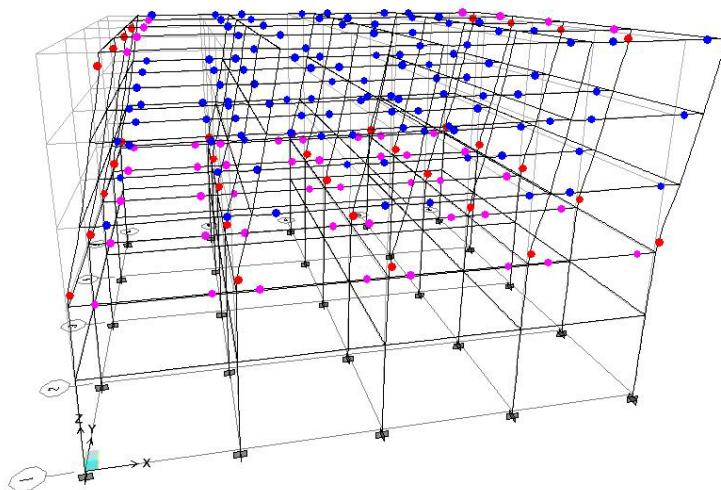




ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ
Τομέας Μηχανικής και Τεχνολογίας Υλικών &
Κατασκευών



ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΜΜΕΙΚΤΩΝ
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ
ΒΑΣΗΣ ΓΙΑ ΙΣΧΥΡΕΣ ΕΛΑΦΙΚΕΣ ΚΙΝΗΣΕΙΣ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Ελένη Αθ. Χατζήνα

Πολιτικός Μηχανικός

Εξεταστική Επιτροπή

Προβιδάκης Κων/νος, Αναπληρωτής Καθηγητής (Επιβλέπων)

Σταυρουλάκη Μαρία, Λέκτορας

Τσομπανάκης Ιωάννης, Επίκουρος Καθηγητής

Χανιά, Σεπτέμβριος 2006

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή εκπονήθηκε στα πλαίσια του μεταπτυχιακού προγράμματος του τομέα Μηχανικής, του Τμήματος Επιστημών του Πολυτεχνείου Κρήτης. Στην εργασία αυτή πραγματοποιείται μια παραμετρική μελέτη στη συμπεριφορά σύμμεικτων κτιρίων με συστήματα σεισμικής μόνωσης στη βάσης τους, που διεγείρονται από έντονες σεισμικές εδαφικές κινήσεις και αναλύονται με την ελαστική και την ανελαστική στατική μέθοδο. Στόχος της επιλογής του συγκεκριμένου θέματος ήταν η προσέγγιση επίκαιρων θεμάτων στον τομέα των κατασκευών. Η έλλειψη επαρκούς έρευνας στο συγκεκριμένο θέμα οδήγησε στη σύνταξη αυτής της εργασίας.

Ευχαριστώ τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής :

- Σταυρουλάκη Μαρία, Λέκτορα Πολυτεχνείου Κρήτης,
- Τσομπανάκη Ιωάννη, Επίκουρο Καθηγητή Πολυτεχνείου Κρήτης,

για την υποστήριξη και τις πολύτιμες συμβουλές που μου παρείχαν κατά τη διάρκεια εκτέλεσης του έργου.

Ευχαριστώ θερμά τον καθηγητή μου,

- Προβιδάκη Κωνσταντίνο, Αναπληρωτή Καθηγητή Πολυτεχνείου Κρήτης,

για τη διαρκή και πολύτιμη καθοδήγησή του κατά την εκπόνηση και συγγραφή της παρούσας εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Πολιτικό Μηχανικό Ιωάννη Ξηρογιάννη για τις χρήσιμες συμβουλές και τη βοήθεια που μου παρείχε στην κατανόηση και την ορθή προσέγγιση του θέματος.

Ε. Α. Χατζήνα
Χάνια, 2006

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η πραγματοποιηθείσα παραμετρική διερεύνηση αναφέρεται στη μελέτη της συμπεριφοράς δύο τύπων σύμμεικτων κτιρίων στα οποία εφαρμόζονται συστήματα σεισμικής μόνωσης στη βάση τους και τα οποία διεγείρονται με ισχυρές εδαφικές κινήσεις, τέτοιες ώστε να θεωρείται ότι βρίσκονται κοντά σε σεισμικό ρήγμα. Τα συστήματα μόνωσης που ερευνήθηκαν απαρτίζονται από ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου. Τα εν λόγω δομικά συστήματα υπόκεινται σε ελαστική και ανελαστική στατική ανάλυση (*Pushover Analysis*).

Αρχικά, μελετάται η συμπεριφορά των σύμμεικτων κτιρίων με την ελαστική και ανελαστική στατική ανάλυση όταν αυτά είναι πακτωμένα στη βάση τους. Στη συνέχεια εισάγονται συστήματα μόνωσης στη βάση των σύμμεικτων κτιρίων και μελετάται η συμπεριφορά τους έπειτα από τις ίδιες αναλύσεις. Η σεισμική διέγερση με την οποία γίνονται οι ανωτέρω αναλύσεις λαμβάνει υπ' όψιν ότι το κτίριο βρίσκεται πολύ κοντά στο σεισμικό ρήγμα (ισχυρή εδαφική κίνηση). Επιπρόσθετα, συγκρίνεται η σεισμική συμπεριφορά των δομικών συστημάτων με ή χωρίς την εφαρμογή συστημάτων μόνωσης στη βάση τους στην ελαστική και ανελαστική ανάλυση. Όσον αφορά την ανελαστική στατική ανάλυση γίνεται σύγκριση των πλαστικών αρθρώσεων που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια της εκτέλεσής της στα μονωμένα και μη δομικά συστήματα. Επίσης, συγκρίνεται η ικανότητα των συστημάτων αυτών να ανταποκριθούν στο σεισμό με τη χρήση του ελέγχου επιτελεστικότητας.

Τα εξεταζόμενα δομικά συστήματα είναι μη υφιστάμενες κατασκευές και προσομοιώνονται στο λογισμικό ETABS 2000 ver. 8.5.0. Η μέθοδος που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση των δομικών συστημάτων είναι αυτή των πεπερασμένων στοιχείων. Η προσομοίωση των μοντέλων γίνεται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία για τις δοκούς και τα υποστυλώματα, με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για τις πλάκες και με μη γραμμικά μέλη για την εισαγωγή των συστημάτων μόνωσης, τα οποία χαρακτηρίζονται από ιδιότητες υστερητικής ή ιξώδους συμπεριφοράς.

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις παραπάνω αναλύσεις παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον το οποίο σχετίζεται τόσο με τη μορφολογία και τον τύπο έδρασης των δομικών συστημάτων όσο και με τον τύπο της ανάλυσης.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	
ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	11
1.1 Εισαγωγή	11
1.2 Σύμμεικτες κατασκευές.....	12
1.2.1 Σύμμεικτες πλάκες.....	13
1.2.2 Σύμμεικτες δοκοί.....	16
1.2.3 Σύμμεικτα υποστυλώματα.....	21
1.2.4 Πλεονεκτήματα σύμμεικτων κατασκευών.....	24
1.3 Προκαταρκτικός σχεδιασμός συστημάτων σεισμικής μόνωσης.....	25
1.3.1 Ελαστομεταλλικά Εφεδράνα με Πυρήνα Μολύβδου (Lead Rubber Bearings – LRB).....	26
1.3.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφεδράνων τύπου LRB.....	30
1.3.1.2 Συμπεριφορά εφεδράνων τύπου LRB.....	33
1.3.1.2.1 Συντελεστής σχήματος S.....	35
1.3.1.2.2 Συμπεριφορά σε κατακόρυφη συμπίεση.....	36
1.3.1.2.3 Συμπεριφορά σε εφελκυσμό.....	39
1.3.1.2.4 Συμπεριφορά σε κάμψη.....	41
1.3.1.2.5 Λυγισμός σε απαραμόρφωτη θέση.....	42
1.3.1.2.6 Λυγισμός σε παραμορφωμένη θέση.....	43
1.3.1.2.7 Συμπεριφορά σε οριζόντια διάτμηση.....	44
1.3.1.3 Χαρακτηριστικές ιδιότητες ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου.....	45
1.4 Στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover analysis).....	50
1.4.1 Διαδικασία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....	51
1.4.1.1 Ικανότητα κατασκευής (Capacity Structure).....	51
1.4.1.2 Μετατόπιση-απαίτηση οροφής (Demand-Displacement Roof).....	54
1.4.1.2.1 Μέθοδος ικανοτικού φάσματος.....	54
1.4.1.2.1.1 Υπολογισμός ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης.....	59

1.4.1.2.1.2 Υπολογισμός ενεργού ιξώδους απόσβεσης.....	62
1.4.1.2.2 Μέθοδος συντελεστών.....	71
1.4.1.3 Έλεγχος επιτελεστικότητας (<i>Performance Check</i>).....	75
1.4.2 Εφαρμογές ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....	76
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	
ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	77
2.1 Εισαγωγή.....	77
2.2 Το δομικό σύστημα.....	78
2.3 Εφαρμογή συστημάτων μόνωσης βάσης.....	86
2.3.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings-LRB).....	86
2.4 Η σεισμική διέγερση.....	92
2.5 Στατική ανελαστική ανάλυση (<i>Pushover Analysis</i>).....	99
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	103
3.1 Εισαγωγή.....	103
3.2 Σεισμική απόκριση πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων σε ελαστική ανάλυση.....	105
3.2.1 Σεισμική διέγερση NFX.....	105
3.2.2 Σεισμική διέγερση NFY.....	111
3.3 Σεισμική απόκριση πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων σε ανελαστική στατική ανάλυση.....	116
3.4 Σύγκριση σεισμικής απόκρισης πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β.....	124
3.4.1 Ελαστική ανάλυση.....	124
3.4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση.....	128
3.5 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων.....	133
3.5.1 Σύγκριση καμπυλών τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής.....	133

3.5.2	Σύγκριση πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.....	139
3.5.3	Σύγκριση σημείων επιτελεστικότητας (<i>Performance Points</i>).....	160
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4		
	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	164
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	168
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α		
	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ.....	171
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β		
	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	174
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ		
	ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΜΟΝΩΣΗΣ ΜΕ LRB.....	177

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τις τελευταίες δεκαετίες έχει παρατηρηθεί ιδιαίτερη ανάπτυξη στον τομέα των κατασκευών. Οι σύγχρονες κατασκευές είναι πιο σύνθετες και πολύπλοκες απ' ό,τι στο παρελθόν έτσι ώστε να ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις του κοινωνικού συνόλου και να καλύπτουν τις ανάγκες του. Η εξέλιξη της τεχνολογίας, οι νέες μέθοδοι σχεδιασμού, οι νέοι τρόποι κατασκευής, τα εξελιγμένα υλικά και οι νέοι κανονισμοί έχουν βοηθήσει πολύ σε αυτήν την ανάπτυξη. Παράλληλα, ο πρόβλεπτος σχεδιασμός των κατασκευών, ώστε αυτές να επιβιώνουν στις συνέπειες ενός σεισμικού γεγονότος, αποτελεί θέμα μείζονος σημασίας για το δομοστατικό μηχανικό.

Στόχος των μέχρι σήμερα πραγματοποιούμενων ερευνών αποτελεί η αύξηση της αντισεισμικότητας των κατασκευών. Για το λόγο αυτό γίνεται προσπάθεια για κατασκευή δομικών έργων τα οποία έχουν την ικανότητα να ανθίστανται στις εδαφικές κινήσεις που αναπτύσσονται εξαιτίας ενός τυχαίου σεισμικού γεγονότος, ισχυρού ή μη. Αποτέλεσμα αυτής της προσπάθειας είναι η χρήση των σύμμεικτων κατασκευών οι οποίες αποτελούνται ως επί το πλείστον από χάλυβα και σκυρόδεμα. Τα δύο υλικά συνδυάζονται με τον καλύτερο δυνατό τρόπο ώστε να δώσουν ασφαλείς, λειτουργικές,

ανθεκτικές στο χρόνο και οικονομικές κατασκευές. Η χρήση των σύμμεικτων κατασκευών συνηθίζεται στις πιο προηγμένες χώρες και ξεκίνησε από την ανάγκη κάλυψης μεγάλων ανοιγμάτων στη γεφυροποιία και από την απαίτηση όλο και μεγαλύτερου ύψους στα κτίρια. Τα οικονομικά πλεονεκτήματα και η εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά των εν λόγω κατασκευών καθιστούν τη χρήση τους ως τη συνηθέστερη δομική λύση για μεγάλες κατασκευές όπως πολυώροφα κτίρια, εμπορικά κέντρα και γέφυρες μεσαίων ανοιγμάτων. Δυστυχώς στην Ελλάδα οι σύμμεικτες κατασκευές δεν έχουν γνωρίσει ακόμη ιδιαίτερη ανάπτυξη. Ωστόσο τα τελευταία χρόνια παρατηρείται κάποια αύξηση στη χρήση αυτών ιδιαίτερα σε μεγάλα έργα όπως είναι η γέφυρα του Ρίου-Αντίρριου και το κλειστό γυμναστήριο του ΟΑΚΑ. Σε αυτό έχει συμβάλει και η ανάπτυξη και τεκμηρίωση νέων κανονισμών και μεθόδων που αφορούν τη μελέτη των σύμμεικτων κατασκευών. Ο Ευρωκώδικας 4 [8] είναι ο κανονισμός που θεσπίστηκε για τις σύμμεικτες κατασκευές. Η χρήση του Ευρωκώδικα 4 σε συνδυασμό με τον Ευρωκώδικα 3, που αφορά τις σιδηρές κατασκευές, και τον Ελληνικό κανονισμό για τη μελέτη και εκτέλεση έργων από σκυρόδεμα είναι πλέον τα σημαντικότερα εργαλεία του Μηχανικού για τη μελέτη και εκτέλεση σύμμεικτων κατασκευών.

Εκτός όμως από τη συμβατική φιλοσοφία σχεδιασμού των κατασκευών, κατά την οποία επιδιώκεται η αύξηση της αντοχής τους, μια νέα μέθοδος έχει αναπτυχθεί η οποία επικεντρώνεται στη μείωση της επίδρασης του σεισμού στην κατασκευή. Η μέθοδος αυτή είναι γνωστή ως «σεισμική μόνωση βάσης» (*base or seismic isolation*) [14, 16, 17]. Βασική αρχή της τεχνικής μόνωσης βάσης είναι η «απομόνωση» της κατασκευής από το έδαφος έτσι ώστε να αποφευχθούν οι συνέπειες του σεισμικού γεγονότος. Η χρήση αυτής της μεθόδου στοχεύει στην τροποποίηση της επίδρασης του σεισμού, που αποτελεί μη ελεγχόμενο φαινόμενο, στην κατασκευή εμποδίζοντας τις μεταδιδόμενες κινήσεις από το έδαφος θεμελίωσης στην ανωδομή. Έτσι λοιπόν επιτυγχάνεται η μείωση των φορτίων που ασκούνται και των μετακινήσεων που αναπτύσσονται σε μια κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού φαινομένου. Η σεισμική μόνωση βάσης εφαρμόζεται κυρίως σε μεγάλες κατασκευές, οι οποίες πιθανόν να δεχθούν ισχυρές εδαφικές κινήσεις, με σκοπό την προστασία τους από τις αρνητικές συνέπειες ενός σεισμικού γεγονότος. Επίσης, πραγματοποιείται είτε με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (*Lead Rubber Bearings – LRB*) είτε με εφέδρανα εκκρεμούς – ολίσθησης (*Friction Pendulum System – FPS*). Στην παρούσα παραμετρική διερεύνηση

χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου και εφαρμόστηκαν, όπως προαναφέρθηκε, σε δύο τύπους σύμμεικτων κτιρίων. Σε πολλές περιπτώσεις εισάγεται επιπρόσθετη απόσβεση στα παραπάνω συστήματα σεισμικής μόνωσης ώστε να επιτευχθεί μείωση των μετατοπίσεων των κατασκευών, ιδιαίτερα σε συστήματα υψηλών περιόδων. Η χρήση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης βοηθά στη βελτίωση της συμπεριφοράς των κατασκευών στο σεισμό, η οποία τείνει να παραμείνει ελαστική σε περίπτωση μεγάλου σεισμού. Η ανάλυση, ο σχεδιασμός και η υλοποίηση των συστημάτων μόνωσης βάσης είναι δύσκολο να πραγματοποιηθούν εξαιτίας των πολύπλοκων σεισμικών κανονισμών [14, 16]. Παρά ταύτα, έχουν πραγματοποιηθεί πειράματα και μελέτες που βοηθούν στην ανάλυση, στο σχεδιασμό και στην υλοποίηση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Έτσι, έχει προκύψει πλούσια διεθνή βιβλιογραφία βάσει της οποίας γίνεται πλέον η μελέτη των κατασκευών με συστήματα μόνωσης στη βάση τους.

Έχοντας λοιπόν ως βασική ιδέα την ιδανική κατασκευή, η οποία θα είναι ικανή να ανταποκρίνεται στις σύγχρονες ανάγκες και απαιτήσεις της κοινωνίας και σε έντονες σεισμικές διεγέρσεις, χωρίς σοβαρές συνέπειες στο δομικό σύστημα, θεωρήθηκε ενδιαφέρουσα η σύσταση μιας μελέτης η οποία θα συνδυάζει τη χρήση σύμμεικτων κτιρίων με την εφαρμογή συστημάτων σεισμικής μόνωσης στη βάση τους. Για το λόγο αυτό στην παρούσα εργασία μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά δύο τύπων σύμμεικτων πενταόροφων κτιρίων στην περίπτωση που θεωρηθούν πακτωμένα στη θεμελίωση και στην περίπτωση που εφαρμοστεί σύστημα σεισμικής μόνωσης μεταξύ ανωδομής και θεμελίωσης. Τα παραπάνω κτίρια διεγείρονται κατά τις διευθύνσεις X και Y με σεισμό που βασίζεται στον κανονισμό UBC [27] και λαμβάνει υπ' όψιν ότι τα κτίρια βρίσκονται κοντά σε σεισμικό ρήγμα (*Near Fault earthquake*). Η ανάλυση που πραγματοποιείται είναι ελαστική και αποτελεί προσέγγιση της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης. Στη συνέχεια, τα ίδια δομικά συστήματα αναλύονται με την ανελαστική στατική μέθοδο (*Pushover Analysis*) η οποία λαμβάνει υπ' όψιν ελαστοπλαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων και δέχεται την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε αυτά. Πρέπει να σημειωθεί ότι, ως φόρτιση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκε ο σεισμός που περιγράφηκε παραπάνω κατά τη διεύθυνση X, ώστε να μελετηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου στην παραπάνω ανάλυση όταν αυτό βρίσκεται κοντά σε σεισμικό ρήγμα. Στόχος των ανωτέρω αναλύσεων είναι η μελέτη της σεισμικής απόκρισης των δομικών συστημάτων και αφορά τις σχετικές μετακινήσεις

του κέντρου μάζας βάσης-ανώτερων ορόφων (*story drifts*), τη μέγιστη τέμνουσα που εφαρμόζεται στη βάση και στην οροφή των κτιρίων, τις πλαστικές αρθρώσεις (*Plastic Hinges*) που αναπτύσσονται κατά τη εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και τα σημεία επιτελεσματικότητας (*Performance Points*) που προκύπτουν από αυτή.

Η παρούσα εργασία αναπτύσσεται σε τέσσερα κεφάλαια και τρία παραρτήματα. Το πρώτο κεφάλαιο αποτελείται από τρεις ενότητες σε κάθε μία από τις οποίες εκτίθεται κατά σειρά η θεωρητική βάση των σύμμεικτων κατασκευών, του προκαταρκτικού σχεδιασμού των εφαρμοζόμενων συστημάτων μόνωσης και της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, όπως αυτή αντλήθηκε από ποικίλες βιβλιογραφικές πηγές. Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφεται λεπτομερώς η υλοποιούμενη παραμετρική μελέτη και αφορά τα δομικά συστήματα, τα εφαρμοζόμενα συστήματα μόνωσης, τη σεισμική διέγερση και την ανελαστική στατική ανάλυση. Στο τρίτο κεφάλαιο εκτίθενται και σχολιάζονται τα αποτελέσματα της πραγματοποιούμενης μελέτης, οδηγώντας έτσι στη σύνθεση των ανάλογων συμπερασμάτων. Όσον αφορά τα παραρτήματα, στο πρώτο και δεύτερο εκτίθενται έννοιες που διευκολύνουν την κατανόηση επιμέρους θεμάτων, ενώ στο τρίτο παρουσιάζεται ομαδοποιημένα ο προκαταρκτικός σχεδιασμός των συστημάτων μόνωσης βάσης που χρησιμοποιούνται στην πραγματοποιούμενη παραμετρική διερεύνηση.

Η παρουσίαση των γνώσεων που απαιτούνται για τη περιγραφή βασικών εννοιών της δυναμικής των κατασκευών και την κατανόηση του σεισμικού φαινομένου, δεν κρίνεται απαραίτητη και ουσιαστική στην παρούσα εργασία, μια που θεωρείται δεδομένη και εκτίθεται πλούσια και λεπτομερώς σε πλήθος βιβλιογραφικών αναφορών.

Με την ολοκλήρωση της εργασίας αυτής επιτεύχθηκαν οι ακόλουθοι στόχοι:

- Μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς σύμμεικτων κτιρίων, με ή χωρίς Λ-συνδέσμους, με την ελαστική και ανελαστική μέθοδο ανάλυσης
- Κατανόηση της λειτουργίας των εφαρμοζόμενων συστημάτων μόνωσης
- Επιβεβαίωση της χρησιμότητας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Τέλος, κρίνεται απαραίτητη και αναγκαία η πρακτική επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων και συμπερασμάτων που εξάγονται από αυτή την εργασία, με στόχο

την απόκτηση περαιτέρω γνώσης επί του θέματος. Επομένως, αποτελεί κίνητρο η μελλοντική υλοποίησή της πρακτικής εφαρμογής με σκοπό την κατασκευή κτιρίων με αυξημένη αντισεισμική συμπεριφορά.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

1.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται παραμετρική διερεύνηση της επίδρασης των συστημάτων σεισμικής μόνωσης βάσης στη συμπεριφορά σύμμεικτου κτιρίου όταν αυτό υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση. Η επιλογή της σεισμικής διέγερσης γίνεται ώστε το κτίριο να θεωρείται ότι βρίσκεται πολύ κοντά σε σεισμικό ρήγμα (*Near Fault Earthquake*) και η ανάλυση που πραγματοποιείται είναι ελαστική. Αναφέρεται πως η σεισμική διέγερση που εφαρμόζεται βασίζεται στον κανονισμό UBC 1997 [27] και η ανάλυση που εκτελείται αποτελεί προσέγγιση της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης. Ακόμη, εξετάζεται η επίδραση των συστημάτων μόνωσης βάσης στη συμπεριφορά σύμμεικτου κτιρίου όταν αυτό αναλύεται με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (*Pushover Analysis*). Η μέθοδος αυτή ονομάζεται και *μέθοδος ανάλυσης σταδιακής εξώθησης*.

Στόχος αυτού του Κεφαλαίου είναι η περιγραφή του θεωρητικού υποβάθρου, αφενός μεν των δομικών στοιχείων, δηλαδή των σύμμεικτων κτιρίων και των συστημάτων σεισμικής μόνωσης, αφετέρου δε της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Για το λόγο αυτό, γίνεται διαχωρισμός του Κεφαλαίου σε τρεις ενότητες. Στην πρώτη ενότητα παρουσιάζονται: α) η μορφολογία των σύμμεικτων δομικών στοιχείων και β) οι χρήσεις των σύμμεικτων κτιρίων. Επίσης, γίνεται αναφορά στα πλεονεκτήματα των σύμμεικτων δομικών στοιχείων και των σύμμεικτων κτιρίων γενικότερα. Στη δεύτερη ενότητα περιγράφεται η μορφολογία των συστημάτων σεισμικής μόνωσης που χρησιμοποιούνται και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους. Επίσης, παρατίθεται η τυπολογία σύμφωνα με την οποία γίνεται ο προκαταρκτικός σχεδιασμός των συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Αναφέρεται ότι για την εφαρμογή των συστημάτων σεισμικής μόνωσης χρησιμοποιούνται ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου. Στην τρίτη ενότητα παρουσιάζεται το θεωρητικό υπόβαθρο και η διαδικασία εκτέλεσης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης που χρησιμοποιείται για την εκτέλεση της παρούσας παραμετρικής διερεύνησης. Η θεωρητική βάση της ελαστικής ανάλυσης καλύπτεται πλήρως από πλήθος βιβλιογραφικών αναφορών γι' αυτό και δεν κρίνεται απαραίτητη η περιγραφή της.

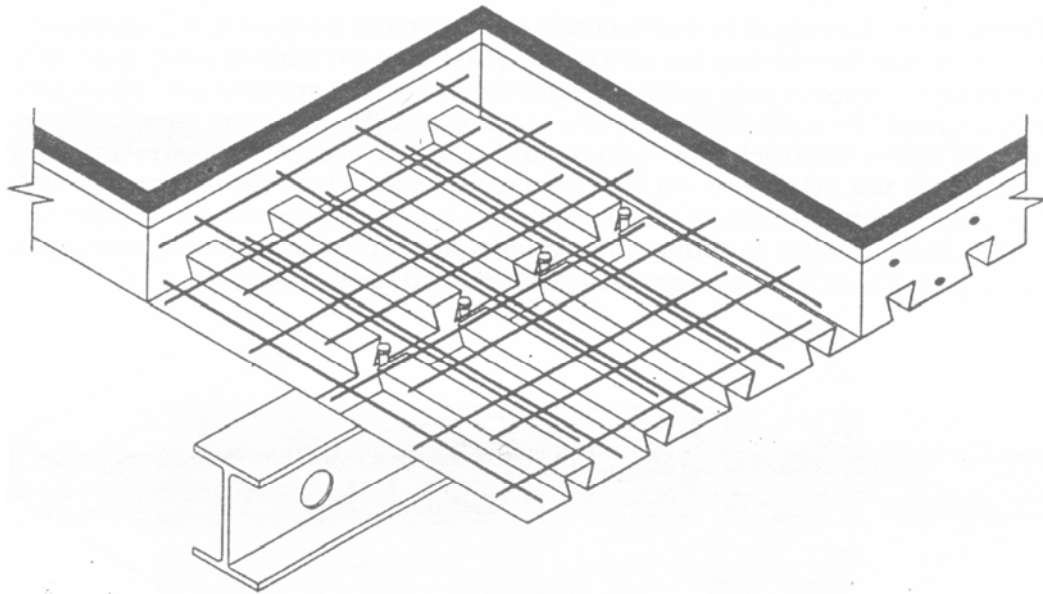
1.2 Σύμμεικτες κατασκευές

Σύμμεικτες κατασκευές είναι οι κατασκευές οι οποίες αποτελούνται από σύμμεικτες πλάκες, σύμμεικτες δοκούς ή σύμμεικτα υποστυλώματα. Τα υλικά που χρησιμοποιούνται κυρίως στις σύμμεικτες κατασκευές είναι ο χάλυβας και το σκυρόδεμα. Ο χάλυβας σε συνεργασία με το σκυρόδεμα δίνει τη μορφή των σύμμεικτων στοιχείων. Τα δύο υλικά συνδέονται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η καλύτερη συνεργασία τους και επομένως η βέλτιστη συμπεριφορά των κατασκευών στις ποικίλες φορτίσεις. Η σύνδεση πραγματοποιείται με μηχανικά μέσα τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και διατομής σκυροδέματος. Έτσι, παρεμποδίζεται η ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζεται η σύμμεικτη λειτουργία τους [2, 8]. Η μεθοδολογία προσδιορισμού των αντοχών των σύμμεικτων κατασκευών βασίζεται στον Ευρωκώδικα 4 [8]. Ωστόσο,

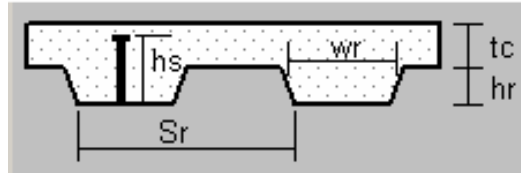
στόχος της παρούσας εργασίας δεν είναι η παρουσίαση των μεθόδων υπολογισμού των αντοχών γι' αυτό και δε γίνεται παρουσίαση αυτών.

1.2.1 Σύμμεικτες πλάκες

Οι σύμμεικτες πλάκες αποτελούνται συνήθως από στραντζαριστά χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Μια τυπική μορφή σύμμεικτης πλάκας με χαλυβδόφυλλα φαίνεται στο Σχήμα 1.1 ενώ στο Σχήμα 1.2 απεικονίζεται λεπτομερώς η διατομή της σύμμεικτης πλάκας με τις χαρακτηριστικές της διαστάσεις.



Σχήμα 1.1: Τυπική μορφή σύμμεικτης πλάκας οπλισμένη με σχάρα οπλισμών



Σχήμα 1.2: Χαρακτηριστικές διαστάσεις σύμμεικτης πλάκας

Τα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από εν ψυχρώ εξέλαση ταινιών χάλυβα. Τα πάχη τους κυμαίνονται από 0,5 έως και 2mm. Για την προστασία έναντι διάβρωσης προβλέπεται γαλβανισμός των επιφανειών τους. Η παραγωγή τους είναι συνεχής, ωστόσο κόβονται σε φύλα σε κατάλληλα μήκη για λόγους μεταφοράς. Βασικό στοιχείο σχεδιασμού τους αποτελεί η αντοχή τους κατά τη φάση κατασκευής. Ο προσδιορισμός της αντοχής των χαλυβδόφυλλων γίνεται με βάση προδιαγραφές και κανονισμούς για τη μελέτη χαλύβδινων στοιχείων με εν ψυχρώ διαμόρφωση. Τα ύψη τους κυμαίνονται συναρτήσει του ανοίγματος μεταξύ 45 και 75mm. Τα πλάτη του κάτω πέλματος κυμαίνονται μεταξύ 150 και 300mm. Τα χαλυβδόφυλλα απαντώνται είτε σε μορφή «χελιδονιού» είτε σε τραπεζοειδή μορφή. Οι αυλακώσεις των χαλυβδόφυλλων λειτουργούν ως οπλισμός της πλάκας προς τη διεύθυνση που είναι κάθετη σε αυτές. Συνήθως τοποθετείται τυπικός οπλισμός μόνο κατά τη διεύθυνση των αυλακώσεων για την παραλαβή φορτίων στη διεύθυνση αυτών. Ωστόσο, σε μερικές περιπτώσεις τοποθετείται σχάρα οπλισμών, για παραλαβή φορτίων και στις δύο διευθύνσεις, όταν η περίπτωση το απαιτεί. Ο τρόπος αυτός όπλισης φαίνεται στο Σχήμα 1.1 [2, 8].

Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμοποιούνται ως βασικό κατασκευαστικό στοιχείο των σύμμεικτων πλακών και εξασφαλίζουν τις ακόλουθες απαιτήσεις:

- Χρησιμεύουν ως επιφάνεια εργασίας παραλαμβάνοντας τα φορτία διάστρωσης
- Λειτουργούν ως διαφράγματα κατά τη διάρκεια της συναρμολόγησης και προστατεύουν τις σιδηροδοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού
- Εξαιτίας του μεγάλου μήκους τους επί περισσότερων δοκών εξασφαλίζουν τη λειτουργία μιας συνεχούς δοκού
- Δημιουργώντας σύμμεικτη δράση με την πλάκα, παραλαμβάνουν από κοινού τα ωφέλιμα φορτία

- Χρησιμεύουν στην ανάρτηση διαφόρων στοιχείων
- Κατανέμουν τις παραμορφώσεις λόγω συστολής ξήρανσης και εμποδίζουν μια εκτεταμένη ρηγμάτωση

Για την εξασφάλιση της σύμμεικτης λειτουργίας είναι απαραίτητη η εξασφάλιση της μεταφοράς της διαμήκους διάτμησης μεταξύ των μεταλλικών φύλλων και του σκυροδέματος. Αυτό γίνεται είτε με μηχανικό τρόπο μέσω πρόβλεψης κατάλληλων εγκοπών στα μεταλλικά φύλλα είτε μέσω τριβής όπου όμως θα πρέπει η αυλάκωση των φύλλων να είναι τέτοια, ώστε να περιορίζεται το σκυρόδεμα μεταξύ των αυλακώσεων για να αποφεύγεται η αποκόλληση του από την πλάκα. Στα άκρα της σύμμεικτης πλάκας, όπου αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες δυνάμεις διαμήκους διάτμησης, η αγκύρωση ενισχύεται είτε με πρόσθετους διατμητικούς συνδέσμους είτε με κατάλληλη παραμόρφωση του μεταλλικού φύλλου [2].

Η τοποθέτηση των χαλυβδόφυλλων γίνεται συνήθως κάθετα στις δοκούς. Η σύνδεση των χαλυβδόφυλλων με τις δοκούς γίνεται με τη βοήθεια των διατμητικών συνδέσμων ή αλλιώς των διατμητικών ηλών. Ειδικότερα οι διατμητικοί σύνδεσμοι συγκολλούνται δια μέσω των χαλυβδόφυλλων στα πέλματα των δοκών. Είναι απαραίτητο τα χαλυβδόφυλλα να είναι καθαρά και ελεύθερα από υγρασία. Επίσης πρέπει να απομακρυνθεί κάθε χρώμα και λοιπή επίστρωση από το πέλμα της σιδηροδοκού στη θέση της συγκόλλησης [2].

Κατά το στάδιο της κατασκευής γίνεται διάστρωση των χαλυβδόφυλλων τα οποία έρχονται από το εργοστάσιο σε κατάλληλα μήκη. Τα χαλυβδόφυλλα συνδέονται με τις δοκούς με κατάλληλους διατμητικούς συνδέσμους. Η μεταξύ τους σύνδεση γίνεται επίσης με διατμητικούς συνδέσμους με τη διαφορά ότι υπάρχει αλληλοκάλυψη μεταξύ των χαλυβδόφυλλων. Αρχικά τα χαλυβδόφυλλα παραλαμβάνουν από μόνα τους το φορτίο του σκυροδέματος, των εργατών και των εργαλείων που τοποθετούνται πάνω σε αυτά, εκτός από κάποιες ειδικές περιπτώσεις που απαιτείται ιδιαίτερη υποστήριξη. Τα παραπάνω φορτία μεταφέρονται στις δοκούς στις οποίες είναι συνδεδεμένα τα χαλυβδόφυλλα με αποτέλεσμα τη στροφή των κόμβων μεταλλικής δοκού-μεταλλικού υποστρώματος [3, 4]. Από τη στιγμή που γίνεται η σκλήρυνση του σκυροδέματος τα φορτία που δρουν στην πλάκα παραλαμβάνονται από το σκυρόδεμα. Σε αυτό το στάδιο τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως οπλισμός εφελκυσμού της πλάκας [3, 4]. Η ανάπτυξη

της σύμμεικτης δράσης μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος εξαρτάται από την επαρκή μεταφορά οριζόντιων διατμητικών δυνάμεων στη διεπιφάνεια μεταξύ των δύο υλικών. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητη η χρήση των διατμητικών συνδέσμων ώστε να εξασφαλίζεται η σύμμεικτη λειτουργία της πλάκας.

Οι σύμμεικτες πλάκες δέχονται φορτία κάθετα και παράλληλα στο επίπεδο τους. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως πλάκες ενώ στη δεύτερη ως διαφράγματα [4]. Για φορτία κάθετα στο επίπεδο τους λειτουργούν ως διέρειστες πλάκες. Από στατική άποψη λοιπόν οι σύμμεικτες πλάκες συμπεριφέρονται ως δοκοί για τις οποίες πρέπει να υπολογιστούν οι ροπές και οι τέμνουσες αντοχής καθώς και, επειδή πρόκειται για σύμμεικτα στοιχεία, η μεταφορά της διαμήκουσ διάτμησης. Στη συνέχεια αναφέρονται τα πλεονεκτήματα των σύμμεικτων πλακών έναντι των πλακών από σκυρόδεμα.

Πλεονεκτήματα σύμμεικτων πλακών

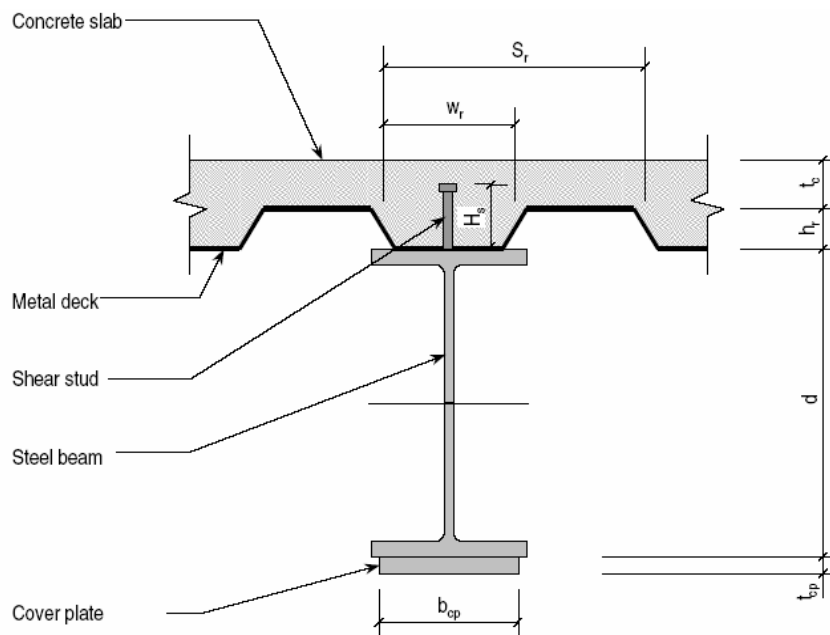
Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σύμμεικτων πλακών σε σχέση με τις πλάκες από σκυρόδεμα είναι τα ακόλουθα:

- Μικρότερος χρόνος κατασκευής εφόσον δεν απαιτείται η κατασκευή ξυλοτύπου
- Μείωση κόστους κατασκευής εξαιτίας της μείωσης του χρόνου κατασκευής
- Δυνατότητα κατασκευής μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Επίτευξη μικρότερων στατικών υψών
- Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς

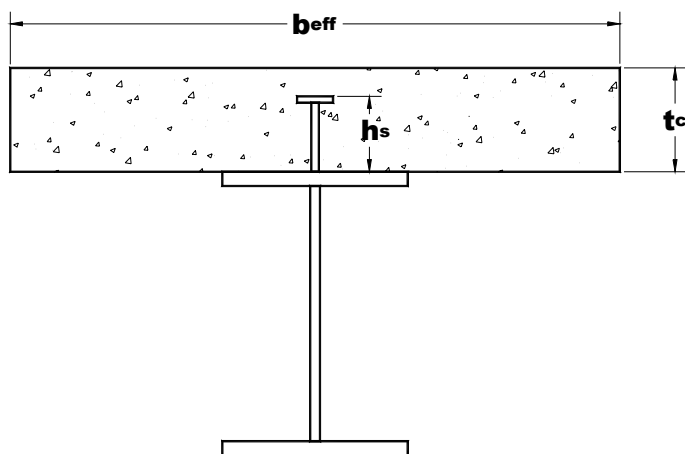
1.2.2 Σύμμεικτες δοκοί

Οι σύμμεικτες δοκοί αποτελούνται από σιδηροδοκούς και πλάκες από σκυρόδεμα οι οποίες είτε είναι σύμμεικτες είτε αποτελούνται μόνο από σκυρόδεμα. Η συνεργασία μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας επιτυγχάνεται με τη χρήση κατάλληλων διατμητικών συνδέσμων ώστε να αποφεύγεται η ολίσθηση μεταξύ της πλάκας και της σιδηροδοκού. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή σύμμεικτων δοκών είναι της μορφής **H** ή της μορφής **I**. Στα Σχήματα 1.3 και 1.4 φαίνονται οι τυπικές διατομές των

σύμμεικτων δοκών με σύμμεικτη πλάκα και με πλάκα από σκυρόδεμα αντίστοιχα. Οι διατομές των σιδηροδοκών είναι της μορφής **I** και **H** αντίστοιχα. Στα ίδια σχήματα φαίνονται και οι χαρακτηριστικές διαστάσεις των σύμμεικτων δοκών. Σε κάθε περίπτωση υπάρχει το ενεργό πλάτος της πλάκας το οποίο συμμετέχει στη σύμμεικτη δράση της διατομής. Σύμφωνα με μια μελέτη από τους Amadio et al [10] το ενεργό πλάτος της σύμμεικτης δοκού αυξάνεται με την αύξηση του φορτίου και πλησιάζει το συνολικό πλάτος της πλάκας λίγο πριν την κατάρρευση. Επίσης, βάσει του Ευρωκώδικα 4 [8] το ενεργό πλάτος της σύμμεικτης δοκού είναι ίσο με $L/8$ του συνολικού μήκους της δοκού με κάποιους περιορισμούς. Στο Σχήμα 1.3 φαίνεται η διατομή της σύμμεικτης δοκού η οποία αποτελείται από την πλάκα σκυροδέματος (*concrete slab*), το στραντζαριστό χαλυβδόφυλλο (*metal deck*), τον ήλο διάτμησης (*shear stud*), τη μεταλλική δοκό (*steel beam*) και το έλασμα ενίσχυσης (*cover plate*) του κάτω πέλματος. Το έλασμα ενίσχυσης χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το κάτω πέλμα της δοκού δεν επαρκεί τους ελέγχους αντοχής σε κάμψη. Σε περίπτωση υψηλής τιμής της διατμητικής δύναμης που ασκείται στη σύμμεικτη δοκό είναι εφικτή η προσθήκη ελασμάτων ενίσχυσης στον κορμό της σιδηροδοκού ώστε να αυξηθεί η αντοχή σε τέμνουσα της σύμμεικτης δοκού. Τα ελάσματα ενίσχυσης ενώνονται με τις σιδηροδοκούς με τη βοήθεια συγκολλήσεων. Υπάρχει κανονιστικό πλαίσιο βάσει του οποίου γίνονται οι συγκολλήσεις των μεταλλικών στοιχείων το οποίο βασίζεται στον Ευρωκώδικα 3. Επίσης σε ειδικές περιπτώσεις που προβλέπεται πυροπροστασία των σύμμεικτων δοκών, ανάλογα με το είδος της σύμμεικτης κατασκευής, τοποθετείται σκυρόδεμα στους κορμούς των σιδηροδοκών ώστε να αποφευχθεί η διάβρωση του χάλυβα σε περίπτωση πυρκαγιάς [2,8].

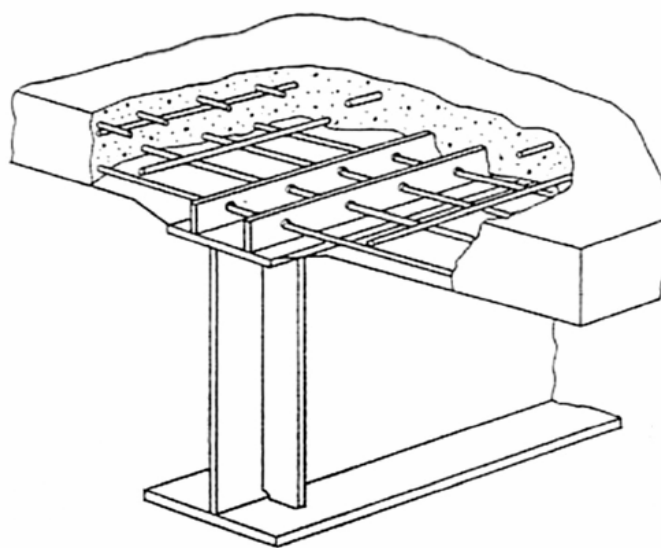


Σχήμα 1.3: Σύμμεικτη δοκός με σύμμεικτη πλάκα



Σχήμα 1.4: Σύμμεικτη δοκός με πλάκα από σκυρόδεμα

Στα Σχήματα 1.1 και 1.5 φαίνεται ο τρόπος όπλισης της πλάκας στην περίπτωση σύμμεικτων δοκών με σύμμεικτη πλάκα και πλάκα από σκυρόδεμα αντίστοιχα. Οι σύμμεικτες δοκοί με σύμμεικτη πλάκα χρησιμοποιούνται συνηθέστερα από τις σύμμεικτες δοκούς με πλάκα από σκυρόδεμα λόγω του μειωμένου χρόνου κατασκευής τους.



Σχήμα 1.5: Όπλιση πλάκας σε σύμμεικτη δοκό με πλάκα από σκυροδέμα

Κατά το στάδιο υλοποίησης των σύμμεικτων κατασκευών γίνεται μεταφορά φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς. Αρχικά οι μεταλλικές δοκοί παραλαμβάνουν το φορτίο του ιδίου βάρους τους και το φορτίο των χαλυβδόφυλλων ή το φορτίο του ξυλοτύπου, ανάλογα με το είδος της πλάκας με την οποία κατασκευάζεται το σύμμεικτο κτίριο. Επιπρόσθετα, οι εν λόγω δοκοί παραλαμβάνουν και άλλου τύπου φορτία όπως για παράδειγμα φορτία μηχανημάτων και εργατών. Η σιδηροδοκός πρέπει να είναι σχεδιασμένη ώστε να μπορεί να παραλάβει τα παραπάνω φορτία [3, 4]. Κατά την έγχυση του σκυροδέματος η σιδηροδοκός παραλαμβάνει εξ ολοκλήρου το φορτίο του υγρού σκυροδέματος, εφόσον δεν έχει επιτευχθεί ακόμη η σύμμεικτη δράση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος. Σε περιπτώσεις που η μεταλλική διατομή δεν είναι σχεδιασμένη ώστε να μπορεί να παραλάβει μόνη της το φορτίο του σκυροδέματος εφαρμόζεται υποστήριξη σε αυτή. Έπειτα από τη σκλήρυνση του σκυροδέματος επιτυγχάνεται η σύμμεικτη δράση μεταξύ των δύο υλικών, με την προϋπόθεση ότι παρεμποδίζεται η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος και τα δύο στοιχεία θεωρούνται πλέον πλήρως συνδεδεμένα μεταξύ τους. Η σύμμεικτη λειτουργία μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος επιτυγχάνεται με τη χρήση επαρκούς αριθμού διατμητικών ηλών τοποθετημένων σε κατάλληλες αποστάσεις. Επομένως η σύμμεικτη δοκός παραλαμβάνει ένα τμήμα μόνο από τα μόνιμα φορτία και όλα τα κινητά. Το ποσοστό των μόνιμων φορτίων που παραλαμβάνει η σύμμεικτη διατομή ονομάζεται και

βαθμός σύμμεκτης δράσης. Όσο πιο υψηλός είναι ο βαθμός σύμμεκτης δράσης τόσο πιο οικονομική είναι η σύμμεκτη διατομή. Όταν η μεταλλική διατομή υποστηρίζεται πλήρως κατά τη φάση κατασκευής μέχρι την πήξη του σκυροδέματος και την αποκατάσταση της σύμμεκτης δράσης τότε ο βαθμός της σύμμεκτης δράσης γίνεται 100% [2].

Ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών των σύμμεκτων δοκών γίνεται είτε με ελαστική είτε με πλαστική ανάλυση. Ωστόσο υπάρχει και η ενδιάμεση λύση στην οποία γίνεται ελαστική ανάλυση με μερική ανακατανομή ροπών [2].

Στην ελαστική ανάλυση η κατανομή των εντατικών μεγεθών γίνεται σύμφωνα με τις δυσκαμψίες των στοιχείων. Ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι την αστοχία. Τα εντατικά μεγέθη, οι παραμορφώσεις και οι αντιστάσεις υπολογίζονται σύμφωνα με την ελαστική μέθοδο. Γι' αυτό είναι απαραίτητη η κατά το δυνατόν καλύτερη εκτίμηση των δυσκαμψιών των σύμμεκτων δοκών. Οι δοκοί γενικά δέχονται θετικές και αρνητικές ροπές κάμψης. Όταν μια σύμμεκτη δοκός δέχεται αρνητική ροπή κάμψης τότε το σκυρόδεμα υπόκειται σε εφελκυσμό και επομένως, λόγω ρηγμάτωσης, δε συμβάλλει στην αντοχή και στη δυσκαμψία της διατομής. Για το λόγο αυτό υπάρχουν δύο δυσκαμψίες της ίδιας σύμμεκτης διατομής. Η αρηγμάτωση δυσκαμψία όπου το σκυρόδεμα της πλάκας βρίσκεται υπό θλίψη και είναι ενεργό, και η ρηγματωμένη δυσκαμψία όπου το σκυρόδεμα της πλάκας βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι ανενεργό [2].

Στην πλαστική ανάλυση η κατανομή των εντατικών μεγεθών γίνεται σύμφωνα με την αντοχή τους. Ο φορέας συμπεριφέρεται ελαστικά εκτός από τις διατομές που πλαστικοποιούνται. Υπάρχει πλήρης ανακατανομή της έντασης διότι, μόλις η ροπή σε μια διατομή φθάσει την πλαστική ροπή τότε η διατομή αυτή συμπεριφέρεται ως πλαστική άρθρωση και η ένταση ανακατανέμεται στον υπόλοιπο φορέα. Τα αποτελέσματα των δράσεων υπολογίζονται βάσει της θεωρίας ελαστικότητας ενώ οι αντιστάσεις βάσει της πλαστικής ανάλυσης. Στην περίπτωση δηλαδή της ροπής η δρώσα ροπή υπολογίζεται με ελαστική ανάλυση ενώ η ροπή αντοχής φτάνει την πλαστική ροπή της διατομής [2].

Στην ελαστική ανάλυση με μερική ανακατανομή ροπών ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνεται με την ελαστική ανάλυση, αλλά λόγω πλαστικοποιήσεων διατομών,

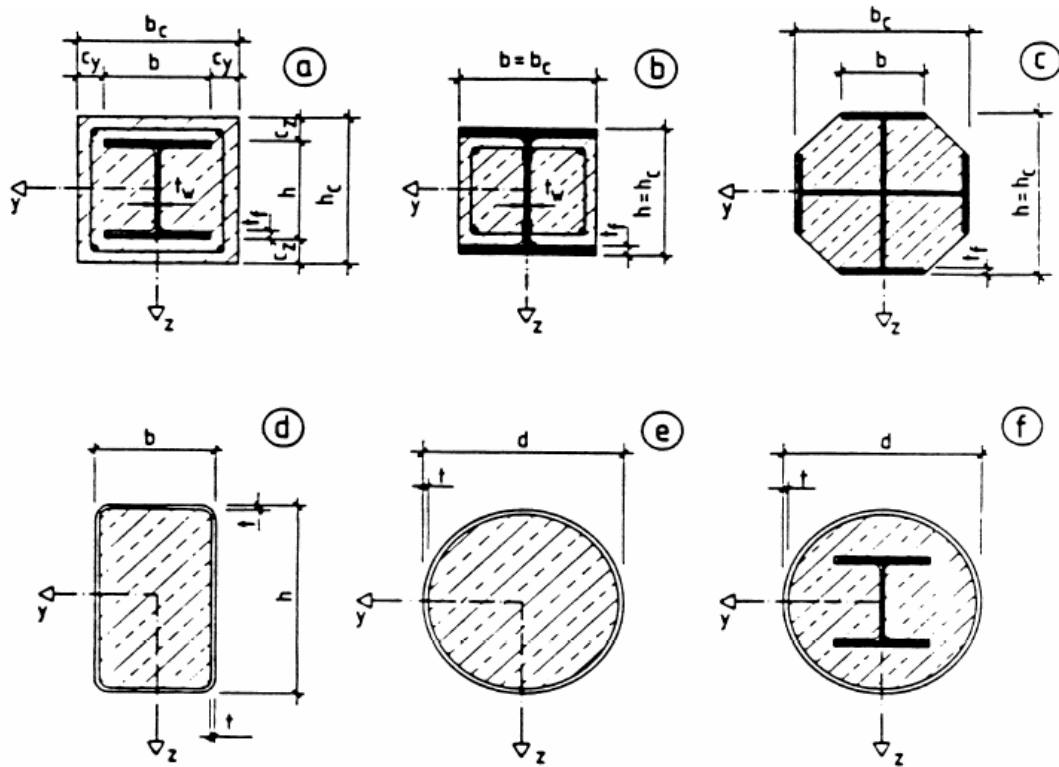
κυρίως στις στηρίξεις, επιτρέπεται ανακατανομή ροπών. Ειδικότερα γίνεται ανακατανομή ροπών από το στήριγμα στο άνοιγμα έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι συνθήκες ισορροπίας. Η ανακατανομή προϋποθέτει πλαστικοποίηση και στροφή της εντεινόμενης διατομής του φορέα από την οποία γίνεται ανακατανομή. Στη συνέχεια αναφέρονται τα πλεονεκτήματα των σύμμεικτων δοκών έναντι των δοκών από σκυρόδεμα [2].

Πλεονεκτήματα σύμμεικτων δοκών

- Μικρότερα στατικά ύψη και επομένως εξοικονόμηση ύψους στα κτίρια
- Μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με το μέγεθος
- Η συνεργασία των δύο υλικών ενισχύει την αντοχή της σύμμεικτης δοκού τόσο στον εφελκυσμό όσο και στη θλίψη
- Αύξηση της αντισεισμικότητας των κτιρίων εξαιτίας της υψηλής αντοχής των σύμμεικτων δοκών
- Δυνατότητα κατασκευής μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς τη χρήση ιδιαίτερα μεγάλων διατομών

1.2.3 Σύμμεικτα υποστυλώματα

Τα σύμμεικτα υποστυλώματα αποτελούνται από μερικώς ή πλήρως εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα χαλύβδινες ανοιχτές ή κλειστές διατομές. Στις περισσότερες περιπτώσεις σύμμεικτων υποστυλωμάτων χρησιμοποιείται επιπρόσθετος διαμήκης οπλισμός στο σκυρόδεμα είτε για λόγους αύξησης της αντοχής του υποστυλώματος είτε λόγους πυροπροστασίας. Τα σύμμεικτα υποστυλώματα απαντώνται κυρίως σε υψηλά κτίρια, εμπορικά κέντρα, γέφυρες και σε στέγαστρα γηπέδων για τη στήριξη αυτών. Ορισμένες ενδεικτικές μορφές σύμμεικτων υποστυλωμάτων με τις χαρακτηριστικές τους διαστάσεις φαίνονται στο Σχήμα 1.6.



Σχήμα 1.6: Τυπικές μορφές σύμμεικτων υποστυλωμάτων με τις χαρακτηριστικές τους διαστάσεις

Τα σύμμεικτα υποστυλώματα έχουν υψηλή αντοχή, δυσκαμψία και ολκιμότητα. Χρησιμοποιούνται τόσο σε συνήθεις περιπτώσεις όσο και για παραλαβή υψηλών αξονικών και διατμητικών δυνάμεων αλλά και ροπών. Επίσης η χρήση τους είναι σχεδόν αποκλειστική ως κατακόρυφα φέροντα στοιχεία υψηλών κτιρίων σε χώρες υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας όπως η Ιαπωνία. Η ύπαρξη σκυροδέματος στο σύμμεικτο υποστυλώμα εμποδίζει την ανάπτυξη τοπικού λυγισμού στο χάλυβα [5]. Η χαλύβδινη κοίλη διατομή προσφέρει την απαιτούμενη περίσφιξη στο σκυρόδεμα. Η συνεργασία χάλυβα και σκυροδέματος παρεμποδίζει την ανάπτυξη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού του χάλυβα. Σύμφωνα με τους Kilpatrick AE και Vijayarangan B [6] η αντοχή των σύμμεικτων υποστυλωμάτων μειώνεται όσο η λυγηρότητα αυξάνεται. Επίσης, σύμφωνα με τους Zeghiche και Chaoui [7] η ικανότητα παραλαβής φορτίου του σύμμεικτου υποστυλώματος μειώνεται με την αύξηση της λυγηρότητας της διατομής. Σε περίπτωση πυρκαγιάς τα σύμμεικτα υποστυλώματα προστατεύονται μέσω του σκυροδέματος. Δηλαδή το σκυρόδεμα που τοποθετείται μεταξύ των πελμάτων της χαλύβδινης διατομής ή το σκυρόδεμα που βρίσκεται εγκιβωτισμένο μέσα σε αυτή

προστατεύει το υποστύλωμα έναντι της πυρκαγιάς. Η πυροπροστασία των σύμμεικτων υποστυλωμάτων από κοιλοδοκούς ή σωλήνες γεμισμένους με σκυρόδεμα γίνεται με πρόβλεψη σιδηροπλισμού στο εσωτερικό του σωλήνα. Έτσι σε περίπτωση πυρκαγιάς, όπου ο εξωτερικός χάλυβας χάνει την αντοχή του, το σύμμεικτο υποστύλωμα λειτουργεί ως υποστύλωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα με το σιδηροπλισμό του.

Ο υπολογισμός των σύμμεικτων υποστυλωμάτων γίνεται βάσει του Ευρωκώδικα 4 [8] λαμβάνοντας υπόψιν επιρροές φαινομένων 2^{ας} τάξεως και πιθανές ατέλειες. Ο σχεδιασμός τους γίνεται έτσι ώστε να εξασφαλισθεί ότι δε θα εμφανιστεί αστάθεια του φορέα για κανένα συνδυασμό φόρτισης. Επίσης δεν επιτρέπεται σε καμία περίπτωση υπέρβαση των αντοχών των σύμμεικτων υποστυλωμάτων. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 [9], οι επιρροές 2^{ας} τάξεως θεωρούνται σημαντικές, όταν η αύξηση των ροπών στην κρίσιμη διατομή (μέσον αμφιαρθρωτού υποστυλώματος ή θέση πάκτωσης προβόλου) λόγω παραμορφώσεων ξεπερνά το 10% των ροπών που υπολογίζονται στον απαραμόρφωτο φορέα. Η συστολή και ο ερπυσμός λαμβάνονται υπόψιν μόνο όταν θεωρηθεί ότι επηρεάζουν αρκετά την ευστάθεια του κτιρίου. Για τον έλεγχο των σύμμεικτων υποστυλωμάτων αρχικά υπολογίζεται η αντοχή αυτών έναντι καθενός εντατικού μεγέθους ξεχωριστά και στη συνέχεια γίνεται ο έλεγχος μέσω κατάλληλων εξισώσεων και διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Αξίζει να αναφερθεί ότι στα σύμμεικτα υποστυλώματα γίνεται έλεγχος μόνο έναντι καμπτικού λυγισμού και όχι έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού εξαιτίας της παρουσίας του σκυροδέματος.

Πλεονεκτήματα σύμμεικτων υποστυλωμάτων

- Εξαιρετικά ικανοποιητική αντισεισμική συμπεριφορά
- Εξασφάλιση αναγκαίας περίσφιξης στο σκυρόδεμα μέσω της ύπαρξης της χαλύβδινης διατομής (κοίλες διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα)
- Παρεμπόδιση τοπικού λυγισμού του χάλυβα μέσω του πλήρους ή μερικού εγκιβωτισμού του
- Παρεμπόδιση στρεπτοκαμπτικού λυγισμού του χάλυβα εξαιτίας της συνεργασίας χάλυβα και σκυροδέματος

- Εξασφάλιση προστασίας έναντι πυρκαγιάς είτε με την ύπαρξη σκυροδέματος μεταξύ των πελμάτων της μεταλλικής διατομής είτε με τον πλήρη εγκιβωτισμό αυτής
- Οικονομικότερες κατασκευές λόγω μείωσης του χρόνου κατασκευής
- Εξοικονόμηση χώρου στις κατασκευές λόγω των μικρών τους διαστάσεων σε σχέση με την αντοχή τους

1.2.4 Πλεονεκτήματα σύμμεικτων κατασκευών

Οι σύμμεικτες κατασκευές παρουσιάζουν ιδιαίτερη ανάπτυξη στις μέρες μας, διότι πλεονεκτούν σε σχέση με τις κατασκευές από σκυρόδεμα ή από μεταλλικό σκελετό. Στη συνέχεια αναφέρονται τα πλεονεκτήματα των σύμμεικτων κατασκευών έναντι των κατασκευών από σκυρόδεμα και από χάλυβα.

