ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΙΡΑΙΑ

ΚΑΡΒΕΛΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ
ΡΙΡΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ
ΣΠΥΡΑΚΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία με τίτλο «Αποτίμηση Εμπορικού Κέντρου Πειραιά» εκπονήθηκε στα πλαίσια της ολοκλήρωσης των μεταπτυχιακών σπουδών των φοιτητών Καρβέλη Ιωάννη και Ριρή Ιωάννη. Ο Επιβλέπων της εργασίας αυτής ήταν ο καθηγητής Σπυράκος Κωνσταντίνος, διευθυντής του εργαστηρίου αντισεισμικής τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, η συνεισφορά του οποίου τόσο στην τελική διαμόρφωση της εργασίας, όσο και κατά τη διάρκεια της εκπόνησής της υπήρξε καταλυτική. Επιπλέον, νιώθουμε την ανάγκη να εκφράσουμε τις ευχαριστίες μας προς τον δρ. Μανιατάκη Χαράλαμπο, ως προς τις πολύτιμες παρεμβάσεις του σε όλη τη διάρκεια της διπλωματικής. Ευχαριστούμε ακόμη τους υποψήφιους διδάκτορες Κοκκινάκο Δημήτριο και Χιώτη Δημήτριο, για την πολύτιμη βοήθειά τους, κυρίως στο στάδιο της προσομοίωσης. Τέλος, ευχαριστούμε τις οικογένειες μας για την συνεχή υποστήριξή τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μας.

Περιεχόμενα

1. Εισαγωγή 8

1.1 Περιγραφή του προβλήματος 8

1.2 Ορισμοί βασικών εννοιών 8

1.3 Ελληνική πραγματικότητα 9

1.4 Προβλήματα Εφαρμογής 10

1.5 Στόχοι διπλωματικής 10

1.6 Γενικά για τον Πύργο Πειραιά 11

2. Αποτίμηση 13

2.1 Αποτίμηση 13

2.1.1 Γενικά 13

2.1.2 Σκοπός 13

2.1.3 Συλλογή στοιχείων 14

2.1.4 Αρχές αποτίμησης 14

2.2 Διαδικασία αποτίμησης 16

2.2.1 Γενικά 16

2.2.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού 16

2.2.3 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία 18

2.2.4 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων 19

2.2.5 Γενική ανίσωση ασφαλείας 23

3. Αντισεισμικός Σχεδιασμός 25

3.1 Γενικα 25

3.2 Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση 26

3.2.1 Κατηγορίες εδάφους 27

3.2.2 Σεισμικές ζώνες 29

3.2.3 Συντελεστής σπουδαιότητας κατά EC8 30

3.2.4 Ελαστικό φάσμα απόκρισης EK8 31

3.3 Συντελεστής συμπεριφοράς (q) 34

3.4 Διαφραγματική λειτουργία 35

3.5 Μέθοδος φάσματος απόκρισης 36

3.5.1 Γενικά 36

3.5.2 Ιδιομορφική ανάλυση 37

3.5.3 Ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος ιδιομορφών 38

3.5.4 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων 39

3.6 Μοντέλα πρόβλεψης εδαφικής κίνησης 40

3.6.1 Γενικά 40

3.6.2 Προσομοίωμα πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης των Boore – Atkinson 41

3.6.3 Κοντινό πεδίο 42

3.6.4 Επίδραση των φαινομένων κοντινού πεδίου στην πρόβλεψη της εδαφικής κίνησης κατά Shahi-Baker 43

