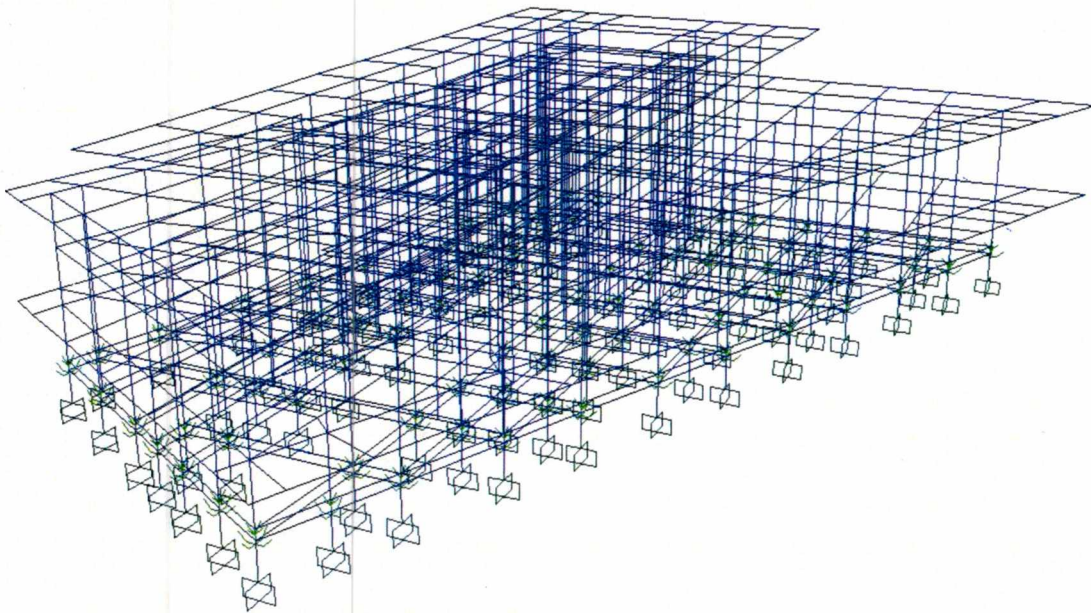


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Σεισμικά Μονωμένες Κατασκευές Εδραζόμενες σε Ασύζευκτα ή Συζευγμένα Υποστυλώματα;



Διπλωματική Εργασία

Σουσαμλή Μαριάνθη

Επιβλέπων καθηγητής: Τσόπελας Παναγιώτης

Βόλος 2014



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 12838/1
Ημερ. Εισ.: 08-09-2014
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2014
ΣΟΥ

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1	1
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 Αντικείμενο	1
1.2 Διάρθρωση της διπλωματικής.....	2
Κεφάλαιο 2	5
2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ.....	5
2.1 Φαινόμενο του σεισμού	5
2.2 Ελαστοπλαστικός μηχανισμός κατασκευών.....	5
2.3 Σεισμική μόνωση κατασκευών	6
2.4 Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης (FPS).....	10
Κεφάλαιο 3	15
3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ	15
3.1 Περιγραφή και μοντελοποίηση κτιρίου.....	15
3.1.a Διώροφο κανονικό κτίριο	15
3.1.b Μουσείο της Ακρόπολης.....	22
Κεφάλαιο 4	27
4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	27
4.1 Παραμετρικές Αναλύσεις.....	27
4.2 Αποτελέσματα ανάλυσης κτιρίου.....	28
4.3 Διώροφο κτίριο	29
4.4 Μουσείο της Ακρόπολης.....	50
Κεφάλαιο 5	81
5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	81
Βιβλιογραφία	Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.

Κεφάλαιο 1

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο

Οι Σύγχρονοι σεισμικοί κώδικες απαιτούν για τη σχεδίαση σεισμικά μονωμένων συστημάτων την τοποθέτηση δομικών μελών πάνω και κάτω από την διεπιφάνεια της σεισμικής μόνωσης, επαρκώς δύσκαμπτων τόσο στην οριζόντια όσο και στην κατακόρυφη διεύθυνση. Πιο συγκεκριμένα, ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει «Πρέπει να εξασφαλίζεται ένα άκαμπτο διάφραγμα πάνω και κάτω από το σύστημα σεισμικής μόνωσης, που να αποτελείται από μια πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος ή από ένα πλέγμα συνδετήριων δοκών, σχεδιασμένο έτσι ώστε να λαμβάνει υπόψη όλες τις σχετικές τοπικές και καθολικές μορφές λυγισμού. Αυτό το άκαμπτο διάφραγμα δεν είναι απαραίτητο εάν οι κατασκευές αποτελούνται από **rigid-boxed-structures**.» Οι λόγοι για την συγκεκριμένη απαίτηση δεν διευκρινίζονται, ούτε εξηγούνται στα σχόλια του κώδικα. Οι διατάξεις αυτές, όπως εκείνη στον Ευρωκώδικα 8, ειδικά όταν δεν είναι επαρκώς αιτιολογημένες, μπορεί να επηρεάσουν αρνητικά τη διάδοση και τη χρήση των μεθόδων σεισμικής μόνωσης. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι έτσι προτιμούνται οι συμβατικές μέθοδοι σχεδιασμού κατασκευών έναντι των σεισμικά μονωμένων, λόγω του επιπρόσθετου κόστους του απαιτούμενου διαφράγματος των δεύτερων. (Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings., 1998)

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι να αξιολογήσει τον ρόλο του διαφράγματος ή του πλέγματος των συνδετήριων δοκών κάτω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης. Πιο συγκεκριμένα, προσομοιώθηκαν και μελετήθηκε η συμπεριφορά δύο σεισμικά μονωμένων κτηρίων α) ενός διώροφου κτηρίου και β) του μουσείου της Ακρόπολης. Κάθε κτήριο προσομοιώθηκε με 4 διαφορετικούς τρόπους, i) Case A: το πλέγμα των συνδετήριων δοκών

που ενώνει τα υποστυλώματα πάνω στα οποία τοποθετούνται τα εφέδρανα ολίσθησης έχει την ίδια δυσκαμψία με το διάφραγμα που βρίσκεται πάνω από τα εφέδρανα. ii) Case B: οι κορυφές των υποστυλωμάτων είναι ελεύθερες, δεν σχηματίζεται δηλαδή διάφραγμα κάτω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης. iii) Case C: το διάφραγμα που βρίσκεται κάτω από το σύστημα σεισμικής μόνωσης έχει 16 φορές μεγαλύτερη δυσκαμψία από το διάφραγμα που βρίσκεται πάνω από τα εφέδρανα ολίσθησης. iv) Case D: το διάφραγμα που βρίσκεται κάτω από τα εφέδρανα ολίσθησης έχει 16 φορές μικρότερη δυσκαμψία από εκείνο που βρίσκεται πάνω από τα εφέδρανα. Τα μοντέλα προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα SAP2000.

1.2 Διάρθρωση της διπλωματικής

Η εργασία αποτελείται από 5 κεφάλαια, με το παρόν κεφάλαιο να είναι εισαγωγικό και να παρουσιάζει το αντικείμενο και τη διάρθρωση της. Στο δεύτερο κεφάλαιο παρατίθεται η σχετική με την εργασία βιβλιογραφική έρευνα. Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζεται η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης κατασκευών και τα πλεονεκτήματα της έναντι των συμβατικών αντισεισμικών κατασκευών. Επιπλέον, αναλύονται τα χαρακτηριστικά και ο τρόπος λειτουργίας του εφέδρανου ολίσθησης σφαιρικής επιφάνειας, το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην προσομοίωση των μοντέλων μας.

Στο τρίτο κεφάλαιο, γίνεται η παρουσίαση των δύο μοντέλων που προσομοιώθηκαν και οι θεωρήσεις που έγιναν. Επιπλέον παρουσιάζεται η μεθοδολογία επίλυσης κι ανάλυσης των μοντέλων που επιλέχθηκε, δηλαδή ο τρόπος άσκησης τόσο των στατικών όσο και των σεισμικών φορτίων.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση των δύο μοντέλων. Πιο συγκεκριμένα, παρουσιάζονται με τη μορφή τόσο πινάκων όσο και διαγραμμάτων χαρακτηριστικά μεγέθη όπως οι επιταχύνσεις, οι μετατοπίσεις, οι τέμνουσες και οι ροπές των δομικών μελών και των εφεδράνων ολίσθησης για τις τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις που μελετήθηκαν και γίνεται η σύγκριση τους. Επιπλέον, παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και μετατοπίσεων των κόμβων

των υποστυλωμάτων και των εφεδράνων, καθώς και διαγράμματα που δείχνουν τη σχέση τεμνουσών-μετατοπίσεων για τα υποστυλώματα και τα εφέδρανα.

Τέλος, στο κεφάλαιο 5 συνοψίζονται τα τελικά συμπεράσματα της παρούσας εργασίας και με ποιο τρόπο μπορούν αυτά να βοηθήσουν στην περαιτέρω διερεύνηση του συγκεκριμένου προβλήματος.

Κεφάλαιο 2

2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

2.1 Φαινόμενο του σεισμού

Ο σεισμός είναι μια ακολουθία εδαφικών μετακινήσεων («σεισμικών διεγέρσεων»), οι οποίες προέρχονται από ένα σημείο του στερεού φλοιού της γης. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού οι κατασκευές υποβάλλονται σε ταλαντώσεις («ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις») οφειλόμενες στη μετακίνηση του εδάφους.

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με παράμετρο την επιτάχυνση σχεδιασμού a , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η ένταση αυτή τροποποιείται ανάλογα με το έδαφος στο οποίο θεμελιώνεται το κτίριο.

Οι κατασκευές αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις που οφείλονται στην ταλάντωση του εδάφους επιστρατεύοντας α) τη δυσκαμψία τους και β) την αντοχή τους σε κάμψη, διάτμηση κτλ.

2.2 Ελαστοπλαστικός μηχανισμός κατασκευών

Κατά βάση οι σύγχρονοι κανονισμοί κατευθύνονται κυρίως στο σχεδιασμό των κατασκευών βάσει της ελαστοπλαστικής θεωρίας. Δηλαδή ο φορέας κατασκευάζεται έτσι ώστε σε περίπτωση σεισμού να μπορεί να συμπεριφερθεί ελαστοπλαστικά με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά. Με λίγα λόγια αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή και τα επιμέρους τμήματα της μπορούν να υποβληθούν σε πλαστικές παραμορφώσεις.

Βάσει του ελαστοπλαστικού σχεδιασμού, αναμένονται κάποιες περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα επί μέρους φέροντα στοιχεία υπό το σεισμό σχεδιασμού, ενώ για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης οι βλάβες θα είναι ελάχιστες. Βασική προϋπόθεση είναι η αποφυγή κατάρρευσης του συνόλου ή τμήματος του δομήματος.

Για να εξασφαλιστεί η ελαστοπλαστική συμπεριφορά, ο φορέας πρέπει να σχεδιαστεί έτσι ώστε:

A) Να απορροφάει και να διαχέει ασφαλώς την εισαγόμενη από τον σεισμό ενέργεια, με ιεράρχηση ελεγχόμενων βλαβών

B) Οι παραμορφώσεις του φορέα λόγω σεισμικών δράσεων να είναι αποδεκτές και μικρότερες από την μέγιστη (ultimate) ικανότητα παραμόρφωσης των κρίσιμων διατομών του. (Μωρέττη, 2012)

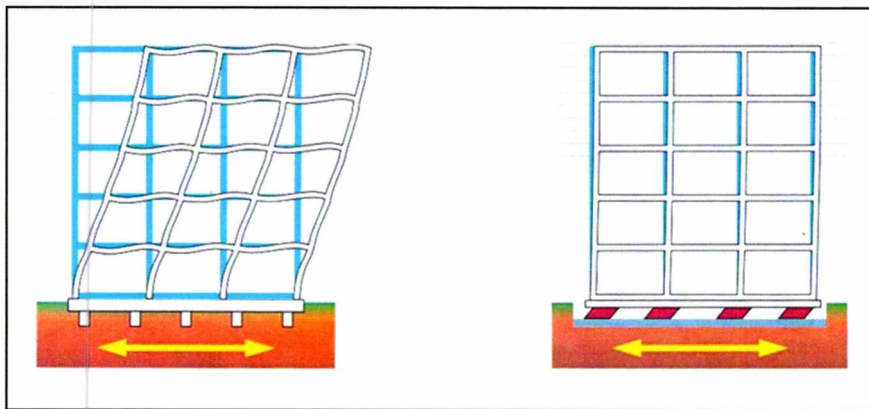
2.3 Σεισμική μόνωση κατασκευών

Η ιδέα της προστασίας ενός κτιρίου από τα καταστροφικά αποτελέσματα ενός σεισμού μέσω της εισαγωγής κάποιου είδους στήριξης που το απομονώνει από το κινούμενο έδαφος είναι ιδιαίτερα ελκυστική, και έχουν προταθεί πολλοί μηχανισμοί για την επίτευξη της. Παρότι οι πρώτες προτάσεις έγιναν πριν από 100 χρόνια, μόνο τα τελευταία χρόνια η σεισμική μόνωση βάσης έχει γίνει μία πρακτική στρατηγική για αντισεισμικό σχεδιασμό. Η βασική ιδέα της σεισμικής μόνωσης είναι η ενσωμάτωση στην κατασκευή ειδικών διατάξεων που προσδίδουν ευκαμψία και απορρόφηση ενέργειας, με τελικό στόχο την απομόνωση (μερική) της κατασκευής από τις εδαφικές κινήσεις κατά τη διάρκεια των σεισμικών φαινομένων. Έτσι, προσδίδεται αυξημένη προστασία από σεισμική καταπόνηση στην ανωδομή της κατασκευής. Οι συσκευές αυτές, τα εφέδρανα ή οι σεισμικοί μονωτήρες, που χρησιμοποιούνται, χωρίζονται σε δυο βασικές κατηγορίες, τα εφέδρανα με βάση τα ελαστομερή και τα εφέδρανα ολίσθησης. Τα εφέδρανα τοποθετούνται ανάμεσα στην ανωδομή και τα θεμέλια του κτιρίου. Η μέθοδος αυτή δημιουργεί ισχυρή μεταβολή του στατικού συστήματος μιας κατασκευής. Μεταβάλλοντας το στατικό σύστημα μιας κατασκευής, μειώνονται οι απαιτήσεις για ενίσχυση των υπαρχόντων στοιχείων, και προστατεύεται με αυτόν τον τρόπο η ακεραιότητα του συνόλου της κατασκευής. (Chopra, 2007)

Μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή πλεονεκτεί έναντι μιας συμβατικής επειδή παρουσιάζει:

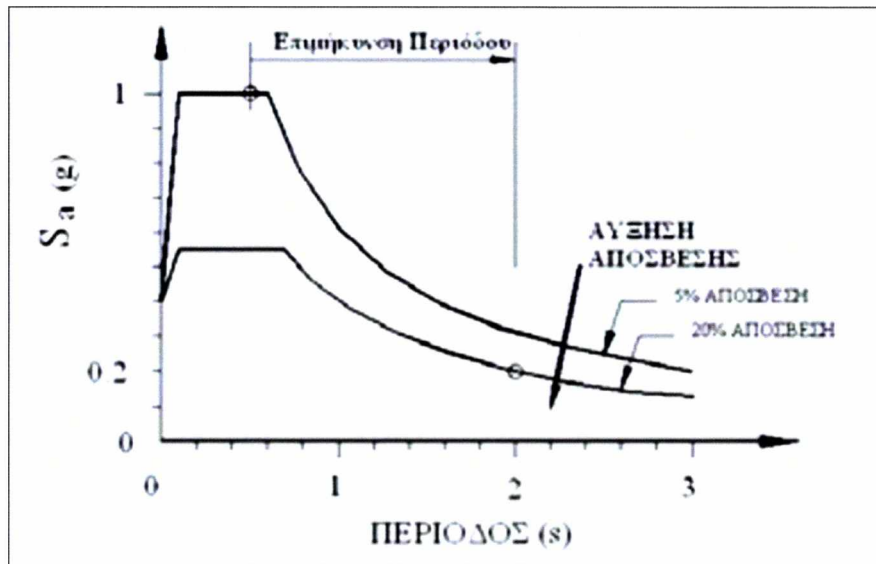
- Αυξημένη ασφάλεια σε κατάρρευση.

- Εξασφάλιση ελαστικής συμπεριφοράς της ανωδομής ακόμα και σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμών.
- Περιορισμό των ζημιών στα μη-φέροντα δομικά στοιχεία.
- Περιορισμό των ζημιών στα περιεχόμενα του κτιρίου (π.χ. οικοσκευές).
- Δραστική μείωση της διέγερσης της ανωδομής.
- Αποτροπή δημιουργίας βλαβών στον φέροντα οργανισμό του έργου (Seismic Retrofit of Municipal Services Building, 2005)



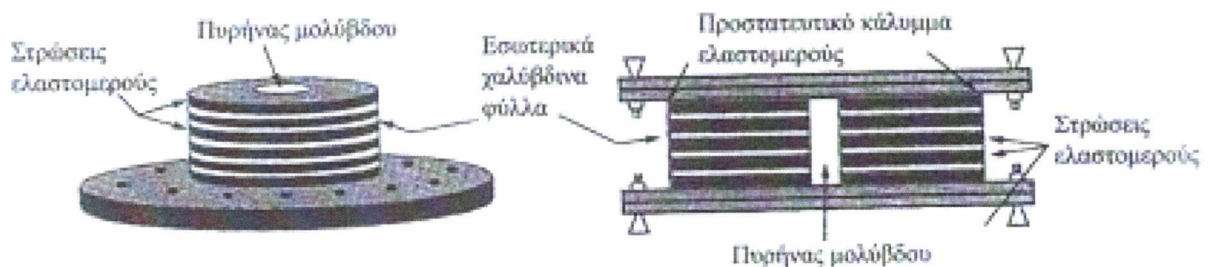
Σχήμα 2. 1: Παραμόρφωση συμβατικής κατασκευής και σεισμικά μονωμένης κατασκευής

Παρά την ευρεία ποικιλία στις λεπτομέρειες, οι τεχνικές μόνωσης βάσης ακολουθούν δύο βασικές προσεγγίσεις με κάποια κοινά χαρακτηριστικά. Στην πρώτη προσέγγιση, το σύστημα μόνωσης εισάγει μια στρώση χαμηλής πλευρικής δυσκαμψίας ανάμεσα στην κατασκευή και τη θεμελίωση. Με αυτή τη στρώση μόνωσης η κατασκευή αποκτά μια ιδιοπερίοδο πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με την ιδιοπερίοδο που έχει με πακτωμένη βάση. Όπως φαίνεται από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του Σχήματος 2.1, η επιμήκυνση αυτής της περιόδου μπορεί να μειώσει την επιτάχυνση και κατά συνέπεια τις σεισμικά προκαλούμενες δυνάμεις στην κατασκευή, αλλά με αύξηση της μετατόπισης. Η μετατόπιση αυτή συγκεντρώνεται, ωστόσο, στο σύστημα μόνωσης, συνοδευόμενη από μικρές μόνο παραμορφώσεις της κατασκευής. Αυτός ο τύπος μόνωσης είναι αποτελεσματικός ακόμα και εάν το σύστημα είναι γραμμικό και χωρίς απόσβεση. Η απόσβεση είναι ωστόσο ευεργετική μειώνοντας περαιτέρω τις δυνάμεις στην κατασκευή και τις παραμορφώσεις του συστήματος μόνωσης.



Σχήμα 2. 2: Σχέση ιδιοπεριόδου-τέμνουσας βάσης

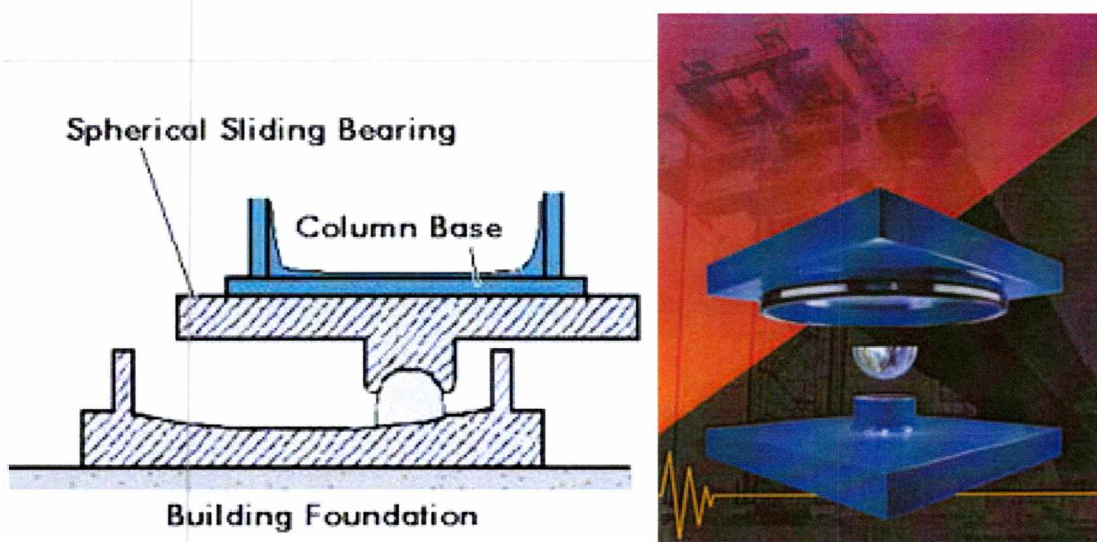
Το πιο συνηθισμένο σύστημα αυτό του τύπου χρησιμοποιεί εφέδρανα με εναλλασσόμενες στρώσεις μεταλλικών πλακών και σκληρού ελαστικού.. Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν και τα ελαστομερη εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Σχήμα 2.3), τα οποία έχουν μία ή περισσότερες σπές με μολυβδο.



Σχήμα 2. 3: Ελαστομερή εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου

Παρεμβαλλόμενα ανάμεσα στη βάση της κατασκευής και στη θεμελίωση, αυτά τα πολυστρωματικά εφέδρανα έχουν μεγάλη δυστένια υπό κατακόρυφα φορτία, αλλά παραμορφώνονται εύκολα από πλευρικές δυνάμεις. Επειδή η φυσική απόσβεση του ελαστικού είναι μικρή, συνήθως παρέχεται πρόσθετη απόσβεση με κάποια μορφή μηχανισμού αποσβεστήρα. Σε αυτούς περιλαμβάνονται υλικό μολύβδου που εισάγεται στις σπές, ή χρησιμοποιούνται μαζί με άλλες διατάξεις/συστήματα, όπως υδραυλικοί αποσβεστήρες ή μεταλλικές ράβδους. Οι μεταλλικοί αποσβεστήρες αναλώνουν ενέργεια μέσω της διαρροής του υλικού.

Ο δεύτερος συνηθέστερος τύπος συστήματος μόνωσης χρησιμοποιεί ολισθαίνοντα στοιχεία ανάμεσα στη θεμελίωση και τη βάση της κατασκευής. Η τέμνουσα δύναμη που μεταβιβάζεται στην κατασκευή από την επιφάνεια της μόνωσης περιορίζεται κρατώντας τον συντελεστή τριβής όσο γίνεται πρακτικά χαμηλότερα. Ωστόσο, η τριβή πρέπει να είναι επαρκώς υψηλή ώστε να παραλαμβάνει ισχυρούς ανέμους και μικρούς σεισμούς χωρίς ολίσθηση, μία απαίτηση που μειώνει την αποτελεσματικότητα της μόνωσης. Σε αυτόν τον τύπο συστήματος μόνωσης, οι μετατοπίσεις ολίσθησης ελέγχονται από ελατήρια υψηλής δυστένειας ή από πολυστρωματικά εφέδρανα ή μορφώνοντας την επιφάνεια ολίσθησης σε καμπύλη. Οι μηχανισμοί αυτοί παρέχουν μία δύναμη επαναφοράς, που διαφορετικά δεν υφίσταται σε αυτόν τον τύπο συστήματος, για να επανέλθει η κατασκευή στη θέση ισορροπίας της. Το σφαιρικό σύστημα τριβής εκκρεμούς (FPS) είναι ένα ολισθαίνον σύστημα μόνωσης στο οποίο το βάρος της κατασκευής στηρίζεται σε σφαιρικές ολισθαίνουσες επιφάνειες που ολισθαίνουν σχετικά μεταξύ τους όταν η εδαφική κίνηση υπερβεί ένα κατώτατο όριο κατωφλίου. (Σχήμα 2.3) Η δύναμη επαναφοράς προκαλείται με ελαφριά ανύψωση του κτιρίου όταν συμβεί ολίσθηση στις σφαιρικές επιφάνειες. Η δυναμική των κατασκευών επί ολισθαίνοντων τύπων συστημάτων μόνωσης είναι πολύπλοκη επειδή η ολίσθηση είναι από τη φύση της μη γραμμική. (Chopra, 2007)



Σχήμα 2. 4 Εφέδρανο ολίσθησης σφαιρικής επιφάνειας

Τα βασικότερα χαρακτηριστικά των σεισμικών μονοτήρων παρουσιάζονται παρακάτω:

- Μικρή συχνότητα και μεγάλη απόσβεση.
- Μηχανισμό που μειώνει την ενέργεια που μεταφέρεται από το έδαφος στην κατασκευή και επαναφέρει τους μονωτήρες στην αρχική τους θέση μετά το σεισμό.
- Μεγάλη ευκαμψία για πλευρική κίνηση και μεγάλη ακαμψία για να αντέξουν τα φορτία βαρύτητας.
- Στερεοί σύνδεσμοι ανάμεσα στη κατασκευή και την θεμελίωση (Βλαχοστάθη)

Το σύστημα μόνωσης μειώνει την τέμνουσα βάσης κυρίως επειδή η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής μόνωσης, η οποία παρέχει το μεγαλύτερο μέρος της απόκρισης, είναι πολύ μεγαλύτερη από τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής με πακτωμένη βάση, οδηγώντας σε μία πολύ μικρότερη φασματική τεταγμένη. Κάτι τέτοιο είναι τυπικό για φάσματα σχεδιασμού σε σταθερά εδάφη και για κατασκευές με σταθερή βάση με ιδιοπερίοδο στο οριζόντιο τμήμα της ευαίσθητης στην επιτάχυνση περιοχής του φάσματος. Οι ανώτερες ιδιομορφές στην ουσία δεν διεγείρονται από την εδαφική κίνηση-παρόλο που οι ψευδοεπιταχύνσεις τους είναι μεγάλες- επειδή οι ιδιομορφικές στατικές τους αποκρίσεις είναι πολύ μικρές. Ο πρωταρχικός λόγος για την αποτελεσματικότητα της μόνωσης βάσης στη μείωση των σεισμικών δυνάμεων σε ένα κτίριο είναι η προαναφερθείσα επιμήκυνση της ιδιοπεριόδου της πρώτης ιδιομορφής. Η απόσβεση στο σύστημα μόνωσης και η σχετική με αυτή ανάλωση ενέργειας αποτελούν δευτερεύοντα παράγοντα στη μείωση της απόκρισης της κατασκευής.

2.4 Σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης (FPS)

Παρακάτω αναλύονται τα σφαιρικά εφέδρανα ολίσθησης (FPS) που χρησιμοποιήθηκαν στην προσομοίωση των μοντέλων μας

Η λειτουργία τους βασίζεται στην αρχή του εκκρεμούς. Αποτελούνται από έναν αρθρωτό ολισθήρα ο οποίος ολισθαίνει πάνω σε σφαιρική επιφάνεια τριβής από ανοξείδωτο χάλυβα ακτίνας καμπυλότητας R . Η επιφάνεια του ολισθήρα η οποία έρχεται σε επαφή με τη

σφαιρική επιφάνεια είναι επικαλυμμένη με συνθετικό υλικό (PTFE). Κατά την σεισμική διέγερση, το αρθρωτό στοιχείο ολισθαίνει στην σφαιρική επιφάνεια αποσβένοντας την ενέργεια μέσω της τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ της επιφάνειας και του ολισθήρα. Λόγω της καμπυλότητας η μάζα της ανωδομής ανυψώνεται και έτσι εμφανίζεται μία δύναμη επαναφοράς. Ως αποτέλεσμα η κατασκευή έχει την δυνατότητα να αυτοεπαναφέρεται στην αρχική της θέση μετά το πέρας του σεισμού. Αυτή η δύναμη επαναφοράς είναι αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας και ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα. Η περίοδος ταλάντωσης της ανωδομής είναι ανεξάρτητη από τη μάζα αυτής και εξαρτάται μόνο από την ακτίνα καμπυλότητας της κοίλης επιφάνειας του μονωτήρα και δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (1)$$

Θεωρώντας ένα σύστημα με μάζα M και δυσκαμψία K καταλήγουμε εύκολα στην εξίσωση

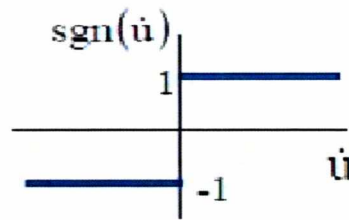
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

$$\frac{W}{gK} = \frac{R}{g} \rightarrow K = \frac{W}{R} \quad (2)$$

Το εφέδρανο μπορεί να τοποθετηθεί με την καμπύλη επιφάνεια είτε προς τα πάνω είτε προς τα κάτω. Όποια και να είναι η θέση του συστήματος το αποτέλεσμα της σεισμικής μόνωσης είναι το ίδιο. Η θέση επηρεάζει μονό την διαστασιολόγηση των στοιχείων υπέρ και υπό του συστήματος μόνωσης δηλαδή της ανωδομής και της θεμελίωσης. Στην μια περίπτωση τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (P-Δ effect) μεταφέρονται στα στοιχεία της ανωδομής και στην άλλη περίπτωση στα στοιχεία της θεμελίωσης.

