

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ & ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ



**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ
ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΡΝΗΤΙΚΗΣ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΚΑΠΑΣΑΚΑΛΗΣ Α. ΣΠΥΡΙΔΩΝ

Επιβλέπων Καθηγητής: Σαουντζάκης Ι. Ευάγγελος

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2023



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ & ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ
ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΡΝΗΤΙΚΗΣ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Επιβλέπων:

Σαπουντζάκης Ι. Ευάγγελος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Τριμελής εξεταστική επιτροπή:

Σαπουντζάκης Ι. Ευάγγελος, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αντωνιάδης Ι. Ιωάννης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Τριανταφύλλου Σάββας, Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΚΑΠΑΣΑΚΑΛΗΣ Α. ΣΠΥΡΙΔΩΝ

ΑΘΗΝΑ

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2023



Δήλωση Πνευματικών Δικαιωμάτων

Δηλώνω ρητά ότι, σύμφωνα με το άρθρο 8 του Ν. 1599/1986 και τα άρθρα 2,4,6 παρ. 3 του Ν. 1256/1982 όπως τροποποιούνται και ισχύουν κάθε φορά, η παρούσα Διπλωματική Εργασία με τίτλο: «ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΡΝΗΤΙΚΗΣ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ» καθώς και οποιοδήποτε αρχεία χρησιμοποιήθηκαν, αναπτύχθηκαν ή τροποποιήθηκαν στο πλαίσιο αυτής της εργασίας και αναφέρονται ρητώς μέσα στο κείμενο που συνοδεύουν, και η οποία έχει εκπονηθεί στο πλαίσιο των υποχρεώσεων φοίτησης στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, αποτελεί αποκλειστικά προϊόν προσωπικής εργασίας και δεν προσβάλλει κάθε μορφής πνευματικά δικαιώματα τρίτων και δεν είναι προϊόν μερικής ή ολικής αντιγραφής, οι πηγές δε που χρησιμοποιήθηκαν περιορίζονται στις βιβλιογραφικές αναφορές και μόνον. Τα σημεία όπου έχω χρησιμοποιήσει ιδέες, κείμενο, αρχεία ή / και πηγές άλλων συγγραφέων, αναφέρονται ευδιάκριτα στο κείμενο με την κατάλληλη παραπομπή και η σχετική αναφορά περιλαμβάνεται στο τμήμα των βιβλιογραφικών αναφορών με πλήρη περιγραφή. Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, 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 τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και μόνο.

Copyright (C) Καπασακάλης Σπυρίδων

Αθήνα, 11/2023

Ευχαριστίες

Για την επιτυχή ολοκλήρωση της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που συνετέλεσαν σε αυτήν, και ιδιαίτερα τον επιβλέποντα καθηγητή μου Σαπουντζάκη Ι. Ευάγγελο.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την συνεχή υποστήριξη που μου έχουν δείξει όλα αυτά τα χρόνια, αλλά και τους κοντινούς μου φίλους που είναι πάντα στο πλευρό μου.

Πίνακας Περιεχομένων

1.	Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΙΝΔΥΝΟΥ	25
1.1	Εισαγωγή	25
1.2	Σεισμικότητα στον Ελλαδικό Χώρο	28
1.3	Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ).....	31
1.4	Υπολογισμός Σεισμικού Συντελεστή στις Κατασκευές	33
2.	Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	35
2.1	Εισαγωγή	35
2.2	Παθητική Αντισεισμική Προστασία.....	38
2.3	Πεδίο Εφαρμογής Σεισμικής Μόνωσης	41
2.4	Κριτήρια και Έλεγχοι ασφαλείας	42
2.5	Μέθοδοι Ανάλυσης Κατασκευών με Σεισμική Μόνωση	43
3.	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	45
3.1	Εισαγωγή	45
3.2	Ελαστομερή Εφέδρανα.....	45
3.3	Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα	46
3.4	Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα Υψηλής Απόσβεσης	50
3.5	Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα με Πυρήνα Μολύβδου	51
4.	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ-ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ.....	53
4.1	Εισαγωγή	53
4.2	Μεταλλικοί Αποσβεστήρες Διαρροής.....	54
4.3	Υδραυλικοί Αποσβεστήρες	56
4.4	Αποσβεστήρες Συντονιζόμενης Μάζας.....	58

5.	ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΟΥ ΤΑΛΑΝΤΩΤΗ ΚΔΑΜΡΕΡ	63
5.1	Εισαγωγή	63
5.2	Προτεινόμενα Δυναμικά Συστήματα Απορρόφησης Ταλαντώσεων Βασισμένα στην Αρνητική Στιβαρότητα	67
6.	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΚΔΑΜΡΕΡ	71
6.1	Μαθηματικό Μοντέλο Αρχικής Πολυώροφης Κατασκευής	71
6.2	Εισαγωγή Κατανεμημένων ΕΚΔ.....	74
6.3	Εισαγωγή Κατανεμημένων ΤΜΔ	76
6.4	Βέλτιστος Σχεδιασμός d-EΚΔ Συστήματος	78
6.4.1	Αρνητική Στιβαρότητα και Εξασφάλιση Ευστάθειας	79
6.4.2	Εξαρτημένες και Ανεξάρτητες Μεταβλητές Σχεδιασμού	80
6.4.3	Διαδικασία Βελτιστοποίησης, Κατασκευαστικοί Περιορισμοί και Περιορισμοί Κατασκευής	80
7.	ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ.....	83
7.1	Εισαγωγή	83
7.2	Αριθμητική Εφαρμογή 1 ^η : 5-όροφο κτίριο.....	85
7.2.1	Βέλτιστες Παράμετροι και Κανονικές Μορφές Ταλάντωσης.....	85
7.2.2	Δυναμικές Αποκρίσεις για τα Τεχνητά Επιταχυνσιογραφήματα	87
7.2.3	Κριτήρια Απόδοσης για τους Πραγματικούς Σεισμούς.....	90
7.3	Αριθμητική Εφαρμογή 2 ^η : 10-όροφο κτίριο.....	94
7.3.1	Βέλτιστες Παράμετροι και Κανονικές Μορφές Ταλάντωσης.....	94
7.3.2	Δυναμικές Αποκρίσεις για τα Τεχνητά Επιταχυνσιογραφήματα	95
7.3.3	Κριτήρια Απόδοσης για τους Πραγματικούς Σεισμούς.....	98
7.4	Αριθμητική Εφαρμογή 3 ^η : 15-όροφο κτίριο.....	102
7.4.1	Βέλτιστες Παράμετροι και Κανονικές Μορφές Ταλάντωσης.....	102
7.4.2	Δυναμικές Αποκρίσεις για τα Τεχνητά Επιταχυνσιογραφήματα	103

7.4.3 Κριτήρια Απόδοσης για τους Πραγματικούς Σεισμούς.....	106
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	111
9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΑΙ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	113

Κατάλογος Εικόνων

Εικόνα 1: Γεωλογική σύσταση της Γης.....	25
Εικόνα 2: Παγκόσμιος χάρτης (α) σεισμικής διακινδύνευσης και (β) σεισμικού κινδύνου	28
Εικόνα 3: Οι λιθοσφαιρικές πλάκες της Γης	29
Εικόνα 4: Μετακίνηση λιθοσφαιρικών πλακών στον Ελλαδικό χώρο.....	30
Εικόνα 5: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας.....	32
Εικόνα 6: Κίνηση κατά τη διάρκεια του σεισμού (α) μιας συμβατικής κατασκευής χωρίς σεισμική μόνωση και (β) μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής.....	36
Εικόνα 7: Εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε γέφυρα.....	37
Εικόνα 8: Μείωση της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης με την αύξηση της ιδιοπεριόδου.....	38
Εικόνα 9: Κτίριο με σεισμική μόνωση. (α) Τομή κτιρίου, στην οποία φαίνονται ο υπόγειος χώρος στάθμευσης και η θεμελίωση με τα συστήματα σεισμικής μόνωσης. (β) Όψη του κτιρίου.	40
Εικόνα 10: Απλό ελαστομερές εφέδρανο ορθογωνικής διατομής.....	46
Εικόνα 11: Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων κυκλικής διατομής.....	47
Εικόνα 12: Ελαστομεταλλικό εφέδρανο ορθογωνικής διατομής	47
Εικόνα 13: Τομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου, όπου φαίνονται οι επάλληλες στρώσεις των χαλύβδινων φύλλων, οι μεταλλικές πλάκες και τα βλήτρα.....	48
Εικόνα 14: Παραμορφώσεις πλακών ελαστομερούς υποβαλλόμενων σε οριζόντιο φορτίο H, κατακόρυφο φορτίο N και καμπτική ροπή M.....	49
Εικόνα 15: Εφαρμογή ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε γέφυρες.....	49
Εικόνα 16: Τυπική διατομή εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου	51
Εικόνα 17: Εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου	52
Εικόνα 18: Διαφορετικά είδη μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής.....	55
Εικόνα 19: Σχηματική απεικόνιση της εφαρμογής μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής (κόκκινο χρώμα) στα μέλη της κατασκευής (γκρίζο χρώμα)	55
Εικόνα 20: Εφαρμογή μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής σε κτίριο σχολείου	56
Εικόνα 21: Τυπικός υδραυλικός αποσβεστήρας.....	57
Εικόνα 22: Τρόποι σύνδεσης αποσβεστήρα και κατασκευής.....	58

Εικόνα 23: Συνήθης αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας κατακόρυφου βαθμού ελευθερίας και τύπου εκκρεμούς για οριζόντιες μετακινήσεις.	59
Εικόνα 24: Συνήθης αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας κατακόρυφου βαθμού ελευθερίας	59
Εικόνα 25: Αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας στον ουρανοξύστη «Ταίρει 101» (πλάγια όψη).....	60
Εικόνα 26: Αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας στον ουρανοξύστη «Ταίρει 101» (κάτοψη)	60
Εικόνα 27: Θέση του αποσβεστήρα συντονιζόμενης μάζας στον ουρανοξύστη «Ταίρει 101»	61
Εικόνα 28: Σχηματική αναπαράσταση συστημάτων απορρόφησης ταλαντώσεων: (α) ταλαντωτής «μηδενικής στιβαρότητας» (QZS), (β) αποσβεστήρας συντονισμένης μάζας (TMD).....	65
Εικόνα 29: Σχηματική αναπαράσταση δυναμικών συστημάτων απορρόφησης ταλαντώσεων βασισμένα στον KDamper: (α) ταλαντωτής KDamper, (β) διευρυμένη έκδοση του KDamper.	68
Εικόνα 30: Σχηματική αναπαράσταση πολυώροφης κατασκευής, και απλοποιημένο μοντέλο με συγκεντρωμένες μάζες και δυσκαμψίες.....	72
Εικόνα 31: Εισαγωγή συσκευής απορρόφησης ταλαντώσεων με αριθμό (i) (Tuned Mass Damper – TMD ή extended KDamper – EKD) μεταξύ των ορόφων (j) και (j-1) της N-όροφης αρχικής κατασκευής.....	75
Εικόνα 32: Διάγραμμα ροής του σχεδιασμού και της βελτιστοποίησης του συστήματος d-EKD.	82
Εικόνα 33: Μέσο φάσμα απόκρισης των 30 τεχνητών (οριζόντιων) επιταχυνσιογραφημάτων, και σύγκριση με το αντίστοιχο του EC8.	83
Εικόνα 34: Τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα.	87
Εικόνα 35: Μέσες μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	88
Εικόνα 36: Μέσες μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (floor drifts). (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	89

Εικόνα 37: Μέσες μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	90
Εικόνα 38: Κριτήριο απόδοσης PC_1 : μετακινήσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	91
Εικόνα 39: Κριτήριο απόδοσης PC_2 : σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	91
Εικόνα 40: Κριτήριο απόδοσης PC_3 : απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	92
Εικόνα 41: Κριτήριο απόδοσης PC_4 : τέμνουσα βάσης της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	92
Εικόνα 42: Τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα.	95
Εικόνα 43: Μέσες μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	96
Εικόνα 44: Μέσες μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (floor drifts). (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	97
Εικόνα 45: Μέσες μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	98
Εικόνα 46: Κριτήριο απόδοσης PC_1 : μετακινήσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	99
Εικόνα 47: Κριτήριο απόδοσης PC_2 : σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	99
Εικόνα 48: Κριτήριο απόδοσης PC_3 : απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	100
Εικόνα 49: Κριτήριο απόδοσης PC_4 : τέμνουσα βάσης της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	100

Εικόνα 50: Τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα.	103
Εικόνα 51: Μέσες μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	104
Εικόνα 52: Μέσες μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (floor drifts). (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	105
Εικόνα 53: Μέσες μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.	106
Εικόνα 54: Κριτήριο απόδοσης PC_1 : μετακινήσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	107
Εικόνα 55: Κριτήριο απόδοσης PC_2 : σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	107
Εικόνα 56: Κριτήριο απόδοσης PC_3 : απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	108
Εικόνα 57: Κριτήριο απόδοσης PC_4 : τέμνουσα βάσης της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.	108

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 1: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=\alpha \cdot g$ (g : επιτάχυνση βαρύτητας).....	33
Πίνακας 2: Συντελεστές Σπουδαιότητας Κατασκευών	34
Πίνακας 3: Χαρακτηριστικά των επιλεχθέντων πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων.	84
Πίνακας 4: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-EKD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.	86
Πίνακας 5: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-TMD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.	86
Πίνακας 6: Μέγιστες τιμές των μετακινήσεων των ορόφων σε σχέση με το έδαφος (cm).....	93
Πίνακας 7: Μέγιστες τιμές των σχετικών μετακινήσεων (drifts) των ορόφων (cm).....	93
Πίνακας 8: Μέγιστες τιμές των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων (g).....	93
Πίνακας 9: Μέγιστες τιμές της τέμνουσας βάσης της κατασκευής (kN).	93
Πίνακας 10: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-EKD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.	94
Πίνακας 11: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-TMD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.	94
Πίνακας 12: Μέγιστες τιμές των μετακινήσεων των ορόφων σε σχέση με το έδαφος (cm)..	101
Πίνακας 13: Μέγιστες τιμές των σχετικών μετακινήσεων (drifts) των ορόφων (cm).....	101
Πίνακας 14: Μέγιστες τιμές των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων (g).....	101
Πίνακας 15: Μέγιστες τιμές της τέμνουσας βάσης της κατασκευής (kN).	101
Πίνακας 16: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-EKD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.	102
Πίνακας 17: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-TMD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.	102
Πίνακας 18: Μέγιστες τιμές των μετακινήσεων των ορόφων σε σχέση με το έδαφος (cm)..	109
Πίνακας 19: Μέγιστες τιμές των σχετικών μετακινήσεων (drifts) των ορόφων (cm).....	109
Πίνακας 20: Μέγιστες τιμές των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων (g).....	109
Πίνακας 21: Μέγιστες τιμές της τέμνουσας βάσης της κατασκευής (kN).	109

Περίληψη

Διπλωματική Εργασία του Καπασακάλη Α. Σπυρίδωνος

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΑΡΝΗΤΙΚΗΣ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ

Η εργασία που ακολουθεί εκπονήθηκε στο πλαίσιο των διπλωματικών εργασιών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου κατά το ακαδημαϊκό έτος 2023. Σκοπός της εργασίας είναι να γίνουν 3 εφαρμογές ενίσχυσης συμβατικών κατασκευών Πολιτικού Μηχανικού με Κατανεμημένες συσκευές KDamper, καθώς και Tune Mass Damper (TMD) και η συλλογή αποτελεσμάτων όσον αφορά την αποτελεσματικότητά τους.

Στο 1^ο Κεφάλαιο της εργασίας αναλύεται η έννοια του σεισμικού κινδύνου και παρουσιάζεται η σεισμικότητα στον Ελλαδικό χώρο. Επιπλέον, εκτιμάται ο σεισμικός κίνδυνος ανάλογα με τη σπουδαιότητα της κατασκευής και τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής που βρίσκεται στην Ελλάδα, σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό.

Στο 2^ο Κεφάλαιο προσδιορίζεται η έννοια της σεισμικής μόνωσης, το πεδίο εφαρμογής της, τα κριτήρια σχεδιασμού, καθώς και οι μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών με σεισμική μόνωση.

Στο 3^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που εφαρμόζονται στις κατασκευές. Συγκεκριμένα, γίνεται ανάλυση των ελαστομερών εφεδράνων, των ελαστομεταλικών εφεδράνων, των ελαστομεταλικών εφεδράνων με υψηλή απόσβεση και των ελαστομεταλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου.

Στο 4^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συστήματα απόσβεσης ενέργειας (αποσβεστήρες) που εφαρμόζονται στις κατασκευές. Συγκεκριμένα, γίνεται ανάλυση των μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής, των υδραυλικών αποσβεστήρων και των αποσβεστήρων συντονιζόμενης μάζας.

Το 5^ο Κεφάλαιο παρουσιάζουμε τον ταλαντωτή KDamper, δείχνοντας τα κύρια χαρακτηριστικά του αλλά και την προέλευσή του, προτείνοντας παράλληλα και δυναμικά συστήματα απορρόφησης ταλαντώσεων με την αρνητική στιβαρότητα

Στο 6^ο Κεφάλαιο παρουσιάζουμε την κατασκευή στην οποία θα εισάγουμε τα καταναμημένα E-KDampers, Tune Mass Dampers και προσδιορίζουμε την μεθοδολογία της εφαρμογής, αλλά και τους περιορισμούς αυτής.

Στο 7^ο Κεφάλαιο εισάγουμε τα κριτήρια απόδοσης για να έχουμε καλύτερη εποπτεία στα αριθμητικά αποτελέσματα και παρουσιάζουμε αναλυτικά τις 3 αριθμητικές εφαρμογές που επιλύσαμε για τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα και πραγματικούς σεισμούς.

Abstract

Diploma Thesis of Kapasakalis A. Spyridon

SEISMIC PROTECTION OF EXISTING STRUCTURES WITH DISTRIBUTED NEGATIVE STIFFNESS DEVICES

The scope of this diploma thesis concerns the seismic protection of existing multi-story building structures with distributed dynamic vibration absorbers (DVA). The examined DVA are based on the extended version of KDamper (EKD) and/or the Tuned Mass Damper (TMD) concept.

In Chapter 1 and Chapter 2 of the thesis, the effect of ground motions on building structures, and the seismic isolation principle are discussed, respectively. In addition, the design criteria of the base isolation seismic protection strategy are discussed, along with methods of analysis, and application examples.

In Chapter 3 of the thesis, the seismic isolation devices are presented. More specifically, the seismic isolation devices discussed in this Chapter are the following: i) simple rubber bearings, ii) steel laminated rubber bearings, iii) highly damped steel laminated rubber bearings, and iv) lead rubber bearings.

In Chapter 4 of the thesis, the energy dissipation systems used in seismic isolation are presented. More specifically, the damping systems discussed in this Chapter are the following: i) steel dampers, ii) viscous dampers, and iii) tuned mass dampers (TMDs).

In Chapter 5 of the thesis, the KDamper oscillator is presented along with its main dynamic principles and the DVAs it is based on.

In Chapter 6 of the thesis, the examined multi-story building structure is presented along with the proposed seismic protection strategy. More specifically, a number of distributed

EKDs (d-EKDs) are implemented in the structure, and for comparison reasons a similar approach is presented where a number of distributed TMDs (d-TMDs) are also installed in the building. Finally, the constrained optimization methodology for the selection of the d-EKD parameters is presented.

In Chapter 7 of the thesis, the performance criteria are defined in order to verify the effectiveness of the proposed seismic protection strategy with the d-EKDs with real strong earthquake records. Three (3) numerical applications are performed on multi-story buildings with five (5), ten (10), and fifteen (15) stories, with one (1), two (2), and three (3) implemented d-EKD or d-TMD devices.

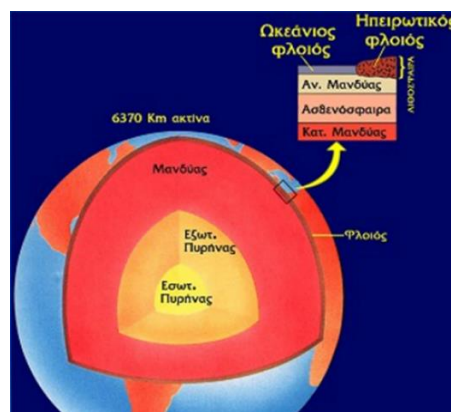
Κεφάλαιο 1

Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΚΙΝΔΥΝΟΥ

1.1 Εισαγωγή

Ο σεισμός είναι ένα φυσικό φαινόμενο το οποίο πάντα δημιουργεί στον άνθρωπο φόβο και δέος αφού σε πολλές περιπτώσεις η γένεση ενός σεισμού έχει καταστροφικές συνέπειες για τον ίδιο τον άνθρωπο και τα δημιουργήματά του. Είναι γνωστό επίσης ότι η Ελλάδα είναι μία σειсмоγενής χώρα, καθώς βρίσκεται ανάμεσα στις χώρες με το μεγαλύτερο σεισμικό κίνδυνο τόσο στην Ευρώπη όσο και παγκοσμίως. Ως σεισμός ορίζεται η εδαφική δόνηση που δημιουργείται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε κάποιο μέρος της γης και οφείλεται σε παράγοντες που προέρχονται από το εσωτερικό της γης (Παπαζάχος και Παπαζάχου, 2003). Την παροδική διατάραξη προκαλούν οι εδαφικές δονήσεις και η ολίσθηση των δύο μερών του ρήγματος που συμβαίνουν στο εσωτερικό της γης και γίνονται αντιληπτές στην επιφάνεια όπου καταγράφονται από τους σειсмоγράφους.

Πιο συγκεκριμένα, η γη δομείται από τρία ομόκεντρα στρώματα με διαφορετική σύσταση και πυκνότητα τα οποία είναι ο φλοιός, ο μανδύας και ο πυρήνας, όπως φαίνεται στην Εικόνα 1.



Εικόνα 1: Γεωλογική σύσταση της Γης

Ο φλοιός είναι το εξωτερικό στερεό περίβλημα της γης και διακρίνεται σε ηπειρωτικό (με μέσο πάχος 35χλμ.) και ωκεάνιο (με μέσο πάχος 7χλμ.). Όπως φαίνεται στην Εικόνα 1, η γεωλογική υπόσταση της γης και συγκεκριμένα του φλοιού και του ανώτερου μανδύα, περιβάλλεται από ένα στερεό, δύσκαμπτο στρώμα πάχους 70 - 80 χλμ. που ονομάζεται λιθόσφαιρα και κάτω από αυτήν υπάρχει ένα θερμό και παχύρρευστο υγρό, η ασθενόσφαιρα, η οποία παρουσιάζει έντονη κινητικότητα εξαιτίας του υλικού της. Κάτω από το μανδύα βρίσκεται ο πυρήνας, ο οποίος διακρίνεται σε εξωτερικό (σε ρευστή κατάσταση) και εσωτερικό (σε στερεή κατάσταση).

Η λιθόσφαιρα δεν είναι ενιαία αλλά απαρτίζεται από ένα σύνολο μεγάλων και μικρότερων πλακών που ολισθαίνουν πάνω στο υποκείμενο παχύρρευστο υλικό του μανδύα (ασθενόσφαιρα) πραγματοποιώντας σχετικές μεταξύ τους κινήσεις. Οι πλάκες αυτές ονομάζονται λιθοσφαιρικές πλάκες. Τα αίτια κίνησής τους είναι οι οριζόντιες εφαπτομενικές δυνάμεις που ασκούνται στον πυθμένα τους από τα θερμικά ρεύματα μεταφοράς, τα οποία δημιουργούνται στον ασθενοσφαιρικό μανδύα. Οι λιθοσφαιρικές πλάκες είτε αποκλίνουν, είτε συγκλίνουν είτε κινούνται παράλληλα – εφαπτομενικά σε διαφορετική φορά μεταξύ τους. Στις περιοχές που αποκλίνουν οι λιθοσφαιρικές πλάκες (μεσοωκεάνειες ράχες) το θερμό ασθενοσφαιρικό υλικό βγαίνει στην επιφάνεια, ψύχεται, στερεοποιείται και οδηγεί στη δημιουργία νέας λιθόσφαιρας κατά μήκος των δυο πλευρών των ράχων (π.χ απομάκρυνση αμερικανικής - αφρικανικής πλάκας). Στις περιοχές που ολισθαίνουν οριζόντια η μια πλάκα σε σχέση με την άλλη, η κίνηση γίνεται κατά μήκος κατακόρυφων ρηγμάτων μετασχηματισμού. Στην περίπτωση της σύγκλισης των πλακών η πυκνότερη από τις δυο βυθίζεται κάτω από την άλλη μέχρι να λιώσει η πρώτη μέσα στο θερμό υλικό του μανδύα.

Οι σεισμοί μπορούν να είναι περισσότερο ή λιγότερο καταστροφικοί και να επιφέρουν διαφορετικά αποτελέσματα ανάλογα με την περιοχή που συμβαίνουν. Η αναγκαιότητα σύγκρισης ενός σεισμού με κάποιο άλλο σεισμικό συμβάν σε διαφορετικό τόπο και χρόνο, όσον αφορά στα χαρακτηριστικά του ως φυσικό φαινόμενο και τα αποτελέσματά του στη λειτουργία μιας οργανωμένης κοινωνίας, επέβαλλε την υιοθέτηση δύο διαφορετικών φυσικών ποσοτήτων, του μεγέθους και της έντασης αντίστοιχα.

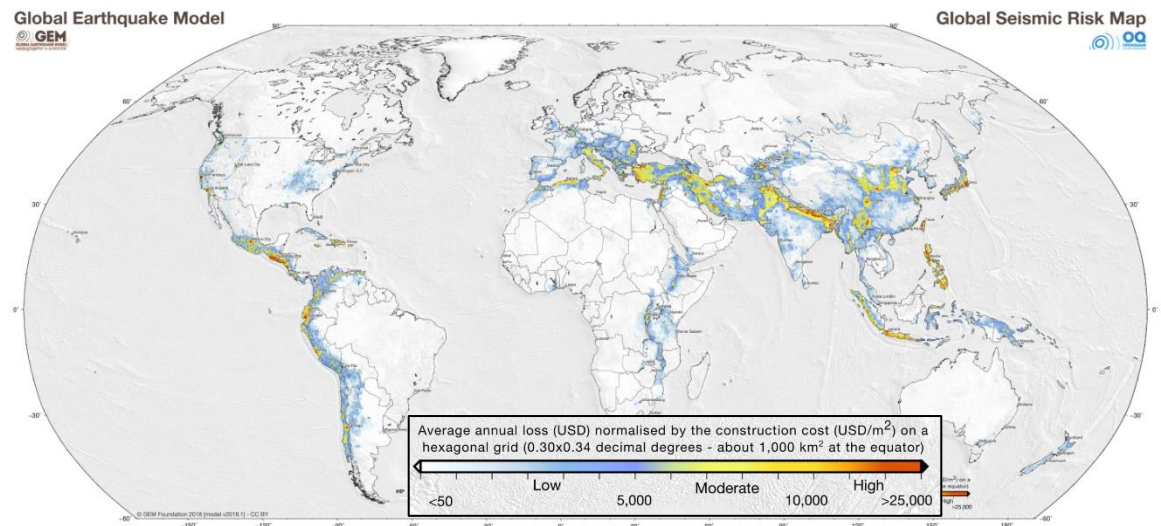
Το μέγεθος ενός σεισμού εκφράζεται σε βαθμούς της κλίμακας Richter και είναι η φυσική ποσότητα που χρησιμοποιείται από τους σεισμολόγους για τη μέτρηση της σεισμικής ενέργειας που απελευθερώνεται στο σημείο που εκδηλώνεται ο σεισμός. Η ένταση ενός σεισμού εκφράζεται με εμπειρικό τρόπο σε βαθμούς της αναθεωρημένης κλίμακας Mercalli (MM) και

είναι η φυσική ποσότητα που δίνει το μέτρο των αποτελεσμάτων ενός σεισμού στους ανθρώπους και στις ανθρώπινες κατασκευές.

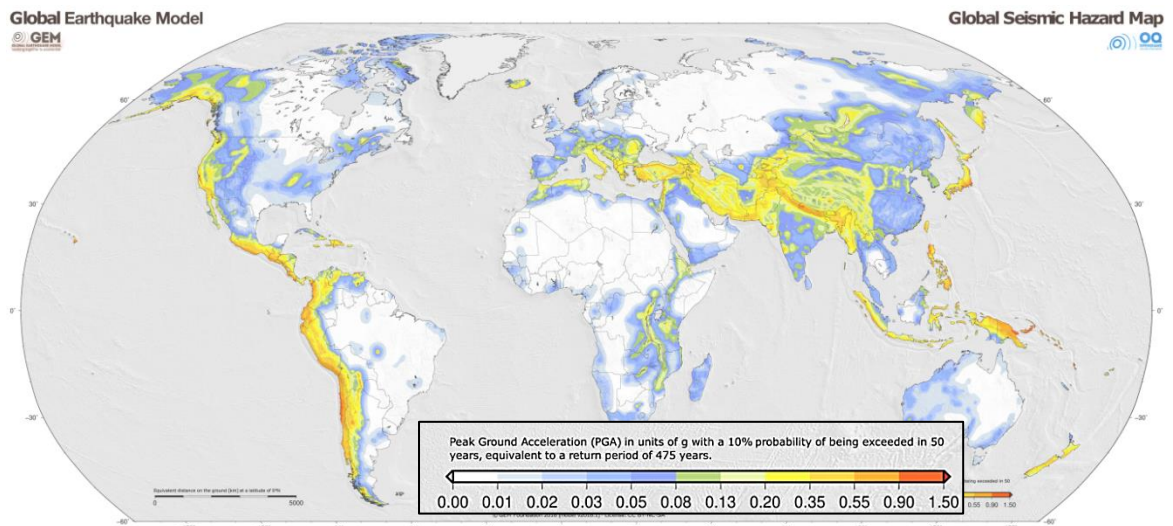
Το αναμενόμενο τελικό αποτέλεσμα της σεισμικής κίνησης σε μια περιοχή (θάνατοι, υλικές ζημιές κ.λπ.) και η αναγκαιότητα σύγκρισής του με εκείνο σε μια άλλη περιοχή οδήγησε τους επιστήμονες στην υιοθέτηση μιας ποσότητας που ονομάζεται σεισμική διακινδύνευση.

Ως σεισμική διακινδύνευση ορίζεται το ενδεχόμενο απωλειών κατά την διάρκεια ενός σεισμού όπου οι απώλειες μπορεί να είναι ανθρώπινες, υλικές ή κοινωνικό-οικονομικές. Η σεισμική διακινδύνευση υπολογίζεται ως το γινόμενο της τρωτότητας επί το πλήθος των στοιχείων που βρίσκονται σε διακινδύνευση επί τον σεισμικό κίνδυνο (Καρύδης και Ταφλαμπάς, 2007).

Ως σεισμικός κίνδυνος ορίζεται το δυνητικά καταστροφικό σεισμικό γεγονός που χαρακτηρίζεται από ορισμένα μετρούμενα μεγέθη, τα οποία μας ενδιαφέρουν ανάλογα με την εξεταζόμενη περίπτωση (π.χ. μέγεθος σεισμού, ένταση σεισμού, επιτάχυνση, ταχύτητα ή μετακίνηση στο βραχώδες υπόβαθρο) και μπορεί να προκαλέσει απώλειες ζωής ή ζημιές σε περιουσίες. Η τρωτότητα αφορά στην αναμενόμενη επίδραση του σεισμικού γεγονότος στα εκτεθειμένα στον σεισμό στοιχεία που βρίσκονται στην εξεταζόμενη θέση. Για παράδειγμα, αν ο σεισμικός κίνδυνος σε μία θέση χαρακτηρίζεται από κάποια εδαφική επιτάχυνση, τρωτότητα είναι ο αναμενόμενος βαθμός βλάβης ανάλογα με το επίπεδο της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης. Στη διατύπωση της συνολικής τρωτότητας συμπεριλαμβάνεται ο αριθμός των υπό διακινδύνευση στοιχείων, όπως τα υπάρχοντα κτίρια, ο πληθυσμός κ.λπ. Έτσι, παρατηρούμε ότι η τρωτότητα είναι αυξημένη σε χώρες του αναπτυσσόμενου κόσμου όπου σταδιακά εγκαταλείπονται οι παραδοσιακές τεχνικές δόμησης και αντικαθίστανται με καινούργιες χωρίς να υπάρχουν οι αντίστοιχες υποδομές και κανονισμοί που να εξασφαλίζουν τις προδιαγραφές των νέων εφαρμογών (Καρύδης & Ταφλαμπάς, 2007). Στην Εικόνα 2 παρουσιάζεται ο παγκόσμιος χάρτης σεισμικής διακινδύνευσης και ο παγκόσμιος χάρτης σεισμικού κινδύνου.



(α)

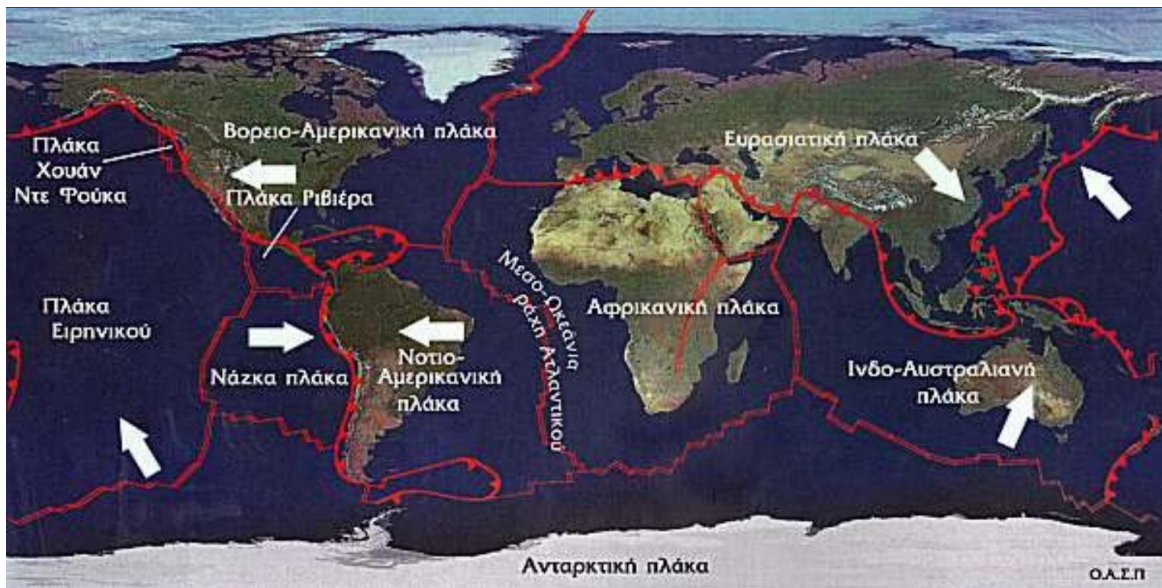


(β)

Εικόνα 2: Παγκόσμιος χάρτης (α) σεισμικής διακινδύνευσης και (β) σεισμικού κινδύνου

1.2 Σεισμικότητα στον Ελλαδικό Χώρο

Ο καθορισμός της σεισμικότητας ενός χώρου εξαρτάται από την εμφάνιση και τα μεγέθη των σεισμών στο συγκεκριμένο χώρο. Η Ελλάδα βρίσκεται ανάμεσα στις χώρες με τη μεγαλύτερη σεισμικότητα τόσο στην Ευρώπη όσο και παγκοσμίως. Η σεισμικότητα της Ελλάδας οφείλεται στα ιδιαίτερα γεωλογικά χαρακτηριστικά της, τα οποία έχουν διαμορφωθεί από τις κινήσεις των τεκτονικών πλακών στην περιοχή της Ανατολικής Μεσογείου. Στην Εικόνα 3 φαίνονται οι λιθοσφαιρικές πλάκες της γης, όπου εντοπίζεται η θέση της Ελλάδας μεταξύ της Ευρασιατικής και της Αφρικανικής πλάκας.



Εικόνα 3: Οι λιθοσφαιρικές πλάκες της Γης

Στην Εικόνα 4 παρουσιάζεται η μετακίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών στον Ελλαδικό χώρο. Συγκεκριμένα, παρατηρούνται τα παρακάτω:

- το ρήγμα Βόρειας Ανατολίας που καταλήγει στο Βόρειο Αιγαίο,
- η καταβύθιση της Αφρικανικής πλάκας λόγω της οποίας σχηματίζεται το Ελληνικό Σεισμικό Τόξο,
- η σύγκρουση της Απουλίας με την Ευρασιατική πλάκα,
- το ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης που βρίσκεται στον ευρύτερο χώρο της Κεφαλονιάς, από τη Ζάκυνθο ως τη Λευκάδα.

Ρήγμα Βόρειας Ανατολίας

Η πλάκα της Ανατολίας κινείται δυτικά προς το Αιγαίο με ταχύτητα 25 χιλιοστά τον χρόνο κατά μήκος του ρήγματος της Βόρειας Ανατολίας. Το Αιγαίο ακολουθεί την κίνηση αυτή και κινείται με την ίδια ταχύτητα σε σχέση με την Ευρώπη προς τα δυτικά. Ταυτόχρονα όμως το Αιγαίο, λόγω εσωτερικής παραμόρφωσης, επεκτείνεται προς τα νότια με μια ταχύτητα η οποία φθάνει περίπου τα 10 χιλιοστά ανά έτος. Με τον τρόπο αυτό, ο ρυθμός ολίσθησης στο νότιο τμήμα του φθάνει ως τα 35 χιλιοστά το έτος, περίπου, με διεύθυνση βορειοανατολικά - νοτιοδυτικά.



