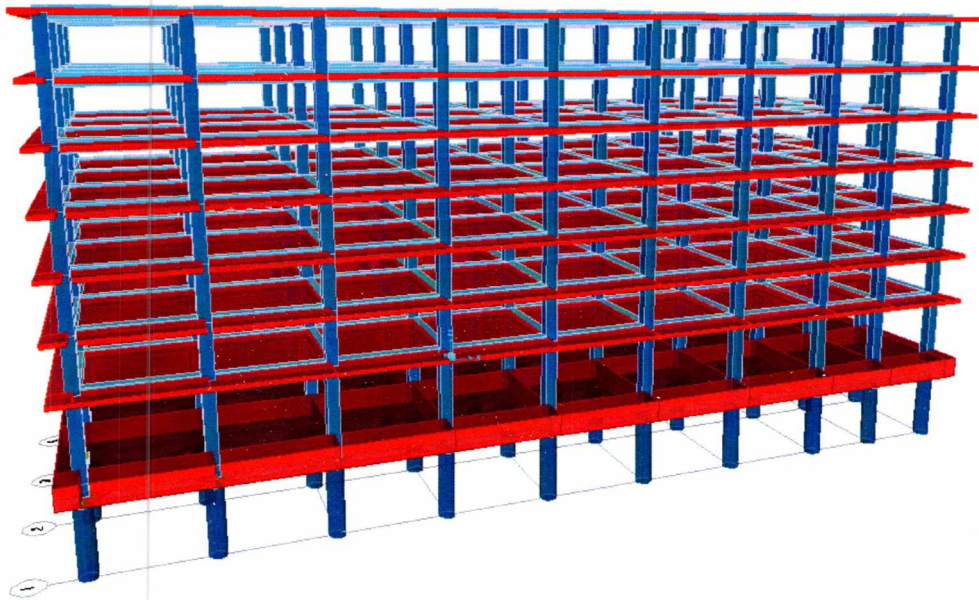


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μελέτη της επίδρασης διαφράγματος άνω και κάτω της διεπιφάνειας
σεισμικής μόνωσης, στην απόκριση σεισμικά μονωμένων κατασκευών.



Νίκος Ιωαννίδης

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΠΑΝΟΣ ΤΣΟΠΕΛΑΣ



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

Αριθ. Εισ.: 12549/1
Ημερ. Εισ.: 07-04-2014
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2014
ΙΩΑ

Περιεχόμενα

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Κανονισμοί σχετικά με την απαίτηση διαφράγματος Αμερικανικοί-διεθνείς κανονισμοί: FEMA-IBC	1
1.2	Περιγραφή συστήματος σεισμικής μόνωσης FPS	2
1.2.1	Φυσική ιδιοπερίοδος μονωμένου κτηρίου-μέγιστες μετακινήσεις	4
1.2.2	Συντελεστής τριβής:	5
1.2.3	Μηχανική συμπεριφορά.	7
1.2.4	Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση.	9
1.2.5	Μέγιστη μετατόπιση	10
1.2.6	Τοπική ανύψωση.	10
1.2.7	Προσανατολισμός εφεδράνου	11
1.3	Περιπτώσεις Κτηρίων χωρίς διάφραγμα	13
1.4	Σκοπός της εργασίας	18
2	ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	21
2.1	Κατασκευή.	21
	Η υπό ανάλυση κατασκευή	21
2.1.1	Περιγραφή κτηρίου πάνω από τη σεισμική μόνωση	22
2.1.2	Η μάζα της ανωδομής.	24
2.1.3	Περιγραφή του υπογείου.	24
2.1.4	Το διάφραγμα.	25
2.1.5	Σύστημα μόνωσης	27
2.2	Ανάλυση	29
2.2.1	FNA	30
2.2.2	Παρατηρήσεις από την διαδικασία:	31
3	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	33
3.1	Πρώτο στατικό σύστημα	34
3.2	Δεύτερο στατικό σύστημα	36
4	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ	38
4.1	Φάσμα σχεδιασμού	38
4.2	Σεισμοί που χρησιμοποιήθηκαν	39
5	ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ	40
5.1	Πρώτο στατικό σύστημα	40

5.1.1	Σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων που υπάρχει το διάφραγμα, και χωρίς αυτό. (caseA – caseB)	40
5.1.2	Σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων με διάφραγμα, σε σχέση με την καμπτική δυσκαμψία (CaseA-CaseC-CaseD)	52
5.1.3	Σύγκριση μεταξύ της περίπτωσης με διάφραγμα, και με το διάφραγμα αυτό να έχει το 15% της σεισμικής μάζας (CaseA- CaseE).	64
5.2	Δεύτερο στατικό σύστημα	76
5.2.1	Σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων που υπάρχει το διάφραγμα, και χωρίς αυτό. (Case A-Case B)	76
5.2.2	Σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων με διάφραγμα, σε σχέση με την καμπτική δυσκαμψία (CaseA-CaseC-CaseD)	89
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	100
	Βιβλιογραφία	103

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Κανονισμοί σχετικά με την απαίτηση διαφράγματος Αμερικανικοί-διεθνείς κανονισμοί: FEMA-IBC

Ιστορικά, οι πρώτοι κανονισμοί που καθόρισαν τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες για σεισμικά μονωμένα κτήρια είναι οι αμερικανικοί. Στις λεπτομέρειες σχετικά με το στατικό σύστημα, ο κανονισμός του 1997 της FEMA (FEMA 273 1997) (Federal Emergency Management Agency) σχετικά με την κατανομή των οριζοντίων σεισμικών δυνάμεων αναφέρει ότι:

«Οριζόντιο διάφραγμα ή κάποιο αντίστοιχο δομικό στοιχείο, θα πρέπει να ορίζει την συνέχεια πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Το διάφραγμα ή το αντίστοιχο δομικό στοιχείο θα πρέπει να έχει επαρκή αντοχή και πλαστιμότητα, έτσι ώστε να μεταφέρει δυνάμεις (οι οποίες δημιουργούνται από την ανομοιόμορφη εδαφική μετακίνηση) από το ένα μέρος του κτηρίου στο άλλο, και να έχει αρκετή δυσκαμψία ώστε να δρα σαν άκαμπτο διάφραγμα επάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης».

Μια διάταξη που επαναλαμβάνεται και στην έκδοση του κανονισμού του 2000 (FEMA 356 2000) και του 2003 (FEMA 450 2003). Ενώ αντίστοιχη ακριβώς διάταξη υπάρχει και στην έκδοση του 2000 για τον IBC (International Building Code), ο οποίος είναι επίσης αμερικανικός. (IBC 2000)

Ευρωκώδικας 8:

Ο ευρωπαϊκός αντισεισμικός κώδικας (EN 1998), ο οποίος προτάθηκε το 1998 και εγκρίθηκε από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN) τον Απρίλιο του 2004, θέτει ακόμα πιο συντηρητικά πρότυπα σχετικά με τον έλεγχο των διαφορικών σεισμικών εδαφικών κινήσεων (10.5.3 EN 1998):

«Θα πρέπει να υπάρχει πρόβλεψη άκαμπτου διαφράγματος, κάτω και πάνω από το σύστημα μόνωσης, το οποίο αποτελείται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, είτε από κάναβο δοκών σύζευξης, σχεδιασμένες ώστε να λαμβάνουν υπ όψη όλες τις

τοπικές και καθολικές ιδιομορφές λυγισμού. Αυτό το άκαμπτο διάφραγμα δεν είναι απαραίτητο εάν οι κατασκευές αποτελούνται από άκαμπτα πλαισιακά συστήματα».

Οι λόγοι για τους οποίους υπάρχει αυτή η απαίτηση διαφράγματος δεν παρουσιάζονται ούτε εξηγούνται. (Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. 1998)

1.2 Περιγραφή συστήματος σεισμικής μόνωσης FPS

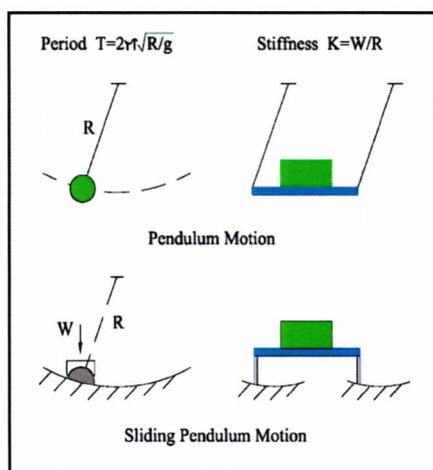
Η σεισμική μόνωση βάσης βασίζεται στην λογική της αποσύνδεσης του κτηρίου (υπερκατασκευή) από την εδαφική κίνηση που προκαλεί ο σεισμός. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω ειδικά σχεδιασμένων σεισμικών μονωτήρων, οι οποίοι τοποθετούνται στα υποστυλώματα στη βάση του κτηρίου, και δίνουν την δυνατότητα πλευρικής μετακίνησης και απόσβεσης της ενέργειας που εισάγεται στο σύστημα σε σεισμική διέγερση. Παράλληλα, η πλευρική ευκαμψία που προσφέρεται από τους σεισμικούς μονωτήρες, μεγαλώνει την ιδιοπερίοδο της μονωμένης κατασκευής με αποτέλεσμα να μετατοπίζεται σε περιοχές του φάσματος χαμηλότερης σεισμικής απόκρισης.

Οι σεισμικοί αυτοί μονωτήρες κατηγοριοποιούνται σε δυο μεγάλες κατηγορίες: τους μονωτήρες από ελαστομερή και τους μονωτήρες ολίσθησης. Οι μονωτήρες ολίσθησης είναι μεταλλικοί, από ανοξείδωτο ατσάλι και αποτελούνται από δυο μέρη τα οποία έρχονται σε επαφή υπό το βάρος της κατασκευής, ενώ η διεπιφάνεια επαφής τους είναι καλυμμένη με κάποιο υλικό το οποίο ευνοεί την τριβή όπως το Teflon. Η αρχή λειτουργίας τους βασίζεται στο γεγονός ότι σε περίπτωση σεισμού, οι διατμητικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια όταν ξεπερνάνε το όριο της στατικής τριβής προκαλούν οριζόντια σχετική μετατόπιση στα 2 μέρη στην οποία αντιστέκονται οι δυνάμεις της τριβής ολίσθησης, με αποτέλεσμα να υπάρχει απόσβεση ενέργειας ανάλογη.

Η τριβή ολίσθησης λοιπόν είναι ο βασικός μηχανισμός απόσβεσης ενέργειας για τους συγκεκριμένους μονωτήρες ενώ παράλληλα λειτουργεί και κατά κάποιο τρόπο ως δύναμη αντίστασης στις αδρανειακές δυνάμεις που προκαλούν οι σεισμικές επιταχύνσεις, όμως η τριβή δεν μπορεί να λειτουργήσει σε καμία περίπτωση σαν

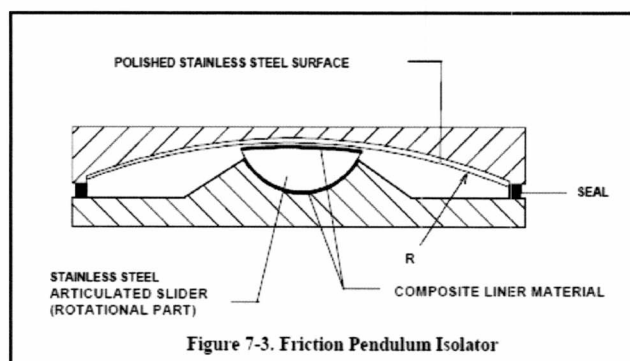
δύναμη επαναφοράς του συστήματος στο αρχικό σημείο ισορροπίας. Σε περιπτώσεις εφεδράνων τριβής με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης κάποιος πρόσθετος μηχανισμός όπως ένα πλευρικό ελατήριο χρησιμοποιείται για να επαναφέρει το σύστημα στην αρχική του θέση.

Το σύστημα FPS (FrictionPendulumSystem) αποτελείται από 2 μέρη, το ένα μέρος είναι μία σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης και το άλλο αποτελείται από έναν αρθρωτό ολισθητήρα ο οποίος εδράζεται στην παραπάνω σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης ενώ αρθρώνεται στο δεύτερο μεταλλικό μέρος ουσιαστικά λειτουργώντας σαν έμμεσο τρίτο μέρος. Κάθε μία από αυτές τις επιφάνειες ολίσθησης, η σφαιρική αλλά και το εσωτερικό του αρθρωμένου μηχανισμού καθώς και το σημείο όπου έρχεται σε επαφή με την σφαιρική επιφάνεια είναι καλυμμένη με Teflon. Η αρχή λειτουργίας του εφεδράνου βασίζεται στην αρχή του εκκρεμούς, η κίνηση του εφεδράνου εκτός της θέσης ισορροπίας, έχει ως αποτέλεσμα την ανύψωση του σημείου επαφής πάνω στη σφαιρική επιφάνεια, και κατά συνέπεια η βαρυτική δύναμη έλξης της υποστηριζόμενης μάζας αναλυμένη εφαπτομενικά στην σφαιρική επιφάνεια τείνει να το επαναφέρει στο σημείο ισορροπίας, δρώντας σαν δύναμη επαναφοράς. Η ακτίνα της σφαιρικής επιφάνειας σε συνδυασμό με την αξονική δύναμη που παραλαμβάνεται από το εφέδρανο, ορίζει την δυσκαμψία του εφεδράνου ως προς την οριζόντια μετακίνηση.



$$\frac{W}{gK} = \frac{R}{g} \rightarrow K = \frac{W}{R} T^2 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}}$$

Διάγραμμα 1.1 Αρχή λειτουργίας ολισθηρά ανεστραμμένου εκκρεμούς και καταστατικές εξισώσεις



Εικόνα 1 Friction Pendulum Isolator

1.2.1 Φυσική ιδιοπερίοδος μονωμένου κτηρίου-μέγιστες μετακινήσεις

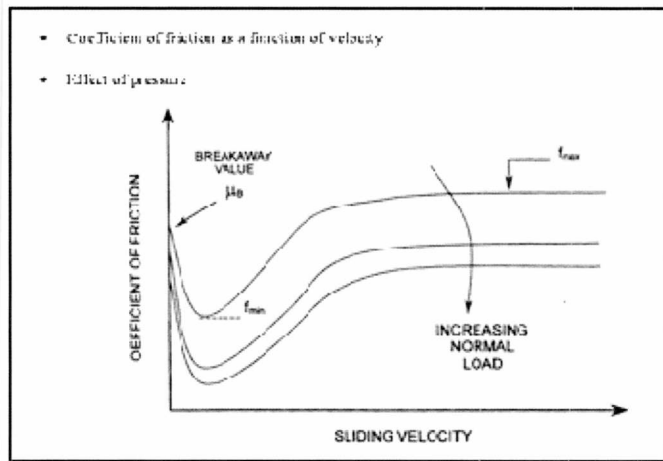
Με την εισαγωγή του συστήματος σεισμικής μόνωσης FPS η κυρίαρχη ιδιοπερίοδος του μονωμένου κτηρίου καθορίζεται από την ιδιοπερίοδο του συστήματος μόνωσης. Η ιδιοπερίοδος του συστήματος μόνωσης είναι ουσιαστικά η ιδιοπερίοδος ενός εκκρεμούς μήκους R για μικρές γωνιακές μετακινήσεις. Η οποία όπως φαίνεται και από τις παραπάνω σχέσεις εξαρτάται από την ακτίνα καμπυλότητας της κοίλης επιφάνειας τον συντελεστή τριβής της διεπιφάνειας και την συνολική μάζα του κτηρίου. Πρακτικά, γνωρίζοντας την σεισμική μάζα και ορίζοντας ανάλογα την ακτίνα καμπυλότητας μπορούμε να επιλέξουμε την ιδιοπερίοδο του μονωμένου κτηρίου. Τα εφεδρανα σχεδιάζονται και κατασκευάζονται ξεχωριστά για κάθε κατασκευή και ανάλογα με τις ανάγκες της κάθε περίπτωσης μεταβάλλεται το μέγεθος τους, και η ακτίνα καμπυλότητας.

Συνήθως η μονωμένη ιδιοπερίοδος είναι επιπέδου 1-5sec με αποτέλεσμα να μετατοπίζεται η θέση της κατασκευής στο φάσμα σχεδιασμού των μέγιστων επιταχύνσεων του κανονισμού σε πιο μικρές τιμές, ενώ παράλληλα μεγαλώνουν οι μέγιστες μετατοπίσεις οι οποίες και θα πρέπει να ληφθούν υπ όψιν στον σχεδιασμό των εφεδράνων ολίσθησης, κάτι που είναι κοινό σχεδιαστικό ζήτημα για κάθε μηχανισμό-σύστημα σεισμικής μόνωσης.

Παράλληλα από τις σχέσεις φαίνεται η σημασία του υποστηριζόμενου βάρους, καθώς είναι απαραίτητο για την λειτουργία του συγκεκριμένου εφεδράνου ολίσθησης να υπάρχει αρκετή κατακόρυφη δύναμη ώστε να διατηρείται η επαφή των επιφανειών αλλά και να λειτουργεί ο μηχανισμός απόσβεσης ενέργειας μέσω της τριβής η οποία

είναι γραμμική συνάρτηση της δύναμης αντίστασης. Κατά συνέπεια το εφέδρανο FPS έχει την δυνατότητα να αναλάβει μεγάλες αξονικές που συνεπάγεται η μόνωση κάποιου μεγάλου-πολυώροφου κτηρίου όμως δεν έχει τα επιθυμητά αποτελέσματα σε περιπτώσεις ελαφρύτερων κατασκευών για τις οποίες κάποιο σύστημα με ελαστομερή θα μπορούσε να είναι ενδεχομένως πιο αποτελεσματικό.

1.2.2 Συντελεστής τριβής:

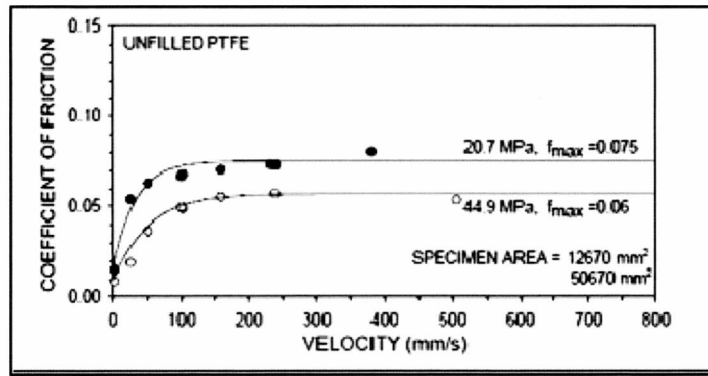


Διάγραμμα 1.2 Συντελεστής Τριβής σε σχέση με την πίεση στην διεπιφάνεια και την Ταχύτητα ολίσθησης

Ο συντελεστής τριβής για την διεπιφάνεια είναι συνάρτηση της πίεσης και της ταχύτητας τριβής. Η αύξηση της πίεσης τείνει να μειώσει τον συντελεστή τριβής. Όσον αφορά την σχέση του συντελεστή τριβής με την ταχύτητα, σε στατικές συνθήκες και μέχρι να ξεκινήσει η κίνηση, ο συντελεστής τριβής είναι μεγάλος αποτέλεσμα της στατικής αλληλεπίδρασης των διεπιφανειών, μόλις η στατική δύναμη τριβής εξαντληθεί (breakaway value), ξεκινάει η ολίσθηση. (P. C. Tsopelas 1996)

Για χαμηλές ταχύτητες κύλισης ο συντελεστής τριβής παίρνει την ελάχιστη τιμή του, f_{min} ενώ καθώς αυξάνεται η ταχύτητα και ξεκινώντας από την τιμή ελάχιστη αυτή τιμή, ο συντελεστής αυξάνεται φτάνοντας στην μέγιστη τιμή του f_{max} από την οποία και μετά δεν αυξάνεται άλλο. Η σχέση η οποία συνδέει τον ελάχιστο και τον μέγιστο συντελεστή όπως έχει καθοριστεί από (M.C. Constantinou 1990) δίνεται:

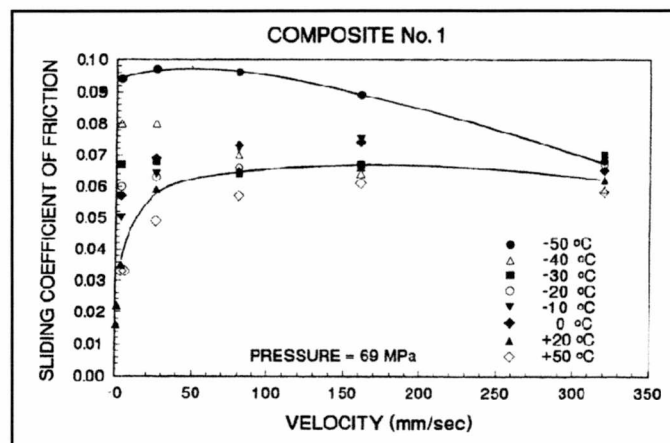
$$\mu = f_{max} - (f_{max} - f_{min})e^{-av} \quad (1.1)$$



Διάγραμμα 1.3 Συντελεστής Τριβής σε συνάρτηση με την Ταχύτητα ολίσθησης

Η συγκεκριμένη σχέση συνδέει με μία λογαριθμική συνάρτηση την ταχύτητα κύλισης με τον συντελεστή τριβής. f_{max} και f_{min} είναι οι μέγιστη και ελάχιστη τιμή του συντελεστή τριβής ενώ η παράμετρος “a” καθορίζει τον ρυθμό μεταβολής $f_{min} - f_{max}$ κάτι που γίνεται γενικά γρήγορα για ταχύτητες συνήθως μέχρι 5cm/s και παραμένει σταθερός για μεγαλύτερες ταχύτητες.

Η θερμοκρασία επίσης επηρεάζει τον συντελεστή τριβής, κυρίως για το στατικό μέρος του καθώς όσο πέφτει η θερμοκρασία τείνει να μεγαλώνει, ειδικά σε αρκετά χαμηλές θερμοκρασίες (μικρότερες των -30°C) φαίνεται ότι ξεπερνάει και τον μέγιστο συντελεστή τριβής κύλισης όπως φαίνεται:



Διάγραμμα 1.4 Συντελεστής Τριβής σε συνάρτηση με την Θερμοκρασία

Η σημασία του φαινομένου αυτού δεν έχει ιδιαίτερη σημασία για τις τυπικές κατασκευές διότι οι θερμοκρασίες στις οποίες παρατηρείται διαφορά είναι ακραίες και δεν αφορούν κατοικημένες περιοχές κατά κύριο λόγο, θα μπορούσαν να αφορούν

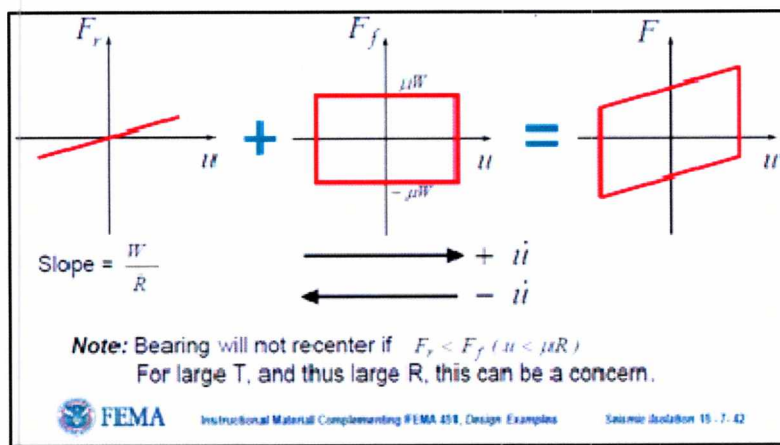
ειδικές κατασκευές, όπως εξέδρες εξόρυξης πετρελαίου σε βόρειες σεισμογενείς περιοχές οι οποίες έχουν ανάγκη σεισμικής μόνωσης, η οποία δεν θα μπορεί να γίνει με ελαστομερή στοιχεία, καθώς τα ελαστομερή τείνουν να γίνονται ψαθυρά σε χαμηλές θερμοκρασίες χάνοντας την ικανότητα τους να παραλαμβάνουν μετατοπίσεις. Τέλος, παρατηρείται μία σύγκλιση των γρήγορων συντελεστών τριβής ολίσθησης η οποία εξηγείται μάλλον λόγω του γεγονότος ότι η ολίσθηση είναι ένα φαινόμενο που εκκλεί θερμότητα η οποία ανεβάζει αρκετά την θερμοκρασία της διεπιφάνειας, με αποτέλεσμα η εξωτερική θερμοκρασία να παύει να είναι σημαντική.

Τέλος ένας παράγοντας που θα πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν στον προσδιορισμό του μακροχρόνιου συντελεστή τριβής, είναι οι αλλαγές που συμβαίνουν στον χρόνο ζωής λόγω επικαθίσεων σκόνης η άλλων ρύπων πάνω στην διεπιφάνεια οι οποίες έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση της αναπτυσσόμενης τριβής. Ενώ παράλληλα, θα πρέπει να υπάρχει πάντα κάποια ρουτίνα επόπτευσης των επιφανειών κύλισης και αξιολόγηση της κατάστασης τους.

1.2.3 Μηχανική συμπεριφορά.

Η μηχανική συμπεριφορά του εφεδράνου είναι μη γραμμική, αποτέλεσμα της δράσης της τριβής. Η τριβή σε συνδυασμό με την δράση του βάρους πάνω στην σφαιρική επιφάνεια του εφεδράνου είναι οι δυνάμεις που αναπτύσσονται για να ισοσταθμίσουν τις διατμητικές δυνάμεις που είναι αποτέλεσμα των επιταχύνσεων που εισάγει ο σεισμός στην κατασκευή.

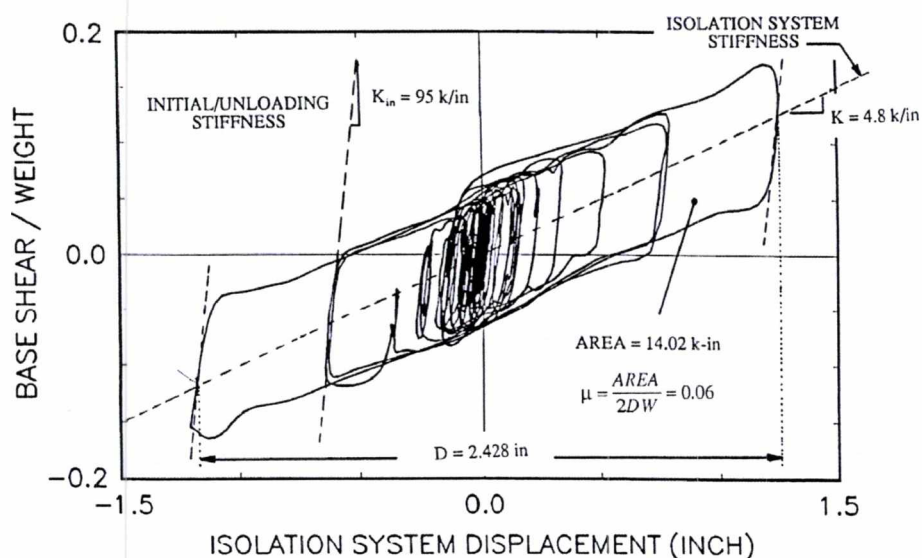
Η πλευρική αντίσταση λόγω του βάρους είναι γραμμική συνάρτηση της μετατόπισης του εφεδράνου από το σημείο ισορροπίας πάνω στην σφαιρική επιφάνεια, ενώ η τριβή είναι μια δύναμη πάντα αντίθετη στην φορά της κύλισης και έχει, άμα θεωρήσουμε τον συντελεστή τριβής σταθερό, σταθερή συνάρτηση, όπως φαίνεται και στο διάγραμμα 1.5 παρακάτω.



Διάγραμμα 1.5 Απόκριση κοίλου Εφεδράνου Τριβής Ολίσθησης

Σε πραγματικές συνθήκες χρονοιστορίας, η δύναμη της τριβής είναι συνάρτηση της ταχύτητας. Ακόμη το πάχος της διεπιφάνειας η οποία καλύπτεται από το ελαστικό Teflon όπως αναφέρθηκε του οποίου η διατμητική παραμόρφωση δίνει λίγο διαφορετική μορφή στον βρόχο υστέρησης καθώς η μετάβαση από την θετική προς την αρνητική φορά της ταχύτητας γίνεται όχι κάθετα αλλά με κάποια κλίση, όπως φαίνεται και στο διάγραμμα 1.6.

Η ενέργεια που αποσβήνεται σε κάθε κύκλο είναι ίση με το εμβαδό της επιφάνειας που περικλείεται από το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης.

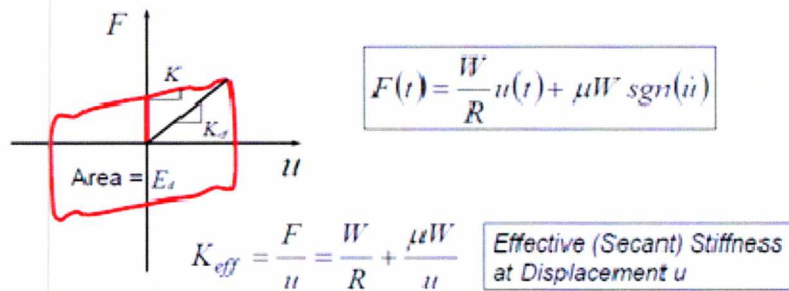


Isolation System Response Showing Pre-yielding and Post-yielding Stiffness, and Effective Friction

Διάγραμμα 1.6: Απόκριση Συστήματος Μόνωσης, Βρόχος Υστέρησης

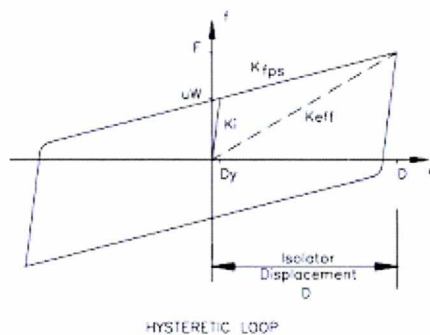
1.2.4 Ισοδύναμη γραμμική ανάλυση.

Για την απλοποίηση των υπολογισμών αλλά και για να γίνει δυνατό να χρησιμοποιηθούν υπολογιστικές μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης, όπως παραδείγματος χάρη ανάλυση ιδιομορφών, είναι απαραίτητη η ελαστική προσομοίωση της συμπεριφοράς του εφεδράνου σε πλευρικές κινήσεις, αυτό γίνεται εισάγοντας ισοδύναμες ιδιότητες για το εφέδρανο. Η ισοδύναμη δυσκαμψία, ορίζεται συνήθως είτε σαν την θεωρητική δυσκαμψία λόγω κίνησης στην σφαιρική επιφάνεια ($K_{eff}=W/R$), ουσιαστικά δηλαδή η κλίση των παράλληλων πλευρών του βρόχου υστέρησης. Είτε ορίζεται σαν την κλίση μίας ευθείας που ξεκινάει από το σημείο μηδέν των αξόνων και φτάνει στην δύναμη της μέγιστης μετακίνησης.



Διάγραμμα 1.7 Γραμμικοποιημένη Απόκριση Δυσκαμψίας εφεδράνου

Αντίστοιχα, η απόσβεση ενέργειας η οποία είναι ίση με το εμβαδό της επιφάνειας που περικλείεται από το διάγραμμα. Μπορεί να εκφραστεί ισοδύναμα εάν διαιρεθεί η επιφάνεια η οποία περικλείεται από ένα πλήρη κύκλο, με 2 φορές το μήκος της μέγιστης μετακίνησης επί το βάρος.



Διάγραμμα 1.8

Σε κάθε περίπτωση για να εξαχθούν τα ισοδύναμα μεγέθη, σε μία διαδικασία δηλαδή σχεδιασμού, εφόσον δεν υπάρχουν καταγεγραμμένα αποτελέσματα και διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης, η διαδικασία που ακολουθείται είναι επαναληπτική. Το τέλος των επαναλήψεων θα είναι όταν τα αποτελέσματα της γραμμικής και της μη γραμμικής ανάλυσης θα συγκλίνουν

1.2.5 Μέγιστη μετατόπιση

Η συμπεριφορά των εφεδράνων σε οριακές περιπτώσεις σεισμών, δηλαδή σεισμών που ξεπερνάνε κατά πολύ τον σεισμό σχεδιασμού, θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αποφεύγεται η κατάρρευση όπως ορίζει ρητά ο αντισεισμικός κανονισμός. Ο σχεδιασμός κάθε συστήματος αντισεισμικής προστασίας για κατασκευές γίνεται πάντα έχοντας σαν υποκείμενο κάποια αναμενόμενη σεισμική δραστηριότητα, η οποία αναφέρεται και ως σεισμός κατασκευής. Ο σχεδιασμός των εφεδράνων ολίσθησης επιτρέπει να αναπτυχθούν μετατοπίσεις μεγαλύτερες των αναμενόμενων ακόμα και από τον μέγιστο αναμενόμενο σεισμό, όμως για την ικανοτική εξασφάλιση της μη κατάρρευσης, χρειάζεται να μελετηθεί και η συμπεριφορά των εφεδράνων σε περίπτωση που εξαντληθούν πλήρως τα περιθώρια μετατόπισης. Για τον σκοπό αυτό η σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης, περιβάλλεται από έναν μεταλλικό κύλινδρο ο οποίος και περιορίζει την επιφάνεια στην οποία μπορεί να ολισθήσει ορίζοντας την μέγιστη δυνατή μετατόπιση. Παράλληλα το φράγμα αυτό προστατεύει το εφέδρανο από την σκόνη και άλλους περιβαλλοντικούς ρύπους.

1.2.6 Τοπική ανύψωση.

Σε περιπτώσεις κτηρίων με μεγάλη σχέση ύψους/πλάτους βάσης σε μεγάλους σεισμούς, αναπτύσσονται σημαντικές ροπές ανατροπής. Οι ροπές αυτές, επηρεάζουν την συμπεριφορά των εφεδράνων, και κυρίως των ακραίων εφεδράνων, καθώς έχουν ως αποτέλεσμα να μεταβάλλεται έντονα το αξονικό φορτίο που μεταφέρεται από αυτά, και κατά συνέπεια η πλευρική τους αντίσταση. Σε ορισμένες περιπτώσεις, η μεταβολή του αξονικού φορτίου είναι τόσο έντονη (σε σχέση με τα στατικά φορτία)

ώστε να έχει ως αποτέλεσμα τον μηδενισμό της, ο οποίος συνεπάγεται την απώλεια επαφής στη διεπιφάνεια και την ανύψωση του εφεδράνου. Αυτή η διαφοροποίηση της πλευρικής δύναμης αντίστασης όμως για το κάθε εφέδρανο φαίνεται να μη δημιουργεί προβλήματα στην συνολική συμπεριφορά του συστήματος μόνωσης καθώς η μείωση της αντίστασης για την μία πλευρά αντισταθμίζεται με αντίστοιχη αύξηση της αντίστασης των εφεδράνων της. Ενώ παράλληλα, δεν φαίνεται να δημιουργούνται φθορές και προβλήματα στην λειτουργία εφεδράνων λόγω τοπικής ανύψωσης.

1.2.7 Προσανατολισμός εφεδράνου

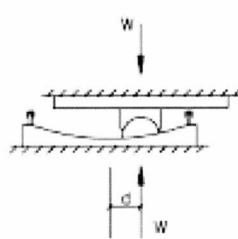
Το εφέδρανο μπορεί να τοποθετηθεί με «κανονική» η ανεστραμμένη διάταξη σχετικά με τον κατακόρυφο προσανατολισμό. Η απόκριση του εφεδράνου και για τις 2 διατάξεις είναι ίδια όσον αφορά την πλευρική αντίσταση, αυτό που αλλάζει όμως είναι ο τρόπος που μεταφέρονται οι αξονικές δυνάμεις στα στοιχεία πάνω και κάτω από το εφέδρανο.

Η αξονική δύναμη που μεταφέρεται από το εφέδρανο, όταν αυτό είναι σε κατάσταση ηρεμίας, μεταφέρεται κεντρικά. Η ολίσθηση του εφεδράνου και η μετακίνηση του ολισθητήρα πάνω στην σφαιρική επιφάνεια, έχει αποτέλεσμα την μετακίνηση του σημείου όπου ασκείται η αξονική δύναμη και την εισαγωγή εκκεντρότητας.

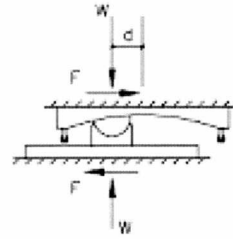
Η εκκεντρότητα αυτή που εισάγεται στο σημείο εφαρμογής της θλιπτικής αξονικής δύναμης έχει ως συνέπεια την εμφάνιση πρόσθετων ροπών και κίνδυνου αστοχίας ελαστικής αστάθειας-λυγισμού όσον αφορά τα υποστυλώματα.

Η επιλογή της διάταξης των εφεδράνων μεταφέρει ανάλογα τα φαινόμενα λόγω έκκεντρης αξονικής και τις επιπλέον τάσεις-ροπές που αυτή συνεπάγεται, στα στοιχεία κάτω, για την κανονική διάταξη, η στα στοιχεία πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης για την ανεστραμμένη διάταξη, δίνοντας έτσι την επιλογή στον σχεδιαστή του φορέα να επιλέξει το πού θα μεταφέρονται οι πρόσθετες ροπές και να σχεδιάσει ανάλογα τον φορέα του.

Τέλος, η επιλογή της ανεστραμμένης διάταξης για τα εφέδρανα έχει ως αποτέλεσμα η σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης να βρίσκεται στο πάνω μέρος, με τα κοίλα προς τα κάτω, και έτσι να προστατεύεται καλύτερα από επικαθίσεις σκόνης και λοιπών περιβαλλοντικών ρύπων οι οποίοι σε βάθος χρόνου επηρεάζουν την διεπιφάνεια, και κατά συνέπεια τον συντελεστή τριβής ολίσθησης, μεγαλώνοντας τον (Al-Hussaini T.M. 1994).



Κανονική διάταξη



Ανεστραμμένη διάταξη

Διάγραμμα 1.9 Κανονική και Ανεστραμμένη διάταξη Σφαιρικού Εφέδρανου Ολίσθησης.

1.3 Περιπτώσεις Κτηρίων χωρίς διάφραγμα

Όπως φάνηκε στην παράθεση των διατάξεων των κανονισμών στην αρχή του κεφαλαίου, υπάρχει μία κοινή απαίτηση στους κανονισμούς, για άκαμπτο διάφραγμα πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, με τον ευρωπαϊκό κανονισμό να είναι ακόμα αυστηρότερος επεκτείνοντας την απαίτηση άκαμπτου διαφράγματος και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Αυτές οι διατάξεις δεν αιτιολογούνται με κάποιο τρόπο στα παραρτήματα των κανονισμών. Ούτε εξηγείται η ανάγκη την οποία καλύπτουν τα διαφράγματα αυτά. Παράλληλα, υπάρχουν παραδείγματα κατασκευών, οι οποίες είναι σεισμικά μονωμένες χωρίς όμως να υποστηρίζονται από άκαμπτο διάφραγμα πάνω ή κάτω από το σύστημα μόνωσης. Τέτοιες κατασκευές είναι σχεδόν πάντα οι σεισμικά μονωμένες γέφυρες, στις οποίες η μόνωση βρίσκεται συνήθως στην κορυφή του πυλώνα και κάτω από το κατάστρωμα. Ενώ διεθνώς υπάρχουν, και παρουσιάζονται παρακάτω και άλλα κτήρια.