- Μειωμένος χρόνος κατασκευής σύμμεικτων φορέων έναντι κατασκευών από σκυρόδεμα, αφενός μεν γιατί η επεξεργασία των προϊόντων του χάλυβα γίνεται αρκετά γρήγορα εξαιτίας της χρήσης αυτόματων μεθόδων κοπής, διάτρησης και συγκόλλησης, αφετέρου δε γιατί στο εργοτάξιο πραγματοποιείται κυρίως η συναρμολόγηση των επιμέρους στοιχείων με αποτέλεσμα την εξοικονόμηση σημαντικού χρόνου
- Επιπλέον μείωση χρόνου κατασκευής σε περίπτωση κατασκευής σύμμεικτων πλακών εφόσον η χρήση χαλυβδόφυλλων δεν απαιτεί την κατασκευή ξυλοτύπου και επομένως την κατανάλωση χρόνου
- Δυνατότητα κατασκευής κτιρίων με μεγάλα ανοίγματα με αποτέλεσμα την ελεύθερη διαμόρφωση των χώρων και την τροποποίηση αυτών σε μελλοντικές αλλαγές χρήσης
- Μείωση των στατικών υψών των κτιρίων με αποτέλεσμα τη δυνατότητα τοποθέτησης αγωγών εγκαταστάσεων κλπ και επομένως την εξοικονόμηση συνολικού ύψους στα κτίρια

- Καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά σε σύγκριση με κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα ή από μεταλλικό σκελετό.
- Μεγάλες ιδιοπεριόδους σε σχέση με τα κτίρια από σκυρόδεμα του ίδιου ύψους που σημαίνει ότι σχεδιάζονται για χαμηλές τέμνουσες βάσης [4].
- Οικονομικές κατασκευές λαμβάνοντας υπ' όψιν όλες τις παραμέτρους εκτέλεσης του έργου

1.3 Προκαταρκτικός σχεδιασμός συστημάτων σεισμικής μόνωσης

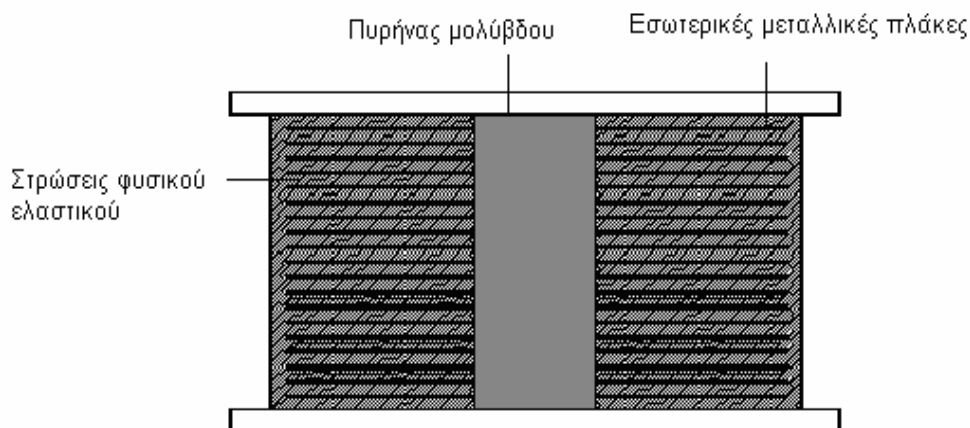
Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης βάσης αποτελούν συστήματα με τα οποία επιτυγχάνεται η μόνωση των κατασκευών από το έδαφος. Πρόκειται δηλαδή για συστήματα «αποχωρισμού» της ανωδομής από τη θεμελίωση. Βασική αρχή της σεισμικής μόνωσης βάσης είναι η «απομόνωση» των κατασκευών από το έδαφος έτσι ώστε να αποφευχθούν οι σοβαρές συνέπειες ενός σεισμικού γεγονότος. Επειδή όμως η πλήρης απομόνωση των κατασκευών από τη βάση τους δεν είναι εφικτή, τα συστήματα σεισμικής μόνωσης επιδιώκουν τη μείωση των φορτίων που ασκούνται και των μετακινήσεων που αναπτύσσονται στις κατασκευές από τις σεισμικές φορτίσεις. Επομένως, η σεισμική μόνωση βάσης εφαρμόζεται σε κατασκευές όπου απαιτείται μείωση της συνολικής αναπτυσσόμενης έντασης αυτών και επομένως προστασία αυτών από τους ισχυρούς σεισμούς. Στόχος της εφαρμογής των συστημάτων μόνωσης είναι η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων των κατασκευών και όχι η αύξηση της ικανότητας των κατασκευών στο σεισμό. Η χρήση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης βοηθά στη βελτίωση της συμπεριφοράς των κατασκευών στο σεισμό, η οποία τείνει να παραμείνει ελαστική σε περίπτωση μεγάλου σεισμού. Η ανάλυση, ο σχεδιασμός και η υλοποίηση των συστημάτων μόνωσης βάσης είναι δύσκολο να πραγματοποιηθούν εξαιτίας των πολύπλοκων σεισμικών κανονισμών [14, 16]. Παρά ταύτα, έχουν πραγματοποιηθεί πειράματα και μελέτες που βοηθούν στην ανάλυση, στο σχεδιασμό και στην υλοποίηση των συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Έτσι, έχει προκύψει πλούσια διεθνή βιβλιογραφία βάσει της οποίας γίνεται πλέον η μελέτη των κατασκευών με συστήματα μόνωσης στη βάση τους. Η αναφορά σε θέματα που αφορούν τη μελέτη συστημάτων σεισμικής μόνωσης κρίνεται άσκοπη, εφόσον αυτή

παρατίθεται με λεπτομέρεια στις προτεινόμενες βιβλιογραφικές αναφορές. Ωστόσο, η παρουσίαση της βασικής τυπολογίας μέσω της οποίας εκτελείται ο προκαταρκτικός σχεδιασμός των συστημάτων σεισμικής μόνωσης, κρίνεται ουσιώδης και χρήσιμη για την κατανόηση του τρόπου σύνταξης της παραμετρικής μελέτης που πραγματοποιείται στην παρούσα εργασία.

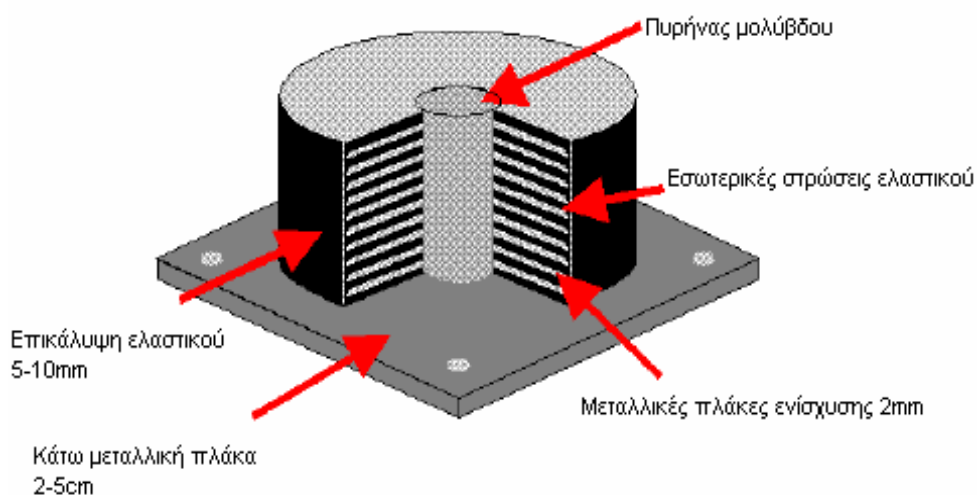
Η σεισμική μόνωση βάσης πραγματοποιείται είτε με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (*Lead Rubber Bearings – LRB*) είτε με εφέδρανα εκκρεμούς – ολίσθησης (*Friction Pendulum System – FPS*). Σε πολλές περιπτώσεις εισάγεται επιπρόσθετη απόσβεση στα παραπάνω συστήματα σεισμικής μόνωσης ώστε να επιτευχθεί μείωση των μετατοπίσεων των κατασκευών, ιδιαίτερα σε συστήματα υψηλών περιόδων. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (*Lead Rubber Bearings – LRB*) γι' αυτό και θα γίνει αναφορά μόνο στα συστήματα μόνωσης αυτού του τύπου. Έτσι, στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται η τυπολογία σύμφωνα με την οποία συντάσσεται ο προκαταρκτικός σχεδιασμός των επιλεγμένων ελαστομεταλλικών εφεδράνων, στα εφαρμοζόμενα συστήματα μόνωσης.

1.3.1 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα με Πυρήνα Μολύβδου (Lead Rubber Bearings – LRB)

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούνται από στρώσεις φυσικού ελαστικού με μεταλλικές πλάκες ενδιάμεσα, συνήθως κυκλικής διατομής. Σε αυτά προσαρμόζεται με πίεση στην προανοιγμένη οπή ένας κεντρικός πυρήνας μολύβδου, επίσης κυκλικής διατομής. Στα Σχήματα 1.7 και 1.8 φαίνεται ένα τυπικό ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου σε τομή και τρισδιάστατη μορφή αντίστοιχα. Η προστασία του εφεδράνου από το περιβάλλον επιτυγχάνεται μέσω της επικάλυψής του από ελαστικό πάχους 5–10mm. Η σύνδεση του εφεδράνου με την ανωδομή και με τη θεμελίωση γίνεται μέσω μεταλλικών πλακών (πάχους 2–5cm) που εφαρμόζονται στην άνω και κάτω επιφάνειά του, κατανέμοντας ομοιόμορφα τις κατακόρυφες παραμορφώσεις [14, 16, 17, 18].



Σχήμα 1.7: Τομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου (LRB)



Σχήμα 1.8: Τρισδιάστατη μορφή ελαστομεταλλικού εφεδράνου με πυρήνα μολύβδου (LRB) χωρίς άνω μεταλλική πλάκα

Το φυσικό ελαστικό από το οποίο αποτελείται το ελαστομεταλλικό εφεδράνο ορίζεται βάσει της σκληρότητάς του και χαρακτηρίζεται από τις σταθερές του Πίνακα 1.1. Για κάθε τιμή της σκληρότητας του ελαστικού αντιστοιχεί μια τιμή για κάθε σταθερά αυτού. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε ελαστικό σκληρότητας IRHD 55.

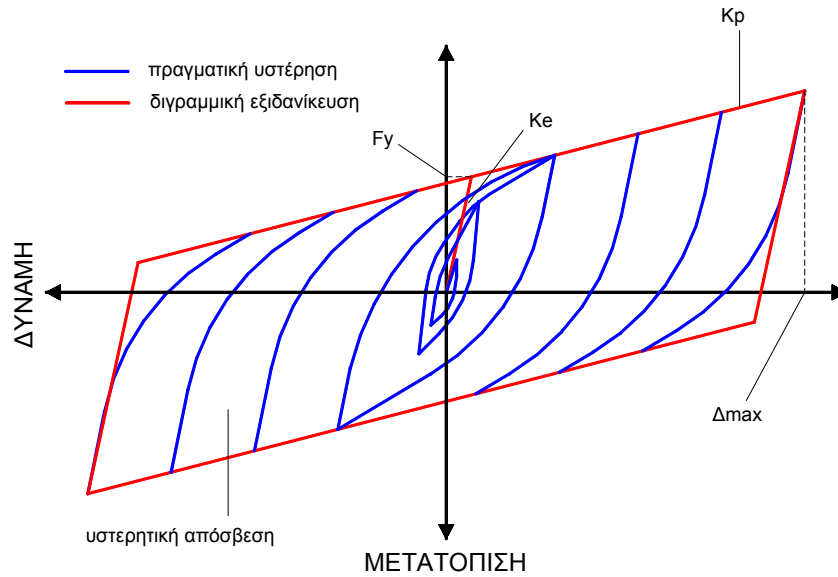
Σκληρότητα και ελαστικές σταθερές φυσικού ελαστικού με χαμηλό βαθμό απόσβεσης

Σκληρότητα (IRHD ± 2)	Μέτρο Ελαστικότητας E_0 (Kn/mm ²)	Μέτρο Διάτμησης G (Kn/mm ²)	k	Μέτρο Διόγκωσης K (Kn/mm ²)	Ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού (%)
30	0.00092	0.00030	0.93	2.000	
35	0.00118	0.00037	0.89	2.000	650
40	0.00150	0.00045	0.85	2.000	600
45	0.00180	0.00054	0.80	2.000	600
50	0.00220	0.00064	0.73	2.060	500
55	0.00325	0.00081	0.64	2.180	500
60	0.00445	0.00106	0.57	2.300	400
65	0.00585	0.00137	0.54	2.420	
70	0.00735	0.00173	0.53	2.540	
75	0.00940	0.00222	0.52	2.660	

Πίνακας 1.1: Σκληρότητα και σταθερές φυσικού ελαστικού με χαμηλό βαθμό απόσβεσης¹

Η σχεδόν γραμμική – ελαστική συμπεριφορά του ελαστομεταλλικού μέρους του εφεδράνου σε συνδυασμό με τη σχεδόν ελαστική και πλήρως πλαστική συμπεριφορά του πυρήνα μολύβδου, έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση υστερητικής συμπεριφοράς του εφεδράνου, η οποία εξιδανικεύεται σε μια διγραμμική σχέση δύναμης – μετατόπισης όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.9. Έτσι, όταν το εφέδρανο υποβάλλεται σε οριζόντιες ανακυκλούμενες σεισμικές μετατοπίσεις, ο πυρήνας μολύβδου παραμορφώνεται λόγω διάτμησης από τις μεταλλικές πλάκες του ελαστομεταλλικού μέρους και διαρρέει σε χαμηλά επίπεδα (της τάξης των 8-10MPa), οριοθετώντας τη μετάβαση της γραμμικής σχέσης από την ελαστική στην πλαστική συμπεριφορά. Έτσι ο συνδυασμός του ελαστομεταλλικού μέρους του εφεδράνου με τον πυρήνα μολύβδου επιτυγχάνουν αρκετά υψηλό ισοδύναμο βαθμό ιξώδους απόσβεσης (10%–25%) [17, 18].

¹ Τα συστήματα μόνωσης LRB συνθέτονται από φυσικό ελαστικό με χαμηλό βαθμό απόσβεσης σε αντίθεση με τα εφέδρανα τύπου HDRB (High Damping Rubber Bearings), τα οποία κατασκευάζονται από διάφορα μίγματα συνθετικού ή φυσικού ελαστικού υψηλού βαθμού απόσβεσης [14, 16, 17].



Σχήμα 1.9: Εξιδανίκευση υστερητικής συμπεριφοράς εφεδράνων LRB

Η διγραμμική προσομοίωση της συμπεριφοράς των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου, λαμβάνεται υπ' όψη κατά τη μη γραμμική ανάλυση των μελών του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Οι ιδιότητες που συνθέτουν το διγραμμικό μοντέλο σχετίζονται με τη γεωμετρία των επιλεγμένων ελαστομεταλλικών εφεδράνων και με τη μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού Δ_{max} .

Για την εύρεση των ιδιοτήτων της διγραμμικής προσομοίωσης της συμπεριφοράς των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου, με δεδομένη τη γεωμετρία των εφεδράνων και τη μέγιστη μετακίνηση σχεδιασμού, πραγματοποιείται «προκαταρκτικός σχεδιασμός» του συστήματος μόνωσης με LRB [14, 16]. Έτσι, έχοντας ως δεδομένα το ασκούμενο κατακόρυφο φορτίο και τη μέγιστη επιθυμητή μετατόπιση των εφεδράνων, με τη βοήθεια της ισοδύναμης στατικής γραμμικής μεθόδου, εξετάζεται η ικανότητα των επιλεγμένων εφεδράνων σε κάμψη και διάτμηση, παραμόρφωση, λυγισμό, κατακόρυφη συμπίεση και εφελκυσμό. Έτσι, για συγκεκριμένη γεωμετρία και μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού των εφεδράνων αποκτάται μία πρώτη εικόνα της συμπεριφοράς των εφεδράνων και υπολογίζονται οι τιμές εκείνες που καθορίζουν την εξιδανικευμένη διγραμμική σχέση δύναμης – μετατόπισης που θα ληφθεί υπόψη στη μη γραμμική ανάλυση των μελών του συστήματος μόνωσης [14].

Κατά την εκτέλεση της μη γραμμικής ανάλυσης σε κατάλληλο λογισμικό επαληθεύονται οι τιμές της μέγιστης μετατόπισης για δεδομένη σεισμική φόρτιση. Εάν οι τιμές της μέγιστης μετατόπισης των εφεδράνων που προκύπτουν από τη μη γραμμική

ανάλυση των μελών του συστήματος μόνωσης δεν συγκλίνουν με τη μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού, τότε ακολουθεί μια διαδικασία επανασχεδιασμού των εφεδράνων μέχρι να επιτευχθεί η σύγκλιση μεταξύ των δύο τιμών. Έπειτα από διαδοχικές επαναλήψεις επιτυγχάνεται η σύγκλιση μεταξύ των μέγιστων μετατοπίσεων του προκαταρκτικού σχεδιασμού και αυτών που προκύπτουν από τη μη γραμμική ανάλυση των μελών του συστήματος μόνωσης. Έτσι, καθορίζεται η τελική γεωμετρία και οι χαρακτηριστικές ιδιότητες του εξιδανικευμένου διγραμμικού μοντέλου εξιδανίκευσης των επιλεγμένων εφεδράνων.

Στην παρούσα εργασία, η εκτέλεση της επαναληπτικής υπολογιστικής διαδικασίας που περιγράφηκε παραπάνω και της παραμετρικής μελέτης πραγματοποιείται μέσω του λογιστικού φύλλου Excel της Microsoft και του λογισμικού ανάλυσης κτιριακών κατασκευών, ETABS Nonlinear Ver. 8.5.0 [21, 22].

1.3.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφεδράνων τύπου LRB

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων τύπου LRB, ορίζονται από τις διαστάσεις της κάτοψής τους και από τον αριθμό και το πάχος των στρώσεων του ελαστικού που τα συνθέτουν. Ο καθορισμός των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των εφεδράνων εξαρτάται από τις απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς του έργου.

Οι απαιτούμενες διαστάσεις της κάτοψης των ελαστομεταλλικών εφεδράνων καθορίζονται βάσει των μεγίστων φορτίων βαρύτητας που πρόκειται να αναλάβουν. Τα μέγιστα φορτία βαρύτητας υπολογίζονται από το συνδυασμό των μονίμων και κινητών φορτίων των κατασκευών.

Στη συνέχεια παρατίθεται ένας τυπικός πίνακας των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των ελαστομεταλλικών εφεδράνων τύπου LRB. Οι τιμές του πίνακα 1.2 στις οποίες σημειώνεται αστερίσκος (*) αντιστοιχούν στις ιδιότητες του ελαστικού που έχει χρησιμοποιηθεί στην παρούσα παραμετρική μελέτη το οποίο χαρακτηρίζεται από σκληρότητα IRHD 55.

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΟΨΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	840
	d _{in}	διάμετρος κάτοψης πυρήνα μολύβδου	140
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	554,177
	A _r	επιφάνεια συγκολλημένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	538,783
	A _{pb}	επιφάνεια κάτοψης του πυρήνα μολύβδου	15,394
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτοψη	538,783
	A _{red}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	470,376
	t _{sc}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{free}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	26,389
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	22
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	220
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40
S		συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	20.42
ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E ₀	μέτρο ελαστικότητας	0.00325 *
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081 *
	K	μέτρο διόγκωσης	2.18 *
	E [∞]	μέτρο συμπίεστότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.02584
	E _c	μέτρο συμπίεστότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-0.48427
	E [∞]	μέτρο συμπίεστότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	1.73731
	E _c	μέτρο συμπίεστότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	0.96682
	σ _y	φαινομενικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε Kn/mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	123.150
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64 *
	e _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραυση του ελαστικού	500% *
Δ		ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	100

Πίνακας 1.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά εφεδράνων LRB κυκλικής διατομής και ιδιότητες του φυσικού ελαστικού που τα συνθέτουν.

Η επιλογή κατάλληλου πάχους στρώσης του ελαστικού οδηγεί σε ικανοποιητικό εγκλεισμό του πυρήνα μολύβδου και στη διασφάλιση ικανοποιητικής φορτιστικής ικανότητας των εφεδράνων. Το πάχος στρώσης του ελαστικού σε μονωτήρες LRB είναι συνήθως 10mm. Γενικά, δεν ορίζεται πάχος ελαστικού κάτω από 6mm και πάνω από 10mm για τα LRB [14, 16].

Η επιλογή του αριθμού των στρώσεων γίνεται βάσει της απαιτούμενης ευλυγισίας των εφεδράνων. Απαραίτητη προϋπόθεση για την παραπάνω επιλογή είναι η περίοδος μονωμένου συστήματος να προκύπτει εντός του απαιτούμενου εύρους περιόδων και οι πραγματοποιούμενες παραμορφώσεις να μην είναι υπερβολικά μεγάλες. Η επιλογή του αριθμού στρώσεων γίνεται με την επαναληπτική διαδικασία «δοκιμής – σφάλματος» [19].

Οι διαστάσεις του πυρήνα μολύβδου καθορίζονται βάσει της απαιτούμενης ικανότητας του εφεδράνου για απόσβεση. Ο λόγος Q_d/W χρησιμοποιείται ως ένδειξη της ικανότητας απόσβεσης του εφεδράνου (Q_d είναι η χαρακτηριστική δύναμη του εφεδράνου και W είναι το μέγιστο φορτίο που μπορεί να ασκηθεί στο εφέδρανο). Οι τιμές που αντιστοιχούν στο λόγο Q_d/W κυμαίνονται από 3% σε ζώνες χαμηλής σεισμικής επικινδυνότητας, μέχρι 10% (ή παραπάνω) σε ζώνες υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Ταυτόχρονα, πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος εγκλεισμού του πυρήνα μολύβδου σύμφωνα με τον οποίο ισχύει: $\frac{d}{6} \leq d_{in} \leq \frac{d}{3}$. Η επιλογή των διαστάσεων του πυρήνα μολύβδου γίνεται επίσης με την επαναληπτική διαδικασία «δοκιμής – σφάλματος» [19].

Στα συστήματα μόνωσης βάσης τύπου LRB προτιμάται η χρήση των κυκλικών διατομών επειδή θεωρούνται κατάλληλα για φόρτιση από οποιαδήποτε οριζόντια διεύθυνση [17].

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται για τη γεωμετρία των εφεδράνων LRB κυκλικής διατομής φαίνονται στον Πίνακα 1.3. Οι έλεγχοι που ακολουθούν αφορούν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του μονωτήρα του Πίνακα 1.2, με διάμετρο κυκλικής στρώσης ελαστικού $d=840\text{mm}$, διάμετρο κάτοψης πυρήνα μολύβδου $d_{in}=140\text{mm}$ και συνολικό πάχος στρώσεων του ελαστικού $t_r=220\text{mm}$.

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A_{red}/A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.849	ο.κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	140	ο.κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q_d / W_l σε % - από 3% έως 10%)	8.3%	ο.κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	8.3%	ο.κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	ο.κ.

Πίνακας 1.3: Έλεγχος της επιλεγμένης γεωμετρίας εφεδράνων LRB κυκλικής διατομής (840/140/220 – Πίνακας 1.2), με λόγο $Q/W=8,3\%$.

1.3.1.2 Συμπεριφορά εφεδράνων τύπου LRB

Η συμπεριφορά των εφεδράνων τύπου LRB εξαρτάται από τις χαρακτηριστικές ιδιότητες αυτών και εξετάζεται μέσω του ελέγχου ορισμένων τιμών, αφού έχει επιλεγεί η απαιτούμενη μετατόπιση-στόχος από το μελετητή. Οι τιμές αυτές καθορίζονται σε συγκεκριμένα επίπεδα επιτελεσματικότητας όπως για παράδειγμα αυτό του σεισμού σχεδιασμού και αυτό του μέγιστου σεισμικού φαινομένου που μπορεί να πλήξει το σύστημα [14, 16, 18]. Στη συνέχεια παρατίθενται προτεινόμενες τιμές ελέγχου της συμπεριφοράς των εφεδράνων LRB, όπως αυτές καθορίζονται στις προδιαγραφές σχεδιασμού συστημάτων μόνωσης βάσης με LRB της εταιρείας Holmes Consulting Group Ltd [14].

- Ο συντελεστής ασφαλείας των *φορτίων βαρύτητας* θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος του **3** τόσο για την παραμόρφωση όσο για το λυγισμό. Σε ζώνες υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας προτείνεται να είναι τουλάχιστον ίσος με **6**.
- Ο συντελεστής ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεσματικότητας που σχετίζεται με το *σεισμό σχεδιασμού* (με καθορισμένη επιλογή της απαιτούμενης μετατόπισης στόχου από τον μελετητή) θα πρέπει να είναι τουλάχιστον **1,5** (προτεινόμενη τιμή **2**) και για τη παραμόρφωση και για το λυγισμό.
- Ο συντελεστής ασφαλείας για τη στάθμη επιτελεσματικότητας που αφορά *μέγιστο σεισμικό φαινόμενο* (με καθορισμένη επιλογή της απαιτούμενης μετατόπισης-στόχου από το μελετητή) θα πρέπει να είναι τουλάχιστον **1,25** (προτεινόμενη τιμή **1,5**) τόσο για την παραμόρφωση όσο για το λυγισμό.

- Ο λόγος της απομειωμένης επιφάνειας κάτοψης προς την ολική επιφάνεια διατομής του εφεδράνου A_{red}/A θα πρέπει να είναι τουλάχιστον **25%** (προτεινόμενη τιμή : τουλάχιστον **30%**).
- Η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση πρέπει να είναι μικρότερη από **250%** και κατά προτίμηση να είναι κάτω από **200%**. Τα όρια αυτά επαληθεύονται με τη ρύθμιση των διαστάσεων κάτοψης του μονωτήρα ταυτόχρονα με τον αριθμό στρώσεων του ελαστικού που τον συνθέτουν.

Επιπλέον, επισημαίνεται ότι οι δείκτες της συμπεριφοράς της κατασκευής με μόνωση στη βάση όπως αυτοί καθορίζονται από το σύνολο των μονωτήρων που χρησιμοποιούνται (και προκύπτουν μετά την επίλυση του συστήματος στο κατάλληλο λογισμικό), μπορεί να είναι οι ακόλουθοι και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας:

- Η περίοδος του μονωμένου συστήματος. Το εύρος της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου των συστημάτων με μόνωση στη βάση κυμαίνεται από 1,50 έως 2,50 sec στον αρχικό σχεδιασμό. Οι υψηλότερες τιμές των περιόδων χρησιμοποιούνται σε ζώνες υψηλής επικινδυνότητας. Ωστόσο, επιτρέπονται και μεγαλύτερες τιμές των ιδιοπεριόδων όταν πρόκειται για κατασκευές κοντά σε σεισμικά ρήγματα.
- Η μετατόπιση και η ολική μετατόπιση. Ως μετατόπιση ορίζεται η υπολογιζόμενη τιμή στο κέντρο μάζας του μονωμένου συστήματος, ενώ ως ολική μετατόπιση ορίζεται η μέγιστη μετατόπιση σε κάποιον από τους μονωτήρες, στην οποία συμπεριλαμβάνεται και η στροφική συμπεριφορά του συστήματος.
- Ο λόγος V_b / W εκφράζει τη μέγιστη τέμνουσα βάσης η οποία εισάγεται μέσω του μονωμένου συστήματος στην κατασκευή. Η V_b είναι η τέμνουσα βάσης για ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Ωστόσο για το δείκτη συμπεριφοράς του μονωμένου συστήματος χρησιμοποιείται η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού, η οποία ορίζεται βάσει των προδιαγραφών του UBC ως η μέγιστη τιμή από τις ακόλουθες τιμές:
 - a. $V_s = V_b / R_I$ όπου R_I ένας συντελεστής για τη μονωμένη απόκριση.
 - b. 1,5 x Δύναμη διαρροής του μονωμένου συστήματος.
 - c. Η τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί στη φόρτιση από άνεμο.

d. Η τέμνουσα βάσης που απαιτείται σε μια πακτωμένη κατασκευή με περίοδο ίση με αυτή της μονωμένης κατασκευής.

- Η ισοδύναμη ιζώδης απόσβεση β του συστήματος, η οποία πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 10% με προτεινόμενη τιμή το 15%.

Στη συνέχεια γίνεται περιγραφή των μεγεθών που εξετάζονται για τον έλεγχο της συμπεριφοράς των εφεδράνων τύπου LRB και παρουσιάζεται η τυπολογία βάσει της οποίας υπολογίζονται τα μεγέθη αυτά.

1.3.1.2.1 Συντελεστής σχήματος S

Ο συντελεστής σχήματος S καθορίζει τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των στρώσεων του ελαστικού των εφεδράνων που φορτίζονται. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτών που συνθέτουν τα εφέδρανα επηρεάζουν άμεσα τη συμπεριφορά των εφεδράνων LRB σε συμπίεση και κάμψη.

Ο λόγος της φορτιζόμενης επιφάνειας της στρώσης σε κάτοψη (A_{loaded}) προς την παράπλευρη, ελεύθερη από φόρτιση επιφάνεια αυτής (A_{free}) ορίζει τον συντελεστή σχήματος S και υπολογίζεται από την εξίσωση 1.1.

$$S = \frac{A_{\text{loaded}}}{A_{\text{free}}} \quad (1.1)$$

Ο συντελεστής σχήματος S είναι ένας αδιάστατος λόγος και εκφράζει τη σχέση των διαστάσεων της κάτοψης του ελαστικού που φορτίζεται με το πάχος της στρώσης του. Ο αδιάστατος αυτός λόγος εισάγεται στην τυπολογία που περιγράφει τη συμπεριφορά του εφεδράνου σε συμπίεση και κάμψη, σύμφωνα με τη γραμμική ελαστική θεωρία [17]. Έτσι, όσο πιο λεπτή είναι η στρώση του ελαστικού, τόσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής σχήματος και επομένως τόσο μεγαλύτερη είναι η αύξηση της κατακόρυφης και καμπτικής δυσκαμψίας των μονωτήρων. Στην περίπτωση κυκλικών στρώσεων ελαστικού διαμέτρου d και πάχους στρώσης t , ο συντελεστής σχήματος S καθορίζεται από την εξίσωση 1.2:

$$S = \frac{A_{\text{loaded}}}{A_{\text{free}}} = \frac{\frac{\pi \cdot d^2}{4}}{\pi \cdot d \cdot t} = \frac{d}{4 \cdot t} \Rightarrow S = \frac{d}{4 \cdot t} \quad (1.2)$$

Ο συντελεστής σχήματος S στη περίπτωση κυκλικών στρώσεων ελαστικού διαμέτρου d και πάχους στρώσης t , με κεντρική κυκλική οπή διαμέτρου d_{in} , δίνεται από την εξίσωση 1.3:

$$S = \frac{A_{loaded}}{A_{free}} = \frac{A - A_{pb}}{\pi \cdot d \cdot t} \quad (1.3)$$

Γενικά, τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα σχεδιάζονται με μεγάλους συντελεστές σχήματος, συνήθως από 12 έως 20, βάσει κανονιστικών διατάξεων σεισμικής μόνωσης προδιαγραφών των Η.Π.Α. (FEMA 356) [23, 24].

1.3.1.2.2 Συμπεριφορά σε κατακόρυφη συμπίεση

Η συμπεριφορά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε κατακόρυφη συμπίεση ορίζεται με τη βοήθεια της κατακόρυφης δυσκαμψίας και περιγράφεται από την εξίσωση 1.4:

$$K_{v,0} = \frac{E_c \cdot A_r}{t_r} \quad (1.4)$$

όπου:

E_c μέτρο συμπιεστότητας των στρώσεων του ελαστικού

A_r επιφάνεια συγκολλημένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης

t_r συνολικό πάχος στρώσεων του ελαστικού

Η εκτίμηση του μέτρου συμπιεστότητας E_c γίνεται βάσει των εξισώσεων που παρατίθενται στη συνέχεια [17].

- Λαμβάνοντας υπ' όψιν την παραδοχή ασυμπίεστου υλικού, σύμφωνα με τους Gent & Lindley [25], το μέτρο συμπιεστότητας E_c^∞ , για κυκλικές στρώσεις, προσδιορίζεται από την εξίσωση:

$$E_c^\infty = E_0 \cdot (1 + 2 \cdot k \cdot S^2) \quad (1.5)$$

Η εμπειρική σχέση που λαμβάνει υπ' όψιν την επίδραση της συμπιεστότητας του υλικού, υπολογίζει το μέτρο συμπιεστότητας E_c , για κυκλικές στρώσεις, από την εξίσωση:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E_c^\infty} + \frac{1}{K} \quad (1.6)$$

όπου:

E_0 μέτρο ελαστικότητας του υλικού

k διορθωτική σταθερά προκύπτουσα από πειραματικά δεδομένα

K μέτρο διόγκωσης του υλικού

- Λαμβάνοντας υπ' όψιν την παραδοχή ασυμπίεστου υλικού, σύμφωνα με τους Chaloub & Kelly [25], το μέτρο συμπιεστότητας E_c^∞ , για κυκλικές στρώσεις, προσδιορίζεται από την εξίσωση:

$$E_c^\infty = 6.G.S^2 \quad (1.7)$$

Η προσεγγιστική σχέση που λαμβάνει υπ' όψιν την επίδραση της συμπιεστότητας του υλικού, υπολογίζει το μέτρο συμπιεστότητας E_c , για κυκλικές στρώσεις, από την εξίσωση:

$$E_c = E_c^\infty \left(1 - \frac{4.E_c^\infty}{3.K} \right) \quad (1.8)$$

όπου:

G μέτρο διάτμησης του υλικού

K μέτρο διόγκωσης του υλικού

Από τις παραπάνω εξισώσεις υπολογισμού του μέτρου συμπιεστότητας E_c είναι φανερό η αναλογία μεταξύ της κατακόρυφης δυσκαμψίας του μονωτήρα K_v και του τετραγώνου του συντελεστή σχήματος της στρώσης του ελαστικού S και στις δύο προσεγγίσεις εκτίμησης του μέτρου συμπιεστότητας αυτού.

Επίσης, αξίζει να αναφερθεί ότι στην εξίσωση που περιγράφει την κατακόρυφη δυσκαμψία του εφεδράνου ($K_{v,\Delta}$), κατά την οριζόντια διατμητική μετατόπιση Δ , η επιφάνεια που προτείνεται από τις προδιαγραφές Η.Π.Α. του AASHTO Standard Specifications, είναι η απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού η οποία για εφέδρανα κυκλικής διατομής προκύπτει από τη σχέση [17]:

$$A_{\text{red}} = A_r \cdot \frac{\theta - \sin \theta}{\pi} \quad \text{όπου} \quad \theta = 2 \cdot \cos^{-1} \left(\frac{\Delta}{d} \right) \quad (1.9)$$

όπου:

A_r επιφάνεια του συγκολλημένου ελαστικού

Δ οριζόντια διατμητική μετατόπιση του εφεδράνου

d η διάμετρος του εφεδράνου

Το σύνολο των διατμητικών παραμορφώσεων που μπορεί να παραλάβει το εφέδρανο έπειτα από επιβεβλημένες κατακόρυφες και οριζόντιες φορτίσεις και επιβεβλημένες στροφές καθορίζει την ικανότητα συμπίεσης του εφεδράνου. Έτσι, το μέγιστο κατακόρυφο φορτίο P_γ που μπορεί να παραλάβει το εφέδρανο, σε δεδομένη μετατόπιση Δ του άκρου του, υπολογίζεται με την ακόλουθη διαδικασία.

Η διατμητική παραμόρφωση (ε_{sc}) που προκαλείται στο εφέδρανο λόγω συμπίεσης από το κατακόρυφο φορτίο P_γ , υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\varepsilon_{sc} = 6.S.\varepsilon_c \quad (1.10)$$

όπου:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{t_r} = \frac{P}{K_{v,0} \cdot t_r} \quad (1.11)$$

και Δ_c η στιγμιαία μετακίνηση συμπίεσης η οποία ορίζεται από το λόγο του κατακόρυφου φορτίου P προς την κατακόρυφη δυσκαμψία $K_{v,0}$.

Έτσι, προκύπτει:

$$P = \varepsilon_c \cdot K_{v,0} \cdot t_r = \frac{\varepsilon_{sc} \cdot K_{v,0} \cdot t_r}{6.S} \quad (1.12)$$

Βάσει των προδιαγραφών των Η.Π.Α. του AASHTO Standard Specifications [17], το μέγιστο επιτρεπόμενο κατακόρυφο φορτίο σε ένα ελαστομεταλλικό εφέδρανο ορίζεται έμμεσα από περιορισμούς στη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση του ελαστικού λόγω των διαφόρων συνδυασμών φορτίσεως και από τις απαιτήσεις ευστάθειας. Η μέγιστη επιτρεπόμενη διατμητική παραμόρφωση του ελαστικού εκφράζεται ως f φορές την ελάχιστη οριζόμενη επιμήκυνση κατά τη θραύση (ε_u).

Στην περίπτωση φορτίων λειτουργικότητας (μόνιμα, κινητά φορτία), πρέπει να ισχύει η ανίσωση:

$$0,33 \cdot \varepsilon_u \geq \varepsilon_{sc} \quad (f = 0,33 - \text{συντελεστής ασφαλείας } 3) \quad (1.13)$$

Στην περίπτωση τελικών φορτίων, στα οποία περιλαμβάνονται και οι σεισμικές μετακινήσεις, πρέπει να ισχύει η ανίσωση:

$$0,75 \cdot \varepsilon_u \geq \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr} \quad (f = 0,75 - \text{συντελεστής ασφαλείας } 1,33) \quad (1.14)$$

Η διατμητική παραμόρφωση (ε_{sh}) που προκαλείται από τις επιβεβλημένες οριζόντιες μετακινήσεις, δίνεται από την εξίσωση:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\Delta_s}{t_r} \quad (1.15)$$

Η διατμητική παραμόρφωση (ε_{sr}) που προκαλείται από επιβεβλημένη στροφή θ , δίνεται από τη εξίσωση:

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\Phi^2 \cdot \theta}{2 \cdot t \cdot t_r} \quad (1.16)$$

Επομένως, η εξίσωση με την οποία υπολογίζεται το μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο σε ένα ελαστομεταλλικό εφέδρανο, είναι η εξής:

$$P_\gamma = \frac{(f \cdot \varepsilon_u - \varepsilon_{sh} - \varepsilon_{sr}) K_{v,\Delta} \cdot t_r}{6 \cdot S} \quad (1.17)$$

1.3.1.2.3 Συμπεριφορά σε εφελκυσμό

Η περιγραφή της συμπεριφοράς των ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε εφελκυσμό δίνεται με τυπολογία αντίστοιχη αυτής που χρησιμοποιείται σε συμπίεση. Ωστόσο, στην περίπτωση εφελκυστικών τάσεων μεγαλύτερων των 3G (όπου G το μέτρο διάτμησης του ελαστικού), παρατηρείται δημιουργία κοιλοτήτων στο ελαστικό (cavitation), με αποτέλεσμα να μειώνεται αρκετά η δυσκαμψία και να επέρχεται θραύση του ελαστικού. Γι' αυτό λοιπόν, ο σχεδιασμός των εφεδράνων πρέπει να γίνεται έτσι ώστε οι τάσεις να είναι μικρότερες 3G, σε οποιαδήποτε φόρτιση [14]. Στον Πίνακα 1.4 παρατίθενται οι

φορτίσεις των εφεδράνων που αφορούν τη σεισμική απόδοση και την ικανότητα του εφεδράνου. Οι παρακάτω τιμές αναφέρονται στις πραγματικές φορτίσεις που δέχεται η κατασκευή στην παρούσα μελέτη.

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
$W = DL + 0,3LL$	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
$W_i = \max(DL + 0,3LL)$	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
$\max(1,2DL + LL)$	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
$\max(1,2DL + LL + EQ)$	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
$\min(0,8DL - EQ)$	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλὴν του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτίο ανέμου (Kn)	600

Πίνακας 1.4: Ομαδοποίηση αναπτυσσομένων φορτίσεων σε επιλεγμένο σύστημα μόνωσης

Στον Πίνακα 1.5 παρουσιάζονται οι έλεγχοι που αφορούν την κατακόρυφη συμπίεση και εφελκυσμό του εφεδράνου του Πίνακα 1.2.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
$K_{v,0}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Ec σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	2435.40	
$K_{v,\Delta}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Ec σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	2067.13	
ϵ_{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.51	
ϵ_{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.45	
ϵ_{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
$f.\epsilon_u$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικότη. - θέση 0	0.51	Ο.Κ.
$f.\epsilon_u$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.96	Ο.Κ.
P_y	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	12,234	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
		δεν απαιτείται έλεγχος	

Πίνακας 1.5: Έλεγχος συμπεριφοράς σε κατακόρυφη συμπίεση και εφελκυσμό, εφεδράνου κυκλικής διατομής (840/140/220 – Πίνακας 1.2), με λόγο $Q/W=8,3\%$.

1.3.1.2.4 Συμπεριφορά σε κάμψη

Η συμπεριφορά του ελαστομεταλλικού εφεδράνου σε καθαρή κάμψη περιγράφεται από την εξίσωση 1.18:

$$K_b = \frac{(E.I)_{\text{eff}}}{t_r} \quad (1.18)$$

όπου:

$(E.I)_{\text{eff}}$ καμπτική δυσκαμψία της μιας στρώσης ελαστικού.

I ροπή αδράνειας της επιφάνειας κάθε στρώσης σε κάτοψη, όπου για κυκλική στρώση ελαστικού διαμέτρου Φ , ορίζεται ως:

$$I = \frac{\pi \cdot \Phi^4}{64} \quad (1.19)$$

t_r συνολικό πάχος στρώσεων του ελαστικού.

Η καμπτική δυσκαμψία των κυκλικών στρώσεων ελαστικού, διαμέτρου Φ , με τη παραδοχή ασυμπίεστου υλικού, βάσει της προαναφερόμενης θεώρησης για τον υπολογισμό του μέτρου συμπίεστότητας (που υιοθετούν οι προδιαγραφές των Η.Π.Α., FEMA 356) [24] ορίζεται ως:

$$(E.I)_{\text{eff}}^{\infty} = E_c^{\infty} \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot I\right) \quad (1.20)$$

όπου:

$(E.I)_{\text{eff}}^{\infty}$, το μέτρο συμπίεστότητας του ελαστικού με τη παραδοχή ασυμπίεστου υλικού.

Σε περίπτωση που ληφθεί υπ' όψιν η συμπίεστότητα του ελαστικού, η έκφραση που περιγράφει την καμπτική δυσκαμψία κυκλικών στρώσεων ελαστικού δίνεται προσεγγιστικά από εξίσωση που ακολουθεί:

$$(E.I)_{\text{eff}} = (E.I)_{\text{eff}}^{\infty} \cdot \left(1 - \frac{E_c^{\infty}}{2 \cdot K}\right) \quad (1.21)$$

όπου :

K , το μέτρο διόγκωσης του ελαστικού.

Στη συνέχεια παρατίθεται ο πίνακας που αφορά τους ελέγχους της συμπεριφοράς του εφεδράνου σε κάμψη και αναφέρεται στο εφέδρανο του Πίνακα 1.2.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		
K_b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	38,697,287
$(EI)_{eff^\infty}$	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	14,152,787,851
$(EI)_{eff}$	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	8,513,403,227

Πίνακας 1.6: Έλεγχος συμπεριφοράς σε κάμψη, εφεδράνου κυκλικής διατομής (840/140/220 Πίνακας 1.2), με λόγο $Q/W=8,3\%$.

1.3.1.2.5 Λυγισμός σε απαραμόρφωτη θέση

Για τον έλεγχο του λυγισμού του εφεδράνου είναι απαραίτητη ανάλυση ευστάθειας αυτού. Για την ανάλυση αυτή, το εφέδρανο θεωρείται ως αμφίπακτο υποστύλωμα ύψους h , με επιφάνεια διατομής την επιφάνεια του συγκολλημένου ελαστικού A_r . Όταν το υποστύλωμα υποβάλλεται σε αξονικές θλιπτικές δυνάμεις, χάνει την ευστάθειά του εξαιτίας της χαμηλής του δυσκαμψίας και μετατοπίζεται οριζόντια, χωρίς την ανάπτυξη στροφής στο άνω και κάτω μέρος του λόγω των συνθηκών στήριξης σε αυτά (πακτώσεις) [17]. Το είδος αυτό παραμόρφωσης του υποστυλώματος προκαλεί λυγισμό αυτού και οφείλεται στις θλιπτικές αξονικές δυνάμεις που ασκούνται σε αυτό. Το υποστύλωμα εξακολουθεί να ισορροπεί, ακόμα και στη παραμορφωμένη θέση του, μέχρι το κρίσιμο κατακόρυφο φορτίο λυγισμού P_{crit} , το οποίο προκύπτει από τη διαφορική εξίσωση που περιγράφει την ισορροπία του υποστυλώματος και ορίζεται από την απλοποιημένη εξίσωση:

$$P_{crit} = \sqrt{G \cdot A_r \cdot \frac{\pi^2 \cdot (EI)_{eff}}{t_r^2}} \quad (1.22)$$

Η τιμή P_{crit} που υπολογίζεται από την εξίσωση 1.22, θα πρέπει να εξασφαλίζει έναν ικανοποιητικό συντελεστή ασφαλείας (π.χ. $> 2,5$), για την απαραμόρφωτη θέση, σε σχέση με την εφαρμοζόμενη κατακόρυφη θλιπτική δύναμη στο ελαστομεταλλικό εφέδρανο [14]. Ο συντελεστής αυτός δίνεται από την εξίσωση:

$$SF_b = \frac{P_{crit}}{P} \quad (1.23)$$

1.3.1.2.6 Λυγισμός σε παραμορφωμένη θέση

Ο λυγισμός του εφεδράνου σε παραμορφωμένη θέση έχει την ίδια έννοια με αυτόν στην απαραμόρφωτη θέση με τη διαφορά ότι στην πρώτη περίπτωση το κρίσιμο φορτίο λυγισμού θα είναι μικρότερο. Ο υπολογισμός του κρίσιμου φορτίου λυγισμού αποτελεί σύνθετο μη γραμμικό πρόβλημα. Η αρκετά συντηρητική προσεγγιστική σχέση που χρησιμοποιείται για την εκτίμηση του φορτίου αυτού στη παραμορφωμένη θέση λόγω της οριζόντιας μετατόπισης Δ , είναι αυτή της εξίσωσης 1.24:

$$P_{crit}^{\Delta} = P_{crit}^0 \cdot \sqrt{\frac{A_{red}}{A_r}} \quad (1.24)$$

Οι παραπάνω σχέσεις αφορούν τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα φυσικού ελαστικού με χαμηλό βαθμό απόσβεσης. Ο προσδιορισμός των αντίστοιχων ιδιοτήτων των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου, γίνεται με τη χρήση των ίδιων σχέσεων, με τη θεώρηση ότι είναι ελαστομεταλλικό και το μέρος που καταλαμβάνεται από τον πυρήνα μολύβδου. Η διαδικασία αυτή χρησιμοποιείται συχνά για τον έλεγχο της συμπεριφοράς των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου και η αξιοπιστία της επιβεβαιώνεται μέσω της σύγκρισης της συμπεριφοράς τους σε πειραματικό επίπεδο [14, 18].

Στη συνέχεια παρατίθεται ο πίνακας που αφορά τους ελέγχους ευστάθειας του εφεδράνου σε απαραμόρφωτη και παραμορφωμένη θέση και αναφέρεται στο εφεδράνο του Πίνακα 1.2.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ			
$P_{crit,0}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	27,916	
$SF_{b,0}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	12.6	ο.κ.
$P_{crit,\Delta}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	25,718	
$SF_{b,\Delta}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1,5)	11.4	ο.κ.

Πίνακας 1.7: Έλεγχος ευστάθειας σε απαραμόρφωτη και παραμορφωμένη θέση εφεδράνου κυκλικής διατομής (840/140/220 – Πίνακας 1.2), με λόγο $Q/W=7,5\%$.

1.3.1.2.7 Συμπεριφορά σε οριζόντια διάτμηση

Η δυσκαμψία σε οριζόντια διάτμηση ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$K_h = \frac{G \cdot A_r}{t_r} \quad (1.25)$$

όπου:

G μέτρο διάτμησης του ελαστικού

A_r επιφάνεια του συγκολλημένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες

t_r το συνολικό πάχος ελαστικού, αποτελούμενο από N στρώσεις ελαστικού πάχους t η κάθε μία.

Οι στρώσεις των μεταλλικών πλακών δεν συμμετέχουν στη διατμητική παραμόρφωση. Ωστόσο, εμποδίζουν την πλευρική διόγκωση του ελαστικού. Αυτό γίνεται διότι η δράση του κατακόρυφου φορτίου έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της δυσκαμψίας σε κατακόρυφη συμπίεση αλλά και την αύξηση της καμπτικής δυσκαμψίας του εφεδράνου [17]. Στον Πίνακα 1.8 παρατίθενται οι έλεγχοι που αφορούν την συμπεριφορά του εφεδράνου σε οριζόντια διάτμηση και αναφέρεται στο εφέδρανο του Πίνακα 1.2.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			
K_e	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	20.336	
K_p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	2.346	
K_p/K_e	λόγος στιβαροτήτων	11.5%	ο.κ.
D_y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει $\Delta > D_y$)	6.846	
F_y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	139.214	
F_m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	357.794	
K_{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	3.578	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	45,888	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	20.4%	ο.κ.

Πίνακας 1.8: Έλεγχος συμπεριφοράς σε οριζόντια διάτμηση εφεδράνου κυκλικής διατομής (840/140/220 – Πίνακας 1.2), με λόγο $Q/W=8,3\%$.

1.3.1.3 Χαρακτηριστικές ιδιότητες ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου (LRB)

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η προσομοίωση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου (LRB) γίνεται με τη βοήθεια ενός διγραμμικού υστερητικού μοντέλου, το οποίο προσεγγίζει ικανοποιητικά την πραγματική τους συμπεριφορά. Σύμφωνα με την προσομοίωση αυτή ικανοποιείται η σχεδόν γραμμική ελαστική συμπεριφορά του ελαστομεταλλικού μέρους των εφεδράνων και η σχεδόν ελαστική και πλήρως πλαστική συμπεριφορά του μολύβδου [16, 18, 23, 24]. Η αναπαράσταση του προαναφερόμενου διγραμμικού μοντέλου φαίνεται στο Σχήμα 1.10.

Ο υπολογισμός των ιδιοτήτων που συνθέτουν το εξιδανικευμένο διγραμμικό μοντέλο υστέρησης βασίζεται στην τυπολογία που ακολουθεί [14, 16, 17, 18, 23, 24].

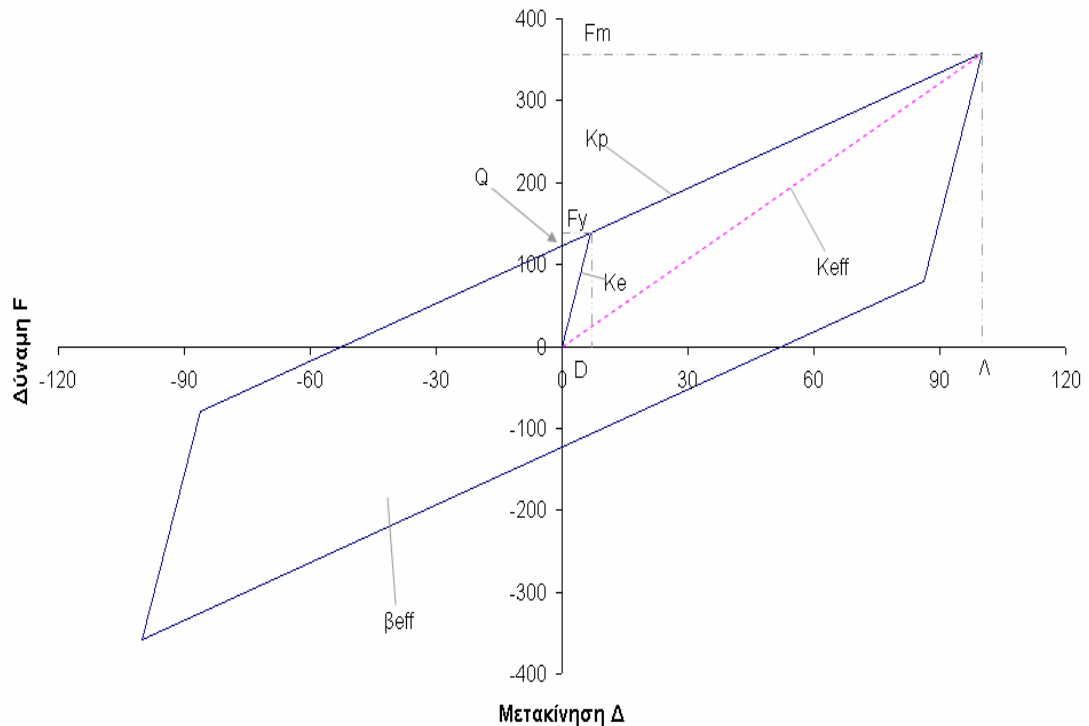
Η ελαστική δυσκαμψία K_e του εφεδράνου προσδιορίζεται από την ελαστική συμπεριφορά του πυρήνα μολύβδου κατά κύριο λόγο, αλλά και από την ελαστική συμπεριφορά του ελαστομεταλλικού μέρους του εφεδράνου, για το διάστημα που αυτή λειτουργεί. Το K_e ορίζεται με τη κλίση της ευθείας που προκύπτει από το σημείο της αρχής των αξόνων έως το σημείο της δύναμης και μετατόπισης διαρροής και δίνεται από την εξίσωση:

$$K_e = \frac{F_y}{D_y} \quad (1.26)$$

όπου:

F_y δύναμη διαρροής του εφεδράνου και

D_y μετατόπιση διαρροής του εφεδράνου

Διάγραμμα δύναμης - παραμόρφωσης ισοδύναμου LRB - $Q/W=8,3\%$ - $T=2,40$ 

Σχήμα 1.10:Εξιδανικευμένο διάγραμμα δύναμης - παραμόρφωσης εφεδράνου LRB κυκλικής διατομής (840/140/220 – Πίνακας 1.2), με λόγο $Q/W=8,3\%$ (μονάδες μέτρησης KN-mm).

Η δυσκαμψία K_p του εφεδράνου μετά τη διαρροή οφείλεται κυρίως στην ελαστική συμπεριφορά του φυσικού ελαστικού, εφόσον ο πυρήνας μολύβδου συμπεριφέρεται πλαστικά. Ωστόσο, παρατηρείται μια μικρή συνεισφορά στο μετελαστικό κλάδο του διγραμμικού βρόγχου υστέρησης. Η δυσκαμψία K_p στην περίπτωση αυτή δίνεται από την εξίσωση:

$$K_p = \frac{G \cdot A_r}{t_r} \cdot f_L \quad (1.27)$$

όπου:

G μέτρο διάτμησης του ελαστικού

A_r επιφάνεια του συγκολλημένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες

t_r συνολικό πάχος ελαστικού, αποτελούμενο από N στρώσεις ελαστικού πάχους t η κάθε μία.

f_L συντελεστής προσαύξησης, ίσος με 1,15 που υιοθετείται από τις σχετικές συστάσεις των Η.Π.Α., FEMA 356 [24] και λαμβάνει υπ' όψη τη συνεισφορά του μολύβδου στο μετελαστικό κλάδο του διγραμμικού υστερητικού βρόγχου, λόγω μη τέλει πλαστικής συμπεριφοράς.

Η χαρακτηριστική δύναμη Q που αναπτύσσεται στη μηδενική μετατόπιση του εφεδράνου, ισούται με τη δύναμη διαρροής του μολύβδου και υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$Q = A_{pb} \cdot \sigma_{ypb} \quad (1.28)$$

όπου:

A_{pb} επιφάνεια κάτοψης του πυρήνα μολύβδου

σ_{ypb} τάση διαρροής του μολύβδου, η θεωρητική τιμή της οποίας είναι τα 10,5 MPa, ενώ οι τιμές που προκύπτουν από πειραματικούς ελέγχους κυμαίνονται από 7 έως 8,5 MPa, εξαρτώμενα από το μέγεθος της κατακόρυφης φόρτισης και τη περίσφιξη του πυρήνα από το ελαστομεταλλικό μέρος του εφεδράνου [14].

Η ενεργός δυσκαμψία K_{eff} ορίζεται από την κλίση της ευθείας που προκύπτει από τα σημεία των μέγιστων τιμών δύναμης – μετατόπισης που είναι επίσης κορυφές του βρόγχου υστέρησης και δίνεται από την εξίσωση:

$$K_{eff} = \frac{F_m}{\Delta} \quad (1.29)$$

όπου:

F_m μέγιστη αναπτυσσόμενη δύναμη στη μέγιστη μετατόπιση Δ

Δ μέγιστη μετατόπιση, που καθορίζει και το εύρος της ανακυκλούμενης διαδικασίας.

Η ενεργός δυσκαμψία που προκύπτει από το διγραμμικό μοντέλο υστέρησης για $\Delta > D_y$ είναι δυνατόν να υπολογιστεί και από τη ακόλουθη εξίσωση:

$$K_{eff} = K_p + \frac{Q}{\Delta} \quad (1.30)$$

(Σημείωση: για $\Delta < D_y$ η ενεργός δυσκαμψία ισούται με την ελαστική ακαμψία K_e).

Επίσης, η μέγιστη αναπτυσσόμενη δύναμη F_m και η δύναμη διαρροής F_y , μπορούν να αποδοθούν σε σχέση με τη χαρακτηριστική αντοχή Q και τη δυσκαμψία μετά τη διαρροή, ως εξής:

$$F_y = Q + K_p \cdot D_y \quad (1.31)$$

$$F_m = Q + K_p \cdot \Delta \quad (1.32)$$

Η επιφάνεια του βρόγχου υστέρησης του διγραμμικού μοντέλου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$ED = 4 \cdot Q \cdot (\Delta - D_y) \quad (1.33)$$

και εκφράζει την ενέργεια που καταναλώνεται σε κάθε κύκλο φόρτισης και από την οποία προκύπτει και ο ισοδύναμος βαθμός ιξώδους απόσβεσης β_{eff} , για χρήση του στην γραμμική ελαστική ανάλυση του εφεδράνου.

$$\beta_{eff} = \frac{ED}{2 \cdot \pi \cdot K_{eff} \cdot \Delta^2} \quad (1.34)$$

Ο ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης β ορίζεται ως ο βαθμός απόσβεσης ενός ιξώδους ελαστικού στοιχείου το οποίο κάτω από ανακυκλική μετατόπιση εύρους D καταναλώνει ίδια ποσότητα ενέργειας με αυτή που καταναλώνεται από τον υστερητικό βρόγχο.

Η ιδιοπερίοδος του απλοποιημένου μονοβάθμιου μοντέλου της μονωμένης κατασκευής δίνεται από τη σχέση:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{\sum K_{eff}}} \quad (1.35)$$

όπου:

m συνολική μάζα της μονωμένης κατασκευής,

$\sum K_{eff}$ ενεργός δυσκαμψίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης (το άθροισμα των ενεργών δυσκαμψιών των εφεδράνων).

Μελετώντας το διγραμμικό διάγραμμα παρατηρείται ότι ο ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης β_{eff} , εξαρτάται έντονα τόσο από τη μέγιστη μετατόπιση Δ όσο και από το λόγο των δυσκαμψιών K_e/K_p .

Οι παραπάνω υπολογισμοί ομαδοποιούνται στο λογιστικό φύλλο Excel, όπου με επαναληπτικές διαδικασίες προσδιορίζεται το επιθυμητό αποτέλεσμα. Στη συνέχεια παρατίθενται συνοπτικά στους πίνακες 1.9 και 1.10 η απόδοση του συστήματος μόνωσης μέσω της ισοδύναμης στατικής μεθόδου και οι ιδιότητες των μη γραμμικών μελών του δομικού συστήματος (εφέδρανα LRB), για τη σύνθεση της διγραμμικής προσομοίωσης στο λογισμικό μη γραμμικής ανάλυσης.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	9.9	Ο.Κ.
	λυγισμός	12.6	Ο.Κ.
Design earthquake	συντελεστής ασφαλείας φορτίων από σεισμό σχεδιασμού		
	παραμόρφωση	5.2	Ο.Κ.
	λυγισμός	11.4	Ο.Κ.

Πίνακας 1.9: Έλεγχος της απόδοσης του επιλεγμένου συστήματος μόνωσης μέσω της ισοδύναμης στατικής μεθόδου για δεδομένη μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού.

spring effective stiffness	3578	ETABS
initial spring stiffness	20,336	
yield force	139.21	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	2,067,129	

Πίνακας 1.10: Προκύπτουσες τιμές από τους υπολογισμούς στο λογιστικό φύλλο, για τις ιδιότητες των μη γραμμικών μελών του δομικού συστήματος (εφέδρανα LRB), για τη σύνθεση της διγραμμικής προσομοίωσης στο λογισμικό μη γραμμικής ανάλυσης (ETABS - μονάδες μέτρησης: KN-m).

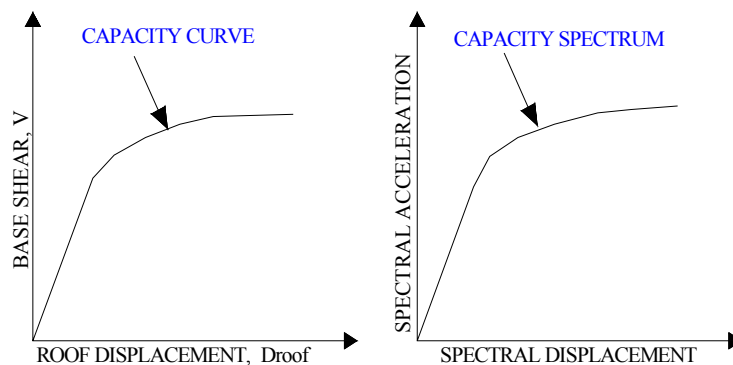
1.4 Στατική ανελαστική ανάλυση (*Pushover Analysis*)

Η στατική ανελαστική ανάλυση είναι μία σχετικά απλοποιημένη μέθοδος μη γραμμικής ανάλυσης των κατασκευών, η οποία λέγεται και «*Pushover Analysis*». Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η κατασκευή φορτίζεται με οριζόντιες δυνάμεις σε κάθε όροφο, οι οποίες εξαρτώνται από τη μάζα κάθε ορόφου, και μελετάται η συμπεριφορά της στη φόρτιση των οριζοντίων δυνάμεων. Οι οριζόντιες δυνάμεις αυξάνονται συνεχώς και σε κάθε αύξηση αυτών μελετάται η συμπεριφορά της κατασκευής. Η αύξηση των δυνάμεων φόρτισης προκαλεί αύξηση της έντασης στα στοιχεία της κατασκευής, τα οποία κάποια στιγμή αρχίζουν να διαρρέουν. Όταν σημειωθούν πλαστικές αρθρώσεις (μετά τη διαρροή) στα δομικά στοιχεία της κατασκευής γίνεται ανακατανομή της φόρτισης στα υπόλοιπα στοιχεία της κατασκευής που δεν έχουν διαρρεύσει, ενώ τα στοιχεία που έχουν διαρρεύσει λαμβάνονται ως στοιχεία με μηδενική δυσκαμψία. Η διαδικασία αυτή ακολουθείται μέχρι την κατάρρευση της κατασκευής, η οποία σημαίνει και το τέλος της ανάλυσης [1].

