε αυτή την περίπτωση είναι η μείωση της εισαχθείσας ενέργειας μέσω της διατμητικής παραμόρφωσης ιξοελαστικού υλικού (πολυμερή ή υαλώδη υποκατάστατα) συνεφασμένο με μεταλλικές πλάκες κατά την κίνησή του αποσβεστήρα (κίνηση ενδιάμεσων μεταλλικών πλακών). Επομένως, παράγεται θερμότητα με ταυτόχρονη αξιοποίηση χαρακτηριστικών ελαστικότητας και δυναμικού ιξώδους.



Σχήμα 3.2 Ιξοελαστικοί αποσβεστήρες (*canadianconsultingengineer.com & Trevor/Kelly, 2001*).

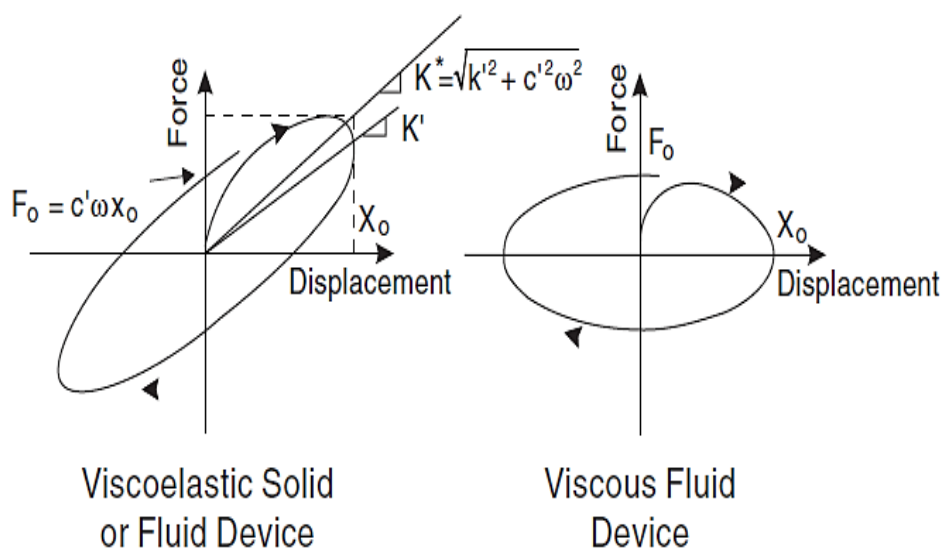
Κάτω από σταθερές συνθήκες, η συμπεριφορά τους μπορεί να μοντελοποιηθεί σύμφωνα με το μοντέλο του Kelvin για την ιξοελαστικότητα:

$$P(t) = Ku(t) + C\dot{u}(t) \quad (3.2.3)$$

K = αποθηκευμένη δυσκαμψία του αποσβεστήρα,

C = συντελεστής απόσβεσης που ορίζεται ως ο λόγος της απώλειας δυσκαμψίας προς τη συχνότητα διέγερσης.

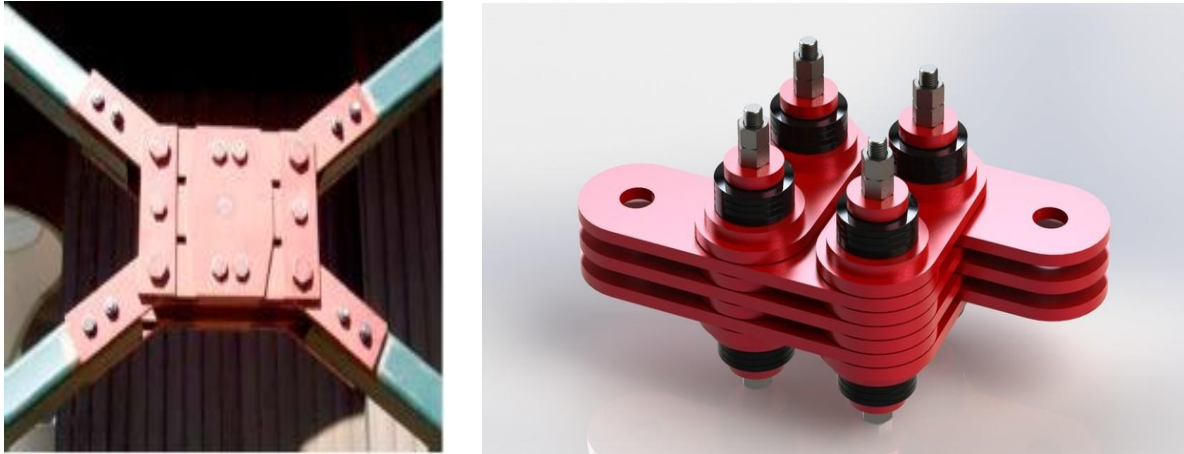
Τέλος, οι ιξοελαστικοί αποσβεστήρες χαρακτηρίζονται από περιορισμένο όριο παραμόρφωσης και υπάρχει η πιθανότητα αποκόλλησης ή αποσύνδεσης του ιξοελαστικού υλικού από το όλο συγκρότημα. Η απόσβεση της ενέργειας στις δύο κατηγορίες αυτές αποσβεστήρων, εκφράζεται με την επιφάνεια του βρόχου του διαγράμματος δύναμης - μετατόπισης.



Σχήμα 3.3 Ιδανικά διαγράμματα δύναμης - μετατόπισης για ιξοελαστικούς και ιξώδους υγρού αποσβεστήρες (*Constantinou, Soong & Dargush, Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit, 1998*).

3.3 Αποσβεστήρες Τριβής

Οι αποσβεστήρες τριβής (Friction Dampers) είναι συσκευές που βασίζονται στο φαινόμενο της τριβής μέσω της ολίσθησης επιφανειών ανάμεσα σε δύο στερεά σώματα. Αποτελούνται συνήθως από μεταλλικές πλάκες που είναι στενά συνδεδεμένες μεταξύ τους και ολισθαίνουν κάτω από την επιβολή ορισμένου φορτίου. Ως επακόλουθο, η σχετική κίνηση τους οδηγεί στην υστερητική απόκριση της τριβής, η οποία ευθύνεται για την απόσβεση ενέργειας.



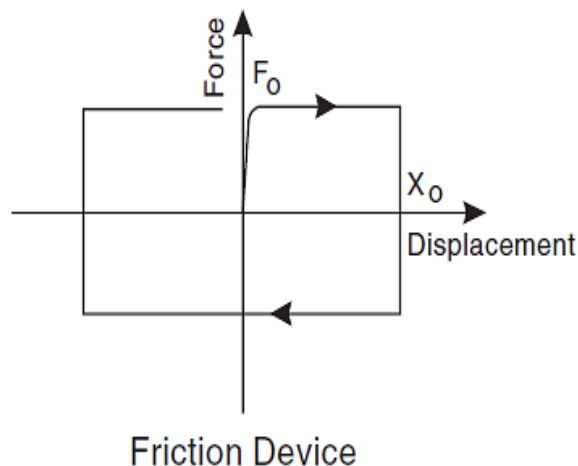
Σχήμα 3.4 Αποσβεστήρες Τριβής (Elgamal/Fraser, 2004 & damptech.com).

Ερευνητές (Pall Marsh, 1982) έχουν δείξει ότι οι αποσβεστήρες τριβής μπορούν να μελετηθούν, ως προς τη συμπεριφορά τους, σύμφωνα με το ιδανικό μοντέλο Coulomb της τριβής:

$$P = \mu N \text{sgn}(\dot{u}) \quad (3.3.1)$$

μ = συντελεστής δυναμικής τριβής,
 N = κανονική δύναμη στην διεπιφάνεια ολίσθησης.

Το ιδανικό μοντέλο τριβής κατά Coulomb θεωρεί, ως παραδοχή, ότι η κανονική δύναμη N και ο συντελεστής μ παρουσιάζουν σταθερές τιμές κατά τη διάρκεια εκτεταμένων χρονικών διαστημάτων. Πρόκειται πρακτικά για δύσκολο εφαρμόσιμο επιχείρημα, καθώς και η αποσβεστική δύναμη τριβής αλλάζει με το χρόνο.



Σχήμα 3.5 Ιδανικό διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης για αποσβεστήρες τριβής (Constantinou, Soong & Dargush, 1998).

Οι αποσβεστήρες τριβής είναι συνήθως μη ευαίσθητοι στη θερμοκρασία και η ενέργεια που σκεδάζουν είναι αρκετά υψηλή ανά κύκλο φόρτισης. Έχουν το μειονέκτημα ότι η διεπιφάνεια ολίσθησης μεταβάλλεται συναρτήσει του χρόνου (λειτουργική ‘‘ανησυχία’’), χαρακτηρίζονται από έντονη μη γραμμική συμπεριφορά και κατά συνέπεια απαιτούν μη γραμμική ανάλυση, καθώς και από μόνιμες μετακινήσεις με την έλλειψη μηχανισμού δύναμης επαναφοράς.

3.4 Μεταλλικοί Αποσβεστήρες

Οι μεταλλικοί αποσβεστήρες (Metallic Dampers) είναι φθηνές συσκευές, οι οποίες αποσβαίνουν ενέργεια μέσω της κάμψης και στρέψης. Εκμεταλλεύονται την υστερητική συμπεριφορά των μεταλλικών τους στοιχείων όταν παραμορφώνονται στην ανελαστική περιοχή (ικανά να αξιοποιήσουν καμπτικές, στρεπτικές, διατμητικές ή αξονικές παραμορφώσεις). Έτσι για υψηλού μεγέθους σεισμούς, υφίστανται μικρές παραμορφώσεις και εμποδίζουν τη μετάδοση των σεισμικών δυνάμεων στην κατασκευή.

Η υστερητική συμπεριφορά των αποσβεστήρων έχει μοντελοποιηθεί από διάφορους ερευνητές βάσει τη μετά διαρροήν συμπεριφορά των μετάλλων, από τα οποία σύγκεινται. Ένα τέτοιο παράδειγμα, είναι το μοντέλο Bouc - Wen (1976):

$$P(t) = \beta Ku(t) + (1 - \beta)Ku_y Z(t) \quad (3.4.1)$$

β = λόγος της δυσκαμψίας μετά και πριν τη διαρροή,

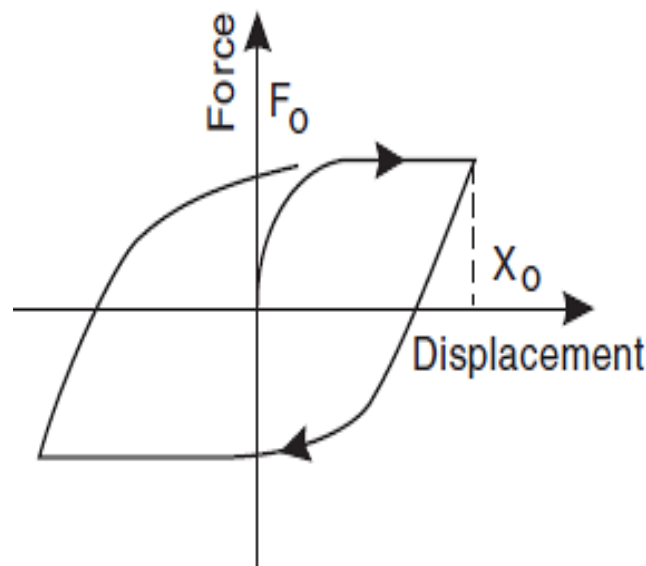
K = προ διαρροής δυσκαμψία,

u_y = διαρρέουσα μετακίνηση,

Z = εξελικτική μεταβλητή, η οποία ορίζεται από την παρακάτω έκφραση:

$$u_y \dot{Z}(t) + \gamma |\dot{u}(t)| |Z(t)| |Z(t)|^{\delta-1} + \eta \dot{u}(t) |Z(t)|^\delta - \dot{u}(t) = 0 \quad (3.4.2)$$

γ , δ , η = αδιάστατοι συντελεστές που καθορίζουν το σχήμα του υστερητικού βρόχου.



Σχήμα 3.6 Ιδανικό διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης για μεταλλικούς αποσβεστήρες (Constantinou, Soong & Dargush, 1998).

Κατηγοριοποιούνται σε μεταλλικές πλάκες τύχου ‘X’ ή τριγωνικής μορφής, καθώς και σε συσκευές Lead and Shape - Memory Alloys. Οι τελευταίες χαρακτηρίζονται ως ‘ευφυή’ μέταλλα, τα οποία επανέρχονται στο αρχικό τους σχήμα, ύστερα της παραμόρφωσης, εφόσον θερμανθούν. Παρουσιάζουν πολλαπλές κρυσταλλικές φάσεις ανάλογα τη θερμοκρασία και τις τάσεις, καθώς και την εγγενή δυνατότητα να μεταβαίνουν ανάμεσα στις φάσεις και να μεταβάλλουν τις μηχανικές τους ιδιότητες. Συνεπάγεται ανάπτυξη υπερ - ελαστικότητας (ομοίως με εκείνη των ελαστομερών) και πρόσκτηση ιδιοτήτων απόσβεσης, προσφιλή χαρακτηριστικά για τον αντισεισμικό σχεδιασμό.



Σχήμα 3.7 Μεταλλικοί αποσβεστήρες τριγωνικής μορφής (αριστερά) και μορφής - U (δεξιά) (*ijetae.com & Jiao/Kishiki, 10 NCEE, 2014*).

Εμφανίζουν τα παρακάτω προτερήματα:

1. Σταθερή υστερητική συμπεριφορά.
2. Μακροχρόνια λειτουργική αξιοπιστία.
3. Απαθείς στη θερμοκρασία του περιβάλλοντα χώρου.
4. Τα υλικά από τα οποία αποτελούνται και η συμπεριφορά τους είναι οικεία στους μηχανικούς.

Από την άλλη, έχουν τα εξής μειονεκτήματα:

1. Μη γραμμική συμπεριφορά, που ίσως να απαιτεί μη γραμμική ανάλυση.
2. Πιθανή αντικατάσταση αποσβεστήρα μετά από βλάβη εξαιτίας σεισμού.

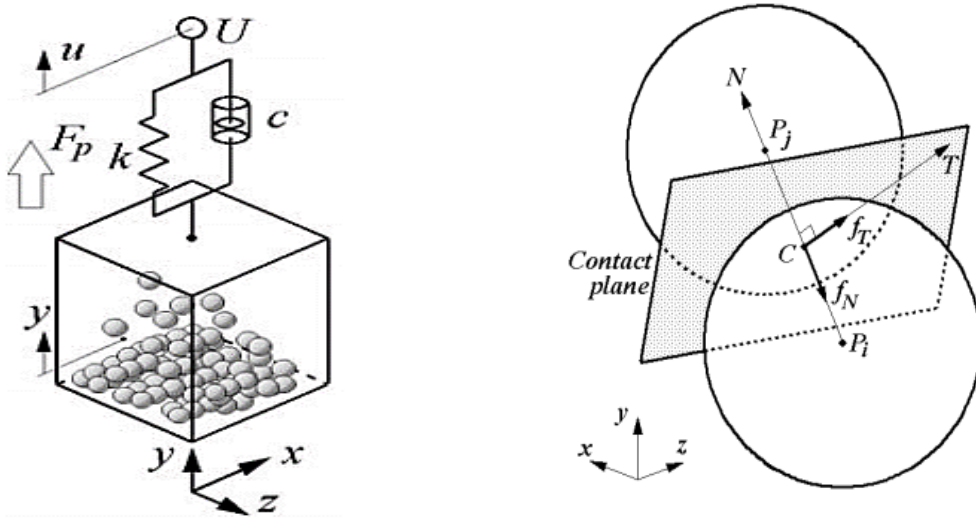
3.5 Αποσβεστήρες με Σωματίδια

Οι αποσβεστήρες με σωματίδια (Particle Dampers) είναι μια συσκευή που έχει χρησιμοποιηθεί για τη μείωση ταλαντώσεων μηχανών και κατασκευών. Τελευταίες έρευνες (Papalou et al.) έχουν δείξει ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν με επιτυχία για τη μείωση ταλαντώσεων μνημείων πολιτιστικής σημασίας, καθώς αυξάνουν τον συντελεστή ασφαλείας δίχως να τροποποιήσουν τη μορφή και τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά των έργων αυτών.

Αποτελούνται από μεταλλικά σωματίδια εντός κούφιων δοχείων συνυφασμένων με την κύρια κατασκευή. Η λειτουργία τους έγκειται στην ανταλλαγή ορμής και απόσβεσης ενέργειας κατά τις κρούσεις των σωματιδίων με τα τοιχώματα του δοχείου και μεταξύ τους, ενώ το δόμημα υπόκειται σε κίνηση. Η εξίσωση κίνησης για το πρωταρχικό σύστημα δίνεται:

$$F_p = M\ddot{y} + c(\dot{y} - \dot{u}) + k(y - u) \quad (3.5.1)$$

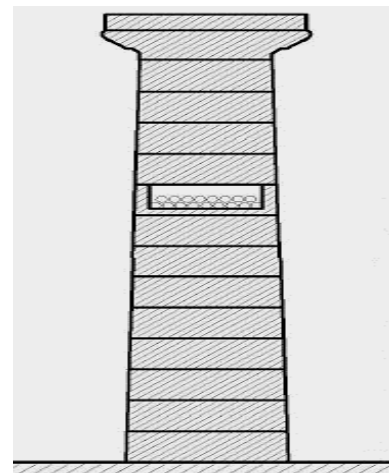
F_p = συνιστώσα της δύναμης επαφής του πρωταρχικού συστήματος με τα σωματίδια,
 c = σταθερά απόσβεσης,
 k = σταθερά ελατηρίου,
 u, \dot{u} = αρμονική μετατόπιση και η παραγωγός της ως προς το χρόνο του σημείου στήριξης (του μοντέλου) αντίστοιχα.



Σχήμα 3.8 Μοντέλο σωματιδίου αποσβεστήρα (αριστερά) και κατάσταση επαφής (δεξιά) (M. Saeki, 2009).

Ιδιαίτερη σημασία δίνεται στην αναλογία μάζας σωματιδίων - κατασκευής, στην ένταση της διέγερσης, στο μέγεθος των σωματιδίων και του δοχείου για την απόκτηση της κατάλληλης ορμής, ώστε η αποσβεστική ικανότητα τέτοιων συστημάτων να είναι αποτελεσματική.

Συνήθως, εφαρμόζονται εντός σφονδύλων (Drums) σε αρχαίους κίνους αυξάνοντας την ευσταθεία των σφονδύλων, που συνεισφέρει στη σταθερότητα του όλου μνημείου.



Σχήμα 3.9 Σωματίδια αποσβεστήρες εντός σφονδύλου κίνου (A. Papalou, 2014 & A. Papalou, 2015).

3.6 Συντονισμένοι Αποσβεστήρες Μάζας

Οι συντονισμένοι αποσβεστήρες μάζας (Dynamic Vibration Absorbers - DVA) πρόκειται για ένα ευρέως χρησιμοποιούμενο παθητικό σύστημα απόσβεσης. Συνίσταται από ένα ελατήριο και μια μάζα. Όταν ένα σύστημα μάζας - ελατηρίου ή ένα πρωταρχικό σύστημα (Primary System) υποβάλλεται σε αρμονική διέγερση, η ταλάντωση του μπορεί να περιοριστεί με τη σύζευξη μιας δευτερεύουσας μάζας. Η μάζα αυτή (δυναμικός αποσβεστήρας) με την τοποθέτηση της στο αρχικό σύστημα, συνεπάγεται μεταφορά των θεμελιωδών συχνοτήτων μακριά από την επιβαλλόμενη συχνότητα διέγερσης, ώστε να αποτραπεί η κατάσταση συντονισμού.

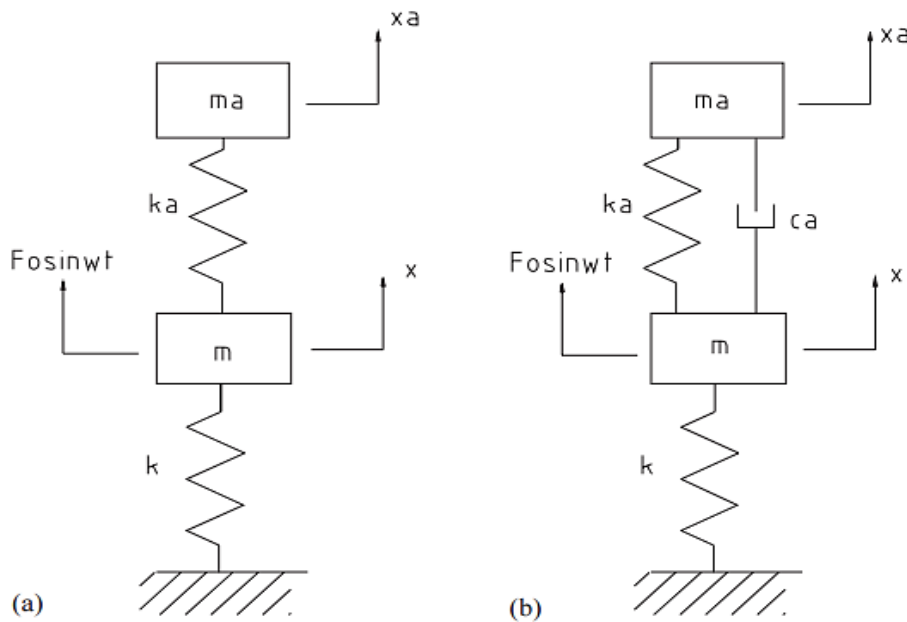
Έπειτα, εάν η επιβαλλόμενη συχνότητα συμπίπτει με μία από τις δύο θεμελιώδεις συχνότητες του προκύπτοντος συστήματος, το εμπόδιο αυτό υπερσκελίζεται με την προσθήκη απόσβεσης στο σύστημα DVA, όπου το καθολικό σύστημα απόκτα απόσβεση με τη μεταφορά κινητικής ενέργειας στις υπόλοιπες ιδιομορφές (αναφορικά για ν - ορόφους κτίρια).

Οι εξισώσεις κίνησης του όλου συστήματος είναι:

$$m\ddot{x} + c_a\dot{x} - c_a\dot{x}_a + (k + k_a)x - k_ax_a = F_0 \sin(\omega t) \quad (3.6.1)$$

$$m_a\ddot{x}_a - c_a\dot{x} + c_a\dot{x}_a - k_ax + k_ax_a = 0 \quad (3.6.2)$$

m, m_a = πρωταρχική μάζα και μάζα αποσβεστήρα αντίστοιχα,
 k, k_a = πρωταρχική δυσκαμψία και δυσκαμψία αποσβεστήρα αντίστοιχα,
 c = τιμή απόσβεσης αποσβεστήρα,
 F_0, ω = διεγείρουσα δύναμη και συχνότητα.



Σχήμα 3.10 (α) Απλός συντονισμένος αποσβεστήρας μάζας, (β) Σύνθετος, με την ύπαρξη και απόσβεσης (Kefu Liu & Jie Liu, 2004).

Ενώ, το κανονικοποιημένο εύρος της απόκρισης, σε σταθερή κατάσταση, της πρωταρχικής μάζας δίνεται:

$$G = \frac{Xk}{F_0} = \left(\frac{(2\zeta r)^2 + (\beta^2 - r^2)^2}{(1 - (1 + \mu)r^2)^2 (2\zeta r)^2 + ((1 - r^2)(\beta^2 - r^2) - \mu\beta^2 r^2)^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.6.3)$$

με τα υπερκείμενα μεγέθη να εκφράζονται ως:

$$\omega_p = \sqrt{k/m} \quad \omega_a = \sqrt{k_a/m_a} \quad (3.6.4)$$

$$\beta = \omega_a/\omega_p \quad \mu = m_a/m \quad (3.6.5)$$

$$\zeta = c_a/(2m_a\omega_p) \quad r = \omega/\omega_p \quad (3.6.6)$$

ω_p = ιδιοσυχνότητα του πρωταρχικού συστήματος,

ζ = ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης.

Το φάσμα εφαρμογής τους περιλαμβάνει:

1. Έλεγχος σεισμικών δονήσεων κατασκευών.
2. Έλεγχος δονήσεων ηλεκτρολογικών καλωδίων, τα οποία δέχονται ανεμοπιέσεις.
3. Περιορισμός στρεπτικών ταλαντώσεων των στροφαλοφόρων αξόνων στις μηχανές.
4. Αναχαίτιση των περιστροφικών κινήσεων (υπό κλίση) στα πλοία κατά το διαμήκη αξονά τους.
5. Ελάττωση θορύβου στις καμπίνες αεροσκαφών.
6. Έλεγχος δονήσεων των συσκευών χειρός.
7. Γενικά, μηχανές που υπόκεινται σε παλινδρομικές κινήσεις.



Σχήμα 3.11 Παράδειγμα χρήσης συντονισμένου αποσβεστήρα μάζας - Tuned Mass Damper (<http://pioneer.netserv.chula.ac.th/~anopdana/433/ch62.pdf>).

4. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΒΑΣΗΣ

4.1 Εισαγωγή

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης βάσης (Seismic Base Isolation) είναι τα πιο ευρέως χρησιμοποιούμενα συστήματα τις τελευταίες δεκαετίες. Αυτό το είδος μόνωσης καλείται επίσης εξωτερική μόνωση, αφού απομονώνει την ανωδομή από τη θεμελίωση.

Τα συστήματα αυτά αποτελούνται, γενικά, από εφέδρανα που επιτρέπουν οριζόντιες μετατοπίσεις, από έναν αποσβεστήρα που ελέγχει το εύρος των μετακινήσεων και μέλη ικανά να παρέχουν δυσκαμψία έναντι πλευρικών φορτίων. Τα εφέδρανα είναι τέτοια ώστε να χαρακτηρίζονται από υψηλή κατακόρυφη δυσκαμψία για τις κατακόρυφες καταπονήσεις και εύκαμπτα οριζοντίως.

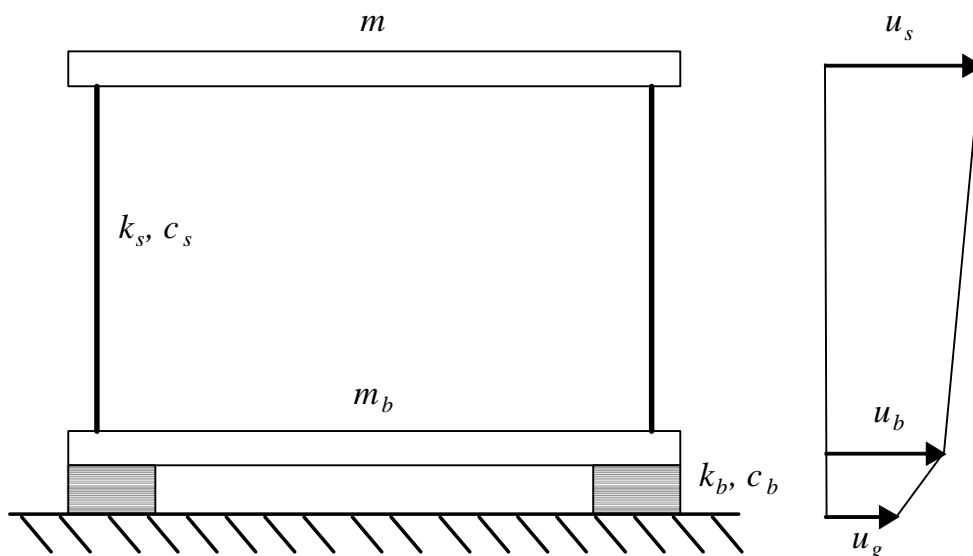
Αυτή η συμπεριφορά μεταβάλλει την περίοδο της βάσης μόνωσης μαζί με την ανωδομή, κατ' επέκταση ολόκληρης της κατασκευής και βοηθάει στην ελάττωση των αδρανειακών δυνάμεων λόγω σεισμού. Η προαναφερθείσα μείωση συσχετίζεται, κυρίως, με τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και με το σχήμα της φασματικής καμπύλης απόκρισης με τη χρήση σεισμικής μόνωσης.

Η χρήση της σεισμικής μόνωσης εισάγει στην κατασκευή μεγάλες ολικές μετατοπίσεις, αλλά όχι σχετικές μεταξύ ορόφων. Μείωση των μετατοπίσεων μπορεί να επιτευχθεί με τη χρήση μελών με ικανότητα υστερητικής απόκρισης (ελαστομερή, μόλυβδος). Άλλη μια εναλλακτική μέθοδος, είναι η απόσβεση της ενέργειας μέσω τριβής που μειώνει περαιτέρω τις σχετικές μετακινήσεις. Ιξώδη ρευστά μεγάλης ενεργειακής απόσβεσης δεν προτιμώνται λόγω υψηλού κόστους και απαιτήσεων συντήρησης.

4.2 Γραμμική Θεωρία Σεισμικής Μόνωσης

Η γραμμική θεωρία της σεισμικής μόνωσης, όπως έχει αναπτυχθεί από τους Naeim και Kelly (1999), βασίζεται σε ένα δομικό μοντέλο δύο βαθμών ελευθερίας και παρουσιάζεται στη συνέχεια.

Η μάζα m αντιπροσωπεύει την ανωδομή της κατασκευής, ενώ η μάζα m_b την βάση άνωθεν του συστήματος μόνωσης. Η δυσκαμψία και η απόσβεση της κατασκευής συμβολίζονται με k_s, c_s και της μόνωσης με k_b, c_b .



Σχήμα 4.1 Σύστημα δύο βαθμών ελευθερίας (Naeim & Kelly, 1999).

Οι απόλυτες μετατοπίσεις δηλώνονται ως u_s, u_b , αλλά για λόγους απλούστευσης χρησιμοποιούνται οι σχετικές μετατοπίσεις:

$$v_b = u_b - u_g \quad (4.2.1)$$

$$v_s = u_s - u_b \quad (4.2.2)$$

$u_g =$ εδαφική μετατόπιση.

Η χρήση αυτή προτείνεται, κυρίως, στην ανάλυση εξαιτίας στο γεγονός ότι η μετατόπιση του συστήματος μόνωσης εκφράζεται από το μέγεθος v_b και η σχετική μετατόπιση (interstory drift) από το v_s .

Στη συνέχεια, έχοντας αυτά τα μεγέθη υπόψιν, οι βασικές εξίσωσεις της κίνησης ενός συστήματος δύο βαθμών ελευθερίας (2 - DOF) είναι:

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (4.2.3)$$

$$m\dot{v}_b + m\dot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_b = -m\ddot{u}_g \quad (4.2.4)$$

Η συνολική μάζα του συστήματος είναι:

$$M = m + m_b \quad (4.2.5)$$

και η αναλογία μάζας:

$$\gamma = \frac{m}{m+m_b} = \frac{m}{M} \quad (4.2.6)$$

Έπειτα, οι ονομαστικές συχνότητες είναι:

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{m+m_b} \quad \omega_s^2 = \frac{k_s}{m} \quad (4.2.7)$$

και η αναλογία συχνοτήτων:

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = O(10^{-2}) \quad (4.2.8)$$

Οι συντελεστές απόσβεσης δίνονται ως:

$$\beta_b = \frac{c_b}{2\omega_b M} \quad \beta_s = \frac{c_s}{2\omega_s m} \quad (4.2.9)$$

Οι βασικές εξισώσεις (4.2.3), (4.2.4) μετατρέπονται σε μητρική μορφή:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{K}\mathbf{v} = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g \quad (4.2.10)$$

ή

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (4.2.11)$$

Η χαρακτηριστική εξίσωση για τις συχνότητες είναι:

$$(1 - \gamma)\omega^4 - (\omega_s^2 + \omega_b^2)\omega^2 + \omega_b^2 \omega_s^2 = 0 \quad (4.2.12)$$

οι λύσεις της οποίας οδηγούν σε:

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 - [(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (4.2.13)$$

$$\omega_2^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ \omega_b^2 + \omega_s^2 + [(\omega_b^2 - \omega_s^2)^2 + 4\gamma\omega_b^2\omega_s^2]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (4.2.14)$$

και σε συνάρτηση του ε , διαμορφώνονται ως:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon) \quad \omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{1-\gamma}(1 + \gamma\varepsilon) \quad (4.2.15)$$

Ακολούθως, οι κλασικές ιδιομορφές του συνδυαστικού συστήματος συμβολίζονται Φ^1 και Φ^2 όπου:

$$\Phi^i = (\Phi_b^i, \Phi_s^i) \quad \mu\epsilon \quad i = 1, 2 \quad (4.2.16)$$

Οι ιδιομορφές προκύπτουν με ($\Phi_b^i = 1$), $i = 1, 2$:

$$\Phi^1 = \begin{pmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{pmatrix} \quad (4.2.17)$$

$$\Phi^2 = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}[1 - (1 - \gamma)\varepsilon] \end{array} \right\} \quad (4.2.18)$$

Η ιδιομορφική ανάλυση αποδίδεται με την έκφραση των παραγόντων συμμετοχής (ιδιομορφικές ποσότητες):

$$L_1 = 1 - \gamma\varepsilon \quad (4.2.19)$$

$$L_2 = \gamma\varepsilon \quad (4.2.20)$$

και των συντελεστών απόσβεσης:

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\varepsilon\right) \quad (4.2.21)$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_s + \gamma\beta_b\varepsilon^{\frac{1}{2}}}{(1-\gamma)^{\frac{1}{2}}} \left(1 - \frac{\gamma\varepsilon}{2}\right) \quad (4.2.22)$$

Έτσι, η μέγιστη ιδιομορφική μετατόπιση μπορεί να προκύψει με τη χρήση της μεθόδου SRSS:

$$v_{b,max} = \sqrt{L_1^2[S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + L_2^2[S_D(\omega_2, \beta_2)]^2} \quad (4.2.23)$$

$$v_{s,max} = \varepsilon\sqrt{(1 - 2\gamma\varepsilon)^2[S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + [1 - 2(1 - \gamma)\varepsilon]^2[S_D(\omega_2, \beta_2)]^2} \quad (4.2.24)$$

$S_D(\omega_1, \beta_1)$ = φάσμα απόκρισης μετατόπισης,

$S_A(\omega_1, \beta_1)$ = φάσμα απόκρισης ψευδο - επιτάχυνσης.

Επιπρόσθετα, ο συντελεστής τέμνουσας βάσης δίνεται:

$$C_S = \frac{k_s v_{s,max}}{m} = \omega_s^2 v_{s,max} \quad (4.2.25)$$

η οποία γίνεται:

$$C_S = \sqrt{[S_A(\omega_1, \beta_1)]^2 + \varepsilon[S_A(\omega_2, \beta_2)]^2} \quad (4.2.26)$$

Συνήθως, για τα συστήματα μόνωσης γίνονται οι παραδοχές ότι $\varepsilon \cong 1$ και $S_D(\omega_1, \beta_1) \cong S_D(\omega_2, \beta_2)$, συνεπώς $\omega_1 \cong \omega_b$, $L_1 \cong 1$, $\beta_1 \cong \beta_b$:

$$v_{b,max} = S_D(\omega_b, \beta_b) \quad (4.2.27)$$

$$v_{s,max} = \varepsilon S_D(\omega_b, \beta_b) \quad (4.2.28)$$

$$C_S = S_A(\omega_b, \beta_b) \quad (4.4.29)$$

Οι προηγούμενες εκφράσεις είναι σημαντικές, διότι με την παρουσία μικρής τιμής για το ε και για ένα τυπικό φάσμα απόκρισης, το σύστημα μόνωσης μπορεί να σχεδιαστεί με μέγιστη μετατόπιση βάσης ίση με $S_D(\omega_b, \beta_b)$ και για ανωδομή με συντελεστή τέμνουσας βάσης ίσο με $S_A(\omega_b, \beta_b)$.

4.3 Εξισώσεις Κίνησης M - Βαθμών Ελευθερίας

Η ανάλυση που εκτελέστηκε στις υπερκείμενες σελίδες, αφορούσε το γραμμικό μοντέλο δύο βαθμών ελευθερίας, το οποίο μπορεί να εφαρμοσθεί κατ' επέκταση και σε πολυόροφα κτίρια. Στη συνέχεια, θα συμβολίσουμε την κατασκευή με τα αντίστοιχα μητρώα και τη σχετική μετατόπιση για κάθε βαθμό ελευθερίας:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g \quad (4.3.1)$$

\mathbf{u} = μητρώο μετακίνησης κάθε βαθμού ελευθερίας αναφορικά με το έδαφος,
 \mathbf{r} = διάνυσμα σύζευξης κάθε βαθμού ελευθερίας με την εδαφική κίνηση.

Με την εγκατάσταση του κτιριακού μοντέλου πάνω στο σύστημα μόνωσης, το οποίο έχει μάζα m_b , δυσκαμψία k_b και απόσβεση c_b , η εξίσωση (4.3.1) τροποποιείται σε:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{v}} + \mathbf{K}\mathbf{v} = -\mathbf{M}\mathbf{r}(\ddot{u}_g + \ddot{u}_b) \quad (4.3.2)$$

\mathbf{v} = μητρώο μετακίνησης σχετική με την πλάκα βάσης (Base Slab),
 \mathbf{v}_b = σχετική μετακίνηση της πλάκας βάσης ως προς το έδαφος.

Η καθολική εξίσωση της κίνησης για την κατασκευή συνυφασμένη με τη μόνωση βάσης προκύπτει:

$$\mathbf{r}^T \mathbf{M}(\ddot{\mathbf{v}} + \mathbf{r}\ddot{u}_b + \mathbf{r}\ddot{u}_g) + m_b(\ddot{u}_b + \ddot{u}_g) + c_b\dot{u}_b + k_b u_b = 0 \quad (4.3.3)$$

ή αλλιώς:

$$\mathbf{r}^T \mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}} + (m + m_b)\ddot{u}_b + c_b\dot{u}_b + k_b u_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (4.3.4)$$

Η εξίσωση (4.3.4) δηλώνει με τον όρο $\mathbf{r}^T \mathbf{M}\mathbf{r}$ τη συνολική μάζα m της κατασκευής. Συνεπώς, η ολική μάζα που παραλαμβάνει το σύστημα μόνωσης διαμορφώνεται ως $m + m_b$ και η μητρική μορφή των εξισώσεων αυτών είναι:

$$\mathbf{M}^* \ddot{\mathbf{v}}^* + \mathbf{C}^* \dot{\mathbf{v}}^* + \mathbf{K}^* \mathbf{v}^* = \mathbf{M}^* \mathbf{r}^* \ddot{u}_g \quad (4.3.5)$$

όπου

$$\mathbf{M}^* = \begin{bmatrix} m + m_b & \mathbf{r}^T \mathbf{M} \\ \mathbf{M}\mathbf{r} & \mathbf{M} \end{bmatrix} \quad \mathbf{C}^* = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & \mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (4.3.6)$$

$$\mathbf{K}^* = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & \mathbf{K} \end{bmatrix} \quad \mathbf{r}^* = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4.3.7)$$

$$\mathbf{v}^* = \begin{bmatrix} u_b \\ \mathbf{v} \end{bmatrix} \quad (4.3.8)$$

4.4 Ιδιομορφική Ανάλυση Συστήματος M - Βαθμών Ελευθερίας

Οι φυσικές ιδιομορφές της μονωμένης κατασκευής θεωρούνται γνωστές και συμβολίζονται με Φ^i , όπου $i = 1, \dots, N$. Σε όρους αυτών των ιδιομορφικών σχημάτων, η μετακίνηση του κάθε βαθμού ελευθερίας της κατασκευής μπορεί να δειχθεί ως:

$$\mathbf{v} = \sum_{i=1}^N q_i \Phi^i \quad (4.4.1)$$

Οι φυσικές ιδιοσυχνότητες ω_i^2 δίνονται:

$$\mathbf{M}\Phi^i\omega_i^2 = \mathbf{K}\Phi^i \quad (4.4.2)$$

και υποθέτουμε ότι $\Phi^i\mathbf{C}\Phi^j = 0$, αν $i \neq j$.

Οι μητρικές εξισώσεις της κίνησης προβαίνουν σε ελάττωση κατά $N + 1$ εξισώσεις:

$$\sum_{i=1}^N \mathbf{r}^T \mathbf{M} \Phi^i \ddot{q}_i + (m + m_b)\ddot{u}_b + c_b \dot{u}_b + k_b u_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (4.4.3)$$

και

$$\ddot{q}_i + 2\omega_i\beta_i\dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -L_i(\ddot{u}_g + \ddot{u}_b) \quad i = 1, \dots, N \quad (4.4.4)$$

L_i = παράγων συμμετοχής των ιδιομορφών λόγω μονωμένης βάσης. Δηλαδή:

$$L_i = \frac{\Phi^{iT} \mathbf{M} \mathbf{r}}{\Phi^{iT} \mathbf{M} \Phi^i} \quad (4.4.5)$$

ενώ οι ιδιομορφικές μάζες είναι:

$$M_i = \Phi^{iT} \mathbf{M} \Phi^i \quad (4.4.6)$$

Μπορούμε να διαμορφώσουμε τις υπερκείμενες εκφράσεις σε:

$$\sum_{i=1}^N \frac{L_i M_i}{m + m_b} \ddot{q}_i + \ddot{u}_b + 2\omega_b\beta_b\dot{u}_b + \omega_b^2 u_b = -\ddot{u}_g \quad (4.4.7)$$

και

$$L_i \ddot{u}_b + \ddot{q}_i + 2\omega_i\beta_i\dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = -L_i \ddot{u}_g \quad i = 1, \dots, N \quad (4.4.8)$$

Ολόκληρη η ιδιομορφική ανάλυση (Modal Analysis) αυτών των $N+1$ εξισώσεων, αποδόθηκε από τον Kelly (1996). Στις περισσότερες περιπτώσεις, οι ιδιομορφές πέρα της πρώτης ιδιομορφής είναι άνευ σημασίας στο σχεδιασμό ή στο σύστημα μόνωσης. Συλλήβδην, μόνο η πρώτη υπάγεται υποχρεωτικά κατά την αντισεισμική σχεδίαση.

Συγκρίνοντας τις εξισώσεις κίνησης (4.4.7), (4.4.8) με τις προηγούμενες για τη μονωμένη κατασκευή ενός βαθμού ελευθερίας:

$$\gamma \ddot{u}_s + \ddot{u}_b + 2\omega_b\beta_b\dot{u}_b + \omega_b^2 u_b = -\ddot{u}_g \quad (4.4.9)$$

$$\ddot{u}_s + \ddot{u}_b + 2\omega_s\beta_s\dot{u}_s + \omega_s^2 u_s = -\ddot{u}_g \quad (4.4.10)$$

μπορούμε να επεξεργαστούμε τις εξισώσεις αυτές, ώστε να ανταποκρίνονται, εάν αντικαθιστήσουμε το u_b στην στοιχειώδη ανάλυση (ενός βαθμού ελευθερίας) με $L_1 u_b$, το \ddot{u}_g με $L_1 \ddot{u}_g$ και την έκφραση (4.2.6) με:

$$\gamma = \frac{L_1^2 M_1}{m + m_b} \quad (4.4.11)$$

συνεπάγεται:

$$\frac{L_1^2 M_1}{m + m_b} \ddot{q}_l + (L_1 \ddot{u}_b) + 2\omega_b \beta_b (L_1 \dot{u}_b) + \omega_b^2 (L_1 u_b) = -L_1 \ddot{u}_g \quad (4.4.12)$$

$$(L_1 \ddot{u}_b) + \ddot{q}_l + 2\omega_1 \beta_1 \dot{q}_l = -L_1 \ddot{u}_g \quad (4.4.13)$$

Στην επίλυση των υπερκείμενων εξισώσεων, το αποτέλεσμα για q_1 συμπορεύεται με το u_s αντίστοιχα στο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας. Για το σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας, έχουμε τα βασικά πορίσματα:

$$|u_b|_{max} = \frac{1}{\omega_b^2} S_A(\omega_b, \beta_b) \quad (4.4.14)$$

και

$$C_S = [S_A(\omega_b^*, \beta_b^*) + \varepsilon^2 (1 - \gamma)^2 S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*)]^{\frac{1}{2}} \quad (4.4.15)$$

τα οποία αντικαθίστανται ακολούθως.

Η μέγιστη σχετική μετακίνηση της βάσης δίνεται:

$$|L_1 u_b|_{max} = \frac{1}{\omega_b^2} L_1 S_A(\omega_b, \beta_b) \quad (4.4.16)$$

και επειδή το L_1 εμφανίζεται και στα δύο μέλη, το αποτέλεσμα είναι αμετάβλητο.