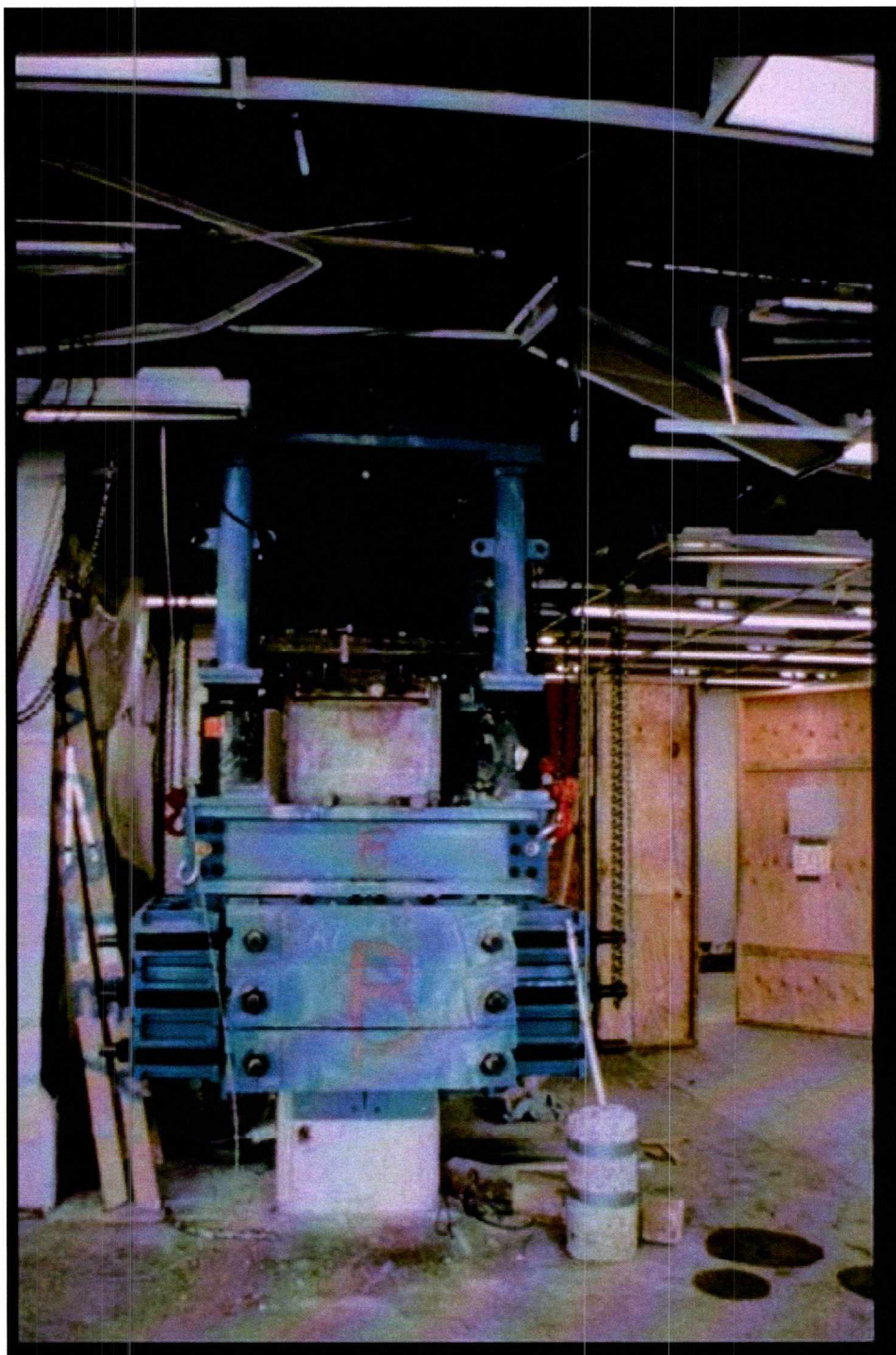
Τα κτήρια αυτά είναι διαφόρων χρήσεων και δεν περιορίζονται σε μία κατηγορία αντίθετα περιλαμβάνουν πολλές κατηγορίες κτηρίων που στεγάζουν κατοικίες, γραφεία είτε χώρους αεροδρομίου και βιομηχανικά κτήρια. Ενώ παράλληλα είναι κτήρια σεισμικά μονωμένα είτε από την αρχική κατασκευή τους είτε από μετέπειτα επεμβάσεις με σκοπό την βελτίωση της αντισεισμικής τους συμπεριφοράς.



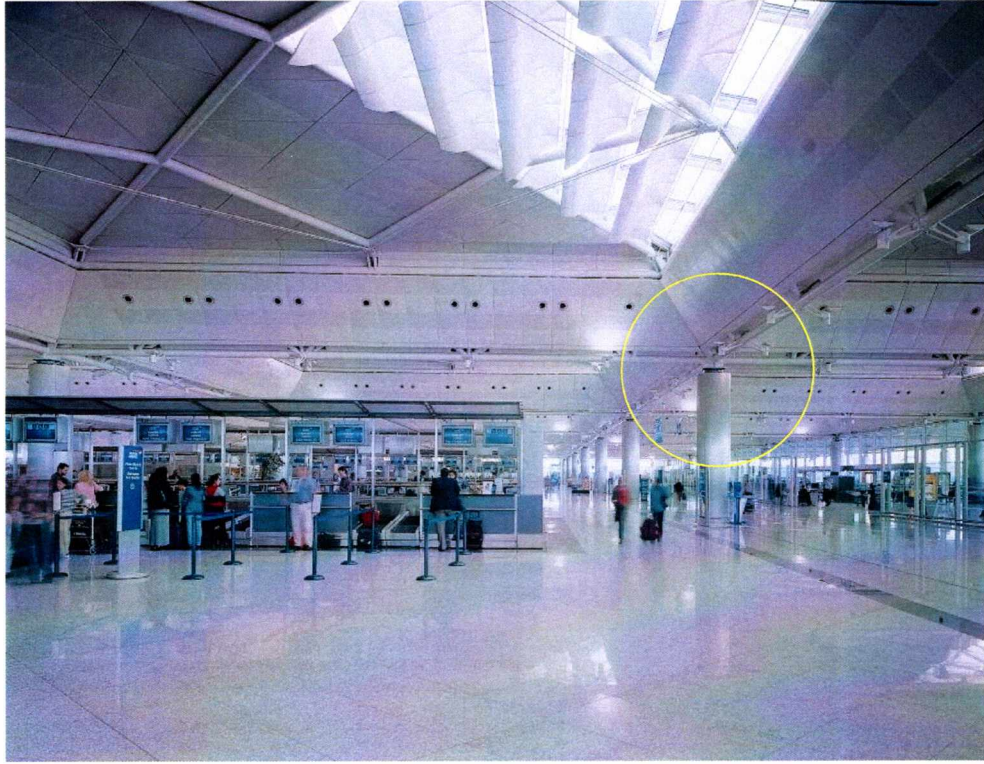
Φωτογραφία 1.1 Κτίριο Hawly Apartments Σεισμικά Μονωμένο.



Φωτογραφία 1.2 Κτίριο Hawly Apartments - Μεταλλικό υποστόλωμα χωρίς διάφραγμα αμέσως επάνω από τα εφέδρανα.



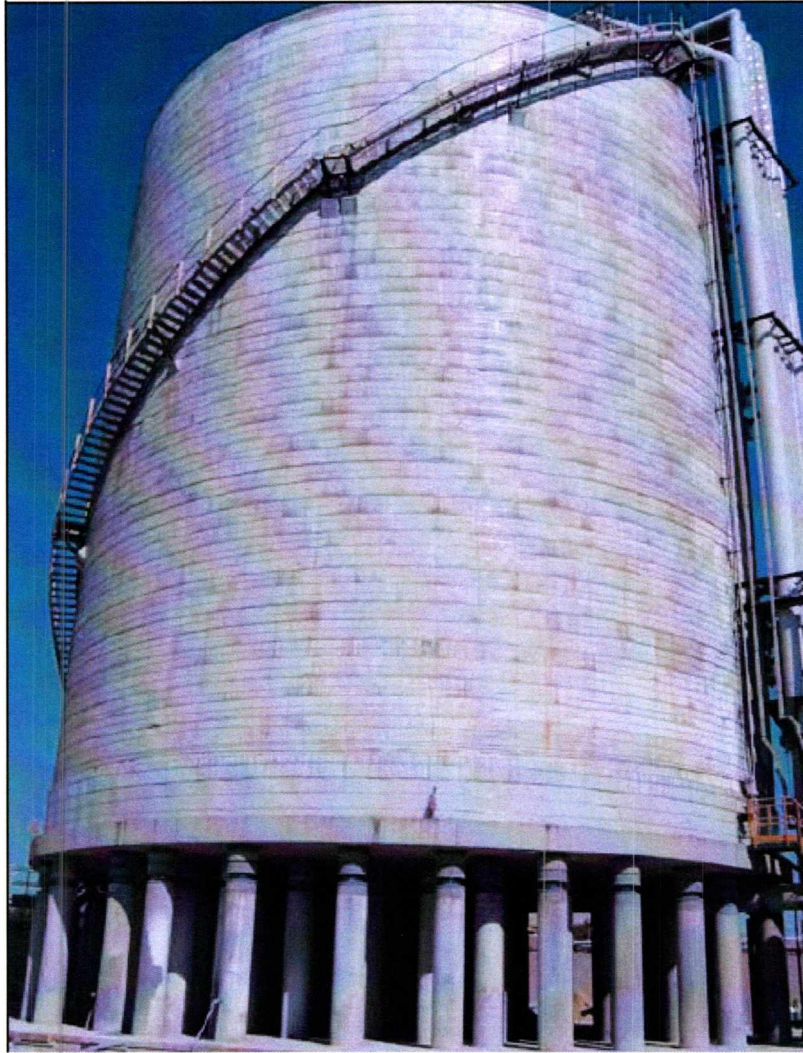
*Φωτογραφία 1.3 Κτίριο Rockwell Στάθμη Σεισμικής Μόνωσης στο μέσον του ορόφου.
Χωρίς διάφραγμα ούτε αμέσως από πάνω ούτε αμέσως από κάτω*



Φωτογραφία 1.4 Αίθουσα Αναχωρήσεων Αεροδρομίου Attaturk στην Κωνσταντινούπολη Υποστυλώματα ως ελεύθεροι πρόβολοι χωρίς σύνδεση των κεφαλών των στύλων.



Φωτογραφία 1.5 Αεροδρόμιο Attaturk – Χωρίς διάφραγμα στις κεφαλές των στύλων.



Φωτογραφία 1.6 Δεξαμενή LNG, PolimeriEuropaS.p.A, Η πρώτη σεισμικά μονωμένη βιομηχανική κατασκευή στην Ιταλία. Η μόνωση έγινε με σκοπό την αναβάθμιση της σεισμικής συμπεριφοράς. Στάθμη Σεισμικής Μόνωσης στο πάνω μέρος του υποστρώματος. Χωρίς διάφραγμα αμέσως από κάτω.



Φωτογραφία 1.7 Δεξαμενή NLG, PolimeriEuropaS.p.A, λεπτομέρεια

1.4 Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η αξιολόγηση του ρόλου του άκαμπτου διαφράγματος κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Παράλληλα, εξετάζεται και η επιρροή του διαφράγματος και επάνω από την σεισμική μόνωση.

Ένα 7αόροφο μοντέλο σεισμικά μονωμένου κτηρίου με υπόγειο χρησιμοποιείται για αυτό τον σκοπό, το οποίο εδράζεται πάνω σε 40 σεισμικούς μονωτήρες ολίσθησης τύπου FPS. Εξετάζονται 2 στατικά συστήματα όσον αφορά το που είναι τοποθετημένοι οι μονωτήρες. Για το πρώτο εξεταζόμενο στατικό σύστημα, μονωτήρες είναι τοποθετημένοι στην κεφαλή των υποστυλωμάτων του υπογείου, ενώ για το δεύτερο στατικό σύστημα είναι στην μέση των υποστυλωμάτων του υπογείου. Το κτήριο που χρησιμοποιείται σαν οδηγός κατασκευής του μοντέλου των αναλύσεων είναι η Ωνάσειος στέγη γραμμμάτων και τεχνών, ένα κτήριο με ιδιαίτερο αρχιτεκτονικό σχεδιασμό ο οποίος περιλαμβάνει πολύ λεπτά περιμετρικά υποστυλώματα, το οποίο παράλληλα ζητήθηκε από τον ιδιοκτήτη να είναι πολύ καλής σεισμικής απόκρισης και κατά συνέπεια η σεισμική μόνωση του ήταν η μόνη επιλογή.

Τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν ατόφια στο μοντέλο είναι η σεισμική μάζα, οι πληροφορίες σχετικά με το σύστημα μόνωσης, καθώς και το φάσμα σχεδιασμού. Επίσης κρατήθηκαν ίδιες οι διαστάσεις της κάτοψης πλάκας και το συνολικό ύψος του κτηρίου αλλά και οι θέσεις των ορόφων καθ' ύψος.

Το μοντέλο που χρησιμοποιείται για τις αναλύσεις, είναι αντίστοιχα 7αόροφο, αλλά δεν ακολουθεί την ακριβή κάτοψη του κτηρίου, το οποίο περιλαμβάνει χώρο σκηνης θεάτρου με εξώστη το οποίο περιβάλλεται και υποστηρίζεται από κέλφος οπλισμένου σκυροδέματος, αντίθετα, το μοντέλο είναι ένα τυπικό, απλό πλαισιακό σύστημα πλάκας-δοκού-υποστυλώματος. Όσο αφορά το υπόγειο, το οποίο στην πραγματική κατασκευή είναι πολυώροφο και έχει τοιχώματα να το υποστηρίζουν περιμετρικά, στο μοντέλο είναι απλά ένα σύστημα 40 κυκλικών υποστυλωμάτων, των οποίων βέβαια οι διαστάσεις (ύψος-διάμετρος) αντιστοιχούν στις διαστάσεις των υποστυλώματα του υπόγειου πρώτου επιπέδου στο κτήριο.

Για να προσδιοριστεί η συμπεριφορά του κτηρίου και το πώς επηρεάζεται αυτή από την ύπαρξη του διαφράγματος γίνεται παραμετρική ανάλυση. Συνολικά 9 περιπτώσεις εξετάζονται οι οποίες όμως χωρίζονται σε 2 υποομάδες καθώς στις 5 αναλύσεις χρησιμοποιείται διαφορετικό στατικό σύστημα από ότι στις υπόλοιπες 4.

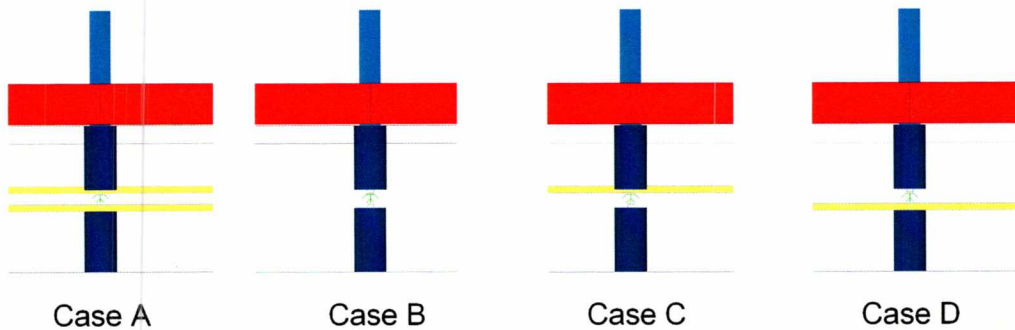
Για τις πρώτες 5 παραμετρικές αναλύσεις χρησιμοποιείται το μοντέλο σχεδόν όπως είναι στο πραγματικό κτήριο με τα εφέδρανα να βρίσκονται ακριβώς κάτω από την πλάκα του ισογείου στην κορυφή των υποστυλωμάτων του υπογείου. Ενώ το διάφραγμα, το οποίο αποτελείται από ένα δικτύωμα μεταλλικών δοκών, βρίσκεται κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης ενώνοντας τις κορυφές των υποστυλωμάτων. Σκοπός των αναλύσεων είναι να διερευνηθεί η σημασία της ύπαρξης άκαμπτου διαφράγματος κάτω από την σεισμική μόνωση, αλλά και το πώς επηρεάζει η ύπαρξη διαφράγματος την σεισμική απόκριση του κτηρίου και κατά πόσο βελτιώνει την καμπτική δυσκαμψία, ειδικότερα του υπογείου. Οι 5 αναλύσεις είναι κατά σειρά:

- **CaseA:** Με το διάφραγμα (εσχάρα συνδετήριων δοκών) να είναι ακριβώς όπως είναι τοποθετημένο στο πραγματικό κτήριο.
- **CaseB:** Χωρίς το διάφραγμα.
- **CaseC:** Με το διάφραγμα να έχει 16 φορές μικρότερη καμπτική δυσκαμψία σε σχέση με την CaseA, λειτουργώντας σαν αρθρωμένο.
- **CaseD:** Με το διάφραγμα να έχει 16 φορές μεγαλύτερη καμπτική δυσκαμψία σε σχέση με την CaseA.
- **CaseE:** Χρησιμοποιείται το ίδιο διάφραγμα με την CaseA, αλλά με παραπάνω μάζα στους βαθμούς ελευθερίας της κορυφής των υποστυλωμάτων, με σκοπό την προσομοίωση της περίπτωσης που το διάφραγμα θα υλοποιούνταν από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Η μάζα που εισάγεται αντιστοιχεί σε 25 περίπου φορές την μάζα του μεταλλικού διαφράγματος, και αντιστοιχεί στο 15% της συνολικής σεισμικής μάζας του κτηρίου.

Για τις υπόλοιπες αναλύσεις, τα εφέδρανα βρίσκονται στο μέσο των υποστυλωμάτων του υπογείου και για διάφραγμα πάνω και κάτω από το επίπεδο της μόνωσης χρησιμοποιείται το διάφραγμα που χρησιμοποιήθηκε και παραπάνω. Σε αυτές τις αναλύσεις διερευνάται ο ρόλος του διαφράγματος κάτω αλλά και επάνω από το

επίπεδο της μόνωσης και πώς επηρεάζει την σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου. Οι 4 αναλύσεις έχουν ως εξής

- **CaseA:** Διάφραγμα πάνω και κάτω από το επίπεδο μόνωσης.
- **CaseB:** Χωρίς διάφραγμα
- **CaseC:** Διάφραγμα πάνω αλλά όχι κάτω από το επίπεδο μόνωσης.
- **CaseD:** Διάφραγμα κάτω αλλά όχι πάνω από το επίπεδο μόνωσης.



Διάγραμμα 1.10 Οι 4 υπο μελέτη περιπτώσεις για το Δεύτερο Στατικό Σύστημα.

Το μοντέλο και όλες οι αναλύσεις υλοποιούνται στην πλατφόρμα SAP2000.(Inc., Computers and Structures 2007) Το συγκεκριμένο πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα χρήσης ραβδόμορφων αλλά και επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων για τον σχεδιασμό του φορέα ενώ διαθέτει υπολογιστικό εργαλείο αντίστοιχο για τα εφέδραναFPS. Από το πρόγραμμα δίνεται επίσης η δυνατότητα εκτέλεσης μη γραμμικών αναλύσεων χρονιστορίας, οι οποίες αναλύσεις πραγματοποιούνται χρησιμοποιώντας 20 σεισμικές διεγέρσεις.

Τέλος, παρατίθενται διαγράμματα και αποτελέσματα που προκύπτουν από τις αναλύσεις, και γίνονται συγκρίσεις ανάμεσα στα αποτελέσματα για την κάθε περίπτωση. Τα εξεταζόμενα αποτελέσματα αφορούν την σεισμική απόκριση του κτηρίου αλλά και του συστήματος μόνωσης και στόχος είναι η εκτίμηση και να αξιολόγηση της επιρροής του διαφράγματος.

2 ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Κατασκευή.

Η υπό ανάλυση κατασκευή είναι ένα επταώροφο κτήριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτήριο αυτό έχει βασιστεί στο πραγματικό κτήριο της Ωνασείου στέγης γραμμάτων και τεχνών. Επιλέχθηκε σαν υπόδειγμα το παραπάνω κτήριο, διότι είναι ένα από τα λίγα κτήρια που έχουν κατασκευαστεί στην Ελλάδα σεισμικά μονωμένα, και με σύστημα μόνωσης εφεδράνων ολίσθησης FPS. Το οποίο, καθώς έχει υλοποιηθεί ικανοποιώντας τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8, διαθέτει άκαμπτο διάφραγμα ακριβώς πάνω και κάτω από το επίπεδο μόνωσης. Παράλληλα, η ανάλυση και κατασκευή του έχει αποτυπωθεί αρκετά αναλυτικά σε 2 δημοσιεύσεις (Γιαρλέλης Χ. 2008) (Κωστίκας Χ. 2008) οι οποίες και μελετήθηκαν για να κατασκευαστεί το υπολογιστικό μοντέλο το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις της παρούσας εργασίας.

Από τις δημοσιεύσεις αυτές αντλήθηκαν πληροφορίες σχετικά με την σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου, το σύστημα μόνωσης που χρησιμοποιήθηκε, τις διαστάσεις, την σεισμική μάζα, το μεταλλικό δικτύωμα που έχει το ρόλο διαφράγματος κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, και πολλές ακόμη λεπτομέρειες, οι οποίες παρατίθενται αναλυτικότερα στην περιγραφή του μοντέλου παρακάτω.

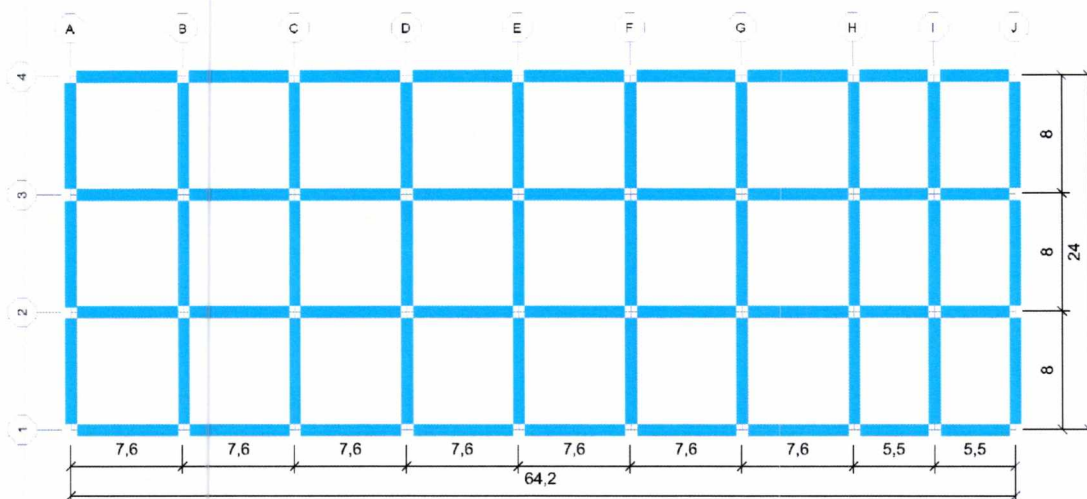
Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε τελικά για τις αναλύσεις της εργασίας, είναι ένα απλοποιημένο μοντέλο σε σχέση με το πραγματικό κτήριο, κυρίως όσον αφορά την σχεδιαστική λεπτομέρεια της ανωδομής. Η απλοποίηση αυτή βασίστηκε στο γεγονός ότι η δυσκαμψία της κατασκευής πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης δεν επηρεάζει ιδιαίτερα την συνολική απόκριση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Έτσι θεωρήθηκε σκόπιμο να μην ακολουθηθεί λεπτομερής μοντελοποίηση της πολύπλοκης σχεδίασης του Ωνασείου, (ωοειδές κέλυφος το οποίο περιβάλλεται από λεπτά υποστυλώματα) αλλά να αντικατασταθεί από ένα πλαισιακό στατικό σύστημα υποστυλώματος-δοκού-πλάκας. Κρατώντας πάντα ίδια τα χαρακτηριστικά σχετικά με την σεισμική μάζα και τα εφέδρανα ολίσθησης. Η απλοποίηση αυτή, κρίθηκε ότι δεν

επηρεάζει τον στόχο που έχουν οι αναλύσεις, δηλαδή την αξιολόγηση της επιρροής του διαφράγματος στην σεισμική απόκριση του κτηρίου.

Η σημασία της χρήσης δεδομένων από μία πραγματική κατασκευή στο μοντέλο της εργασίας είναι μεγάλη. Με αυτό τον τρόπο μπορούμε να επιβεβαιώσουμε την ορθότητα του μοντέλου που δημιουργήσαμε, ελέγχοντας άμα τα αποτελέσματα από τις αναλύσεις συγκλίνουν με αυτά του αρχικού κτηρίου ενώ παράλληλα δίνεται το κύρος της πραγματικότητας στο μοντέλο, καθώς αναφέρεται ρητά σε πραγματικά στοιχεία υπαρκτής κατασκευής και όχι σε κάποιο θεωρητικό κτήριο.

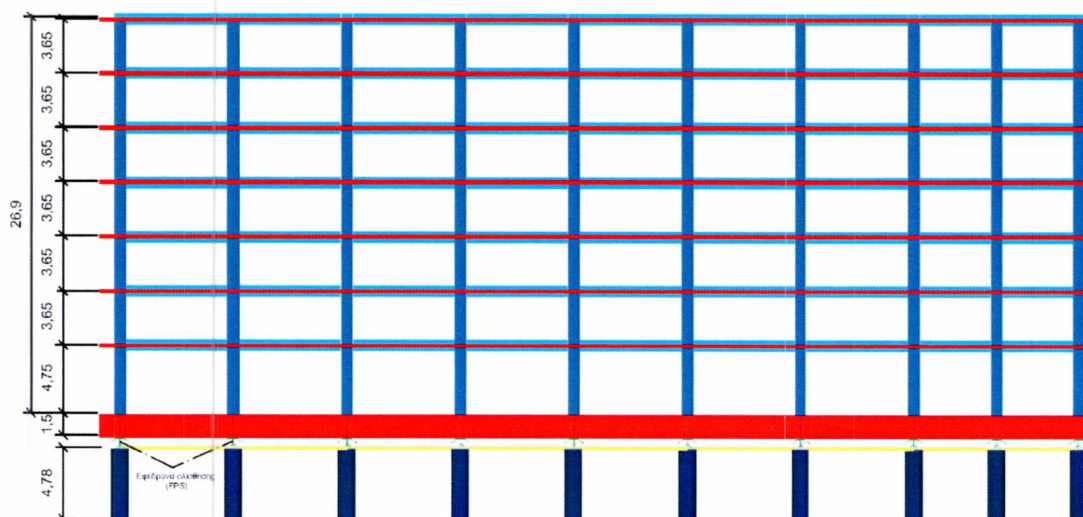
2.1.1 Περιγραφή κτηρίου πάνω από τη σεισμική μόνωση

Το κτήριο που χρησιμοποιείται για τις αναλύσεις περιγράφεται παρακάτω ξεκινώντας από το μέρος πάνω από την σεισμική μόνωση η οποία βρίσκεται στο υπόγειο της κατασκευής. Όπως αναφέρθηκε ήδη πρόκειται για μία επτάώροφη κατασκευή της οποίας η κάτοψη παρουσιάζεται παρακάτω. Η κάτοψη χαρακτηρίζεται από ένα κανονικό ορθογώνιο κάναβο υποστυλωμάτων, τα οποία κατά την Y διεύθυνση συντάσσονται σε 4 σειρές υποστυλωμάτων οι οποίες και ισαπέχουν, ενώ κατά την X διεύθυνση, οι γραμμές των υποστυλωμάτων πυκνώνουν στην δεξιά πλευρά, αντικατοπτρίζοντας σε ένα βαθμό έτσι στο μοντέλο που χρησιμοποιείται, την μη κανονική κατανομή της δυσκαμψίας του πραγματικού κτηρίου, η οποία προκαλείται από την αυξημένη δυσκαμψία που παρέχει το ωοειδές κέλυφος της μεγάλης αίθουσας. Τα υποστυλώματα είναι διατομής 0,80cmx 0,80cm και 40 συνολικά, σε 4 σειρές των 10 υποστυλωμάτων.

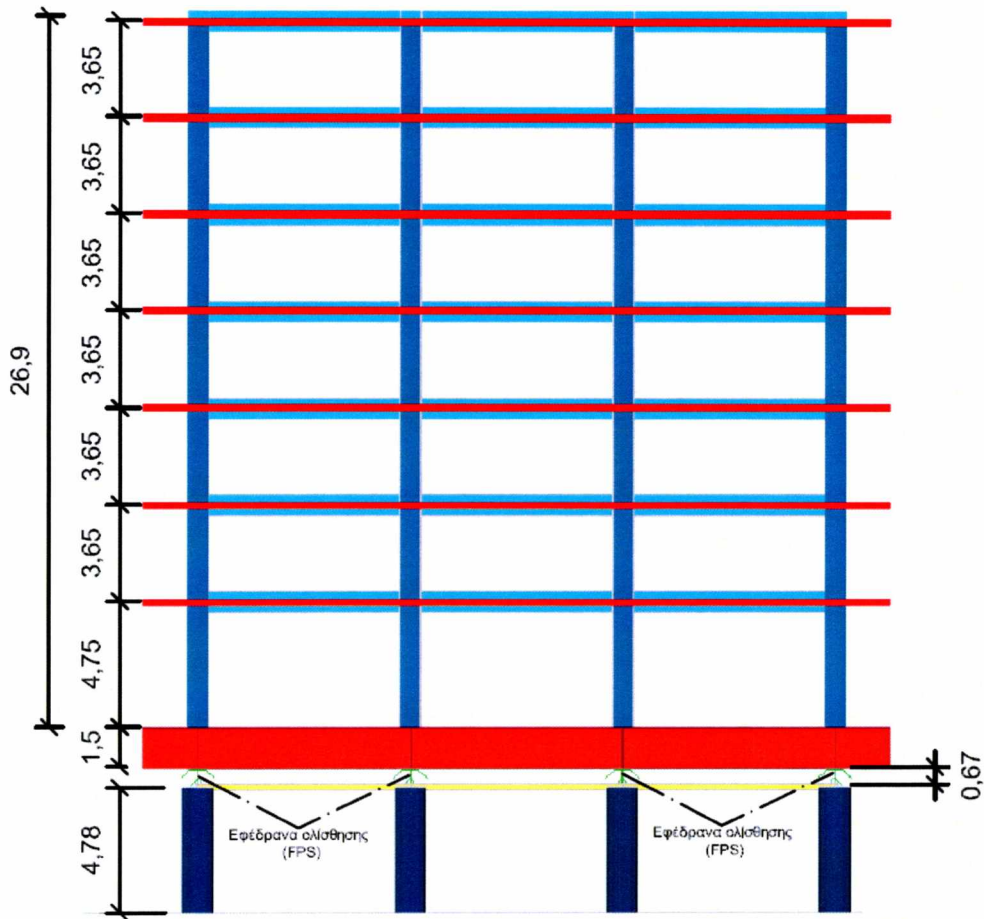


Σχέδιο 2.1 Κάτοψη του Μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε

Σχετικά με την καθ' ύψος κατανομή για τα επτά επίπεδα πάνω από το έδαφος, υπάρχουν επτά πλάκες πάχους 0,5m και ισχύει ότι η μεταξύ τους απόσταση είναι 3,65m, εκτός από την πλάκα του πρώτου ορόφου, η οποία βρίσκεται σε ύψος 4,75 σε σχέση με την πλάκα του ισογείου. Η πλάκα του ισογείου, πάχους 1,5 μέτρων κατασκευάστηκε με αυξημένο πάχος ώστε να χρησιμοποιηθεί ως επίπεδο έδρασης των υποστυλωμάτων της ανωδομής, καθώς στην πραγματική κατασκευή, τα υποστυλώματα αυτά δεν συνεχίζουν στο υπόγειο. Το οποίο έχει διαφορετικό στατικό σύστημα λόγω της διαφορετικής σε σχέση με την ανωδομή, χρήσης του ως υπόγειος χώρος στάθμευσης. Κατά συνέπεια η πλάκα του ισογείου έπρεπε να έχει την δυνατότητα να αναλάβει την θεμελίωση των υποστυλωμάτων πάνω από αυτή.



Σχέδιο 2.2 Όψη X-X'



Σχέδιο 2.3 Όψη Y-Y'.

2.1.2 Η μάζα της ανωδομής.

Ο ορισμός της μάζας για το μοντέλο έγινε έτσι ώστε η συνολική σεισμική μάζα να είναι ίδια με αυτή της Ωνασειού στέγης γραμμάτων και τεχνών. Η μάζα στο μοντέλο προέρχεται από το άθροισμα του ίδιου βάρους του φέροντα οργανισμού, ενώ το υπόλοιπο ώστε να ισοφαριστεί η σεισμική μάζα, προστίθεται σαν καταναμημένο φορτίο στις πλάκες των ορόφων ως εξής: 6 KN/m^2 για τις πλάκες των ορόφων πλην του τελευταίου, και 3 KN/m^2 για τον τελευταίο όροφο, με αποτέλεσμα η συνολική μάζα για το μονωμένο κτήριο να είναι περίπου ίση με 30600 Mg .

2.1.3 Περιγραφή του υπογείου.

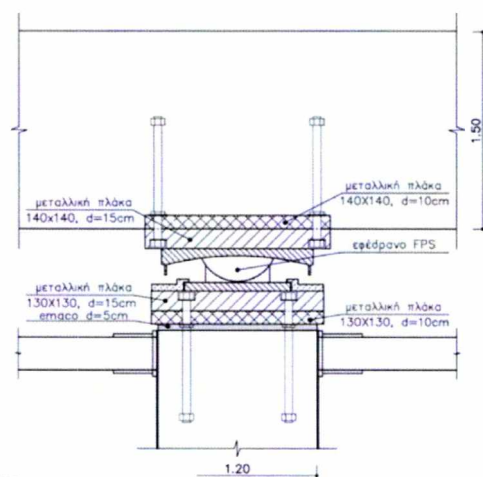
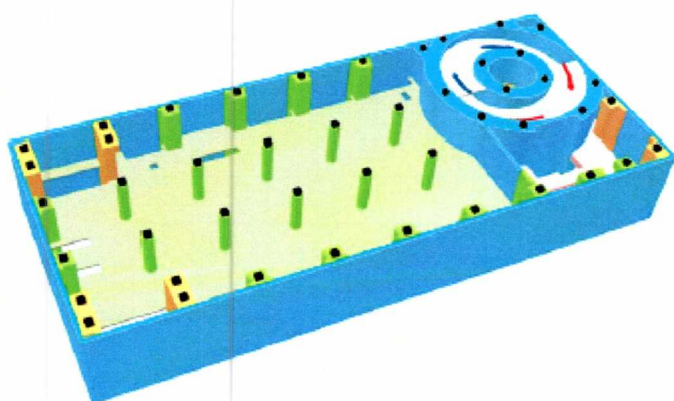
Το υπόγειο στο πραγματικό κτήριο είναι πολυώροφο και χρησιμοποιείται σαν χώρος στάθμευσης. Είναι αντίστοιχου εμβαδού με την ανωδομή και υποστηρίζεται από

περιμετρικό τοίχωμα και κυκλικά υποστυλώματα διαμέτρου 1.20m οπλισμένου σκυροδέματος ενώ στην κορυφή των υποστυλωμάτων του πρώτου επιπέδου βρίσκονται τα εφέντρα. Στο μοντέλο της εργασίας υπάρχει μόνο το 1^ο επίπεδο του υπογείου και αποτελείται από 40 υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος μήκους 4,78m και διαμέτρου 1,20m τα οποία πακτώνονται στην βάση τους.

2.1.4 Το διάφραγμα.

Ο Ευρωκώδικας 8, για σεισμικά μονωμένη κατασκευή, επιβάλλει την ύπαρξη άκαμπτου διαφράγματος το οποίο αποτελείται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, είτε από κάναβο δοκών σύζευξης, πάνω και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.

Για να καλυφθεί αυτή απαίτηση του κανονισμού στο κτήριο της Ωνασειού στέγης γραμμάτων και τεχνών, οι κατασκευαστές του έργου έκαναν τα εξής. Τοποθέτησαν τα εφέντρα, και κατά συνέπεια το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, ακριβώς κάτω από την πλάκα του ισόγειου, φροντίζοντας έτσι να λειτουργεί η πλάκα αυτή σαν το ζητούμενο άκαμπτο διάφραγμα για πάνω από το επίπεδο της μόνωσης. Ενώ για το επίπεδο κάτω από την σεισμική μόνωση, σχεδιάστηκε μεταλλικό δικτύωμα δοκών σύζευξης το οποίο και φαίνεται παρακάτω στην εικόνα 2 το οποίο τοποθετήθηκε στις κεφαλές των υποστυλωμάτων του πρώτου επιπέδου του υπογείου όπως φαίνεται και στην δεσμεύοντας τους μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας τους. Το μεταλλικό δικτύωμα, αποτελείται από κοίλες ορθογωνικές δοκούς, διατομής 260mmX260mm

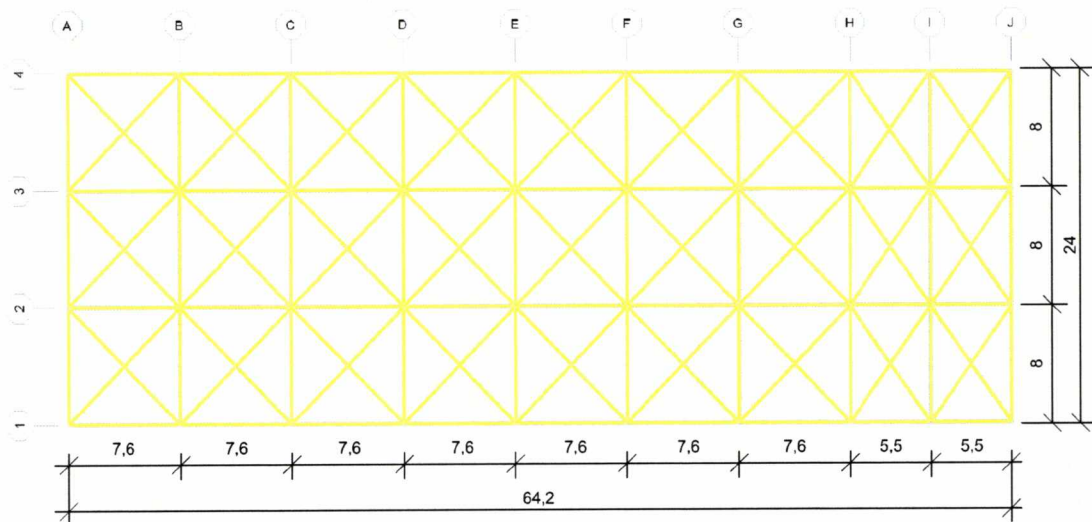


Σχέδιο 2.4 Όψη του υπογείου (αριστερά) και κατασκευαστική λεπτομέρεια της κορυφής του υποστυλώματος του υπογείου (δεξιά).



Εικόνα 2 Το μεταλλικό δικτύωμα που χρησιμοποιήθηκε κάτω από το επίπεδο της Σεισμικής Μόνωσης στην Ωνάσειο Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών.

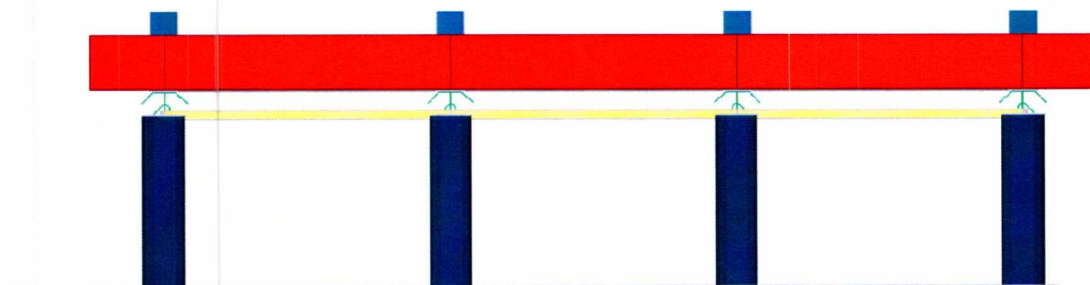
Στο μοντέλο του κτηρίου της εργασίας, σχεδιάστηκε αντίστοιχο μεταλλικό δικτύωμα ίδιας διατομής: 260mmX260mm πάχους 20mm, με αυτό του Ωνασείου. Το οποίο και χρησιμοποιείται σαν διάφραγμα αναφοράς για τις ανάγκες της παραμετρικής ανάλυσης που γίνεται.



Σχέδιο 2.5 Κάτοψη του Δικτύωματος που χρησιμοποιήθηκε στην προσομοίωση.

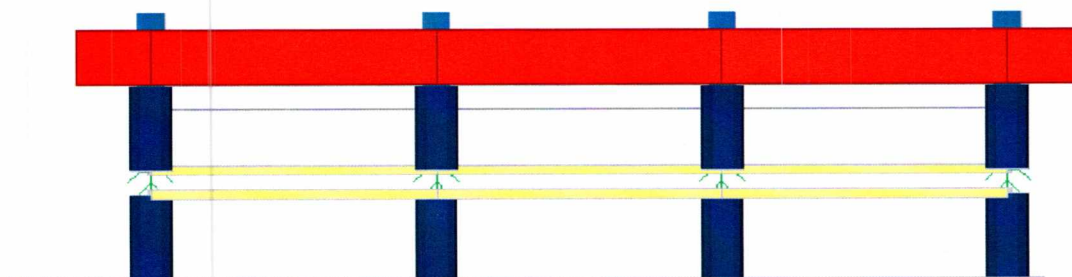
Στην ανάλυση που γίνεται, χρησιμοποιούνται 2 στατικά συστήματα. Το πρώτο στατικό σύστημα εκφράζει πιστότερα το στατικό σύστημα του πραγματικού κτηρίου. Τα 40 εφάδρανα είναι τοποθετημένα στην κεφαλή των υποστυλωμάτων του υπογείου,

και το παραπάνω δικτύωμα ενώνει τις κεφαλές τους, ακριβώς κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.