4. Σεισμική Μόνωση 46

4.1 Γενικά 46

4.2 Πεδίο εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης 48

4.3 Θεωρητικό υπόβαθρο 50

4.4 Είδη συστημάτων σεισμικής μόνωσης 56

4.5 Εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης 59

4.6 Επίδραση της Σεισμικής Μόνωσης στα Ψηλά Κτίρια 63

4.7 Κανονισμοί σεισμικής μόνωσης και μέθοδοι ανάλυσης 74

4.7.1 Ισοδύναμη Γραμμική Ανάλυση *74*

4.7.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση *75*

4.7.3 Ανάλυση χρονοϊστορίας *75*

4.7.4 Συντελεστής συμπεριφοράς σε σεισμικά μονωμένα συστήματα *76*

5. Προσομοίωση Κατασκευής 77

5.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής 77

5.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής 81

5.2.1 Υλικά *82*

5.2.2 Διατομές φερόντων στοιχείων *85*

5.2.3 Διαφραγματική λειτουργία *89*

5.2.4 Απομείωση δυσκαμψιών *90*

5.2.5 Εκκεντρότητες δομικών μελών *91*

5.2.6 Κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων *91*

5.2.7 Διακριτοποίηση *93*

5.2.8 Σεισμική μόνωση *96*

5.3 Δράσεις επί της κατασκευής 97

6. Αποτίμηση Κατασκευής 109

6.1 Επιμέρους Προσομοιώματα 109

6.2 Κατανομή δυσκαμψίας εφεδράνων στα προσομοιώματα 112

6.3 Ιδιομορφική ανάλυση 113

6.4 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης 117

6.4.1 Εδαφική επιτάχυνση a=0.112g *117*

6.4.2 Εδαφική επιτάχυνση a=0.16g *121*

6.4.3 Σεισμός Κοντινού Πεδίου *125*

6.5 Έλεγχος υποστυλωμάτων σε διάτμηση για το φάσμα του EC8 132

6.6 Έλεγχος Τοιχωμάτων 135

6.6.1 Έλεγχος τοιχωμάτων σε κάμψη *135*

6.6.2 Έλεγχος τοιχωμάτων σε διάτμηση *139*

6.7 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων 142

6.8 Ανάλυση Χρονοϊστορίας Απόκρισης 148

6.8.1 Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων *148*

6.8.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων σε διάτμηση για τα προσομοιώματα 1 και 2 ..... *153*

6.8.3 Έλεγχος τοιχώματος σε κάμψη με ανάλυση χρονοϊστορίας *156*

6.8.4 Έλεγχος τοιχώματος σε τέμνουσα με ανάλυση χρονοϊστορίας *158*

6.8.5 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων με τη μέθοδο της χρονοϊστορίας *159*

6.8.6 Απόλυτες επιταχύνσεις για σημεία στο μέσο και στην κορυφή της κατασκευής 162

7. Συμπεράσματα 168

8. Βιβλιογραφία 172

1

Εισαγωγή

1.1 Περιγραφή του προβλήματος

Η μελέτη και ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής είναι μια σύνθετη διαδικασία που πρέπει να γίνεται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιεί τους ισχύοντες κανονισμούς ανάλογα τη χώρα που κατασκευάζεται αλλά και τις απαιτήσεις για τις οποίες δημιουργείται. Η αβεβαιότητα ωστόσο τόσο ως προς τις φορτίσεις που θα επιβληθούν, ειδικά τις σεισμικές που παίζουν καθοριστικό ρόλο για την χώρα μας, όσο και ως προς την προσομοίωση, η οποία σαφώς και θα εμπεριέχει παραδοχές, δημιουργούν προβλήματα αξιοπιστίας. Ειδικότερα ότι έχει να κάνει με σεισμούς, λόγω και της αβεβαιότητας που εμπεριέχει η συγκεκριμένη φορτισιακή κατάσταση χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή από το μηχανικό, ώστε ακόμη και στην περίπτωση ακραίων σεισμικών φαινομένων να μην υπάρχουν απώλειες ανθρώπινων ζωών.

Τα σημαντικότερα προβλήματα εμφανίζονται σε περιπτώσεις υφιστάμενων κατασκευών οι όποιες δεν είναι πάντοτε σε θέση να φέρουν τα φορτία που αναμένονται από έναν ενδεχόμενο σεισμό με βάση έναν πιο σύγχρονο κανονισμό, διότι τότε δεν ήταν διαθέσιμα τα σημερινά πακέτα λογισμικού με αποτέλεσμα να έπρεπε να γίνονται κάποιες παραδοχές που σαφώς περιείχαν σφάλματα.