Η τέμνουσα βάσης θα είναι:

$$|q_1|_{max} = \left(\frac{\varepsilon^2 L_1^2 S_A^2(\omega_b^*, \beta_b^*)}{\omega_b^{*4}} + \frac{\varepsilon^2 L_1^2 S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*)}{\omega_s^{*4}} \right) \quad (4.4.17)$$

με ω_b^*, β_b^* να υπολογίζονται όπως πριν και με $\varepsilon = \omega_b^2 / \omega_1^2$. Το διάνυσμα σχετικής μετατόπισης προκύπτει:

$$\mathbf{v} = q_1 \mathbf{\Phi}^1 \quad (4.4.18)$$

και αν παραβλέψουμε τις αποσβεστικές συνεισφορές, η αδρανειακή δύναμη σε κάθε στοιχείο θα είναι:

$$\mathbf{F} = \mathbf{Kv} = q_1 \mathbf{K} \mathbf{\Phi}^1 = q_1 \mathbf{M} \mathbf{\Phi}^1 \omega_1^2 \quad (4.4.19)$$

Η συνολική οριζόντια δύναμη που ασκείται στην ανωδομή είναι:

$$\mathbf{r}^T \mathbf{F} = q_1 \omega_1^2 L_1 M_1 \quad (4.4.20)$$

η οποία εκφραζόμενη σε όρους του συντελεστή τέμνουσας δύναμης (ή συντελεστής πλευρικής δύναμης) C_S , γίνεται:

$$C_S m = \mathbf{r}^T \mathbf{F} \quad (4.4.21)$$

Ακόμη:

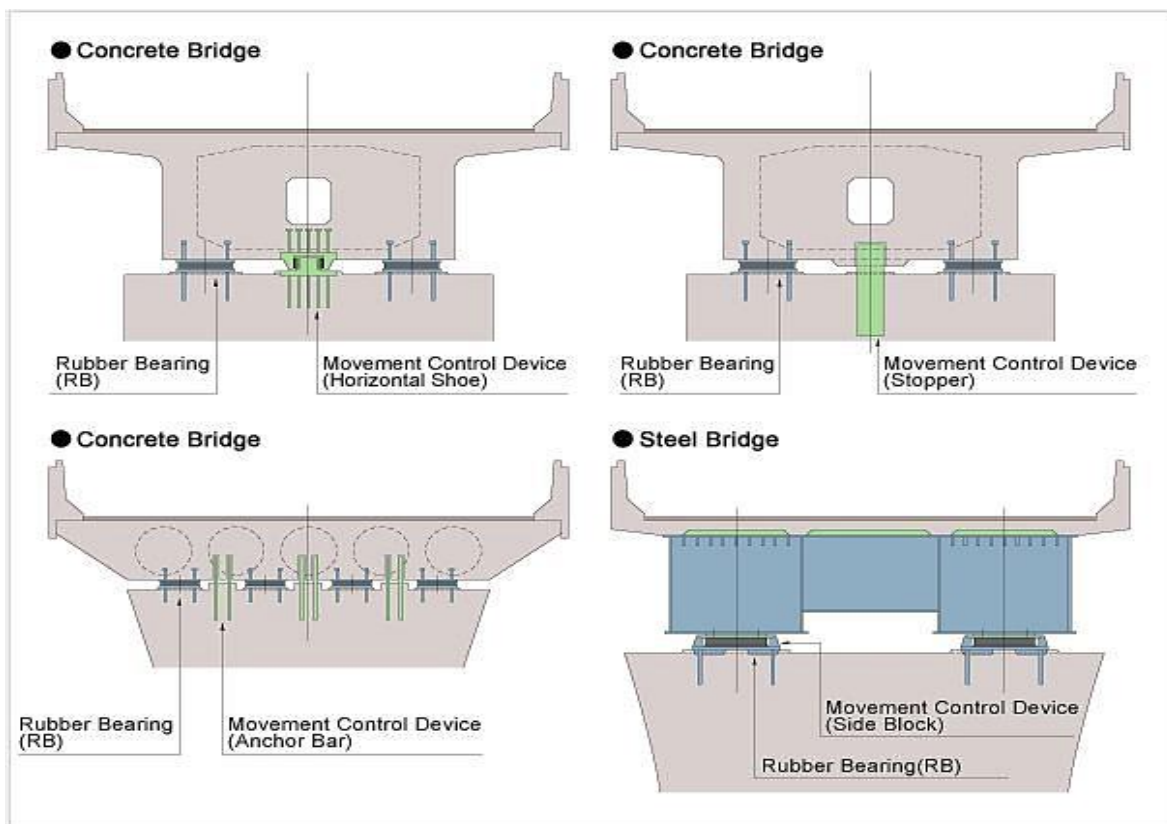
$$C_S = \frac{L_1 M_1}{m} \left(L_1^2 S_A^2(\omega_b, \beta_b) + (1 - \gamma_1)^2 \varepsilon^2 L_1^2 S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*) \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.4.22)$$

ή

$$C_S = \frac{L_1^2 M_1}{m} \left(S_A^2(\omega_b, \beta_b) + (1 - \gamma_1)^2 \varepsilon^2 S_A^2(\omega_s^*, \beta_s^*) \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.4.23)$$

4.5 Ελαστομερή Εφεδράνα (Elastomeric Bearings)

Το ευρύ φάσμα της σεισμικής μόνωσης καλύπτεται, κυρίως, με τη χρήση των ελαστομερών εφεδράνων, τα οποία στηρίζονται στις ευκαμπτικές ιδιότητες των μελών τους (φυσικά ή συνθετικά ελαστομερή) για την επίτευξη επιθυμητών χαρακτηριστικών της σεισμικής μόνωσης. Στην αρχή, χρησιμοποιήθηκαν για τη μόνωση των ανωδομών (Superstructure) γεφυρών, οι οποίες υπόκειντο σε σημαντικές μεταβολές των διαστάσεων και του σχήματος τους εξαιτίας θερμοκρασιακών διαφορών. Έπειτα συμπεριλήφθηκαν στον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων, νοσοκομείων, μουσείων κ.α.



Σχήμα 4.2 Εφαρμογή ελαστομερών εφεδράνων σε διάφορους τύπους γεφυρών (*oiles.co.jp*).

Αποτελούνται από εναλλασσόμενες στρώσεις ελαστομερούς υλικού και χαλύβδινων ελασμάτων (τις περισσότερες φορές) συνυφασμένα με ένα κραταιό, αντιδιαβρωτικό υλικό. Τα ελάσματα αποτρέπουν την υπερβολική διόγκωση των επάλληλων στρώσεων και αυξάνουν την κατακόρυφη δυσκαμψία. Η κατακόρυφη δυσκαμψία με την ύπαρξη των μεταλλικών πλακών γίνεται εκατοντάδες φορές μεγαλύτερη από την οριζόντια δυσκαμψία. Όσο αυξάνεται το πάχος κάθε στρώσης, μειώνεται η δυνατότητα παραλαβής των κατακόρυφων φορτίων, καθώς και η αντίσταση στις οριζόντιες και επικλινείς μετατοπίσεις της ανωδομής. Τα εφεδράνα, συνήθως, περιβάλλονται από ελαστικό υλικό για την προστασία από περιβαλλοντικούς παράγοντες.

Σημαντικός παράγοντας στη διαστασιολόγηση των εφεδράνων, είναι ο λόγος του επιτρεπόμενου κατακόρυφου φορτίου W_{max} προς την οριζόντια ευκαμψία K_H , ο οποίος καθορίζει τη μέγιστη εφικτή τιμή της ιδιοπεριόδου σχεδιασμού T_D του σεισμικά μονωμένου

συστήματος. Επίσης, μεγάλης σπουδαιότητας είναι η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή της οριζόντιας μετατόπισης σχεδιασμού D_D που διαμορφώνεται από την μέγιστη ανεκτή διατμητική παραμόρφωση γ του ελαστομερούς.

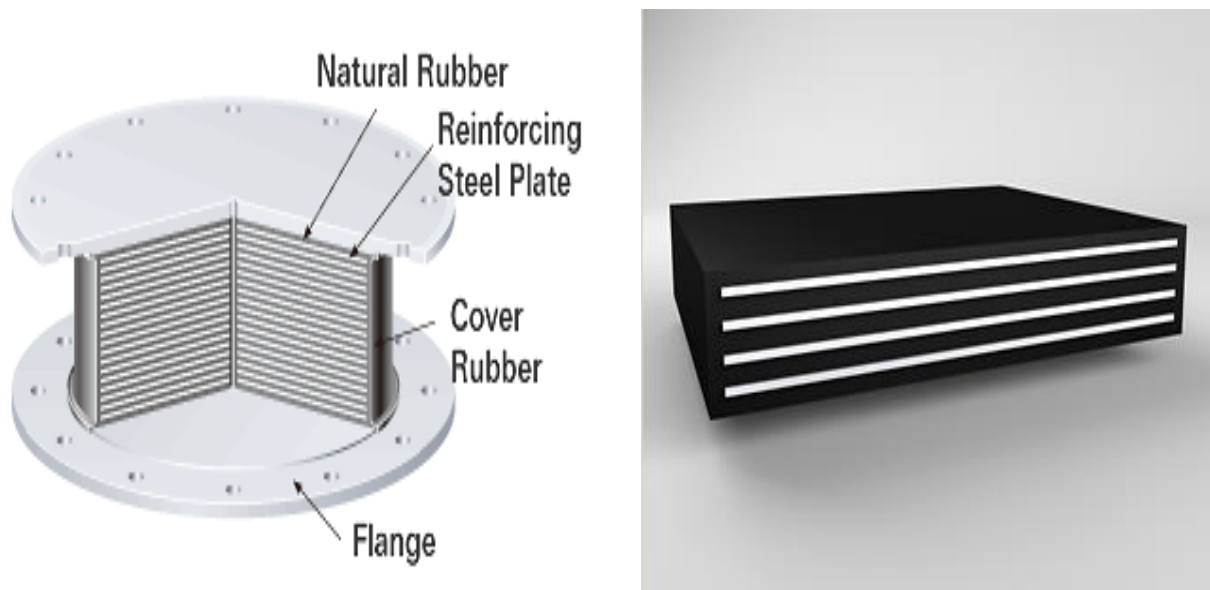
Τα εφέδρανα αυτά κατηγοριοποιούνται σε τρεις βασικές υπο - κατηγορίες:

1. Φυσικά και συνθετικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (NR).
2. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB).
3. Φυσικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRN).

4.5.1 Φυσικά και Συνθετικά Εφέδρανα Χαμηλής Απόσβεσης (NR)

Η κατηγορία αυτή έχει εφαρμοσθεί ευρέως σε χώρες, όπως η Ιαπωνία, καθώς το εφέδρανο σύγκεται από φυσικό ελαστομερές και σε συνδυασμό με συμπληρωματικές συσκευές απόσβεσης, λόγω χάρη αποσβεστήρες ιξώδους υγρού, τριβής, μεταλλικοί κ.ο.κ.

Όπως προαναφέρθηκε, αποτελούνται από αλληπάλληλες στρώσεις ελαστομερούς και μεταλλικών πλακών που αποτρέπουν τη διόγκωση, αλλά αυξάνουν την κατακόρυφη δυσκαμψία. Δεν έχουν επίδραση στην οριζόντια δυσκαμψία, η οποία ελέγχεται από το χαμηλό μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς, όμως λόγω του χαμηλού μέτρου αυτού μειώνουν την ελευθερία στρέψης. Η συμπεριφορά του υλικού σε διάτμηση είναι γραμμική για διατμητικές παραμορφώσεις πάνω του 100 % και με ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης στην περιοχή των 2 - 3 %. Επιπρόσθετα, το υλικό αυτό διακρίνεται από ικανοποιητική μακροχρόνια σταθερότητα του μέτρου διάτμησης και δεν υπόκειται σε ερπυσμό.



Σχήμα 4.3 Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (*dsbrown.com & bridgestone.com*).

Βασικά πλεονεκτήματα των εφεδράνων αυτών είναι:

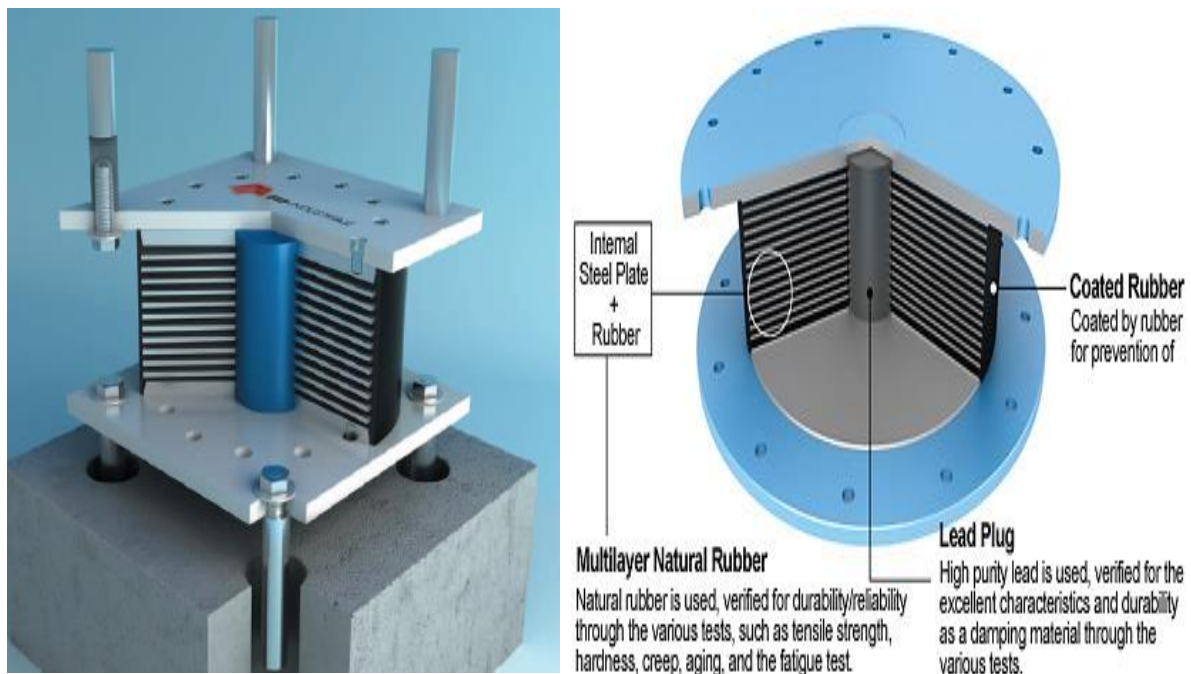
1. Απλή διαδικασία κατασκευής, αφού η συνθεσή και ο συνδυασμός τους με τον χάλυβα είναι κατανοητές παράμετροι.
2. Εύκολη μοντελοποίηση.
3. Η μηχανική τους απόκριση είναι ανεξάρτητη από τη θερμοκρασία, ρυθμό, ιστορία ή γήρανση.

Παρολαυτά, απαιτούν συμπληρωματικά συστήματα για πρόσδοση απόσβεσης και κατ' επέκταση συνδέσεις για την αλληλοσυνεργασία τους.

4.5.2 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα LRB

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου είναι καινοτομία με καταγωγή τη Νέα Ζηλανδία το 1975. Από τότε, η χρήση τους διαδόθηκε σε μεγάλη έκταση στην Ιαπωνία και στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής.

Η δομή και η λειτουργία τους είναι παρόμοια με εκείνη των φυσικών ή συνθετικών εφεδράνων, με τη διαφορά ότι συνιστώνται από μολυβδένιους (Mb) πυρήνες. Το στοιχείο αυτό είναι το πλέον κατάλληλο λόγω του μικρού ορίου διαρροής (~ 10 MPa) και της ικανότητας του για ανάπτυξη πλαστιμότητας σε μικρή θερμοκρασία (~ 20 °C), εν συγκρίσει με τα άλλα μέταλλα, συμπεριφερόμενο έτσι προσεγγιστικά ως ελαστο - πλαστικό στερεό. Είναι προτιμητέο, επίσης, αφού για μικρές οπές (~ 100 mm) όπου τοποθετείται, παρέχει υψηλές αποσβεστικές δυνάμεις και οι μηχανικές του ιδιότητες επαναφέρονται συνεχώς χάρη στην ταυτόχρονη ανεμπόδιστη διαδικασία της επαναφοράς και της επανακρυσταλλοποίησης. Ακόμη, είναι ακλόνητα διαθέσιμο σε υψηλή καθαρότητα επιτρέποντας την προβλεψιμότητα (99,9 %) των ιδιοτήτων του.



Σχήμα 4.4 Εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου (*FIP INDUSTRIALE & oiles.co.jp*).

Ο πυρήνας αυτός αυξάνει την απόσβεση ενέργειας μέσω της υστερητικής διατμητικής παραμόρφωσης (βρόχος υστέρησης) του μολύβδου. Δηλαδή, μόλις διαρρεύσει στην ανελαστική περιοχή, έχει την ικανότητα να απορροφά τεράστια ποσότητα ενέργειας, η οποία παραμορφώνει μόνιμα κατά ελάχιστο το υλικό και διαχέεται μέσω θερμότητας ανά κύκλο επαναλαμβανόμενης φόρτισης. Συμπερασματικά, προσδίδει στο εφέδρανο διγραμμική, ελαστοπλαστική συμπεριφορά.

Εν τέλει, ιδιαίτερη προσοχή λαμβάνεται στον καθορισμό της μετατόπισης σχεδιασμού, αφού σε αυτού του τύπου εφέδρανα η απόσβεση (effective damping) και η δυσκαμψία (effective stiffness) εξαρτώνται άμεσα από τη μετατόπιση.

4.5.3 Φυσικά Εφέδρανα Υψηλής Απόσβεσης (HDNR)

Τα φυσικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης ήταν απόρροια μελέτης του συνδέσμου MRPRA (Malaysian Rubber Producer's Research Association) του Ηνωμένου Βασιλείου το 1982, με σκοπό την εξάλειψη των αναγκών για συμπληρωματικές αποσβεστικές διατάξεις.

Με την προσθήκη καλής ποιότητας μπλόκ άνθρακα (Carbon Block), λιπαντικά ή ρητίνη και κατάλληλες στρώσεις, επέρχεται αύξηση της απόσβεσης από 10 - 20 % για 100 % διατμητικές παραμορφώσεις, ενώ η διαδικασία βουλκανισμού, πρόσφυσης και υλοποίησης είναι αμετάβλητη. Το υλικό ανταποκρίνεται μη γραμμικά στις διατμητικές παραμορφώσεις λιγότερο από 20 % και χαρακτηρίζεται από υψηλές τιμές απόσβεσης και δυσκαμψίας, με αποτέλεσμα την ελαχιστοποίηση της απόκρισης κάτω από ανεμοπιέσεις ή ελάχιστονες σεισμούς. Στη συνέχεια, το μέτρο διάτμησης G είναι χαμηλό και σταθερό για εύρος παραμορφώσεων 20 - 120 %, ενώ για υπερβάλλουσες του ορίου τιμές αυξάνεται εξαιτίας κρυσταλλικής παραμόρφωσης, η οποία συνοδεύεται από αύξηση στη σκέδαση της ενέργειας.



Σχήμα 4.5 Εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (Malek/Ahmadi, 15 WCEE, Lisboa, 2012).

Τα εφέδρανα αυτά χαρακτηρίζονται από απόσβεση που έχει απόκριση μεταξύ ιξώδης και υστερητικής. Συγκεκριμένα, η ιξώδης απόσβεση της ενέργειας είναι μια τετραγωνική συνάρτηση της μετατόπισης, ενώ η υστερητική εξαρτάται γραμμικά από τη μετατόπιση. Επομένως, συνεπάγεται ότι τα εφέδρανα υψηλής απόσβεσης εκδηλώνουν απόκριση με γραμμικό - ιξώδη και ελαστοπλαστικά στοιχεία.

Ένα άλλο χαρακτηριστικό τους, είναι η μείωση της δόνησης του περιβάλλοντα χώρου, όπως κατακόρυφες δονήσεις υψηλών συχνοτήτων από την οδική κυκλοφορία ή από υπόγειο σιδηροδρομικό δίκτυο.

4.6 Εφέδρανα Ολίσθησης (Sliding Bearings)

Τα εφέδρανα ολίσθησης είναι η πιο σύγχρονη και απλή μέθοδος σεισμικής μόνωσης. Τα συστήματα καθ' εαυτά παραλαμβάνουν το βάρος της κατασκευής σε εφέδρανο που εγκαθίσταται σε μια ολισθηρή επιφάνεια. Η επιφάνεια αυτή είναι σχεδιασμένη με χαμηλό συντελεστή τριβής, περιορίζοντας, συνεπώς, την αντίσταση στα οριζόντια φορτία. Τα

περισσότερα χρησιμοποιούν polytetrafluorethylene (PTFE) ή Teflon, ως υλικό, και ανοξείδωτο χάλυβα για την επιφάνεια ολίσθησης.

Η θεωρητική ανάλυση της συμπεριφοράς των εφεδράνων ολίσθησης βασίζεται, γενικά, στην παραδοχή της τριβής Coulomb, η οποία δυστυχώς δεν είναι απόλυτα ακριβής. Τα χαρακτηριστικά της τριβής εξαρτώνται από τη θερμοκρασία, την ταχύτητα κίνησης της επιφάνειας, το βαθμό φθοράς και καθαριότητας της επιφάνειας ολίσθησης.

Η δύναμη επαναφοράς παρέχεται είτε με ελατήρια είτε μέσω γεωμετρίας, όπως συμβαίνει με τα εφέδρανα εκκρεμούς τριβής ή Friction Pendulum (FB). Τα εφέδρανα αυτά εφαρμόζονται ευρέως στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής.

4.6.1 Σύστημα TASS

Πρόκειται για συστήματα, όπου τα κατακόρυφα φορτία στηρίζονται πάνω σε στοιχεία από Teflon - ανοξείδωτο χάλυβα, τα οποία αναπτύχθηκαν για πρώτη φορά στην Ιαπωνία από την εταιρία TAISEI Corp.

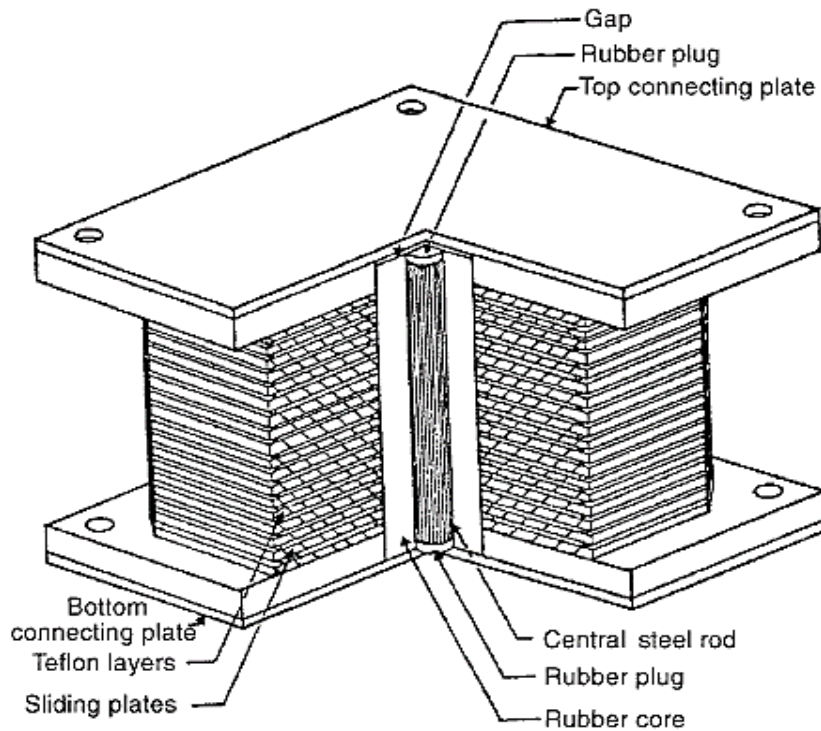
Η επιφάνεια ολίσθησης από Teflon χαρακτηρίζεται από πίεση της τάξης των 10 MPa, συντελεστή τριβής 0.05 σε χαμηλές ταχύτητες και 0.15 σε υψηλότερες. Από την άλλη, είναι ελαττωματικά ως προς τον εφελκυσμό, αφού χρησιμοποιούν ελαστομεταλλικά εφέδρανα, που δεν παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία, παρέχοντας έτσι τις απαραίτητες δυνάμεις επαναφοράς.

Τέλος, η υπερκείμενη αδυναμία παραλαβής εφελκυστικών φορτίων και η ευαισθησία ταχύτητας της ολισθητής επιφάνειας, καθιστούν τη μοντελοποίηση τέτοιου είδους συστημάτων σύνθετη.

4.6.2 Σύστημα Μόνωσης Βάσης Επανακτικότητας - Τριβής (Resilient - Friction Base Isolation)

Σε αυτή την περίπτωση, η φιλοσοφία είναι η λύση του προβλήματος, δηλαδή του υψηλού συντελεστή τριβής του Teflon στο ανοξείδωτο χάλυβα σε υψηλές ταχύτητες, μέσω πολλαπλών επιφανειών ολίσθησης σε ένα μοναδικό εφέδρανο, όπως παρατηρήθηκε στην προηγούμενη κατηγορία. Το ζητούμενο είναι ο "διαμελισμός" της υψηλής ταχύτητας μεταξύ των βασικών επιφανειών ολίσθησης με την τοποθέτηση επιπρόσθετων επιφανειών ολίσθησης ενδιάμεσα τους. Συνεπώς, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων οδηγεί στην επιθυμητή μείωση και κατ' επέκταση σε μικρό συντελεστή τριβής για κάθε επιμέρους επιφάνεια ολίσθησης.

Επιπρόσθετα, τα συστήματα αυτά συνοδεύονται από έναν κεντρικό πυρήνα ελαστομερούς που παρέχει δυνάμεις επαναφοράς και δεν παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία ή μια κεντρική χαλύβδινη ράβδο, η οποία επιφέρει τη βελτίωση της κατανομής των μετατοπίσεων ανάμεσα στις επιφάνειες ολίσθησης.

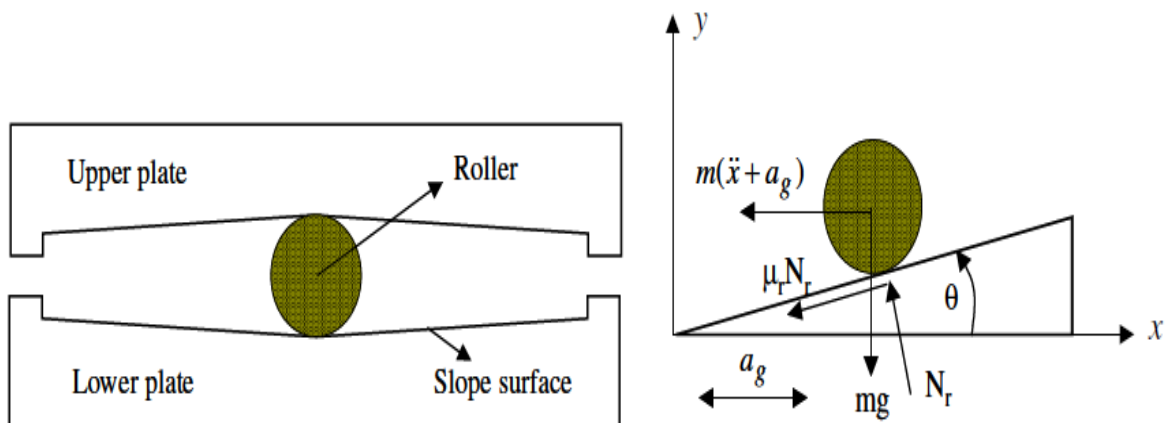


Σχήμα 4.6 Εφέδρανο ολίσθησης τύπου επανακτικότητας - τριβής (Naeim & Kelly, 1999).

4.6.3 Εφέδρανα Κύλισης (Rolling - Type Bearings)

Τα εφέδρανα κύλισης ή κυλιόμενα εφέδρανα είναι παραλλαγή των συστημάτων τριβής τύπου εκκρεμούς (τα οποία αναφέρονται στην επίκειμενη ενότητα). Δηλαδή, πρόκειται για μόνωση που περιορίζει τη μεταδοτικότητα με την τοποθέτηση μηχανισμού κύλισης (π.χ ρόδες), καθώς η τριβή λόγω κύλισης είναι μικρότερου μεγέθους από εκείνη λόγω ολίσθησης.

Συνίστανται, γενικά, από τρία μέρη ή τμήματα, όπως δύο ακραίες μεταλλικές πλάκες όπου ενδιάμεσα κυλάει ένας συμπαγής κύλινδρος (σχήμα 4.7). Οι μεταλλικές πλάκες, εξωτερικά, διαμορφώνονται επίπεδες και συνδέονται με την ανωδομή και την υποδομή, ενώ εσωτερικά έχουν κάποια καμπυλότητα σταθερής κλίσης όταν αναμένονται οριζόντιες μετατοπίσεις για την κατασκευή. Με την εκκίνηση της κύλισης μεταδίδεται οριζόντια δύναμη από τον κύλινδρο και η δύναμη επαναφοράς στηρίζεται στη βαρύτητα, η οποία λαμβάνει χώρα λόγω γεωμετρίας.



Σχήμα 4.7 Σχηματική απεικόνιση εφεδράνου κύλισης (αριστερά) και εξωτερικές δυνάμεις κατά την κύλιση (δεξιά) (Meng - Hao Tsai, Kuo - Chun Chang & Si - Yi Wu, 2016).

Θεωρώντας κατασκευή που εγκαθίσταται πάνω στα εφέδρανα αυτά (σύμφωνα με το σχήμα 4.7) με γωνία κλίσεως θ για οριζόντιες διεργασίες, οι εξωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται, είναι το φορτίο βαρύτητας της ανωδομής mg , η αδρανειακή δύναμη $m(\ddot{x} + a_g)$, κάθετη δύναμη αντίδρασης N_r από την καμπυλωμένη επιφάνεια και η τριβή λόγω κύλισης $\mu_r N_r$. Το μέγεθος μ_r θεωρείται ο λόγος του συντελεστή αντίστασης, λόγω κύλισης, προς την ακτίνα του κυλίνδρου. Συνεπώς, κάτω από την επίδραση αυτών των δυνάμεων, στιγμιαία για την οριζόντια διεύθυνση, η εξίσωση της κίνησης με κύλισης θα προκύψει:

$$m(\ddot{x} + a_g) + N_r \sin\theta \cdot \text{sgn}(\dot{x}) + \mu_r N_r \cos\theta \cdot \text{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad (4.6.3.1)$$

m = μάζα ανωδομής,

\ddot{x}, a_g = σχετική οριζόντια επιτάχυνση του κυλίνδρου με την κάτω πλάκα και η επιτάχυνση του εδάφους αντίστοιχα,

sgn = συνάρτηση signum.

Η δύναμη αντίδρασης N_r μπορεί να διατυπωθεί ως:

$$N_r = m \left(g - a_g \tan\theta \cdot \text{sgn}(\dot{x}) \right) \cos\theta \quad (4.6.3.2)$$

Συνακόλουθα, αν θεωρηθεί ισχύουσα κατάσταση $\dot{x} \geq 0$ και $x \geq 0$, τότε η μέγιστη τιμή απόκρισης της επιτάχυνσης της κυλιόμενης κατασκευής είναι:

$$S_{a,RTB} = \cos^2 \theta (\mu_r + \tan\theta) (g + a_{g,max} \tan\theta) \quad (4.6.3.3)$$

Όπως παρατηρείται από την υπερκείμενη έκφραση, η μέγιστη τιμή της απόκρισης της επιτάχυνσης εξαρτάται από τη μέγιστη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) $a_{g,max}$, τη γωνία κλίσεως θ και την παράμετρο μ_r . Προκαταρκτικές μελέτες έχουν καταλήξει στο συμπέρασμα της ασθενούς επίδρασης, των $a_{g,max}$ και μ_r , στη μετάδοση της μέγιστης επιτάχυνσης στη κατασκευή, ενώ δεσπόζει η γωνία κλίσεως θ αναφορικά με τη μεταδοτικότητα αυτή.

Τέλος, όπως για κάθε εφέδρανο ολίσθησης, απαιτείται μια ελάχιστη οριζόντια δύναμη για την έναρξη της ολισθαίνουσας κίνησης. Κατά παρόμοιο τρόπο, τα εφέδρανα τύπου κύλισης απαιτούν αυτή την εναρκτήρια ενέργεια, η οποία εξάγεται από την εξίσωση κίνησης που προηγήθηκε:

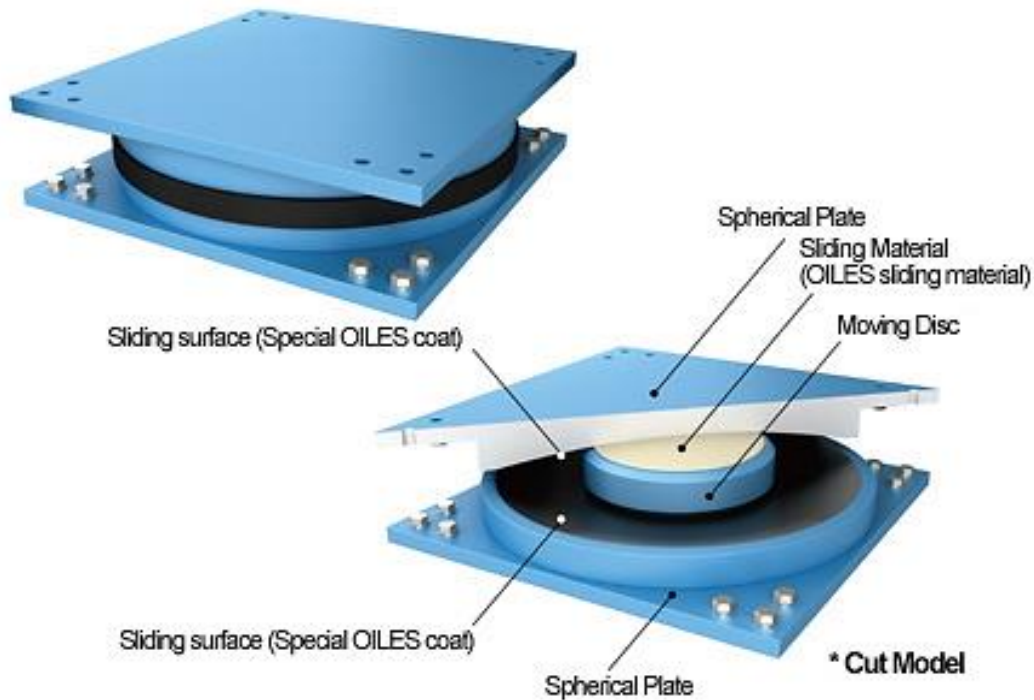
$$|a_g| \geq g \cos^2 \theta \frac{(\mu_r + \tan\theta)}{1 - \sin\theta \cdot \cos\theta (\mu_r + \tan\theta)} \quad (4.6.3.4)$$

4.6.4 Συστήματα Εκκρεμούς Τριβής (Friction Pendulum Systems)

Η λειτουργία των συστημάτων αυτών συνδυάζει ολίσθηση και δύναμη επαναφοράς μέσω γεωμετρίας. Χρησιμοποιούν χαρακτηριστικά εκκρεμούς για την επαύξηση της περιόδου της μονωμένης κατασκευής.

Αποτελούνται από έναν ευκίνητο ολισθητήρα (Articulated Slider) κινούμενος, κατά μήκος, πάνω σε σφαιρική επιφάνεια ανοξειδώτου χάλυβα. Η επιφάνεια του ολισθητήρα αυτού που έρχεται σε επαφή με την επιφάνεια ολίσθησης, είναι επιστρωμένη με υλικό χαμηλής τριβής, ενώ η άλλη πλευρά του εδρεύει σε σφαιρική κοιλότητα, επίσης υλικού χαμηλής τριβής. Με την ενεργοποίηση του από διεργασίες, ο ευκίνητος ολισθητήρας ολισθαίνει στην σφαιρική επιφάνεια, προκαλώντας ανύψωση της ανωδομής με κινήσεις εκκρεμούς.

Η τριβή μεταξύ των υπερκείμενων επιφανειών παρέχει αντίσταση τριβής και συντελεί στην απόσβεση ενέργειας, ενώ η ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας ευθύνεται για τη δύναμη επαναφοράς και επηρεάζει καθοριστικά τη δυσκαμψία του μονωτήρα, καθώς και την ιδιοπερίοδο της μονωμένης κατασκευής.



Σχήμα 4.8 Εφέδρανο ολίσθησης Friction Pendulum (*oiles.co.jp*).

Διακρίνονται για τα εξής προτερήματα:

1. Ικανότητα διαχείρισης μεγαλύτερων επιπέδων μετατοπίσης και απαίτησης μικρότερου χώρου λειτουργίας συγκριτικά με τα ελαστομερή εφέδρανα.
2. Με την περαιτέρω μείωση του συντελεστή τριβής, μειώνεται ακόμη περισσότερο η τέμνουσα βάσης και παράλληλα αυξάνονται οι μετατοπίσεις.
3. Ικανοποιητική προβλεψιμότητα ως προς την αποδοσή τους.
4. Ανεξαρτησία της ιδιοπεριόδου από τη μάζα της ανωδομής.
5. Η καμπυλότητα ελέγχει τη ιδιοσυχνότητα των συσκευών καθ' εαυτών.

Τα σημαντικότερα μειονεκτήματα είναι:

1. Υψηλότερο κόστος κατασκευής σε σχέση με τα ελαστομερή υλικά.
2. Το σύστημα παρέχει μόνο μερικές ικανότητες επανεπικέντρωσης ή επαναφοράς.
3. Προβλήματα που συνοδεύονται από αντίθετες στρεπτικές κινήσεις σε ασύμμετρες κατασκευές.
4. Ελαττώματα από κίνηση συνοδευόμενη από κόλλημα του ολισθήρα στην καμπυλωμένη επιφάνεια και από τις μη ομοιόμορφες κατανομές της πίεσης στις επιφάνειες ολίσθησης.

4.6.5 Εφέδρανα EradiQuake (EradiQuake Isolation Bearing System)

Η κατηγορία αυτή διαφοροποιείται, από τα εφέδρανα ολίσθησης Friction Pendulum, με την ύπαρξη εναλλακτικής μορφής δύναμης επαναφοράς. Έχουν την ιδιότητα να μετατρέπουν την ενέργεια μιας κινούμενης μάζας (κινητική ενέργεια), όπως η ανωδομή των γεφυρών, σε

θερμότητα και ελαστική δυναμική ενέργεια (ελατήρια). Επιπρόσθετα, μπορούν να προσδώσουν και ικανοποιητική απόσβεση ενέργειας κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Αποτελούνται από έναν κυλινδρικό δίσκο που εγκλείεται, εκατέρωθεν, από δύο χαλύβδινες πλάκες και παραλαμβάνει το κατακόρυφο φορτίο, την οριζόντια δύναμη, καθώς επιτρέπει τη μετακίνηση ή περιστροφή. Περιστοιχίζεται από ελατήρια ουρεθάνης (Mass Energy Regulators) τα οποία μετασχηματίζουν την κινητική ενέργεια σε ελαστική μέσω της συσπείρωσης ή συμπίεσης των ελατηρίων. Οι χαλύβδινες πλάκες, οι οποίες μπορεί να είναι και από polytetrafluorethylene (PTFE), καθιστούν εφικτή τη μετατροπή της ενέργειας λόγω της κινούμενης μάζας σε θερμότητα.



Σχήμα 4.9 Μορφολογία εφεδράνων EradiQuake (R. J. Watson, J. Conklin, 2015 & www.rjwatson.com).

Όπως συμβαίνει με τα εφέδρανα ολίσθησης Friction Pendulum, έτσι και σε αυτή την περίπτωση, υφίστανται δύο μηχανισμοί αντίστασης στις οριζόντιες μετακινήσεις. Ο πρώτος μηχανισμός είναι εκείνος της αντίστασης λόγω τριβής, η δύναμη τριβής F_f , μεταξύ των χαλύβδινων πλακών και του κυλινδρικού δίσκου. Ισχύει ότι:

$$F_f = \mu W \quad (4.6.5.1)$$

Ο δεύτερος μηχανισμός είναι η επαναφορά των ελατηρίων καθώς αυτά συμπιέζονται. Τα ελατήρια αυτά παρουσιάζουν δυσκαμψία k_d , οπότε η δύναμη επαναφοράς θα είναι:

$$F_r = k_d D \quad (4.6.5.2)$$

Συνεπώς, η συνολική δύναμη αντίστασης του εφεδράνου θα προκύψει με την επαλληλία των προαναφερθεισών εξισώσεων. Δηλαδή:

$$F = \mu W + k_d D \quad (4.6.5.3)$$

Καθώς η συμπεριφορά ή απόκριση των εφεδράνων EradiQuake είναι μη γραμμική, απαιτούνται, αν ασχοληθούμε με ελαστικές αναλύσεις, ισοδύναμα γραμμικοποιημένα στοιχεία. Τέτοια είναι η ενεργός δυσκαμψία k_e του εφεδράνου και το ισοδύναμο ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης β_e , τα οποία διατυπώνονται ως:

$$k_e = \frac{\mu W}{D} + k_d \quad (4.6.5.4)$$

$$\beta_e = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{k_d D}{W}} \right) \quad (4.6.5.5)$$

4.7 Λοιπά Συστήματα

4.7.1 Συστήματα Τύπου Ελατηρίων (Spring Type Systems)

Χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις, όταν ο σχεδιασμός της σεισμικής μόνωσης επιτάσσει να ληφθούν υπόψιν και οι τρεις διαστάσεις. Ο κυριότερος τύπος από αυτά είναι το σύστημα GERB, το οποίο αποτελείται από σπειροειδή ελατήρια, εύκαμπτα οριζόντια και κατακόρυφα σε συνδυασμό με συμπληρωματικούς αποσβεστήρες ιξώδους υγρού.

Η λειτουργία των συστημάτων GERB είναι τελεσφόρος, καθώς μπορούν να επιτεύξουν χαμηλές φυσικές περιόδους για το κτίριο ή κατασκευή (2 - 5 Hz), συνεπάγεται ελάττωση των δονήσεων από διεγείρουσες συχνότητες με φάσμα μεταξύ 10 - 20 Hz. Επουσιώδης είναι, ακόμη, η δυνατότητα τους να προ - συμπιέζονται, πρακτική απόρροια στην περίπτωση αντιμετώπισης των κινδύνων διαφορικής καθίζησης.

Ακολούθως, τα συστήματα αυτά χρησιμοποιούνται, συνήθως, σε περιπτώσεις όπου το κέντρο βάρους της μονωμένης κατασκευής είναι πάνω από το κέντρο δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης (π.χ πυρηνικοί αντιδραστήρες). Όταν υπάρχει, δηλαδή, έντονη σύζευξη μεταξύ οριζόντιας κίνησης και κίνησης λόγω λικνίσματος (Rocking Motion).



Σχήμα 4.10 Εφέδρανο τύπου ελατηρίων - GERB (*gerb.com & gerb.it*).

4.7.2 Σύστημα Σωληνωτών Πασσάλων (Sleeved - Pile Isolation System)

Το σύστημα αυτό είναι ιδανικό στις περιπτώσεις όπου το έδαφος θεμελίωσης είναι πολύ μαλακό υλικό. Γίνεται χρήση βαθιών πασσάλων, εξασφαλίζοντας οριζόντια ευκαμψία στο σύστημα μόνωσης, τοποθετώντας τα μέσα σε σωλήνες με κατάλληλο άνοιγμα για διάκενο.

Γνωρίζοντας ότι η οριζόντια δυσκαμψία είναι ανάλογη του λόγου EI/l^3 και το φορτίο P_{crit} , λόγω λυγισμού, ανάλογο του EI/l^2 , όπου EI : καμπτική δυσκαμψία και l : μήκος του πασσάλου, δηλαδή:

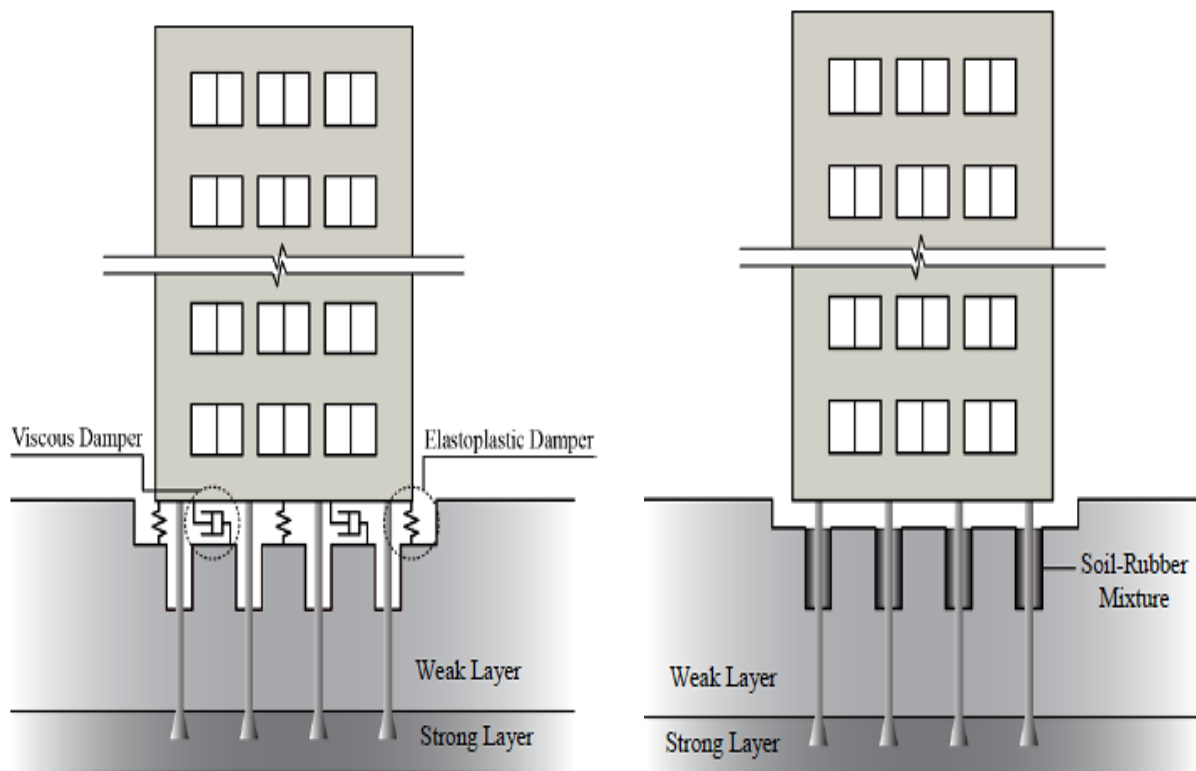
$$P_{crit} = \frac{\beta EI}{l^2} \quad (4.7.2.1)$$

προκύπτει ένας συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού:

$$SF = \frac{\alpha}{\beta} l/gT^2 \quad (4.7.2.2)$$

α, β = συντελεστές ευστάθειας στα άκρα των πασσάλων,
 T = περίοδος συστήματος.

Από τα παραπάνω, για συγκεκριμένο κατακόρυφο φορτίο και περίοδο, ο συντελεστής ασφαλείας, έναντι λυγισμού, αυξάνεται με την αύξηση του μήκους των πασσάλων.



Σχήμα 4.11 Μόνωση βάσης με πασσάλους με συμπληρωματικούς αποσβεστήρες (αριστερά) και με μίγμα εδάφους - ελαστομερούς (δεξιά) (Panah & Khoshay, 2015).

4.7.3 Συστήματα Λικνίσματος (Rocking Systems)

Βασίζονται στη μερική αποσύζευξη ψηλών λεπτών δομημάτων, που υποστηρίζουν βαριές κατασκευές (π.χ βάρθρα γεφυρών), από τη θεμελίωση. Τα βάρθρα γεφυρών, συνήθως, αναπτύσσουν ροπές ανατροπής, οι οποίες οδηγούν σε εφελκυσμό στο επίπεδο θεμελίωσης. Δηλαδή, πρόκειται για μερική σεισμική μόνωση καθώς μειώνει τα εφελκυστικά φορτία σε όλη την κατασκευή. Είναι μια εναλλακτική μέθοδος έναντι της παροχής εφελκυστικής αντοχής μέσω αγκυρίων σε βαθείς φρεατοπασσάλους, η οποία δε δεύτερη πρόκειται για αρκετά δαπανηρή μέθοδος.

Τέτοιο παράδειγμα αποτελεί η περίφημη γέφυρα του νότιου Rangitikei ποταμού στη Νέα Ζηλανδία (σχήμα 4.10), η οποία κατασκευάστηκε ως σιδηροδρομική γέφυρα. Αποτελείται από βάρθρα ύψους 69 m, ικανά να "αποδεσμεύουν" καθολικά την κατασκευή, κάτω από την επίδραση δυναμικών φορτίων, από τα θεμελιά της. Κάθε πυλώνας, περιέχει, εντός του, δύο υπερόγκους αποσβεστήρες ενέργειας, οι οποίοι βασίζονται (δηλαδή η λειτουργία τους) στην ελαστο - πλαστική στρέψη των μεταλλικών τους μπαρών. Με αυτή τη φιλοσοφία, παρέχεται

στον κάθε πυλώνα δυνάμεις ελέγχου, όταν αυτός υπόκειται σε παλλινδρομική κίνηση στην κατακόρυφη διεύθυνση.