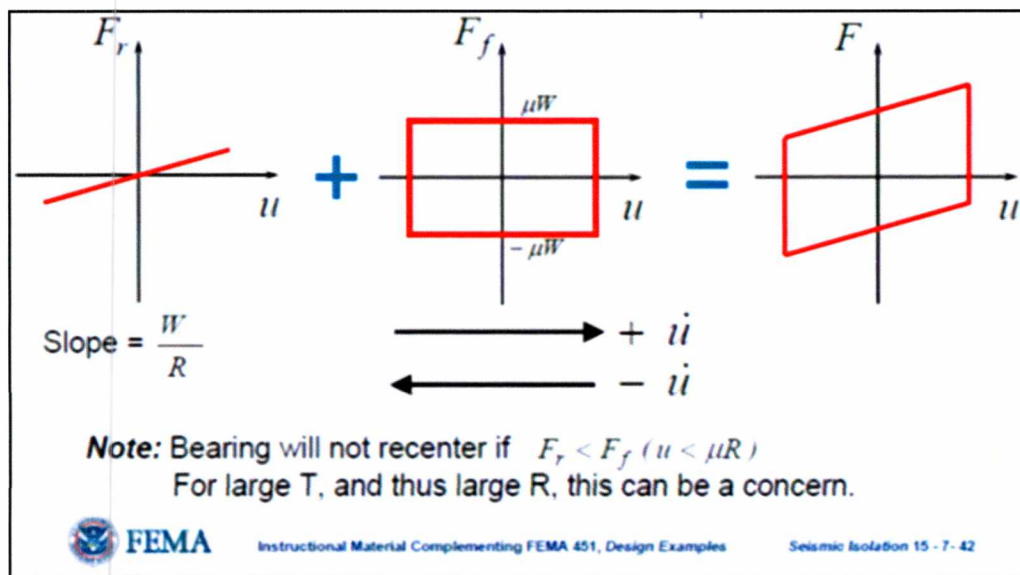
Η αντίσταση του συστήματος μόνωσης FPS στις οριζόντιες δυνάμεις (πχ σεισμός) και κατ'επέκταση στην οριζόντια μετακίνηση παρέχεται από δυο διαφορετικούς μηχανισμούς όπως παρατηρείται και στην εξίσωση **(3)**. Ο πρώτος μηχανισμός αντίστασης είναι η συμπεριφορά της τριβής, F_f , που αναπτύσσεται ανάμεσα στην επιφάνεια ολίσθησης και τον αρθρωτό ολισθήρα και ο δεύτερος η δυσκαμψία του συστήματος που προέρχεται από το βάρος που δρα στην επιφάνεια του εφεδρανου ($K=W/R$). Τα στοιχεία αυτά όμως μεταβάλλονται και έχουν μη γραμμική συμπεριφορά.

$$F = \frac{W}{R}u + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{u}) = F_r + F_f \quad (3)$$



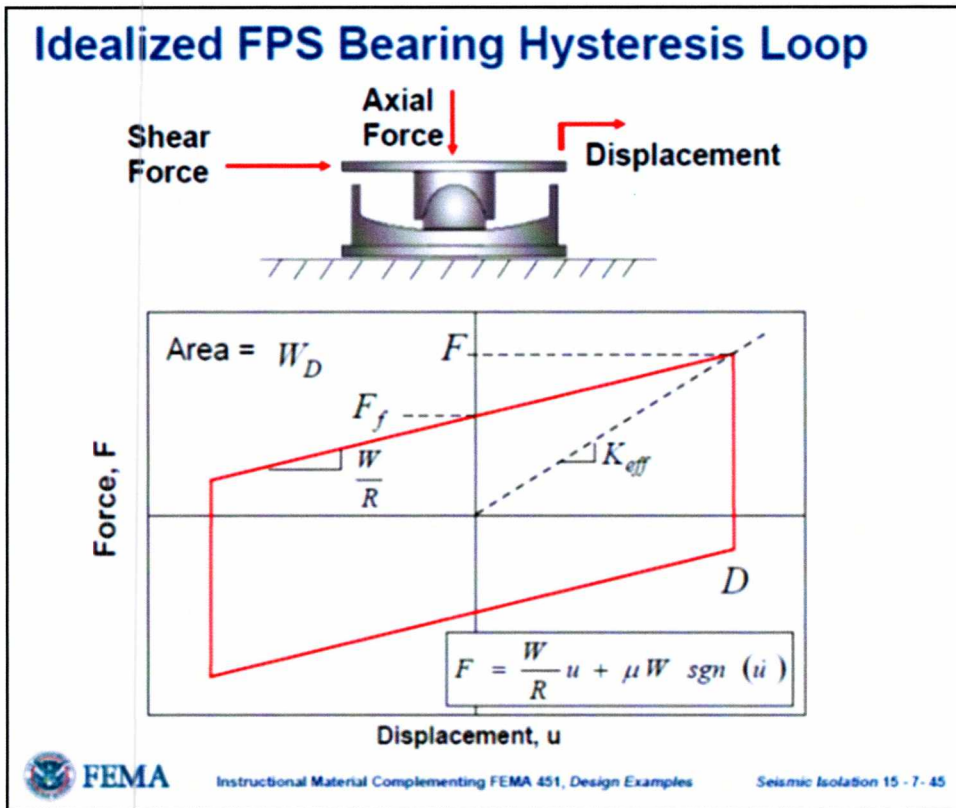
Σχήμα 2. 5: Συνάρτηση $\operatorname{sgn}(\dot{u})$

Το μηχανικό προσομοίωμα του σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης με διγραμμική υστερική συμπεριφορά απεικονίζεται στο Σχήμα 2.6



Σχήμα 2. 6: Μηχανικό προσομοίωμα σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης

Ο ιδεατός βρόγχος υστέρησης δύναμης-μετακίνησης ενός εφεδρανου FPS φαίνεται στο Σχήμα 2.7.



Σχήμα 2. 7: Ιδεατός βρόγχος υστέρησης δύναμης-μετακίνησης σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης

Κεφάλαιο 3

3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ

3.1 Περιγραφή και μοντελοποίηση κτιρίου

3.1.a Διώροφο κανονικό κτίριο

Το κτίριο αποτελείται από δύο ορόφους ύψους 3.70 m και διαστάσεων 23.80m x 22.40m, στους οποίους στεγάζονται γραφειακοί χώροι . Οι όροφοι αυτοί εδράζονται σε δέκα κολώνες ύψους 5.35m, πακτωμένες στο έδαφος. Στο πάνω μέρος των κολώνων (ενδιάμεσα κολώνας-πατώματος ισογείου) είναι τοποθετημένα εφέδρανα ολίσθησης. Τα δομικά στοιχεία του κτιρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα με ίδιο βάρος 25 kN/m^3 , χαρακτηριστική αντοχή 30MPa, μέτρο ελαστικότητας 25.70 GPa και λόγο Poisson 0.2.

i. Δομικά στοιχεία

Η μοντελοποίηση του κτιρίου έγινε στο λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 και εισάχθηκαν τα χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων, υποστυλωμάτων και δοκών, ως εξής:

- Υποστυλώματα 70cm X 70cm (χρώματος πορτοκαλί), 30cm X 30cm (χρώματος μωβ)
- Κύριοι δοκοί 70cm X 60cm (χρώματος πράσινο)
- Συνδετήριες δοκοί κολώνων 70cm X 50cm (χρώματος ροζ)
- Διαγώνιοι δοκοί 40cm X 40cm (χρώματος γαλάζιο), 35cm X 35cm (χρώματος κίτρινο)

Οι πλάκες δεν μοντελοποιήθηκαν στο λογισμικό αλλά λήφθηκαν υπόψη τα φορτία λειτουργικότητάς τους, ως συγκεντρωμένα στους κόμβους του κάθε ορόφου με το συνδυασμό $G+0.3Q$

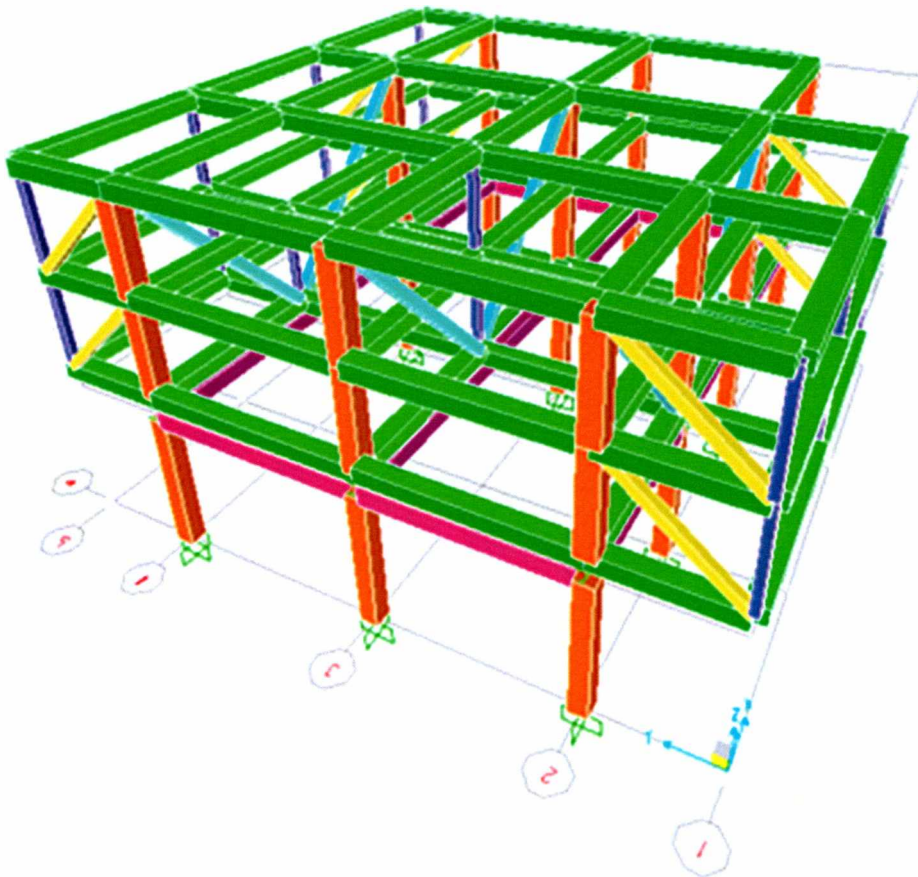
Όπου:

G: Ίδιο βάρος πλακών $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Q: Κινητά φορτία πλακών 3 kN/m^2 (γραφειακοί χώροι)

Στην μετέπειτα ανάλυση του κτιρίου, οι μάζες του κτιρίου προκύπτουν από το ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων και των επιπρόσθετων φορτίων.

Η διαφραγματική λειτουργία κάθε ορόφου λήφθηκε υπόψη δεσμεύοντας τους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων στην Χ και Υ διεύθυνση. (Inc., Computers and Structures, 2007)



Σχήμα 3. 1: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου (με συνδετήριες δοκούς στις κολώνες)

ii. Εφέδρανα Ολίσθησης (FPS)

Τα εφέδρανα ολίσθησης τύπου Friction Pendulum System (FPS) μοντελοποιήθηκαν με τις εξής παραμέτρους:

- Κατά τη διεύθυνση z (U1) το εφέδρανο έχει πολύ μεγάλη δυσκαμψία (άκαμπτο)
- Κατά τις διευθύνσεις x (U2) και y (U3) η δυσκαμψία της συνολικής κατασκευής δίνεται από την εξίσωση 1, ενώ η δυσκαμψία του κάθε εφεδράνου ολίσθησης σφαιρικής επιφάνειας δίνεται από την εξίσωση 2:

$$k_{linear_ef} = \frac{W_{tot}}{R} = 10576.9 \text{ kN/m} \dots\dots\dots(1)$$

$$k_{nonlinear} = \frac{f_{max} \cdot W_{tot} / N}{Y} = 93446.94 \text{ kN/m} \dots\dots\dots(2)$$

Όπου,

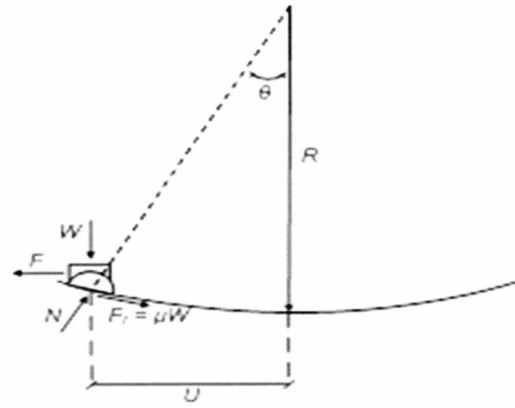
$W_{tot} = 16394.2 \text{ kN}$: συνολικό βάρος της κατασκευής. Υπολογίστηκε βάση των αξονικών δυνάμεων που αναπτύχθηκαν στους κόμβους λόγω του ίδιου βάρους και του κινητού φορτίου κατασκευής.

$R = 1.55 \text{ m}$: Ακτίνα καμπυλότητας (Σχήμα 2.2)

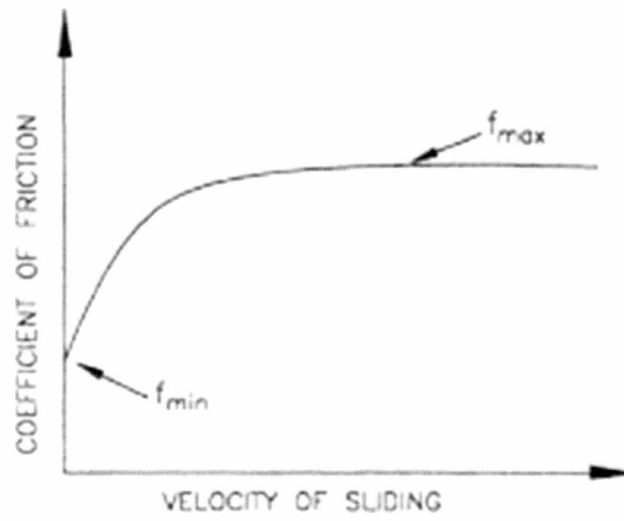
$f_{max} = 0.057$: Μέγιστος συντελεστής τριβής (Σχήμα 2.3)

$N = 10$: Αριθμός εφεδράνων (Σχήμα 2.4)

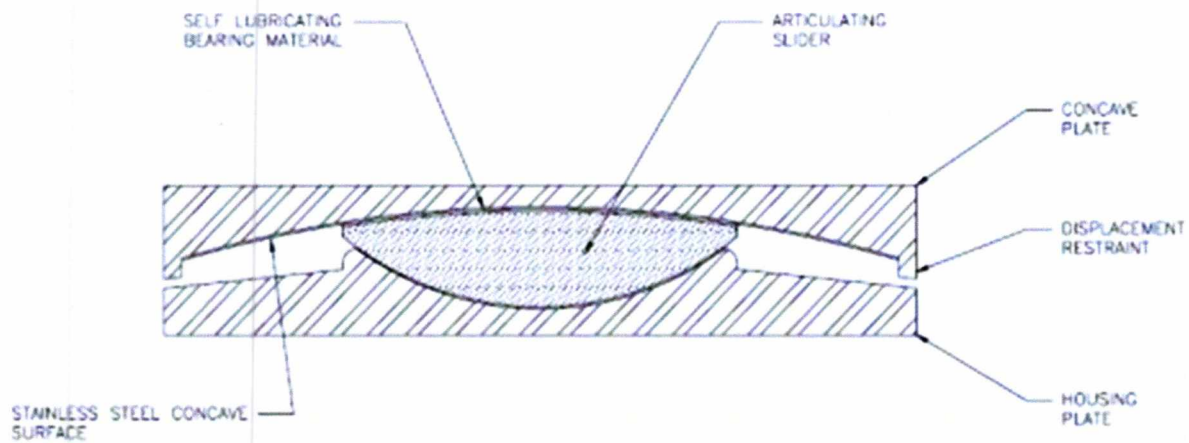
$Y = 1 \text{ mm}$: «Μετατόπιση διαρροής» της τριβής του εφεδράνου



Σχήμα 3. 2: Παράμετροι που επηρεάζουν το εφέδρανο ολίσθησης σφαιρικής επιφάνειας (FPS)



Σχήμα 3. 3: Συντελεστής τριβής συναρτήσει της ταχύτητας ολίσθησης



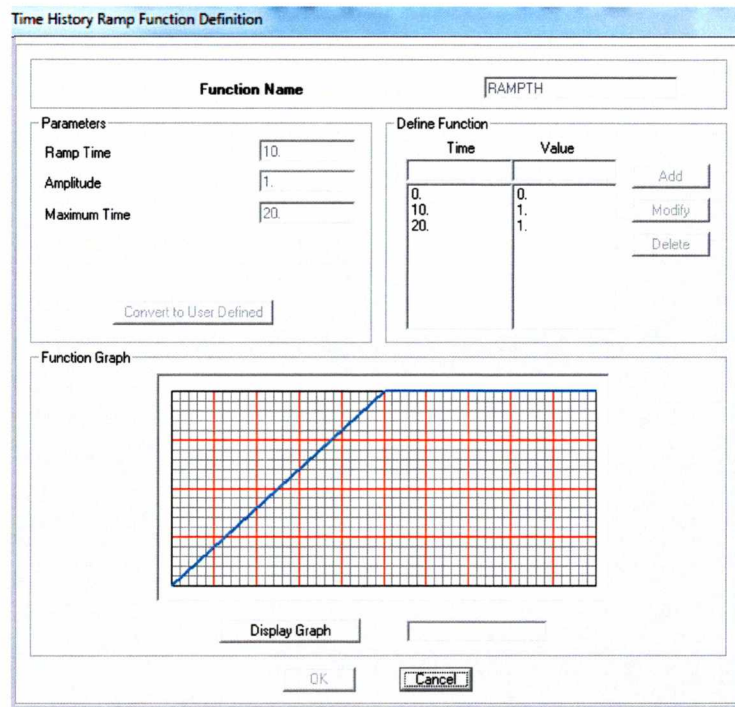
Σχήμα 3. 4: Εφέδρανο ολίσθησης σε σφαιρική επιφάνεια

Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων είναι η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (Nonlinear Time History Analysis). Ο τύπος ανάλυσης χρονοϊστορίας που επιλέγηκε είναι η απευθείας ολοκλήρωση (direct integration) με την μέθοδο Newmark, με ακρίβεια σύγκλισης $1E-04$. Η απόσβεση του κτιρίου υπολογίστηκε με την σχέση Rayleigh.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

Οι συντελεστές α και β υπολογίστηκαν βάση της περιόδου θεωρώντας περίοδο 4 sec και 0.1 sec κι ότι αντιστοιχεί απόσβεση 6%. Επομένως οι τιμές α και β είναι ίσες με 0.1839 και $1.863E-03$ αντίστοιχα.

Η ανάλυση ξεκινά με την συνάρτηση Ramp για επιβολή των φορτίων στατικά (Σχήμα 3.5), και έπειτα συνεχίζει το δυναμικό μέρος της ανάλυσης με την απευθείας ολοκλήρωση.



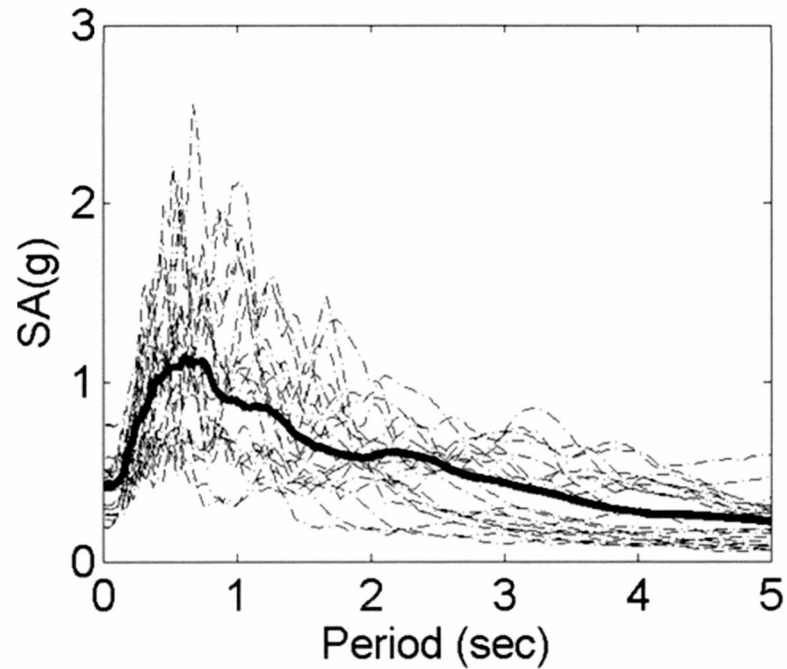
Σχήμα 3. 5: Συνάρτηση Ramp

Για την ανάλυση του κτιρίου εφαρμόστηκαν σε αυτό σεισμικές διεγέρσεις κατά τη διεύθυνση x και κατά τη διεύθυνση y αντίστοιχα. Οι διεγέρσεις αυτές αποτελούνται από 10 ζευγάρια (συνολικά 20) ειδικά μορφοποιημένων (scaled) επιταχυνσιογραφημάτων, τα οποία έχουν προκύψει από 6 πραγματικούς σεισμούς μεγέθους μεγαλύτερο από 6.5 και απόστασης από το επίκεντρο μεταξύ 10-20 km. Οι σεισμικές καταγραφές επιλέχθηκαν από εδάφη κατηγορίας μαλακού βράχου ως σκληρής αργίλου. Οι σεισμικές διεγέρσεις μορφοποιήθηκαν κατάλληλα ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα: α) κάθε ζεύγος εδαφικών επιταχύνσεων κανονικοποιήθηκε με τη τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των μέγιστων εδαφικών ταχυτήτων των δύο συνιστωσών ή αλλιώς μέθοδο SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), β) κατασκευάστηκε το σεισμικό SRSS φάσμα για κάθε κανονικοποιημένο ζευγάρι, γ) κατασκευάστηκε ο μέσος όρος των 10 φασμάτων και επαυξήθηκε με έναν συντελεστή "f" έτσι ώστε να ταιριάζει με τον στόχο- φάσμα απόκρισης πολλαπλασιασμένο με 1.4 για περίοδο 1 δευτερολέπτου και δ) ο συντελεστής μεγέθυνσης κάθε ζευγαριού καθορίστηκε στο εξής ως f φορές της ρίζας του αθροίσματος τετραγώνων των μέγιστων εδαφικών ταχυτήτων που προέκυψε για κάθε ζεύγος από το (α). Η διαδικασία της κλιμάκωσης ήταν τέτοια ώστε ενώ διατηρούταν οι συχνότητες, ο μέσος όρος του φάσματος που προέκυπε να ταιριάζει με το φάσμα σχεδιασμού της περιοχής που υπήρχε ως στόχος. (Whittaker, 1998)

Στον Πίνακα 3.1 φαίνονται οι λεπτομέρειες και τα “scale factors” των σεισμικών διεγέρσεων ενώ στο Σχήμα 3.6 φαίνονται τα φάσματα απόκρισης του κάθε σεισμού αλλά και ο μέσος όρος τους. (Tsopelas et all, 1997)

Πίνακας 3. 1:: Λίστα σεισμών που λήφθηκαν υπόψη για την εξαγωγή των σεισμικών διεγέρσεων του κτιρίου

Record ID	Seismic Event	Station	Component	Scale Factor
1, 2	1992 Landers	Joshua (CDMG)	90, 0	1.48
3,4		Yermo (CDMG)	270, 360	1.28
5,6	1989 Loma Prieta	Gilroy 2 (CDMG)	0, 90	1.46
7,8		Hollister (CDMG)	0, 90	1.07
9,10	1994 Northridge	Century (CDMG)	90, 360	2.27
11,12		Moorpark (DCMG)	180, 90	2.61
13,14	1949 W. Washington	325 (USGS)	N86E, N04W	2.74
15,16	1954 Eureka	022 (USGS)	N79E, N11W	1.74
17,18	1971 San Fernando	241 (USGS)	N00W, S90W	1.96
19,20		458 (USGS)	S00W, S90W	2.22



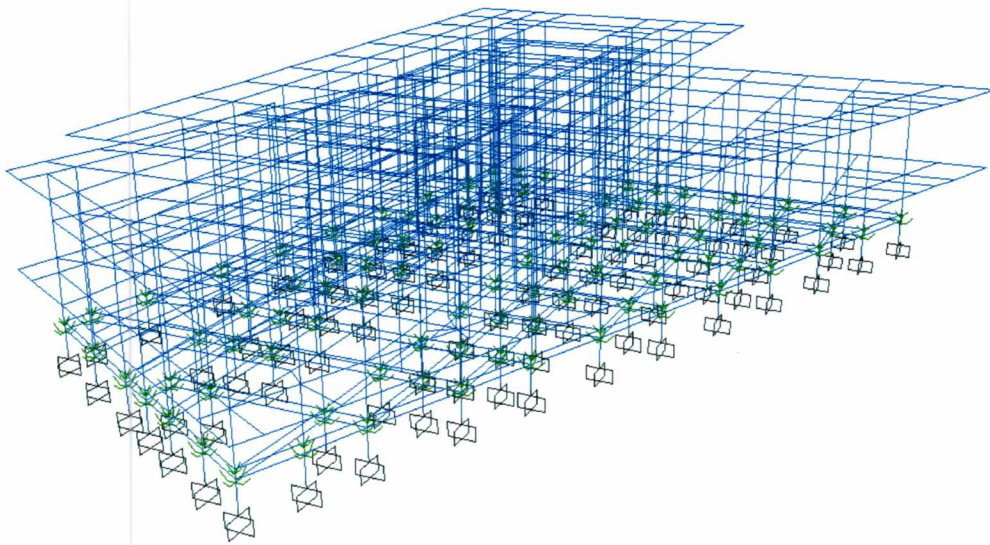
Σχήμα 3. 6: Φάσμα απόκρισης των σεισμικών διεγέρσεων (η συνεχής γραμμή είναι ο μέσος όρος όλων των σεισμικών διεγέρσεων)

Η επιβολή των σεισμικών διεγέρσεων δεν γίνεται αμέσως αλλά μετά από την πάροδο 20 sec, κατά τη διάρκεια των οποίων το κτίριο φορτίζεται μόνο στατικά λόγω του ίδιου βάρους του και των επιπρόσθετων φορτίων (συνάρτηση Ramp).

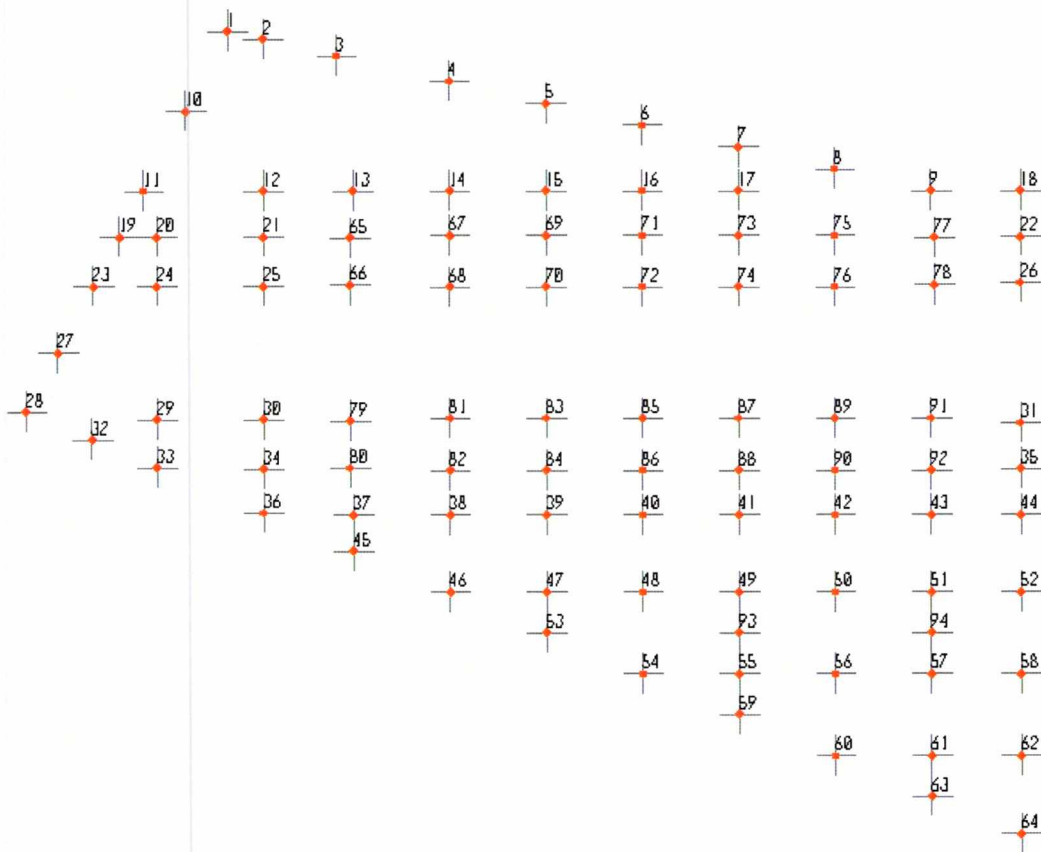
3.1.b Μουσείο της Ακρόπολης

i. Δομικά στοιχεία

Το μουσείο της Ακρόπολης είναι ένα σεισμικά μονωμένο 5όροφο κτίριο, μη κανονικό σε κάτοψη, που εδράζεται πάνω σε 94 εφέδρανα ολίσθησης.



Σχήμα 3. 7: Προσομοίωση μοντέλου του μουσείου της Ακρόπολης στο SAP2000



Σχήμα 3. 8: Κάτοψη εφεδράνων μουσείου της Ακρόπολης

Τα δομικά στοιχεία είναι από σκυρόδεμα C20/25 με μέτρο ελαστικότητας 29 GPa και λόγο Poisson 0.2. Το ίδιο βάρος των δοκών είναι μηδενικό σε όλους τους ορόφους της ανωδομής, έτσι ώστε τα φορτία βαρύτητας να ασκούνται στις δοκούς ως κατανεμημένα φορτία, λαμβάνοντας υπόψη τους τόσο τα ίδια βάρη των δοκών, όσο και αυτά των πλακών, οι οποίες δεν προσομοιώθηκαν στο μοντέλο. Τα φορτία αυτά ασκούνται μέσω της συνάρτησης Ramp, σταθερή αύξηση του φορτίου για τα πρώτα 10s μέχρι να φτάσει την μέγιστη τιμή της φόρτισης κι έπειτα σταθερή επιβολή του φορτίου για άλλα 10s, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5. Τα κατακόρυφα στοιχεία (κολώνες) και οι συνδετήριες δοκοί έχουν προσομοιωθεί με το κανονικό τους ίδιο βάρος.

Για την ανωδομή η μάζα των δοκών κάθε ορόφου προσομοιώθηκε ως συγκεντρωμένη σημειακή μάζα τοποθετημένη περίπου στο κέντρο βάρους του κάθε ορόφου με 3 βαθμούς ελευθερίας, 2 μεταφορικούς κι έναν στροφικό. Για το υπόγειο αλλά και για τα υποστυλώματα η μάζα προέκυψε από τα ίδια βάρη των στοιχείων αυτών. Για τη μόρφωση των μητρώων μάζας δηλαδή, οι μάζες που συμμετείχαν στην ανάλυση προήλθαν από τις συγκεντρωμένες μάζες κάθε ορόφου της ανωδομής και από τα ίδια βάρη του συνόλου των κολώνων του κτιρίου αλλά και από το ίδιο βάρος των δοκών σύζευξης κάτω από τα εφέδρανα ολίσθησης. Παρακάτω φαίνονται τα στοιχεία αυτά για κάθε όροφο: (Roussis, 2009)

Πίνακας 3. 2: Χαρακτηριστικά συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής

Στάθμη	Ύψος (m)	Μάζα			Εκκεντρότητες	
		Mx (kN-s ² /m)	My (kN-s ² /m)	Iz (kN-s ² /m)	X (m)	Y (m)
6	21.4	3512.09	3512.09	3125987	2.3	2.4
5	19.4	2207.91	2207.91	1063811	2.6	2.8
4	15.3	11048.56	11048.56	10627050	2.1	-1.2
3	10.5	6206.79	6206.79	4201263	-8.4	6.9
2	5.2	9503.87	9503.88	9501796	0.7	-1.7

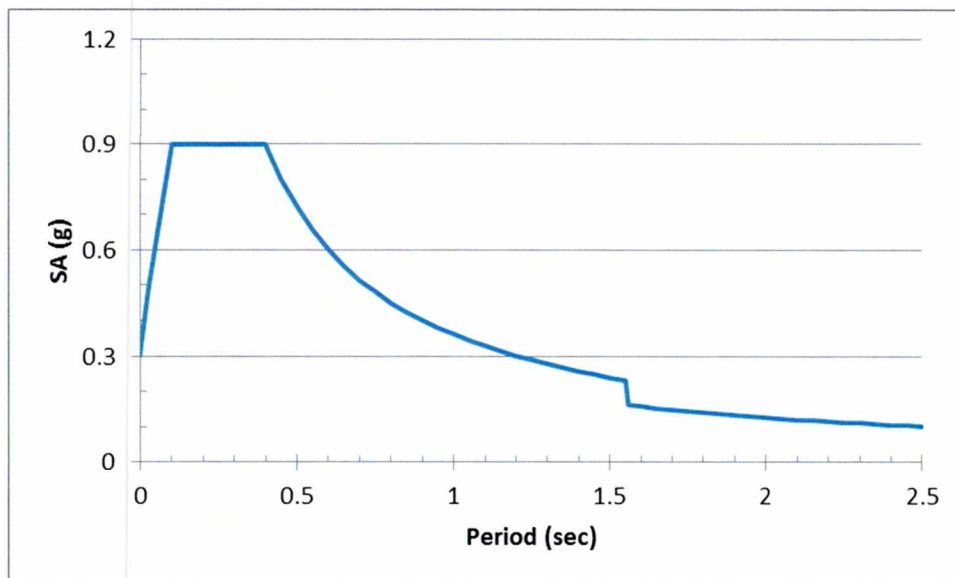
ii. Εφέδρανα ολίσθησης

Τα εφέδρανα ολίσθησης που χρησιμοποιήθηκαν στην προσομοίωση είχαν τα εξής χαρακτηριστικά:

- Ακτίνα καμπυλότητας: $R= 2.235 \text{ m}$
- Συντελεστής τριβής για μικρές ταχύτητες ολίσθησης $f_{\min}=0.03$
- Συντελεστής τριβής για μεγάλες ταχύτητες ολίσθησης $f_{\max}=0.055$
- Συντελεστής $\alpha= 50 \text{ sec/m}$
- Αρχική δυσκαμψία $k=67007 \text{ kN/m}$

Η μέθοδος που επιλέχθηκε για την ανάλυση του συστήματος είναι η μη γραμμική φασματική ανάλυση με Ritzmodes (Modal Time History Analysis with Ritzmodes). Για να είναι αξιόπιστα τα αποτελέσματα επιλέχθηκαν 25 ιδιομορφές Ritz (ritzmodes). Σε αυτό το μοντέλο δεν επιλέχθηκε η μέθοδος της απευθείας ολοκλήρωσης καθώς ήταν πολύ πιο χρονοβόρα και τα αποτελέσματα δεν είχαν ιδιαίτερη απόκλιση από αυτά που πήραμε με αυτή τη μέθοδο. Επίσης, η φασματική ανάλυση με ιδιομορφές eigenvectors απορρίφθηκε επειδή για να είναι αξιόπιστα τα αποτελέσματα χρειαζόταν να συμμετέχουν στην ανάλυση πάρα πολλές ιδιομορφές κάτι που έκανε την ανάλυση χρονοβόρα. Παρατηρήθηκε ότι για μικρό αριθμό ιδιομορφών οι κατακόρυφες αντιδράσεις που προέκυπταν από την ανάλυση με eigenvectors δεν ήταν ανάλογες κι αντίστοιχες αυτών που προέκυπταν από την στατική ανάλυση για τα πραγματικά κατακόρυφα φορτία που ασκούνταν στην κατασκευή.