Εικόνα 4: Μετακίνηση λιθοσφαιρικών πλακών στον Ελλαδικό χώρο

Ελληνικό Σεισμικό Τόξο

Η περιοχή της Ελλάδας ανήκει στο ηπειρωτικό σύστημα διάρρηξης που χωρίζει την Ευρασιατική με την Αφρικανική λιθοσφαιρική πλάκα με χαρακτηριστικό στοιχείο το Ελληνικό Τόξο (βλ. Εικόνα 4, κόκκινο χρώμα). Το Ελληνικό Τόξο αποτελεί μια μεγάλης κλίμακας, ενεργούς γεωλογικής περιοχής, που ξεκινά από την Κεφαλονιά και διασχίζοντας το Ιόνιο και τη νότια Κρήτη καταλήγει στη Ρόδο, με σεισμικά, τεκτονικά και ηφαιστειακά χαρακτηριστικά. Η Αφρικανική πλάκα κινείται προς τα βόρεια με ταχύτητα 10 χιλιοστά ανά έτος. Ο ρυθμός σύγκλισης μεταξύ της αφρικανικής λιθοσφαιρικής πλάκας με εκείνη του Αιγαίου μπορεί να φτάσει τα 45 χιλιοστά το έτος.

Σύγκρουση Απουλίας με την Ευρασιατικής πλάκας

Επιπλέον, δυτικά του ελληνικού χώρου (στην περιοχή βόρεια της Κεφαλονιάς), η Απουλία μικροπλάκα (Βόρειο Ιόνιο - Αδριατική) εκτελεί μια αριστερόστροφη κίνηση και το ανατολικό της όριο συγκρούεται με την Πίνδο.

Ρήγμα Οριζόντιας Ολίσθησης στην ευρύτερη περιοχή της Κεφαλονιάς

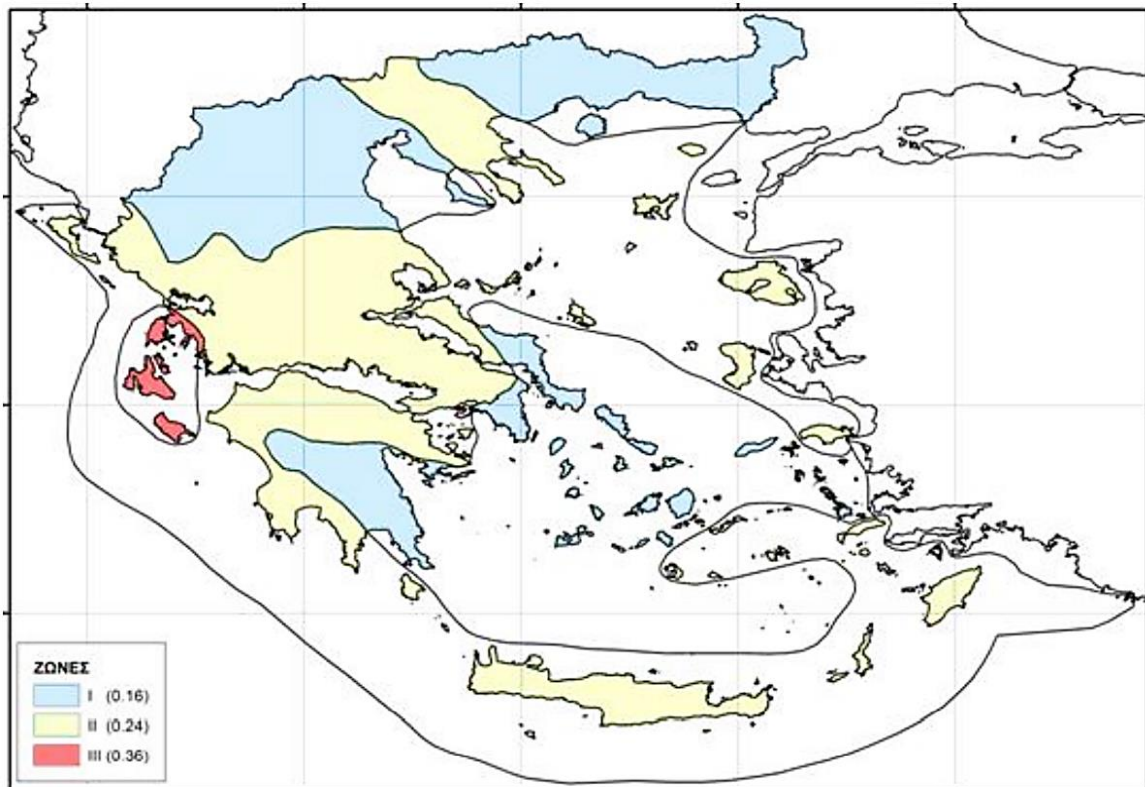
Όλες αυτές οι παραπάνω κινήσεις των λιθοσφαιρικών πλακών που σε γενικές γραμμές αποτελούν και την κύρια αιτία της σεισμικής δραστηριότητας που εκδηλώνεται στον ελληνικό χώρο «συναντώνται» στην περιοχή της Κεφαλονιάς, όπου εντοπίζεται ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης. Ως εκ τούτου, στον χώρο αυτό παρουσιάζεται η μεγαλύτερη σεισμικότητα σε ολόκληρη την Ελλάδα.

1.3 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ)

Στόχος των αντισεισμικών κανονισμών είναι η μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης μέσω της μείωσης αφενός της τρωτότητας και αφετέρου της ορθής εκτίμησης του σεισμικού κινδύνου. Στον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) αλλά και σε πολλούς άλλους, ο σεισμικός κίνδυνος λαμβάνεται υπόψη με την εκτίμηση ενός σεισμικού συντελεστή, δηλαδή μιας εδαφικής επιτάχυνσης που θεωρείται χαρακτηριστική για κάθε περιοχή και αντιστοιχεί σε κάποια οριακή κατάσταση σχεδιασμού (άμεση λειτουργία, ασφάλεια ζωής ή εξασφάλιση έναντι αστοχίας). Στην Ελλάδα η επιτάχυνση αυτή για συνήθεις κτιριακές κατασκευές αντιστοιχεί στην ασφάλεια ζωής και χαρακτηρίζεται από μια πιθανότητα υπέρβασης που ισούται με 10% στα 50 χρόνια, όσο είναι δηλαδή ο μέσος όρος ζωής μιας σύγχρονης τυπικής κτιριακής κατασκευής. Προκειμένου να εκτιμηθεί αυτός ο σεισμικός κίνδυνος σε μια περιοχή είναι κατ' αρχήν απαραίτητη η γνώση της σεισμικότητας της περιοχής. Αυτό γίνεται με την αποτύπωση των σεισμογόνων ζωνών, όπως γνωστά ρήγματα ή περιοχές ιστορικών σεισμικών επικέντρων. Η σεισμικότητα κάθε τέτοιας ζώνης χαρακτηρίζεται από μία σχέση συχνότητας εμφάνισης σεισμικών γεγονότων.

Οι κατασκευές στην Ελλάδα σχεδιάζονται αντισεισμικά με βάση τις ισχύουσες διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ) και του Ευρωκώδικα, οι οποίοι έχουν παράλληλη ισχύ. Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η προσέγγιση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού στην εκτίμηση του σεισμικού συντελεστή, ώστε αυτός να ληφθεί υπόψη για τη μελέτη και τον σχεδιασμό των κατασκευών. Με βάση την τελευταία τροποποίηση των διατάξεων του «Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000» (Φ.Ε.Κ. Β' 1154/12-

8-2003, Απόφαση Αριθ. Δ17α/115/9/ΦΝ275), η Χώρα υποδιαιρείται σε τρεις (3) Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II και III, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος (Εικόνα 5).



Εικόνα 5: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

Για κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας καθορίζεται η τιμή της εδαφικής σεισμικής επιτάχυνσης που πρέπει να ληφθεί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών που βρίσκονται εντός της Ζώνης. Συγκεκριμένα, η Ζώνη I (μπλε χρώμα) παρουσιάζει τη μικρότερη σεισμικότητα και έχει σεισμική επιτάχυνση 0.16g, η Ζώνη II (κίτρινο χρώμα) παρουσιάζει ενδιάμεση σεισμικότητα και έχει σεισμική επιτάχυνση 0.24g, ενώ η Ζώνη III (κόκκινο χρώμα) παρουσιάζει τη μεγαλύτερη σεισμικότητα και έχει σεισμική επιτάχυνση 0.36g. Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται συνοπτικά οι τιμές του σεισμικού συντελεστή «α» για τις τρεις (3) Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας.

Πίνακας 1: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=a \cdot g$ (g: επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
Σεισμικός Συντελεστής, α	0.16	0.24	0.36

Επιπλέον, με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό γίνεται αναλυτική κατανομή των Νομών και Δήμων της Ελλάδας στις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας σύμφωνα με τον Χάρτη της Εικόνας 5.

1.4 Υπολογισμός Σεισμικού Συντελεστή στις Κατασκευές

Ανάλογα με το είδος της κατασκευής και τη χρήση της διακρίνονται τέσσερις (4) επιμέρους κατηγορίες σπουδαιότητας των κατασκευών, οι οποίες καθορίζουν την τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης που λαμβάνεται υπόψη για τον σχεδιασμό της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, ανάλογα με την σπουδαιότητα της κατασκευής ορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας γ_1 , ο οποίος πολλαπλασιάζει την τιμή της θεωρούμενης σεισμικής επιτάχυνσης τους εδάφους.

Είναι προφανές ότι για κτίρια μικρής σπουδαιότητας ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνει τιμή μικρότερη της μονάδας και απομειώνει την εδαφική σεισμική επιτάχυνση, ενώ για κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας η τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας είναι μεγαλύτερη της μονάδας και η εδαφική επιτάχυνση αυξάνεται. Με τον έμμεσο αυτόν τρόπο, θεωρείται ουσιαστικά μεγαλύτερος σεισμός κατά τον σχεδιασμό σημαντικών κατασκευών, η λειτουργία των οποίων είναι ζωτικής σημασίας. Αντίθετα, για τα κτίρια μικρής σπουδαιότητας λαμβάνεται μικρότερος σεισμός σχεδιασμού, διότι η ανάπτυξη βλαβών σε αυτά λόγω σεισμού δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική για τη λειτουργία της κοινωνίας. Στον Πίνακα 2 που ακολουθεί παρουσιάζονται αναλυτικά οι κατηγορίες σπουδαιότητας των κατασκευών, καθώς και ο συντελεστής σπουδαιότητας που λαμβάνεται για κάθε κατηγορία.

Πίνακας 2: Συντελεστές Σπουδαιότητας Κατασκευών

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

Συμπεραίνεται, λοιπόν, ότι η εδαφική σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για μία κατασκευή εξαρτάται από τη Ζώνη Σεισμικότητας της περιοχής που βρίσκεται η κατασκευή, αλλά και την σπουδαιότητά της.

Κεφάλαιο 2

Η ΕΝΝΟΙΑ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

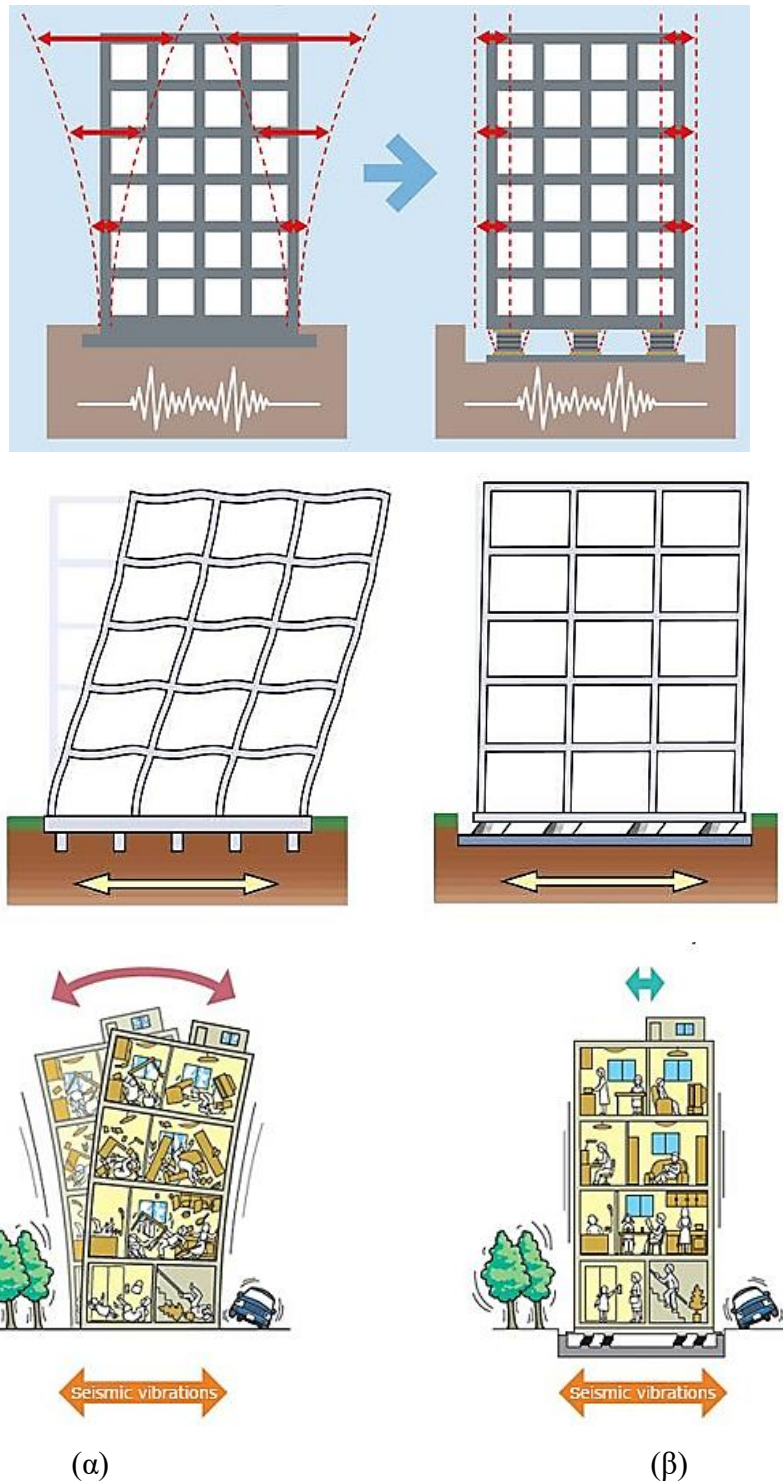
2.1 Εισαγωγή

Η σεισμική μόνωση ή αλλιώς μόνωση βάσης αποτελούσε ανέκαθεν αντικείμενο ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για τους μηχανικούς, οι οποίοι επεδίωκαν να απομονώσουν την κίνηση του εδάφους από την ανωδομή με στόχο τον περιορισμό κατά το δυνατόν των δυνάμεων και των παραμορφώσεων που οφείλονται στην σεισμική κίνηση του εδάφους, διατηρώντας έτσι την ακεραιότητα της κατασκευής και προφυλάσσοντας τους χρήστες της από τραυματισμό ή θάνατο, καθώς και το περιεχόμενο από βλάβη (Κατσικαδέλης, 2015). Η ιδέα της προστασίας ενός κτιρίου από τα καταστροφικά αποτελέσματα ενός σεισμού μέσω της εισαγωγής κάποιου είδους στήριξης που το απομονώνει από το κινούμενο έδαφος είναι ιδιαίτερα ελκυστική, και έχουν προταθεί πολλοί μηχανισμοί για την επίτευξή της. Παρότι οι πρώτες προτάσεις έγιναν πριν από 100 χρόνια, μόνο τα τελευταία χρόνια η μόνωση βάσης έχει γίνει μία πρακτική στρατηγική για τον αντισεισμικό σχεδιασμό (Chopra, 2010).

Η έννοια της σεισμικής μόνωσης αφορά ουσιαστικά στην αποδέσμευση της κατασκευής από το έδαφος, μέσω της εισαγωγής ενός συστήματος μόνωσης στη βάση του κτιρίου. Στην Εικόνα 6 (α) παρουσιάζεται η κίνηση μιας συμβατικής κατασκευής (χωρίς σεισμική μόνωση) κατά τη διάρκεια του σεισμού. Όπως παρατηρείται, η κατασκευή συνδέεται με το έδαφος μέσω μίας σχετικά στιβαρής θεμελίωσης και επομένως ακολουθεί την κίνηση του εδάφους. Λόγω αυτού, μεταξύ των ορόφων αναπτύσσονται διαφορετικές οριζόντιες μετατοπίσεις, συνήθως «τριγωνικής κατανομής καθ' ύψος». Δηλαδή, στις συμβατικές κατασκευές οι οριζόντιες μετατοπίσεις του κάθε ορόφου αυξάνονται ανάλογα με το ύψος του, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγάλων καμπτικών ροπών στα υποστυλώματα και μεγάλων απόλυτων επιταχύνσεων στην κατασκευή.

Αντίθετα, η συμπεριφορά μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού (Εικόνα 6 (β)) διαφέρει από αυτή των συμβατικών κατασκευών, λόγω της

αποσύζευξης της ανωδομής από το έδαφος. Η αποσύζευξη πραγματοποιείται μέσω της εισαγωγής μιας στρώσης χαμηλής πλευρικής δυσκαμψίας ανάμεσα στην ανωδομή και τη θεμελίωση. Με τον τρόπο αυτό, η κατασκευή δεν ακολουθεί την κίνηση του εδάφους και αναπτύσσει πολύ μικρότερες σχετικές μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων, καθώς και μικρότερες απόλυτες επιταχύνσεις.



Εικόνα 6: Κίνηση κατά τη διάρκεια του σεισμού (α) μιας συμβατικής κατασκευής χωρίς σεισμική μόνωση και (β) μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής

Ως εκ τούτου, τα σεισμικά μονωμένα κτίρια αναπτύσσουν λιγότερες και ηπιότερες βλάβες μετά από μεγάλα σεισμικά γεγονότα. Για τον λόγο αυτό, ο αντισεισμικός σχεδιασμός σύγχρονων κατασκευών μεγάλης σπουδαιότητας γίνεται σχεδόν αποκλειστικά με την εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης, καθώς αυτή είναι η μόνη οικονομικά υλοποιήσιμη και ασφαλής λύση για την κατασκευή τους. Η εισαγωγή συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε γέφυρες οδοποιίας είναι πλέον κοινή πρακτική, ενώ αρκετά σημαντικά έργα που κατασκευάστηκαν στη χώρα μας τα τελευταία χρόνια είναι σεισμικά μονωμένα. Ενδεικτικά παραδείγματα αποτελούν το Κέντρο Πολιτισμού του Ιδρύματος «Σταύρος Νιάρχος», η Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών, το Νέο Μουσείο Ακρόπολης, οι δεξαμενές υγροποιημένου φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα, η Γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου κ.λπ. Στην Εικόνα 7 που ακολουθεί, παρουσιάζεται ενδεικτικά η εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε γέφυρα.

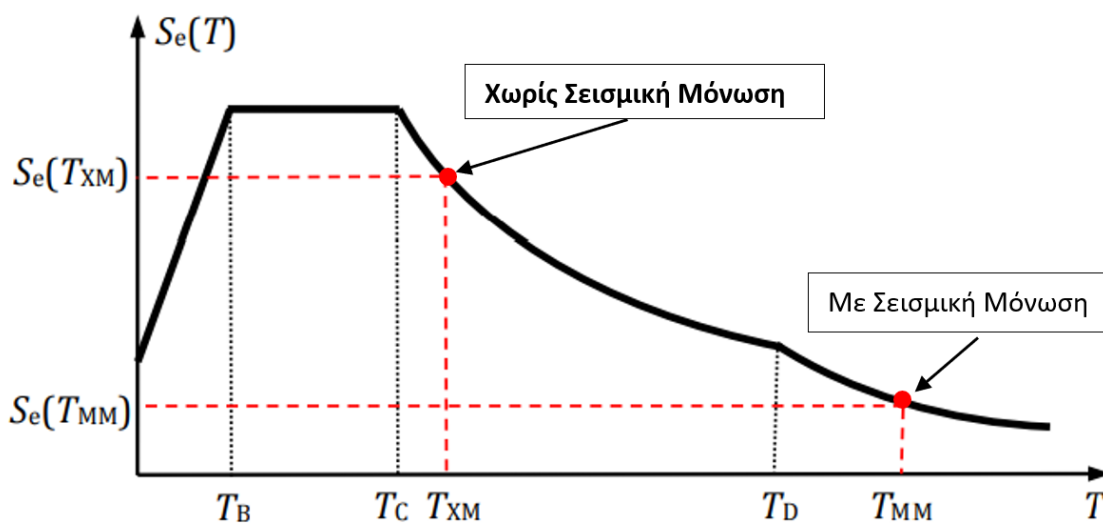


Εικόνα 7: Εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε γέφυρα

Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης στοχεύουν στο να μειώσουν τη σεισμική απόκριση της κατασκευής και όχι στο να αυξήσουν την αντίστασή της. Αποτελούν ουσιαστικά συστήματα περιορισμού των μετακινήσεων κάτω από έντονα δυναμικές φορτίσεις ή και συστήματα παθητικής μείωσης ενέργειας. Η σεισμική μόνωση υλοποιείται με την εφαρμογή ειδικών μηχανισμών, οι οποίοι λέγονται μονωτήρες, με σκοπό τη μείωση των μετακινήσεων και των εσωτερικών δυνάμεων που δημιουργούνται σε μία κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Στην περίπτωση των κτιρίων, οι μονωτήρες συνήθως τοποθετούνται στη βάση της κατασκευής, στο επίπεδο θεμελίωσης. Αντίθετα, στην περίπτωση των γεφυρών οι μονωτήρες τοποθετούνται μεταξύ του φορέα (κατάστρωμα γέφυρας) και των βάθρων (βλ. Εικόνα 7). Η

βασική φιλοσοφία της σεισμικής μόνωσης είναι η μείωση των σεισμικών φορτίων που αναπτύσσονται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού και κατ' επέκταση η μείωση της σεισμικής απόκρισης. Αυτό μπορεί να επιτυγχάνεται με την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής (Ψυχάρης, 2015). Στην Εικόνα 8 παρουσιάζεται το διάγραμμα της επιτάχυνσης σχεδιασμού της κατασκευής (κατακόρυφος άξονας) συναρτήσει της ιδιοπεριόδου της (οριζόντιος άξονας). Διευκρινίζεται ότι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής αποτελεί θεμελιώδες χαρακτηριστικό της και καθορίζει την ταλάντωσή της κατά τη διάρκεια του σεισμού. Σύμφωνα με το διάγραμμα της Εικόνας 8, όσο αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής τόσο μειώνεται η επιτάχυνση που λαμβάνεται για τον σχεδιασμό της.



Εικόνα 8: Μείωση της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης με την αύξηση της ιδιοπεριόδου

Συγκεκριμένα, η αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής από την τιμή T_{XM} χωρίς μόνωση στην τιμή T_{MM} με μόνωση, οδηγεί σε μείωση των σεισμικών φορτίων (Εικόνα 8) με ταυτόχρονη, όμως, αύξηση των μετακινήσεων της μονωμένης βάσης.

2.2 Παθητική Αντισεισμική Προστασία

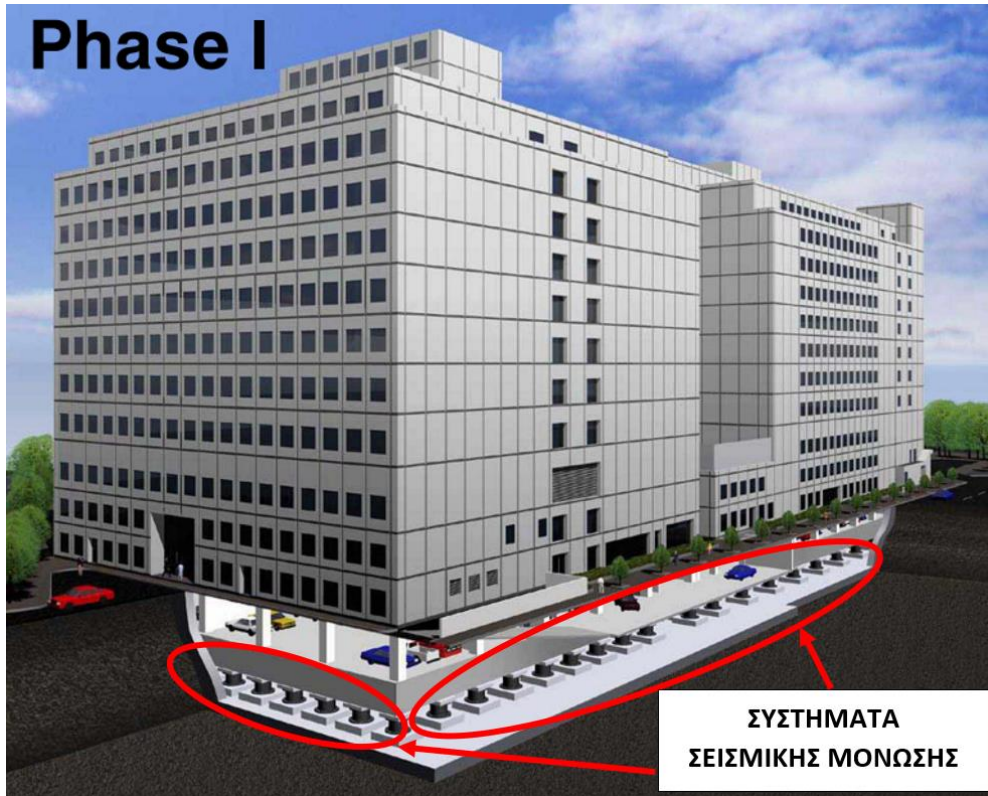
Η παθητική αντισεισμική προστασία των κατασκευών αποτελεί έννοια ευρύτερη της σεισμικής μόνωσης και βασίζεται στην ευμενέστερη τροποποίηση των δυναμικών χαρακτηριστικών των κατασκευών. Για την παθητική αντισεισμική προστασία των κατασκευών εφαρμόζονται κυρίως δύο διαφορετικές προσεγγίσεις.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός σύμφωνα με την πρώτη και συνηθέστερη προσέγγιση έχει ως στόχο τον σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες θα πρέπει:

- να μην αναπτύσσουν καθόλου βλάβες στον φέροντα οργανισμό τους σε ασθενείς (συχνές) σεισμικές δονήσεις,
- να αναπτύσσουν μικρές, επισκευάσιμες βλάβες σε φέροντα στοιχεία σε μεσαίου μεγέθους (σπάνιους) σεισμούς,
- να εμφανίσουν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες βλάβες σε καταστροφικούς (πολύ σπάνιους) σεισμούς, αποφεύγοντας όμως την κατάρρευση.

Ουσιαστικά, αυτή η προσέγγιση αφορά στη δημιουργία μίας πλάστιμης κατασκευής, η οποία θα μπορεί κατά τη διάρκεια ενός πολύ σπάνιου, καταστροφικού σεισμού να αναπτύξει μεγάλες βλάβες και παραμορφώσεις στα φέροντα στοιχεία της με τρόπο τέτοιο ώστε να αποφεύγεται η κατάρρευσή της. Η συσσώρευση βλαβών στην κατασκευή θα μεταβάλλει τα δυναμικά της χαρακτηριστικά αυξάνοντας την ευκαμψία και την απόσβεσή της. Επειδή η πλειοψηφία των σεισμών έχει συγκεκριμένο εύρος συχνοτικού περιεχομένου 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. Έτσι, η κατασκευή αποφεύγει την κατάρρευση αναπτύσσοντας όμως βλάβες που μπορεί να την καταστήσουν μη λειτουργική.

Στον αντίποδα, η σεισμική μόνωση αποτελεί έναν εναλλακτικό τρόπο αντισεισμικού σχεδιασμού. Η λογική της σεισμικής μόνωσης βασίζεται στην αύξηση της ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης της κατασκευής χωρίς όμως την ανάπτυξη βλαβών στα φέροντα στοιχεία της. Η σεισμική μόνωση αποσκοπεί στην συγκέντρωση των μετακινήσεων στη βάση της κατασκευής, όπου είναι τοποθετημένα τα συστήματα σεισμικής μόνωσης και μπορούν να παραλάβουν μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις και να απορροφήσουν σεισμική ενέργεια. Ένα παράδειγμα εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης παρουσιάζεται στην Εικόνα 9.



(α)



(β)

Εικόνα 9: Κτίριο με σεισμική μόνωση. (α) Τομή κτιρίου, στην οποία φαίνονται ο υπόγειος χώρος στάθμευσης και η θεμελίωση με τα συστήματα σεισμικής μόνωσης. (β) Όψη του κτιρίου.

2.3 Πεδίο Εφαρμογής Σεισμικής Μόνωσης

Η σεισμική μόνωση δεν αποτελεί καθολική λύση για την αντισεισμική προστασία σε οποιαδήποτε κατασκευή. Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης αποτελεί ουσιαστικά μία μέθοδο αναβάθμισης της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών και μπορεί να θεωρηθεί ως λιγότερο ή περισσότερο κατάλληλη επιλογή σχεδιασμού ανάλογα με το αν είναι αποτελεσματικότερη και οικονομικότερη σε σχέση με τις άλλες συμβατικές μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού (Σπαχής, 2013).

Ωστόσο, σε ορισμένα κτίρια θεωρείται δεδομένη η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης, διότι η λειτουργία τους τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού τόσο και μετά το σεισμό είναι ζωτικής σημασίας, όπως για παράδειγμα σε:

- Κτίρια τα οποία περιέχουν αντικείμενα μεγάλης αξίας, τα οποία είναι πιο ευαίσθητα στις επιταχύνσεις από ότι ο ίδιος ο φέρον οργανισμός. Τέτοια κτίρια είναι μουσεία, δημόσια μέγαρα, κτίρια τηλεπικοινωνιών.
- Κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας στα οποία απαιτείται υψηλό επίπεδο λειτουργικότητας πριν άλλα και μετά το σεισμό (π.χ. νοσοκομεία, σταθμοί παραγωγής ενέργειας).
- Κτίρια μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής σημασίας. Τέτοια κτίρια είναι μνημεία, υφιστάμενα παλαιά κτίρια, κτίρια αρχιτεκτονικής αξίας.
- Κατασκευές στις οποίες πραγματοποιούνται δραστηριότητες στον τομέα των συγκοινωνιών. Τέτοιες κατασκευές είναι γέφυρες, αεροδρόμια, κατασκευές λιμανιών.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν τον αντισεισμικό σχεδιασμό με σεισμική μόνωση είναι οι ακόλουθοι:

- Βάρος της υπό μελέτη κατασκευής.
- Ιδιοπερίοδος της κατασκευής.
- Απόσβεση επιλεγόμενων συστημάτων σεισμικής μόνωσης.
- Κόστος ανακατασκευής του έργου, σε περίπτωση καταστροφικού σεισμού.
- Απόσταση από ενεργό ρήγμα.
- Εδαφικές συνθήκες.
- Μορφή του φορέα και του περιβάλλοντος χώρου.

Επισημαίνεται, ότι η σεισμική μόνωση δεν προσφέρεται ως μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού σε κατασκευές με μεγάλη ιδιοπερίοδο είτε λόγω της μορφής τους (μεγάλος αριθμός ορόφων) ή λόγω της χαμηλής στιβαρότητας της θεμελίωσής τους ως αποτέλεσμα των

εδαφικών συνθηκών. Επιπλέον, 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.

2.4 Κριτήρια και Έλεγχοι ασφαλείας

Οι σεισμικοί μονωτήρες πρέπει να ικανοποιούν μία ή περισσότερες από τις παρακάτω λειτουργίες:

- Υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση (ώστε να μπορούν να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία) και μειωμένη δυσκαμψία στην οριζόντια διεύθυνση (ώστε να οδηγούν σε αυξημένη ιδιοπερίοδο).
- Απορρόφηση ενέργειας.
- Ικανότητα επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική της θέση (επανακέντρωση).
- Περιορισμένες μετακινήσεις για μη σεισμικές δυνάμεις.
- Δυνατότητα πρόσβασης για επιθεώρηση, συντήρηση και πιθανή αντικατάσταση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με σεισμική μόνωση γίνεται με την παραδοχή ότι η απόκριση της κατασκευής στο σεισμό σχεδιασμού θα πρέπει να είναι ουσιαστικά ελαστική, που αποτελεί και απαίτηση της μελέτης που θα συνταχθεί.

Όσον αφορά τον σχεδιασμό και την εφαρμογή του συστήματος σεισμικής μόνωσης αλλά και τη λειτουργικότητα της κατασκευής στην οποία εφαρμόζεται συστήνονται από τον Ευρωκώδικα 8 (εδάφιο 10.5) τα παρακάτω:

- Η τοποθέτηση των συσκευών με τέτοιο τρόπο ώστε να μπορούν να επιθεωρηθούν, συντηρηθούν και αντικατασταθούν.
- Η 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, μάζα, απορρίμματα, ανάπτυξη δέντρων) συνήθως στα ακρόβαθρα.
- Η 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, αλλά και της ανωδομής επί των εφεδράνων ώστε να διασφαλίζεται η ορθή λειτουργία τους.

- Η εξασφάλιση επαρκούς χώρου για την αδιατάρακτη κίνηση της ανωδομής και τη μέριμνα ώστε να είναι δύσκολος ο περιορισμός αυτής της ικανότητας από πιθανές μελλοντικές επεμβάσεις στην κατασκευή.

2.5 Μέθοδοι Ανάλυσης Κατασκευών με Σεισμική Μόνωση

Για τη μελέτη κατασκευών με σεισμική μόνωση μπορούν να εφαρμόζονται τρεις (3) μέθοδοι ανάλυσης: η φασματική ανάλυση με χρήση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής της κατασκευής, η φασματική ιδιομορφική ανάλυση με χρήση πολλών ιδιομορφών και η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Φασματική ανάλυση με χρήση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής της κατασκευής

Η παραπάνω μέθοδος εφαρμόζεται εάν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Η κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης είναι A, B, C ή E.
- Η ενεργός απόσβεση της κατασκευής είναι $\zeta_{\text{eff}} \leq 0,30$.
- Η κατασκευή απέχει περισσότερο από 10km από το πλησιέστερο σεισμικά ενεργό ρήγμα.

Φασματική ιδιομορφική ανάλυση με χρήση πολλών ιδιομορφών

Η παραπάνω μέθοδος εφαρμόζεται εάν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Η κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης είναι A, B, C ή E.
- Η ενεργός απόσβεση της κατασκευής είναι $\zeta_{\text{eff}} \leq 0,30$.

Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Η εν λόγω μέθοδος ανάλυσης επιτρέπεται να εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση.

Κεφάλαιο 3

ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

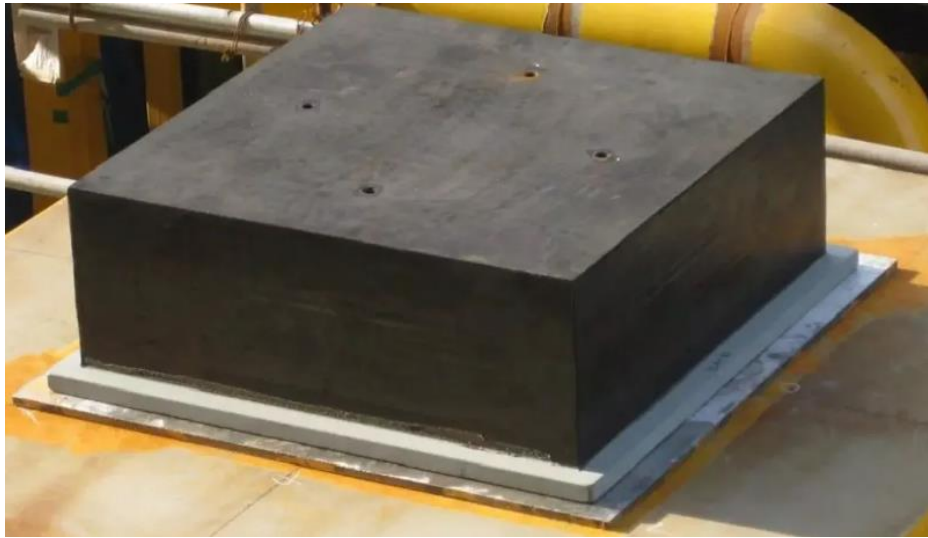
3.1 Εισαγωγή

Η διαδικασία της εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης βασίζεται στην εγκατάσταση ειδικών εύκαμπτων συσκευών, οι οποίες τροποποιούν την απόκριση της ανωδομής σε ένα σεισμό. Οι πλέον διαδεδομένες τέτοιες συσκευές είναι τα εφέδρανα και χρησιμοποιούνται ευρέως, μειώνοντας την πλευρική δυσκαμψία και αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Επιπλέον, οι συσκευές αυτές δύναται να αυξήσουν την ικανότητα απόσβεσης του συστήματος ώστε να μειωθούν οι σχετικές μετακινήσεις στην κατασκευή. Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται περισσότερο στα τεχνικά έργα είναι τα εφέδρανα και τα συστήματα ολίσθησης. Υπάρχουν διαφορετικοί τύποι εφεδράνων μεταξύ των οποίων περιλαμβάνονται τα ελαστομερή εφέδρανα (Elastomeric Bearings), τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα (Low Damping Rubber Bearings - LDRB), τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings - HDRB) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings - LRB).