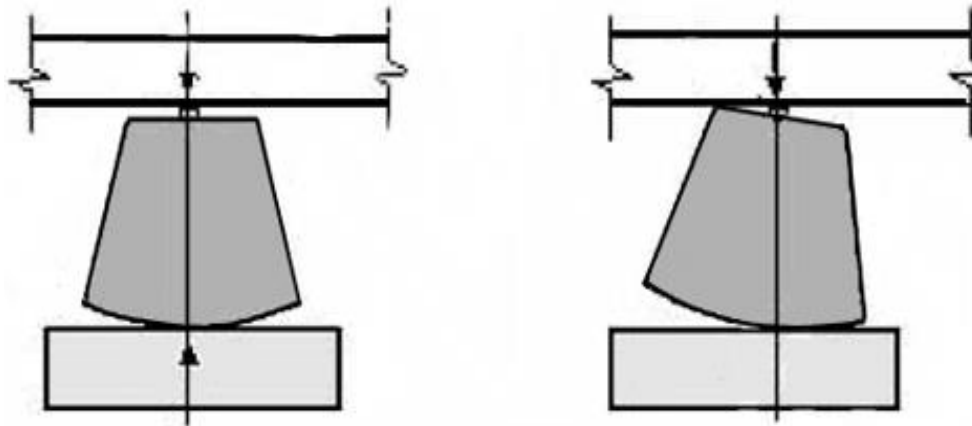


Σχήμα 4.12 Γέφυρα του νότιου Rangitikei ποταμού (www.flickr.com).

4.7.4 Κινηματική Σεισμική Μόνωση KF (Kinematic Base Isolation - KF)

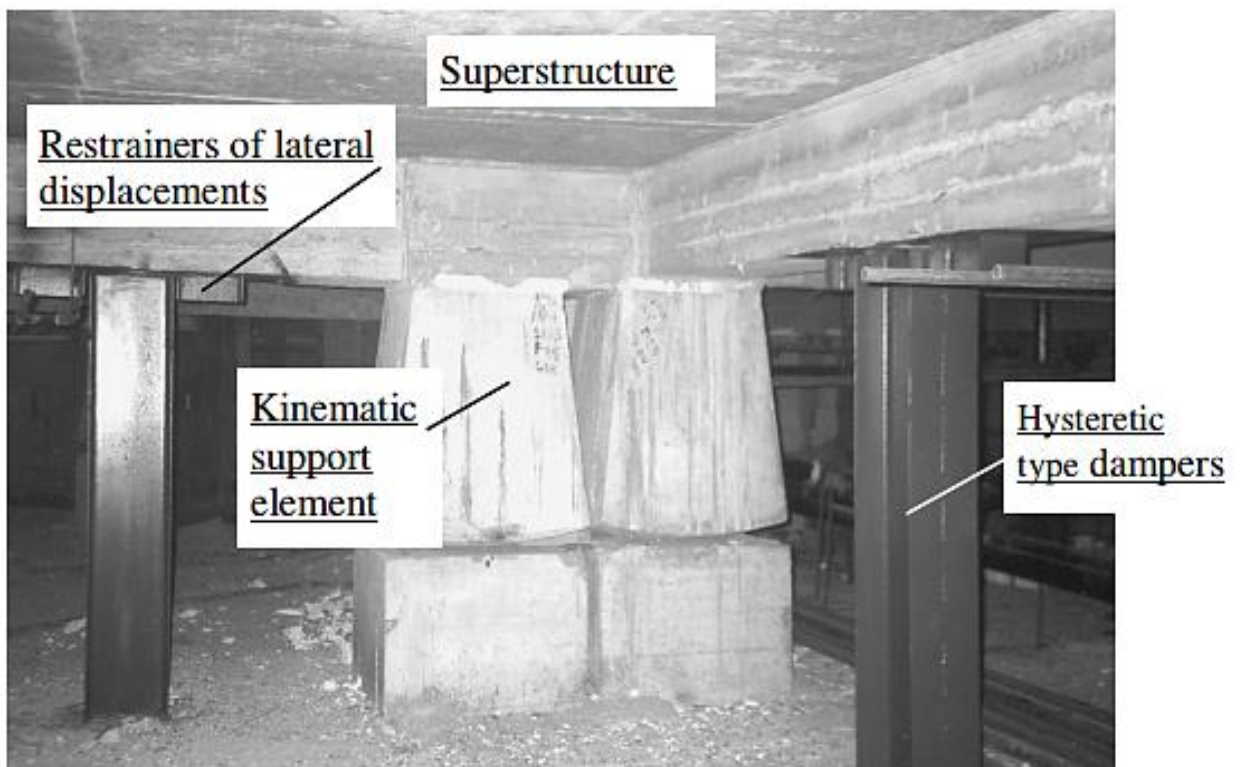
Ένας εναλλακτικός τρόπος σεισμικής μόνωσης, ο οποίος βασίζεται στην ίδια φιλοσοφία με εκείνα των ελαστομεταλλικών και εφεδράνων ολίσθησης, είναι η κινηματική ή σεισμική μόνωση με κινούμενες βάσεις (KF). Το είδος αυτό, σχεδιάστηκε για πρώτη φορά στο ινστιτούτο ερευνών και πειραματικού σχεδιασμού της σεισμικής μηχανικής και αρχιτεκτονικής στο Καζακστάν (KAZNIISSA) και προσφέρθηκε για μαζική εφαρμογή. Πρόκειται, ταυτόχρονα, για μια οικονομική και αξιόπιστη λύση σεισμικής μόνωσης που έγινε αρκετά δημοφιλής στη Ρωσία και στο Καζακστάν. Ενδεικτικά, εν συγκρίσει με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, τα οποία απαιτούν αντικατάσταση εξαιτίας της γήρανσης του ελαστομερούς, τα συστήματα KF δε χάνουν τα δυναμικά τους χαρακτηριστικά και την ανθεκτικότητά τους. Πρόσθετα, κοστίζουν συνολικά 10 - 20 φορές λιγότερο.

Τα συστήματα KF προορίζονται για τη μείωση των πλευρικών δυναμικών φορτίων, κυρίως σεισμικών, για τις ανωδομές των κατασκευών. Η δομή τους (σχήμα 4.13) περιλαμβάνει ένα κινητό στοιχείο με σφαιρική την κάτω επιφάνεια του, ενώ στηρίζεται σε μια στερεή έδραση. Η άνω επιφάνεια συνδέεται με την ανωδομή με αρθρώσεις, οι οποίες επιτρέπουν την οριζόντια μετακίνηση σε όλες τις διευθύνσεις. Το κινητό στοιχείο, συνήθως, συνίσταται από σκυρόδεμα ενισχυμένο με χαλύβδινο πλέγμα. Με λίγα λόγια, ο σχεδιασμός τέτοιων συστημάτων έγκειται στην απόσβεση ενέργειας με τη χρήση υλικών προορισμένα για μη ελαστική παραμόρφωση, τα οποία λικνίζονται τα ίδια και περιορίζουν την κίνηση της ανωδομής.



Σχήμα 4.13 Ένα τυπικό κινηματικό σύστημα KF (Y. Cherepinskiy, 2004).

Από το ίδιο σχήμα, φαίνεται ότι η δύναμη βαρύτητας που οδηγεί το σύστημα σε κατάσταση ισορροπίας, καθορίζει την οριζόντια δυσκαμψία και εξαρτάται από το βάρος της ανωδομής, το ύψος του συστήματος KF και την ακτίνα καμπυλότητας της καμπύλης κάτω επιφανείας. Το μέγεθος των συστημάτων αυτών είναι συνάρτηση του μεγέθους του κατακόρυφου φορτίου, ανθεκτικότητα του ήδη χρησιμοποιημένου υλικού και από την ένταση της σεισμικότητας.

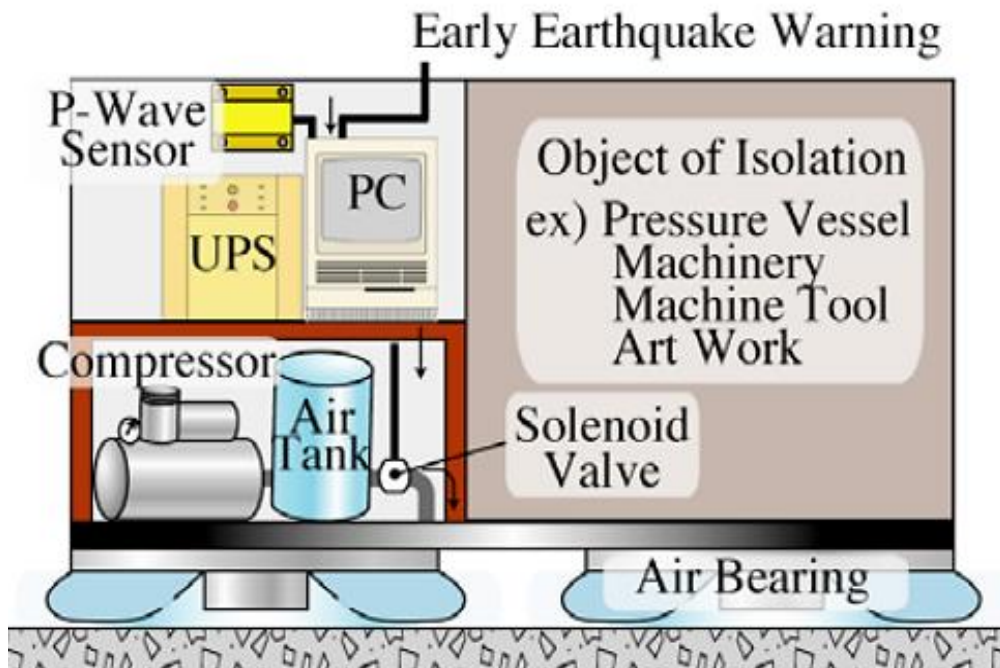


Σχήμα 4.14 Τμήμα σεισμικά μονωμένου κτιρίου σε κινηματικές βάσεις (V. Smirnov, J. Eisenberg & A. Vasil'eva, 2004).

4.7.5 Εφέδρανα Αέρος (Air Bearings)

Πρόκειται για υβριδικό σύστημα μόνωσης, το οποίο απομονώνει την ανωδομή των κατασκευών από την εδαφική κίνηση με το να αιωρείται σε επίπεδη επιφάνεια. Τα συστήματα αυτά περιλαμβάνουν παθητικές συσκευές, δηλαδή εφέδρανα αέρος μαζί με έναν εκκινητή της μόνωσης, το οποίο είναι συνήθως ένα σύστημα EEW (Earthquake Early Warning) μαζί με

υπολογιστή που ανήκει στα ενεργητικά συστήματα ελέγχου, αισθητήρας P - κυμάτων (σειсмоγράφος), σύστημα ατέρμονης τροφοδοσίας ρεύματος για τις συσκευές, συμπιεστής αέρος για την παροχή πεπιεσμένου αέρα και δεξαμενή αέρος για τη συγκέντρωση του πεπιεσμένου αέρα.



Σχήμα 4.15 Σχηματική αναπαράσταση του όλου συστήματος μόνωσης με εφεδράνα αέρος (<http://www.eqh.dpri.kyoto-u.ac.jp/src/eew/pdf/P08fujita.pdf>).

Το σύστημα ΕΕW είναι γιαπωνέζικης καταγωγής και αποτελεί τεχνολογία στον τομέα του αντισεισμικού σχεδιασμού. Μπορεί να προβλέψει την ένταση των σεισμών και τον χρόνο άφιξης, καθώς και το μέγεθος και τη σεισμική εστία πριν η πρωταρχική κίνηση φτάσει σε κάποιον αποδέκτη (κατασκευή). Η προειδοποίηση μπορεί να μεταδοθεί μέσω της τηλεόρασης, ραδιοφώνου, κινητού τηλεφώνου και το διαδίκτυο.

Τα εφεδράνα αέρος είναι εφεδράνα υδροστατικού τύπου, ικανά για τη μείωση της τριβής μεταξύ υποδομής και εφεδράνου μέσω ενός λεπτού στρώματος αέρος παραγόμενο από τον συμπιεστή αέρος. Το ίδιο επιπλέει αφού ο συμπιεσμένος αέρας εξέλθει από τις μικρές οπές σε ένα διάφραγμα, κατασκευαζόμενο από ελαστομερές υλικό (σχήμα 4.16). Η αρχή της λειτουργίας είναι όμοια με εκείνη του αερολισθαίνοντος οχήματος (π.χ τα οχήματα Hovercraft). Γενικά, η χρήση τους αποσκοπεί στη μεταφορά βαρέων κινούμενων μηχανημάτων.

Μερικά χαρακτηριστικά της κατηγορίας αυτής εφεδράνων είναι οι ακόλουθες:

1. Εξαιρετική απόδοση λειτουργίας με την ύπαρξη χαμηλής τριβής.
2. Τροφοδότηση εφεδράνων με συμπιεσμένο αέρα για τη μέγιστη ασφάλεια του όλου συστήματος.
3. Ολοκληρωμένο ευφύες σύστημα αποτροπής ζημιών που κατανέμει τις πληροφορίες περί σεισμικών κυμάτων σε άλλες συσκευές.



Σχήμα 4.16 Εφέδρανα αέρος (K. Minagawa, S. Fujita, G. Tanaka & H. Simosaka, 2012 & <http://www.eqh.dpri.kyoto-u.ac.jp/src/eew/pdf/P08fujita.pdf>).

5. ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ

5.1 Ελαστομερή Εφεδρανα Χαμηλής ή Υψηλής Απόσβεσης

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά αυτής της κατηγορίας έχουν μελετηθεί για πολλά χρόνια και αναλύονται βάσει της ελαστικής θεωρίας από τους μελετητές με τη βοήθεια πειραμάτων ή προγραμμάτων (Πεπερασμένα Στοιχεία - Fine Element Analysis). Αντιθέτως, η ανάλυση με μη γραμμικές τεχνικές είναι αρκετά πολύπλοκη.

Η πιο σημαντική μηχανική ιδιότητα των εφεδράνων είναι η οριζόντια δυσκαμψία που εκφράζεται ως:

$$K_H = \frac{G A}{t_r} \quad (5.1.1)$$

G = μέτρο διάτμησης ελαστομερούς,
 A = επιφάνεια διατομής ελαστομερούς,
 t_r = το συνολικό πάχος του (αθροιστικό άθροισμα παχών κάθε στρώσης).

Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση D προκύπτει από την έκφραση:

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (5.1.2)$$

γ = μέγιστη διατμητική παραμόρφωση.

Στη συνέχεια για το σχεδιασμό, απαιτούνται η κατακόρυφη δυσκαμψία K_v και η καμπτική δυσκαμψία EI που δίνονται από τη γραμμική ελαστική θεωρία. Η κατακόρυφη δυσκαμψία διαμορφώνεται από την κατακόρυφη συχνότητα, η οποία αποτελεί κριτήριο σχεδιασμού, και πρέπει να είναι πολλές φορές μεγαλύτερη από την οριζόντια δυσκαμψία για την αποφυγή λικνίσματος (Rocking) της ανωδομής. Δίνεται ως εξής:

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad (5.1.3)$$

A = επιφάνεια διατομής, συνήθως των μεταλλικών πλακών,
 E_c = στιγμιαίο μέτρο θλίψης ελαστομερούς - μετάλλου κάτω από συγκεκριμένο κατακόρυφο φορτίο.

Το μέτρο θλίψης αυτό είναι παράμετρος της κατακόρυφης συμπεριφοράς του ελαστομερούς και εξαρτάται από το μέτρο ελαστικότητας E και από το συντελεστή σχήματος S . Ο συντελεστής ή παράγοντας σχήματος μπορεί να εκφραστεί από την προκείμενη εξίσωση:

$$S = \frac{\text{Φορτιζόμενη Επιφάνεια}}{\text{Παράπλευρη Ελεύθερη Επιφάνεια Φόρτισης}} \quad (5.1.4)$$

$$E_c = 3G(1 + 2S^2) \quad (5.1.5)$$

S = αδιάστατος συντελεστής της αναλογίας μορφής μιας στρώσης του ελαστομερούς.

Λόγου χάρη, για λωρίδα απείρου μήκους με πάχος $2b$ και με μια μοναδική στρώση πάχους t , ο συντελεστής σχήματος ορίζεται:

$$S = \frac{b}{t} \quad (5.1.6)$$

Για κυκλικό μονωτήρα διαμέτρου Φ και πάχος στρώσης t δίνεται:

$$S = \frac{\Phi}{4t} \quad (5.1.7)$$

$$E_c = 6GS^2 \quad (5.1.8)$$

ενώ για τετραγωνικό μονωτήρα διάστασης a και πάχος στρώσης t έχουμε:

$$S = \frac{a}{4t} \quad (5.1.9)$$

$$E_c = 6.73GS^2 \quad (5.1.10)$$

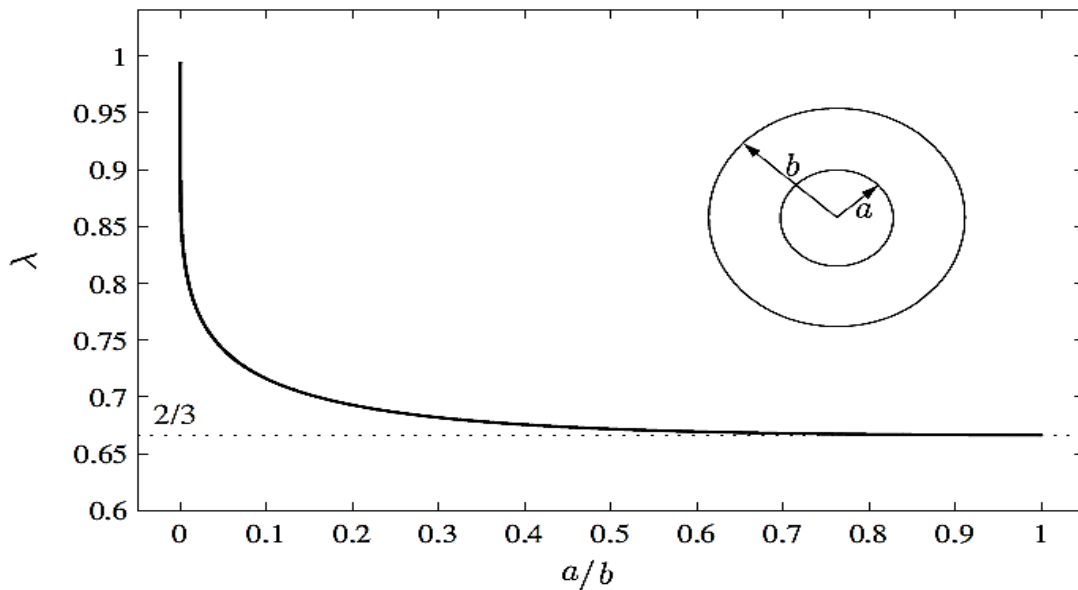
Σε κάποιες περιπτώσεις, τα εφάδρανα σχεδιάζονται με κεντρικές οπές. Οι οπές αυτές, οι οποίες είναι μη πλήρεις, έχουν εσωτερική ακτίνα a και εξωτερική ακτίνα b . Συμπερασματικά:

$$E_c = 6\lambda GS^2 \quad (5.1.11)$$

με

$$\lambda = \left(b^2 + a^2 - \frac{b^2 - a^2 / \ln\left(\frac{b}{a}\right)}{(b-a)^2} \right) \quad (5.1.12)$$

Η παράμετρος λ απεικονίζεται γραφικά στο επικείμενο σχήμα για ελαστομερές δακτυλιοειδούς διατομής σε συνάρτηση του λόγου a/b , όπου συνεπάγεται μείωση του μέτρου θλίψεως E_c .



Σχήμα 5.1 Μείωση του μέτρου θλίψεως E_c για δακτυλιοειδή ελαστομερή στρώματα, εφόσον είναι ανάλογο του συντελεστή λ (Kelly & Konstantinidis, 2011).

Οι μεταλλικές πλάκες, κάτω από απευθείας θλίψη, οδηγούν σε διατμητική παραμόρφωση στα άκρα του ελαστομερούς, η οποία μέγιστη τιμή της είναι:

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (5.1.13)$$

και

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{t_r} \quad (5.1.14)$$

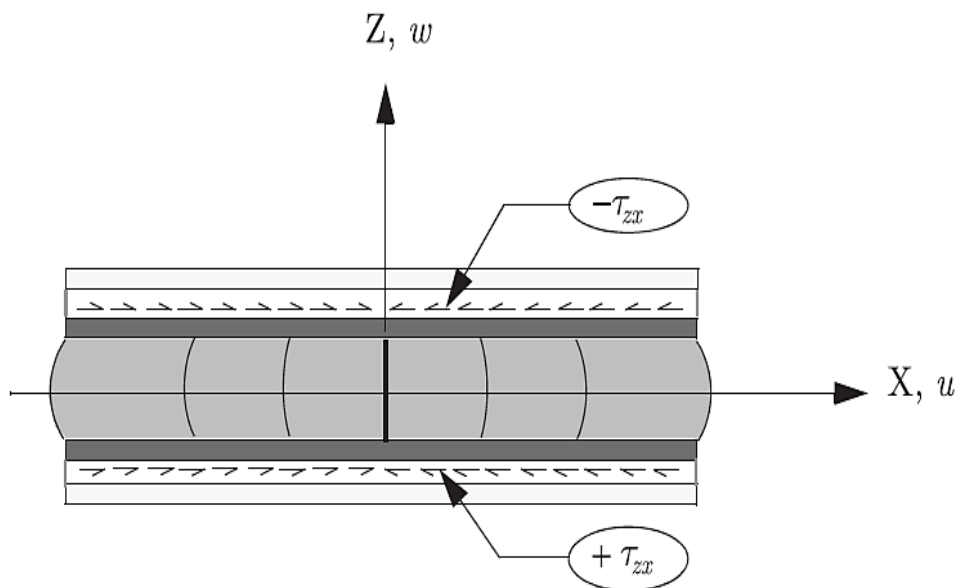
ε_c = η ονομαστική θλιπτική παραμόρφωση,
 Δ = η κατακόρυφη μετατόπιση.

Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση είναι μια σημαντική παράμετρος που πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν κατά το σχεδιασμό. Όμως, ενδιαφέρον παρουσιάζει και η μέση διατμητική παραμόρφωση γ_{ave} . Δίνεται:

$$\gamma_{ave} = \sqrt{6} S \epsilon_c \quad (5.1.15)$$

Το μέγεθος αυτό προκύπτει από το γεγονός, ότι το ελαστομερές είναι ευαίσθητο στις παραμορφώσεις και έτσι το μέτρο διάτμησης μεταβάλλεται με το επίπεδο παραμόρφωσης. Η διατμητική παραμόρφωση, σε θλίψη, αλλάζει συναρτήσει του όγκου του ελαστομερούς στρώματος.

Το μέτρο διάτμησης, για τον υπολογισμό της μέσης διατμητικής παραμόρφωσης, θα προκύψει από την αποθηκευμένη ελαστική ενέργεια μέσα στο στρώμα. Επομένως, συνεπάγεται η κατάλληλη τιμή του μέτρου διάτμησης που θα δώσει την κατακόρυφη δυσκαμψία.



Σχήμα 5.2 Διατμητικές τάσεις παραγόμενες από θλίψη (Kelly & Konstantinidis, 2011).

Στη συνέχεια, μια σημαντική ιδιότητα, η συμπεριφορά έναντι λυγισμού, πρέπει να αναλυθεί (όπως θα συμβεί στις επερχόμενες σελίδες). Για την ανάλυση αυτή, είναι επιτακτική η απόκριση του συμπιεσμένου ελαστομερούς σε καμπτική ροπή. Οι καμπτικές ροπές προκαλούν διατμητικές παραμορφώσεις στο ελαστομερές, αλλά και επιδρούν στις τάσεις που διαμορφώνονται στις μεταλλικές πλάκες. Αυτές δε, θα μπορούσε να είναι θλιπτικές και να προκαλέσουν λυγισμό στις μεταλλικές πλάκες.

Χρησιμοποιείται ο όρος της καμπτικής δυσκαμψίας (bending stiffness), οποίος προκύπτει με την ίδια προσέγγιση, όπως συμβαίνει στην περίπτωση της κατακόρυφης δυσκαμψίας. Θεωρείται πέλμα φορτιζόμενο από καθαρή ροπή M και λαμβάνει χώρα παραμόρφωση εκφραζόμενη σε περιστροφή των δύο ακραίων μεταλλικών πλακών, όπως προβάλλεται στο σχήμα (5.3).

Η σχετική γωνία των ακραίων πλακών αυτών συμβολίζεται με α και η ακτίνα της καμπύλωσης με ρ , ενώ ισχύει:

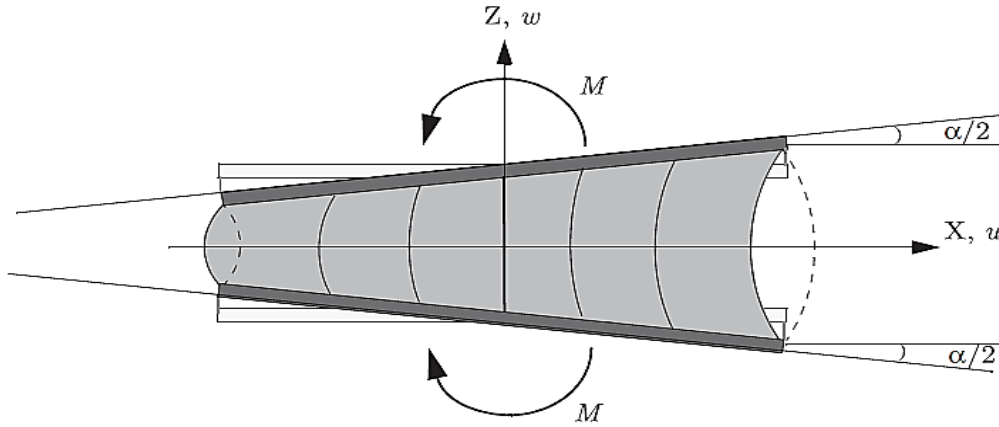
$$\frac{1}{\rho} = \frac{\alpha}{r} \quad (5.1.16)$$

Έπειτα, αναλογικά από τη θεωρία δοκών:

$$M = \frac{EI}{\rho} \quad (5.1.17)$$

καταλήγουμε στην καμπτική δυσκαμψία:

$$(EI)_{eff} = \frac{M}{a/t} \quad (5.1.18)$$



Σχήμα 5.3 Ελαστομερές στρώμα κάτω από την επίδραση καθαρής κάμψης (Kelly & Konstantinidis, 2011).

Οπότε, συνοπτικά:

$$(EI)_{eff} = \begin{cases} 2GIS^2 = E_c I/3 \rightarrow \text{κυκλική διατομή} \\ 2.228GIS^2 = 0.3291E_c \rightarrow \text{τετραγωνική διατομή} \end{cases} \quad (5.1.19)$$

Ακολουθώντας, όταν τα ελαστομερή στρώματα παρουσιάζουν αυξανόμενο συντελεστή σχήματος S , η θλιπτική καταπόνηση δεν μπορεί να θεωρηθεί ασήμαντη. Μπορεί να εισαχθεί τώρα στις παραπάνω σχέσεις, θεωρώντας αρχικά:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E'_c} + \frac{1}{K} \quad (5.1.20)$$

ή

$$E_c = \frac{E'_c K}{E'_c + K} \quad (5.1.21)$$

E'_c = μέτρο θλίψης για θεωρούμενη μη θλιπτική συμπεριφορά,

K = μέτρο διόγκωσης του υλικού, όπου από εργαστηριακές δοκιμές λαμβάνεται, συνήθως, ως 2000 MPa.

Συνεπώς για κυκλικό στρώμα, μέσω των υπερκείμενων σχέσεων και $E'_c = 6GS^2$, προκύπτει:

$$E_c = 6GS^2 \left(\frac{1}{1 + \frac{6GS^2}{K}} \right) \quad (5.1.22)$$

Γενικά στο σχεδιασμό, ένας παράγοντας σχήματος S της τάξης 9 - 10 θεωρείται επαρκής για περαιτέρω ανάλυση.

5.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα LRB

Οι μονωτήρες τέτοιου τύπου μοντελοποιούνται ως διγραμμικά στοιχεία. Τα χαρακτηριστικά τους εξαρτώνται από την ελαστική δυσκαμψία K_1 , τη μετά διαρροήν δυσκαμψία K_2 και από τη χαρακτηριστική αντοχή Q . Η ελαστική δυσκαμψία, λόγω δυσκολίας μέτρησης, προκύπτει εμπειρικά από την δυσκαμψία K_2 . Αυτή δε εκτιμάται από το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς και κατά το σχεδιασμό του, ενώ η χαρακτηριστική αντοχή προκύπτει από το σημείο τομής του υστερητικού βρόχου με τον άξονα της δύναμης (από το σχετικό διάγραμμα) και υπολογίζεται από τη τάση διαρροής του μολύβδου, καθώς και από την επιφάνεια που καταλαμβάνει το μέταλλο αυτό.

Όσον αφορά την δυσκαμψία του μονωτήρα, δίνεται από την εξίσωση:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad D \geq D_y \quad (5.2.1)$$

D_y = μετατόπιση διαρροής.

Η φυσική κυκλική συχνότητα εκφράζεται ως:

$$\omega = \sqrt{\frac{K_{eff} g}{W}} = \sqrt{\omega_0^2 + \frac{\mu g}{D}} \quad (5.2.2)$$

με $\mu = Q/W$ και $\omega_0^2 = \sqrt{K_2 g/W}$, επομένως η ιδιοπερίοδος θα είναι:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega_0^2 + \frac{\mu g}{D}}} \quad (5.2.3)$$

Στη συνέχεια, η απόσβεση β_{eff} για $D \geq D_y$ ορίζεται ως:

$$\beta_{eff} = \frac{\text{επιφάνεια υστερητικού βρόχου}}{2\pi K_{eff} D^2} \quad (5.2.4)$$

Η επιφάνεια του υστερητικού βρόχου δίνεται ως $4Q(D - D_y)$ και ακόμη ισχύει ότι:

$$D_y = \frac{F_y}{K_1} \quad F_y = Q + K_2 D_y \quad (5.2.5)$$

και κατ' επέκταση:

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (5.2.6)$$

Τελικά, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (5.2.4), (5.2.6) προκύπτει το εξής αποτέλεσμα:

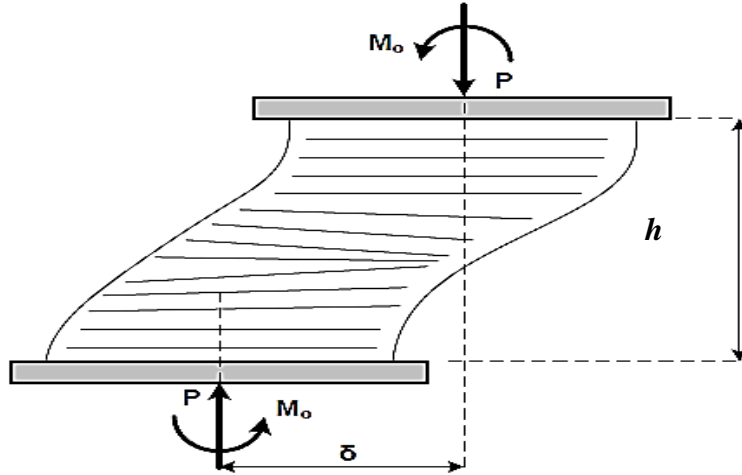
$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi(K_2 D + Q)D} \quad (5.2.7)$$

ή για $K_1 = 10K_2$:

$$\beta_{eff} = \frac{4Q\left(D - \frac{Q}{9K_2}\right)}{2\pi(K_2 D + Q)D} \quad (5.2.8)$$

5.3 Ευστάθεια Ελαστομερικών Εφεδράνων

Η ευστάθεια ή σταθερότητα των ελαστομερικών εφεδράνων, στην αρχική και παραμορφωμένη κατάσταση, βασίζεται στο λόγο του κατακόρυφου φορτίου στον μονωτήρα προς το κρίσιμο φορτίο λυγισμού. Είναι μια σημαντική παράμετρος που πρέπει να ελέγχεται κατά τον σχεδιασμό.



Σχήμα 5.4 Οριακές συνθήκες ενός μονωτήρα κάτω από κατακόρυφο φορτίο P (Naeim & Kelly, 1999).

Αρχικά, θεωρούμε για την ανάλυση ότι αντιπροσωπεύουν υποστυλώματα ύψους h με επιφάνεια διατομής A και ορίζουμε διατμητική δυσκαμψία ανά μονάδα μήκους $P_S = GA_S$ με A_S η ενεργός διατμητική επιφάνεια, η οποία είναι:

$$A_S = A \frac{h}{t_r} \quad (5.3.1)$$

h = ολικό ύψος μονωτήρα (ελαστομερές συν χάλυβας).

Η οριζόντια δυσκαμψία μεταβάλλεται από την προηγούμενη σχέση σε:

$$K_H = P_S = \frac{GA_S}{h} \quad (5.3.2)$$

Το φορτίο λυγισμού κατά Euler για ένα υποστύλωμα δίχως να λαμβάνει χώρα διατμητική παραμόρφωση είναι:

$$P_E = \pi \frac{EI_S}{h^2} \quad (5.3.3)$$

με $I_S = \frac{I}{t_r}$: τροποποιημένη ροπή αδρανείας και $EI_S = \frac{1}{3} E_c I \frac{h}{t_r}$.

Συνεπώς, η σχέση (5.3.3) γίνεται:

$$P_E = \frac{\pi^2}{h^2} \frac{1}{3} E_c I \frac{h}{t_r} \quad (5.3.4)$$

Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού είναι απόρροια της λύσης της παρακάτω εξίσωσης:

$$P^2 + PP_S - P_S P_E = 0 \rightarrow \quad (5.3.5)$$

$$P_{cr} = \frac{-P_S + \sqrt{P_S^2 + 4P_S P_E}}{2} \quad (5.3.6)$$

Υποθέτοντας ως παραδοχές ότι $P_S \approx GA$ και $P_E \approx \frac{1}{3} \frac{6GS^2 I \pi^2}{h^2}$ διαμορφώνεται η έκφραση:

$$P_{cr} = \sqrt{2} \pi GAS \frac{r}{t_r} \quad (5.3.7)$$

όπου η ακτίνα περιστροφής ορίζεται:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \begin{cases} \frac{a}{2\sqrt{3}} & \rightarrow \text{τετραγωνικό} \\ & \text{στρώμα} \\ \frac{\Phi}{4} & \rightarrow \text{κυκλικό} \\ & \text{στρώμα} \end{cases} \quad (5.3.8)$$

Επομένως, ο συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού θα είναι:

$$SF = \frac{P_{cr}}{W} = \frac{\sqrt{2} \pi S \omega_H^2 r}{g} \quad (5.3.9)$$

Επιρροή Κατακόρυφου Φορτίου στη Οριζόντια Δυσκαμψία

Η οριζόντια δυσκαμψία επηρεάζεται από τη σχέση ανάμεσα στο κατακόρυφο φορτίο και το φορτίο λυγισμού. Αν δε αυτά είναι συγκρίσιμα μεταξύ τους, τότε η οριζόντια δυσκαμψία K_H μειώνεται. Χρησιμοποιώντας την ίδια ελαστική ανάλυση, όπως και προηγουμένως, η ελάττωση αυτή δίνεται ως:

$$K_H = \frac{GA_S}{h} \left[1 - \left(\frac{P}{P_{crit}} \right)^2 \right] \quad (5.3.10)$$

$K_H^0 = \frac{GA_S}{h}$: η οριζόντια δυσκαμψία με μηδενικό κατακόρυφο φορτίο. Συνήθως, η επιρροή των φορτίων λυγισμού στην οριζόντια δυσκαμψία είναι αμελητέα.

Στη συνέχεια, η συμπίεση εξαιτίας του κατακόρυφου φορτίου και η περιστροφή των μεταλλικών πλακών στο κέντρο του εφεδράνου, οδηγεί στη ανάπτυξη διατμητικής τάσης ανάμεσα στις περιδινούμενες επιφάνειες και κατ' επέκταση η διατμητική παραμόρφωση, που λαμβάνει χώρα, να οδηγεί σε κατηφορική μετακίνηση στην κορυφή του μονωτήρα. Η μετακίνηση αυτή δίνεται:

$$\delta_V = \frac{(P_S + P)D^2}{P_E h} \quad (5.3.11)$$

P = κατακόρυφο φορτίο,

D = πλάγια μετακίνηση στην κορυφή του μονωτήρα.

Τις περισσότερες φορές $P \gg P_S$, συνεπώς:

$$\delta_V = \frac{(P_{crit}P)D^2}{P_{crit}P_E h} = \left(\frac{P}{P_{crit}} \right) \sqrt{\frac{P_S}{P_E}} \frac{D^2}{h} \quad (5.3.12)$$

Ευστάθεια ‘Rollout’

Πολλές φορές, τα εφέδρανα παρουσιάζουν μια ασταθή κατάσταση συμπεριφοράς, που ονομάζεται ‘rollout’, η οποία συνοδεύεται από πλευρική μετατόπιση και περιορίζει τη μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων. Επειδή τα εφέδρανα δεν σχεδιάζονται για εφελκυσμό, δεν μπορούν να υποστηρίξουν εφελκυστικά φορτία. Έτσι, η μετακίνηση στη βάση και στην κορυφή τους δημιουργείται από τη μεταβολή του σημείου εφαρμογής ή δράσεως του προερχόμενου

κατακόρυφου φορτίου. Το όριο αυτής της αλλαγής προσεγγίζεται, όταν το προερχόμενο κατακόρυφο φορτίο μετατοπισθεί στο άκρο του εφεδράνου.

Από την κατάσταση ισορροπίας των ροπών ισχύει ότι:

$$P(b - \delta_{max}) = hF_H \quad (5.3.13)$$

b = πάχος μονωτήρα,

F_H = πλευρική δύναμη,

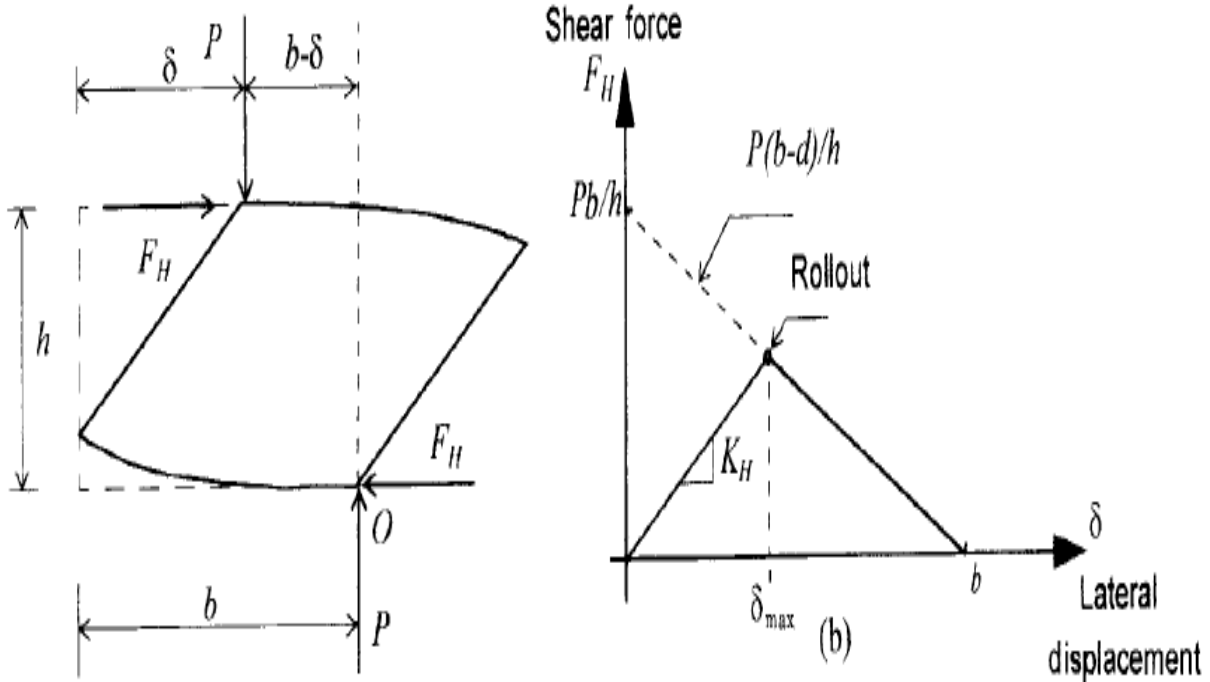
P = κατακόρυφο φορτίο.

Έχοντας ως $F_H = K_H \delta$, συνεπάγεται:

$$\delta_{max} = \frac{P}{P + K_H h} b \quad (5.3.14)$$

Ακόμη από τις σχέσεις (5.3.14) και $p = \frac{P}{A}$, η προαναφερθείσα έκφραση μετασχηματίζεται σε:

$$\delta_{max} = \frac{1}{1 + \left(\frac{G}{p}\right)\left(\frac{h}{t_r}\right)} b \quad (5.3.15)$$



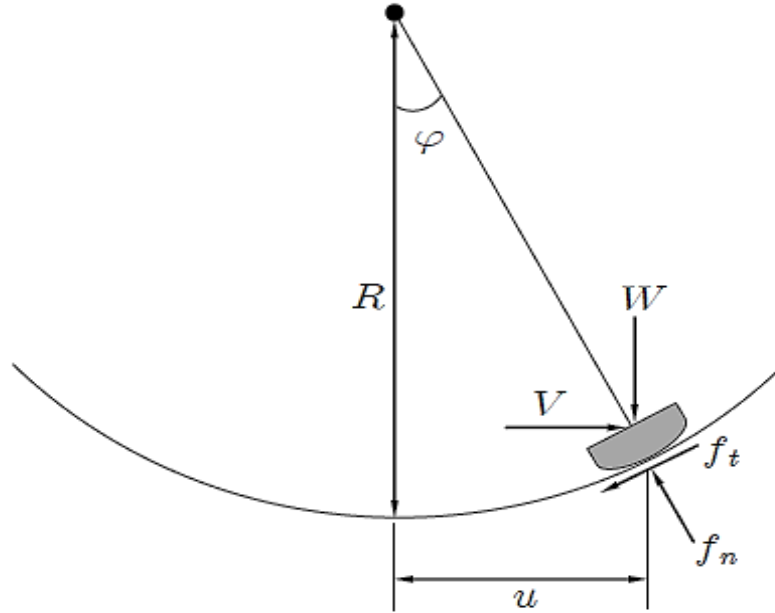
Σχήμα 5.5 Μηχανική της κατάστασης "rollout" των εφεδράνων (Naeim & Kelly, 1999).

5.4 Εφέδρανα Ολίσθησης (Friction Pendulum Bearings)

Αναφορικά με τα εφέδρανα αυτής της κατηγορίας, τα οποία στηρίζονται στο μηχανισμό λειτουργίας τύπου εκκρεμούς, υπάρχουν στην αγορά διάφοροι τύποι με περισσότερο από ένα μηχανισμό λειτουργίας τέτοιου είδους. Συγκεκριμένα, ονομάζονται εφέδρανα ολίσθησης πολλαπλών επιπέδων ή Multi - Stage Friction Pendulum Bearings, στα οποία θα γίνει επικείμενη αναφορά.

Απλά Εφέδρανα Ολίσθησης (Single Friction Pendulum Bearings)

Σε ένα απλό εφέδρανο ολίσθησης Friction Pendulum, ενυπάρχει μια μοναδική επιφάνεια ολίσθησης στην οποία κινείται ο ολισθητήρας. Η ιδανική ισορροπία των δυνάμεων που αναπτύσσονται κατά την ολίσθηση αυτή, μπορεί να απεικονισθεί από το προκείμενο σχήμα (5.6).



Σχήμα 5.6 Ιδανική ισορροπία στο εφέδρανο ολίσθησης κατά τη μετακίνηση (*Morgan & Mahin, 2011*).

