



# ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Τομέας Δομοστατικής

Εργαστήριο Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών

## ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ ΜΕΣΩ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΑΡΝΗΤΙΚΗΣ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΘΕΩΡΗΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



Διπλωματική Εργασία  
Αλαμίρ Χρήστος-Χαμπτίμπ

Επιβλέπων: Σαπουντζάκης Ευάγγελος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.  
Συνεπιβλέπουσα: Παναγιώτα Συρίμη, Υποψήφια Διδάκτωρ

Αθήνα, Νοέμβριος, 2018



Copyright © Χρήστος-Χαμίμπ Αλαμίρ, 2018  
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Christos-Habib Alamir, 2018  
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Αλαμίρ Χρήστος-Χαμπίμπ (2018)  
Σεισμική Μονωση Γεφυρών μέσω Συστήματος Αρνητικής Στιβαρότητας Θεωρώντας Αλληλεπίδραση  
Εδάφους Κατασκευής  
Διπλωματική Εργασία  
Εργαστήριο Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή  
Ιωάννης Αντωνιάδης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.  
Ευάγγελος Σαπουντζάκης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.  
Ιωάννης Ψυχάρης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Christos-Habib Alamir (2018)  
Diploma Thesis  
Seismic Isolation of Bridges with Novel Negative Stiffness Device Considering Soil Structure Interaction  
Institute of Structural and Antiseismic Research, National Technical University of Athens, Greece

Diploma Thesis Judging Committee  
Ioannis Antoniadis, Professor N.T.U.A  
Evangelos Sapountzakis, Professor N.T.U.A  
Ioannis Psycharis, Professor N.T.U.A

## *Ευχαριστίες*

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου και επιβλέποντα αυτής της διπλωματικής εργασίας κ. Ευάγγελο Σαπουντζάκη για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο θέμα και την καθοδήγηση σε αυτό, καθώς και για τις γνώσεις τις οποίες μας μετέδωσε στα μαθήματα της Μητρικής Ανάλυσης και της Δυναμικής των Κατασκευών. Ακόμα θέλω να ευχαριστήσω τον κ. Ιωάννη Αντωνιάδη για την δυνατότητα που μου έδωσε να ασχοληθώ με την εφαρμογή μιας δικιάς του συσκευής μόνωσης. Επίσης θέλω να ευχαριστήσω θερμά την υποψήφια διδάκτορα Παναγιώτα Συρίμη για την συνεργασία της και τις οδηγίες της όλο αυτό το διάστημα που δημιουργούνταν αυτή η εργασία, ευχαριστώ πολύ τον υποψήφιο διδάκτορα Κωνσταντίνο Καπασακάλη για τις πολύτιμες συμβουλές του. Ευχαριστώ θερμά τον καλό μου φίλο Ντόναλτ Κόρακα για τη βοήθειά του στη μορφοποίηση αυτής της εργασίας.

Επιπλέον θέλω να ευχαριστήσω όσους με έχουν στηρίξει και προχωράμε μαζί.

Να ευχαριστήσω πολύ θερμά τους γονείς μου για την υποστήριξη και την αγάπη τους όλα αυτά τα χρόνια και επειδή φρόντισαν ώστε ποτέ να μην μου λείπει τίποτα.



*Στους γονείς μου*







ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ και ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Σεισμική Μόνωση Γεφυρών μέσω Σύστηματος Αρνητικής  
Στιβαρότητας με Θεώρηση Αλληλεπίδρασης Εδάφους Κατασκευής**

Χρήστος-Χαμπίμη Αλαμίρ

Επιβλέπων: Καθηγητής Ευάγγελος Σαπουντζάκης

Συνεπιβλέπουσα: Παναγιώτα Συρίμη, Υποψήφια Διδάκτωρ

Νοέμβριος 2018

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Η σεισμική μόνωση είναι μία ιδέα που υπάρχει εδώ και έναν αιώνα τα τελευταία σαράντα χρόνια όμως έχει αρχίσει να εφαρμόζεται και να αποτελεί μια υλοποιήσιμη εναλλακτική από οικονομικής και κατασκευαστικής σκοπιάς. Πλέον οι διατάξεις και συσκευές που εφαρμόζονται στην σεισμομόνωση αποτελούν βιομηχανικά προϊόντα με πιστοποιήσεις τα οποία είναι στη διάθεση του μελετητή.

Η παρούσα εργασία έχει σκοπό να παρουσιάσει περιληπτικά τις τεχνικές και τους κανονισμούς που εφαρμόζονται στην παθητική προστασία των κτιρίων. Κατόπιν αναλύει συνοπτικώς τις υπάρχουσες συσκευές που χρησιμοποιούνται άλλες πιο συστηματικά και άλλες λιγότερο σε σεισμικά μονωμένες κατασκευές.

Παρουσιάζονται πολύ συνοπτικά δύο νέες έννοιες στην σεισμική μόνωση αυτή της οiwνεί μηδενική και της αρνητικής στιβαρότητας, χρησιμοποιούνται δύο παραδείγματα συσκευών για να γίνει κατανοητός ο τρόπος προσέγγισης και υπολογισμού αυτών των συστημάτων, αλλά και αναγνώρισης των πλεονεκτημάτων και μειονεκτημάτων τους. Μία από αυτές τις δύο διατάξεις είναι το στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας που ενσωματώνεται στο εφέδρανο αρνητικής στιβαρότητας KDamper του οποίου η εφαρμογή αποτελεί τον πυρήνα αυτής της εργασίας.

Η μεθοδολογία ανάλυσης του εφεδράνου αρνητικής στιβαρότητας παρουσιάζεται αναλυτικά, το κύριο χαρακτηριστικό του εφεδράνου είναι ο συνδυασμός ελατηρίων θετικής και αρνητικής στιβαρότητας με τέτοιο τρόπο ώστε να αυξάνει σημαντικά την απόσβεση και την ιδιοπερίοδο της υπό μόνωση κατασκευής. Η μορφή της συσκευής μοιάζει με αποσβεστήρα συντονισμένης μάζας σε συνδυασμό με μία διάταξη αρνητικής στιβαρότητας. Η ιδιότητα που εκμεταλλεύεται η συσκευή είναι η σε φάση και ομόσημη δράση της δύναμης αρνητικής στιβαρότητας με την αδρανειακή δύναμη της πρόσθετης μάζας άρα δημιουργώντας χωρίς όμως να υπάρχει τις ευεργετικές συνέπειες από μία μεγαλύτερη ενσωματωμένη μάζα στο σύστημα σεισμικής μόνωσης.

Στη συνέχεια ακολουθεί η περιγραφή της μεθόδου της διαδικασίας βελτιστοποίησης του εφεδράνου χωρίς να αναλύεται εις βάθος καθώς ξεφεύγει από τα όρια της παρούσας εργασίας. Κατόπιν παρουσιάζονται κάποιες βασικές έννοιες της εδαφοδυναμικής και της σεισμικής γεωτεχνικής μηχανικής που σε καμία περίπτωση δεν μπορούν να καλύψουν τις απαιτούμενες γνώσεις αυτού του αντικειμένου αλλά δίνουν μία εικόνα στους υπολογισμούς που ακολουθήθηκαν στις προσομοιώσεις.

Τέλος γίνεται η προσομοίωση μία γέφυρας δύο ανοιγμάτων για τρεις διαφορετικές συνθήκες στήριξης της βάσης του μεσοβάθρου, δύο με δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής για επιφανειακό πέδιλο και πασσαλοομάδα και μία για πάκτωση στη βάση, οι συσκευές σεισμικής μόνωσης που θεωρήθηκαν σε κάθε περίπτωση ήταν το KDampreg και απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Με βάση αυτές τις αναλύσεις και τις συγκρίσεις τους ακολουθούν τα συμπεράσματα και οι προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE of STRUCTURAL ANALYSIS and ANTISEISMIC RESEARCH  
DIPLOMA THESIS

## **Seismic Isolation of Bridges with Novel Negative Stiffness Device Considering Soil Structure Interaction**

**Christos-Habib Alamir**

Supervisor: Professor Evangelos Sapountzakis  
Co-Supervisor: Panagiota Syrimi, Phd student  
November 2018

### **ABSTRACT**

Seismic isolation has been around as a concept for a century now, however the last forty years it has started to be implemented after becoming applicable by an engineering point of view and cost effective. Nowadays seismic isolation devices are industrial products with standards complying to codes and certifications accompanying each device which is at the engineers disposal.

This diploma thesis intends to present in summary the techniques and codes applied in passive protection of structures. Then current devices used in seismic isolation are briefly discussed, some of them used often in seismic isolation and some more rarely.

Two new concepts in seismic isolation are presented, the quasi zero stiffness oscillator and the negative stiffness. Examples of such devices are studied to present the pros and cons of each concept. One of the concepts studied is the negative stiffness element adopted into the KDamper seismic isolation device which consists the core of this diploma thesis.

The methodology of the analysis of the negative stiffness bearing KDamper is thoroughly studied and presented. Its main aspect is the combination of positive and negative stiffness elements-springs in such a way to increase the damping and the primary eigenperiod of the isolated structure. The device looks like a tuned mass damper combined with a negative stiffness device. The property that the KDamper device makes use of is that the negative stiffness element and the supplementary mass of the device are in phase and acting in the same direction, thus the result is maximizing the inertia force without having actually added any supplemental mass in the device.

An optimization procedure of the KDamper is being described very briefly without being thoroughly explained because this is out of the scope of this thesis. Next soil dynamics and seismic geotechnical engineering very basic concepts are being described which cannot in any way cover the knowledge required to fully understand this field, but are enough to show the direction which was followed in the numerical examples presented.

Finally a computational model of a two span bridge is made for three different support conditions of the central pier, two considering dynamic soil structure interaction for a surface footing and a pile group and one considering a rigid support, also to types of seismic isolation have been applied for each case the KDamper and simple rubber bearings. Based on these analyses and comparisons the conclusions and further research proposals follow.



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ .....	1
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	2
1.2 ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ.....	2
1.3 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ .....	3
1.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ .....	4
1.4.1 Φασματική ανάλυση θεμελιώδους ιδιομορφής .....	4
1.4.2 Φασματική ιδιομορφική ανάλυση .....	5
1.4.3 Μη γραμμική ανάλυση ιστορίας .....	6
1.5 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	7
1.6 ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑΤΙΚΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΣΕΙΣΜΟΜΟΝΩΣΗΣ .....	8
1.7 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ .....	8
1.7.1 Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος .....	8
1.7.2 Η εγκατάσταση υγροποιημένου φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα .....	10
1.7.3 Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών.....	10
1.7.4 Νέο μουσείο Ακρόπολης.....	10
1.7.5 Η γέφυρα του ρήγματος του Χάρακα στην Κεφαλονιά.....	11
1.7.6 Η Γέφυρα Χαρίλαος Τρικούπης-Ρίου Αντιρρίου.....	11
1.7.7 Σιδηροδρομική γέφυρα 26 .....	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ.....	13
2.1 ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ-ΕΦΕΔΡΑΝΑ.....	14
2.2 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ.....	14
2.3 ΤΥΠΟΙ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ .....	14
2.3.1 ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΗ ΕΦΕΔΡΑΝΑ .....	14
2.3.2 ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ .....	15
2.3.3 ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΤΡΙΒΗΣ .....	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ-ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ.....	39
3.1 Η ΑΠΟΣΒΕΣΗ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ .....	40
3.2 ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ .....	40
3.2.1 ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΥΠΟΥ 'Ε' .....	40
3.2.2 ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΥΠΟΥ 'C' ή ΠΕΤΑΛΟΥ.....	42
3.2.3 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΜΕΣΩ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ .....	43
3.2.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	45
3.2.5 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ ΜΟΛΥΒΔΟΥ.....	46

3.3 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΤΡΙΒΗΣ .....	47
3.3.1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΕ ΕΠΙΜΗΚΕΙΣ ΟΠΕΣ .....	48
3.3.2 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΤΡΙΒΗΣ .....	48
3.3.3 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΤΥΠΟΥ SUMITOMO .....	48
3.3.4 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΤΥΠΟΥ EDR .....	49
3.3.5 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΤΡΙΒΗΣ .....	49
3.4 ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΚΑΙ ΙΕΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΟΙ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ .....	50
3.4.1 ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΙΕΩΔΕΙΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ .....	50
3.4.2 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΜΕΤΑΔΟΣΗΣ ΚΡΑΔΑΣΜΟΥ .....	61
3.4.3 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΠΡΟΠΙΕΣΜΕΝΟΥ ΕΛΑΤΗΡΙΟΥ .....	61
3.4.4 ΙΕΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΟΙ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ .....	62
3.5 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ .....	64
3.5.1 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ .....	64
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑ .....	71
4.1 Η ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑ .....	72
4.2 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΟΙΩΝΕΙ ΜΗΔΕΝΙΚΗ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑ .....	72
4.2.1 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΙΑΤΑΞΗΣ ΔΥΟ ΚΕΚΛΙΜΕΝΩΝ ΕΛΑΤΗΡΙΩΝ .....	73
4.2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΠΟΥ ΟΙΩΝΕΙ ΜΗΔΕΝΙΚΗ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑ ..	75
4.2.3 ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ QZS .....	77
4.3 Ο ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΡΝΗΤΙΚΗΣ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΚDAMPER .....	81
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΚDAMPER .....	85
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	86
5.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ ΚDAMPER .....	86
5.3 ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ ΚDAMPER .....	88
5.4 ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΟΥ ΚDAMPER .....	94
5.5 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ TRANSFER FUNCTION ΚDAMPER .....	96
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΚDAMPER .....	97
6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΒΕΛΤΙΣΟΠΟΙΗΣΗ .....	98
6.2 Ο ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΣ HARMONY SEARCH .....	98
6.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΕΣ ΤΟΥ ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΥ HARMONY SEARCH .....	99
6.4 Η ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΚDAMPER .....	102
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	105
7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΝ ΕΔΑΦΟΔΥΝΑΜΙΚΗ .....	106
7.1.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΤΗΝ ΕΔΑΦΟΔΥΝΑΜΙΚΗ .....	106
7.2 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	107
7.3 ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΑ ΣΕ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ .....	108

7.4 ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΣΕ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ .....	112
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ ΚΔΑΜΠΕΡ .....	115
8.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ.....	116
8.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ .....	120
8.3 ΘΕΩΡΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ ΣΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟ ΠΕΔΙΛΟ.....	122
8.4 ΘΕΩΡΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ ΣΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ.....	126
8.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ.....	130
8.6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ ΚΔΑΜΠΕΡ ΣΕ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ .....	131
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	135
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	137





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστούν συνοπτικά οι βασικές αρχές της σεισμικής μόνωσης.

## 1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αντισεισμική προστασία των κατασκευών βασίζεται στην ευμενέστερη τροποποίηση των δυναμικών τους χαρακτηριστικών, προς αυτή την κατεύθυνση δύο είναι οι κυρίαρχες τεχνικές που εφαρμόζονται. Η μία είναι η δημιουργία μίας πλάστιμης κατασκευής η οποία στον σεισμό σχεδιασμού της θα αναπτύξει βλάβες και μεγάλες παραμορφώσεις στα φέροντα μέλη της. Η συσσώρευση βλαβών στην κατασκευή μεταβάλλει τα δυναμικά της χαρακτηριστικά αυξάνοντας την ευκαμψία και την απόσβεσή της. Επειδή η πλειοψηφία των σεισμών έχει συγκεκριμένο εύρος φασματικών χαρακτηριστικών αυτή η μεταβολή των δυναμικών χαρακτηριστικών του φορέα που συνεπάγεται αύξηση της ιδιοπεριόδου του και της απόσβεσής του θα μειώσει τις επιταχύνσεις των μαζών της κατασκευής και κατά συνέπεια των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται σε αυτή. Ως αποτέλεσμα είναι η κατασκευή να μην καταρρεύσει λόγω του μέγιστου σεισμού για τον οποίο έχει σχεδιαστεί, ωστόσο η συσσώρευση βλαβών μπορεί να την έχει καταστήσει μη λειτουργική πλέον και ανεπιδιόρθωτη.

Η σεισμική μόνωση είναι ο άλλος κυρίαρχος τρόπος αντιμετώπισης των σεισμών, υπάρχει σαν έννοια στις κατασκευές εδώ και έναν αιώνα περίπου ωστόσο η εφαρμογή της γίνεται τα τελευταία 40 χρόνια. Η λογική της σεισμικής μόνωσης είναι πάλι η αύξηση της ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης της κατασκευής χωρίς όμως να το επιτυγχάνει αυτό μέσω της διανομής των βλαβών στα φέροντα μέλη της, αλλά συγκεντρώνοντας αυτή την ικανότητα σε συγκεκριμένες θέσεις μέσω διάφορων συσκευών. Οι συσκευές που χρησιμοποιούνται στη σεισμική μόνωση παρεμβάλλονται συνήθως μεταξύ ανωδομής και θεμελίωσης στα κτήρια ή βάθρων και καταστρώματος στις γέφυρες.

## 1.2 ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ

.Οι επικρατούσες εφαρμογές της σεισμικής μόνωσης περιλαμβάνονται στην παθητική αντισεισμική προστασία των κατασκευών. Υπάρχει πολύ ευρεία ποικιλία στις συσκευές σεισμικής μόνωσης που έχουν προταθεί και εφαρμοστεί, οι δύο βασικές στρατηγικές του παθητικού ελέγχου των κατασκευών και οι οποίες ακολουθούνται στη σεισμομόνωση είναι:

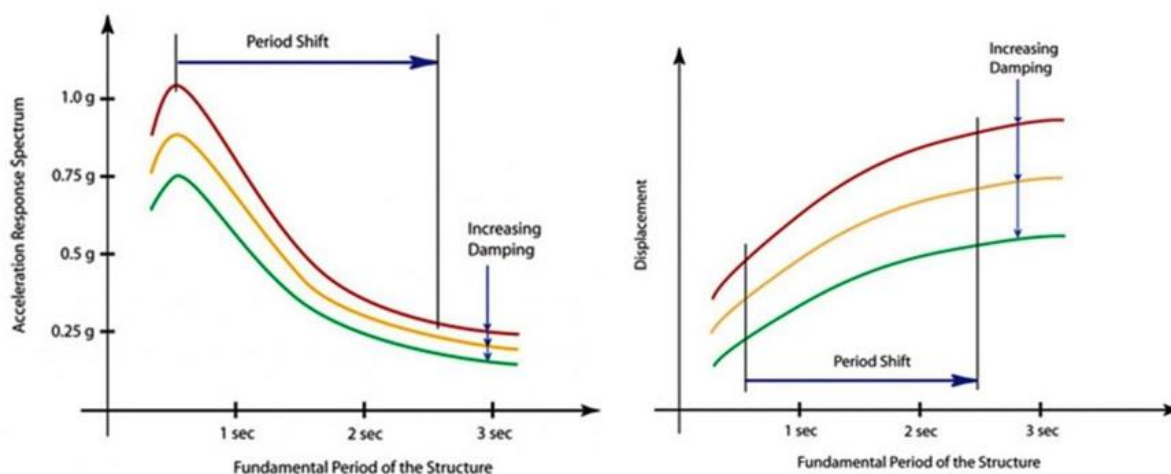
- η απορρόφηση ενέργειας, απόσβεση
- η σεισμική μόνωση
- συνδυασμός και των δύο

Οι συσκευές που χρησιμοποιούνται για να επιτευχθεί κάθε μία από τις δύο προαναφερμένες στρατηγικές παρουσιάζονται αναλυτικά στα επόμενα δύο κεφάλαια.

Η σεισμική μόνωση βασίζεται στην αποσύζευξη της κίνησης του φορέα από την εδαφική κίνηση, αυτό το υλοποιεί εισάγοντας μια στρώση χαμηλής πλευρικής στιβαρότητας στην κατασκευή χωρίζοντάς της σε δύο τμήματα την υποδομή και την ανωδομή. Με αυτή τη στρώση χαμηλής πλευρικής στιβαρότητας η κατασκευή αποκτά μία πολύ μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο από αυτή που έχει με πακτωμένη βάση. Οι συσκευές που χρησιμοποιούνται στη σεισμική μόνωση ονομάζονται εφέδρανα ή μονωτήρες ενώ η κατακόρυφη συνέχεια της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω αυτών καθώς έχουν υψηλή κατακόρυφη στιβαρότητα, αποτέλεσμα αυτού όμως είναι ότι δεν μπορούν να απομονώσουν την κατασκευή από την κατακόρυφη συνιστώσα της εδαφικής κίνησης η οποία όμως στην πλειοψηφία των περιπτώσεων δεν είναι επικίνδυνη. Όμως υπάρχει και μειονέκτημα στην αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής που είναι η αύξηση των σεισμικών μετακινήσεων, η οποία όμως μπορεί να μετριασθεί εισάγοντας απόσβεση στην κατασκευή είτε μέσω των ίδιων των εφεδράνων είτε τοποθετώντας αποβεστήρες.

Η άλλη στρατηγική παθητικού ελέγχου των κατασκευών είναι η εισαγωγή ειδικών συσκευών απορρόφησης ενέργειας αποβεστήρες. Αυτές οι συσκευές εκμεταλλεόμενες διάφορα υλικά και μηχανολογικές διατάξεις αποσβένουν την εισαγόμενη στην κατασκευή ενέργεια από τη σεισμική διέγερση. Συγκεκριμένα στην κατασκευή δύο είναι οι κύριες μορφές ενέργειας κατά τη διάρκεια του σεισμού η δυναμική η οποία μεγιστοποιείται στην θέση μέγιστης παραμόρφωσης και η κινητική η

οποία μεγιστοποιείται όταν η κατασκευή διέρχεται κατά την ταλάντωσή της από την αρχική της θέση όπου και προκύπτει η μέγιστη τιμή της δύναμης απόσβεσης που είναι ανάλογη της ταχύτητας. Όμως και η εφαρμογή της απόσβεσης δεν μπορεί να γίνεται αλόγιστα καθώς οι αποσβεστήρες δεν πρέπει να συνεισφέρουν στην ενεργή στιβαρότητα της κατασκευής μειώνοντας έτσι την ιδιοπερίοδό της ή εισάγοντας μεγάλες ποσότητες απόσβεσης στην κατασκευή μπορεί να διεγερθούν άλλες ιδιόμορφες της με αρνητικές συνέπειες[7] και οι οποίες να αυξήσουν τις επιταχύνσεις των ορόφων ή να είναι πλησιέστερα με ιδιοπεριόδους των περιεχομένων του κτηρίου όπως τα εκθέματα σε μουσεία.



**Σχήμα 1.1:** Ποιοτική απεικόνιση της αύξησης της ιδιοπεριόδου με μείωση των αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων αλλά αύξηση των μετακινήσεων στο φάσμα απόκρισης.

### 1.3 ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

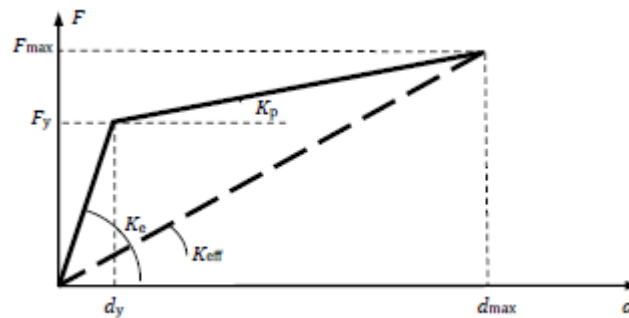
Η σεισμική μόνωση δεν αποτελεί καθολική λύση για την αντισεισμική προστασία σε οποιαδήποτε κατασκευή. Τα φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης για σταθερό έως μέτρια σφιχρό έδαφος παρουσιάζουν σημαντική ενίσχυση στο πεδίο των περιόδων από 0.2-0.8sec που συμπίπτει με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο των περισσότερων κτηρίων έως δέκα ορόφους, οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται ταχέως για μεγαλύτερες τιμές της ιδιοπεριόδου. Επομένως γίνεται αντιληπτό ότι κατασκευές με ήδη υψηλή ιδιοπερίοδο λόγω της μορφής τους ή λόγω της χαμηλής στιβαρότητας της θεμελίωσής τους ως αποτέλεσμα εδαφικών συνθηκών δεν προσφέρονται για σεισμική μόνωση. Από τεχνοοικονομικής οπτικής η σεισμική μόνωση μπορεί να μειώσει σημαντικά το κόστος ορισμένων κατασκευών όπου η αντισεισμικότητά τους εξασφαλίζεται μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς και όσον αφορά το κόστος κατασκευής αλλά και όσον αφορά το κόστος αποκατάστασης βλαβών μετά από κάποιο σεισμό. Για παράδειγμα μια απλή διώροφη οικοδομή δεν είναι συμφέρον να σχεδιαστεί με σεισμομόνωση βάσης λόγω του μεγάλου κόστους της διαμόρφωσης της διεπιφάνειας υποδομής ανωδομής για να δεχθεί τα εφέδρανα. Αντιθέτως σε κατασκευές όπου η εξασφάλιση της λειτουργίας τους είναι κρίσιμη μετά από έναν σεισμό όπως γέφυρες κεντρικών οδών, νοσοκομεία, σταθμοί ενέργειας, αποθήκες και βιομηχανίες με επικίνδυνα και τοξικά υλικά και κτήρια που περιέχουν αντικείμενα μεγάλης αξίας.

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης σε ελαφριές κατασκευές δεν είναι κατά κανόνα αποτελεσματική ή συμφέρουσα καθώς λόγω της μειωμένης μάζας τους οι αδρανειακές δυνάμεις που δέχονται στο σεισμό είναι μικρές. Οι μεταλλικές γέφυρες με δοκούς η αυτές από σκυρόδεμα μορφής πλακοδοκού όπου τοποθετείται ένα εφέδρανο κάτω από κάθε δοκό έτσι ο λόγος μάζας προς εγκάρσια στιβαρότητα του καταστρώματος είναι μικρός και δεν αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής. Σε αυτή τη περίπτωση είτε η κατασκευή θα σχεδιασθεί συμβατικά έχοντας όμως κάποιο τύπου εφεδράνου για την αποφυγή των καταναγκασμών από θερμοκρασιακές και άλλες δράσεις όπως ο ερπυσμός είτε θα τοποθετηθούν διαφράγματα ώστε να τοποθετηθούν λιγότερα εφέδρανα αυξάνοντας το λόγο μάζας-

εγκάρσια σπιβαρότητας ή θα τοποθετηθούν συσκευές ανεξάρτητης ιδιοπεριόδου από την φέρουσα μάζα. Ένα πρόβλημα που απορρέει από αυτή τη περίπτωση είναι ότι η μεγάλη ευκαμψία των διαφραγμάτων μπορεί να δημιουργήσει αυξημένα φαινόμενα κόπωσης στις συνδέσεις των διαφραγμάτων με τις δοκούς. Επίσης θα επηρεάσει το τρόπο διανομής των φορτίων βαρύτητας στις δοκούς. Αμφότερα αυτά τα προβλήματα αντιμετωπίζονται με χρήση πιο άκαμπτων διαφραγμάτων.

## 1.4 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Ο σχεδιασμός μίας κατασκευής με σεισμική μόνωση υποδηλώνει ότι η ανωδομή της και ο φέρων οργανισμός αυτής δεν είναι ανάγκη να αναπτύξει ανελαστικές παραμορφώσεις για την αύξηση της ιδιοπεριόδου του και της απόσβεσής του, καθώς αυτές οι λειτουργίες επιτυγχάνονται στη στάθμη της μόνωσης. Επομένως η ανωδομή μπορεί να προσομοιωθεί ελαστικά απλοποιώντας την ανάλυση, ωστόσο η συμπεριφορά των συστημάτων σεισμομόνωσης αλλά και των αποσβεστήρων συνήθως δεν είναι γραμμική και απαιτείται να ληφθεί μέριμνα για την ορθή προσομοίωσή της. Υπάρχουν περιπτώσεις όπου μπορεί να γίνει η παραδοχή της ισοδύναμης γραμμικής σχέσης δύναμης παραμόρφωσης για ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης, αναλύοντάς το στη συνέχεια με απλοποιημένες μεθόδους στατικής ανάλυσης ή με ιδιομορφικές μεθόδους χρησιμοποιώντας ενεργές τιμές για την δυσκαμψία και την απόσβεση που αντιστοιχούν στη μέγιστη μετατόπιση του συστήματος.



Σχήμα 1.2: Σχηματικός ορισμός της ενεργούς δυσκαμψίας.

Ενεργός δυσκαμψία:

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{d_{max}} \quad (1.1)$$

Η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται ώστε η απορρόφηση ενέργειας στην μέγιστη μετακίνηση να ισούται με την υστερητική ενέργεια του ανελαστικού συστήματος  $E_D$ .

$$\zeta_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (1.2)$$

$E_{S0}$  η ελαστική ενέργεια του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος

$$E_{S0} = \frac{1}{2} \cdot K_{eff} \cdot d_{max}^2 \quad (1.3)$$

### 1.4.1 Φασματική ανάλυση θεμελιώδους ιδιομορφής

Στη μέθοδο της θεμελιώδους ιδιομορφής ή απλοποιητική μέθοδο το κατάστρωμα θεωρείται άκαμπτο στερεό σώμα και η γέφυρα θεωρείται σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας που αντιστοιχεί στην μετακίνηση του καταστρώματος, σε κάθε μία από τις κύριες διευθύνσεις. Η μάζα λαμβάνεται ίση με αυτή του καταστρώματος και πρέπει να ληφθεί υπόψιν αυτή των βάθρων εάν είναι σημαντική καθώς

και η ισοδύναμη μάζα ύδατος. Η ενεργός δυσκαμψία λαμβάνεται ως το άθροισμα όλων των ενεργών δυσκαμψιών υποστυλωμάτων ή βάθρων.

Η ενεργός δυσκαμψία του βάθρου  $i$  προκύπτει ως:

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{s,i}} + \frac{1}{K_{b,eff,i}} + \frac{1}{K_{x,i}} + \frac{H_i^2}{K_{\theta,i}} \quad (1.4)$$

$K_{b,eff,i}$  ενεργός δυσκαμψία των εφεδράνων του βάθρου προκύπτει για την μέγιστη παραμόρφωσή τους βάσει του Σχήμα 1.2

$K_{s,i}$  οριζόντια δυσκαμψία του βάθρου

$K_{x,i}$  οριζόντια δυσκαμψία της θεμελίωσης του βάθρου

$K_{\theta,i}$  στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης του βάθρου

$H_i$  ύψος βάθρου

Η ενεργός απόσβεση του συστήματος

$$\zeta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\sum E_{D,i}}{d_{cd}^2 \sum K_{eff,i}} \quad (1.5)$$

Σημειώνεται ότι στην εξ. (1.5) λαμβάνεται υπόψη μόνον η υστερητική απορρόφηση ενέργειας από τους μονωτήρες και αμελείται η ιξώδης απόσβεση που αντιστοιχεί στην ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Σε συνήθεις κατασκευές,  $\zeta_e = 5\%$  και επομένως η  $\zeta_e$  είναι συνήθως σημαντικά μικρότερη από την υστερητική απόσβεση. Σημειώνεται ότι, λόγω της "εν σειρά" σύνδεσης των μονωτήρων με τα υποστυλώματα ή τα βάθρα, η συνολική απόσβεση δεν ισούται με το άθροισμα των επιμέρους αποσβέσεων αλλά προκύπτει κοντά στη μεγαλύτερη τιμή μεταξύ των αποσβέσεων των συνδεδεμένων στοιχείων. Για το λόγο αυτό, η επιρροή της ιξώδους απόσβεσης  $\zeta_e$  συνήθως αμελείται.

Ενεργή ιδιοπερίοδος:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff,i}}} \quad (1.6)$$

Επειδή όπως προαναφέρθηκε αναμένεται ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής ο υπολογισμός της επιτάχυνσης σχεδιασμού γίνεται από το ελαστικό φάσμα. Η μέθοδος λειτουργεί επαναληπτικά καθώς αρχικά θα πρέπει να υποτεθεί μία μέγιστη σεισμική μετακίνηση μετά από λίγες επαναλήψεις συγκλίνει.

Η εφαρμογή της μεθόδου της θεμελιώδους ιδιομορφής προϋποθέτει:

- Κατηγορία εδάφους A,B,C ή E.
- Ενεργό απόσβεση  $\zeta_{eff} < 0.30$
- Η απόσταση της κατασκευής από το πλησιέστερο σεισμικά ενεργό ρήγμα να είναι μεγαλύτερη των 10km.

#### 1.4.2 Φασματική ιδιομορφική ανάλυση

Σε αυτήν την μέθοδο λαμβάνονται υπόψιν περισσότερες από μία ιδιομορφές που συνδυάζονται μεταξύ τους μέσω συνδυαστικών κανόνων όπως οι SRSS και CQC. Στο προσομοίωμα της κατασκευής που χρησιμοποιείται πρέπει να μην αμελείται η θέση των συστημάτων απόσβεσης, η παραμόρφωση του φορέα, πιθανά στρεπτικά φαινόμενα και η ελαστικότητα του εδάφους θεμελίωσης. Για όλες τις ιδιομορφές με  $T < 0.8T_{eff}$  ο λόγος φασματικής απόσβεσης λαμβάνεται ίσος με 0.05 όπου  $T_{eff}$  προκύπτει με βάση τη μέθοδο της θεμελιώδους ιδιομορφής, ενώ για τις υπόλοιπες ιδιομορφές λαμβάνεται ο λόγος απόσβεσης ίσος με αυτών της θεμελιώδους.

Η μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{cd}$  και η τέμνουσα δύναμη  $V_d$  που μεταφέρεται από την ανωδομή στην υποδομή δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών  $d_{cf}$  και  $V_f$  που προκύπτουν από την ανάλυση με τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Σε περίπτωση που αυτό δεν ισχύει, τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης θα πολλαπλασιάζονται με  $0.80 \cdot d_{cf}/d_{cd}$  για τις μετακινήσεις και με  $0.80 \cdot V_f/V_d$  για τις δυνάμεις και τις ροπές.

Η εφαρμογή της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης προϋποθέτει:

- Κατηγορία εδάφους A, B, C ή E.
- Ενεργό απόσβεση  $\zeta_{eff} < 0.30$

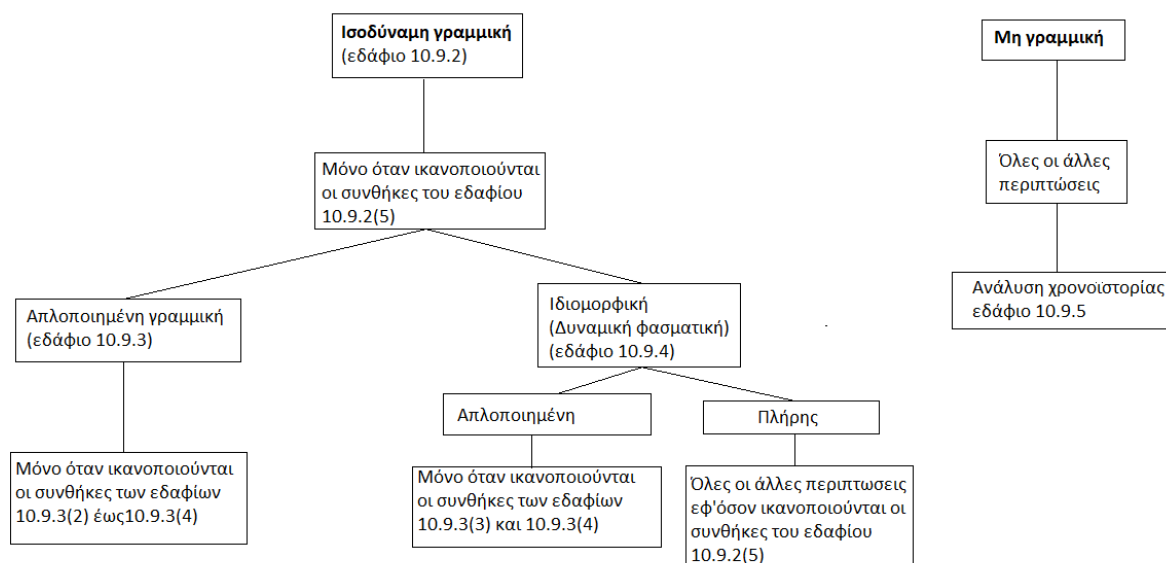
### 1.4.3 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Είναι η πιο γενική μέθοδος που μπορεί να ακολουθηθεί και να απεικονίσει πλήρως την απόκριση της κατασκευής, ολοκληρώνοντας βήμα προς βήμα τις εξισώσεις κίνησης αυτής και έτσι μπορεί να λάβει υπόψιν τις μη γραμμικότητες των συσκευών της σεισμικής μόνωσης. Σε αυτή την μέθοδο χρειάζονται οι καταγραφές εδαφικών κινήσεων συνήθως απαιτούνται επτά ζεύγη ή τριάδας σεισμικών καταγραφών και ο σχεδιασμός γίνεται με τον μέσο όρο των εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων. Διαφορετικά είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν κατ'ελάχιστο τρία ζεύγη σεισμικών καταγραφών όμως εκεί η διαστασιολόγηση πρέπει να υιοθετήσει την δυσμενέστερη τιμή για το υπό μελέτη μέγεθος. Η κατακόρυφη διέγερση μπορεί να εισάγεται ταυτόχρονα με τις οριζόντιες ή να υπολογίζεται μέσω φασματικής ανάλυσης της θεμελιώδους ιδιομορφής. Για να επιτευχθεί η συμβατότητα των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8, κάθε συνιστώσα πολλαπλασιάζεται με κατάλληλο συντελεστή κλίμακας, ο οποίος υπολογίζεται έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Η μέση τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (τιμή φάσματος απόκρισης για  $T = 0$ ) των καταγραφών πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση από την τιμή  $S_{ag}$ .
- Στην περιοχή περιόδων μεταξύ  $0.2T_1$  και  $2T_1$ , όπου  $T_1$  είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής, δεν επιτρέπεται η τιμή του μέσου φάσματος απόκρισης των διεγέρσεων για απόσβεση 5% να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης του EC8.

Η μετακίνηση σχεδιασμού  $d_{cd}$  και η τέμνουσα δύναμη  $V_d$  που μεταφέρεται από την ανωδομή στην υποδομή δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερες από το 80% των αντίστοιχων μεγεθών  $d_{cf}$  και  $V_f$  που προκύπτουν από την ανάλυση με τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Αλλιώς γίνεται προσαύξηση των εντατικών μεγεθών με το λόγο  $0.80 \cdot d_{cf}/d_{cd}$  για τις μετακινήσεις και  $0.80 \cdot V_f/V_d$  για τις δυνάμεις και τις ροπές.

Όσον αφορά τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αυτή επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση.



**Σχήμα 1.3:** Οι δυνατοί τύποι αναλύσεων για κατασκευές με σεισμική μόνωση και οι συνθήκες που πρέπει να ικανοποιούνται για την εφαρμογή τους βάσει Ευρωκώδικα 8.

## 1.5 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Οι απαιτήσεις πλήρους μόνωσης έχουν ως αποτέλεσμα η αντοχή σχεδιασμού να ελέγχεται για την υποδομή ακριβώς με τις τιμές που προκύπτουν από την ανάλυση, ενώ για την ανωδομή αυτές οι τάσεις μπορούν να διαιρούνται με το 1.5. Η σημασία των συστημάτων σεισμικής μόνωσης έγκειται στην εισαγωγή του συντελεστή  $\gamma_x$  για τις μετατοπίσεις σχεδιασμού στην κατάσταση οριακής αστοχίας αυτός καθορίζεται από τα εθνικά προσαρτήματα στον Ε.Κ.8., ο ίδιος συντελεστής εφαρμόζεται και σε αγωγούς φυσικού αερίου και άλλων δικτύων που διασχίζουν την στρώση σεισμομόνωσης.

Ο συντελεστής μείωσης λόγω της απόσβεσης η δεν μπορεί να πάρει όσο μικρές τιμές προκύψουν από την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης και της επιπλέον απόσβεσης, η ελάχιστη τιμή του είναι 0.55 άρα η μέγιστη τιμή του λόγου απόσβεσης που μπορεί να θεωρηθεί είναι 28%. Όσον αφορά τον σχεδιασμό και την εφαρμογή του συστήματος σεισμικής μόνωσης αλλά και την λειτουργικότητα της κατασκευής στην οποία εφαρμόζεται συστήνεται από τον Ε.Κ.8 εδάφιο 10.5:

- Την τοποθέτηση των συσκευών ώστε να μπορούν να επιθεωρηθούν, συντηρηθούν και αντικατασταθούν.
- Την προστασία τους όσο το δυνατόν από τις καιρικές συνθήκες, πυρκαγιά, χημικές και βιολογικές προσβολές αλλά και την προστασία τους από περιβαλλοντικές διαδικασίες όπως την συσσώρευση ρύπων (χώματα, μπάζα, απορρίμματα, ανάπτυξη δέντρων) συνήθως στα ακρόβαθρα.
- Την κατανομή της δυσκαμψίας στο σύστημα ώστε να ελαχιστοποιηθούν τα στρεπτικά φαινόμενα
- Πρέπει να εξασφαλίζεται η ακαμψία των στοιχείων έδρασης των συσκευών της σεισμικής μόνωσης επί της υποδομής και της ανωδομής επί των εφεδράνων ώστε να εξασφαλίζεται η ορθή λειτουργία τους.
- Την εξασφάλιση επαρκούς χώρου για την αδιατάρακτη κίνηση της ανωδομής και την φροντίδα ώστε να είναι δύσκολος ο περιορισμός αυτής της ικανότητας από πιθανές μελλοντικές επεμβάσεις στην κατασκευή.

## 1.6 ΣΥΜΠΛΗΡΩΜΑΤΙΚΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΣΕΙΣΜΟΜΟΝΩΣΗΣ

Αν και τα εφέδρανα και οι αποσβεστήρες με τις διάφορες μορφές τους που έχουν προταθεί παρουσιάζονται στα επόμενα δύο κεφάλαια υπάρχουν και άλλες συσκευές που εφαρμόζονται μαζί με τη σεισμική μόνωση οι οποίες εξυπηρετούν θέματα λειτουργικότητας και ερευνητικούς σκοπούς. Είναι σύνηθες η εφαρμογή ενός νέου συστήματος μόνωσης ή απόσβεσης να συνοδεύεται με την τοποθέτηση στην κατασκευή συστήματος επιταχυνσιογράφων και άλλων συσκευών παρακολούθησης για κάποιο χρονικό διάστημα για την απόκτηση πραγματικών δεδομένων σε σχέση με την απόκρισή της σε έναν πραγματικό σεισμό. Επίσης υπάρχουν πολλές διατάξεις που εξασφαλίζουν την λειτουργία των δικτύων κοινής ωφέλειας που καταλήγουν στην ανωδομή διασχίζοντας την διεπιφάνεια ανωδομής υποδομής όπου σημειώνονται οι μέγιστες μετακινήσεις της κατασκευής. Μέσω αυτών των διατάξεων είναι σε θέση να συνεχίσουν την λειτουργία τους μετά από έναν σεισμό χωρίς κινδύνους όπως διαρροές φυσικού αερίου.

Από τις σημαντικότερες διατάξεις σε μία γέφυρα είναι οι αρμοί είτε στόχο έχουν την κάλυψη των περιθωρίων που έχει η κατασκευή για ελεύθερη μετακίνηση διατηρώντας τη λειτουργικότητά της για την απορρόφηση των θερμοκρασιακών συστολοδιαστολών ή για τις σεισμικές μετακινήσεις ή για διαφορικές καθιζήσεις. Γενικότερα οι σεισμικοί αρμοί έχουν διάφορα μεγέθη και επιτελούν και τις δύο βασικές λειτουργίες των αρμών στις γέφυρες αναλαμβάνοντας τις θερμοκρασιακές και σεισμικές μετακινήσεις, όπως και τα συστήματα σεισμομόνωσης είναι βιομηχανικά προϊόντα και αναλόγως το μεγεθός τους μπορεί να έχουν πολύ μεγάλο κόστος. Ως εξαρτήματα σύνδεσης του καταστρώματος στις γέφυρες στις θέσεις ασυνέχειας αυτού δέχονται διάφορες δράσεις όπως τις καιρικές συνθήκες, χημικές δράσεις όπως από το αντιπαγετικό αλάτι αλλά εμφανίζουν και φαινόμενα κόπωσης αφού πολλοί είναι μεταλλικοί. Αποτελούνται από διάφορα υλικά με τα πιο συνηθή να είναι χάλυβας, πολυμερή, ή ενισχυμένα πολυμερή με μεταλλικές λάμες και ασφαλικής μορφής μίγματα που μπορούν να παραλάβουν παραμορφώσεις.



Σχήμα 1.4: Αρμοί διαστολής.

## 1.7 ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

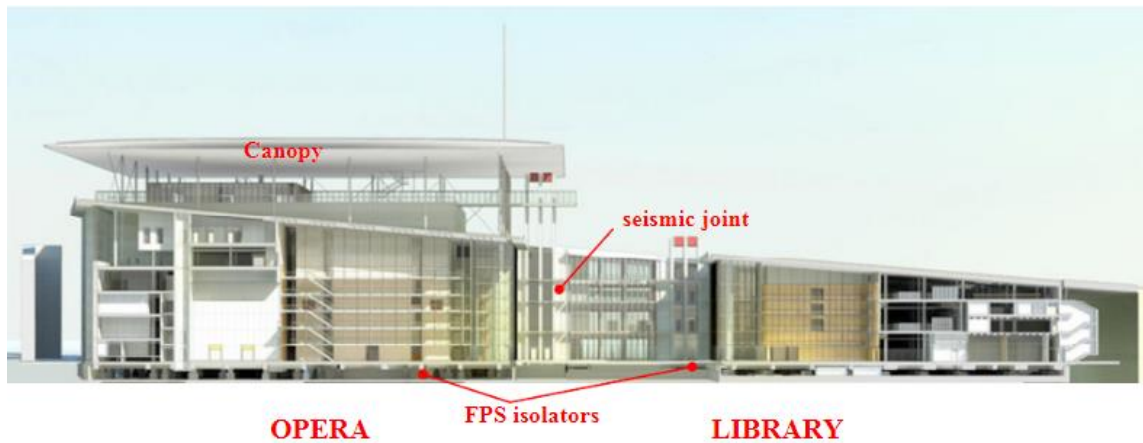
Ακολούθως παρουσιάζονται πολύ συνοπτικά μερικές κατασκευές εντός της Ελλάδας που αξίζει να αναφερθούν λόγω της πρόσφατης ολοκλήρωσής τους, της σημασίας τους αλλά και της τεχνολογίας που εφαρμόσαν.

### 1.7.1 Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος

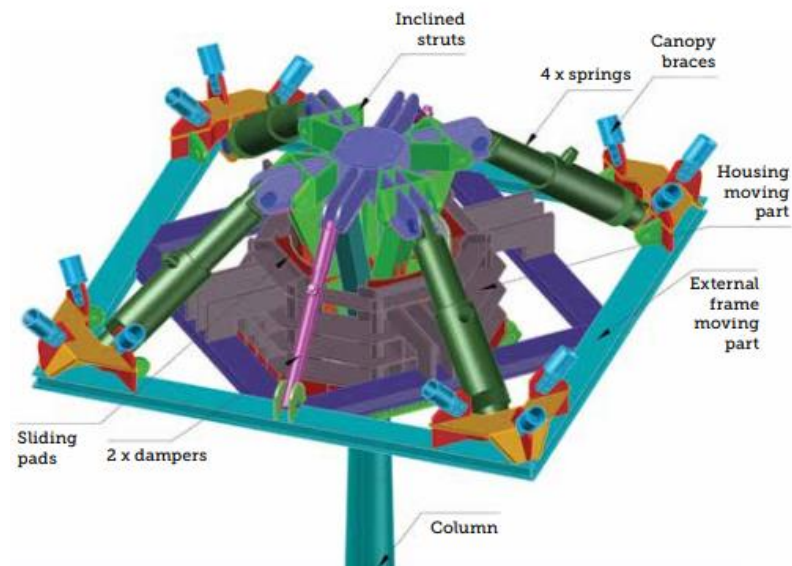
Είναι κατασκευασμένο με 323 εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκρεμμούς και προκύπτει θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής 2.59sec, το τελευταίο επίπεδο του κτηρίου καλύπτεται από μία εντυπωσιακή στέγη (canopy) η οποία είναι αποFerrocementσυνολικού βάρους 51000KN. Η οροφή εδράζεται σε ένα συστημα ανάρτησης με κατακόρυφο βαθμό ελευθερίας, κάθε συσκευή από τις 30 μία δηλαδή πάνω από κάθε υποστύλωμα της οροφής έχει τέσσερα ελατήρια και δύο



αποσβεστήρες. Κάθε συσκευή επιτρέπει μετακινήσεις 166.5mm προς τα κάτω και 114.1mm προς τα πάνω, ενώ έχει διαστάσεις κάτοψης 4x4m και είναι ενσωματωμένη εσωτερικά της στέγης.



Σχήμα 1.5: Γενική άποψη της κατασκευής.



Σχήμα 1.6: Η ανάρτηση της οροφής.

### 1.7.2 Ηεγκατάσταση υγροποιημένου φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα

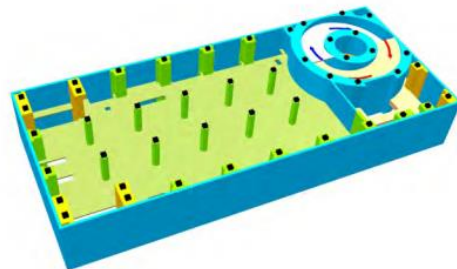
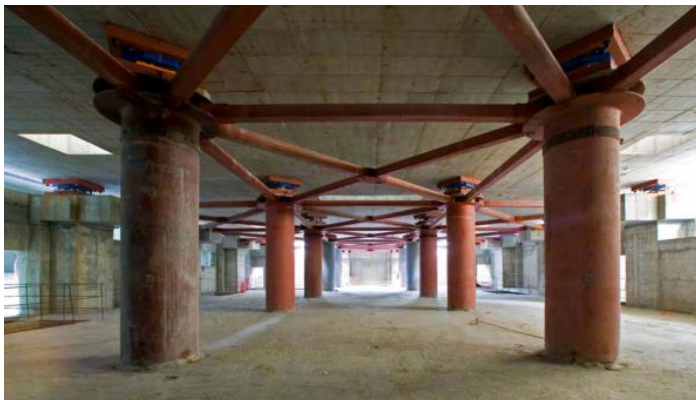
Οι δεξαμενές που υπάρχουν στην Ρεβυθούσα μία βραχονησίδα ανάμεσα στην Πάχη Μεγάρων και τη Σαλαμίνα, αποθηκεύουν υγροποιημένο φυσικό αέριο που φτάνει μέσω δεξαμενόπλοιων. Η σεισμική μόνωση κάθε μίας από τις αρχικά κατασκευασμένες δεξαμενές αποτελούνταν από 232 εφέδρανα σφαιρικής ολίσθησης φέρουσας ικανότητας 907 τόνων έκαστο, ιδιοπεριόδου 2.15sec και μέγιστης μετατόπισης 30cm, συντελεστή τριβής 5% και βάρους 1.8 τόνους.



Σχήμα 1.7: Η σεισμική μόνωση των δεξαμενών της Ρεβυθούσας.

### 1.7.3 Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών.

Λόγω των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων για λεπτά υποστυλώματα της σημασίας του κτηρίου αλλά και της προστασίας του περιεχομένου του επιλέχθηκε η σεισμική του μόνωση με 46 εφέδρανα τριβής τύπου εκκρεμούς ακτίνας 2.235 μετακίνησης 0.25m και φέρουσας ικανότητας 25000KN με προκύπτουσα θεμελιώδη ιδιοπερίοδο για την κατασκευή 2.15sec.



Σχήμα 1.8: Η διάταξη της σεισμικής μόνωσης στην Ωνάσειο Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών.

### 1.7.4 Νέο μουσείο Ακρόπολης

Η ανάγκη προστασίας του σημαντικού περιεχομένου του μουσείου, η ύπαρξη αρχαιολογικών χώρων στον χώρο ανέγερσης που οδήγησε στην τοποθέτηση των υποστυλωμάτων να γίνει με δυσκολίες και όπου υπήρχε χώρος καθώς και η ανάγκη για ανοιχτούς χώρους ελεύθερους από εμπόδια και με μεγάλους υαλοπίνακες οδήγησε στην υιοθέτηση της σεισμικής μόνωσης. Εφαρμόστηκαν 96 εφέδρανα τριβής τύπου εκκρεμούς φέρουσας ικανότητας 14MN έκαστο ακτίνας 2,24m, μετατόπισης, 255mm, δυναμικού συντελεστή τριβής 4%.



**Σχήμα 1.9:** Η εφαρμογή της σεισμική μόνωσης στο νέο μουσείο Ακρόπολης κατά τη φάση κατασκευής.

### 1.7.5 Η γέφυρα του ρήγματος του Χάρακα στην Κεφαλονιά

Είναι μία σύμμικτη γέφυρα κατασκευασμένη με πέντε παράλληλες δοκούς ανοίγματος 82m και πλάτους 13.8m έχει σχεδιαστεί για επιτάχυνση 0.45g αφού η κατασκευή της προέκυψε ως αποτέλεσμα της κατάρρευσης τμήματος του δρόμου λόγω του ενεργού σεισμικού ρήγματος που γεφυρώνεται πλέον. Δυστυχώς ενώ πρόκειται για αξιόλογο έργο δεν υπάρχουν αρκετά δεδομένα μόνο ότι εδράζεται επί τεσσάρων εφεδράνων τριβής τύπου εκκρεμούς μετατόπισης 0.5m.

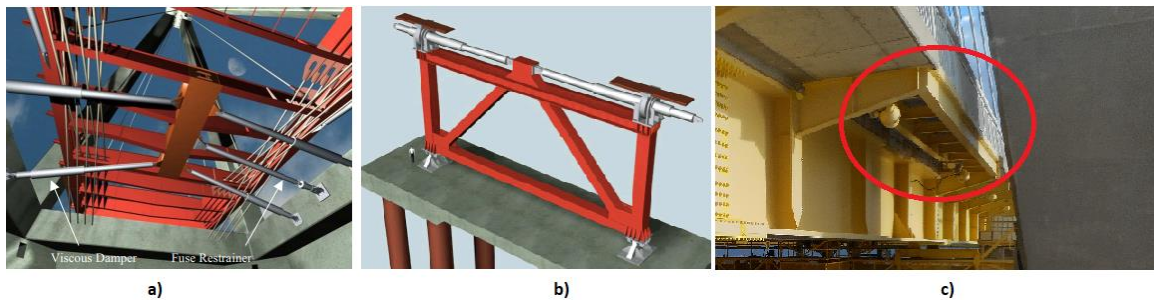


**Σχήμα 1.10:** Η γέφυρα του Χάρακα στην Κεφαλονιά σε φάση κατασκευής.

### 1.7.6 Η Γέφυρα Χαρίλαος Τρικούπης-Ρίου Αντιρρίου

Η γέφυρα του Ρίου Αντιρρίου για τον περιορισμό των μετατοπίσεων του καταστρώματος φέρει σε καθένα από τα μεσόβαθρα τέσσερις αποσβεστήρες μέγιστης δύναμης 3500KN και  $\pm 1750\text{mm}$  καθένας και ένα (fuse restrainer) το οποίο εξασφαλίζει το κατάστρωμα από μετακινήσεις καθώς είναι αρκετά στιβαρό σε φάση λειτουργίας αλλά διαρρέει στα 10500KN και επιτρέπει την ταλάντωση του καταστρώματος με την ταυτόχρονη ενεργοποίηση των αποσβεστήρων. Όσον αφορά τα ακρόβαθρα μετάβασης στις γέφυρες πρόσβασης αυτά αποτελούνται από δύο αποσβεστήρες το καθένα μέγιστης δύναμης 3500KN και δυνατότητα μετακίνησης  $\pm 2600\text{mm}$  επίσης είναι εξοπλισμένα με ένα fuse restrainer 3400KN.





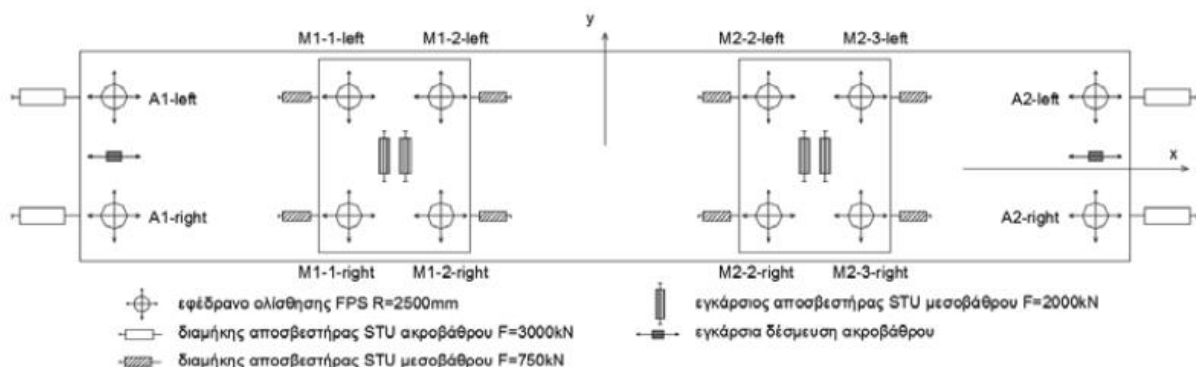
**Σχήμα 1.11:** Γέφυρα Ρίου Αντιρρίου διάταξη αποσβεστήρων και fuserestrainer a) μεσοβάθρου, b) ακροβάθρου μετάβασης, c) Λεπτομέρεια αλλαγής του προβόλου του πεζοδρομίου από συνέχεια της πλάκας καταστρώματος σε μεταλλική εσχάρα υποστηριζόμενη με μεταλλικές δοκούς πολύ μικρότερης σπιβαρότητας σε περίπτωση ταλάντωσης του καταστρώματος και σύγκρουσης με ένα από τα τέσσερα υποστυλώματα της ανωδομής.

### 1.7.7 Σιδηροδρομική γέφυρα 26

Αυτή η γέφυρα ανήκει στην νέα σιδηροδρομική σύνδεση Αθήνας Θεσσαλονίκης βρίσκεται στο τμήμα Λειανοκλάδι-Δομοκός και συγκεκριμένα στην πλαγιά άνωθεν του χωριού Εκκάρρα Φθιώτιδος. Συνολικού μήκους 400m τριών ανοιγμάτων στατικού συστήματος τόξου ελκυστήρα. Ένα από τα εντυπωσιακά της χαρακτηριστικά είναι ότι έχει μελετηθεί για διάρρηξη 30cm στο βραχώδες υπόβαθρο καθώς στην χαράδρα που διασχίζει διέρχεται ενεργή ρηξιγενής δομή σχετιζόμενη με το ρήγμα των Σοφάδων. Τα μεσόβαθρα εδράζονται σε φρέατα θεμελίωσης 5x22 βαθους 15m. Εχει σχεδιαστεί για επιτάχυνση 0.39g στην περιοχή και αντισεισμικά κάθε τόξο εδράζεται σε τέσσερα εφέδρανα σφαιρικής ολίσθησης εκκρεμούς ακτίνας 2.5m στα ακρόβαθρα είναι δεσμευμένη ανωδομή εγκαρσίως ενώ αντί απόσβεστήρων έχει μονάδες μετάδοσης κραδασμού (shock transmission unit, STU).



**Σχήμα 1.12:** Γενική άποψη της γέφυρας της Εκκάρρας στην φάση κατασκευής.



**Σχήμα 1.13:** Κάτοψη της διάταξης των διάφορων συσκευών στη γέφυρα.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ**

Παρουσίαση κάποιων μονωτήρων πιο συχνά χρησιμοποιούμενων εκ των πολλών που έχουν προταθεί.

## 2.1 ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ-ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Σκοπός της σεισμικής μόνωσης είναι η αποσύζευξη της κίνησης της κατασκευής από την εδαφική κίνηση κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αυτό συνήθως επιτυγχάνεται εισάγωντας ανάμεσα στη θεμελίωση της κατασκευής και της ανωδομής μία στρώση χαμηλής πλευρικής στιβαρότητας στις γέφυρες αυτό υλοποιείται στις περισσότερες περιπτώσεις μεταξύ καταστρώματος και βάθρων. Εάν η τροποποίηση αυτή της κατασκευής γίνει υπό τις κατάλληλες προϋποθέσεις δηλαδή κατάλληλου εδάφους θεμελίωσης και μικρής ιδιοπεριόδου της μη μονωμένης κατασκευής ,το αποτέλεσμα είναι η αύξηση της ευκαμψίας της κατασκευής και συνακόλουθα η μονωμένη κατασκευή αποκτά πλέον μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο από την αντίστοιχη μονολιθικά συνδεδεμένη με τη βάση της. Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης μειώνει τις σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των στοιχείων της ανωδομής και τις δυνάμεις που ασκούνται σε αυτή ,ωστόσο λόγο της αύξησης της ευκαμψίας η αύξηση των μετατοπίσεων που επέρχεται συγκεντρώνεται στο σύστημα μόνωσης και τα εφεδράνα.

## 2.2 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Η επιλογή ενός εφεδράνου γίνεται με βάση τα παρακάτω κριτήρια:

- Ικανότητα ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων
- Επαρκής αντίσταση σε πλευρικές μη σεισμικές δράσεις όπως άνεμος, τροχοπέδηση
- Η κατασκευασιμότητα του εφεδράνου και η ικανότητα τοποθέτησής του στην κατασκευή
- Εύκολη προσβασιμότητα, συντήρηση και αντικατάσταση
- Οι μειωμένες απαιτήσεις συντήρησης και η υψηλή αξιοπιστία της συσκευής συναρτήσεως του
- χρόνου, η αντίσταση στις περιβαλλοντικές συνθήκες όπως ατμοσφαιρικούς ρύπους ακτινοβολία και στο αλάτι απομάκρυνσης πάγου.
- Η ικανότητα επαναφοράς της κατασκευής μετά το σεισμό ώστε να μην υπάρχουν παραμένουσες παραμορφώσεις.
- Χωρίς απαιτήσεις υψηλής ακρίβειας κατά την τοποθέτηση
- Η ελεύθερη μετακίνηση του καταστρώματος ώστε να μην εμφανίζονται δυνάμεις καταναγκασμού από συστολή ξήρανσης, ερπυσμό ή θερμοκρασιακές μεταβολές.

## 2.3 ΤΥΠΟΙ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ

Οι κύριοι τύποι εφεδράνων που έχουν εφαρμοστεί είναι δύο τα ελαστομερή και τα τριβής.

### 2.3.1 ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΗ ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Τα ελαστομερή εφεδράνα είναι συνήθως κατασκευασμένα από καουτσούκ φυσικό (polyisoprene) ή τεχνητό (polychloropreneneoprene) δεν διαθέτουν εγκιβωτισμένα μεταλλικά φύλλα. Κατά τη διάρκεια του βουλκανισμού που είναι η διαδικασία θέρμανσης του ακατέργαστου ελαστικού υλικού στους 140°C υπό συγκεκριμένη πίεση και για συγκεκριμένο χρονικό διάστημα μαζί με άλλα πρόσμικτα όπως θειάφι. Για το ελαστικό των εφεδράνων προστίθεται και μαύρος άνθρακας που έχει την ιδιότητα να αυξάνει την αντοχή έναντι απόξεσης και σκισίματος και μειώνει τον ερπυσμό. Επίσης αυξάνει το μέτρο ελαστικότητας αλλά και βελτιώνει την υστερητική συμπεριφορά του υλικού συνακόλουθα αυξάνοντας την απόσβεση.

Οι μηχανικές ιδιότητές του υλικού είναι ότι έχει πολύ υψηλό μέτρο ελαστικότητας όγκου Bulk modulus  $B = \frac{\sigma}{\Delta V/V_0}$ , η τιμή του είναι 20-50 φορές μεγαλύτερη από το μέτρο ελαστικότητάς του

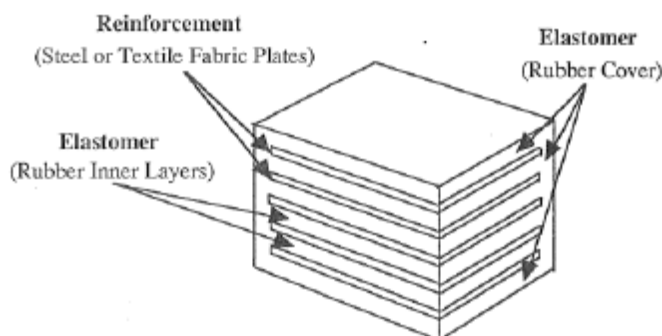
καθιστώντας το υλικό ασυμπίεστο άρα Poisson ratio  $\nu=0.5$ , που σημαίνει ότι ο λόγος μέτρου διάτμησης προς μέτρο ελαστικότητας είναι 1/3 αλλά αυτό ισχύει για μαλακά ελαστομερή, για σκληρότερα αυτή η τιμή μειώνεται έως και 1/4. Η αντοχή του υλικού σε εφελκυσμό είναι 14-28MPa με

παραμόρφωση αστοχίας 500-750% η χρήση του εμβαδού του 'λαιμού' όταν γίνεται η θραύση δίνει αντοχή 200MPa σε εφελκυσμό, σε θλίψη η αντοχή του είναι 170MPa, γενικώς θεωρείται ότι έχουν χαμηλή απόσβεση και αυτή λαμβάνεται ως μηδενική.

Υπό την επίδραση δυναμικών φορτίσεων το ελαστικό γίνεται πιο άκαμπτο επίσης σαν υλικό παρουσιάζει ερπυσμό λόγω τις βισκοελαστικής συμπεριφοράς του αλλά και της αποδέσμευσης των μοριακών αλυσίδων. Ο ερπυσμός ωστόσο περιορίζεται προσθέτοντας κάποια συστατικά κατά την παρασκευή του ελαστικού. Το υλικό είναι ευαίσθητο σε διάφορους περιβαλλοντικούς παράγοντες όπως το οξυγόνο, το όζον και η ακτινοβολία που αυξάνουν τον ερπυσμό και εκφυλίζουν κάποιες από τις φυσικές ιδιότητες του υλικού προκαλώντας επιφανειακή αποσάθρωση, ρηγματώσεις και διάβρωση. Η αντιμετώπιση τους γίνεται εισάγοντας κατά την παρασκευή αντιοξειδωτικά και αντιοζονούχα συστατικά. Οι ιδιότητες του υλικού σε θερμοκρασίες από  $-20^{\circ}\text{C}$  έως  $60^{\circ}\text{C}$  είναι σταθερές, χαμηλότερα από τους  $-26^{\circ}\text{C}$  το υλικό είναι ψαθυρό. Τα ελαστομερή εφέδρανα δεν χρησιμοποιούνται πλέον στη γεφυροποιία, αλλά έχουν αντικατασταθεί με τα ελαστομεταλλικά χαμηλής ή υψηλής απόσβεσης και αυτά με πυρήνα μολύβδου που παρουσιάζονται παρακάτω τα οποία χρησιμοποιούν το ίδιο υλικό με τα ελαστομερή δηλαδή καουτσούκ.

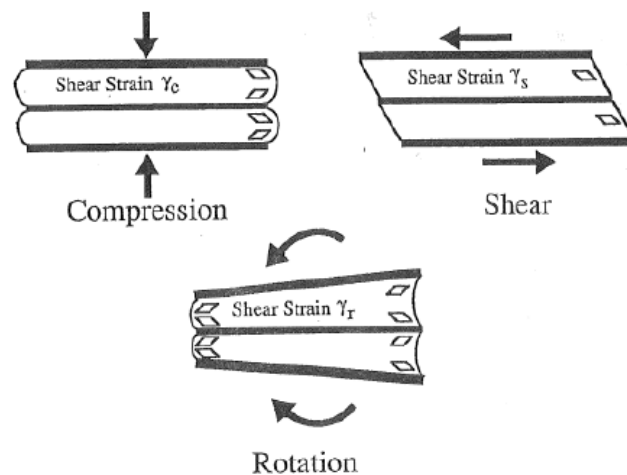
### 2.3.2 ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούν μια βελτιωμένη έκδοση των ελαστομερών, η ουσιώδης διαφορά των δύο είναι η προσθήκη μεταλλικών ελασμάτων ανάμεσα στις στρώσεις του ελαστομερούς και ο πλήρης εγκιβωτισμός των φύλλων αυτών στο ελαστικό, για την προστασία τους από την οξείδωση. Η διάρκεια ζωής τους είναι 20-40 έτη. Ο βουλκανισμός γίνεται με την παρουσία των φύλλων ώστε να εξασφαλιστεί η συνεργασία των δομικών στοιχείων του εφεδράνου, τα ελάσματα είναι πάχους κατ'ελάχιστο 2mm όπως προβλέπει ο Ευρωκώδικας για χάλυβα S 235 μια τομή του ελαστομεταλλικού εφεδράνου φαίνεται στο Σχήμα 2.1. Ο σκοπός της εισαγωγής των μεταλλικών φύλλων είναι περιορισμός της εγκάρσιας διόγκωσης του πολυμερούς (lateral bulging) υπό τα κατακόρυφα φορτία χωρίς να επηρεάζεται η εγκάρσια δυσκαμψία του εφεδράνου.



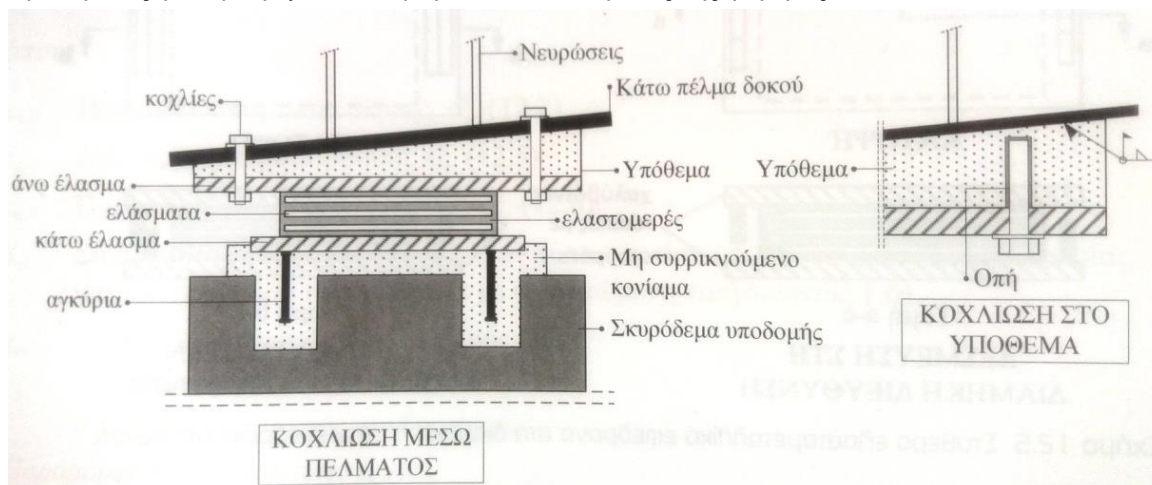
Σχήμα 2.1: Τομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου.