Στο μοντέλο εφαρμόστηκαν σεισμικές διεγέρσεις κατά τη διεύθυνση x και κατά τη διεύθυνση y. Οι διεγέρσεις αυτές, αντίστοιχες με αυτές που ασκήθηκαν στο διώροφο κτίριο, προέκυψαν από τα 10 ζευγάρια σεισμών πολλαπλασιασμένα με έναν συντελεστή που προσάρμοσε την ένταση των σεισμών στα δεδομένα της περιοχής στην οποία βρίσκεται το μουσείο. Τα σεισμικά φορτία εφαρμόστηκαν αφού πρώτα είχαν ασκηθεί τα φορτία βαρύτητας μέσω της συνάρτησης Ramp, δηλαδή μετά από 20s. Στον Πίνακα 3.3 φαίνονται οι λεπτομέρειες και τα "scale factors" των σεισμικών διεγέρσεων. Στο σχήμα 3.9 παρουσιάζεται το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής.



Σχήμα 3. 9: Φάσμα σχεδιασμού του μουσείου της Ακρόπολης

Πίνακας 3. 3: Λίστα σεισμών που λήφθηκαν υπόψη για την εξαγωγή των σεισμικών διεγέρσεων του μουσείου της Ακρόπολης

Record ID	Seismic Event	Station	Component	Scale Factor
1, 2	1992 Landers	Joshua (CDMG)	90, 0	1.09
3,4		Yermo (CDMG)	270, 360	0.94
5,6	1989 Loma Prieta	Gilroy 2 (CDMG)	0, 90	1.07
7,8		Hollister (CDMG)	0, 90	0.79
9,10	1994 Northridge	Century (CDMG)	90, 360	1.67
11,12		Moorpark (DCMG)	180, 90	1.91
13,14	1949 W. Washington	325 (USGS)	N86E, N04W	2.01
15,16	1954 Eureka	022 (USGS)	N79E, N11W	1.27
17,18	1971 San Fernando	241 (USGS)	N00W, S90W	1.43
19,20		458 (USGS)	S00W, S90W	1.63

Κεφάλαιο 4

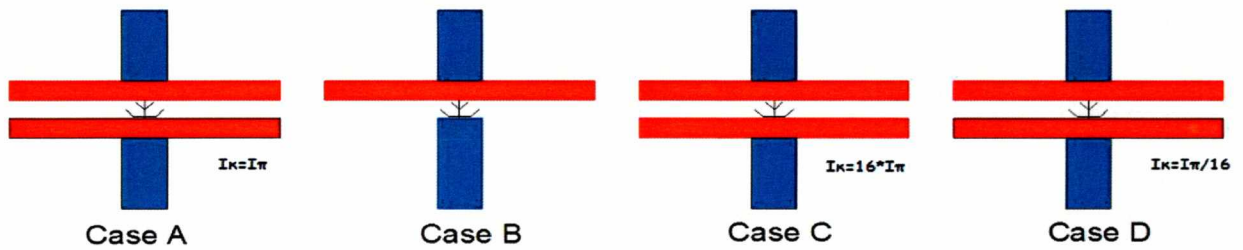
4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

4.1 Παραμετρικές Αναλύσεις

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η αξιολόγηση της επιρροής της παρουσίας διαφράγματος ή πλέγματος συνδετήριων δοκών κάτω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης. Προσομοιώθηκαν και μελετήθηκαν οι συμπεριφορές δύο σεισμικά μονωμένα κατασκευών/κτηρίων α) ενός διώροφου κτηρίου και β) του νέου μουσείου της Ακρόπολης.

Για το διάφραγμα κάτω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης εξετάστηκαν οι ακόλουθες περιπτώσεις:

- i) **Case A:** Παρουσία διαφράγματος το οποίο υλοποιείται από πλέγμα συνδετήριων δοκών που ενώνει τα πάνω άκρα των υποστυλωμάτων πάνω στα οποία τοποθετούνται τα σεισμικά εφέδρανα. Το πλέγμα των συνδετήριων δοκών έχει την ίδια δυσκαμψία (ίδια γεωμετρία) με το πλέγμα των δοκών που βρίσκεται πάνω από τα εφέδρανα και στηρίζει την πρώτη πλάκα της ανωδομής.
- ii) **Case B:** Απουσία διαφράγματος κάτω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης. Οι κορυφές των υποστυλωμάτων της υποδομής που φέρουν τα εφέδρανα δεν περιορίζονται στις οριζόντιες διευθύνσεις (είναι ελεύθερες) και μπορούν να μετακινηθούν ανεξάρτητα μεταξύ τους.
- iii) **Case C:** Παρουσία διαφράγματος κάτω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης. Οι συνδετήριες δοκοί των άνω άκρων των υποστυλωμάτων έχουν την διατομή των δοκών της περίπτωσης «**Case A**» αλλά έχουν 16 φορές μεγαλύτερη ροπή αδράνειας ($I_{\text{CASE C}}=16 \cdot I_{\text{CASE A}}$). Δηλαδή, το διάφραγμα που βρίσκεται κάτω από το σύστημα σεισμικής μόνωσης έχει 16 φορές μεγαλύτερη καμπτική δυσκαμψία από το διάφραγμα που βρίσκεται πάνω από τα σεισμικά εφέδρανα.
- iv) **Case D:** Παρουσία διαφράγματος κάτω από την επιφάνεια της σεισμικής μόνωσης. Το διάφραγμα που βρίσκεται κάτω από τα εφέδρανα ολίσθησης έχει 16 φορές μικρότερη δυσκαμψία από εκείνο που βρίσκεται πάνω από τα εφέδρανα.



Εικόνα 4. 1: Εξεταζόμενες περιπτώσεις διαφράγματος

4.2 Αποτελέσματα ανάλυσης κτιρίου

Για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την κάθε περίπτωση ανάλυσης, συγκεντρώθηκαν σε έναν γενικό πίνακα κάποια χαρακτηριστικά μεγέθη που βοηθούν στην κατανόηση της συμπεριφοράς των κτιρίων και στη σύγκριση των 4 διαφορετικών περιπτώσεων. Πιο συγκεκριμένα τα μεγέθη αυτά είναι:

- οι μέγιστες μετατοπίσεις και οι μέγιστες τέμνουσες των εφεδράνων ολίσθησης #1 (γωνιακό), #6 (μεσαίο) και #10 (γωνιακό) για το διώροφο κτίριο και αντίστοιχα των εφεδράνων #238 (κεντρικό) και #243 (γωνιακό) για το μουσείο της Ακρόπολης.
- οι μέγιστες μετατοπίσεις ως προς το έδαφος των κόμβων και οι μέγιστες ολικές επιταχύνσεις του γωνιακού υποστυλώματος που εκτίνεται πάνω από το εφέδρανο #1 για το διώροφο κτίριο και οι αντίστοιχες μέγιστες μετατοπίσεις κ επιταχύνσεις των κόμβων του γωνιακού (που εκτίνεται πάνω από το εφέδρανο #243) και του κεντρικού υποστυλώματος (πάνω από το εφέδρανο 238) του μουσείου της Ακρόπολης.
- οι μέγιστες τέμνουσες που αναπτύχθηκαν στα υποστυλώματα που αναφέρθηκαν παραπάνω για κάθε ένα από τα δύο κτίρια,
- οι μέγιστες τέμνουσες και μέγιστες μετατοπίσεις των υποστυλωμάτων πάνω στα οποία εδράζονται τα υπό μελέτη εφέδρανα.
- οι ροπές που αναπτύσσονται στην κεφαλή και στον πόδα των υποστυλωμάτων πάνω στα οποία εδράζονται τα εφέδρανα

- η τέμνουσα βάσης.

Αφού συγκεντρώθηκαν τα αποτελέσματα αυτά για όλους τους σεισμούς και για τις 2 διευθύνσεις εφαρμογής τους (x και y), υπολογίστηκαν οι μέσοι όροι τους για τις 2 διευθύνσεις κ παραστάθηκαν γραφικά σε διαγράμματα για την ευκολότερη σύγκριση και κατανόηση τους.

4.3 Διώροφο κτίριο

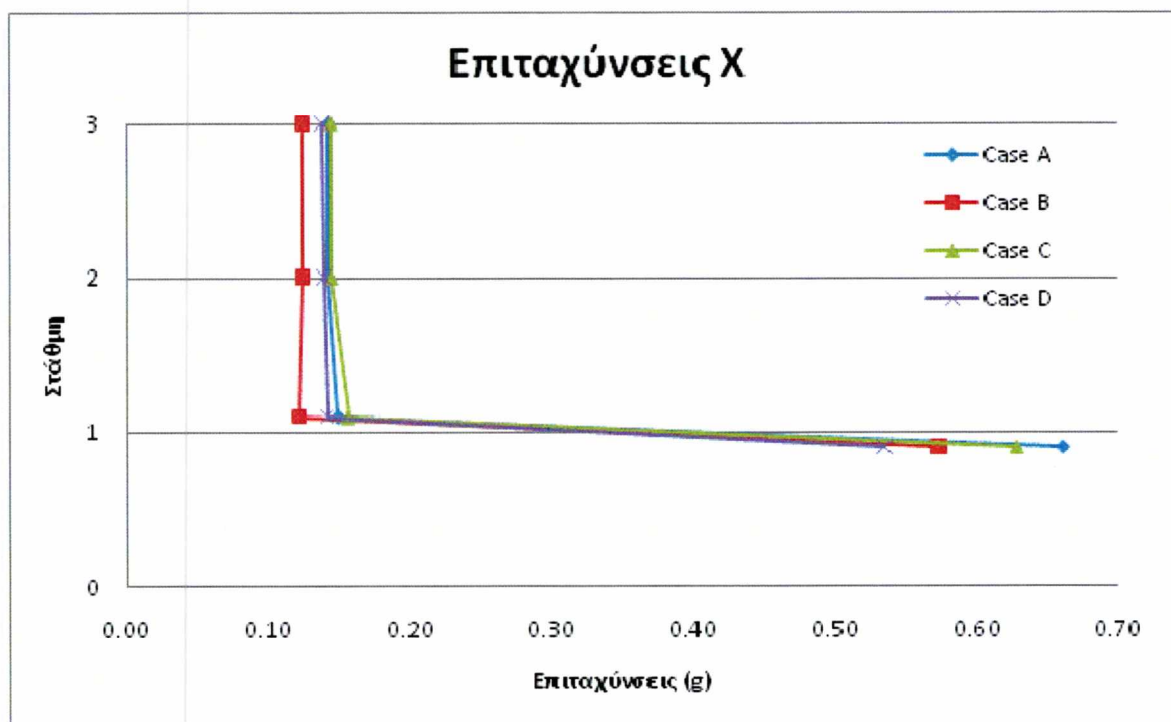
Παρατηρούμε στο Σχεδιάγραμμα 4.1 όπως και στον πίνακα 4.2 ότι για εφαρμογή του σεισμού κατά τη διεύθυνση X οι επιταχύνσεις καθ' ύψος του γωνιακού υποστυλώματος πάνω από το εφέδρανο μεταβάλλονται ελάχιστα, όπως είναι αναμενόμενο λόγω της σεισμικής μόνωσης, για κάθε μία εξεταζόμενη περίπτωση. Ωστόσο οι επιταχύνσεις συγκρινόμενες μεταξύ τους για κάθε διαφορετική περίπτωση παρουσιάζουν μικρές διαφορές. Σε κάθε μια στάθμη του υποστυλώματος παρατηρείται η εξής σχέση μεταξύ των επιταχύνσεων: η επιτάχυνση στην περίπτωση χωρίς συνδετήριες δοκούς (Case B) είναι η ελάχιστη, έπειτα ακολουθεί η επιτάχυνση στην περίπτωση δοκών με υπο16πλάσια δυσκαμψία (Case D), έπειτα η περίπτωση με δυσκαμψία δοκών κάτω από τα εφέδρανα ίση με την δυσκαμψία των δοκών πάνω από αυτά (Case A), και τέλος μέγιστη φαίνεται να είναι η επιτάχυνση στην περίπτωση που οι δοκοί έχουν 16πλάσια δυσκαμψία (Case C). Οι 3 τελευταίες περιπτώσεις (υπο16πλάσια, ίση και 16πλάσια δυσκαμψία) φαίνεται να είναι πιο κοντά μεταξύ τους από ότι η περίπτωση χωρίς δοκούς, που παρουσιάζει μια απόκλιση περίπου 0.17 m/s^2 από τον μέσο όρο των επιταχύνσεων των υπόλοιπων περιπτώσεων. Κάτω από το εφέδρανο η ελάχιστη επιτάχυνση αντιστοιχεί στην περίπτωση που η δυσκαμψία των δοκών είναι υπο16πλάσια (Case D), αμέσως επόμενη είναι η περίπτωση χωρίς δοκούς (Case B), με την 16πλάσια δυσκαμψία (case C) να την ακολουθεί και με μέγιστη την επιτάχυνση για δοκούς με ίση δυσκαμψία (Case A). Οι επιταχύνσεις κάτω από την επιφάνεια σεισμικής μόνωσης είναι αυξημένες σε σχέση με τη μέση Εδαφική Επιτάχυνση ($\text{PGA}=0.4g$) αυτών των διεγέρσεων λόγω φασματικής επαύξησης. Χάρη στα εφέδρανα οι επιταχύνσεις της ανωδομής είναι μειωμένες κατά 75-80% σε σύγκριση με αυτές κάτω από τα εφέδρανα.

Πίνακας 4. 1: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κι τεμνουσών δυνάμεων εφεδράνων ολίσθησης για δώροφο κτίριο για σεισμό στη διεύθυνση x

AVER - x	Link 1				Link 6				Link 10			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Displacement (m)	0.147	0.153	0.144	0.156	0.149	0.135	0.146	0.155	0.149	0.160	0.149	0.154
Shear Force (kN)	179.0	177.5	171.5	155.9	368.6	330.9	361.8	369.6	189.3	193.7	185.9	189.2

Πίνακας 4. 2: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κ επιταχύνσεων κόμβων υποστυλώματος δώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση x

AVER - x	Displ. to Ground (m)				Total Accel (g)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Joint 165 - 3 rd floor	0.162	0.173	0.149	0.181	0.143	0.126	0.146	0.138
Joint 159 - 2 nd floor	0.162	0.174	0.150	0.181	0.142	0.126	0.146	0.140
Joint 155 - 1 st above link	0.161	0.172	0.148	0.180	0.150	0.123	0.158	0.142
Joint 151 - 1 st below link	0.014	0.028	0.009	0.029	0.662	0.574	0.629	0.536



Σχεδιάγραμμα 4. 1: Μέσος όρος επιταχύνσεων γωνιακού υπ/τος δώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση x

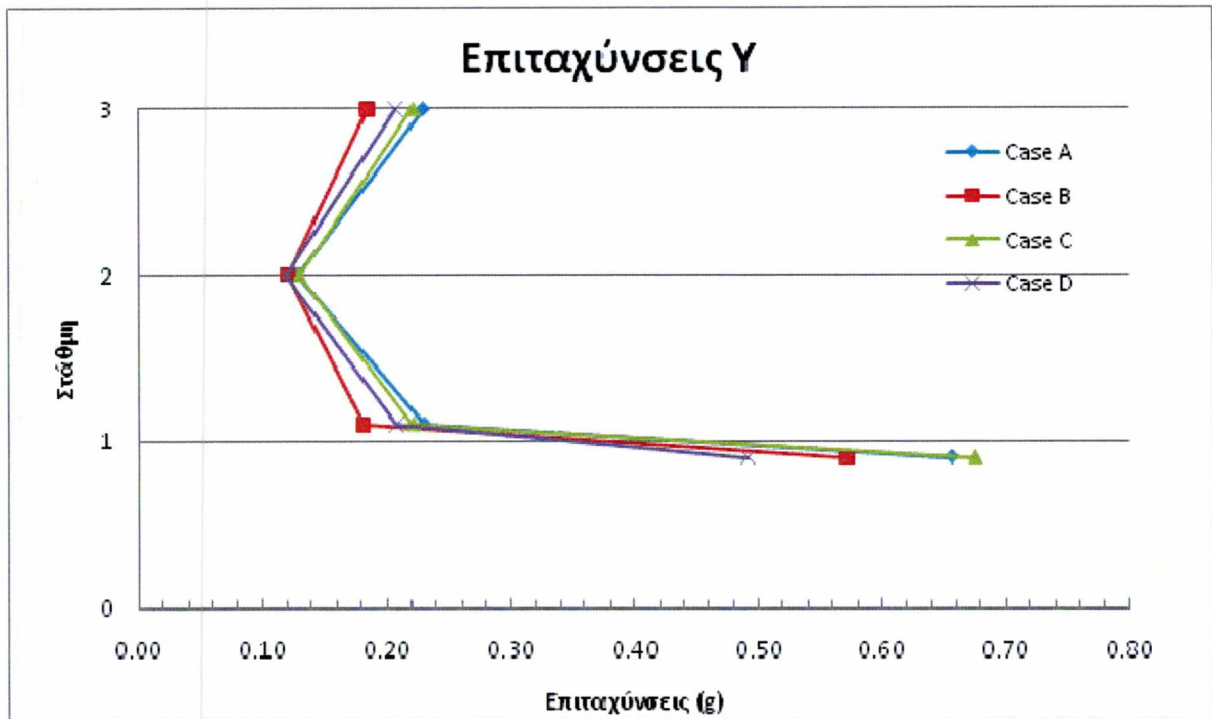
Για εφαρμογή του σεισμού στην Υ διεύθυνση, βλέπε Σχεδιάγραμμα 4.2 και Πίνακα 4.4, πάνω από το εφέδρανο οι επιταχύνσεις για κάθε περίπτωση αυξάνονται με την εξής σειρά: χωρίς δοκούς (Case B) < υπο16πλάσια (Case D) < 16πλάσια (Case D) < ίση δυσκαμψία (Case A). Ωστόσο ενώ η επιτάχυνση στην βάση του 1^{ου} ορόφου και η επιτάχυνση στην κορυφή του 2^{ου} είναι σχεδόν ίδιες για κάθε μία από τις περιπτώσεις, στην κορυφή του 1^{ου} ορόφου η επιτάχυνση μικραίνει αισθητά και στις τέσσερις περιπτώσεις. Κάτω από το εφέδρανο η επιτάχυνση είναι ελάχιστη για υπο16πλάσια δυσκαμψία και μέγιστη για 16πλάσια δυσκαμψία. Η μείωση των επιταχύνσεων της ανωδομής είναι της τάξης 60-70% σε σχέση με την κορυφή του υπογείου για τη στάθμη της βάσης του 1^{ου} ορόφου και της κορυφής του 2^{ου} και της τάξης του 75-80% για την κορυφή του υποστυλώματος του 1^{ου} ορόφου. Τα αποτελέσματα για διέγερση στην διεύθυνση Υ είναι παρόμοια με αυτά από την διεύθυνση Χ. Επίσης, όπως μπορεί κανείς να δει η απόκριση της κατασκευής για διέγερση στην Υ διεύθυνση περιέχει ισχυρή επιρροή από μεγαλύτερα (υψίσουχνα) ιδιοδιανύσματα.

Πίνακας 4. 3 Μέσοι όροι μετατοπίσεων κι τεμνουσών δυνάμεων εφεδράνων ολίσθησης για διώροφο κτίριο για σεισμό στη διεύθυνση γ

AVER - γ	Link 1				Link 6				Link 10			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Displacement (m)	0.154	0.164	0.151	0.157	0.145	0.131	0.145	0.143	0.148	0.149	0.143	0.156
Shear Force (kN)	178.0	181.5	174.9	173.1	348.7	326.3	345.9	314.1	208.4	199.2	204.1	214.0

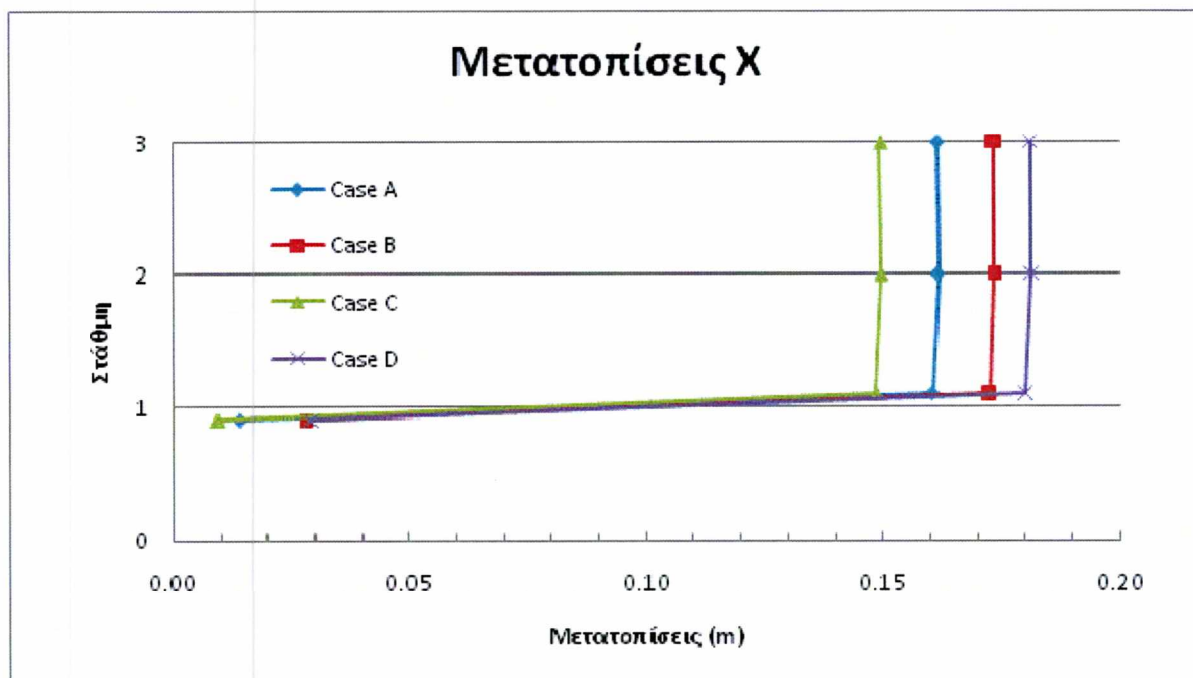
Πίνακας 4. 4: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κ επιταχύνσεων κόμβων υποστυλώματος διώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση γ

AVER - γ	Displ. to Ground (m)				Total Accel (g)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Joint 165 - 3 rd floor	0.178	0.201	0.170	0.198	0.230	0.185	0.222	0.208
Joint 159 - 2 nd floor	0.173	0.196	0.164	0.192	0.129	0.121	0.130	0.120
Joint 155 - 1 st above link	0.167	0.190	0.159	0.188	0.231	0.182	0.221	0.208
Joint 151 - 1 st below link	0.017	0.025	0.012	0.035	0.656	0.571	0.675	0.492



Σχεδιάγραμμα 4. 2: Μέσοι όροι επιταχύνσεων γωνιακού υπ/τος δώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση γ

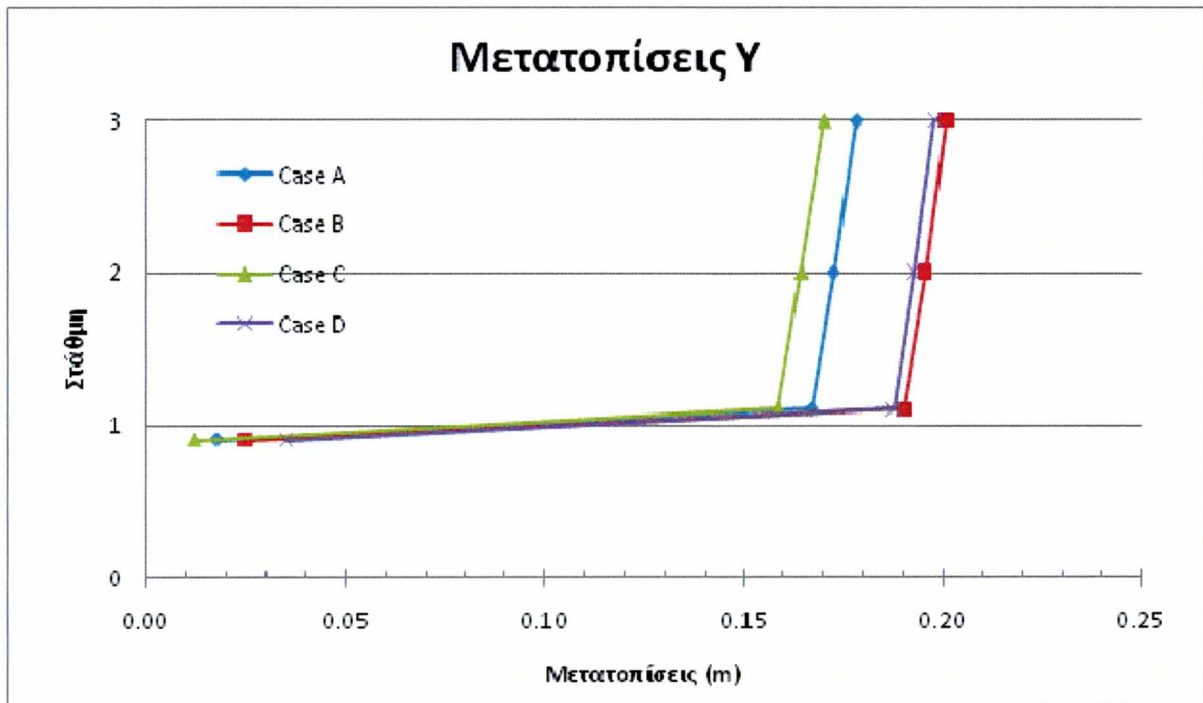
Όσον αφορά τις μετατοπίσεις για σεισμό στη διεύθυνση Χ, (Πίνακας 4.2 και Σχεδιάγραμμα 4.3), τόσο πάνω όσο και κάτω από το εφέδρανο παρατηρείται μεγαλύτερη μετατόπιση στην περίπτωση που έχουμε δοκούς με υπο16πλάσια δυσκαμψία (Case D), έπειτα στην περίπτωση χωρίς δοκούς (Case B), ενώ μικρότερη μετατόπιση παρατηρείται στην περίπτωση των δοκών με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C). Παρατηρείται δηλαδή το αντίθετο μοτίβο από αυτό που προέκυψε στις επιταχύνσεις. Οι μετατοπίσεις για τις διάφορες περιπτώσεις αυξάνονται με τη σειρά που οι αντίστοιχες επιταχύνσεις μειώνονται. Κάθε περίπτωση διαφέρει από την επόμενη και την προηγούμενη της σε μετακίνηση περίπου 1cm. Το γεγονός ότι οι μέσες μετατοπίσεις των 20 διεγέρσεων στο Case B (κολώνα-πρόβολος) είναι μικρότερες από το Case D (κολώνα-τμήμα ενός πλαισίου) είναι εκ πρώτης όψεως μη αναμενόμενο μιας και στο Case B το σύστημα της υποδομής είναι περισσότερο εύκαμπτο από ότι στο Case D. Αυτό είναι αποτέλεσμα των αντίστοιχων επιταχύνσεων.



Σχεδιάγραμμα 4. 3: Μέσοι όροι μετατοπίσεων γωνιακού υπ/τος διώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση x

Στη διεύθυνση Y η μετατόπιση της ανωδομής, (Σχεδιάγραμμα 4.4 και Πίνακας 4.4) είναι μέγιστη για την περίπτωση χωρίς δοκούς (Case B), έπειτα για την περίπτωση με δοκούς με υπο16πλάσια δυσκαμψία (Case D) και τέλος ελάχιστη για δοκούς με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C). Κάτω από το εφέδρανο μέγιστη μετατόπιση προκύπτει για την περίπτωση με δοκούς υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D), έπειτα για την περίπτωση χωρίς δοκούς (Case B) κ ελάχιστη μετατόπιση για δοκούς με 16πλάσια (Case C), όπως και στην ανωδομή. Στη διεύθυνση αυτή οι περιπτώσεις με ίση (Case A) και 16πλάσια δυσκαμψία (Case C) έχουν διαφορά μετατόπισης περίπου 1cm μεταξύ τους και η μέγιστη από τις δύο έχει διαφορά 2cm από την επόμενη μεγαλύτερη, ενώ οι άλλες δύο (χωρίς δοκούς και υπο16πλάσια) είναι πολύ κοντά μεταξύ τους, με διαφορά μόνο μερικών χιλιοστών.

Και στις δύο διευθύνσεις η μετατόπιση του εφέδρανο είναι περίπου 15cm και είναι υπεύθυνη για την απουσία παραμόρφωσης καθ' ύψος της ανωδομής μιας κ παραλαμβάνει αυτό σχεδόν ολόκληρη τη μετατόπιση της κατασκευής. Το γεγονός ότι οι μετατοπίσεις αυξάνονται με την ανάποδη σειρά από ότι οι επιταχύνσεις για κάθε περίπτωση είναι απόλυτα λογικό.