Σε μητρική μορφή, οι παραπάνω εξισώσεις γίνονται:

$$\begin{bmatrix} V \\ W \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\varphi & \sin\varphi \\ -\sin\varphi & \cos\varphi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f_t \\ f_n \end{bmatrix} \quad (5.4.1)$$

Αν θεωρήσουμε οριζόντια μετατόπιση D , τότε γνωστά από γεωμετρία:

$$\begin{cases} \sin\varphi = D/R \\ \cos\varphi = \frac{\sqrt{R^2 - D^2}}{R} \end{cases} \quad (5.4.2)$$

οπότε η (5.4.1) γράφεται ως εξής:

$$\begin{bmatrix} V \\ W \end{bmatrix} = \frac{1}{R} \begin{bmatrix} \sqrt{R^2 - D^2} & D \\ -D & \sqrt{R^2 - D^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} f_t \\ f_n \end{bmatrix} \quad (5.4.3)$$

Αν θεωρήσουμε ότι η εφαπτόμενη τριβή f_t συνδέεται με την κανονική τριβή f_n μέσω της τριβής Coulomb από την εξίσωση $f_t = \mu f_n$ και ότι η κανονικοποιημένη δύναμη διάτμησης $\tilde{V} = V/W$, τότε η παραπάνω σχέση γίνεται:

$$\tilde{V} = \frac{\mu\sqrt{R^2 - D^2} + D}{\sqrt{R^2 - D^2} - \mu D} \quad (5.4.4)$$

Η έκφραση (5.4.6) δίνει μια εξομαλυμένη δύναμη διάτμησης στο εφέδρανο δοσμένη από μια επιβαλλόμενη μετατόπιση D , και είναι μη γραμμική εν συναρτήσει με τη D . Καθώς σε μερικές περιπτώσεις είναι σημαντικό να ληφθεί υπόψιν η μαθηματική ανάπτυξη των μεγάλων μετατοπίσεων της εξομαλυμένης δύναμης αντίστασης \tilde{V} , μια συνήθης τετριμμένη παραδοχή εδώ είναι χρήσιμη. Ουσιαστικά για όλα τα απλά εφέδρανα Friction Pendulum, η ενεργός ακτίνα καμπυλότητας είναι αρκετά μεγαλύτερη από τη μέγιστη προσδοκώμενη μετατόπιση. Η απόρροια της παραδοχής αυτής μπορεί να διαπιστωθεί με την ανάπτυξη της συνάρτησης $g(D) = \sqrt{R^2 - D^2}$ σε σειρές Taylor στο σημείο $D = 0$. Διενεργώντας την υπερκείμενη ανάπτυξη, επιφέρεται η ακόλουθη σειρά:

$$\sqrt{R^2 - D^2} = R - \frac{1}{2}R \left(\frac{D}{R}\right)^2 - \frac{1}{8}R \left(\frac{D}{R}\right)^4 - \dots \quad (5.4.5)$$

Από την παραπάνω σειρά, είναι εύλογο ότι για $R \gg D \rightarrow \sqrt{R^2 - D^2} \approx R$. Συνεπώς, τώρα η εξίσωση (5.4.6) θα μετατραπεί σε:

$$V = \frac{W}{R}D + \mu W(\text{sgn}\dot{D}) \quad (5.4.6)$$

V ή F = πραγματική δύναμη αντίστασης,

W = κατακόρυφο φορτίο,

R = ακτίνα καμπυλότητας,

D = οριζόντια μετατόπιση,

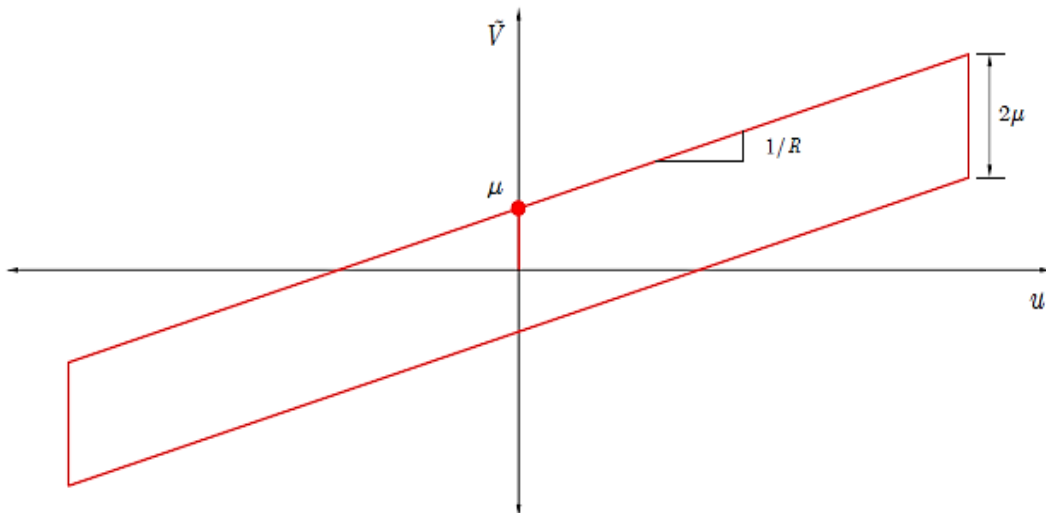
μ = συντελεστής τριβής,

\dot{D} = ταχύτητα ολίσθησης,

sgn = συνάρτηση signum, όπου με τη βοήθειά της διατηρείται σταθερή η δύναμη τριβής στην ανάλυση. Δίνει 1 ή -1 ανάλογα αν το όρισμα είναι θετικό ή αρνητικό.

Η συνάρτηση signum είναι η $\text{sgn}: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$

$$\text{sgn}(x) = \begin{cases} -1, & x < 0 \\ 0, & x = 0 \\ +1, & x > 0 \end{cases} \quad (5.4.7)$$



Σχήμα 5.7 Εξιδανικευμένος υστερητικός βρόχος για το εφέδρανο ολίσθησης Friction Pendulum, όπως προκύπτει από τη σχέση (5.4.8) (Morgan & Mahin, 2011).

Η σχέση (5.4.8) γράφεται αλλιώς:

$$F = F_R + F_f \quad (5.4.8)$$

F_f = αμετάβλητη δύναμη της τριβής της διεπιφάνειας ολίσθησης,

Ο συντελεστής τριβής μ είναι εξαρτώμενος από την πίεση p και ταχύτητα ολίσθησης \dot{D} . Μειώνεται με την αύξηση της πίεσης και είναι, πλέον, ανεξάρτητος της ταχύτητας για ταχύτητες άνω των 51 mm/s σε πιέσεις μεγαλύτερες των 14 MPa.

F_R = δύναμη επαναφοράς λόγω της ανύψωσης της υπερκείμενης μάζας, η οποία παρέχει οριζόντια δυσκαμψία:

$$K_H = \frac{W}{R} \quad (5.4.9)$$

και κατ' επέκταση ιδιοπερίοδο:

$$T = 2\pi\sqrt{R/g} \quad (5.4.10)$$

που είναι ανεξάρτητη της υπερκείμενης μάζας.

Η ενεργός δυσκαμψία δίνεται:

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \quad (5.4.11)$$

Ενώ η απόσβεση που δημιουργείται από την ολίσθηση των επιφανειών, υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\beta_{eff} = \frac{\text{επιφάνεια υστερητικού βρόχου}}{2\pi K_{eff} D^2} = \frac{4\mu W D}{2\pi \left(\frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D}\right) D^2} \rightarrow \quad (5.4.12)$$

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\frac{D}{R} + \mu} \quad (5.4.13)$$

το οποίο έχει πεδίο τιμών από $\frac{2}{\pi}$ για μικρά D ως $2\mu/(\pi R/D)$, καθώς το D αυξάνεται.

Η κατακόρυφη μετατόπιση, λόγω ανύψωσης της υπερκείμενης μάζας κατά την ολίσθηση, εκφράζεται ως:

$$\delta_V = R \left[1 - \cos\left(\arcsin \frac{D}{R}\right) \right] \quad (5.4.14)$$

Η προσεγγιστική μορφή της παραπάνω εξίσωσης είναι:

$$\delta_V \cong \frac{1}{2} D^2/R \quad (5.4.15)$$

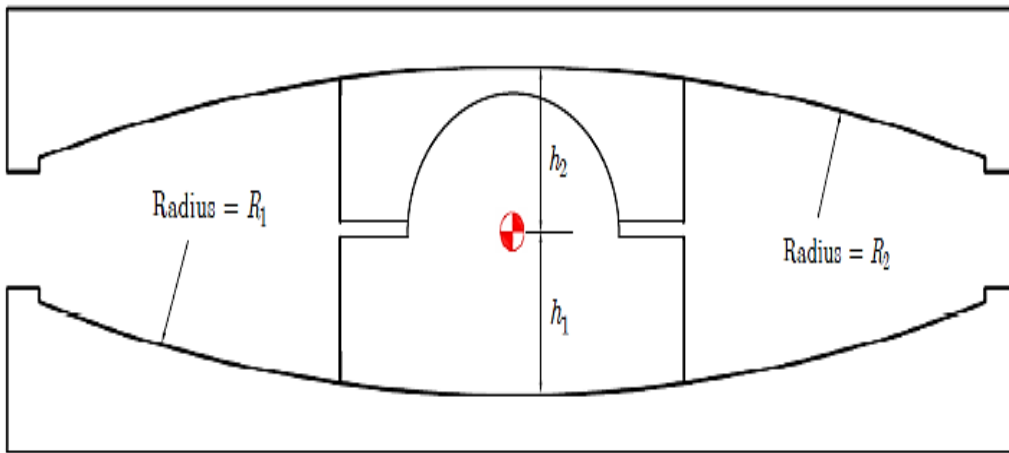
Άλλη μια σημαντική πτυχή των εφεδράνων αυτού του τύπου είναι ότι, αν η μετατόπιση είναι κάτω από μια ορισμένη καμπυλότητα, η δύναμη επαναφοράς θα είναι μικρότερη της δύναμης τριβής και έτσι το σύστημα δεν μπορεί να επαναφερθεί στην αρχική του ισορροπία. Η τιμή αυτή της καμπυλότητας είναι απόρροια της εξίσωσης των δύο μελών της σχέσης (5.4.9).

Λοιπόν, δεν επαναφέρεται για $\frac{D}{R} \leq \mu$, κάτι το οποίο είναι προβληματικό όταν έχουμε υψηλές τιμές της ιδιοπερίόδου, η οποία επιφέρει μεγάλη ακτίνα καμπυλότητας σύμφωνα με τη σχέση (5.4.8).

Τα συστήματα αυτά είναι μη σύνθετα και προτιμητέα λόγω αρκετά εύκολης μοντελοποίησης, όμως εδώ έγκειται το κύριο μειονεκτημά τους. Πρόκειται για συστήματα μιας παραμέτρου, η οποία ελέγχεται αποκλειστικά από την ακτίνα καμπυλότητας. Για την ολίσθηση των επιφανειών μεταξύ τους, απαιτείται να είναι σφαιρικές. Έτσι, προκύπτει μια γραμμική απόκριση καθ' όλο το εύρος της μετατόπισης.

Διπλά Εφέδρανα Ολίσθησης (Double Friction Pendulum Bearings)

Σε αυτή την περίπτωση, τα συστήματα Friction Pendulum έχουν μεγαλύτερη σχεδιαστική ευελιξία, διότι η ακτίνα καμπυλότητας R και ο συντελεστής τριβής μ είναι συγκεκριμένα για κάθε ανεξάρτητο μηχανισμό λειτουργίας εκκρεμούς. Απαρτίζονται από δύο καμπύλες επιφάνειες, όπως φαίνεται στο σχήμα (5.8), και η κυκλική κίνηση, τώρα, διέπεται από δύο ζεύγη τιμών (R, μ) κάθε επιφάνειας, καθώς και από την κινηματική σχέση απόστασης μεταξύ των επιφανειών αυτών.



Σχήμα 5.8 Τομή ενός διπλού συστήματος Friction Pendulum (Morgan & Mahin, 2011).

Στη συνέχεια, κάθε καμπύλη επιφάνεια έρχεται σε επαφή με την ίδια δύναμη αντίστασης, οπότε το υστερητικό μοντέλο μπορεί να εξαχθεί αναλύοντας τα απλά Friction Pendulum συστήματα σε σειρές. Δηλαδή, δημιουργείται, αρχικά, ένα μοντέλο για n - επίπεδα, έπειτα συγκεκριμενοποιείται για τα διπλά εφέδρανα (δύο επιπέδων). Συνεπώς, από την έκφραση (5.4.8) δηλώνεται:

$$V_i = \mu_i W sgn(\dot{u}_i) + \frac{W}{L_i} u_i \quad \mu \epsilon \quad i = 1, \dots, n \quad (5.4.16)$$

V_i = δύναμη διάτμησης του κάθε i - Friction Pendulum στοιχείου σε ένα σύστημα σειρών από n - Friction Pendulum στοιχεία,

L_i = ενεργό μήκος εκκρεμούς (Effective Pendulum Length), το οποίο ορίζεται ως $L_i = R_i - h_i$.

Επαναεισάγουμε την κανονικοποιημένη δύναμη διάτμησης $\tilde{V}_i = V_i / W$ για απλοποίηση των συμβολισμών και αδιαστατοποίηση των εξισώσεων ισορροπίας. Αντικαθιστώντας την υπερκείμενη έκφραση στην εξίσωση (5.4.16) και γράφοντας τις εξισώσεις ισορροπίας σε μητρική μορφή, προκύπτει:

$$\begin{pmatrix} \tilde{V}_1 \\ \vdots \\ \tilde{V}_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \mu_1 sgn(\dot{u}_1) & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & \mu_n sgn(\dot{u}_n) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} L_1 & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & L_n \end{bmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} u_1 \\ \vdots \\ u_n \end{pmatrix} \quad (5.4.17)$$

ή εναλλακτικά, η τυποποιημένη μητρική μορφή:

$$\tilde{\mathbf{V}} = \mathbf{M} \text{sgn}(\dot{\mathbf{u}}) + \mathbf{L}^{-1} \mathbf{u} \quad (5.4.18)$$

Αν τώρα λύσουμε την εξίσωση (5.4.18) ως προς το μητρώο μετατόπισης \mathbf{u} , εξάγεται η μορφή:

$$\mathbf{u} = \mathbf{L} [\tilde{\mathbf{V}} - \mathbf{M} \text{sgn}(\dot{\mathbf{u}})] \quad (5.4.19)$$

Με την προαναφερθείσα σχέση, υπονοείται ότι κάθε n - Friction Pendulum στοιχείο ολισθαίνει ή ότι $\tilde{V}_k - \mu_k \geq 0$ για όλα τα k . Πράγματι, αυτή η υπόθεση μπορεί να μην είναι το ζητούμενο, για αυτό απαιτείται ένας μικρός μετασχηματισμός. Ορίζοντας τον τελεστή Heaviside:

$$H(x) = \begin{cases} x, & x \geq 0 \\ 0, & x < 0 \end{cases} \quad (5.4.20)$$

και θεωρώντας μη αντιστρέψιμη μετατόπιση, η εξίσωση (5.4.19) γίνεται:

$$\mathbf{u} = \mathbf{L} H[\tilde{\mathbf{V}} - \mathbf{M} \mathbf{1}_{nx1}] \quad (5.4.21)$$

$\mathbf{1}_{nx1} = n$ - διαστάσεων μοναδιαίο διάνυσμα.

Αν θεωρηθεί V_b , η δύναμη στο εφεδράνο, και \mathbf{u}_b , η αντίστοιχη μετακίνηση, τότε επειδή το εφεδράνο είναι ένα σύστημα σειρών, ισχύει για κάθε $V_k = V_b$ για όλα τα k και ομοίως $\mathbf{u}_b = \sum_i^n \mathbf{u}_i$. Έπεται, η μετατόπιση του εφεδράνου:

$$\mathbf{u}_b = \mathbf{1}_{nx1}^T \mathbf{L} H[\tilde{\mathbf{V}}_b \mathbf{I}_{nxn} - \mathbf{M}] \mathbf{1}_{nx1} \quad (5.4.22)$$

Με τη διατύπωση αυτή, μια δύναμη διάτμησης του εφεδράνου θα αντιστοιχεί αυστηρά σε μια μετατόπιση του εφεδράνου, γνωρίζοντας απλά το μητρώο ενεργού μήκους \mathbf{L} και το μητρώο τριβής \mathbf{M} των n - συνιστωσών του εφεδράνου Friction Pendulum πολλαπλών επιπέδων.

Τελικά, επιστρέφοντας στην περίπτωση των διπλών εφεδράνων, αν θεωρήσουμε ότι λαμβάνει χώρα ολίσθηση και στις δύο καμπύλες επιφάνειες (ή επεξηγηματικά $\tilde{V}_k - \mu_k \geq 0, k = 1,2$), η σχέση (5.4.22) διαμορφώνεται ως:

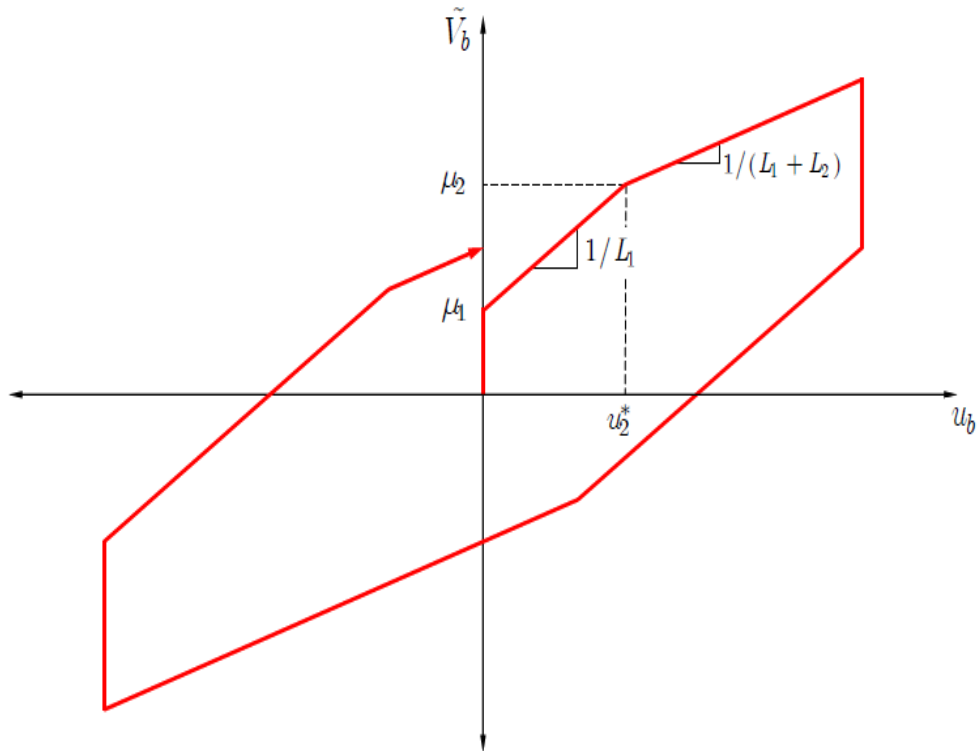
$$\mathbf{u}_b = \mathbf{1}_{2x1}^T \mathbf{L} [\tilde{\mathbf{V}}_b \mathbf{I}_{2x2} - \mathbf{M}] \mathbf{1}_{2x1} \quad (5.4.23)$$

$$\mathbf{u}_b = (1 \ 1) \begin{bmatrix} L_1 & 0 \\ 0 & L_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{V}_b - \mu_1 & 0 \\ 0 & \tilde{V}_b - \mu_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (5.4.24)$$

$$\mathbf{u}_b = \tilde{V}_b (L_1 + L_2) - L_1 \mu_1 - L_2 \mu_2 \quad (5.4.25)$$

Αντικαθιστώντας την κανονικοποιημένη δύναμη διάτμησης με την πραγματική και χρησιμοποιώντας την έκφραση $L_i = R_i - h_i$, η εξίσωση (5.4.25) μεταποιείται σε:

$$V_b = \left(\frac{W}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \right) \mathbf{u}_b + \frac{W \mu_1 (R_1 - h_1) + W \mu_2 (R_2 - h_2)}{R_1 + R_2 - h_1 - h_2} \quad (5.4.26)$$



Σχήμα 5.9 Εξιδανικευμένος υστερητικός βρόχος για το διπλό εφέδρανο ολίσθησης Friction Pendulum, βασισζόμενος στη σχέση (5.4.26) (Morgan & Mahin, 2011).

Ενδεικτικά, τα διπλά εφέδρανα αυτά υπερτερούν έναντι των απλών εφεδράνων για τους ακόλουθους λόγους:

1. Η πλευρική παραμόρφωση κατανέμεται μεταξύ των καμπύλων επιφανειών, συνεπώς η διάμετρος σχεδιασμού της κάθε κοίλης επιφάνειας είναι σημαντικά μικρότερη.
2. Η ισορροπία σε μετατοπισμένη θέση φανερώνει ότι οι εσωτερικές ροπές που κατανέμονται στην ανώτερη και κατώτερη πλάκα, είναι ανάλογες της μετακίνησης τους από την αρχική απαραμόρφωτη θέση ισορροπίας.
3. Οι τιμές της ακτίνας καμπυλότητας R και του συντελεστή τριβής μ κάθε μηχανισμού λειτουργίας (τύπου εκκρεμούς), μπορούν να επιλεχθούν ανεξάρτητα για επίτευξη, πρακτικά, τρι - γραμμικής σχέσης δύναμης αντίστασης - μετακίνησης.

Τριπλά Εφέδρανα Ολίσθησης (Triple Friction Pendulum Bearings)

Τα τριπλά εφέδρανα Friction Pendulum ήταν απόρροια μελέτης της εταιρίας EPS, Inc., και αποτελούνται από τέσσερις καμπύλες επιφάνειες και τρεις ανεξάρτητους μηχανισμούς λειτουργίας εκκρεμούς.

Ο εξωτερικός ολισθητήρας συνίσταται σε καμπύλες επιφάνειες, οι οποίες έρχονται σε επαφή, παρουσία χαμηλής τριβής, με έναν κυλινδρικό εσωτερικό ολισθητήρα. Έτσι, διαμορφώνεται ένας μηχανισμός λειτουργίας που επωμίζεται χαμηλά επίπεδα διέγερσης για το σύστημα σεισμικής μόνωσης. Η κατώτερη επιφάνεια ολίσθησης έρχεται σε επαφή με μια σφαιρική επιφάνεια ορισμένης ακτίνας καμπυλότητας, οδηγώντας στον δεύτερο μηχανισμό λειτουργίας εκκρεμούς. Ο δεύτερος αυτός μηχανισμός ευθύνεται για την παραλαβή φορτίων εξαιτίας μέτριων επιπέδων δονήσεων. Ομοίως, η ίδια διάταξη και δομή, όμως με συγκριτικά

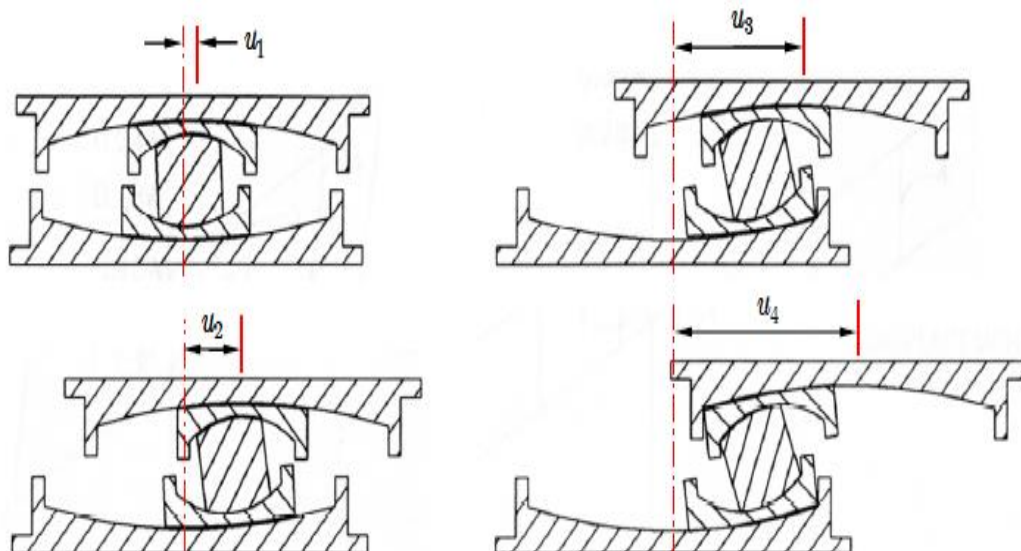
υψηλότερο συντελεστή τριβής, για την ανώτερη επιφάνεια ολίσθησης που αντιστέκεται και αντιμετωπίζει ισχυρά δυναμικά φορτία.



Σχήμα 5.10 Δομικά στοιχεία ενός τριπλού εφεδράνου Friction Pendulum (Morgan & Mahin, 2011).

Οι ιδιότητες αυτές που αναφέρθηκαν με την παρουσία τριών μηχανισμών λειτουργίας, είναι επιτακτικές για την επιδίωξη βέλτιστης απόδοσης του σεισμικά μονωμένου κτιρίου ή κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψιν πολλαπλά επίπεδα σεισμικότητας.

Έχοντας δοσμένα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τις ιδιότητες των τριπλών εφεδράνων, η σχέση δύναμης αντίστασης - μετακίνησης μπορεί να εξαχθεί με τις αντίστοιχες εξισώσεις ισορροπίας σε παραμορφωμένη κατάσταση, παρόμοια με την περίπτωση των διπλών εφεδράνων. Όμως, τα τριπλά εφεδράνα καθ' εαυτά δε μπορούν να αντιμετωπισθούν ως σειρές τριών απλών στοιχείων λειτουργίας εκκρεμούς. Δηλαδή ως απόρροια, η γενικευμένη σχέση που διατυπώθηκε στα διπλά εφεδράνα δεν επεκτείνεται στη νέα αυτή κατάσταση. Αυτό συμβαίνει, διότι με την παρουσία τέτοιου βαθμού πολλαπλότητας, προκύπτουν πολλαπλές σχετικές μετακινήσεις - παραμορφώσεις από την αλληλεπίδραση των δομικών στοιχείων.



Σχήμα 5.11 Σχηματική περιγραφή των μηχανισμών ολίσθησης ενός τριπλού εφεδράνου Friction Pendulum (Morgan & Mahin, 2011).

Η μέθοδος που ακολουθείται για την υπερπήδηση της δυσκολίας αυτής (δεν θα περιγραφεί στην παρούσα εργασία), ενασχολείται με τον προσδιορισμό των επιμέρους μετακινήσεων - παραμορφώσεων, τα οποία τελικώς επαλληλίζονται για την ερμηνεία της συμπεριφοράς των εφεδράνων ολίσθησης της κατηγορίας αυτής.

6. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

6.1 Εισαγωγή - Ευρωκώδικας 8

Ο Ευρωκώδικας 8 (Eurocode 8), δηλώνεται γενικά ως EN 1998: Αντισεισμικός σχεδιασμός. Εφαρμόζεται στο σχεδιασμό και την υλοποίηση έργων πολιτικού μηχανικού στις σειсмоγενείς περιοχές.

Οι στόχοι που πραγματεύεται ο σεισμικός σχεδιασμός, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, είναι η εξασφάλιση των παρακάτω καταστάσεων κατά τα σεισμικά γεγονότα:

1. Προστασία ανθρωπίνων ζώων.
2. Περιορισμός των βλαβών.
3. Κατασκευές σημαντικές για την αστική προστασία να παραμένουν σε λειτουργία.

Ο Ευρωκώδικας 8 απαρτίζεται από 6 τμήματα ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής ή αντικείμενο:

1. EN1998 - 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για τα κτίρια.
2. EN1998 - 2: Ειδικές διατάξεις για γέφυρες.
3. EN1998 - 3: Σεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων.
4. EN1998 - 4: Ειδικές διατάξεις για σιλό, δεξαμενές και αγωγούς.
5. EN1998 - 5: Ειδικές διατάξεις για θεμελιώσεις, τοίχους αντιστήριξης και γεωτεχνικά θέματα.
6. EN1998 - 6: Ειδικές διατάξεις για πύργους, ιστούς και καπνοδόχους.

Το EN1998 - 1 αποτελείται από 10 κεφάλαια, όπου σε ορισμένα (Κεφάλαιο 2, 3, 10) έγκειται η μελέτη για σεισμική μόνωση των κτιρίων που πραγματεύεται αυτή η εργασία:

1. Κεφάλαιο 1: Εισαγωγικά στοιχεία.
2. Κεφάλαιο 2: Βασικές απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης.
3. Κεφάλαιο 3: Κανόνες προσομοίωσης σεισμικών δράσεων και συνδυασμού τους με άλλες δράσεις.
4. Κεφάλαιο 4: Γενικοί κανόνες μελέτης κτιρίων.
5. Κεφάλαιο 5: Ειδικοί κανόνες για κτίρια από σκυρόδεμα.
6. Κεφάλαιο 6: Ειδικοί κανόνες για κτίρια από χάλυβα.
7. Κεφάλαιο 7: Ειδικοί κανόνες για σύμμικτα κτίρια από χάλυβα και σκυρόδεμα.
8. Κεφάλαιο 8: Ειδικοί κανόνες για κτίρια από ξύλο.
9. Κεφάλαιο 9: Ειδικοί κανόνες για κτίρια από τοιχοποιία.
10. Κεφάλαιο 10: Σεισμική μόνωση φορέων.

6.2 Εδαφικές Συνθήκες και Σεισμική Δράση

6.2.1 Κατηγορία Εδάφους

Ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει τις εξής κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, E και τις ειδικές κατηγορίες S_1 , S_2 ανάλογα με τη στρωματογραφία και παράγοντες που περιγράφονται παρακάτω. Χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση της επιρροής των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

Η κατηγοριοποίηση των εδαφών γίνεται βάσει της μέσης ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων $v_{s,30}$ στα ανώτερα 30 m εδάφους ή χρησιμοποιείται ο αριθμός

κρούσεων για πρότυπη διείδυση 30 cm (τιμή N_{SPT}). Η ταχύτητα αυτή υπολογίζεται από την έκφραση:

$$v_{s,30} = 30 / \sum_{i=1}^N \left(\frac{h_i}{v_i} \right) \quad (6.2.1.1)$$

h_i = πάχος στρώματος i (m),

v_i = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i (m/sec),

N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m εδάφους.

Ενδεικτικά, οι ειδικές κατηγορίες S_1, S_2 αφορούν εδαφικές συνθήκες περιοχών που χρίζουν ιδιαίτερη και σύνθετη μελέτη για τον προσδιορισμό της σεισμικής δράσης. Για τις κατηγορίες αυτές, ειδικότερα της S_2 , θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν η αστοχία του εδάφους υπό την σεισμική δράση.

Στον επικείμενο πίνακα (6.1) φαίνονται όλες οι κατηγορίες εδαφών, καθώς και οι ειδικές κατηγορίες, αναφορικά με τη στρωματογραφία τους. Παρακείμενα, ενυπάρχουν οι τιμές των κατηγοριών αυτών που αντιστοιχούν στις παραμέτρους $v_{s,30}$, N_{SPT} και c_u (χαρακτηριστική τιμή της συνοχής του εδάφους).

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή Στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις /30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.	-	-	-
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100	-	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A - E ή S_1 .	-	-	-

Πίνακας 6.1 Κατηγορίες Εδάφους (EC8).

6.2.2 Σεισμικές Ζώνες - Εδαφική Επιτάχυνση

Η επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} (αντιστοιχεί σε κατηγορία εδάφους A) καθορίζει τη σεισμική δράση σε κάθε σεισμική ζώνη.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, οι ζώνες Z1, Z2 και Z3 αντιστοιχίζονται με τις ζώνες I, II, III του ΕΑΚ 2003, καθώς οι τιμές a_{gR} / g ισοδυναμούν με τις αντίστοιχες τιμές του $\alpha = A/g$.

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 6.2 Τιμές a_{gR}/g (ΕΑΚ 2003).

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για έδαφος κατηγορίας A, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, όπου T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη κατάρρευσης.

Στη συνέχεια, επειδή οι φορείς ταξινομούνται σε διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας, σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας καθορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας γ . Όπου είναι εφικτό, αυτός ο συντελεστής πρέπει να λαμβάνει τέτοια τιμή ώστε να αντιστοιχεί σε υψηλότερη ή χαμηλότερη τιμή της περιόδου επαναφοράς του σεισμικού γεγονότος (σε σχέση με την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς) ανάλογα με την περίπτωση για την μελέτη της συγκεκριμένης κατηγορίας φορέων.

Ακολούθως, για την κατηγορία A συνεπάγεται επιτάχυνση σχεδιασμού:

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (6.2.2.1)$$

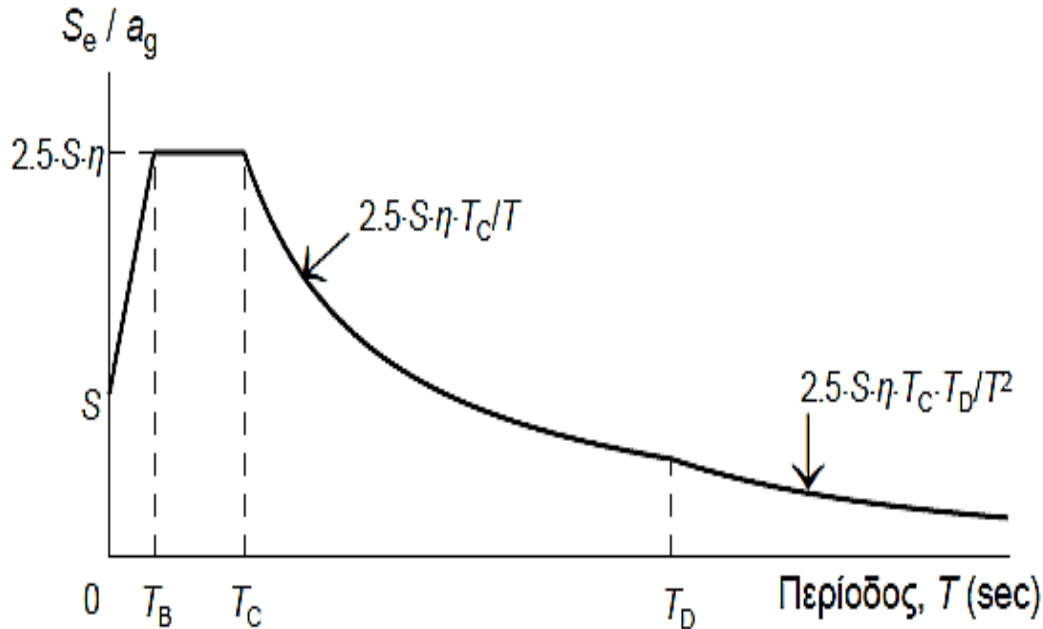
Στη συνέχεια, ο ΕΑΚ 2003 διακρίνει τον συντελεστή σπουδαιότητας για κτίρια σε τέσσερις κατηγορίες, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (6.3).

Σπουδαιότητα	γ_I	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια χαμηλής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια (π.χ αγροτικά οικήματα, στάβλοι κλπ.).
II	1.00	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.
III	1.20	Κτίρια όπου η σεισμική ασφάλεια είναι επουσιώδης (π.χ εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημοσίων συναθροίσεων).
IV	1.40	Κτίρια που κατά και μετά το σεισμό παρουσιάζουν ζωτικής σημασίας λειτουργία (π.χ νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί).

Πίνακας 6.3 Τιμές Συντελεστή Σπουδαιότητας (ΕΑΚ 2003).

6.2.3 Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης

Κατά το σχεδιασμό κατασκευών, όταν προβλέπεται ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής στο σεισμό σχεδιασμού, εφαρμόζεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η μορφή που παρουσιάζει το φάσμα αυτό υποδεικνύεται με το παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 6.1 Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού (EC8).

Σύμφωνα με το υπερκείμενο σχήμα, διακρίνονται οι εξής περιοχές:

1. $T_B \leq T \leq T_C$: Περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.
2. $T_C \leq T \leq T_D$: Περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας.
3. $T_D \leq T \leq 4.0$: Περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης.

Γενικά, οι τιμές T_B, T_C, T_D και ο συντελεστής εδάφους S διαμορφώνονται άμεσα από την κατηγορία εδάφους, όπως είναι πρόδηλο μάλιστα, από τον πίνακα (6.3).

Κατ' επέκταση, από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων προκύπτει το ελαστικό φάσμα μετακινήσεων, $S_{De}(T)$:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (6.2.3.1)$$

6.2.4 Οριζόντια Συνιστώσα Σεισμικής Φόρτισης

Με την εφαρμογή του ελαστικού φάσματος απόκρισης για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης, η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού ανά περιοχή εκτιμάται από τις προκείμενες εκφράσεις.

$$S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (6.2.4.1)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (6.2.4.2)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (6.2.4.3)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta 2.5 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4.0 \text{ sec} \quad (6.2.4.4)$$

$$a_g = \gamma_I \alpha_{gR},$$

S = συντελεστής εδάφους,

η = διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης.

Για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\xi = 5 \%$, ο συντελεστής απόσβεσης λαμβάνει τιμή $\eta = 1.0$. Συνεπώς, οι παραπάνω σχέσεις είναι εκφρασμένες για $\xi = 5 \%$. Αν διαφοροποιείται το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ξ , τότε ο συντελεστής προκύπτει από την έκφραση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55 \quad (6.2.4.5)$$

Σύμφωνα με τον EC8, προκύπτουν δύο τύποι ελαστικού φάσματος σχεδιασμού (τύπος I και II), όπου οι χαρακτηριστικές περιόδου T_B , T_C , T_D και ο συντελεστής εδάφους S διαφέρουν για κάθε τύπο. Στην Ελλάδα, ισχύει το φάσμα απόκρισης τύπου I και οι τιμές των υπερκείμενων μεγεθών παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (6.4).

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 6.4 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους S (Εθνικό Προσάρτημα).

6.2.5 Κατακόρυφη Συνιστώσα Σεισμικής Φόρτισης

Η ελαστική φασματική επιτάχυνση ανά περιοχή για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής φόρτισης δίνεται ως:

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 3.0 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (6.2.5.1)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \eta 3.0 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (6.2.5.2)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \eta 3.0 \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (6.2.5.3)$$

$$S_{ve}(T) = a_{vg} \eta 3.0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4.0 \text{ sec} \quad (6.2.5.4)$$

a_{vg} = κατακόρυφη επιτάχυνση του εδάφους και δίνεται από τον προκείμενο πίνακα.

a_{vg}/a_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0.90	0.05	0.15	1.00

Πίνακας 6.5 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και κατακόρυφης επιτάχυνσης εδάφους (Εθνικό Προσάρτημα).

6.2.6 Εδαφική Μετακίνηση Σχεδιασμού

Η εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού προβλέπεται από την παρακάτω εξίσωση (6.2.6.1). Η τιμή αυτή αντιπροσωπεύει την οριακή τιμή του φάσματος μετακινήσεων για υψηλές περιόδους.

$$d_g = 0.025a_g S T_C T_D \quad (6.2.6.1)$$

6.2.7 Ανελαστικό Φάσμα Απόκρισης

Το ανελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται, όταν κατά το σχεδιασμό η συμπεριφορά της κατασκευής προβλέπεται ανελαστική (πλάστιμη συμπεριφορά των φερόντων στοιχείων). Σε αυτή την περίπτωση, δεν συνεπάγεται ανελαστική ανάλυση, αλλά ελαστική ανάλυση με φάσμα σχεδιασμού μικρότερο από το ελαστικό φάσμα απόκρισης μετά την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $S_d(T)$ στην οριζόντια διεύθυνση για κάθε περιοχή του φάσματος, προκύπτει από τις επικείμενες εξισώσεις:

$$S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (6.2.7.1)$$

$$S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (6.2.7.2)$$

$$S_d(T) = a_g S \frac{2.5 T_C}{q T} \geq \beta a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (6.2.7.3)$$

$$S_d(T) = a_g S \frac{2.5 T_C T_D}{q T^2} \geq \beta a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4.0 \text{ sec} \quad (6.2.7.4)$$

$\beta = 0.2$, παράμετρος βάσει του Εθνικού Προσαρτήματος.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q προσεγγίζει την αναλογία των σεισμικών δυνάμεων που θα δρούσαν στον φορέα, εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5 %, με τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να αξιοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, παρέχοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , περιλαμβάνοντας επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5 %, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα συναρτήσει των σχετικών κατηγοριών πλαστιμότητας στα διάφορα χωρία του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να μεταβάλλεται σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας παραμένει αμετάβλητη σε όλες τις διευθύνσεις.

Έπειτα, για την κατακόρυφη διεύθυνση ισχύουν οι προηγούμενες εκφράσεις με τη διαφορά ότι:

1. Η κατακόρυφη επιτάχυνση ορίζεται ως $a_{vg} = 0.90a_g$.
2. Ο συντελεστής εδάφους $S = 1.0$.
3. Οι χαρακτηριστικές περίοδοι προκύπτουν από τον πίνακα (6.4).
4. Επιλέγεται συντελεστής συμπεριφοράς $q \leq 1.5$ για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα, ενώ η υιοθέτηση τιμής $q > 1.5$ πρέπει να αιτιολογείται από κατάλληλη μελέτη.

6.2.8 Υπολογισμός Μαζών

Για τον υπολογισμό της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, απαιτείται η θεώρηση των μαζών που είναι συνυφασμένες με τα φορτία βαρύτητας στον προκείμενο συνδυασμό δράσεων σύμφωνα με τη σχέση (6.2.8.1).

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_i \quad (6.2.8.1)$$

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i},$$

φ = μειωτικός συντελεστής αναφορικά με τον πίνακα (6.5),

$\psi_{2,i}$ = συντελεστής συνδυασμού ως προς τη μεταβλητή δράση i , όπως αναδεικνύεται από τον πίνακα A1 - 1 του παραρτήματος A1 στον EC8.

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	φ
A-C	Δώμα	1.0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0.8
	Όροφοι με μη συσχετισμένες χρήσεις	0.5
D-F		1.0

Πίνακας 6.6 Τιμές του συντελεστή φ (EC8 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα).

6.2.9 Υπολογισμός Μετακινήσεων

Όταν ο συντελεστής συμπεριφοράς εμφανίζεται ως $q > 1$, όπου τα φορτία σχεδιασμού αντιστοιχούν στην προηγούμενη τιμή κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, οι μετακινήσεις σχεδιασμού διαμορφώνονται από την επικείμενη εξίσωση (6.2.9.1).

$$d_s = q_d d_e \quad (6.2.9.1)$$

q_d = συντελεστής συμπεριφοράς μετακινήσεων,

d_e = ελαστική μετακίνηση όπως προκύπτει από την ανάλυση ως προς τα φορτία σχεδιασμού.

Συνήθως, ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακινήσεων ισούται με το συντελεστή συμπεριφοράς με κάποιες εξαιρέσεις. Δηλαδή, αν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι μικρότερη από T_c , τότε θα ισχύει η σχέση $q_d > q$. Ακόμη, η μετακίνηση σχεδιασμού d_s δεν είναι απαραίτητο να υπερβαίνει εκείνη που αντιστοιχεί στο ελαστικό φάσμα.

6.3 Σεισμική Μόνωση

6.3.1 Θεμελιώδεις Απαιτήσεις

1. Ο σχεδιασμός και η κατασκευή σε σεισμικές περιοχές πρέπει να είναι τέτοια ώστε να καλύπτονται με ικανοποιητική αξιοπιστία οι προκείμενες απαιτήσεις.

A. Απαίτηση μη κατάρρευσης.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με δυνατότητα παραλαβής της σεισμικής δράσης σχεδιασμού δίχως τοπική ή γενική κατάρρευση, εξασφαλίζοντας κατ' επέκταση σταθερότητα ως προς τη στατική του ακεραιότητα και την παραμένουσα φέρουσα ικανότητα κατόπιν τις σεισμικές διεργασίες. Η σεισμική δράση σχεδιασμού συνδέεται άμεσα με την περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη (συνιστώμενη τιμή) και με τον συντελεστή σπουδαιότητας γ , ώστε να ληφθεί υπόψη η διαφοροποίηση αξιοπιστίας.

B. Απαίτηση περιορισμού βλαβών.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται για παραλαβή σεισμικής δράσης με υψηλότερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την παρουσία βλαβών και προκείμενων περιορισμών χρήσης. Η σεισμική δράση αυτή για την απαίτηση περιορισμού βλαβών έχει περίοδο επαναφοράς $T_{DLR} = 95$ έτη.

2. Η διαφοροποίηση της αξιοπιστίας εφαρμόζεται με την κατηγοριοποίηση των φορέων βάσει κατηγορίας σπουδαιότητας, η οποία αντιστοιχεί σε έναν συντελεστή σπουδαιότητας γ . Η τιμή του συντελεστή πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αντιστοιχεί σε μεγαλύτερη ή μικρότερη τιμή της περιόδου επαναφοράς του σεισμικού γεγονότος ανάλογα με την περίπτωση για τη μελέτη της εκάστοτε κατηγορίας φορέων.
3. Τα διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας προκύπτουν με τον πολλαπλασιασμό της σεισμικής δράσης αναφοράς των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων, με αυτόν τον συντελεστή σπουδαιότητας.
4. Τέλος, απαιτείται αυξημένη αξιοπιστία του συστήματος μόνωσης. Αυτό πραγματοποιείται με την εισαγωγή ενός συντελεστή μεγέθυνσης γ_x (για κτίρια προτεινόμενη τιμή $\gamma_x = 1.2$) στις μετακινήσεις κάθε μονωτήρα.

6.3.2 Κριτήρια Συμμόρφωσης

Έλεγχος οριακών καταστάσεων, ώστε να ικανοποιούνται οι παραπάνω θεμελιώδεις ή βασικές απαιτήσεις:

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας. Πρόκεινται για αυτές που συσχετίζονται με κατάρρευση ή άλλες μορφές δομικής αστοχίας, που μπορεί να είναι επιζήμιες για την ανθρώπινη ασφάλεια.
2. Καταστάσεις περιορισμού βλαβών. Συνδέονται με βλάβες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται πλέον οι προδιαγεγραμμένες απαιτήσεις λειτουργίας.
3. Για κτίρια στην κατάσταση περιορισμού βλαβών, όλα τα ζωτικά δίκτυα που διαπερνούν τις ενώσεις γύρω από τον μονωμένο φορέα, θα παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Η σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων χρειάζεται να περιοριστεί στην ανωδομή και υποδομή.
4. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η οριακή αντοχή και παραμορφωσιμότητα των διατάξεων μόνωσης, έχοντας υπόψη τους συντελεστές ασφαλείας, δεν θα υπερβαίνονται.
5. Θεώρηση πλήρους μόνωσης.
6. Θεώρηση ότι η συμπεριφορά της υποδομής παραμένει εντός της ελαστικής περιοχής.
7. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η ανωδομή και η υποδομή μπορεί να παραμένουν στην ελαστική περιοχή παρόλο που τα μονωτικά στοιχεία έχουν εξαντλήσει την οριακή τους ικανότητα.
8. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, απαιτείται κατάλληλος σχεδιασμός για την ασφαλή σχετική μετακίνηση ανάμεσα στην μονωμένη ανωδομή και το περιβάλλον έδαφος ή κατασκευές.

6.3.3 Γενικές Διατάξεις Στοιχείων Μόνωσης

1. Διευκόλυνση της επιθεώρησης, συντήρησης και αντικατάστασης των στοιχείων μόνωσης με τη δημιουργία επαρκούς χώρου ανάμεσα στην ανωδομή και υποδομή.
2. Προστασία από καταστρεπτικές επιδράσεις (π.χ πυρκαγιά, χημική διάβρωση κλπ.).
3. Συμμόρφωση των υλικών που τα απαρτίζουν σύμφωνα με τα σχετικά πρότυπα.

6.3.4 Έλεγχος Ανεπιθύμητων Κινήσεων

1. Το κέντρο της ενεργού δυσκαμψίας και το κέντρο απόσβεσης του συστήματος μόνωσης θα πρέπει να είναι όσο πλησιέστερα γίνεται στην προβολή του κέντρου της μάζας πάνω στη διεπιφάνεια μόνωσης για την ελαχιστοποίηση της επιρροής της στρέψης.
2. Σταθεροποίηση συσκευών στην ανωδομή και την υποδομή.
3. Ομοιομορφοποίηση της θλιπτικής τάσης από τις μόνιμες δράσεις για την ελαχιστοποίηση της διαφοροποίησης της συμπεριφοράς των στοιχείων μόνωσης.

6.3.5 Έλεγχος Διαφορικών Σεισμικών Εδαφικών Κινήσεων

Τα στοιχεία του φορέα εκατέρωθεν της διεπιφάνειας μόνωσης, οφείλουν να παρουσιάζουν ικανοποιητική οριζόντια και κατακόρυφη δυσκαμψία ώστε να ελαχιστοποιούνται τα αποτελέσματα των διαφορικών σεισμικών εδαφικών κινήσεων.

