

ΑΕΙ ΠΕΙΡΑΙΑ Τ.Τ
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε.



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
**“Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και
Αειφόρος Ανάπτυξη”**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
**“ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ
ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ”**

Του Μεταπτυχιακού Φοιτητή
Αντωνιάδη Παναγιώτη

Επιβλέπων Καθηγητής
Γιαρλέλης Χρήστος

Αθήνα, Νοέμβριος 2017

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο/Η κάτωθι υπογεγραμμένος/η Αντωνιάδης Παναγιώτης του Γεωργίου μεταπτυχιακός φοιτητής του Π.Μ.Σ.: «Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών και Αειφόρος Ανάπτυξη»,

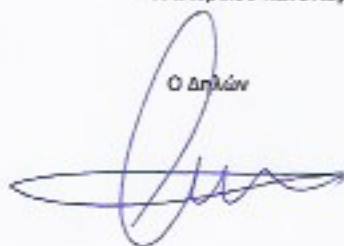
του Α.Ε.Ι Πειραιά Τ.Τ, πριν αναλάβω την εκπόνηση της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας μου, δηλώνω ότι ενημερώθηκα για τα παρακάτω:

«Η Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία (Μ.Δ.Ε.) αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο του συγγραφέα, όσο και του Ιδρύματος και θα πρέπει να έχει μοναδικό χαρακτήρα και πρωτότυπο περιεχόμενο.

Απαγορεύεται αυστηρά οποιοδήποτε κομμάτι κειμένου της να εμφανίζεται αυτοόσιο ή μεταφρασμένο από κάποια άλλη δημοσιευμένη πηγή. Κάθε τέτοια πράξη αποτελεί προϊόν λογοκλοπής και εγείρει θέμα Ηθικής Τάξης για τα πνευματικά δικαιώματα του άλλου συγγραφέα. Αποκλειστικός υπεύθυνος είναι ο συγγραφέας της Μ.Δ.Ε., ο οποίος φέρει και την ευθύνη των συνεπειών, ποινικών και άλλων, αυτής της πράξης.

Πέραν των όποιων ποινικών ευθυνών του συγγραφέα, σε περίπτωση που το Ίδρυμα του έχει απονεμίσει Μεταπτυχιακό Δίπλωμα, αυτό ανακαλείται με απόφαση της Συνέλευσης Ειδικής Σύθεσης του Τμήματος. Η Συνέλευση Ειδικής Σύθεσης του Τμήματος με νέα απόφασή της, μετά από αίτηση του ενδιαφερόμενου, του αναθέτει εκ νέου την εκπόνηση Μ.Δ.Ε. με άλλο θέμα και διαφορετικό επιβλέποντα καθηγητή. Η εκπόνηση της εν λόγω Μ.Δ.Ε. πρέπει να ολοκληρώσει εντός τουλάχιστον ενός ημερολογιακού βμήνου από την ημερομηνία ανάθεσής της. Κατά τα λοιπά εφαρμόζονται τα προβλεπόμενα στο άρθρο 18. παρ.5 του ισχύοντος Εσωτερικού Κανονισμού».

Ο Δηλών



Ημερομηνία

12/11/2017

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ευχαριστώ τον επιβλέποντα καθηγητή μου κύριο Γιαρλέλη Χρήστο για την αμέριστη βοήθεια συμπαράσταση και υπομονή, που επέδειξε καθ' όλη την διάρκεια συγγραφής αυτής της διπλωματική εργασίας.

Επίσης ευχαριστώ τον κύριο Αντωνίου για την παροχή των προγραμμάτων SEISMOMATCH και SEISMOSIGNAL της εταιρείας SEISMOSOFT, καθώς επίσης και την τεχνική υποστήριξη της εταιρείας, ΤΟΛ για την βοήθεια τους καθ' όλη την διάρκεια των επιλύσεων με το ΡΑΦ.

Επίσης ευχαριστώ και όλους τους συντελεστές αυτού του μεταπτυχιακού προγράμματος του ΑΕΙ Τ.Τ ΠΕΙΡΑΙΑ, και ιδιαίτερα τον πρόεδρο του τμήματος, καθηγητή Κ. Δημάκο.

Αφιερωμένο

Στην Οικογένεια μου με Αγάπη.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	1
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	2
ΕΥΡΕΤΗΡΙΩΝ ΠΙΝΑΚΩΝ	6
ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ	9
ΣΥΝΟΨΗ	12
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	13
ABSTRACT	15
SUMMARY	16
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^Ο ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ	18
1.1 Ιστορική Αναδρομή	19
1.2 Σεισμικά μονωμένες κατασκευές σε χώρες εκτός Ελλάδος.....	21
1.3 Σεισμικά μονωμένες κατασκευές στην Ελλάδα.....	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^Ο ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΑ & ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ	30
2.1 Εισαγωγή στην σεισμική μόνωση.....	31
2.2 Πολυβάθμια συστήματα	38
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^Ο ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	45
3.1 Εισαγωγή στους μονωτήρες	46
3.2 Μονωτήρες τριβής ολίσθησης FPS (friction pendulum system).....	48
3.2.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά μονωτήρων τριβής ολίσθησης.....	50
3.3 Μονωτήρες χαμηλής και υψηλής απόσβεσης από φυσικό και συνθετικό ελαστομερή καουτσούκ και φύλλα χάλυβα.....	52
3.3.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά μονωτήρων από ελαστομερές και φύλλα χάλυβα.....	53
3.3.2 Στροφή ελαστομεταλλικών μονωτήρων	59
3.4 Διγραμμικά μοντέλα μονωτήρων.....	59
3.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά ελαστομεταλλικών μονωτήρων με κύλινδρο από πυρήνα μολύβδου	62
3.6 Εφαρμογή διαγραμμικού μοντέλου.....	64
3.7 Λυγισμός μονωτήρων και έλεγχος ευστάθειας.....	65
3.8 Λυγισμός μονωτήρων κάτω υπό την επίδραση μεγάλων φορτίων	67
3.9 Ισορροπία έναντι οριζόντιας μετακίνησης	68
3.10 Ισορροπία έναντι ανατροπής	71
3.11 Έλεγχος μεταλλικών ελασμάτων	72
3.12 Έλεγχοι ελαστομεταλλικών μονωτήρων κατά AASTHO standard και LRFD.....	73
3.12.1 Γενικά.....	73
3.12.2 Έλεγχοι για στατικά φορτία σχεδιασμού	76

3.12.3 Έλεγχοι για σεισμικά φορτία που προξενούνται από τον σεισμό σχεδιασμού DBE.....	77
3.12.4 Έλεγχοι για σεισμικά φορτία που προξενούνται από τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE.....	78
3.13 Έλεγχοι ελαστομεταλλικών μονωτήρων κατά EN 15129& EN 1337-3	81
3.13.1 Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά ελαστομεταλλικών μονωτήρων.....	84
3.13.2 Παραμόρφωση από θλιπτικά φορτία	86
3.13.3 Παραμόρφωση από οριζόντιες δυνάμεις.....	87
3.13.4 Παραμόρφωση από στροφή του ελαστομερούς ως προς κατακόρυφο άξονα.....	88
3.13.5 Συνολική παραμόρφωση.....	88
3.13.6 Μέγιστη δύναμη εφελκυσμού στα ελάσματα χάλυβα	89
3.13.7 Οριακή παραμόρφωση για στροφή του μονωτήρα.....	89
3.13.8 Ισορροπία έναντι λυγισμού	90
3.14 Δυνάμεις ροπές και παραμορφώσεις που ασκούνται στην κατασκευή.....	91
3.15 Δοκιμές μονωτήρων σύμφωνα με το EN 15129.....	92
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΑ ΠΛΑΙΣΙΑ (FEMA ASCE) –(EC 8)	96
4.1 Κανονισμός FEMA ιστορική αναδρομή.....	97
4.2 Φάσμα κανονισμού	98
4.2.1 Παράμετροι επιτάχυνσης.....	98
4.2.2 Μέγιστος θεωρούμενος σεισμός στοχευμένου κινδύνου MCER (Risk targeted Maximum considered earthquake)	99
4.2.3 Φάσμα απόκρισης σχεδιασμού (DBE) design basis earthquake.....	100
4.2.4 Φάσμα απόκρισης σεισμού ικανότητας άμεσης λειτουργίας (SLE) service level earthquake	102
4.2.5 Κατηγοριοποίηση των κατασκευών	103
4.2.6 Σεισμική κατηγορία σχεδιασμού.....	104
4.3 Κατασκευαστικά κριτήρια σχεδιασμού.	105
4.3.1 Υπολογισμός των σεισμικών φορτίων	105
4.3.2 Βασικοί συνδυασμοί φορτίσεων.....	106
4.3.3 Μέθοδοι ανάλυσης	107
4.3.3.1 Ισοδύναμη στατική μέθοδος.....	108
4.3.3.2 Φασματική δυναμική μέθοδος.....	109
4.4 Κανονισμός EC 8 Ευρώπη	110
4.4.1 Κατηγορίες εδάφους.....	110
4.4.2 Φάσμα σχεδιασμού - σεισμικές δυνάμεις	111
4.4.3 Σεισμικοί συνδυασμοί - εκκεντρότητες	115
4.5 Έλεγχοι κατά EC-8.....	116
4.5.1 Έλεγχος κανονικότητας	116
4.5.2 Έλεγχοι φαινομένων 2η τάξης και σχετικών μετακινήσεων	116

4.6 Μέθοδοι ανάλυσης	117
4.7 Σύγκριση μεταξύ των δύο κανονισμών FEMA 450-750 & EC-8	118
4.8 Γενικές κατευθύνσεις σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης με FEMA, Συνδυασμοί φόρτισης	119
4.9 Φορτίσεις.....	122
4.10 Απαιτήσεις συστήματος μόνωσης.....	122
4.11 Κριτήρια επιλογής μεθόδου ανάλυσης.....	122
4.12 Μέθοδος των ισοδυνάμων πλευρικών φορτίων (ELF procedure).....	123
4.12.1 Ενεργός περίοδος μετακίνησης σχεδιασμού.....	124
4.12.2 Μετακίνηση σχεδιασμού για τον σεισμό DBE.....	124
4.12.3 Ενεργός περίοδος μέγιστης μετακίνησης.....	125
4.12.4 Μέγιστη μετακίνηση για τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE.....	126
4.12.5 Συνολική Μετακίνηση	126
4.13 Ελάχιστα πλευρικά φορτία	127
4.13.1 Κατασκευαστικά στοιχεία μέχρι και το σύστημα μόνωσης	127
4.13.2 Κατασκευαστικά στοιχεία πάνω από το σύστημα μόνωσης.....	128
4.13.3 Κατανομή φορτίων καθ' ύψος.....	128
4.14 Δυναμική ανάλυση.....	129
4.14.1 Προσομοίωση μονωμένης κατασκευής.....	129
4.14.2 Μονωμένη κατασκευή	129
4.14.3 Δυναμική ανάλυση χρονιοιστορίας.....	130
4.14.4 Ελάχιστες μετακινήσεις και δυνάμεις.....	131
4.14.4.1 Σύστημα μόνωσης και φέροντα στοιχεία θεμελίωσης	131
4.14.4.2 Δομικά στοιχεία πάνω από το σύστημα μόνωσης.....	131
4.14.4.3 Επιθεώρηση της μελέτης	132
4.15 Δοκιμές μονωτήρων	132
4.16 Μονωτήρες που εξαρτώνται από τον ρυθμό φόρτισης.....	133
4.17 Μονωτήρες που εξαρτώνται από τα πλευρικά φορτία	133
4.18 Μέγιστα και ελάχιστα κατακόρυφα φορτία	134
4.19 Δοκιμές μονωτήρων σε κλίμακα ένα προς ένα	134
4.20 Δοκιμές επάρκειας μονωτήρων	135
4.21 Ιδιότητες του συστήματος μόνωσης	135
4.21.1 Μέγιστη και ελάχιστη ισοδύναμη δυσκαμψία.....	135
4.21.2 Ισοδύναμη απόσβεση.....	137
4.22 Διαδικασία σχεδιασμού σεισμικά μονωμένης κατασκευής κατά FEMA.....	137
4.23 Γενικές κατευθύνσεις σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης με EC-8.....	141
4.23.1 Ορισμοί.....	141
4.23.2 Γενικές διατάξεις σχεδιασμού.....	142
4.23.3 Έλεγχος ανεπιθύμητων κινήσεων.....	143

4.23.4 Σεισμική δράση.....	143
4.23.5 Συντελεστής συμπεριφοράς	144
4.23.6 Ιδιότητες συστήματος μόνωσης	144
4.23.7 Ανάλυση του φορέα	144
4.23.7.1 Γενικά	144
4.23.7.2 Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση	144
4.23.7.3 Απλοποιημένη γραμμική ανάλυση.....	145
4.23.7.4 Απλοποιημένη γραμμική φασματική ανάλυση.....	148
4.23.7.5 Ανάλυση χρονοϊστορίας.....	148
4.24 Έλεγχοι ασφαλείας στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	148
4.25 Διαφορές μεταξύ των κανονισμών EC-8 & FEMA 751 ASCE 7-10.....	149
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	152
5.1 Δεδομένα κτιρίου	153
5.2 Προκαταρκτική ανάλυση του φορέα $q=1$	161
5.2.1 Ανάλυση με το πρόγραμμα ΡΑΦ.....	161
5.2.2 Ανάλυση με το πρόγραμμα ETABS.....	171
5.3 Ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα ΡΑΦ $q=1.7$	173
5.3.1 Ερμηνεία αποτελεσμάτων.....	179
5.3.1.1 Υποστυλώματα.....	179
5.3.1.2 Δοκοί.....	181
5.4 Ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα ETABS $q=1.7$	183
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	186
6.1 Φασματική δυναμική ανάλυση σεισμικά μονωμένου κτιρίου.....	187
6.2 Έλεγχοι μονωτήρων.....	200
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7^ο ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΙ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ	206
7.1 Γενικά.....	207
7.2 Διγραμμικός νόμος μονωτήρων HDRB.....	208
7.3 Ελατηριακές σταθερές μονωτήρων	210
7.4 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	210
7.5 Έλεγχος μονωτήρων	229
7.6 Συμπεράσματα.....	234
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	237

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΠΙΝΑΚΩΝ

ΚΕΦ 1

Πίνακας 1.1	Ιδιοπερίοδοι στις τρεις διευθύνσεις του Ιδρύματος Σταύρου Νιάρχου	28
-------------	---	----

ΚΕΦ 3

Πίνακας 3.1	Μέτρο συμπίεσης ελαστομεταλλικών μονωτήρων.....	58
Πίνακας 3.2	Σχέση d με γωνιά θ	70
Πίνακας 3.3	Σχέση μεταξύ σκληρότητας και μέτρου διάτμησης G	84
Πίνακας 3.4	Συντελεστής K_S	91
Πίνακας 3.5	Δοκιμές μονωτήρων κατά EN 15129.....	95

ΚΕΦ 4

Πίνακας 4.1	Συντελεστής τοποθεσίας για την μικρή περίοδο 0,2 sec <i>ASCE7-10</i>	100
Πίνακας 4.2	Συντελεστής τοποθεσίας για την περίοδο 1 sec <i>ASCE7-10</i>	100
Πίνακας 4.3	Κατηγοριοποίηση κτιρίων ανάλογα με την σπουδαιότητα τους <i>ASCE7-10</i>	103
Πίνακας 4.4	Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου ανάλογα με την εξωτερική δράση <i>ASCE7-10</i>	103
Πίνακας 4.5	Σεισμική κατηγορία σχεδιασμού βασισμένη πάνω στην περίοδο 0,2 sec και στην περίοδο 1 sec <i>ASCE 7-10</i>	104
Πίνακας 4.6	Συντελεστές C_t x <i>ASCE 7-10</i>	105
Πίνακας 4.7	Μέθοδοι ανάλυσης <i>ASCE 7-10</i>	108
Πίνακας 4.8	Κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον EC-8	110
Πίνακας 4.9	Σεισμικός συντελεστής S σύμφωνα με τον EC-8	113
Πίνακας 4.10	Σεισμικός συντελεστής a_{vg} σύμφωνα με τον EC-8.....	114
Πίνακας 4.11	Μέθοδοι Ανάλυσης <i>FEMA P-751</i>	123
Πίνακας 4.12	Συντελεστής β_D και β_M <i>ASCE 7-10</i>	125
Πίνακας 4.13	Ελάχιστα όρια μετακινήσεων σχεδιασμού κατά <i>FEMA P- 451</i>	150

ΚΕΦ 5

Πίνακας 5.1	Οπλισμοί δοκών ισογείου από δοκό 1 έως 10	164
Πίνακας 5.2	Οπλισμοί δοκών ισογείου από δοκό 11 έως 17.....	165
Πίνακας 5.3	Οπλισμοί δοκών Α ορόφου από δοκό 1 έως 9.....	166
Πίνακας 5.4	Οπλισμοί δοκών Α ορόφου από δοκό 10 έως 17.....	167
Πίνακας 5.5	Ιδιομορφική ανάλυση κτιρίου $q=1$ ΡΑΦ	168
Πίνακας 5.6	Δείκτες ανεπάρκειας Ισογείου – Α ορόφου $q=1$ ΡΑΦ.....	169
Πίνακας 5.7	Δείκτες ανεπάρκειας Β ορόφου – Γ ορόφου $q=1$ ΡΑΦ	170
Πίνακας 5.8	Δείκτες ανεπάρκειας Δ ορόφου $q=1$ ΡΑΦ.....	171
Πίνακας 5.9	Δείκτες ανεπάρκειας ισογείου για υποστυλώματα και δοκούς ETABS $q=1$	172

Πίνακας 5.10	Επαύξηση συνδυασμού φορτίσεων με συντελεστή $\gamma_{sδελαστικο}$ ΡΑΦ $q=1.7$	174
Πίνακας 5.11	Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου ΡΑΦ $q=1.7$	174
Πίνακας 5.12	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου ΡΑΦ $q=1.7$	175
Πίνακας 5.13	Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Α ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$	175
Πίνακας 5.14	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$	176
Πίνακας 5.15	Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Β ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$	176
Πίνακας 5.16	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Β ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$	177
Πίνακας 5.17	Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Γ ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$	177
Πίνακας 5.18	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Γ ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$	178
Πίνακας 5.19	Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Δ ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$	178
Πίνακας 5.20	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Δ ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$	179
Πίνακας 5.21	Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου ETABS $q=1.7$	183
Πίνακας 5.22	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου ETABS $q=1.7$	184
Πίνακας 5.23	Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματα Α όροφος ETABS $q=1.7$	184
Πίνακας 5.24	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου ETABS $q=1.7$	185

ΚΕΦ 6

Πίνακας 6.1	Κατανομή οριζοντίων δυσκαμψιών.....	187
Πίνακας 6.2	Ιδιοπερίοδοι μονωμένης κατασκευής και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιόμορφη για φασματική δυναμική ανάλυση με μονωτήρες	191
Πίνακας 6.3	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου.....	193
Πίνακας 6.4	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου.....	194
Πίνακας 6.5	Καμπτικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου	196
Πίνακας 6.6	Διατμητικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου.....	197
Πίνακας 6.7	Καμπτικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Α ορόφου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου.....	198
Πίνακας 6.8	Διατμητικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Α ορόφου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου	199
Πίνακας 6.9	Έλεγχοι εφεδράνων από θλιπτικό φορτίο.....	201
Πίνακας 6.10	Έλεγχοι εφεδράνων από οριζόντιες μετακινήσεις	202
Πίνακας 6.11	Έλεγχοι εφεδράνων από στροφή.....	203
Πίνακας 6.12	Γενικοί Έλεγχοι εφεδράνων	204
Πίνακας 6.13	Έλεγχος εφεδράνων για κρίσιμο φορτίο λυγισμού.....	205

ΚΕΦ 7

Πίνακας 7.1	Ιδιοπερίοδοι μονωμένης κατασκευής και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιόμορφη για χρονοιστορίες του σεισμού Αθήνα 99	218
Πίνακας 7.2	Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου για κάμψη με χρονοιστορίες	219
Πίνακας 7.3	Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου για κάμψη Δ1-Δ12 με χρονοιστορίες	220
Πίνακας 7.4	Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου για κάμψη Δ12-Δ17 με χρονοιστορίες	221
Πίνακας 7.5	Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Α ορόφου για κάμψη με χρονοιστορίες	222
Πίνακας 7.6	Συγκριτικοί Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου για κάμψη με χρονοιστορίες Δ1-Δ15.....	223
Πίνακας 7.7	Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου για κάμψη με χρονοιστορίες Δ15-Δ17.....	224
Πίνακας 7.8	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου κάμψης-διάτμησης για την χρονοιστορία του σεισμού της Αθήνας 1999 Δ1-Δ14.....	225
Πίνακας 7.9	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογειου κάμψης-διάτμησης για την χρονοιστορία του σεισμού της Αθήνας 1999 Δ15-Δ17.....	226
Πίνακας 7.10	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου κάμψης-διάτμησης για την χρονοιστορία του σεισμού της Αθήνας 1999 Δ1-Δ16.....	227
Πίνακας 7.11	Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου κάμψης-διάτμησης για την χρονοιστορία του σεισμού της Αθήνας 1999 Δ15-Δ17.....	228
Πίνακας 7.12	Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων για αποτίμηση με φασματική δυναμική ανάλυση και χρονοιστορίες	229
Πίνακας 7.13	Έλεγχοι εφεδράνων από θλιπτικό φορτίο με χρονοιστορίες.....	230
Πίνακας 7.14	Έλεγχοι εφεδράνων από οριζόντιες μετακινήσεις με χρονοιστορίες	231
Πίνακας 7.15	Έλεγχοι εφεδράνων από στροφή με χρονοιστορίες.....	232
Πίνακας 7.16	Γενικοί έλεγχοι εφεδράνων με χρονοιστορίες	233
Πίνακας 7.17	Έλεγχος για κρίσιμο φορτίο λύγισμου με χρονοιστορίες.....	234

ΕΥΡΕΤΗΡΙΟ ΕΙΚΟΝΩΝ

ΚΕΦ 1

Εικόνα 1.1	Σεισμική μόνωση κατά Calantarients.....	19
Εικόνα 1.2	Σεισμική μόνωση κατά Calantarients.....	20
Εικόνα 1.3	Μονωτήρες από καουτσούκ σε σχολείο στα Σκόπια	22
Εικόνα 1.4	Foothill Communities Law and Justice Center FCLJC	23
Εικόνα 1.5	Oakland City Hall	23
Εικόνα 1.6	Pasadena City Hall.....	24
Εικόνα 1.7	The Telecom Center in Ancona, (Italy, 1987).....	24
Εικόνα 1.8	William Clayton Building in Wellington.....	25
Εικόνα 1.9	Δεξαμενές φυσικού αερίου LNG στην Νήσο Ρεβυθούσα	26
Εικόνα 1.10	Το νέο μουσείο Ακρόπολης στην Αθήνα	26
Εικόνα 1.11	Τομή Ωνάσειος στέγη γραμμάτων και τεχνών	27
Εικόνα 1.12	Το στέγαστρο της Σαντορίνης	28
Εικόνα 1.13	Το κέντρο πολιτισμού του Ιδρύματος Σταύρου Νιάρχου SNFCC	29

ΚΕΦ 2

Εικόνα 2.1	Ζημιές στις πλαστικές αρθρώσεις.....	34
Εικόνα 2.2	Πλάστιμη συμπεριφορά δοκών με ισχυρά υποστυλώματα	34
Εικόνα 2.3	Φάσμα μετακινήσεων μονοβάθμιου ταλαντωτή	35
Εικόνα 2.4	Φάσμα επιτάχυνσης μονοβάθμιου ταλαντωτή.....	36
Εικόνα 2.5	Ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης EC-8 για διαφορετικές αποσβέσεις	36
Εικόνα 2.6	Μονόρωφο πλαίσιο με δυο βαθμούς ελευθέριας	38
Εικόνα 2.7	Ιδιομορφές σεισμικά μονωμένου πλαισίου	41

ΚΕΦ 3

Εικόνα 3.1	Υστερητική συμπεριφορά μονωτήρων.....	46
Εικόνα 3.2	Διαφοροποίηση κύκλων φόρτισης ανάλογα με την διατμητική παραμόρφωση.....	47
Εικόνα 3.3	Ιξώδη συμπεριφορά μονωτήρα.....	48
Εικόνα 3.4	Μονωτήρες FPS.....	49
Εικόνα 3.5	Διάγραμμα δύναμης μετατόπισης	50
Εικόνα 3.6	Δυνάμεις που ασκούνται στον μονωτήρα	51
Εικόνα 3.7	Υστερητικός βρόχος μονωτήρα τριβής	51
Εικόνα 3.8	Ελαστομεταλλικός μονωτήρας.....	53
Εικόνα 3.9	Μετακίνηση ελαστομεταλλικού μονωτήρα.....	54
Εικόνα 3.10	Ιδιότητες μιας στρώσης ελαστομερούς.....	55
Εικόνα 3.11	Κυκλικός μονωτήρας με οπή στο κέντρο του	56

Εικόνα 3.12 Συντελεστής σχήματος S για διάφορους τύπους μονωτήρα.....	56
Εικόνα 3.13 Διατμητική παραμόρφωση μονωτήρα κάτω υπό την επίδραση θλιπτικού φορτίου	57
Εικόνα 3.14 Διγραμμικό μοντέλο ανάλυσης.....	59
Εικόνα 3.15 Σχέση μεταξύ απόσβεσης μετακίνησης.....	62
Εικόνα 3.16 Μονωτήρες από μόλυβδο LRB.....	62
Εικόνα 3.17 Λυγισμός μονωτήρα	66
Εικόνα 3.18 Λυγισμός υπό την επίδραση μεγάλων φορτίων	68
Εικόνα 3.19 Κρίσιμη επιφάνεια A_r υπο την επίδραση οριζόντιας μετακίνησης.....	70
Εικόνα 3.20 Ισοροπία έναντι ανατροπής	71
Εικόνα 3.21 Δυνάμεις που ασκούνται στα ελάσματα.....	72
Εικόνα 3.22 Έλεγχοι ελαστομεταλλικών εφεδράνων κατά AASTHO.....	75
Εικόνα 3.23 Γραμμικό - διγραμμικό διάγραμμα δύναμης μετακίνησης... ..	80
Εικόνα 3.24 Κατηγορίες ελαστομεταλλικών μονωτήρων	81
Εικόνα 3.25 Κατηγορίες τύπου C ελαστομεταλλικών μονωτήρων.....	83
Εικόνα 3.26 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά μονωτήρων.....	84
Εικόνα 3.27 Παραμόρφωση από κατακόρυφο φορτίο.....	86
Εικόνα 3.28 Παραμόρφωση από οριζόντιες δυνάμεις.....	87
Εικόνα 3.29 Παραμόρφωση από στροφή	88
Εικόνα 3.30 Διγράμμικη απόκριση μονωτήρα.....	92

ΚΕΦ 4

Εικόνα 4.1 Φάσμα απόκρισης DBE	101
Εικόνα 4.2 Φάσμα απόκρισης DBE-MCE	102
Εικόνα 4.3 Φάσμα κανονισμού EC-8.....	112
Εικόνα 4.4 Φάσμα κανονισμού EC-8 για διάφορες κατηγορίες εδαφών	113
Εικόνα 4.5 Πιθανές θέσεις σεισμικών μονωτήρων	120
Εικόνα 4.6 Μέγιστες μετακινήσεις διαφραγμάτων.....	127
Εικόνα 4.7 Ισοδύναμη δυσκαμψία και ισοδύναμη απόσβεση	136

ΚΕΦ 5

Εικόνα 5.1 Κάτοψη ισογείου.....	153
Εικόνα 5.2 Ξυλότυπος οροφής ισογείου.....	154
Εικόνα 5.3 Κάτοψη τυπικού ορόφου άνωθεν του ισογείου	155
Εικόνα 5.4 Ξυλότυπος τυπικού ορόφου άνωθεν του ισογείου.....	156
Εικόνα 5.5 Χωρικό μοντέλο στο ΡΑΦ.....	163

ΚΕΦ 6

Εικόνα 6.1	Φάσματα σχεδιασμού για διάφορες αποσβέσεις.....	190
------------	---	-----

ΚΕΦ 7

Εικόνα 7.1	Διγραμμικό μοντέλο προσομοίωσης μονωτήρα HDRB.....	208
Εικόνα 7.2	Προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα ως προς το φάσμα του κανονισμού για τον σεισμό της Αθήνας 1999.....	213
Εικόνα 7.3	Προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα ως προς το φάσμα του κανονισμού για τον σεισμό της Καλαμάτας 1986.....	215
Εικόνα 7.4	Προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα ως προς το φάσμα του κανονισμού για τον σεισμό του Αίγιου 1995.....	217

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ : “Σεισμική αναβάθμιση κτιρίου με χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων”

ΦΟΙΤΗΤΗΣ : Αντωνιάδης Παναγιώτης

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : Γιαρλέλης Χρήστος

ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ : 2015-2016

ΣΥΝΟΨΗ

Η ιδέα της σεισμικής μόνωσης είναι γνωστή στην παγκόσμια κοινότητα των μηχανικών. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, επιχειρούμε να αναβαθμίσουμε αντισεισμικά ένα κτίριο πέντε οροφών κανονικό ως προς την συμπεριφορά του, και κατασκευασμένο την δεκαετία του 1970. Η μεθοδολογία που ακολουθούμε είναι η αποτίμηση της κατασκευής, με ελαστικές μεθόδους σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπου αποτυπώνονται όλες οι ανεπάρκειες σε δοκούς και υποστυλώματα της κατασκευής μας. Η λύση που δίνεται σε αυτήν την εργασία, είναι η αντισεισμική αναβάθμιση με μονωτήρες HDRB σύμφωνα με τον EC-8 και εφαρμόζοντας αντίστοιχα φασματική δυναμική ανάλυση και μη γραμμική ανάλυση χρονιστορίας με τρία ζεύγη σεισμικών διεγέρσεων, κατά τις τρεις διευθύνσεις X,Y,Z. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν εμφανίζουν, πλήρη επάρκεια των υποστυλωμάτων τόσο σε κάμψη, όσο και σε διάτμηση, αλλά και άρση της ανεπάρκειας σχεδόν όλων των δοκών της κατασκευής μας. Σαν γενικό συμπέρασμα μπορούμε να πούμε, ότι η σεισμική μόνωση αναβαθμίζει αντισεισμικά ένα κτίριο κατασκευασμένο την δεκαετία του 1970, χωρίς να χρειαστεί να κάνουμε εκτεταμένες επεμβάσεις στα φέροντα δομικά στοιχεία του κτιρίου. Εκτός του ισογείου όπου θα τοποθετηθούν οι μονωτήρες και θα πρέπει να γίνουν εργασίες καθαιρέσεων, οι υπόλοιποι όροφοι θα λειτουργούν κανονικά χωρίς καμμία μείωση της δραστηριότητας τους. **Στην Ελλάδα με την έντονη σεισμική ακολουθία διεγέρσεων η σεισμική μόνωση θα μπορούσε να ήταν ένας πολύ καλός τρόπος αντισεισμικής αναβάθμισης και θωράκισης, πολλών παλαιών κτιρίων.** Αλλά και η κατασκευή νέων κτιρίων με σεισμική μόνωση θα έπρεπε να προτείνεται από το ελληνικό παράρτημα του κανονισμού κάτ. ελάχιστον για τα δημόσια κτίρια όπως νοσοκομεία, σχολεία, υπουργεία, σταθμούς, και κτίρια σημαντικά για την δημόσια διοίκηση και λειτουργία του κράτους.

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ : “Σεισμική αναβάθμιση κτιρίου με χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων”

ΦΟΙΤΗΤΗΣ : Αντωνιάδης Παναγιώτης

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : Γιαρλέλης Χρήστος

ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ : 2015-2016

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Από τα τέλη του 19^{ου} αιώνα υπάρχουν αναφορές για μελέτες κτιρίων με σεισμική μόνωση και παρότι δεν κατασκευάστηκαν ποτέ στην τελική τους μορφή, έδωσαν την κεντρική κατεύθυνση για το πώς θα μπορούσαμε να αντιμετωπίσουμε με επιτυχία την δράση ενός μεγάλου σεισμού.

Στον 20^ο αιώνα μεγάλη ώθηση στην σεισμική μόνωση έδωσε ο Καθηγητής James Kelly του πανεπιστημίου Berkeley California, που μελέτησε με επιτυχία τους ελαστομεταλλικούς μονωτήρες, και έλυσε σημαντικά προβλήματα που αφορούν την λειτουργία, καθώς επίσης παρουσίασε όλες τις κρίσιμες λεπτομερείς που αφορούν την προσομοίωση τους.

Παρουσίασε επίσης και τους ελέγχους αλλά και τις δοκιμές που απαιτούνται ώστε με ασφάλεια ο μελετητής μηχανικός και ο κατασκευαστής, να ελέγξει την συμπεριφορά τους τόσο κατά την λειτουργία τους εντός κατασκευής, όσο και κατά τον έλεγχο τους κατά την παραγωγική διαδικασία.

Την σκυτάλη στην εξέλιξη πήραν οι Αμερικανικοί κανονισμοί, και οι οδηγίες της Αμερικάνικης κοινότητας μηχανικών που έδωσαν τα τελικά κείμενα για τους μελετητές μηχανικούς. Αργότερα ακολουθήσαν και οι ευρωπαίοι.

Άς μην ξεχνάμε την μεγάλη συμβολή της Νέας Ζηλανδίας στην ανακάλυψη των μονωτήρων με πυρήνα μόλυβδου LRB.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιχειρούμε να αναβαθμίσουμε αντισεισμικά ένα κτίριο πέντε οροφών κανονικό ως προς την συμπεριφορά του και κατασκευασμένο την δεκαετία του 1970.

Είναι το κτίριο το οποίο μελετήθηκε, από διαφορά μελετητικά γραφεία της χώρας μας σύμφωνα με τον Ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ, και παρουσιάστηκαν χρήσιμα συμπεράσματα.

Η ιδέα είναι να τοποθετήσουμε σε αυτό ελαστομεταλλικούς μονωτήρες HDRB υψηλής απόσβεσης, και να μελετήσουμε την συμπεριφορά του ως αναφορά όλα τα σεισμικά και στατικά φορτία, σε όλα τα δομικά τους στοιχεία εκτός της θεμελίωσης του, και σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του EC-8.

Έτσι χωρίζουμε την παρούσα διπλωματική εργασία σε επτά κεφάλαια όπου **στο Πρώτο κεφάλαιο** γίνεται αναφορά σε ιστορικά στοιχεία.

Στο Δεύτερο κεφάλαιο αναλυτικά αναπτύσσεται η ιδέα της σεισμικής μόνωσης, και τα αποτελέσματα που επιφέρει στις ιδιόμορφες, μελετώντας ένα μονώροφο δίστηλο πλαίσιο με μονωτήρες και δυο βαθμούς ελευθέριας.

Γίνεται επίσης αναφορά στον προσανατολισμό των αντισεισμικών κανονισμών που είναι μόνο η προστασία ζωής, αγνοώντας τις υλικές ζημιές σε εξοπλισμό και υλικά κατασκευής.

Στο Τρίτο κεφάλαιο γίνεται μια αναλυτική αναφορά σε όλους τους τύπους των μονωτήρων και των νομών που διέπουν την συμπεριφορά τους, επίσης αναφέρονται οι δοκιμές που επιβάλλουν οι κανονισμοί στο εργαστήριο, τόσο ο Αμερικάνικος κανονισμός FEMA 450 750, ASCE 7-10, όσο και το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 15129 και ο Ευρωκώδικας.

Στο Τέταρτο κεφάλαιο γίνεται μια σύγκριση μεταξύ των Αμερικάνικων και Ευρωπαϊκών αντισεισμικών κανονισμών όσον αφορά το κανονιστικό πλαίσιο που διέπει την μελέτη, τόσο των συμβατικών κτιρίων όσο και την μελέτη των σεισμικά μονωμένων κτιρίων και αναφέρονται οι ομοιότητες και διάφορες μεταξύ των δύο κανονισμών.

Στο Πέμπτο κεφάλαιο ακολουθεί η αποτίμηση του κτιρίου με τον ελληνικό κανονισμό ΚΑΝ.ΕΠΕ με ελαστική μέθοδο και με την μεθοδολογία του ενιαίου συντελεστή q.

Το κτίριο αποτιμάται με το στατικό πρόγραμμα ΡΑΦ του τεχνικού οίκου λογισμικού ΤΟΛ.Γίνεται επίσης επίλυση και με το στατικό πρόγραμμα ETABS, όπου επιβεβαιώνεται η τάση που παρουσιάζουν δοκάρια - υποστυλώματα να πλαστικοποιηθούν και να πάθουν βλάβες.

Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις επιλύσεις, καταδεικνύουν ότι το κτίριο έχει πολλές ανεπάρκειες σε δοκάρια και υποστυλώματα, που υποφέρουν από κάμψη και διάτμηση.

Αναμενόμενο επίσης είναι ότι δεν υπάρχει επάρκεια στον ικανοτικό έλεγχο των κόμβων δοκών υποστυλωμάτων, ενώ ανησυχητική είναι η πιθανή ψαθυρή αστοχία των υποστυλωμάτων από την ικανοτική τέμνουσα.

Όλα αυτά συνηγορούν στο ότι πρέπει να κάνουμε μια γενικευμένη επέμβαση ενίσχυσης σε ολόκληρο το κτίριο, κάτι το οποίο θα σήμαινε την διακοπή λειτουργίας του κτιρίου, για μεγάλο χρονικό διάστημα, την απομάκρυνση του εξοπλισμού του, καθώς και την μετέπειτα εγκατάστασή του.

Στο Έκτο κεφάλαιο προτείνουμε, την λύση της σεισμικής μόνωσης του κτιρίου με μονωτήρες υψηλής απόσβεσης 10 % HDRB για τους οποίους επιτρέπεται να μελετηθούν με γραμμική συμπεριφορά και με την μέση τιμή της ισοδύναμης δυσκαμψίας K_{eff} .

Εκτελούμε φασματική δυναμική ανάλυση σε τρεις διευθύνσεις με απόσβεση 10 %, και επιλέγουμε, εξ αρχής όλα τα χαρακτηριστικά των μονωτήρων, ώστε να έχουν επάρκεια στους μετέπειτα ελέγχους που επιβάλλονται από το πρότυπο EN 15129.

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν, δηλώνουν μια διαφορετική εικόνα της κατασκευής, με πλήρη επάρκεια σε υποστυλώματα, τόσο σε κάμψη, όσο και σε διάτμηση, αλλά και άρση της ανεπαρκείας των δοκών, εκτός από τρία άκρα δοκών ισογείου που αστοχούν από κάμψη, και είναι οι δοκοί **Δ9, Δ12, Δ14, στο κάτω μέρος** της στήριξή τους με σχετικά με μικρό δείκτη ανεπαρκείας λ. Εκτελούνται επίσης όλοι οι έλεγχοι των μονωτήρων σύμφωνα με το EN 15129 με επιτυχία επάρκειας.

Στο Εβδομο κεφάλαιο ακολουθεί η ανάλυση με τους ίδιους μονωτήρες HDRB, προσομοιώνοντας τους με διαγραμματικά μοντέλα ανάλυσης και επιλύοντας το κτίριο με μη γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας, η οποία αφορά μόνο τους μονωτήρες, και δεν επεκτείνεται στα φέροντα δομικά στοιχεία της κατασκευής.

Επιλέγεται ισοδύναμη ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή κοντά στα 2,85sec, μειώνοντας αντίστοιχα την δυσκαμψία των μονωτήρων, ώστε να προκύψουν μικρότερες σεισμικές δυνάμεις σε σχέση με την δυναμική φασματική ανάλυση.

Επιλέγονται τρία επιταχυνσιογραφήματα Αθηνά 1999, Καλαμάτα 1986, Αίγιο 1992 σε τρεις διευθύνσεις, και αφού προσαρμοστούν ως προς το ελαστικό φάσμα του κανονισμού με το πρόγραμμα seismomatch της εταιρείας seismosoft, εφαρμόζονται στην κατασκευή μας, με συνδυασμούς φόρτισης σύμφωνα με τον κανονισμό.

Η απόσβεση που χρησιμοποιούμε είναι $\beta=10$ %, και γίνεται αρχική διαστασιολόγηση των μονωτήρων, επιβεβαιώνοντας την επάρκεια τους από τους ελέγχους που προβλέπονται στο EN 15129. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την μη γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας επιβεβαιώνουν την φασματική δυναμική ανάλυση και είναι βελτιωμένα κατά 10% περίπου, όσον αναφορά τις δοκούς που αστοχήσαν στην προηγούμενη ανάλυση.

Παρουσιάζεται επίσης μια μεγάλη μείωση των σχετικών μετακινήσεων των οροφών της τάξεως ακόμα και 85 %. Στο ίδιο κεφάλαιο γίνεται επίσης έλεγχος των μονωτήρων, από τα αποτελέσματα της ανάλυσης, σύμφωνα με το πρότυπο EN 15129.

Σαν γενικό συμπέρασμα μπορούμε να πούμε, ότι η σεισμική μόνωση αναβαθμίζει αντισεισμικά ένα κτίριο κατασκευασμένο την δεκαετία του 1970, χωρίς να χρειαστεί να κάνουμε επεμβάσεις στα φέροντα δομικά στοιχεία του κτιρίου.

Εκτός του ισογείου, όπου θα τοποθετηθούν οι μονωτήρες και θα πρέπει να γίνουν εργασίες καθαιρέσεων, οι υπόλοιποι όροφοι θα λειτουργούν κανονικά χωρίς καμιά μείωση της δραστηριότητάς τους.

Στην Ελλάδα με την έντονη σεισμική ακολουθία διεγέρσεων η σεισμική μόνωση θα μπορούσε να ήταν ένας πολύ καλός τρόπος αντισεισμικής αναβάθμισης και θωράκισης, πολλών παλαιών κτιρίων.

Αλλά και η κατασκευή νέων κτιρίων με σεισμική μόνωση θα έπρεπε να προτείνεται από το ελληνικό παράρτημα του κανονισμού κάτ. ελάχιστον για τα δημόσια κτίρια όπως νοσοκομεία, σχολεία, υπουργεία, σταθμούς, και κτίρια σημαντικά για την δημόσια διοίκηση και λειτουργία του κράτους.

POST GRADUATE THESIS : “Seismic retrofit of a building using steel laminated rubber bearing ”

STUDENT : Antoniadis Panagiotis

SUPERVISOR : Giarlelis Christos

ACADEMIC SEASON : 2015-2016

ABSTRACT.

The concept of seismic isolation, is known to the global community of engineers. In this thesis, we are trying to seismic retrofit a regular five storey building, constructed in the mid of 1970 's. The methodology that we follow is the assessment of construction, using elastic methods according to greek code of intervention for buildings KAN.EPE, where appears all the shortcomings in beams, and columns of our construction and the tendency of this elements to create hinge. The solution given in this work, is upgrading of our structure against earthquake, with HDRB (high damping rubber bearing) isolators in accordance with the EC-8 and by applying dynamic response spectrum analysis and nonlinear time history analysis, with three pairs of accelerograms, in three directions x, y, z. The results obtained show, full adequacy of columns and beams for bending and shear forces. As a general conclusion, we can say that the seismic isolation upgrades, a regular building constructed in the mid of 1970 's, without having to do extensive interventions on structural elements of the building. Apart from the ground floor where the isolators will be placed and should be done various dismantlements, the remaining floors will operate normally without any reduction of their activity. In Greece with intense earthquake, the seismic isolation could be valuable technique for seismic retrofit of old building. Also the construction of new buildings, using seismic isolation should be proposed by the Greek Annex of the code, EC-8 at least for public buildings such as hospitals, schools, ministries, stations, and major buildings important for public administration.

POST GRADUATE THESIS : “Seismic retrofit of a building using steel laminated rubber bearing ”

STUDENT : **Antoniadis Panagiotis**

SUPERVISOR : **Giarlelis Christos**

ACADEMIC SEASON : **2015-2016**

SUMMARY

At the end of the 19th century there are references for studies of buildings with seismic isolation and although never built this gave the main concept on how we could successfully tackle the action of a great earthquake. In the 20th century, Professor James Kelly, of university of Berkeley, who successfully studied the elastomeric isolators and solved major problems gave a great boost to seismic isolation, as well as, presented all the critical details regarding their simulation. He also works on the tests required so that the engineer and the manufacturer can safely check their behavior during their manufacturing process and their placement.

In this thesis we are attempting to seismic retrofit a five –storey building, regular in its behavior and built in the 1970s. It is the building that has been studied by different design offices according to the Greek code of intervention KAN.EPE, and useful conclusions have been derive. The scope of this thesis is to place high-damping HDRB elastomeric isolators, and study its behavior for all seismic and static loads in all its structural elements, and in accordance with EC-8 regulations. So we divide this thesis into seven chapters.

In Chapter one reference is made to historical data. **The second chapter** present the idea of seismic isolation, and the results, it brings to the fundamental period, studying a single story- two columns, frame with isolators. **In Chapter three**, a detailed reference is made to all types of isolators and the rules governing their behavior, as well as, the tests required by the regulations in the laboratory, for the American FEMA 450 750, ASCE 7-10 and the European EN 15129, as well as the Eurocode 8.

In Chapter Four, a comparison is made between the American and European anti-seismic regulations, regarding the regulatory framework governing the study of both conventional building, and the study of seismically isolated building, as well as, the similarities and differences between the two regulations.

In chapter five the building is assessed using the Greek code of intervention KAN.EPE , the elastic method of analysis and the methodology of the global behavior coefficient q . The building is also assesed using the RAF a greek static analysis software of TOL company, and the ETABS software, which confirms the tendency of beams and column, to create plastic hinge. Conclusions resulting from the study of this building show that the building has many deficiencies in beams and columns, suffering from bending moment, and shear forces failure. All this shows that we need to make a full retrofit to the entire building, which would mean that we have to close the building for a long time.

In chapter six we propose the solution of the seismic isolation of the building with HDRB (high damping rubber bearing) isolators for which it is allowed to be studied with linear behavior and with the mean value of the equivalent stiffness K_{ef} . we perform dynamic response spectrum analysis with a 10% damping, and select all the characteristics of the isolators, so that they are adequate in the tests required by EN 15129. The results indicate that there is full adequaty in columns and beams except three beams, at the ground floor. All isolation tests according to EN 15129 are also successfully carried out.

Chapter seven follows the analysis with the same HDRB isolators, simulating them with non linear analysis models and analyzing the building with non-linear time history analysis. The fundamental period of the structure is selected to be close to 2.85sec, reducing respectively the stiffness of the isolators, so that smaller seismic forces are obtained. Time histoty analysis is performed using three sets of accelerograms, Athens 1999, Kalamata 1986, Aegio

1995 in three directions, who is being adapted to the elastic spectrum of the code EC-8 using seismomatch program, and they are applied to the structure.

The damping we use is $\beta = 10\%$, and the isolators are initially dimensioned, confirming their adequacy with the checks provided in EN 15129.

The results obtained by the nonlinear time-history analysis confirm the dynamic response spectrum analysis and are improved about 10% regarding the beams that failed in the previous analysis.

There is also a significant reduction in relative displacement of the floors about 85%. In the same chapter, isolators are checked according EN 15129.

As a general conclusion, we can say that the seismic isolation upgrades a regular building, constructed in the mid of 1970 's, without having to do extensive interventions on structural elements of the building. Apart from the ground floor where the isolators are placed and various dismantlements are needed, the remaining floors can be fully operational. In Greece with intense earthquake, the seismic isolation could be valuable technique for seismic retrofit of old buildings. Also the construction of new buildings, using seismic isolation should be proposed by the Greek Annex of the code, EC-8 at least for public buildings such as hospitals, schools, ministries, stations, and major buildings important for public administration.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΡΩΤΟ

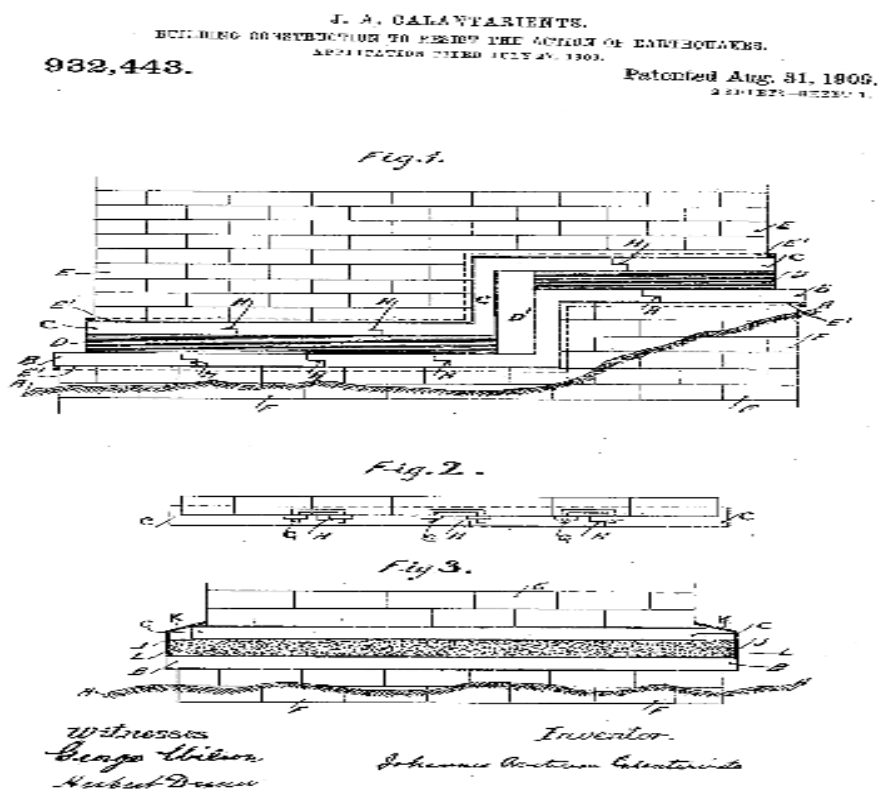
ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΗΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

1.1 Ιστορική αναδρομή [1]

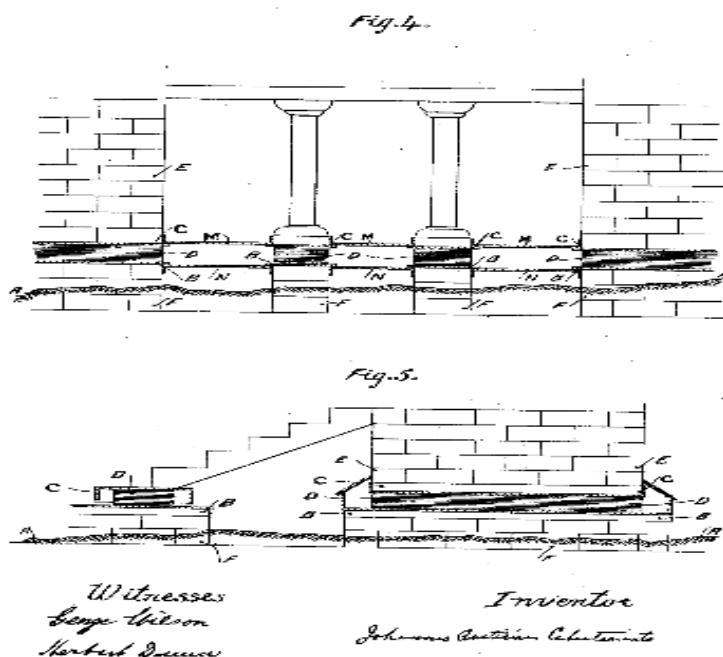
Τον Αύγουστο του 1909 ο J.A.Calantarients ένας γιατρός από την βόρειο Αγγλία, έγραψε ένα γράμμα στον διευθυντή της σεισμολογικής υπηρεσίας της πρωτεύουσας της Χιλής Σαντιάγκο, τραβώντας την προσοχή του πάνω σε μια νέα μέθοδο κατασκευής κτιρίων που ο ίδιος είχε εξελίξει κατά την οποία όπως ανέφερε :

“ Υφιστάμενα κτίρια, σε χώρες με έντονη σεισμική δραστηριότητα μπορούν να κατασκευαστούν με βάση αυτήν την αρχή, με τέλεια αποτελέσματα όσον αφορά την ασφάλεια της υφισταμένης κατασκευής, μέσω της τοποθέτησης του κτιρίου πάνω σε ελεύθερους κόμβους “.

Ο Calantarients είχε υποβάλει μια πατέντα πρόταση στο βρετανικό γραφείο ευρεσιτεχνιών, με την οποία πρότεινε ότι τα κτίρια μπορούν να κατασκευαστούν πάνω σε ελεύθερους κόμβους, και σε ένα στρώμα από άμμο, από μίκα η τάλκ, τα οποία επιτρέπουν στο κτίριο να ολισθήσει σε μια σεισμική διέγερση, και συνεπώς να μειώσει την σεισμική δύναμη που μεταφέρεται στο κτίριο από το έδαφος. Αυτό που ουσιαστικά ο εφευρέτης γιατρός περιέγραφε, ήταν ένα πρώιμο παράδειγμα αντισεισμικού σχεδιασμού και κατασκευής κτιρίου σεισμικά μονωμένου, όπως περιγράφονται στις παρακάτω εικόνες 1.1, 1.2.



Εικόνα 1.1 Σεισμική μόνωση κατά Calantarients [2]



Εικόνα 1.2 Σεισμική μόνωση κατά Calantarients [2]

Ουσιαστικά παρατηρούμε στις εικόνες 1.1 και 1.2, ότι το κτίριο- κατασκευή χωρίζεται σε δυο τμήματα, το ένα τμήμα είναι η θεμελίωση και το άλλο τμήμα η κατασκευή πάνω από την θεμελίωση. Μεταξύ των δύο τμημάτων του κτιρίου, μεσολαβούν κατάλληλα υλικά τα οποία αποσυμπλέκουν την κίνηση του εδάφους από αυτήν του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση. Το πάνω μέρος της θεμελίωσης κατασκευάζεται από στέρεα και ισχυρά υλικά, όπως μεγάλους όγκους από γρανίτη, πέτρες με επεξεργασμένη και λεία την πάνω επιφάνεια τους, πολύ καλά εγκιβωτισμένες μέσα στο εδάφους και πλήρως οριζοντιοποιημένες. Πάνω από την λεία επιφάνεια τους, τοποθετούνται άφθαρτα και πανίσχυρα υλικά σε λεπτές στρώσεις όπως, λεπτά φύλλα τεμαχίων από μέταλλο, και σκόνη από μαρμαρυγία και άλλα κατάλληλα υλικά.

Πασπαλίζουν την κάθε στρώση πολύ καλά με σκόνη από ορυκτό ταλκ ή σαπωνόλιθο, τα οποία θεωρούνται εξαίσιμα λιπαντικά, μέχρι να επιτευχθεί το επιθυμητό πάχος.

Επίσης αντί για ταλκ και όλα τα άλλα λιπαντικά υλικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί άμμος, σε αυτήν όμως την περίπτωση, η άμμος πρέπει να εγκιβωτίζεται με μεταλλικά ελάσματα. Πάνω από αυτά τα στρώματα από ορυκτά υλικά, τοποθετούνται συμπαγείς πλάκες από γρανίτη με λειασμένη την κάτω επιφάνεια τους, και καλά δεμένες μεταξύ τους.

Πάνω από αυτές τις συμπαγείς πλάκες τοποθετούνται οι τοίχοι, μεριμνώντας για την καλή περίσφιξη τους με τις υποκείμενες πλάκες από γρανίτη, ώστε ολόκληρη η κατασκευή πάνω από τις στρώσεις -κυλίσσεις που αναφέραμε πιο πάνω να συμπεριφέρεται ενιαία σαν στερεό σώμα. Επίσης τίποτα δεν πρέπει να συνδέει την θεμελίωση κάτω από τις στρώσεις του λιπαντικού υλικού, με την κατασκευή πάνω από την επιφάνεια κύλισης. Ο J.A.Calantarients αναφέρει ότι η κίνηση του εδάφους δεν μεταφέρεται αυτούσια στο κτίριο πάρα μόνο ένα ελαφρύ τρέμουλο.

Σε μια άλλη επιστολή του προς τον Άγγλο καθηγητή πανεπιστήμιου του Τόκιο John Milne 1876-1895 αναφέρει, ότι έχει κάνει παρόμοια πειράματα με μεταλλικά ρουλεμάν 25 χρόνια νωρίτερα πριν εμφανιστεί οποιαδήποτε πείραμα στην Ιαπωνία.

Ο John Milne ο οποίος θεωρείται ο πατέρας της σύγχρονης σεισμολογίας, σχεδίασε ένα μονωμένο κτίριο πάνω σε μεταλλικά ρουλεμάν, με φυτευτά μεταλλικά ελάσματα σε σχήμα πιάτου ελαφρώς καμπυλωμένο στην κορυφή των υποστυλωμάτων.

Στο κτίριο κατασκευάστηκε και εφαρμόστηκε σεισμική κίνηση και ο milne δημοσίευσε το 1885, τα αποτελέσματα στον Βρετανικό Σύλλογο για την προαγωγή και πρόοδο της επιστήμης. Φαινομενικά δεν ήταν ευχαριστημένος με τα αποτελέσματα του πειράματος, και ειδικά κάτω από την εφαρμογή φορτίων από τον άνεμο, έτσι άλλαξε το 1886 το σύστημα μόνωσης ώστε να μην είναι τόσο ευαίσθητο σε πλευρικούς ανέμους.

Η μεγάλη ώθηση στην χρήση της σεισμικής μόνωσης δόθηκε πριν περίπου 40 χρόνια με την έρευνα στους ελαστομεταλλικούς μονωτήρες από τον καθηγητή **James Kelly** του πανεπιστημίου Berkeley California. Οι συγκεκριμένοι μονωτήρες κατασκευάζονται, κατόπιν βουλκανισμού στρώσεων από καουτσούκ, με λεπτά φύλλα από ανοξείδωτο χάλυβα, παρέχοντας μεγάλη κατακόρυφη δυσκαμψία και μικρή οριζόντια, επιτρέποντας έτσι την οριζόντια κίνηση της κατασκευής.

Πιο νεότεροι σεισμικοί μονωτήρες που εξελίχθηκαν τα τελευταία χρόνια είναι αυτοί της ολίσθησης FPS(Friction pendulum system), SIP(Sliding isolation pendulum).

1.2 Σεισμικά μονωμένες κατασκευές σε χώρες εκτός Ελλάδος [1]

Πολλά κτίρια έχουν κατασκευαστεί στις ΗΠΑ, Νέα Ζηλανδία, Ιαπωνία Κίνα, Χιλή, Ινδονήσια Αρμένια, Ιταλία με σεισμική μόνωση.

Μονωτήρες από φυσικό καουτσούκ πρώτη φορά χρησιμοποιήθηκαν για την σεισμική προστασία σχολείου στα Σκόπια της Γιουγκοσλαβίας το 1969. Οι μονωτήρες που εμφανίζονται στην Εικόνα 1.3, ήταν από μεγάλα κομμάτια από καουτσούκ **χωρίς την παρεμβολή φύλλων από ατσάλι**, διαστάσεων περίπου 75 εκατ. ύψους 35 εκατ. και τετραγωνικής μορφής, ενώ συμπιέζονται κατά

25 % κάτω από το βάρος των μόνιμων φορτίων του κτιρίου, επίσης έχουν κατακόρυφη δυσκαμψία, περίπου ίση της οριζόντιας δυσκαμψίας, ενώ η απόσβεση τους είναι μηδενική.

Έχουν τοποθετηθεί 53 μονωτήρες και κάθε μονωτήρας μεταφέρει 455 KN κατακόρυφο φορτίο. Το χαρακτηριστικό αυτό του συστήματος μόνωσης είναι ότι εμπλέκει την κατακόρυφη συνιστώσα τους σεισμού με την οριζόντια κίνηση τους κτιρίου σε βραχύδες εδαφος. Το σύστημα αυτό έχει επίσης αφρώδες υλικό από γυαλί, εκατέρωθεν των μονωτήρων, που χρησιμεύουν ως ασφάλεια ώστε να αποτρέπουν κίνηση εξαιτίας μικρών σεισμικών δυνάμεων και φορτίων ανέμου.



Figure 1. Rubber bearings placed between the strip foundation and the building

Εικόνα 1.3 Μονωτήρες από καουτσούκ σε σχολείο στα Σκόπια [4]

Από την κατασκευή αυτού του κτιρίου και έπειτα, δεκάδες αλλά κτίρια κατασκευάστηκαν από φυσικό καουτσούκ, αλλά με εσωτερικά ελάσματα από χάλυβα ώστε να περιορίζουν την εγκάρσια παραμόρφωση και να αυξάνουν την κατακόρυφη δυσκαμψία, πολλές εκατοντάδες φορές περισσότερο από ότι η οριζόντια δυσκαμψία του μονωτήρα.

Το πρώτο κτίριο στο οποίο εφαρμόστηκε η σεισμική μόνωση στις ΗΠΑ ήταν το Foothill Communities Law and Justice Center FCLJC το έτος 1985. Εικόνα 1.4

Το κτίριο χρησιμοποιεί ελαστομεταλλικούς μονωτήρες από φυσικό καουτσούκ, με πρόσθετα υψηλής απόσβεσης διαμέτρου 76 εκατ. και ύψους 40,6 και 45,7 εκατ.

Είναι ένα κτίριο 5 ορόφων, εκτός του υπογείου και είναι κατασκευασμένο δίπλα στο ενεργό ρήγμα του San Francisco. Το μονωμένο κτίριο κατασκευάστηκε να έχει θεμελίωση ιδιοπερίοδο 2 sec, ενώ το συμβατικό κτίριο είχε θεμελιώδη ιδιοπερίοδο 1.1 sec.



Εικόνα 1.4 Foothill Communities Law and Justice Center FCLJC [5]

Το Oakland City Hall εικόνα 1.5, κατασκευάστηκε το έτος 1914 από μεταλλικό σκελετό, και ήταν από τα πρώτα κτίρια στην Αμερική, που αναβαθμίστηκε αντισεισμικά. Το κτίριο έχει ύψος 97.5 m και αποτελείται από 19 ορόφους. Το κτίριο έπαθε εκτεταμένες ζημιές στον σεισμό της Loma Prieta το 1989. Η σεισμική του μόνωση αποτελείται από 110 μονωτήρες LRB. Η μέγιστη μετακίνηση σχεδιασμού έχει υπολογιστεί στα 508 χιλιοστά. Το έργο ολοκληρώθηκε το 1995.



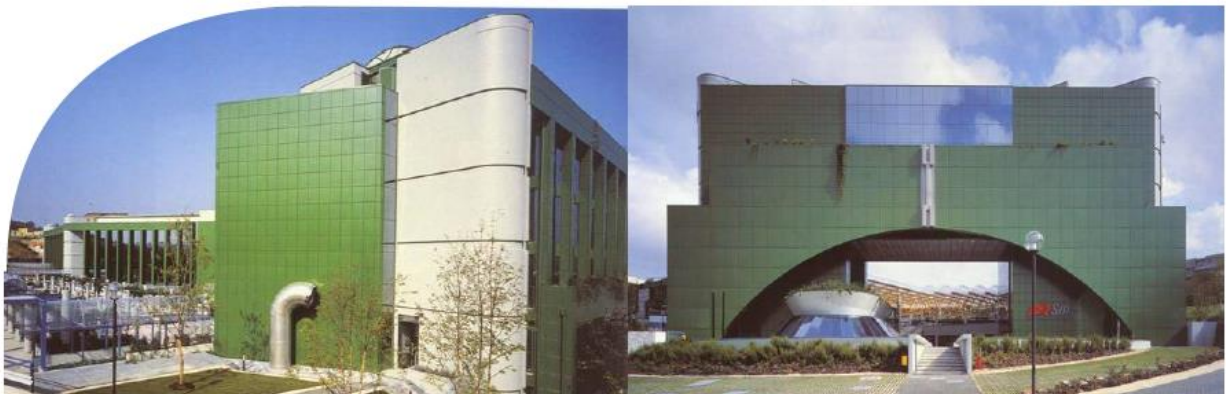
Εικόνα 1.5 Oakland City Hall [6]

Ένα άλλο κτίριο που αναβαθμίστηκε αντισεισμικά στις ΗΠΑ, είναι το κτίριο Pasadena city hall εικόνα 1.6, κατασκευασμένο το 1927 με ύψος 63 m όπου, χρησιμοποιήθηκαν 240 μονωτήρες τριβής FPS friction pendulum system. [8] Η σεισμική μόνωση τοποθετήθηκε ανάμεσα στο υπόγειο και στην θεμελίωση ώστε να μην διαταραχτούν τα δομικά στοιχεία του κτιρίου. Τοποθετήθηκε ένας μονωτήρας για κάθε τέσσερις κολώνες, ώστε να μειωθεί το κόστος αλλά και για να γίνει πιο αποτελεσματική και πιο εύκολη η κατασκευή.



Εικόνα 1.6 Pasadena City Hall [7]

Το πρώτο κτίριο που κατασκευάστηκε με σεισμική μόνωση στην Ευρώπη, ήταν το κτίριο τηλεπικοινωνιών στην Αγκόνα της Ιταλίας, εικόνα 1.7, το έτος 1987. **Το κτίριο αυτό είχε σαν σύμβουλο σε θέματα σεισμικής μόνωσης τον καθηγητή James Kelly**, ο οποίος είχε εξελίξει δυο χρόνια νωρίτερα το έτος 1985 τους ελαστομεταλλικούς μονωτήρες υψηλής απόσβεσης HDRB.



Εικόνα 1.7 The Telecom Center in Ancona, (Italy, 1987) [9]

Το πρώτο κτίριο που κατασκευάστηκε στην Νέα Ζηλανδία με σεισμική μόνωση ήταν το William Clayton Building in Wellington εικόνα 1.8. Κατασκευάστηκε το 1981 και ήταν το πρώτο κτίριο στον κόσμο που μονώθηκε έναντι σεισμού με μονωτήρες LRB (Μονωτήρες με πυρήνα μόλυβδου).

Οι μονωτήρες LRB ανακαλυφθήκαν το 1974 από τον μηχανικό ερευνητή William Robinson [11] στην Νέα Ζηλανδία από τις πρωτοπόρες χώρες στην αντισεισμική τεχνολογία και στα κανονιστικά πλαίσια για σεισμούς.



Εικόνα 1.8 William Clayton Building in Wellington [10]

1.3 Σεισμικά μονωμένες κατασκευές στην Ελλάδα

Στην Ελλάδα κατεξοχήν χώρα με πολύ μεγάλη σεισμική επικινδυνότητα πολύ λίγα νέα κτίρια έχουν κατασκευαστεί με αυτή την τεχνική και απαριθμούνται παρακάτω.

Δυο δεξαμενές φυσικού αερίου LNG στην Νήσο Ρεβυθούσα εικόνα 1.9 [13]. Κατασκευάστηκαν το έτος 1999, με δυνατότητα αποθήκευσης σε κάθε δεξαμενή 65000 m³.

Οι δεξαμενές κατασκευάστηκαν για δυο επίπεδα σεισμικών επιταχύνσεων 0.24g και 0.48g.

Τοποθετήθηκαν 212 μονωτήρες τριβής FPS με ιδιοπερίοδο μονωμένης κατασκευής στα 2.75 sec, και χωρίς μόνωση στα 0,2 sec, οι μονωτήρες είχαν διάμετρο 94,0 cm και με μετακίνηση σχεδιασμού στα 26,7 cm.



Εικόνα 1.9 Δεξαμενές φυσικού αερίου LNG στην Νήσο Ρεβυθούσα [13]

Το νέο μουσείο Ακρόπολης στην Αθήνα εικόνα 1.10, θεμελιώθηκε το έτος 2003 και ολοκληρώθηκε το έτος 2009, χρησιμοποιήθηκε σεισμική επιτάχυνση εδάφους 0,36g για τον σεισμό των 2500 ετών. Χρησιμοποιήθηκαν επίσης 94 μονωτήρες τύπου sliding isolation pendulum SIP με μετακίνηση σχεδιασμού 25,5 εκατ. και με απόσβεση 16 %. Η διάμετρος των μονωτήρων ήταν 36 εκατ., ενώ η ανάλυση έγινε με δύο επιταχυνσιογραφήματα του El centro 1940, και Aigio Greece 1995. Η ιδιοπερίοδος της πακτωμένης κατασκευής είναι 0,40 sec ενώ της σεισμικά μονωμένης 2,16 sec.



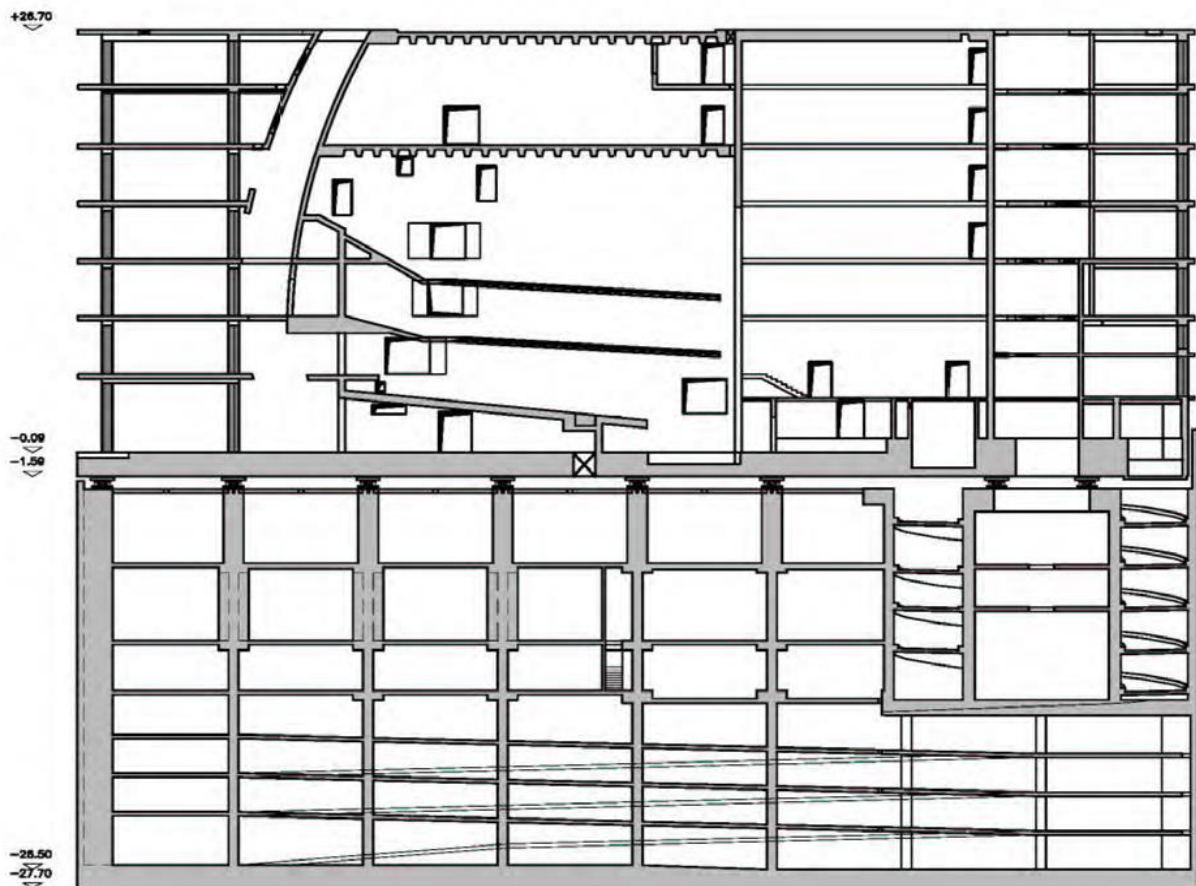
Εικόνα 1.10 Το νέο μουσείο Ακρόπολης στην Αθήνα [12]

Η Ωνάσειο στέγη γραμμάτων και τεχνών στην λεωφόρο Συγγρού στην Αθήνα εικόνα 1.11

Χρησιμοποιήθηκαν 46 μονωτήρες FPS οι οποίοι τοποθετήθηκαν κάτω από την πλάκα του δαπέδου ισογείου, η οποία σχεδιάστηκε σαν ένα ισχυρό διάφραγμα πάχους 1,5 μέτρα. Κάτω από τους μονωτήρες κατασκευάστηκε επίσης ένα πολύ ισχυρό μεταλλικό διάφραγμα ώστε να μηδενίσει τις μετακινήσεις στην κορυφή των υποστυλωμάτων.

Η ιδιοπερίοδος της μονωμένης κατασκευής για τον σεισμό των 475 ετών είναι 0,34 sec για την πακτωμένη κατασκευή, και 2,15 sec για την μονωμένη κατασκευή.

Το κτίριο μελετήθηκε και για τον σεισμό των 2500 ετών όπου εκεί η ιδιοπερίοδος της μονωμένης κατασκευής ήταν 2,35 sec.



Εικόνα 1.11 Τομή Ωνάσειος στέγη γραμμάτων και τεχνών [14]

Το στέγαστρο της Σαντορίνης εικόνα 1.12 που αστόχησε πρόσφατα λόγω υπέρβασης των στατικών φορτίων, στέγαζε αρχαιολογικό χώρο 3500 ετών και κάλυπτε μια επιφάνεια 11800 m², ενώ είχαν χρησιμοποιηθεί μονωτήρες LRB.



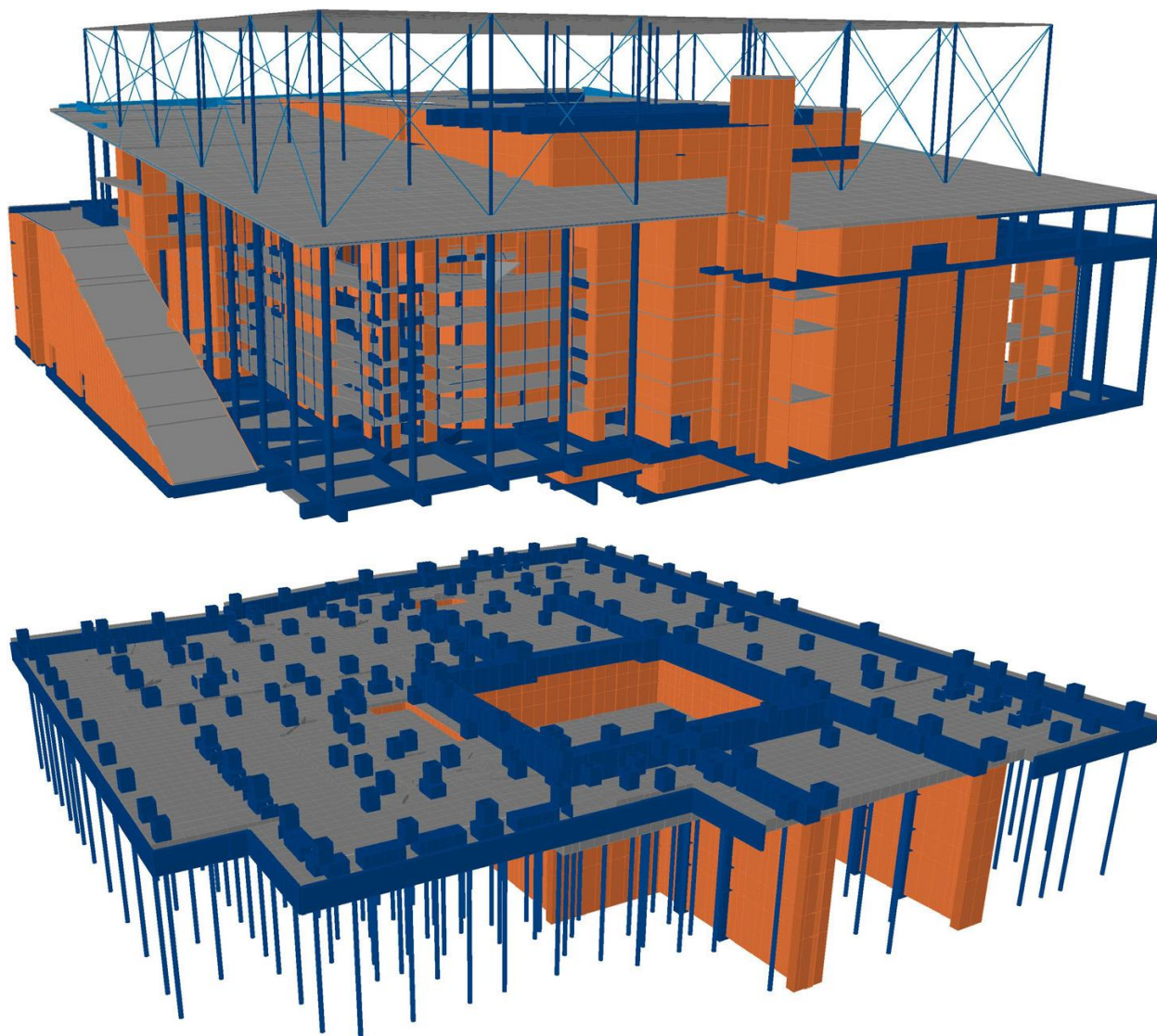
Εικόνα 1.12 Το στέγαστρο της Σαντορίνης [12]

Το κέντρο πολιτισμού του Ιδρύματος Σταύρου Νιάρχου SNFCC εικόνα 1.13 στεγάζει την Εθνική Λυρική Σκηνή και την Εθνική Βιβλιοθήκη.

Συνολικά και για τα δυο κτίρια έχουν χρησιμοποιηθεί 323 μονωτήρες, τριβής ολίσθησης FPS. Η Μετακίνηση σχεδιασμού είναι 24,5 cm, χωρίς τους συντελεστές ασφαλείας. Χαρακτηριστικά οι ιδιοπερίοδοι των σεισμικά μονωμένων κτιρίων κατά τις τρεις διευθύνσεις είναι όπως παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα 1.1.[16]

Διεύθυνση	Περίοδος Όπερας sec	Περίοδος βιβλιοθήκης sec	Συμμετοχή μάζας
X	2.61	2.59	100
Y	2.61	2.59	100
Z	0.05-0.35	0.05-0.25	100

Πίνακας 1.1 Ιδιοπερίοδοι στις τρεις διευθύνσεις του Ιδρύματος Σταύρου Νιάρχου [16]



Εικόνα 1.13 Το κέντρο πολιτισμού του Ιδρύματος Σταύρου Νιάρχου SNFCC [15]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΑ & ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

2.1 Εισαγωγή στην σεισμική μόνωση

Όπως είναι γνωστό ο σεισμός είναι μια τυχαματική δράση που δύναται να απελευθερώσει μεγάλη ποσότητα ενέργειας, η οποία μπορεί να προξενήσει μεγάλες ή μικρές ζημιές στις κατασκευές του ανθρώπου. Το μέγεθος των ζημιών εξαρτάται από μια πληθώρα παραγόντων όπως το μέγεθος του σεισμού, η απόσταση της κατασκευής από το επίκεντρο, η θέση της κατασκευής σε σχέση με το ενεργό ρήγμα, το έδαφος θεμελίωσης, το κανονιστικό πλαίσιο με το οποίο κατασκευάστηκε η κατασκευή αυτή (παλαιά-νέα κατασκευή), καθώς και η φθορά που έχει υποστεί η κατασκευή σε σχέση με τον χρόνο που υφίσταται κατασκευασμένη, φαινόμενα διάβρωσης οπλισμού, εναθρακώσεις, κλπ

Παρότι ο σεισμός είναι το κρίσιμο εξωτερικό φορτίο που επιβαρύνει την κατασκευή μας, για μικρά και μεσαία σε ύψος κτίρια, υπάρχουν και αλλά εξωτερικά φορτία που θα μπορούσαν να φανούν κρίσιμα όπως είναι η ανεμοπίεση, η οποία όμως γίνεται κρίσιμη μόνο για πολύ υψηλές κατασκευές.

Στις μέρες μας η τεχνολογία και η επιστήμη μας επιτρέπει να τιθασεύσουμε αυτές τις εξωτερικές δυνάμεις και να απορροφήσουμε μεγάλο μέρος της ενέργειας, χωρίς αυτή να εισέλθει ολόκληρη στα φέροντα δομικά στοιχεία της κατασκευής μας. Στους περισσότερους αντισεισμικούς κανονισμούς δίνεται ιδιαίτερη σημασία στην προστασία της ανθρώπινης ζωής, και όχι στις υλικές ζημιές που θα πάθει μια κατασκευή και κατά ποσό αυτές είναι επισκευάσιμες σε ένα λογικό κόστος.[17]

Ο EC8 προκρίνει την στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» και εισάγει έναν σεισμό σχεδιασμού με περίοδο επανάληψης 475 χρόνια και με πιθανότητα υπέρβασης 10 % σε 50 χρόνια.

Ας δούμε λεπτομερέστερα τι σημαίνει αυτή η στάθμη επιτελεστικότητας.

Σύμφωνα με τον καθηγητή Δρ **Μιχαήλ Φάρδη** όταν η κατασκευή μας σχεδιαστεί σε αυτήν την στάθμη επιτελεστικότητας **προστασία ζωής** θα υποστεί τις εξής παρακάτω βλάβες.[18]

«Τα φέροντα δομικά στοιχεία έχουν υποστεί σοβαρές βλάβες διαθέτουν όμως ένα σημαντικό απόθεμα ασφάλειας έναντι ολικής κατάρρευσης, ακόμα και για την μετασεισμική περίοδο. Παρατηρείται σοβαρή λοξή διατμητική ρηγματώση πλάτους 2-3 mm σε δοκούς και υποστυλώματα καθώς, και σε τοιχώματα, αποκολλήσεις σκυροδέματος σε πολλές θέσεις οπλισμών, αλλά περιορισμένες αποδιοργανώσεις ή θρυμματισμοί στο σκυρόδεμα από θλίψη σε περιορισμένο αριθμό στοιχείων, λυγισμός αλλά όχι θραύση ράβδων οπλισμού από θλίψη σε δοκάρια υποστυλώματα τοιχώματα κλπ.

Οριζόντια ολίσθηση σε αρμούς διακοπής εργασίας κυρίως σε τοιχώματα, καθώς και ρηγματώσεις σε πλάκες, κάτ επέκταση ρηγματώσεων κόμβων δοκών υποστυλωμάτων.

Τα μη φέροντα δομικά στοιχεία τοιχοπληρώσεις, έχουν υποστεί βαριές βλάβες εκτεταμένες ρηγματώσεις, και τοπικές αστοχίες τοιχοδομών σε θλίψη, δεν παρατηρούνται πτώσεις τοίχων ή στηθαίων που μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο την ανθρώπινη ζωή. Πολλά κουφώματα

δεν ανοίγουν ενώ μεγάλος αριθμός υαλοστασίων έχει σπάσει, ενώ στα επιγρίσματα παρουσιάζονται έντονες αποκολλήσεις.

Τελικά με οικονομικούς όρους οι βλάβες φτάνουν έως και 50 % της αρχικής αξίας των μη φερόντων στοιχείων.

Οι Η/Μ εγκαταστάσεις και τα δίκτυα υφίστανται σοβαρές βλάβες και τίθενται εκτός λειτουργίας, οι ανελκυστήρες έχουν υποστεί βλάβες, ενώ ο εξοπλισμός που θα βρίσκεται στα ράφια θα ανατραπεί.

Είναι πιθανόν να γίνουν τραυματισμοί ανθρώπων, παράταυτα η πρόκληση θανατηφόρων τραυματισμών είναι πολύ μικρή.

Απαιτείται επίσης υποστύλωση του δομήματος αμέσως μετά τον σεισμό.

Το αν θα επισκευαστεί το κτίριο η όχι είναι καθαρά τεχνικό - οικονομικό, θέμα και πιθανότατα να μην συμφέρει η επισκευή του κτιρίου αλλά η κατεδάφιση του.»