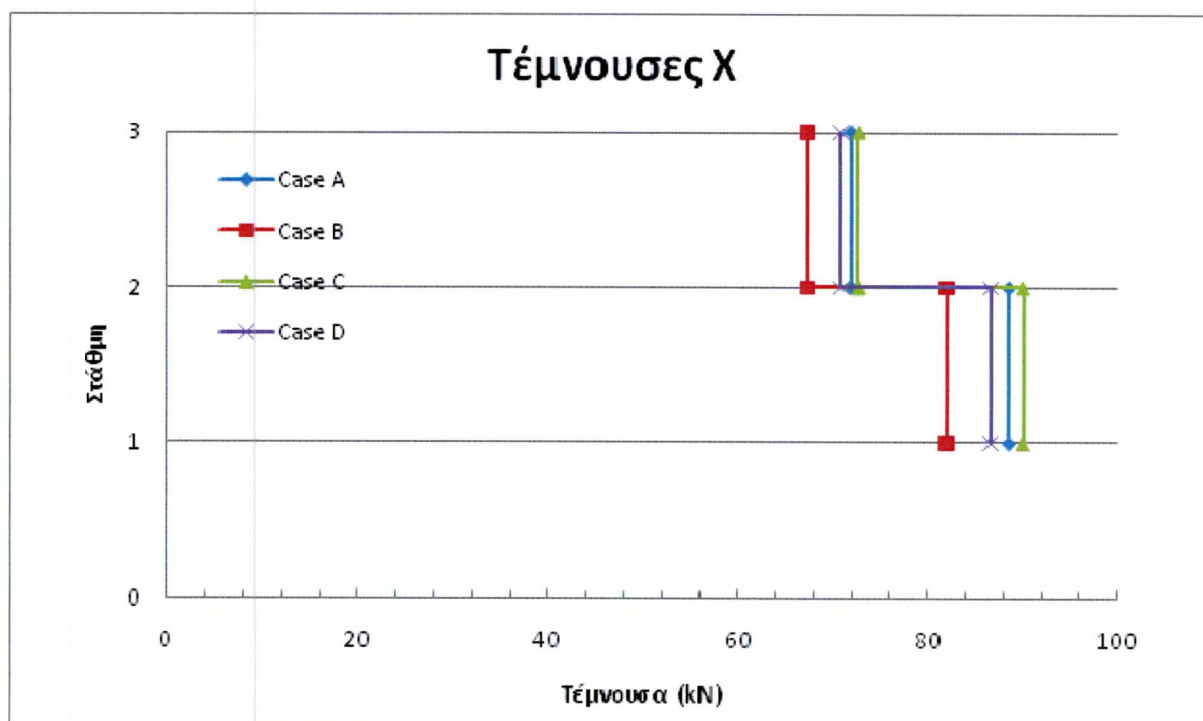


Σχεδιάγραμμα 4. 4: Μέσοι όροι μετατοπίσεων γωνιακού υπ/τος δώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση γ

Οι τέμνουσες δυνάμεις των υποστυλωμάτων του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου, όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.5 και στο Σχεδιάγραμμα 4.5, αυξάνονται με τον ίδιο τρόπο που αυξάνονται και οι επιταχύνσεις της ανωδομής, για κάθε μια από τις φορές του σεισμού. Δηλαδή για σεισμό στη Χ διεύθυνση μέγιστη είναι η τέμνουσα για δοκούς με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), έπειτα με ίση (Case A) και τέλος μικρότερη για την περίπτωση χωρίς δοκούς σύζευξης (Case B).

Πίνακας 4. 5: Μέσος όρος τεμνουσών δυνάμεων υποστυλωμάτων δώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση x

AVER - x	Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Frame 364 - 2 nd story	71.855	67.218	72.610	70.786
Frame 363 - 1 st floor	88.439	81.948	90.077	86.601

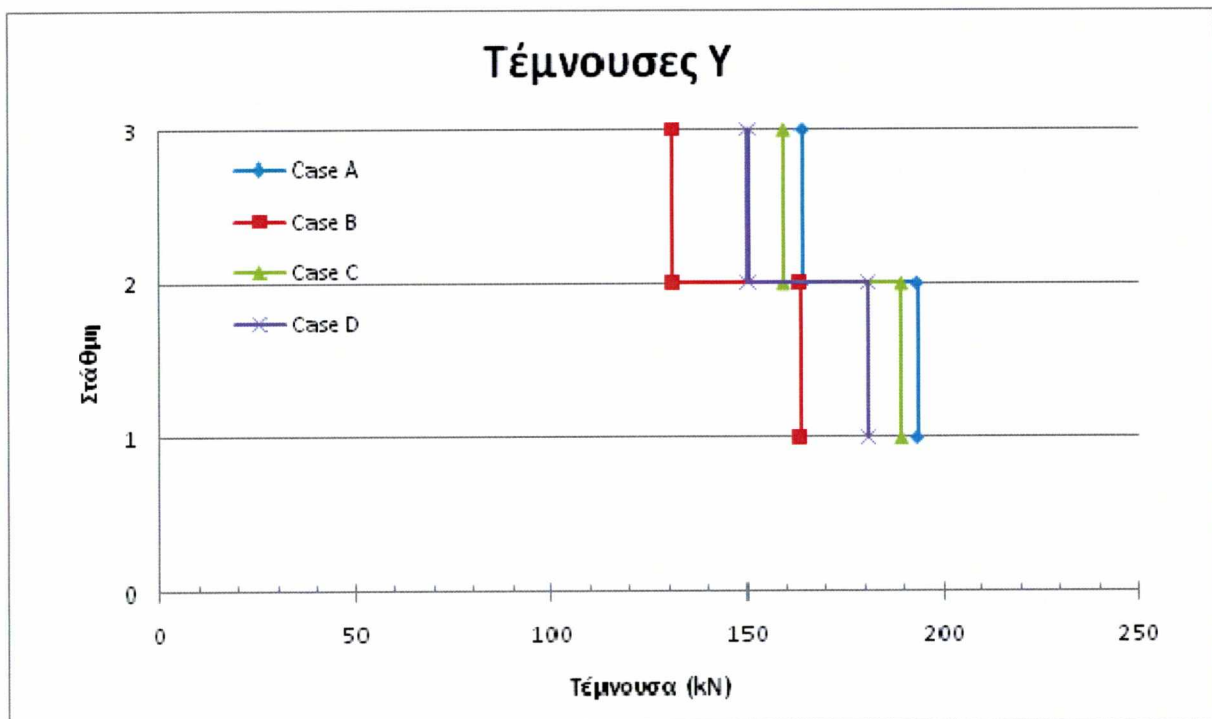


Σχεδιάγραμμα 4. 5: Μέσος όρος τεμνουσών γωνιακού υπ/τος δώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση x

Για σεισμό στη διεύθυνση Y αντίστοιχα (Πίνακας 4.6 και Σχεδιάγραμμα 4.6) η τέμνουσα θα είναι μέγιστη για δοκούς με ίση δυσκαμψία (Case A), έπειτα για δοκούς με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C) και τέλος για την περίπτωση χωρίς δοκούς (Case B). Όπως είναι αναμενόμενο, η τέμνουσα αυξάνεται όσο πιο χαμηλός είναι ο όροφος. Δηλαδή είναι μέγιστη στον 1^ο όροφο. Οι τέμνουσες του 2^{ου} ορόφου και για τις τέσσερις περιπτώσεις είναι περίπου 20% μικρότερες από αυτές του 1^{ου}, ενώ όπως παρατηρείται οι τέμνουσες για σεισμό στη διεύθυνση Y είναι περίπου διπλάσιες από αυτές για σεισμό στη διεύθυνση X για κάθε μια από τις εξεταζόμενες περιπτώσεις.

Πίνακας 4. 6: : Μέσος όρος τεμνουσών δυνάμεων υποστυλωμάτων δώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση y

AVER - y	Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Frame 364 - 2 nd story	164.2	130.8	159.4	150.4
Frame 363 - 1 st floor	193.7	163.3	189.1	181.1



Σχεδιάγραμμα 4. 6: Μέσοι όροι τεμνουσών γωνιακού υπ/τος διώροφου κτιρίου για σεισμό στη διεύθυνση γ

Πίνακας 4. 7: Μέσος όρος μετατοπίσεων και τεμνουσών δυνάμεων υποστυλωμάτων κάτω από τα εφέδρανα για σεισμό στη διεύθυνση χ

AVER - χ	Relative Displ. (m)				Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Column Link 1	0.014	0.028	0.009	0.029	267.7	228.1	317.8	266.5
Column Link 6	0.019	0.045	0.011	0.037	477.6	360.8	407.7	372.5
Column Link 10	0.021	0.030	0.012	0.040	422.2	242.7	413.9	389.8

Πίνακας 4. 8: Μέσος όρος ροπών υποστυλωμάτων κάτω από τα εφέδρανα για σεισμό στη διεύθυνση χ

AVER - χ	Moment (kNm)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Column Link 1 - Joint 151	452.7	192.2	735.9	138.9
Column Link 1 - Joint 193	917.8	1410.0	798.9	1499.2
Column Link 6 - Joint 149	975.4	309.7	969.5	248.1
Column Link 6 - Joint 191	1442.1	2238.3	991.7	1982.4
Column Link 10 - Joint 122	731.1	206.0	957.5	139.9
Column Link 10 - Joint 189	1417.1	1502.1	1036.0	2080.9

Πίνακας 4. 9: Μέσος όρος τέμνουσας βάσης για σεισμό στη διεύθυνση x

AVER- x	Case A	Case B	Case C	Case D
Base Shear (kN)	3714.7	2788.9	3816.6	3255.2

Πίνακας 4. 10: Μέσος όρος μετατοπίσεων και τεμνουσών δυνάμεων υποστυλωμάτων κάτω από τα εφέδρανα για σεισμό στη διεύθυνση y

AVER - y	Relative Displ. (m)				Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Column Link 1	0.017	0.029	0.012	0.035	327.7	238.7	399.0	340.2
Column Link 6	0.021	0.044	0.012	0.038	567.2	353.6	454.2	394.5
Column Link 10	0.013	0.030	0.010	0.028	244.0	242.7	321.2	244.3

Πίνακας 4. 11: Μέσος όρος ροπών υποστυλωμάτων κάτω από τα εφέδρανα για σεισμό στη διεύθυνση y

AVER - y	Moment (kNm)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Column Link 1 - Joint 151	560.3	198.8	891.1	134.6
Column Link 1 - Joint 193	1197.3	1473.1	1004.1	1844.8
Column Link 6 - Joint 149	1303.6	302.8	1057.1	178.7
Column Link 6 - Joint 191	1731.4	2181.4	1097.7	1956.9
Column Link 10 - Joint 122	407.1	206.3	709.1	209.8
Column Link 10 - Joint 189	902.7	1501.5	798.8	1401.1

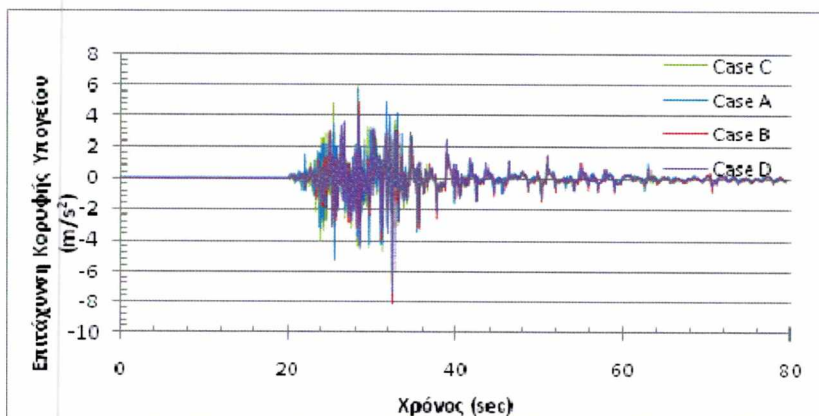
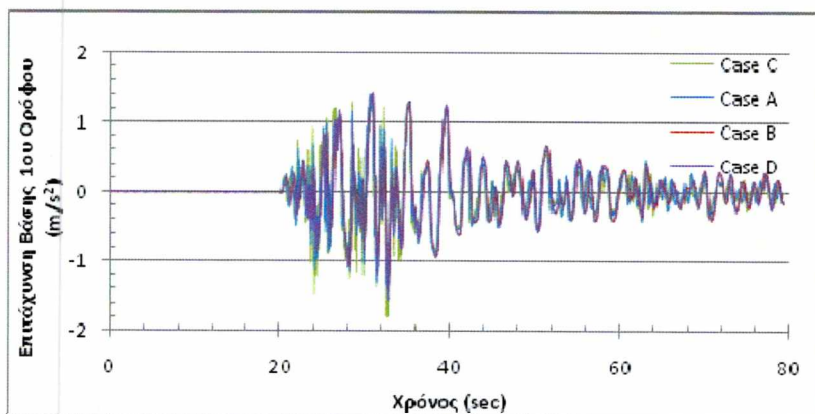
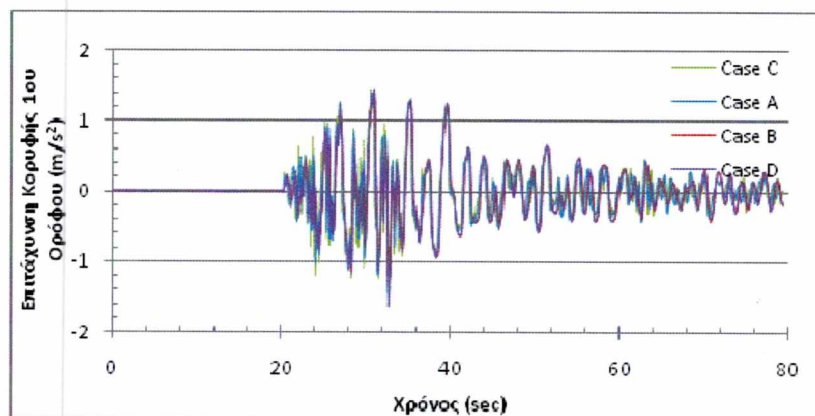
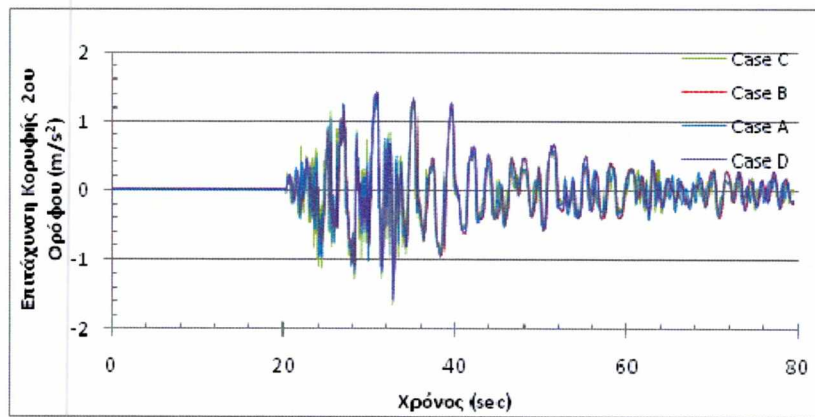
Πίνακας 4. 12: Μέσος όρος τέμνουσας βάσης για σεισμό στη διεύθυνση y

AVER- y	Case A	Case B	Case C	Case D
Base Shear (kN)	3649.6	2795.2	3760.4	3358.3

Από τους πίνακες 4.7-4.11 παρατηρούμε ότι τόσο για τη διεύθυνση X όσο και για τη διεύθυνση Y η μέγιστη τέμνουσα στο υποστυλωμα κάτω από το εφέδρανο αναπτύσσεται στην περίπτωση που υπάρχουν δοκοί 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C). Στην περίπτωση

που δεν υπάρχουν δοκοί σύζευξης (Case B) οι τέμνουσες είναι μικρότερες. Πρέπει να σημειωθεί ότι ενώ οι περιπτώσεις χωρίς δοκούς και υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case B και Case D αντίστοιχα) έχουν μικρότερες ροπές στην κεφαλή του υποστυλώματος από τις περιπτώσεις ίσης και 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case A και Case C), στη βάση του υποστυλώματος οι ροπές που αναπτύσσονται στις Case B και Case C είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες των άλλων δύο περιπτώσεων.

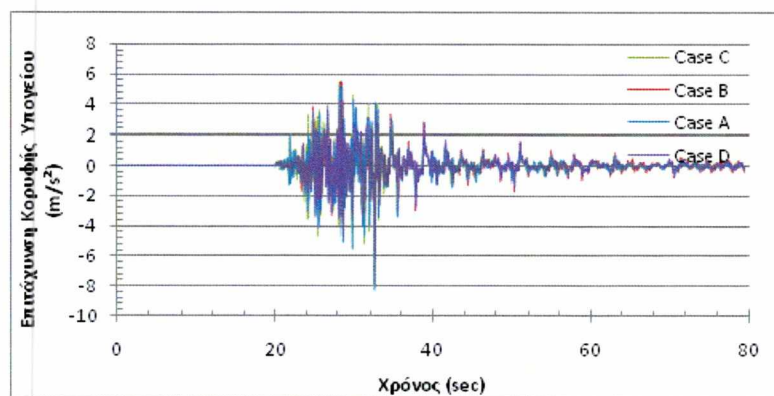
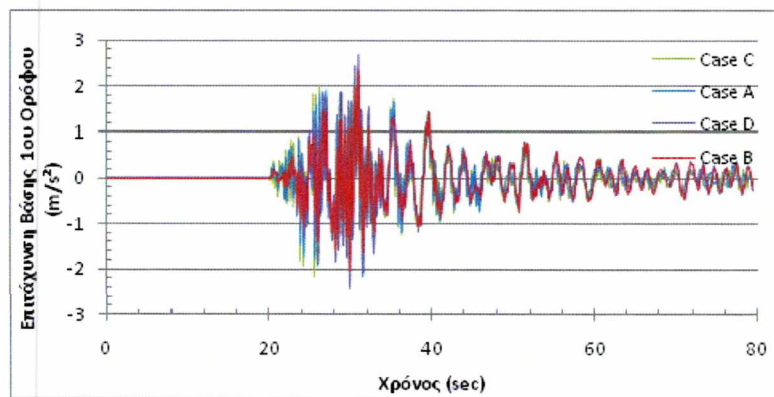
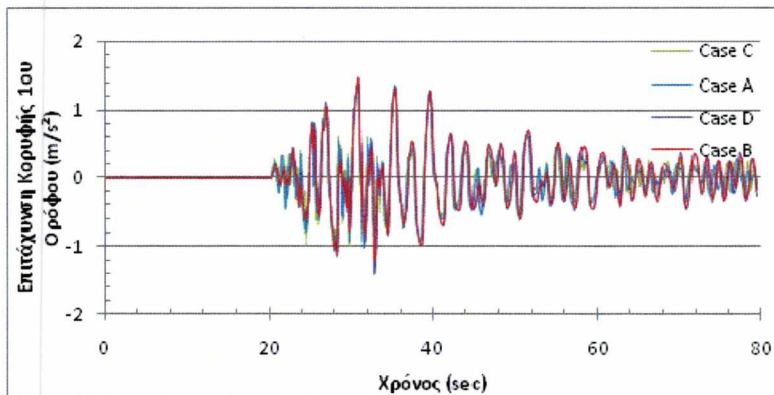
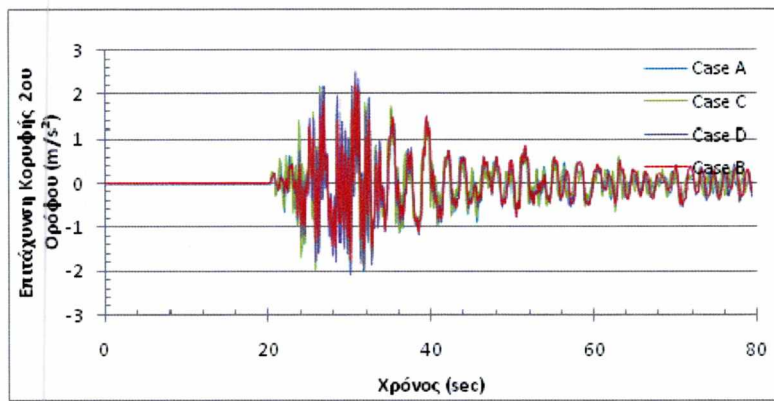
Στο Σχεδιάγραμμα 4.7 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για τους κόμβους του υποστυλώματος καθ' ύψος του κτιρίου για τον σεισμό EQ#17 στη διεύθυνση X.



Σχεδιάγραμμα 4. 7: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων κόμβων γωνιακού υπ/τος καθ' ύψος διώροφου κτιρίου για το σεισμό #17 στη διεύθυνση X

Από το Σχεδιάγραμμα 4.7 που δείχνει τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων από την κορυφή του υποστυλώματος υπογείου έως την κορυφή του 2^{ου} ορόφου για τον σεισμό EQ#17, μπορούμε να συμπεράνουμε τα εξής: και για τις τέσσερις περιπτώσεις τα μέγιστα, ελάχιστα και οι μηδενισμοί των επιταχύνσεων για κάθε περίπτωση συμβαίνουν ταυτόχρονα. Στη συνέχεια, στον κόμβο του υποστυλώματος πάνω στον οποίο εδράζεται το εφέδρανο, παρατηρείται η μέγιστη επιτάχυνση που αναπτύσσεται στο υποστυλωμα. Για τους κόμβους που βρίσκονται πάνω από το εφέδρανο, οι επιταχύνσεις είναι σημαντικά μειωμένες ενώ δεν παρατηρείται ιδιαίτερη διακύμανση των αποτελεσμάτων μεταξύ των κόμβων, φαίνεται να έχουν και οι τρεις την ίδια ακριβώς χρονοϊστορία επιταχύνσεων. Όσον αφορά το ποια περίπτωση δίνει μέγιστες επιταχύνσεις, αυτή είναι η περίπτωση των δοκών με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), ενώ ελάχιστη δίνει η περίπτωση της υπο16πλάσιας (Case D) η οποία φαίνεται να ταυτίζεται σχεδόν με την περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί (Case B).

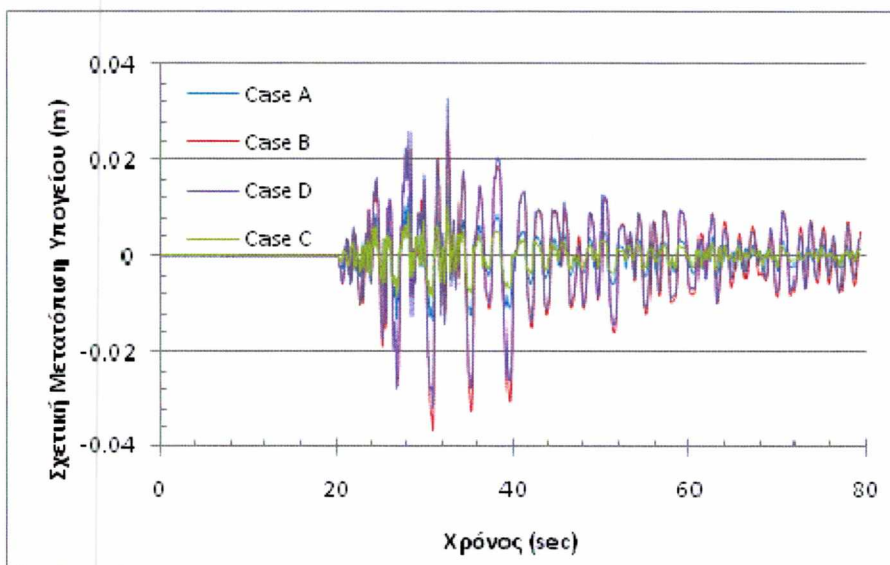
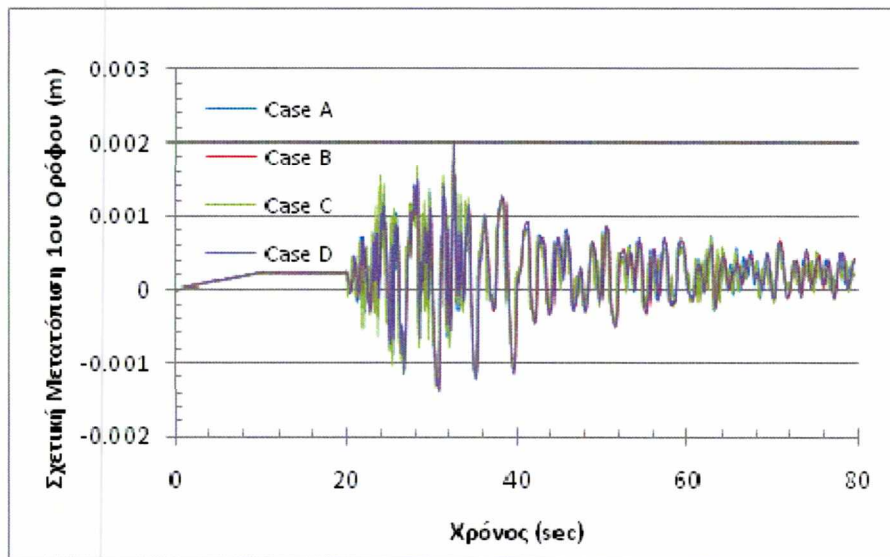
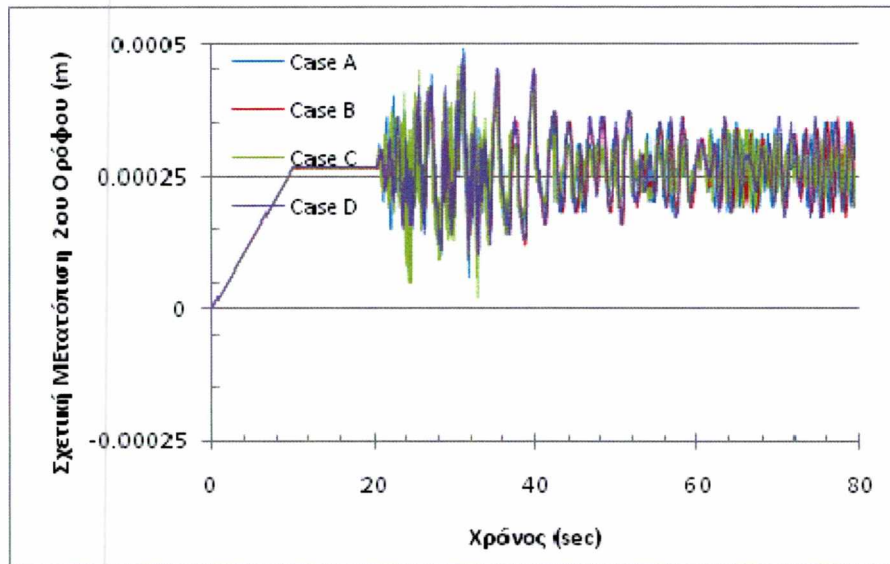
Στο Σχεδιαγραμμα 4.8 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για τους κόμβους του υποστυλώματος καθ' ύψος του δώροφου κτιρίου για τον σεισμό EQ#17 στη διεύθυνση Υ.



Σχεδιάγραμμα 4. 8: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων κόμβων γωνιακού υπ/τος καθ' ύψος δώροφου κτιρίου για το σεισμό #17 στη διεύθυνση Y

Από το Σχεδιάγραμμα 4.8 για εφαρμογή του σεισμού EQ#17 κατά τη διεύθυνση Y παρατηρούμε, όπως και στην περίπτωση της διεύθυνσης X, ότι στην κορυφή του υπογείου πάνω στο οποίο εδράζεται το εφέδρανο, η επιτάχυνση είναι αυξημένη σε σχέση με αυτή του εδάφους, όπως είναι φυσικό. Στον κόμβο πάνω από το εφέδρανο (βάση 1^{ου} ορόφου) το εύρος της επιτάχυνσης μειώνεται αισθητά σε σύγκριση με αυτήν κάτω από το εφέδρανο, περίπου στο μισό. Στον κορυφή του 1^{ου} ορόφου οι επιταχύνσεις μειώνονται κι άλλο για να αυξηθούν ξανά στην κορυφή του 2^{ου} ορόφου χωρίς όμως να φτάσουν τη μέγιστη τιμή επιτάχυνσης για την ανωδομή, η οποία εμφανίζεται στη βάση του 1^{ου} ορόφου. Παρατηρούμε ότι εδώ η μέγιστη τιμή επιτάχυνσης για την ανωδομή παρατηρείται στην περίπτωση της υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D), αν και στο μεγαλύτερο τμήμα της διέγερσης φαίνεται να είναι ελαφρώς μεγαλύτερη η επιτάχυνση για την περίπτωση της 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C), την οποία όμως υπερβαίνει σημειακά η υπο16πλάσια.

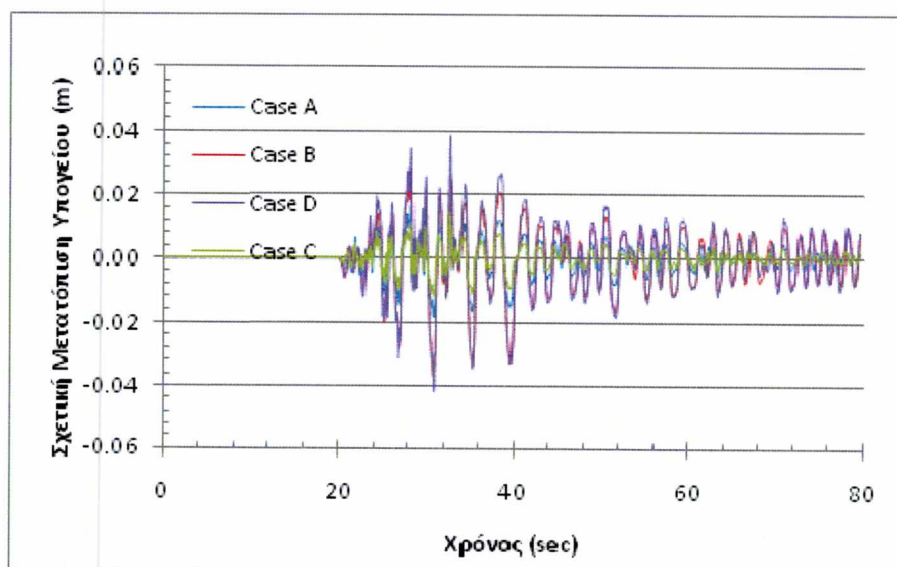
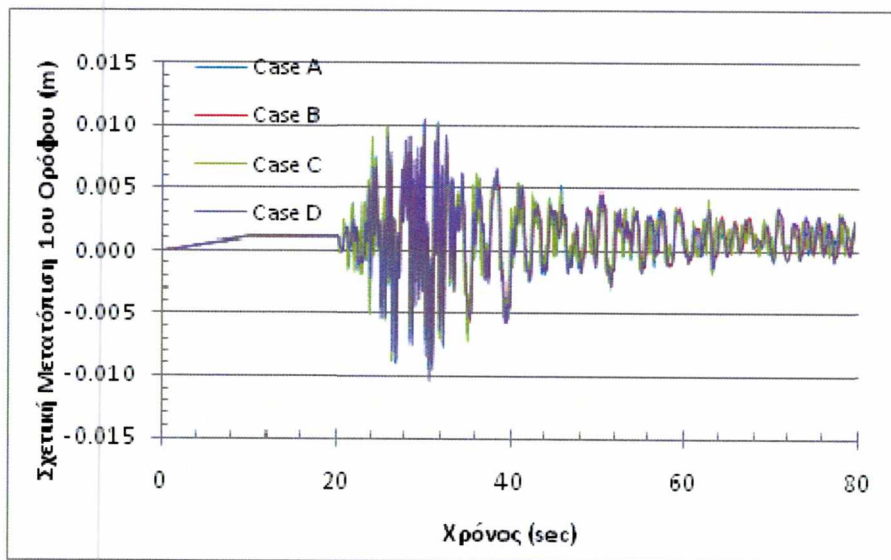
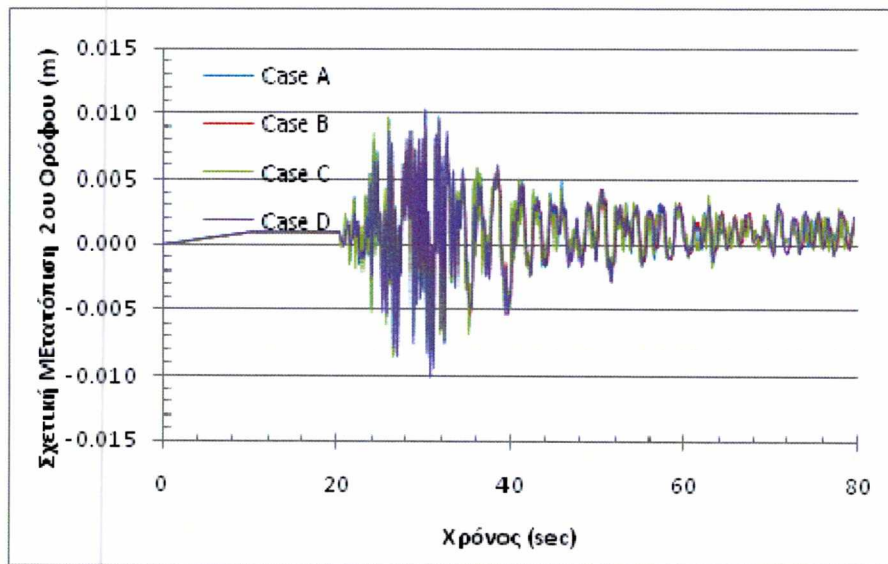
Στο Σχεδιάγραμμα 4.9 δίνονται οι σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων ως προς τη βάση τους, για εφαρμογή του σεισμού EQ#17 στη διεύθυνση X



Σχεδιάγραμμα 4. 9: Χρονοϊστορίες σχετικών μετατοπίσεων υπογείου, 1ου και 2ου ορόφου του δώροφου κτιρίου για τον σεισμό #17 στη διεύθυνση X

Από το Σχεδιάγραμμα 4.9, που δείχνει τις σχετικές μετατοπίσεις κάθε ορόφου ως προς τη βάση του, μπορούμε να συμπεράνουμε τα εξής: στο υπόγειο που δεν ενεργεί η σεισμική μόνωση, η ύπαρξη ή μη συνδετήριων δοκών επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος. Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν συνδετήριες δοκοί (Case B) ή υπάρχουν αλλά έχουν πολύ μικρή δυσκαμψία (Case D), δηλαδή πρακτικά είναι εύκαμπτες, η μετατόπιση της κορυφής φτάνει περίπου τα 3.5 cm. Στην περίπτωση που υπάρχουν συνδετήριες δοκοί, η μετατόπιση μειώνεται στο 1-1.5cm και το μέγεθος της δυσκαμψίας δεν επηρεάζει και τόσο την απόκριση του υποστυλώματος. Στον 1^ο όροφο, η σχετική μετατόπιση της κορυφής ως προς τη βάση και για τις τέσσερις περιπτώσεις είναι σχεδόν πανομοιότυπη, με μέγιστη σχετική μετατόπιση μόλις 2mm. Στον 2^ο όροφο το εύρος των σχετικών μετατοπίσεων μειώνεται ακόμη περισσότερο. Η μέγιστη σχετική μετατόπιση φαίνεται να προκύπτει για την περίπτωση δοκών ίσης δυσκαμψίας (Case A), ενώ αυτή είναι μόλις 0.5mm. Αξίζει να σημειωθεί ότι ένα σημαντικό ποσοστό της μετατόπισης αυτής (περίπου το 50%) οφείλεται στην παραμόρφωση λόγω των φορτίων βαρύτητας της κατασκευής. Σε αυτά τα διαγράμματα φαίνεται πόσο μεγάλη κι ανακουφιστική για το κτίριο είναι η επίδραση της σεισμικής μόνωσης.