Στη συνέχεια γίνεται αναλυτική περιγραφή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης βασισμένη στις προδιαγραφές των κανονισμών ATC-40 [1] και FEMA 273 [11]. Η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης περιλαμβάνει τη μέθοδο ικανοτικού φάσματος [*Capacity Spectrum Method (CSM)*] και τη μέθοδο συντελεστών (*Coefficient Method*).

Η μέθοδος ικανοτικού φάσματος χρησιμοποιεί το σημείο τομής μεταξύ του ικανοτικού φάσματος (*Capacity Spectrum*) της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και ενός μειωμένου φάσματος αποκρίσεων (*Reduced Response Spectrum*) για την εκτίμηση της μέγιστης επιτρεπόμενης πλευρικής μετατόπισης των κατασκευών. Το ικανοτικό φάσμα είναι η καμπύλη που απεικονίζει το λόγο της φασματικής επιτάχυνσης προς την επιτάχυνση της βαρύτητας (*Spectral acceleration*) σε σχέση με τις φασματικές μετατοπίσεις της κατασκευής (*Spectral displacement*). Το ικανοτικό φάσμα (*Capacity Spectrum*) προκύπτει από την καμπύλη της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (*Pushover Curve* ή *Capacity Curve*), η οποία περιγράφει την τέμνουσα βάσης (*Base shear, V*) σε σχέση με την πλευρική μετατόπιση της κατασκευής (*Roof displacement, D_{roof}*), ύστερα από μετατροπή της τέμνουσας βάσης σε φασματική επιτάχυνση όπως θα αναλυθεί στη συνέχεια. Η ικανοτική καμπύλη (*Pushover Curve* ή *Capacity Curve*) περιγράφει τη συμπεριφορά της κατασκευής, όταν αυτή υποβάλλεται σε συγκεκριμένη φόρτιση κατά

την ελαστική περιοχή αλλά και μετά από αυτή. Το μειωμένο φάσμα αποκρίσεων βασίζεται σε σεισμικές αποκρίσεις βάσει κανονισμών και συνήθως μειώνεται λόγω μη γραμμικών επιρροών και αποσβέσεων. Στο Σχήμα 1.11 φαίνονται σε γραφήματα οι καμπύλες της ικανοτικής καμπύλης (*Capacity Curve*) και του ικανοτικού φάσματος (*Capacity Spectrum*).



Σχήμα 1.11: Ικανοτική καμπύλη (*Capacity Curve*) και ικανοτικό φάσμα (*Capacity Spectrum*)

Η μέθοδος συντελεστών υπολογίζει την ανώτατη επιτρεπόμενη μετατόπιση της οροφής της κατασκευής μέσω μιας αριθμητικής διαδικασίας η οποία θα περιγραφεί στη συνέχεια [1, 11, 12]. Η μέθοδος αυτή δεν απαιτεί τη μετατροπή της ικανοτικής καμπύλης σε ικανοτικό φάσμα και δε μπορεί να εφαρμοστεί σε μη κανονικά κτίρια.

1.4.1 Διαδικασία ανελαστικής στατικής ανάλυσης (*Pushover Analysis*)

Η μεθοδολογία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, σύμφωνα με τον ATC-40 [1], χρησιμοποιεί τρία βασικά στοιχεία για την εκτέλεση της ανάλυσης, τα οποία είναι η ικανότητα της κατασκευής (*Capacity Structure*), η μετατόπιση-απαίτηση της οροφής (*Demand-Displacement Roof*) και ο έλεγχος επιτελεστικότητας (*Performance Check*) τα οποία αναλύονται παρακάτω.

1.4.1.1 Ικανότητα κατασκευής (*Capacity Structure*)

Η ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την αντοχή και την ικανότητα παραμόρφωσης κάθε δομικού στοιχείου αυτής στην ελαστική και στην ανελαστική

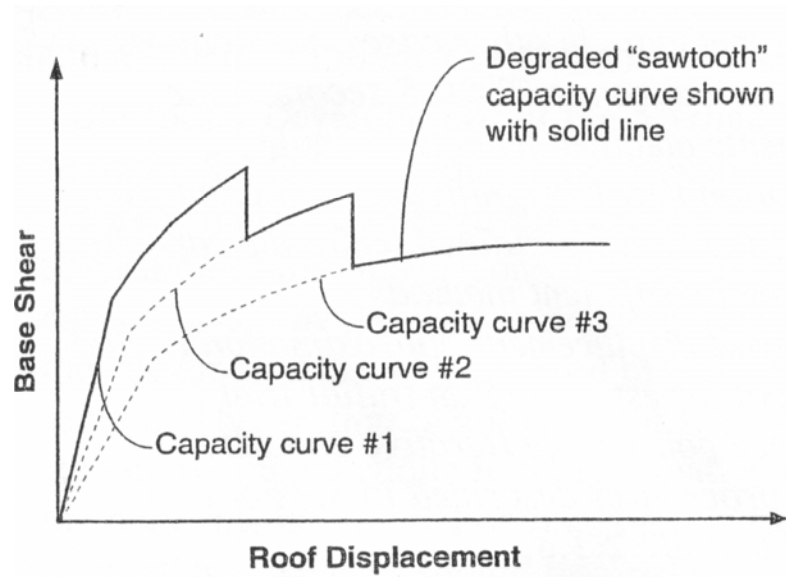
περιοχή. Για την εύρεση της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων, κατά τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις της κατασκευής, γίνεται χρήση των πλαστικών αρθρώσεων. Δηλαδή λαμβάνεται υπ' όψιν ότι, κάθε διατομή παρουσιάζει ελαστοπλαστική συμπεριφορά και όταν αυτή διαρρεύσει μετατρέπεται σε πλαστική άρθρωση. Θεωρείται πως οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται στα άκρα των δομικών στοιχείων γιατί αυτά τα σημεία είναι κρίσιμα για τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων [1, 11]. Η περιγραφή της προσομοίωσης των πλαστικών αρθρώσεων παρουσιάζεται στο **Παράρτημα Β**.

Για την διαδικασία της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (ανάλυση σταδιακής εξώθησης) υλοποιούνται μια σειρά από διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις για την προσέγγιση ενός διαγράμματος τέμνουσας βάσης (*Base shear*)-πλευρικής μετατόπισης της κατασκευής (*Roof displacement*) [1]. Τα βασικά βήματα της μεθόδου είναι τα ακόλουθα:

- Εφαρμόζονται οριζόντιες δυνάμεις σε κάθε όροφο της κατασκευής οι οποίες προκαλούν συγκεκριμένες μετατοπίσεις. Το μέγεθος των δυνάμεων που εφαρμόζονται εξαρτάται από τη μάζα κάθε ορόφου και τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, και αυξάνονται συνεχώς προκαλώντας έτσι μεγαλύτερες μετατοπίσεις σε αυτή.
- Έπειτα από κάθε ανάλυση καταχωρείται η τέμνουσα βάσης και η μετατόπιση της οροφής.
- Σε ορισμένη τιμή των δυνάμεων που εφαρμόζονται στην κατασκευή κάποια δομικά στοιχεία αυτής διαρρέουν, λόγω αυξημένης μετατόπισης, οπότε έχουν μειωμένη αντοχή και δεν μπορούν να παραλάβουν επιπλέον φόρτιση.
- Σε αυτό το στάδιο η κατασκευή αναθεωρείται και τα στοιχεία που έχουν διαρρεύσει (δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων) λαμβάνονται υπόψη ως στοιχεία με μηδενική δυσκαμψία.
- Στη συνέχεια η κατασκευή επαναφορτίζεται με μεγαλύτερες δυνάμεις και γίνεται ανακατανομή της πλευρικής φόρτισης στα στοιχεία της κατασκευής που δεν έχουν διαρρεύσει, και επομένως μπορούν να παραλάβουν επιπρόσθετη φόρτιση μέχρι να διαρρεύσουν.

- Καταχωρείται η τέμνουσα βάσης και η μετατόπιση της οροφής ώστε να προκύψουν τα συγκεντρωτικά στοιχεία.
- Στη συνέχεια επαναλαμβάνονται τα τρία τελευταία βήματα μέχρι την επίτευξη ενός ανωτάτου ορίου προκαθορισμένης μετατόπισης ή μέχρι την επίτευξη της αστάθειας της κατασκευής οπότε και τελειώνει η *ανάλυση σταδιακής εξώθησης*.

Αποτέλεσμα της ανωτέρω διαδικασίας είναι η παρακάτω «πριονωτή» καμπύλη με τη συνεχή γραμμή (*sawtooth capacity curve shown with solid line*), η οποία δηλώνει ενδεικτικά ότι πραγματοποιούνται επαναληπτικές διαδικασίες από τις οποίες εξάγονται οι καμπύλες 1, 2 και 3, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.12. Κάθε «δόντι» της καμπύλης αποτελεί το τέλος μιας διαδικασίας φόρτισης της κατασκευής και ανάλυσης αυτής. Μέχρι και το πρώτο «δόντι» της καμπύλης (*Capacity curve # 1*) πραγματοποιείται ένας αριθμός διαδικασιών φόρτισης της κατασκευής και αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις στα στοιχεία αυτής. Ωστόσο, οι αρθρώσεις που εμφανίζονται δεν είναι αρκετές ώστε η κατασκευή να χάσει τη συνολική αντοχή της. Όταν οι αρθρώσεις είναι αρκετές ή οι πλευρικές μετατοπίσεις είναι αρκετά μεγάλες, ώστε η κατασκευή να μην μπορεί να δεχθεί μεγαλύτερη φόρτιση, τότε παρατηρείται σημαντική πτώση της αντοχής της κατασκευής και εμφανίζεται το πρώτο «δόντι» στο Σχήμα 1.12. Στη συνέχεια η κατασκευή επαναφορτίζεται με νέες δυνάμεις, αναπτύσσονται νέες πλαστικές αρθρώσεις (*plastic hinges*) και υπολογίζονται κάθε φορά οι μετατοπίσεις των δομικών στοιχείων της (*Capacity curve # 2*). Όταν η κατασκευή χάσει ξανά την εναπομένουσα αντοχή της τότε εμφανίζεται στην καμπύλη το δεύτερο «δόντι» και ούτω καθ' εξής. Η παραπάνω διαδικασία συνεχίζεται μέχρι την επίτευξη του ανωτάτου ορίου της προκαθορισμένης μετατόπισης ή μέχρι την επίτευξη της αστάθειας της κατασκευής.



Σχήμα 1.12: Ικανοτική καμπύλη (*Capacity Curve*) συνολικής αντοχής της κατασκευής βάσει της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

1.4.1.2 Μετατόπιση-απαίτηση οροφής (*Demand-Displacement Roof*)

Η μετατόπιση-απαίτηση της οροφής είναι η μέγιστη επιτρεπόμενη μετατόπιση που εκτιμάται ότι θα εμφανιστεί στην οροφή της κατασκευής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η μετατόπιση αυτή ορίζεται βάσει σεισμικών κανονισμών και χρησιμοποιείται ως μετατόπιση σχεδιασμού. Χρησιμοποιείται στην περίπτωση που επιλέγεται η επίτευξη ενός ανωτάτου ορίου προκαθορισμένης μετατόπισης για την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Η τιμή της μετατόπισης ορίζεται με δύο συγκεκριμένες μεθόδους. Η πρώτη ονομάζεται *μέθοδος ικανοτικού φάσματος* ενώ η δεύτερη ονομάζεται *μέθοδος συντελεστών*. Στη συνέχεια περιγράφονται αναλυτικά οι δύο μέθοδοι με τη βοήθεια διαγραμμάτων και αναλυτικών εξισώσεων για την καλύτερη κατανόησή τους.

1.4.1.2.1 Μέθοδος ικανοτικού φάσματος

Η μέθοδος ικανοτικού φάσματος βασίζεται στη εύρεση ενός σημείου (*Demand-Displacement Roof*) του ικανοτικού φάσματος (*Capacity Spectrum*) το οποίο να ανήκει και στο μειωμένο φάσμα απόκρισης (*Reduced Response Spectrum*). Το τελευταίο

φάσμα μειώνεται λόγω μη γραμμικών επιρροών και αποσβέσεων. Η μετατόπιση-απαίτηση της οροφής (*Demand-Displacement Roof*) λαμβάνει χώρα σε ένα σημείο του ικανοτικού φάσματος το οποίο ονομάζεται σημείο επιτελεστικότητας (*Performance Point*). Το σημείο επιτελεστικότητας αναπαριστά την κατάσταση στην οποία η σεισμική ικανότητα της κατασκευής είναι ίση με τις σεισμικές απαιτήσεις βάσει κανονισμών γι' αυτό και ονομάζεται μετατόπιση-απαίτηση της οροφής. Στη συνέχεια περιγράφονται το θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου του ικανοτικού φάσματος και ο τρόπος υπολογισμού της μέγιστης επιτρεπόμενης πλευρικής μετατόπισης της οροφής των κατασκευών και του σημείου επιτελεστικότητας. Στόχος της μεθόδου είναι ο υπολογισμός της απόσβεσης και των μειωτικών συντελεστών του φάσματος απόκρισης. Με τη βοήθεια των τιμών της απόσβεσης και των μειωτικών συντελεστών υπολογίζεται η μετατόπιση-απαίτηση της οροφής.

Αρχικά για την εφαρμογή της μεθόδου ικανοτικού φάσματος είναι απαραίτητη η μετατροπή του μειωμένου φάσματος απόκρισης (*Reduced Response Spectra*) και της ικανοτικής καμπύλης (*Pushover Curve*) σε διαγράμματα τα οποία να δίνουν τη φασματική επιτάχυνση σε σχέση με τη φασματική μετατόπιση της οροφής (*ADRS Format S_a vs S_d*). Η μορφή αυτή εμφάνισης των διαγραμμάτων είναι γνωστή και ως *Acceleration-Displacement Response Spectra (ADRS)*. Το μειωμένο φάσμα απόκρισης δίνει τη φασματική επιτάχυνση σε σχέση με την περίοδο (*Standard Format S_a vs T*), βάσει σεισμικών κανονισμών και απαιτήσεων. Η ικανοτική καμπύλη δίνει την τέμνουσα βάσης σε σχέση με τη μετατόπιση της οροφής της κατασκευής.

Η μετατροπή του μειωμένου φάσματος απόκρισης (*Reduced Response Spectra*) σε διάγραμμα της μορφής *ADRS* γίνεται ως εξής:

Κάθε σημείο του μειωμένου φάσματος απόκρισης έχει μια φασματική επιτάχυνση, S_a , μια φασματική ταχύτητα, S_v , μια φασματική μετατόπιση, S_d , και περίοδο T . Για να γίνει η μετατροπή του μειωμένου φάσματος απόκρισης σε μορφή *ADRS* πρέπει για κάθε σημείο αυτού, που αντιστοιχεί σε μία S_a και μια T , να οριστεί μια μετατόπιση S_d . Αυτό πραγματοποιείται με τη βοήθεια της εξίσωσης 1.36.

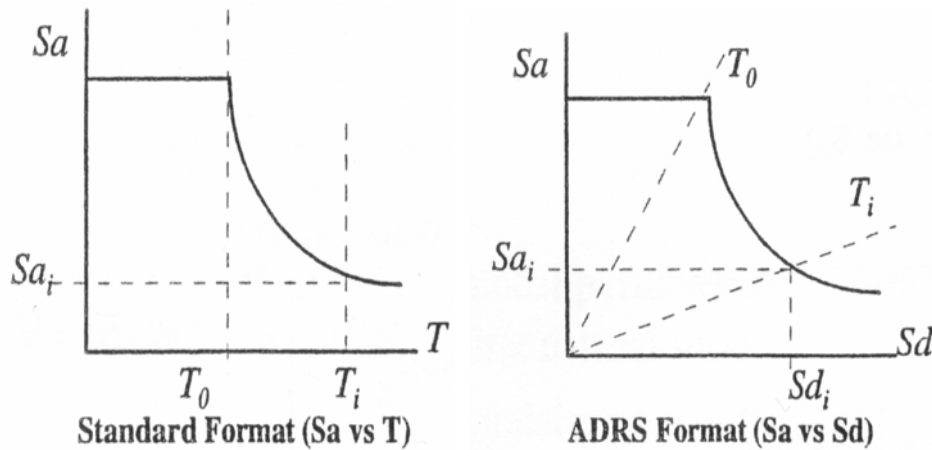
$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} S_{ai} \cdot g \quad (1.36)$$

Η φασματική ταχύτητα και η φασματική μετατόπιση συνδέονται με τη φασματική επιτάχυνση με τη βοήθεια των εξισώσεων (1.37) και (1.38).

$$S_{ai}g = \frac{2 \cdot \pi}{T_i} S_v \quad (1.37)$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2 \cdot \pi} S_v \quad (1.38)$$

Στο Σχήμα 1.13 φαίνονται τα διαγράμματα του μειωμένου φάσματος απόκρισης πριν και μετά τη μετατροπή. Η τιμή των περιόδων T_0 και T_i είναι σταθερή στα δύο διαγράμματα. Στο διάγραμμα της μορφής *ADRS* οι τιμές της περιόδου περιγράφονται με γραμμές οι οποίες ξεκινούν από την αρχή των αξόνων των S_a και S_d . Όσο οι γραμμές των περιόδων πλησιάζουν τον άξονα των μετατοπίσεων οι τιμές τους γίνονται μεγαλύτερες. Αυτό υποδηλώνει ότι όσο αυξάνονται οι ανελαστικές μετατοπίσεις της κατασκευής η περίοδος αυτής μεγαλώνει.



Σχήμα 1.13: Διαγράμματα μειωμένου φάσματος απόκρισης σε κανονική μορφή (*Standard Format*) και σε μορφή *ADRS* (*ADRS Format*)

Η μετατροπή της ικανοτικής καμπύλης (*Pushover Curve*) σε διάγραμμα της μορφής *ADRS* γίνεται με τη βοήθεια των παρακάτω εξισώσεων:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (1.39)$$

$$a_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \cdot \left[\sum_{i=1}^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (1.40)$$

$$S_a = \frac{V/W}{a_1} \quad (1.41)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \quad (1.42)$$

όπου:

PF_1 ιδιομορφικός συντελεστής συμμετοχής για την πρώτη ιδιομορφή

a_1 ιδιομορφικός συντελεστής μάζας για την πρώτη ιδιομορφή

$\frac{w_i}{g}$ μάζα του επιπέδου i

ϕ_{i1} το εύρος της ιδιομορφής 1 στο επίπεδο i

N μέγιστος αριθμός ορόφων της κατασκευής

V τέμνουσα βάσης

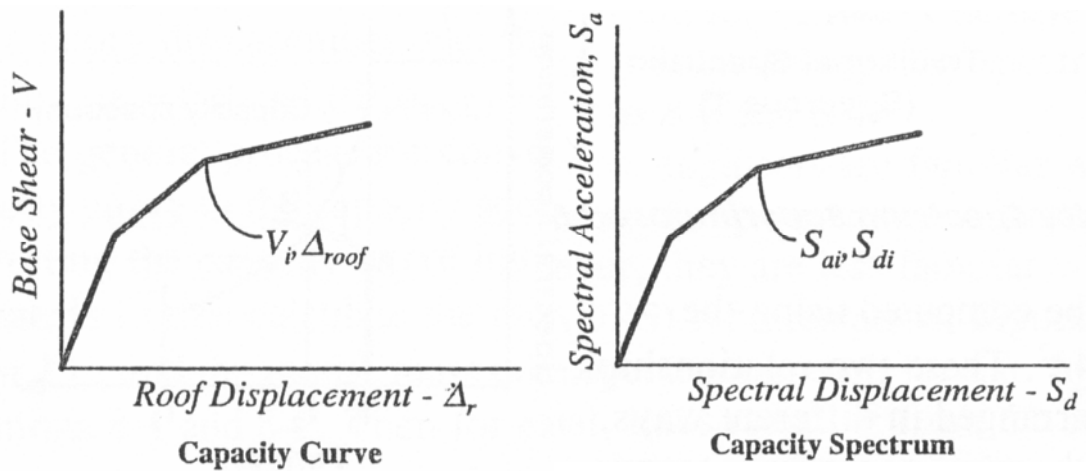
W μόνιμο και κινητό φορτίο

Δ_{roof} μετατόπιση οροφής

S_a φασματική επιτάχυνση

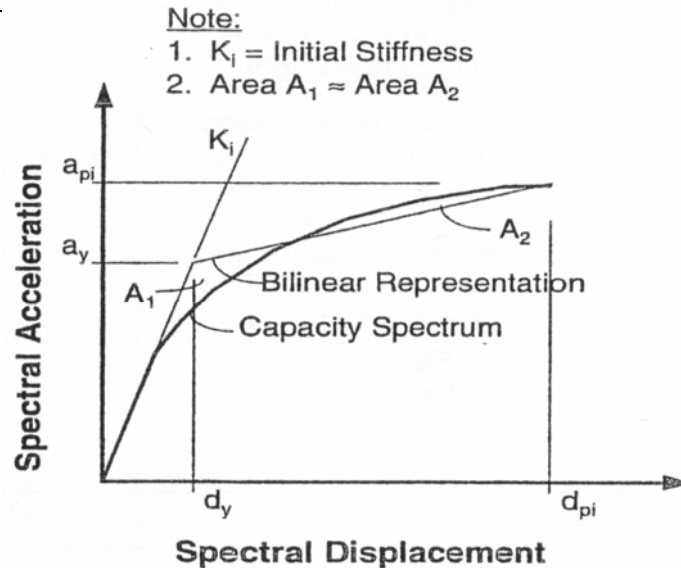
S_d φασματική μετατόπιση

Το αποτέλεσμα της παραπάνω μετατροπής παρουσιάζεται γραφικά στο Σχήμα 1.1.4:



Σχήμα 1.14: Ικανοτική καμπύλη (*Capacity Curve*) και ικανοτικό φάσμα (*Capacity Spectrum*)

Όπως προαναφέρθηκε, στόχος της μεθόδου είναι ο υπολογισμός της απόσβεσης και των μειωτικών συντελεστών του φάσματος απόκρισης. Για τον υπολογισμό των παραπάνω τιμών είναι απαραίτητη η διγραμμική αναπαράσταση (*Bilinear Representation*) του ικανοτικού φάσματος (*Capacity Spectrum*). Η τελευταία γίνεται με ορισμό ενός δοκιμαστικού σημείου a_{pi}, d_{pi} , βάσει του οποίου γίνεται η μείωση του φάσματος απόκρισης. Αν το μειωμένο φάσμα απόκρισης τέμνει το ικανοτικό φάσμα στο σημείο a_{pi}, d_{pi} τότε αυτό είναι το σημείο επιτελεστικότητας. Συγκεκριμένα, σχεδιάζεται μια γραμμή η οποία ξεκινά από την αρχή των αξόνων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.15. Η κλίση της γραμμής εκφράζει την αρχική δυσκαμψία, K_i , της κατασκευής. Στη συνέχεια ορίζεται το σημείο a_{pi}, d_{pi} του ικανοτικού φάσματος και σχεδιάζεται δεύτερη ευθεία με διαφορετική κλίση, η οποία τέμνει την πρώτη στο σημείο a_y, d_y . Ο σχεδιασμός της δεύτερης ευθείας γίνεται με στόχο τα A_1 και A_2 του σχήματος να είναι περίπου ίσα, ώστε το εμβαδόν (το οποίο εκφράζει την ενέργεια) κάτω από τη διγραμμική αναπαράσταση και το ικανοτικό φάσμα να είναι περίπου ίσο.



Σχήμα 1.15: Διγραμμική αναπαράσταση ικανοτικού φάσματος σύμφωνα με τη μέθοδο ικανοτικού φάσματος

Στη συνέχεια υπολογίζονται η απόσβεση και οι μειωτικοί συντελεστές του φάσματος απόκρισης. Ο υπολογισμός της απόσβεσης γίνεται με δύο μεθόδους. Στην πρώτη μέθοδο υπολογίζεται η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ενώ στη δεύτερη η ενεργός ιξώδης απόσβεση. Ο διαχωρισμός των δύο αποσβέσεων γίνεται διότι η πρώτη μέθοδος υπερεκτιμά την απόσβεση μιας κατασκευής, όταν αυτή δεν είναι πλάστιμη. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποιείται κυρίως η δεύτερη μέθοδος η οποία λαμβάνει υπόψη τη συμπεριφορά της κατασκευής και οδηγεί σε πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα. Οι μέθοδοι υπολογισμού της ιξώδους απόσβεσης περιγράφονται στη συνέχεια.

1.4.1.2.1 Υπολογισμός ισοδύναμης ιξώδους απόσβεσης

Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση υπολογίζεται από την εξίσωση 1.43.

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (1.43)$$

όπου:

β_0 υστερητική απόσβεση η οποία σχετίζεται με το βρόχο υστέρησης που σχηματίζεται, όταν αναπαρασταθεί η δύναμη του σεισμού σε σχέση με τις μετατοπίσεις

0.05 5% ιξώδης απόσβεση η οποία θεωρείται πως υπάρχει στην κατασκευή και είναι σταθερή

Ο όρος β_0 υπολογίζεται από την εξίσωση 1.44.

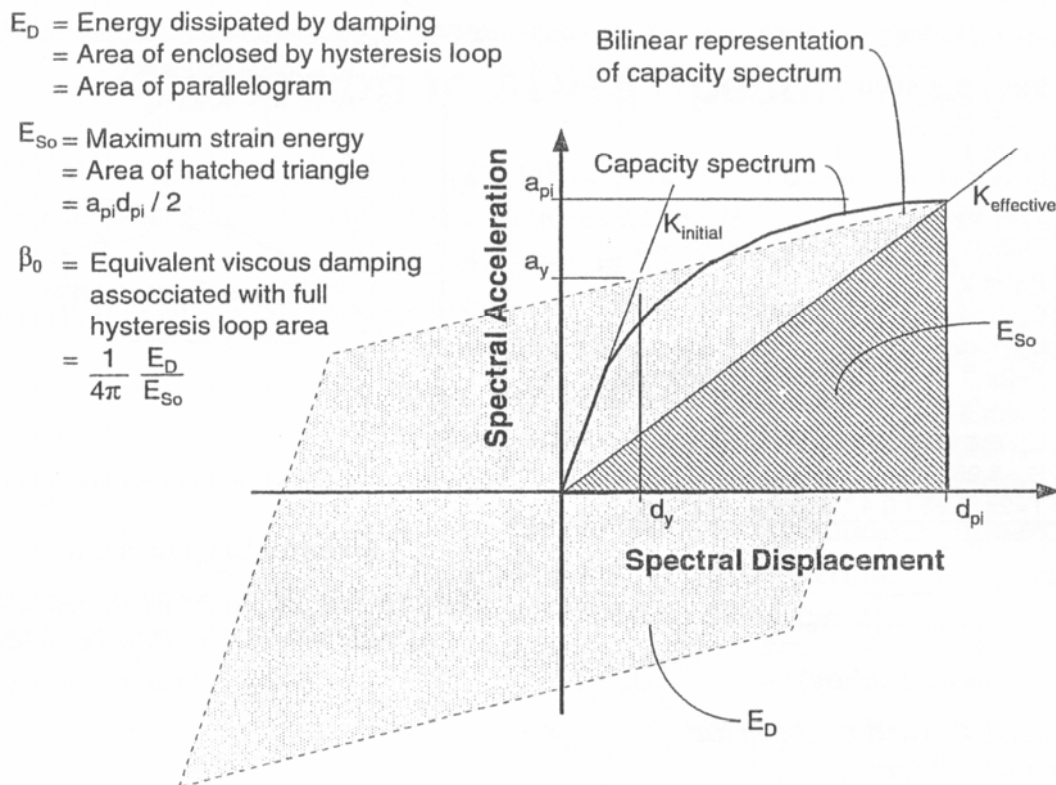
$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} \quad (1.44)$$

όπου:

E_D ενέργεια που καταναλώνεται λόγω απόσβεσης

E_{So} μέγιστη ενέργεια παραμόρφωσης

Η φυσική σημασία των όρων E_D και E_{So} παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.16. Σύμφωνα με το ίδιο σχήμα, E_D είναι η ενέργεια που καταναλώνεται από την κατασκευή σε έναν κύκλο κίνησης και ισούται με το εμβαδόν που περικλείεται από το βρόχο υστέρησης. Επίσης, E_{So} είναι η μέγιστη ενέργεια παραμόρφωσης που απορροφάται στον ίδιο κύκλο κίνησης και ισούται με το εμβαδόν που περικλείεται από την τριγωνική διαγραμμισμένη περιοχή.



Σχήμα 1.16: Βρόχος υστέρησης ενός κύκλου κίνησης της κατασκευής

Με τη βοήθεια αριθμητικών υπολογισμών το E_D μπορεί να περιγραφεί από την εξίσωση 1.45 ενώ το E_{So} από την εξίσωση 1.46.

$$E_D = 4(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi}) \quad (1.45)$$

$$E_{So} = \frac{a_{pi} \cdot d_{pi}}{2} \quad (1.46)$$

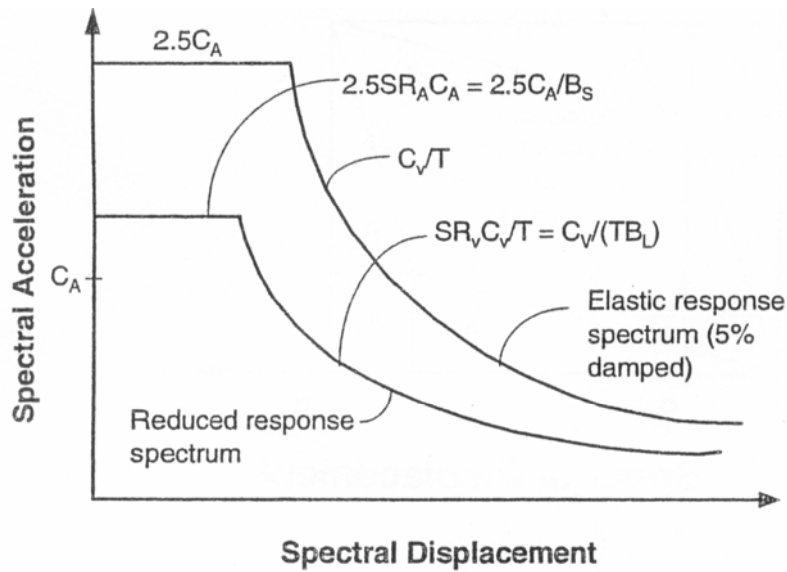
Επομένως, η εξίσωση 1.44 βάσει των εξισώσεων 1.45 και 1.46 παίρνει την παρακάτω μορφή.

$$\beta_0 = 0.637 \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \quad (1.47)$$

Οπότε, η εξίσωση 1.43 βάσει της εξίσωσης 1.47 γίνεται:

$$\beta_{eq} = 0.637 \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 0.05 \quad (1.48)$$

Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση, β_{eq} , που υπολογίζεται από την εξίσωση 1.48 χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των μειωτικών συντελεστών του φάσματος απόκρισης SR_A και SR_V με τη βοήθεια εξισώσεων που έχουν αναπτυχθεί από τους Newmark και Hall [Newmark and Hall,1982] [13]. Η διαδικασία υπολογισμού των τιμών των SR_A και SR_V είναι αρκετά πολύπλοκη και ξεφεύγει από τους στόχους της παρούσας εργασίας, γι' αυτό και δεν περιγράφεται αναλυτικά. Ωστόσο, στο Σχήμα 1.17 φαίνεται ένα ενδεικτικό διάγραμμα που απεικονίζει το μειωμένο φάσμα απόκρισης (*Reduced Response Spectra*), που προκύπτει από την παραπάνω διαδικασία, και η συμμετοχή των SR_A και SR_V σε αυτό. Το μειωμένο φάσμα απόκρισης που προκύπτει έπειτα τον υπολογισμό των β_{eq} , SR_A και SR_V ονομάζεται και απαιτούμενο φάσμα απόκρισης (*Demand Response Spectra*).



Σχήμα 1.17: Μειωμένο φάσμα απόκρισης

όπου:

SR_A συντελεστής μείωσης του φάσματος στο πεδίο σταθερών επιταχύνσεων

SR_v συντελεστής μείωσης του φάσματος στο πεδίο σταθερών ταχυτήτων

C_A, C_v σεισμικοί συντελεστές που ορίζονται σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα απόκρισης

Στο **Παράρτημα Α** γίνεται η περιγραφή ενός τυπικού ελαστικού φάσματος απόκρισης σύμφωνα με τις διατάξεις του ATC-40 [1].

1.4.1.2.1.2 Υπολογισμός ενεργού ιξώδους απόσβεσης

Η ενεργός ιξώδης απόσβεση (*Effective Damping*), β_{eff} , υπολογίζεται από την εξίσωση 1.49, η οποία είναι παρόμοια με την εξίσωση 1.43, στην οποία όμως έχει εισαχθεί ο συντελεστής μετατροπής της απόσβεσης κ (*Damping Modification Factor*).

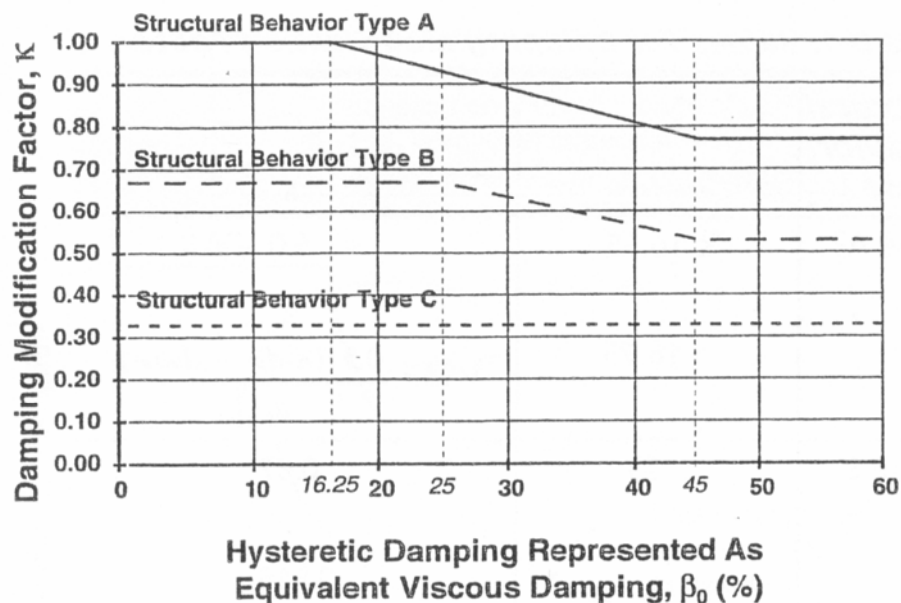
$$\beta_{eff} = \kappa \cdot \beta_0 + 0.05 \quad (1.49)$$

Η εξίσωση 1.49 με τη βοήθεια της εξίσωσης 1.47 και με την απόσβεση εκφρασμένη σε ποσοστό επί τοις εκατό γράφεται ως εξής:

$$\beta_{eff} = 63.7 \cdot \kappa \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5 \quad (1.50)$$

Ο συντελεστής κ είναι ένα μέγεθος που εκφράζει την ακρίβεια με την οποία αναπαρίσταται ο βρόχος υστέρησης του Σχήματος 1.16 και εξαρτάται από τη σεισμική αντοχή του κτιρίου και τη διάρκεια της σεισμικής δόνησης. Γίνεται μια κατηγοριοποίηση των κατασκευών σύμφωνα με τη συμπεριφορά τους στο σεισμό και ανάλογα με την κατηγορία στην οποία κατατάσσεται η κάθε κατασκευή δίνεται η κατάλληλη τιμή του συντελεστή κ . Για κτίρια με σεισμική συμπεριφορά τύπου A (*Structural Behavior Type A*), οπότε τα κτίρια θεωρούνται ευσταθή και ο βρόχος υστέρησης είναι παρόμοιος με αυτόν του Σχήματος 1.16, ο συντελεστής κ παίρνει την τιμή 1. Για κτίρια με σεισμική συμπεριφορά τύπου B (*Structural Behavior Type B*), όπου ο βρόχος υστέρησης είναι μικρότερος από αυτόν του Σχήματος 1.16, ο συντελεστής κ παίρνει την τιμή 2/3. Τέλος, για κτίρια με σεισμική συμπεριφορά τύπου C (*Structural Behavior Type C*), όπου τα κτίρια παρουσιάζουν χαμηλή υστερητική συμπεριφορά, ο συντελεστής κ παίρνει την τιμή 1/3.

Στο Σχήμα 1.18 φαίνεται το διάγραμμα των τιμών του συντελεστή κ σε σχέση με την ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση β_0 (*Equivalent Viscous Damping*) και τον τύπο της κατασκευής βάσει της συμπεριφοράς του στο σεισμό.



Σχήμα 1.18: Συντελεστής μετατροπής απόσβεσης κ για κατασκευές με συμπεριφορά τύπου A, B και C

Στη συνέχεια υπολογίζονται οι τιμές των συντελεστών SR_A και SR_V που περιγράφηκαν παραπάνω από τις εξισώσεις 1.51 και 1.52 αντίστοιχα. Το β_{eff} έχει εισαχθεί σε ποσοστό επί τοις εκατό.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln\left(63.7 \cdot \kappa \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5\right)}{2.12} \quad (1.51)$$

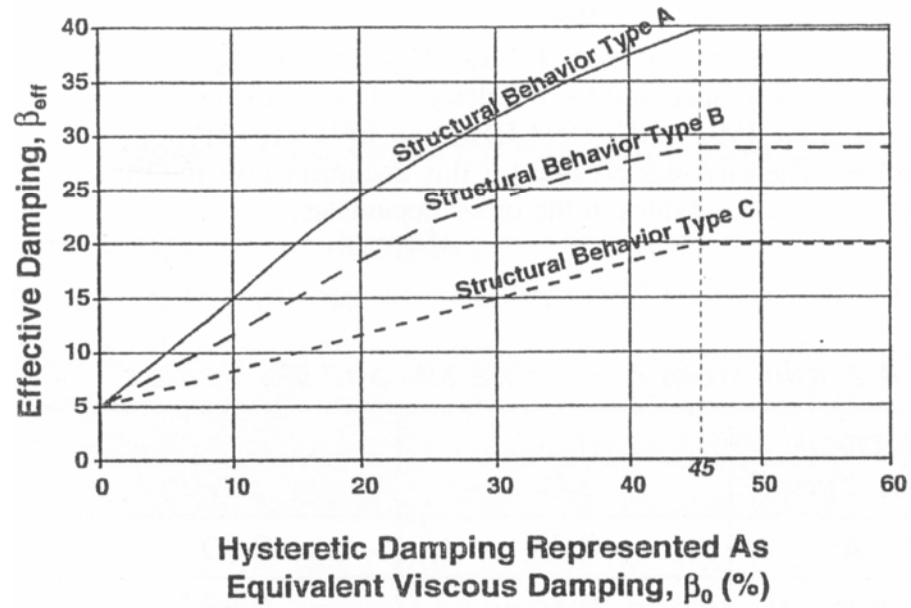
$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln\left(63.7 \cdot \kappa \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5\right)}{1.65} \quad (1.52)$$

Οι τιμές των SR_A και SR_V πρέπει να είναι μεγαλύτερες από αυτές του πίνακα 1.11.

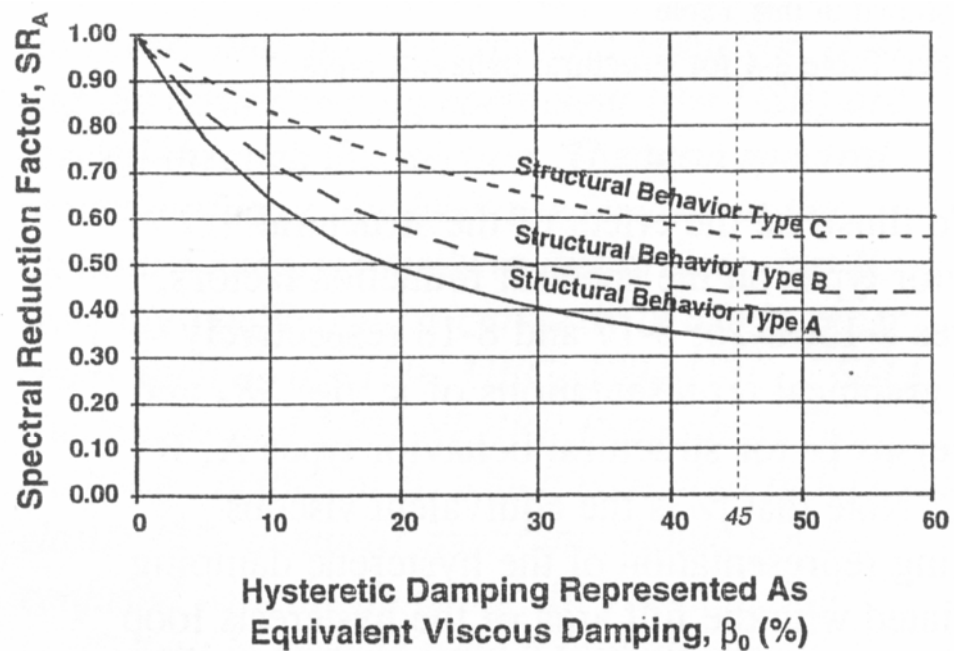
Structural Behavior Type	SR_A	SR_V
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

Πίνακας 1.11: Πίνακας ελαχίστων τιμών των SR_A και SR_V

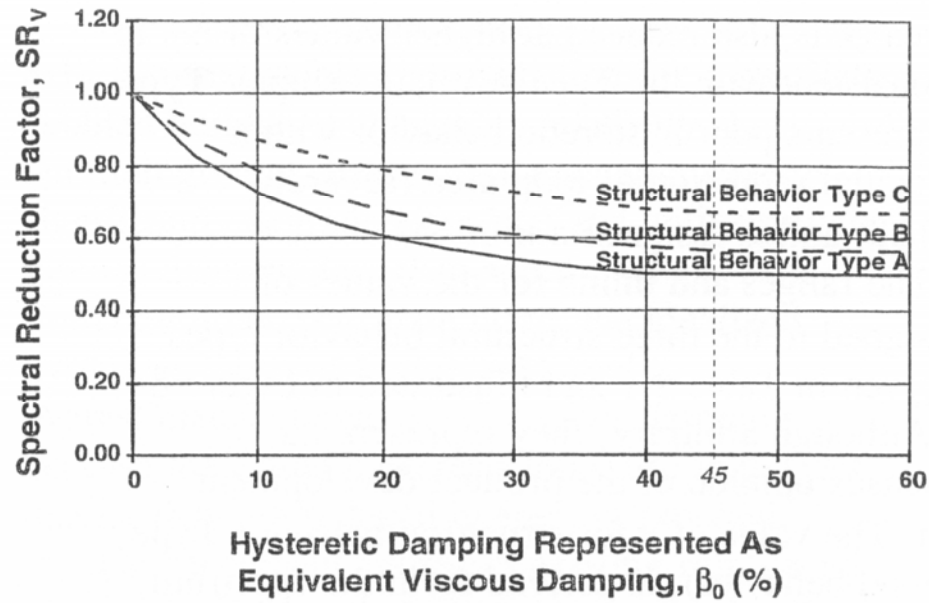
Στη Σχήματα 1.19, 1.20 και 1.21 παρουσιάζονται σε διαγράμματα οι τιμές των β_{eff} , SR_A και SR_V , αντίστοιχα, σε σχέση με την ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση β_0 , ενώ στο Σχήμα 1.22 παρουσιάζεται το φάσμα απόκρισης σε μορφή *ADRS* για κατασκευές με συμπεριφορά τύπου A, B και C, όταν η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση β_0 είναι 15%. Σημειώνεται ότι η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση β_0 παριστάνει την υστερητική απόσβεση που συνδέεται με το εμβαδόν E_D του υστερητικού βρόχου, που σχηματίζεται από τη διγραμμική αναπαράσταση του ικανοτικού φάσματος του Σχήματος 1.16.



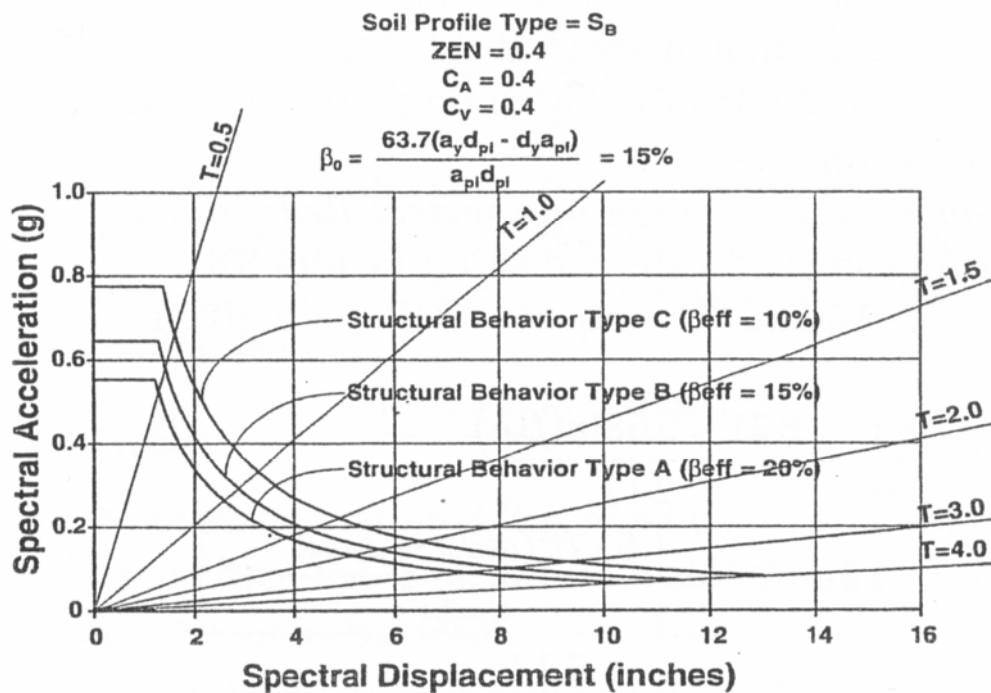
Σχήμα 1.19: Ενεργός απόσβεση, β_{eff} , για κατασκευές με συμπεριφορά τύπου Α, Β και C



Σχήμα 1.20: Συντελεστής μείωσης φάσματος SR_A για κατασκευές με συμπεριφορά τύπου Α, Β και C

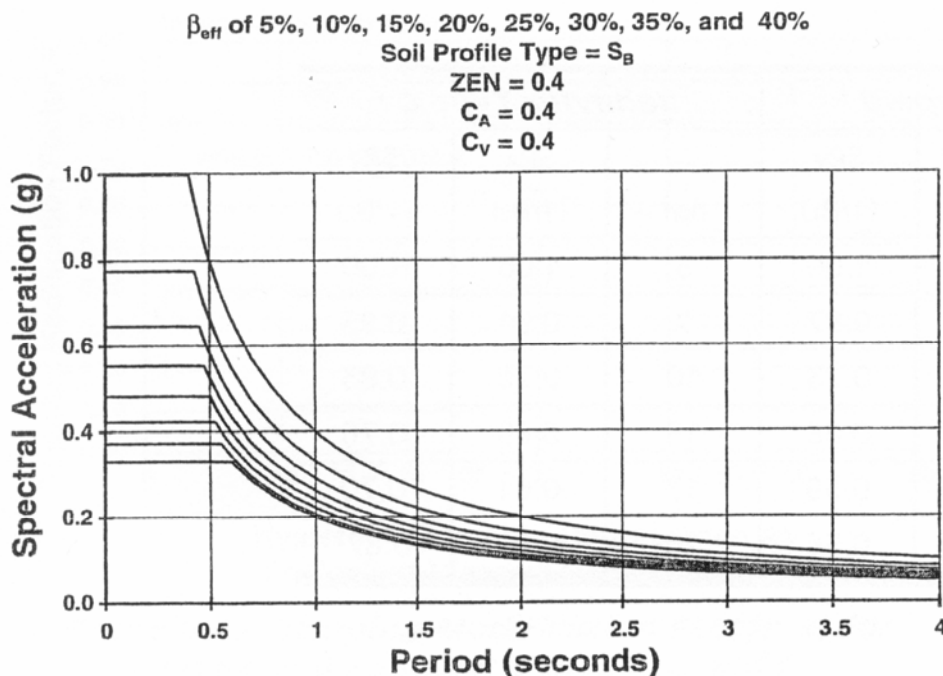


Σχήμα 1.21: Συντελεστής μείωσης φάσματος SR_v για κατασκευές με συμπεριφορά τύπου A, B και C



Σχήμα 1.22: Φάσμα απόκρισης σε μορφή ADRS για κατασκευές με συμπεριφορά τύπου A, B και C με ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση $\beta_0 = 15\%$ και έδαφος S_B

Στο Σχήμα 1.23 απεικονίζεται μια οικογένεια μειωμένων φασμάτων απόκρισης (απαιτούμενων φασμάτων απόκρισης) για διαφορετικά επίπεδα ενεργού απόσβεσης, για έδαφος με σεισμική συμπεριφορά τύπου B και για συγκεκριμένη εδαφική κίνηση.



Σχήμα 1.23: Οικογένεια μειωμένων φασμάτων απόκρισης (απαιτούμενων φασμάτων απόκρισης) για διαφορετικά επίπεδα ενεργού απόσβεσης, για έδαφος με σεισμική συμπεριφορά τύπου B και για συγκεκριμένη εδαφική κίνηση σε κανονική μορφή (S_a vs T)

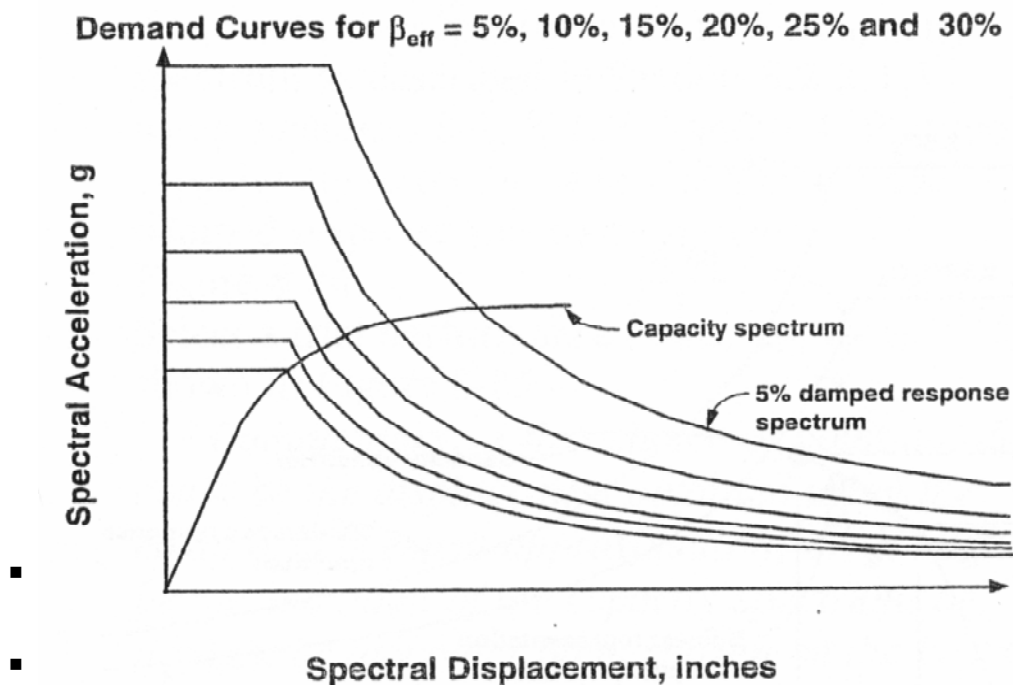
Έπειτα από τον υπολογισμό του μειωμένου φάσματος απόκρισης με μια από τις δύο παραπάνω μεθόδους απαιτείται ο υπολογισμός της μέγιστης επιτρεπόμενης μετατόπισης (*Demand-Displacement Roof*) της οροφής του κτιρίου. Ο υπολογισμός αυτός είναι δυνατό να γίνει με τρεις τρόπους που βασίζονται είτε σε γραφικές είτε σε υπολογιστικές μεθόδους. Ωστόσο, στη συνέχεια θα περιγραφεί μία από αυτές τις μεθόδους, η οποία είναι η μέθοδος που χρησιμοποιεί το λογισμικό *ETABS* για τον υπολογισμό της μέγιστης επιτρεπόμενης μετατόπισης. Η μέθοδος αυτή είναι η καταλληλότερη μέθοδος και η πιο αξιόπιστη για τον υπολογισμό της μέγιστης επιτρεπόμενης μετατόπισης με τη βοήθεια προγράμματος.

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η γραμμή K_i που δηλώνει την αρχική δυσκαμψία της κατασκευής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.15, έχει σταθερή κλίση. Επίσης, το σημείο a_y, d_y καθώς και η κλίση της ευθείας που δηλώνει την κατάσταση του κτιρίου μετά τη

διαρροή παραμένει σταθερή. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το β_{eff} να εξαρτάται μόνο από το d_{pi} .

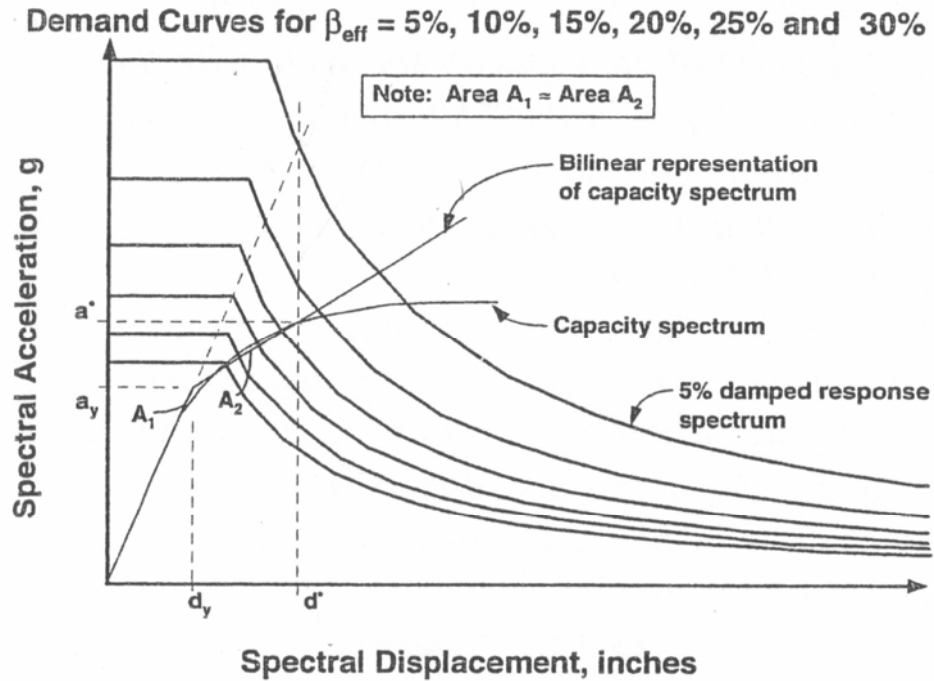
Για την εύρεση της μέγιστης επιτρεπόμενης μετατόπισης (*Demand-Displacement Roof*) ακολουθούνται τα εξής βήματα:

- Αρχικά απεικονίζονται σε ένα διάγραμμα τα μειωμένα φάσματα απόκρισης (*Reduced Response Spectrum*) με διαφορετικές τιμές β_{eff} και το ικανοτικό φάσμα (*Capacity Spectrum*) όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.24.



Σχήμα 1.24: Ικανοτικό φάσμα και οικογένεια μειωμένων φασμάτων απόκρισης στο ίδιο διάγραμμα για ποικίλους βαθμούς απόσβεσης β_{eff}

- Στη συνέχεια γίνεται διγραμμική αναπαράσταση (*Bilinear Representation*) του ικανοτικού φάσματος (*Capacity Spectrum*), όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.25.



Σχήμα 1.25: Διγραμμική αναπαράσταση ικανοτικού φάσματος

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η ευθεία που περνά από την αρχή των αξόνων αναπαριστά την αρχική δυσκαμψία της κατασκευής K_i . Η ευθεία που εκφράζει την κατάσταση του κτιρίου μετά τη διαρροή σχεδιάζεται ώστε να τέμνει το ικανοτικό φάσμα στο σημείο a^*, d^* και να δημιουργεί επιφάνειες A_1 και A_2 με ίσα εμβαδά. Η μετατόπιση d^* είναι ίση με τη φασματική μετατόπιση του μειωμένου φάσματος απόκρισης με απόσβεση 5%, η οποία αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία της κατασκευής πριν τη διαρροή.

- Έπειτα, υπολογίζεται η κλίση της ευθείας της διγραμμικής αναπαράστασης του ικανοτικού φάσματος μετά τη διαρροή από την εξίσωση 1.53.

$$post - yield\ slope = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y}$$

(1.53)

Ακολουθεί ο υπολογισμός της κλίσης της ίδιας ευθείας με τη βοήθεια ενός τυχαίου σημείου αυτής a_{pi}, d_{pi} με τη βοήθεια της εξίσωσης 1.54.

$$post - yield\ slope = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (1.54)$$

Επειδή η κλίση παραμένει σταθερή οι εξισώσεις 1.53 και 1.54 μπορούν να εξισωθούν και να δώσουν την εξίσωση 1.55. Όπου το a'_{pi} είναι το a_{pi} της εξίσωσης 1.54. Παρατηρώντας την εξίσωση 1.55 γίνεται εύκολα κατανοητό ότι η τιμή a'_{pi} μεταβάλλεται μόνο από την τιμή του d_{pi} .

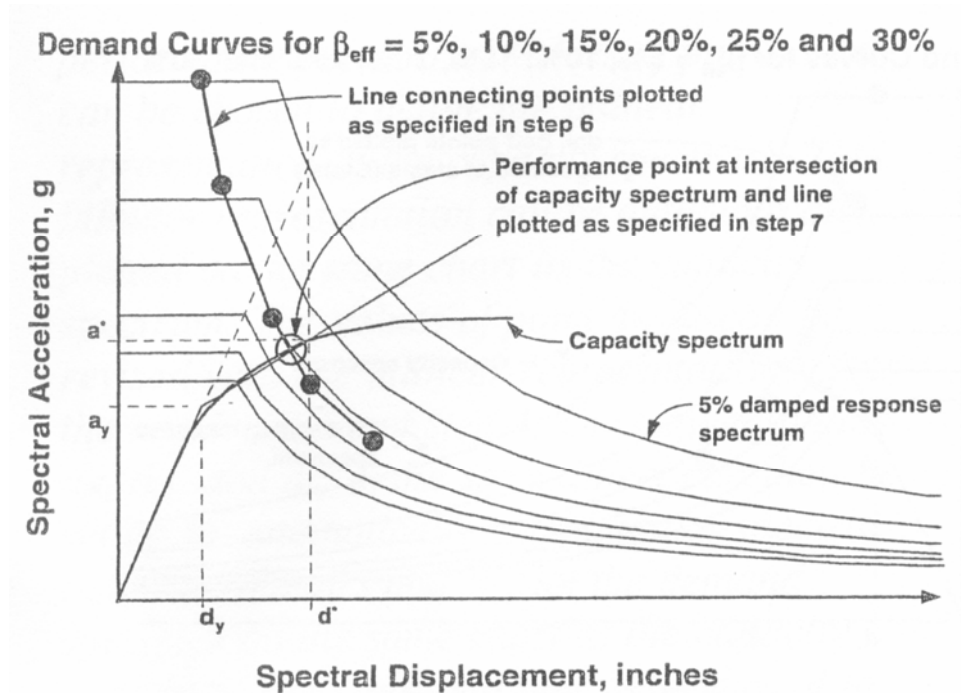
$$a'_{pi} = \frac{(a^* - a_y) \cdot (d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad (1.55)$$

Αντικαθιστώντας την τιμή του a'_{pi} στη θέση του a_{pi} της εξίσωσης 1.50 προκύπτει η εξίσωση 1.56.

$$\beta_{eff} = 63.7 \cdot \kappa \cdot \frac{(a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a'_{pi})}{a'_{pi} \cdot d_{pi}} + 5 \quad (1.56)$$

Επομένως, είναι εφικτός ο υπολογισμός της β_{eff} για ποικίλες τιμές της μετατόπισης d_{pi} και για συγκεκριμένη τιμή του συντελεστή κ με τη βοήθεια της εξίσωσης 1.56.

- Τέλος, σχεδιάζεται στο ίδιο γράφημα τα σημεία που αναπαριστούν τη β_{eff} σε σχέση με το d_{pi} και ενώνονται για να σχηματιστεί η καμπύλη του Σχήματος 1.26.



Σχήμα 1.26: Παράσταση των σημείων β_{eff} και d_{pi} στο διάγραμμα ικανοτικού φάσματος

- Το σημείο τομής αυτής της γραμμής και της καμπύλης του ικανοτικού φάσματος αποτελεί το σημείο επιτελεσματικότητας (*performance point*).