Το ιδανικό για την κατασκευή μας θα ήταν να πρέπει να λειτουργήσει άμεσα χωρίς βλάβες για σεισμό πιο συχνής εμφάνισης πχ περίοδος επαναφοράς 225 χρόνια με πιθανότητα υπέρβασης 20 % στα 50 χρόνια, και να αποφύγει την κατάρρευση για έναν πολύ σπάνιο σεισμό με περίοδο επαναφοράς 2475 έτη και με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα επόμενα 50 χρόνια, στην περίπτωση αυτή η κατασκευή μας θεωρείται κατεδαφιστέα.

Επομένως θα έπρεπε να ικανοποιούνται και οι τρεις παραπάνω απαιτήσεις για μικρό μεσαίο και μεγάλο σεισμό. Κάτι τέτοιο όμως ακόμα δεν έχει ενταχθεί στους κανονισμούς, και είναι πιθανόν οι απαιτήσεις αυτές να ενταχθούν σε επόμενες εκδόσεις αυτού.[18]

Ας δούμε ορισμένα κριτήρια για να μπορούν να ικανοποιούνται οι παραπάνω απαιτήσεις.

Κριτήριο για την άμεση λειτουργία του κτιρίου και περιορισμό βλαβών σε μη φέροντα δομικά στοιχεία είναι ο περιορισμός των σχετικών παραμορφώσεων η οποία θα πρέπει να δίνεται από την παρακάτω σχέση για ψαθυρές τοιχοπληρώσεις. [18]

$$d_r * v \leq 0.005 * h$$

Όπου

d_r = Είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου.

h = Ύψος ορόφου.

v = Είναι ο συντελεστής μείωσης και ισούται με 0.5 για τις κατηγορίες I, II, και 0.4 για τις κατηγορίες III, IV.

Κριτήριο για την αποφυγή βλαβών που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, δηλαδή προστασία ζωής.

Ο κανονισμός περιορίζει τα παραμορφωσιακά μεγέθη της πλάστιμης διατομής δηλαδή παραμόρφωση χάλυβα και σκυροδέματος, αυτό γίνεται έμμεσα μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q και τις λεπτομέρειες όπλισης που θέτει ο κανονισμός για πλάστιμες διατομές και ανελαστικές παραμορφώσεις.[18]

Κριτήριο για την αποφυγή κατάρρευσης του κτιρίου είναι ο έλεγχος για την υπέρβαση της παραμόρφωσης σε υποστυλώματα που οδηγούν σε απώλεια ευστάθειας και αστοχίας έναντι κατακόρυφων φορτίων, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή των φαινομένων 2^η τάξης.

Κατά συνέπεια παρατηρούμε ότι ανάλογα με τον σεισμό που θα γίνει μικρός η μεγάλος το κτίριο ωφείλει να συμπεριφέρεται με συγκεκριμένες καταγεγραμμένες συμπεριφορές ακολουθώντας τον σχεδιασμό του.

Επίσης παρατηρούμε ότι εκτός από τον συχνό σεισμό της πρώτης στάθμης επιτελεστικότητας άμεση λειτουργία, σε όλες οι άλλες στάθμες επιτελεστικότητας δεύτερη και τρίτη το κτίριο παθαίνει μεγάλες ζημιές και ακόμα και από την δεύτερη στάθμη μπορεί να μην αξίζει οικονομικά να επισκευαστεί και να γίνει κατεδάφιση δημιουργώντας στους ιδιοκτήτες τους απώλεια περιουσίας, και πολλά προβλήματα εάν είναι επαγγελματικό κτίριο με ειδικούς εξοπλισμούς και ακριβά μηχανήματα.[18]

Το συμπέρασμα είναι ότι όλοι οι κανονισμοί είναι προσανατολισμένοι στην ασφάλεια ζωής και παραβλέπουν την αξία της περιουσίας.

Αυτό σήμερα θεωρείται να μην συμβαδίζει με τις σύγχρονες ανάγκες των κατασκευών που στοχεύουν στο να παραλάβουν τον σεισμό σχεδιασμού οπότε γίνει χωρίς να πάθουν ουσιαστικές ζημιές, να είναι δηλαδή άμεσα λειτουργήσιμα και την επόμενη του μεγάλου σεισμού.

Η ιδέα που κυριαρχεί τα τελευταία χρόνια είναι η σεισμική μόνωση των κτιρίων να κατευθύνει την μελέτη, όχι προς την αύξηση της δύναμης που θα παραλάβει τον σεισμό αλλά στην μείωση των σεισμικών δυνάμεων που θα παραλάβει το κτίριο.

Σκοπός της σεισμικής μόνωσης είναι οι ζημιές που θα πάθει το κτίριο από τον σεισμό σχεδιασμού να είναι όσο το δυνατόν μικρότερες.

Αυτό επιτυγχάνεται με την μείωση των σχετικών μετατοπίσεων που υφίστανται οι όροφοι μεταξύ τους καθώς και των επιταχύνσεων που ασκούνται στην κατασκευή μας.

Όπως γνωρίζουμε οι σχετικές μετατοπίσεις των οροφών εάν είναι μεγάλες, προξενούν μεγάλα εντατικά μεγέθη στην κατασκευή, και κατά συνέπεια βλάβες στα φέροντα δομικά στοιχεία.

Για να αποφευχθεί η αύξηση των μετατοπίσεων, πρέπει να αυξηθούν τα στοιχεία δυσκαμψίας της κατασκευής μας, αυτό όμως θα οδηγήσει σε μεγάλες επιταχύνσεις των ορόφων που θα επιφέρει καταστροφή σε εξοπλισμό που τυχόν έχει το κτίριο πχ ένα μουσείο, μια έκθεση βιβλίου, η ένας χώρος εικαστικών τεχνών. Αν προσπαθήσουμε να μειώσουμε και πάλι την δυσκαμψία του κτιρίου θα έχουμε πρόβλημα με τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων επειδή το κτίριο είναι πιο εύκαμπτο [17]

Η σεισμική μόνωση μειώνει και τις επιταχύνσεις αλλά και τις σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων.

Στις παραδοσιακές κατασκευές η ενέργεια που απελευθερώνεται από τον σεισμό παραλαμβάνεται από την κατασκευή, και καταναλώνεται μέσω πλαστικών αρθρώσεων και ανελαστικών παραμορφώσεων που όπως είδαμε πιο πάνω, προξενούν μεγάλες ζημιές στο κτίριο όπως φαίνεται παρακάτω. [20]

Σαν συμπέρασμα μπορούμε να πούμε ότι ο συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός στηρίζεται στην πλαστιμότητα μιας κατασκευής που ο μελετητής δίνει ώστε το κτίριο να αντέξει την ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση, αποδεχόμενος όμως τις μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις του φορέα, και φυσικά τις βλάβες στα φέροντα δομικά στοιχεία.



Εικόνα 2.1 Ζημιές στις πλαστικές αρθρώσεις [20]



Εικόνα 2.2 Πλάσטיμη συμπεριφορά δοκών με ισχυρά υποστρώματα [20]

Η σεισμική μόνωση δεν επιτρέπει στον σεισμό να εισέλθει στην κατασκευή και η ενέργεια του καταναλώνεται από τους σεισμικούς μονωτήρες της κατασκευής μας.

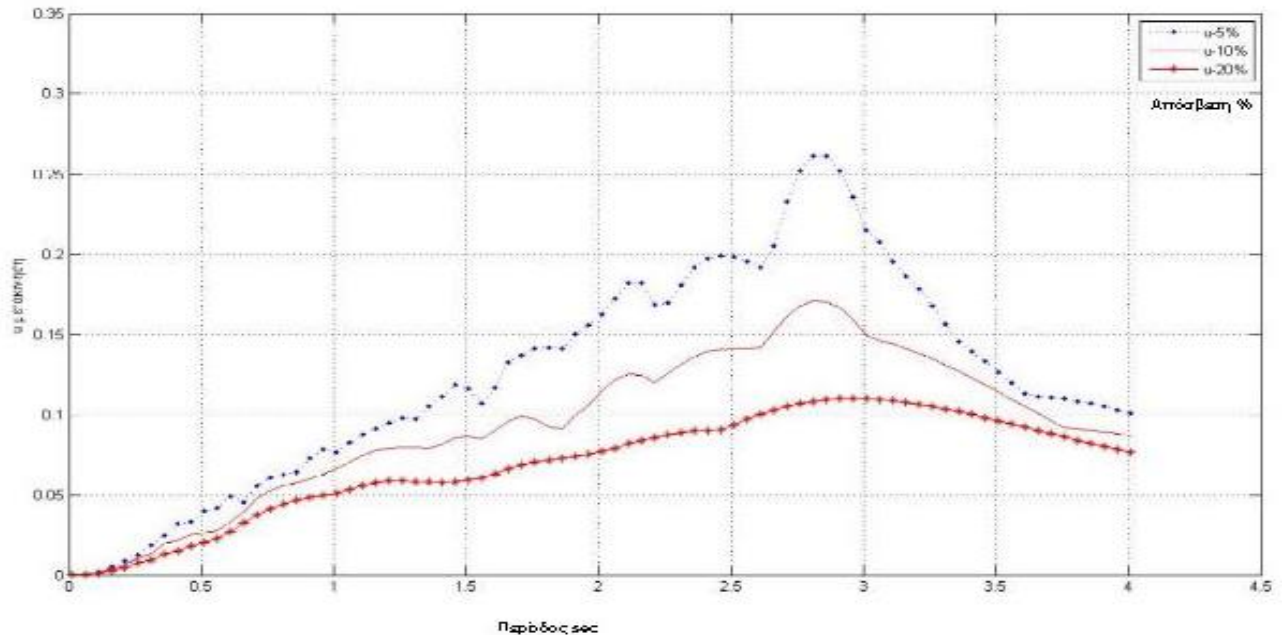
Μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή έχει θεμελιώδη ιδιοπερίοδο πολύ μεγαλύτερη από αυτήν ενός πακτωμένου κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με εύκαμπτους μονωτήρες με μικρή οριζόντια δυσκαμψία, που επιτρέπει στο κτίριο να κινηθεί ελεύθερα κάτω από την επίδραση σεισμικών δράσεων.

Μειώνοντας την δυσκαμψία του κτιρίου σε συγκεκριμένο όροφο συνήθως υπόγειο η ισόγειο αυξάνεται η ιδιοπερίοδος του κτιρίου από τον γνωστό τύπο του μονοβάθμιου ταλαντωτή, ενώ η κατασκευή πάνω από την μόνωση παραμένει σχεδόν άκαμπτη.

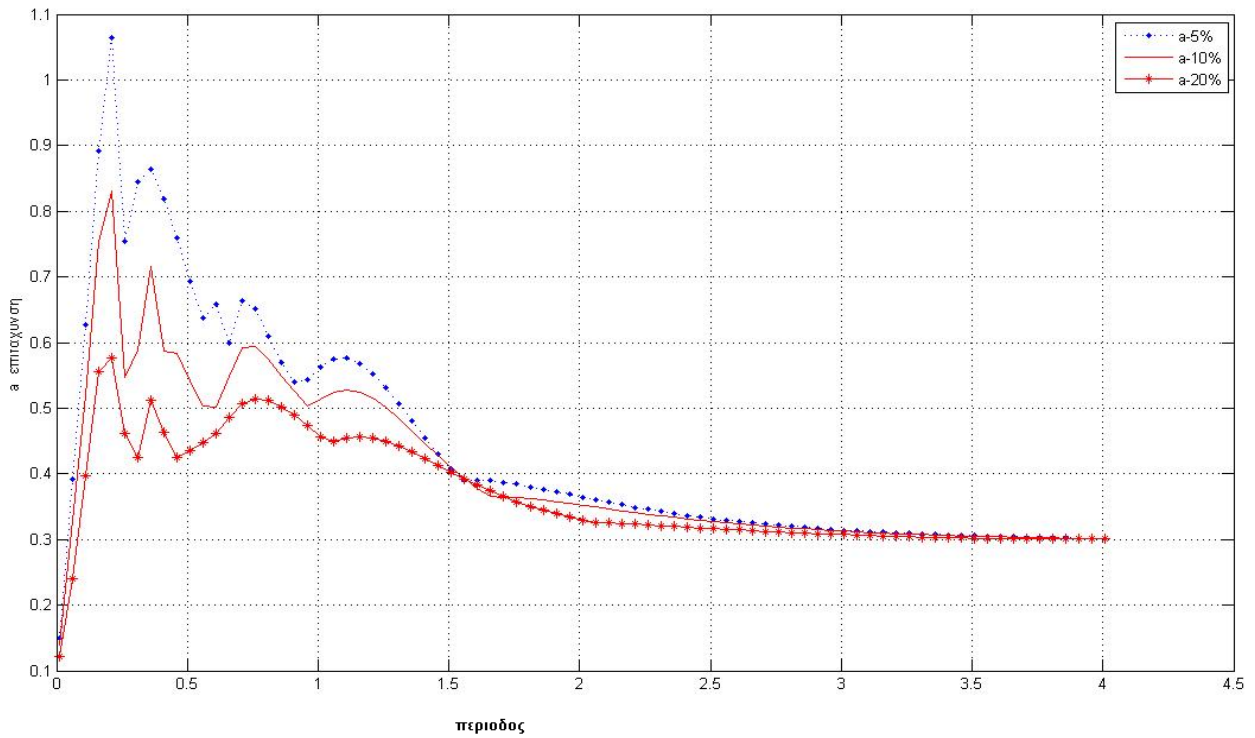
Οι σεισμικοί μονωτήρες από την μετακίνηση που υπόκεινται παραμορφώνονται και απορροφούν όλη την ενέργεια του σεισμού μέσω ελεύθερης κίνησης τους γιατί και ελέγχονται για τις μετακινήσεις σχεδιασμού του κτιρίου όπως θα δούμε παρακάτω. [17]

Παρότι από τα κάτωθι διαγράμματα προκύπτει ότι με την αύξηση της ιδιοπεριόδου έχουμε μεγαλύτερες μετακινήσεις αυτό μπορεί να ελεγχθεί με βοηθητικούς αποσβέστηρες ή με μονωτήρες με μεγάλη απόσβεση LRB στην στάθμη που έχουν εγκατασταθεί οι μονωτήρες. Όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα 2.3 εφόσον μαζί με την ιδιοπερίοδο αυξηθεί και η απόσβεση στο επίπεδο του 20% τότε παρατηρούμε μια μεγάλη πτώση επιταχύνσεων και μείωση μετακινήσεων ανάλογα βεβαίως και με το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού.

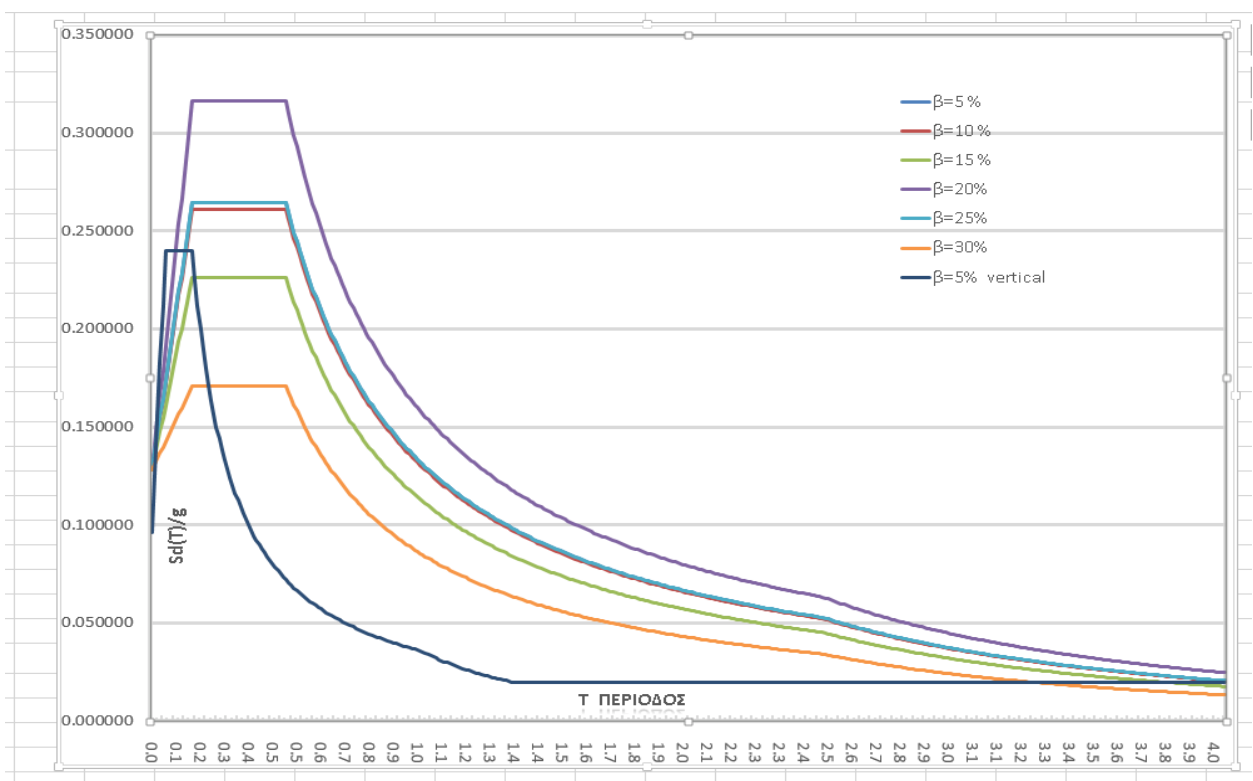
Οι επιταχύνσεις όμως που εφαρμόζονται στα πατώματα είναι μικρές σε σχέση με το πακτωμένο κτίριο, Εικόνα 2.4.



Εικόνα 2.3 Φάσμα μετακινήσεων μονοβάθμιου ταλαντωτή.



Εικόνα 2.4 Φάσμα επιταχύνσεων μονοβάθμιου ταλαντωτή.



Εικόνα 2.5 Ελαστικό φάσμα επιτάχυνσης EC-8 για διαφορετικές αποσβέσεις

Το πιο σημαντικό με την σεισμική μόνωση είναι ότι εφόσον γίνει γεωτεχνική μελέτη για το είδος του εδάφους που υπάρχει στην θεμελίωση του κτιρίου και βρίσκοντας την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του εδάφους μπορούμε μέσω μονωτήρων να αποφύγουμε τον συντονισμό που τυχαία μπορεί να προκύψει από αγνοία εδαφοτεχνικής μελέτης.

Πρέπει επίσης να γνωρίζουμε ότι στον Ελλαδικό χώρο οι θεμελιώδεις ιδιοσυχνότητες των σεισμικών διεγέρσεων, είναι πολύ κοντά στην ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης των κτιρίων χαμηλού και μέσου ύψους, με αποτέλεσμα το επικίνδυνο φαινόμενο του συντονισμού να είναι πιθανό, αυτό μπορεί να αποφευχθεί με την σεισμική μόνωση που μπορεί να μεταφέρει την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής μακριά από αυτή των σεισμικών διεγέρσεων.[21] [17]

Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι πολύ μικρότερες σε σχέση με το πακτωμένο κτίριο, το ίδιο και οι τέμνουσες των ορόφων που συγκρατούνται σε χαμηλά επίπεδα.

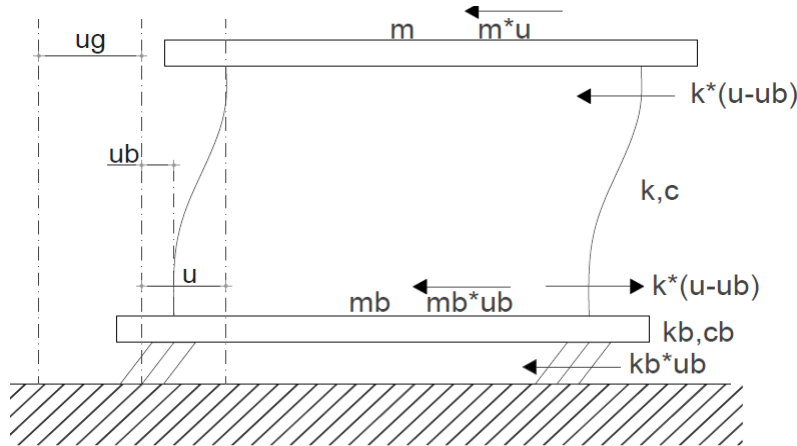
Σημαντικό στοιχείο της μελέτης μας είναι ότι θα πρέπει το κέντρο της δυσκαμψίας των μονωτήρων στο επίπεδο της μόνωσης, να συμπίπτει με το κέντρο μάζας της υπερκατασκευής μας, ώστε να αποφευχθούν στρεπτικά φαινόμενα στα υποστυλώματα και στους μονωτήρες. Αυτό είναι και απαίτηση των κανονισμών.

Επειδή έχουμε σημαντικές μετακινήσεις στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, και κατά συνέπεια και μεγάλες παραμορφώσεις των μονωτήρων που ουσιαστικά σχεδόν πάντα θα βρίσκεται στο επίπεδο του ισογείου, απαιτείται ένα κενό περιμετρικά του κτιρίου, όπως επίσης και μέριμνα για την απρόσκοπτη πρόσβαση στους μονωτήρες, σε περίπτωση που χρειαστεί η αλλαγή τους.

Κάτι άλλο που επίσης πρέπει να προσεχθεί είναι ότι απαιτείται μελέτη αντικατάστασης μονωτήρων κατά το στάδιο μελέτης του κτιρίου, γιατί ενδέχεται μελλοντικά να απαιτηθεί να αντικατασταθούν, αρά πρέπει να υποδειχθούν και να σχεδιαστούν καταλληλά οι θέσεις υποστύλωσης.

2.2 Πολυβάθμια συστήματα [22]

Παρακάτω στην Εικόνα 2.6 θα αναλυθεί η συμπεριφορά ενός ταλαντωτή με δυο βαθμούς ελευθερίας και με σεισμικά μονωμένη βάση.



Εικόνα 2.6 Μονόρωφο πλαίσιο με δυο βαθμούς ελευθερίας [22]

Όπως γνωρίζουμε από την δυναμική των κατασκευών και όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.6, στο διβάθμιο αυτό σύστημα οι δυο δίσκοι των πλακών κινούνται κάτω υπο την επίδραση σεισμικών δυνάμεων, η εξίσωση κίνησης του πάνω δίσκου της πλάκας από ισορροπία δυνάμεων είναι η εξής ::

$$m * (\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c * (\dot{u} - \dot{u}_b) + k * (u - u_b) = 0 \text{ και γίνεται} \\ m * \ddot{u} + c * \dot{u} - c * \dot{u}_b + k * u - k * u_b = -m * \ddot{u}_g \quad (2.1)$$

Η εξίσωση κίνησης του κάτω δίσκου της πλάκας από ισορροπία δυνάμεων είναι η εξής :

$$m_b * (\ddot{u}_b + \ddot{u}_g) - c * (\dot{u} - \dot{u}_b) + c_b * \dot{u}_b - k * (u - u_b) + k_b * u_b = 0$$

και γίνεται

$$m_b * \ddot{u}_b - c * \dot{u} + c * \dot{u}_b + c_b * \dot{u}_b - k * u + k * u_b + k_b * u_b = -m_b * \ddot{u}_g \\ m_b * \ddot{u}_b - c * \dot{u} + (c + c_b) * \dot{u}_b - k * u + (k + k_b) * u_b = -m_b * \ddot{u}_g \quad (2.2)$$

και τελικά έχουμε.

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} - c * \dot{u}_b + k * u - k * u_b = -m * \ddot{u}_g \quad (2.1.1)$$

$$m_b * \ddot{u}_b - c * \dot{u} + (c + c_b) * \dot{u}_b - k * u + (k + k_b) * u_b = -m_b * \ddot{u}_g \quad (2.2.2)$$

Οι δύο αυτές εξισώσεις κίνησης 1 και 2 μπορούν να περιγραφούν με μητρώα όπως παρακάτω

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m_b \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c \\ -c & (c + c_b) \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k + k_b \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} u \\ u_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m \\ m_b \end{bmatrix} * \ddot{u}_g \quad (2.3)$$

Όπου

\ddot{u} =Δεύτερη παράγωγος της μετακίνησης ως προς τον χρόνο δηλαδή επιτάχυνση

\dot{u} =Πρώτη παραγωγος της μετακίνησης ως προς τον χρόνο δηλαδή ταχύτητα

u =Μετακίνηση

k =Δυσκαμψία υποστυλωμάτων

k_b =Δυσκαμψία μονωτήρα

c = Απόσβεση κατασκευής (πακτωμένης κατασκευής από σκυρόδεμα η μέταλλο)

c_b = Απόσβεση μονωτήρα

m =Μάζα πάνω διαφράγματος μονοβάθμιου ταλαντωτή

m_b = Μάζα κάτω διαφράγματος που σχετίζεται με την μόνωση

$k_b * u_b$ =Είναι η δύναμη επαναφοράς του μονωτήρα.

Τα υπόλοιπα φαίνονται στην Εικόνα 2.6.

Επίσης, $\omega_F = \sqrt{k/m}$, $T_F = 2 * \pi / \omega_F$, $\xi_F = c / 2 * m * \omega_F$ ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης

$c = 2 * m * \omega_F * \xi_F$ **Οι παραπάνω ποσότητες αφορούν την πακτωμένη κατασκευή.**

Επίσης οι ποσότητες $T_b = 2 * \pi / \omega_b$ $\omega_b = \sqrt{k_b / m + m_b}$ $c_b = 2 * (m_b + m) * \xi_b * \omega_b$

αφορούν την μονωμένη κατασκευή.

Θέτοντας $m_b = \alpha * m$, $c_b = \beta * c$ $k_b = \gamma * k$

Ότι έχει σχέση με το σύστημα μόνωσης δηλώνεται με b

Η εξίσωση (2.3) γίνεται.

$$m * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & a \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_b \end{bmatrix} + 2 * \xi_F * \omega_F * m * \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & (1 + \beta) \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{u}_b \end{bmatrix} + m * \omega_F^2 * \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + \gamma \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} u \\ u_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m \\ m_b \end{bmatrix} * \ddot{u}_g * m \quad (2.4)$$

Θέτοντας $\lambda = \omega^2 / \omega_F^2$ και επειδή το μητρώο απόσβεσης είναι μη κλασικό εξαιτίας δύο διαφορετικών μορφών απόσβεσης (μονωτήρες κτίριο και σκυρόδεμα ή μέταλλο), αμελούμε την απόσβεση.

$$\det[K - \omega^2 * M] = 0 \dots \det \left[m * \omega_F^2 * \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + \gamma \end{bmatrix} - \omega^2 * m * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & a \end{bmatrix} \right] = 0$$

Διαιρούμε με $m * \omega_F^2$.

$$\det \left[\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + \gamma \end{bmatrix} - \omega^2 * m * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & a \end{bmatrix} \right] = 0$$

$$\det \left[\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + \gamma \end{bmatrix} - \lambda * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & a \end{bmatrix} \right] = 0$$

$$\det \left[\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + \gamma \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda * a \end{bmatrix} \right] = 0$$

$$\det \left[\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + \gamma \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda * a \end{bmatrix} \right] = 0 \Rightarrow \det \left[\begin{bmatrix} 1 - \lambda & -1 \\ -1 & 1 + \gamma - \lambda * a \end{bmatrix} \right] = 0 \quad (2.5)$$

Η επίλυση της ορίζουσας δίνει την σχέση.

$$f(\lambda) = \alpha * \lambda^2 - (1 + \alpha + \gamma) * \lambda + \gamma = 0 \quad (2.6)$$

Οι ρίζες της δευτεροβάθμιας εξίσωσης είναι.

$$\lambda_{1,2} = \frac{1 + \alpha + \gamma}{2 * \alpha} \pm \frac{\sqrt{(1 + \alpha + \gamma)^2 - 4 * \alpha * \gamma}}{2 * \alpha}$$

Θεωρώντας ότι $k_b = \gamma * k \Rightarrow \gamma = \frac{k_b}{k} = 0.1$ και $m_b = \alpha * m \Rightarrow \alpha = \frac{m_b}{m} = 1$

$\lambda_{1,2} = 0.0487, 2.0514$ και $\lambda = \frac{\omega^2}{\omega_F^2} \Rightarrow \omega^2 = \lambda_{1,2} * \omega_F^2$ οι ιδιοσυχνότητες της μονωμένης

κατασκευής είναι $\omega_1 = \sqrt{\lambda_1} * \omega_F = 0.2207 * \omega_F$, $\omega_2 = \sqrt{\lambda_2} * \omega_F = 1.432 * \omega_F$

$$T_1 = \frac{2 * \pi}{\omega_1} = \frac{2 * \pi}{0.2207 * \omega_F} = \frac{28.47}{2} * \frac{\pi}{T_F} = 4.53 * T_F$$

$$T_2 = \frac{2 * \pi}{\omega_2} = \frac{2 * \pi}{1.432 * \omega_F} = \frac{4.388}{2} * \frac{\pi}{T_F} = 0.698 * T_F$$

Για να βρούμε τις ιδιομορφές πρέπει $[K - \omega^2 * M] * [\Phi] = 0$ αρά αρχικά για

$$\omega_1 = 0.2207 * \omega_F$$

$$[K - \omega_1^2 * M] * [\Phi] = 0$$

$$[m * \omega_F^2 * \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + \gamma \end{bmatrix} - 0.2207^2 * \omega_F^2 * m * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}] * \begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + 0.1 \end{bmatrix} - 0.0487 * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1.1 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 0.0487 & 0 \\ 0 & 0.0487 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0.9513 & -1 \\ -1 & 1.0513 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$0.9513 * \Phi_{11} - \Phi_{21} = 0 \Rightarrow \text{αρα } \Phi_{21} = 0.9513 * \Phi_{11} \text{ θετοντας } \Phi_{11} = 1$$

$$\begin{bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.9513 \end{bmatrix} \text{ 1}^{\text{η}} \text{ ιδιομορφή}$$

Για $\omega_2 = 1.432 * \omega_F$

$$[K - \omega_2^2 * M] * [\Phi] = 0$$

$$[m * \omega_F^2 \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + \gamma \end{bmatrix} - 1.432^2 * \omega_F^2 * m * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & a \end{bmatrix}] * \begin{bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 + 0.1 \end{bmatrix} - 1.432^2 * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1.1 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 2.05 & 0 \\ 0 & 2.05 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} -1.05 & -1 \\ -1 & -0.95 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

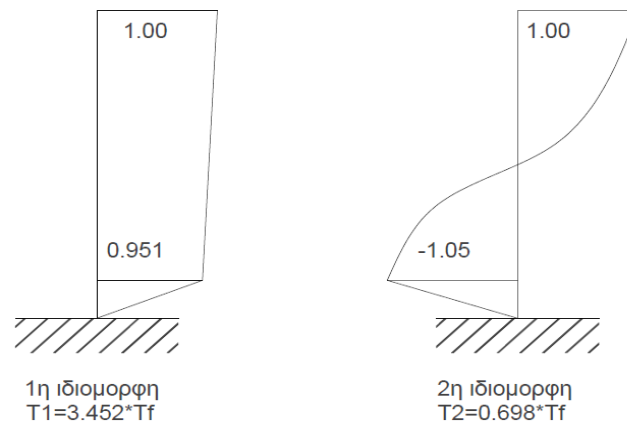
$$-1.05 * \Phi_{12} - \Phi_{22} - \Phi_{12} - 0.95 * \Phi_{22} = 0 \Rightarrow -2.05 * \Phi_{12} - 1.95 * \Phi_{22} =$$

$$0 \quad \alpha\rho\alpha \quad \Phi_{12} = -0.95 * \Phi_{22} \quad \Phi_{22} = -1.05 * \Phi_{12} \quad \theta\epsilon\iota\omicron\upsilon\tau\alpha\varsigma \quad \Phi_{12} = 1$$

$$\begin{bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ -1.05 \end{bmatrix} \quad 2^{\eta} \text{ ιδιομορφή}$$

$$\text{Άρα } \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0.9513 & -1.05 \end{bmatrix} \quad \acute{\omicron}\pi\omega\varsigma \text{ παρoυσιάζονται στην Εικόνα 2.7} \quad (2.7)$$

Το ποσοστό συμμετοχής της μάζας στην δεύτερη ιδιόμορφη είναι πολύ μικρό, και κατά συνέπεια παίζει πολύ μικρό ρόλο στα εντατικά μεγέθη, σύμφωνα με την δυναμική φασματική ανάλυση. Αυτό θα φανεί παρακάτω από τους ιδιομορφικούς συντελεστές συμμετοχής Γ_i .



Εικόνα 2.7 Ιδιομορφές σεισμικά μονωμένου πλαισίου

Παράδειγμα

Ας υποθέσουμε ότι έχουμε κτίριο με $\omega_F = 17.32 \text{ sec}^{-1}$ και $T_F = 0.362 \text{ sec}$ και $m = 50 \text{ kn} * m^{-1} / \text{sec}^2$ $m_b = m = 50 \text{ kn} * m^{-1} / \text{sec}^2$

θέλουμε επίσης η ιδιοπερίοδος της μονωμένης κατασκευής να φτάσει την τιμή $T_b = 2.0 \text{ sec}$

$$k = 15000 \text{ kn}/m \quad \xi_F = 3\% , \xi_b = 15\%$$

$$\omega_1 = \sqrt{\lambda_1} * \omega_F = 0.2207 * \omega_F = 3.82, \quad \omega_2 = \sqrt{\lambda_2} * \omega_F = 1.432 * \omega_F = 24.8$$

Γνωρίζοντας ότι το διάνυσμα του σεισμού ως εξωτερική φόρτιση είναι:

$$R = m * \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 50 \\ 50 \end{bmatrix} \text{ το μητρώο μάζας } M = m * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = 50 * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix}$$

$$\text{Άρα } M = \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix}$$

$$\text{Ιδιόμορφες } \Phi = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0.9513 & -1.05 \end{bmatrix}$$

Οι ιδιομορφικές μάζες υπολογίζονται παρακάτω.

$$\Phi = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.0 & -0.952 \\ 0.9513 & 1.00 \end{bmatrix} \text{ ιδιομορφές κανονικοποιημένες ως προς την διαγώνιο}$$

$$\text{Επίσης } M_1 = \Phi_1^T * M * \Phi_1 = [1 \quad 0.9513] * \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0.9513 \end{bmatrix} = 95.25$$

$$M_2 = \Phi_2^T * M * \Phi_2 = [-0.952 \quad 1.00] * \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} -0.952 \\ 1.00 \end{bmatrix} = 95.32$$

Οι ιδιομορφικοί συντελεστές συμμετοχής είναι.

$$\Gamma_1 = \Phi_1^T * R / M_1 = [\Phi_{11} \quad \Phi_{21}] * \begin{bmatrix} 50 \\ 50 \end{bmatrix} * 1/95.25 = [1 \quad 0.9513] * \frac{\begin{bmatrix} 50 \\ 50 \end{bmatrix}}{95.25} = 1.024$$

$$\Gamma_2 = \Phi_2^T * R / M_2 = [\Phi_{12} \quad \Phi_{22}] * \begin{bmatrix} 50 \\ 50 \end{bmatrix} * 1/95.32 = [-0.952 \quad 1.00] * \frac{\begin{bmatrix} 50 \\ 50 \end{bmatrix}}{95.32} = 0.025$$

Και εκφράζουν το ποσοστό καθορισμού- συμμετοχής της εξωτερικής φόρτισης R στην ιδιόμορφη n=1,2.

Παρατηρούμε ότι η δεύτερη ιδιόμορφη έχει πολύ μικρότερο ιδιομορφικό συντελεστή συμμετοχής και κατά συνέπεια επιδρά λιγότερο στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται από τον σεισμό.

$$K_1 = \omega_1^2 * M_1 = 3.82^2 * 95.25 = 1390 \quad K_2 = \omega_2^2 * M_2 = 24.8^2 * 95.32 = 58625.61$$

Αναζήτηση ενεργών ιδιομορφικών μαζών.

$$R_1 = \Gamma_1 * M * \Phi_1 = 1.024 * \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 1 \\ 0.9513 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 51 \\ 48.71 \end{bmatrix}$$

$$R_2 = \Gamma_2 * M * \Phi_2 = 0.025 * \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} -0.952 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1.19 \\ 1.25 \end{bmatrix}$$

$$M_1^* = \sum R_1 = 51 + 48.71 = 99.71$$

$$M_2^* = \sum R_2 = -1.19 + 1.25 = 0.06$$

$$M_1^* + M_2^* = 99.78$$

Τα ποσοστά των ιδιομορφικών μαζών είναι:

$$\frac{M_1^*}{M_1^* + M_2^*} = \frac{99.71}{99.78} = 0.999 = 99.9\%, \quad \frac{M_2^*}{M_1^* + M_2^*} = \frac{0.06}{99.78} = 0.0006 = 0.06\%$$

Η δεύτερη ιδιομορφική μάζα συμμετέχει ελάχιστα.

Οι μετακινήσεις από τα οριζόντια στατικά φορτία για κάθε ιδιόμορφη υπολογίζονται παρακάτω.

$$u_n^{st} = \Gamma_n / \omega_n^2 * \Phi_n$$

$$u_1^{st} = \Gamma_1 / \omega_1^2 * \Phi_1 = 1.02 / 3.82^2 * \begin{bmatrix} 1 \\ 0.9513 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.0698 \\ 0.0665 \end{bmatrix}$$

$$u_2^{st} = \Gamma_2 / \omega_2^2 * \Phi_1 = 0.024 / 24.8^2 * \begin{bmatrix} -0.952 \\ 1.00 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.000037 \\ 0.000039 \end{bmatrix}$$

Οι μετακινήσεις σε κάθε όροφο υπολογίζονται επαλληλίζοντας τις μετακινήσεις των ιδιόμορφών με τον κανόνα SRSS η CQC εάν οι ιδιοπερίοδοι ήταν πολύ κοντά μεταξύ τους.

$$\text{Άρα } u_1 = \sqrt{0.0698^2 + 0.000037^2} = 0.0698$$

$$u_2 = \sqrt{0.0665^2 + 0.000039^2} = 0.0665$$

Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται από τις σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των οροφών και με βάση τις σχέσεις των δυσκαμψιών.

Εδώ παρατηρούμε ότι οι σχετικές μετακινήσεις μονωμένου κτιρίου είναι πολύ μικρές με αποτέλεσμα και τα εντατικά μεγέθη να αναμένονται μικρά.

Θα βρούμε τώρα το μητρώο απόσβεσης στην εξίσωση κίνησης του κτιρίου.

$$C = \begin{bmatrix} c & -c \\ -c & (c + c_b) \end{bmatrix} \quad \text{όπου } c \text{ η απόσβεση του πακτωμένου κτιρίου.}$$

$$c_F = 2 * m * \xi_F * \omega_F = 2 * 50 * 0.03 * 17.356 = 52.06 \text{ kn} * m^{-1} * sec$$

$$\omega_F = 2 * \pi / T_F = 2 * \pi / 0.362 = 15.356$$

$$\omega_b = 2 * \pi / T_b = 2 * \pi / 2 = 3.14$$

$$c_b = 2 * (m_b + m) * \xi_b * \omega_b = 2 * (35 + 50) * 0.15 * 3.14 = 80.0$$

οπότε το μητρώο γίνεται

$$C = \begin{bmatrix} c & -c \\ -c & (c + c_b) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 52.06 & -52.06 \\ -52.06 & 132.06 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 2.54 \end{bmatrix}$$

Ελέγχουμε την ορθογωνικότητα του μητρώου απόσβεσης.

$$\Phi^T * C * \Phi = \begin{bmatrix} 1 & 0.9513 \\ 1 & -1.05 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 2.54 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0.9513 & -1.05 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.39 & -1.44 \\ -1.44 & 5.90 \end{bmatrix}$$

Από το αποτέλεσμα φαίνεται ότι δεν ισχύει το κριτήριο της ορθογωνικότητας, επομένως το μητρώο C δεν είναι διαγώνιο, και αρά δεν μπορεί να γίνει απόξεση της αρχικής μητρικής εξίσωσης κίνησης με την μέθοδο επαλληλίας των ιδιόμορφων, απαιτούνται επομένως αριθμητικές μέθοδοι με αριθμητική ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης. Οι μέθοδοι αυτοί που ονομάζονται και μέθοδοι χρονικών βημάτων, είναι η μέθοδος των κεντρικών διαφορών (ΜΚΔ) η μέθοδος μέσης επιτάχυνσης MME, η μέθοδος αναλογικής εξίσωσης MAE, και η μέθοδος Newmark.

Μπορούμε όμως να δεχτούμε το μητρώο $\Phi^T * C * \Phi$ ως ορθογωνικό μηδενίζοντας τους μη διαγωνίους ορους $\Phi^T * C * \Phi = \begin{bmatrix} 1.39 & 0 \\ 0 & 5.90 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix}$ ώστε να βρούμε τις ιδιομορφικές απόσβεσης της κατασκευής μας.

Ελέγχουμε και την ορθογωνικότητα τους μητρώου μάζας που θεωρείται δεδομένη.

$$\begin{aligned} \Phi^T * M * \Phi &= \begin{bmatrix} 1 & 0.9513 \\ 1 & -1.05 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 50 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0.9513 & -1.05 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 50 & 47.565 \\ 50 & -52.5 \end{bmatrix} * \\ \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 0.9513 & -1.05 \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} 95.248 & 0.05675 \\ 0.05675 & 105.125 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 95.248 & 0.056 \\ 0.056 & 105.125 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.90 & 0 \\ 0 & 2.102 \end{bmatrix} = \\ \begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

Και από τον παρακάτω τύπο προκύπτουν οι ιδιομορφικές ποσοστιαίες αποσβέσεις.

$$\xi_1 = C_1 / 2 * M_1 * \omega_1 = 1.39 / 2 * 1.90 * 3.82 = 0.095$$

$$\xi_2 = C_2 / 2 * M_2 * \omega_2 = 5.90 / 2 * 2.102 * 24.80 = 0.056$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

3.1 Εισαγωγή στους μονωτήρες

Η σεισμική μόνωση είναι στις μέρες μας μια ώριμη τεχνολογία, και χρησιμοποιείται από πολλές χώρες ενώ υπάρχουν πλέον ένας αριθμός συστημάτων μόνωσης, που είναι κατασκευαστικά υλοποιήσιμα και αξιόπιστα.

Πολλά συστήματα σεισμικής μόνωσης έχουν ενσωματωθεί στις κατασκευές, όπως ελαστομερή ή φυσικά καουτσούκ (NR-natural polyisoprene), neoprene (CR chloroprene), EPDM(ethylene propylene diene monomer), or nitrile butadiene rubber (NBR), είτε μονωτήρες ολίσθησης (FSP), με την επιφάνεια ολίσθησης από τεφλόν και ανοξειδωτο ατσάλι.

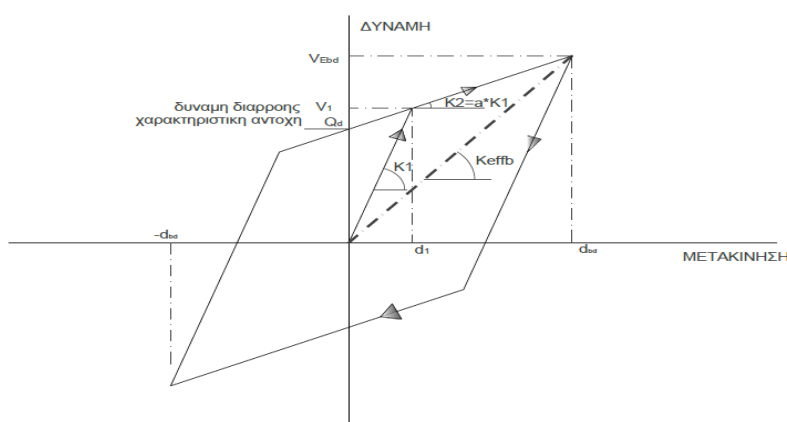
Στην Αμερική κατά το έτος 1994 τα διάφορα είδη των μονωτήρων που χρησιμοποιήθηκαν είχαν τα εξής παρακάτω ποσοστά.

- 8% μονωτήρες τριβής ολίσθησης FPS (friction pedulum system).
- 21% υψηλής απόσβεσης ελαστομεταλικούς μονωτήρες HDRB (high damping rubber bearing).
- 69% ελαστομεταλικούς μονωτήρες με πυρήνα μόλυβδου LRB (lead rubber bearing) [17].

Επίσης οι μονωτήρες μπορούν να χωριστούν ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους στις εξής παρακάτω κατηγορίες.

- Μονωτήρες τριβής FPS (friction pedulum system).
- Κοινοί ελαστομεταλλικοί μονωτήρες χαμηλής απόσβεσης (NRB) με απόσβεση $\xi=2-5\%$.
- Ελαστομεταλλικοί μονωτήρες υψηλής απόσβεσης με υστερητική απόσβεση $\xi=8\%-20\%$ HDRB.
- Ελαστομεταλλικοί μονωτήρες με πυρήνα μόλυβδου LRB οι οποίοι συμπεριφέρονται υστερητικά με μεγάλη απόσβεση $\xi=15\%-35\%$.

Η συμπεριφορά των μονωτήρων γενικά μπορεί να χωριστεί σε δυο κατηγορίες την υστερητική συμπεριφορά και την ιξώδη συμπεριφορά όπως φαίνονται στην παρακάτω εικόνα 3.1.



Εικόνα 3.1 Υστερητική συμπεριφορά μονωτήρων

Step and Conditions	Shear force versus displacement relation	Photo at maximum deformation
Step1: Effective design displacement Shear strain: 175% Cyclic times: 11times		
Step2: Design limit displacement Shear strain: 250% Cyclic times: 6times		
Step3: Ultimate limit displacement Shear strain: 300% Cyclic times: 2times		
Step4: Up to rupture Shear strain: 370% Monotonic loading		

Εικόνα 3.2 Διαφοροποίηση κύκλων φόρτισης ανάλογα με την διατμητική παραμόρφωση [24]

Παρατηρείται διαφοροποίηση των κύκλων φόρτισης, σε σχέση με την διατμητική παραμόρφωση που μεταβάλλεται από 175% έως 370 %, αλλά και σε σχέση με τους κύκλους φόρτισης.

Στην περίπτωση της υστερητικής συμπεριφοράς των μονωτήρων το μονώροφο κτίριο, με τους δυο βαθμούς ελευθέριας που είδαμε στο κεφάλαιο 2 έχει τις εξισώσεις κίνησης (2.1),(2.2) όπως αναφέρθηκαν παραπάνω.

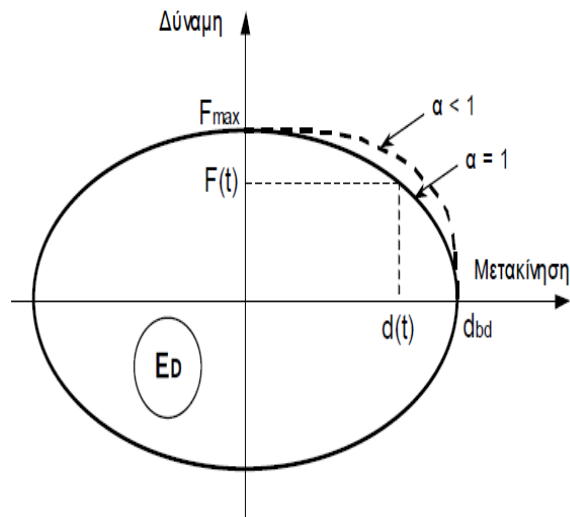
$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} - c * \ddot{u}_b + k * u - k * u_b = -m * \ddot{u}_g \quad (2.1)$$

$$m_b * \ddot{u}_b - c * \dot{u} + (c + c_b) * \dot{u}_b - k * u + (k + k_b) * u_b = -m_b * \ddot{u}_g \quad (2.2)$$

Στην περίπτωση όμως της υστερητικής συμπεριφοράς οι εξισώσεις αυτές επιλύονται με βήμα προς βήμα αριθμητική ολοκλήρωση.

Η λύση αυτή παρουσιάζει δυσκολίες στον προγραμματισμό, διότι πρέπει να παρακολουθούμε τον βρόχο υστερήσεως με αποτέλεσμα να γίνεται συχνά γραμμικοποίηση της διγραμμικής συμπεριφοράς του μονωτήρα, με τα μεγέθη k_{eff} , β_{eff} που θα δούμε πιο αναλυτικά παρακάτω.

Ένα άλλο μοντέλο που περιγράφει την υστερητική συμπεριφορά του μονωτήρα είναι το μοντέλο Bouc-wen, το μοντέλο αυτό κάτω από ορισμένες συνθήκες μπορεί να περιγράψει με τις διαφορικές εξισώσεις (2.1), (2.2) που περιγράψαμε για το μονώροφο κτίριο με σεισμική μόνωση στο κεφάλαιο 2.[22]



Εικόνα 3.3 Ιξώδη συμπεριφορά μονωτήρα [25].

Στην ιξώδη συμπεριφορά των μονωτήρων η δύναμη είναι ανάλογη της σχετικής ταχύτητας κίνησης και συνδέεται με την ταχύτητα, με την παρακάτω σχέση όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.3

$$F = C * v^{\alpha} \quad (3.1)$$

Όπου

C = Σταθερά απόσβεσης.

v = Ταχύτητα.

α = Εκθέτης που κυμαίνεται μεταξύ 0.1 και 2 και εξαρτάται από το ρευστό που έχει ο μονωτήρας ή ο αποσβέστηρας, για $\alpha = 1$ έχουμε πλήρη έλλειψη.

E_D = Ενέργεια που αποσβένεται.

Το σύστημα δεν αντιδρά στην μέγιστη μετακίνηση οπότε το σύστημα δεν συνεισφέρει στην ενεργό δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης.

Η αποσβενόμενη ενέργεια E_D ισούται με το εμβαδόν του βρόχου.[57]

3.2 Μονωτήρες τριβής ολίσθησης FPS (friction pendulum system)

Οι μονωτήρες που βασίζονται στην ολίσθηση και την τριβή ξεκίνησαν να μελετώνται στην Αμερική στην δεκαετία του 1990, ενώ η λειτουργία τους βασίζεται στην αρχή του εκκρεμούς.

Βασίζονται σε έναν ημισφαιρικό ολισθήρα (Εικόνα 3.4) με επικάλυψη από συνθετικό υλικό, ο οποίος ολισθαίνει πάνω σε μια κυκλική επιφάνεια ακτίνας καμπυλότητας R από ανοξείδωτο χάλυβα. Κατά την διάρκεια ενός σεισμού, και κατά την μετακίνηση του ολισθήρα, και κατά συνέπεια και της ανωδομής του κτιρίου, δημιουργείται μια ανύψωση της ανωδομής και εμφανίζεται μια δύναμη επαναφοράς, και έτσι η κατασκευή επανέρχεται στην αρχική κατάσταση μετά το πέρας του σεισμού.

Η δύναμη αυτή επαναφοράς, είναι αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας της κάτω σφαιρικής επιφάνειας και ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα. Η περίοδος ταλάντωσης της ανωδομής είναι ανεξάρτητη από τη μάζα αυτής, και εξαρτάται μόνο από την ακτίνα καμπυλότητας R της κοίλης επιφάνειας του μονωτήρα.

Η οριζόντια δυσκαμψία και ο βαθμός απόσβεσης του μονωτήρα, εξαρτώνται επίσης από την ακτίνα καμπυλότητας. Η κατανάλωση σεισμικής ενέργειας εξαρτάται από την τριβή του μονωτήρα.[26]

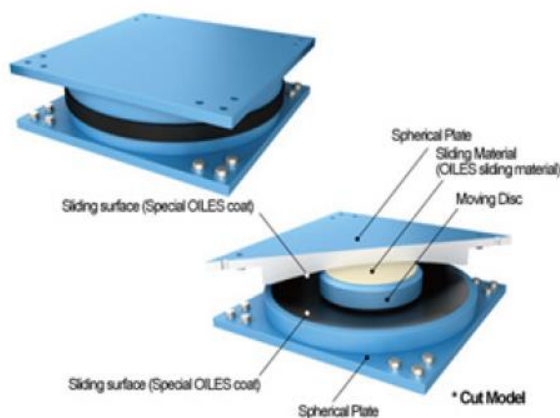


Fig. 5: Flat Friction pendulum section cut

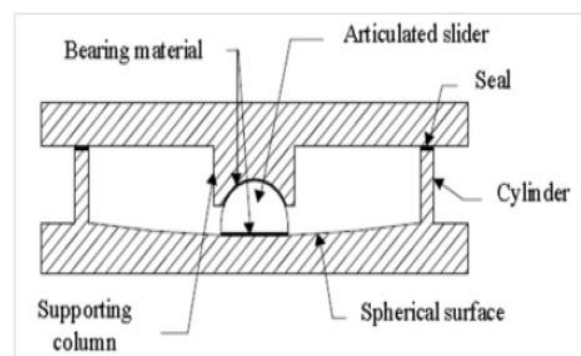
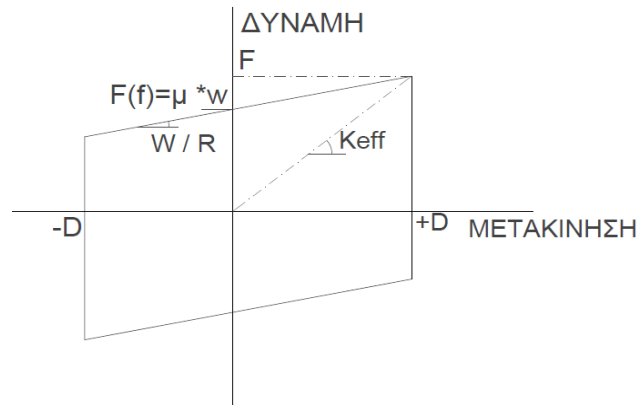


Fig. 6: Curved / spherical Friction pendulum section cut

Εικόνα 3.4 Μονωτήρες FPS [27]

3.2.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά μονωτήρων τριβής ολίσθησης [1].

Η οριζόντια δυσκαμψία των μονωτήρων ορίζεται όπως στην παρακάτω εικόνα 3.5.



Εικόνα 3.5 Διάγραμμα δύναμης μετατόπισης

$$K_H = W/R \quad (3.2)$$

Όπου

W = Το βάρος που μεταφέρει ο μονωτήρας.

R = Η ακτίνα καμπυλότητας του μονωτήρα.

Η ιδιοπερίοδος του μονωτήρα δίνεται από τον παρακάτω τύπο

$$T = 2 * \pi * \sqrt{R/g} \quad (3.3)$$

Η οποία είναι ανεξάρτητη από την μάζα που μεταφέρει ο μονωτήρας

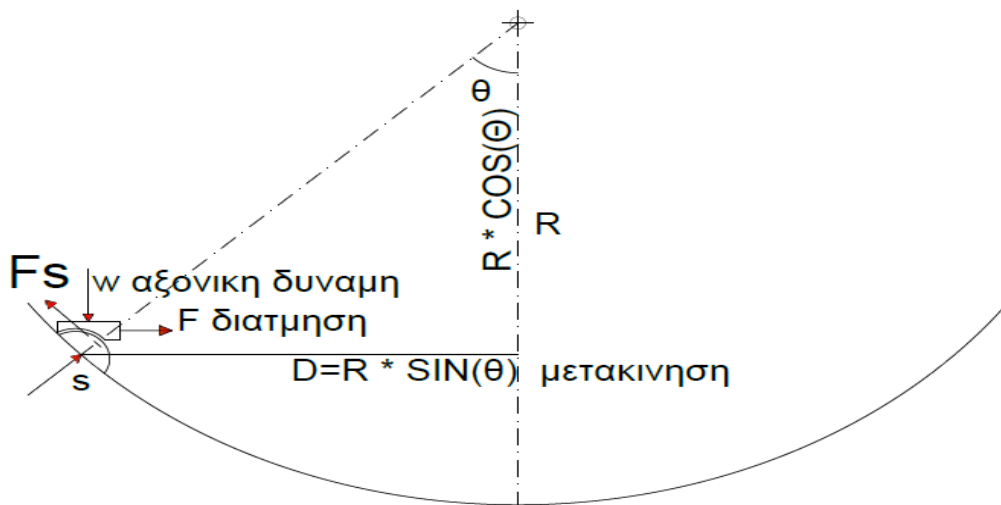
Η οριζόντια δύναμη που απαιτείται να ασκηθεί σε έναν μονωτήρα για να του προξενήσει μετακίνηση D είναι : Εικόνα 3.6

$$F = (W/R) * D + \mu * W * (\text{signum } \dot{D}) \quad (3.4)$$

Οπού

D = Μετακίνηση του πάνω μέρους του μονωτήρα.

μ = Συντελεστής τριβής.



Εικόνα 3.6 Δυνάμεις που ασκούνται στον μονωτήρα

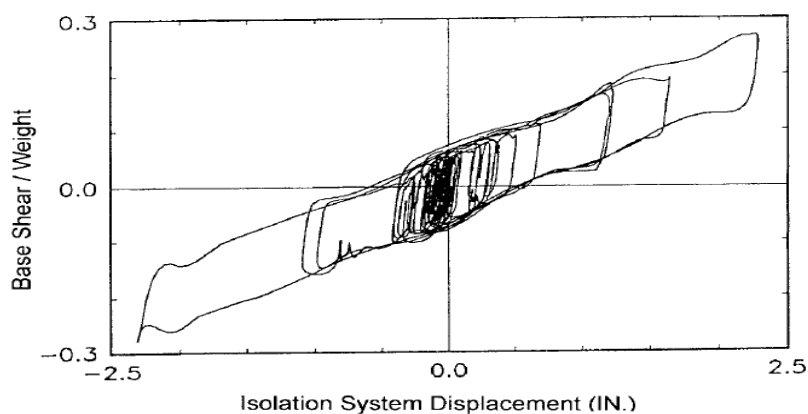
Ο πρώτος όρος είναι η δύναμη επαναφοράς με μία οριζόντια δυσκαμψία K_H .

Ο δεύτερος όρος είναι η δύναμη τριβής αναμεσα στον ολισθήρα και την κυρτή επιφάνεια.

Ο συντελεστής τριβής μ εξαρτάται από την πίεση p που ασκείται στον ολισθήρα και στην ταχύτητα κύλισης \dot{D} .

Ο συντελεστής τριβής μ μειώνεται με την αύξηση της πίεσης p και γίνεται ανεξάρτητος της ταχύτητας, για ταχύτητες πάνω από 51 mm/sec και για πίεση πάνω από 14 MPa . Ένας τυπικός υστερητικός βρόχος δίνεται στην παρακάτω Εικόνα 3.7 όπου παρατηρούμε την μεγάλη δυσκαμψία πριν συμβεί οποιαδήποτε μετακίνηση ολίσθηση πάνω στον μονωτήρα, που οφείλεται στην σημειακή τριβή του ολισθήρα και της κοίλης επιφάνειας.

Ουσιαστικά αυτό προστατεύει την κατασκευή από άσκοπες μετακινήσεις που οφείλονται σε φορτία ανέμου ή μικρούς σεισμούς.



Εικόνα 3.7 Υστερητικός βρόχος μονωτήρα τριβής[1]

Η ισοδύναμη δυσκαμψία του μονωτήρα δίνεται παρακάτω.

$$K_{eff} = W/R + \mu * W/D = W/R + F(t)/D \quad F(t) = \mu * W \quad (3.5)$$

Η απόσβεση που παράγεται από την τριβή στην επιφάνεια ολίσθησης του μονωτήρα μπορεί να εκτιμηθεί από τον παρακάτω τύπο.

$$\beta_{eff} = \text{εμβαδόν βρόχου στο παραπάνω διάγραμμα} / 4 * \pi * K_{eff} * D^2$$

Το εμβαδόν βρόχου είναι $4 * \mu * W * D$

Άρα το β_{eff} γίνεται

$$\beta_{eff} = 4 * \mu * W * D / 4 * \pi * (W/R + \mu * W/D) * D^2 = (2 * \mu / \pi) * (1/D/R + \mu) \quad (3.6)$$

Επίσης υπάρχει μια ακόμα σχέση που συνδέει την ακτίνα καμπυλότητας του FPS με την περίοδο της κατασκευής και είναι :

$$R = g * T^2 / 4 * \pi^2 \quad (3.7)$$

Επειδή ο ολισθήρας κινείται σε μια κοίλη επιφάνεια με γεωμετρικό τρόπο βρίσκουμε την ανύψωση του συστήματος μόνωσης και κατά συνέπεια και του κτιρίου.

$$\delta_v = R * [1 - \cos(\arcsin(D/R))] \quad (3.8)$$

Ένας πιο προσεγγιστικός τύπος είναι ο παρακάτω

$$\delta_v = (1/2) * D^2/R$$

Ένα πιθανό πρόβλημα των μονωτήρων FPS, είναι ότι εάν η μετακίνηση προς την ακτίνα καμπυλότητας, είναι μικρότερη από τον συντελεστή τριβής μ , δηλαδή ισχύει ότι $D/R < \mu$ η δύναμη επαναφοράς είναι μικρή και το σύστημα δεν επανέρχεται στην αρχική του θέση.

Αυτό μπορεί να είναι πρόβλημα μόνο στις μεγάλες περιόδους πάνω από 5 sec και αντιμετωπίζεται με την αύξηση της μετακίνησης D. Τέτοιες όμως περίοδοι δεν επιλέγονται.

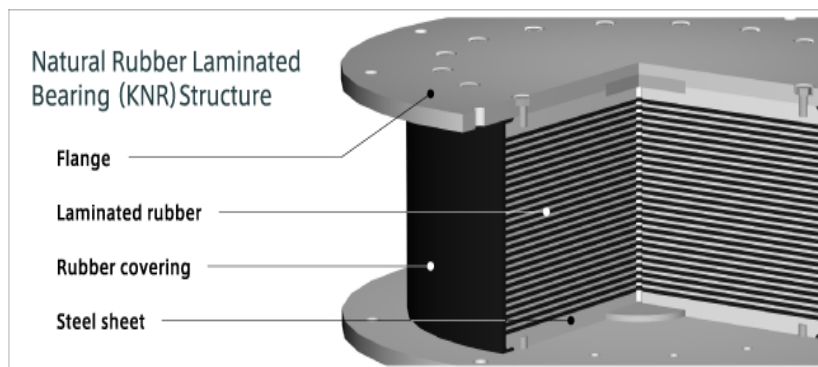
3.3 Μονωτήρες χαμηλής και υψηλής απόσβεσης από φυσικό και συνθετικό ελαστομερή καουτσούκ και φύλλα χάλυβα

Τα ελαστομερή εφένδρανα πολλαπλών στρώσεων, κατασκευάζονται από στρώσεις ελαστομερούς υλικού και στρώσεις από λεπτά φύλλα χάλυβα, ενώ χωρίζονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες χαμηλής και υψηλής απόσβεσης.

Η χημική σύνθεση της κατασκευαστικής διαδικασίας προσδιορίζει τις μηχανικές και φυσικές ιδιότητες του ελαστομερούς. Τα εφένδρανα κατασκευάζονται από φυσικό καουτσούκ (natural rubber), είτε από συνθετικό καουτσούκ (chloroprene rubber), αναμειγμένα με κάποιο άλλο πολυμερές που βοηθά στη διαδικασία της παρασκευής, σε ένα καθορισμένο ποσοστό, όταν

χρησιμοποιείται φυσικό καουτσούκ, το εφεδράνο θα πρέπει να προστατεύεται με επικάλυψη πολυχλωροπροπενίου, το οποίο υπόκειται σε ταυτόχρονο βουλκανισμό με το ελαστομέρες, και με τα λεπτά φύλλα από χάλυβα. [28]

Τα λεπτά φύλλα χάλυβα ανθίστανται στα κατακόρυφα φορτία και αποτρέπουν την διόγκωση του ελαστομερούς και σε συνάρτηση με το πάχος του ελαστομερούς, προσδίδουν την κατακόρυφη δυσκαμψία του μονωτήρα. Τα φύλλα χάλυβα δεν προσδίδουν καμιά ιδιότητα στην οριζόντια δυσκαμψία του μονωτήρα (εικόνα 3.8). Η οριζόντια δυσκαμψία ελέγχεται από το χαμηλό μετρό διάτμησης του ελαστομερούς.



Εικόνα 3.8 Ελαστομεταλλικός μονωτήρας [29]

Η απόσβεση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων είναι 2-3% της κρίσιμης, ενώ το υλικό δεν υπόκειται στην παραμόρφωση του υλικού μέσα στον χρόνο. Το μειονέκτημα της πολύ μικρής απόσβεσης μπορεί να αντιμετωπιστεί με την τοποθέτηση ιξώδων αποσβεστήρων.

Τα συγκεκριμένα συστήματα μόνωσης είναι εύκολα στην κατασκευή τους, δεν είναι ευαίσθητα στις απότομες αλλαγές του οριζοντίου φορτίου, ούτε και στην θερμοκρασία και στην φθορά από την γήρανση.[28]

3.3.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά μονωτήρων από ελαστομερές και φύλλα χάλυβα [1]

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των ελαστομεταλλικών μονωτήρων, έχουν μελετηθεί επι δεκαετίες και έχουν πιστοποιηθεί στο εργαστήριο με διάφορες δοκιμές καθώς και με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Μια σημαντική ιδιότητα των μονωτήρων είναι, η οριζόντια δυσκαμψία τους, που δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$K_H = G * A / \Sigma t_r \quad (3.9)$$

Όπου

G = Μετρό διάτμησης του καουτσούκ.

A = Εμβαδόν διατομής του μονωτήρα.
 Σt_r = Το συνολικό πάχος του καουτσούκ.

Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση D σχετίζεται με την μέγιστη διατμητική παραμόρφωση γ από την παρακάτω σχέση:

$$\gamma = D / \Sigma t_r \quad (3.10)$$

D = Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση του μονωτήρα.



Εικόνα 3.9 Μετακίνηση ελαστομεταλλικού μονωτήρα

Η κατακόρυφη δυσκαμψία του μονωτήρα δίνεται από την παρακάτω σχέση.

Όπου

$$K_V = E_C * A / \Sigma t_r \quad (3.11)$$

E_C = Το μέτρο συμπίεστότητας του μονωτήρα (καουτσούκ-μέταλλο) κάτω από την επίδραση κατακόρυφου φορτίου.

A = Το εμβαδόν διατομής του μονωτήρα (των μεταλλικών ελασμάτων).

Σt_r = Το συνολικό πάχος του καουτσούκ.

Η τιμή του E_C δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$E_C = P * t_r / A_{rubber} * \Delta_c \quad (3.12)$$

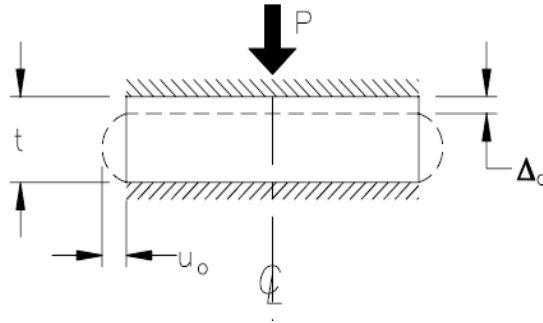
Όπου σύμφωνα με την παρακάτω Εικόνα 3.10

P = Κατακόρυφο φορτίο.

t_r = Πάχος μιας στρώσης ελαστικού.

A_{rubber} = Εμβαδόν επιφάνειας ελαστικού.

Δ_c = Κατακόρυφη μετακίνηση.



Εικόνα 3.10 Ιδιότητες μιας στρώσης ελαστομερούς [30]

Η τιμή του E_c για ένα απλό στρώμα από καουτσούκ εξαρτάται από τον παράγοντα S που ορίζεται από την παρακάτω σχέση (3.13).

$$S = \frac{\text{Εμβαδόν επιφανείας όπου εφαρμόζεται το κατακόρυφο φορτίο}}{\text{Συνολική παράπλευρη επιφάνεια ελαστομερούς που μπορεί να παραμορφωθεί}} \quad (3.13)$$

Για έναν κυκλικό μονωτήρα διαμέτρου Φ η ακτίνας R και πάχους ελαστομερούς t το S ισούται με:

$$S = \frac{\pi * \Phi^2 / 4}{\pi * \Phi * t} = \frac{\pi * \Phi^2 / 4}{\pi * \Phi * t} = \frac{\Phi}{4 * t} = \frac{R}{2 * t} \quad (3.14)$$

Και το μέτρο ελαστικότητας είναι το εξής:

$$E_c = 6 * G * S^2 \quad (3.15)$$

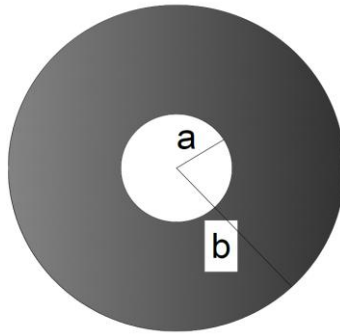
Ενώ για έναν τετράγωνο μονωτήρα με διαστάσεις πλευρών a και πάχος ελαστομερούς t

$$S = \frac{a^2}{4 * a * t} = \frac{a}{4 * t} \quad (3.16)$$

Και το μέτρο συμπίεστικότητας είναι το εξής:

$$E_c = 6.73 * G * S^2 \quad (3.17)$$

Σε μερικές περιπτώσεις οι κυκλικοί μονωτήρες από ελαστομερή, κατασκευάζονται με μια οπή στο κέντρο τους Εικόνα 3.11, τότε το μέτρο συμπίεστικότητας E_c των μονωτήρων αυτών με τις δυο ακτίνες, μια εσωτερική μικρότερη a και μια εξωτερική μεγαλύτερη b είναι:



Εικόνα 3.11 Κυκλικός μονωτήρας με οπή στο κέντρο του

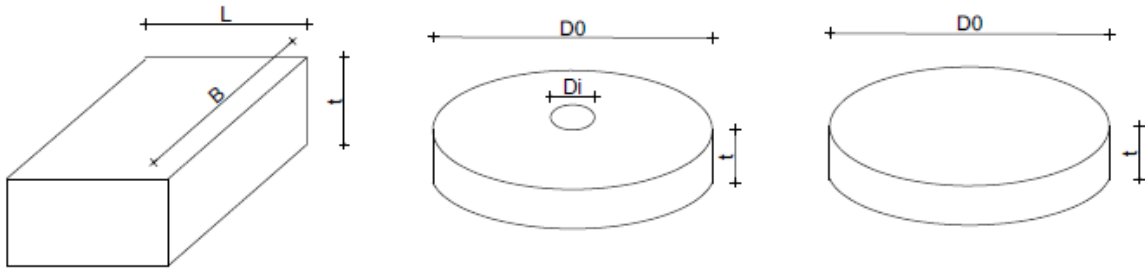
$$E_c = 6.0 * \lambda * G * S^2 \quad (3.18)$$

$$\lambda = \frac{(b^2 + a^2) - [(b^2 - a^2) / \ln(\frac{b}{a})]}{(b - a)^2}$$

Εάν $a/b \xrightarrow{\text{yields}} 0$ επομένως η ακτίνα a τείνει να μηδενιστεί και η οπή να μην υπάρχει τότε $\lambda \xrightarrow{\text{yields}} 1$ και $E_c = 6 * G * S^2$.

Εάν $a/b \xrightarrow{\text{yields}} 1$ τότε $\lambda = 2/3$ και $E_c = 4.0 * G * S^2$ το μέτρο ελαστικότητας λωρίδας απείρου μήκους.

Παρακάτω στην Εικόνα 3.12 συγκεντρώνουμε τους συντελεστές σχήματος S για διάφορους τύπους μονωτήρα.



$$S = B * L / 2 * (B + L) * t$$

$$S = D_0 - D_i / 4 * t$$

$$S = D_0 / 4 * t$$

Εικόνα 3.12 Συντελεστής σχήματος S για διάφορους τύπους μονωτήρα

Ο μονωτήρας κάτω από την επίδραση μόνιμης θλιπτικής δύναμης προβάλλει αντίσταση από τα ενσωματωμένα φύλλα χάλυβα, και έτσι παράγεται μια διαμητική παραμόρφωση στο λάστιχο του μονωτήρα η οποία δηλώνεται ως γ_c και φαίνεται στην παρακάτω Εικόνα 3.13.

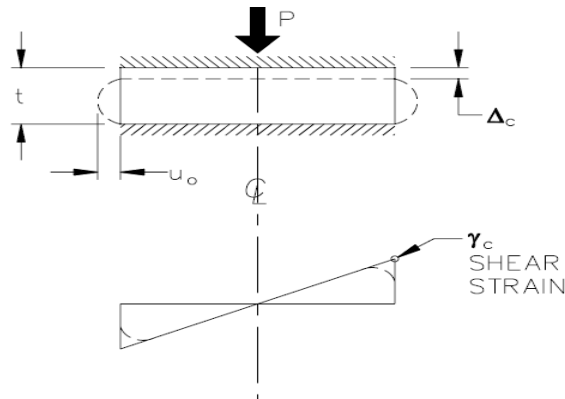
Αν η ονομαστική κατακόρυφη – παραμόρφωση που αναπτύσσεται σε καθένα από τα τμήματα του ελαστομερούς κάτω από την επίδραση κατακόρυφων φορτίων είναι ϵ_c τότε.

$$\epsilon_c = \Delta / \Sigma t_r \quad (3.19)$$

Όπου

Δ = Είναι η κατακόρυφη μετακίνηση

Σt_r = Το συνολικό πάχος του ελαστικού



Εικόνα 3.13 Διατμητική παραμόρφωση μονωτήρα κάτω υπό την επίδραση θλιπτικού φορτίου [30]

Όταν ο συντελεστής σχήματος S γίνεται μεγαλύτερος, η επίδραση της συμπίεσότητας του ελαστικού γίνεται σημαντική.

Το μέτρο συμπίεσότητας E_c' θεωρώντας ασυμπίεστη συμπεριφορά συνδέεται με το μέτρο συμπίεσότητας E_c μέσω του συντελεστή μάζας K με την παρακάτω σχέση:

$$1/E_c = 1/E_c' + 1/K \quad \text{η οποία γίνεται.} \quad (3.20)$$

$$E_c = E_c' * K / E_c' + K \quad \text{Όπου } K = E/3 * (1 - 2 * \nu) \text{ συντελεστής μάζας.}$$

Όπου

E = Μέτρο ελαστικότητας υλικού young

ν = Λόγος poisson

Ο συντελεστής μάζας για το υπόψιν ελαστικό υλικό διαφέρει από 1000 mpa 2500 mpa και για κυκλικό μονωτήρα $E_c' = 6 * G * S^2$, έτσι το E_c γίνεται:

$$E_c = 6 * G * S^2 * K / (6 * G * S^2 + K) = 6 * G * S^2 * (1 / (1 + 6 * G * S^2 / K)) \quad (3.21)$$

Όταν το S είναι μικρό τότε το E_c γίνεται

$$E_c = 6 * G * S^2 * (1 - 6 * G * S^2 / K) \quad (3.22)$$

Στον παρακάτω πίνακα 3.1 δίνεται το μετρό συμπίεσης E_c ελαστομεταλλικών μονωτήρων διαφόρων σχημάτων.

Parameter	Compression Modulus for Incompress. Material E_c	Compression Modulus for Compressible Material E_c'	Compression Modulus for Compressible Material and Large Bulk Modulus E_c'	Shear Strain for Incompress. Material γ_c	Maximum Compressive Stress for Incompress. Material P_{max}
Strip bearing, pressure solution ¹	$4GS^2$	Infinite series solution (see Stanton and Roeder, 1982; Kartoum, 1987)	NA	$4.5S\varepsilon_c = 1.1 \frac{P}{AGS}$	$1.5 \frac{P}{A}$
Square bearing, pressure solution	$6.75GS^2$	Infinite series solution (see Stanton and Roeder, 1982; Kartoum, 1987)	NA	$5.1S\varepsilon_c = 0.76 \frac{P}{AGS}$	$2.1 \frac{P}{A}$
Circular bearing, pressure solution	$6GS^2$	Bessel function solution (see Chalhoub and Kelly, 1990; Constantinou et al., 1992)	$(\frac{1}{6GS^2} + \frac{4}{3K})^{-1}$	$6S\varepsilon_c = \frac{P}{AGS}$	$2 \frac{P}{A}$
Circular hollow bearing, pressure solution ²	$6GS^2F$	Bessel function solution (see Constantinou et al., 1992)	$(\frac{1}{6GS^2F} + \frac{4}{3K})^{-1}$	$6S\varepsilon_c f$	NA
Strip bearing, Gent/Lindley Solution	$\frac{4}{3}E(1 + \bar{k}S^2)$	NA	$(\frac{3}{4E(1 + \bar{k}S^2)} + \frac{1}{K})^{-1}$	$6S\varepsilon_c$	$1.5 \frac{P}{A}$
Circular bearing, Gent/Lindley solution	$E(1 + 2\bar{k}S^2)$	NA	$(\frac{1}{E(1 + 2\bar{k}S^2)} + \frac{1}{K})^{-1}$	$6S\varepsilon_c$	$2 \frac{P}{A}$

$$1. \varepsilon_c = \frac{P}{AE_c}, 2. F = \frac{(\frac{D_o}{D_i})^2 + 1}{(\frac{D_o}{D_i} - 1)^2} + \frac{1 + \frac{D_o}{D_i}}{(1 - \frac{D_o}{D_i}) \ln(\frac{D_o}{D_i})}, 3. f = \frac{(\frac{D_o}{D_i})^2 - \ln(\frac{D_o}{D_i})^2 - 1}{(\frac{D_o}{D_i} - 1) \ln(\frac{D_o}{D_i})^2} \approx 1.0 + 0.13(\frac{D_o}{D_i}),$$

Πίνακας 3.1 Μετρό συμπίεσης ελαστομεταλλικών μονωτήρων [30]

3.3.2 Στροφή ελαστομεταλλικών μονωτήρων [30]

Στεπτικές καταπονήσεις γενικά δεν επιτρέπονται σε κατασκευές με σεισμική μόνωση, και γενικά πρέπει να είναι πολύ μικρές. Η στροφή που θα μπορούσε να προξενήσει στρεπτική καταπόνηση σε ένα μονωτήρα υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\Phi = 12 * e * D / b^2 + d^2 \quad (3.23)$$

όπου e είναι η εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης και του κέντρου μάζας της κατασκευής, D είναι η μετακίνηση του συστήματος μόνωσης στο κέντρο δυσκαμψίας του και b, d είναι οι οριζόντιες διαστάσεις της κατασκευής.

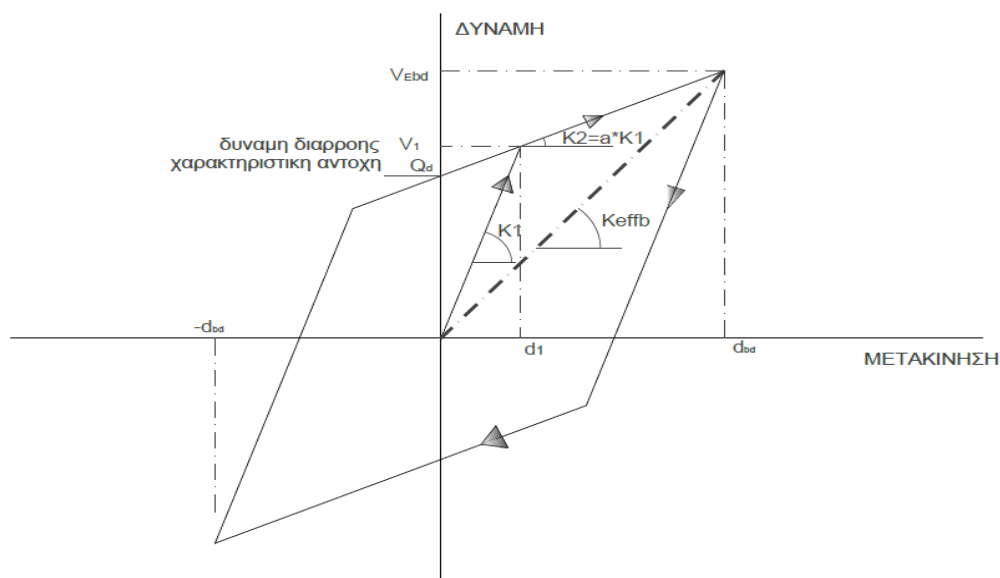
Η μέγιστη διατμητική τάση για στροφή ενός κυκλικού μονωτήρα είναι:

$$\gamma = \Phi * (r/h)$$

όπου r είναι η ακτίνα του κυκλικού μονωτήρα και h είναι το ύψος του μονωτήρα. Σε γενικές γραμμές ο έλεγχος αυτός μπορεί να αποφευχθεί.

3.4 Διγραμμικά μοντέλα μονωτήρων [1]

Στην πραγματικότητα όλα τα μοντέλα των μονωτήρων προσομοιώνονται με διγραμμικό μοντέλο βασισμένο σε τρεις μεταβλητές K_1, K_2, Q_d όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα 3.14.



Εικόνα 3.14 Διγραμμικό μοντέλο ανάλυσης

Η ελαστική δυσκαμψία K_1 είτε προσδιορίζεται από τον διαθέσιμο υστερητικό βρόχο του παραπάνω σχήματος **κατόπιν των δοκίμων που πραγματοποιούνται για τους ελαστομεταλλικούς μονωτήρες σύμφωνα με τα κανονιστικά πλαίσια της FEMA ,EN 15129 ή ως πολλαπλάσιο του K_2 . Εικόνα 3.14**

Η χαρακτηριστική δύναμη Q_d εκτιμάται από τον υστερητικό βρόχο για τους ελαστομεταλλικούς μονωτήρες, **ενώ για τους μονωτήρες με τον πυρήνα μολύβδου εκτιμάται από το όριο διαρροής του μολύβδου, και για τους μονωτήρες ολίσθησης από τον συντελεστή τριβής του μονωτήρα και το φορτίο που αυτός μεταφέρει.**

Η δυσκαμψία K_2 εκτιμάται με ακρίβεια και για τους τρεις τύπους των μονωτήρων.

Η ισοδύναμη δυσκαμψία υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$K_{eff} = K_2 + Q/D \text{ για } D \geq D_y \quad (3.24)$$

$$\text{Όπου } D_y = Q/(K_1 - K_2) \quad (3.25)$$

$$\text{Ενώ το εμβαδόν του υστερητικού βρόχου είναι } W_D = 4 * Q * (D - D_y) \quad (3.26)$$

$$\text{Η ισοδύναμη απόσβεση είναι } \beta_{eff} = \frac{4 * Q(D - D_y)}{(2 * \pi * K_{eff} * D^2)} \quad (3.27)$$

Η ισοδύναμη απόσβεση μπορεί να εκφραστεί με δυο αδιάσειστους αριθμούς

$$y = D/D_y$$

Όπου y είναι η αδιάσειστη μετακίνηση

$$\text{Και } a = Q/K_2 * D_y \text{ είναι η αδιάσειστη δύναμη}$$

Ενώ η ισοδύναμη απόσβεση γίνεται

$$\beta_{eff} = \frac{2 * \alpha * (y - 1)}{(\pi * (y + a) * y)} \text{ για } y \geq 1$$

Η μέγιστη τιμή της απόσβεσης συμβαίνει για $y = 1 + (1 + \alpha)^2$

Όπου

$$\beta_{max} = \frac{2 * a}{(\pi * 2 * (1 + \alpha)^{1/2} + (2 + a))} \quad (3.28)$$

$$\text{Όπου } a = (K_1 - K_2)/K_2$$

Από αυτό καταλαβαίνουμε ότι η μέγιστη τιμή της ισοδύναμης απόσβεσης εξαρτάται μόνο από τον λόγο K_1/K_2 .