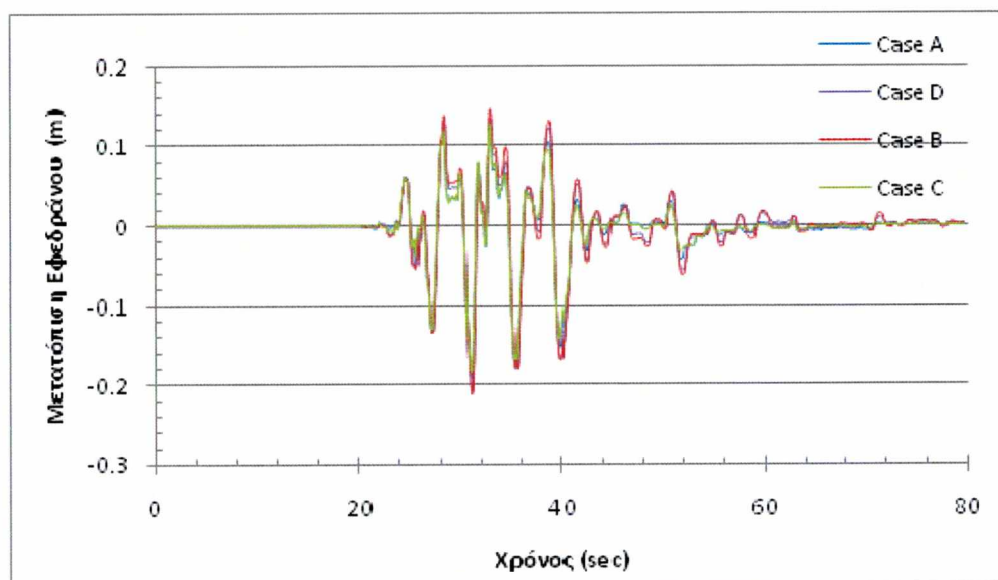
Στο Σχεδιάγραμμα 4.10 φαίνονται οι σχετικές μετατοπίσεις ως προς τη βάση τους των ορόφων του διώροφου κτιρίου για εφαρμογή του σεισμού EQ#17 στη διεύθυνση Y



Σχεδιάγραμμα 4. 10: Χρονοϊστορίες σχετικών μετατοπίσεων υπογείου, 1ου και 2ου ορόφου του δώροφου κτιρίου για τον σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Y

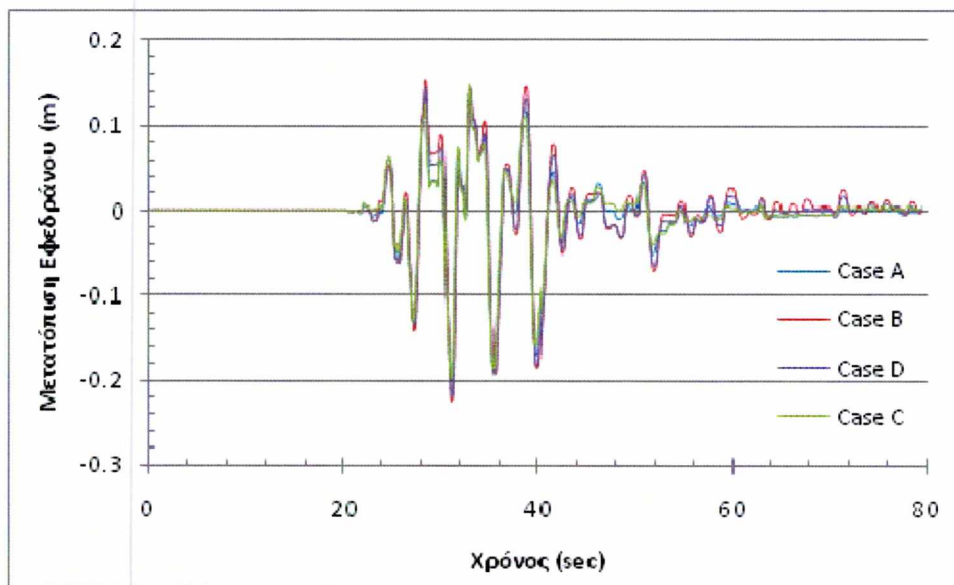
Όπως φαίνεται στις χρονοϊστορίες του Σχεδιαγράμματος 4.10, η μέγιστη μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος του υπογείου είναι περίπου 4cm και παρατηρείται για την περίπτωση των δοκών με υπο16πλάσια δυσκαμψία (Case D). Δεύτερη σε μέγεθος και σε εύρος έρχεται η μετατόπιση για την περίπτωση απουσίας δοκών (Case B), ενώ οι περιπτώσεις δοκών με ίση (Case A) και 16πλάσια δυσκαμψία (Case C) δίνουν περίπου τις μισές μετατοπίσεις. Στον 1^ο και 2^ο όροφο οι σχετικές μετατοπίσεις της κορυφής τους ως προς τη βάση τους είναι μέγιστες στην περίπτωση δοκών με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), και η μέγιστη τιμή και για τους δύο ορόφους είναι περίπου 7mm., ενώ η σχετική μετατόπιση του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου ως προς τη βάση τους είναι ελαφρώς μικρότερες για την περίπτωση των δοκών με ίση δυσκαμψία (Case A) και είναι ελάχιστες (με μέγιστη τιμή περίπου 4cm) για την περίπτωση της υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D).

Στα Σχεδιαγράμματα 4.11 και 4.12 δίνονται οι παραμορφώσεις του σφαιρικού εφέδρανου 1 ολίσθησης για εφαρμογή του σεισμού EQ#17 στις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα, ενώ στα Σχεδιαγράμματα 4.13 και 4.14 παρουσιάζονται τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης για το εφέδρανο 1 για εφαρμογή του σεισμού EQ#17 στις δύο διευθύνσεις:



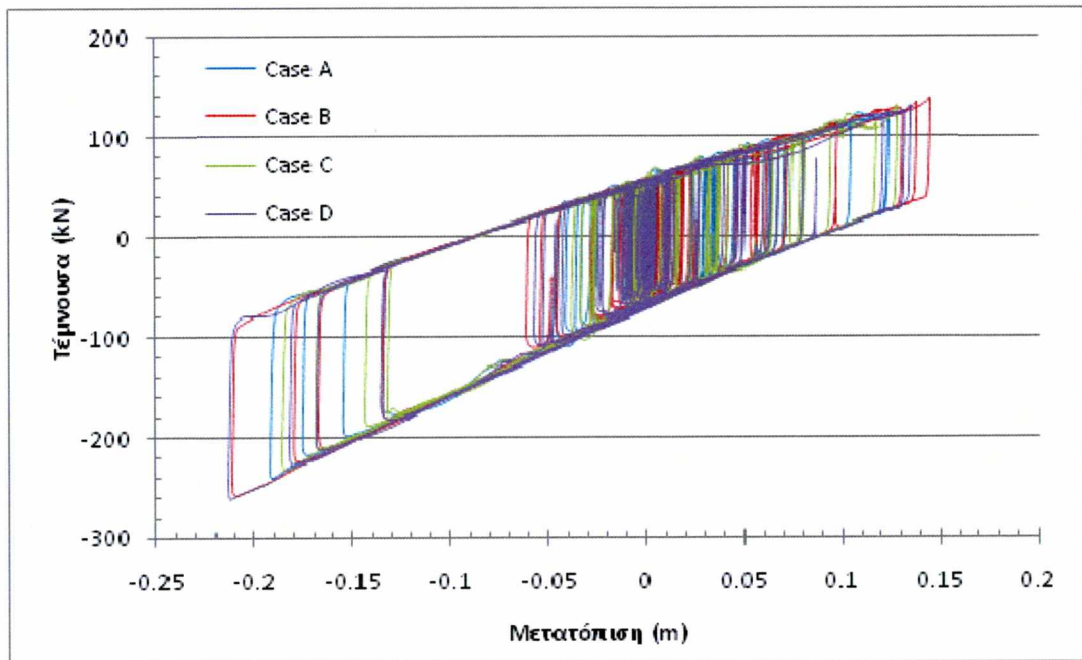
Σχεδιάγραμμα 4. 11: Χρονοϊστορία μετατοπίσεων σφαιρικού εφέδρανου ολίσθησης για σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση X

Η απόκριση του εφέδρανου ολίσθησης σφαιρικής επιφάνειας για σεισμό κατά τη διεύθυνση X φαίνεται να δίνει μέγιστες παραμορφώσεις, που πλησιάζουν τα 21cm στην περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί (Case B) και στην περίπτωση που η δυσκαμψία των δοκών είναι υπο16πλάσια (Case D). Δεν φαίνεται να υπάρχει κάποια διαφορά ανάμεσα στις δύο αυτές περιπτώσεις. Οι μετατοπίσεις στην περίπτωση δοκών με ίση (Case A) και 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), είναι ελαφρώς μικρότερες, με μέγιστη τιμή γύρω στα 18cm.

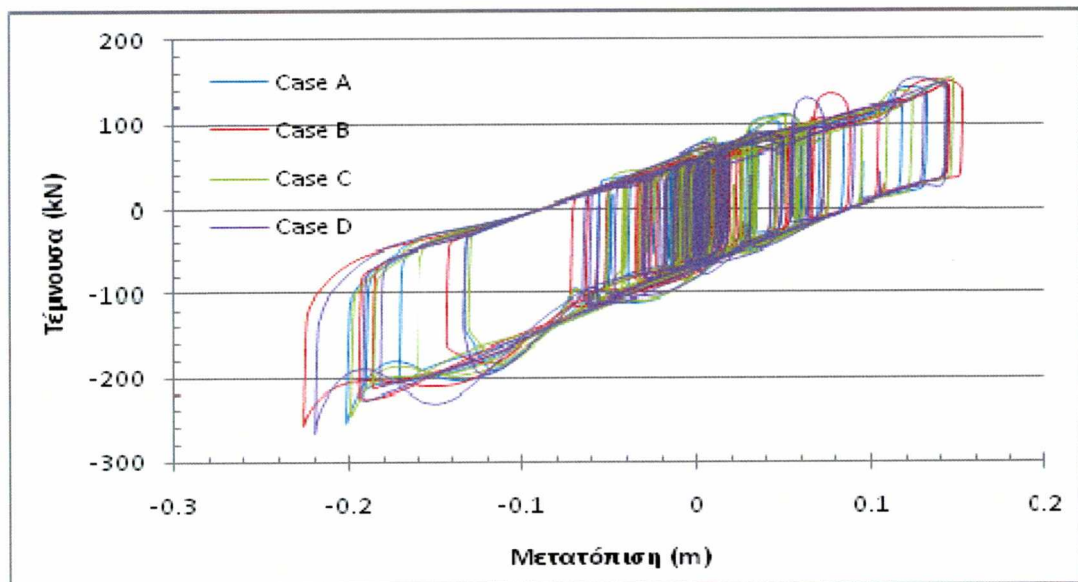


Σχεδιάγραμμα 4. 12: Χρονοϊστορία μετατοπίσεων σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης για το σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Y

Και στην περίπτωση της διεύθυνσης Y μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται για τις περιπτώσεις χωρίς δοκούς (Case B) κ δοκών με υπο16πλάσια δυσκαμψία(Case D) και είναι περίπου ίση με 22cm ενώ η μέγιστη μετατόπιση για τις περιπτώσεις δοκών ίσης (Case A) και 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C) είναι γύρω στα 20cm.

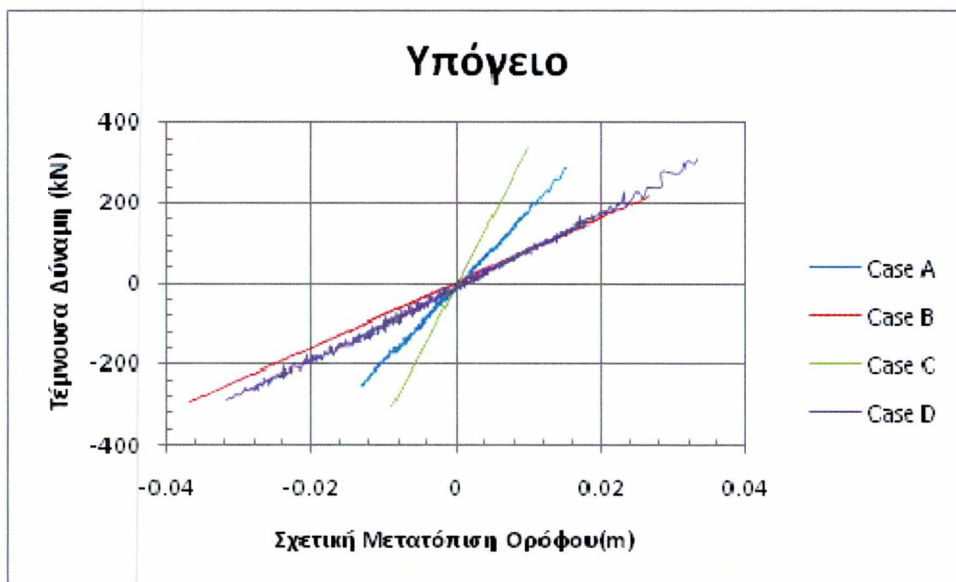


Σχεδιάγραμμα 4. 13: Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης για το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης για το σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Χ

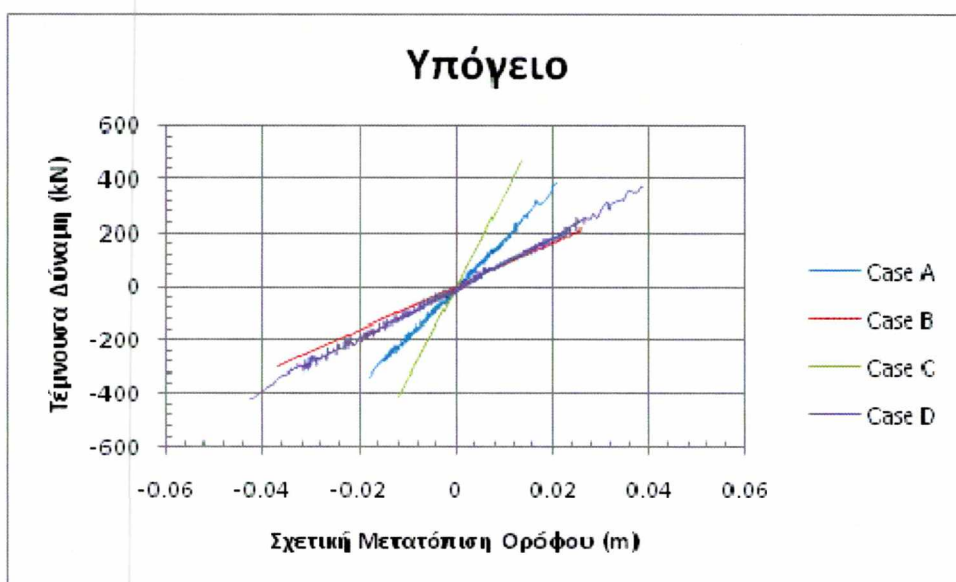


Σχεδιάγραμμα 4. 14: Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης για το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης για το σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Υ

Τα Σχεδιάγραμμα 4.15 και 4.16 παρουσιάζουν τα διαγράμματα τέμνουσας-μετατόπισης για το υποστυλώμα του υπογείου. Η κλίση αυτών μας δείχνει την δυσκαμψία Κ του υποστυλώματος.



Σχεδιάγραμμα 4. 15: Διάγραμμα τέμνουσας-σχετικής μετατόπισης ορόφου για υποστύλωμα υπογείου για το σεισμό #17 στη διεύθυνση Χ



Σχεδιάγραμμα 4. 16: Διάγραμμα τέμνουσας-σχετικής μετατόπισης ορόφου για υποστύλωμα υπογείου για το σεισμό #17 στη διεύθυνση Υ

Παρατηρούμε ότι μέγιστη κλίση συνεπώς και δυσκαμψία υποστυλώματος έχει η περίπτωση δοκών με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), ενώ η περίπτωση δοκών με υπο16πλάσια δυσκαμψία (Case D) και η περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί (Case B), έχουν σχεδόν την ίδια κλίση, το υποστύλωμα είναι πιο εύκαμπτο. Παρατηρούμε επίσης ότι στην περίπτωση απουσίας δοκών (Case B), η μέγιστη μετατόπιση και μέγιστη τέμνουσα

δύναμη υποστυλώματος είναι ίσες και στις 2 διευθύνσεις του σεισμού, ενώ στις υπόλοιπες 3 περιπτώσεις είναι μεγαλύτερες για εφαρμογή του σεισμού κατά τη διεύθυνση Y.

4.4 Μουσείο της Ακρόπολης

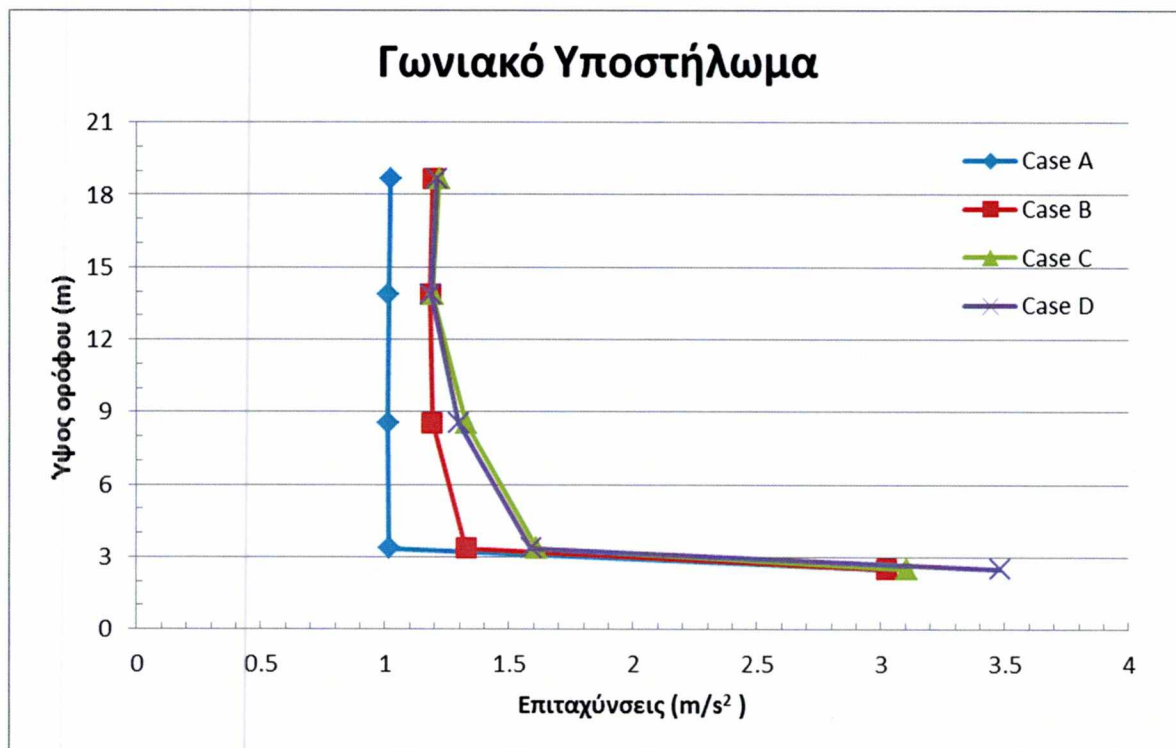
Για σεισμό στη διεύθυνση X, όσον αφορά την ανωδομή, για το γωνιακό υποστύλωμα οι μέσοι όροι των επιταχύνσεων (Πίνακας 4.14 και Σχεδιάγραμμα 4.17) είναι ελάχιστοι για την περίπτωση με δοκούς ίσης δυσκαμψίας (Case A), έπειτα αυξάνονται για την περίπτωση χωρίς δοκούς (Case B) και γίνονται μέγιστοι στην περίπτωση δοκών 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C). Ωστόσο, στην περίπτωση της ίσης δυσκαμψίας (Case A), οι επιταχύνσεις καθ' ύψος του υποστυλώματος δεν φαίνεται να αλλάζουν ιδιαίτερα, παραμένουν σχεδόν σταθερές, σε αντίθεση με τις άλλες τρεις περιπτώσεις στις οποίες οι επιταχύνσεις φαίνεται να είναι σχεδόν σταθερές στις δύο ανώτερες στάθμες κ στη συνέχεια να αυξάνονται στις κατώτερες. Κάτω από το εφέδρανο, οι επιταχύνσεις για την περίπτωση χωρίς δοκούς (Case B), με δοκούς με ίση (Case A) και με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C) σχεδόν ταυτίζονται, ενώ μέγιστη είναι η επιτάχυνση στην περίπτωση δοκών με υπο16πλάσια δυσκαμψία (Case D).

Πίνακας 4. 13: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κι τεμνουσών δυνάμεων εφεδράνων ολίσθησης για μουσείο για σεισμό στη διεύθυνση x

Aver - x	Link 243				Link 238			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Displacement (m)	0.0968	0.0792	0.0790	0.0790	0.0965	0.0782	0.0789	0.0785
Shear Force (kN)	279.13	256.10	256.16	255.11	692.51	635.19	634.74	633.50

Πίνακας 4. 14: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κ επιταχύνσεων κόμβων γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x

Aver - x	Displ. to Ground (m)				Total Accel (m/s ²)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Joint 270 - 4th floor	0.0986	0.0811	0.0802	0.0809	1.0231	1.1921	1.2181	1.2074
Joint 465 - 3rd floor	0.0982	0.0808	0.0799	0.0806	1.0144	1.1825	1.1918	1.1846
Joint 592 - 2nd floor	0.0977	0.0804	0.0794	0.0802	1.0113	1.1894	1.3264	1.2959
Joint 826 - 1st above link	0.0973	0.0800	0.0790	0.0798	1.0180	1.3256	1.6116	1.5900
Joint 1009 - 1st below link	0.0004	0.0006	0.0002	0.0007	3.0333	3.0235	3.1038	3.4823

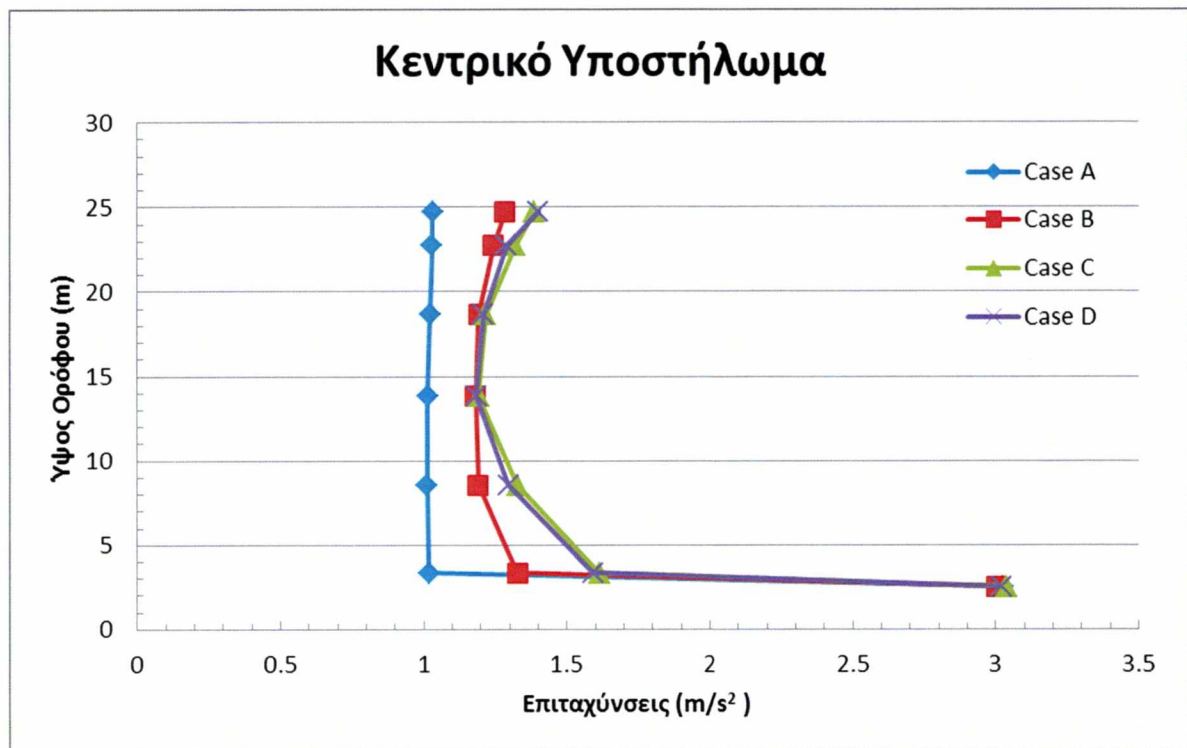


Σχεδιάγραμμα 4. 17: Μέσοι όροι επιταχύνσεων γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση X

Για το κεντρικό υποστυλόμετρο (Πίνακας 4.15 και Σχεδιάγραμμα 4.18) ισχύουν ακριβώς τα ίδια πράγματα που ισχύουν και για το γωνιακό, με τη διαφορά ότι το υποστυλόμετρο αυτό εκτείνεται ως τον 5^ο όροφο, συνεπώς στις 2 ανώτερες στάθμες (που δεν υπάρχουν στο γωνιακό υποστυλόμετρο) οι επιταχύνσεις είναι αυξημένες σε σύγκριση με τις μεσαίες στάθμες στις περιπτώσεις με υπο16πλάσια (Case D), 16πλάσια δυσκαμψία (Case C) και χωρίς δοκούς (Case B). Η περίπτωση των δοκών ίσης δυσκαμψίας (Case A) έχει σχεδόν σταθερή επιτάχυνση από την βάση του 1^{ου} ορόφου μέχρι και την κορυφή του 5^{ου}. Οι περιπτώσεις 16πλάσιας (Case C) και υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D) φαίνεται να έχουν μεγαλύτερη διακύμανση στις τιμές των επιταχύνσεων καθ' ύψος του υποστυλώματος, ενώ η περίπτωση χωρίς δοκούς (Case B) βρίσκεται κάπου ανάμεσα στις 2 αυτές συμπεριφορές. Κάτω από το εφέδρανο του κεντρικού υποστυλώματος, οι επιταχύνσεις για κάθε μία από τις τέσσερις περιπτώσεις σχεδόν ταυτίζονται.

Πίνακας 4. 15: : Μέσοι όροι μετατοπίσεων κ επιταχύνσεων κόμβων κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x

Aver - x	Displ. to Ground (m)				Total Accel (m/s ²)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Joint 98 - 6th floor	0.0989	0.0814	0.0805	0.0812	1.0325	1.2835	1.3876	1.4014
Joint 150 - 5th floor	0.0988	0.0813	0.0804	0.0811	1.0298	1.2435	1.3196	1.2881
Joint 387 - 4th floor	0.0986	0.0811	0.0802	0.0809	1.0231	1.1920	1.2183	1.2074
Joint 539 - 3rd floor	0.0982	0.0808	0.0798	0.0806	1.0142	1.1823	1.1917	1.1844
Joint 743 - 2nd floor	0.0977	0.0804	0.0794	0.0802	1.0113	1.1899	1.3270	1.2961
Joint 899 - 1st above link	0.0973	0.0799	0.0790	0.0798	1.0182	1.3268	1.6131	1.5906
Joint 1117 - 1st below link	0.0006	0.0013	0.0003	0.0010	3.0272	3.0020	3.0401	3.0201



Σχεδιάγραμμα 4. 18: Μέσοι όροι επιταχύνσεων κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x

Για σεισμό στη διεύθυνση Y τα πράγματα είναι κάπως διαφορετικά. Τόσο στο γωνιακό (πίνακας 4.17 και σχεδιάγραμμα 4.19) όσο και στο κεντρικό υποστυλώμα (πίνακας 4.18 και σχεδιάγραμμα 4.20), μέγιστες επιταχύνσεις στην ανωδομή παρουσιάζονται για την περίπτωση δοκών με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), έπειτα για αυτήν με την ίση

δυσκαμψία (Case A) και τέλος μικρότερη επιτάχυνση δίνει η περίπτωση όπου δεν υπάρχουν δοκοί (Case B). Από τη μορφή των διαγραμμάτων φαίνεται να υπερισχύουν ανώτερες ιδιομορφές και όχι η πρώτη, όπως είναι πιο αναμενόμενο για κατασκευές με σεισμική μόνωση. Αυτό φαίνεται κυρίως στο κεντρικό υποστύλωμα που εκτείνεται σε μεγαλύτερο ύψος κι έχει περισσότερους βαθμούς ελευθερίας και είναι ευκολότερο να φανεί. Επίσης στην κορυφή του 2^{ου} ορόφου (3^η στάθμη πάνω από το εφέδρανο) οι επιταχύνσεις και για τις τέσσερις περιπτώσεις στην περίπτωση του γωνιακού υποστυλώματος σχεδόν ταυτίζονται, ενώ στην περίπτωση του κεντρικού υποστυλώματος είναι πάρα πολύ κοντά μεταξύ τους, κάτι που δεν παρατηρείται στις υπόλοιπες στάθμες. Άλλο ένα γεγονός που αξίζει να σημειωθεί είναι ότι στο γωνιακό υποστύλωμα οι επιταχύνσεις για τις περιπτώσεις ίσης (Case A) και υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D) σχεδόν ταυτίζονται. Κάτω από το εφέδρανο μέγιστη είναι η επιτάχυνση στην περίπτωση με την υπο16πλάσια δυσκαμψία (Case D), ενώ οι επιταχύνσεις στις άλλες 3 περιπτώσεις είναι σχεδόν ίδιες.