Σε μια πραγματική εφαρμογή του εφεδράνου δεν υπάρχουν μόνο κατακόρυφες τάσεις αλλά περιστροφή και διάτμηση αυτού όπως στο Σχήμα 2.2, αυτές η εντάσεις προκαλούν σημαντικές διατμητικές τάσεις στο ελαστομερές, ακόμη και μικρές περιστροφές του εφεδράνου προκαλούν μεγάλες εντάσεις. Επίσης κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής φόρτισης μπορεί να εμφανιστεί ανασήκωμα στο κατάστρωμα και έτσι κάποια από τα εφέδρανα να βρεθούν υπο καθεστώς εφελκυσμού σε αυτή τη περίπτωση οι κανονισμοί δεν συστήνουν τον σχεδιασμό των εφεδράνων σε εφελκυσμό, αλλά επιτρέπουν να αναπτύξουν εφελκυστική τάση μικρότερη του 1MPa. Ακόμα είναι δυνατόν το εφέδρανο να μην επιτρέπει την μετακίνηση σε κάποιον από τους δύο ή και στους δύο οριζόντιους άξονές του.



**Σχήμα 2.2:** Διαμητικές τάσεις και παραμορφώσεις σε διάφορες συνθήκες φόρτισης ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου.

Ο τρόπος σύνδεσης του εφεδράνου με την ανωδομή είτε αυτή είναι ένα κτήριο ή το κατάστρωμα μιας γέφυρας και με την υποδομή που μπορεί να είναι η θεμελίωση ή το βάθρο μιας γέφυρας μπορεί να πραγματοποιηθεί με διάφορες διατάξεις. Όπως περιγράφει το πρότυπο EN 1337:2005 η μία περίπτωση σύνδεσης είναι η απλή επαφή του ελαστομερούς του εφεδράνου με την επιφάνεια της ανωδομή ή της υποδομής. Η εξασφάλιση έναντι ολίσθησης μέσω της τριβής διατηρώντας ένα ελάχιστο κατακόρυφο φορτίο αυτά είναι τα εφέδρανα τύπου Β. Άλλη περίπτωση σύνδεσης είναι το εφέδρανο να κατασκευαστεί στη μία ή και στις δύο επιφάνειες έδρασης του με μια χαλύβδινη πλάκα ελάχιστου πάχους 15mm και συνδέονται με την κατασκευή μέσω κοχλιών, πείρων, αγκυρίων ή με τóρμους και εντορμίες, γενικότερος σκοπός είναι η ικανότητα αντικατάστασης λόγω της μικρότερης διάρκειας ζωής των εφεδράνων από αυτή της γέφυρας. Επίσης σημαντική είναι η τοποθέτηση των εφεδράνων πάντα πλήρως οριζόντια ακόμα και σε γέφυρες με κλίση παρεμβάλλοντας σφηνοειδή ελάσματα ή υποθέματα σκυροδέματος για την οριζοντιοποίηση του κάτω πέλματος της γέφυρας.

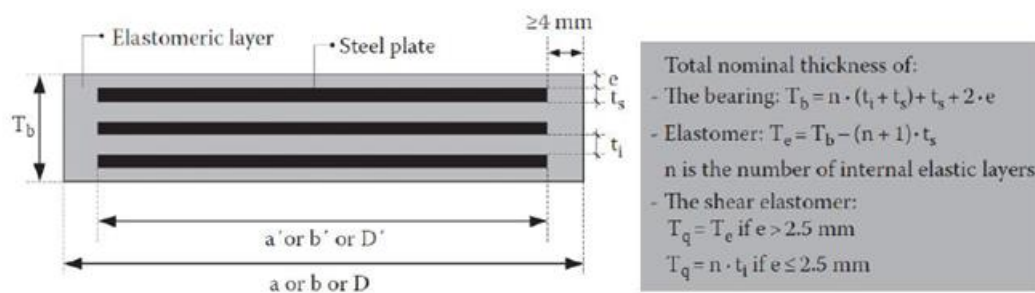


**Σχήμα 2.3:** Σύνδεση ελαστομεταλλικού εφεδράνου με το κάτω πέλμα μεταλλικής δοκού μέσω κοχλιών και με την κορυφή βάθρου από σκυρόδεμα μέσω αγκυρίων και πλήρωση των οπών με μη συρρικνούμενο κονίαμα υψηλής αντοχής.

### 2.3.2.1 Γενικοί Έλεγχοι Εφαρμογής Ελαστομεταλλικών Εφεδράνων

Βάσει του προτύπου EN 1337-3 για διαστάσεις εφεδράνων 1200x1200mm και θερμοκρασίες λειτουργίας από -25 έως +50°C.





Σχήμα 2.4: Τυπική διατομή εφεδράνου τύπου Β όπως αναφέρεται στον ΕΛΟΤ

### Α) Έλεγχος παραμορφώσεων

- Περιορισμός της συνολικής παραμόρφωσης του εφεδράνου βάσει της σχέσης:

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \cdot (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{\alpha,d}) \leq \frac{7}{\gamma_m} \quad (2.1)$$

όπου:

$\varepsilon_{c,d}$  παραμόρφωση λόγω θλίψης εξ.(2.2)

$\varepsilon_{q,d}$  διατμητική παραμόρφωση

$\varepsilon_{\alpha,d}$  παραμόρφωση λόγω στροφής

$K_L$  συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο φορτίου 1.5 για φορτία κυκλοφορίας, 1 για άλλου τύπου φορτία, και γενικότερα συνιστώμενη τιμή 1

$\gamma_m = 1.00$  για στατικούς συνδυασμούς Ο.Κ.Α

$= 1.40$  για στατικούς συνδυασμούς Ο.Κ.Λ

$= 1.15$  για σεισμικούς συνδυασμούς

- Παραμόρφωση λόγω θλίψης  $\varepsilon_{c,d}$

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1.5 \cdot F_{z,d}}{G \cdot A_r \cdot S} \quad (2.2)$$

όπου:

$F_{z,d}$  κατακόρυφη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού εφεδράνου

$G$  μέτρο διάτμησης ελαστομερούς συνήθως 0.9MPa

$A_r$  μειωμένο εμβαδό διατομής εφεδράνου εξ.(2.3)

$S$  συντελεστής σχήματος εξ.(2.4)

$$A_r = A_1 \cdot \left(1 - \frac{v_{x,d}}{a'} - \frac{v_{y,d}}{b'}\right) \quad (2.3)$$

όπου:

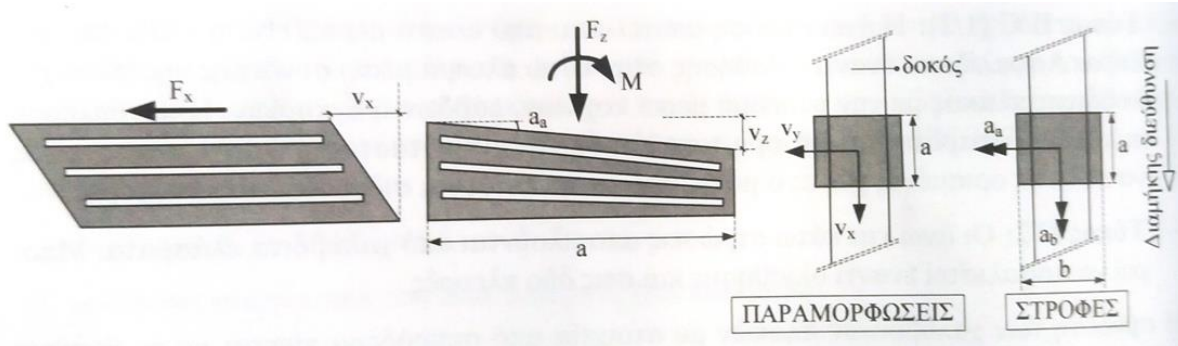
$a', b'$  πλάτη χαλύβδινων πλακών

$A_1$  εμβαδόν διατομής χαλύβδινων πλακών, λαμβάνεται μειωμένο σε περίπτωση οπών

$A_1 = a' \cdot b'$  για ορθογωνικά εφέδρανα δίχως οπές

$v_{y,d}, v_{x,d}$  μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις παράλληλες στην εγκάρσια πλευρά  $b$  και τη διαμήκη πλευρά  $a$  αντίστοιχα, Σχήμα 2.5

$t_i$  πάχος κάθε στρώσης ελαστομερούς



**Σχήμα 2.5:** Οριζόντιες μετακινήσεις και στροφές ελαστομεταλλικών εφεδράνων

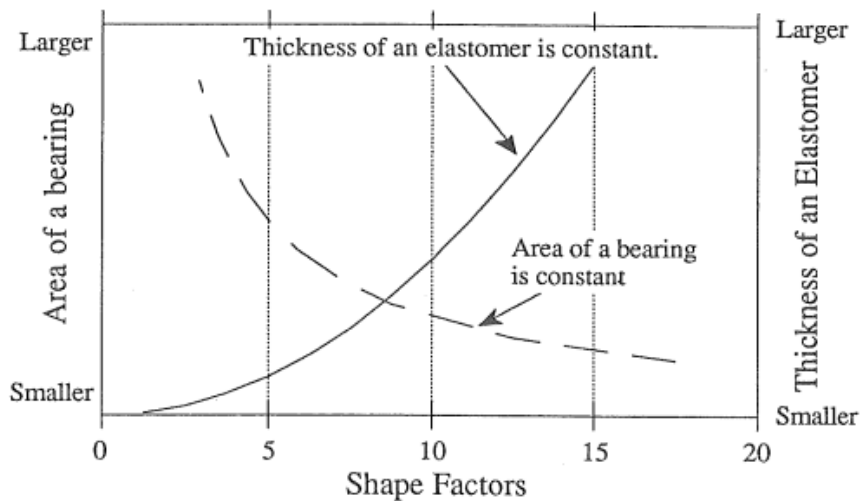
- Συντελεστής Σχήματος, για ελαστομεταλλικό εφέδρανο ορθογωνικής κάτοψης, χωρίς οπές

$$S = \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot t_i \cdot (a' + b')} \quad (2.4)$$

- Συντελεστής Σχήματος, για ελαστομεταλλικό εφέδρανο κυκλικής κάτοψης, χωρίς οπές

$$S = \frac{R}{2 \cdot t_i} \quad (2.5)$$

Η γεωμετρία του εφεδράνου και οι ιδιότητες του ελαστικού επηρεάζουν σε σημαντικό βαθμό την εγκάρσια διόγκωση του (lateral bulging). Για να περιγραφεί το φαινόμενο της διόγκωσης εισάγεται ο συντελεστής σχήματος. Τα διαγράμματα συσχετισμού ανάμεσα στο συντελεστή σχήματος με το εμβαδόν του εφεδράνου ή με το συνολικό πάχος ελαστικού φαίνονται στο



**Σχήμα 2.6:** Η μεταβολή του συντελεστή σχήματος συναρτήσει του εμβαδού εφεδράνου και του πάχους ελαστικού.

Από τα διαγράμματα συμπεραίνεται ότι:

- I. Εάν το πάχος του ελαστικού είναι σταθερό ο συντελεστής σχήματος αυξάνεται όσο αυξάνει το εμβαδόν του εφεδράνου.
- II. Εάν το εμβαδόν του εφεδράνου είναι σταθερό ο συντελεστής σχήματος αυξάνεται όσο το πάχος του ελαστικού γίνεται μικρότερο.

Επίσης ο συντελεστής σχήματος συνδέεται με τη θλιπτική αντοχή και θλιπτική ακαμψία του εφεδράνου:

- Η θλιπτική αντοχή εφεδράνου είναι ανάλογη του  $S$ .
- Η θλιπτική ακαμψία εφεδράνου είναι ανάλογη του  $S^2$ .

- Επιπλέον όσο ο συντελεστής σχήματος αυξάνεται η παραμόρφωση του εφεδράνου μειώνεται διότι αυτό γίνεται πιο άκαμπτο.
- Διατμητική παραμόρφωση  $\varepsilon_{q,d}$ 

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \begin{cases} 1.0 \text{ για στατικούς συνδυασμούς Ο. Κ. Α.} \\ 0.7 \text{ για στατικούς συνδυασμούς Ο. Κ. Λ} \\ 2.0 \text{ για σεισμικούς συνδυασμούς} \end{cases} \quad (2.6)$$

όπου:

$v_{xy,d}$  συνισταμένη σχετική μετατόπιση σχεδιασμού  $\sqrt{v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2}$

$T_q$  ονομαστικό πάχος ελαστομερούς Σχήμα 2.4

- Παραμόρφωση λόγω στροφής  $\varepsilon_{a,d}$

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d}}{2 \cdot n \cdot t_1^2} \quad (2.7)$$

όπου:

$\alpha_{a,d}$  γωνία στροφής ως προς το πλάτος α του εφεδράνου Σχήμα 2.5

$\alpha_{b,d}$  γωνία στροφής ως προς το πλάτος β του εφεδράνου αν υπάρχει

$n$  αριθμός εσωτερικών στρώσεων ελαστομερούς Σχήμα 2.5

### Β) Έλεγχος χαλύβδινων πλακών σε εφελκυσμό

Ο συγκεκριμένος έλεγχος εξυπηρετεί τον περιορισμό των εφελκυστικών τάσεων στα εγβωτισμένα χαλυβδόφυλλα του εφεδράνου. Το ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος είναι:

$$t_{s,min} = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot 2 \cdot t_i \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \geq 2 \text{ mm} \quad (2.8)$$

όπου:

$f_y$  όριο διαρροής χαλύβδινων πλακών συνήθως 235MPa

$K_p$  1.3 διορθωτικός συντελεστής

$K_h$  1 για εφέδρανα χωρίς οπές και 2 για εφέδρανα με οπές

### Γ) Περιορισμός Στροφής

Για την αποφυγή ανύψωσης του εφεδράνου περιορίζεται η στροφή με βάση τη παρακάτω σχέση :

- ❖ Ορθογωνικά εφέδρανα

$$\frac{F_{z,d} \cdot n \cdot t_i}{A_1} \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d}}{K_{r,d}} \quad (2.9)$$

- ❖ Κυκλικά εφέδρανα

$$\frac{F_{z,d} \cdot n \cdot t_i}{A_1} \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{D' \cdot \alpha_{D,d}}{K_{r,d}} \quad (2.10)$$

όπου:

$f_y$  όριο διαρροής χαλύβδινων πλακών συνήθως 235MPa

$E_b$  μέτρο συμπίεσης ελαστομερούς

$K_{r,d}$  συντελεστής στροφής

$D'$  διάμετρος χαλύβδινων πλακών

**Δ) Έλεγχος Ευστάθειας**

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3 \cdot T_e} \quad (2.11)$$

όπου:

$T_e$  συνολικό ονομαστικό πάχος των στρώσεων του ελαστομερούς Σχήμα 2.4

**Ε) Ασφάλεια έναντι ολίσθησης**

Για την αποφυγή ολίσθησης σε εφέδρανα που εξασφαλίζουν τη σύνδεση τους με την κατασκευή μέσω της τριβής πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες.

$$F_{xy,d} \leq \mu_e \cdot F_{z,d,min} \quad (2.12)$$

, για μόνιμα φορτία:

$$\frac{F_{z,G,min}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa} \quad (2.13)$$

όπου:

$F_{xy,d}$  συνισταμένη οριζοντίων δυνάμεων σχεδιασμού  
 $F_{z,d,min}$  συνυπάρχουσα κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού  
 $F_{z,Gmin}$  ελάχιστη κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού υπό μόνιμα φορτία

Ο συντελεστής τριβής δίνεται από:

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 \cdot K_f}{\sigma_m} \quad (2.14)$$

όπου:

$K_f$  =0.6 για επαφή του ελαστομερούς με το σκυρόδεμα  
 =0.2 για άλλα υλικά συμπεριλαμβανομένων των κονιαμάτων με ρητίνες  
 $\sigma_m$  μέση θλιπτική τάση που αντιστοιχεί στην  $F_{z,d,min}$  σε MPa

**2.3.2.2 Προσομοίωση και Στιβαρότητα των Ελαστομεταλλικών εφεδράνων**

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα μπορούν να προσομοιωθούν με ένα γραμμικό ελατήριο σε κάθε μία από τις οριζόντιες διευθύνσεις. Ενώ όσον αφορά την κατακόρυφη επειδή η κατακόρυφη στιβαρότητα τους είναι συνήθως αρκετά μεγάλη ώστε στην κατακόρυφη διεύθυνση να επιλέγεται η προσομοίωση μέσω ακλόνητης στήριξης.

- Κατακόρυφη στιβαρότητα

$$K_z = \frac{A}{n \cdot t_i \cdot \left( \frac{1}{E_{ci}} + \frac{4}{3 \cdot K} \right)} \text{ ή } \frac{n \cdot t_i}{A_1} \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \quad (2.15)$$

όπου:

$G$  μέτρο διατμήσεως του ελαστικού με τιμές από 0.70-1.15 MPa.  
 $T_e$  το συνολικό πάχος του ελαστικού.  
 $A$  το ολικό εμβαδόν επιφάνειας εφεδράνου.  
 $t_{ei}$  πάχος κάθε στρώσης ελαστικού.  
 $K$  μέτρο ελαστικότητας όγκου, περίπου ίσο με 2000 MPa.  
 $E_{ci}$  το μέτρο ελαστικότητας έναντι θλίψης, για ασυμπιέστη συμπεριφορά ελαστικού

$E_{c,circular}$	$6 \cdot G \cdot S^2$ για στρώση ελαστικού κυκλικής κάτοψης.
$E_{c,square}$	$6.75 \cdot G \cdot S^2$ για στρώση ελαστικού τετραγωνικής κάτοψης.
$S$	ο προαναφερόμενος συντελεστής σχήματος.

Εάν ο συντελεστής σχήματος γίνει σημαντικά μεγάλος τότε η επίδραση της συμπιεστότητας του ελαστικού αρχίζει να γίνεται σημαντική. Οπότε το μέτρο ελαστικότητας θεωρώντας συμπιεστό ελαστικό θα δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{1}{E'_c} = \frac{1}{E_c} + \frac{1}{K} \rightarrow E'_c = \frac{E_c \cdot K}{E_c + K} \quad (2.16)$$

- Καμπτική ακαμψία περί οριζόντιο άξονα:

Για εφέδρανα ορθογωνικής κατόψεως και περιστροφή περί άξονα παράλληλο στη διάσταση  $b'$ :

$$K_{rx \text{ ή } ry} = \frac{G \cdot a'^5 \cdot b'}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s} \quad (2.17)$$

Ο συντελεστής  $K_s$  προσδιορίζεται από το πίνακα 4, EN 1337-3:2005 συναρτήσει του λόγου  $b/a$ .

Για εφέδρανα κυκλικής κατόψεως και περιστροφή περί οριζόντιο άξονα:

$$K_{r,ci} = \frac{G \cdot \pi \cdot D'^6}{512 \cdot n \cdot t_i^3} \quad (2.18)$$

όπου:

$D'$  η διάμετρος του χαλύβδινου ελάσματος.

- Οριζόντια στιβαρότητα

$$K_{x \text{ ή } y} = \frac{A \cdot G_b}{T_e} \quad (2.19)$$

όπου:

$G_b = 1.1 \cdot G$  μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς με αυξημένη τιμή για να ληφθεί υπόψιν η ταχύτητα φόρτισης

Στον υπολογισμό των μεγεθών σε σεισμική φόρτιση λαμβάνονται δύο τιμές για το μέτρο διάτμησης μια μεγαλύτερη και μια μικρότερη του  $G_b$ . Με την μικρότερη υπολογίζονται οι μετακινήσεις που είναι μεγαλύτερες έχοντας ένα πιο εύκαμπτο διατμητικά εφέδρανο, οι μέγιστες μετακινήσεις είναι κρίσιμες για το σχεδιασμό του εφεδράνου. Επιπλέον υπάρχει η απαίτηση του EN1998-2 για αυξημένη αξιοπιστία που υλοποιείται σχεδιάζοντας τα εφέδρανα και τα συνδεδεμένα στοιχεία για μετακινήσεις αυξημένες κατά 50%. Ενώ με τη μεγαλύτερη τιμή του μέτρου διάτμησης προκύπτουν οι μέγιστες δυνάμεις στο μονωτήρα που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο της σύνδεσής του με την κατασκευή αλλά και με τις μεταβιβαζόμενες εντάσεις στα βάρη.

Ανώτερες τιμές παραμέτρων σχεδιασμού

$$G_{b,max} = 1.5 \cdot G_b = 1.65 \cdot G$$

Κατώτερες τιμές παραμέτρων σχεδιασμού

$$G_{b,min} = 1 \cdot G_b = 1.1 \cdot G$$

### 2.3.2.3 Χαμηλής Απόσβεσης Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα

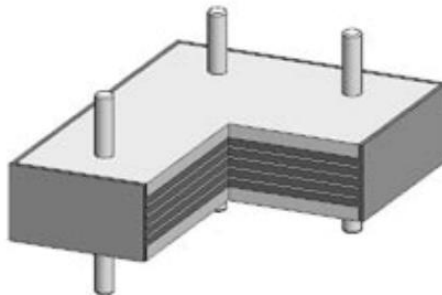
Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης ή low damping elastomeric bearings (LDEBs) αποτελούνται από ενδιάμεσα φύλλα χάλυβα και δύο χαλύβδινες πλάκες για την έδρασή τους όπως έχει προαναφερθεί η ενσωμάτωση των χαλυβδόφυλλων περιορίζει την πλευρική διόγκωση του ελαστομερούς και αυξάνει σημαντικά την κατακόρυφη στιβαρότητα δίχως να επηρεάζεται η διατμητική

συμπεριφορά του εφεδράνου και του ελαστομερούς. Η μηχανική τους συμπεριφορά είναι γραμμική μέχρι διατμητικές παραμορφώσεις του 100% και απόσβεση 2-3% της κρίσιμης για μέτρο διάτμησης μικρότερο των 0.6MPa συστήνεται η επιλογή χαμηλότερης τιμής στους υπολογισμούς. Όπως υποδηλώνει και η ονομασία τους δεν προσδίδουν επιπλέον απόσβεση με την εφαρμογή τους πέρα του κανονιστικού 5%, αυτό βέβαια οδηγεί πολλές φορές σε μεγάλες μετακινήσεις στη γέφυρα και στο καταστρώμα που είναι 'μονωμένο' αλλά και σε απαγορευτικές διατμητικές παραμορφώσεις στα ίδια τα εφέδρανα. Επομένως συχνά για την αντιμετώπιση αυτού του μειονεκτήματος η εφαρμογή τους συνδυάζεται με ιξώδεις αποσβεστήρες που είναι περίπλοκοι στην εγκατάσταση και επιρρεπείς σε κόπωση σε χαμηλούς κύκλους φόρτισης. Αυτοί οι παράγοντες καθιστούν τα συγκεκριμένα εφέδρανα δυσχερή στην εφαρμογή τους σε ζώνες υψηλής σεισμικότητας ή σε προβληματικά εδάφη όπως τα ρευστοποιήσιμα.

Ωστόσο δεν θα μπορούσαν να παραληφθούν και κάποια από τα πλεονεκτήματά τους όπως το ότι μπορούν και αυξάνουν τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της γέφυρας με αποτέλεσμα να κυμαίνεται πολλές φορές στο φθίνων κλάδο του φάσματος σχεδιασμού. Επίσης είναι σε θέση να προκαλέσουν την αποσύζευξη της οριζόντιας απόκρισης από την επίδραση της διαφοράς της δυσκαμψίας μεταξύ των ίδιων των μεσοβάθρων λόγω π.χ. διαφορετικού ύψους αλλά και των τελευταίων με τα πολύ πιο ακλόνητα μεσόβαθρα. Επομένως μπορούν να αποτελέσουν λύση σεισμομόνωσης σε περιοχές ήπιας σεισμικότητας.

Συνοπτικά κάποια από τα πλεονεκτήματά τους

- Είναι πολύ εύκολο να κατασκευασθούν.
- Είναι οικονομικά οπότε το κόστος αντικατάστασης τους λόγω βλάβης ύστερα από σεισμό είναι αποδεκτό.
- Εύκολα προσομοιώνονται στην δυναμική ανάλυση των κατασκευών μέσω γραμμικών ελατηρίων.
- Τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά δεν επηρεάζονται από τη θερμοκρασία, την χρονοϊστορία φόρτισης και τη γήρανση.



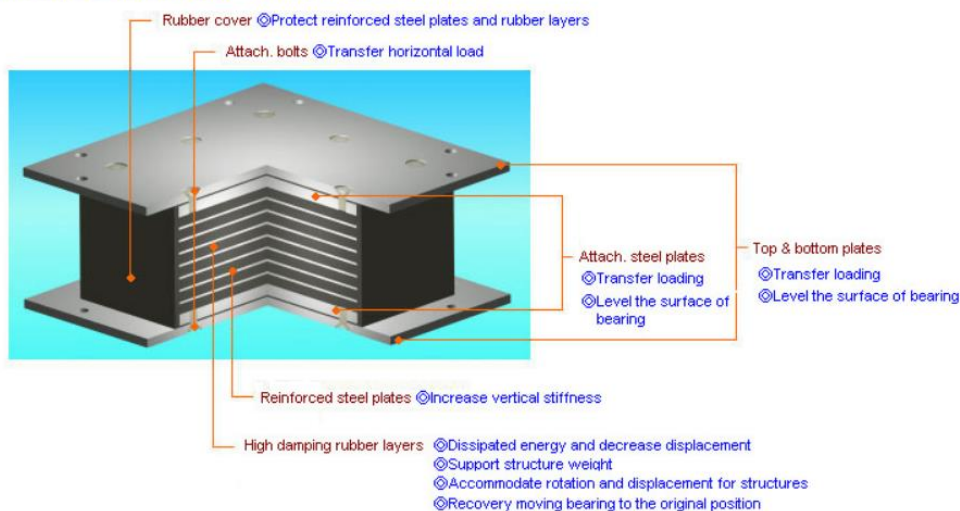
**Σχήμα 2.7:** Τυπική τομή χαμηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικού εφεδράνου διακρίνονται τα χαλυβδόφυλλα ενίσχυσης, οι στρώσεις του πολυμερούς, η περιμετρική επικάλυψή του και ήλοι για την ενσωμάτωσή του σε κατασκευή από σκυρόδεμα.

#### 2.3.2.4 Υψηλής Απόσβεσης Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα

Με την ανάπτυξη του ελαστικού με μεγαλύτερη «έμφυτη» απόσβεση έγινε δυνατή η χρήση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων ακόμα και σε περιοχές με σημαντική σεισμικότητα χωρίς να είναι αναγκαία η χρήση επιπρόσθετων συσκευών απορρόφησης ενέργειας στη κατασκευή. Στα υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικά εφέδρανα η αύξηση της απόσβεσης υλοποιείται με τη προσθήκη στο ελαστομερές τους εξαιρετικά λεπτών τεμαχίων από άνθρακα, ειδικά έλαια ή ρητίνες καθώς και άλλα πρόσμικτα ανάλογα της εταιρείας κατασκευής τους. Το ελαστομερές τους αποτελείται από λεπτότερες στρώσεις σε σχέση με τα χαμηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικά ή τα απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Αυτό είναι αποτέλεσμα του ελαστομερούς που χρησιμοποιείται για τη κατασκευή τους

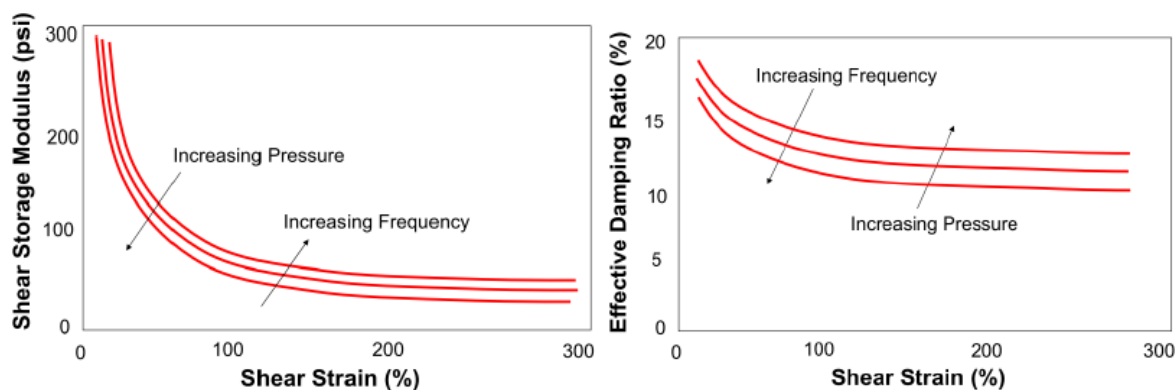
καθώς είναι πιο χαμηλής αντοχής λόγω των ειδικών προσμίξεων που έχει, επομένως για να είναι άκαμπτο σε κατακόρυφα φορτία οι στρώσεις είναι λεπτότερες. Επακόλουθα ο συντελεστής σχήματος τους είναι υψηλότερος από εκείνο των χαμηλής απόσβεσης εφεδράνων. Η μέθοδος κατασκευής τους μέσω βουλκανισμού είναι όμοια όπως και στους άλλους τύπους ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

#### Functions of High Damping Rubber Bearing Components



**Σχήμα 2.8:** Τυπική τομή υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικού εφεδράνου και περιγραφή των χαρακτηριστικών του.

Όσον αφορά τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους μέγιστη διατμητική τους παραμόρφωση κυμαίνεται μεταξύ 200-350% ενώ μπορεί να επιτευχθούν τιμές της απόσβεσης 10-20% σε διατμητική παραμόρφωση 100%. Σε μικρές τιμές της διατμητικής παραμόρφωσης τους είναι πιο άκαμπτα και παρέχουν υψηλότερη ενεργή απόσβεση από ότι σε πιο μεγάλες διατμητικές παραμορφώσεις. Για παράδειγμα το μέτρο διατμήσεως  $G$  σε διατμητική παραμόρφωση 2% είναι 6 φορές πιο μεγάλο από ότι σε διατμητική παραμόρφωση 100% και η ενεργή απόσβεση περί του 16.50% σε διατμητική παραμόρφωση 2% μειώνεται σε περίπου 10% σε διατμητική παραμόρφωση 100%, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα από Instructional Material Complementing: FEMA 451.

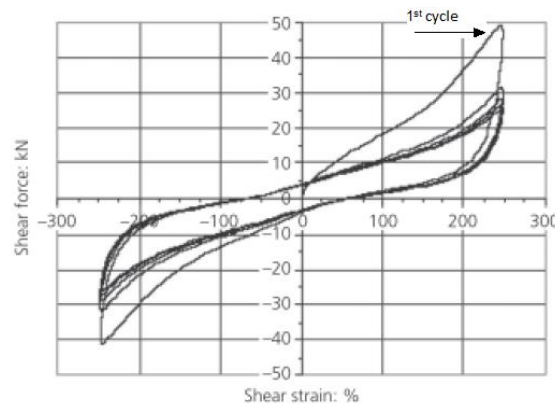


**Σχήμα 2.9:** Διαγράμματα μέτρου διατμήσεως και ενεργής απόσβεσης σε σχέση με την διατμητική παραμόρφωση για υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Η δυσστημσία τους και η ενεργός απόσβεσή τους εξαρτάται από τις παρακάτω παραμέτρους:

- Το ελαστομερές και τα πρόσμικτα του.
- Το κατακόρυφο αξονικό θλιπτικό φορτίο.
- Τη ταχύτητα φόρτισης.
- Τηχρονοϊστορία της φόρτισης.
- Τη θερμοκρασία

Η απόσβεση των υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικών εφεδράνων δεν είναι ακριβώς ούτε ιξώδης ούτε υστερητική αλλά κάτι ενδιάμεσο. Σε απολύτως γραμμικά ιξώδη στοιχεία η ενέργεια απορρόφησης είναι 2<sup>ου</sup> βαθμού συνάρτηση σε σχέση με τις μετακινήσεις, ενώ σε υστερητικά συστήματα τείνει να είναι γραμμική με τις μετακινήσεις. Από πειραματικά δεδομένα η απορροφούμενη ενέργεια άνα κύκλο βρέθηκε να είναι ανάλογη της μετακίνησης υψωμένη στο 1.50. Οπότε η απόκριση αυτών των εφεδράνων προσομοιώνεται σαν συνδυασμός γραμμικής-ιξώδους και ελαστο-πλαστικής συμπεριφοράς. Επίσης ύστερα από το 1<sup>ο</sup> κύκλο φόρτισης μέχρι την οριακή διατμητική παραμόρφωση τους παρουσιάζουν μία μείωση του μέτρου διατμήσεως τους στους επόμενους κύκλους φόρτισης, γίνονται πιο «μαλακά» όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10, ωστόσο το μέτρο διατμήσεως επανέρχεται στην αρχική τιμή του μετά από μερικούς μήνες. Το γεγονός αυτό μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένο υπολογισμό της σχεδιαστικής τιμής του  $G$  από πειράματα σε δοκίμια εφεδράνων, στρεβλωμένων απο διατμητική παραμόρφωση ύστερα από πολλούς κύκλους φορτίσεων. Για τον ορθό υπολογισμό του μέτρου διατμήσεως ο Ευρωκώδικας 8 απαιτεί να προσδιορίζεται η αντιπροσωπευτική τιμή του από δοκιμές σε εφέδρανα με το μέσο όρο αυτού αυτού από τους 3 πρώτους κύκλους φόρτισης στη μέγιστη διατμητική παραμόρφωση τους.



**Σχήμα 2.10:** Ολιγοκυκλική φόρτιση υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικού εφεδράνου διάγραμμα διατμητικής δύναμης και παραμόρφωσης.

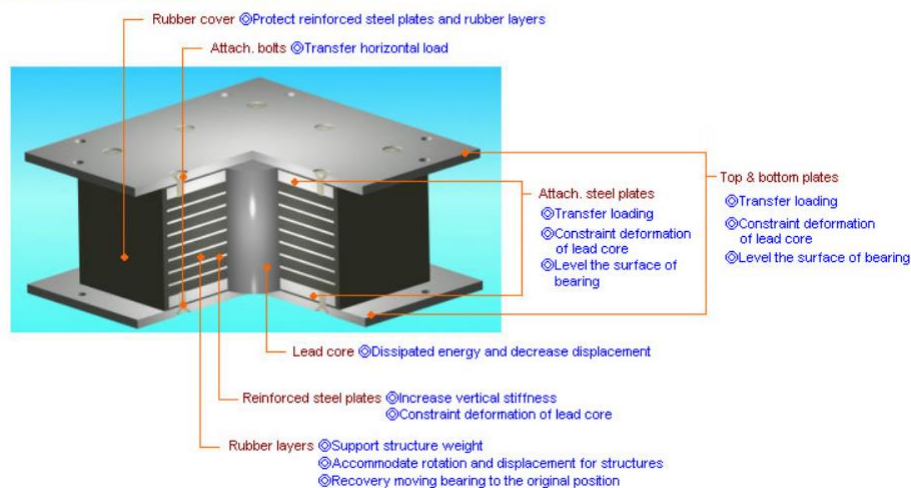
Ένα σημαντικό πλεονέκτημα των υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικών εφεδράνων είναι ότι μειώνουν σε σημαντικό βαθμό τις λειτουργικές ταλαντώσεις της κατασκευής (ambient vibrations). Τα εφέδρανα απομονώνουν την κατασκευή από υψηλής συχνότητας κατακόρυφες ταλαντώσεις που προέρχονται από φορτία κυκλοφορίας ή παρακείμενους υπεργείους και υπόγειους σιδηρόδρομους. Τέλος να αναφερθεί ότι ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης αποτελούμενο μόνο από εφέδρανα υψηλής απόσβεσης μπορεί να αναλυθεί μέσω της πολυ-ιδιομορφικής φασματικής μεθόδου.

### 2.3.2.5 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα με Πυρήνα Μολύβδου

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου ή lead rubber bearings (LRBs) είναι ουσιαστικά απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα με ελαστομερές χαμηλής απόσβεσης που συνήθως έχουν εγκιβωτισμένο έναν ή σπανιότερα περισσότερους πυρήνες μολύβδου. Η εισαγωγή του πυρήνα γίνεται σε οπές που έχουν δημιουργηθεί εκ των προτέρων στο εφέδρανο. Τα οριζόντια μεταλλικά φύλλα όπλισης του ελαστομερούς εξασφαλίζουν την 'συνεργασία' του πυρήνα με το ελαστομεταλλικό εφέδρανο. Συνήθως ο πυρήνας εκλέγεται με ελαφρώς μεγαλύτερη διάμετρο από την οπή υποδοχής του και με 5% μεγαλύτερο ύψος από αυτό του ελαστομερούς ώστε να βρεθεί σε καθεστώς συμπίεσης και η προκύπτουσα πλευρική διόγκωσή του να εξασφαλίσει την εμπλοκή του με το ελαστομερές και τα χαλύβδινα φύλλα όπλισμού. Κάτω υπό τέτοιες συνθήκες περιορισμού (confined conditions) ο πυρήνας εξασφαλίζει εξαιρετική ικανότητα απόσβεσης ενέργειας, της οποίας το μέγεθος εξαρτάται από τη διάμετρο και το ύψος του.



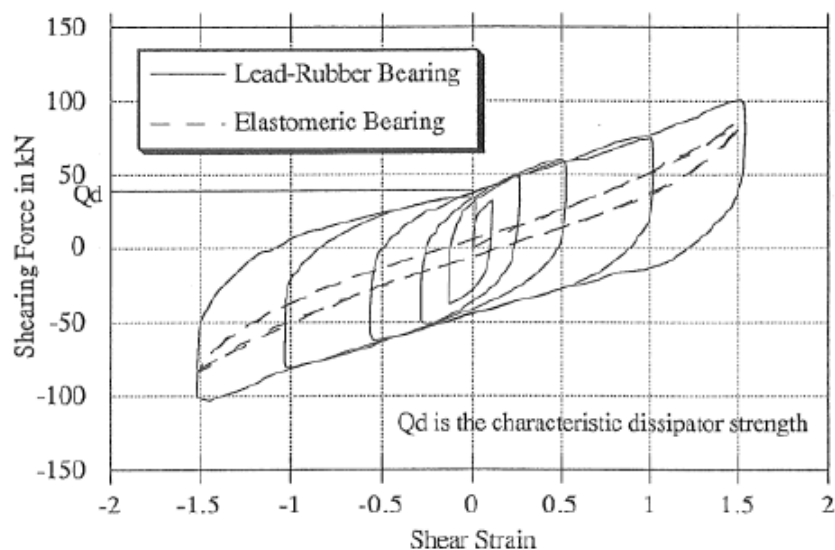
### Functions of Lead Rubber Bearing Components



**Σχήμα 2.11:** Τυπική τομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου και περιγραφή των χαρακτηριστικών του.

Τα εφεδράνα αυτά είναι πολύ άκαμπτα στη κατακόρυφη διεύθυνση αλλά εύκαμπτα στην οριζόντια όταν ο πυρήνας μολύβδου διαρρέυσει. Οι κύριοι λόγοι που επιλέχθηκε ο μολύβδος σαν επιπλέον υλικό στη κατασκευή των εφεδράνων και στην εξασφάλιση της υστερητικής συμπεριφοράς τους ήταν οι ακόλουθοι:

- Διαρρέει σε σχετικά χαμηλές διατμητικές τάσεις (περίπου 8-10 Μρα) οι οποίες είναι αρκετά υψηλές για να αντισταθμίσουν χαμηλής τιμής οριζόντια φορτία προερχόμενα από μικρής έντασης σεισμούς, ανεμοπίεσεις και τροχοπέδηση ελαχιστοποιώντας τις μετακινήσεις της κατασκευής υπό τα φορτία λειτουργίας. Επίσης διαχέει-αποσβένει την ενέργεια από μεγάλες σεισμικές εισαγόμενες οριζόντιες μετακινήσεις.
- Η απόκριση του είναι πολύ ικανοποιητική σε χαμηλής εντάσεως φορτίσεις όπως ο ερπυσμός σε προεντεταμένες κατασκευές. Επιπλέον ο ερπυσμός του ίδιου του πυρήνα επιτρέπει χαλαρές εφαρμοζόμενες μετακινήσεις, όπως λόγω χάριν από μεταβολές θερμοκρασίας στα στοιχεία του καταστρώματος μίας γέφυρας, να μεταφέρονται με την ελάχιστη επίδραση στην υποδομή της π.χ. στα βάθρα.
- Παρουσιάζει μία προσεγγιστικώς ελαστό-πλαστική συμπεριφορά, με μέγιστη διατμητική παραμόρφωση μεταξύ 125 και 200 % .



**Σχήμα 2.12:** Τυπικοί υστερητικοί βρόγχοι ελαστομερους και ελαστομεταλλικού με πυρήνα μολύβδου εφεδράνου.

## Μηχανικά Χαρακτηριστικά Ελαστομεταλλικών Εφεδράνων Πυρήνα Μολύβδου

### I. Συστάσεις για το Σχεδιασμό

Όπως παρουσιάστηκαν από το υπουργείο υποδομών της .Ζηλανδίας το 1983 σε σχετική δημοσίευση

- Για το μέγεθος του πυρήνα μολύβδου:

$$\frac{B}{6} \leq D \leq \frac{B}{3} \quad (2.20)$$

$$\frac{t_t}{3} \leq D \leq \frac{t_t}{1.25} \quad (2.21)$$

όπου:

- B είναι η μικρότερη διάσταση του εφεδράνου
- D η διάμετρος του πυρήνα
- t<sub>t</sub> το συνολικό ύψος του εφεδράνου

Τηρώντας τις πιο πάνω αναλογίες το εφέδρανο μπορεί να αναπτύξει μία ιδανική συμπεριφορά στη διάχυση της ενέργειας.

- Για το κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο από ίδια βάρη

$$P_v > 0.40 \cdot P_{50} \quad (2.22)$$

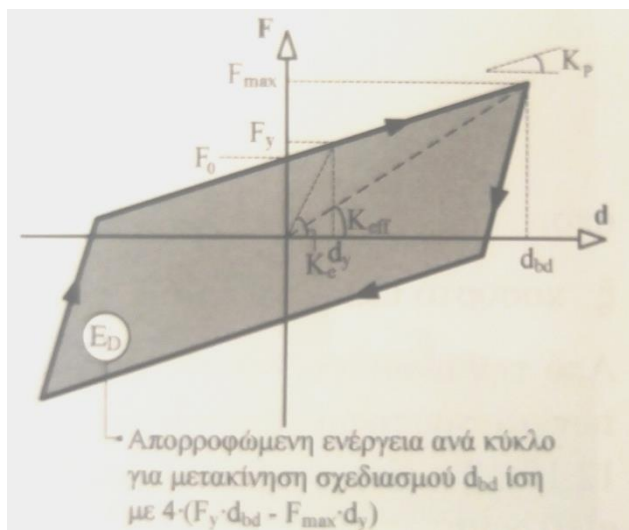
όπου:

- B είναι η μικρότερη διάσταση του εφεδράνου
- P<sub>v</sub> είναι το κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο από ίδια βάρη
- P<sub>50</sub> βαθμονομημένοαξονικό φορτίο στο εφέδρανο που προκαλεί 50% ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση

Η πιο παραπάνω συνθήκη εξασφαλίζει ότι ο πυρήνας είναι επαρκώς εγκιβωτισμένος και αγκυρωμένος με τα μεταλλικά φύλλα μέσω της πλευρικής του διόγκωσης ώστε όλα τα μέλη του εφεδράνου να λειτουργήσουν μαζί.

- Εξειδανικευμένο υστερητικό βρόγχο.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου έχουν ένα διάγραμμα οριζόντιας δύναμης οριζόντιας μετακίνησης του οποίου η συμπεριφορά μπορεί να εξιδανικευθεί από το διγραμμικό υστερητικό βρόγχο του όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.13.



**Σχήμα 2.13:**Εξιδακίκευμένο διγραμμικό διάγραμμα υστερητικού βρόγχου ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου.

## II. Μηχανικά Χαρακτηριστικά

Στο προσομοίωμα μιας σεισμικά μονωμένης γέφυρας με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου το εφέδρανο προσομοιώνεται ως δύο οριζόντια διγραμμικά ελατήρια για τις δύο κάθετες διευθύνσεις κίνησης. Είναι σημαντικό να υπακούουν σε διγραμμικό νόμο συμπεριφοράς καθώς κατά τη διάρκεια της ανακυκλιζόμενης φόρτισης λόγω σεισμού ο πυρήνας μολύβδου υπόκειται σε διαρροή και κράτυνση οπότε υπάρχουν δύο κλάδοι που προσεγγίζουν τη συμπεριφορά του εφεδράνου ένας αρχικός ελαστικός και στη συνέχεια ένας πλαστικός με κράτυνση.

- Ελαστική σταθερά

$$K_e = K_R + K_L \quad (2.23)$$

όπου:

$K_R$  δυσστησία ελαστομερούς από εξ.(2.19) λαμβάνοντας υπόψη την οπή για τον πυρήνα  
 $K_L$  δυσστησία πυρήνα μολύβδου εξ.(2.24)

$$K_L = G_L \cdot \frac{A_L}{h} \quad (2.24)$$

όπου:

$G_L$  μέτρο διάτμησης μολύβδου  
 $A_L$  διατομή πυρήνα μολύβδου  
 $h$  ύψος πυρήνα μολύβδου

- Δύναμη διαρροής εφεδράνου

$$F_y = F_{Ly} \cdot \left(1 + \frac{K_R}{K_L}\right) \quad (2.25)$$

όπου:

$F_{Ly}$  δύναμη διαρροής πυρήνα μολύβδου

$$F_{Ly} = A_L \cdot \sigma_L \quad (2.26)$$

όπου:

$\sigma_L$  ενεργή τάση διαρροή μολύβδου

- Χαρακτηριστική Αντοχή(δύναμη για μηδενική μετατόπιση)

$$F_0 = F_y - K_P \cdot d_y \quad (2.27)$$

όπου:

$K_P$  μετελαστική δυστένεια

- Μετακίνηση διαρροής

$$d_y = \frac{F_y}{K_e} \quad (2.28)$$

- Μετελαστική δυστένεια βάσει των αμερικάνικων κανονισμών

$$K_P = f \cdot K_R \quad (2.29)$$

όπου:

$f$  συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη συνεισφορά του πυρήνα μολύβδου στην μετελαστική δυστένεια αφού δηλαδή έχει διαρρεύσει περίπου ίσος με 1.1.

- Οι αμερικανικοί κανονισμοί εκφράζουν την χαρακτηριστική αντοχή ως συνάρτηση της δύναμης διαρροής  $F_y$  του εφεδράνου που καθορίζεται ουσιαστικά από το πυρήνα του μολύβδου:

$$F_0 = F_y \cdot \left(1 - \frac{K_P}{K_u}\right) \quad (2.30)$$

Η διγραμμική προσομοίωση είναι αυτή που πρέπει να εφαρμόζεται σε μη γραμμικές αναλύσεις. Όσον αφορά γραμμικές αναλύσεις το εφεδράνο μπορεί να προσομοιασθεί ως γραμμικό ελατήριο με την αντίστοιχη ενεργή δυστένεια και απόσβεση. Στις γραμμικές αναλύσεις χρειάζεται η αρχική θεώρηση κάποιας τιμής για την ενεργή δυσκαμψία και κατόπιν ο υπολογισμός της μετακίνησης σχεδιασμού αυτή είναι μια επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί επαρκής σύγκλιση στις μετακινήσεις αφού κάθε φορά διορθώνεται η ενεργός δυστένεια και απόσβεση.

#### ➤ Γραμμικές Αναλύσεις

- Ενεργός δυστένεια για γραμμικές αναλύσεις

$$K_{\text{eff}} = \frac{F_{\text{max}}}{d_{\text{bd}}} = \frac{F_0 + K_P \cdot d_{\text{bd}}}{d_{\text{bd}}} \quad (2.31)$$

- Ισοδύναμη Ιξώδης απόσβεση

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{E_D}{F_{\text{max}} \cdot d_{\text{bd}}} = \frac{E_D}{2 \cdot \pi \cdot K_{\text{eff}} \cdot d_{\text{bd}}^2} \quad (2.32)$$

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.13 το εφέδρανο απορροφά ενέργεια όταν παραμορφώνεται πέραν της μετακίνησης διαρροής η απορροφούμενη ενέργεια εκφράζεται από το χρωματισμένο εμβαδόν του σχήματος και δίνεται από τη σχέση:

- Απορροφούμενη ενέργεια ανά κύκλο

$$E_D = 4 \cdot (F_y \cdot d_{bd} - F_{max} \cdot d_y) \quad (2.33)$$

- Ενεργός δυστένεια για γραμμικές αναλύσεις για πλήθος εφεδράνων

$$K_{eff,tot} = \sum K_{eff,i} \quad (2.34)$$

- Ισοδύναμη Ιξώδης απόσβεση για πλήθος εφεδράνων

$$\xi_{eff,tot} = \frac{E_{D,tot}}{2 \cdot \pi \cdot K_{eff,tot} \cdot d_{bd}^2} \quad (2.35)$$

- Απορροφούμενη ενέργεια ανά κύκλο για πλήθος εφεδράνων

$$E_{D,tot} = \sum E_{D,i} \quad (2.36)$$

#### ❖ Βήματα επαναληπτικής διαδικασίας για προσομοίωμα άκαμπτου καταστρώματος.

1. Επιλογή εφεδράνων
2. Επιλογή αρχικής τιμής μέγιστης μετακίνησης  $d_{bd}$
3. Υπολογισμός των  $K_{eff,tot}$ ,  $\xi_{eff,tot}$  και  $E_{D,tot}$  ως συνάρτηση της  $d_{bd}$
4. Υπολογισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του ισοδύναμου ταλαντωτή  $T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{M_{tot}/K_{eff,tot}}$  όπου  $M_{tot}$  η συνολική μάζα του καταστρώματος στο σεισμικό συνδυασμό.
5. Υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων και της νέας μετακίνησης από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ή έστω θεωρώντας συντελεστή συμπεριφοράς 1.5 από το ανελαστικό φάσμα.
6. Επανάληψη των βημάτων 2 έως 5 μέχρι την επίτευξη σύγκλισης των μετακινήσεων
7. Έλεγχος επάρκειας των εφεδράνων εάν δεν ικανοποιείται επαναδιαστασιοποίησή τους.

### 2.3.3 ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΤΡΙΒΗΣ

#### 2.3.3.1 Εφέδρανα Επίπεδης Επιφάνειας Ολίσθησης

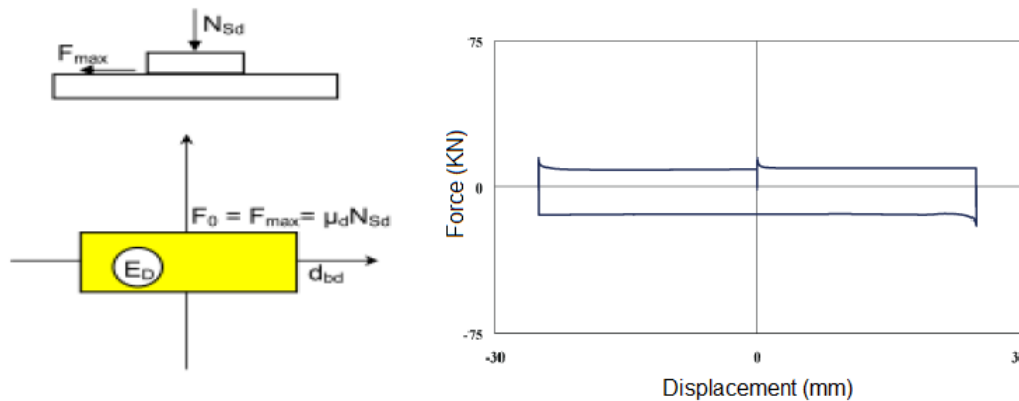
Τα εφέδρανα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης θέτουν ένα ανώτερο όριο στο οριζόντιο φορτίο της κατασκευής που εξαρτάται από την μέγιστη δύναμη την οποία μπορούν να αναπτύξουν μέχρι να επέλθει η ολίσθηση. Οι επιφάνειες ολίσθησης συνήθως αποτελούνται από τεφλόν (PTFE) η κάτω επιφάνεια και από ανοξείδωτο χάλυβα η άνω, πρώτον η άνω επιφάνεια ολίσθησης ώστε να μην οξειδωθεί από τυχόν ύδατα που μπορεί να φτάσουν σε αυτή και δευτεροανοξείδωτος χάλυβας για αποφυγή αύξησης του συντελεστή τριβής μέσω της προκύπτουσας εκτράχυνσης της επιφάνειας ως αποτέλεσμα της οξειδωσης. Η μέγιστη δύναμη τριβής που θα αναπτυχθεί εξαρτάται από το κατακόρυφο φορτίο στο εφέδρανο και στον συντελεστή δυναμικής τριβής  $\mu_d$ . Υπάρχουν δύο κατηγορίες για αυτά τα εφέδρανα τα συστήματα που λιπαίνονται και έχουν συνήθως συντελεστή τριβής μικρότερο του 0.02 και συστήματα που δεν λιπαίνονται και έχουν συντελεστή της τάξης του 0.03. Στην πράξη οι τιμές που έχουν μετρηθεί για τους συντελεστές τριβής είναι από 0.1 έως 0.15 κατά τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης. Ουσιαστικά όταν η ασκούμενη δύναμη στην κατασκευή ξεπεράσει την μέγιστη τριβή που είναι δυνατό να αναπτυχθεί ενεργοποιείται το εφέδρανο και αρχίζει η ολίσθηση, αυτή είναι και η μέγιστη διατμητική δύναμη που θα αναπτυχθεί στην μονωμένη κατασκευή.

Ο συντελεστής δυναμικής τριβής εξαρτάται κυρίως από:

- την σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης.
- τη χρήση ή μη λιπαντικού.
- την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης.
- την ταχύτητα ολίσθησης.

και πρέπει να προσδιορίζεται με κατάλληλες δοκιμές.

Το μειονέκτημα των εφεδράνων επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης είναι ότι δεν επαναφέρουν την κατασκευή στην αρχική της θέση. Για αυτό το λόγο όταν εφαρμόζονται γίνεται σε συνδυασμό με ελαστομεταλλικά εφέδρανα που έχουν τη δυνατότητα να επαναφέρουν την κατασκευή στην αρχική της θέση. Για να χρησιμοποιηθούν ως συσκευές απόσβεσης ενέργειας θα πρέπει να εξασφαλίζουν ένα αξιόπιστο κατώτατο όριο της αποσβενούμενης ενέργειας ανά κύκλο φόρτισης άρα ένα αξιόπιστο κατώτατο όριο συντελεστή τριβής. Όμως κανονικά εφέδρανα με επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης που ακολουθούν τις διατάξεις του EN 1337-2 με γρασαρισμένες επιφάνειες ολίσθησης από τεφλόν δύναται να εμφανίζουν ένα ελεγχόμενο ανώτατο όριο του  $\mu_d$  αλλά όχι αξιόπιστο κατώτατο όριο του  $\mu_d$  υπό σεισμικές συνθήκες. Έτσι αυτά τα εφέδρανα μπορούν να χρησιμοποιούνται ως μονωτήρες όχι όμως ως συσκευές απόσβεσης ενέργειας.



**Σχήμα 2.14:** Διάγραμμα τριβής-μετακίνησης αριστερά ποιοτική απεικόνιση, δεξιά αποτέλεσμα άσκησης μετακίνησης 4mm/σε εφέδρανο επίπεδης ολίσθησης με κατακόρυφο φορτίο 14000KN (πείραμα από την FIPIndustriale)

Η ενέργεια  $E_D$  που αποσβένεται ανά κύκλο στη μετακίνηση  $d_{bd}$ :

$$E_D = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{sd} \cdot d_{bd} \quad (2.37)$$

### 2.3.3.2 Εφέδρανα Εγκιβωτισμένου Ελαστομερούς

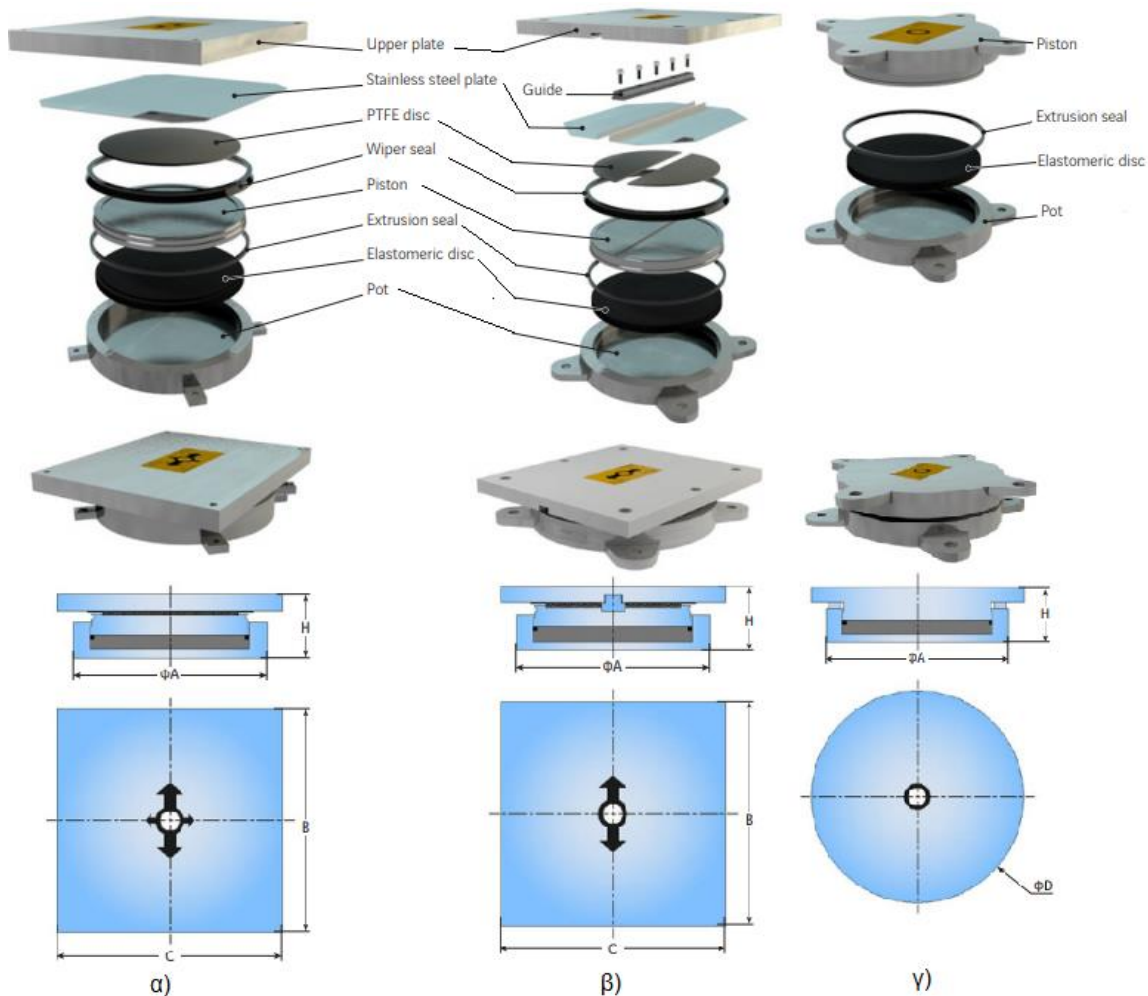
Τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς ή rotbearings βασίζονται στο γεγονός ότι το ελαστομερές είναι ουσιαστικώς ασυμπίεστο. Επομένως εγκιβωτίζοντάς το μπορεί να παραλάβει μεγάλα θλιπτικά φορτία, αυτό υλοποιείται σε κυκλικά κελύφη (κυλινδρικά δοχεία) χαμηλού ύψους (εκατοστά) εντός των οποίων τοποθετείται ένας δίσκος ελαστομερούς, κατόπιν τοποθετείται και ένα έμβολο το οποίο μεταφέρει τις δυνάμεις και στροφές της ανωδομής στο ελαστομερές και εξασφαλίζει τον πλήρη εγκιβωτισμό του. Η ασυμπίεστότητα του ελαστομερούς που εκμεταλλεύεται η παραπάνω διάταξη επιτρέπει την ανάληψη σημαντικά μεγάλων θλιπτικών φορτίων από το εφέδρανο και την παραλαβή των στροφών της ανωδομής χωρίς την πρόκληση εντάσεων καταναγκασμού επί της ουσίας υλοποιώντας άρθρωση.

Το σύστημα που περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο δεν επιτρέπει κάποια οριζόντια ελευθέρωση ή μειωμένη δυσκαμψία και άρα πέρα από την απαλλαγή από εντάσεις καταναγκασμού προερχόμενες από στροφή δεν αποτελεί συσκευή σεισμικής μόνωσης. Όμως με την προσθήκη στο

έμβολο μίας επιφάνειας από τεφλόν και την έδραση σε αυτήν μεταλλικής πλάκας σύνδεσης με την ανωδομή επενδεδυμένη στην κάτω επιφάνεια με ανοξειδωτο χάλυβα ουσιαστικά υλοποιείται ένα εφεδρανο με παρόμοια χαρακτηριστικά με αυτά της επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης. Με το επιπλέον χαρακτηριστικό ότι επιτρέπουν τις στροφές και έτσι δεν εισάγονται εντάσεις από καταναγκασμό στην ανωδομή επομένως και σε αυτή την περίπτωση ισχύουν όπως στα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης Σχήμα 2.14 και εξ.(2.37).

Εάν ο σχεδιασμός της γέφυρας επιβάλλει τα εφεδρανα να παρέχουν δυνατότητα μετακινήσεων μόνο σε μία οριζόντια διεύθυνση τότε αυτά κατασκευάζονται με ένα σύστημα οδήγησης το οποίο είναι:

- Κεντρικό, στην οποία περίπτωση ένα διατμητικό κλειδί προεξέχει από την άνω πλευρά του εμβόλου και το οποίο προσαρμόζει εντός ενός αυλακιού στη πλάκα ολίσθησης
- Εγκάρσιο στα άκρα, στην οποία περίπτωση η πλάκα ολίσθησης εγκιβωτίζεται σε δύοπλευρικά χείλη στην άνω πλευρά του εμβόλου. Τα εφεδρανα αυτού του τύπου αποτελούνται από:
  - α. Χαλύβδινο κυκλικό δοχείο-κέλυφος (Pot) κέλυφος εδράζεται σεμία μεταλλική πλάκα και αποτελεί μαζί με αυτή ένα στερεό σώμα.
  - β. Κυλινδρικό ελαστομερή δίσκο (elastomericpad).Κατασκευάζεται είτε από φυσικό ελαστικό είτε από πολυχλωροπρένιο. βουλκανισμένο ή κομμένο σε κύκλο ώστε να ταιριάζει εσωτερικά του κελύφους. Μαζί με το ελαστομερές προστίθεται και κάποια ποσότητα γράσου μέσα στο κέλυφος
  - γ. Έμβολο-κάλυμμα του δοχείου (piston).Αυτό το τμήμα κατασκευάζεται από χάλυβα και εγκλωβίζει το ελαστομερές μέσα στο κέλυφος ασκώντας του πίεση και μεταφέροντας σε αυτό τα κατακόρυφα φορτία της ανωδομής. Η μορφή και οι διαστάσεις του είναι ανάλογες του κελύφους. Ένα δαχτυλίδι συγκράτησης (seal-ring restrainer), συχνά από ορείχαλκο, τοποθετείται αφού το ελαστομερές έχει εισαχθεί στο κέλυφος. Η χρήση του συνίσταται στο να αποτρέψει την εξώθηση του ελαστομερούς λόγω του περιθωρίου στη ζώνη επαφήςμεταξύ εμβόλου και εσωτερικών τοιχωμάτων του κελύφους. Η χρήση του είναι πολύ σημαντική και εξασφαλίζει τη σωστή λειτουργία του εφεδράνου.
  - δ. Στοιχεία ολίσθησης (sliding components).Αυτά αποτελούνται από φύλλο τεφλόν (PTFE) ενσωματούμενο στο ανώτερο τμήμα του εμβόλου επαλειφόμενο με γράσσο. Πάνω σε αυτό ολισθαίνει ένα ανοξειδωτο μεταλλικό έλασμα το οποίο συνδέεται με μία άλλη μεταλλική πλάκα.



**Σχήμα 2.15:** Διάφορα εφεδράνα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς α) Πολλαπλών κατευθύνσεων. β) Μιας κατευθύνσης με κεντρικό σύστημα οδήγησης. γ) Περιορισμού οριζοντίων μετακινήσεων

Πλεονεκτήματα:

- Υψηλή ικανότητα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων με μικρή επιφάνεια επαφής.
- Λόγω του φαινομένου υδροστατικής πίεσεως στο εγκιβωτισμένο ελαστικό τα κατακόρυφα φορτία διαχέονται σχεδόν με ομοιόμορφο τρόπο δια μέσου του εφεδράνου.
- Παρέχουν ικανοποιητική ασφάλεια λειτουργίας.

Μειονεκτήματα:

- Τα σπάνια προβλήματα προέρχονται από εξώθηση του ελαστομερούς που προκαλείται από ελαττωματικό στεγανοποιητικό δαχτυλίδι (seal ring) ή από περιστροφές πέρα των ορίων για τα οποία έχει σχεδιασθεί η κατασκευή. Επιπλέον προβλήματα μπορεί να προέλθουν από μετακίνηση του τεφλόν, διάβρωση του ανοξείδωτου χάλυβα των ελασμάτων ολίσθησης, κατά λάθος βαφή των ελασμάτων ολίσθησης. Εκτός από τα μεταλλικά στοιχεία του εφεδράνου που βρίσκονται εν επαφή και τα εσωτερικά τοιχώματα του μεταλλικού δοχείου-κελύφους τα υπόλοιπα μεταλλικά μέρη του πρέπει να προστατεύονται έναντι διάβρωσης.
- Περιορισμένη ικανότητα περιστροφής, που είναι εντούτοις αρκετή για τις περισσότερες κατασκευές.
- Επειδή επί της ουσίας είναι εφεδράνα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης δεν έχουν την δυνατότητα επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση για αυτό το λόγο κατά την εφαρμογή τους εξασφαλίζεται η επαναφορά της κατασκευής με άλλα μέσα όπως φαίνεται

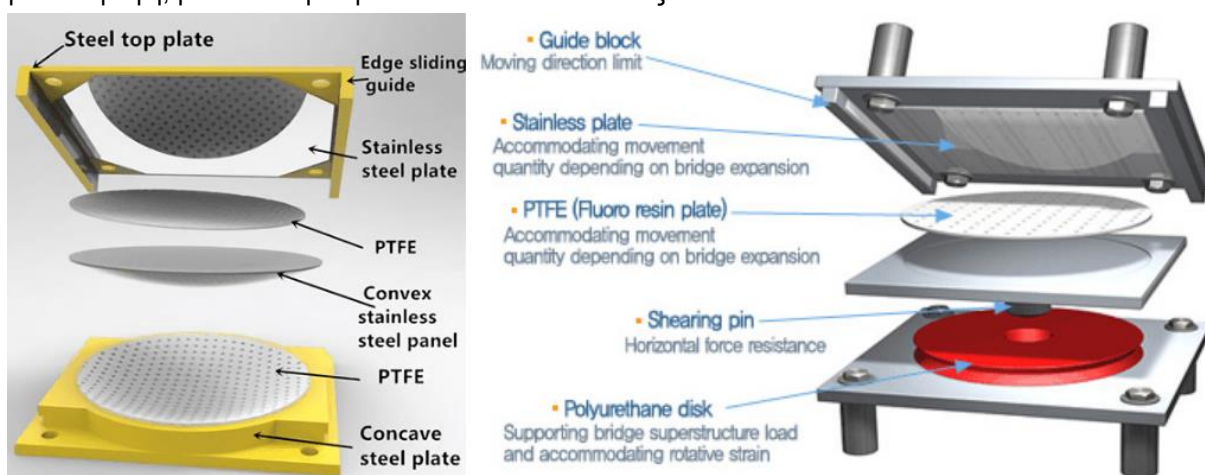


σεμια εικόνα τη εισαγωγής με μονολιθική σύνδεση του κεντρικούμεσοβάθρου που πέραν άλλων λειτουργιών εξασφαλίζει και αυτή την απαίτηση μετά από ένα σεισμό..

- Η τοποθέτηση τους απαιτεί περισσότερη ακρίβεια από ότι απαιτείται στη γεφυροποιία.
- Η κατασκευή τους απαιτεί υψηλή τεχνολογία, αυστηρότερους κανονισμούς, ελέγχους ποιότητας και περισσότερη ακρίβεια (μικρές κατασκευαστικές ανοχές).
- Το κόστος τους είναι πιο υψηλό συγκρινόμενο λόγου χάριν με τα συνήθη ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

### 2.3.3.3 Εφέδρανα Τύπου Δίσκου και Σφαιρικά Εφέδρανα

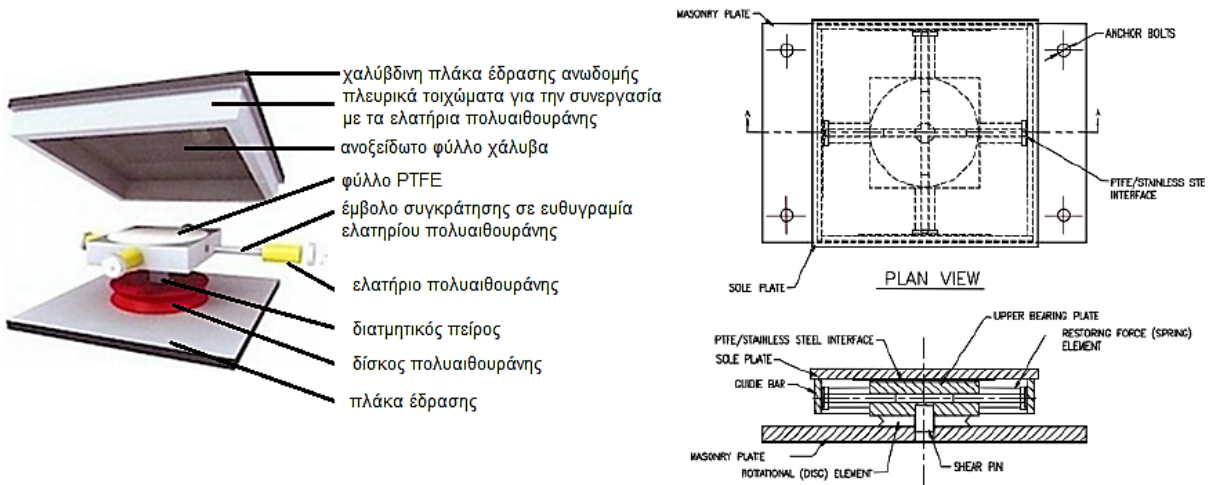
Τα παραπάνω εφέδρανα δεν διαφέρουν σημαντικά με τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς. Η κύρια διαφορά είναι ο τρόπος υλοποίησης της άρθρωσης όπου στα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς υλοποιείται με τον περιορισμό του ελαστομερούς και την εκμετάλλευση της ασυμπιεστότητάς του. Ενώ στα εφέδρανα τύπου δίσκου (disc bearings) αυτό υλοποιείται μέσω ενός δίσκου πολυαιθουράνης, η μετακίνηση στο επίπεδο της πολυαιθουράνης εμποδίζεται μέσω ενός διαμητικού πείρου που επιτρέπει την περιστροφή του εφεδράνου. Στα σφαιρικά εφέδρανα μέσω ενός μεταλλικού σφαιρικού τμήματος και μιας αντίστοιχης υποδοχής (τα σφαιρικά εφέδρανα διαφέρουν από τα εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς).Οι κατασκευαστές και των δύο αυτών τύπων εφεδράνων αποδίδουν σε αυτά διάρκεια ζωής 50 ετών ενώ έχουν και αυτά διατάξεις όπως και του εγκιβωτισμένου ελαστομερούς που επιτρέπουν μόνο στροφή, μετατόπιση σε μία και σε δύο διευθύνσεις.