Σχέδιο 2.6 Όψη του πρώτου Στατικού Συστήματος που χρησιμοποιήθηκε για τις Παραμετρικές Αναλύσεις.

Στο δεύτερο στατικό σύστημα, τα εφέδρανα είναι τοποθετημένα στην μέση των υποστυλωμάτων του υπογείου, μια θέση η οποία έχει χρησιμοποιηθεί σε κατασκευές. Με αυτό τον τρόπο, η πλάκα του ισογείου δεν μπορεί να θεωρηθεί σαν διάφραγμα για πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, και για να καλυφθεί η απαίτηση του κανονισμού τοποθετήθηκε αντίστοιχο μεταλλικό δικτύωμα και από πάνω.



Σχέδιο 2.7 Όψη του δεύτερου Στατικού Συστήματος που χρησιμοποιήθηκε για τις Παραμετρικές Αναλύσεις.

2.1.5 Σύστημα μόνωσης

Για την σεισμική μόνωση του κτηρίου χρησιμοποιούνται 40 εφέδρανα ολίσθησης FPS. Τα χαρακτηριστικά τους, είναι ίδια με αυτά που αναφέρονται στις δημοσιεύσεις σχεδιασμού και κατασκευής της Ωνασείου στέγης γραμμάτων και τεχνών. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις, δίνει την δυνατότητα για προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς των εφεδράνων. Διαθέτει κατάλληλο στοιχείο για το οποίο ο χρήστης μπορεί να ορίσει τα φυσικά χαρακτηριστικά του υπό ανάλυση εφεδράνου ώστε να έχει την ανάλογη συμπεριφορά. Παράλληλα το

πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα να οριστούν και αντίστοιχες ελαστικές ιδιότητες των εφεδράνων.

Όπως αναφέρεται στις δημοσιεύσεις, το σύστημα μόνωσης που χρησιμοποιείται και προσομοιώνεται για το κτήριο συνολικά προσομοιώνεται με $K_{eff}=221917 \text{ KN/m}$ το οποίο κανονικά μοιράζεται στα εφέδρανα ανάλογα με το αξονικό φορτίο που παραλαμβάνεται ως εξής:

$$K_{εφφ} = \Sigma(k_{εφφ} * N(i)/N_{ολ})$$

$$K_{εφφ}(i) = K_{εφφ} * N(i)/N_{ολ}$$

Στο συγκεκριμένο μοντέλο οι αξονικές ήταν πολύ κοντά και ομοιόμορφα μοιρασμένες οπότε και ορίστηκε το ελαστικό K_{eff} να είναι ίσο για όλα τα εφέδρανα, δηλαδή το συνολικό διαιρεμένο δια το πλήθος των εφεδράνων:

$K_{eff_i}=221917/40$, που αντιστοιχεί σε $K_{eff}=5548 \text{ KN/m}$ για κάθε εφέδρανο το οποίο είναι ίσο για τις διευθύνσεις X και Y.

Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του είναι:

Ακτίνα της κυκλικής επιφάνειας:	2,24 m
Συντελεστής τριβής αργός:	0,03
Συντελεστής τριβής γρήγορος:	0,05
Rateparameter:	130

Τα εφέδρανα έχουν τοποθετηθεί σε ανεστραμμένη διάταξη, με την σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης προς τα κάτω.

2.2 Ανάλυση

Ο σχεδιασμός και οι αριθμητικές αναλύσεις έγιναν στο πρόγραμμα SAP2000. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα, μοντελοποιήθηκαν ως γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και ορίστηκαν ανάλογα με την διατομή τους, ενώ οι πλάκες ορίστηκαν σαν επιφανειακά στοιχεία με αντίστοιχο πάχος. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι: οπλισμένο σκυρόδεμα C45/50, για τον φέρων οργανισμό της ανωδομής και τα υποστυλώματα του υπογείου, και χάλυβας S275 για τις μεταλλικές δοκούς του διαφράγματος.

Ιδιότητες σκυροδέματος: C45/50

Πίνακας 2.1 Ιδιότητες σκυροδέματος C45/50

Modulus of Elasticity, E	35	GPa
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	9.90E-06	
Shear Modulus, G	14.583333	GPa

Ιδιότητες χάλυβα: S275

Πίνακας 2.2 Ιδιότητες χάλυβα: S275

Modulus of Elasticity, E	210	GPa
Poisson's Ratio, U	0.3	
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.17E-05	
Shear Modulus, G	80.769231	GPa

Οι αναλύσεις χρονιστορίας που έγιναν βασίστηκαν στις καταγραφές 10 σεισμικών γεγονότων, (Whittaker 1998) το κάθε ένα από αυτά καταγεγραμμένο σε 2 κάθετες μεταξύ τους κατευθύνσεις, συνολικά δηλαδή 20 σεισμικές διεγέρσεις. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε έχει την δυνατότητα να εκτελεί αναλύσεις χρονιστορίας με μη γραμμικά στοιχεία, ολοκληρώνοντας βήμα προς βήμα τα επιταχυνσιογραφήματα που εισάγονται. Το βήμα είναι ένα χρονικό διάστημα το οποίο αναφέρεται στην συχνότητα της δειγματοληψίας καταγραφής του σεισμικού σήματος που εισάγεται.

Το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα επίλυσης της χρονιστορίας με απευθείας ολοκλήρωση των επιταχυνσιογραφήματων, μέθοδος Direct integration. Η βασική

λογική της επαναληπτικής αυτής μεθόδου είναι η εξής. Ξεκινώντας συνήθως από μηδενικές αρχικές συνθήκες, για κάθε χρονικό βήμα της εισαγόμενης καταγραφής της εδαφικής επιτάχυνσης, υπολογίζονται οι αντιδράσεις και μετακινήσεις που αναπτύσσονται στο φορέα, οι οποίες και χρησιμοποιούνται σαν αρχικές συνθήκες για το επόμενο βήμα.

Ο υπολογισμός των μετατοπίσεων και αντιδράσεων για κάθε βήμα γίνεται λαμβάνοντας υπ όψη όλες τις μη γραμμικές ιδιότητες των υλικών, και για κάθε κόμβο του υπολογιστικού μοντέλου. Κατά συνέπεια η ταχύτητα επίλυσης και ο υπολογιστικός φόρτος της μεθόδου εξαρτάται από το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων του υπολογιστικού μοντέλου. Η ταχύτητα επίλυσης επίσης είναι λογικό να επηρεάζεται από το χρονικό μήκος της καταγραφής ιστορίας καθώς και με το χρονικό βήμα, η πιο συγκεκριμένα με το πλήθος των χρονικών βημάτων.

Η μέθοδος αυτή οδηγεί τελικά σε αρκετά αργή επίλυση του μοντέλου, λόγω του μεγάλου πλήθους των πεπερασμένων στοιχείων που υπάρχουν σε αυτό και παράλληλα σε πολύ μεγάλα αρχεία αποτελεσμάτων. Κάτι που την καθιστά δύσχρηστη για αναλύσεις μεγάλων μοντέλων.

2.2.1 FNA

Το SAP2000 ενσωματώνει έναν ακόμη αλγόριθμο για την επίλυση μη γραμμικής ιστορίας τον οποίο ονομάζει FNA (FastNonlinearAnalysis). Η FNA είναι μια μέθοδος η οποία βασίζεται στην ελαστική ιδιομορφική ανάλυση, η οποία όμως μπορεί να εφαρμοστεί και σε περιπτώσεις όπου τα μη γραμμικά στοιχεία είναι περιορισμένα, όπως δηλαδή στην περίπτωση των αναλύσεων που κάνουμε. Διότι το κτήριο, η ανωδομή σαν σεισμικά μονωμένα αλλά και το υπόγειο, παραμένει στην ελαστική περιοχή ενώ τα εφένδρανα εμφανίζουν έντονα μη γραμμική συμπεριφορά.

Πιο συγκεκριμένα οι προϋποθέσεις για την αποτελεσματική χρήση της FNA είναι:

- Το αναλυτικό μοντέλο να είναι κυρίως γραμμικό ελαστικό
- Να υπάρχει ένας ορισμένος αριθμός μη γραμμικών στοιχείων
- Τα μη γραμμικά στοιχεία να έχουν συμπεριφορά βρόχου (Lumpnonlinearbehavior)

Η λειτουργία της μεθόδου FNA βασίζεται στο ότι, διαχωρίζει τις γραμμικές ελαστικές εξισώσεις μετακίνησης που περιγράφουν την ανωδομή και το υπόγειο από τις μη γραμμικές που περιγράφουν την απόκριση των εφεδράνων της σεισμικής μόνωσης. Με αυτό τον τρόπο συμπυκνώνονται οι ελαστικοί βαθμοί ελευθερίας και περιορίζονται οι μη γραμμικές εξισώσεις κίνησης σε αυτές που περιγράφουν την κίνηση των εφεδράνων μόνο. Με αποτέλεσμα την μείωση του πλήθους και του χρόνου των υπολογισμών, χωρίς να μειώνεται όμως η ακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Για την ανάλυση FNA οι ιδιομορφές προτείνεται από το εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος, να είναι ιδιομορφές βασισμένες στην θεωρία του Ritz. Για τον καθορισμό των ιδιομορφών, τα εφέδρανα υπολογίζονται σαν γραμμικά ελαστικά, ανάλογα με τις ιδιότητες που τους έχουν οριστεί.

2.2.2 Παρατηρήσεις από την διαδικασία:

Για την επιλογή τελικά του τρόπου επίλυσης για το μοντέλο έγιναν πολλές δοκιμές και συγκρίσεις αποτελεσμάτων. Επιλέχθηκε η FNA μέθοδος που περιγράφηκε παραπάνω, διότι σε σχέση με την DirectIntegration μέθοδο, είναι πολύ ταχύτερη, το αρχείο των αποτελεσμάτων είναι πολύ μικρότερο σε μέγεθος ενώ η ακρίβεια των υπολογισμών είναι καλή, τα αποτελέσματα και από τις δύο μεθόδους ανάλυσης είναι παρόμοια, και επαρκούν για τις ανάγκες της εργασίας.

Όσον αφορά την επιλογή των ιδιοδιανυσμάτων που χρησιμοποιούνται για την ελαστική ιδιομορφική ανάλυση της μεθόδου FNA, οι επιλογές που δίνει το πρόγραμμα είναι 2, οι κλασικές ιδιομορφές που ορίζονται από τις ιδιότητες του κτηρίου για ελαστική χωρίς απόσβεση ελεύθερη ταλάντωση, και τις ιδιομορφές που βασίζονται στην θεωρία του Ritz και εξαρτώνται από την φόρτιση. Το εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος, προτείνει να γίνεται η ανάλυση χρονοιστορίας FNA με ιδιοδιανύσματα Ritz. Δοκιμάστηκαν και οι 2 μέθοδοι ανάλυσης και τα αποτελέσματα ήταν ίδια, τελικά προτιμήθηκαν τα διανύσματα Ritz διότι υπολογίζονταν πιο γρήγορα, χωρίς καμία επίπτωση στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Ο αριθμός των ιδιομορφικών διανυσμάτων που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις επιλέχθηκε μετά από δοκιμές έτσι ώστε να εξασφαλισθεί το όσο το δυνατόν μεγαλύτερο ποσοστό συμμετοχής της σεισμικής μάζας, το οποίο και τελικά ήταν πάνω από 99% στις περισσότερες αναλύσεις. Η αύξηση του αριθμού των

ιδιοδιανυσμάτων πάνω από κάποιο όριο προκαλούσε αριθμητικά προβλήματα στην ανάλυση, κυρίως για τις επιταχύνσεις των στοιχείων κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Τα αριθμητικά προβλήματα αντιμετωπίστηκαν με την μείωση του αριθμού των θεωρούμενων ιδιοδιανυσμάτων.

Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε 3% απόσβεση για κάθε ιδιομορφή (modaldamping).

3 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Για να διερευνηθεί η επιρροή του άκαμπτου διαφράγματος που υπαγορεύεται από τον αντισεισμικό κανονισμό πάνω και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, γίνονται παραμετρικές αναλύσεις.

Όπως έχει αναφερθεί στην εισαγωγή της εργασίας οι παραμετρικές αναλύσεις είναι συνολικά 9, και αναφέρονται σε 2 στατικά συστήματα όσον αφορά την τοποθέτηση της σεισμικής μόνωσης. Τα δύο στατικά συστήματα που χρησιμοποιούνται δεν είναι τυχαία, αντίθετα είναι πάρα πολύ συνηθισμένα για τις εφαρμογές σεισμικής μόνωσης βάσης, είτε για καινούριες κατασκευές είτε για ανακατασκευές-ενισχύσεις παλιών κατασκευών. Το πρώτο στατικό σύστημα υλοποιείται στην περίπτωση που τα εφέδρανα είναι τοποθετημένα στην κεφαλή των υποστυλωμάτων του πρώτου υπογείου, ακριβώς κάτω από την πλάκα του ισόγειου, και το δεύτερο στην τοποθέτηση των εφεδράνων στην μέση των υποστυλωμάτων του υπογείου.

Ο λόγος που χρησιμοποιήθηκαν αυτά τα δύο διαφορετικά στατικά συστήματα είναι διότι στο πρώτο, το οποίο είναι και αρκετά συνηθισμένο για νέες κατασκευές, υπάρχει το διάφραγμα της πλάκας του ισόγειου, η οποία στην περίπτωση του κτηρίου που εξετάζεται είναι ιδιαίτερα ανθεκτική και δύσκαμπτη, καθώς είναι πλάκα πάχους 1,5 μέτρων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η πλάκα αυτή εκ των πραγμάτων καλύπτει την ανάγκη για διάφραγμα όπως εκφράζεται από τους κανονισμούς, για πάνω από την σεισμική μόνωση, έτσι η ανάλυση εστιάζεται στην επιρροή του διαφράγματος κάτω από την σεισμική μόνωση, και οι αναλύσεις που γίνονται έχουν σαν στόχο την διερεύνηση της επιρροής που έχουν κάποια χαρακτηριστικά του διαφράγματος, όπως η καμπτική δυσκαμψία και η μάζα.

Το δεύτερο εξεταζόμενο στατικό σύστημα, το οποίο αναφέρεται σε εφέδρανα τα οποία έχουν τοποθετηθεί στην μέση των υποστυλωμάτων του υπογείου, στην πράξη χρησιμοποιείται κυρίως σε περιπτώσεις ανακατασκευής και αναβάθμισης της σεισμικής συμπεριφοράς κτηρίων, χαρακτηριστικό παράδειγμα για την χρήση τέτοιου στατικού συστήματος είναι το κτήριο της Φωτογραφίας 1.3, Κτήριο Rockwell το οποίο ανακατασκευάστηκε-αναβαθμίστηκε αντισεισμικά με την προσθήκη σεισμικών

μονωτήρων βάσης, με την στάθμη σεισμικής μόνωσης να βρίσκεται στο μέσον του ορόφου. Χωρίς να χρησιμοποιηθεί διάφραγμα ούτε αμέσως από πάνω ούτε αμέσως από κάτω.

Συνηθισμένη τακτική είναι να κόβονται τα υποστυλώματα σε κάποιο βολικό για τις εργασίες σημείο, και να εγκαθίστανται τα εφέδρανα τελικά σε κάποιο κεντρικό σημείο του υποστυλώματος. Η διαφορά με την πρώτη περίπτωση είναι ότι δεν υπάρχει πάνω από το επίπεδο της μόνωσης το άκαμπτο διάφραγμα που παρέχεται από την πλάκα του ισογείου σε αυτή την περίπτωση. Κατά συνέπεια για να είναι η κατασκευή σύμφωνη με τις διατάξεις του κανονισμού θα πρέπει να τοποθετηθεί διάφραγμα, κάτω αλλά και πάνω από το επίπεδο της μόνωσης, και αυτό προφανώς και ειδικά για περιπτώσεις ανακατασκευής κτηρίου είναι κάτι αρκετά δύσκολο τεχνικά, χωρίς να υπολογίζεται το κόστος που επίσης είναι μεγάλο. Ο στόχος της παραμετρικής ανάλυσης άρα σε αυτή την περίπτωση. Είναι να αξιολογηθεί η λειτουργία του διαφράγματος πάνω αλλά και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, αξιολογώντας έτσι την επιρροή και του διαφράγματος πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.

Η παραμετρική ανάλυση συνίσταται στην μέτρηση διαφόρων μεγεθών σε συγκεκριμένα σημεία της κατασκευής αλλά και του συστήματος μόνωσης όπως: επιταχύνσεις, μετατοπίσεις, εντατικά μεγέθη. Και η σύγκριση των μεγεθών αυτών με σκοπό την αξιολόγηση του πώς επηρεάζονται αυτά, και κατά συνέπεια η σεισμική απόκριση της κατασκευής. Από τις διαφορετικές διατάξεις του συστήματος μόνωσης και των χαρακτηριστικών που αφορούν τις ιδιότητες του διαφράγματος.

3.1 Πρώτο στατικό σύστημα

Το πρώτο στατικό σύστημα περιγράφει την κατάσταση όπου τα εφέδρανα βρίσκονται στην κορυφή των υποστυλωμάτων του υπογείου, η πλάκα του ισογείου παρέχει λειτουργία διαφράγματος για πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, ενώ για κάτω από το επίπεδο αυτό, τον ρόλο του διαφράγματος παρέχει το μεταλλικό δικτύωμα που αποτελείται από δοκούς, κοίλης τετραγωνικής διατομής διαστάσεων 260mm X 260mm, πάχους 20mm.

Οι παραμετρικές αναλύσεις που γίνονται σε αυτή την φάση έχουν ως στόχο τον προσδιορισμό της επιρροής του διαφράγματος. Δηλαδή, το πώς επηρεάζει η ύπαρξη διαφράγματος το οποίο δεσμεύει την διαφορική μετακίνηση των κεφαλών των υποστυλωμάτων του υπογείου, την σεισμική απόκριση του κτηρίου και του συστήματος μόνωσης.

Παράλληλα, εξετάζεται η επιρροή της καμπτικής δυσκαμψίας του δικτύωματος στην σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου και του συστήματος μόνωσης, ενώ η πέμπτη ανάλυση αναφέρεται στην περίπτωση που το διάφραγμα θα κατασκευαζόταν από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, με αποτέλεσμα την ύπαρξη περισσότερης μάζας σε εκείνο το επίπεδο σε σχέση με αυτή του μεταλλικού δικτύωματος.

Οι 5 αναλύσεις είναι κατά σειρά:

CaseA: Με το διάφραγμα να είναι τοποθετημένο στην κορυφή των υποστυλωμάτων του υπογείου. Η ανάλυση αυτή αναφέρεται στην πραγματική κατάσταση που ορίζεται από τον κανονισμό και έχει υλοποιηθεί και στο κτήριο της Ωνασείου Στέγης Γραμμάτων και Τεχνών

CaseB: Χωρίς το διάφραγμα, κατάσταση που παραβαίνει τον αντισεισμικό κανονισμό.

CaseC: Με το διάφραγμα να έχει 16 φορές μικρότερη καμπτική δυσκαμψία σε σχέση με την CaseA, λειτουργώντας πρακτικά σαν αρθρωμένο. Ο σκοπός αυτής της ανάλυσης είναι η αξιολόγηση της σημασίας της καμπτικής δυσκαμψίας στον σχεδιασμό του διαφράγματος. Και το πώς αυτή επηρεάζει την σεισμική απόκριση του κτηρίου αλλά και την στατική απόκριση των υποστυλωμάτων του υπογείου, και ποια η επιρροή της δυσκαμψίας στον σχεδιασμό του φορέα

CaseD: Με το διάφραγμα να έχει 16 φορές μεγαλύτερη καμπτική δυσκαμψία σε σχέση με την CaseA. Η ανάλυση αυτή έχει ίδιο σκοπό με την προηγούμενη με διαφορετική αυτή την φορά δυσκαμψία, αρκετά μεγαλύτερη.

CaseE: Χρησιμοποιείται το ίδιο διάφραγμα με την CaseA, αλλά με παραπάνω μάζα στους βαθμούς ελευθερίας της κορυφής των υποστυλωμάτων, με σκοπό την προσομοίωση της περίπτωσης που το διάφραγμα θα υλοποιούνταν από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Η μάζα που εισάγεται αντιστοιχεί σε 25 περίπου φορές

την μάζα του μεταλλικού διαφράγματος, και αντιστοιχεί στο 15% της συνολικής σεισμικής μάζας του κτηρίου. Ο κανονισμός αναφέρει ότι το διάφραγμα θα πρέπει να είναι είτε από κάναβο γραμμικών στοιχείων είτε από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, όμως η παραπάνω μάζα στην κορυφή των υποστυλωμάτων έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των σεισμικών επιταχύνσεων και κατά συνέπεια την περαιτέρω επιβάρυνση των υποστυλωμάτων με επιπλέον σεισμικά φορτία.

3.2 Δεύτερο στατικό σύστημα

Το δεύτερο στατικό σύστημα, αναφέρεται στην περίπτωση που τα εφένδρανα βρίσκονται στην μέση των υποστυλωμάτων του υπογείου, οπότε υπάρχει από τον αντισεισμικό κανονισμό απαίτηση για διάφραγμα κάτω αλλά και πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.

Οι αναλύσεις για αυτό το στατικό σύστημα στόχο έχουν να αξιολογήσουν την επιρροή του διαφράγματος που δεσμεύει τους βαθμούς ελευθερίας των υποστυλωμάτων πάνω και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Πώς επηρεάζεται η απόκριση του κτίσματος αλλά και του συστήματος σεισμικής μόνωσης, από σενάρια ύπαρξης διαφράγματος πάνω και κάτω, χωρίς καθόλου διάφραγμα, μόνο κάτω η μόνο πάνω από το επίπεδο μόνωσης, Για όλες τις αναλύσεις που γίνονται για το δεύτερο στατικό σύστημα, χρησιμοποιείται το ίδιο μεταλλικό δικτύωμα.

Οι 4 αναλύσεις είναι κατά σειρά:

Case A: Διάφραγμα πάνω και κάτω από το επίπεδο μόνωσης. Η περίπτωση αυτή είναι η εφαρμογή του κανονισμού, σαν διάφραγμα χρησιμοποιείται το ίδιο διάφραγμα με τις προηγούμενες αναλύσεις το οποίο δεσμεύει τους βαθμούς ελευθερίας των υποστυλωμάτων πάνω και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.

Case B: Χωρίς διάφραγμα. Εξετάζεται η συμπεριφορά του κτηρίου χωρίς πλευρικές δεσμεύσεις, αντίθετα με τις επιταγές του κανονισμού, αλλά όπως έχει εφαρμοστεί ήδη για σεισμική αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών σε περιπτώσεις όπως αυτή του κτηρίου Rockwell που αναφέρθηκε στο πρώτο κεφάλαιο.

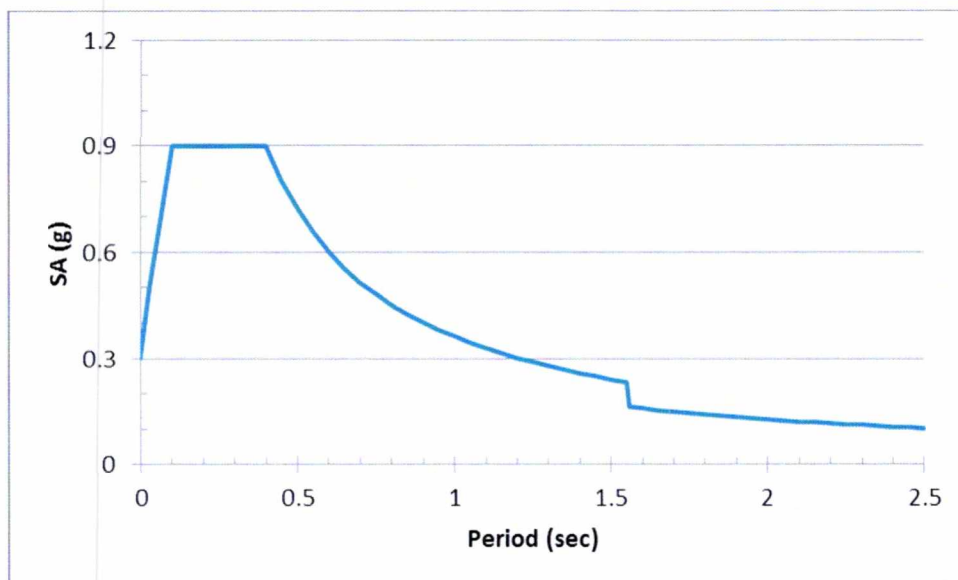
Case C: Διάφραγμα πάνω αλλά όχι κάτω από το επίπεδο μόνωσης. Σκοπός είναι η αξιολόγηση της επιρροής του μεταλλικού διαφράγματος πάνω από το επίπεδο μόνωσης, αντίστοιχη με αυτή της δεύτερης περίπτωσης (CaseB) από το πρώτο στατικό σύστημα όπου υπάρχει διάφραγμα πάνω (πλάκα ισογείου στην πρώτη περίπτωση).

Case D: Διάφραγμα κάτω, αλλά όχι πάνω από το επίπεδο μόνωσης. Σε αυτή την περίπτωση εξετάζεται επιρροή του διαφράγματος κάτω από την μόνωση μία διάταξη που συναντάται σε περιπτώσεις που τα εφέδρανα της μόνωσης βρίσκονται στην βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου και πάνω σε πλάκα η θεμελίωση, αντίστοιχη περίπτωση με αυτή του κτηρίου HawlyApartments που αναφέρεται στο πρώτο κεφάλαιο. Και αυτή επίσης είναι μια διάταξη που χρησιμοποιείται σε σεισμικές αναβαθμίσεις κτηρίων, αλλά ενδεχομένως και για καινούριες κατασκευές.

4 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ

4.1 Φάσμα σχεδιασμού

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 προσαρμόσε 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 φαίνονται οι λεπτομέρειες και τα “scalefactors” των σεισμικών διεγέρσεων. Στοδιάγραμμα4.1παρουσιάζεται το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής. (Whittaker 1998) (P. C. Tsopelas 1997)



Διάγραμμα 4.1 Φάσμα σχεδιασμού της παρούσας κατασκευής

4.2 Σεισμοί που χρησιμοποιήθηκαν

Πίνακας 4.1 Σεισμοί που χρησιμοποιήθηκαν με τους ανάλογους συντελεστές

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

5 ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

5.1 Πρώτο στατικό σύστημα

5.1.1 Σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων που υπάρχει το διάφραγμα, και χωρίς αυτό. (caseA – caseB)

5.1.1.1 Σύστημα Μόνωσης

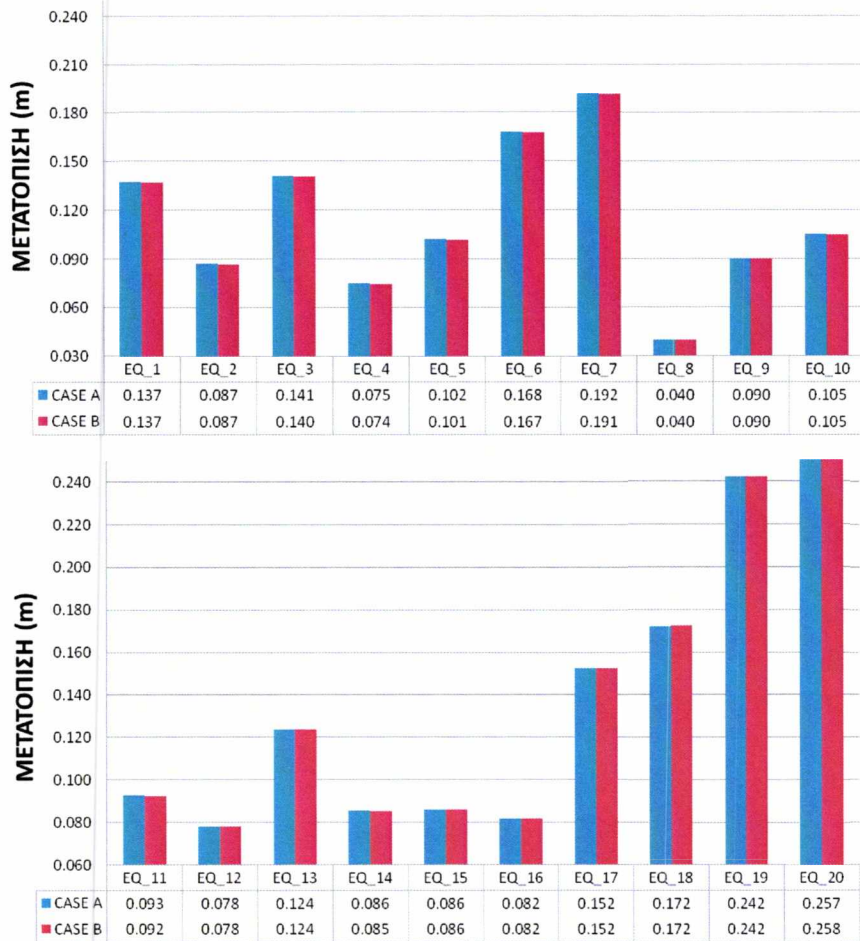
Μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης στην κατεύθυνση Y, για το εφέδρανο #5.

Η μέγιστη μετατόπιση για το σύστημα μόνωσης σημειώθηκε στην κατεύθυνση για την οποία εφαρμόστηκε η σεισμική επιτάχυνση, κάτι αναμενόμενο, καθώς το κτήριο είναι σχεδόν απόλυτα συμμετρικό, με μικρή συμμετοχή της στροφικής ιδιομορφής.

Όπως φαίνεται από το Διάγραμμα 5.1 και τον Πίνακα 5.1, η απόκριση του συστήματος μόνωσης για σεισμική διέγερση στην κατεύθυνση Y, για τις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα, είναι σχεδόν ίδια. Το ίδιο ισχύει και για την κατεύθυνση X. Οι διαφορές που παρουσιάζονται είναι πολύ μικρές, κάτι που αποτυπώνεται στον μέσο όρο των μετατοπίσεων των σεισμών, αλλά και για στα μέγιστα.

Στα διαγράμματα 5.2 και 5.3 παρατίθενται οι χρονοιστορίες της μετατόπισης του συστήματος μόνωσης στο εφέδρανο 10, γωνιακό εφέδρανο, για τις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα, καθώς και το διάγραμμα διατμητικής δύναμης-μετατόπισης για τους σεισμούς που δίνουν τις μέγιστες μετατοπίσεις για κάθε διεύθυνση X,Y. Οι χρονοιστορίες των 2 αυτών περιπτώσεων ταυτίζονται, επιβεβαιώνοντας το συμπέρασμα που βγαίνει και από τους μέσους όρους των μέγιστων μετατοπίσεων που παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.1, ότι δηλαδή δεν επηρεάζει η ύπαρξη ή όχι του διαγράμματος σημαντικά την μετατόπιση του συστήματος μόνωσης.

ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ



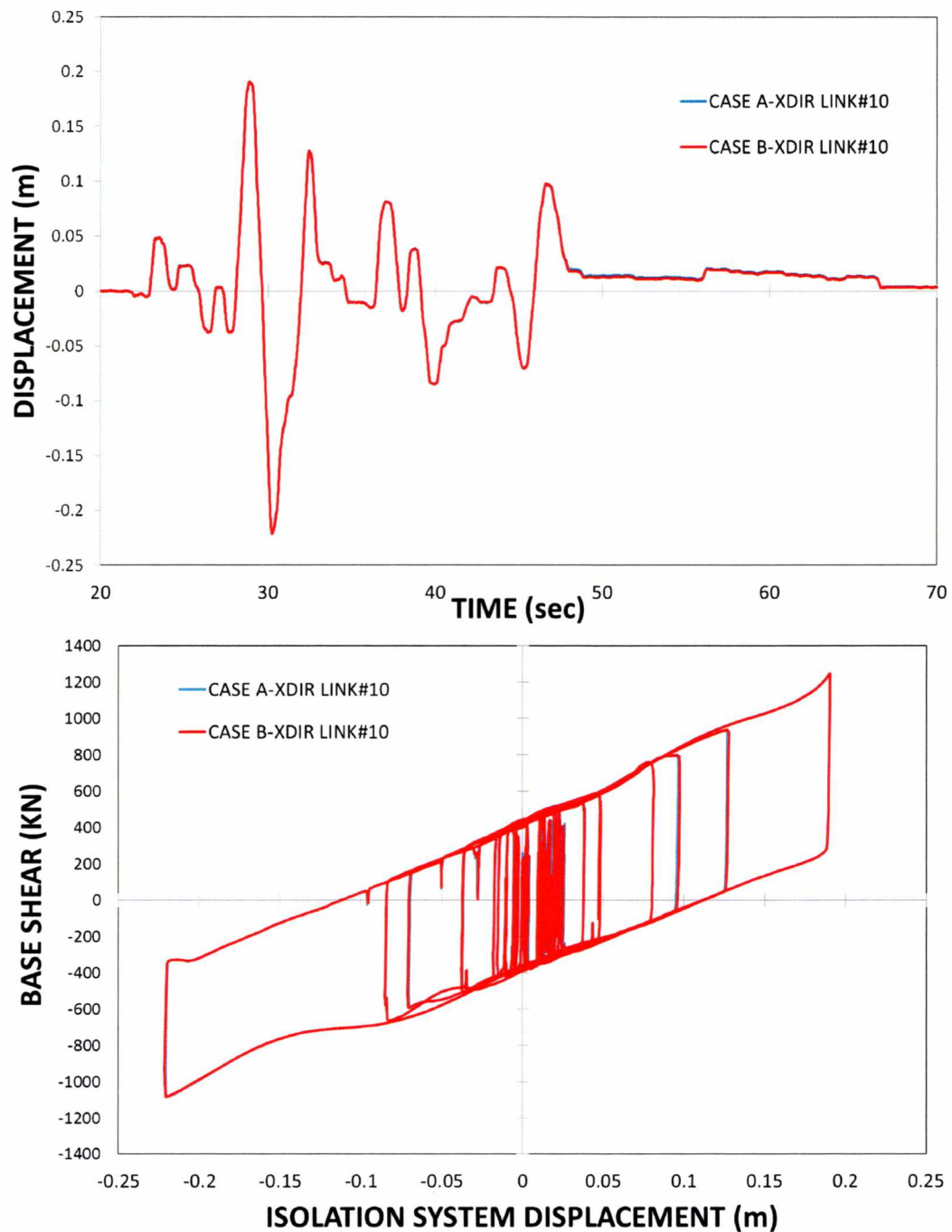
Διάγραμμα 5.1 Μέγιστες μετατοπίσεις στο Εφεδρανο#5 για κάθε μία σεισμική διέγερση στην διεύθυνση Y για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

Πίνακας 5.1 Μέσες και Μέγιστες μετατοπίσεις στα Εφεδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

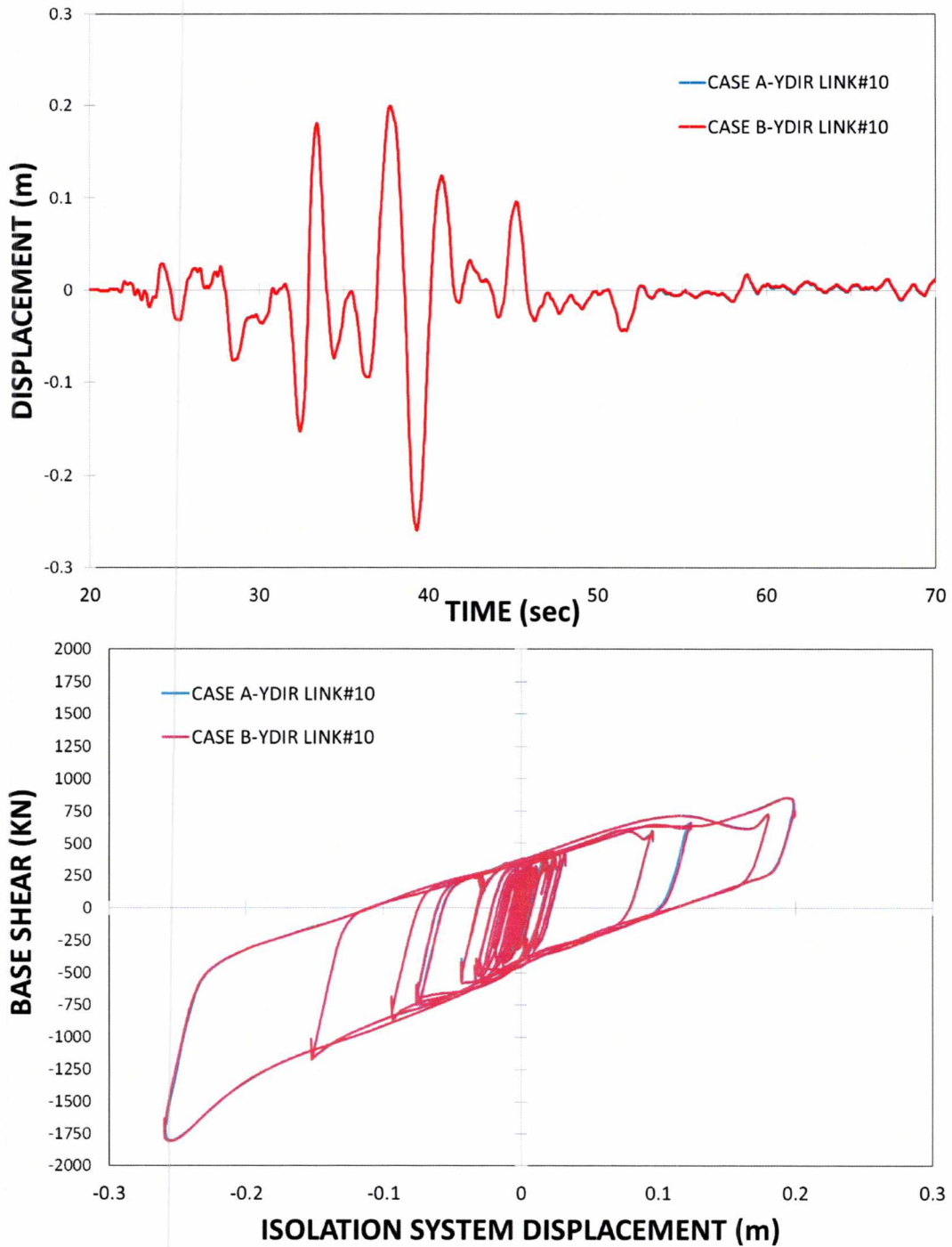
Πίνακας 1 - Μέση μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης.

		Μετατόπιση συστήματος μόνωσης (m)			
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case B	Case A	Case B
Isolator #5	EQ-X	0.106	0.106	0.221	0.221
	EQ-Y	0.125	0.125	0.257	0.258
Isolator #10	EQ-X	0.106	0.106	0.221	0.221
	EQ-Y	0.127	0.126	0.259	0.260
Isolator #25	EQ-X	0.106	0.106	0.221	0.221
	EQ-Y	0.125	0.125	0.258	0.258

Σύγκριση χρονοιστορίας Case A-Case B για τον σεισμό 19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την κατεύθυνση X, ενώ για την κατεύθυνση Y ο αντίστοιχος σεισμός που δίνει την μέγιστη μετατόπιση για το σύστημα μόνωσης και παρουσιάζεται η χρονοϊστορία του είναι ο 20.



Διάγραμμα 5.2 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για Case A και Case B.



Διάγραμμα 5.3 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#20 στην διεύθυνση Y για Case A και Case B.

5.1.1.2 Υποδομή-Υποστυλώματα του υπογείου

Όσον αφορά τα υποστυλώματα του υπογείου, η μετατόπιση της κορυφής τους, είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση χωρίς το διάφραγμα, κάτι που είναι λογικό και αναμενόμενο, καθώς η αυξημένη πλευρική δυσκαμψία λόγω του διαφράγματος έχει ως αποτέλεσμα την μείωση των μετακινήσεων.