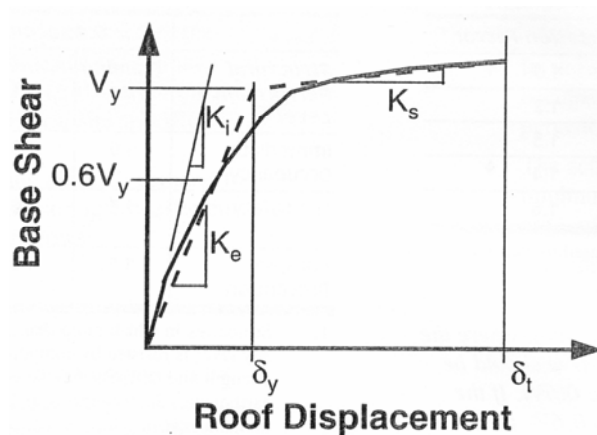
1.4.1.2.2 Μέθοδος συντελεστών

Όπως προαναφέρθηκε, η δεύτερη μέθοδος υπολογισμού της μέγιστης μετατόπισης ονομάζεται *μέθοδος συντελεστών*. Το όνομα της μεθόδου οφείλεται στο ότι για την εύρεση της μέγιστης μετατόπισης δ απαιτείται ο υπολογισμός συγκεκριμένων συντελεστών. Η μέθοδος βασίζεται σε στατιστικά αποτελέσματα αναλύσεων με χρονοϊστορίες σε διαφορετικά μοντέλα με ένα βαθμό ελευθερίας. Η μετατόπιση που υπολογίζεται με τη βοήθεια αυτής της μεθόδου ονομάζεται και μετατόπιση-στόχος. Διότι, εισάγεται μια ανώτατη επιτρεπόμενη τιμή, ως μετατόπιση της οροφής της κατασκευής, για την *ανελαστική στατική ανάλυση* η οποία όταν επιτευχθεί σημαίνει και το τέλος της ανάλυσης [1, 11, 12].

Ο υπολογισμός της μετατόπισης-στόχου γίνεται μέσω συγκεκριμένης αριθμητικής διαδικασίας, η οποία είναι η ακόλουθη και βασίζεται στην FEMA 273 [11]:

- Αρχικά γίνεται διγραμμική αναπαράσταση της *ικανοτικής καμπύλης* με την εξής διαδικασία (Σχήμα 1.27):
 - Σχεδιάζεται κατά κρίση η γραμμή της μετελαστικής δυσκαμψίας, K_s , η οποία εκφράζει τη μέση δυσκαμψία του κτιρίου στο πεδίο που η κατασκευή έχει αρχίσει να διαρρέει.
 - Στη συνέχεια σχεδιάζεται η ενεργός ελαστική δυσκαμψία, K_e , η οποία πρέπει να τέμνει την ικανοτική καμπύλη (*Pushover Curve*) στο σημείο που αντιστοιχεί στο 60% της V_y . Η V_y ορίζεται από το σημείο τομής της γραμμής της ενεργούς ελαστικής δυσκαμψίας K_e και της γραμμής της μετελαστικής δυσκαμψίας K_s .

Η παραπάνω διαδικασία απαιτεί κάποιες δοκιμές διότι η τιμή της V_y δεν είναι γνωστή μέχρι να σχεδιαστεί η τελική γραμμή της K_e . Δηλαδή, είναι δυνατόν να σχεδιαστεί η γραμμή της K_e και έπειτα να οριστεί η τιμή της V_y αλλά το σημείο τομής της K_e και της *ικανοτικής καμπύλης* να μην αντιστοιχεί στο 60% της V_y . Επομένως, πρέπει να σχεδιαστεί νέα γραμμή της ενεργούς ελαστικής δυσκαμψίας K_e και η διαδικασία να επαναληφθεί μέχρι το σημείο τομής της γραμμής της K_e με την *ικανοτική καμπύλη* να συμπίπτει στο 60% της τελικής V_y .



Σχήμα 1.27: Διγραμμική αναπαράσταση ικανοτικής καμπύλης για τη μέθοδο συντελεστών

- Δεύτερο βήμα αποτελεί ο υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής από την εξίσωση (1.57):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1.57)$$

όπου:

T_i η ελαστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος (*sec*) στην εξεταζόμενη διεύθυνση υπολογισμένη από ελαστική δυναμική ανάλυση

K_i η ελαστική πλευρική δυσκαμψία του κτιρίου στην εξεταζόμενη διεύθυνση

K_e η ενεργός πλευρική δυσκαμψία του κτιρίου στην εξεταζόμενη διεύθυνση

- Τελευταίο βήμα αποτελεί ο υπολογισμός της μετατόπισης-στόχου από την εξίσωση (1.58):

$$\delta_i = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (1.58)$$

όπου:

T_e ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος (*sec*) όπως υπολογίστηκε παραπάνω

C_0 συντελεστής μετατροπής ο οποίος συσχετίζει τη φασματική μετατόπιση με την πιθανή μετατόπιση της οροφής του κτιρίου και λαμβάνει τιμές από τον πίνακα 1.12

Number of Stories	Modification Factor C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
4	1.4
10+	1.5

Πίνακας 1.12: Συντελεστές μετατροπής C_0

C_1 συντελεστής μετατροπής ο οποίος συσχετίζει τις αναμενόμενες μέγιστες ανελαστικές μετατοπίσεις με τις μετατοπίσεις που υπολογίζονται από τη γραμμικά ελαστική ανάλυση της κατασκευής

Ειδικότερα:

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \left[1.0 + (R-1) \cdot \frac{T_0}{T_e} \right] / R \text{ για } T_e < T_0 \quad (1.59)$$

$$C_1 \geq 2.0 \text{ για } T_e < 0.1 \text{ sec}$$

T_0 χαρακτηριστική περίοδος του φάσματος απόκρισης

$$R \text{ λόγος που υπολογίζεται από τη σχέση } R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot \frac{1}{C_0} \quad (1.60)$$

C_2 συντελεστής μετατροπής ο οποίος αναπαριστά την επίδραση του σχήματος υστέρησης στην απόκριση της μέγιστης μετατόπισης και λαμβάνει τιμές από τον πίνακα 1.13 για διαφορετικά πλαισιακά συστήματα (*Framing Type*) και επίπεδα επιτελεστικότητας της κατασκευής (*Structural Performance Level*). Τα επίπεδα επιτελεστικότητας ορίζονται ως εξής:

Immediate Occupancy (IO): Άμεση χρήση μετά το σεισμό

Life Safety (LS): Προστασία ανθρώπινης ζωής

Collapse Prevention (CP): Αποφυγή κατάρρευσης

	T=0.1 second		T≥T ₀ second	
Structural Performance Level	Framing Type 1 ¹	Framing Type 2 ²	Framing Type 1 ²	Framing Type 2 ³
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 1.13: Συντελεστές μετατροπής C_2

Για ενδιάμεσες τιμές της T_e εφαρμόζεται η μέθοδος της γραμμικής παρεμβολής για τον υπολογισμό των τιμών του C_2

C_3 συντελεστής μετατροπής ο οποίος αναπαριστά την αυξημένη μετατόπιση λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως

S_a φασματική επιτάχυνση όπως ορίζεται από την ATC-40 στην ενεργό θεμελιώδη περίοδο της κατασκευής

V_y όριο διαρροής υπολογιζόμενο από την καμπύλη της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (*Pushover Analysis*) όπου η καμπύλη χαρακτηρίζεται από διγραμμική σχέση

W συνολικό μόνιμο και προβλεπόμενο κινητό φορτίο της κατασκευής

1.4.1.2 Έλεγχος επιτελεστικότητας (*performance check*)

Ο έλεγχος επιτελεστικότητας (*Performance Check*) είναι ο έλεγχος που προσδιορίζει την επιτελεστικότητα της κατασκευής όταν αυτή αναλύεται με τη στατική ανελαστική μέθοδο. Είναι εφικτός ο έλεγχος της επιτελεστικότητας μιας κατασκευής όταν έχουν καθοριστεί το ικανοτικό φάσμα (*Capacity Spectrum*) και η μετατόπιση-απαίτηση της

¹ Κατασκευές στις οποίες περισσότερο από το 30% των διατμητικών δυνάμεων παραλαμβάνεται από στοιχεία των οποίων η αντοχή και η δυσκαμψία πιθανόν να μειωθούν κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού

² Κατασκευές οι οποίες δεν ανήκουν στην παραπάνω κατηγορία

οροφής (*Demand Displacement Roof*), σύμφωνα με τις μεθόδους που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Ο έλεγχος επιτελεστικότητας επιβεβαιώνει ότι τα στοιχεία της κατασκευής δεν έχουν καταστραφεί πέρα από τα επιτρεπόμενα όρια λόγω των επιβαλλόμενων δυνάμεων και των αναπτυσσόμενων μετατοπίσεων. Το σημείο επιτελεστικότητας (*Performance Point*) είναι το σημείο τομής του ικανοτικού φάσματος (*Capacity Spectrum*) με το μειωμένο φάσμα απόκρισης (*Reduced Response Spectrum*) και αναπαριστά την κατάσταση στην οποία η κατασκευή είναι ικανή να ανταποκριθεί στο επιβαλλόμενο φορτίο του σεισμού [1, 11, 12].

1.4.2 Εφαρμογές ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Η ανελαστική στατική ανάλυση είναι μία μέθοδος ανάλυσης κατασκευών η οποία δεν έχει αναπτυχθεί λεπτομερώς στο παρελθόν. Ωστόσο, βρίσκει ποικίλες εφαρμογές οι οποίες είναι οι εξής [12]:

- Χρησιμεύει στην αποτίμηση υπάρχουσων κατασκευών προσδιορίζοντας την ικανότητά τους να ανθίστανται στις σεισμικές διεγέρσεις
- Εφαρμόζεται όταν απαιτείται ενίσχυση κατασκευών προκειμένου να υπολογιστεί η επιτελεστικότητα των ενισχυμένων και μη κατασκευών στο σεισμό
- Αποτελεί σημαντική μέθοδος ανάλυσης όταν πρόκειται για ανακατασκευή-μετασκευή δομικών έργων
- Χρησιμεύει στη σύγκριση της αντισεισμικής ικανότητας ποικίλων κατασκευών με τη βοήθεια των γραφικών παραστάσεων που απεικονίζουν τα σημεία επιτελεστικότητας αυτών

Ωστόσο, η ανελαστική στατική μέθοδος ανάλυσης των κατασκευών αποτελεί ένα δύσκολο και πολυπαραμετρικό πρόβλημα καθώς λαμβάνει υπ' όψιν πολλές παραμέτρους. Για το λόγο αυτό απαιτείται κρίση μηχανικού και αρκετή διερεύνηση, με την εκτέλεση επαναληπτικών αναλύσεων, ώστε να εξάγονται σωστά και ρεαλιστικά αποτελέσματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

2.1 Εισαγωγή

Στο παρόν Κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση της παραμετρικής μελέτης που υλοποιήθηκε. Όπως προαναφέρθηκε, στην εργασία αυτή εξετάζεται η συμπεριφορά σύμμεικτων κτιρίων στο σεισμό. Η σεισμική διέγερση που εφαρμόστηκε αντιπροσωπεύει εμφάνιση σεισμού σε κτίριο το οποίο βρίσκεται κοντά σε σεισμικό ρήγμα (*Near Fault Earthquake*). Επομένως, θεωρήθηκε πως το κτίριο βρίσκεται σε ζώνη υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Αρχικά, το κτίριο μελετήθηκε ως πακτωμένο στο έδαφος και υποβλήθηκε σε στατικό σεισμό. Στη συνέχεια, εισήχθησαν σ' αυτό ειδικά συστήματα μόνωσης της ανωδομής από τη θεμελίωση και το κτίριο υποβλήθηκε στον ίδιο σεισμό. Τα συστήματα μόνωσης που εφαρμόστηκαν είναι ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (*Lead Rubber Bearings-LRB*). Στους δύο παραπάνω τύπους κτιρίων προστέθηκαν ειδικοί Λ -σύνδεσμοι μεταξύ των υποστυλωμάτων τους, ώστε να μελετηθεί η επίδρασή τους στη συμπεριφορά αυτών στον εν λόγω σεισμό.

Έπειτα, έγινε ανάλυση των προαναφερόμενων πακτωμένων και μη κτιρίων με τη μέθοδο της *ανελαστικής στατικής ανάλυσης*, η οποία περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 1.

Στόχος αυτού του Κεφαλαίου είναι η πλήρης κατανόηση της παραμετρικής διερεύνησης που πραγματοποιήθηκε. Για το λόγο αυτό, παρουσιάζονται αναλυτικά όλα τα δεδομένα που λήφθηκαν υπ' όψιν για την εκτέλεση της παρούσας εργασίας και αφορούν το δομικό σύστημα, τα συστήματα σεισμικής μόνωσης βάσης και τους τύπους φόρτισης και ανάλυσης.

Ειδικότερα, στο κεφάλαιο αυτό εκτίθενται αναλυτικά:

- η περιγραφή των επιλεγμένων δομικών συστημάτων προς ανάλυση
- η περιγραφή των επιλεγμένων συστημάτων σεισμικής μόνωσης με τις χαρακτηριστικές ιδιότητες των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου (LRB)
- η περιγραφή της επιλεγμένης σεισμικής διέγερσης
- η περιγραφή της *ανελαστικής στατικής ανάλυσης* που εκτελείται

2.2 Το δομικό σύστημα

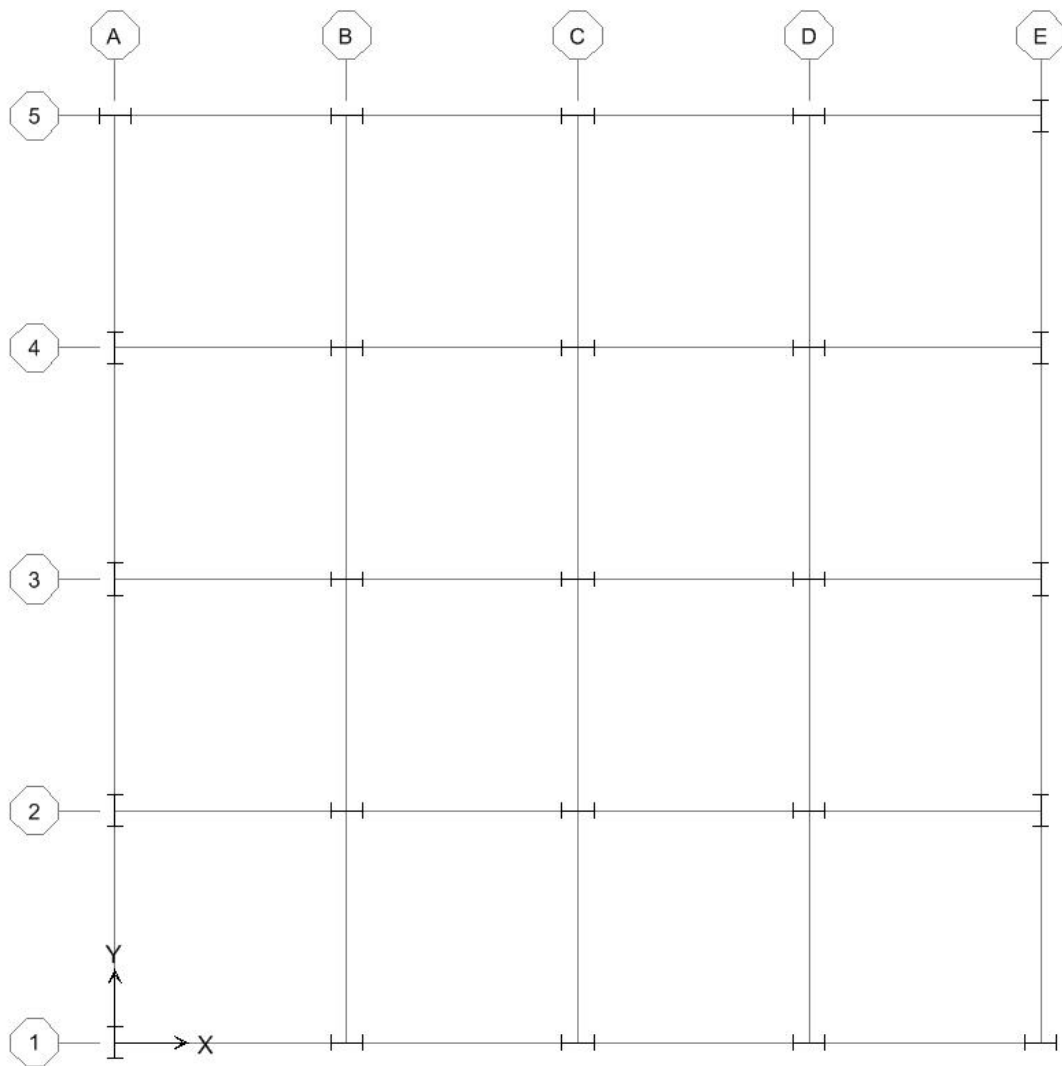
Στην παρούσα εργασία μελετήθηκαν τα εξής δομικά συστήματα:

- Δομικό σύστημα Α πακτωμένο στο έδαφος χωρίς Λ-συνδέσμους μεταξύ των υποστυλωμάτων
- Δομικό σύστημα Β πακτωμένο στο έδαφος με Λ-συνδέσμους μεταξύ των υποστυλωμάτων

Τα δύο δομικά συστήματα που είναι όμοια μεταξύ τους με μοναδική διαφορά την προσθήκη των Λ-συνδέσμων στο δομικό σύστημα Β. Τα κτίρια που εξετάστηκαν είναι μεταλλικά πενταόροφα κτίρια με σύμμεικτες πλάκες που εδράζονται πάνω στις δοκούς αυτών, γι' αυτό και στη συνέχεια θα αναφέρονται ως σύμμεικτα κτίρια. Τα υποστυλώματα των σύμμεικτων κτιρίων αποτελούνται μόνο από χάλυβα, γι' αυτό και υπολογίστηκαν ως μεταλλικά υποστυλώματα, ενώ οι δοκοί αποτελούνται από χάλυβα

και σύμμεικτες πλάκες, γι' αυτό και υπολογίστηκαν ως σύμμεικτες δοκοί. Οι διατομές των υποστυλωμάτων που εισήχθησαν είναι της μορφής διπλού-T και ποικίλουν ανά όροφο. Στον πρώτο όροφο οι διατομές των υποστυλωμάτων θεωρήθηκαν μεγαλύτερες από αυτές των ανώτερων ορόφων. Όσο μεγάλωνε ο όροφος τόσο μειωνόταν η διατομή των υποστυλωμάτων. Οι διατομές των δοκών θεωρήθηκαν επίσης της μορφής διπλού-T, οι οποίες όμως λήφθηκαν ίδιες σε όλους τους ορόφους των σύμμεικτων κτιρίων.

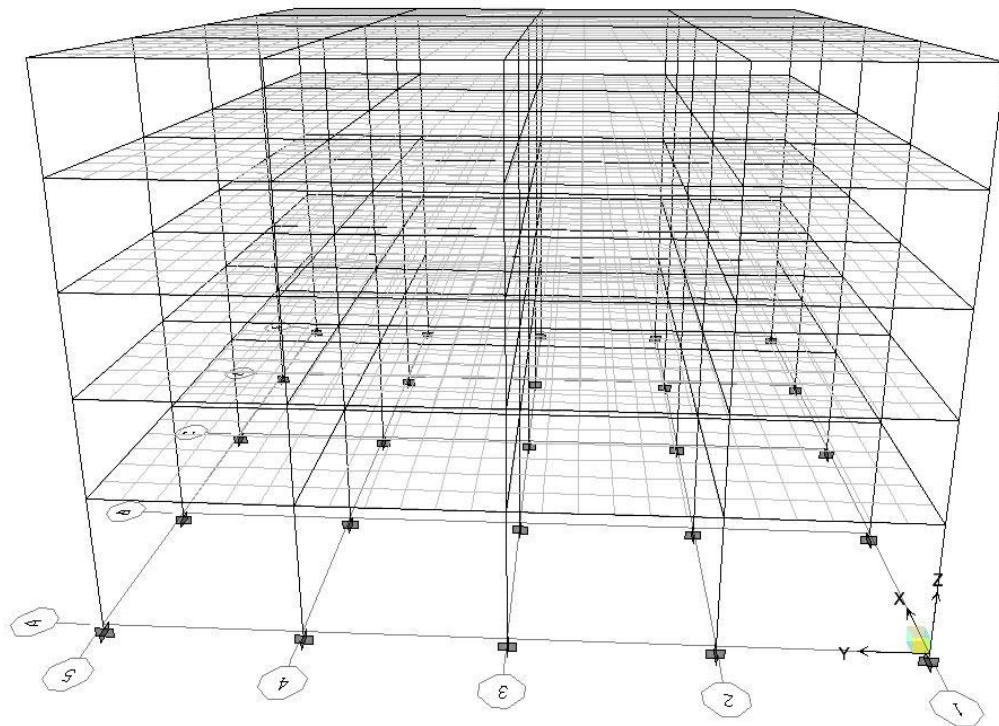
Τα συστήματα που μελετήθηκαν έχουν τετραγωνική κάτοψη διαστάσεων 24x24m. Τα υποστυλώματα λήφθηκαν σε ισαπέχουσες αποστάσεις των 6m και στις δύο διευθύνσεις. Ο συνολικός αριθμός των υποστυλωμάτων του κάθε ορόφου είναι 25. Η μορφή και οι άξονες των δομικών συστημάτων που εξετάστηκαν φαίνονται σε κάτοψη στο Σχήμα 2.1.



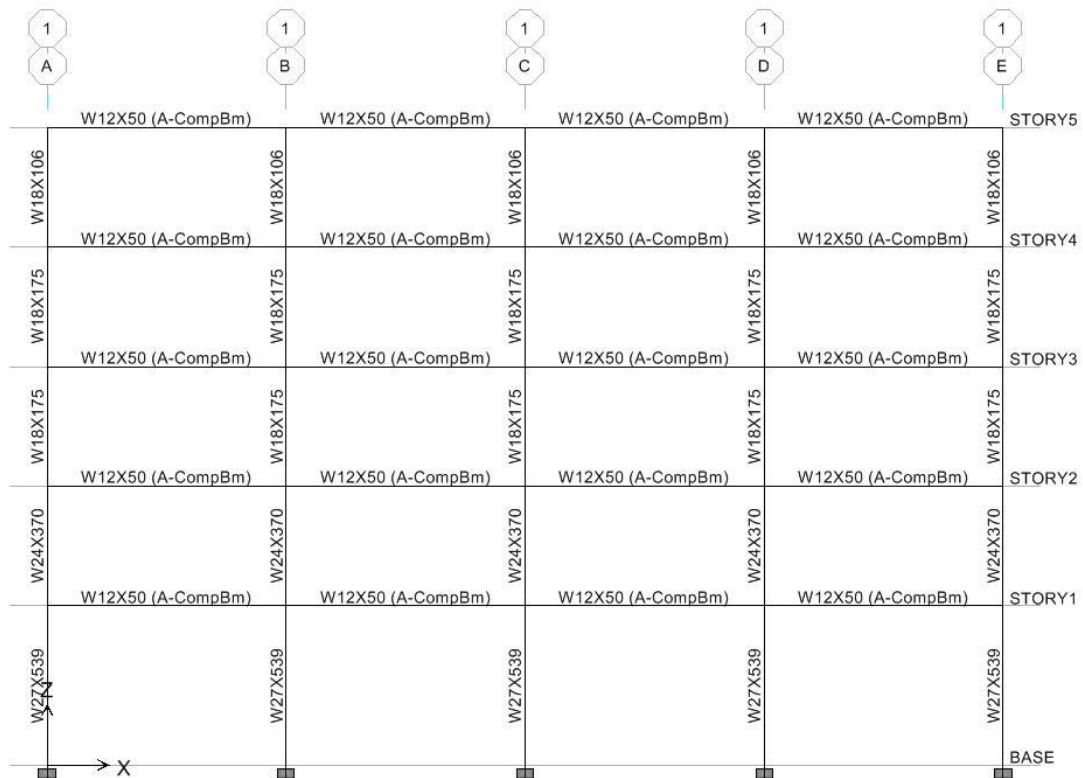
Σχήμα 2.1: Κάτοψη δομικών συστημάτων A και B

Από το Σχήμα 2.1 φαίνεται ότι ο ισχυρός άξονας ορισμένων υποστυλωμάτων του κτιρίου συμπίπτει με τον άξονα X ενώ των υπολοίπων με τον άξονα Y. Η επιλογή αυτή της διάταξης των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε η βέλτιστη και προέκυψε έπειτα από σχετική διερεύνηση της επίδρασης της διεύθυνσης του ισχυρού άξονα των υποστυλωμάτων στην απόκριση του κτιρίου. Αυτή είναι και η διάταξη των υποστυλωμάτων που επιλέγεται από πολλούς ερευνητές που αναφέρονται στις προτεινόμενες βιβλιογραφικές αναφορές [26].

Στο Σχήμα 2.2 απεικονίζεται το δομικό σύστημα A στην τρισδιάστατη μορφή του ενώ στο Σχήμα 2.3 η όψη του ίδιου συστήματος στον άξονα 1 με τις διατομές υποστυλωμάτων και σύμμεικτων δοκών που χρησιμοποιήθηκαν σε κάθε όροφο. Το συνολικό ύψος του κτιρίου λήφθηκε 16m με τον πρώτο όροφο να έχει ύψος 4m ενώ οι υπόλοιποι τέσσερις 3m.

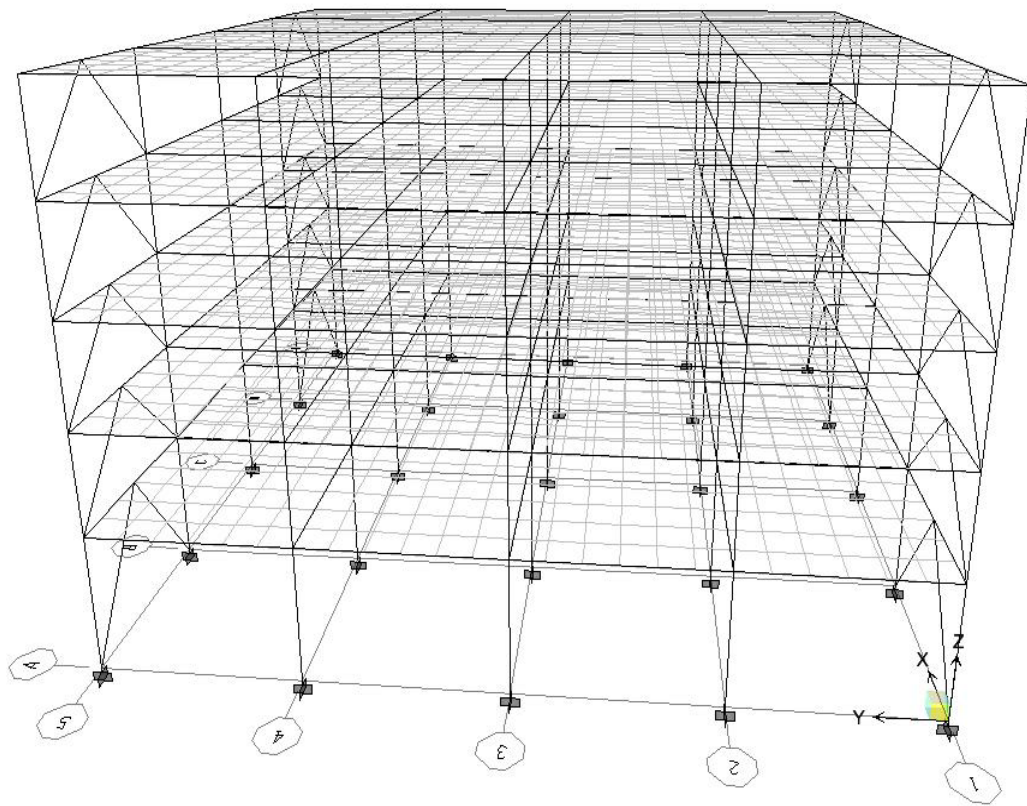


Σχήμα 2.2: Τρισδιάστατη μορφή δομικού συστήματος A

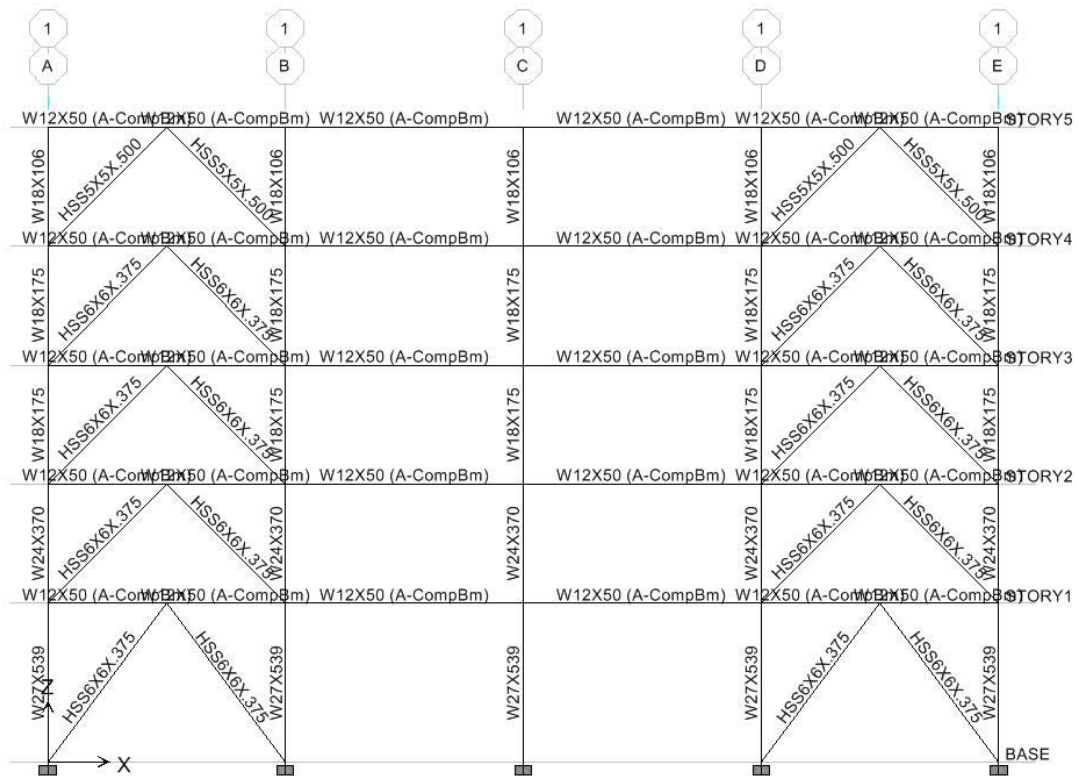


Σχήμα 2.3: Όψη δομικού συστήματος Α

Το δομικό σύστημα Β θεωρήθηκε ότι έχει την ίδια μορφή με το δομικό σύστημα Α και αποτελείται από τις ίδιες διατομές από τις οποίες αποτελείται και το δομικό σύστημα Α, με τη διαφορά ότι προστέθηκαν σ' αυτό Λ-σύνδεσμοι στους δύο ακραίους άξονες (άξονες 1 και 5) κατά τη διεύθυνση Χ. Στα Σχήματα 2.4 και 2.5 απεικονίζονται η τρισδιάστατη μορφή του δομικού συστήματος Β και η όψη του στον άξονα 1 αντίστοιχα. Στο Σχήμα 2.5 φαίνονται οι διατομές των Λ-συνδέσμων που χρησιμοποιήθηκαν σε κάθε όροφο οι οποίες είναι κοιλοδοκοί τετραγωνικής διατομής πάχους t .



Σχήμα 2.4: Τρισδιάστατη μορφή δομικού συστήματος Β



Σχήμα 2.5: Όψη δομικού συστήματος B

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στα δύο δομικά συστήματα είναι χάλυβας FE510 και σκυρόδεμα C16/20, οι ιδιότητες των οποίων φαίνονται στους Πίνακες 2.1 και 2.2. Επίσης, για τη δημιουργία της σύμμεκτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε στραντζαριστό χαλβδόφυλλο, το οποίο θεωρήθηκε ότι έχει τη μορφή και τις ιδιότητες που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 1. Στο Σχήμα 2.6 φαίνονται οι χαρακτηριστικές διαστάσεις της σύμμεκτης πλάκας που χρησιμοποιήθηκε, ενώ στον Πίνακα 2.3 φαίνονται οι τιμές αυτών. Για τη σύνδεση της σύμμεκτης πλάκας με τις χαλύβδινες δοκούς χρησιμοποιήθηκαν σύνδεσμοι διάτμησης (studs), οι ιδιότητες των οποίων παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.3.

Ιδιότητες Χάλυβα	
Μέτρο Ελαστικότητας E	$2.1 \cdot 10^8 \text{ KN/m}^2$
Λόγος Poisson ν	0.3
Συντελεστής Θερμικής Διαστολής α	$1.17 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$
Ειδικό Βάρος γ	76.5 KN/m^3
Όριο Διαρροής f_y	355000 KN/m^2
Όριο εφελκυστικής αντοχής f_u	510000 KN/m^2

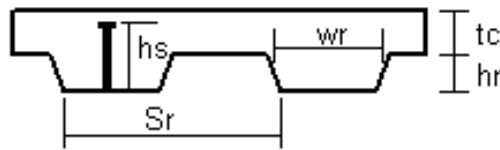
Πίνακας 2.1: Ιδιότητες χάλυβα

Ιδιότητες Σκυροδέματος	
Μέτρο Ελαστικότητας E	$27.5 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$
Λόγος Poisson ν	0.2
Συντελεστής Θερμικής Διαστολής α	$9.9 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$
Ειδικό Βάρος γ	25 KN/m^3
Όριο Θλιπτικής αντοχής f_c	16000 KN/m^2

Πίνακας 2.2: Ιδιότητες σκυροδέματος

Χαρακτηριστικές Διαστάσεις Σύμμεικτης Πλάκας και Συνδέσμων Διάτμησης	
hs	0.1524m
Sr	0.3048m
wr	0.1524m
tc	0.0889m
hr	0.0762m
D_{studs}	0.0191m
$f_{u_{\text{studs}}}$	410000 KN/m^2

Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικές διαστάσεις σύμμεικτης πλάκας και συνδέσμων διάτμησης



Σχήμα 2.6: Χαρακτηριστικές διαστάσεις σύμμεικτης πλάκας

Επίσης, σε όλες τις σύμμεικτες πλάκες εφαρμόστηκαν μόνιμα και κινητά φορτία, επιπρόσθετα του ιδίου βάρους της κατασκευής. Ειδικότερα, εφαρμόστηκε μόνιμο φορτίο $G=5 \text{ KN/m}^2$ σε όλους τους ορόφους του κτιρίου, εκτός από την οροφή στην οποία εφαρμόστηκε μόνιμο φορτίο $G=2 \text{ KN/m}^2$. Αντίθετα, το κινητό φορτίο που εφαρμόστηκε είναι $Q=2 \text{ KN/m}^2$ από τον πρώτο όροφο μέχρι και τον τελευταίο. Οι τελικές μάζες των δομικών συστημάτων προέκυψαν από τα κατακόρυφα φορτία $G_{IB} + G + 0,3Q$, όπου G_{IB} το ίδιο βάρος της κατασκευής. Η συνολική μάζα του δομικού συστήματος Α λήφθηκε ίση με $3.711 \text{ KN}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$. Στο δομικό σύστημα Β η ύπαρξη των Λ-συνδέσμων δεν προκάλεσε ουσιαστική διαφορά στη συνολική μάζα του δομήματος, μια που πρόκειται για διατομές μικρού βάρους. Για το λόγο αυτό δε συνυπολογίστηκε η επιπρόσθετη μάζα των Λ-συνδέσμων για τον υπολογισμό της μάζας του δομήματος Β, και επομένως θεωρήθηκε ίση με αυτή του συστήματος Α, δηλαδή ίση με $3.711 \text{ KN}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$. Οι συνολική μάζα του κάθε δομήματος δε χρησιμοποιήθηκε μόνο στον υπολογισμό των δυσκαμψιών της κατασκευής, αλλά και στο φορτίο που κατανεμήθηκε στον κάθε μονωτήρα όπως θα αναφερθεί στη συνέχεια.

Η ανάλυση των δομικών συστημάτων πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό ανάλυσης κτιριακών κατασκευών, ETABS Nonlinear Ver. 8.5.0, το οποίο βασίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων [21]. Η προσομοίωση αυτών έγινε με γραμμικά στοιχεία, τα οποία απεικονίζουν τα υποστυλώματα, τις δοκούς και τους Λ-συνδέσμους, και με επιφανειακά στοιχεία που απεικονίζουν τις πλάκες. Όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής διακριτοποιήθηκαν ώστε να προκύψει το σύνολο των πεπερασμένων στοιχείων. Τα γραμμικά στοιχεία χωρίστηκαν σε μικρότερα τμήματα ενώ στα επιφανειακά στοιχεία έγινε περαιτέρω διακριτοποίηση. Η σύνδεση μεταξύ των γραμμικών στοιχείων έγινε από κέντρο σε κέντρο της κάθε διατομής (*centerline*). Επίσης, σε κάθε πλάκα εισήχθηκε διάφραγμα ώστε αυτή να συμπεριφέρεται σαν δίσκος. Η μάζα κάθε πλάκας θεωρήθηκε συγκεντρωμένη στο κέντρο μάζας της επιφάνειας του ορόφου. Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας εξασφαλίζει την

ύπαρξη τριών βαθμών ελευθερίας του κέντρου μάζας, δύο μεταφορικών και μιας στροφικής ως προς τον κάθετο στη επιφάνεια άξονα. Στόχος της διακριτοποίησης των πλακών είναι η αντιπροσωπευτικότερη κατανομή των μόνιμων και κινητών φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς και από τις δοκούς στα υποστυλώματα και όχι η εισαγωγή ικανού αριθμού ελευθεριών κίνησης για την απόδοση της παραμόρφωσης τους, μια που θεωρούνται απαραμόρφωτα διαφράγματα.

Στα περιγραφόμενα δομικά συστήματα Α και Β εφαρμόστηκαν δύο συνθήκες έδρασης. Αρχικά, τα κτίρια θεωρήθηκαν πακτωμένα στο έδαφος ενώ στη συνέχεια εισήχθησαν συστήματα μόνωσης στη βάση τους, τα οποία στην παρούσα μελέτη είναι ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB). Τα αναφερόμενα εφέδρανα εφαρμόστηκαν στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου.

2.3 Εφαρμογή συστημάτων μόνωσης βάσης

Η περιγραφή του θεωρητικού υπόβαθρου του προκαταρκτικού σχεδιασμού των εφαρμοζόμενων συστημάτων μόνωσης βάσης έγινε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 1. Η ενότητα αυτή στοχεύει στην έκθεση των παραμέτρων σχεδιασμού καθώς και στην παρουσίαση των επιλεγμένων χαρακτηριστικών ιδιοτήτων που συνθέτουν τα εφαρμοζόμενα συστήματα μόνωσης βάσης, βάσει των οποίων υλοποιήθηκε η παραμετρική μελέτη.

2.3.1 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings-LRB)

Όπως προαναφέρθηκε, στην παρούσα παραμετρική μελέτη χρησιμοποιήθηκαν ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB) ως συστήματα μόνωσης βάσης, τα οποία εφαρμόστηκαν και στα δύο δομικά συστήματα που περιγράφηκαν παραπάνω. Ο σχεδιασμός του συστήματος των μονωτήρων υλοποιήθηκε βάσει δύο παραμέτρων. Η πρώτη είναι η διάμετρος του ελαστικού αυτών, η οποία έπρεπε να είναι περίπου 1m, σύμφωνα με Kelly T.E, για το μέγεθος του κτιρίου και για τον τύπο της σεισμικής διέγερσης που εφαρμόστηκε [14]. Η δεύτερη παράμετρος είναι η ικανοποίηση όλων των απαραίτητων ελέγχων που απαιτούνται για το σχεδιασμό των μονωτήρων[14, 16, 17, 18].

Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν τρεις ομάδες εφεδράνων LRB και για τα δύο δομικά συστήματα, οι οποίες διαχωρίστηκαν από τη διάμετρο της κυκλικής στρώσης του ελαστικού και της κάτοψης του πυρήνα μολύβδου. Λαμβάνοντας υπ' όψιν το βάρος των δομημάτων⁴ και με στόχο την ικανοποίηση των απαραίτητων ελέγχων του προκαταρκτικού σχεδιασμού, όπως αυτός περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 1, οι διάμετροι πυρήνα μολύβδου που επιλέχθηκαν έχουν τις τιμές **140, 166, 171 mm**, για εφεδράνα με ελαστικό διαμέτρου **840, 935, 1022 mm** αντίστοιχα. Προέκυψαν λοιπόν τρεις ομάδες μονωτήρων LRB με λόγο χαρακτηριστικής δύναμης Q προς το συνολικό βάρος των δομημάτων W , ίσο με **8,3%, 10,3%, 12,4%** αντίστοιχα. Σε κάθε μία από τις τρεις ομάδες χρησιμοποιήθηκαν εφεδράνα με πέντε διαφορετικά ύψη και πέντε διαφορετικές μέγιστες μετατοπίσεις εφεδράνων, με αποτέλεσμα να προκύπτει κάθε φορά διαφορετικός μονωτήρας. Οι τιμές του ύψους του εφεδράνου και της μέγιστης μετατόπισης αυτού επιλέχθηκαν τυχαία και παρείχαν, μέσω του προκαταρκτικού σχεδιασμού, τις χαρακτηριστικές ιδιότητες των εφεδράνων. Ωστόσο, οι ορισμένες τιμές των μεγίστων μετατοπίσεων ανά ομάδα λήφθηκαν ίσες.

Ο προκαταρκτικός σχεδιασμός των LRB έγινε στο λογιστικό φύλλο Microsoft Excel, όπου για κάθε έναν από τους παραπάνω τρεις συνδυασμούς διαμέτρων πυρήνα μολύβδου-στρώσεων ελαστικού και για επιλεγμένες τιμές ύψους και μέγιστης μετατόπισης των εφεδράνων, πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος για την ικανοποίηση των απαιτήσεων ευστάθειας και συμπεριφοράς τους. Ταυτόχρονα με τους παραπάνω ελέγχους, λήφθηκαν υπόψιν οι ιδιότητες εκείνες που περιγράφουν την διγραμμική συμπεριφορά των μονωτήρων για τη σύνθεση του υπολογιστικού τους μοντέλου. Οι αναλυτικοί υπολογισμοί – έλεγχοι του προκαταρκτικού σχεδιασμού των συστημάτων μόνωσης βάσης δίνονται στο **Παράρτημα Γ** για κάθε έναν από τους χρησιμοποιούμενους μονωτήρες. Ως βάρος των δομικών συστημάτων λήφθηκε αυτό που προέκυψε από το συνδυασμό φόρτισης $G_{IB} + G + 0,3Q$, το οποίο είναι ίσο με 37110 KN. Η μέγιστη φόρτιση των εφεδράνων από μόνιμα και κινητά φορτία για τον ίδιο συνδυασμό προέκυψε, ύστερα από ανάλυση στο ETABS των πακτωμένων δομικών

⁴ Το βάρος των δομημάτων θεωρήθηκε ίσο στα δύο δομικά συστήματα, διότι οι Λ -σύνδεσμοι που προστίθενται στο δομικό σύστημα Β έχουν αμελητέο βάρος σε σχέση με το συνολικό βάρος της κατασκευής. Επίσης, η εργασία αυτή έχει ως στόχο τη σύγκριση της συμπεριφοράς των δομικών συστημάτων Α και Β όταν σε αυτά έχει εφαρμοστεί το ίδιο σύστημα μόνωσης. Για το λόγο αυτό στα δύο συστήματα εφαρμόστηκαν οι ίδιοι μονωτήρες.

συστημάτων A και B, ίση με 1485 KN. Πρέπει να σημειωθεί ότι ο συνδυασμός $G_{IB} + G + 0,3Q$ δίνει τη σεισμική απόδοση των εφεδράνων. Έπειτα από την ίδια ανάλυση στο ETABS, η μέγιστη φόρτιση των εφεδράνων από μόνιμα και κινητά φορτία (συνδυασμός φόρτισης $1,2(G_{IB} + G) + Q$), που δίνει την ικανότητα των εφεδράνων, προέκυψε 2215 KN, ενώ η μέγιστη φόρτιση των εφεδράνων από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία και σεισμό (συνδυασμός φόρτισης $1,2(G_{IB} + G) + Q + EX$), που δίνει την ικανότητα των εφεδράνων στο σεισμό, προέκυψε 2260 KN.

Στόχος της παραπάνω διαδικασίας ήταν η εύρεση των ιδιοτήτων που περιγράφουν τη διγαμμική συμπεριφορά των εφεδράνων. Πιο συγκεκριμένα, οι ιδιότητες που υπολογίστηκαν στον προκαταρκτικό σχεδιασμό των εφεδράνων είναι οι εξής:

- ελαστική δυσκαμψία (Stiffness - K_{el})
- δύναμη διαρροής (Yield Strength - F_y)
- λόγος μετελαστικής δυσκαμψίας (Post Yield Stiffness Ratio - K_p/K_{el})
- ισοδύναμη ενεργός δυσκαμψία K_{eff}
- κατακόρυφη δυσκαμψία K_v

Λαμβάνοντας τις παραπάνω τιμές από το λογιστικό φύλλο Excel ήταν εφικτή η προσομοίωση των εφεδράνων στο λογισμικό ETABS. Συγκεκριμένα, το λογισμικό ανάλυσης κτιριακών κατασκευών ETABS προσομοιώνει τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, χρησιμοποιώντας, ως συνδετικά στοιχεία (*link elements*), τα μη γραμμικά στοιχεία τύπου *ISOLATOR1* και εισάγοντας τις παραπάνω ιδιότητες.

Για τον έλεγχο των επιλεγμένων τιμών μέγιστης μετατόπισης, κατά την ανάλυση των δομικών συστημάτων στο ETABS, εφαρμόστηκε σεισμική διέγερση κατά τις διευθύνσεις X και Y, που βασίζεται στον κανονισμό UBC [27]. Αξίζει να σημειωθεί ότι η επιλογή του σεισμού έγινε ώστε το κτίριο να θεωρείται ότι βρίσκεται πολύ κοντά σε σεισμικό ρήγμα (*Near Fault earthquake*). Τα αποτελέσματα μετατόπισης βάσης-μονωτήρων, που προέκυπταν από την ανάλυση των δομικών συστημάτων A και B, με τον παραπάνω σεισμό, συγκρίνονταν με τις ήδη επιλεγμένες τιμές του προκαταρκτικού σχεδιασμού. Εάν οι τελικές μετατοπίσεις των εφεδράνων συγκλίνανε με τις προεπιλεγμένες τιμές του προκαταρκτικού σχεδιασμού τότε ολοκληρωνόταν η διαδικασία της ανάλυσης. Όταν όμως δεν επιτυγχανόνταν σύγκλιση μεταξύ των δύο τιμών, ακολουθούσε επαναληπτική διαδικασία ανάλυσης – ελέγχου μέχρι να επιτευχθεί

η σύγκλιση των μετατοπίσεων της ανάλυσης και του προκαταρκτικού σχεδιασμού. Απαραίτητη προϋπόθεση σε όλες τις πραγματοποιούμενες αναλύσεις ήταν η ικανοποίηση των απαιτούμενων ελέγχων.

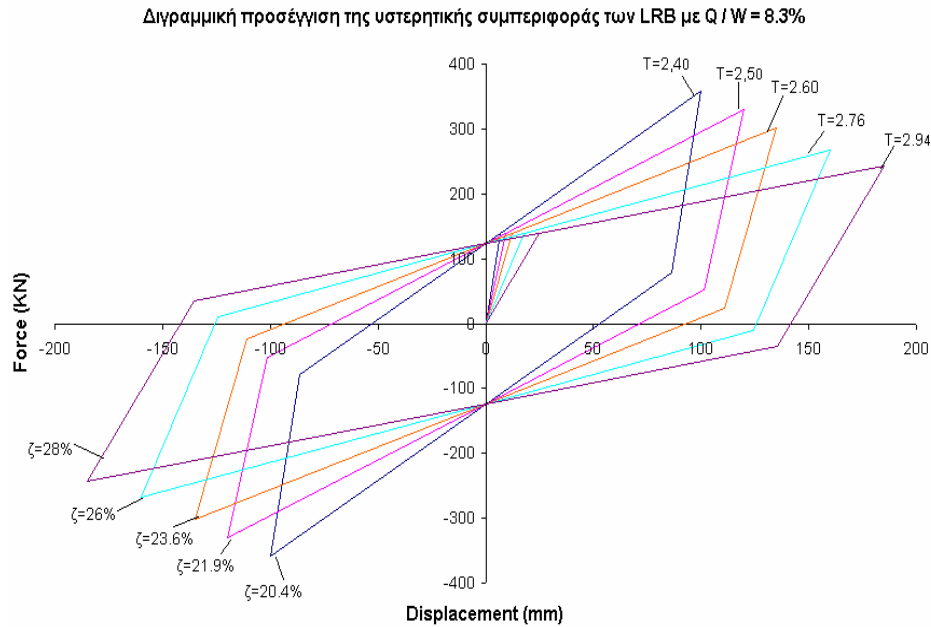
Στο σημείο αυτό πρέπει να διευκρινιστεί ότι, η τιμή της κατακόρυφης δυσκαμψίας K_v λήφθηκε σταθερή και ίση με 800.000 KN/m, σε όλους τους μονωτήρες που χρησιμοποιήθηκαν και για όλους τους τύπους ανάλυσης. Αυτό πραγματοποιήθηκε για διευκόλυνση της εκτέλεσης της παραμετρικής μελέτης. Διότι, κατά την επαναληπτική διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω, προέκυπταν ποικίλες τιμές κατακόρυφης δυσκαμψίας K_v , που σε ορισμένες περιπτώσεις δεν ικανοποιούνταν οι απαιτούμενοι έλεγχοι συμπεριφοράς σε κατακόρυφη συμπίεση. Επιπλέον, λαμβάνοντας υπ' όψιν τις τιμές αυτές κατά την ανάλυση στο ETABS, προέκυπταν σημαντικές αλλαγές στην απόκριση των δομικών συστημάτων, μια που η συμβολή της κατακόρυφης δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης στη συμπεριφορά της κατασκευής θεωρείται σημαντική.

Στον Πίνακα 2.4 φαίνονται ομαδοποιημένες οι περιπτώσεις μόνωσης των δομικών συστημάτων Α και Β με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου, καθώς και οι τιμές των ιδιοτήτων των εφεδράνων που χρησιμοποιήθηκαν. Όπως προαναφέρθηκε, στα δύο συστήματα εφαρμόστηκαν οι ίδιοι μονωτήρες διότι το συνολικό βάρος αυτών θεωρήθηκε ίδιο.

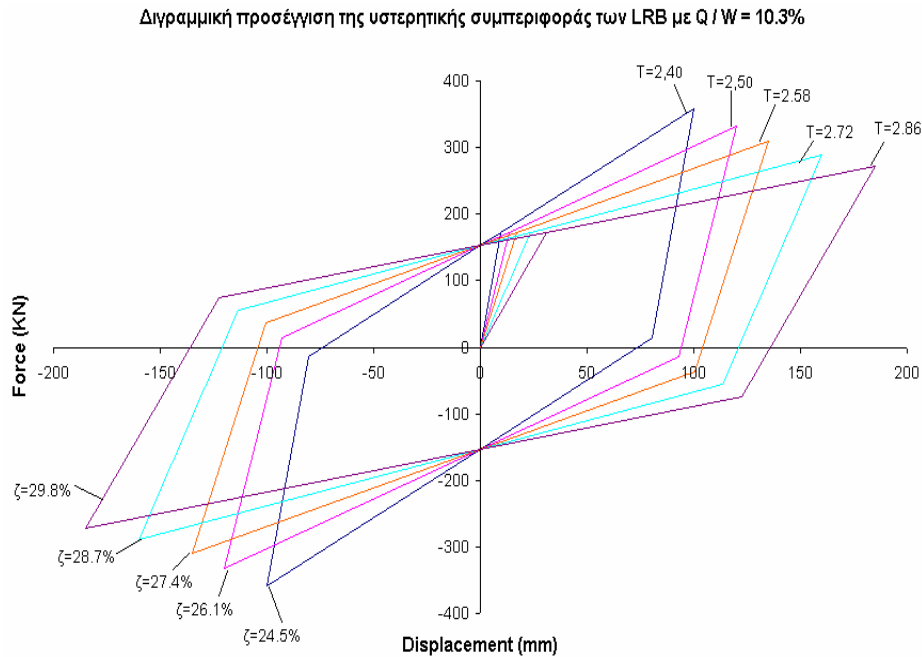
Q / W = 8,3%	διάμετρος πυρήνα: 140mm	διάμετρος εφεδράνου: 840mm	δύναμη διαρροής $F_y = 139,21\text{KN}$	λόγος μεταελαστικής δυσκαμψίας $K_p / K_{el} = 0,115$	Αριθμός στρώσεων	Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T (sec)	Ενεργός δυσκαμψία K_{eff} (KN/m)	Ελαστική δυσκαμψία K_{el} (KN/m)	Max μετακίνηση σχεδιασμού (mm)
					22	2,40	3.578	20.336	100
					30	2,50	2.747	14.913	120
					39	2,60	2.236	11.471	135
					57	2,764	1.675	7849	160
					80	2,94	1.311	5.592	185
Q / W = 10,3%	διάμετρος πυρήνα: 156mm	διάμετρος εφεδράνου: 935mm	δύναμη διαρροής $F_y = 172,84\text{KN}$	λόγος μεταελαστικής δυσκαμψίας $K_p / K_{el} = 0,115$	Αριθμός στρώσεων	Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T (sec)	Ενεργός δυσκαμψία K_{eff} (KN/m)	Ελαστική δυσκαμψία K_{el} (KN/m)	Max μετακίνηση σχεδιασμού (mm)
					31	2,40	3.592	17.890	100
					43	2,50	2.762	12.898	120
					55	2,59	2.296	10.084	135
					75	2,72	1.808	7.395	160
					100	2,86	1.466	5.546	185
Q / W = 12,4%	διάμετρος πυρήνα: 171mm	διάμετρος εφεδράνου: 1022mm	δύναμη διαρροής $F_y = 207,64\text{KN}$	λόγος μεταελαστικής δυσκαμψίας $K_p / K_{el} = 0,115$	Αριθμός στρώσεων	Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T (sec)	Ενεργός δυσκαμψία K_{eff} (KN/m)	Ελαστική δυσκαμψία K_{el} (KN/m)	Max μετακίνηση σχεδιασμού (mm)
					43	2,40	3.614	15.432	100
					60	2,49	2.805	11.059	120
					84	2,59	2.271	7.899	135
					108	2,70	1.856	6.144	160
					155	2,85	1.486	4281	185

Πίνακας 2.4: Επιλεγόμενες διαστάσεις LRB & χαρακτηριστικές ιδιότητες καθορισμού της διγραμμικής συμπεριφοράς τους για το καθορισμό του υπολογιστικού μοντέλου στο ETABS

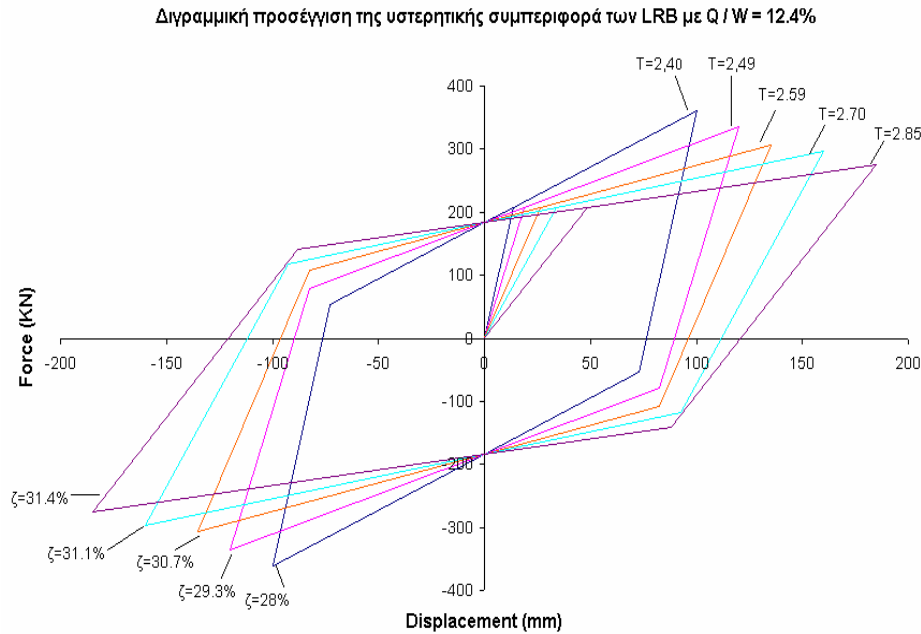
Στα Σχήματα 2.7, 2.8 και 2.9 απεικονίζεται η διγραμμική σχέση της υστερητικής συμπεριφοράς των LRB για $Q/W=8,3\%$, $Q/W=10,3\%$, $Q/W=12,4\%$, αντίστοιχα, και για μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού, όπως αυτή προέκυψε από διαδοχικές μη γραμμικές αναλύσεις στο ETABS, υπό την επιβολή της επιλεγμένης σεισμικής διέγερσης.



Σχήμα 2.7: Διγραμμική σχέση της υστερητικής συμπεριφοράς των LRB για $Q/W = 8,3 \%$



Σχήμα 2.8: Διγραμμική σχέση της υστερητικής συμπεριφοράς των LRB για $Q/W = 10,3 \%$



Σχήμα 2.9: Διγραμμική σχέση της υστερητικής συμπεριφοράς των LRB για $Q / W = 12,4 \%$

2.4 Η σεισμική διέγερση

Τα περιγραφόμενα δομικά συστήματα υποβλήθηκαν σε σεισμική διέγερση, κατά τους άξονες X και Y, ισχυρών εδαφικών κινήσεων. Η σεισμική διέγερση που επιλέχθηκε βασίζεται στον κανονισμό UBC 1997 [27]. Η ανάλυση που εκτελέστηκε είναι ελαστική και αποτελεί προσέγγιση της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης. Πρέπει να αναφερθεί ότι η επιλογή του σεισμού έγινε ώστε το κτίριο να θεωρείται ότι βρίσκεται πολύ κοντά σε σεισμικό ρήγμα (*Near Fault earthquake*). Στη συνέχεια περιγράφεται η εφαρμοζόμενη σεισμική διέγερση όπως αυτή ορίζεται βάσει του κανονισμού UBC 1997.

Για τον υπολογισμό του φάσματος απόκρισης σχεδιασμού, σύμφωνα με τον κανονισμό UBC, λαμβάνονται υπ' όψιν οι εξής παράμετροι:

- Κατηγορία εδάφους έδρασης της κατασκευής S_i (*Soil Profile Type*)

Η κατηγοριοποίηση των εδαφών γίνεται με βάση την ποιότητα του εδάφους και την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων αυτών και φαίνεται στον Πίνακα 2.5.

Κατηγορία εδάφους	Είδος-ποιότητα εδάφους	Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων
S_A	Σκληρός βράχος	$V_s > 1520 \text{ m/sec}$
S_B	Βράχος	$760 \leq V_s \leq 1520 \text{ m/sec}$
S_C	Πυκνό έδαφος και μαλακός βράχος	$360 \leq V_s \leq 760 \text{ m/sec}$
S_D	Σκληρό έδαφος	$180 \leq V_s \leq 360 \text{ m/sec}$
S_E	Μαλακό έδαφος	$V_s < 180 \text{ m/sec}$

Πίνακας 2.5: Κατηγοριοποίηση εδάφους σύμφωνα με UBC 1997

▪ Συντελεστής σεισμικής ζώνης Z (*Seismic Zone Factor*)

Σε κάθε σχεδιασμό εισάγεται ο συντελεστής σεισμικής ζώνης Z , ο οποίος ορίζεται σύμφωνα με τη γεωγραφική θέση της υπό μελέτη κατασκευής. Σύμφωνα με τον κανονισμό UBC, ορίζονται πέντε σεισμικές ζώνες για κάθε μια από τις οποίες ο συντελεστής σεισμικής ζώνης Z φαίνεται στον Πίνακα 2.6.

Zone	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4

Πίνακας 2.6: Συντελεστές σεισμικών ζωνών

▪ Συντελεστές απόστασης από την πηγή του σεισμού N_A και N_V (*Near Source Factor*)

Οι συντελεστές N_A και N_V εκφράζουν την απόσταση της υπό μελέτη κατασκευής από την πηγή του σεισμού και καθορίζονται βάσει του τύπου της πηγής του σεισμού (*Seismic Source Type*). Ο συντελεστής N_A επηρεάζει την επιτάχυνση (*Acceleration*) και ο συντελεστής N_V την ταχύτητα (*Velocity*). Συγκεκριμένα, οι συντελεστές N_A και N_V παίρνουν τιμές από τον Πίνακα 2.7. Οι τύποι A, B, και C εκφράζουν τον τύπο της σεισμικής πηγής. Ειδικότερα, ο τύπος A εκφράζει σεισμικές πηγές που είναι ικανές να παράγουν σεισμούς μεγάλου μεγέθους και παρουσιάζουν υψηλή συχνότητα εμφάνισης σεισμών. Ο τύπος B εκφράζει

σεισμικές πηγές που δεν είναι ικανές να παράγουν σεισμούς μεγάλου μεγέθους και παρουσιάζουν σχετικά χαμηλή συχνότητα εμφάνισης σεισμών. Τέλος, ο τύπος C εκφράζει σεισμικές πηγές που δεν ανήκουν σε καμιά από τις δύο παραπάνω κατηγορίες.