Η δεύτερη κλίση K_2 είναι εύκολο να προσδιοριστεί για οποιοδήποτε τύπο μονωτήρα αλλά η πρώτη κλίση K_1 υπολογίζεται κατά προσέγγιση. Όταν η χαρακτηριστική δύναμη Q υπολογιστεί με ακρίβεια, η χαρακτηριστική τιμή K_1 δεν έχει καμιά επίδραση στην ισοδύναμη δυσκαμψία K_{eff} αλλά επηρεάζει δυναμικά την ισοδύναμη αποσβεση β_{max} .

Παράδειγμα

Σαν παράδειγμα έχουμε ένα σύστημα μόνωσης με το ίδιο Q και K_2 αλλά με διαφορετικό K_1

Πχ $K_1^1 = 3 * K_2$ και $K_1^2 = 51 * K_2$ με $Q = 44.5 \text{ kn}$ και $K_2 = 350 \text{ kn/m}$ τότε

$$D_y^1 = \frac{Q}{(K_1^1 - K_2)} = \frac{44.5}{(3 * K_2 - K_2)} = 0.0635 \text{ m με}$$

$$\alpha = \frac{Q}{K_2 * D_y} = \frac{44.5}{350 * 0.0635} = 2$$

$$D_y^2 = \frac{Q}{(K_1^2 - K_2)} = \frac{44.5}{(51 * K_2 - K_2)} = 0.0025 \text{ m με}$$

$$\alpha = \frac{Q}{K_2 * D_y} = \frac{44.5}{350 * 0.0025} = 50.86$$

Η μέγιστη τιμή β_{max} και η μετακίνηση στην οποία συμβαίνει είναι οι εξής παρακάτω.

- $K_1^1 = 3 * K_2, \alpha = 2$

$$\beta_{max} = \frac{2 * a}{(\pi * 2 * (1 + a)^{\frac{1}{2}} + (2 + a))} = 0.268$$

$$y = 1 + (1 + \alpha)^{1/2} = 2.73$$

$$D = y * D_y^1 = 0.173 \text{ m}$$

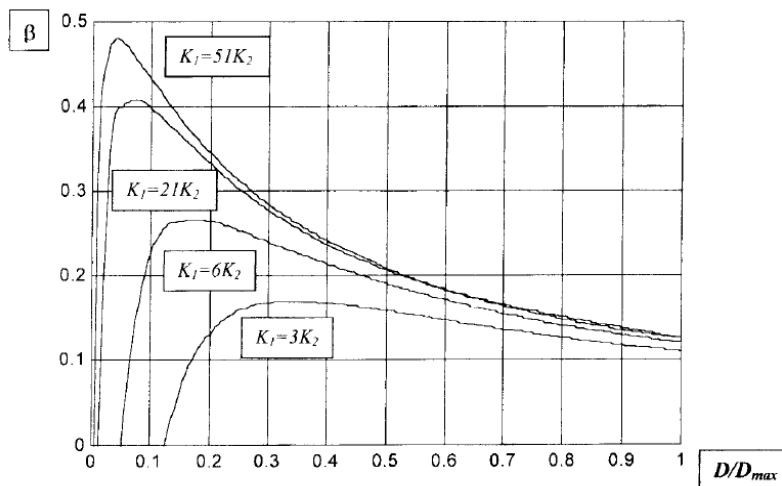
- $K_1^2 = 51 * K_2 \quad \alpha = 50.86$

$$\beta_{max} = \frac{2 * a}{(\pi * 2 * (1 + a)^{\frac{1}{2}} + (2 + a))} = 1.04$$

$$y = 1 + (1 + \alpha)^{1/2} = 8.20$$

$$D = y * D_y^2 = 0.02 \text{ m}$$

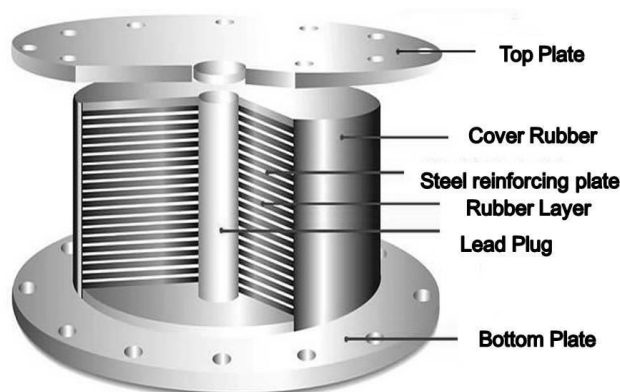
Η διακύμανση του β με το D φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα Εικόνα 3.15 και δείχνει ότι η απόσβεση σε μικρές μετακινήσεις, μπορεί να είναι πολύ υψηλή εάν, το K_1 επιλεγεί να είναι μεγάλο.



Εικόνα 3.15 Σχέση μεταξύ απόσβεσης μετακίνησης [1]

Όλες επίσης οι αποσβέσεις συγκλίνουν στο ίδιο σημείο για μεγάλες μετακινήσεις ανεξάρτητα από την αρχική επιλογή του K_1 .

3.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά ελαστομεταλλικών μονωτήρων με κύλινδρο από πυρήνα μολύβδου [1] [17]



Εικόνα 3.16 Μονωτήρες από μολύβδο (LRB) [31]

Κατασκευάζονται με έναν κυλινδρικό πυρήνα μολύβδου στο κέντρο όπως φαίνεται στην παραπάνω Εικόνα 3.16 και περιμετρικά από φύλλα χάλυβα που εναλλάσσονται από ελαστικό υψηλής απόσβεσης.

Καθώς ο μονωτήρας παραμορφώνεται, δημιουργείται θερμανση είτε από την τριβή του πυρήνα μολύβδου, είτε από το ελαστικό υψηλής απόσβεσης και με αυτόν τον τρόπο πραγματοποιείται

κατανάλωσης ενέργειας κινητικής, που μέσω των μονωτήρων μετατρέπεται σε θερμότητα. Με την απόσβεση που έχει ο μονωτήρας μειώνεται επίσης η ταλάντωση του κτιρίου.

Οι ελαστομεταλλικοί μονωτήρες με πυρήνα μολύβδου πάντοτε προσομοιώνονται διαγράμμικα με τα βασικά τους χαρακτηριστικά να περιγράφονται με τρεις παράγοντες $K_1, K_2, Q = Q_d$, όπως φαίνεται στην παραπάνω εικόνα 3.14. Η ελαστική δυσκαμψία K_1 είναι δύσκολο να μετρηθεί και λαμβάνεται εμπειρικά ως πολλαπλάσια της K_2 η οποία με ακρίβεια μπορεί να υπολογιστεί γνωρίζοντας το μετρό διάτμησης G του ελαστικού.

Η χαρακτηριστική δύναμη Q_d είναι η τιμή εκείνη που προκύπτει από την προέκταση του δευτέρου κλάδου του διαγραμμικού διαγράμματος με τον κατακόρυφο άξονα της δύναμης, και πάντα προκύπτει από την δύναμη που προξενεί διαρροή στον πυρήνα μολύβδου.

Η ισοδύναμη δυσκαμψία K_{eff} προκύπτει από τον παρακάτω τύπο

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad \mu\epsilon \quad D > D_y \quad (3.29)$$

Όπου

D_y Είναι η μετακίνηση διαρροής

Η συχνότητα ω δίνεται ως εξής.

$$\omega = \sqrt{\frac{K_{eff} * g}{W}} = \sqrt{\omega_0^2 + \mu * \frac{g}{D}} \quad \text{οπου} \quad \omega_0^2 = \sqrt{\frac{K_2 * g}{W}} \quad \text{και} \quad \mu = \frac{Q}{W}$$

Και η περίοδος T είναι $T = 2 * \pi / \omega = 2 * \pi / \sqrt{\omega_0^2 + \mu * \frac{g}{D}}$ (3.30)

Η ισοδύναμη απόσβεση για $D > D_y$ είναι:

$$\beta_{eff} = \frac{\text{εμβ. βροχου}}{(2 * \pi * K_{eff} * D^2)} = \frac{4 * Q * (D - D_y)}{(2 * \pi * K_{eff} * D^2)} \quad (3.31)$$

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

Ως βασικό κανόνα για μονωτήρες με πυρήνα μολύβδου παίρνουμε $K_1 = 10 * K_2$

$$\text{Και} \quad D_y = \frac{Q}{9 * K_2}$$

$$\text{Οπότε} \quad \beta_{eff} = \frac{4 * Q * (D - \frac{Q}{9 * K_2})}{(2 * \pi * D * (D * K_2 + Q))} \quad (3.32)$$

Υπάρχει περιορισμός όσον αφορά την διάμετρο του πυρήνα μόλυβδου σε σχέση με την συνολική διάμετρο του μονωτήρα που δίνετε από την παρακάτω σχέση σύμφωνα με τον James Kelly [1].

$$D_{lead} \geq D_{isolator}/6 \quad (3.32.1)$$

3.6 Εφαρμογή διαγραμματικού μοντέλου[1]

Ο μελετητής ξεκινάει δίνοντας υποθετικές τιμές στην περίοδο T και την απόσβεση β, και έχοντας τον συντελεστή s_{M1} από την τοποθεσία της κατασκευής μπορεί να προσδιορίσει την μετακίνηση σχεδιασμού D_M .

$$D_M = (g/4 * \pi^2) * (s_{M1} * T_M/B_M)$$

Θεωρώντας τις ποσότητες T, β, D_M δεδομένες, μπορούμε να υπολογίσουμε τις παραμέτρους K_2 και Q γνωρίζοντας την περίοδο T.

Από την περίοδο T μπορούμε να υπολογίσουμε την ισοδύναμη δυσκαμψία K_{eff}

$$K_{eff} = W * (2 * \pi)^2 / g * T^2$$

Μετά από την σχέση 3.31 και επιλύοντας ως προς W_D

$$\beta_{eff} = W_D / (2 * \pi * K_{eff} * D^2) \rightarrow W_D = \beta_{eff} * (2 * \pi * K_{eff} * D^2)$$

Και αντικαθιστώντας το W_D με $W_D = 4 * Q * (D - D_y)$ έχουμε

$$4 * Q * (D - D_y) = \beta_{eff} * (2 * \pi * K_{eff} * D^2)$$

και θεωρώντας το $D_y = 0$ υπολογίζουμε το Q.

$$Q = \pi * K_{eff} * D * \beta_{eff} / 2$$

Μετά υπολογίζουμε το K_2 από την παρακάτω σχέση

$$K_2 = K_{eff} - Q/D \text{ και επανερχόμενος στην πιο πάνω σχέση}$$

$$4 * Q * (D - D_y) = \beta_{eff} * (2 * \pi * K_{eff} * D^2) \text{ υπολογίζουμε το } D_y \text{ με όλα πλέον γνωστά.}$$

Με γνωστό το D_y ξαναυπολογίζω και προσεγγίζω καλύτερα το Q, K_2 και κατά συνέπεια γίνεται ο σχεδιασμός του συστήματος μόνωσης με μεγαλύτερη ακρίβεια.

3.7 Λυγισμός μονωτήρων και έλεγχος ευστάθειας [1]

Τα ελαστομεταλλικά εφένδρανα, είναι πολύ ευαίσθητα σε φαινόμενα λυγισμού σε οριζόντια μετακίνηση, και κάτω υπό την επίδραση κατακόρυφων φορτίων.

Η μέθοδος ανάλυση θεωρεί τον μονωτήρα σαν ένα υποστύλωμα ύψους h και με εμβαδόν διατομής A , με προσδιορισμένη την διατμητική αντίσταση σε κάθε μονάδα μήκους.

$P_S = G * A_S$ όπου A_S είναι η ισοδύναμη επιφάνεια διάτμησης που δίνεται από τον παρακάτω τύπο.

$$A_S = A * h / \Sigma t_r \quad (3.33)$$

Όπου

h = Το συνολικό ύψος του μονωτήρα χωρίς τις δυο φλάντζες κορυφής και βάσης.

A = Εμβαδόν διατομής.

Σt_r = Το συνολικό πάχος του ελαστικού.

Η αύξηση της επιφάνεια της διατομής του ελαστομερούς από A σε A_S γίνεται για να λάβουμε υπόψιν μας την συμβολή των φύλλων χάλυβα στην αντίσταση που παρουσιάζει ο μονωτήρας στην παραμόρφωση.

Η καμπτική δυσκαμψία του μονωτήρα ονομάζεται $E * I_S$

$$E * I_S = E_b * I = E_C * I / 3 * h / \Sigma t_r$$

Όπου

E_C = Μέτρο συμπίεσης.

I = Ροπή αδρανείας της διατομής A .

E_b = Καμπτικό μέτρο ελαστικότητας ελαστικού.

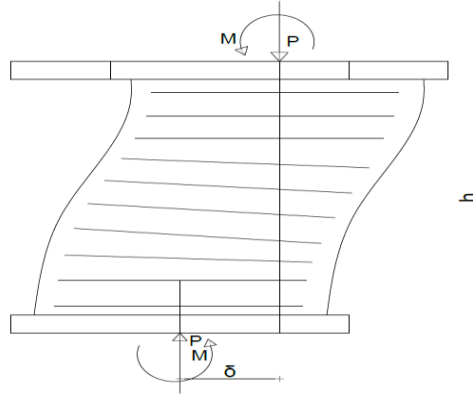
Ενώ η οριζόντια δυσκαμψία γίνεται $K_H = G * A_S / h$.

Ο λυγιστός κατά Euler για ένα υποστύλωμα χωρίς διατμητική παραμόρφωση είναι:

$$P_E = \pi * E * I_S / h^2 \quad (3.34)$$

Όπου I_S = ροπή αδρανείας επιφάνειας A_S

Η πραγματική κατάσταση του μονωτήρα φαίνεται στην παρακάτω εικόνα 3.17.



Εικόνα 3.17 Λυγισμός μονωτήρα

Ο μονωτήρας είναι παγιδευμένος έναντι στροφής στο πάνω και το κάτω άκρο του εξαιτίας του ισχυρού διαφράγματος και της μεγάλης κατακόρυφης δυσκαμψίας του και είναι ελεύθερος να κινηθεί στις δυο πλευρές του, το κρίσιμο φορτίο λυγισμού P_{cri} είναι:

$$P_{cri} = \frac{(-P_s + \sqrt{P_s^2 + 4 * P_s * P_E})}{2} \quad (3.35)$$

$$\text{Με } P_s \approx G * A_s = G * A * h/t_r$$

$$P_E = 1/3 * \left(6 * G * S^2 * I * \pi^2/h^2\right) = G * A * \left(2 * \pi^2 * S^2 * I/A\right) \quad (3.36)$$

Για τους περισσοτέρους τύπους μονωτήρων όπου $S \geq 5$ $P_E \gg P_s$ και το κρίσιμο φορτίο γίνεται $P_{cri} = (P_E * P_s)^{0.5}$ (3.37)

Γνωρίζοντας τα P_s, P_E και αντικαθιστώντας αυτές τις τιμές στον παραπάνω τύπο έχουμε για το κρίσιμο φορτίο.

$$P_s = G * A * h/t_r \quad P_E = 1/3 * \left(\pi^2/h^2\right) * E_c * I * h/\Sigma t_r$$

$$P_{cri} = (G * A * h/\Sigma t_r)^{0.5} * \left(\pi^2/h^2 * \left(\frac{1}{3}\right) * 6 * G * S^2 * A * r^2 * h/\Sigma t_r\right)^{0.5}$$

$$P_{cri} = \sqrt{2} * \pi * G * A * S * r / \Sigma t_r \quad (3.38)$$

Όπου r είναι η ακτίνα αδρανείας $r = \sqrt{I/A}$ και είναι $r = a/2 * \sqrt{3}$ για ένα τετράγωνο μονωτήρα με διάσταση πλευράς a και $r = \Phi/4$ για κυκλικό μονωτήρα με διάμετρο Φ .

Επίσης η κρίσιμη πίεση p_{cr} είναι $p_{cri} = P_{cri}/A$ μπορεί να εκφραστεί σε όρους S και S_2 .

Ο συντελεστής S_2 ορίζεται ως ο λόγος της διαμέτρου Φ του μονωτήρα με το συνολικό πάχος του ελαστικού $S_2 = \Phi/\Sigma t_r$ ή $a/\Sigma t_r$ για τετράγωνο μονωτήρα διάστασης a .

Η κρίσιμη τάση διαμορφώνεται από την παρακάτω σχέση.

$$p_{crit}/G = \pi * S * S_2 / (2 * \sqrt{2}) \quad \text{για κυκλικό μονωτήρα} \quad (3.39)$$

$$p_{crit}/G = \pi * S * S_2 / \sqrt{6} \quad \text{για τετράγωνο μονωτήρα} \quad (3.40)$$

Εάν το φορτίο που μεταφέρει ένας μονωτήρας είναι W και είναι μικρότερο από το κρίσιμο φορτίο P_{cri} αμελούμε την επίδραση του κατακόρυφου φορτίου στην οριζόντια δυσκαμψία του μονωτήρα.

Η οριζόντια δυσκαμψία του μονωτήρα σχετίζεται με την ιδιοσυχνότητα του μονωτήρα με την παρακάτω σχέση.

$$\omega_H^2 = (K_H/W) * g \quad (3.41)$$

Και ο συντελεστής ασφάλειας γίνεται

$$SF = \sqrt{2} * \pi * S * \omega_H^2 * r / g = P_{crit}/W \geq 1 \quad (3.42)$$

Έτσι έχοντας το ασκούμενο φορτίο μπορώ να υπολογίσω τις διαστάσεις του μονωτήρα από την ακτίνα r .

$$r = 2 * \sqrt{\pi} * \sqrt{(W/p)} \quad \text{για κυκλικούς μονωτήρες}$$

$$r = 2 * \sqrt{3}^{-1} * \sqrt{(W/p)} \quad \text{για τετράγωνους μονωτήρες}$$

$$p = W/A$$

3.8 Λυγισμός μονωτήρων κάτω υπό την επίδραση μεγάλων φορτίων [1,32]

Όταν το φορτίο που μεταφέρει ένας μονωτήρας είναι κοντά στο κρίσιμο φορτίο, η οριζόντια δυσκαμψία του μονωτήρα μειώνεται, και η μείωση αυτή υπολογίζεται με την ίδια ελαστική ανάλυση που δίνεται από την παρακάτω σχέση.

$$K_H = G * A_S / h * [1 - (P/P_{cri})^2] \quad (3.43)$$

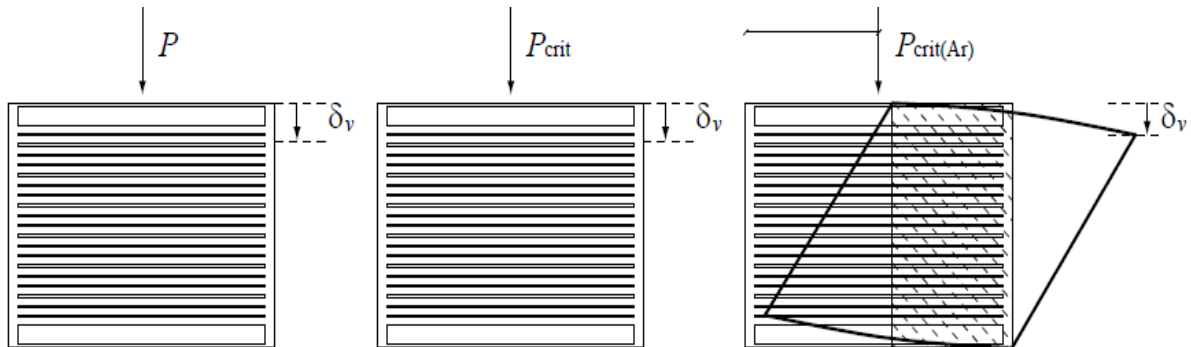
Η κατακόρυφη μετακίνηση δ_v της κορυφής του μονωτήρα, που μεταφέρει το κατακόρυφο φορτίο P που μετατίθεται κατά την οριζόντια απόσταση D , δίνεται από τον παρακάτω τύπο.

$$\delta_v = ((P_S + P)/P_E) * (D^2/h) \quad (3.44)$$

Στις περισσότερες περιπτώσεις $P \gg P_S$ και έτσι η παρακάτω σχέση γίνεται.

$$\delta_v = \left(P/P_{crit} \right) * \sqrt{\left(P_S/P_E \right)} * (D^2/h) \quad (3.45)$$

$$\text{μέ} \left(P_S/P_E \right) = A * h * h/2 * \pi^2 * I * S^2 \quad (3.46)$$



Εικόνα 3.18 Λυγισμός υπό την επίδραση μεγάλων φορτίων [32]

Παρατηρούμε ότι κάτω από την επίδραση αυξημένου φορτίου για $0 \leq P \leq P_{crit}$, και καθώς το φορτίο αυξάνεται μέχρι να φτάσει την τιμή του P_{crit} , η οριζόντια μετακίνηση δ_h αρχίζει να εξελίσσεται, και να αυξάνεται και το φορτίο υπολογίζεται τότε για την ισοδύναμη μειωμένη περιοχή A_r .

3.9 Ισορροπία έναντι οριζόντιας μετακίνησης [1]

Μέχρι τώρα εξετάσαμε το μέγιστο επιτρεπόμενο κρίσιμο κατακόρυφο φορτίο, που καθιστά τον μονωτήρα μη λειτουργικό, αλλά δεν έχουν δοθεί πληροφορίες για την ισορροπία του μονωτήρα στην νέα θέση μαζί με την μείωση της οριζόντιας δυσκαμψίας της.

Η νέα θέση ισορροπίας είναι πολύ σημαντική διότι μπορεί να συνδυαστεί την ίδια στιγμή με την μέγιστη οριζόντια μετακίνηση με αποτέλεσμα να χάσει την ισορροπία του ο μονωτήρας.

Για την κατάσταση απαιτείται να γίνει μη γραμμική ανάλυση κάτω από τον συνδυασμό κρίσιμου φορτίου και μέγιστης μετακίνησης.

Σύμφωνα με τον Kelly[1] υπάρχουν **δύο βασικές υποθέσεις που μπορούν να γίνουν για την προσεγγιστική αντιμετώπιση αυτής της κατάστασης.**

Στην πρώτη υπόθεση η κρίσιμη μετακίνηση συμβαίνει όταν ο μονωτήρας έχει εξαντλήσει την οριζόντια δυσκαμψία του. Σε αυτήν την κατάσταση η τάση από το κατακόρυφο φορτίο που

εφαρμόζεται στον μονωτήρα υπολογίζεται από το αξονικό φορτίο διαιρεμένο με την μειωμένη επιφάνεια A_r . Η τάση αυτή φτάνει την κρίσιμη τάση p_{crit} (3.39), (3.40) που αναφερθηκε παραπάνω.

Στην δεύτερη υπόθεση η επιφάνεια A στην έκφραση (3.38) για το κρίσιμο φορτίο στην παραμόρφωμένη κατάσταση αντικαθίσταται από την μειωμένη επιφάνεια A_r . Η υπόθεση αυτή είναι πιο πιθανή καθώς η συγκέντρωση της κατακόρυφης τάσης που ωφείλεται στην μετακίνηση, καθώς μειώνεται η ενεργός επιφάνεια του ελαστομερούς A_r , δεν επηρεάζει την καμπτική αντίσταση της διατομής αλλά την αντοχή σε διάτμηση.

Για ένα τετράγωνο μονωτήρα διάστασης B η μειωμένη επιφάνεια A_r δίνεται από την παρακάτω σχέση.

$$A_r = B * (B - D) \quad \text{οπού } D \text{ η οριζόντια μετακίνηση του μονωτήρα}$$

Αν θεωρήσουμε ότι η πρώτη υπόθεση είναι σωστή τότε η κρίσιμη οριζόντια μετακίνηση D_{crit} κάτω από φορτίο P δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$P = p_{crit} * A_r = \pi * G * S * S_2 / \sqrt{6} * (B * (B - D_{crit})) \quad (3.47)$$

Και από κει προκύπτει ότι

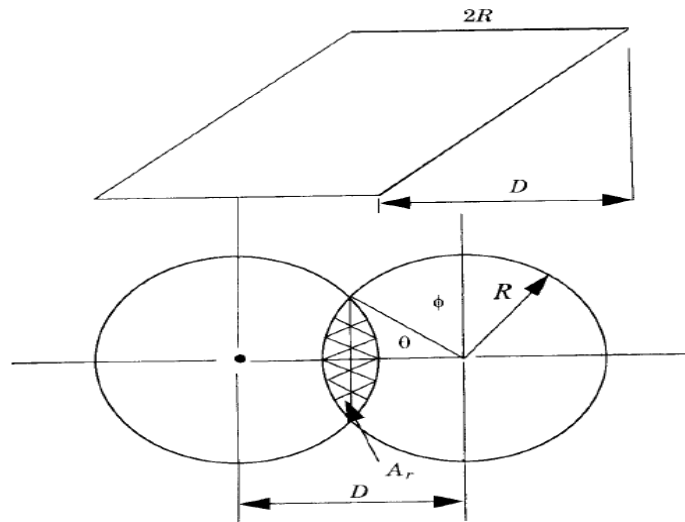
$$D_{crit} = B - P / \left(\frac{\pi}{\sqrt{6}} \right) * G * S * S_2 * B$$

$$D_{crit}/B = 1 - P / \left(\frac{\pi}{\sqrt{6}} \right) * G * S * S_2 * B = 1 - P/P_{crit} \quad \alpha\rho\alpha \quad D_{crit}/B = 1 - P/P_{crit} \quad (3.48)$$

Αν θεωρήσουμε ότι η δεύτερη υπόθεση είναι σωστή

$$P = \sqrt{G * A_r * \pi^2 * (E * I)_{eff} / \Sigma t_r^2} = (A_r/A)^{0.5} * P_{crit} \quad (3.49)$$

$$A_r/A = (P/P_{crit})^2 \Rightarrow B * (B - D_{crit}) / B^2 = (P/P_{crit})^2 \Rightarrow D_{crit}/B = 1 - (P/P_{crit})^2 \quad (3.50)$$



Εικόνα 3.19 Κρίσιμη επιφάνεια A_r κατω υπο την επιδραση οριζόντιας μετακίνησης [1]

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι και για τις δυο υποθέσεις τα αποτελέσματα είναι τα ίδια για P κοντά στο P_{crit} αλλά διαφέρουν για $P \leq P_{crit}$.

Η επιφάνεια A_r και η μετακίνηση D όπως προκύπτει από την παρακάτω Εικόνα 3.19 με δεδομένα την γωνιά θ και Φ αλλά και την ακτίνα R του κυκλικού μονωτήρα είναι:

$$D = 2 * R * \cos(\theta) \text{ και}$$

$$A_r = 2 * R^2 * (\theta - \sin(\theta) * \cos(\theta)) \quad (3.51)$$

$d = D/2 * R$ ενώ από τον παρακάτω πίνακα 3.2 μπορεί να εκτιμηθεί η γωνιά θ και από εκεί το A_r .

d	θ rads	a	a_a^{1a}	a_a^{2a}	p
0.10	1.471	0.873	0.873		0.934
0.20	1.369	0.747	0.747		0.864
0.30	1.266	0.624	0.624		0.790
0.40	1.159	0.505	0.505		0.710
0.50	1.047	0.391	0.391		0.625
0.60	0.927	0.285	0.284		0.534
0.70	0.795	0.188	0.0187		0.434
0.80	0.644	0.1044	0.1005	0.1074	0.323
0.85	0.555	0.0683		0.0697	0.261
0.90	0.451	0.0374		0.0380	0.193
0.95	0.318	0.0136		0.0134	0.117

^aNote: $a_a^1 = 1 - (4d/\pi) + (2/3\pi) d^3 + (d^5/10\pi)$ and $a_a^2 = (8\sqrt{2}/3\pi) (1 - d)^{3/2}$.

Πίνακας 3.2 Σχέση d με γωνιά θ [1]

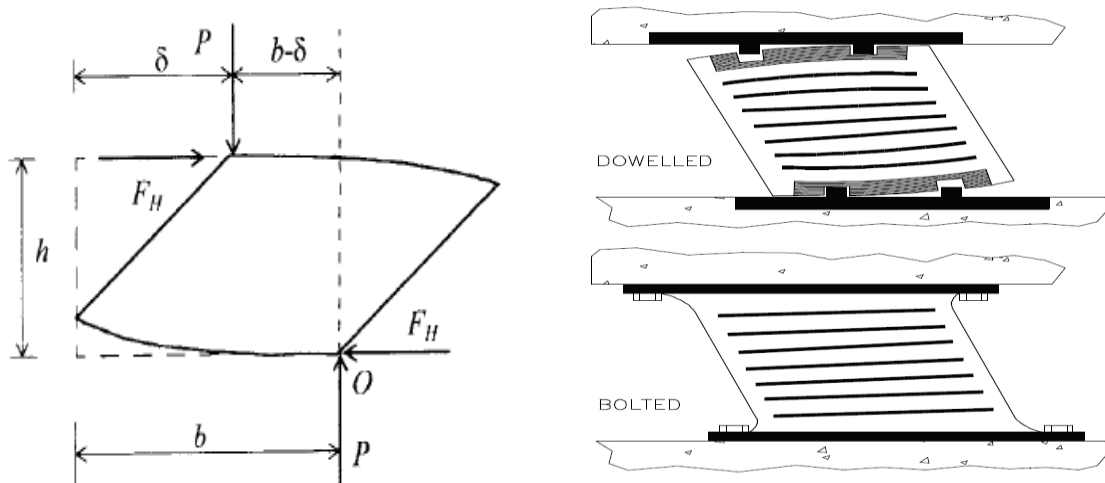
3.10 Ισορροπία έναντι ανατροπής [1] [33]

Ένας μονωτήρας παρότι θεωρείται σταθερός κάτω υπό την επίδραση φορτίων σχεδιασμού μπορεί να βρεθεί κάτω υπό την επίδραση μιας μορφής αστάθειας, εφόσον συνδέεται με την θεμελίωση, κάτω από τον μονωτήρα, αλλά και με την κατασκευή πάνω από τον μονωτήρα, με πείρους διάτμησης (dowel), και όχι με κοχλίες (bolted) που μπορούν να παραλάβουν και εφελκυστικές φορτίσεις.

Αρχικά οι μελετητές χρησιμοποιούσαν πείρους διάτμησης διότι πίστευαν ότι οι μονωτήρες δεν παραλαμβάνουν εφελκυστικές τάσεις.

Οι μονωτήρες όμως που έχουν συνδέσεις με πείρους μπορούν να αντιμετωπίσουν μια μορφή αστάθειας που συνδέεται με την μετακίνηση πάνω από την οποία ο μονωτήρας θα αποσταθεροποιηθεί και θα αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις στον μονωτήρα με αποτέλεσμα την καταστροφή του.

Η κατάσταση που υπόκειται ο μονωτήρας φαίνεται καθαρά στην παρακάτω εικόνα 3.20



Εικόνα 3.20 Ισορροπία έναντι ανατροπής [1],[33]

Σύμφωνα με τον Kelly[1],[33] Εικόνα 3.20

$$\text{Για να υπάρχει ισορροπία θα πρέπει } P * (b - \delta_{max}) = h * F_H \quad (3.52)$$

Όπου

h = Ύψος μονωτήρα

b = Πλάτος μονωτήρα

δ_{max} = Μέγιστη μετακίνηση

P = Κατακόρυφο φορτίο

$$\text{Παίρνοντας } F_H = K_H * \delta \text{ έχουμε } \delta_{max}/b = P/(P + K_H * h) \quad (3.53)$$

Εάν πάρουμε $K_H = G * A / \Sigma t_r$ και $p = P/A$ έχουμε

$$\delta_{max}/b = 1 / (1 + (G/p) * (h/\Sigma t_r)) \text{ και για τυπικούς μονωτήρες με}$$

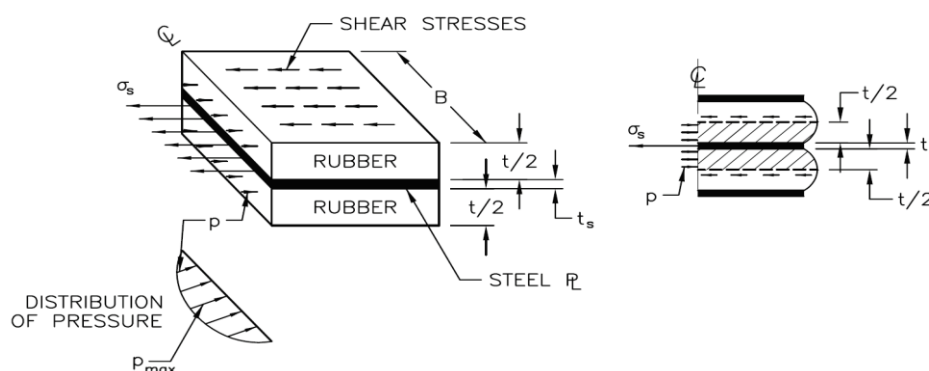
$G = 0.828 \text{ Mpa}$ $p = 6.90 \text{ Mpa}$ και $h = 1.2 * \Sigma t_r$ έχουμε

$$\delta_{max}/b = 0.88 \Rightarrow \delta_{max} = 0.88 * b \quad (3.54)$$

Επομένως εάν η μέγιστη μετακίνηση δ_{max} είναι μικρότερη από το 88% της διάστασης, ενός ελαστομερούς με πείρους διάτμησης μπορούμε να πούμε ότι ο μονωτήρας είναι ασφαλής έναντι αστάθειας. Συντηρητικά θα λέγαμε ότι το ίδιο ισχύει και για τους μονωτήρες με κοχλίες.

3.11 Έλεγχος μεταλλικών ελασμάτων [30]

Οι Αμερικανικοί κανονισμοί AASTHO Standard and LRFD μας παρέχουν εξισώσεις, για τον υπολογισμό του πάχους των μεταλλικών ελασμάτων των μονωτήρων όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα 3.21.



Εικόνα 3.21 Δυνάμεις που ασκούνται στα ελάσματα [30]

Στην παραπάνω εικόνα 3.21 έχουμε απομονώσει ένα στρώμα από μεταλλικό έλασμα ανάμεσα σε δυο στρώματα από ελαστικό πλάτους B. Το τμήμα αυτό φορτίζεται από κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο P, το πάχος του μεταλλικού ελάσματος είναι t_s , και το πάχος καθενός από τα δυο ελαστικά είναι t.

Η τάση που αναπτύσσεται σε καθένα από τα δυο ελαστικά έχει παραβολική μορφή κατά την διάσταση του πλάτους B με μέγιστη τιμή p_{max} ενώ η ορθή τάση που αναπτύσσεται στο μεταλλικό έλασμα είναι σ_s .

Αγνοώντας τις διατμητικές τάσεις που ασκούνται στο έλασμα, και θεωρώντας πολύ συντηρητικά ότι $p = p_{max} = 2 * P / A$ η τάση σ_s είναι:

$$\sigma_s = 2 * t * P / t_s * A \quad (3.55)$$

ενώ το πάχος t_s είναι

$$t_s \geq 3 * t * P / A * F_y \quad (3.56)$$

Όπου F_y είναι η τάση διαρροής του μεταλλικού υλικού

Εφόσον προσδιοριστεί το φορτίο P η παραπάνω εξίσωση μπορεί να γραφτεί

$$t_s \geq 2 * t * P_u / A * (\Phi_t * F_y) \quad (3.57)$$

Όπου

Φ_t = Συντελεστής ασφαλείας της τάσης διαρροής F_y .

P_u = Φορτίο από τον κανονισμό, συνδυασμός φορτίων μονίμων κινητών πολλαπλασιασμένα με συντελεστές ασφαλείας.

Για κυκλικούς μονωτήρες το πάχος των μεταλλικών ελασμάτων προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$t_s \geq 1.65 * t / \left(A * F_y * 1.08 / P_u - 2 \right) \quad (3.58)$$

3.12 Έλεγχοι ελαστομεταλλικών μονωτήρων κατά AASTHO standard και LRFD

3.12.1 Γενικά [33]

Είναι επίσης γνωστό ότι η ανάλυση μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, γίνεται με τα στατικά φορτία βαρύτητας μόνιμα και κινητά, καθώς και για τις σεισμικές δυνάμεις που προκύπτουν από το φάσμα δύο σεισμών τον σεισμό σχεδιασμού DBE και τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE. Για κάθε φόρτιση από τις τρεις παραπάνω παίρνουμε ένα ζευγάρι από τιμές για το πάνω και κάτω όριο των μονωτήρων.

Η αποτίμηση για την επάρκεια των σεισμικών μονωτήρων βασίζεται στους παρακάτω ελέγχους.

- Υπολογισμός της διατμητικής παραμόρφωσης υπό την επίδραση φορτίων λειτουργίας LRFD και σύγκριση με τα επιτρεπόμενα όρια.
- Υπολογισμός του επιτρεπόμενου φορτίου λυγισμού και σύγκριση με τα φορτία λειτουργίας LRFD

- Υπολογισμός της μέγιστης μετακίνησης που μπορεί να κάνει ο μονωτήρα και σύγκριση με την απαίτηση.
- Υπολογισμός του πάχους των μεταλλικών φύλλων με τα φορτία λειτουργίας LRFD.
- Υπολογισμός του πάχους των φλαντζών για φορτία λειτουργίας LRFD και μετακίνηση σχεδιασμού.

Τα φορτία που θα εφαρμοστούν για να γίνουν οι έλεγχοι των μονωτήρων φαίνονται στην παρακάτω εικόνα 3.22.

Και για τις τρεις εντατικές καταστάσεις οι σχέσεις που δίνουν την διατμητική παραμόρφωση του μονωτήρα παρουσιάζονται παρακάτω.

- Για θλίψη από κατακόρυφο φορτίο P η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση για κυκλικούς και ορθογωνικούς ελαστομεταλλικούς μονωτήρες είναι:

$$\gamma_c = (P/A * G * S) * f_1 \quad (3.59)$$

- Για στροφή από ροπή υπό γωνιά θ η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση είναι:

$$\gamma_r = (L^2 * \theta / 2 * t * T_r) * f_2 \quad (3.60)$$

- Για πλευρική μετακίνηση Δ_s στην κορυφή του μονωτήρα σε σχέση με την βάση του, η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση είναι:

$$\gamma_s = (\Delta_s / T_r) \quad (3.61)$$

Τα f_1, f_2 δίνονται από πίνακες, και πάντα σε σχέση με την μορφή που θα έχουν οι μονωτήρες, κυκλικοί με οπή, χωρίς οπή, ορθογώνιοι κλπ, και σε συνάρτηση με τον λόγο K/G . [33]

Στην παρακάτω εικόνα 3.22 εμφανίζονται για διάφορα σχήματα μονωτήρων σε πιο σημείο του μονωτήρα εξασκούνται οι μέγιστες διατμητικές τάσεις κάτω από την επίδραση των φορτίσεων που αναφέραμε παραπάνω.

Όπου

S = Συντελεστής σχήματος.

G = Μέτρο διάτμησης του ελαστικού.

K = Συντελεστής μάζας.

A = Ενεργός επιφάνεια μονωτήρα κάτω υπό την επίδραση μετακίνησης Δ .

L = Η διάσταση μονωτήρα καθετή στον άξονα στροφής.

D = Διάμετρος του μονωτήρα.

D_0 = Διάμετρος οπής μονωτήρα.

t = Πάχος μιας στρώσης ελαστικού μονωτήρα.

T_r = Είναι το συνολικό πάχος του μονωτήρα από ελαστικό.

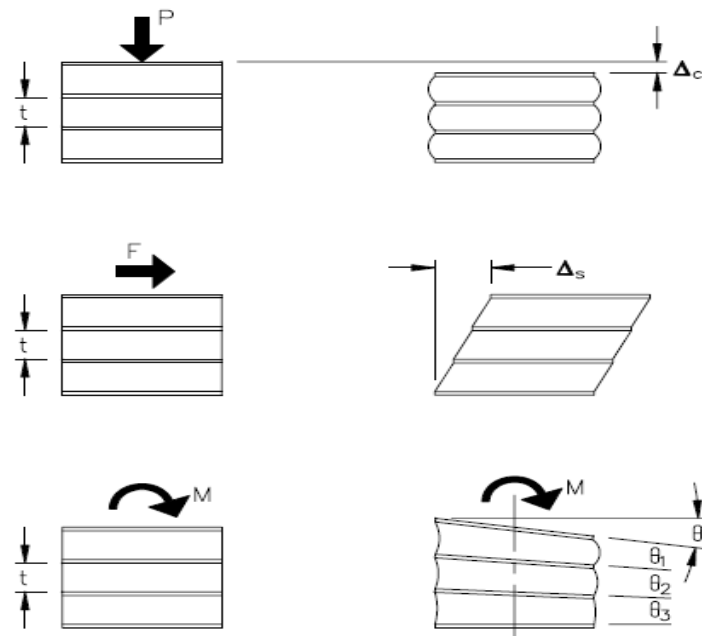
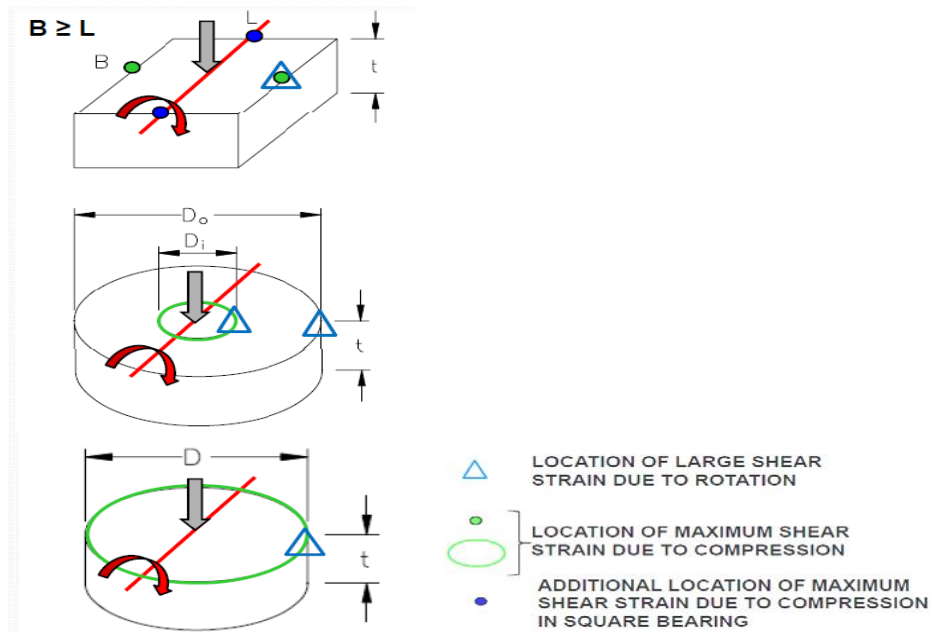
f_1, f_2 = Είναι συντελεστές που δίνονται από πίνακες.

Δ_s = Οριζόντια μετακίνηση ελαστομεταλλικού μονωτήρα.

Η κατακόρυφη δυσκαμψία μονωτήρων με πολλά στρώματα ελαστικού και με ενδιάμεσα φύλλα χάλυβα είναι: [34]

$$K_v = A * (\sum_i t_i * (1/E_{ci} + 4/3 * K))^{-1} \quad (3.62)$$

Στην παραπάνω εξίσωση το μετρό συμπίεσης E_{ci} ασυμπίεστου υλικού και το πάχος του ελαστικού t_i αφορά την κάθε στρώση ελαστικού του μονωτήρα, ο συντελεστής μάζας K είναι περίπου 2000 Μρα.



Εικόνα 3.22 Έλεγχοι ελαστομεταλλικών εφεδράνων κατά AASTHO [33]

Σύμφωνα με τον Αμερικάνικο κανονισμό AASTHO standard (American Association of State and Highway Transportation Officials) and LRFD (Load Resistance Factor Design), η διατμητική παραμόρφωση ενός μονωτήρα υπολογίζεται για κατακόρυφο φορτίο που θλίβει τον μονωτήρα, για οριζόντια μετακίνηση του πάνω μέρος του μονωτήρα, και για ροπή που θα προξενήσει στροφή στον μονωτήρα.

Στην κατάσταση LRFD τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας είναι τα πραγματικά φορτία επί ένα συντελεστή ασφάλειας. Οι παρακάτω έλεγχοι αφορούν μονωτήρες που έχουν τοποθετηθεί σε γέφυρες.

3.12.2 Έλεγχοι για στατικά φορτία σχεδιασμού [33]

Και για τις τρεις εντατικές καταστάσεις οι σχέσεις που δίνουν την διατμητική παραμόρφωση του μονωτήρα παρουσιάζονται παρακάτω.

Τα αξονικά φορτία που θα εφαρμοστούν για να γίνουν οι έλεγχοι των μονωτήρων περιγράφονται παρακάτω.

- Μόνιμα φορτία D P_D .
- Κινητά φορτία L για στατικά και περιοδικά (που επαναλαμβάνονται) κινητά φορτία P_L .
- Φορτία λειτουργίας - σχεδιασμού LRFD P_u αυτά είναι συνδυασμός φορτίων μόνιμων κινητών πολλαπλασιασμένα με συντελεστές ασφάλειας.
- Επιβεβλημένη Μετακίνηση Δ_S που ωφείλεται στα στατικά Δ_{Sst} και κυκλικά κινητά φορτία Δ_{Scy} .
- Επιβεβλημένη στροφή θ_S που ωφείλεται στα στατικά θ_{Sst} και κυκλικά κινητά φορτία θ_{Scy} .

Η διατμητική παραμόρφωση που ωφείλεται στην θλίψη για ορθογωνικούς και κυκλικούς σεισμικούς μονωτήρες διάστασης h διαμέτρου B είναι:

$$\gamma_c = \left(P_u / A_r * G * S \right) * f_1 \quad (3.63)$$

$$P_u = \gamma_D * P_D + \gamma_L * (P_{Lst} + P_{Lcy})$$

Για πλευρική μετακίνηση $\Delta_S = \Delta_{Sst} + 1.75 * \Delta_{Scy}$ στην κορυφή του μονωτήρα σε σχέση με την βάση του η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση είναι:

$$\gamma_s = \left(\Delta_s / T_r \right) \quad (3.64)$$

Για στροφή από ροπή υπό γωνιά $\theta_s = \theta_{Sst} + 1.75 * \theta_{Scy}$ η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση είναι:

$$\gamma_r = \left(B^2 * \theta_s / t * T_r \right) * f_2 \quad (3.65)$$

Το κρίσιμο Φορτίο λυγισμού για μετακίνηση Δ_s ώστε να αποφευχθεί η ανατροπή του μονωτήρα είναι:

$$P'_{cr} = P_{cr} * A_r / A \quad (3.66)$$

Όπου

$$P_{cr} = 0.218 * (G * B^4 / t * T_r) \quad (3.67)$$

Κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη κατάσταση, για κυκλικούς μονωτήρες με διάμετρο B, πάχος καθεμίας ελαστικής στρώσης t, και συνολικό πάχος ελαστικού T_r , με

$E = E_r$ όπου E_r είναι το καμπτικό μέτρο ελαστικότητας του ελαστικού.

$$E_r = 2 * G * S^2$$

Για τετράγωνους μονωτήρες $E_r = 2.25 * G * S^2$ και το P_{cr} είναι:

$$P_{cr} = 0.34 * (G * B^4 / t * T_r) \quad (3.68)$$

Ένας μονωτήρας χαρακτηρίζεται από επάρκεια όταν περνάει από τους εξής παρακάτω ελέγχους

$$\gamma_c < 3.5$$

$$\gamma_c + \gamma_s + \gamma_r \leq 6$$

$$t_s \geq \alpha * t / \left(\frac{A_r * F_y * 1.08}{P_u} \right) - 2 \geq 1.9 \text{ mm} \quad (3.69)$$

Όπου $\alpha = 1.65$ για μεταλλικά ελάσματα χωρίς σπές και $\alpha = 3.0$ για όλες τις άλλες περιπτώσεις.

$$P_u = \gamma_D * P_D + \gamma_L * (P_{Lst} + P_{Lcy})$$

Πρέπει επίσης να ισχυει:

$$P'_{cr} / P_u \geq 2.0 \quad (3.70)$$

3.12.3 Έλεγχοι για σεισμικά φορτία που προξενούνται από τον σεισμό σχεδιασμού DBE [33]

Τα αξονικά φορτία που θα εφαρμοστούν για να γίνουν οι έλεγχοι των μονωτήρων προέρχονται από τον σεισμό σχεδιασμού DBE.

- Κατακόρυφα αξονικά μόνιμα φορτία D P_D .
- Κατακόρυφα αξονικά κινητά φορτία SL $P_{SLDE} = 0.5 * P_L$ όπου $P_L = \text{κιν φορτία}$.
- Αξονικά σεισμικά Φορτία που έχουν δημιουργηθεί από τις οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού σχεδιασμού DBE P_{EDBE} .
- Φορτία λειτουργίας LRFD $P_u = \gamma_D * P_D + (P_{SLDE} + P_{EDE})$, αυτά είναι συνδυασμός φορτίων μόνιμων κινητών και σεισμικών από τον σεισμό σχεδιασμού DBE πολλαπλασιασμένα με συντελεστές ασφάλειας.
- Συντελεστής ασφαλείας φορτίων $\gamma_D = \gamma_p$.

- Σεισμική επιβεβλημένη μετακίνηση από τον σεισμό σχεδιασμού DBE Δ_{EDBE} .
- Μη σεισμική Επιβεβλημένη στροφή $\theta_{Sst}, \theta_{Scy}$.
- Μη Σεισμική επιβεβλημένη μετακίνηση $\gamma\Delta_s = \gamma * (\Delta_{Sst} + \Delta_{Scy})$, $\gamma = 0.5$.

Η στροφή του μονωτήρα που προξενείται από τις ροπές των σεισμικών φορτίων αγνοείται σε αυτόν τον έλεγχο.

Η διατμητική παραμόρφωση που οφείλεται στην θλίψη για τετράγωνους και κυκλικούς σεισμικούς μονωτήρες διάστασης ή διαμέτρου B είναι:

$$\gamma_{CDBE} = \left(\frac{P_u}{A_r * G * S} \right) * f_1 \quad (3.71)$$

Όπου $A_r = B * (B - D)$ η μειωμένη επιφάνεια ελαστικού για μετακίνηση ίση με $\Delta_{EDBE} = D = \gamma * \Delta_s + \Delta_{EDE}$

Για πλευρική μετακίνηση Δ_s στην κορυφή του μονωτήρα σε σχέση με την βάση του η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση είναι:

$$\gamma_{SDBE} = \left(\frac{\Delta_{EDBE}}{T_r} \right) \quad (3.72)$$

Ένας μονωτήρας χαρακτηρίζεται από επάρκεια όταν περνάει από τους εξής παρακάτω ελέγχους $\gamma_{CDBE} + \gamma_{SDE} + 0.5 * \gamma_r < 7.0$, η ποσότητα γ_r δίνεται από την εξίσωση (3.65) που αναφέρθηκε πιο πάνω. Επίσης πρέπει να ισχύει.

$$t_s \geq \frac{1.65 * t}{\left(\frac{A_r * F_y * 1.08}{P_u} - 2 \right)} \geq 1.9 \text{ mm} \quad (3.73)$$

3.12.4 Έλεγχοι για σεισμικά φορτία που προξενούνται από τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE [33]

Τα αξονικά φορτία που θα εφαρμοστούν για να γίνουν οι έλεγχοι των μονωτήρων προέρχονται από τον σεισμό σχεδιασμού MCE.

- Κατακόρυφα αξονικά μόνιμα φορτία $D = P_D$.
- Κατακόρυφα αξονικά κινητά φορτία $SL = P_{SLMCE} = 0.5 * P_{SLDE}$.
- Αξονικά σεισμικά φορτία που έχουν προξενηθεί από τις οριζοντιες και κατακόρυφες συνιστώσες του μέγιστου σεισμού σχεδιασμού MCE $P_{EMCE} = 1.5 * P_{EDE}$.
- Φορτία λειτουργίας LRFD $P_u = \gamma_D * P_D + (P_{SLMCE} + P_{EMCE})$ αυτά είναι συνδυασμός φορτίων μόνιμων κινητών και σεισμικών από τον μέγιστο σεισμό, MCE πολλαπλασιασμένα με συντελεστές ασφάλειας.
- Συντελεστής ασφάλειας φορτίων $\gamma_D = \gamma_p$.
- Σεισμική επιβεβλημένη μετακίνηση από τον μεγάλο σεισμό MCE $\Delta_{EMCE} = 1.5 * \Delta_{EDE}$.

- Μη σεισμική επιβεβλημένη στροφή θ_{Sst} , θ_{Scy} .
- Μη Σεισμική επιβεβλημένη μετακίνηση $0.5 * \gamma * \Delta_s = 0.5 * \gamma * (\Delta_{Sst} + \Delta_{Scy})$, $\gamma = 0.5$.

Η στροφή του μονωτήρα που προξενείται από τις ροπές των σεισμικών φορτίων αγνοείται σε αυτόν τον έλεγχο.

Η διατμητική παραμόρφωση που οφείλεται στην θλίψη για τετράγωνα και κυκλικούς σεισμικούς μονωτήρες διάστασης η διαμέτρου B είναι:

$$\gamma_{MCE} = \left(\frac{P_u}{A_r * G * S} \right) * f_1 \quad (3.74)$$

Όπου $A_r = B * (B - D)$ η μειωμένη επιφάνεια ελαστικού για μετακίνηση ίση με:

$$\Delta_{EDBE} = D = 0.5 * \gamma * \Delta_s + \Delta_{EMCE}$$

Για πλευρική μετακίνηση Δ_s στην κορυφή του μονωτήρα σε σχέση με την βάση του η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση είναι:

$$\gamma_{SMCE} = \left(\frac{\Delta_{EMCE}}{T_r} \right) \quad (3.75)$$

Για φορτία λυγισμού και για μετακίνηση για τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE έχουμε:

$$P'_{crMCE} = P_{cr} * \frac{A_r}{A} \geq 0.15 * P_{cr} \quad (3.76)$$

Όπου $P_{cr} = 0.218 * \left(\frac{G * B^4}{t * T_r} \right)$ κρίσιμο φορτίο λυγισμού, για κυκλικούς μονωτήρες με διάμετρο B, πάχος καθεμίας ελαστικής στρώσης t, και συνολικό πάχος ελαστικού T_r με $E = E_r$ όπου E_r είναι το καμπτικό μέτρο ελαστικότητας του ελαστικού.

Ένας μονωτήρας χαρακτηρίζεται από επάρκεια όταν περνάει από τους εξής παρακάτω ελέγχους.

$$\gamma_{MCE} + \gamma_{SMCE} + 0.25 * \gamma_{rs} < 9.0 \quad (3.77)$$

$$t_s \geq 1.65 * t / \left(\frac{A_r * F_y * 1.08}{P_u} - 2 \right) \geq 1.9 \text{ mm} \quad (3.78)$$

$$\frac{P'_{crMCE}}{P_u} \geq 1.10 \quad (3.79)$$

Το κρίσιμο Φορτίο λυγισμού για μετακίνηση Δ_s ώστε να αποφευχθεί η ανατροπή του μονωτήρα είναι:

$$P'_{cr} = P_{cr} * \frac{A_r}{A} \quad (3.80)$$

Όπου

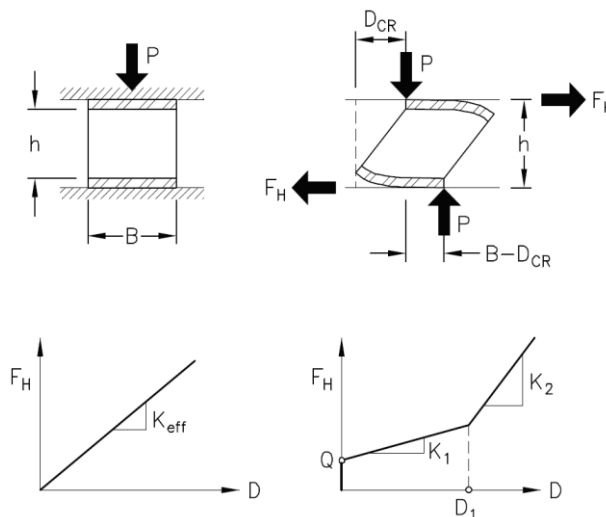
$P_{cr} = 0.218 * (G * B^4 / t * T_r)$ κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη κατάσταση, για κυκλικούς μονωτήρες με διάμετρο B, πάχος καθεμιάς ελαστικής στρώσης t, και συνολικό πάχος ελαστικού T_r .

$$D'_{cr} / (0.5 * \gamma * \Delta_s + \Delta_{EMCE}) \geq 1.10 \quad (3.81)$$

$$\text{Όπου } D'_{cr} \text{ είναι ίσο με } D'_{cr} = P * B / K_{eff} * h + P \quad (3.82)$$

Όπου B είναι η διάσταση ενός τετραγωνικού μονωτήρα ή διάμετρος για κυκλικό μονωτήρα, το h εκφράζει το συνολικό ύψος του μονωτήρα.

Ο παραπάνω τύπος (3.82) εφαρμόζεται για γραμμικά διαγράμματα δύναμης μετακίνησης όπου μας ενδιαφέρει μόνο η δύναμη Q και η ελαστική δυσκαμψία K_1 σύμφωνα με την παρακάτω εικόνα 3.23.



Εικόνα 3.23 Γραμμικό – διγραμμικό διάγραμμα δύναμης μετακίνησης [30]

$$\text{Ενώ } D'_{cr} = P * B - Q * h / K_1 * h + P \quad (3.83)$$

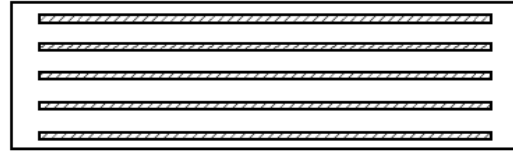
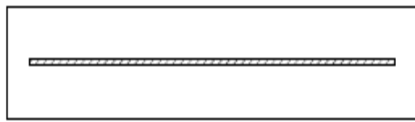
για διάγραμμα δύναμης μετακίνησης διγραμμικό που μας ενδιαφέρει μόνο την δύναμη Q και η ελαστική δυσκαμψία K_1

Ενώ για διάγραμμα δύναμης μετακίνησης διγραμμικό όπου μας ενδιαφέρει η δύναμη Q και η ελαστική δυσκαμψία K_1 , καθώς και η μεταελαστική δυσκαμψία K_2 για μετακινήσεις μεγαλύτερες από D_1

$$D'_{cr} = P * B - Q * h + (K_2 - K_1) * D_1 * h / K_2 * h + P \quad (3.84)$$

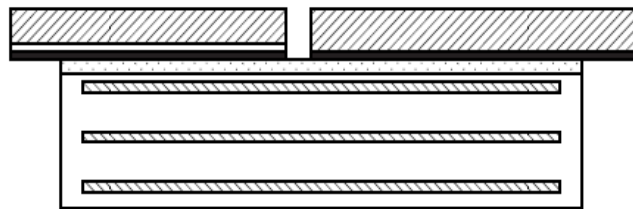
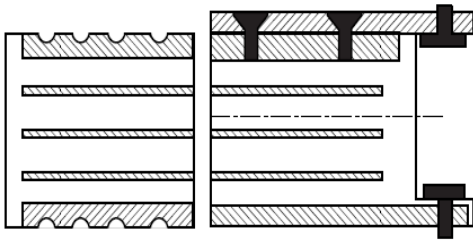
3.13 Δοκιμές και έλεγχοι ελαστομεταλλικών μονωτήρων κατά EN 15129 & EN 1337-3

Κατά το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1337-3 υπάρχουν 6 τύποι ελαστομεταλλικών εφεδράνων



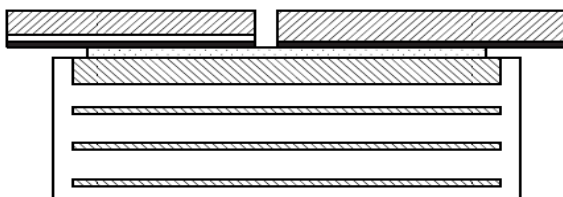
Τύπος Α Ελαστομερής μονωτήρας πλήρη καλυπτόμενος από λάστιχο με ένα φύλλο από χάλυβα.

Τύπος Β Ελαστομερής μονωτήρας πλήρη καλυπτόμενος από λάστιχο με δυο τουλάχιστον φύλλα από χάλυβα.



Τύπος C Ελαστομερής μονωτήρας με εξωτερικά φύλλα από χάλυβα σταθεροποιημένα και πακτωμένα με το φλατζωτό έλασμα με την κατασκευή πάνω από τον μονωτήρα.

Τύπος D Ελαστομερής μονωτήρας πλήρη καλυπτόμενος από λάστιχο και στρώση από PTFE (Πολυτετραφθοροαιθυλένιο) που μεσολαβεί μεταξύ του ελαστομερους και της μεταλλικής φλάντζας.



Τύπος Ε Ελαστομερής μονωτήρας με εξωτερικά φύλλα από χάλυβα σταθεροποιημένα και πακτωμένα με το φατνωτό έλασμα με την κατασκευή πάνω από τον μονωτήρα.

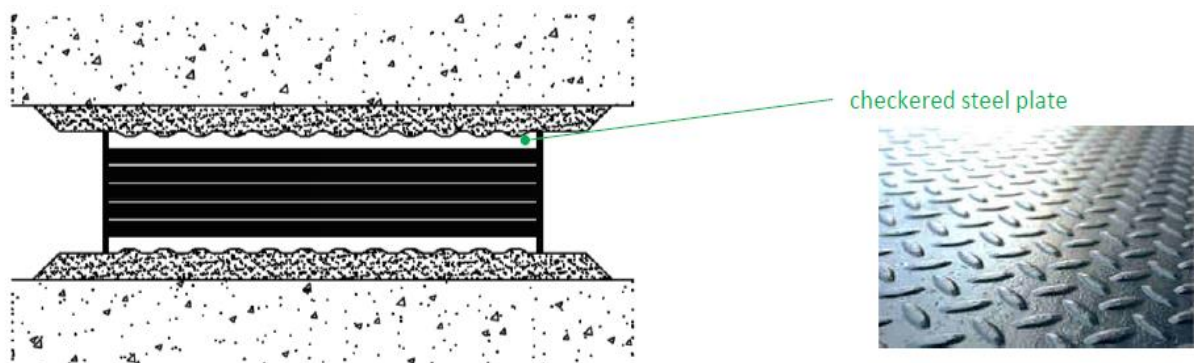
Τυπος F λωρίδες από ελαστομερή.

Εικόνα 3.24 Κατηγορίες ελαστομεταλλικών μονωτήρων [35]

Οι μονωτήρες τύπου C χωρίζονται σε διάφορες κατηγορίες. Η γαλλική εταιρεία ATCP [36] χωρίζει τον τύπο C ανάλογα με το τρόπο που πακτώνονται στην υπεκατασκευή σε διάφορες κατηγορίες που εμφανίζονται παρακάτω.

Τύπος C1

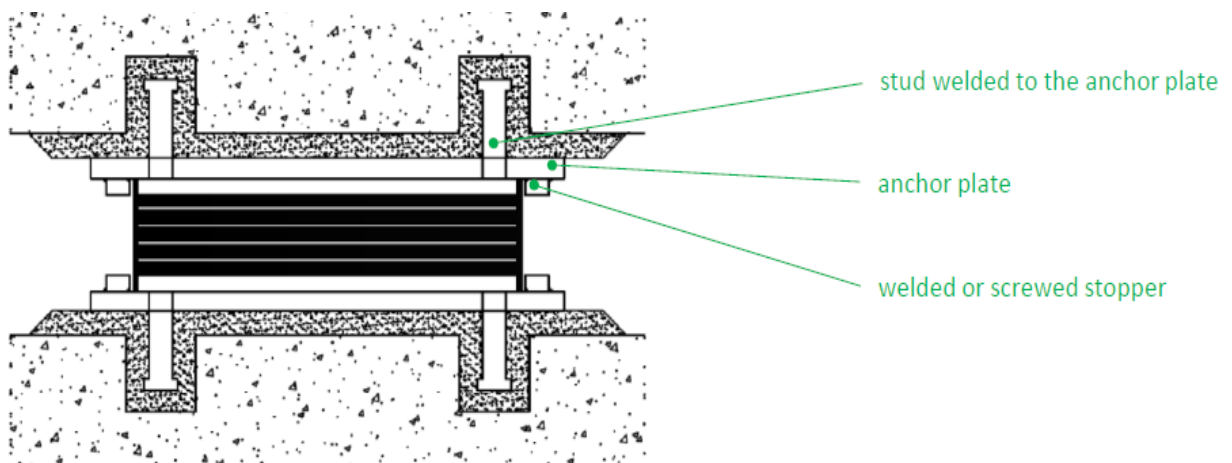
Αυτή η κατηγορία των ελαστομεταλλικών μονωτήρων έχει δυο μεταλλικά ελάσματα πάνω και κάτω από τον μονωτήρα που έρχονται κατευθείαν σε επαφή με το κονίαμα για να γίνει αύξηση της πρόσφυσης έναντι ολίσθησης. Ο συγκεκριμένος τύπος δεν ενδείκνυται για μεγάλες οριζόντιες δυνάμεις και φυσικά δεν τοποθετείται σε κτίρια για σεισμική μόνωση. Η τεχνολογία αυτή είναι ιδιαίτερα φτηνή.



Τύπος C2

Ο ελαστομεταλλικός μονωτήρας τοποθετείται αναμεσά σε δυο μεταλλικά πιάτα αγκύρωσης στο σκυρόδεμα και κοχλίες συγκολλητοί ή βιδωτοί γύρω από τον μονωτήρα, και εμποδίζουν την κίνηση του προς αποφυγή ολίσθησης.

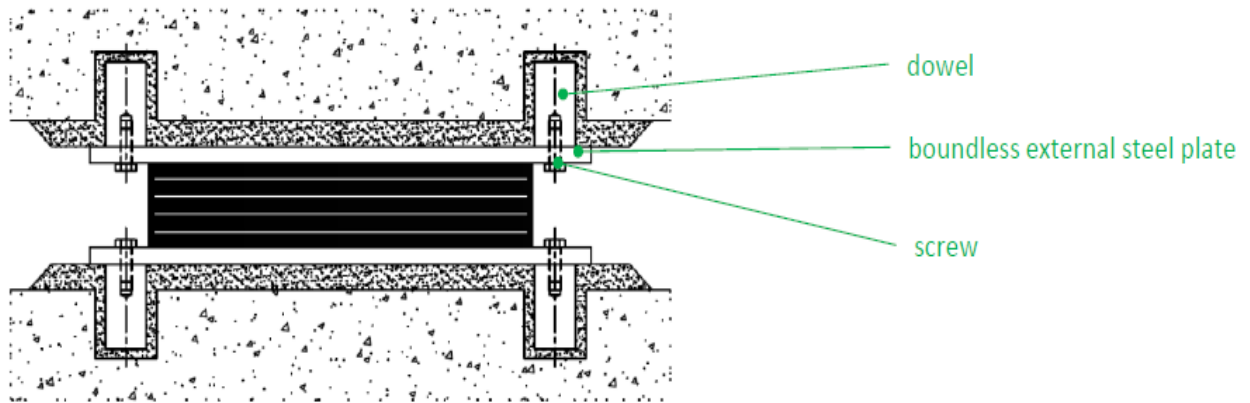
Ο μονωτήρας μπορεί να παραλάβει μεγάλα οριζόντια φορτία, ενώ για να είναι εύκολη η αλλαγή του θα πρέπει να βιδωθεί μόνο ένας κοχλίας ώστε να περιοριστεί η ανύψωση που απαιτείται για την αλλαγή.



Τύπος C3

Ο μονωτήρας κατασκευάζεται με ενσωματωμένες μεταλλικές φλάντζες που προεξέχουν από τον μονωτήρα ώστε να βιδωθούν στις ειδικές θήκες που έχουν ενσωματωθεί στο σκυρόδεμα.

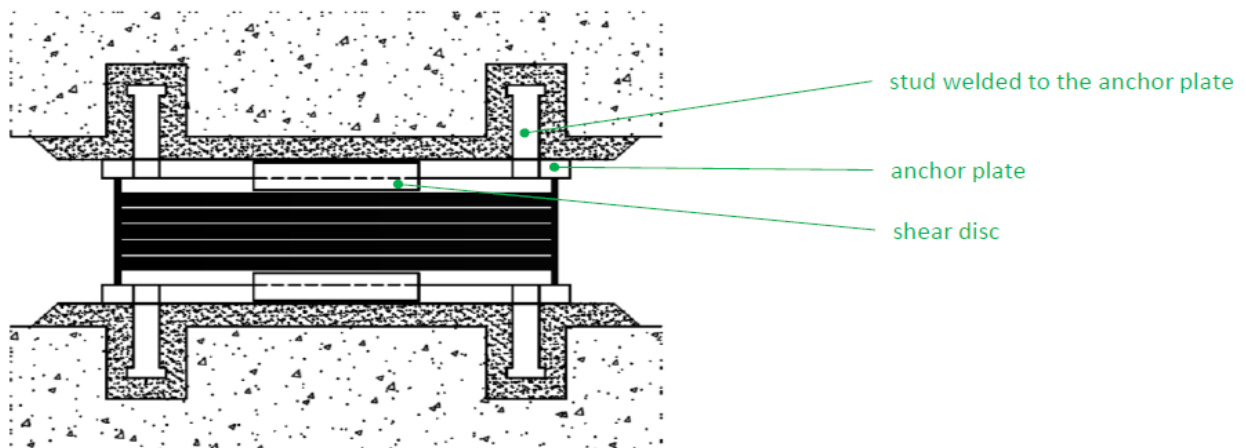
Με αυτόν τον τρόπο μπορούν να παραληφθούν μεγάλα οριζόντια φορτία, ενώ η τεχνολογία αυτή είναι φτηνή και απαιτείται μικρή ανύψωση για την αλλαγή του μονωτήρα.



Τύπος C4

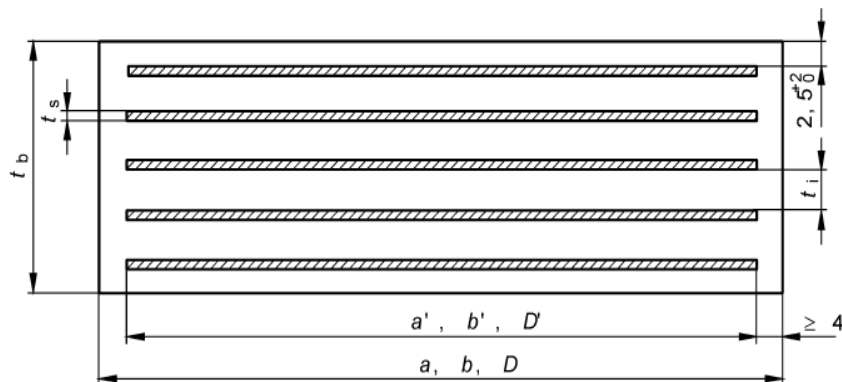
Σε αυτόν τον τύπο του μονωτήρα η πλακά αγκύρωσης στο σκυρόδεμα, είναι συνδεδεμένη με τον μονωτήρα με έναν σύνδεσμο διάτμησης.

Η τεχνολογία αυτή επιτρέπει την παραλαβή πολύ μεγάλων οριζοντίων φορτίων, ενώ η αντικατάσταση του μονωτήρα απαιτεί μεγάλη ανύψωση.



Εικόνα 3.25 Κατηγορίες τύπου C ελαστομεταλλικών μονωτήρων [36]

3.13.1 Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά ελαστομεταλλικών μονωτήρων [35]



Εικόνα 3.26 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά μονωτήρων [35]

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενός μονωτήρα τύπου B παρουσιάζονται στην πιο πάνω εικόνα. Το συνολικό πάχος του μονωτήρα $t_b = n * (t_i + t_s) + t_s + 2 * e$. Όπου e είναι το πάχος των ακραίων τμημάτων πάνω –κάτω του ελαστομεταλλικού μονωτήρα το οποίο πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 2.5 mm.

Το μέτρο διάτμησης G ενός ελαστομεταλλικού μονωτήρα συνήθως λαμβάνεται με 0.9 Mpa κάτω υπό την επίδραση όμως ανακυκλώμενης φόρτισης το G αυξάνει και μπορεί να φτάσει το 1.8 Mpa. Το μέτρο διάτμησης ενός μονωτήρα εξαρτάται αποκλειστικά από την σχέση δύναμης παραμόρφωσης του υλικού και το είδος του ελαστικού. Πολλοί κατασκευαστές συνδέουν την σκληρότητα του υλικού με το μέτρο διάτμησης όπως στον παρακάτω πίνακα.

Table 1. Relation between hardness and shear modulus of elastomeric bearings (Ref [2])

Hardness (IRHD(± 2))	35	40	45	50	55	60	65	70	75
Shear Modulus(G), MPa	0.38	0.45	0.53	0.63	0.75	0.89	1.04	1.22	1.42
Bulk Modulus(E_b), MPa	2000	2000	2030	2060	2090	2120	2150	2180	2210

Πίνακας 3.3 Σχέση μεταξύ σκληρότητας και μέτρου διάτμησης G [38]

Το συμβατικό μέτρο διάτμησης G_g προσδιορίζεται από ειδικές δοκιμές του υλικού σε διαφορετικές θερμοκρασίες και σε προσομοιώσεις διαφορετικής ηλικίας. Στην ονομαστική θερμοκρασία των $23^{\circ} \pm 2^{\circ}$ η τιμή του G_g πρέπει να είναι ίση με μια από τις παρακάτω τιμές.

$$G_g = 0.7 \text{ Mpa} \quad G_g = 0.9 \text{ Mpa} \quad G_g = 1.15 \text{ Mpa}$$

Οι δοκιμές πρέπει να επαναληφθούν για θερμοκρασίες $23^{\circ} \pm 5^{\circ}$

Οι ανοχές των δοκίμων πρέπει να βρίσκονται εντός συγκεκριμένων ορίων.

$$G_g = 0.7 \text{ Mpa} \pm 0.10 \text{ Mpa} \quad G_g = 0.9 \text{ Mpa} \pm 0.15 \text{ Mpa} \quad G_g = 1.15 \text{ Mpa} \pm 0.20 \text{ Mpa}$$

Η επιφάνεια του δείγματος πρέπει να είναι ελεύθερη από ασυνέχειες ρωγμές σκασίματα ψεγάδια ενώ οι δοκιμές δεν μπορούν να γίνουν νωρίτερα από μια μέρα από τον βουλκανισμό του υλικού. Ο μονωτήρας πρέπει επίσης να δοκιμαστεί κάτω από χαμηλές θερμοκρασίες σύμφωνα με το πρότυπο και να υπακούει στην παρακάτω σχέση:

$$G_{g \text{ low temperature}} \leq 3 * G_g \text{ Mpa}$$

Η δοκιμή θα γίνει εφόσον ο μονωτήρας ψυχθεί για 7 μέρες σε θερμοκρασία $-25^{\circ} \pm 2^{\circ}$ υπό την επίδραση ψυχρού αέρος. Για πολύ χαμηλές θερμοκρασίες πρέπει να ισχύει:

$$G_{g \text{ very low temperature}} \leq 3 * G_g \text{ Mpa}$$

Η δοκιμή θα γίνει εφόσον ο μονωτήρας ψυχθεί για 7 μέρες σε θερμοκρασία $-40^{\circ} \pm 3^{\circ}$ υπό την επίδραση ψυχρού αέρος. Αυτές οι δοκιμές βρίσκουν το μέτρο διάτμησης G_g μετά από την γήρανση του υλικού. Η δοκιμή γίνεται μετά από αποθήκευση του υλικού επί 3 μέρες σε θερμοκρασίες $70^{\circ} \pm 2^{\circ}$ και πρέπει να ισχύει ότι:

$$G_{g \text{ after ageing}} \leq G_{g \text{ before ageing}} + 0.15 \text{ Mpa}$$

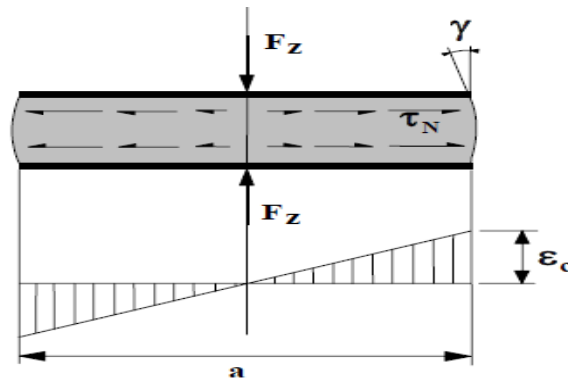
Η δοκιμή γίνεται δύο μέρες μετά την διαδικασία γήρανσης και εφόσον το δείγμα παραμείνει σε περιβάλλον εργαστήριου με θερμοκρασία $23^{\circ} \pm 5^{\circ}$.

Ακολουθούν δοκιμές για την διατμητική αντοχή του μονωτήρα, για το μέτρο συμπίεσης σε δυο επίπεδα ελέγχων, την καμπτική δυσκαμψία, με την επίδραση έκκεντρων φορτίων, το μέτρο συμπίεσης κάτω από επαναλαμβανόμενα φορτία, την αντίσταση στην επίδραση του όζοντος κάτω από θλιπτικά και διατμητικά φορτία.

Τα εσωτερικά φύλλα από χάλυβα θα πρέπει να είναι ποιότητας S235 και να έχουν ελάχιστο πάχος 2 mm, ενώ οι εξωτερικές φλάντζες θα πρέπει να είναι S232 και ελάχιστο πάχος 15 mm.

3.13.2 Παραμόρφωση από θλιπτικά φορτία [39] [35]

Κάτω από την επίδραση θλιπτικού φορτίου $F_{Z,d}$ όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα 3.27.



Εικόνα 3.27 Παραμόρφωση από κατακόρυφο φορτίο [39]

Το συγκεκριμένο στρώμα του ελαστομερούς παραμορφώνεται από ορθή παραμόρφωση ϵ_c σύμφωνα με την παρακάτω σχέση.

$$\epsilon_{c,d} = \frac{1.5 * F_{Z,d}}{G * A_r * S} \quad (3.85)$$

Όπου

$$A_r = A' * (1 - V_{x,d}/a - V_{y,d}/b) \quad (3.86)$$

$F_{Z,d}$ = Κατακόρυφη δύναμη.

A' = Επιφάνεια μεταλλικών φύλλων.

$V_{x,d}$ = Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κατά την διεύθυνση της διάστασης a του ελαστομερούς.

$V_{y,d}$ = Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση κατά την διεύθυνση της διάστασης b του ελαστομερούς.

S = Συντελεστής σχήματος $S = A'/l_p * t_e$

G = Μέτρο διάτμησης από 0.4 έως 1.15 MPA συνήθως το λαμβάνουμε 0.9 MPA.

A = Το εμβαδόν επιφάνειας του ελαστομερούς του μονωτήρα.

l_p = Η περίμετρος του ελαστομερούς.

t_e = Το πάχος του ελαστομερούς.

Κατά το πρότυπο EN 15129 [37] ο έλεγχος αυτός γίνεται κάτω από την επίδραση του μέγιστου κατακόρυφου σεισμικού φορτίου $N_{Ed,max}$ οπότε η $\epsilon_{c,E}$ γίνεται:

$$\epsilon_{c,E} = \frac{6 * S * N_{Ed,max}}{A_r * E'_c} \quad (3.87)$$

Όπου

$E'_c = 3 * G * (1 + 2 * S^2)$ για κυκλικούς ορθογωνικούς μονωτήρες.

S = Ο συντελεστής σχήματος του μονωτήρα.

Ένας άλλος έλεγχος που πρέπει να γίνει είναι η συνολική παραμόρφωση του μονωτήρα κάτω από την επίδραση του κατακόρυφου φορτίου.

$$v_z = \sum \frac{F_z * t_i}{A'} * \left(\frac{1}{5 * G_d * S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \text{ με } E_b = 2000 \text{ Mpa} \quad (3.88)$$

Όπου

F_z = Κατακόρυφο φορτίο.

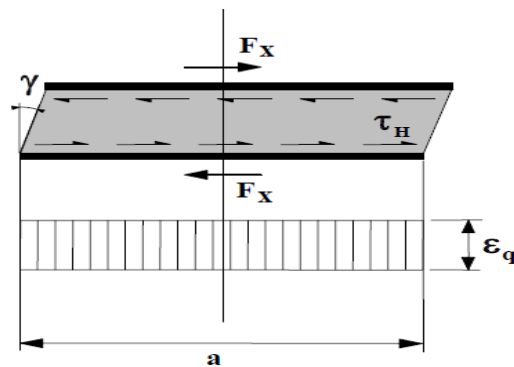
t_i = Πάχος μιας στρώσης ελαστομερους.

G_d = Μετρο διάτμησης ελαστομερούς.

S_i = Συντελεστής σχήματος.

A' = Επιφάνεια μεταλλικών φύλλων.

3.13.3 Παραμόρφωση από οριζόντιες δυνάμεις [39]



Εικόνα 3.28 Παραμόρφωση από οριζόντιες δυνάμεις [39]

Η διατμητική παραμόρφωση $\epsilon_{q,d}$ δεν πρέπει να ξεπερνά το 1.0 και δίνεται από την παρακάτω σχέση

$$\epsilon_{q,d} = \frac{V_{xy,d}}{T_q} \leq 1.0 \text{ για μη σεισμικές δράσεις.} \quad (3.89)$$

Όπου

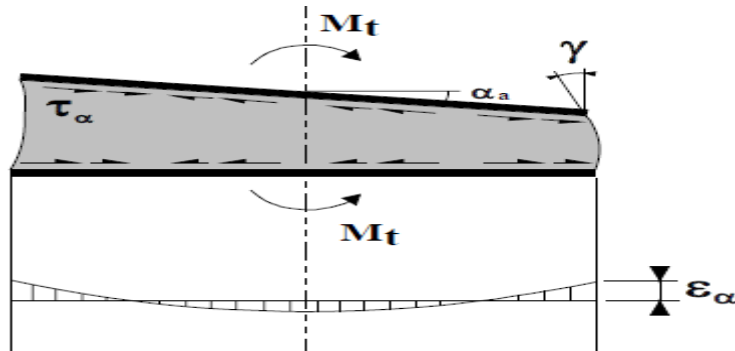
$V_{xy,d}$ = Η μέγιστη μετακίνηση του μονωτήρα που δίνεται από το διανυσματικό άθροισμα του $V_{x,d}$ και $V_{y,d}$.

T_q = Το συνολικό πάχος του μονωτήρα με το πάχος των μεταλλικών φύλλων και το πάχος των φλαντζών πάνω και κάτω του μονωτήρα.

Με τον ίδιο ακριβώς τρόπο γίνεται και ο έλεγχος κατά το πρότυπο **EN 15129** [37] αλλά θα πρέπει να ισχύει για σεισμικές δράσεις.

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{V_{xy,d}}{T_q} \leq 2.5 \quad (3.90)$$

3.13.4 Παραμόρφωση από στροφή του ελαστομερούς ως προς τον κατακόρυφο άξονα [39]



Εικόνα 3.29 Παραμόρφωση από στροφή [39]

Η παραμόρφωση του μονωτήρα από στροφή δίνεται από την παρακάτω σχέση

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{(a^2 * a_{a,d} + b^2 * a_{b,d}) * t_i}{2 * \sum(t_i^3)} \quad (3.91)$$

Όπου

$a_{a,d}$ = Είναι η γωνία στροφής κατά μήκος της πλευράς a του μονωτήρα.

$a_{b,d}$ = Είναι η γωνία στροφής κατά μήκος της πλευράς b του μονωτήρα.

t_i = Είναι το πάχος καθεμίας στρώσης από ελαστομερές.

Κατά το πρότυπο EN 15129 ο έλεγχος αυτός προτείνει μια ελάχιστη στροφή ίση με 0.003 rad σε κάθε διεύθυνση του μονωτήρα.