Πίνακας 4. 16: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κι τεμνουσών δυνάμεων εφεδράνων ολίσθησης για μουσείο για σεισμό στη διεύθυνση γ

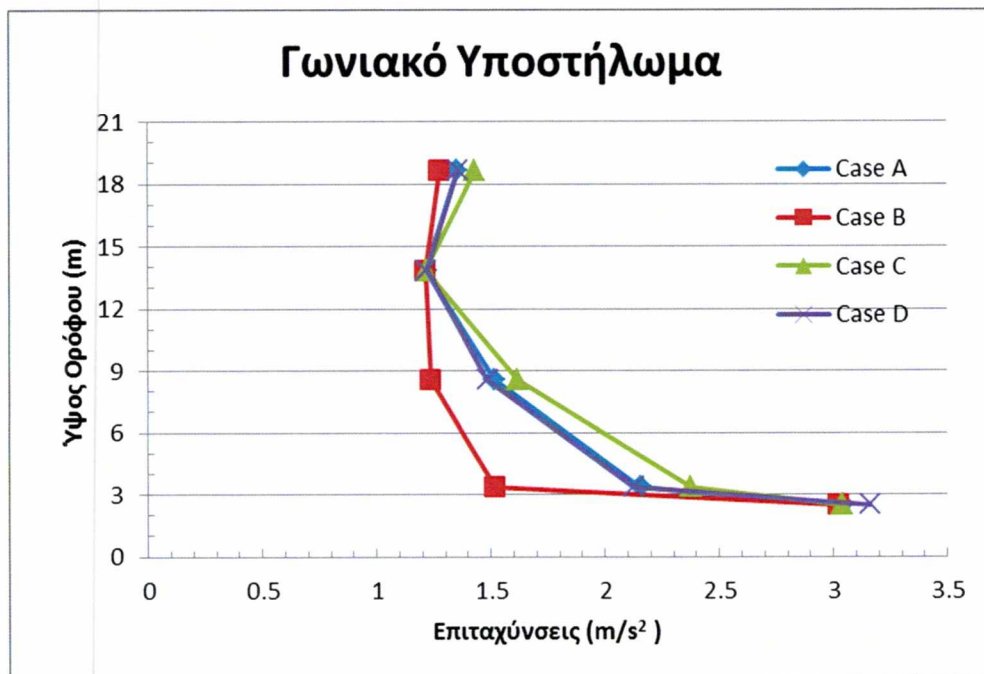
Aver - γ	Link 243				Link 238			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Displacement (m)	0.098323	0.098016	0.098545	0.098486	0.07863	0.0779	0.078792	0.078456
Shear Force (kN)	280.4138	279.8225	281.2545	280.2974	854.457	835.998	871.0577	845.1865

Πίνακας 4. 17: : Μέσοι όροι μετατοπίσεων κ επιταχύνσεων κόμβων γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ

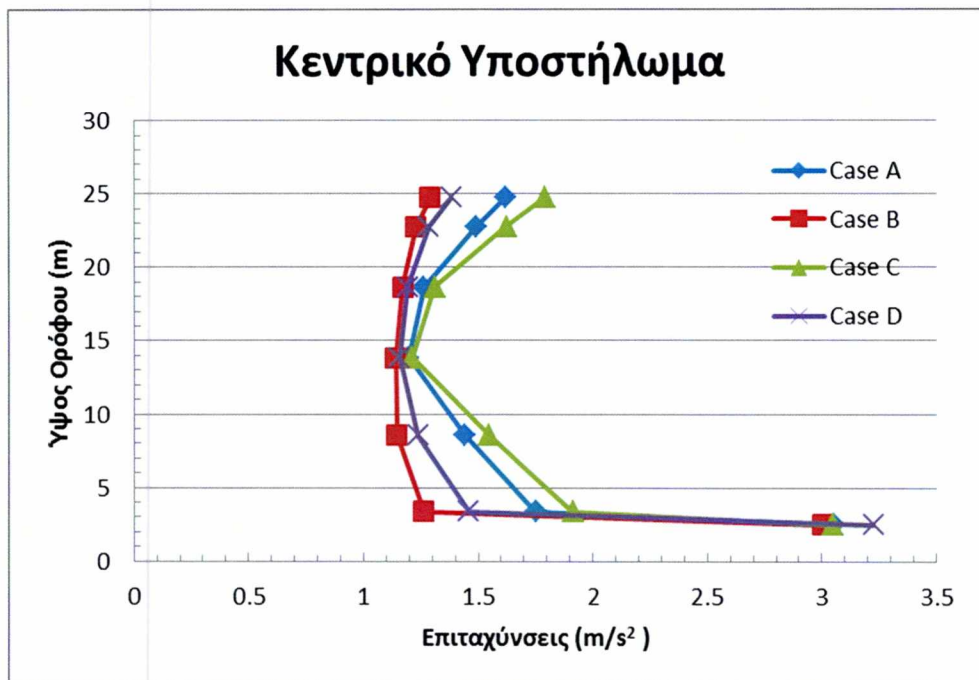
Aver - γ	Displ. to Ground (m)				Total Accel (m/s ²)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Joint 270 - 4th floor	0.1039	0.1041	0.1039	0.1045	1.3553	1.2763	1.4319	1.3576
Joint 465 - 3rd floor	0.1024	0.1026	0.1024	0.1030	1.2172	1.2154	1.2171	1.2194
Joint 592 - 2nd floor	0.1004	0.1008	0.1004	0.1011	1.5186	1.2373	1.6193	1.4872
Joint 826 - 1st above link	0.0987	0.0991	0.0988	0.0994	2.1551	1.5177	2.3775	2.1253
Joint 1009 - 1st below link	0.0003	0.0008	0.0002	0.0006	3.0445	3.0221	3.0393	3.1597

Πίνακας 4. 18: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κ επιταχύνσεων κόμβων κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ

Aver - γ	Displ. to Ground (m)				Total Accel (m/s ²)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Joint 98 - 6th floor	0.0842	0.0844	0.0841	0.0845	1.6187	1.2923	1.7916	1.3832
Joint 150 - 5th floor	0.0838	0.0841	0.0837	0.0841	1.4917	1.2312	1.6235	1.2873
Joint 387 - 4th floor	0.0828	0.0832	0.0828	0.0832	1.2638	1.1723	1.3105	1.1955
Joint 539 - 3rd floor	0.0816	0.0821	0.0816	0.0820	1.1971	1.1425	1.2147	1.1593
Joint 743 - 2nd floor	0.0803	0.0808	0.0802	0.0807	1.4420	1.1474	1.5494	1.2389
Joint 899 - 1st above link	0.0792	0.0797	0.0791	0.0796	1.7533	1.2653	1.9140	1.4605
Joint 1117 - 1st below link	0.0004	0.0013	0.0003	0.0008	3.0550	3.0023	3.0491	3.2253

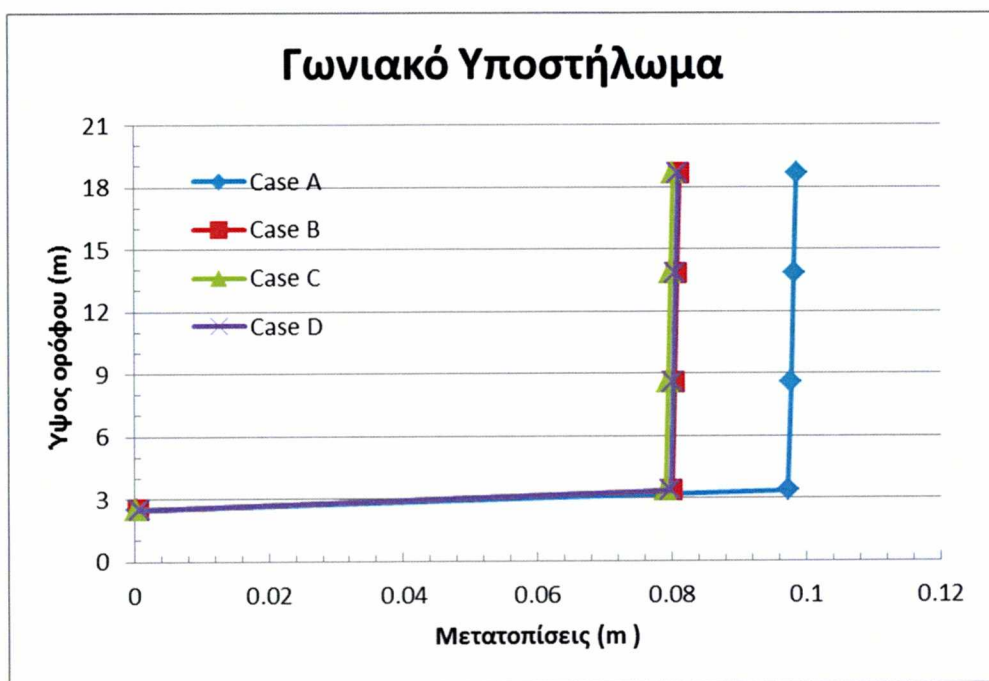


Σχεδιάγραμμα 4. 19: Μέσοι όροι επιταχύνσεων γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ

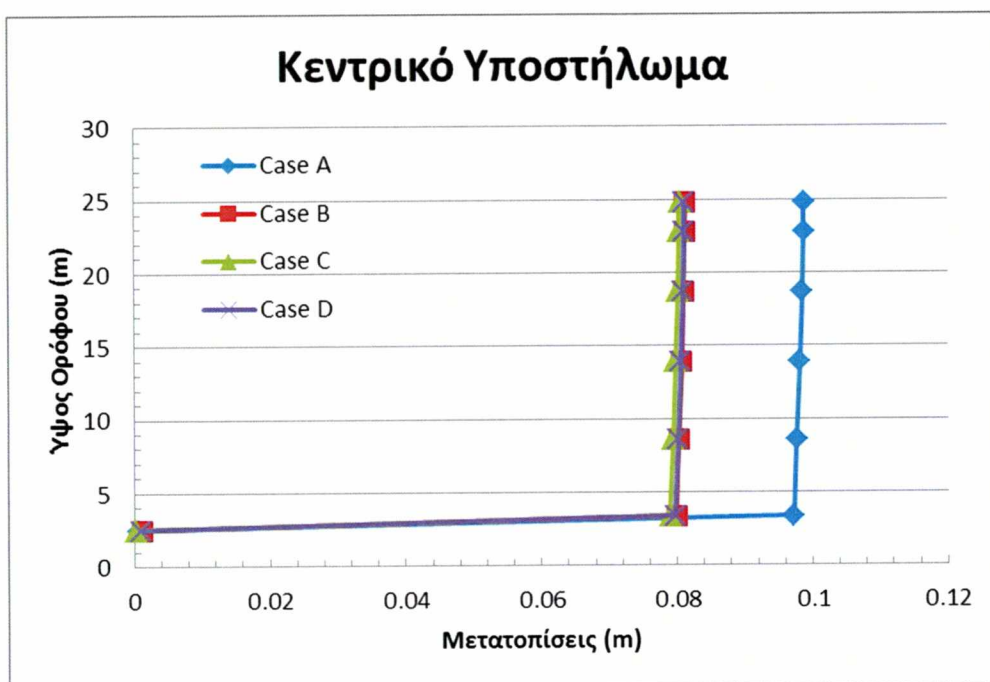


Σχεδιάγραμμα 4. 20: : Μέσοι όροι επιταχύνσεων κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ

Στην περίπτωση των μετακινήσεων για σεισμό στην κατεύθυνση Χ (Σχεδιαγράμματα 4.21 και 4.22 και Πίνακες 4.14 και 4.15), η μετατόπιση της ανωδομής στην περίπτωση που έχουμε δοκούς ίσης δυσκαμψίας (Case A) είναι περίπου 2cm μεγαλύτερη από ότι η μετατόπιση στις υπόλοιπες τρεις περιπτώσεις, οι οποίες σχεδόν ταυτίζονται μεταξύ τους και είναι σταθερές καθ' ύψος της ανωδομής. Τόσο για το γωνιακό όσο και για το κεντρικό υποστήλωμα οι μετατοπίσεις έχουν περίπου την ίδια τιμή.



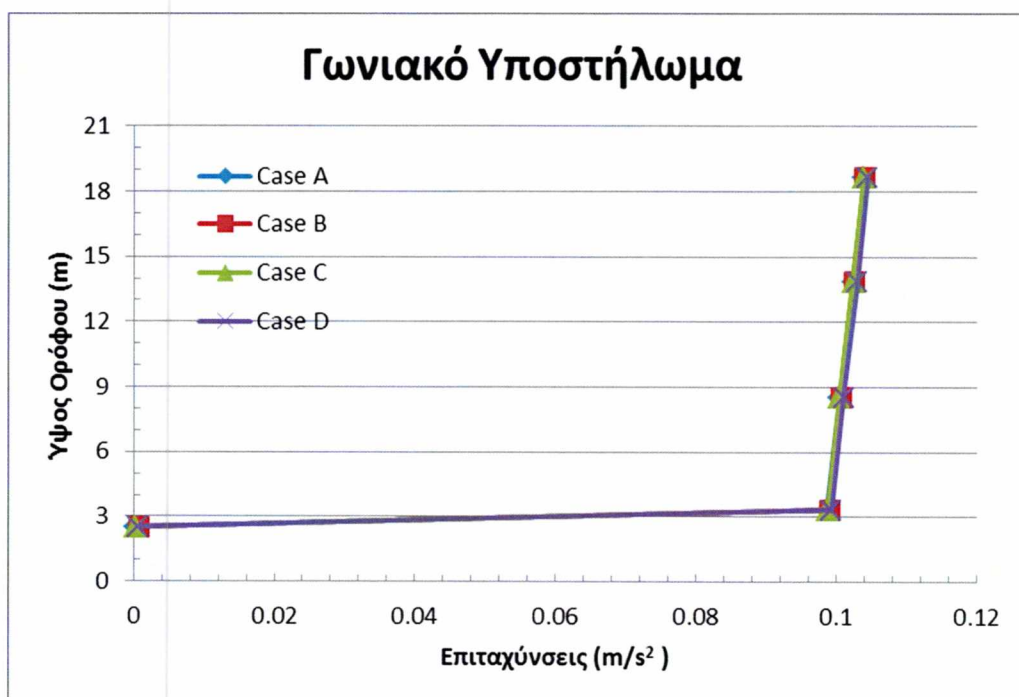
Σχεδιάγραμμα 4. 21: : Μέσοι όροι μετατοπίσεων γωνιακού υποστηλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x



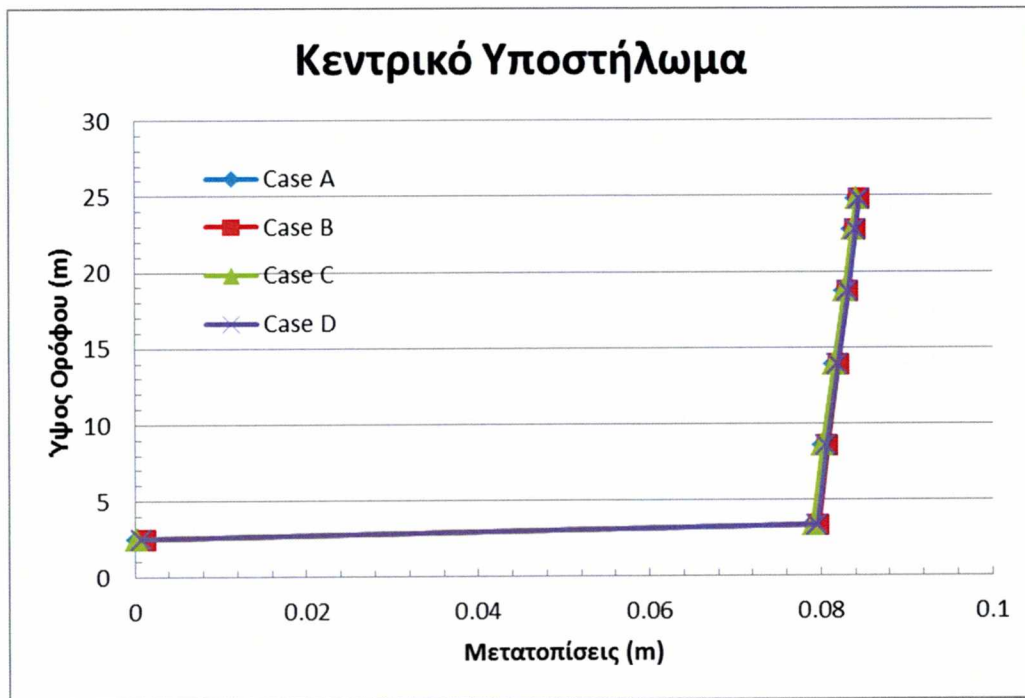
Σχεδιάγραμμα 4. 22: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κεντρικού υποστηλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x

Για σεισμό στη διεύθυνση Y (Σχεδιαγράμματα 4.23 και 4.24 και Πίνακες 4.17 και 4.18), οι μετατοπίσεις και για τις τέσσερις περιπτώσεις διαφέρουν μόνο για ελάχιστα χιλιοστά.

Ωστόσο καθ' ύψος των υποστυλωμάτων, παρατηρείται μια αύξηση της μετατόπισης όσο αυξάνεται η στάθμη του υποστυλώματος. Παρ' όλα αυτά η αύξηση αυτή είναι πολύ μικρή, η σχετική μετατόπιση της κορυφής του τελευταίου ορόφου ως προς την βάση του πρώτου είναι μόλις 0.5cm. Επιπλέον, ενδιαφέρον έχει το ότι η μέγιστη μετατόπιση του γωνιακού υποστυλώματος είναι περίπου 2cm μεγαλύτερη από αυτή του κεντρικού υποστυλώματος. Αυτή η διάφορα μπορεί να αποδοθεί σε στροφική ταλάντωση της κατασκευής λόγω ασυμμετρίας.



Σχεδιάγραμμα 4. 23 : Μέσοι όροι μετατοπίσεων γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ



Σχεδιάγραμμα 4. 24: Μέσοι όροι μετατοπίσεων κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ

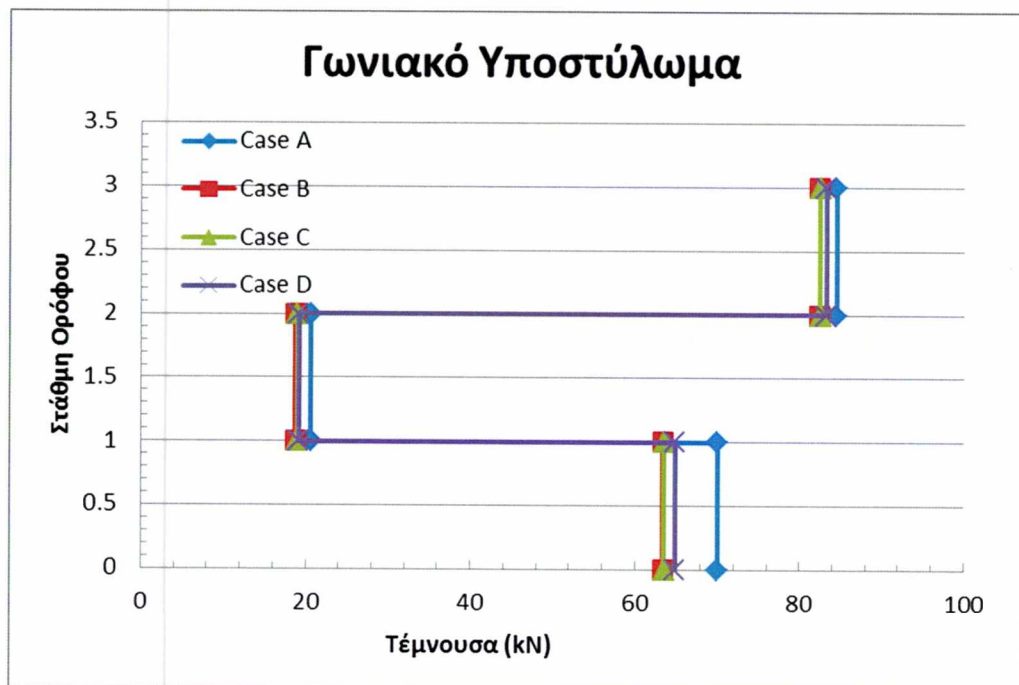
Οι τέμνουσες δυνάμεις για σεισμό στη Χ διεύθυνση (Πίνακες 4.19 και 4.20 και Σχεδιαγράμματα 4.25 και 4.26) διαφέρουν από τις αντίστοιχες που είχαν προκύψει για το διώροφο κτίριο. Ενώ το αναμενόμενο θα ήταν οι τέμνουσες να μειώνονται από τον ανώτερο όροφο και προχωρώντας προς τα κάτω, παρατηρείται αύξηση της τέμνουσας στον 3^ο όροφο σε σχέση με τον 2^ο, τόσο στο γωνιακό υποστυλίσιο, που η αύξηση είναι μεγάλη (γύρω στα 62 kN), όσο και στο κεντρικό, που η αύξηση είναι μικρότερη (περίπου 5 kN). Το ίδιο παρατηρείται και στον 5^ο όροφο του κεντρικού υποστυλώματος που η αύξηση του σε σχέση με την τέμνουσα του 4^{ου} ορόφου είναι γύρω στα 40 kN ενώ η τέμνουσα του είναι μεγαλύτερη κι από την τέμνουσα του 1^{ου} ορόφου κατά 30 kN περίπου για κάθε μία από τις περιπτώσεις που μελετήθηκαν. Για αυτό το παράδοξο ίσως ευθύνεται η κατανομή των επιταχύνσεων καθ' ύψος της κατασκευής. Ελάχιστη τέμνουσα στο γωνιακό υποστυλίσιο παρατηρείται στην περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί σύζευξης (Case B) και η μέγιστη στην περίπτωση δοκών με ίση δυσκαμψία (Case A).

Πίνακας 4. 19: Μέσος όρος τεμνουσών δυνάμεων γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x

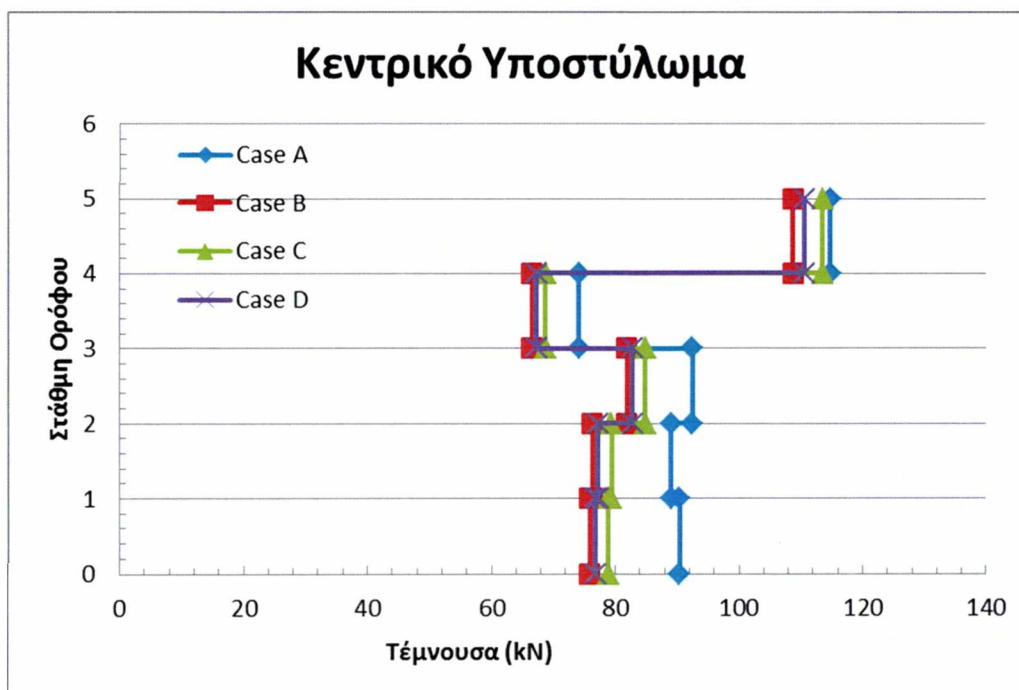
Aver - x	Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Frame 847 - 3rd story	84.5261	82.4675	82.5626	83.2917
Frame 1190 - 2nd floor	20.6916	18.7926	19.0491	19.1899
Frame 1708 - 1st floor	70.0644	63.4392	63.6131	64.8780

Πίνακας 4. 20: : Μέσος όρος τεμνουσών δυνάμεων κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x

Aver - x	Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Frame 235 - 5th story	114.767	108.773	113.490	110.581
Frame 432 - 4th floor	74.142	66.620	68.772	67.260
Frame 932 - 3rd floor	92.498	81.947	84.900	82.845
Frame 1277 - 2nd floor	89.015	76.274	79.374	77.242
Frame 1795 - 1st floor	90.377	75.888	78.889	76.837



Σχεδιάγραμμα 4. 25: : Μέσοι όροι τεμνουσών γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x



Σχεδιάγραμμα 4. 26: : Μέσοι όροι τεμνουσών κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x

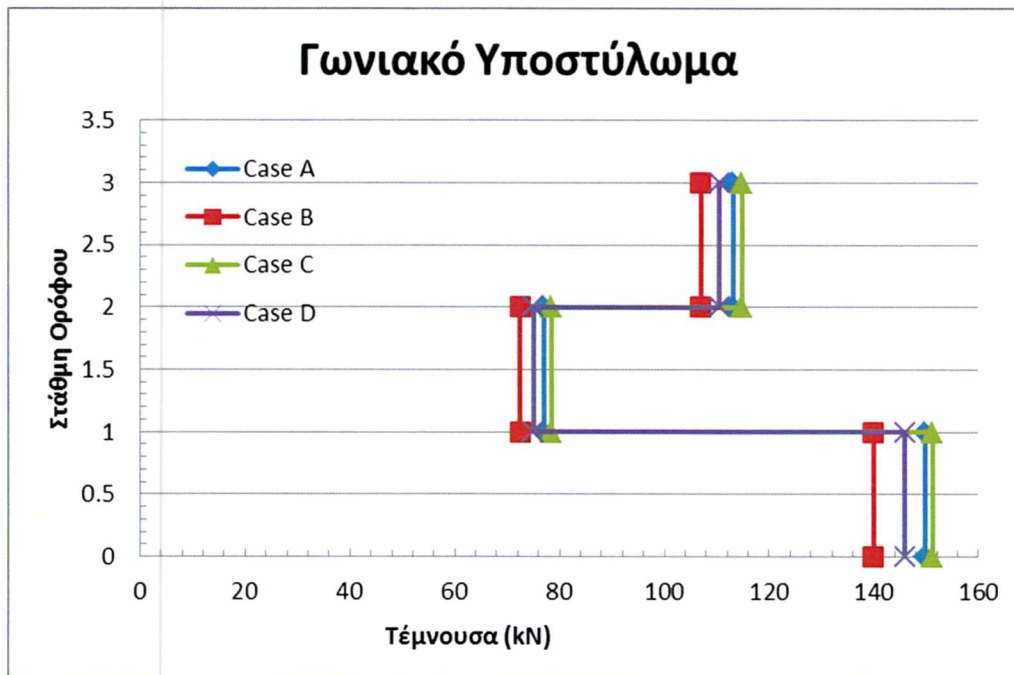
Στη διεύθυνση Y για το γωνιακό υποστύλωμα (Πίνακας 4.21 και Σχεδιάγραμμα 4.27) ισχύει ότι η τέμνουσα είναι μέγιστη στον 1^ο όροφο, στον 2^ο όροφο μειώνεται και στον 3^ο αυξάνεται και πάλι, αλλά παραμένει μικρότερη από ότι η τέμνουσα στον 1^ο. Στο κεντρικό υποστύλωμα (Πίνακας 4.22 και Σχεδιάγραμμα 4.28) μέγιστη τέμνουσα εμφανίζεται στον τελευταίο όροφο και στη συνέχεια μειώνεται σημαντικά στον 4^ο και αρχίζει να αυξάνεται καθώς κατεβαίνουμε προς τον 1^ο, χωρίς όμως να φτάσει την τιμή που είχε στον 5^ο. Άλλη μια παρατήρηση είναι ότι στη διεύθυνση Y οι τέμνουσες του κεντρικού υποστυλώματος είναι σημαντικά μικρότερες από εκείνες του γωνιακού, με τη διαφορά στον 1^ο και 3^ο όροφο να είναι γύρω στα 100 και 120 kN αντίστοιχα, ενώ στον 2^ο γύρω στα 60 kN. Αυτό συνδέεται ενδεχομένως και με την αυξημένη μετατόπιση του γωνιακού υποστυλώματος σε σχέση με το κεντρικό.