Πίνακας 5.2 Μέσες και Μέγιστες Μετατοπίσεις και Διατμητικές Δυνάμεις στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

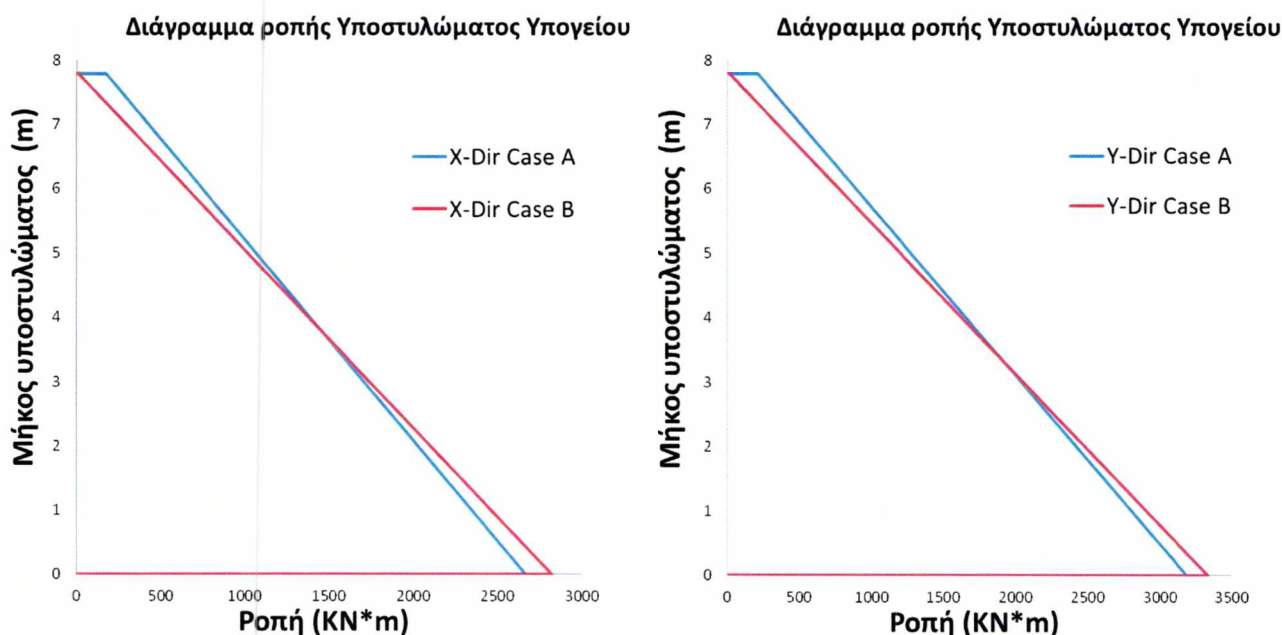
Πίνακας 2- Μέση Μέγιστη μετατόπιση και διατμητική δύναμη για τα υποστυλώματα του υπογείου.					
		Σχετική μετατόπιση (m)			
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case B	Case A	Case B
ColumnLink 25	EQ-X	0.00559	0.00612	0.01168	0.01281
	EQ-Y	0.00669	0.00724	0.01372	0.01493
ColumnLink 5	EQ-X	0.00561	0.00612	0.01172	0.01281
	EQ-Y	0.00671	0.00724	0.01387	0.01496
ColumnLink 10	EQ-X	0.00568	0.00612	0.01187	0.01281
	EQ-Y	0.00686	0.00731	0.01403	0.01506
		Διατμητική δύναμη (kN)			
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case B	Case A	Case B
ColumnLink 25	EQ-X	594.8	597.6	1242.76	1228.44
	EQ-Y	711.9	694.7	1459.62	1431.84
ColumnLink 5	EQ-X	583.0	597.5	1217.92	1228.44
	EQ-Y	678.1	694.6	1410.61	1434.74
ColumnLink 10	EQ-X	566.9	594.2	1181.19	1228.36
	EQ-Y	684.3	701.1	1404.96	1444.2

Η αύξηση που παρατηρείται στην μετατόπιση της κορυφής των υποστυλωμάτων για την CaseB είναι επιπέδου 8% ίδια για τις μέσες τιμές αλλά και για τις μέγιστες. Παράλληλα οι μετατοπίσεις αυτές είναι αρκετά μικρές, λόγω της σχετικά μεγάλης δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων του υπογείου.

Η διατμητική δύναμη που ασκείται στα υποστυλώματα δεν φαίνεται να επηρεάζεται επίσης σημαντικά από την ύπαρξη ή όχι του μεταλλικού διαφράγματος.

Πίνακας 5.3 Μέσες Ροπές στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

Πίνακας 1 - Μέση μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης.					
Μετατόπιση συστήματος μόνωσης (m)					
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέση 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case B	Case A	Case B
Isolator #5	EQ-X	0.106	0.106	0.221	0.221
	EQ-Y	0.125	0.125	0.257	0.258
Isolator #10	EQ-X	0.106	0.106	0.221	0.221
	EQ-Y	0.127	0.126	0.259	0.260
Isolator #25	EQ-X	0.106	0.106	0.221	0.221
	EQ-Y	0.125	0.125	0.258	0.258



Διάγραμμα 5.4 Μέση Ροπή σε κεντρικό Υποστυλώμα κάτω από το Εφέδρανο #25 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

Η ροπή που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα του υπογείου φαίνεται στο Διάγραμμα 5.4. Τα υποστυλώματα που στην κορυφή τους εδράζονται τα εφέδρανα #5 και #10 είναι εξωτερικά υποστυλώματα ενώ το #10 είναι και γωνιακό. Το υποστυλώμα #25, είναι κεντρικό, βρίσκεται δηλαδή σε εσωτερικό σημείο της κάτοψης.

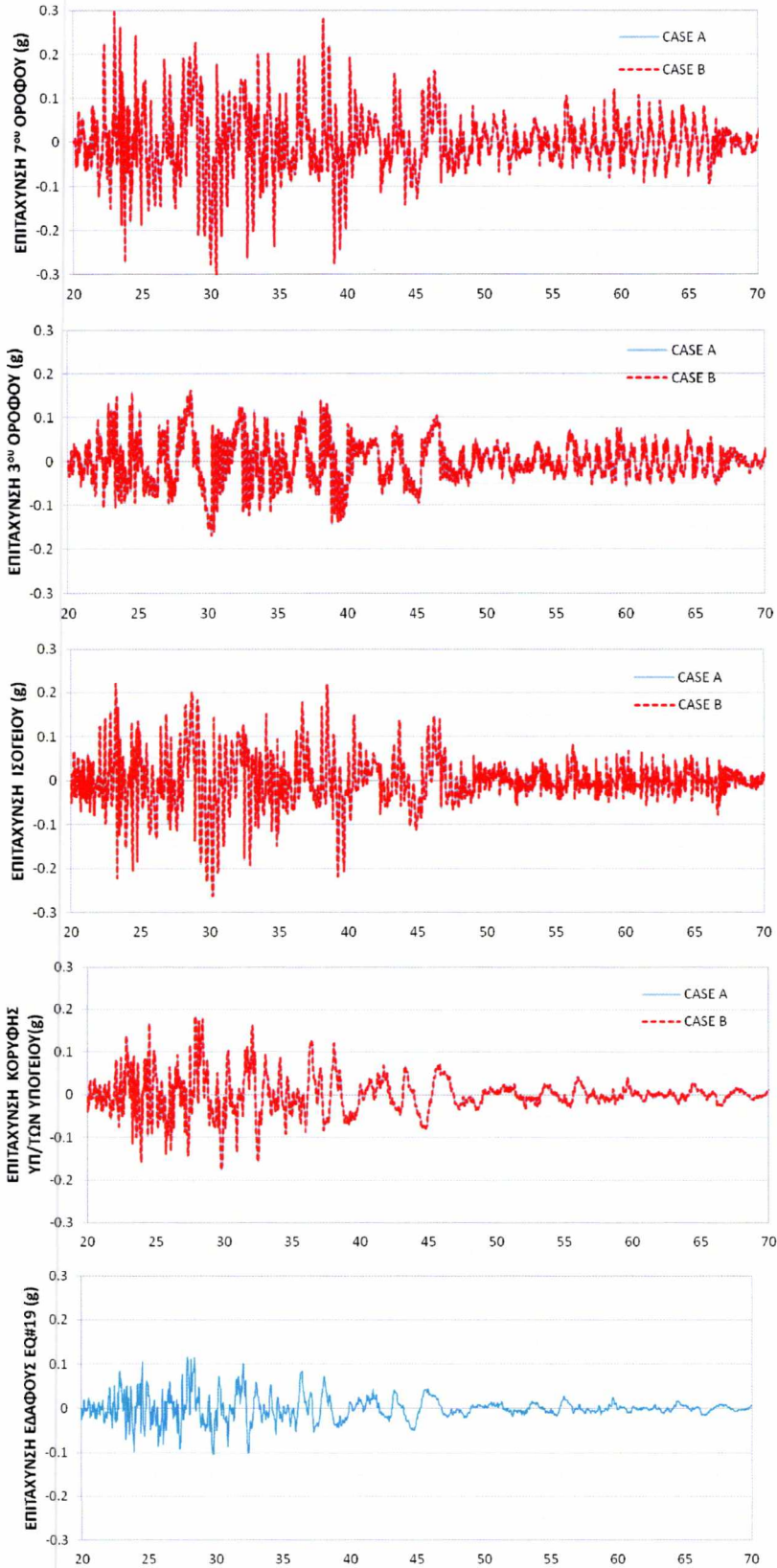
Όπως φαίνεται η ύπαρξη του διαφράγματος έχει ως αποτέλεσμα το στατικό σύστημα του υποστυλώματος από πρόβολος, να μετατραπεί σε κάποιο βαθμό σε πλαίσιο, μοιράζοντας ένα μέρος από την ροπή που ασκείται από τις σεισμικές διεγέρσεις στην κορυφή του υποστυλώματος μειώνοντας έτσι την καταπόνηση που δέχεται η βάση.

Το μοίρασμα αυτό είναι πιο έντονο στο εσωτερικό υποστύλωμα #25 το οποίο και παρουσιάζεται και στο παραπάνω διάγραμμα. Η ύπαρξη του διαφράγματος δεν φαίνεται να επηρεάζει ιδιαίτερα το στατικό σύστημα του υποστύλωματος το οποίο παραμένει ουσιαστικά πρόβλος.

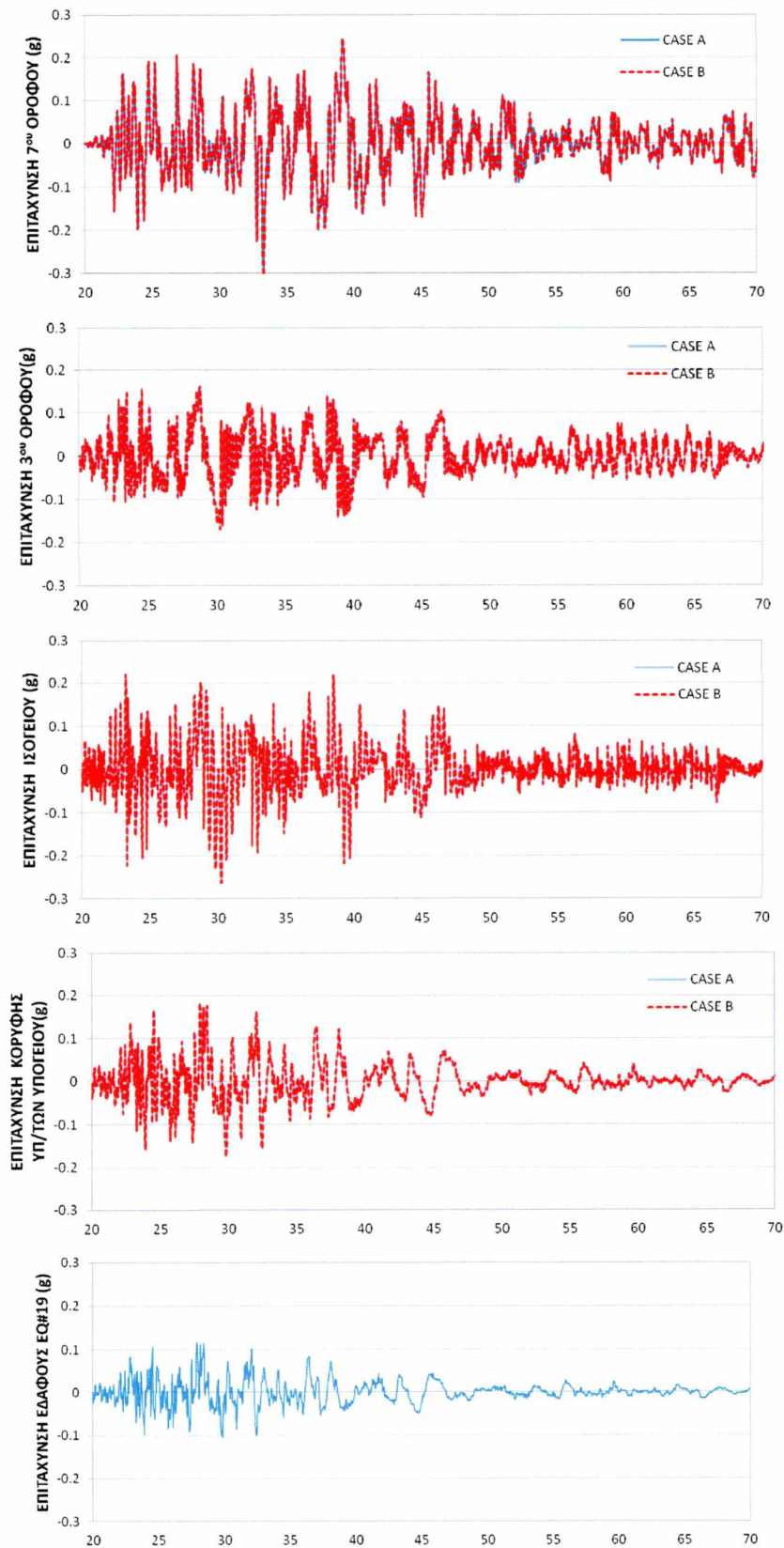
5.1.1.3 Απόκριση Ανωδομής πάνω από το επίπεδο μόνωσης

Τα Διαγράμματα 5.5 και 5.6 παρουσιάζουν χρονοιστορίες της απόλυτης επιτάχυνσης για το υποστύλωμα στο οποίο βρίσκεται το εφέδρανο #10. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αναφέρονται στις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα, ουσιαστικά υπάρχει πλήρης αλληλοεπικάλυψη των διαγραμμάτων κάτι που είναι επαληθεύει την ομοιότητα των αποτελεσμάτων για τους μέσους όρους των μέγιστων τιμών της επιτάχυνσης.

Στο Διάγραμμα 5.5 παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στην κατεύθυνση X για τον EQ#19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την διεύθυνση X. Για το ίδιο εφέδρανο και υποστύλωμα Στο διάγραμμα 5.6, παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες των επιταχύνσεων για τον EQ#20 ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης στην κατεύθυνση Y.

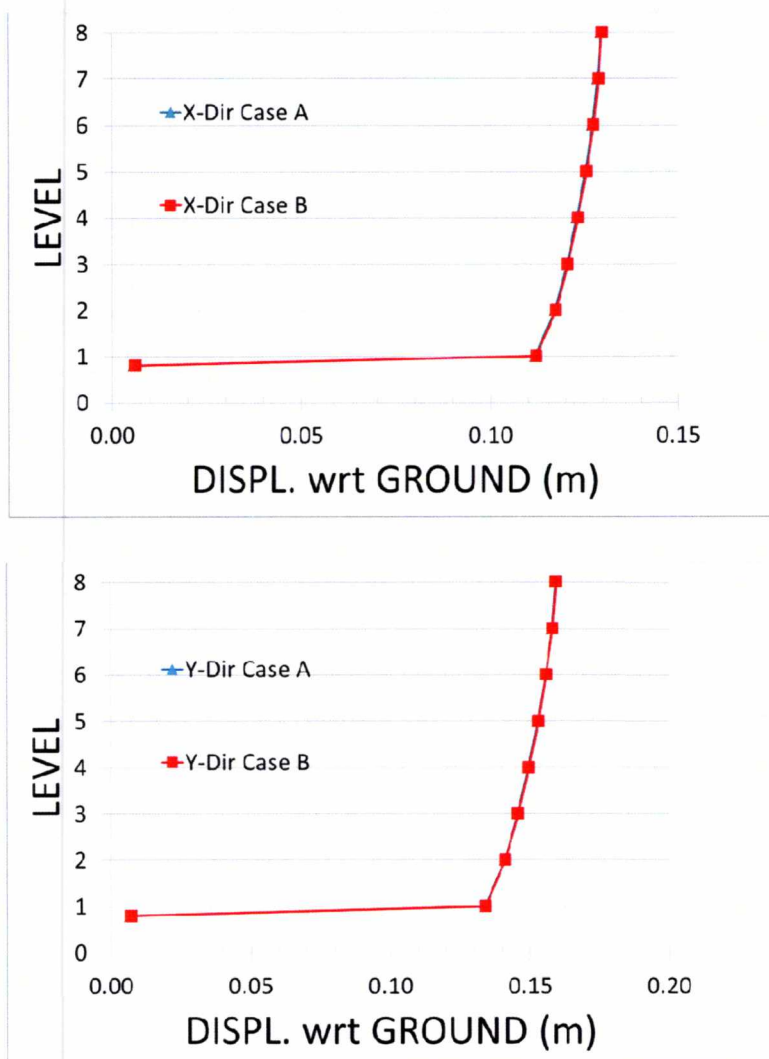


Διάγραμμα 5.5 Χρονοϊστορία Απόλυτης Επιτάχυνσης του Υποστυλώματος στο οποίο βρίσκεται το Εφέδρανο #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για CaseA και CaseB



Διάγραμμα 5.6 Χρονοϊστορία Απόλυτης Επιτάχυνσης του Υποστυλώματος στο οποίο βρίσκεται το Εφέδρανο #10 για διέγερση EQ#20 στην διεύθυνση Y για Case A και Case B.

Στη συνέχεια, στο Διάγραμμα 5.7, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την μέση μέγιστη μετατόπιση σε σχέση με το έδαφος για το υποστύλωμα στο οποίο περιλαμβάνεται το εφέδρανο #10. Οι μετατοπίσεις που παρουσιάζονται είναι για τα επίπεδα των ορόφων, καθώς και για την μετατόπιση του ισογείου και της κορυφής των υποστυλωμάτων του υπογείου. Παρουσιάζονται οι μέσοι όροι από τις 20 διεγέρσεις για τις κατευθύνσεις X και Y. Για την περίπτωση με και την περίπτωση χωρίς διάφραγμα.

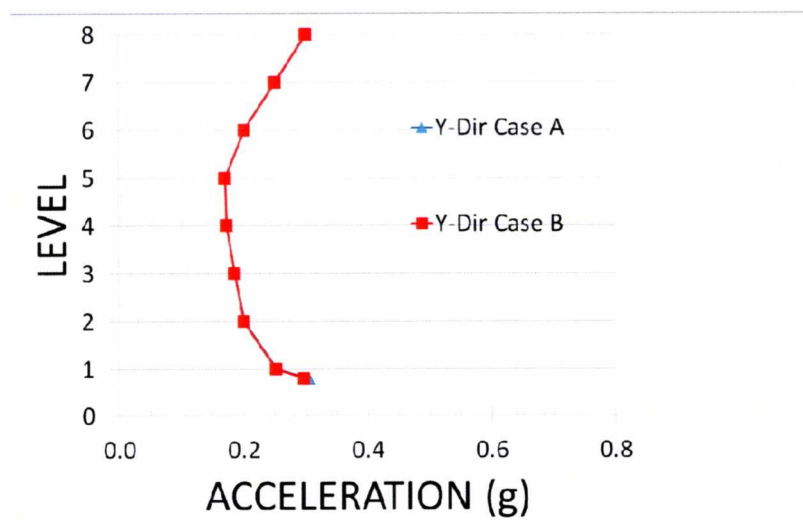
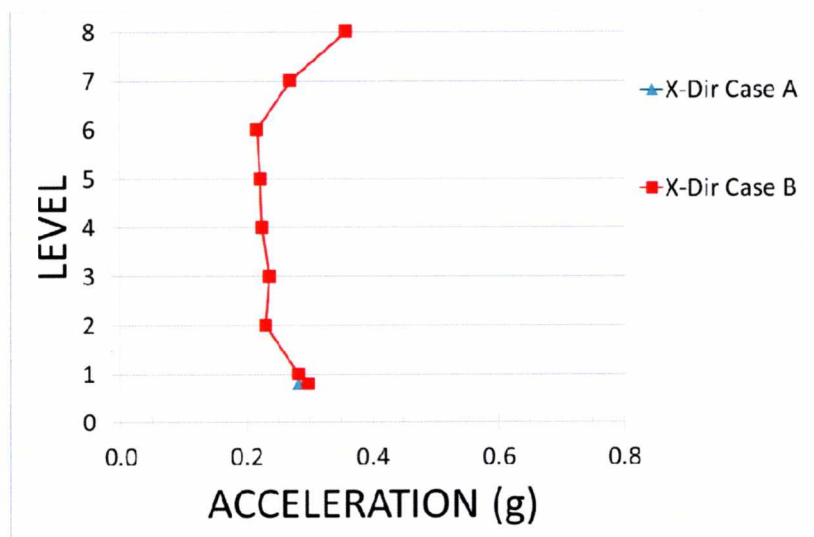


Διάγραμμα 5.7 Μέση Μέγιστη Μετατόπιση Επιπέδων από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και Case B.

Από το παραπάνω σχήμα φαίνεται ότι καμία διαφοροποίηση δεν υπάρχει στις οριζόντιες μετατοπίσεις στον μέσο όρο, κάτι που ισχύει και για την κάθε μια από τις

20 διεγέρσεις ξεχωριστά, ενώ κατά συνέπεια δεν υπάρχει και καμία διαφορά στις σχετικές μετατοπίσεις μεταξύ των επιπέδων των ορόφων.

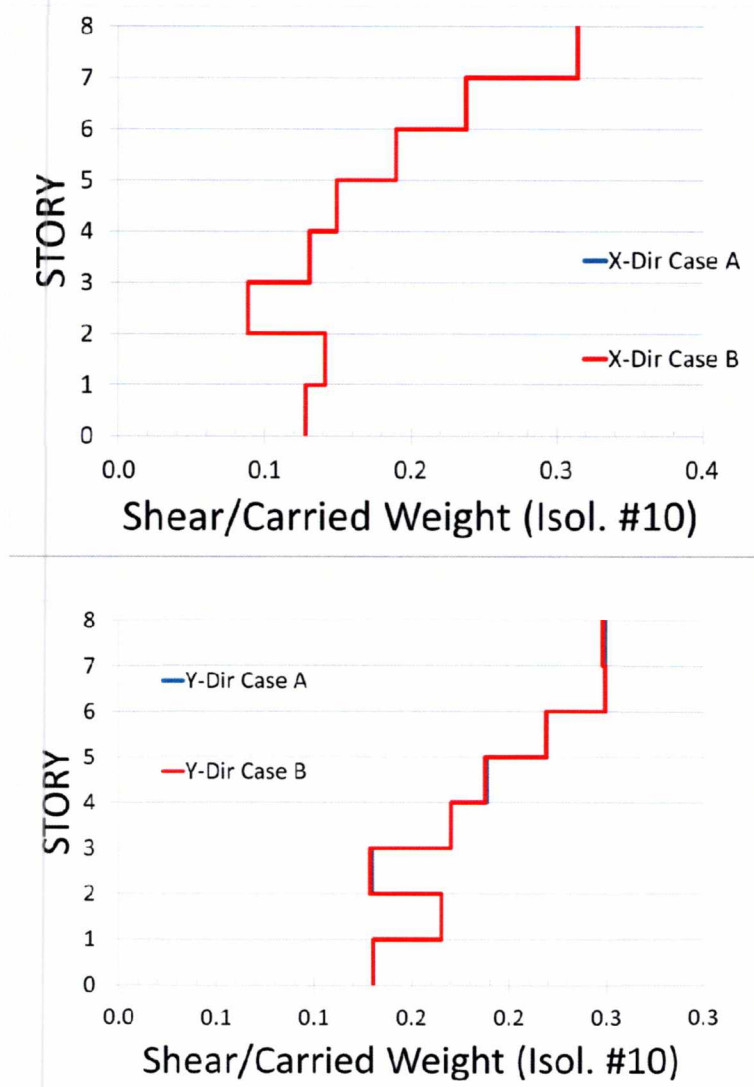
Στο επόμενο Διάγραμμα: 5.8, παρουσιάζεται το προφίλ του μέσου όρου των επιταχύνσεων για τα ίδια επίπεδα από τις 20 σεισμικές διεγέρσεις. Η επιτάχυνση στη βάση είναι εξίσου μεγάλη με αυτή της κορυφής, ενώ για τα μεσαία επίπεδα φαίνεται να είναι μικρότερη, και αυτό φαίνεται εντονότερα για το διάγραμμα της διεύθυνσης Y. Από την μορφή των επιταχύνσεων και κατά X και κατά Y κάποιος μπορεί να συμπεράνει ότι οι υψηλότερες ιδιομορφές συμβάλουν κατά πολύ στην απόκριση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής.



Διάγραμμα 5.8 Μέσος ορος από τις 20 Διεγέρσεις των Μέγιστων Απόλυτων Επιταχύνσεων σε κάθε όροφο στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και Case B.

Όπως φαίνεται στο διάγραμμα 5.8 οι απόλυτες επιταχύνσεις δεν επηρεάζονται από την ύπαρξη διαφράγματος ή όχι.

Στο Διάγραμμα 5.9 παρουσιάζεται το προφίλ του μέσου όρου από τις 20 διεγέρσεις των μέγιστων διατμητικών δυνάμεων που ασκούνται στο γωνιακό υποστύλωμα στο οποίο περιλαμβάνεται το εφέδρανο #10. Οι διατμητικές δυνάμεις είναι διαιρεμένες με το αξονικό φορτίο που μεταφέρεται από το υποστύλωμα.

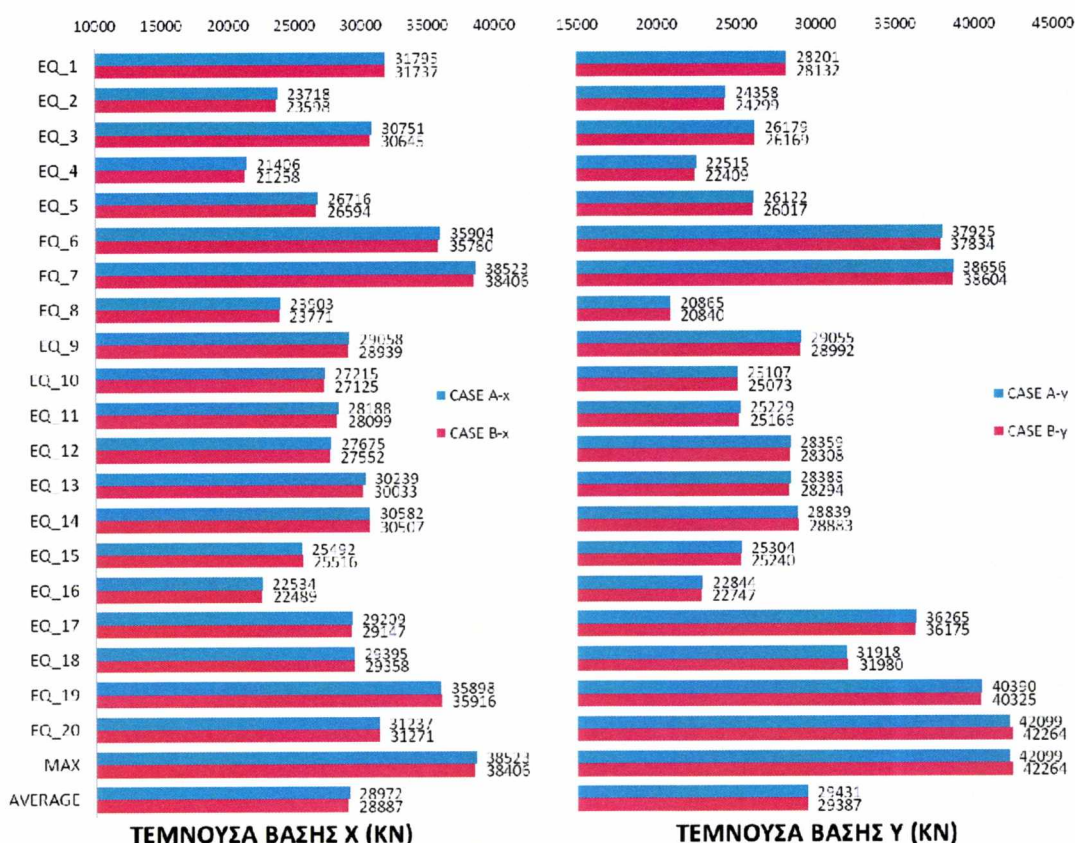


Διάγραμμα 5.9 Μέση Μέγιστη Διατμητική Δύναμη που ασκείται στο Υποστύλωμα #10 δια το Αξονικό Φορτίο από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και Case B.

Οι διατμητικές δυνάμεις δεν φαίνεται να παρουσιάζουν κάποια διαφοροποίηση για τις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα

5.1.1.4 Τέμνουσα βάση

Ημέγιστη τέμνουσα βάση για κάθε μια από τις 20 σεισμικές διεγέρσεις και για κάθε διεύθυνση X, Y, παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 5.10.



Διάγραμμα 5.10 Μέγιστες Τέμνουσες Δυνάμεις Βάσης για κάθε μία σεισμική διεγέρση στην διεύθυνση Y για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

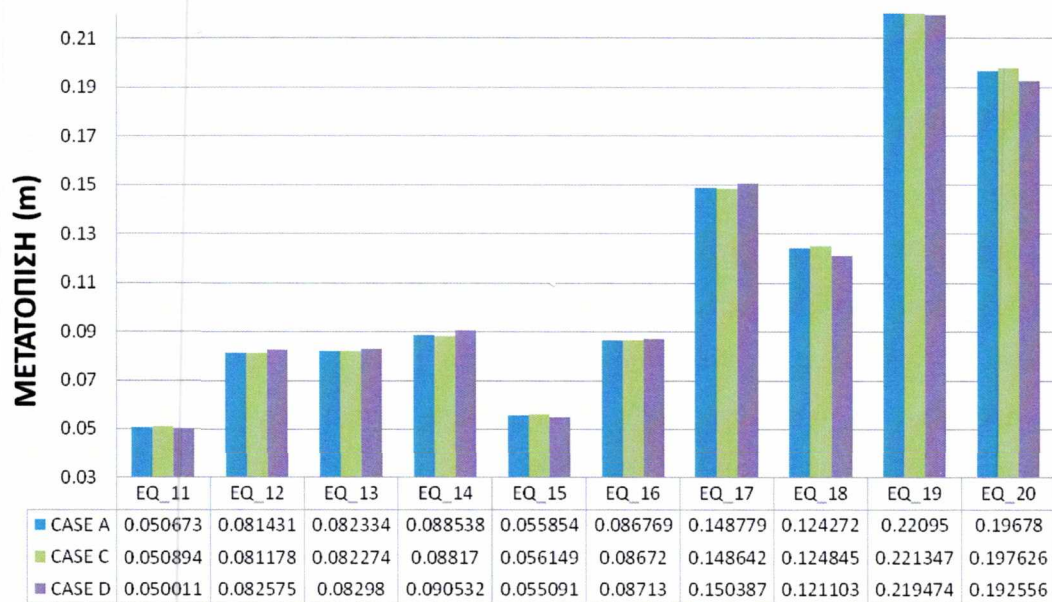
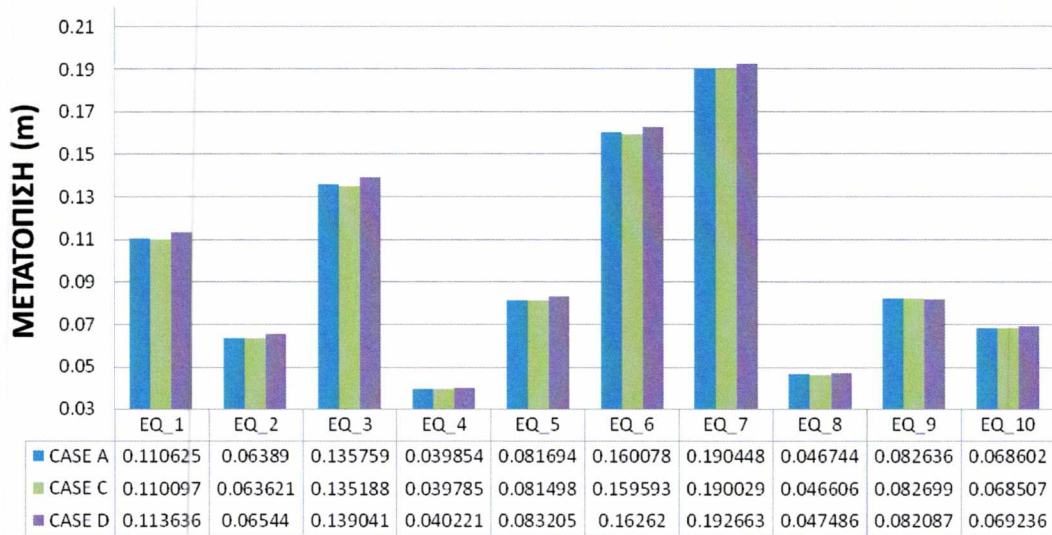
5.1.2 Σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων με διάφραγμα, σε σχέση με την καμπτική δυσκαμψία (CaseA-CaseC-CaseD)

5.1.2.1 Σύστημα μόνωσης

Όπως φαίνεται από το Διάγραμμα 5.11 που παρουσιάζει την μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης στην κατεύθυνση X, για το εφέδρανο #5, η περίπτωση με το υποδεκαεξαπλάσιο σε καμπτική δυσκαμψία διάφραγμα, για την μέγιστη μετατόπιση ανά σεισμό, δεν έχει μεγάλη διαφορά σε σχέση με το αρχικό διάφραγμα, με κάποια μικρή τάση να είναι μικρότερη. Ενώ το δεκαεξαπλάσιο, δείχνει να δίνει μεγαλύτερες τιμές. Ο λόγος που υπάρχουν αυτές οι 2 τάσεις είναι ο ίδιος με την πρώτη περίπτωση της σύγκρισης μεταξύ της περίπτωσης με διάφραγμα και χωρίς. Δηλαδή η οριζόντια

δυσκαμψία του υπογείου όσο μεγαλώνει, αναγκάζει το σύστημα μόνωσης να μετατοπιστεί περισσότερο. Στην προκειμένη περίπτωση μεγαλώνει ανάλογα με το πόσο εμποδίζεται να καμφθεί η κο (M.C.Constantinou 1990)ρυφή των υποστυλωμάτων λόγω της καμπτικής δυσκαμψίας του διαφράγματος.

ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ



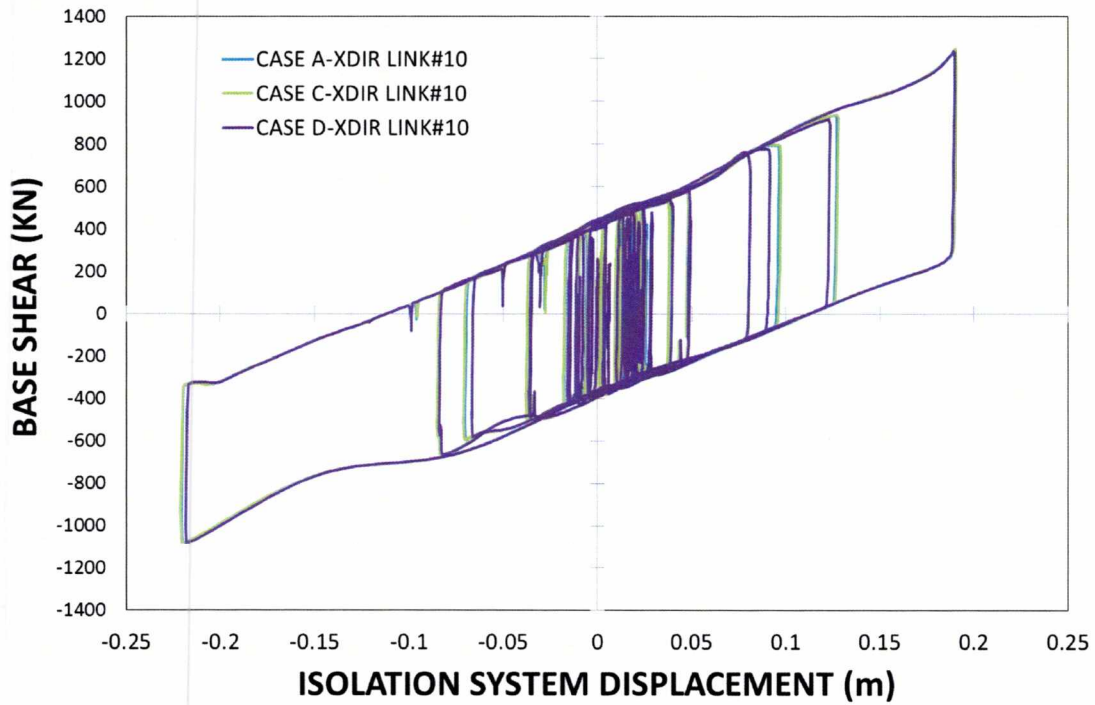
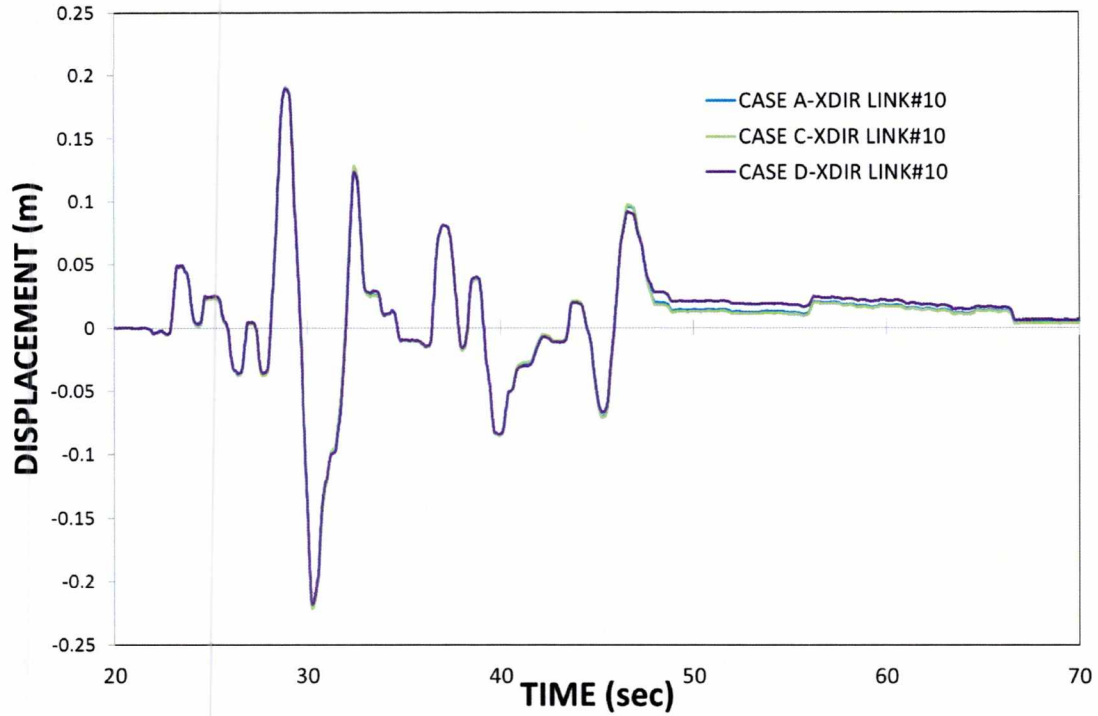
Διάγραμμα 5.11 Μέγιστες μετατοπίσεις στο Εφεδρανο#5 για κάθε μία σεισμική διέγερση στην διεύθυνση X για τις περιπτώσεις Case A CaseC και CaseD.

Πίνακας 5.4 Μέσες και Μέγιστες μετατοπίσεις στα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A CaseC και CaseD.