3.13.5 Συνολική παραμόρφωση [37]

Κατά το πρότυπο EN 15129

Ακολουθεί ο έλεγχος του μονωτήρα για την συνολική παραμόρφωση.

$$\varepsilon_{t,d} = K_L * (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq 7 \quad (3.92)$$

$\varepsilon_{c,d}$, $\varepsilon_{q,d}$, $\varepsilon_{a,d}$, έχουν αναφερθεί παραπάνω.

$$K_L = 1.0$$

3.13.6 Μέγιστη δύναμη εφελκυσμού στα ελάσματα χάλυβα [35]

Για να ανθίστανται τα μεταλλικά ελάσματα στις δυνάμεις εφελκυσμού πρέπει να έχουν ένα ορισμένο πάχος που δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$t_s = K_p * F_{z,d} * (t_1 + t_2) * K_h * \gamma_m / A_r * f_y \geq 2 \text{ mm} \quad (3.93)$$

Όπου

$F_{z,d}$, A_r = Έχουν αναφερθεί παραπάνω.

t_1, t_2 = Πάχος ελαστομερούς στις δυο πλευρές του μονωτήρα.

$K_h=1$ χωρίς οπή, $K_h=2$ με οπή.

f_y = Τάση διαρροής χάλυβα πχ 235 Mpa για S235.

γ_m = Συντελεστής ασφάλεια που προσδιορίζεται από τα εθνικά προσαρτήματα προτεινομένη τιμή 1.0.

$K_p=1.3$ Διορθωτικός παράγοντας έντασης.

Ο συγκεκριμένος έλεγχος αφορά μη σεισμικά φορτία όπως θερμικές διαστολές συρρικνώσεις υλικού σύμφωνα με το EN 1337-3[35].

3.13.7 Οριακή παραμόρφωση για στροφή του μονωτήρα [35]

Ο περιορισμός παραμόρφωσης από στροφή ικανοποιείται για τους ελαστομεταλλικούς μονωτήρες όταν ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$\sum V_{z,d} - (a' * a_{a,d} + b' * a_{b,d}) / K_{r,d} \geq 0 \quad \text{για ορθογωνικούς μονωτήρες} \quad (3.94)$$

μονωτήρες

$$\sum V_{z,d} - (D' * a_d) / K_{r,d} \geq 0 \quad \text{για κυκλικούς μονωτήρες} \quad (3.95)$$

Όπου

a' = Η μια διάσταση του μεταλλικού ελάσματος.

b' = Η άλλη διάσταση του μεταλλικού ελάσματος.

$a_{a,d}$ = Είναι η γωνία στροφής κατά μήκος της πλευράς a του μονωτήρα.

$a_{b,d}$ = Είναι η γωνία στροφής κατά μήκος της πλευράς b του μονωτήρα.

D' = Ισοδύναμη διάμετρος κυκλικού μονωτήρα.

$K_{r,d} = 3.0$

$\sum V_{z,d}$ = Η συνολική κατακόρυφη παραμόρφωση του μονωτήρα από τις γωνίες στροφής a_a, a_b η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_{z,d} = \Sigma \left(\left(F_z * t_i / A' \right) * \left(1/5 * G * S_1^2 + 1/E_b \right) \right) \quad (3.96)$$

Όπου

F_z = Κατακόρυφη δύναμη.

t_i = Είναι το πάχος καθεμίας στρώσης από ελαστομερές υλικό.

A' = Επιφάνεια μεταλλικών φύλλων.

G = Μέτρο διάτμησης.

S_1 = Συντελεστής σχήματος για το πιο μικρό πάχος από τις στρώσεις των ελασμάτων η των ελαστομερών που σχηματίζουν τον μονωτήρα.

E_b = 2000 Μρα.

3.13.8 Ισορροπία έναντι λυγισμού [35], [37]

Η πίεση που ασκείται στον μονωτήρα F_z/A_r κατά EN 1337-3 πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω συνθήκη.

$$F_z/A_r < 2 * a' * G * S_1/3 * T_e \quad (3.97)$$

για κυκλικούς μονωτήρες το a' είναι η διάμετρος του μονωτήρα.

Σύμφωνα με το πρότυπο EN 15129 οι παρακάτω σχέσεις εφαρμόζονται μόνο για σεισμικές δράσεις, ενώ δεν εφαρμόζονται για μονωτήρες με πυρήνα μόλυβδου που η διάμετρος του πυρήνα είναι μεγαλύτερη από το 15 % της ελάχιστης διάστασης του μονωτήρα.

$$N_{Ed,max} < P_{cr}/2 \quad (3.98)$$

$$\text{Όπου } P_{cr} = \lambda * G * A_r * a' * S/T_q \quad (3.99)$$

Είναι το κρίσιμο φορτίο λυγισμού.

Για ορθογωνικούς μονωτήρες a' είναι ίσο με το μικρότερο πλάτος διάστασης ενός ελάσματος από χάλυβα, ενώ για κυκλικούς μονωτήρες το a' είναι ίσο με την διαμετρο D' ενός φύλλου από χάλυβα. Το λ είναι ίσο με με 1.3 για ορθογωνικούς μονωτήρες και 1.1 για κυκλικούς μονωτήρες.

Για $P_{cr}/2 > N_{Ed,max} \geq P_{cr}/4$ η παρακάτω σχέση πρέπει να ικανοποιείται.

$$1 - \left(2 * N_{Ed,max} / P_{cr} \right) \geq 0.7 * \delta \quad (3.100)$$

Για $N_{Ed,max} < P_{cr}/4$ η παρακάτω σχέση πρέπει να ικανοποιείται.

$$\delta \leq 0.7 \quad (3.101)$$

Όπου $\delta = d_{Ed}/a'$

d_{Ed} = Η σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού.

a' = Έχει δοθεί παραπάνω.

3.14 Δυνάμεις ροπές και παραμορφώσεις που ασκούνται στην κατασκευή [35]

Σύμφωνα με το EN 1337-3

Η οριζόντια δύναμη αντοχής $R_{x,y}$ του μονωτήρα που ασκείται στην κατασκευή δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$R_{x,y} \leq A * G * v_{x,y} / T_e \quad (3.102)$$

Όπου

$R_{x,y}$ = Είναι η συνισταμένη των δυνάμεων που ανθίσταται σε μεταφορική κίνηση, η τέμνουσα που ασκείται στον μονωτήρα.

A = Είναι η συνολική επιφάνεια του μονωτήρα.

G = Το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς.

T_e = Το συνολικό πάχος του ελαστομερούς σε διάτμηση.

Η ροπή αντοχής του μονωτήρα είναι

$$M \leq \alpha * G * \alpha'^5 * b' / n * t_i^3 * K_S \quad \text{Για Ορθογωνικούς μονωτήρες} \quad (3.103)$$

$$M \leq \alpha * \pi * D'^6 / n * t_i^3 * 512 \quad \text{Για κυκλικούς μονωτήρες} \quad (3.104)$$

Ο συντελεστής K_S δίνεται από τον παρακάτω πίνακα.

b/a	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5
K_S	137	100	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3
b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	∞
K_S	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9	60

Πίνακας 3.4 Συντελεστής K_S [35]

3.15 Δοκιμές μονωτήρων σύμφωνα με το EN 15129 [37]

- **Ικανότητα θλιπτικού φορτίου με μηδενική οριζόντια μετακίνηση.**

Ο μονωτήρας πρέπει να είναι ικανός να μεταφέρει με ασφάλεια ένα φορτίο N_{sd} που εμπεριέχει τα κινητά και τα μονιμά φορτία με τον συνδυασμό $1.3 * G + 1.5 * Q$ χωρίς να επιβάλλουμε οποιαδήποτε μετακίνηση.

Κρατώντας σταθερό το φορτίο επι τρία λεπτά, ελέγχουμε μήπως παρουσιαστεί κάποια μορφής αστοχίας, όπως αποκόλληση υλικού, μετακίνηση μεταλλικών φύλλων, ρωγμή στην επιφάνεια του ελαστομερούς πάνω από 2mm.

Η διαδικασία θα πρέπει να ικανοποιεί το πρότυπο EN 1337-3:2005, παράγραφο 4.3.3 και παραρτήμα Η.6.2.

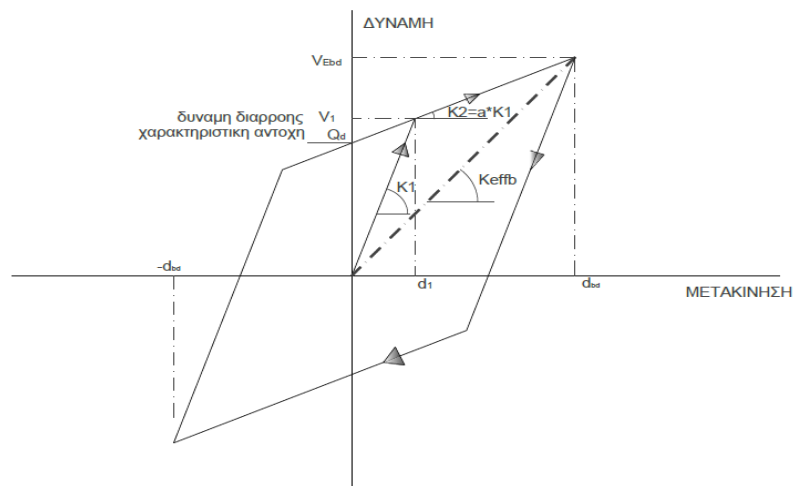
- **Κατακόρυφη δυσκαμψία.**

Η κατακόρυφη δυσκαμψία K_v ενός μονωτήρα θα πρέπει να προσδιοριστεί σύμφωνα με το πρότυπο EN 1337-3:2005, παράρτημα Η.7.4 χρησιμοποιώντας την διαδικασία του παραρτήματος Η.6.2.

Το κατακόρυφο φορτίο κυμαίνεται μεταξύ $1/3 * N_{sd}$ και N_{sd} .

Αυτή η δοκιμή μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί και σαν δοκιμή για εργοστασιακή τιμή.

- **Υπολογισμός οριζόντιας δυσκαμψίας, απόσβεσης και χαρακτηριστικά μονωτήρα K_b, ξ_b, k_2, Q_d υπό δυναμική καταπόνηση.**



Εικόνα 3.30 Διγράμμιση απόκριση μονωτήρα.

Τα οριζόντια χαρακτηριστικά κάτω από την επίδραση κυκλικών φορτίσεων υπολογίζονται για τις εξής παρακάτω διατμητικές παραμορφώσεις $\pm 5\%$, $\pm 10\%$, $\pm 20\%$, $\pm 50\%$ και $\pm 100\%$ και ακολουθώντας την διαδικασία της παραγράφου 8.2.4.1 του προτύπου.

Μας ενδιαφέρουν τα χαρακτηριστικά K_{effb}, ξ_b ισοδύναμη δυσκαμψία και απόσβεση, για ισοδύναμα γραμμικά συστήματα καθώς την δυσκαμψία K_2 του μετελαστικού κλάδου και

την χαρακτηριστική αντοχή Q_d όπως στην παραπάνω εικόνα 3.30 για διγραμμικά συστήματα.

Οι δοκιμές γίνονται για συχνότητα 0.5 Hz και επαναλαμβάνονται τρεις πλήροι κύκλοι φόρτισης - αποφόρτισης σε κάθε δοκιμή, για μια τιμή διατμητικής παραμόρφωσης $\pi\chi$ 100%.

Σκοπός της δοκιμής είναι να προσδιορίσει τις παραπάνω τιμές από κύκλο σε κύκλο φόρτισης αλλά και μεταξύ των διαφορετικών διατμητικών παραμορφώσεων, να τις συγκρίνει μεταξύ τους, με σκοπό να πιστοποιήσει ότι οι τιμές παραμένουν σταθερές από κύκλο σε κύκλο φόρτισης με μια ανοχή 20 % περίπου από τις τιμές σχεδιασμού, για την μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} .

Εάν η δοκιμή γίνει σε συχνότητα διαφορετική από 0.5 Hz τότε πρέπει να διορθώσουμε τις τιμές με έναν συντελεστή κλάσματος με αριθμητή την τιμή του συγκεκριμένου μεγέθους για συχνότητα 0.5 Hz, και παρανομαστή την τιμή του συγκεκριμένου μεγέθους για την συχνότητα δοκιμής.

Εάν τύχει τώρα η διατμητική παραμόρφωση για την μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} να βρεθεί να είναι μεγαλύτερη από 100% απαιτούνται επιπλέον δοκιμές.

- **Υπολογισμός για την εργοστασιακή πιστοποίηση της οριζόντιας δυσκαμψίας, απόσβεσης και χαρακτηριστικά μονωτήρα K_b, ξ_b, k_2, Q_d από γραμμικά αυξανόμενο φορτίο.**

Μια εργοστασιακή δοκιμή παρόμοια με την παραπάνω που είναι ο έλεγχος του μονωτήρα μπορεί να γίνει για την πιστοποίηση των μεγεθών K_b, ξ_b, k_2, Q_d για διατμητική παραμόρφωση πολύ κοντά σε αυτή που αναλογεί για μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} και με συχνότητα 0.5 Hz με την προϋπόθεση ότι στον 3 κύκλο φόρτισης οι τιμές K_b, ξ_b, k_2, Q_d να μην διαφέρουν $\pm 20\%$ από τις τιμές που προσδιορίστηκαν με τις προηγούμενες δοκιμές.

Οι δοκιμές αυτές πραγματοποιούνται εφόσον μετά την δοκιμή που έδωσε την δυσκαμψία και την απόσβεση του μονωτήρα η οποίες δεν αντιστοιχούν στην διατμητική παραμόρφωση για μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} .

- **Διακύμανση των χαρακτηριστικών του μονωτήρα K_b, ξ_b, k_2, Q_d με την μεταβολή της συχνότητας.**

Τα οριζόντια χαρακτηριστικά K_b, ξ_b, k_2, Q_d πρέπει να υπολογιστούν για διάφορες συχνότητες και για διατμητική παραμόρφωση 100%.

Οι τιμές της συχνότητας που μεταβάλλουμε είναι 0.10 Hz , 0.5 Hz , 2.0 Hz.

Οι τιμές των οριζόντιων χαρακτηριστικών για την διακύμανση της συχνότητας στον τρίτο κύκλο δεν θα πρέπει να διαφέρουν πάνω από $\pm 20\%$ η ελάχιστη με την μέγιστη.

- **Διακύμανση των χαρακτηριστικών του μονωτήρα K_b, ξ_b, k_2, Q_d με την μεταβολή της θερμοκρασίας.**

Τα οριζόντια χαρακτηριστικά K_b, ξ_b, k_2, Q_d πρέπει να υπολογιστούν για διάφορες θερμοκρασίες λειτουργίας του κτιρίου από πολύ χαμηλές μέχρι αρκετά υψηλές, και για διατμητική παραμόρφωση 100%.

Οι τιμές της θερμοκρασίας που μεταβάλλουμε είναι $40\text{ }^{\circ}\text{C}$, $23\text{ }^{\circ}\text{C}$, $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$, $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Οι τιμές των οριζόντιων χαρακτηριστικών καταγράφονται για την διακύμανση της κατώτερης θερμοκρασίας στον τρίτο κύκλο, και δεν θα πρέπει να διαφέρουν περισσότερο από $+80\%$, ή -20% από τις τιμές στην θερμοκρασία αναφοράς $23\text{ }^{\circ}\text{C}$, ενώ οι τιμές για την μέγιστη θερμοκρασία να μην διαφέρουν πάνω από $\pm 20\%$ από εκείνες στην θερμοκρασία των $23\text{ }^{\circ}\text{C}$.

- **Διακύμανση των χαρακτηριστικών του μονωτήρα K_b, ξ_b, k_2, Q_d με την επαναλαμβανόμενη ανακυκλιζόμενη φόρτιση.**

Τα οριζόντια χαρακτηριστικά K_b, ξ_b, k_2, Q_d πρέπει να είναι σταθερά κάτω υπό την επίδραση των επαναλαμβανόμενων φορτίσεων, και γιαυτό πρέπει να πιστοποιηθούν μεσω δοκίμων κρατώντας σταθερή την διατμητική παραμόρφωση στο 100% , η την διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού.

Πραγματοποιούνται 10 κυκλικές δοκιμές και τα αποτελέσματα του δευτέρου κύκλου για την τιμή K_b , συγκρίνονται με αυτά του δέκατου κύκλου με τον λόγο 2° κύκλου προς 10° κύκλου να μην είναι μικρότερος από το 0.7.

Πραγματοποιούνται 10 κυκλικές δοκιμές και τα αποτελέσματα του δευτέρου κύκλου για την τιμή ξ_b , συγκρίνονται με αυτά του δέκατου κύκλου με τον λόγο 2° κύκλου προς 10° κύκλου να μην είναι μικρότερος από το 0.7.

Πραγματοποιούνται 10 κυκλικές δοκιμές και τα αποτελέσματα του πρώτου κύκλου για την τιμή K_b , συγκρίνονται με αυτά του δέκατου κύκλου με τον λόγο 1° κύκλου προς 10° κύκλου να μην είναι μικρότερος από το 0.6.

- **Ικανότητα οριζόντιας μετακίνησης.**

Η οριζόντια ικανότητα μετακίνησης ενός μονωτήρα πρέπει να ελεγχθεί μέχρι την μετακίνηση $\gamma_b * d_{Ed}$ ή μέχρι του φορτίου $\gamma_b * V_{Ed}$, όποιο από τα δυο εμφανιστεί πρώτο (όπου V_{Ed} είναι το οριζόντιο φορτίο που αντιστοιχεί στην d_{Ed}), κάτω από την επίδραση των αξονικών φορτίων $N_{Ed,max}, N_{Ed,min}$, με $\gamma_b = 1.15$.

Το $N_{Ed,min}$ δεν θα πρέπει να είναι ένα φορτίο εφελκυσμού που να δημιουργεί τάση που να ξεπερνά το $2 * G$, όπου G είναι το μέτρο διάτμησης για 100% διατμητική παραμόρφωση.

Το οριζόντιο φορτίο δεν θα πρέπει να αυξηθεί περισσότερο από του σημείου να προξενήσει μεγαλύτερη μετακίνηση του μονωτήρα από d_{Ed} , ενώ ο μονωτήρας δεν θα παρουσιάσει σημάδια αστοχίας, όπως αποκόλληση υλικού, μετακίνηση μεταλλικών φύλλων, ρωγμή στην επιφάνεια του ελαστομερούς πάνω από 2mm.

- **Διακύμανση των χαρακτηριστικών του μονωτήρα K_b, ξ_b, k_2, Q_d με την μεταβολή του χρόνου.**

Οι δοκιμές αυτές πραγματοποιούνται για να πιστοποιηθεί ότι τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά του μονωτήρα K_b, ξ_b, k_2, Q_d πρέπει να παραμείνουν σταθερά με τον χρόνο η να μην επηρεαστούν περισσότερο από 20% σε ολόκληρη την διάρκεια ζωής του μονωτήρα.

Η δοκιμή πραγματοποιείται αφού πρώτα τοποθετήσουμε τον μονωτήρα για 14 μέρες στους 70 C°.

- **Επίδραση του ερπυσμού.**

Πρέπει να ελεγχθεί η επίδραση του ερπυσμού κάτω υπό την δράση κατακόρυφου θλιπτικού μη σεισμικού φορτίου N_{sd} .

Προτείνεται ότι η ποσοστιαία αύξηση του ερπυσμού μεταξύ 10min και 10⁴ min (χρόνος μιας εβδομάδας περίπου), πρέπει να είναι λιγότερο από 20% της παραμόρφωσης που προξενείται από το φορτίο εξασκούμενο επι 10 λεπτά.

Επίσης η παραμόρφωση του μονωτήρα δεν θα επεκτείνεται πέρα από τα 10 min

Στον παρακάτω πίνακα 3.5 από το πρότυπο EN 15129 εμφανίζονται συγκεντρωτικά όλες οι δοκιμές.

Test	Type test requirements	Factory production control test requirements
Capacity in compression under zero lateral displacement	Support N_{sd} . No defects visible. See 8.2.1.2.6.	N/A
Compression stiffness	Report value. See 8.2.1.2.8.	Within $\pm 30\%$ of type test value. No defects visible. See 8.2.1.2.8
*Horizontal characteristics K_b and ξ_b (or K_2 and Q_2) under cyclic deformation	Report strain dependence. At design displacement, d_{sd} , values within $\pm 20\%$ of design value. See 8.2.1.2.2	Values within $\pm 20\%$ of required values. See 8.2.1.2.2
*Horizontal stiffness under a one-sided ramp loading (Required if cyclic horizontal stiffness and damping from production control test not measured at shear strain amplitude close to value corresponding to, d_{sd})	Report value at design displacement, d_{sd} . See 8.2.1.2.2	Within $\pm 20\%$ of adjusted type test value. See 8.2.1.2.2
Variation of horizontal characteristics K_b and ξ_b (or K_2 and Q_2) with frequency	Report variation. Maximum variation $\pm 20\%$. See 8.2.1.2.3	N/A
*Variation of horizontal characteristics K_b and ξ_b (or K_2 and Q_2) with temperature	Report variation. Maximum variation within limits set in 8.2.1.2.4	N/A
Dependence of horizontal characteristics K_b and ξ_b (or K_2 and Q_2) on repeated cycling	Dependence within limits specified in 8.2.1.2.5	N/A
*Lateral capacity under maximum and minimum vertical loads	Force-displacement curve increasing up to $1/5 d_{sd}$. No defects. See 8.2.1.2.7.	N/A
Change of horizontal characteristics K_b and ξ_b of the isolator (or K_2 only for LRB manufactured using low damping elastomer) due to ageing	Change $\leq 20\%$	N/A
Creep test under vertical load ^a	Total Creep rate $< 20\%$ per decade. See 8.2.1.2.10.	N/A
^a Optional test N/A = Not Applicable	*For low damping bridge isolators subjected to small seismic actions, only the tests marked with * shall apply. See 8.2.1.2.11 for requirements.	

Πίνακας 3.5 Δοκιμές μονωτήρων κατά EN 15129.[37]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4
ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΑ ΠΛΑΙΣΙΑ (FEMA ASCE 7-10) – (EC 8)

4.1 Κανονισμός FEMA ιστορική αναδρομή [40]

Το αδιαμφισβήτητο πλεονέκτημα της εισαγωγής σεισμικής μονώσεως, στις κατασκευές οδήγησε στην κατασκευή πολλών κτιρίων και γεφυρών στις αρχές της δεκαετίας του 1980 στις ΗΠΑ, παρότι δεν υπήρχε κανονιστικό πλαίσιο για την κατασκευή τέτοιων κτιρίων την εποχή εκείνη. Αυτή η δραστηριότητα εκείνης της εποχής, ανέδειξε την ανάγκη να συμπληρωθεί ο υπάρχων αντισεισμικός κανονισμός με κατασκευαστικές απαιτήσεις σχεδιασμού, για σεισμικά μονωμένες κατασκευές. Αυτές οι παρεμβάσεις στον αντισεισμικό κανονισμό, εξασφαλίζουν ότι τα σεισμικά μονωμένα κτίρια, είναι ασφαλή για τους χρήστες τους, αλλά και για το δημόσιο συμφέρον, παρέχοντας στους μηχανικούς, ένα εργαλείο με το οποίο θα μπορούσαν να σχεδιάσουν κτίρια με σεισμική μόνωση, και με τις ελάχιστες απαιτήσεις σχεδιασμού.

Οι αρχικές προσπάθειες ξεκίνησαν με το σύλλογο μελετητών μηχανικών της Καλιφόρνιας structural engineers association of California (SEAOC), του οποίου η σεισμολογική επιτροπή έχει μια μακρά ιστορία στην συνεισφορά συγγραφής κωδίκων και κανονιστικών πλαισίων.

Ο βόρειος τομέας, του (SEAOC) ήταν ο πρώτος που ανέπτυξε οδηγίες για ελαστομερή εφέδρανα στα νοσοκομεία. Αυτές οι οδηγίες υιοθετήθηκαν στα τέλη της δεκαετίας του 1980, από την τεχνική υπηρεσία του υπουργείου υγείας, με σκοπό την ενσωμάτωση εντός κανονιστικού πλαισίου για την κατασκευή του πρώτου νοσοκομείου με μονωμένη βάση στην πόλη της Καλιφόρνιας. Την ίδια στιγμή ο βόρειος τομέας του SEAOC δημοσίευσε τα πρώτα τμήματα των απαιτήσεων που διέπουν τα σεισμικά μονωμένα κτίρια.

Ως στα τέλη της δεκαετίας του 1980 η σεισμολογική επιτροπή του SEAOC Structural Engineers Association of California, αναγνώρισε την ανάγκη για την δημιουργία ενός ευρέως σε αποδοχή κειμένου πάνω στην σεισμική μόνωση και σχημάτισε μια επιτροπή για να σχεδιάσει και να εξελίξει απαιτήσεις σχεδιασμού για σεισμικά μονωμένα κτίρια. Οι υποδείξεις και οι εισηγήσεις της επιτροπής για την σεισμική μόνωση κτιρίων, έγινε η μπλέ βίβλος (Blue Book), των σεισμικά μονωμένων κτιρίων, η οποία υιοθετήθηκε το 1991 με μικρές αλλαγές από τον ενιαίο οικοδομικό κανονισμό των ΗΠΑ UBC, ο οποίος αναθεωρείται κάθε τρία χρόνια. Η επιτροπή SEAOC συνέχισε να αναθεωρεί την μπλε βίβλο μέχρι το έτος 1999.

Στα μέσα της δεκαετίας του 1990 η επιτροπή για την ασφάλεια κτιρίων από τον σεισμό, ενσωμάτωσε τις οδηγίες για τα σεισμικά μονωμένα κτίρια του UBC 1994, στον κανονισμό και τις διατάξεις του FEMA 222A. Έγινε προσπάθεια οι διαφορές των δύο κανονισμών να ελαχιστοποιηθούν. Οι διατάξεις του FEMA 222A χρησιμοποιήθηκαν στον κανονισμό FEMA 273 που αφορά επεμβάσεις σε παλαιά κτίρια προϋποθέτοντας την σεισμική τους αναβάθμιση.

Ο FEMA 273 NEHRP (guidelines for seismic rehabilitated of building) 1997 ακολουθεί την φιλοσοφία, ότι η σεισμική μόνωση για ένα παλαιό κτίριο πρέπει να έχει τις ίδιες απαιτήσεις με αυτές ενός καινούργιου κτιρίου, η διαφορά έγκειται στην κατασκευή πάνω από το σύστημα μόνωσης και η FEMA 273 παρέχει τις κατάλληλες οδηγίες για την επισκευή υπαρχόντων κτιρίων. Ακολούθησε η έκδοση FEMA 302 το ίδιο έτος 1997 που αφορούσε νέα κτίρια υπό κατασκευή.

Οι FEMA εξελίσσονται και προσαρμόζονται κάθε τρία χρόνια και έτσι το έτος 2000 έχουμε την έκδοση FEMA 368, και FEMA 369 σχόλια. Το έτος 2003 έχουμε την έκδοση FEMA 450 και έως στις μέρες μας η τελευταία έκδοση είναι το έτος 2015 FEMA P 1050.

4.2 Φάσμα κανονισμού

4.2.1 Παράμετροι επιτάχυνσης [41],[43]

Αρχικά υπολογίζονται οι παράμετροι της επιτάχυνσης S_s και S_l για περίοδο 0.2 sec και 1sec οι οποίοι λαμβάνονται από διαγράμματα χάρτες και εξαρτώνται από την τοποθεσία της κατασκευής, και λαμβάνονται για κατηγορία εδάφους B βράχος. Οπού το S_l λαμβάνει τιμές μέχρι 0.04 ενώ το S_s μέχρι 0.15 και η κατασκευή επιτρέπεται να ανατεθεί στην σεισμική κατηγορία σχεδιασμού A.

Οι τιμές αυτές λαμβάνονται επίσης από τον ιστότοπο με ηλεκτρονική διεύθυνση (<http://geohazards.usgs.gov/designmaps/us/application.php>) της υπηρεσίας U.S seismic design maps η στον <http://earthquake.usgs.gov/designmaps>.

Ο κανονισμός ορίζει κατηγορίες εδάφους A,B,C,D,E,F ανάλογα με το γεωλογικό υπόβαθρο της κάθε περιοχής. **Όπου το γεωλογικό υπόβαθρο δεν είναι γνωστό τότε μπορούμε να λάβουμε για τους υπολογισμούς της κατασκευής έδαφος κατηγορίας D, εκτός αν οι αρχές έχουν εδαφοτεχνικά δεδομένα για κατηγορία εδάφους F,E.**

Η κατηγοριοποίηση των διαφόρων ειδών των εδαφών ανάλογα με την μέση ταχύτητα με την οποία κινούνται τα διατμητικά κύματα v_s μέσα στην σύσταση τους για μέγιστο πάχος εδάφους 30 m, παρουσιάζονται παρακάτω. [43]

- A Σκληρός βράχος $v_s > 1500 \text{ m/sec}$.
- B Βράχος $760 \text{ m/sec} < v_s < 1500 \text{ m/sec}$
- C Μαλακός βράχος ή πολύ πυκνό έδαφος $360 \text{ m/sec} < v_s < 760 \text{ m/sec}$ ή $N > 50 \text{ χτυπους}$.
- D Σκληρό έδαφος $180 \text{ m/sec} < v_s < 360 \text{ m/sec}$ και με $15 \text{ χτυπους} < N < 50 \text{ χτυπους}$.
- E Ένα έδαφος με $180 \text{ m/sec} > v_s$.
- F Έδαφος που δεν ανήκει σε καμιά από τις παραπάνω κατηγορίες και απαιτεί ειδική διαβάθμιση και μελέτη.

$$v_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / v_{si}} \quad (4.1)$$

Όπου

v_{si} = Η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων για κάθε στρώση.

d_i = Πάχος μιας στρώσης εδάφους.

Αντίστοιχα για τον αριθμό κτύπων που απαιτούνται για συνεκτικά εδάφη

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / N_i} \quad (4.2)$$

Όπου

N_i = Αριθμός κτύπων για διείδυση 30 εκατ.

Υπάρχει επίσης ανάλογη σχέση για μη συνεκτικά εδάφη.

4.2.2 Μέγιστος θεωρούμενος σεισμός στοχευμένου κινδύνου MCE_R (Risk targeted Maximum considered earthquake)

Ο μέγιστος θεωρούμενος σεισμός σύμφωνα με την FEMA είναι αυτός που έχει πιθανότητα 2 % υπέρβασης στα επόμενα 50 χρόνια με περίοδο επαναφοράς 2475 χρόνια.[40]

Στην περίπτωση αυτή το κτίριο επιτρέπεται να έχει πάθει μεγάλες ζημιές αλλά να έχει εξασφαλιστεί η ασφάλεια των κατοίκων χωρίς κατάρρευση, οποιαδήποτε όμως επισκευή του θα είναι αντισυμβατική και ίσως μη υλοποιήσιμη.

Για να υπολογίσουμε τις παραμέτρους επιτάχυνσης S_{MS} για μικρές περιόδους και S_{M1} για περίοδο 1 sec του μέγιστου θεωρουμένου σεισμού, χρησιμοποιούμε τις παρακάτω εξισώσεις:

$$S_{MS} = F_a * S_S \quad (4.2.1)$$

$$S_{M1} = F_V * S_1 \quad (4.2.2)$$

Όπου

S_S = Από διαγράμματα παρ 4.2.1 σεισμική επιτάχυνση ποσοστό της επιτάχυνσης g.

S_1 = Από διαγράμματα παρ 4.2.1 σεισμική επιτάχυνση ποσοστό της επιτάχυνσης g.

F_a = Συντελεστής τοποθεσίας-εδάφους από τους παρακάτω πίνακες 4.1.

F_V = Συντελεστής τοποθεσίας- εδάφους από τους παρακάτω πίνακες 4.2.

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_S .

Πίνακας 4.1 Συντελεστής τοποθεσίας για μικρή περίοδο 0,2 sec ASCE7-10 [41]

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_I .

Πίνακας 4.2 Συντελεστής τοποθεσίας για περίοδο 1 sec ASCE 7-10 [41]

Όπου απαιτείται η χρήση του φάσματος με τον μέγιστο στοχευμένο κίνδυνο MCER τότε πολλαπλασιάζουμε τις τιμές που προκύπτουν από το φάσμα σχεδιασμού με τον συντελεστή 1.5.

4.2.3 Φάσμα απόκρισης σχεδιασμού (DBE) design basis earthquake

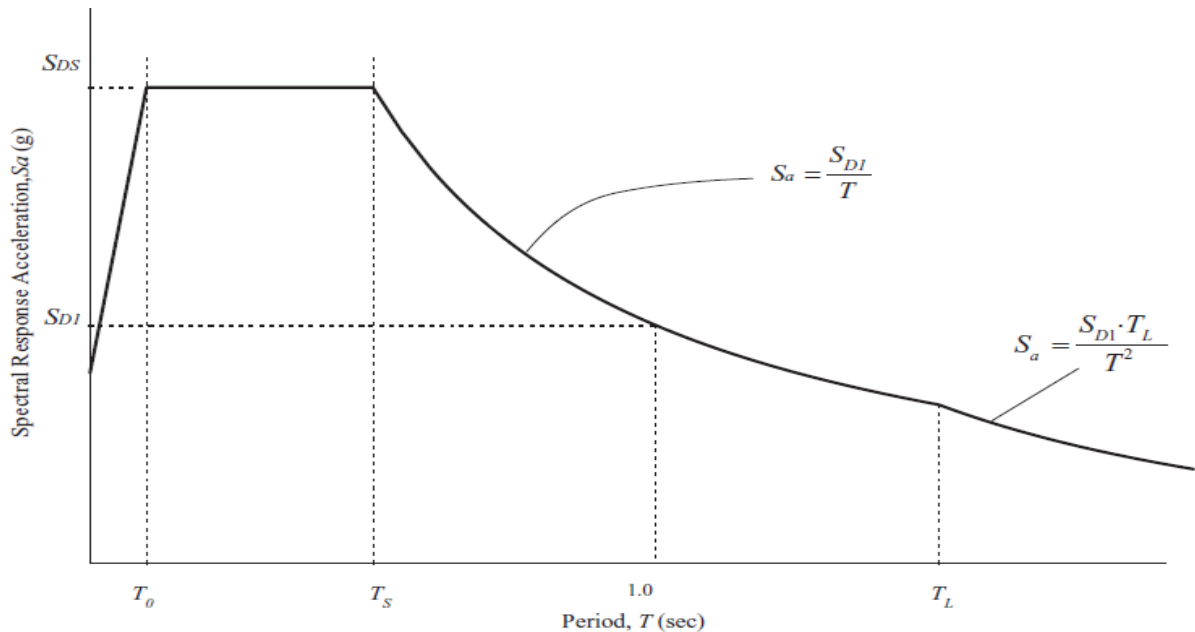
Ο σεισμός σχεδιασμού (DBE) σύμφωνα με την FEMA είναι αυτός που έχει πιθανότητα 10 % να εμφανιστεί στα επόμενα 50 χρόνια με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια, και είναι ένας λιγότερο σπάνιος σεισμός. Το κτίριο επιτρέπεται να πάθει ζημιές χωρίς να θέσει ούτε μια στιγμή την ασφάλεια των κάτοικων σε κίνδυνο. Οι ζημιές θα είναι επισκεύασιμες σε λογικό και υλοποιήσιμο κόστος.

Οι παράμετροι επιτάχυνσης του φάσματος σχεδιασμού S_{DS} για την μικρή περίοδο 0,2 sec, και S_{D1} για την περίοδο του 1 sec υπολογίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$S_{DS} = \left(\frac{2}{3}\right) * S_{MS} \text{ Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για μικρές περιόδους 0.2 sec} \quad (4.3)$$

$$S_{D1} = \left(\frac{2}{3}\right) * S_{M1} \text{ Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για περιόδους 1 sec} \quad (4.4)$$

Παρατηρούμε ότι οι παράμετροι επιτάχυνσης του μεγάλου θεωρουμένου σεισμού στοχευμένου κίνδυνου S_{MS} και S_{M1} πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή 0.66 για να δώσουν τους συντελεστές του φάσματος σχεδιασμού S_{DS} , S_{D1} . Η καμπύλη του φάσματος του σεισμού αυτού μπορεί να σχεδιαστεί σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις, και σύμφωνα με την παρακάτω εικόνα 4.1 του φάσματος.



Εικόνα 4.1 Φάσμα απόκρισης DBE[41]

- Για περιόδους μικρότερες ή ίσες του T_0 το S_a παίρνει τιμές από τον παρακάτω τύπο:

$$S_a = 0.6 * \left(\frac{S_{DS}}{T_0} \right) + 0.4 * S_{DS}$$
- Για περιόδους μεγαλύτερες ή ίσες του T_0 και μικρότερες ή ίσες του T_s το S_a παίρνει τιμές από τον παρακάτω τύπο:

$$S_a = S_{DS}$$
- Για περιόδους μεγαλύτερες του T_s και μικρότερες ή ίσες του T_L το S_a παίρνει τιμές από τον παρακάτω τύπο:

$$S_a = S_{D1}/T$$
- Για περιόδους μεγαλύτερες του T_L το S_a παίρνει τιμές από τον παρακάτω τύπο:

$$S_a = \left(S_{D1} * T_L / T^2 \right)$$

Όπου

S_{DS} = Από σχέση (4.3)

S_{D1} = Από σχέση (4.4)

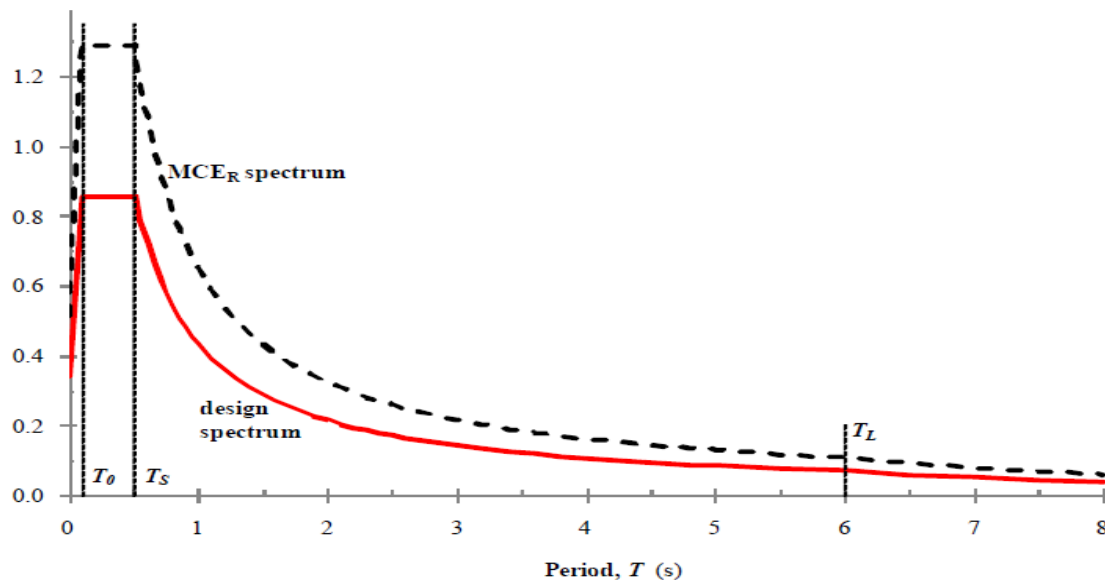
T = Θεμελιώδη ιδιοπερίοδος της κατασκευής.

$$T_0 = 0.2 * S_{D1}/S_{DS}$$

$$T_s = S_{D1}/S_{DS}$$

T_L = Από διαγράμματα και χάρτες των ΗΠΑ.

Στην παρακάτω εικόνα 4.2 εμφανίζονται οι διαφορές των δύο φασμάτων σεισμών DBE-MCE.



Εικόνα 4.2 Φάσμα απόκρισης DBE-MCE. [40]

4.2.4 Φάσμα απόκρισης σεισμού ικανότητας άμεσης λειτουργίας (SLE) service level earthquake

Ο επαναλαμβανόμενος σεισμός SLE σύμφωνα με την FEMA είναι αυτός που έχει πιθανότητα 50 % υπέρβασης στα επόμενα 30 χρόνια με περίοδο επαναφοράς τα 43 χρόνια. Ο σεισμός αυτός είναι ένας συχνός σεισμός με μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης μέσα στα επόμενα 30 χρόνια χωρίς να γνωρίζουμε την αρχή αυτής της περιόδου.

Για τον σεισμό αυτόν τα κτίρια θα πάθουν ελάχιστες ζημιές και θα είναι άμεσα λειτουργικά μετά από το συμβάν, χωρίς να έχει επηρεαστεί η ικανότητα τους να παραλάβουν τον μεγάλο σεισμό MCE_R.

4.2.5 Κατηγοριοποίηση των κατασκευών

Τα κτίρια και οι άλλες κατασκευές πρέπει να κατηγοριοποιηθούν ανάλογα με τον αριθμό απώλειας ανθρωπίνων ζωών, σε περίπτωση κατάρρευσης τους μετά από μια έντονη σεισμική δραστηριότητα. Η κατηγοριοποίηση φαίνεται στον παρακάτω πίνακα 4.3.

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released. ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Πίνακας 4.3 Κατηγοριοποίηση κτιρίων ανάλογα με την σπουδαιότητα τους ASCE 7-10[41]

Τα κτίρια ανάλογα με την κατηγορία στην οποία ανήκουν κατατάσσονται στην κατηγορία κίνδυνου I, II, III, IV. Ο σεισμικός συντελεστής σπουδαιότητας των κτιρίων I_c παίρνει τιμές από τον παρακάτω πίνακα 4.4 ανάλογα με την κατηγορία κίνδυνου που ανήκει η κατασκευή μας.

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads^a

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_t	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_c
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

^aThe component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it is dependent on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Πίνακας 4.4 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου ανάλογα με την εξωτερική δράση ASCE 7-10 [41]

Παρατηρούμε ότι ο παρακάτω πίνακας περιλαμβάνει και άλλους συντελεστές σπουδαιότητας p_x για πλημμύρα, χιόνι, αέρα.

4.2.6 Σεισμική κατηγορία σχεδιασμού [41]

Τα κτίρια πρέπει να καταταχθούν εντός μιας κατηγορίας σεισμικού σχεδιασμού.

Κτίρια που ανήκουν σε κατηγορία κίνδυνου I, II, III τα οποία θα κατασκευαστούν σε τοποθεσία με φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού περιόδου 1 sec $S_1 \geq 0.75$, θα πρέπει να καταταχθούν στην κατηγορία σχεδιασμού E. Όταν η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία κίνδυνου IV, και θα κατασκευαστεί σε τοποθεσία με φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού περιόδου 1 sec $S_1 \geq 0.75$ τότε θα πρέπει να καταταχθεί στην κατηγορία σχεδιασμού F. Όλες οι υπόλοιπες κατασκευές κατατάσσονται στην κατηγορία σχεδιασμού σύμφωνα με την κατηγορία κίνδυνου που έχουν καταταχθεί στην παράγραφο 4.2.5 και σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα 4.5.

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Πίνακας 4.5 Σεισμική κατηγορία σχεδιασμού βασισμένη πάνω στην περίοδο 0,2 sec και στην περίοδο 1 sec ASCE 7-10 [41]

Κάθε κτίριο και κατασκευή πρέπει να κατηγοριοποιηθεί στην πιο αυστηρή σεισμική κατηγορία σχεδιασμού, σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες, ανεξάρτητα από την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου T. Οπού $S_1 < 0.75$ η σεισμική κατηγορία σχεδιασμού επιτρέπεται να υπολογιστεί από τους παραπάνω πίνακες όταν ισχύουν όλες από τις εξής παρακάτω προϋποθέσεις:

- Σε κάθε μια από τις δυο ορθογώνιες διευθύνσεις η προσεγγιστική θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής $T_\alpha = C_t * h_n^x$ προσδιορισμένη σε συμφωνία με την παράγραφο 12.8.2.1 ASCE 7-10 είναι μικρότερη από $0.8 * T_s$, h_n = ύψος κατασκευής, C_t, x = από πίνακα 4.6. Όπου T_s προσδιορίζεται από την παράγραφο 4.2.3 της παρούσας εργασίας.

$$T_s = S_{D1}/S_{DS}$$

- Σε κάθε μια από τις δυο ορθογώνιες διευθύνσεις η θεμελιώδη ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι μικρότερη από την T_s .
- Η εξίσωση 12.8.2 ASCE 7-10 χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του σεισμικού συντελεστή απόκρισης C_s .
- Το διάφραγμα είναι άκαμπτο, και για όσα διαφράγματα είναι εύκαμπτα, η μέγιστη απόσταση μεταξύ των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από 40 ft ή 12.19 m.

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

Πίνακας 4.6 Συντελεστές C_t, x ASCE 7-10 [41]

4.3 Κατασκευαστικά κριτήρια σχεδιασμού [41]

4.3.1 Υπολογισμός των σεισμικών φορτίων

Έχοντας κατατάξει το κτίριο σε μια από τις πιο πάνω σεισμικές κατηγορίες σχεδιασμού A,B,C,D μπορούμε από τον πίνακα 12.2-1 του ASCE 7-10 να βρούμε τους συντελεστές R, Ω_o, C_d και να προσδιορίσουμε τα φορτία.

Η επίδραση των φορτίων του σεισμού κατά την FEMA προσδιορίζεται όπως παρακάτω στην περίπτωση που τα σεισμικά φορτία επιδρούν επιπρόσθετα των μόνιμων φορτίων.

$$E = E_h + E_v = \rho * Q_E + 0.25 * S_{DS} * D \quad (4.5)$$

$$E = E_h - E_v = \rho * Q_E - 0.25 * S_{DS} * D \quad (4.6)$$

Όπου

E = Η επίδραση των σεισμικών οριζοντίων και κατακόρυφων σεισμικών δυνάμεων στον φορέα.

ρ = Μειωτικός η αυξητικός συντελεστής και ισούται με 1 για σεισμική κατηγορία σχεδιασμού B,C, ενώ για τις κατηγορίες D,E,F ισούται με 1.3 υπό προϋποθέσεις.

Q_E = Η επίδραση των οριζοντίων σεισμικών φορτίων στον φορέα.

(Κατανεμημένες οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις καθ ύψος).

S_{DS} = Όπως έχει περιγράψει στην σχέση (4.3).

D = Η επίδραση των μονίμων φορτίων στον φορέα.

E_h = Η επίδραση των οριζοντίων σεισμικών δράσεων.

E_v = Η επίδραση των κατακορύφων σεισμικών δράσεων.

Ο συντελεστής R είναι ο γνωστός μας συντελεστής συμπεριφοράς q , ο οποίος υπολογίζεται από δυο όρους τον συντελεστή πλαστιμότητας R_D , και τον συντελεστή υπεραντοχής Ω_o από την παρακάτω σχέση.

$$R = R_D * \Omega_o \quad (4.7)$$

Ο συντελεστής υπεραντοχής Ω_o χωρίζεται σε τρεις κατηγορίες συντελεστών $\Omega_D, \Omega_M, \Omega_S$, που εκφράζουν την διαφορά της δύναμης που απαιτείται να ασκηθεί στην κατασκευή μεταξύ των ελάχιστων σεισμικών φορτίων σχεδιασμού, και των μέγιστων φορτίων που θα δημιουργήσουν πλαστικές αρθρώσεις στην κατασκευή μας, πέραν της οποίας έχουμε μεγάλη αύξηση της μετακίνησης χωρίς να έχουμε αύξηση των σεισμικών φορτίων, ουσιαστικά δηλαδή μέχρι να δημιουργηθεί ο μηχανισμός κατάρρευσης της κατασκευής μας.

$$\Omega_o = \Omega_D * \Omega_M * \Omega_S \quad (4.8)$$

Ο συντελεστής απόκλισης C_d ως ποσοστό του συντελεστή R είναι περίπου

$C_d = (0.5 - 1.0) * R$ από παλιότερες εκδόσεις του κανονισμού ενώ σήμερα δίνεται από πίνακες. [48]

4.3.2 Βασικοί συνδυασμοί φορτίσεων [41]

Οι βασικοί συνδυασμοί φορτίσεων οι οποίοι θα πρέπει να συμφωνηθούν με τον ιδιοκτήτη του ακίνητου και καθορίζονται από τους κανονισμούς είναι οι εξής παρακάτω.

1. $1.4 * D$
2. $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 * (L \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2 * D + 1.6 * (L \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5 * W)$
4. $1.2 * D + 1.0 * W + L + 0.5 * (L \text{ or } S \text{ or } R)$
5. **$1.2 * D + 1.0 * E + 0.5 * L + 0.2 * S$** (4.8.1)

6. $0.9 * D + 1 * W$
7. **$0.9 * D + 1 * E$** (4.8.2)

Όπου

D = Μόνιμα φορτία.

E = Σεισμικά φορτία.

L = Κινητά φορτία, μπορεί να πάρει συντελεστή 0.5 για όλες τις χρήσεις του κτιρίου αρκεί το L_0 . Τα μόνιμα κινητά φορτία από πίνακα 4.1 του κανονισμού ASCE 7-10 να είναι μικρότερα από $4.79 \text{ kn}/\text{m}^2$, για τις περισσότερες περιπτώσεις ο συντελεστής είναι 0.5.

S = Φορτία χιονιού

W = Φορτία ανέμου

R = Φορτία βροχής

Αντικαθιστώντας τις σχέσεις 4.5, 4.6 στις σχέσεις 4.8.1 και 4.8.2 έχουμε

$1.2 * D + 1.0 * (\rho * Q_E + 0.25 * S_{DS} * D) + 0.5 * L + 0.2 * S$ οπότε γίνεται

για $S = 0$

$$1.2 * D + (\rho * Q_E + 0.25 * S_{DS} * D) + 0.5 * L$$

Ανάλογα τώρα με την φορά των μόνιμων κατακόρυφων φορτίων σε σχέση με φορά των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων θα έχω τους εξής οκτώ συνδυασμούς.[44]

$$1.2 * D + (\rho * \rightarrow Q_E + 0.25 * S_{DS} * D) + 0.5 * L$$

$$1.2 * D + (\rho * \rightarrow Q_E - 0.25 * S_{DS} * D) + 0.5 * L$$

$$1.2 * D + (\rho * \leftarrow Q_E + 0.25 * S_{DS} * D) + 0.5 * L$$

$$1.2 * D + (\rho * \leftarrow Q_E - 0.25 * S_{DS} * D) + 0.5 * L$$

$$0.90 * D + 1.0 * (\rho * \rightarrow Q_E + 0.25 * S_{DS} * D)$$

$$0.90 * D + 1.0 * (\rho * \rightarrow Q_E - 0.25 * S_{DS} * D)$$

$$0.90 * D + 1.0 * (\rho * \leftarrow Q_E + 0.25 * S_{DS} * D)$$

$$0.90 * D + 1.0 * (\rho * \leftarrow Q_E - 0.25 * S_{DS} * D)$$

Παρατηρούμε την συμμετοχή των κατακόρυφων σεισμικών δυνάμεων σε όλους τους συνδυασμούς έστω και με μικρό ποσοστό του σεισμικού συντελεστή.

4.3.3 Μέθοδοι ανάλυσης

Ο Αμερικάνικος κανονισμός δίνει μεγάλη σημασία στην οριζόντια και κατακόρυφη κανονικότητα των κτιρίων και την μέθοδο ανάλυσης που πρέπει να ακολουθηθεί ώστε να γίνει ο σχεδιασμός του κτιρίου. Υπάρχουν τέσσερις μέθοδοι ανάλυσης οι οποίες είναι οι εξής.

- Μέθοδος των ισοδυνάμων φορτίων
- Φασματική δυναμική γραμμική ανάλυση
- Φασματική δυναμική γραμμική ανάλυση με χρονιοιστορία
- Μη γραμμική ανάλυση

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι προϋποθέσεις κάτω από τις οποίες ο κανονισμός προκρίνει κάθε μέθοδο ξεχωριστά.

Seismic Design Category	Structural Characteristics	Equivalent Lateral Force Analysis, Section 12.8 ^a	Modal Response Spectrum Analysis, Section 12.9 ^a	Seismic Response History Procedures, Chapter 16 ^a
B, C	All structures	P	P	P
D, E, F	Risk Category I or II buildings not exceeding 2 stories above the base	P	P	P
	Structures of light frame construction	P	P	P
	Structures with no structural irregularities and not exceeding 160 ft in structural height	P	P	P
	Structures exceeding 160 ft in structural height with no structural irregularities and with $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Structures not exceeding 160 ft in structural height and having only horizontal irregularities of Type 2, 3, 4, or 5 in Table 12.3-1 or vertical irregularities of Type 4, 5a, or 5b in Table 12.3-2	P	P	P
	All other structures	NP	P	P

^aP: Permitted; NP: Not Permitted; $T_s = S_{D1}/S_{DS}$.

Πίνακας 4.7 Μέθοδοι ανάλυσης ASCE 7-10[41]

Παρατηρούμε ότι σε κτίρια που ανήκουν σε σεισμική κατηγορία σχεδιασμού B,C μη κανονικά καθ' ύψος, είτε οριζοντιογραφικά, ο κανονισμός επιτρέπει να μελετηθούν με την μέθοδο ισοδύναμων φορτίων. Επίσης κτίρια κάτω των 53 μέτρων καθ' ύψος και με μη κανονικές κατόψεις τύπου 2,3,4,5 ή μόνο με μη κανονικές όψεις τύπου 5, 5^a, επιτρέπεται να μελετηθούν με την ίδια μέθοδο. Θεωρούμε ότι η μέθοδος αυτή είναι βασική για τον Αμερικάνικο κανονισμό.

4.3.3.1 Ισοδύναμη στατική μέθοδος [41]

Η τέμνουσα βάσης σύμφωνα με αυτήν την μέθοδο καθορίζεται από την παρακάτω σχέση

$$V = C_s * W \quad (4.9)$$

Όπου

$$C_s = S_{DS} / R / I_e$$

W = Το βάρος του κτιρίου που περιλαμβάνει τα μονιμά φορτία και το 25 % των κινητών φορτίων.

R, I_e = Συντελεστές από πίνακες 12.2-1 και του ASCE 7-10 και πίνακα 1.5-2 ASCE 7-10

Ο συντελεστής C_s διαφοροποιείται ανάλογα με την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του κτιρίου και αν αυτή είναι μεγαλύτερη η μικρότερη από την περίοδο του φάσματος T_L .

Η κατανομή των δυνάμεων καθ' ύψος γίνεται με παρόμοιο τρόπο με τους Ευρωκώδικες, ενώ η διανομή τους στα κατακόρυφα στοιχεία του κάθε ορόφου γίνεται ανάλογα με την δυσκαμψία που έχουν. Εφαρμόζεται επίσης σε άκαμπτα διαφράγματα ροπή που προκύπτει από την διαφορά του

κέντρου μάζας με το κέντρο δυσκαμψίας, ενώ προστίθεται και νέα ροπή από την τυχηματική εκκεντρότητα 5% στην διεύθυνση που δρουν κάθετα οι σεισμικές δυνάμεις.

4.3.3.2 Φασματική δυναμική μέθοδος [41]

Κάθε δύναμη που ασκείται στον φορέα από κάθε ιδιόμορφη διαιρείται με την ποσότητα R/I_e ενώ κάθε μετακίνηση με την ποσότητα C_d/I_e .

4.4 Κανονισμός EC 8 Ευρώπη

4.4.1 Κατηγορίες εδάφους

Σύμφωνα με τον κανονισμό το έδαφος χωρίζεται σε πέντε κατηγορίες A,B,C,D,E και δυο ειδικές περιπτώσεις εδάφους S_1 , S_2 όπου απαιτείται ειδική εδαφοτεχνική μελέτη. Ακολουθεί ο παρακάτω πίνακας 4.8 με την κατηγοριοποίηση των εδαφών.

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

Πίνακας 4.8 Κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον EC-8 [45]

Σύμφωνα με τον κανονισμό η μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων για τα ανωτέρα 30 μέτρα του εδάφους προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$v_s = 30 / \left(\sum_{i=1}^n d_i / v_{si} \right) \quad (4.10)$$

Η κατηγοριοποίηση του εδάφους μπορεί επίσης να γίνει από τον αριθμό των κτύπων N_{SPT} για διείδυση 30 εκατ. από την παρακάτω σχέση:

$$N = \sum_{i=1}^n d_i / \left(\sum_{i=1}^n d_i / N_i \right) \quad (4.11)$$

Ο EC-8 Εθνικό προσάρτημα επιτρέπει την μελέτη του κτιρίου χωρίς εδαφοτεχνική ερευνά αλλά με εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, στις εξής παρακάτω κατηγορίες, με την προϋπόθεση ότι διπλανά κτίρια που έχουν θεμελιωθεί στο ίδιο εδαφικό προφίλ δεν έχουν υποστεί ζημιές **από παλαιότερες σεισμικές δράσεις.**

- Σε κτήρια σπουδαιότητας I για κατηγορίες εδάφους A,B,C
- Σε κτήρια σπουδαιότητας II για κατηγορίες εδάφους A,B
- Σε μονώροφα κτήρια σπουδαιότητας III για έδαφος A,B

Γενικά ο κανονισμός αυτός θεωρεί απαραίτητη την εδαφοτεχνική έρευνα.

4.4.2 Φάσμα σχεδιασμού - σεισμικές δυνάμεις

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η οποία απαιτεί εξειδίκευση και δεν υποστηρίζεται από πολλά προγράμματα της αγοράς, γίνεται μια ελαστική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης διαιρεμένο με τον συντελεστή συμπεριφοράς q το νέο αυτό φάσμα θα ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού".

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική στις οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Οι παρακάτω τύποι ισχύουν για $n=1$

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g * S * \left[1 + \left(T/T_B \right) * \left(n * \frac{2.5}{q} - 1 \right) \right] \quad (4.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_e(T) = (a_g * S * n * 2.5) / q \quad (4.13)$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * n * 2.5 / q * T_c / T \geq \beta * a_g \quad (4.14)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} : S_e(T) = a_g * S * n * 2.5 / q * T_c * T_D / T^2 \geq \beta * a_g \quad (4.15)$$

όπου:

$S_e(T)$ Είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης.

T Είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

a_g Είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A $a_g = \gamma_I * a_{gR}$.

T_B Είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.

T_C Είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.

T_D Είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος.

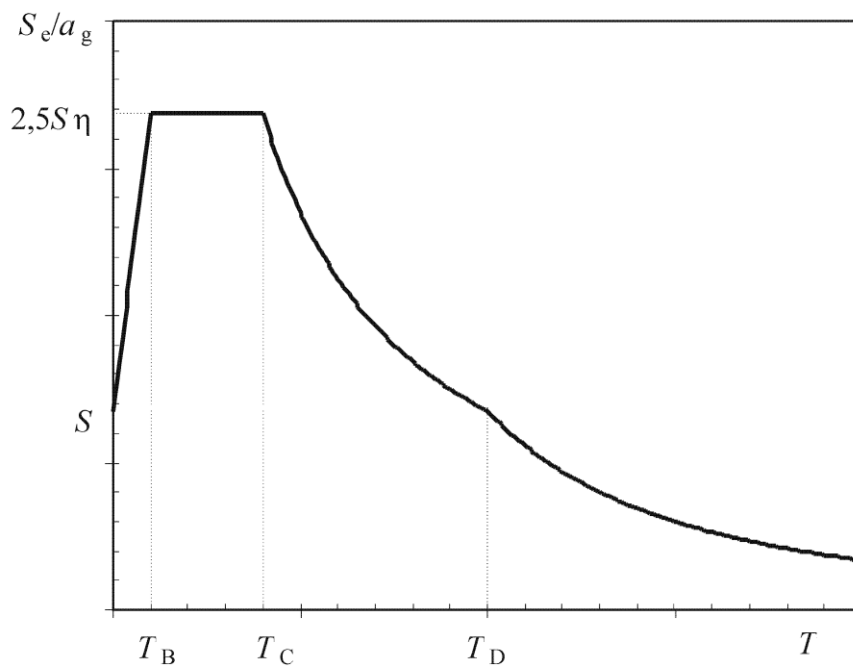
S Είναι ο συντελεστής εδάφους.

n Είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση.

q Είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς.

β Είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού λαμβανεται 0.20.

γ_I Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων.

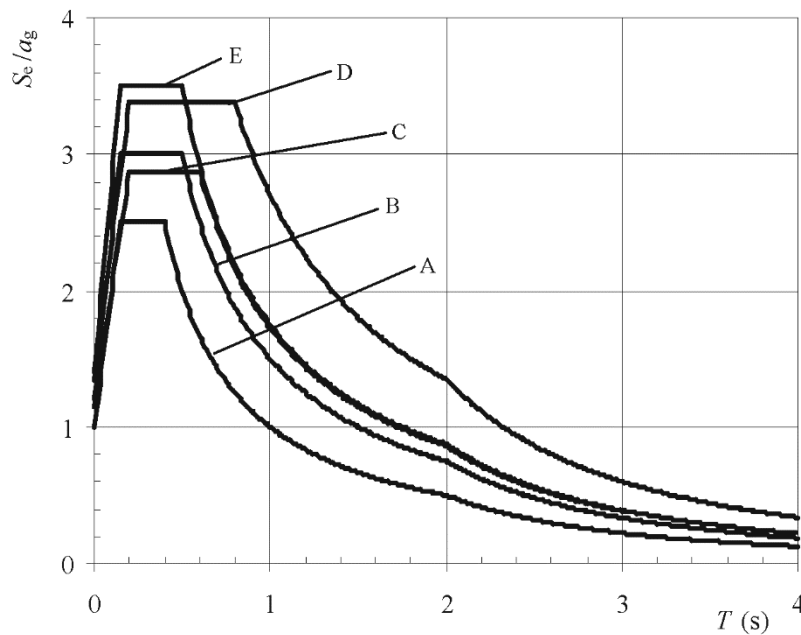


Εικόνα 4.3 Φάσμα κανονισμού EC-8 [19]

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C , T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Πίνακας 4.9 Σεισμικός συντελεστής S σύμφωνα με τον EC-8 [19]



Εικόνα 4.4 Φάσμα κανονισμού EC-8 για διάφορες κατηγορίες εδαφών [19]

Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης “ n ” μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:

$$n = \sqrt{10 / (5 + \xi)} > 0.55$$

Όπου ξ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό.

Για $\xi=5\%$ $n=1$. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_e(T)$, που ορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις, και για $n=1$ ισχύει:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_{vg} * S * \left[1 + \left(T / T_B \right) * \left(n * \frac{3.0}{q} - 1 \right) \right] \quad (4.16)$$

$$T_B \leq T \leq T_c : S_e(T) = a_{vg} * S * n * \frac{3.0}{q} \quad (4.17)$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_{vg} * S * n * \frac{3.0}{q} * T_c / T \quad (4.18)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} : S_e(T) = a_{vg} * S * n * \frac{3.0}{q} * T_c * T_D / T^2 \quad (4.19)$$

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_c (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0

Πίνακας 4.10 Σεισμικός συντελεστής a_{vg} σύμφωνα με τον EC-8 [19]

Για την κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης πρέπει να επιλέγεται συντελεστής συμπεριφοράς q με τιμή έως 1,5 και συντελεστής εδάφους S με τιμή ένα (1,0).

Η υιοθέτηση τιμών του q μεγαλύτερων από 1,5 στην κατακόρυφη διεύθυνση πρέπει να τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη.

Κτίρια από σκυρόδεμα που μελετώνται σύμφωνα με τον παρόντα κανονισμό, κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας ΚΠΜ (μέση πλαστιμότητα) και ΚΠΥ (υψηλή πλαστιμότητα), ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν.

Η ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , που εισάγεται στην παραπάνω σχέση για να εκφράσει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, θα υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού ως εξής:

$$q = q_o * K_W \geq 1.5 \quad (4.20)$$

q_o Είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη, πρέπει

$$q_o = 3 * \alpha_u / \alpha_1 \quad \text{για μεσαία πλαστιμότητα}$$

$$q_o = 4.5 * \alpha_u / \alpha_1 \quad \text{για υψηλή πλαστιμότητα}$$

Αν ο φορέας είναι στρεπτικά εύκαμπτος τότε $q_o = 2$ για ΚΠΜ και 3 για ΚΠΥ.

Για κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος η τιμή του q_o πολλαπλασιάζεται επι 0.8.

K_W =Είναι συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα, για πλαισιώτους φορείς $K_W = 1$, για τοιχώματα $K_W = 1 + \alpha_0 / 3$ όπου α_0 παίρνει διάφορες τιμές για διαφορά είδη τοιχωμάτων, επίσης πρέπει:

$$0.5 \leq K_W = 1 + \alpha_0 / 3 \leq 1.0 \quad (4.21)$$

Τα α_1 και α_u ορίζονται ως εξής:

α_u =Είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού ώστε για πρώτη φορά η καμπτική επιπόνηση να γίνει ίση με την καμπτική αντοχή σε οποιοδήποτε

στοιχείο στον φορέα, και να εμφανιστεί η πρώτη διαρροή, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές.

α_1 = Είναι η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού για να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις σε τόσες θέσεις ώστε να σχηματιστεί πλήρως πλαστικός μηχανισμός κατάρρευσης, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Οι συντελεστές α_u, α_1 μπορεί να υπολογιστούν από μη-γραμμική στατική ανάλυση. [46],[47]

4.4.3 Σεισμικοί συνδυασμοί - εκκεντρότητες

Τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω συνδυασμού των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας και τους δύο ακόλουθους συνδυασμούς:

$$g \text{ "+" } 0.3 * q \text{ "+" } E_{Edx} \text{ "+" } 0,30 E_{Edy} \quad (4.22)$$

$$g \text{ "+" } 0.3 * q \text{ "+" } 0,30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \quad (4.23)$$

Όπου

"+" σημαίνει "να συνδυαστεί με "

E_{Edx} Είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα.

E_{Edy} Είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του ορθογώνιου προς τον x οριζόντιο άξονα, y του φορέα.

g Μόνιμα φορτία

q Κινητά φορτία

Οι παραπάνω συνδυασμοί μετατρέπονται συνολικά σε οκτώ περιπτώσεις φόρτισης.

Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού είναι υποχρεωτική μόνο για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III και μόνο για ορισμένα τμήματα της κατασκευής φυτευτά υποστυλώματα, μεγάλοι σε μήκος πρόβολοι. Ο κανονισμός επίσης υποχρεώνει τον μελετητή να λάβει υπόψιν του μια τυχηματική εκκεντρότητα της θέσης μάζας κατά 0.05 της διάστασης κάθετα στην σεισμική δράση σύμφωνα με την σχέση, $e_i = \pm 0.05 * L_i$.

4.5 Έλεγχοι κατά EC-8

4.5.1 Έλεγχος κανονικότητας [45]

Σύμφωνα με τον κανονισμό για να εξασφαλίσουμε ένα μεγάλο συντελεστή συμπεριφοράς q θα πρέπει το κτίριο να είναι κανονικό σε κάτοψη και σε ύψος. Έτσι ο κανονισμός υποχρεώνει τον μελετητή να κάνει ορισμένους ελέγχους ώστε να πάρει τον σωστό συντελεστή συμπεριφοράς.

Για να είναι ένα κτίριο κανονικό πρέπει να ικανοποιούνται όλοι οι παρακάτω λόγοι.

- Συμμετρικό σε κάτοψη όσον αφορά την αντοχή του κτιρίου σε σχέση με τους δυο κυρίους άξονες του αλλά και στην κατανομή μάζας.
- Δεν θα πρέπει να υπάρχουν εισρέουσες γωνίες με εμβαδόν εσοχής μεγαλύτερο από 5 % της επιφάνειας του ορόφου.
- Πρέπει να εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία της πλάκας, ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση πάνω στα φέροντα δομικά στοιχεία πχ υποστυλώματα.
- Λυγηρότητα ορόφου μικρότερη του τέσσερα $\lambda = L_{max}/L_{min} \leq 4$.
- Σε κάθε διεύθυνση και σε κάθε επίπεδο, η στατική εκκεντρότητα και η ακτίνα δυστρεψίας θα πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω σχέσεις:
 $e_{0x} \leq 0.3 * r_x$ και $r_x \geq l_s$ για την x διεύθυνση
 $e_{0y} \leq 0.3 * r_y$ και $r_y \geq l_s$ για την y διεύθυνση
- Κανονικότητα καθ' ύψος η οποία εξασφαλίζεται με την συνέχεια χωρίς διακοπή καθ' ύψος όλων των συστημάτων ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων όπως τοιχώματα, πλαίσια. Επίσης θα πρέπει να μην υπάρχουν απότομες αλλαγές στην μάζα ανά όροφο χωρίς να διευκρινίζεται επαρκώς από τον κανονισμό για την ποσοτικοποίηση αυτής της αλλαγής. Επίσης η πραγματική αντοχή ανά όροφο προς την αντοχή που προκύπτει από την ανάλυση δεν θα πρέπει να διαφέρει πάρα πολύ από όροφο σε όροφο, αυτό μας υποχρεώνει να συμμετέχουν οι τοιχοποιίες στη ανάληψη οριζοντίων δυνάμεων.
- Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος θα πρέπει να ικανοποιούν ορισμένους κανόνες που παρουσιάζονται εκτενώς στον κανονισμό.

Αν το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο τότε ο κανονισμός υποχρεώνει τον μελετητή να πάρει συντελεστή συμπεριφοράς όχι μεγαλύτερο από 2 για μεσαία πλαστιμότητα, και μέχρι 3 για υψηλή πλαστιμότητα. Για κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος ο συντελεστής συμπεριφοράς πολλαπλασιάζεται επί 0.80.

4.5.2 Έλεγχοι φαινομένων 2^η τάξης και σχετικών μετακινήσεων

Φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = P_{tot} * d_r / V_{tot} * h \leq 0.10 \quad (4.24)$$

Όπου

θ Είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου.

P_{tot} Είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων.

d_r Είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

V_{tot} Είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.

h Είναι το ύψος του ορόφου.

Εάν $0.1 < \theta \leq 0.2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως, μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$. Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0.3.

Για σεισμούς πιο συχνούς και μικρότερης έντασης οι βλάβες φερόντων και μη φερόντων στοιχείων θα πρέπει να είναι περιορισμένες και αυτό εξασφαλίζεται με τον παρακάτω περιορισμό :

$$d_r * v \leq 0.005 * h \quad (4.25)$$

Όπου

$d_{r,v}$ Είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου.

h = Ύψος ορόφου.

v = Είναι συντελεστής μείωσης και ισούται με 0.5 για τις κατηγορίες I, II, και 0.4 για τις κατηγορίες III, IV.

4.6 Μέθοδοι ανάλυσης

Για τον Ευρωκώδικα 8 υπάρχουν τέσσερις μέθοδοι για την μελέτη των κτιρίων.

- Ισοδύναμη στατική μέθοδος
- Φασματική δυναμική ανάλυση
- Μη γραμμική στατική ανάλυση
- Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοιστορίας

Ο Ευρωκώδικας 8 προκρίνει ως βασική μέθοδο την φασματική δυναμική ανάλυση για όλα τα κτίρια κανονικά και μη, ενώ απαγορεύει σε κτίρια μη κανονικά σε όψη την μέθοδο της ισοδυνάμου στατικής μεθόδου. Οι δυο τελευταίες μέθοδοι δεν χρησιμοποιούνται συχνά στην ανάλυση των νέων κτιρίων. Κτίρια με σεισμική μόνωση συνίσταται, να μελετώνται με την μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοιστορίας.

4.7 Σύγκριση μεταξύ των δύο κανονισμών FEMA 450-750 & EC-8

Θα αναφερθούν παρακάτω ορισμένες διάφορες και ομοιότητες που έχουν οι δυο κανονισμοί ως αναφορά τις γενικές διατάξεις που αφορούν την αντισεισμική σχεδίαση κτιρίων.

- Ως προς τα φάσματα των δύο κανονισμών, παρατηρούμε παρόμοια λογική στην εύρεση των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους, η οποία γίνεται από χάρτες. Ειδικά στην Αμερικάνικη επικράτεια υπάρχει η δυνατότητα με μεγαλύτερη ακρίβεια μέσω διαδικτύου και με συντεταγμένες η εύρεση των εδαφικών επιταχύνσεων. Ένα διαφορετικό στοιχείο που υπάρχει στον Αμερικάνικο κανονισμό είναι ότι οι σεισμικές επιταχύνσεις αντιστοιχούν για απόσβεση κατασκευής 5%. Στον Ευρωκώδικα η απόσβεση ως μέγεθος έχει ενσωματωθεί μέσα στους τύπους του φάσματος σχεδιασμού.
- Η εδαφοτεχνική μελέτη είναι υποχρεωτική για τον EC8 σε όλες τις κατηγορίες εδάφους και κτιρίων, εκτός κατηγορίας A,B με την προϋπόθεση ότι παρόμοια κτίρια κατηγορίας II που βρίσκονται κοντά στο υπό μελέτη κτίριο, δεν έχουν υποστεί ζημιές από σεισμικές διεγέρσεις και έχουν θεμελιωθεί στο ίδιο εδαφικό προφίλ, ενώ στον Αμερικάνικο κανονισμό αν υπάρχουν αμφιβολίες για το έδαφος μπορούμε να κάνουμε κατάταξη σε έδαφος κατηγορίας D, εκτός αν υπάρχουν στοιχεία για έδαφος κατηγορίας E,F στην περιοχή αυτή από την αρμόδια υπηρεσία.
- Υπάρχει μια σημαντική διαφορά μεταξύ των δύο κανονισμών στον ορισμό του βράχου και της κατάταξης των εδαφών, ο EC8 κατατάσσει ένα έδαφος στην κατηγορία A βράχος όταν οι ταχύτητες των διατμητικών κυμάτων είναι μεγαλύτερη από 800 m/sec , ενώ στον Αμερικάνικο κανονισμό η ταχύτητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 1500 m/sec , η διαφορά αυτή οφείλεται στην υψηλή συνεκτικότητα των βραχωδών εδαφών της Αμερικάνικης ηπείρου. Επίσης στον Ευρωπαϊκό κανονισμό υπάρχουν επτά κατηγορίες εδάφους, από τις οποίες οι δυο S_1, S_2 απαιτούν ειδική εδαφοτεχνική έρευνα ενώ στον Αμερικάνικο κανονισμό μόνο η κατηγορία F απαιτεί ειδική εδαφοτεχνική έρευνα.
- Ο Αμερικάνικος κανονισμός καινοτομεί διότι εισάγει τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE ο οποίος έχει πιθανότητα επανεμφάνισης 2% στα επόμενα 50 χρόνια, με περίοδο επαναφοράς τα 2475 χρόνια και από τις επιταχύνσεις αυτού του σεισμού μειώνοντας κατά 2/3 υπολογίζουμε τις επιταχύνσεις του σεισμού σχεδιασμού. Υπολογίζει επίσης δυο σεισμικές επιταχύνσεις για περίοδο 0,2 sec και περίοδο 1sec, και με βάση αυτές τις τιμές υπολογίζονται οι συντελεστες εδάφους F_a, F_v για τον σεισμό MCE. Στον EC-8 ο υπολογισμός γίνεται με τον σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα επόμενα 50 χρόνια και με περίοδο επανάληψης τα 475 χρόνια, καθώς και με υποχρέωση το κτίριο να υποστεί βλάβες επισκεύασιμες, χωρίς να θέσει την ασφάλεια των πολιτών σε κίνδυνο, ενώ υπάρχει ένας συντελεστής εδαφικής μεγένθυσης ανάλογα με τις κατηγορίες εδάφους και όχι με τις σεισμικές επιταχύνσεις.

Και οι δυο κανονισμοί εκτελούν τους ελέγχους με τον σεισμό σχεδιασμού.

- Και στους δυο κανονισμούς υπάρχουν τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων με τους ανάλογους συντελεστές σπουδαιότητας. Το Εθνικό προσάρτημα του EC-8 για τις

τέσσερις κατηγορίες κατασκευών μας δίνει συντελεστές επαύξησης 0.8, 1.0, 1.2, 1.4, ενώ στον Αμερικάνικο κανονισμό οι συντελεστές αυτοί είναι 1.0, 1.0, 1.25, 1.5 αντίστοιχα.

- Στον Αμερικάνικο κανονισμό οι βασικοί συνδυασμοί φόρτισης υποχρεώνουν τον μελετητή να χρησιμοποιήσει και την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, σε αντίθεση με τον EC-8 όπου σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα, την κατακόρυφη συνιστώσα την χρησιμοποιούμε μόνο σε ζώνη III και σε ορισμένες περιπτώσεις φυτευτών υποστυλωμάτων και σε δοκούς με μήκος μεγαλύτερο από 12 μέτρα.
- Ο Αμερικάνικος κανονισμός εισάγει δυο γνωστές έννοιες από τον EC-8, τον συντελεστή συμπεριφοράς R και τον συντελεστή υπεραντοχής Ω_o καθώς και ένα συντελεστή απόκλισης C_d , για να υπολογιστούν οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των οροφών. Υπάρχουν αναλυτικοί πίνακες που δίνουν αυτές τις τιμές για όλα τα δομικά συστήματα και όλα τα υλικά. Για κτίρια με συντελεστή απόσβεσης μεγαλύτερο από 5 % η διαφορά είναι ενσωματωμένη στον συντελεστή R . Η καινοτομία που υπάρχει στον EC-8 είναι ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς q που είναι ίδιος με αυτόν του Αμερικάνικου κανονισμού R , μπορεί να υπολογιστεί με στατική, υπερωθητική ανάλυση push over για το υπό μελέτη κτίριο που οι ανώτερες ιδιομορφές δεν είναι σημαντικές, με πολύ μεγάλη ακρίβεια.
- Ο Αμερικάνικος κανονισμός διαβαθμίζει τις κατασκευές πίν. 4.5 σε σεισμικές κατηγορίες σχεδιασμού ανάλογα με τις σεισμικές φασματικές επιταχύνσεις που βρίσκονται από τις σχέσεις 4.3, 4.4. Στον EC-8 δεν υπάρχει τέτοια διαβάθμιση.
- Η βασική μέθοδος ανάλυσης για τον EC-8 είναι η φασματική δυναμική ανάλυση όπου όλα τα κτίρια κανονικά και μη, μπορούν να μελετηθούν με αυτήν την μέθοδο. Αντίθετα στον Αμερικάνικο κανονισμό κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος και ως προς την κάτοψη μπορούν να μελετηθούν με την ισοδύναμη στατική μέθοδο αρκεί να πληρούν ορισμένα κριτήρια ύψους, να μην υπερβαίνουν τα 53.0 μετρά.
- Ο EC-8 σε περίπτωση μη κανονικών κτιρίων μειώνει δραστικά τον συντελεστή συμπεριφοράς q , ενώ ο Αμερικάνικος κανονισμός αυξάνει τις δυνάμεις μόνο κατά 25% σε ορισμένα στοιχεία της κατασκευής, πχ κόμβους, συνδέσεις και για τα κτίρια που βρίσκονται στην σεισμική κατηγορία σχεδιασμού D,E,F.

4.8 Γενικές κατευθύνσεις σχεδιασμού σεισμικής μονώσεως με FEMA-450 - Συνδυασμοί Φόρτισης [40]

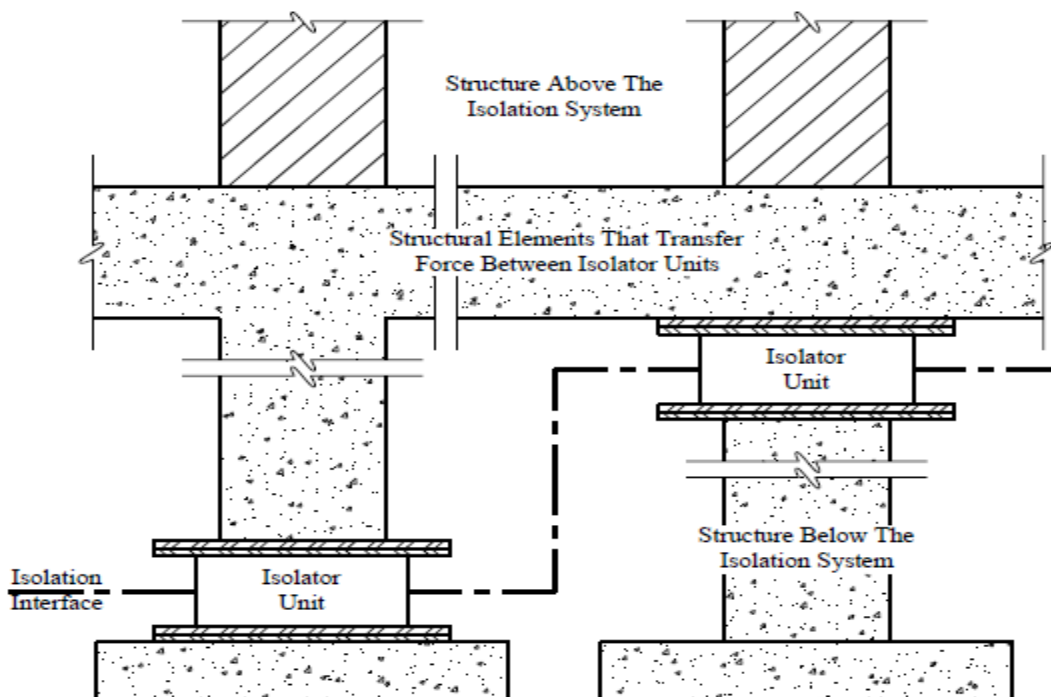
Η FEMA θέτει ελάχιστες απαιτήσεις όσον αφορά το σύστημα της σεισμικής μόνωσης όπως είναι οι εξής παρακάτω.

- Να παραμένει σταθερό κάτω από τις μέγιστες μετακινήσεις.
- Να παρέχει αυξανόμενη αντίσταση με την αύξηση της μετακίνησης.
- Να υποβαθμίζεται περιορισμένα στην αντοχή του κάτω από επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης.
- Να έχει τις ιδιότητες δυσκαμψίας και απόσβεσης σύμφωνα με τα κριτήρια σχεδιασμού.

Το σύστημα της σεισμικής μόνωσης μέσω του κανονισμού εξασφαλίζει μόνο σεισμική μόνωση κατά την οριζόντια διεύθυνση, και όχι ως προς την κατακόρυφη διεύθυνση όπου οι μονωτήρες θεωρούνται εντελώς άκαμπτοι η ημιάκαμπτοι.

Ο κανονισμός FEMA χωρίζει την κτιριακή κατασκευή σε δυο μεγάλα τμήματα, το ένα τμήμα ορίζεται από την υπερκατασκευή άνωθεν των μονωτήρων, δηλαδή όλοι οι όροφοι ενός κτιρίου άνωθεν του υπογείου, μη συμπεριλαμβανομένου του ισχυρού διαφράγματος που μπορεί να θεωρηθεί η πλακά οροφής υπογείου το οποίο ανήκει στο σύστημα σεισμικής μόνωσης, και στο σύστημα σεισμικής μόνωσης το οποίο περιλαμβάνει την θεμελίωση και όλα τα στοιχεία έως τους μονωτήρες, μαζί με το ισχυρό διάφραγμα που χωρίζει την σεισμική μόνωση από την υπερκατασκευή.