3.2 Ελαστομερή Εφέδρανα

Τα απλά ελαστομερή εφέδρανα αποτελούνται από ελαστομερές υλικό ορθογωνικής ή κυκλικής διατομής και χρησιμοποιούνται σε περιπτώσεις μικρών γεφυρών για τη μεταφορά περιορισμένων δυνάμεων από την ανωδομή στα βάθρα της γέφυρας. Ως ελαστομερή εννοούμε διάφορα είδη υλικών που μοιάζουν με το καουτσούκ. Στα εφέδρανα συνήθως χρησιμοποιείται ανθεκτικό στη γήρανση ελαστομερές, όπως το γνωστό ως “Neoprene” τεχνητό ελαστικό, το οποίο είναι πολυ-δι-χλωροβουταδιένιο. Το υλικό αυτό είναι ανθεκτικό στο φως, στον αέρα, στις λιπαρές ουσίες και τα οξέα, και έχει την ευνοϊκή ιδιότητα του χαμηλού μέτρου διάτμησης $G=100\text{N/mm}^2$ για τιμές διατμητικής παραμόρφωσης $\varphi \leq 0.7$. Τόσο στις μεγαλύτερες τιμές της διατμητικής παραμόρφωσης, όσο και στο ψύχος (-20° , -30°C) η τιμή του μέτρου διάτμησης G

αυξάνεται απότομα. Στην Εικόνα 10 παρουσιάζεται ένα απλό ελαστομερές εφέδρανο ορθογωνικής διατομής.

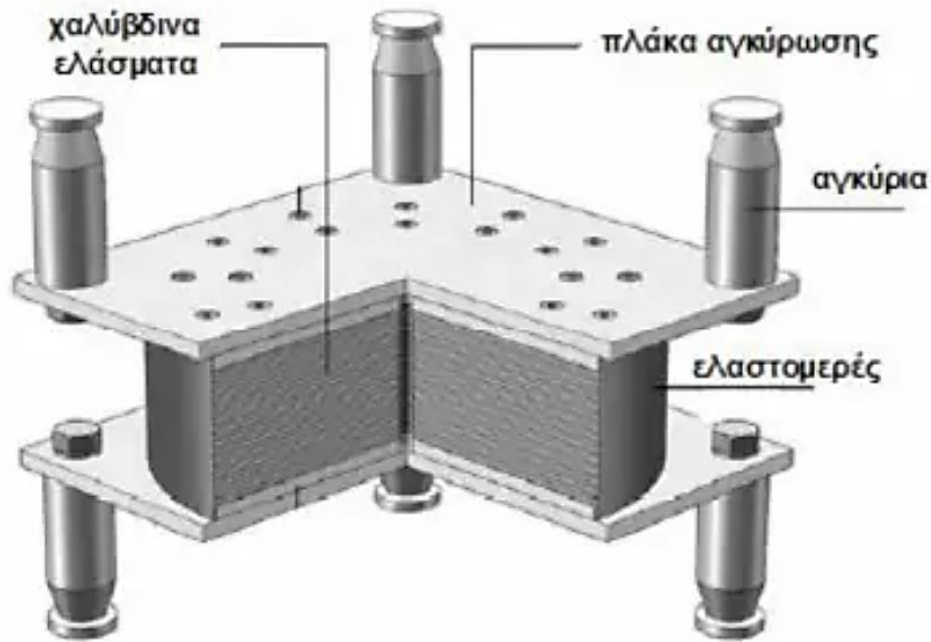


Εικόνα 10: Απλό ελαστομερές εφέδρανο ορθογωνικής διατομής

Συνήθως χρησιμοποιούνται εφέδρανα ορθογωνικής διατομής, τα οποία δεν έχουν μηχανικό σύστημα αγκύρωσης και παραλαμβάνουν οριζόντιες δυνάμεις μέσω της τριβής του ελαστομερούς με το σκυρόδεμα. Στην Εικόνα 10 παρουσιάζεται ένα απλό ελαστομερές εφέδρανο ορθογωνικής διατομής.

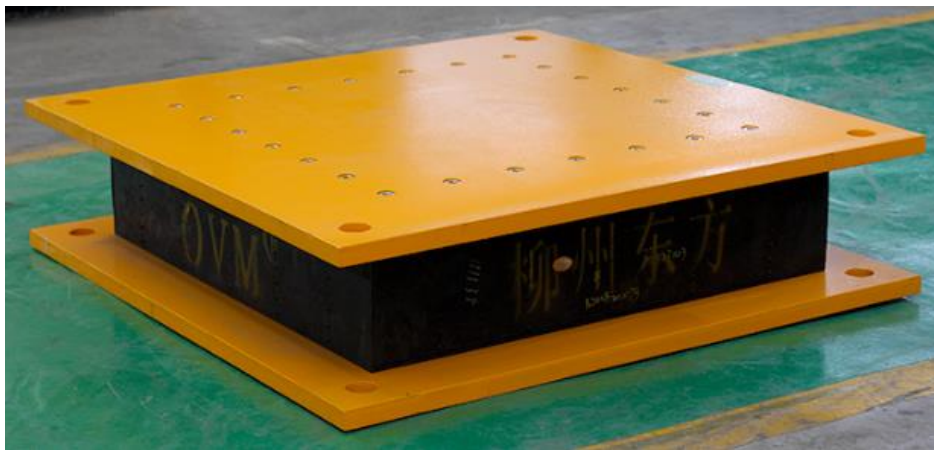
3.3 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα

Συνιστούν τον συνηθέστερο τύπο συστημάτων που έχουν εφαρμοστεί ως συστήματα σεισμικής μόνωσης. Αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού (Neoprene) – ειδικά επεξεργασμένου ώστε να καταστεί πιο ανθεκτικό στις περιβαλλοντικές επιδράσεις – στο οποίο συγκολλώνται και εγκιβωτίζονται πλήρως λεπτά χαλύβδινα φύλλα προκειμένου να εξασφαλιστεί υψηλή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και να περιοριστούν σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις (λόγω φαινομένου Poisson) του ελαστομερούς. Η σύνδεση των εφεδράνων με την ανωδομή και την θεμελίωση επιτυγχάνεται μέσω μεταλλικών πλακών πάνω στις οποίες κοχλιώνονται βλήτρα τοποθετημένα στα στοιχεία σύνδεσης πάνω και κάτω από τα εφέδρανα. Διατίθενται τόσο σε ορθογωνικές όσο και σε κυκλικές διατομές διαφόρων διαστάσεων ανάλογα με τον σχεδιασμό και τις απαιτήσεις που καλούνται να καλύψουν. Στην Εικόνα 11 φαίνεται μια τυπική διατομή εφεδράνου.



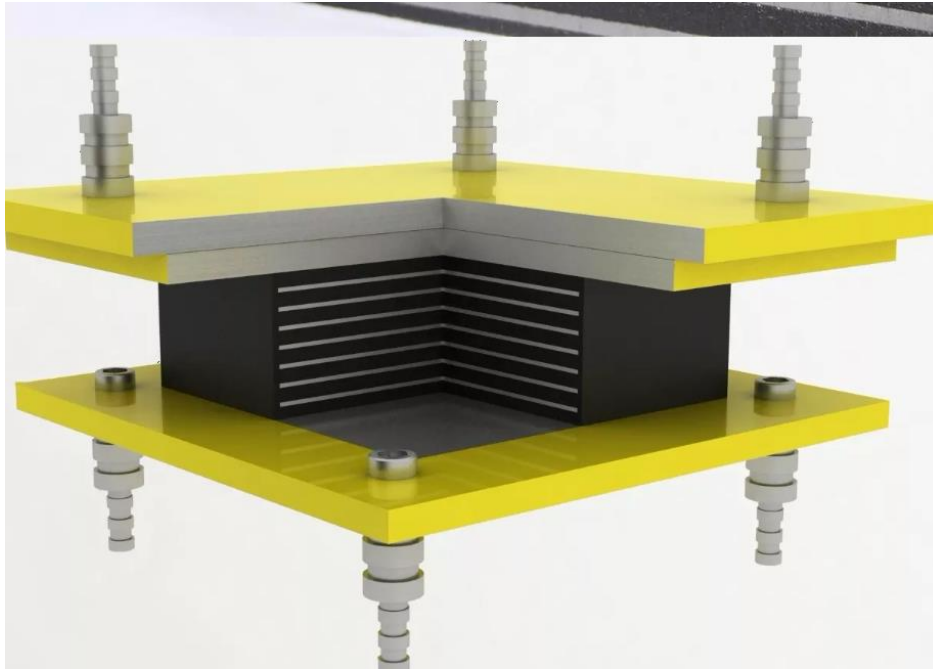
Εικόνα 11: Τυπική διατομή ελαστομεταλλικών εφεδράνων κυκλικής διατομής

Στην Εικόνα 12 παρουσιάζεται ένα ελαστομεταλλικό εφέδρανο ορθογωνικής διατομής, ενώ στην Εικόνα 13 παρουσιάζεται η τομή ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου όπου φαίνονται οι επάλληλες στρώσεις των χαλύβδινων φύλλων και οι μεταλλικές πλάκες.



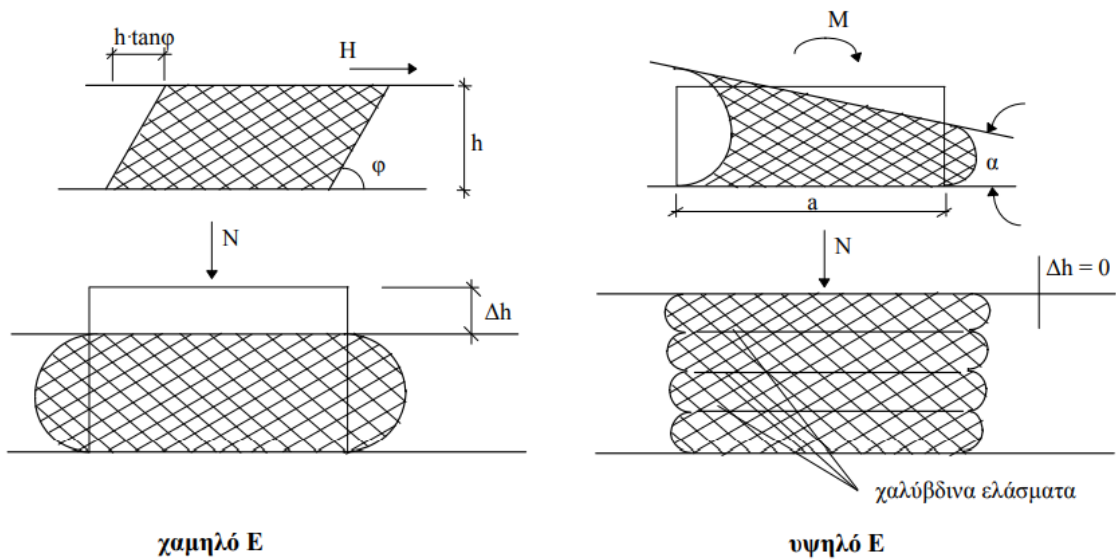
Εικόνα 12: Ελαστομεταλλικό εφέδρανο ορθογωνικής διατομής

Ουσιαστικά, τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούν μια βελτιωμένη εκδοχή 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.



Εικόνα 13: Τομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου, όπου φαίνονται οι επάλληλες στρώσεις των χαλύβδινων φύλλων, οι μεταλλικές πλάκες και τα βλήτρα

Ο σκοπός της εισαγωγής μεταλλικών φύλλων είναι ο περιορισμός της εγκάρσιας διόγκωσης του πολυμερούς (lateral bulging) υπό τα κατακόρυφα φορτία χωρίς να επηρεάζεται η εγκάρσια δυσκαμψία του εφεδράνου. Έτσι, παρά την παρουσία του σχετικώς μαλακού συνθετικού ελαστικού λόγω της ύπαρξης των χαλύβδινων πλακών τα εφεδράνα έχουν μεγάλη αξονική ακαμψία. Το ελαστομερές υποβαλλόμενο σε καμπτική ροπή επιτρέπει την ελαστική στροφή του λόγω της διατμητικής παραμόρφωσης της παρειάς που υφίσταται τη μεγαλύτερη πίεση. Στην Εικόνα 14 παρουσιάζονται σχηματικά οι παραμορφώσεις των πλακών του ελαστομερούς υποβαλλόμενου σε διατμητικό φορτίο, αξονικό φορτίο και καμπτική ροπή. Η διατμητική ακαμψία των ελαστομεταλλικών εφεδράνων εξαρτάται μόνο από τις διαστάσεις του συνθετικού ελαστικού, καθώς η εγκάρσια παραμόρφωση δεν εμποδίζεται από τις χαλύβδινες πλάκες. Έτσι η επιθυμητή ακαμψία ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου επιτυγχάνεται αφενός από την ύπαρξη ενός αναγκαίου αριθμού μεταλλικών πλακών και αφετέρου από τις διαστάσεις του συνθετικού ελαστικού, που εύκολα επιλέγονται. Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα δίνουν τη δυνατότητα αντιμετώπισης συγχρόνως δύο εγκάρσιων μετακινήσεων και στροφών περί τρεις διαφορετικούς άξονες, ενώ έχουν πρακτικά μηδενική αξονική παραμόρφωση. Οι διαστάσεις των εφεδράνων ορθογωνικής και κυκλικής κάτοψης έχουν τυποποιηθεί και συνοδεύονται από εγκριτικές αποφάσεις, στις οποίες δίνονται στοιχεία περί των μέγιστων επιτρεπόμενων τιμών του κατακόρυφου φορτίου, της εγκάρσιας μετακίνησης και της στροφής σε κάθε εφεδράνο.



Εικόνα 14: Παραμορφώσεις πλακών ελαστομερούς υποβαλλόμενων σε οριζόντιο φορτίο H, κατακόρυφο φορτίο N και καμπτική ροπή M.

Στην Εικόνα 15 παρουσιάζονται εφαρμογές των ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε δύο γέφυρες.



Εικόνα 15: Εφαρμογή ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε γέφυρες

3.4 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα Υψηλής Απόσβεσης

Αναπτύχθηκαν κυρίως για την εφαρμογή τους σε ανωδομές γεφυρών, ενώ πρόσφατα χρησιμοποιήθηκαν και ως σεισμικοί μονωτές σε κτίρια και άλλες κατασκευές. Προέρχονται από τα κοινά ελαστομεταλλικά εφέδρανα, τα οποία χρησιμοποιούνται εδώ και δεκαετίες στις γέφυρες. Είναι σχεδιασμένα να υποστηρίζουν μεγάλα βάρη και συγχρόνως να παρέχουν μικρή ακαμψία σε οριζόντιες μετατοπίσεις, καθώς και μέτρια ακαμψία σε στροφικές κινήσεις. Η ικανότητα της απόσβεσης της σεισμικής δίνεται από το ελαστομερές, το οποίο παράλληλα δίνει την απαιτούμενη πλευρική ευκαμψία και την σημαντική, δύναμη επαναφοράς για την επανακέντρωση του συστήματος μετά την επιβολή των οριζόντιων μετατοπίσεων. Τα εφέδρανα υψηλής απόσβεσης χαρακτηρίζονται από υψηλή μείωση ενέργειας καθώς η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση κυμαίνεται συνήθως από 5% έως και 20% της κρίσιμης απόσβεσης (Σαπουντζάκης, 2003).

Στα υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλλικά εφέδρανα η αύξηση της απόσβεσης υλοποιείται με την προσθήκη στο ελαστομερές τους εξαιρετικά λεπτών τεμαχών άνθρακα, ειδικών ελαίων ή ρητίνων, καθώς και άλλων πρόσμικτων ανάλογα με την κατασκευάστρια εταιρεία.

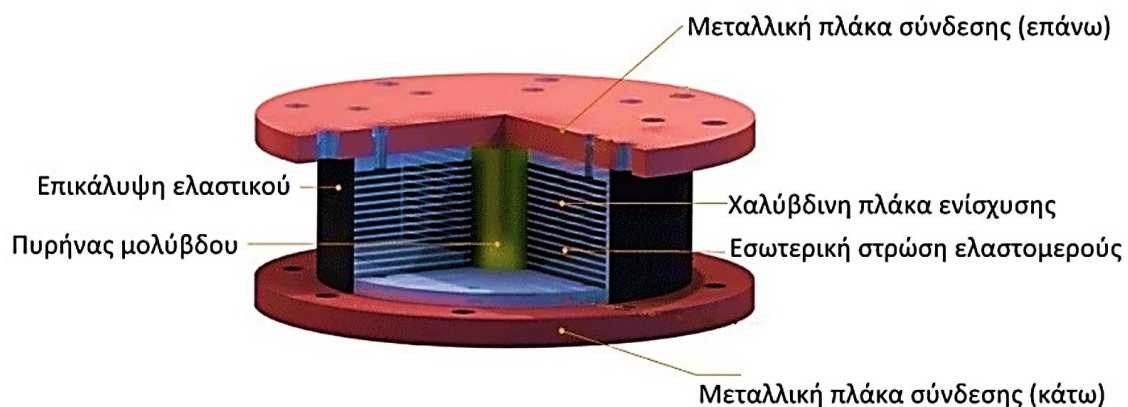
Οι ιδιότητες των ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης είναι να δίνουν στο σύστημα ευκαμψία για τις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, δυσκαμψία για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις, υψηλή απόσβεση της σεισμικής ενέργειας και επάρκεια ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων. Επιπλέον, τα εφέδρανα υψηλής απόσβεσης δύναται να εφαρμόζονται σε κατασκευές που βρίσκονται σε περιοχές με σημαντική σεισμικότητα, χωρίς να είναι αναγκαία η χρήση πρόσθετων συσκευών απορρόφησης ενέργειας (π.χ. αποσβεστήρων) στην κατασκευή.

Τέλος, ένα σημαντικό πλεονέκτημα των ελαστομεταλλικών εφεδράνων υψηλής απόσβεσης είναι ότι μειώνουν σε μεγάλο βαθμό τις λειτουργικές ταλαντώσεις της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, τα εφέδρανα υψηλής απόσβεσης απομονώνουν την κατασκευή από υψηλής συχνότητας κατακόρυφες ταλαντώσεις που προέρχονται από φορτία κυκλοφορίας ή παρακείμενους υπέργειους και υπόγειους σιδηροδρόμους.

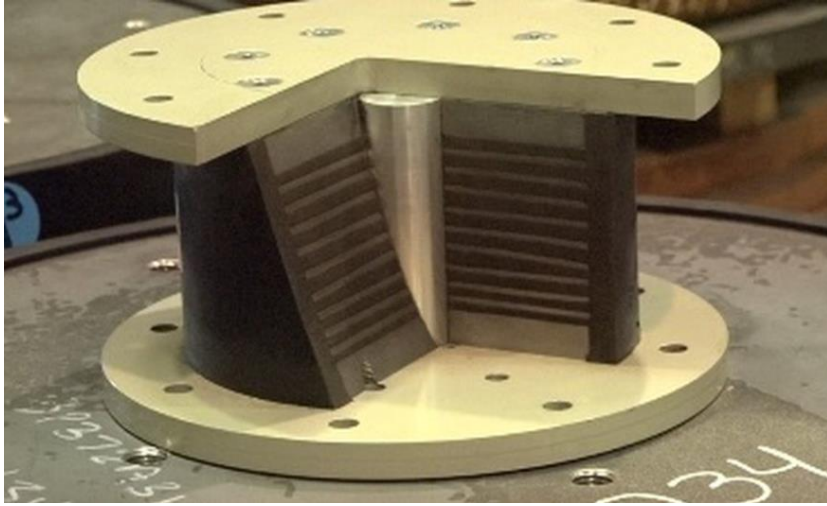
3.5 Ελαστομεταλλικά Εφεδράνα με Πυρήνα Μολύβδου

Τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα με πυρήνα μολύβδου αποτελούνται από ελαστομεταλλικά εφεδράνα (χαμηλής απόσβεσης), στα οποία προστίθεται ένας κυλινδρικός μολύβδινος πυρήνας, όπως φαίνεται στην Εικόνα 16. Το ελαστομεταλλικό τμήμα του εφεδράνου κατασκευάζεται από ελαστομερές υλικό και ενδιάμεσες χαλύβδινες πλάκες ενίσχυσης για την εξασφάλιση της απαιτούμενης κατακόρυφης δυσκαμψίας.

Ο πυρήνας μολύβδου εισάγεται με πίεση σε προανοιγμένη οπή στο κέντρο του εφεδράνου, ενώ όλο το εφεδράνο περιβάλλεται από επικάλυψη ελαστικού για λόγους περιβαλλοντικής προστασίας. 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 οπλισμού. Κάτω από αυτές τις συνθήκες περιορισμού, ο πυρήνας αποκτά εξαιρετική ικανότητα απόσβεσης ενέργειας, της οποίας το μέγεθος εξαρτάται από τη διάμετρο και το ύψος του. Στην άνω και κάτω επιφάνεια του εφεδράνου υπάρχουν μεταλλικές πλάκες, οι οποίες ισοκατανέμουν την κατακόρυφη παραμόρφωση και χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση με την ανωδομή και τη θεμελίωση. Στην Εικόνα 16 που ακολουθεί παρουσιάζεται η τυπική διατομή ενός εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου, ενώ στην Εικόνα 17 φαίνεται ένα εφεδράνο με πυρήνα μολύβδου.



Εικόνα 16: Τυπική διατομή εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου



Εικόνα 17: Εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου

Κεφάλαιο 4

ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ-ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΕΣ

4.1 Εισαγωγή

Όλες οι κατασκευές έχουν το χαρακτηριστικό να εξαντλούν την κινητική και δυναμική ενέργειά τους και να επανέρχονται σε κατάσταση ισορροπίας. Αυτή η ιδιότητά τους οφείλεται στην απόσβεση, δηλαδή την απορρόφηση ενέργειας από την κατασκευή. Μηδενική απόσβεση σε μία κατασκευή θα σήμαινε την ταλάντωσή της επ' άπειρον για οποιαδήποτε επιβαλλόμενη διέγερση. Στην πράξη όλες οι κατασκευές έχουν απόσβεση, δηλαδή χάνουν ενέργεια κατά την ταλάντωσή τους. Όταν η απόσβεση λάβει μία πολύ μεγάλη, κρίσιμη τιμή τότε η κατασκευή δεν εκτελεί ταλάντωση παρά την επιβολή της διέγερσης. Η τιμή αυτή της απόσβεσης ονομάζεται κρίσιμη απόσβεση. Στις κατασκευές η απόσβεση μετριέται με τον λόγο απόσβεσης, ο οποίος ορίζεται ως το ποσοστό της εκτιμώμενης απόσβεσης της κατασκευής προς την κρίσιμη απόσβεση, δηλαδή την τιμή εκείνη της απόσβεσης για την οποία η κατασκευή δεν θα εκτελούσε ταλάντωση. Η τιμή της απόσβεσης έχει επιρροή στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Ωστόσο, για συνήθεις τιμές του λόγου απόσβεσης (δηλαδή μικρότερες του 20%) η επιρροή είναι αμελητέα.

Βέβαια το ποσοστό της απόσβεσης δεν είναι ίδιο για όλες τις κατασκευές, όπως επίσης και οι μηχανισμοί λόγω των οποίων συμβαίνει η απόσβεση. Οι μηχανισμοί αυτοί εξαρτώνται από το υλικό της κατασκευής (π.χ. οπλισμένο σκυρόδεμα, προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβας κ.λπ.) αλλά και τον τρόπο σύνδεσης των μελών (π.χ. συγκόλληση ή κοχλίωση) όταν πρόκειται για μεταλλική κατασκευή.

Σε αρκετές περιπτώσεις κατασκευών η απόσβεσή τους είναι ανεπαρκής, ώστε οι μετακινήσεις τους να μην υπερβούν τα αποδεκτά όρια λειτουργικότητας. Τα όρια λειτουργικότητας αφορούν στην προστασία ευαίσθητων διαχωριστικών όπως υαλοπίνακες για την αποφυγή τραυματισμών ή για την εκκένωση κτιρίων μετά το σεισμό. Σε περίπτωση που απαιτείται πρόσθετη απόσβεση για την βελτίωση της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής

τοποθετούνται ειδικές διατάξεις απορρόφησης ενέργειας, δηλαδή αποσβεστήρες. Οι αποσβεστήρες προσφέρουν παθητική αντισεισμική προστασία και κατασκευάζονται από διαφορετικά υλικά σε διαφορετικές διατάξεις. Τα κυριότερα είδη αποσβεστήρων που παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 4 είναι οι μεταλλικοί αποσβεστήρες διαρροής, οι υδραυλικοί και ιξωδοελαστικοί αποσβεστήρες, καθώς και οι αποσβεστήρες συντονιζόμενης μάζας. Τα φαινόμενα που εκμεταλλεύονται οι αποσβεστήρες για την διάχυση της ενέργειας ταλάντωσης της κατασκευής είναι η τριβή και η προκαλούμενη από αυτήν θερμότητα, το ιξώδες των ρευστών, μάζες σε συνδυασμό με διατάξεις ώστε να ταλαντώνονται με διαφορά φάσης σε σχέση με την κατασκευή. Όσον αφορά στην κατανομή των αποσβεστήρων σε μία κατασκευή υπάρχουν διάφοροι αλγόριθμοι και μέθοδοι βελτιστοποίησης.

4.2 Μεταλλικοί Αποσβεστήρες Διαρροής

Πρόκειται ουσιαστικά για μεταλλικά μέλη, τα οποία τοποθετούνται σε διάφορα σημεία της κατασκευής προκειμένου να απορροφούν ενέργεια μέσω της παραμόρφωσής τους σε περίπτωση σεισμικής διέγερσης. Αυτού του είδους οι αποσβεστήρες αποσβένουν ενέργεια μέσω κάμψης, διάτμησης ή εφελκυσμού αναπτύσσοντας παραμορφώσεις στον ανελαστικό κλάδο του υλικού τους. Ο χάλυβας από τον οποίο κατασκευάζονται παρουσιάζει μικρή κράτυνση και αρκετά μεγάλη παραμόρφωση αστοχίας ώστε να έχουν μεγάλη διάρκεια ζωής και να μην επηρεάζονται οι ιδιότητές τους μετά από τους πολλούς κύκλους φόρτισης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Με τη χρήση μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής κατά τις προηγούμενες δεκαετίες η ικανότητα της πλαστικής παραμόρφωσης των χαλύβδινων δοκών αξιοποιήθηκε σε μεγάλη κλίμακα στην παροχή ευκαμψίας και απόσβεσης σε κατασκευές αποτελούμενες από μεταλλικά πλαίσια. Η ικανότητα της κυκλικής επαναλαμβανόμενης πλαστικοποίησης των μελών της κατασκευής όμως περιοριζόταν από τις ιδιότητες του υλικού και από τον κίνδυνο του τοπικού λυγισμού. Αργότερα αναπτύχθηκαν χαλύβδινοι αποσβεστήρες οι οποίοι είχαν μεγαλύτερη αντίσταση στην κόπωση από τα τυπικά χαλύβδινα μέλη των κατασκευών χρησιμοποιώντας κατάλληλους χάλυβες με ειδικά κατάλληλα σχήματα ώστε να επιτρέπουν τις επιζητούμενες ομοιόμορφες πλαστικές παραμορφώσεις. Δημιουργήθηκαν διαφορετικά είδη χαλύβδινων αποσβεστήρων, ορισμένα από τα οποία παρουσιάζονται στην Εικόνα 18.

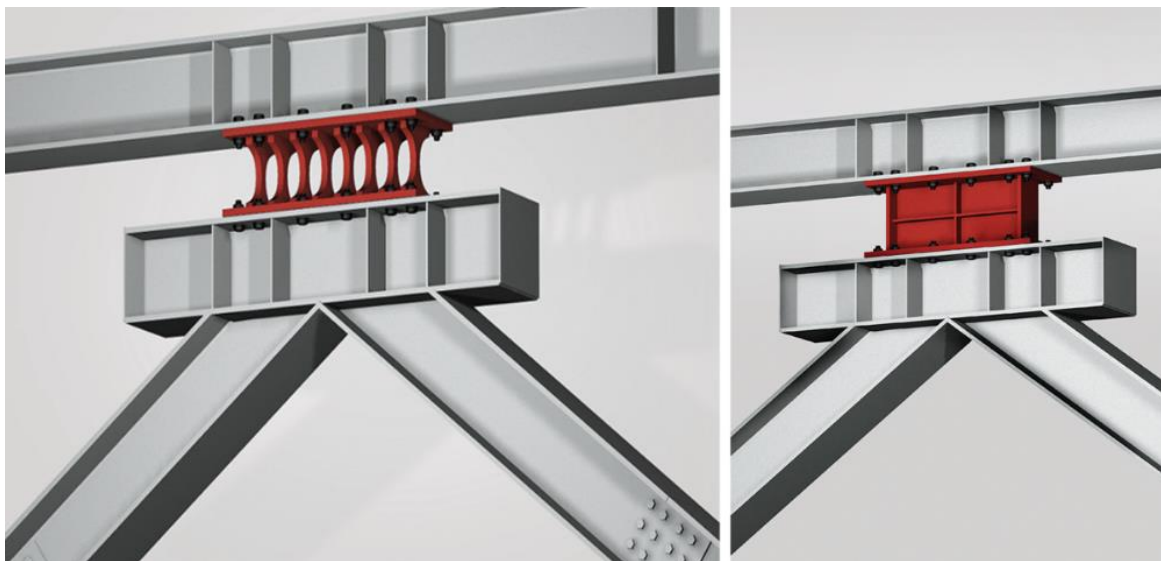
Τα υλικά κατασκευής των μεταλλικών αποσβεστήρων χαρακτηρίζονται από ένα διγραμμικό διάγραμμα δύναμης - μετατόπισης και κάτω από την φόρτιση του ανέμου δίδουν στην

κατασκευή αυξημένη ακαμψία, ενώ σε μεγάλες σεισμικές φορτίσεις υφίστανται μικρές παραμορφώσεις και περιορίζουν τις αναπτυσσόμενες σεισμικές δυνάμεις στην κατασκευή.



Εικόνα 18: Διαφορετικά είδη μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής

Στην Εικόνα 19 παρουσιάζονται αποσβεστήρες διαρροής μεταλλικών συνδέσμων που η απόσβεση ενέργειας γίνεται μέσω της κάμψης των στοιχείων (αριστερό σχήμα) αλλά και μέσω διατμητικής παραμόρφωσης (δεξί σχήμα). Το στοιχείο διαρροής είναι κατάλληλα διαμορφωμένο με νευρώσεις ώστε να είναι πλάστιμο και να αποφεύγεται η ψαθυρή θραύση λόγω διάτμησης.



Εικόνα 19: Σχηματική απεικόνιση της εφαρμογής μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής (κόκκινο χρώμα) στα μέλη της κατασκευής (γκρίζο χρώμα)

Ιδιαίτερη σημασία έχει η διάρκεια ζωής των μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής έναντι της κόπωσης, η οποία περιορίζεται από τα χαρακτηριστικά του χάλυβα και από τη θερμοκρασία στην οποία υφίστανται τις κυκλικές καταπονήσεις τους.

Στην Εικόνα 20 φαίνεται η εφαρμογή μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής σε ένα κτίριο σχολείου.



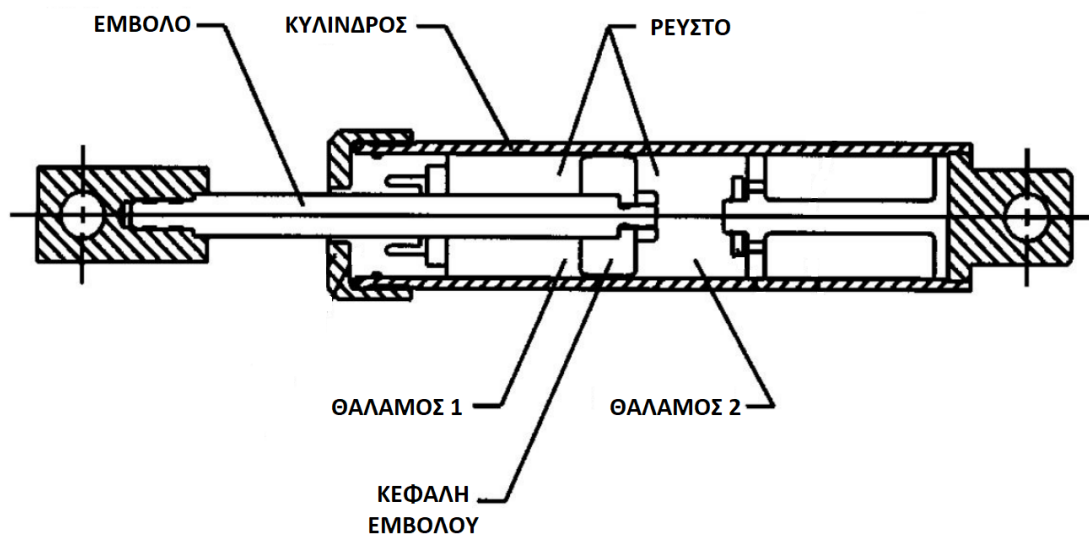
Εικόνα 20: Εφαρμογή μεταλλικών αποσβεστήρων διαρροής σε κτίριο σχολείου

4.3 Υδραυλικοί Αποσβεστήρες

Οι υδραυλικοί ιξώδεις αποσβεστήρες είναι από τις πιο συχνά συναντώμενες διατάξεις πρόσθετης απόσβεσης που εφαρμόζονται στις κατασκευές και η λειτουργία τους βασίζεται στην ιξώδη συμπεριφορά του ρευστού που περιέχουν. Ως εκ τούτου, η αντίσταση των υδραυλικών αποσβεστήρων εξαρτάται από την σχετική ταχύτητα που αναπτύσσεται στα άκρα των τερματικών του, με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται πολύ χαμηλή αντίσταση σε αργά εξελισσόμενες φορτίσεις όπως ο ερπυσμός ή οι θερμικές συστολοδιαστολές και αυξημένη

αντίσταση σε ταχέως εφαρμοζόμενες φορτίσεις όπως ο σεισμός. Οι υδραυλικοί αποσβεστήρες δεν αυξάνουν την δυσκαμψία της κατασκευής και δε δέχονται κανένα στατικό φορτίο (Klembczyk, 2014). Ενεργοποιούνται μόνο όταν επιβάλλεται ταχύτητα στα άκρα τους και παράγουν δύναμη ανάλογη με την σχετική ταχύτητα των άκρων τους. Όσο μεγαλύτερη είναι η ταχύτητα τόσο μεγαλύτερη είναι και η αντίσταση που παράγεται. Κατά την ενεργοποίηση των υδραυλικών αποσβεστήρων απορροφάται ενέργεια από το ρευστό, η οποία μετατρέπεται σε θερμότητα.

Ο υδραυλικός αποσβεστήρας αποτελείται από έναν κύλινδρο, στον οποίο περιέχεται ένα έμβολο. Το έμβολο μπορεί να μετατοπίζεται μπρος και πίσω κατά μήκος των θαλάμων 1 και 2, οι οποίοι είναι γεμάτοι με ιξώδες ρευστό. Η κεφαλή του εμβόλου έχει διάμετρο σχεδόν ίση με αυτήν του κυλίνδρου και συνδέεται με το έμβολο και είναι αυτή που διαιρεί τον κύλινδρο σε δύο θαλάμους. Πάνω στην κεφαλή υπάρχει στόμιο από όπου διαπερνά το ρευστό κατά την κίνηση του εμβόλου. Κατά συνέπεια, δημιουργείται διαφορά πίεσης στους δύο θαλάμους από την οποία προκαλείται αντίσταση στην κίνηση. Στην Εικόνα 21 παρουσιάζεται ένας τυπικός υδραυλικός αποσβεστήρας με τα επιμέρους τμήματά του.



Εικόνα 21: Τυπικός υδραυλικός αποσβεστήρας

Το έμβολο του αποσβεστήρα κατασκευάζεται από ανοξείδωτο χάλυβα υψηλής αντοχής. Ο κύλινδρος που περιέχει το ρευστό κατασκευάζεται συνήθως από σωλήνες χάλυβα χωρίς συγκόλληση ώστε να αντέχει τις υψηλές πιέσεις που ασκούνται στα τοιχώματά κατά τη λειτουργία του αποσβεστήρα. Αναφορικά με το ρευστό, οι κανονισμοί απαιτούν να είναι ανθεκτικό στη φωτιά, μη τοξικό, θερμικά σταθερό και να διατηρεί τις ιδιότητές του με την

πάροδο του χρόνου. Επί του παρόντος, τα μόνα υγρά που κατέχουν όλα τα παραπάνω χαρακτηριστικά προέρχονται από την οικογένεια σιλικόνης.

Όταν σε μία κατασκευή γίνεται εφαρμογή πρόσθετης απόσβεσης με την προσθήκη υδραυλικών αποσβεστήρων πρόκειται πάντοτε για εφαρμογή περισσότερων από μίας συσκευής. Οι αποσβεστήρες μπορούν να αναπτύξουν δυνάμεις από 5 έως 800 τόνους.