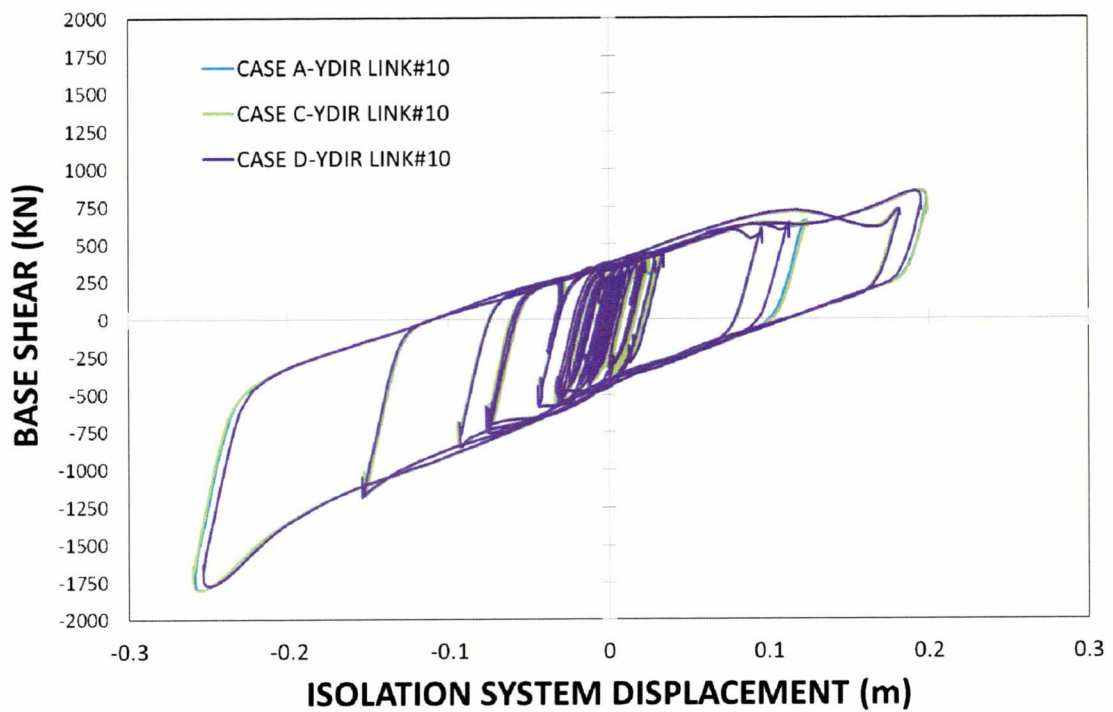
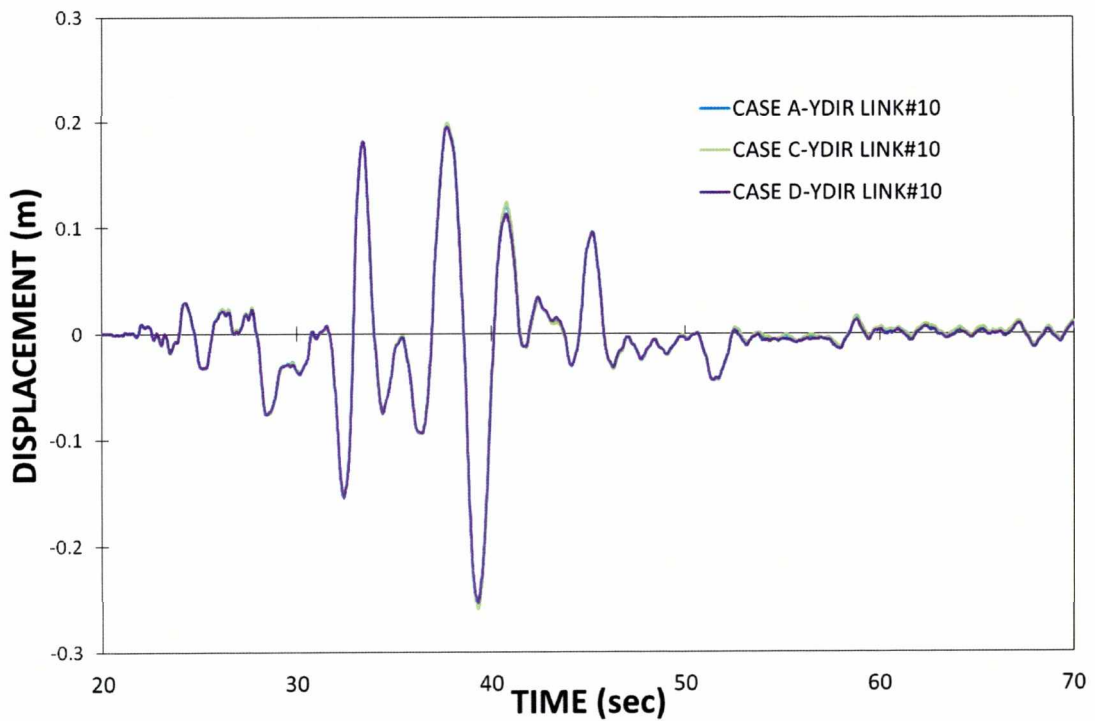
Πίνακας 1 - Μεση μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης.							
Μετατοπιση συστήματος μόνωσης (m)							
		Μέση 20 διεγέρσεων			Μέγιστη 20 διεγέρσεων		
		Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D
Isolator #5	EQ-X	0.106	0.106	0.106	0.221	0.221	0.219474
	EQ-Y	0.125	0.125	0.126	0.257	0.258	0.252328
Isolator #10	EQ-X	0.106	0.106	0.106	0.221	0.221	0.218902
	EQ-Y	0.127	0.126	0.127	0.259	0.260	0.253226
Isolator #25	EQ-X	0.106	0.106	0.106	0.221	0.221	0.21958
	EQ-Y	0.125	0.125	0.126	0.258	0.258	0.252652

Παρακάτω, παρατίθενται οι χρονοιστορίες της μετατόπισης του συστήματος μόνωσης στο γωνιακό εφέδρανο 10, για τις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα, καθώς και το διάγραμμα διατμητικής δύναμης-μετατόπισης για τους σεισμούς που δίνουν τις μέγιστες μετατοπίσεις για κάθε διεύθυνση X,Y. Οι χρονοιστορίες αυτές φαίνεται να διαφέρουν λίγο για τις μέγιστες τιμές, όπως φαίνεται και στον πίνακα 5.4, χωρίς όμως να επηρεάζεται ο μέσος όρος των 20 διεγέρσεων που είναι ίδιος για τις τρεις περιπτώσεις, κάτι που σημαίνει ότι μάλλον δεν μπορούμε να πούμε ότι η καμπτική δυσκαμψία του διαφράγματος επηρεάζει τελικά σημαντικά την μετατόπιση του συστήματος μόνωσης.

Το Διάγραμμα 5.12 παρουσιάζει την χρονοιστορία της μετακίνησης του εφεδράνου όπως και τον στερητικό βρόχο του εφεδράνου για CaseA-CaseC-CaseD για EQ19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την κατεύθυνση X, ενώ για την κατεύθυνση Y ο αντίστοιχος σεισμός που δίνει την μέγιστη μετατόπιση για το σύστημα μόνωσης και παρουσιάζεται η χρονοϊστορία του είναι ο 20 και παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 5.13.



Διάγραμμα 5.12 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για Case A CaseC και CaseD.



Διάγραμμα 5.13 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#20 στην διεύθυνση Y για Case A Case C και Case D.

5.1.2.2 Υποδομή-Υποστυλώματα του υπογείου

Όσον αφορά τα υποστυλώματα του υπογείου, η μετατόπιση της κορυφής τους, είναι μικρότερη στην περίπτωση που η καμπτική δυσκαμψία του υποστυλώματος είναι 16 φορές μεγαλύτερη, κάτι που είναι λογικό τείνοντας να ταυτιστεί με την μετατόπιση των κορυφών των υποστυλωμάτων χωρίς διάφραγμα. Ενώ φαίνεται να υπάρχει μείωση για την περίπτωση που η δυσκαμψία είναι 16 φορές μεγαλύτερη.

Πίνακας 5.5 Μέσες και Μέγιστες Μετατοπίσεις και Διατμητικές Δυνάμεις στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A CaseC και CaseD.

Πίνακας 2- Μέση Μέγιστη μετατόπιση και διατμητική δύναμη για τα υποστυλώματα του υπογείου.

		Σχετική μετατόπιση (m)					
		Μέση 20 διεγέρσεων			Μέγιστη 20 διεγέρσεων		
		Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D
ColumnLink 25	EQ-X	0.00559	0.00607	0.00336	0.01168	0.0127	0.006833
	EQ-Y	0.00669	0.00719	0.00412	0.01372	0.01481	0.008193
ColumnLink 5	EQ-X	0.00561	0.00607	0.00341	0.01172	0.01271	0.006936
	EQ-Y	0.00671	0.00719	0.00421	0.01387	0.01492	0.00851
ColumnLink 10	EQ-X	0.00568	0.00608	0.00367	0.01187	0.01274	0.007478
	EQ-Y	0.00686	0.00727	0.00451	0.01403	0.01494	0.009123

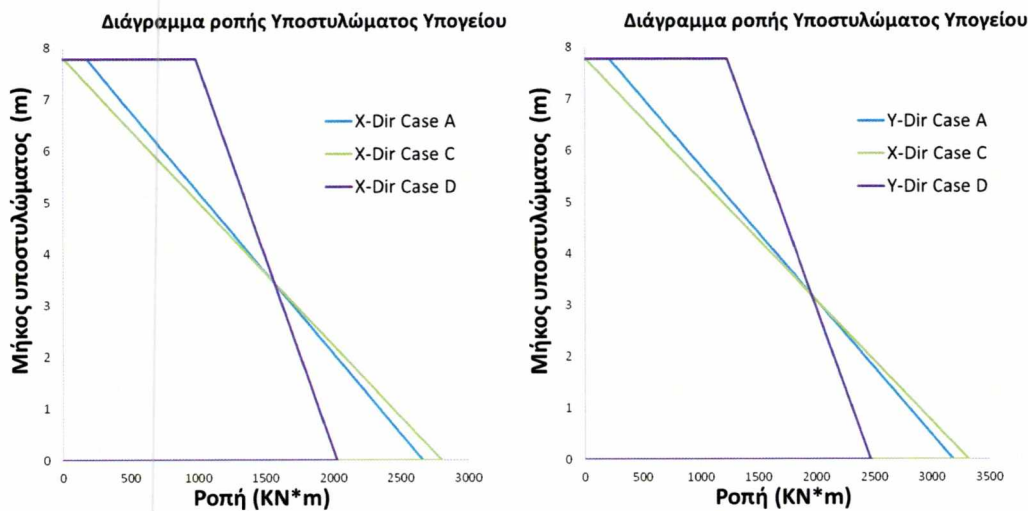
		Διατμητική δύναμη (kN)					
		Μέση 20 διεγέρσεων			Μέγιστη 20 διεγέρσεων		
		Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D
ColumnLink 25	EQ-X	594.8	588.7	621.5	1242.76	1232.22	1266.423
	EQ-Y	711.9	697.1	775.8	1459.62	1437.14	1536.861
ColumnLink 5	EQ-X	583.0	586.7	586.4	1217.92	1228.07	1195.065
	EQ-Y	678.1	692.6	618.1	1410.61	1446.53	1258.397
ColumnLink 10	EQ-X	566.9	584.6	502.9	1181.2	1220.7	1022.954
	EQ-Y	684.3	698.9	618.3	1404.96	1442.23	1252.256

Η αύξηση που παρατηρείται στην μετατόπιση της κορυφής των υποστυλωμάτων σε σχέση με την CaseA για την CaseC είναι επιπέδου 8% για τις μέσες τιμές αλλά και για τις μέγιστες. Ενώ η μείωση της μετατόπισης για CaseD σε σχέση με την CaseA είναι σημαντική και επιπέδου 40%.

Η διατμητική δύναμη που ασκείται στα υποστυλώματα δεν φαίνεται να επηρεάζεται επίσης σημαντικά από την καμπτική δυσκαμψία του μεταλλικού διαφράγματος.

Πίνακας 5.6 Μέσες Ροπές στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A Case C και Case D.

Πίνακας 3- Μέση ροπή στην βάση και την κορυφή των υποστυλωμάτων του υπογείου.		EQ-X			EQ-Y		
		Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D
ColumnLink 10	TOP	66.3	24.4	485.2	78.9	25.9	594.7203
	BOT	2650.2	2802.3	1918.7	3200.3	3351.3	2360.735
ColumnLink 5	TOP	133.9	0.2	840.6	112.1	33.2	694.1825
	BOT	2652.5	2802.9	1962.6	3144.3	3316.9	2262.683
ColumnLink 25	TOP	178.2	7.1	970.9	213.2	9.0	1233.173
	BOT	2664.9	2805.0	1999.8	3189.6	3323.4	2475.106



Διάγραμμα 5.14 Μέση Ροπή σε κεντρικό Υποστυλώμα κάτω από το Εφέδρανο #25 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A Case C και Case D

Η ροπή που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα του υπογείου φαίνεται στο Διάγραμμα 5.14. Τα υποστυλώματα που στην κορυφή τους εδράζονται τα εφέδρανα #5 και #10 είναι εξωτερικά υποστυλώματα ενώ το #10 είναι και γωνιακό. Το υποστυλώμα #25, είναι κεντρικό, βρίσκεται δηλαδή σε εσωτερικό σημείο της κάτοψης.

Όπως φαίνεται η καμπτική δυσκαμψία του διαφράγματος επηρεάζει το στατικό σύστημα των υποστυλωμάτων. Για την Case C λειτουργούν ως πρόβολοι, ενώ για την Case A μετατρέπονται σε κάποιο βαθμό σε πλαίσιο, μοιράζοντας ένα μέρος από την ροπή που ασκείται από τις σεισμικές διεγέρσεις στην κορυφή του υποστυλώματος μειώνοντας έτσι την καταπόνηση που δέχεται η βάση, κάτι που γίνεται ακόμα πιο

έντονο για την περίπτωση της CaseD όπου το κεντρικό υποστύλωμα δέχεται σχεδόν το ένα τρίτο της ροπής στην κορυφή.

5.1.2.3 Απόκριση Ανωδομής πάνω από το επίπεδο μόνωσης.

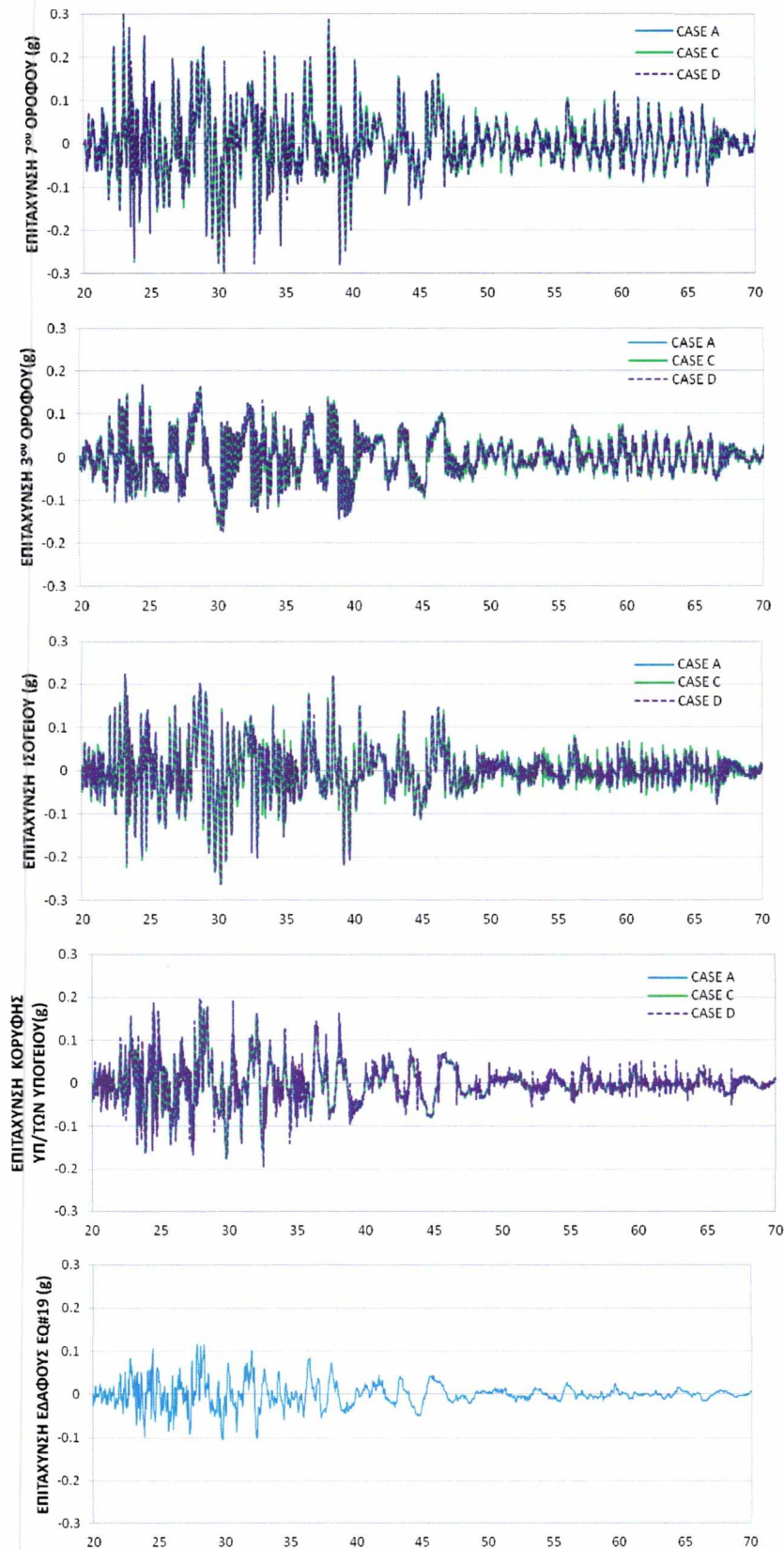
Χρονοιστορίες της απόλυτης επιτάχυνσης για το υποστύλωμα στο οποίο βρίσκεται το εφέδρανο #10. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αναφέρονται στις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα, ουσιαστικά υπάρχει πλήρης αλληλοεπικάλυψη των διαγραμμάτων κάτι που είναι επαληθεύει την ομοιότητα των αποτελεσμάτων για τους μέσους όρους των μέγιστων τιμών της επιτάχυνσης.

Στο Διάγραμμα 5.15 οι χρονοιστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στην κατεύθυνση X για τον EQ#19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την διεύθυνση X.

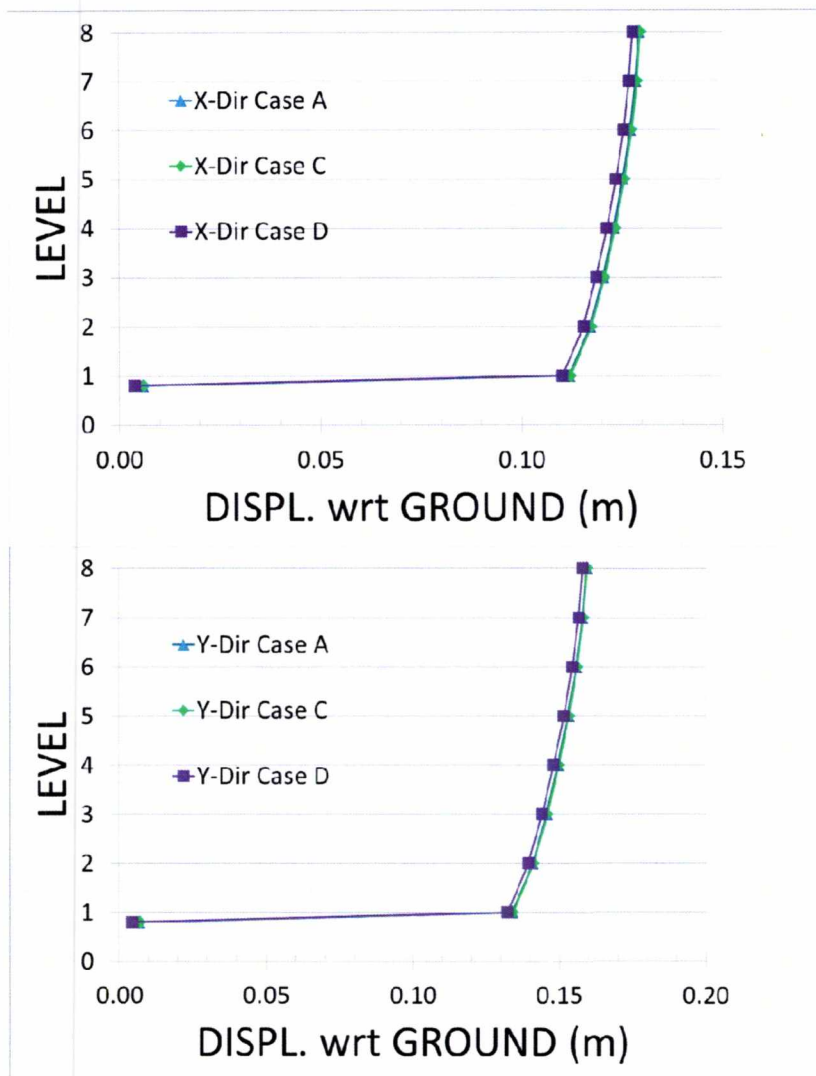
Στη συνέχεια, στο Διάγραμμα 5.16, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την μέση μέγιστη μετατόπιση σε σχέση με το έδαφος για το υποστύλωμα στο οποίο περιλαμβάνεται το εφέδρανο #10. Οι μετατοπίσεις που παρουσιάζονται είναι για τα επίπεδα των ορόφων, καθώς και για την μετατόπιση του ισογείου και της κορυφής των υποστυλωμάτων του υπογείου. Παρουσιάζονται οι μέσοι όροι από τις 20 διεγέρσεις για τις κατευθύνσεις X και Y.

Φαίνεται ότι για την Case D οι απόλυτα μέγιστες μετατοπίσεις των ορόφων είναι μικρότερες, καθώς η μετατόπιση των υποστυλωμάτων του υπογείου είναι μικρότερη. Δεν υπάρχει όμως καμία διαφορά στις σχετικές μετατοπίσεις των ορόφων. Για τις Case A και Case B φαίνεται να υπάρχει απόλυτη ταύτιση.

Στο Διάγραμμα: 5.17, παρουσιάζεται το προφίλ του μέσου όρου των επιταχύνσεων για τα ίδια επίπεδα από τις 20 σεισμικές διεγέρσεις. Η επιτάχυνση στη βάση είναι εξίσου μεγάλη με αυτή της κορυφής, ενώ για τα μεσαία επίπεδα φαίνεται να είναι μικρότερη, και αυτό φαίνεται εντονότερα για το διάγραμμα της διεύθυνσης Y.



Διάγραμμα 5.15 Χρονοϊστορία Απόλυτης Επιτάχυνσης του Υποστρώματος στο οποίο βρίσκεται το Εφέδρανο #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για Case A Case C και Case D.

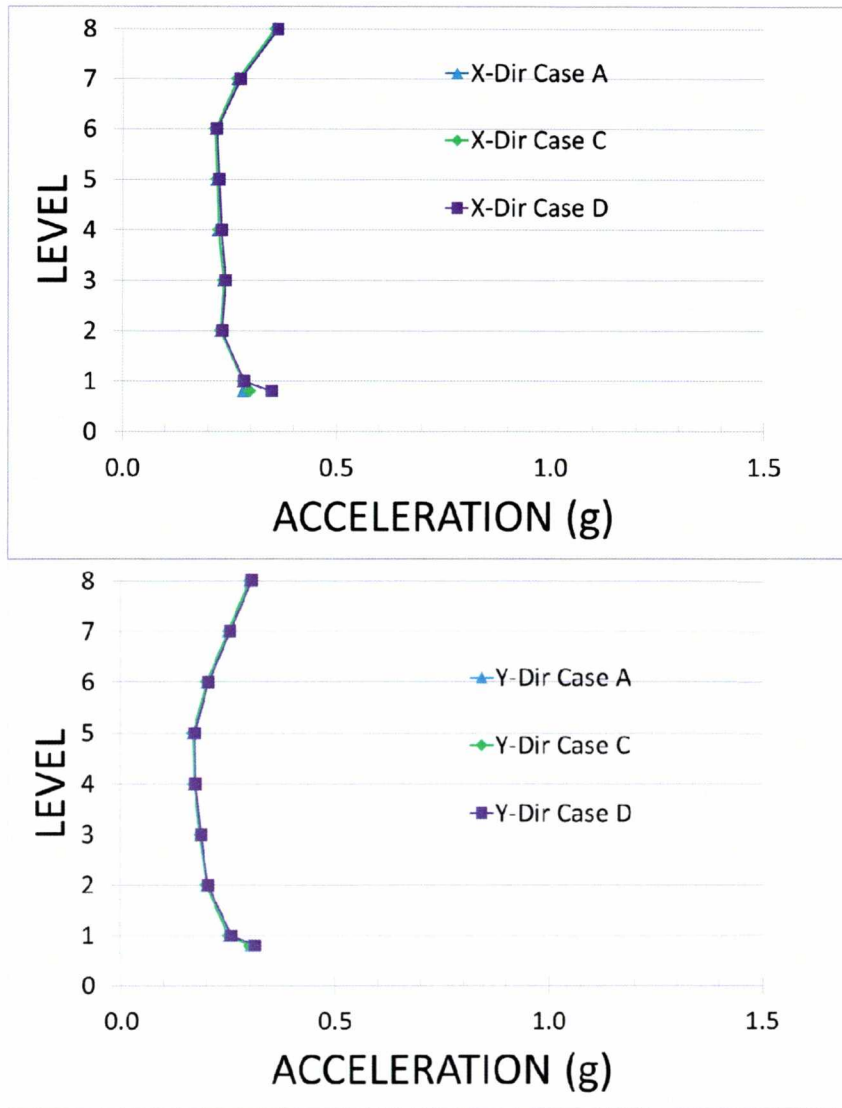


Διάγραμμα 5.16 Μέση Μέγιστη Μετατόπιση Επιπέδου από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A CaseC και CaseD.

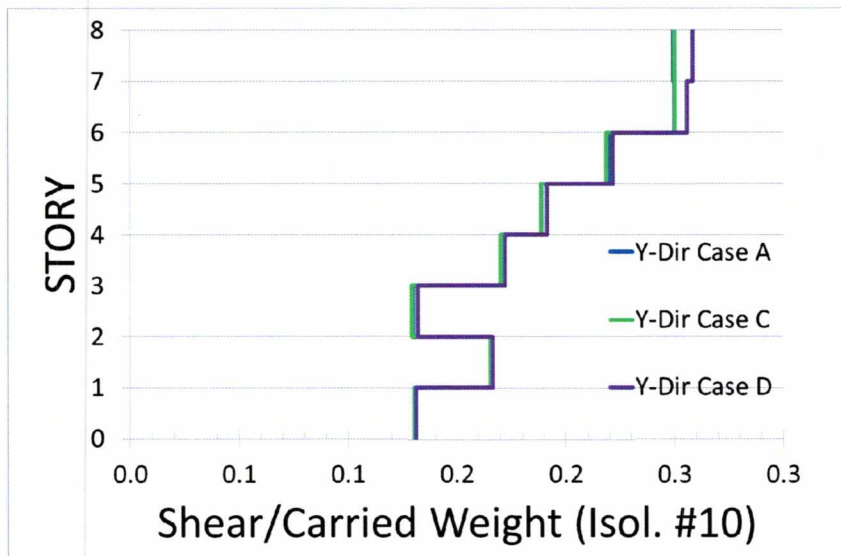
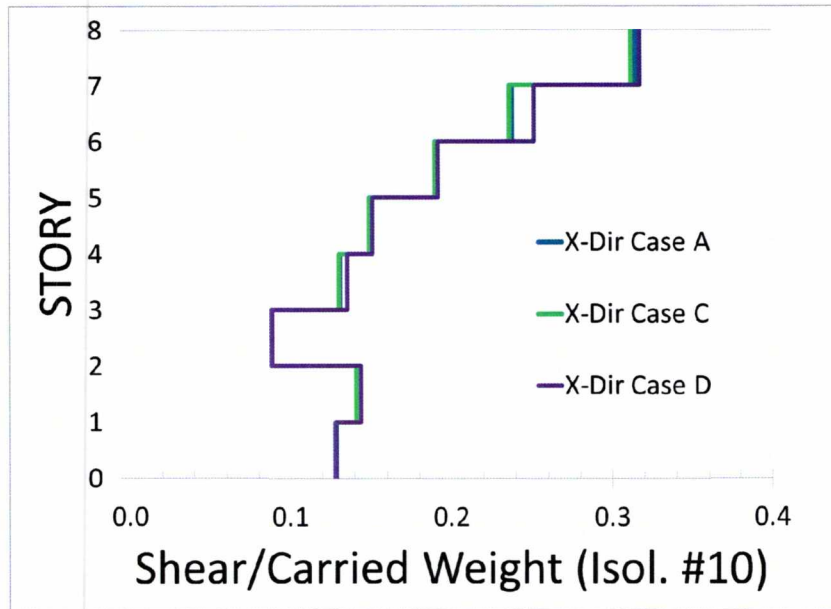
Όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 5.17 οι απόλυτες επιταχύνσεις της ανωδομής δεν επηρεάζονται από την καμπτική δυσκαμψία του διαφράγματος.

Στο επόμενο Διάγραμμα 5.18 παρουσιάζεται το προφίλ του μέσου όρου από τις 20 διεγέρσεις των μέγιστων διατμητικών δυνάμεων που ασκούνται στο γωνιακό υποστύλωμα στο οποίο περιλαμβάνεται το εφέδρανο #10. Οι διατμητικές δυνάμεις είναι διαιρεμένες με το αξονικό φορτίο που μεταφέρεται από το υποστύλωμα.

Η τέμνουσα στο υποστύλωμα φαίνεται να είναι ίδια για τις CaseA και CaseC ενώ για την CaseD φαίνεται να είναι αυξημένη στα τελευταία 2 επίπεδα για την κατεύθυνση Y



Διάγραμμα 5.17 Μέση Μέγιστη Απόλυτη Επιτάχυνση Επιπέδου από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A CaseC και CaseD.



Διάγραμμα 5.18 Μέση Μέγιστη Διατμητική Δύναμη που ασκείται στα Υποστυλώματα Δια το Αξονικό Φορτίο από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A CaseC και CaseD.

5.1.2.4 Τέμνουσα βάσης

Πίνακας 5.7

Πίνακας 4- Τέμνουσα βάσης.						
Διατμητική δύναμη (kN)						
Μέση						
	EQ-X			EQ-Y		
Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D	
28971.7	28889.2	28887.1	29430.8	29374.5	29555.8	

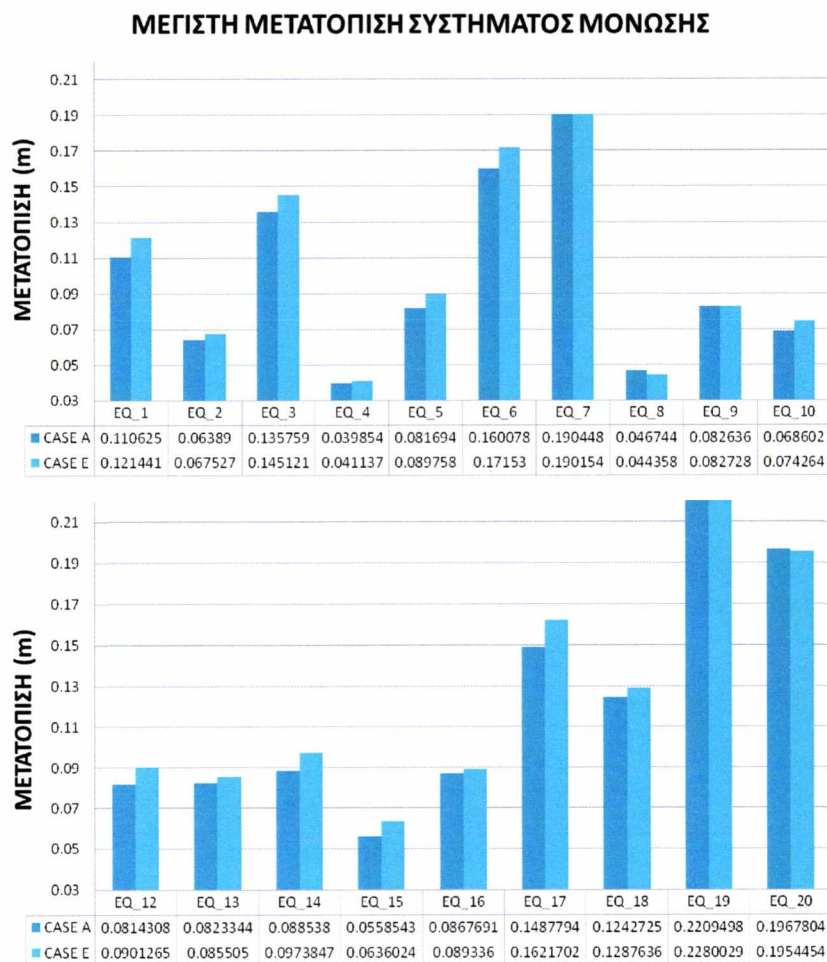
5.1.3 Σύγκριση μεταξύ της περίπτωσης με διάφραγμα, και με το διάφραγμα αυτό να έχει το 15% της σεισμικής μάζας (CaseA- CaseE).

Προσομοιώνοντας ουσιαστικά την περίπτωση που το διάφραγμα που απαιτεί ο κανονισμός είναι πλάκα Οπλισμένου σκυροδέματος, σε σχέση με την περίπτωση που υλοποιείται από δικτύωμα μεταλλικών δοκών.

5.1.3.1 Σύστημα μόνωσης.

Η αυξημένη μάζα στην κορυφή των υποστυλωμάτων του υπογείου έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της ιδιοπεριόδου του, με άμεση συνέπεια την αύξηση των επιταχύνσεων κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης και την αύξηση των μετατοπίσεων στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.

Το Διάγραμμα 5.19 παρουσιάζει την Μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης στην κατεύθυνση X, για το εφεδρανο #5. Για τις περιπτώσεις Case A και Case E.



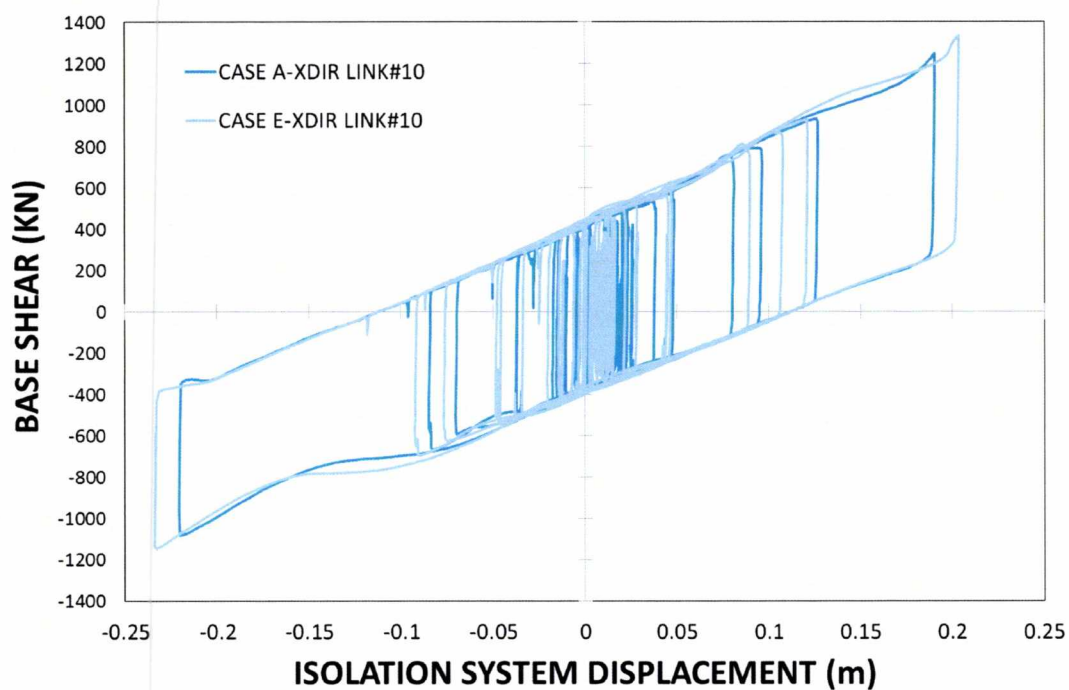
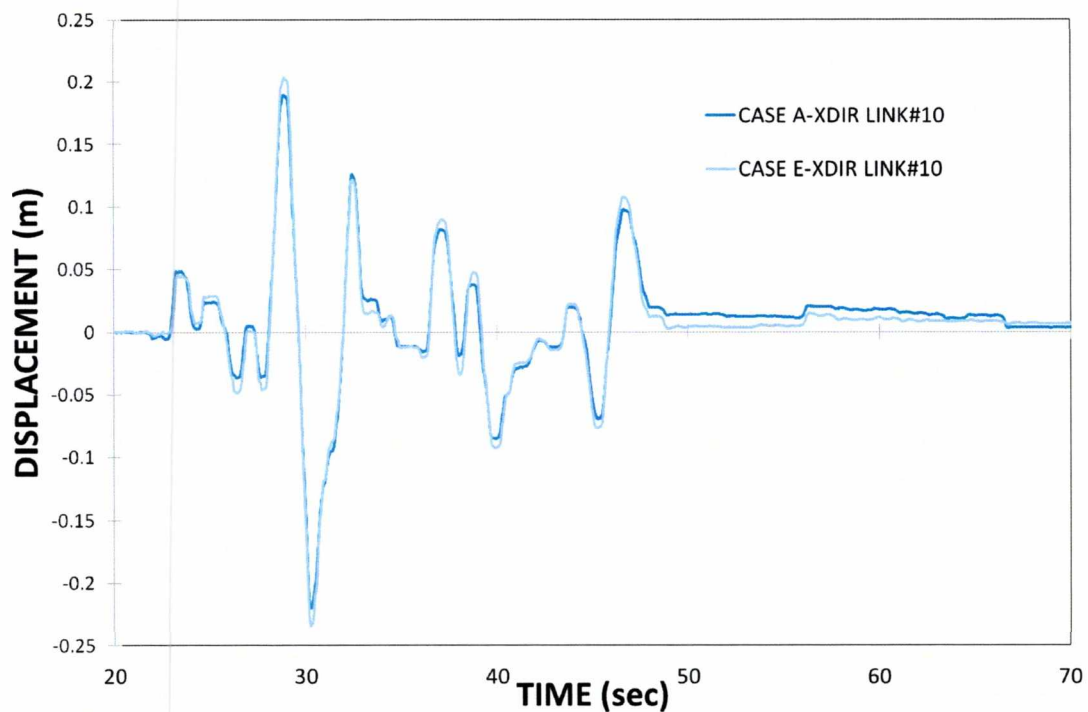
Διάγραμμα 5.19 Μέγιστες μετατοπίσεις στο Εφεδρανο#5 για κάθε μία σεισμική διέγερση στην διεύθυνση X για τις περιπτώσεις Case A και CaseE.

Πίνακας 5.8 Μέσες και Μέγιστες μετατοπίσεις στα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case E.

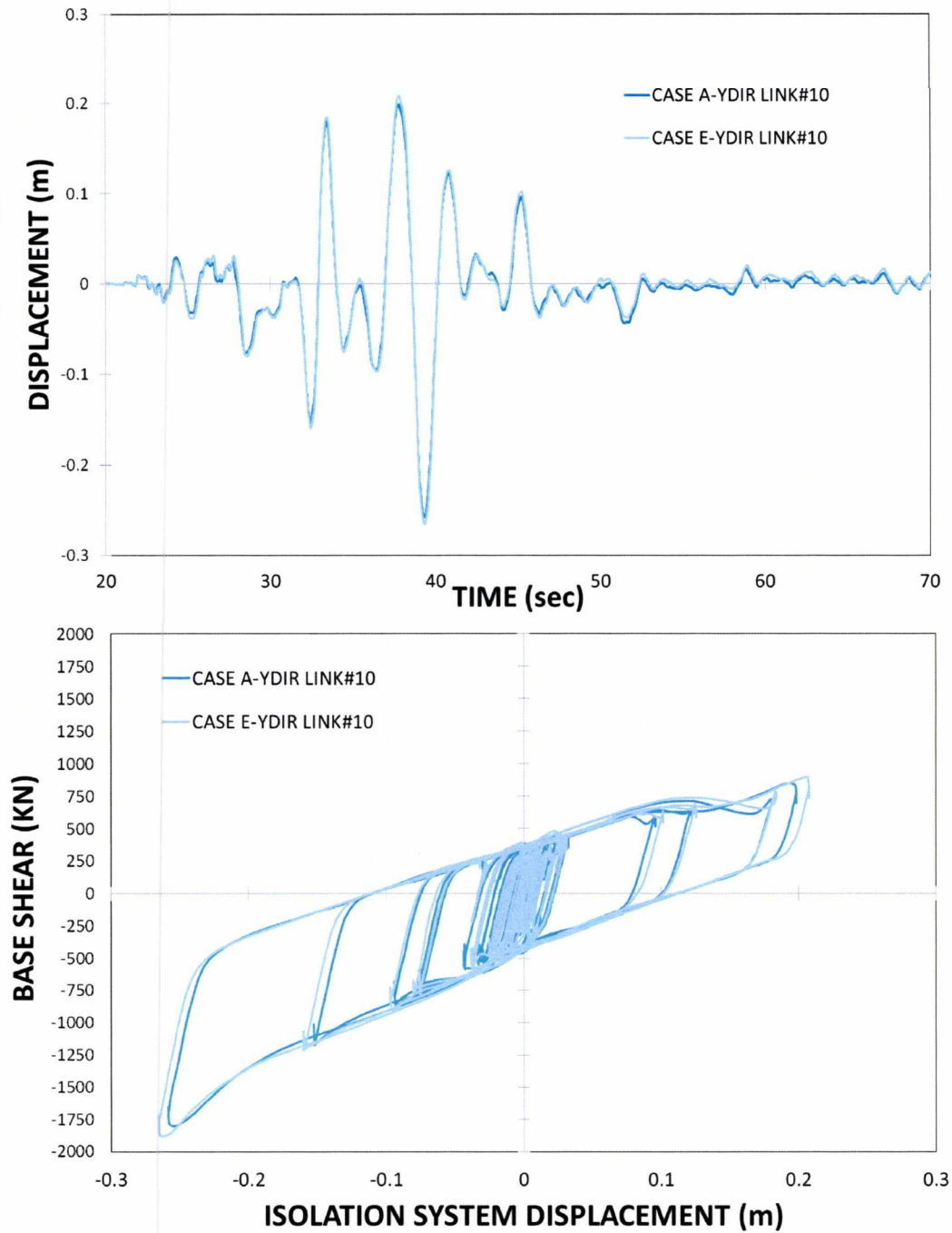
Πίνακας 1 - Μεση μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης.					
Μετατόπιση συστήματος μόνωσης (m)					
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case E	Case A	Case E
Isolator #5	EQ-X	0.106	0.115	0.221	0.235
	EQ-Y	0.125	0.130	0.257	0.264
Isolator #10	EQ-X	0.106	0.115	0.221	0.234
	EQ-Y	0.127	0.130	0.259	0.265
Isolator #25	EQ-X	0.106	0.115	0.221	0.235
	EQ-Y	0.125	0.130	0.258	0.265

Η αύξηση των μετατοπίσεων είναι εμφανής στις χρονοιστορίες της μετατόπισης του εφεδράνου#10 που παρουσιάζονται στα Διαγράμματα 5.20 και 5.21 για το σύστημα μόνωσης, με ανάλογη αύξηση και της διατμητικής δύναμης που ασκείται στο εφέδρανο.