Ο κανονισμός υποχρεώνει τους μελετητές να κατασκευάζουν ένα ισχυρό διάφραγμα πάνω και κάτω από τους μονωτήρες, διότι έτσι εξασφαλίζεται η αστοχία των μονωτήρων από καμπτικά φαινόμενα, που δημιουργούν φαινόμενα ευστάθειας στην κατασκευή Εικόνα 4.5. Ο σχεδιασμός μιας μονωμένης κατασκευής με τον κανονισμό FEMA έχει δυο στόχους. Ο ένας είναι να προσφέρει προστασία ζωής στους κάτοικους του κτιρίου και ο άλλος είναι ο περιορισμός ζημιών, στα φέροντα και στα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής.



Εικόνα 4.5 Πιθανές θέσεις σεισμικών μονωτήρων [40]

Ο πρώτος στόχος υλοποιείται με το να κάνουμε το σύστημα μόνωσης σταθερό και ικανό, να μεταφέρει στη θεμελίωση τα σεισμικά και στατικά φορτία της κατασκευής υπο την επίδραση του

μέγιστου θεωρουμένου σεισμού MCE, καθώς επίσης η υπερ. κατασκευή άνωθεν της σεισμικής μονώσεως να παραμένει στην ελαστική περιοχή όταν η κατασκευή δεχθεί τον σεισμό σχεδιασμού DE.

Ο δεύτερος στόχος υλοποιείται, με τον περιορισμό των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ των οροφών της υπερκατασκευής, και κατά συνεπεία την απόκριση της κατασκευής, εντός της ελαστικής περιοχής. Η περιορισμένη πλαστιμότητα που δίνουμε στο τμήμα πάνω από τους μονωτήρες επηρεάζει θετικά την κατασκευή.

Οι βασικές κατευθύνσεις που δίνει ο κανονισμός στην κατασκευή είναι οι εξής παρακάτω.

- Η υπερκατασκευή σχεδιάζεται με σεισμικές δυνάμεις **σχεδιασμού DBE** ελαφρώς μειωμένες $R_{isol}=3/8R$ με μέγιστη τιμή $R=2$ και ελάχιστη $R=1$ όπου R είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς της συμβατικής κατασκευής.
- Το σύστημα μόνωσης και τα στοιχεία κάτω από αυτό (Θεμελίωση) σχεδιάζεται με $R=1$.
- Ο σχεδιασμός του συστήματος μόνωσης και οι δοκιμές των μονωτήρων θα γίνουν με τον **μέγιστο σεισμό σχεδιασμού MCE που είναι 1.5 φορές τον σεισμό σχεδιασμού DE.**
- Η κατασκευή πρέπει να έχει περιμετρικά της τον κατάλληλο χώρο ώστε η μέγιστη μετακίνηση από την σεισμική δράση να μπορεί να συμβεί ανεμπόδιστα κατά την διάρκεια του μέγιστου θεωρουμένου σεισμού MCE.

Σύμφωνα με τον κανονισμό ASCE 7-10 εφόσον απαιτηθεί από τον μελετητή να υπάρξει περιορισμός στην μετακίνηση του κτιρίου από τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό **τότε πρέπει να ικανοποιηθούν ορισμένα νέα πιο δυσμενή κριτήρια** όσον αφορά την συμπεριφορά της κατασκευής, όπως τα εξής παρακάτω.

- **Η υπερκατασκευή καθώς και το σύστημα μόνωσης υπολογίζονται για τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό**, λαμβάνοντας υπόψιν τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά των μονωτήρων και της υπερκατασκευής.
- Η ικανότητα του συστήματος μόνωσης και της θεμελίωσης της κατασκευής πρέπει να υπολογίζεται για τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE.
- Ο περιορισμός της μετακίνησης δεν μπορεί να είναι μικρότερος από 0.75 φορές την συνολική μετακίνηση σχεδιασμού.

4.9 Φορτίσεις [41]

Σύμφωνα με τον κανονισμό, ο έλεγχος των στοιχείων της σεισμικής μόνωσης, πρέπει να γίνει με τον συνδυασμό αριθμό (πέντε) της παραγράφου 4.3.2 σχέση 4.7, για τα μέγιστα κατακόρυφα φορτία και από την σχέση $D + 0.14 * S_{MS} * D + 0.7 * \rho * Q_E$, για τα ελάχιστα κατακόρυφα φορτία. Όλα τα φορτία επιβάλλονται για τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE.

4.10 Απαιτήσεις συστήματος μόνωσης [41]

Ο συντελεστής ασφάλειας για την ανατροπή του μονωτήρα είναι ένα (1). Όλοι οι σεισμικοί συνδυασμοί πρέπει να διερευνηθούν ενώ το βάρος W είναι το φορτίο αποκατάστασης του μονωτήρα. Δεν επιτρέπονται τοπικές ανυψώσεις των μονωτήρων. Πάνω από το σύστημα μόνωσης ο κανονισμός προτρέπει να κατασκευαστεί ένα ισχυρό διάφραγμα. Το ίδιο πρέπει να γίνει και στο κάτω μέρος των μονωτήρων.

4.11 Κριτήρια επιλογής μεθόδου ανάλυσης [40]

Όλες οι σεισμικά μονωμένες κατασκευές μπορούν να σχεδιαστούν και να αναλυθούν με βάση τρεις μεθόδους ανάλυσης που περιγράφει ο κανονισμός και είναι οι εξής παρακάτω.

- Μέθοδος των ισοδυνάμων πλευρικών φορτίων (ELF procedure).
- Φασματική δυναμική ανάλυση.
- Ανάλυση χρονιοστορίας, μη γραμμική δυναμική ανάλυση.

Επειδή οι μονωτήρες συμπεριφέρονται μη γραμμικά οι δυο πρώτες μέθοδοι χρησιμοποιούν την ενεργό δυσκαμψία και απόσβεση για να προσομοιώσουν τη μη γραμμική συμπεριφορά των μονωτήρων. Η ELF μέθοδος αρχικά εφαρμόζεται για να θέσει ελάχιστα κριτήρια σχεδιασμού της κατασκευής μας, και ουσιαστικά απευθύνεται σε περιορισμένο αριθμό μελετών, είναι ένα χρήσιμο εργαλείο για αρχικό σχεδιασμό και παρέχει τα μέσα για γρήγορο έλεγχο πιο πολύπλοκων κατασκευών.

Ο κανονισμός FEMA χρησιμοποιεί τις εξισώσεις της μεθόδου για να οριοθετήσει τα κατώτερα όρια των αποτελεσμάτων της δυναμικής ανάλυσης που θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό των κατασκευών. Όταν καμιά από τις συνθήκες του πίν. 4.11 δεν ισχύουν τότε μπορούμε να εφαρμόσουμε και τις τρεις μεθόδους.

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ			
ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΘΕΣΕΩΣ ΕΡΓΟΥ η ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	ΙΣΟΔΥΝΑΜΑ ΠΛΕΥΡΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ
ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΤΟΠΟΘΕΣΙΑΣ			
ΚΟΝΤΑ ΣΕ ΡΗΓΜΑ $S_i > 0.6$	δεν επιτρέπεται	επιτρέπεται	επιτρέπεται
Εδάφη κατηγορίας E,F	δεν επιτρέπεται	δεν επιτρέπεται	επιτρέπεται
ΛΕΙΤΟΥΡΓΕΙΑ ΥΠΕΡΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ			
ΕΥΚΑΜΠΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΕ ΥΨΟΣ > 4 ΟΡΟΦΟΥΣ ΚΑΙ ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΥΨΟΣ > 20 M, η , $T_m > 3$ sec , $\eta T_d \leq 3 * T_{elast}$	δεν επιτρέπεται	επιτρέπεται	επιτρέπεται
ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΥΠΕΡΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	δεν επιτρέπεται	δεν επιτρέπεται	επιτρέπεται
ΛΕΙΤΟΥΡΓΕΙΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ			
ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΟΙ ΟΠΟΙΟΙ ΔΕΝ ΣΥΝΑΝΤΟΥΝ ΤΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΤΗΣ ΠΑΡΑΓΡΑΦΟΥ 13.2.4.1 ΤΟΥ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ FEMA 750	δεν επιτρέπεται	δεν επιτρέπεται	επιτρέπεται

Πίνακας 4.11 Μέθοδοι Ανάλυσης FEMA P-751 [40]

4.12 Μέθοδος των ισοδυνάμων πλευρικών φορτίων (ELF procedure)[41]

Η μέθοδος των ισοδυνάμων πλευρικών φορτίων επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση σεισμικά μονωμένων κατασκευών εφόσον ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια.

- Η κατασκευή είναι τοποθετημένη σε τοποθεσία με $S_1 < 0.6g$.
- Η κατασκευή είναι τοποθετημένη σε τοποθεσία κατηγορίας A,B,C,D.
- Η κατασκευή πάνω από την σεισμική μόνωση δεν έχει ύψος μεγαλύτερο από 20 m.
- Η ενεργή περίοδος της μονωμένης κατασκευής T_m είναι μικρότερη των 3,0 sec.
- Η ενεργή περίοδος της μονωμένης κατασκευής T_d είναι μεγαλύτερη κατά τρεις φορές της ελαστικής ιδιοπεριόδου του πακτωμένου κτιρίου.
- **Το κτίριο πάνω από την στάθμη της σεισμικής μόνωσης είναι κανονικό.**
- Η ενεργή δυσκαμψία της μονωμένης κατασκευής, κατά την μετακίνηση σχεδιασμού είναι μεγαλύτερη από το ένα τρίτο της ενεργής δυσκαμψίας για το 20% της μετακίνησης σχεδιασμού.
- Το σύστημα μόνωσης είναι ικανό να παράγει μια δύναμη επαναφοράς σύμφωνα με την παράγ. 17.2.4.4 ASCE 7-10.
- Το σύστημα μόνωσης δεν περιορίζει την μέγιστη μετακίνηση σχεδιασμού να είναι μικρότερη της συνολικής μέγιστης μετακίνησης.

Η μέθοδος προκρίνει μια ελάχιστη μετακίνηση σχεδιασμού, η οποία βασίζεται στα παραμορφωτικά χαρακτηριστικά των μονωτήρων τα οποία εξακριβώνονται μέσω μια διαδικασίας δοκιμών.

4.12.1 Ενεργός περίοδος μετακίνησης σχεδιασμού [41]

$$T_D = 2 * \pi * \sqrt{W / K_{Dmin} * g} \quad (4.26)$$

Όπου

T_D = Ισοδύναμη περίοδος της μονωμένης κατασκευής για την μετακίνηση σχεδιασμού και για την υπό εξέταση διεύθυνση.

W =Συνολικό μόνιμο (dead) φορτίο πάνω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης καθώς και μερικά ακόμα φορτία όπως περιγράφονται στον κανονισμό, όπως ο μόνιμος επιχειρησιακός εξοπλισμός, για κτίρια που χρησιμοποιούνται ως αποθήκες υπό ορισμένες προϋποθέσεις, και για περιπτώσεις κτιρίων που θα χρησιμοποιηθούν για γραφεία η άλλες χρήσεις τότε θα πρέπει να προστεθούν στα μονιμά φορτία ακόμα $0.72 \text{ kn}/\text{m}^2$.

K_{Dmin} = Ελάχιστη ενεργός δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης, για την μετακίνηση σχεδιασμού D_D στην οριζόντια διεύθυνση όπως περιγράφεται στην παράγραφο των δοκιμών.

$$K_{Dmax} = \frac{\sum[F_D^+ MAX] + \sum[F_D^- MAX]}{2 * D_D} \quad (4.27)$$

$$K_{Dmin} = \frac{\sum[F_D^+ Min] + \sum[F_D^- Min]}{2 * D_D} \quad (4.28)$$

g = Επιτάχυνση της βαρύτητας

$$\text{Άρα } K_{Dmin} = W * 4 * \pi * \pi / T_D^2 * g \quad (4.29)$$

4.12.2 Μετακίνηση σχεδιασμού για τον σεισμό DBE [41]

$$D_D = (g / 4 * \pi^2) * (s_{D1} * T_D / B_D) \quad (4.30)$$

D_D = Μετακίνηση σχεδιασμού στο κέντρο δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης.

g = Επιτάχυνση της βαρύτητας.

s_{D1} =Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού για απόσβεση 5 % για περίοδο ενός δευτερολέπτου σύμφωνα με τον φάσμα του κανονισμού.

T_D = Ενεργός περίοδος μονωμένης κατασκευής για την μετακίνηση σχεδιασμού της παραγράφου 4.12.1.

B_D = Συντελεστής που σχετίζεται με την ενεργή απόσβεση του συστήματος μόνωσης, κατά την μετακίνηση σχεδιασμού από τον παρακάτω πίνακα 4.2.

Effective Damping, β_D or β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

^aThe damping coefficient shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.8.5.2.

^bThe damping coefficient shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

Πίνακας 4.12 Συντελεστής β_D και β_M ASCE 7-10 [41]

4.12.3 Ενεργός περίοδος μέγιστης μετακίνησης [41]

$$T_M = 2 * \pi * \sqrt{W / K_{Mmin} * g} \quad (4.31)$$

Όπου

T_M = Ισοδύναμη περίοδος της μονωμένης κατασκευής για την μέγιστη μετακίνηση και για την υπό εξέταση διεύθυνση.

W = Συνολικό μόνιμο (dead) φορτίο πάνω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης καθώς και μερικά ακόμα φορτία, όπως περιγράφονται στον κανονισμό, όπως ο μόνιμος επιχειρησιακός εξοπλισμός για κτίρια που χρησιμοποιούνται ως αποθήκες υπό ορισμένες προϋποθέσεις, και για περιπτώσεις κτιρίων που θα χρησιμοποιηθούν για γραφεία ή άλλες χρήσεις τότε θα πρέπει να προστεθούν στα μόνιμα φορτία ακόμα $0.72 \text{ kn}/\text{m}^2$.

K_{Mmin} = Ελάχιστη ενεργός δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης, για την μέγιστη μετακίνηση D_M στην οριζόντια διεύθυνση όπως περιγράφεται από την εξίσωση (4.32)-(4.33).

$$K_{Mmax} = \frac{\sum[F_{D_{MAX}}^+] + \sum[F_{D_{MAX}}^-]}{2 * D_M} \quad (4.32)$$

$$K_{Mmin} = \frac{\sum[F_{D_{Min}}^+] + \sum[F_{D_{Min}}^-]}{2 * D_M} \quad (4.33)$$

$$\text{Άρα } K_{Mmin} = W * 4 * \pi * \pi / T_M^2 * g \quad (4.34)$$

4.12.4 Μέγιστη μετακίνηση για τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό MCE [41]

$$D_M = \left(\frac{g}{4 * \pi^2} \right) * \left(S_{M1} * T_M / B_M \right) \quad (4.35)$$

Όπου

D_M = Μέγιστη Μετακίνηση στο κέντρο δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης.

S_{M1} = Μέγιστη φασματική επιτάχυνση για απόσβεση 5 % και για περίοδο ενός δευτερολέπτου σύμφωνα με τον κανονισμό.

T_M = Ενεργός περίοδος μονωμένης κατασκευής για την μέγιστη μετακίνηση της παραγράφου από την παράγραφο 4.12.3.

4.12.5 Συνολική Μετακίνηση [41]

Η συνολική μετακίνηση **σχεδιασμού** D_{TD} και η συνολική **μέγιστη** μετακίνηση D_{TM} των στοιχείων του συστήματος μόνωσης, περιλαμβάνουν επιπρόσθετες μετακινήσεις από πραγματικές στροφές και στροφές από τυχηματικές εκκεντρότητάς της κατασκευής στην υπό εξέταση διεύθυνση επιβολής των φορτίων, και δεν μπορούν να πάρουν τιμές μικρότερες από αυτές που δίνονται από τις δυο παρακάτω σχέσεις.

$$D_{TD} = D_D * \left[1 + y * \left(12 * e / (b^2 + d^2) \right) \right] \quad (4.36)$$

$$D_{TM} = D_M * \left[1 + y * \left(12 * e / (b^2 + d^2) \right) \right] \quad (4.37)$$

Όπου

D_M, D_D όπως παραπάνω.

D_{TD} = **Συνολική μετακίνηση σχεδιασμού** στην άκρη της κατασκευής, συμπεριλαμβανομένου και τις στροφές από τις εκκεντρότητες τυχηματικές και μη.

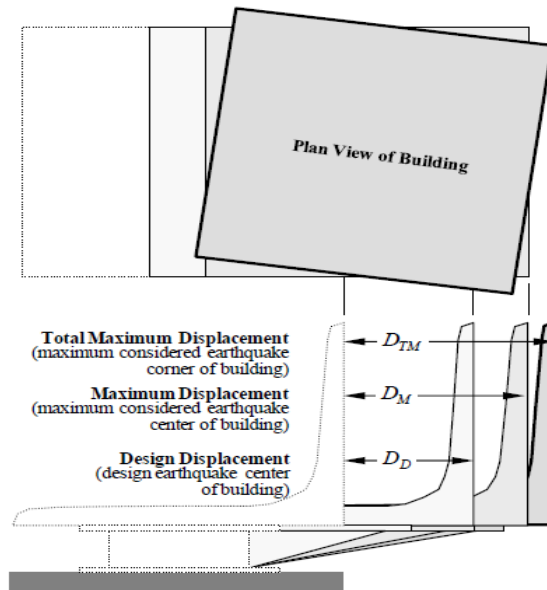
D_{TM} = **Συνολική μέγιστη μετακίνηση** στην άκρη της κατασκευής, συμπεριλαμβανομένου και τις στροφές από τις εκκεντρότητας τυχηματικές και μη.

y = Η απόσταση μεταξύ του κέντρου της δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης και του υπό εξέταση στοιχείου κάθετα στην υπό εξέταση διεύθυνση επιβολής των σεισμικών φορτίων.

e = Η πραγματική οριζόντια εκκεντρότητα μεταξύ του κέντρου μάζας της κατασκευής πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, και του κέντρου δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης, επιπλέον της τυχηματικής εκκεντρότητας, την οποία μπορούμε να πάρουμε ως 5 % της μέγιστης οριζόντιας διάστασης της κατασκευής κάθετα στην διεύθυνση που ασκούνται τα φορτία.

b = Η μικρότερη διάσταση του κτιρίου, μετρώντας κάθετα στο d .

d = Η μεγαλύτερη διάσταση του κτιρίου.



Εικόνα 4.6 Μέγιστες μετακινήσεις διαφραγμάτων [40]

Οι ποσότητες D_{TD} , D_{TM} δεν μπορούν να πάρουν τιμές μικρότερες από $1.1 * D_D$ και $1.1 * D_M$ αντίστοιχα.

4.13 Ελάχιστα πλευρικά φορτία [41]

4.13.1 Κατασκευαστικά στοιχεία μέχρι και το σύστημα μόνωσης

Το σύστημα μόνωσης και όλα τα κατασκευαστικά στοιχεία κάτω από αυτό πχ (θεμελίωση κλπ.) πρέπει να σχεδιαστούν κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αντιστέκονται σε μια ελάχιστη τέμνουσα βάσης V_b , λαμβάνοντας μέριμνα ώστε η κατασκευή να συμπεριφερθεί χωρίς να τεθεί σε λειτουργία η σεισμική μόνωση για δυνάμεις ίσες ή μικρότερες από την V_b .

$$V_{base} = K_{Dmax} * D_D \quad (4.38)$$

K_{Dmax} = Μέγιστη ισοδύναμη δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης για την μετακίνηση σχεδιασμού στην υπό εξέταση οριζόντια διεύθυνση, όπως περιγράφεται παρακατω.

D_D = Μετακίνηση σχεδιασμού στο κέντρο της δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως περιγράφεται στην εξίσωση (4.30).

4.13.2 Κατασκευαστικά στοιχεία πάνω από το σύστημα μόνωσης

Η κατασκευή πάνω από το σύστημα μόνωσης πρέπει να σχεδιαστεί κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αντιστέκεται σε μια ελάχιστη τέμνουσα βάσης V_s χωρίς να ενεργοποιηθεί το σύστημα μόνωσης.

$$V_{structure} = K_{Dmax} * D_D / R_I \quad (4.39)$$

Όπου

R_I = Συντελεστής συμπεριφοράς του δομικού συστήματος πάνω από το σύστημα μόνωσης.

Ο συντελεστής R_I βασίζεται στον τύπο του στατικού συστήματος ανάληψης της σεισμικής δύναμης, πάνω από την σεισμική μόνωση και δεν μπορεί να πάρει τιμές μικρότερες από την μικρότερη τιμή του δύο (2) ή το 3/8 του R, αλλά ποτέ μικρότερο από ένα (1)

$$1 \leq R_I = \left(\frac{3}{8}\right) * R \leq 2.$$

Σε καμιά περίπτωση το $V_{structure}$ **δεν μπορεί να πάρει τιμές μικρότερες από τις παρακάτω.**

- Την τέμνουσα βάσης για μια πακτωμένη κατασκευή από το ίδιο βάρος W και από μια περίοδο ίση με T_D .
- Την τέμνουσα βάσης από τα φορτία του ανέμου.
- Τα πλευρικά φορτία που απαιτούνται ώστε να ενεργοποιηθεί πλήρως η σεισμική μόνωση πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή 1.5.

4.13.3 Κατανομή φορτίων καθ' ύψος

Η συνολική δύναμη θα πρέπει να κατανεμηθεί καθ' ύψος της κατασκευής πάνω από το σύστημα μόνωσης με βάση την παρακάτω εξίσωση:

$$F_x = V_{structure} * \left(\frac{(W_x * h_x)}{\sum_1^n (w_i * h_i)} \right) \quad (4.40)$$

Όπου

W = Συνολικό μόνιμο (dead) φορτίο πάνω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης καθώς και μερικά ακόμα φορτία όπως περιγράφονται στον κανονισμό, όπως ο μόνιμος επιχειρησιακός εξοπλισμός, για κτίρια που χρησιμοποιούνται ως αποθήκες υπό ορισμένες προϋποθέσεις και για περιπτώσεις κτιρίων που θα χρησιμοποιηθούν για γραφεία θα πρέπει να προστεθούν στα μόνιμα φορτία ακόμα 0.72 kn/m^2 .

$V_{structure}$ = Από σχέση (4.39).

w_i, w_x = Κλάσμα από την ποσότητα W που έχει επιφορτιστεί μόνο η στάθμη i,x.

h_x = Ύψος από την στάθμη της σεισμικής μόνωσης έως την στάθμη x.

h_i = Ύψος από την στάθμη της σεισμικής μόνωσης έως την στάθμη i.

Η μέγιστη μετακίνηση του ορόφου δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από $0.015 * h_x$, ενώ η μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση $\delta_x = C_d * \delta_{xe} / I_e$ του κανονισμού.

Η τιμή που λαμβάνει το C_d για την σεισμική μόνωση πρέπει να είναι ίσο με R_I .

4.14 Δυναμική ανάλυση [41]

4.14.1 Προσομοίωση μονωμένης κατασκευής

Το μοντέλο ανάλυσης για την μονωμένη κατασκευή συμπεριλαμβανομένου και του συστήματος μόνωσης είναι το ίδιο με αυτό που χρησιμοποιείτε για τα μη μονωμένα κτίρια. Το σύστημα μόνωσης πρέπει να προσομοιωθεί χρησιμοποιώντας παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά των μονωτήρων από τις δοκιμές που θα περιγράψουμε παρακάτω. Οι βασικοί άξονες προσομοίωσης είναι οι εξής παρακάτω.

- Λαμβάνουμε υπόψιν μας την χωρική κατανομή των μονωτήρων.
- Υπολογίζουμε την μετακίνηση του κτιρίου στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις, και την στροφή της κατασκευής πάνω από το σύστημα μόνωσης, θεωρώντας την πιο δυσχερή θέση της έκκεντρης μάζας.
- Υπολογίζουμε για κάθε μονωτήρα τις δυνάμεις ανατροπής και ανυψώσεως.
- Λαμβάνουμε υπόψιν μας εκτός από τα κατακόρυφα φορτία και τα αμφίπλευρα πλευρικά φορτία με συγκεκριμένο ρυθμό φόρτισης, εάν απαιτείται από την συμπεριφορά των μονωτήρων.

Η συνολική μετακίνηση σχεδιασμού και η συνολική μέγιστη μετακίνηση του συστήματος μόνωσης πρέπει να υπολογιστούν ενσωματώνοντας τα παραμορφωτικά χαρακτηριστικά των μη γραμμικών μονωτήρων, και την αντίσταση του στατικού συστήματος.

4.14.2 Μονωμένη κατασκευή

Οι μέγιστες μετακινήσεις για κάθε πάτωμα καθώς και οι δυνάμεις σχεδιασμού και οι μετακινήσεις των στοιχείων δυσκαμψίας του στατικού συστήματος της κατασκευής, επιτρέπεται να διαστασιολογούνται χρησιμοποιώντας ένα γραμμικό ελαστικό μοντέλο της μονωμένης κατασκευής έχοντας λάβει μέριμνα για τα εξής παρακάτω.

- Οι ιδιότητες της δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης που λαμβάνουμε υπόψιν μας στους υπολογισμούς μας στηρίζεται στην **μέγιστη ισοδύναμη δυσκαμψία** του συστήματος μόνωσης.
- Όλα τα στοιχεία της υπερκατασκευής πάνω από το σύστημα μόνωσης έχουν γραμμική ελαστική συμπεριφορά.

Η μέθοδος δεν περιορίζει τις μη κανονικές κατασκευές αλλά επιβάλλει ελαστική συμπεριφορά της αναδομής για τέμνουσα βάσης 100% της $V_{structure}$. Για κανονικές κατασκευές η τέμνουσα βάσης αρκεί να είναι 80 % της $V_{structure}$. Η φασματική δυναμική ανάλυση, και η γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας, μπορεί να γίνουν με τις απαιτήσεις των παρ 12.9 ASCE 7-10.

Ο σεισμός σχεδιασμού χρησιμοποιείται για να υπολογιστεί η μέγιστη συνολική μετακίνηση σχεδιασμού του συστήματος μόνωσης, καθώς και οι πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται στην μονωμένη κατασκευή. Ο μέγιστος σεισμός εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της συνολικής μέγιστης μετακίνησης του συστήματος μόνωσης.

Η φασματική δυναμική ανάλυση εκτελείται χρησιμοποιώντας σαν απόσβεση τιμή μικρότερη ή ίση της ισοδύναμης απόσβεσης για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της μονωμένης κατασκευής ή το 30% της κρίσιμης απόσβεσης οποία είναι η μικρότερη. Η φασματική δυναμική ανάλυση χρησιμοποιείται για να προσδιοριστεί, η συνολική μετακίνηση σχεδιασμού, και η συνολική μέγιστη μετακίνηση.

Η φόρτιση που θα επιβληθεί στην κατασκευή περιλαμβάνει το 100% των δυνάμεων του φάσματος στην κρίσιμη διεύθυνση, και 30% στην καθετή διεύθυνση. Η μέγιστη μετακίνηση του συστήματος μόνωσης μπορεί να υπολογισθεί από την τετραγωνική ριζά του αθροίσματος των τετράγωνων των δύο μετακινήσεων.

$$D_M = \sqrt{D_X^2 + D_Y^2} \quad (4.41)$$

Η διατμητική δύναμη που θα αναπτυχθεί σε κάθε όροφο θα είναι ίση με την δύναμη σχεδιασμού όπως ορίζει ο τύπος (4.40).

4.14.3 Δυναμική ανάλυση χρονοιστορίας

Όπου επιλέγεται ανάλυση χρονοιστορίας ένας ελάχιστος αριθμός από τρία επιταχυνσιογραφήματα πρέπει να χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση του φορέα τα οποία θα πρέπει να κατασκευαστούν στην κατάλληλη κλίμακα. Κάθε ζευγάρι από τις τρεις διευθύνσεις των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να εφαρμοστεί σε θέση μάζας με την πιο δυσμενή επίδραση στον φορέα. Η μέγιστη μετακίνηση του συστήματος μόνωσης μπορεί να υπολογιστεί από το διανυσματικό άθροισμα των μετακινήσεων του φορέα σε κάθε βήμα όπως η σχέση (4.41). Αν χρησιμοποιηθούν λιγότερα από επτά επιταχυνσιογραφήματα, οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών της απόκρισης της κατασκευής πρέπει να χρησιμοποιηθούν για την σχεδίαση της κατασκευής. Για πάνω από επτά επιταχυνσιογραφήματα χρησιμοποιείται ο μέσος όρος των εντατικών μεγεθών.

4.14.4 Ελάχιστες μετακινήσεις και δυνάμεις

4.14.4.1 Σύστημα μόνωσης και φέροντα στοιχεία θεμελίωσης

Όλα τα στοιχεία κάτω από το σύστημα μόνωσης πρέπει να σχεδιαστούν κατά τέτοιο τρόπο ώστε να συμπεριφέρονται ελαστικά χωρίς απομείωση των δυνάμεων που προκύπτουν από την φασματική ανάλυση (συντελεστής απομείωσης $R=1$). Η συνολική μετακίνηση σχεδιασμού του συστήματος μόνωσης πρέπει να θεωρείται μικρότερη από το 90% του D_{TD} από την σχέση (4.36). Η συνολική μέγιστη μετακίνηση σχεδιασμού του συστήματος μόνωσης δεν πρέπει να θεωρείται μικρότερη από το 80% του D_{TM} από την σχέση (4.37). Στις παραπάνω απαιτήσεις του κανονισμού αντί για τις τιμές των D_D και D_M επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν οι πιο κάτω τιμές των D'_D και D'_M που προκύπτουν από τις παρακάτω σχέσεις.

$$D'_D = D_D / \sqrt{1 + (T/T_D)^2} \quad (4.42)$$

$$D'_M = D_M / \sqrt{1 + (T/T_M)^2} \quad (4.43)$$

Όπου

D_D = Από την σχέση 4.30.

D_M = Από την σχέση 4.35.

T = Ελαστική περίοδος συμβατικού κτιρίου χωρίς σεισμική μόνωση με πακτωμένη βάση.

T_D = Ισοδύναμη περίοδος της μονωμένης κατασκευής για την μετακίνηση σχεδιασμού και για την υπο εξέταση διεύθυνση.

T_M = Ισοδύναμη περίοδος της μονωμένης κατασκευής για την μέγιστη μετακίνηση και για την υπό εξέταση διεύθυνση.

4.14.4.2 Δομικά στοιχεία πάνω από το σύστημα μόνωσης

Οι δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή πάνω από την σεισμική μόνωση ύστερα από την δυναμική φασματική ανάλυση διαιρούνται με τον συντελεστή R_I . Όταν η κατασκευή μας είναι κανονική, οι πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή μας, μπορούν να ληφθούν όχι μικρότερες από το 80% της $V_{structure}$. Σε περίπτωση μη κανονικού κτιρίου οι πλευρικές δυνάμεις, λαμβάνονται όχι μικρότερες από το 100% της $V_{structure}$.

Όταν η ανάλυση γίνεται με χρονοιστορία τότε τα ποσοστά αυτά μειώνονται σε 60 % και 80 % αντίστοιχα. Τα όρια μετακίνησης που μπορεί να έχει η κατασκευή πάνω από το σύστημα μόνωσης αρά και η σχετική μετακίνηση των οροφών, δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερα από $0.015 \cdot h_x$, όταν

οι υπολογισμοί γίνονται με φασματική δυναμική ανάλυση ή $0.020 \cdot h_x$, όταν κάνουμε ανάλυση με χρονοιστορία.

4.14.4.3 Επιθεώρηση της μελέτης

Οι επιθεωρήσεις του συστήματος μόνωσης της κατασκευής αλλά και των δοκιμών στους μονωτήρες μπορεί να εκτελεστεί από έναν ανεξάρτητο φορέα επαγγελματιών μελετητών Μηχανικών και ειδικευμένων στην σεισμική ανάλυση κατασκευών θέτοντας τις ελάχιστες και όχι περιοριστικές προϋποθέσεις όπως περιγράφονται παρακάτω.

- Επιθεώρηση και έλεγχος του τρόπου υπολογισμού του φάσματος που εξαρτάται από την τοποθεσία, το έδαφος θεμελίωσης, και τις χρονοιστορίες σεισμικών γεγονότων που έχουν επηρεάσει την περιοχή.
- Έλεγχος του πρωταρχικού σχεδιασμού της συνολικής μετακίνησης σχεδιασμού και της συνολικής μέγιστης μετακίνησης του συστήματος μόνωσης και τον υπολογισμό των πλευρικών φορτίων.
- Επιθεώρηση και παρακολούθηση των ελέγχων στους μονωτήρες σύμφωνα με την παράγραφο 4.15.
- Έλεγχος του τελικού σχεδιασμού ολόκληρης της κατασκευής και ολόκληρης της ανάλυσης.
- Επιθεώρηση του ποιοτικού ελέγχου του συστήματος μόνωσης.

4.15 Δοκιμές μονωτήρων [41]

Τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά, και η απόσβεση του συστήματος μόνωσης, καθώς και η αντίσταση του σε φορτία ανεμοπίεσης, χρησιμοποιούνται για την ανάλυση και τον σχεδιασμό της μονωμένης κατασκευής. Αυτά τα χαρακτηριστικά λαμβάνονται, μέσω δοκιμών από ένα επιλεγμένο δείγμα μονωτήρων πριν την τοποθέτησή τους όπως περιγράφεται παρακάτω. Οι παρακάτω δοκιμές δεν υποκαθιστούν τις δοκιμές για τα πιστοποιητικά ποιότητας που πρέπει να γίνουν από τον κατασκευαστή των μονωτήρων.

Οι δοκιμές εκτελούνται σε δυο δείγματα σε κλιμακα 1:1 από κάθε τύπο και μέγεθος μονωτήρων που θα εγκατασταθούν στην κατασκευή. Τα δείγματα μπορούν να εγκατασταθούν στην κατασκευή κατόπιν εγκρίσεως. **Για κάθε κύκλο των δοκιμών η δύναμη και η παραμόρφωση των μονωτήρων πρέπει να καταγράφουν σε διαγράμματα.** Για όλους τους τύπους των μονωτήρων πρέπει να εκτελούνται οι παρακάτω δοκιμές με κατακόρυφο φορτίο στον μονωτήρα ίσο με τον μέσο ορό των μονίμων φορτίων και το μισό του μέσου ορού των κινητών φορτίων.

- Δώδεκα πλήρους κύκλους των πλευρικών φορτίων ανεμοπίεσης.

- Τρεις πλήρους κύκλους από φορτίσεις για τις ακόλουθες αυξανόμενες συνολικές μετακινήσεις σχεδιασμού $0.25*D_D$, $0.50*D_D$, $1.0*D_D$ και $1.0*D_M$.
- Τρεις πλήρους κύκλους φόρτισης κατά την συνολική μέγιστη μετακίνηση D_{TM} .
- $30 * SD_1 / (B_D * S_{DS})$ αλλά όχι μικρότερο από δέκα κύκλους φόρτισης για την συνολική μετακίνηση σχεδιασμού $1.0 * D_{TD}$.

Εάν ένας μονωτήρας μεταφέρει κατακόρυφα φορτία, στην δεύτερη δοκιμή των μονωτήρων μπορεί να προστεθούν δυο ακόμα κατακόρυφες φορτίσεις $1.2*D+1.0*E+0.5*L+0.2*S$ για τα μέγιστα φορτία, και $0.9*D+1*E$ για τα ελάχιστα φορτία. Σύμφωνα με την παράγραφο αυτή, κάθε μονωτήρας πρέπει να έχει σχεδιαστεί ώστε να είναι σταθερός κάτω από τα κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού, καθώς υπόκειται σε οριζόντια μετακίνηση ίση με την συνολική μέγιστη μετακίνηση. Όπου S_{DS} σε αυτήν την εξίσωση αντικαθίσταται από το S_{MS} .

Η αύξηση του φορτίου που ωφείλεται στην σεισμική δύναμη ανατροπής Q_E , πρέπει να είναι ίση ή μεγαλύτερη από την μέγιστη κατακόρυφη σεισμική δύναμη απόκρισης της κατασκευής από το φάσμα του κανονισμού και σε αντιστοιχία με τις αυξανόμενες μετακινήσεις της δοκιμής (2) δυο της προηγούμενης παραγράφου.

4.16 Μονωτήρες που εξαρτώνται από τον ρυθμό φόρτισης

Εάν οι παραμορφωσιακές ιδιότητες των μονωτήρων εξαρτώνται από τον ρυθμό της φόρτισης κάθε κατηγορία δοκιμής που περιγράφεται στην παραπάνω παράγραφο, μπορεί να εκτελεστεί δυναμικά με μια συχνότητα ίση με την αντίστροφη της T_D .

Οι ιδιότητες του διαγράμματος δύναμης παραμόρφωσης ενός μονωτήρα, θα θεωρούνται ότι είναι εξαρτώμενες του ρυθμού φόρτισης, εάν η ισοδύναμη δυσκαμψία και η ισοδύναμη απόσβεση κατά την μετακίνηση σχεδιασμού, όταν γίνεται δοκιμή σε οποιαδήποτε συχνότητα, με διακύμανση από 0.1 έως 2 φορές της αντιστρόφου της συχνότητας T_D , παρουσιάζουν διαφορετικές ιδιότητες σε σχέση με τις δοκιμές που μπορούν να γίνουν με μια συχνότητα ίση με την αντίστροφη της T_D περισσότερο από 15 %.

4.17 Μονωτήρες που εξαρτώνται από τα πλευρικά φορτία

Εάν οι παραμορφωσιακές ιδιότητες των μονωτήρων εξαρτώνται από τα πλευρικά φορτία, στις δοκιμές που περιγράφονται στις ενότητες 4.14 και 4.15 πρέπει να προστεθούν τα πλευρικά φορτία με αύξηση της συνολικής μετακίνησης D_{TD} από το $0.25*D_{TD}$ στο $1.0*D_{TD}$, από το $0.50*D_{TD}$ στο $1.0*D_{TD}$, από το $0.75*D_{TD}$ στο $1.0*D_{TD}$ και από το $1.0*D_{TD}$ στο $1.0*D_{TD}$

Οι ιδιότητες του διαγράμματος δύναμης παραμόρφωσης ενός μονωτήρα, θα θεωρούνται ότι είναι εξαρτώμενες από τα πλευρικά φορτία, εάν η ισοδύναμη δυσκαμψία που προκύπτει από τα πλευρικά φορτία είναι διαφορετική από την ισοδύναμη δυσκαμψία των υπολοίπων φορτίων περισσότερο από 15%.

4.18 Μέγιστα και ελάχιστα κατακόρυφα φορτία

Οι μονωτήρες οι οποίοι μεταφέρουν κατακόρυφα φορτία πρέπει να δοκιμαστούν εφαρμόζοντας σε αυτούς την συνολική μέγιστη μετακίνηση κάτω από την μέγιστο και ελάχιστο κατακόρυφο φορτίο. Σε αυτές τις δοκιμές το μέγιστο κατακόρυφο φορτίο πρέπει να λαμβάνεται από τον συνδυασμό φορτίσεως $1.2 * D + 1 * L + E$, και το ελάχιστο κατακόρυφο φορτίο πρέπει να λαμβάνεται από τον συνδυασμό φορτίσεως $0.9 * D + E$ για καθένα μονωτήρα του ίδιου τύπου και μεγέθους.

Το σεισμικό φορτίο E υπολογίζεται από τις σχέσεις (4.5) (4.6) της παρούσας εργασίας, ενώ η S_{DS} θα αντικατασταθεί από την S_{MS} , και τα κατακόρυφα φορτία για την εφαρμογή των οριζοντίων δυνάμεων Q_E πρέπει να υπολογίζονται από τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμό.

4.19 Δοκιμές μονωτήρων σε κλίμακα ένα προς ένα

Δεν είναι απαραίτητες οι δοκιμές μονωτήρων αν ένας μονωτήρας είναι ίδιου υλικού μεγέθους και χαρακτηριστικών με τον πρωτότυπο μονωτήρα, ο οποίος κατά το παρελθόν έχει περάσει από όλες τις δοκιμές.

Οι ιδιότητες του διαγράμματος δύναμης παραμόρφωσης του πρωτοτύπου συστήματος μόνωσης πρέπει να βασίζεται στις δοκιμές που αναφέρθηκαν παραπάνω. Η ισοδύναμη δυσκαμψία του μονωτήρα υπολογίζεται για κάθε κύκλο φόρτισης από την παρακάτω σχέση:

$$K_{eff} = \frac{[F^+] + [F^-]}{[\Delta^+] + [\Delta^-]} \quad (4.44)$$

όπου $[F^+]$ και $[F^-]$ είναι οι θετικές και αρνητικές δυνάμεις όπου υποβάλλονται οι μονωτήρες στους διάφορους κύκλους φόρτισης για μετακινήσεις $[\Delta^+]$ και $[\Delta^-]$.

Η ισοδύναμη απόσβεση β_{eff} ενός μονωτήρα μπορεί να υπολογιστεί για κάθε κύκλο φόρτισης από την παρακάτω σχέση:

$$\beta_{eff} = [2/\pi] * \left[\frac{E_{loop}}{K_{eff} * ([\Delta^+] + [\Delta^-])^2} \right] \quad (4.45)$$

όπου E_{loop} είναι η ενέργεια που καταναλώνεται από τον μονωτήρα σε κάθε κύκλο φόρτισης για μετακινήσεις $[Δ^+]$ και $[Δ^-]$.

4.20 Δοκιμές επάρκειας μονωτήρων

Οι δοκιμές των μονωτήρων θεωρούνται επαρκείς όταν ικανοποιούνται οι παρακάτω συνθήκες.

1. Το διάγραμμα δύναμης παραμόρφωσης για όλες τις δοκιμές των μονωτήρων της παραγράφου 4.15 πρέπει να εμφανίζει ένα θετικό αυξητικό φορτίο, για κάθε αύξηση των μετακινήσεων.
2. Για κάθε αύξηση της μετακίνησης στην δεύτερη δοκιμή που υποβάλλονται οι μονωτήρες όπως περιγράφουμε στην παράγραφο 4.15, και για κάθε δοκιμή κατακόρυφου φορτίου όπως περιγράφεται στην ίδια παράγραφο, πρέπει να συμβαίνουν τα εξής παρακάτω:
 - a) Για κάθε δοκιμή η διαφορά μεταξύ της ισοδύναμου δυσκαμψίας για κάθε τρεις κύκλους δοκιμών και ο μέσος όρος της ισοδύναμου δυσκαμψίας να μην είναι μεγαλύτερες από 15 %.
 - b) Για κάθε κύκλο των δοκιμών η διαφορά μεταξύ της ισοδύναμου δυσκαμψίας από δυο είδη του ίδιου τύπου και μεγέθους μονωτήρα και ο μέσος όρος της δυσκαμψίας να μην είναι μεγαλύτερες από 15 %.
3. Για κάθε είδος μονωτήρα δεν πρέπει να υπάρχει περισσότερο από 20 % μεταβολή της αρχικής ισοδύναμου δυσκαμψίας κατά την διάρκεια των δοκιμών που περιγράφονται στην 4^η δοκιμή της παράγ. 4.15.
4. Για κάθε είδος δεν υπάρχει μεγαλύτερη από 20% μείωση της αρχικής ισοδύναμου απόσβεσης κατά την διάρκεια των δοκιμών που περιγράφονται στην 4^η δοκιμή της παράγ. 4.15.
5. Όλα τα είδη των μονωτήρων που μεταφέρουν κατακόρυφα φορτία παραμένουν σταθερά όταν δοκιμάζονται σύμφωνα με την παράγραφο 4.15.

4.21 Ιδιότητες του συστήματος μόνωσης [41]

4.21.1 Μέγιστη και ελάχιστη ισοδύναμη δυσκαμψία

Στην μετακίνηση σχεδιασμού η μέγιστη και η ελάχιστη ισοδύναμη δυσκαμψία ολοκλήρου του συστήματος μόνωσης K_{Dmax} και K_{Dmin} , προκύπτει από τις δοκιμές των μονωτήρων σύμφωνα με την 2^η δοκιμή της παραγράφου 4.15 και δίνονται από τους παρακάτω τύπους.

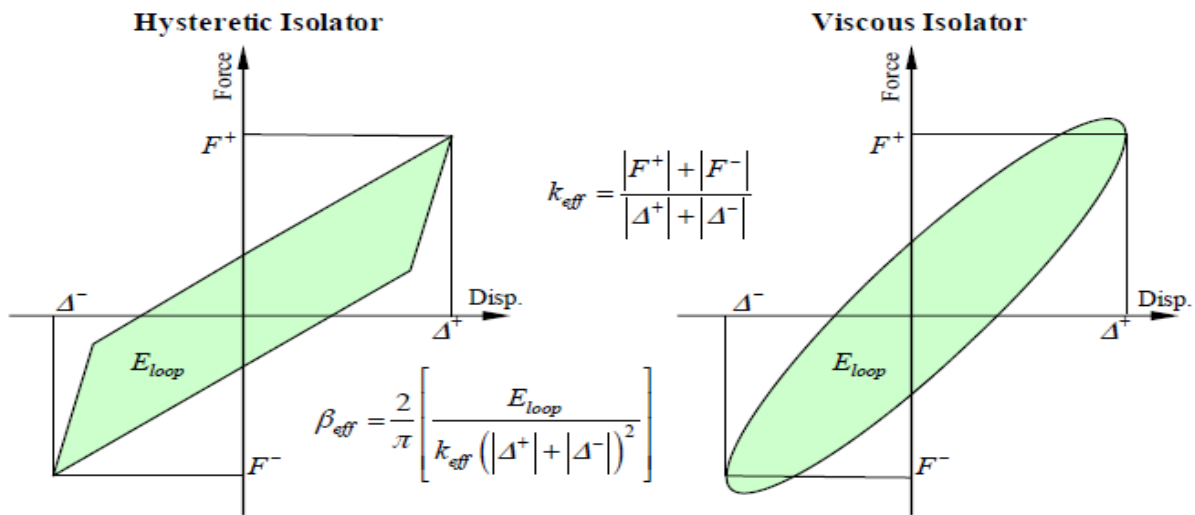
$$K_{Dmax} = \frac{\sum[F_{D\ MAX}^+] + \sum[F_{D\ MAX}^-]}{2 * D_D} \quad (4.46)$$

$$K_{Dmin} = \frac{\sum[F_{D Min}^+] + \sum[F_{D Min}^-]}{2 * D_D} \quad (4.47)$$

Κατά την μέγιστη μετακίνηση η μέγιστη και η ελάχιστη ισοδύναμη δυσκαμψία ολόκληρης της σεισμικής μόνωσης K_{Mmax} K_{Mmin} πρέπει να υπολογίζεται από τις δοκιμές των μονωτήρων σύμφωνα με την 3^η δοκιμή της παράγραφου 4.15 και υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$K_{Mmax} = \frac{\sum[F_{M MAX}^+] + \sum[F_{M MAX}^-]}{2 * D_M} \quad (4.48)$$

$$K_{Mmin} = \frac{\sum[F_{M Min}^+] + \sum[F_{M Min}^-]}{2 * D_M} \quad (4.49)$$



Εικόνα 4.7 Ισοδύναμη δυσκαμψία και ισοδύναμη απόσβεση [40]

Η μέγιστη ισοδύναμη δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης K_{Dmax} ή K_{Mmax} υπολογίζεται από τις δυνάμεις που ασκούνται στους μονωτήρες, όταν υποβάλλονται στις δοκιμές της παραγράφου 4.15 σε συγκεκριμένες μετακινήσεις, D_D ή D_M που παράγουν τις μέγιστες τιμές της ισοδύναμης δυσκαμψίας.

Η ελάχιστη ισοδύναμη δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης K_{Dmin} , K_{Mmin} , υπολογίζεται από τις δυνάμεις που ασκούνται στους μονωτήρες όταν υποβάλλονται στις δοκιμές της παραγράφου 4.15, σε συγκεκριμένες μετακινήσεις D_D ή D_M που παράγουν τις ελάχιστες τιμές της ισοδύναμης δυσκαμψίας.

4.21.2 Ισοδύναμη απόσβεση

Κατά την μετακίνηση σχεδιασμού, η ισοδύναμη απόσβεση ολόκληρης της σεισμικής μόνωσης β_D πρέπει να υπολογίζεται από τις δοκιμές των μονωτήρων σύμφωνα με την δεύτερη δοκιμή της παραγράφου 4.15 και όπως υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\beta_D = [1/2 * \pi] * \left[\frac{\sum E_D}{K_{Dmax} * D_D^2} \right] \quad (4.50)$$

Στην παραπάνω εξίσωση η συνολική κατανάλωση ενέργειας $\sum E_D$, για μετακίνηση σχεδιασμού προκύπτει από το άθροισμα της ενέργειας που καταναλώνεται για κάθε κύκλο σε όλους τους μονωτήρες μετρούμενο για μετακίνηση μονωτήρων D_D , και βασίζεται στο διάγραμμα δυνάμεων παραμορφώσεων από τις πρωτότυπες δοκιμές που προξενούν την ελάχιστη τιμή της ισοδύναμης απόσβεσης.

Κατά τις μέγιστες μετακινήσεις, η ισοδύναμη απόσβεση β_D ολοκλήρου του συστήματος μόνωσης υπολογίζεται από τις δοκιμές των κύκλων φόρτισης που επιβάλλονται σε μονωτήρες σύμφωνα με την δεύτερη δοκιμή της παραγράφου 4.15 και υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$\beta_M = [1/2 * \pi] * \left[\frac{\sum E_M}{K_{Mmax} * D_M^2} \right] \quad (4.51)$$

Στην παραπάνω εξίσωση η συνολική κατανάλωση ενέργειας $\sum E_M$, για μετακίνηση σχεδιασμού προκύπτει από το άθροισμα της ενέργειας που καταναλώνεται για κάθε κύκλο σε όλους τους μονωτήρες μετρούμενο για μετακίνηση μονωτήρων D_M , και βασίζεται στο διάγραμμα δυνάμεων παραμορφώσεων από τις πρωτότυπες δοκιμές που προξενούν την ελάχιστη τιμή της ισοδύναμης απόσβεσης.

4.22 Διαδικασία σχεδιασμού σεισμικά μονωμένης κατασκευής κατά FEMA [50] [1]

Τα βήματα που απαιτούνται για τον σχεδιασμό μιας μονωμένης κατασκευής κατά FEMA περιγράφονται παρακάτω.

A. Καθορισμός φάσματος σεισμικών δυνάμεων και συνδυασμών φορτίσεων.

1. Καθορισμός σεισμικής ζώνης.
2. Καθορισμός κατηγορίας εδάφους.

3. Καθορισμός συντελεστών φάσματος S_S και S_1 για τον μεγάλο σεισμό MCE_R από διαγράμματα η από το site (<http://geohazards.usgs.gov/designmaps/us/application.php>) της υπηρεσίας U.S seismic design maps.
4. Καθορισμός συντελεστών κατηγορίας εδάφους F_a και F_V για τον μεγάλο σεισμό MCE_R .
5. Προσδιορισμός παραμέτρων επιτάχυνσης του μεγάλου σεισμού MCE_R από τους παρακάτω τύπους.

$$S_{MS} = F_a * S_S$$

$$S_{M1} = F_V * S_1$$
6. Προσδιορισμός παραμέτρων επιτάχυνσης του σεισμού σχεδιασμού DBE από τους παρακάτω τύπους.

$$S_{DS} = \left(\frac{2}{3}\right) * S_{MS}$$

$$S_{D1} = \left(\frac{2}{3}\right) * S_{M1}$$
7. Κατασκευή φάσματος απόκρισης σχεδιασμού DBE .
8. Κατηγοριοποίηση κατασκευών ανάλογα με τον πληθυσμό τους, την χρήση τους στις κατηγορίες I II III IV.
9. Προσδιορισμός Συντελεστής σπουδαιότητας I_C .
10. Κατηγοριοποίηση σε σεισμική κατηγορία σχεδιασμού A,B,C,D.
11. Προσδιορισμός των συντελεστων R_I, C_d, Ω_0 .
12. Προσδιορισμός των σεισμικών φορτίων και των συνδυασμών φορτίσεων.

B. Προσδιορισμός στοιχείων μονωμένης κατασκευής.

1. Επιλογή του τύπου των μονωτήρων και των συντελεστών απόσβεσης β_D, β_M , σε σχέση με την κρίσιμη απόσβεση των μονωτήρων, κρατάμε ίσες τιμές και για τα δυο μεγέθη πχ 10%.
2. Επιλογή μιας επιθυμητής ισοδύναμης περιόδου σχεδιασμού T_D της μονωμένης κατασκευής μεταξύ 2 έως 3 sec, για τον σεισμό σχεδιασμού.
3. Υπολογισμός της ισοδύναμου δυσκαμψίας.

$$K_{Dmin} = W * 4 * \pi * \pi / T_D^2 * g, K_{Mmin} = W * 4 * \pi * \pi / T_M^2 * g$$

του συστήματος μόνωσης, για την περίοδο που εκτιμήθηκε στο προηγούμενο βήμα, θεωρώ αρχικά για τους σκοπούς της προκαταρκτικής ανάλυσης ότι $K_{Dmax} = 1.20 * K_{Dmin}$ και $K_{Mmax} = 1.20 * K_{Mmin}$.

4. Υπολογισμός της ελάχιστης μετακίνησης σχεδιασμού D_D, D_M μια μετακίνηση για τον σεισμό DBE, και μια μετακίνηση για τον σεισμό MCE.

$$D_D = \left(\frac{g}{4 * \pi^2}\right) * \left(S_{D1} * T_D / B_D\right)$$

$$D_M = (g/4 * \pi^2) * (S_{M1} * T_M / B_M)$$

Εάν η τιμή αυτή D_D είναι μεγαλύτερη από ότι είναι αποδεκτό για την κατασκευή του κτιρίου τότε επανερχόμαστε στο βήμα 2 και κάνουμε νέα αρχή με μικρότερη περίοδο και ένα πιο δύσκαμπτο σύστημα μονωτήρων.

- Υπολογίζουμε τις μετακινήσεις που εμπεριέχουν στροφή η οποία προκύπτει από την τυχηματική εκκεντρότητα 5% κάθετα στην διεύθυνση φόρτισης.

$$D_{TD} = D_D * [1 + y * (12 * e / (b^2 + d^2))]$$

$$D_{TM} = D_M * [1 + y * (12 * e / (b^2 + d^2))]$$

Αντί για τις τιμές του **βήματος 4** D_D και D_M , μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές D'_D και D'_M από τους παρακάτω τύπους και οι υπολογισμοί να ξεκινήσουν από το βήμα 6.

$$D'_D = D_D / \sqrt{1 + (T/T_D)^2} \quad \text{και} \quad D'_M = D_M / \sqrt{1 + (T/T_M)^2}$$

- Υπολογισμός της ελάχιστης τέμνουσας σχεδιασμού βάσης $V_{base} = K_{Dmax} * D_D$ και $V_{structure} = K_{Dmax} * D_D / R_I$ ώστε να υπολογιστούν οι δυνάμεις που κατανέμονται καθ' ύψος στους ορόφους.

Εάν οι τιμές είτε της V_{base} είτε της $V_{structure}$ είναι μεγαλύτερες από αυτές που είναι αποδέκτες για το κτίριο μας επανερχόμαστε στο βήμα 2 και επιλέγουμε νέα περίοδο T_D μεγαλύτερη της προηγούμενης και ένα πιο μαλακότερο σύστημα μονωτήρων.

- Εκτελούμε μια πρωταρχική επίλυση του φορέα με πακτωμένη βάση και με κατανεμημένες τις δυνάμεις στους ορόφους σύμφωνα με τις V_b και V_s από το προηγούμενο βήμα. Εάν η περίοδος του κτιρίου κατά την πρωταρχική επίλυση είναι σημαντικά διαφορετική από αυτήν που υπολογίστηκε το V_s στο βήμα 6 τότε πρέπει να επαληθεύσουμε μέσω νέου υπολογισμού το V_s , στο βήμα 6 αλλιώς προχωράμε στο επόμενο βήμα.
- Εκτελούμε έναν νέο υπολογισμό για τον αρχικό σχεδιασμό των μονωτήρων χρησιμοποιώντας την μετακίνηση σχεδιασμού την δυσκαμψία την δύναμη και την απόσβεση από τα προηγούμενα βήματα.
Σχεδιάζουμε τους μονωτήρες για φορτία βαρύτητας πλευρικά φορτία και για τις μετακινήσεις σχεδιασμού που έχουμε υπολογίσει από τα προηγούμενα βήματα.

Επίσης μπορούμε να σχεδιάσουμε και να υπολογίσουμε τα στερητικά διαγράμματά δύναμης μετακίνησης για κάθε μονωτήρα. Αυτά τα διαγράμματα πρέπει να

ταιριάζουν με τα αποτελέσματα των δοκίμων των μονωτήρων καθώς και με τις ιδιότητες που μας δίνει ο κατασκευαστής των μονωτήρων.

Ουσιαστικά τα διαγράμματα που υπολογίζουμε σε αυτήν την φάση της μελέτης υπόκεινται σε επαλήθευση με τα αποτελέσματα των δοκίμων των μονωτήρων κατά τα τελικά στάδια σχεδιασμού της κατασκευής, πχ στο βήμα 9 της τελικής φάσης της μελέτης.

Γ. Τελικά βήματα σχεδιασμού της μονωμένης κατασκευής-χωρικό μοντέλο επίλυσης.

1. Κατασκευάζουμε το χωρικό μοντέλο της μονωμένης κατασκευής, ενσωματώνοντας τα χαρακτηριστικά των μονωτήρων δύναμης μετακίνησης, από το προηγούμενο βήμα 8. Επίσης ένα ίδιο μοντέλο με πακτωμένη βάση θα μελετηθεί χωρίς τους μονωτήρες.
2. Επιλέγουμε την μέθοδο ανάλυσης της κατασκευής, ισοδύναμη στατική μέθοδος, φασματική μέθοδος, η ανάλυση με χρονοιστορία.
3. Οριστικοποιούμε τις τιμές της μετακίνησης σχεδιασμού D_D, D_M , και της περιόδου T_D, T_M της μονωμένης κατασκευής, χρησιμοποιώντας το μοντέλο του βήματος 1 και των σεισμικών απαιτήσεων του βήματος 2, με επαναληπτικές επιλύσεις του μονωμένου φορέα που να ικανοποιούν τις μετακινήσεις σχεδιασμού του μεγάλου και του μικρού σεισμού, καθώς και την επάρκεια των μελών του κτιρίου.
4. Οριστικοποιούμε τις τιμές της ισοδύναμης δυσκαμψίας από τους παρακάτω τύπους.

$$K_{D,max} = K_{D,min} = \frac{DBE \text{ τέμνουσα βάσης}}{D_D}$$

$$K_{M,max} = K_{M,min} = \frac{MCE \text{ τέμνουσα βάσης}}{D_M}$$

5. Επαληθεύουμε την ισοδύναμη περίοδο που προέκυψε από την επίλυση του κτιρίου T_D, T_M με εκείνες από τις εξισώσεις του βήματος 4 της ενότητας Β, με επίλυση ως προς την περίοδο.
6. Επαληθεύουμε την απόσβεση από την επίλυση του κτιρίου με τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\beta_D = 1/2 * \pi * \left(\frac{\text{επιφάνεια ενός κύκλου φόρτισης}}{K_{D,max} * D_D^2} \right)$$

$$\beta_M = 1/2 * \pi * \left(\frac{\text{επιφάνεια ενός κύκλου φόρτισης}}{K_{M,max} * D_M^2} \right)$$

και αν καταστεί αναγκαίο μπορεί να γίνει νέος υπολογισμός των συντελεστών απόσβεσης B_D, B_M από τους συντελεστές β_D, β_M .

7. Επαληθεύουμε την μετακίνηση σχεδιασμού και τις σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται στο κτίριο, σε σχέση με τις ελάχιστες τιμές που μας δίνει ο κανονισμός από τις εξισώσεις του βήματος 4 ενότητα Β, και τις εξισώσεις του βήματος 5 της ενότητας Β. Αν οι υπολογισθείσες τιμές είναι μικρότερες από τις ελάχιστες που δίνει ο κανονισμός, τότε προσαρμόζουμε όλα τα αποτελέσματα της ανάλυσης, αναλογικά σύμφωνα με αυτά που δίνει ο κανονισμός.
8. Επαληθεύουμε τα αποτελέσματα των δοκίμων παραγ 4.15 των μονωτήρων στο χωρικό μοντέλο που επιλύουμε στον υπολογιστή, και εφόσον υπάρχουν διαφορές στα μέγιστα και

στα ελάχιστα της ισοδύναμης δυσκαμψίας, αναθεωρούμε τις τιμές του χωρικού πλαισίου στο βήμα 1 της Γ φάσης της μελέτης, με τις νέες τιμές από τους τύπους 4.46 έως 4.49 και συνεχίζουμε την διαδικασία από το βήμα 1της Γ φάσης.

9. Επανάληψη του βήματος 5 εφόσον δεν επαληθεύονται τα βήματα 7 και 8.
10. Τέλος.

4.23 Γενικές κατευθύνσεις σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης με EC-8 [19]

Σκοπός της σεισμικής μόνωσης που προτάσσει ο EC-8, είναι η μείωση της σεισμικής απόκρισης του συστήματος παραλαβής πλευρικών δυνάμεων που μπορεί να επιτευχθεί αυξάνοντας την θεμελιώδη περίοδο του σεισμικά μονωμένου φορέα και τροποποιώντας το σχήμα της θεμελιώδους ιδιόμορφης, αυξάνοντας την απόσβεση, ή με συνδυασμό των παραπάνω μεθοδολογιών. Το σύστημα μόνωσης μπορεί να αποτελείται από γραμμικά ή μη-γραμμικά ελατήρια και/ ή αποσβεστήρες.

4.23.1 Ορισμοί

Μονωτήρες

Στοιχεία τα οποία συνθέτουν το σύστημα σεισμικής μόνωσης.

Υποδομή

Τμήμα του φορέα το οποίο βρίσκεται κάτω από την διεπιφάνεια μόνωσης και περιλαμβάνει τη θεμελίωση.

Ανωδομή

Τμήμα του φορέα το οποίο είναι μονωμένο και βρίσκεται πάνω από τη διεπιφάνεια μόνωσης.

Κέντρο ενεργούς δυσκαμψίας

Το κέντρο δυσκαμψίας στο πάνω μέρος της διεπιφάνειας σεισμικής μόνωσης, περιλαμβάνει δηλαδή την δυσκαμψία των μονωτήρων και της ανωδομής.

Μετακίνηση σχεδιασμού (του συστήματος μόνωσης κατά μια κύρια διεύθυνση)

Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση στο κέντρο ενεργούς δυσκαμψίας μεταξύ του πάνω μέρους της υποδομής και του κάτω μέρους της ανωδομής, η οποία παρατηρείται υπό την σεισμική δράση σχεδιασμού.

Συνολική μετακίνηση σχεδιασμού (ενός μονωτήρα σε μία κύρια διεύθυνση)

Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση στη θέση του μονωτήρα, που περιλαμβάνει τόσο αυτή που οφείλεται στη μετακίνηση σχεδιασμού, όσο και αυτή που οφείλεται στη συνολική περιστροφή λόγω στρέψης γύρω από τον κατακόρυφο άξονα.

Ενεργός δυσκαμψία (του συστήματος σεισμικής μόνωσης κατά μια κύρια διεύθυνση)

Ο λόγος της τιμής της συνολικής οριζόντιας δύναμης η οποία μεταφέρεται μέσω της διεπιφάνειας μόνωσης κατά την μετακίνηση σχεδιασμού στην ίδια διεύθυνση, ως προς την απόλυτη τιμή αυτής της μετακίνησης σχεδιασμού (τέμνουσα δυσκαμψία).

Ενεργός ιδιοπερίοδος

Η θεμελιώδης περίοδος, στην υπό εξέταση διεύθυνση, ενός μονοβάθμιου συστήματος ταλάντωσης, το οποίο διαθέτει τη μάζα της ανωδομής και δυσκαμψία ίση με την ενεργό δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης.

Ενεργός απόσβεση (του συστήματος μόνωσης κατά μία κύρια διεύθυνση)

Τιμή της ιξώδους απόσβεσης η οποία αντιστοιχεί στην ενέργεια η οποία αποσβένεται από το σύστημα μόνωσης κατά την ανακυκλική απόκριση στην μετακίνηση σχεδιασμού.

4.23.2 Γενικές διατάξεις σχεδιασμού

- Σε κτήρια, στην κατάσταση περιορισμού βλαβών, η σχετική μετακίνηση μεταξύ ορόφων θα πρέπει να περιορίζεται στην υποδομή και την αναδομή και να είναι μικρότερες από $d_r * v \leq 0.005 * h$ για $v = 0,5$ $d_r \leq 0.01 * h$
- Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η οριακή αντοχή και παραμορφωσιμότητα των συσκευών μόνωσης δεν θα υπερβαίνονται, λαμβάνοντας υπόψη τους σχετικούς συντελεστές ασφαλείας $\gamma_x = 1.5$ -Εθνικό προσάρτημα.
- Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, τα στοιχεία μόνωσης μπορούν να έχουν εξαντλήσει την οριακή τους ικανότητα, ενώ η ανωδομή και η υποδομή να παραμένουν εντός της ελαστικής περιοχής. **Τότε δεν υπάρχει ανάγκη ούτε για ικανοτικό σχεδιασμό, ούτε για διαστασιολόγηση και κατασκευαστικές λεπτομέρειες πλάστιμης συμπεριφοράς τόσο στην ανωδομή όσο και στην υποδομή.**
- Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, οι γραμμές αερίων ή άλλων επικίνδυνων ζωτικών δικτύων που διαπερνούν τις ενώσεις που χωρίζουν την ανωδομή από το περιβάλλον έδαφος ή κατασκευές, θα σχεδιάζονται έτσι ώστε να επιτρέπουν με ασφάλεια την σχετική μετακίνηση ανάμεσα στην μονωμένη ανωδομή και το περιβάλλον έδαφος, ή κατασκευές, λαμβάνοντας υπόψη τον συντελεστή, $\gamma_x = 1.5$.
- Θα παρέχεται επαρκής χώρος ανάμεσα στην ανωδομή και την υποδομή, έτσι ώστε σε συνδυασμό με άλλες απαραίτητες διατάξεις να διευκολύνεται η επιθεώρηση, η συντήρηση και η αντικατάσταση των στοιχείων κατά τη διάρκεια ζωής του φορέα.

4.23.3 Έλεγχος ανεπιθύμητων κινήσεων

- Για την ελαχιστοποίηση των επιδράσεων της στρέψης, το κέντρο της ενεργού δυσκαμψίας και το κέντρο απόσβεσης του συστήματος μόνωσης, θα πρέπει να είναι όσο πιο κοντά γίνεται στην προβολή του κέντρου της μάζας πάνω στη διεπιφάνεια μόνωσης.
- Για την ελαχιστοποίηση της διαφορετικής συμπεριφοράς των συσκευών μόνωσης, η θλιπτική τάση η οποία προκαλείται στις συσκευές αυτές από τις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να είναι όσο πιο ομοιόμορφη γίνεται.
- Το σύστημα μόνωσης θα σχεδιάζεται έτσι ώστε κραδασμοί και πιθανές στρεπτικές κινήσεις να ελέγχονται από κατάλληλα μέσα.
- Η παραπάνω απαίτηση η οποία αφορά τους κραδασμούς θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν αποτρέπονται οι πιθανές επιδράσεις των κραδασμών μέσω κατάλληλων διατάξεων (π.χ. αποσβεστήρες, απορροφητές κραδασμών, κλπ.).
- Προβλέπεται ένα δύσκαμπτο διάφραγμα πάνω και κάτω από το σύστημα μόνωσης, αποτελούμενο από μία οπλισμένη πλάκα από σκυρόδεμα ή από ένα πλέγμα διασταυρωμένων δοκών σύνδεσης, που να είναι σχεδιασμένο ώστε να λαμβάνει υπόψη όλες τις τοπικές και γενικευμένες μορφές λυγισμού.

4.23.4 Σεισμική δράση

- Οι δύο οριζόντιες και η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης ορίζεται όπως περιγράφεται στην παραπάνω παράγραφο.

- Στα κτήρια, οι συνδυασμοί των συνιστωσών της σεισμικής δράσης δίδονται παρακάτω.

$$E_{Edx} + 0.3 * E_{Edy} + 0.3 * E_{Edz}$$

$$0.3 * E_{Edx} + E_{Edy} + 0.3 * E_{Edz}$$

$$0.3 * E_{Edx} + 0.3 * E_{Edy} + E_{Edz}$$

Όπου + σημαίνει " να συνδυαστεί με "

E_{Edx} Είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα.

E_{Edy} Είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του ορθογώνιου προς τον x οριζόντιου άξονα y του φορέα.

E_{Edz} Είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής δράσης σχεδιασμού.

- Εάν απαιτούνται αναλύσεις με τη μέθοδο της χρονοϊστορίας, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρεις χρονοϊστορίες εδαφικής διέγερσης.

4.23.5 Συντελεστής συμπεριφοράς

Σε κτήρια, η συνθήκη αντοχής για τα δομικά στοιχεία της ανωδομής, μπορεί να ικανοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού διαιρεμένα με έναν συντελεστή συμπεριφοράς **όχι μεγαλύτερο από 1,5**, ενώ για την **θεμελίωση** κάτω από την σεισμική μόνωση εφαρμόζουμε **συντελεστή συμπεριφοράς 1,0**.

4.23.6 Ιδιότητες συστήματος μόνωσης

- Οι επιταχύνσεις και οι αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες προκαλούνται από τον σεισμό θα εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη τη μέγιστη τιμή της δυσκαμψίας και την ελάχιστη τιμή των συντελεστών απόσβεσης και τριβής.
- Οι μετακινήσεις θα πρέπει να εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την ελάχιστη τιμή των συντελεστών της δυσκαμψίας της απόσβεσης και της τριβής.
- Στα κτήρια της κατηγορίας σπουδαιότητας I ή II, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων, υπό την προϋπόθεση ότι οι ακραίες τιμές (μέγιστες ή ελάχιστες) δεν διαφοροποιούνται κατά περισσότερο από 15% από τις μέσες τιμές.

4.23.7 Ανάλυση του φορέα

4.23.7.1 Γενικά

Η δυναμική απόκριση του συστήματος του φορέα, θα αναλύεται σε όρους επιταχύνσεων, αδρανειακών δυνάμεων, και μετακινήσεων. Σε κτήρια, θα λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις της στρέψης, συμπεριλαμβανομένων των επιδράσεων της τυχηματικής εκκεντρότητας όπως ορίζεται στον κανονισμό. Η προσομοίωση του συστήματος μόνωσης θα αντανακλά με επαρκή ακρίβεια την χωρική κατανομή των μονωτήρων, έτσι ώστε να λαμβάνονται επαρκώς υπόψη η μετακίνηση κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, οι αντίστοιχες δράσεις ανατροπής και η στροφή γύρω από τον κατακόρυφο άξονα. Θα πρέπει επίσης να αντανακλά επαρκώς και τα χαρακτηριστικά των διαφορετικών τύπων μονωτήρων, που χρησιμοποιούνται στο σύστημα μόνωσης.

4.23.7.2 Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση

Υπό προϋποθέσεις που περιγράφονται παρακάτω του παρόντος υπο-εδαφίου, το σύστημα μόνωσης μπορεί να προσομοιώνεται με ισοδύναμη γραμμική ελαστική – ιξώδη συμπεριφορά, στην περίπτωση κατά την οποία αποτελείται από συσκευές όπως ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Εάν χρησιμοποιείται ισοδύναμο γραμμικό προσομοίωμα, θα πρέπει να χρησιμοποιείται η ενεργός δυσκαμψία κάθε μονωτήρα (δηλαδή η τιμή της δυσκαμψίας στην συνολική μετακίνηση σχεδιασμού d_{bd} ενός μονωτήρα). Η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} του συστήματος μόνωσης είναι το σύνολο της ενεργού δυσκαμψίας των μονωτήρων.

Οι προϋποθέσεις για να εφαρμοστεί η ισοδύναμη γραμμική ανάλυση είναι οι εξής παρακάτω.

- Η ενεργός δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης, είναι τουλάχιστον 50% της ενεργού δυσκαμψίας σε μετακίνηση $0.2 * d_{dc}$ όπου d_{dc} , η μετακίνηση σχεδιασμού του κέντρου ενεργού δυσκαμψίας στην υπό εξέταση διεύθυνση.
- Ο λόγος ενεργού απόσβεσης του συστήματος μόνωσης, δεν υπερβαίνει το 30%.
- Τα χαρακτηριστικά δύναμης-μετακίνησης του συστήματος μόνωσης δεν ποικίλουν κατά περισσότερο από 10%, λόγω της ταχύτητας της φόρτισης ή λόγω των κατακόρυφων φορτίων.
- Η αύξηση της δύναμης επαναφοράς στο σύστημα μόνωσης για μετακινήσεις μεταξύ $0.5 * d_{dc}$ και d_{dc} είναι τουλάχιστον το 2,5% του συνολικού φορτίου βαρύτητας πάνω από το σύστημα μόνωσης.

4.23.7.3 Απλοποιημένη γραμμική ανάλυση

Η απλοποιημένη μέθοδος γραμμικής ανάλυσης λαμβάνει υπόψην δύο οριζόντιες δυναμικές μετακινήσεις και επιθέτει στατικές στρεπτικές επιδράσεις. Θεωρεί ότι η ανωδομή είναι ένα δύσκαμπτο στερεό, το οποίο μετακινείται πάνω από το σύστημα μόνωσης, και ότι πληρούνται δυο συνθήκες του παρόντος υπο-εδαφίου. Τότε η ενεργός περίοδος είναι:

$$T_M = 2 * \pi * \sqrt{M / K_{eff}} \quad (4.52)$$

M Είναι η μάζα της ανωδομής.

K_{eff} Είναι η ενεργός οριζόντια δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης.

1) **Η στρεπτική κίνηση γύρω από το κατακόρυφο άξονα μπορεί να αμελείται** κατά τον υπολογισμό της ενεργού οριζόντιας δυσκαμψίας, και κατά την απλοποιημένη γραμμική ανάλυση εάν, σε κάθε μία από τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις, η συνολική εκκεντρότητα (συμπεριλαμβανομένης της τυχηματικής εκκεντρότητας) μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης, και της κατακόρυφης προβολής του κέντρου μάζας της ανωδομής δεν υπερβαίνει το 7,5% του μήκους της ανωδομής εγκάρσια προς την υπό εξέταση οριζόντια διεύθυνση. **Αυτή είναι μια συνθήκη για την εφαρμογή της μεθόδου απλοποιημένης γραμμικής ανάλυσης.**

2) Η απλοποιημένη μέθοδος μπορεί να εφαρμόζεται σε συστήματα μόνωσης με ισοδύναμη γραμμική αποσβενόμενη συμπεριφορά, εάν αυτά συμμορφώνονται με όλες τις ακόλουθες συνθήκες:

α) Η απόσταση από το πλησιέστερο πιθανό ενεργό ρήγμα μεγέθους $M_s \geq 6,5$ είναι μεγαλύτερη από 15 km

β) Η μεγαλύτερη διάσταση της ανωδομής σε κάτοψη δεν είναι μεγαλύτερη από 50 m.

γ) Η υποδομή είναι επαρκώς άκαμπτη, έτσι ώστε να ελαχιστοποιεί την επίδραση των διαφορικών μετακινήσεων του εδάφους.

δ) Όλες οι συσκευές βρίσκονται πάνω από στοιχεία της υποδομής τα οποία φέρουν τα κατακόρυφα φορτία.

ε) Η ενεργός περίοδος T_{eff} ικανοποιεί την ακόλουθη συνθήκη:

$$3 * T_f \leq T_{eff} \leq 3 \text{ sec}$$

όπου T_f είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της ανωδομής με σταθερή βάση (εκτιμώμενη μέσω μιας απλοποιημένης σχέσης).

Σε κτήρια, πέραν από το (2) του παρόντος υπο-εδαφίου, πρέπει επίσης να ικανοποιούνται και όλες οι ακόλουθες συνθήκες, για να μπορεί η απλοποιημένη μέθοδος να εφαρμόζεται στα συστήματα μόνωσης με ισοδύναμη γραμμική αποσβενόμενη συμπεριφορά:

1) Το σύστημα παραλαβής πλευρικών φορτίων της ανωδομής θα πρέπει να είναι διατεταγμένο κανονικά και συμμετρικά κατά μήκος των δύο κυρίων αξόνων του φορέα σε κάτοψη.

2) Η στροφική ταλάντωση στη βάση της υποδομής θα πρέπει να είναι αμελητέα.

3) Ο λόγος μεταξύ της κατακόρυφης και της οριζόντιας δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης θα ικανοποιεί την ακόλουθη έκφραση:

$$K_V / K_{eff} \geq 150 \quad (4.53)$$

4) Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην κατακόρυφη κατεύθυνση, T_V , δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 0,1 sec όπου:

$$T_V = 2 * \pi * \sqrt{M / K_V} \quad (4.54)$$

5) Η μετακίνηση του κέντρου δυσκαμψίας λόγω της σεισμικής δράσης, θα πρέπει να υπολογίζεται σε κάθε οριζόντια κατεύθυνση, από την ακόλουθη έκφραση:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff \text{ min}}} \quad (4.55)$$

όπου $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ είναι η φασματική επιτάχυνση, η οποία έχει ορίσει λαμβάνοντας υπόψη την κατάλληλη τιμή της ενεργού απόσβεσης ξ_{eff} .

6) Οι οριζόντιες δυνάμεις, οι οποίες εφαρμόζονται σε κάθε στάθμη της ανωδομής θα πρέπει να υπολογίζονται σε κάθε οριζόντια κατεύθυνση, μέσω της ακόλουθης έκφρασης:

$$f_j = m_j * S_e * (T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (4.56)$$

όπου m_j είναι η μάζα στη στάθμη j

Το σύστημα των δυνάμεων που θεωρούνται στην προηγούμενη παράγραφο, επιφέρει στρεπτικές επιδράσεις, οφειλόμενες στις συνδυασμένες φυσικές και τυχηματικές εκκεντρότητες.

Εάν ικανοποιείται η συνθήκη στο (1) του παρόντος υποεδαφίου αμελείται η στρεπτική κίνηση γύρω από τον κατακόρυφο άξονα. Οι στρεπτικές επιδράσεις στους μονωτήρες, μπορούν να ληφθούν υπόψη μεγεθύνοντας σε κάθε διεύθυνση τα εντατικά μεγέθη, που ορίζονται στα (3) και (4), με έναν συντελεστή δ ο οποίος δίδεται (για την δράση στην διεύθυνση x) από:

$$\delta_{xi} = 1 + \left(\frac{e_{tot,y}}{r_y^2} \right) * y_i \quad (4.57)$$

Όπου

y_i Είναι η οριζόντια διεύθυνση εγκάρσια στην υπό εξέταση διεύθυνση x .

(x_i, y_i) Είναι οι συντεταγμένες του μονωτήρα i ως προς το κέντρο της ενεργούς δυσκαμψίας.

$e_{tot,y}$ Είναι η συνολική εκκεντρότητα στην κατεύθυνση y .

r_y Είναι η στρεπτική ακτίνα του συστήματος μόνωσης, όπως δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$r_y^2 = \frac{\sum(x_i^2 * K_{yi} + y_i^2 * K_{xi})}{\sum K_{xi}} \quad (4.58)$$

Όπου

K_{xi} και K_{yi} είναι η ενεργός δυσκαμψία του μονωτήρα i στις διευθύνσεις x και y , αντιστοίχως.

Οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να ληφθούν υπόψη πολλαπλασιάζοντας τα εντατικά μεγέθη και τις μετακινήσεις των επιμέρους φερόντων στοιχείων, επί συντελεστή δ :

$$\delta = 1 + 0.6 * \chi / L_e \quad (4.59)$$

Όπου

χ = Είναι η απόσταση του εξεταζόμενου στοιχείου από το κέντρο μάζας του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης.

L_e = Είναι η απόσταση μεταξύ των δύο ακραίων φερόντων στοιχείων του συστήματος ανάληψης οριζόντιων φορτίων, μετρούμενη κάθετα προς την διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης.

4.23.7.4 Απλοποιημένη γραμμική φασματική ανάλυση

Εάν η συμπεριφορά των συσκευών μπορεί να θεωρείται ως ισοδύναμη γραμμική, όμως δεν ικανοποιούνται όλες οι συνθήκες των 4.22.7.3 (1), (2) και – εάν συντρέχουν τα 1,2,3,4 της 4.22.7.3, μπορεί να πραγματοποιείται δυναμική φασματική ανάλυση.

4.23.7.5 Ανάλυση χρονοϊστορίας

Εάν ένα σύστημα μόνωσης δεν μπορεί να αντιπροσωπεύεται μέσω ενός ισοδύναμου γραμμικού προσομοιώματος (δηλ. εάν οι συνθήκες στο 4.22.7.2 δεν ικανοποιούνται), η σεισμική απόκριση θα εκτιμάται μέσω ανάλυσης χρονοϊστορίας, **χρησιμοποιώντας για την απεικόνιση των συσκευών μόνωσης, ιδιότητες οι οποίες να μπορούν να αναπαράγουν επαρκώς τη συμπεριφορά του συστήματος εντός του φάσματος παραμορφώσεων και των ταχυτήτων οι οποίες αναμένονται κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.**

4.24 Έλεγχοι ασφαλείας στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Ο ικανοτικός σχεδιασμός και οι γενικές ή τοπικές συνθήκες πλαστιμότητας δεν χρειάζεται να ικανοποιούνται.

Σε κτήρια, τα δομικά στοιχεία της υποδομής και της ανωδομής, μπορούν να σχεδιάζονται ως μη-πλάστιμα. Για κτήρια από σκυρόδεμα, χάλυβα ή σύμμεικτα από χάλυβα – σκυρόδεμα μπορεί να υιοθετείται η Κατηγορία Πλαστιμότητας L.

Σε κτήρια, η συνθήκη αντοχής για τα δομικά στοιχεία της ανωδομής μπορεί να ικανοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού διαιρεμένα με έναν συντελεστή συμπεριφοράς όχι μεγαλύτερο από 1.5 $q = 1.5$.

Λαμβάνοντας υπόψη πιθανή αστοχία σε λυγισμό των συσκευών μόνωσης και χρησιμοποιώντας εθνικά προσδιορίσιμες τιμές του γ_M , η αντοχή του συστήματος μόνωσης θα εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τον συντελεστή $\gamma_X = 1.5$.

Ανάλογα με τον τύπο της συσκευής μόνωσης που χρησιμοποιείται, η αντοχή των μονωτήρων στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας θα εκτιμάται σε όρους οποιασδήποτε από τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- α) Δυνάμεων, λαμβάνοντας υπόψη τις μέγιστες κατακόρυφες και οριζόντιες δυνάμεις στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, συμπεριλαμβανομένων των δυνάμεων ανατροπής.
- β) Συνολικής σχετικής οριζόντιας μετακίνησης μεταξύ των άνω και κάτω όψεων του μονωτήρα. Η συνολική οριζόντια μετακίνηση, θα πρέπει να περιλαμβάνει την στρεπτική παραμόρφωση λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, και τις επιδράσεις της συστολής ξηράνσεως, του ερπυσμού και της μετέντασης (**εάν η ανωδομή είναι προεντεταμένη**).