Η σύνδεση των αποσβεστήρων στην κατασκευή γίνεται με τρεις διατάξεις όπως φαίνεται στην Εικόνα 22. Για κατασκευές από σκυρόδεμα η σύνδεση γίνεται μέσω ήλων, ενώ στις μεταλλικές κατασκευές οι υποδοχές του αποσβεστήρα είναι ήδη συγκολλημένες από το εργοστάσιο.

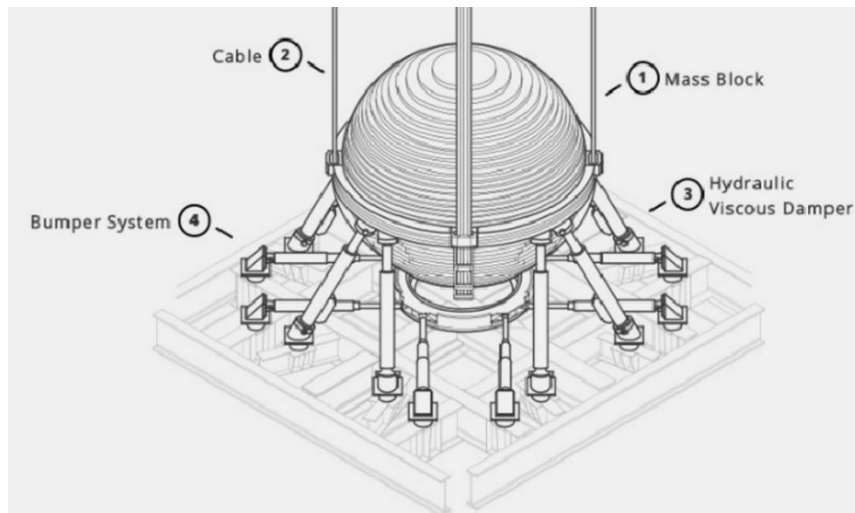


Εικόνα 22: Τρόποι σύνδεσης αποσβεστήρα και κατασκευής.

4.4 Αποσβεστήρες Συντονιζόμενης Μάζας

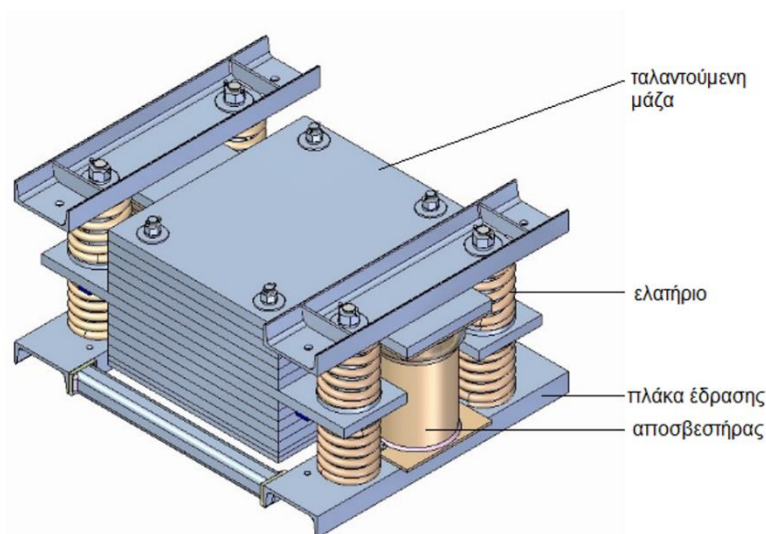
Οι αποσβεστήρες συντονιζόμενης μάζας (Tuned Mass Dampers (TMD)) δεν απαιτούν σύνδεση ανωδομής και θεμελίωσης, δηλαδή συνδέονται απευθείας στην ανωδομή. Η εφαρμογή τους γίνεται σε υψηλά κτήρια και γέφυρες μεγάλου ανοίγματος για την μείωση των ταλαντώσεων λόγω σεισμικών διεγέρσεων και ανεμοφορτίσεων. Λιγότερο συχνά εφαρμόζονται σε πεζογέφυρες για τον έλεγχο της ταλάντωσης λόγω του συντονισμού του βήματος των πεζών, καθώς και σε τμήματα κτιρίων (π.χ. εξώστες).

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 είναι υδραυλικός ιξώδης (βλ. Εικόνα 23). Μια κατηγορία των αποσβεστήρων συντονιζόμενης μάζας είναι αυτή του εκκρεμούς όπου μια μάζα αναρτάται μέσω συρματόσχοινων των οποίων το μήκος καθορίζει την ιδιοσυχνότητα ταλάντωσής της ενώ συνδέεται με την κατασκευή μέσω υδραυλικών αποσβεστήρων.



Εικόνα 23: Συνήθης αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας κατακόρυφου βαθμού ελευθερίας και τύπου εκκρεμούς για οριζόντιες μετακινήσεις.

Στην Εικόνα 24 παρουσιάζεται ένας συνήθης αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας κατακόρυφου βαθμού ελευθερίας.



Εικόνα 24: Συνήθης αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας κατακόρυφου βαθμού ελευθερίας

Παράδειγμα εφαρμογής αποσβεστήρα συντονιζόμενης μάζας αποτελεί ο ουρανοξύστης «Ταϊρεϊ 101» που βρίσκεται στην πόλη Ταϊπέι της Ταϊβάν. Στις Εικόνες 25 έως 27 φαίνεται η υλοποίηση του συστήματος, το οποίο βρίσκεται σε κεντρικό σημείο του κτιρίου και είναι επισκέψιμο από τον κόσμο. Η προστιθέμενη μάζα που βρίσκεται στο κέντρο έχει χρυσό χρώμα και αναρτάται με συρματοσχοίνα, ενώ συνδέεται και με υδραυλικούς αποσβεστήρες.

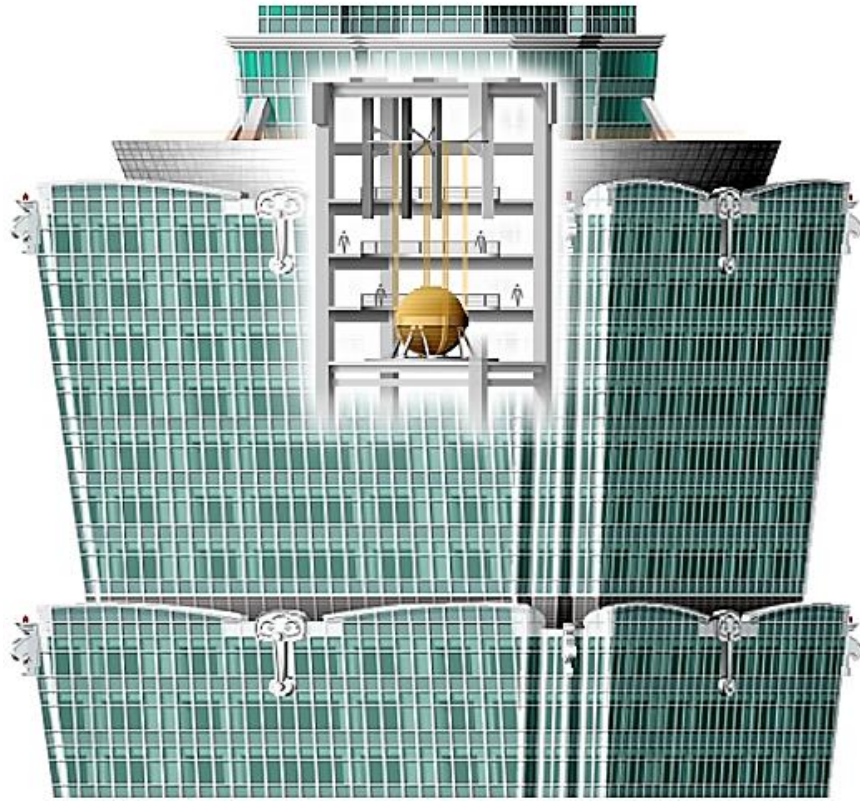


Εικόνα 25: Αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας στον ουρανοξύστη «Ταίρει 101» (πλάγια όψη)



Εικόνα 26: Αποσβεστήρας συντονιζόμενης μάζας στον ουρανοξύστη «Ταίρει 101» (κάτοψη)

Ο αποσβεστήρας συντονισμένης μάζας ρυθμίζεται ώστε να ενεργοποιείται σε κάποια από τις κύριες ιδιοσυχνότητες ταλάντωσης της κατασκευής. Έτσι, η ταλάντωση της μάζας βρίσκεται σε διαφορά φάσης με την ταλάντωση της κατασκευής και σε συνδυασμό με τα στοιχεία απόσβεσης περιορίζεται η δυναμική απόκριση.



Εικόνα 27: Θέση του αποσβεστήρα συντονιζόμενης μάζας στον ουρανοξύστη «Ταίρει 101»

Κεφάλαιο 5

ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΤΟΥ ΤΑΛΑΝΤΩΤΗ ΚΔΑΜΠΕΡ

5.1 Εισαγωγή

Τα τελευταία χρόνια, λόγω των καταστροφών που προκλήθηκαν από σεισμικές δονήσεις, ιδίως σε πυκνοκατοικημένες περιοχές, οι αντισεισμικοί κανονισμοί για τον σχεδιασμό κτιρίων, γεφυρών και υποδομών έχουν υποστεί αλλαγές προς την κατεύθυνση της βελτίωσης της αντοχής τους σε σεισμικές καταναλώσεις. Όσον αφορά την οριζόντια συνιστώσα των σεισμικών δονήσεων, η τεχνική της σεισμικής μόνωσης φαίνεται να αποτελεί την καλύτερη εναλλακτική λύση σε σύγκριση με τις παραδοσιακές τεχνικές αντισεισμικής προστασίας. Αυτή η μέθοδος βασίζεται στην ιδέα της μείωσης των σεισμικών φορτίων αντί της αύξησης της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών. Συγκεκριμένα, η σεισμική μόνωση συνίσταται στην προσθήκη μιας πλευρικά εύκαμπτης στρώσης μεταξύ της κατασκευής και της βάσης της. Με αυτόν τον τρόπο, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του σεισμικά μονωμένου συστήματος αυξάνεται σημαντικά, με αποτέλεσμα τη μείωση των επιταχύνσεων που επηρεάζουν την κατασκευή. Πολλές συσκευές μόνωσης, από απλά ελαστικά εφέδρανα έως πιο πολύπλοκες διατάξεις, έχουν αναπτυχθεί και βελτιωθεί με την πάροδο του χρόνου. Ωστόσο, η σεισμική μόνωση που εφαρμόζεται στη βάση των κατασκευών οδηγεί αναπόφευκτα σε μεγάλες μετατοπίσεις κατά τη διάρκεια σεισμικών κραδασμών. Αυτό δεν είναι αποδεκτό σε όλες τις περιπτώσεις λόγω διαφόρων παραγόντων, όπως η ευαισθησία των σεισμικά απομονωμένων κατασκευών σε ανέμους, οι ειδικές απαιτήσεις για τα συστήματα ύδρευσης, θέρμανσης και αποχέτευσης στις κατασκευές, καθώς και η ανάγκη για μεγάλους αρμούς αντισεισμικής προστασίας για να αποφευχθεί η σύγκρουση με γειτονικά κτίρια. Αυτές οι απαιτήσεις καθιστούν τη σεισμική μόνωση ανεπαρκή για υπάρχουσες κατασκευές. Παρόλα αυτά, συσκευές που παρέχουν προστασία έναντι της οριζόντιας σεισμικής συνιστώσας έχουν εφαρμοσθεί επιτυχώς σε κατασκευές.

Αντίθετα, η προστασία των κατασκευών από την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης εξακολουθεί να είναι σε επίπεδο ερευνητικής ανάπτυξης και δεν έχει φτάσει ακόμα στο στάδιο πρακτικής εφαρμογής. Πρόσφατα, έχουν καταγραφεί πολλές σεισμικές κινήσεις με

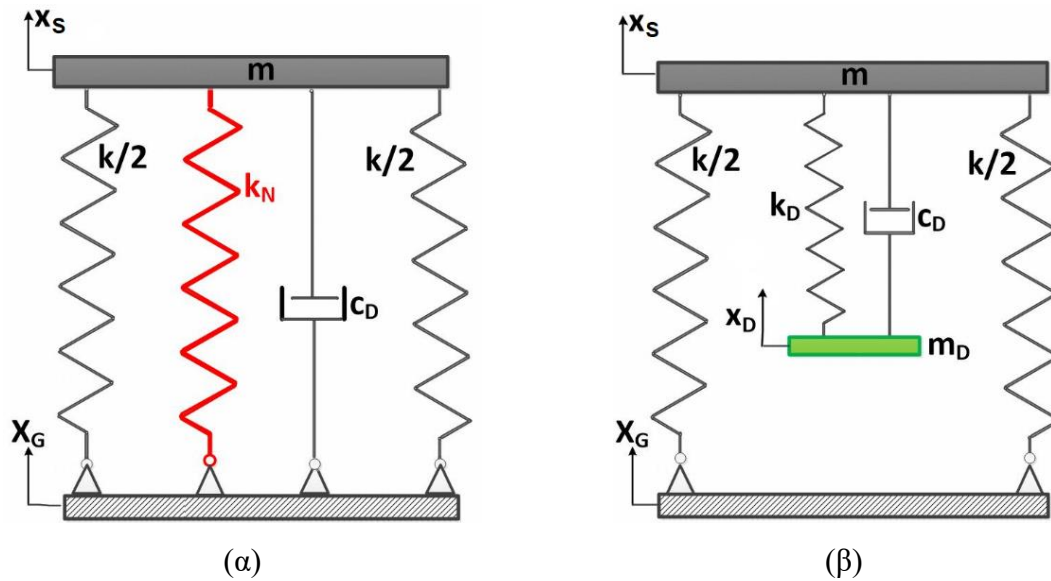
κατακόρυφη συνιστώσα που πλησιάζει το 1 g ή ακόμα και την υπερβαίνει. Για την προστασία τόσο των κτιρίων όσο και των μη δομικών στοιχείων, όπως εύθραυστα αντικείμενα, μηχανολογικός εξοπλισμός και έργα τέχνης, από αυτούς τους υψηλής έντασης σεισμικούς κραδασμούς, απαιτείται μόνωση ταλαντώσεων όχι μόνο στο οριζόντιο επίπεδο, αλλά και στο κατακόρυφο. Ο κύριος λόγος που καθιστά δύσκολη την εφαρμογή συστημάτων κατακόρυφης μόνωσης είναι η ανάγκη για επαρκή κατακόρυφη αντοχή ώστε να αντέξει τα κατακόρυφα φορτία που οφείλονται στο βάρος της κατασκευής, διατηρώντας παράλληλα τις κατακόρυφες στατικές παραμορφώσεις σε αποδεκτά επίπεδα. Από την άλλη, ένα σύστημα μόνωσης πρέπει να διαθέτει αρκετή ευκαμψία ώστε να απομονώσει τις επιταχύνσεις που επηρεάζουν την κατασκευή.

Ένα άλλο είδος δυναμικής διέγερσης που μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία λόγω κόπωσης ή υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας στις κατασκευές των ανεμογεννητριών είναι τα φορτία ανέμου. Καθώς η αιολική ενέργεια συνεχίζει να αναπτύσσεται παγκοσμίως, τα αιολικά πάρκα αποτελούν σημαντικό κομμάτι της παραγωγής αιολικής ενέργειας και συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική παραγωγή ενέργειας σε πολλές χώρες. Ωστόσο, ο ρυθμός εγκατάστασης ανεμογεννητριών έχει μειωθεί τα τελευταία χρόνια σε σύγκριση με τις αρχικές φάσεις της βιομηχανικής ανάπτυξης τους. Επιπλέον, έχουν καταγραφεί πολλές αστοχίες σε υπάρχουσες ανεμογεννήτριες λόγω δομικών προβλημάτων. Επομένως, η κύρια προτεραιότητα είναι η προστασία των δομικών στοιχείων των ανεμογεννητριών, όπως οι πυλώνες και οι θεμελιώσεις, μέσω συστημάτων ελέγχου.

Αυτά τα δεδομένα μας παρακινούν στην ανάπτυξη εναλλακτικών συστημάτων μόνωσης ταλαντώσεων, στα οποία μεταξύ άλλων συγκαταλέγονται: (i) αποσβεστήρες συντονισμένης μάζας (TMD), (ii) μονωτές αρνητικής στιβαρότητας και ταλαντωτές «μηδενικής στιβαρότητας» (QZS), και (iii) συστήματα απορρόφησης ταλαντώσεων με στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας (KDampers).

Έχοντας υπόψη όλα τα παραπάνω, κρίνεται απαραίτητη η ανάπτυξη δυναμικών συστημάτων απορρόφησης ταλαντώσεων, τα οποία συνδυάζουν τα ευεργετικά χαρακτηριστικά των προαναφερθέντων συστημάτων, χωρίς να παρουσιάζουν τα αντίστοιχα μειονεκτήματά τους.

Σε αυτή τη διπλωματική εργασία, θα γίνουν 3 αριθμητικές εφαρμογές του συστήματος απορρόφησης ταλαντώσεων με στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας (KDamper) με σκοπό να εξετάσουμε την αποτελεσματικότητα του συστήματος αυτού σε συμβατικά έργα Πολιτικού Μηχανικού.



Εικόνα 28: Σχηματική αναπαράσταση συστημάτων απορρόφησης ταλαντώσεων: (α) ταλαντωτής «μηδενικής στιβαρότητας» (QZS), (β) αποσβεστήρας συντονισμένης μάζας (TMD).

Η ιδέα της εισαγωγής στοιχείων αρνητικής στιβαρότητας (ή ‘anti-springs’) για απορρόφηση ταλαντώσεων έχει μακρά ιστορία στον τομέα της αεροναυπηγικής, καθώς είχε αρχικά προταθεί στην πρωτοποριακή δημοσίευση του (Molyneaux, 1957), όπως επίσης και στην μελέτη του (Platus 1992). Η προσέγγιση αυτή βασίζεται στην επίτευξη δραματικής μείωσης της στιβαρότητας του μονωτή και συνεπώς στην μείωση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος σε πολύ μικρές τιμές, οριακά μηδενικές. Τα συστήματα αυτά ονομάζονται ταλαντωτές ‘Οιονεί’ Μηδενικής Στιβαρότητας (Quazi Zero Stiffness, QZS). Κατά αυτόν τον τρόπο, μειώνεται η απόκριση του συστήματος για όλες τις μεγαλύτερες συχνότητες διέγερσης από τις φυσικές ιδιοσυχνότητες του συστήματος, έχοντας σαν αποτέλεσμα την επίτευξη σημαντικής μόνωσης (έναντι δυναμικών φορτίων).

Η αρνητική στιβαρότητα επιτυγχάνεται κυρίως μέσω ειδικού μηχανολογικού σχεδιασμού που συμπεριλαμβάνει συμβατικά προεντεταμένα ελαστικά στοιχεία θετικής στιβαρότητας, όπως δοκοί, πλάκες, κελύφη (σε μεταλυγισμική διαμόρφωση) καθώς επίσης και προσυμπιεσμένα ελατήρια, τοποθετημένα με κατάλληλη γεωμετρική διαμόρφωση. Το κύριο μειονέκτημα των ταλαντωτών ‘Οιονεί’ Μηδενικής Στιβαρότητας (QZS), προκύπτει λόγω της θεμελιώδους απαίτησης για δραστικά μειωμένη στιβαρότητα της κατασκευής, σχεδόν σε μηδενικά επίπεδα. Το γεγονός αυτό περιορίζει την φέρουσα ικανότητα της κατασκευής σε στατικά φορτία. Η σχηματική αναπαράσταση ενός απλού (QZS) ταλαντωτή παρουσιάζεται στην Εικόνα 28 (α), όπου ένα στοιχείο αρνητικής ελαστικής σταθεράς τοποθετείται παράλληλα στο συμβατικό στοιχείο θετικής στιβαρότητας. Η εξίσωση κίνησης του συστήματος αυτού είναι:

$$m\ddot{u}_s + c_D\dot{u}_s + (k + k_N)u_s = m\ddot{u}_s + c_D\dot{u}_s + k_{QZS}u_s = -m\ddot{X}_G \quad (1)$$

όπου η ιδιοσυχνότητα και ο λόγος απόσβεσης του ταλαντωτή QZS εκφράζονται ως:

$$\omega_{QZS} = 2\pi f_0 = \sqrt{k_{QZS} / m} \quad (2.a)$$

$$\zeta_{QZS} = c_D / (2\sqrt{k_{QZS} / m}) \quad (2.β)$$

Αφού το στοιχείο στιβαρότητας k_N είναι αρνητικό, η συνολική στιβαρότητα του συστήματος μειώνεται, $k_{QZS}=k+k_N$, όπως φαίνεται στην Εξίσωση (1). Συνεπώς, η φέρουσα ικανότητα του συστήματος μειώνεται και κατ' επέκταση και η ιδιοσυχνότητα του συστήματος, Εξίσωση (2.α). Με αυτόν τον τρόπο, μειώνονται τα σεισμικά φορτία, και ακολούθως οι μέγιστες επιταχύνσεις της κατασκευής, όπως στην περίπτωση ενός σεισμικά μονωμένου συστήματος. Ωστόσο, μειώνοντας την φέρουσα ικανότητα της κατασκευής, δημιουργούνται ποικίλα προβλήματα, ειδικά στην περίπτωση της κατακόρυφης σεισμικής μόνωσης. Για παράδειγμα, εάν X_{SVD} υποδηλώνει την στατική παραμόρφωση ενός τέτοιου συστήματος λόγω του ίδιου βάρους του στην κατακόρυφη διεύθυνση:

$$X_{SVD} = \frac{mg}{k} = \frac{g}{(2\pi f_0)^2} \quad (3)$$

Βασική αρχή λειτουργίας των TMDs είναι η μείωση των μετατοπίσεων μιας κατασκευής μέσω της μεταφοράς ενέργειας σε ένα σύστημα ταλάντωσης μιας πρόσθετης μάζας, σχεδιασμένο με κατάλληλα χαρακτηριστικά και προσαρμοσμένο σε κατάλληλη θέση στην κατασκευή. Το TMD, αποτελείται συνήθως από μία πρόσθετη μάζα (η οποία αποτελεί ένα μικρό ποσοστό της συνολικής μάζας) και ένα ελατήριο σε συνδυασμό με έναν τεχνητό αποσβεστήρα. Οι τιμές και τα μεγέθη που αφορούν στο σχεδιασμό τέτοιων συσκευών εξαρτώνται τόσο από τα επιθυμητά αποτελέσματα στην τελική δυναμική απόκριση της κατασκευής, όσο και από την ρύθμιση της συχνότητας του TMD με την θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της αρχικής κατασκευής. Η τελευταία αυτή ιδιότητα έχει σαν αποτέλεσμα μία μεγάλη ποσότητα της ενέργειας ταλάντωσης της κατασκευής λόγω του σεισμού να περνά από την κατασκευή στην πρόσθετη μάζα της συσκευής και στη συνέχεια να αναλύσεται μέσω του αποσβεστήρα. Η ιδέα του TMD εφαρμόστηκε για πρώτη φορά από τον Frahm (1909), και η

θεωρία για τα TMD παρουσιάστηκε αργότερα από τους Ormondroyd και Den Hartog (1928). Τέτοιες συσκευές έχουν πλήθος εφαρμογών στο πεδίο του Πολιτικού Μηχανικού.

Παρά το γεγονός ότι οι συσκευές αυτές είναι γνωστές για την αποτελεσματικότητα και την αξιοπιστία τους, το βασικό μειονέκτημα που παρουσιάζουν είναι η ευαισθησία των παραμέτρων που τις χαρακτηρίζουν. Περιβαλλοντικοί και άλλοι εξωτερικοί παράγοντες μπορούν εύκολα να απορρυθμίσουν τις παραμέτρους αυτές, επηρεάζοντας αρνητικά την απόδοση της συσκευής και κατ' επέκταση την απόκριση της κατασκευής. Η δυσκολία στην κατασκευή και τοποθέτηση των μεγάλων πρόσθετων μαζών που απαιτούνται, προκειμένου να επιτευχθεί σημαντική μείωση των επιβαλλόμενων σεισμικών ταλαντώσεων, αποτελεί έναν επιπλέον περιορισμό στη χρήση τους. Η ιδέα του TMD παρουσιάζεται στην Εικόνα 28 (β). Οι εξισώσεις κίνησης που προκύπτουν είναι:

$$m\ddot{u}_s + c_D(\dot{u}_s - \dot{u}_D) + k_D(u_s - u_D) + ku_s = -m\ddot{X}_G \quad (4.a)$$

$$m_D\ddot{u}_D - c_D(\dot{u}_s - \dot{u}_D) - k_D(u_s - u_D) = -m_D\ddot{X}_G \quad (4.β)$$

και τα χαρακτηριστικά που διέπουν το σύστημα αυτό είναι:

$$\omega_D = \sqrt{k_D / m_D} \quad (5.a)$$

$$\zeta_D = c_D / (2\sqrt{k_D / m_D}) \quad (5.β)$$

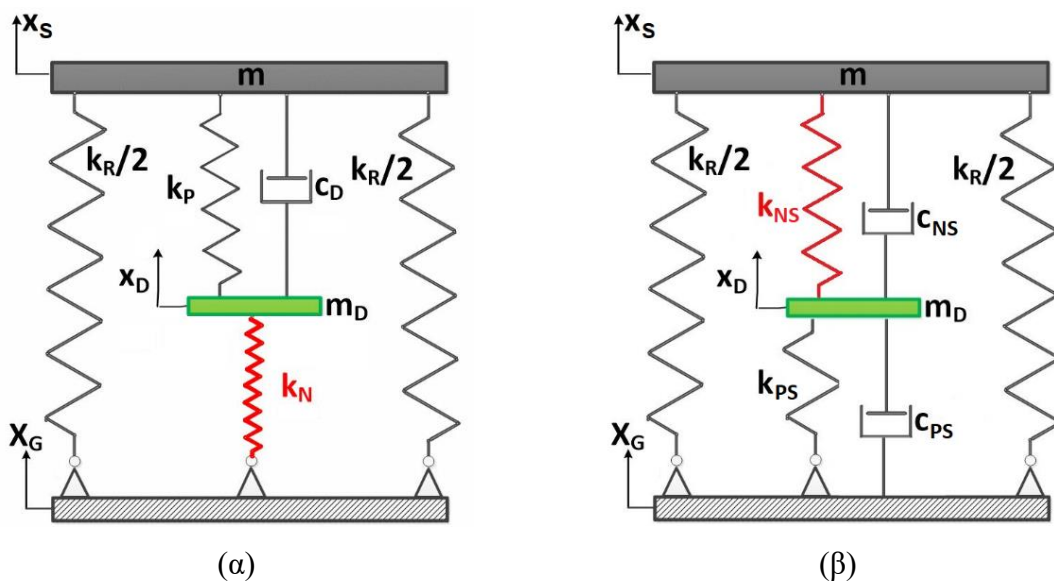
$$\mu = m_D / m \quad (5.γ)$$

Αναφορικά με τον βέλτιστο σχεδιασμό του TMD, ποικίλες προσεγγίσεις βρίσκονται στην βιβλιογραφία, ανάλογα με το εκάστοτε πρόβλημα. Κοινή πρακτική είναι ο συντονισμός του TMD με την θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του αρχικού συστήματος, και στη συνέχεια ο λόγος απόσβεσης υπολογίζεται αριθμητικά.

5.2 Προτεινόμενα Δυναμικά Συστήματα Απορρόφησης Ταλαντώσεων Βασισμένα στην Αρνητική Στιβαρότητα

Οι αποσβεστήρες KDampers με ενσωματωμένα στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας είναι μία νέα πρωτοποριακή ιδέα μόνωσης κραδασμών και απόσβεσης (Antoniadis et al., 2018), που βασίζεται κυρίως στον βέλτιστο συνδυασμό των κατάλληλων στοιχείων στιβαρότητας, ένα από τα οποία στοιχεία έχει αρνητική σταθερά στιβαρότητας (Negative Stiffness). Οι αποσβεστήρες με βάση την αρχή του KDamper δεν απαιτούν μείωση της συνολικής δομικής στιβαρότητας

της κατασκευής, ξεπερνώντας έτσι το αντίστοιχο εγγενές μειονέκτημα των γνωστών μονωτών ταλαντώσεων «μηδενικής δυσκαμψίας» ("Quazi Zero Stiffness" - QZS), οι οποίοι απαιτούν δραστική μείωση της στιβαρότητας και κατά συνέπεια της αντοχής του φέροντος οργανισμού της κατασκευής. Σε σύγκριση με τους παραδοσιακούς αδρανειακούς αποσβεστήρες (Tuned Mass Dampers-TMD), ο KDamper μπορεί να επιτύχει καλύτερα χαρακτηριστικά μόνωσης και απόσβεσης, χωρίς την ανάγκη επιπρόσθετων βαρών μαζών, όπως απαιτεί ο TMD. Σε αντίθεση με τον TMD και τις παραλλαγές του, ο KDamper αντικαθιστά τις απαραίτητες υψηλές δυνάμεις αδράνειας της προστιθέμενης μάζας με τη δύναμη από το αρνητικό στοιχείο στιβαρότητας. Μεταξύ άλλων, αυτό μπορεί να προσφέρει συγκριτικά πλεονεκτήματα στην περιοχή πολύ χαμηλών συχνοτήτων. Επιπλέον, γνωρίζοντας ότι οι ιδιότητες μόνωσης και απόσβεσης του KDamper είναι ουσιαστικά αποτέλεσμα των στοιχείων στιβαρότητας του συστήματος, περαιτέρω τεχνολογικά πλεονεκτήματα μπορούν να προκύψουν, όσον αφορά το βάρος, την πολυπλοκότητα και την αξιοπιστία. Τέλος θα πρέπει ειδικά να σημειωθεί, ότι ο KDamper προσφέρει ουσιαστικές δυνατότητες για την απόσβεση της κατακόρυφης συνιστώσας των σεισμικών διεγέρσεων, όπου δεν υπάρχει δόκιμη μέθοδος, η οποία λειτουργεί αποτελεσματικά σήμερα.



Εικόνα 29: Σχηματική αναπαράσταση δυναμικών συστημάτων απορρόφησης ταλαντώσεων βασισμένα στον KDamper: (α) ταλαντωτής KDamper, (β) διευρυμένη έκδοση του KDamper.

Ο KDamper παρουσιάζεται στην Εικόνα 29 (α). Όμοια με τον ταλαντωτή QZS εισάγεται ένα στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας. Σε αντίθεση με τον QZS, η πρώτη βασική προϋπόθεση του KDamper είναι η διατήρηση της συνολικής στατικής στιβαρότητας:

$$k_R + \frac{k_P k_N}{k_P + k_N} = k = (2\pi f_0)^2 (m + m_D) \quad (6)$$

Έτσι, ο KDamper ξεπερνά το αντίστοιχο εγγενές μειονέκτημα των γνωστών μονωτών ταλαντώσεων «μηδενικής στιβαρότητας». Συγκριτικά με τον TMD ή τον TMDI, ο KDamper εισάγει ένα στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας, το οποίο συνδέει την προστιθέμενη μάζα με την βάση του συστήματος. Οι εξισώσεις κίνησης που προκύπτουν είναι:

$$m\ddot{u}_S + c_D(\dot{u}_S - \dot{u}_D) + k_P(u_S - u_D) + k_R u_S = -m\ddot{X}_G \quad (7.a)$$

$$m_D\ddot{u}_D - c_D(\dot{u}_S - \dot{u}_D) - k_P(u_S - u_D) + k_N u_D = -m_D\ddot{X}_G \quad (7.β)$$

όπου, $u_S = X_S - X_G$ και $u_D = X_D - X_G$. Υποθέτοντας αρμονική διέγερση στην βάση της κατασκευής, της μορφής:

$$\ddot{X}_G(t) = A_G \exp(j\omega t) \quad (8)$$

και αποκρίσεις σταθερής κατάστασης της μορφής:

$$u_S(t) = \tilde{U}_S \exp(j\omega t) \quad (9.a)$$

$$u_D(t) = \tilde{U}_D \exp(j\omega t) \quad (9.β)$$

Οι εξισώσεις του KDamper προκύπτουν ως:

$$-\omega^2 m \tilde{U}_S + j\omega c_D(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) + k_P(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) + k_R \tilde{U}_S = -m A_G \quad (10.a)$$

$$-\omega^2 m_D \tilde{U}_D - j\omega c_D(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) - k_P(\tilde{U}_S - \tilde{U}_D) + k_N \tilde{U}_D = -m_D A_G \quad (10.β)$$

Ένας προσεκτικός έλεγχος των Εξισώσεων (10.a, β) δείχνει πως το πλάτος F_{MD} της αδρανειακής δύναμης της προστιθέμενης μάζας και το πλάτος F_N της δύναμης του στοιχείου αρνητικής στιβαρότητας είναι σε φάση λόγω της αρνητικής τιμής του k_N :

$$F_{MD} = -\omega^2 m_D |\tilde{U}_D| \quad (11.a)$$

$$F_N = k_N |\tilde{U}_D| \leq 0 \quad (11.β)$$

Έτσι, παρόμοια με τον TMDI, ο KDamper μπορεί να θεωρηθεί ως μια έμμεση προσέγγιση για την αύξηση της δύναμης της αδρανειακής μάζας χωρίς την αύξηση της ίδιας της μάζας. Τα χαρακτηριστικά που διέπουν τον KDamper είναι:

$$\mu = m_D / m \quad (12.α)$$

$$k_D = k_N + k_P \quad (12.β)$$

$$\omega_D = \sqrt{k_D / m_D} = \sqrt{(k_N + k_P) / m_D} \quad (12.γ)$$

$$\zeta_D = c_D / 2\omega_D m_D = c_D / 2\sqrt{(k_N + k_P)m_D} \quad (12.δ)$$

$$m_{tot} = m + m_D \quad (12.ε)$$

$$f_0 = \sqrt{k / m_{tot}} / 2\pi = \sqrt{(k_R + k_P k_N / k_P + k_N) / (m + m_D)} / 2\pi \quad (12.η)$$

όπου μ είναι ο λόγος της προστιθέμενης μάζας προς την μάζα της κατασκευής, ζ_D είναι ο λόγος απόσβεσης του τεχνητού αποσβεστήρα, και f_0 είναι η ονομαστική συχνότητα του KDamper.

Η διευρυμένη έκδοση του KDamper (extended KDamper-EKD) παρουσιάζεται στην Εικόνα 29 (β). Η συγκεκριμένη διάταξη συνίσταται στην εναλλαγή θέσεων του θετικού και αρνητικού στοιχείου στιβαρότητας, k_P , k_N , και στην προσθήκη ενός τεχνητού αποσβεστήρα παράλληλα σε κάθε ένα από αυτά τα στοιχεία. Αρχικά, η εναλλαγή αυτή γίνεται για τεχνικούς λόγους. Πρώτον, με αυτή τη διάταξη, στο στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας δεν ασκείται καμία εξωτερική δύναμη, όπως στην περίπτωση του KDamper όπου ασκείται το ίδιο βάρος της m_D . Αντίθετα, στον EKD, το ίδιο βάρος της m_D παραλαμβάνεται από το στοιχείο θετικής στιβαρότητας k_P , το οποίο μπορεί εύκολα να παραλάβει δυνάμεις τέτοιας τάξης μεγέθους, όντας πρακτικά άκαμπτο στην κατακόρυφη διεύθυνση (πχ. απλά ελαστικά εφέδρανα). Δεύτερον, με την προσθήκη αποσβεστήρων παράλληλα σε κάθε στοιχείο στιβαρότητας, επιτυγχάνεται περεταίρω βελτίωση της δυναμικής συμπεριφοράς, καθώς επίσης και μείωση στη σχετική μετατόπιση μεταξύ των δύο τερματικών του k_N , κάτι που είναι εξαιρετικής σημασίας για τον ρεαλιστικό σχεδιασμό του. Οι ταλαντωτές KDamper και EKD έχουν εφαρμοσθεί επιτυχώς σε πλήθος εφαρμογών, όπως κτίρια, γέφυρες, ανεμογεννήτριες, κ.ά. (Kalogerakou, M.E., Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A. and Sapountzakis, E.J. 2022; Kampitsis, A., Kapasakalis, K.A and Via-Estrem, L. 2022; Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A. and Sapountzakis, E.J. 2019; Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A., Sapountzakis, E.J. 2021a-e; Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A., Sapountzakis, E.J. and Kampitsis, A. 2021; Kapasakalis, K.A. and Sapountzakis, E.J. 2022; Kapasakalis, K.A., Mantakas, A.G., Kalderon, M., Antoniou, M., Sapountzakis, E.J. 2023; Kapasakalis, K.A. and Sapountzakis, E.J. 2022).