Με βάση τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι οι υφιστάμενες κατασκευές οι οποίες είχαν μελετηθεί με παλαιότερους κανονισμούς πρέπει να ελεγχθούν για να διαπιστωθεί η ικανότητά τους να παραλάβουν σεισμικά φορτία και εάν κριθεί απαραίτητο να ενισχυθούν κατάλληλα.

1.2 Ορισμοί βασικών εννοιών

Ενίσχυση είναι η διαδικασία κατά την οποία αυξάνεται η φέρουσα ικανότητα του φορέα σε επίπεδο υψηλότερο αυτού του αρχικού σχεδιασμού. Στη διαδικασία αυτή

περιλαμβάνονται όλα τα μέτρα αναβάθμισης των μηχανικών χαρακτηριστικών (αντοχή, πλαστιμότητα κλπ.) ενός φορέα μέχρι ένα απαιτούμενο επίπεδο.

Επισκευή τέλος είναι η διαδικασία κατά την οποία αποκαθίστανται τα προ βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος επαναφέροντας το πρακτικά την αρχική φέρουσα ικανότητά του.

Επέμβαση είναι μια ευρύτερη διαδικασία είτε την επισκευή της κατασκευής είτε την ενίσχυση της, είτε ακόμη την κατεδάφισή της και την ανέγερση νέας.

1.3 Ελληνική πραγματικότητα

Η Ελλάδα είναι μια από τις πιο σεισμικές περιοχές παγκοσμίως. Η συντριπτική πλειοψηφία των κατασκευών στον ελλαδικό χώρο είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία. Λόγω όμως, του ότι οι περισσότερες κατασκευές έγιναν τη δεκαετία του ‘60-‘70 παρουσιάζουν προβλήματα στη σεισμική συμπεριφορά τους που οφείλονται στις σχετικά ελλιπείς γνώσεις σχετικά με τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών κατά τη μελέτη τους, είτε σε βλάβες που έχουν προκύψει από σεισμούς που έχουν πλήξει τις κατασκευές, είτε ακόμη και σε φθορά και αλλοίωση των υλικών κατασκευής στο χρόνο.

Με την πάροδο των χρόνων και την εξέλιξη της επιστημονικής γνώσης, οι γνώσεις μας πάνω στη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών συνεχώς βελτιώνονται. Αποτέλεσμα αυτού είναι να μην χρησιμοποιούνται πλέον οι παλιές προσεγγίσεις ως προς τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών και να αλλάζουν οι κανονισμοί αυξάνοντας συνήθως την απαίτηση σε αντοχή και κυρίως σε πλαστιμότητα στροφών και μετακινήσεων. Έτσι δημιουργείται η ανάγκη είτε για επισκευή και ενίσχυση κατασκευών που έχουν παρουσιάσει βλάβες είτε για προσεισμική ενίσχυση κατασκευών που δεν έχουν παρουσιάσει βλάβες, αλλά με βάση την αρχική τους μελέτη υστερούν στη σεισμική συμπεριφορά τους ή ακολουθούν ξεπερασμένους κανονισμούς και χρειάζονται αναβάθμιση. Η αποτίμηση μιας κατασκευής είναι ένα ιδιαίτερα σύνθετο πρόβλημα και υπάρχουν πολλές παράμετροι που πρέπει να ληφθούν υπόψη, όπως η έκταση των βλαβών, η ηλικία της κατασκευής, η σπουδαιότητα και ο υπόλοιπος χρόνος ζωής της κατασκευής.

1.4 Προβλήματα Εφαρμογής

Ο ανασχεδιασμός μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι μια αρκετά περίπλοκη διαδικασία, καθώς και οι επιστημονικές γνώσεις γύρω από το αντικείμενο αυτό είναι περιορισμένες. Πρόκειται για έναν τομέα της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού που ακόμα ερευνάται, με αποτέλεσμα της έρευνας αυτής τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) καθώς και τον Ευρωκώδικα 8, οι οποίοι βοηθούν πολύ στην ορθότερη αντιμετώπιση του προβλήματος της επέμβασης σε υφιστάμενες κατασκευές θεσπίζοντας κανόνες για την ορθότερη εκτίμηση των δεδομένων, καθώς και την ορθότερη χρήση των υλικών από τους Μηχανικούς. Οι κυριότερες δυσχέρειες που εμφανίζονται κατά τον ανασχεδιασμό των κατασκευών είναι:

- η μη επαρκής ερμηνεία και κατανόηση των βλαβών που παρατηρούνται, που συνεπάγεται και εσφαλμένη εκτίμηση του είδους και της έκτασης των επεμβάσεων
- η ανεπάρκεια των μεθόδων αναλύσεως νέων κατασκευών, όταν αυτές εφαρμοστούν σε κατασκευές που έχουν ήδη εμφανίσει πλαστική συμπεριφορά
- η ανεπάρκεια των γνώσεων που έχουν να κάνουν με τη διαστασιολόγηση μη μονολιθικών διατομών αποτελούμενων από διάφορα υλικά, σε ότι αφορά τις ιδιότητες και τις μεθόδους ελέγχου των διεπιφανειών.

1.5 Στόχοι διπλωματικής

Κύριος στόχος της παρούσας διπλωματικής είναι να γίνει ο έλεγχος επάρκειας του εμπορικού κέντρου Πειραιά (Πύργος Πειραιά) κατασκευασμένου το 1974, με το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό της κατασκευής αυτής να είναι η σεισμική μόνωση και το μεγάλο ύψος ακόμα και για τα σημερινά δεδομένα της Ελλάδας.

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής θα πραγματοποιηθεί διερεύνηση των ελληνικών και ευρωπαϊκών κανονιστικών πλαισίων. Δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στη χρήση ελαστικών μεθόδων ανάλυσης, αφού όπως θα αποδειχθεί για την πλειοψηφία των δομικών μελών δεν κρίθηκε απαραίτητη η εφαρμογή ανελαστικών μεθόδων. Σαν τελικό στάδιο της διπλωματικής είναι η εξέταση της κατασκευής σε σεισμό κοντινού πεδίου. Συγκεκριμένα θα διερευνηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμό προκαλούμενο

από το ρήγμα του Αργοσαρωνικού από το οποίο διαπιστώθηκε ότι προκύπτει η δυσμενέστερη για την κατασκευή φόρτιση.

Τα παραπάνω ερευνήθηκαν για τρεις διαφορετικές διατάξεις της σεισμικής μόνωσης, ώστε να εξεταστούν οι τυχόν διαφορές που θα προκύψουν από μια αλλαγή στη διάταξη της μόνωσης και το βαθμό επίδρασής τους στη συμπεριφορά του δομήματος. Τέλος, μελετήθηκε και η δυσμενής περίπτωση πακτωμένης στο έδαφος κατασκευής.

1.6 Γενικά για τον Πύργο Πειραιά

Το εμπορικό κέντρο του Πειραιά αποτελεί το ψηλότερο κτήριο της περιοχής του λιμανιού και το δεύτερο ψηλότερο στην Ελλάδα, μετά τον Πύργο των Αθηνών. Το κτίριο κατασκευάστηκε εξ' αρχής με καθολική έδραση επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων ενώ για την ανάληψη μικρών οριζοντίων δυνάμεων λόγω ανεμοπιέσεων και σεισμών μικρής έντασης, ο δίσκος σεισμικής μόνωσης συνδέεται με την θεμελίωση μέσω ειδικών διατάξεων (Fuse Restraints), κατάλληλης αντοχής ώστε να αστοχούν, όταν η τέμνουσα βάσης φτάσει μια προκαθορισμένη τιμή κατά τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης. Η ύπαρξη της σύνδεσης αυτής αγνοήθηκε κατά την εκτέλεση των αναλύσεων.

Σχήμα 1.1: Εμπορικό Κέντρο Πειραιά

Έχει ύψος 80,2m και είναι 22 ορόφων. Άρχισε να κατασκευάζεται το 1972 επί δημαρχίας Σκυλίτση με έναυσμα το νόμο της χούντας για αύξηση του μέγιστου ύψους κατασκευών στους 28 ορόφους.