Τύπος σεισμικής πηγής	Μικρότερη απόσταση από σεισμική πηγή							
	$\leq 2\text{km}$		5km		10km		$\geq 15\text{km}$	
	N_A	N_V	N_A	N_V	N_A	N_V	N_A	N_V
A	1.5	2.0	1.2	1.6	1.0	1.2	1.0	1.0
B	1.3	1.6	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Πίνακας 2.7: Συντελεστές απόστασης από την πηγή του σεισμού N_A και N_V σε σχέση με τον τύπο της σεισμικής πηγής και την απόσταση της κατασκευής από αυτή

■ Σεισμικοί συντελεστές C_A και C_V

Οι σεισμικοί συντελεστές C_A και C_V είναι συντελεστές που ορίζει ο κανονισμός UBC για να εκφράσει τη σεισμική επικινδυνότητα. Ο συντελεστής C_A αναφέρεται στην επιτάχυνση και ο συντελεστής C_V αναφέρεται στην ταχύτητα. Οι συντελεστές C_A και C_V παίρνουν τιμές από τους Πίνακες 2.8 και 2.9, αντίστοιχα, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους και τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

Κατηγορία εδάφους	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας					
	$Z=0.075$	$Z=0.15$	$Z=0.20$	$Z=0.30$	$Z=0.40$	$Z>0.40$
S_A	-	-	-	-	-	-
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40	1.0
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	1.1
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36	0.9

Πίνακας 2.8: Σεισμικός συντελεστής C_A

Κατηγορία εδάφους	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας					
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.20	Z=0.30	Z=0.40	Z>0.40
S _A	-	-	-	-	-	-
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	1.4
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64	1.6
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96	2.4

Πίνακας 2.9: Σεισμικός συντελεστής C_v

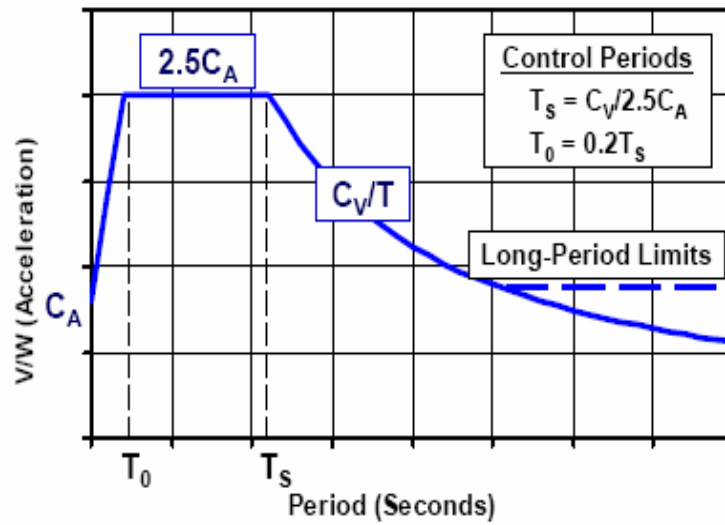
- Συντελεστής μείωσης δύναμης R

Ο συντελεστής μείωσης της δύναμης R εισάγεται για να εκφράσει την μη γραμμική ανελαστική απόκριση των κτιρίων και μεγέθη όπως η αντοχή, η ολκιμότητα και η απόσβεση των κτιρίων. Για ελαστική απόκριση κτιρίων ο συντελεστής R παίρνει την τιμή 1 σύμφωνα με UBC 1997. Για πλαίσια κτίρια $R=8,5$ ενώ για τοιχώματα $R=5,5$.

- Συντελεστής σπουδαιότητας I

Ο συντελεστής σπουδαιότητας I εισάγεται στον υπολογισμό του φάσματος απόκρισης για να συμπεριληφθεί υπ' όψιν η χρήση των κτιρίων και η σπουδαιότητά τους

Η μορφή του φάσματος απόκρισης σχεδιασμού, όπως αυτό προκύπτει από τον κανονισμό UBC, φαίνεται στο Σχήμα 2.10:



Σχήμα 2.10: Φάσμα απόκρισης σχεδιασμού (UBC 1997) [17]

Οι εξισώσεις που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της τέμνουσας βάσης του κτιρίου είναι οι εξής:

$$V_{\text{base}} = \frac{C_v I}{R T} W \quad (2.1)$$

$$V_{\text{base}} \leq \frac{2.5 C_A I}{R} W \quad (2.2)$$

$$V_{\text{base}} \geq 0.11 C_A I W \quad (2.3)$$

όπου:

C_A , C_V , R , I οι συντελεστές που περιγράφηκαν παραπάνω

W το βάρος του κτιρίου που λαμβάνεται υπ' όψιν στο σεισμό

V_{base} η τέμνουσα βάσης του κτιρίου

T η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου η οποία δίνεται από την εξίσωση 2.4

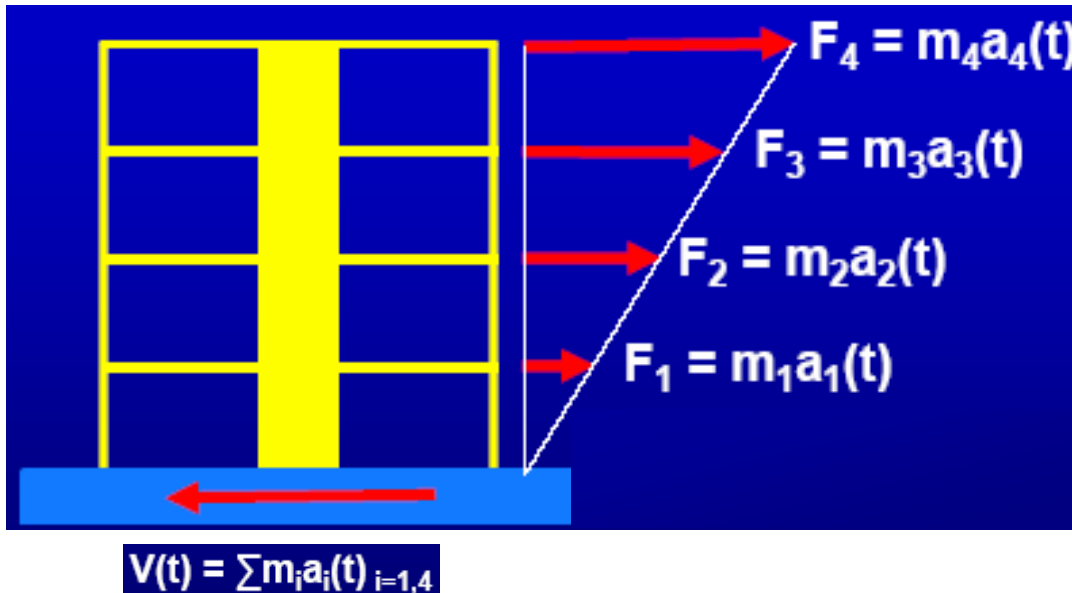
$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (2.4)$$

όπου:

C_t ειδικός συντελεστής που εξαρτάται από το είδος του κτιρίου

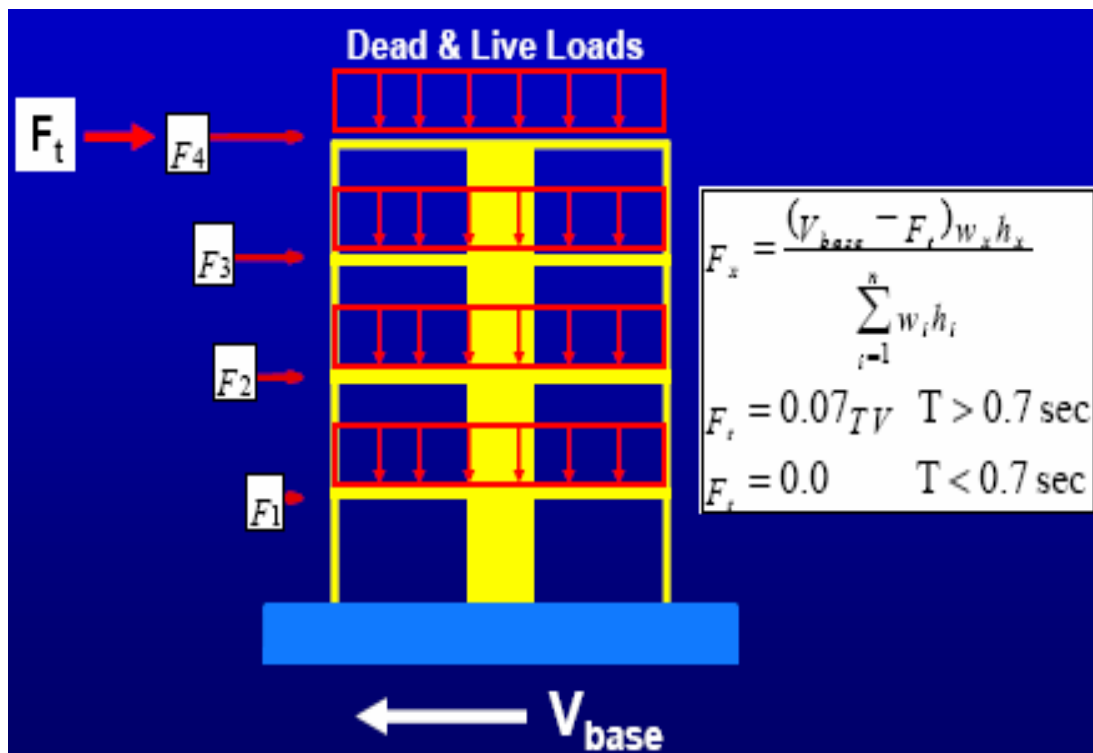
h_n ύψος κτιρίου

Στο Σχήμα 2.11 απεικονίζεται η κατανομή των δυνάμεων σε κάθε όροφο του κτιρίου. Παρατηρείται ότι η δύναμη που θα δεχθεί κάθε όροφος εξαρτάται από τη μάζα του και από την επιτάχυνση του σεισμού. Το σύνολο των δυνάμεων των ορόφων δίνει τη συνολική τέμνουσα βάση που δέχεται το κτίριο.



Σχήμα 2.11: Κατανομή δυνάμεων ανά όροφο και συνολική τέμνουσα βάσης

Όπως προαναφέρθηκε, η επιλεγμένη σεισμική διέγερση βασίζεται στην ισοδύναμη στατική ανάλυση. Έτσι, ο υπολογισμός των δυνάμεων που παραλαμβάνει κάθε όροφος γίνεται βάσει της μάζας του και της απόστασής του από το έδαφος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.12 και ορίζεται από τον κανονισμό UBC.



Σχήμα 2.12: Υπολογισμός δυνάμεων ανά όροφο βάσει της μάζας και της απόστασης από το έδαφος

Δηλαδή, η δύναμη που ασκείται σε κάθε όροφο λόγω σεισμού δίνεται από την εξίσωση 2.5, και έπειτα από την ανάλυση στο λογισμικό ETABS προκύπτουν οι τελικές μετατοπίσεις των ορόφων:

$$F_x = \frac{(V_{base} - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.5)$$

όπου:

$F_t = 0.07 T V_{base}$ για $T > 0.7 \text{ sec}$

$F_t = 0$ για $T < 0.7 \text{ sec}$

w_x βάρος ορόφου x

h_x ύψος ορόφου x

w_i βάρος ορόφου i

h_i ύψος ορόφου i

Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκαν οι εξής τιμές των παραμέτρων που περιγράφηκαν παραπάνω:

- Κατηγορία εδάφους: S_B
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 4: $Z=0.4$
- Τύπος σεισμικής πηγής B
- Συντελεστές $N_A, N_V=1$ που αντιστοιχούν σε απόσταση από την πηγή ίση με 10km
- Σεισμικός συντελεστής $C_A=0.4$
- Σεισμικός συντελεστής $C_V=0.4$
- Συντελεστής μείωσης δύναμης: $R=8.5$
- Συντελεστής σπουδαιότητας: $I=3$
- Ειδικός συντελεστής $C_t=0.035$

Οι ίδιες τιμές χρησιμοποιήθηκαν για σεισμικές διεγέρσεις των δομικών συστημάτων A και B κατά X και κατά Y, οι οποίες από εδώ και στο εξής θα αναφέρονται ως NFX και NFY αντίστοιχα. Επίσης, οι ίδιοι σεισμοί NFX και NFY εφαρμόστηκαν και στα συστήματα στα οποία εφαρμόστηκε σεισμική μόνωση με μονωτήρες LRB. Στόχος όλων των αναλύσεων ήταν η σύγκριση των μετατοπίσεων των ορόφων από τη βάση στην κορυφή όταν τα δομικά συστήματα είναι πακτωμένα στο έδαφος και όταν συνδέονται με σύστημα μόνωσης στη βάση τους.

2.5 Στατική ανελαστική ανάλυση (*Pushover Analysis*)

Στα δομικά συστήματα A και B, πακτωμένα στο έδαφος και συνδεδεμένα με σύστημα μόνωσης στη βάση τους, εφαρμόστηκε στατικός σεισμός κατά τις διευθύνσεις X και Y, όπως αυτός περιγράφηκε παραπάνω. Όπως προαναφέρθηκε, εκτός από αυτό το είδος ανάλυσης εκτελέστηκε και η μέθοδος της *στατικής ανελαστικής ανάλυσης (Pushover Analysis)*, η οποία αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 1. Στόχος αυτής της ενότητας είναι η παρουσίαση των παραμέτρων που λήφθηκαν υπ' όψιν για την εκτέλεση της *στατικής ανελαστικής ανάλυσης*.

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι, ως φόρτιση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης χρησιμοποιήθηκε ο σεισμός NFX, ώστε να μελετηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου στην παραπάνω ανάλυση όταν αυτό βρίσκεται κοντά σε σεισμικό ρήγμα.

Επίσης, η στατική ανελαστική ανάλυση δεν πραγματοποιήθηκε για φορτία βαρύτητας, που σημαίνει ότι δε λήφθηκε υπ' όψιν η παραμόρφωση των δομημάτων, λόγω κατακόρυφων φορτίων, στη *στατική ανελαστική ανάλυση*. Αυτό έγινε διότι, στόχος της παρούσας μελέτης ήταν η επίδραση του σεισμού και μόνο στη συμπεριφορά του κτιρίου. Ωστόσο, έπειτα από διερεύνηση της επίδρασης της συμμετοχής των φορτίων βαρύτητας στη *στατική ανελαστική ανάλυση*, που έγινε σε τυχαίο κτίριο, προέκυψε ότι η συμμετοχή των φορτίων βαρύτητας στη στατική ανελαστική ανάλυση δίνει ευμενέστερα αποτελέσματα σε σχέση με αυτά που προκύπτουν από την ίδια ανάλυση όταν δε λαμβάνεται υπ' όψιν η συμμετοχή των φορτίων βαρύτητας.

Για την υλοποίηση της ανάλυσης πραγματοποιείται μια σειρά από διαδοχικές αναλύσεις, στο λογισμικό ETABS, για την προσέγγιση ενός διαγράμματος τέμνουσας βάσης-πλευρικής μετατόπισης των δομικών συστημάτων. Τα δεδομένα που λήφθηκαν υπ' όψιν είναι τα εξής:

- Οι πιθανές πλαστικές αρθρώσεις, όπως αυτές περιγράφονται στο **Παράρτημα Β**, εισήχθησαν στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, διότι αυτά τα σημεία θεωρούνται κρίσιμα σημεία για την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων.
- Για τις μεν δοκούς εισήχθηκε διάγραμμα ανηγμένης ροπής-ανηγμένης στροφής που λαμβάνει υπ' όψιν μόνο την κάμψη της διατομής της δοκού κατά τον άξονα y (ισχυρός άξονας των διατομών).
- Για τα δε υποστυλώματα εισήχθηκε διάγραμμα ανηγμένης ροπής-ανηγμένης στροφής που λαμβάνει υπ' όψιν τις αξονικές δυνάμεις και την κάμψη της διατομής του υποστυλώματος κατά τους άξονες y και z (ισχυρός και ασθενής άξονας των διατομών αντίστοιχα).
- Οι τιμές των παραμέτρων **a**, **b** και της παραμένουσας αντοχής **c**, για τη δημιουργία των διαγραμμάτων της ανηγμένης ροπής-ανηγμένης στροφής, θεωρήθηκαν ίδιες για τις σύμμεικτες δοκούς και τα μεταλλικά υποστυλώματα. Οι τιμές αυτές λήφθηκαν από τη βάση δεδομένων του λογισμικού ETABS, που χρησιμοποιήθηκε για την εκτέλεση των στατικών ανελαστικών αναλύσεων. Βασίζονται στις διατάξεις των ATC-40 [1] και FEMA-273 [11], και

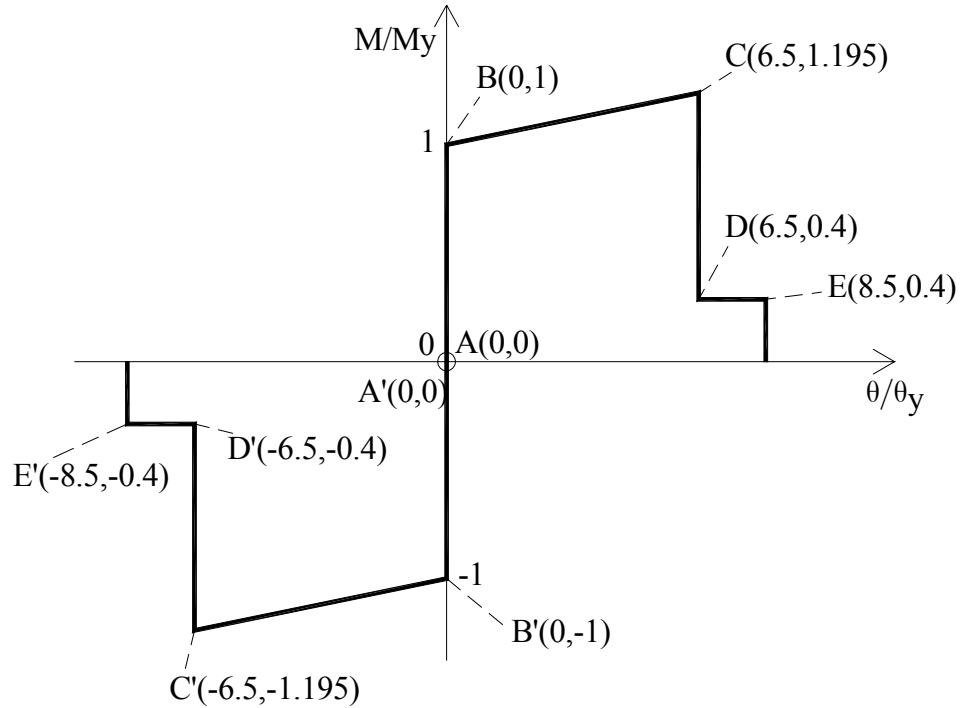
αντιστοιχούν στο υλικό του χάλυβα⁵. Έτσι, το διάγραμμα ανηγμένης ροπής-ανηγμένης στροφής που λήφθηκε υπ' όψιν φαίνεται στο Σχήμα 2.13.

- Τα επίπεδα επιτελεστικότητας λήφθηκαν επίσης ίδια για τις δοκούς και τα υποστυλώματα και ίσα με: **IO**=1.5, **LS**=5.0, **CP**=6.5.
- Ως μετατόπιση-στόχος επιλέχθηκε μετατόπιση ίση με 4%H=0.64m, υπέρβαση της οποίας σημαίνει και αστοχία της κατασκευής. Η μετατόπιση αυτή αντιστοιχεί σε κλίση του άξονα των υποστυλωμάτων 4% η οποία μπορεί να θεωρηθεί κρίσιμη για την ισορροπία του φορέα. Η μετακίνηση αυτή αναφέρεται σε κόμβο της οροφής των δομικών συστημάτων και όταν επιτευχθεί σημαίνει και το τέλος της ανάλυσης.
- Η *ανελαστική στατική ανάλυση* δεν πραγματοποιήθηκε για κατακόρυφα φορτία αλλά μόνο για φορτία σεισμού.
- Ως μέθοδος αποφόρτισης των δομικών στοιχείων επιλέχθηκε αυτή της πλήρους αποφόρτισης της κατασκευής και της επαναφόρτισης αυτών (*Unload Entire Structure*) που δεν έχουν διαρρεύσει.
- Δε λήφθηκαν υπ' όψιν φαινόμενα μη γραμμικών επιρροών (2^{ας} τάξεως).
- Ως μέγιστος αριθμός βημάτων (*Max Total Steps*) λήφθηκε ο αριθμός 300.
- Ως μέγιστος αριθμός επαναλήψεων ανά βήμα (*Max Iteration/Step*) λήφθηκε ο αριθμός 10.
- Ως ευαισθησία αλλαγής κλάδου (*event tolerance*) λήφθηκε η τιμή 0.01, η οποία προτείνεται από το ETABS και προκύπτει ικανοποιητική. Η ευαισθησία αλλαγής κλάδου καθορίζει κατά πόσο η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων, που

⁵ Πρέπει να σημειωθεί ότι στο σημείο αυτό έγινε μια παραδοχή στην περίπτωση των διαγραμμάτων ανηγμένων ροπών-ανηγμένων στροφών. Διότι, οι δοκοί είναι σύμμεικτες, και επομένως οι διατομές τους αποτελούνται από χάλυβα και σκυρόδεμα, ενώ χρησιμοποιήθηκε διάγραμμα το οποίο περιγράφει την ελαστοπλαστική συμπεριφορά διατομής χάλυβα. Η παραδοχή αυτή έγινε διότι, ο υπολογισμός των διαγραμμάτων ανηγμένων ροπών- ανηγμένων στροφών, όπως αυτά περιγράφηκαν στο **Παράρτημα Β**, στη σύμμεικτη διατομή είναι αρκετά περίπλοκος, εξαιτίας της συνύπαρξης των δύο υλικών. Ωστόσο, θεωρήθηκε ότι η παραδοχή αυτή δεν επηρεάζει άμεσα τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, επειδή έγινε μόνο στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα, των οποίων η συμπεριφορά θεωρείται μείζονος σημασίας στην ανελαστική στατική ανάλυση.

έπονται ενός βήματος κατά το οποίο σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση και προκαλείται αλλαγή κλάδου του διαγράμματος V-Δ, θα συμπεριληφθεί σ' αυτό.

- Θεωρήθηκε ενεργή όλη η κατασκευή για την εκτέλεση της *pushover analysis*.



Σχήμα 2.13: Διάγραμμα ανηγμένης ροπής-ανηγμένης στροφής που επιλέχθηκε για την προσομοίωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς υποστρωμάτων και δοκών

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ

3.1 Εισαγωγή

Στο Κεφάλαιο αυτό παρατίθενται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις της παρούσας παραμετρικής διερεύνησης με τη βοήθεια διαγραμμάτων και πινάκων. Ταυτόχρονα, γίνεται αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και σύγκριση αυτών όπου είναι εφικτό.

Η παράθεση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων αναπτύσσεται σε τρεις ομάδες βάσει του τύπου της ανάλυσης που πραγματοποιείται και του είδους των αποτελεσμάτων που εξάγονται. Οι εν λόγω ομάδες είναι οι εξής:

- Σεισμική απόκριση των πακτωμένων δομικών συστημάτων σε σχέση με αυτή των μονωμένων για την ελαστική ανάλυση
- Σεισμική απόκριση των πακτωμένων δομικών συστημάτων σε σχέση με αυτή των μονωμένων για την ανελαστική στατική ανάλυση

- Σύγκριση της σεισμικής απόκρισης των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β για την ελαστική και ανελαστική στατική ανάλυση
- Σύγκριση αποτελεσμάτων ανελαστικής στατικής ανάλυσης των πακτωμένων δομικών συστημάτων με τα αντίστοιχα των μονωμένων

Ο όρος σεισμική απόκριση σημαίνει την ένταση και τη μετακίνηση/παραμόρφωση σε τυχόν σημείο του δομικού συστήματος. Στην παρούσα εργασία η σεισμική απόκριση επικεντρώνεται στις σχετικές μετακινήσεις κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*), που προκύπτουν από την επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση. Σημειώνεται ότι στην πρώτη ομάδα γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) των δομικών συστημάτων Α και Β, πακτωμένων και μονωμένων, όταν αυτά υποβάλλονται στις σεισμικές διεγέρσεις NFX και NFY που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 2. Στη δεύτερη ομάδα γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) των δομικών συστημάτων Α και Β, πακτωμένων και μονωμένων, όταν αυτά υπόκεινται σε στατική ανελαστική ανάλυση (*Pushover Analysis*) με φόρτιση τη σεισμική διέγερση NFX. Στην τρίτη ομάδα γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β, όταν αυτά υπόκεινται στην ελαστική και στην ανελαστική στατική μέθοδο ανάλυσης. Στην τέταρτη ομάδα παρουσιάζονται γενικότερα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη στατική ανελαστική ανάλυση των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β. Τα αποτελέσματα αυτά αφορούν την καμπύλη της τέμνουσας βάσης- μετατόπιση οροφής (*Pushover Curve*), την καμπύλη της τέμνουσας βάσης σε σχέση με το βήμα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, τα σημεία επιτελεστικότητας (*Performance Points*) και τους πίνακες που περιγράφουν τη μετάβαση των πλαστικών αρθρώσεων από το ένα επίπεδο επιτελεστικότητας στο άλλο.

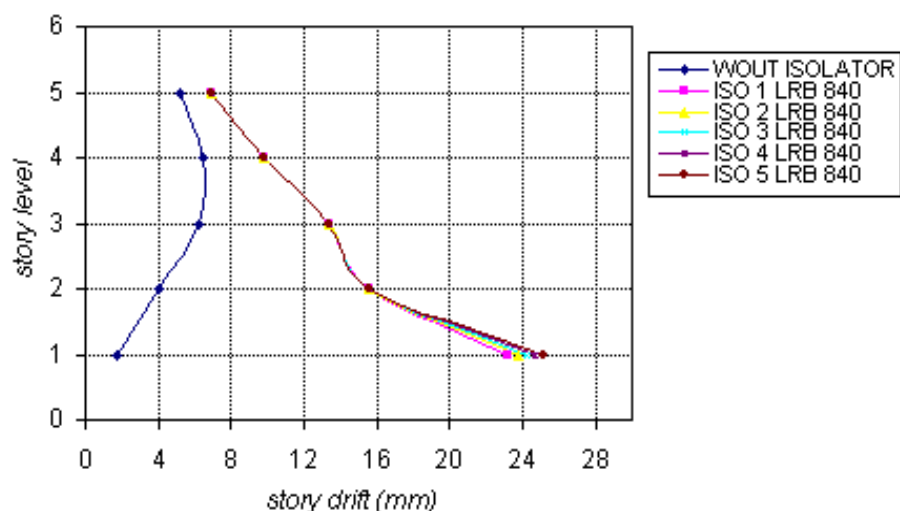
Αναφέρεται ότι ο διαχωρισμός της απεικόνισης των αποτελεσμάτων γίνεται βάσει του συστήματος έδρασης των δομικών συστημάτων στη βάση. Ειδικότερα, σε κάθε διάγραμμα γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων του πακτωμένου δομικού συστήματος και των μονωμένων δομικών συστημάτων που αντιστοιχούν σε μία ομάδα συστήματος μονωτήρων (*ISO-lators*) με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (*LRB*). Τα αποτελέσματα που αντιστοιχούν στα πακτωμένα δομικά συστήματα απεικονίζονται με τη μπλε καμπύλη και τη λεζάντα ‘WOUT ISOLATOR’. Επειδή ο διαχωρισμός των

συστημάτων μόνωσης βάσης έγινε βάσει της διαμέτρου του ελαστικού και του πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων, όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2, η απεικόνιση των αποτελεσμάτων που αντιστοιχούν στα μονωμένα δομικά συστήματα γίνεται με καμπύλες των οποίων οι λεζάντες έχουν τη μορφή ‘ISO 1 LRB 840’. Η λεζάντα αυτή περιγράφει κάθε φορά το σύστημα μόνωσης (*LRB*) που αντιστοιχεί σε μία διάμετρο του ελαστικού του μονωτήρα, για παράδειγμα $D_{el}=840\text{mm}$, και σε συγκεκριμένο αριθμό στρώσεων του ελαστικού. Ο διαχωρισμός των μονωτήρων που αφορά τον αριθμό των στρώσεων του ελαστικού σε κάθε ομάδα μονωτήρων σημειώνεται με την αρίθμηση 1 έως 5. Ο αριθμός 1 της λεζάντας αντιστοιχεί στον μικρότερο αριθμό στρώσεων του ελαστικού της εκάστοτε ομάδας των μονωτήρων ενώ ο αριθμός 5 στον μεγαλύτερο. Οι ονομασίες των μονωτήρων σημειώνονται και στο **Παράρτημα Γ**.

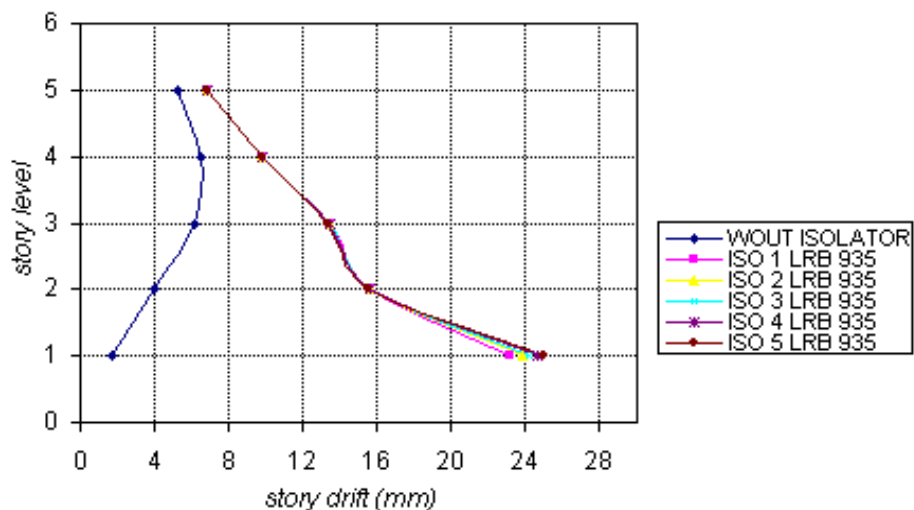
3.2 Σεισμική απόκριση πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων σε ελαστική ανάλυση

3.2.1 Σεισμική διέγερση NFX

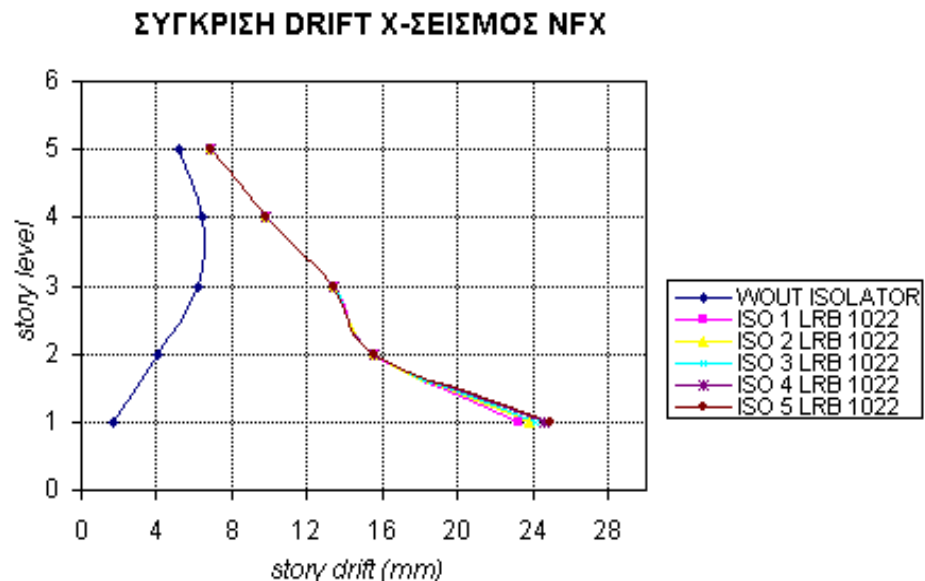
Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β με τη σεισμική διέγερση NFX απεικονίζονται στα Σχήματα που ακολουθούν με τη μορφή διαγραμμάτων (Σχήματα 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6). Στα Σχήματα γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων (κατά τη διεύθυνση X) του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β. Ο οριζόντιος άξονας περιγράφει το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης κατά X (*story drift*) και ο κατακόρυφος το επίπεδο του ορόφου (*story level*).

Δομικό Σύστημα Α**ΣΥΓΚΡΙΣΗ DRIFT Χ-ΣΕΙΣΜΟΣ ΝFX**

Σχήμα 3.1: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{ελ}=840\text{mm}$ και $Q/W=8.3\%$ για σεισμική διέγερση ΝFX

ΣΥΓΚΡΙΣΗ DRIFT Χ-ΣΕΙΣΜΟΣ ΝFX

Σχήμα 3.2: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{ελ}=935\text{mm}$ και $Q/W=10.3\%$ για σεισμική διέγερση ΝFX

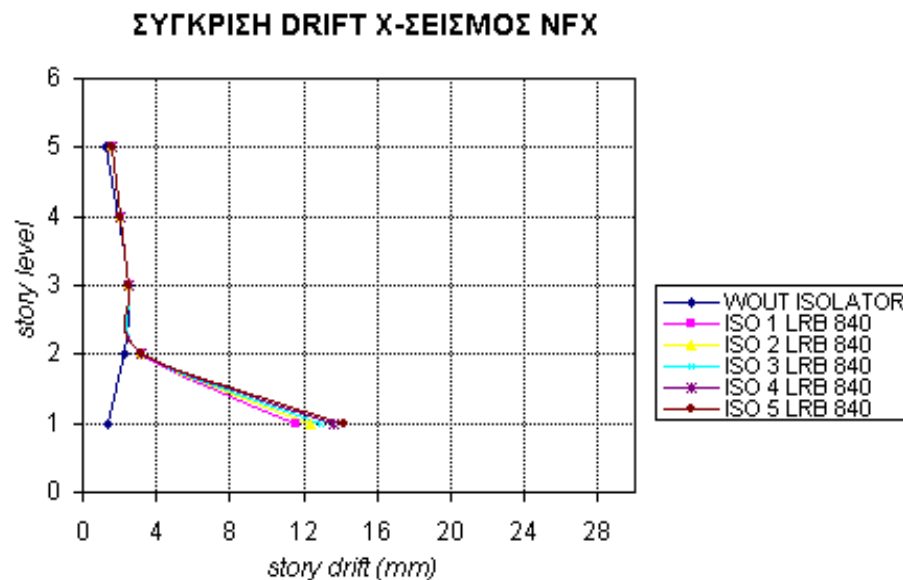


Σχήμα 3.3: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{el}=1022\text{mm}$ και $Q/W=12.4\%$ για σεισμική διεγερση NFX

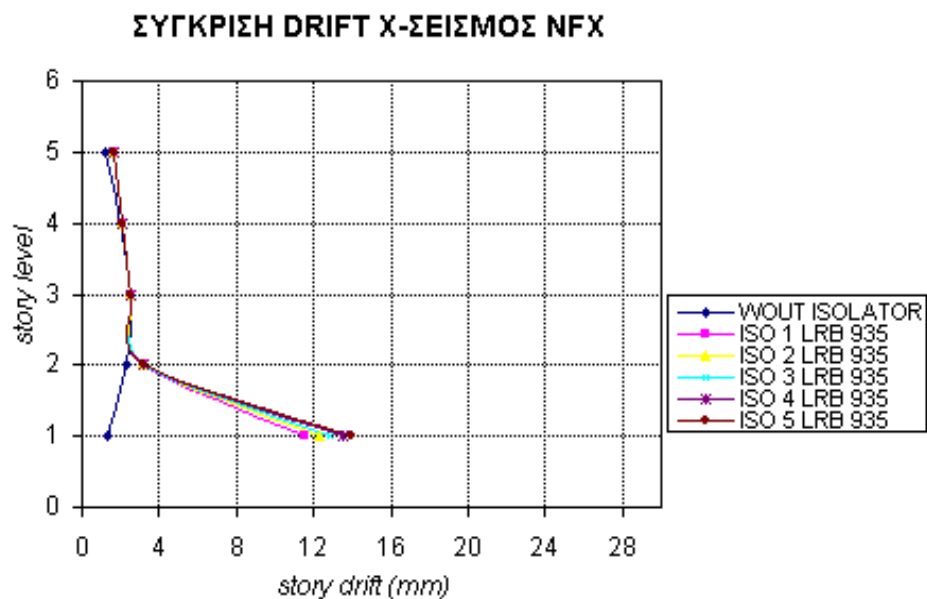
Εξετάζοντας τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρείται ότι οι σχετικές μετακινήσεις του κέντρου μάζας της βάσης-ανώτερων ορόφων (*story drifts*) του πακτωμένου δομικού συστήματος Α κατά τη διεύθυνση Χ είναι αρκετά διαφορετικές από τις αντίστοιχες μετακινήσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων Α. Στο πακτωμένο κτίριο η τιμή της σχετικής μετακίνησης είναι μικρή στον πρώτο όροφο ενώ μεγαλύτερη στους ανώτερους ορόφους με μέγιστη τιμή στον τέταρτο όροφο. Αντίθετα, στα μονωμένα κτίρια οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων είναι πολύ υψηλές στον πρώτο όροφο ενώ γίνονται μικρότερες όσο αυξάνει το επίπεδο του ορόφου. Επίσης, η μέγιστη τέμνουσα βάσης των υποστυλωμάτων στο πακτωμένο δομικό σύστημα Α είναι περίπου 330KN ενώ στα μονωμένα δομικά συστήματα Α περίπου 265KN. Επομένως, τα μονωμένα δομικά συστήματα Α ενώ έχουν μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις κατά την διεύθυνση Χ δέχονται μικρότερη μέγιστη τέμνουσα βάσης κατά την ίδια διεύθυνση. Η συμπεριφορά αυτή του δομικού συστήματος θεωρείται πολύ καλή διότι, στόχος της εφαρμογής συστήματος μόνωσης σε μία κατασκευή είναι η μείωση της έντασης της κατασκευής, και αυτό επιβεβαιώνεται από το γεγονός ότι η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης των υποστυλωμάτων των μονωμένων δομικού συστημάτων Α είναι μικρότερη από αυτή του πακτωμένου δομικού συστήματος Α.

Συγκρίνοντας τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι η αλλαγή της διαμέτρου του ελαστικού και του πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων (που προκαλούν αλλαγή του λόγου Q/W) δεν επιφέρει ουσιαστική διαφορά στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων. Οι εν λόγω τιμές έχουν ελάχιστες διαφορές στα διαγράμματα, ενώ οι μικρότερες σχετικές μετακινήσεις του πρώτου ορόφου εμφανίζονται στην τρίτη ομάδα συστήματος μόνωσης με διάμετρο ελαστικού ίση με 1022mm. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού προκαλεί μικρή αύξηση των σχετικών μετακινήσεων στον πρώτο όροφο αλλά δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου τις σχετικές μετακινήσεις στους ανώτερους ορόφους.

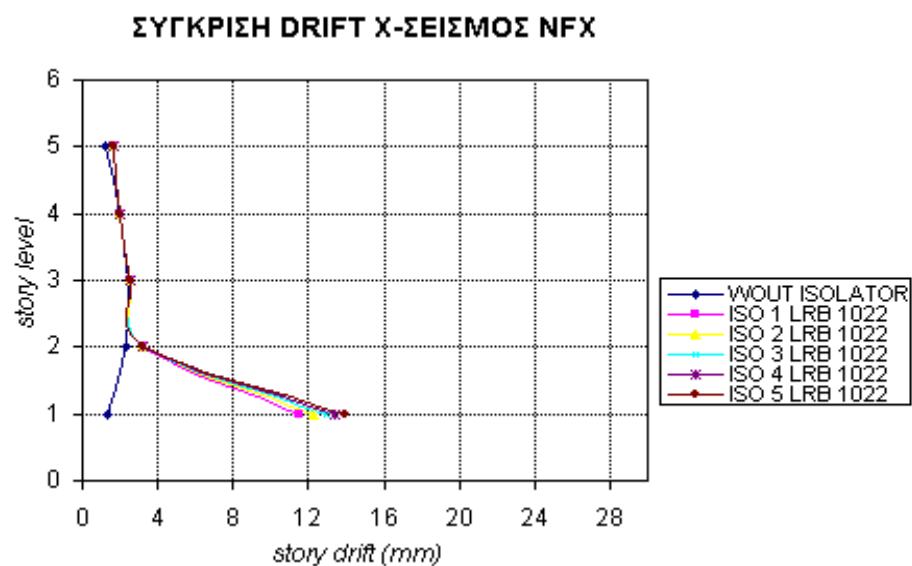
Δομικό Σύστημα Β



Σχήμα 3.4: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Β και των μονωμένων δομικών συστημάτων Β με μονωτήρες $D_{ελ}=840\text{mm}$ και $Q/W=8.3\%$ για σεισμική διέγερση ΝΦΧ



Σχήμα 3.5: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-άνωτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος B και των μονωμένων δομικών συστημάτων B με μονωτήρες $D_{ελ}=935\text{mm}$ και $Q/W=10.3\%$ για σεισμική διέγερση NFX



Σχήμα 3.6: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-άνωτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος B και των μονωμένων δομικών συστημάτων B με μονωτήρες $D_{ελ}=1022\text{mm}$ και $Q/W=12.4\%$ για σεισμική διέγερση NFX

Παρατηρώντας τα παραπάνω διαγράμματα για το δομικό σύστημα B είναι εμφανές ότι οι σχετικές μετακινήσεις του κέντρου μάζας της βάσης-άνωτερων ορόφων (*story drifts*) στο πακτωμένο κτίριο κατά τη διεύθυνση X είναι επίσης πολύ διαφορετικές από αυτές των μονωμένων κτιρίων κατά την ίδια διεύθυνση. Στο πακτωμένο δομικό σύστημα B οι

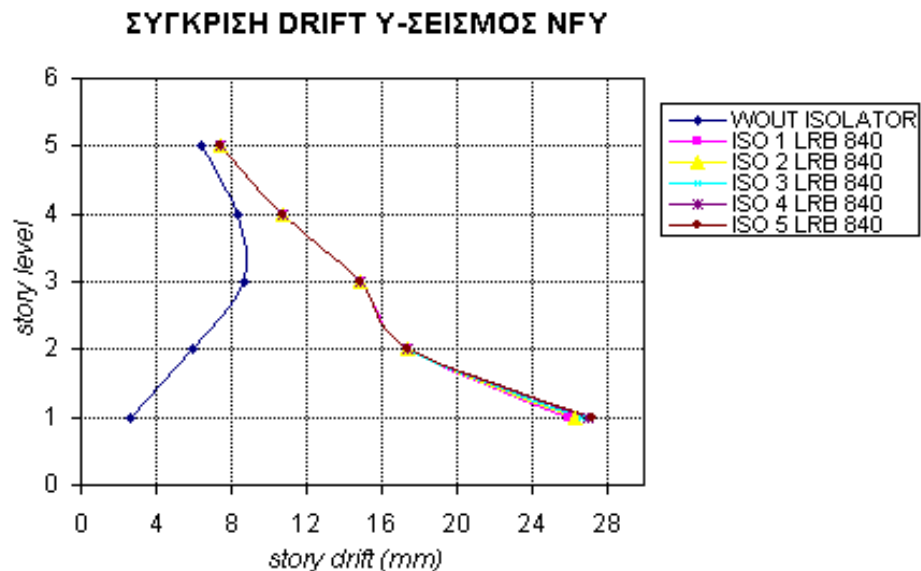
τιμές των σχετικών μετακινήσεων είναι μικρές σε όλους τους ορόφους και κυμαίνονται από 1,3 έως 2,5mm. Οι σχετικές μετακινήσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων σε όλους τους ορόφους, εκτός από τον πρώτο, είναι σχεδόν ίδιες με αυτές του πακτωμένου κτιρίου, γεγονός το οποίο είναι ιδιαίτερα θετικό. Διότι, επιτυγχάνεται κατά κάποιο τρόπο ταύτιση της συμπεριφοράς των μονωμένων δομικών συστημάτων με αυτή του πακτωμένου κτιρίου, από το δεύτερο έως και τον πέμπτο όροφο, και επομένως οι αναπτυσσόμενες σχετικές μετακινήσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων στους εν λόγω ορόφους δεν είναι μεγάλες, ακόμη κι αν αυτά είναι συνδεδεμένα με μονωτήρες στη βάση τους. Επίσης, παρατηρείται ότι οι σχετικές μετακινήσεις στον πρώτο όροφο των μονωμένων δομικών συστημάτων B κατά τη διεύθυνση X είναι αρκετά μεγάλες σε σχέση με αυτή του πακτωμένου δομικού συστήματος B κατά την ίδια διεύθυνση. Ακόμη, η μέγιστη τέμνουσα βάσης των υποστυλωμάτων στο πακτωμένο δομικό σύστημα B είναι περίπου 790KN ενώ στα μονωμένα δομικά συστήματα B περίπου 290KN. Επομένως, τα μονωμένα δομικά συστήματα B ενώ έχουν μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις στον πρώτο όροφο δέχονται μικρότερη μέγιστη τέμνουσα βάσης. Αυτός είναι και ο στόχος της εφαρμογής συστήματος μόνωσης σε μία κατασκευή. Η συμπεριφορά αυτή των μονωμένων δομικών συστημάτων B θεωρείται πολύ καλή διότι, τα κτίρια έχουν μειωμένη ένταση (χαμηλή τέμνουσα βάσης) και μεγάλες σχετικές μετατοπίσεις στον πρώτο όροφο. Επομένως, φαίνεται πως επιτυγχάνεται κατά κάποιο τρόπο η απομόνωση της κατασκευής από τη βάση της και η μετακίνηση της σαν ένα σώμα, καθώς και η μείωση της μέγιστης έντασης που αυτή δέχεται.

Η αλλαγή της διαμέτρου του ελαστικού και του πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων (που προκαλούν αλλαγή του λόγου Q/W) δεν επιφέρει ουσιαστική διαφορά στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων ούτε στο δομικό σύστημα B, εφόσον οι σχετικές μετακινήσεις των επιμέρους μονωμένων δομικών συστημάτων έχουν ελάχιστες διαφορές. Οι μικρότερες σχετικές μετακινήσεις εμφανίζονται στην τρίτη ομάδα συστήματος μόνωσης με διάμετρο ελαστικού ίση με 1022mm. Αξίζει να σημειωθεί ότι η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού προκαλεί μικρή αύξηση των σχετικών μετακινήσεων στον πρώτο όροφο αλλά δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου τις σχετικές μετακινήσεις στους ανώτερους ορόφους.

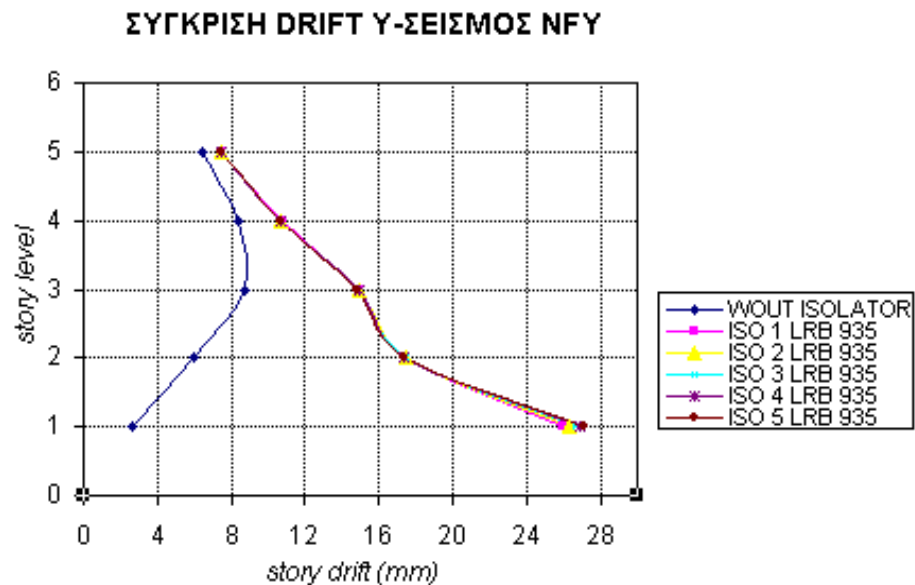
3.2.2 Σεισμική διέγερση NFY

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β με τη σεισμική διέγερση NFY φαίνονται στα Σχήματα που ακολουθούν με τη μορφή διαγραμμάτων (Σχήματα 3.7, 3.8, 3.9, 3.10, 3.11, 3.12). Στα Σχήματα γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων (κατά τη διεύθυνση Y) του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β. Ο οριζόντιος άξονας περιγράφει το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης κατά X (*story drift*) και ο κατακόρυφος το επίπεδο του ορόφου (*story level*).

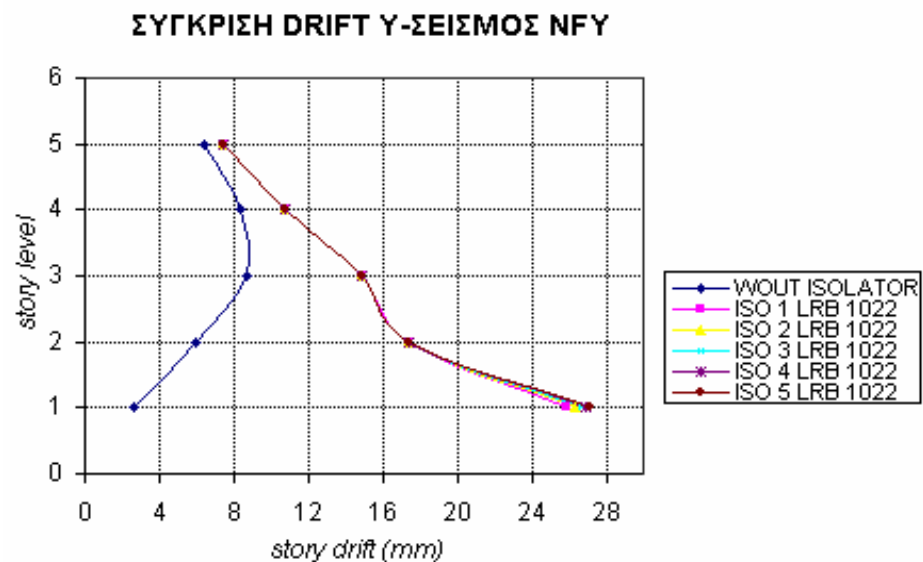
Δομικό Σύστημα Α



Σχήμα 3.7: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{ελ}=840\text{mm}$ και $Q/W=8.3\%$ για σεισμική διέγερση NFY



Σχήμα 3.8: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{ελ}=935\text{mm}$ και $Q/W=10.3\%$ για σεισμική διέγερση NFY

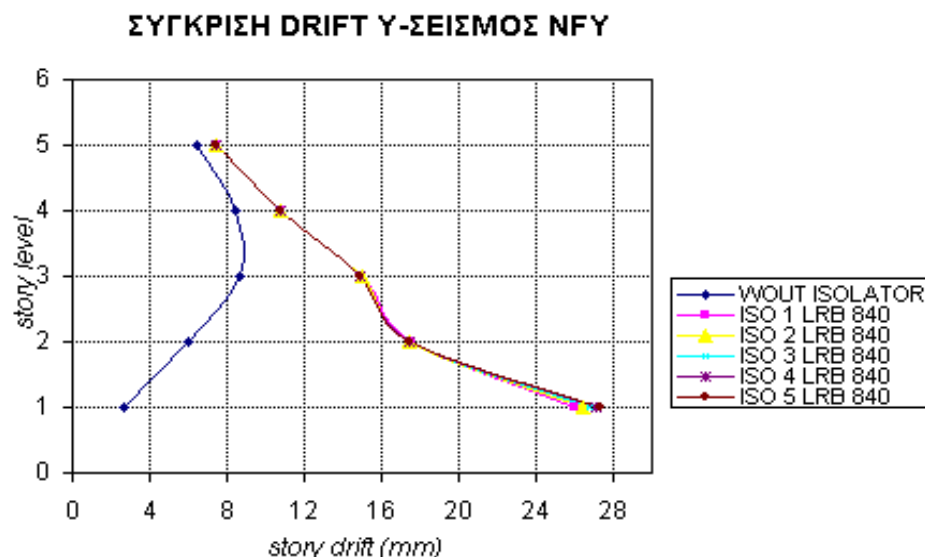


Σχήμα 3.9: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{ελ}=1022\text{mm}$ και $Q/W=12.4\%$ για σεισμική διέγερση NFY

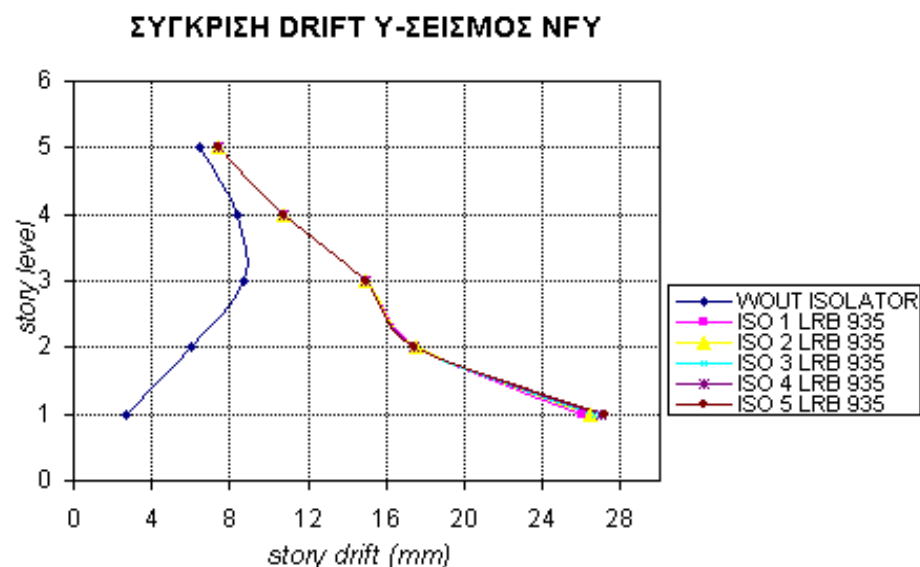
Παρατηρώντας τα παραπάνω διαγράμματα, που αφορούν τη σεισμική απόκριση του δομικού συστήματος Α κατά τη σεισμική διέγερση NFY, φαίνεται ότι οι σχετικές μετακινήσεις του κέντρου μάζας της βάσης-ανώτερων ορόφων (*story drifts*) του

πακτωμένου δομικού συστήματος Α κατά τη διεύθυνση Υ είναι διαφορετικές από αυτές των μονωμένων δομικών συστημάτων Α κατά την ίδια διεύθυνση. Στο πακτωμένο κτίριο η τιμή της σχετικής μετακίνησης της διεύθυνσης Υ είναι μικρή στον πρώτο όροφο ενώ μεγαλύτερη στους ανώτερους ορόφους με μέγιστη τιμή στον τρίτο όροφο. Αντίθετα, στα μονωμένα κτίρια οι αντίστοιχες τιμές των σχετικών μετακινήσεων κατά τη διεύθυνση Υ είναι πολύ υψηλές στον πρώτο όροφο ενώ γίνονται μικρότερες όσο αυξάνει το επίπεδο του ορόφου, όπως και στην περίπτωση της σεισμικής διέγερσης NFX. Επίσης, η μέγιστη τέμνουσα βάσης των υποστυλωμάτων στο πακτωμένο δομικό σύστημα Α είναι περίπου 575KN ενώ στα μονωμένα δομικά συστήματα Α περίπου 290 KN. Επομένως, τα μονωμένα δομικά συστήματα Α ενώ έχουν μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση Υ δέχονται μικρότερη μέγιστη τέμνουσα βάσης κατά την ίδια διεύθυνση. Η συμπεριφορά αυτή του δομικού συστήματος θεωρείται πολύ καλή διότι, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, στόχος της εφαρμογής συστήματος μόνωσης σε μία κατασκευή είναι η μείωση της έντασης της κατασκευής. Αυτό επιβεβαιώνεται από το γεγονός ότι η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης των υποστυλωμάτων των μονωμένων δομικών συστημάτων Α είναι μικρότερη από αυτή του αντίστοιχου πακτωμένου συστήματος.

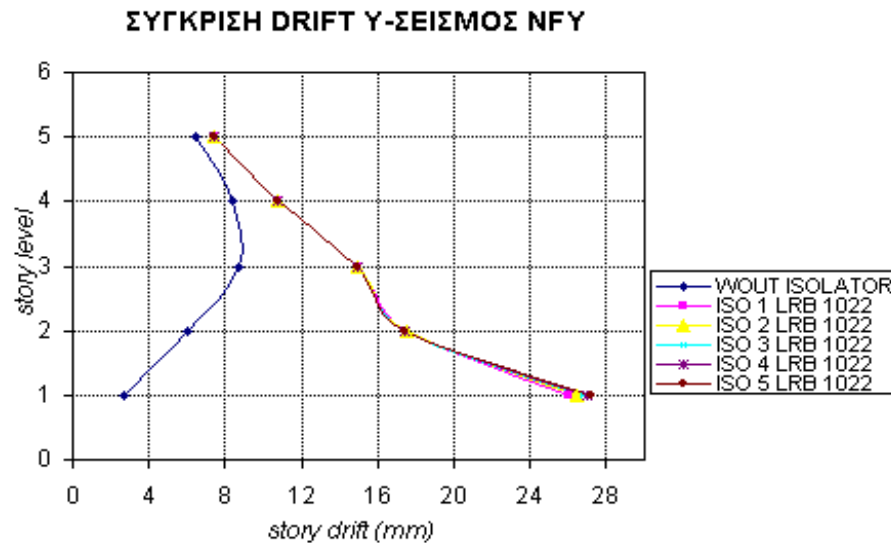
Στην περίπτωση της σεισμικής διέγερσης NFY, η επιρροή της αλλαγής της διαμέτρου του ελαστικού και του πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων (που προκαλούν αλλαγή του λόγου Q/W) στις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι η ίδια όπως και στην περίπτωση της σεισμικής διέγερσης NFX. Οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων των μονωμένων δομικών συστημάτων Α στη διεύθυνση Υ, για διαφορετικές διαμέτρους ελαστικού και πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων, έχουν ελάχιστες διαφορές στα διαγράμματα. Οι μικρότερες σχετικές μετακινήσεις του πρώτου ορόφου των μονωμένων δομικών συστημάτων Α εμφανίζονται στην τρίτη ομάδα συστήματος μόνωσης με διάμετρο ελαστικού ίση με 1022mm. Αξίζει να αναφερθεί ότι η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού προκαλεί μικρή αύξηση των σχετικών μετακινήσεων στον πρώτο όροφο αλλά δεν επηρεάζει σχεδόν καθόλου τις σχετικές μετακινήσεις στους ανώτερους ορόφους, όπως και στις παραπάνω περιπτώσεις.

Δομικό Σύστημα Β

Σχήμα 3.10: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Β και των μονωμένων δομικών συστημάτων Β με μονωτήρες $D_{ελ}=840\text{mm}$ και $Q/W=8.3\%$ για σεισμική διέγερση NFY



Σχήμα 3.11: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Β και των μονωμένων δομικών συστημάτων Β με μονωτήρες $D_{ελ}=935\text{mm}$ και $Q/W=10.3\%$ για σεισμική διέγερση NFY



Σχήμα 3.12: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος B και των μονωμένων δομικών συστημάτων B με μονωτήρες $D_{el}=1022\text{mm}$ και $Q/W=12.4\%$ για σεισμική διέγερση NFY

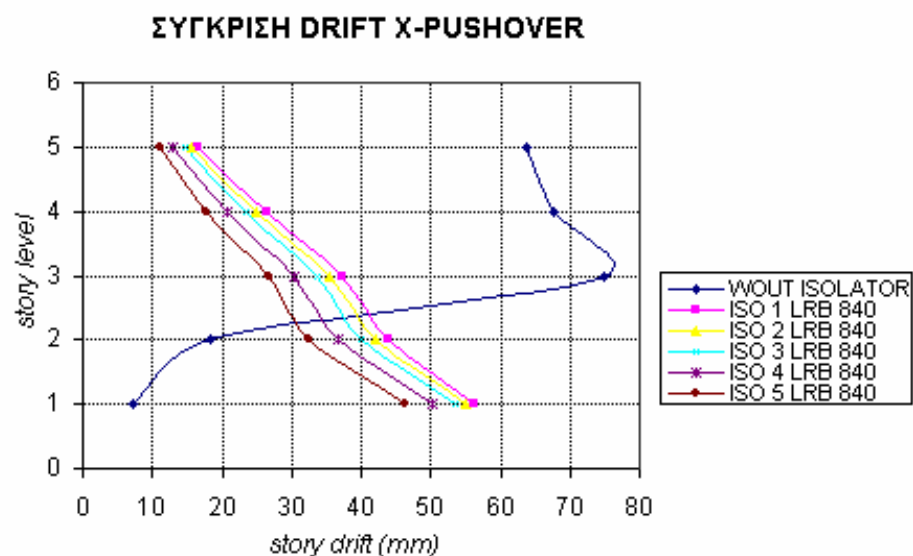
Παρατηρώντας τα παραπάνω διαγράμματα του δομικού συστήματος B, που προκύπτουν από την εφαρμογή σε αυτό της σεισμικής διέγερσης NFY, είναι προφανές ότι οι σχετικές μετακινήσεις (κατά τη διεύθυνση Y) του κέντρου μάζας της βάσης-ανώτερων ορόφων (*story drifts*) στο πακτωμένο κτίριο και στα μονωμένα κτίρια είναι σχεδόν ίδιες με τις αντίστοιχες μετατοπίσεις που προκύπτουν από την εφαρμογή της ίδιας σεισμικής διέγερσης στο δομικό σύστημα A. Αυτό οφείλεται στο ότι η προσθήκη των Λ-συνδέσμων γίνεται μόνο κατά τη διεύθυνση X του δομικού συστήματος A, όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 2. Επομένως, τα στοιχεία δυσκαμψίας της διεύθυνσης Y του δομικού συστήματος B, που εμποδίζουν τις μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση Y που προκαλεί η σεισμική διέγερση NFY, είναι ίδια με αυτά του δομικού συστήματος A κατά την ίδια διεύθυνση. Επίσης, η μέγιστη τέμνουσα βάσης των υποστυλωμάτων στο πακτωμένο δομικό σύστημα B είναι περίπου 575KN ενώ στα μονωμένα δομικά συστήματα B περίπου 290KN. Επομένως, τα μονωμένα δομικά συστήματα B ενώ έχουν μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις κατά την διεύθυνση Y, από τις αντίστοιχες μετακινήσεις του πακτωμένου δομικού συστήματος, δέχονται μικρότερη μέγιστη τέμνουσα βάσης κατά την ίδια διεύθυνση από αυτή που δέχεται το πακτωμένο δομικό σύστημα B. Έτσι λοιπόν επιτυγχάνεται ο στόχος της εφαρμογής των συστημάτων μόνωσης σε μια κατασκευή που είναι η μείωση της έντασης αυτής και η μετακίνηση της σαν ένα σώμα. Αυτό επιβεβαιώνεται από το γεγονός ότι η μέγιστη τιμή της

τέμνουσας βάσης των υποστυλωμάτων των μονωμένων δομικών συστημάτων B είναι μικρότερη από αυτή του αντίστοιχου πακτωμένου συστήματος.