6.3.6 Σεισμική Δράση

1. Ταυτόχρονη δράση και των τριών συνιστωσών της σεισμικής δράσης.
2. Κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης αναλύεται σε όρους ελαστικού φάσματος για τις επικρατούσες εδαφικές συνθήκες και την εδαφική επιτάχυνση a_g .
3. Για απαίτηση ανάλυσης με τη μέθοδο της χρονοϊστορίας, οφείλεται η χρήση τουλάχιστον τριών χρονοϊστοριών εδαφικής διέγερσης.

6.3.7 Συντελεστής Συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται ως $q = 1.0$.

6.3.8 Ιδιότητες Συστήματος Μόνωσης

1. Τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του συστήματος μόνωσης πρέπει να λαμβάνουν τις δυσμενέστερες τιμές στην ανάλυση, καθώς θα συνδέονται άμεσα με:
 - A. το ρυθμό φόρτισης.
 - B. το μέγεθος του επιβαλλόμενου κατακόρυφου φορτίου.
 - C. το μέγεθος του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου.
 - D. τη θερμοκρασία.
 - E. με την αλλαγή των ιδιοτήτων συναρτήσει του χρόνου.
2. Εκτίμηση επιταχύνσεων και αδρανειακών δυνάμεων λόγω σεισμού λαμβάνοντας τη μέγιστη τιμή της δυσκαμψίας και την ελάχιστη τιμή των συντελεστών απόσβεσης και τριβής.
3. Εκτίμηση μετακινήσεων λαμβάνοντας την ελάχιστη τιμή για τους συντελεστές δυσκαμψίας, απόσβεσης και τριβής.

4. Κτίρια σπουδαιότητας τύπου I ή II, επιτρέπουν τη επιλογή μέσων τιμών για τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά, εφόσον οι ακραίες τιμές δεν ξεπερνούν κατά 15 % τις μέσες τιμές.

7. ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΟΝΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ

7.1 Προκαταρκτικά Βήματα

1. Εκτίμηση της μάζας της κατασκευής M .
2. Καθιέρωση της περιόδου σχεδιασμού T_{eff} (Target Period) για την κατασκευή με την παρουσία σεισμικής μόνωσης. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η περίοδος αυτή κυμαίνεται ανάμεσα στα εξής όρια:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3 \text{ sec} \quad (7.1.1)$$

T_f = η θεμελιώδης περίοδος της ανωδομής.

3. Καθιέρωση του τύπου εδάφους και εύρεση του συντελεστή εδάφους από τους πίνακες (6.1) και (6.4).
4. Υπολογισμός της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_g από τη σχέση (6.2.2.1). Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η εδαφική επιτάχυνση a_{gR} προκύπτουν από τους πίνακες (6.2) και (6.3) αντίστοιχα.
5. Χρησιμοποιώντας το ελαστικό ή ανελαστικό φάσμα απόκρισης, υπολογίζεται η αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση από τις εκφράσεις (6.2.4.1 - 6.2.4.4), (6.2.7.1 - 6.2.7.4). Έπειτα, το φάσμα μετατόπισης ή η μετατόπιση σχεδιασμού D_D του συστήματος θα εξαχθεί από την εξίσωση (6.2.3.1). Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Συνήθως, η μετατόπιση σχεδιασμού D_D επαλληλίζεται και με τη μετακίνηση λόγω στρέψης. Η δεύτερη δίνεται ως:

$$\frac{12De}{b^2+d^2} y \quad (7.1.2)$$

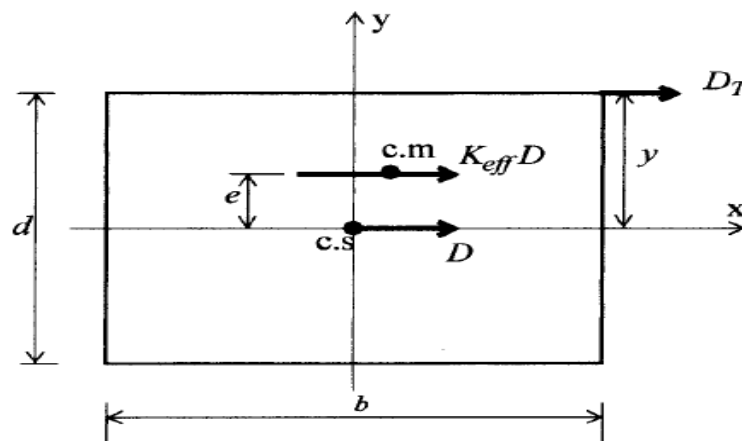
e = πραγματική εκκεντρότητα συν 5 % τυχηματική εκκεντρότητα,

y = απόσταση από μια γωνία κάθετη στην κατεύθυνση της σεισμικής φόρτισης.

Οπότε, η συνολική μετακίνηση σχεδιασμού γίνεται:

$$D_{TD} = D_D \left(1 + \frac{12e}{b^2+d^2} y \right) \quad (7.1.3)$$

Η συνολική μετακίνηση σχεδιασμού D_{TD} είναι απαραίτητη για την επιβεβαίωση της σταθερότητας ή ευστάθειας του συστήματος μόνωσης.



Σχήμα 7.1 Συνολική μετατόπιση σχεδιασμού με την εμφάνιση μετακίνησης λόγω στρέψης (Naeim & Kelly, 1999).

6. Επιλογή του τύπου των εφεδράνων που θα χρησιμοποιηθούν, καθώς και της ενεργού απόσβεσης β_{eff} η οποία θα ελαττώσει τα φάσματα επιτάχυνσης και μετατόπισης. Η ενεργός απόσβεση είναι:

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{Loop}}{K_{D,max} D^2} \right] \quad (7.1.4)$$

E_{Loop} = επιφάνεια υστερητικού βρόχου ανά επαναλαμβανόμενη φόρτιση,

$K_{D,max}$ = μέγιστη τιμή της ενεργού δυσκαμψίας K_{eff} , όπως προκύπτει έπειτα από πειραματικές δοκιμές.

7. Καθιέρωση της ενεργού δυσκαμψίας K_{eff} . Η παράμετρος αυτή υπολογίζεται από:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (7.1.5)$$

Θέτουμε αρχικά $K_{eff} = K_{D,max} = K_{D,min}$.

8. Καθιέρωση πλευρικών δυνάμεων σχεδιασμού V_b και V_s . Πρόκειται για τις τέμνουσες δυνάμεις σχεδιασμού για στοιχεία κάτω από την επιφάνεια της μόνωσης και άνωθεν στην ανωδομή αντίστοιχα. Εκφράζονται από τις επικείμενες εξισώσεις (7.1.6) - (7.1.7).

$$V_b = K_{D,max} D_D \quad (7.1.6)$$

$$V_s = \frac{K_{D,max} D_D}{R_1} \quad (7.1.7)$$

R_1 = παράγοντας μείωσης δύναμης σχεδιασμού και κυμαίνεται μεταξύ 1.4 - 2.0.

9. Εκτέλεση προκαταρκτικού σχεδιασμού των στοιχείων της ανωδομής. Με τη βοήθεια της τέμνουσας δύναμης σχεδιασμού V_s , υπολογίζονται οι στατικές πλευρικές δυνάμεις για κάθε όροφο του κτιρίου, συνεπώς και μετακινήσεις τους (Drift Design). Χρησιμοποιείται η παρακάτω εξίσωση για την κατανομή των δυνάμεων:

$$F_x = \frac{V_s (h_x w_x)}{\sum_{i=1}^N h_i w_i} \quad (7.1.8)$$

N = αριθμός των σταθμών όπου η μάζα της κατασκευής συγκεντρώνεται,

h = ύψος στάθμης x ή i από την επιφάνεια της μόνωσης,

w = βάρος στάθμης x ή i από την επιφάνεια της μόνωσης.

Η παραπάνω εξίσωση οδηγεί σε μια τριγωνική κατανομή των πλευρικών αδρανειακών δυνάμεων στην κατασκευή. Αρχικά, θεωρείται ότι η συμμετοχή των ανωτέρω ιδιομορφών είναι αμελητέα και η κάθε επιτάχυνση ανά στάθμη είναι προσεγγιστικά ίδια, οπότε συνεπάγεται ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων αυτών. Όμως, επειδή παρουσιάζονται μη γραμμικότητες στο σύστημα μόνωσης (π.χ επίδραση τις τριβής στα εφένδρανα ολίσθησης), έχει ως συνέπεια την επίδραση της κατανομής από τις άνωθεν ιδιομορφές και καθιστά την κατανομή τριγωνική.

10. Εκτέλεση προκαταρκτικού σχεδιασμού για τα στοιχεία μόνωσης και της κατανομής τους. Με τη χρήση των υπερκείμενων μεγεθών (D_D , K_{eff} , β_{eff} , F_x) σχεδιάζονται τα στοιχεία μόνωσης ώστε να ανθίστανται σε φορτία λόγω βάρους, πλευρικά φορτία και στις απαιτούμενες μετακινήσεις. Ακόμη, προβλέπεται η κατασκευή διαγράμματος της δύναμης συναρτήσει της μετακίνησης που θα υποδεικνύει την υστερητική συμπεριφορά κάθε τύπου

των στοιχείων. Αυτά τα διαγράμματα προκύπτουν από πειραματικές δοκιμές σε εφεδράνα παρόμοιων χαρακτηριστικών και διαστάσεων που δίνονται από τους κατασκευαστές.

7.2 Τελικά Βήματα

11. Μαθηματική μοντελοποίηση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Πρέπει να ενταχθούν τα χαρακτηριστικά του διαγράμματος δύναμης - μετακίνησης των εφεδράνων από το βήμα 11.
12. Επιλογή κατάλληλης διαδικασίας πλευρικής απόκρισης. Η σχεδιαστική διαδικασία αυτή μπορεί να είναι:
 - A. Ανάλυση στατικής πλευρικής απόκρισης.
 - B. Ανάλυση φασματικής απόκρισης.
 - C. Ανάλυση χρονο - ιστορίας.
13. Καθορισμός της τελικής τιμής της μετακίνησης σχεδιασμού D_D και της ενεργού περιόδου T_{eff} . Με την αρωγή των υπολογιστικών μοντέλων, συγκλίνουμε στο τελικό σχεδιασμό του συστήματος μόνωσης και της ανωδομής, ώστε να ανταποκρίνονται στη βασική μετατόπιση σχεδιασμού και στους στόχους για την απόκριση στα φορτία.
14. Καθορισμός της τελικής τιμής της ενεργού δυσκαμψίας K_{eff} . Με τη χρήση των μοντέλων και των αποτελεσμάτων από τα βήματα 11 - 13, καθιερώνεται η τελική τιμή των όρων της ενεργού δυσκαμψίας:

$$K_{D,max} = K_{D,max} = \frac{\text{Τέμνουσα βάσης DBE}}{D_D} \quad (7.2.1)$$

DBE = Design Basis Earthquake. Επίπεδο της εδαφικής κίνησης που έχει πιθανότητα υπέρβασης 10 % εντός 50 χρόνων (σεισμός με περίοδο επαναφοράς 475 έτη).

15. Επιβεβαίωση της τιμής της ενεργού περιόδου T_{eff} , όπως προτείνεται από τα μαθηματικά μοντέλα, με αυτή που θα προκύψει από τη σχέση:

$$D_D = S_e \left(\frac{T_D}{2\pi} \right)^2 \quad (7.2.2)$$

16. Επιβεβαίωση της τιμής της απόσβεσης που προκύπτει από τη μοντελοποίηση με τη χρήση της εξίσωσης (7.1.4).
17. Επιβεβαίωση των τιμών σχεδιασμού της μετακίνησης D_D και της κατανομής των δυνάμεων F_x αναφορικά με τις επιτρεπόμενες τιμές που προβλέπονται κατά το σχεδιασμό.
18. Επιβεβαίωση της λειτουργίας όπως προτείνεται από τα αποτελέσματα δοκιμών πρωτότυπου εφεδράνου. Οι δοκιμές αυτές εκφράζουν τις ιδιότητες των εφεδράνων, συνεπώς το μαθηματικό μοντέλο πρέπει να αναθεωρηθεί ώστε να αντικατοπτρίζει τις ιδιότητες αυτές. Επαναυπολογίζονται οι τιμές της ενεργού δυσκαμψίας:

$$K_{D,max} = \frac{\Sigma(F_{D,max}^+ - F_{D,max}^-)}{D_D^+ - D_D^-} \quad (7.2.3)$$

$$K_{D,min} = \frac{\Sigma(F_{D,min}^+ - F_{D,min}^-)}{D_D^+ - D_D^-} \quad (7.2.4)$$

Ακολούθως, απαιτείται επανάληψη των βημάτων 15 - 17.

19. Επιβεβαίωση της λειτουργίας όπως προτείνεται από τα αποτελέσματα δοκιμών του εφεδράνου από τον κατασκευαστή. Παρομοίως, το μαθηματικό μοντέλο επαναθεωρείται για να αντικατοπτρίζει τις ιδιότητες που υποδηλώνουν τα αποτελέσματα από τον

κατασκευαστή, καθώς και την πραγματική κατανομή των μονωτήρων. Επανα - εκτιμώνται οι τιμές της ενεργού δυσκαμψίας από τις σχέσεις (7.2.3), (7.2.4). Επανάληψη των βημάτων 15 - 17 με το επαναθεωρημένο μοντέλο.

8. ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ

8.1 Εισαγωγικά Στοιχεία

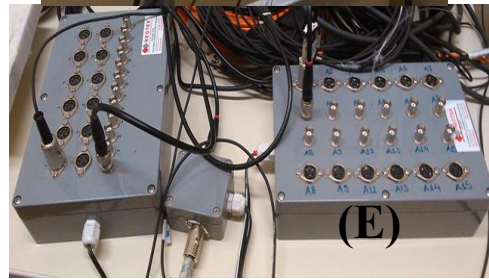
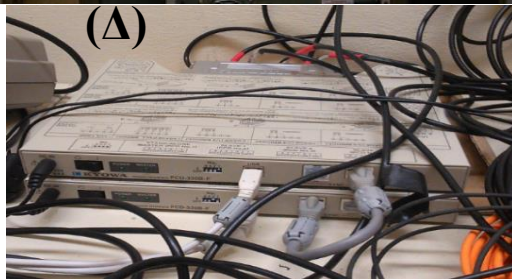
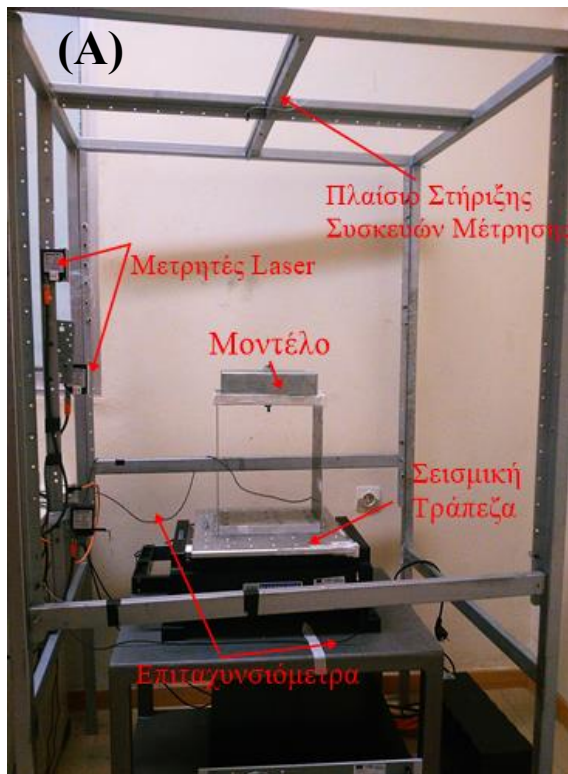
Οι πειραματικές δοκιμές διεξήχθησαν με την άδεια της Δρ. Α. Παπαλού στο εργαστήριο του ΤΕΙ Δυτικής Ελλάδας, στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε κατά το εαρινό εξάμηνο το 2016. Η υφιστάμενη διάταξη (σχήμα 8.1) για την εκπλήρωση των πειραμάτων περιλάμβανε τα εξής:

1. Σεισμική τράπεζα μικρών διαστάσεων που υπάγεται σε διάφορες δυναμικές διεργασίες.
2. Κτιριακό μοντέλο που θα υφίστατο τις διεργασίες αυτές, με την παρουσία ή μη εφεδράνων.
3. Όργανα καταγραφής τύπου “λείζερ” για την καταγραφή της κίνησης στην κορυφή και στη βάση του μοντέλου.
4. Επιταχυνσιόμετρα στην κορυφή και στη βάση για την καταγραφή της αντίστοιχης απόκρισης.
5. Όργανο καταγραφής τύπου σύρματος (Wire) αναφορικά με την απόκριση της σεισμικής τράπεζας.
6. Χαλύβδινο πλαίσιο που περικλείει τις συσκευές μέτρησης και τη σεισμική τράπεζα.
7. Σύστημα παραλαβής των δεδομένων από τα ανωτέρω όργανα (Data Acquisition System), καθώς το κτιριακό μοντέλο υπόκειται σε διέγερση.
8. Υπολογιστικό σύστημα για την επεξεργασία των δεδομένων. Ο υπολογιστής ήταν εξοπλισμένος με κατάλληλα προγράμματα επεξεργασίας του σήματος και πρόσδοση επιθυμητών δονήσεων στη σεισμική τράπεζα.

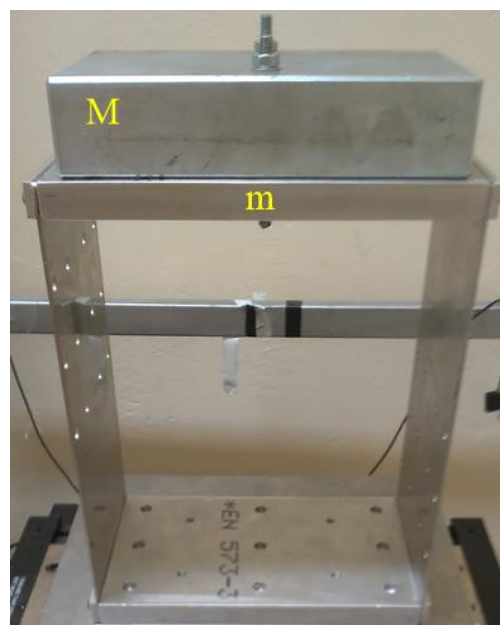
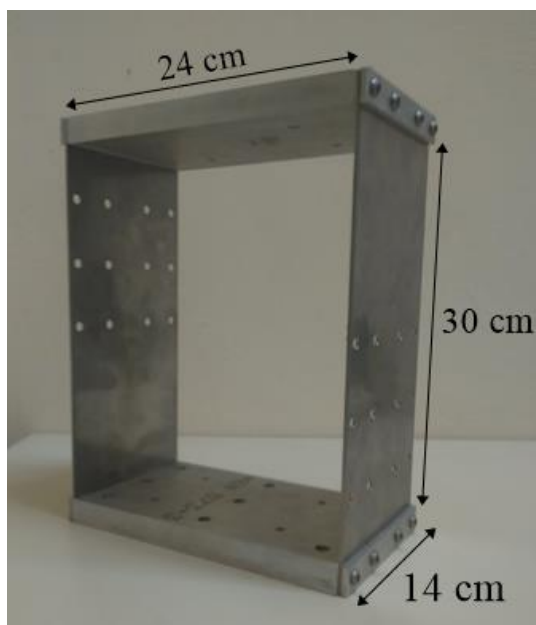
Από την άλλη, όλοι οι πόροι που απαιτήθηκαν ή ήταν αναγκαίοι για την εκπόνηση του πειραματικού τμήματος της πτυχιακής εργασίας, έγιναν διαθέσιμοι με τη βοήθεια της Δρ. Α. Παπαλού. Το εργαστήριο αυτό ήταν εξοπλισμένο επαρκώς για την πραγμάτωση των υπερκείμενων στόχων.

Για την εκπλήρωση της πειραματικής έρευνας χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικά παθητικά συστήματα στοχεύοντας στη σεισμική μόνωση του κτιρίου από την βάση του. Αρχικά κατασκευάστηκαν εφένδρανα μικρών διαστάσεων και με την υλοποίηση κάθε εφένδρανου, το εφένδρανο καθ’ εαυτό τοποθετήθηκε στη βάση του μοντέλου για την έναρξη των δοκιμών. Κάθε δοκιμή περιελάμβανε ένα σύνολο από αρμονικές, τυχαίες και σεισμικές δράσεις.

Το κτιριακό μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε ήταν μονοβάθμιο σύστημα, δηλαδή σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας (1 - DOF), αφού διαθέτει μόνο μια υπερκείμενη μάζα άνωθεν της βάσης. Το ύψος, μήκος και πλάτος του μοντέλου ήταν 30, 24 και 14 cm αντίστοιχα. Η μάζα της άνω πλάκας του μοντέλου μαζί με τα επιμέρους τμηματά του (π.χ βίδες και ελάσματα για την συνένωση των υποστυλωμάτων με την υπερκείμενη μάζα και τη βάση, μισή μάζα υποστυλωμάτων) και η επιπλέον μάζα (11.14 Kg) που συνδέθηκε με την υπάρχουσα ήταν συνολικά 13.7 Kg (σχήμα 8.2). Το υλικό κατασκευής του είναι απλός χάλυβας με μέτρο ελαστικότητας $E = 200$ GPa.



Σχήμα 8.1 (Α) Καθολική διάταξη συσκευών πριν τις δοκιμές, (Β) Μετρητές Laser, (Γ) Μετρητής Laser και μετρητής τύπου σύρματος, (Δ) - (Ε) Συστήματα λήψης δεδομένων από τις καταγραφές των συσκευών μέτρησης.



Σχήμα 8.2 Κτιριακό μοντέλο χωρίς και με την επιπρόσθετη μάζα.

Οι υπερκείμενες μάζες, ως εννιαίο σώμα, είναι πρακτικά άκαμπτες. Η συνολική πλευρική δυσκαμψία του μοντέλου κατά άξονα - x, παράλληλο με τη διεύθυνση κίνησης της βάσης, είναι:

$$K_{tot} = 2 \frac{12EI_c}{h^3} \quad (8.1)$$

I_c = ροπή αδρανείας των υποστυλωμάτων κατά τον άξονα - x και εκφράζεται με τη μορφή:

$$I_c = \frac{ab^3}{12} \quad (8.2)$$

a, b = πλάτος και πάχος της διατομής του υποστυλώματος αντίστοιχα,
 h = ύψος του υποστυλώματος.

Συνοπτικά:

- $E = 200 \text{ GPa} = 200 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$
- $h = 0.30 \text{ m}$
- $a = 0.14 \text{ m}$
- $b = 0.002 \text{ m}$

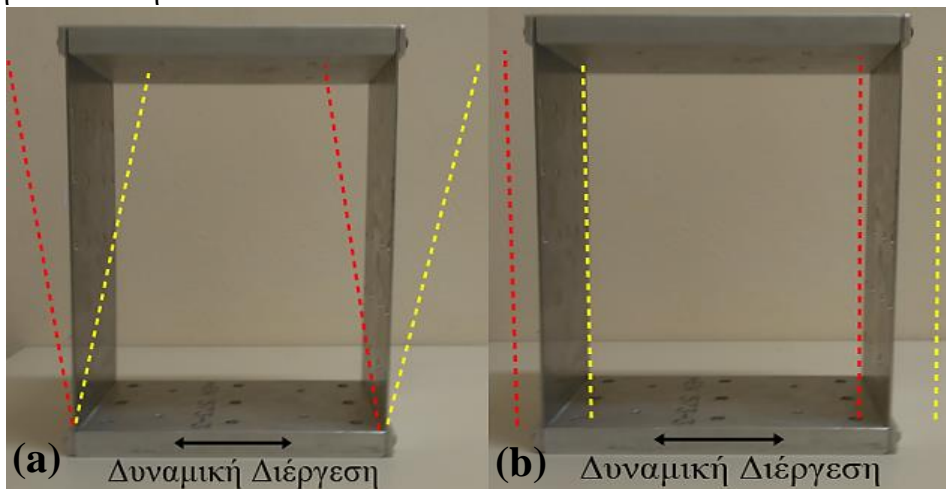
Από τη σχέση (8.2), προκύπτει $I_c = 9.33 \cdot 10^{-11} \text{ m}^4$ και $K_{tot} = 16,59 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

Στη συνέχεια, από τις εκφράσεις $T = 2\pi\sqrt{M/K_{tot}}$, $f = 1/T$, $\omega = 2\pi f$ υπολογίζονται οι αντίστοιχες τιμές:

- $T = 0.18 \text{ sec}$
- $f = 5.55 \text{ Hz}$
- $\omega = 34.87 \text{ rad/sec}$

8.2 Ελαστομερές Εφέδρανο

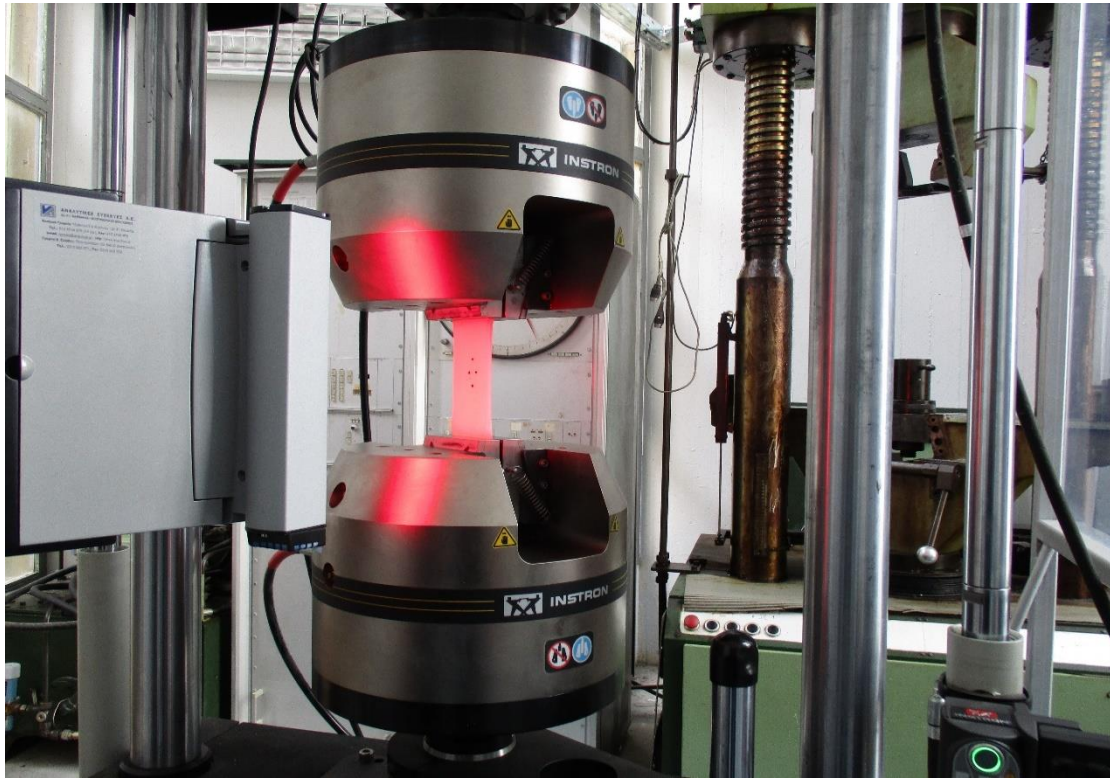
Αρχικά κατασκευάστηκαν εφέδρανα από ελαστομερές υλικό χωρίς την παρουσία μεταλλικών ελασμάτων ενδιάμεσα των στρώσεων ελαστομερούς. Η γενική φιλοσοφία αυτής της μεθόδου έγκειται στην προσπάθεια μετατόπισης της ιδιοσυχνότητας του κτιριακού μοντέλου πέρα από την ιδιοσυχνότητα συντονισμού, ώστε να μειωθεί η δυναμική του απόκριση. Μας ενδιαφέρει, κυρίως, η ελάττωση της σχετικής μετακίνησης (Relative Motion - Interstory Drift) μεταξύ της υπερκείμενης μάζας και της βάσης της κατασκευής (σχήμα 8.3b). Συνεπώς, έχοντας μειωμένο εύρος, ελαχιστοποιούνται και οι ενδεχόμενες ζημιές για τη συγκεκριμένη κατασκευή.



Σχήμα 8.3 Θεωρητική απόκριση του μοντέλου χωρίς μεταποίηση της βάσης του (a) και απόκριση του μοντέλου με την παρουσία εφεδράνων (b).

Επιχειρώντας το υπερκείμενο ζητούμενο αποτέλεσμα, χρησιμοποιήσαμε ελαστομερή υλικά, τα οποία είναι κυρίως ελαστικά και ικανά να δέχονται παραμορφώσεις. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται μείωση της οριζόντιας δυσκαμψίας και αύξηση της ιδιοπεριόδου.

Επιλέχθηκε ως ελαστομερές υλικό φύλλο σιλικόνης, μαλακό υλικό με, σύμφωνα με πειραματικές δοκιμές, μέτρο ελαστικότητας $E = 25.88 \text{ MPa}$ και μέτρο διάτμησης $G = 8.74 \text{ MPa}$, ενώ ο λόγος Poisson προέκυψε $\nu = 0.48$.



Σχήμα 8.4 Πειραματικός προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας, λόγου Poisson και κατά συνέπεια μέτρου διάτμησης στο εργαστήριο αναφορικά με τα φύλλα σιλικόνης.

Το μέτρο διάτμησης, το οποίο είναι μέγεθος που εκφράζει τις πλευρικές παραμορφώσεις όπως φαίνεται στο πρώτο μέρος της εργασίας αυτής, είναι σχετικά υψηλό σε αυτό το υλικό. Αρχικά, παραλήφθηκαν οι μεταλλικές πλάκες που, συνήθως, τοποθετούνται για την ενίσχυση της κατακόρυφης δυσκαμψίας ώστε να αποφευχθεί το φαινόμενο λικνίσματος της κατασκευής πάνω στα εφεδράνα, καθώς και η διόγκωση των εφεδράνων. Συνολικά, οι στρώσεις σιλικόνης για αυτές τις διαστάσεις αναφορικά με το μοντέλο, ήταν αρκετά δύσκαμπτες κατακόρυφα και μαλακές οριζοντίως, κάτι το οποίο θεωρήθηκε κατάλληλο για την απόσβεση της ενέργειας και την αύξηση της ιδιοπεριόδου του μοντέλου.

Για τη διαστασιολόγηση των εφεδράνων σιλικόνης, ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 7°. Θεωρήθηκε, αρχικά, ως περίοδος σχεδιασμού $T = 2.4 \text{ sec}$, τιμή ιδανική αφού εμπεριέχεται στο διάστημα που ορίζεται από τη σχέση (7.1.1) ($3T_{eff} = 3 \cdot 0.305 = 0.915 \text{ sec}$) και για την ανάλυση μέγιστη διατμητική παραμόρφωση $\gamma_{max} = 100 \%$.

Για το συνήθη τύπο εδάφους B και με την περίοδο σχεδιασμού 2.4 sec , προκύπτουν από τον πίνακα (6.4):

- $T_c = 0.5 \text{ sec}$
- $T_D = 2.5 \text{ sec}$
- $S = 1.20$

Για ανελαστική ανάλυση, ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι $q = 1.0$, ενώ η επιτάχυνση σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση (6.2.2.1). Ο συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1.0$ είναι απόρροια του πίνακα (6.3), αν θεωρηθεί ότι το μοντέλο αναπαριστά συνήθη κτίρια κατοικιών ή γραφείων, ενώ η εδαφική επιτάχυνση είναι παραπόμενο του πίνακα (6.2). Στον πίνακα (6.2) υπάρχει η διάκριση των σεισμικών ζωνών και εφόσον, ο χώρος εκτέλεσης των δοκιμών βρίσκεται εντός Πατρών, θα προκύψει σεισμική ζώνη τύπου Z2 και λόγος $a_{gR} / g = 0.24$. Ακολούθως, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού θα είναι $a_g = 2.35 \text{ m/sec}^2$.

Οπότε, από τη σχέση (6.2.7.3) συνεπάγεται φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού $S_a = 1.47 \frac{\text{m}}{\text{sec}^2}$, ενώ ελέγχεται ο περιορισμός για $\beta \alpha_g = 0.47$. Από την εξίσωση (6.2.3.1), εξάγεται η αντίστοιχη μετακίνηση σχεδιασμού, όπου:

$$S_D = \frac{S_a}{\omega_D^2} = \frac{1.47}{\left(\frac{2\pi}{2.4}\right)^2} = 0.215 \text{ m} \text{ ή αλλιώς } D = 0.215 \text{ m.}$$

Τώρα, εφόσον θεωρήθηκε $\gamma_{max} = 100 \%$, πραγματοποιείται εύρεση του συνολικού ύψους του εφεδράνου σύμφωνα με τη έκφραση (5.1.2). Δηλαδή, $t_r = D / \gamma_{max} = 0.215 \text{ m}$. Οι σχέσεις (5.1.1) και $T = 2\pi\sqrt{M/K_{tot}}$, δίνουν την επιφάνεια των εφεδράνων:

$$A = \frac{4\pi^2 m t_r}{T^2 G} \quad (8.3)$$

Αν αναλογιστεί κανείς την υπερκείμενη σχέση, θα διαπιστώσει ότι αναφέρεται για κτίρια πραγματικών διαστάσεων. Στην περίπτωση αυτή, θα χρειαστεί να μετατρέψουμε τα αντίστοιχα, απαραίτητα, μεγέθη σε ποσότητες που αντιστοιχούν στις διαστάσεις του μοντέλου. Συνεπώς, αν θεωρηθεί ότι το μοντέλο είναι ένα μονοβάθμιο κτίριο σε κλίμακα 1/10, τότε η κλίμακα μήκους ορίζεται ως:

$$\lambda = \frac{\text{διάσταση μήκους πρωτότυπου κτιρίου}}{\text{διάσταση μήκους μοντέλου}} = \frac{[L]^{prototype}}{[L]^{model}} \quad (8.4)$$

όπου για 1/10 $\rightarrow [L]^{prototype} = 10 \cdot [L]^{model}$

Επομένως, για τα διάφορα παραπάνω μεγέθη θα έχουμε:

$$\frac{t_r^{prot}}{t_r^{mod}} = \frac{[L]^{prot}}{[L]^{mod}} = \lambda = ct \rightarrow t_r^{mod} = \frac{0.215}{10} = 2.15 \text{ cm}$$

Από Sabnis (1999):

$$\frac{T^{prot}}{T^{mod}} = (\lambda)^{\frac{1}{2}} \quad (8.5)$$

και $T^{mod} = 2.4 / \sqrt{10} = 0.759 \text{ sec}$.

Άλλο ένα χαρακτηριστικό που πρέπει να ληφθεί υπόψιν, είναι το γεγονός ότι το συνολικό βάρος ή μάζα της ανωδομής θα κατανεμηθεί σε τέσσερα ισάριθμα ποσά στις τέσσερις γωνίες του μοντέλου. Άρα, $m = 13.7/4 = 3.42 \text{ Kg}$.

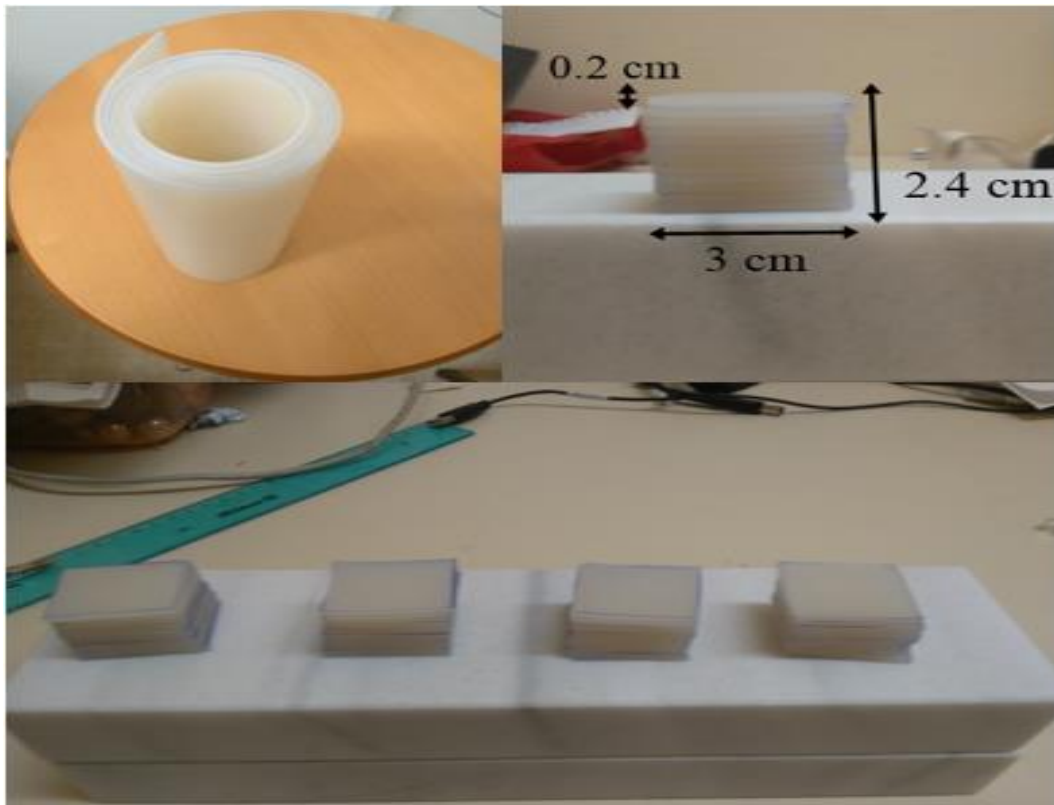
Εφόσον, πρόκειται για το ίδιο υλικό, είτε αν χρησιμοποιηθεί σε πραγματικό κτίριο είτε σε μοντέλο, το μέτρο διάτμησης θα είναι θεωρητικά και πρακτικά αμετάβλητο. Δηλαδή, $G^{prot} = G^{mod} = ct = 8.74 \text{ MPa}$. Εν τέλει, η επιφάνεια του ελαστομερούς θα είναι, από τη σχέση (8.3), $A = 0.58 \text{ mm}^2$ και για λόγους ευκολίας, θεωρούμε εφέδρανα τετραγωνικής διατομής με πλευρά a . Συνεπώς, $a = \sqrt{A} = 0.76 \text{ mm}$. Προφανώς, πρόκειται για μια πολύ μικρή επιφάνεια, η οποία δεν μπορεί να υλοποιηθεί στο εργαστήριο και αν μπορούσε, η απόδοση του εφεδράνου με τέτοιες διαστάσεις θα ήταν αβέβαιη.

Αποφασίστηκε να παρακαμφθεί αυτή η δυσκολία ώστε να μελετηθεί πειραματικά η χρήση των ελαστομερικών εφεδράνων και να αποδειχθεί πειραματικά η δυνατότητα ή μη της χρήσης τους, χρησιμοποιώντας εφικτές διαστάσεις και σε μερικές περιπτώσεις διαφορετικές διατάξεις από τις συνηθισμένες.

Λαμβάνοντας υπόψιν ότι το πλάτος του μοντέλου ήταν 14 cm, επιλέχθηκε η τιμή των 3 cm ως διάσταση του εφεδράνου. Στη συνέχεια, χρησιμοποιούμε την τιμή $t_r = 2.5 \text{ cm}$ για το συνολικό ύψος του εφεδράνου. Έτσι, αφού διαθέτουμε φύλλα ή στρώσεις σιλικόνης πάχους 2 mm, θα διαμορφωθεί ένας συντελεστής σχήματος, σύμφωνα με την έκφραση (5.1.9), $S = 30/4 \cdot 2 = 3.75$. Η ποσότητα των στρώσεων επί το πάχος κάθεμιάς στρώσης ισοδυναμεί με το συνολικό ύψος του εφεδράνου. Συγκεκριμένα:

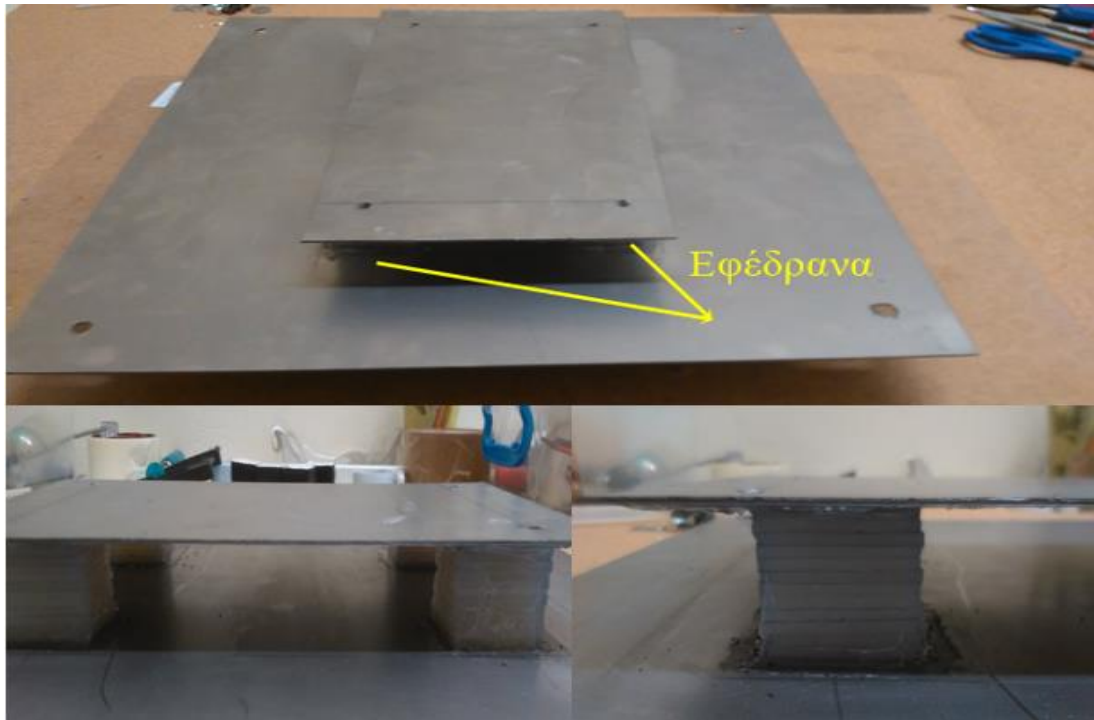
$$nt = t_r \leftrightarrow n = \frac{2.5}{0.2} = 12.5 \approx 12 \text{ στρώσεις}$$

Συλλήβδην, $t_r = 12 \cdot 0.2 = 2.4 \text{ cm}$, η εκ νέου διαμορφωμένη τιμή για το ύψος του εφεδράνου.

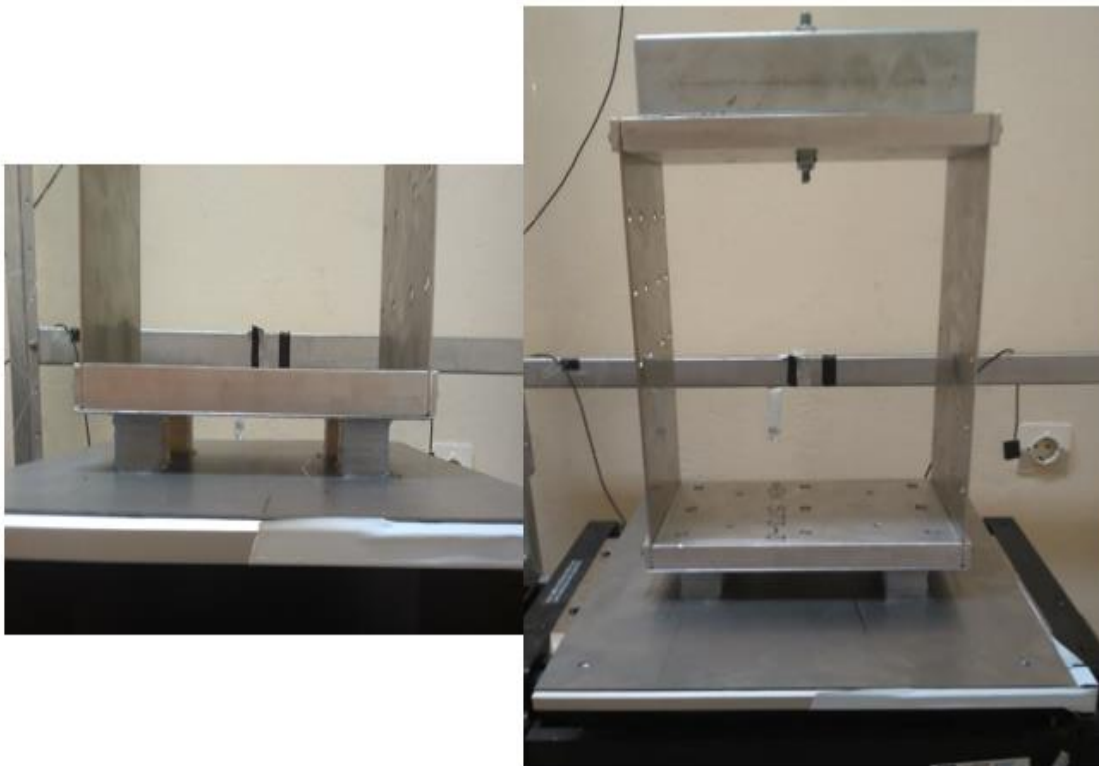


Σχήμα 8.5 Φύλλα σιλικόνης και η μετατροπή τους σε στρώσεις - εφέδρανα.

Η εγκατάσταση των εφεδράνων ενδιάμεσα ανωδομής και σεισμικής τράπεζας, διευκολύνθηκε με την προσκόλληση των εφεδράνων σε δύο μεταλλικές πλάκες, ώστε να τοποθετηθούν κατάλληλα κάτω από την ανωδομή. Η υπερκείμενη ενέργεια φαίνεται στο σχήμα (8.5), ενώ η συνολική εικόνα αναφορικά με την δοκιμή φαίνεται στο επικείμενο σχήμα (8.6).