Κεφάλαιο 6

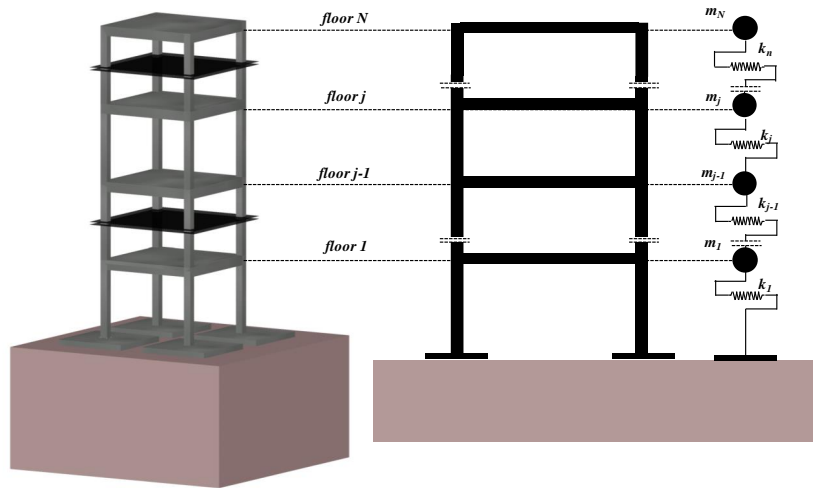
ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΚΑΤΑΝΕΜΗΜΕΝΕΣ ΣΥΣΚΕΥΕΣ ΚDAMPER

6.1 Μαθηματικό Μοντέλο Αρχικής Πολυώροφης Κατασκευής

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, η υπό εξέταση πολυώροφη κατασκευή προσομοιώνεται με ένα απλοποιημένο μοντέλο με εντοπισμένες μάζες και ακαμψίες. Οι παραδοχές που έγιναν για την μοντελοποίηση είναι οι ακόλουθες:

- i Η συνολική μάζα του κτιρίου συγκεντρώνεται στο επίπεδο των ορόφων;
- ii Οι πλάκες και οι δοκοί των ορόφων θεωρούνται άκαμπτες σε σύγκριση με τις κολώνες;
- iii Οι κολώνες θεωρούνται αξονικά απαραμόρφωτες, αβαρείς, και προσφέρουν την συνολική οριζόντια στιβαρότητα;
- iv Η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής δεν λαμβάνεται υπόψη;
- v Η ανωδομή θεωρείται πως παραμένει στα ελαστικά όρια κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης;

Η υπό εξέταση πολυώροφη κατασκευή είναι αυτή όπως παρουσιάζεται στους Singh et al. (Singh, Matheu, and Suarez 1998), όπου θεωρήθηκε ομοιόμορφη κατανομή μαζών και δυσκαμψιών για όλους τους ορόφους. Πιο συγκεκριμένα, η κατασκευή απεικονίζει μια τυπική πολυώροφη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπου τα βάρη των ορόφων αντιστοιχούν σε 400 m^2 κάτοψης. Ωστόσο, οι τιμές της μάζας και δυσκαμψίας κάθε ορόφου που λήφθηκαν υπόψη είναι ελαφρώς διαφορετικές, όπως στην εργασία των Hadi and Arfiadi (Hadi and Arfiadi 1998). Η μάζα του κάθε ορόφου ισούται με $M_F = 360 \text{ tn}$, η δυσκαμψία κάθε ορόφου ισούται με $k_F = 650 \text{ MN/m}$, και το ύψος του ορόφου θεωρήθηκε 3.2 m . Μια σχηματική αναπαράσταση του υπό εξέταση πολυώροφου κτιρίου, μαζί με το απλοποιημένο μοντέλο με συγκεντρωμένες μάζες και δυσκαμψίες, παρουσιάζεται στην Εικόνα 30.



Εικόνα 30: Σχηματική αναπαράσταση πολυώροφης κατασκευής, και απλοποιημένο μοντέλο με συγκεντρωμένες μάζες και δυσκαμψίες.

Στους N το πλήθος βαθμούς ελευθερίας (βε) της αρχικής κατασκευής εισάγονται n το πλήθος συσκευές απορρόφησης ταλαντώσεων (TMDs, KDampers, EKDs, κλπ.), καταλήγοντας σε ένα συνολικό πλήθος βε $(N+n)$. Οι εξισώσεις κίνησης του συστήματος με τις n το πλήθος συσκευές είναι:

$$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = -[M]\{r\} \ddot{X}_G \quad (13)$$

όπου $[M]$, $[C]$, και $[K]$ είναι τα μητρώα μάζας, απόσβεσης, και στιβαρότητας της κατασκευής με τις συσκευές. Αυτά τα μητρώα ορίζονται ως:

$$[M] = [M_{STR}] + [M_{DVA}] \quad (14.a)$$

$$[C] = [C_{STR}] + [C_{DVA}] \quad (14.β)$$

$$[K] = [K_{STR}] + [K_{DVA}] \quad (14.γ)$$

Οι δείκτες STR και DVA στις Εξισώσεις (14.α, β, γ) υποδεικνύουν τους β.ε. της αρχικής κατασκευής (no control – NC) και των συσκευών, αντίστοιχα. Τα μητρώα μάζας και δυσκαμψίας του αρχικού διατμητικού κτιρίου, μοντελοποιημένου με συγκεντρωμένες μάζες και δυσκαμψίες, παρουσιάζονται παρακάτω:

$$[M_{STR}] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & M_{i-1} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & M_i & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & M_{i+1} & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & M_{N-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & M_N \end{bmatrix} \quad (15.a)$$

$$[K_{STR}] = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3+k_4 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{i-1}+k_i & -k_i & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & -k_i & k_i+k_{i+1} & -k_{i+1} & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & -k_{i+1} & k_{i+1}+k_{i+2} & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{N-1}+k_N & -k_N \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & -k_N & k_N \end{bmatrix} \quad (15.β)$$

Η εδαφική επιτάχυνση αντιπροσωπεύεται από το διάνυσμα \ddot{X}_G και $\{r\}$ είναι το διάνυσμα επιρροής και ορίζεται ως $\{r\}_{(N+n) \times 1} = [1, 1, \dots, 1]^T$. Οι δυναμικές αποκρίσεις της κατασκευής (σχετικές με τη βάση της κατασκευής) με τις συσκευές απορρόφησης ταλαντώσεων, και πιο συγκεκριμένα οι μετακινήσεις των ορόφων, οι ταχύτητές τους, και οι επιταχύνσεις, καθώς επίσης και οι αντίστοιχες δυναμικές αποκρίσεις των επιπρόσθετων μαζών των συσκευών ορίζονται ως:

$$\{X\} = \{x_{STR-1}, x_{STR-2}, \dots, x_{STR-N}, x_{DVA-1}, x_{DVA-2}, \dots, x_{DVA-n}\}^T \quad (16.a)$$

$$\{\dot{X}\} = \{\dot{x}_{STR-1}, \dot{x}_{STR-2}, \dots, \dot{x}_{STR-N}, \dot{x}_{DVA-1}, \dot{x}_{DVA-2}, \dots, \dot{x}_{DVA-n}\}^T \quad (16.β)$$

$$\{\ddot{X}\} = \{\ddot{x}_{STR-1}, \ddot{x}_{STR-2}, \dots, \ddot{x}_{STR-N}, \ddot{x}_{DVA-1}, \ddot{x}_{DVA-2}, \dots, \ddot{x}_{DVA-n}\}^T \quad (16.γ)$$

Το μητρώο απόσβεσης μορφώνεται θεωρώντας ιδιομορφική απόσβεση. Ο λόγος απόσβεσης κάθε ιδιομορφής θεωρείται ποσοστιαίος της αντίστοιχης ιδιοσυχνότητας, με μέγιστη τιμή το 10% της κρίσιμης απόσβεσης για οποιαδήποτε ιδιομορφή. Ο λόγος απόσβεσης

της πρώτης ιδιομορφής (θεμελιώδους) θεωρείται ίσος με $\zeta_1 = 3.03\%$ (Etedali and Rakhshani 2018). Κατ' επέκταση, ο λόγος απόσβεσης της $i^{ης}$ ιδιομορφής δίνεται από τη σχέση:

$$\zeta_i = \min \left\{ \zeta_1 \frac{\Omega_i}{\Omega_1}, 0.1 \right\} \quad (17)$$

Το μητρώο απόσβεσης της αρχικής NC κατασκευής ορίζεται ως:

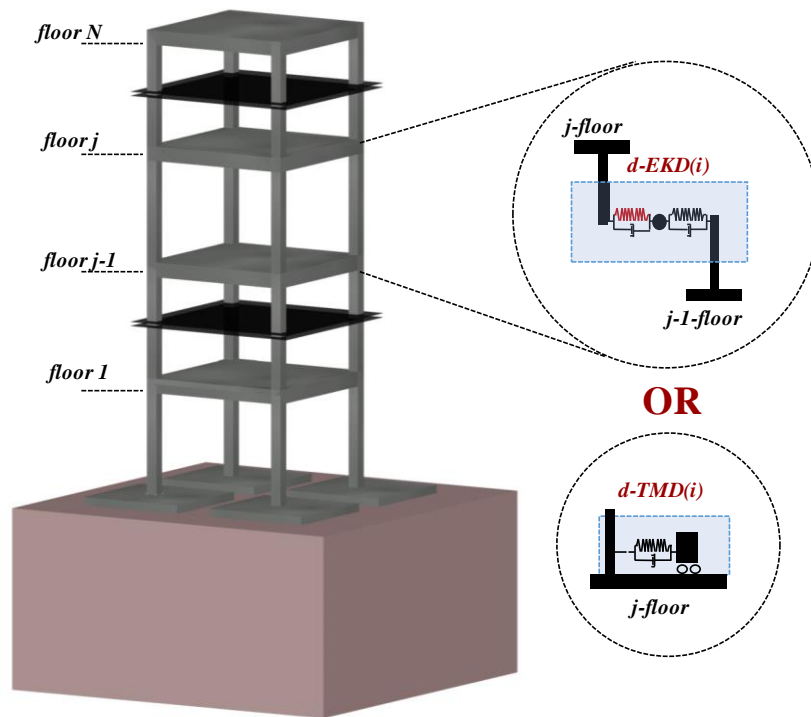
$$[C_{STR}] = [M_{STR}] [\Phi_{STR}] \begin{bmatrix} 2\zeta_1\Omega_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 2\zeta_2\Omega_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 2\zeta_N\Omega_N \end{bmatrix} [\Phi_{STR}]^T [M_{STR}] \quad (18)$$

όπου $[\Phi_{STR}]$ είναι το μητρώο που περιέχει όλες τις ιδιομορφές της αρχικής κατασκευής.

6.2 Εισαγωγή Κατανεμημένων EKD

Η σεισμική μόνωση θεωρείται η επικρατέστερη πρακτική για σεισμική προστασία των κατασκευών (Naeim and Kelly 1999). Ωστόσο, απαιτούνται μεγάλες μετακινήσεις στη βάση της κατασκευής, γεγονός που καθιστά δύσκολη την εφαρμογή της σε υφιστάμενες κατασκευές. Αυξάνοντας την απόσβεση σεισμικά μονωμένων συστημάτων για να μειωθούν οι μετακινήσεις της βάσης (Symans et al. 2007), δεν μπορεί να θεωρηθεί βιώσιμη εναλλακτική λόγω των τεχνολογικών απαιτήσεων και της αύξησης των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων αλλά και των απόλυτων επιταχύνσεων της ανωδομής (Kelly 1999). Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη διερεύνηση εναλλακτικών τακτικών για τη σεισμική προστασία υφιστάμενων κατασκευών. Η πιο δημοφιλής στρατηγική παθητικής προστασίας υφιστάμενων κατασκευών είναι η εισαγωγή ενός αποσβεστήρα συντονιζόμενης μάζας (STMD). Η χρήση ενός μόνο TMD δεν είναι πάντοτε αποτελεσματική καθώς η κίνηση του εδάφους περιέχει ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων, και κατά συνέπεια εισάγει δονήσεις στην κατασκευή πέραν της θεμελιώδους, που συντονίζεται το ένα TMD (Clark 1988; Sladek and Klingner 1983). Για αυτό το λόγο εισήχθησαν πολλαπλά TMDs, είτε τοποθετημένα στην κορυφή της κατασκευής (MTMDs), είτε κατανεμημένα σε διάφορα ύψη του κτιρίου (d-MTMDs), με στόχο να διευρύνουν το φάσμα συχνοτήτων στο οποίο είναι αποτελεσματικά. Αν και η εισαγωγή MTMDs είναι αποτελεσματική τακτική, η εισαγωγή πολλαπλών βαρών μαζών είναι εξαιρετικά ανεπιθύμητη. Για αυτό το λόγο, στην παρούσα διπλωματική εργασία διερευνήθηκε η εισαγωγή πολλαπλών κατανεμημένων συσκευών EKD, καθώς προηγούμενη έρευνα (K.A. Karasakalis, Antoniadis, and Sapountzakis 2020; K.A.

Karasakalis, Antoniadis, and Sapountzakis 2021a) υποδεικνύει ότι συσκευές βασισμένες στον ταλαντωτή KDamper υπερέχουν σε σχέση με συσκευές βασισμένες στον TMD, με σημαντικά μικρότερες πρόσθετες μάζες. Η σχηματική αναπαράσταση της εισαγωγής μιας συσκευής EKD (ή TMD) με αριθμό (i) μεταξύ των ορόφων (j) και ($j-1$) παρουσιάζεται Στην Εικόνα 31. Στις ακόλουθες παραγράφους παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία εισαγωγής μια συσκευής απορρόφησης ταλαντώσεων (EKD or TMD), καθώς και η τροποποίηση των μητρώων μάζας, απόσβεσης, και δυσκαμψίας.



Εικόνα 31: Εισαγωγή συσκευής απορρόφησης ταλαντώσεων με αριθμό (i) (Tuned Mass Damper – TMD ή extended KDamper – EKD) μεταξύ των ορόφων (j) και ($j-1$) της N -όροφης αρχικής κατασκευής.

Για κάθε συσκευή EKD με αριθμό (i) που εισάγεται μεταξύ των ορόφων (j) και ($j-1$), όπως φαίνεται στην Εικόνα 31, η πρόσθετη μάζα M_{D-i} συνδέεται με τον όροφο (j) με ένα στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας k_{N-i} και με ένα τεχνητό αποσβεστήρα c_{N-i} , και με τον όροφο ($j-1$) με ένα στοιχείο θετικής στιβαρότητας k_{P-i} και ένα τεχνητό αποσβεστήρα c_{P-i} . Τα μητρώα μάζας, απόσβεσης, και στιβαρότητας τροποποιούνται για να ληφθεί υπόψη η εισαγωγή μιας τέτοιας συσκευής ως εξής:

$$K_{DVA}(N+i, N+i) = k_{N-i} + k_{P-i} \quad (19.α)$$

$$K_{DVA}(N+i, j) = -k_{N-i} \quad (19.β)$$

$$K_{DVA}(j, N+i) = -k_{N-i} \quad (19.γ)$$

$$K_{DVA}(j, j) = k_{N-i} \quad (19.δ)$$

$$K_{DVA}(N+i, j-1) = -k_{P-i} \quad (19.ε)$$

$$K_{DVA}(j-1, N+i) = -k_{P-i} \quad (19.ζ)$$

$$K_{DVA}(j-1, j-1) = k_{P-i} \quad (19.η)$$

$$M_{DVA}(N+i, N+i) = \mu_i M_{TOT} \quad (20)$$

$$\mu_i = \frac{M_{D-i}}{M_{TOT}} \quad (21.α)$$

$$\mu = \sum_1^n \mu_i \quad (21.β)$$

$$M_{TOT} = \sum_1^N M_i \quad (22)$$

$$C_{DVA}(N+i, N+i) = c_{N-i} + c_{P-i} \quad (23.α)$$

$$C_{DVA}(N+i, j) = -c_{N-i} \quad (23.β)$$

$$C_{DVA}(j, N+i) = -c_{N-i} \quad (23.γ)$$

$$C_{DVA}(j, j) = c_{N-i} \quad (23.δ)$$

$$C_{DVA}(N+i, j-1) = -c_{P-i} \quad (23.ε)$$

$$C_{DVA}(j-1, N+i) = -c_{P-i} \quad (23.ζ)$$

$$C_{DVA}(j-1, j-1) = c_{N-i} \quad (23.η)$$

όπου μ_i είναι ο λόγος μάζας κάθε μιας από τις συσκευές EKD με αριθμό (i), όπως ορίζεται στην Εξίσωση (21.α), και εκφράζεται ως ποσοστό της συνολικής μάζας της ανωδομής M_{TOT} , όπως ορίζεται στην Εξίσωση (22), και μ είναι ο συνολικός λόγος μαζών όλων των συσκευών EKD, και ορίζεται στην Εξίσωση (21.β).

6.3 Εισαγωγή Κατανεμημένων TMD

Για να επιβεβαιώσουμε την αποτελεσματικότητα των κατανεμημένων συσκευών d-EKDs, η υφιστάμενη κατασκευή εξετάζεται επιπλέον με κατανεμημένες συσκευές TMDs (Elias, Matsagar, and Datta 2016; Elias, Matsagar, and Datta 2017; Sladek and Klingner 1983; Xiang and Nishitani 2013). Για κάθε συσκευή TMD με αριθμό (i) που εισάγεται στον όροφο (j), (Εικόνα 31) η πρόσθετη μάζα του TMD συνδέεται με τον όροφο (j) με ένα στοιχείο θετικής στιβαρότητας k_{D-i} και ένα τεχνητό αποσβεστήρα c_{D-i} . Τα μητρώα μάζας, απόσβεσης, και στιβαρότητας τροποποιούνται για να ληφθεί υπόψη η εισαγωγή μιας τέτοιας συσκευής ως εξής:

$$K_{DVA}(N+i, N+i) = k_{D-i} \quad (24.α)$$

$$K_{DVA}(N+i, j) = -k_{D-i} \quad (24.β)$$

$$K_{DVA}(j, N+i) = -k_{D-i} \quad (24.γ)$$

$$K_{DVA}(j, j) = k_{D-i} \quad (24.δ)$$

$$M_{DVA}(N+i, N+i) = \mu_i M_{TOT} \quad (25)$$

$$\mu_i = \frac{M_{D-i}}{M_{TOT}} \quad (26.α)$$

$$\mu = \sum_1^n \mu_i \quad (26.β)$$

$$C_{DVA}(N+i, N+i) = c_{D-i} \quad (27.α)$$

$$C_{DVA}(N+i, j) = -c_{D-i} \quad (27.β)$$

$$C_{DVA}(j, N+i) = -c_{D-i} \quad (27.γ)$$

$$C_{DVA}(j, j) = c_{D-i} \quad (27.δ)$$

όπου μ_i και μ ορίζονται αντίστοιχα με το σύστημα d-EKD. Η αποτελεσματικότητα των d-TMDs εξαρτάται άμεσα από τον αριθμό των συσκευών που εισάγονται, αλλά και από το συνολικό λόγο πρόσθετης μάζας. Τελικό κριτήριο για την επιλογή του αριθμού των συσκευών που θα εισαχθούν είναι το αθροιστικό ποσοστό συμμετοχής των ιδιομορφικών μαζών να είναι μεγαλύτερο του 90%, όπως στην εργασία των Elias et al. (Elias, Matsagar, and Datta 2017). Η συχνότητα συντονισμού των TMDs (λόγος) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$t_{TMD-i} = \frac{\omega_{TMD-i}}{\Omega_i}, \quad i = 1:n, \quad n = 3 \quad (28)$$

όπου ω_{TMD-i} είναι η συχνότητα συντονισμού της συσκευής TMD με αριθμό (i), και Ω_i είναι η ιδιοσυχνότητα της i^{th} ιδιομορφής του αρχικού NC υπό εξέταση κτιρίου. Τελικά, η συχνότητα συντονισμού του TMD με αριθμό (i) εκφράζεται ως:

$$\omega_{D-i}^2 = (2\pi f_{D-i})^2 = \frac{k_{D-i}}{M_{D-i}} \quad (29)$$

Ο βέλτιστος λόγος για την συχνότητα συντονισμού $(t_{TMD-i}^{opt}, i=1:n)$ υπολογίζεται για ένα κτίριο υποβαλλόμενο σε σεισμικές διεγέρσεις σύμφωνα με την σχέση από την εργασία των Elias et al. (Elias, Matsagar, and Datta 2017):

$$t_{TMD-i}^{opt} = \frac{1}{1 + \mu_i \varphi_i} \left(1 - \zeta_i \sqrt{\frac{\mu_i \varphi_i}{1 + \mu_i \varphi_i}} \right), \quad i=1:n, \quad n=3 \quad (30)$$

όπου μ_i είναι ο λόγος μάζας για την συσκευή TMD με αριθμό (i), ζ_i είναι ο λόγος απόσβεσης της i^{th} ιδιομορφής της κατασκευής, και φ_i είναι η τιμή της θεμελιώδους ιδιομορφής της κατασκευής στη θέση που θα τοποθετηθεί το TMD (i), έχοντας κάνει κανονικοποίηση των ιδιομορφών με βάση το μέγιστο. Ο λόγος απόσβεσης για την συσκευή TMD (i) υπολογίζεται με βάση την παρακάτω εξίσωση, όπως δίνεται στην εργασία των Elias et al. (Elias, Matsagar, and Datta 2017):

$$\zeta_{TMD-i}^{opt} = \varphi_i \left(\frac{\zeta_i}{1 + \mu_i} + \sqrt{\frac{\mu_i}{1 + \mu_i}} \right), \quad i=1:n, \quad n=3 \quad (31)$$

Τελικά, η τιμή του τεχνητού αποσβεστήρα για την TMD (i) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$c_{D-i} = 2\zeta_{TMD-i}^{opt} M_{D-i} \omega_{D-i}^{opt} \quad (32)$$

6.4 Βέλτιστος Σχεδιασμός d-EKD Συστήματος

Ο βέλτιστος σχεδιασμός συστημάτων απορρόφησης ταλαντώσεων εξαρτάται άμεσα από τη συχνότητα συντονισμού των συσκευών που εισάγονται, καθώς επίσης και από το λόγο απόσβεσης των τεχνητών αποσβεστήρων. Πλήθος προσεγγίσεων έχουν διερευνηθεί και προταθεί στη διεθνή βιβλιογραφία για την επιλογή των βέλτιστων παραμέτρων τέτοιων συστημάτων (Abé and Fujino 1994; Bakre and Jangid 2007; Fahim et al. 1998; Hoang, Fujino, and Warnitchai 2008; C. Li 2002; Warburton 1982; Zuo, Bi, and Hao 2017). Ωστόσο, η πολυπλοκότητα και ο αριθμός των ανεξάρτητων σχεδιασμού των κατανεμημένων συσκευών EKD καθιστά τις μεθόδους H^∞ (Den Hartog 1956) ασύμφορες.

Οι παράμετροι του συστήματος EKD μπορούν να υπολογισθούν χρησιμοποιώντας Αλγορίθμους Βελτιστοποίησης (K.A. Karpasakalis, Antoniadis, and Sapountzakis 2021a), καθώς είναι μια αποδοτική προσέγγιση για τον σχεδιασμό αποτελεσματικών αλλά και

ρεαλιστικών συσκευών απορρόφησης ταλαντώσεων. Ο Harmony Search (HS) αλγόριθμος χρησιμοποιείται στην παρούσα διπλωματική εργασία (Zong Woo Geem, Joong Hoon Kim, and Loganathan 2001). Οι βασικές παράμετροι του αλγορίθμου HS λαμβάνονται από σχετική διεθνή βιβλιογραφία, και είναι $HMS=75$, $HMCR=0.5$, and $PAR=0.1$.

6.4.1 Αρνητική Στιβαρότητα και Εξασφάλιση Ευστάθειας

Η προτεινόμενη στρατηγική σεισμικής προστασίας εισάγει στοιχεία αρνητικής στιβαρότητας, και για αυτό το λόγο είναι απαραίτητο να εξασφαλίσουμε ότι το σύστημα θα είναι στατικά και δυναμικά ευσταθές. Για μια συσκευή EKD με αριθμό (i) που εισάγεται μεταξύ των ορόφων (j) και ($j-1$), η ισοδύναμη στιβαρότητα του (j) ορόφου μπορεί να ορισθεί ως:

$$k_{EQ,STAT}^j = k_F + \frac{k_{N-i} \times k_{P-i}}{k_{N-i} + k_{P-i}} \quad (33)$$

όπου k_F είναι η αρχική στιβαρότητα του ορόφου (j) της κατασκευής. Αν και θεωρητικά η τιμή της εισαγόμενης αρνητικής στιβαρότητας k_{N-i} είναι σταθερή, λόγω κατασκευαστικών ατελειών ή/και μη γραμμικοτήτων γεωμετρίας, η τιμή της πραγματικής αρνητικής στιβαρότητας μπορεί να έχει σημαντικές διακυμάνσεις (H. Li, Li, and Li 2020). Για να εξασφαλίσουμε την δυναμική ευστάθεια της κατασκευής, θεωρούμε ότι το στοιχείο αρνητικής στιβαρότητας k_{N-i} θα αυξηθεί κατά ένα ποσοστό V_{N-i} , όπως φαίνεται στην παρακάτω εξίσωση:

$$k_{EQ,DYN}^j (V_{N-i}) = k_F + \frac{V_{N-i} k_{N-i} \times k_{P-i}}{V_{N-i} k_{N-i} + k_{P-i}} \quad (34)$$

Τελικά, εισάγονται δύο παράμετροι ως συνθήκες ευστάθειας (stability conditions - SC) (στατική και δυναμική) και ορίζονται ως ο λόγος ισοδύναμης στιβαρότητας του (j) ορόφου (με το EKD) προς την αρχική του στιβαρότητα (NC κατασκευή):

$$SC_{STAT}^j = \frac{k_{EQ,STAT}^j}{k_F} \quad (35)$$

$$SC_{DYN}^j = \frac{k_{EQ,DYN}^j (V_{N-i})}{k_F} \quad (36)$$

Στην παρούσα διπλωματική εργασία λάβαμε το ποσοστό αύξησης του στοιχείου αρνητικής στιβαρότητας ίσο με $V_{N-i} = 1.10$ (+10%) και περιλαμβάνει κατασκευαστικές ατέλειες και μη-γραμμικότητα γεωμετρίας (Κ.Α. Karasakalis, Antoniadis, and Sapountzakis 2021a).

6.4.2 Εξαρτημένες και Ανεξάρτητες Μεταβλητές Σχεδιασμού

Κάθε συσκευή EKD με αριθμό (i) εισαγάγει πέντε στο σύνολο επιπλέον στοιχεία / παραμέτρους, την επιπρόσθετη μάζα M_{D-i} , τα στοιχεία στιβαρότητας k_{N-i} και k_{P-i} , και τους τεχνητούς αποσβεστήρες c_{N-i} και c_{P-i} . Για να αποφύγουμε να εισάγουμε μεγάλες παρασιτικές μάζες που επιβαρύνουν την κατασκευή, όπως στο σύστημα d-TMD, η συνολική πρόσθετη μάζα κάθε συσκευής EKD επιλέγεται ίση με το 0.1% της συνολικής μάζας της κατασκευής M_{TOT} , Εξίσωση (22). Επιπρόσθετα, η ισοδύναμη συχνότητα του (j) ορόφου εισάγεται για καλύτερη εποπτεία της επιρροής της συσκευής EKD στο δομικό σύστημα:

$$\omega_{EQ}^j = 2\pi f_{EQ}^j = \sqrt{\frac{k_{EQ,STAT}^j}{(M_j + M_{D-i})}} \quad (37)$$

Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα, το στοιχείο θετικής στιβαρότητας k_{P-i} να είναι γνωστό, θεωρώντας ότι η τιμή του στοιχείου αρνητικής στιβαρότητας είναι επίσης γνωστό. Οι τεχνητοί αποσβεστήρες c_{N-i} και c_{P-i} μπορούν να εκφραστούν με βάση τον λόγο απόσβεσής τους ως εξής:

$$c_{N-i} = 2\zeta_{N-i} (M_j + M_{D-i}) \omega_{EQ}^j \quad (38.a)$$

$$c_{P-i} = 2\zeta_{P-i} (M_j + M_{D-i}) \omega_{EQ}^j \quad (38.β)$$

Τελικά, οι ελεύθερες παράμετροι σχεδιασμού (ανεξάρτητες) του συστήματος d-EKD είναι στο σύνολο ($4 \times n$), όπου n το πλήθος των συσκευών EKD:

1. Η τιμή του στοιχείου αρνητικής στιβαρότητας k_{N-i} . ($\times n$)
2. Η τιμή της ισοδύναμης συχνότητας f_{EQ}^j . ($\times n$)
3. Οι τιμές των τεχνητών αποσβεστήρων c_{N-i} και c_{P-i} (ή ισοδύναμα ζ_{N-i} , ζ_{P-i}). ($\times 2n$)

6.4.3 Διαδικασία Βελτιστοποίησης, Κατασκευαστικοί Περιορισμοί και Περιορισμοί Κατασκευής

Αφού μορφώθηκαν οι εξισώσεις κίνησης της πολυώροφης κατασκευής με τα κατανεμημένα EKDs, Εξισώσεις (13) (d-EKD σύστημα), στόχος είναι τώρα να προσδιορίσουμε τις βέλτιστες

τιμές των παραμέτρων που απαρτίζουν τις συσκευές ΕΚΔ ώστε να επιτύχουμε την καλύτερη απόδοσή τους για την σεισμική προστασία της κατασκευής. Για να είναι ο σχεδιασμός ρεαλιστικός και αποδοτικός πρέπει να εισαχθούν κατάλληλοι περιορισμοί στις δυναμικές αποκρίσεις, καθώς και στα όρια των ελεύθερων παραμέτρων σχεδιασμού.

1. Η μέγιστη απόλυτη τιμή από τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (floor drifts) τίθεται ως αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος βελτιστοποίησης.
2. Η πρόσθετη μάζα που εισάγει η κάθε συσκευή ΕΚΔ επιλέγεται να είναι ίση με το 0.1% της συνολικής μάζας της κατασκευής, για να μην επιβαρύνεται η κατασκευή με μεγάλες παρασιτικές μάζες..
3. Η θέση τοποθέτησης της συσκευής ΕΚΔ με αριθμό (i) είναι από 1:N, όπου N είναι ο αριθμός των ορόφων της κατασκευής.
4. Η εδαφική κίνηση προσομοιώνεται με τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμένα να είναι συμβατά με το φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης σχεδιασμού του ΕΚ8 (Κ.Α. Kapasakalis, Antoniadis, and Sapountzakis 2021a).
5. Η στατική και δυναμική ευστάθεια της κατασκευής εξασφαλίζεται εισάγοντας συντηρητικά κάτω όρια στους δείκτες ευστάθειας:

$$SC_{STAT}^j \geq 0.5 \quad (39)$$

$$SC_{DYN}^j \geq 0.2 \quad (40)$$

6. Η μέγιστη απόλυτη τιμή του στοιχείου αρνητικής στιβαρότητας, καθώς και η σχετική μετατόπιση των τερματικών του φράζονται με βάση παλιότερες εργασίες (Konstantinos A. Kapasakalis, Antoniadis, and Sapountzakis 2021b):

$$|k_{N-i}| \leq 50 \text{ kN} / \text{m} / \text{tn} \quad (41)$$

$$X_{NS-i} \leq 0.18 \text{ m} \quad (42)$$

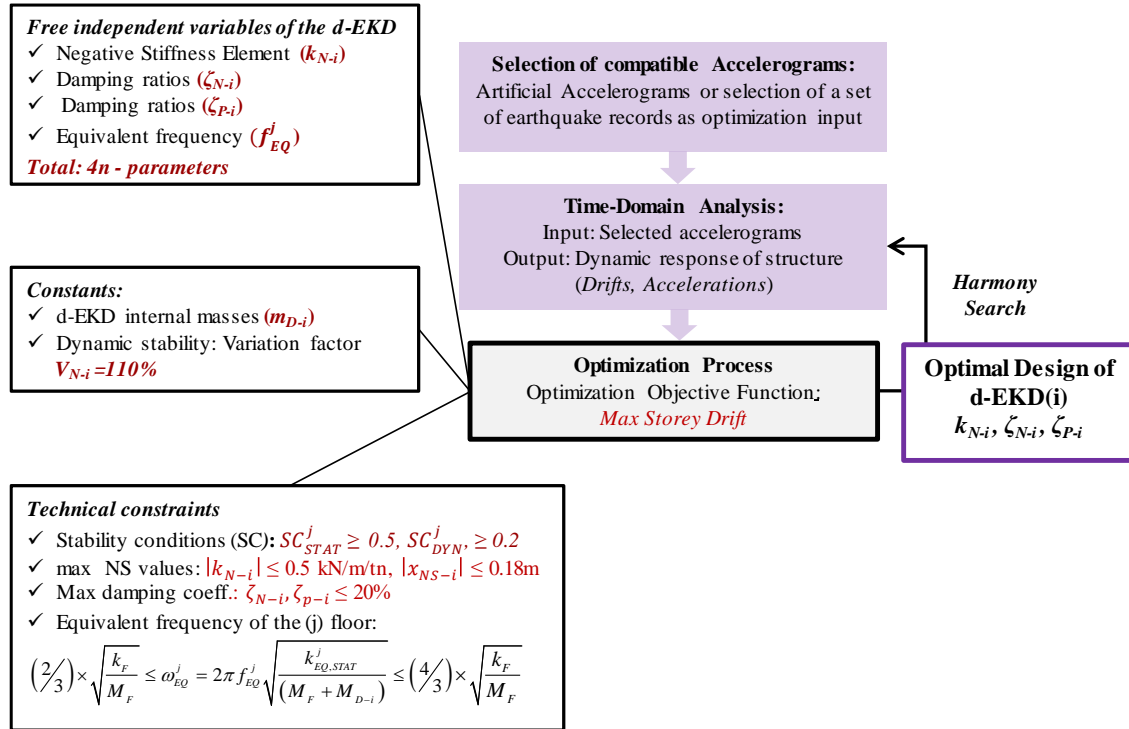
7. Ο λόγος απόσβεσης των τεχνητών αποσβεστήρων έχει άνω όριο με βάση την εργασία των (Κ.Α. Kapasakalis, Antoniadis, and Sapountzakis 2021a) και κατασκευαστικούς περιορισμούς:

$$\zeta_{N-i}, \zeta_{P-i} \leq 20 \% \quad (43)$$

8. Η ισοδύναμη ιδιοσυχνότητα του ορόφου (j) περιορίζεται με βάση την παρακάτω εξίσωση:

$$\left(\frac{2}{3}\right) \times \sqrt{\frac{k_F}{M_F}} \leq \omega_{EQ}^j = 2\pi f_{EQ}^j = \sqrt{\frac{k_{EQ,STAT}^j}{(M_F + M_{D-i})}} \leq \left(\frac{4}{3}\right) \times \sqrt{\frac{k_F}{M_F}} \quad (44)$$

όπου k_F και M_F είναι η στιβαρότητα και η μάζα του j ορόφου, αντίστοιχα. Τα όρια της Εξίσωσης 23 επιλέχθηκαν συντηρητικά ώστε να μην επηρεαστούν σημαντικά τα δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Ο σχεδιασμός καθώς και τα όρια και οι περιορισμοί που επιβάλλονται στις δυναμικές αποκρίσεις και στις παραμέτρους του συστήματος φαίνονται σχηματικά στο διάγραμμα ροής της Εικόνας 32.



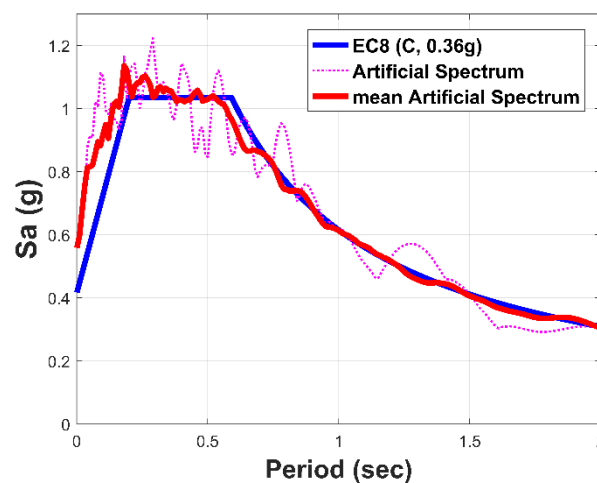
Εικόνα 32: Διάγραμμα ροής του σχεδιασμού και της βελτιστοποίησης του συστήματος d-EKD.

Κεφάλαιο 7

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ

7.1 Εισαγωγή

Υπάρχουν αρκετοί τύποι επιταχυνσιογραφήματων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν, όπως α) συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα, που παράγονται από σεισμολογικά μοντέλα, β) καταγραφές από πραγματικούς σεισμούς, και γ) τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμένα να είναι συμβατά με κάποιο συγκεκριμένο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού, με το τελευταίο να είναι το πιο κατάλληλο για σχεδιασμό με βάση τους κανονισμούς. Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoArtif (Seismosoft [2018], 2018). Στην Εικόνα 33, παρουσιάζεται το μέσο φάσμα απόκρισης 30 τεχνητών επιταχυνσιογραφήματων, σχεδιασμένα με βάση τον EC8, για κατηγορία εδάφους C, κατηγορία σπουδαιότητας II, τύπο φάσματος I, και φασματική επιτάχυνση 0.36 g. Παρατηρείται πολύ καλή ταύτιση με το αντίστοιχο φάσμα απόκρισης του EC8 (λιγότερο από 10% απόκλιση) στο εύρος ιδιοπεριοδών από 0.2 μέχρι 2 δευτερόλεπτα. Το μέσο PGA των επιλεγθέντων 30 επιταχυνσιογραφήματων είναι 5.19 m/sec^2 .



Εικόνα 33: Μέσο φάσμα απόκρισης των 30 τεχνητών (οριζόντιων) επιταχυνσιογραφήματων, και σύγκριση με το αντίστοιχο του EC8.

Για να επαληθεύσουμε την αποδοτικότητα του προτεινόμενου συστήματος d-EKDs χρησιμοποιήθηκαν και οκτώ πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα. Οι επιλεγμένοι σεισμοί είναι από Αμερική, Ευρώπη, και Ασία καλύπτοντας ένα μεγάλο εύρος σεισμικών χαρακτηριστικών, όπως η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (peak ground acceleration –PGA), η ένταση του σεισμού (M_w), το συχνοτικό περιεχόμενό τους, η διάρκεια, κι άλλα, όπως φαίνονται στον Πίνακα 3.