**Σχήμα 2.16:**Αριστερά φαίνεται ένα σφαιρικό εφέδρανο και δεξιά ένα εφέδρανο τύπου δίσκου και τα δύο επιτρέπουν την κίνηση σε μία μόνο διεύθυνση με εγκάρσιο σύστημα δέσμευσης στα άκρα.

### 2.3.3.4 Εφέδρανα τύπου EradiQuake

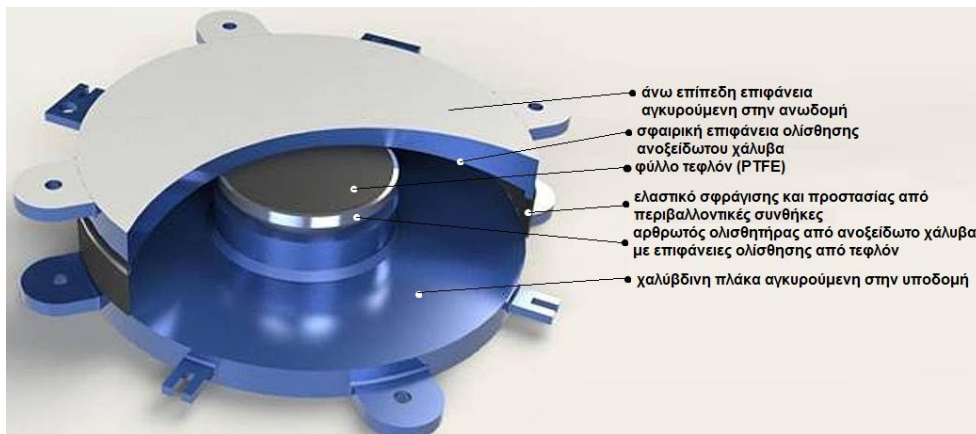
Τα εφέδρανα EradiQuake (EQSήSIDB) είναι παρόμοια με τα τύπου δίσκου καθώς η στροφική τους ελευθέρωση επιτυγχάνεται με έναν δίσκο πολυαιθουράνης επίσης όπως και με τα τύπου δίσκου η άνω πλάκα σύνδεσης με την ανωδομή έχει στην κάτω επιφάνειά της ένα φύλλο ανοξειδωτου χάλυβα το οποίο εδράζεται επί φύλλου τεφλόν που φέρει το εφέδρανο. Όμως ανάμεσα στο φύλλο τεφλόν και στον δίσκο υπάρχει μια διάταξη ελατηρίων πολυαιθουράνης που δίνει την δυνατότητα επαναφοράς στην αρχική θέση σε αυτού του τύπου τα εφέδρανα. Τα ελατήρια πολυαιθουράνης είναι κύλινδροι από το κέντρο των οποίων διέρχεται ένα έμβολο που εξασφαλίζει ευθύγραμμη μορφή τους και όχι τον 'λυγισμό' τους. Επίσης η οριζόντια δυσκαμψία τους μπορεί να είναι διαφορετική στις δύο κάθετες διευθύνσεις αλλάζοντας είτε τον αριθμό είτε το μέγεθος των ελατηρίων πολυαιθουράνης. Ο σχεδιασμός τους γίνεται μέσω των Αμερικανικών οδηγιών από το LRFD, AASHTO 2012 και GSID(Aashto, GuideSpecificationsforSeismicIsolationDesign).



Σχήμα 2.17: Διάταξη εφεδράνου Eradiquake

2.3.3.5 Εφέδρανα Ολίσθησης Τύπου Εκκρεμούς

Τα εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς (Friction Pendulum Systems ή Bearings, FPS) βασίζουν τη λειτουργία τους στο ότι η επιφάνεια ολίσθησης του εφεδράνου είναι τμήμα σφαίρας. Αυτή η επιφάνεια που είναι τμήμα σφαίρας (concave surface) στηρίζεται ή στηρίζει αναλόγως αν είναι συνδεδεμένη με την υποδομή ή με την ανωδομή, μια συζυγή επιφάνεια που αποτελείται από ένα μικρότερο τμήμα σφαίρας ίδιας ακτίνας αυτό ονομάζεται αρθρωτός ολισθητήρας (articulated slider) και στην άλλη μεριά του διαθέτει πάλι σφαιρικό τμήμα πολύ μικρότερης ακτίνας το οποίο υλοποιεί την απαιτούμενη άρθρωση που χρειάζεται ώστε η επιφάνεια ολίσθησής του να μπορεί να προσαρμόζεται στην κίνηση της συζυγούς μεγαλύτερης επιφάνειας ολίσθησης αλλά και να μπορεί να πάρει τις στροφές της ανωδομής. Είναι προτεινόμενο στην εφαρμογή αυτών των εφεδράνων η μεγάλη επιφάνεια ολίσθησης να είναι συνδεδεμένη με την ανωδομή ώστε η κοιλότητα που σχηματίζει να είναι προσανατολισμένη προς το έδαφος για να μην συγκεντρώνει νερό ή άλλα αντικείμενα που πιθανώς να δημιουργήσουν επιπλοκές στη λειτουργία του εφεδράνου.



Σχήμα 2.18: Εφέδρανο σφαιρικής ολίσθησης μιας επιφάνειας και τα μέλη του

Η ακτίνα της επιφάνειας ολίσθησης κυμαίνεται από 3-4m και καθορίζει την ιδιοπερίοδο της ταλάντωσης καθώς έχουμε λειτουργία εκκρεμούς και έτσι είναι ανεξάρτητη της μάζας που υποστηρίζει. Η μετατόπιση επί της σφαιρικής επιφάνειας δημιουργεί μία δύναμη επαναφοράς, η οποία είναι η οριζόντια συνιστώσα της κατακόρυφης αντίδρασης. Επειδή αυτή η δύναμη είναι ανάλογη της μάζας της ανωδομής και της δυσκαμψίας του εφεδράνου για αυτό το λόγο η ιδιοπερίοδος του είναι ανεξάρτητη της μάζας. Ο συνδυασμός χαμηλής τριβής και δύναμης επαναφοράς λόγω της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης προσδίδουν στο εφέδρανο μία προσεγγιστικώς διγραμμική υστερητική

συμπεριφορά με την ικανότητα επαναφοράς στην αρχική θέση. Ο συντελεστής τριβής έχει τιμές 0.05-0.1 αλλά με τη χρήση λιπαντικού μπορεί να μειωθεί περαιτέρω.

### 1) Μηχανικά Χαρακτηριστικά

Η συνολική συμπεριφορά του εφεδράνου είναι ένας συνδυασμός από:

Μία υστερητική συνιστώσα λόγω τριβής, η οποία αντιστοιχεί σε δύναμη μηδενικής μετακίνησης η οποία είναι η χαρακτηριστική αντοχή εφεδράνου και η οποία όταν ξεπεραστεί αρχίζει η μετατόπιση.

- Χαρακτηριστική αντοχή εφεδράνου τύπου εκκρεμούς

$$F_0 = Q_d = \mu_D \cdot N_{sd} \cdot \cos\varphi \quad (2.38)$$

όπου:

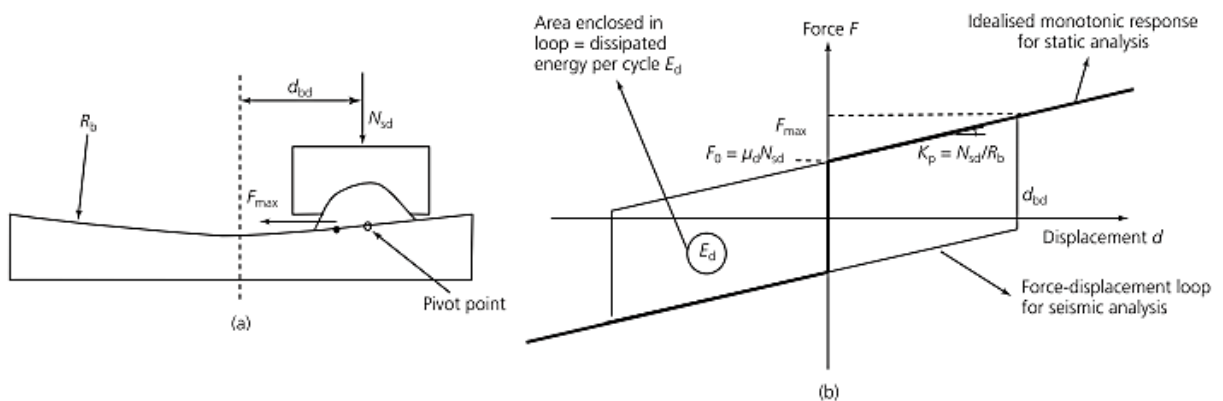
$N_{sd} \cdot \cos\varphi$  η συνιστώσα του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου της ανωδομής κάθετα στην επιφάνεια ολίσθησης

Μία γραμμική ελαστική συνιστώσα που παρέχει τη δύναμη επαναφοράς η οποία αντιστοιχεί στη μετελαστική ακαμψία:

- Εφαπτομενική συνιστώσα στην επιφάνεια ολίσθησης του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου της ανωδομής

$$F_p = N_{sd} \cdot \sin\varphi \quad (2.39)$$

Για μικρές μετακινήσεις  $d$ ,  $\cos\varphi=1$  και  $\sin\varphi=d/R_b$ .



**Σχήμα 2.19:** Παραμορφωμένη εικόνα εφεδράνου σφαιρικής ολίσθησης και βρόγχος υστέρησης

- Η μετελαστική ακαμψία ορίζεται ως

$$K_p = \frac{N_{sd}}{R_b} \quad (2.40)$$

όπου:

$R_b$  είναι η ενεργός ακτίνα της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης, η οποία εξαρτάται από την εκάστοτε θέση του σημείου περιστροφής (pivotpoint).

Από την κινηματική των εφεδράνων και για μικρές γωνίες όπου  $\tan\varphi \approx \sin\varphi$  το οποίο αποτελεί ικανοποιητική προσέγγιση για  $d_{b/d}/R=0.25$

$$\sin\varphi = \frac{d}{R_b} \quad (2.41)$$

$$\tan\varphi = \frac{F}{N_{sd}} \quad (2.42)$$

- Από τις δύο προηγούμενες σχέσεις η αναπτυσσόμενη δύναμη επαναφοράς για τυχαία θέση d

$$F = \frac{N_{sd} \cdot d}{R_b} + \mu_d \cdot N_{sd} \cdot \text{sign}(\dot{d}) \quad (2.43)$$

Η συνάρτηση  $\text{sign}(x)$  εκφράζει την αλλαγή στο πρόσημο στη δύναμη τριβής και είναι απαραίτητη στη πιο πάνω σχέση διότι η δύναμη τριβής αντιστέκεται πάντα στη ταχύτητα ολίσθησης.

Η  $F_{\max}$  που μπορεί να αναπτυχθεί από το εφεδράνου υπολογίζεται με αντικατάσταση του d από  $d_{bd}$ .

Η δε ελαστική ακαμψία του εφεδράνου στο πιο πάνω διγραμμικό υστερητικό βρόχο θεωρητικώς είναι άπειρη, για την αποφυγή αριθμητικών ασταθειών λαμβάνεται  $K_e = F_0/dy$  με μία μικρή τιμή του  $dy = 0.1$  mm.

- Τα εφεδράνα σφαιρικής ολίσθησης έχουν συμμετρική υστερητική συμπεριφορά και μπορούν να αντιπροσωπευτούν από ένα ελατήριο με σταθερά ανάλογη της θλιπτικής δύναμης.

$$K_{eff} = \frac{F}{d} = N_{sd} \cdot \left( \frac{1}{R_b} + \frac{\mu_d}{d} \right) \quad (2.44)$$

- Η ενέργεια που αποσβένεται ανά κύκλο φόρτισης σε μετακίνηση d

$$E_D = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{sd} \cdot d \quad (2.45)$$

- Η ισοδύναμη ενεργός ιξώδης απόσβεση

$$\xi_{eff} = \frac{E_D}{2 \cdot \pi \cdot F \cdot d} = \frac{2 \cdot \mu_D}{\pi \cdot \left( \frac{d}{R_b} + \mu_D \right)} \quad (2.46)$$

Η διαφορική εξίσωση κίνησης για ταλαντωτή με ένα βαθμό ελευθερίας με μάζα m υπό την επίδραση της δύναμης επαναφοράς ενός εφεδράνου σφαιρικής ολίσθησης (αγνοώντας τη τριβή) και χωρίς απόσβεση η ιδιοσυχνότητα της κατασκευής είναι:

- Ιδιοσυχνότητα μονοβάθμιου συστήματος με εφεδράνα τύπου εκκρεμούς

$$m \cdot \ddot{u} + \frac{m \cdot g}{R_b} \cdot u = 0 \rightarrow \omega = \sqrt{\frac{g}{R_d}} \quad (2.47)$$

### ➤ Γραμμικές Αναλύσεις

- Με θεώρηση άκαμπτου καταστρώματος όλα τα εφεδράνα αντικαθίστανται από ένα ελατήριο ισοδύναμης σταθεράς που δίνεται ως εξής:

$$K_{eff,tot} = \sum K_{eff,i} = W_{tot} \cdot \left( \frac{1}{R_b} + \frac{\mu_d}{d} \right) \quad (2.48)$$

όπου:

$W_{tot}$  το συνολικό βάρος της μονωμένης κατασκευής στο σεισμικό συνδυασμό

- Για κάθε εφέδρανο η σταθερά ελατηρίου είναι:

$$K_{eff,i} = \frac{N_i}{W_{tot}} \cdot K_{eff,tot} \quad (2.49)$$

όπου

$N_i$  η θλιπτική δύναμη κάθε εφεδράνου

- Εάν επιλεγούν τα ίδια εφέδρανα η συνολική απόσβεση είναι ίση με την ενεργό αποσβεση του κάθε εφεδράνου

$$\xi_{eff,tot} = \xi_{eff,i} \quad (2.50)$$

Η μέγιστη αντίδραση  $F_{max,i}$  από κάθε εφέδρανο στις οριζόντιες επιβαλλόμενες αδρανειακές δυνάμεις στο κατάστρωμα είναι μία δύναμη παράλληλη στη διεύθυνση της κίνησης και ανάλογη του κατακόρυφου θλιπτικού φορτίου του εφεδράνου  $N_{sd,i}$ . Καθώς αυτές οι δυνάμεις  $N_{sd,i}$  είναι σε ισορροπία με το συνολικό βάρος του η συνισταμένη των οριζοντίων αντιδράσεων  $F_{max,i}$  από όλα τα εφέδρανα θα περνάει διαμέσου της οριζόντιας προβολής του κέντρου μάζης του καταστρώματος. Επακόλουθο αυτού είναι η σεισμική κίνηση να μη δημιουργεί περιστροφή περί το κατακόρυφο άξονα καθώς η στιβαρότητα του καταστρώματος και των βάθρων είναι μεγάλες στις συνήθεις περιπτώσεις.

❖ **Βήματα επαναληπτικής διαδικασίας για προσομοίωμα άκαμπτου καταστρώματος.**

1. Επιλογή εφεδράνων ιδιαίτερα του συντελεστή τριβής  $\mu$  και της ακτίνας  $R$
2. Επιλογή αρχικής τιμής μέγιστης μετακίνησης  $d_{bd}$
3. Υπολογισμός των  $K_{eff,tot}$ ,  $\xi_{eff,tot}$  και  $E_{D,tot}$  ως συνάρτηση της  $d_{bd}$
4. Υπολογισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του ισοδύναμου ταλαντωτή  $T_{eff} = 2 \cdot \pi \sqrt{M_{tot}/K_{eff,tot}}$  όπου  $M_{tot}$  η συνολική μάζα του καταστρώματος στο σεισμικό συνδυασμό.
5. Υπολογισμός των σεισμικών δυνάμεων και της νέας μετακίνησης από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού ή έστω θεωρώντας συντελεστή συμπεριφοράς 1.5 από το ανελαστικό φάσμα.
6. Επανάληψη των βημάτων 2 έως 5 μέχρι την επίτευξη σύγκλισης των μετακινήσεων
7. Έλεγχος επάρκειας των εφεδράνων εάν δεν ικανοποιείται επαναδιαστασιοποίησή τους.

Θεωρητικά μπορούν να κατασκευαστούν και έχουν ερευνηθεί και εφέδρανα σφαιρικής ολίσθησης με δύο και μέχρι τέσσερις επιφάνειες ολίσθησης. Η συμπεριφορά τους δε διαφέρει από εκείνη των εφεδράνων με μία σφαιρική επιφάνεια. Η χρήση τους σε συστήματα σεισμικής μόνωσης δε προσφέρει κανένα σημαντικό επιπλέον πλεονέκτημα από ότι τα αντίστοιχα εφέδρανα με μία σφαιρική επιφάνεια και επιπλέον περιπλέκουν τις αναλύσεις. Για αυτούς τους λόγους δε έχουν ευρεία εφαρμογή.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ-ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ**

Παρουσίαση των ευρείας χρήσης αποσβεστήρων και παρεμφερών συσκευών καθώς και των ιδιοτήτων τους.

### 3.1 Η ΑΠΟΣΒΕΣΗ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Όλες οι κατασκευές έχουν το χαρακτηριστικό να εξαντλούν την κινητική και δυναμική ενέργειά τους και αυτή η ιδιότητά τους είναι η απόσβεση. Βεβαία το ποσοστό της απόσβεσης δεν είναι ίδιο για όλες τις κατασκευές, πόσο μάλλον οι μηχανισμοί λόγω των οποίων συμβαίνει η απόσβεση που εξαρτώνται από το υλικό και μερικές φορές και από την εφαρμογή του υλικού για παράδειγμα οπλισμένο σκυρόδεμα και προεντεταμένο. Ο τρόπος σύνδεσης μπορεί να έχει σημασία όπως στις μεταλλικές κατασκευές όπου άλλη τιμή έχει ο λόγος απόσβεσης για συγκολλητά μεταλλικά πλαίσια και άλλη για τα κοχλιωτά. Η τιμή της απόσβεσης έχει και επιρροή στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής αλλά για τιμές του λόγου απόσβεσης μέχρι 20% που σπανίως ξεπερνιέται στις κατασκευές αυτή η επιρροή είναι αμελητέα. Στις κατασκευές όπως έχει αναφερθεί στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο η απόσβεση προσομοιώνεται με την ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση ώστε η ασκούμενη δύναμη επί της κατασκευής να προκύπτει συναρτήσει της ταχύτητας.

Σε αρκετές περιπτώσεις κατασκευών η έμφυτη απόσβεσή τους είναι ανεπαρκής ώστε οι μετακινήσεις τους να μην υπερβούν όρια λειτουργικότητας, όρια για την προστασία ευαίσθητων διαχωριστικών όπως υαλοπίνακες ή ακόμα και όρια που τίθενται από την ανάγκη εκκένωσης κτηρίων μετά το σεισμό όπως το να παραμορφωθούν πλαίσια θυρών και να μην ανοίγουν. Εκεί απαιτείται να προστεθεί στην κατασκευή επιπρόσθετη απόσβεση μέσω ειδικών διατάξεων απορρόφησης ενέργειας των αποσβεστήρων. Οι αποσβεστήρες προσφέρουν παθητική προστασία. Οι αποσβεστήρες καλύπτουν μία σειρά από υλικά και διατάξεις που προσφέρουν ενίσχυση της απόσβεσης, της δυσκαμψίας και της ευστάθειας της κατασκευής έναντι σεισμικών διεγέρσεων αλλά είναι και αποτελεσματικοί στον περιορισμό ταλαντώσεων που προκαλούνται από τον άνεμο. Τα φαινόμενα που εκμεταλλεύονται οι αποσβεστήρες για την διάχυση της ενέργειας της ταλάντωσης της κατασκευής είναι η τριβή και συνακόλουθα η προκαλούμενη θερμότητα, το ιξώδες των ρευστών, μάζες σε συνδυασμό με διατάξεις ώστε να ταλαντώνονται με διαφορά φάσης 90° σε σχέση με την κατασκευή. Επίσης εφαρμογή βρίσκουν και υλικά που παρουσιάζουν φαινόμενα χαλάρωσης τα και των οποίων οι ιδιότητες επανέρχονται γρήγορα, αλλά και στην υστερητική συμπεριφορά των μετάλλων όταν αυτά παραμορφώνονται στην στην ανελαστική τους περιοχή. Όσον αφορά την κατανομή των αποσβεστήρων σε μία πολυβάθμια κατασκευή υπάρχουν αλγόριθμοι και μέθοδοι βελτιστοποίησης όπως προτείνεται από τους SinghandMoreschi (2001).

### 3.2 ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΙ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

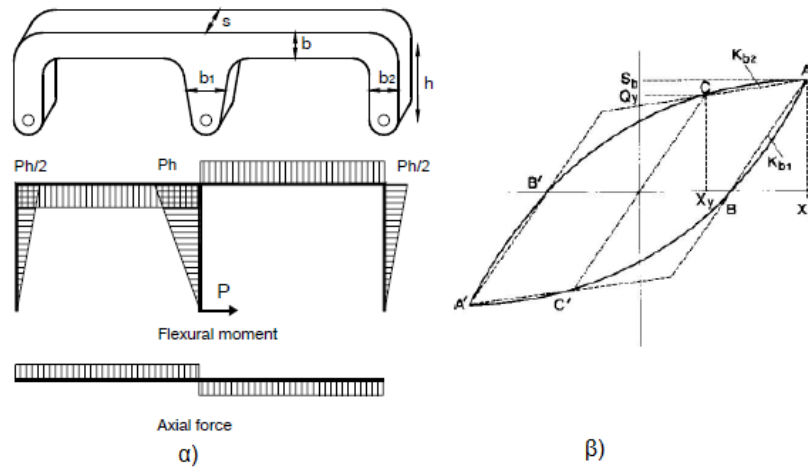
Αυτού του είδους οι αποσβεστήρες αποσβένουν ενέργεια μέσω κάμψης, διάτμησης ή εφελκυσμού αναπτύσσοντας παραμορφώσεις στον ανελαστικό κλάδο του υλικού. Ο χάλυβας από τον οποίο αποτελούνται παρουσιάζει μικρή κράτυνση και αρκετά μεγάλη παραμόρφωση αστοχίας ώστε να έχουν μεγάλη διάρκεια ζωής και να μην επηρεάζονται οι ιδιότητές τους από τους πολλούς κύκλους φόρτισης σε ένα σεισμό. Η προσομοίωσή τους είναι συνιστώμενο να γίνεται με μη γραμμική ανάλυση ώστε να λαμβάνεται υπόψη η υστερητική τους συμπεριφορά καθώς μπορεί να υποτιμηθούν οι επιταχύνσεις θεωρώντας ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση σε γραμμική ανάλυση με αυτήν να υπολογίζεται για τον μέγιστο υστερητικό βρόγχο, σαν αρχική διερεύνηση είναι ικανοποιητική.

#### 3.2.1 ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΥΠΟΥ 'Ε'

Εάν θεωρηθεί ότι η ανωδομή συνδέεται στο κεντρικό σκέλος του Ε και η υποδομή στα δύο ακραία τότε η μορφή του αποσβεστήρα όταν αυτός λειτουργεί θα είναι αντισυμμετρική όπως φαίνεται τα διαγράμματα ροπών και αξονικών είναι και αυτά αντισυμμετρικά επομένως θα υπάρχει συνεχής εναλλαγή προσήμου της έντασης σε κάθε σκέλος όταν υπάρχει ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ο αποσβεστήρας να μη συγκεντρώνει παραμένουσες παραμορφώσεις και έτσι να αντέχει σε περισσότερους από 50 κύκλους φόρτισης. όπως φαίνεται και από το διάγραμμα ροπών τα τρία



σκέλη παραμένουν ουσιαστικά ελαστικά και το μεγαλύτερο μέρος της απόσβεσης της ενέργειας γίνεται στο οριζόντιο συνδετικό τμήμα. Η απόδοση της αποσβενούμενης ενέργειας έναντι της ελαστικής σε κάθε κύκλο στον αποσβεστήρα φτάνει και το 70%



**Σχήμα 3.1:** α) Μεταλλικός αποσβεστήρας τύπου E και εντάσεις κατά τη φόρτιση β) Βρόγχος υστέρησης του αποσβεστήρα

Παρακάτω δίνονται ορισμένοι κλειστοί τύποι για τον υπολογισμό των παραμέτρων του αποσβεστήρα τύπου E, η τοπική πλαστιμότητα  $\mu_1$  του αποσβεστήρα παίρνει τιμές από 15-20.

- Ροπή διαρροής

$$M_Y = \sigma_y \frac{s \cdot b^2}{6} \quad (3.1)$$

- Φορτίο διαρροής

$$P_Y = \sigma_y \frac{s \cdot b^2}{3 \cdot h} \quad (3.2)$$

- Παραμόρφωση διαρροής

$$\delta_Y = 2 \cdot \frac{h \cdot l}{b} \cdot \varepsilon_y \cdot \left(1 + \frac{\alpha \cdot h}{3 \cdot l}\right) \quad (3.3)$$

- Ροπή αντοχής

$$M_P = \sigma_y \frac{s \cdot b^2}{4} \quad (3.4)$$

- Φορτίο αντοχής

$$P_P = \sigma_y \frac{s \cdot b^2}{2 \cdot h} \quad (3.5)$$

- Παραμόρφωση αστοχίας

$$\delta_{max} = 2 \cdot \frac{h \cdot l}{b} \cdot \varepsilon_{max} \cdot \left(1 + \frac{\alpha \cdot h \cdot \varepsilon_y}{2 \cdot l \cdot \varepsilon_{max}}\right) \approx 2 \cdot \frac{h \cdot l}{b} \cdot \varepsilon_{max} \quad (3.6)$$

- Καθολική πλαστιμότητα συσκευής

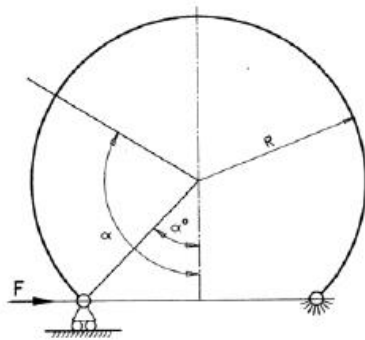
$$\mu = \frac{2}{3} \mu_1 \cdot \frac{\left(1 + \frac{\alpha \cdot h \cdot \varepsilon_y}{2 \cdot l \cdot \varepsilon_{max}}\right)}{\left(1 + \frac{\alpha \cdot h}{3 \cdot l}\right)} \approx \frac{2}{3} \mu_1 \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha \cdot h}{3 \cdot l}\right)} \quad (3.7)$$

- Ελαστική Δυστημσία συσκευής

$$K = \frac{P_y}{\delta_y} = \frac{1}{6} \cdot E \cdot \frac{s \cdot b^3}{h^2 \cdot l} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha \cdot h}{3 \cdot l}\right)} \quad (3.8)$$

### 3.2.2 ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΥΠΟΥ 'C' ή ΠΕΤΑΛΟΥ

Οι αποσβεστήρες αυτού του τύπου παρέχουν ικανοποιητική απόσβεση αποτελούνται από ένα ημικυκλικό τόξο και δύο ευθύγραμμα τμήματα ως συνέχεια αυτού, μπορούν να αποτελούνται και από τόξα μεγαλύτερης ακτίνας όταν υπάρχουν μεγαλύτερες μετατοπίσεις που θα αναπτυχθούν. Το πλάτος  $b$  του πετάλου μεταβάλλεται και γίνεται μέγιστο στο μέσο του τόξου και ελάχιστο στα άκρατο πάχοςείναι σταθερό.



α)



β)

**Σχήμα 3.2:**α) Διάγραμμα του αποσβεστήρα τύπου C β) Συνδυασμός εφεδράνου επίπεδης ολίσθησης με αποσβεστήρες τύπου C της FIP Industriale

- Μεταβολή πλάτους  $b$

$$b(\alpha) = b_{max} \cdot \sqrt{\sin \alpha} \quad (3.9)$$

- Ροπή διαρροής

$$M_Y = \sigma_y \cdot \frac{s \cdot b(\alpha)^2}{6} \quad (3.10)$$

- Φορτίο διαρροής

$$P_Y = \sigma_y \cdot \frac{s \cdot b_{max}^2}{6 \cdot r} \quad (3.11)$$

- Μετατόπιση διαρροής

$$\delta_y = 4.824 \frac{r^2}{b_{max}} \cdot \varepsilon_y \quad (3.12)$$

- Ροπή αντοχής

$$M_P = \sigma_y \cdot \frac{s \cdot b(\alpha)^2}{4} \quad (3.13)$$

- Φορτίο διαρροής

$$P_P = \sigma_y \cdot \frac{s \cdot b_{\max}^2}{4 \cdot r} \quad (3.14)$$

- Μετατόπιση διαρροής

$$\delta_{\max} = 4.824 \frac{r^2}{b_{\max}} \cdot \varepsilon_{\max} \quad (3.15)$$

- Καθολική πλαστιμότητα συσκευής

$$\mu = \frac{2}{3} \mu_1 \quad (3.16)$$

- Ελαστική Δυστημσία συσκευής

$$K = 0.003455 \cdot \frac{s \cdot b_{\max}^3}{r^3} \quad (3.17)$$

**Όταν το τόξο είναι μεγαλύτερο των 180°:**

- Φορτίο διαρροής

$$P_y = \sigma_y \cdot \frac{s \cdot b_{\max}^2}{6} \cdot \frac{1}{r \cdot (\cos \alpha_0 + 1)} \quad (3.18)$$

- Μεταβολή πλάτους b

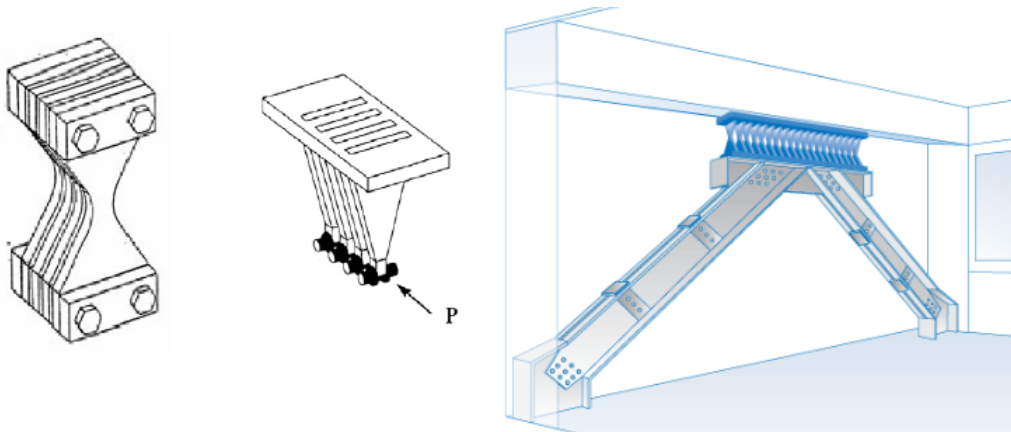
$$b(\alpha) = b_{\max} \cdot \sqrt{\frac{\cos \alpha_0 - \cos \alpha}{\cos \alpha_0 + 1}} \quad (3.19)$$

- Μετατόπιση

$$\delta = 4 \cdot \frac{r^2}{b_{\max}} \cdot \varepsilon_{\max} \cdot \sqrt{\cos \alpha_0 + 1} \cdot \left[ \int_{\alpha_0}^{\pi} \sqrt{\cos \alpha_0 - \cos \alpha} \, da \right] \quad (3.20)$$

### 3.2.3 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΜΕΣΩ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

Χαλύβδινα στοιχεία προστιθέμενης απόσβεσης και ακαμψίας (added damping and stiffness-ADAS). Η διάταξη αυτή αποτελείται από πολλαπλές μεταλλικές πλάκες μορφής X που τοποθετούνται στη κορυφή ενός μεταλλικού συνδέσμου μορφής Λ και συνδέονται με το ζύγωμα του πλαισίου. Η υστερητική απόσβεση που εμφανίζουν είναι αποτέλεσμα της κάμψης τους όταν ο υλικό τους λειτουργεί στον ανελαστικό του κλάδο. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση άκαμπτων μεταλλικών στοιχείων στα άκρα των πλακών, έτσι ώστε αυτές να παραμορφώνονται υπό διπλή καμπυλότητα. Αυτοί οι αποσβεστήρες ορίζονται από τη δύναμη διαρροής  $F_y$  και την ελαστική ακαμψία τους  $K_D$ . Η δε συμπεριφορά τους είναι συνάρτηση των  $F_y$ ,  $K_D$  και της ελαστικής ακαμψίας της κατασκευής  $K_E$ .



**Σχήμα 3.3:**Μορφές του συστήματος ADAS με πλάκες τύπου Χ και τριγωνικού τύπου και η εφαρμογή του με σύνδεσμο δυσκαμψίας τύπου Λαμδα.

- Λόγος ακαμψίας αποσβεστήρα προς τη συνολική ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής

$$f = \frac{K_D}{K_E} \quad (3.21)$$

- Λόγος δύναμης διαρροής αποσβεστήρα προς τη συνολική ελαστική δύναμη αντοχής της κατασκευής

$$g = \frac{F_y}{F_E} \quad (3.22)$$

- Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση

$$\xi = \frac{W_D}{4 \cdot \pi \cdot W_s} \quad (3.23)$$

- Αποσβενομένη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης στη μέγιστη μετακίνηση

$$W_D = 4 \cdot F_Y \cdot (\Delta_{max} - \Delta_y) \quad (3.24)$$

- Μέγιστη μετακίνηση  $\Delta_{max}$

$$\Delta_{max} = \frac{F_E}{K_E} \quad (3.25)$$

- Μετακίνηση διαρροής του αποσβεστήρα

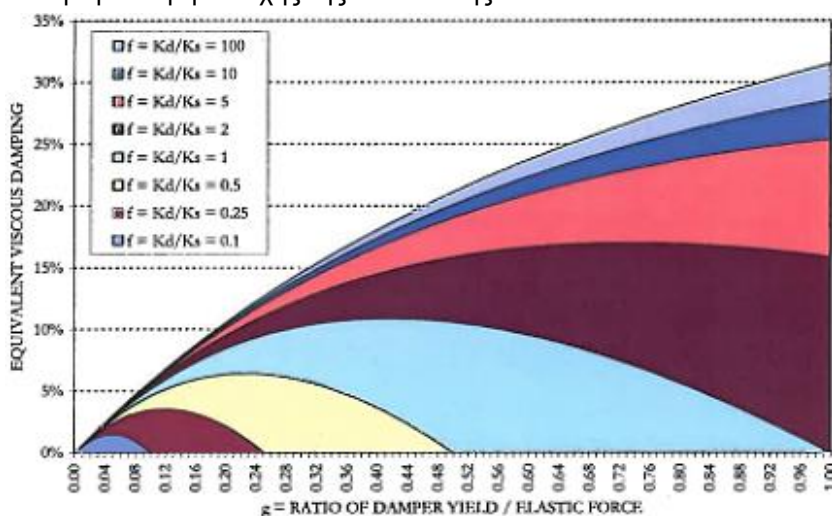
$$\Delta_y = \frac{F_y}{K_D} = \frac{g \cdot F_E}{f \cdot K_E} = \Delta_{max} \frac{g_y}{f} \quad (3.26)$$

- Ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση συνδυάζοντας τις παραπάνω σχέσεις

$$\xi_{tot} = \frac{2 \cdot f \cdot \Delta_Y \cdot (\Delta_{max} - \Delta_y)}{\pi \cdot \Delta_{max} \cdot (\Delta_{max} + f \cdot \Delta_y)} = \frac{2 \cdot g \cdot \left(1 - \frac{g}{f}\right)}{\pi \cdot (1 + g)} \quad (3.27)$$

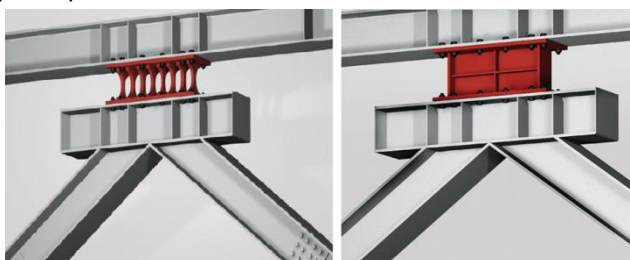
Η πιο πάνω σχέση παράγει μία σειρά καμπυλών ως συνάρτηση των  $g$  και  $f$  οι οποίες εκφράζουν τα ακόλουθα:

- Όσο πιο υψηλή είναι η ακαμψία του αποσβεστήρα σε σχέση με εκείνη της κατασκευής τόσο πιο υψηλή τιμή απόσβεσης επιτυγχάνεται. Πρακτικώς είναι πολύ δύσκολο να επιτευχθεί τιμή του  $f$  μεγαλύτερη του 1 και επομένως μία απόσβεση μόνο της τάξεως του 10-15 % είναι εφικτή.
- Για μία ρεαλιστική τιμή του λόγου των ακαμψιών  $f$  υπάρχει μία βέλτιστη τιμή της αντοχής του αποσβεστήρα, άρα και του  $g$ , σε σχέση με την ελαστική δύναμη αντοχής της κατασκευής. Αυτή αυξάνει με αυξανόμενη την ακαμψία, από μία τιμή 0.12 για  $f=0.25$  σε 0.72 για  $f=2.0$ .
- Στο διάγραμμα φαίνεται ότι η τιμή του  $g$  έχει ως μέγιστη τιμή το 1, που σημαίνει ότι ο αποσβεστήρας διαρρέει το πολύ σε δύναμη ίση με τη τιμή της ελαστικής δύναμης αντοχής της κατασκευής, όχι περισσότερο. Δηλαδή ο αποσβεστήρας ανθίσταται το πολύ μέχρι τη δύναμη που αντέχει η κατασκευή. Εάν η τιμή του  $g$  υπερβεί τη μονάδα αυτό συνεπάγεται ότι ο αποσβεστήρας αντέχει περισσότερο δύναμη από τη κατασκευή. Οριακά ο αποσβεστήρας θα αναλάβει όλη τη δύναμη αντοχής της κατασκευής.



**Σχήμα 3.4:** Η απόσβεση κατασκευής με αποσβεστήρες τύπου ADAS συνάρτησι των λόγων  $g$  και  $f$ , [22]

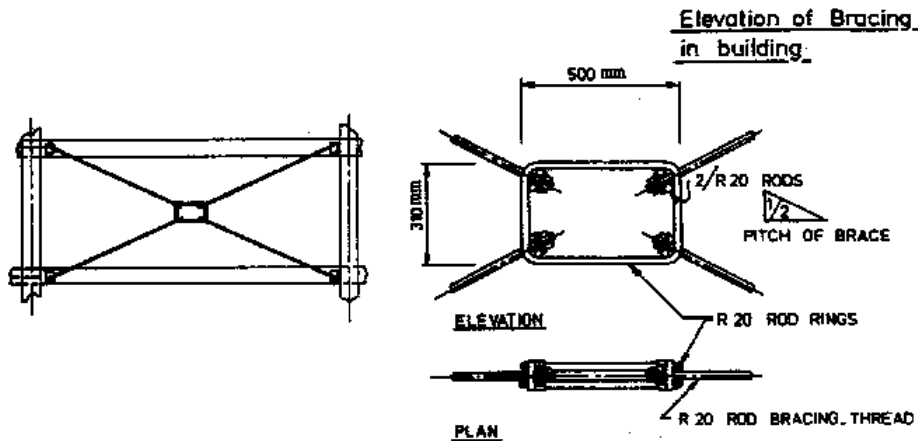
Επίσης υπάρχουν και αποσβεστήρες διαρροής μεταλλικών συνδέσμων που η απόσβεση ενέργειας δεν γίνεται μέσω της κάμψης των στοιχείων αλλά με απόσβεση μέσω διατμητικής παραμόρφωσης. Το στοιχείο διαρροής είναι κατάλληλα διαμορφωμένο με νευρώσεις ώστε να είναι πλάστιμο καθώς η διάτμηση έχει ψαθυρή θραύση.



**Σχήμα 3.5:** Αποσβεστήρες διαρροής με στοιχεία κάμψης αριστερά και διάτμησης δεξιά.

### 3.2.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

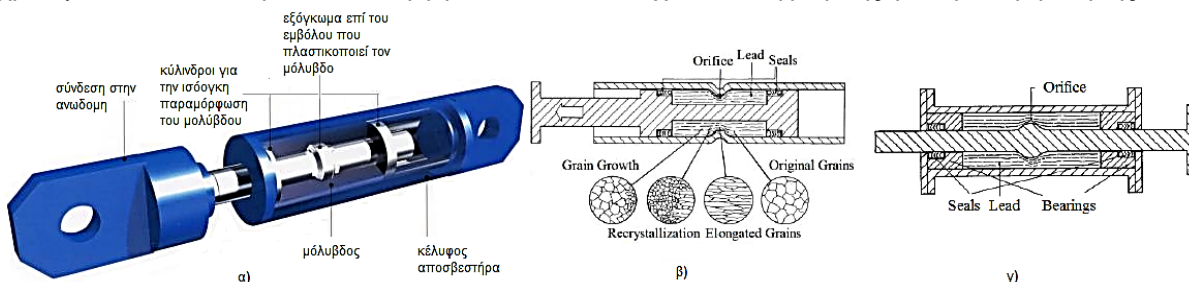
Χαρακτηριστικό γνώρισμα αυτών των στοιχείων απόσβεσης είναι ότι ο διαγώνιος σύνδεσμος που βρίσκεται υπό θλίψη αποσυνδέεται από το ορθογωνικό πλαίσιο που βρίσκεται στο κέντρο του συνδέσμου αποφεύγοντας το λυγισμό. Η ενέργεια που εισάγεται στη κατασκευή αποσβένεται με την ανελαστική παραμόρφωση του μεταλλικού ορθογωνίου στη διαγώνιο το οποίο παραμορφώνεται στη διεύθυνση του στοιχείου ενίσχυσης που εφελκείται.



Σχήμα 3.6: Σύνδεσμος Κατακόρυφος Σύνδεσμος Δυσκαμψίας Τύπου Χιαστί με Διαρρέσιμο Στοιχείο (Tyler 1985)

### 3.2.5 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΕΞΩΘΗΣΗΣ ΜΟΛΥΒΔΟΥ

Αυτοί οι αποσβεστήρες (Lead Extrusion Dampers - L.E.D.s) μοιάζουν οπτικά αρκετά με τους υδραυλικούς ιξώδεις αποσβεστήρες αντί για υγρό περιέχουν μόλυβδο στο εσωτερικό τους και δεν διαθέτουν κάποιο εμβολο με σπές για τη διέλευση του μολύβδου απλώς είναι λίγο πιο πεπλατυσμένο το έμβολο ώστε να δημιουργεί ένα 'λαιμό' για την πλαστικοποίηση του μολύβδου και την απόσβεση ενέργειας. Η εξώθηση του μολύβδου μεταβάλλει την κρυσταλλική του δομή δημιουργώντας πιο μακρόστενους κόκκους με αρκετές ατέλειες. Ένα ποσοστό της αποσβαινούμενης ενέργειας διαχέεται ως ενέργεια ενώ ένα άλλο παραμένει στον μόλυβδο ώστε να χρησιμοποιηθεί στην αυτοεπαναφορά του στην αρχική κρυσταλλική του δομή μέσω των σταδίων της επαναφοράς, ανακρυστάλλωσης και ανάπτυξης των κόκκων. Γενικότερα εμφανίζουν λόγο απόσβεσης 20-35% ο οποίος εξαρτάται από το εύρος της μετατόπισης και ειδικά για συχνότητες φόρτισης από 0.2-1Hz ο λόγος απόσβεσης είναι ανεξάρτητος της συχνότητας. Υπάρχουν δύο είδη αυτών των αποσβεστήρων αυτά με το εξόγκωμα στο έμβολο και αυτά με τη στένωση στο κέλυφος του αποσβεστήρα, το μειονέκτημα των τελευταίων είναι ότι χρειάζονται λιπαντικό για να λειτουργήσουν αλλά και δαχτυλίδια σφράγισης για την συγκράτησή του.



Σχήμα 3.7: α) & γ) Αποσβεστήρας εξώθησης μολύβδου με εξόγκωμα στο έμβολο, β) αποσβεστήρας εξώθησης μολύβδου με στένωση στο κέλυφος του αποσβεστήρα.

**Οι σχέσεις της απόσβεσης που παρέχεται από τους αποσβεστήρες διαρροής φαίνονται απλοί αλλά δύσκολα εφαρμόζονται στη πράξη για πολλούς λόγους:**

- Οι 2 βασικές παράμετροι των αποσβεστήρων, η ακαμψία και η δύναμη διαρροής, κανονικοποιούνται προς την ακαμψία και την ελαστική δύναμη αντοχής της κατασκευής που είναι δύσκολο να καθοριστούν για ένα πολυώροφο κτίριο.
- Η ελαστική δύναμη είναι συνάρτηση της σεισμικής φόρτισης.
- Οι περισσότερες κατασκευές χρησιμοποιώντας αποσβεστήρες δεν ανταποκρίνονται μέσα στα ελαστικά τους όρια και επομένως κάποιο ποσό από την υστερητική ενέργεια θα απορροφηθεί από τη κατασκευή.
- Οι μελέτες συνιστούν οι αποσβεστήρες διαρροής να έχουν υψηλή ακαμψία και υψηλή τιμή δύναμης διαρροής, για καλύτερη αποτελεσματικότητα. Επομένως με υψηλή ακαμψία και αντοχή οι αποσβεστήρες διαρροής σχηματίζουν ένα εναλλακτικό δομικό σύστημα

τροποποιώντας τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και έτσι δεν περιορίζονται μόνο στο να προσθέτουν επιπλέον απόσβεση. Γενικά μειώνουν την ιδιοπερίοδο της κατασκευής με αποτέλεσμα να αυξάνεται η σεισμική τέμνουσα βάση. Πρακτικώς είναι πολύ δύσκολο να ξεχωρίσουν οι επιδράσεις της προστιθέμενης ακαμψίας από τις επιδράσεις της προστιθέμενης απόσβεσης πάνω στην απόκριση της κατασκευής. Οπότε η απόκριση των κατασκευών (κυρίως κτιρίων) που χρησιμοποιούν αποσβεστήρες διαρροής αποτιμάται μέσω εμπειρικών κανόνων σχεδιασμού.

- Στη γεφυροποιία συχνά συναντούνται ως επιπλέον συσκευές απόσβεσης σε γέφυρες που έχει εφαρμοστεί κάποιος μονωτήρας όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.

### 3.3 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΤΡΙΒΗΣ

Οι αποσβεστήρες τριβής όπως και οι διαρροής στοχεύουν στην συγκέντρωση της πλαστικοποίησης της κατασκευής και συνεπώς των βλαβών που θα προκύψουν από ένα σεισμό στο σώμα του αποσβεστήρα πολλές φορές απαιτώντας την αλλαγή του μετά από έναν ισχυρό σεισμό ή την επαναρύθμισή του και επαναφορά του στην αρχική θέση. Η προσομοίωσή τους γίνεται με δύο τρόπους είτε με την χρήση πεπερασμένων στοιχείων επαφής και πλαστικής ανάλυσης που είναι ακριβές αλλά κοστοβόρο υπολογιστικά. Είτε εισάγοντας ένα ιδανικό ελαστικό-πλήρως πλαστικό προσομοίωμα θεωρώντας μια μεγάλο μέτρο ελστικότητα ώστε ο ελαστικός κλάδος να είναι σχεδόν κατακόρυφος και μηδενική κράτνυση, έτσι προσομοιώνεται ο υστερητικός βρόγχος, αυτή η προσέγγιση είναι πιο ελαφριά υπολογιστικά αλλά όχι τόσο ακριβής.

#### Πλεονεκτήματα των αποσβεστήρων τριβής:

- Έχουν καλύτερη δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας από τους αποσβεστήρες διαρροής, αυτό όμως το χαρακτηριστικό τους υποβαθμίζεται με την φθορά των επιφανειών τριβής.
- Η συμπεριφορά τους δεν επηρεάζεται από το εύρος των μετακινήσεων την συχνότητα της φόρτισης ή τον αριθμό των κύκλων.
- Η δύναμη τριβής τους είναι ρυθμιζόμενη με βάση την κάθετη στην επιφάνεια τριβής δύναμη.
- Δεν είναι επιπρεπείς σε κόπωση και δεν έχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις συντήρησης.
- Δεν επηρεάζονται σημαντικά από τις περιβαλλοντικές συνθήκες όπως η θερμοκρασία.
- Είναι πολύ απλές διατάξεις.

#### Μειονεκτήματα των αποσβεστήρων τριβής

- Η αποσβαινούμενη ενέργεια ανά κύκλο είναι ανάλογη της μετατόπισης τους αντί για το τετράγωνο αυτής όπως συμβαίνει στους ιξώδεις αποσβεστήρες και αυτό έχει να κάνει με παλμικές φορτίσεις ή φορτίσεις μεγαλύτερες των υπολογισθέντων. Επίσης οι μεγιστοποίηση των κινηματικών μεγεθών στη συχνότητα συντονισμού δεν περιορίζεται σημαντικά.
- Η ανθεκτικότητά τους είναι αμφισβητούμενη λόγω της ευαισθησίας του συντελεστή τριβής λόγω της κατάστασης της επιφάνειας τριβής
- Η μη γραμμική τους συμπεριφορά λόγω τριβής κάνει την αριθμητική προσομοίωσή τους αρκετά σύνθετη. Επίσης σε υψηλές συχνότητες δημιουργούνται επιπλέον μη γραμμικότητες με φαινόμενα εμπλοκής και ολίσθησης μεταξύ των δύο επιφανειών τριβής

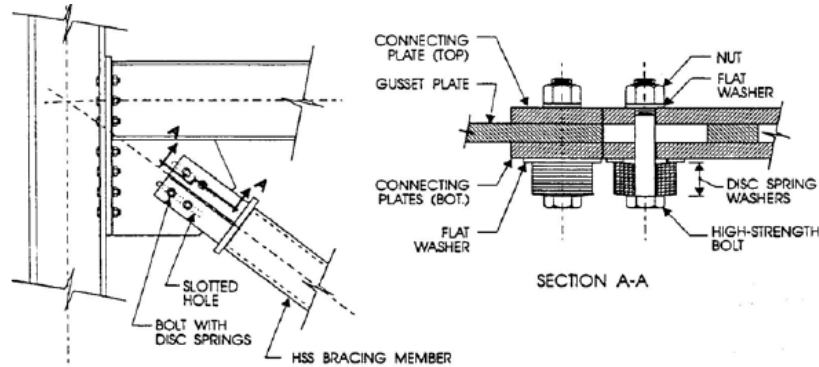
#### Περιβαλλοντικές επιδράσεις

- Η έκλυση θερμότητας κατά την τριβή των δύο επιφανειών μπορεί να επηρεάσει τον συντελεστή τριβής μαλακώνοντας το υλικό ή κάνοντάς το πιο επιρρεπές σε οξειδωση. Στα συνήθη συστήματα που χρησιμοποιούνται αυτή η επίδραση είναι μικρή.
- Οι ατμοσφαιρική υγρασία και η συγκέντρωση ρύπων μπορεί να μεταβάλει την χημική σύσταση των επιφανειών τριβής και άρα τον συντελεστή τριβής.
- Γενικώς η οξειδωση και οι επιδράσεις της στην επιφάνεια τριβής πρέπει να εξετάζονται και να λαμβάνονται υπόψη για τη διάρκεια ζωής αυτού του είδους των αποσβεστήρων.



### 3.3.1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΕ ΕΠΙΜΗΚΕΙΣ ΟΠΕΣ

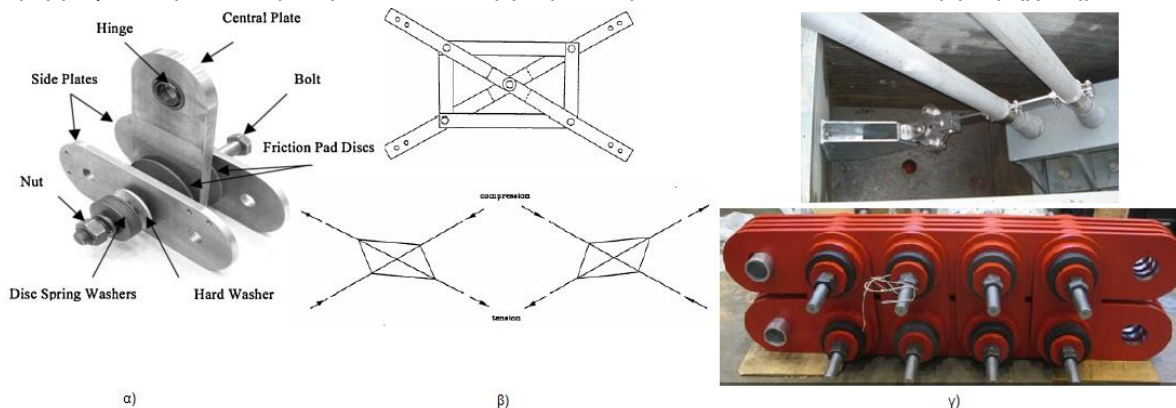
Αυτού του τύπου οι αποσβεστήρες (slotted bolted connection dampers) βασίζονται στην τριβή που μπορεί να αναπτυχθεί σε μία κοχλιωτή σύνδεση μεταξύ των λεπίδων σύνδεσης που είναι σε επαφή και λόγω της θλιπτικής δύναμης που δρά σε αυτή την επιφάνεια λόγω της προέντασης των κοχλιών. Οι οπές είναι πάντοτε επιμήκεις τόσο ώστε να μπορούν να παραλάβουν την υπολογισθείσα ολίσθηση. Επίσης η κοχλιωτή σύνδεση και τα ελάσματα της πρέπει να είναι πάντα συμμετρικά. Συνήθως αυτοί οι αποσβεστήρες εφαρμόζονται σε συνδέσεις συνδέσμων δυσκαμψίας με την κατασκευή.



Σχήμα 3.8: Διάταξη αποσβεστήρα προεντεταμένων κοχλιών σε επιμήκεις οπές.

### 3.3.2 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΠΕΡΙΣΤΡΟΦΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΤΡΙΒΗΣ

Οι αποσβεστήρες περιστροφικών συνδέσμων τριβής χρησιμοποιούν την στροφή μεταλλικών περι ενός άξονα που συνήθως είναι ένας κοχλίας ή πείρος ως τη μέθοδο απόσβεσης ενέργειας υπάρχουν πολλοί τύποι και έχουν εφαρμογή σε πολλών ειδών κατασκευές. Ένας τύπος τους είναι τα Pall friction dampers που εφαρμόζονται στη σύνδεση των διαγωνίων του χιαστί. Υπάρχουν άλλες διατάξεις που εφαρμόζονται για απόσβεση σε καλώδια ή για μείωση ταλαντώσεων από λειτουργία μηχανημάτων.

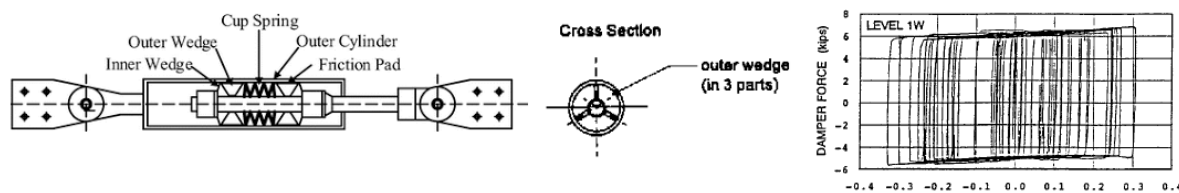


Σχήμα 3.9: α) Η διάταξη και τα μέλη του αποσβεστήρα β) Αποσβεστήρας τύπου Pall γ) Πάνω εφαρμογή αποσβεστήρα σε καλώδια και κάτω Βαρέως τύπου αποσβεστήρας.

### 3.3.3 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΤΥΠΟΥ SUMITOMO

Αποτελούνται από ένα κέλυφος εντός του οποίου κινείται έμβολο το οποίο φέρει δυο διατάξεις σφηνών που μεταξύ τους απωθούνται από ένα προπιεσμένο ελατήριο. Η κάθε διάταξη αποτελείται από δύο δακτυλιοειδείς σφήνες εφαιπτόμενες του εμβόλου και οι οποίες ωθούν μια Τρίτη σφήνα στο περίβλημα του κελύφους του αποσβεστήρα όπου και αναπτύσσεται η τριβή μεταξύ κελύφους και σφήνας. Η συμπεριφορά του είναι εξαιρετικά κοντά στην υστερητική και δεν παρουσιάζουν φαινόμενα εμπλοκής ολίσθησης ούτε επηρεάζονται από θερμοκρασία, συχνότητα φόρτισης, εύρος κίνησης ή αριθμό κύκλων.





Σχήμα 3.10: Αποσβεστήρας τύπου Sumitomo και η υστερητική του συμπεριφορά όπως φαίνεται στο διάγραμμα.

### 3.3.4 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ ΤΥΠΟΥ EDR

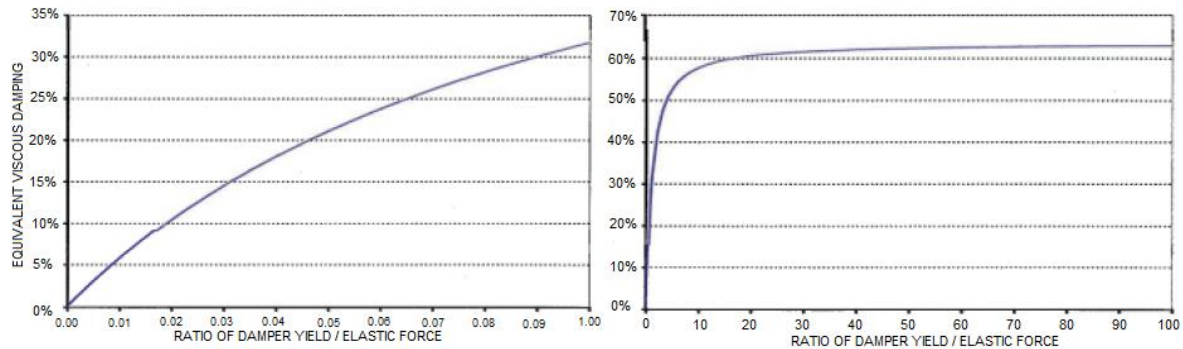
Ο αποσβεστήρας (Energy Dissipating Restraint) Σχήμα 3.12 έκλυσης ενέργειας υπό περιορισμούς. Είναι ένα είδος αποσβεστήρα που έχει πολλά κοινά χαρακτηριστικά με τον τύπου sumitomo αλλά μαζί με την υστερητική συμπεριφορά λόγω τριβής εισάγει και γραμμική δυσκαμψία λόγω ενός ελατηρίου που διαθέτει. Το εμβόλο του διαθέτει δύο δίσκους περιορισμού, ανάμεσα σε αυτούς τους δίσκους υπάρχουν δύο συστοιχίες από σφήνες και ανάμεσα σε αυτές τις συστοιχίες το ελατήριο το οποίο είναι ρυθμιζόμενο καθώς ο ένας από τους δύο δίσκους περιορισμού συγκρατείται με περικόχλιο επί του εμβόλου. Αναλογα με τη ρύθμιση μπορεί ο αποσβεστήρας να εμφανίσει τρεις χαρακτηριστικές συμπεριφορές. Με μηδενικά περιθώρια και μηδενική προφόρτιση στο ελατήριο, εμφανίζει τριγωνικούς υστερητικούς βρόγχους με δύναμη ολίσθησης ανάλογη της μετακίνησης. Επίσης η συμπεριφορά για μηδενικά περιθώρια αλλά προφορτισμένο ελατήριο ο βρόγχος υστέρησης είναι ορθογωνικής μορφής και τέλος με περιθώρια αρκετά μεγάλα και προφόρτιση στο ελατήριο ο βρόγχος υστέρησης έχει μορφή αποσβεστήρα Coulomb. Το πλεονέκτημα τους είναι η επαναφορά στην αρχική θέση και επίσης η αποτελεσματικότητά τους σε ανεμοφόρτιση αλλά και σε χαμηλής και υψηλής φόρτισης σεισμούς.

### 3.3.5 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΤΡΙΒΗΣ

Ο βρόγχος υστέρησης των αποσβεστήρων τριβής μπορεί προσεγγισθεί στις περισσότερες περιπτώσεις με έναν βρόγχο ορθογωνικής μορφής. Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση προκύπτει με τον ίδιο τρόπο όπως στους αποσβεστήρες διαρροής θέτοντας στο λόγο της ακαμψίας  $f=\infty$ . Ο λόγος διαρροής προς ελαστικής δύναμης αντοχής πρέπει να είναι μικρότερος της μονάδας διαφορετικά οι αποσβεστήρες θα φτάνουν την κατασκευή να έχει την διπλάσια δυσκαμψία από την αρχική της.

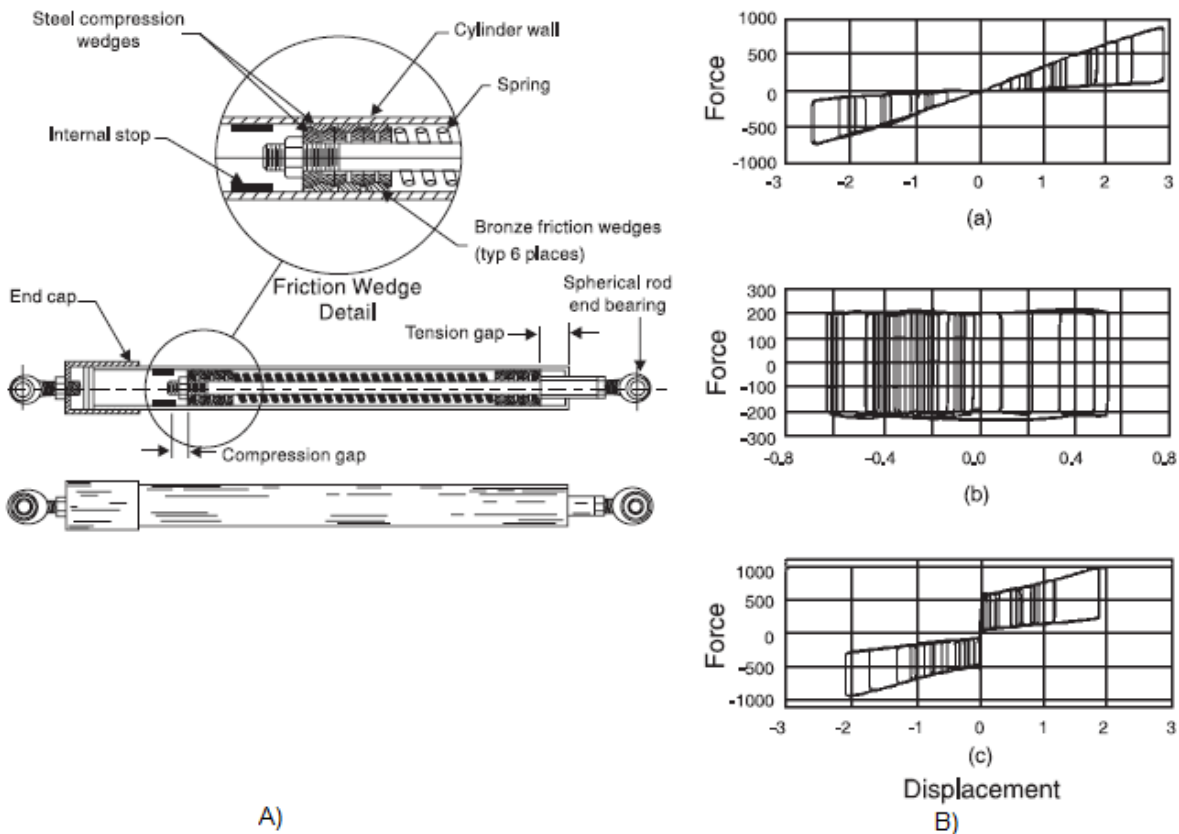
$$\xi_{tot} = \frac{2 \cdot g \cdot \left(1 - \frac{g}{f}\right)}{\pi \cdot (1 + g)} \stackrel{(f=\infty)}{=} \frac{2 \cdot g}{\pi \cdot (1 + g)} \quad (3.28)$$

Για συνήθεις τιμές της απόσβεσης μεταξύ 5-20 % ο αποσβεστήρας τριβής παρέχει αντοχή ίση με το ήμισυ της αντοχής της κατασκευής. Παρακάτω δεξιά φαίνεται η μεταβολή της απόσβεσης συναρτήσει του  $g > 1$ , δηλαδή ο αποσβεστήρας παρέχει περισσότερο αντίσταση από τη κατασκευή. Η απόσβεση συγκλίνει σε μία οριακή τιμή ίση με  $2/\pi=63.66\%$ . Η απόσβεση των πιο πάνω διαγραμμάτων είναι μόνο για τη διάταξη του αποσβεστήρα τριβής σαν ένα ανεξάρτητο μοναχικό στοιχείο. Στη πράξη σε ένα κτίριο ο αποσβεστήρας τριβής επεκτείνεται από όροφο σε όροφο συνδέοντας με ένα δομικά στοιχεία είτε ένα δικτυωτό μεταλλικό σύνδεσμο ή ένα τμήμα τοίχου. Αυτό το δομικό στοιχείο έχει μία πεπερασμένη ακαμψία και δρα εν σειρά με τον αποσβεστήρα τριβής. Αποτέλεσμα αυτού είναι ότι παρέχεται μία πεπερασμένη αρχική ακαμψία στο σύνολο του αποσβεστήρα τριβής σε αντίθεση με την προηγούμενη υπόθεση για άκαμπτο αποσβεστήρα δηλ. με  $f=\infty$ , που χρησιμοποιήθηκε για να σχεδιασθούν οι καμπύλες του παρακάτω σχήματος



**Σχήμα 3.11:** Αριστερά η απόσβεση σε κατασκευές με αποσβεστήρες τριβής συναρτήσει του  $g < 1$ : δύναμη αντοχής αποσβεστήρα < δύναμη αντοχής κατασκευής και δεξιά για  $g > 1$ .

Απόρροια αυτών είναι ότι οι αποσβεστήρες τριβής δεν είναι άκαμπτα στοιχεία και η πραγματική τους συμπεριφορά στο διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης προσεγγίζει εκείνη των αποσβεστήρων διαρροής. Οπότε οι αποσβεστήρες τριβής περιγράφονται πρακτικά από τις ίδιες σχέσεις με τους αποσβεστήρες διαρροής. Αν και δεν είναι ευρεία, η κύρια χρήση τους είναι σε κτίρια ενώ υπάρχουν κατασκευαστές τέτοιου είδους αποσβεστήρων που εφαρμόζονται στη γεφυροποιία.



**Σχήμα 3.12:** Α) Μορφή αποσβεστήρα τύπου EDR, Β) α) Μηδενικά περιθώρια, Ασυμπίεστο ελαστήριο, β) Μηδενικά περιθώρια, Προπριεσμένο ελατήριο, γ) Μεγάλα περιθώρια και προπριεσμένο ελατήριο.

### 3.4 ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΚΑΙ ΙΞΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΟΙ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ

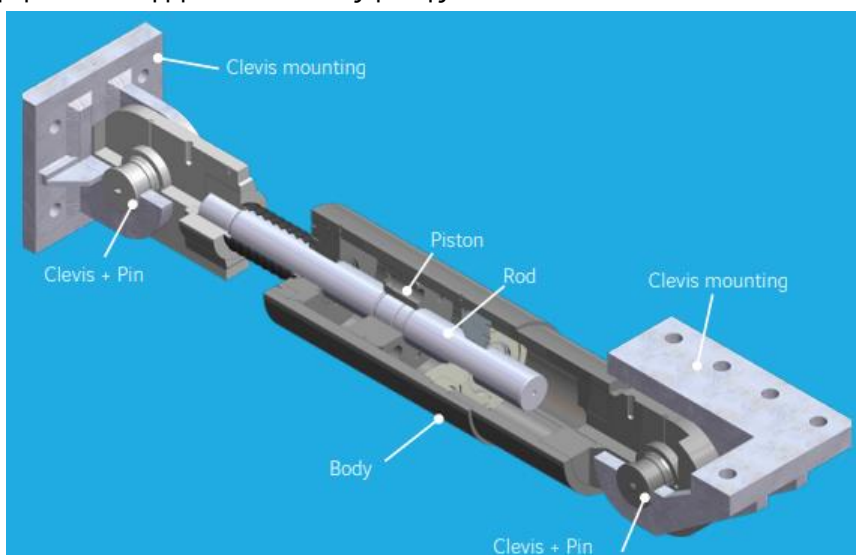
#### 3.4.1 ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΙΞΩΔΕΙΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ

Οι υδραυλικοί ιξώδεις αποσβεστήρες (Viscous Dampers) είναι από τις πιο συχνά συναντώμενες διατάξεις πρόσθετης απόσβεσης που εφαρμόζονται στις κατασκευές για αυτό και θα αναλυθούν όσο το δυνατό πληρέστερα παρακάτω. Χρησιμοποιούν το ιξώδες ενός ρευστού και λόγω αυτού η συμπεριφορά τους εξαρτάται από την ταχύτητα, ώστε με κατάλληλες διατάξεις να επιτυγχάνουν πολύ

χαμηλή αντίσταση σε εξελισσόμενες αργά φορτίσεις όπως ο ερπυσμός η θερμικές συστολοδιαστολές και αυξημένη αντίσταση σε ταχέως εφαρμοζόμενες φορτίσεις όπως ο σεισμός. Γενικότερα αποτελούνται από το κέλυφος εντός του οποίου υπάρχει κάποιο ρευστό συνήθως έλαιο μέσα στο ρευστό κινείται έμβολο με κύλινδρο που διαχωρίζει το θάλαμο του ρευστού. Ο κύλινδρος φέρει οπές ώστε να επιτρέπει την κίνηση του υγρού από τη μια μεριά του θαλάμου στην άλλη όταν ο κύλινδρος κινείται, δηλαδή όταν υπάρχει σχετική κίνηση των μελών της κατασκευής που συνδέουν το έμβολο και το κέλυφος. Η κίνηση του υγρού μέσα από αυτές τις οπές δημιουργεί διατμητικές δυνάμεις λόγω του ιξώδους του οι οποίες είναι η κύρια αιτία απόσβεσης ενέργειας σε αυτού του τύπου τους αποσβεστήρες.