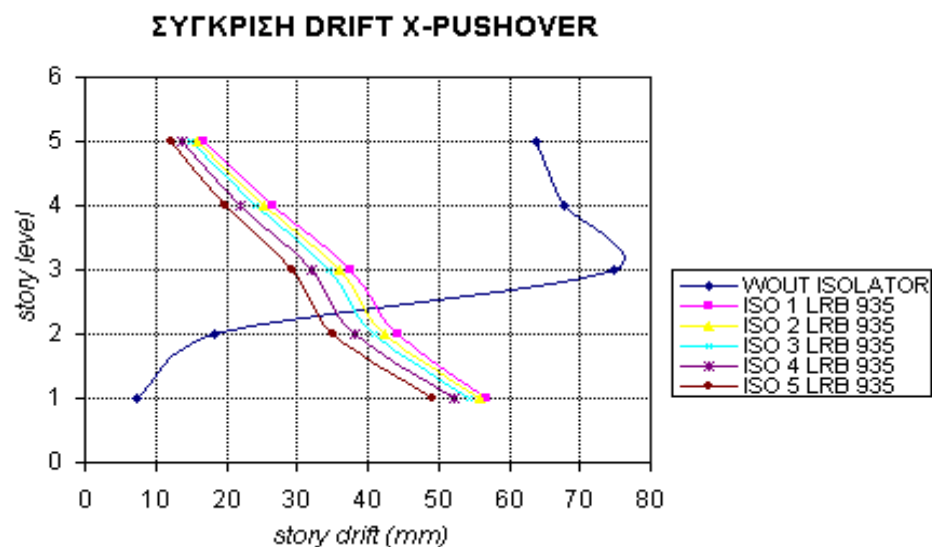
Όσον αφορά τις τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων κατά τη διεύθυνση Y του δομικού συστήματος B, όταν αυτό υποβάλλεται στη σεισμική διέγερση NFY, ισχύει ό,τι έχει προαναφερθεί και για τις τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων κατά την ίδια διεύθυνση, δηλαδή τη διεύθυνση Y, του δομικού συστήματος A όταν αυτό υποβάλλεται στην ίδια σεισμική διέγερση.

3.3 Σεισμική απόκριση πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων σε ανελαστική στατική ανάλυση

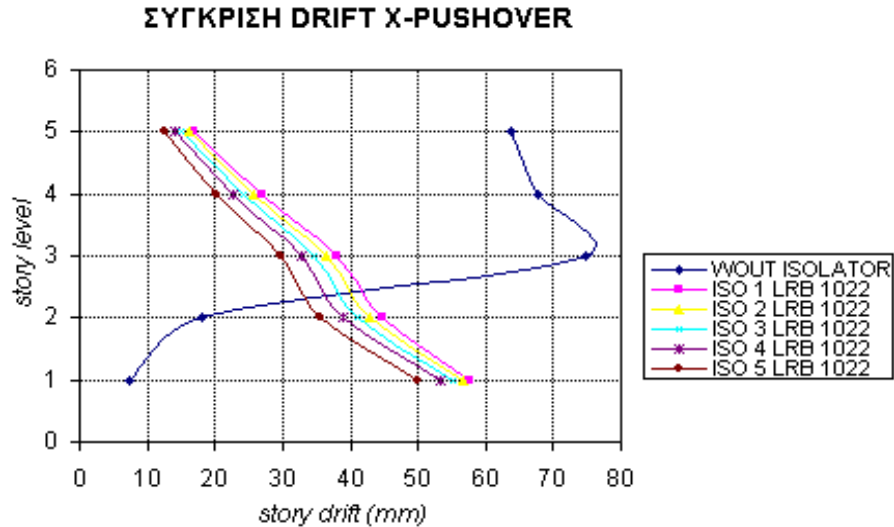
Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση (*Pushover Analysis*) των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων A και B φαίνονται στα Σχήματα που ακολουθούν με τη μορφή διαγραμμάτων (Σχήματα 3.13, 3.14, 3.15, 3.16, 3.17, 3.18). Η ανελαστική στατική ανάλυση (*Pushover Analysis*) πραγματοποιήθηκε για τη σεισμική διέγερση NFX σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 2. Στα Σχήματα που ακολουθούν γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων (κατά τη διεύθυνση X) του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων A και B. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων που απεικονίζονται στα παρακάτω διαγράμματα αντιστοιχούν στο τελευταίο βήμα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης των πακτωμένων και των μονωμένων δομικών συστημάτων A και B. Ο οριζόντιος άξονας περιγράφει το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης κατά X (*story drift*) και ο κατακόρυφος το επίπεδο του ορόφου (*story level*).

Δομικό Σύστημα Α

Σχήμα 3.13: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{el}=840\text{mm}$ και $Q/W=8.3\%$ για ανελαστική στατική ανάλυση



Σχήμα 3.14: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{el}=935\text{mm}$ και $Q/W=10.3\%$ για ανελαστική στατική ανάλυση



Σχήμα 3.15: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{ελ}=1022\text{mm}$ και $Q/W=12.4\%$ για ανελαστική στατική ανάλυση

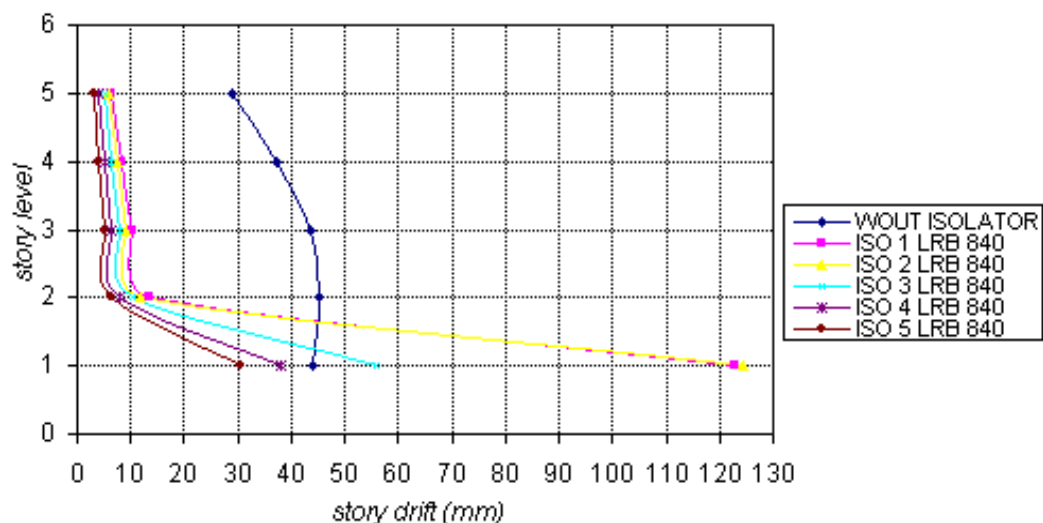
Εξετάζοντας τα παραπάνω διαγράμματα, που αφορούν τις σχετικές μετακινήσεις (κατά τη διεύθυνση X) του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α, όταν αυτά υπόκεινται σε ανελαστική στατική ανάλυση, συμπεραίνεται ότι οι εν λόγω μετατοπίσεις στο πακτωμένο κτίριο κατά τη διεύθυνση X είναι αρκετά διαφορετικές από αυτές των μονωμένων κτιρίων κατά την ίδια διεύθυνση. Στο πακτωμένο δομικό σύστημα Α οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων κατά τη διεύθυνση X είναι σχετικά μικρές στον πρώτο και δεύτερο όροφο. Αντίθετα, οι σχετικές μετατοπίσεις των ανώτερων ορόφων στο ίδιο δομικό σύστημα είναι ιδιαίτερα μεγάλες με μέγιστη σχετική μετακίνηση αυτή του τρίτου ορόφου, η οποία είναι ίση με 74,77mm. Όσον αφορά τις σχετικές μετακινήσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων Α κατά τη διεύθυνση X αυτές είναι σχετικά μεγάλες στον πρώτο όροφο ενώ μικραίνουν όσο αυξάνει ο όροφος, γεγονός το οποίο είναι ιδιαίτερα θετικό. Οι εν λόγω μετατοπίσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων Α είναι αρκετά μικρότερες από αυτές του πακτωμένου δομικού συστήματος Α στον τρίτο, τέταρτο και πέμπτο όροφο. Επίσης, η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης των υποστυλωμάτων στο πακτωμένο δομικό σύστημα Α, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση, είναι 1200KN και παρατηρείται στα υποστυλώματα του άξονα C κατά το δέκατο βήμα της ανάλυσης. Αντίθετα, η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης των υποστυλωμάτων στα μονωμένα δομικά συστήματα Α, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση, είναι αρκετά μικρότερη από αυτή του πακτωμένου δομικού

συστήματος A, κατά την ίδια ανάλυση, και περίπου ίση με 320KN. Η τιμή αυτή της μέγιστης τέμνουσας βάσης παρατηρείται στα υποστυλώματα των αξόνων B, C και D κατά το ένατο βήμα της ανάλυσης. Αυτό σημαίνει ότι τα υποστυλώματα των μονωμένων δομικών συστημάτων A δέχονται αρκετά μικρότερη ένταση σε σχέση με αυτά του αντίστοιχου πακτωμένου δομικού συστήματος. Προφανώς η μειωμένη ένταση στα υποστυλώματα των μονωμένων δομικών συστημάτων A οφείλεται στην ύπαρξη των μονωτήρων στη βάση τους. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι επιτυγχάνεται και πάλι ο στόχος της εφαρμογής των συστημάτων μόνωσης στη βάση κατασκευών, που είναι η μείωση της έντασης των δομικών στοιχείων της κατασκευής και η απομόνωση αυτής από τη βάση της ώστε να κινείται σαν ένα σώμα.

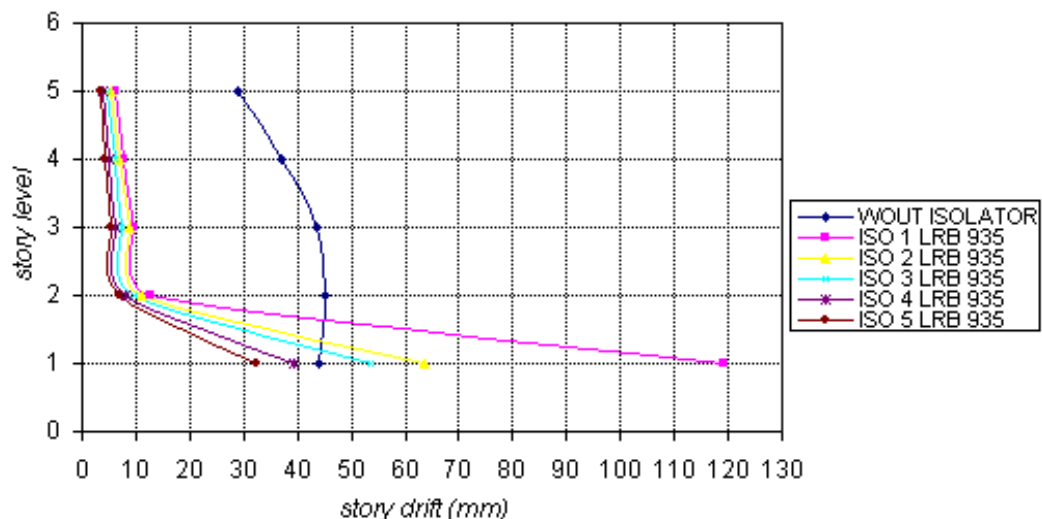
Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα της ελαστικής (Σχήματα 3.1, 3.2 3.3) και της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Σχήματα 3.13, 3.14 3.15) του δομικού συστήματος A κατά τη διεύθυνση X προκύπτει ότι η ανελαστική στατική ανάλυση επιφέρει αρκετά μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις (*story drifts*) στο δομικό σύστημα A, πακτωμένο και μη, από αυτές που προκαλεί η ελαστική ανάλυση στα ίδια κτίρια. Ειδικότερα, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση του πακτωμένου δομικού συστήματος A οι σχετικές μετακινήσεις του τρίτου, τέταρτου και πέμπτου ορόφου κυμαίνονται στα 65mm με 75mm, ενώ κατά την ελαστική ανάλυση του ίδιου συστήματος οι αντίστοιχες μετακινήσεις κυμαίνονται στα 5mm με 6mm. Επίσης, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση των μονωμένων δομικών συστημάτων A οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (*story drifts*) κυμαίνονται από 45mm έως 65mm στον πρώτο όροφο, και μειώνονται όσο αυξάνει ο όροφος για να κυμανθούν από 12mm έως 17mm στον πέμπτο όροφο. Οι παραπάνω διακυμάνσεις ανά όροφο οφείλονται στον αριθμό των στρώσεων του ελαστικού των μονωτήρων. Ωστόσο, κατά την ελαστική ανάλυση των ίδιων συστημάτων οι αντίστοιχες μετακινήσεις (*story drifts*) κυμαίνονται περίπου στα 23mm με 25mm στον πρώτο όροφο ενώ μειώνονται όσο αυξάνει ο όροφος καταλήγοντας στα 7mm περίπου στην οροφή των κτιρίων. Οι διαφορές που προκύπτουν στις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του δομικού συστήματος A, όταν αυτό υπόκειται σε ελαστική και ανελαστική μέθοδο ανάλυσης, οφείλεται στον διαφορετικό τύπο της ανάλυσης. Λαμβάνοντας υπ' όψιν αυτά που αναφέρθηκαν στα προηγούμενα Κεφάλαια γίνεται αντιληπτό ότι η ανελαστική μέθοδος ανάλυσης μελετά τη συμπεριφορά των κατασκευών στην ελαστική και μετελαστική περιοχή. Ειδικότερα, γίνεται η παραδοχή ότι τα δομικά στοιχεία των κατασκευών που διαρρέουν (μετά την ελαστική περιοχή)

επιδέχονται επιπλέον φόρτιση και θεωρούνται πλαστικές αρθρώσεις ακολουθώντας μια διγραμμική συμπεριφορά ροπής-στροφής. Σύμφωνα με την ίδια μέθοδο ανάλυσης, μελετάται η συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι μια ορισμένη μετατόπιση-στόχος, υπέρβαση της οποίας σημαίνει και την αστοχία της κατασκευής, ή μέχρι την κατάρρευση αυτής. Έτσι λοιπόν εξηγούνται οι μεγαλύτερες τιμές των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων του δομικού συστήματος A, όταν αυτό αναλύεται με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, σε σχέση με αυτές του ίδιου δομικού συστήματος, όταν αυτό αναλύεται με την ελαστική μέθοδο.

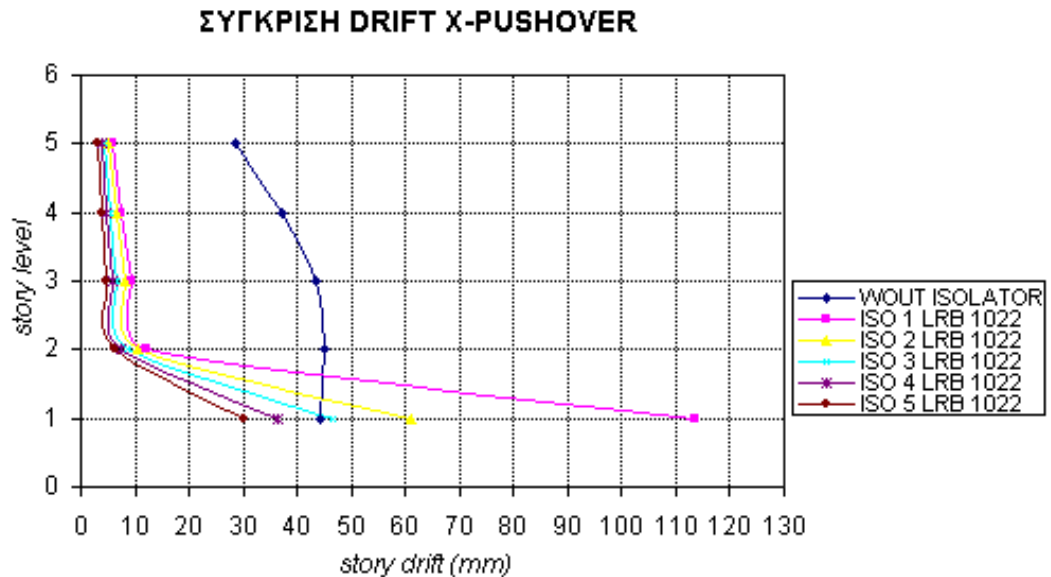
Η αλλαγή της διαμέτρου του ελαστικού και του πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων (που προκαλούν αλλαγή του λόγου Q/W) επιφέρει μικρές διαφορές στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων στο δομικό σύστημα A. Οι μικρότερες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση του δομικού συστήματος A, εμφανίζονται στην πρώτη ομάδα συστήματος μόνωσης με διάμετρο ελαστικού ίση με 840mm, σε αντίθεση με αυτές που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση του ίδιου συστήματος, οι οποίες εμφανίζονται στην τρίτη ομάδα συστήματος μόνωσης με διάμετρο ελαστικού ίση με 1022mm. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ότι η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού προκαλεί μείωση των σχετικών μετακινήσεων σε όλους τους ορόφους του δομικού συστήματος A, όταν αυτά αναλύονται με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Αντιθέτως, κατά την ελαστική ανάλυση των δομικών συστημάτων A, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού προκαλεί μικρή αύξηση των σχετικών μετακινήσεων μόνο στον πρώτο όροφο των δομικών συστημάτων A. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στο διαφορετικό τύπο των δύο πραγματοποιούμενων αναλύσεων για τους λόγους που προαναφέρθηκαν.

Δομικό Σύστημα Β**ΣΥΓΚΡΙΣΗ DRIFT X-PUSHOVER**

Σχήμα 3.16: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Β και των μονωμένων δομικών συστημάτων Β με μονωτήρες $D_{el}=840\text{mm}$ και $Q/W=8.3\%$ για ανελαστική στατική ανάλυση

ΣΥΓΚΡΙΣΗ DRIFT X-PUSHOVER

Σχήμα 3.17: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης-ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος Β και των μονωμένων δομικών συστημάτων Β με μονωτήρες $D_{el}=935\text{mm}$ και $Q/W=10.3\%$ για ανελαστική στατική ανάλυση



Σχήμα 3.18: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης βάσης–ανώτερων ορόφων του πακτωμένου δομικού συστήματος B και των μονωμένων δομικών συστημάτων B με μονωτήρες $D_{\alpha}=1022\text{mm}$ και $Q/W=12.4\%$ για ανελαστική στατική ανάλυση

Παρατηρώντας τα παραπάνω διαγράμματα, που αφορούν τις σχετικές μετακινήσεις (κατά τη διεύθυνση X) του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) του πακτωμένου δομικού συστήματος B και των μονωμένων δομικών συστημάτων B, όταν αυτά υπόκεινται σε ανελαστική στατική ανάλυση, φαίνεται ότι οι εν λόγω μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση X στο πακτωμένο κτίριο διαφέρουν αρκετά από αυτές των αντίστοιχων μονωμένων κτιρίων κατά την ίδια διεύθυνση. Στο πακτωμένο δομικό σύστημα B οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων κατά τη διεύθυνση X δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές και κυμαίνονται από τα 29mm έως τα 45mm περίπου. Οι σχετικές μετατοπίσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων B είναι σχετικά μεγάλες στον πρώτο όροφο ενώ μικραίνουν αρκετά όσο αυξάνει όροφος, γεγονός το οποίο είναι ιδιαίτερα θετικό. Οι εν λόγω μετακινήσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων B είναι πολύ μικρότερες από αυτές του πακτωμένου δομικού συστήματος B, ειδικά από τον δεύτερο όροφο και πάνω. Επίσης, η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης των υποστυλωμάτων στο πακτωμένο δομικό σύστημα B, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση, είναι περίπου 13000KN και παρατηρείται στα υποστυλώματα των αξόνων 1 και 5 κατά το τελευταίο βήμα της ανάλυσης. Αντίθετα, η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης των υποστυλωμάτων στα μονωμένα δομικά συστήματα B κατά την ίδια ανάλυση είναι αρκετά μικρότερη και περίπου ίση με 1200KN. Η μέγιστη αυτή τιμή της τέμνουσας βάσης παρατηρείται στα υποστυλώματα των αξόνων B, C και D κατά

το δέκατο (τελευταίο) βήμα της ανάλυσης. Επομένως, τα υποστυλώματα των μονωμένων δομικών συστημάτων Β δέχονται αρκετά μικρότερη ένταση από αυτά του πακτωμένου δομικού συστήματος Β κατά την ανελαστική στατική ανάλυση. Η μειωμένη ένταση στα υποστυλώματα των μονωμένων δομικών συστημάτων Β οφείλεται στην παρουσία του συστήματος μόνωσης στη βάση αυτών των κτιρίων. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι επιτυγχάνεται και πάλι ο στόχος της εφαρμογής των συστημάτων μόνωσης στη βάση κατασκευών, που όπως προαναφέρθηκε είναι η μείωση της έντασης στα δομικά στοιχεία της κατασκευής και η απομόνωση αυτής από τη βάση της ώστε να κινείται σαν ένα σώμα.

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα της ελαστικής (Σχήματα 3.4, 3.5 3.6) και της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Σχήματα 3.16, 3.17 3.18) του δομικού συστήματος Β κατά τη διεύθυνση Χ προκύπτει ότι η ανελαστική στατική ανάλυση προκαλεί αρκετά μεγαλύτερες σχετικές μετατοπίσεις (*story drifts*) στο δομικό σύστημα Β, πακτωμένο και μη, από αυτές που προκαλεί η ελαστική ανάλυση στο ίδιο σύστημα. Ειδικότερα, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση του πακτωμένου δομικού συστήματος Β οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (*story drifts*) κυμαίνονται στα 30mm με 45mm, ενώ κατά την ελαστική ανάλυση του ίδιου συστήματος οι αντίστοιχες μετακινήσεις (*story drifts*) κυμαίνονται στα 2mm με 3mm. Επίσης, κατά την ανελαστική στατική ανάλυση των μονωμένων δομικών συστημάτων Β οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (*story drifts*) κυμαίνονται από 30mm έως 120mm στον πρώτο όροφο και μειώνονται αρκετά στους ανώτερους ορόφους για να κυμανθούν από 3mm έως 6mm στον πέμπτο όροφο. Οι παραπάνω διακυμάνσεις ανά όροφο οφείλονται στον αριθμό των στρώσεων του ελαστικού των μονωτήρων. Αντίθετα, κατά την ελαστική ανάλυση των μονωμένων δομικών συστημάτων Β οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (*story drifts*) κυμαίνονται περίπου στα 11mm με 14mm στον πρώτο όροφο ενώ μειώνονται αρκετά στους ανώτερους ορόφους, πλησιάζοντας τις σχετικές μετακινήσεις του πακτωμένου δομικού συστήματος Β κατά την ίδια ανάλυση. Οι διαφορές που προκύπτουν στις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων του δομικού συστήματος Β, όταν αυτό υπόκειται σε ελαστική και ανελαστική μέθοδο ανάλυσης, οφείλεται στον διαφορετικό τύπο της ανάλυσης για τους λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω.

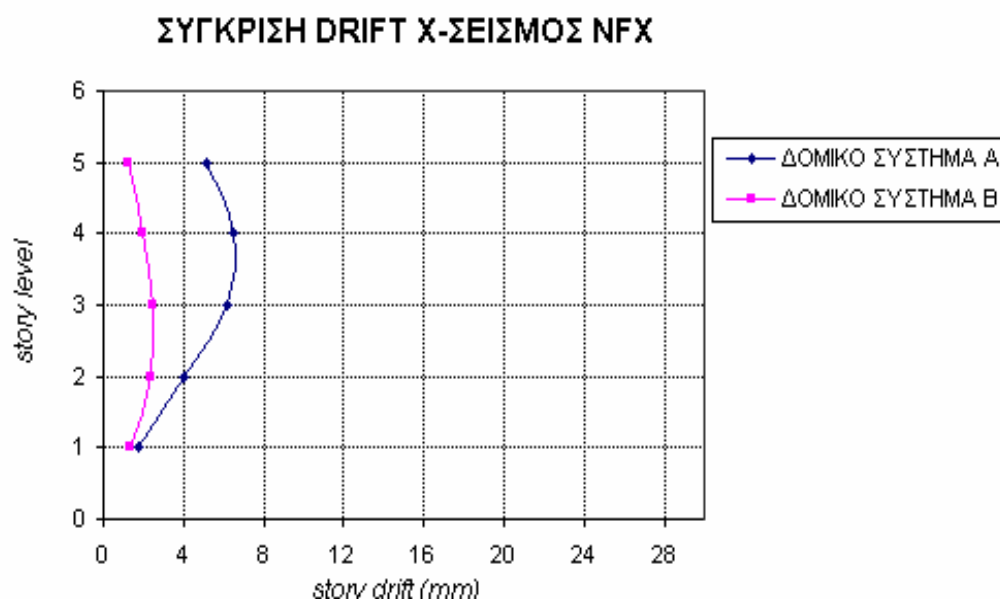
Η αλλαγή της διαμέτρου του ελαστικού και του πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων (που προκαλούν αλλαγή του λόγου Q/W) επιφέρει μικρές διαφορές στις σχετικές

μετατοπίσεις των ορόφων στο δομικό σύστημα B. Οι μικρότερες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση του δομικού συστήματος B, εμφανίζονται στην τρίτη ομάδα συστήματος μόνωσης με διάμετρο ελαστικού ίση με 1022mm. Επίσης, σημειώνεται ότι η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού προκαλεί μείωση των σχετικών μετακινήσεων σε όλους του ορόφους του δομικού συστήματος B, όταν αυτά αναλύονται με τη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης, όπως και στην περίπτωση του δομικού συστήματος A. Αντιθέτως, κατά την ελαστική ανάλυση των δομικών συστημάτων B, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού προκαλεί μικρή αύξηση των σχετικών μετακινήσεων μόνο στον πρώτο όροφο των δομικών συστημάτων B. Οι διαφορές αυτές οφείλονται στο διαφορετικό τύπο των δύο πραγματοποιούμενων αναλύσεων για τους λόγους που προαναφέρθηκαν.

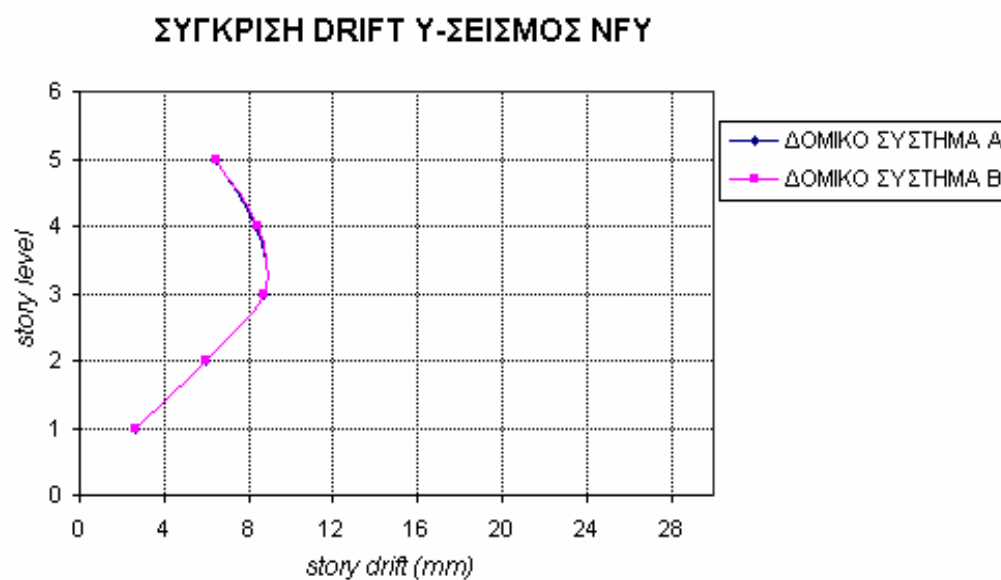
3.4 Σύγκριση σεισμικής απόκρισης πακτωμένων δομικών συστημάτων A και B

3.4.1 Ελαστική ανάλυση

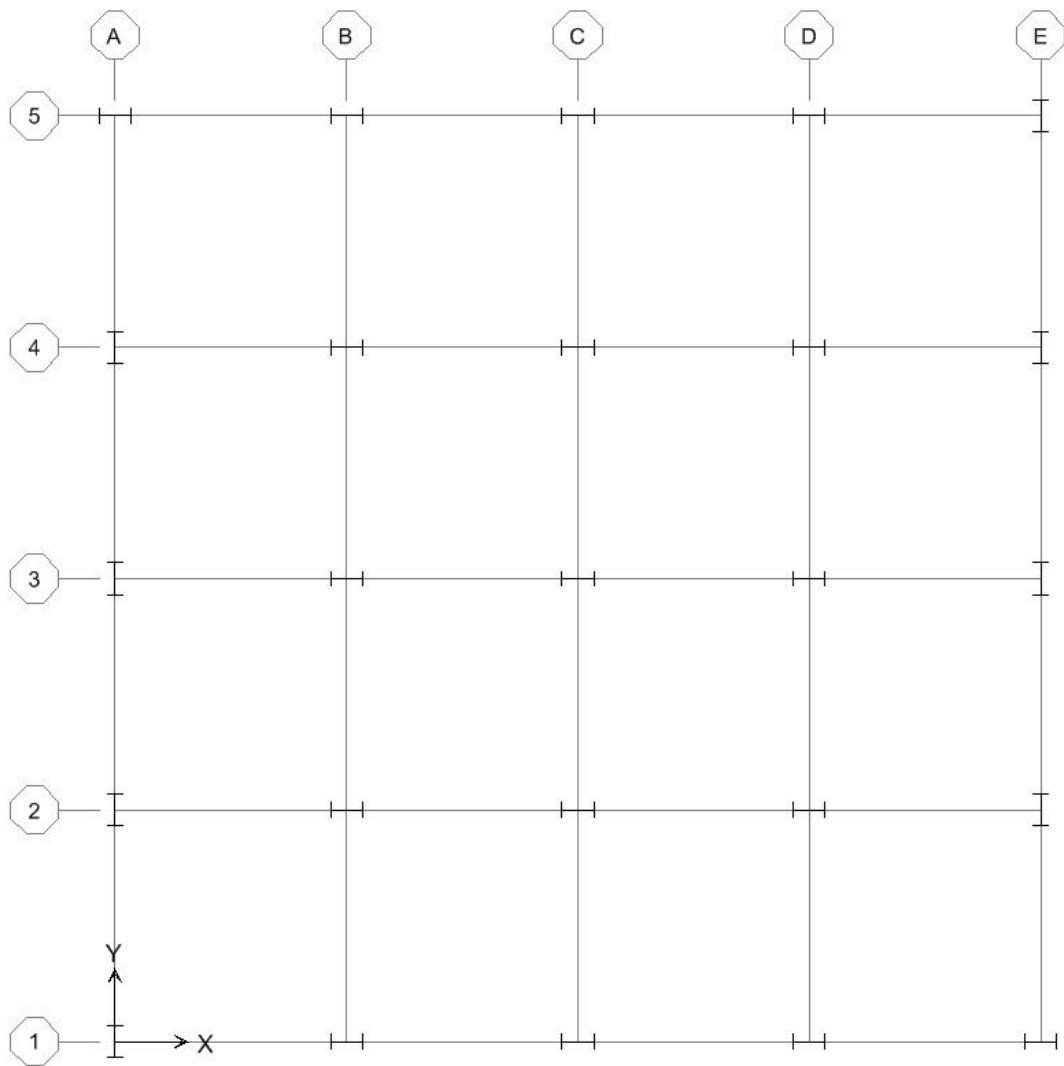
Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ελαστική ανάλυση των πακτωμένων δομικών συστημάτων A και B έπειτα από επιβολή της σεισμικής διέγερσης NFX φαίνονται στα Σχήματα που ακολουθούν με τη μορφή διαγραμμάτων. Στα Σχήματα 3.19 και 3.20 γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων (κατά τις διευθύνσεις X και Y) του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) των πακτωμένων δομικών συστημάτων A και B. Ο οριζόντιος άξονας περιγράφει το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης κατά X και Y (*story drift*) και ο κατακόρυφος το επίπεδο του ορόφου (*story level*). Επίσης, στο σχήμα 3.21 απεικονίζεται η κάτοψη των δομικών συστημάτων A και B για καλύτερη κατανόηση των αποτελεσμάτων.



Σχήμα 3.19: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης (κατά τη διεύθυνση Χ) βάσης-ανώτερων ορόφων των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β για ελαστική ανάλυση



Σχήμα 3.20: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης (κατά τη διεύθυνση Υ) βάσης-ανώτερων ορόφων των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β για ελαστική ανάλυση



Σχήμα 3.21: Κάτοψη δομικών συστημάτων Α και Β

Εξετάζοντας το διάγραμμα του Σχήματος 3.19 είναι εμφανές ότι οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων (*story drifts*) κατά τη διεύθυνση X των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β διαφέρουν αρκετά. Ειδικότερα, οι σχετικές μετακινήσεις του συστήματος Α είναι αρκετά μεγαλύτερες από αυτές του συστήματος Β. Οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων στον τρίτο, τέταρτο και πέμπτο όροφο του πακτωμένου δομικού συστήματος Α είναι σχεδόν τριπλάσιες από τις αντίστοιχες μετατοπίσεις του πακτωμένου συστήματος Β. Όσον αφορά τις σχετικές μετακινήσεις του δευτέρου ορόφου, αυτές είναι σχεδόν διπλάσιες στο δομικό σύστημα Α από τις αντίστοιχες μετατοπίσεις του δομικού συστήματος Β. Ακόμη, οι σχετικές μετακινήσεις του πρώτου ορόφου στο δομικό σύστημα Α είναι λίγο μεγαλύτερες από αυτές του συστήματος Β.

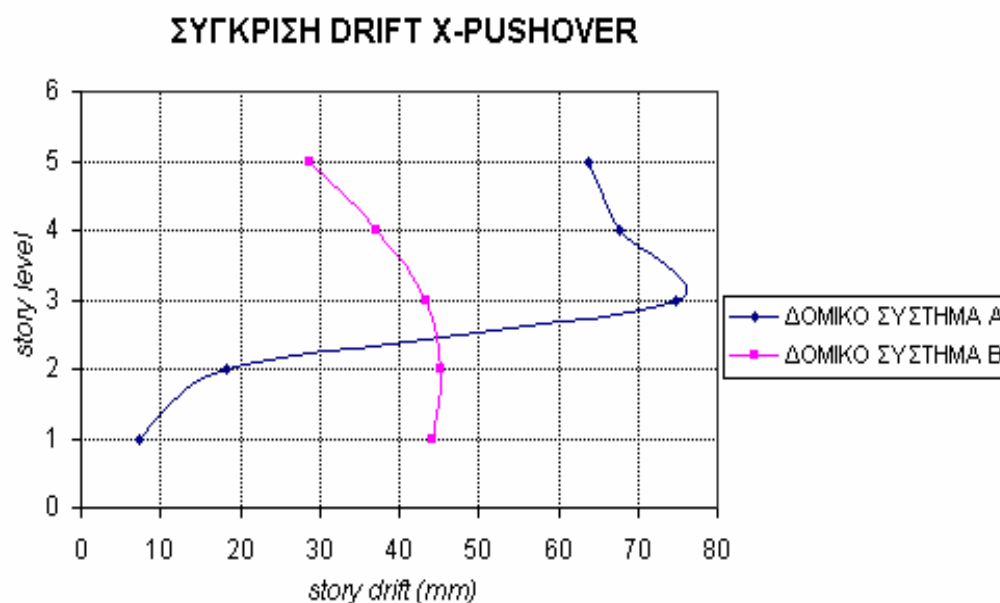
Προφανώς οι μικρότερες μετατοπίσεις στους ορόφους του δομικού συστήματος Β οφείλονται στην παρουσία των Λ-συνδέσμων. Γενικότερα, οι Λ-σύνδεσμοι παραλαμβάνουν μέρος της φόρτισης της κατασκευής και εμποδίζουν τις μετακινήσεις/ παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων των κατασκευών. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται σχεδόν πάντα στα μεταλλικά και σύμμεικτα κτίρια.

Ωστόσο, παρατηρώντας τα διαγράμματα του Σχήματος 3.20 φαίνεται ότι οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων κατά τη διεύθυνση Υ των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β είναι σχεδόν ίδιες σε όλους τους ορόφους. Αυτό οφείλεται στο ότι οι Λ-σύνδεσμοι εφαρμόζονται μόνο κατά τη διεύθυνση Χ του δομικού συστήματος Β. Επομένως, η δυσκαμψία του δομικού συστήματος Α κατά τη διεύθυνση Υ είναι σχεδόν ίδια με τη δυσκαμψία του δομικού συστήματος Β κατά την ίδια διεύθυνση. Για αυτό το λόγο λοιπόν οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων των δύο δομικών συστημάτων είναι σχεδόν ίδιες.

Συγκρίνοντας τα διαγράμματα που απεικονίζονται στα Σχήματα 3.19 και 3.20 φαίνεται ότι οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων κατά τις δύο διευθύνσεις διαφέρουν στα δύο δομικά συστήματα. Ειδικότερα, οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων κατά τη διεύθυνση Χ είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες μετατοπίσεις κατά τη διεύθυνση Υ, που σημαίνει ότι η συνολική δυσκαμψία των συστημάτων της διεύθυνσης Χ είναι μεγαλύτερη από αυτή της διεύθυνσης Υ. Παρατηρώντας το Σχήμα 3.21 είναι εμφανές πως τα περισσότερα υποστυλώματα των δομικών συστημάτων έχουν τον ισχυρό άξονα των διατομών τους (άξονας κορμού) στραμμένο στη διεύθυνση Χ ενώ μόνο οκτώ υποστυλώματα έχουν τον ισχυρό άξονα των διατομών τους στραμμένο στη διεύθυνση Υ. Γνωρίζοντας λοιπόν ότι ο ισχυρός άξονας των μεταλλικών διατομών είναι πιο δύσκαμπτος από τον ασθενή (άξονας πέλματος) γίνεται κατανοητός ο λόγος για τον οποίο οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων των δομικών συστημάτων κατά τη διεύθυνση Χ είναι μικρότερες από αυτές στη διεύθυνση Υ.

3.4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανελαστική στατική ανάλυση των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β φαίνονται παρακάτω στο Σχήμα 3.22, όπου γίνεται σύγκριση των σχετικών μετακινήσεων (κατά τη διεύθυνση Χ) του κέντρου μάζας βάσης – ανώτερων ορόφων (*story drifts*) των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β. Ο οριζόντιος άξονας περιγράφει το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης κατά Χ (*story drift*) και ο κατακόρυφος το επίπεδο του ορόφου (*story level*).

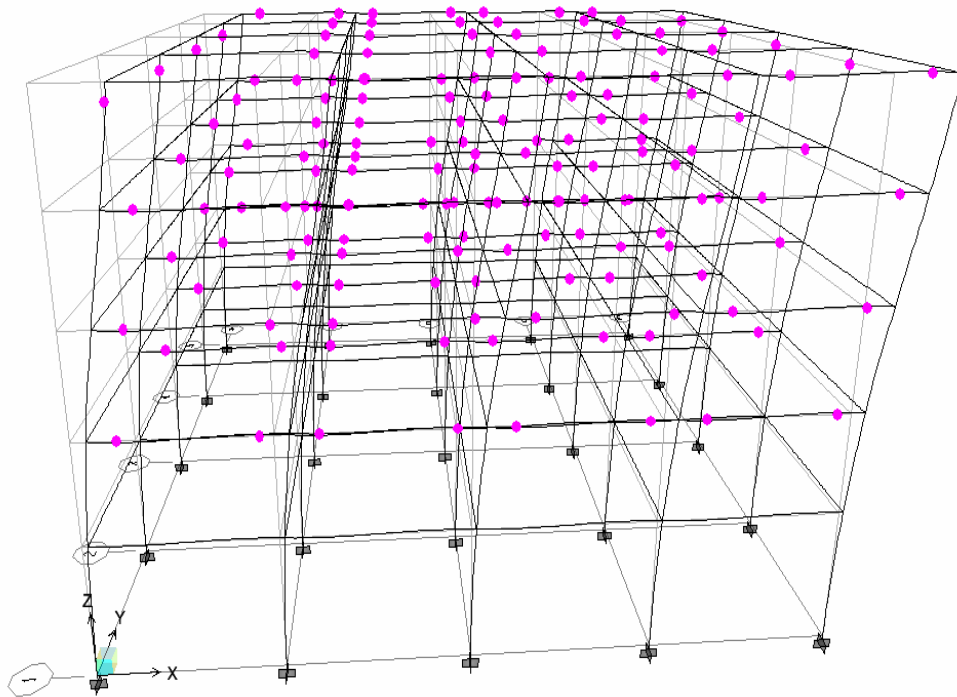


Σχήμα 3.22: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης (κατά τη διεύθυνση Χ) βάσης-ανώτερων ορόφων των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β για ανελαστική στατική ανάλυση

Παρατηρώντας το παραπάνω Σχήμα είναι εμφανές ότι οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων (*story drifts*) κατά τη διεύθυνση Χ των πακτωμένων δομικών συστημάτων Α και Β διαφέρουν αρκετά. Ειδικότερα, οι σχετικές μετακινήσεις του πακτωμένου συστήματος Α είναι σχετικά μικρές στον πρώτο και δεύτερο όροφο ενώ στους επόμενους ορόφους αναπτύσσονται πολύ μεγάλες σχετικές μετατοπίσεις. Η παρουσία των Λ-συνδέσμων στο δομικό σύστημα Β περιορίζει τις αναπτυσσόμενες σχετικές μετακινήσεις (κατά τη διεύθυνση Χ) των ορόφων κατά την ανελαστική στατική ανάλυση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.22, ενώ ταυτόχρονα τις μειώνει στους ανώτερους ορόφους.

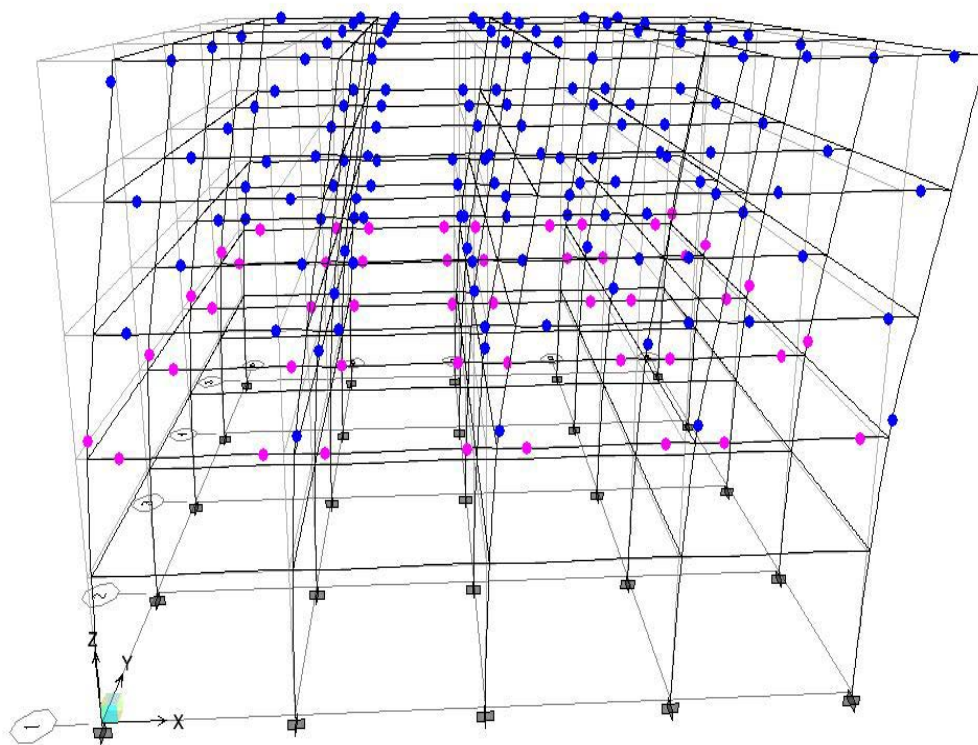
Η μεγάλη διαφορά των σχετικών μετατοπίσεων που αναπτύσσονται ανάμεσα στο δεύτερο και τρίτο όροφο του δομικού συστήματος Α οφείλεται στις πλαστικές αρθρώσεις που εμφανίζονται στα δομικά στοιχεία του τρίτου ορόφου του συστήματος κατά την ανελαστική στατική ανάλυση. Στα Σχήματα που ακολουθούν (Σχήματα 3.23, 3.24, 3.25 και 3.26) φαίνεται η μορφή του δομικού συστήματος Α με τις αναπτυσσόμενες πλαστικές αρθρώσεις σε διάφορα βήματα της ανελαστικής ανάλυσης. Οι χρωματιστές κουκίδες απεικονίζουν τις πλαστικές αρθρώσεις στα διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας, όπως αυτά περιγράφονται στο **Παράρτημα Β**, σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

B	IO	LS	CP	C	D	E
---	----	----	----	---	---	---



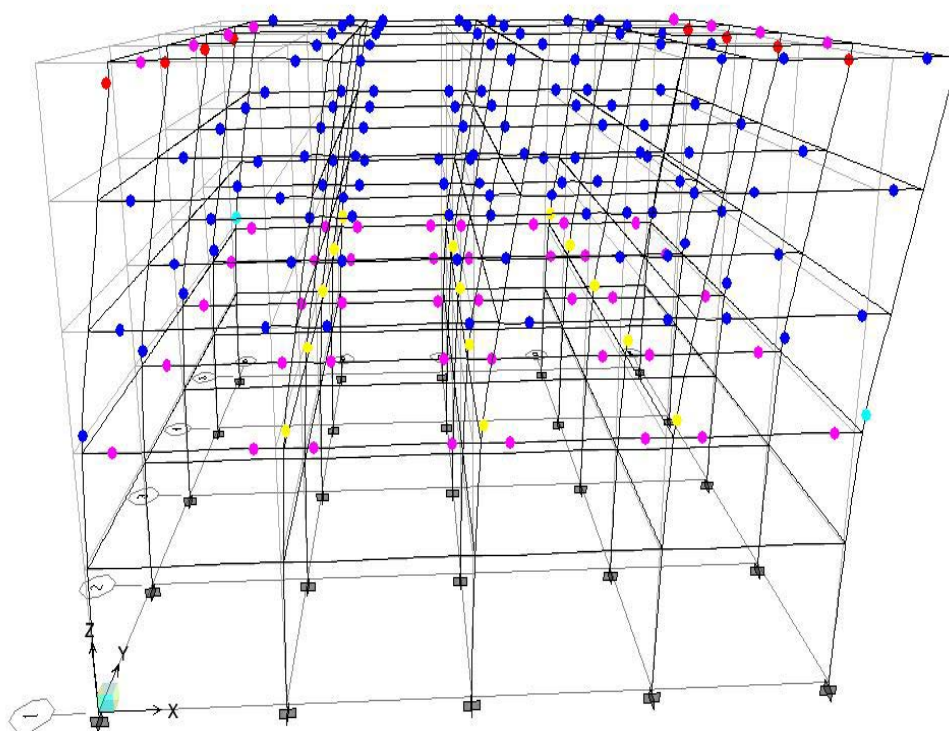
Σχήμα 3.23: Πλαστικές αρθρώσεις του πακτωμένου δομικού συστήματος Α στο 5^ο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Από το παραπάνω Σχήμα φαίνεται ότι στο 5^ο βήμα αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δοκών και σε ορισμένα άκρα υποστυλωμάτων του δομικού συστήματος Α από τον τρίτο όροφο και πάνω. Οι αναπτυσσόμενες πλαστικές αρθρώσεις βρίσκονται στο επίπεδο Β.



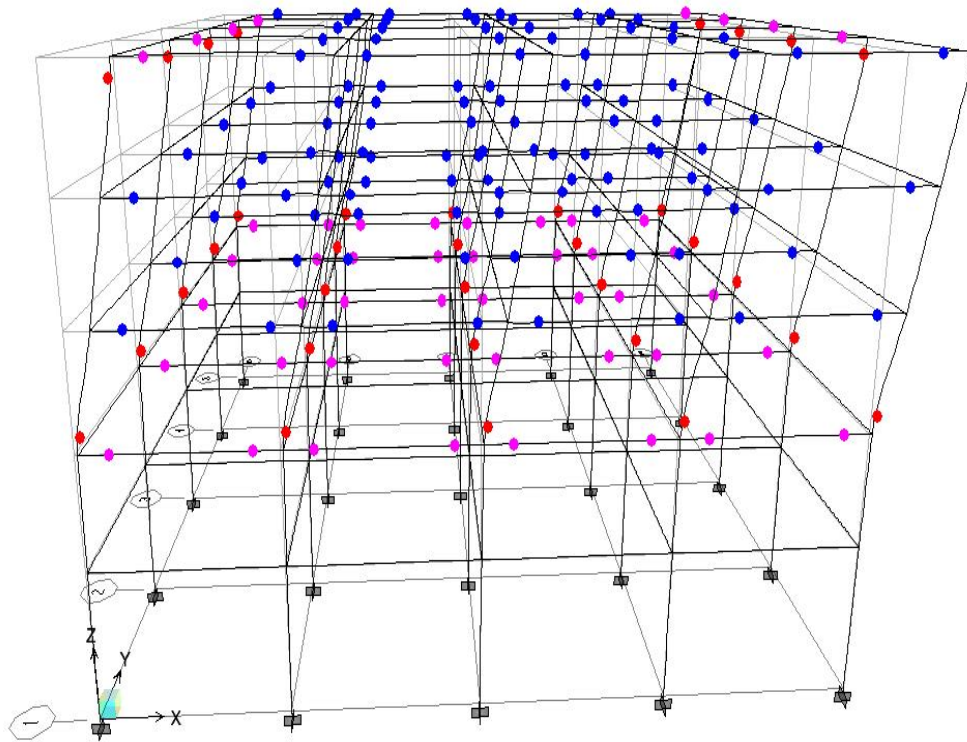
Σχήμα 3.24: Πλαστικές αρθρώσεις του πακτωμένου δομικού συστήματος Α στο 8^ο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Στο 8^ο βήμα έχει γίνει μεταπήδηση κάποιων πλαστικών αρθρώσεων από το επίπεδο Β στο επίπεδο ΙΟ. Επίσης δεν έχουν αναπτυχθεί νέες πλαστικές αρθρώσεις στον πρώτο και δεύτερο όροφο.



Σχήμα 3.25: Πλαστικές αρθρώσεις του πακτωμένου δομικού συστήματος Α στο 14^ο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Στο 14^ο βήμα οι πλαστικές αρθρώσεις ορισμένων υποστυλωμάτων του τρίτου ορόφου βρίσκονται μετά τον κλάδο C, όπου η διατομή δε μπορεί να παραλάβει καμία επιπλέον οριζόντια φόρτιση, όπως περιγράφηκε στο Παράρτημα Β.



Σχήμα 3.26: Πλαστικές αρθρώσεις του πακτωμένου δομικού συστήματος Α στο 16^ο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Στο 16^ο βήμα όλες οι πλαστικές αρθρώσεις των υποστυλωμάτων του τρίτου ορόφου βρίσκονται στον κλάδο E, όπου η διατομή των δομικών στοιχείων έχει παραμορφωθεί κατά το μέγιστο.

Επομένως, η αυξημένη σχετική μετακίνηση μεταξύ του δευτέρου και του τρίτου ορόφου στο πακτωμένο δομικό σύστημα Α οφείλεται στην Πλαστικές αρθρώσεις μεταξύ των δύο ορόφων, όπως αυτή περιγράφηκε παραπάνω. Επίσης, οι μικρές σχετικές μετακινήσεις του πρώτου και δεύτερου ορόφου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.22, οφείλονται στο ότι δεν παρουσιάζονται πλαστικές αρθρώσεις σε αυτούς τους ορόφους μέχρι και το τελευταίο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

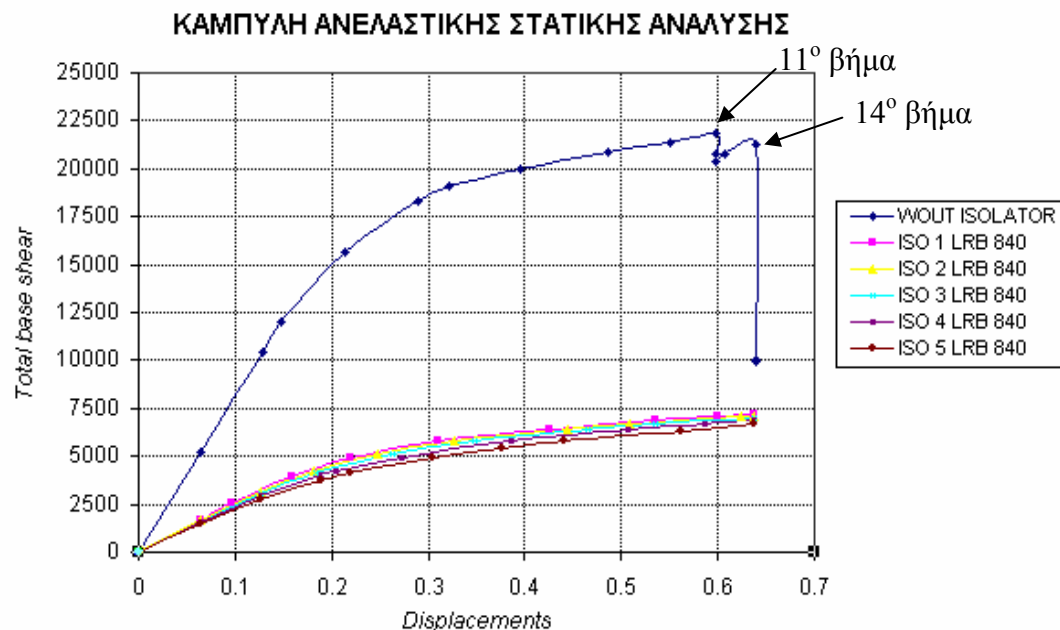
3.5 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων

Στόχος αυτής της ενότητας είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση των δομικών συστημάτων Α και Β λαμβάνοντας το σεισμό κατά τη διεύθυνση Χ. Η σύγκριση αυτή γίνεται σε τρεις ενότητες, οι οποίες είναι οι εξής:

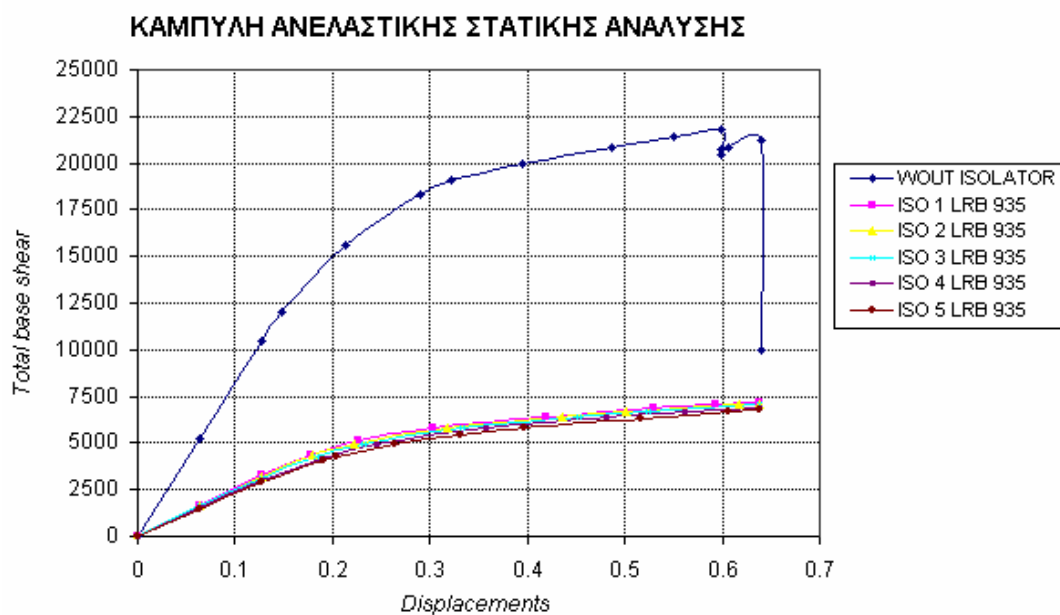
- Σύγκριση καμπυλών τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση του πακτωμένου και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β
- Σύγκριση πλαστικών αρθρώσεων που εμφανίζονται ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης του πακτωμένου και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β
- Σύγκριση σημείων επιτελεστικότητας (*Performance Points*) που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση του πακτωμένου και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β

3.5.1 Σύγκριση καμπυλών τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής

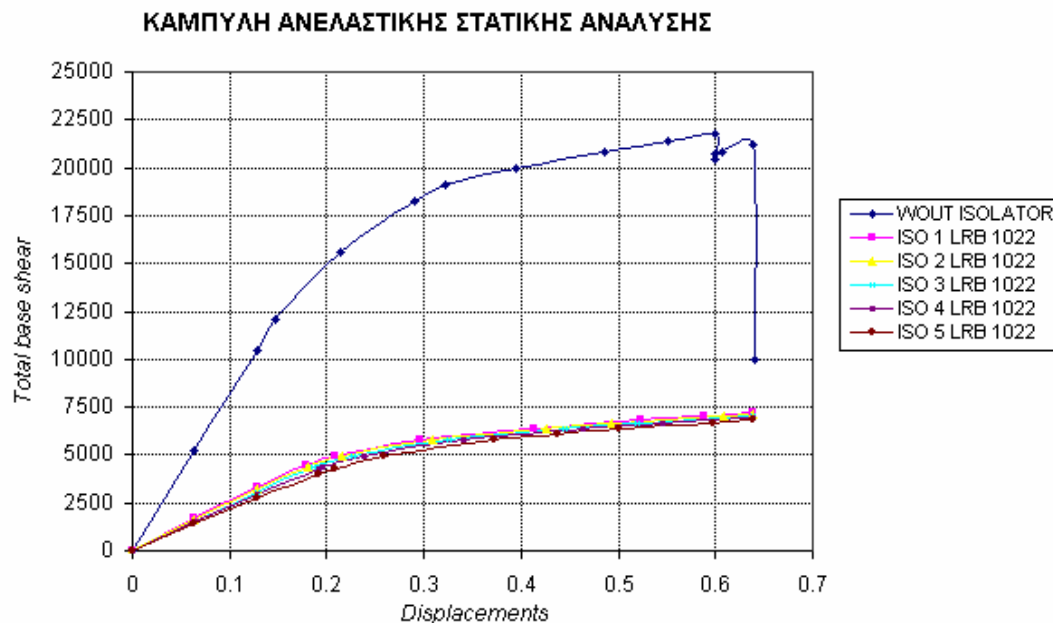
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα, της τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση του πακτωμένου και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α και Β (Σχήματα 3.27, 3.28, 3.29 και 3.30, 3.31, 3.32 αντίστοιχα). Η παρουσίαση των αποτελεσμάτων γίνεται με τη βοήθεια καμπυλών που απεικονίζουν την τέμνουσα βάσης (*Total base shear*) σε σχέση με τη μετατόπιση της οροφής (*Displacements*) σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Σε κάθε διάγραμμα γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων του πακτωμένου δομικού συστήματος και των μονωμένων δομικών συστημάτων που αντιστοιχούν σε μία ομάδα συστήματος μονωτήρων (*Isolators*) με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (*LRB*). Η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται σε KN και η μετατόπιση οροφής σε m.