Σύγκριση χρονοιστορίαςCaseA-CaseD για τον σεισμό EQ#19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την κατεύθυνση X, ενώ για την κατεύθυνση Y ο αντίστοιχος σεισμός που δίνει την μέγιστη μετατόπιση για το σύστημα μόνωσης και παρουσιάζεται η χρονοϊστορία του είναι ο EQ#20.



Διάγραμμα 5.20 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για Case A και Case E.



Διάγραμμα 5.21 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#20 στην διεύθυνση Y για Case A και Case E.

5.1.3.2 Υποδομή-Υποστυλώματα του υπογείου

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.9 οι μέσες αλλά και οι μέγιστες μετατοπίσεις από τις 20 διεγέρσεις για την κορυφή των υποστυλωμάτων του υπογείου για την CaseE είναι μεγαλύτερες σε σχέση με την CaseA. Πιο συγκεκριμένα η μέση μέγιστη μετατόπιση είναι αυξημένη κατά περίπου 80% κατά μέσο όρο (100% για την κατεύθυνση X και 60% για την κατεύθυνση Y) ενώ η μέγιστη είναι αυξημένη κατά 20% (30% για την κατεύθυνση X και 10% για την κατεύθυνση Y). Σε παρόμοιο ποσοστό αυξημένη είναι και η διατμητική δύναμη που δέχονται τα υποστυλώματα.

Πίνακας 5.9 Μέσες και Μέγιστες Μετατοπίσεις και Διατμητικές Δυνάμεις στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και CaseE.

Πίνακας 2- Μέση Μέγιστη μετατόπιση και διατμητική δύναμη για τα υποστυλώματα του υπογείου.

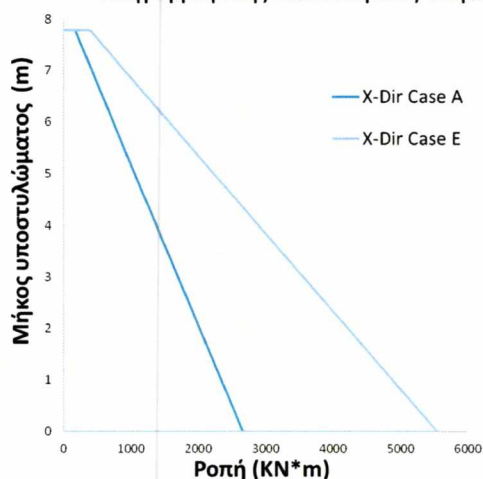
		Σχετική μετατόπιση (m)			
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case E	Case A	Case E
ColumnLink 25	EQ-X	0.00559	0.01164	0.01168	0.01573
	EQ-Y	0.00669	0.01084	0.01372	0.0155
ColumnLink 5	EQ-X	0.00561	0.01110	0.01172	0.01521
	EQ-Y	0.00671	0.01077	0.01387	0.01549
ColumnLink 10	EQ-X	0.00568	0.01074	0.01187	0.01462
	EQ-Y	0.00686	0.01076	0.01403	0.01478
		Διατμητική δύναμη (kN)			
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case E	Case A	Case E
ColumnLink 25	EQ-X	594.8	1245.6	1242.8	1679.6
	EQ-Y	711.9	1159.1	1459.6	1655.2
ColumnLink 5	EQ-X	583.0	1159.9	1217.9	1587.1
	EQ-Y	678.1	1209.4	1410.6	1659.0
ColumnLink 10	EQ-X	566.9	1117.4	1181.2	1505.5
	EQ-Y	684.3	1127.2	1405.0	1570.9

Πίνακας 5.10 Μέσες Ροπές στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case E.

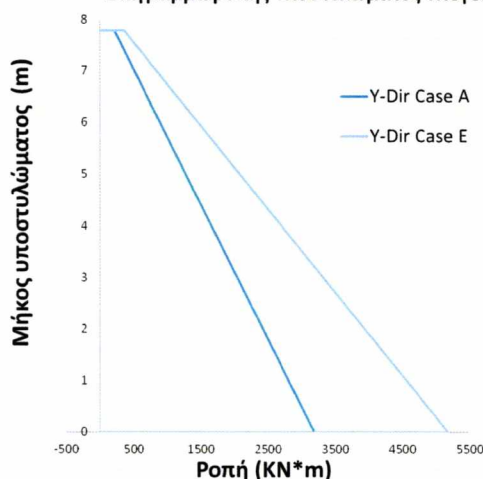
Πίνακας 3- Μέση ροπή στην βάση και την κορυφή των υποστυλωμάτων του υπογείου.

		EQ-X		EQ-Y	
		Case A	Case E	Case A	Case E
ColumnLink 10	TOP	66.3	569.8	78.9	599.1
	BOT	2650.2	5030.4	3200.3	5068.0
ColumnLink 5	TOP	133.9	285.8	112.1	923.2
	BOT	2652.5	5258.9	3144.3	5161.1
ColumnLink 25	TOP	178.2	395.3	213.2	364.1
	BOT	2664.9	5559.2	3189.6	5176.6

Διάγραμμα ροπής Υποστυλώματος Υπογείου



Διάγραμμα ροπής Υποστυλώματος Υπογείου



Διάγραμμα 5.22 Μέση Ροπή σε κεντρικό Υποστυλώμα κάτω από το Εφέδρανο #25 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case E.

Όσο αφορά την μέση μέγιστη ροπή δεν υπάρχει κάποια αλλαγή ουσιαστική, στην κατανομή των ροπών, αντίθετα με την ύπαρξη παραπάνω μάζας ενισχύεται η λειτουργία των υποστυλωμάτων σα πρόβολοι. Ενδεχομένως άμα ήταν μεγαλύτερη η δυσκαμψία του διαφράγματος κάτι που θα συνέβαινε άμα ήταν όντως από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος, να υπήρχε μια ευνοϊκότερη κατανομή των ροπών στην κορυφή και την βάση του υποστυλώματος. Βέβαια ακόμα και να μοιραζόταν η ροπή ισόρροπα στο υποστυλώμα, το όφελος για τον σχεδιασμό του θα ήταν μικρό καθώς η επιπλέον ροπή που εισάγεται λόγω της παραπάνω μάζας είναι διπλάσια.

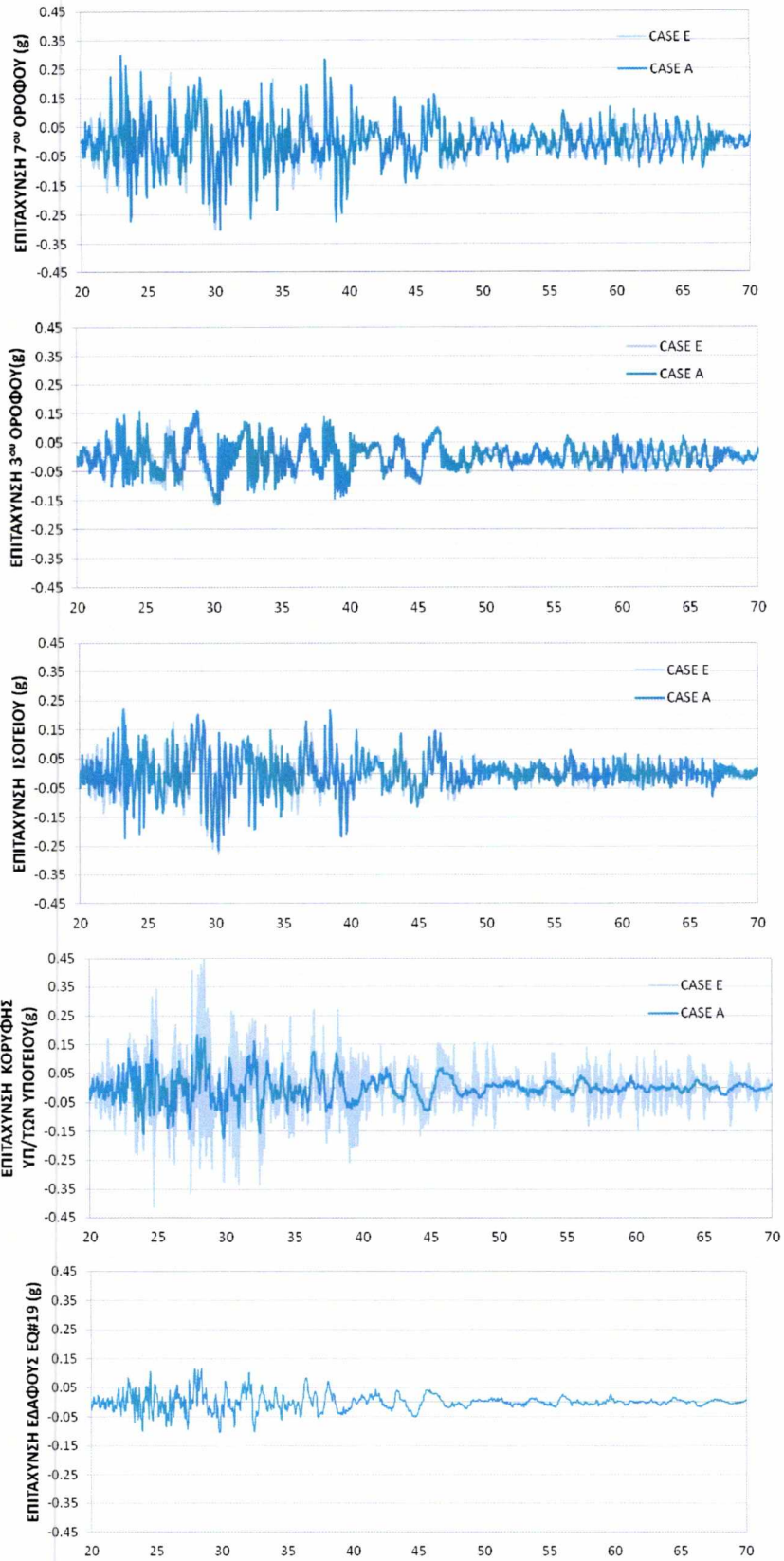
5.1.3.3 Απόκριση Ανωδομής πάνω από το επίπεδο μόνωσης

Στις χρονοιστορίες απόλυτης επιτάχυνσης του Διαγράμματος 5.23 παρατηρούμε την αυξημένη επιτάχυνση στην κορυφή του υποστυλώματος για την CaseE λόγω της αυξημένης μάζας. Ενώ δε φαίνεται να επηρεάζονται οι επιταχύνσεις πάνω από το επίπεδο της μόνωσης

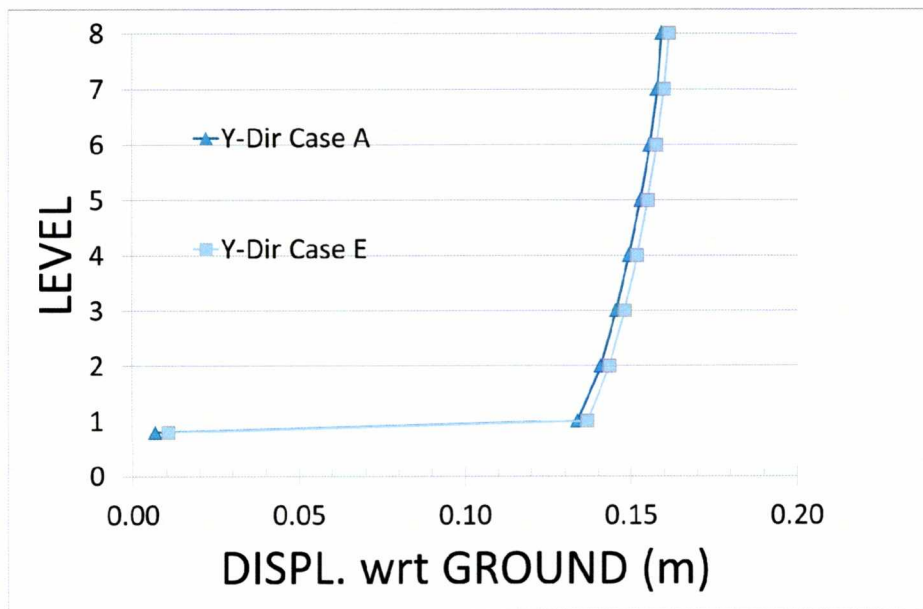
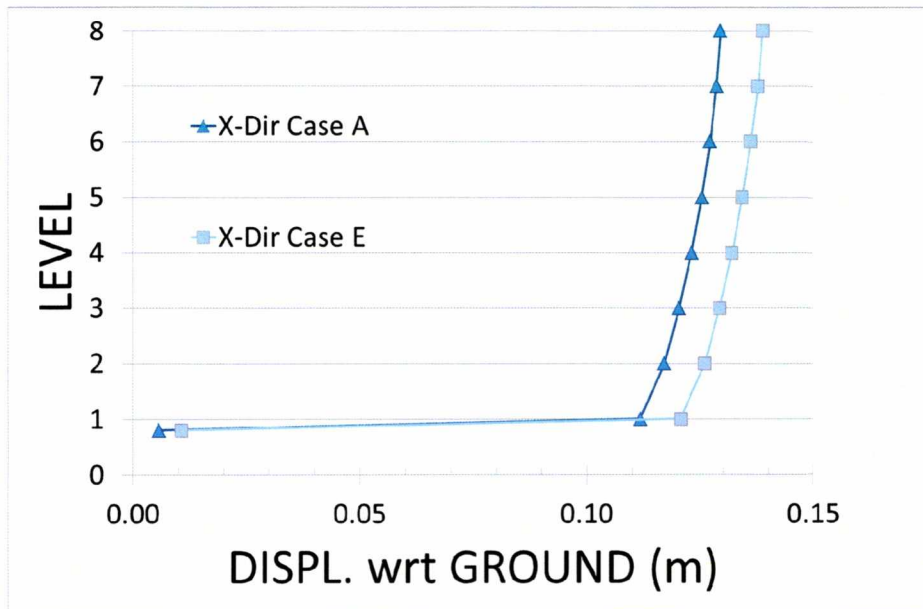
Στο Διάγραμμα 5.24, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την μέση μέγιστη μετατόπιση σε σχέση με το έδαφος για το υποστύλωμα στο οποίο περιλαμβάνεται το εφέδρανο #10. Οι μετατοπίσεις που παρουσιάζονται είναι για τα επίπεδα των ορόφων, καθώς και για την μετατόπιση του ισογείου και της κορυφής των υποστυλωμάτων του υπογείου. Παρουσιάζονται οι μέσοι όροι από τις 20 διεγέρσεις για τις κατευθύνσεις X και Y.

Στο διάγραμμα 5.25 παρουσιάζεται το προφίλ των απόλυτων μετατοπίσεων το οποίο προκύπτει από τους μέσους όρους των μέγιστων μετατοπίσεων 20 διεγέρσεων για τα επίπεδα της κατασκευής φαίνεται να μην διαφέρει. Και οι σχετικές μετατοπίσεις μεταξύ των ορόφων να είναι ίδιες. Αυτό που αλλάζει είναι η μετατόπιση των κορυφών των υποστυλωμάτων του ισογείου με αποτέλεσμα να είναι μετατοπισμένο ανάλογα το προφίλ των μέσων όρων των μέγιστων μετακινήσεων της CaseE.

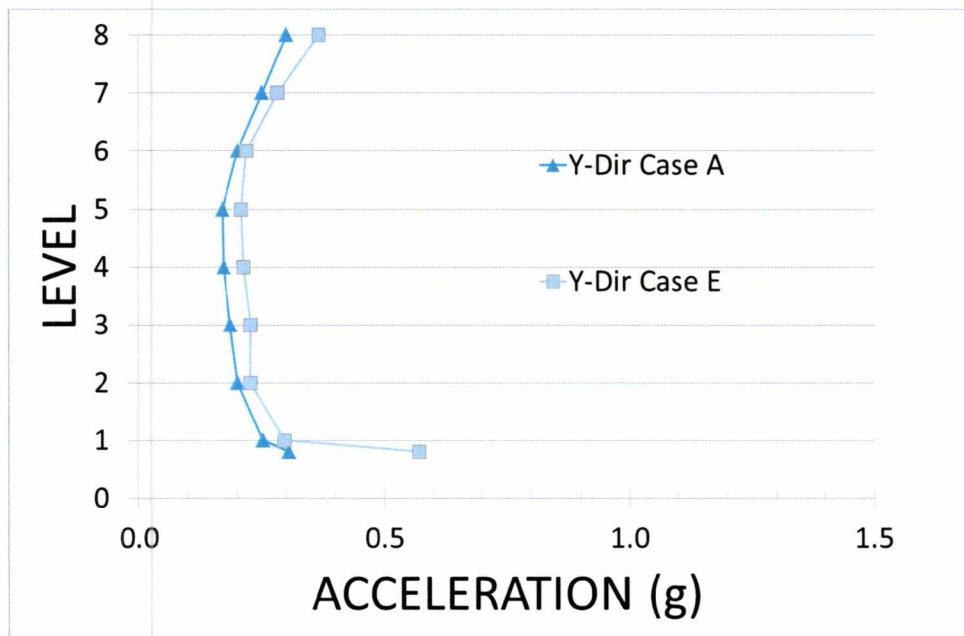
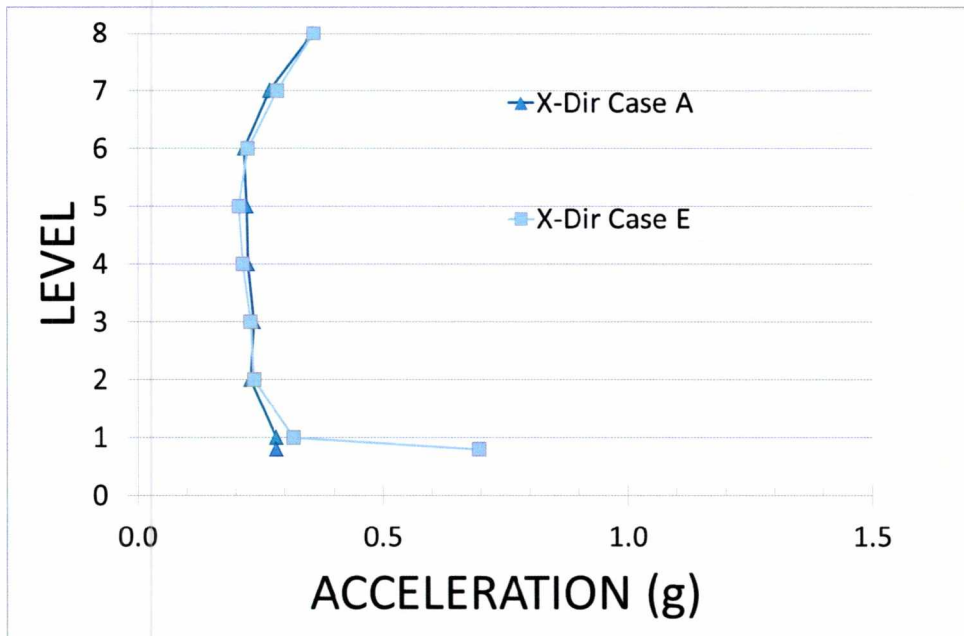
Η τέμνουσα για την CaseE σε σύγκριση με την CaseA (βλέπε Διαγραμμα 5.26) φαίνεται να είναι μεγαλύτερη για κάθε επίπεδο με την τάση να μεγαλώνει η διαφορά όσο αυξάνεται το επίπεδο, με την μέγιστη διαφορά να είναι στο τελευταίο.



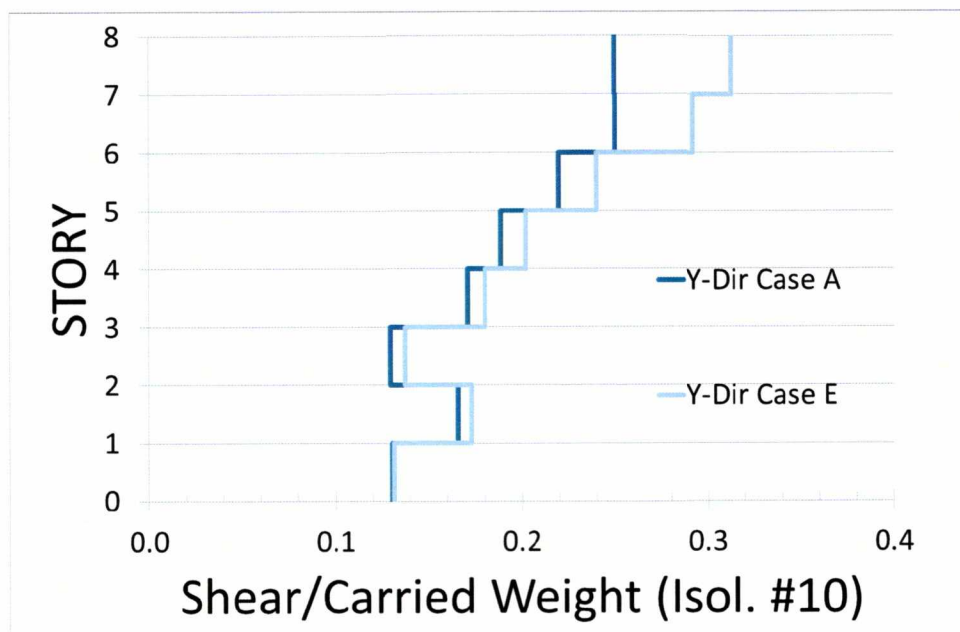
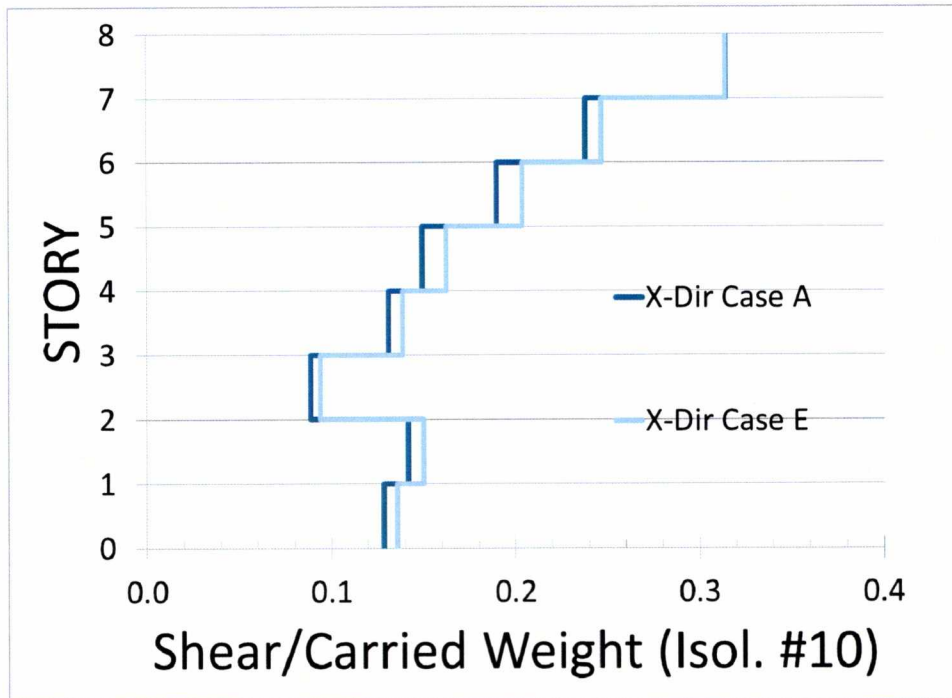
Διάγραμμα 5.23 Χρονοϊστορία Απόλυτης Επιτάχυνσης του Υποστρώματος στο Εφέδρανο #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για CaseA και CaseE.



Διάγραμμα 5.24 Μέση Μέγιστη Μετατόπιση Επιπέδων από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και Case E.



Διάγραμμα 5.25 Μέση Μέγιστη Απόλυτη Επιτάχυνση Επιπέδου από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και CaseE.



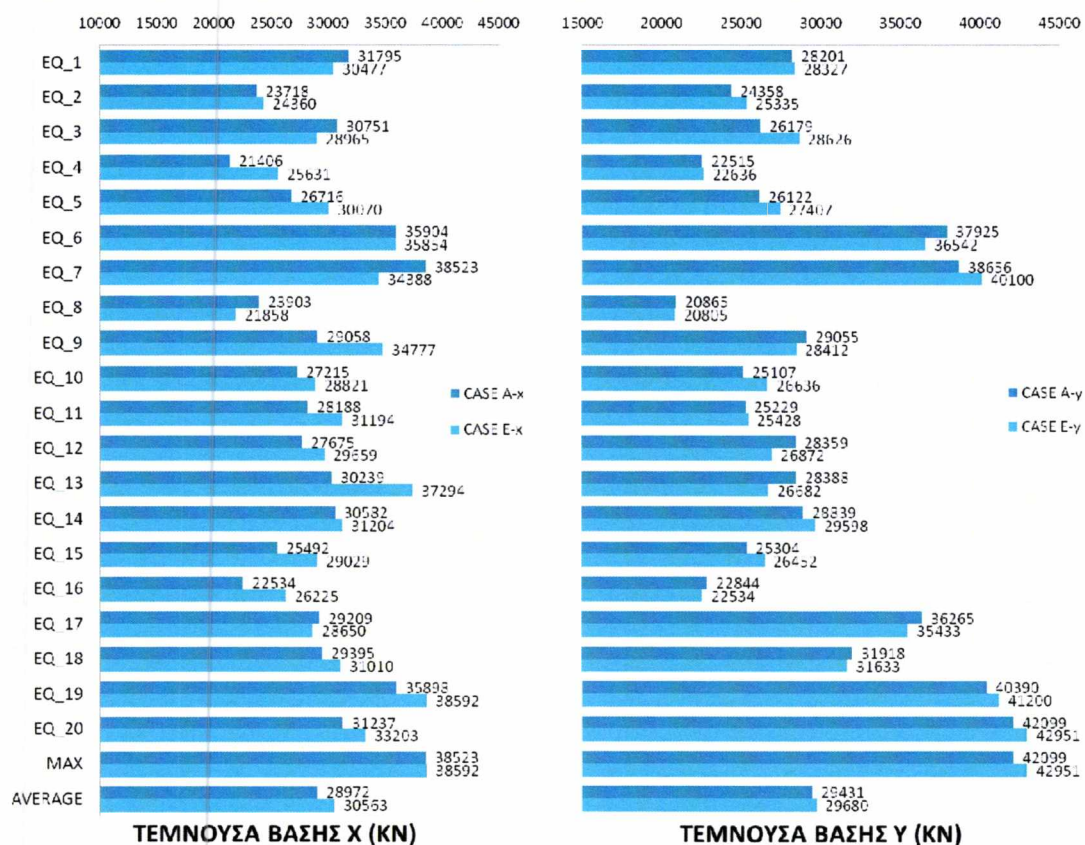
Διάγραμμα 5.26 Μέση Μέγιστη Διατμητική Δύναμη που ασκείται στα Υποστυλώματα Δια το Αξονικό Φορτίο από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και CaseD.

5.1.3.4 Τέμνουσα βάση

Στο Διάγραμμα 5.27 παρουσιάζονται οι μέγιστες τέμνουσες βάσης για 20 σεισμικές διεγέρσεις στις κατευθύνσεις X και Y.

Φαίνεται ότι για τις περισσότερες διεγέρσεις η τέμνουσα βάση για την CaseEείναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της CaseA κάτι που αποτυπώνεται και στους μέσους

όρους αλλά και στα μέγιστα. Η αύξηση αυτή είναι επιπέδου 10% για τα μέγιστα, και 1-5% για τις μέσες τιμές.



Διάγραμμα 5.27 Τέμνουσα Βάσης για 20 σεισμικές διεγέρσεις στην διεύθυνση X και Y για Case A και Case E.

5.2 Δεύτερο στατικό σύστημα

5.2.1 Σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων που υπάρχει το διάφραγμα, και χωρίς αυτό. (Case A-Case B)

5.2.1.1 Σύστημα Μόνωσης

Μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης στην κατεύθυνση X, για το εφέδρανο #5.

Και σε αυτή την περίπτωση οι μέγιστες μετατοπίσεις είναι σχεδόν ίδιες και για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις για τις CaseA και CaseB

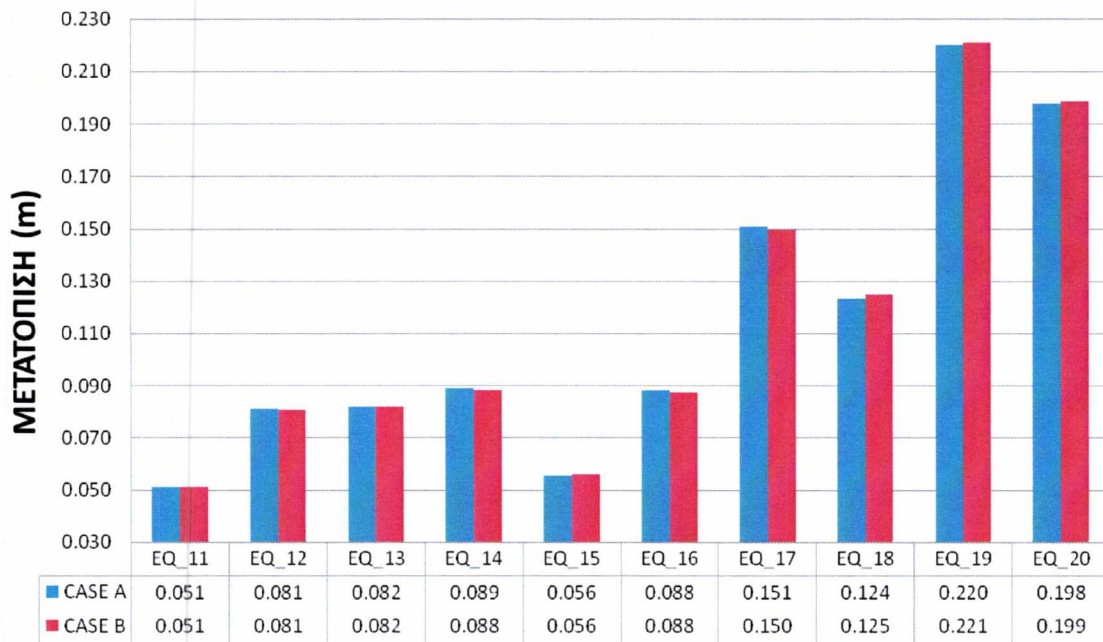
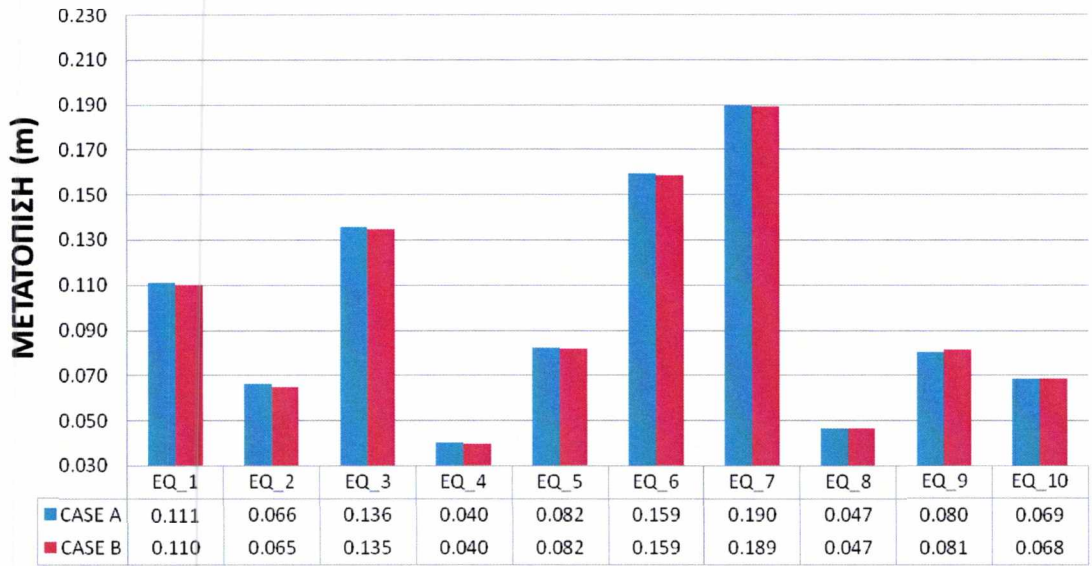
Παρακάτω, παρατίθενται οι χρονοιστορίες της μετατόπισης του συστήματος μόνωσης στο γωνιακό εφέδρανο 10, για τις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα, καθώς και το διάγραμμα διατμητικής δύναμης-μετατόπισης για τους σεισμούς που δίνουν τις μέγιστες μετατοπίσεις για κάθε διεύθυνση X,Y. Οι χρονοιστορίες των 2 αυτών περιπτώσεων ταυτίζονται σχεδόν απόλυτα, επιβεβαιώνοντας το συμπέρασμα που βγαίνει και από τους μέσους όρους των μέγιστων μετατοπίσεων που παρουσιάζονται στον πίνακα 5.11, ότι δηλαδή δεν επηρεάζει η ύπαρξη ή όχι του διαγράμματος πάνω αλλά και κάτω από το επίπεδο μόνωσης σημαντικά την μετατόπιση του.

Παράλληλα ένα συμπέρασμα που θα μπορούσε να βγει είναι ότι τα αποτελέσματα των μέγιστων μετατοπίσεων για την περίπτωση με διάφραγμα ταυτίζονται και με τα αντίστοιχα του πρώτου στατικού συστήματος τα οποία έχουν παρουσιαστεί ήδη.

Πίνακας 5.11 Μέσες και Μέγιστες μετατοπίσεις στα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και CaseB.

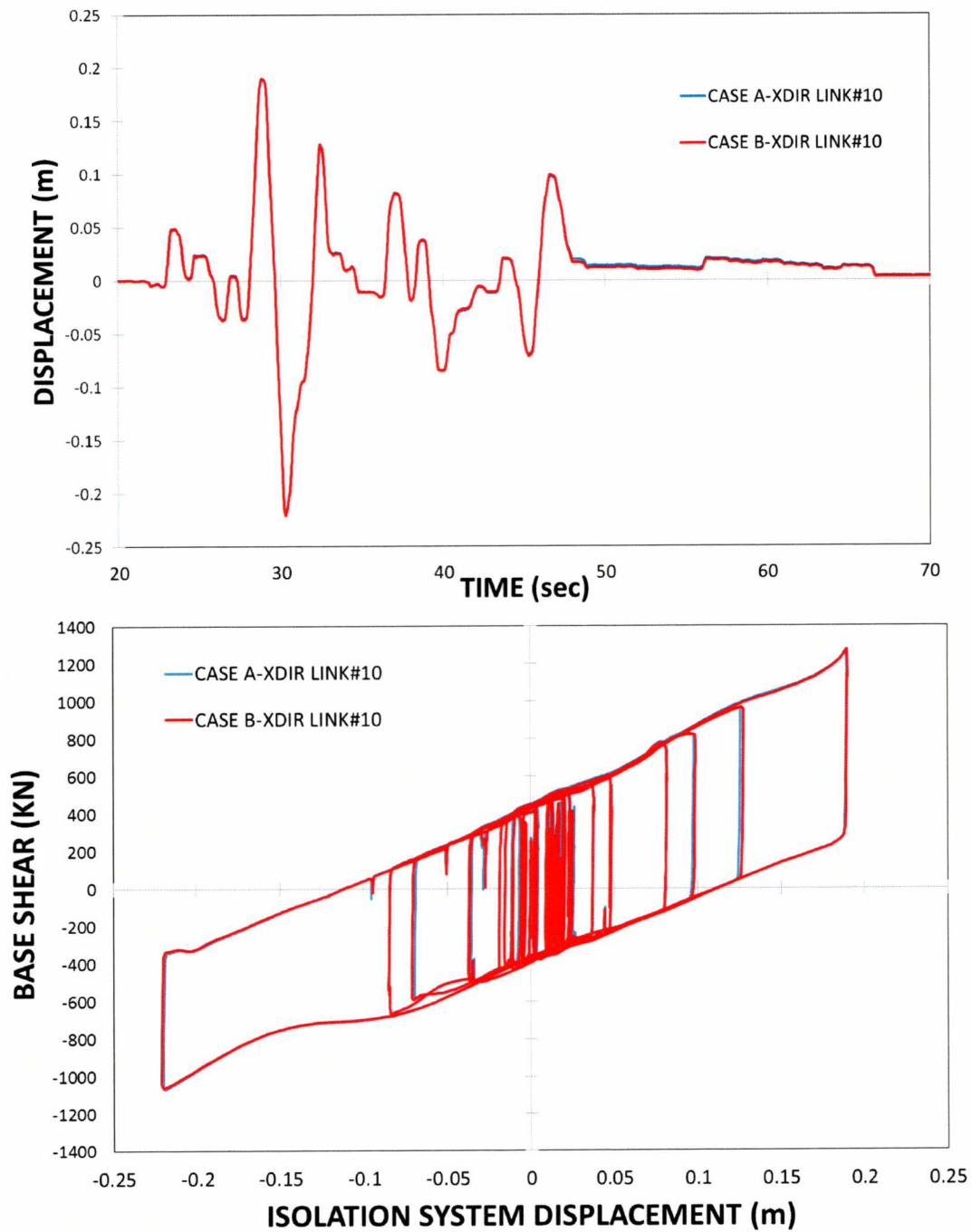
Πίνακας 1 - Μεση μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης.					
Μετατοπιση συστήματος μόνωσης					
(m)					
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case B	Case A	Case B
Isolator #5	EQ-X	0.106	0.106	0.220	0.221
	EQ-Y	0.125	0.125	0.221	0.221
Isolator #10	EQ-X	0.106	0.106	0.220	0.221
	EQ-Y	0.127	0.126	0.221	0.221
Isolator #25	EQ-X	0.106	0.106	0.220	0.221
	EQ-Y	0.125	0.125	0.221	0.221

ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

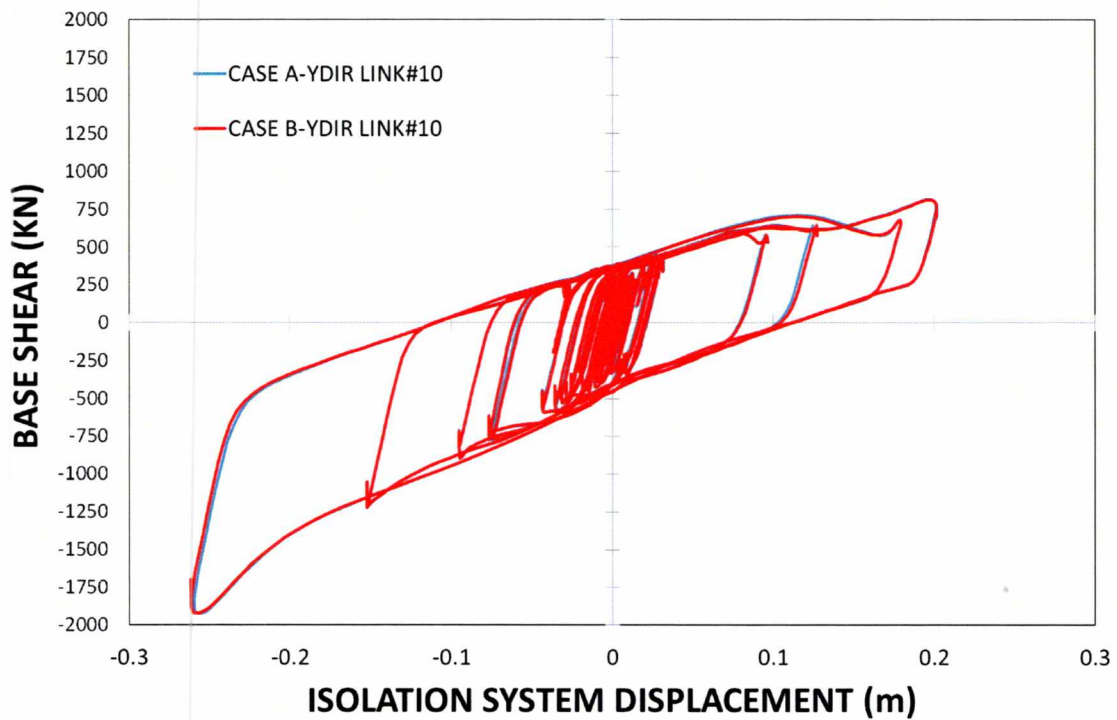
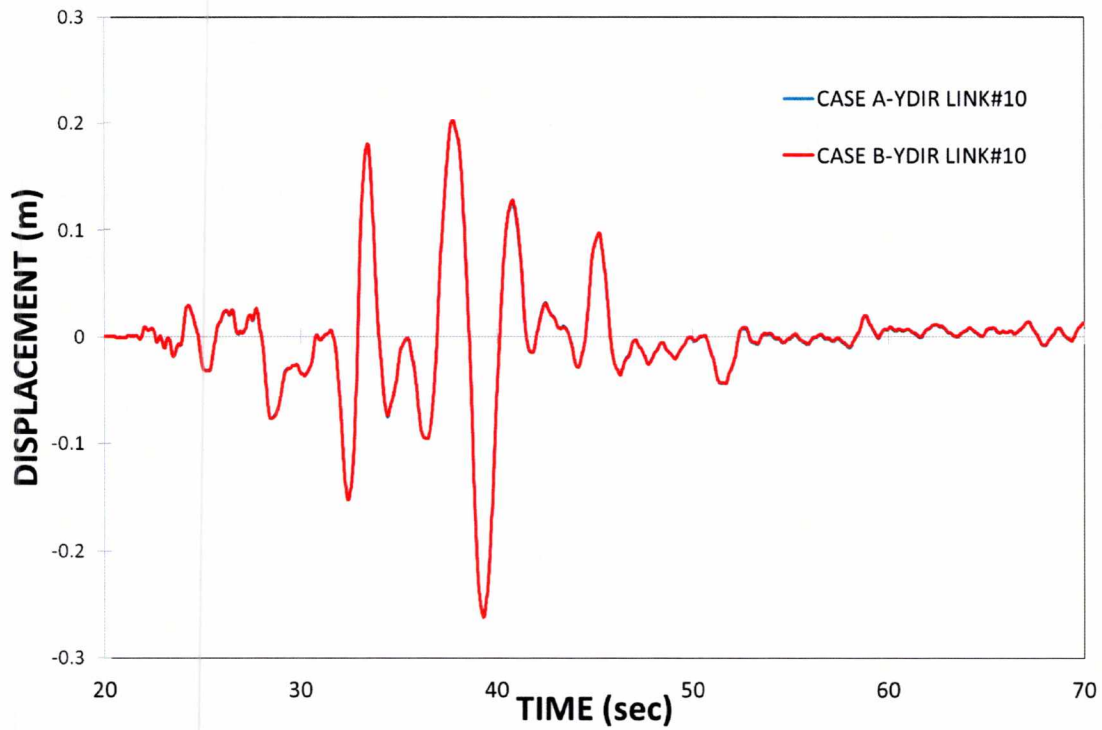


Διάγραμμα 5.28 Μέγιστες μετατοπίσεις στο Εφεδρανο#5 για κάθε μία σεισμική διέγερση στην διεύθυνση X για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

Σύγκριση χρονοϊστορίας Case A-Case D για τον σεισμό 19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την κατεύθυνση X, ενώ για την κατεύθυνση Y ο αντίστοιχος σεισμός που δίνει την μέγιστη μετατόπιση για το σύστημα μόνωσης και παρουσιάζεται η χρονοϊστορία του είναι ο 20.