Πίνακας 4. 21: Πίνακας 4. 21: Μέσος όρος τεμνουσών δυνάμεων γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ

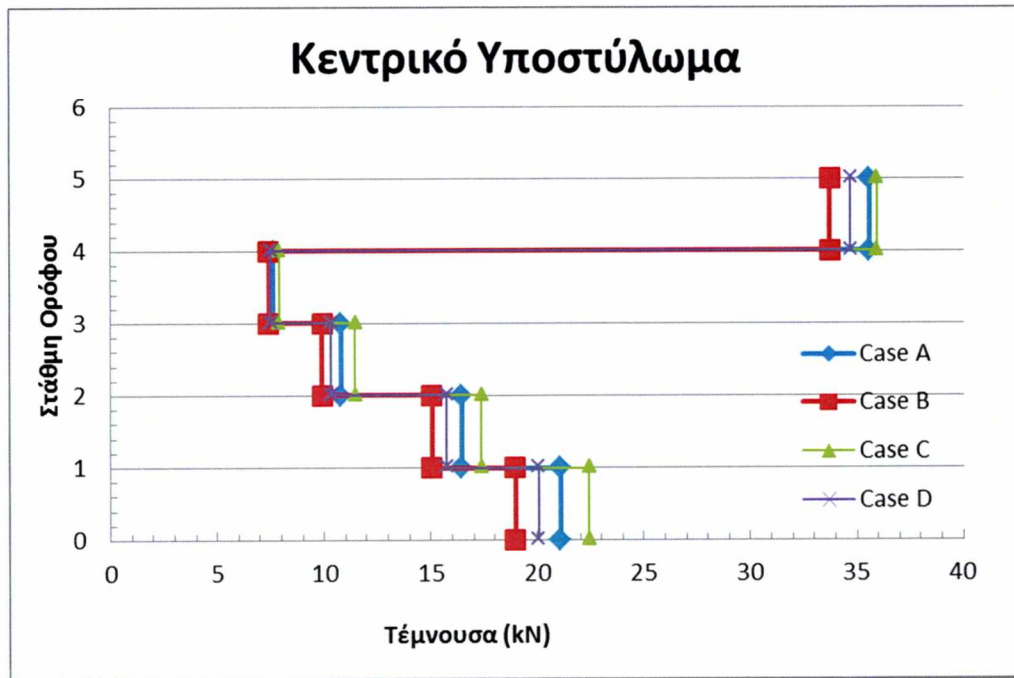
Aver - γ	Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Frame 847 - 3rd story	113.088	106.958	114.816	110.508
Frame 1190 - 2nd floor	77.014	72.468	78.471	75.015
Frame 1708 - 1st floor	149.768	139.960	151.223	145.902

Πίνακας 4. 22: : Μέσος όρος τεμνουσών δυνάμεων κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ

Aver - γ	Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Frame 235 - 5th story	35.598	33.745	35.959	34.711
Frame 432 - 4th floor	7.633	7.406	7.888	7.516
Frame 932 - 3rd floor	10.794	9.905	11.467	10.337
Frame 1277 - 2nd floor	16.427	15.054	17.360	15.753
Frame 1795 - 1st floor	21.081	18.982	22.425	20.065



Σχεδιάγραμμα 4. 27: Μέσοι όροι τεμνουσών γωνιακού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση γ



Σχεδιάγραμμα 4. 28: Μέσοι όροι τεμνουσών κεντρικού υποστυλώματος μουσείου για σεισμό στη διεύθυνση x

Πίνακας 4. 23: Μέσος όρος μετατοπίσεων και τεμνουσών δυνάμεων υποστυλωμάτων κάτω από τα εφέδρανα για σεισμό στη διεύθυνση x

Aver - x	Relative Displ. (m)				Shear Force (kN)			
	Case A	Case B	Case C	Case D	Case A	Case B	Case C	Case D
Column Link 243	0.0004	0.0006	0.0002	0.0007	443.9351	216.4484	264.5636	523.6777
Column Link 238	0.0006	0.0013	0.0003	0.0010	543.1912	439.2135	388.0502	402.5511

Πίνακας 4. 24: : Μέσος όρος ροπών υποστυλωμάτων κάτω από τα εφέδρανα για σεισμό στη διεύθυνση x

Aver - x	Moment (kNm)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Column Link 243 - Joint 1312	598.919	724.736	348.289	831.113
Column Link 243 - Joint 1009	576.775	183.615	320.476	700.575
Column Link 238 - Joint 1187	911.927	1470.999	514.342	1176.934
Column Link 238 - Joint 1117	432.728	372.966	456.387	170.556

Πίνακας 4. 25: Μέσος όρος τέμνουσας βάσης για σεισμό στη διεύθυνση x

Aver - x	Case A	Case B	Case C	Case D
Base Shear (kN)	37651.17	28794.79	29940.87	27607.27

Πίνακας 4. 26: : Μέσος όρος ροπών υποστυλωμάτων κάτω από τα εφόδρανα για σεισμό στη διεύθυνση γ

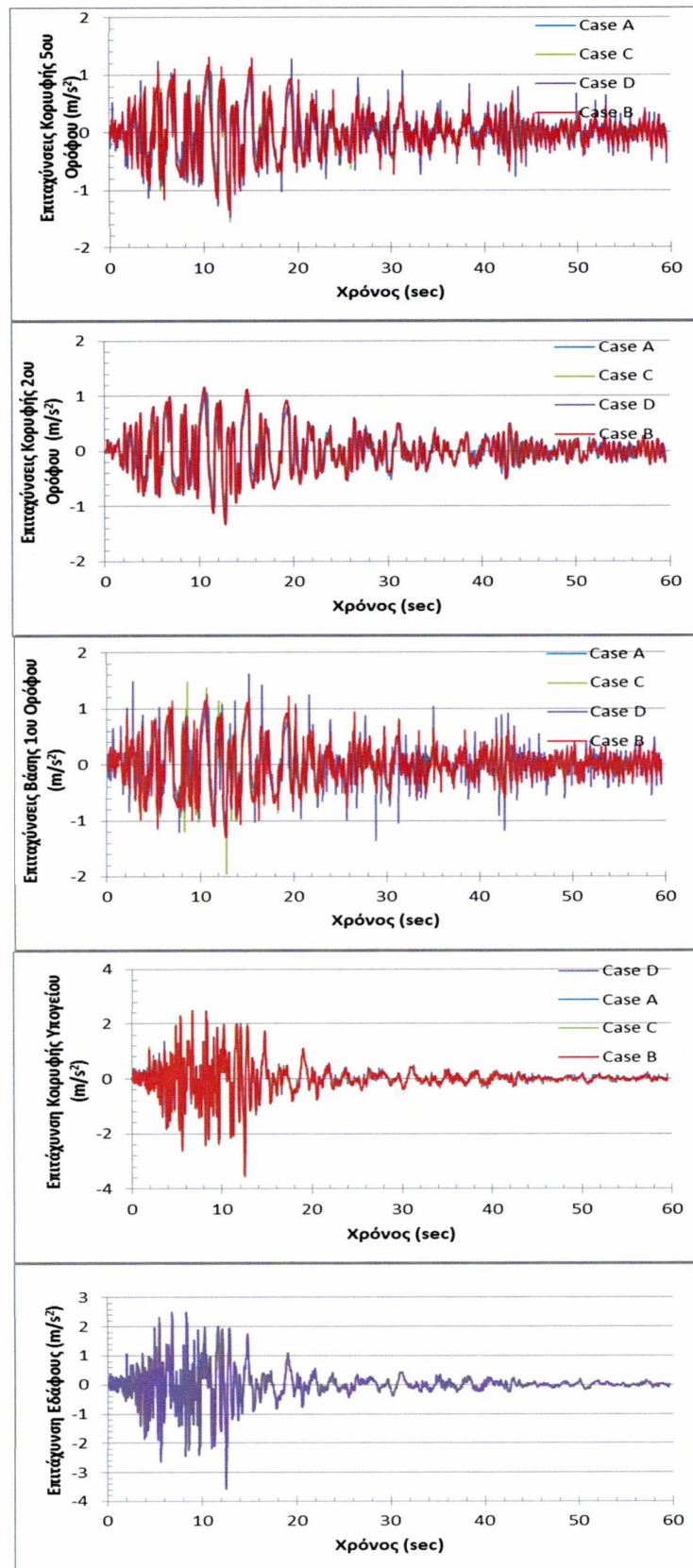
Aver - γ	Moment (kNm)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Column Link 243 - Joint 1312	406.5816	898.0021	357.6845	716.9462
Column Link 243 - Joint 1009	70.342	227.5954	276.7787	189.3255
Column Link 238 - Joint 1187	524.941	1467.083	463.3751	876.9581
Column Link 238 - Joint 1117	365.0784	371.9795	388.0494	626.6763

Πίνακας 4. 27: Μέσος όρος τέμνουσας βάσης για σεισμό στη διεύθυνση γ

Aver - γ	Case A	Case B	Case C	Case D
Base Shear (kN)	30289.95	27982.99	31652.59	27674.89

Όπως και στην περίπτωση του διώροφου κτιρίου παρατηρείται κι εδώ έντονη διαφορά στην τιμή της μέγιστης ροπής που αναπτύσσεται στη βάση των υποστυλωμάτων για τις τέσσερις περιπτώσεις. Πιο συγκεκριμένα όπως φαίνεται στους Πίνακες 4.24 και 4.26 η ροπή που αναπτύσσεται για την περίπτωση απουσίας διαφράγματος (Case B) ή διαφράγματος με υπο16πλάσια δυσκαμψία (Case D) είναι πολύ μεγαλύτερη της αντίστοιχης για τις άλλες δύο περιπτώσεις.

Στο Σχεδιάγραμμα 4.29 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για τους κόμβους του κεντρικού υποστυλώματος κάτω και πάνω από το εφόδρανο καθώς και στην κορυφή του 2^{ου} και 5^{ου} ορόφου για σεισμό που ασκείται κατά τη διεύθυνση Χ.



Σχεδιάγραμμα 4. 29: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων κόμβων κεντρικού υπ/τος καθ' ύψος του μουσείου για το σεισμό EQ#17 στη διεύθυνση X

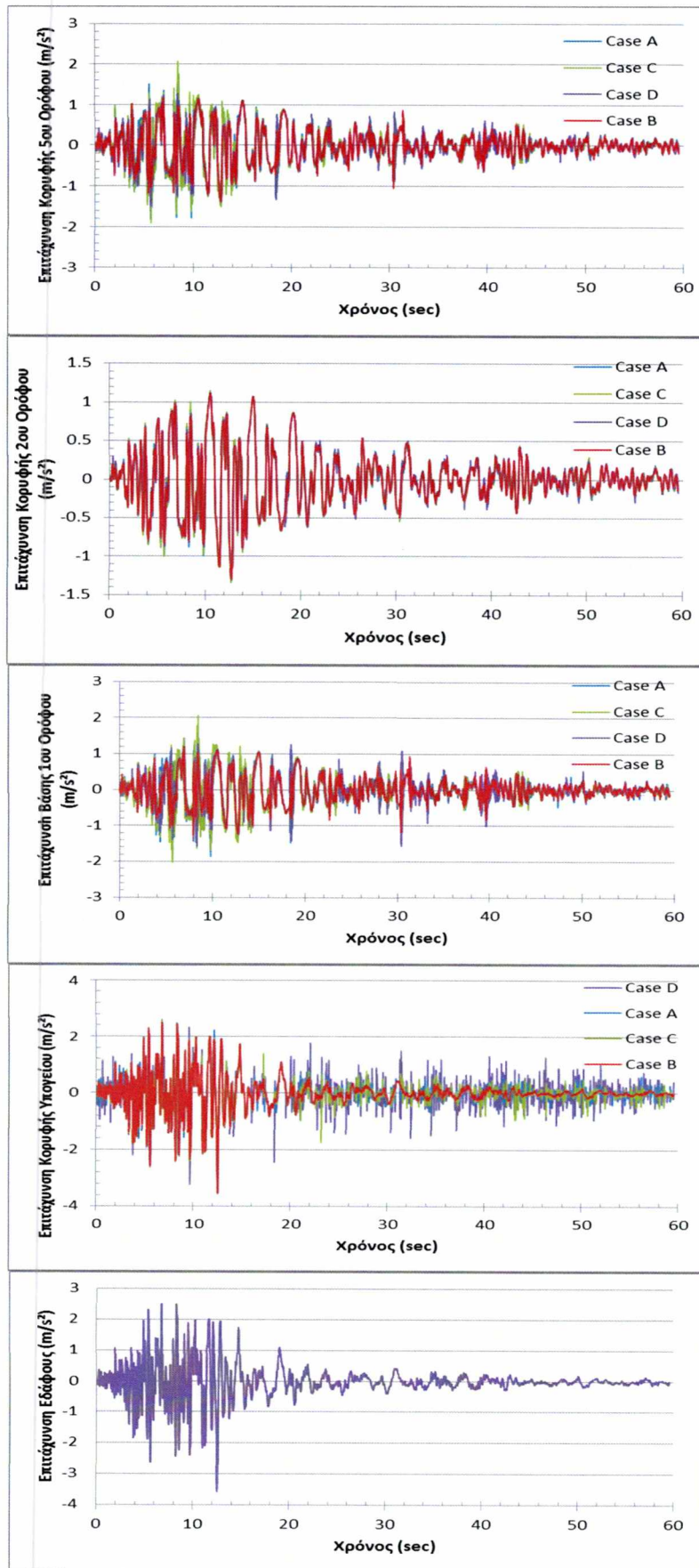
Από το Σχεδιάγραμμα 4.29 μπορούμε να βγάλουμε τα εξής συμπεράσματα: Στην κορυφή του υποστυλώματος του υπογείου δεν υπάρχει μεγέθυνση των τιμών της επιτάχυνσης όπως συμβαίνει συνήθως στις κατασκευές, αλλά οι επιταχύνσεις παραμένουν σχεδόν πανομοιότυπες με τις επιταχύνσεις στο έδαφος και ίσες για τις τέσσερις διαφορετικές εξεταζόμενες περιπτώσεις. Αυτό οφείλεται στο ότι τα υποστυλώματα έδρασης είναι κοντά και έχουν μεγάλη διάμετρο, δηλαδή έχουν πολύ μεγάλη δυσκαμψία και η παρουσία ή μη συνδετήριων δοκαριών δεν επηρεάζει την δυσκαμψία της υποδομής. Στην ανωδομή παρατηρούμε ότι οι επιταχύνσεις, όπως είναι αναμενόμενο, μειώνονται λόγω των εφεδράνων ολίσθησης. Γενικά και στους 5 ορόφους, επικρατεί το ίδιο μοτίβο. Οι επιταχύνσεις είναι μέγιστες στο μοντέλο με δοκούς με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), ενώ οι επιταχύνσεις του μοντέλου με δοκούς υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D) έρχεται δεύτερο, με μικρή διαφορά. Τα μοντέλα με δοκούς 16πλάσιας και υπο16πλάσιας δυσκαμψίας και το μοντέλο χωρίς δοκούς (Case B) έχουν πάρα πολύ κοντινή συμπεριφορά, ξεφεύγοντας μόνο σημειακά για κάποιες χρονικές στιγμές. Το μοντέλο δοκών ίσης δυσκαμψίας (Case A) δίνει λίγο μικρότερες επιταχύνσεις από ότι τα άλλα 3 μοντέλα. Γενικά και τα τέσσερα μοντέλα έχουν πολύ κοντινή συμπεριφορά ως προς τις επιταχύνσεις της ανωδομής και μόνο σημειακά σε κάποιες χρονικές στιγμές κάποιο θα ξεπεράσει τα άλλα σε μέγεθος, χωρίς ωστόσο αυτή η διαφορά να είναι τόσο μεγάλη. Παρακάτω φαίνονται σε έναν πίνακα οι μέγιστες επιταχύνσεις των κόμβων της ανωδομής για τις τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις.

Πίνακας 4. 28: : Μέγιστες επιταχύνσεις κόμβων για τον σεισμό EQ#17 κατά τη διεύθυνση X

EQ17 - x	Total Accel (m/s ²)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Joint 98 - 6 th floor	1.141	1.350	1.547	1.470
Joint 150 - 5 th floor	1.136	1.347	1.467	1.429
Joint 387 - 4 th floor	1.125	1.339	1.344	1.339
Joint 539 - 3 rd floor	1.112	1.327	1.332	1.329
Joint 743 - 2 nd floor	1.110	1.312	1.612	1.316
Joint 899 - 1 st above link	1.110	1.297	1.930	1.619
Joint 1117 - 1 st below link	3.556	3.532	3.566	3.542

Όπως παρατηρείται στον Πίνακα 4.28, η μέγιστη επιτάχυνση παρουσιάζεται πάντα στην περίπτωση των δοκών 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C). Οι μέγιστες επιταχύνσεις για την περίπτωση της ίσης δυσκαμψίας (Case A) είναι σχεδόν σταθερές καθ' όλο το ύψος της ανωδομής, αυξάνονται μόνο ελάχιστα καθώς ανεβαίνουμε προς τον τελευταίο όροφο. Το ίδιο ισχύει και για την περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί (Case B). Οι περιπτώσεις 16πλάσιας (Case C) και υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D) παρουσιάζουν τις μέγιστες επιταχύνσεις τους στη βάση της ανωδομής και στη συνέχεια αυτές μειώνονται μέχρι την στάθμη 3 (κορυφή 2^{ου} ορόφου) για να αυξηθούν ξανά σταδιακά ανεβαίνοντας ως την κορυφή του τελευταίου ορόφου.

Στο Σχεδιάγραμμα 4.30 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για τους κόμβους του κεντρικού υποστυλώματος κάτω και πάνω από το εφέδρανο καθώς και στην κορυφή του 2^{ου} και 5^{ου} ορόφου για σεισμό που ασκείται κατά τη διεύθυνση Y.



Σχεδιάγραμμα 4. 30: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων κόμβων κεντρικού υπ/τος καθ' ύψος του μουσείου για το σεισμό EQ#17 στη διεύθυνση Y

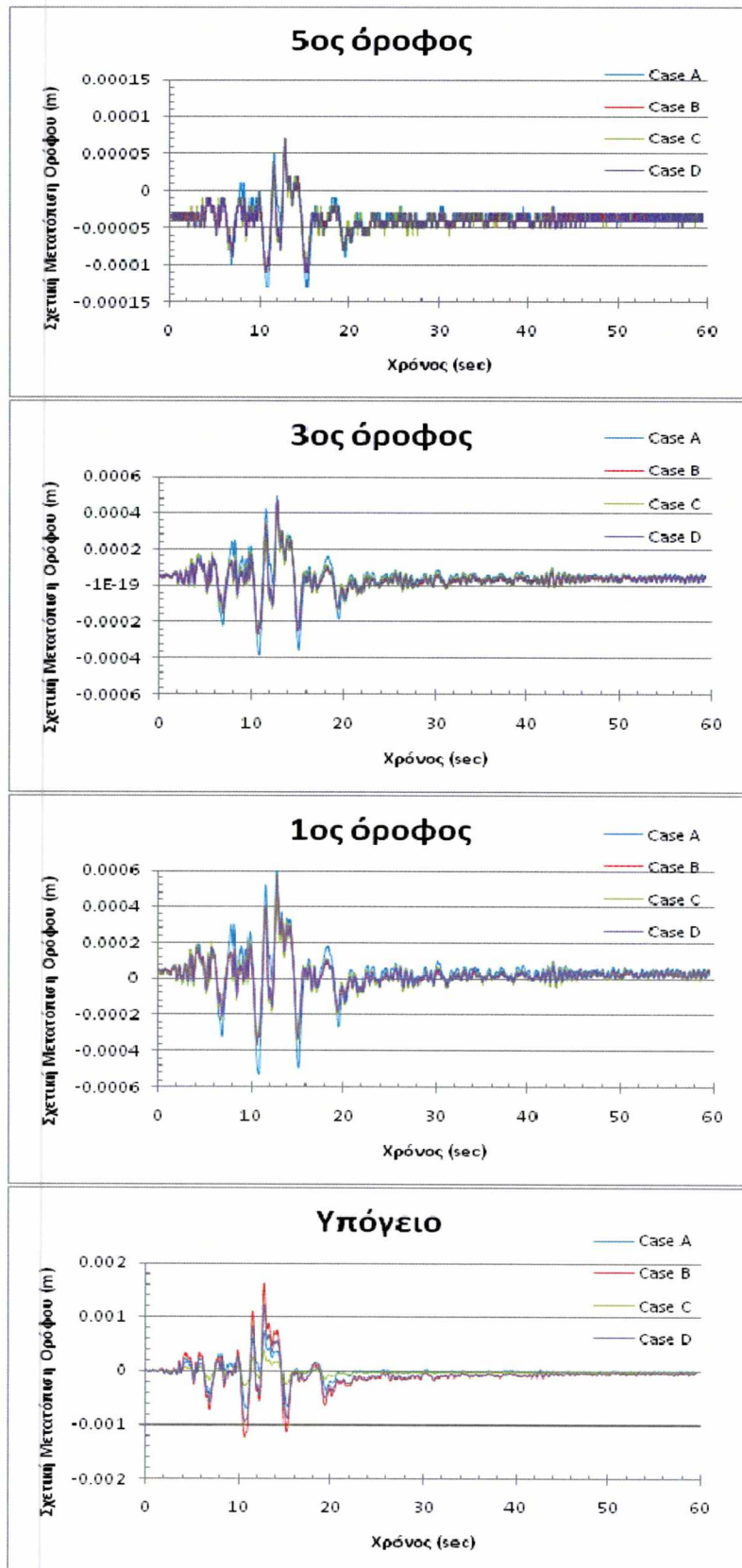
Οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται για επιβολή του σεισμού κατά τη διεύθυνση Υ φαίνεται από το Σχεδιάγραμμα 4.30 να έχουν μεγαλύτερη απόκλιση μεταξύ τους από ότι είχαν οι αντίστοιχες επιταχύνσεις για σεισμό στη διεύθυνση Χ. Οι επιταχύνσεις της κορυφής του υποστυλώματος έδρασης (υπόγειο) παρουσιάζουν έντονες διαφορές μεταξύ τους. Στα πρώτα 15 sec του σεισμού, που παρουσιάζονται οι μέγιστες επιταχύνσεις, οι τέσσερις περιπτώσεις έχουν σχεδόν την ίδια συμπεριφορά, παρουσιάζοντας ταυτόχρονα μέγιστα κι ελάχιστα, τα οποία δεν φαίνεται να διαφέρουν ιδιαίτερα. Ωστόσο, μετά την πάροδο των πρώτων 15 sec, η συμπεριφορά των τεσσάρων περιπτώσεων αλλάζει. Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί (Case B), οι επιταχύνσεις αρχίζουν να αποσβένουν με γρήγορο ρυθμό κ γίνονται ελάχιστες σε πολύ σύντομο χρονικό διάστημα. Οι υπόλοιπες τρεις περιπτώσεις αποσβένουν με πολύ μικρότερο ρυθμό και το εύρος των επιταχύνσεων είναι μεγαλύτερο από ότι στην περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί. Ειδικά για τις περιπτώσεις των δοκών με ίση (Case A) και 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), παρουσιάζονται ακόμη κάποιες σχετικά υψηλές τιμές της επιτάχυνσης σημειακά σε κάποιες χρονικές στιγμές.

Στην ανωδομή γενικά μέγιστες επιταχύνσεις φαίνεται να δίνει η περίπτωση της 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C), της οποίας η συμπεριφορά είναι πιο κοντά στην περίπτωση της ίσης δυσκαμψίας (Case A). Πιο συγκεκριμένα, οι επιταχύνσεις των περιπτώσεων A και C (δηλαδή ίση κ 16πλασια δυσκαμψία) φαίνονται να είναι σταθερά μεγαλύτερες από τις περιπτώσεις B και C για την πλειοψηφία των κόμβων της ανωδομής.

Στον Πίνακα 4.29 παρουσιάζονται οι μέγιστες απόλυτες τιμές των επιταχύνσεων καθ' ύψος του κεντρικού υποστυλώματος για κάθε μία από τις περιπτώσεις.

Πίνακας 4. 29: Μέγιστες επιταχύνσεις κόμβων υποστυλώματος για σεισμό στη διεύθυνση Υ

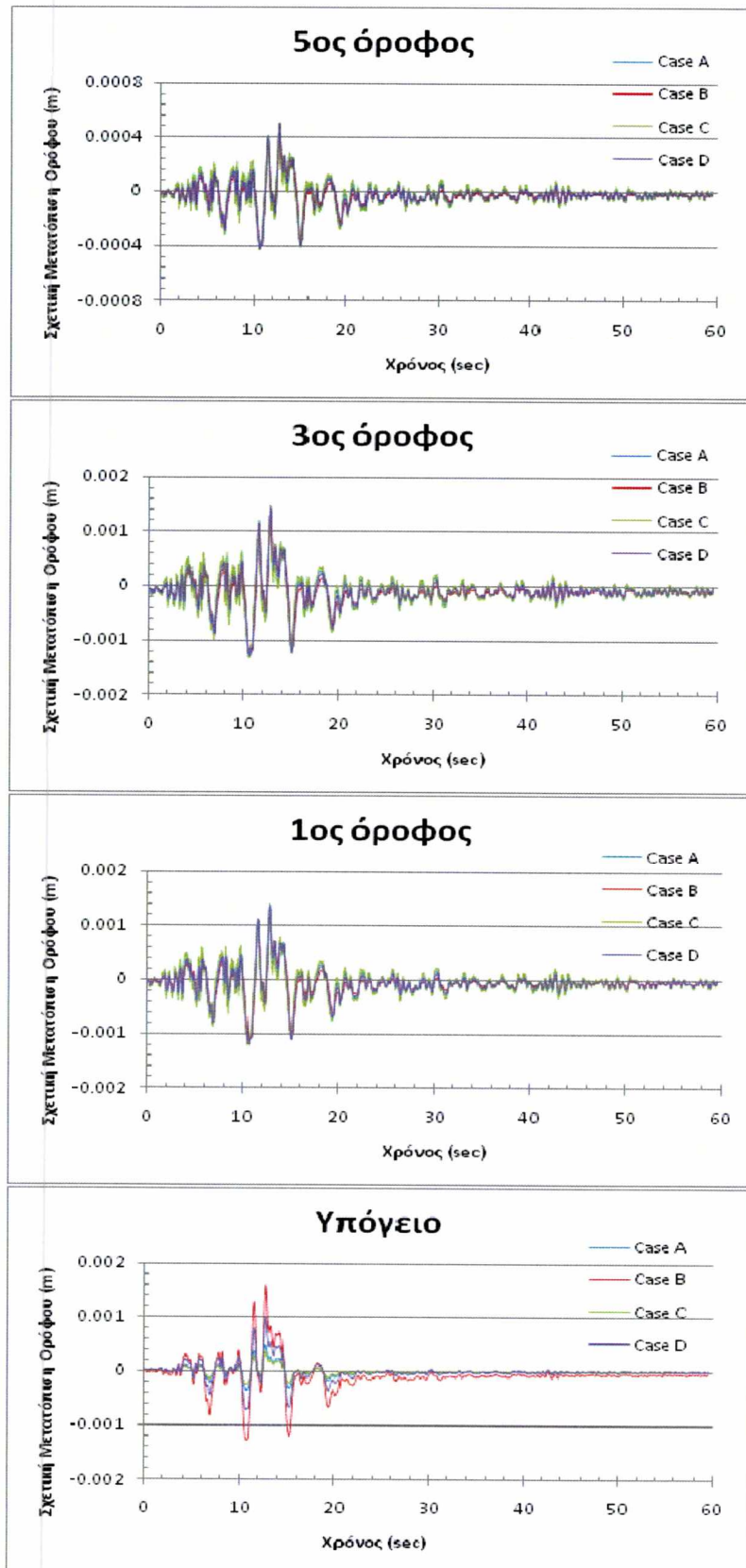
EQ17 - γ	Total Accel (m/s ²)			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Joint 98 - 6 th floor	1.809	1.371	2.067	1.474
Joint 150 - 5 th floor	1.602	1.359	1.812	1.364
Joint 387 - 4 th floor	1.348	1.330	1.387	1.336
Joint 539 - 3 rd floor	1.314	1.294	1.339	1.305
Joint 743 - 2 nd floor	1.510	1.258	1.591	1.273
Joint 899 - 1 st above link	1.942	1.255	2.066	1.569
Joint 1117 - 1 st below link	3.561	3.533	3.562	3.549



Σχεδιάγραμμα 4. 31: Χρονοϊστορίες σχετικών μετατοπίσεων υπογείου, 1ου, 3ου και 5ου ορόφου του μουσείου για τον σεισμό #17 στη διεύθυνση Χ

Από τις χρονοϊστορίες των σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων για εφαρμογή του σεισμού κατά τη διεύθυνση Χ, φαίνεται από το Σχεδιάγραμμα 4.31 ότι το εύρος των σχετικών μετατοπίσεων είναι πάρα πολύ μικρό. Ακόμη και κάτω από το εφέδρανο ολίσθησης, η μέγιστη μετατόπιση της κεφαλής του υποστυλώματος ως προς τη βάση του είναι μόλις 0.16cm και εμφανίζεται για την περίπτωση που δεν υπάρχουν συνδετήριες δοκοί (Case B). Ακολουθούν η περίπτωση δοκών υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D), έπειτα ίσης (Case A) και τέλος, μικρότερη μετατόπιση δίνουν οι δοκοί 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C). Το ότι η σχετική μετατόπιση είναι τόσο μικρή, οφείλεται στο μικρό ύψος και στη μεγάλη δυσκαμψία του υποστυλώματος αυτού. Στην ανωδομή, οι σχετικές μετατοπίσεις κάθε ορόφου μειώνονται κι άλλο. Στον 1^ο κ 3^ο όροφο η μέγιστη σχετική μετατόπιση είναι μόλις 0.6mm και 0.4mm αντίστοιχα ενώ στην κορυφή η μέγιστη σχετική μετατόπιση είναι μόλις 0.14mm. Στους τελευταίους δύο ορόφους, φαίνεται ότι σε τόσο μικρές σχετικές μετατοπίσεις, ένα τμήμα οφείλεται στις μετατοπίσεις που έχουν προκληθεί λόγω των στατικών φορτίων. Σε τόσο μικρές σχετικές μετατοπίσεις δεν έχει νόημα η σύγκριση των τεσσάρων περιπτώσεων, μιας και όποια περίπτωση κι αν επιλεχθεί για το δεδομένο μοντέλο έχει εξίσου μικρές μετατοπίσεις.

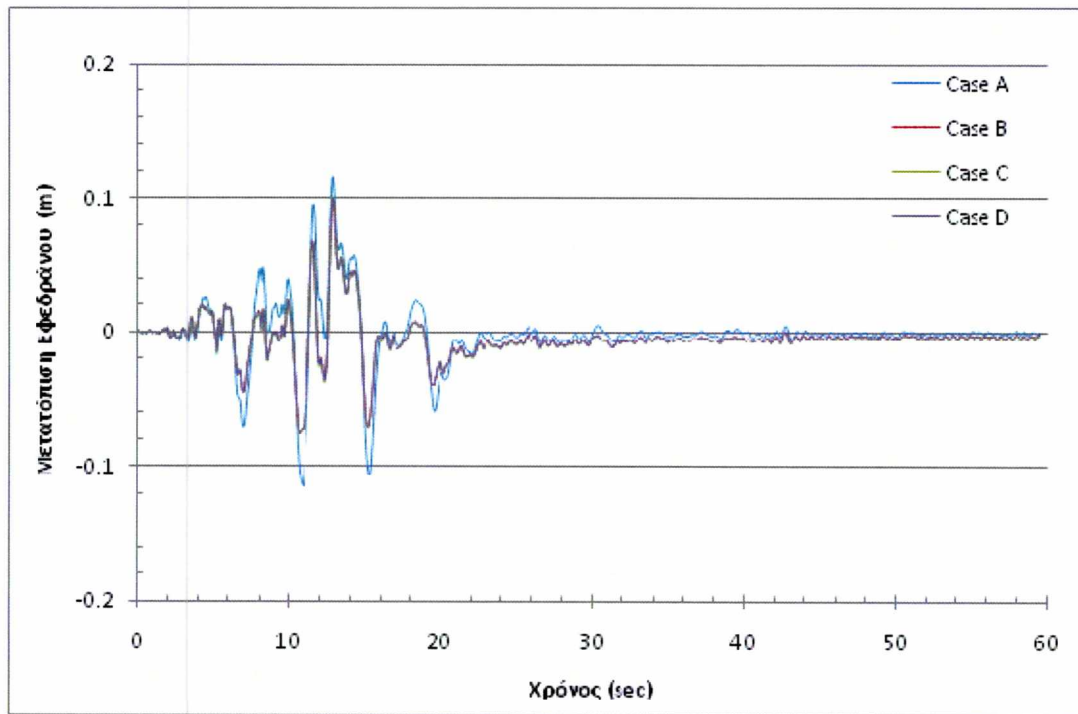
Στο Σχεδιάγραμμα 4.32 φαίνονται οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες σχετικών μετατοπίσεων για εφαρμογή του σεισμού EQ#17 κατά τη διεύθυνση Υ.