Πίνακας 3: Χαρακτηριστικά των επιλεγθέντων πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων.

No	Σεισμός	Ετος	Σταθμός	Τύπος	Mw	PGA (g)	PGA/PGV (g×sec/m)	R _{jb} (km)	DUR _{5-75%} (sec)
1	Northridge	1994	N Hollywood	Near fault	6.69	0.3087	1.4389	7.89	7.0
2	L'Aquila	2009	V. Aterno	Near fault	6.3	0.4018	1.2548	0.0	4.7
3	Kocaeli	1999	Izmit	Near fault	7.51	0.1651	0.7396	3.62	8.2
4	Tabas	1978	Tabas	Near fault	7.35	0.8540	0.8639	1.79	8.3
5	Kobe	1995	Amagasaki	Near fault	6.9	0.2758	0.8214	11.34	6.9
6	Landers	1992	Joshua tree	Near fault	7.28	0.2736	1.0125	11.03	21.7
7	Duzce	1999	Lamont 1059	Near fault	7.14	0.1524	1.1844	4.17	10.4
8	Friuli	1976	Tolmezzo	Near fault	6.5	0.3571	1.5629	14.97	2.5

Για να έχουμε καλύτερη εποπτεία στα αριθμητικά αποτελέσματα, εισάγονται κάποια κριτήρια απόδοσης (performance criteria – PC) (PC_i), που υπολογίζονται για τους πραγματικούς σεισμούς που αναφέραμε προηγουμένως. Το πρώτο κριτήριο (PC_1) είναι η αδιάστατη μέτρηση των μέγιστων μετατοπίσεων των ορόφων σε σχέση με το έδαφος, και υπολογίζεται ως:

$$PC_1 = \max \left\{ \frac{\max |X_i(t)|}{X_{NC}^{\max}} \right\}, \quad i = 1: N \quad (45)$$

όπου $|X_i(t)|$ είναι η μέγιστη απόλυτη μετατόπιση του i ορόφου, και υπολογίσθηκε από τις χρονοϊστορίες της κατασκευής με τα συστήματα EKD, και X_{NC}^{\max} είναι η μέγιστη απόλυτη μετατόπιση από όλους τους ορόφους της αρχικής κατασκευής, NC σύστημα. Το δεύτερο κριτήριο (PC_2) αφορά τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts). Το PC_2 είναι και αυτό αδιάστατο και υπολογίζεται με την ακόλουθη εξίσωση:

$$PC_2 = \max \left\{ \frac{\max |d_i(t)| / h_i}{d_{NC}^{\max}} \right\}, \quad i = 1 : N \quad (46)$$

όπου $|d_i(t)|$ είναι η μέγιστη απόλυτη σχετική μετατόπιση του i ορόφου της κατασκευής με τα ΕΚΔ, h_i είναι το ύψος του αντίστοιχου ορόφου, και d_{NC}^{\max} είναι η μέγιστη απόλυτη σχετική μετατόπιση του i ορόφου της NC κατασκευής. Το PC_3 αφορά τις απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων, είναι και αυτό αδιάστατο και υπολογίζεται με την ακόλουθη εξίσωση:

$$PC_3 = \max \left\{ \frac{\max |\ddot{X}_i(t)|}{\ddot{X}_{NC}^{\max}} \right\}, \quad i = 1 : N \quad (47)$$

Όπου $|\ddot{X}_i(t)|$ είναι η απόλυτη μέγιστη τιμή της απόλυτης επιτάχυνσης του i ορόφου, και \ddot{X}_{NC}^{\max} είναι η απόλυτη μέγιστη τιμή της απόλυτης επιτάχυνσης του i ορόφου της NC κατασκευής. Το τέταρτο και τελευταίο κριτήριο (PC_4) αφορά την τέμνουσα βάσης της κατασκευής, είναι και αυτό αδιάστατο και υπολογίζεται με την ακόλουθη εξίσωση:

$$PC_4 = \max \left\{ \frac{\max \left| \sum_1^{N+n} M_i \ddot{X}_i(t) \right|}{VB_{NC}^{\max}} \right\}, \quad i = 1 : (N + n) \quad (48)$$

όπου VB_{NC}^{\max} είναι η μέγιστη απόλυτη τιμή της τέμνουσας βάσης της NC κατασκευής, και M_i είναι οι μάζα του i ορόφου.

7.2 Αριθμητική Εφαρμογή 1^η: 5-όροφο κτίριο

7.2.1 Βέλτιστες Παράμετροι και Κανονικές Μορφές Ταλάντωσης

Σύμφωνα με τη διαδικασία βελτιστοποίησης που παρουσιάστηκε στην προηγούμενη ενότητα, στον Πίνακα 4 παρουσιάζονται οι βέλτιστες τιμές των παραμέτρων των συσκευών ΕΚΔ, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές αντίστοιχα. Επίσης, στον Πίνακα 4 παρουσιάζονται οι βέλτιστες τιμές των παραμέτρων στην περίπτωση που στην 5-όροφη κατασκευής τοποθετηθούν ένα, δύο, και τρία TMDs.

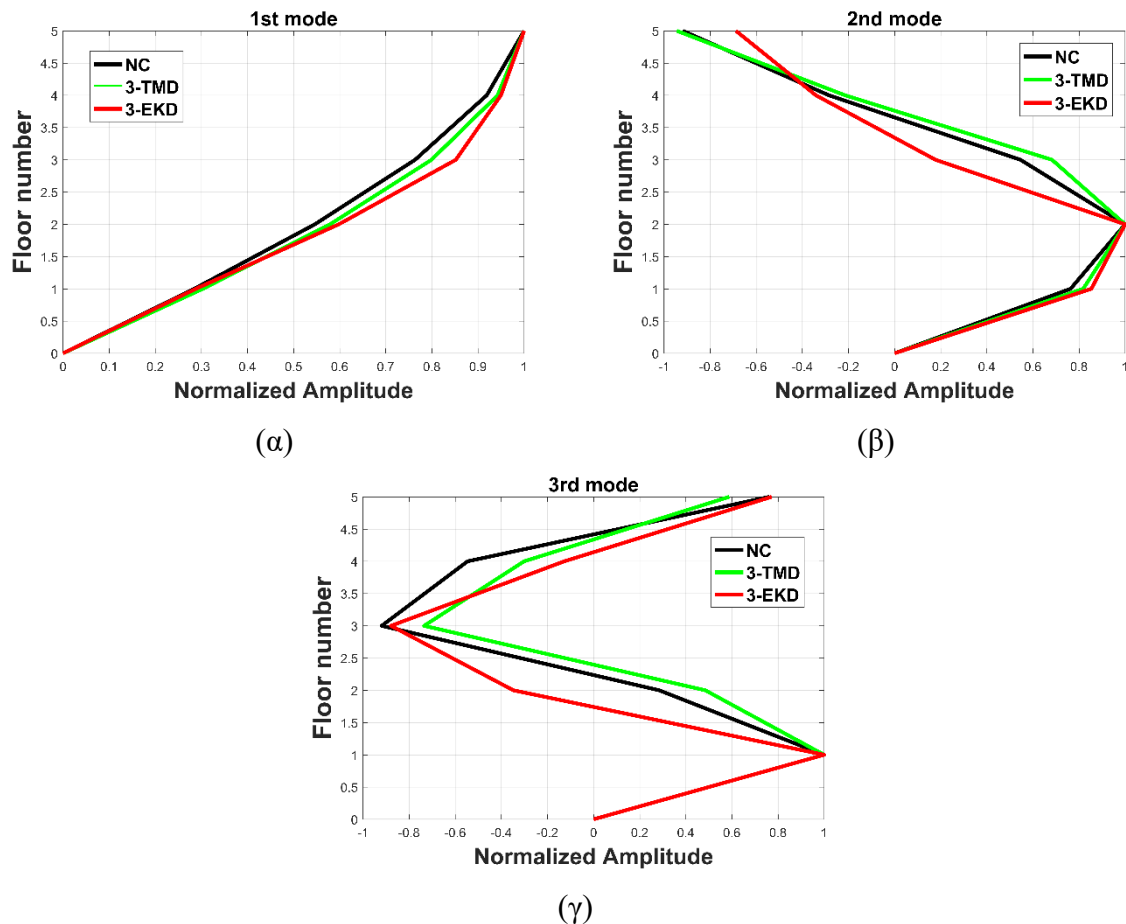
Πίνακας 4: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-EKD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.

System	#Device/floor	k_{N-i}/k_F (%)	k_{P-i}/k_F (%)	f_{EQ}^j (Hz)	ζ_{N-i} (%)	ζ_{P-i} (%)	μ_i (%)
1-EKD	#1/floor 2	-0.1404	0.1953	4.7845	0.1379	0.023	0.1
2-EKDs	#1/floor 3	-0.1444	0.2067	4.8831	0.1351	0.022	0.1
	#2/floor 2	-0.1202	0.1636	5.0028	0.1319	0.022	0.1
3-EKDs	#1/floor 2	-0.1255	0.1742	5.0225	0.1314	0.0219	0.1
	#2/floor 1	-0.0738	0.0933	5.4354	0.1214	0.0202	0.1
	#3/floor 3	-0.1139	0.1530	5.0371	0.1310	0.0218	0.1

Πίνακας 5: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-TMD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.

System	#Device/floor	f_{TMD-i}^{opt} (Hz)	ζ_{TMD-i}^{opt} (%)	μ_i (%)
1-TMD	#1/floor 5	1.9151	8.78	1
2-TMDs	#1/floor 5	1.9151	8.78	1
	#2/floor 2	5.5874	7.96	1
3-TMDs	#1/floor 5	1.9151	8.78	1
	#2/floor 2	5.5874	7.96	1
	#3/floor 3	8.7903	12.01	1

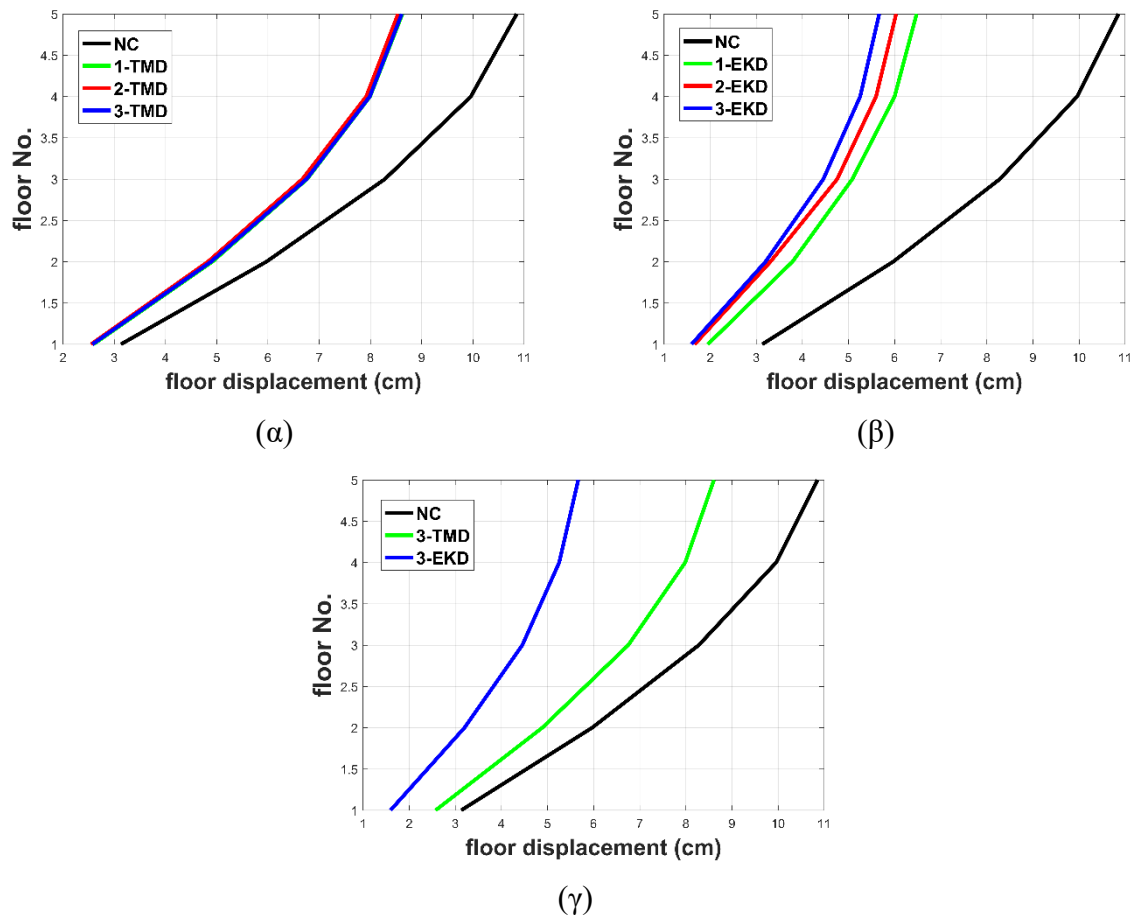
Στην Εικόνα 34 παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα, για να εξετάσουμε αν τα συστήματα αυτά επηρέασαν σημαντικά τα δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Παρατηρείται ότι και οι τρεις κανονικές μορφές ταλάντωσης είναι σχεδόν πανομοιότυπες.



Εικόνα 34: Τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα.

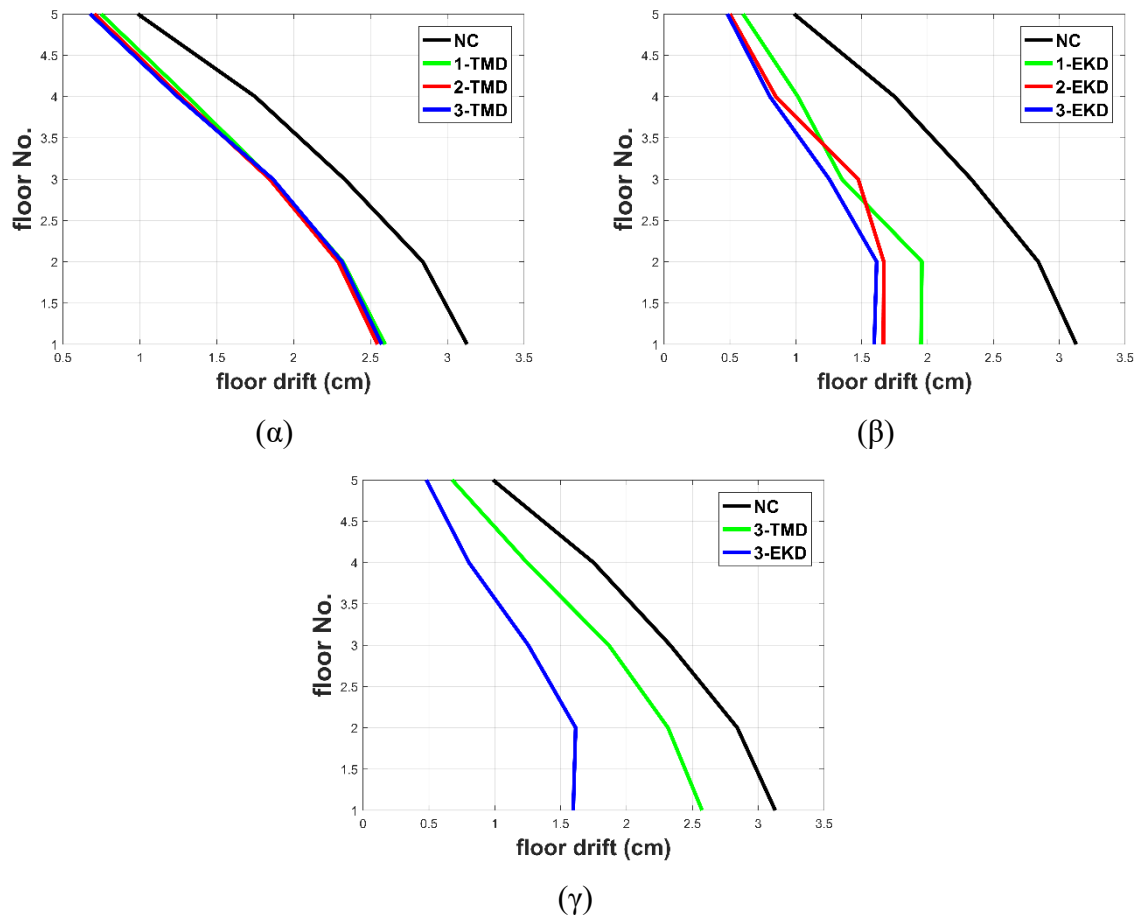
7.2.2 Δυναμικές Αποκρίσεις για τα Τεχνητά Επιταχυνσιογραφήματα

Στην Εικόνα 35 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των μετακινήσεων των ορόφων, της 5-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 35 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. στην Εικόνα 35 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος στην Εικόνα 35 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



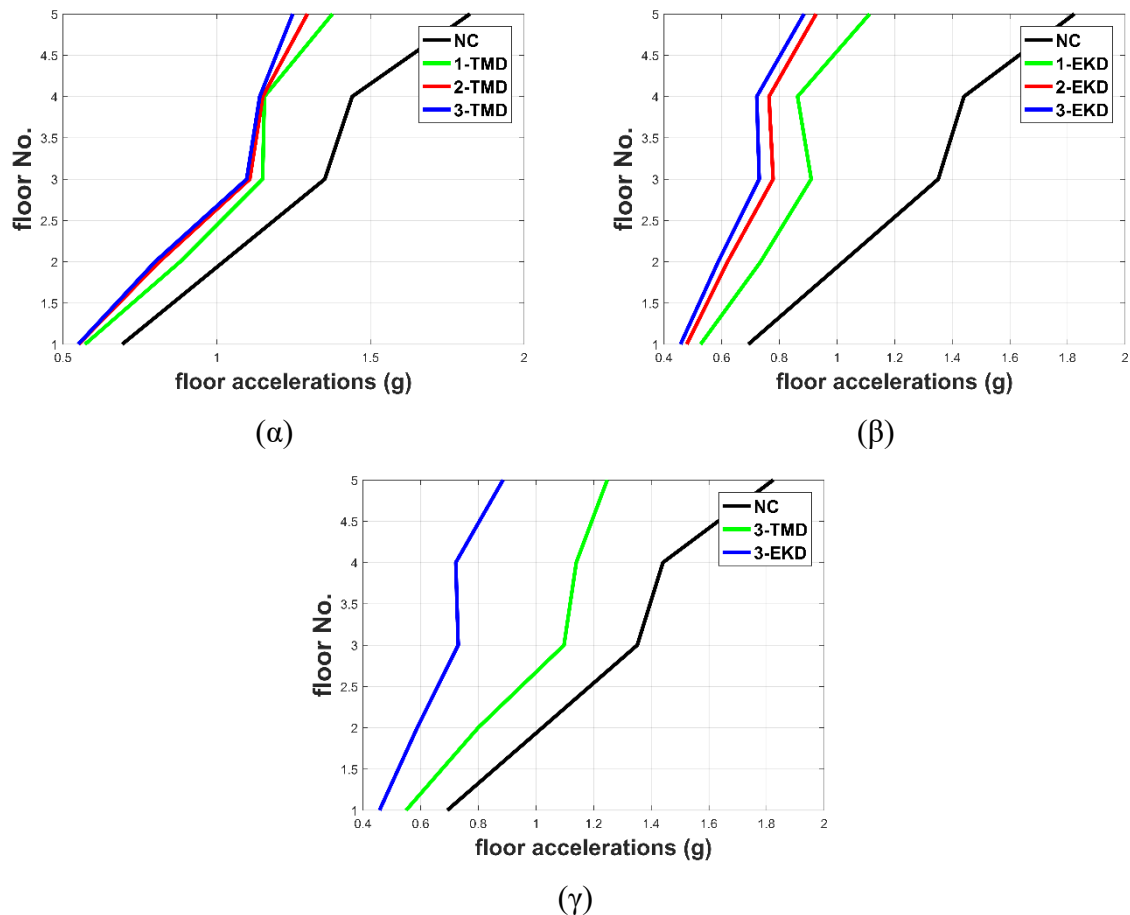
Εικόνα 35: Μέσες μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

Στην Εικόνα 36 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των σχετικών μετακινήσεων (drift) των ορόφων, της 5-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 36 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. Στην Εικόνα 36 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος, στην Εικόνα 36 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



Εικόνα 36: Μέσες μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (floor drifts). (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

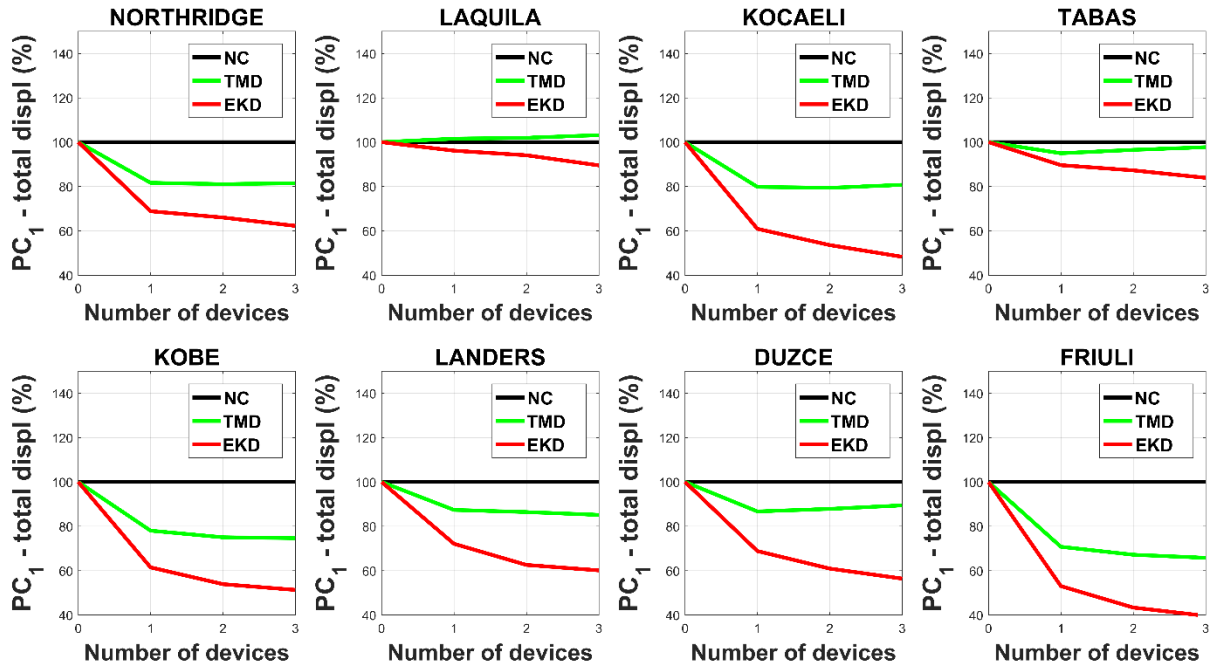
Στην Εικόνα 37 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων, της 5-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 37 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. Στην Εικόνα 37 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος, στην Εικόνα 37 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



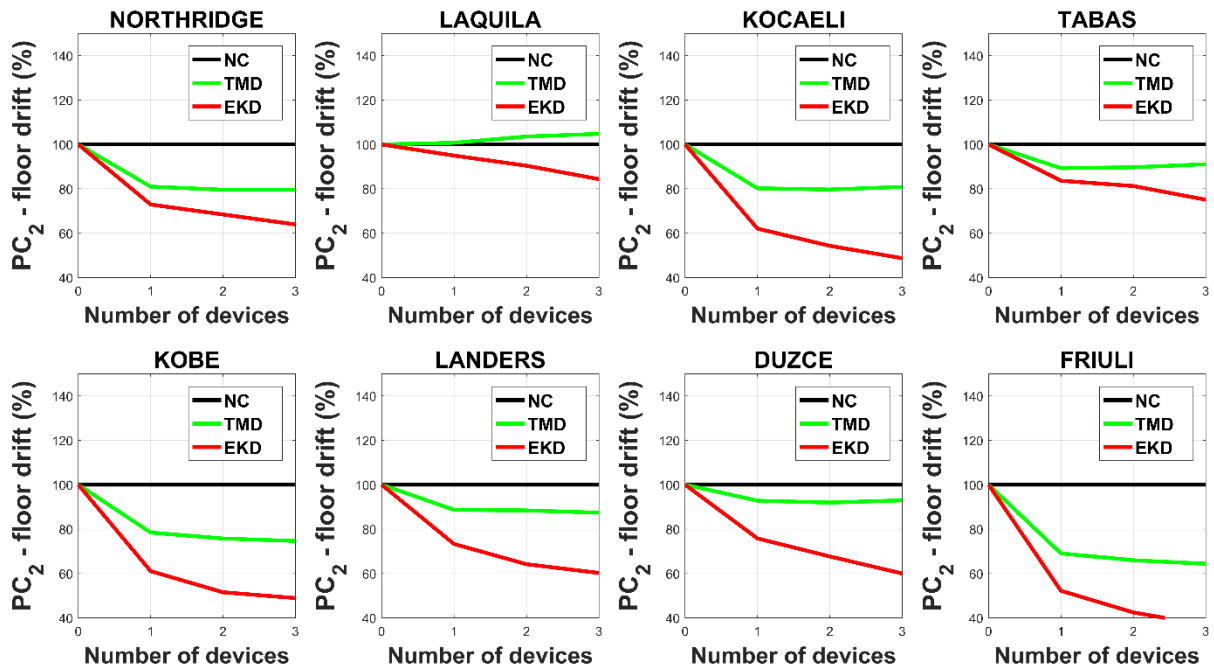
Εικόνα 37: Μέσες μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

7.2.3 Κριτήρια Απόδοσης για τους Πραγματικούς Σεισμούς

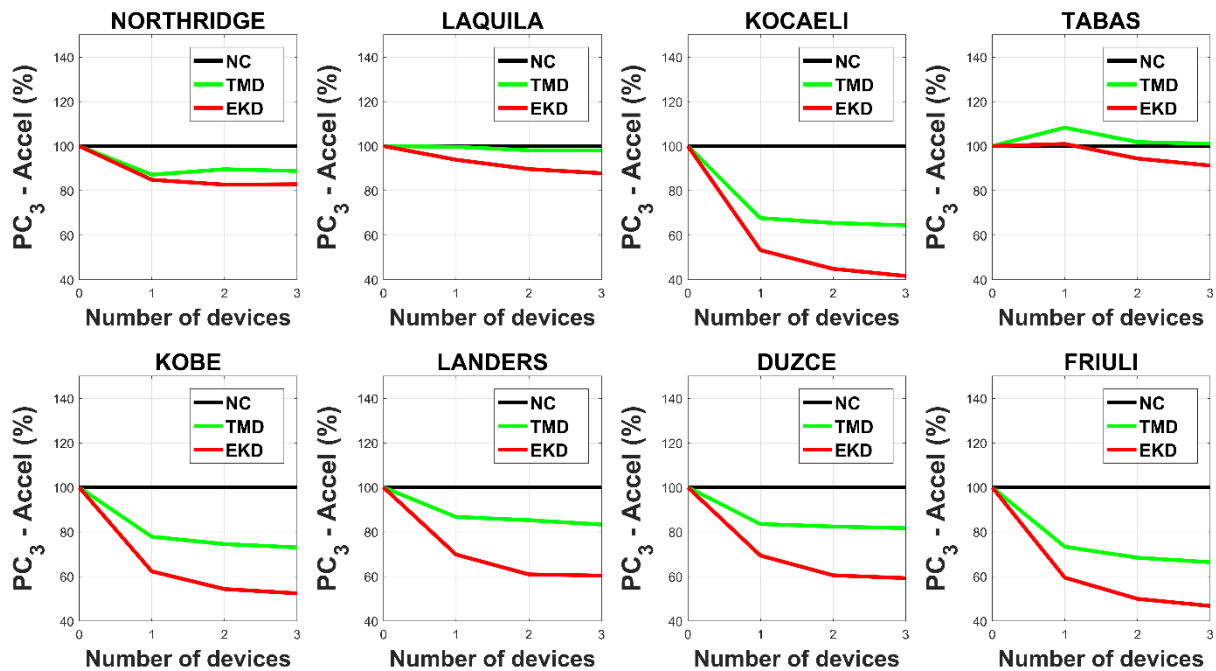
Στις Εικόνες 38-41 παρουσιάζονται τα κριτήρια απόδοσης (performance criteria) για όλους τους πραγματικούς σεισμούς που επιλέχθηκαν, και για όλα τα συστήματα απορρόφησης ταλαντώσεων που εξετάστηκαν: εισαγωγή ένα, δύο, και τρία TMD ή EKD. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 38 παρουσιάζεται το PC_1 που αφορά τις μετακινήσεις των ορόφων, στην Εικόνα 39 παρουσιάζεται το PC_2 που αφορά τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts), στην Εικόνα 40 παρουσιάζεται το PC_3 που αφορά τις απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων, και τέλος στην Εικόνα 41 παρουσιάζεται το PC_4 που αφορά την τέμνουσα βάσης της κατασκευής.



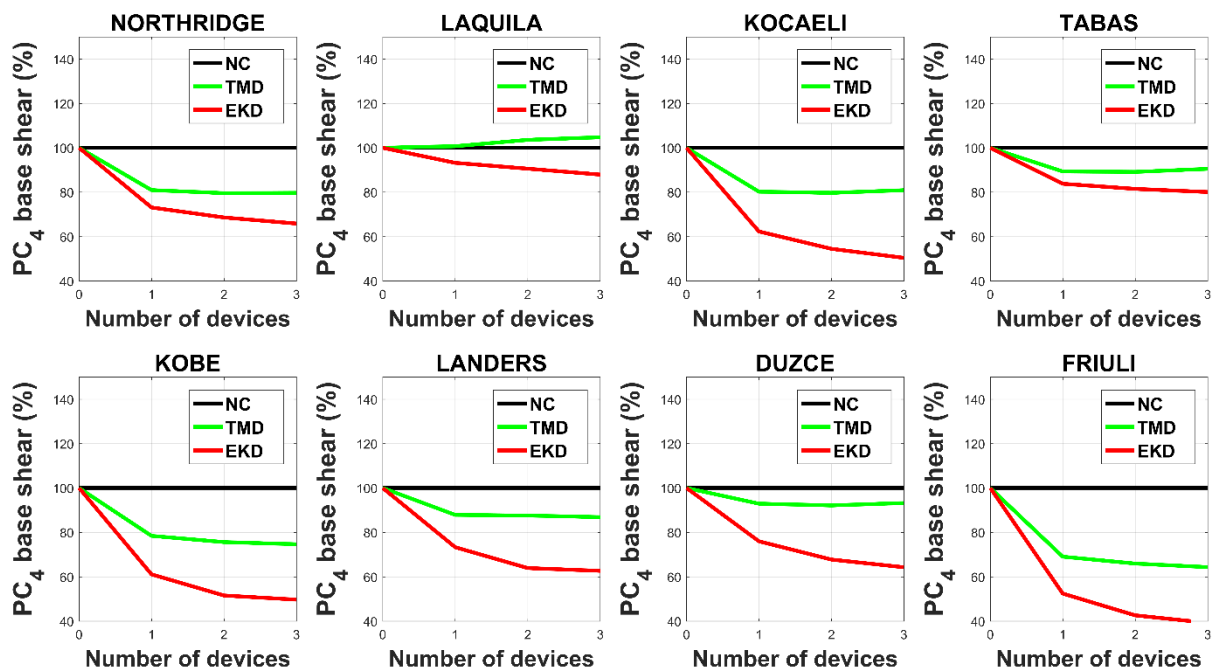
Εικόνα 38: Κριτήριο απόδοσης PC_1 : μετακινήσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 39: Κριτήριο απόδοσης PC_2 : σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 40: Κριτήριο απόδοσης PC_3 : απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 41: Κριτήριο απόδοσης PC_4 : τέμνουσα βάσης της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.

Στους Πίνακες 6-9 παρουσιάζονται οι δυναμικές αποκρίσεις για όλους τους πραγματικούς σεισμούς και όλα τα εξεταζόμενα συστήματα, ένα, δύο, και τρία TMDs, και ένα, δύο, και τρία EKDs. Πιο συγκεκριμένα, στον Πίνακα 6 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των μετακινήσεων

των ορόφων σε σχέση με το έδαφος, στον Πίνακα 7 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των σχετικών μετακινήσεων (drifts) των ορόφων, στον Πίνακα 8 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων, και στον Πίνακα 9 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές της τέμνουσας βάσης της κατασκευής.

Πίνακας 6: Μέγιστες τιμές των μετακινήσεων των ορόφων σε σχέση με το έδαφος (cm).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	3.55	2.90	2.44	2.88	2.34	2.89	2.21
L'Aquila	3.07	3.12	2.95	3.13	2.89	3.17	2.75
Kocaeli	4.89	3.90	2.98	3.88	2.62	3.95	2.36
Tabas	10.80	10.25	9.67	10.42	9.42	10.55	9.06
Kobe	8.75	6.83	5.38	6.56	4.72	6.53	4.49
Landers	5.21	4.55	3.75	4.50	3.26	4.43	3.13
Duzce	1.87	1.62	1.28	1.64	1.14	1.67	1.05
Friuli	8.15	5.77	4.32	5.48	3.53	5.36	3.23

Πίνακας 7: Μέγιστες τιμές των σχετικών μετακινήσεων (drifts) των ορόφων (cm).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	1.03	0.84	0.75	0.82	0.71	0.82	0.66
L'Aquila	0.88	0.89	0.84	0.91	0.80	0.92	0.74
Kocaeli	1.45	1.16	0.90	1.16	0.79	1.17	0.71
Tabas	3.40	3.03	2.84	3.05	2.76	3.09	2.55
Kobe	2.52	1.97	1.54	1.91	1.30	1.88	1.23
Landers	1.46	1.29	1.07	1.29	0.93	1.27	0.88
Duzce	0.51	0.48	0.39	0.47	0.35	0.48	0.31
Friuli	2.32	1.60	1.21	1.53	0.99	1.49	0.85

Πίνακας 8: Μέγιστες τιμές των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων (g).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	0.53	0.46	0.45	0.47	0.44	0.47	0.44
L'Aquila	0.54	0.54	0.50	0.53	0.48	0.53	0.47
Kocaeli	0.80	0.54	0.43	0.52	0.36	0.52	0.33
Tabas	1.68	1.82	1.69	1.71	1.58	1.70	1.53
Kobe	1.29	1.00	0.80	0.96	0.70	0.94	0.68
Landers	0.80	0.69	0.56	0.68	0.49	0.67	0.48
Duzce	0.33	0.27	0.23	0.27	0.20	0.27	0.19
Friuli	1.21	0.89	0.72	0.83	0.60	0.80	0.57

Πίνακας 9: Μέγιστες τιμές της τέμνουσας βάσης της κατασκευής (kN).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	6712.9	5433.8	4907.7	5341.8	4605.7	5349.8	4421.8
L'Aquila	5714.8	5755.9	5327.5	5919.3	5177.2	5986.5	5024.6
Kocaeli	9439.2	7572.6	5880.7	7523.1	5143.0	7636.7	4758.7
Tabas	22208.2	19843.0	18609.8	19797.5	18097.6	20101.5	17784.3
Kobe	16400.3	12860.3	10017.0	12400.4	8453.8	12244.3	8149.3
Landers	9512.7	8358.6	6973.2	8331.5	6079.8	8263.6	5959.9
Duzce	3352.9	3115.8	2547.4	3089.5	2271.4	3125.6	2155.3
Friuli	15119.1	10438.4	7926.6	9969.5	6441.7	9726.1	5929.2

7.3 Αριθμητική Εφαρμογή 2^η: 10-όροφο κτίριο

7.3.1 Βέλτιστες Παράμετροι και Κανονικές Μορφές Ταλάντωσης

Σύμφωνα με τη διαδικασία βελτιστοποίησης που παρουσιάστηκε στην προηγούμενη ενότητα, στον Πίνακα 10 παρουσιάζονται οι βέλτιστες τιμές των παραμέτρων των συσκευών ΕΚΔ, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές αντίστοιχα. Επίσης, στον Πίνακα 11 παρουσιάζονται οι βέλτιστες τιμές των παραμέτρων στην περίπτωση που στην 10-όροφη κατασκευής τοποθετηθούν ένα, δύο, και τρία TMDs.