Διάγραμμα 5.29 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για Case A και Case B.



Διάγραμμα 5.30 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#20 στην διεύθυνση Y για Case A και Case B.

5.2.1.2 Υποδομή-Υποστυλώματα του υπογείου

Στον Πίνακα 5.13 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μέσων και μέγιστων μετατοπίσεων για τις κορυφές των υποστυλωμάτων του υπογείου τα οποία έχουν το μισό μήκος σε σχέση με αυτά της πρώτης περίπτωσης και κατά συνέπεια 4-8 φορές μεγαλύτερη πλευρική δυσκαμψία. Άρα οι μετατοπίσεις που αναμένονται είναι σημαντικά μικρότερες

Πίνακας 5.12 Μέσες και Μέγιστες Μετατοπίσεις και Διατμητικές Δυνάμεις στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

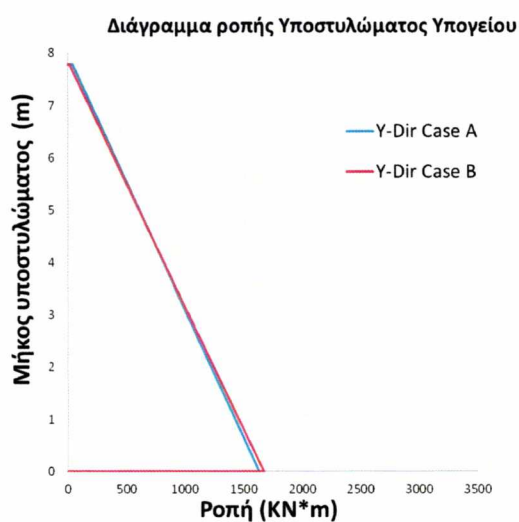
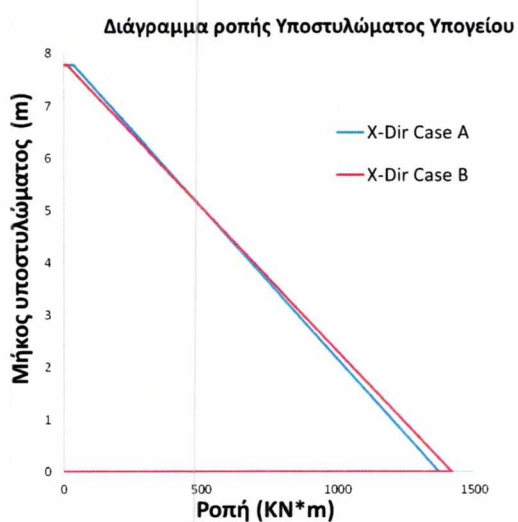
		Σχετική μετατόπιση (m)			
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case B	Case A	Case B
ColumnLink 25	EQ-X	0.00082	0.00086	0.0017	0.00179
	EQ-Y	0.00097	0.00101	0.00201	0.0021
ColumnLink 5	EQ-X	0.00082	0.00086	0.00171	0.00179
	EQ-Y	0.00098	0.00101	0.00203	0.0021
ColumnLink 10	EQ-X	0.00084	0.00086	0.00174	0.00179
	EQ-Y	0.001	0.00102	0.00206	0.00212
		Διατμητική δύναμη (kN)			
		Μέση 20 διεγέρσεων		Μέγιστη 20 διεγέρσεων	
		Case A	Case B	Case A	Case B
ColumnLink 25	EQ-X	589.83	586.796	1225.46	1225.85
	EQ-Y	702.016	693.761	1447.9	1443.07
ColumnLink 5	EQ-X	586.348	586.797	1218.14	1225.85
	EQ-Y	690.612	693.758	1403.15	1443.06
ColumnLink 10	EQ-X	581.791	586.709	1205.54	1225.53
	EQ-Y	697.578	700.412	1414.5	1450.85

Οι μετατοπίσεις που αναφέρονται είναι πράγματι 7 φορές περίπου κατά μέσο όρο μικρότερες σε σχέση με το πρώτο στατικό σύστημα. Επίσης υπάρχει μια μικρή διαφορά όσο αφορά την περίπτωση χωρίς διάφραγμα της τάξης του 4% η οποία βέβαια κρίνεται αμελητέα.

Οι τέμνουσες για τα υποστυλώματα είναι ίδιες αντίστοιχα με το πρώτο στατικό σύστημα αλλά και μεταξύ τους.

Πίνακας 5.13 Μέσες Ροπές στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

		EQ-X		EQ-Y	
		Case A	Case B	Case A	Case B
ColumnLink 10	TOP	25.2	14.7	28.5	17.5
	BOT	1390.1	1416.9	1659.5	1691.5
ColumnLink 5	TOP	25.6	14.7	43.2	17.3
	BOT	1375.8	1417.1	1635.3	1675.4
ColumnLink 25	TOP	37.7	14.7	44.5	17.3
	BOT	1372.0	1417.1	1633.4	1675.4



Διάγραμμα 5.31 Μέση Ροπή σε κεντρικό Υποστόλωμα κάτω από το Εφέδρανο #25 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A και Case B

Οι ροπές που αναπτύσσονται αντίστοιχα για το δεύτερο στατικό σύστημα είναι οι μισές του πρώτου, καθώς οι τέμνουσες που ασκούνται είναι οι ίδιες όπως φάνηκε και στον Πίνακα 5.12 και το μήκος του υποστυλώματος το μισό. Η επιρροή του διαφράγματος όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.13 είναι ελάχιστη στο μοίρασμα των ροπών ουσιαστικά τα υποστυλώματα φέρονται σαν μονόπατοι πρόβολοι για την περίπτωση με και αντίστοιχα για την περίπτωση χωρίς διάφραγμα.

5.2.1.3 Απόκριση Ανωδομής πάνω από το επίπεδο μόνωσης.

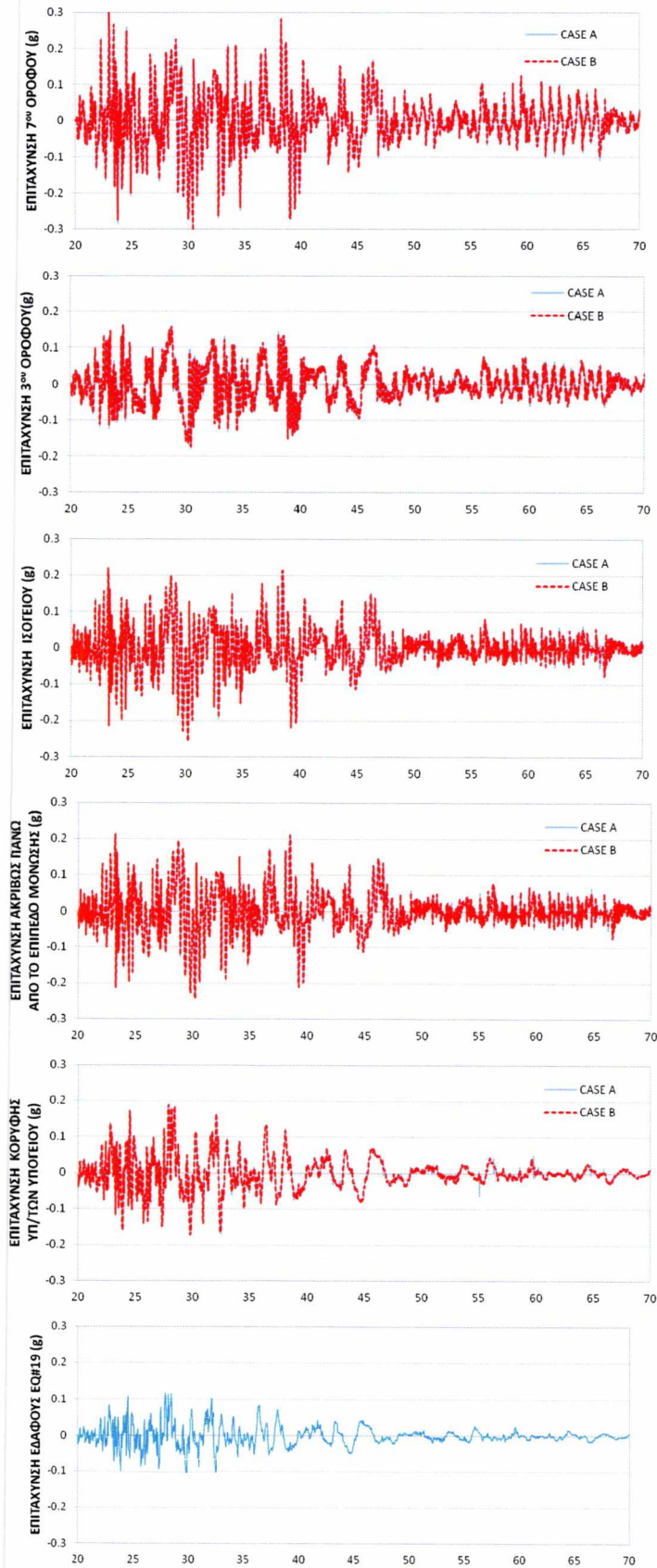
Διαγράμματα 5.33 και 5.34 παρουσιάζουν τις χρονοιστορίες της απόλυτης επιτάχυνσης για το υποστύλωμα στο οποίο βρίσκεται το εφέδρανο #10. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αναφέρονται στις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα, ουσιαστικά υπάρχει πλήρης αλληλοεπικάλυψη των διαγραμμάτων κάτι που είναι επαληθεύει την ομοιότητα των αποτελεσμάτων για τους μέσους όρους των μέγιστων τιμών της επιτάχυνσης.

Παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στην κατεύθυνση X για τον σεισμό EQ#19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την διεύθυνση X. Για το ίδιο εφέδρανο και υποστύλωμα, παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες των επιταχύνσεων για τον σεισμό EQ#20 ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης στην κατεύθυνση Y.

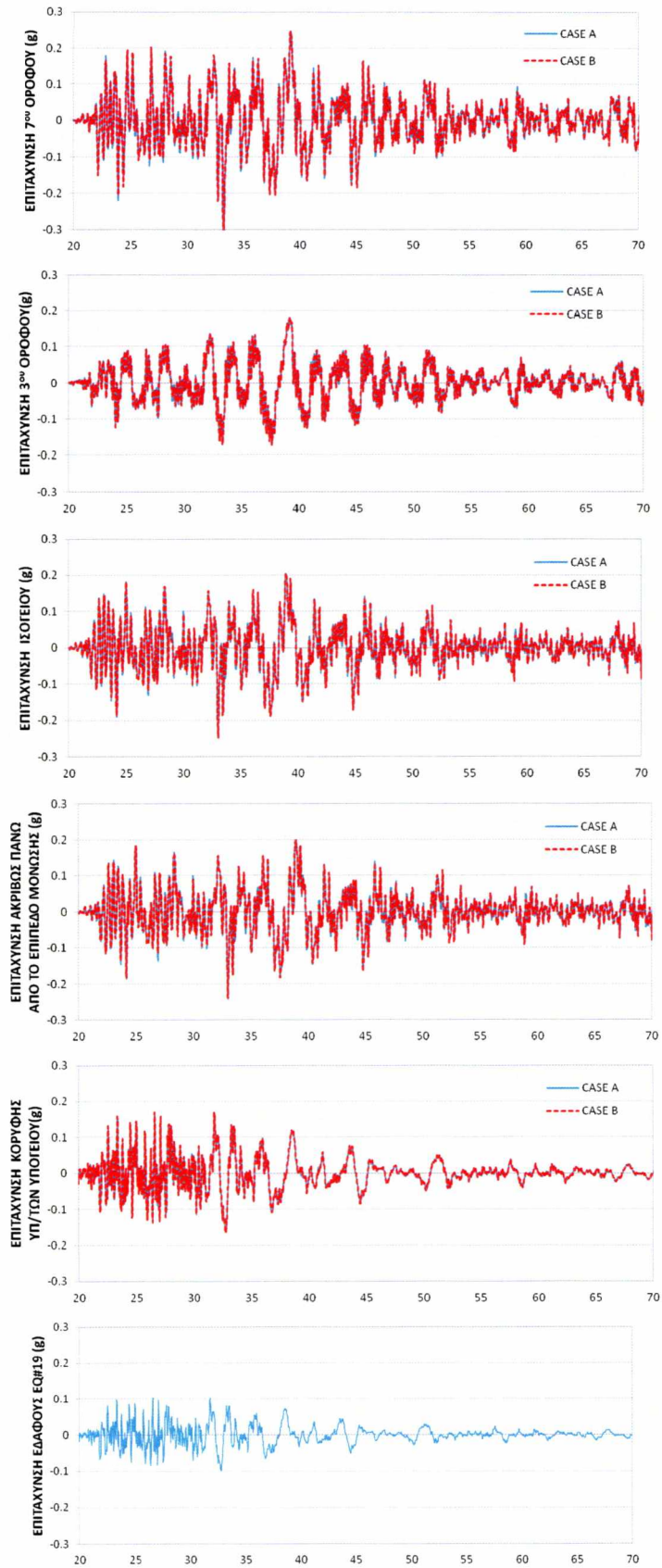
Στη συνέχεια, στο διάγραμμα 5.35, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την μέση μέγιστη μετατόπιση σε σχέση με το έδαφος για το υποστύλωμα στο οποίο περιλαμβάνεται το εφέδρανο #10. Οι μετατοπίσεις που παρουσιάζονται είναι για τα επίπεδα των ορόφων, καθώς και για την μετατόπιση του ισογείου και της κορυφής των υποστυλωμάτων του υπογείου. Παρουσιάζονται οι μέσοι όροι από τις 20 διεγέρσεις για τις κατευθύνσεις X και Y. Για την περίπτωση με και την περίπτωση χωρίς διάφραγμα. Όπως φαίνεται οι μετατοπίσεις δεν μεταβάλλονται από τη ύπαρξη ή όχι του διαφράγματος.

Στο διάγραμμα 5.36 παρουσιάζεται το προφίλ των μέσων όρων από τις μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις της ανωδομής για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις. Όπως φαίνεται σχεδόν όλες οι τιμές είναι ίδιες για την κάθε μία περίπτωση με και χωρίς το διάφραγμα.

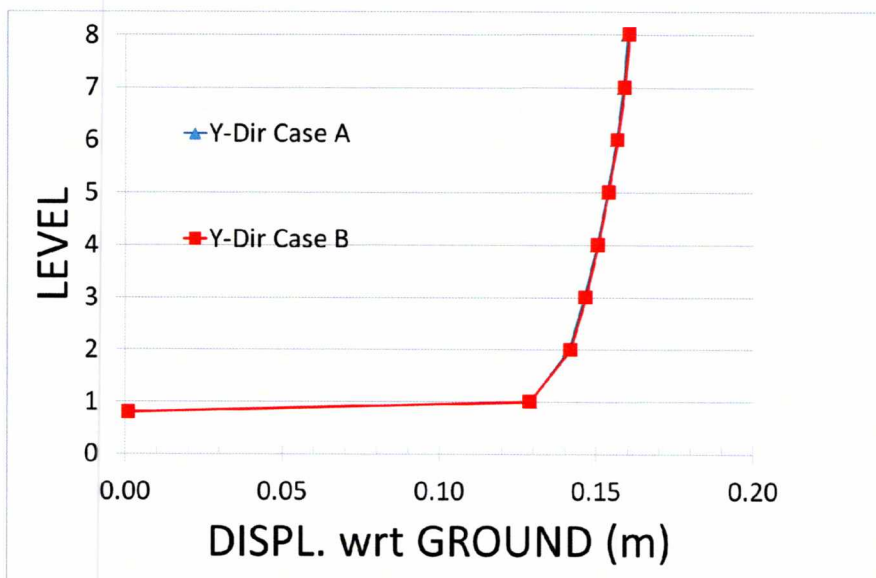
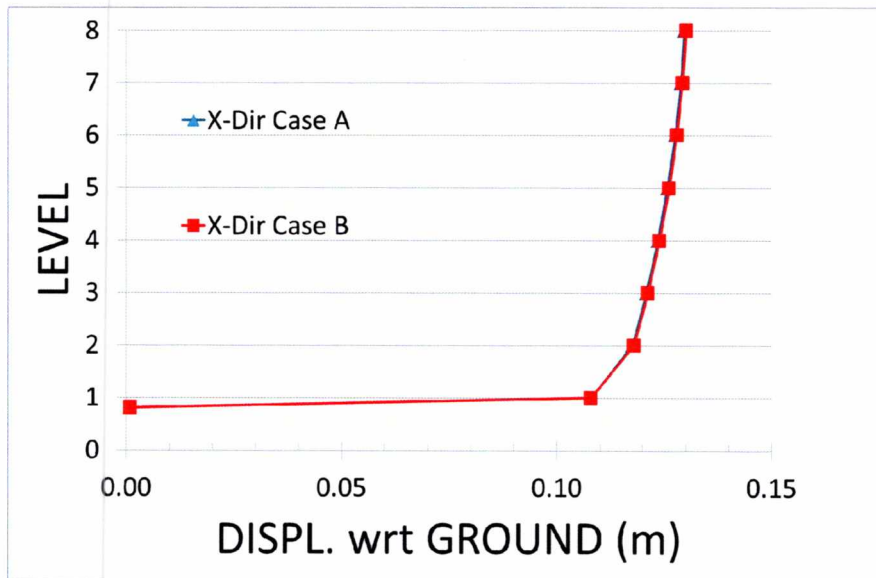
Οι διατμητικές δυνάμεις (βλέπε Διάγραμμα 5.37) δεν φαίνεται να παρουσιάζουν κάποια διαφοροποίηση για τις περιπτώσεις με και χωρίς διάφραγμα.



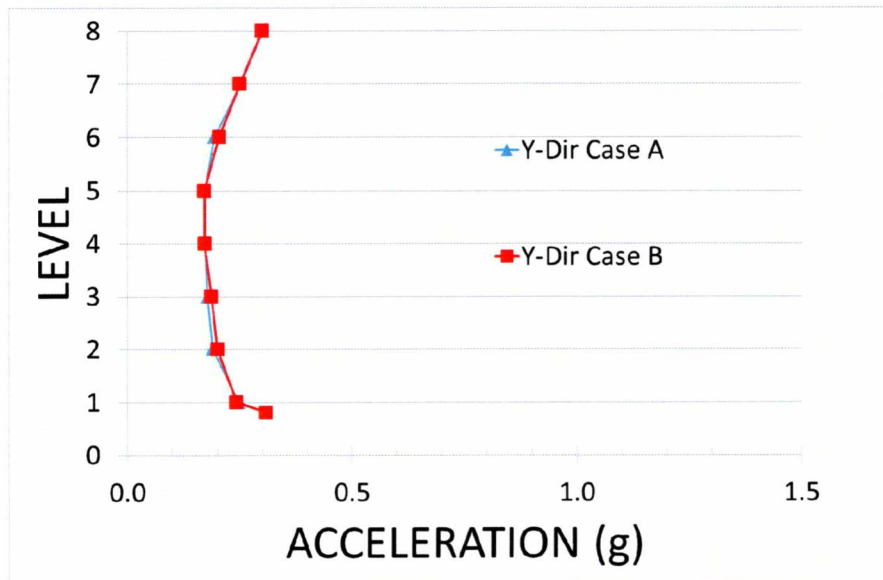
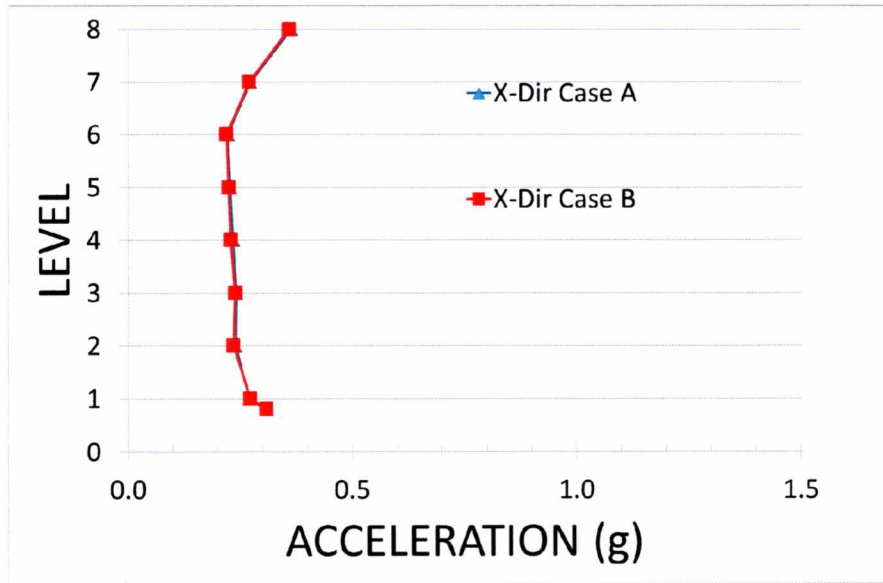
Διάγραμμα 5.33 Χρονοϊστορία Απόλυτης Επιτάχυνσης του Υποστλώματος στο Εφέντρο #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για CaseA και CaseB.



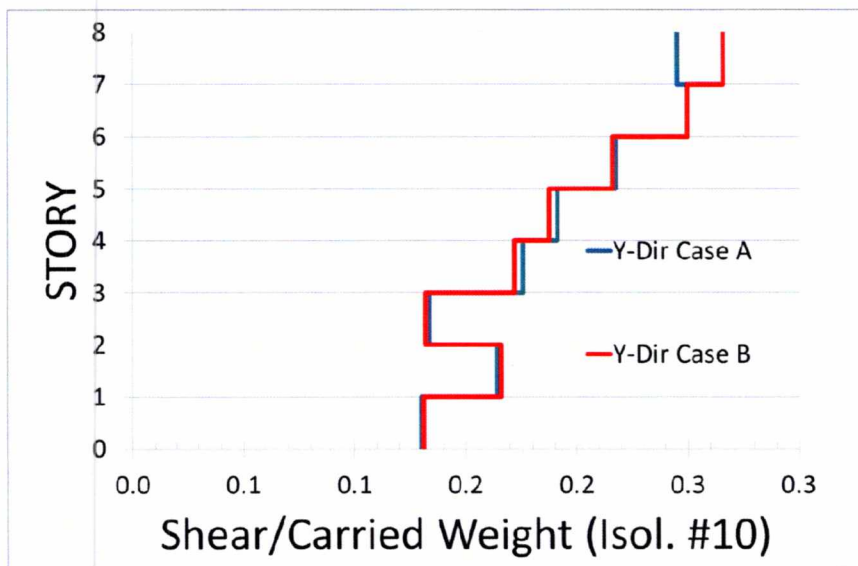
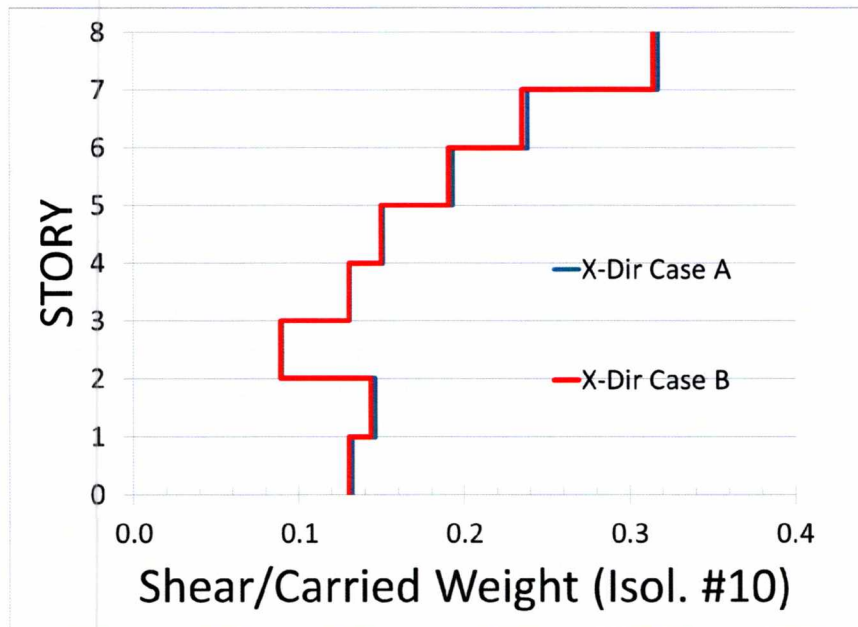
Διάγραμμα 5.34 Χρονοϊστορία Απόλυτης Επιτάχυνσης του Υποστυλώματος στο Εφάδρανο #10 για διέγερση EQ#20 στην διεύθυνση Y για Case A και Case B.



Διάγραμμα 5.35 Μέση Μέγιστη Μετατόπιση Επιπέδων από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και Case B.



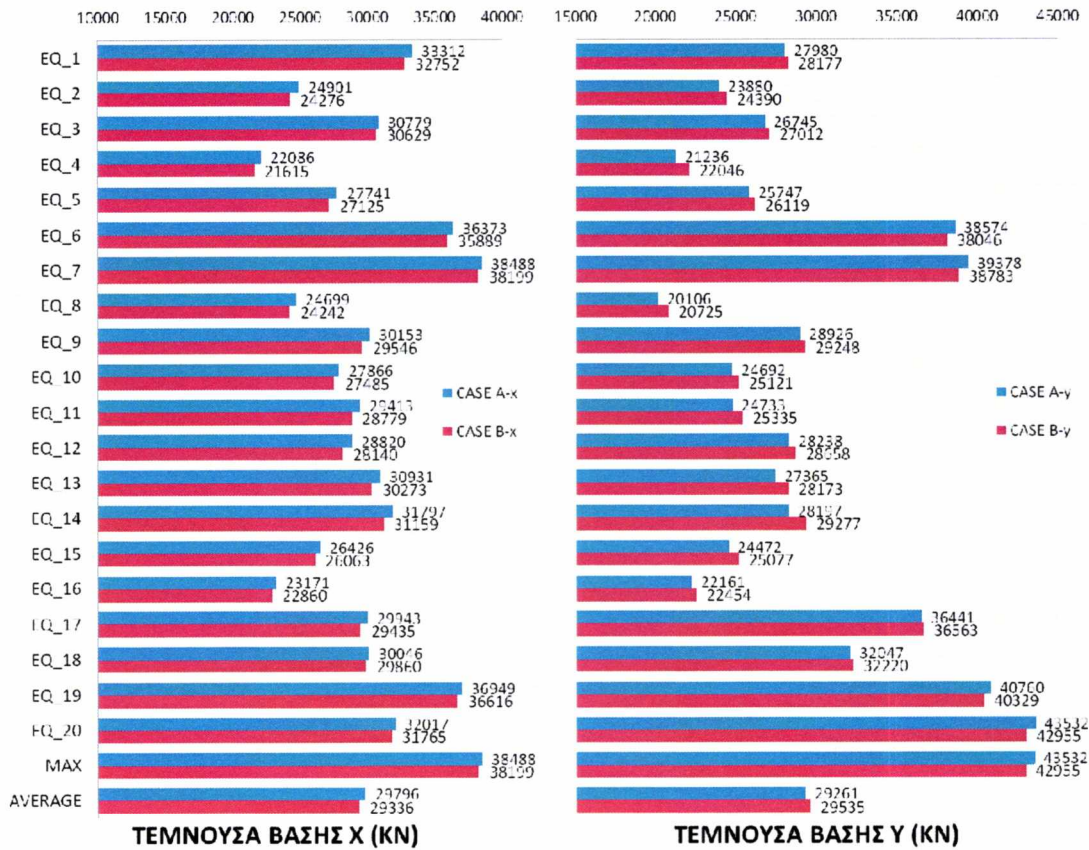
Διάγραμμα 5.36 Μέση Μέγιστη Απόλυτη Επιτάχυνση Επιπέδου από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και Case B.



Διάγραμμα 5.37 Μέση Μέγιστη Διατμητική Δύναμη που ασκείται στα Υποστυλώματα Δια το Αξονικό Φορτίο από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A και Case B.

5.2.1.4 Τέμνουσα βάση

Η συνολική τέμνουσα βάση, παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 5.38 η μέγιστη για κάθε μια από τις 20 σεισμικές διεγέρσεις για κάθε διεύθυνση X, Y



Διάγραμμα 5.38 Μέγιστες Τέμνουσες Δυνάμεις Βάσης για κάθε μία σεισμική διεγέρση στην διεύθυνση Y για τις περιπτώσεις Case A και Case B.

5.2.2 Σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων με διάφραγμα, σε σχέση με την καμπτική δυσκαμψία (CaseA-CaseC-CaseD)

5.2.2.1 Σύστημα μόνωσης

Το διάγραμμα 5.39 παρουσιάζει την Μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης στην κατεύθυνση X, για το εφέδρανο #5. Για τις περιπτώσεις Case A CaseC και CaseD.

Και σε αυτή την περίπτωση οι μέγιστες μετατοπίσεις είναι σχεδόν ίδιες και για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις για τις CaseA CaseC και CaseD. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η απόλυτη ταύτιση που φαίνεται να υπάρχει στα αποτελέσματα ανάμεσα στην CaseA και την CaseC ενώ αντίστοιχη ταύτιση φαίνεται να υπάρχει και μεταξύ των CaseD και CaseB.

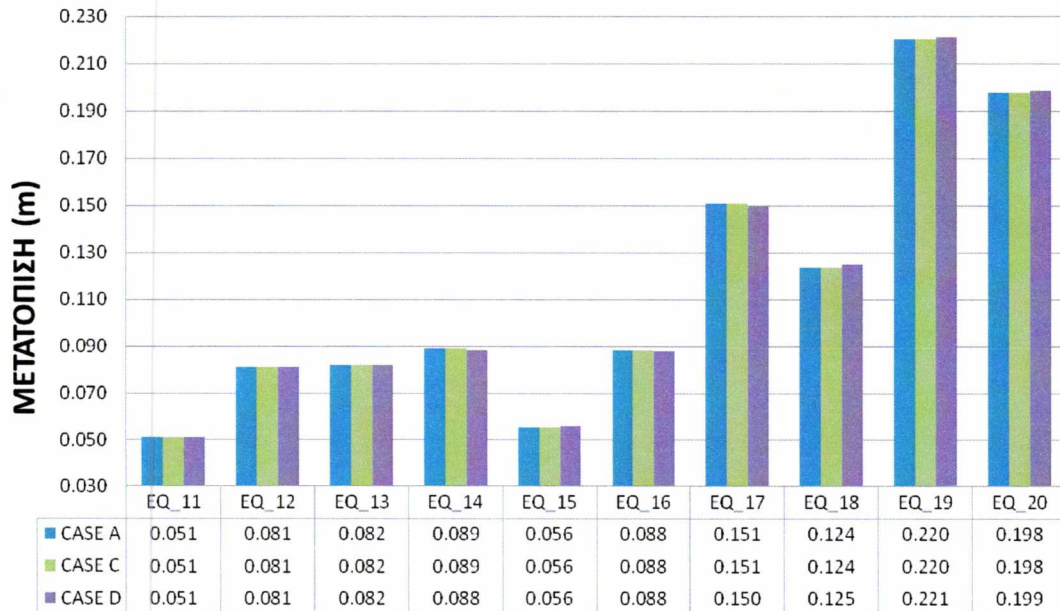
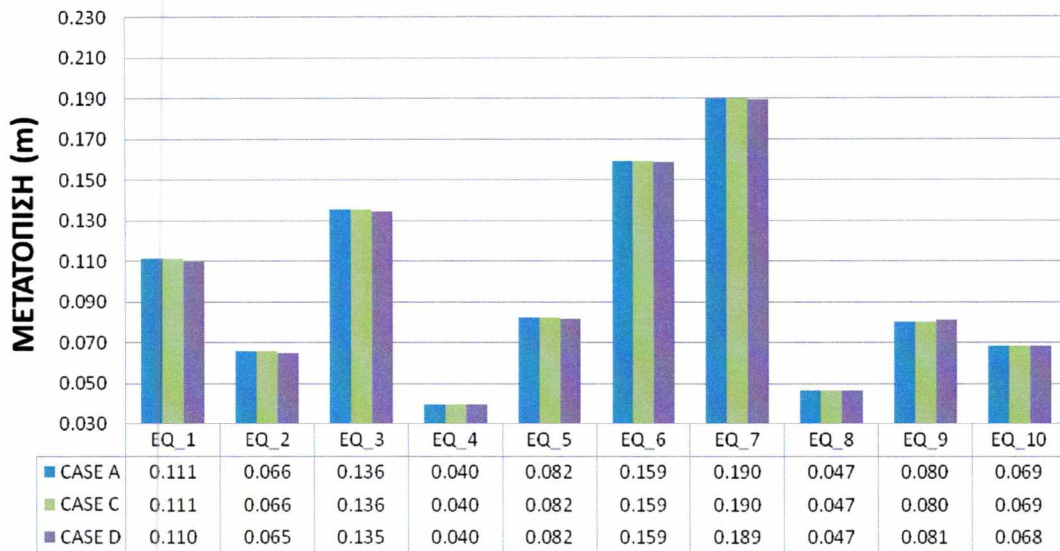
Οι CaseC και CaseD αναφέρονται αντίστοιχα, στην ύπαρξη διαφράγματος μόνο πάνω και μόνο κάτω από το επίπεδο των εφεδράνων της σεισμικής μόνωσης.

Τα παραπάνω συμπεράσματα επιβεβαιώνονται και από τις χρονοϊστορίες που παρατίθενται στα Διαγράμματα 5.40 και 5.41. σύγκρισης χρονοϊστορίας CaseA CaseC–CaseD για τον σεισμό EQ#19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την κατεύθυνση X, ενώ για την κατεύθυνση Y ο αντίστοιχος σεισμός που δίνει την μέγιστη μετατόπιση για το σύστημα μόνωσης και παρουσιάζεται η χρονοϊστορία του είναι ο EQ#20.

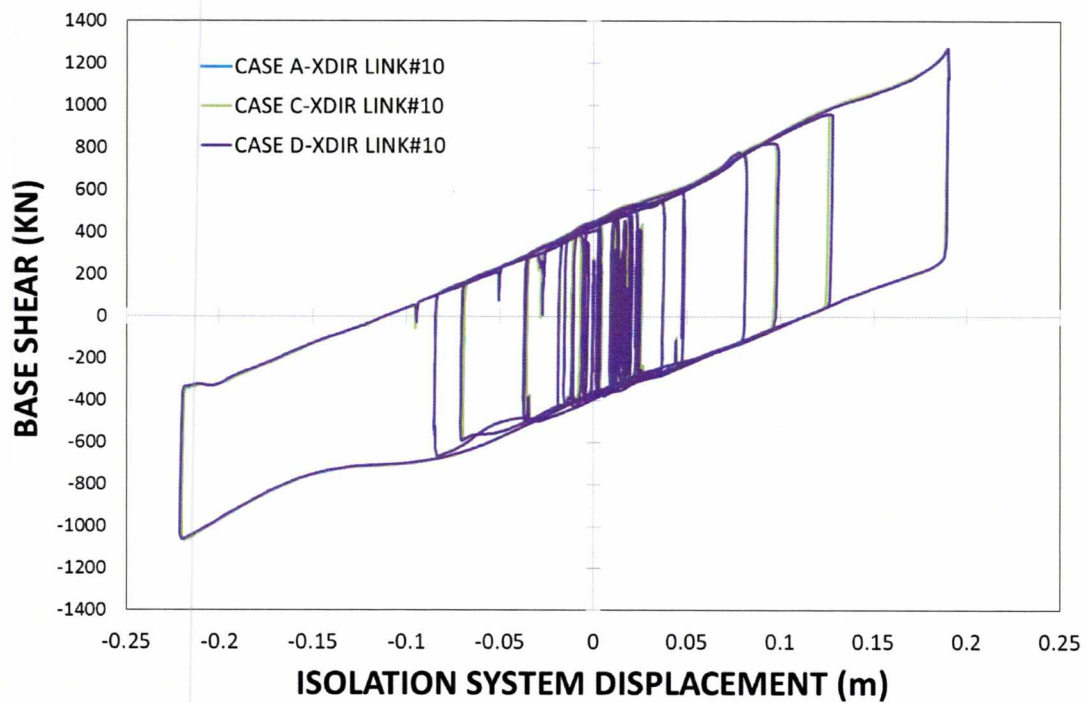
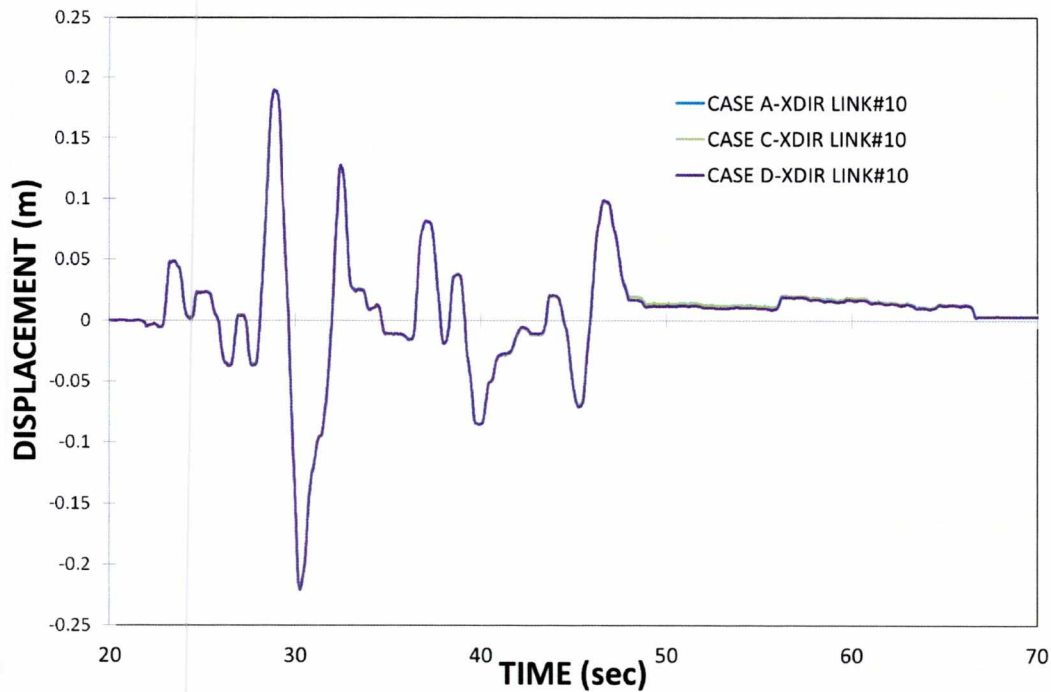
Πίνακας 5.14 Μέσες και Μέγιστες μετατοπίσεις στα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A CaseC και CaseD.