4.25 Διαφορές μεταξύ των κανονισμών EC-8 & FEMA 751 ASCE 7-10

- Ο Αμερικάνικος κανονισμός είναι σχετικά πιο ελαστικός, όσον αφορά την μέθοδο ανάλυσης για μη κανονικά κτίρια μέχρι τεσσάρων οροφών, όπου επιτρέπει την μελέτη τους με την φασματική δυναμική ανάλυση.
Αντίθετα ο ευρωκώδικας EC-8 θέτει την προϋπόθεση της κανονικότητας, για την μελέτη κτιρίων με γραμμικές μεθόδους, πάντως και οι δυο είναι αυστηροί με την συμπεριφορά των μονωτήρων και δεν επιτρέπουν για μη γραμμική συμπεριφορά των μονωτήρων την μελέτη με γραμμικές μεθόδους, ειδικά ο EC-8 θέτει συγκεκριμένες προϋποθέσεις για την μελέτη του κτιρίου με ισοδύναμη γραμμική ανάλυση των μονωτήρων 10.9.2.(5), ενώ ο Αμερικάνικος αφήνει την επιλογή στον μελετητή.
- Ο Αμερικάνικος κανονισμός χρησιμοποιεί τον μέγιστο θεωρούμενο σεισμός MCE για τον υπολογισμό των μέγιστων μετακινήσεων των μονωτήρων, καθώς και των δοκίμων των μονωτήρων, ενώ για την υπερκατασκευή χρησιμοποιεί τον σεισμό σχεδιασμού.
Ο EC-8 χρησιμοποιεί τον σεισμό σχεδιασμού όμοιο για την μελέτη των συμβατικών κτιρίων, όμως για τον έλεγχο των μετακινήσεων χρησιμοποιεί συντελεστή ασφάλειας 1.5, κατά συνέπεια έχει σχεδόν την ίδια λογική με τον Αμερικάνικο κανονισμό.
- Ο Αμερικάνικος κανονισμός χρησιμοποιεί συντελεστή συμπεριφοράς
 $1 \leq R_f = \left(\frac{3}{8}\right) * R \leq 2$ 17.5.4.2 ASCE 7-10 ενώ ο Ευρωπαϊκός EC-8 έχει ορίσει τον συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 1.5 για την εφαρμογή δυνάμεων στην υπερκατασκευή 10.10 (5). Και οι δυο κανονισμοί έχουν ορίσει για την θεμελίωση και για τους ελέγχους των μονωτήρων $R = q = 1$.
- Και οι δυο κανονισμοί για την μελέτη της υπερ. κατασκευής χρησιμοποιούν, **την μέγιστη τιμή της δυσκαμψία των μονωτήρων, που προκύπτει από τις δοκιμές και την ελάχιστη απόσβεση, ενώ για τις μετακινήσεις την ελάχιστη τιμή των τιμών της δυσκαμψίας και της απόσβεσης.** παρ. 10.8 EC-8, 17.5.3, 17.5.4 ASCE 7-10
Ειδικά ο EC-8 αφήνει το περιθώριο για την εφαρμογή των μέσων τιμών των φυσικών χαρακτηριστικών των μονωτήρων για κτίρια σπουδαιότητας I, II με την προϋπόθεση ότι οι ακραίες τιμές δεν διαφοροποιούνται πάνω από το 15 % της μέσης τιμής.
- Ο Αμερικάνικος κανονισμός προτείνει να γίνεται η ανάλυση για την αρχική μελέτη της σεισμικά μονωμένης κατασκευής, με την ισοδύναμη στατική μέθοδο η την δυναμική φασματική ανάλυση και την επιβεβαίωση των μέγιστων και ελάχιστων τιμών με μη γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας. Αφήνει στον μελετητή την επιλογή της μεθόδου προσομοίωσης των μονωτήρων με γραμμική η μη γραμμική συμπεριφορά.
Αντίθετα ο EC-8 εφόσον πιστοποιηθεί μέσω της πάρα 10.9.2 (5) η ισοδύναμη γραμμική συμπεριφορά των μονωτήρων, μπορεί να υλοποιηθεί ισοδύναμη γραμμική ανάλυση είτε φασματική δυναμική ανάλυση, υπό συγκεκριμένες προϋποθέσεις των παραγράφων 10.9.3.3 10.9.3.4 και 10.9.4. Εάν δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες αυτές οι διατάξεις επιβάλλει μη γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας.

- Ο Αμερικάνικος κανονισμός προτείνει να χρησιμοποιηθεί δίγραμμικο μοντέλο προσομοίωσης μονωτήρων για εφαρμογή της μη γραμμική ανάλυση χρονιστορίας (FEMA 451 provision παρ 11.4.4)
Ενώ αντίστοιχα ο Ευρωπαϊκός κανονισμός για την εφαρμογή της μη γραμμική ανάλυση χρονιστορίας δίνει γενικές κατευθύνσεις για την υιοθέτηση μοντέλου που επαρκώς να προσομοιώνει την μη γραμμική συμπεριφορά των μονωτήρων 10.9.5 EC-8.
- Στον Ευρωκώδικα EC-8 η ισοδύναμη στατική ανάλυση δεν λαμβάνει υπόψιν της την στεπτική κίνηση των μονωτήρων για τα εντατικά μεγεθη που ασκούνται στους μονωτήρες και τις μετακινήσεις υπό της προϋποθέσεις της παράγ. 10.9.3(2).
Αντ αυτού μεγεθύνει τα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στους μονωτήρες κατά έναν συντελεστή δ_i . Στον Αμερικάνικο κανονισμό και στην ισοδύναμη στατική μέθοδο στον υπολογισμό των ελάχιστων τιμών των μετακινήσεων των μονωτήρων, συμμετέχει και η στροφή μεσω της τυχηματικής εκκεντρότητα, ενώ για τις δυνάμεις στην υπερ. κατασκευή και στην βάση του κτιρίου δεν συμμετέχει η στροφή.
- Οι Αμερικάνικοι κανονισμοί θέτουν ένα ελάχιστο όριο μετακινήσεων για μελέτη με δυναμικές γραμμικές και μη γραμμικές μεθόδους ως ποσοστό της ισοδυνάμου στατικής ανάλυσης σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα. Κάτι ανάλογο δεν υπάρχει στον ευρωπαϊκό κανονισμό EC-8.

Design Parameter	Response Spectrum Analysis	Time History Analysis
Total design displacement, D_{TD}	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Total maximum displacement, D_{TM}	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Design force on isolation system, V_b	90% V_b	90% V_b
Design force on irregular superstructure, V_s	100% V_s	80% V_s
Design force on regular superstructure, V_s	80% V_s	60% V_s

Πίνακας 4.13 Ελάχιστα όρια μετακινήσεων σχεδιασμού κατά FEMA P- 451 [51]

- Και στους δυο κανονισμούς μπορούν να χρησιμοποιηθούν έως 3 ζεύγη διαφορετικών επιταχυνσιογραφημάτων για την μη γραμμική ανάλυση χρονιστορίας, και η διαστασιολόγηση να γίνει με τα δυσμενέστερα αποτελέσματα που θα προκύψουν από τις τρεις διεγέρσεις. Ειδικά στον Αμερικάνικο κανονισμό, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν και πέρα από τα επτά επιταχυνσιογραφήματα αλλά τα εντατικά μεγέθη θα πάρουν τιμές, από τον μέσο ορό των αποκρίσεων του κτιρίου ASCE 7-10 παρ 17.6.3.4.
- Σύμφωνα με τον Αμερικάνικο κανονισμό όλη η διαδικασία της σεισμικής μόνωσης σε ένα κτίριο, παρακολουθείται από ανεξάρτητο φορέα, ειδικευμένο σε θέματα σεισμικής μόνωσης και ειδικά ο φορέας ελέγχει το φάσμα που επιλέγει ο μελετητής, τις χρονιστορίες, καθώς επίσης και την μετακίνηση σχεδιασμού της κατασκευής, τις διάφορες δοκιμές που απαιτούνται για τους μονωτήρες, καθώς και το πρόγραμμα

ποιοτικού ελέγχου ASCE 7-10 παρ17. Στον Ευρωπαϊκό κανονισμό δεν υπάρχει τέτοια υποχρέωση, αλλά ο ιδιοκτήτης της κατασκευής μπορεί αν θέλει ο ίδιος να προσλάβει ανεξάρτητο φορέα ελέγχου για την μονωμένη κατασκευή.

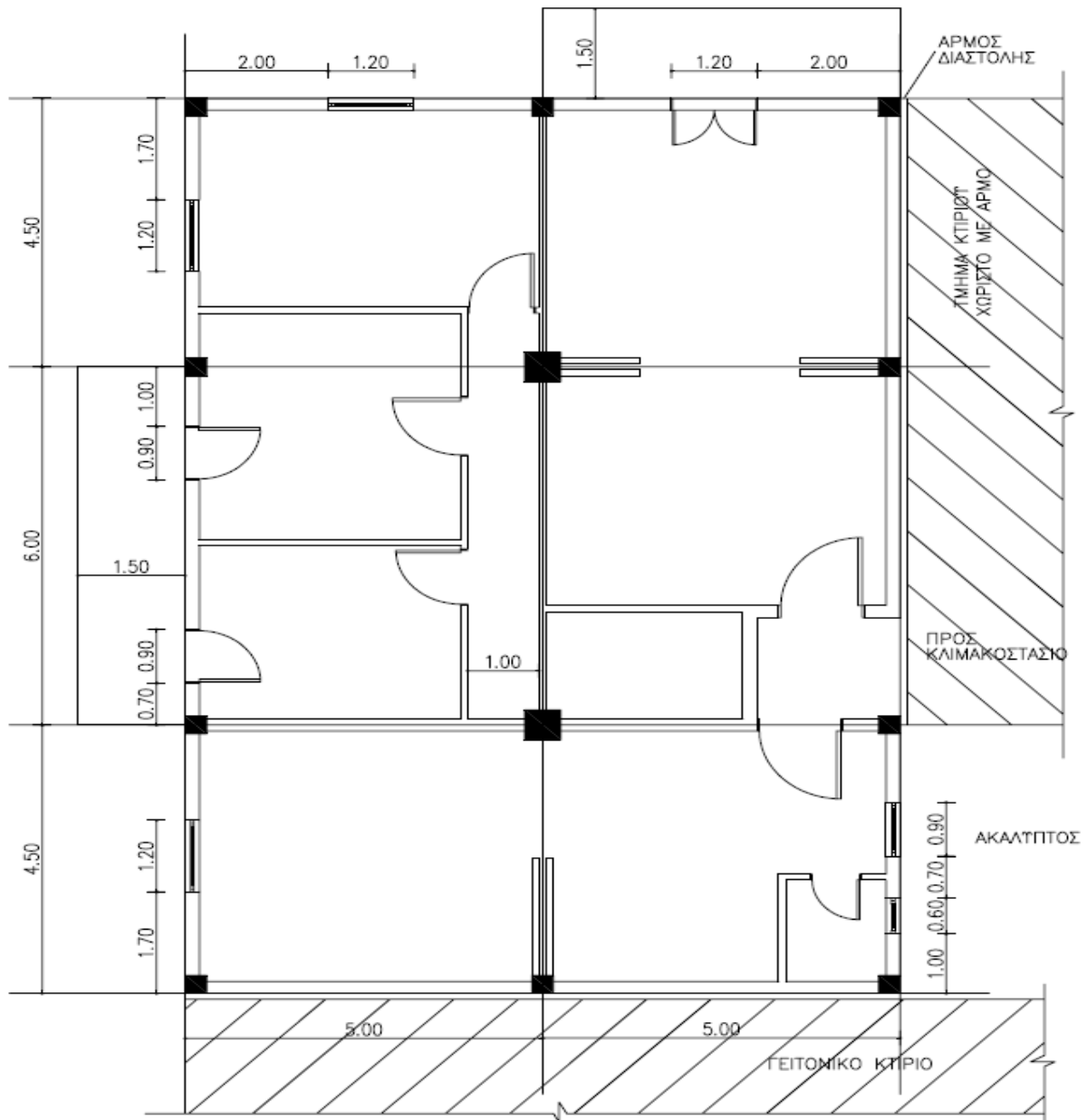
- Στον Ευρωπαϊκό κανονισμό η σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων, πρέπει να βρίσκεται εντός των ορίων που προκύπτει από την παρακάτω σχέση $d_r \leq 0.01 * h$, ενώ στον Αμερικάνικο κανονισμό η αντίστοιχη σχέση είναι $d_r \leq 0.015 * h$, για φασματική δυναμική ανάλυση και $d_r \leq 0.02 * h$ για ανάλυση χρονοιστορίας, παρατηρούμε ότι ο Ευρωκώδικας είναι πιο αυστηρός.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

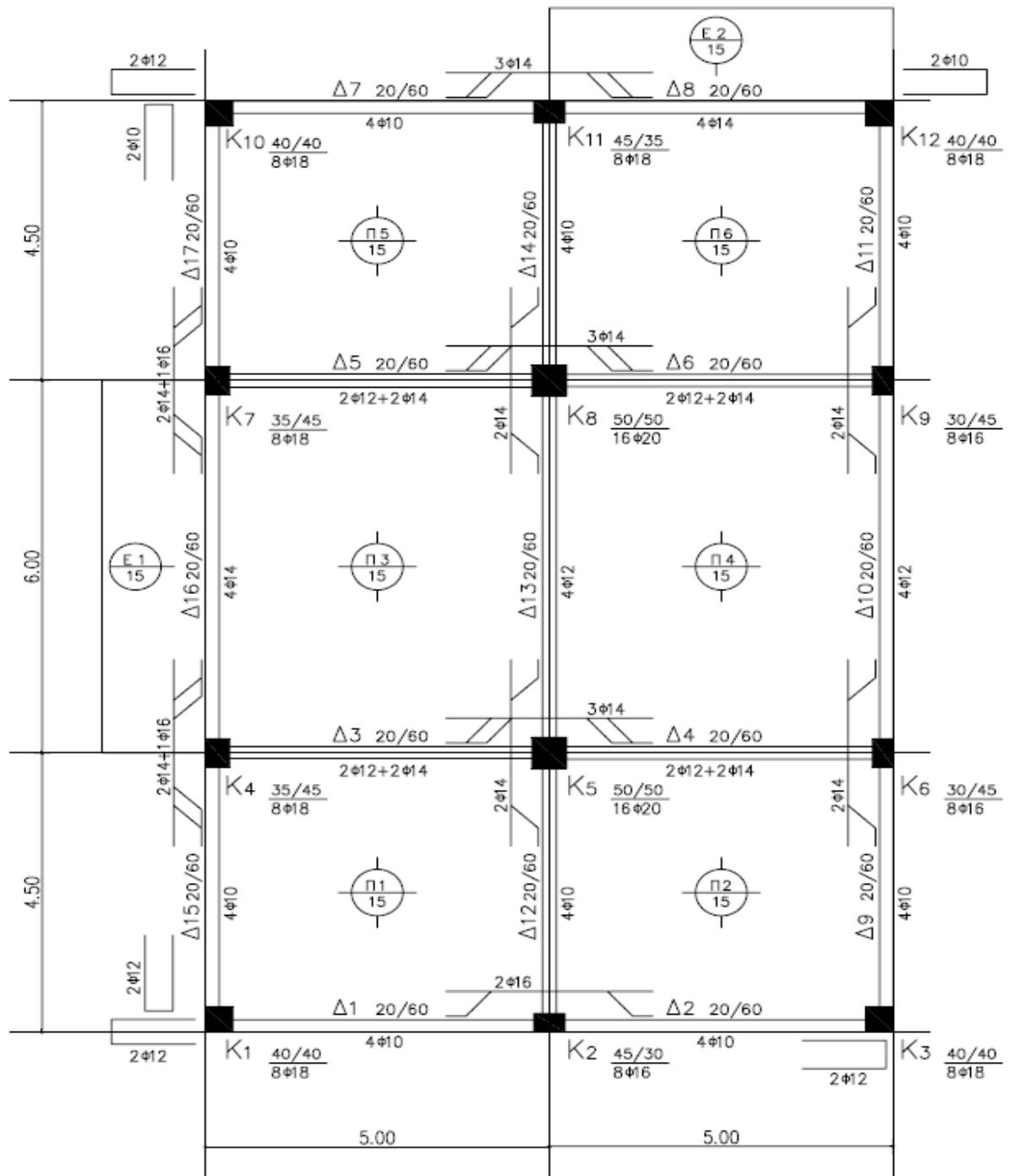
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

5.1 Δεδομένα κτιρίου

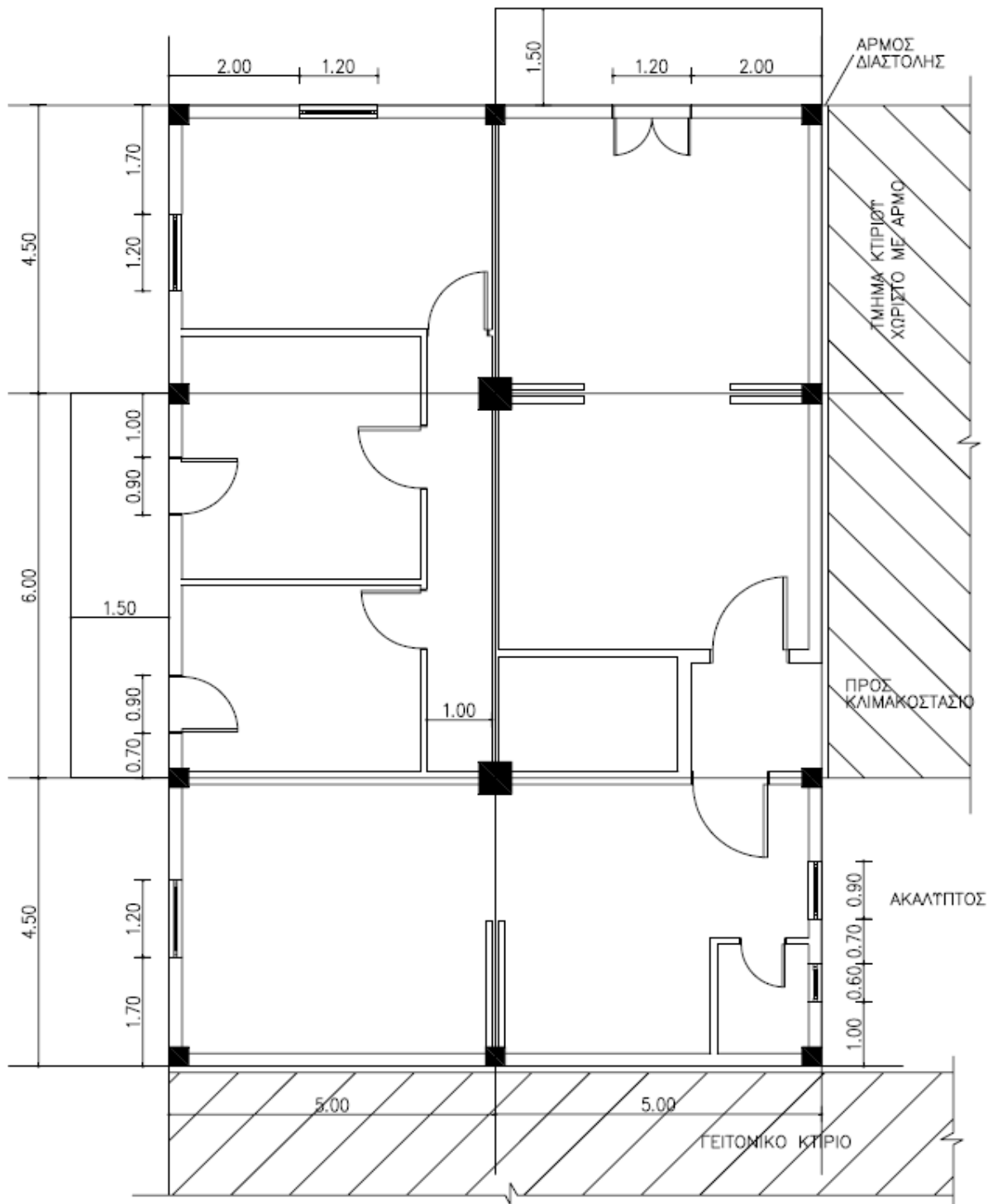
Το κτίριο που χρησιμοποιήθηκε ως υπόδειγμα για την αναβάθμιση, με σεισμική μόνωση, είναι το χαρακτηριστικό κτίριο που μελετήθηκε η εφαρμοσιμότητα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Δίνονται δεδομένα για το συγκεκριμένο κτίριο τεσσάρων ορόφων, πάνω από το ισόγειο όπως παρουσιάζονται στα παρακάτω σχέδια κατόψεων ξυλοτυπών. Διαπιστώθηκε ότι η μελέτη έχει εφαρμοστεί με μικρές τροποποιήσεις.



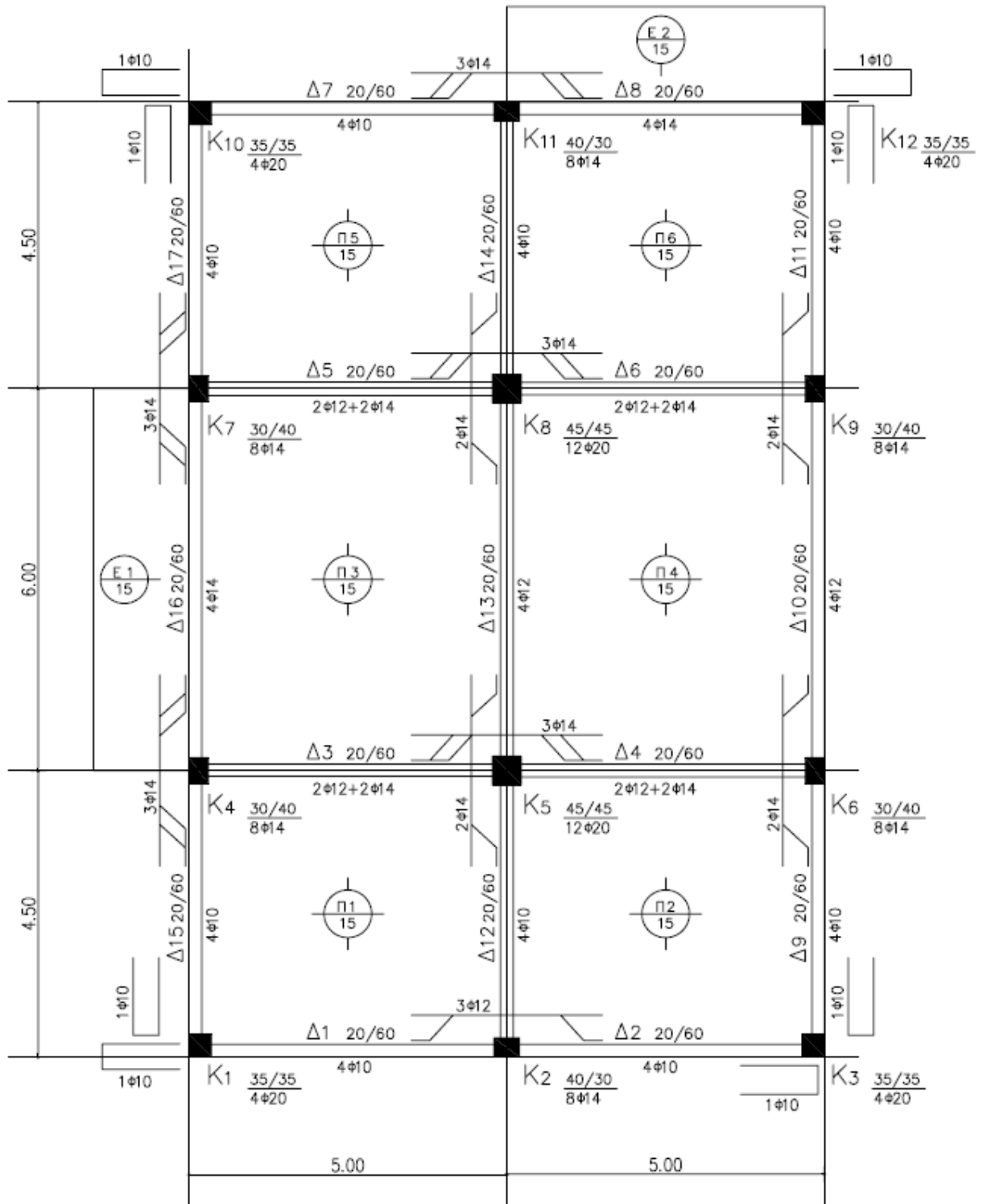
Εικόνα 5.1 Κάτοψη ισογείου



Εικόνα 5.2 Ευλότυπος οροφής ισογείου



Εικόνα 5.3 Κάτοψη τυπικού ορόφου άνωθεν του ισογείου



Εικόνα 5.4 Ενλότυπος τυπικού ορόφου άνωθεν του ισογείου

Φάκελος μελέτης

Υπήρχαν σχέδια μελέτης του κτιρίου, και διαπιστώθηκε ότι η μελέτη έχει εφαρμοστεί με μικρές τροποποιήσεις. Συγκεντρώθηκαν πληροφορίες για τις φάσεις κατασκευής και την χρήση του κτιρίου, και διαπιστώθηκε ότι στην κατασκευή δεν έγιναν τροποποιήσεις και επεμβάσεις στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου.

Καταγραφή βλαβών

Στην διάρκεια ζωής του κτιρίου έγιναν δυο μεγάλοι σεισμοί από τους οποίους προκλήθηκαν ελαφρές βλάβες στους τοίχους πλήρωσης, οι οποίες και επισκευάστηκαν καθώς και τριχοειδείς ρωγμές σε φέροντα δομικά στοιχεία και οι οποίες δεν έχουν επισκευαστεί. Θεωρούμε ότι δεν υπάρχουν βλάβες επομένως $\gamma_{sd} = 1.0$ σύμφωνα με την παρ. 4.5.1 πίν. Σ4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αποτύπωση φέροντος και μη φέροντος οργανισμού

Επειδή ο στόχος του ανασχεδιασμού συνεπάγεται σεισμικές δράσεις μεγαλύτερες από αυτές της αρχικής μελέτης, και θεωρείται αναγκαία η ενίσχυση, η βλάβες δεν θα ληφθούν υπόψιν για την αποτίμηση και την εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ παρ. 2.1.2στ.

Έγινε αποτύπωση των γεωμετρικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων, τα υλικά τα πάχη των επιστρώσεων των δαπέδων καθώς και της διάταξης όπλισης με διερευνητικές τομές, και **θεωρήθηκε στάθμη αξιοπιστία δεδομένων ικανοποιητική.**

Το έδαφος θεμελίωσης

Η προηγούμενη συμπεριφορά της θεμελίωσης ήταν καλή, το έδαφος θεμελίωσης για τα πρώτα 10 m είναι Αμμώδης άργιλος με τα εξής χαρακτηριστικά : φαινόμενο βάρος $\gamma = 21 \text{ kn}/\text{m}^2$ συνοχή $c' = 10 \text{ kPa}$ γωνιά τριβής $\varphi = 27^\circ$ και μετρό συμπίεσης $E_s = 12 \text{ Mpa}$ επίσης λόγος poisson $\nu = 0.3$.

Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών δόμησης

Σκυρόδεμα

Η μελέτη του κτιρίου προέβλεπε σκυρόδεμα B225.

Για την εκτίμηση της επιτόπου αντοχής, έγινε συνδυασμός εμμέσων μεθόδων και πυρηνοληψίας (βλ. παρ 3.7.1.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ). Διαπιστώθηκε σημαντική διαφορά αποτελεσμάτων και δεν διαφαίνεται σαφώς διαφοροποίηση των αντοχών των επιμέρους δομικών στοιχείων. Η μέση τιμή της επιτόπου αντοχής προέκυψε $f_{cm} = 25 \text{ Mpa}$, ενώ η χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck} = 16 \text{ Mpa}$. Σύμφωνα με τον πίν. 4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ η αντιπροσωπευτική τιμή που θα χρησιμοποιήσουμε για την αποτίμηση της κατασκευής μας με ελαστική μέθοδο θα είναι $\overline{f_{X-con}} = f_{cm} - S = 25 - 8 = 17 \text{ Mpa}$, όπου $S = \text{τυπική απόκλιση} = 8 \text{ Mpa}$

Η στάθμη αξιοπιστία δεδομένων ΣΑΔ είναι ικανοποιητική για τα υφιστάμενα υλικά επομένως οι συντελεστές ασφάλειας για το σκυρόδεμα είναι $\gamma_c = 1.5$, σύμφωνα με τον EC2 η τελική αντοχή του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί για την αποτίμηση υπολογίζεται από τον παρακάτω σχέση.

$$\overline{f_{Xcon-cal}} = 0.85 * \overline{f_x} / \gamma_c = 9,63 \text{ Mpa}$$

$$E_{cm} = 9,5 * (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} = 27.7 \text{ λαμβάνεται } E_{cm} = 27 \text{ Mpa}$$

Χάλυβας

Η μελέτη του κτιρίου προέβλεπε χάλυβα κατηγορίας St III με νεύρωση. Έγινε οπτική αναγνώριση (με βάση και το χρόνο κατασκευής) και σύμφωνα με την παρ 3.7.2.1.β του ΚΑΝ.ΕΠΕ, θα ληφθούν υπόψη τα χαρακτηριστικά που προβλέπονται από τους σχετικούς Κανονισμούς για τον St III (S400).

Με ΣΑΔ ικανοποιητική για υφιστάμενα υλικά όπως προβλέπει ο κανονισμός για την οπτική αναγνώριση το $\gamma_s = 1.15$ άρα $\overline{f_{xy}} = 400000 / 1.15 = 347,826 \text{ Mpa}$ $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

Τοιχοποιία-υφιστάμενα υλικά

Θα ληφθούν υπόψη μόνο οι τοίχοι που έχουν καθαρό πάχος μεγαλύτερο από 0,10m και εφόσον τα υπάρχοντα ανοίγματα είναι ανεκτά κατά την παρ. 7.4.1.α.(iv) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι υπάρχοντες τοίχοι είναι μπατικοί, με μέτρια σφήνωση στο πάνω μέρος. Τα λιθωσώματα είναι οπτόπλινθοι από Αργίλο της Ομάδας 2 του πίνακα 3.3 του Ευρωκώδικα 6, και το κονίαμα γενικής εφαρμογής. Έγιναν εργαστηριακές δοκιμές από τις οποίες προέκυψαν τιμές αντοχής οπτοπλίνθων και κονιάματος ως εξής:

- Μέση θλιπτική αντοχή οπτοπλίνθου $f_{bc} = 5 \text{ Mpa}$
- Μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος $f_{mc} = 3 \text{ Mpa}$

Έτσι, η θλιπτική αντοχή κατά τη διεύθυνση της διαγωνίου εκτιμάται από EC-6:

$$f_{wc,s,m} = k * f_{bc}^{0.7} * f_{mc}^{0.3} = 0.45 * 5^{0.7} * 3^{0.3} = 2 \text{ Mpa}$$

Ενώ οι δυο ακραίες τιμές του μέτρου ελαστικότητας είναι $minE_E = 1000 \text{ Mpa}$ $maxE_E = 2000 \text{ Mpa}$. Οι τιμές γ_m για υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις και για ΣΑΔ ικανοποιητική, θα ληφθούν όπως προβλέπεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ $\gamma_m = 2$. Οι υφιστάμενες τοιχοποιίες προσομοιωθήκαν με τον τρόπο που περιγράφει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, σαν χιαστί θλιβόμενοι σύνδεσμοι στην διεύθυνση του σεισμού με $b = 0.15 * L$ όπου L το μήκος της διαγωνίου του θλιπτήρα και $b = 0.2$ το πλάτος του θλιπτήρα. Τα ανοίγματα που υπάρχουν στα φανώματα, είναι τοποθετημένα στο κέντρο των φανωμάτων και διαστάσεων λιγότερο από το 20 % της επιφάνειας των φανωμάτων, οπότε αμελούνται τα ανοίγματα.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν θλιβόμενες και εφελκυόμενες διαγώνιοι ράβδοι η δυστένεια των ράβδων E^*A θα μειωθεί στο μισό σύμφωνα με τα όσα λέει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ παρ. 7.4.1.

Για τα προσομοιώματα θα λαμβάνεται επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{Sd} και γ_{Rd} κατά περίπτωση και ανάλογα, με την μεθοδολογία αποτίμησης, ελαστική φασματική, ισοδύναμη στατική pushover.

Συντελεστές ασφαλείας για δράσεις

Για τα μόνιμα και κινητά φορτία και για τις στατικές δράσεις ο συντελεστής ασφαλείας γ_g για ικανοποιητική ΣΑΔ θα έχει τιμή $\gamma_g = 1.35$ βλ. παρ 4.5.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τα κινητά φορτία $\gamma_q = 1.50$. Για τις σεισμικές δράσεις εφαρμόζονται οι συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{sd} = 1.0$ χωρίς βλάβες σύμφωνα με την παρ. 4.5.1 πίν. Σ4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Γενικές Παραδοχές μελέτης Υπάρχοντος

Υλικά

Σκυρόδεμα:..... B225

Οπλισμός: St III με νευρώσεις

Φορτία

Ίδιο βάρος σκυροδέματος:.. $2,5 \text{ tn}/\text{m}^3 = 2.5 * 1000 * 0.00981 \text{ kn}/\text{m}^3 = 24.5 \text{ kn}/\text{m}^3$

Μπατικοί τοίχοι:..... $0,365 \text{ tn}/\text{m}^2 = 0.365 * 1000 * 0.00981 \text{ kn}/\text{m}^2 = 3.58 \text{ kn}/\text{m}^2$

Δρομικοί τοίχοι:..... $0,21 \text{ tn}/\text{m}^2 = 0.21 * 1000 * 0.00981 \text{ kn}/\text{m}^2 = 2.06 \text{ kn}/\text{m}^2$

Επίστρωση δαπέδων:..... $0,10 \text{ tn}/\text{m}^2 = 0.1 * 1000 * 0.00981 \text{ kn}/\text{m}^2 = 0.981 \text{ kn}/\text{m}^2$

Επίστρωση δώματος:..... $0,20 \text{ tn}/\text{m}^2 = 0.20 * 1000 * 0.00981 \text{ kn}/\text{m}^2 = 1.96 \text{ kn}/\text{m}^2$

Ωφέλιμο φορτίο ορόφων:... $0,20 \text{ tn}/\text{m}^2 = 0.20 * 1000 * 0.00981 \text{ kn}/\text{m}^2 = 1.96 \text{ kn}/\text{m}^2$

Ωφέλιμο φορτίο εξωστών:.. $0,50 \text{ tn}/\text{m}^2 = 0.50 * 1000 * 0.00981 \text{ kn}/\text{m}^2 = 4.91 \text{ kn}/\text{m}^2$

Ωφέλιμο φορτίο δώματος: $0,10 \text{ tn}/\text{m}^2 = 0.10 * 1000 * 0.00981 \text{ kn}/\text{m}^2 = 0.98 \text{ kn}/\text{m}^2$

Επιτρεπόμενη ταση εδάφους:.. $2.5 \text{ kgr}/\text{cm}^2 = 2.5 * 0.00981 / 0.01 * 0.01 = 245.3 \text{ kn}/\text{m}^2$

Σεισμός

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I $agR=0.16 \text{ g}$ έδαφος B κατά EC-8

Συντελεστές σπουδαιότητας $\gamma_i = 1.0$ Κατηγορία σπουδαιότητας II

Μόνιμο φορτίο εξωτερικών δοκών

$$\text{Από μπατίκη τοιχοποιία} \dots 3.58 \text{ kn/m}^2 * 2.40 \text{ m} = 8.60 \text{ kn/m}$$

Μόνιμο φορτίο εσωτερικών δοκών

$$\text{Από δρομική τοιχοποιία} \dots 2.06 \text{ kn/m}^2 * 2.40 \text{ m} = 4.96 \text{ kn/m}$$

Σεισμικοί συνδυασμοί

Σύμφωνα με την παρ. 4.3.3.5.1 του EC 8 θεωρείται ότι υπάρχει σύγχρονη δράση των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης.

Η μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους, ή μετακίνηση στον φορέα λόγω των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορεί να υπολογιστεί από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών του μεγέθους λόγω κάθε οριζόντιας συνιστώσας, κανόνας SRSS.

Ο κανόνας αυτός δίνει γενικά **συντηρητική εκτίμηση** των πιθανών τιμών, άλλων εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων που αναπτύσσονται συγχρόνως με τη μέγιστη τιμή που λαμβάνεται από τον παραπάνω κανόνα. Για την εκτίμηση των πιθανών συγχρόνων τιμών περισσότερων του ενός εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων, λόγω των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης, επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν ακριβέστερα προσομοιώματα, **όπως αυτό του ΕΑΚ παρ. 3.4.4 σχέσεις 3.11.α 3.11.β.**

Σαν εναλλακτική λύση στους παραπάνω κανόνες, τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω συνδυασμού των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας και τους δύο ακόλουθους συνδυασμούς:

$$E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy}$$

$$0,30E_{Edx} "+" E_{Edy}$$

όπου

"+" Σημαίνει "να συνδυαστεί με "

E_{Edx} Είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα.

E_{Edy} Είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του ορθογώνιου προς τον x οριζόντιου άξονα y του φορέα.

Αυτός ο συνδυασμός έχει ακολουθηθεί με το πρόγραμμα ETABS.

5.2 Προκαταρκτική ανάλυση του φορέα $q=1$

5.2.1 Ανάλυση με το πρόγραμμα ΡΑΦ

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων παρ. 5.5.1.1, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου $q=1$ ώστε να βρεθούν οι δείκτες ανεπάρκειας λ με βάση τις αντοχές σε κάμψη όλων των πρωτευόντων στοιχείων του φορέα.

$$\text{Όπου } \lambda = S_E / R_m$$

S_E =Εντατικό μέγεθος ροπής λόγω σεισμικών δράσεων με $q=1$

R_m =Αντίσταση στοιχείου με βάση τις μέσες αντοχές των υλικών

Οι δείκτες ανεπάρκειας επίσης είναι χρήσιμοι για τον προσδιορισμό, της μορφολογικής κανονικότητας του κτιρίου σύμφωνα και με τον EC8-1 όπου μορφολογικά κανονικό, είναι ένα κτίριο στο οποίο ισχύουν όλα τα παρακάτω μαζί.

- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
- Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει σε γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.
- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας $\bar{\lambda}_k$ υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου.

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i * V_{si}}{\sum_1^n V_{si}}$$

Όπου

V_{si} =H αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα από ελαστική ανάλυση για $q=1$.

n = Ο αριθμός των κυρίων στοιχείων του ορόφου k .

λ_i = Ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου.

- Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο, του οποίου για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης το πηλίκο του λογού λ στοιχείου που βρίσκεται σε μια πλευρά του ορόφου προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά του ορόφου υπερβαίνει το 1,5. Ο κανόνας αυτός ισχύει για ορόφους για τους οποίους το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφο.

Με βάση τους δείκτες ανεπάρκειας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και πάντα σε σχέση με την τιμή αυτών των δεικτών θα μπορούσε να επιλεγεί η μέθοδος που θα γίνει η αποτίμηση του κτιρίου.

Οι πιθανές επιλογές είναι οι εξής παρακάτω.

- Ελαστική ισοδύναμη στατική μέθοδος με καθολικό δείκτη q η τοπικό δείκτη πλαστικότητας m .
- Ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση με καθολικό δείκτη q η τοπικό δείκτη πλαστικότητας m .
- Ανελαστική στατική ανάλυση (push over).
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοιστορίας).

Επιλέχθηκε ο συνδυασμός EC8-EC2 για τον αντισεισμικό έλεγχο και τον έλεγχο επάρκειας των στοιχείων. Η αρχική επίλυση θα γίνει με την ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση με καθολικό δείκτη $q=1$. **Επιλέχθηκε στάθμη επιτελεστικότητας B1 προστασία ζωής, για σεισμό σχεδιασμού με πιθανότητα επανεμφάνισης 10% στα επόμενα 50 χρόνια και με περίοδο επαναφοράς 475 έτη.**

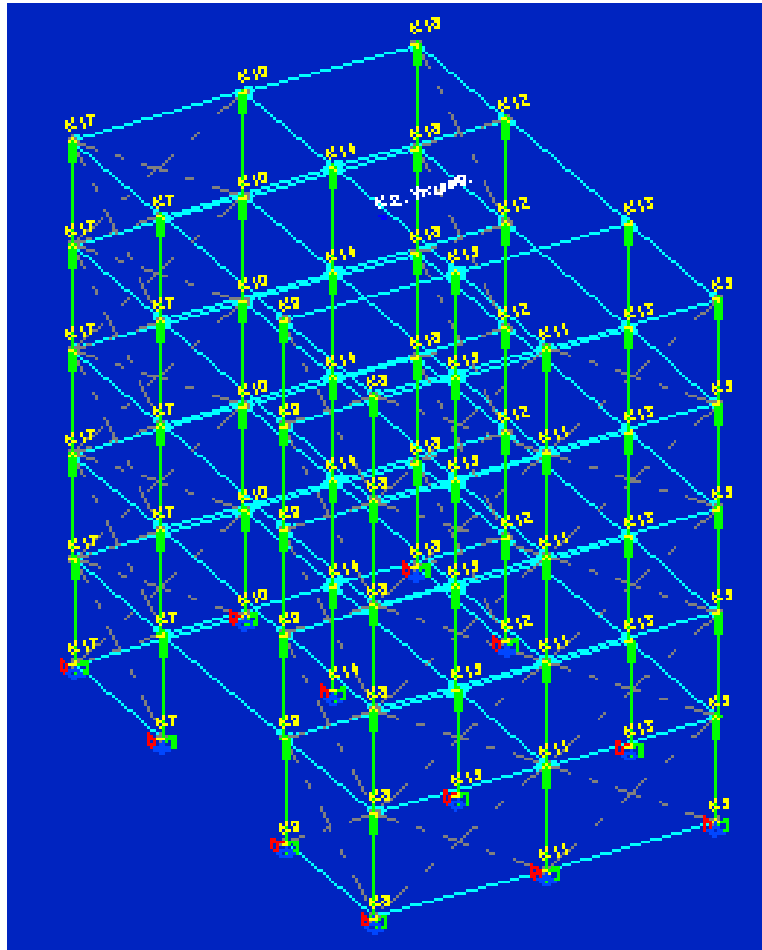
Ζώνη Ζ1 Σεισμικός συντελεστής 0.16 g κατηγορία σπουδαιότητας II, κατηγορία εδάφους B.

Ποσοστό απόσβεσης για το σκυρόδεμα $\xi=5\%$, $n=1$. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης δεν λαμβάνεται υπόψιν σύμφωνα με τον EC-8 διότι είμαστε στην ζώνη I. Έγινε μείωση δυσκαμψιών και εκτιμήθηκε για τα υποστυλώματα στο 30 % και για τα δοκάρια στο 20 % της αρηγμάτωσης διατομής σύμφωνα με όσα λέει ο ΚΑΝΕΠΕ παρ. 7.2.3 ενεργός δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$K = \frac{M_y * L_s}{3 * \theta_y}$$

Το στατικό πακέτο με το οποίο έγινε η αρχική επίλυση του φορέα είναι το **ΡΑΦ του ΤΕΧΝΙΚΟΥ ΟΙΚΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ (ΤΟΛ)**.

Ο χωρικός φορέας του πεντάροφου κτιρίου παρουσιάζεται παρακάτω και **θεωρήθηκε σαν πακτωμένος στο έδαφος**. Οι υφιστάμενες τοιχοποιίες προσομοιωθήκαν από το πρόγραμμα με τον τρόπο που περιγράφει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ σαν χιαστί θλιβόμενους συνδέσμους στην διεύθυνση του σεισμού, με $b = 0.15 * L$ όπου L το μήκος της διαγωνίου του θλιπτήρα και $b = 0.2$ το πλάτος του θλιπτήρα. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού αναφέρθηκαν παραπάνω. Ο φορέας περιλαμβάνει, ισόγειο, και τέσσερις ορόφους.



Εικόνα 5.5 Χωρικό μοντέλο στο ΡΑΦ

Ακολουθούν οι πίνακες, με τους σπλισμούς δοκών υποστυλωμάτων που εισήχθησαν στο πρόγραμμα. Οι διαστάσεις πλακοδοκών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

ΔΟΚΟΙ ΙΣΟΓΕΙΟΥ						
ΟΠΛΙΣΜΟΙ - ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΟΚΩΝ						ΔΙΑΤΟΜΗ ΠΛΑΚΟΔΟΚΟΥ
ΔΟΚΟΣ		ΘΕΣΗ-ΟΠΛΙΣΜΟΙ		ΡΟΠΕΣ - ΑΝΤΟΧΗΣ		b _{eff} /b/η _{δοκου} /η _{πλακας}
		K1	K2	K1	K2	
Δ1	ΠΑΝΩ	2Φ10+2Φ12+2Φ8	4Φ10+2Φ16+2Φ8	-90.42	-143.43	0.506/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	2Φ10+2Φ12	2Φ10	72.88	31.54	
Δ2		K2	K3	K2	K3	0.506/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	4Φ10+2Φ16+2Φ8	2Φ10+2Φ12+2Φ8	-143.43	-90.42	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	2Φ10+2Φ12	31.54	72.88	
Δ3		K4	K5	K4	K5	0.816/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2 Φ14+2 Φ8	7 Φ14+2 Φ8	-76.29	-197.25	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ12	44.12	45.97	
Δ4		K5	K6	K5	K6	0.823/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	7 Φ14+2 Φ8	2 Φ14+2 Φ8	-197.25	-76.29	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ12	46	44.13	
Δ5		K7	K8	K7	K8	0.816/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2 Φ14+2 Φ8	7 Φ14+2 Φ8	-76.29	-197.25	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ12	44.12	45.97	
Δ6		K8	K9	K8	K9	0.823/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	7 Φ14+2 Φ8	2 Φ14+2 Φ8	-197.25	-76.29	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ12	46	44.13	
Δ7		K10	K11	K10	K11	0.506/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2 Φ10+2 Φ 12 + 2 Φ 8	2Φ10+5Φ14+2Φ8	-90.42	-173.38	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12 + 2 Φ10	2 Φ10	72.88	32.16	
Δ8		K11	K12	K10	K11	0.813/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ10+5Φ14+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ8	-180.31	-88.9	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 14	2Φ14+2 Φ10	60.37	105.37	
Δ9		K3	K6	K3	K6	0.471/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ10+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	-48.76	-139.16	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	2 Φ10	30.51	31.71	
Δ10		K6	K9	K6	K9	0.589/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	-141.48	-141.48	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ 12	44.54	44.54	

Πίνακας 5.1 Οπλισμοί δοκών ισογείου από δοκό 1 έως 10

Δ11		K9	K12	K9	K12	0.471/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	2Φ10+2Φ8	-139.16	-48.76	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	2 Φ 10	31.71	30.51	
Δ12		K2	K5	K2	K5	0.75/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ10+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	-48.76	-139.16	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	2 Φ 10	30.77	32.63	
Δ13		K5	K8	K5	K8	0.97/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	-141.48	-141.48	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ 12	45.64	45.64	
Δ14		K8	K11	K8	K11	0.75/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	2Φ10+2Φ8	-138.57	-48.76	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	2 Φ 10	33	30.77	
Δ15		K1	K4	K1	K4	0.47/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ10+2Φ12+2Φ8	2 Φ 10+4Φ14+1Φ16+2Φ8	-90.42	-179.83	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10 +2Φ12	2 Φ 10	72.78	32.02	
Δ16		K4	K7	K4	K7	0.977/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2 Φ 10+4Φ14+1Φ16+2Φ8	2 Φ 10+4Φ14+1Φ16+2Φ8	-187.21	-187.21	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 14	2 Φ 14	60.88	60.88	
Δ17		K7	K10	K7	K10	0.47/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2 Φ 10+4Φ14+1Φ16+2Φ8	4 Φ 10 +2Φ8	-179.83	-77.8	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	4 Φ 10	32.02	60	

Πίνακας 5.2 Οπλισμοί δοκών ισογείου από δοκό 11 έως 17

ΔΟΚΟΙ Α ΟΡΟΦΟΥ						
ΟΠΛΙΣΜΟΙ -ΡΟΠΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΟΚΩΝ						ΔΙΑΤΟΜΗ ΠΛΑΚΟΔΟΚΟΥ
ΔΟΚΟΣ		ΘΕΣΗ-ΟΠΛΙΣΜΟΙ		ΡΟΠΕΣ - ΑΝΤΟΧΗΣ		beff/b/hδοκου/ηπλακας
		K1	K2	K1	K2	
Δ1	ΠΑΝΩ	3Φ10+2Φ8	4Φ10+3Φ12+2Φ8	-63.29	-133.88	0.509/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	3Φ10	2Φ10	45.36	31.54	
Δ2	ΠΑΝΩ	4Φ10+3Φ12+2Φ8	3Φ10+2Φ8	-133.88	-63.29	0.509/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	3Φ10	31.54	45.36	
Δ3	ΠΑΝΩ	2 Φ14+2 Φ8	7 Φ14+2 Φ8	-76.29	-197.25	0.823/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ12	44.12	45.97	
Δ4	ΠΑΝΩ	7 Φ14+2 Φ8	2 Φ14+2 Φ8	-197.25	-76.29	0.823/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ12	46	44.13	
Δ5	ΠΑΝΩ	2 Φ14+2 Φ8	7 Φ14+2 Φ8	-76.29	-197.25	0.823/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ12	44.12	45.97	
Δ6	ΠΑΝΩ	7 Φ14+2 Φ8	2 Φ14+2 Φ8	-197.25	-76.29	0.823/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ12	46	44.13	
Δ7	ΠΑΝΩ	3 Φ10 + 2 Φ 8	2Φ10+5Φ14+2Φ8	-63.29	-173.38	0.509/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	3 Φ10	2 Φ10	45.36	32.16	
Δ8	ΠΑΝΩ	2Φ10+5Φ14+2Φ8	2Φ14+1Φ10+2Φ8	-180.31	-90.84	0.819/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	2 Φ 14	2Φ14+1 Φ10	60.4	74.22	
Δ9	ΠΑΝΩ	3Φ10+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	-63.29	-139.16	0.475/0.2/0.6/0.15
	ΚΑΤΩ	3 Φ 10	2 Φ10	45.28	31.71	

Πίνακας 5.3 Οπλισμοί δοκών Α ορόφου από δοκό 1 έως 9

Δ10		K6	K9	K6	K9	0.592/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	-141.48	-141.48	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ 12	44.54	44.54	
Δ11		K9	K12	K9	K12	0.475/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	3Φ10+2Φ8	-139.16	-63.29	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	3Φ 10	31.71	45.28	
Δ12		K2	K5	K2	K5	0.757/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ10+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	-48.76	-139.16	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	2 Φ 10	30.77	32.63	
Δ13		K5	K8	K5	K8	0.977/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	-141.48	-141.48	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 12	2 Φ 12	45.64	45.64	
Δ14		K8	K11	K8	K11	0.753/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2Φ14+2Φ10+2Φ12+2Φ8	2Φ10+2Φ8	-138.57	-48.76	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	2 Φ 10	33	30.77	
Δ15		K1	K4	K1	K4	0.475/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	3Φ10+2Φ8	2 Φ 10+5Φ14+2Φ8	-63.29	-173.38	
	ΚΑΤΩ	3 Φ 10	2 Φ 10	45.28	32.02	
Δ16		K4	K7	K4	K7	0.984/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2 Φ 10+5Φ14+2Φ8	2 Φ 10+5Φ14+2Φ8	-179.2	-180.31	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 14	2 Φ 14	61.62	60.88	
Δ17		K7	K10	K7	K10	0.475/0.2/0.6/0.15
	ΠΑΝΩ	2 Φ 10+5Φ14+2Φ8	3 Φ 10 +2Φ8	-173.38	-63.29	
	ΚΑΤΩ	2 Φ 10	3 Φ 10	32.02	45.28	

Πίνακας 5.4 Οπλισμοί δοκών Α ορόφου από δοκό 10 έως 17

Οι οπλισμοί των υποστλωμάτων είναι ορατοί στα σχέδια, εικόνες 5.1-5.4, στους δοκούς βρέθηκαν συνδετήρες Φ 8/20 το ίδιο και στα υποστλώματα. Για την ιδιόμορφη ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν 15 ιδιομορφές για κάθε θέση μάζας, 3 ιδιομορφές σε κάθε όροφο, από τις οποίες προέκυψαν οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής, σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα και για την πρώτη θέση μάζας.

Η ανάλυση έγινε με την πρώτη μεθοδολογία συνδυασμών φορτίσεων του EC-8 και κατόπιν με τον κανόνα SRSS υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη. Επειδή η συγκεκριμένη μεθοδολογία είναι πολύ δυσμενής όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη, χρησιμοποιήθηκε για την εκτίμηση των πιθανών συγχρόνων τιμών περισσότερων του ενός εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων, λόγω των δύο οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης, οι σχέσεις του ΕΑΚ παρ. 3.4.4 σχέσεις 3.11.α 3.11.β για πιο ακριβή ανάλυση.

Επίσης έγιναν τέσσερις αναλύσεις για τέσσερις διαφορετικές θέσεις μάζας, μεταθέτοντας την μάζα κατά την τυχηματική εκκεντρότητα που αναφέρει ο κανονισμός. Έγινε φασματική δυναμική ανάλυση. Παρακάτω παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι του φορέα της πακτωμένης κατασκευής, για την πρώτη θέση μάζας όπου φαίνεται ότι η ιδιοπερίοδος για την X διεύθυνση που είναι 0,79 sec και κατά την Y διεύθυνση είναι 0.77 sec.

Ιδιομορφική Ανάλυση Κτιρίου													
Θέση Μάζας	Ιδιομορφή	Φασματικές Περίοδοι Συχνότητες				Φασματικές Επιταχύνσεις		Συντελεστές Συμμετοχής		Ποσοστό Ενεργοποιούμενης Μάζας			
		T	f	ω	ω^2	a_x	a_y	v_x	v_y	m_x	m_y	Σm_x	Σm_y
		[s]	[Hz]	[rad/s]	[(rad/s) ²]	[m/s ²]		[-]		[%]			
E1	No1	0.79241	1.26198	7.92924	62.87288	2.97280	2.97280	25.22986	-4.02653	79.103	2.015	79.103	2.015
	No2	0.77183	1.29562	8.14059	66.26926	3.05352	3.05352	4.13253	25.67834	2.122	81.941	81.226	83.955
	No3	0.49334	2.02700	12.73603	162.20658	4.70880	4.70880	-5.13673	0.86616	3.279	0.093	84.505	84.049
	No4	0.26515	3.77144	23.69668	561.53259	4.70880	4.70880	-8.73079	0.95778	9.473	0.114	93.977	84.163
	No5	0.25792	3.87721	24.36123	593.46933	4.70880	4.70880	0.96609	9.04399	0.116	10.164	94.093	94.327
	No6	0.16716	5.98230	37.58789	1412.84970	4.70880	4.70880	2.44906	-0.33224	0.745	0.014	94.839	94.341
	No7	0.16035	6.23620	39.18321	1535.32391	4.70880	4.70880	4.84909	-0.14102	2.922	0.002	97.761	94.343
	No8	0.15539	6.43534	40.43444	1634.94381	4.70880	4.70880	0.21505	5.28542	0.006	3.472	97.766	97.815
	No9	0.11969	8.35516	52.49701	2755.93641	4.01096	4.01096	-3.56568	-0.00205	1.580	0.000	99.346	97.815
	No10	0.11584	8.63263	54.24040	2942.02150	3.92240	3.92240	0.02903	-3.61226	0.000	1.622	99.347	99.436
	No11	0.10313	9.69628	60.92355	3711.67938	3.62987	3.62987	-0.83236	0.02766	0.086	0.000	99.433	99.437
	No12	0.10157	9.84563	61.86191	3826.89564	3.59385	3.59385	-2.05784	-0.07106	0.526	0.001	99.959	99.437
	No13	0.09839	10.16363	63.85997	4078.09579	3.52070	3.52070	0.07094	-2.12739	0.001	0.562	99.959	100.000
	No14	0.07852	12.73527	80.01808	6402.89328	3.06332	3.06332	0.49938	0.04314	0.031	0.000	99.990	100.000
	No15	0.06777	14.75673	92.71926	8596.86161	2.81570	2.81570	0.27679	0.04031	0.010	0.000	100.000	100.000

Πίνακας 5.5 Ιδιομορφική ανάλυση κτιρίου για $q=1$ ΡΑΦ

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι κρίσιμες είναι οι 5 πρώτες ιδιόμορφες διότι ενεργοποιούν το 94 % περίπου της συνολικής μάζας του κτιρίου. Η επιρροή των ανωτέρων ιδιόμορφων είναι μικρή. Δεν υπάρχει επίσης στρεπτική ευαισθησία με κέντρο μάζας κέντρο ελαστικής στροφής να βρίσκονται εντός ορίου ευρωκώδικα EC 8 4.2.3.2.(6). Ακολουθούν οι δείκτες ανεπάρκειας λ ανά όροφο υποστυλωμάτων και δοκών όσο αναφορά την κάμψη όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΙΣΟΓΕΙΟΝ				Α ΟΡΟΦΟΣ			
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΟΚΟΙ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΟΚΟΙ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	2.04	Δ1	3.07	K1	1.97	Δ1	2.34
K2	1.13	Δ2	3.1	K2	1.21	Δ2	2.35
K3	1.48	Δ3	3.34	K3	1.28	Δ3	2.53
K4	1.21	Δ4	2.8	K4	1.65	Δ4	2.48
K5	0.82	Δ5	3.81	K5	0.68	Δ5	2.99
K6	1.35	Δ6	3.26	K6	1.43	Δ6	2.99
K7	1.35	Δ7	4.55	K7	1.69	Δ7	3.54
K8	0.88	Δ8	2.89	K8	0.71	Δ8	2.65
K9	2.21	Δ9	5.83	K9	2.15	Δ9	4
K10	2.23	Δ10	1.89	K10	2.14	Δ10	1.72
K11	1.8	Δ11	5.68	K11	2.35	Δ11	3.64
K12	1.84	Δ12	4.72	K12	1.7	Δ12	4.37
		Δ13	2.44			Δ13	1.92
		Δ14	5.46			Δ14	4.41
		Δ15	3.64			Δ15	2.63
		Δ16	1.12			Δ16	1.08
		Δ17	3.64			Δ17	2.68

Πίνακας 5.6 Δείκτες ανεπάρκειας Ισογείου – Α ορόφου q=1 ΡΑΦ

Β ΟΡΟΦΟΣ				Γ ΟΡΟΦΟΣ			
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΟΚΟΙ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΟΚΟΙ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	0.63	Δ1	1.77	K1	0.63	Δ1	1.24
K2	0.81	Δ2	1.77	K2	0.81	Δ2	1.24
K3	0.71	Δ3	1.95	K3	0.71	Δ3	1.29
K4	1.12	Δ4	1.83	K4	1.12	Δ4	1.33
K5	0.44	Δ5	2.31	K5	0.44	Δ5	1.42
K6	1.07	Δ6	2.23	K6	1.07	Δ6	1.46
K7	1.05	Δ7	2.52	K7	1.05	Δ7	1.63
K8	0.48	Δ8	2.27	K8	0.48	Δ8	1.7
K9	1.12	Δ9	3.08	K9	1.12	Δ9	1.79
K10	0.78	Δ10	1.29	K10	0.78	Δ10	0.83
K11	1.41	Δ11	2.61	K11	1.41	Δ11	1.37
K12	1.04	Δ12	3.34	K12	1.04	Δ12	2.07
		Δ13	1.41			Δ13	1.12
		Δ14	3.48			Δ14	2.13
		Δ15	1.88			Δ15	1.2
		Δ16	0.99			Δ16	0.84
		Δ17	1.91			Δ17	1.23

Πίνακας 5.7 Δείκτες ανεπάρκειας Β ορόφου – Γ ορόφου q=1 ΡΑΦ

Δ ΟΡΟΦΟΣ			
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΟΚΟΙ	ΔΕΙΚΤΗ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ
K1	0.35	Δ1	0.54
K2	0.59	Δ2	0.54
K3	0.5	Δ3	0.61
K4	0.91	Δ4	0.65
K5	0.28	Δ5	0.67
K6	0.81	Δ6	0.69
K7	0.86	Δ7	0.67
K8	0.31	Δ8	0.87
K9	0.73	Δ9	0.74
K10	0.41	Δ10	0.44
K11	0.95	Δ11	0.53
K12	0.88	Δ12	0.95
		Δ13	0.74
		Δ14	0.93
		Δ15	0.45
		Δ16	0.65
		Δ17	0.48

Πίνακας 5.8 Δείκτες ανεπάρκειας Δ ορόφου q=1 ΡΑΦ

5.2.2 Ανάλυση με το πρόγραμμα ETABS q=1

Ακολουθεί η ανάλυση του κτιρίου με το πρόγραμμα ETABS, όπου χρησιμοποιήθηκε παρόμοιο προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση με το ΡΑΦ, έγινε ανάθεση των οριζοντίων μελών του χωρικού πλαισίου με διατομές πλακοδοκού όπως προκύπτει από τον EC-8 και με τις διαστάσεις που προκύπτουν από την προηγούμενη ανάλυση στο ΡΑΦ, πίνακες 5.1-5.4, μηδενίστηκε το ίδιο βάρος σε όλα τα μέλη, και έγινε ανάθεση σε δοκούς και υποστυλώματα με γραμμικό φορτίο για το ίδιο βάρος τους.

Μεταφέρθηκαν τα φορτία των πλακών μονιμά και κινητά στα δοκάρια, όπως ακριβώς γίνεται και στο ΡΑΦ, αφού πρώτα υπολογίστηκαν. Οι σεισμικοί συνδυασμοί που εφαρμόζονται στο ETABS, έγιναν με την μέθοδο των συνδυασμών φόρτισης 100/30 όπως έχει αναφερθεί παραπάνω, και όχι με την μέθοδο της χωρικής επαλληλίας που εφαρμόζει το ΡΑΦ.

$$E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy}$$

$$0,30E_{Edx} "+" E_{Edy}$$

Όπου "+" σημαίνει "να συνδυαστεί με "

Έγινε ανάλυση για μια θέση μάζας, και τα αποτελέσματα είναι μόνο για το ισόγειο.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ λ ETABS ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ
K1	1,9
K2	1,23
K3	1,49
K4	1,6
K5	0,88
K6	1,43
K7	1,78
K8	0,97
K9	2,65
K10	2,38
K11	2,51
K12	2,11

ΔΟΚΟΙ ΙΣΟΓΕΙΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ λ ETABS ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ
Δ1	2,1
Δ2	2,12
Δ9	5,48
Δ3	2,71
Δ14	5,2
Δ7	4,16

Πίνακας 5.9 Δείκτες ανεπάρκειας ισογείου για υποστυλώματα και δοκούς ETABS $q=1$

5.3 Ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα ΡΑΦ q=1.7

Σύμφωνα με τον κανονισμό και επειδή στο κτίριο υπάρχουν $\lambda \gg 2.5$ θα πρέπει να γίνει αποτίμηση με ανάλυση push over, δηλαδή την στατική μη γραμμική ανάλυση, εφόσον όπως είδαμε και παραπάνω οι επιρροή των ανωτέρων ιδιόμορφων δεν είναι σημαντική, (παρότι απαιτείται έλεγχος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ παρ 5.7.2) και το κτίριο είναι κανονικό. Επειδή σύμφωνα με την παράγραφο 5.6.1 του κανονισμού έχουμε αποδεκτεί ότι δεν έχουμε μεγάλες παλιές η καινούργιες βλάβες στο κτίριο μας, μπορούμε να κάνουμε αποτίμηση με ελαστική δυναμική φασματική ανάλυση με την προϋπόθεση ότι στο προσομοίωμα μας οι συντελεστές ασφάλειας που προβλέπονται στην παράγραφο 4.5.1 του κανονισμού για τις τυχηματικές δράσεις αυξάνονται κατά 0.15 αρά $\gamma_{sd\text{ελαστικο}} = \gamma_{sd} + 0.15$.

Οπού $\gamma_{sd} = 1.0$ πίν. Σ4.2, επομένως $\gamma_{sd\text{ελαστικο}} = 1.0 + 0.15 = 1.15$. Επίσης όταν το σύνολο των σεισμικών δράσεων αναλαμβάνεται από νέους και επαρκείς φορείς τότε το $\gamma_{sd} = 1$.

Πρέπει να ελεγχθεί η κανονικότητα του κτιρίου με τους συντελεστές λ ως προαπαιτούμενο επιλογής της ελαστικής μεθόδου. Από την παρ. 4.1.2 επίσης προκύπτει για τις δράσεις (εντατικά μεγέθη η παραμορφωσιακά μεγέθη) $S_d = \gamma_{sd} * S(S_k * \gamma_f)$ οπού S_k οι αντιπροσωπευτικές τιμες των τυχηματικων δρασεων, και $\gamma_f = (\gamma_g, \gamma_q)$. Για τις αντιστάσεις ισχύει $R_d = 1/\gamma_{Rd} * R(R_k/\gamma_m)$ οπού $\gamma_m = (\gamma_c, \gamma_s)$.

Η γενική ανίσωση ασφάλειας είναι $S_d < R_d$. Επίσης γ_{sd} , γ_{Rd} είναι οι συντελεστες ασφάλειας εξαιτίας των αβεβαιοτήτων του προσομοιώματος για ελαστική δυναμική ανάλυση $\gamma_{Rd} \approx 1$ σύμφωνα με το παραρτημα 9Α.2. Στην προκειμένη περίπτωση επειδή δεν θελουμε να επέμβουμε στα εντατικά μεγέθη και να τα αυξήσουμε τον συντελεστή γ_{sd} , επαυξάνουμε τους συντελεστές των συνδυασμών φόρτισης. Οι συντελεστές ασφάλειας τροποποιήθηκαν πολλαπλασιαζόμενοι με το $\gamma_{sd\text{ελαστικο}} = 1.15$.

Όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

α/α	x	Όνομα Συνδυασμού
	<input type="checkbox"/>	Επιλέξτε ένα ή περισσότερους Σ.Φ. για διαγραφή
1		G+Q
2		1.35 G+1.5 Q
3	<input type="checkbox"/>	1.15 G+1.15 ψ2 Q+1.15 E1
4	<input type="checkbox"/>	1.15 G+1.15 ψ2 Q-1.15 E1
5	<input type="checkbox"/>	1.15 G+1.15 ψ2 Q+1.15 E2
6	<input type="checkbox"/>	1.15 G+1.15 ψ2 Q-1.15 E2
7	<input type="checkbox"/>	1.15 G+1.15 ψ2 Q+1.15 E3
8	<input type="checkbox"/>	1.15 G+1.15 ψ2 Q-1.15 E3
9	<input type="checkbox"/>	1.15 G+1.15 ψ2 Q+1.15 E4
10	<input type="checkbox"/>	1.15 G+1.15 ψ2 Q-1.15 E4
		Προσθήκη νέου Σ.Φ.

Σύνθεση Συνδυασμού Φόρτισης: 1.14			
α/α	x	Π.Φ.	γ
0		G	1.100
1		Q	1.000
2		E4	-1.000

Συντελεστές Συνδυασμών	
Πολλαπλασιαστές Σεισμικών Συνδ...	
γGe=	1.150
γQe=	1.150
γEe extreme-simult =	1.150
γEe main =	1.000
γEe secondary =	0.300
γGu3=	

Πίνακας 5.10 Επαύξηση συνδυασμού φορτίσεων με συντελεστή $\gamma_{s\text{δελαστικο}}$ ΡΑΦ $q=1.7$

Για την αποτίμηση θα επιλεγεί η πλαστιμότητα που έχει η κατασκευή, κατά τον χρόνο κατασκευής της μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q' από τον πίνακα ΣΑ.4. Για προστασία ζωής όμως γνωρίζουμε ότι $q' = q$.

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο προ του έτους 1985, και έχουμε ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων, χωρίς ουσιώδες βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία, αρα $q' = q = 1.7$. Ακολουθούν από το πρόγραμμα ΡΑΦ οι δείκτες ανεπάρκειας λ ανά όροφο υποστυλωμάτων και δοκών, όσο αναφορά την κάμψη, την διάτμηση, λυγισμό, ανοιγμένο αξονικό φορτίο, περίσφιξη, ικανότικος κόμβος, και γενικά σε όλους τους ελέγχους που προβλέπει ο κανονισμός.

ΟΝΟΜΑ	ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΟΜΒΟΥ
K1	1.00	1.15	2.51	3.08	1.81
K2	0.88	0.85	2.11	3.40	0.95
K3	0.78	0.76	2.57	1.83	0.83
K4	1.21	0.93	2.51	4.74	1.56
K5	0.78	0.64	5.01	2.22	0.47
K6	0.93	0.93	2.12	3.58	1.03
K7	1.28	1.05	2.55	5.11	1.71
K8	0.78	0.67	5.00	2.21	0.47
K9	1.38	1.20	2.06	6.39	1.52
K10	1.02	1.27	2.57	3.32	2.07
K11	1.17	1.10	2.54	4.41	1.44
K12	0.99	1.03	2.53	3.04	0.93

Πίνακας 5.11 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου ΡΑΦ $q=1.7$.

ΟΝΟΜΑ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
Δ1	1.63	0.94
Δ2	1.66	0.94
Δ3	1.99	1.34
Δ4	1.73	1.32
Δ5	2.31	1.41
Δ6	1.94	1.37
Δ7	2.58	1.16
Δ8	1.93	1.63
Δ9	3.74	1.13
Δ10	0.95	0.93
Δ11	1.99	1.06
Δ12	2.94	1.34
Δ13	3.44	1.37
Δ14	1.47	1.41
Δ15	1.96	1.08
Δ16	0.94	1.57
Δ17	1.97	1.08

Πίνακας 5.12 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου ΡΑΦ $q=1.7$

ΟΝΟΜΑ	ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΟΜΒΟΥ
K1	0.94	1.02	1.95		1.76
K2	0.76	0.91	1.12		1.06
K3	0.74	0.69	2.04		0.74
K4	1.19	1.05	1.11		1.76
K5	0.77	0.57	4.09		0.55
K6	0.80	0.99	1.12		1.14
K7	1.26	1.07	1.12		1.85
K8	0.76	0.58	4.10		0.55
K9	1.15	1.13	1.09		1.33
K10	0.96	1.11	2.04		1.31
K11	1.15	1.30	1.12		1.69
K12	0.95	0.86	1.99		0.98

Πίνακας 5.13 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Α ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$

ΟΝΟΜΑ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
Δ1	1.60	0.84
Δ2	1.60	0.85
Δ3	1.59	1.21
Δ4	1.66	1.25
Δ5	1.77	1.29
Δ6	1.83	1.31
Δ7	2.15	1.02
Δ8	1.98	1.51
Δ9	2.31	1.04
Δ10	0.93	0.91
Δ11	2.08	0.98
Δ12	2.67	1.27
Δ13	1.31	1.29
Δ14	2.74	1.24
Δ15	1.62	0.93
Δ16	0.92	1.57
Δ17	1.64	0.94

Πίνακας 5.14 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$

ΟΝΟΜΑ	ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΟΜΒΟΥ
K1	0.63	0.65	1.98		0.80
K2	0.57	0.77	1.08		1.12
K3	0.51	0.57	1.96		0.65
K4	0.86	1.00	1.09		1.53
K5	0.60	0.49	4.06		0.55
K6	0.60	0.92	1.08		1.21
K7	0.91	0.90	1.07		1.54
K8	0.60	0.49	4.06		0.55
K9	0.81	0.91	1.08		1.32
K10	0.63	0.66	1.97		0.82
K11	0.82	1.15	1.08		1.59
K12	0.66	0.80	1.98		0.87

Πίνακας 5.15 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Β ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$

ΟΝΟΜΑ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
Δ1	1.37	0.79
Δ2	1.37	0.79
Δ3	1.35	1.12
Δ4	1.40	1.17
Δ5	1.50	1.18
Δ6	1.52	1.19
Δ7	1.79	0.90
Δ8	1.72	1.39
Δ9	1.71	0.91
Δ10	0.84	0.86
Δ11	1.52	0.85
Δ12	2.14	1.14
Δ13	1.18	1.23
Δ14	2.10	1.12
Δ15	1.34	0.91
Δ16	0.86	1.57
Δ17	1.36	0.91

Πίνακας 5.16 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Β ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$

ΟΝΟΜΑ	ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΟΜΒΟΥ
K1	0.32	0.50	1.77		0.68
K2	0.34	0.60	1.02		1.23
K3	0.27	0.52	1.70		0.64
K4	0.50	0.83	1.09		1.64
K5	0.39	0.36	4.00		0.58
K6	0.36	0.77	1.03		1.33
K7	0.53	0.76	1.07		1.65
K8	0.39	0.38	4.00		0.59
K9	0.45	0.73	1.05		1.39
K10	0.32	0.52	1.77		0.69
K11	0.47	0.90	1.06		1.70
K12	0.36	0.71	1.82		0.85

Πίνακας 5.17 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Γ ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$

ΟΝΟΜΑ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
Δ1	1.01	0.79
Δ2	1.01	0.79
Δ3	1.03	1.12
Δ4	1.08	0.91
Δ5	1.12	1.12
Δ6	1.16	1.15
Δ7	1.27	0.89
Δ8	1.35	1.29
Δ9	1.24	0.82
Δ10	0.71	0.80
Δ11	1.03	0.79
Δ12	1.60	0.97
Δ13	0.99	1.23
Δ14	1.54	0.95
Δ15	0.92	0.91
Δ16	0.76	1.57
Δ17	0.95	0.91

Πίνακας 5.18 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Γ ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$

ΟΝΟΜΑ	ΑΝΗΓΜΕΝΟ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ	ΠΕΡΙΣΦΙΓΞΗ	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΚΑΜΨΗΣ ΚΟΜΒΟΥ
K1	0.09	0.31	1.35		
K2	0.13	0.46	0.89		
K3	0.09	0.38	1.33		
K4	0.20	0.77	0.95		
K5	0.18	0.22	3.67		
K6	0.14	0.64	0.90		
K7	0.21	0.73	0.96		
K8	0.18	0.24	3.66		
K9	0.15	0.57	0.92		
K10	0.09	0.32	1.34		
K11	0.17	0.70	0.93		
K12	0.13	0.70	1.41		

Πίνακας 5.19 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλομάτων Δ ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$

ΟΝΟΜΑ	ΚΑΜΨΗ	ΔΙΑΤΜΗΣΗ
Δ1	0.46	0.59
Δ2	0.46	0.59
Δ3	0.52	1.05
Δ4	0.56	1.10
Δ5	0.56	1.05
Δ6	0.58	1.08
Δ7	0.54	0.69
Δ8	0.72	1.14
Δ9	0.57	0.64
Δ10	0.37	0.55
Δ11	0.42	0.61
Δ12	0.76	0.88
Δ13	0.71	1.01
Δ14	0.73	0.84
Δ15	0.35	0.73
Δ16	0.65	1.26
Δ17	0.37	0.73

Πίνακας 5.20 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Δ ορόφου ΡΑΦ $q=1.7$

5.3.1 Ερμηνεία αποτελεσμάτων

5.3.1.1 Υποστυλώματα

Από όλους τους παραπάνω δείκτες ανεπάρκειας, βλέπουμε ότι έχουμε εκτεταμένες διατμητικές αστοχίες σε υποστυλώματα, οι περισσότερες από αυτές οφείλονται στην ικανοτική τέμνουσα καθώς επίσης και μεγάλες καμπτικές ανεπάρκειες στα άκρα των δοκών, είτε στο πάνω μέρος είτε στο κάτω μέρος, επίσης θα μπορούσαμε να πούμε ότι από την αποτυχία του ικανοτικού ελέγχου είναι πιθανό να σχηματιστούν, πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα, πριν εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς και στους κόμβους δοκών υποστυλωμάτων.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι το υποστώλωμα **K4 στον τρίτο όροφο** με δείκτη ικανοτικού ελέγχου ανεπάρκειας $\lambda = 1.64$, από τις αναλύσεις του προγράμματος προκύπτει ότι έχουμε υπεραντοχή δοκών σε σχέση τις ροπές αντοχής του υποστυλώματος πάνω και κάτω από τον κόμβο, αρά δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο υποστώλωμα.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ : ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ-ΙΚΑΝΟΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Θ.Μ.	Δ.ΕΛ.	ΠΕΡ.	VEd	VCD	VRdmax	VRds	CR
1	2	KP	57.1	96.3	308.0	88.5	1.09
1	2	MK	57.1	96.3	308.0	88.5	1.09
1	3	KP	32.0	69.5	296.6	63.9	1.09
1	3	MK	32.0	69.5	296.6	63.9	1.09

ΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Θ.Μ.	Δ.ΕΛ.	1.3*ΣΜRb	ΣΜRC	CR
1	2	305.4	186.5	1.64
1	3	99.3	133.8	0.74

Επίσης έχουμε και διατμητική αστοχία στο ίδιο υποστύλωμα. Ας δούμε αναλυτικά το ίδιο υποστύλωμα **K4** του ισόγειου με δείκτη ικανοτικού ελέγχου ανεπάρκειας $\lambda = 1.51$.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ : ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ-ΙΚΑΝΟΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Θ.Μ.	Δ.ΕΛ.	ΠΕΡ.	VEd	VCD	VRdmax	VRds	CR
4	2	KP	97.5	165.4	411.2	64.9	2.55
4	2	MK	97.5	165.4	411.2	64.9	2.55
4	3	KP	64.9	124.4	400.4	49.1	2.53
4	3	MK	64.9	124.4	400.4	49.1	2.53

ΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Θ.Μ.	Δ.ΕΛ.	1.3*ΣΜRb	ΣΜRC	CR
1	2	313.5	208.1	1.51
1	3	99.3	154.2	0.64

Το υποστύλωμα αυτό παρουσιάζει και διατμητική αστοχία από σεισμικές δράσεις, και μάλιστα εξαιτίας της μεγάλης τέμνουσας βάσης η οποία παραλαμβάνεται από το ισόγειο έχουμε μεγαλύτερο δείκτη διατμητικής ανεπάρκειας $\lambda = 2.55$ σε σχέση με το ίδιο υποστύλωμα στον επόμενο όροφο. Πιο αναλυτικά βλέπουμε στον παραπάνω πίνακα ότι η $V_{CD} =$ ικανοτική τέμνουσα $V_{CD} = \gamma_{RD} * (M_{Rd\text{ κεφ}} + M_{Rd\text{ ποδας}})/L$ πρέπει να είναι μικροτερη από την τέμνουσα που μπορούν να αναλάβουν οι συνδετήρες του υποστυλώματος V_{Rds} .

Ο κανονισμός προκρίνει πρώτα την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στο υποστύλωμα από την ψαθυρή διατμητική αστοχία τους. **Δηλαδή στην περίπτωση, μας θα είχαμε ψαθυρή αστοχία του υποστυλώματος, πολύ πριν την εξάντληση των ροπών αντοχών στον ποδα και στην κεφαλή του υποστυλώματος, αρά πιθανή κατάρρευση.**

Στο ισόγειο υπάρχει επίσης το κεντρικό υποστύλωμα **K5**, που παρουσιάζει μεγάλη διατμητική αστοχία με δείκτη διατμητικής ανεπάρκειας $\lambda = 5.01$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ : ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ-ΙΚΑΝΟΤΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Θ.Μ.	Δ.ΕΛ.	ΠΕΡ.	VEd	VCD	VRdmax	VRds	CR
1	2	KP	117.5	364.7	658.8	72.7	5.01
1	2	MK	117.5	364.7	658.8	72.7	5.01
1	3	KP	136.5	364.7	658.8	72.7	5.01
1	3	MK	136.5	364.7	658.8	72.7	5.01

Εδώ έχουμε $V_{CD} = 364.7$, ενώ η τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει το υποστύλωμα θα είναι μόνο $V_{Rds} = 72.7 \text{ kn}$, αρά θα έχουμε πρόωμη ψαθυρή αστοχία του υποστυλώματος που θα ήταν καταστροφικό για το κτίριο μας. Αυτό το φαινόμενο της διατμητικής αστοχίας πριν την καμπτική ενός υποστυλώματος παρατηρείται σε όλους τους ορόφους του κτιρίου.

Απαιτούνται δηλαδή εκτεταμένες ενισχύσεις σε όλα τα υποστυλώματα ή μια άλλη μεθοδολογία ενίσχυσης, με δύσκαμπτα τοιχία εφαινούμενα, περιμετρικά του κτιρίου που θα παραλάβουν τα εντατικά μεγέθη του σεισμού, και επανέλεγχος με ελαστική φασματική ανάλυση.

Θα μπορούσε επίσης από την αρχή να γίνει μη γραμμική στατική ανάλυση για την αποτίμηση της κατασκευής και το τελικό σχέδιο επεμβάσεων, εφόσον τηρούνται τα κριτήρια εφαρμοσιμότητας της μεθόδου αυτής.

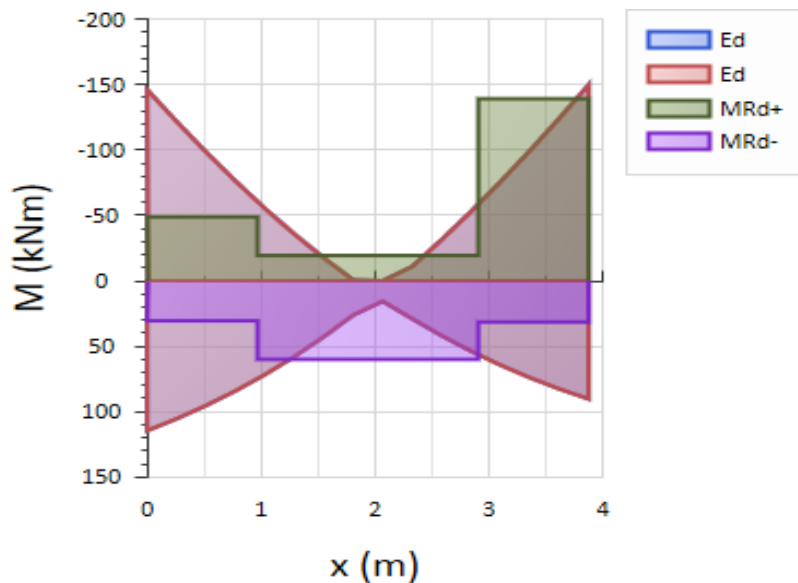
5.3.1.2 Δοκοί

Παρατηρούμε καμπτική αστοχία, αλλά και διατμητική σχεδόν στο σύνολο των δοκών του κτιρίου και συγκεκριμένα στα άκρα των δοκών, είτε σε αρνητικές είτε σε θετικές ροπές, από τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Μερικά παραδείγματα μπορούμε να δούμε παρακάτω για την Δοκό Δ9 του ισογείου.

ΚΑΜΨΗ		ΡΟΠΗ ΑΡΝΗΤΙΚΗ				ΡΟΠΗ ΘΕΤΙΚΗ		
x	M.P.	MEd	MEd	MRd	CR	MEd	MRd	CR
0.00	1	0.0	-146.1	-48.8	2.99	114.6	30.6	3.74
1.94	1	0.0	0.0	-19.3	0.00	15.7	60.1	0.26
3.88	1	0.0	-149.9	-139.2	1.08	90.4	31.6	2.86

Εδώ βλέπουμε ότι έχουμε καμπτική αστοχία στο πάνω και στο κάτω μέρος της δοκού σε θέση κοντά στο υποστύλωμα K3 και κοντά στο υποστύλωμα K6.



Ο οπλισμός αυτός μας δίνει αντίστοιχα ροπές αντοχής δοκού στις συγκεκριμένες θέσεις μικρότερες από τις ροπές που προκύπτουν, από τα μέγιστα των σεισμικών και στατικών δράσεων ειδικά στην στήριξη Κ3 οπύ έχουμε μεγάλη ανεπάρκεια στην ανάληψη ροπών.

ΔΙΑΤΜΗΣΗ - ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΙ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

x	M.P.	ζ	Diag.	VEd	VCD	VRdMAX	VRds	CR
0.00	2	-0.46	OXI	100.8	49.35	459.3	98.2	1.03 ⚠
0.60	2			91.5	41.23		98.2	0.93
3.28	2			98.6	67.23		98.2	1.00 ⚠
3.88	2	0.04	OXI	107.0	75.35	459.3	98.2	1.09 ⚠

Στην δοκό Δ9 κρίσιμη δεν είναι η ικανοτική τέμνουσα, αλλά το εντατικό μέγεθος που προκύπτει από τις σεισμικές δράσεις. Η ανεπάρκεια είναι σχετικά μικρή.