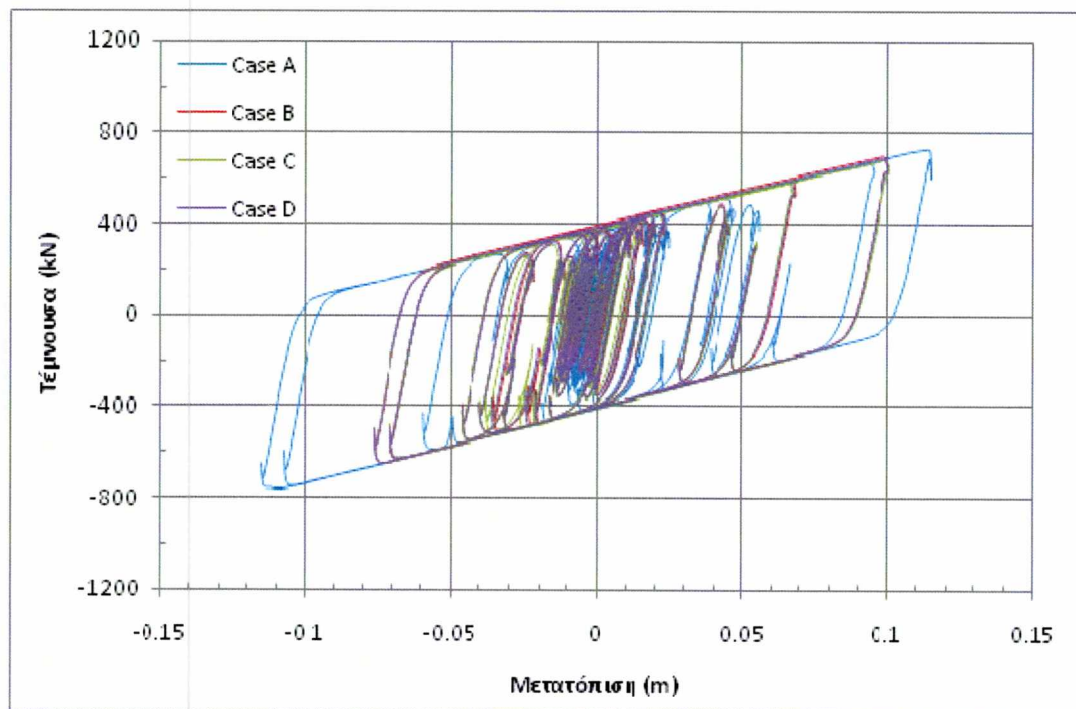
Σχεδιάγραμμα 4. 32: Χρονοϊστορίες σχετικών μετατοπίσεων υπογείου, 1ου, 3ου και 5ου ορόφου του μουσείου για τον σεισμό #17 στη διεύθυνση Y

Κατά τη διεύθυνση Y τα πράγματα είναι λίγο διαφορετικά. Οι σχετικές μετατοπίσεις κάτω από το εφέδρανο είναι όμοιες εντελώς με αυτές της διεύθυνσης X. Δηλαδή, μέγιστη τιμή ίση με 1.2mm δίνει η Case B (απουσία συνδετήριων δοκών), έπειτα οι Cases D και A (υπο16πλάσια και ίση δυσκαμψία αντίστοιχα) και τέλος το Case C (16πλάσια δυσκαμψία). Αυτό που διαφέρει όμως από την διεύθυνση X είναι ότι στην ανωδομή οι σχετικές μετατοπίσεις παραμένουν ίδιες με τον κόμβο κάτω από την ανωδομή. Αυτό σημαίνει ότι κάθε όροφος της ανωδομής έχει σχετική μετατόπιση ως προς τον από κάτω του ίση με περίπου 1.2mm. Εξάιρεση αποτελεί ο τελευταίος όροφος που έχει μέγιστη σχετική μετατόπιση μόλις 0.4mm.

Στα Σχεδιάγραμμα 4.33 και 4.35 δίνονται οι χρονοϊστορίες μετατόπισης του σφαιρικού εφέδρανο ολίσθησης #238 για εφαρμογή του σεισμού EQ#17 στη διεύθυνση X και στη διεύθυνση Y αντίστοιχα, ενώ στα Σχεδιάγραμμα 4.34 και 4.36 φαίνονται τα διαγράμματα φορτίου-μετατόπισης για το ίδιο εφέδρανο #238, για σεισμό που ασκείται κατά τις διευθύνσεις X και Y αντίστοιχα.



Σχεδιάγραμμα 4. 33: Χρονοϊστορία μετατοπίσεων σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης #238 για το σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Χ



Σχεδιάγραμμα 4. 34: Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης για το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης #238 για το σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Χ

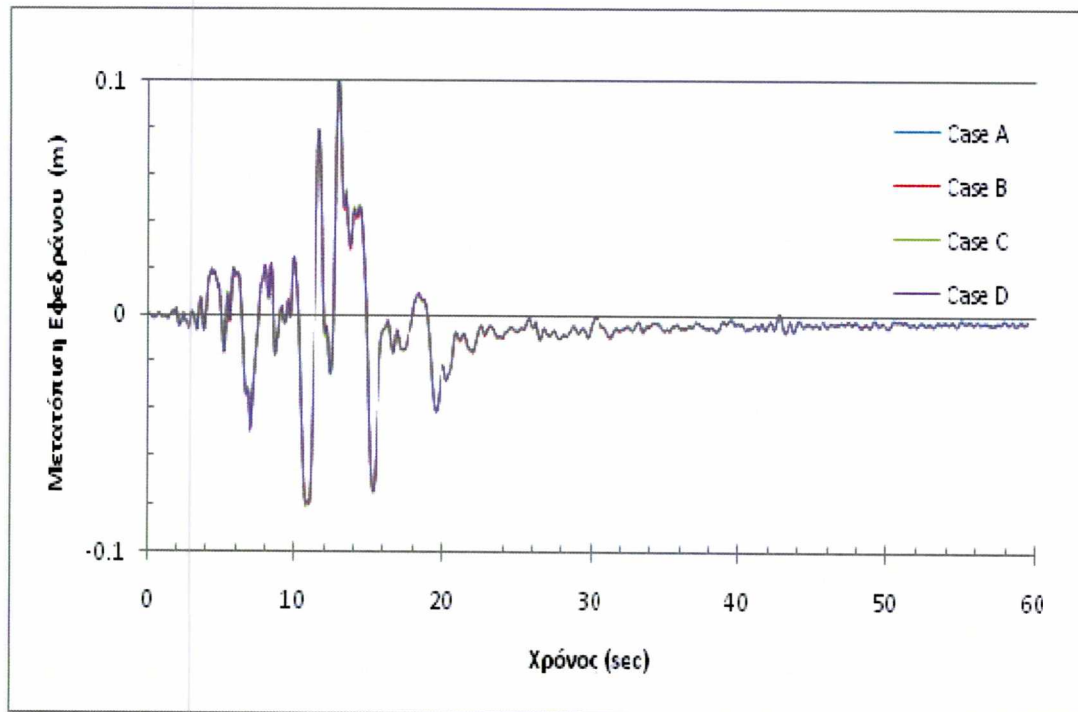
Η μέγιστη παραμόρφωση του σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης παρατηρείται στην περίπτωση που οι συνδετήριες δοκοί έχουν ίση δυσκαμψία με το πλέγμα των δοκών που βρίσκονται πάνω από τα εφέδρανα (Case A). Η τιμή της μέγιστης μετατόπισης είναι περίπου 11cm. Παρατηρείται επίσης ότι οι άλλες τρεις περιπτώσεις έχουν την ίδια ακριβώς συμπεριφορά, αφού το διάγραμμα μετατόπισης-χρόνου τους πέφτει το ένα πάνω στο άλλο.

Από τους βρόγχους υστέρηση (Σχεδιάγραμμα 4.34) μπορούμε να δούμε ότι η μέγιστη τέμνουσα αναπτύσσεται στην περίπτωση που οι δοκοί έχουν ίση δυσκαμψία (Case A), ενώ, όπως και στην περίπτωση των μετακινήσεων, οι άλλες τρεις περιπτώσεις έχουν ακριβώς τη ίδια συμπεριφορά.

Στον Πίνακα 4.30 παρουσιάζονται οι μέγιστες παραμορφώσεις και οι μέγιστες τέμνουσες που αναπτύσσονται στο εφέδρανο #238 για τον σεισμό EQ#17 που ασκείται στη διεύθυνση X για τις 4 μελετούμενες περιπτώσεις.

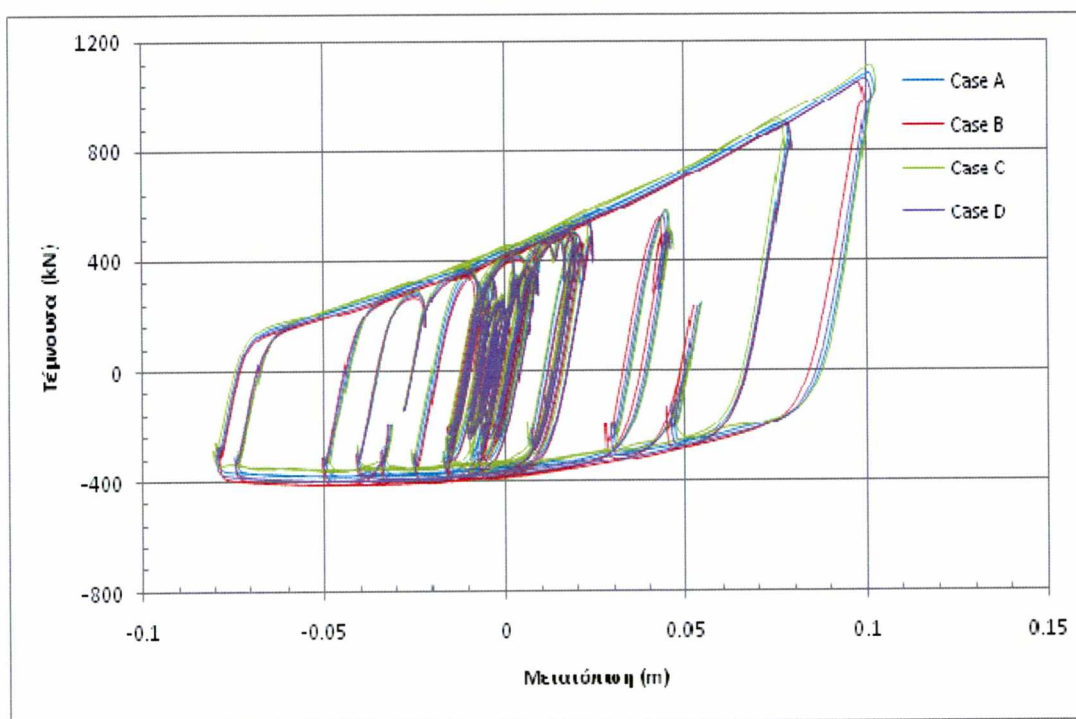
Πίνακας 4. 30: Μέγιστη μετατόπιση και μέγιστη τέμνουσα δύναμη εφεδράνου #238 για τις 4 περιπτώσεις, για το σεισμό #17 στη διεύθυνση X

EQ17 - x	Link 238			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Displacement (m)	0.115	0.100	0.101	0.100
Shear Force (kN)	761.473	694.126	680.003	688.286



Σχεδιάγραμμα 4. 35: Χρονοϊστορία μετατοπίσεων σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης #238 για το σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Y

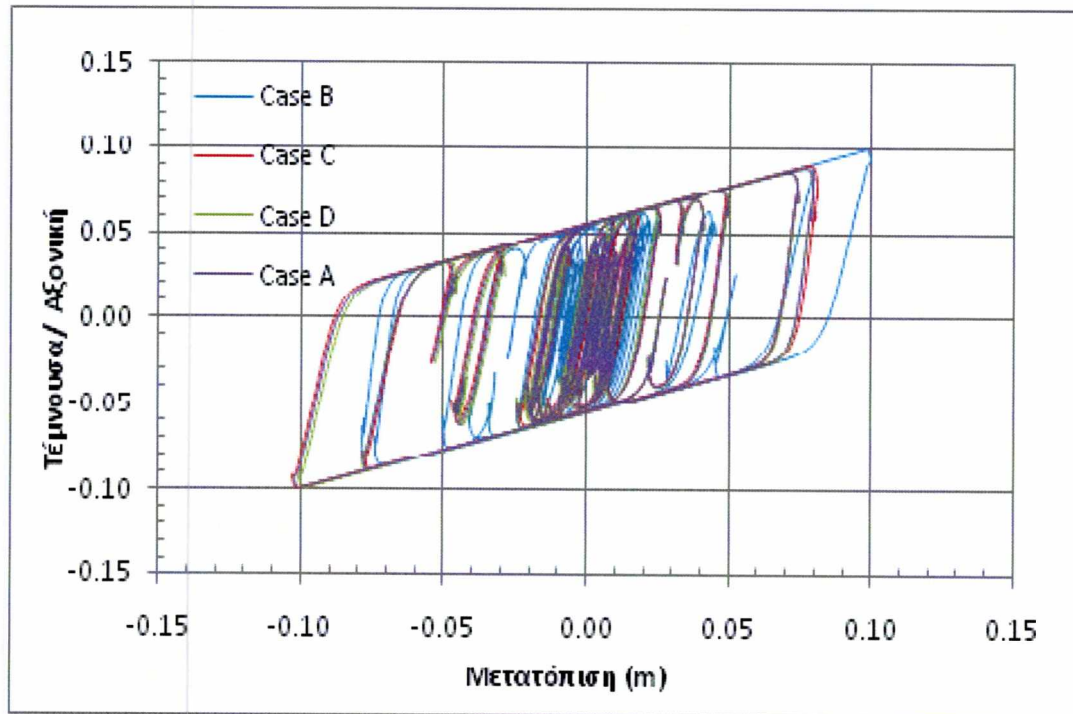
Η χρονοϊστορία της μετατόπισης του σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης για άσκηση των σεισμικών διεγέρσεων στη διεύθυνση Y, δείχνει ότι και για τις τέσσερις εξεταζόμενες περιπτώσεις το εφέδρανο συμπεριφέρεται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο. Δηλαδή, η μέγιστη μετατόπιση, που είναι ίση με 10cm, συμβαίνει ταυτόχρονα και για τις τέσσερις περιπτώσεις, χωρίς να υπάρχει η παραμικρή απόκλιση καθ' όλη τη διάρκεια του σεισμού.



Σχεδιάγραμμα 4. 36: Διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης για το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης #238 για το σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Y

Από το βρόγχο υστέρησης του εφεδράνου βλέπουμε ότι η μέγιστη τέμνουσα και ταυτόχρονα μετατόπιση προκαλείται για συνδετήριες δοκούς 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C), έπειτα ίσης (Case A), μετά υπο16πλάσιας (Case D) κ τέλος μικρότερη για την περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί (Case B). Ωστόσο οι αποκλίσεις ανάμεσα στις τέσσερις περιπτώσεις, αν και υπάρχουν είναι πολύ μικρές.

Στο Σχεδιάγραμμα 4.37 φαίνεται το ίδιο διάγραμμα με μεταβλητή στον κατακόρυφο άξονα την τέμνουσα δύναμη/ αξονική δύναμη. Το διάγραμμα αυτό σχεδιάστηκε για να αιτιολογήσει το άνοιγμα που παρατηρείται στο Σχεδιάγραμμα 4.36 και το οποίο οφείλεται στην αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στο υποστύλωμα.



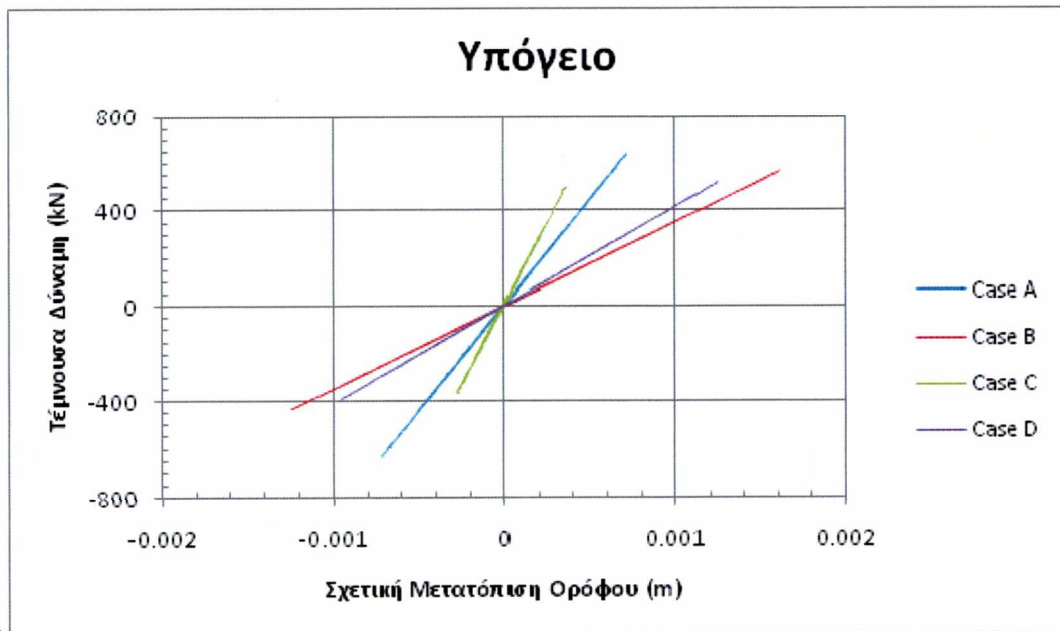
Σχεδιάγραμμα 4. 37: Διάγραμμα τέμνουσας/αξονική δύναμη-μετατόπισης για το σφαιρικό εφέδρανο ολίσθησης #238 για το σεισμό #17 κατά τη διεύθυνση Y

Στον Πίνακα 4.31 παρουσιάζονται οι μέγιστες παραμορφώσεις και οι μέγιστες τέμνουσες που αναπτύσσονται στο εφέδρανο #238 για τον σεισμό EQ#17 που ασκείται στη διεύθυνση Y για τις 4 μελετούμενες περιπτώσεις.

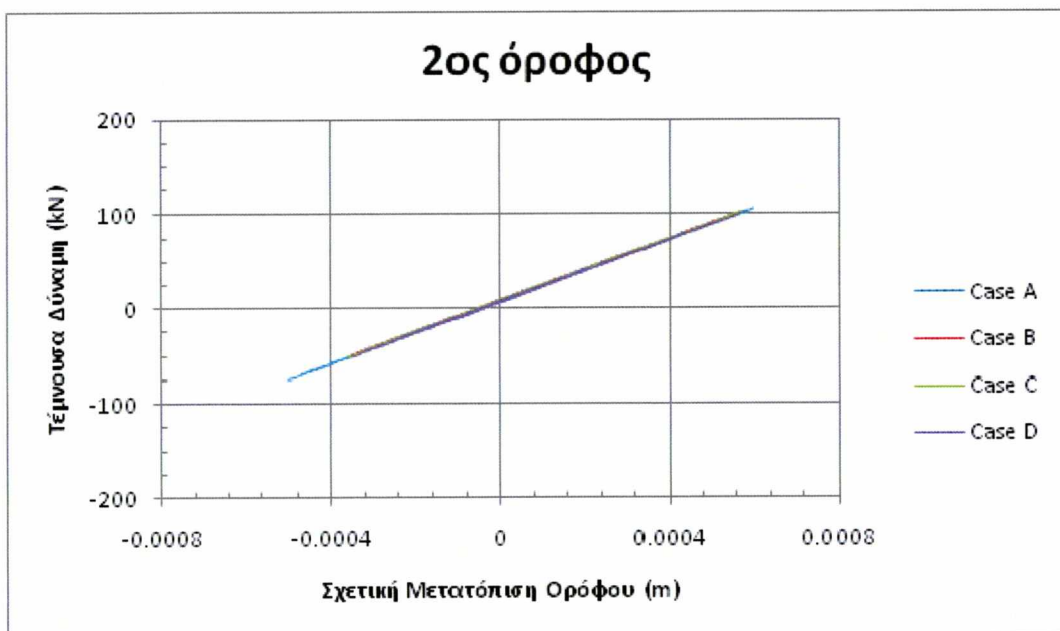
Πίνακας 4. 31: Μέγιστη μετατόπιση και μέγιστη τέμνουσα δύναμη εφεδράνου #238 για τις 4 περιπτώσεις, για το σεισμό #17 στη διεύθυνση Y

EQ17-y	Link 238			
	Case A	Case B	Case C	Case D
Displacement (m)	0.109	0.099	0.107	0.101
Shear Force (kN)	1078.00	1048.64	1110.40	1062.64

Στα Σχεδιαγράμματα 4.38-4.41 παρουσιάζονται τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων-σχετικών μετατοπίσεων του υπογείου και του 2^{ου} ορόφου του μουσείου της Ακρόπολης για τις τέσσερις περιπτώσεις που μελετήθηκαν για εφαρμογή του σεισμού EQ#17 στις διευθύνσεις X (Σχεδιαγράμματα 4.38 και 4.39) και Y (Σχεδιαγράμματα 4.40 και 4.41)



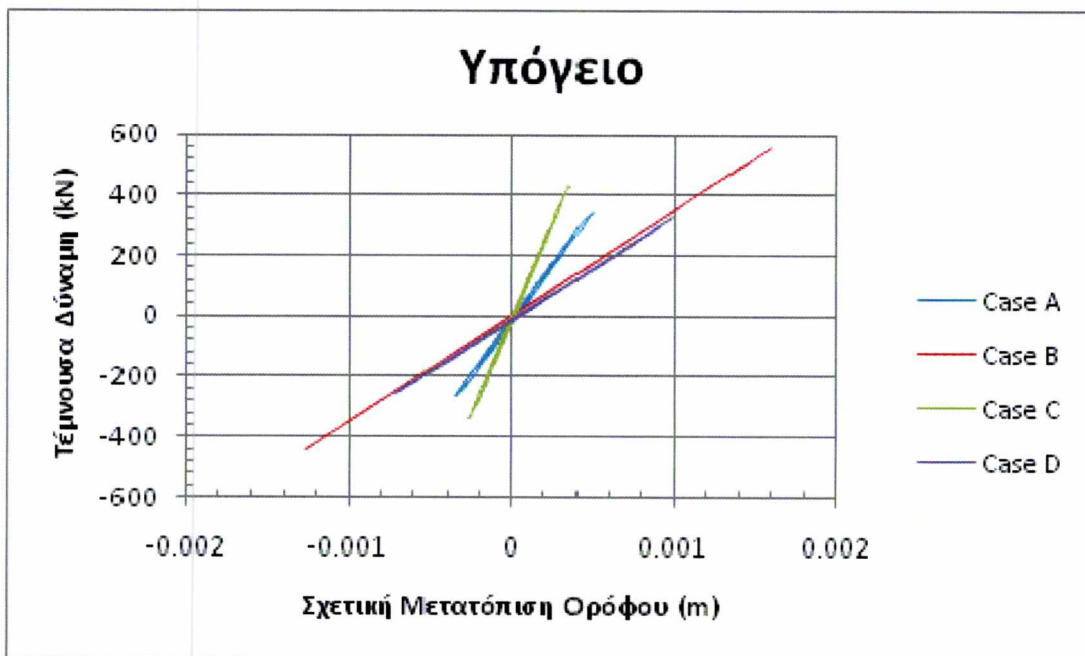
Σχεδιάγραμμα 4. 38: Διάγραμμα τέμνουσας-σχετικής μετατόπισης ορόφου για υποστύλωμα υπογείου του μουσείου για το σεισμό #17 στη διεύθυνση X



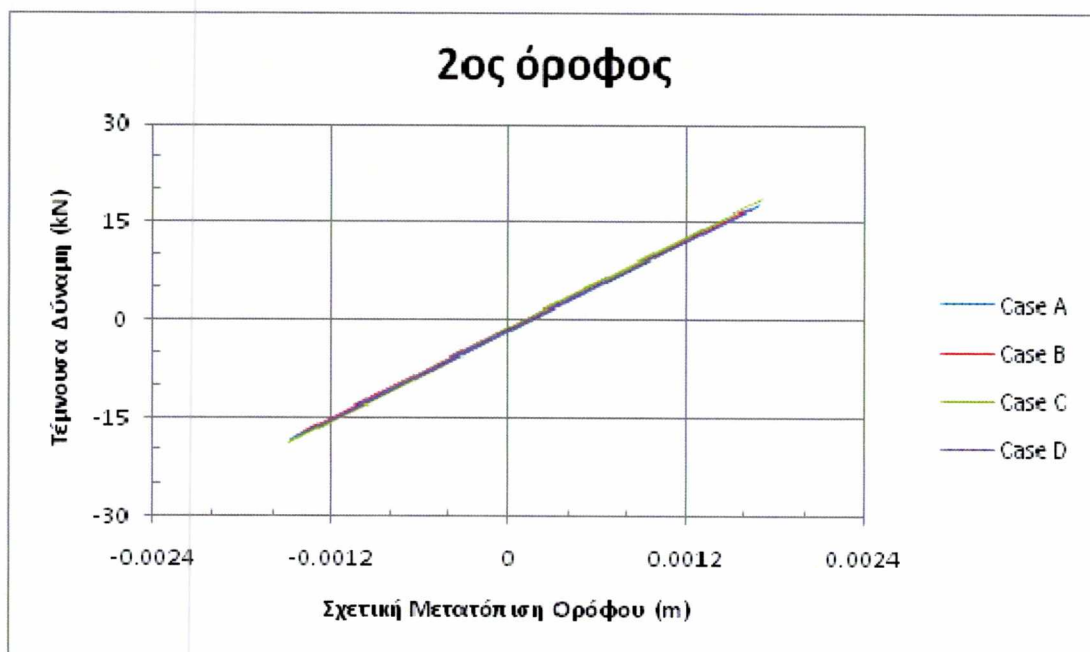
Σχεδιάγραμμα 4. 39: Διάγραμμα τέμνουσας-σχετικής μετατόπισης ορόφου για υποστύλωμα 2ου ορόφου για σεισμό στη διεύθυνση X

Από τα Σχεδιαγράμματα 4.37 και 4.38 τεμνουσών δυνάμεων-σχετικών μετατοπίσεων ορόφου, μπορούμε να διακρίνουμε τη δυσκαμψία του εκάστοτε στοιχείου μέσω της κλίσης της ευθείας. Διακρίνουμε ότι στο υπόγειο η δυσκαμψία του υποστυλώματος είναι μεγαλύτερη για την περίπτωση που υπάρχουν δοκοί με 16πλάσια δυσκαμψία (Case C), έπειτα κάπως μικρότερη για την περίπτωση δοκών με ίση δυσκαμψία (Case A) και

μικρότερη είναι, όπως είναι αναμενόμενο, στην περίπτωση που δεν υπάρχουν συνδετήριες δοκοί (Case B).



Σχεδιάγραμμα 4. 40: Διάγραμμα τέμνουσας-σχετικής μετατόπισης ορόφου για υποστύλωμα υπογείου για σεισμό στη διεύθυνση Y



Σχεδιάγραμμα 4. 41: Διάγραμμα τέμνουσας-σχετικής μετατόπισης ορόφου για υποστύλωμα 2ου ορόφου για σεισμό στη διεύθυνση Y

Όπως και στη διεύθυνση Χ, έτσι κι εδώ παρατηρούμε ότι στην ανωδομή η δυσκαμψία κάθε στοιχείου είναι η ίδια και για τις τέσσερις εξεταζόμενες περιπτώσεις, ενώ στην υποδομή μεγαλύτερη δυσκαμψία έχει η περίπτωση συνδετήριων δοκών 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case C), έπειτα ίσης (Case A), ενώ οι περιπτώσεις υπο16πλάσιας δυσκαμψίας (Case D) και η περίπτωση που δεν υπάρχουν δοκοί (Case B) έχουν περίπου την ίδια δυσκαμψία.

Κεφάλαιο 5

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή αντικείμενο αυτής της εργασίας είναι να μελετήσει κατά πόσο η απαίτηση των κανονισμών για τοποθέτηση άκαμπτου διαφράγματος πάνω και κάτω από το σύστημα σεισμικής μόνωσης είναι όντως απαραίτητη. Το διάφραγμα αυτό μπορεί να αποτελείται είτε από μια πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος είτε από ένα πλέγμα συνδετήριων δοκών. Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε η συμπεριφορά δύο κατασκευών με τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις για το κάτω πλέγμα συνδετήριων δοκών τους. Αυτές ήταν οι εξής: το κάτω πλέγμα δοκών να έχει α) ίση δυσκαμψία με το πάνω πλέγμα (Case A), β) 16πλάσια δυσκαμψία από το πάνω πλέγμα (Case C), γ) υπο16πλάσια δυσκαμψία από το πάνω πλέγμα (Case D) και δ) να μην υπάρχει πλέγμα συνδετήριων δοκών κάτω από τη σεισμική μόνωση (Case B)

Έπειτα από την ανάλυση των δύο μοντέλων που προσομοιώθηκαν και την επεξεργασία των αποτελεσμάτων, καταλήξαμε στα εξής συμπεράσματα:

A) Από τις τέσσερις περιπτώσεις που μελετήθηκαν, παρουσιάζονται πολύ μεγάλες ομοιότητες στη συμπεριφορά τους ανά δύο. Δηλαδή, οι περιπτώσεις ίσης και 16πλάσιας δυσκαμψίας (Case A και Case C) έχουν πολύ κοντινή συμπεριφορά μεταξύ τους και αντίστοιχα οι περιπτώσεις υπο16πλάσιας δυσκαμψίας και απουσίας δοκών (Case B και Case D) έχουν σχεδόν την ίδια συμπεριφορά. Με λίγα λόγια, ένα εύκαμπτο πλέγμα δοκών προκαλεί την ίδια συμπεριφορά που θα εμφάνιζε η κατασκευή αν δεν είχε πλέγμα.

B) Στη συμπεριφορά των δομικών στοιχείων της ανωδομής η ύπαρξη ή μη δοκών σύζευξης δεν φαίνεται να έχει ιδιαίτερη διαφορά στις μέγιστες αναπτυσσόμενες δυνάμεις και μετατοπίσεις. Υπάρχουν κάποιες μικρές διαφορές, αλλά δεν είναι αρκετές για να δικαιολογήσουν την απαίτηση τοποθέτησης πλέγματος συνδετήριων δοκών που επιβάλλουν οι κώδικες.

Γ) Έντονη διαφορά αποτελεσμάτων παρατηρείται στις εντάσεις που δημιουργούνται στα υποστυλώματα πάνω στα οποία εδράζονται τα εφένδρανα, και πιο συγκεκριμένα στις ροπές που αναπτύσσονται σε αυτά. Ενώ η απουσία συνδετήριων δοκών ή η ύπαρξη εύκαμπτων δοκών (υπο16πλάσια δυσκαμψία) φαίνεται να δίνει μειωμένη ροπή στην κεφαλή του υποστυλώματος σε σχέση με τις άλλες δύο περιπτώσεις, η ροπή που προκαλείται στη βάση των υποστυλωμάτων στις περιπτώσεις αυτές είναι πολύ μεγαλύτερη, ξεπερνώντας κατά πολύ τη διπλάσια σε ορισμένες περιπτώσεις.

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα, είναι στην κρίση του μηχανικού να επιλέξει αν θα τοποθετήσει ή όχι διάφραγμα κάτω από το σύστημα μόνωσης ενός κτιρίου. Για να πάρει την απόφαση αυτή σίγουρα πρέπει να λάβει υπόψη του το οικονομικό κομμάτι, αν δηλαδή είναι οικονομικότερη η τοποθέτηση πλέγματος συνδετήριων δοκών ή αν είναι οικονομικότερος ο σχεδιασμός υποστυλωμάτων έδρασης για πολύ μεγαλύτερη ροπή από την αναμενόμενη. Πρέπει να τονιστεί ότι ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων αυτών πρέπει να είναι ελαστικός, μιας και η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση τους θα μπορούσε να οδηγήσει ακόμη και σε κατάρρευση της κατασκευής.

5 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Chopra, A. K. (2007). *DYNAMICS OF STRUCTURES, Theory and Applications to Earthquake Engineering*.

Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. (1998).

Inc., Computers and Structures. (2007). *SAP2000: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures (Version 11.0.2) Analysis Reference Manual*.

Roussis, P. (2009, 135(12)). Study on the Effect of Uplift-Restraint on the Seismic Response of Base-Isolated Structures. *J. Struct. Eng.* , σσ. 1462–1471.

Seismic Retrofit of Municipal Services Building. (2005, July). *Draft Environmental Impact Report* . City of Glendale.

Tsopelas, P. C. (1997). Evaluation of Simplified Methods of Analysis for Yielding Structures. *NCEER* .

Whittaker, A. C. (1998). Displacement Estimates for performance-based seismic design. *Journal of Structural Engineering* .

Βλαχοστάθη, Α. (n.d.). *Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών, Πανεπιστήμιο Πατρών*. Ανάκτηση Φεβρουάριος 27, 2014, από <http://www.episkeves.civil.upatras.gr/>: <http://www.episkeves.civil.upatras.gr/ergasies%202006/23%20BLACHOSTATHI.pdf>

Μωρέττη, Μ. Λ. (2012). *Σημειώσεις για το μάθημα σιδηροπαγές σκυρόδεμα ΙΙΙ*. Βόλος.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000121275