Πίνακας 1 - Μέση μέγιστη μετατόπιση συστήματος μόνωσης.							
Μετατόπιση συστήματος μόνωσης (m)							
		Μέση 20 διεγέρσεων			Μέγιστη 20 διεγέρσεων		
		Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D
Isolator #5	EQ-X	0.106	0.106	0.106	0.220	0.220	0.221
	EQ-Y	0.125	0.125	0.125	0.221	0.221	0.221
Isolator #10	EQ-X	0.106	0.106	0.106	0.220	0.220	0.221
	EQ-Y	0.127	0.127	0.126	0.221	0.221	0.221
Isolator #25	EQ-X	0.106	0.106	0.106	0.220	0.220	0.221
	EQ-Y	0.125	0.126	0.125	0.221	0.221	0.221

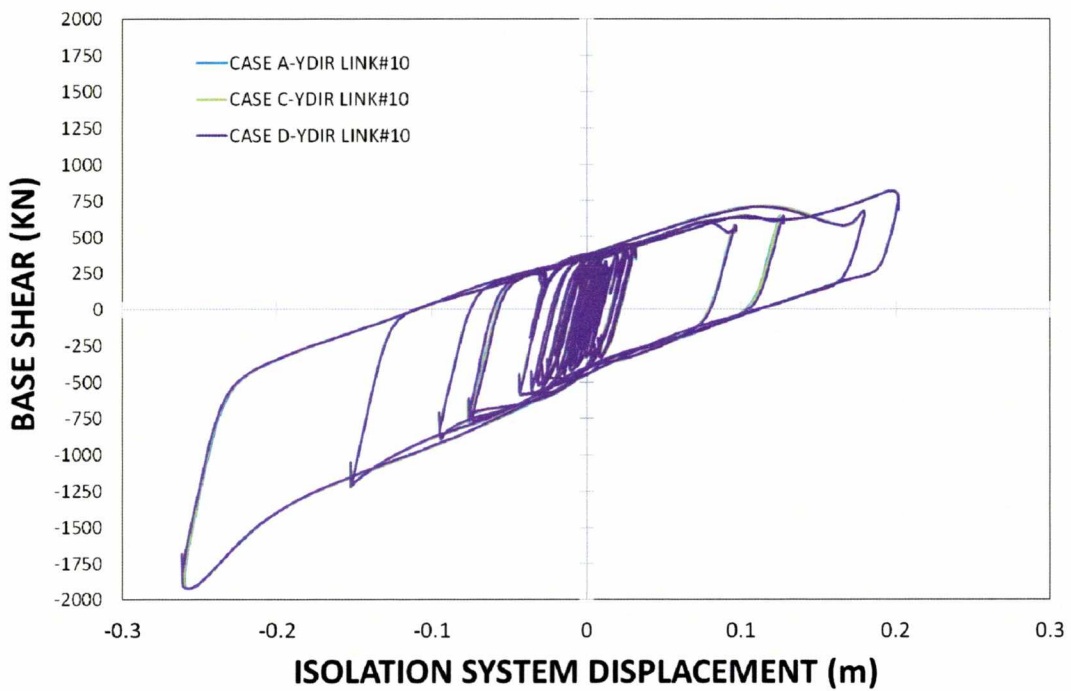
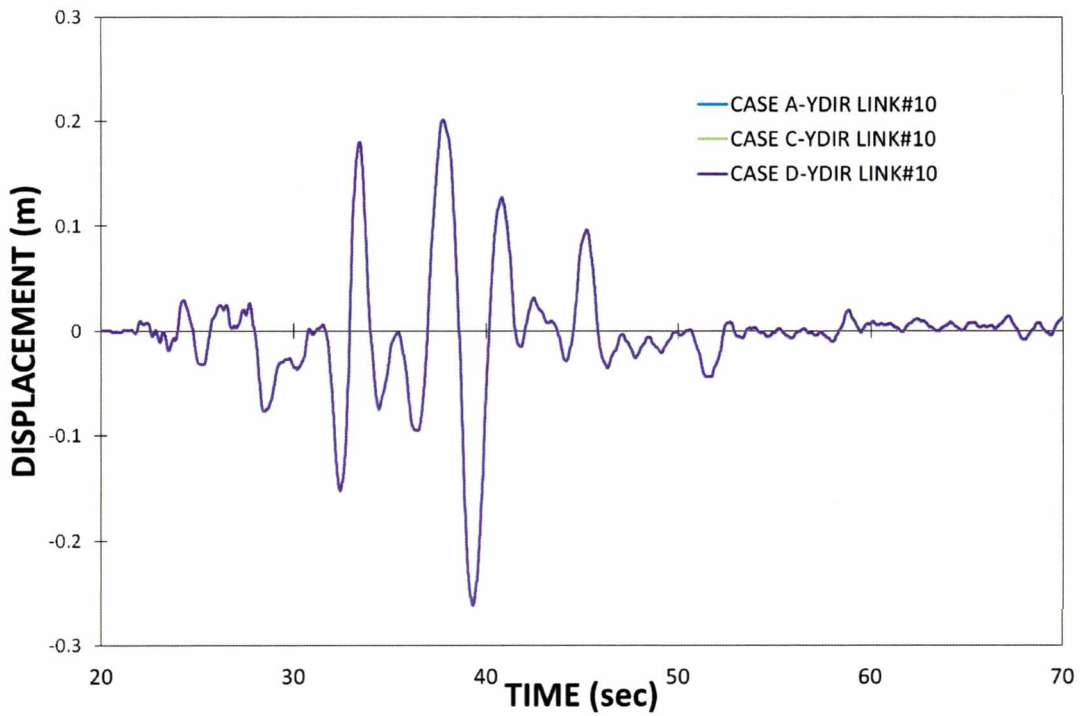
ΜΕΓΙΣΤΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΜΟΝΩΣΗΣ



Διάγραμμα 5.39 Μέγιστες μετατοπίσεις στο Εφεδρανο#5 για κάθε μία σεισμική διέγερση στην διεύθυνση X για τις περιπτώσεις Case A CaseC και CaseD.



Διάγραμμα 5.40 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για Case A CaseC και CaseD.



Διάγραμμα 5.41 Χρονοϊστορία Μετατόπισης (άνω) και Βρόγχος υστέρησης Μετατόπισης Δύναμης (κάτω) Σεισμικού εφεδράνου #10 για διέγερση EQ#20 στην διεύθυνση Y για Case A CaseC και CaseD.

5.2.2.2 Υποδομή-Υποστυλώματα του υπογείου

Στον Πίνακα 5.16 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μέσων και μέγιστων μετατοπίσεων για τις κορυφές των υποστυλωμάτων του υπογείου. Και εδώ φαίνεται η τάση για πλήρη ταύτιση των αποτελεσμάτων ανάμεσα στα ζευγάρια CaseA-CaseC και CaseB - CaseD.

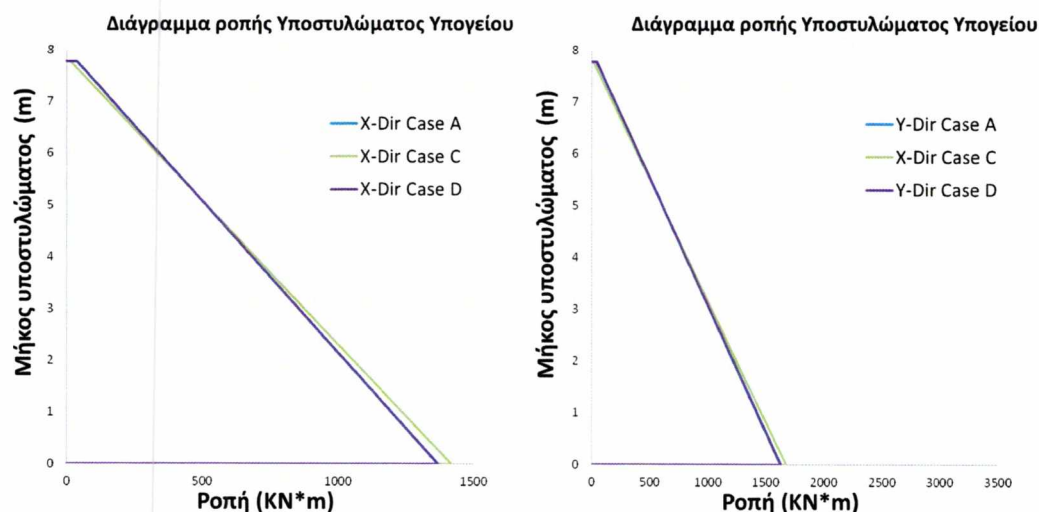
Πίνακας 5.15 Μέσες και Μέγιστες Μετατοπίσεις και Διατμητικές Δυνάμεις στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A CaseC και CaseD.

Πίνακας 2- Μέση Μέγιστη μετατόπιση και διατμητική δύναμη για τα υποστυλώματα του υπογείου.

		Σχετική μετατόπιση (m)					
		Μέση 20 διεγέρσεων			Μέγιστη 20 διεγέρσεων		
		Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D
ColumnLink 25	EQ-X	0.00082	0.00086	0.00082	0.0017	0.00178	0.001705
	EQ-Y	0.00097	0.00102	0.00097	0.00201	0.0021	0.002019
ColumnLink 5	EQ-X	0.00082	0.00086	0.00082	0.00171	0.00178	0.001715
	EQ-Y	0.00098	0.00102	0.00098	0.00203	0.0021	0.002027
ColumnLink 10	EQ-X	0.00084	0.00086	0.00084	0.00174	0.00178	0.001744
	EQ-Y	0.001	0.00102	0.001	0.00206	0.00211	0.002056
		Διατμητική δύναμη (kN)					
		Μέση 20 διεγέρσεων			Μέγιστη 20 διεγέρσεων		
		Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D
ColumnLink 25	EQ-X	589.8	588.2	588.5	1225.5	1222.5	1229.0
	EQ-Y	702.0	696.3	699.6	1447.9	1438.5	1455.1
ColumnLink 5	EQ-X	586.3	588.0	585.2	1218.1	1222.0	1221.9
	EQ-Y	690.6	696.0	687.6	1403.2	1437.9	1424.9
ColumnLink 10	EQ-X	581.8	587.3	581.7	1205.5	1220.3	1209.9
	EQ-Y	697.6	702.1	695.2	1414.5	1443.9	1433.9

Πίνακας 5.16 Μέσες Ροπές στα Υποστυλώματα κάτω από τα Εφέδρανα #5, #10, #20 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A Case C και Case D.

		EQ-X			EQ-Y		
		Case A	Case C	Case D	Case A	Case C	Case D
ColumnLink 10	TOP	25.2	14.7	25.2	28.5	17.6	23.7
	BOT	1390.1	1418.3	1388.5	1659.5	1695.6	1655.8
ColumnLink 5	TOP	25.6	14.7	25.6	43.2	17.4	39.5
	BOT	1375.8	1420.0	1373.0	1635.3	1680.8	1630.3
ColumnLink 25	TOP	37.7	14.7	37.6	44.5	17.4	44.3
	BOT	1372.0	1420.5	1369.0	1633.4	1681.6	1627.7



Διάγραμμα 5.42 Μέση Ροπή σε κεντρικό Υποστόλωμα κάτω από το Εφέδρανο #25 για τις 20 διεγέρσεις στις διευθύνσεις X και Y και για τις περιπτώσεις Case A Case C και Case D.

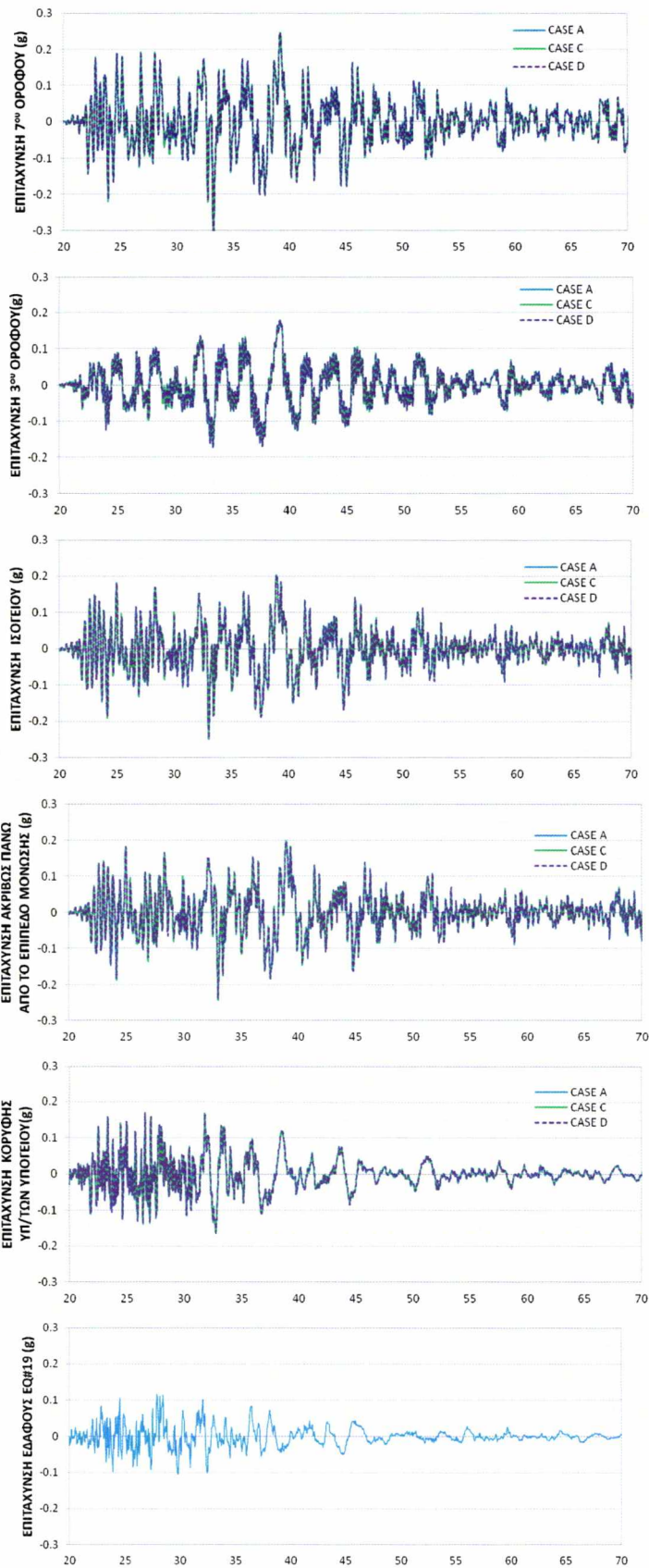
5.2.2.3 Απόκριση Ανωδομής πάνω από το επίπεδο μόνωσης

Στο Διαγράμμα 5.43 παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες της απόλυτης επιτάχυνσης για το υποστύλωμα στο οποίο βρίσκεται το εφέδρανο #10. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αναφέρονται στις περιπτώσεις CaseA, με διάφραγμα πάνω και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, CaseC με διάφραγμα από πάνω και CaseD με διάφραγμα από κάτω, ουσιαστικά υπάρχει πλήρης αλληλοεπικάλυψη των διαγραμμάτων κάτι που είναι επαληθεύει την ομοιότητα των αποτελεσμάτων για τους μέσους όρους των μέγιστων τιμών της επιτάχυνσης.

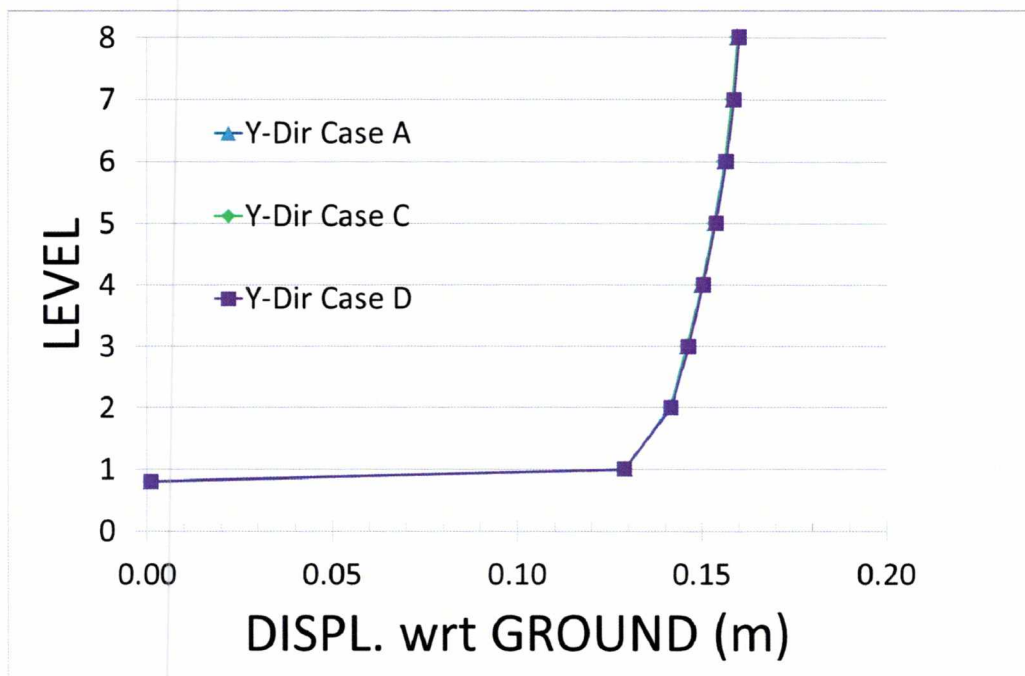
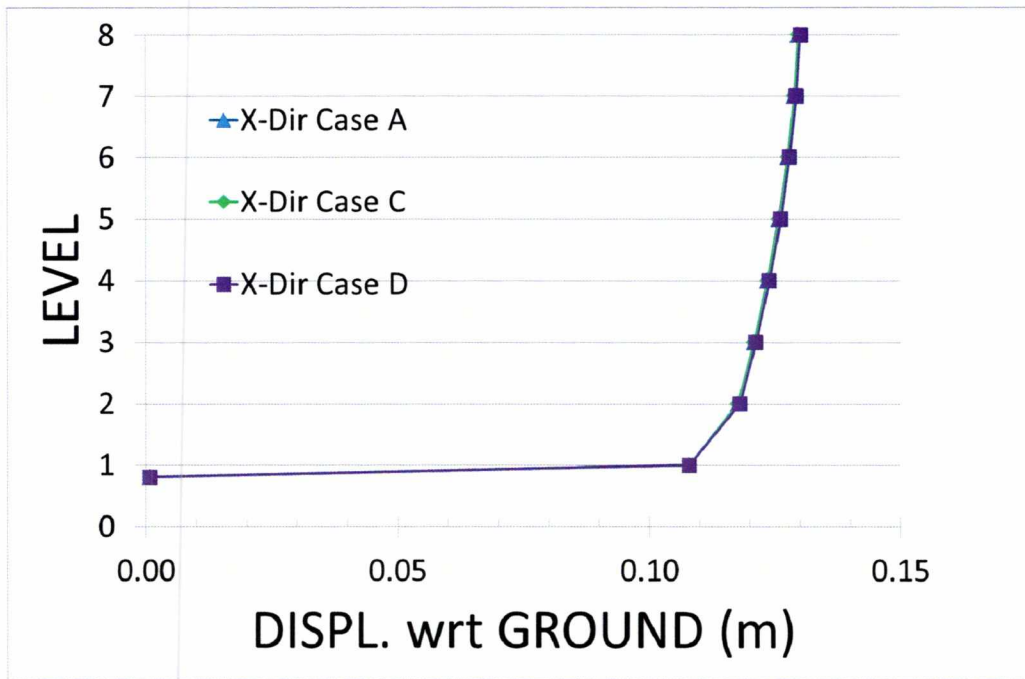
Παρουσιάζονται οι χρονοιστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στην κατεύθυνση X για τον σεισμό EQ#19, ο οποίος δίνει την μέγιστη μετατόπιση του συστήματος μόνωσης για την διεύθυνση X.

Στη συνέχεια, στο διάγραμμα 5.45, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την μέση μέγιστη μετατόπιση σε σχέση με το έδαφος για το υποστύλωμα στο οποίο περιλαμβάνεται το εφέδρανο #10. Οι μετατοπίσεις που παρουσιάζονται είναι για τα επίπεδα των ορόφων, καθώς και για την μετατόπιση του ισογείου και της κορυφής των υποστυλωμάτων του υπογείου. Παρουσιάζονται οι μέσοι όροι από τις 20 διεγέρσεις για τις κατευθύνσεις X και Y. Όπως φαίνεται οι μετατοπίσεις δεν μεταβάλλονται από τη ύπαρξη ή όχι του διαφράγματος, πάνω ή κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.

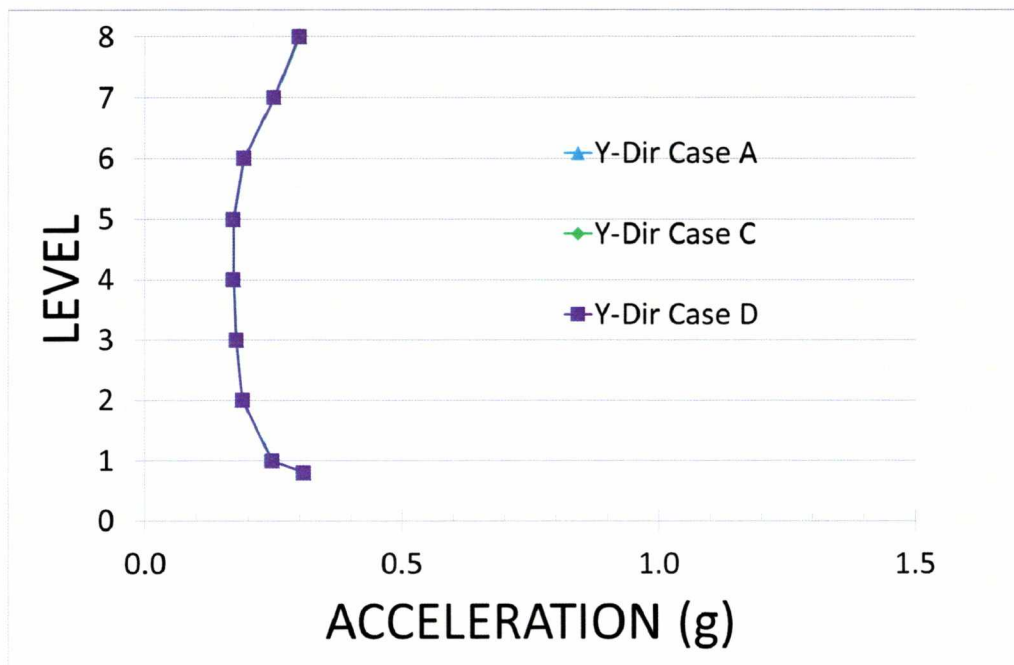
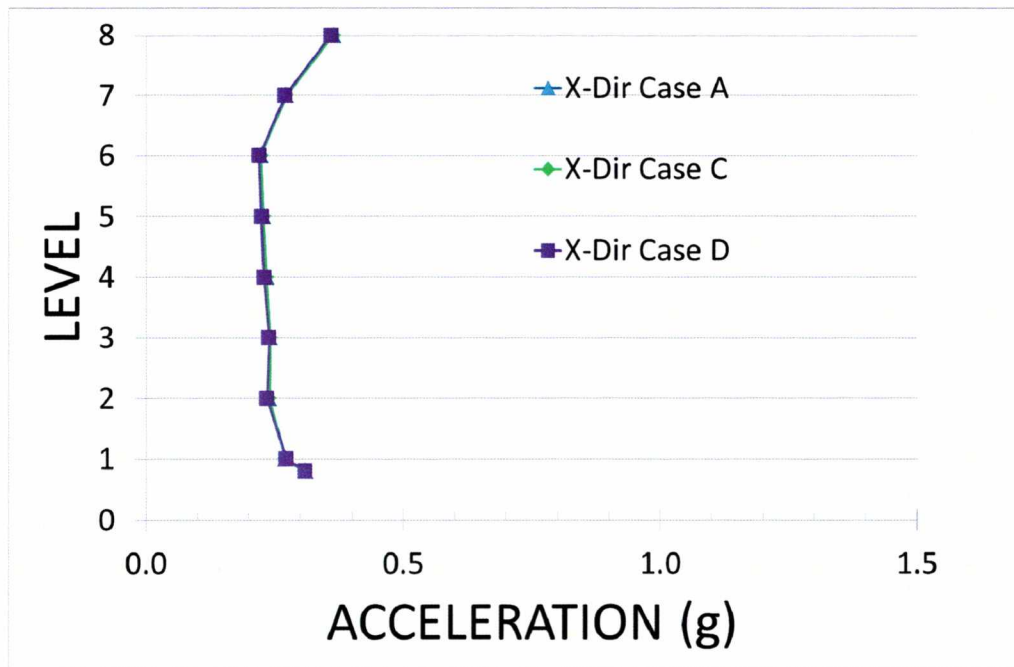
Στο διάγραμμα 5.46 παρουσιάζεται το προφίλ των μέσων όρων από τις μέγιστες απόλυτες επιταχύνσεις της ανωδομής για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις. Όπως φαίνεται σχεδόν όλες οι τιμές είναι ίδιες για την κάθε μία περίπτωση των CaseA–CaseC–CaseD.



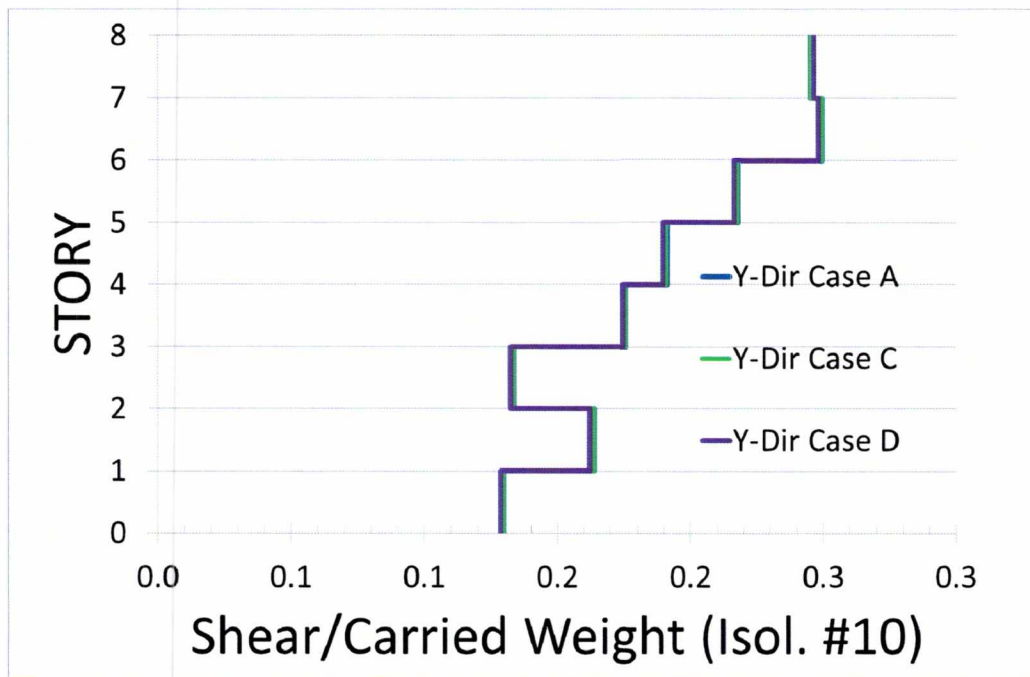
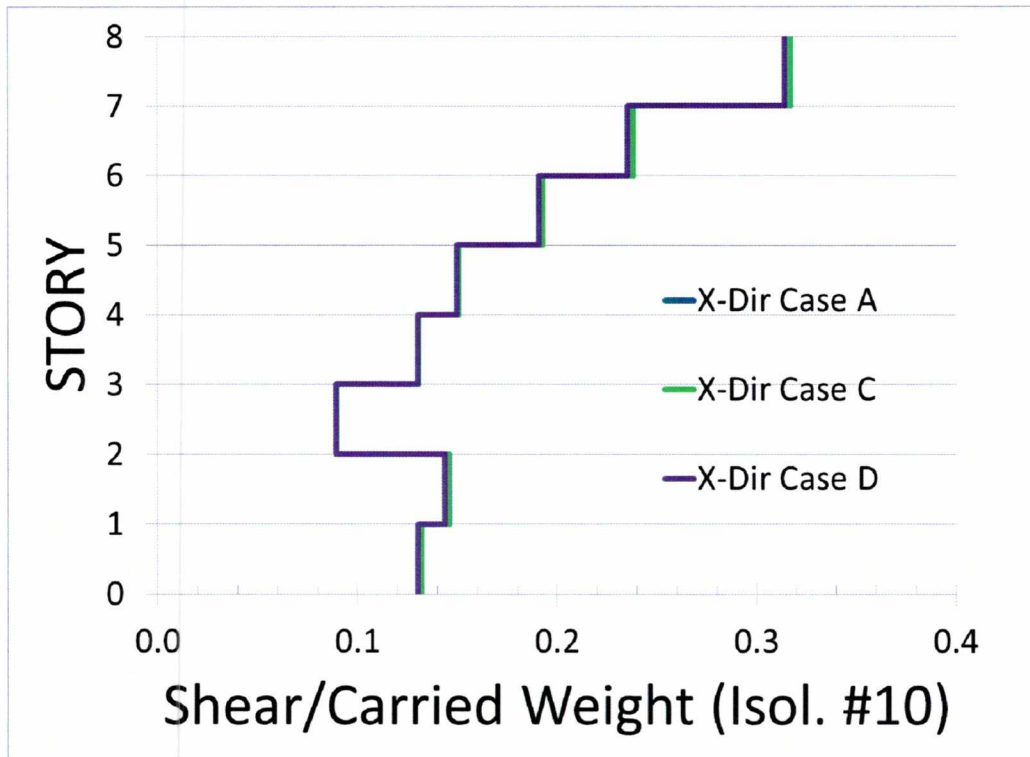
Διάγραμμα 5.43 Χρονοϊστορία Απόλυτης Επιτάχυνσης του Υποστρώματος στο οποίο βρίσκεται το Εφέδρανο #10 για διέγερση EQ#19 στην διεύθυνση X για CaseA CaseC και CaseD.



Διάγραμμα 5.44 Μέση Μέγιστη Μετατόπιση Επιπέδων από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A CaseC και CaseD.



Διάγραμμα 5.45 Μέση Μέγιστη Απόλυτη Επιτάχυνση Επιπέδου από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A CaseC και CaseD.



Διάγραμμα 5.46 Μέση Μέγιστη Διατμητική Δύναμη που ασκείται στα Υποστυλώματα Δια το Αξονικό Φορτίο από 20 Διεγέρσεις στην διεύθυνση X (άνω) και την διεύθυνση Y (κάτω) για Case A CaseC και CaseD.

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αντικείμενο της διπλωματικής είναι η μελέτη της επίδρασης που έχει στην απόκριση σεισμικά μονωμένων κατασκευών η απαίτηση των αντισεισμικών κανονισμών για διάφραγμα, πάνω και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης.

Η ανάλυση έγινε σε ένα κανονικό σε κάτοψη κτήριο και με πλαισιακό στατικό σύστημα στο οποίο έγιναν παραμετρικές αναλύσεις σχετικά με την θέση και την καμπτική δυσκαμψία μεταλλικού πλαισίου. Οι παραμετρικές αναλύσεις έγιναν στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 χρησιμοποιώντας χρονοϊστορίες 20 σεισμικών διεγέρσεων, οι οποίες πολλαπλασιάστηκαν με κατάλληλο συντελεστή ώστε να προσαρμοστούν στο φάσμα που προβλέπει ο κανονισμός για την περιοχή του κτηρίου.

Οι παραμετρικές αναλύσεις όπως περιγράφηκαν αναλυτικά στο τρίτο κεφάλαιο, έγιναν με βάση μεταλλικό οριζόντιο δικτύωμα αποτελούμενο από δοκούς σύζευξης τετραγωνικής κοίλης διατομής, το οποίο θεωρήθηκε ότι καλύπτει τις επιταγές άκαμπτου διαφράγματος που ορίζει ο αντισεισμικός κανονισμός. Οι αναλύσεις αυτές έγιναν με στόχο να μελετηθεί η επίδραση που έχει στην σεισμική απόκριση του κτηρίου (ανωδομή), στο σύστημα της σεισμικής μόνωσης, αλλά και στα υποστυλώματα του υπογείου:

- Η ύπαρξη η όχι του διαφράγματος πάνω και κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης,
- Η σημασία που έχει η καμπτική δυσκαμψία του διαφράγματος.
- Η μάζα του διαφράγματος.

Τέλος, οι αναλύσεις έγιναν για 2 διαφορετικές θέσεις σχετικά με την τοποθέτηση του επιπέδου της σεισμικής μόνωσης. Η πρώτη περίπτωση που εξετάστηκε ήταν να βρίσκονται τα εφέδρανα ακριβώς κάτω από την πλάκα του ισογείου, μια τυπική θέση για καινούριες κατασκευές που σχεδιάζονται σεισμικά μονωμένες. Ενώ η δεύτερη ήταν με τα εφέδρανα στην μέση των υποστυλωμάτων του υπογείου, μια θέση που τοποθετούνται συχνά τα εφέδρανα σε περιπτώσεις αναβάθμισης της σεισμικής συμπεριφοράς προϋπαρχόντων κατασκευών.

Τα αποτελέσματα παρουσιάστηκαν στο 5^ο κεφάλαιο αναλυτικά. Παρουσιάστηκαν συγκρίσεις ανάμεσα στις αναλύσεις που έγιναν με την ύπαρξη του διαφράγματος, το οποίο να είναι σύμφωνο με τον κανονισμό το οποίο και θεωρήθηκε η βασική περίπτωση, και με διάφορες παραλλαγές, κάποιες από τις οποίες δεν ήταν σύμφωνες με τον κανονισμό. Τα συμπεράσματα που βγήκαν είναι ότι

Όσον αφορά την ανωδομή, καμία διάταξη δεν φαίνεται να επηρέασε την απόκριση της σε επίπεδο μετατοπίσεων, αυτό είναι κάτι λογικό διότι η φύση της λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης είναι να διαχωρίζει την ανωδομή από τις κινήσεις του εδάφους και κατά συνέπεια του διαφράγματος το οποίο βρίσκεται σε αυτή την πλευρά. Παρατηρήθηκαν κάποιες διαφορές, μικρής κλίμακας, και οι οποίες επηρέασαν την ανωδομή μόνο για την περίπτωση του διαφράγματος αυξημένης καμπτικής δυσκαμψίας, και κυρίως για την περίπτωση του διαφράγματος αυξημένης μάζας, οι οποίες ήταν αρνητικές σε γενικές γραμμές και σίγουρα δεν ήταν προς την κατεύθυνση της δικαιολόγησης της απαίτησης του κανονισμού.

Όσον αφορά το σύστημα μόνωσης, φαίνεται επίσης ότι δεν υπήρχε καμία ουσιαστική μεταβολή για τα διάφορα στατικά συστήματα, η οποία να δικαιολογεί την απαίτηση του κανονισμού. Κυρίως όσες μεταβολές σημειώθηκαν ήταν προς την αρνητική κατεύθυνση με παρόμοια τάση με αυτή της ανωδομής. Κυρίως για τις περιπτώσεις της αυξημένης δυσκαμψίας και της αυξημένης μάζας όμως το κοινό χαρακτηριστικό τους ήταν ότι ήταν μικρές.

Τέλος όσον αφορά την απόκριση της υποδομής, φαίνεται ότι υπάρχει μια θετική επίδραση του διαφράγματος αυξημένης καμπτικής δυσκαμψίας στην κατανομή των καμπτικών ροπών, πιο συγκεκριμένα, υπάρχει μια μείωση της τάξης του 20% για την μέγιστη ροπή που ασκείται στη βάση του υποστυλώματος με ανάλογη αύξηση της ροπής στην κορυφή. Αυτό θα μπορούσε να είναι το μοναδικό θετικό αποτέλεσμα το οποίο σημειώθηκε από την παρουσία του διαφράγματος στην απόκριση της κατασκευής.

Βέβαια η σημασία αυτού του θετικού αποτελέσματος θα πρέπει να εξεταστεί και με την παρατήρηση ότι σημειώθηκε σε μια περίπτωση όπου η δυσκαμψία του φορέα είχε πολλαπλασιαστεί 16 φορές πλασματικά και από τις ιδιότητες των πεπερασμένων στοιχείων η οποία δεν αντιστοιχεί σε κάποιο πραγματικό φορέα.

Παράλληλα θα πρέπει να σημειωθεί ότι τα αποτελέσματα της αύξησης της μάζας η οποία θα είναι αποτέλεσμα της προσθήκης κάποιου πιο δύσκαμπτου καμπτικά διαφράγματος, ενδεχομένως από οπλισμένο σκυρόδεμα, έχει αρκετά δυσμενή επίδραση στον φορέα λόγω αύξησης των επιταχύνσεων κάτω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Ενώ σημαντικός παράγοντας παραμένει το κόστος της κατασκευής αυτού του διαφράγματος και σαν κόστος υλικών αλλά και σαν κόστος εργασίας εφαρμογής του.

Οπότε αυτή η μείωση των καμπτικών δυνάμεων στην βάση των υποστυλωμάτων δεν θα μπορούσε εύκολα να χαρακτηριστεί σαν πλεονέκτημα σε μια ρεαλιστική ανάλυση. Καθώς η επιρροή της είναι αμφιλεγόμενη και σίγουρα δεν είναι πάντα θετική.

Βιβλιογραφία

Al-Hussaini T.M., V.A. Zayas, M.C. Constantinou. «Seismic Isolation of Multi-Story Frame Structures Using Spherical Sliding Isolation Systems.» *NCEER*, 1994.

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

«FEMA 273.» Στο *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.* 1997.

«FEMA 356.» Στο *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.* 2000.

«FEMA 450.» Στο *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures.* 2003.

«IBC.» Στο *International Building Code.* 2000.

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

M.C.Constantinou, A.S.Mokha, A.M.Reinhorn. «Experimental and Analytical Study of a Combined Sliding Disc Bearing and Helical Steel Spring Isolation System.» *NCEER*, 1990.

Mokha, A., Constantinou, M., Reinhorn, A., and Zayas, V. «Experimental Study of Friction-Pendulum Isolation System.» *Journal of Structural Engineering*, 1991.

Tsopelas, P., Constantinou, M., Kim, Y., Okamoto, S. «Experimental study of FPS system in Bridge Seismic Isolation.» *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, 1996.

Tsopelas, P., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., and Whittaker, A.S. «Evaluation of Simplified Methods of Analysis for Yielding Structures.» *NCEER*, 1997.

Whittaker, A., Constantinou, M.C., and Tsopelas, P. «Displacement Estimates for performance-based seismic design.» *Journal of Structural Engineering*, 1998.

www.fema.gov. *Federal Emergency Management Agency.* n.d.

Γιαρλέλης Χ., Χρίστος Κωστίκας, Ευλαλία Λαμπρινου, Μαίρη Δαλακιουρίδου.
«Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών: Δυναμική Συμπεριφορά Σεισμικώς
Μονωμένου Κτιρίου.» *3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής
Σεισμολογίας*, 2008.

Κωστίκας Χ., Μ. Δαλακιουρίδου, Χ. Γιαρλέλης, Ε. Λαμπρινου. «Ωνάσειος Στέγη
Γραμμάτων και Τεχνών: Εφαρμογή Σεισμικής Μόνωσης.» *3ο Πανελλήνιο Συνέδριο
Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας*, 2008.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000121009