Δομικό σύστημα Α

Σχήμα 3.27: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{el}=840\text{mm}$ και $Q/W=8.3\%$ κατά την ανελαστική στατική ανάλυση



Σχήμα 3.28: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{el}=935\text{mm}$ και $Q/W=10.3\%$ κατά την ανελαστική στατική ανάλυση



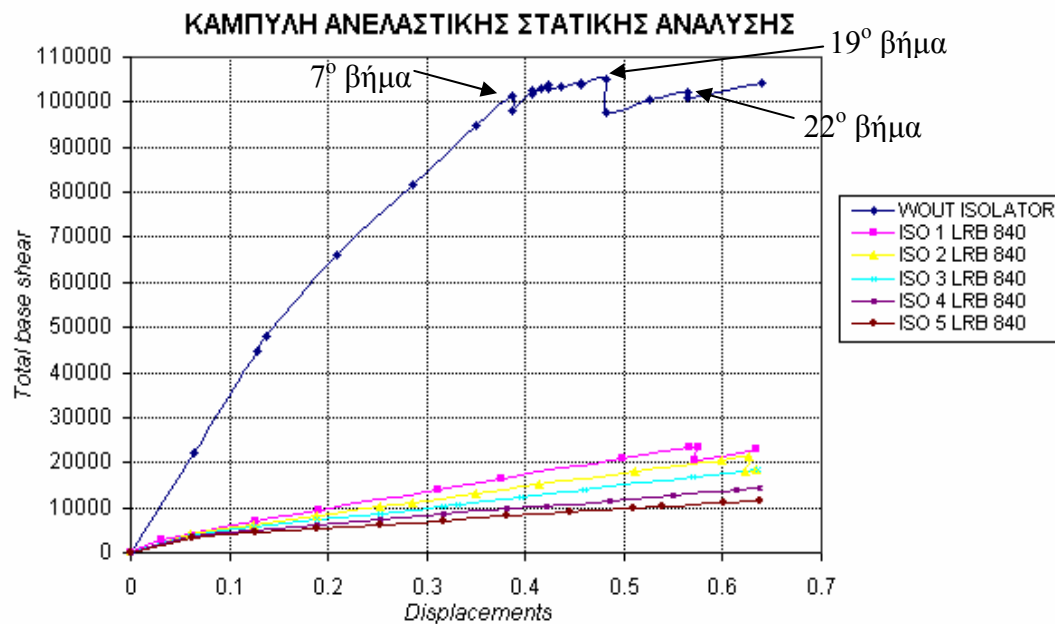
Σχήμα 3.29: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής του πακτωμένου δομικού συστήματος Α και των μονωμένων δομικών συστημάτων Α με μονωτήρες $D_{ελ}=1022\text{mm}$ και $Q/W=12.4\%$ κατά την ανελαστική στατική ανάλυση

Εξετάζοντας τα διαγράμματα των παραπάνω Σχημάτων είναι εμφανές πως το πακτωμένο δομικό σύστημα Α δέχεται πολύ μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις στη βάση του από αυτές που δέχονται τα μονωμένα δομικά συστήματα Α μέχρι την επίτευξη της μετατόπισης-στόχου της οροφής των κτιρίων, που είναι ίση με 0,64m. Επίσης, το πακτωμένο δομικό σύστημα Α φτάνει στη μετατόπιση-στόχο έπειτα από δεκαέξι βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (κουκίδες διαγραμμάτων) ενώ τα αντίστοιχα μονωμένα φτάνουν στη μετατόπιση-στόχο έπειτα από εννιά με δέκα βήματα. Αξίζει να σημειωθεί ότι η καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής έχει πριονωτή μορφή. Ειδικότερα, παρουσιάζονται δύο «δόντια» στο 11^ο και 14^ο βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 3.27. Σύμφωνα με τη μέθοδο της ανελαστικής ανάλυσης που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 1 κάθε «δόντι» της καμπύλης αποτελεί το τέλος μιας διαδικασίας φόρτισης και ανάλυσης της κατασκευής. Μέχρι το πρώτο «δόντι» της καμπύλης (11^ο βήμα) έχουν πραγματοποιηθεί κάποιες διαδικασίες φόρτισης της κατασκευής και κάποιες πλαστικές αρθρώσεις στα στοιχεία αυτής. Ωστόσο οι πλαστικές αρθρώσεις που πραγματοποιήθηκαν δεν είναι αρκετές ώστε η κατασκευή να χάσει τη συνολική αντοχή της. Στο ενδέκατο βήμα οι πλαστικές αρθρώσεις είναι τόσες ώστε η κατασκευή να χάσει τη συνολική αντοχή της με αποτέλεσμα να εμφανίζεται το πρώτο δόντι. Στη συνέχεια η κατασκευή

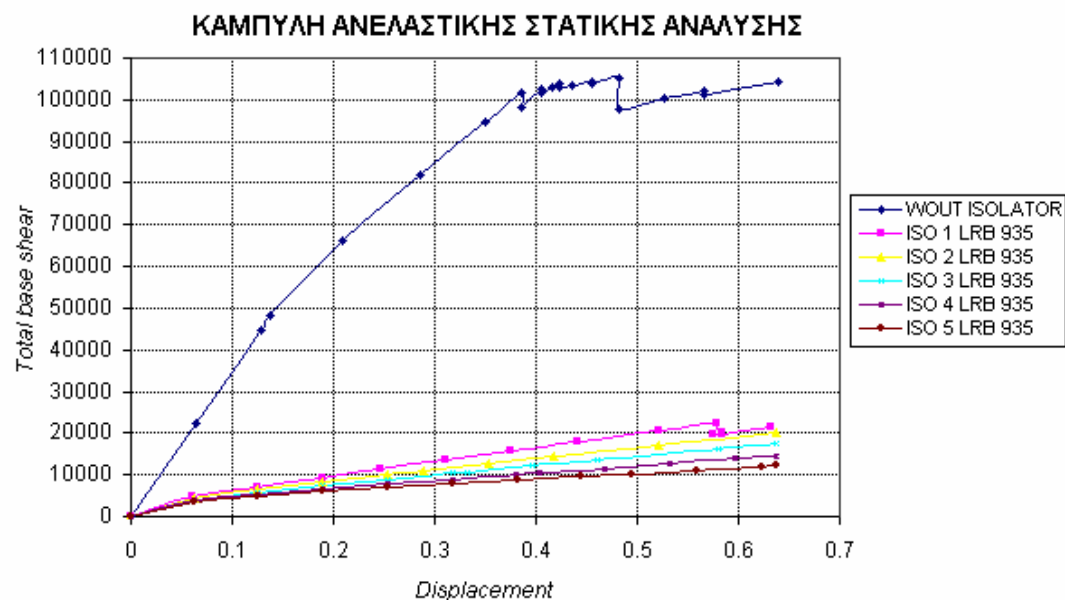
επαναφορτίζεται με νέες δυνάμεις, γίνεται ανακατανομή της φόρτισης στα στοιχεία που δεν έχουν διαρρεύσει και υπολογίζονται κάθε φορά οι μετατοπίσεις των δομικών στοιχείων της, μέχρι το 14^ο βήμα όπου η κατασκευή χάνει ξανά την εναπομένουσα αντοχή της και εμφανίζεται το δεύτερο «δόντι».

Όσον αφορά τις καμπύλες των τεμνουσών βάσης-μετατόπισης οροφής των μονωμένων δομικών συστημάτων που απεικονίζονται στα παραπάνω σχήματα φαίνεται πως αυτές δεν παρουσιάζουν κανένα «δόντι». Επίσης, η μετατόπιση-στόχος επιτυγχάνεται σε σχετικά μικρή τέμνουσα βάσης, που κυμαίνεται από 6500KN έως 7000KN. Αυτό προφανώς οφείλεται στην ύπαρξη των μονωτήρων στη βάση των μονωμένων κτιρίων, οι οποίοι επιτρέπουν σχετικά μεγάλες μετατοπίσεις των κτιρίων χωρίς την εφαρμογή μεγάλων τεμνουσών δυνάμεων. Επομένως η παρουσία των μονωτήρων στα μονωμένα δομικά συστήματα Α επιτρέπει την επίτευξη της μετατόπισης-στόχου χωρίς την πτώση της αντοχής των κτιρίων.

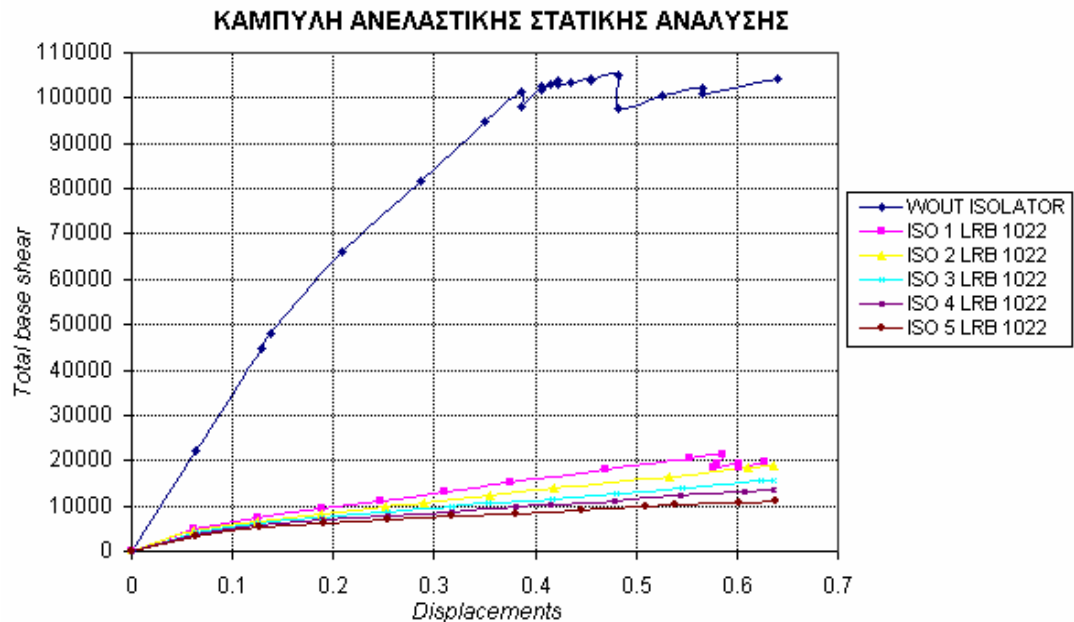
Πρέπει να αναφερθεί ότι οι καμπύλες των τεμνουσών βάσης-μετατόπισης οροφής των μονωμένων δομικών συστημάτων παρουσιάζουν ελάχιστες διαφορές. Η επιρροή της αλλαγής της διαμέτρου του ελαστικού και του πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων (που προκαλούν αλλαγή του λόγου Q/W) στις εν λόγω καμπύλες είναι αμελητέα αφού οι τιμές των τεμνουσών βάσης-μετατοπίσεων οροφής των μονωμένων δομικών συστημάτων Α διαφέρουν ελάχιστα.

Δομικό σύστημα Β

Σχήμα 3.30: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής του πακτωμένου δομικού συστήματος Β και των μονωμένων δομικών συστημάτων Β με μονωτήρες $D_{el}=840\text{mm}$ και $Q/W=8.3\%$ κατά την ανελαστική στατική ανάλυση



Σχήμα 3.31: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής του πακτωμένου δομικού συστήματος Β και των μονωμένων δομικών συστημάτων Β με μονωτήρες $D_{el}=935\text{mm}$ και $Q/W=10.3\%$ κατά την ανελαστική στατική ανάλυση



Σχήμα 3.32: Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής του πακτωμένου δομικού συστήματος B και των μονωμένων δομικών συστημάτων B με μονωτήρες $D_{el}=1022\text{mm}$ και $Q/W=12.4\%$ κατά την ανελαστική στατική ανάλυση

Παρατηρώντας τα παραπάνω Σχήματα γίνεται αντιληπτό πως το πακτωμένο δομικό σύστημα B δέχεται αρκετά μεγαλύτερες τέμνουσες δυνάμεις στη βάση του από αυτές που δέχονται τα μονωμένα δομικά συστήματα B μέχρι την επίτευξη της μετατόπισης-στόχου της οροφής των κτιρίων, που είναι ίση με 0,64m. Επίσης, το πακτωμένο δομικό σύστημα B φτάνει στη μετατόπιση-στόχο έπειτα από είκοσι τέσσερα βήματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης (κουκίδες διαγραμμάτων) ενώ τα αντίστοιχα μονωμένα φτάνουν στη μετατόπιση-στόχο έπειτα από εννιά έως δέκα τέσσερα βήματα. Η καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής του δομικού συστήματος B έχει προιωντή μορφή, όπως και στο πακτωμένο δομικό σύστημα A. Ειδικότερα, παρουσιάζονται τρία «δόντια» στο 7°, 19° και 22° βήμα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, τα οποία φαίνονται στο Σχήμα 3.30. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι παρόμοια με αυτή που περιγράφεται παραπάνω. Δηλαδή μετά από κάθε δόντι της καμπύλης μειώνεται η συνολική αντοχή του δομικού συστήματος B και επαναφορτίζεται η κατασκευή με ανακατανομή της φόρτισης στα δομικά στοιχεία που δεν έχουν διαρρεύσει. Η διαδικασία αυτή ακολουθείται μέχρι την επίτευξη της μετατόπισης-στόχου στην οροφή του κτιρίου.

Όσον αφορά τις καμπύλες των τεμνουσών βάσης-μετατόπισης οροφής των μονωμένων δομικών συστημάτων B φαίνεται πως η μετατόπιση-στόχος επιτυγχάνεται σε τέμνουσα

βάσης που κυμαίνεται από 12000KN έως 21000KN, αρκετά μικρότερη από την αντίστοιχη τέμνουσα στο πακτωμένο δομικό σύστημα B. Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των μονωτήρων στη βάση των μονωμένων κτιρίων, οι οποίοι επιτρέπουν σχετικά μεγάλες μετατοπίσεις των κτιρίων χωρίς την εφαρμογή μεγάλων τεμνουσών δυνάμεων.

Πρέπει να αναφερθεί ότι οι καμπύλες των τεμνουσών βάσης-μετατόπισης οροφής των ποικίλων μονωμένων δομικών συστημάτων δεν παρουσιάζουν ουσιαστικές διαφορές. Η επιρροή της αλλαγής της διαμέτρου του ελαστικού και του πυρήνα μολύβδου των μονωτήρων (που προκαλούν αλλαγή του λόγου Q/W) στις εν λόγω καμπύλες είναι σχετικά μικρή.

Επίσης, συγκρίνοντας την καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης οροφής του δομικού συστήματος A με αυτή του δομικού συστήματος B γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι η οροφή του δομικού συστήματος B χρειάζεται μεγάλη τέμνουσα δύναμη για να μετατοπιστεί κατά 0,64m, η οποία είναι πάνω από 100000KN, ενώ η οροφή του δομικού συστήματος A χρειάζεται μικρότερη τέμνουσα δύναμη για να μετατοπιστεί κατά την ίδια απόσταση, η οποία είναι περίπου 22000KN. Το ίδιο ισχύει και για τα μονωμένα δομικά συστήματα B σε σχέση με τα μονωμένα δομικά συστήματα A.

3.5.2 Σύγκριση πλαστικών αρθρώσεων ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Στόχος αυτής της ενότητας είναι η παρουσίαση των βημάτων στα οποία εξελίσσεται η ανελαστική ανάλυση και των πλαστικών αρθρώσεων που αναπτύσσονται σε κάθε βήμα αυτής. Τα παραπάνω δεδομένα δίνονται με τη μορφή πινάκων, όπου σημειώνεται το βήμα της ανάλυσης και ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που αναπτύσσονται σε κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας για κάθε δομικό σύστημα. Οι πίνακες 3.1 έως 3.16 αναφέρονται στο δομικό σύστημα A ενώ οι πίνακες 3.17 έως 3.32 αναφέρονται στο δομικό σύστημα B.

Δομικό σύστημα Α

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-Πακτωμένο δομικό σύστημα Α						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	2	0	0	0	0	0	0
3	104	0	0	0	0	0	0
4	160	0	0	0	0	0	0
5	175	0	0	0	0	0	0
6	89	88	0	0	0	0	0
7	48	137	0	0	0	0	0
8	42	137	8	0	0	0	0
9	48	120	19	0	6	0	0
10	48	120	17	0	2	0	6
11	48	120	17	0	0	0	8
12	48	120	17	0	0	0	8
13	48	120	2	0	15	0	8
14	48	112	0	0	0	0	33
15	48	112	0	0	0	0	33
16	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.1: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο πακτωμένο δομικό σύστημα Α

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 1 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	64	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	88	72	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	80	80	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.2: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%-ISO 1 LRB 840

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 2 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	72	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	112	40	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	80	80	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.3: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%- ISO 2 LRB 840

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 3 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	72	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	112	40	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.4: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%- ISO 3 LRB 840

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 4 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	8	0	0	0	0	0	0
4	64	0	0	0	0	0	0
5	82	0	0	0	0	0	0
6	112	8	0	0	0	0	0
7	112	40	0	0	0	0	0
8	88	72	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.5: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%- ISO 4 LRB 840

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 5 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	64	0	0	0	0	0	0
5	80	0	0	0	0	0	0
6	104	0	0	0	0	0	0
7	112	8	0	0	0	0	0
8	104	40	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.6: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%- ISO 5 LRB 840

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 1 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	8	0	0	0	0	0	0
3	72	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	88	72	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	80	80	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.7: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%- ISO 1 LRB 935

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 2 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	64	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	112	40	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	80	80	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.8: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%- ISO 2 LRB 935

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 3 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	64	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	112	40	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.9: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%- ISO 3 LRB 935

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 4 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	64	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	112	40	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.10: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%- ISO 4 LRB 935

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 5 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	8	0	0	0	0	0	0
4	64	0	0	0	0	0	0
5	80	0	0	0	0	0	0
6	104	0	0	0	0	0	0
7	112	8	0	0	0	0	0
8	112	40	0	0	0	0	0
9	80	72	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.11: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%- ISO 5 LRB 935

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 1 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	8	0	0	0	0	0	0
3	64	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	88	72	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	80	80	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.12: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%-ISO 1 LRB 1022

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 2 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	8	0	0	0	0	0	0
3	64	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	112	40	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	80	80	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.13: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%-ISO 2 LRB 1022

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 3 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	64	0	0	0	0	0	0
4	82	0	0	0	0	0	0
5	112	8	0	0	0	0	0
6	112	40	0	0	0	0	0
7	80	80	0	0	0	0	0
8	80	80	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.14: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%-ISO 3 LRB 1022

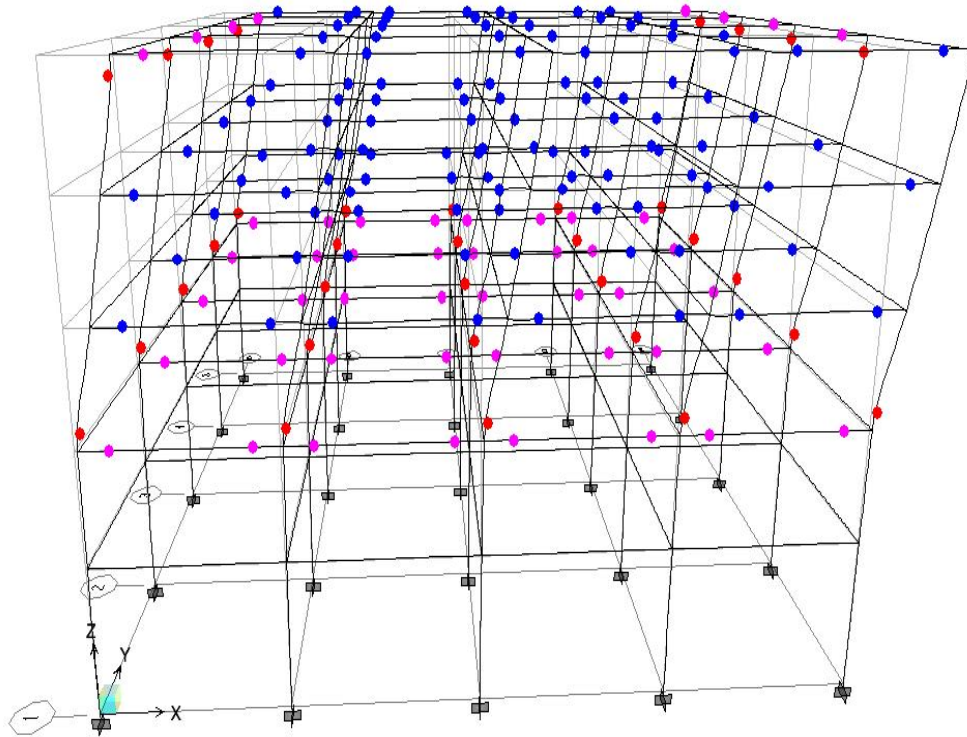
Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 4 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	8	0	0	0	0	0	0
4	64	0	0	0	0	0	0
5	82	0	0	0	0	0	0
6	112	8	0	0	0	0	0
7	112	40	0	0	0	0	0
8	80	80	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.15: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%-ISO 4 LRB 1022

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 5 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	8	0	0	0	0	0	0
4	64	0	0	0	0	0	0
5	82	0	0	0	0	0	0
6	120	0	0	0	0	0	0
7	112	8	0	0	0	0	0
8	112	40	0	0	0	0	0
9	80	72	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.16: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%-ISO 5 LRB 1022

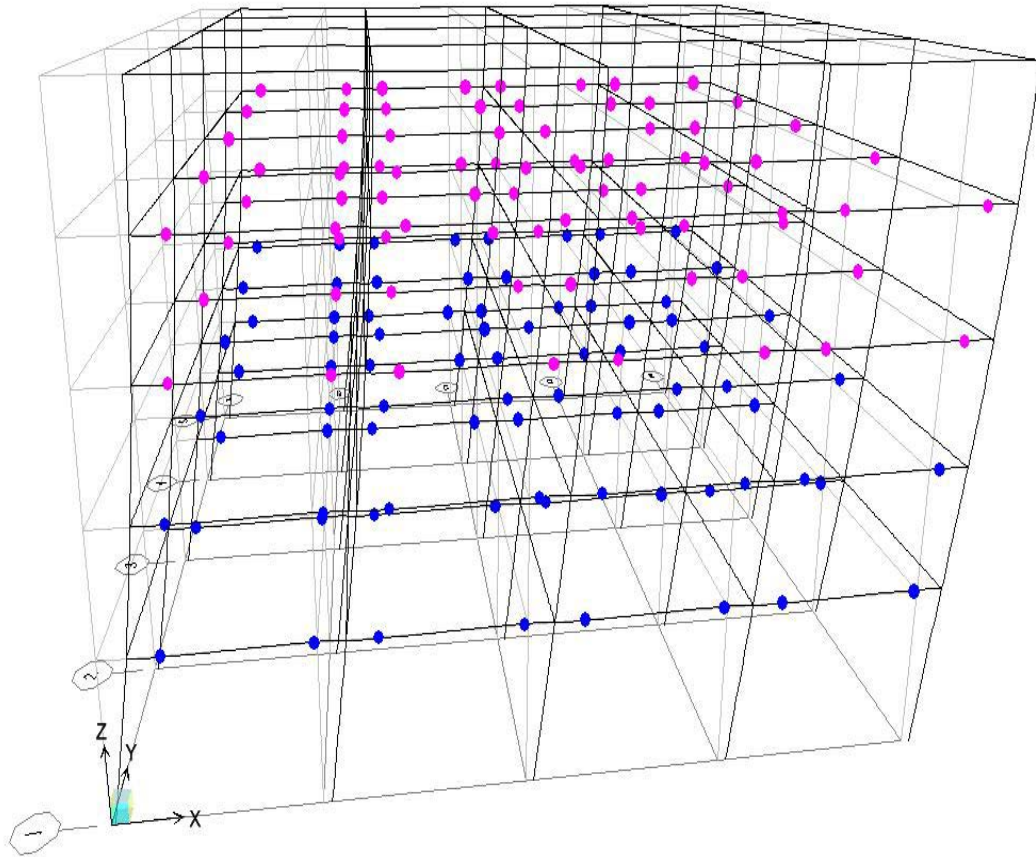
Παρατηρώντας τους παραπάνω πίνακες είναι εμφανές ότι στο πακτωμένο δομικό σύστημα Α αναπτύσσονται πολλές πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία του κτιρίου, οι οποίες βρίσκονται στα επίπεδα επιτελεστικότητας B-IO, IO-LS, LS-CP ενώ αναπτύσσονται λίγες πλαστικές αρθρώσεις στα επίπεδα C-D και μετά το E. Η μορφή του πακτωμένου δομικού συστήματος Α με τις αναπτυσσόμενες πλαστικές αρθρώσεις στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης φαίνεται στο Σχήμα 3.33 που ακολουθεί.



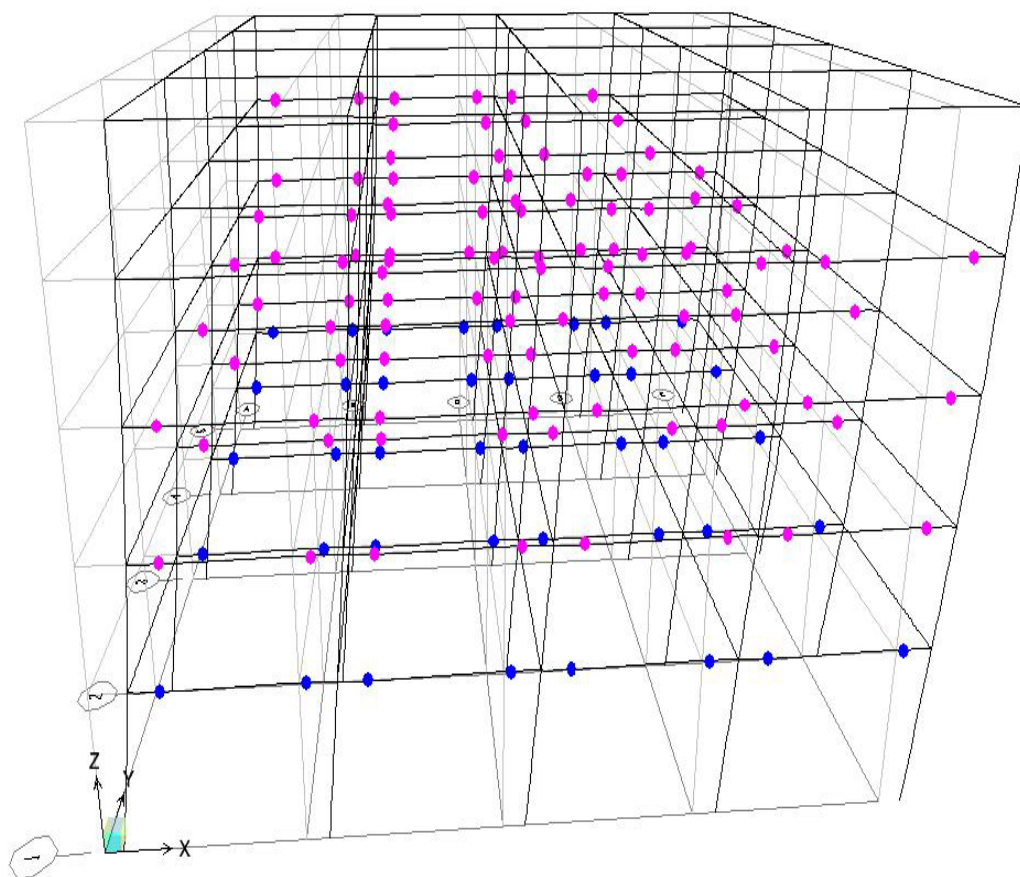
Σχήμα 3.33: Πλαστικές αρθρώσεις του πακτωμένου δομικού συστήματος Α στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Ωστόσο, παρατηρώντας τους πίνακες που αντιστοιχούν στα μονωμένα δομικά συστήματα Α φαίνεται ότι αναπτύσσονται πολύ λιγότερες πλαστικές αρθρώσεις, από αυτές που αναπτύσσονται στο αντίστοιχο πακτωμένο δομικό σύστημα, οι οποίες βρίσκονται στα επίπεδα επιτελεστικότητας B-IO, IO-LS. Δηλαδή τα μονωμένα δομικά συστήματα έχουν μεγαλύτερη παραμένουσα αντοχή από το αντίστοιχο πακτωμένο δομικό σύστημα στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Επίσης, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού των μονωτήρων στα μονωμένα δομικά συστήματα Α συνήθως προκαλεί μείωση του συνολικού αριθμού των αναπτυσσόμενων πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά στοιχεία αυτών. Ακόμη, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού των μονωτήρων στα μονωμένα δομικά συστήματα Α προκαλεί καθυστέρηση της εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στα ίδια επίπεδα επιτελεστικότητας. Λόγου χάρι, στο δομικό σύστημα Α με μονωτήρες διαμέτρου $D=1022\text{mm}$ και αριθμό στρώσεων ελαστικού 43 (**ISO 1 LRB 1022**) αναπτύσσονται οκτώ πλαστικές αρθρώσεις στο επίπεδο IO-LS κατά το 5^ο βήμα της ανάλυσης. Ωστόσο, στο ίδιο δομικό σύστημα με μονωτήρες $D=1022\text{mm}$ και αριθμό στρώσεων ελαστικού 108 (**ISO 5 LRB1022**) αναπτύσσονται οκτώ πλαστικές αρθρώσεις στο ίδιο επίπεδο κατά το 7^ο βήμα της ανάλυσης (Πίνακες 3.12 και 3.16). Συμπεραίνεται λοιπόν ότι η

αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού στους μονωτήρες των δομικών συστημάτων ευνοεί τη συμπεριφορά αυτών. Στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά στα Σχήματα 3.34 και 3.35 οι αναπτυσσόμενες πλαστικές αρθρώσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων Α για ISO 1 LRB 840 και ISO 5 LRB 840 στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.



Σχήμα 3.34: Πλαστικές αρθρώσεις μονωμένου δομικού συστήματος Α για το σύστημα μονωτήρων ISO 1 LRB 840



Σχήμα 3.35: Πλαστικές αρθρώσεις μονωμένου δομικού συστήματος Α για το σύστημα μονωτήρων ISO 5 LRB 840

Δομικό σύστημα Β

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-Πακτωμένο δομικό σύστημα Β						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	6	0	0	0	0	0	0
3	113	6	0	0	0	0	0
4	144	19	0	0	0	0	0
5	164	17	6	0	0	0	0
6	151	36	6	0	2	0	0
7	151	25	13	0	0	6	0
8	143	37	13	0	0	4	2
9	143	37	13	0	0	4	2
10	141	39	11	0	2	4	2
11	139	41	11	0	0	6	2
12	121	61	11	0	0	4	4
13	119	63	11	0	0	4	4
14	103	79	11	0	0	2	6
15	101	81	11	0	0	2	6
16	95	93	11	0	0	0	8
17	95	93	11	0	0	0	8
18	97	97	0	0	11	0	8
19	96	95	9	0	0	0	19
20	92	99	9	0	0	0	19
21	80	123	3	0	6	0	19
22	80	123	2	0	0	1	25
23	52	151	2	0	0	1	25
24	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.17: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο πακτωμένο δομικό σύστημα Β

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 1 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	6	0	0	0	0	0	0
4	6	0	0	0	0	0	0
5	24	12	0	0	0	0	0
6	34	6	6	0	0	0	0
7	34	6	0	0	6	0	0
8	34	0	0	0	0	0	12
9	34	0	0	0	0	0	12
10	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.18: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Β με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 2 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	6	0	0	0	0	0	0
5	6	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	8	12	0	0	0	0	0
8	22	6	6	0	0	0	0
9	26	6	0	0	6	0	0
10	26	0	0	0	0	0	12
11	26	0	0	0	0	0	12
12	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.19: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Β με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 3 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	6	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	6	0	0	0	0	0	0
8	6	6	0	0	0	0	0
9	10	12	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.20: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 4 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	6	0	0	0	0	0	0
8	6	0	0	0	0	0	0
9	6	0	0	0	0	0	0
10	12	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.21: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεσματικότητα-ISO 5 LRB 840						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0
8	6	0	0	0	0	0	0
9	6	0	0	0	0	0	0
10	6	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.22: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεσματικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=840mm και λόγο Q/W=8.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεσματικότητα-ISO 1 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	6	0	0	0	0	0	0
4	6	0	0	0	0	0	0
5	6	0	0	0	0	0	0
6	20	0	0	0	0	0	0
7	22	12	0	0	0	0	0
8	32	6	0	0	6	0	0
9	32	0	0	0	0	6	6
10	32	0	0	0	0	0	12
11	32	0	0	0	0	0	12
12	32	0	0	0	0	0	12
13	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.23: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεσματικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 2 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	6	0	0	0	0	0	0
5	6	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	6	6	0	0	0	0	0
8	22	6	6	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.24: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 3 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	6	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	6	0	0	0	0	0	0
8	6	6	0	0	0	0	0
9	2	12	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.25: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 4 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	6	0	0	0	0	0	0
8	6	0	0	0	0	0	0
9	6	0	0	0	0	0	0
10	12	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.26: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Β με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 5 LRB 935						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0
7	6	0	0	0	0	0	0
8	6	0	0	0	0	0	0
9	6	0	0	0	0	0	0
10	6	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.27: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Β με μονωτήρες D=935mm και λόγο Q/W=10.3%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 1 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	6	0	0	0	0	0	0
4	6	0	0	0	0	0	0
5	6	0	0	0	0	0	0
6	8	12	0	0	0	0	0
7	22	6	6	0	0	0	0
8	28	6	0	0	6	0	0
9	28	0	0	0	6	0	6
10	28	0	0	0	0	6	6
11	28	0	0	0	0	0	12
12	28	0	0	0	0	0	12
13	28	0	0	0	0	0	12
14	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.28: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Β με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 2 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	6	0	0	0	0	0	0
5	6	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	6	6	0	0	0	0	0
8	10	12	0	0	0	0	0
9	22	6	6	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.29: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα Β με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 3 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	6	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	6	0	0	0	0	0	0
8	6	0	0	0	0	0	0
9	6	6	0	0	0	0	0
10	6	6	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.30: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%

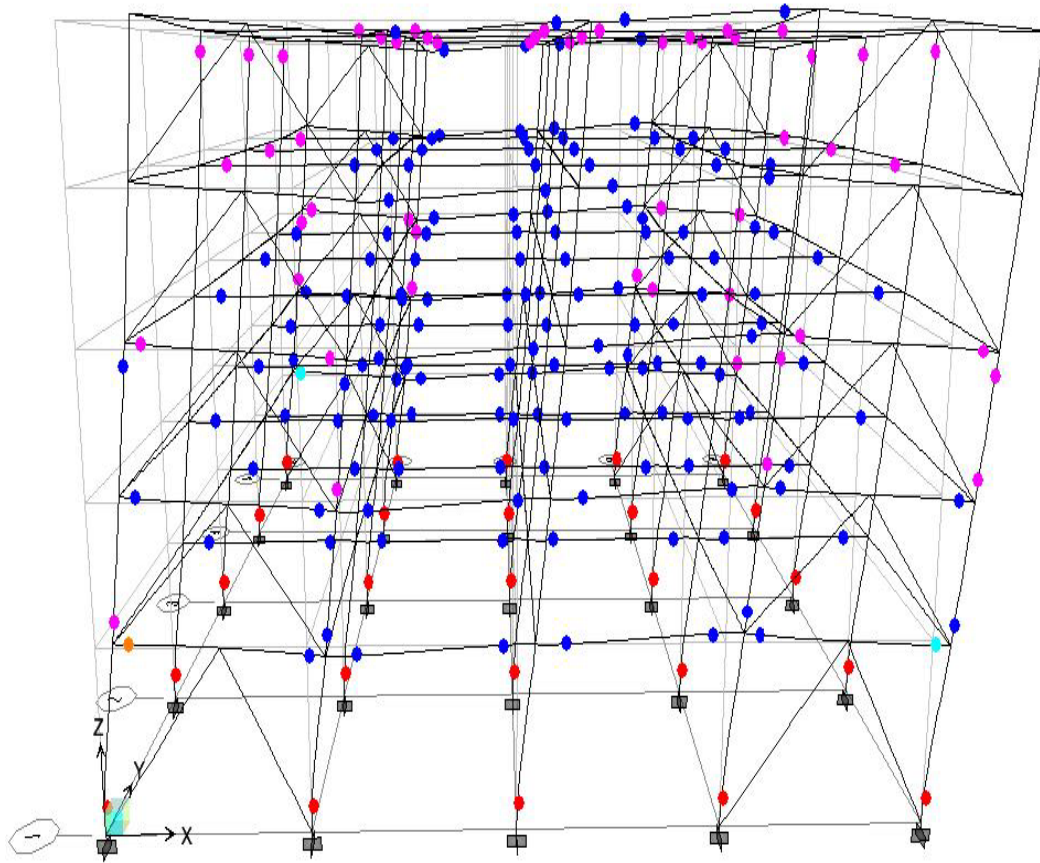
Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 4 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
6	6	0	0	0	0	0	0
7	6	0	0	0	0	0	0
8	6	0	0	0	0	0	0
9	6	0	0	0	0	0	0
10	6	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.31: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%

Βήμα ανάλυσης	Επίπεδο Επιτελεστικότητας-ISO 5 LRB 1022						
	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0
8	6	0	0	0	0	0	0
9	6	0	0	0	0	0	0
10	6	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0

Πίνακας 3.32: Πλαστικές αρθρώσεις ανά βήμα και επίπεδο επιτελεστικότητας στο μονωμένο δομικό σύστημα B με μονωτήρες D=1022mm και λόγο Q/W=12.4%

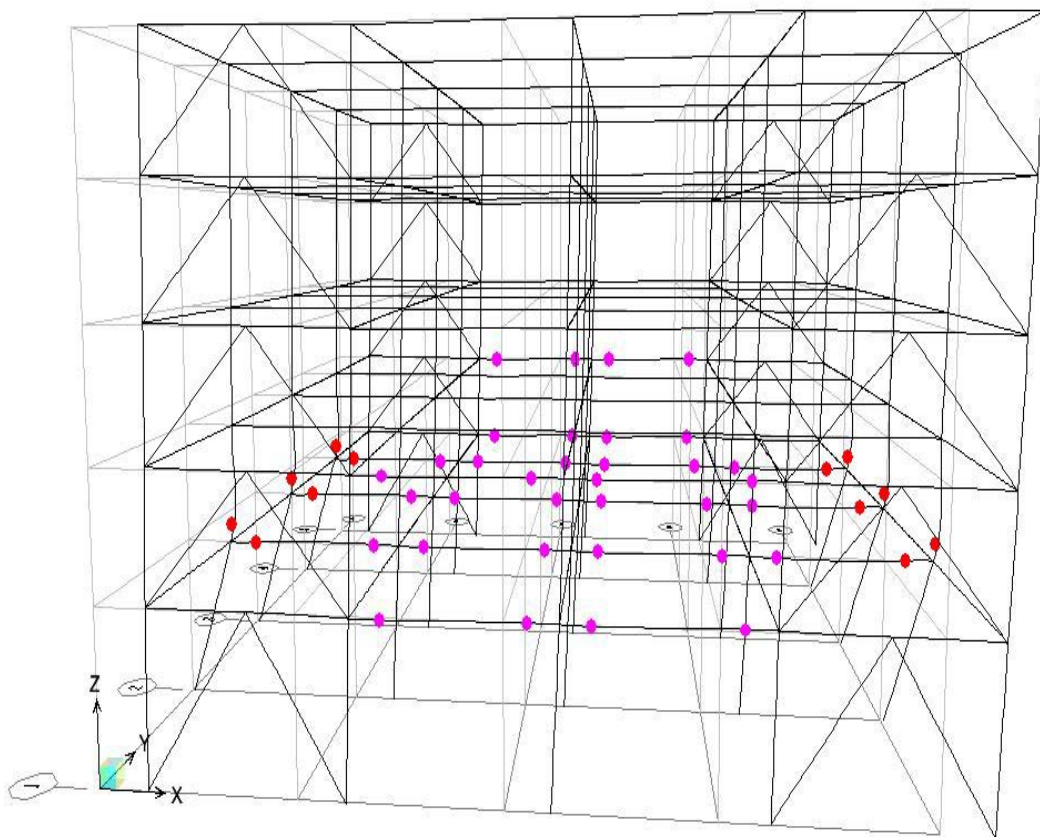
Εξετάζοντας τους παραπάνω πίνακες φαίνεται ότι στο πακτωμένο δομικό σύστημα B αναπτύσσονται πολλές πλαστικές αρθρώσεις στα δομικά στοιχεία του κτιρίου, οι οποίες βρίσκονται στα επίπεδα επιτελεστικότητας B-IO, IO-LS, LS-CP ενώ αναπτύσσονται λίγες πλαστικές αρθρώσεις στα επίπεδα C-D, D-E και μετά το E. Η μορφή του πακτωμένου δομικού συστήματος B με τις αναπτυσσόμενες πλαστικές αρθρώσεις στο τέλος της ανελαστικής ανάλυσης φαίνεται στο Σχήμα 3.36 που ακολουθεί.



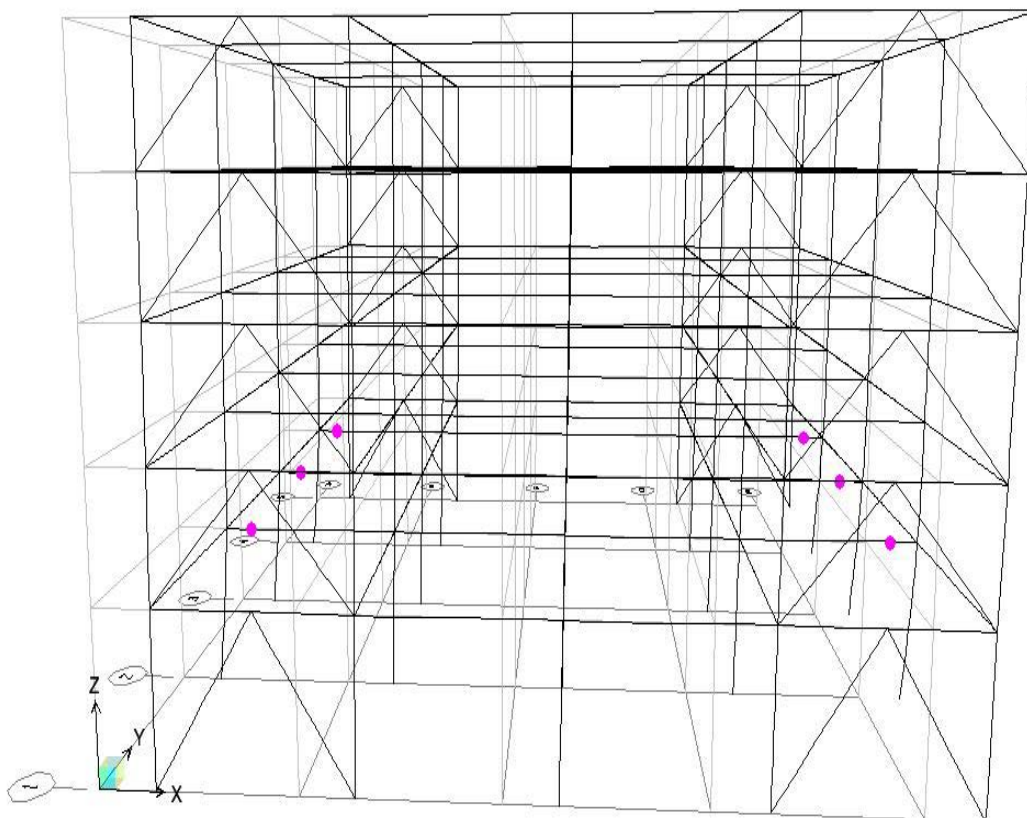
Σχήμα 3.36: Πλαστικές αρθρώσεις του πακτωμένου δομικού συστήματος Β στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Ωστόσο, παρατηρώντας τους πίνακες που αντιστοιχούν στα μονωμένα δομικά συστήματα Β φαίνεται ότι αναπτύσσονται πολύ λιγότερες πλαστικές αρθρώσεις, από αυτές που αναπτύσσονται στο αντίστοιχο πακτωμένο δομικό σύστημα, οι οποίες αναπτύσσονται κυρίως στα επίπεδα επιτελεστικότητας B-IO, IO-LS. Δηλαδή τα μονωμένα δομικά συστήματα έχουν μεγαλύτερη παραμένουσα αντοχή από το αντίστοιχο πακτωμένο δομικό σύστημα στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Επίσης, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού των μονωτήρων στα μονωμένα δομικά συστήματα Β συνήθως προκαλεί μείωση του συνολικού αριθμού των αναπτυσσόμενων πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά στοιχεία αυτών. Ακόμη, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού των μονωτήρων στα μονωμένα δομικά συστήματα Β προκαλεί καθυστέρηση της εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στα ίδια επίπεδα επιτελεστικότητας. Λόγου χάρη, στο δομικό σύστημα Β με μονωτήρες διαμέτρου $D=1022\text{mm}$ και αριθμό στρώσεων ελαστικού 43 (**ISO 1 LRB 1022**) αναπτύσσονται δώδεκα πλαστικές αρθρώσεις στο επίπεδο IO-LS κατά το 6^ο βήμα της

ανάλυσης. Ωστόσο, στο ίδιο δομικό σύστημα με μονωτήρες $D=1022\text{mm}$ και αριθμό στρώσεων ελαστικού 108 (**ISO 5 LRB1022**) δεν αναπτύσσεται καμία πλαστική άρθρωση στο ίδιο επίπεδο (Πίνακες 3.28 και 3.32). Συμπεραίνεται λοιπόν ότι η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού στους μονωτήρες των δομικών συστημάτων ευνοεί τη συμπεριφορά αυτών. Στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά στα Σχήματα 3.37 και 3.38 οι αναπτυσσόμενες πλαστικές αρθρώσεις των μονωμένων δομικών συστημάτων Β για ISO 1 LRB 840 και ISO 5 LRB 840 στο τέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης.



Σχήμα 3.37: Πλαστικές αρθρώσεις μονωμένου δομικού συστήματος Β για το σύστημα μονωτήρων ISO 1 LRB 840



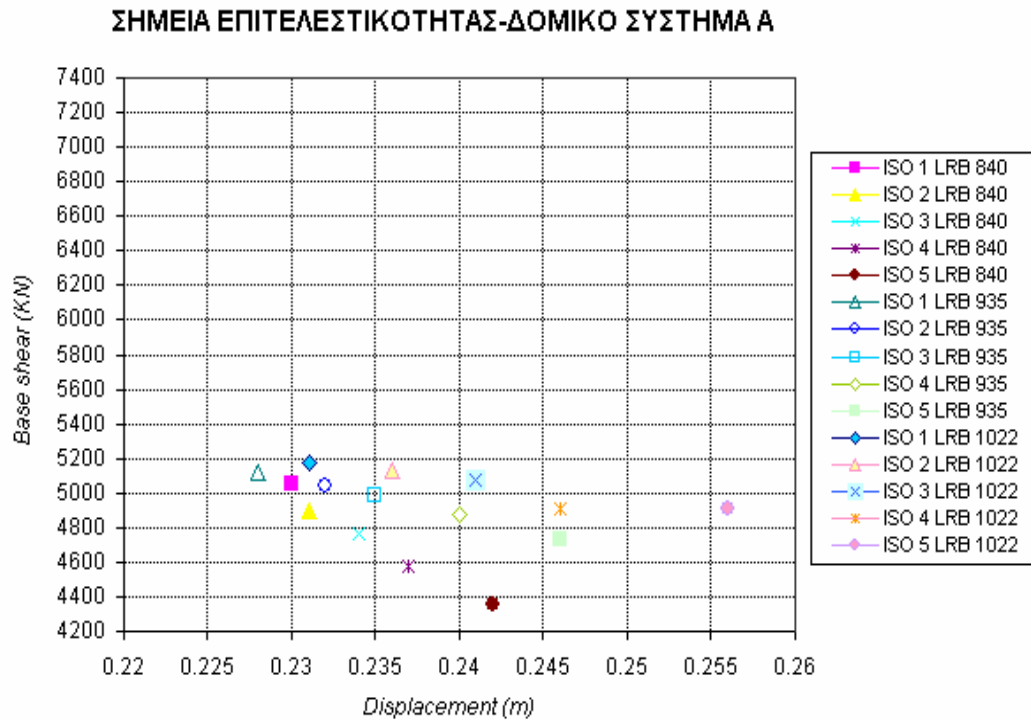
Σχήμα 3.38: Πλαστικές αρθρώσεις μονωμένου δομικού συστήματος B για το σύστημα μονωτήρων ISO 5 LRB 840

3.5.3 Σύγκριση σημείων επιτελεστικότητας (*Performance Points*)

Στην ενότητα αυτή γίνεται σύγκριση των σημείων επιτελεστικότητας (*Performance Points*) των πακτωμένων και μονωμένων δομικών συστημάτων A και B που προκύπτουν από την ανελαστική στατική ανάλυση αυτών. Ειδικότερα, παρουσιάζονται με τη βοήθεια διαγραμμάτων τα σημεία επιτελεστικότητας των μονωμένων δομικών συστημάτων A και B (Σχήματα 3.39 και 3.40 αντίστοιχα) με σκοπό τη σύγκριση τους με τα σημεία επιτελεστικότητας των αντίστοιχων πακτωμένων κτιρίων.

Δομικό σύστημα Α

Το σημείο επιτελεστικότητας του πακτωμένου δομικού συστήματος Α είναι $V=10934\text{KN}$ και $D=0,134\text{m}$. Τα σημεία επιτελεστικότητας των μονωμένων δομικών συστημάτων Α απεικονίζονται στο Σχήμα που ακολουθεί.



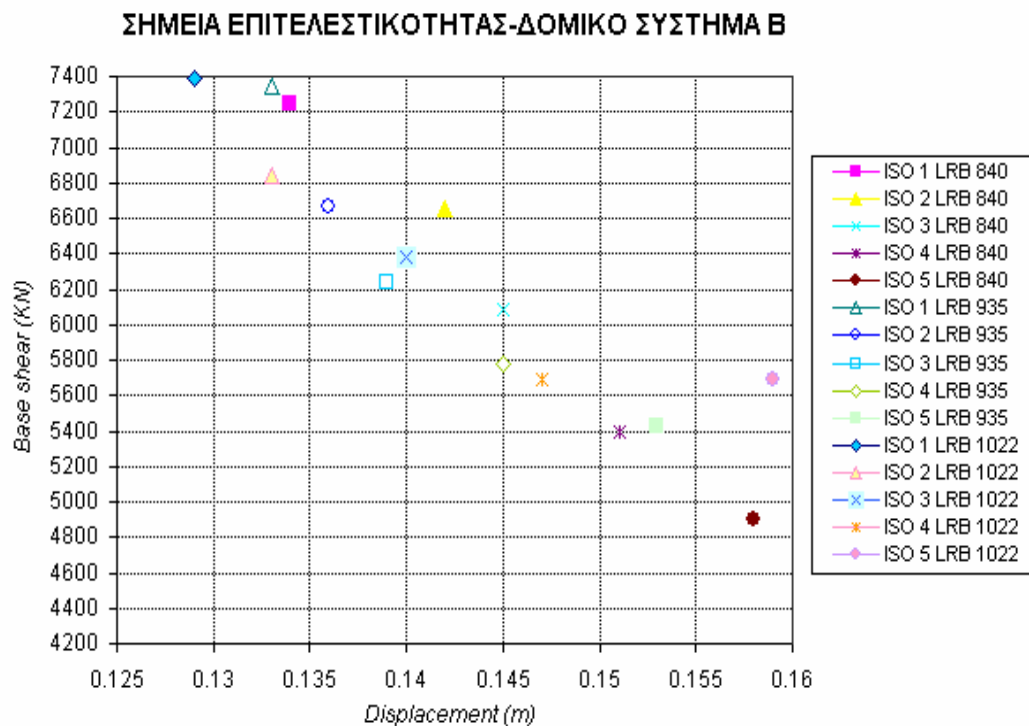
Σχήμα 3.39: Σημεία επιτελεστικότητας μονωμένων δομικών συστημάτων Α

Όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 1 το σημείο επιτελεστικότητας εκφράζει τη μέγιστη μετατόπιση που εκτιμάται ότι θα εμφανιστεί στην οροφή του κτιρίου κατά τη διάρκεια ενός σεισμού βάσει κανονισμών. Ειδικότερα, το σημείο επιτελεστικότητας αναπαριστά την κατάσταση στην οποία η κατασκευή είναι ικανή να ανταποκριθεί στο επιβαλλόμενο φορτίο του σεισμού. Παρατηρώντας το παραπάνω Σχήμα γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι τα σημεία επιτελεστικότητας των μονωμένων δομικών συστημάτων Α υπολογίζονται με μεγαλύτερες μετατοπίσεις και μικρότερες τέμνουσες από αυτές που υπολογίζεται το σημείο επιτελεστικότητας του πακτωμένου συστήματος Α, γεγονός το οποίο είναι ιδιαίτερα θετικό διότι οι παραπάνω εκτιμούμενες τιμές υπολογίζονται για τον ίδιο σεισμό. Επίσης, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού σε κάθε ομάδα συστημάτων μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της εκτιμούμενης μετατόπισης και τη μείωση της εκτιμούμενης τέμνουσας βάσης. Ακόμη, η αύξηση της διαμέτρου του

ελαστικού των μονωτήρων προκαλεί αύξηση των εκτιμώμενων μετατοπίσεων και τεμνουσών. Συμπεραίνεται λοιπόν ότι η εφαρμογή συστημάτων μόνωσης στη βάση κτιρίων επιτρέπει την αύξηση των μετακινήσεων στους ορόφους αυτών, χωρίς την ανάπτυξη μεγάλων τεμνουσών δυνάμεων στη βάση τους.

Δομικό σύστημα Β

Το σημείο επιτελεστικότητας του πακτωμένου δομικού συστήματος Β είναι $V=23628\text{KN}$ και $D=0,068\text{m}$. Τα σημεία επιτελεστικότητας των μονωμένων δομικών συστημάτων Β απεικονίζονται στο Σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 3.40: Σημεία επιτελεστικότητας μονωμένων δομικών συστημάτων Β

Στο δομικό σύστημα Β τα σημεία επιτελεστικότητας του πακτωμένου κτιρίου και των μονωμένων κτιρίων συσχετίζονται κατά παρόμοιο τρόπο με αυτά του δομικού συστήματος Α. Ειδικότερα, παρατηρείται ότι τα σημεία επιτελεστικότητας των μονωμένων δομικών συστημάτων Β υπολογίζονται με μεγαλύτερες μετατοπίσεις και μικρότερες τέμνουσες από αυτές που υπολογίζεται το σημείο επιτελεστικότητας του

πακτωμένου συστήματος B. Επίσης, η αύξηση του αριθμού των στρώσεων του ελαστικού σε κάθε ομάδα συστημάτων μόνωσης έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της εκτιμώμενης μετατόπισης και τη μείωση της εκτιμώμενης τέμνουσας βάσης. Ακόμη, η αύξηση της διαμέτρου του ελαστικού των μονωτήρων προκαλεί αύξηση των εκτιμώμενων μετατοπίσεων και τεμνουσών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

4.1 Συμπεράσματα

Στις μέρες μας επικρατεί διεθνώς μία τάση για κατασκευή όλο και πιο σύνθετων και πολύπλοκων δομικών έργων η οποία σε συνδυασμό με το ότι υπάρχουν περιοχές με υψηλή σεισμική επικινδυνότητα κάνει τη μελέτη τους πιο δύσκολη. Αποτελεί λοιπόν επιτακτική ανάγκη η μελέτη τους και η πρόγνωση της σεισμικής τους συμπεριφοράς προκειμένου να καταστεί δυνατή και ασφαλής η εφαρμογή τους. Οι μέχρι σήμερα έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί αποδεικνύουν πως η σεισμική συμπεριφορά των σύμμεικτων κτιρίων με σύστημα μόνωσης στη βάση τους είναι ιδιαίτερα ικανοποιητική. Ωστόσο οι πραγματοποιηθείσες έρευνες δεν είναι αρκετές και περιορίζονται κυρίως σε θεωρητικό επίπεδο με αποτέλεσμα την έλλειψη δεδομένων που βασίζονται σε πρακτικές εφαρμογές.

Στόχος της κατασκευής σύμμεικτων κτιρίων με σύστημα μόνωσης στη βάση τους είναι η βελτίωση της αντισεισμικής συμπεριφοράς αυτών. Η μελέτη των εν λόγω κτιρίων με

σεισμικές διεγέρσεις οι οποίες λαμβάνουν υπ' όψιν ότι τα κτίρια βρίσκονται σε σεισμικό ρήγμα (NFX και NFY) είναι σημαντική καθώς σε αυτές τις περιπτώσεις κυρίως εφαρμόζονται τα συστήματα μόνωσης. Επιπρόσθετα η μελέτη των κατασκευών με τη μέθοδο της ανελαστικής στατικής ανάλυσης επιτρέπει τον προσδιορισμό της ικανότητας τους να ανταποκριθούν στις φορτίσεις του σεισμού. Αυτό μπορεί να αποτελέσει γενικά μέτρο σύγκρισης της αντισεισμικότητας των κατασκευών αλλά και ειδικά των σύμμεικτων κτιρίων με σύστημα μόνωσης στη βάση τους, μια που οι μέχρι τώρα μελέτες δεν επαρκούν.

Η παρούσα παραμετρική μελέτη πραγματοποιήθηκε προκειμένου να διερευνηθούν οι παράγοντες που επηρεάζουν τη δυναμική απόκριση σύμμεικτων κτιρίων με σύστημα μόνωσης στη βάσης τους. Η εν λόγω μελέτη υλοποιήθηκε με την ελαστική και την ανελαστική στατική ανάλυση και προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Η προσθήκη Λ-συνδέσμων στα σύμμεικτα κτίρια βελτιώνει τη συμπεριφορά τους στο σεισμό λόγω παραλαβής οριζοντίων δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή.
- Η παρουσία συστημάτων μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα στη βάση των σύμμεικτων κτιρίων περιορίζει τις σχετικές μετακινήσεις του κέντρου μάζας βάσης-ανώτερων ορόφων (*story drifts*) και στην ελαστική και στην ανελαστική ανάλυση.
- Το μέγεθος της μείωσης των σχετικών μετακινήσεων του κέντρου μάζας βάσης-ανώτερων ορόφων (*story drifts*) που προκαλεί η εφαρμογή των συστημάτων μόνωσης στη βάση σύμμεικτων κτιρίων είναι σχετικά μεγάλο, ειδικά στους ανώτερους ορόφους.
- Οι σχετικές μετατοπίσεις του κέντρου μάζας βάσης-ανώτερων ορόφων (*story drifts*) δε μεταβάλλονται ιδιαίτερα με την εφαρμογή διαφορετικών συστημάτων μόνωσης. Αυτό οφείλεται στο ότι οι οριζόντιες διατμητικές μετακινήσεις των εφεδράνων που ορίζονται στον προκαταρκτικό σχεδιασμό δε διαφέρουν αρκετά.
- Η μελέτη των σύμμεικτων κτιρίων με συστήματα μόνωσης στη βάσης τους με την ανελαστική στατική ανάλυση οδηγεί σε μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις

ορόφων (*story drifts*) σε σχέση με αυτές που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση. Αυτό οφείλεται στο ότι η ανελαστική στατική μέθοδος λαμβάνει υπ' όψιν ελαστοπλαστική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων των κατασκευών με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται παραμορφώσεις μετά την ελαστική περιοχή.

- Η μελέτη των σύμμεικτων κτιρίων με συστήματα μόνωσης στη βάση τους με την ανελαστική στατική ανάλυση αποδεικνύει ότι η κατασκευή καταπονείται λιγότερο όταν έχει εφαρμοστεί σε αυτή σύστημα μόνωσης στη βάση της παρά όταν θεωρείται πακτωμένη στο έδαφος. Αυτό επιβεβαιώνεται από τις πλαστικές αρθρώσεις που αναπτύσσονται στα μονωμένα και πακτωμένα κτίρια, όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3.
- Επιπλέον η παρουσία συστήματος μόνωσης στη βάση των σύμμεικτων κτιρίων αυξάνει την αντισεισμικότητα αυτών γεγονός που επιβεβαιώνεται από τον έλεγχο επιτελεστικότητας που εκτελείται στο τέλος κάθε ανελαστικής στατικής ανάλυσης.

Οι παραπάνω διαπιστώσεις μπορεί να θεωρηθούν ιδιαίτερα σημαντικές για την αξιολόγηση των εξεταζόμενων σύμμεικτων κτιρίων με συστήματα μόνωσης στη βάση τους. Ωστόσο, για τη γενίκευση των διαπιστώσεων αυτών είναι απαραίτητο να ληφθούν υπ' όψιν ποικίλες σεισμικές διεγέρσεις προκειμένου να επιβεβαιωθεί η χρησιμότητα της εφαρμογής των συστημάτων μόνωσης στα σύμμεικτα κτίρια. Επίσης, κρίνεται αναγκαία η μελέτη της επίδρασης της μορφολογίας των σύμμεικτων κτιρίων με σύστημα μόνωσης στη βάση τους, μια που τα σύμμεικτα κτίρια βρίσκουν κυρίως εφαρμογή σε πολυώροφα και πολυμορφικά δομικά συστήματα.