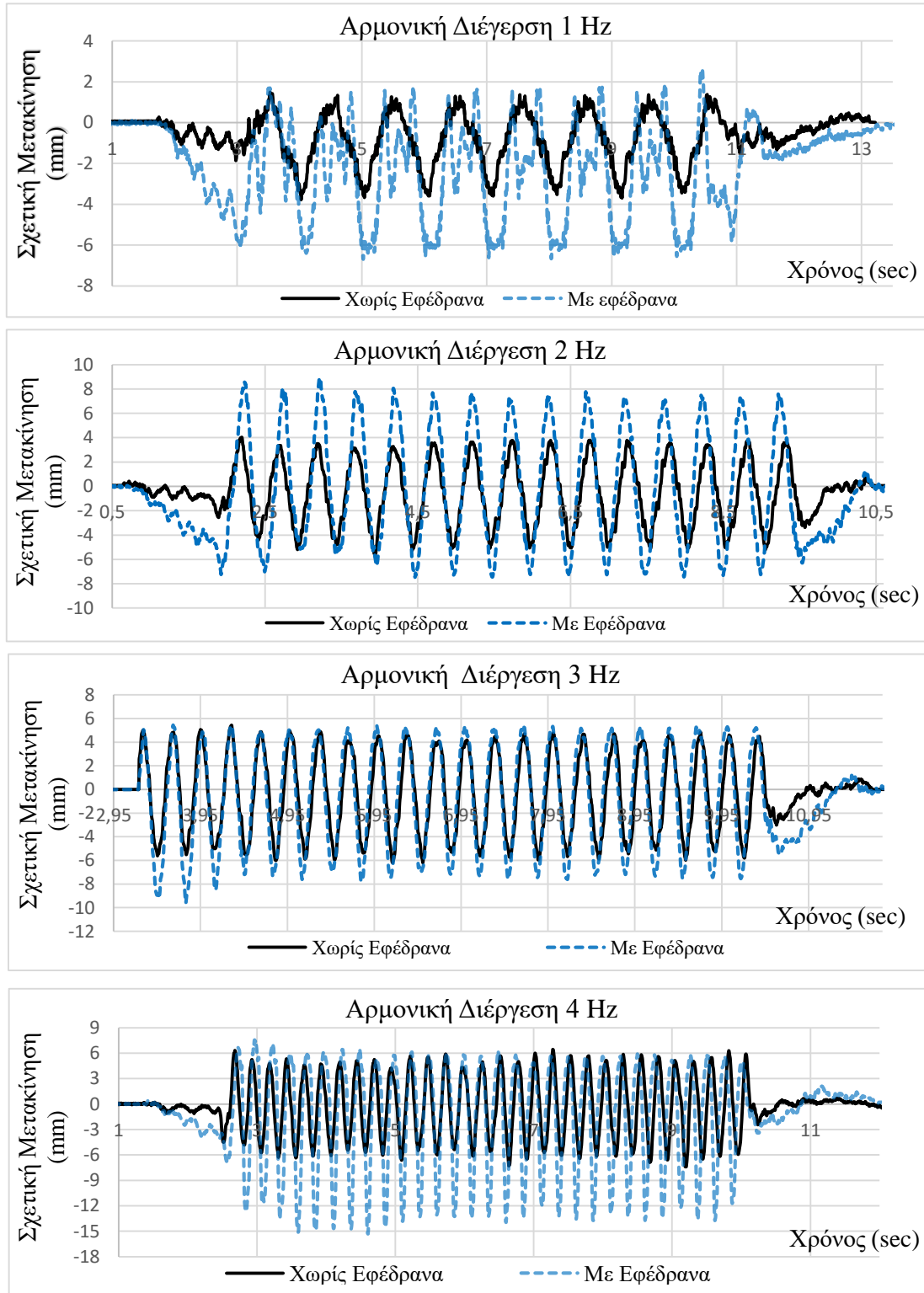


Σχήμα 8.6 Τα εφέδρανα σιλικόνης τοποθετημένα μεταξύ μεταλλικών επιφανειών.

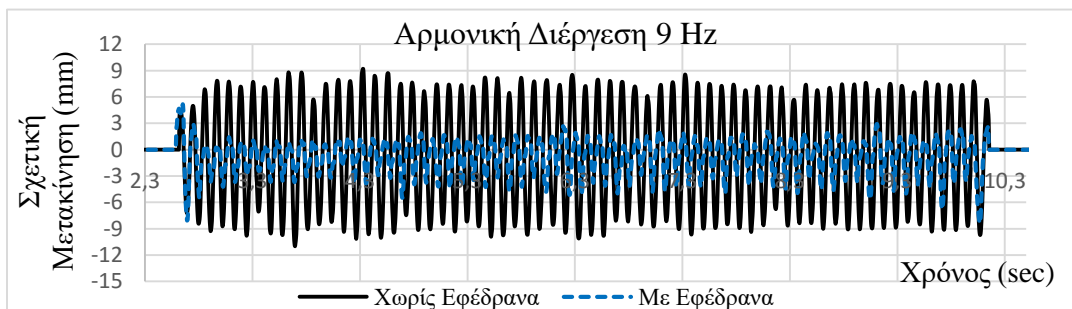
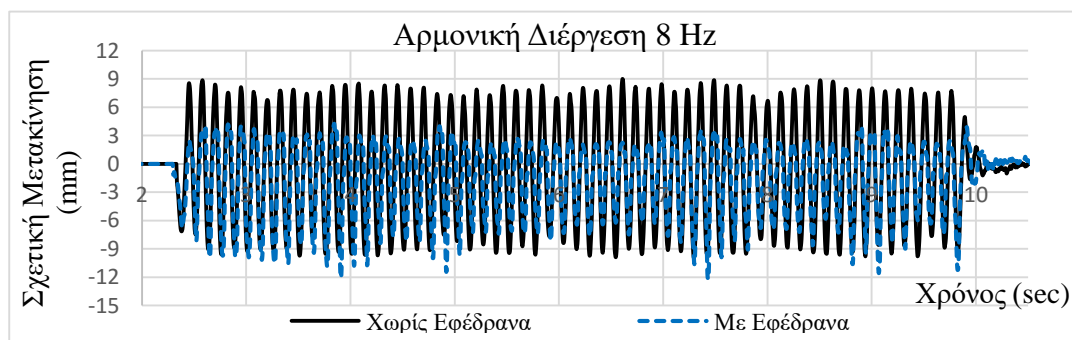
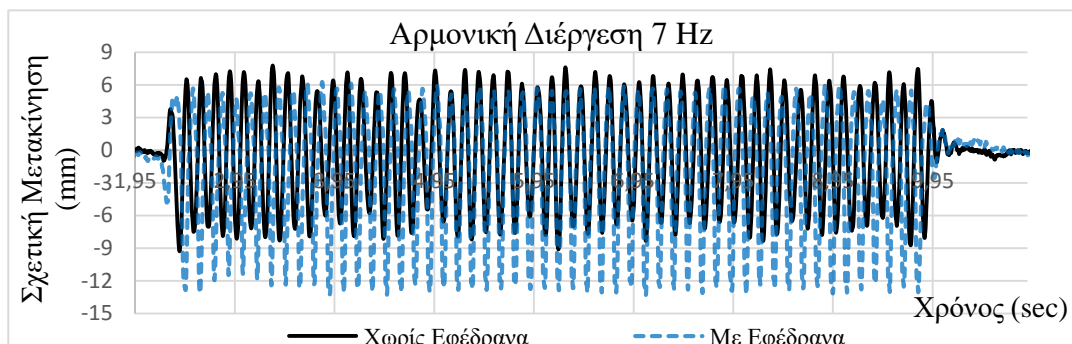
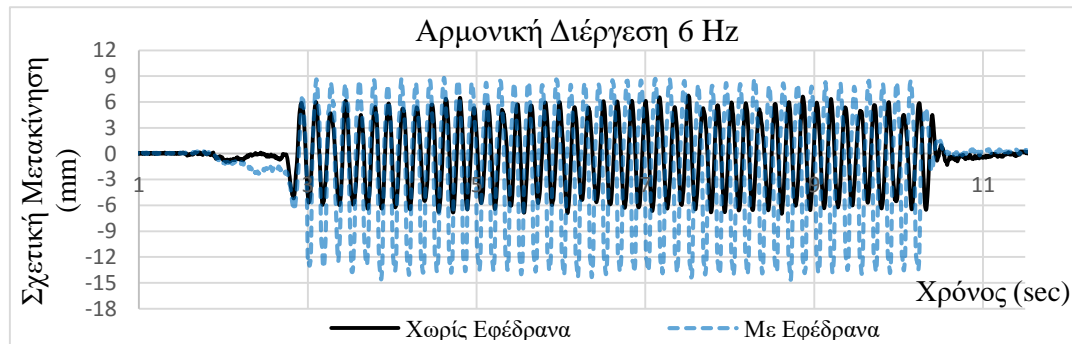
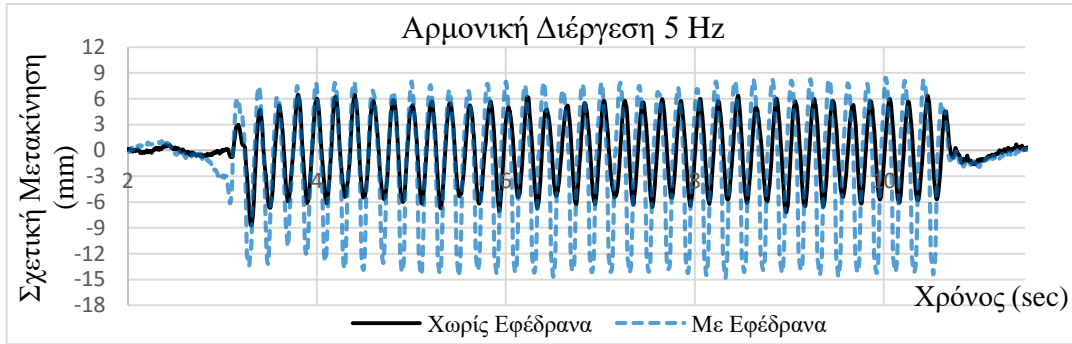


Σχήμα 8.7 Βάση του μοντέλου (αριστερά) και το μοντελό καθολικά (δεξιά).

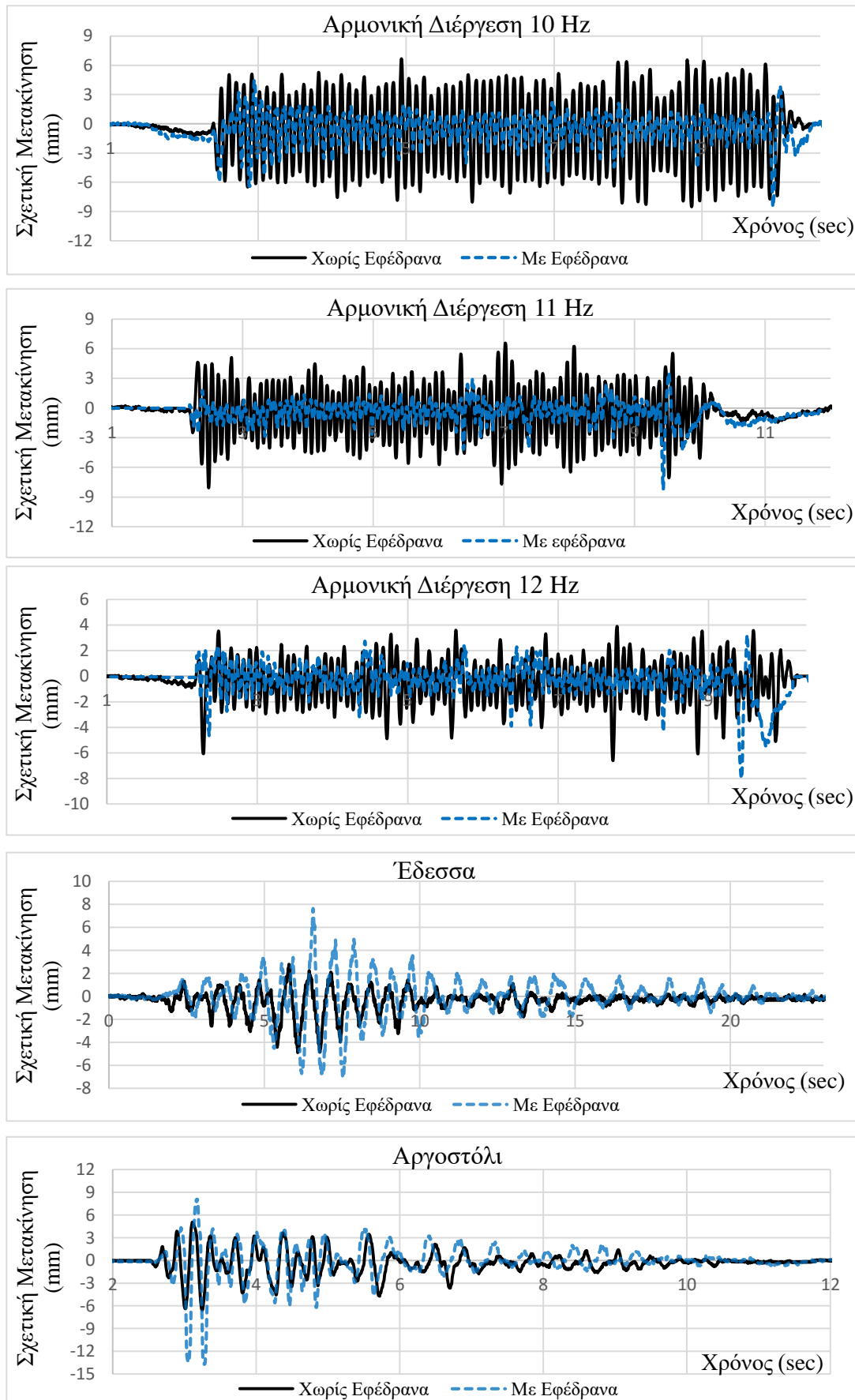
Με την ολοκλήρωση της κατασκευής των εφεδράνων, πραγματοποιήθηκαν διάφορες δοκιμές με επιβαλλόμενη ημιτονοειδής διέγερση συχνοτήτων 1 - 12 Hz, διεργασίες από ενδοχώριους ελλαδικούς σεισμούς και διέγερση με τυχηματικές συχνότητες από το σχετικό λογισμικό στον υπολογιστή. Τα αποτελέσματα αφορούν τη σύγκριση των γραφημάτων σχετικής μετακίνησης συναρτήσεϊ του χρόνου με και χωρίς την παρουσία των ελαστομερών εφεδράνων.



Σχήμα 8.8 Γραφήματα για αρμονικές διεργασίες 1 - 4 Hz.



Σχήμα 8.9 Γραφήματα για αρμονικές διεργασίες 5 - 9 Hz.



Σχήμα 8.10 Γραφήματα για αρμονικές διεργασίες 10 - 12 Hz και σεισμούς.



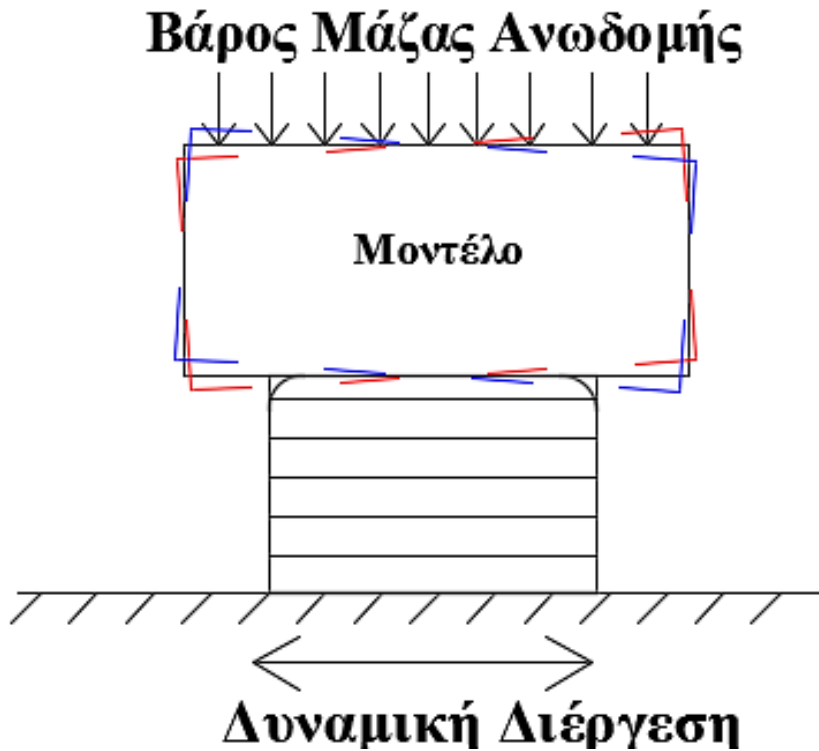
Σχήμα 8.11 Γραφήματα για το σεισμό της Λευκάδας και διέργεση με τυχαίες συχνότητες.

Συμπερασματικά, η απόκριση του κτιριακού μοντέλου στις αρμονικές διεργασίες, καθώς και στους διαφόρους σεισμούς δεν βελτιώθηκε με την παρουσία των ελαστομερών εφεδράνων σιλικόνης. Συγκεκριμένα, παρατηρείται αυξανόμενο εύρος στις αρμονικές διεργασίες για συχνότητες 1 - 7 Hz, με εξαίρεση στην περίπτωση των 3 Hz, όπου η αποκρίση είναι παρόμοια με και χωρίς εφεδράνα. Μετά τα 7 Hz, το εύρος μειώνεται ως τα 10 Hz και έπειτα τείνει να ομοιομορφοποιηθεί με το εύρος, όταν παραλείπεται η χρήση των εφεδράνων (Fixed - Base). Αυτό συμβαίνει, διότι για μεγάλες συχνότητες, το κτιριακό μοντέλο έχει ενέργεια για να εκτελέσει πολλούς κύκλους ταλαντώσεων συναρτήσει του χρόνου, όπου το εύρος της ταλαντώσεως δεν μπορεί να αυξηθεί παρά να μειωθεί. Συνεπώς, στις συχνότητες 8 - 12 Hz, το ίδιο το υλικό παρουσιάζει κάποια απόσβεση και τείνει στη μείωση της απόκρισης του μοντέλου.

Αναφορικά με τους σεισμούς, οι οποίοι περιλαμβάνουν ένα φάσμα διαφόρων συχνοτήτων, η απόκριση με την παρουσία των εφεδράνων σιλικόνης, είναι παρόμοια ή λιγότερο δυσμενής σε σχέση με την περίπτωση όπου τα εφεδράνα απουσιάζουν. Στην τελευταία γραφική παράσταση, το μοντέλο ανταποκρίνεται κατά ευνοϊκότερο τρόπο στη διέργεση με τυχαίες επιβαλλόμενες συχνότητες.

Το πρόβλημα της αύξησης του εύρους, αρχικά, στράφηκε προς ή εξηγήθηκε με την παρουσία του φαινομένου του λικνίσματος (Rocking). Δηλαδή, στις περιπτώσεις όπου το μοντέλο είχε παρουσιάσει ανεπιθύμητη απόκριση στα διάφορα σήματα διέργεσης, η βάση του μοντέλου λικνιζόταν πάνω στην επιφάνεια των εφεδράνων. Το υπερκείμενο βάρος της μάζας στην ανωδομή, καθώς αναπτύσσει επιτάχυνση με τη διέργεση, ήταν αρκετό ώστε να μειώσει την κατακόρυφη δυσκαμψία. Οι άκρες των εφεδράνων κάμπτονται περισσότερο από τον κέντρο τους και παρατηρείται λίκνισμα. Αυτό, είχε ως συνέπεια την αύξηση της κίνησης της μάζας στην ανωδομή και κατ' επέκταση αύξηση της διαφοράς μετακίνησης μάζας - βάσης

μοντέλου (υψηλές σχετικές μετακινήσεις). Ενώ, στις διεργασίες όπου η απόκριση βαίνει μειούμενη, η διεπιφάνεια αυτή που αναφέρθηκε λικνίζεται ελάχιστα.

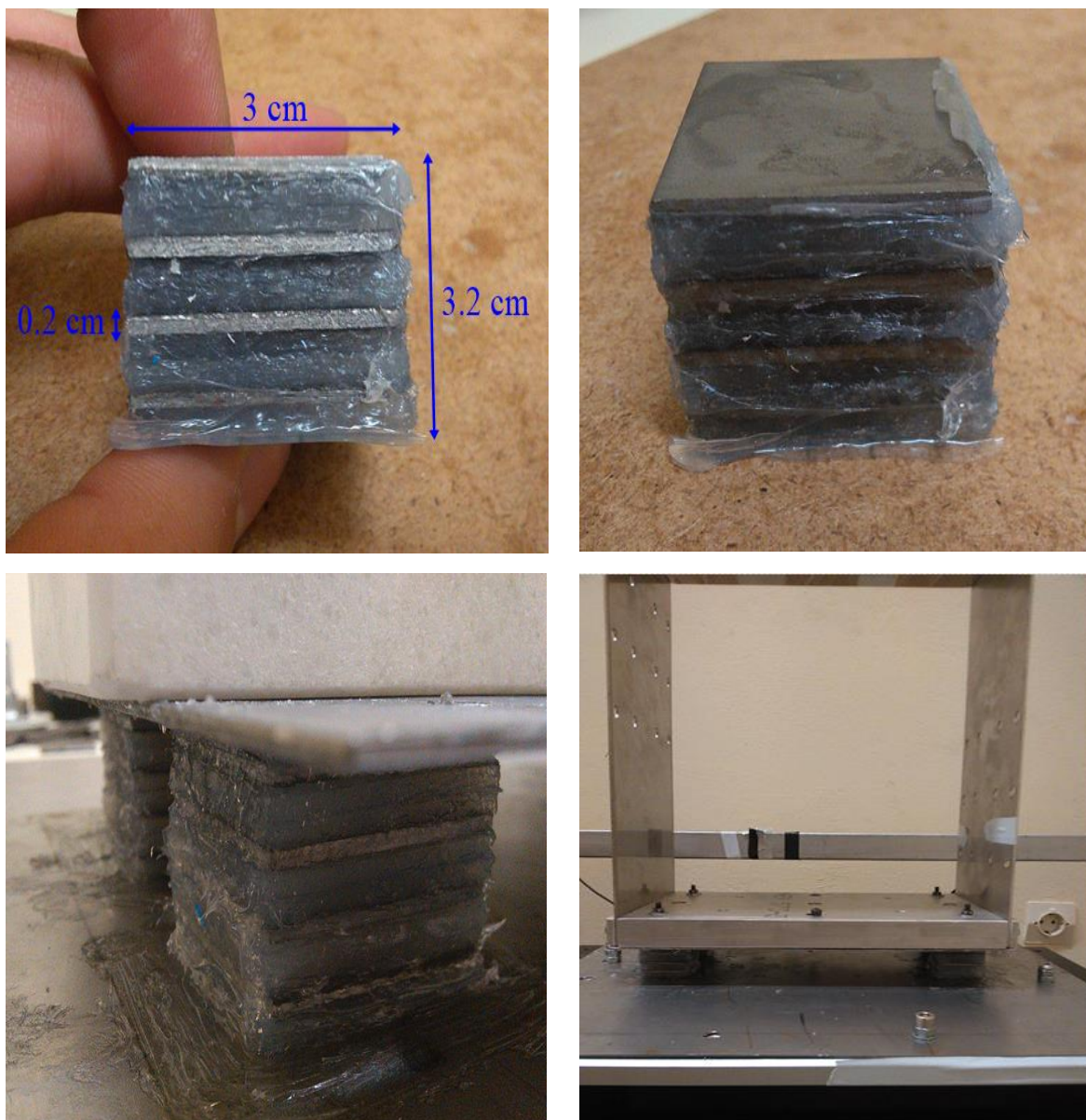


Σχήμα 8.12 Κατάσταση κατά τη διάρκεια λικνίσματος σε ένα άκρο του μοντέλου.

Οπότε, παρόλο που αρχικά υπεθέσαμε ότι η κατακόρυφη δυσκαμψία ήταν επαρκής, αυτή η υπόθεση ή παρατήρηση ήταν φαινομενική και ελλιπή. Εν τέλει, στραφήκαμε στην τοποθέτηση μεταλλικών ελασμάτων μεταξύ των στρώσεων σιλικόνης για την πρόσδοση ικανοποιητικής και επαρκούς κατακόρυφης δυσκαμψίας. Με τη λογική αυτή, το φαινόμενο του λικνίσματος περιορίστηκε σημαντικά, όπως παρουσιάζεται στις επόμενες γραφικές παραστάσεις.

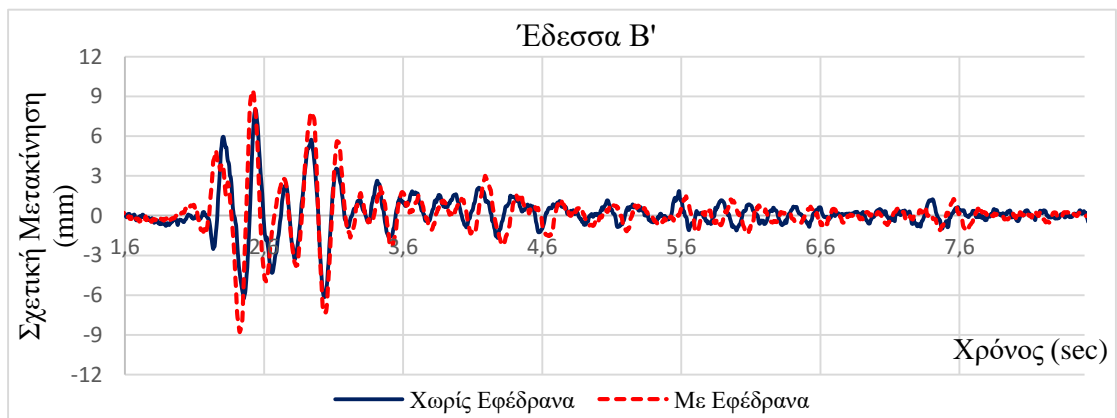
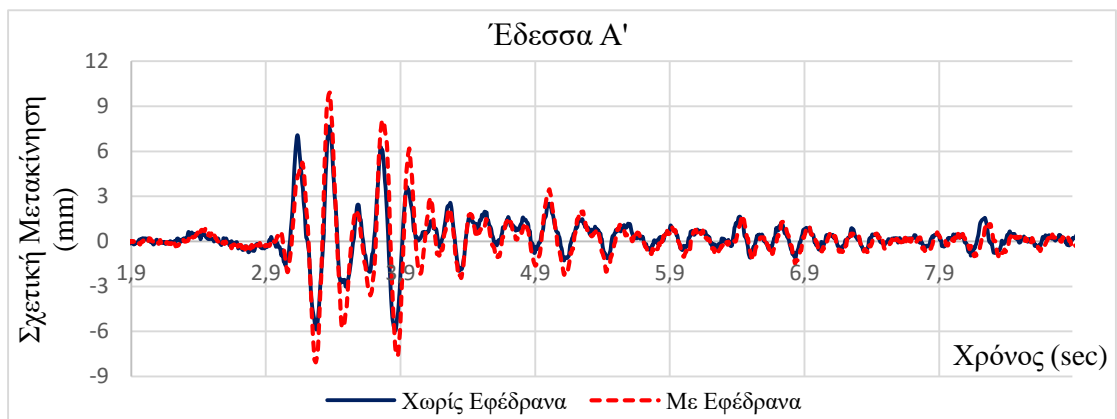
8.3 Ελαστομεταλλικό Εφεδράνο

Η κατηγορία εφεδράνων με μεταλλικά ελάσματα είναι παρόμοιας μεθοδολογίας ή διαδικασίας κατασκευής με εκείνη χωρίς τα ελάσματα. Πρόκειται για τετραγωνικές χαλύβδινες μεταλλικές πλάκες διάστασης 3 cm και πάχους 2 mm, οι οποίες χαρακτηρίζονται από έντονη δυσκαμψία και σκληρότητα. Η τοποθέτηση τους έγινε ανά 6 mm, δηλαδή 4 συνολικές μεταλλικές στρώσεις, με αποτέλεσμα το νέο ύψος των εφεδράνων να γίνει 3.4 cm. Οι στρώσεις σιλικόνης και ελασμάτων είναι συνυφασμένες μεταξύ τους με αντιδιαβρωτική κόλλα (κόλλα σιλικόνης), έτσι ώστε κάθε επιμέρους στρώση να διαμορφώνει ένα εννιαίο σώμα. Η μορφή τους φαίνεται στις προκείμενες εικόνες. μεταλλικές στρώσεις, με αποτέλεσμα το νέο ύψος των εφεδράνων να γίνει 3.2 cm. Οι στρώσεις σιλικόνης και ελασμάτων είναι συνυφασμένες μεταξύ τους με αντιδιαβρωτική κόλλα (κόλλα σιλικόνης), έτσι ώστε κάθε επιμέρους στρώση να διαμορφώνει ένα εννιαίο σώμα. Η μορφή τους φαίνεται στις προκείμενες εικόνες.

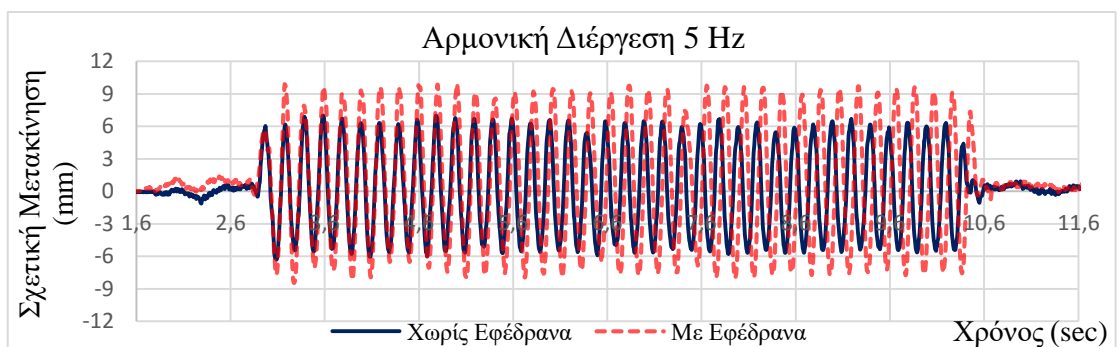
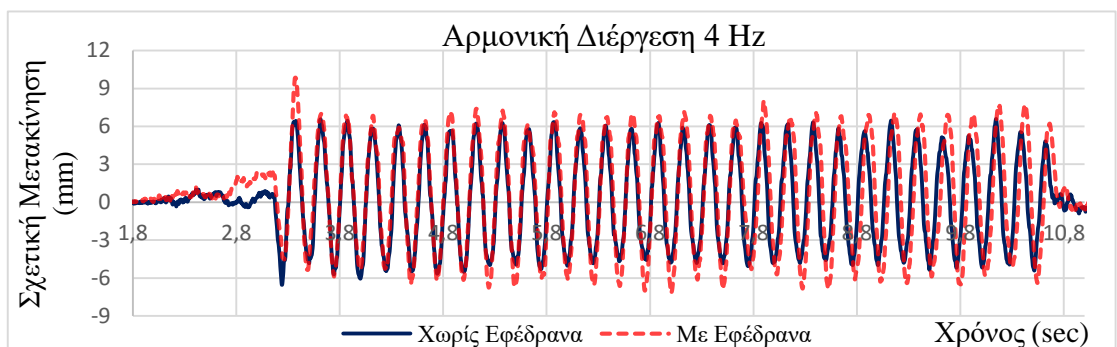
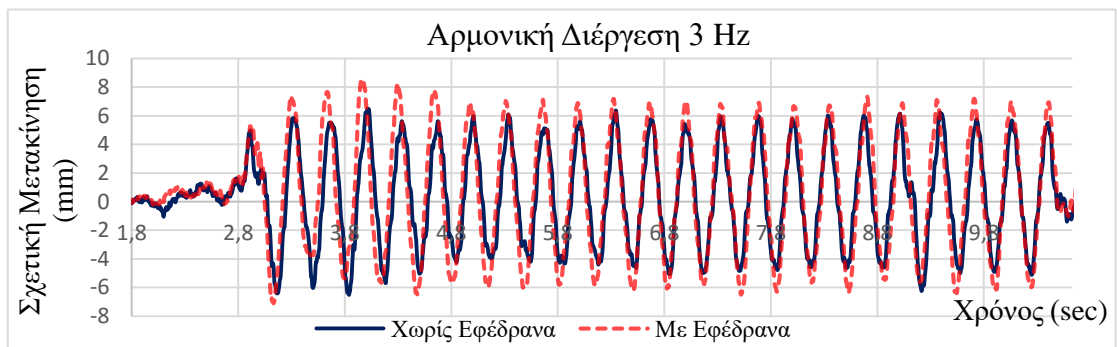
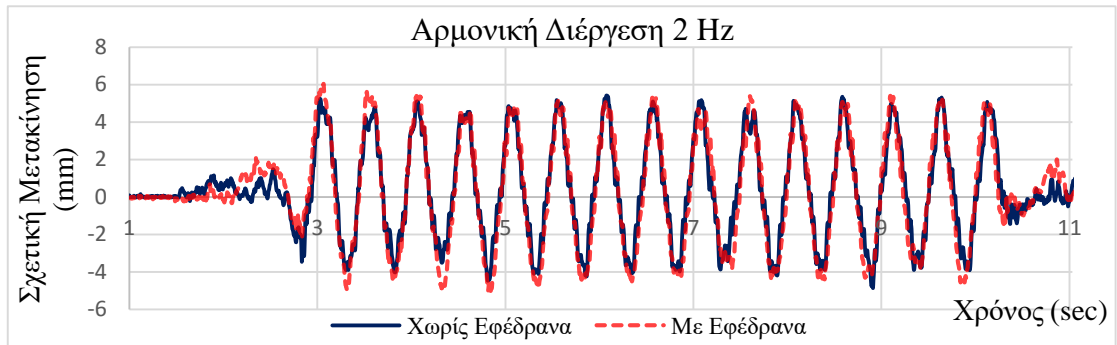
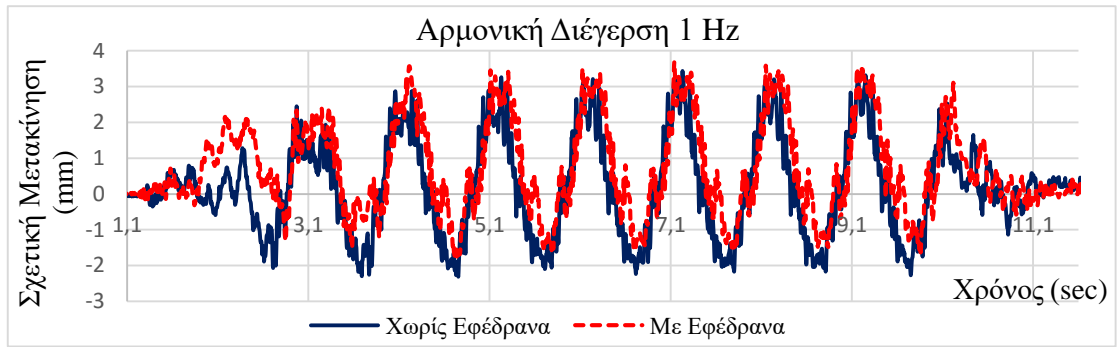


Σχήμα 8.13 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο κατόπιν της κατασκευής του.

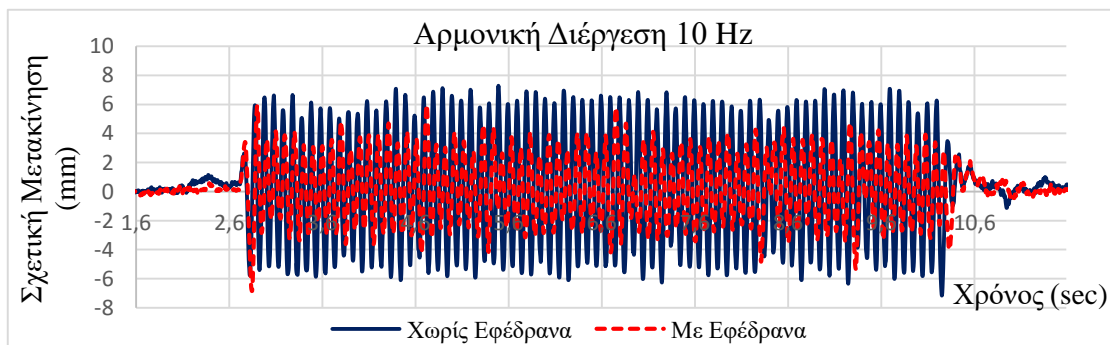
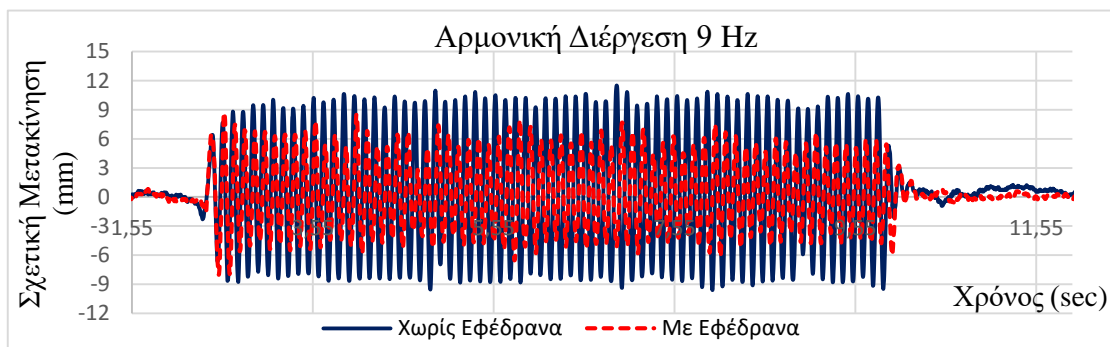
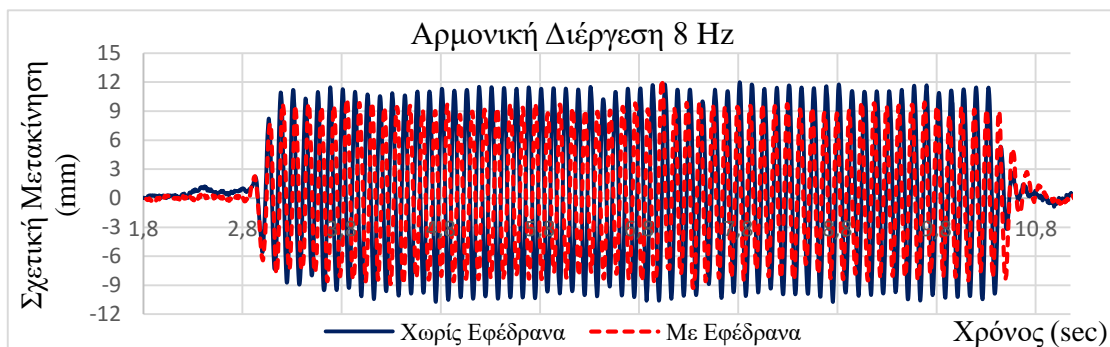
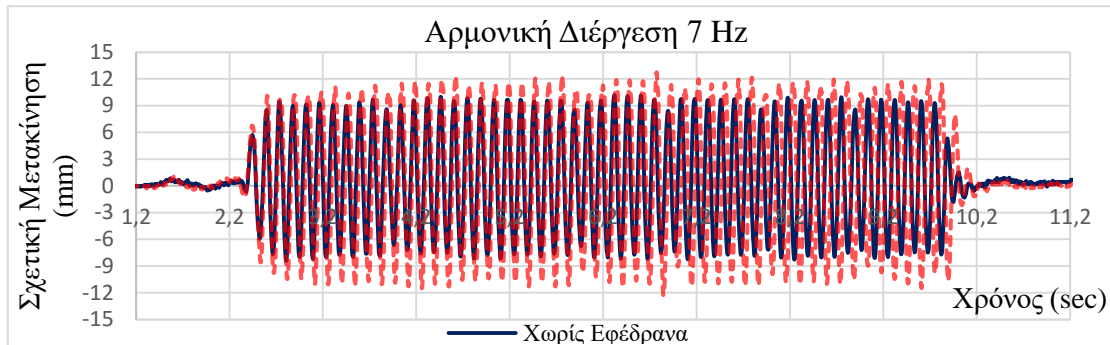
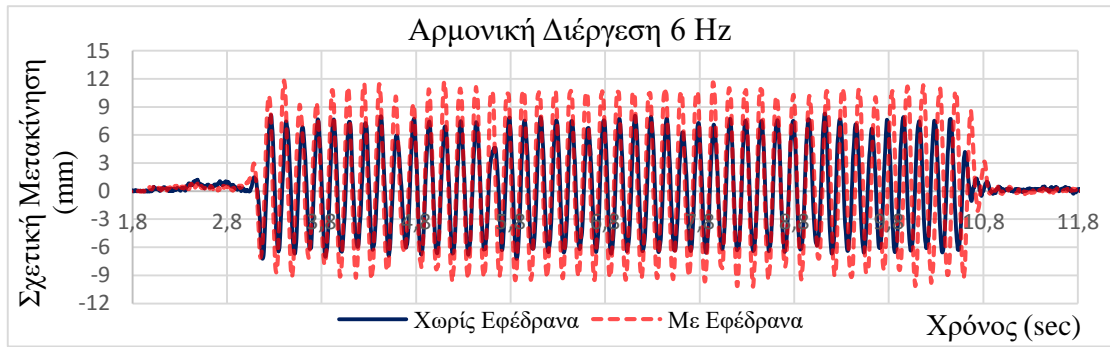
Στη συνέχεια, παρουσιάζονται, με παρόμοιο τρόπο όπως και στα ελαστομερή εφέδρανα σιλικόνης, οι γραφικές παραστάσεις της σχετικής μετακίνησης συναρτήσει του χρόνου για αρμονικές διεργασίες (ημιτονοειδής συνάρτηση) των 1 - 12 Hz, καθώς και για διαμορφώμενες διεργασίες από το σχετικό λογισμικό, που ενυπάρχει στον υπολογιστή, και τροποποιημένους σεισμούς που έχουν συμβεί στην Έδεσσα.



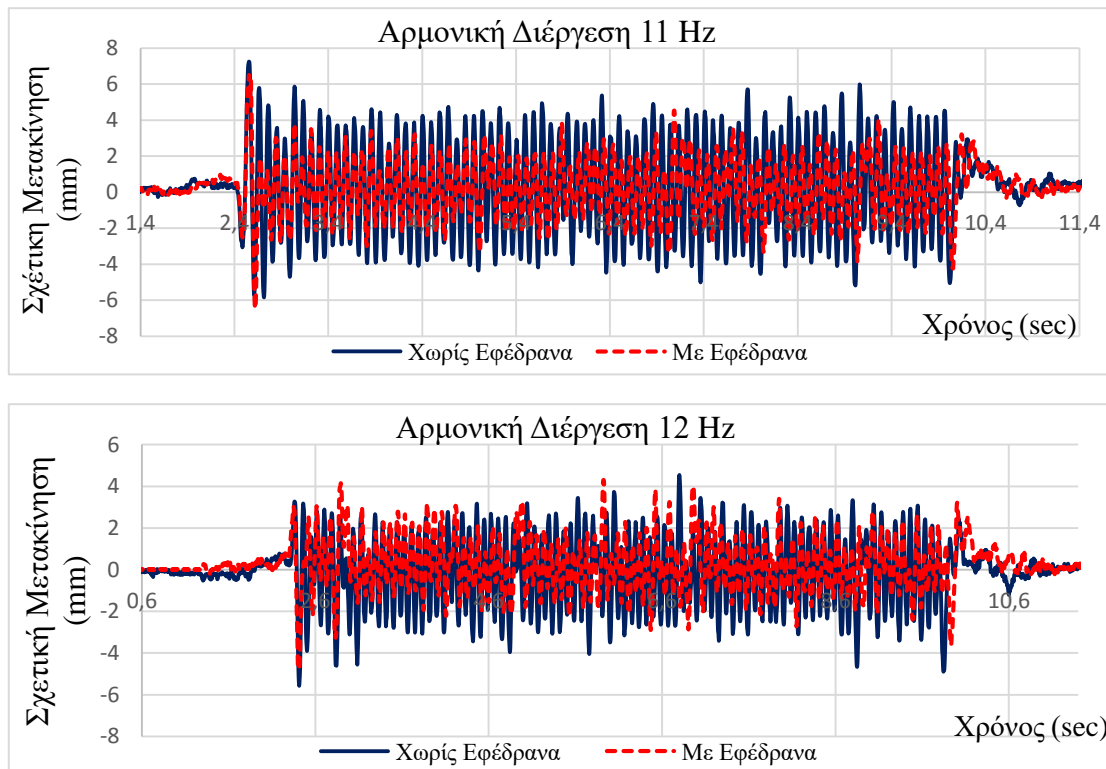
Σχήμα 8.14 Γραφήματα για διεργασίες πολλαπλών, τυχαίων συχνοτήτων και τροποποιημένος σεισμός της Έδεσσας.



Σχήμα 8.15 Γραφήματα για αρμονικές διεργασίες των 1 - 5 Hz.



Σχήμα 8.16 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων των 5 - 10 Hz.



Σχήμα 8.17 Γραφήματα αρμονικών διεργέσεων των 11 - 12 Hz.

Σύμφωνα με τα υπερκείμενα γραφήματα, η απόκριση του κτιριακού μοντέλου είναι συγκριτικά βελτιωμένη με την προηγούμενη κατηγορία εφεδράνων που επιχειρήσαμε να κατασκευάσουμε. Συγκεκριμένα, αναφορικά με τις διεργέςεις πολλαπλών, τυχαίων συχνοτήτων και τον τροποποιημένο σεισμό της Έδεσσας, η απόκριση με την παρουσία εφεδράνων, προσεγγιστικά, ταυτίζεται ή συμπέφτει πάνω στην απόκριση με απουσία των μονωτηρών.

Για αρμονικές διεργέςεις (ημιτονοειδής συνάρτηση) 1 - 4 Hz, το εύρος παραμένει περίπου σταθερό, για 5 - 7 Hz αυξάνεται ελάχιστα συγκριτικά με την περίπτωση των ελαστομερών σιλικόνης, όπου η μέγιστη αύξηση συμβαίνει στα 5 Hz. Έπειτα, από τα 8 - 12 Hz η σχετική μετακίνηση ελαττώνεται (με την παρουσία των μονωτηρών), αλλά από 10 - 12 Hz η μείωση αυτή φθίνει μέχρι τα 12 Hz, όπου πλέον σταθεροποιείται αφού με ή χωρίς εφέδρανα, η σχετική μετακίνηση μειώνεται εξαιτίας υψηλών συχνοτήτων.

Στην περίπτωση αυτή, τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα σιλικόνης παρουσιάζουν αλλαγή ως προς την κατακόρυφη δυσκαμψία με αποτέλεσμα να περιοριστεί σημαντικά ως και εντελώς το φαινόμενο του λικνίσματος. Επεξηγηματικά, η βάση του κτιριακού μοντέλου δεν μπορεί να κάμψει πλέον την ανώτερη επιφάνεια του εφεδράνου λόγω αντίστασης από τις χαλύβδινες πλάκες, έτσι ούτε συμπιέζεται το εφέδρανο καθ' εαυτό από την επιταχυνόμενη υπερκείμενη μάζα. Συνεπώς, το μοντέλο λικνίζεται ελάχιστα πάνω στην επιφάνεια του μονωτήρα, κάτι το οποίο παρατηρήθηκε όχι μόνο κατά την διάρκεια των δοκιμών, αλλά και από τα εξαγόμενα γραφήματα της απόκρισης συναρτήσεως του χρόνου.