Αρχιτέκτονες: Ι.Βικέλας, Γ.Μορφέση, Α.Λοΐζος

Πολιτικός μηχανικός: Α. Οικονόμου

Η ανέγερση ολοκληρώθηκε το 1974, ενώ την τελική μορφή του με επένδυση εξωτερικών επιφανειών με γυαλί και μεταλλικά ελάσματα ολοκληρώθηκε το 1983.

2

Αποτίμηση

2.1 Αποτίμηση

2.1.1 Γενικά

Η αποτίμηση υφιστάμενων δομημάτων απαιτεί τις παρακάτω διαδικασίες:

- Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού του δομήματος)
- Ανάλυση
- Έλεγχος οριακών καταστάσεων

2.1.2 Σκοπός

Ο σκοπός της αποτίμησης είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του υπό εξέταση δομήματος και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς. Προφανώς μια σωστή αποτίμηση απαιτεί να ληφθούν υπόψη και τα στοιχεία τα οποία προέκυψαν από τυχόν έρευνα του ιστορικού του.

Ο μελετητής μηχανικός οφείλει να προγραμματίσει και να επιβλέψει μια σειρά εργασιών ώστε να τεκμηριώσει και να αιτιολογήσει τις παραδοχές στις οποίες θα βασιστεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής.

Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη βλαβών στην κατασκευή. Στην περίπτωση που υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση ή όχι. Το σκέλος αυτό της αποτίμησης έχει νόημα όταν οι βλάβες είναι περιορισμένες.

Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ των βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν (επισκευαστούν) οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνον επισκευή ή επισκευή και ενίσχυση.

2.1.3 Συλλογή στοιχείων

Η συλλογή των απαιτούμενων για την αποτίμηση στοιχείων διέπεται από τις ακόλουθες αρχές:

1. Τα δεδομένα που απαιτούνται για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων δομημάτων, όπου είναι δυνατόν, θα διασταυρώνονται μεταξύ τους και θα βαθμονομούνται καταλλήλως.

2. Το πρόγραμμα των επιτόπου και των εργαστηριακών διερευνήσεων συνιστάται να συντάσσεται, η δε εκτέλεσή του να εποπτεύεται, από τον μελετητή Μηχανικό της αποτίμησης, ανάλογα με τις ειδικότερες ανάγκες της μελέτης.

3. Η αξιοπιστία των συλλεγομένων στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται καταλλήλως υπόψη στην αποτίμηση των υφισταμένων δομημάτων και στη διαμόρφωση στρατηγικών επέμβασης. Υιοθετούνται τέσσερις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων, η υψηλή, η ικανοποιητική, η ανεκτή και η ανεπαρκής.

2.1.4 Αρχές αποτίμησης

Η αποτίμηση υφισταμένων δομημάτων ακολουθεί τις παρακάτω αρχές:

1. Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακόρυφων φορτίων, η αποτίμησή του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, πάντως συντηρητικές, μεθόδους. Στην περίπτωση αυτή, η ακρίβεια της χρησιμοποιούμενης μεθόδου αποτίμησης πρέπει να προσαρμόζεται προς τον επιδιωκόμενο στόχο. Π.χ. αρκεί μια προσεγγιστική, αλλά συντηρητική, μέθοδος αποτίμησης φορτίων. Προφανώς, όταν ο υφιστάμενος φορέας προβλέπεται να καθαιρεθεί πλήρως, δεν απαιτείται αποτίμησή του.

2. Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στη διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακόρυφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμησή του με βάση τις παρακάτω αρχές:

(i) Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους. Ειδικώς στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοσθεί) και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης.

(ii) Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλομένων δράσεων. Γενικώς, το είδος των προσομοιωμάτων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοσθούν.

(iii) Η ακρίβεια των χρησιμοποιουμένων μεθόδων, συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων.