Ως έλαιο μπορεί να χρησιμοποιηθεί λάδι σιλικόνης το οποίο έχει αρκετά υψηλό ιξώδες ώστε να εφαρμοστεί στον αποσβεστήρα. Απαιτείται να υπάρχει επαρκής ποσότητα ρευστού ώστε να μην θερμαίνεται κατά τη διάρκεια έντονων μετακινήσεων όπως στο σεισμό. Καθώς ο περιορισμός της θερμοκρασίας του ρευστού κάτω από τους 40°C δεν οδηγεί σε απώλεια δύναμης απόσβεσης μεγαλύτερη από 25%. Επίσης άλλα μειονεκτήματα που μπορεί να εμφανίσει ένας υδραυλικός αποσβεστήρας είναι η διαστολή του ρευστού λόγω αύξησης θερμοκρασίας από την λειτουργία του αποσβεστήρα, για παράδειγμα για λάδι σιλικόνης αυτή είναι της τάξης του 10%/100°C. Αυτή η διόγκωση μπορεί να δημιουργήσει διαρροές του ρευστού από τα δαχτυλίδια στεγάνωσης του αποσβεστήρα που είναι ένα από τα κύρια προβλήματα που εμφανίζουν, ακόμα το λάδι σιλικόνης υπό αρνητικές πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν από την κίνηση του κυλίνδρου μπορεί να εμφανίσει σπηλαίωση του ρευστού. Επίσης στους ιξώδεις αποσβεστήρες συχνά υπάρχει μία ανακουφιστική βαλβίδα που εξυπηρετεί σε περίπτωση ανάπτυξης μεγάλων ταχυτήτων και άρα μεγάλων δυνάμεων από τον αποσβεστήρα στην διατήρηση της δύναμης κάτω από μία τιμή αυτό αναφέρεται ως όριο ταχύτητας.

Η δύναμη που αναπτύσσουν οι υδραυλικόι αποσβεστήρες είναι ανάλογη της σχετικής ταχύτητας των δύο σημείων στερέωσης του αποσβεστήρα αλλά έχει αντίθετο πρόσημο ώστε να έχει αρνητικό έργο και να αποσβαίνει ενέργεια. Για αυτό το λόγο και υπήρξαν αρχικά ελκυστικοί θεωρητικά καθώς η ταχύτητα με την μετατόπιση βρίσκονται εκτός φάσης.



**Σχήμα 3.13:** Τομή υδραυλικού ιξώδους αποσβεστήρα.

Θεωρητικά οι δυνάμεις από τους ιξώδεις αποσβεστήρες δεν προστίθενται στις συνολικές ελαστικές δυνάμεις της κατασκευής διότι οι μέγιστες δυνάμεις απόσβεσης εμφανίζονται όταν οι ελαστικές δυνάμεις λόγω της παραμόρφωσης της κατασκευής είναι μικρές. Στη πράξη υπάρχει μία σύζευξη μεταξύ αυτών των δυνάμεων που οδηγεί σε μία αύξηση της συνολικής δύναμης στη κατασκευή. Αυτή

η σύζευξη γίνεται μεγαλύτερη όσο μειώνεται ο εκθέτης  $\alpha$  (για την ίδια μέγιστη δύναμη αποσβεστήρα) και κυρίως για τιμές μικρότερες του 0.30. (Kelly 1999)

### 3.4.1.1 Μηχανικά Χαρακτηριστικά Υδραυλικών Ιξώδων Αποσβεστήρων

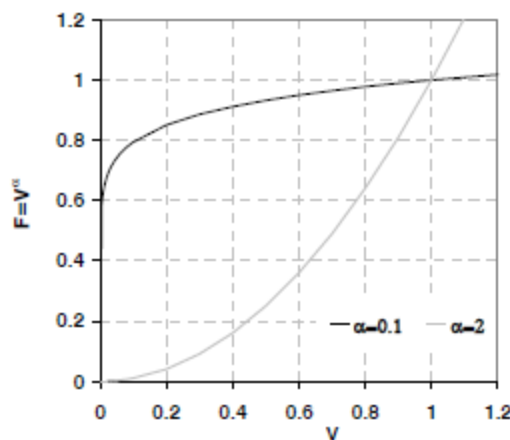
Η δύναμη που προκύπτει από την λειτουργία του υδραυλικού ιξώδους αποσβεστήρα δίνεται

$$F = C \cdot V^\alpha + A \quad (3.29)$$

όπου

- C η σταθερά του αποσβεστήρα
- V η σχετική ταχύτητα εμβόλου και κελύφους του αποσβεστήρα
- $\alpha$  σταθερά, εκθέτης στην ταχύτητα που κυμαίνεται από 0.01-2
- A σταθερά

Η δύναμη του αποσβεστήρα είναι όπως προαναφέρθηκε πάντα αντίθετη της ταχύτητας, η σταθερά C του αποσβεστήρα μετριέται από πειράματα, ενώ η εκθετική σταθερά της ταχύτητας  $\alpha$  εξαρτάται από τις βαλβίδες που έχουν τοποθετηθεί στις σπές του κυλίνδρου καθοριστική για τη συμπεριφορά του αποσβεστήρα είναι και η τιμή του ορίου ταχύτητας. Η όψη του βρόγχου υστέρησης είναι ελλειπτική και το εμβαδό της που είναι ανάλογο της αποσβαινόμενης ενέργειας, αυτό εξαρτάται από την τιμή της εκθετικής σταθεράς  $\alpha$  για την επίτευξη μεγαλύτερης απόσβεσης επιλέγεται να είναι  $\alpha \leq 2$  συνήθως στους υδραυλικούς ιξώδεις αποσβεστήρες έχει τιμή 0.1, τιμές μεγαλύτερες του 2 εφαρμόζονται στους συνδέσμους μετάδοσης κραδασμού που αναφέρονται στο επόμενο υποκεφάλαιο.



**Σχήμα 3.14:** Σχέση δύναμη ταχύτητας για δύο τιμές του  $\alpha$

Θεωρώντας έναν ιδανικό ιξώδες αποσβεστήρα με  $A=0$  υποβαλλόμενο σε ημιτονοειδή φόρτιση μέσω επιβολής αξονικής μετατόπισης των δύο άκρων του  $x(t)=X_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$ . Επίσης λαμβάνεται η δύναμη γραμμικώς ανάλογη της ταχύτητας δηλαδή  $\alpha=1$  οπότε προκύπτουν τα παρακάτω:

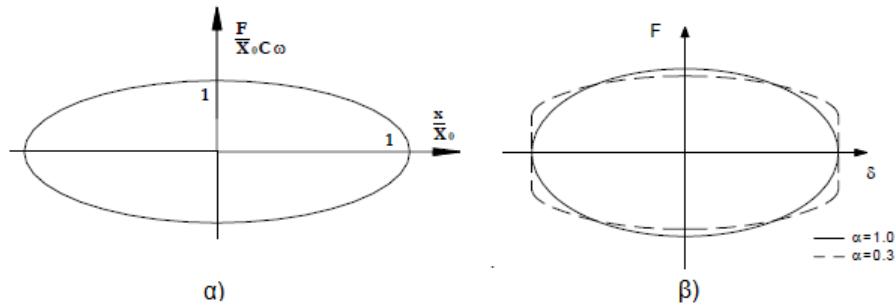
$$F = C \cdot \dot{x} \quad (3.30)$$

Από την παραπάνω εξίσωση και την ημιτονοειδή φόρτιση προκύπτει η σχέση δύναμης ταχύτητας.

$$\frac{F}{X_0 \cdot C \cdot \omega} = \pm \sqrt{1 - \left(\frac{x}{X_0}\right)^2} \quad (3.31)$$

Η εξίσωση (3.31) αναπαριστά μία έλλειψη, όπου η δύναμη είναι γραμμικώς ανάλογη της απόσβεσης, της μετατόπισης και της συχνότητας. Για αυτό το λόγο σε σε συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας κάθε ιδιομορφή έχει τη δικιά της ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση. Επίσης σε έναν σεισμό η συχνότητα της φόρτισης αλλάζει συνεχώς και ομοίως και το εύρος των βρόγχων υστέρησης έτσι η αποσβαινόμενη ενέργεια ανά βρόγχο  $E_D$  δίνεται ως εξής:

$$E_D = \int_0^{2\pi} F(t) \cdot x \, dx = \pi \cdot C \cdot \omega \cdot X_0^2 \quad (3.32)$$



**Σχήμα 3.15:** α) Βρόγχος υστέρησης για ιδανικό ( $A=0, \alpha=1$ ) ιξώδη αποσβεστήρα β) και για γραμμικό και μη γραμμικό με  $\alpha=0.3$

Για μη γραμμική συμπεριφορά των αποσβεστήρων με  $\alpha \neq 1$  η μέγιστη αναπτυσσόμενη δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί εμφανίζει ένα ανώτατο όριο όταν  $\alpha < 1$ . Θεωρώντας πάλι μια ημιτονοειδή φόρτιση με επιβολή αξονικής μετατόπισης των δύο άκρων του αποσβεστήρα  $x(t) = X_0 \cdot \sin(\omega \cdot t)$ . Παρακάτω προκύπτει η αναπτυσσόμενη δύναμη και η απόσβεση ανά βρόγχο υστέρησης.

$$F = C \cdot \text{sign}(\dot{x}) \cdot |\dot{x}|^\alpha \quad (3.33)$$

Αποσβενούμενη ενέργεια ανά βρόγχο υστέρησης

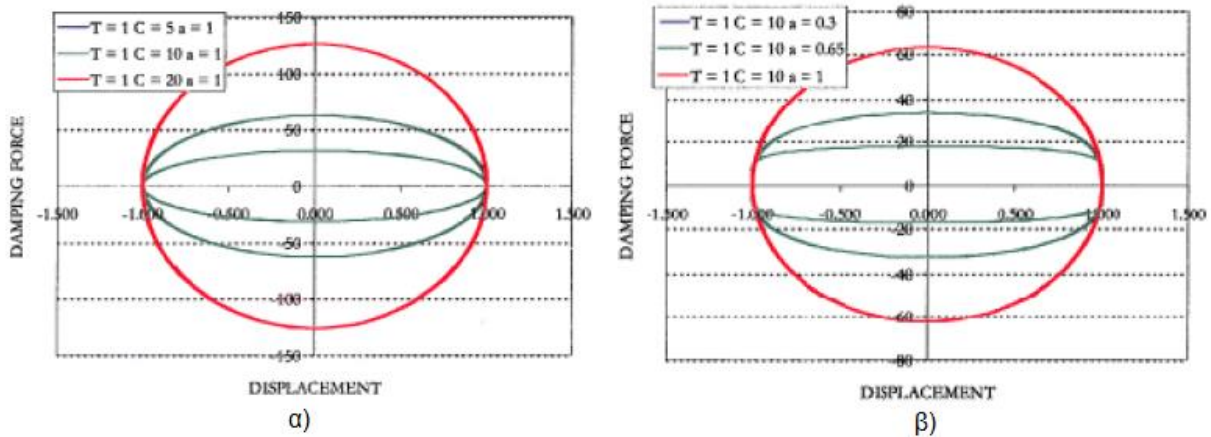
$$E_D = \int_0^{2\pi} F(t) \cdot x \, dx = 2 \cdot \sqrt{\pi} \cdot C \cdot \omega \cdot (X_0)^{\alpha+1} \cdot \omega^\alpha \cdot \frac{\Gamma\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{3}{2} + \frac{\alpha}{2}\right)} \quad (3.34)$$

όπου:

$\Gamma$  συνάρτηση Γάμμα

Στις συνήθεις τιμές της εκθετικής σταθεράς  $\alpha$  (0.2-1) ο λόγος των δύο συναρτήσεων Γάμμα στο τέλος της εξ. (3.34) είναι κοντά στη μονάδα. Έτσι προκύπτει ότι ο λόγος της σταθεράς της απόσβεσης ενός μη γραμμικού αποσβεστήρα  $C_{NL}$  προς αυτήν ενός ισοδύναμου αποσβεστήρα που έχει γραμμική σχέση ταχύτητας δύναμης απόσβεσης μπορεί να προκύψει εξισώνοντας την ενέργεια που αποσβένεται ανά κύκλο σε καθένα από τα δύο συστήματα. Ο λόγος των σταθερών απόσβεσης μη γραμμικού προς ισοδύναμου γραμμικού συστήματος όσον αφορά τη σχέση δύναμης ταχύτητας Σχήμα 3.15(β), δίνεται:

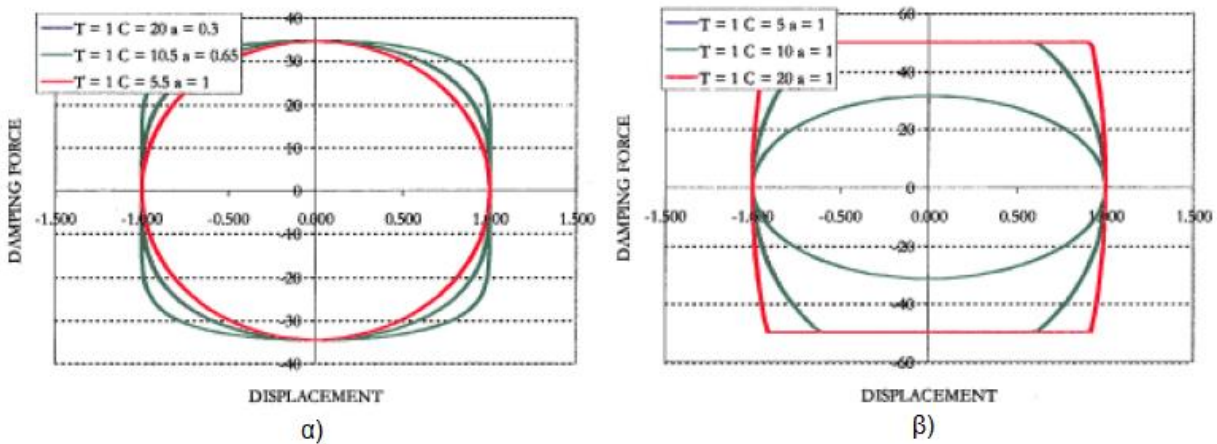
$$\frac{C_{NL}}{C_L} \cong \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot (\omega \cdot X_0)^{1-\alpha} \quad (3.35)$$



**Σχήμα 3.16:** Ιξώδεις αποσβεστήρες η επίδραση α) της σταθεράς απόσβεσης β) και της εκθετικής σταθεράς. [22]

Παραπάνω στο Σχήμα 3.16α) παρατηρείται όπως είναι αναμενόμενο η αναλογία ένα προς ένα του συντελεστή απόσβεσης προς την αναπτυσσόμενη δύναμη του αποσβεστήρα, διατηρώντας τις υπόλοιπες παραμέτρους του αποσβεστήρα σταθερές, αυξάνοντας την σταθερά απόσβεσης αυξάνεται και η αποσβενουμένη ενέργεια ανά κύκλο φόρτισης. Εδώ επιβεβαιώνεται ότι οι ιξώδεις αποσβεστήρες δεν συνεισφέρουν στην ενεργή δυσκαμψία της κατασκευής καθώς  $K_{\text{eff}} = F_{\text{max}}/d_{\text{bd}}$  στη μέγιστη μετακίνηση  $d_{\text{bd}}$  ο αποσβεστήρας δεν αναπτύσσει δύναμη.

Στο Σχήμα 3.16 β) είναι εμφανές ότι μειώνοντας μόνο την εκθετική σταθερά από 1 σε 0.3 μειώνεται η μέγιστη αναπτυσσόμενη δύναμη αλλά επιπλέον ο βρόγχος υστέρησης μεταβάλλεται από ελλειπτικός σε ορθογωνικός και γίνεται μικρότερος.

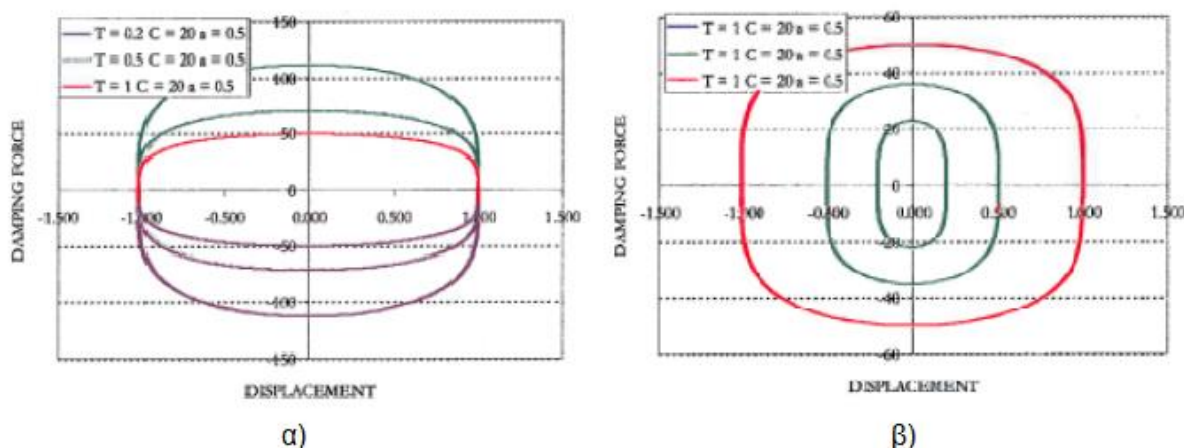


**Σχήμα 3.17:** α) Μείωση της εκθετικής σταθεράς και ταυτόχρονη αύξηση της σταθεράς απόσβεσης για διατήρηση της ίδιας δύναμης, β) αύξηση του συντελεστή απόσβεσης, με εισγωγή ορίου ταχύτητας

Στο Σχήμα 3.17 α) Η μείωση της εκθετικής σταθεράς δημιουργεί και πάλι ένα πιο ορθογωνικό διάγραμμα που όμως επειδή γίνεται ταυτόχρονη αύξηση της σταθεράς απόσβεσης για την διατήρηση της μέγιστης δύναμης το αποτέλεσμα είναι να κερδίζει το σύστημα περισσότερη απόσβεση με μεγαλύτερο βρόγχο υστέρησης.

Σχήμα 3.17 β) εδώ οι παράμετροι είναι όμοιες με το Σχήμα 3.16 α) αλλά η εισαγωγή του ορίου ταχύτητας ώστε η δύναμη που αναπτύσσεται να είναι σταθερή κάνει το διάγραμμα ορθογωνικό όσο η σταθερά απόσβεσης αυξάνεται θυμίζοντας αποσβεστήρα τριβής.





**Σχήμα 3.18:** α) Μεταβολή της περιόδου της εφαρμοζόμενης μετακίνησης β) Μεταβολή του εύρους της εφαρμοζόμενης μετακίνησης.

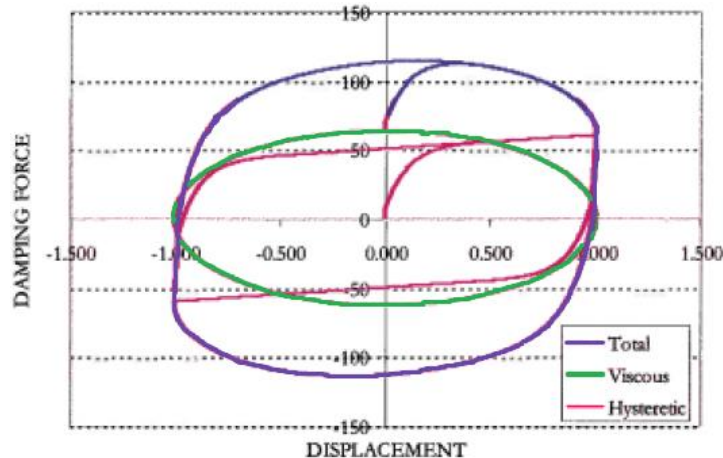
Στο Σχήμα 3.18 α) επειδή η ταχύτητα της εφαρμοζόμενης μετακίνησης είναι αντιστρόφως ανάλογη της ιδιοπεριόδου της φαίνεται πως η αύξηση της ιδιοπεριόδου μειώνει την μέγιστη αναπτυσσόμενη δύναμη ως συνέπεια της μειωμένης ταχύτητας και η μορφή του βρόγχου από ελλειπτική πλησιάζει την ορθογωνική.

Στο Σχήμα 3.18 β) Διατηρώντας όλες τις παραμέτρους ίδιες και αυξάνοντας το εύρος της μετατόπισης καθώς η ταχύτητα είναι ευθέως ανάλογη της μετατόπισης αυξάνεται και η δύναμη και η συνολική απόσβεση.

Επίσης, αν και η οριακή ταχύτητα είναι χρήσιμη στο περιορισμό των δυνάμεων, αυτή η παράμετρος μπορεί να αναιρέσει άλλα επιθυμητά χαρακτηριστικά των ιξώδων αποσβεστήρων όπως ότι οι δυνάμεις των αποσβεστήρων βρίσκονται σε διαφορά φάσης με τις δυνάμεις της κατασκευής από μετακινήσεις και έτσι δεν προσφέρει πρόσθετη στιβαρότητα που θα επέφερε μεγαλύτερες σεισμικές δυνάμεις στις περισσότερες περιπτώσεις.

Η δύναμη που αναπτύσσεται σε ένα ιξώδη αποσβεστήρα ενδέχεται να επηρεασθεί από την ευκαμψία της σύνδεσης μεταξύ αποσβεστήρα και κατασκευής. Για παράδειγμα ιξώδης αποσβεστήρας σαν στοιχείο ενίσχυσης σε φάτνωμα κτιρίου θα έχει τις ιδιότητες τόσο του αποσβεστήρα όσο και ενός ελατηρίου εν σειρά. Η κίνηση του υπερκείμενου ορόφου προκαλεί παραμόρφωση του διαγώνιου συνδέσμου δυσκαμψίας αλλά και του αποσβεστήρα έτσι η παραμόρφωση κάθε μέλους είναι ανάλογη της σχετικής τους αξονικής δυσκαμψίας. Η ανάληψη μεγάλου μέρους της παραμόρφωσης από τον διαγώνιο δεν θα επιτρέψει στον αποσβεστήρα την αναπτύξει πλήρως την λειτουργικότητά του. Ομοίως μπορούν να συμπεριφερθούν και οι υποδοχές στερέωσης ενός αποσβεστήρα σε μια κατασκευή για αυτό και σχεδιάζονται επαρκώς στιβαρά.

Επίσης οι αποσβεστήρες θα δρουν εν παραλλήλω με τη κατασκευή στην οποία προσθέτουν απόσβεση. Εάν η κατασκευή συμπεριφερθεί ελαστικά τότε το διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης θα έχει ελλειπτική μορφή υπό κλίση όπως συμβαίνει στους ιξώδοελαστικούς αποσβεστήρες. Εάν η κατασκευή διαρρεύσει, που είναι συνήθης περίπτωση, τότε προκύπτει ένα διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης από το συνδυασμό των βρόγχων υστέρησης, ενός υστερητικού και ενός ιξώδους αποσβεστήρα.



**Σχήμα 3.19:** Βρόγος υστέρησης σε κατασκευή που συνδυάζει υδραυλικούς ιξώδεις αποσβεστήρες με διαρροή των μελών της.

### 3.4.1.2 Συστάσεις Σχεδιασμού Κατασκευών με Γραμμικούς Ιξώδεις Αποσβεστήρες

#### ❖ ΒΗΜΑ 1<sup>ο</sup>

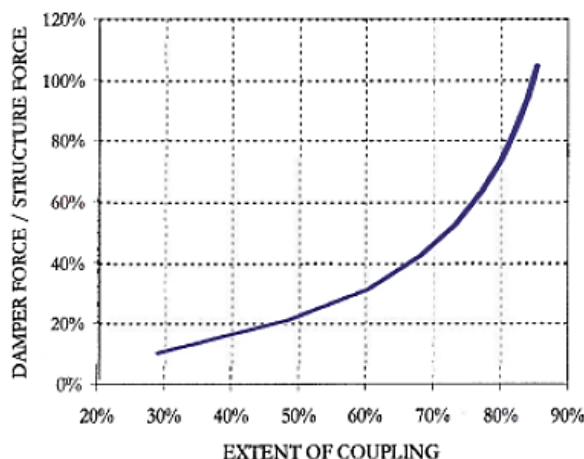
Αρχική εκτίμηση και αποτίμηση της κατασκευής χωρίς την εισαγωγή των αποσβεστήρων, διενεργώντας και δυναμική ανάλυση με την εφαρμογή κάποιου σχετικού και προσαρμοσμένου στους κανονισμούς σειсмоγραφήματος.

#### ❖ ΒΗΜΑ 2<sup>ο</sup>: Εκτίμηση του στοχευόμενου λόγου απόσβεσης.

Για τον αρχικό κατ'εκτίμηση υπολογισμό της σταθεράς απόσβεσης θα πρέπει να γίνει μία εκτίμηση του λόγου απόσβεσης της κατασκευής και των διάφορων βαθμών ελευθερίας της. Αυτή είναι μια επαναληπτική διαδικασία λαμβάνοντας διάφορες τιμές για τον λόγο απόσβεσης και υλοποιώντας αναλύσεις της απόκρισης για κάποιο σεισογράφημα που να έχει ταιριαστεί φασματικά με το φάσμα του κανονισμού. Με τους σημερινούς αποσβεστήρες μπορεί να επιτευχθεί λόγος απόσβεσης 35% της κρίσιμης. Ωστόσο από ένα σημείο και ύστερα η αύξηση της απόσβεσης δεν έχει τις επιθυμητές επιπτώσεις στην κατασκευή η αιτία μπορεί να είναι η ίδια η κατασκευή όπως η ύπαρξη μαλακού ορόφου. Πιο απλά θα μπορούσε να υπολογιστεί ο λόγος απόσβεσης μέσα από το φάσμα σχεδιασμού με στόχο την μη υπέρβαση ορίων μετατόπισης και επιτάχυνσης, αλλά αυτό είναι επαρκές μόνο σε αρχικό διερευνητικό στάδιο.

Για σταθερή εκθετική σταθερά  $\alpha=1$ , δηλαδή γραμμικό αποσβεστήρα ο βαθμός σύζευξης μεταξύ δύναμης αποσβεστήρα και δύναμης κατασκευής είναι συνάρτηση του συντελεστή απόσβεσης  $C$ . Στο Σχήμα 3.20 φαίνεται το διάγραμμα, του λόγου της μέγιστης δύναμης του αποσβεστήρα προς τη μέγιστη δύναμη στη κατασκευή, συναρτήσει του βαθμού σύζευξης, που ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης συνολικής δύναμης μείον τη μέγιστη δύναμη στη κατασκευή που αναλήφθηκε από τον φορέα προς τη μέγιστη δύναμη αποσβεστήρα. Ουσιαστικά ο βαθμός σύζευξης εκφράζει την δύναμη που προσέφερε ο αποσβεστήρας στην ανάληψη της σεισμικής φόρτισης ως ποσοστό της μέγιστης δύναμης που μπορεί να αναπτύξει ο αποσβεστήρας. Παρατηρείται ότι για ποσοστό της μέγιστης δύναμης του αποσβεστήρα 10% της δύναμης της κατασκευής η σύζευξη είναι περίπου 30%. Όμως η σύζευξη αυξάνει σημαντικά όσο η δύναμη αποσβεστήρα αυξάνει και όταν γίνει ίση με τη δύναμη κατασκευής τότε η σύζευξη γίνεται 85% δηλ. η συνολική δύναμη στη κατασκευή αυξάνεται κατά 85% της δύναμης του αποσβεστήρα. Το συμπέρασμα είναι ότι όσο η δύναμη του αποσβεστήρα αυξάνει εξαλείφεται το πλεονεκτήμα να έχουμε τη δύναμη του αποσβεστήρα εκτός φάσεως με τη δύναμη της κατασκευής ουσιαστικά γίνεται πιο δύσκαμπτη η κατασκευή αυξάνοντας την ενεργή δυσκαμψία. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί και σαν αλλαγή στατικού συστήματος σε ένα πλαισιακό κτήριο για παράδειγμα αρχίζουν και αναλαμβάνουν τις σεισμικές δυνάμεις οι αποσβεστήρες που έχουν μπει στα φανώματα.





**Σχήμα 3.20:** Διάγραμμα του λόγου μέγιστης δύναμης των αποσβεστήρων μιας κατασκευής με τον βαθμό σύζευξης της δύναμης του αποσβεστήρα ή των αποσβεστήρων.

### ❖ ΒΗΜΑ 3<sup>ο</sup>

Ο υπολογισμός της ισοδύναμης γραμμικής σταθεράς απόσβεσης  $C_L$  μπορεί να γίνει με την μέθοδο των εικονικών ελατηρίων, όπου αντικαθιστούνται οι ιξώδεις αποσβεστήρες στην κατασκευή χωρίς απόσβεση με εικονικά ελατήρια με μέγιστη δύναμη ανάληψης ίση με αυτή του αποσβεστήρα που αντικαθιστούν, θεωρώντας αρμονική ταλάντωση της κατασκευής με την πρώτη ιδιομορφή της. Για τον στοχευόμενο λόγο απόσβεσης, η κύρια ιδιοσυχνότητα  $\bar{T}_1$  της κατασκευής με τα εικονικά ελατήρια δίνεται από την εξής έκφραση:

$$\bar{T}_1 = \frac{T_1}{\sqrt{2 \cdot \xi_1 + 1}} \quad (3.36)$$

όπου:

$T_1$  η ιδιοπερίοδος της αρχικής κατασκευής χωρίς τους αποσβεστήρες ή τα ισοδύναμα ελατήρια

$\xi_1$  ο στοχευόμενος λόγος απόσβεσης στην κατασκευή

Η κατανομή της αξονικής δυσκαμψίας των εικονικών ελατηρίων ανά όροφο ακολουθεί τον λόγο της δυσκαμψίας του κάθε ορόφου της κατασκευής ως προς τον προηγούμενό του στο αρχικό κτήριο χωρίς τους αποσβεστήρες. Μέσω της σχέσης της δυσκαμψίας του εικονικού ελατηρίου και της κυρίαρχης ιδιοπεριόδου, η ακριβής δυσκαμψία του ελατηρίου στον πρώτο όροφο δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\frac{\bar{K}_{tj}}{\bar{K}_{t1}} = \frac{(\bar{\omega}_{tj})^2 - \omega_1^2}{(\bar{\omega}_{t1})^2 - \omega_1^2} \quad (3.37)$$

όπου:

$\bar{K}_{t1}$  η δυσκαμψία του ελατηρίου στην ιεπανάληψη

$\bar{K}_{tj}$  η δυσκαμψία του ελατηρίου στην jεπανάληψη

$\bar{\omega}_{t1}$  &  $\bar{\omega}_{tj}$  οι ιδιοσυχνότητες της πρώτης ιδιομορφής σε κάθε δοκιμή

$\omega_1$  η ιδιοσυχνότητα της πρώτης ιδιομορφής της κατασκευής χωρίς τα ισοδύναμα ελατήρια

Επιλέγοντας τελικώς τα ισοδύναμα εικονικά ελατήρια σε κάθε όροφο πρέπει να επιβεβαιωθεί ότι η τελική ιδιοπερίοδος είναι κοντά σε αυτήν που αρχικώς είχε εκτιμηθεί την  $T_1$  για την πρώτη ιδιομορφή. Για κάθε όροφο η γραμμική σταθερά απόσβεσης λαμβάνεται ως εξής:

$$C_L = \frac{K_{sj} \cdot T_1}{2 \cdot \pi} \quad (3.38)$$

όπου:

$K_{sj}$  η δυσκαμψία των ελατηρίων στον όροφο

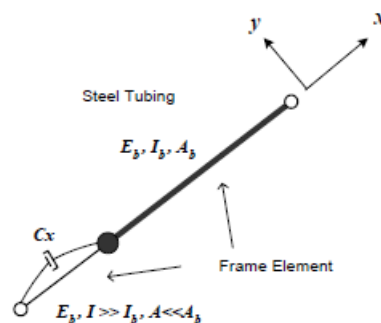
❖ ΒΗΜΑ 4<sup>ο</sup>

Ο υπολογισμός της σταθεράς απόσβεσης για κάθε αποσβεστήρα συνήθως μέσω ανάλυσης χρονοϊστορίας ή ιδιομορφικής ανάλυσης είναι επαναληπτική διαδικασία. Σε περίπτωση όπου υπάρχει μη γραμμικός αποσβεστήρας δηλαδή  $\alpha \neq 1$ , αφού έχει υπολογιστεί η γραμμική σταθερά απόσβεσης τότε μέσω της εξ.(3.33) υπολογίζεται μια αρχική εκτίμηση της εκθετικής σταθεράς  $\alpha$ . Για αυτόν τον υπολογισμό μπορεί να ληφθεί ως θεμελιώδης συχνότητα  $\omega$  αυτή της κατασκευής χωρίς αποσβεστήρες και  $X_0$  να θεωρηθεί ως η μετατόπιση στους αποσβεστήρες που ανταποκρίνεται στην στοχευόμενη σχετική μετακίνηση των ορόφων.

Αφού έχει γίνει εκτίμηση των αρχικών παραμέτρων των αποσβεστήρων και της απόσβεσης στην κατασκευή διενεργούνται εκ νέου δυναμικές αναλύσεις για την βελτιστοποίηση του συστήματος. Όταν σχηματίζονται μηχανισμοί κατάρρευσης τη μορφής μαλακού ορόφου τότε θα πρέπει να εφαρμοσθεί μία ανακατανομή της απόσβεσης στην κατασκευή για την αποφυγή τους. Επίσης υπολογίζεται ο συνολικός λόγος απόσβεσης για την κατασκευή για να αξιολογηθεί η απόδοση της επέμβασης. Η ανακατανομή της απόσβεσης μπορεί να γίνει με κριτήριο το πού εμφανίστηκαν οι περισσότερες ζημιές με βάση την ανάλυση. Εν τέλει μπορεί να απαιτηθεί επιπλέον απόσβεση στην κατασκευή για την εναρμόνιση με τις απαιτήσεις που έχουν τεθεί.

❖ ΒΗΜΑ 5<sup>ο</sup>

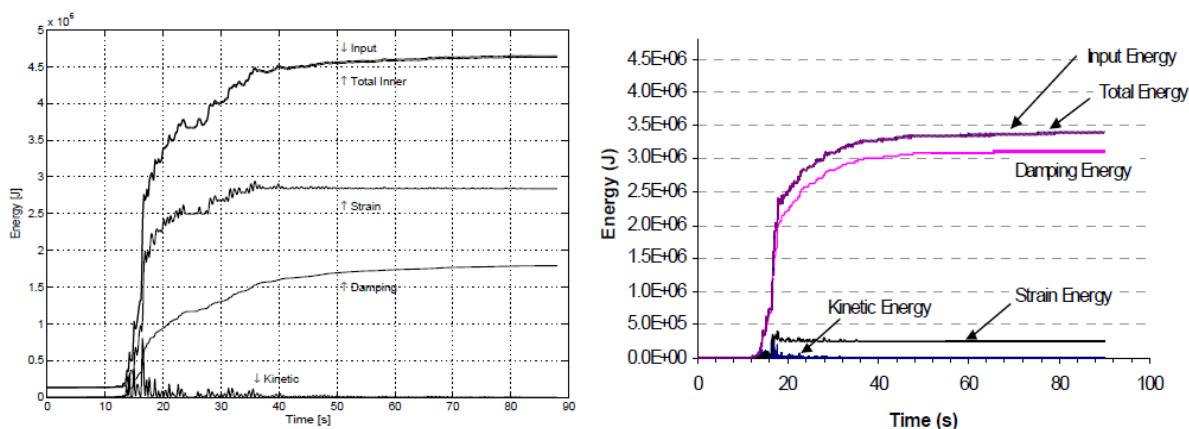
Σε κτηριακές κατασκευές όπου η εφαρμογή των αποσβεστήρων γίνεται στους συνδέσμους δυσκαμψίας προτείνεται πέρα από την εφαρμογή του αποσβεστήρα να τοποθετηθεί εν παραλλήλω του στοιχείου απόσβεσης και στοιχείο δυσκαμψίας που θα λειτουργεί μόνο σε κάμψη.



**Σχήμα 3.21:** Προσομοίωση του αποσβεστήρα μαζί με το στοιχείο δυσκαμψίας σε σύνδεσμο δυσκαμψίας.

❖ ΒΗΜΑ 6<sup>ο</sup> τελικός έλεγχος

Τέλος θα πρέπει να εξετασθεί η κατασκευή ενεργειακά, δηλαδή να γίνει σύγκριση της εισαγόμενης ενέργειας στην κατασκευή πριν και μετά την πρόσθετη απόσβεση, αυτή μπορεί να έχει αυξηθεί ή μειωθεί. Αυτό που αναμένεται να είναι εμφανές είναι ότι το μεγαλύτερο ποσό της ενέργειας θα έχει αποσβεστεί από τους αποσβεστήρες και όχι από τις μόνιμες παραμορφώσεις δομικών στοιχείων τις κατασκευής προκαλώντας και τις ανάλογες ζημιές. Πέραν των μετατοπίσεων μετά την προσθήκη απόσβεσης θα πρέπει να ελέγχονται και οι μέγιστες επιταχύνσεις αλλά και η θεμελίωση ότι είναι ικανή να παραλάβει πιθανώς αυξημένη τέμνουσα βάση ή ροπή ανατροπής.



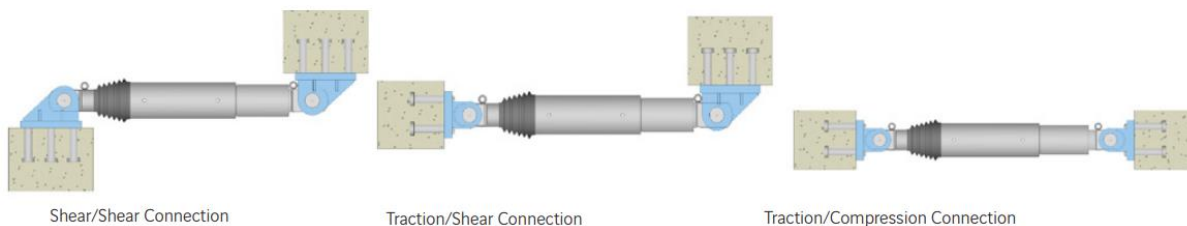
**Σχήμα 3.22:** Ενεργειακά ισοζύγια της ίδιας κατασκευής χωρίς και με προσθήκη πρόσθετης απόσβεσης μέσω ιζώδων αποσβεστήρων.

### 3.4.1.3 Κατασκευαστικά Θέματα σε Κατασκευές με Ιζώδεις Υδραυλικούς Αποσβεστήρες

Όταν σε μία κατασκευή γίνεται εφαρμογή πρόσθετης απόσβεσης με την προσθήκη υδραυλικών ιζώδων αποσβεστήρων πάντοτε δεν πρόκειται για έναν αποσβεστήρα αλλά για περισσότερες συσκευές. Οι σημερινοί αποσβεστήρες είναι σε θέση να αναπτύξουν δυνάμεις από 5 έως 800 τόνους. Αποσβεστήρες μεγαλύτεροι των 600 τόνων εφαρμόζονται σχεδόν αποκλειστικά σε γέφυρες, ενώ για αποσβεστήρες μεγαλύτερους των 250 τόνων ο απαιτούμενος μηχανολογικός χάλυβας είναι αρκετά ακριβός, πιο οικονομική κλίμακα είναι αυτή των 100-250 τόνων.

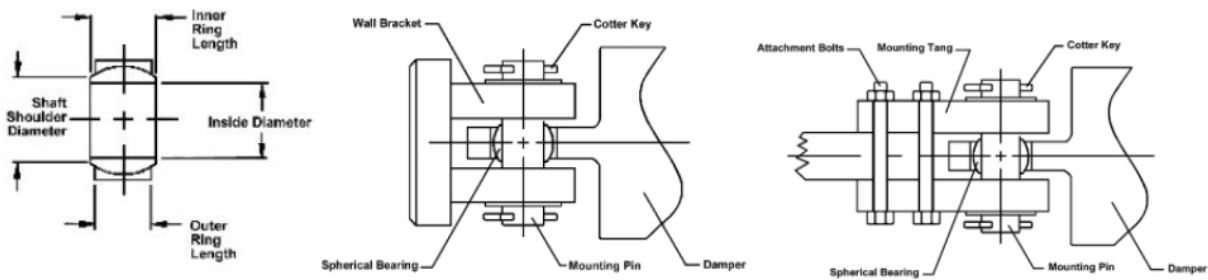
Συνήθως στις κτηριακές κατασκευές εφαρμόζονται αποσβεστήρες 5-25 τόνων και σε μεγάλο αριθμό συχνά υπερβαίνοντας τις 32 συσκευές ώστε να υπάρξει εξοικονόμηση κλίμακας, αλλά και πιο ομοιόμορφη κατανομή της απόσβεσης στην κατασκευή. Όμως αυτή η σύσταση σε πολλές περιπτώσεις δεν μπορεί να εφαρμοστεί επομένως αυτό που συμβαίνει είναι ο μελετητής να επιλέγει την αμέσως μεγαλύτερη διάσταση αποσβεστήρων. Όταν γίνει επιλογή μεγαλύτερης διάστασης αποσβεστήρων η τελική επιλογή γίνεται όταν η ποσότητά τους γίνει μικρότερη των 32 περίπου ή υπερβεί η δύναμη της κάθε συσκευής τους 300 τόνους.

Η σύνδεση των αποσβεστήρων στην κατασκευή γίνεται με τρεις διατάξεις όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.23 για κατασκευές από σκυρόδεμα μέσω ήλων ενώ στις μεταλλικές κατασκευές οι υποδοχές του αποσβεστήρα είναι ήδη συγκολλημένες από το εργοστάσιο.



**Σχήμα 3.23:** Τρόποι σύνδεσης αποσβεστήρα και κατασκευής.

Επίσης οι οπές μέσω των οποίων διέρχονται πείροι με τους οποίους συνδέεται ο αποσβεστήρας με τις υποδοχές του, διαθέτουν ένα δακτύλιο εσωτερικά ο οποίος αποτελείται στο εξωτερικό από σφαιρική επιφάνεια και το οποίο επιτρέπει μικρές στροφές έως  $5^\circ$ , για να μην δημιουργηθούν καταναγκασμοί στον αποσβεστήρα σε εγκάρσια κίνηση.



**Σχήμα 3.24:** Ο δακτύλιος ελευθέρωσης στροφής στον πείρο σύνδεσης του αποσβεστήρα.

Όσον αφορά τη συντήρηση των ιξώδων υδραυλικών αποσβεστήρων πλέον δεν εμφανίζουν διαρροές του λαδιού που περιέχουν όπως οι παλιότεροι. Όμως όπως είναι λογικό πρέπει να γίνεται η επιθεώρησή τους μετά από σημαντικό σεισμό. Επίσης μπορεί να εμφανιστούν αστοχίες (πλαστικοποίηση) των ελασμάτων που συνιστούν την υποδοχή του αποσβεστήρα. Ορισμένοι κανονισμοί απαιτούν την αλλαγή του αποσβεστήρα μετά από σημαντικό σεισμό ενώ άλλοι προτείνουν αφαίρεση κάποιου από την κατασκευή για την εργαστηριακή επιθεώρησή του.

#### 3.4.1.4 Κατανομή της Απόσβεσης στην Κατασκευή

Στην πράξη αρκετές φορές το κέντρο μάζας και το κέντρο δυσκαμψίας μιας κατασκευής δεν ταυτίζονται αυτό εισάγει μη διαγώνιους όρους στο μητρώο δυσκαμψίας και το αποτέλεσμα φόρτισης σε μία από τις δύο κύριες διευθύνσεις είναι να προκύπτει και στροφή. Στην γεφυροποιία αυτό συμβαίνει σε καμπύλες οριζοντιογραφικά γέφυρες ή σε γέφυρες όπου υπάρχουν μεσόβαθρα διαφορετικών υψών και κυρίως επηρεάζονται γέφυρες με εύκαμπτα και εύστρεπτα καταστρώματα.

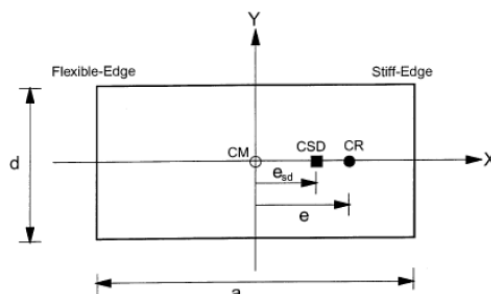
Θεωρώντας ένα μονώροφο σύστημα με διαφραγματική λειτουργία όπου το κέντρο βάρους και το κέντρο δυσκαμψίας διαφέρουν ο Goel(1998) απέδειξε πως η πρόσθετη απόσβεση που μπορεί να χρειάζεται το σύστημα και προστίθεται σε αυτό μέσω υδραυλικών ιξώδων αποσβεστήρων μπορεί με κατάλληλη κατανομή της απόσβεσης να μειώσει τα δυσμενή αποτελέσματα που προκύπτουν από την μη ταύτιση του κέντρου μάζας και δυσκαμψίας. Όταν προστεθεί επιπλέον απόσβεση στην κατασκευή δημιουργείται και ένα σημείο όπου μπορεί να συγκεντρωθεί η συνισταμένη των δυνάμεων απόσβεσης με τα ίδια αποτελέσματα αυτό ονομάζεται κέντρο πρόσθετης απόσβεσης.

Η μείωση των μετακινήσεων που είναι δυνατή στα άκρα του διαφράγματος ως αποτέλεσμα της τοποθέτησης των αποσβεστήρων μπορεί να φτάσει και τον υποτριπλασιασμό τους.

Πιο συγκεκριμένα:

- Για τον ίδιο λόγο πρόσθετης απόσβεσης στην κατασκευή μια ασύμμετρη κατανομή της απόσβεσης μη συμμετρικά συστήματα μπορεί να μειώσει τις μετακινήσεις των "γωνιών" του διαφράγματος σημαντικά.
- Η μέγιστη μείωση προέκυψε όταν το κέντρο πρόσθετης απόσβεσης βρίσκεται όσο το δυνατόν πιο μακριά από το κέντρο μάζας. Το κέντρο πρόσθετης απόσβεσης θα πρέπει να είναι στην αντίθετη πλευρά του κέντρου δυσκαμψίας για μείωση των μετακινήσεων στην εύκαμπτη πλευρά της κατασκευής και στην ίδια για μείωση αυτών στην πιο δύσκαμπτη πλευρά της κατασκευής
- Επίσης για μεγαλύτερη μείωση των μετακινήσεων παρατηρήθηκε ότι όσο πιο μακριά βρίσκονταν τα μεμονωμένα στοιχεία απόσβεσης από το κέντρο πρόσθετης απόσβεσης τόσο αποτελεσματικότερη ήταν η μείωση των μετακινήσεων.
- Αφού τα  $\bar{e}_{sd}$  και  $\bar{\rho}_{sd}$  δεν μπορούν να έχουν ταυτόχρονα τις μέγιστες τιμές τους η βελτιστοποίηση των τμών τους βασίζεται στο να υπάρχουν όσο λιγότεροι αποσβεστήρες γίνεται στην υπό μελέτη διεύθυνση ,η τοποθέτησή τους στα άκρα και να είναι σε κάθετες διευθύνσεις οι άξονες των αποσβεστήρων.

- Η επιρροή αυτών των αλλαγών ήταν πιο έντονη σε εύστρεπτα συστήματα και συγκεκριμένα για την εύκαμπτη μεριά τους.

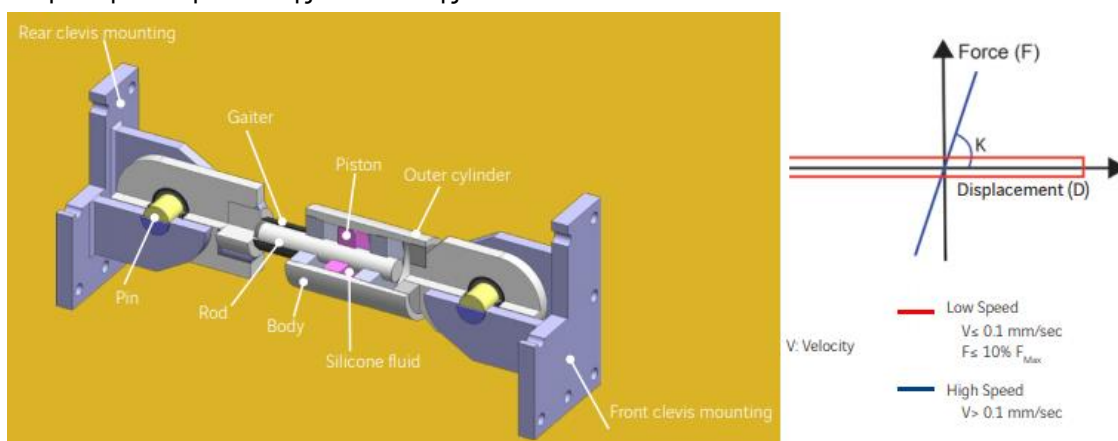


Σχήμα 3.25: Κατοψη του μονόροφου συστήματος που θεώρηθηκε κατά Goel (1998).

### 3.4.2 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΜΕΤΑΔΟΣΗΣ ΚΡΑΔΑΣΜΟΥ

Υπάρχουν δύο κυρίαρχες υδραυλικές διατάξεις που εφαρμόζονται στις κατασκευές οι ιξώδεις αποσβεστήρες που αναφέρονται και ως υδραυλικοί αποσβεστήρες (Viscous Dampers) καθώς είναι οι κυρίως χρησιμοποιούμενοι στη γεφυροποιία και οι σύνδεσμοι μετάδοσης κραδασμού (Shock Transmission Units). Η διαφορά των δύο έγκειται στο τι περιορίζουν. Οι ιξώδεις αποσβεστήρες δεν επιτρέπουν την υπέρβαση μια τιμής δύναμης απόσβεσης, ενώ οι σύνδεσμοι μετάδοσης κραδασμού δεν επιτρέπουν την υπέρβαση μίας μετατόπισης, αυξάνοντας τη δύναμη μέχρι την αντοχή αλλάζοντας το σύστημα σύνδεσης από στατικές σε δυναμικές συνθήκες.

Πρακτικώς οι σύνδεσμοι μετάδοσης κραδασμού είναι εκτός λογικής σεισμικής μόνωσης καθώς δεν αποσβάνουν ενέργεια και δεν εξασφαλίζουν την αποσύζευξη της ανοδωμής από την υποδομή. Η χρήση τους εξασφαλίζει ότι δεν θα αναπτυχθούν φορτίσεις λόγω καταναγκασμών στην κατασκευή, από φαινόμενα όπως ο ερπυσμός ή θερμικές συστολές και διαστολές. Την αλλαγή συμπεριφοράς από στατικές σε δυναμικές συνθήκες την επιτυγχάνουν με κατάλληλες βαλβίδες επί του κυλίνδρου η μορφή τους δεν διαφέρει από αυτή των υδραυλικών αποσβεστήρων αλλά έχουν εκθετική σταθερά  $\alpha \approx 2$ . Αναλόγως τον τύπο ορισμένοι έχουν την δυνατότητα όταν λειτουργούν υπο δυναμικές συνθήκες να μην αναπτύσσουν δυνάμεις μεγαλύτερες από αυτές που έχει προβλέψει ο μελετητής ή από τις αντοχές των παρακείμενων μελών της κατασκευής που συνδέουν.

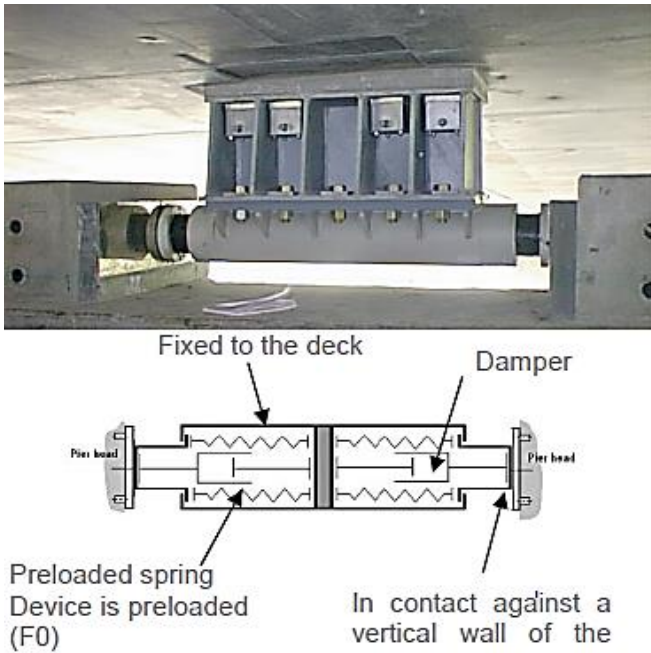


Σχήμα 3.26: Σύνδεσμος μετάδοσης κραδασμού όπως περιγράφεται στο φυλλάδιο της Fressynet.

### 3.4.3 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΠΡΟΠΙΕΣΜΕΝΟΥ ΕΛΑΤΗΡΙΟΥ

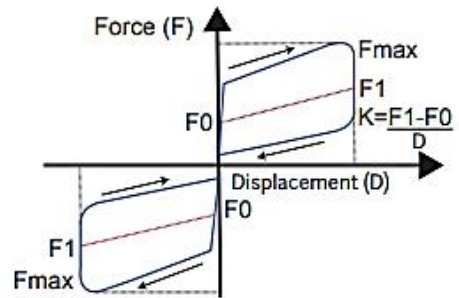
Οι αποσβεστήρες πεπιεσμένου ελατηρίου (Prestressed Spring Dampers ή PDS) εξασφαλίζουν την απόσβεση ενέργειας με τον ίδιο τρόπο που γίνεται στους ιξώδεις υδραυλικούς αποσβεστήρες. Ωστόσο έχουν κάποια επιπλέον χαρακτηριστικά καθώς διαθέτουν και ένα ελατήριο το οποίο μπορεί να είναι προπιεσμένο ώστε να επιτρέπει κίνηση στη διάταξη μόνο μετά την υπέρβαση της δύναμης προπίεσης του. Σε συνθήκες λειτουργίας εξασφαλίζει ακλόνητη σύνδεση ενώ στο σεισμό αποσβάνει ενέργεια και

επαναφέρει την κατασκευή στην αρχική της θέση. Η δύναμη προπίεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τις δυνάμεις κατά τη λειτουργία της κατασκευής και μικρότερη από στη σεισμικά αναπτυσσόμενη δύναμη. Εξυπηρετούν τρεις λειτουργίες της ακλόνητης σύνδεσης της απόσβεσης ενέργειας και της ελαστικής απόκρισης και επαναφοράς στην αρχική θέση. Συχνά χρησιμοποιούνται στις θέσεις όπου ο μηχανικός θέλει να ορίσει το ακλόνητο σημείο του καταστρώματος. Στις περισσότερες περιπτώσεις εμφανίζονται σε δίδυμες διατάξεις γιατί οι λειτουργίες τους κυρίως της προφότισης ισχύουν μόνο σε θλίψη. Η επαφή του εμβόλου με την υποδομή γίνεται με επιφάνεια ολίσθησης για να μην δημιουργεί καταναγκασμούς στην εγκάρσια διεύθυνση από αυτή της λειτουργίας του, όσον αφορά τη συντήρησή του δεν έχει υψηλές απαιτήσεις.



$$F = F_0 + KD + C.V^\alpha$$

$$\alpha = 0.12$$

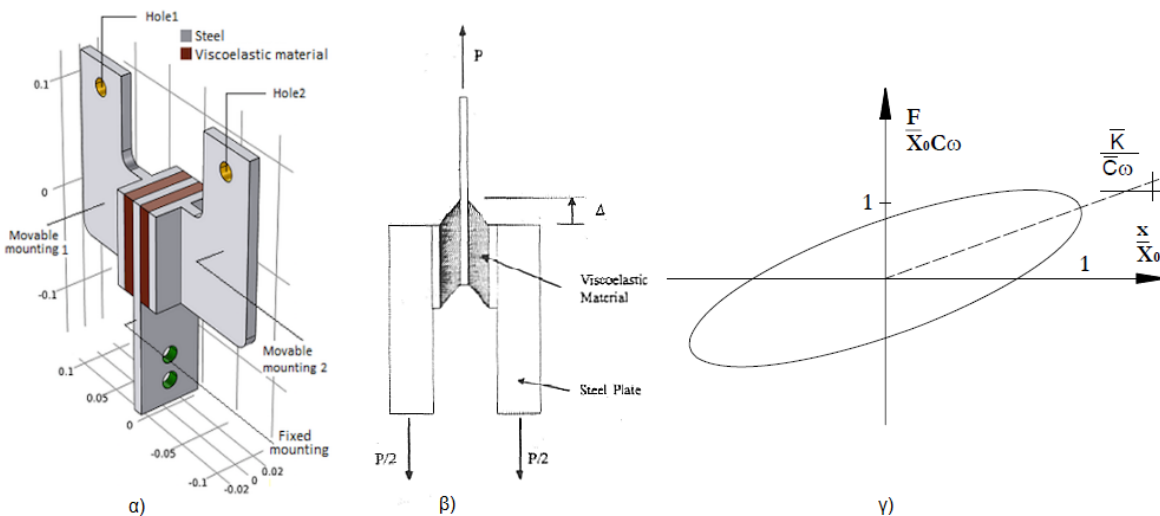


- F: Reaction force
- $F_0$ : Prestressing
- K: Stiffness
- C: Damping constant
- V: Velocity
- $\alpha$ : Damping coefficient

Σχήμα 3.27: Αποσβεστήρας προπιεσμένου ελατηρίου.

### 3.4.4 ΙΞΩΔΟΕΛΑΣΤΙΚΟΙ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ

Οι ιξώδοελαστικοί αποσβεστήρες συνδυάζουν ένα γραμμικό ελατήριο με έναν ιξώδη αποσβεστήρα, αποτελούνται από μεταλλικά ελάσματα τα οποία ενώνονται μεταξύ τους μέσω του βουλκανισμού τους μαζί με το ελαστομερές συνήθως το οποίο τα συνδέει.



Σχήμα 3.28: α) Μορφή ιξώδοελαστικού αποσβεστήρα β) Παραμόρφωση του αποσβεστήρα γ) Βρόγχος υστέρησης ιξώδοελαστικού αποσβεστήρα.

### 3.4.4.1 Μηχανική Συμπεριφορά Ιξωδοελαστικών Αποσβεστήρων

Η προσομοίωση των ιξωδοελαστικών αποσβεστήρων γίνεται μέσω του της διάταξης Kelvin solid model που αποτελείται από ένα γραμμικό ελατήριο και έναν ιξώδη αποσβεστήρα. Η σταθερά  $G_E$  εκφράζει την ελαστική διατμητική απόκριση του ελαστομερούς, όπως στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, ενώ η  $G_C$  είναι η σταθερά της διατμητικής ιξώδους απόσβεσης. Θεωρώντας μία ημιτονοειδή φόρτιση εύρους  $X_0$  ο βρόγχος υστέρησης που προκύπτει είναι ελλειψοειδής αλλά ο μεγάλος άξονας της έλλειψης έχει κλίση ίση με τη δυσκαμψία του ισοδύναμου ελατηρίου που προσομοιώνει το ελαστομερές. Επίσης η μέγιστη αναπτυσσόμενη δύναμη από τον αποσβεστήρα δεν αναπτύσσεται στην θέση μέγιστης παραμόρφωσης όπως φαίνεται και απο το Σχήμα 3.28 γ.

Η ημιτονοειδής φόρτιση που θεωρείται

$$x(t) = X_0 \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (3.39)$$

Η ελαστική δυσκαμψία του αποσβεστήρα, ισοδύναμο γραμμικό ελατήριο.

$$\bar{K} = \frac{G_E \cdot A}{h} \quad (3.40)$$

όπου:

A το εμβαδό του ελαστομερούς στον αποσβεστήρα

h το πάχος του ελαστομερούς στον αποσβεστήρα

Η σταθερά απόσβεσης για τον ισοδύναμο ιξώδη γραμμικό αποσβεστήρα, ( $\alpha=1$ )

$$\bar{C} = \frac{G_C \cdot A}{h} \quad (3.41)$$

Λαμβάνοντας υπόψη την φόρτιση η επίλυση προκύπτει ως εξής

$$\frac{F}{X_0 \cdot \bar{C} \cdot \omega} = \frac{\bar{K}}{\bar{C} \cdot \omega} \cdot \left(\frac{x}{X_0}\right) \cdot \pm \sqrt{1 - \left(\frac{x}{X_0}\right)^2} \quad (3.42)$$

Ολόγος της ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης προς την κρίσιμη

$$\bar{\zeta} = \frac{\bar{C}}{2 \cdot \bar{\omega} \cdot m} = \frac{G_C \cdot \bar{\omega}}{2 \cdot G_E} = \frac{\eta}{2} \quad (3.43)$$

όπου:

$\eta$  σταθερά απώλειας και μπορεί να λαμβάνεται 1.35 (SinghandMoreschi, 2001)

$\bar{\omega}$  η ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης του αποσβεστήρα

Η σταθερά  $G_E$  εκφράζει την ενέργεια που αποθηκεύεται ανά κύκλο και λέγεται μετρο διατμητικής αποθήκευσης ενώ το γινόμενο ( $G_C \cdot \bar{\omega}$ ) λέγεται μέτρο διατμητικών απωλειών και εκφράζει την ενέργεια που αποσβένεται ανα κύκλο φόρτισης. Τα δύο αυτά χαρακτηριστικά του υλικού εξαρτώνται από την θερμοκρασία, την συχνότητα φόρτισης το μέγεθος των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων και την διαφορά της θερμοκρασίας εντός του ελαστομερούς κατά την λειτουργία. Ο Chang et.al 1993 βρήκε ότι και τα δύο μέτρα μειώνονται με αύξηση της θερμοκρασίας αλλά το  $\eta$  παραμένει σχετικά σταθερό και οι ιδιότητες του αποσβεστήρα είναι σταθερές για διατμητικές παραμορφώσεις μικρότερες του 20%για διαφορετικές θερμοκρασίες και συχνότητες. Γενικότερα η μεταβολή των  $G_E$  των  $G_C$  λόγω



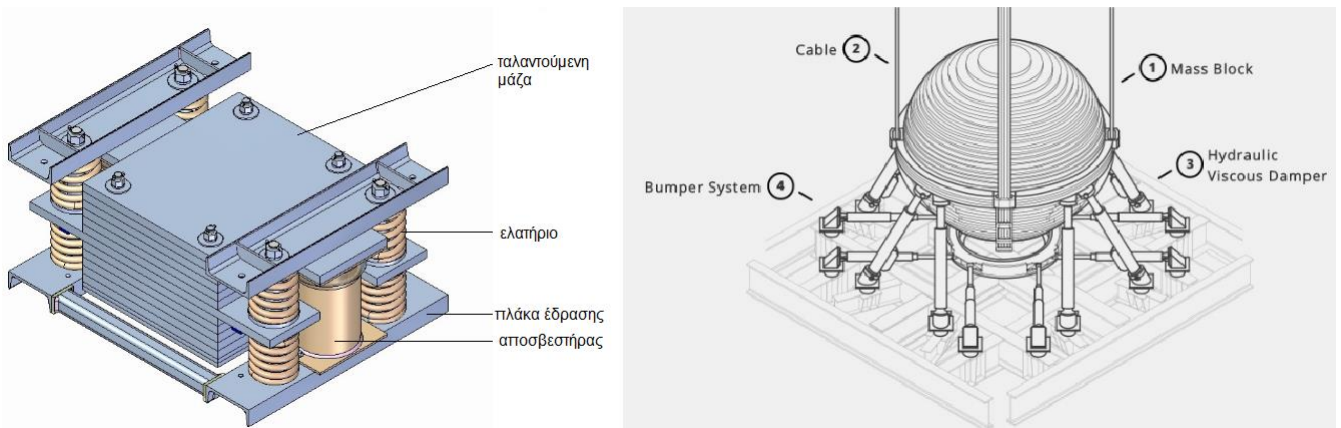
θερμοκρασίας θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όπως στα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με μέγιστες και ελάχιστες τιμές.

### 3.5 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ

Οι αποσβεστήρες συντονισμένης μάζας (tuned mass dampers (TMD), dynamic vibration absorber) η μεγάλη τους διαφοροποίηση σε σχέση με τους προηγούμενους αποσβεστήρες που παρουσιάστηκαν είναι ότι δεν απαιτούν σύνδεση ανωδομής και υποδομής, δηλαδή συνδέονται απευθείας στην ανωδομή. Η εφαρμογή τους γίνεται σε υψηλά κτήρια και γέφυρες μεγάλου ανοίγματος για την μείωση των ταλαντώσεων λόγω ανεμοφόρτισης και των φαινομένων πτερυγισμού που μπορεί να δημιουργηθούν. Για τους ίδιους λόγους μπορεί να εφαρμοστούν και σε πεζογέφυρες αλλά συχνότερα σε αυτές η κύρια αιτία είναι ταλάντωση λόγω του συντονισμού του βήματος των πεζών Dallard et al. (2001) όπως και σε μέλη κτηρίων σαν τα μπαλκόνια. Μια άλλη εφαρμογή τους είναι για απόσβεση ταλαντώσεων σε καλώδια και συνήθως με τη μορφή stockbridge damper. Επιπλέον ως παραλλαγή υπάρχουν και οι αποσβεστήρες συντονισμένου ρευστού (tuned liquid dampers, TLD).

Αποτελούνται από μία μάζα η οποία είναι συνδεδεμένη με την κατασκευή μέσω ενός στοιχείου δυσκαμψίας και ενός στοιχείου απόσβεσης. Το στοιχείο δυσκαμψίας συνήθως είναι ελατήριο και ο αποσβεστήρας υδραυλικός ιξώδης, υπάρχουν και εφαρμογές με ιξωδοελαστικούς αποσβεστήρες ή με φούσκες αέρα που έχουν και τις δύο ιδιότητες δυσκαμψίας και απόσβεσης. Μια κατηγορία των αποσβεστήρων συντονισμένης μάζας είναι αυτή του εκκρεμούς όπου μια μάζα αναρτάται μέσω συρματοσχοίνων των οποίων το μήκος καθορίζει την ιδιοσυχνότητα ταλάντωσής της ενώ συνδέεται με την κατασκευή μέσω αποσβεστήρων.

Ο αποσβεστήρας συντονισμένης μάζας ρυθμίζεται ώστε να ενεργοποιείται σε κάποια από τις κύριες ιδιοσυχνότητες ταλάντωσης της κατασκευής, αυτό έχει ως αποτέλεσμα η ταλάντωση της μάζας του αποσβεστήρα να βρίσκεται σε διαφορά φάσης με την ταλάντωση της κατασκευής και σε συνδυασμό με τα στοιχεία απόσβεσης να περιορίζει την απόκριση.



**Σχήμα 3.29:** Συνήθης αποσβεστήρας συντονισμένης μάζας κατακόρυφου βαθμού ελευθερίας και τύπου εκκρεμούς για οριζόντιες μετακινήσεις.

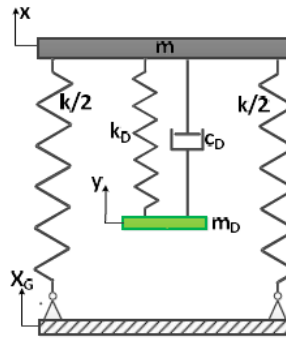
#### 3.5.1 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΩΝ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΕΝΗΣ ΜΑΖΑΣ

Θεωρώντας ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή ο DenHartog παρουσιάζει μια μεθοδολογία για την υλοποίηση ενός αποσβεστήρα συντονισμένης μάζας όπως φαίνεται παρακάτω.