Σαν τελικό συμπέρασμα μπορούμε να πούμε, ότι δοκάρια και υποστυλώματα σχεδόν σε όλους τους ορόφους, παρουσιάζουν ανεπάρκειες και πρέπει να ενισχυθούν είτε με μανδύες είτε με FRP. Απαιτούνται δηλαδή εργασίες αποξήλωσης τοιχοποιιών σε δοκάρια υποστυλώματα και εκτεταμένες ενισχύσεις.

Ένας άλλος τρόπος που θα μπορούσε να είναι λιγότερο επώδυνος, για την κατασκευή είναι η δημιουργία σε ορισμένες θέσεις νέων τοιχωμάτων, που θα μπορούσαν παραλάβουν μεγάλο μέρος της σεισμικής δύναμης, ώστε τα δοκάρια και τα υποστυλώματα να παραλάβουν μικρότερο σεισμό, αλλά η μεθοδολογία αυτή χρειάζεται διερεύνηση.

5.4 Ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα ETABS q=1.7

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες από την επίλυση στο ETABS για q=1.7 με φασματική δυναμική ανάλυση.

Το ETABS για την προσομοίωση της τοιχοποιίας χρησιμοποιεί θλιβόμενη-εφελκυσμένη ράβδο αρθρωτές πάνω στους κόμβους, δοκών-υποστυλωμάτων, ως αντιστάθμισμα για αυτήν την ανακρίβεια, μειώνουμε την δυσκαμψία των χιαστί ράβδων στο ETABS περίπου στο μισό, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Οι δυσκαμψίες δοκών υποστυλωμάτων, έχουν χρησιμοποιηθεί μειωμένες στο 20% για τις δοκούς και στο 30 % για τα υποστυλώματα, ως ποσοστό της αρηγμάτωτης διατομής. Έχει χρησιμοποιηθεί ο κανόνας 100/30 για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης και όχι η χωρική επαλληλία που χρησιμοποιεί το πρόγραμμα ΡΑΦ.

Υπάρχει επίσης αναλυτική παρουσίαση για τα δοκάρια και τα υποστυλώματα ισογείου και Α ορόφου και για τις καμπτικές αστοχίες αυτών, που είναι συγκεντρωμένα σε παρακάτω πίνακα. Οι ιδιοπερίοδος του φορέα της πακτωμένης κατασκευής για την πρώτη θέση μάζας για την Χ διεύθυνση είναι 0,733 sec. Για την Υ διεύθυνση είναι 0.695 sec, ενώ η συμμετοχή των μαζών είναι πάνω από το 94 % μέχρι την 6 ιδιόμορφη και για τις δυο διευθύνσεις Χ,Υ.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΙΣΟΓΕΙΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ ETABS
K1	1.35
K2	0.92
K3	0.86
K4	1.12
K5	0.73
K6	0.99
K7	1.14
K8	0.75
K9	1.44
K10	1.54
K11	1.41
K12	1.28

Πίνακας 5.21 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου ETABS q=1.7

ΔΟΚΟΙ ΙΣΟΓΕΙΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ ETABS
Δ1	1,08
Δ2	1,08
Δ3	1,66
Δ4	1,43
Δ5	2,18
Δ6	1,72
Δ7	2,30
Δ8	1,89
Δ9	3,47
Δ10	0,93
Δ11	3,33
Δ12	2,75
Δ13	1,37
Δ14	3,28
Δ15	1,53
Δ16	0,90
Δ17	1,56

Πίνακας 5.22 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου ETABS $q=1.7$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ Α ΟΡΟΦΟΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ ETABS
K1	1.38
K2	1.16
K3	0.8
K4	1.06
K5	0.54
K6	1
K7	0.96
K8	0.66
K9	1.38
K10	1.58
K11	1.42
K12	1.24

Πίνακας 5.23 Δείκτες ανεπάρκειας υποστυλώματων Α ορόφου ETABS $q=1.7$

ΔΟΚΟΙ Α ΟΡΟΦΟΣ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ ΓΙΑ ΚΑΜΨΗ ETABS
Δ1	1,25
Δ2	1,26
Δ3	1,36
Δ4	1,03
Δ5	1,63
Δ6	1,71
Δ7	1,90
Δ8	1,92
Δ9	2,12
Δ10	0,91
Δ11	1,65
Δ12	2,46
Δ13	1,26
Δ14	2,53
Δ15	1,36
Δ16	0,90
Δ17	1,39

Πίνακας 5.24 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου ETABS $q=1.7$

Τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την επίλυση με το ΡΑΦ ισχύουν και εδώ παρότι η ανάλυση έχει γίνει μόνο για καμπτικές αστοχίες σε δοκούς και υποστυλώματα, και όχι για αστοχίες από ικανοτικές τέμνουσες και από διατμητικά φορτία.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6
ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ
ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ ΥΨΗΛΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ HDRB ΚΑΙ ΕΠΙΛΥΣΗ
ΜΕ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

6.1 Φασματική δυναμική ανάλυση σεισμικά μονωμένου κτιρίου

Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει επέμβαση, στον ισόγειο όροφο του κτιρίου προσθέτοντας μονωτήρες από ελαστομεταλλικά εφέδρανα HDRB υψηλής απόσβεσης, αποδεικνύοντας την μείωση των σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στα δομικά στοιχεία της κατασκευής μας, κατά συνέπεια και την επάρκεια των διατομών έναντι των ελέγχων που προκύπτουν από τους Ευρωκώδικες.

Η ανάλυση θα γίνει στο ETABS με φασματική δυναμική ανάλυση αλλά και με χρονοιστορίες με μη γραμμική ανάλυση όσον αφορά τους μονωτήρες. (κεφ 7)

Η προσομοίωση των μονωτήρων ακολουθεί το μοντέλο Naeim –Kelly και έτσι υπολογίζονται και οι ελατηριακές σταθερές των μονωτήρων. **Να σημειώσουμε ότι τις ελατηριακές σταθερές, τις αναθεωρούμε κατόπιν των δοκιμών που θα κάνει η εταιρεία σύμφωνα με το πρότυπο EN 15129.**

Αρχικά υπολογίζουμε τις οριζόντιες δυσκαμψίες σύμφωνα με την μάζα που μεταφέρουν οι μονωτήρες από τα φορτία G+0.3Q ώστε να γίνει όσον το δυνατόν καλύτερα κατανομή των δυσκαμψιών σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Story	Point	FZ g+q (kn)	FZ g+0.3 q (kn)	M μάζα (tons)	Επιλογή Teff (sec) επιλογή	Keff H ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ kn/m
BASE	1	416,45	383,16	39,058	2,6	227,868
BASE	2	585,59	531,79	54,209	2,6	316,260
BASE	3	380,27	352,11	35,893	2,6	209,403
BASE	4	896,76	755,61	77,024	2,6	449,367
BASE	5	1373,61	1187,39	121,039	2,6	706,150
BASE	6	716,63	644,53	65,701	2,6	383,307
BASE	7	888,67	750,6	76,514	2,6	446,388
BASE	8	1356,96	1173,03	119,575	2,6	697,610
BASE	9	698,39	626,16	63,829	2,6	372,382
BASE	10	408,87	371,75	37,895	2,6	221,083
BASE	11	800,38	681,26	69,445	2,6	405,151
BASE	12	551,58	464,48	47,348	2,6	276,230
		9074,16	7921,87	807,53		4711,20

Πίνακας 6.1 Κατανομή οριζοντίων δυσκαμψιών.

Με την παραπάνω κατανομή των δυσκαμψιών στους μονωτήρες, σύμφωνα με την μάζα που μεταφέρουν, όπως παρουσιάζεται στην τελευταία στήλη του παραπάνω πίνακα ουσιαστικά φέρνουμε το κέντρο δυσκαμψίας των μονωτήρων, πολύ κοντά στο κέντρο μάζας της υπερκατασκευής, όπως ορίζει ο Ευρωκώδικας EC-8 ώστε να εξαλειφθούν τα στρωφικά φαινόμενα. Παραταύτα στην ανάλυση που κάνουμε εδώ αν διατηρήσουμε την ίδια οριζόντια δυσκαμψία σε όλους τους μονωτήρες, δεν διαταράσσεται η παραπάνω προσέγγιση σε μεγάλο βαθμό, και για καθαρά υπολογιστικούς λόγους οικονομίας υιοθετούμε αυτήν την τακτική.

Οι παραπάνω δυσκαμψίες για τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αθροιζόμενες έχουν μια συνολική δυσκαμψία 4711,2 kn/m η οποία διαιρούμενη με τον αριθμό των υποστυλωμάτων που είναι 12 δίνει μια μέση οριζόντια δυσκαμψία $4711,2 \text{ kn/m} / 12 = 393 \text{ kn/m}$ η οποία θα χρησιμοποιηθεί σε όλους τους μονωτήρες. **Επιλέγουμε μέσες τιμές οριζόντιας ισοδύναμης δυσκαμψίας και όλων των φυσικών χαρακτηριστικών των μονωτήρων, που είναι εφικτό σύμφωνα με τον κανονισμό για κτίρια σπουδαιότητας II, με την προϋπόθεση ότι οι ακραίες τιμές δεν θα διαφοροποιούνται από τις μέσες τιμές περισσότερο από 15 % που είναι και η απαίτηση του κανονισμού EC-8, σύμφωνα με την παράγραφο 10.8 (4).** Οι τιμές αυτές προκύπτουν από τις δοκιμές των μονωτήρων στο εργαστήριο σύμφωνα με το σχετικό ευρωπαϊκό πρότυπο. Έτσι επιλέγουμε ένα τύπο μονωτήρων και υπολογίζουμε τις οριζόντιες κατακόρυφες και στρωφικές δυσκαμψίες σύμφωνα με το μοντέλο Naeim – Kelly. Οι μονωτήρες HDRB προσομοιώθηκαν με γραμμικά ελατήρια και με δυσκαμψίες που υπολογίζονται παρακάτω. Οι μονωτήρες αυτοί έχουν ποσοστό απόσβεσης $\beta = 10 \%$ και μετρό διάτμησης $G = 400 \text{ Kn}/\text{m}^2$ και διάμετρο 45 εκατοστά.

Επιλέγουμε μονωτήρες με διάμετρο 45 εκατ. ώστε μετέπειτα στους ελέγχους των μονωτήρων να έχουμε επάρκεια στο κρίσιμο θλιπτικό φορτίο αλλά και σε όλους τους άλλους ελέγχους, καθώς επίσης να ικανοποιούν την μετακίνηση σχεδιασμού $D = (S_a(T) * T_{eff}^2) / 4 * \pi^2 = 0.081 \text{ m}$.

$K_H = G * A / \Sigma t_r$ επιλύοντας ως προς Σt_r βρίσκουμε το συνολικό πάχος του ελαστικού

$$\Sigma t_r = G * A / K_H = \frac{400 * 3.141519 * 0.45^2 / 4}{393} = 0.162 \text{ m} \quad \text{συνολικό πάχος ελαστικού}$$

Το Σt_r είναι το συνολικό πάχος του ελαστικού και αποτελείται από φύλλα ελαστικού νεοπρενίου, με ενδιάμεσες στρώσεις από φύλλα χάλυβα. Οι στρώσεις χάλυβα δεν συμμετέχουν στο πάχος Σt_r

Ο αριθμός στρώσεων του ελαστικού που θα επιλέξουμε αρά και το πάχος κάθε στρώσης t_r γίνεται με κατασκευαστικά κριτήρια ώστε οι μονωτήρες να περνάνε όλους τους ελέγχους που απαιτεί το πρότυπο EN 15129 και παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες.

$$E_c = \frac{E'_c * K}{E'_c + K}$$

Όπου $K = E/3 * (1 - 2 * \nu)$ συντελεστής μάζας.

E = Μέτρο ελαστικότητας υλικού young.

ν = Λόγος poisson για το ελαστομερές υλικό 0.48 - 0.5.

Ο συντελεστής μάζας K του υπόψιν ελαστικού υλικού, κυμαίνεται από 1000 mpa εως 2500 mpa και για κυκλικό μονωτήρα $E'_c = 6 * G * S^2$.

$$K_V = E_c * A / \Sigma t_r \quad S = D_0 / 4 * t$$

Σt_r = Το συνολικό πάχος του ελαστικού.

t_r = Το πάχος μιας στρώσης του ελαστομερούς, επιλέγεται 0.006 m 0.6 εκατ.

D_0 = διάμετρος μονωτήρα.

Για τον μονωτήρα $D_0 = 0.45 \text{ m}$ $\Sigma t_r = 0.162 \text{ m}$

$$S = D_0 / 4 * t_r = 0.45 / 4 * 0.006 = 18.42$$

$K = E/3 * (1 - 2 * \nu) = 2500000 \text{ kn}/\text{m}^2$ χωρίς υπολογισμό άνω ορίο συντελεστή μάζας.

$$E'_c = 6 * G * S^2 = 6 * 400 * 18.42 * 18.42 = 814311.4$$

$$E_c = E'_c * K / (E'_c + K) = (814311.36 * 2500000) / (814311.36 + 2500000) = 614239$$

Στροφική ελατηριακή σταθερά [55]

$$\Phi_x = \Phi_y = E_c * \pi * D^4 / 4 * \Sigma t_r = 614239 * 3.14159 * 0.45^4 / 4 * 0.162 = 122113 \text{ Kn} * \text{m}/\text{rad}$$

Επιλέγεται $\Phi_x = \Phi_y = 120000 \text{ Kn} * \text{m}/\text{rad}$

Κατακόρυφη δυσκαμψία

$$K_V = E_c * A / \Sigma t_r = 614239 * 3.141519 * 0.45^2 / 4 / 0.162 = 603027 \text{ Kn}/\text{m}$$

Επιλέγεται $K_V = 600000 \text{ Kn}/\text{m}$

πρέπει να ισχύει

$$K_V / K_H > 150 \Rightarrow 600000 / 393 = 1526 > 150$$

Στους υπολογισμούς συμμετέχει και η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, με αποτέλεσμα οι σεισμικοί συνδυασμοί να γίνουν 24 σύμφωνα με τον EC8.

$$E_{Edx} + 0.3 * E_{Edy} + 0.3 * E_{Edz}$$

$$0.3 * E_{Edx} + E_{Edy} + 0.3 * E_{Edz}$$

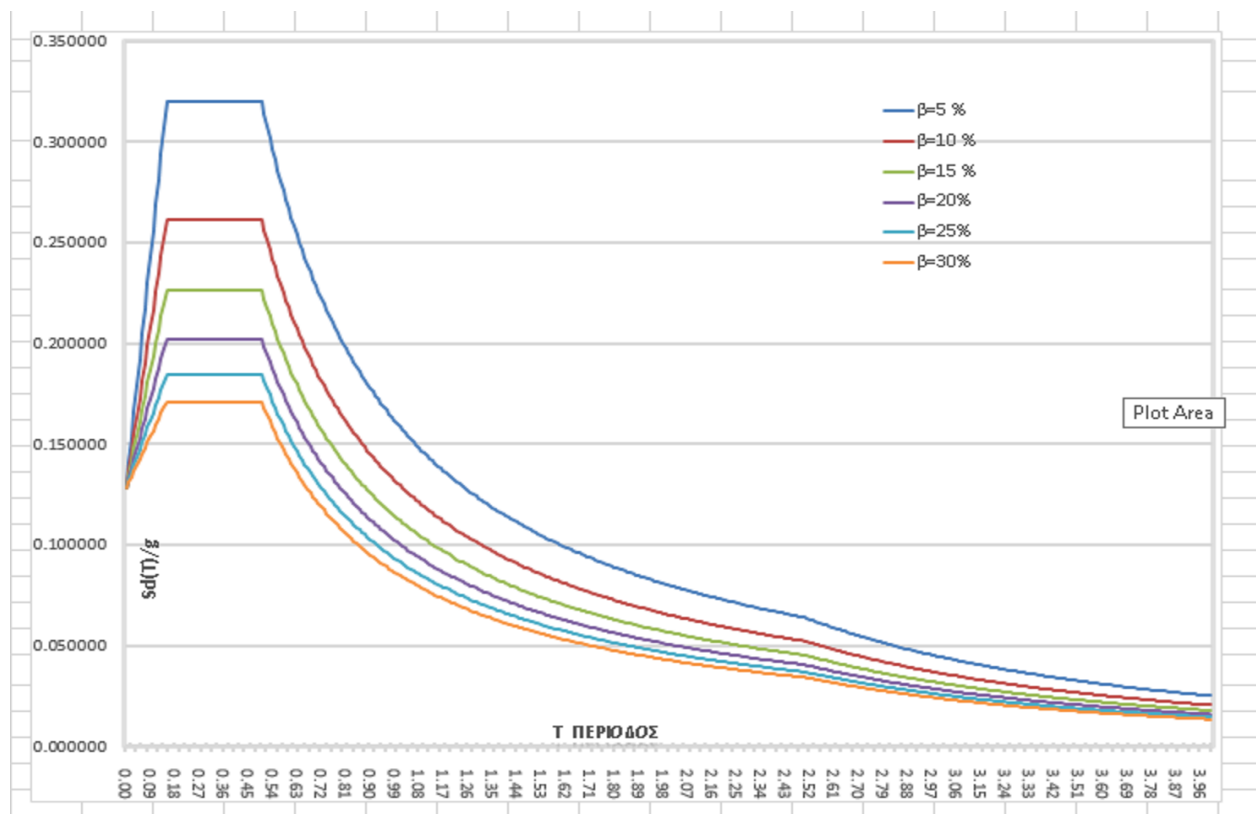
$$0.3 * E_{Edx} + 0.3 * E_{Edy} + E_{Edz}$$

Όπου + σημαίνει " να συνδυαστεί με "

Χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού του EC8 για $q=1,5$ και $\beta=10\%$ όπως φαίνεται παρακάτω εικόνα 6.1

Από το φάσμα του κανονισμού και για επιλογή $T_{eff} = 2.60 \text{ sec}$ και $\beta=10\%$ sec μπορούμε να βρούμε την ασκούμενη επιτάχυνση στον μονοβάθμιο ταλαντωτή η οποία είναι $S_a(T) = 0.0483 * g$. Επιλεγώ $T_{eff} = 2.60$ ώστε το $3 * T_{fixed} < T_{eff} < 3 \text{ με } T_{fixed} = 0.79$

Αρά η μετακίνηση σχεδιασμου για τον μονοβάθμιο ταλαντωτή στην βάση του θα είναι $D = (S_a(T) * T_{eff}^2) / 4 * \pi^2 = 0.081 \text{ m}$.



Εικόνα 6.1 Φάσματα σχεδιασμού για διάφορες αποσβέσεις

Παρατηρούμε ότι υπολογίζοντας την κατασκευή μας σαν μονοβάθμιο ταλαντωτή, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι ολόκληρη η απόσβεση αναλώνεται από τους μονωτήρες, ενώ το υπόλοιπο κτίριο συμπεριφέρεται σαν στερεό σώμα.

Κατά αυτόν τον τρόπο τροποποιούμε, συνολικά τα φάσματα σχεδιασμού για $\beta=10\%$, $n = 0.81$ $q=1.5$ για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, και $\beta=5\%$, $n = 1.00$ $q=1.5$ για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού και τα εισάγουμε στο πρόγραμμα ETABS αντί να αναθέσουμε την απόσβεση στους μονωτήρες. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την φασματική δυναμική ανάλυση παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα 6.2.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	2,681	96,780	1,763	0,000	96,780	1,763	0,000
2	2,671	1,841	98,092	0,000	98,620	99,854	0,000
3	2,290	1,342	0,107	0,000	99,962	99,961	0,000
4	0,311	0,023	0,013	0,002	99,985	99,974	0,002
5	0,302	0,011	0,024	0,000	99,997	99,998	0,002
6	0,223	0,001	0,000	0,016	99,998	99,998	0,018
7	0,147	0,001	0,000	0,000	99,999	99,998	0,018
8	0,140	0,000	0,001	0,000	99,999	99,999	0,018
9	0,110	0,000	0,000	0,571	99,999	99,999	0,589
10	0,107	0,000	0,000	74,816	99,999	99,999	75,405
11	0,103	0,000	0,000	0,092	99,999	99,999	75,497
12	0,100	0,000	0,000	0,073	99,999	99,999	75,569
13	0,098	0,000	0,000	0,008	99,999	100,000	75,577
14	0,093	0,000	0,000	1,313	99,999	100,000	76,890
15	0,089	0,000	0,000	10,762	99,999	100,000	87,651
16	0,088	0,000	0,000	1,402	99,999	100,000	89,054
17	0,085	0,000	0,000	0,533	99,999	100,000	89,587
18	0,082	0,000	0,000	0,175	99,999	100,000	89,761
19	0,082	0,000	0,000	0,921	99,999	100,000	90,682
20	0,078	0,000	0,000	0,428	99,999	100,000	91,110
21	0,078	0,000	0,000	1,956	99,999	100,000	93,066
22	0,075	0,000	0,000	2,170	99,999	100,000	95,236
23	0,065	0,000	0,000	0,079	99,999	100,000	95,314
24	0,064	0,000	0,000	0,100	99,999	100,000	95,415
25	0,058	0,000	0,000	0,158	99,999	100,000	95,572
26	0,053	0,000	0,000	1,082	99,999	100,000	96,654
27	0,052	0,000	0,000	0,384	99,999	100,000	97,038
28	0,051	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,038
29	0,051	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,038
30	0,050	0,000	0,000	0,002	100,000	100,000	97,040
31	0,047	0,000	0,000	0,001	100,000	100,000	97,041
32	0,047	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,041
33	0,047	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,041

Πίνακας 6.2 Ιδιοπερίοδοι μονωμένης κατασκευής και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιόμορφη για φασματική δυναμική ανάλυση με μονωτήρες

Η υπόθεση επομένως που έγινε αρχικά ότι το κτίριο μας συμπεριφέρεται σαν μονοβάθμιος ταλαντωτής έχει επιβεβαιωθεί πλήρως, διότι στην πρώτη ιδιόμορφη συμμετέχει το 97 % της μάζας του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση, ενώ μεχρι την δεύτερη ιδιόμορφη συμμετέχει το 99% της μάζας, **οι στρωφικές καταπονήσεις είναι αμελητέες. Δεν απαιτείται ικανοτικός έλεγχος σύμφωνα με τον Ευρωπαϊκό κανονισμό.**

Στους παρακάτω πίνακες δίνονται οι δείκτες ανεπάρκειας κάμψης - διάτμησης για το ισόγειο και τον Α όροφο τόσο για υποστυλώματα όσο και για τα δοκάρια μετά την σεισμική μόνωση σε σύγκριση με το συμβατικό κτίριο, οι οποίοι έχουν προκύψει βρίσκοντας την αντοχή της διατομής σε κάμψη από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του χώρου αντοχής του στατικού προγράμματος ΡΑΦ.

Για την αντοχή σε διάτμηση οι υπολογισμοί έχουν γίνει από το τυπολογικό που δίνει ο Ευρωκώδικας 2 σύμφωνα με τις σχέσεις 6.8, 6.9 και έχουν επιβεβαιωθεί από το στατικό πακέτο ΡΑΦ. Τα υπολογιστικά φύλλα με τους υπολογισμούς των τεμνουσών αντοχής δεν έχουν ενσωματωθεί στην παρούσα εργασία, για λόγους οικονομίας χώρου. Δεν έχουν ληφθεί υπόψιν, οι λοξοί οπλισμοί που έχουν τα δοκάρια κοντά στις στηρίξεις σύμφωνα με τον παλιότερο κανονισμό σκυροδέματος της εποχής εκείνης.

ΙΣΟΓΕΙΟ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ q=1.7 T=0.735 sec ETABS						ΙΣΟΓΕΙΟ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ q=1.5 β=0.10 T=2.68 sec ETABS										
Δοκός	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστεγίας	Med3	Mrd3	λ	Δοκός	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστεγίας	Med3	Mrd3	λ Καμψη	Ved max	Ved min	Vrdmax	Vrds	λ διατμηση
Δ1	comp1	αρχη	-97.36	-90.42	1.08	Δ1	comp1	αρχη	-39.7	-90.42	0.44	47.35	-43.26	322.84	89.06	0.53
Δ2	comp1	τελος	-97.74	-90.42	1.08	Δ2	comp1	τελος	-39.1	-90.42	0.43	43.12	-46.77	322.84	89.06	0.53
Δ3	comp1	αρχη	-126.69	-76.29	1.66	Δ3	comp1	αρχη	-70.04	-76.29	0.92	78.37	-66.81	322.84	89.06	0.88
Δ3	comp1	αρχη	68.94	44.12	1.56											
Δ3	comp1	τελος	49.97	45.97	1.09											
Δ4	comp5	τελος	-108.57	-76.29	1.43	Δ4	comp1	τελος	-71.72	-76.29	0.94	72.3	-78.81	322.84	89.06	0.88
Δ4	comp5	τελος	-79.11	-76.29	1.04											
Δ5	comp1	αρχη	96.39	44.12	2.18	Δ5	comp1	αρχη	-76.51	-76.29	1	81.38	-69.63	322.84	89.06	0.91
Δ5	comp1	αρχη	-153.48	76.29	2.02											
Δ5	comp1	τελος	79.742	45.97	1.73	Δ5	comp1	αρχη	46.07	44.12	1.04	81.38	-69.63	322.84	89.06	0.91
Δ6	comp1	αρχη	52.25	46	1.14	Δ6	comp1	τελος	-79.27	-76.29	1.04	52.1	-42.93	322.84	89.06	0.58
Δ6	comp1	τελος	67.76	44.13	1.54											
Δ6	comp1	τελος	-130.147	-76.29	1.72											
Δ7	comp1	αρχη	106.91	72.88	1.47	Δ7	comp1	αρχη	-44.42	-90.42	0.49	52.1	-115.2	322.84	89.06	0.58
Δ7	comp1	αρχη	-149.75	-90.42	1.66											
Δ7	comp1	τελος	73.89	32.16	2.3											
Δ8	comp1	αρχη	91.17	60.37	1.51	Δ8	comp1	τελος	-92.9	-88.9	1.04	85.93	-93.28	322.84	89.06	1.05
Δ8	comp1	αρχη	-200.62	-180.31	1.11											
Δ8	comp1	τελος	115.98	88.9	1.3											
Δ8	comp1	τελος	-198.84	-105.37	1.89											
Δ9	comp5	αρχη	105.97	30.51	3.47											
Δ9	comp5	αρχη	-140.62	-48.76	2.88											
Δ9	comp5	τελος	83.13	31.71	2.62	Δ9	comp 19	αρχη	-69.35	-48.76	1.42	75.65	-68.91	322.84	89.06	0.85
Δ9	comp5	τελος	-143.5	-139.16	1.03	Δ9	comp 19	αρχη	44.79	30.51	1.47	75.65	-68.91	322.84	89.06	0.85
Δ10	comp5	τελος	-131.47	-141.48	0.93	Δ10	comp 19	τελος	-69.26	-141.48	0.49	56.09	54.91	322.84	89.06	0.63
Δ11	comp5	τελος	101.51	30.51	3.33	Δ11	comp 20	τελος	26.27	30.51	0.86	36.39	-47.7	322.84	89.06	0.54
Δ11	comp5	τελος	-129.11	-48.76	2.65											
Δ11	comp5	αρχη	73.79	31.71	2.33											
Δ12	comp5	αρχη	-123.79	-48.76	2.54	Δ12	comp 20	αρχη	-72.91	-48.76	1.5	79.1	-68.91	322.84	89.06	0.89
Δ12	comp5	αρχη	84.66	30.77	2.75	Δ12	comp 20	αρχη	41.69	30.77	1.35	79.1	-68.91	322.84	89.06	0.89
Δ12	comp5	τελος	74.15	32.63	2.27											
Δ12	comp5	τελος	-175.18	-139.16	1.26											
Δ13	comp5	αρχη	-194.176	-141.48	1.37	Δ13	comp 20	τελος	-98	-141.48	0.69	79.43	-79.37	322.84	89.06	0.89
Δ13	comp5	τελος	-192.11	-141.48	1.36											
Δ14	comp7	τελος	100.69	30.77	3.28	Δ14	comp 20	τελος	44.54	30.77	1.45	62.72	-77.85	322.84	89.06	0.87
Δ14	comp7	τελος	-137.37	48.73	2.82	Δ14	comp 20	τελος	-68.75	-48.76	1.41	62.72	-77.85	322.84	89.06	0.87
Δ14	comp7	αρχη	83.96	33	2.55											
Δ14	comp7	αρχη	-179.75	-138.57	1.3											
Δ15	comp5	αρχη	-109.29	-90.42	1.21	Δ15	comp 20	αρχη	-35.88	-90.4	0.4	51.15	-37	322.84	89.06	0.57
Δ15	comp5	αρχη	82.83	72.78	1.14											
Δ15	comp5	τελος	48.92	32.02	1.53											
Δ16	comp5	αρχη	-168.65	-187.21	0.9	Δ16	comp 20	τελος	-96.77	-187.21	0.52	90.62	-90.12	322.84	89.06	1.02
Δ16	comp5	τελος	-168.47	-187.21	0.9											
Δ17	comp5	τελος	-110.39	-77.79	1.42	Δ17	comp 20	τελος	-36.7	-77.79	0.47	37.01	-51.18	322.84	89.06	0.57
Δ17	comp5	τελος	84.07	60	1.4											
Δ17	comp5	αρχη	50.05	32.02	1.56											

Πίνακας 6.3 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου

Α ΟΡΟΦΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$ $T=0.735$ sec ETABS						Α ΟΡΟΦΟΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $q=1.5$ $\beta=0.10$ $T=2.68$ sec ETABS										
Δοκος	Συνδυασμός φορτσης	Θεση ασοχιας	Med3	Mrd3	λ	Δοκος	Συνδυασμός φορτσης	Θεση ασοχιας	Med3	Mrd3	λ Καμψη	Ved max	Ved min	Vrdmax	Vrds	λ διατμηση
Δ1	comp1	αρχη	-79.36	-63.29	1.25	Δ1	comp1	αρχη	-45	-63.29	0.71	43.4	45.71	322.84	89.06	0.51
Δ2	comp1	τελος	-79.52	-63.29	1.26	Δ2	comp1	τελος	-43.61	-63.29	0.69	45.31	42.6	322.84	89.06	0.51
Δ3	comp1	αρχη	-103.46	-76.29	1.36	Δ3	comp1	αρχη	-54.68	-76.29	0.72	63.15	62.37	322.84	89.06	0.71
Δ4	comp5	τελος	-78.795	-76.29	1.03	Δ4	comp1	τελος	-59.64	-76.29	0.78	70.06	63.54	322.84	89.06	0.79
Δ5	comp1	αρχη	69.38	44.12	1.57	Δ5	comp1	αρχη	-58.24	-76.29	0.76	66.3	64.43	322.84	89.06	0.74
Δ5	comp1	αρχη	-124.11	-76.29	1.63											
Δ5	comp1	τελος	47.51	45.97	1.03											
Δ6	comp1	αρχη	50.13	46	1.09	Δ6	comp1	τελος	-66.803	-76.29	0.88	72.62	64.11	322.84	89.06	0.82
Δ6	comp1	τελος	65.12	44.13	1.48											
Δ6	comp1	τελος	-130.65	-76.29	1.71											
Δ7	comp1	αρχη	75.51	45.36	1.66	Δ7	comp1	αρχη	52.94	63.29	0.84	52.4	48.06	322.84	89.06	0.59
Δ7	comp1	αρχη	-119.82	-63.29	1.9											
Δ7	comp1	τελος	44.95	32.16	1.4											
Δ8	comp1	αρχη	69.89	60.4	1.16	Δ8	comp1	τελος	-83.93	-90.84	0.92	83.9	77.16	322.84	89.06	0.94
Δ8	comp1	τελος	88.46	74.22	1.19											
Δ8	comp1	τελος	-174.3	-90.84	1.92											
Δ9	comp5	αρχη	83.04	45.28	1.83											
Δ9	comp5	αρχη	-121.54	-63.29	1.92											
Δ9	comp5	τελος	67.19	31.72	2.12											
Δ9	comp5	τελος	-90.05	-139.16	1.42	Δ9	comp 20	αρχη	-54.11	-63.29	0.85	40.26	-48.36	322.84	89.06	0.54
Δ10	comp5	τελος	-128.14	-141.48	0.91	Δ10	comp 19	τελος	-69.48	-141.48	0.49	55.09	-55.06	322.84	89.06	0.62
Δ11	comp5	αρχη	50.54	31.72	1.59	Δ11	comp 20	τελος	-38.71	-63.29	0.61	37.79	-42.04	322.84	89.06	0.47
Δ11	comp5	τελος	74.66	45.28	1.65											
Δ11	comp5	τελος	-103.2	-63.29	1.63											
Δ12	comp5	αρχη	74.36	30.78	2.42	Δ12	comp 20	αρχη	-60.15	-48.76	1.23	54.51	-66.26	322.84	89.06	0.74
Δ12	comp5	αρχη	-119.95	-48.76	2.46											
Δ12	comp5	τελος	60.07	32.64	1.84											
Δ12	comp5	τελος	-157.71	-139.16	1.13											
Δ13	comp5	αρχη	-178.25	-141.48	1.26	Δ13	comp 20	τελος	-103.85	-141.58	0.73	80.03	-79.84	322.84	89.06	0.90
Δ13	comp5	τελος	-177.66	-141.48	1.26											
Δ14	comp7	αρχη	59.93	33.02	1.82	Δ14	comp 20	τελος	-51.63	-48.76	1.06	57.75	-56.13	322.84	89.06	0.65
Δ14	comp7	αρχη	-158.27	-138.57	1.14											
Δ14	comp7	τελος	77.83	30.77	2.53											
Δ14	comp7	τελος	-113.61	-48.76	2.33											
Δ15	comp5	αρχη	56.69	45.28	1.25	Δ15	comp 20	αρχη	-42.11	-63.29	0.67	40.73	-40.06	322.84	89.06	0.46
Δ15	comp5	αρχη	-86.05	-63.29	1.36											
Δ16	comp5	αρχη	-168.65	-187.21	0.9	Δ16	comp 20	τελος	-101.35	-180.31	0.56	91.06	90.03	322.84	89.06	1.02
Δ16	comp5	τελος	-168.47	-187.21	0.9											
Δ17	comp5	τελος	-88.25	-63.29	1.39	Δ17	comp 20	τελος	-44.68	-63.29	0.71	41.24	-40.57	322.84	89.06	0.46

Πίνακας 6.4 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου

Παρατηρούμε ότι τα δοκάρια στο ισόγειο και στον Α όροφο, παρουσιάζουν μεγάλες καμπτικές ανεπάρκειες στην πακτωμένη κατασκευή και απαιτούν ενίσχυση, τόσο στο πάνω όσο και στο κάτω μέρος, και στις δυο στήριξεις της δοκού.

Η φασματική δυναμική ανάλυση στο ισόγειο με σεισμική μόνωση, έδειξε ότι οι ανεπάρκειες αυτές στην πλειοψηφία των δοκών αίρονται εκτός από τα δοκάρια Δ5,Δ6,Δ8,Δ9,Δ12,Δ14, για καμπτικές ανεπάρκειες, και Δ8,Δ16 για μικρές διατμητικές ανεπάρκειες. Από αυτά τα δοκάρια παρατηρούμε ότι στα δοκάρια Δ8, Δ6, οι αστοχίες επικεντρώνονται μόνο στο πάνω μέρος της δοκού.

Ενώ για τις δοκούς Δ9,Δ12,Δ14 οι αστοχίες είναι και στο άνω και στο κάτω μέρος της δοκού. **Σύμφωνα όμως με τον ΕΚΩΣ 18.3.3 δ σε πλακοδοκούς, μονολιθικά συνδεδεμένους με την πλάκα μπορεί να συνυπολογιστεί στον οπλισμό στήριξης, επιπλέον των διαμηκών ράβδων που βρίσκονται εντός του πλάτους της δοκού, και οι ράβδοι που βρίσκονται στα τμήματα της πλάκας εκατέρωθεν της δοκού σε πλάτος 4 φορές το πάχος της πλάκας για εσωτερικά υποστυλώματα, και δυο φορές το πάχος της πλάκας για εξωτερικά υποστυλώματα.**

Με δεδομένο αυτήν την διάταξη και υπολογίζοντας εκ νέου τις αντοχές αυτών των πλακοδοκών με το πρόγραμμα ΡΑΦ, διαπιστώνουμε ότι οι δοκοί Δ6,Δ8, Δ9,Δ12,Δ14 περνάνε τους ελέγχους από κάμψη στο πάνω μέρος, κατόπιν συμμετοχής της πλακοδοκού, **με αποτέλεσμα οι καμπτικές ανεπάρκειες να περιορίζονται στις δοκούς Δ5 Δ9, Δ12,Δ14, μόνο στο κάτω μέρος**, ενώ οι δυο διατμητικές ανεπάρκειες των δοκών διατηρούνται αλλά είναι πολύ μικρές και δεν λαμβάνονται υπόψιν. Ο λόγος ανεπάρκειας της **δοκού Δ5 είναι 1.04**, και θεωρείται μικρός.

Με τον ίδιο τρόπο και στον Α Όροφο αίρονται όλες οι καμπτικές αστοχίες των δοκών Δ12,Δ14 επειδή η θέση αστοχίας ήταν στο πάνω μέρος της δοκού, ενώ η διατμητική αστοχία της δοκού Δ16 **έχει πολύ μικρό λόγο ανεπάρκειας 1,02** και δεν λαμβάνεται υπόψιν.

Στους παρακάτω πίνακες δίνονται οι λόγοι ανεπάρκειας για τα υποστυλώματα και για τους δυο ορόφους.

ΙΣΟΓΕΙΟ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$								
υποστυλώμα	Συνδυασμός φορτίσης	καμψη						λ
		Ned	Med2	Med3	Nrd	Mrd2	Mrd3	
K1	Comp 5	517.25	73.26	34.44	384	54.25	25.25	1.350
K2	Comp 8	-828.61	-59	-57.5	-901.4	-64.2	-62.55	0.92
K3	Comp 5	-76.42	89	52.6	-88.91	103.54	61.24	0.86
K4	Comp 5	-1429	-50.4	-129.3	-1277.54	-45.09	-115.65	1.120
K5	Comp 5	-1436	-204.59	-103.29	-1974.96	-281.33	-142.03	0.73
K6	Comp 7	-875.05	-15.3	-125.5	-866	-15.4	-127.1	0.99
K7	Comp 7	-1519.55	-99.46	-58.16	-1330.15	-87.06	-50.91	1.140
K8	comp 1	-1283.4	122.82	212.32	-1719	164.46	284.3	0.75
K9	comp8	69.57	41.14	123	48.15	28.47	85.03	1.440
K10	comp1	480.22	58.67	100.03	313	38.4	65.02	1.540
K11	comp1	-28	50.61	171.6	-19.6	120.33	35.5	1.410
K12	comp1	-44	65.63	132.01	-34	51.24	103.06	1.280

ΙΣΟΓΕΙΟ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $\beta=10\%$ $q=1.5$								
υποστυλώμα	Συνδυασμός φορτίσης	καμψη						λ
		Ned	Med2	Med3	Nrd	Mrd2	Mrd3	
K1	Comp 1	-570.53	-6.75	-15.2	-1876	-22.14	-49.94	0.3
K2	Comp 1	-588.86	-15.24	-13.05	-1444.92	-32.02	-37.4	0.41
K3	Comp 20	-485	-39.19	-9.53	-1362	-110.11	-26.8	0.36
K4	Comp 1	-834.38	-34.306	-14	-1634.92	-67.2	-27.39	0.51
K5	Comp 10	-1421.6	-9.26	-12.87	-3938	25.68	35.66	0.36
K6	Comp20	-710	-22.46	-36.71	-1248.62	-39.48	-54.56	0.57
K7	Comp1	-886	-38.59	-12.74	-1604.4	23.6	71.46	0.54
K8	Comp10	-1424.3	-18.83	-13.82	-3837.63	-50.76	-37.24	0.37
K9	Comp1	-745.87	-45.44	-9.65	-1117.8	-14.48	-68.1	0.67
K10	Comp 20	-587.2	-25.04	-7.56	-1705.7	-72.74	-21.96	0.34
K11	Comp 20	-776.84	-42.34	-13.61	-1505.4	-26.39	-82.06	0.52
K12	Comp1	-597.72	-12.47	-55.93	-1266.87	-26.42	-118.49	0.47

Πίνακας 6.5 **Καμπτικοί** δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου

ΙΣΟΓΕΙΟ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$								
διατμηση								
υποστύλωμα	V2	V3	VRD2max	VRD3max	Vrds2	Vrds3	λ_2	λ_3
K1	49.55	56.7	414.1	414.1	57.12	57.12	0.87	0.99
K2	46.45	60.16	353.35	337.52	41.38	65	1.123	0.93
K3	50	69.9	414.1	414.1	57.12	57.12	0.88	1.224
K4	57.43	97.4	401.7	412.25	49.25	65	1.166	1.498
K5	105.2	133.5	660.22	660.22	72.85	72.85	1.444	1.833
K6	41.31	92.02	337.52	353.4	41.38	64.99	1.00	1.416
K7	69.8	97.6	401.69	412.25	49.25	64.98	1.417	1.502
K8	133	137	660.2	660.22	73	73	1.822	1.877
K9	49.24	89.5	337.52	353.35	41.38	65	1.190	1.377
K10	77.06	57	414.1	414.1	57.12	57.12	1.349	1.00
K11	62.4	126.07	401.69	412.25	49.25	65	1.267	1.940
K12	94.33	66.3	414.1	414.1	57.12	57.12	1.651	1.161

ΙΣΟΓΕΙΟ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $\beta=10\%$ $q=1.5$								
διατμηση								
υποστύλωμα	V2	V3	VRD2max	VRD3max	Vrds2	Vrds3	λ_2	λ_3
K1	13.5	15.8	414.1	414.1	57.12	57.12	0.24	0.28
K2	30.62	10.81	353.35	337.52	41.38	65.00	0.74	0.17
K3	13.37	32.32	414.1	414.1	57.12	57.12	0.23	0.57
K4	29.64	24.07	401.7	412.25	49.25	65.00	0.60	0.37
K5	30.78	31.4	660.22	660.22	72.85	72.85	0.42	0.43
K6	30.3	32.53	337.52	353.4	41.38	64.99	0.73	0.50
K7	33.77	24.07	401.69	412.25	49.25	64.98	0.69	0.37
K8	34	31.41	660.2	660.22	73	73.00	0.47	0.43
K9	33.31	19.83	337.52	353.35	41.38	65.00	0.80	0.31
K10	14.6	15.89	414.1	414.1	57.12	57.12	0.26	0.28
K11	31.03	24.28	401.69	412.25	49.25	65.00	0.63	0.37
K12	38.61	13.38	414.1	414.1	57.12	57.12	0.68	0.23

Πίνακας 6.6 Διατμητικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου, συμβατικού και μονωμένου κτιρίου

Α ΟΡΟΦΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$ καμψη								
υποστυλωμα	Συνδυασμος φορτισης	Ned	Med2	Med3	Nrd	Mrd2	Mrd3	λ
K1	Comp 5	307.86	42.62	30.67	223	42.6	30.67	1.38
K2	Comp 5	-633.49	-32.93	-57.5	-872.48	-79.22	-45.37	1.16
K3	Comp 1	67.03	40.82	14.06	83.47	50.83	17.52	0.8
K4	Comp 5	-1051.25	-34.23	-83.68	-991.5	-32.28	-78.92	1.06
K5	Comp 5	-1018.24	113.92	51.49	-1880	210.35	95.07	0.54
K6	Comp 8	-663.82	-71.93	-30.21	-662.74	-71.8	-38.15	1
K7	Comp 1	-1049.43	-30.76	-66.76	-1094	-32.1	-69.66	0.96
K8	comp 5	-1125.01	-113.96	-61.96	-1695.5	-171.75	-160.28	0.66
K9	comp5	-24.5	43.09	82.82	-17.27	30.37	58.38	1.42
K10	comp1	283.12	16.58	59.22	179.04	10.48	37.45	1.58
K11	comp2	-96.98	33.45	102.9	-68.24	23.54	72.41	1.42
K12	comp5	148.77	47.63	54.41	120.21	38.5	43.97	1.24

Α ΟΡΟΦΟΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $\beta=10\%$ $q=1.5$ καμψη								
υποστυλωμα	Συνδυασμος φορτισης	Ned	Med2	Med3	Nrd	Mrd2	Mrd3	λ
K1	Comp 1	446.7	-17.82	-23.56	-1015.5	-40.53	-53.58	0.44
K2	Comp 20	-466.6	-26.27	-10.15	-959	-20.86	-54	0.49
K3	Comp 20	372.62	9.31	-22.68	-1038.5	25.96	-63.21	0.36
K4	Comp 20	-637.66	-21.69	-44.67	-920.53	-64.49	-31.31	0.69
K5	Comp 10	-1120.1	-41.82	-16.41	-2625.35	98.09	38.44	0.43
K6	Comp20	-550.79	19.3	-36.31	-933.5	32.71	-61.54	0.59
K7	Comp20	-625	7.67	-45.62	-1001	12.3	-73.13	0.62
K8	Comp10	-1113.22	-35.03	-18.32	-2696.5	-84.85	-44.38	0.41
K9	Comp20	565.15	-25.84	-31.81	-913.4	-41.76	-51.41	0.62
K10	Comp 20	-609.45	-28.11	-8.75	-1602.6	-73.92	-23.01	0.37
K11	Comp 20	-791.49	-15.18	-47.8	-1387.73	-26.62	-83.81	0.57
K12	Comp1	-610.64	-13.66	-64.06	-1146.6	-25.65	-120.29	0.53

Πίνακας 6.7 **Καμπτικοί** δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Α ορόφου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου

Α ΟΡΟΦΟΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$								
υποστυλώμα	διατμηση							
	V2	V3	VRD2max	VRD3max	Vrds2	Vrds3	λ_2	λ_3
K1	30.8	34.3	312.43	312.43	49.25	49.25	0.63	0.70
K2	47.58	40.2	300	310.57	41.38	57.11	1.150	0.70
K3	30.84	46.6	312.43	312.43	49.25	49.25	0.63	0.946
K4	39.74	71.3	300	310.57	41.38	57.11	0.960	1.248
K5	64.33	91	530	530	65	65	0.990	1.400
K6	42.84	74.5	300	310.57	41.38	57.11	1.04	1.305
K7	47.81	72.01	300	310.57	41.38	57.11	1.155	1.261
K8	83.25	91.8	530	530	65	65	1.281	1.412
K9	51.36	69.71	300	310.57	41.38	57.11	1.241	1.221
K10	47.23	34.94	312.43	312.43	49.25	49.25	0.959	0.71
K11	43.5	87.64	300	310.57	41.38	57.11	1.051	1.535
K12	66.66	41.11	312.43	312.43	49.25	49.25	1.354	0.835

Α ΟΡΟΦΟΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $\beta=10\%$ $q=1.5$								
υποστυλώμα	διατμηση							
	V2	V3	VRD2max	VRD3max	Vrds2	Vrds3	λ_2	λ_3
K1	19.47	18.02	312.43	312.43	49.25	49.25	0.40	0.37
K2	23	16.37	300	310.57	41.38	57.11	0.56	0.29
K3	18.97	20.33	312.43	312.43	49.25	49.25	0.39	0.41
K4	21.4	36.82	300	310.57	41.38	57.11	0.52	0.64
K5	27	48.3	530	530	65	65	0.42	0.74
K6	23.14	30.48	300	310.57	41.38	57.11	0.56	0.53
K7	22.75	38.52	300	310.57	41.38	57.11	0.55	0.67
K8	34.29	46.45	530	530	65	65	0.53	0.71
K9	38.33	22.47	300	310.57	41.38	57.11	0.93	0.39
K10	16.86	18.01	312.43	312.43	49.25	49.25	0.34	0.37
K11	35.5	28.07	300	310.57	41.38	57.11	0.86	0.49
K12	44.96	15.34	312.43	312.43	49.25	49.25	0.91	0.31

Πίνακας 6.8 Διατμητικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Α ορόφου συμβατικού και μονωμένου κτιρίου

Παρατηρούμε ότι στον Α,Β όροφο η σεισμική μόνωση, μειώνει τις σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται στα υποστυλώματα κατά τέτοιο τρόπο, ώστε ο καμπτικός και ο διατμητικός έλεγχος να είναι επαρκής.

6.2 Έλεγχοι μονωτήρων

Ο έλεγχος μονωτήρων περιλαμβάνει τους εξής παρακάτω ελέγχους σύμφωνα με το EN15129 Διατμητική παραμόρφωση από θλίψη, διατμητική παραμόρφωση από στροφή, διατμητική παραμόρφωση από μετακίνηση, και έλεγχος για το κρίσιμο φορτίο, οι οποίοι θα πρέπει να γίνουν για την φασματική δυναμική ανάλυση με το φάσμα του EC-8 για απόσβεση $\beta=10\%$ $n=0.816$, και $q=1$ όπως αναφέρεται στην παραγ 10.7.1(P). Επειδή όμως οι συγκεκριμένοι έλεγχοι θα ξαναγίνουν στην μη γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας, στο επόμενο κεφάλαιο 7 για το ελαστικό φάσμα του κανονισμού $q=1$, κρίνεται σκόπιμο να κρατήσουμε τα αποτελέσματα μετακινήσεων από την προηγούμενη ανάλυση που έγινε για τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων της υπερ- κατασκευής με $q=1.5$.

Παραμόρφωση από θλιπτικά φορτία

Το συγκεκριμένο στρώμα του ελαστομερούς παραμορφώνεται από ορθή παραμόρφωση ε_c σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (3.87) που βρίσκεται στο κεφ 3.

$$\varepsilon_{c,E} = \frac{6 * S * N_{Ed,max}}{A_r * E'_c}$$

Παραμόρφωση από οριζόντιες δυνάμεις

$\varepsilon_{q,d} = \frac{V_{xy,d}}{T_q} \leq 2.5$ για σεισμικές δράσεις από την σχέση (3.90) κεφ 3.

Παραμόρφωση από στροφή του ελαστομερούς ως προς κατακόρυφο άξονα

Η παραμόρφωση του μονωτήρα από στροφή δίνεται από την σχέση (3.91) κεφ 3.

$$\varepsilon_{a,d} = \frac{(a^2 * a_{a,d} + b^2 * a_{b,d}) * t_i}{2 * \sum(t_i^3)}$$

Συνολική παραμόρφωση

Ακολουθεί ο έλεγχος του μονωτήρα για την συνολική παραμόρφωση από την σχέση (3.92) κεφ 3.

$$\varepsilon_{t,d} = K_L * (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq 7$$

Ισορροπία έναντι λυγισμού

Όπου $P_{cr} = \lambda * G * A_r * a' * S / T_q$ είναι το κρίσιμο φορτίο λυγισμού από την σχέση 3.99 κεφ 3

Πρέπει $N_{Ed,max} < P_{cr} / 2$ σχέση (3.98) κεφ 3.

Ακολουθούν όλοι οι έλεγχοι πινακοποιημένοι.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΚΡΙΣΙΜΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	συνδυασμος φορτιας	$F_{z,d}$ Κατακορυφο θλιπτικο φορτιο απο σεισμο ΚΝ	ΤΥΠΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΑΣ	μετακινηση κατά X $U_x * 1.5$	μετακινηση κατά Y $U_y * 1.5$	$U_{xy,d} = \text{SQRT}(U_x^2 + U_y^2)$	ecc κατά EN15129	max
K1	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp24 min	550	HDS450X162	0.0645	0.1335	0.1483	0.863082669	0.96408372
		comp6 min	571	HDS450X162	0.12	0.075	0.1415	0.964083723	
K2	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp24 min	622	HDS450X162	0.06405	0.11805	0.1343	0.999623583	0.99962358
		comp16min	634	HDS450X162	-0.0426	-0.0413	0.0593	0.511315353	
K3	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp24 min	485	HDS450X162	0.063	0.12405	0.1391	0.730660639	0.7321413
		comp6 min	499	HDS450X162	0.1179	0.06165	0.1330	0.732141299	
K4	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 24 min	847.4	HDS450X162	-0.059	-0.1338	0.1462	1.317472588	1.31747259
		comp16 min	899	HDS450X162	-0.0417	-0.0491	0.0644	1.013876427	
K5	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 24 min	1210	HDS450X162	-0.0587	-0.1211	0.1345	1.786566626	1.78656663
		comp15 min	1422	HDS450X162	-0.0411	-0.0414	0.0583	1.571188471	
K6	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 24 max	571	HDS450X162	0.0585	0.12375	0.1369	0.851796271	0.87738364
		comp9 min	796	HDS450X162	-0.038	-0.0434	0.0576	0.877383638	
K7	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 3 min	867	HDS450X162	-0.1298	-0.0747	0.1497	1.36955779	1.36955779
		comp14 min	912	HDS450X162	-0.0456	-0.0474	0.0658	1.033462654	
K8	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 6 max	1015	HDS450X162	0.13065	0.05655	0.1424	1.551106633	1.58343862
		comp16 min	1425	HDS450X162	-0.0447	-0.0401	0.0600	1.583438619	
K9	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 6 max	506	HDS450X162	0.1281	0.0624	0.1425	0.773696073	0.8592135
		comp15min	774	HDS450X162	-0.0414	-0.0431	0.0597	0.859213501	
K10	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 6 min	573	HDS450X162	-0.1502	-0.0744	0.1676	0.984809791	0.98480979
		comp19min	588	HDS450X162	-0.0729	-0.1317	0.1505	0.932295547	
K11	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 7 min	782	HDS450X162	-0.1503	-0.0536	0.1596	1.293133688	1.29313369
		comp16min	807	HDS450X162	-0.0519	-0.039	0.0649	0.911804805	
K12	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	comp 6 max	387	HDS450X162	0.14805	0.0627	0.1608	0.643687386	0.94616207
		comp24min	619	HDS450X162	-0.0692	-0.1245	0.1424	0.946162072	

Πίνακας 6.9 Έλεγχοι εφεδράνων από θλιπτικό φορτίο

ΤΥΠΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΑΣ	Διαμετρος D	Ux	Uy	Ux * 1.5	Uy * 1.5	Uxy,d μεγιστη μετακινηση με τον κανονα τετραγωνικης ριζας	ΠΑΧΟΣ ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΟΥΣ	εq,d
HDS450X162	0.45	0.0430	0.0890	0.0645	0.1335	0.14826497	0.162	0.91521584
HDS450X162	0.45	0.0430	0.0787	0.0645	0.11805	0.13452157	0.162	0.83038005
HDS450X162	0.45	0.0420	0.0830	0.063	0.1245	0.13953225	0.162	0.86131021
HDS450X162	0.45	0.0390	0.0890	0.0585	0.1335	0.14575493	0.162	0.8997218
HDS450X162	0.45	0.0390	0.0807	0.0585	0.12105	0.13444461	0.162	0.82990498
HDS450X162	0.45	0.0400	0.0825	0.06	0.12375	0.13752841	0.162	0.84894078
HDS450X162	0.45	0.0865	0.0500	0.12975	0.075	0.14986682	0.162	0.9251038
HDS450X162	0.45	0.0870	0.0377	0.1305	0.05655	0.14222571	0.162	0.87793648
HDS450X162	0.45	0.0854	0.0420	0.1281	0.063	0.14275367	0.162	0.88119549
HDS450X162	0.45	0.1000	0.0496	0.15	0.0744	0.16743763	0.162	1.03356562
HDS450X162	0.45	0.1000	0.0357	0.15	0.05355	0.1592721	0.162	0.98316112
HDS450X162	0.45	0.1000	0.0420	0.15	0.063	0.16269296	0.162	1.00427755

Πίνακας 6.10 Έλεγχοι εφεδράνων από οριζόντιες μετακινήσεις

Όλες οι τιμές της παραμόρφωσης από οριζόντιες μετακινήσεις θα πρέπει να είναι μικρότερες από 2.5.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ		ΜΟΝΩΤΗΡΑΣ										
		αx στροφή ως προς τον άξονα X από τα εντατικά μεγέθη rad	αy στροφή ως προς τον άξονα Y από τα εντατικά μεγέθη rad	ακμίν ελαχιστη στροφή από τον κανονισμό ως προς τον άξονα X rad	αγμίν ελαχιστη στροφή από τον κανονισμό ως προς τον άξονα Y rad	αx τελικη στροφή ως προς τον άξονα X rad *1.5	αy τελικη στροφή ως προς τον άξονα Y rad *1.5	διαμετρος D	παχος μιας στρωσης ελαστομερους ti	συνολικο παχος ελαστομερους te	$\epsilon \min \alpha, d = D * D * a / (2 * t_i * \Sigma(t_i))$ για κυκλικά εφεδρανα	
K1	HDS450X162	-0.00021	-0.00007	0.003	0.003	0.00419	0.0044	0.45	0.0060	0.1620	0.632166	
K2	HDS450X162	-0.00034	-0.00006	0.003	0.003	0.00399	0.0044	0.45	0.0060	0.1620	0.619491	
K3	HDS450X162	-0.00038	-0.00008	0.003	0.003	0.00393	0.0044	0.45	0.0060	0.1620	0.612986	
K4	HDS450X162	-0.0002	-0.00013	0.003	0.003	0.0042	0.0043	0.45	0.0060	0.1620	0.6265	
K5	HDS450X162	-0.00036	-0.00015	0.003	0.003	0.00396	0.0043	0.45	0.0060	0.1620	0.607009	
K6	HDS450X162	-0.00018	-0.00035	0.003	0.003	0.00423	0.004	0.45	0.0060	0.1620	0.604647	
K7	HDS450X162	0.00011	0.00039	0.003	0.003	0.00467	0.0051	0.45	0.0060	0.1620	0.718821	
K8	HDS450X162	0.00019	0.00034	0.003	0.003	0.00479	0.005	0.45	0.0060	0.1620	0.72166	
K9	HDS450X162	-0.0001	-0.00038	0.003	0.003	0.00435	0.0039	0.45	0.0060	0.1620	0.610664	
K10	HDS450X162	0.00014	0.00019	0.003	0.003	0.00471	0.0048	0.45	0.0060	0.1620	0.699395	
K11	HDS450X162	0.00035	0.00011	0.003	0.003	0.00503	0.0047	0.45	0.0060	0.1620	0.714228	
K12	HDS450X162	-0.00006	-0.00047	0.003	0.003	0.00441	0.0038	0.45	0.0060	0.1620	0.606051	

Πίνακας 6.11 Έλεγχοι εφεδράνων από στροφή

ε_{cd}	$\varepsilon_{\min \alpha, d}$	$\varepsilon_{q, d}$	$K_L=1$ έως 1.5	$\varepsilon_{t, d}=K_L * (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{\min \alpha, d} + \varepsilon_{q, d})$	επιτρεπόμενη $\varepsilon_{t, d}$
0.964	0.632166	0.915216	1.5	3.767073	7
1	0.619491	0.83038	1.5	3.674807	7
0.732	0.612986	0.86131	1.5	3.309444	7
1.32	0.6265	0.899722	1.5	4.269333	7
1.79	0.607009	0.829905	1.5	4.84037	7
0.88	0.604647	0.848941	1.5	3.500382	7
1.37	0.718821	0.925104	1.5	4.520888	7
1.59	0.72166	0.877936	1.5	4.784395	7
0.86	0.610664	0.881195	1.5	3.527789	7
0.99	0.699395	1.033566	1.5	4.08444	7
1.29	0.714228	0.983161	1.5	4.481084	7
0.95	0.606051	1.004278	1.5	3.840492	7

Πίνακας 6.12 Γενικοί Έλεγχοι εφεδράνων

Σύμφωνα με τον κανονισμό θα πρέπει η τιμή του $\varepsilon_{t, d} = K_L * (\varepsilon_{c, d} + \varepsilon_{q, d} + \varepsilon_{a, d}) \leq 7$
Αρα έχουμε επάρκεια σε συνολική παραμόρφωση του μονωτήρα

A/A	ΤΥΠΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΑΣ	Διαμετρος D	Μετρο διατμησης G	μετακίνηση κατά X Ux	μετακίνηση κατά Y Uy	SQRT(UX^2+UY^2)	κατακόρυφο φορτίο εφαρμογής απο σεισμικούς συνδυασμούς (κN) Ned max	P cr = 1.1 * G * Ar * D * S / te ---- EN 15129	Ned, max < (P cr / 2)
1	HDS450X162	0.45	400	0.0516	0.1068	0.118612	571	2795.327	1397.663
2	HDS450X162	0.45	400	0.0645	0.11805	0.134522	634	2637.77	1318.885
3	HDS450X162	0.45	400	0.063	0.1245	0.139532	499	2580.789	1290.395
4	HDS450X162	0.45	400	0.0585	0.1335	0.145755	899	2510.329	1255.164
5	HDS450X162	0.45	400	0.0585	0.12105	0.134445	1422	3298.308	1649.154
6	HDS450X162	0.45	400	0.06	0.12375	0.137528	796	2603.551	1301.775
7	HDS450X162	0.45	400	0.12975	0.075	0.149867	912	2463.962	1231.981
8	HDS450X162	0.45	400	0.1305	0.05655	0.142226	1425	3187.811	1593.905
9	HDS450X162	0.45	400	0.1281	0.063	0.142754	774	2544.27	1272.135
10	HDS450X162	0.45	400	0.15	0.0744	0.167438	588	2267.671	1133.836
11	HDS450X162	0.45	400	0.15	0.05355	0.159272	807	2358.507	1179.254
12	HDS450X162	0.45	400	0.15	0.063	0.162693	619	2320.369	1160.184

Πίνακας 6.13 Έλεγχος εφεδράνων για κρίσιμο φορτίο λυγισμού

Όπου $P_{cr} = \lambda * G * A_r * a' * S / T_q$ είναι το κρίσιμο φορτίο λογισμού από την σχέση 3.99 κεφ 3

Πρέπει $N_{Ed,max} < P_{cr}/2$ σχέση (3.98) κεφ 3 εδώ βλέπουμε ότι ισχύει.

Άρα έχουμε επάρκεια σε θλιπτικό φορτίο. Δεν παρατηρήθηκε επίσης ανύψωση εφεδράνου.

Επομένως υπάρχει επάρκεια σε όλους τους ελέγχους.

Πρέπει επίσης να σημειώσουμε ότι απαιτείται μελέτη υποστύλωσης του κτιρίου για την τοποθέτηση των μονωτήρων, η οποία θα γίνει σταδιακά αφού πρώτα κατασκευαστούν τα διαφράγματα της εδαφόπλακας και η ενίσχυση των υποστυλωμάτων ισογείου για να τοποθετηθούν οι μονωτήρες όπως προβλέπει ο κανονισμός. Τα κατακόρυφα φορτία με τα οποία θα πρέπει να υπολογιστεί η υποστύλωση αυτή και εφαρμόζονται στα υποστυλώματα ισογείου προέρχονται από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό. Απαιτείται επίσης ενίσχυση των φανωμάτων που συντρέχουν στο υποστύλωμα όπου θα τοποθετηθεί ο μονωτήρας, με χιαστί μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, ώστε να παραληφθούν καμπτικά φαινόμενα από πιθανές σεισμικές φορτίσεις. Όλα αυτά δείχνουν, ότι απαιτείται μια νέα στατική μελέτη υποστύλωσης με σεισμικά φορτία, αλλά και τεχνικές τοποθέτησης των μονωτήρων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7
ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ
ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB ΚΑΙ ΕΠΙΛΥΣΗ ΜΕ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ
ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ

7.1 Γενικά

Στα πλαίσια της μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας, ζητήθηκε από τον επιβλέποντα να διερευνηθεί η μελέτη του κτιρίου, με ελαστομεταλλικούς μονωτήρες με πυρήνα μόλυβδου LRB μεγαλύτερης απόσβεσης, ώστε να βελτιστοποιηθούν ακόμα περισσότερο οι δείκτες ανεπάρκειας λ. Οι συγκεκριμένοι μονωτήρες έχουν απόσβεση περίπου 28 %.

Από την ανάλυση που έγινε σύμφωνα με τον διγραμμικό νόμο, διαπιστώθηκε ότι οι συγκεκριμένοι μονωτήρες έχουν μεγαλύτερη δυσκαμψία σε σχέση με τους απλούς ελαστομεταλλικούς με αποτέλεσμα να χάνετε το πλεονέκτημα της μεγαλύτερης ιδιοπεριόδου και της μείωσης των σεισμικών δυνάμεων.

Συγκεκριμένα, επειδή υπάρχει περιορισμός όσον αφορά την διάμετρο του πυρήνα του μόλυβδου, σε σχέση με την εξωτερική διάμετρο του μονωτήρα, σχέση (3.32.1) η δυσκαμψία του πυρήνα μόλυβδου, μέχρι το όριο διαρροής προκύπτει αρκετά μεγάλη, με αποτέλεσμα να μην μπορεί να γίνει προσέγγιση της μέσης επιθυμητής δυσκαμψίας του μονωτήρα.

Από την άλλη αν μειώσουμε τις διαστάσεις του μονωτήρα, ώστε να τοποθετήσουμε μικρότερη διάμετρο πυρήνα μόλυβδου, δημιουργείται πρόβλημα όσον αφορά τους ελέγχους της διατμητικής παραμόρφωσης που επιβάλλει το πρότυπο EN 15129.

Έτσι επιλέγουμε να προσομοιώσουμε διγραμμικά τους ελαστομεταλλικούς μονωτήρες HDRB χαμηλής απόσβεσης, σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία επιλέγοντας μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο.

Από το φάσμα του κανονισμού και για επιλεγμένη ιδιοπερίοδο $T_{eff} = 2.85 \text{ sec}$, και για απόσβεση $\beta=10\%$ για μονωτήρες HDRB, μπορούμε να βρούμε την ασκούμενη επιτάχυνση στον μονοβάθμιο ταλαντωτή η οποία είναι $S_a(T) = 0.06031 * g = 0.5916 \text{ m/sec}^2$.

Αρά η μετακίνηση σχεδιασμού για τον μονοβάθμιο ταλαντωτή στην βάση του θα είναι, $D = (S_a(T) * T_{eff}^2) / 4 * \pi^2 = 0.122 \text{ m}$ Η επιλεγμένη δυσκαμψία του κάθε μονωτήρα υπολογίζεται και πάλι από τον μονοβάθμιο ταλαντωτή

$$K_{total} = m_{ol} * 4 * \pi^2 / T_{eff}^2 = 3925 \text{ kn/m}$$

Και διαιρώντας με τον αριθμό των μονωτήρων βρίσκουμε

$$K_{eff} = 3925 / 12 \text{ kn/m} = 327,08 \text{ kn/m}$$

7.2 Διγραμμικός νόμος μονωτήρων HDRB

Q_d = Είναι η χαρακτηριστική αντοχή.

K_2 = Είναι η πλαστική δυσκαμψία.

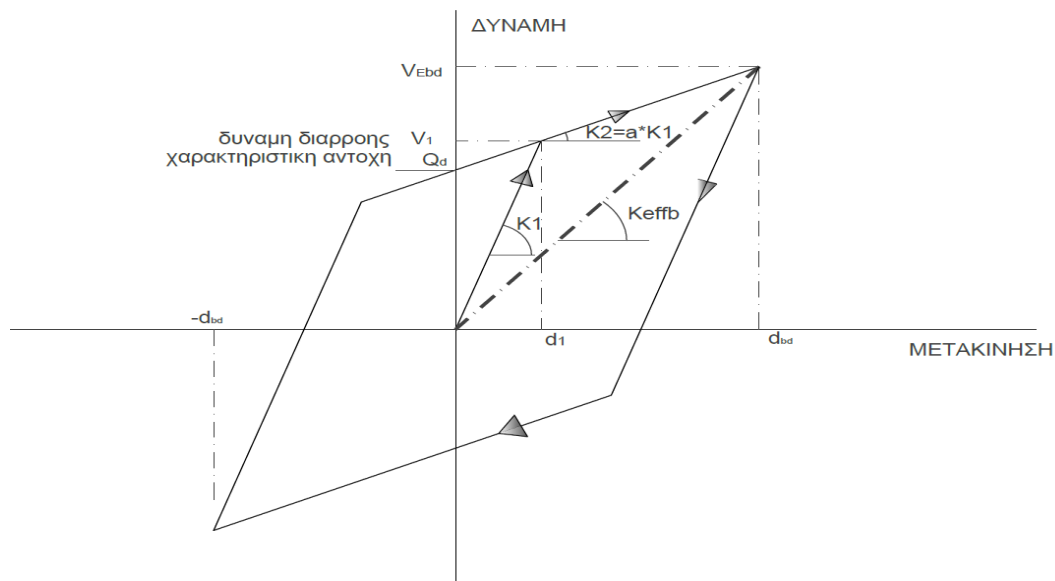
K_1 = Είναι η ελαστική δυσκαμψία. $K_1 = 6,0 * K_2$

d_1 = Είναι η παραμόρφωση διαρροής.

V_1 = Είναι η διατμητική δύναμη διαρροής.

K_{effb} = Είναι η ενεργός δυσκαμψία = 327 kn/m.

d_{bd} = Είναι η μετακίνηση σχεδιασμού = 0.122 m.



Εικόνα 7.1 Διγραμμικό μοντέλο προσομοίωσης μονωτήρα HDRB

$$W_d = \beta_{eff} * 2 * \pi * K_{eff} * D_M * D_M = 36,71/12 = 3,06$$

$$\beta_{eff} = 0.10$$

$K_{eff} = 327 \text{ Kn/m}$ την θεωρώ δεδομένη για όλους τους μονωτήρες.

$$D_M = d_{bd} = 0.122 \text{ m}$$

Επίσης

$$W_D = 4 * Q_d * (D_M - D_y) \text{ για } D_y = 0$$

$$Q_d = W_D / 4 * D_M = 75,23 = 75,23/12 = 6,27$$

$$K_2 = K_{eff} - Q_d / D_M = 3924,9 - (75,23 / 0,122) = 3308,26 = 3308,26/12 = 275,69$$

$$K_1 = 6.0 * K_2 = 6.0 * 275,69 = 1654,14$$

$$D_y = Q_d / (K_1 - K_2) = 6,27 / (1654,13 - 275,69) = 0.0045 \text{ m}$$

Με γνωστό το D_y ξανα υπολογίζω τα τελικά Q_d, K_2, K_1

$$Q_d = W_D / 4 * (D_M - D_y) = 6,51$$

$$K_2 = K_{eff} - Q_d / D_M = 273,74$$

$$K_1 = 6.0 * K_2 = 6.0 * 273,74 = 1642,37$$

$$D_y = Q_d / (K_1 - K_2) = 6,51 / (1642,37 - 273,74) = 0.0048 \text{ m}$$

$$V_1 = K_1 * D_y = 1642,37 * 0.0048 = 7,81 \text{ δύναμη διαρροής.}$$

Επιλέγεται διάμετρος μονωτήρων 45 εκατ., με δυσκαμψία $K_{H-eff} = 327 \text{ Kn/m}$, ώστε οι έλεγχοι έναντι θλιπτικών φορτίων και μετακινήσεων, να είναι σύμφωνοι με τον πρότυπο EN 15129, καθώς επίσης να ικανοποιούν την μετακίνηση σχεδιασμού $D = (S_a(T) * T_{eff}^2) / 4 * \pi^2 = 0.122 \text{ m}$.

Επίσης το συνολικό πάχος του ελαστικού του μονωτήρα προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$\Sigma t_r = G * A' / K_{H-eff} = 400 * 3.1415 * ((0.45)^2 / 4) / 327 = 0.195 \text{ m}$$

Οπού A' είναι το εμβαδόν επιφανείας του μονωτήρα.

Ο αριθμός στρώσεων του ελαστικού που θα επιλέξουμε, αρά και το πάχος κάθε στρώσης t_r γίνεται με κατασκευαστικά κριτήρια, ώστε οι μονωτήρες να ικανοποιούν όλους τους ελέγχους που απαιτεί το πρότυπο EN 15129, και παρουσιάζονται στους ελέγχους των εφεδράνων.

Επιλέχτηκε πάχος μιας στρώσης ελαστομερούς 0,5 εκατ, ώστε οι έλεγχοι των μονωτήρων να είναι εντός ορίων κανονισμών.

Επιλέγουμε μέσες τιμές οριζόντιας ισοδύναμης δυσκαμψίας και όλων των φυσικών χαρακτηριστικών των μονωτήρων, που είναι εφικτό σύμφωνα με τον κανονισμό για κτίρια σπουδαιότητας II, με την προϋπόθεση ότι οι ακραίες τιμές δεν θα διαφοροποιούνται από τις μέσες τιμές περισσότερο από 15 % που είναι και η απαίτηση του κανονισμού EC-8, σύμφωνα με την παράγραφο 10.8 (4). Οι τιμές που προκύπτουν από τις δοκιμές των μονωτήρων στο εργαστήριο, σύμφωνα με το σχετικό ευρωπαϊκό πρότυπο.

7.3 Ελατηριακές σταθερές μονωτήρων

Για τον μονωτήρα $D_0 = 0.45 \text{ m}$ $\Sigma t_r = 0.162 \text{ m}$

$$S = D_0/4 * t_r = 0.45/4 * 0.006 = 18.42$$

$$K = E/3 * (1 - 2 * \nu) = 2500000 \text{ kn}/\text{m}^2 \text{ χωρίς υπολογισμό άνω ορίου συντελεστή μάζας}$$

$$E'_c = 6 * G * S^2 = 6 * 400 * 18.42 * 18.42 = 814311.4$$

$$E_c = E'_c * K / (E'_c + K) = (814311.36 * 2500000) / (814311.36 + 2500000) = 614239$$

Στροφική ελατηριακή σταθερά [55]

$$\Phi_x = \Phi_y = E_c * \pi * D^4 / (4 * \Sigma t_r) = 614239 * 3.14159 * 0.45^4 / (4 * 0.195) = 101448 \text{ Kn} * \text{m}/\text{rad}$$

$$\text{Επιλέγεται } \Phi_x = \Phi_y = 102000 \text{ Kn} * \text{m}/\text{rad}$$

Κατακόρυφη δυσκαμψία

$$K_V = E_c * A / \Sigma t_r = 614239 * 3.141519 * 0.45^2 / (4 * 0.195) = 500978 \text{ Kn}/\text{m}$$

$$\text{Επιλέγεται } K_V = 501000 \text{ Kn}/\text{m}$$

πρέπει να ισχύει

$$K_V / K_H > 150 \Rightarrow 501000 / 327 = 1532 > 150$$

7.4 Μη γραμμική ανάλυση χρονοιστορίας

Κατ' αυτόν τον τρόπο ορίζουμε τις σταθερές που θα πρέπει να εισαχθούν στο στατικό πρόγραμμα, για να περιγράψουν την συμπεριφορά των μονωτήρων υψηλής απόσβεσης HDRB.

Η μη γραμμικότητα της ανάλυσης αφορά τους μονωτήρες, διότι η συμπεριφορά της ανωδομής πρέπει να παραμείνει ελαστική σύμφωνα με τους κανονισμούς.

Χρησιμοποιήθηκαν τρία επιταχυνσιογραφήματα Αθήνα 07/09/ 1999, Καλαμάτα 13/09/ 1986, Αίγιο 15/06/1995, σε τρεις διευθύνσεις X,Y,Z ενώ συνολικά χρησιμοποιήθηκαν 9 φυσικές καταγραφές σεισμικής κίνησης εδάφους οι οποίες, προσαρμολογήθηκαν ώστε να είναι σύμφωνες

με το ελαστικό φάσμα του EC8 για $q=1$ και $n = \sqrt{10/5 + \zeta} = 0.81$, απόσβεση $\zeta=10\%$ με

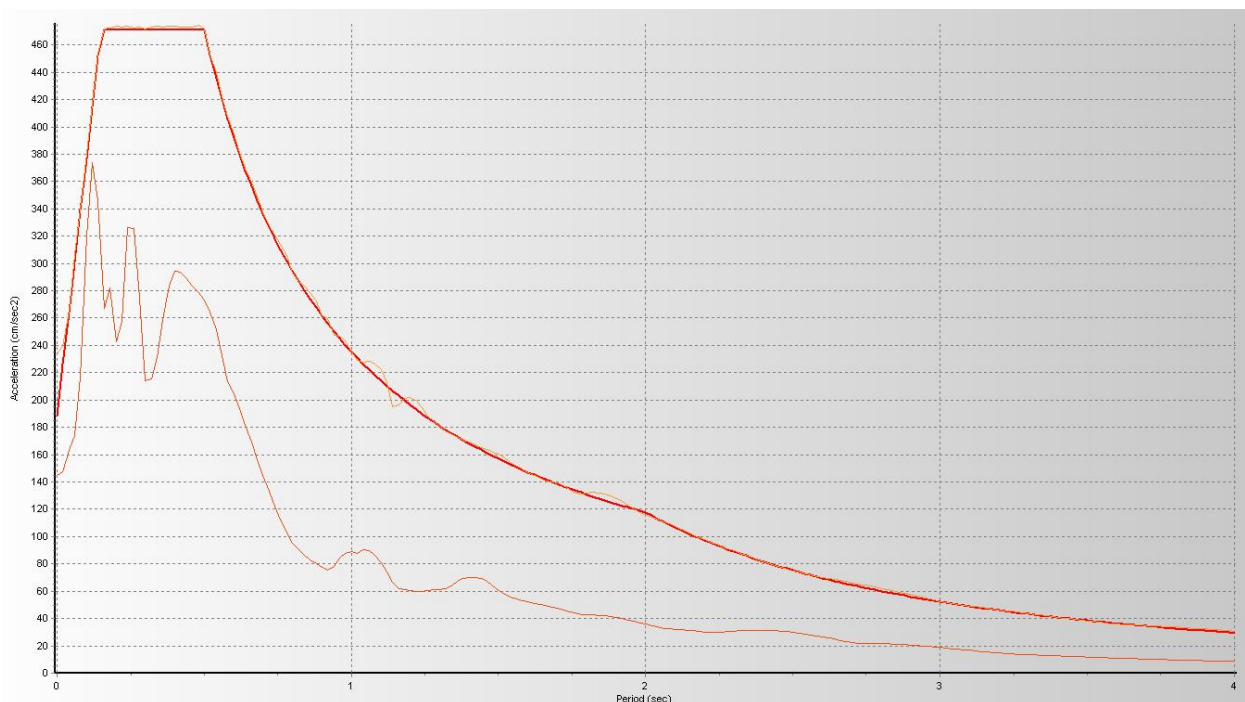
$\alpha_{gR} = 0.16 g$ για $T = 0$ και για κατηγορία εδάφους B, και για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού $n=1$, $\zeta=5\%$.

Ο EC-8 ορίζει στην παρ 3.2.2.1.2 β,γ ότι στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0,2T$ και $2T$, όπου T είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα, στην διεύθυνση όπου θα εφαρμοστεί το επιταχυνσιογράφημα, καμία τιμή του μέσου ελαστικού φάσματος απόσβεσης 5%, που υπολογίζεται από όλες τις χρονοϊστορίες, δεν πρέπει να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης, με απόσβεση 5%.

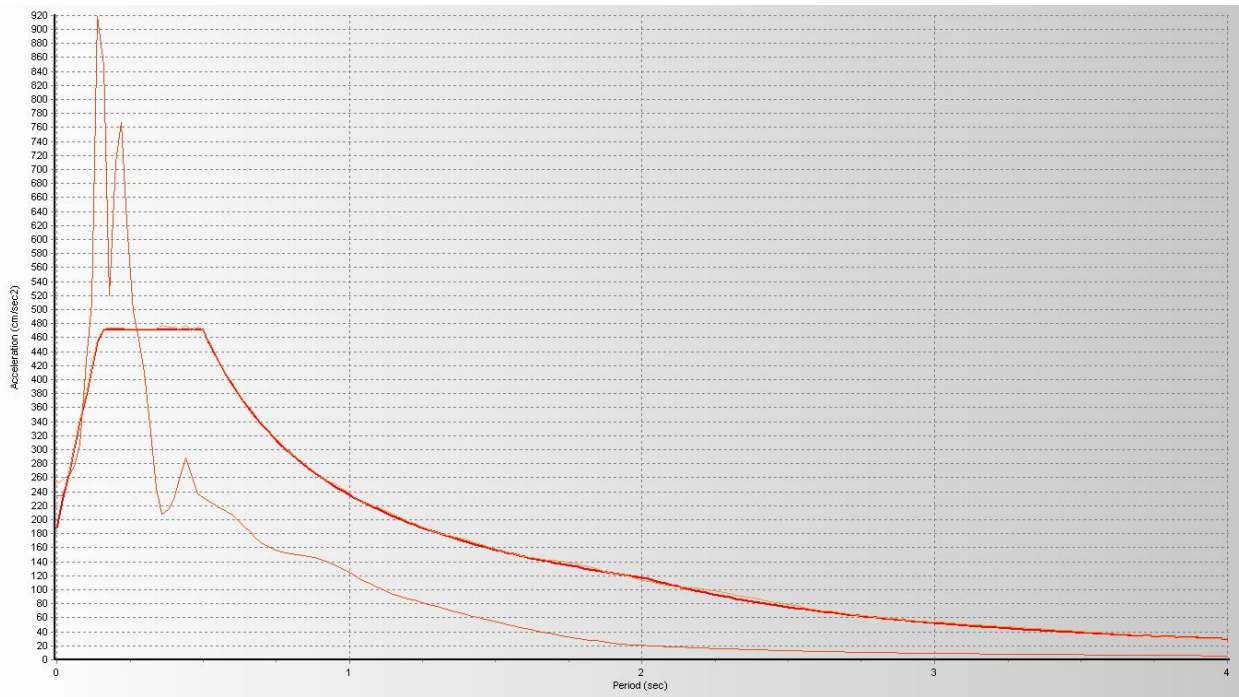
Επίσης θα πρέπει, η μέση τιμή της επιτάχυνσης φασματικής απόκρισης μηδενικής περιόδου (που υπολογίζεται από τις μεμονωμένες χρονοϊστορίες) να μην είναι μικρότερη από την τιμή ag^*S για την θέση που εξετάζεται. Η προσαρμογή στο ελαστικό φάσμα του κανονισμού, έγινε με το πρόγραμμα **seismomatch της εταιρείας seismosoft** και με μεγαλύτερη ακρίβεια από ότι προτείνει ο EC-8, έτσι ώστε οι τιμές των φασμάτων απόκρισης που προκύπτουν από τις χρονοϊστορίες, να μην υπολείπονται λιγότερο από το 95 % της αντίστοιχης τιμής της επιτάχυνσης του ελαστικού φάσματος απόκρισης για περιόδους από 0.02 - 4 sec. Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού της Αθήνα προσαρμόζεται στο ελαστικό φάσμα, μέχρι την περίοδο των 2 sec, ενώ για τις υπόλοιπες χρονοϊστορίες η προσαρμογή έγινε μέχρι την περίοδο των 4 sec.

Παρακάτω δίνονται τα προσαρμοσμένα φάσματα και οι χρονοϊστορίες για τις τρεις συνιστώσες του σεισμού της Αθήνας, της Καλαμάτας, και του Αιγίου.