(iv) Η χρήση εμπειρικών-αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από τη Δημόσια Αρχή. Η έκδοση τέτοιων ειδικών διατάξεων μπορεί να γίνεται υπό την προϋπόθεση ότι αφορούν ειδικό πληθυσμό με κοινά, γνωστά χαρακτηριστικά, πάντοτε δε μετά από σχετική έρευνα η οποία θα αποδεικνύει ότι οι απλοποιητικές αυτές διατάξεις είναι συμβατές με τις απαιτήσεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

(v) Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων, την επαλήθευση του επιλεγέντος δείκτη συμπεριφοράς, έχουν κατ' αναλογία εφαρμογή οι διατάξεις των Παραγράφων 2.4.3 έως 2.4.5 του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ειδικώς για τις τοιχοπληρώσεις ισχύει η Παράγραφος 2.1.4.2 του Κανονισμού Επεμβάσεων.

(vi) Σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι χρήσιμη ή/και αναγκαία μια ταχεία εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί βλάβες ή φθορές. Η εκτίμηση αυτή μπορεί να γίνεται ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών σύμφωνα με δόκιμες (ακριβείς ή προσεγγιστικές) μεθόδους.

2.2 Διαδικασία αποτίμησης

2.2.1 Γενικά

α. Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο –οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.

β. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού (Πίν. 2.1)αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού).

γ. Στον παρόντα Κανονισμό προβλέπονται στόχοι επανελέγχου αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνον στον φέροντα οργανισμό και στις τοιχοπληρώσεις. Η σχετική πρόβλεψη του ΕΚ 8-3 (§ 2.1(2)) υπηρετείται με τον ακόλουθο Πίνακα 2.1.Σε περίπτωση δύο (2) επανελέγχου, τα δυνατά ζεύγη είναι Β1 και Α2 ή Γ1 και Β2.

Στην περίπτωση κατά την οποία επιτρέπεται η χρήση καθολικού δείκτη συμπεριφοράς (q) για το σύνολο του δομήματος, η επιλογή ενός συγκεκριμένου στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού συνεπάγεται τη χρήση κατάλληλα τροποποιημένου δείκτη.

Πίνακας 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	Α1	Β1	Γ1
50%	Α2	Β2	Γ2

2.2.2 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζνται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2013) συναρτήσει του βαθμού βλάβης του φέροντος οργανισμού του κτιρίου ως εξής (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, §2.2.2) :

- «Περιορισμένες βλάβες» (Α): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνον ελαφριές βλάβες, με τα δομικά του στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε

σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

- «Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά του στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.
- «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι Οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφισταμένων κτιρίων, που προβλέπονται στην § 2.2. ορίζονται ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου ως εξής:

Πίνακας Παράρτημα 2.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	Β1
IV	Β1 και Α2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει Α1>Α2, Β1>Β2, Γ1>Γ2, Α1>Β1>Γ1 και Α2>Β2>Γ2

Ανάλογα με την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας και θεωρώντας ότι η συμβατική διάρκεια ζωής μιας κατασκευής είναι περίπου 50 χρόνια, η σεισμική δράση σχεδιασμού μπορεί να έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% ή 50% στον χρόνο αυτό. Γίνεται αντιληπτό, ότι τα κριτήρια που υπεισέρχονται στις αποφάσεις αποτίμησης και ενδεχόμενης ανάγκης ενίσχυσης, είναι η σεισμική δράση σχεδιασμού και η επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για τη δράση αυτή. Η φασματική επιτάχυνση που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους των μελών θα πολλαπλασιαστεί με τον κατάλληλο συντελεστή του παρακάτω πίνακα, ο οποίος

είναι άμεσα εξαρτώμενος από την στάθμη επιτελεστικότητας και την πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια.

Πίνακας Π 4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΥΠΕΡΒΑΣΕΩΣ ΕΝΤΟΣ ΤΗΣ 50 – ΕΤΙΑΣ	ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ		
	«Περιορισμένες βλάβες» (Α)	«Σημαντικές βλάβες» (Β)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
10 %	≈ 1,65	1,00	≈ 0,70
50 %	≈ 1,00	0,60	≈ 0,45

2.2.3 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Σύμφωνα με την Παράγραφο §2.4.3.4 του Κεφαλαίου 2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, οι επιμέρους φορείς του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου, καθώς και τα μεμονωμένα δομικά στοιχεία (μέλη) που επηρεάζουν τη δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο, ή που φορτίζονται λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του κτιρίου, μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε «κύρια» (ή «πρωτεύοντα») και «δευτερεύοντα». Ως κύρια εν γένει θα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή επιμέρους φορείς θα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