Η ημιτονοειδής φόρτιση που θεωρείται

$$P(t) = P_0 \cdot \exp(i \cdot \omega \cdot t) \quad (3.44)$$





**Σχήμα 3.30:** Μονοβάθμια κατασκευή με την προσθήκη αποσβεστήρα συντονισμένης μάζας.

Οι εξισώσεις δυναμικής ισοροπίας που προκύπτουν είναι:

$$m \cdot \ddot{u}_s + k \cdot u_s + k_D \cdot (u_s - u_D) + c_D \cdot (\dot{u}_s - \dot{u}_D) = P_0 \cdot \exp(i \cdot \omega \cdot t) \quad (3.45)$$

$$m_D \cdot \ddot{u}_D + k_D \cdot (u_D - u_s) + c_D \cdot (\dot{u}_D - \dot{u}_s) = 0 \quad (3.46)$$

Η απόκριση του συστήματος

$$u_s(t) = \tilde{U}_s \exp(i\omega t) \quad , \quad u_D(t) = \tilde{U}_D \exp(i\omega t) \quad (3.47)$$

Συνδυάζοντας τις εξ.(3.45)-(3.47) και διαιρώντας με  $\exp(i\omega t)$  προκύπτει:

$$-m \cdot \omega^2 \cdot \tilde{U}_s + k \cdot \tilde{U}_s + k_D \cdot (\tilde{U}_s - \tilde{U}_D) + i \cdot \omega \cdot c_D \cdot (\tilde{U}_s - \tilde{U}_D) = P_0 \quad (3.48)$$

$$-m_D \cdot \omega^2 \cdot \tilde{U}_D + k_D \cdot (\tilde{U}_D - \tilde{U}_s) + i \cdot \omega \cdot c_D \cdot (\tilde{U}_D - \tilde{U}_s) = 0 \quad (3.49)$$

Διαχωρίζοντας τους όρους  $\tilde{U}_D$ ,  $\tilde{U}_s$  προκύπτει:

$$[-m \cdot \omega^2 + k + k_D + i \cdot \omega \cdot c_D] \cdot \tilde{U}_s - [k_D + i \cdot \omega \cdot c_D] \cdot \tilde{U}_D = P_0 \quad (3.50)$$

$$-[k_D + i \cdot \omega \cdot c_D] \cdot \tilde{U}_s + [-m_D \cdot \omega^2 + k + i \cdot \omega \cdot c_D] \cdot \tilde{U}_D = 0 \quad (3.51)$$

Συνδυάζοντας τις εξ.(3.50)-(3.51) προκύπτει:

$$\tilde{U}_s = P_0 \frac{[k_D + \omega \cdot c_D] + i \cdot \omega \cdot c_D}{\{(-m \cdot \omega^2 + k)(-m_D \cdot \omega^2 + k_D) - m \cdot \omega^2 k_D\} + i \omega c_D \{-m \cdot \omega^2 + k - m \cdot \omega^2\}} \quad (3.52)$$

Η εξ.(3.52) μπορεί να γραφεί με μιγαδική μορφή  $\tilde{U}_s = P_0(A + iB)$  που παριστάνει ένα διάνυσμα η φανταστική μονάδα δηλώνει την διαφορά φάσης κατά  $90^\circ$  του οποίου το μέτρο είναι,  $P_0 \sqrt{A^2 + B^2}$ . Η

απόκριση είναι της μορφής  $\tilde{U}_s = P_0 \frac{A+iB}{C+iD}$  και μετασχηματίζεται  $\frac{\tilde{U}_s}{P_0} = \sqrt{\frac{A^2+B^2}{C^2+D^2}}$

Συνδυάζοντας τις εξ. (3.51) προκύπτει:

$$\frac{\tilde{U}_s}{P_0} = \sqrt{\frac{(k_D + \omega \cdot c_D)^2 + (\omega \cdot c_D)^2}{\{(-m \cdot \omega^2 + k)(-m_D \cdot \omega^2 + k_D) - m \cdot \omega^2 k_D\}^2 + \{\omega c_D \cdot (-m \cdot \omega^2 + k - m \cdot \omega^2)\}^2}} \quad (3.53)$$

Ορίζοντας:

$$\tilde{U}_{ST} = P_0/k \quad , \text{στατική μετακίνηση του συστήματος} \quad (3.54)$$

$$\omega_\alpha^2 = k_D/m_D \quad , \text{ιδιοσυχνότητα του αποσβεστήρα} \quad (3.55)$$

$$\Omega_n^2 = k/m \quad , \text{ιδιοσυχνότητα της κατασκευής} \quad (3.56)$$

$$\rho = \omega_\alpha/\Omega_n \quad , \text{λόγος ιδιοσυχνοτήτων} \quad (3.57)$$

$$q = \omega/\Omega_n \quad , \text{λόγος ιδιοσυχνοτήτων εξαναγκασμένης} \quad (3.58)$$

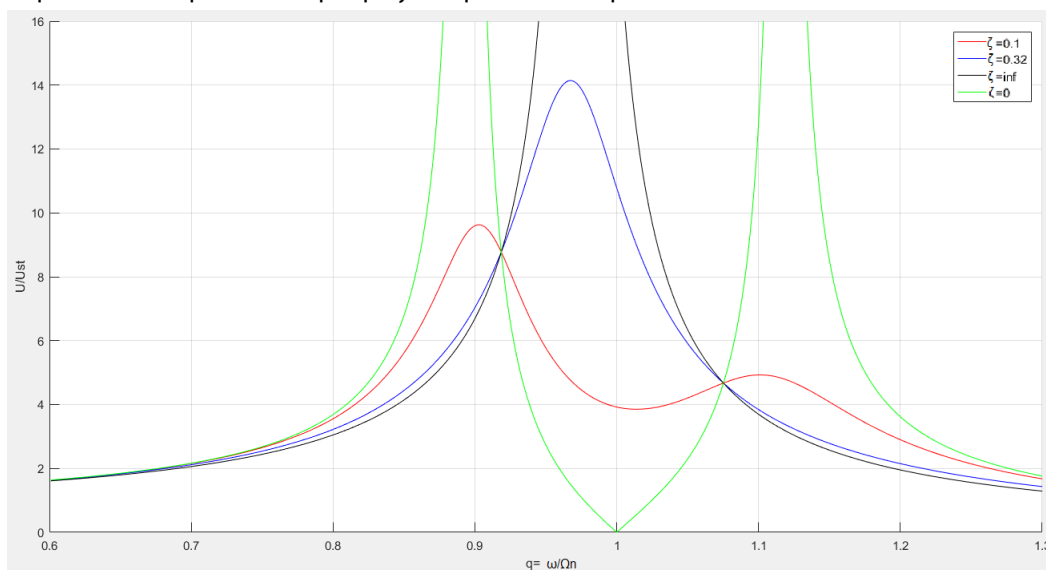
$$\zeta = c_D/2m\Omega_n \quad , \text{λόγος απόσβεσης} \quad (3.59)$$

$$\mu = m_D/m \quad , \text{λόγος μαζών} \quad (3.60)$$

Η εξ.(3.53)βάσει των εξ.(3.54)-(3.60)

$$\frac{\tilde{U}_s}{\tilde{U}_{ST}} = \sqrt{\frac{(2 \cdot \zeta \cdot q \cdot \rho)^2 + (q^2 - \rho^2)^2}{(2 \cdot \zeta \cdot q \cdot \rho)^2 \cdot (q^2 - 1 + \mu \cdot q^2) + [\mu \cdot \rho^2 \cdot q^2 - (q^2 - 1) \cdot (q^2 - \rho^2)]^2}} \quad (3.61)$$

Παρατηρείται πως ο λόγος απόκρισης κατασκευής εξαρτάται από τέσσερις παραμέτρους  $\mu$ ,  $\rho$ ,  $q$ ,  $\zeta$  και στο Σχήμα 3.31 παρουσιάζεται το διάγραμμα του λόγου απόκρισης συναρτήσει του  $q$  για  $\mu=0.05$  και  $\rho=1$ . Ενδιαφέρον παρουσιάζει, η συμπεριφορά του λόγου απόκρισης για  $\zeta=0$  και  $\zeta=\infty$  όπου και στις δύο περιπτώσεις ο λόγος απόκρισης τείνει στο άπειρο. Το φαινόμενο αυτό έχει φυσική σημασία, αφού για  $\zeta=0$  δεν υφίσταται απόσβεση στο σύστημα και οι δύο μάζες ταλαντώνονται ελεύθερα χωρίς να αποσβένεται η εισαγόμενη στο σύστημα ενέργεια, ενώ για  $\zeta=\infty$  ο αποσβεστήρας αναπτύσσει μεγάλη δύναμη με τη παραμικρή σχετική ταχύτητα μεταξύ των δύο μαζών με αποτέλεσμα να τις αναγκάζει να κινούνται μαζί ως ένα σώμα και να μην υφίσταται απόσβεση στο σύστημα. Ουσιαστικά αυξάνεται ο βαθμός σύζευξης μεταξύ του ελατηρίου της πρόσθετης μάζας και του στοιχείου απόσβεσης και το αποτέλεσμα είναι να προστίθεται μία μάζα στην κατασκευή.



Σχήμα 3.31: Διάγραμμα λόγου απόκρισης-λόγου ιδιοσυχνοτήτων εξαναγκασμένης ταλάντωσης, για  $\mu=0.05$  και  $\rho=1$ .

Επομένως ο στόχος του μελετητή είναι να καθορίσει την απόσβεση που θα προσθέσει στην κατασκευή μεταβάλλοντας τα διάφορα χαρακτηριστικά του αποσβεστήρα συντονισμένης μάζας. Επιπλέον παρατηρείται, πως ο λόγος απόκρισης παρουσιάζει δύο σημεία P και Q από τα οποία διέρχονται όλα τα διαγράμματα και μέσω κατάλληλης επιλογής της παραμέτρου  $\rho$  μπορούν να μετακινηθούν αυτά τα σημεία (το ένα πάνω και το άλλο κάτω) ώστε να έχουν τον ίδιο λόγο απόκρισης και με τον συντελεστή απόσβεσης  $\zeta$  να μετακινήθει η καμπύλη έτσι ώστε να εφάπτεται οριζόντια σε ένα τουλάχιστον από αυτά για να επιτευχθεί η ελάχιστη δυνατή απόκριση του συστήματος.

Επομένως η εξ. (3.61) μεταβάλλεται ως εξής:

$$\frac{\tilde{U}_s}{\tilde{U}_{ST}} = \sqrt{\frac{A \cdot \zeta^2 + B}{C \cdot \zeta^2 + D}} \quad (3.62)$$

Θέτοντας  $A/C=B/D$  ο λόγος απόκρισης γίνεται ανεξάρτητος του  $\zeta$  και προκύπτει:

$$\left( \frac{1}{q^2 - 1 + \mu \cdot q^2} \right)^2 = \left( \frac{q^2 - \rho^2}{\mu \cdot \rho^2 \cdot q^2 - (q^2 - 1) \cdot (q^2 - \rho^2)} \right)^2 \quad (3.63)$$

$$\frac{1}{q^2 - 1 + \mu \cdot q^2} = \pm \frac{q^2 - \rho^2}{\mu \cdot \rho^2 \cdot q^2 - (q^2 - 1) \cdot (q^2 - \rho^2)} \quad (3.64)$$

Από την εξ.(3.61) εάν επιλεγεί η αρνητική τιμή η ισότητα καταλήγει στο  $q^2=0$  οπότε με το θετικό πρόσημο προκύπτει:

$$q^4 - 2 \cdot q^2 \cdot \frac{1 + \rho^2 + \mu \cdot \rho^2}{2 + \mu} + \frac{2 \cdot \rho^2}{2 + \mu} = 0 \quad (3.65)$$

Από αυτό το πολυώνυμο τετάρτου βαθμού, προκύπτουν οι δύο ρίζες  $q_L^2$  και  $q_R^2$  που είναι οι τετμημένες των προαναφερθέντων σημείων P και Q και εξαρτώνται από τις παραμέτρους  $\mu$  και  $\rho$ . Με δεδομένο, ότι για οποιαδήποτε τιμή του  $\zeta$  τα σημεία αυτά παραμένουν σταθερά επιλέγεται τέτοιο  $\zeta$ , ώστε να απλοποιήσει την έκφραση του λόγου απόκρισης και η διαδικασία εξίσωσης του ύψους των δύο σημείων να γίνει πιο εύκολη. Αυτό συμβαίνει για  $\zeta = \infty$  και η εξ.(3.61) γίνεται:

$$\frac{\tilde{U}_s}{\tilde{U}_{ST}} = \frac{1}{1 - q^2 \cdot (1 + \mu)} \quad (3.66)$$

αντικαθιστώντας τα  $q_L$ ,  $q_R$  στη παραπάνω εξίσωση προκύπτει

$$\frac{1}{1 - q_L^2 \cdot (1 + \mu)} = \frac{1}{1 - q_R^2 \cdot (1 + \mu)} \quad (3.67)$$

Ωστόσο, η σχέση αυτή δε συμφωνεί με τη μορφή του λόγου απόκρισης αφού για  $q$  μεγαλύτερο του  $1/\sqrt{1 + \mu}$  ο λόγος γίνεται αρνητικός. Εφόσον τα σημεία P και Q βρίσκονται εκατέρωθεν της τιμής αυτής του  $q$ , μπορούμε να αλλάξουμε το πρόσημο του ενός μέλους προσθέτοντας ένα μείον στο δεξί μέλος της εξ.(3.67) με αποτέλεσμα.

$$q_L^2 + q_R^2 = \frac{2}{1 + \mu} \quad (3.68)$$

Κατά αυτόν το τρόπο αποφεύγεται η επίλυση δευτέρου βαθμού καθώς ο μεσαίος όρος με αρνητικό πρόσημο είναι ίσος με το άθροισμα των ριζών της εξίσωσης από τύπους Vieta.

$$q_L^2 + q_R^2 = \frac{2 \cdot (1 + \rho^2 + \mu \cdot \rho^2)}{2 + \mu} \quad (3.69)$$

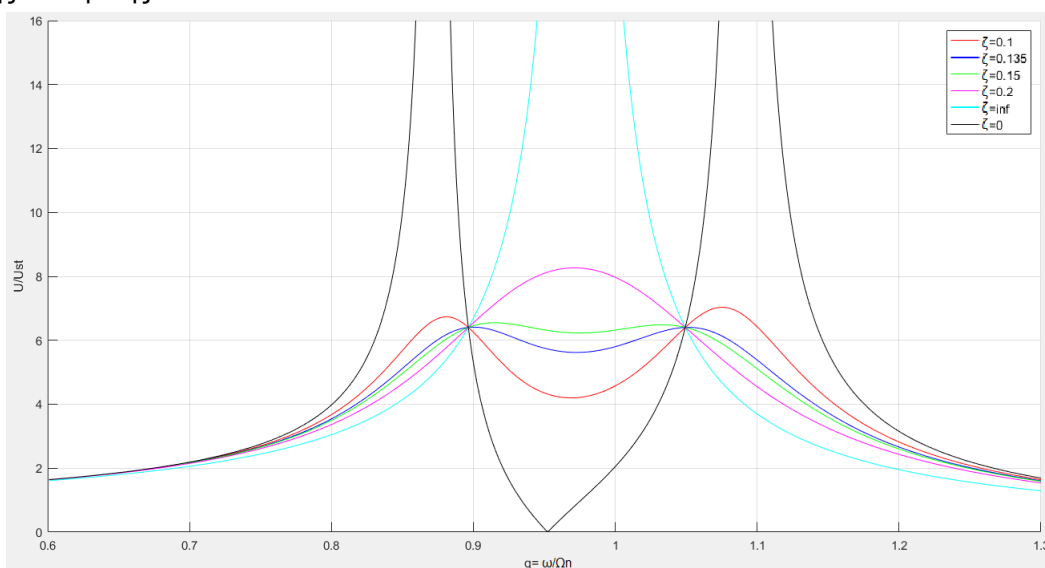
Εξισώνοντας τις εξισώσεις (3.68) και (3.69) προκύπτει ότι

$$\rho = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3.70)$$

Με βάση την εξ.(3.70) υλοποιείται ο βέλτιστος συγχρονισμός του συστήματος. Για την προσθήκη μίας πολύ μικρής μάζας στο σύστημα, ( $\mu=0$ ) το  $\rho$  τείνει στη μονάδα και η συχνότητα του μονωτήρα ταυτίζεται με αυτή της κατασκευής. Όσο αυξάνεται η μάζα του μονωτήρα η συχνότητα του μονωτήρα πρέπει να μειώνεται σχετικά με τη κατασκευή. Με αυτόν τον τρόπο έχει επιλυθεί το θέμα συντονισμού του συστήματος αλλά δεν είναι γνωστό το μέγεθος του λόγου απόκρισης. Εφαρμόζοντας στην εξ.(3.66) μία λύση της εξ.(3.65) προκύπτει η νέα έκφραση του λόγου απόκρισης του συστήματος στα σημεία P,Q.

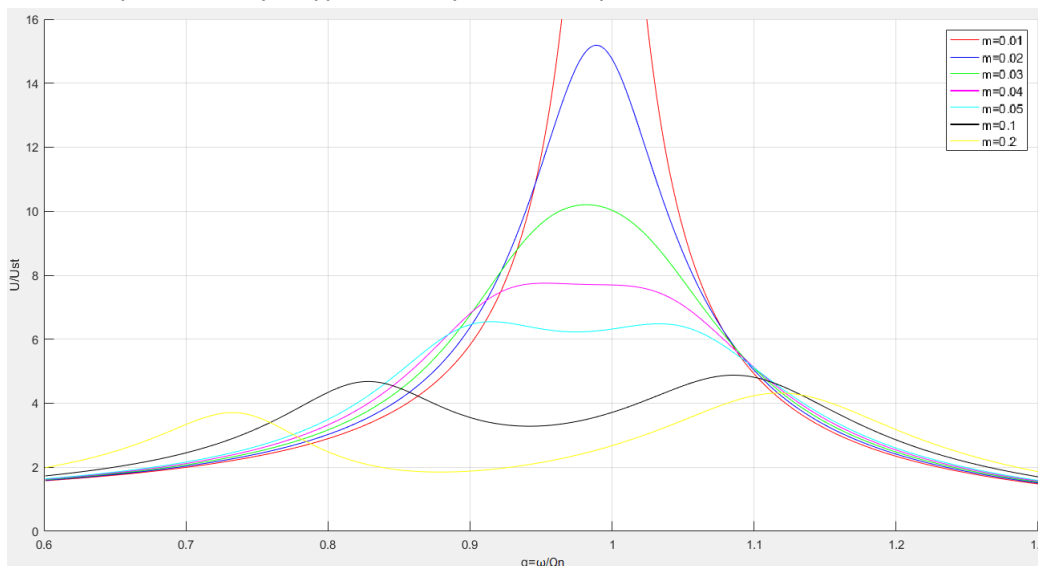
$$\frac{\tilde{U}_s}{\tilde{U}_{ST}} = \sqrt{1 + \frac{2}{\mu}} \quad (3.71)$$

Όμως ο σχεδιασμός δεν έχει ολοκληρωθεί απαιτείται η εύρεση της βέλτιστης τιμής του λόγου απόσβεσης ώστε η τιμή της μέγιστης απόκρισης να εμφανίζεται στα σημεία P,Q. Μέσω ενός αλγορίθμου βελτιστοποίησης για  $\mu=0.05$  και με βάση την εξ.(3.70) προκύπτει η τιμή του  $\rho$ , κατόπιν από την εξ.(3.71) έχουμε την ελάχιστη δυνατή μέγιστη τιμή του λόγου απόσβεσης που μπορεί να επιτευχθεί και η οποία προκύπτει στο υπο μελέτη παράδειγμα για  $\zeta=0.135$  με όριο μη υπέρβασης στην τιμή της απόκρισης 0.002.



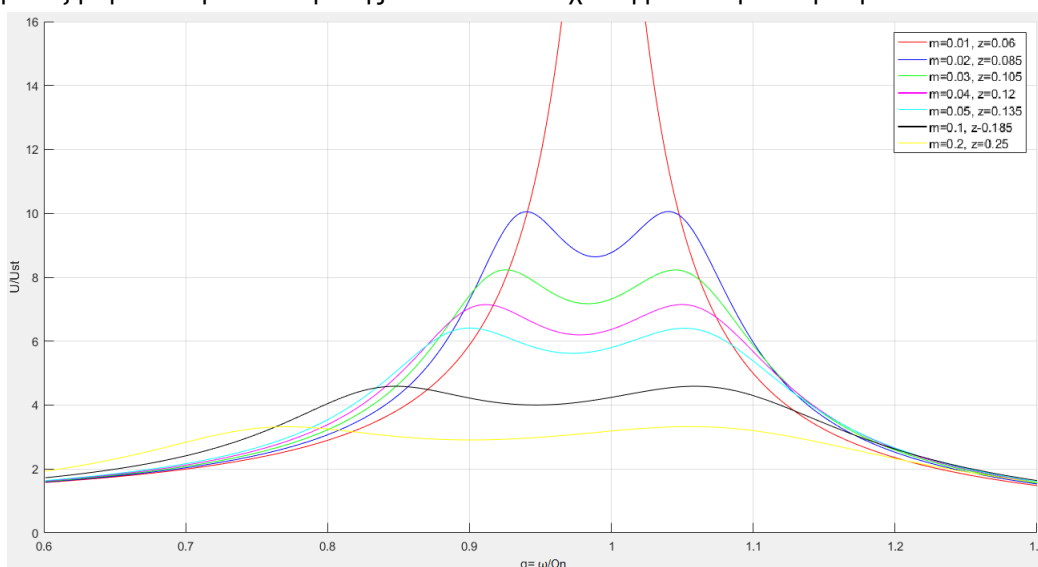
Σχήμα 3.32: Διάγραμμα λόγου απόκρισης-λόγου ιδιοσυχνοτήτων εξαναγκασμένης ταλάντωσης  $\mu=0.05$ .

Στο διάγραμμα στο Σχήμα 3.33 αυξάνοντας το λόγο μάζας και διατηρώντας την απόσβεση σταθερή παρατηρείται ότι η αύξηση της μάζας οδηγεί σε μειωμένο λόγο απόκρισης. Αυτή η αύξηση της μάζας όμως δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα καθώς στην πράξη το 5% της μάζας μιας κατασκευής να απαιτηθεί ως πρόσθετη είναι αρκετά μεγάλη διάταξη και πέραν τούτου αποτελεί και επιπλέον φορτίο που θα πρέπει να παραληφθεί από την κατασκευή.



**Σχήμα 3.33:** Διάγραμμα λόγου απόκρισης-λόγου ιδιοσυχνοτήτων εξαναγκασμένης ταλάντωσης  $\zeta=0.15$ .

Στο Σχήμα 3.34 πάλι μεταβάλλονται οι λόγοι μαζών αλλά για κάθε διαφορετική τιμή υπολογίζεται και η βέλτιστη απόσβεση όπως φαίνεται από το σχήμα από την οριζοντιοποίηση του διαγράμματος για να είναι στα σημεία P,Q η μέγιστη τιμή της απόκρισης. Παρατηρείται ότι η αύξηση του λόγου μάζας οδηγεί και στην αύξηση του λόγου απόσβεσης ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη απόκριση.



**Σχήμα 3.34:** Διάγραμμα λόγου απόκρισης-λόγου ιδιοσυχνοτήτων εξαναγκασμένης ταλάντωσης για διάφορες τιμές του λόγου μάζας εφαρμόζοντας και την βέλτιστη απόσβεση σε κάθε τιμή

Τέλος οι αποσβεστήρες συντονισμένης μάζας μπορούν να εφαρμοστούν σε διάφορα είδη κατασκευών για την αντιμετώπιση του σεισμού αλλά η κύρια χρήση τους είναι σε ανεμοφότιση. Δεν είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικοί σε κατασκευές που θα εμφανίσουν πλαστικοποίηση κάποιων μελών καθώς αλλάζει η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητά τους και αποσυντονίζεται ο αποσβεστήρας. Επίσης είναι ρυθμιζόμενοι σε μία συχνότητα για αυτό και έχουν αναπτυχθεί και οι πολλαπλοί αποσβεστήρες συντονισμένης μάζας.

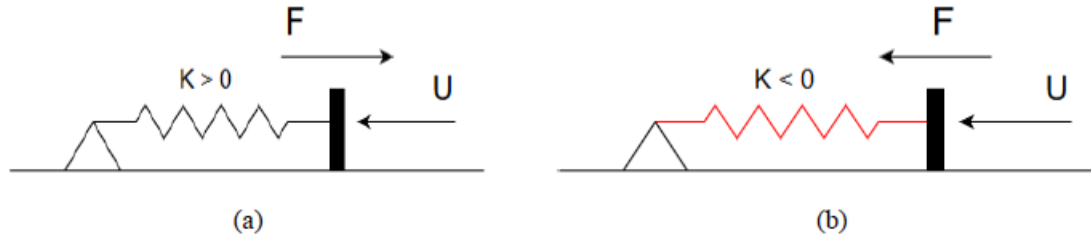
Γενικότερα εμφανίζουν φαινόμενα αποσυντονισμού αλλά με την εξέλιξη της τεχνολογίας αυτά έχουν μετριασθεί και η διάρκεια ζωής τους ξεπερνά τα 20 έτη.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η αρνητική στιβαρότητα ως έννοια και ο τρόπος υλοποίησής της στις κατασκευές επίσης παρουσιάζεται και η οριζοντιομηδενική δυσκαμψία και οι εφαρμογές της. Αναλύονται και διάφορες συσκευές που κάνουν χρήση τέτοιων διατάξεων.

#### 4.1 Η ΑΡΝΗΤΙΚΗ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑ

Η αρνητική στιβαρότητα μπορεί να περιγραφεί ως μία δύναμη η οποία δρά στη κατεύθυνση της μετατόπισης εισχύοντάς την, αντιθέτως με τις συνήθεις διατάξεις στιβαρότητας όπως τα ελατήρια που αναπτύσσουν δυνάμεις που ανθίστανται στην κίνηση.



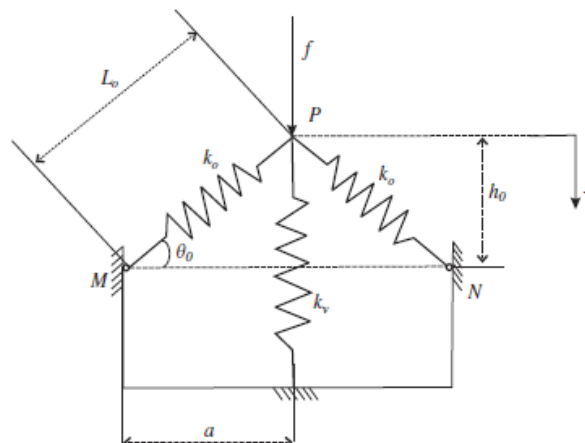
**Σχήμα 4.1:** Σχηματική αναπαράσταση ενός στοιχείου α) θετικής στιβαρότητας και ενός β) αρνητικής στιβαρότητας και των δυνάμεων που αναπτύσσονται όταν ένα άκρο τους υποβληθεί σε μετακίνηση.

Η χρήση στοιχείων αρνητικής στιβαρότητας (antisprings) πρωτάφηκε αρχικά από τον Molyneux (1957) και αργότερα από τον Platus (1992). Η λογική τους ήταν η μείωση της δυσκαμψίας του μονωτήρα το οποίο οδηγούσε και στην μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος (δηλαδή αύξηση της ιδιοπεριόδου) σε βαθμό όπου αυτή προσέγγιζε μηδενικές τιμές, όπως παρουσιάζεται από Carella (2007) που είναι οιωνεί μηδενικής δυσκαμψίας ταλαντωτής (Quasi Zero Stiffness, QZS). Κατατοπιστικές μελέτες στις υπομελέτη διατάξεις έχουν πραγματοποιήσει ο Ibrahim (2008) όπου παρουσιάζονται πολλές συσκευές που δεν έχουν χρησιμοποιηθεί στην πράξη, ο Nagarajaiah et al. (2010) και ο Pasala et al. (2013) μελετάται εκτενώς και εφαρμόζεται πειραματικώς μια τέτοια συσκευή.

Τα στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας δύναται να υλοποιηθούν με διάφορες διατάξεις. Το πιο συνήθες είναι μέσω μηχανολογικών μηχανισμών όπου σε συνδυασμό με ελαστικά στοιχεία θετικής στιβαρότητας όπως προσυμπιεσμένα ελατήρια, λυγισμένες ράβδους, πλάκες και κελύφη. Επίσης έχουν προταθεί διατάξεις που χρησιμοποιούν βαρυτικές δυνάμεις, μαγνητικές και ηλεκτρομαγνητικές, το μειονέκτημα αυτών είναι ότι όταν πρόκειται για σεισμούς οι απαιτούμενες τιμές αρνητικής στιβαρότητας που πρέπει να αναπτυχθούν είναι αρκετά μεγάλες και μόνο τα ελαστικά στοιχεία μπορούν να τις αναπτύξουν.

#### 4.2 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΠΟΥ ΟΙΩΝΕΙ ΜΗΔΕΝΙΚΗ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑ

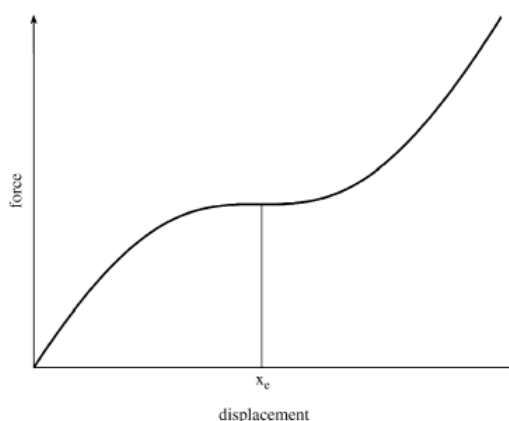
Η υλοποίηση ενός μηχανισμού που οιωνεί μηδενική στιβαρότητα προκύπτει μέσω του συνδυασμού στοιχείων θετικής και αρνητικής στιβαρότητας. Μία από τις πιο απλές συσκευές που έχουν προταθεί με αυτά τα χαρακτηριστικά είναι των Carella et al. (2007) και η οποία θα παρουσιασθεί παρακάτω. Αυτός ο μηχανισμός αποτελείται από ένα κατακόρυφο ελατήριο στην κορυφή του οποίου εφαρμόζεται το φορτίο, στην κορυφή συντρέχουν και δύο κεκλιμένα ελατήρια όπως φαίνονται στο Σχήμα 4.2.



**Σχήμα 4.2:** Ο οιωνεί μηδενική στιβαρότητα μηχανισμός.



Όταν η διάταξη φορτίσκει με κατάλληλου μεγέθους μάζα τότε το κατακόρυφο ελατήριο συμπιέζεται έως ότου φτάσει στην θέση όπου τα κεκλιμένα ελατήρια θα έχουν οριζοντιωθεί. Η συγκεκριμένη παραμορφωμένη θέση στατικής ισορροπίας είναι που έχει ενδιαφέρον καθώς τα οριζοντιοποιημένα κεκλιμένα ελατήρια δεν συμμετέχουν πλέον στην ανάληψη του κατακόρυφου φορτίου το οποίο αναλαμβάνεται αποκλειστικώς από το κατακόρυφο ελατήριο. Τα κεκλιμένα ελατήρια λειτουργούν ως στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας, επομένως στην θέση στατικής ισορροπίας  $x_e$  δυναμική στιβαρότητα είναι μηδενική όπως φαίνεται και στο όμως για μεγάλες μετακινήσεις γύρω από τη θέση ισορροπίας η στιβαρότητα αυξάνεται σημαντικά.



**Σχήμα 4.3:**Χαρακτηριστικό διάγραμμα δύναμης μετακίνησης της υπό μελέτη διάταξης.

#### 4.2.1 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΙΑΤΑΞΗΣ ΔΥΟ ΚΕΚΛΙΜΕΝΩΝ ΕΛΑΤΗΡΙΩΝ

Αρχικά θα εξεταστούν τα δύο κεκλιμένα ελατήρια του μηχανισμού χωρίς το κατακόρυφο, θεωρείται ότι το αρχικό μήκος τους είναι  $L_0$ , ασκείται μία κατακόρυφη δύναμη στο σημείο Ρ όπως στο Σχήμα 4.2. Το σημείο Ρισαπέχει οριζοντίως από τα σημεία Μ,Ν κατά απόσταση  $a$  και κατακορύφως κατά το ύψος  $h_0$ , η αρχική κλίση των ελατηρίων είναι  $\theta_0$ .

Η σχέση μεταξύ κατακόρυφης δύναμης συνδέεται με την δυσκαμψία του ελατηρίου ως εξής:

$$f = 2 \cdot k_0 \cdot (L_0 - L) \cdot \sin\theta \quad (4.1)$$

όπου:

$L$  το νέο μήκος του ελατηρίου μετά τη φόρτιση της διάταξης

$\sin\theta = \frac{h_0 - x}{L}$  το νέο μήκος του ελατηρίου μετά τη φόρτιση της διάταξης

Λαμβάνοντας υπ'όψιν ότι:

$$L_0 = \sqrt{h_0^2 + a^2} \quad (4.2)$$

άρα:

$$L = \sqrt{(h_0 - x)^2 + a^2} \quad (4.3)$$

Συνδυάζοντας τις εξ.(4.2)&(4.3) η εξ.(4.1) προκύπτει:

$$f = 2 \cdot k_0 \cdot (h_0 - x) \cdot \left( \frac{\sqrt{h_0^2 + \alpha^2}}{\sqrt{(h_0 - x)^2 + \alpha^2}} \right) \quad (4.4)$$

Σε αδιάστατη μορφή:

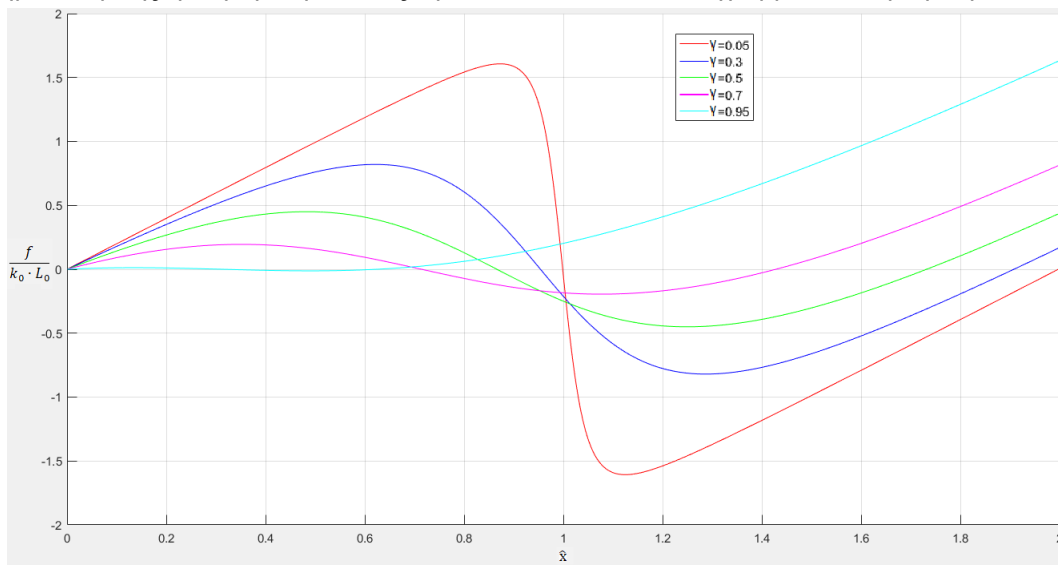
$$\frac{f}{k_0 \cdot L_0} = 2 \cdot (\sqrt{1 - \gamma^2} - \hat{x}) \cdot \left\{ \left[ \hat{x}^2 - 2 \cdot \sqrt{1 - \gamma^2} \cdot \hat{x} + 1 \right]^{-\frac{1}{2}} - 1 \right\} \quad (4.5)$$

όπου:

$$\hat{x} = \frac{x}{L_0}$$

$$\gamma = \frac{\alpha}{L_0} = \cos\theta_0$$

Το  $\gamma$  είναι μία γεωμετρική παράμετρος, όπου για  $\gamma=0$  τα ελατήρια είναι αρχικώς κατακόρυφα και όταν  $\gamma=1$  τότε είναι οριζόντια. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.4 η διάταξη των δύο κεκλιμένων ελατηρίων έχει μη γραμμική συμπεριφορά, τα σημεία καμπής των διαγραμμάτων είναι ασταθή καθώς εκεί εμφανίζεται μηδενική στιβαρότητα και η διάταξη μπορεί να βρεθεί απότομα (snap through) σε άλλη θέση ισορροπίας με την παραμικρή δράση στο σύστημα. Μια σημαντική παρατήρηση είναι ότι ανάμεσα στα δύο σημεία καμπής η στιβαρότητα όπως προκύπτει και από το διάγραμμα είναι αρνητική.



**Σχήμα 4.4:** Διάγραμμα αδιάστατης δύναμης-μετατόπισης για διάταξη δύο κεκλιμένων ελατηρίων.

Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να αναπτύξει η διάταξη πριν να υπάρξει "snapthrough" προκύπτει:

$$\frac{f_{max}}{k_0 \cdot L_0} = 2 \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \sqrt{1 - \gamma^2} \right)^{\frac{1}{3}} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (4.6)$$

Αυτή εμφανίζεται για μέγιστη μετατόπιση:

$$\hat{x}_{max} = \sqrt{1 - \gamma^2} - \gamma \cdot \sqrt{\gamma^{-\frac{2}{3}} - 1} \quad (4.7)$$

Η αδιάστατη στιβαρότητα προκύπτει παραγωγίζοντας την δύναμη προς την μετατόπιση:

$$\frac{K}{k_0} = 2 \cdot \left[ 1 - \frac{\gamma^2}{\left( \hat{x}^2 - 2 \cdot \sqrt{1 - \gamma^2} \cdot \hat{x} + 1 \right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (4.8)$$

Η αδιάστατη στιβαρότητα γίνεται ελάχιστη στη θέση ισοροπίας με μετακίνηση  $\hat{x}_e$  ενώ όσο η τιμή του  $\gamma$  μειώνεται την ίδια τάση έχει και η στιβαρότητα δηλαδή όσο τα ελατήρια πλησιάζουν την οριζόντιο, η ελάχιστη τιμή της δίνεται από τον την εξ.(4.10). Η ανάγκη ενός ευσταθούς συστήματος με οριζόντιο μηδενική στιβαρότητα μπορεί να υλοποιηθεί μέσω της εισαγωγής ενός κατακόρυφου ελατηρίου ίσης και αντίθετης, δηλαδή θετικής στιβαρότητας, το οποίο μελετάται στην επόμενη ενότητα.

$$\hat{x}_e = \sqrt{1 - \gamma^2} \quad (4.9)$$

$$\frac{K}{k_0} = 2 \cdot \left( 1 - \frac{1}{\gamma} \right) \quad (4.10)$$

#### 4.2.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΠΟΥ ΟΙΩΝΕΙ ΜΗΔΕΝΙΚΗ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑ

Αφού μελετήθηκε στην προηγούμενη ενότητα η διάταξη δύο κεκλιμένων ελατηρίων τώρα εισάγεται και το κατακόρυφο το οποίο λειτουργεί παράλληλα με την αντίστοιχη συνιστώσα των κεκλιμένων. Η εξίσωση που δίνει τη δύναμη σε σχέση με τη μετατόπιση αδιαστατοποιείται διαιρώντας την δύναμη με το γινόμενο της στιβαρότητας του κατακόρυφου ελατηρίου με το αρχικό μήκος των κεκλιμένων ελατηρίων. Επίσης εισάγεται και η σταθερά  $\alpha$  οποία ισούται με το πηλίκο της στιβαρότητας του κεκλιμένου προς του κατακόρυφου ελατηρίου. Είναι σαφές ότι όταν η τιμή του  $\alpha$  μεγαλώνει αρκετά στη συμπεριφορά του συστήματος κυριαρχούν τα κεκλιμένα ελατήρια και αυτή προσομοιάζεται από την εξ.(4.4) διαφορετικά από την παρακάτω εξίσωση.

Η αδιάστατη δύναμη προς την αδιάστατη μετατόπιση στον μηχανισμό μηδενικής στιβαρότητας:

$$\hat{f} = \hat{x} + 2 \cdot \alpha \cdot \left( \sqrt{1 - \gamma^2} - \hat{x} \right) \cdot \left[ \left( \hat{x}^2 - 2 \cdot \sqrt{1 - \gamma^2} \cdot \hat{x} + 1 \right)^{-\frac{1}{2}} - 1 \right] \quad (4.11)$$

Η αδιάστατη στιβαρότητα προκύπτει παραγωγίζοντας την εξ.(4.11) ως προς την αδιάστατη μετατόπιση:

$$\hat{K} = 1 + 2 \cdot \alpha \cdot \left[ 1 - \frac{\gamma^2}{\left( \hat{x}^2 - 2 \cdot \sqrt{1 - \gamma^2} \cdot \hat{x} + 1 \right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (4.12)$$

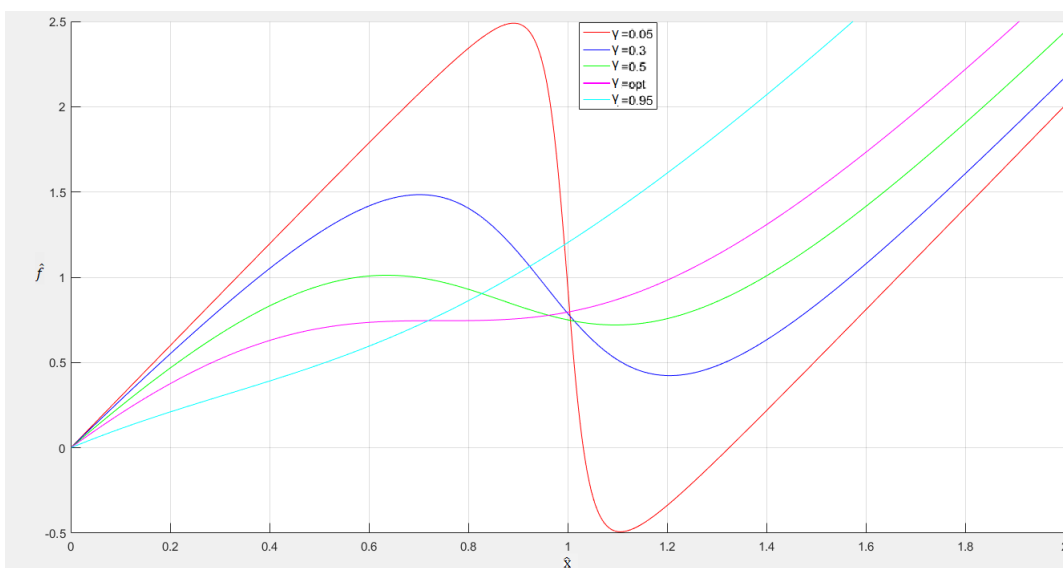
Όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα για μεγάλες αρχικές γωνίες από  $\gamma=0.05$  έως  $0.4$  τα κεκλιμένα ελατήρια κυριαρχούν στην συμπεριφορά του συστήματος και έτσι προκύπτει μια περιοχή αρνητικής στιβαρότητας. Για μικρή γωνία όπως  $\gamma=0.95$  το κατακόρυφο ελατήριο καθορίζει την λειτουργία της διάταξης, ώστε η συνδυασμένη στιβαρότητα να είναι ελάχιστα μη γραμμική. Σε μια ενδιάμεση τιμή της κλίσης  $\gamma_{QZS}$  σχηματίζεται στο διάγραμμα Σχήμα 4.5 ένα οριζόντιο τμήμα το οποίο έχει μηδενική στιβαρότητα για μία συγκεκριμένη περιοχή μετατοπίσεων. Η θέση στην οποία επιτυγχάνεται η μηδενική στιβαρότητα δίνεται στην εξ.(4.13), εκεί επιτυγχάνεται η ισοστάθμιση μεταξύ θετικής και αρνητικής στιβαρότητας από το κατακόρυφο και τα κεκλιμένα ελατήρια αντίστοιχα.

$$\hat{x}_e = \sqrt{1 - \gamma^2} \quad (4.13)$$

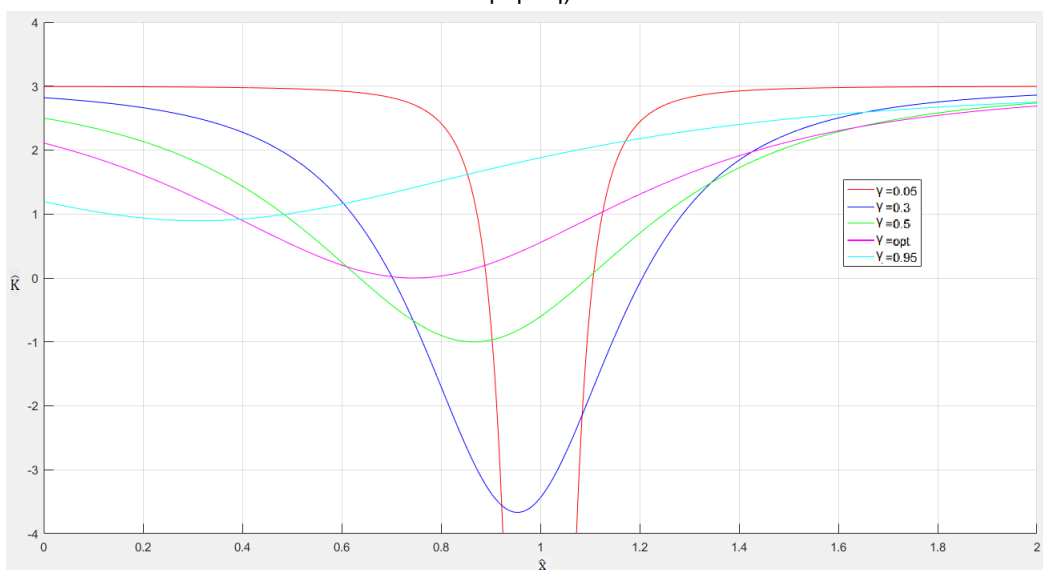
Η εξ.(4.12) για την θέση  $\hat{x}_e$  θεωρηθεί ότι μηδενίζεται τότε προκύπτουν τα παρακάτω εάν λυθεί ως προς  $\gamma$  και  $\alpha$  αντίστοιχα:

$$\gamma_{QZS} = \frac{2 \cdot \alpha}{2 \cdot \alpha + 1} \quad (4.14)$$

$$\alpha_{QZS} = \frac{\gamma}{2 \cdot (1 - \gamma)} \quad (4.15)$$

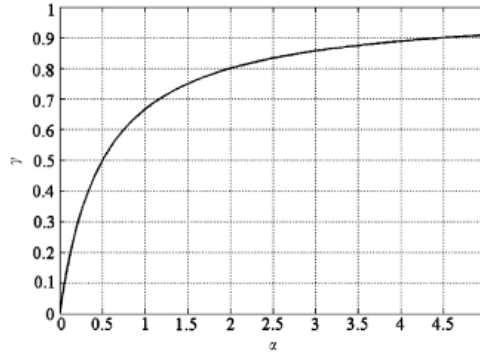


**Σχήμα 4.5:** Διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης του μηχανισμού ωϊονεί μηδενική στιβαρότητα για  $\alpha=1$  (αδιάστατα μεγέθη)



**Σχήμα 4.6:** Διάγραμμα στιβαρότητας μετακίνησης του μηχανισμού ωϊονεί μηδενική στιβαρότητα για  $\alpha=1$  (αδιάστατα μεγέθη)

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6 ο βέλτιστος μηχανισμός οiwνεί μηδενική στιβαρότητα χωρίς όμως να εμφανίζει για κάποια τιμή αρνητική. Η σταθερά  $\alpha$  σε συνδυασμό με την  $\gamma$  που για τις οποίες προκύπτουν ευσταθείς διατάξεις δίνονται στο Σχήμα 4.7 όπου παρατηρείται ότι για μικρές κλίσεις των ελατηρίων τότε αυτά χρειάζεται να είναι αρκετά μεγαλύτερα του κατακόρυφου, όταν οι αρχική κλίση είναι από  $37-66^\circ$  τότε μπορούν να υιοθετηθούν ελατήρια παρόμοιας στιβαρότητας αν και σε αυτές τις κλίσεις η στατική παραμόρφωση είναι σημαντική.



Σχήμα 4.7: Συνδυασμοί παραμέτρων  $\gamma$  και  $\alpha$  για τις οποίες προκύπτει ευσταθής διάταξη.

#### 4.2.3 ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ QZS

Όπως προκύπτει από τις εξ.(4.14)&(4.15) καθώς και το Σχήμα 4.7 τα ζεύγη των τιμών  $\gamma$  και  $\alpha$  για τα οποία προκύπτει μηχανισμός μηδενικής στιβαρότητας είναι άπειρα, όμως το εύρος των μετατοπίσεων για τις οποίες η στιβαρότητα είναι μικρότερη από αυτή του κατακόρυφου ελατηρίου είναι συνάρτηση της γεωμετρικής σταθεράς  $\gamma$ . Αντικαθιστώντας στην εξ.(4.12) την εξ.(4.15) προκύπτει αδιάστατη στιβαρότητα ως:

$$\hat{K}_{QZS} = 1 + \frac{\gamma_{QZS}}{(1 - \gamma_{QZS})} \cdot \left[ 1 - \frac{\gamma_{QZS}^2}{(\hat{x}^2 - 2 \cdot \sqrt{1 - \gamma^2} \cdot \hat{x} + 1)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (4.16)$$

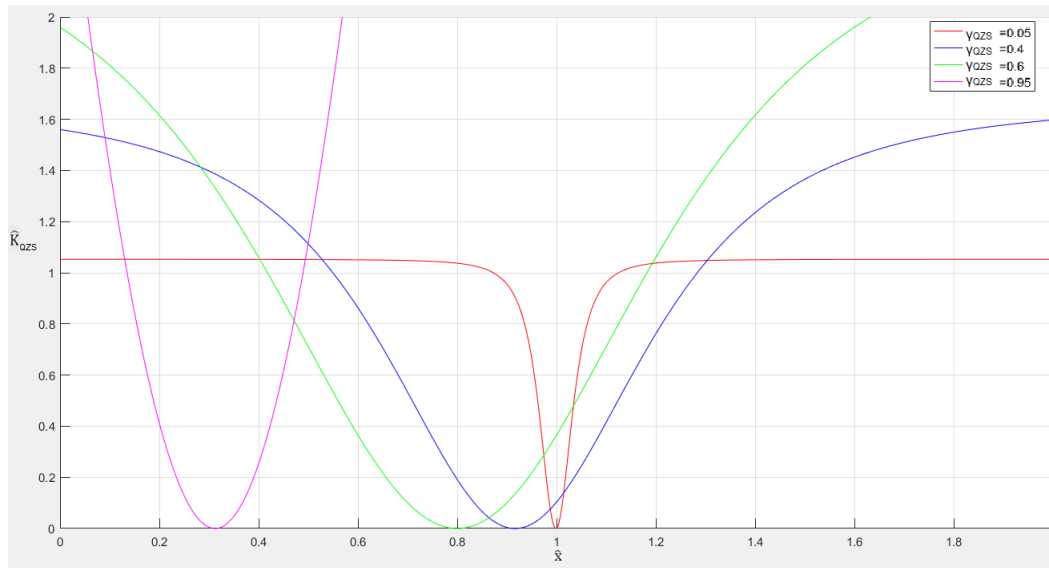
Ενδιαφέρον έχει η περιοχή των μετατοπίσεων γύρω από τη θέση ισορροπίας για την οποία η στιβαρότητα είναι μικρότερη της  $\hat{K}_0$  (όπου  $\hat{K}_0 = 1$  σημαίνει ότι η στιβαρότητα της διάταξης είναι ίση με αυτή του κατακόρυφου ελατηρίου). Θέττωντας  $\hat{K}_{QZS} = \hat{K}_0$  στην εξ.(4.16) και επιλύοντας ως προς  $\hat{x}$  υπολογίζεται η τιμή της μετατόπισης για την οποία η στιβαρότητα είναι ίση με  $\hat{K}_0$ .

$$\hat{x}|_{\hat{K}=\hat{K}_0} = \hat{x}_e \pm \hat{d} \quad (4.17)$$

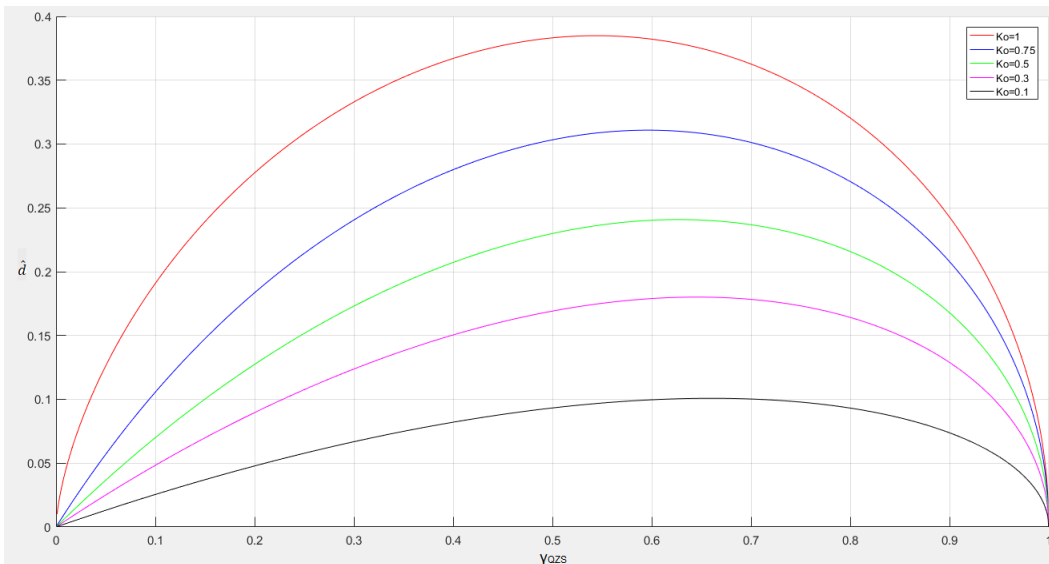
Όπου  $\hat{x}_e$  η θέση στατικής ισορροπίας και  $\hat{d}$  μετατόπιση από τη θέση ισορροπίας όπου  $\hat{K}_{QZS} = \hat{K}_0$  κανονικοποιημένο ως προς  $L_0$ .

$$\hat{d} = \gamma_{QZS} \cdot \sqrt{\left[ \frac{1}{1 - \hat{K}_0 \cdot (1 - \gamma_{QZS})} \right]^{\frac{2}{3}} - 1} \quad (4.18)$$

Στο Σχήμα 4.8 η μηδενική στιβαρότητα εμφανίζεται γύρω από τη θέση  $\hat{x}_e$  το εύρος της μετακίνησης γύρω από τη θέση μηδενικής στιβαρότητας όπου η στιβαρότητα οiwνεί μηδενική τιμή εξαρτάται από το  $\gamma_{QZS}$ . Στο Σχήμα 4.9 φαίνεται η μεταβολή του εύρους μετατόπισης γύρω από τη θέση στατικής ισορροπίας συναρτήσει του γεωμετρικού συντελεστή  $\gamma_{QZS}$  για διάφορες τιμές του  $\hat{K}_0$ , αυτό που παρατηρείται είναι ότι η τιμή του συντελεστή σχήματος για τη οποία το εύρος μετατόπισης γίνεται μέγιστο εξαρτάται από το λόγο σχετικής στιβαρότητας του κατακόρυφου ελατηρίου  $\hat{K}_0$ .



**Σχήμα 4.8:** Διάγραμμα βέλτιστης στιβαρότητας σε σχέση με την μετατόπιση (αδιάστατα), για διάφορες τιμές του συντελεστή σχήματος  $\gamma_{QZS}$  ώστε να προκύπτει μηδενική στιβαρότητα.



**Σχήμα 4.9:** Εύρος μετατόπισης γύρω από τη θέση στατικής ισορροπίας συναρτήσει του γεωμετρικού συντελεστή  $\gamma_{QZS}$  για διάφορες τιμές του  $\hat{K}_0$

Η εύρεση του βέλτιστου  $\gamma_{QZS}$  ώστε να μεγιστοποιηθεί η τιμή  $\hat{d}$  μπορεί να διαχωριστεί σε δύο περιπτώσεις του  $\hat{K}_0$ .

- Για  $\hat{K}_0 \ll 1$  το εύρος μετατόπισης προκύπτει:

$$\hat{d} \approx \gamma_{QZS} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \hat{K}_0 (1 - \gamma_{QZS})} \quad (4.19)$$

Παραγωγίζοντας την παραπάνω εξίσωση ως προς  $\gamma_{QZS}$  και θέτοντας τη ίση με μηδέν προκύπτει ο βέλτιστος γεωμετρικός συντελεστής.

$$\gamma_{opt} = \frac{2}{3}, \hat{K}_0 \ll 1 \quad (4.20)$$

Αντικαθιστώντας την τιμή του  $\gamma_{opt}$  στην εξ.(4.15) προκύπτει  $\alpha_{opt}=1$

- Για  $\hat{K}_0 = 1$  το εύρος μετατόπισης προκύπτει:

$$\gamma_{\text{opt}} = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{3}{2}}, \hat{K}_0 = 1 \quad (4.21)$$

Μια προσεγγιστική σχέση μεταξύ  $\gamma$  και  $\hat{K}_0$  για τιμές  $0 \leq \hat{K}_0 \leq 1$  προκύπτει:

$$\gamma_{\text{opt}} = \left(\frac{2}{3}\right)^{c_1 \cdot \hat{K}_0 + c_2} \quad (4.22)$$

Οι σταθερές  $c_1$  και  $c_2$  προκύπτουν για  $\hat{K}_0 = 1$  και 0 εξισώνοντας την εξ.(4.22) με τις εξ.(4.21)&(4.20) αντίστοιχα και δίνουν την παρακάτω εξίσωση:

$$\gamma_{\text{opt}} = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{\hat{K}_0+1}{2}}, c_1 = \frac{1}{2} \text{ και } c_2 = 1 \quad (4.23)$$

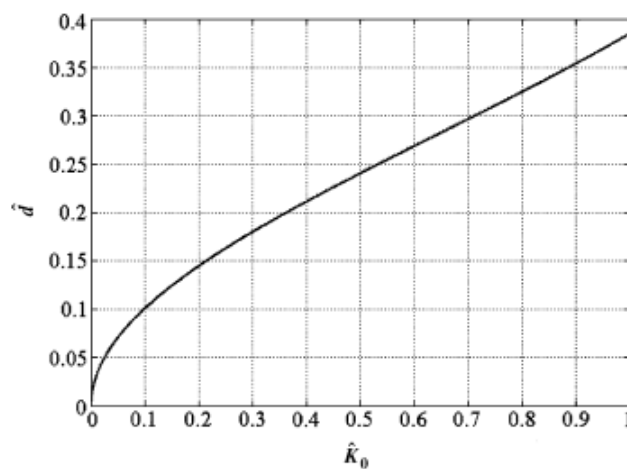
Από την παραπάνω εξίσωση συμπεραίνεται ότι η γεωμετρία του συστήματος δεν επηρεάζει σημαντικά την στιβαρότητά του όταν η κλίση των κεκλιμένων ελατηρίων είναι  $48^\circ$  έως  $57^\circ$ , ο προκύπτων λόγος στιβαρότητας είναι 1 έως 0.6.

Συνδυάζοντας την εξ.(4.24) με την εξ.(4.23) προκύπτει το εύρος μετατόπισης συναρτήσει της μέγιστης αναπτυσσόμενης στιβαρότητας

$$\hat{d} = \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{\hat{K}_0+1}{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \hat{K}_0 \cdot \left(1 - \left(\frac{2}{3}\right)^{\frac{\hat{K}_0+1}{2}}\right)\right]^{\frac{2}{3}} - 1}} \quad (4.24)$$

Εάν η επιτρεπόμενη αύξηση της στιβαρότητας για μετακίνηση γύρω από το σημείο ισορροπίας είναι μικρή  $\hat{K}_0 \ll 1$  τότε η εξ.(4.24) μπορεί να γραφεί:

$$\hat{d} = \frac{2}{9} \sqrt{2 \cdot \hat{K}_0}, \hat{K}_0 \ll 1 \quad (4.25)$$



**Σχήμα 4.10:** Εύρος μετατόπισης από την θέση ισορροπίας για το οποίο δεν υπερβαίνεται η τιμή  $\hat{K}_0$  συναρτήσει αυτής.

Η εφαρμογή μιας τέτοιας διάταξης θα έχει και κατασκευαστικές ανοχές η μεταβολές των διαστάσεων της λόγω θερμοκρασίας. Θεωρώντας μία απόκλιση  $\varepsilon$  της τιμής ώστε  $\alpha_{QZS} = \alpha_{QZS}(1 \pm \varepsilon)$  αντικαθιστώντας στην εξ.(4.12):

$$\hat{K} = \hat{K}_{QZS} \pm 2 \cdot \varepsilon \cdot \alpha_{QZS} \cdot \left[ 1 - \frac{\gamma_{QZS}^2}{\left( \hat{x}^2 - 2 \cdot \sqrt{1 - \gamma_{QZS}^2} \cdot \hat{x} + 1 \right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (4.26)$$

$\hat{K}_{QZS}$  στιβαρότητα για  $\gamma = \gamma_{QZS}$  και  $\alpha = \alpha_{QZS}$ .

Εφόσον μελετάται το σύστημα στη θέση στατικής ισορροπίας τότε  $\hat{K}_{QZS} = 0$  επομένως αυτό που προκύπτει στην εξ.(4.26) για  $\hat{x} = \hat{x}_e = \sqrt{1 - \gamma^2}$  είναι:

$$\hat{K} = -(\pm \varepsilon) \quad (4.27)$$

Το αρνητικό πρόσημο στην παραπάνω εξίσωση υποδηλώνει ότι η στιβαρότητα στο σημείο ισορροπίας μεταβάλλεται όσο και ο λόγος στιβαρότητας των ελατηρίων αλλά με αντίθετο πρόσημο. Γενικότερα το μειονέκτημα του συστήματος είναι ότι τα κεκλιμένα ελατήρια αναπτύσσουν αρνητική στιβαρότητα μόνο για ένα περιορισμένο εύρος μετατοπίσεων Σχήμα 4.4 ,πέραν αυτού συνεισφέρουν επιπρόσθετα στην στιβαρότητα του κατακόρυφου ελατηρίου Σχήμα 4.6. Η μέγιστη θετική στιβαρότητα που μπορεί να αναπτυχθεί από τον μηχανισμό σε μεγάλες μετατοπίσεις προκύπτει για  $x \gg h_0$  ώστε  $\hat{x} \gg 1$  και η εξ.(4.16) παίρνει τη μορφή:

$$\hat{K} = |_{x \gg h_0} = \frac{1}{1 - \gamma_{QZS}} \quad (4.28)$$

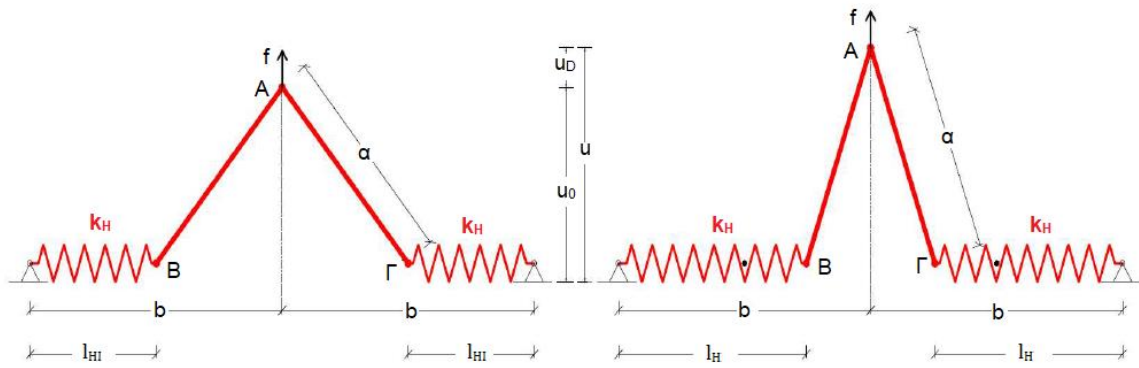
Γνωρίζοντας ότι η τιμή του  $\gamma_{QZS}$  κυμαίνεται από  $2/3$  έως  $(2/3)^{3/2}$  ένας μηχανισμός αυτού του είδους που οικονεί μηδενική στιβαρότητα εάν εμφανίσει μεγάλες μετακινήσεις η στιβαρότητά του αυξάνεται ραγδαία σε διπλάσιες και τριπλάσιες τιμές από αυτή του κατακόρυφου ελατηρίου.

### 4.3 Ο ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΣ ΑΡΝΗΤΙΚΗΣ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ KDAMPER

Στον ταλαντωτή που παρουσιάστηκε στην προηγούμενη ενότητα που οικονούσε μηδενική στιβαρότητα το μειονέκτημα που εμφάνισε ήταν η απότομη αύξηση της στιβαρότητας για μικρές τιμές μετατόπισης γύρω από το σημείο ισορροπίας. Ακολούθως θα παρουσιαστεί μια μηχανολογική διάταξη που υιοθετεί στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας, που όμως έχει το πλεονέκτημα να διατηρεί για σημαντικά εύρη μετατοπίσεων σταθερή την απόκριση αυτών των στοιχείων καθιστώντας έτσι αυτή τη συσκευή ικανή να εφαρμοστεί και σε σεισμική μόνωση κατασκευών. Η διάταξη της οποίας τον μηχανισμό αρνητικής στιβαρότητας μελετάται παρακάτω ονομάζεται KDamper και έχει εφαρμοστεί από τους Antoniadis et al. (2015) και Sapountzakis et al. (2016).

Η μορφή του μηχανισμού που προσφέρει την αρνητική στιβαρότητα παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.11. Η δύναμη εφαρμόζεται στο σημείο A, το οποίο αποτελεί άρθρωση και με τη σειρά του μέσω στερεών σκελών μήκους  $a$  συνδέεται αρθρωτά με τα οριζόντια προσυμπιεσμένα ελατήρια αρχικού μήκους  $l_H$  και αξονικής δυσκαμψίας  $k_H$ . Τα ελατήρια στο άλλο άκρο τους καταλήγουν σε ακλόνητες αρθρώσεις που είναι οι στηρίξεις τους και απέχουν από το κέντρο του μηχανισμού οριζόντια απόσταση  $b$ , η αρχική κατακόρυφη απόσταση του σημείου A σε σχέση με τις στηρίξεις και τα σημεία B και Γ είναι  $u_0$ . Στην παραμορφωμένη κατάσταση του μηχανισμού το σημείο A μετατοπίζεται κατακόρυφως κατά  $u_D$  ενώ το νέο μήκος των οριζόντιων ελατηρίων είναι  $l_H$ .





**Σχήμα 4.11:** Διάταξη αρνητικής στιβαρότητας KDampner, στην αρχική θέση τα ελατήρια είναι προσυμπιεσμένα.

Ο υπολογισμός της στιβαρότητας του συστήματος απαιτείται ο υπολογισμός της δυναμικής ενέργειας λόγω παραμόρφωσης των ελατηρίων.

$$U_N = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot k_H \cdot (L_H - L_{HI})^2 \quad (4.29)$$

όπου:

$$l_H = b - \sqrt{(\alpha^2 - u^2)} \quad (4.30)$$

Η ελαστική μη γραμμική δύναμη που αντιστοιχεί στην αρνητική στιβαρότητα προκύπτει παραγωγίζοντας ως προς  $u$ :

$$f_N = \frac{\partial U_N}{\partial u} = -2 \cdot k_H \cdot \left(1 + \frac{l_{HI} - b}{\sqrt{(\alpha^2 - u^2)}}\right) \cdot u = -2 \cdot k_H \cdot \left[1 + c_I \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{u^2}{a^2}\right)^{\frac{1}{2}}}\right] \cdot u \quad (4.31)$$

όπου:

$$u = u_0 + u_D \quad (4.32)$$

$$c_I = \frac{l_{HI} - b}{a}, \rightarrow l_{HI} = b + c_I \cdot a \quad (4.33)$$

Η αρνητική στιβαρότητα προκύπτει παραγωγίζοντας την εξ.(4.31) ως προς  $u$ , και για τα δύο ελατήρια:

$$k_N = \frac{\partial f_N}{\partial u} = -2 \cdot k_H \cdot \left[1 + c_I \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{u^2}{a^2}\right)^{\frac{3}{2}}}\right] = -2 \cdot k_H \cdot \left[1 + c_I \cdot \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{u_0 + u_D}{a}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}}\right] \quad (4.34)$$

Η διάστατη στιβαρότητα σχετική προς την στιβαρότητα του οριζώντιου ελατηρίου προκύπτει

$$\hat{k}_N = \frac{k_N}{k_H} = -2 \cdot \left[1 + c_I \cdot \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{u_0 + u_D}{a}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}}\right] = -2 \cdot \left[1 + c_I \cdot \frac{1}{\left(1 - (\hat{u}_0 + \hat{u}_D)^2\right)^{\frac{3}{2}}}\right] \quad (4.35)$$

όπου:

$$\hat{u}_0 = \frac{u_0}{a}$$

$$\hat{u}_D = \frac{u_D}{a}$$

Στην εξ.(4.35) παρατηρείται ότι ο λόγος στιβαρότητας εξαρτάται από τρεις παραμέτρους την  $c_i$  που έχει να κάνει με το αρχικό φυσικό μήκος του ελατηρίου, την αδιάστατη παράμετρο αρχικής θέσης  $\hat{u}_0$  και την αδιάστατη παράμετρο εύρους εκτροπής από την αρχική θέση  $\hat{u}_D$ . Όσον αφορά την σταθερά  $c_i$  το πεδίο ορισμού της είναι με βάση την εξ.(4.33) μέγιστη τιμή μηδέν όπου το ελατήριο είναι ίσο με το ήμισυ του μηχανισμού και τα στερά μέλη είναι σε κατακόρυφη θέση. Ελάχιστη τιμή έχει για  $h_1=0$  άρα  $c_i=-b/a$  από εδώ γίνεται αντιληπτό ότι δεν χρειάζεται το  $b$  να είναι μεγαλύτερο του  $a$  καθώς καλύπτει όλες τις πιθανές θέσεις του μηχανισμού, και άρα  $-1 \leq c_i \leq 0$ .

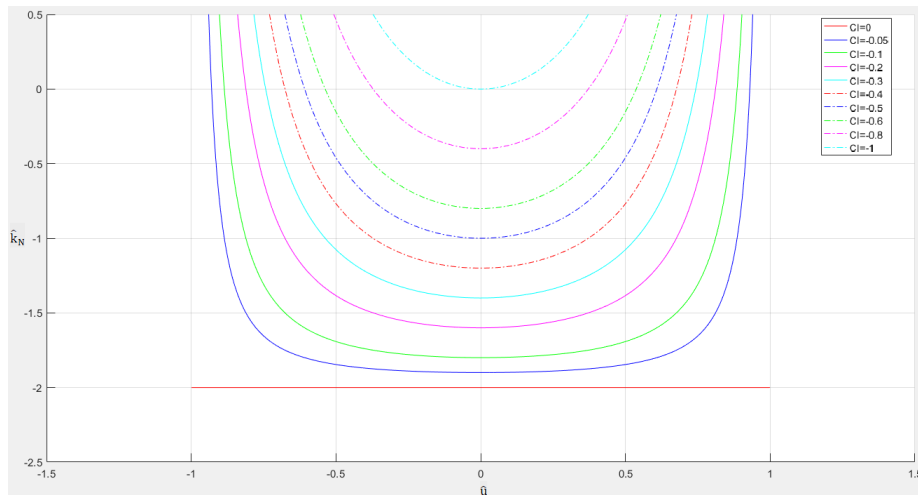
Η παράμετρος  $\hat{u}_0$  μπορεί να έχει τιμές από μηδέν έως 1 όπως προκύπτει από το Σχήμα 4.11 καθώς τα στερά μέλη είναι που καθορίζουν τα όρια όταν στην αρχική θέση τα μέλη είναι οριζόντια είναι μηδενική και σε κατακόρυφαίση με το  $a$  άρα η σταθερά  $0 \leq \hat{u}_0 \leq 1$ . Η σταθερά  $\hat{u}_D$  εκφράζει την εκτροπή από την αρχική θέση με βάση αυτά παρακάτω αναλύεται το εύρος τιμών της:

$$0 \leq \frac{u_0}{a} + \frac{u_D}{a} = \frac{u}{a} \leq 1 \rightarrow -\frac{u_0}{a} \leq \frac{u_D}{a} \leq 1 - \frac{u_0}{a} \rightarrow -\hat{u}_0 \leq \hat{u}_D \leq 1 - \hat{u}_0 \quad (4.36)$$

Τα πεδία ορισμού που αναφέρθηκαν προηγουμένως είναι μόνο για κίνηση σε μια μεριά σε σχέση με τα οριζόντια ελατήρια η επέκταση σε όλο το δυνατό εύρος κινήσεων δίνει:

$$-1 \leq \hat{u}_0 \leq 1 \quad (4.37)$$

$$-1 \leq \frac{u_0}{a} + \frac{u_D}{a} = \frac{u}{a} \leq 1 \rightarrow -1 - \frac{u_0}{a} \leq \frac{u_D}{a} \leq 1 - \frac{u_0}{a} \rightarrow -1 - \hat{u}_0 \leq \hat{u}_D \leq 1 - \hat{u}_0 \quad (4.38)$$



**Σχήμα 4.12:** Διάγραμμα στιβαρότητας για διάφορες τιμές του συντελεστή αρχικού φυσικού μήκους του ελατηρίου σε σχέση με την συνολική εκτροπή  $\hat{u} = \hat{u}_0 + \hat{u}_D$  από το κέντρο του μηχανισμού για  $\hat{u}_0 = 0.05$ .