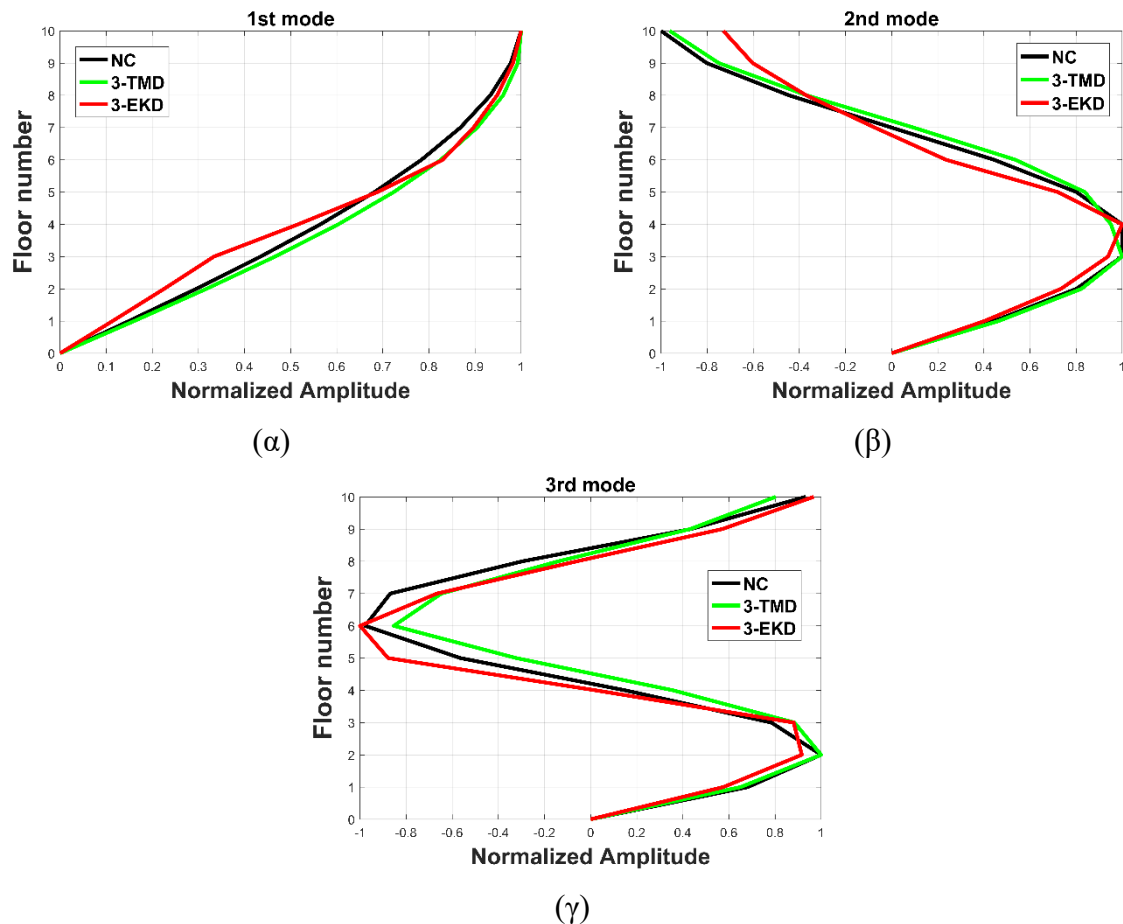
Πίνακας 10: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-EKD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.

System	#Device/floor	k_{N-i}/k_F (%)	k_{P-i}/k_F (%)	f_{EQ}^j (Hz)	ζ_{N-i} (%)	ζ_{P-i} (%)	μ_i (%)
1-EKD	#1/floor 5	-0.122	0.162	4.78	0.136	0.023	0.1
2-EKDs	#1/floor 5	-0.121	0.160	4.79	0.137	0.023	0.1
	#2/floor 4	-0.096	0.123	4.99	0.131	0.022	0.1
3-EKDs	#1/floor 5	-0.127	0.171	4.78	0.137	0.023	0.1
	#2/floor 4	-0.104	0.133	4.92	0.133	0.022	0.1
	#3/floor 3	-0.085	0.106	5.10	0.129	0.021	0.1

Πίνακας 11: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-TMD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.

System	#Device/floor	f_{TMD-i}^{opt} (Hz)	ζ_{TMD-i}^{opt} (%)	μ_i (%)
1-TMD	#1/floor 10	0.998	12.95	1
2-TMDs	#1/floor 10	0.998	12.95	1
	#2/floor 4	2.9726	10.67	1
3-TMDs	#1/floor 10	0.998	12.95	1
	#2/floor 4	2.9726	10.67	1
	#3/floor 6	4.859	15.56	1

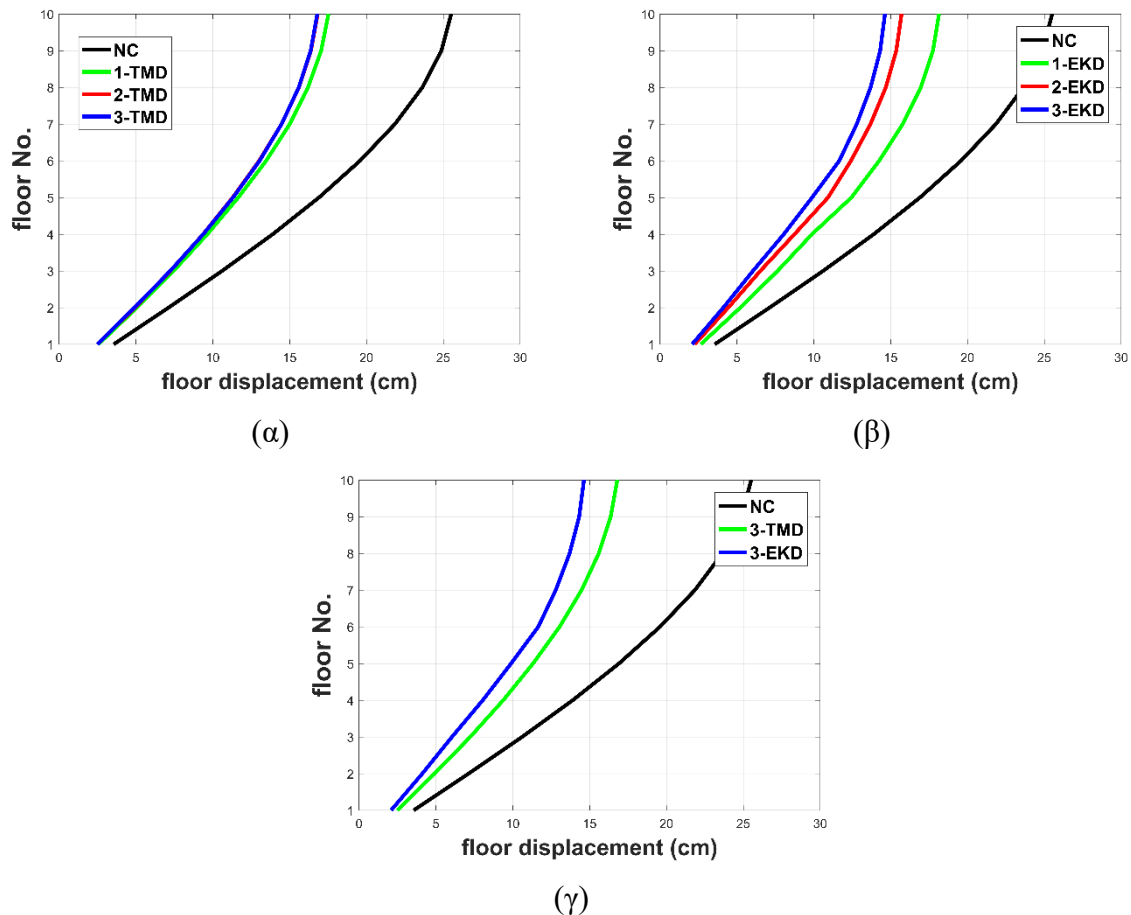
Στην Εικόνα 42 παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα, για να εξετάσουμε αν τα συστήματα αυτά επηρέασαν σημαντικά τα δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Παρατηρείται ότι και οι τρεις κανονικές μορφές ταλάντωσης είναι σχεδόν πανομοιότυπες.



Εικόνα 42: Τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα.

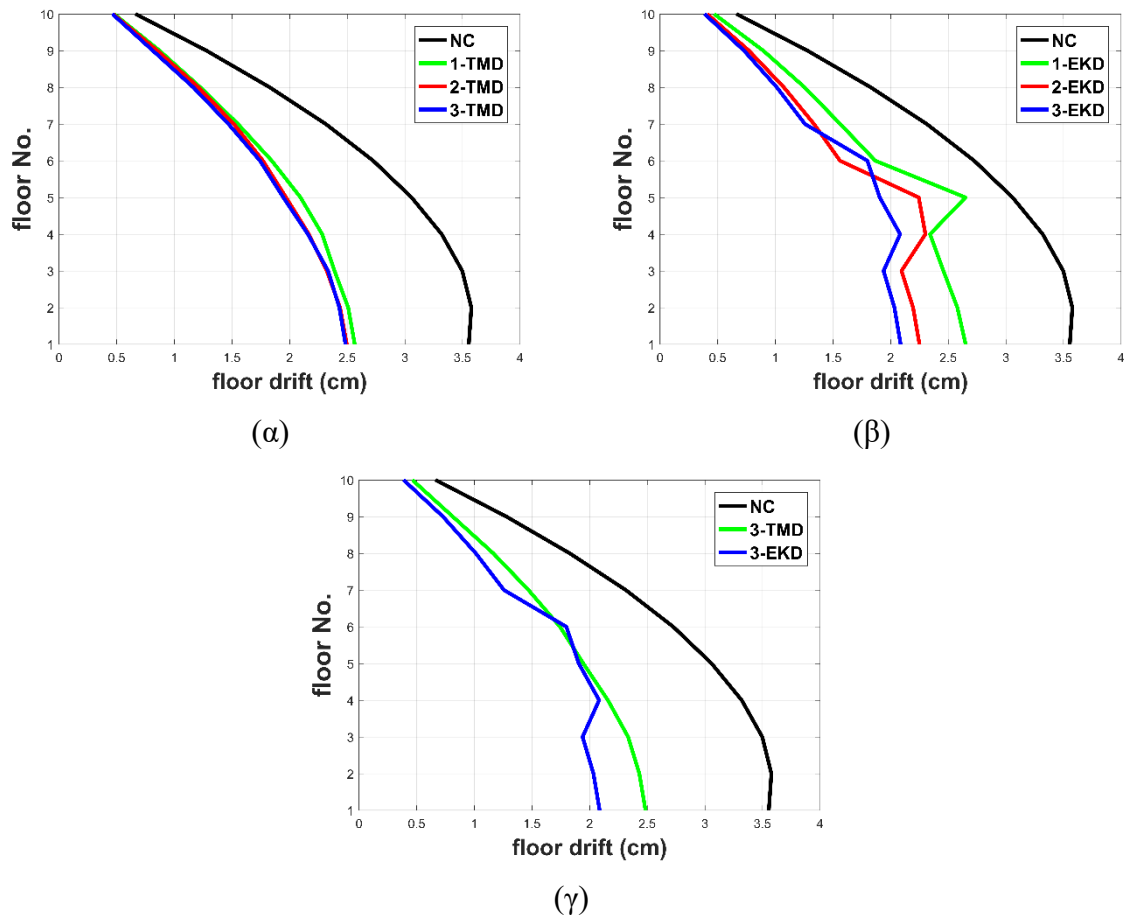
7.3.2 Δυναμικές Αποκρίσεις για τα Τεχνητά Επιταχυνσιογραφήματα

Στην Εικόνα 43 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των μετακινήσεων των ορόφων, της 10-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 43 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. Στην Εικόνα 43 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος, στην Εικόνα 43 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



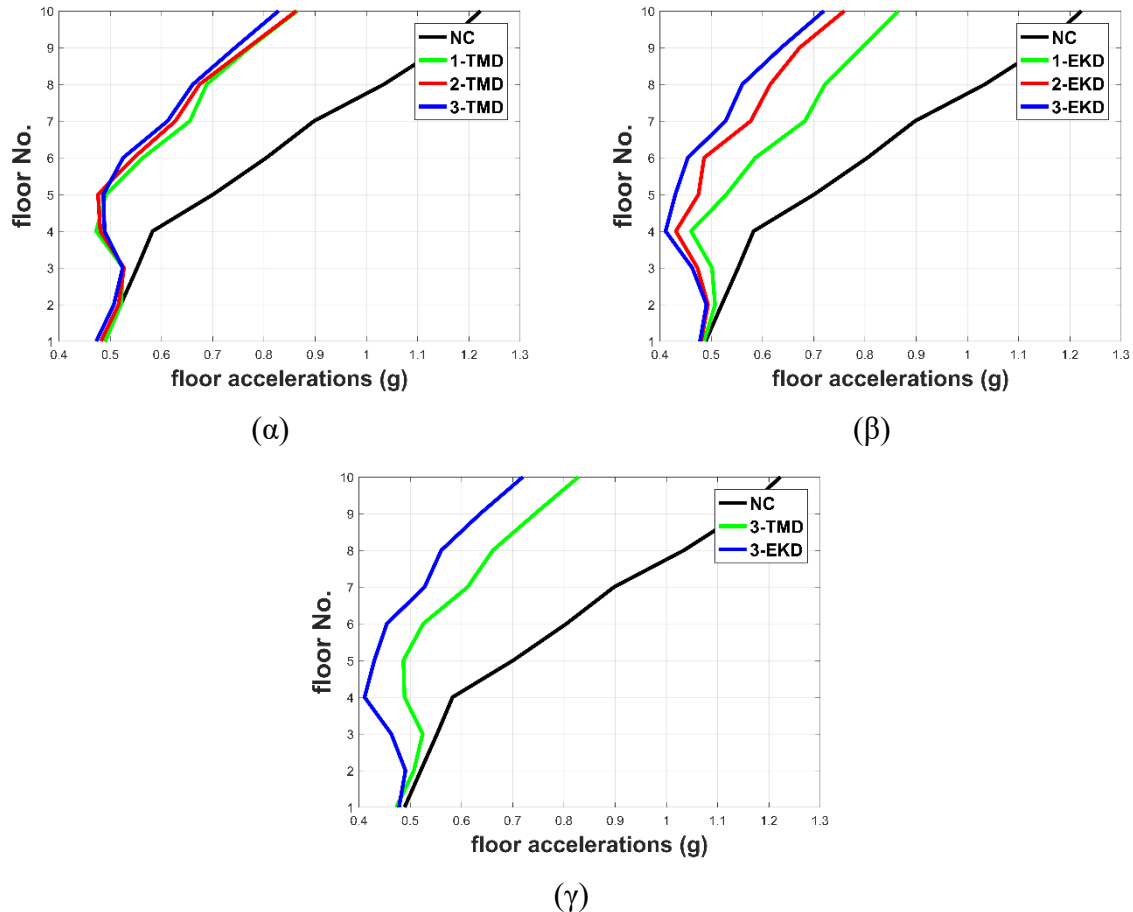
Εικόνα 43: Μέσες μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

Στην Εικόνα 44 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των σχετικών μετακινήσεων (drift) των ορόφων, της 10-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 44 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. Στην Εικόνα 44 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος, στην Εικόνα 44 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



Εικόνα 44: Μέσες μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (floor drifts). (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

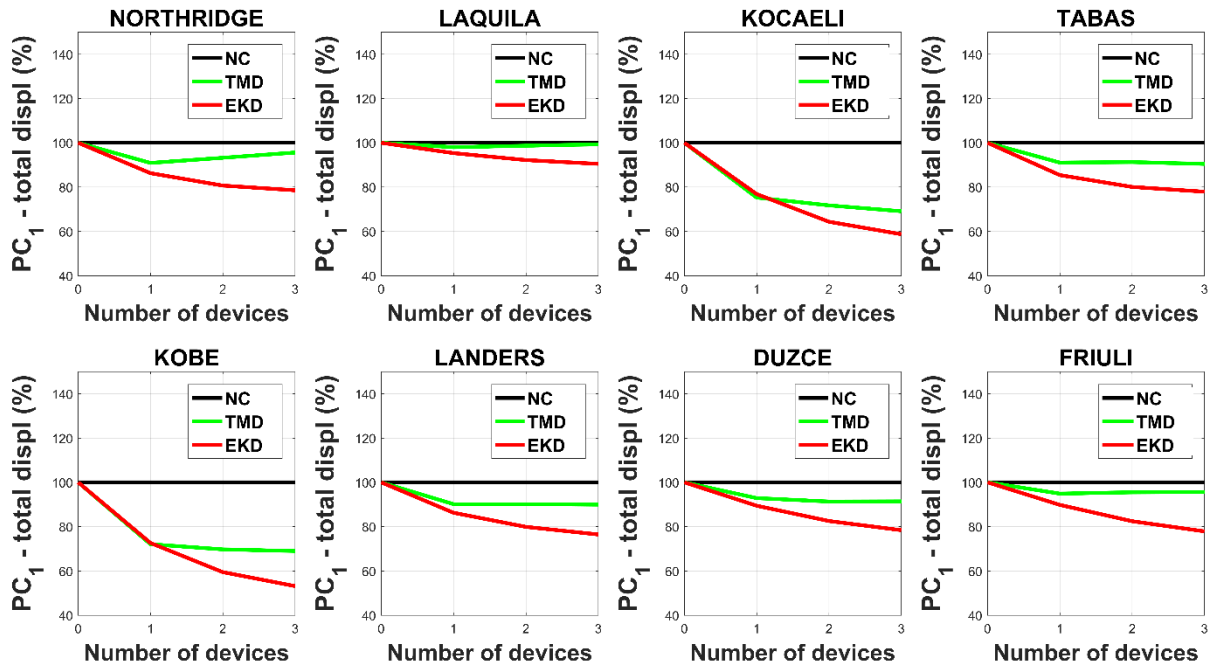
Στην Εικόνα 45 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων, της 10-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 45 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. Στην Εικόνα 45 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος, στην Εικόνα 45 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



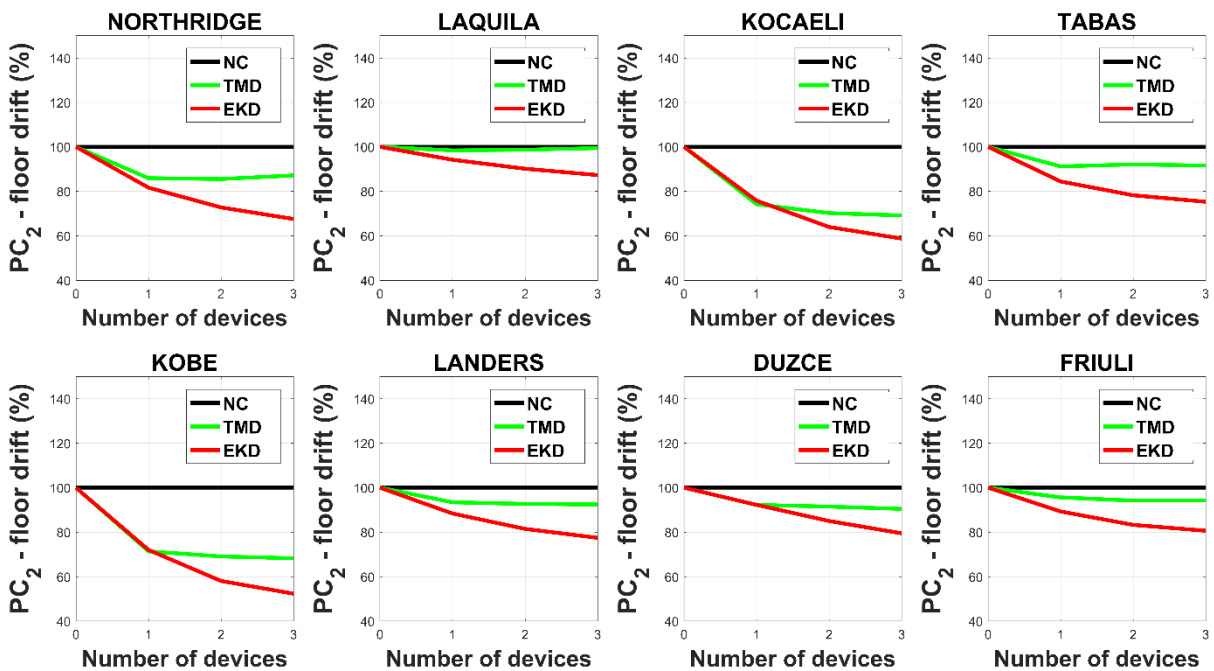
Εικόνα 45: Μέσες μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

7.3.3 Κριτήρια Απόδοσης για τους Πραγματικούς Σεισμούς

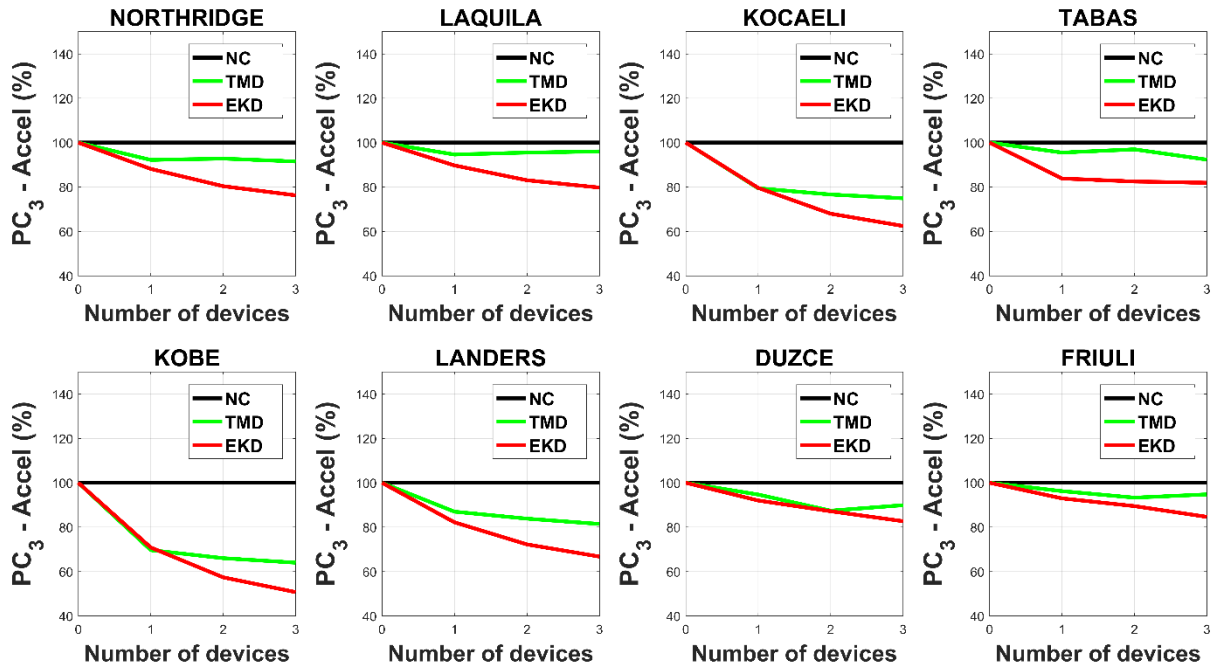
Στις Εικόνες 46-49 παρουσιάζονται τα κριτήρια απόδοσης (performance criteria) για όλους τους πραγματικούς σεισμούς που επιλέχθηκαν, και για όλα τα συστήματα απορρόφησης ταλαντώσεων που εξετάστηκαν: εισαγωγή ένα, δύο, και τρία TMD ή EKD. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 46 παρουσιάζεται το PC_1 που αφορά τις μετακινήσεις των ορόφων, στην Εικόνα 47 παρουσιάζεται το PC_2 που αφορά τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts), στην Εικόνα 48 παρουσιάζεται το PC_3 που αφορά τις απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων, και τέλος στην Εικόνα 49 παρουσιάζεται το PC_4 που αφορά την τέμνουσα βάσης της κατασκευής.



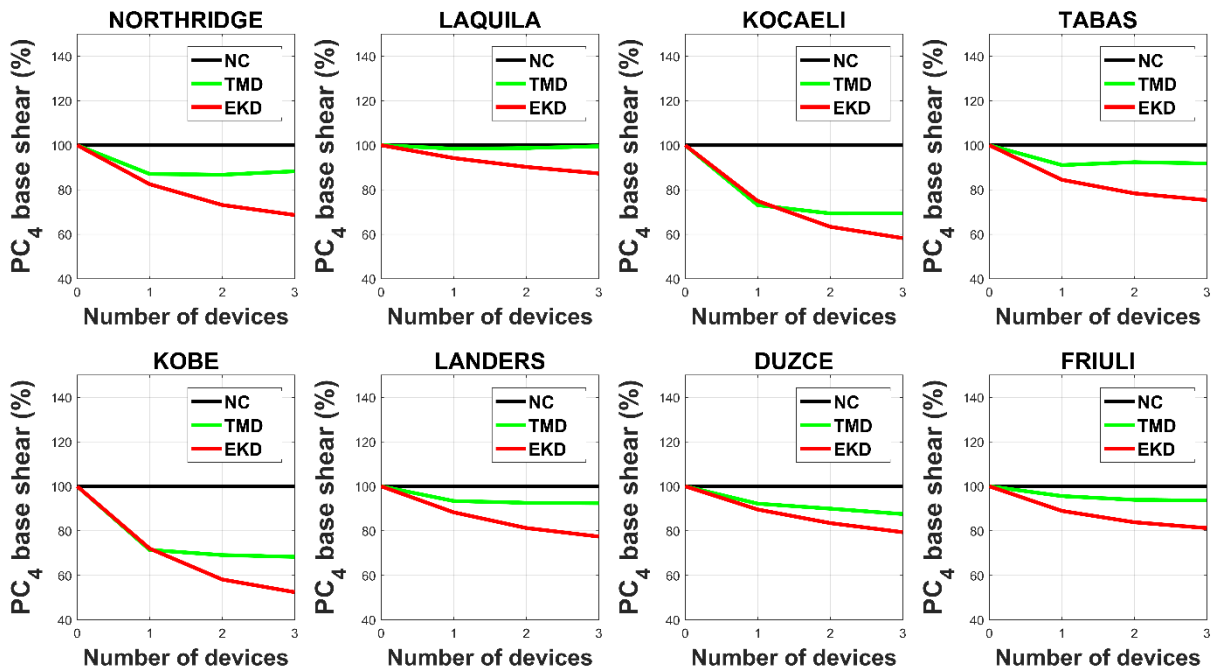
Εικόνα 46: Κριτήριο απόδοσης PC_1 : μετακινήσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 47: Κριτήριο απόδοσης PC_2 : σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 48: Κριτήριο απόδοσης PC_3 : απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 49: Κριτήριο απόδοσης PC_4 : τέμνουσα βάσης της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.

Πίνακας 12: Μέγιστες τιμές των μετακινήσεων των ορόφων σε σχέση με το έδαφος (cm).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	9.90	9.00	8.53	9.23	7.95	9.46	7.45
L'Aquila	11.16	10.94	10.63	11.01	10.22	11.08	9.79
Kocaeli	11.80	8.88	9.05	8.46	7.59	8.15	6.44
Tabas	26.81	24.41	22.90	24.47	21.65	24.24	20.28
Kobe	37.16	26.78	26.90	25.91	21.78	25.64	18.11
Landers	14.47	13.04	12.47	13.05	11.50	13.01	10.50
Duzce	3.37	3.13	3.01	3.08	2.76	3.08	2.51
Friuli	8.44	8.01	7.57	8.06	6.91	8.07	6.21

Πίνακας 13: Μέγιστες τιμές των σχετικών μετακινήσεων (drifts) των ορόφων (cm).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	1.63	1.40	1.33	1.39	1.17	1.42	1.04
L'Aquila	1.74	1.71	1.64	1.72	1.57	1.73	1.48
Kocaeli	1.72	1.27	1.30	1.20	1.11	1.19	0.96
Tabas	3.93	3.58	3.32	3.62	3.12	3.60	2.88
Kobe	5.58	3.98	4.00	3.85	3.21	3.81	2.70
Landers	2.09	1.95	1.84	1.93	1.70	1.93	1.55
Duzce	0.45	0.41	0.41	0.41	0.37	0.40	0.35
Friuli	1.34	1.28	1.19	1.26	1.11	1.26	1.07

Πίνακας 14: Μέγιστες τιμές των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων (g).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	0.62	0.57	0.55	0.58	0.50	0.57	0.46
L'Aquila	0.59	0.56	0.53	0.56	0.49	0.57	0.45
Kocaeli	0.55	0.44	0.44	0.42	0.37	0.41	0.32
Tabas	1.33	1.27	1.11	1.29	1.10	1.22	1.11
Kobe	1.56	1.08	1.10	1.03	0.89	1.00	0.73
Landers	0.63	0.55	0.52	0.53	0.46	0.52	0.40
Duzce	0.22	0.21	0.20	0.19	0.19	0.20	0.18
Friuli	0.53	0.51	0.49	0.49	0.47	0.50	0.45

Πίνακας 15: Μέγιστες τιμές της τέμνουσας βάσης της κατασκευής (kN).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	10645.0	9267.6	8765.7	9231.3	7742.3	9396.0	6821.5
L'Aquila	11385.2	11203.6	10719.1	11237.0	10262.1	11327.9	9716.6
Kocaeli	11193.6	8178.4	8378.4	7761.1	7184.1	7761.7	6195.1
Tabas	25543.8	23259.3	21592.2	23594.2	20306.4	23447.6	18815.4
Kobe	36296.1	25912.7	26053.0	25071.5	20910.1	24785.0	17633.8
Landers	13606.8	12705.3	12005.6	12594.9	11087.9	12572.5	10119.9
Duzce	2894.6	2668.3	2591.1	2603.1	2425.6	2533.4	2242.3
Friuli	8780.1	8392.7	7800.6	8244.6	7334.0	8219.8	7051.4

7.4 Αριθμητική Εφαρμογή 3^η: 15-όροφο κτίριο

7.4.1 Βέλτιστες Παράμετροι και Κανονικές Μορφές Ταλάντωσης

Σύμφωνα με τη διαδικασία βελτιστοποίησης που παρουσιάστηκε στην προηγούμενη ενότητα, στον Πίνακα 16 παρουσιάζονται οι βέλτιστες τιμές των παραμέτρων των συσκευών ΕΚΔ, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές αντίστοιχα. Επίσης, στον Πίνακα 17 παρουσιάζονται οι βέλτιστες τιμές των παραμέτρων στην περίπτωση που στην 15-όροφη κατασκευής τοποθετηθούν ένα, δύο, και τρία TMDs.

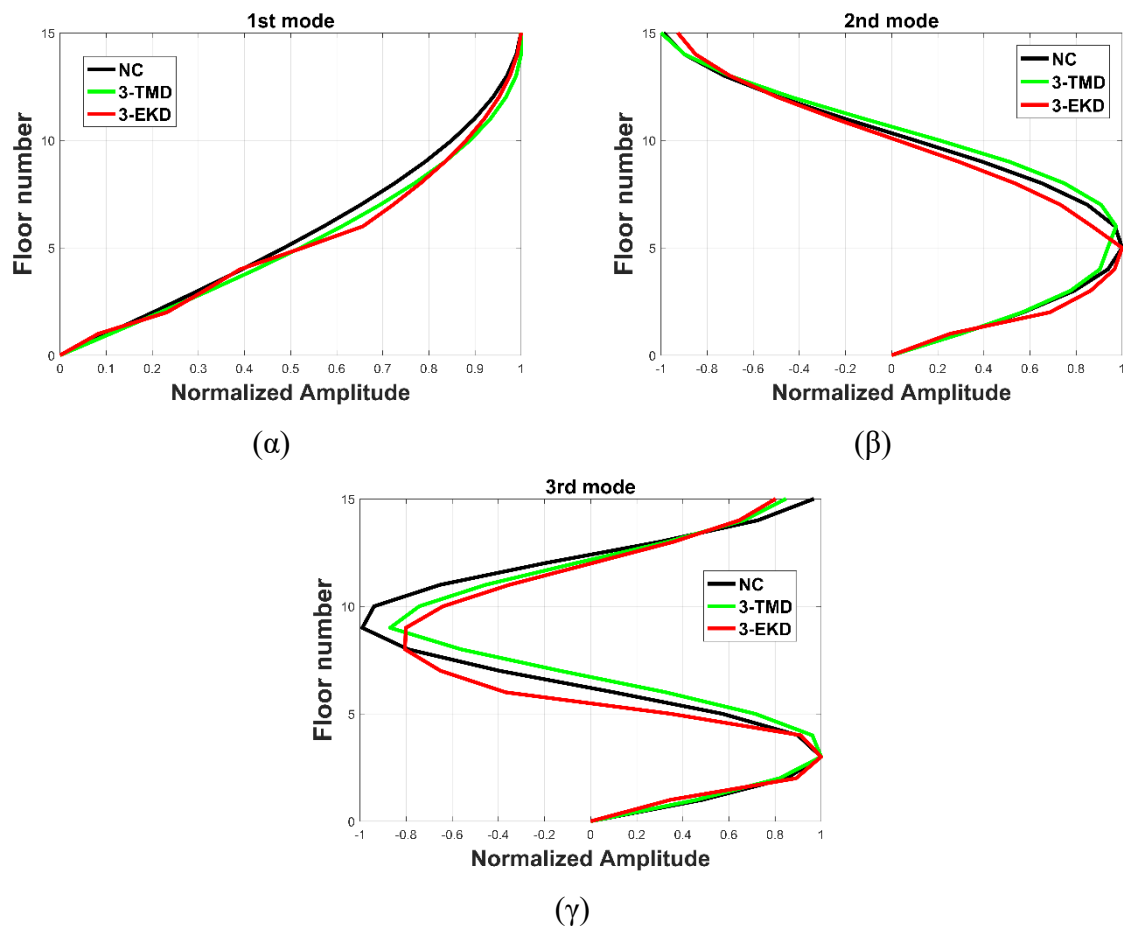
Πίνακας 16: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-EKD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.

System	#Device/floor	k_{N-i}/k_F (%)	k_{P-i}/k_F (%)	f_{EQ}^j (Hz)	ζ_{N-i} (%)	ζ_{P-i} (%)	μ_i (%)
1-EKD	#1/floor 8	-0.1026	0.1318	4.9581	0.1318	0.0220	0.1
2-EKDs	#1/floor 1	-0.0893	0.1147	5.2240	0.1251	0.0208	0.1
	#2/floor 4	-0.0935	0.1201	5.1387	0.1271	0.0212	0.1
3-EKDs	#1/floor 5	-0.1013	0.1307	5.0115	0.1304	0.0217	0.1
	#2/floor 6	-0.1029	0.1326	4.9704	0.1314	0.0219	0.1
	#3/floor 2	-0.1012	0.1308	5.0274	0.1300	0.0217	0.1

Πίνακας 17: Βέλτιστες τιμές των παραμέτρων του d-TMD συστήματος, όταν εισάγονται μία, δύο, και τρεις συσκευές.

System	#Device/floor	f_{TMD-i}^{opt} (Hz)	ζ_{TMD-i}^{opt} (%)	μ_i (%)
1-TMD	#1/floor 15	0.6816	8.78	1
2-TMDs	#1/floor 15	0.6816	8.78	1
	#2/floor 5	2.0374	7.19	1
3-TMDs	#1/floor 15	0.6816	8,78	1
	#2/floor 5	2.0374	7.19	1
	#3/floor 9	3.3639	12.46	1

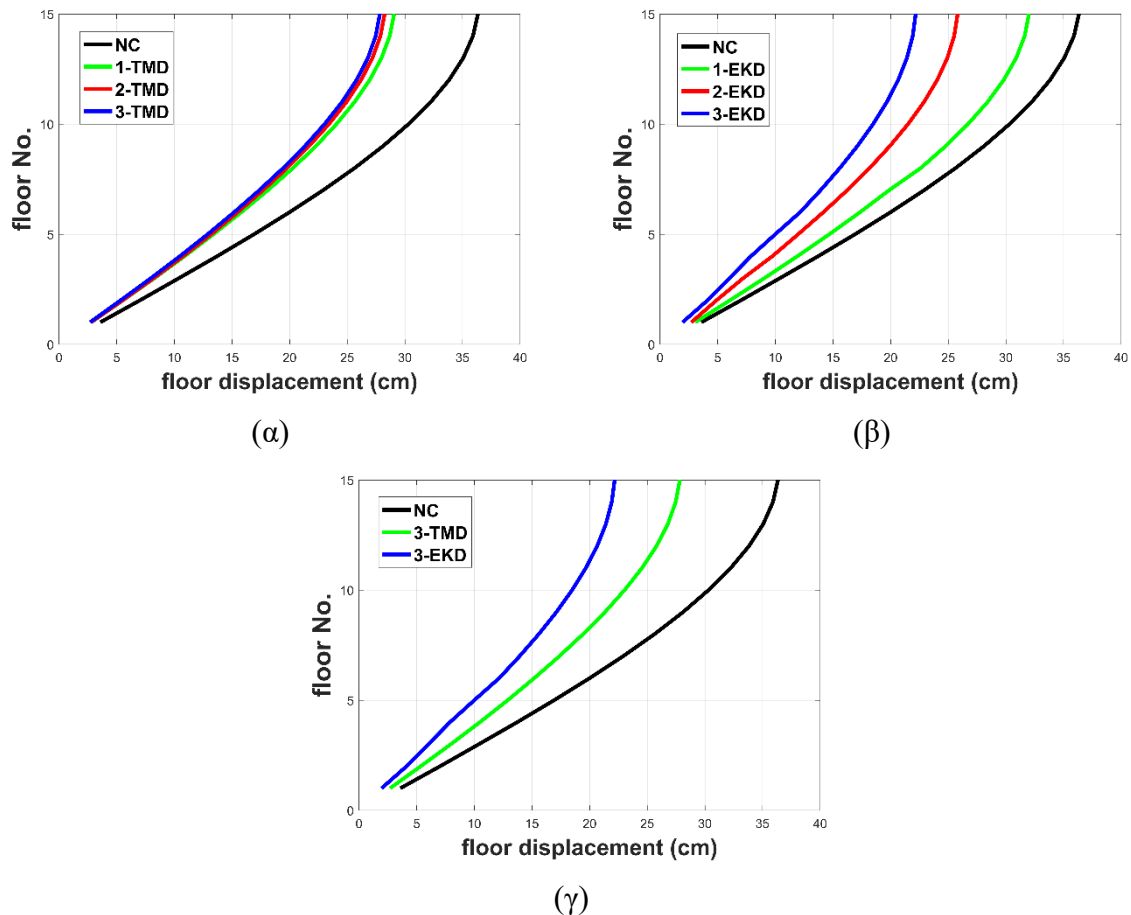
Στην Εικόνα 50 παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα, για να εξετάσουμε αν τα συστήματα αυτά επηρέασαν σημαντικά τα δομικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Παρατηρείται ότι και οι τρεις κανονικές μορφές ταλάντωσης είναι σχεδόν πανομοιότυπες.