Όμως, παρόλο που η απόκριση μειώθηκε σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση εφεδράνων με τον περιορισμό του λικνίσματος, δεν κατέστη εφικτή η μείωση της για όλα τα είδη σημάτων που προσδόθηκαν προς διεργέση. Συμπερασματικά, λόγω διαστάσεων και της συγκεκριμένης σκληρότητας του ελαστομερούς, που είναι μεν μαλακό αλλά για διαστάση 3 cm μεταπίπτει σε δύσκαμπτο, το εύρος δεν μπορεί να μειωθεί κατά τους επιθυμητούς μας

στόχους. Για να πραγματοποιηθεί η οριζόντια κίνηση, δηλαδή οριζόντια παραμόρφωση του εφεδράνου, απαιτείται ικανοποιητική ευκαμψία κατά τη διεύθυνση αυτή, η οποία καθίσταται αδύνατη λόγω των υπερκείμενων αιτιών.

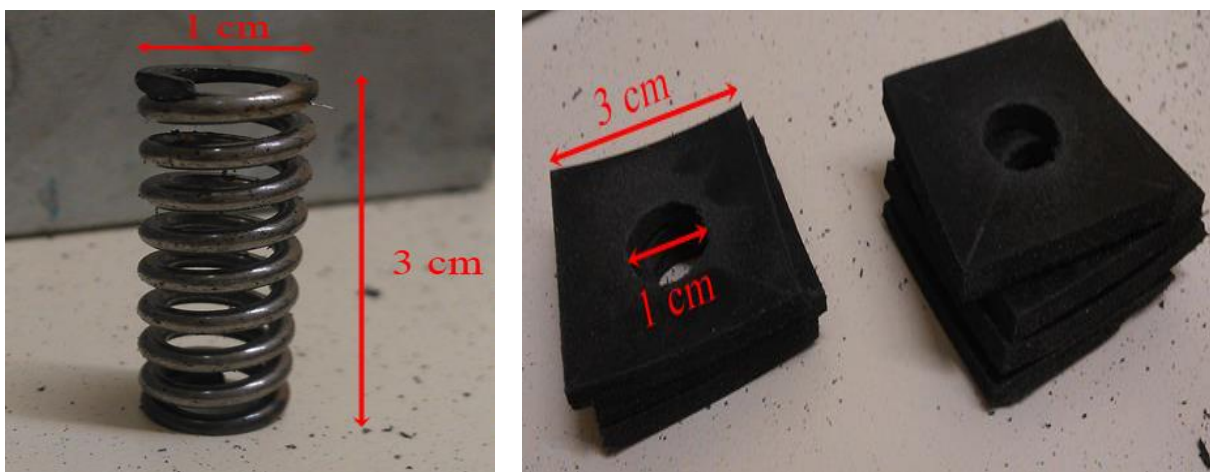
Ενδεικτικά, από τη διεθνή βιβλιογραφία ως προς τη σεισμική μόνωση, υπάρχει αυτή η αδυναμία ή κενό (Gap) όταν τα ελαστομερή εφεδράνα προορίζονται για μοντέλα τέτοιων διαστάσεων και υπερκείμενης μάζας. Εξάλλου, αυτό αναδεικνύεται και από την εξαγόμενη επιφάνεια του εφεδράνου ($A = 0.62 \text{ mm}^2$) που είναι πολύ μικρή για να υλοποιηθεί. Οπότε, λογικά απαιτείται πιο μάλακό υλικό για να μπορέσει το εφεδράνο να υποστεί την επιθυμητή οριζόντια παραμόρφωση (διατηρώντας τη δυσκαμψία του κατακόρυφα) και να οδηγήσει σε μικρές σχετικές μετακινήσεις.

Στη συνέχεια, οι δοκιμές αυτές διεξήχθησαν και με αλλαγή της μάζας. Τοποθετήθηκε πολύ μικρή υπερκείμενη μάζα συγκριτικά με την προηγούμενη (11.14 Kg) για να παρατηρηθεί αν κατά κάποιο τρόπο η ελάττωση της μάζας προβαίνει σε σημαντικές μεταβολές του εύρους. Η απόκριση ήταν δυσμενέστερη και για αυτό το λόγο δεν είναι απαραίτητο η παρουσίαση των αποτελεσμάτων στην εργασία αυτή. Από την άλλη, η πρόθεση να επιχειρήσουμε υψηλότερη τιμή μάζας, είναι άτοπη εξαιτίας περιορισμένου ορίου παραλαβής βάρους από τη σεισμική τράπεζα για τη σωστή της λειτουργικότητα.

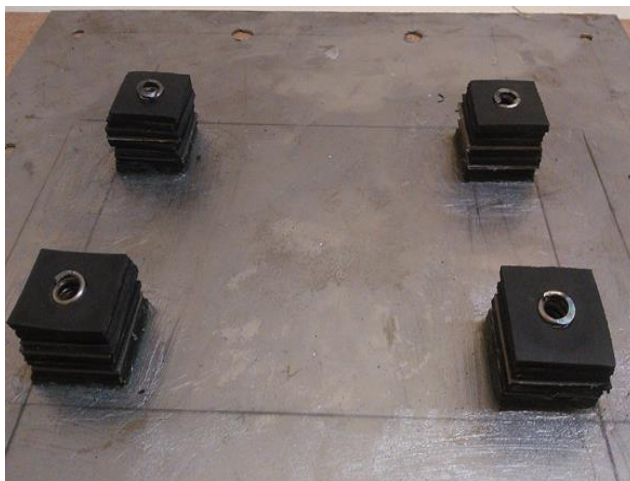
8.4 Ελαστομεταλλικό Εφεδράνο με Παρουσία Ελατηρίου

Η περίπτωση αυτή αποτέλεσε απόπειρα υπερπήδησης της δυσκολίας που συναντήθηκε στην προηγούμενη ενότητα αναφορικά με την οριζόντια παραμόρφωση. Όμως για τεχνικούς λόγους, η υλοποίησή τους κατέστη αδύνατη και προβληματική, έτσι δεν πραγματοποιήθηκαν οι προσδοκώμενες δοκιμές. Παρολαυτά, η φιλοσοφία στους μονωτήρες αυτούς χαρακτηρίζεται από ιδιαίτερο ενδιαφέρον και προτιμήθηκε να παρουσιαστεί στην παρούσα πτυχιακή εργασία.

Το εφεδράνο σύγκεται σε στρώσεις ελαστομερούς (ελαστομερές που προσεγγίζει τη σύσταση εκείνη του φυσικού λάστιχου), χαλύβδινες μεταλλικές πλάκες και ένα ελατήριο, το οποίο διαπερνά όλες τις υπερκείμενες στρώσεις διαμέσου σχετικής οπής. Οι στρώσεις είναι, και σε αυτή την περίπτωση, τετραγωνικές με διάσταση 3 cm, πάχους 3 mm και το ύψος του εφεδράνου ανέρχεται στα 3 cm, οι δε μεταλλικές πλάκες τοποθετούνται ανά δύο στρώσεις ελαστομερούς και οι στρώσεις δεν είναι συνυφασμένες μεταξύ τους με κάποια κόλλα. Ακόμη, οι στρώσεις περιλαμβάνουν σχετική οπή διαμέτρου 1 cm, ώστε να διέρχεται το ελατήριο διαμέσου από αυτά. Το ελατήριο είναι ελατήριο πίεσεως με διάμετρο 1 cm και ύψος 3 cm.

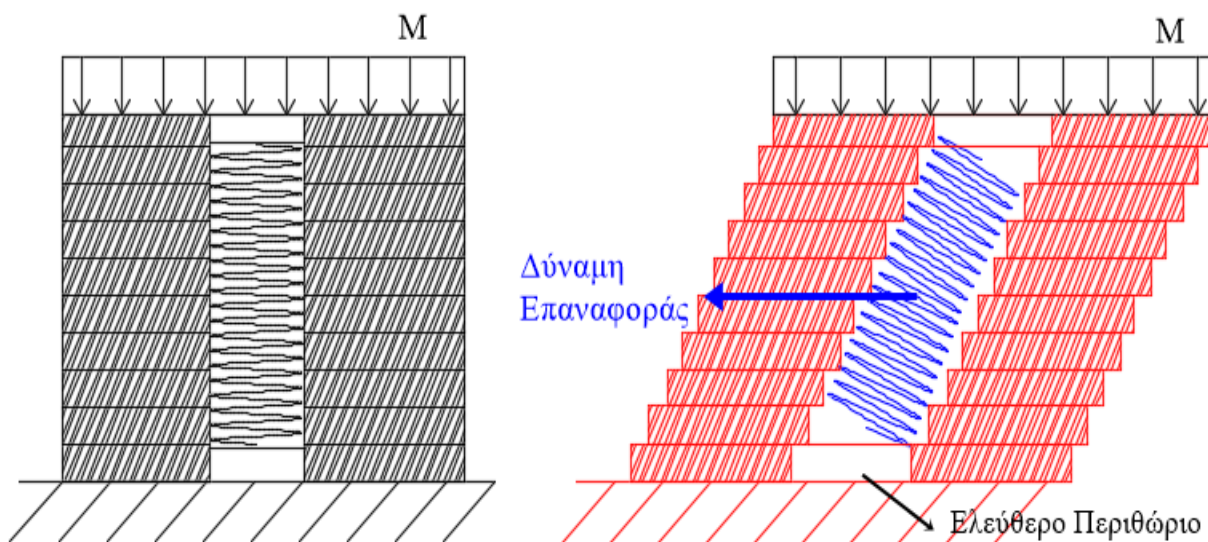


Σχήμα 8.18 Ελατήριο και στρώσεις ελαστομερούς.



Σχήμα 8.19 Μορφολογία ελαστομεταλλικών ελατηρίων με ελατήριο.

Με τη βοήθεια του σχήματος (8.20), η φιλοσοφία των εφεδράνων είναι η εξής. Αρχικά, οι στρώσεις ελαστομερούς, οι οποίες δεν συνδέονται με κάποια κόλλα μεταξύ τους, προσφέρουν την επιθυμητή οριζόντια παραμόρφωση και κατ' επέκταση συνεισφέρουν στην ευκαμψία κατά τη διεύθυνση αυτή. Οι δε μεταλλικές πλάκες είναι ικανές να παραλάβουν το κατακόρυφο φορτίο και να αναπτύξουν τέτοια κατακόρυφη δυσκαμψία ώστε να μη συμπιέζονται ή να παρουσιάζεται το φαινόμενο του λικνίσματος στην ανώτερη επιφάνεια του μονωτήρα. Το ελατήριο λειτουργεί ως δύναμη επαναφοράς, εφόσον οι στρώσεις μετάλλου και ελαστομερούς δεν είναι συνυφασμένες μεταξύ τους με κόλλα, αλλά το ένα κινείται πάνω στο άλλο. Συνεπώς, για να αποφεύγονται οι μόνιμες μετακινήσεις των στρώσεων αυτών, απαιτείται κάποια δύναμη επαναφοράς για να επαναφέρει το εφέδρανο στην αρχική του κατάσταση. Το ίδιο το ελατήριο είναι εύκαμπτο οριζοντίως και δύσκαμπτο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση.



Σχήμα 8.20 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με ελατήριο πριν και κατά τη διάρκεια διέγερσης.

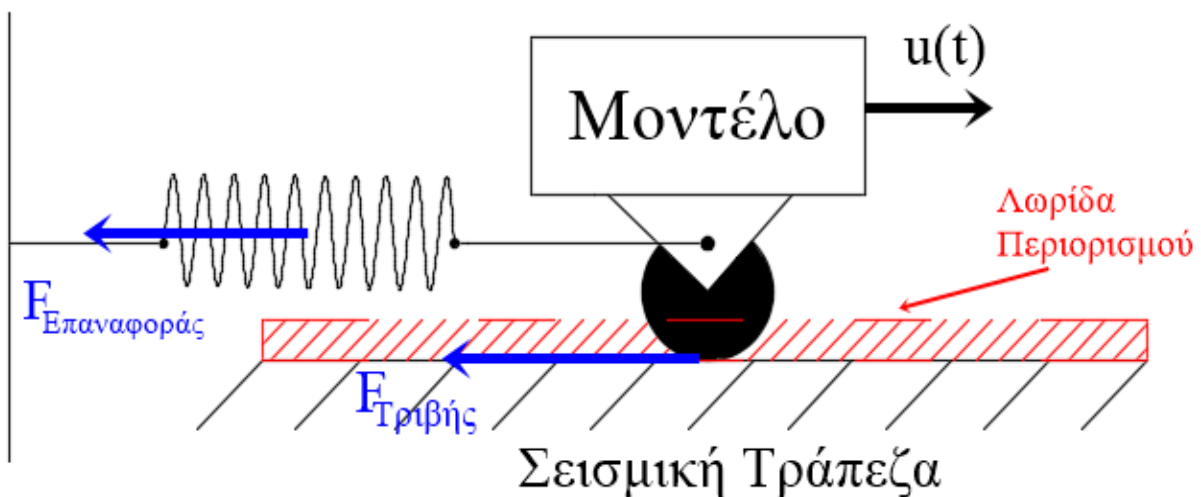
Όπως φαίνεται εξάλλου από το σχήμα (8.20), πρέπει να ληφθεί κάποια απόσταση από την απόληξη του ελατηρίου ως τη βάση του μοντέλου, επειδή αν το ελατήριο συμπιέζεται από το υπερκείμενο φορτίο, τότε λυγίζεται και επαναφέρεται στην αρχική του κατάσταση λόγω της δομής του. Αυτή η επαναφορά οδηγεί σε λίκνισμα του μοντέλου και αποσταθεροποιεί τις υποκείμενες στρώσεις με αποτέλεσμα την κατάρρευση του μοντέλου καθ' εαυτού. Η υπόθεση

αυτή προέκυψε έπειτα από πειραματική δοκιμή. Παρόλαυτα, αν αφήσουμε αυτό το σχετικό κενό και πάλι το μοντέλο καταρρέει, επειδή πρέπει κάπου να σταθεροποιηθεί η βάση κατά κάποιο τρόπο, ειδάλλως όταν κινηθεί με τη διέγερση, υπερβαίνει την επιφάνεια του μονωτήρα και συνεπώς ξεγλιστράει από αυτά με αποτέλεσμα να καταρρέει. Αυτές ήταν οι δυσκολίες, οι οποίες οδήγησαν στη μη πραγμάτωση της κατασκευής αυτού του είδους των εφεδράνων.

8.5 Εφέδρανα Ολίσθησης με Ρόδες

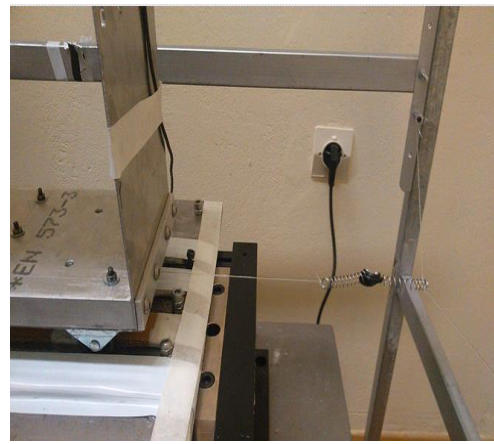
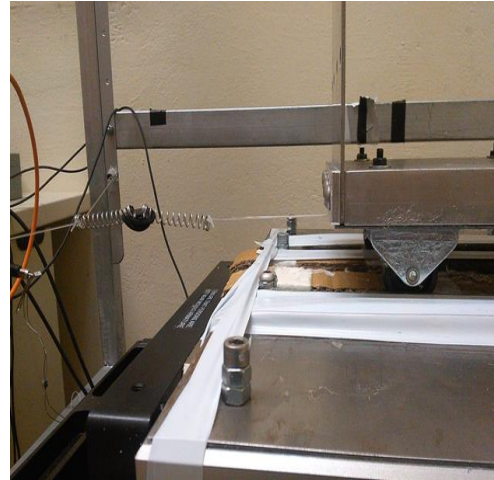
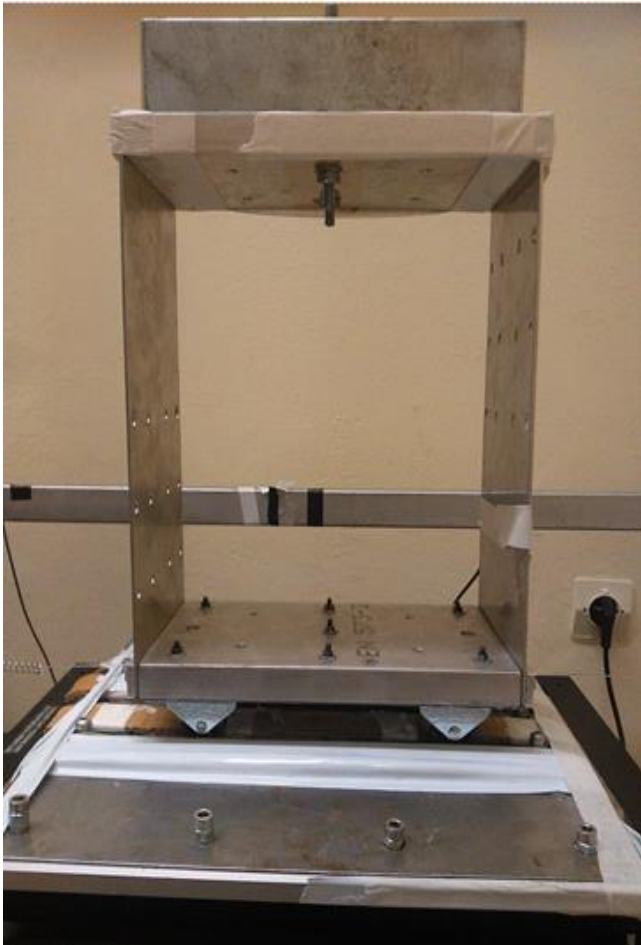
Ως απόρροια της μη αποδοτικότητας των εφεδράνων, που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες ενότητες, αποτέλεσε η στροφή προς τα εφέδρανα ολίσθησης. Τα εφέδρανα ολίσθησης στηρίζονται, κυρίως, στην τριβή ως μηχανισμό απόσβεσης της ενέργειας. Σημαντικό περιορισμό, όμως, αποτελεί η δύναμη επαναφοράς. Από τη μία, η ολίσθηση όντως αποσβάνει την ενέργεια και οδηγεί σε μόνιμες μετακινήσεις του μοντέλου, αλλά από την άλλη αυτές οι μόνιμες μετακινήσεις απαιτούν κάποια εξαλειφή. Έτσι, ως μηχανισμό επαναφοράς, χρησιμοποιήθηκαν ελατήρια τα οποία συνδέονται με τη βάση του μοντέλου και προσφέρουν την επιθυμητή δύναμη επαναφοράς.

Η βασική ιδέα στηρίζεται στην κίνηση που ταυτόχρονα συνίσταται από κύλιση και ολίσθηση πάνω σε μια επίπεδη επιφάνεια. Η τριβή που αναπτύσσεται από τα δύο είδη κινήσεων τείνει να μειώσει τη σχετική μετακίνηση του μοντέλου εν συναρτήσεϊ του χρόνου. Η προαναφερφείσα σύνθετη κίνηση προσφέρεται με τη χρήση ροδών ή τροχών κατασκευασμένα από πλαστικό υλικό, οι οποίοι τοποθετούνται κάτω από την βάση του μοντέλου στις τέσσερις γωνίες του και είναι ευθυγραμμισμένοι το ένα αναφορικά με το άλλο. Ενώ, η αποφυγή των μόνιμων μετακινήσεων του μοντέλου εξασφαλίζεται από την εγκατάσταση ελατηρίων γειτονικά του μοντέλου. Ένα ακόμη χαρακτηριστικό της παραπάνω κατασκευής, είναι ο περιορισμός της κίνησης των τροχών εντός απόλυτης ευθείας (πρακτικά προσεγγιστικά), ώστε να παρθούν με ακριβή τρόπο οι σχετικές μετρήσεις, με την τοποθέτηση λωριδών (πλαστικό υλικό) με άνοιγμα μεταξύ τους περίπου ισοδύναμο του πάχους των ροδών και όπου εντός τους κινούνται οι τροχοί.



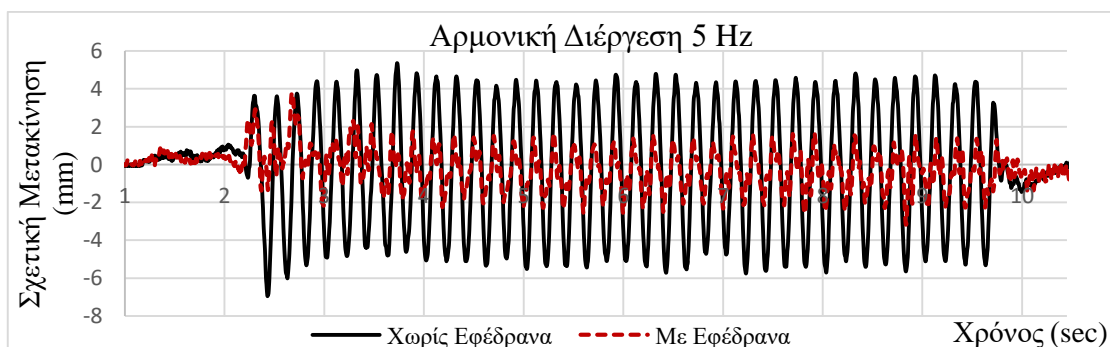
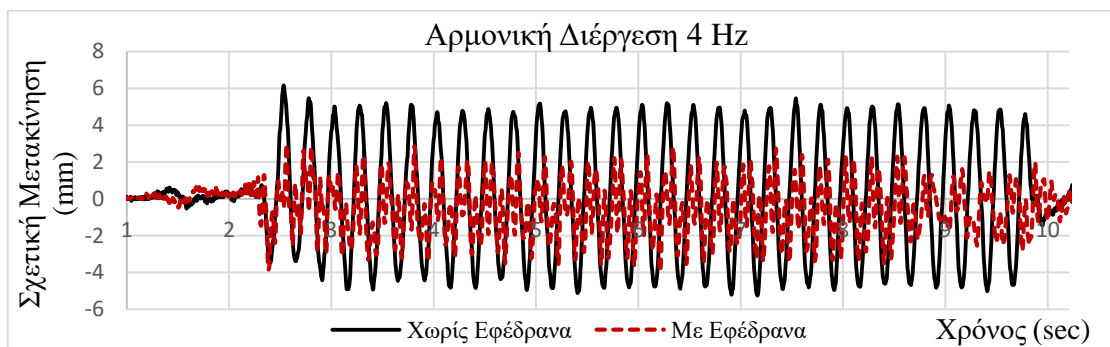
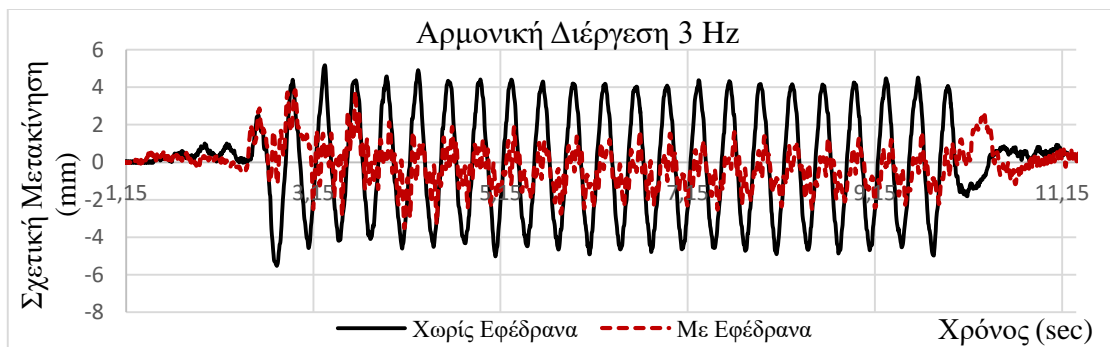
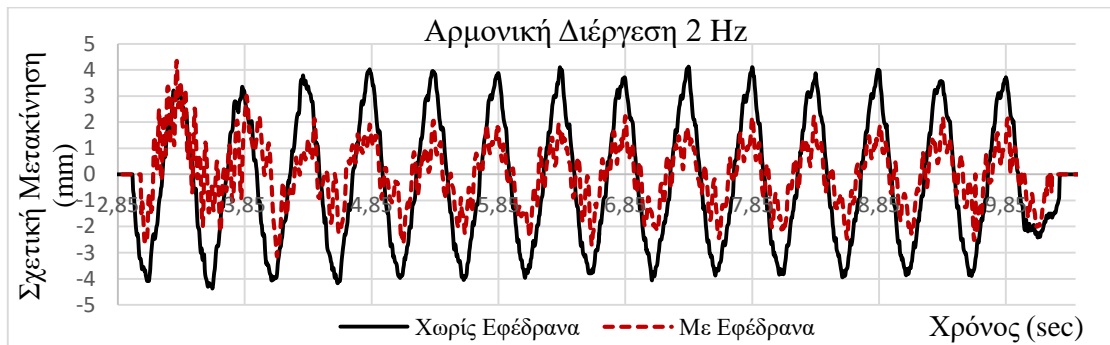
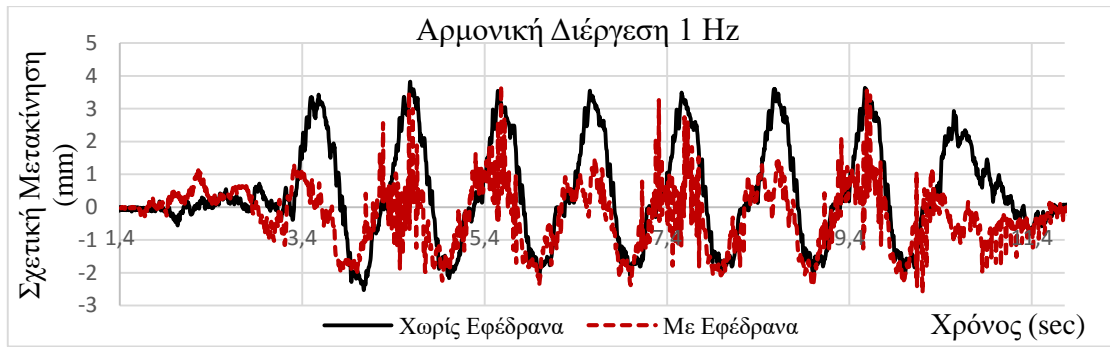
Σχήμα 8.21 Δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την κίνηση του τροχού.

Η μορφολογία των τροχών, ελατηρίων και του κτιριακού μοντέλου μαζί με αυτά φαίνεται στις επίκειμενες εικόνες.

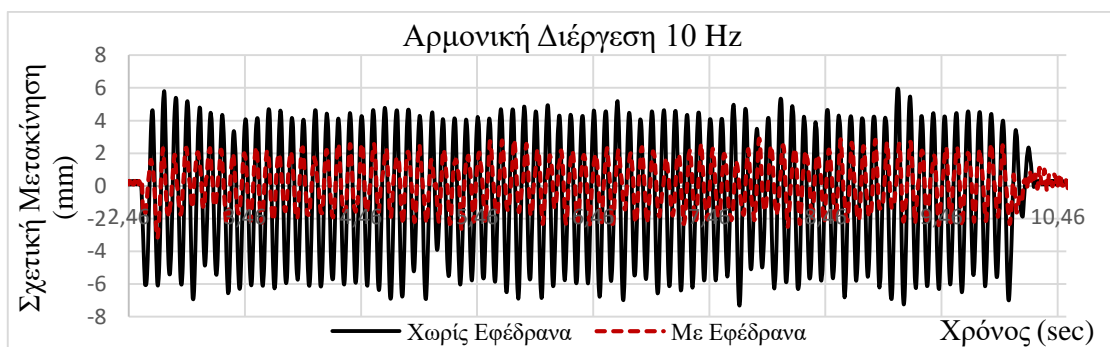
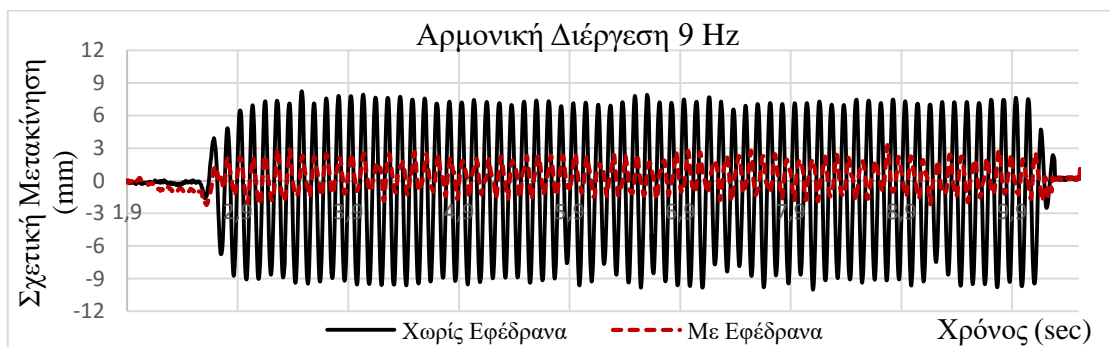
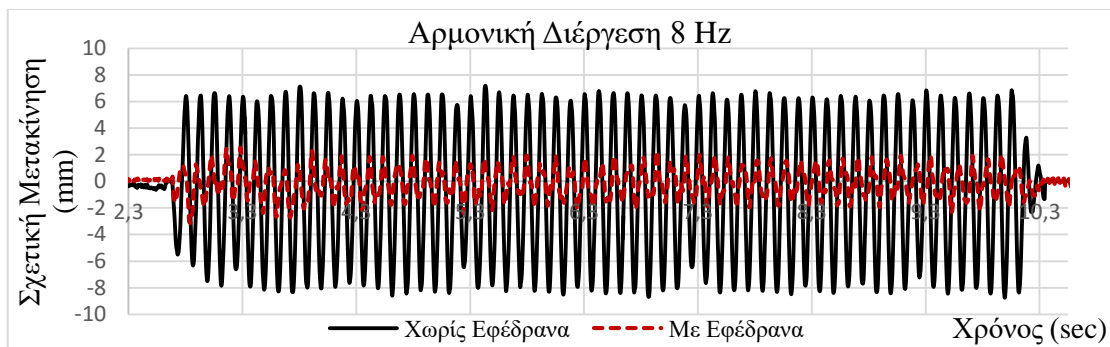
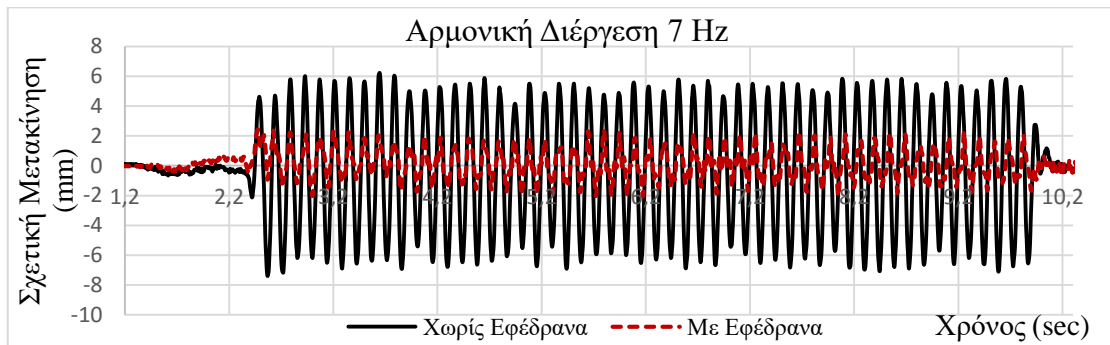
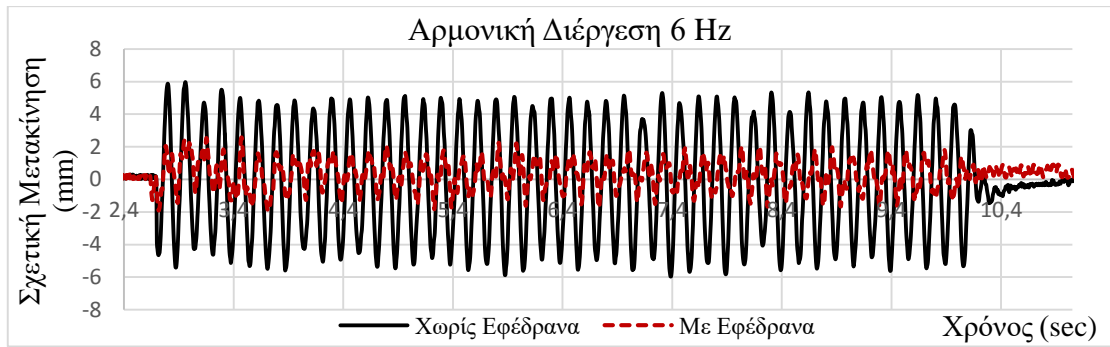


Σχήμα 8.22 Τροχοί (πάνω εικόνα), ελατήρια (δεξιά) και το μοντέλο καθολικά (αριστερά) με τα εφένδρανα ολίσθησης.

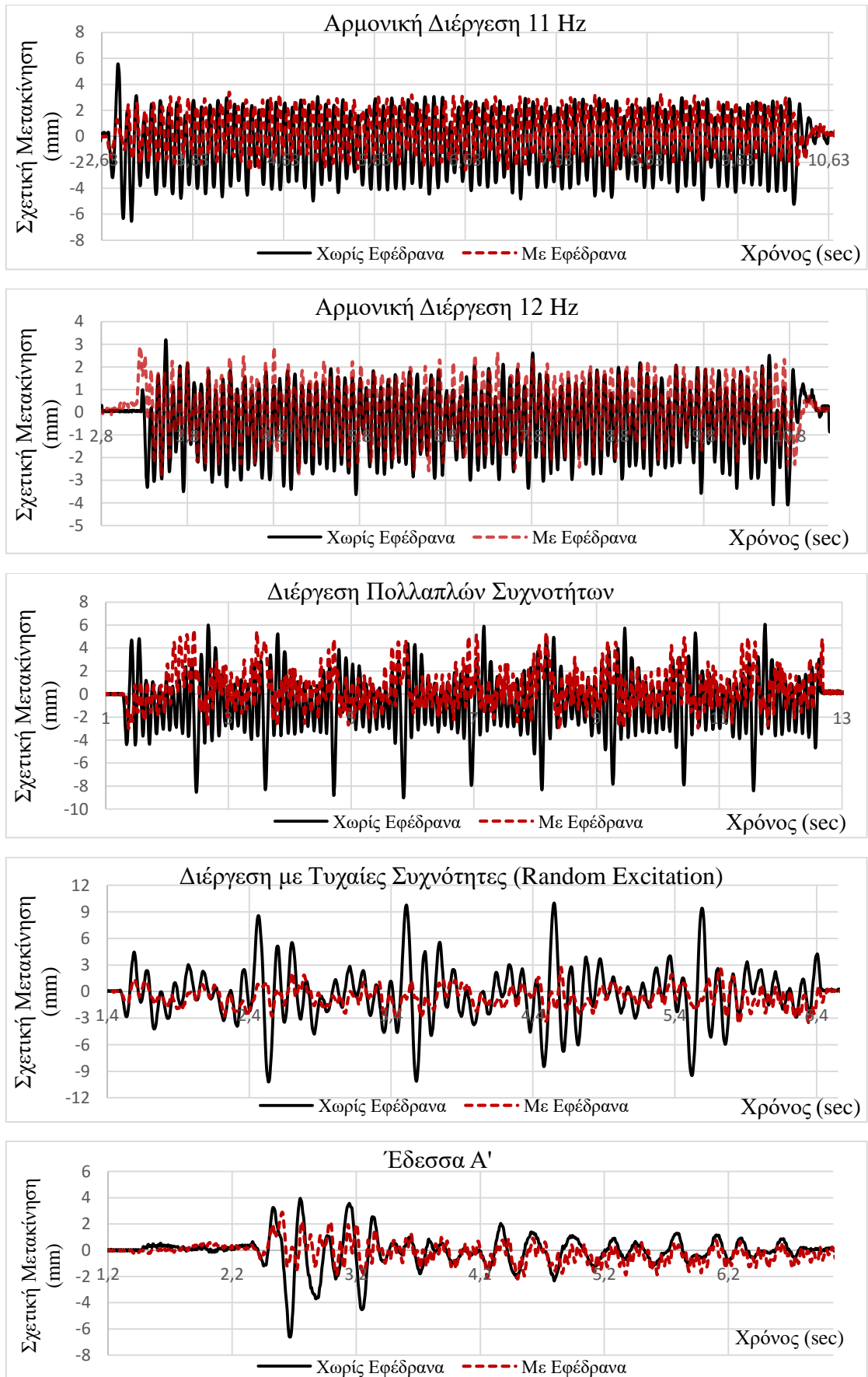
Επομένως, μετά τα εισαγωγικά στοιχεία περί της μεθόδου αυτής, ακολουθούν τα γραφήματα για αρμονικές διεργασίες (ημιτονοειδής συνάρτηση) με συχνότητες 1 - 12 Hz, διεργασίες με πολλαπλές, τυχαίες συχνότητες και τροποποιημένος σεισμός της Έδεσσας. Στο τέλος παρατίθεται, επίσης, ένα γράφημα που απεικονίζει τη μεταβολή του πηλίκου σχετικής μετακίνησης προς κίνηση της σεισμικής τράπεζας σε συνάρτηση των συχνοτήτων 1 - 12 Hz και των αντίστοιχων περιόδων.



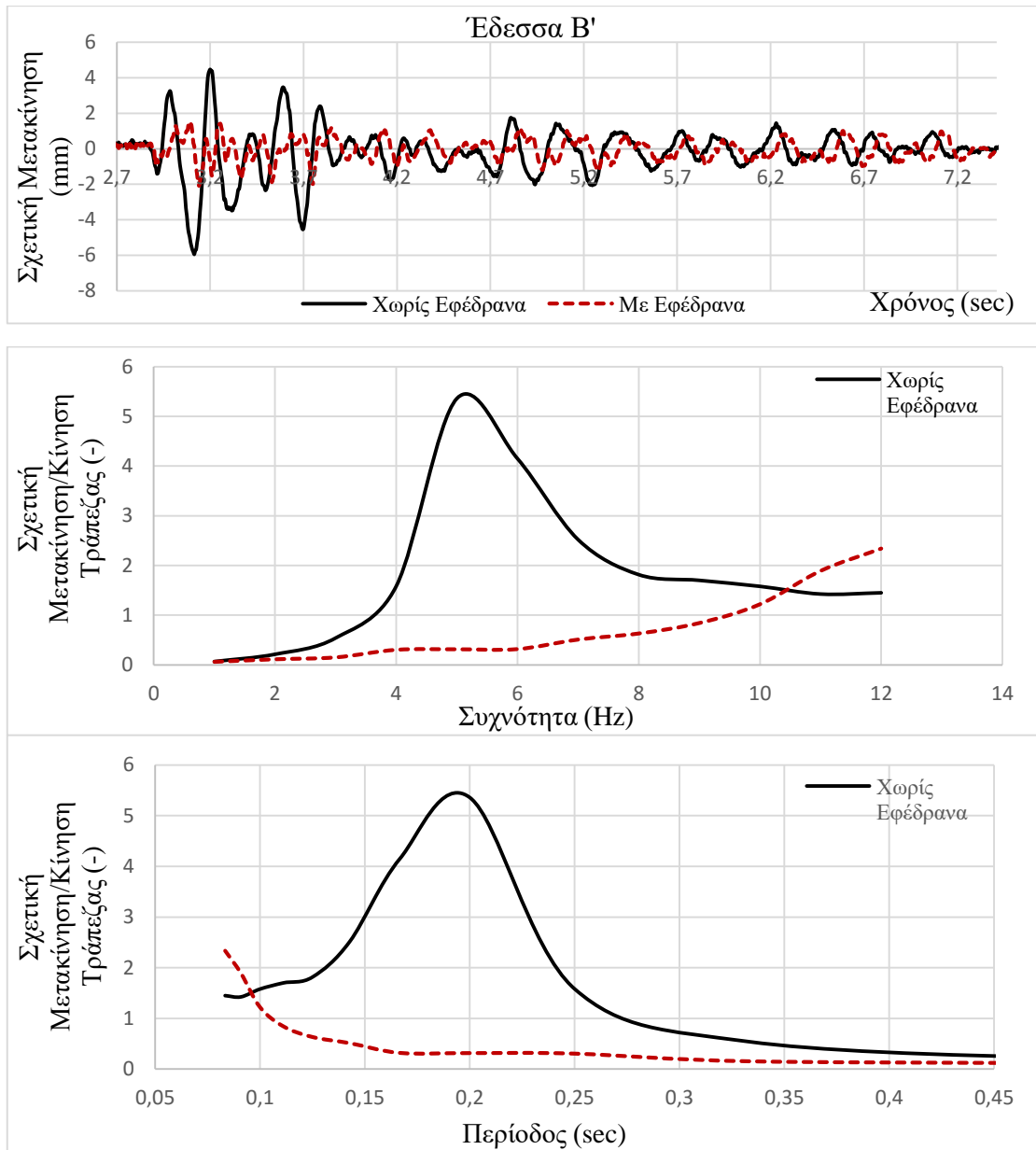
Σχήμα 8.23 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 1 - 5 Hz.



Σχήμα 8.24 Γραφήματα αρμονικών διεγέρσεων 6 - 10 Hz.



Σχήμα 8.25 Γραφήματα αρμονικών διεργεσεων 11 - 12 Hz, πολλαπλών, τυχαίων συχνοτήτων και τροποποιημένος σεισμός Έδεσσας.



Σχήμα 8.26 Γράφημα για τροποποιημένο σεισμό της Έδεσσας και του πηλίκου της σχετικής μετακίνησης προς την κίνηση της τράπεζας εν συναρτήσει των συχνοτήτων 1 - 12 Hz και των αντίστοιχων περιόδων.

Σύμφωνα με τις παραπάνω γραφικές παραστάσεις, είναι έκδηλο το γεγονός ότι η παρουσία των εφεδράνων ολίσθησης μείωσε αρκετά την απόκριση του μοντέλου. Συγκεκριμένα, για τις αρμονικές διεργασίες από 1 - 9 Hz παρατηρείται βαθμιαία ελάττωση της σχετικής μετακίνησης, έπειτα από τα 10 - 12 Hz το εύρος αυτό επανασταθεροποιείται λόγω υψηλών συχνοτήτων, όπου η κίνηση της σεισμικής τράπεζας μειώνεται σημαντικά και κατ' επέκταση και του μοντέλου. Όσον αφορά τα υπόλοιπα σήματα, που έχουν ήδη αναφερθεί, η μείωση της σχετικής μετακίνησης είναι αισθητή.

Επιπρόσθετα, τα αντίστοιχα ποσοστά μείωσης της σχετικής μετακίνησης για τις άνωθεν αρμονικές διεργασίες παρουσιάζονται στον επικείμενο πίνακα (8.1).

Συχνότητα (Hz)	Ποσοστό Μείωσης (%)
1	10.25
2	46.12
3	58.13
4	41.31
5	57.61
6	66.06
7	67.09
8	75.17
9	77.49
10	61.39
11	26.99
12	1.29

Πίνακας 8.1 Ποσοστά μείωσης της σχετικής μετακίνησης για αρμονικές διεργασίες από 1 - 12 Hz.

Τα δε τελευταία γραφήματα υποδεικνύουν την υπερκείμενη απόκριση στο εύρος συχνοτήτων 1 - 12 Hz. Με την μείωση της απόκρισης, λαμβάνει χώρα η μετατόπιση της ιδιοσυχνότητας προς τα δεξιά, έτσι αποφεύγεται η κατάσταση συντονισμού. Δηλαδή, οι δονήσεις που ενδέχονται να μεταφερθούν στο δόμημα, αποσβαίνονται κατά ένα ποσοστό από τις δυνάμεις τριβής καθώς το μοντέλο κυλάει και ολισθαίνει ταυτοχρόνως.

8.6 Εφέδρανα Ολίσθησης με Σωματίδια

Έχοντας υπόψιν την υπερκείμενη αισθητή μείωση της απόκρισης με τη χρήση των εφεδράνων ολίσθησης, ακολουθήσαμε μια παραλλαγή αναφορικά με την ολίσθηση βασιζόμενοι σε κινούμενα σωματίδια. Η φιλοσοφία στην προκείμενη περίπτωση έγκειται στην ολίσθηση του μοντέλου πάνω σε ελεύθερα κινούμενα σωματίδια κατά μήκος της επιφάνειας της σεισμικής τράπεζας. Πρόκειται για χαλύβδινες σφαίρες διαμέτρου 2 cm, τα οποία είναι διατεταγμένα με τυχαίο τρόπο, αλλά σε πολύ μικρή απόσταση μεταξύ τους εντός καθορισμένου πεδίου. Το πεδίο αυτό είναι διαμορφωμένο σε ορθογωνικό σχήμα ώστε να εγκλείει τις σφαίρες εντός του και να μην απομακρύνονται από τη σεισμική τράπεζα.

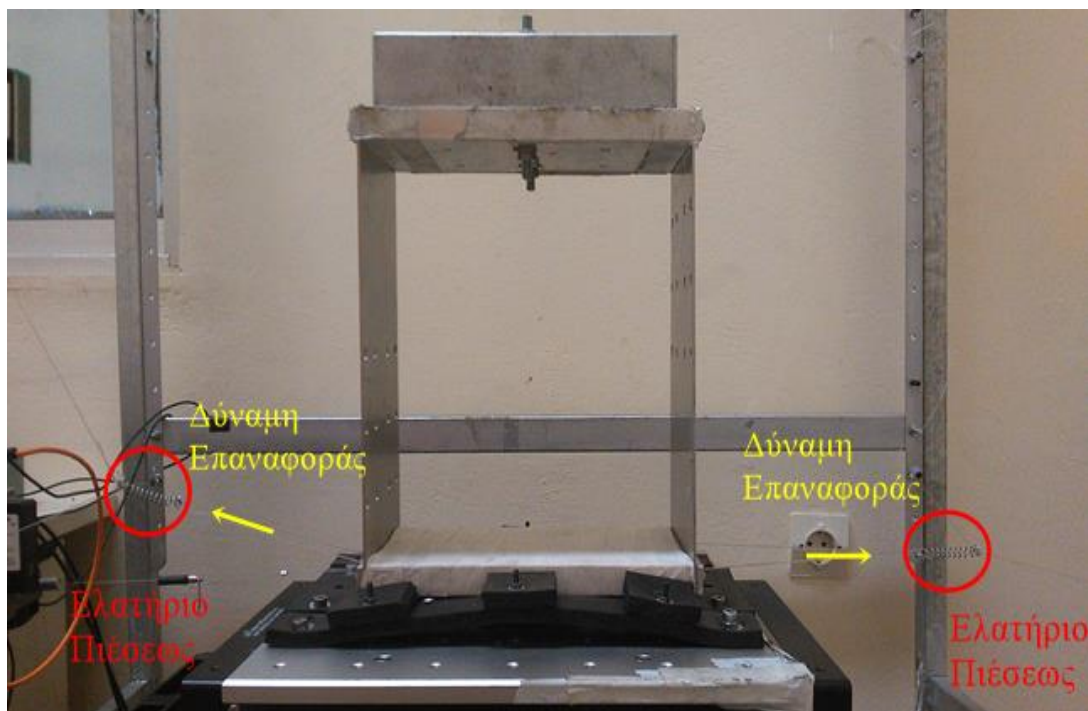


Σχήμα 8.27 Εφέδρανα ολίσθησης με σωματίδια.