Από το παραπάνω σχήμα παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται ο συντελεστής  $c_i$  αυξάνεται από το -1 στο 0 τόσο η τιμή της αδιάστατης στιβαρότητας αλλά και παραμένει σταθερή για μεγαλύτερο εύρος μετατοπίσεων. Όμως εμφανίζεται και πάλι η τάση όπως στο QZS σε μεγάλες μετατοπίσεις ίσες με το μήκος του στερεού μέλους  $a$  η στιβαρότητα τείνει στο άπειρο. Αυτό οφείλεται στο ότι τα κεκλιμένα μέλη γίνονται κατακόρυφα και τα ελατήρια δεν ασκούν δύναμη σε αυτή τη διεύθυνση. Συνεπώς σε αυτή τη θέση, κυριαρχεί η αξονική δυσκαμψία των ιδίων των μελών και η συνολική στιβαρότητα του

συστήματος αυξάνεται ραγδαία. Παρατηρείται ότι η παράμετρος  $\hat{u}_0$  δεν έχει κάποια επίπτωση στην συμπεριφορά της διάταξης επομένως η εξ.(4.35) μπορεί να γραφεί αν συνοψισθεί η εκτροπή σε  $\hat{u} = \hat{u}_0 + \hat{u}_D$ :

$$\hat{k}_N = \frac{k_N}{k_H} = -2 \cdot \left[ 1 + c_I \cdot \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{u_0 + u_D}{a}\right)^2\right)^{\frac{3}{2}}} \right] = -2 \cdot \left[ 1 + c_I \cdot \frac{1}{(1 - \hat{u}^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (4.39)$$

όπου

$$\hat{u} = \frac{u_0 + u_D}{a}$$



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΚΔΑΜΠΕΡ**

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται μια συσκευή παθητικής προστασίας των κατασκευών με ενσωματωμένα στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας. Επίσης παρουσιάζονται τα βασικά χαρακτηριστικά του αλλά και οι εξισώσεις που διέπουν τη συμπεριφορά του.

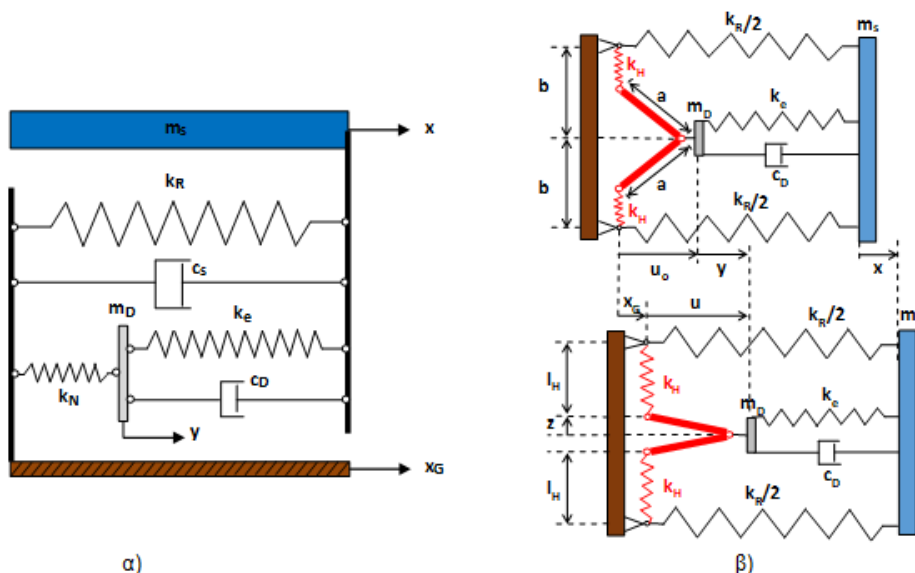
## 5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όπως έχει παρουσιαστεί στα προηγούμενα κεφάλαια η αντιμετώπιση των επιδράσεων του σεισμού μέσω σεισμικής μόνωσης έκανε τους ερευνητές να κάνουν πληθώρα προτάσεων με συσκευές που έχουν την κατάλληλη συμπεριφορά ώστε να εφαρμοστούν σε διάφορες περιπτώσεις κατασκευών. Οι Antoniadis et al.(2015) μελέτησαν και πρότειναν την εφαρμογή του KDamper, μιας συσκευής σεισμικής μόνωσης η οποία εσωματώνει τα πλεονεκτήματα των αποσβεστήρων συντονισμένης μάζας σε συνδυασμό με διατάξεις αρνητικής στιβαρότητας. Τα πλεονεκτήματα της συσκευής είναι η υψηλή απόσβεση που επιτυγχάνεται χάρη στην κατάλληλη τοποθέτηση των ελατηρίων θετικής και αρνητικής στιβαρότητας σε συνδυασμό με την ενσωματωμένη μάζα της συσκευής. Επίσης η εφαρμογή του KDamper δεν απαιτεί μείωση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής όπως συμβαίνει με συσκευές αρνητικής στιβαρότητας που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, αντιθέτως διατηρεί την στιβαρότητα της κατασκευής σε στατικές συνθήκες.

Η εισαγωγή στοιχείων αρνητικής στιβαρότητας συχνά συνεπάγεται μη γραμμική και ασταθή συμπεριφορά, αλλά στην περίπτωση του KDamper ο μηχανισμός αρνητικής στιβαρότητας παρουσιάζει σταθερές ιδιότητες για ένα ευρύ φάσμα μετατοπίσεων Σχήμα 4.12 που επαρκεί για τον σχεδιασμό μιας αξιόπιστης συσκευής σεισμικής μόνωσης. Όσον αφορά την ρύθμιση της συσκευής αυτή εξαρτάται από το στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας και λόγω τις ευστάθειας αυτού δεν εμφανίζονται φαινόμενα απορρύθμισης όπως με τους αποσβεστήρες συντονισμένης μάζας. Η εφαρμογή του προτεινόμενου συστήματος μπορεί να γίνει για διάφορα είδη κατασκευών όπως ανεμογεννήτριες Karasakalis et al. (2017), γέφυρες Sarountzakis et al. (2016) και κτήρια Karasakalis et al. (2018).

## 5.2 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΥ KDAMPER

Η μέθοδος ανάλυσης και σχεδιασμού του KDamper βασίζεται στην μέθοδο σχεδιασμού των αποσβεστήρων συντονισμένης μάζας όπως αυτή παρουσιάστηκε από τον DenHartog (1956). Η μεθοδολογία σχεδιασμού του KDamper παρουσιάζεται αναλυτικά από τους Antoniadis et al. (2015) και Antoniadis et al. (2016).



**Σχήμα 5.1:** Η συσκευή KDamper α) θεωρώντας το στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας ως γραμμικό ελατήριο β) διάγραμμα παραμορφωμένου σώματος για τη συσκευή.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.1 η συσκευή εφαρμόζεται σε μονοβάθμιο ταλαντωτή μάζας  $m_s$  και αρχικής στατικής στιβαρότητας  $k_0$  εάν έχει αρχική απόσβεση αυτή συμβολίζεται με  $c_s$ . Τα στοιχεία θετικής στιβαρότητας του KDamper έχουν τιμές  $k_R$  και  $k_e$ . Ενώ  $k_N$  είναι η τιμή στο στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας η οποία λαμβάνεται σταθερή, θεωρώντας ότι οι μετακινήσεις του στοιχείου είναι στο

εύρος των τιμών όπου η στιβαρότητα παραμένει σταθερή όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.12. Επίσης  $m_D$  είναι η τιμή της ταλαντούμενης μάζας της συσκευής και  $\gamma_0$  βαθμός ελευθερίας της και  $c_D$  είναι η τιμή της απόσβεσης του στοιχείου απόσβεσης που είναι ενσωματωμένο στο KDamper

Η ισότητα της στιβαρότητας του ταλαντωτή πριν και μετά την εφαρμογή της συσκευής.

$$k_R + \frac{k_e \cdot k_N}{k_e + k_N} = k_0 \quad (5.1)$$

Οι εξισώσεις κίνησης του συστήματος με την εφαρμογή του KDamper:

$$m_s \ddot{u}_s + (c_s + c_D) \dot{u}_s - c_D \dot{u}_D + (k_R + k_e) u_s - k_e u_D = -m_s \ddot{x}_G \quad (5.2)$$

$$m_D \ddot{u}_D - c_D \dot{u}_s + c_D \dot{u}_D - k_e u_s + (k_e + k_N) u_D = -m_D \ddot{x}_G \quad (5.3)$$

όπου:

$$u_s = x - x_G$$

$$u_D = y - x_G$$

Θεωρώντας μία αρμονική φόρτιση επιτάχυνσης στον βαθμό ελευθερίας της βάσης  $x_G$  της μορφής:

$$a_G(t) = A_G \exp(j\omega t) \quad (5.4)$$

Οπότε αναμένεται οι βαθμοί ελευθερίας της κατασκευής και της εσωτερικής μάζας να είναι της μορφής:

$$u_s(t) = \tilde{U}_s \exp(j\omega t) \quad (5.5)$$

$$u_D(t) = \tilde{U}_D \exp(j\omega t) \quad (5.6)$$

Επομένως οι εξ.(5.2)&(5.3) γίνονται:

$$-\omega^2 m \tilde{U}_s + j\omega c_D (\tilde{U}_s - \tilde{U}_D) + k_R \tilde{U}_s + k_P (\tilde{U}_s - \tilde{U}_D) = -m A_G \quad (5.7)$$

$$-\omega^2 m_D \tilde{U}_D - j\omega c_D (\tilde{U}_s - \tilde{U}_D) - k_P (\tilde{U}_s - \tilde{U}_D) + k_N \tilde{U}_D = -m_D A_G \quad (5.8)$$

Ισοδύναμα οι εξ. (5.7) και (5.8) γίνονται:

$$-\omega^2 m \tilde{U}_s + k_R \tilde{U}_s - \omega^2 m \tilde{U}_D + k_N \tilde{U}_D = -(m + m_D) A_G \quad (5.9)$$

$$-\omega^2 m_D \tilde{U}_D - j\omega c_D (\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) - k_p (\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) + k_N \tilde{U}_D = -m_D A_G \quad (5.10)$$

Παρατηρείται ότι η αδραειακή δύναμη της εσωτερικής μάζας του μηχανισμού βρίσκεται σε φάση με την δύναμη του στοιχείου αρνητικής στιβαρότητας.

$$F_{MD} = -\omega^2 m_D \tilde{U}_D \quad (5.11)$$

$$F_N = k_N \tilde{U}_D \leq 0 \quad (5.12)$$

Ουσιαστικά η λειτουργία του KDampere αυξάνει τις αδραειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω της μάζας  $m_D$  χωρίς να αυξάνει την ίδια τη μάζα αλλά μέσω της διάταξης των ελατηρίων και της ανακατανομής της στιβαρότητάς τους. Παρατηρείται πως η τιμή της δύναμης  $F_{MD}$  εξαρτάται από τη συχνότητα επιβολής της φόρτισης ενώ η τιμή  $F_N$  παραμένει σταθερή και ανάλογη της αρνητικής στιβαρότητας ανεξάρτητα της συχνότητας, σημαντικό χαρακτηριστικό για δυναμική μόνωση χαμηλών συχνοτήτων καθώς συνεισφέρει την τιμή της αδραειακής δύναμης της εσωτερικής μάζας που είναι αρκετά μειωμένη αφού είναι ανάλογη του τετραγώνου της συχνότητας φόρτισης.

### 5.3 ΒΕΛΤΙΣΤΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΥ KDAMPER

Αναλύοντας περεταίρω τον μηχανισμό βάσει του DenHartog ώστε να βρεθεί ο τρόπος βελτιστοποίησής του προκύπτει η εξίσωση απόκρισης (Transfer Function) του μηχανισμού από τις εξ. (5.7) και (5.8):

$$\tilde{T}_{US} = \frac{\tilde{U}_S}{A_G} = -\frac{-\omega^2 m m_D + j\omega c_D (m + m_D) + k_p (m + m_D) + k_N m}{(-\omega^2 m + j\omega c_D + k_R + k_p)(-\omega^2 m_D + j\omega c_D + k_p + k_N) - (j\omega c_D + k_p)^2} \quad (5.13)$$

$$\tilde{T}_{UD} = \frac{\tilde{U}_D}{A_G} = \frac{(j\omega c_D + k_p) \tilde{T}_{US} - m_D}{(-\omega^2 m_D + j\omega c_D + k_p + k_N)} \quad (5.14)$$

Η εξ.(5.13) μπορεί να γραφεί ως:

$$\tilde{T}_{US} = \frac{\tilde{U}_S}{A_G} = -\frac{1}{\omega_0^2} \frac{A + (j2\zeta_D)B}{C + (j2\zeta_D)D} \quad (5.15)$$

και συνεπώς:

$$T_{US} = \frac{|\tilde{U}_S|}{A_G} = \frac{U_S}{A_G} = \frac{1}{\omega_0^2} \sqrt{\frac{A^2 + (2\zeta_D)^2 B^2}{C^2 + (2\zeta_D)^2 D^2}} \quad (5.16)$$

όπου:

$$A = \rho^2 [1 + (1 + \kappa)\mu] - q^2 \quad (5.17)$$

$$B = \rho q (1 + \mu) \quad (5.18)$$



$$C = q^4 - q^2[1 + \rho^2 + (1 + \kappa)^2 \mu \rho^2] + \rho^2 \quad (5.19)$$

$$D = \rho q[(1 + \kappa^2 \mu \rho^2) - q^2(1 + \mu)] \quad (5.20)$$

επίσης:

$$\kappa = -\frac{k_N}{(k_e + k_N)} \quad (5.21)$$

$$\mu = \frac{m_D}{m_s} \quad (5.22)$$

$$\rho = \frac{\omega_D}{\omega_0} \quad (5.23)$$

$$q = \frac{\omega}{\omega_0} \quad (5.24)$$

$$\zeta_D = \frac{c_D}{2\sqrt{k_D m_D}} \quad (5.25)$$

$$k_D = k_e + k_N$$

τέλος:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_0}{m_s}} \quad (5.26)$$

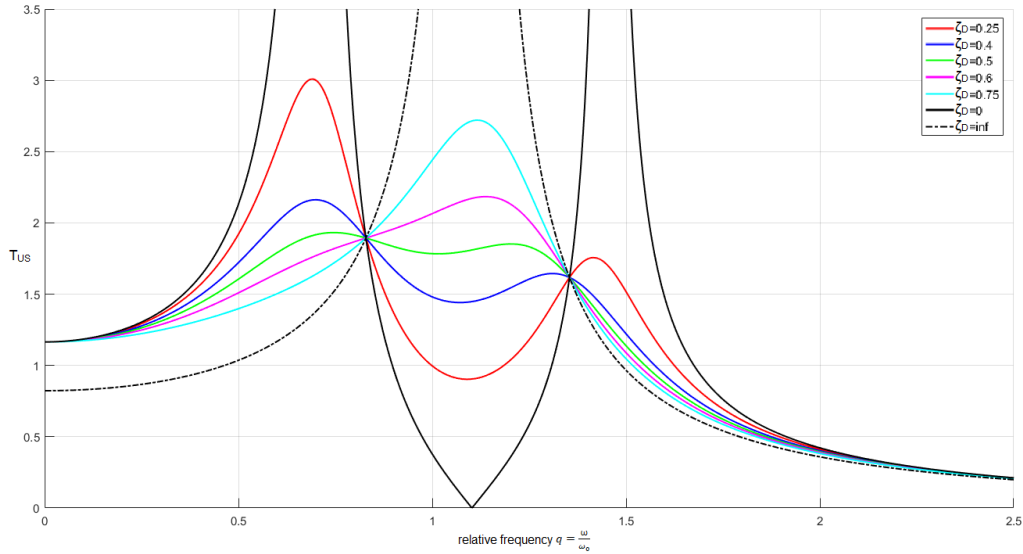
$$\omega_D = \sqrt{k_D/m_D} \quad (5.27)$$

Για ακραίες τιμές της απόσβεσης η  $T_{US}(\zeta_D)$  παίρνει τη μορφή

$$T_{US}(0) = \frac{1}{\omega_0^2} \left| \frac{A}{C} \right| \quad (5.28)$$

$$T_{US}(\infty) = \frac{1}{\omega_0^2} \left| \frac{B}{D} \right| \quad (5.29)$$

Με βάση τα παραπάνω είναι σαφές ότι η εξ. (5.16) που διέπει τη συμπεριφορά ενός αρχικώς μονοβάθμιου συστήματος στο οποίο εισάγεται το KDamper είναι συνάρτηση τριών βασικών παραμέτρων της διάταξης  $\mu$ ,  $\kappa$  και  $\zeta_D$ . Θέτοντας στην εξ. (5.16)  $\kappa=0$  προκύπτει η εξίσωση απόκρισης του αποσβεστήρα συντονισμένης μάζας.



**Σχήμα 5.2:** Απόκριση του KDamper συναρτήσεως του λόγου σχετικής συχνότητας για  $\omega_0=1$  και  $\mu=0.05$ .

Όπως και στην περίπτωση των αποσβεστήρων συντονισμένης μάζας έτσι και στο Σχήμα 5.2 παρατηρείται ότι για  $\zeta=0$  και  $\zeta=\infty$  όπου και στις δύο περιπτώσεις ο λόγος απόκρισης τείνει στο άπειρο. Το φαινόμενο αυτό έχει φυσική σημασία, αφού για  $\zeta=0$  δεν υφίσταται απόσβεση στο σύστημα και οι μάζες ταλαντώνονται ελεύθερα χωρίς να αποσβένεται η εισαγόμενη στο σύστημα ενέργεια. Ενώ για  $\zeta=\infty$  ο αποσβεστήρας αναπτύσσει μεγάλη δύναμη με τη παραμικρή σχετική ταχύτητα μεταξύ των δύο μαζών που συνδέει και το σύστημα συμπεριφέρεται σαν μία μάζα  $m_s+m_D$  δεν λειτουργεί πλέον το ελατήριο  $k_e$ .

Επιπλέον παρατηρείται, πως ο λόγος απόκρισης  $T_{US}(q, \zeta_D)$  παρουσιάζει δύο σημεία P και Q από τα οποία διέρχονται όλα τα διαγράμματα και μέσω κατάλληλης επιλογής των παραμέτρων του KDamper μπορούν να μετακινηθούν αυτά τα σημεία κατακορύφως (το ένα πάνω και το άλλο κάτω) ώστε να βρίσκονται στην ίδια στάθμη. Ακολουθώντας παρόμοια διαδικασία όπως παρουσιάστηκε στους αποσβεστήρες συντονισμένης μάζας και όπως αντιμετωπίζει το θέμα ο Den Hartog (1956). Αρχικώς αναζητούνται δύο λόγοι σχετικής συχνότητας  $q_L < 1$  και  $q_R > 1$ , όπου οι τιμές της εξίσωσης της απόκρισης είναι  $T_{\chi\kappa}(q_L)$ ,  $T_{\chi\kappa}(q_R)$  και λαμβάνονται ίσες.

$$T_{US}(q_L) = T_{US}(q_R) = T_{US}(\infty) = T_{USI} \quad (5.30)$$

Για την ύπαρξη λύση σε ένα τέτοιο ζεύγος λόγων σχετικής συχνότητας θα πρέπει να ικανοποιούνται δύο συνθήκες.

$$A \cdot D = B \cdot C \quad (5.31)$$

$$A \cdot D = -B \cdot C \quad (5.32)$$

Μπορεί να επαληθευτεί ότι δεν υπάρχει λύση της εξ.(5.31) για θετικό  $q^2$ , όταν οι σταθερές  $\kappa, \mu$  και  $\rho$  είναι θετικές.

Αναπτύσσοντας την εξ.(5.32) προκύπτει:

$$(A_2 D_2 + B_0) q^4 + (A_0 D_2 + A_2 D_0 + B_0 C_2) q^2 + (A_0 D_0 + B_0 C_0) = 0 \quad (5.33)$$

οι παράμετροι  $A_i, B_i, C_i, D_i$  δίνονται στο τελευταίο υποκεφάλαιο αυτού του κεφαλαίου.

Για να αποτελούν λύση της εξ.(5.32) οι δύο ρίζες της πρέπει να ικανοποιούν κατά Vieta:

$$q_L^2 + q_R^2 = -\frac{(A_0 D_2 + A_2 D_0 + B_0 C_2)}{(A_2 D_2 + B_0)} \quad (5.34)$$

Επιπλέον οι ρίζες θα πρέπει να ικανοποιούν την εξ.(5.30):

$$\frac{B_0}{D_0 + D_2 q_L^2} = -\frac{B_0}{D_0 + D_2 q_R^2} \Rightarrow q_L^2 + q_R^2 = -\frac{2D_0}{D_2} \quad (5.35)$$

Όσον αφορά την παράμετρο  $\rho$  αυτή εξαρτάται από τις σταθερές  $\mu$  και  $\kappa$  και η βέλτιστη τιμή της προκύπτει συνδυάζοντας τις εξ.(5.33) και (5.35) όπου ( $A_\rho=0$ , βλ. τελευταία υποενοότητα κεφαλαίου):

$$A_\rho \rho^4 + B_\rho \rho^2 + C_\rho = 0 \quad (5.36)$$

$$\rho(\kappa, \mu) = \sqrt{-\frac{C_\rho}{B_\rho}} \quad (5.37)$$

Η αναλυτική έκφραση της παραμέτρου  $\rho$  μέσω των  $C_\rho$  και  $B_\rho$  δίνεται στο τελευταίο υποκεφάλαιο του παρόντος κεφαλαίου. Εν τέλει παρουσιάζει την παρακάτω τελική μορφή:

$$\rho(\kappa, \mu) = \sqrt{\frac{1}{(1 + \mu + \kappa\mu)(1 + \mu) - \kappa^2\mu}} \quad (5.38)$$

Σε αυτό το σημείο η εξίσωση της απόκρισης (TransferFunction) του μηχανισμού έχει επιλυθεί και αναγνωρίζεται όπως και στους αποσβεστήρες συντονισμένης μάζας ότι ο βέλτιστος σχεδιασμός θα προκύψει έχοντας τη μέγιστη απόκριση στα σημεία με λόγο σχετικής συχνότητας  $q_L$  και  $q_R$ . Αυτό για δεδομένες τιμές των βασικών παραμέτρων  $\kappa, \mu$  και  $\zeta_D$  είναι υλοποιήσιμο αλλά το ποιές είναι οι τιμές αυτών των παραμέτρων που πρέπει να ληφθούν αναλόγως του προβλήματος θα παρουσιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο. Πέραν τούτου η διαστασιολόγηση των μελών του KDamper μπορεί να γίνει με βάση τα παρακάτω.

$$\frac{k_N}{k_0} = \kappa_N = -\kappa\mu\rho^2 \quad (5.39)$$

$$\frac{k_e}{k_0} = \kappa_e = (1 + \kappa)\mu\rho^2 \quad (5.40)$$

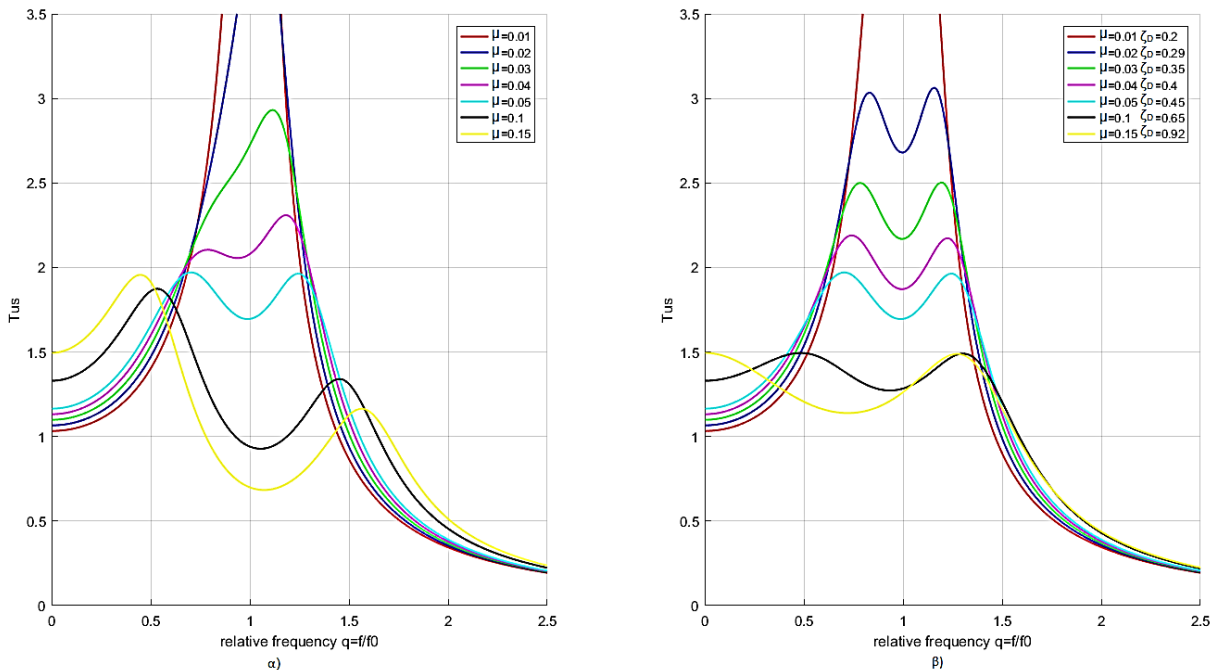
$$\frac{k_R}{k_0} = \kappa_R = 1 + \kappa(1 + \kappa)\mu\rho^2 \quad (5.41)$$

$$m_D = \mu m_s \quad (5.42)$$

$$c_D = 2\zeta_D \sqrt{(k_e + k_N)m_D} \quad (5.43)$$

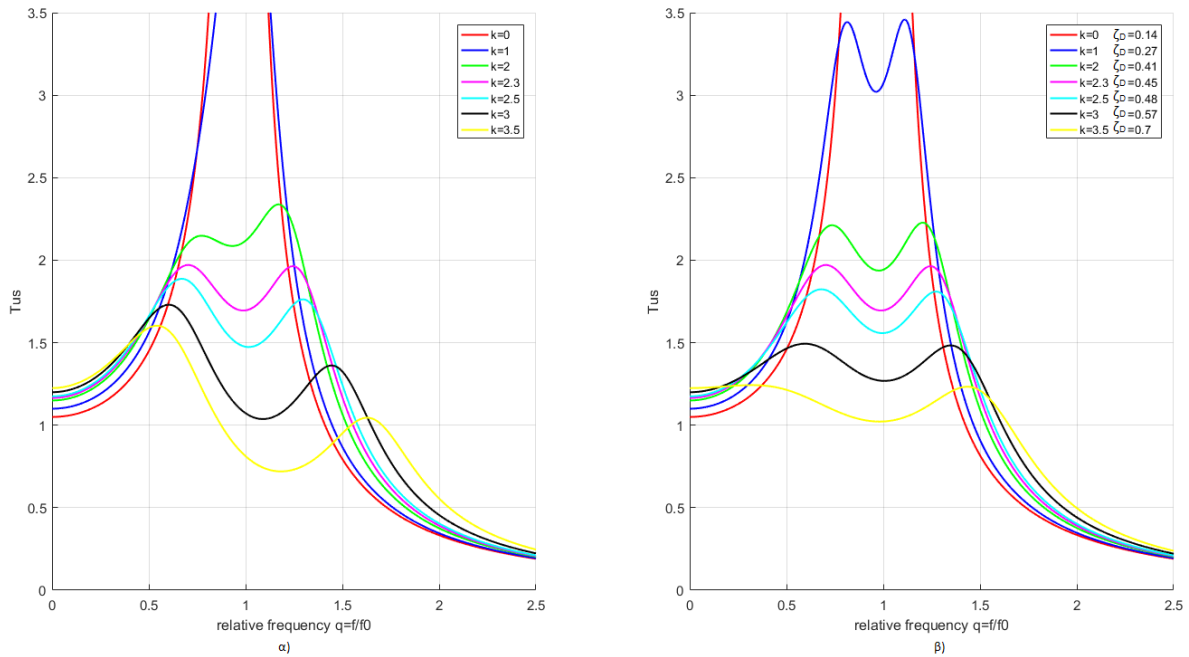
Επομένως γνωρίζοντας την βέλτιστη τιμή της παραμέτρου  $\rho$  για κάθε ζεύγος  $\kappa, \mu$  ο άγνωστος παραμένει η τιμή της απόσβεσης του  $\zeta_D$ , η οποία αναπτύσσοντας έναν απλό αλγόριθμο που αναζητά σε τιμές  $\zeta_D$  αυτή που δίνει την ελάχιστη από τις μέγιστες τιμές των απόκρισεων, ουσιαστικά εντοπίζει και το  $\zeta_D$  για το οποίο οι δύο κορυφές της απόκρισης είναι ισόσταθμες και οι ελάχιστες δυνατές. Επιπλέον όσον αφορά το  $\mu$  υπάρχει ένας πρακτικός περιορισμός καθώς αποτελεί το ποσοστό της

μάζας της κατασκευής το οποίο αποτελεί η  $m_D$ , οπότε αναλόγως την κατασκευή διαφοροποιείται και είναι εξαιρετικά απίθανο να ξεπεράσει την τιμή 0.2 ή το 20% της μάζας της κατασκευής.



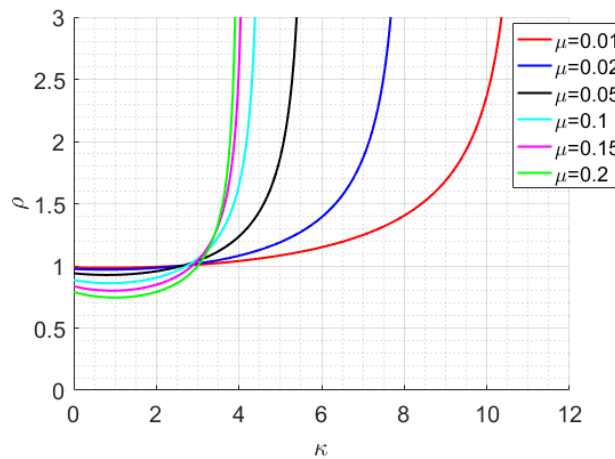
**Σχήμα 5.3:** Λόγος απόκρισης του KDamper με  $\kappa=2.3$  και μεταβαλλόμενο λόγομάζας  $\mu$  α)  $\zeta_D$  σταθερό και ίσο με 0.45 που είναι το βέλτιστο για  $\mu=0.05$  β)  $\zeta_D$  το βέλτιστο για κάθε  $\mu$ .

Στο παραπάνω Σχήμα 5.3 διακρίνεται όπως είναι αναμενόμενο ότι όσο ο λόγος μάζας αυξάνεται τόσο πιο μειωμένη είναι η απόκριση του συστήματος. Για την περίπτωση που ο λόγος απόσβεσης διατηρείται σταθερός στην βέλτιστη τιμή του για την τιμή  $\mu=0.05$  παρατηρείται ότι η αύξηση της μάζας δεν είναι ευνοϊκή για την περίπτωση  $\mu=0.1$  και  $0.15$  όπου για  $\mu=0.15$  η απόκριση είναι μεγαλύτερη. Όταν μαζί με το λόγο μαζών μεταβάλλεται και ο λόγος απόσβεσης ώστε να είναι βέλτιστος τότε παρατηρείται ότι όσο ο λόγος  $\mu$  αυξάνεται μειώνεται η απόκριση αλλά φαίνεται πως για τις τιμές από 0.1 και 0.15 η διαφορά δεν είναι μεγάλη.



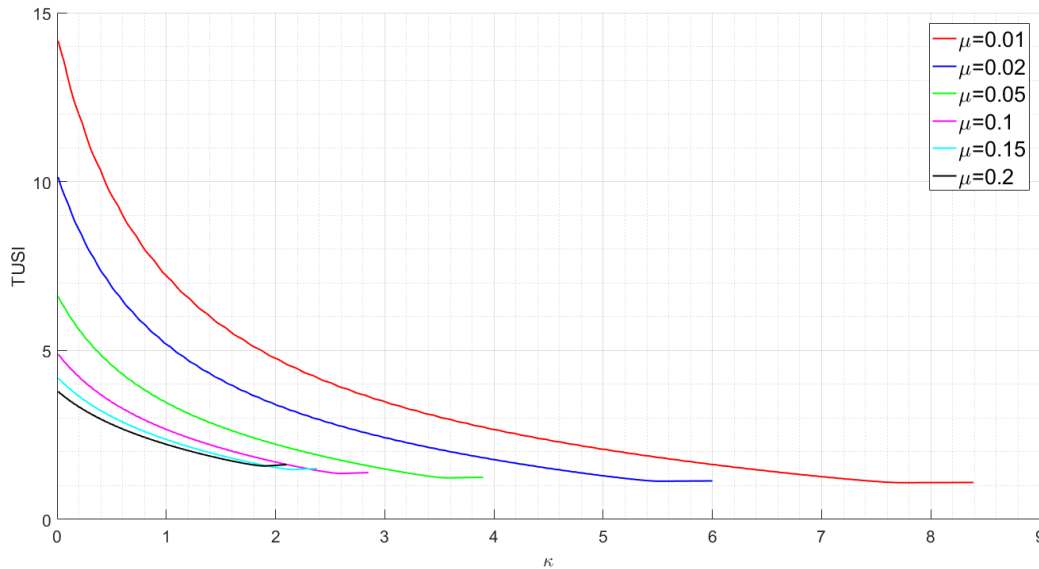
**Σχήμα 5.4:** Λόγος απόκρισης του KDamper με  $\mu=0.05$  και μεταβαλλόμενο λόγο  $\kappa$  α)  $\zeta_D$  σταθερό και ίσο με 0.45 που είναι το βέλτιστο για  $\kappa=2,3$  β)  $\zeta_D$  το βέλτιστο για κάθε διαφορετικό  $\kappa$  ( $\kappa=0$  σημαίνει ότι δεν υπάρχει στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας και άρα το KDamper μεταλλάσσεται σε αποσβεστήρα συντονισμένης μάζας).

Στο διάγραμμα α) στο Σχήμα 5.4 παρατηρείται ότι η αύξηση του λόγου στιβαρότητας  $\kappa$  μειώνει τον λόγο απόκρισης του συστήματος. Όταν το  $\kappa$  αυξάνεται και προσαρμόζεται ο λόγος απόσβεσης  $\zeta_D$  ώστε να είναι ο βέλτιστος τότε ο λόγος απόκρισης εμφανίζει περίπου μια σταθερή τιμή για κάποιο εύρος του λόγου συχνοτήτων. Ωστόσο η αύξηση του λόγου στιβαρότητας έχει περιορισμούς καθώς ο λόγος συχνοτήτων αρχίζει να τείνει στο άπειρο.



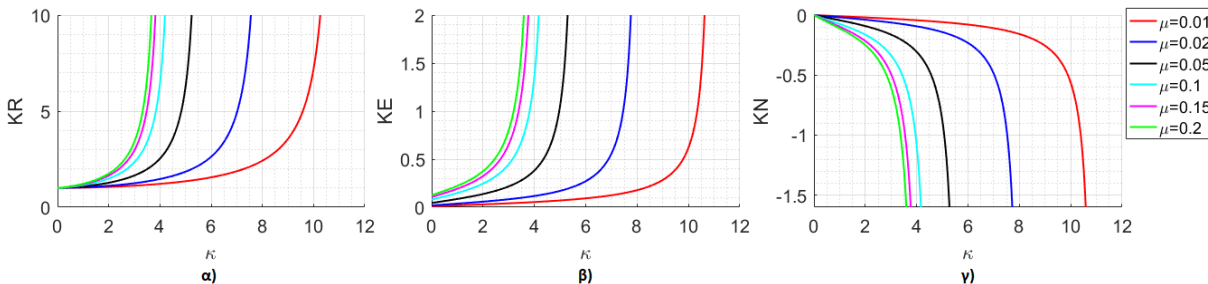
**Σχήμα 5.5:** Διάγραμμα της παραμέτρου  $\rho = \omega D / \omega_0$  συναρτήσει του  $\kappa$  για διάφορες τιμές του  $\mu$ .

Η αύξηση του συντελεστή  $\kappa$  οδηγεί σε αύξηση του λόγου συχνοτήτων  $\rho$  και σε απειρισμό της τιμής του όταν προσεγγίζει τι μία τιμή  $\kappa_{max,\rho}$  η οποία αποτελεί το άνω όριο για την τιμή του  $\kappa$ . Επίσης παρατηρείται ότι όσο μεγαλώνει ο λόγος μάζας το όριο του  $\kappa_{max,\rho}$  έχει όλο και μικρότερη τιμή.



**Σχήμα 5.6:** Ο μέγιστος λόγος απόκρισης σε σχέση με το  $\kappa$ , ο οποίος εμφανίζεται στα σημεία  $q_L$  και  $q_R$  για διάφορες τιμές του λόγου μάζας, για την εύρεση της μέγιστης τιμής του  $T_{USI}$  επιλέγεται ο βέλτιστος λόγος απόσβεσης  $\zeta_D$ .

Στο Σχήμα 5.6 υπάρχει σημαντική μείωση του λόγου απόκρισης στα σημεία  $q_L$  και  $q_R$  όπου εμφανίζεται και τις μέγιστες τιμές του σε ένα σύστημα με το βέλτιστο  $\zeta_D$ . Αν και αυτή η επίδραση είναι επιθυμητή αυξάνει τις τιμές της σιβαρότητας που απαιτούν τα ελατήρια που συνθέτουν το μηχανισμό όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.7. Ακόμα όσο ο λόγος μάζα αυξάνεται μειώνεται και η τιμή του  $\kappa_{max,ki}$  για την οποία η σχετική σιβαρότητα των επιμέρους στοιχείων τείνει να απειρισθεί.



**Σχήμα 5.7:** Μεταβολή των λόγων σιβαρότητας των επιμέρους στοιχείων της συσκευής για μεταβολή του  $\kappa$  α) Για το πρόσθετο στοιχείο θετικής σιβαρότητας β) για το στοιχείο θετικής σιβαρότητας που ενώνει πρόσθετη μάζα με την κατασκευή και γ) για το στοιχείο αρνητικής σιβαρότητας.

## 5.4 ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΤΟΥ KDAMPER

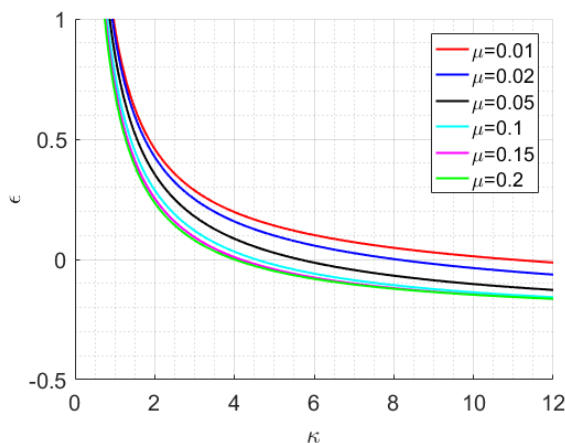
Όπως έχει προαναφερθεί η εφαρμογή του KDamper δεν μεταβάλλει την αρχική σιβαρότητα της κατασκευής. Ωστόσο μπορεί να υπάρξουν περιπτώσεις όπου λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών κατασκευαστικών ατελειών ή μη γραμμικών φαινομένων που διέπουν τη συμπεριφορά των στοιχείων αρνητικής σιβαρότητας η τιμή του  $\kappa_N$  που είναι και η καθορίζουσα την ευστάθεια βλ. εξ.(5.1) να αυξηθεί σημαντικά και επειδή είναι αρνητική να προκαλέσει αστάθεια στην κατασκευή. Η αστάθεια της κατασκευής επέρχεται όταν η σιβαρότητά της είναι μηδενική αντί  $k_0$  εκεί θεωρείται πως έχει επικρατήσει μία νέα μεγαλύτερη τιμή του στοιχείου αρνητικής σιβαρότητας η  $\kappa_{NL}$  αντί της  $\kappa_N$ .

$$k_R + \frac{k_e k_{NL}}{k_e + k_{NL}} = 0 \Leftrightarrow k_{NL} = -\frac{k_R k_e}{k_R + k_e} = (1 + \varepsilon) k_N \quad (5.44)$$

Αντικαθιστώντας τις εξ. (5.39) έως (5.41) στην εξ.(5.44) προκύπτει το περιθώριο στατικής ευστάθειας  $\varepsilon$ .

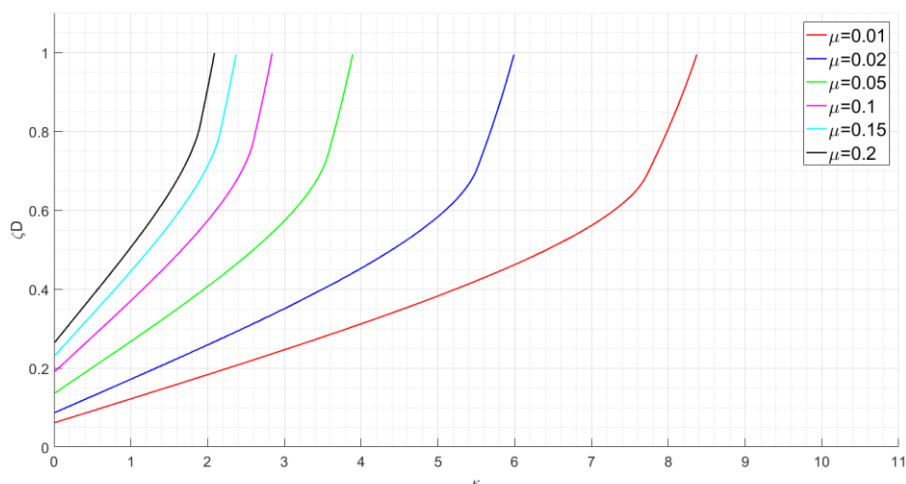
$$\varepsilon = \frac{1}{\kappa[(1 + (1 + \kappa)^2 \mu \rho^2)]} \tag{5.45}$$

Το περιθώριο στατικής επάρκειας εκφράζει την αύξηση επί της τιμής της αρνητικής στιβαρότητας που θα οδηγήσει την συσκευή σε μηδενική στατική στιβαρότητα.



**Σχήμα 5.8:** Η μεταβολή της τιμής του περιθωρίου στατικής επάρκειας σε σχέση με τον συντελεστή κ για διάφορες τιμές του λόγου μάζας.

Αρχικά παρατηρείται ότι όσο μικραίνει ο συντελεστής κ τόσο μεγαλύτερη χρειάζεται να είναι η πρόσθετη αρνητική στιβαρότητα που πρέπει να προστεθεί στην υπάρχουσα ώστε να προκύψει ασταθές σύστημα τείνοντας να απειρισθεί. Επίσης για τιμές του κ μεγαλύτερες ενός ορίου  $\kappa_{max,\varepsilon}$  η αστάθεια προκύπτει μειώνοντας την αρνητική στιβαρότητα όσο ο λόγος μάζας μειώνεται αυτή η τιμή  $\kappa_{max,\varepsilon}$  αυξάνεται. Παρατηρείται ότι όσο ο λόγος μάζας μειώνεται αυξάνεται το ποσοστό της αρνητικής στιβαρότητας που πρέπει να προστεθεί στην αρχική ώστε να σχηματιστεί ασταθές σύστημα. Για το περιθώριο στατικής επάρκειας για κ=2 έως 4 μία τιμή της τάξης του 20-30% είναι ικανοποιητική για λόγους μάζας 1% έως 20%.



**Σχήμα 5.9:** Βέλτιστος λόγος απόσβεσης συναρτήσει του κ για διάφορες τιμές του λόγου μάζας.

Όσον αφορά το λόγο απόσβεσης όσο αυξάνεται ο λόγος στιβαρότητας κ τόσο η βέλτιστη τιμή  $\zeta_D$  που απαιτεί το σύστημα αυξάνεται. Επίσης όσο αυξάνεται ο λόγος μαζών αυξάνεται και η απαίτηση για υψηλότερη τιμή του λόγου αποσβεσης. Πάλι εδώ παρατηρείται μία  $\kappa_{max,\zeta_D}$  για την οποία η βέλτιστη τιμή του  $\zeta_D$  πλησιάζει τη μονάδα.

Γενικότερα παρατηρώντας όλα τα διαγράμματα που παρουσιάστηκαν σε αυτήν την υποενότητα για εύρος τιμών του λόγου μαζών έως 0.2 η επιλογή του συντελεστή κ θα πρέπει να είναι μία τιμή μικρότερη του 4 όπως υποδηλώνει η πλειοψηφία των διαγραμμάτων αλλά και επαρκώς μεγάλη όπως

φανερώνει το Σχήμα 5.6 ώστε να επιτυγχάνεται αποτελεσματική μείωση του λόγου απόσβεσης. Επίσης θα πρέπει το  $\kappa$  να έχει τέτοια τιμή που ο απαιτούμενος βέλτιστος λόγος απόσβεσης να έχει λογική τιμή.

## 5.5 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ TRANSFER FUNCTION KDAMPER

Παρακάτω παρατίθενται οι συντελεστές υπολογισμού της παραμέτρου  $\rho$  και της TransferFunction για την διερεύνηση της συσκευής KDamper.

**Πίνακας 5.1:** Συντελεστές εξ. (5.46) έως (5.52)

	$i=\rho$	$i=0$
$A_{2i}$	0	-1
$A_{0i}$	$1+(1+\kappa)\mu$	0
$B_{0i}$	0	$1+\mu$
$C_{2i}$	$-[1+(1+\kappa)^2\mu]$	-1
$C_{0i}$	0	1
$D_{2i}$	0	$-(1+\mu)$
$D_{0i}$	$\kappa^2\mu$	1

Συντελεστεςτων εξ. (5.33)έως (5.35) :

$$A_2 = A_{2\rho}\rho^2 + A_{20} \quad (5.46)$$

$$A_0 = A_{0\rho}\rho^2 + A_{00} \quad (5.47)$$

$$B_0 = B_{0\rho}\rho^2 + B_{00} \quad (5.48)$$

$$C_2 = C_{2\rho}\rho^2 + C_{20} \quad (5.49)$$

$$C_0 = C_{0\rho}\rho^2 + C_{00} \quad (5.50)$$

$$D_2 = D_{2\rho}\rho^2 + D_{20} \quad (5.51)$$

$$D_0 = D_{0\rho}\rho^2 + D_{00}\epsilon\xi \quad (5.52)$$

Συντελεστες της εξ. (5.37):

$$A_\rho = (A_{0\rho}D_{2\rho} + A_{2\rho}D_{0\rho} + B_{0\rho}C_{2\rho})D_{20} - 2(A_{2\rho}D_{20} + A_{20}D_{2\rho} + B_{0\rho})D_{0\rho} \quad (5.53)$$

$$B_{\rho A} = [(A_{0\rho}D_{20} + D_{2\rho}A_{00}) + (A_{2\rho}D_{00} + D_{0\rho}A_{20}) + (B_{0\rho}C_{20} + C_{2\rho}B_{00})]D_{20} \quad (5.54)$$

$$B_{\rho B} = -2(A_{2\rho}D_{20} + A_{20}D_{2\rho} + B_{0\rho})D_{00} - 2(A_{20}D_{20} + B_{00})D_{0\rho} \quad (5.55)$$

$$B_\rho = B_{\rho A} + B_{\rho B} \quad (5.56)$$

$$C_\rho = (A_{00}D_{20} + A_{20}D_{00} + B_{00}C_{20})D_{20} - 2(A_{20}D_{20} + B_{00})D_{00} \quad (5.57)$$



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ KDAMPER

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η μέθοδος βελτιστοποίησης της διάταξης του KDamper καθώς και τα όρια των διάφορων παραμέτρων του.

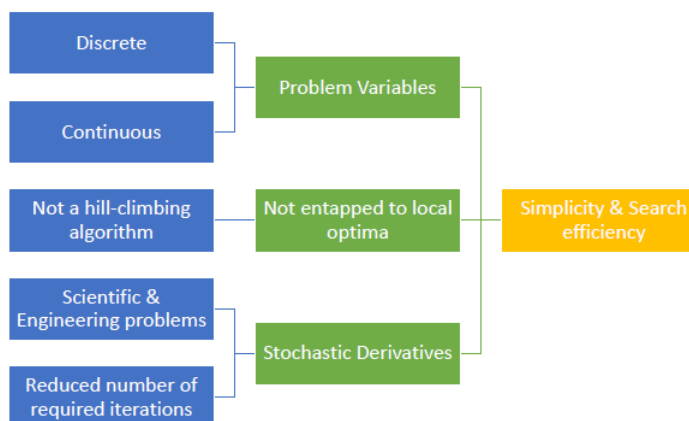
## 6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗ ΒΕΛΤΙΣΟΠΟΙΗΣΗ

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης μέσω διαφόρων διατάξεων έφερε και την ανάγκη βελτιστοποίησης των παραμέτρων αυτών ώστε να επιτυγχάνονται οι διάφορες απαιτήσεις και τους περιορισμούς που θέτονται στο σχεδιασμό της προς μόνωση κατασκευής και από τη διάταξη της συσκευής. Αρχικώς η βελτιστοποίηση γινόταν με μαθηματικές μεθόδους γραμμικού, μη γραμμικού και δυναμικού προγραμματισμού, αυτές οι μέθοδοι όμως είχαν τα μειονεκτήματά τους που οδήγησε στην ανάπτυξη των ευρετικών αλγορίθμων που εξελίχθηκαν στους μεθευρετικούς και υπερευρετικούς. Γενικότερα οι μεθευρετικοί αλγόριθμοι βελτιστοποίησης που είναι ανεξάρτητοι με το πρόβλημα που έχουν να λύσουν, αντίθετα οι ευρετικοί είναι δομημένοι για ένα συγκεκριμένο πρόβλημα, βασίζονται σε φυσικά φαινόμενα. Όπως η φυσική επιλογή και την πληθυσμιακή γενετική των ειδών από την οποία προέρχεται ο Γενετικός Αλγόριθμος Βελτιστοποίησης (Genetic Algorithm, G.A.) που αρχικώς προτάθηκε από τον Holland (1975) και αναπτύχθηκε περαιτέρω από τον Goldberg (1989). Παρομοίως έχουν αναπτυχθεί αλγόριθμοι βελτιστοποίησης με βάση την κίνηση των μελών ενός σμήνους Kennedy & Eberhart (1995), (Particle Swarm Optimization, PSO) και βέλτιστης διαδρομής μεταξύ της αποικίας και της τροφής των μνημηγκιών Dorigo et al. (1996), (Ant Colony Optimization, ACO).

## 6.2 Ο ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΣ HARMONY SEARCH

Οι Geemetal. (2001) πρότειναν την χρήση του μεθευρετικού αλγορίθμου Harmony Search (HS) βασισμένοι σε ένα τεχνητό φαινόμενο, αυτό της μουσικής αρμονίας, η μουσική αρμονία εκφράζει έναν συνδυασμό ήχων που το άκουσμά τους χαρακτηρίζεται ευχάριστο από αισθητικής άποψης. Όπως σε μία ορχήστρα υπάρχουν όργανα τα οποία παράγουν νότες εκεί μέσω αισθητικής προσέγγισης αναζητείται η εύρεση της φανταστικής αρμονίας, η κάθε προσπάθεια προσέγγισης αξιολογείται από μία αντικειμενική συνάρτηση αξιολόγησης. Η επανάληψη της διαδικασίας αναζήτησης της βέλτιστης αρμονίας βελτιώνει ως εξάσκηση την αισθητική προσέγγιση κάνοντάς την πιο αποτελεσματική στην επόμενη επιλογή που θα γίνει αλλά και βελτιώνει την αντικειμενική συνάρτηση αξιολόγησης που με βάση τις προηγούμενες αρμονίες μπορεί να αξιολογεί όλο και πιο στοχευμένα τις παραγόμενες αρμονίες.

Η εφαρμογή του αλγορίθμου Αρμονικής αναζήτησης έχει πολλά πλεονεκτήματα καθώς βασίζεται στην μνήμη που ο ίδιος δημιουργεί διαλέγοντας τυχαίες τιμές. Επίσης δεν είναι αλγόριθμος τύπου αναρρίχησης λόφου (hill-climbing algorithm) ώστε το αποτέλεσμα που θα δώσει να είναι μία τοπική βέλτιστη τιμή και να αγνοεί την καθολική. Μπορεί να εφαρμοστεί σε συνεχείς αλλά και διακριτές μεταβλητές, ενώ οι στοχαστικές διαδικασίες που εφαρμόζει για την εύρεση των αγνώστων μειώνουν σημαντικά τις απαιτούμενες επαναλήψεις. Σε δομοστατικά θέματα βελτιστοποίησης ο συγκεκριμένος αλγόριθμος έχει χρησιμοποιηθεί στο βέλτιστο σχεδιασμό δικτυωτών κατασκευών, συστημάτων εσχάρας αλλά και βελτιστοποίησης αποσβεστήρων συντονισμένης μάζας Nigdeli και Bekdas (2017).



Σχήμα 6.1: Πλεονεκτήματα του αλγορίθμου HarmonySearch.

### 6.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΕΣ ΤΟΥ ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΥ HARMONY SEARCH

Όπως ένας μελετητής αναζητά τη βέλτιστη λύση σε ένα πρόβλημα έτσι και ο μουσικός προσπαθεί να βρεί την καλύτερη μελωδία που θα είναι εύηχη και θα ενθουσιάσει το κοινό του, για να το καταφέρει αυτό εφαρμόζει τα εξής εργαλεία που διαθέτει.

- **Επιλογή 1<sup>η</sup>:** Η αναπαραγωγή μίας μελωδίας από τη μνήμη του μουσικού. Στον αλγόριθμο αυτή η επιλογή υλοποιείται παράγοντας ένα κατάλληλο Harmony Memory μητρώο (HM) στο οποίο αποθηκεύονται πιθανές ομάδες λύσεων των υπό βελτιστοποίηση μεταβλητών.
- **Επιλογή 2<sup>η</sup>:** Σε κάποιες περιπτώσεις ο μουσικός τροποποιεί το γνωστό κομμάτι της μελωδίας για να τραβήξει την προσοχή του κοινού του. Ομοίως μία νέα ομάδα-διάνυσμα λύσεων μπορεί να παραχθεί έχοντας ως βάση τις υπάρχουσες τιμές στα διανύσματα λύσεων της μνήμης HM, εάν τα νέα διανύσματα ικανοποιούν καλύτερα τους στόχους της βελτιστοποίησης αντικαθιστούν τα λιγότερο αποτελεσματικά στη μνήμη.
- **Επιλογή 3<sup>η</sup>:** Η τελευταία επιλογή που έχει ο μουσικός είναι να παίξει τυχαίες νότες καθώς υπάρχει η πιθανότητα η απόλυτη αρμονία να είναι πολύ διαφορετική από τα γνωστά σε αυτόν τμήματα μελωδιών. Κατά αυτόν τον τρόπο μπορεί να δημιουργηθούν τυχαία νέα διανύσματα. Η πιθανότητα Harmony Memory Considering Rate (HMCR) παίρνει τιμές από 0 έως 1 και εκφράζει την πιθανότητα μία τιμή στο διάνυσμα που θα προκύψει από την επόμενη αναζήτηση του αλγορίθμου Harmony Search να έχει προέλθει από το HM και όχι από τυχαία αναζήτηση στο εύρος τιμών της μεταβλητής που έχει οριστεί αλλά δεν έχουν συμπεριληφθεί τιμές του στο μητρώο μνήμης HM.
- **Επιλογή 4<sup>η</sup>:** Το άλλο που μπορεί να πράξει ο μουσικός είναι να κουρδίσει διαφορετικά τις νότες του. Αυτό στον αλγόριθμο μεταφράζεται ως αποφυγή τοπικών βέλτιστων τιμών και εκφράζεται ως αντικατάσταση μιας από τις μεταβλητές που βρίσκονται ήδη στη μνήμη με μία άλλη η οποία στο ορισμένο εύρος τιμών βρίσκεται πριν η μετά από αυτή, αυτή η αντικατάσταση έχει με πιθανότητα που ονομάζεται Pitch Adjusting Rate (PAR).

Έχοντας περιγράψει τις βασικές αρχές της μεθόδου μέσω του παραδείγματος των επιλογών του μουσικού παρατίθενται αναλυτικά τα βήματα-ροή της μεθοδολογίας του αλγορίθμου:

- **Βήμα 1<sup>ο</sup>:** Εισάγονται οι αρχικές παράμετροι του αλγορίθμου Harmony Search όπως: το εύρος τιμών κάθε μεταβλητής, το μέγεθος του μητρώου αρμονικής μνήμης δηλαδή πόσα διανύσματα λύσεων θα περιέχει harmony memory size (HMS), την πιθανότητα Harmony

Memory Considering Rate (HMCR), την πιθανότητα Pitch Adjusting Rate (PAR), αλλά και τα κριτήρια τερματισμού που κάνουν αποδεκτό ένα διάνυσμα τιμών μεταβλητών. Οι παράμετροι του αλγορίθμου θα πρέπει να επιλεγούν κατάλληλα διαφορετικά ο χρόνος υπολογισμών μπορεί να αυξηθεί σημαντικά, αν και υπάρχουν μέθοδοι όπως προτείνεται κατά Geem and Sim (2010).

- **Βήμα 2<sup>ο</sup>:** Πρέπει να δημιουργηθεί το μητρώο αρμονικής μνήμης HM το οποίο περιέχει διανύσματα που πιθανώς να περιέχουν τις τιμές των μεταβλητών που πιθανώς αποτελούν τις βέλτιστες λύσεις. Το αρχικό μητρώο μνήμης αποτελείται από διανύσματα τυχαίων τιμών. Για ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης όπου οι προς εύρεση μεταβλητές είναι στο μητρώο μνήμης έχει την εξής μορφή:

$$HM = \begin{bmatrix} x_1^1, x_2^1, \dots, x_n^1 \\ x_1^2, x_2^2, \dots, x_n^2 \\ \vdots \\ x_1^{HMS}, x_2^{HMS}, \dots, x_n^{HMS} \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

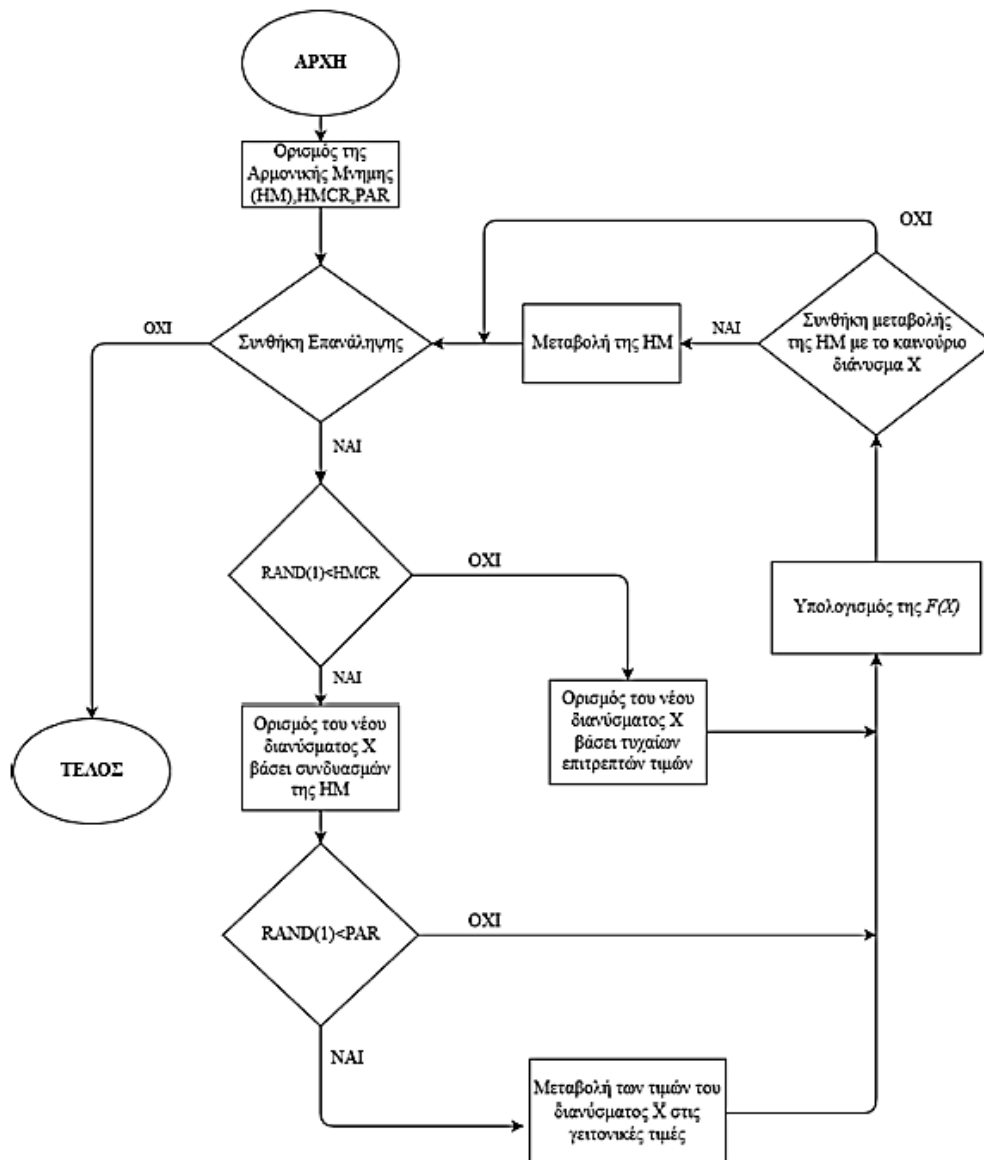
όπου κάθε διάνυσμα της μορφής  $[x_1^i, x_2^i, \dots, x_n^i]$  με  $i=1,2,3,\dots,HMS$  είναι υποψήφια λύση. Επίσης η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης υπολογίζεται για κάθε διάνυσμα του μητρώου HM.

- **Βήμα 3<sup>ο</sup>:** Δημιουργία ενός νέου διανύσματος  $[x'_1, x'_2, \dots, x'_n]$  ακολουθεί τους κανόνες του Harmony Search, κάθε στοιχείο  $x'_j$  του διανύσματος μπορεί να δημιουργηθεί επιλέγοντας τυχαία το αντίστοιχο στοιχείο για την μεταβλητή από ένα διάνυσμα που βρίσκεται ήδη εντός του μητρώου αρμονίας HM είτε επιλέγοντας μία τιμή της μεταβλητής πάλι τυχαία που βρίσκεται βέβαια εντός του ορισμένου από τον χρήστη εύρους τιμών της. Το ποιά θα είναι η πηγή του στοιχείου εξαρτάται από την πιθανότητα Harmony Memory Considering Rate (HMCR), εάν αυτή είναι μονάδα τότε η πηγή θα είναι το μητρώο HM. Εάν τελικώς η πηγή είναι το μητρώο HM υπάρχει η πιθανότητα κατά Pitch Adjusting Rate (PAR) η νέα τιμή να είναι γειτονική της επιλεγείσας τιμής της μεταβλητής στο μητρώο HM. Γειτονική εννοείται όχι μέσα στο μητρώο HM αλλά στο εύρος τιμών της μεταβλητής που έχει ορίσει ο χρήστης του αλγορίθμου. Υπενθυμίζεται ότι με το PAR αποφεύγεται η λανθασμένη θεώρηση από τον αλγόριθμο της τιμής ενός τοπικού βέλτιστου ως καθολικού.
- **Βήμα 4<sup>ο</sup>:** Ενημέρωση του μητρώου HM, υπολογίζεται η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης για το νέο διάνυσμα που υπολογίστηκε στο βήμα 2. Εάν η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης για το νέο διάνυσμα είναι πιο κοντά στον στόχο της βελτιστοποίησης που τέθηκε απ'ότι η πιο μακρυνή που υπάρχει από τον στόχο στο HM τότε το δυσμενέστερο διάνυσμα αντικαθίσταται από το νέο. Εάν και πάλι υπάρχουν δύο ή περισσότερες δυσμενέστερες τιμές εντός του μητρώο μνήμης σε σχέση με την νέα τότε μόνο το διάνυσμα που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης αντικαθίσταται από το νέο. Υπάρχει πιθανότητα η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης για τα στοιχεία του νέου διανύσματος να είναι δυσμενέστερη όλων των τιμών των συναρτήσεων για τα υπάρχοντα διανύσματα στο μητρώο οπότε το νέο διάνυσμα απορρίπτεται.

- **Βήμα 5<sup>ο</sup>:** Κριτήριο τερματισμού αλγορίθμου βελτιστοποίησης συχνά είναι ο μέγιστος αριθμός επαναλήψεων, έως ότου να επέλθει ο τερματισμός του αλγορίθμου επαναλαμβάνονται τα βήματα 4 & 5.

#### **Παρουσίαση ενός απλού παραδείγματος εφαρμογής του αλγορίθμου HarmonySearch**

Έστω ότι αναζητείται η βέλτιστη τιμή μιας μεταβλητής η οποία έχει τις εξής πιθανές τιμές εύρος (C,D,E,F,G), οι αρχικές παράμετροι τίθενται ως εξής: HMS=3, HMCR=0.95, PAR=0.1. Στο δεύτερο βήμα ορίζεται το μητρώο μνήμης HM τυχαία ως (C,E,G) και υπολογίζονται οι αντικειμενικές εξισώσεις για τις τιμές του. Στο τρίτο βήμα δημιουργείται το νέο διάνυσμα(μονοδιάστατο) υπάρχει η πιθανότητα HMCR πολύ υψηλή 95% το νέο διάνυσμα θα λάβει μία τυχαία τιμή από αυτές του μητρώου μνήμης (C,E,G) και 5% πιθανότητα να λάβει μια τυχαία τιμή από αρχικό σύνολο και με τις 5 τιμές. Εάν η τυχαία τιμή για το νέο διάνυσμα που λαμβάνεται είναι η E δηλαδή επιλέχθηκε τιμή από το μητρώο μνήμης πρέπει υπάρχει πιθανότητα 10% να γίνει μεταβολή της τιμής E σε κάποια γειτονική της λόγω του PAR , τώρα αν θα η είναι μεγαλύτερη F η μικρότερη D του είναι τυχαίο. Κατόπιν το η αντικειμενική εξίσωση υπολογίζεται για την τιμή στο νέο διάνυσμα εάν αυτή είναι ευμενέστερη μίας η περισσότερων από τις προκύπτουσες για τις τιμές στο μητρώο μνήμης τότε το νέο διάνυσμα αντικαθιστά αυτό με τη δυσμενέστερη, αν δεν υπάρχει δυσμενέστερη τιμή αντικειμενικής συνάρτησης προκύπτουσα από τις τιμές του μητρώου μνήμης σε σχέση με του νέου διανύσματος τότε γίνεται επαναφορά στο βήμα 3 για την εύρεση νέου διανύσματος έως ότου ο αλγόριθμος τερματίζεται.



Σχήμα 6.2: Διάγραμμα ροής αλγορίθμου HarmonySearch (  $RAND(1)$ =τυχαίος αριθμός από το 0-1).

## 6.4 Η ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ KDAMPER

Οι μεταβλητές που ελέγχουν την συμπεριφορά του KDamper όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο είναι  $\mu$ ,  $\kappa$  και  $\zeta_D$ . Οι τιμές αυτών των μεταβλητών εξαρτώνται από διάφορους παράγοντες όπως έχει παρουσιαστεί στο κεφάλαιο 5 αυτές οι τιμές μπορεί να διαφέρουν από κατασκευή σε κατασκευή αλλά όσον αφορά στις γέφυρες οι παρακάτω τιμές του πίνακα 6.1 παρουσιάζουν ικανοποιητικά αποτελέσματα στις περισσότερες περιπτώσεις. Όσον αφορά τις μεταβλητές  $\mu$  και  $\zeta_D$  η τιμή τους κυρίως καθορίζεται από κατασκευαστικούς λόγους, ενώ στη μεταβλητή  $\kappa$  το εύρος τιμών της εξαρτάται κυρίως από την διασφάλιση της ευστάθειας της κατασκευής διατηρώντας χαμηλές τιμές στο στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας του KDamper, αντίθετα η αποδοτικότητα της συσκευής αυξάνεται όσο μεγαλύτερο είναι το  $\kappa$  μειώνοντας την τιμή του λόγου απόκρισης όπως περιγράφηκε στο κεφάλαιο 5. Βάσει αυτά το περιθώριο στατικής επάρκειας συστήνεται να λαμβάνεται μεταξύ 20 και 30% για το  $\kappa_{max}$  και  $\kappa_{min}$  αντίστοιχα.