Εικόνα 50: Τρεις πρώτες κανονικές μορφές ταλάντωσης του αρχικού NC κτιρίου, καθώς και των κτιρίων με 3-EKDs, και 3-TMDs αντίστοιχα.

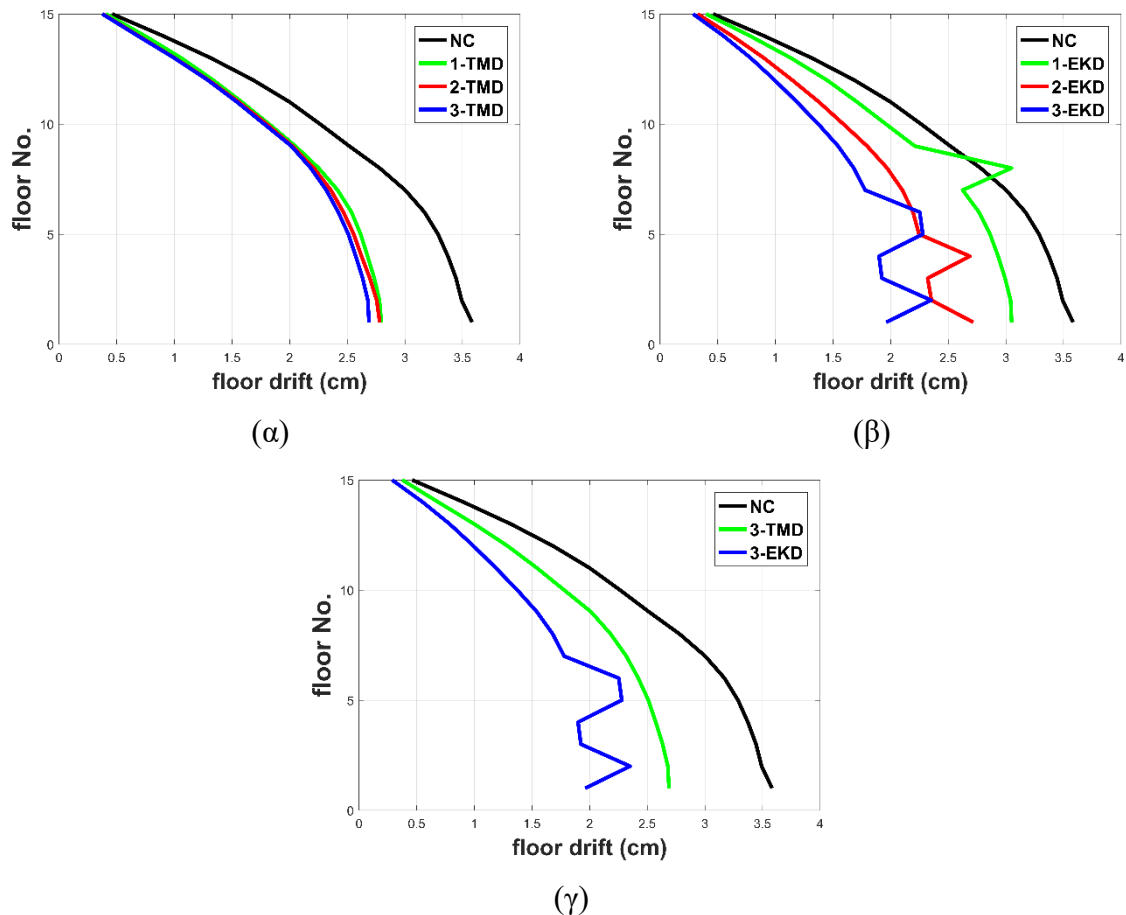
7.4.2 Δυναμικές Αποκρίσεις για τα Τεχνητά Επιταχυνσιογραφήματα

Στην Εικόνα 51 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των μετακινήσεων των ορόφων, της 15-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 51 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. Στην Εικόνα 51 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος, στην Εικόνα 51 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



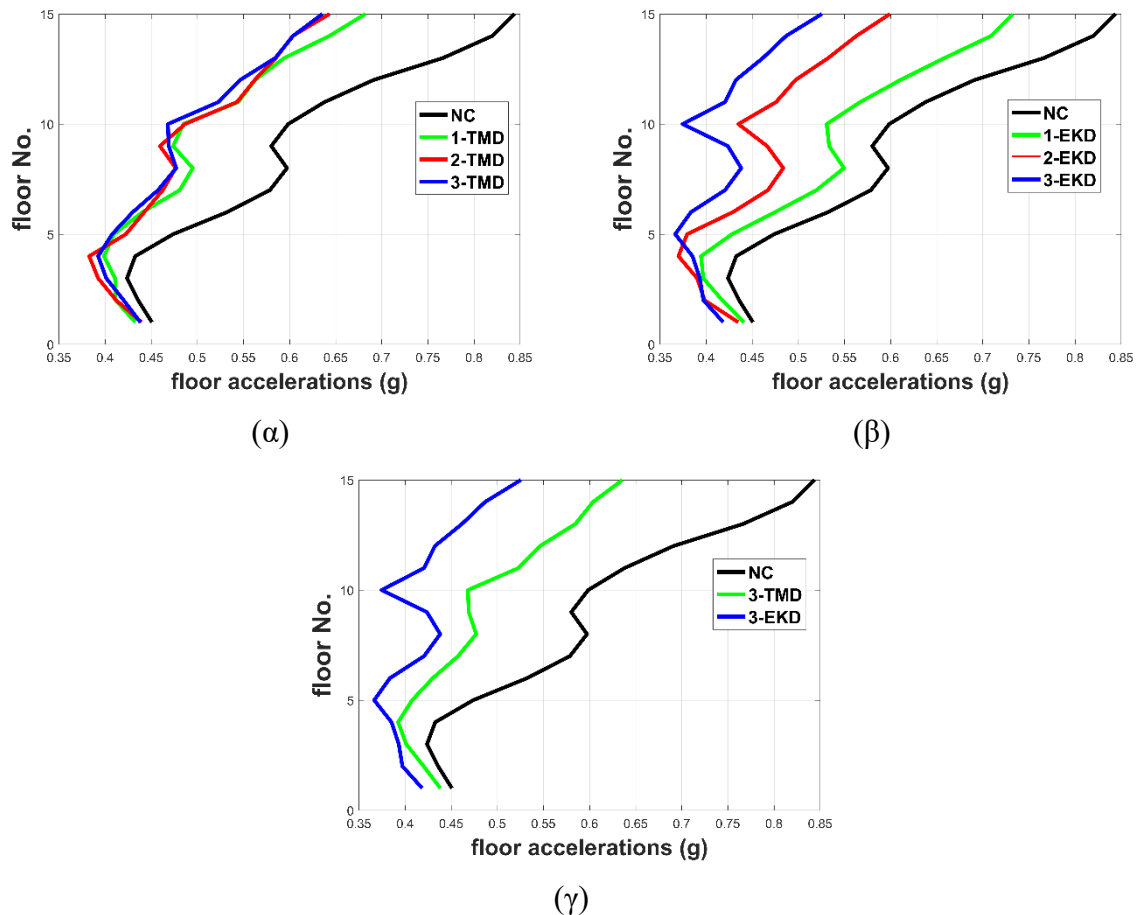
Εικόνα 51: Μέσες μέγιστες μετακινήσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

Στην Εικόνα 52 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των σχετικών μετακινήσεων (drift) των ορόφων, της 15-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 52 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. Στην Εικόνα 52 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος, στην Εικόνα 52 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



Εικόνα 52: Μέσες μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (floor drifts). (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

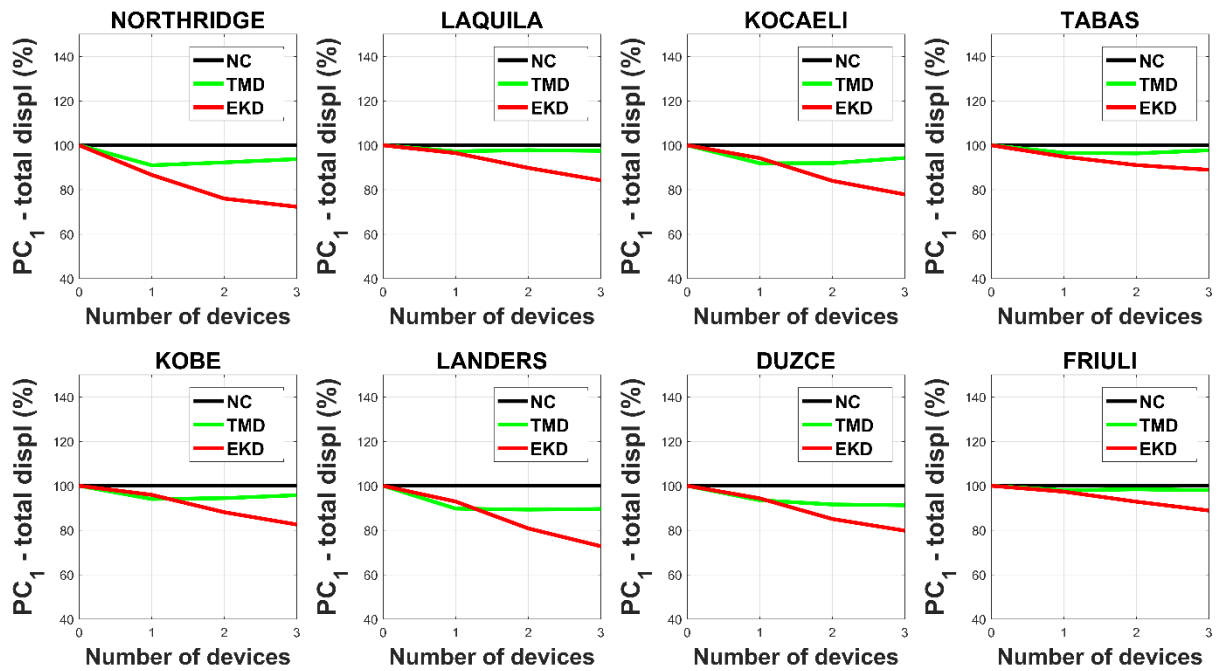
Στην Εικόνα 53 παρουσιάζονται οι μέσες μέγιστες τιμές των δυναμικών αποκρίσεων, και συγκεκριμένα των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων, της 15-όροφης κατασκευής από τα 30 τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, για όλα τα πιθανά συστήματα που εισάγονται για σεισμική προστασία. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 53 (α) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία TMDs αντίστοιχα. Στην Εικόνα 53 (β) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με ένα, δύο, και τρία EKDs αντίστοιχα. Τέλος, στην Εικόνα 53 (γ) είναι το αρχικό NC σύστημα και το κτίριο με τρία TMDs και τρία EKDs. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα, η χρήση πάνω από ένα TMD δεν ενισχύει καθόλου την απόδοση του συστήματος, ενώ με τα EKDs παρατηρείται μια μικρή βελτίωση. Επίσης, το d-EKD σύστημα είναι πολύ πιο αποδοτικό από το d-TMD με 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.



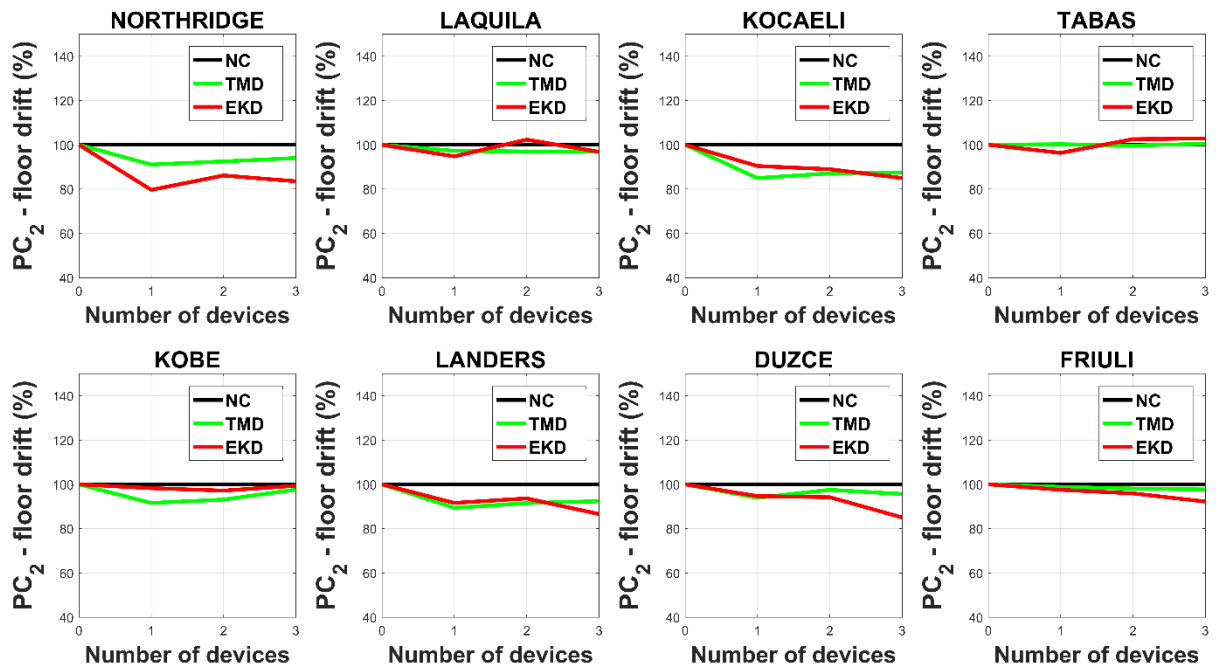
Εικόνα 53: Μέσες μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων. (α) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία TMD. (β) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα με ένα, δύο, και τρία EKD. (γ) Αρχική NC κατασκευή και τα συστήματα τρία TMD και EKD.

7.4.3 Κριτήρια Απόδοσης για τους Πραγματικούς Σεισμούς

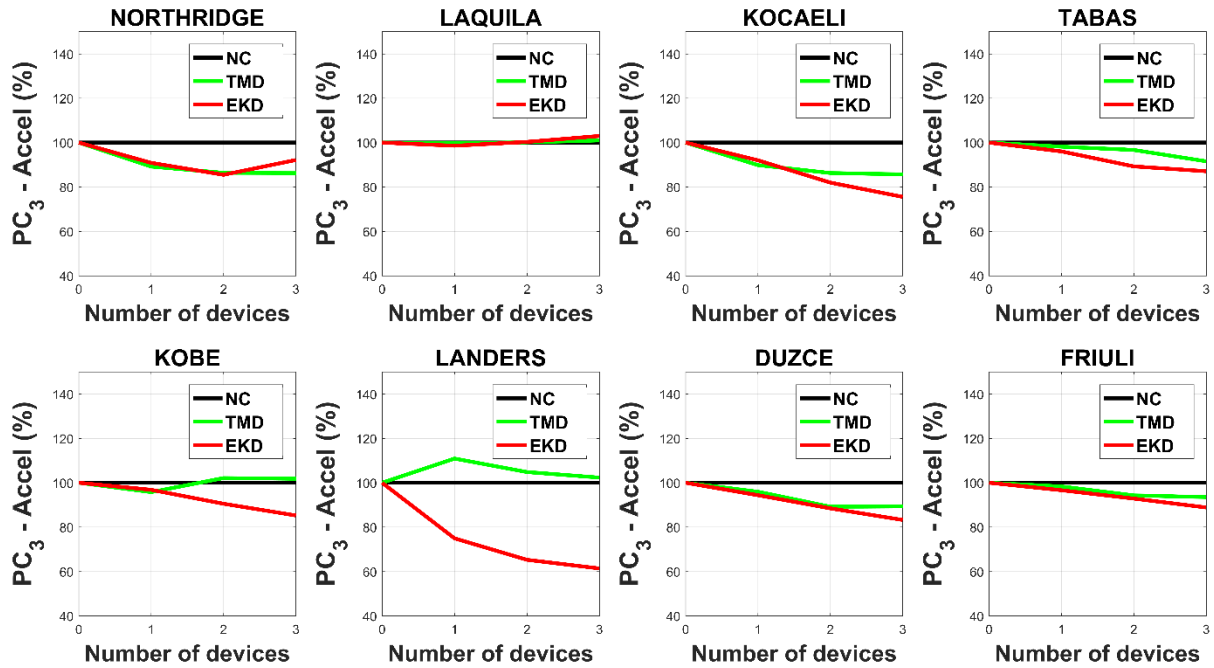
Στις Εικόνες 54-57 παρουσιάζονται τα κριτήρια απόδοσης (performance criteria) για όλους τους πραγματικούς σεισμούς που επιλέχθηκαν, και για όλα τα συστήματα απορρόφησης ταλαντώσεων που εξετάστηκαν: εισαγωγή ένα, δύο, και τρία TMD ή EKD. Πιο συγκεκριμένα, στην Εικόνα 54 παρουσιάζεται το PC_1 που αφορά τις μετακινήσεις των ορόφων, στην Εικόνα 55 παρουσιάζεται το PC_2 που αφορά τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts), στην Εικόνα 56 παρουσιάζεται το PC_3 που αφορά τις απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων, και τέλος στην Εικόνα 57 παρουσιάζεται το PC_4 που αφορά την τέμνουσα βάσης της κατασκευής.



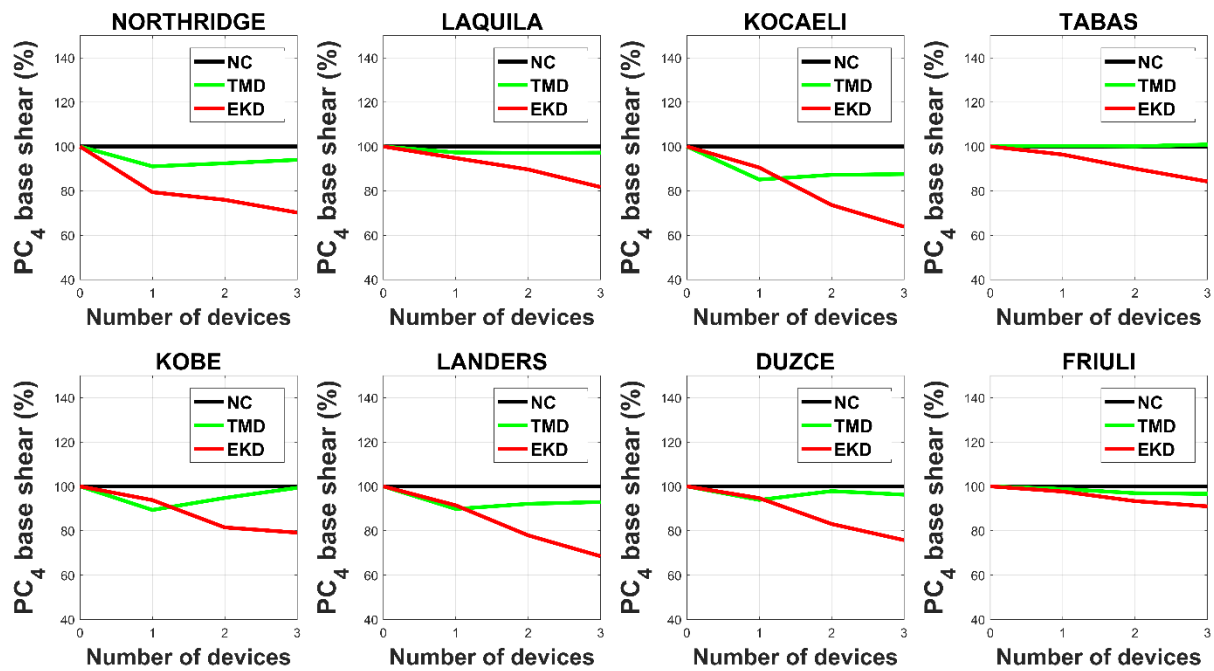
Εικόνα 54: Κριτήριο απόδοσης PC_I : μετακινήσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 55: Κριτήριο απόδοσης PC_2 : σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 56: Κριτήριο απόδοσης PC_3 : απόλυτες επιταχύνσεις των ορόφων της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.



Εικόνα 57: Κριτήριο απόδοσης PC_4 : τέμνουσα βάσης της κατασκευής για μία, δύο, και τρεις συσκευές TMD ή EKD, και για όλους τους πραγματικούς σεισμούς.

Πίνακας 18: Μέγιστες τιμές των μετακινήσεων των ορόφων σε σχέση με το έδαφος (cm).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	14.92	13.58	12.93	13.77	11.34	13.99	10.79
L'Aquila	13.59	13.22	13.12	13.30	12.21	13.25	11.45
Kocaeli	15.97	14.68	15.05	14.69	13.42	15.06	12.44
Tabas	41.47	40.06	39.34	39.96	37.77	40.53	36.89
Kobe	25.98	24.43	24.92	24.53	22.88	24.87	21.45
Landers	17.00	15.25	15.79	15.18	13.74	15.23	12.37
Duzce	3.78	3.54	3.57	3.46	3.22	3.45	3.02
Friuli	9.48	9.29	9.23	9.33	8.80	9.29	8.42

Πίνακας 19: Μέγιστες τιμές των σχετικών μετακινήσεων (drifts) των ορόφων (cm).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	1.56	1.42	1.24	1.44	1.34	1.46	1.30
L'Aquila	1.46	1.42	1.38	1.42	1.49	1.42	1.41
Kocaeli	1.61	1.36	1.45	1.40	1.43	1.41	1.37
Tabas	4.60	4.61	4.43	4.59	4.72	4.62	4.73
Kobe	2.40	2.19	2.36	2.23	2.33	2.34	2.38
Landers	1.63	1.46	1.50	1.50	1.53	1.51	1.41
Duzce	0.41	0.39	0.39	0.40	0.39	0.39	0.35
Friuli	1.11	1.09	1.08	1.09	1.06	1.08	1.02

Πίνακας 20: Μέγιστες τιμές των απόλυτων επιταχύνσεων των ορόφων (g).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	0.34	0.31	0.31	0.30	0.29	0.30	0.32
L'Aquila	0.36	0.35	0.35	0.36	0.36	0.36	0.37
Kocaeli	0.39	0.35	0.36	0.33	0.32	0.33	0.29
Tabas	1.14	1.12	1.10	1.11	1.02	1.05	1.00
Kobe	0.59	0.56	0.57	0.60	0.53	0.60	0.50
Landers	0.43	0.48	0.32	0.45	0.28	0.44	0.27
Duzce	0.16	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.13
Friuli	0.40	0.39	0.38	0.38	0.37	0.37	0.35

Πίνακας 21: Μέγιστες τιμές της τέμνουσας βάσης της κατασκευής (kN).

Earthquake	NC	1-TMD	1-EKD	2-TMD	2-EKD	3-TMD	3-EKD
Northridge	10152.0	9240.5	8058.1	9381.4	7708.2	9539.4	7126.7
L'Aquila	9627.1	9366.3	9121.5	9344.4	8628.4	9358.2	7863.7
Kocaeli	10533.3	8962.3	9532.6	9183.8	7752.7	9219.9	6721.2
Tabas	29754.4	29843.4	28670.4	29781.8	26771.6	30010.9	25054.6
Kobe	15339.0	13705.5	14387.8	14537.8	12496.6	15237.7	12139.3
Landers	10629.8	9546.8	9719.1	9792.7	8280.4	9879.9	7279.8
Duzce	2693.9	2529.0	2551.2	2636.0	2237.1	2593.2	2040.8
Friuli	8780.1	8392.7	7800.6	8244.6	7334.0	8219.8	7051.4

Κεφάλαιο 8

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάσθηκε η εφαρμογή συσκευών αρνητικής στιβαρότητας βασισμένες στην διευρυμένη εκδοχή του KDamper (EKD) για τη σεισμική προστασία υφιστάμενων πολυώροφων κατασκευών. Αρχικά μορφώθηκαν οι εξισώσεις κίνησης μιας πολυώροφης κατασκευής, και στη συνέχεια μορφώθηκε αλγόριθμος που να εισάγει πολλαπλές κατανεμημένες συσκευές EKD μέσα στην κατασκευή (d-EKD). Ο αριθμός των συσκευών και η θέση στην οποία τοποθετούνται επιλέγονται από πρόβλημα βελτιστοποίησης. Η εισαγόμενη μάζα επιλέγεται να είναι 0.1% της συνολικής της κατασκευής, ενώ σε αντίστοιχες εφαρμογές που πραγματοποιήθηκαν για λόγους σύγκρισης, εισήχθησαν πολλαπλές κατανεμημένες συσκευές αποσβεστήρων συντονιζόμενης μάζας (d-TMD) με πρόσθετη μάζα 1%. Οι παράμετροι του συστήματος επιλέγονται από πρόβλημα βελτιστοποίησης με κατάλληλους περιορισμούς στις τιμές των παραμέτρων αλλά και στις δυναμικές αποκρίσεις. Η στατική και δυναμική ευστάθεια της κατασκευής εξασφαλίζεται από τους δείκτες ευστάθειας (stability conditions – SC) που εισήχθησαν σαν περιορισμοί στο πρόβλημα βελτιστοποίησης. Σαν δεδομένο εισόδου στο πρόβλημα βελτιστοποίησης χρησιμοποιήθηκαν τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα σχεδιασμένα να είναι συμβατά με το δυσμενές φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης του ΕΚ8. Τέλος, η απόδοση των συσκευών επιβεβαιώθηκε από πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις. Με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα από την εφαρμογή του προτεινόμενου συστήματος σε 3 κατασκευές (5-όροφοι, 10-όροφοι, 15-όροφοι) εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Ο σχεδιασμός του d-EKD συστήματος είναι ρεαλιστικός, καθώς προβλέπει αβεβαιότητα για τις τιμές των στοιχείων στιβαρότητας, εισαγάγει μικρές τιμές πρόσθετης μάζας, επιβάλλει κατάλληλους περιορισμούς στις τιμές των παραμέτρων των συσκευών.
2. Οι δυναμικές αποκρίσεις της κατασκευής (σχετικές μετακινήσεις και απόλυτες επιταχύνσεις ορόφων, τέμνουσα βάσης) είναι σημαντικά βελτιωμένες με την εισαγωγή πολλαπλών EKD (d-EKD). Η απόδοση του d-EKD είναι ανώτερη συγκριτικά με εκείνη

του d-TMD ανεξαρτήτως του αριθμού των συσκευών, χρησιμοποιώντας 10 φορές μικρότερη πρόσθετη μάζα.

3. Η απόδοση του d-EKD βελτιώνεται όσο αυξάνει ο αριθμός των εισαγόμενων συσκευών στην κατασκευή, ενώ στο σύστημα d-TMD η απόδοση μεταβάλλεται ανεπαίσθητα, και σε κάποιες περιπτώσεις μειώνει την απόδοση ή μπορεί και να επιβαρύνει την κατασκευή.
4. Η απόδοση του d-EKD μειώνεται όσο αυξάνεται το πλήθος των ορόφων, κάτι που είναι αναμενόμενο, καθώς όσο πιο εύκαμπτη είναι μια κατασκευή τόσο λιγότερο επηρεάζεται από σεισμικές διεγέρσεις (βρίσκεται στον φθίνοντα κλάδο του φάσματος απόκρισης επιταχύνσεων).
5. Το πεδίο εφαρμογής του d-EKD είναι πιο διευρυμένο συγκριτικά με εκείνο του d-TMD συστήματος, καθώς η απόδοσή του δεν εξαρτάται άμεσα από τη συχνότητα συντονισμού της συσκευής, όπως στο d-TMD, παρά στην βέλτιστη επιλογή των στοιχείων στιβαρότητας (θετικής και αρνητικής).

Κεφάλαιο 9

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΑΙ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Καρύδης Π.Γ. και Ταφλαμπάς Ι.Μ., (2007), Τεχνική Σεισμολογία (ΠΑΡΑΔΟΣΕΙΣ 2006-2007), Αθήνα, Εκδόσεις ΕΜΠ
- Κατσιαδέλης Ι.,(2015), Δυναμική των Κατασκευών (Τόμος 1), 5^η Έκδοση, Αθήνα, Εκδόσεις Συμμετρία
- Παπαζάχος Β. και Παπαζάχου Κ., (2003), Οι σεισμοί της Ελλάδας, Θεσσαλονίκη, Εκδόσεις Ζήτη
- Σαπουντζάκης Ε. ,(2003), Προσομοίωση Τεχνικών Έργων, Αθήνα, Εκδόσεις ΕΜΠ
- Σπαχής Α., (2013), Επιρροή αβεβαιοτήτων στη βέλτιστη χωροθέτηση συστημάτων σεισμικής μόνωσης, Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
- Ψυχάρης Ι., (2015), Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Τεύχος 2, Αθήνα, Εκδόσεις ΕΜΠ
- Abé, M. and Fujino, Y. (1994), Dynamic characterization of multiple tuned mass dampers and some design formulas. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 23: 813-835. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290230802>
- Antoniadis IA, Kanarachos SA, Gryllias K, et al. (2018) KDamping: A stiffness based vibration absorption concept. *JVC/Journal of Vibration and Control* 24(3): 588–606. DOI: 10.1177/1077546316646514.
- Bakre, S.V. and Jangid, R.S. (2007), Optimum parameters of tuned mass damper for damped main system. *Struct. Control Health Monit.*, 14: 448-470. <https://doi.org/10.1002/stc.166>
- Chopra A., (2010), Δυναμική των κατασκευών: Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, Αθήνα, Εκδόσεις Γκίουρδας
- Clark A. J. (1988). Multiple passive TMDs for reducing earthquake induced building motion.

Den Hartog JP (1956) Mechanical Vibrations. McGraw-Hill, New York. 4th ed. New York. DOI: 10.1038/161503c0.

Etedali S. and Rakhshani H (2018), Optimum design of tuned mass dampers using multi-objective cuckoo search for buildings under seismic excitations, Alexandria Engineering Journal, Volume 57, Issue 4, Pages 3205-3218, ISSN 1110-0168, <https://doi.org/10.1016/j.aej.2018.01.009>.

Zuo H., Bi K., Hao H, (2017). Using multiple tuned mass dampers to control offshore wind turbine vibrations under multiple hazards, Engineering Structures, Volume 141, 2017, Pages 303-315, ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.006>.

Hadi, Muhammad & Arfiadi, Yoyong. (1998). Optimum Design of Absorber for MDOF Structures. Faculty of Engineering - Papers. 124. 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:11(1272).

Sladek J.R. and Klingner R.E. (1983). Effect of Tuned-Mass Dampers on Seismic Response 1983, Journal of Structural Engineering DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:8(2004)

Kalogerakou, M.E., Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A. and Sapountzakis, E.J. (2022) “Vertical Seismic Protection of Structures with Inerter-Based Negative Stiffness Absorbers”, Bulletin of Earthquake Engineering, DOI: <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01284-w>, 2022.

Kampitsis, A., Kapasakalis, K.A and Via-Estrem, L. (2022), “An Integrated FEA-CFD Simulation of Offshore Wind Turbines with Vibration Control Systems”, Engineering Structures, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.113859>, 2022.

Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A. and Sapountzakis, E.J. (2019), “Implementation of the KDamper as a Stiff Seismic Absorption Base: A Preliminary Assessment”, Vibration and Acoustics Research Journal, Vol. 1, No. 1, pp. 1-26, 2019. <https://www.cansrg.com/journals/varj/2019/69/>

Kapasakalis, KA, Antoniadis, IA, Sapountzakis, EJ. (2020). Performance assessment of the KDamper as a seismic Absorption Base. Struct Control Health Monit. 2020; 27:e2482. DOI: 10.1002/stc.2482, 2019.

Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A., Sapountzakis, E.J. (2021a). Constrained optimal design of seismic base absorbers based on an extended KDamper concept, Engineering Structures,

Volume 226, 2021a, 111312, ISSN 0141-0296,
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111312>.

Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A., Sapountzakis, E.J. (2021b). KDamper Concept for Base Isolation and Damping of High-Rise Building Structures. In: Sapountzakis, E.J., Banerjee, M., Biswas, P., Inan, E. (eds) Proceedings of the 14th International Conference on Vibration Problems. ICOVP 2019. Lecture Notes in Mechanical Engineering. Springer, Singapore.
https://doi.org/10.1007/978-981-15-8049-9_16

Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A., Sapountzakis, E.J. (2021c), “Feasibility Assessment of Stiff Seismic Base Absorbers”, Journal of Vibration Engineering & Technologies, DOI: 10.1007/s42417-021-00362-2, 2021. <https://link.springer.com/article/10.1007%2Fs42417-021-00362-2>

Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A., Sapountzakis, E.J. (2021d), “A Soil-Dependent Approach for the Design of Novel Negative Stiffness Seismic Protection Devices”, Applied Sciences, DOI: <https://doi.org/10.3390/app11146295>, 2021.

Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A., Sapountzakis, E.J. (2021e), “Stiff Vertical Seismic Absorbers”, Journal of Vibration and Control, DOI: <https://doi.org/10.1177/10775463211001624>, 2021.

Kapasakalis, K.A., Antoniadis, I.A., Sapountzakis, E.J. and Kampitsis, A. (2021), “Vibration Mitigation of Wind Turbine Towers Using Negative Stiffness Absorbers”, Journal of Civil Engineering and Construction, DOI: <https://doi.org/10.32732/jcec.2021.10.3.123>, 2021.

Kapasakalis, K.A. and Sapountzakis, E.J. (2022), “Vibration Absorption using KDamper-based Devices with Extreme Geometric Nonlinearity”, International Journal of Mechanics, vol. 16, pp. 15-27, DOI: 10.46300/9104.2022.16.3, 2022.

Kapasakalis, K.A., Mantakas, A.G., Kalderon, M., Antoniou, M., Sapountzakis, E.J. (2023), “Performance Evaluation of Distributed Extended KDamper Devices for Seismic Protection of Mid-Rise Building Structures”, Journal of Earthquake Engineering, DOI: <https://doi.org/10.1080/13632469.2023.2226227>, 2023.

Kelly JM (1999) The role of damping in seismic isolation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 28(1): 3–20.

Klembczyk A., (2014), Introduction to shock and vibration isolation and damping systems, North Tonawanda, NY

Mantakas, A.G., Kapasakalis, K.A., Alvertos, A.E., Antoniadis, I.A. and Sapountzakis, E.J. (2022), “A Negative Stiffness Dynamic Base Absorber for Seismic Retrofitting of Residential Buildings”, Structural Control and Health Monitoring, DOI: <https://doi.org/10.1002/stc.3127>, 2022.

Molyneaux W (1957) Supports for Vibration Isolation. G. Britain: ARC/CP-322, Aer Res Council.

Hoang N., Fujino Y., Warnitchai P., (2008) Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas, Engineering Structures, Volume 30, Issue 3, 2008, Pages 707-715, ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.05.007>.

Naeim F and Kelly JM (1999) Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. John Wiley. Available at: <https://www.wiley.com/en-us/Design+of+Seismic+Isolated+Structures%3A+From+Theory+to+Practice-p-9780471149217> (accessed 12 May 2019).

Ormondroyd, J. and Den Hartog, J. P. (1928) Theory of the Dynamic Vibration Absorber

Platus DL and L.Platus D (1992) Negative-stiffness-mechanism vibration isolation systems. In: Proc. of SPIE, 1992, pp. 44–54. Available at: <papers2://publication/uuid/CE69D582-256D-427E-AA2A-EFD72BBF5C9E>.

Elias S, Matsagar V., Datta T.K., (2017) Distributed Multiple Tuned Mass Dampers for Wind Response Control of Chimney with Flexible Foundation, Procedia Engineering, Volume 199, 2017, Pages 1641-1646, ISSN 1877-7058, <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.087>.

Elias S, Matsagar V., Datta T.K., (2016), Effectiveness of distributed tuned mass dampers for multi-mode control of chimney under earthquakes, Engineering Structures, Volume 124, 2016, Pages 1-16, ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.06.006>.

Seismosoft (2018) SeismoArtif—a computer program for generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum 2018. <http://www.seismosoft.com>

Singh, M.P., Matheu, E.E. and Suarez, I.e. (1998), Active and Semi-Active Control of Structures Under Seismic Excitation. Earthquake Engng. Struct. Dyn., 26: 193-213.

Sladek J.R. and Klingner R.E. (1983). Effect of Tuned-Mass Dampers on Seismic Response. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:8(2004)

Symans MD, Charney FA, Whittaker AS, et al. (2007) Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. Journal of Structural Engineering 134(1): 3–21. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(2008)134:1(3)

Warburton, G.B. (1982), Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. Earthquake Engng. Struct. Dyn., 10: 381-401. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290100304>

Xiang P and Nishitani A (2013) Optimum design for more effective tuned mass damper system and its application to base-isolated buildings. Structural Control and Health Monitoring 21(1): 98–114. DOI: 10.1002/stc.1556.

Zong Woo Geem, Joong Hoon Kim and Loganathan GV (2001) A New Heuristic Optimization Algorithm: Harmony Search. SIMULATION 76(2): 60–68. DOI: 10.1177/003754970107600201.