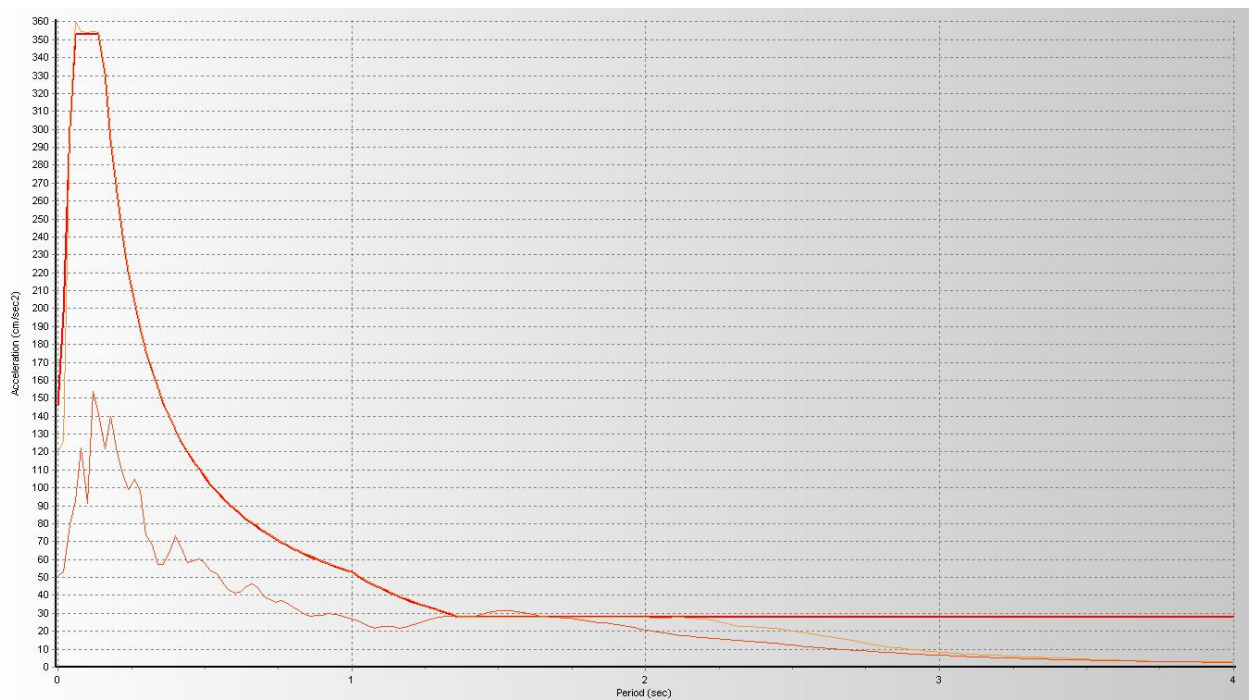
Αθήνα 1999



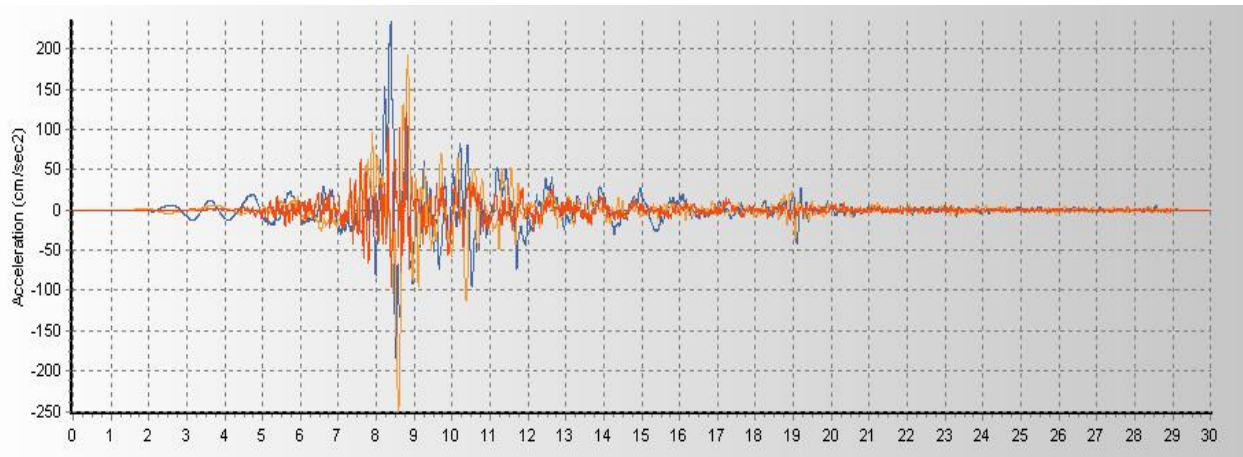
Διεύθυνση X Αθήνα 1999



Διεύθυνση Y Αθήνα 1999



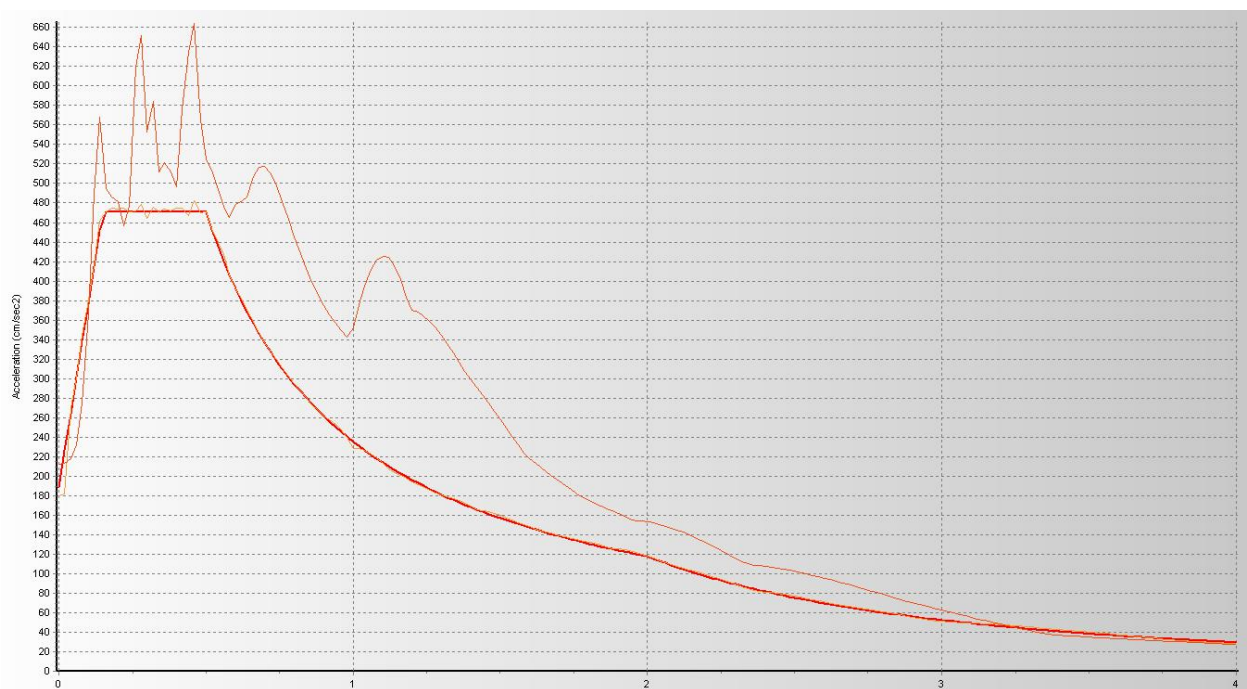
Διεύθυνση Z Αθήνα 1999



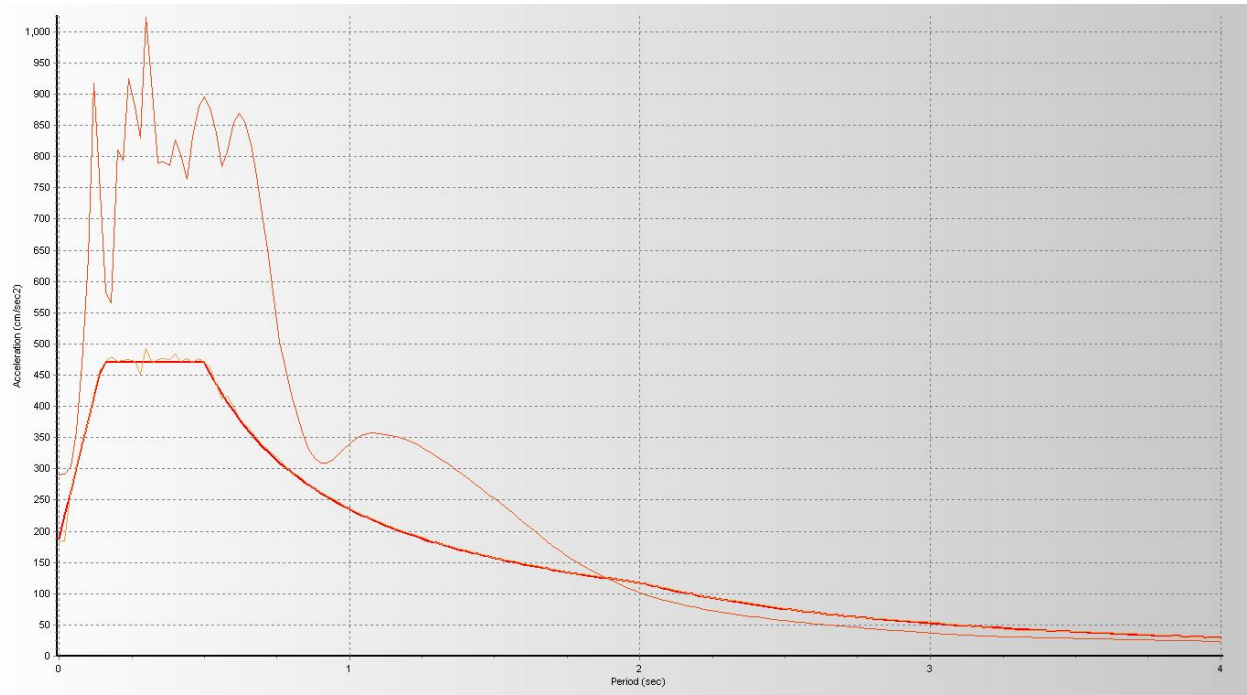
Χρονοιστορίες για τις τρεις συνιστώσες Αθήνα 1999

Εικόνα 7.2 Προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα ως προς το ελαστικό φάσμα του κανονισμού για τον σεισμό της Αθήνας 1999

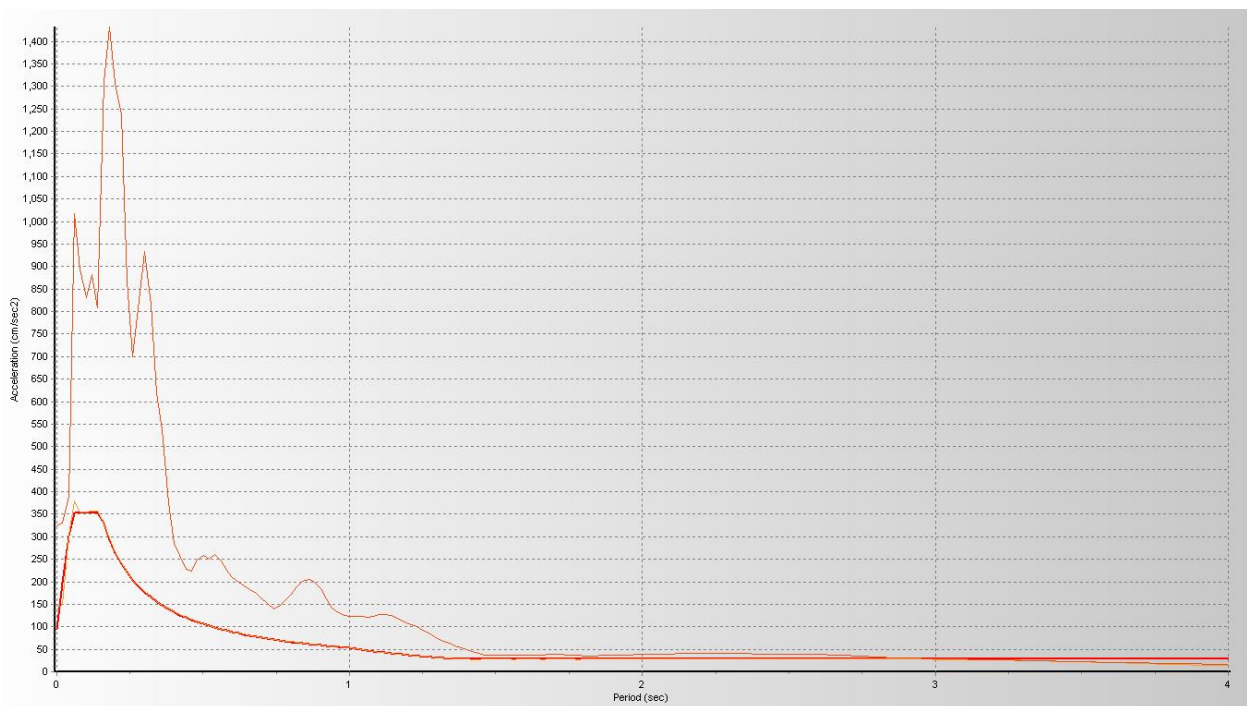
Καλαμάτα 1986.



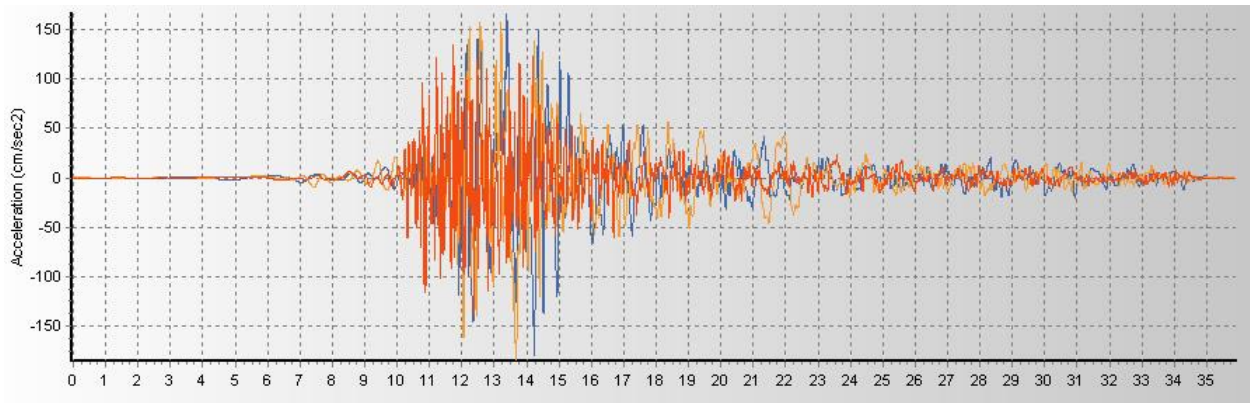
Διεύθυνση X Καλαμάτα 1986



Διεύθυνση Y Καλαμάτα 1986



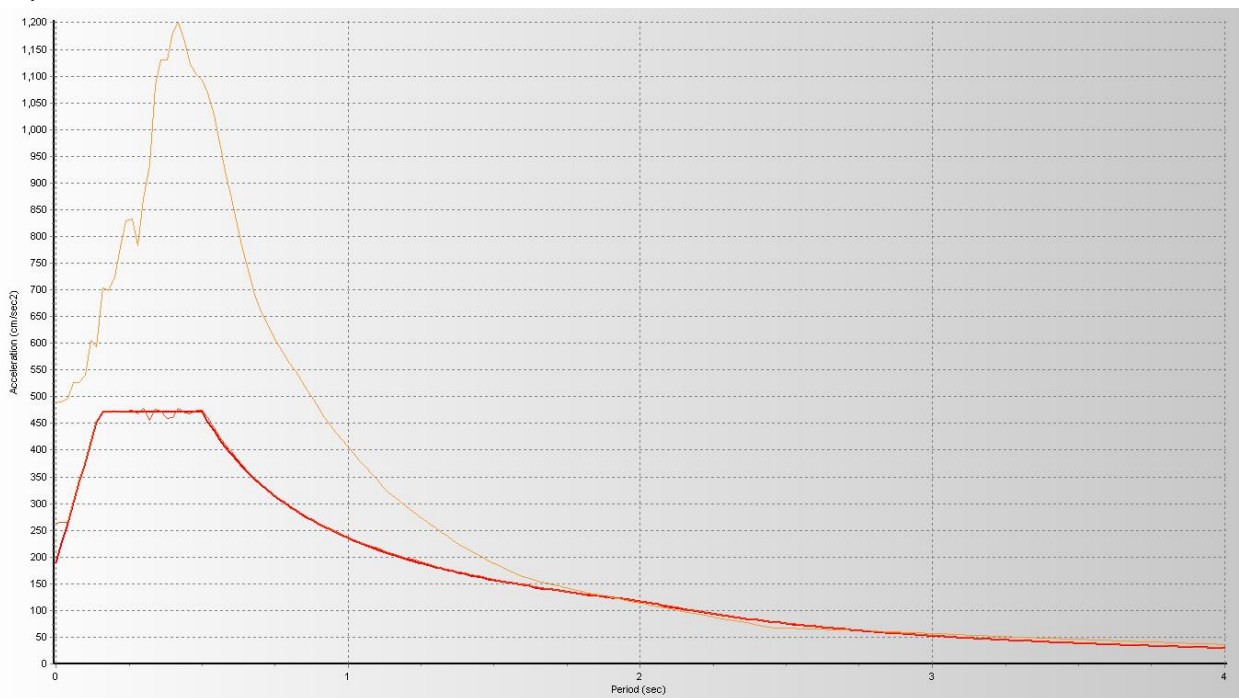
Διεύθυνση Z Καλαμάτα 1986



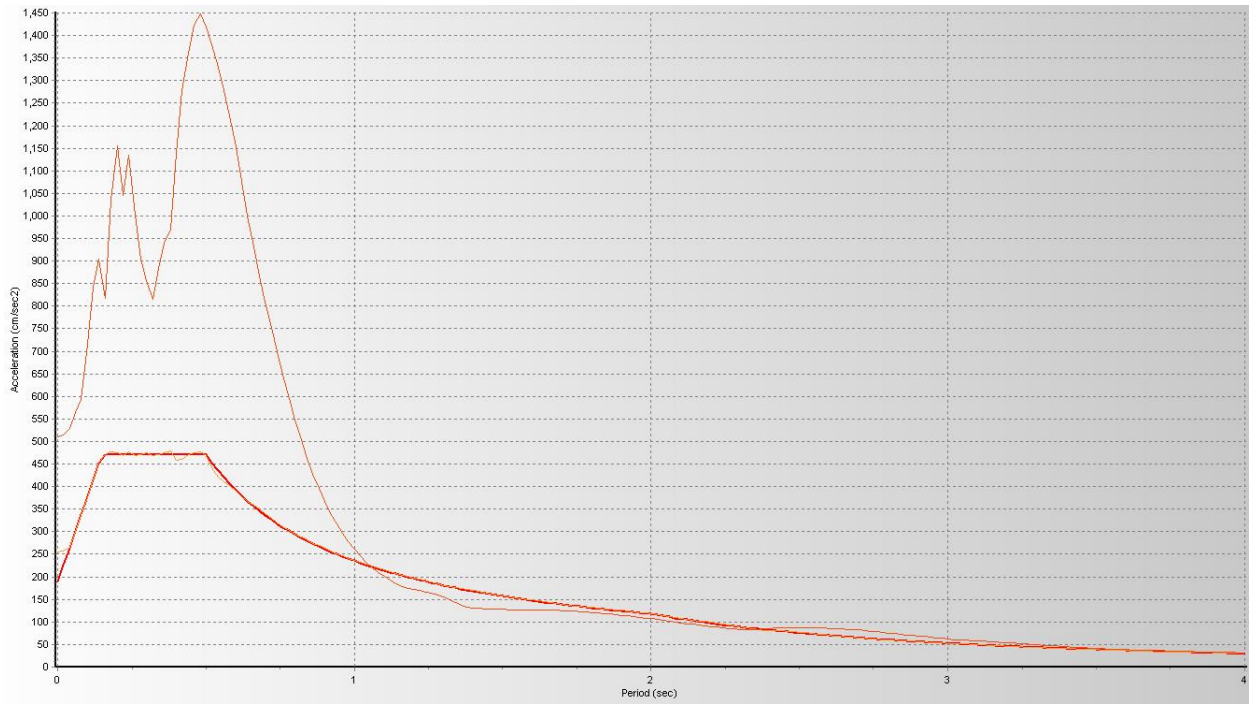
Χρονοιστορίες για τις τρεις συνιστώσες Καλαμάτα 1986

Εικόνα 7.3 Προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα ως προς το ελαστικό φάσμα του κανονισμού για τον σεισμό της Καλαμάτας 1986

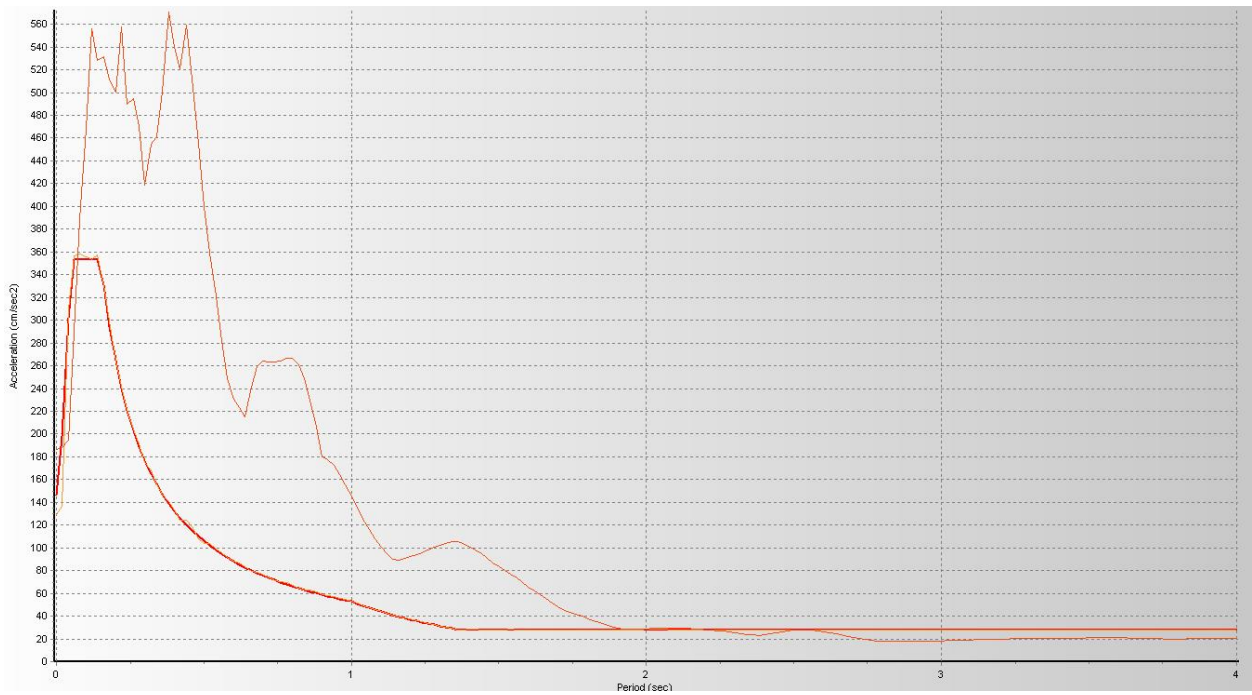
Αίγιο 1995



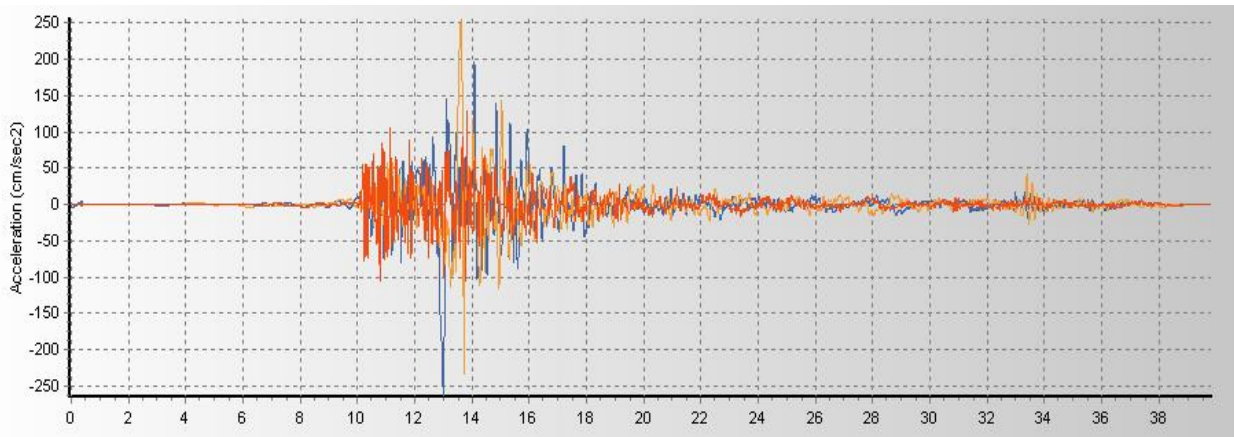
Διεύθυνση X Αίγιο 1995



Διεύθυνση Y Αίγιο 1995



Διεύθυνση Z Αίγιο 1995.



Χρονοιστορίες για τις τρεις συνιστώσες Αίγιο 1995

Εικόνα 7.4 Προσαρμοσμένα επιταχυνσιογραφήματα ως προς το ελαστικό φάσμα του κανονισμού για τον σεισμό του Αίγιου 1995.

Ακολουθεί η εισαγωγή των τριών χρονοιστοριών για κάθε σεισμική διέγερση, στο ETABS και στο menu `define time history function`. Για κάθε σεισμική διέγερση Αθηνά 99, Καλαμάτα 86, Αίγιο 95, γίνεται συνδυασμός των συνιστωσών του σεισμού στις τρεις διευθύνσεις, σύμφωνα με τα όσα προβλέπει ο κανονισμός και σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις. Σε όλους τους παρακάτω συνδυασμούς συμμετέχουν επίσης τα μόνιμα και τα κινητά φορτία $g+0.3*q$ που έχουν εισαχθεί στο ETABS με την μορφή Ramp function.

$$\begin{aligned}
 &+E_{Edx} + E_{Edy} + E_{Edz} \\
 &+E_{Edx} - E_{Edy} + E_{Edz} \\
 &-E_{Edx} - E_{Edy} + E_{Edz} \\
 &+E_{Edy} + E_{Edx} + E_{Edz} \\
 &+E_{Edy} - E_{Edx} + E_{Edz} \\
 &-E_{Edy} + E_{Edx} + E_{Edz} \\
 &-E_{Edy} - E_{Edx} + E_{Edz}
 \end{aligned}$$

Μαζί με τους παραπάνω συνδυασμούς εισάγεται και η ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση που έχει η κατασκευή από το menu `time history cases data`, ενώ στην επιλογή `scale factor` για τις δυο οριζόντιες συνιστώσες της κατασκευής εισάγεται $n = \sqrt{10/5 + \zeta} = 0.81$, για απόσβεση $\zeta=10\%$, και για την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού $n=1, \zeta=5\%$. Επίσης στην επιλογή `modal damping` εισάγεται το 0.05 για όλες τις ιδιόμορφες. Επιλέγεται `Ritz vector`. Ακολουθεί η επίλυση του φορέα για κάθε σεισμική διέγερση, τα εντατικά μεγέθη του χωρικού πλαισίου πινακοποιούνται και συγκρίνονται με τις αντιστάσεις των διατομών **με την βοήθεια των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, του χώρου αντοχής διατομής του στατικού προγράμματος ΡΑΦ.**

Τα εντατικά μεγέθη έχουν εξαχθεί μόνο για τα δοκάρια και τα υποστυλώματα του ισογείου και του Α ορόφου, διότι στους υπολοιπούς ορόφους, τα εντατικά μεγέθη υπολείπονται σημαντικά των αντιστάσεων από όλους τους συνδυασμούς. Ακολουθούν οι πίνακες με τους λόγους ανεπάρκειας λ, καθώς και ο πίνακας με τις ιδιοπερίόδους, και την συμμετοχή μάζας ανά ιδιοπερίοδο.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	2,97	98,915	1,057	0,000	98,915	1,057	0,000
2	2,96	1,057	98,916	0,000	99,972	99,973	0,000
3	0,41	0,006	0,002	0,004	99,978	99,974	0,004
4	0,3	0,002	0,022	0,000	99,981	99,997	0,004
5	0,29	0,017	0,002	0,000	99,998	99,998	0,004
6	0,15	0,001	0,000	0,007	99,999	99,998	0,011
7	0,14	0,000	0,001	0,000	99,999	99,999	0,011
8	0,13	0,000	0,000	0,073	99,999	99,999	0,084
9	0,11	0,000	0,000	75,329	99,999	99,999	75,413
10	0,1	0,000	0,000	0,069	99,999	99,999	75,481
11	0,1	0,000	0,000	0,074	99,999	99,999	75,556
12	0,1	0,000	0,000	0,008	99,999	100,000	75,564
13	0,09	0,000	0,000	1,216	99,999	100,000	76,779
14	0,09	0,000	0,000	10,732	99,999	100,000	87,511
15	0,09	0,000	0,000	1,529	99,999	100,000	89,040
16	0,08	0,000	0,000	0,527	99,999	100,000	89,567
17	0,08	0,000	0,000	0,004	99,999	100,000	89,571
18	0,08	0,000	0,000	0,852	99,999	100,000	90,423
19	0,08	0,000	0,000	1,252	99,999	100,000	91,674
20	0,08	0,000	0,000	0,124	99,999	100,000	91,799
21	0,08	0,000	0,000	3,422	99,999	100,000	95,221
22	0,07	0,000	0,000	0,055	99,999	100,000	95,276
23	0,06	0,000	0,000	0,128	99,999	100,000	95,403
24	0,06	0,000	0,000	0,159	99,999	100,000	95,562
25	0,05	0,000	0,000	1,082	99,999	100,000	96,644
26	0,05	0,000	0,000	0,384	99,999	100,000	97,028
27	0,05	0,000	0,000	0,000	99,999	100,000	97,028
28	0,05	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,028
29	0,05	0,000	0,000	0,003	100,000	100,000	97,031
30	0,05	0,000	0,000	0,002	100,000	100,000	97,032
31	0,05	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,032
32	0,05	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,032
33	0,05	0,000	0,000	0,002	100,000	100,000	97,034
34	0,04	0,000	0,000	0,003	100,000	100,000	97,037
35	0,04	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,037
36	0,04	0,000	0,000	0,000	100,000	100,000	97,037

Πίνακας 7.1 Ιδιοπερίοδοι μονωμένης κατασκευής και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιόμορφη για χρονιστορίες.

ΙΣΟΓΕΙΟ	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$		ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDB $\beta=10\%$		ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$		ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$		ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$	
	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ		ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ $q=1.5$		ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΘΗΝΑ 1999		ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑ 1986		ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΙΓΙΟ 1995	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	Συνδυασμός φορτίσης	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	λ κάμψη
K1	Comp 5	1,350	Comp 1	0,3	hist 5	0,28	hist 8	0,28	Hist 3	0,3
K2	Comp 8	0,92	Comp 1	0,41	hist 7	0,5	hist 6	0,49	Hist 3	0,53
K3	Comp 5	0,86	Comp 20	0,36	hist4	0,34	hist5	0,32	hist1	0,35
K4	Comp 5	1,120	Comp 1	0,51	hist4	0,53	hist2	0,55	hist3	0,53
K5	Comp 5	0,73	Comp 10	0,36	hist4	0,43	hist3	0,46	hist5	0,46
K6	Comp 7	0,99	Comp20	0,57	hist8	0,7	hist1	0,69	hist2	0,65
K7	Comp 7	1,140	Comp1	0,54	hist3	0,55	hist1	0,59	hist6	0,59
K8	comp 1	0,75	Comp10	0,37	hist3	0,42	hist5	0,48	hist5	0,47
K9	comp8	1,440	Comp1	0,67	hist3	0,65	hist5	0,67	hist1	0,67
K10	comp1	1,540	Comp 20	0,34	hist2	0,3	hist7	0,3	hist7	0,31
K11	comp1	1,410	Comp 20	0,52	hist4	0,54	hist7	0,54	hist7	0,56
K12	comp1	1,280	Comp1	0,47	hist4	0,44	hist 6	0,43	hist 1	0,44

Πίνακας 7.2 Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου για κάμψη με χρονιοιστορίες

ΙΣΟΓΕΙΟ	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ ΗΔΒ $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ ΗΔΡΒ $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ ΗΔΡΒ $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ ΗΔΡΒ $\beta=10\%$		
	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ			ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ $q=1.5$			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΘΗΝΑ 1999			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑ 1986			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΙΓΙΟ 1995		
Δοκος	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη
Δ1	comp1	αρχη	1,08	comp1	αρχη	0,44	hist 5	αρχη	0,35	Hist 4	αρχη	0,33	Hist 8	αρχη	0,35
Δ2	comp1	τελος	1,08	comp1	τελος	0,43	Hist 3	τελος	0,37	Hist 1	τελος	0,33	Hist 5	τελος	0,36
Δ3	comp1	αρχη	1,66	comp1	αρχη	0,92	hist1	αρχη	0,89	hist4	αρχη	0,77	hist8	αρχη	0,85
Δ3	comp1	αρχη	1,56												
Δ3	comp1	τελος	1,09												
Δ4	comp5	τελος	1,43	comp1	τελος	0,94	hist3	τελος	0,9	hist5	τελος	0,76	hist2	τελος	0,82
Δ4	comp5	τελος	1,04												
Δ5	comp1	αρχη	2,18	comp1	αρχη	1	hist2	αρχη	0,9	hist4	αρχη	0,75	hist8	αρχη	0,83
Δ5	comp1														
Δ5	comp1														
Δ5	comp1	αρχη	2,02												
Δ5	comp1	τελος	1,73	comp1	αρχη	1,04									
Δ6	comp1	αρχη	1,14	comp1	τελος	1,04	hist4	τελος	0,93	hist1	τελος	0,8	hist6	τελος	0,88
Δ6	comp1	τελος	1,54												
Δ6	comp1	τελος	1,72												
Δ7	comp1	αρχη	1,47	comp1	αρχη	0,49	hist1	αρχη	0,36	hist1	αρχη	0,32	hist7	αρχη	0,34
Δ7	comp1	αρχη	1,66												
Δ7	comp1	τελος	2,3												
Δ8	comp1	αρχη	1,51	comp1	τελος	1,04	hist4	τελος	0,86	hist6	τελος	0,74	hist6	τελος	0,84
Δ8	comp1	αρχη	1,11												
Δ8	comp1	τελος	1,3												
Δ8	comp1	τελος	1,89												
Δ9	comp5	αρχη	3,47												
Δ9	comp5	αρχη	2,88												
Δ9	comp5	τελος	2,62	comp 19	αρχη	1,42	hist7	αρχη	1,29	hist6	αρχη	1,13	hist2	αρχη	1,26
Δ9	comp5	τελος	1,03	comp 19	αρχη	1,47	hist4	αρχη	1,31	hist7	αρχη	1,04	hist3	αρχη	1,26
Δ10	comp5	τελος	0,93	comp 19	τελος	0,49	hist8	τελος	0,46	hist7	τελος	0,44	hist2	αρχη	0,46
Δ11	comp5	τελος	3,33	comp 20	τελος	0,86	hist8	τελος	0,57	hist7	τελος	0,51	hist1	τελος	0,51
Δ11	comp5	τελος	2,65												
Δ11	comp5	αρχη	2,33												
Δ12	comp5	αρχη	2,54	comp 20	αρχη	1,5	hist7	αρχη	1,38	hist2	αρχη	1,19	hist2	αρχη	1,33

Πίνακας 7.3 Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου για κάμψη Δ1-Δ12 με χρονιοιστορίες

Συνέχεια πίνακα 7.3

ΙΣΟΓΕΙΟ	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDB $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$		
	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ			ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ $q=1.5$			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΘΗΝΑ 1999			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑ 1986			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΙΓΙΟ 1995		
Δ12	comp5	αρχη	2.54	comp 20	αρχη	1.5	hist7	αρχη	1.38	hist2	αρχη	1.19	hist2	αρχη	1.33
Δ12	comp5	αρχη	2.75	comp 20	αρχη	1.35	hist6	αρχη	1.15				hist3	αρχη	1.19
Δ12	comp5	τελος	2.27												
Δ12	comp5	τελος	1.26												
Δ13	comp5	αρχη	1.37	comp 20	τελος	0.69	hist8	τελος	0.7	hist8	αρχη	0.65	hist2	αρχη	0.69
Δ13	comp5	τελος	1.36												
Δ14	comp7	τελος	3.28	comp 20	τελος	1.45	hist3	τελος	1.33	hist2	τελος	1.02	hist2	τελος	1.33
Δ14	comp7	τελος	2.82	comp 20	τελος	1.41	hist6	τελος	1.35	hist7	τελος	1.15	hist3	τελος	1.28
Δ14	comp7	αρχη	2.55												
Δ14	comp7	αρχη	1.3												
Δ15	comp5	αρχη	1.21	comp 20	αρχη	0.4	hist2	τελος	0.3	hist3	τελος	0.28	hist1	τελος	0.3
Δ15	comp5	αρχη	1.14												
Δ15	comp5	τελος	1.53												
Δ16	comp5	αρχη	0.9	comp 20	τελος	0.52	hist6	τελος	0.49	hist5	τελος	0.46	hist3	τελος	0.47
Δ16	comp5	τελος	0.9												
Δ17	comp5	τελος	1.42	comp 20	τελος	0.47	hist6	τελος	0.36	hist3	τελος	0.31	hist3	τελος	0.31
Δ17	comp5	τελος	1.4												
Δ17	comp5	αρχη	1.56												

Πίνακας 7.4 Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου για κάμψη Δ12-Δ17 με χρονοιστορίες

Παρατηρούμε ότι η κρίσιμη χρονοιστορία είναι αυτή της Αθήνας 1999, που προκαλεί κάποιες μικρές ανεπάρκειες σε ορισμένα δοκάρια του ισογείου. Παρακάτω θα γίνει εκτεταμένη ανάλυση της αστοχίας των δοκών. Σε γενικές γραμμές μπορούμε να πούμε ότι υπάρχει μια μείωση κατά μέσο όρο 10%, περίπου στα εντατικά μεγέθη σε σχέση με την φασματική δυναμική ανάλυση και αυτό ωφείλεται πρωτίστως στην περαιτέρω μείωση των σεισμικών δυνάμεων εξαιτίας αύξησης της ιδιοπεριόδου στα 2,85 sec.

Α ΟΡΟΦΟΣ	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ q=1.7		ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB β=10%		ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB β=10%		ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB β=10%		ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB β=10%	
	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ		ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ q=1.5		ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΘΗΝΑ 1999		ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑ 1986		ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΙΓΙΟ 1995	
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	Συνδυασμός φορτσής	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτσής	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτσής	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτσής	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτσής	λ κάμψη
K1	Comp 5	1,350	Comp 1	0,44	hist1	0,47	hist7	0,47	hist4	0,49
K2	Comp 8	0,92	Comp 20	0,49	hist7	0,53	hist5	0,55	hist8	0,59
K3	Comp 5	0,86	Comp 20	0,36	hist5	0,35	hist6	0,37	hist6	0,39
K4	Comp 5	1,120	Comp 20	0,69	hist2	0,69	hist6	0,77	hist4	0,79
K5	Comp 5	0,73	Comp 10	0,43	hist1	0,47	hist8	0,51	hist6	0,5
K6	Comp 7	0,99	Comp20	0,59	hist4	0,56	hist6	0,65	hist2	0,64
K7	Comp 7	1,140	Comp20	0,62	hist1	0,62	hist1	0,72	hist5	0,7
K8	comp 1	0,75	Comp10	0,41	hist3	0,44	hist5	0,51	hist1	0,5
K9	comp8	1,440	Comp20	0,62	hist8	0,69	hist5	0,7	hist2	0,68
K10	comp1	1,540	Comp 20	0,37	hist2	0,44	hist1	0,45	hist7	0,44
K11	comp1	1,410	Comp 20	0,57	hist2	0,66	hist3	0,68	hist7	0,68
K12	comp1	1,280	Comp1	0,53	hist4	0,57	hist1	0,54	hist2	0,55

Πίνακας 7.5 Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας υποστυλωμάτων Α ορόφου για κάμψη με χρονοιστορίες

Α ΟΡΟΦΟΣ	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ q=1.7			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB β=10%			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB β=10%			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB β=10%			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB β=10%		
	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ			ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ q=1.5			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΘΗΝΑ 1999			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑ 1986			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΙΓΙΟΥ 1995		
	Δοκός	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας
Δ1	comp1	αρχη	1,25	comp1	αρχη	0,71	hist2	αρχη	0,72	hist1	αρχη	0,65	hist8	αρχη	0,69
Δ2	comp1	τελος	1,26	comp1	τελος	0,69	hist4	τελος	0,7	hist6	τελος	0,64	hist6	τελος	0,63
Δ3	comp1	αρχη	1,36	comp1	αρχη	0,72	hist5	αρχη	0,72	hist4	αρχη	0,68	hist8	αρχη	0,73
Δ4	comp5	τελος	1,03	comp1	τελος	0,78	hist8	τελος	0,8	hist5	τελος	0,77	hist1	τελος	0,8
Δ5	comp1	αρχη	1,57	comp1	αρχη	0,76	hist1	αρχη	0,74	hist3	αρχη	0,69	hist7	αρχη	0,76
Δ5	comp1	αρχη	1,63												
Δ5	comp1	τελος	1,03												
Δ6	comp1	αρχη	1,09	comp1	τελος	0,88	hist8	τελος	0,88	hist6	τελος	0,85	hist1	τελος	0,89
Δ6	comp1	τελος	1,48												
Δ6	comp1	τελος	1,71												
Δ7	comp1	αρχη	1,66	comp1	αρχη	0,84	hist1	αρχη	0,774	hist2	αρχη	0,71	hist2	αρχη	0,69
Δ7	comp1	αρχη	1,9												
Δ7	comp1	τελος	1,4												
Δ8	comp1	αρχη	1,16	comp1	τελος	0,92	hist4	τελος	0,836	hist6	τελος	0,81	hist6	τελος	0,86
Δ8	comp1	τελος	1,19												
Δ8	comp1	τελος	1,92												
Δ9	comp5	αρχη	1,83												
Δ9	comp5	αρχη	1,92												
Δ9	comp5	τελος	2,12												
Δ9	comp5	τελος	1,42	comp 20	αρχη	0,85	hist1	αρχη	0,827	hist2	αρχη	0,75	hist8	αρχη	0,83
Δ10	comp5	τελος	0,91	comp 19	τελος	0,49	hist8	τελος	0,472	hist6	αρχη	0,45	hist3	τελος	0,48
Δ11	comp5	αρχη	1,59	comp 20	τελος	0,61	hist8	τελος	0,576	hist7	τελος	0,54	hist7	τελος	0,53
Δ11	comp5	τελος	1,65												
Δ11	comp5	τελος	1,63												
Δ12	comp5	αρχη	2,42	comp 20	αρχη	1,23	hist1	αρχη	1,27	hist6	αρχη	1,16	hist8	αρχη	1,28
Δ12	comp5	αρχη	2,46												
Δ12	comp5	τελος	1,84												
Δ12	comp5	τελος	1,13												
Δ13	comp5	αρχη	1,26	comp 20	τελος	0,73	hist8	τελος	0,72	hist7	αρχη	0,65	hist2	αρχη	0,7
Δ13	comp5	τελος	1,26												
Δ14	comp7	αρχη	1,82	comp 20	τελος	1,06	hist2	τελος	1,09	hist3	τελος	1,01	hist3	τελος	1,11
Δ14	comp7	αρχη	1,14												
Δ14	comp7	τελος	2,53												
Δ14	comp7	τελος	2,33												
Δ15	comp5	αρχη	1,25	comp 20	αρχη	0,67	hist3	αρχη	0,66	hist8	αρχη	0,59	hist6	αρχη	0,65

Πίνακας 7.6 Συγκριτικοί Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου για κάμψη με χρονιστορίες Δ1-Δ15

Συνέχεια πίνακας 7.6

Α ΟΡΟΦΟΣ	ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ $q=1.7$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$			ΕΠΕΜΒΑΣΗ ΜΕ ΜΟΝΩΤΗΡΕΣ HDRB $\beta=10\%$		
	ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ			ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ $q=1.5$			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΘΗΝΑ 1999			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΚΑΛΑΜΑΤΑ 1986			ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ ΑΙΓΙΟ 1995		
Δοκός	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	λ κάμψη
$\Delta 15$	comp5	αρχη	1,25	comp 20	αρχη	0,67	hist3	αρχη	0,66	hist8	αρχη	0,59	hist6	αρχη	0,65
$\Delta 15$	comp5	αρχη	1,36												
$\Delta 16$	comp5	αρχη	0,9	comp 20	τελος	0,56	hist8	τελος	0,543	hist3	τελος	0,52	hist1	τελος	0,55
$\Delta 16$	comp5	τελος	0,9												
$\Delta 17$	comp5	τελος	1,39	comp 20	τελος	0,71	hist2	τελος	0,675	hist3	τελος	0,65	hist5	τελος	0,64

Πίνακας 7.7 Συγκριτικοί δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου για κάμψη με χρονοιστορίες $\Delta 15$ - $\Delta 17$.

Παρακάτω ακολουθούν πίνακες αποκλειστικά για τις δοκούς ισογείου και Α ορόφου, όπου με πιο αναλυτικό και εποπτικό τρόπο δίνονται τα σημεία στα οποία αστοχούν οι δοκοί καθώς και τα εντατικά μεγέθη από τους συνδυασμούς φόρτισης, **για την χρονοιστορία του προσαρμοσμένου στο ελαστικό φάσμα σεισμού της Αθήνας το 1999**, μαζί με τις αντοχές σε κάμψη και διάτμηση.

Για την αντοχή σε διάτμηση οι υπολογισμοί έχουν γίνει από το τυπολογικό που δίνει ο ευρωκώδικας 2 σύμφωνα με τις σχέσεις 6.8, 6.9 και έχουν επιβεβαιωθεί από το στατικό πακέτο ΡΑΦ. Τα υπολογιστικά φύλλα με τους υπολογισμούς των τεμνουσών αντοχής δεν έχουν ενσωματωθεί στην παρούσα εργασία. Δεν έχουν ληφθεί επίσης υπόψιν, οι λοξοί σπλισμοί που έχουν τα δοκάρια κοντά στις στηρίξεις σύμφωνα με τον παλιότερο κανονισμό σκυροδέματος της εποχής εκείνης. Για την αντοχή σε κάμψη οι υπολογισμοί έχουν γίνει μέσω των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης του χώρου αντοχής των διατομών του στατικού προγράμματος ΡΑΦ.

ΙΣΟΓΕΙΟ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $\beta=0.10$ Αθήνα 99 T=2.95 ETABS									
Δοκος	Συνδυασμός φορτσης	Θεση αστοχιας	Med3	Mrd3	λ Κάμψη	Ved max	Vrdmax	Vrds	λ διατμηση
Δ1	hist 5	αρχη	-31,5	-90,42	0,35	44,92	322,84	89,06	0,50
Δ2	Hist 3	τελος	-33,31	-90,42	0,368	44,61	322,84	89,06	0,50
Δ3	hist1	αρχη	-67,57	-76,29	0,886	78,12	322,84	89,06	0,88
Δ4	hist3	τελος	-68,84	-76,29	0,902	78,47	322,84	89,06	0,88
Δ5	hist2	αρχη	-68,5	-76,29	0,9	78,8	322,84	89,06	0,88
Δ6	hist4	τελος	-71,02	-76,29	0,93	78,02	322,84	89,06	0,88
Δ7	hist1	αρχη	-32,7	-90,42	0,362	47,5	322,84	89,06	0,53
Δ8	hist4	τελος	-76,25	-88,9	0,86	79,29	322,84	89,06	0,85
Δ9	hist7	αρχη	-62,959	-48,76	1,29	73,1	322,84	89,06	0,82
Δ9	hist4	αρχη	39,953	30,51	1,31	73,1	322,84	89,06	0,82
Δ10	hist8	τελος	-65,208	-141,48	0,46	53,51	322,84	89,06	0,60
Δ11	hist8	τελος	-27,7	-48,76	0,57	67,03	322,84	89,06	0,75
Δ12	hist7	αρχη	-67,252	-48,76	1,38	74,89	322,84	89,06	0,84
Δ12	hist6	αρχη	35,291	30,77	1,15	74,89	322,84	89,06	0,84
Δ13	hist8	τελος	-99,162	-141,48	0,7	80,12	322,84	89,06	0,90
Δ14	hist3	τελος	40,807	30,77	1,33	74,35	322,84	89,06	0,83
Δ14	hist6	τελος	-65,783	-48,76	1,35	74,35	322,84	89,06	0,83

Πίνακας 7.8 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογειου κάμψης-διατμησης για την χρονοιστορία του σεισμού του Αθήνα 99 Δ1-Δ14

Συνέχεια πίνακας 7.8

ΙΣΟΓΕΙΟ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $\beta=0.10$ Αθήνα 99 T=2.95 ETABS									
Δοκός	Συνδυασμός φορτίσης	Θεση αστοχίας	Med3	Mrd3	λ κάμψη	Ved max	Vrdmax	Vrds	λ διάτμηση
Δ15	hist2	τελος	-53,92	-179,83	0,3	47,09	322,84	89,06	0,53
Δ16	hist6	τελος	-90,796	-187,21	0,485	88,47	322,84	89,06	0,99
Δ17	hist6	τελος	-27,976	-77,8	0,36	78,02	322,84	89,06	0,88

Πίνακας 7.9 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου κάμψης-διάτμησης για την χρονοιστορία του σεισμού του Αθήνα 99 Δ15-Δ17

Παρατηρούμε ότι η κρίσιμη χρονοιστορία της Αθήνας 1999, προκαλεί κάποιες μικρές καμπτικές ανεπάρκειες, σε ορισμένα δοκάρια του ισογείου. Στα υποστυλώματα δεν παρατηρείται καμμία ανεπάρκεια.

Βλέπουμε ότι στα δοκάρια ισογείου Δ9-Δ12-Δ14 οι αστοχίες του κάτω μέρους των δοκών έχει δείκτες ανεπάρκειας **1.31, 1.15, 1.33** αντίστοιχα για τα τρία δοκάρια. Οι αστοχίες του πάνω μέρους όπως έχουμε πει παραπάνω αίρονται, από την συμπεριφορά της δοκού σαν πλακοδοκός και με την συμμετοχή των οπλισμών της πλάκας. Οι αντίστοιχοι λόγοι ανεπάρκειας για την φασματική ανάλυση με μονωτήρες HDRB $\beta=10\%$ είναι 1.42, 1.50, 1.45 αντίστοιχα και **βλέπουμε μια μείωση των εντατικών μεγεθών της τάξεως περίπου του 10 %.**

Α ΟΡΟΦΟΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $\beta=0.10$ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΕΣ ΑΘΗΝΑ 99 ETABS									
Δοκος	Συνδυασμος φορτσης	Θεση ασοχιας	Med3	Mrd3	λ Καμψη	Ved max	Vrdmax	Vrds	λ διατμηση
Δ1	hist2	αρχη	-45721	-63,29	0,72	46,14	322,84	89,06	0,52
Δ2	hist4	τελος	-44125	-63,29	0,7	45,85	322,84	89,06	0,51
Δ3	hist5	αρχη	-54968	-76,29	0,72	63,64	322,84	89,06	0,71
Δ4	hist8	τελος	-60939	-76,29	0,8	71	322,84	89,06	0,80
Δ5	hist1	αρχη	-56158	-76,29	0,74	65,61	322,84	89,06	0,74
Δ6	hist8	τελος	-67159	-76,29	0,88	64,84	322,84	89,06	0,73
Δ7	hist1	αρχη	-48968	-63,29	0,774	46,51	322,84	89,06	0,52
Δ8	hist4	τελος	-75961	-90,84	0,836	80,35	322,84	89,06	0,90
Δ9	hist1	αρχη	-52346	-63,29	0,827	60,03	322,84	89,06	0,67
Δ10	hist8	τελος	-66783	-141,48	0,472	54,08	322,84	89,06	0,61
Δ11	hist8	τελος	-36,44	-63,29	0,576	57,51	322,84	89,06	0,40
Δ12	hist1	αρχη	-62,117	-48,76	1,27	67,35	322,84	89,06	0,62
Δ13	hist8	τελος	-101,477	-141,48	0,72	79,22	322,84	89,06	0,89
Δ14	hist2	τελος	-53,294	-48,76	1,09	58,77	322,84	89,06	0,66
Δ15	hist3	αρχη	-41,456	-63,29	0,66	45,85	322,84	89,06	0,51

Πίνακας 7.10 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου κάμψης-διάτμησης για την χρονοιστορία του σεισμού του Αθήνα 99 Δ1-Δ15

Συνέχεια πίνακας 7.10

Α ΟΡΟΦΟΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ $\beta=0.10$ χρονιοστορίες Αθήνα 99 ETABS									
Δοκος	Συνδυασμος φορτσης	Θεση αστοχιας	Med3	Mrd3	λ Καμψη	Ved max	Vrdmax	Vrds	λ διατμηση
Δ15	hist3	αρχη	-41,456	-63,29	0,66	45,85	322,84	89,06	0,51
Δ16	hist8	τελος	-97,991	-180,31	0,543	89,88	322,84	89,06	1,01
Δ17	hist2	τελος	-42,709	-63,29	0,675	72,64	322,84	89,06	0,82

Πίνακας 7.11 Δείκτες ανεπάρκειας δοκών Α ορόφου κάμψης-διάτμησης για την χρονιοστορία του σεισμού του Αθήνα 99 Δ15-Δ17

Και οι δυο ανεπάρκειες των δοκών Δ12, Δ 14 του Α ορόφου είναι στο πάνω μέρος της δοκού οπου λειτουργεί σαν πλακοδοκός και συμμετέχουν οι οπλισμοί της πλάκας με αποτέλεσμα οι ανεπάρκειες να αίρονται χωρις επέμβαση.

Ακολουθεί ο συγκριτικός πίνακας 7.12 των σχετικών μετακινήσεων των οροφών, από όλες τις χρονιοστορίες σε σχέση με την αρχική αποτίμηση του κτιρίου. Βλέπουμε ότι τα ποσοστά μείωσης των σχετικών μετακινήσεων των οροφών του σεισμικά μονωμένου κτιρίου σε σχέση με το κτίριο συμβατικής κατασκευής, στο πάνω μέρος του υποστυλώματος K5, είναι της τάξεως από 76% έως 88% στις δυο διευθύνσεις.

POINT 5	INTER STORY DRIFT BASE - STORY 1 DIR X	INTER STORY DRIFT BASE - STORY 1 DIR Y	INTER STORY DRIFT STORY 1 - STORY 2 DIR X	INTER STORY DRIFT STORY 1 - STORY 2 DIR Y	INTER STORY DRIFT STORY 2 - STORY 3 DIR X	INTER STORY DRIFT STORY 2 - STORY 3 DIR Y	INTER STORY DRIFT STORY 3 - STORY 4 DIR X	INTER STORY DRIFT STORY 3 - STORY 4 DIR Y	INTER STORY DRIFT STORY 4 - STORY 5 DIR X	INTER STORY DRIFT STORY 4 - STORY 5 DIR Y
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ q=1.7	0.0024	0.0027667	0.002933	0.003533	0.002433	0.0030333	0.0018	0.0023	0.0009667	0.0013
ΧΡΟΝΟ ΙΣΤΟΡΙΑ ΑΘΗΝΑ 1999	0.000533	0.000633	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003333	0.0002	0.00023	0.000133	0.000133
ΧΡΟΝΟ ΙΣΤΟΡΙΑ ΚΑΛΑΜΑΤΑ 1986	0.000533	0.000666	0.0004	0.000433	0.0003	0.000366	0.000233	0.000266	0.000133	0.000166
ΧΡΟΝΟ ΙΣΤΟΡΙΑ ΑΙΓΙΟ 1995	0.000533	0.000666	0.0004	0.000433	0.0003	0.000366	0.000233	0.000266	0.000133	0.000166
ΜΕΓΙΣΤΟ ΑΠΟ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΕΣ	0.00053	0.000666	0.0004	0.00043	0.0003	0.000366	0.00023	0.00027	0.000133	0.00017
ΠΟΣΟΣΤΟ ΜΕΙΩΣΗΣ ΣΕ ΣΧΕΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	77.8	75.9	86.4	87.7	87.7	87.9	87.1	88.4	86.2	87.2

Πίνακας 7.12 Σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων σημείου K5 για αποτίμηση με φασματική δυναμική ανάλυση και χρονοιστορίες

7.5 Έλεγχος μονωτήρων

Ο έλεγχος μονωτήρων περιλαμβάνει τους εξής παρακάτω ελέγχους σύμφωνα με το EN15129 Διατμητική παραμόρφωση από θλίψη, διατμητική παραμόρφωση από στροφή, διατμητική παραμόρφωση από μετακίνηση, και έλεγχος για το κρίσιμο φορτίο, όπως έγινε στην παράγραφο 6.2 της παρούσας διπλωματικής εργασίας, και παρουσιάζεται στους παρακάτω πίνακες. Η κρίσιμη χρονοιστορία είναι αυτή του σεισμού της Αθήνας 1999 και για αυτήν θα γίνει ο έλεγχος των μονωτήρων. Τα στοιχεία των πινάκων που δίνονται παρακάτω έχουν συμπυκνωθεί αρκετά και οι στήλες των πινάκων παρουσιάζουν τα τελικά αποτελέσματα.

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	ΚΡΙΣΙΜΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ	συνδυασμός φορτίσης	Fz,d Κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο από οείαμο ΚΝ	ΤΥΠΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΑΣ	μετακίνηση κατά x Ux * 1.5	μετακίνηση κατά y Uy * 1.5	Uxy,d=SQRT(UX*2+UY*2)	eccd=1.5*Fz,d /G*Af*S	μεγιστη παραμορφωση
K1	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST5 MIN	477,8	HDS450X196	-0,13125	-0,12555	0,1816	0,6784	0,6784
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST5 MIN	477,8	HDS450X196	-0,13125	-0,12555	0,1816	0,6784	
K2	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST1 MIN	526,22	HDS450X196	-0,1257	-0,12795	0,1794	0,9594	0,9594
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST3 MAX	527,22	HDS450X196	0,12585	0,06435	0,1413	0,8021	
K3	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST1 MIN	388	HDS450X196	-0,12435	-0,12855	0,1789	0,7055	0,7055
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST 7 MIN	421,24	HDS450X196	0,1179	0,06165	0,1330	0,6181	
K4	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST 5 MIN	743,2	HDS450X196	-0,12945	-0,12555	0,1803	1,36	1,36
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST6 MIN	746,14	HDS450X196	-0,1293	-0,08685	0,1558	1,21	
K5	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST5 MIN	1136,65	HDS450X196	-0,1299	-0,1245	0,1799	2,08	2,08
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST52MIN	1138,73	HDS450X196	-0,12465	-0,06795	0,1420	1,73	
K6	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST8 MAX	378,17	HDS450X196	0,1284	0,1227	0,1776	0,6833	0,8730
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST8 MIN	663	HDS450X196	-0,0642	-0,0852	0,1067	0,8730	
K7	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST 5 MIN	752,12	HDS450X196	-0,12945	-0,1239	0,1792	1,37	1,37
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST 5 MIN	752,12	HDS450X196	-0,12945	-0,1239	0,1792	1,37	
K8	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST 4 MAX	552,32	HDS450X196	0,12405	0,13005	0,1797	1,09	1,86
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST 3 MIN	1159,64	HDS450X196	-0,08535	-0,1284	0,1542	1,86	
K9	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST 8 MAX	384	HDS450X196	0,1284	0,1251	0,1793	0,6998	1,17
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST 1 MIN	653	HDS450X196	-0,11895	-0,12975	0,1760	1,17	
K10	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST 5 MIN	494	HDS450X196	-0,13125	-0,1236	0,1803	0,9049	0,9049
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST 4 MIN	495	HDS450X196	-0,0867	-0,06675	0,1094	0,6589	
K11	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST 4 MAX	420	HDS450X196	0,1248	0,12885	0,1794	0,7658	1,28
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST 2 MIN	675	HDS450X196	-0,12585	-0,0651	0,1417	1,28	
K12	ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ	HIST 4 MAX	323	HDS450X196	0,12405	0,1308	0,1803	0,5916	0,7186
	ΜΕΓΙΣΤΟ ΦΟΡΤΙΟ	HIST 4 MIN	547	HDS450X196	-0,0822	-0,06705	0,1061	0,7186	

Πίνακας 7.13 Έλεγχοι εφεδράνων από θλιπτικό φορτίο με χρονοιστορίες

Οι μετακινήσεις στην στήλη Ux και Uy έχουν πολλαπλασιαστεί επι συντελεστή ασφάλειας 1,5 σύμφωνα με τον EC-8, η πραγματική μετακίνηση του μονωτήρα στον στύλο K1 είναι $0.13125/1.5 = 0.0875$ για την διεύθυνση X, και $0.1255/1.5 = 0.0836$ για την διεύθυνση Y, που μας δίνει την τελική μετακίνηση του μονωτήρα στον στύλο K1 ίση με:

$D = \sqrt{(0.0875 * 0.0875 + 0.0836 * 0.0836)} = 0.121 < 0.122$ που είναι μικρότερη από την μέγιστη μετακίνηση για τον μονοβάθμιο ταλαντωτή που είχαμε υπολογίσει στην αρχή του κεφαλαίου αυτού.

ΤΥΠΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΑΣ	Διαμετρος D	Ux	Uy	Ux * 1.5	Uy * 1.5	Uxy,d μέγιστη μετακίνηση με τον κανονα τετραγωνικής ρίζας	ΠΑΧΟΣ ΕΛΑΣΤΟΜΕΡΟΥΣ	εφ,d
HDS450X196	0,45	-0,0875	-0,0837	-0,13125	-0,12555	0,18162	0,196	0,9266823
HDS450X196	0,45	-0,0838	-0,0853	-0,1257	-0,12795	0,17936	0,196	0,9151259
HDS450X196	0,45	-0,0829	-0,0857	-0,12435	-0,12855	0,178851	0,196	0,912510
HDS450X196	0,45	-0,0863	-0,0837	-0,12945	-0,12555	0,18033	0,196	0,92006
HDS450X196	0,45	-0,0866	-0,0830	-0,1299	-0,1245	0,179928	0,196	0,91800
HDS450X196	0,45	0,0856	0,0818	0,1284	0,1227	0,1776002	0,196	0,90612
HDS450X196	0,45	-0,0863	-0,0826	-0,12945	-0,1239	0,179188	0,196	0,914226
HDS450X196	0,45	0,0827	0,0867	0,12405	0,13005	0,1797	0,196	0,91696
HDS450X196	0,45	0,0856	0,0834	0,1284	0,1251	0,179266	0,196	0,914
HDS450X196	0,45	-0,0875	-0,0824	-0,13125	-0,1236	0,180287	0,196	0,91983
HDS450X196	0,45	0,0832	0,0859	0,1248	0,12885	0,1793804	0,196	0,91520

Πίνακας 7.14 Έλεγχοι εφεδράνων από οριζόντιες μετακινήσεις με χρονοιστορίες

Όλες οι τιμές της παραμόρφωσης από οριζόντιες μετακινήσεις θα πρέπει να είναι μικρότερες από 2.5.

υποστυλωμα	ΜΟΝΩΤΗΡΑΣ	αx στροφή ως προς τον άξονα X από τα εντάτικα μεγεθη rad	αy στροφή ως προς τον άξονα Y από τα εντάτικα μεγεθη rad	αx min ελαχιστη στροφή από τον κανονισμο ως προς τον άξονα X rad	αy min ελαχιστη στροφή από τον κανονισμο ως προς τον άξονα Y rad	αx τελικη στροφή ως προς τον άξονα X rad *1.5	αy τελικη στροφή ως προς τον άξονα Y rad *1.5	διαμετρος D	παχος μιας στρωσης ελαστομερους ti	συνολικο παχος ελαστομερους te	$\epsilon \min \alpha, d = (D-d) * (D-d)^* a / (2 * ti * \Sigma(ti))$ για κυκλικα εφεδρανα
K1	HDS450X196	0,00066	0,00069	0,003	0,003	0,004185	0,004395	0,45	0,0050	0,1920	0,632165
K2	HDS450X196	0,00092	0,00064	0,003	0,003	0,00399	0,00441	0,45	0,0050	0,1920	0,61949
K3	HDS450X196	0,00091	0,00068	0,003	0,003	0,00393	0,00438	0,45	0,0050	0,1920	0,612
K4	HDS450X196	0,00072	0,00097	0,003	0,003	0,0042	0,004305	0,45	0,0050	0,1920	0,626500
K5	HDS450X196	0,0008	0,00085	0,003	0,003	0,00396	0,004275	0,45	0,0050	0,1920	0,607008
K6	HDS450X196	0,00089	0,00092	0,003	0,003	0,00423	0,003975	0,45	0,0050	0,1920	0,60464
K7	HDS450X196	0,00071	0,00097	0,003	0,003	0,004665	0,005085	0,45	0,0050	0,1920	0,718821
K8	HDS450X196	0,00089	0,00085	0,003	0,003	0,004785	0,00501	0,45	0,0050	0,1920	0,721660
K9	HDS450X196	0,00071	0,00092	0,003	0,003	0,00435	0,00393	0,45	0,0050	0,1920	0,610663
K10	HDS450X196	0,00075	0,00071	0,003	0,003	0,00471	0,004785	0,45	0,0050	0,1920	0,699394
K11	HDS450X196	0,00096	0,00071	0,003	0,003	0,005025	0,004665	0,45	0,0050	0,1920	0,71422
K12	HDS450X196	0,00073	0,00089	0,003	0,003	0,00441	0,003795	0,45	0,0050	0,1920	0,60605

Πίνακας 7.15 Έλεγχοι εφεδρανων από στροφή με χρονοιστορίες

ε_{cd}	$\varepsilon_{\min \alpha, d}$	$\varepsilon_{q, d}$	$K_L=1$ έως 1.5	$\varepsilon_{t, d}=K_L * (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{\min \alpha, d} + \varepsilon_{q, d})$	επιτρεπόμενη $\varepsilon_{t, d}$
0.6784	0.805445527	0.926682383	1.5	3.6158	7
0.9594	0.829019372	0.915125976	1.5	4.0553	7
0.7055	0.832120655	0.91251002	1.5	3.6753	7
1.3618	0.843142411	0.920067941	1.5	4.6875	7
2.0783	0.838331777	0.918002479	1.5	5.7520	7
0.8730	0.855853548	0.906123742	1.5	3.9525	7
1.3700	0.842083521	0.914226955	1.5	4.6895	7
1.8699	0.848187714	0.916968961	1.5	5.4525	7
1.1705	0.836438828	0.914626309	1.5	4.3823	7
0.9049	0.817504756	0.919833332	1.5	3.9634	7
1.0284	0.840951901	0.915206614	1.5	4.1769	7

Πίνακας 7.16 Γενικοί έλεγχοι εφεδράνων με χρονοιστορίες

Σύμφωνα με τον κανονισμό θα πρέπει η τιμή του $\varepsilon_{t, d} = K_L * (\varepsilon_{c, d} + \varepsilon_{q, d} + \varepsilon_{a, d}) \leq 7$
Αρα έχουμε επάρκεια στην συνολική παραμόρφωση του μονωτήρα.

A/A	ΤΥΠΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΑΣ	Διαμετρος D	Μετρο διατμησης G	μετακινηση κατά X Ux	μετακινηση κατά γ Uy	$\text{SQRT}(U_X^2 + U_Y^2)$	$P_{cr} = 1.1 * G * A_r * D' * S / t_e$ ---- EN 15129	Ned, max < (P cr /2)	κατακορυφο φορτιο εφαρμογης απο σεισμικους συνδυασμους Ned max (kn)
1	HDS450X196	0.45	400.00	-0.09	-0.08	0.18	1715.60	857.80	477.00
2	HDS450X196	0.45	400.00	-0.08	-0.09	0.18	1765.70	882.85	527.00
3	HDS450X196	0.45	400.00	-0.08	-0.09	0.18	1770.34	885.17	422.00
4	HDS450X196	0.45	400.00	-0.09	-0.08	0.18	1756.94	878.47	747.00
5	HDS450X196	0.45	400.00	-0.09	-0.08	0.18	2296.89	1148.45	1139.00
6	HDS450X196	0.45	400.00	0.09	0.08	0.18	1781.68	890.84	663.00
7	HDS450X196	0.45	400.00	-0.09	-0.08	0.18	1767.29	883.65	753.00
8	HDS450X196	0.45	400.00	0.08	0.09	0.18	2419.31	1209.65	1160.00
9	HDS450X196	0.45	400.00	0.09	0.08	0.18	1766.58	883.29	653.00
10	HDS450X196	0.45	400.00	-0.09	-0.08	0.18	1757.35	878.68	495.00
11	HDS450X196	0.45	400.00	0.08	0.09	0.18	1765.56	882.78	674.00
12	HDS450X196	0.45	400.00	0.08	0.09	0.18	1757.51	878.76	547.00

Πίνακας 7.17 Έλεγχος για κρίσιμο φορτίο λυγισμού με χρονοιστορίες.

Όπου $P_{cr} = \lambda * G * A_r * a' * S / T_q$ είναι το κρίσιμο φορτίο λυγισμού από την σχέση 3.99 κεφ 3

Πρέπει $N_{Ed,max} < P_{cr}/2$ σχέση (3.98) κεφ 3, εδώ βλέπουμε ότι ισχύει, άρα έχουμε επάρκεια σε θλιπτικό φορτίο.

Κατά συνέπεια υπάρχει επάρκεια σε όλους τους ελέγχους.

7.6 Συμπεράσματα

Παρατηρούμε ότι με την προσθήκη σεισμικής μόνωσης στο υπό μελέτη κτίριο η εικόνα αστοχίας των δοκών και των υποστυλωμάτων μεταβάλλεται σχεδόν καθολικά.

Έγινε επιλογή των μονωτήρων υψηλής απόσβεσης $\beta=10\%$ HDRB, και μέσω των σχέσεων που δίνει ο Kelly, υπολογίστηκαν οι ελατηριακές σταθερές των μονωτήρων ώστε να ενσωματωθούν στην ανάλυση που επακολούθησε.

Έγινε διερεύνηση αν είναι εφικτό, να γίνει χρήση μονωτήρων LRB και κατόπιν ανάλυσης του διαγραμμικού μοντέλου προσομοίωσης, κρίθηκε ότι αυτοί οι μονωτήρες δεν ταιριάζουν με τα χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου κτιρίου.

Έγιναν αναλύσεις με δυο στατικά λογισμικά, το διεθνές ETABS και το Ελληνικό πρόγραμμα δυναμικής ανάλυσης ΡΑΦ του τεχνικού οίκου λογισμικού ΤΟΛ.

Έγιναν οι **αρχικές επιλύσεις με $q=1$** , και με τα δυο προγράμματα όπως προτάσσει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ενώ **ακολούθησαν και άλλες δυο επιλύσεις με $q=1.7$** , ώστε να ολοκληρωθεί η αποτίμηση του κτιρίου, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κατόπιν αυτού, τα αποτελέσματα έδειξαν, καθολική αστοχία σε αρκετούς ορόφους τόσο σε δοκάρια όσο και σε υποστυλώματα. Και τα δυο προγράμματα έδειξαν τις ίδιες βλάβες, και τα αποτελέσματα, παρότι δεν ταυτίζονται είναι κοντά μεταξύ τους.

Σύμφωνα με τον κανονισμό επεμβάσεων, έπρεπε να γίνει ενίσχυση της κατασκευής καθολική σε ολόκληρο το κτίριο, κάτι το οποίο θα καθιστούσε αυτό ανενεργό, για μεγάλο χρονικό διάστημα ενώ το κόστος της επέμβασης, παρότι δεν έχει εξεταστεί θα ήταν αρκετά υψηλό, μαζί με το κόστος από ενοίκια, και μεταφορές εξοπλισμού για την στέγαση των επαγγελματιών δραστηριοτήτων που φιλοξενούσε το συγκεκριμένο κτίριο.

Η λύση που δώθηκε ήταν να τοποθετηθούν στο ισόγειο, οι πιο πάνω περιγραφόμενοι μονωτήρες. Έγιναν **άλλες δυο επιλύσεις με το πρόγραμμα ETABS**, μια δυναμική φασματική ανάλυση, και μια μη γραμμική ανάλυση χρονιστορίας, με τα επιταχυνσιογραφήματα της Αθήνας 1999, Καλαμάτας 1987, Αίγιο 1995, όπου και οι δυο αναλύσεις, συγκλίνουν στα ίδια συμπεράσματα :

Καθολική άρση της αστοχίας τόσο σε δοκούς, όσο και σε υποστυλώματα εκτός από τρία δοκάρια ισογείου Δ9,Δ12,Δ14, που χρήζουν στατικής ενίσχυσης σε ένα από τα δύο τους κάτω άκρα. Χρησιμοποιήθηκαν μέσες τιμές δυσκαμψίας και απόσβεσης, χωρίς να λάβουμε υπόψιν μας τα ακρότατα αυτών των δύο μεταβλητών, γιατί το επιτρέπει ο κανονισμός για κτίρια κατηγορίας II.

Πρέπει να τονίσουμε ότι η επεξεργασία των αποτελεσμάτων, τόσο για την φασματική δυναμική ανάλυση όσο και για την ανάλυση χρονιστορίας, για το σεισμικά μονωμένο κτίριο που έγινε με το λογισμικό ETABS είναι ιδιαίτερα επίπονη, και χρονοβόρα, ενώ απαιτεί έλεγχο των αποτελεσμάτων των εντατικών μεγεθών, δοκών και υποστυλωμάτων ένα προς ένα για όλους του συνδυασμούς φόρτισης, με τις αντιστάσεις των διατομών τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση, που προκύπτουν από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του χώρου αντοχής των διατομών του λογισμικού ΡΑΦ.

Καταλήγοντας βλέπουμε ότι ένα κτίριο κατασκευασμένο την δεκαετία του 1970, με την προσθήκη μονωτήρων HDRB υψηλής απόσβεσης, μπορεί να αναβαθμιστεί αντισεισμικά σε μια νέα κατασκευή, που τηρεί πλέον όλες τις διατάξεις που επιβάλλονται από τους σύγχρονους κανονισμούς, και με αρκετή επάρκεια στα υποστυλώματα, τόσο σε κάμψη όσο και σε διάτμηση, χωρίς να χρειαστεί να μετακινηθεί, τόσο ο εξοπλισμός, όσο και το ανθρώπινο δυναμικό της επιχείρησης που στεγάζεται στο κτίριο. Οι εργασίες που θα γίνουν περιορίζονται μόνο στο ισόγειο και δεν επηρεάζουν τους υπολοίπους ορόφους.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Farad Naeim, James M. Kelly “Design of seismic isolated structure, from theory to practice ” JOHN WILEY & SONS, INC. 1999.
- [2] Ηλεκτρονική αναζήτηση : <https://www.google.com/patents/US932443>
- [3] Marshall Lew, John C. Bowman Jr. ”Case History of Seismic Base Isolation of a Building– The Foothill Communities Law and Justice Center” International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 1988.
- [4] Mihail A Garevski, James M Kelly And, Nikola V Zisi “Analysis of 3-d vibrations of the base isolated school building "pestalozzi" by analytical and experimental approach” 12WCEE.2000.
- [5] Ηλεκτρονική αναζήτηση: <http://www.pbs.org/wgbh/nova/next/tech/rubber-bearings-seismic-protection/>
- [6] Ηλεκτρονική αναζήτηση: <https://www.overaa.com/projects/oakland-city-hall>
- [7] Ηλεκτρονική αναζήτηση: <https://www.clarkconstruction.com/our-work/projects/pasadena-city-hall-upgrade-rehabilitation>
- [8] Forell/Elsesser Engineers, INC. Pasadena city hall Brochure
- [9] Alga technological thinking HDRB/LRB τεχνικά φυλλάδια
- [10] Ηλεκτρονική αναζήτηση: <http://www.stuff.co.nz/dominion-post/business/commercial-property/8001379/Office-revamp-shortlist-decided>
- [11] Ηλεκτρονική αναζήτηση: [https://en.wikipedia.org/wiki/William_Robinson_\(scientist\)](https://en.wikipedia.org/wiki/William_Robinson_(scientist))
- [12] Stavros A. Anagnostopoulos Professor of Structural Engineering, University of Patras, Patras, Greece “Applications of Seismic Base Isolation and Energy Dissipation Devices in Structures in Greece” 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Turkey, May 28-31, 2007.
- [13] Ioannis P. Christovasilis “Seismic Analysis of Liquefied Natural Gas Tanks” Research gate September 2006.

- [14] C. Giarlelis, C. Kostikas, E. Lamprinou, M. Dalakiouridou, “Dynamic behavior of a seismic isolated structure in Greece”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008, Beijing, China.
- [15] Christos Giarlelis, Jared Keen, Evlalia Lamprinou, Victoria Martin, Gerasimos Poullos, “Dynamic Behavior of the Seismically Isolated Snf Cultural Center in Athens”, 14th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures September 9-11- 2015 San Diego, Ca USA.
- [16] Χ. Γιαρλέλης, Χ. Κωστίκας, Ε. Λαμπρινού, “Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Δυναμική Συμπεριφορά Σεισμικά Μονωμένου Κτιρίου”, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα 2008.
- [17] P. Komodromos “ Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structure” witpress 2000.
- [18] Μιχαήλ Φαρδής “ Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος” Εκδόσεις Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο ΕΑΠ.
- [19] Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-Μέρος 1:2004 European Committee for Standardisation.
- [20] Αβραμίδη Ι.-Αθανατοπούλου Α.-Μορφιδη Κ.-Σέξτου Α., “ Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιρίων Ο/Σ και Αριθμητικά Παραδείγματα Ανάλυσης & Διαστασιολόγησης Σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες ”, Θεσσαλονίκη 2011.
- [21] Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo Pinto and Andre Plumier, Οδηγός Σχεδιασμού Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών, Εκδόσεις Κλειδάριθμος 2011.
- [22] Ι.Θ.Κατσιαδέλης “Δυναμική των κατασκευών” Τόμοι Ι,ΙΙ, Εκδόσεις Συμμετρία 2004.
- [23] Anil K. Chopra, “Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και Εφαρμογές στην Σεισμική Μηχανική”, Εκδόσεις Μ.Γκίουρδα 2010.
- [24] Masatsugu Shinohara, Junichi Sakai and Jun-ichi Hoshikuma “Seismic requirements for laminated elastomeric bearings and test protocol for verification”.
- [25] Γιάννης Ν. Ψυχάρης, “Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας Τεύχος 2”, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, ΕΜΠ Αθήνα 2015.
- [26] Γκάρζιος Χρήστος, Κάλλιος Αντώνης, “ Σεισμική Μόνωση Υφιστάμενων Κατασκευών” Εργασία.

- [27] Alireza Kamrava, “Seismic Isolators and their Types” Current World Environment 2015
- [28] Σπάχης Ανδρέας, “Έπιρροή αβεβαιοτήτων στη βέλτιστη χωροθέτηση συστημάτων σεισμικής μόνωσης”, Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ, Αθήνα Δεκέμβριος 2013
- [29] Ηλεκτρονική αναζήτηση http://www.kawakinct.co.jp/english/buildings/a_s01.html
- [30] M.C. Constantinou, A.S. Whittaker, Y. Kalpakidis, D.M. Fenz and G.P. Warn, “Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading” Technical Report MCEER-07-0012 August 27, 2007.
- [31] Zasiah Tfheem, Tanvir Ahmed Arafat, Amlan Chowdhury, and Ashique Iqbal “Seismic Isolation Systems in Structures- the State of Art Review” Proceedings of 11th Global Engineering, Science and Technology Conference 18 - 19 December, 2015, BIAM Foundation, Dhaka, Bangladesh, ISBN: 978-1-922069-92-4.
- [32] James M. Kelly and Maria Rosaria Marsico “Seismic Isolation and Protection Systems” The Journal of the Anti-Seismic Systems International Society (ASSISI) 2010
- [33] M. C. Constantinou, I. Kalpakidis, A. Filiatrault and R.A. Ecker Lay, “Lrfd-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators” Technical Report xxxx, Φεβρουάριος 2011.
- [34] Δημήτριος Ζ. Κόπανος, “Σεισμική Απόκριση Κατασκευών με Μόνωση Βάσης: Προγραμματισμός και Διαδικτυακή Εφαρμογή”, Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία ΑΠΘ 2013.
- [35] Bs En 1337-3:2005 “Structural Bearing part 3 Elastomeric Bearing”
- [36] Atc Laminated Elastomeric Bearing Applications Techniques des Caoutchoucs et des Plastiques 1 Rue des Gaillards, ZAC des Doucettes, 95140 Garges-lès-Gonesse, France.
- [37] European Standard En 15129 “Anti-seismic devices”.
- [38] Shahrokh Maalek Reza Akbari, S. Ziaei-Rad “Estimation of Elastomeric Bridge Bearing Shear Modulus Using Operational Modal Analysis” Researchgate January.
- [39] Setra Technical Guide Laminated Elastomeric Bearings March 2007.

- [40] 2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples, Fema P-751 / September 2012.
- [41] Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-10 2010.
- [42] 2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: FEMA P-750 / 2009 Edition.
- [43] 2003 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for new Building and Ather Structures : FEMA 450 / 2003 Edition.
- [44] IBC Structural/Seismic Design Manual Vol 1 2009 Edition.
- [45] Γιάννης Ψυχάρης Καθηγητής ΕΜΠ “Βασικές Διατάξεις Ευρωκωδικα 8 ” ΕΜΠ Αθήνα 2014.
- [46] Παναγιώτης Σ. Αντωνιάδης “Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κτιριακών Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος” Τόμος Α,Β Εκδόσεις 3DR.
- [47] Χρήστος Γ. Καραγιάννης “Σχεδιασμός Συμπεριφορά Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα Εναντι Σεισμού” Εκδόσεις Σοφία
- [48] A brief Guide to Seismic Desigh Factors, Structure Magazine September 2008
- [49] Ηλεκτρονική Αναζήτηση http://www.kawakinct.co.jp/english/buildings/a_s01.html
- [50] Ameena Rasheed, G Vasudevan “Seismic Control Using Base Isolation Strategy” International journal on Applications in Civil and Enviornmental Engineering February 2015 Volume 1 : Issue 2.
- [51] 2003 NEHRP Recommended Seismic Provisions:Design Examples, FEMA P-451 / August 2006.
- [52] ΡΑΦ Εγχειρίδιο Τεκμηρίωσης Αντισεισμικής Ανάλυσης Κτιρίων Τεχνικός Οίκος Λογισμικού ΤΟΛ Μάιος 2014.
- [53] ΡΑΦ Εγχειρίδιο Τεκμηρίωσης ΟΣΚ Τεχνικός Οίκος Λογισμικού ΤΟΛ, Ιούνιος 2009.
- [54] Ηλεκτρονική αναζήτηση <http://ntst-aegean.teipir.gr/>

[55] Λαρέζου Νικολέτα “Ανασχεδιασμός Προκατασκευασμένης Γέφυρας της Εγνατίας Οδού” ΑΠΘ 2010.

[56] Αρσινόη Α. Δασκαλαντωνάκη, “Εφαρμογή Σεισμικής Μόνωσης σαν Μέθοδος Σεισμικής Αναβάθμισης Υφιστάμενης Γέφυρας” Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ Αθήνα 2009.

[57] Υπουργείο Περιβάλλοντος Χωροταξίας και Δημοσίων Έργων, Γενική Διεύθυνση Δημοσίων Έργων, Διεύθυνση Μελετών Έργων Οδοποιίας. ‘Οδηγίες για Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση’ Ιούνιος 2007.