Όπως για κάθε εφέδρανο ολίσθησης, η απόσβεση της ενέργειας διέπεται από την ανάπτυξη τριβής. Η τριβή που αναπτύσσεται αποτελείται από τέσσερις συνιστώσες. Η μια είναι εκείνη μεταξύ της επιφάνειας της σεισμικής τράπεζας και των σωματιδίων, καθώς υπόκεινται σε διέγερση. Η άλλη είναι η τριβή μεταξύ της κατώτερης επιφάνειας της βάσης του μοντέλου και των χαλύβδινων σφαιρών. Τριβή αναπτύσσεται επίσης μεταξύ των σφαιρών, οι οποίες βρίσκονται πολύ κοντά, παρόλο που συγκρούονται μεταξύ τους, όπως και μεταξύ της επιφάνειας της βάσης με την επιφάνεια του πεδίου που συγκρατεί τις σφαίρες. Είναι σχετικά μικρή και αναπόδραστη, επειδή το πεδίο όχι μόνο συγκρατεί τις σφαίρες αλλά και περιορίζει την κίνηση του μοντέλου σε μόνο μια διεύθυνση, την οριζόντια, ώστε να καταγραφούν με όσο το δυνατότερο ακριβή τρόπο οι σχετικές μετακινήσεις κατά την οριζόντια κίνηση. Έτσι, αποφεύγονται και τυχόν στροφές του μοντέλου λόγω των δονήσεων.

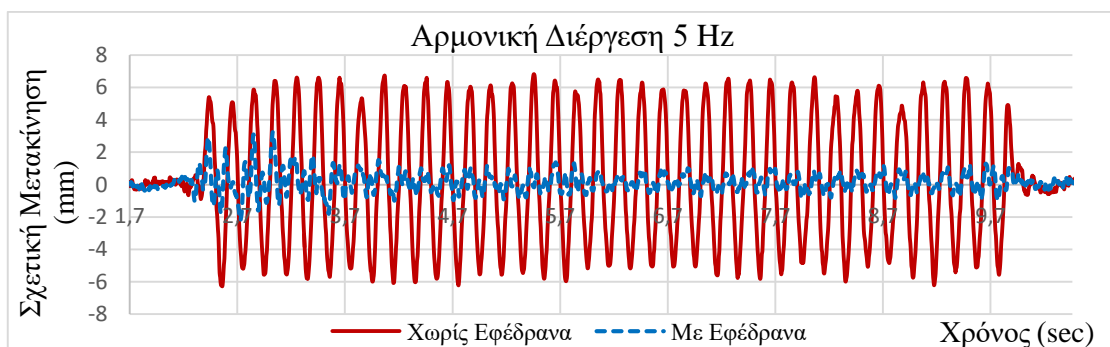
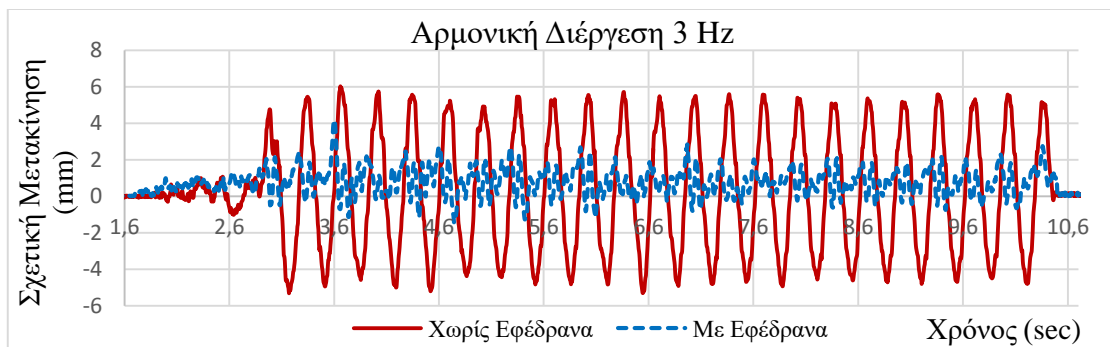
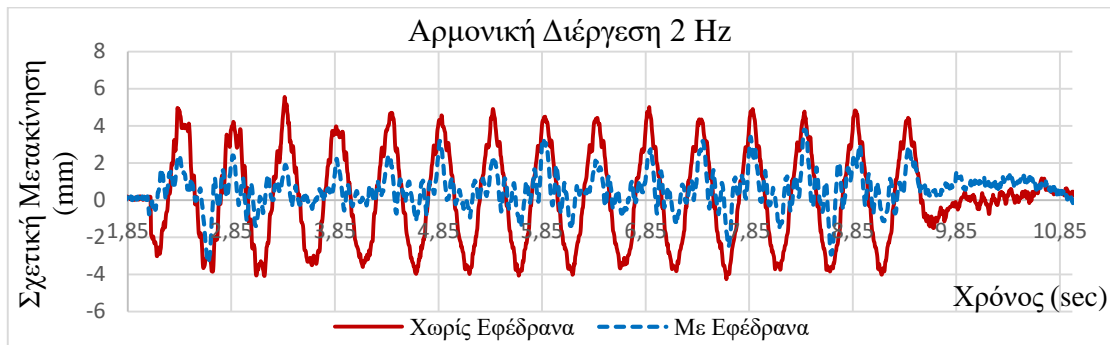
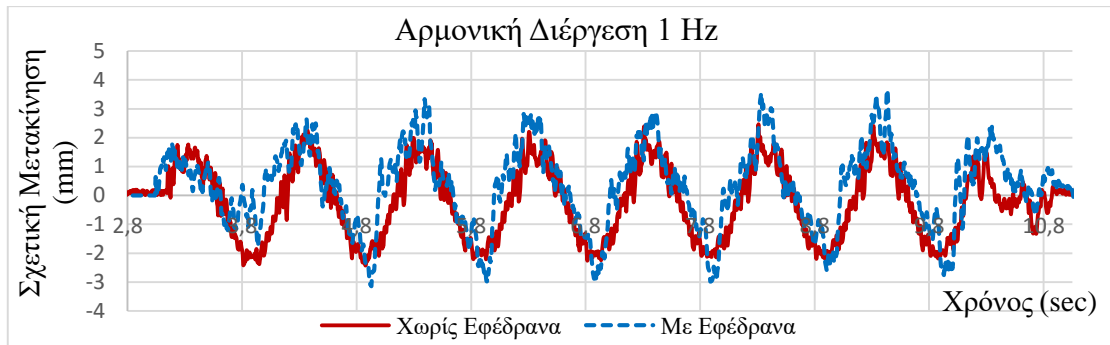
Επιπρόσθετα, αξιοσημείωτο είναι το γεγονός της κρούσης των σωματιδίων. Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο πρώτο μέρος της πτυχιακής εργασίας αυτής, κατά τη διέγερση και με την παρουσία σωματιδίων λαμβάνει χώρα ανταλλαγή ορμής μεταξύ αυτών και του σώματος που τα περιβάλλει. Συνεπώς, η ενέργεια αποσβάζεται μέσω των κρούσεων υπό μορφή θερμότητας και συντελείται μείωση της μεταδιδόμενης δόνησης στο υπερκείμενο σώμα, το μοντέλο. Συλλήβδην, αυτοί είναι οι μηχανισμοί που βασιστήκανε τα πειράματα για την μείωση της απόκρισης του μοντέλου.

Ακολουθώς, ο μηχανισμός επαναφοράς του μοντέλου στην αρχική του κατάσταση, βασίζεται στην τοποθέτηση ελατηρίων παρακείμενα του μοντέλου, τα οποία στηρίζονται με τη βοήθεια νήματος στο γενικότερο πλαίσιο που περικλείει όλες τις μετρητικές συσκευές και τη σεισμική τράπεζα.

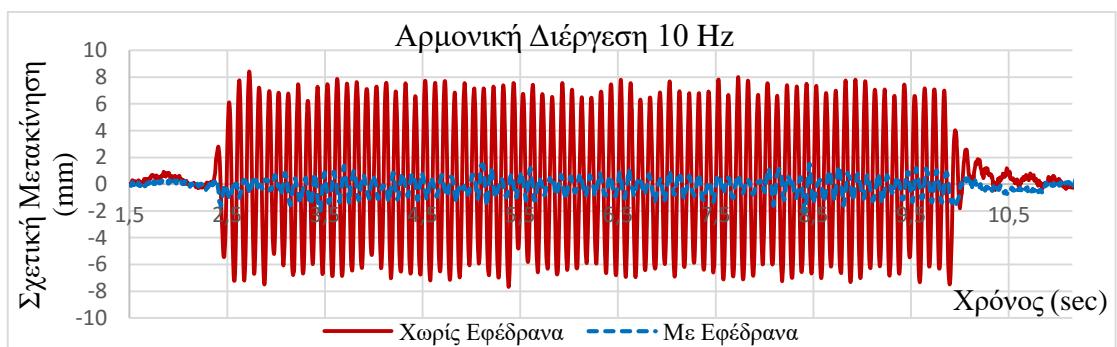
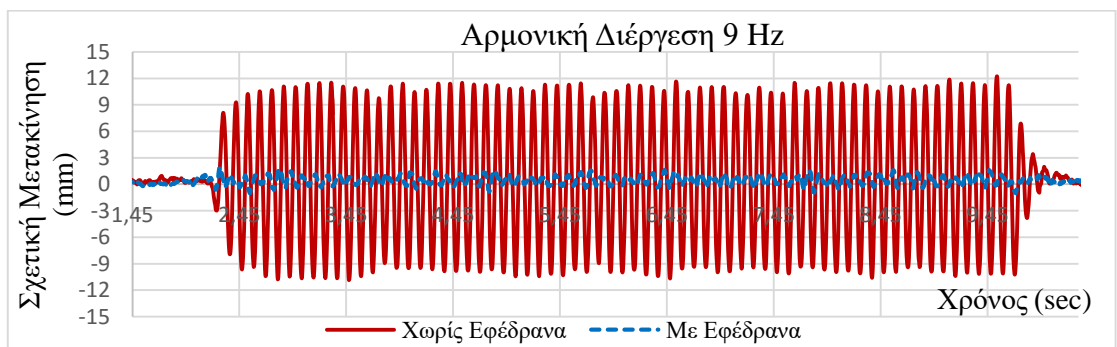
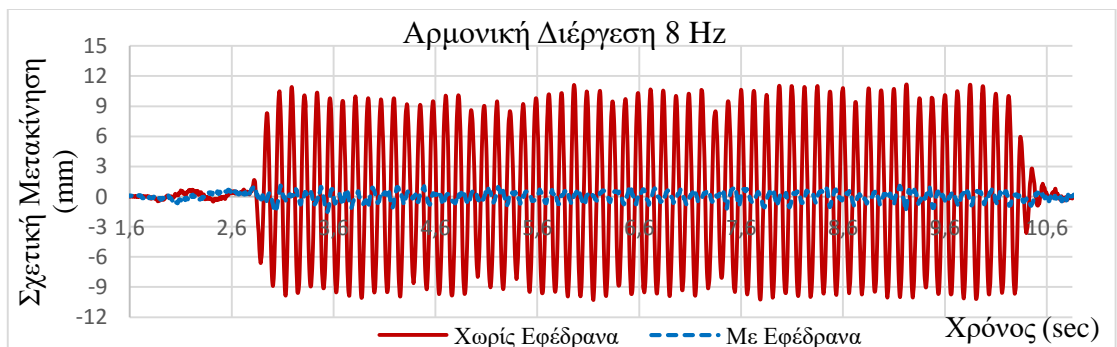
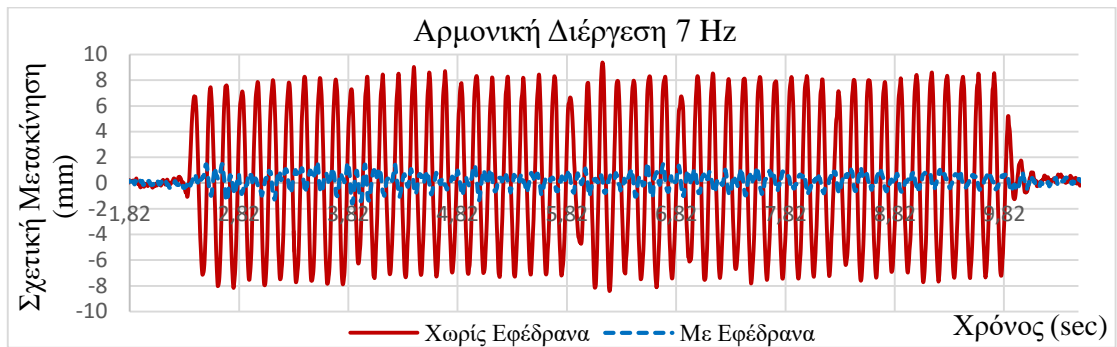
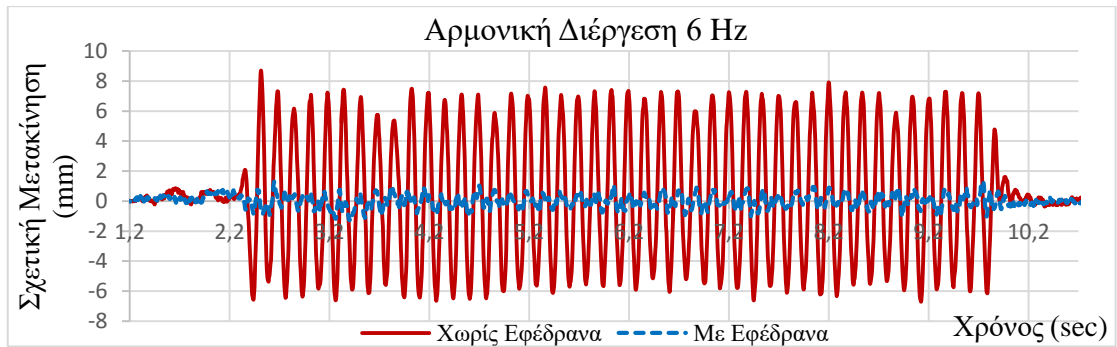


Σχήμα 8.28 Μοντέλο με τα εφέδρανα ολίσθησης και τα παρακείμενα ελατήρια.

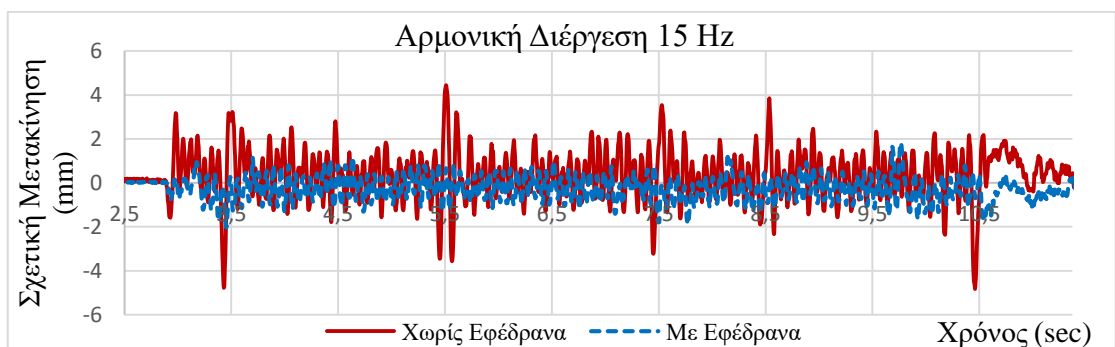
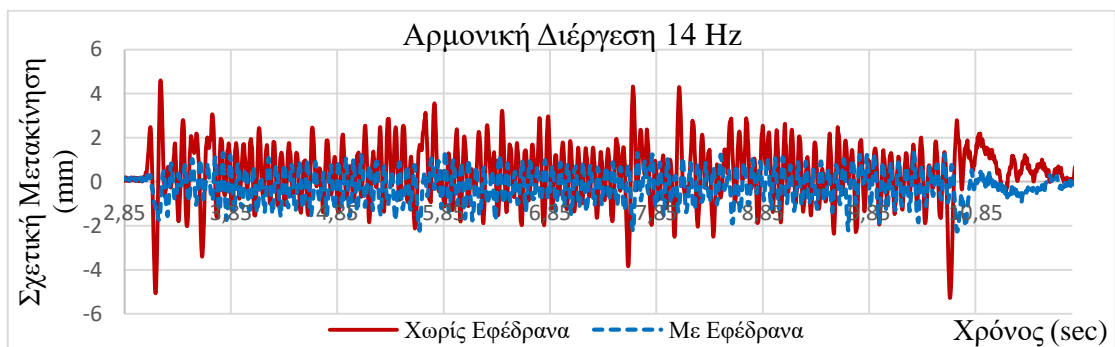
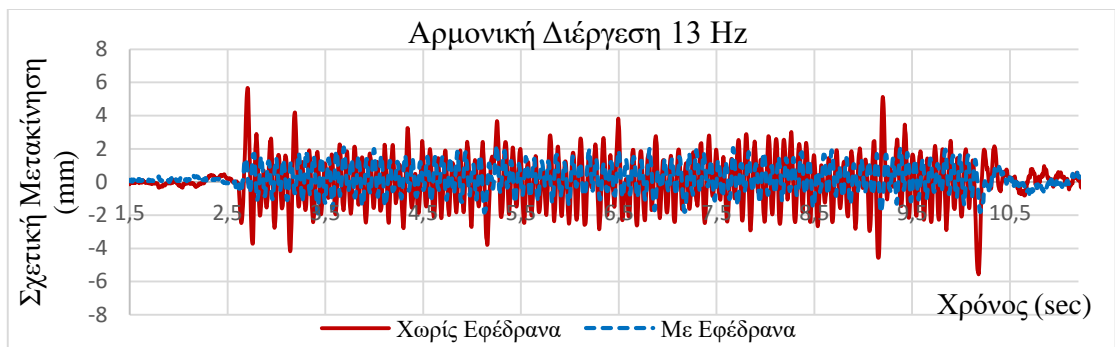
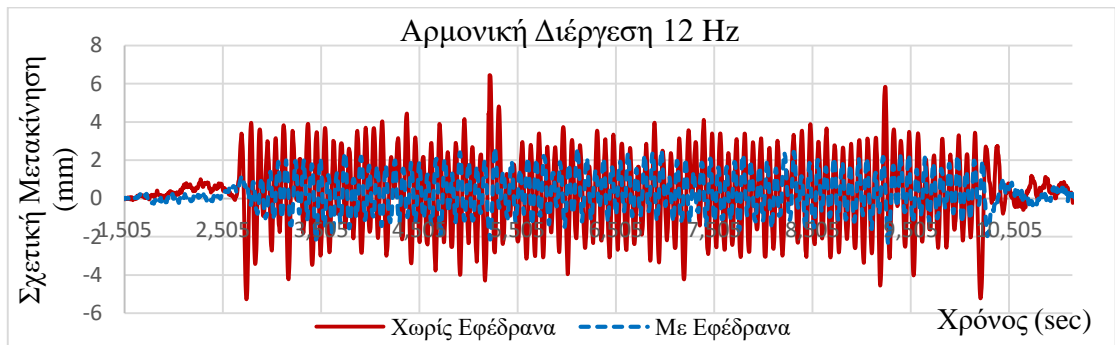
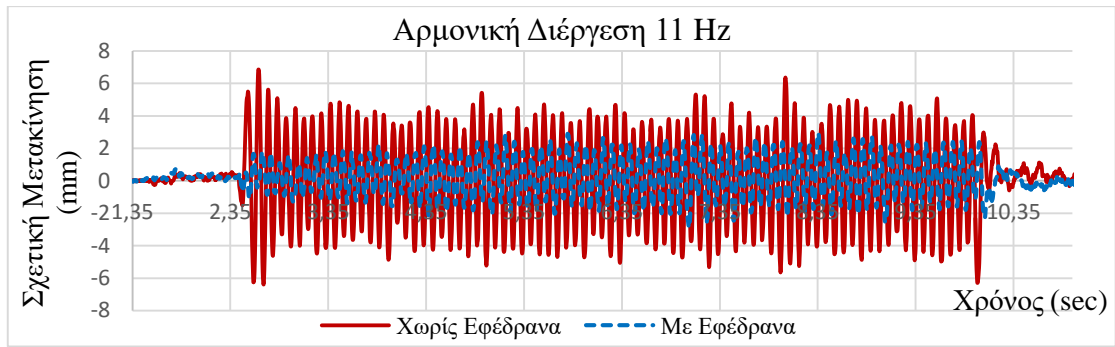
Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα γραφήματα της σχετικής μετακίνησης εν συνάρτησει του χρόνου σε αρμονικές διεργασίες (ημιτονοειδής συνάρτηση) για συχνότητες 1 - 15 Hz, καθώς για σήμα πολλαπλών, τυχαίων συχνοτήτων και για τροποποιημένο σεισμό της Έδεσσας. Τέλος, ακολουθεί το διάγραμμα της σχετικής μετακίνησης προς την κίνηση της σεισμικής τράπεζας σε σχέση με τις αρμονικές διεργασίες για 1 - 15 Hz.



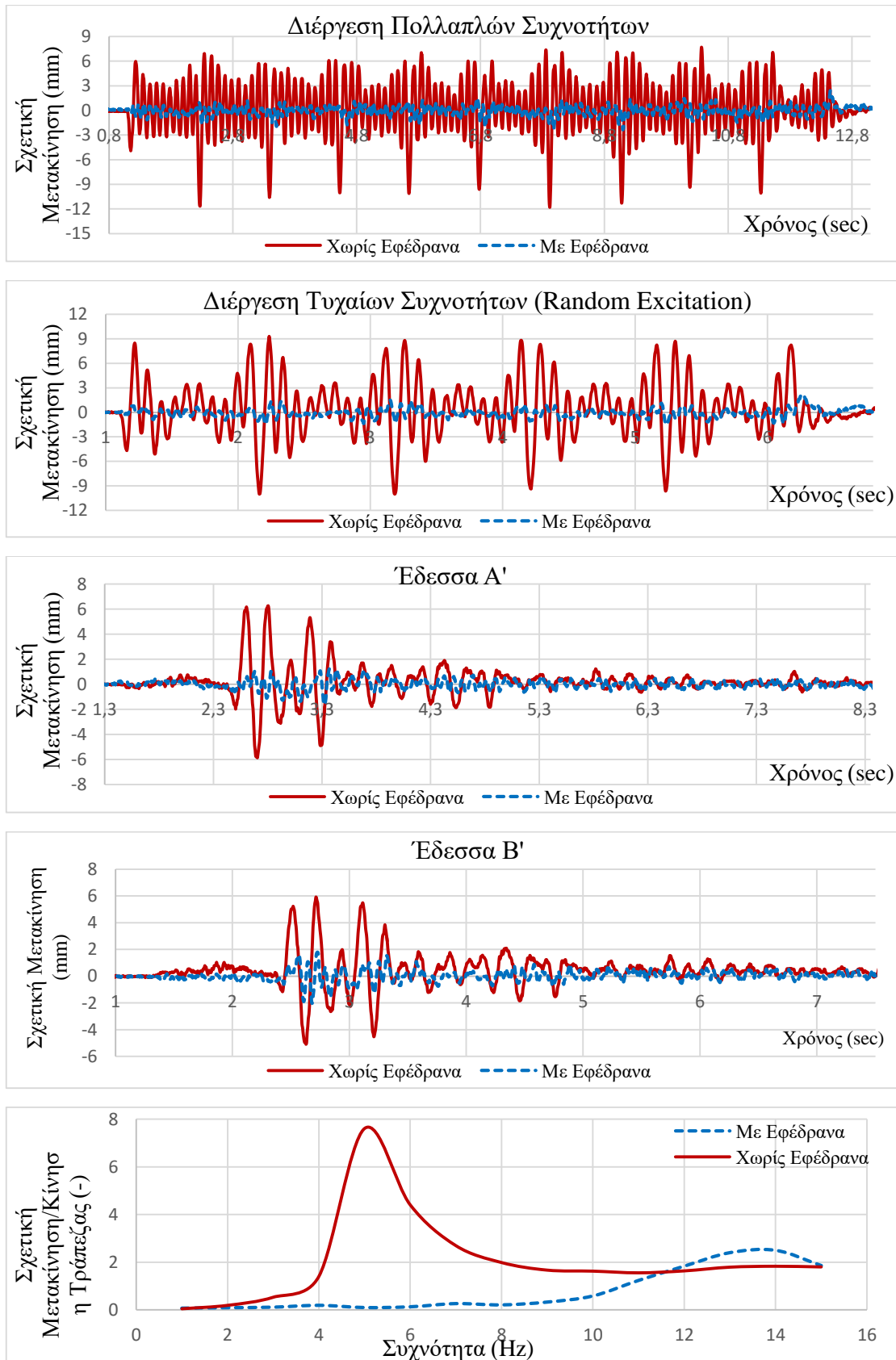
Σχημα 8.29 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 1 - 5 Hz.



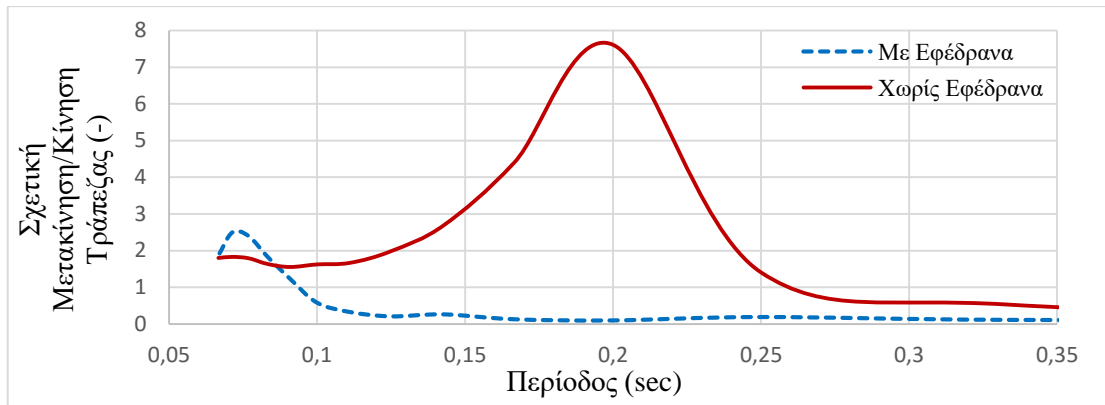
Σχήμα 8.30 Γραφήματα αρμονικών διεγέρσεων 6 - 10 Hz.



Σχήμα 8.31 Γραφήματα αρμονικών διεργάσεων 11 - 15 Hz.



Σχήμα 8.32 Γραφήματα για πολλαπλές, τυχαίες συχνότητες, τροποποιημένο σεισμό της Έδεσσας, καθώς και της σχετικής μετακίνησης προς την κίνηση της τράπεζας εν συναρτήσει των συχνοτήτων 1 - 15 Hz.



Σχήμα 8.33 Γράφημα της σχετικής μετακίνησης προς την κίνηση της τράπεζας εν συναρτήσει των περιόδων για τις αντίστοιχες συχνότητες 1 - 15 Hz.

Όπως φαίνεται από όλα τα γραφήματα, που προαναφέρθηκαν, η απόκριση του κτιριακού μοντέλου έχει βελτιωθεί σημαντικά ως εξαιρετικά από την προηγούμενη περίπτωση με την χρήση των ροδών. Δηλαδή, από τα 1 - 9 Hz (για τις αρμονικές διεργασίες) το εύρος μειώνεται βαθμιαία και έπειτα από 10 - 15 Hz αυξάνεται ώσπου να σταθεροποιηθεί. Συγκεκριμένα, τα αντίστοιχα ποσοστά μείωσης της σχετικής μετακίνησης για τις άνωθεν αρμονικές διεργασίες είναι:

Συχνότητα (Hz)	Ποσοστό Μείωσης (%)
1	4.29
2	44.62
3	62.81
4	57.07
5	86.22
6	86.61
7	83.74
8	92.97
9	92.00
10	85.05
11	54.34
12	49.59
13	32.49
14	24.62
15	23.93

Πίνακας 8.2 Ποσοστά μείωσης της σχετικής μετακίνησης για αρμονικές διεργασίες από 1 - 15 Hz.

Για τις διεργασίες με πολλαπλές και τυχαίες συχνότητες, καθώς και για τους τροποποιημένους σεισμούς της Έδεσσας, η απόκριση έχει αισθητά ελαττωθεί κατά μεγάλο βαθμό. Αναφορικά με τα τελευταία γραφήματα, η ιδιοσυχνότητα έχει μετατοπιστεί από την περιοχή συντονισμού, κάτι το οποίο οδήγησε στη σημαντική μείωση της απόκρισης, σύμφωνα με τα παραπάνω.

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα παθητικά συστήματα ελέγχου απόκρισης των κατασκευών είναι συσκευές ικανές να επιφέρουν σημαντική μείωση της μεταδιδόμενης σεισμικής ενέργειας στις κατασκευές αυτές. Διακρίνονται σε συσκευές απόσβεσης της ενέργειας (ιξώδεις/εξοελαστικοί αποσβεστήρες, μεταλλικοί αποσβεστήρες, αποσβεστήρες τριβής κ.α) και σε συστήματα σεισμικής μόνωσης βάσης (ελαστομερή εφέδρανα, εφέδρανα ολίσθησης, λοιπά συστήματα). Για τα δε τελευταία συστήματα, έγινε εκτεταμένη ανάλυση της γραμμικής θεωρίας της σεισμικής μόνωσης, καθώς και παρουσίαση των μηχανικών τους χαρακτηριστικών. Τέλος, αναφέρθηκαν οι σχετική νομοθεσία και κανονισμοί σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 (EC8), αλλά και τα γενικά βήματα σχεδιασμού εφεδράνων.

Αναφορικά με το πειραματικό μέρος της πτυχιακής εργασίας αυτής μελετήθηκε η χρήση των παθητικών συστημάτων πειραματικά σε κτιριακό μοντέλο. Χρησιμοποιήθηκαν τα εξής συστήματα: (α) ελαστομερή εφέδρανα σιλικόνης, (β) ελαστομεταλλικά εφέδρανα σιλικόνης, (γ) ελαστομεταλλικά εφέδρανα (απλό λάστιχο) με χρήση ελατηρίων, (δ) εφέδρανα ολίσθησης με τη χρήση ροδών και (ε) εφέδρανα ολίσθησης με τη χρήση σωματιδίων. Για καθένα από τα παραπάνω συστήματα προέκυψαν τα αντίστοιχα γραφήματα της αποκρίσής τους (εκτός από την περίπτωση γ) με τα ακόλουθα συμπεράσματα.

Αρχικά, η χρήση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων βελτίωσε την απόκριση σε σύγκριση με τα απλά ελαστομερή εφέδρανα σιλικόνης. Η βελτίωση αφορούσε, κυρίως, την αντιμετώπιση του προβλήματος λικνίσματος του μοντέλου πάνω στην ανώτερη επιφάνεια των μονωτηρών. Παρόλο την υπερπήδηση του κωλύματος αυτού, τα εφέδρανα αυτά με τις συγκεκριμένες διαστάσεις τους ήταν αδύνατον να παραμορφωθούν (κατά τον επιθυμητό βαθμό) κατά την οριζόντια διεύθυνση. Κατ' επέκταση, ήταν ανεπιτυχής η πρόσδοση της οριζόντιας ευκαμψίας και η μετατόπιση της ιδιοσυχνότητας του μοντέλου πέρα από την περιοχή συντονισμού. Συνεπώς, η εφαρμοσιμότητα τους περιορίζεται με την μετάπτωση σε τόσο μικρές διαστάσεις και έτσι το εύρος της απόκρισης μένει πρακτικά αλώβητο και σταθερό.

Ιδιαίτερη και ενδιαφέρουσα ιδέα αποτέλεσε η περίπτωση με τα ελαστομερή εφέδρανα και τη χρήση ελατηρίων. Ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία αναφορικά με το ελαστομερές υλικό και τα μεταλλικά ελάσματα, όπως και στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα σιλικόνης. Το ελατήριο, παρόλο υπεύθυνο για την παροχή της απαιτούμενης δύναμης επαναφοράς, δεν μπορούσε να λύσει το καθολικό πρόβλημα. Επεξηγηματικά, καθώς το μοντέλο συμπίεζει το ελατήριο, προκαλεί την αποσύζευξη των στρώσεων από τη βάση στην οποία είναι εγκατεστημένο κάθε εφέδρανο. Οπότε, παρουσιάζεται αστάθεια και το κάθε εφέδρανο οδηγείται στην αποσύνθεσή του. Προνοώντας ένα κενό ή περιθώριο για την αντιμετώπιση της δυσμένειας αυτής, πάλι καθώς το μοντέλο επιταχύνει, συμπαρασύρει τα εφέδρανα και τα αποδομεί. Τελικά, η ιδέα αυτή εγκαταλείφθηκε χωρίς περαιτέρω ενασχόληση.

Ακολουθώντας τα μη ικανοποιητικά αποτελέσματα των ελαστομεταλλικών εφεδράνων, η λύση στην μείωση της απόκρισης δόθηκε με τη στροφή στα εφέδρανα ολίσθησης. Η πρώτη απόπειρα αφορούσε την ολίσθηση και κύλιση, συνάμα, με τη χρήση ροδών ή τροχών. Η περίπτωση γραμμική κίνηση των ροδών σε απόλυτη (προσεγγιστικά) ευθεία με την ανάπτυξη τριβής κατά μήκος της επιφάνειας της σεισμικής τράπεζας, αποτέλεσε την πρώτη συνιστώσα της γενικής φιλοσοφίας της απόπειρας αυτής. Η τριβή αποσβαίνοντας τις δονήσεις που προκαλούνται κατά τη διέγερση, τις μεταδίδει πλέον ελαττωμένες στο υπερκείμενο σώμα, το μοντέλο. Η δε δεύτερη συνιστώσα, αφορά στην κύλιση των τροχών ως απόρροια της μεταδιδόμενης ενέργειας, η οποία κατά ένα ποσό μεταδίδεται στις ρόδες και όχι στο υπερκείμενο σώμα, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη της προαναφερθείσας κίνησης που συνεισφέρει σημαντικά στη μείωση της σχετικής κίνησης (Interstory Drift). Και με την ύπαρξη

κάποιου μηχανισμού επαναφοράς για την εξαλειφή των μονίμων μετακινήσεων, συνεπάγεται εφικτή μείωση της απόκρισης του δομήματος που υπόκειται σε διέγερση.

Στη συνέχεια, η χρήση σωματιδίων κάτω από την επιφάνεια του μοντέλου αποδείχτηκε μια αρκετά ως εξαιρετικά ικανοποιητική λύση στη μείωση του εύρους. Ο τετραπλός μηχανισμός τριβής (όπως αναφέρθηκε στη σχετική ενότητα) και η διεξαγωγή πολλαπλών κρούσεων κατά την κινήση των σωματιδίων, επέδρασαν καθοριστικά στην απόσβεση της μεταδιδόμενης στο μοντέλο ενέργειας. Η απόκριση σε αυτή την περίπτωση ελαττώθηκε ακόμη περισσότερο σε σύγκριση με την προηγούμενη περίπτωση με τη χρήση των ροδών ή τροχών.

Συλλήβδην, τα εφέδρανα ολίσθησης θεωρούνται ως μια έξοδος από την αναποτελεσματικότητα των ελαστομεταλλικών εφεδράνων στην περίπτωση μας, αφού αποδίδουν στη μείωση της απόκρισης με μετατόπιση της ιδιοσυχνότητας του δομήματος και απαιτούν ελάχιστους πόρους διαμορφωμένους σε απλή διάταξη. Για τα δε εφέδρανα ολίσθησης με ρόδες ή τροχούς αλλά και ειδικά για εκείνα με τη χρήση σωματιδίων, η εφαρμογή τους θα μπορούσε να περιλαμβάνει ένα μεγάλο εύρος διαφόρων κατασκευών ή δομημάτων. Τονίζεται κυρίως η τελευταία περίπτωση επειδή εκτός από την αισθητική της διάταξης αυτής (χωρίς να αλλοιώνει τυχόν αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά), συνεισφέρει περισσότερο στον περιορισμό της μεταδιδόμενης σεισμικής ενέργειας συγκριτικά με τις υπόλοιπες περιπτώσεις που μελετήθηκαν πειραματικά. Τέτοιες εφαρμογές θα μπορούσε να αφορούν μεγάλες και βαριές κατασκευές, αλλά με τη χρήση σωματιδίων μεγαλύτερων και συνεπώς κατάλληλων διαστάσεων αναλογικά με την πρωταρχική κατασκευή, όμως και άλλα δομήματα, όπως εκείνα με ιδιαίτερη πολιτισμική σημασία (αγάλματα, κίονες κ.α), στα οποία συνήθως εφαρμόζονται εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς (Friction Pendulum) και αποσβεστήρες με σωματίδια (εντός σφονδύλων).

Παρολαυτά, απαιτείται αναλυτική και εκτεταμένη μελέτη ή έρευνα πάνω στη συμπεριφορά τους, δηλαδή καθορισμός του ιδανικού χώρου κίνησης ή ελευθερίας των σωματιδίων, διαστάσεων και πλήθους τους, διαμόρφωση συντελεστή τριβής των επιφανειών κίνησης των σωματιδίων και επαφής τους με την ανωδομή, καθώς και μελέτη αναφορικά με τις συγκρούσεις μεταξύ τους αλλά και με τα τοιχώματα του υλικού που διαμορφώνει το χώρο κινήσής τους. Τα τοιχώματα αυτά πρέπει να εξεταστούν ως προς τον βαθμό ανταλλαγής ορμής μεταξύ αυτών και των σωματιδίων, επιπλέον και ως προς την τριβή που διαμορφώνεται με την επαφή τους με τα σωματίδια όταν λαμβάνουν χώρα σεισμικές διεργασίες. Ακόμη, χρήσιμη είναι και η αναζήτηση εναλλακτικών τρόπων επαναφοράς (δυνάμεις επαναφοράς), οι οποίοι κάλλιστα μπορούν να αντικαταστήσουν τη χρήση ελατηρίων εφόσον αποτελούν βελτιωμένο τρόπο επαναφοράς. Συνεπώς, αυτή η αποδοτικότητα τους πρέπει να εξεταστεί περαιτέρω για την εξαγωγή ασφαλών πορισμάτων πάνω στην ικανοποιητική σεισμική μόνωση.

10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Bolt, B. A. and Naeim, F. (2001). *The Seismic Design Handbook*, 2nd Ed., Springer Science + Business Media New York, US.
- Bronshstein, I. N., Semendyayev, K. A., Musiol, G. and Muehlig, H. (2007). *Handbook of Mathematics*, 5th Ed., Springer - Verlag Berlin Heidelberg.
- Buchanan, A. H., Bull, D., Dhakal, R., MacRae, G., Palermo, A. and Pampanin, S. *Base Isolation and Damage - Resistant Technologies for Improved Seismic Performance of Buildings*, University of Canterbury, Research Report No. 2011 - 02.
- Buckle, I. G., Constantinou, M. C., Dicleli, M. and Ghasemi, H. (2006). *Seismic Isolation of Highway Bridges*. MCEER, Federal Highway Administration, pp. 82 - 83.
- Cherepinskiy, Y. (2004). "Seismic Isolation of Buildings with Application of the Kinematics Bases". *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Paper No. 2464, B.C., Canada.
- Chopra, A. K., (1995). *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Clough, R. W. and Penzien, J., (1975). *Dynamics of Structures*, McGraw - Hill, New York.
- Constantinou, M. C., Soong, T. T. and Dargush, G. F (1998). *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*, MCEER Monograph No. 1, Research Foundation of the State University of New York and the Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Δούτσος, Θ. (2000). *Γεωλογία: Αρχές και Εφαρμογές*, σελ. 294 - 296, Αθήνα: Εκδόσεις Leader Books.
- ΕΑΚ (2000). *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός*, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), Αθήνα.
- Elgamal, A. and Fraser, M. (2004), "Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems". *Prepared from Dr. Benzoni SE207 Base Isolation Course*, Earthquake Engineering.
- Eurocode 8 (2003). "Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings". *Design of Structures for Earthquake Resistance*, prEN1998 - 1.
- Federal Emergency Management - FEMA (1997), *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 274)*, Building Seismic Safety Council (BSSC), Washington DC, US.
- Jiao, Y., Kishiki, S., Ene, D., Yamada, S., Kawamura, N. and Konishi, Y. (2014). "Plastic Deformation Capacity and Hysteretic Behavior of U - Shaped Steel Dampers for Seismic Isolated - Buildings Under Dynamic Cyclic Loadings". *Proceedings of the 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering*, Anchorage, Alaska.
- Kamarudin, A. M., Ahmadi, H. R., Muhr, A.H., Stephens, I. J., Gough, J., Picken, J. K., Jun L. J., Zulkefli, M. U. and Taib, I. M. (2012). "Seismic Protection Of 2nd Penang Crossing Using High Damping Natural Rubber Isolators". *Proceedings of the 15th World Conference of Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Kelly, J. M. (1997). *Earthquake-Resistant Design with Rubber*, 2nd Ed., Springer -Verlag, London, England.

- Kelly, J. M. and Konstantinidis, D. A. (2011). *Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation*, A John Wiley & Sons, Ltd., Publication, 2011.
- Κωστίκας, Χ., Δαλακτουρίδου, Μ., Γιαρλέλης, Χ. και Λαμπρινού, Ε. (2008). “Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Εφαρμογή Σεισμικής Μόνωσης”. *3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής, Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, Άρθρο 1823.
- Liu, K. and Liu, J. (2005).”The Damped Dynamic Vibration Absorbers: Revisited and New Result”. *Journal of Sound and Vibration*, 284, 1181 – 1189.
- Minagawa, K., Fujita, S., Tanaka, G. and Simosaka, H. (2012).”Floating Type Isolation System Using Earthquake Early Warning”. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Morgan, T. A. and Mahin, S. A. (2011).”The Use of Base Isolation Systems to Achieve Complex Seismic Performance Objectives”. *PEER Report 2011/06*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Naeim, F. and Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*, JohnWiley & Sons, New York.
- Panah, A. K. and Khoshay, A. H. (2015). “A New Seismic Isolation System: Sleeved-Pile with Soil - Rubber Mixture”. *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 13, No. 2, Transaction B: Geotechnical Engineering.
- Papalou, A., Strepelias, E., Roubien, D., Bousias, S. and Triantafyllou, T. (2014). “Seismic Reduction of Monuments’ Response Using ParticleDampers”. *Proceedings of the 6th World Conference on Structural Control and Monitoring*, Barcelona, Spain.
- Papalou, P. and Strepelias, E. (2014). “Structural Control of Monuments’ Response under Sinusoidal Excitation Using Particle Dampers”. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 8, 351 - 356.
- Papalou, A. (2015).”Chapter 5; Passive control Techniques and their Applications in Historic Structures”. *Handbook of Research on Seismic Assessment and Rehabilitation of Historic Structures*, Engineering Science Reference.
- Philip, P. M., Madheswaran, C. K. and Skaria, E. (2014). “Study on the Effect of Retrofitting of a Seismically Damaged Building with X - Plate Damper and Geopolymer Concrete”. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, Volume 4, Issue 9.
- Qian, F., Ding, S., Song, J., Chen, C. C. (2012). “Testing Of Fluid Viscous Damper”. *Proceedings of the 15th World Conference of Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- Saeki, M. (2009). “Energy Dissipation Model of Particle Dampers”. *Proceedings for the 50th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference
 17th*, Palm Springs, California.
- Skinner, R. I., Robinson, W. H., and McVerry, G. H., (1993). *An Introduction to Seismic, Isolation*, J. Wiley & Sons, Chistester, England.
- Smirnov, V., Eisenberg, J., Vasil’Eva, A. (2004).”Seismic Isolation of Buildings and Historical Monuments. Recent Developments in Russia”. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 966, Vancouver, B.C., Canada.

Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W. and McNamara, R. J. (2008). "Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 1, ©ASCE.

Torunbalci, N. (2004). "Seismic Isolation and Energy Dissipating Systems in Earthquake Resistant Design". *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 3273, Vancouver, B.C., Canada.

Trevor, E. and Kelly, S.E. (2001). *Base Isolation of Structures: Design Guidelines*, Holmes Consulting Group Ltd.

Tsai, M. H., Chang, K. C. and Wu, S. Y. (2006). "Seismic Isolation of a Scaled Bridge Model Using Rolling - Type Bearings". *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Engineering*, Taipei, Taiwan.

Warn, G. P. and Ryan, K. L. (2012). "A Review of Seismic Isolation for Buildings: Historical Development and Research Needs". *Buildings 2012*, 2, 300 - 325; doi:10.3390/buildings2030300, ISSN 2075 - 5309.

Watson, R. J., Conklin, J., Majumdar, S. and Adhikary, S. (2015). "Isolation bearings for atmosphere project, Kolkata". *IABSE - JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering - III*, Dhaka, Bangladesh.

Wypych, G. (2012). *Handbook of Polymers*, © ChemTec Publishing, Toronto, Canada.

Zanaica L. (2007). "Desing of Storey - Isolation System in Multi-Storey Building". *A Dissertation Submitted in Partial Fulfilment of the Requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering*, MEEES Programme, University of Patras, Erasmus Mundus Master Course.

<http://www.teara.govt.nz>

<http://www.office.tatemono.com>

<http://www.parapolitika.gr>

<http://www.library.tee.gr>

<http://www.archaiologia.gr>

<http://www.ikee.lib.auth.gr>

http://www.daily_escape.editthis.info

<http://www.elemka.gr>

<http://ikee.lib.auth.gr/record/134421/files/GRI-2014 - 12446.pdf>

<http://www.seismico.com>

<http://www.youbuyfrance.com>

<http://www.canadianconsultingengineer.com>

<http://www.damptech.com>

<http://www.ijetae.com>

<http://pioneer.netserv.chula.ac.th/~anopdana/433/ch62.pdf>
<http://www.oiles.co.jp>
<http://www.dsbrown.com>
<http://www.bridgestone.com>
<http://www.rjwatson.com>
<http://www.gerb.com>
<http://www.gerb.it>
<http://www.flickr.com>
<http://www.eqh.dpri.kyoto-u.ac.jp/src/eew/pdf/P08fujita.pdf>