**Πίνακας 6.1:** Εύρος τιμών για την βελτιστοποίηση του KDamper σε σεισμική μόνωση γεφυρών.

	$\mu$	$\kappa$	$\zeta_D$
<b>min</b>	<b>0.01</b>	<b>2.3</b>	<b>0.01</b>
<b>max</b>	<b>0.05</b>	<b>4.0</b>	<b>0.70</b>

Η εφαρμογή του αλγορίθμου βελτιστοποίησης Harmony Search για γέφυρες με το σύστημα KDamper συστήνεται να γίνεται με τις τιμές των παραμέτρων του πίνακα 6.2. Η μέση τετραγωνική ρίζα (RMS) του λόγου της μετακίνησης της κατασκευής με το KDamper προς τη μετακίνηση της αρχικής κατασκευής αυτός ο λόγος μπορεί να ληφθεί για μία ή περισσότερες χρονοιστορίες σεισμών με το φάσμα τους προσαρμοσμένο στο φάσμα του κανονισμού, η RMS αποτελεί την αντικειμενική συνάρτηση και στόχος είναι η ελαχιστοποίησή της. Άλλο μέγεθος που μπορεί να αποτελέσει την αντικειμενική συνάρτηση είναι η μέση τετραγωνική ρίζα (RMS) της κινητικής ενέργειας που αναπτύσσεται στην κατασκευή για μία ή περισσότερες χρονοϊστορίες προσαρμοσμένες πάλι στο φάσμα των κανονισμών.

Επιπλέον περιορισμοί που πρέπει να εφαρμοστούν είναι κατασκευαστικοί και αφορούν στον περιορισμό της αρνητικής στιβαρότητας κάτω από 1873KN καθώς και της μετακίνησης του βαθμού ελευθερίας της ενσωματωμένης μάζας του KDamper κάτω από 70cm. Όσον αφορά τις αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις καλό θα ήταν να μην επιτραπεί η ανάπτυξη μεγαλύτερων από αυτές που αναπτύσσονται στην κατασκευή που έχει συμβατικά συστήματα σεισμικής μόνωσης.

**Πίνακας 6.2:** Παράμετροι του αλγορίθμου Harmony Search για την βελτιστοποίηση γεφυρών με το σύστημα KDamper και την εύρεση των παραμέτρων της συσκευής.

<b>HMS</b>	<b>HMCR</b>	<b>PAR</b>
<b>75</b>	<b>0.5</b>	<b>0.1</b>





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί παρουσιάζονται συνοπτικά βασικές αρχές της εδαφοδυναμικής και της αλληλεπίδρασης εδάφους θεμελίου ανωδομής όταν υπόκεινται σε κάποια δυναμική φόρτιση.

## 7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΝ ΕΔΑΦΟΔΥΝΑΜΙΚΗ

Η εδαφοδυναμική μελετά την απόκριση του εδάφους υπο δυναμικά φαινόμενα που προκύπτουν εντός του όπως είναι ο σεισμός αλλά και εξωτερικών διεγέρσεων όπως η θεμελιώσεις μηχανών που αποτέλεσαν ένα από τα κύρια εναύσματα για την ανάπτυξη της τη δεκαετία του 1970. Κύριο εργαλείο που χρησιμοποιεί είναι η κυματική θεωρία και η μετάδοση των κυμάτων εντός του μέσου είτε αυτό είναι έδαφος ή βράχος. Έχει επίσης εφαρμογή στις γεωφυσικές μεθόδους διερεύνησης του εδάφους, θεμελίωση θαλάσσιων κατασκευών και την δυναμική τους φόρτιση από τα κύματα του νερού, την μετάδοση των κυμάτων από εκρήξεις στο υπέδαφος αλλά και σε θέματα δυναμικής συμπίκνωσης εδαφών και έμπηξης πασσάλων. Ένα από τα σπουδαία παρακλάδια της εδαφοδυναμικής είναι η γεωτεχνική σεισμική μηχανική που πραγματεύεται σε γενικές γραμμές την απόκριση φυσικών εδαφικών αποθέσεων, δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής και την απόκριση χωμάτινων κατασκευών και αντιστηρίξεων. Χαρακτηριστικές περιπτώσεις όπου εμφανίστηκαν προβλήματα που πραγματεύεται η γεωτεχνική σεισμική μηχανική είναι διεθνώς ο σεισμός του 1985 και του 2017 στο Μεξικό και οι επιδράσεις του στην Πόλη του Μεξικού, ομοίως με εμφάνιση σχεδόν όλων των φαινομένων που μπορούν να απασχολήσουν έναν γεωτεχνικό σεισμικό μηχανικό ήταν ο σεισμός του 1985 και οι επιδράσεις στο στο Κόμπτε της Ιαπωνίας.

### 7.1.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΤΗΝ ΕΔΑΦΟΔΥΝΑΜΙΚΗ

Αμέσως μετά την εκδήλωση ενός σεισμού στην πηγή του ακολουθεί η διάδοση των κυμάτων που προέκυψαν από αυτόν. Θεωρώντας το έδαφος ως συνεχές μέσον δύο είδη κυμάτων μπορούν να υπάξουν πρωτογενώς τα κύματα χώρου και είναι τα εκάρσια ή διατμητικά S και τα διαμήκη ή διαστολικά P. Τα υπόλοιπα είδη ελαστικών κυμάτων που αναφέρονται ως επιφανειακά κύματα όπως τα Rayleigh και τα Love προκύπτουν ως συνδυασμός των πρωτογενών όταν υπάρχουν συνοριακές συνθήκες όπως η επιφάνεια του εδάφους ή η διεπιφάνεια εδαφικών στρώσεων και οι οποίες επιβάλλουν κινηματικούς ή δυναμικούς περιορισμούς με τους οποίους δεν μπορούν να συμβιβαστούν τα πρωτογενή. Αξίζει να σημειωθεί ότι τα διατμητικά κύματα είναι εξαιρετικά σημαντικά στην εδαφοδυναμική.

Ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (7.1)$$

όπου:

- $\rho$  η πυκνότητα του υλικού
- $G$  το μέτρο δατημύσεως του υλικού

Ταχύτητα διάδοσης διαμήκων κυμάτων.

$$V_p = \sqrt{\frac{D_s}{\rho}} = V_s \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2 \cdot \nu}} \quad (7.2)$$

όπου:

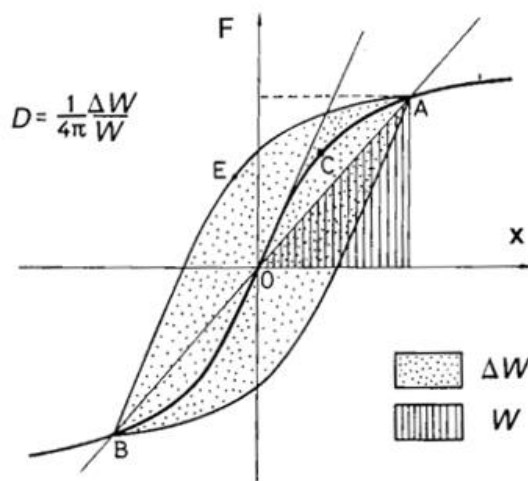
- $\nu$  ο λόγος Poisson του υλικού
- $D_s$  το μέτρο μονοδιάστατης (πλευρικά περιορισμένης) συμπίεσης

$$D_s = E \cdot \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2 \cdot \nu)} \quad (7.3)$$

όπου:

$$E \quad \text{το μέτρο ελαστικότητας του υλικού} \quad G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

Η απόσβεση μειώνει το πλάτος του κύματος καθώς αυτό διαδίδεται υπάρχουν δύο μηχανισμοί απόσβεσης η υστερητική απόσβεση του εδάφους που εμφανίζεται ακόμα και σε πολύ μικρές παραμορφώσεις της τάξης  $10^{-5}$  και η εξασθένηση της σεισμικής ενέργειας με την απόσταση που είναι γεωμετρικό πρόβλημα και αναφέρεται ως γεωμετρική απόσβεση ή εξασθένηση.



Σχήμα 7.1: Βρόγχος υστέρησης εδαφικού στοιχείου.

Ο λόγος απόσβεσης δίνεται ως

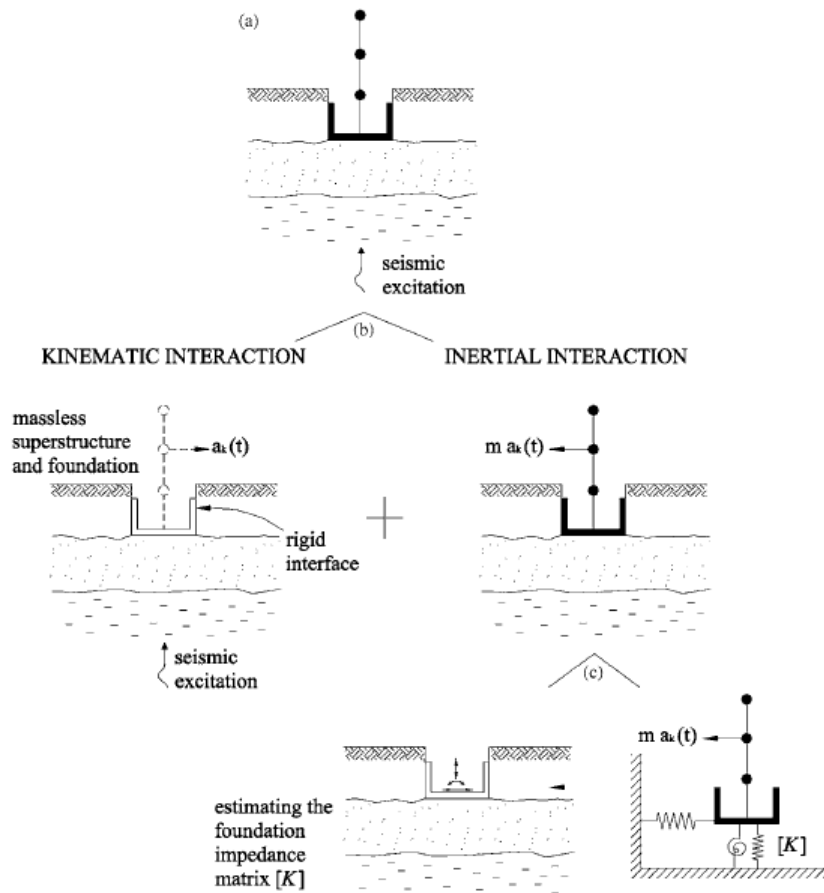
$$\xi = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (7.4)$$

## 7.2 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής επηρεάζει σημαντικά την απόκριση της κατασκευής σε στατικές συνθήκες φόρτισης [84] αλλά ακόμα περισσότερο σε δυναμικές όπως ο σεισμός. Πιο συγκεκριμένα για στο σεισμό το έδαφος παραμορφώνεται από τα διαδιδόμενα από την πηγή σεισμικά κύματα όταν υπάρχει μία κατασκευή τείνει και αυτή η θεμελίωσή της τουλάχιστον που είναι εν επαφή με το έδαφος να μετακινηθεί μαζί με αυτό. Η κίνηση της κατασκευής δημιουργεί αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες μέσω της θεμελίωσης μεταδίδονται στην θεμελίωση και μέσω αυτής στον υποκείμενο εδαφικό σχηματισμό προκαλώντας κύματα. Έτσι δημιουργούνται στο έδαφος κύματα προερχόμενα από την ταλάντωση της κατασκευής αλλά μεταδίδονται ταυτόχρονα τα σεισμικά κύματα από την πηγή. Αυτή η αλληλεπίδραση συμβαίνει ταυτόχρονα αλλά για λόγους αντίληψης και υπολογισμού έχει επικρατήσει ο διαχωρισμός της σε δύο εναλλασσόμενα φαινόμενα την κινηματική αλληλεπίδραση και την αδρανειακή αλληλεπίδραση.

Η κινηματική αλληλεπίδραση αναφέρεται στην επίδραση των σεισμικών κυμάτων σε ένα σύστημα που αποτελείται από την θεμελίωση και το έδαφος ενώ η μάζα της ανωδομής θεωρείται μηδενική, το αποτέλεσμα είναι να δημιουργείται μια εισαγόμενη ταλάντωση του θεμελίου η οποία συνήθως είναι μικρότερη από την ταλάντωση στο ελεύθερο πεδίο και περιέχει και μία περιστροφική συνιστώσα. Η αδρανειακή αλληλεπίδραση αναφέρεται στην απόκριση του συνολικού συστήματος λαμβάνοντας υπόψη τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στην ανωδομή, είναι ευκολότερο να πραγματοποιηθεί σε δύο βήματα αρχικά να υπολογιστεί η στιβαρότητα και η απόσβεση για τις διάφορες δυναμικές μετακινήσεις της θεμελίωσης Σχήμα 7.2c) και κατόπιν να βρεθεί η απόκριση της ανωδομής προσομοιωμένης με τα αντίστοιχα ελατήρια και αποσβεστήρες. Όπως αναφέρεται στο [86]

για επιφανειακές θεμελιώσεις η αγνόηση της κινηματικής αλληλεπίδρασης οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα και προτείνεται ως πρακτική για μη κρίσιμες γέφυρες.



**Σχήμα 7.2:** α) Η γεωμετρία του προβλήματος αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής β) Διαχωρισμός στην κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση γ) Ανάλυση σε δύο βήματα της αδρανειακής αλληλεπίδρασης κατά Kausel et al. 1976.

### 7.3 ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΑ ΘΕΜΕΛΙΑ ΣΕ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Η προσομοίωση των επιφανειακών θεμελίων απλών πεδίων είτε εγκιβωτισμένων με η χωρίς φρέαρ θεμελίωσης μπορεί να γίνει με ένα απλό Kelvin-Voigt προσομοίωμα για τις σταθερές στιβαρότητας και απόσβεσης κάθε βαθμού ελευθερίας που είναι υπό εξέταση. Από τις πιο σημαντικές παραμέτρους που επηρεάζουν την δυναμική συμπεριφορά ενός επιφανειακού θεμελίου είναι το σχήμα του, η μορφή του εδαφικού σχηματισμού και η στρωματογραφία του και ο βαθμός εγκιβωτισμού. Η παρουσία βραχώδους υποστρώματος υποκείμενου της εδαφικής στρώσης μπορεί να επηρεάσει σημαντικά την δυναμική στιβαρότητα που αναπτύσσει το θεμέλιο αλλά και την απόσβεσή. Καθώς ενδέχεται να μην μπορεί να υπάρξει η γεωμετρική απόσβεση που συνεισφέρει στην συνολική αφού το βραχώδες υπόστρωμα μπορεί να λειτουργήσει ανακλαστικά στα διαδιδόμενα από το θεμέλιο κύματα μην επιτρέποντας την διάχυση της ενέργειάς τους όπως θα γινόταν στον ημίχωρο. Η παρουσία σκληρότερης εδαφικής στρώσης κάτω από την επιφανειακή οδηγεί σε μία συμπεριφορά ενδιάμεση αυτής του βραχώδους υποστρώματος και του ημίχωρου, όπως είναι αναμενόμενο οδηγεί σε μία μείωση της στιβαρότητας σε σχέση με το βραχώδες υπόστρωμα αλλά επειδή πλέον το εδαφικό υπόστρωμα δεν είναι τόσο 'ανακλαστικό' επιτρέπει την διάδοση περισσότερων κυμάτων και για αυτό έχει αυξημένη γεωμετρική απόσβεση σε σχέση με το βραχώδες υπόστρωμα.

Γενικότερα η επίδραση της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής δεν μπορεί να χαρακτηριστεί αποκλειστικά ως θετική ή αρνητική, αυτό εξαρτάται από την εκάστοτε περίπτωση. Όσον

αφορά την γεωμετρική απόσβεση αυτή εξαρτάται και από την δυνατότητα να αναπτυχθούν τα κύματα στην στρώση της θεμελίωσης εάν για παράδειγμα η ιδιοπερίοδος της γέφυρας είναι σημαντικά μικρότερη από αυτήν 'αποκοπής' (η πρώτη ιδιοπερίοδος συντονισμού της εδαφικής στρώσης) η γεωμετρική απόσβεση θα είναι σημαντική και η απόκριση του συστήματος μικρότερη, γενικώς αν η ιδιοπερίοδος αποκοπής της εδαφικής στρώσης είναι σημαντική ανεξαρτήτως της ιδιοπερίοδου της κατασκευής πάλι η απόσβεση θα είναι σημαντική. Επειδή λοιπόν η ύπαρξη ή μη σκληρότερου υποστρώματος καθορίζει αυτήν τη περίοδο αποκοπής δεν θα πρέπει να παραβλέπεται. Το άλλο φαινόμενο που χρήζει ιδιαίτερης προσοχής είναι ο μονός ή διπλός συντονισμός δηλαδή η ιδιοπερίοδος της σεισμικής διέγερσης και της εδαφικής στρώσης ή της εδαφικής στρώσης και της κατασκευής ή και των τριών να είναι παραπλήσιες καθώς θα υπάρξει μέχρι πολλαπλάσια μεγέθυνση της απόκρισης. Για αυτό και η σεισμική μόνωση που αυξάνει την ιδιοπερίοδο μπορεί εφαρμόζοντάς την να βρεθεί η κατασκευή στην ίδια περιοχή συχνοτήτων με το στρώμα θεμελίωσης. Αντιστοιχη περίπτωση είναι η ανάπτυξη στην κατασκευή πλαστικών παραμορφώσεων αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο της κάνοντας τη να συμπίπτει με την κύρια ιδιοπερίοδο της διέγερσης, η αύξηση της πίεσης πόρων του εδαφικού σχηματισμού αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο του οδηγώντας τη πλησιέστερα σε αυτή της κατασκευής.

Ο υπολογισμός των στιβαρότητων της απόσβεσης του προσομοιώματος Kelvin-Voight βάσει του [94] προκύπτει για την στιβαρότητα ως το γινόμενο της στατικής στιβαρότητας με ένα δυναμικό συντελεστή στιβαρότητας που προκύπτει μέσω διαγραμμάτων. Ο οποίος εξαρτάται από τον συντελεστή δυναμικής αλληλεπίδρασης  $\alpha_0 = \frac{\omega B}{V_s}$  που είναι ο λόγος του γινομένου της συχνότητας

φόρτισης με την μικρή πλευρά ενός ορθογωνικού πεδίου προς την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων. Ομοίως η τιμή της απόσβεσης προκύπτει πάλι μέσω ενός συντελεστή απόσβεσης που προκύπτει πάλι από διαγράμματα και ο οποίος αναλόγως τον βαθμό ελευθερίας στον οποίο απευθύνεται η απόσβεση πολλαπλασιάζεται με την πυκνότητα του εδάφους ή το εμβαδό του πεδίου που είναι σε επαφή με αυτό ή την ροπή αδρανείας του πεδίου στον υπο μελέτη άξονα, επίσης για περιστροφικές αλλά και την κατακόρυφη ταλάντωση ανάλογη της απόσβεσης είναι η αναλογική ταχύτητα του Lysmer  $V_{La} = \frac{3.4}{\pi \cdot (1-\nu)} \cdot V_s$  κατακόρυφη η οποία εκφράζει την ταχύτητα

διάδοσης των διαστολικών κυμάτων κάτω από ένα πέδιλο. Παρακάτω παρατίθενται ενδεικτικά οι τύποι και τα διαγράμματα για τον υπολογισμό αυτών των μεγεθών για αυθαίρετο σχήμα επιφανειακού θεμελίου σε ελαστικό ομογενή ημίχωρο.



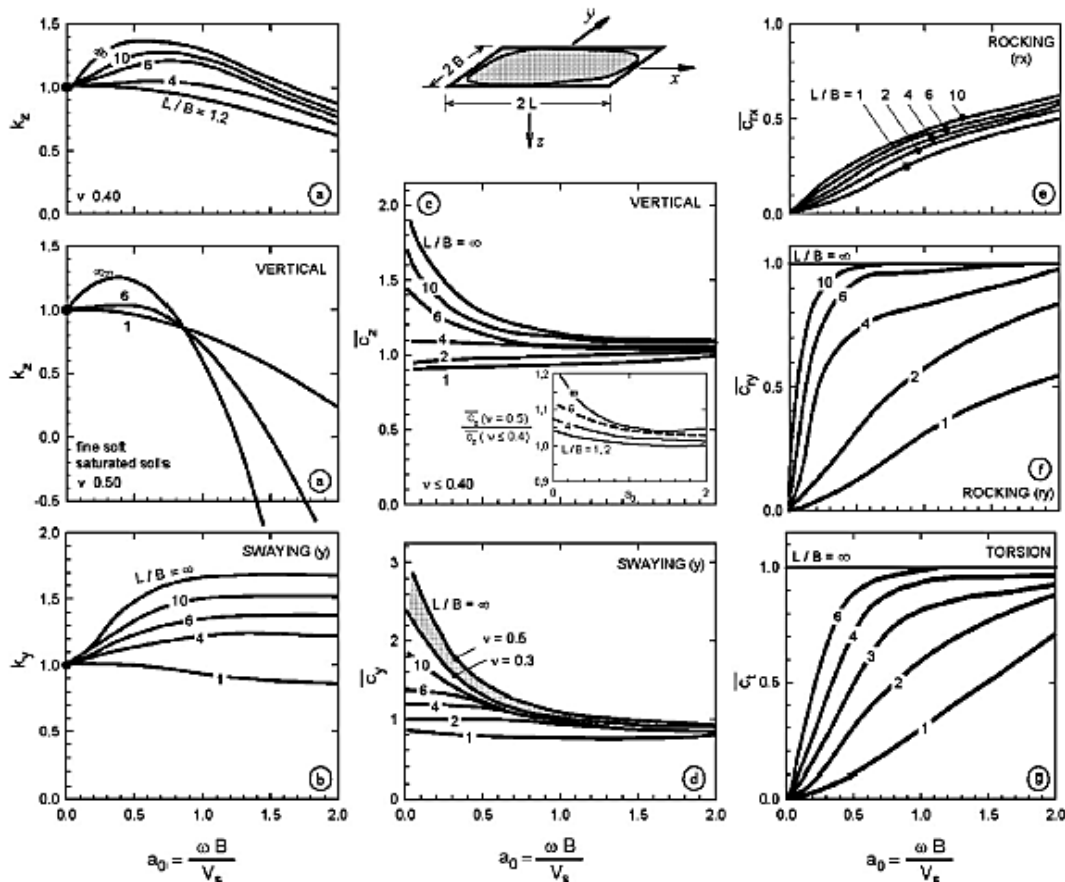


Table 1b  
Stiffness for foundations of rectangular and elliptical shape on homogeneous halfspace surface

Response mode	Static stiffness $K$			
	Rectangle ( $B/L = 2$ )	Rectangle ( $B/L = 4$ )	Ellipse ( $a/b = 2$ )	Ellipse ( $a/b = 4$ )
Vertical, $z$	$K_z = \frac{3.3GL}{1-v}$	$\frac{2.55GL}{1-v}$	$\frac{2.9Ga}{1-v}$	$\frac{1.8Ga}{1-v}$
Horizontal, $y$ (lateral direction)	$K_y = \frac{6.8GL}{2-v}$	$\frac{5.54GL}{2-v}$	$\frac{6.5Ga}{2-v}$	$\frac{5.3Ga}{2-v}$
Horizontal, $x$ (longitudinal direction)	$K_x = \frac{4.9(1-1.4v)}{(2-v)(0.75-v)} GL$	$\frac{3.9(1-1.4v)}{(2-v)(0.75-v)} GL$	$\frac{4.7(1-1.37v)}{(2-v)(0.75-v)} Ga$	$\frac{3.7(1-1.4v)}{(2-v)(0.75-v)} Ga$
Rocking, $r_x$ (around $x$ axis)	$K_{rx} = \frac{0.82GL^3}{1-v}$	$\frac{0.2GL^3}{1-v}$	$\frac{0.55Ga^3}{1-v}$	$\frac{0.78Ga^3}{1-v}$
Rocking, $r_y$ (around $y$ axis)	$K_{ry} = \frac{2.46GL^3}{1-v}$	$\frac{1.62GL^3}{1-v}$	$\frac{1.65Ga^3}{1-v}$	$\frac{1.1Ga^3}{1-v}$
Torsional	$K_t = 3.5GL^3$	$2.1GL^3$	$2.35Ga^3$	$1.4Ga^3$

Σχήμα 7.4: Τιμές συντελεστών δυναμικής σιβαρότητας και απόσβεσης και τιμές στατικής σιβαρότητας συνήθων πεδίων.

## 7.4 ΠΑΣΣΑΛΟΙ ΣΕ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

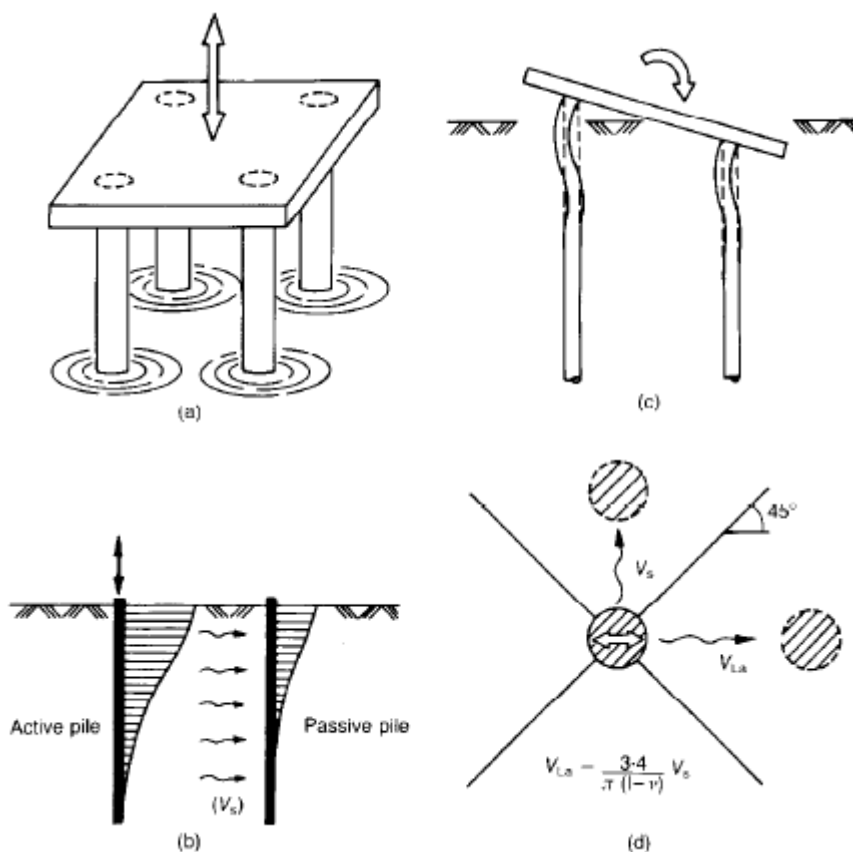
Η μελέτη της συμπεριφοράς των πασσάλων σε συνθήκες δυναμικής φόρτισης είναι σαφώς μια πιο πολύπλοκη διαδικασία από την αντίστοιχη των επιφανειακών θεμελίων, πέρα από την αντιμετώπιση του προβλήματος μέσω αριθμητικών προσομοιωμάτων που προσεγγίζουν ανάλογα τις παραδοχές τους πολύ ικανοποιητικά το πρόβλημα. Ωστόσο όπως αναφέρεται στην αντίστοιχη βιβλιογραφία του κεφαλαίου από το 1970 μέχρι την στροφή προς τη χρήση ευρέως του αντίστοιχου λογισμικού είχαν αναπτυχθεί κάποιοι κλειστοί τύποι και μεθοδολογίες για τον υπολογισμό της δυναμικής συμπεριφοράς των πασσάλων που δίνουν πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα για συγκεκριμένες περιπτώσεις και σε συμφωνία με το υπάρχον λογισμικό ή αν δεν είναι τόσο αποτελεσματικά σίγουρα είναι μία καλή υπόδειξη για το μηχανικό σε φάση προμελέτης.

Η διαφορά των πασσάλων και ιδίως των ομάδων αυτών από τα επιφανειακά θεμέλια είναι ότι κατά την δυναμική τους φόρτιση αλληλοεπηρεάζονται αυτό συνολικά μπορεί να είναι ευεργετικό και αθροιστικό της στιβαρότητας και άλλοτε εξαιρετικά δυσμενές. Σε στατικά φορτία λειτουργίας η μετακίνηση ενός πασσάλου αυξάνεται εάν ο πάσσαλος βρίσκεται εντός του πεδίου μετακινήσεων ενός γειτονικού του, όπως είναι αναμενόμενο η στατική απόδοση ομάδας πασσάλων είναι πάντοτε μικρότερη της μονάδας και μειώνεται όσο πιο πυκνή είναι η διάταξη τους ή όσο περισσότεροι είναι. Η μέθοδος που παρουσιάζεται περιληπτικά παρακάτω [107] προσεγγίζει αρκετά καλά αναλυτικότερες όπως αυτή των [100] και είναι εξαιρετικά εύχρηστη, όμως δεν παύει να έχει τους περιορισμούς της. Σε σχετικά σκληρό έδαφος με μέτρο ελαστικότητας  $E_s$  μεγαλύτερο του  $E_p/300$  όπου  $E_p$  το μέτρο ελαστικότητας του πασσάλου, τείνει να υπερεκτιμά την στιβαρότητα και την απόσβεση της θεμελίωσης. Βέβαια στις συνήθεις εφαρμογές αυτός ο περιορισμός δεν αποτελεί πρόβλημα για παράδειγμα σε εδάφη όπως μαλακές και μέτριες αργίλους και χαλαρές άμμους, επίσης μπορεί να υπερεκτιμήσει τις κορυφές στα διαγράμματα ομάδων πασσάλων μεγαλύτερων των 16 αλλά αυτό υπάρχει τρόπος να διορθωθεί, επίσης ισχύει για άκαμπτο κεφαλόδεσμο.

Η βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι σε μία ομάδα πασσάλων κάθε φορά εξετάζονται δύο πάσσαλοι και η κυματική αλληλεπίδραση μεταξύ τους θεωρώντας ότι οι άλλοι πάσσαλοι δεν υπάρχουν. Αυτή η θεώρηση είναι βάσιμη καθώς διαδιδόμενα κύματα εντός του εδάφους με μήκος κύματος  $\lambda > 6d$  δεν μπορούν να αλληλεπιδράσουν με τους πασσάλους διαμέτρου  $d$ . Θεωρώντας ένα πάσσαλο υπό αξονική περιοδική φόρτιση, θεωρείται ότι παράγονται κυκλικά κύματα ακτινικά γύρω από την περίμετρό του. Τα διαδιδόμενα κύματα θεωρείται ότι παράγονται ταυτόχρονα σε όλο το μήκος του πασσάλου και πως βρίσκονται σε φάση, ενώ το πλάτος τους όταν φτάνουν στον παθητικό πάσσαλο θεωρείται ότι ακολουθεί την μειούμενη κατανομή του πλάτους ταλάντωσης καθύψος του ενεργητικού πασσάλου.

Σε περίπτωση αξονικής δυναμικής φόρτισης ομάδας πασσάλων το μόνο είδος παραγόμενων κυμάτων είναι τα διατμητικά αγνοώντας την συμπεριφορά της κεφαλής του αλλά και θεωρώντας ότι ο κεφαλόδεσμος ενώνει μόνο τις κορυφές των πασσάλων και δεν συνεισφέρει διαφορετικά. Στην περιστροφική ταλάντωση Σχήμα 7.5c) οι πάσσαλοι υπόκεινται σε αξονική και καμπτική παραμόρφωση. Όσον αφορά την τελευταία δεν αλληλεπιδρά μεταξύ των πασσάλων, (μόνο για μηδενική εγκάρσια μετατόπιση της κεφαλής) καθώς ο βολβός των παραγόμενων τάσεων μειώνεται έντονα όσο απέχει ακτινικά από τον πάσσαλο το σημείο αλλά και η καθύψος κατανομή του φτάνει μόνο κάποιες διαμέτρους χαμηλότερα από την κεφαλή του πασσάλου. Στην εγκάρσια ταλάντωση της πασσαλοομάδας σημασία δεν έχει μόνο η απόσταση μεταξύ των πασσάλων αλλά και η γωνία μεταξύ της εφαρμοζόμενης δύναμης και της ευθείας των δύο πασσάλων. Αφού ο πάσσαλος που βρίσκεται σε μηδενική γωνία δέχεται κύματα διαστολικά  $P_{\text{ενώ}}$  αυτό υπό  $90^\circ$  από την κατεύθυνση της φόρτισης διατμητικά Σχήμα 7.5d).

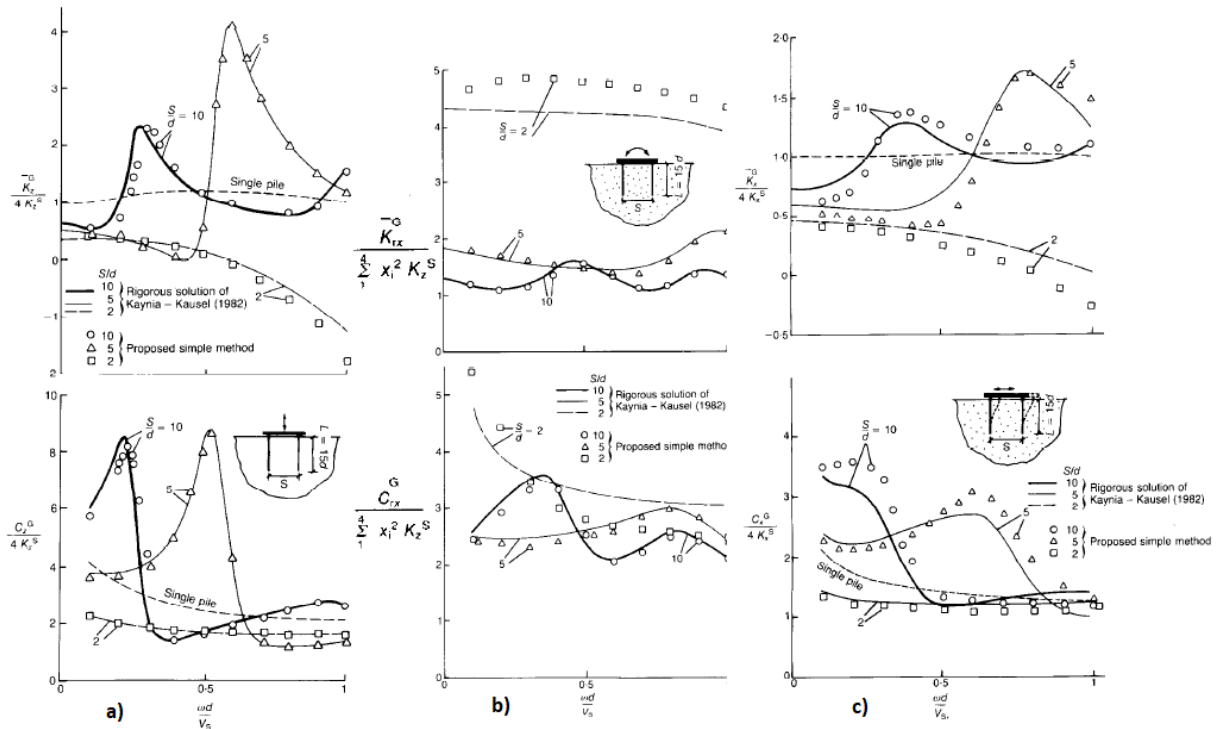




**Σχήμα 7.5:** a) Η ομοιότητα μεταξύ των διαδιδόμενων διατμητικών κυμάτων λόγω κατακόρυφης ταλάντωσης της πασσαλοομάδας με τα διαδιδόμενα κύματα στο νερό. b) Η κατανομή του εύρους ταλάντωσης καθύψως του ενεργητικού και του παθητικού πασσάλου που είναι ανάλογες. c) Παραμόρφωση άκαμπτου κεφαλόδεσμου κατά την περιστροφική ταλάντωση περί οριζοντίου άξονα d) Η θεωρητικές ταχύτητες των εκπεμπόμενων κυμάτων από έναν εγκαρσίως ταλαντούμενο πάσσαλο.

Στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζονται οι αδιάστατες στιβαρότητες και τιμές απόσβεσης για κατακόρυφη, καμπτική και μετατοπισιακή ταλάντωση μίας πασσαλοομάδας 2x2 για  $E_p/E_s=1000$  και  $L/d=15$  σε σχέση με την εκάστοτε στατική στιβαρότητα του ενός πασσάλου, συναρτήσει του συντελεστή δυναμικής αλληλεπίδρασης  $\alpha_0 = \frac{\omega d}{V_s}$ . Σχολιάζοντας την αξονική στιβαρότητα παρατηρείται μια ομαλή συμπεριφορά για λόγο  $S/d=2$ , με μειούμενη στιβαρότητα και σταθερή απόσβεση για αύξηση της συχνότητας. Η στιβαρότητα φτάνει και σε αρνητικές τιμές αυτό μπορεί να εξηγηθεί πρώτον καθαρά τυπολογικά από τον την ενεργή στιβαρότητα  $\bar{K} = K - m\omega^2$  του μονοβάθμιου ταλαντωτή μάζας  $m$  στιβαρότητας  $K$  απόσβεσης  $C$ , η αιτία αυτής της ομοιότητας είναι ότι για κοντινές αποστάσεις  $S$  μεταξύ των πασσάλων τα σχηματιζόμενα κύματα έχουν μήκος  $\lambda$  μεγαλύτερο από το  $S$  κατά τουλάχιστον τρεις φορές που σημαίνει ότι η εδαφική μάζα μεταξύ των πασσάλων είναι σε φάση με αυτούς και όλο το σύστημα εδάφους πασσάλων συμπεριφέρεται μονολιθικά. Σαφώς η αλληλεπίδραση αυτή για πιο μεγάλους λόγους  $S/d$  δηλαδή πιο αραιές πασσαλοομάδες είναι πιο περίπλοκη να εξηγηθεί., αλλά γενικώς παρατηρείται ότι υπάρχει μία οριακή συχνότητα μέχρι την οποία η στιβαρότητα βαίνει μειούμενη ομαλώς, η υπέρβαση αυτής της συχνότητας οδηγεί σε μεγάλη αλληλεπίδραση μεταξύ των δημιουργούμενων κυμάτων. Αυτή η οριακή συχνότητα μειώνεται όσο αραιώνει η πασσαλοομάδα και όταν η τιμή της ξεπεραστεί μπορούν να προκύψουν λόγοι στιβαρότητας αρκετα μεγαλύτεροι της μονάδας. Η μεγιστοποίηση τον λόγων στιβαρότητας προκύπτει για τιμές της συχνότητας φόρτισης όπου ισχύει  $S=\lambda(1/2+n)$  για  $n=1,2,3,\dots$ , σε αυτές τις συχνότητες τα εκπεμπόμενα κύματα φτάνουν στους γειτονικούς πασσάλους με αντίθετη φάση επιβάλλοντας μια μετατόπιση στον πάσσαλο αντίθετη αυτής που έχει λόγω της φόρτισής του. Εν τέλει οι πιο σημαντικοί παράγοντες που επηρεάζουν την δυναμική συμπεριφορά μιας πασσαλοομάδας είναι ο συντελεστής δυναμικής αλληλεπίδρασης, ο

λόγος μήκους προς διάμετρο  $L/d$ , ολόγος μέτρων ελαστικότητας πασσάλου και εδάφους  $E_p/E_s$ , ολόγος της απόστασης μεταξύ των πασσάλων προς την διάμετρό τους  $S/d$  και η μορφή και το σχήμα της πασσαλομάδας.



**Σχήμα 7.6:** Στιβαρότητες και αποσβέσεις ομάδας πασσάλων 2x2 συναρτήσει της συχνότητας σε σύγκριση της απλής μεθόδου του Gazetas and Dobry 1988 με αυτή των Kiyama and Kausel 1982 για  $E_p/E_s=1000$  και  $L/d=15$ . a) Αξονική b) Περιστροφική- Καμπική c) Μετατοπισιακή- εγκάρσια ταλάντωση.

# **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ KDAMPER**

Σκοπός είναι να διερευνηθεί η διαφορά στην απόκριση της γέφυρας που μελετάται ,όταν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής συγκρίνοντας την εφαρμογή του KDamper ανά περίπτωση θεμελίωσης αλλά και με την εφαρμογή απλών ελαστομεταλλικών εφέδρανων.

## 8.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Η αναλυτική επίλυση της εξίσωσης κίνησης ενός μονοβάθμιου πόσο μάλλον ενός πολυβάθμιου συστήματος δεν μπορεί να υλοποιηθεί εάν η επιβαλλόμενη δύναμη ή εδαφική επιτάχυνση μεταβάλλεται αυθαίρετα με το χρόνο ή αν το σύστημα είναι μη γραμμικό. Η επίλυση επομένως γίνεται με αριθμητικές βηματικές μεθόδους χρονικής ολοκλήρωσης χρονικής ολοκλήρωσης διαφορικών εξισώσεων. Υπάρχει μεγάλο πλήθος στην βιβλιογραφία που έχουν προταθεί και παρουσιάζεται η μαθηματική τους ανάπτυξη, η ακρίβεια, η σύγκλιση, η ευστάθειά τους και εφαρμογή τους μέσω κωδίκων στον ηλεκτρονικό υπολογιστή. Η αριθμητική επίλυση των συστημάτων που παρουσιάζονται αργότερα έγινε με την μέθοδο Newmark η οποία αναπτύχθηκε το 1959 από τον N. M. Newmark.

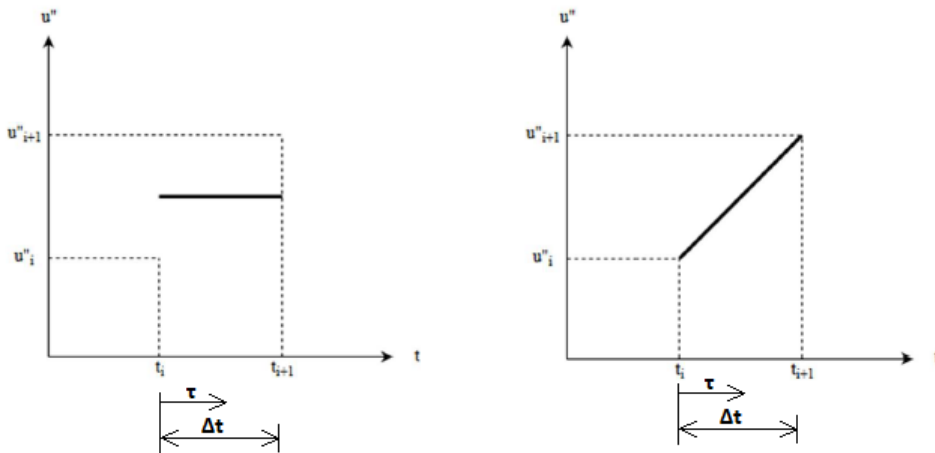
Οι βασικές σχέσεις της μεθόδου:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (8.1)$$

$$u_{i+1} = u_i + \Delta t\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)\Delta t^2]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t^2)\ddot{u}_{i+1} \quad (8.2)$$

$$m\dot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1} \quad (8.3)$$

Οι παράμετροι  $\beta$  και  $\gamma$  ορίζουν την μεταβολή της επιτάχυνσης σε ένα χρονικό βήμα και προσδιορίζουν τα χαρακτηριστικά ακρίβειας και ευστάθειας της μεθόδου συνήθως επιλέγεται  $\gamma = \frac{1}{2}$  και  $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ . Οι δύο εξισώσεις που προαναφέρθηκαν σε συνδυασμό με την εξίσωση ισορροπίας(8.3) αποτελούν τη βάση για τον υπολογισμό των  $u_{i+1}, \dot{u}_{i+1}, \ddot{u}_{i+1}$  τη χρονική στιγμή  $i+1$  από τις γνωστές τιμές  $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$  τη χρονική στιγμή  $i$ . Οι γνωστές μέθοδοι της μέσης και γραμμικής επιτάχυνσης αποτελούν ειδικές περιπτώσεις της μεθόδου Newmark.



Σχήμα 8.1: Μέθοδοι μέσης και γραμμικής επιτάχυνσης.

Μέση επιτάχυνση:

$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (8.4)$$

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (8.5)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (8.6)$$

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (8.7)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \frac{\Delta t^2}{4} (\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (8.8)$$

Γραμμική επιτάχυνση:

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (8.9)$$

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i \cdot \tau + \frac{\tau}{2\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (8.10)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (8.11)$$

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i \tau + \ddot{u}_i \cdot \frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (8.12)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + (\Delta t)^2 \left( \frac{1}{6} \ddot{u}_{i+1} + \frac{1}{3} \ddot{u}_i \right) \quad (8.13)$$

Παρατηρείται ότι για  $\gamma = \frac{1}{2}$  και  $\beta = \frac{1}{4}$  οι εξισώσεις του Newmark είναι ίδιες με αυτές που προέκυψαν για την υπόθεση σταθερής μέσης επιτάχυνσης, ενώ για  $\gamma = \frac{1}{2}$  και  $\beta = \frac{1}{6}$  είναι ίδιες με αυτές που προέκυψαν για την γραμμική μεταβολή της επιτάχυνσης.

Η διατύπωση των εξισώσεων Newmark ώστε να αποφευχθεί η επανάληψη και να προστίθενται στις τιμές των κινηματικών μεγεθών μόνο αυξητικές ποσότητες από το νέο βήμα. Αυτή η μορφή δεν είναι απαραίτητη για την ανάλυση των γραμμικών συστημάτων αλλά παρέχει μία κατάλληλη επέκταση στα μη γραμμικά συστήματα.

Αυξητικές ποσότητες:

$$\Delta u_i = u_{i+1} - u_i, \Delta \dot{u}_i = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i \text{ και } \Delta \ddot{u}_i = \ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i \quad (8.14)$$

$$\Delta p_i = p_{i+1} - p_i \quad (8.15)$$

Με τις αυξητικές εξισώσεις οι εξ.(8.1)&(8.2) γράφονται.

$$\Delta \dot{u}_i = \Delta t \ddot{u}_i + \gamma \Delta t \Delta \ddot{u}_i \quad (8.16)$$

$$\Delta u_i = \Delta t \dot{u}_i + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_i + \beta \Delta t^2 \Delta \ddot{u}_i \quad (8.17)$$

Η εξ. (8.17) λύνεται:

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (8.18)$$

Αντικαθιστώντας την εξ. (8.17) στην(8.16) προκύπτει:

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (8.19)$$

Η αυξητική εξίσωση κίνησης προκύπτει αφαιρώντας την εξ.(8.20) από την εξ.(8.21).

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i \quad (8.20)$$

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = p_{i+1} \quad (8.21)$$

και οι δύο παραπάνω εξισώσεις αφορούν γραμμικά συστήματα με  $(f_s)_i = ku_i$  και  $(f_s)_{i+1} = ku_{i+1}$ . Κατόπιν η εξ. (8.18) και (8.19) αντικαθίστανται στην αυξητική εξίσωση κίνησης.

$$m\Delta\ddot{u}_i + c\Delta\dot{u}_i + k\Delta u_i = \Delta p_i \quad (8.22)$$

και προκύπτει

$$\hat{k}\Delta u_i = \Delta\hat{p}_i \quad (8.23)$$

όπου

$$\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta\Delta t^2}m \quad (8.24)$$

$$\Delta\hat{p}_i = \Delta p_i + \left(\frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c\right)\dot{u}_i + \left[\frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c\right]\ddot{u}_i \quad (8.25)$$

Αφού τα  $\hat{k}$  και  $\Delta\hat{p}_i$  είναι γνωστά από τις ιδιότητες του συστήματος  $m, k$  και από τις παραμετρους του αλγορίθμου  $\gamma$  και  $\beta$  και τα  $\dot{u}_i$  και  $\ddot{u}_i$  γνωστά από την αρχή του χρονικού βήματος η αυξητική μετατόπιση υπολογίζεται ως:

$$\Delta u_i = \frac{\Delta\hat{p}_i}{\hat{k}} \quad (8.26)$$

Μετά τον υπολογισμό του  $\Delta u_i$  τα  $\Delta\dot{u}_i$  και  $\Delta\ddot{u}_i$  υπολογίζονται από τις εξισώσεις (8.19) και (8.18) αντίστοιχα. Η επιτάχυνση μπορεί να υπολογιστεί και από την εξίσωση:

$$u_{i+1} = \frac{p_{i+1} - c\dot{u}_{i+1} - ku_{i+1}}{m} \quad (8.27)$$

Η εξ.(8.27) χρειάζεται τον υπολογισμό του  $\dot{u}_0$  για να αρχίσουν οι υπολογισμοί.

### ΜΕΘΟΔΟΣ NEWMARKΓΙΑ ΓΡΑΜΜΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ

Διάγραμμα ροής για την δημιουργία κώδικα σε ηλεκτρονικό υπολογιστή:

Επιλογή περίπτωσης

**A)** Μέθοδος μέσης επιτάχυνσης  $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$

**B)** Μέθοδος γραμμικής επιτάχυνσης  $\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{6}$

#### 1) Αρχικοί Υπολογισμοί

1.1)  $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$

#### 1.2) Επιλογή χρονικού βήματος ανάλυσης $\Delta t$

1.3)  $\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta\Delta t^2}m$

1.4)  $a = \left(\frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c\right)$  και  $b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c$

**2) Υπολογισμοί για κάθε χρονικό βήμα i**

$$2.1) \Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a \dot{u}_i + b \ddot{u}_i$$

$$2.2) \Delta u_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}}$$

$$2.3) \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left( 1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i$$

$$2.4) \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i$$

$$2.5) u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \text{ και } \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$$

Αν η διέγερση είναι εδαφική επιτάχυνση  $\ddot{u}_g(t)$  το  $p_i$  αντικαθίσταται με το  $-m\ddot{u}_{gi}$ . Τότε τα  $u_i, \dot{u}_i$  και  $\ddot{u}_i$  είναι τιμές απόκρισης σε σχέση με το έδαφος εάν χρειαστεί η ολική ταχύτητα και επιτάχυνση μπορεί να υπολογιστεί ως  $\dot{u}_i^t = \dot{u}_i + \dot{u}_{gi}$  και  $\ddot{u}_i^t = \ddot{u}_i + \ddot{u}_{gi}$ .

Η ευστάθεια της μεθόδου Newmark εξαρτάται από την επιλογή του χρονικού βήματος της ανάλυσης.

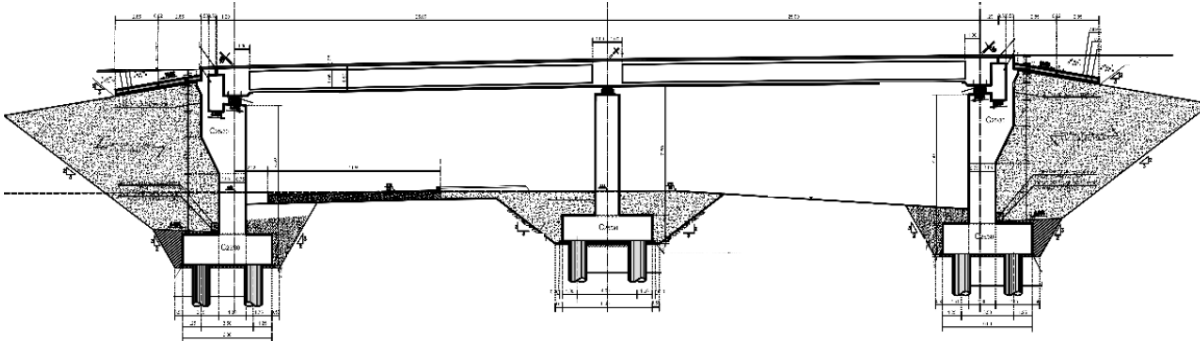
$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}} \quad (8.28)$$

όπου  $T_n$  η ιδιοπερίοδος της υπό μελέτη κατασκευής

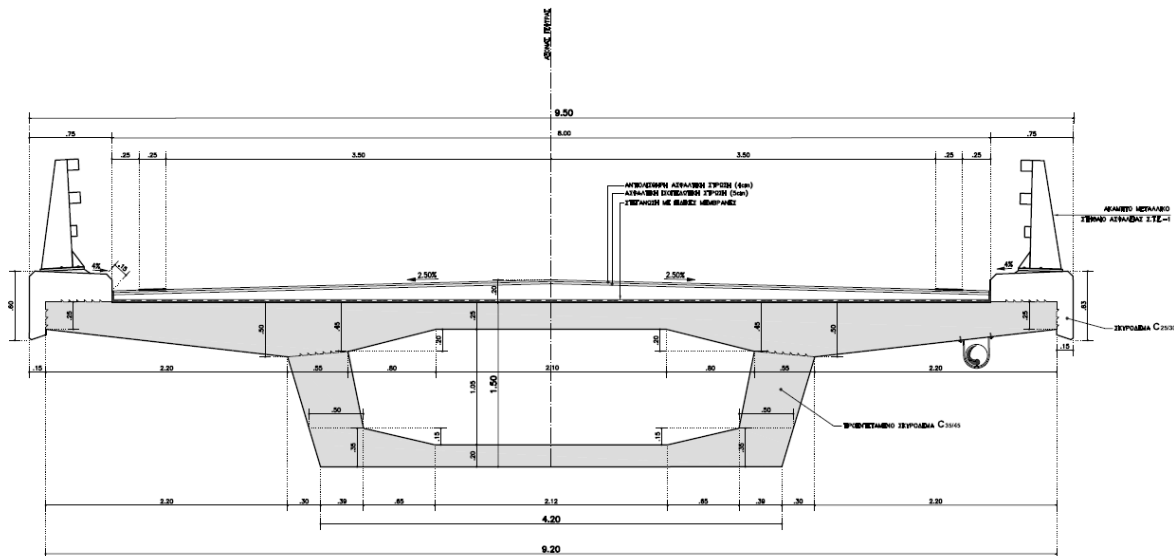
Για τις τιμές  $\beta$  και  $\gamma$  της μεθόδου μέσης επιτάχυνσης προκύπτει ότι η ευστάθεια είναι ανεξάρτητη του βήματος  $\Delta t$  ωστόσο αυτό δεν είναι αληθές καθώς χρειάζεται να εφαρμοστούν βήματα της τάξης του  $\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0.1$ , ή ίσα με 0.01 ή 0.02 sec για να προσεγγιστεί επιτυχώς η εδαφική επιτάχυνση. Για την μέθοδο της γραμμικής επιτάχυνσης αυτή η τιμή είναι  $\frac{\Delta t}{T_n} \leq 0.551$  όμως για την ακριβή απεικόνιση της διέγερσης αλλά και της απόκρισης απαιτείται ένα πολύ πιο μικρό βήμα.

## 8.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ

Σε αυτό το κεφάλαιο θα εφαρμοστούν σε ένα υπολογιστικό προσομοίωμα όσα έχουν προαναφερθεί στα κεφάλαια που προηγήθηκαν αυτού, για να γίνει αυτό επιλέγεται μία γέφυρα με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:



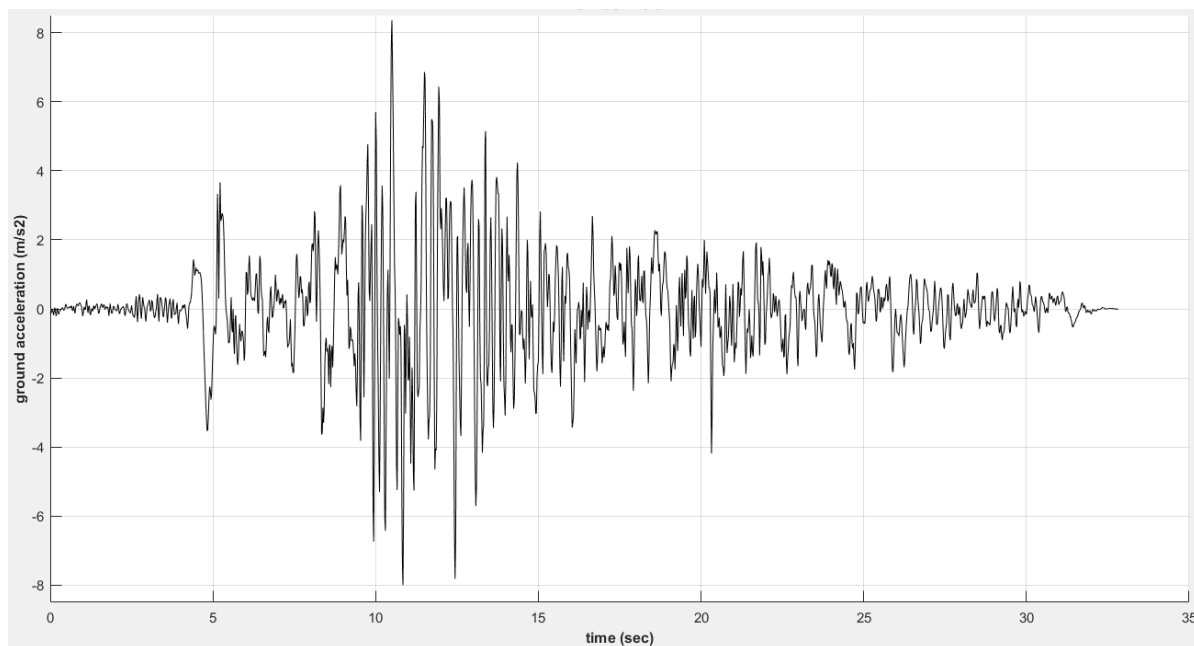
Σχήμα 8.2:Μηκτομή γέφυρας δύο ανοιγμάτων.



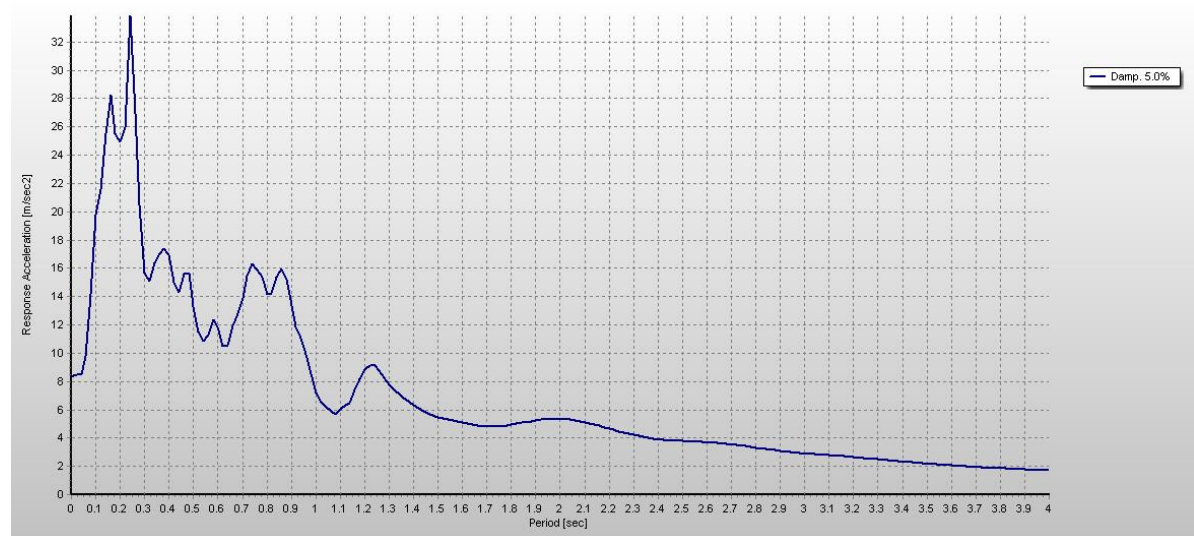
Σχήμα 8.3: Τυπική τομή στο άνοιγμα.

Η υπό μελέτη γέφυρα είναι δύο ανοιγμάτων 25m το καθένα και 9.5m πλάτους, η διατομή του μεσοβάθρου είναι 1.6m με 7.5m ύψος. Η ανωδομή της γέφυρας είναι κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C30/37 με  $E_{cm}=33\text{GPa}$ , ο κεφαλόδεσμος από C25/30 με  $E_{cm}=31\text{GPa}$  ενώ οι πάσσαλοι από C20/25 με  $E_{cm}=30\text{GPa}$ . Συνολικά η μάζα του καταστρώματος είναι 723.9tn, το κατάστρωμα είναι αρχικά μονωμένο με πέντε εφέδρανα δύο σε κάθε ακρόβαθρο και ένα στο μεσόβαθρο τύπου ALGABLOCNB 400x500/99/71, δυσκαμψίας  $k_b=2730\text{KN/m}$ . Θα παρουσιαστούν έξι διαφορετικές διατάξεις, ουσιαστικά θεωρούνται τρία είδη στήριξης της θεμελίωσης του μεσοβάθρου με πέδιλο, πασσάλους και πάκτωση, για κάθε μία από αυτές τις περιπτώσεις θεωρούνται δύο περιπτώσεις σεισημομόνωσης μία με το KDamp και μία με τα τοποθετημένα εφέδρανα στην αρχική μορφή της γέφυρας. Ο στόχος των αναλύσεων είναι να βρεθεί η διαφορά της συμπεριφοράς ανάμεσα στα δύο είδη σεισημομόνωσης αλλά κυρίως η επίδραση της ενδόσιμης στήριξης στο μεσόβαθρο. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με εδαφική επιτάχυνση αυτή του σεισημογραφήματος του Tabas στο Ιράν, το οποίο έχει όπως φαίνεται στο φάσμα του Σχήμα 8.5. επικρατούσα περίοδο 0.25s. Η ανάλυση γίνεται με κώδικα matlab χρησιμοποιώντας την μέθοδο Newmark γραμμικής επιτάχυνσης για βήμα  $\Delta t=0.001\text{sec}$ .





Σχήμα 8.4: Επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του Tabas στο Ιράν.



Σχήμα 8.5: Φάσμα απόκρισης για το σεισμό του Tabas στο Ιράν για λόγο απόσβεσης 5% (Seismosignal, λογισμικό).

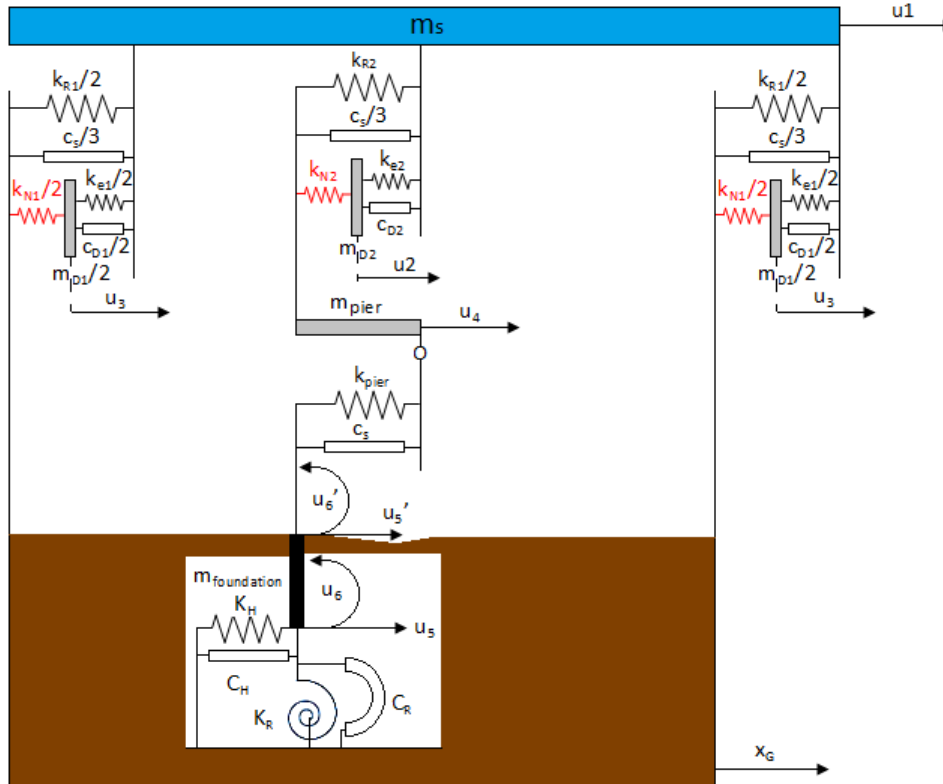
Παρουσιάζονται οι βέλτιστες τιμές του KDamper που έχουν επιλεγεί για την συγκεκριμένη περίπτωση εδαφικής διέγερσης θεωρώντας άκαμπτη στήριξη στην βάση του μεσοβάθρου. Επίσης σε κάθε ακρόβαθρο υπάρχουν δύο συσκευές στον πίνακα 8.1 ο λόγος μάζας στα μεσόβαθρα αναφέρεται στο σύνολό τους δηλαδή κάθε συσκευή που είναι τοποθετημένη σε αυτά έχει λόγο μάζας 0.01.

Πίνακας 8.1: Παράμετροι των KDamper που εφαρμόζονται.

	$\mu$	$\kappa$	$\zeta_d$
<b>Ακρόβαθρα</b>	0.04	3.95	0.724
<b>Μεσόβαθρο</b>	0.01	4.55	0.350

Πίνακας 8.2: Προκύπτουσες σχεδιαστικές τιμές.

	$\rho$	$\varepsilon$	$\kappa_R(\text{KN/m})$	$\kappa_e(\text{KN/m})$	$\kappa_N(\text{KN/m})$	$m_D$	$c_D$
<b>Ακρόβαθρα</b>	1.1695	0.108	2825.3	369.7	-295	3.62	23.4
<b>Μεσόβαθρο</b>	1.0615	0.163	1506.8	170.7	-140	7.24	11.6



Σχήμα 8.6: Το υπό θεώρηση σύστημα με την εφαρμογή του KDamper.

Στο Σχήμα 8.6 με κόκκινο χρώμα παρουσιάζονται τα στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας, στα ακρόβαθρα συνολικά η σταθερά απόσβεσης είναι  $c_s$  αλλά στο καθένα είναι το ήμισυ αυτής όπως απεικονίζεται, ομοίως με τις στιβαρότητες που αφορούν τα KDamper των ακροβάθρων. Όσον αφορά το κατάστρωμα αυτό θεωρείται απαραμόρφωτο και συμπεριφέρεται ως στερεό σώμα, όμως η έμφυτη απόσβεση της κατασκευής διατηρείται και μοιράζεται για τον βαθμό ελευθερίας του καταστρώματος σε τρεις θέσεις, ούτως η άλλως η θεώρησή της ή όχι δεν έχει μεγάλη επίδραση καθώς η απόσβεση καθορίζεται κυρίως από το στοιχείο με την μέγιστη σταθερά απόσβεσης που στην περίπτωση που μελετάται αυτό το ρόλο έχει το KDamper.

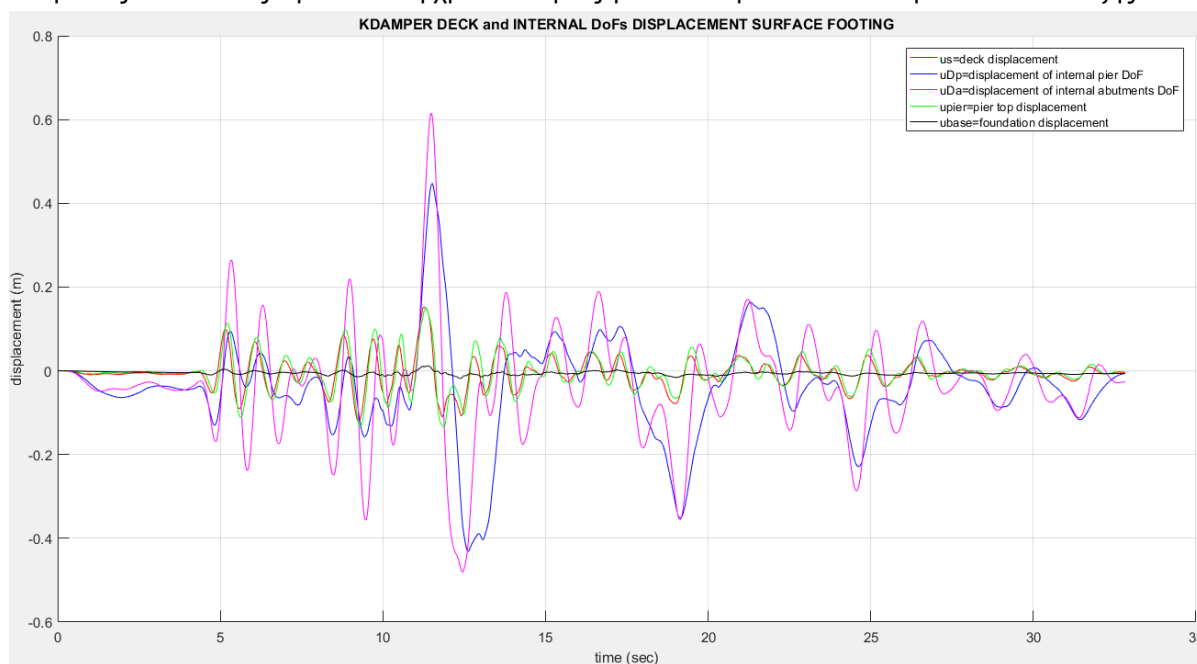
### 8.3 ΘΕΩΡΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ ΣΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟ ΠΕΔΙΛΟ

Για την αριθμητική εφαρμογή θεωρείται ως θεμελίωση ένα τετραγωνικό πέδιλο διαστάσεων  $6 \times 6 \times 1.5 \text{ m}$  το οποίο θεωρείται πως εδράζεται επί ομογενούς ημίχωρου που αποτελείται από έδαφος λόγω Poisson  $\nu = 0.4$  και μέτρου διατμήσεως  $G = 120 \text{ KPa}$  με ειδικό βάρος  $18.5 \text{ KN/m}^3$  και ταχύτητα διάδοσης διατμητικού κύματος  $V_s = 254.68 \text{ m/s}$ , γραμμικός παράγοντας υστερητικής απόσβεσης του εδάφους  $\beta = 0.05$ , (οφείλεται να σημειωθεί ότι το περιγραφόμενο έδαφος είναι εξαιρετικά μαλακό και μάλλον απίθανο να συναντηθεί στην φύση, για τους διερευνητικούς σκοπούς του συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι επαρκές). Ο υπολογισμός των δυναμικών χαρακτηριστικών της θεμελίωσης γίνεται με βάση το [94] και προκύπτουν τα εξής:

Πίνακας 8.3: Δυναμικά χαρακτηριστικά θεμελίωσης πεδίου.