4.2 Μελλοντικές προτάσεις

Προφανώς στην παρούσα εργασία δεν ήταν δυνατό να μελετηθούν όλα τα ζητήματα που αφορούν τη σεισμική συμπεριφορά σύμμεικτων κτιρίων, είτε εφαρμόζεται σε αυτά σύστημα μόνωσης είτε όχι, διότι η μελέτη σύμμεικτων κτιρίων αποτελεί από μόνη της ένα δύσκολο παραμετρικό πρόβλημα. Επιπλέον, η μελέτη των κτιρίων με την ανελαστική στατική μέθοδο είναι ιδιαίτερα σύνθετη καθώς λαμβάνει υπ' όψιν πολλές ευμετάβλητες παραμέτρους. Για το λόγο αυτό προτείνεται μελλοντική επέκταση της

παραμετρικής διερεύνησης με περισσότερες προσομοιώσεις και πρακτικές εφαρμογές με στόχο να μελετηθούν τα εξής:

- Η επίδραση της μορφολογίας και του ύψους των σύμμεικτων κτιρίων
- Η επίδραση της χρήσης σύμμεικτων υποστυλωμάτων στα εν λόγω κτίρια
- Η απόκριση των σύμμεικτων κτιρίων στις ποικίλες σεισμικές φορτίσεις
- Η στρατηγική σχεδιασμού των εφαρμοζόμενων συστημάτων μόνωσης
- Ο ασφαλής σχεδιασμός περισσότερο εύκαμπτων μονωτήρων ικανών να παραλάβουν μεγάλες αναπτυσσόμενες εδαφικές κινήσεις
- Η εφαρμογή ποικίλων συστημάτων μόνωσης στα σύμμεικτα κτίρια
- Η προσθήκη επιπρόσθετης απόσβεσης στο σύστημα των μονωτήρων που εφαρμόζεται στο σύμμεικτο κτίριο

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Craig D. Comartin, Richard W. Niewiarowski, Christopher Rojahn, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, Volume 1, ATC-40 Project
2. Βάγιας Ι. Κ., “Σύμμεικτες Κατασκευές από χάλυβα και σκυρόδεμα”
3. U. I. Dissanayake, J. B. Davison, I. W. Burgess, “Composite beam behaviour in braced frames”, *Journal of Constructional Steel Research* 49 (1999) 271-289
4. G. E. Thermou, A. S. Elnashai, A. Plumier, C. Domuex, “Seismic design and performance of composite frames”, *Journal of Constructional Steel Research* 60 (2004) 31-57
5. S. Ramana Gopala, P. Devadas Manoharanb, “Experimental behaviour of eccentrically loaded slender circular hollow steel columns in-filled with fibre reinforced concrete”, Sri Venkateswara College of Engineering, Post Bag No. 3, Pennalur, Sriperumbudur–602 105, India, Anna University, Chennai, India
6. Kilpatrick AE, Vijayarangan B, “Tests on high strength concrete filled steel tubular columns”, *ACI Structural Journal* 1999; 96:268–74
7. Zeghiche J, Chaoui K, “An experimental behavior of concrete filled steel tubular columns”, *Journal of Constructional Steel Research* 2005; 61:53–66
8. Eurocode 4 “Design of composite steel and concrete structures”
9. Eurocode 2 “Design of concrete structures”
10. Amadio C, Fedrigo C, Fragiaco M, Macorini L, “Experimental evaluation of effective width in steel-concrete composite beams”, *Journal of Constructional Steel Research* 2004; 60:199–220
11. Federal Emergency Management Agency, “FEMA Publication 273-NEHRP FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS”, October 1997

12. Helmut Krawinkler, G.D.P.K.Seneviratna, “Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation”, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA 94305, Krawinkler, Luth and Associates, 160 Jefferson Drive, Menlo Park, CA 94025, USA, Engineering Structures, Volume 20, 452-464, 1998
13. Newmark, N. M., and W. J. Hall, 1982, “Earthquake Spectra Design”, EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
14. Kelly T.E., “Base Isolation of Structures – Design Guidelines”, Holmes Consulting Group Ltd, 2001
15. Kelly T.E., “Performance Based Evaluation of Buildings-Nonlinear Pushover and Time History Analysis”, Holmes Consulting Group Ltd, 2001
16. Naeim F., Kelly J.M., “Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice”, John Willey & Sons Inc., 1999
17. Κουμούσης Β. και Γκαζέτας Γ., “Σχεδιασμός Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης”, Σημειώσεις Σεμιναρίου, Ελληνικό Κέντρο Πληροφόρησης και Επιμόρφωσης, 2003
18. Kelly J.M., “Earthquake-Resistant Design with Rubber”, 2nd Edition, Springer-Verlag, 1996
19. Ξηρογιάννης Γρ. Ιωάννης, “Ανάλυση Συμπεριφοράς Συστημάτων Σεισμικής Μόνωσης Βάσης για ισχυρές Εδαφικές Κινήσεις”, Μεταπτυχιακή Διατριβή, Χανιά 2004
20. X.-K. Zou, C.-M. Chan, “Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis”, Engineering structures 27 (2005) 1289-1302
21. CSI Computer & Structures Inc, ETABS Version 8.5.0, “Integrated Building Design Software, Composite Floor Frame Design Manual & Steel Frame Design Manual”, Berkeley, 2002

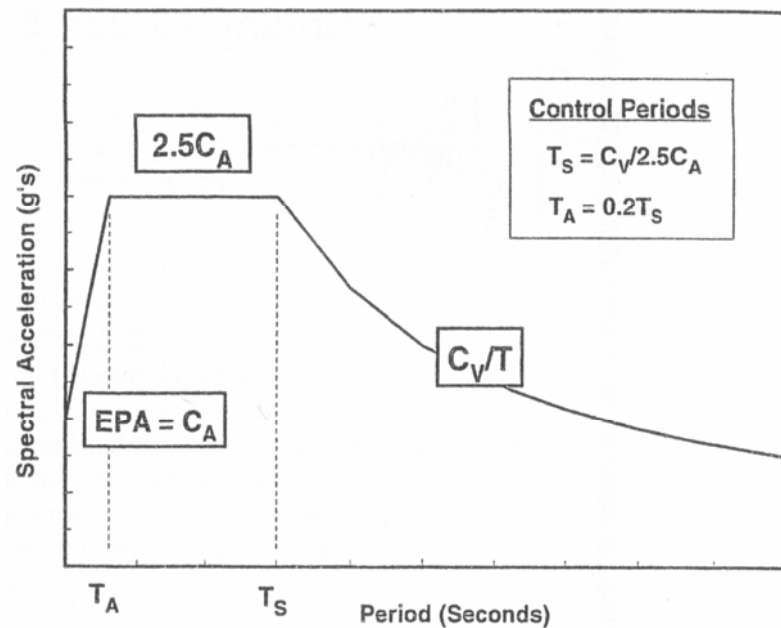
22. CSI Computer & Structures Inc, SAP2000 Version 8.0, “Integrated Building Design Software, Analysis Reference Manual,”, Berkeley, 2002
23. International Building Code 2000, “Structural Design, Chapter 16, Seismically Isolated Structures”, Section 1623
24. Federal Emergency Management Agency, “FEMA 356 – Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of buildings”, November 2000
25. Bhasker Rao P. and Jangid R.S., “Performance of sliding systems under near-fault motions”, Nuclear Engineering and Design, Vol. 203, 259-272, 2001
26. Douglas A. Foutch, Seung-Yul Yun, “Modeling of steel moment frames for seismic loads”, Journal of Constructional Steel Research 2002; 68:529-564
27. John W. Wallace, “Seismic Code Requirements”, CE243A Behavior & design of RC elements, University of California, Los Angeles
28. Y Gong’s Ph. D. Thesis, “Performance-based design of steel building frameworks under seismic loading”, Canada 2003

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ

ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Στο παράρτημα αυτό περιγράφεται το ελαστικό φάσμα απόκρισης, όπως αυτό ορίζεται από τις διατάξεις του ATC-40 [1] και απεικονίζεται στο Σχήμα Α.1. Οι τιμές της επιτάχυνσης του φάσματος εξαρτώνται από τους συντελεστές C_A, C_V , οι οποίοι είναι σεισμικοί συντελεστές που εισάγονται από τον κανονισμό για την περιγραφή της σεισμικής επικινδυνότητας. Οι τιμές των συντελεστών C_A, C_V και, εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους και από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής.



Σχήμα Α.1: Ελαστικό φάσμα απόκρισης με απόσβεση 5%

Το C_A εκφράζει την κορυφή (*peak*) της ενεργού επιτάχυνσης (*Effective Peak Acceleration* ή *EPA*) του εδάφους. Η τιμή του C_A πολλαπλασιάζεται με την τιμή 2.5 για να δώσει τη μέση τιμή της μέγιστης απόκρισης ενός συστήματος με απόσβεση 5% και χαμηλή περίοδο, στο πεδίο των επιταχύνσεων. Το C_V εκφράζει την απόκριση ενός συστήματος με απόσβεση 5% και περίοδο $T = 1\text{sec}$ περίπου και όταν διαιρείται με την περίοδο δίνει την επιτάχυνση στο πεδίο των ταχυτήτων.

Τα C_A, C_V παίρνουν τιμές από τους Πίνακες Α.1 και Α.2 που ακολουθούν. Όπου, τα S_B, S_C, S_D, S_E, S_F εκφράζουν διαφορετικές κατηγορίες εδαφών, ενώ οι αριθμοί 0.075, 0.15, 0.20, 0.30, 0.40 είναι συντελεστές που δηλώνουν τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και παίρνουν τιμές από τον Πίνακα Α.3 ανάλογα με τη σεισμική ζώνη στη οποία ανήκει η κατασκευή.

Κατηγορία εδάφους	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας					
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.20	Z=0.30	Z=0.40	Z>0.40
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0
S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40	1.0
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	1.1
S _E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36	0.9
S _F	Το C _A προκύπτει έπειτα από γεωτεχνική έρευνα της περιοχής					

Πίνακας Α.1: Σεισμικός συντελεστής C_A

Κατηγορία εδάφους	Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας					
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.20	Z=0.30	Z=0.40	Z>0.40
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	1.4
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64	1.6
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96	2.4
S _F	Το C _V προκύπτει έπειτα από γεωτεχνική έρευνα της περιοχής					

Πίνακας Α.2: Σεισμικός συντελεστής C_V

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι για ενδιάμεσες τιμές του Z επιτρέπεται γραμμική παρεμβολή για τον υπολογισμό των τιμών των σεισμικών συντελεστών C_A και C_V.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	1	2Α	2Β	3	4
Z	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4

Πίνακας Α.3: Συντελεστές ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Στο παράρτημα αυτό περιγράφεται η προσομοίωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων. Όπως προαναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 1, η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων για τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις της κατασκευής θεωρείται ελαστοπλαστική. Η εύρεση της ανελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων κατά τις στατικές ανελαστικές αναλύσεις γίνεται με τη χρήση πλαστικών αρθρώσεων. Κάθε διατομή των δομικών στοιχείων που διαρρέει μετατρέπεται σε σημειακή πλαστική άρθρωση. Η προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων των δομικών στοιχείων στο λογισμικό ETABS γίνεται με πεπερασμένα στοιχεία σημειακής πλαστικότητας στα άκρα, τα οποία ακολουθούν ένα νόμο ροπής-στροφής. Θεωρείται πως οι πλαστικές αρθρώσεις δημιουργούνται στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, μια που τα σημεία αυτά αποτελούν κρίσιμα σημεία για τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων.

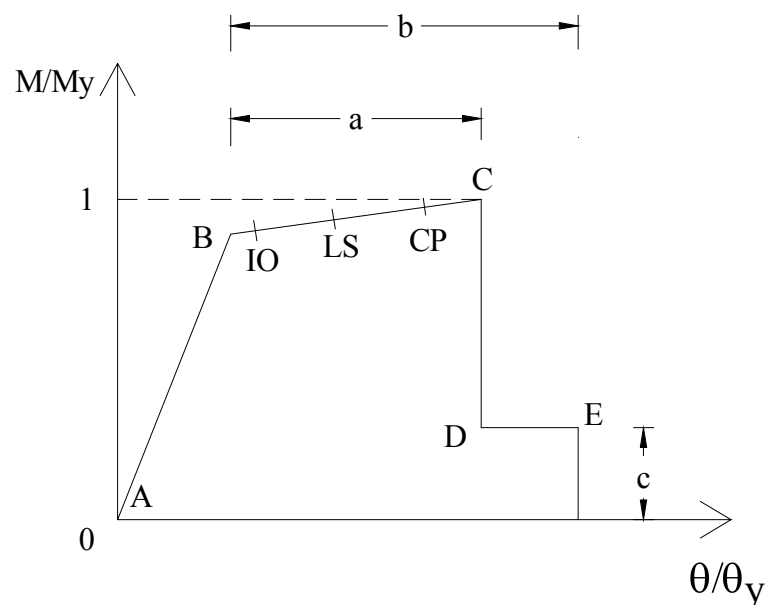
Η προσομοίωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων στις θέσεις πλαστικοποιήσεων, για την εκτέλεση των ανελαστικών στατικών αναλύσεων, γίνεται λαμβάνοντας υπ' όψιν διγραμμική συμπεριφορά του υλικού αυτών, σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του FEMA-273 [11]. Βάσει των ίδιων διατάξεων, ορίζονται τα επίπεδα επιτελεστικότητας των δομικών στοιχείων, τα οποία αντιστοιχούν σε συγκεκριμένες τιμές ροπής-στροφής αυτών και εκφράζουν την κατάσταση της κατασκευής μετά το σεισμό. Τα επίπεδα επιτελεστικότητας, όπως αυτά ορίζονται από FEMA-273, είναι τα εξής:

IO: Άμεση χρήση μετά το σεισμό

LS: Προστασία ανθρώπινης ζωής

CP: Αποφυγή κατάρρευσης

Ένα τυπικό διάγραμμα ανηγμένης ροπής - ανηγμένης παραμόρφωσης (στροφής) που εκφράζει την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του υλικού των δομικών στοιχείων φαίνεται στο Σχήμα Β και βασίζεται στις διατάξεις ATC [1] και FEMA-273[11]. Επίσης, η ελαστοπλαστική αυτή συμπεριφορά χρησιμοποιείται από πλήθος βιβλιογραφικών αναφορών όπως οι [15, 20, 21, 22, 28].



Σχήμα Β: Διάγραμμα ανηγμένης ροπής - ανηγμένης παραμόρφωσης (στροφής)

Σύμφωνα με ATC40 και FEMA-273 [1, 11], το σημείο A στο διάγραμμα του Σχήματος Β αντιστοιχεί σε αφόρτιστη κατάσταση. Η κλίση από το A στο B εκφράζει τη δυσκαμψία της κατασκευής στη ελαστική περιοχή. Το σημείο B δηλώνει το όριο διαρροής της διατομής των δομικών στοιχείων. Η κλίση από το B στο C είναι συνήθως από 0 έως 10% της αρχικής κλίσης A-B και δηλώνει φαινόμενα παραμένουσας παραμόρφωσης. Η κλίση της γραμμής B-C έχει σημαντική επιρροή στην ανακατανομή των αρχικών δυνάμεων, που επιβάλλονται στην κατασκευή, στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία που δεν έχουν διαρρεύσει. Το σημείο C έχει τεταγμένη που αντιστοιχεί στην αντοχή της διατομής των δομικών στοιχείων και τετμημένη που αντιστοιχεί σε παραμόρφωση στην οποία έχει αρχίσει σημαντική μείωση της αντοχής της διατομής η οποία ολοκληρώνεται στο σημείο D. Στο σημείο αυτό η διατομή του δομικού στοιχείου έχει αστοχήσει. Η διατομή μετά το σημείο C δε μπορεί να παραλάβει καμία οριζόντια φόρτιση. Η γραμμή από το σημείο D στο σημείο E εκφράζει την παραμένουσα αντοχή της διατομής του δομικού στοιχείου, η οποία σε ορισμένες περιπτώσεις είναι μηδέν αλλά στις περισσότερες θεωρείται πως είναι το 20% της αρχικής αντοχής αυτής. Το σημείο E καθορίζει τη μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης της διατομής του δομικού στοιχείου.

Οι τιμές των παραμέτρων **a**, **b** και της παραμένουσας αντοχής **c** αναφέρονται σε παραμορφώσεις που συμβαίνουν μετά τη διαρροή, δηλαδή σε πλαστικές παραμορφώσεις. Οι παραπάνω τιμές, καθώς και οι τιμές που καθορίζουν το επίπεδο επιτελεστικότητας, εξαρτώνται από τη διατομή του δομικού στοιχείου, το υλικό του και την αλληλεπίδραση μεταξύ αξονικών και διατμητικών δυνάμεων, αλλά και ροπών κάμψης. Οι διατάξεις των ATC40 και FEMA-273 [1, 11] περιλαμβάνουν αναλυτικούς πίνακες τιμών των παραμέτρων **a**, **b** και **c** για σκυρόδεμα, χάλυβα, ξύλο, υλικά τοιχοποιίας κ.τ.λ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

ΜΟΝΩΣΗΣ ΜΕ LRB

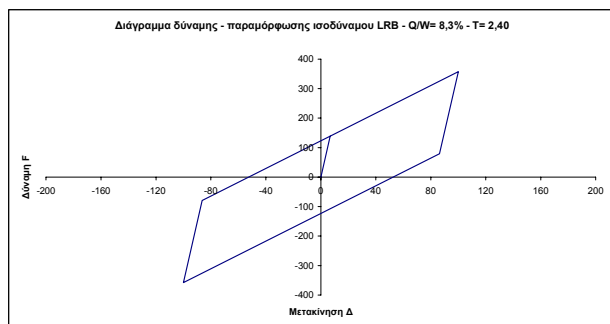
Στο παράρτημα αυτό απεικονίζονται τα δεδομένα και οι έλεγχοι του προκαταρκτικού σχεδιασμού των LRB, για μετακινήσεις που προκύπτουν κατά τις φορτίσεις NFX και NFY των δομικών συστημάτων Α και Β (μονάδες μέτρησης KN-mm). Όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 3 ο σχεδιασμός των μονωτήρων έγινε βάσει δύο παραμέτρων. Η πρώτη είναι η διάμετρος του ελαστικού αυτών, η οποία πρέπει να είναι περίπου 1m και η δεύτερη είναι η ικανοποίηση όλων των απαραίτητων ελέγχων που απαιτούνται για το σχεδιασμό των μονωτήρων [14, 16, 17, 18]. Το φυσικό ελαστικό που συνθέτει τα εφένδρανα θεωρήθηκε χαμηλού βαθμού απόσβεσης και σκληρότητας IHRD : 55. Οι ελαστικές σταθερές του απεικονίζονται στη στήλη των δεδομένων και αντιστοιχούν στις τιμές που απεικονίζεται ο αστερίσκος.

ISO 1 LRB 840

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΤΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	840
	d _{in}	διάμετρος κάτωτης πυρήνα μολύβδου	140
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	554,177
	A _r	επιφάνεια συγκολλημένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	538,783
	A _{pb}	επιφάνεια κάτωτης του πυρήνα μολύβδου	15,394
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτοψη	538,783
	A _{res}	απομεινόμενη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	470,376
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	t _{sc}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20
	A _{free}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	26,389
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	22
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	220
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40
S		συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	20,42
ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E ₀	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο διάκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεστικότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.02584
	E _c	μέτρο συμπίεστικότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-0.48427
	E*	μέτρο συμπίεστικότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	1.73731
	E _c	μέτρο συμπίεστικότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	0.96682
	σ _y	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε Kn/mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _Δ	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	123.150
	k	διαρθρωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραυσή του ελαστικού	500%
Δ		οριζόμενη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	100
ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ			
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων		25
Σεισμική απόδοση			
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία		37,110
W _r =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία		1,485
Ικανότητα εφεδράνου			
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία		2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό		2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού		0
θ	επιβαλλόμενη στρόφιξη (rad)		0
Φορτίσεις ανέμου			
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (Kn)		600



$$Q / W = 8,3\% - T = 2,40\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{req} /A	λόγος απομεινών επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.849	ο.κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλάστ. συμπερ.)	140	ο.κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _Δ / W, σε % - από 3% έως 10%)	8.3%	ο.κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	8.3%	ο.κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	ο.κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

K ₀	στιβαρότητα σε καμπτική στρόφιξη των άκρων του μονωτήρα	38,697,287
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	14,152,787,851
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	8.513,403,227

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$K_{\nu,0}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εε σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	2435.40	
$K_{\nu,\Delta}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εε σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	2067.13	
ϵ_{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.51	
ϵ_{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.45	
ϵ_{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένων στρεφών	0	
$f_{\epsilon u}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικότητας - θέση 0	0.51	ο.κ.
$f_{\epsilon u}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.96	ο.κ.
P_v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	12.234	ο.κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
δεν απαιτείται έλεγχος			

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

K_c	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	20.336	
K_p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	2.346	
K_p/K_c	λόγος στιβαρότήτων	11.5%	ο.κ.
D_y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει $\Delta > D_y$)	6.846	
F_y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	139.214	
F_m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	357.794	
K_{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	3.578	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	45,888	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	20.4%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ

$P_{crit,0}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	27,916	
$SF_{b,0}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2.5)	12.6	ο.κ.
$P_{crit,\Delta}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	25,718	
$SF_{b,\Delta}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1.5)	11.4	ο.κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	9.9	ο.κ.
	λυγισμός	12.6	ο.κ.
Design earthquake	συντελεστής ασφαλείας φορτίων από σεισμό σχεδιασμού		
	παραμόρφωση	5.2	ο.κ.
	λυγισμός	11.4	ο.κ.

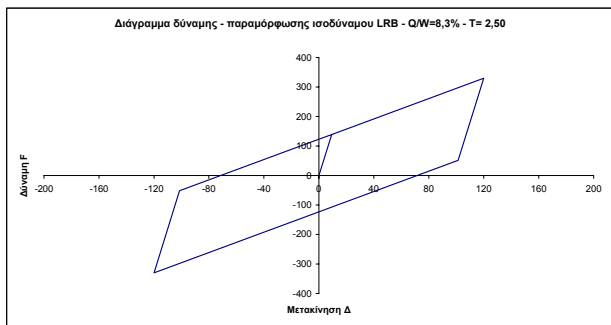
spring effective stiffness	3578	ETABS
initial spring stiffness	20,336	
yield force	139.21	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	2,067,129	

ISO 2 LRB 840

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 2 LRB 840

Δ Ε Δ Ο Μ Ε Ν Α

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΟΨΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	840
	d _{in}	διάμετρος κάτοψης πυρήνα μολύβδου	140
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	554,177
	A _c	επιφάνεια συγκολλημένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	538,783
	A _{pb}	επιφάνεια κάτοψης του πυρήνα μολύβδου	15,394
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτοψη	538,783
	A _{top}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	453,721
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20
	A _{tee}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	26,389
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	30
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	300
ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40
	S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	20,42
	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E ₀	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο διάγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσταότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.02584
	E _c	μέτρο συμπίεσταότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-0.48427
	E*	μέτρο συμπίεσταότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	1.73731
	E _c	μέτρο συμπίεσταότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	0.96682
Δ	σ _y	φαινόμενο όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _e	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	123.150
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε ₀	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραυσή του ελαστικού	500%
	Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	120
	ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
	Σεισμική απόδοση		
	W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
	W _i =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
	Ικανότητα εφεδράνου		
	max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
	max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
	min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλέον του σεισμού	0
	θ	επιβαλλόμενη στρόφι (rad)	0
	Φορτίσεις ανέμου		
Ανεμος	Ανεμος	συνολικό φορτίο ανέμου (K _N)	600



Q / W = 8,3% - T = 2,50sec

Ε Λ Ε Γ Χ Ο Ι

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{top} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.819	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	140	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q ₀ / W _i σε % - από 3% έως 10%)	8.3%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	8.3%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

K _b	σπιβαρότητα σε καμπτική στρόφι των άκρων του μονωτήρα	28,378,011
(E _i) _{eff}	καμπτική σπιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	14,152,787,851
(E _i) _{eff}	καμπτική σπιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	8,513,403,227

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$K_{u,0}$	κατακόρυφη σπιβαρότητα εφεδράνου (Εε σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	1785.96	
$K_{u,\Delta}$	κατακόρυφη σπιβαρότητα εφεδράνου (Εε σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	1462.22	
ϵ_{uc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.51	
ϵ_{uh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.40	
ϵ_{ur}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στρώσης	0	
$f_{u,0}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικότη. - θέση 0	0.51	ο.κ.
$f_{u,\Delta}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.91	ο.κ.
P_y	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	11,996	ο.κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
		δεν απαιτείται έλεγχος	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

K ₀	σπιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	14.913	
K _p	σπιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	1.721	
K _p /K ₀	λόγος σπιβαρότητων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	9.335	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	139.214	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	329.637	
K _{eff}	ενεργός σπιβαρότητα εφεδράνου	2.747	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	54.514	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	21.9%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ

$P_{crit,0}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	20,471	
$SF_{0,0}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	9.2	ο.κ.
$P_{crit,\Delta}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	18,523	
$SF_{0,\Delta}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1,5)	8.2	ο.κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	9.9	Ο.Κ.
	λυγισμός	9.2	Ο.Κ.
Design earthquake	συντελεστής ασφαλείας φορτίων από σεισμό σχεδιασμού		
	παραμόρφωση	5.5	Ο.Κ.
	λυγισμός	8.2	Ο.Κ.

spring effective stiffness	2747	E T A B S
initial spring stiffness	14,913	
yield force	139.21	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	1,462,220	

ISO 3 LRB 840

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 3 LRB 840

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΦΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	840
	d _{in}	διάμετρος κάτωφης πυρήνα μολύβδου	140
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	554,177
	A _r	επιφάνεια συγκαλλημένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	538,783
	A _{pb}	επιφάνεια κάτωφης του πυρήνα μολύβδου	15,394
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωψη	538,783
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	441,267
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

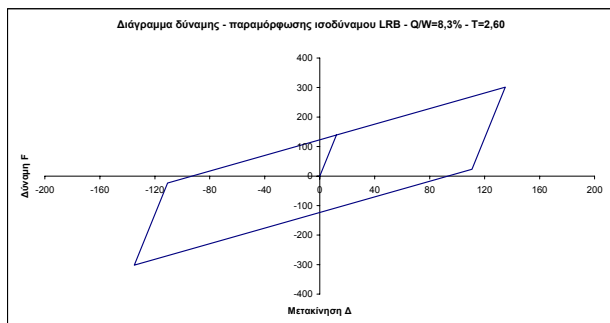
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	26,389
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	39
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	390
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	20.42
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E ⁺	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.02584
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-0.48427
	E ⁻	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	1.73731
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	0.96682
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	123.150
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	135
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W ₁ =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 8,3\% - T = 2,60\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /Δ	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.796	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	140	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	8.3%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	8.3%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	21,829,239
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	14,152,787,851
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	8,513,403,227

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
$K_{u,0}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Ec σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	1373.82	
$K_{u,\Delta}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Ec σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	1093.91	
ϵ_{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.51	
ϵ_{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.35	
ϵ_{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
$f_{\epsilon,u}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικότ. - θέση 0	0.51	Ο.Κ.
$f_{\epsilon,u}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.85	Ο.Κ.
P_y	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	11,854	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
δεν απαιτείται έλεγχος			

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			
K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	11.471	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	1.324	
K _p /K _s	λόγος στιβαροτήτων	11.5%	Ο.Κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	12.136	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	139.214	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	301.841	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	2.236	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	60.523	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	23.6%	Ο.Κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ			
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	15,747	
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	7.1	Ο.Κ.
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	14,052	
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1.5)	6.2	Ο.Κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	9.9	Ο.Κ.
	λυγισμός	7.1	Ο.Κ.
Design earthquake	συντελεστής ασφαλείας φορτίων από σεισμό σχεδιασμού		
	παραμόρφωση	5.9	Ο.Κ.
	λυγισμός	6.2	Ο.Κ.

spring effective stiffness	2236	E T A B S
initial spring stiffness	11,471	
yield force	139.21	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	1,093,911	

ISO 4 LRB 840

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 4 LRB 840

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΤΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	840
	d _{in}	διάμετρος κάτωτης πυρήνα μολύβδου	140
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	554,177
	A _r	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	538,783
	A _{pb}	επιφάνεια κάτωτης του πυρήνα μολύβδου	15,394
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωτη	538,783
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	420,594
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

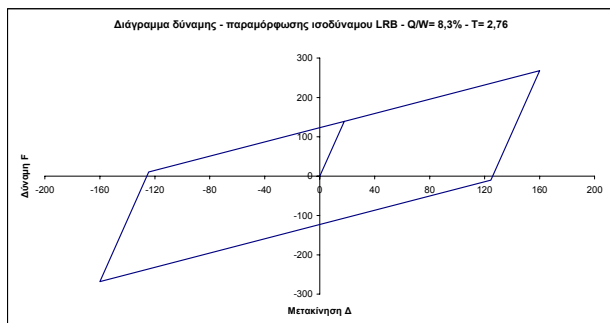
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	26,389
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	57
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	570
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	20.42
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.02584
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-0.48427
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	1.73731
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	0.96682
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	123.150
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	160
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W _{max} (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτίο ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 8,3\% - T = 2,76\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.759	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	140	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	8.3%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	8.3%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	14,935,795
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	14,152,787.851
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	8,513,403.227

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
K _{u,0}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	939.98	
K _{u,Δ}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	713.40	
ε _{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.51	
ε _{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβέβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.28	
ε _{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβέβλ. στροφής	0	
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά - θέση 0	0.51	Ο.Κ.
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.79	Ο.Κ.
P _v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	11,516	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
		δεν απαιτείται έλεγχος	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			
K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	7.849	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	0.906	
K _p /K _s	λόγος στιβαροτήτων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	17.737	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	139.214	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	268.053	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	1.675	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	70.079	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	26.0%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ			
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	10,774	
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2.5)	4.9	Ο.Κ.
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	9,386	
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1.5)	4.2	Ο.Κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	9.9	Ο.Κ.
Design earthquake	λυγισμός	4.9	Ο.Κ.
	παραμόρφωση	6.4	Ο.Κ.
	λυγισμός	4.2	Ο.Κ.

spring effective stiffness	1675	E T A B S
initial spring stiffness	7,849	
yield force	139.21	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	713,401	

ISO 5 LRB 840

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 5 LRB 840

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΤΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	840
	d _{in}	διάμετρος κάτωτης πυρήνα μολύβδου	140
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	554,177
	A _r	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	538,783
	A _{pb}	επιφάνεια κάτωτης του πυρήνα μολύβδου	15,394
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωτη	538,783
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	400,043
	t _{sc}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

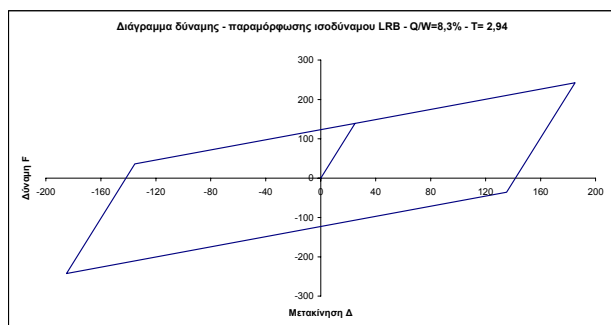
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	26,389
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	80
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	800
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	20.42
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.02584
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-0.48427
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	1.73731
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	0.96682
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	123.150
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	185
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W _{max} (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 8,3\% - T = 2,94\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.722	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	140	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	8.3%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	8.3%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	10,641,754
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	14,152,787.851
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	8,513,403.227

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
K _{v,0}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	669.74	
K _{v,Δ}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	483.46	
ε _{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.51	
ε _{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.23	
ε _{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά. - θέση 0	0.51	Ο.Κ.
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.74	Ο.Κ.
P _v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	11,110	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
δεν απαιτείται έλεγχος			

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			
K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	5.592	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	0.645	
K _p /K _s	λόγος στιβαροτήτων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	24.894	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	139.214	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	242.525	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	1.311	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	78.869	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	28.0%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ			
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	7,677	
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	3,5	Ο.Κ.
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	6,522	
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1,5)	2,9	Ο.Κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	9.9	Ο.Κ.
Design earthquake	λυγισμός	3.5	Ο.Κ.
	παραμόρφωση	6.8	Ο.Κ.
	λυγισμός	2.9	Ο.Κ.

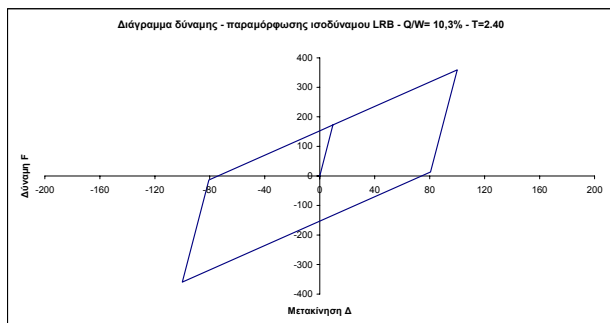
spring effective stiffness	1311	E T A B S
initial spring stiffness	5,592	
yield force	139.21	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	483,461	

ISO 1 LRB 935

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 1 LRB 935

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΦΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	935
	d _{in}	διάμετρος κάτωφης πυρήνα μολύβδου	156
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	686,615
	A _e	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	667,501
	A _{ps}	επιφάνεια κάτωφης του πυρήνα μολύβδου	19,113
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωφη	667,501
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	593,293
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	29,374
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	31
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	310
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40
	S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	22,72
ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.50967
	E _c	μέτρο συμπίεσότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-1.34260
	E*	μέτρο συμπίεσότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.15145
	E _c	μέτρο συμπίεσότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.08282
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε Kn/mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	152.908
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%
	Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	100
ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ			
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων		25
Σεισμική απόδοση			
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία		37,110
W _i =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία		1,485
Ικανότητα εφεδράνου			
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία		2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό		2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού		0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)		0
Φορτίσεις ανέμου			
Άνεμος	συνολικό φορτίο ανέμου (Kn)		600



$$Q / W = 10,3\% - T = 2.40\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.864	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	156	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	10.3%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	10.3%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	43,962,805
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	26,904,577,455
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	13,628,469,517

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$K_{u,0}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εc σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	2398.31	
$K_{u,\Delta}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εc σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	2072.35	
ϵ_{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.41	
ϵ_{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.32	
ϵ_{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
$f_{\epsilon,u}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά. - θέση 0	0.41	Ο.Κ.
$f_{\epsilon,u}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.73	Ο.Κ.
P_v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	16,149	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
		δεν απαιτείται έλεγχος	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	17.890	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	2.063	
K _p /K _s	λόγος στιβαρότήτων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	9.661	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	172.840	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	359.224	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	3.592	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	55.254	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	24.5%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ

$P_{crit,0}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	27,900	
$SF_{b,0}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	12,6	ο.κ.
$P_{crit,\Delta}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	25,935	
$SF_{b,\Delta}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1,5)	11,5	ο.κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	12.3	Ο.Κ.
Design earthquake	λυγισμός	12.6	Ο.Κ.
	παραμόρφωση	6.9	Ο.Κ.
	λυγισμός	11.5	Ο.Κ.

spring effective stiffness	3592	E T A B S
initial spring stiffness	17,890	
yield force	172.84	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	2,072,345	

ISO 2 LRB 935

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 2 LRB 935

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΦΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	935
	d _{in}	διάμετρος κάτωφης πυρήνα μολύβδου	156
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	686,615
	A _e	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	667,501
	A _{ps}	επιφάνεια κάτωφης του πυρήνα μολύβδου	19,113
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωφη	667,501
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	574,723
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

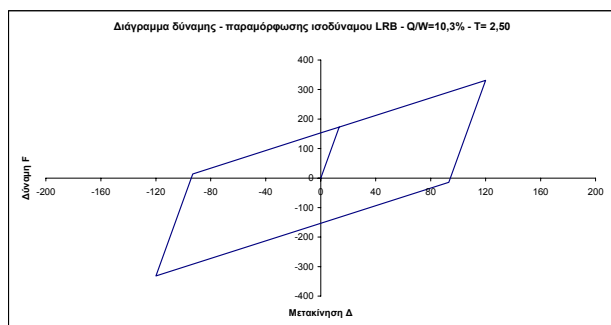
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	29,374
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	43
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	430
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	22,72
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.50967
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-1.34260
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.15145
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.08282
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	152.908
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	120
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W ₁ =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 10,3\% - T = 2,50\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.837	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	156	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	10.3%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	10.3%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	31,694,115
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	26,904,577,455
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	13,628,469,517

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ		
K _{u,0}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	1729.02
K _{u,Δ}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	1447.25
ε _{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.41
ε _{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.28
ε _{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά - θέση 0	0.41
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.69
P _y	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	15,842
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000
	δεν απαιτείται έλεγχος	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	12.898
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	1.487
K _p /K _s	λόγος στιβαρότήτων	11.5%
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	13.401
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	172.840
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	331.395
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	2.762
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	65,199
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	26.1%

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ		
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	20,114
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2.5)	9.1
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	18,403
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1.5)	8.1

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	12.3	Ο.Κ.
Design earthquake	λυγισμός	9.1	Ο.Κ.
	παραμόρφωση	7.3	Ο.Κ.
	λυγισμός	8.1	Ο.Κ.

spring effective stiffness	2762	E T A B S
initial spring stiffness	12,898	
yield force	172.84	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	1,447,254	

ISO 3 LRB 935

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 3 LRB 935

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΦΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	935
	d _{in}	διάμετρος κάτωφης πυρήνα μολύβδου	156
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	686,615
	A _e	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	667,501
	A _{ps}	επιφάνεια κάτωφης του πυρήνα μολύβδου	19,113
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωφη	667,501
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	560,830
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

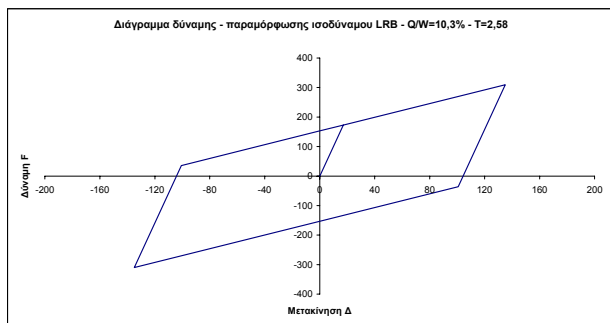
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	29,374
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	55
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	550
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	22,72
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E ₀	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E ⁺	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.50967
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-1.34260
	E ⁻	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.15145
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.08282
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε Kn/mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	152.908
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	135
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W ₁ =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (Kn)	600



$$Q / W = 10,3\% - T = 2,58\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.817	ο.κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	156	ο.κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	10.3%	ο.κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	10.3%	ο.κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	ο.κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ			
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	24,779,035	
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	26,904,577,455	
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	13,628,469,517	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
K _{u,0}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	1351.78	
K _{u,Δ}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	1104.14	
ε _{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.41	
ε _{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.25	
ε _{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά - θέση 0	0.41	ο.κ.
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.65	ο.κ.
P _v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	15,609	ο.κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
	δεν απαιτείται έλεγχος		

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			
K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	10.084	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	1.163	
K _p /K _s	λόγος στιβαροτήτων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	17.141	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	172.840	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	309.896	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	2.296	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	72.086	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	27.4%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ			
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	15,726	
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2.5)	7.1	ο.κ.
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	14,212	
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1.5)	6.3	ο.κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	12.3	ο.κ.
Design earthquake	λυγισμός	7.1	ο.κ.
	παραμόρφωση	7.7	ο.κ.
	λυγισμός	6.3	ο.κ.

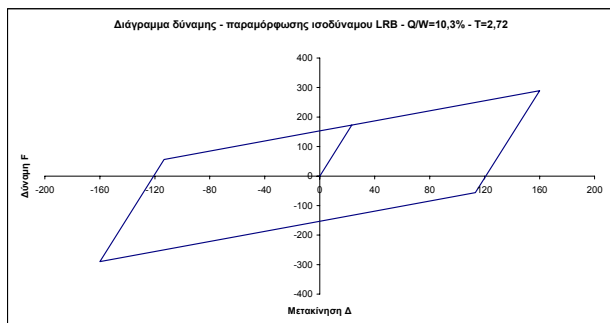
spring effective stiffness	2296	E T A B S
initial spring stiffness	10,084	
yield force	172.84	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	1,104,136	

ISO 4 LRB 935

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 4 LRB 935

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΦΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	935
	d _{in}	διάμετρος κάτωφης πυρήνα μολύβδου	156
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	686,615
	A _e	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	667,501
	A _{ps}	επιφάνεια κάτωφης του πυρήνα μολύβδου	19,113
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωφη	667,501
	A _{res}	απομεικωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	537,748
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	29,374
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	75
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	750
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40
	S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	22,72
ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.50967
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-1.34260
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.15145
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.08282
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	152.908
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%
	Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	160
ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ			
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων		25
Σεισμική απόδοση			
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία		37,110
W _l =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία		1,485
Ικανότητα εφεδράνου			
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία		2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό		2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού		0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)		0
Φορτίσεις ανέμου			
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)		600



$$Q / W = 10,3\% - T = 2,72\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /Δ	λόγος απομεικωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.783	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	156	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	10.3%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	10.3%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	18,171,293
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	26,904,577,455
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	13,628,469,517

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$K_{u,0}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εc σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	991.30	
$K_{u,\Delta}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εc σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	776.38	
ϵ_{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.41	
ϵ_{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.21	
ϵ_{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
$f_{\epsilon,u}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά. - θέση 0	0.41	Ο.Κ.
$f_{\epsilon,u}$	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.62	Ο.Κ.
P_v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	15,104	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
		δεν απαιτείται έλεγχος	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	7.395	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	0.853	
K _p /K _s	λόγος στιβαρότήτων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	23.374	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	172.840	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	289.352	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	1.808	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	83,565	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	28.7%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ

$P_{crit,0}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	11,532	
$SF_{b,0}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	5,2	Ο.Κ.
$P_{crit,\Delta}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	10,206	
$SF_{b,\Delta}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1,5)	4,5	Ο.Κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	12.3	Ο.Κ.
Design earthquake	λυγισμός	5.2	Ο.Κ.
	παραμόρφωση	8.1	Ο.Κ.
	λυγισμός	4.5	Ο.Κ.

spring effective stiffness	1808	E T A B S
initial spring stiffness	7,395	
yield force	172.84	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	776,376	

ISO 5 LRB 935

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 5 LRB 935

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΦΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	935
	d _{in}	διάμετρος κάτωφης πυρήνα μολύβδου	156
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	686,615
	A _e	επιφάνεια συγκαλλημένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	667,501
	A _{ps}	επιφάνεια κάτωφης του πυρήνα μολύβδου	19,113
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωφη	667,501
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	514,775
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

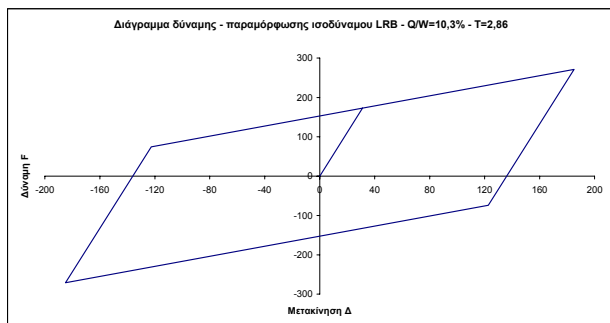
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	29,374
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	100
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	1000
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	22,72
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.50967
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-1.34260
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.15145
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.08282
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	152.908
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	185
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W _i =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 10,3\% - T = 2,86\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.750	ο.κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	156	ο.κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	10.3%	ο.κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	10.3%	ο.κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	ο.κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	13,628,470
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	26,904,577,455
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	13,628,469,517

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
K _{v,0}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	743.48	
K _{v,Δ}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	557.41	
ε _{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.41	
ε _{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.19	
ε _{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά - θέση 0	0.41	ο.κ.
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.59	ο.κ.
P _v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	14,574	ο.κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
		δεν απαιτείται έλεγχος	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	5.546
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	0.640
K _p /K _s	λόγος στιβαρότητων	11.5%
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	31.165
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	172.840
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	271.230
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	1.466
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	94.090
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	29.8%
		ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ		
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	8,649
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2.5)	3.9
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	7,489
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1.5)	3.3
		ο.κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	12.3	ο.κ.
Design earthquake	λυγισμός	3.9	ο.κ.
	παραμόρφωση	8.5	ο.κ.
	λυγισμός	3.3	ο.κ.

spring effective stiffness	1466	E T A B S
initial spring stiffness	5,546	
yield force	172.84	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	557,406	

ISO 1 LRB 1022

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 1 LRB 1022

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΦΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	1022
	d _{in}	διάμετρος κάτωφης πυρήνα μολύβδου	171
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	820,336
	A _r	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	797,370
	A _{ps}	επιφάνεια κάτωφης του πυρήνα μολύβδου	22,966
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωφη	797,370
	A _{res}	απομεικωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	718,299
	t _{sc}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

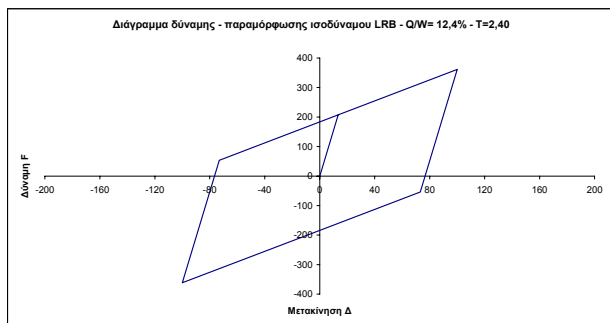
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	32,107
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	43
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	430
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	24,83
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.99747
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-2.49783
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.56898
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.17928
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	183.727
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	100
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W ₁ =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτίο ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 12,4\% - T = 2,40\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /Δ	λόγος απομεικωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.876	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	171	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	12.4%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	12.4%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	43,808,479
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	45,857,836,470
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	18,837,846,002

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
K _{u,0}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	2249.78	
K _{u,Δ}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	1969.94	
ε _{sc}	διατμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.34	
ε _{sh}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.23	
ε _{sr}	διατμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά - θέση 0	0.34	Ο.Κ.
f _{ε,u}	έλεγχος διατμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.57	Ο.Κ.
P _v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	19,996	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
		δεν απαιτείται έλεγχος	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	15.432
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	1.777
K _p /K _s	λόγος στιβαρότήτων	11.5%
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	13.455
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	207.638
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	361.434
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	3.614
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	63.602
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	28.0%
		Μη εφαρμόσιμο

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ		
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	25,848
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2.5)	11.7
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	24,187
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1.5)	10.7

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	14.7	Ο.Κ.
Design earthquake	λυγισμός	11.7	Ο.Κ.
	παραμόρφωση	8.7	Ο.Κ.
	λυγισμός	10.7	Ο.Κ.

spring effective stiffness	3614	E T A B S
initial spring stiffness	15,432	
yield force	207.64	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	1,969,945	

ISO 2 LRB 1022

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 2 LRB 1022

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΤΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	1022
	d _{in}	διάμετρος κάτωτης πυρήνα μολύβδου	171
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	820,336
	A _e	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	797,370
	A _{pb}	επιφάνεια κάτωτης του πυρήνα μολύβδου	22,966
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωτη	797,370
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	697,978
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

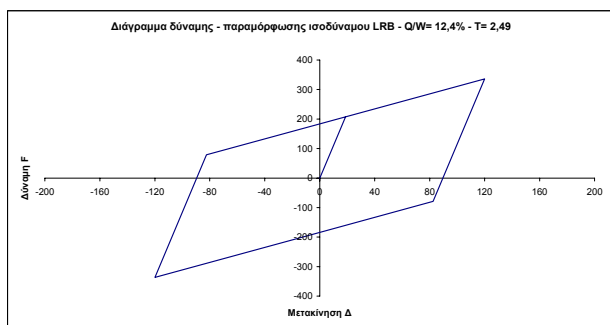
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	32,107
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	60
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	600
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	24,83
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E ₀	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E [*]	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.99747
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-2.49783
	E [*]	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.56898
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.17928
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q ₀	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	183.727
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	120
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W ₁ =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 12,4\% - T = 2,49\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.851	Ο.Κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	171	Ο.Κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q ₀ / W, σε % - από 3% έως 10%)	12.4%	Ο.Κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	12.4%	Ο.Κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	Ο.Κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ			
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	31,396,077	
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	45,857,836,470	
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	18,837,646,002	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
K _{u,0}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	1612.34	
K _{u,Δ}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (E _c σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	1371.85	
ε _{sc}	διαμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.34	
ε _{sh}	διαμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.20	
ε _{sr}	διαμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
f _{u,0}	έλεγχος διαμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά - θέση 0	0.34	Ο.Κ.
f _{u,Δ}	έλεγχος διαμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.54	Ο.Κ.
P _y	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	19,610	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
	δεν απαιτείται έλεγχος		

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			
K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	11.059	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	1.274	
K _p /K _s	λόγος στιβαρότητων	11.5%	Ο.Κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	18.775	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	207.638	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	336.555	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	2.805	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	74.391	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	29.3%	Ο.Κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ			
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	18,525	
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2.5)	8.4	Ο.Κ.
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	17,087	
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1.5)	7.6	Ο.Κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	14.7	Ο.Κ.
	λυγισμός	8.4	Ο.Κ.
Design earthquake	συντελεστής ασφαλείας φορτίων από σεισμό σχεδιασμού		
	παραμόρφωση	9.2	Ο.Κ.
	λυγισμός	7.6	Ο.Κ.

spring effective stiffness	2805	E T A B S
initial spring stiffness	11,059	
yield force	207.64	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	1,371,854	

ISO 3 LRB 1022

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 3 LRB 1022

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΟΨΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	1022
	d _{in}	διάμετρος κάτωτης πυρήνα μολύβδου	171
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	820,336
	A _r	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	797,370
	A _{ps}	επιφάνεια κάτοψης του πυρήνα μολύβδου	22,966
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτοψη	797,370
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	682,768
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

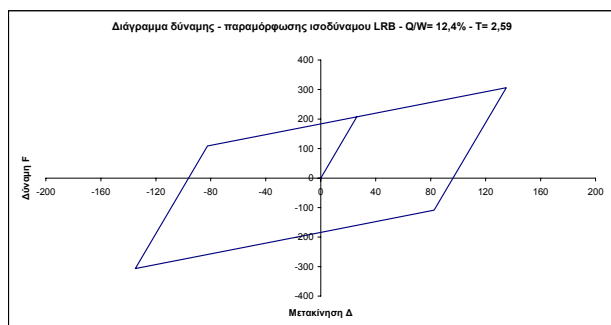
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παραπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	32,107
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	84
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	840
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	24,83
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E ₀	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E [*]	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.99747
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-2.49783
	E [*]	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.56898
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.17928
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q ₀	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	183.727
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ϕ ₀	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	135
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ		
N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W ₁ =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 12,4\% - T = 2,59\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.832	ο.κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	171	ο.κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q ₀ / W, σε % - από 3% έως 10%)	12.4%	ο.κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	12.4%	ο.κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	ο.κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ		
K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	22,425,769
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	45,857,836,470
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	18,837,846,002

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ			
K _{υ,0}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Ec σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	1151.67	
K _{υ,Δ}	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Ec σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	958.54	
ε _{sc}	διαμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.34	
ε _{sh}	διαμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.16	
ε _{sr}	διαμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
f _{ε,υ}	έλεγχος διαμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά. - θέση 0	0.34	Ο.Κ.
f _{ε,Δ}	έλεγχος διαμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.50	Ο.Κ.
P _γ	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	19,395	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
δεν απαιτείται έλεγχος			

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ			
K ₀	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	7.899	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	0.910	
K _p /K ₀	λόγος στιβαροτήτων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	26.285	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	207.638	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	306.535	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	2.271	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	79.895	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	30.7%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ			
P _{crit,0}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	13,232	
SF _{b,0}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	6,0	ο.κ.
P _{crit,Δ}	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	12,072	
SF _{b,Δ}	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1,5)	5,3	ο.κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	14.7	ο.κ.
Design earthquake	λυγισμός	6.0	ο.κ.
	παραμόρφωση	10.0	ο.κ.
	λυγισμός	5.3	ο.κ.

spring effective stiffness	2271	E T A B S
initial spring stiffness	7,899	
yield force	207.64	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	958,542	

ISO 4 LRB 1022

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 4 LRB 1022

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΩΦΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	1022
	d _{in}	διάμετρος κάτωφης πυρήνα μολύβδου	171
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	820,336
	A _e	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	797,370
	A _{ps}	επιφάνεια κάτωφης του πυρήνα μολύβδου	22,966
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτωφη	797,370
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	657,486
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{res}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	32,107
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	108
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	1080
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

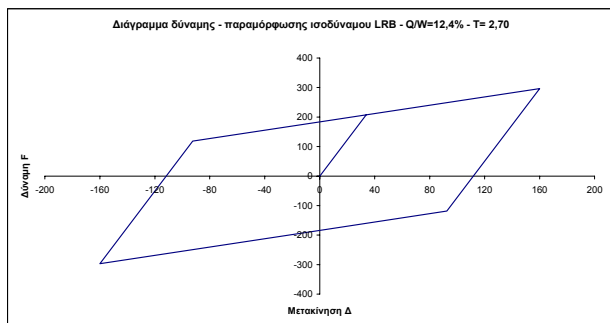
S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	24,83
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E ₀	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.99747
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-2.49783
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.56898
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.17928
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q ₀	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	183.727
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ε _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	160
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W ₁ =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 12,4\% - T = 2,70\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.801	ο.κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	171	ο.κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q ₀ / W, σε % - από 3% έως 10%)	12.4%	ο.κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	12.4%	ο.κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	ο.κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	17,442,265
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	45,857,836,470
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	18,837,646,002

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$K_{v,0}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εc σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	895.75	
$K_{v,\Delta}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εc σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	717.93	
ϵ_{sc}	διαμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.34	
ϵ_{sh}	διαμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.15	
ϵ_{sr}	διαμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
$f_{\epsilon,0}$	έλεγχος διαμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά. - θέση 0	0.34	Ο.Κ.
$f_{\epsilon,\Delta}$	έλεγχος διαμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.49	Ο.Κ.
P_v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	18,742	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
δεν απαιτείται έλεγχος			

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	6.144	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	0.708	
K _p /K _s	λόγος στιβαρότητων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	33.795	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	207.638	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	296.933	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	1.856	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	92.749	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	31.1%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ

$P_{crit,0}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	10,291	
$SF_{b,0}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	4.6	Ο.Κ.
$P_{crit,\Delta}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	9,214	
$SF_{b,\Delta}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1,5)	4.1	Ο.Κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	14.7	ο.κ.
	λυγισμός	4.6	ο.κ.
Design earthquake	συντελεστής ασφαλείας φορτίων από σεισμό σχεδιασμού		
	παραμόρφωση	10.2	ο.κ.
	λυγισμός	4.1	ο.κ.

spring effective stiffness	1856	E T A B S
initial spring stiffness	6,144	
yield force	207.64	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	717,927	

ISO 5 LRB 1022

ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ ΤΥΠΟΥ LRB ΜΕ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟ-ISO 5 LRB 1022

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΜΟΝΩΤΗΡΩΝ LRB ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ			
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΤΟΨΗΣ	d	καθαρή διάμετρος κυκλικής στρώσης ελαστικού (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	1022
	d _{in}	διάμετρος κάτωτης πυρήνα μολύβδου	171
	A	καθαρή επιφάνεια διατομής του εφεδράνου (χωρίς πλ. επικ. ελαστ.)	820,336
	A _e	επιφάνεια συγκαλλυμένου ελαστικού στις μεταλλικές πλάκες ενίσχυσης	797,370
	A _{ps}	επιφάνεια κάτοψης του πυρήνα μολύβδου	22,966
	A _{loaded}	φορτιζόμενη επιφάνεια της στρώσης του ελαστικού σε κάτοψη	797,370
	A _{res}	απομειωμένη καθαρή επιφάνεια του ελαστικού	632,304
	t _{ec}	πάχος πλευρικής επικάλυψης από ελαστικό (σταθερό)	20

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΜΗΣ	A _{free}	παράπλευρη, ελεύθερη φορτίσεως επιφάνεια	32,107
	n	αριθμός στρώσεων ελαστικού	155
	t	πάχος στρώσης του ελαστικού	10
	t _{sh}	πάχος εσωτερικών μεταλλικών πλακών ενίσχυσης (σταθερό)	2
	t _r	συνολικό πάχος των στρώσεων του ελαστικού	1550
	t _{pl}	πάχος μεταλλικών πλακών βάσεως (σταθερό)	40

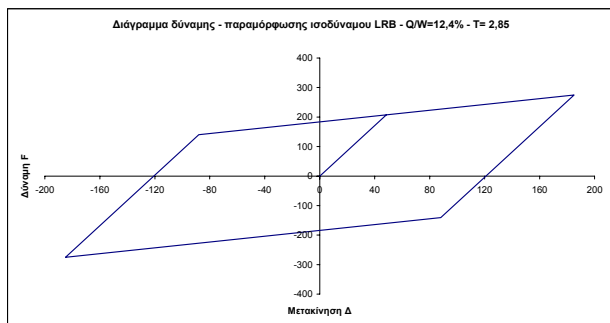
S	συντελεστής σχήματος των στρώσεων του ελαστικού	24,83
---	---	-------

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ	IRHD ±2	χαρακτηρισμός σκληρότητας	55
	E _d	μέτρο ελαστικότητας	0.00325
	G	μέτρο διάτμησης	0.00081
	K	μέτρο δόγκωσης	2.18
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (FEMA 356)	2.99747
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (FEMA 356)	-2.49783
	E*	μέτρο συμπίεσιότητας ασυμπίεστου υλικού (Gent & Lindley)	2.56898
	E _c	μέτρο συμπίεσιότητας του ελαστικού (Gent & Lindley)	1.17928
	σ _r	φαινomenικό όριο διαρροής του πυρήνα μολύβδου σε K _N /mm ² (σταθερό)	0.008
	Q _d	Χαρακτηριστική δύναμη (δύναμη κατά τη μηδενική μετατόπιση)	183.727
	k	διορθωτική σταθερά ελαστικού	0.64
	ϕ _u	ελάχιστη επιμήκυνση κατά τη θραύση του ελαστικού	500%

Δ	ορισμένη οριζόντια διατμητική μετακίνηση του εφεδράνου	185
---	--	-----

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

N	συνολικός αριθμός εφεδράνων	25
Σεισμική απόδοση		
W = DL + 0,3LL	σύνολο φόρτισης από συνδυασμένα λειτουργικά φορτία	37,110
W ₁ =max (DL + 0,3LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	1,485
Ικανότητα εφεδράνου		
max (1,2DL + LL)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από μόνιμα και κινητά φορτία	2,215
max (1,2DL + LL + EQ)	μέγιστη φόρτιση εφεδράνου από συνδ. λειτουργικά φορτία και σεισμό	2,260
min (0,8DL - EQ)	ελάχιστη φόρτιση εφεδράνου από τα μόνιμα φορτία πλην του σεισμού	0
θ	επιβαλλόμενη στροφή (rad)	0
Φορτίσεις ανέμου		
Άνεμος	συνολικό φορτία ανέμου (K _N)	600



$$Q / W = 12,4\% - T = 2,85\text{sec}$$

ΕΛΕΓΧΟΙ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ			
A _{res} /A	λόγος απομειωμένης επιφάνειας προς καθαρή επιφάνεια εφεδράνου	0.771	ο.κ.
confinement	έλεγχος εγκλεισμού πυρήνα μολύβδου (καλή ελαστοπλαστ. συμπερ.)	171	ο.κ.
lead size	έλεγχος μεγέθους πυρήνα μολύβδου (Q _d / W, σε % - από 3% έως 10%)	12.4%	ο.κ.
Q / W	λόγος συνολικής χαρακτηριστικής δύναμης προς το συνολικό βάρος	12.4%	ο.κ.
layer thickness	έλεγχος πάχους στρώσης ελαστικού	10	ο.κ.

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

K _b	στιβαρότητα σε καμπτική στροφή των άκρων του μονωτήρα	12,153,320
(EI) _{eff} [∞]	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού, για ασυμπ. υλικό (FEMA 356)	45,857,836,470
(EI) _{eff}	καμπτική στιβαρότητα της στρώσης ελαστικού (FEMA 356)	18,837,646,002

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΜΠΙΕΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$K_{v,0}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εc σύμφωνα με FEMA 356) - θέση 0	624.13	
$K_{v,\Delta}$	κατακόρυφη στιβαρότητα εφεδράνου (Εc σύμφωνα με FEMA 356) - θέση Δ	481.07	
ϵ_{sc}	διαμητική παραμ. λόγω συμπίεσης από max κατακόρυφο φορτίο - θέση 0	0.34	
ϵ_{sh}	διαμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλ. οριζόντιων μετακινήσ. (σεισμός)	0.12	
ϵ_{sr}	διαμητική παραμόρφωση λόγω επιβεβλημένης στροφής	0	
$f_{\epsilon,u}$	έλεγχος διαμητικής παραμόρφωσης για τα φορτία λειτουργικά. - θέση 0	0.34	Ο.Κ.
$f_{\epsilon,u}$	έλεγχος διαμητικής παραμόρφωσης για τα τελικά φορτία - θέση Δ	0.46	Ο.Κ.
P_v	μέγιστο επιτρεπτό κατακόρυφο φορτίο - θέση Δ	18,168	Ο.Κ.
cavitation	έλεγχος εφελκυστικών τάσεων για την αποφυγή cavitation	0.00000	
		δεν απαιτείται έλεγχος	

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

K _s	στιβαρότητα σε οριζόντια διάτμηση (HCG)	4.281	
K _p	στιβαρότητα μετά τη διαρροή του εφεδράνου (FEMA 356)	0.493	
K _p /K _s	λόγος στιβαροτήτων	11.5%	ο.κ.
D _y	μετακίνηση διαρροής του εφεδράνου (θα πρέπει Δ>D _y)	48.502	
F _y	δύναμη διαρροής του εφεδράνου	207.638	
F _m	αναπτυσσόμενη δύναμη στη μετατόπιση Δ	274.931	
K _{eff}	ενεργός στιβαρότητα εφεδράνου	1.486	
ED	καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης (επιφάνεια υστέρησης)	100,313	
β	ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης	31.4%	ο.κ.

ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΑΠΑΡΑΜΟΡΦΩΤΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΘΕΣΗ

$P_{crit,0}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην απαραμόρφωτη θέση 0	7,171	
$SF_{b,0}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε απαραμόρφωτη θέση 0 (>2,5)	3,2	ο.κ.
$P_{crit,\Delta}$	κρίσιμο φορτίο λυγισμού στην παραμορφωμένη θέση Δ	6,296	
$SF_{b,\Delta}$	συντελεστής ασφαλείας έναντι λυγισμού σε παραμορφωμένη θέση Δ (>1,5)	2,8	ο.κ.

ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Gravity	συντελεστής ασφαλείας λειτουργικών φορτίων		
	παραμόρφωση	14.7	ο.κ.
	λυγισμός	3.2	ο.κ.
Design earthquake	συντελεστής ασφαλείας φορτίων από σεισμό σχεδιασμού		
	παραμόρφωση	10.9	ο.κ.
	λυγισμός	2.8	ο.κ.

spring effective stiffness	1486	E T A B S
initial spring stiffness	4,281	
yield force	207.64	
post yield stiffness ratio	0.115	
spring vertical effective stiffness	481,073	