Βαθμός ελευθερίας θεμελίωσης	Στιβαρότητα	Σταθερά Απόσβεσης
Μετατοπισιακός ,H	2927.8 KN/m	13581 KN s/m
Περιστροφικός,R	18281 KNm/rad	5579.9 KNm s/rad

Επομένως εκτελώντας την ανάλυση χρονοιστορίας για το σεισμό του Tabas προκύπτουν τα εξής:

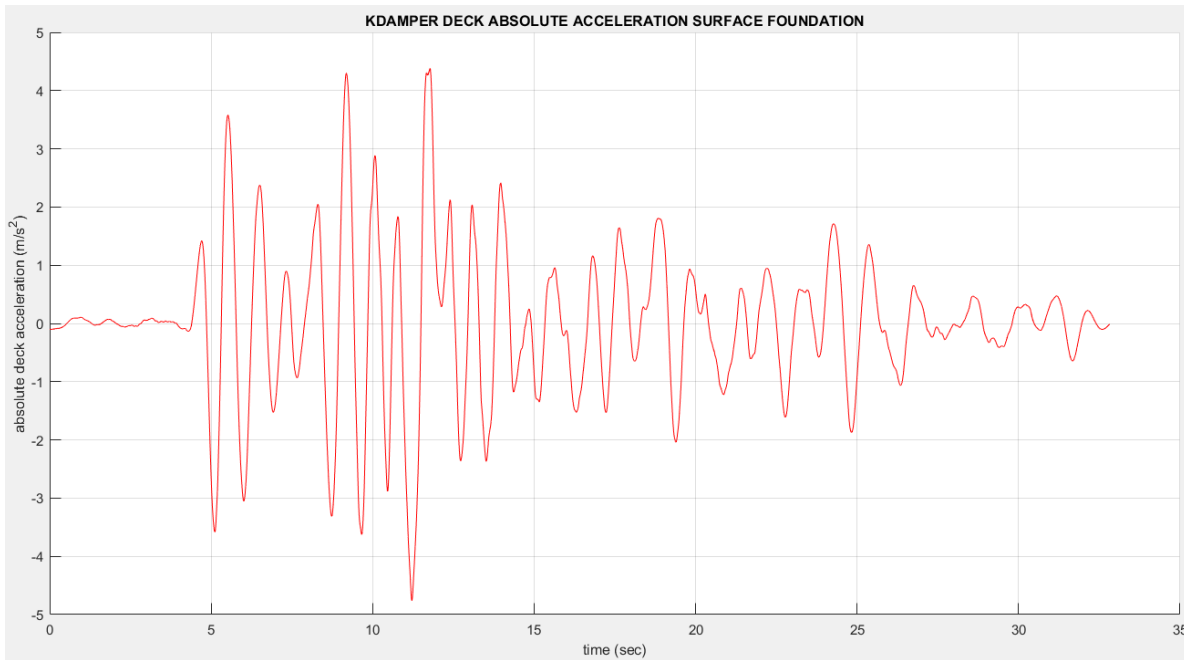


Σχήμα 8.7: Απόκριση μετατόπισης προς το έδαφος των βαθμών ελευθερίας του συστήματος με το KDamper για τη γέφυρα επιφανειακό πέδιλο στο μεσόβαθροστο σεισμό του Tabas.

Όσον αφορά το Σχήμα 8.7 μία παρατήρηση που μπορεί να γίνει είναι ότι οι μετακινήσεις στους βαθμούς ελευθερίας των μαζών του KDamper δεν ξεπερνούν την τιμή των 0.7m που είχε τεθεί σαν όριο για κατασκευαστικούς λόγους.

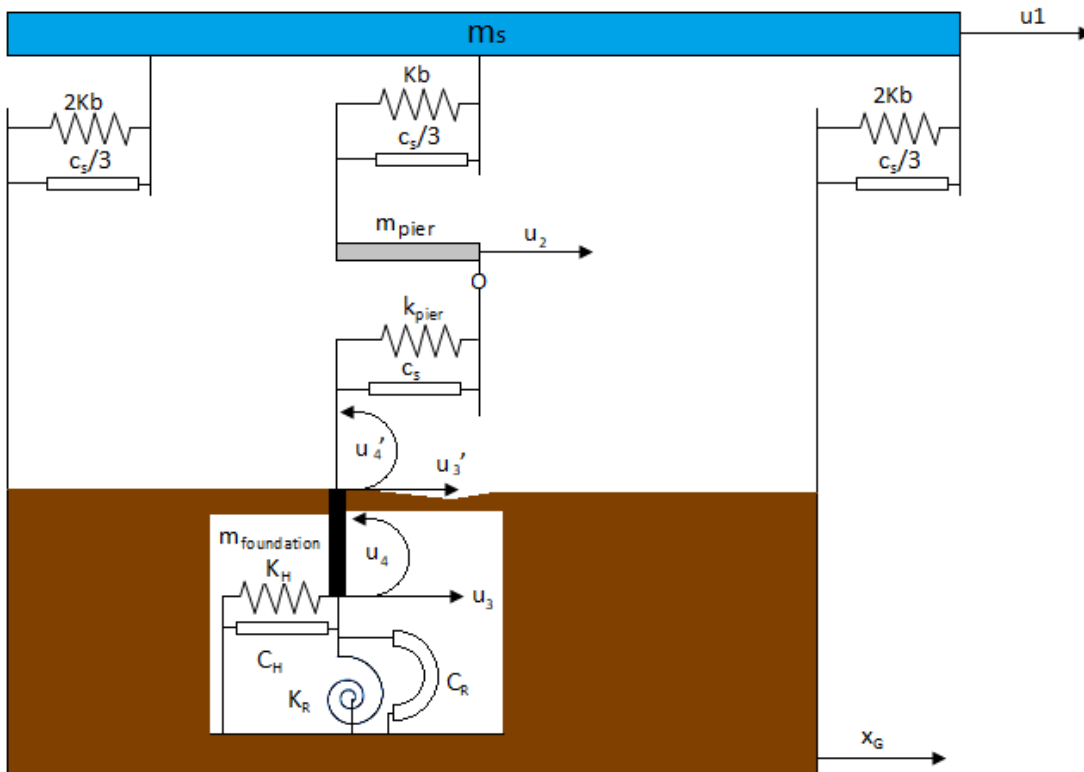
Πίνακας 8.4: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μετατοπισιακών μέγιστων αποκρίσεων από το Σχήμα 8.7.

DOF	abs. max u (m)
deck	0.152
pier mKD	0.447
Abutment mKD	0.615
pier top	0.150
Foundation horizontal	0.018



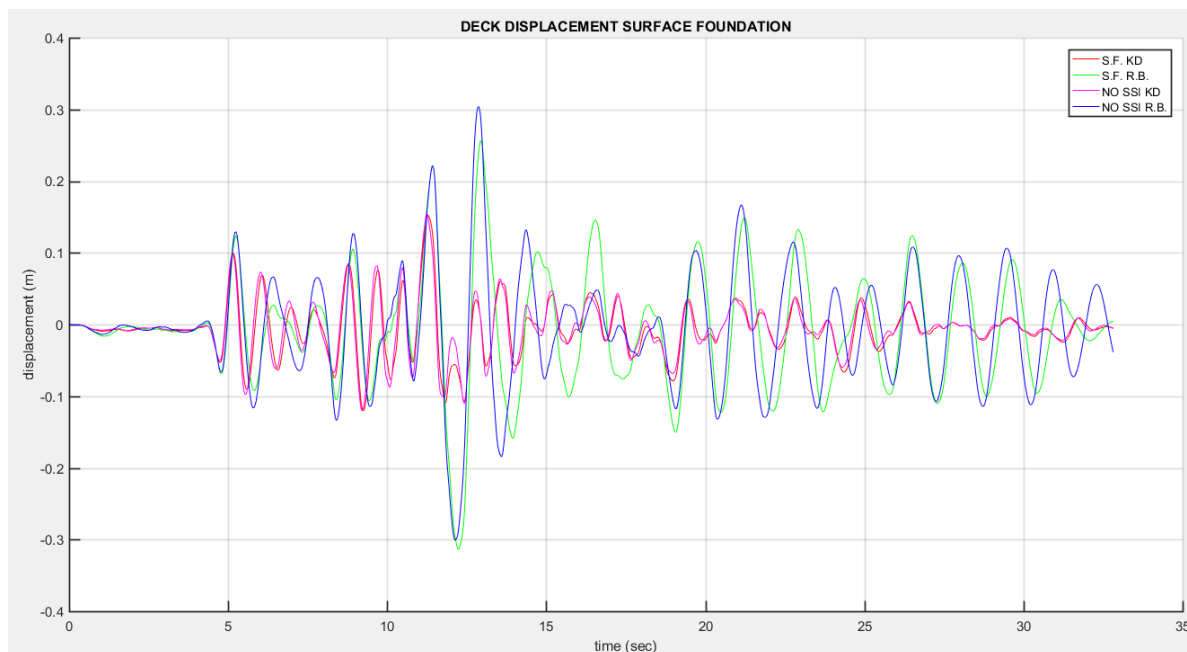
**Σχήμα 8.8:** Χρονοιστορία επιτάχυνσης του καταστρώματος στο σύστημα με το KDamper για το σεισμό του Tabas για επιφανειακό πέδιλο,  $\max(a_{deck})=4.76m/s^2$ .

Για να συγκριθεί η απόκριση του συστήματος με το επιφανειακό πέδιλο και τοKDamper δημιουργήθηκε ένα αντίστοιχο προσομοίωμα όπου αυτή τη φορά η σεισμική μόνωση υλοποιείται με απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου ALGABLOCNB 400x500/99/71 τα οποία προσομοιώνονται γραμμικώς με τη στιβαρότητά τους να είναι  $k_b=2730KN/m$ .

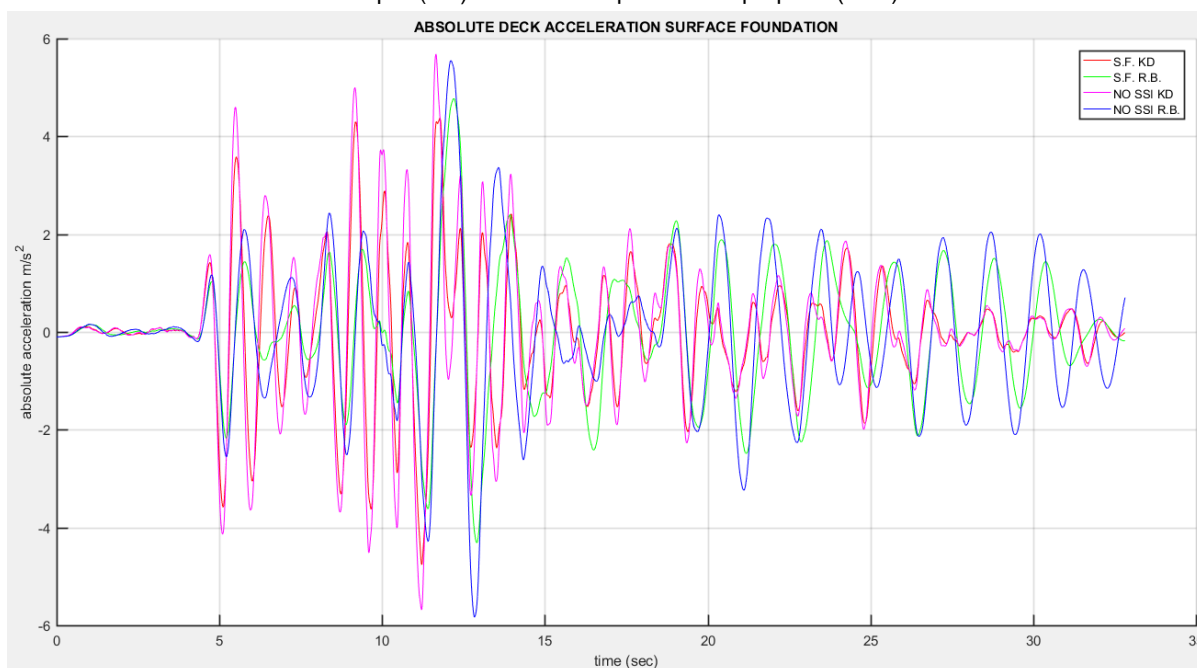


**Σχήμα 8.9:** Το προσομοίωμα της υπο μελέτη γέφυρας όταν η σεισμική μόνωση υλοποιείται μέσω απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

Ακολουθεί η σύγκριση των προσομοιωμάτων του KDamper και των απλών εφεδράνων σε δύο περιπτώσεις μία αυτής της θεμελίωσης μέσω πεδίου για το μεσόβαθρο και αυτής για άκαμπτη βάση.



**Σχήμα 8.10:** Απόκριση μετατοπίσεων σε σχέση με το έδαφος για το κατάρσιμα της γέφυρας για επιφανειακό πέδιλο (S.F.) και θεώρηση άκαμπτης (πακτωμένης θεμελίωσης) (NOSSI) για δύο είδη σεισομόνωσης το KDamper (KD) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (R.B.).



**Σχήμα 8.11:** Απόκριση απόλυτων επιταχύνσεων για το κατάρσιμα της γέφυρας για επιφανειακό πέδιλο (S.F.) και θεώρηση άκαμπτης (πακτωμένης θεμελίωσης) (NOSSI) για δύο είδη σεισομόνωσης το KDamper (KD) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (R.B.).

**Πίνακας 8.5:** Μέγιστες αποκρίσεις μετατόπισης και ταχύτητας του καταστρώματος για το KDamper και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα για προσωμοιώματα με θεώρηση επιφανειακής θεμελίωσης πεδίου και με πλήρη πάκτωση για τη βάση του μεσοβάθρου.

system	abs. maxu (m)	abs. max a (m/s <sup>2</sup> )
S.F. KD	0.152	4.76
S.F. R.B.	0.313	4.77

system	abs. maxu (m)	abs. max a (m/s <sup>2</sup> )
NO SSI. KD	0.154	5.68
NO SSI R.B	0.303	5.83

Παρατηρείται ότι ενώ στις επιταχύνσεις η μείωση που προσφέρει το KDampere σε σχέση με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα για κάθε περίπτωση δεν είναι τόσο μεγάλη όσο η μείωση που προσφέρει στις μετατοπίσεις όπου φτάνει το 51%. Όσον αφορά την εφαρμογή του ίδιου τύπου σεισομόνωσης σε διαφορετικές συνθήκες στήριξης του μεσοβάθρου όπως είναι αναμενόμενο όταν δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής οι επιταχύνσεις είναι μεγαλύτερες 19% για το KDampere και 22% για τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα καθώς η κατασκευή γίνεται πιο δύσκαμπτη. Ενώ το αντίθετο ισχύει για τις μετατοπίσεις όπου όμως οι διαφορές είναι μικρότερης τάξης.

**Πίνακας 8.6:** Οι θεμελιώδεις ιδιοπεριόδοι για τα προσομοιώματα στήριξης του μεσοβάθρου με επιφανειακό πέδιλο και πάκτωση.

system	T (sec)
S.F. KD	3.378
S.F. R.B.	1.630
NO SSI. KD	3.190
NO SSI R.B	1.452

Όσον αφορά τις θεμελιώδεις ιδιοσυχνότητες των προσομοιωμάτων όπως είναι αναμενόμενο η ευκαμψία του συστήματος αυξάνει την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο. Η αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος με την εφαρμογή του KDampere φτάνει το διπλάσιο αυτής των ελαστομεταλλικών εφεδράνων έτσι μπορεί να εξηγηθεί γιατί το KDampere δεν είναι το ίδιο αποδοτικό στη μείωση των επιταχύνσεων, καθώς εάν παρατηρηθεί το Σχήμα 8.5 που παρουσιάζει το φάσμα για λόγο απόσβεσης 5% του σεισμού του Tabas γίνεται αντιληπτό ότι η μετατόπιση της ιδιοσυχνότητας δεν έγινε με αρχή εντός της ζώνης μέχρι τα 0.9sec και τέλος εκτός αυτής όπου η μείωση των επιταχύνσεων θα ήταν σημαντική.

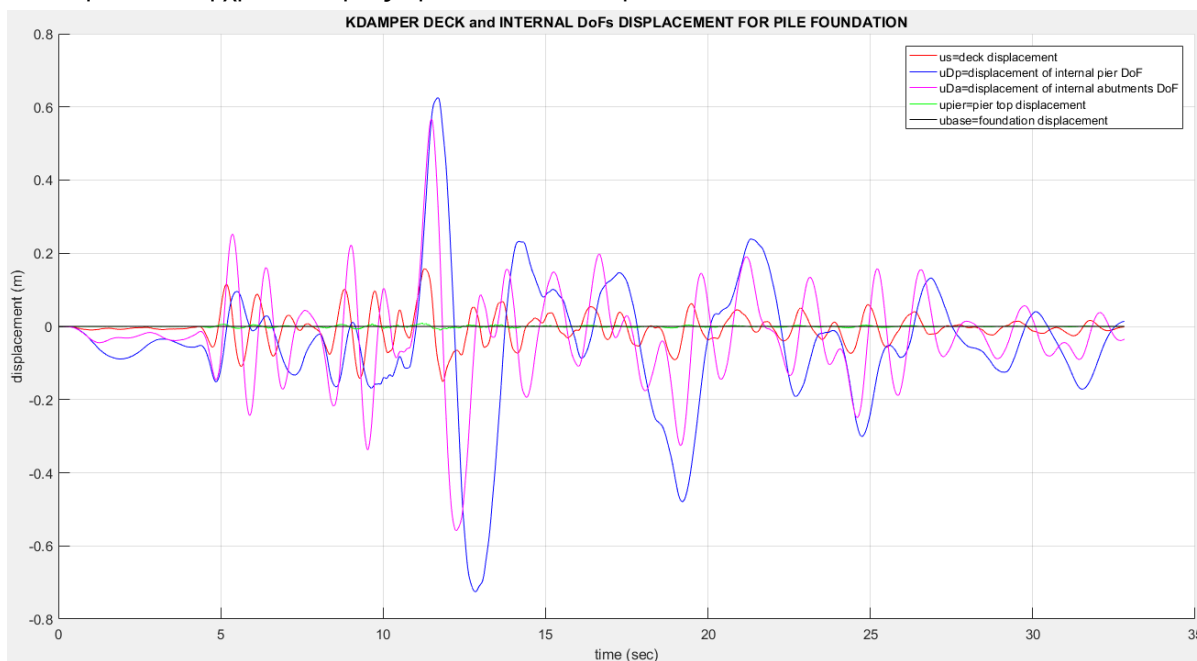
#### 8.4 ΘΕΩΡΗΣΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΤΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ ΣΕ ΠΑΣΣΑΛΟΥΣ

Αυτή τη φορά επιλεγεται ως θεμελίωση μία πιο στιβαρή διάταξη που αποτελείται από μία πασσαλοομάδα 2x2 και έναν άκαμπτο κεφαλόδεσμο 6x6x1.5m. Η μορφή της πασσαλοομάδας είναι συμμετρική και οι πάσσαλοι απέχουν μεταξύ τους 5m από τα κέντρα τους καθένας έχει διάμετρο 1m ενώ το μήκος τους είναι 15m. Το υπό θεώρηση έδαφος έχει  $\nu=0.4$  και μέτρου διατμήσεως  $G=10714\text{KPa}$  με ειδικό βάρος  $18.5\text{KN/m}^3$  και ταχύτητα διάδοσης διαμητικού κύματος  $V_s=251.32\text{m/s}$ , γραμμικός παράγοντας υστερητικής απόσβεσης του εδάφους  $\beta=0.05$  και  $E_p/E_s=1000$ . Ο υπολογισμός των δυναμικών χαρακτηριστικών της θεμελίωσης γίνεται με βάση το υποκεφάλαιο 7.4 και προκύπτουν τα εξής:

Βαθμός ελευθερίας θεμελίωσης	Στιβαρότητα	Σταθερά Απόσβεσης
Μετατοπισιακός ,H	286.63MN/m	2466.25 MNs/m
Περιστροφικός,R	41926.37 MNm/rad	59190.174 MNms/rad

Παρατηρείται ότι η συγκεκριμένη θεμελίωση είναι τάξεις μεγέθους μεγαλύτερη όσον αφορά τις προκύπτουσες στιβαρότητες και τιμές της απόσβεσης.

Από την ανάλυση χρονοιστορίας προκύπτουν τα παρακάτω.

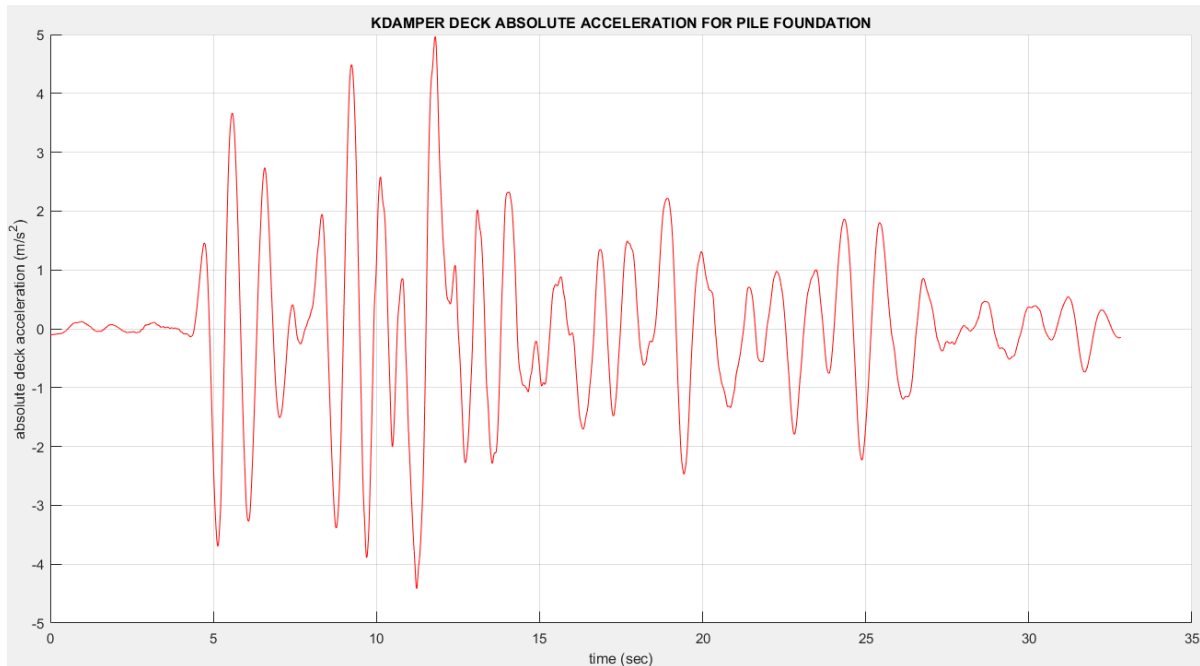


**Σχήμα 8.12:** Απόκριση μετατόπισης ως προς το έδαφος των βαθμών ελευθερίας του συστήματος με το KDamper για την γέφυρα με θεμελίωση πασσαλομάδας στο σεισμό του Tabas.

Πάλι στο Σχήμα 8.12 παρατηρείται ότι οι μετακινήσεις στους βαθμούς ελευθερίας των μαζών του KDamper δεν ξεπερνούν την τιμή των 0.7m που είχε τεθεί σαν όριο για κατασκευαστικούς λόγους.

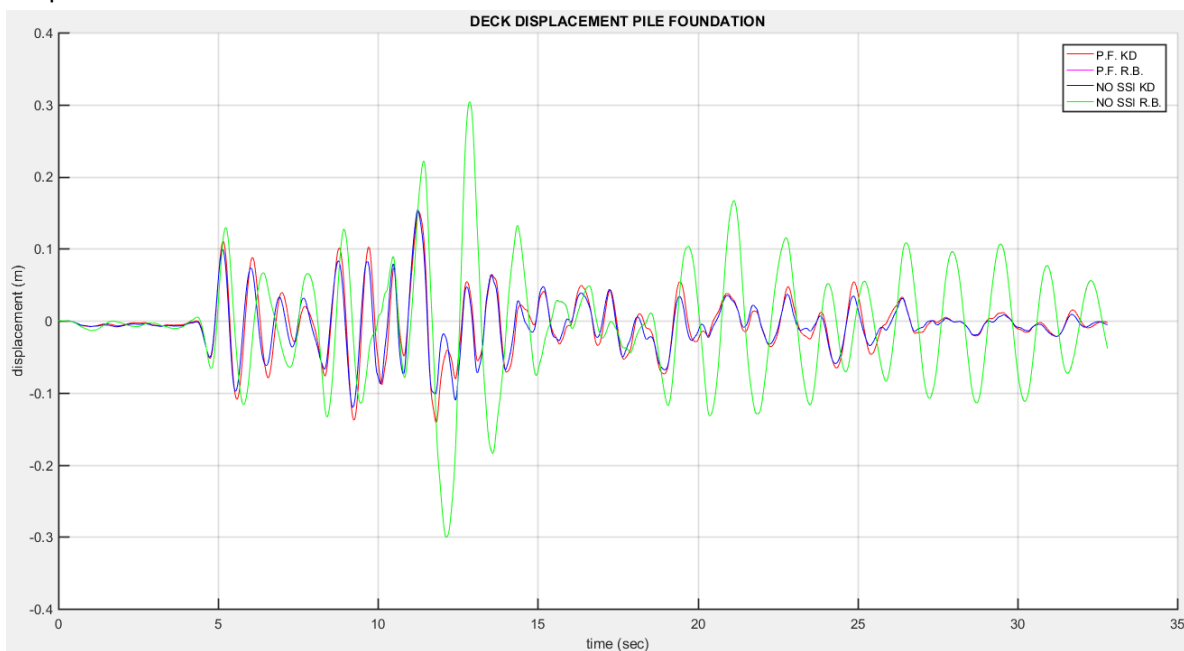
**Πίνακας 8.7:** Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μετατοπισιακών μέγιστων αποκρίσεων από το Σχήμα 8.12.

DOF	abs. max u (m)
deck	0.152
pier mKD	0.725
abutment mKD	0.566
pier top	0.0099
Foundationhorizontal	0.00016



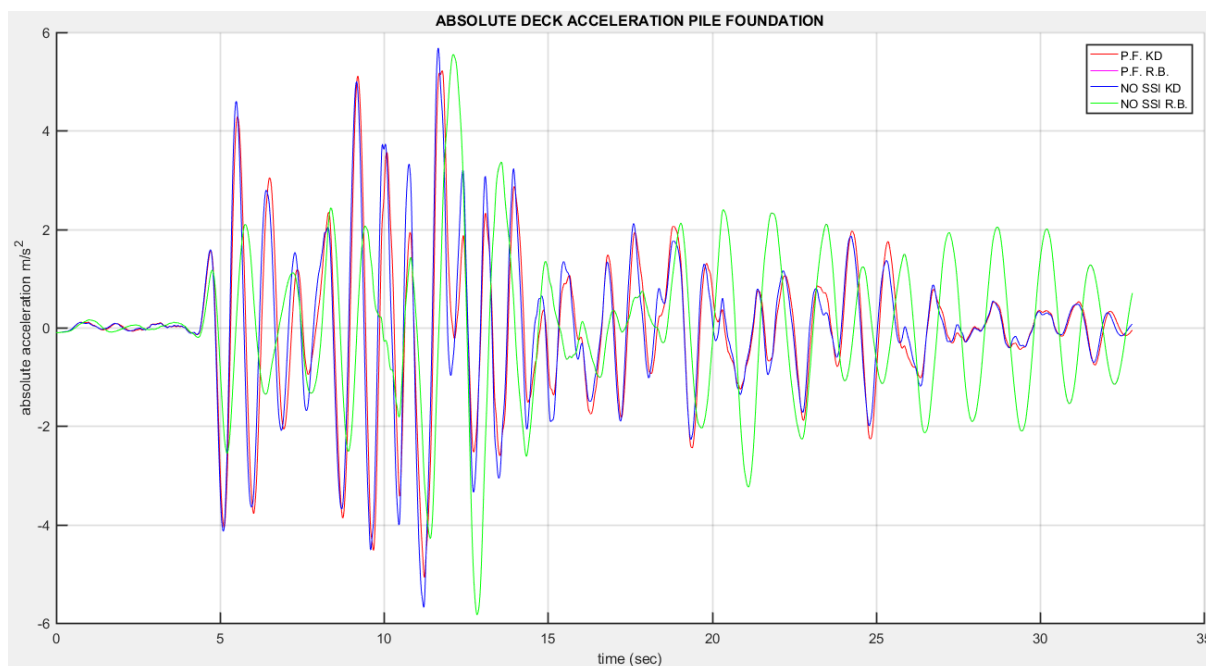
**Σχήμα 8.13:** Χρονοιστορία επιτάχυνσης του καταστρώματος στο σύστημα με το KDamper για το σεισμό του Tabas για πασσαλοθεμελίωση,  $\max(a_{\text{deck}})=5,21\text{m/s}^2$ .

Ακολουθεί η σύγκριση των προσομοιωμάτων του KDamper και των απλών εφεδράνων σε δύο περιπτώσεις μία αυτής της θεμελίωσης μέσω πασσάλων για το μεσόβαθρο και αυτής για άκαμπτη βάση.



**Σχήμα 8.14:** Απόκριση μετατοπίσεων σε σχέση με το έδαφος για το κατάστρωμα της γέφυρας για πασσαλοομάδα 2x2 (P.F.) και θεώρηση άκαμπτης (πακτωμένης θεμελίωσης) (NOSSI) για δύο είδη σεισμομόνωσης το KDamper (KD) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (R.B.).





**Σχήμα 8.15:** Απόκριση απόλυτων επιταχύνσεων για το κατ'άστυμα της γέφυρας για πασσαλοομάδα 2x2(P.F.) και θεώρηση άκαμπτης (πακτωμένης θεμελίωσης) (NOSSI) για δύο είδη σεισομόνωσης το KDamper (KD) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (R.B.).

**Πίνακας 8.8:** Μέγιστες αποκρίσεις μετατόπισης και ταχύτητας του καταστώματος για το KDamper και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα για προσωμοιώματα με θεώρηση θεμελίωσης πασσάλων 2x2 και με πλήρη πάκτωση για τη βάση του μεσοβάθρου

system	abs. max u (m)	abs. maxa (m/s <sup>2</sup> )
<b>P.G. KD</b>	0.152	5.21
<b>P.G. R.B.</b>	0.303	5.82
<b>NO SSI. KD</b>	0.154	5.68
<b>NO SSI R.B.</b>	0.303	5.83

Ομοίως με το επιφανειακό πέδιλο στην περίπτωση της πασσαλοομάδας παρατηρείται ότι στις επιταχύνσεις η μείωση που προσφέρει το KDamper σε σχέση με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα για κάθε περίπτωση δεν είναι τόσο μεγάλη όσο η μείωση που προσφέρει στις μετατοπίσεις όπου φτάνει το 49.83%. Όσον αφορά την εφαρμογή του ίδιου τύπου σεισομόνωσης σε διαφορετικές συνθήκες στήριξης του μεσοβάθρου όπως είναι αναμενόμενο όταν δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής οι επιταχύνσεις είναι μεγαλύτερες 11% για το KDamper και 2.6% για τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Σημειώνεται εδώ ότι οι αυξήσεις των τιμών των επιταχύνσεων μειώθηκαν γιατί αυτή τη φορά η μετάβαση είναι μικρότερη δηλαδή η πασσαλοθεμελίωση είναι αρκετά δύσκαμπτη και προσεγγίζει την πάκτωση. Οι μετατοπίσεις φαίνεται να μην επηρεάζονται από τη μεταβολή της συνθήκης στήριξης του μεσοβάθρου αφού οι διαφορές είναι σχεδόν ανύπαρκτες.

**Πίνακας 8.9:** Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι για τα προσωμοιώματα θεμελίωσης του μεσοβάθρου με πασσαλοομάδα και πάκτωση.

system	T (sec)
<b>P.F. KD</b>	3.235

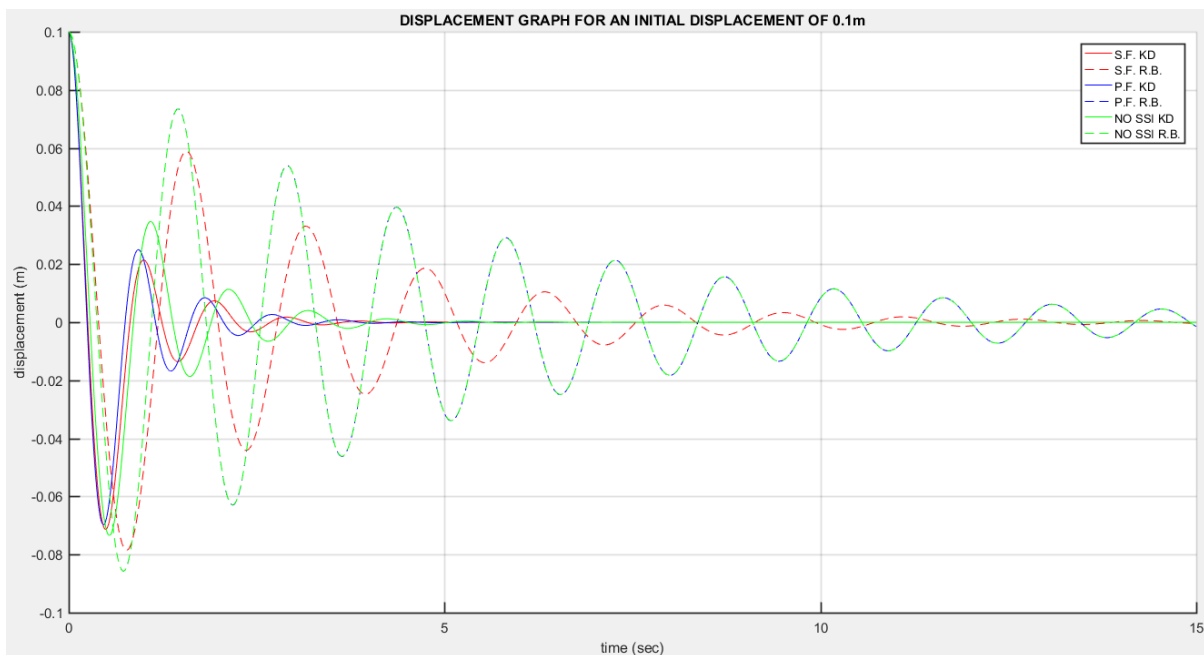
system	T (sec)
P.F. R.B.	1.454
NO SSI. KD	3.190
NO SSI R.B.	1.452

Η αύξηση της ιδιοπεριόδου του συστήματος και στην περίπτωση της πασσαλοομάδας με την εφαρμογή του KDamprefτάνει το διπλάσιο αυτής των ελαστομεταλλικών. Όμως λόγω της ήδη μεγάλης σπιβαρότητας του της θεωρούμενης θεμελίωσης του μεσοβάθρου το η αλλαγή των συνθηκών στήριξης δεν επηρεάζει την θεμελιώδη ιδιουχνότητα της κάθε μεθόδου σεισμικής μόνωσης.

## 8.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Η εύρεση του λόγου απόσβεσης στην κατασκευή πραγματοποιείται υποβάλλοντάς την σε ελεύθερη ταλάντωση και μέσω της σχέσης του με τον λόγο δύο διαδοχικών μεγίστων της μετατόπισης της ελεύθερης ταλάντωσης:

$$\frac{u_i}{u_{i+1}} = \exp\left(\frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}}\right) \quad (8.29)$$



**Σχήμα 8.16:** Η υποβολή των συστημάτων που προαναφέρθηκαν σε ελεύθερη ταλάντωση με αρχική εκτροπή 0.1m στο κατάρωμα ώστε να υπολογιστεί αριθμητικά ο λόγος απόσβεσής τους, το διάγραμμα απεικονίζει την ελεύθερη ταλάντωση του καταστρώματος.

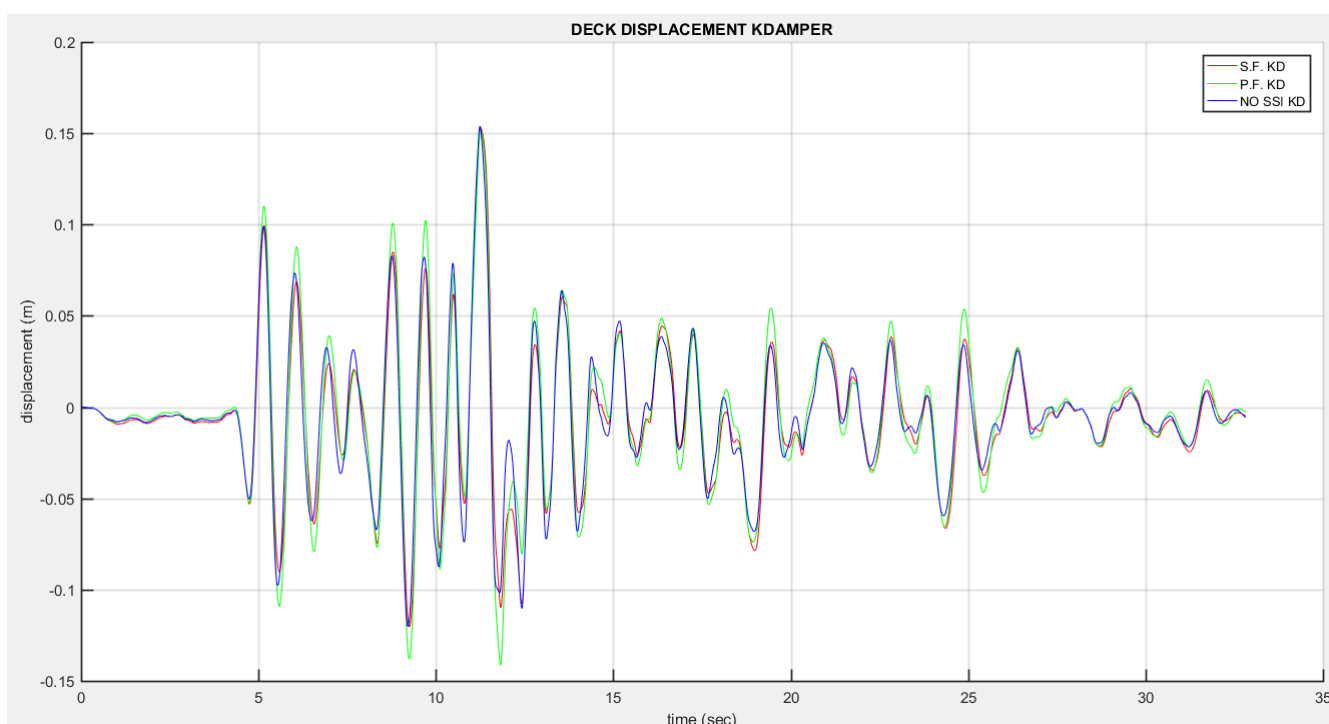
**Πίνακας 8.10:** Ιδιοπεριόδοι και λόγοι απόσβεσης για τα υπό μελέτη συστήματα.

system	Period T (s)	Damping ratio $\zeta$ (%)
S.F. KD	3.378	15.66
S.F. R.B.	1.630	8.93

system	Period T (s)	Damping ratio $\zeta$ (%)
P.G. KD	3.235	16.26
P.G. R.B.	1.454	4.89
NOSSI. KD	3.190	15.86
NO SSI R.B.	1.452	4.88

Με βάση τον πίνακα 8.10 γίνεται αντιληπτό γιατί το σύστημα KDamper είναι αποτελεσματικό στη μείωση των μετατοπίσεων αφού εισάγει στην υπο μόνωση κατασκευή σημαντικά ποσά απόσβεσης. Χαρακτηριστικά στην περίπτωση του επιφανειακού πεδίου η αύξηση του λόγου απόσβεσης σε σχέση με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα είναι +75.36% της τιμής τους για τους πασσάλους είναι +232.51% και για την πάκτωση της βάσης του μεσοβάθρου +225%.

## 8.6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ KDAMPER ΣΕ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΟΥ ΜΕΣΟΒΑΘΡΟΥ



**Σχήμα 8.17:** Η απόκριση του καταστρώματος της γέφυρας με την εφαρμογή του συστήματος KDamper στις τρεις διαφορετικές περιπτώσεις στήριξης της βάσης του μεσοβάθρου.

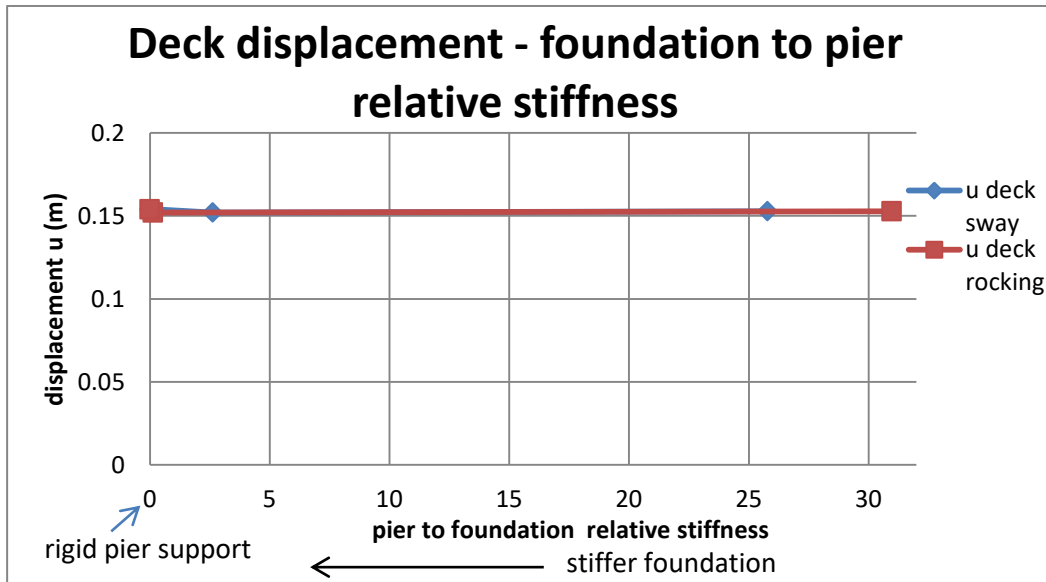
**Πίνακας 8.11:** Παράμετροι μέγιστης απόκρισης του καταστρώματος για την υπο μέλετη γέφυρα με KDamper με διάφορες συνθήκες στήριξης στην βάση του μεσοβάθρου για την διέγερση του Tabas.

Foundation type	abs. maxu (m)	abs. maxa ( $m/s^2$ )	T(sec)
surface	0.1528	4.76	3.378
2x2Piles	0.1520	5.21	3.235

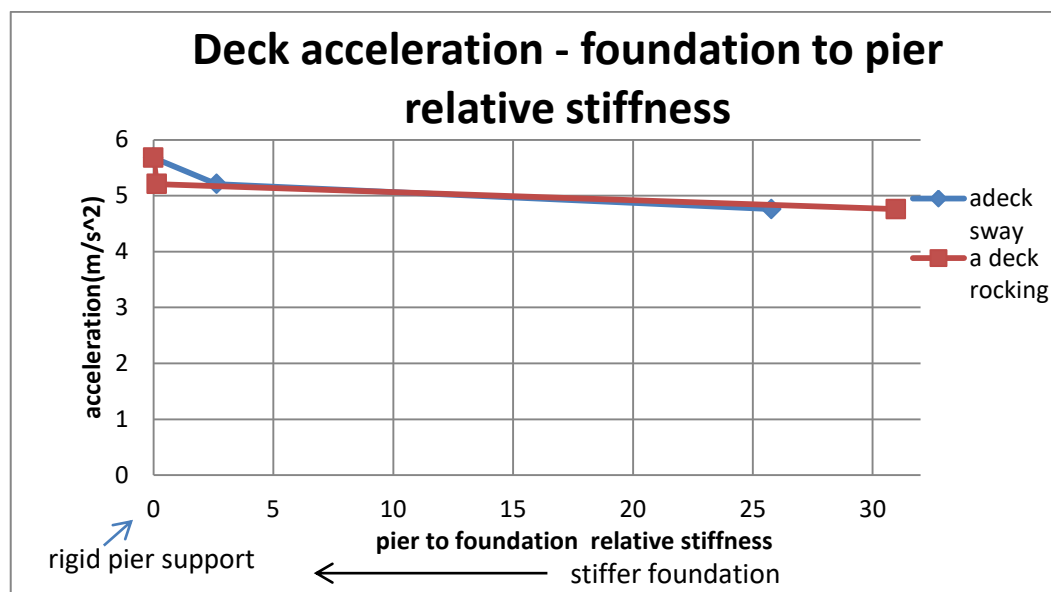
Foundation type	abs. maxu (m)	abs. maxa (m/s <sup>2</sup> )	T(sec)
RIGID, NO SSI	0.154	5.68	3.190

Παρατηρείται ότι όπως είναι αναμενόμενο η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μειώνεται όσο γίνεται πιο δύσκαμπτη η θεμελίωση. Ομοίως όσο αυξάνεται η στιβαρότητα της θεμελίωσης αυξάνεται και η μέγιστη επιτάχυνση στο κατάστρωμα και αντιστρόφως ανάλογα μειώνεται η μετατόπιση του. Οι διαφορές στην απόκριση του καταστρώματος είναι αμελητέες, στην απόλυτη επιτάχυνση το εύρος τιμών είναι 19.3% ενώ στις ιδιοπερίοδους 5.8%. Γενικότερα φαίνεται πως οι απαιτήσεις σχεδιασμού όπως η μη υπέρβαση της μετατόπισης των 0.15m για το κατάστρωμα, η μη υπέρβαση της μετατόπισης των 0.70 μέτρων για τις μάζες της συσκευής φαίνεται ότι υλοποιείται και δεν φαίνεται να υπάρχουν σοβαρές επιπτώσεις από την αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής.

Η ποσοτικοποίηση αυτών των παρατηρήσεων μπορεί να γίνει διαιρώντας την τιμή της μετατοπισιακής στιβαρότητας του μεσοβάθρου όταν αυτό είναι πακτωμένο προς την μετατοπισιακή στιβαρότητα της θεμελίωσης. Ακόμα μπορεί να επιλεγεί ο λόγος πάλι της μετατοπισιακής στιβαρότητας του βάθρου προς το πηλίκο της στροφικής στιβαρότητας του θεμελίου προς το ύψος του βάθρου. Το αποτέλεσμα αυτής της διαδικασίας συνοψίζεται στα επόμενα δύο διαγράμματα.



**Σχήμα 8.18:** Διάγραμμα μετατόπισης του καταστρώματος στην γέφυρα με την διάταξη KDampner προς την σχετική στιβαρότητα της θεμελίωσης και του βάθρου (εξεταζόμενη με την στροφική και με την μετατοπισιακή στιβαρότητα της θεμελίωσης).



**Σχήμα 8.19:** Διάγραμμα επιτάχυνσης του καταστρώματος στην γέφυρα με την διάταξη KDamper προς την σχετική στιβαρότητα της θεμελίωσης και του βάθρου βάθρου (εξεταζόμενη με την στρωφική και με την μετατοπισιακή στιβαρότητα της θεμελίωσης).

Όπως παρουσιάζεται στα δύο παραπάνω διαγράμματα φαίνεται πως η απόκριση του καταστρώματος στην γέφυρα που έχει το KDamper δεν επηρεάζεται σημαντικά από την σχετική στιβαρότητα βάθρου θεμελίωσης.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σκοπός της παρούσας εργασίας ήταν να παρουσιάσει τις υπάρχουσες μεθόδους και συσκευές παθητικής αντισεισμικής προστασίας, τον τρόπο λειτουργίας τους, τις περιπτώσεις εφαρμογής τους, τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματά τους. Επίσης έγινε μία αναλυτική παρουσίαση της έννοιας της αρνητικής στιβαρότητας και της οριζοντίως μηδενικής μέσα από την ανάλυση του Quasi Zero Stiffness αλαντωτή και της διάταξης αρνητικής στιβαρότητας που χρησιμοποιείται στο σύστημα KDampner. Ακολούθως μελετήθηκε διεξοδικά η συμπεριφορά του KDampner και αναλύθηκε μόνο θεωρητικά για την εξοικείωση μαζί της η μέθοδος βελτιστοποίησης της συσκευής. Τέλος έγινε μία πολύ μικρή εισαγωγή στην εδαφοδυναμική και σε κάποια πολύ βασικά χαρακτηριστικά και έννοιες που χρησιμοποιήθηκαν στην πορεία των υπολογισμών, πραγματικά η εδαφοδυναμική και η σεισμική γεωτεχνική μηχανική είναι μεγάλοι κλάδοι της επιστήμης και του πολιτικού μηχανικού και σίγουρα ένα κεφάλαιο διπλωματικής δεν φτάνει για την εξοικείωση μαζί τους. Τέλος έγινε η εφαρμογή του KDampner σε μία γέφυρα δύο ανοιγμάτων για τρεις διαφορετικές συνθήκες στήριξης του μεσοβάθρου της και εξετάστηκε στη σεισμική διέγερση του Tabas.

Με βάση τις αριθμητικές προσομοιώσεις που έγιναν στο προηγούμενο κεφάλαιο προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- ❖ Το σύστημα KDampner φαίνεται ότι είναι σε θέση να ανταγωνιστεί όσον αφορά την απόκριση της υπο μόνωση κατασκευής τα απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα.
- ❖ Ένα από τα πιο σημαντικά χαρακτηριστικά αυτής της συσκευής είναι ότι δεν απαιτείται μείωση του βάρους της ανωδομής ώστε να γίνει η εφαρμογή της.
- ❖ Η συσκευή δεν χρειάζεται μεγάλη ενσωματωμένη πρόσθετη μάζα καθώς η διάταξη των στοιχείων στιβαρότητας σε αυτή συνεισφέρει με επιπλέον δυνάμεις στην δύναμη αδρανείας από την πρόσθετη μάζα της συσκευής.
- ❖ Σε σχέση με τα απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα η συσκευή KDampner με την εφαρμογή της στην υπό μελέτη γέφυρα καταφέρνει να μειώσει τις μετατοπίσεις κατά 50%, ενώ μπορεί να φτάσει να τριπλασιάσει τον λόγο απόσβεσης.
- ❖ Η διάταξη μέσω της οποίας υλοποιείται η αρνητική στιβαρότητα στην συσκευή KDampner καταφέρνει να είναι σταθερή στην απόκρισή της και δεν εμφανίζει τα συνήθη προβλήματα ευστάθειας και την έντονη μη γραμμικότητα που παρουσιάζουν αυτές οι διατάξεις.

- ❖ Στο αριθμητικό παράδειγμα που παρουσιάστηκε φάνηκε ότι η θεώρηση η όχι αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής δεν επηρέασε σημαντικά την απόκριση της γέφυρας με το σύστημα KDamper.
- ❖ Η συσκευή KDamper βασίζεται στον συνδυασμό των αποσβεστήρων συντονισμένης μάζας και στοιχείων αρνητικής στιβαρότητας χωρίς τα μειονεκτήματα των τελευταίων.
- ❖ Το στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας μπορεί να προσομοιάζεται ως γραμμικό στοιχείο σταθερής αρνητικής στιβαρότητας.
- ❖ Επίσης δεν αντιμετωπίζει προβλήματα αποσυντονισμού και απορρύθμισης.

#### Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

- Το θέμα της θεώρησης της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής σε συνδυασμό με την συσκευή KDamper δεν είναι τόσο απλό να απαντηθεί αν είναι ευεργετικό ή όχι. Σε πρώτη φάση φαίνεται ότι δεν έχει κάποιον θεμελιώδη ρόλο ωστόσο θα ήταν λάθος να αγνοηθεί σε μετέπειτα αναλύσεις πραγματικών εφαρμογών.
- Όπως φαίνεται η μελέτη του KDamper έχει ωριμάσει αρκετά και θα μπορούσε σύντομα να προχωρήσει στο επόμενο στάδιο που είναι η πειραματική πλέον διερεύνηση της συσκευής στο εργαστήριο.



# ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Μ. Παπαδρακάκης, Ε. Ι. Σαπουντζάκης, "Ανάλυσηραβδωτών φορέων με μητρικές μεθόδους- μέθοδος άμεσης σπιβαρότητας", Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα, Ελλάδα, 2016.
- [2] Ι. Βάγιας, Α. Ηλιόπουλος, Π. Θανόπουλος, "Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα", Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, Ελλάδα, 2016.
- [3] Μ. Ν. Fardis, E. Carvalho, A. Elnashai, E. Faccioli, P. Pinto, A. Plumier, "Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον ευρωκωδικα 8:Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών", Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, Ελλάδα, 2011.
- [4] Α. Κ. Chorpa, "Δυναμική των κατασκευών", Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας, 3<sup>η</sup> Έκδοση, Αθήνα, Ελλάδα, 2007.
- [5] Ι. Θ. Κατσικαδέλλης "Δυναμική ανάλυση των κατασκευών", Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα, Ελλάδα, 2012.
- [6] Ι. Ν. Ψυχάρης, "Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας", Σημειώσεις μαθήματος τεύχη 1&2, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, Ελλάδα, 2015.
- [7] J. M. Kelly, "The role of damping in seismic isolation", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 28, pp.3-20, 1999.
- [8] G.C. Manos, V. Kourtides, K. Katakalos, L. Kotoulas, G. Koidis, K. Kyrioti, "NUMERICAL SIMULATION OF THE SUSPENDED ROOF OF THE NIARCHOS CULTURAL CENTER AT ATHENS – GREECE UTILISING COMPONENT TEST RESULTS", 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, pp. 160-177, Rhodes Island, Greece, 15–17 June, 2017.
- [9] S. Infanti, P. Papanikolas, G. Benzoni, M.G. Castelliano, "Rion-Antirion Bridge: Design and Full-Scale Testing of the Seismic Protection Devices", Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2174, Vancouver, B.C. Canada, August 1-6, 2004.
- [10] Infanti S., Papanikolas P., Castellano M.G. "Seismic protection of the Rion-Antirion Bridge". Proceedings of 8th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Yerevan, Armenia, 2003
- [11] Χ. Γιαρλέλης, Χ. Κωστικός, Ε. Λαμπρινού, Μ. Δαλακουρίδου, "Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Δυναμική Συμπεριφορά Σεισμικώς Μονωμένου Κτιρίου", 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 1824, 5–7 Νοεμβρίου, 2008
- [12] Ι. Αναστασόπουλος, Γ. Γκαζέτας, Ι. Μάλιος, "Μεγάλη Σιδηροδρομική Γέφυρα Δομοκού (ΣΓ26) Σχεδιασμός έναντι Σεισμικής Διάρρηξης" 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 1956, 5–7 Νοεμβρίου, 2008
- [13] Ε Γκουτζικά, Γ. Μαυράκης, Ι. Μαυράκης, "Μελέτη Εφαρμογής Σιδηροδρομικής Γέφυρας ΣΓ26", Πρακτικά 9<sup>ο</sup> Εθνικό Συνέδριο Μεταλλικών Κατασκευών, Λάρισα, 5-7 Οκτωβρίου 2017.
- [14] <https://www.gefyra.gr/bridge/publications/>
- [15] R. J. Watson, H. Leung, "The design of steel girder bridges using sliding isolation bearings", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 490, August 1-6, 2004.

- [16] A. Kartoum, M. C. Constantinou, A. M. Reinhorn, "Sliding isolation system for bridges: Analytical study", *Earthquake Spectra*, Vol 8, No. 3, pp. 345-372, 1992
- [17] V. A. Zayas, S. S. Low, S. A. Mahin, "A simple pendulum technique for achieving seismic isolation", *Earthquake Spectra*, Vol 6, No. 2, pp. 317-333, 1990
- [18] J. L. Almazan, J. C. De la Llera, "A Analytical model of structures with frictional pendulum isolators", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, pp.305-332, 2002.
- [19] T. A. Morgan, A. S. Whittaker, A. C. Thompson, "Cyclic behavior of high damping rubber bearings", *Fifth World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures*, Rome, Italy, October 7-11, 2001
- [20] R. J. Watson, J. Conklin, S. Majumdar, S. Adhikary, "Isolation bearings for atmosphere project, Kolkata", *Proceedings of IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-III*, Dhaka, Bangladesh, pp. 419-426, August 21-22, 2015
- [21] "Ελληνική Τεχνική Προδιαγραφή-Ελαστομεταλλικά εφέδερανα", Ε.Λ.Ο.Τ., Ελλάδα, Αθήνα, 2009.
- [22] Καδράς Αντώνιος, "Αντισεισμική ενίσχυση γεφυρών-Μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση" Διπλωματική εργασία, Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, Πάτρα, Σεπτέμβριος, 2016.
- [23] [https://enrtech.en.ec21.com/Bridge\\_Bearing\\_DISK--3623725\\_3624543.html](https://enrtech.en.ec21.com/Bridge_Bearing_DISK--3623725_3624543.html)
- [24] <http://enrtech.co.kr/pdf/IJBRC.pdf>
- [25] <https://www.rjwatson.com/bridge-highway/bridge-structural-bearings/eqs-sliding-isolation-bearings/>
- [26] Freyssinet Mechanical Bearings
- [27] Maurer Earthquake Protection Systems
- [28] FIP Industrielle anti-seismic devices
- [29] Algablock rubber bearings
- [30] J. P. Den Hartog, "Mechanical Vibrations", McGraw-Hill, 4<sup>th</sup> edition, New York, 1956
- [31] S. Infanti, T. Tsiknias, M. G. Castellano, F. Tomaselli, "Viscus dampers major applications in European bridges", *6th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures*, Halifax, Nova Scotia, Canada, September 17-21, 2006.
- [32] M. C. Constantinou, T. T. Soong, G. F. Dargush, "Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit", *Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*, University at Buffalo, Buffalo, New York, 1998
- [33] M. C. Constantinou, M. D. Symans, "Seismic response of structures with supplemental damping", *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol 2, pp. 77-92, 1993.
- [34] M. D. Symans, F. A. Charney, A. S. Whittaker, M. C. Constantinou, C. A. Kircher, M. W. Johnson, R. J. McNamara, "Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, Issue 1, January 2008.
- [35] C. Casarotti, "Bridge Isolation and Dissipation Devices", Master thesis, Rose School, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, 2004.

- [36] W. H. Robinson, L. R. Greenbank, "An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake", *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 4, pp. 251-259, 1976.
- [37] A. S. Pall, R. Pall, "Friction dampers for seismic control of buildings", *Eleventh world conference on earthquake engineering*, paper No. 497, 1996.
- [38] C. E. Grigorian, E. P. Popov, "Energy Dissipation with Slotted Bolted Connections", *Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley*, 1994.
- [39] Y.M. Parulekar\*, G.R. Reddy, K.K. Vaze, H.S. Kushwaha, "Lead extrusion dampers for reducing seismic response of coolant channel assembly", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 227, pp 175–183, 2004
- [40] C.Soydan, A.Gullu, O.E.Hepbostanci, "Design of a Special Lead Extrusion Damper", *15TH WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING*, Lisboa, Portugal, September 24-28, 2012.
- [41] M.Constantinou, "Application of fluid viscous dampers to earthquake resistant design", *Report on research accomplishments 1986–1994*, National Center for Earthquake Engineering and Research, Buffalo, pp. 73–80, 1994.
- [42] I. Mualla, B. Belev, "Analysis, design and applications of rotational friction dampers for seismic protection", *Journal of Civil Engineering, Environment and Architecture*, Poland, t. XXXII, z. 62, pp. 335-346, April, 2015
- [43] I. D. Aiken, D. K. Nims, A. S. Whittaker, J. M. Kelly, "Testing of Passive Energy Dissipation Systems", *EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE CALIFORNIA, EARTHQUAKE SPECTRA*, VOL. 9, NO. 3, 1993.
- [44] G. W. Rodgers, J.G. Chase, J.B. Mander, N.C. Leach, C.S. Denmead, L. Cleeve, D. Heaton, "High force-to-volume extrusion dampers and shock absorbers for civil infrastructure", *19<sup>th</sup> Australasian Conference on Mechanics of Structures and Materials*, Christchurch, New Zealand, 29 Nov–1 Dec 2006.
- [45] Α. Συράκος, Ι. Δημακόπουλος, Γ. Γεωργίος, "Προσωμοίωση ιξωδοπλαστικής ροής σε αποσβεστήρα εκβολής", *10ο Πανελλήνιο επιστημονικό συνέδριο χημικής μηχανικής*, Πάτρα, Ελλάδα, Ιούνιος 4-6, 2015.
- [46] M. P. Singh, L. M. Moreschi, "Optimal seismic response control with dampers", *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, Vol. 30, pp.553-572, 2001.
- [47] J. L. Almazan, J. C. De la Llera, "Analytical model of structures with frictional pendulum isolators" *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, Vol.31, pp. 305–332, 2002.
- [48] D. J. Patel, "Shock Transmission Units in Construction", ICE Publishing, 2013
- [49] A, S. Whittaker, V. V. Bertero, C. L. Thompson, L. J. Alonso, "Seismic testing of steel plate energy dissipation devices", *Earthquake Spectra*, Vol. 7, No. 4, pp. 563-604, November 1991.
- [50] Y. Lee, I. Takewaki, K. Uetani, K. Inoue, "Critical damping of structures with elastically supported visco-elastic dampers", *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, Vol. 31, pp.481–486, 2002.
- [51] P. Dallard, T. Fitzpatrick, A. Flint, A. Low, R. Ridsdill Smith, M. Willford, M. Roche, "LONDON

MILLENNIUM BRIDGE: PEDESTRIAN-INDUCED LATERAL VIBRATION", JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING, Vol.6(6), pp. 412-417, 2001.

- [52] H. Frahm, "DEVICE FOR DAMPING VIBRATIONS OF BODIES", US Patent 989958, Patented Apr. 18, 1911.
- [53] N. Debnath, SK Deb, A. Dutta, "Multi-modal vibration control of truss bridges with tuned mass dampers under general loading", Journal of Vibration and Control, Vol 22, Issue 20, pp. 4121 - 4140, 2015.
- [54] A. S. Whittaker, V. V. Bertero, C. L. Thompson, L. J. Alonso, "Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements", Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley, January 1989.
- [55] R. K. GOEL, "EFFECTS OF SUPPLEMENTAL VISCOUS DAMPING ON SEISMIC RESPONSE OF ASYMMETRIC-PLAN SYSTEMS", EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, VOL. 27, pp. 125-141, 1998.
- [56] L. Qin, W. Yan, Z. Li, "Friction Pendulum TMD and Its Control Effectiveness for Wind-induced Vibration", Applied Mechanics and Materials, Vols. 584-586, pp. 2037-2042, 2014.
- [57] <https://www.jarretstructures.com>
- [58] deicon tuned-mass-dampers
- [59] [https://www.esm-gmbh.de/EN/Products/Tuned\\_mass\\_dampers](https://www.esm-gmbh.de/EN/Products/Tuned_mass_dampers)
- [60] <https://afzir.com/en/>
- [61] D.-T. R. Pasala, A. A. Sarlis, S. Nagarajaiah, A. M. Reinhorn, M. C. Constantinou, D. P. Taylor, "Seismic Response Control of Structures Using a Novel Adaptive Passive Negative Stiffness Device", Technical Report, MCEER, University at Buffalo, State University of New York, 2013.
- [62] R. Ibrahim, "Recent advances in nonlinear passive vibration isolators". Journal of Sound and Vibration", Vol.314, pp. 371-452. 2008.
- [63] D.L. Platus, "Negative-stiffness-mechanism vibration isolation systems". Proc. SPIE 1619, Vibration Control in Microelectronics, Optics, and Metrology, pp. 44-54, 1992.
- [64] N. Attary, M. Symans, S. Nagarajaiah, A.M. Reinhorn, M.C. Constantinou, D. Taylor, A.A. Sarlis, D.T.R. Pasala, "Performance Assessment of a Highway Bridge Structure employing Adaptive Negative Stiffness for Seismic Protection", Structures Congress 2013, ASCE, Pittsburgh, Pennsylvania, May 2-4, 2013.
- [65] V. E. Panagopoulos, "Implementation of dampers based on inverted unstable pendulum for seismic protection of structures". Diploma Thesis, School of Mechanical Engineering, National Technical University of Athens, Greece, 2017
- [66] W. Molyneux, "Supports for vibration isolation", ARC/CR-322, Aer Res Council, G. Britain, 1957.
- [67] I. A. Antoniadis, D Chronopoulos, V. Spitas, D. Koulocheris, "Hyper-damping properties of a stable linear oscillator with a negative stiffness element", Journal of Sound and Vibration, Vol. 346, pp. 37-52, (2015).
- [68] I.A. Antoniadis, S.A. Kanarachos, K. Gryllias, E. I. Sapountzakis, "K-Damping: A stiffness based vibration absorption concept", Journal of Vibration and Control, Vol.24(3), pp. 588-606, (2016).

- [69] K. A.Kapasakalis, E. J. Sapountzakis, I. Antoniadis "Implementation of the KDamper concept to wind turbine towers", Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes Island, Greece, 15-17 June, 2017.
- [70] E.J Sapountzakis, P.G.Syrimi, I.A. Pantazis, I.A.Antoniadis, "KDamper Concept in Seismic Isolation of Bridges with Flexible Piers". Engineering Structures, Vol153, pp. 525-539, 2017.
- [71] E. J Sapountzakis, P. G Syrimi, I. A. Pantazis, I. A. Antoniadis, "KDamper Concept in Seismic Isolation of Bridges", Proceedings of the 1st ICONHIC, Chania, Crete, Greece, 28-30 June, 2016.
- [72] P.G.Syrimi, "Design and Optimization of Systems with Negative Stiffness Elements for Bridge Seismic Isolation", Master Thesis, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece, 2018.
- [73] K. A.Kapasakalis, "Contribution to Vibration of Wind Turbine Towers" Master Thesis, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece, 2017.
- [74] I. A. Πανταζής, "Σεισμική Μόνωση Γεφυρών μέσω συστημάτων αρνητικής σιβαρότητας", Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα, Ελλάδα, 2018.
- [75] P. G. Syrimi, E. J. Sapountzakis, G. C. Tsiatas, I. A. Antoniadis, "Parameter Optimization of the KDamper Concept in Seismic Isolation of Bridges Using Harmony Search Algorithm", Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn 2017), Rhodes Island, Greece, 15-17 June, 2017.
- [76] Z. W. Geem, J.H.Kim, G.V. Loganathan, "A new heuristic optimization algorithm: harmony search". Simulation, Vol.76, pp. 60-68, 2001.
- [77] Z. W. Geem, J. H. Kim, G. V. Loganathan, "Harmony Search Optimization: Application to Pipe Network Design", International Journal of Modelling and Simulation, 22:2, 125-133, 2002.
- [78] Z. W. Geem, J. H. Kim, "Parameter-setting-free harmony search algorithm", Applied Mathematics and Computation, Vol. 217, pp. 3881–3889, 2010.
- [79] J. H. Holland, "Adaptation in Natural and Artificial Systems", University of Michigan Press, Ann Arbor, 1975.
- [80] Goldberg, D. E. Genetic Algorithms in Search Optimization and Machine Learning, Addison Wesley, 1989.
- [81] J. Kennedy, R. C. Eberhart, "Particle swarm optimization", Proceedings of IEEE international conference on neural networks no. IV, pp. 1942–1948, Perth, Australia; November 27 to December 1; 1995.
- [82] M. Dorigo, V. Maniezzo, A. Coloni, "The ant system: optimization by a colony of cooperating agents", IEEE transactions on systems, man and cybernetics, PART B CYBERNETICS, Vol. 26, No. 1, pp. 29-41, 1996.
- [83] S. M. Nigdeli, G. Bekdas, "Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search", Engineering Structures, Vol.33, 2716–2723, 2011.
- [84] S. M. Nigdeli, G. Bekdaş, C. Alhan, "Optimization of seismic isolation systems via harmony search, Engineering Optimization", Vol. 46, No.11, pp.1553-1569, 2014.

- [85] S.M. Nigdeli, G. Bekdas, "Optimum tuned mass damper design in frequency domain for structures". *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol 21, Issue 3, pp. 912-922, 2017.
- [86] S. M. Nigdeli, G. Bekdas, "Metaheuristic based optimization of tuned mass dampers under earthquake excitation by considering soil-structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 92, pp. 443-461, 2017.
- [87] S. M. Nigdeli, G. Bekdas, "Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search". *Engineering Structures*, Vol.33, 2716–2723, 2011.
- [88] M. N. S. Hadi, Y. Arfiadi, "OPTIMUM DESIGN OF ABSORBER FOR MDOF STRUCTURES", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, Issue 11, pp. 1272-1280, 1998.
- [89] C. L. Lee, Y. T. Chen, L. L. Chung, Y. P. Wang, "Optimal design theories and applications of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, Vol.28, pp. 43–53, 2006.
- [90] Γ. Γκαζέτας, "Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής", έκδοση 2007, Τομέας Γεωτεχνικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα, Ελλάδα, 2007.
- [91] Κ.Πιπιλάκης, "Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική", Εκδόσεις Ζητη, Θεσσαλονίκη, 2010.
- [92] Ε. Γαρίνη, Ι. Αναστασόπουλος, Γ. Γκαζέτας, "Αλληλεπίδραση Εδάφους-Θεμελίου-Κατασκευής", Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα, Ελλάδα, 2017.
- [93] G. Gazetas, J. L. Tassoulas, "Horizontal Damping of Arbitrarily Shaped Embedded Foundations", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113, Issue 5, 1987
- [94] G. Mylonakisa, S. Nikolaou, G. Gazetas, "Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 26, pp. 824–853, 2006.
- [95] G. Gazetas, "Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, Issue 9, 1991.
- [96] G. Gazetas, K. Fan, A. M. Kaynia, E. Kausel, "Dynamic Interaction Factors for Floating Pile Groups", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, Issue 10, 1991.
- [97] G. Mylonakis, A. Nikolaou, G. Gazetas, "Soil-Pile-Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects. Part I: Soft Soil", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 337-359, 1997.
- [98] G. Gazetas, N. Makris, "Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction Part I: Analysis of Axial Vibration", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 20, pp. 115-132, 1991.
- [99] N. Makris, G. Gazetas, "Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction Part II: Lateral and Seismic Response", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 145-162, 1992.
- [100] A. M. Kaynia, E. Kausel, "Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups", Research Report R82-03, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1982.
- [101] A. M. Kaynia, "Dynamic Stiffness and Seismic Response of Pile Groups", Submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 1982
- [102] N. Makris, D. Badoni, E. Dellis, G. Gazetas, "Prediction of Observed Response with Soil-Pile-Structure Interaction", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No.10, 1994.
- [103] M. Novak, "Dynamic Stiffness and Damping of Piles", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11,

No. 4,pp 574-598, 1974.

- [104] M. Novak, M. Sheta, "DYNAMIC RESPONSE OF PILES AND PILE GROUPS", Faculty of Engineering Science The University of Western Ontario London, Ontario, Canada.
- [105] G. Mylonakis, A. Nikolaou, G. Gazetas, Parametric Results for Seismic Response of Pile Supported Bridge Bents", Technical Report NCEER-95-0021, University at Buffalo, State University of New York 1995.
- [106] R. Taherzadeh, D. Clouteau,R. Cottureau, "Simple formulas for the dynamic stiffness of pile groups",Earthquake Engineering& Structural Dynamics, Vol. 38, pp.1665–1685, 2009.
- [107] R. Dobry and G. Gazetas, "Simple method for dynamic stiffness a damping of floating pile groups", Geotechnique, Vol. 38, pp. 557-574, 1988.
- [108] G. Gazetas,K. H. Stokoe "Dynamic Interaction Factors for Floating Pile Groups", ASCE Journal of Geotechnical Engineering,Vol. 117, Issue 9, 1991.