Η βασική συνέπεια του χαρακτηρισμού ενός φέροντος στοιχείου (ή επιμέρους φορέα) ως δευτερεύοντος είναι ότι για τα στοιχεία αυτά ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να υποστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις και βλάβες απ' ό, τι τα πρωτεύοντα στοιχεία. Στην περίπτωση κατά την οποία ως στόχος αποτίμησης ή ανασχεδιασμού έχει επιλεγεί η «Περιορισμένες βλάβες», η παραπάνω διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία δεν επιτρέπεται.

Η διάκριση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα είναι ιδιαίτερα χρήσιμη και σκόπιμη σε περιπτώσεις, όπου:

Σε έναν γενικώς επαρκή, από αντισεισμικής πλευράς, φορέα υπάρχουν μεμονωμένα στοιχεία, που είναι πρακτικώς αδύνατο να πληρούν τα κριτήρια επιτελεστικότητας, χωρίς όμως η αδυναμία αυτή να συνεπάγεται αναπόφευκτη αδυναμία του φορέα (πρόκειται ουσιαστικώς για την παραδοχή αυξημένου βαθμού βλάβης ορισμένων

στοιχείων). Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι δοκοί συζεύξεως τοιχωμάτων και εν γένει οι σχετικά μικρού μήκους δοκοί που συμβάλλουν σε τοιχώματα (εφόσον έχουν οπλισθεί με κατάλληλους οπλισμούς), οι δοκοί με έμμεσες στηρίξεις επί δοκών, τα φυτευτά υποστυλώματα σε περιπτώσεις ρετιρέ κ.λπ. Τέτοια στοιχεία μπορεί να χαρακτηρισθούν ως δευτερεύοντα και ο έλεγχος της επάρκειας του φορέα να γίνει χωρίς αυτά (π.χ. θεώρηση «αρθρωτής» συνδέσεώς τους με τον κύριο φορέα).

Κατά τον ανασχεδιασμό του κτηρίου, χρησιμοποιούνται νέοι φορείς (τοιχώματα, δικτυώματα και, σπανιότερα, πλαίσια) οι οποίοι σχεδιάζονται για να αναλάβουν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων. Ο υφιστάμενος (πριν από την επέμβαση) φορέας μπορεί τότε να χαρακτηρισθεί ως δευτερεύων.

2.2.4 Στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων

Κατά τη διερεύνηση και τεκμηρίωση κάθε υφιστάμενου δομήματος, η αξιοπιστία των δεδομένων που συλλέγονται εξαρτάται από μία σειρά παραγόντων, όπως:

- Διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης
- Χρονική περίοδος κατασκευής του δομήματος
- Επάρκεια διερεύνησης της ποιότητας υλικών και του τρόπου δόμησης
- Λεπτομέρειες όπλισης, αγκυρώσεων και αναμονών
- Τρόπος κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων
- Δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών

Οι αβεβαιότητες που προκύπτουν από τους παραπάνω παράγοντες λαμβάνονται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό με την εισαγωγή της έννοιας της «Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων, Σ.Α.Δ.» (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013 - §3.6). Επηρεάζει τις δράσεις ή/και τις αντιστάσεις και εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 – §3.6). Διακρίνονται τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

i. «Υψηλή»

ii. «Ικανοποιητική»

iii. «Ανεκτή»

Η Σ.Α.Δ. δεν είναι αναγκαστικά ενιαία για όλο το κτίριο, αλλά προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για κάθε κατηγορία πληροφοριών ξεχωριστά. Βάσει της εκάστοτε προκύπτουσας Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων επιλέγονται:

- Οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για ορισμένες δράσεις με αβέβαιες τιμές σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Sd}.
- Οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων υλικών σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd}.
- Επιλέγεται γενικώς κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης και επανελέγχου. Στην περίπτωση αυτή, χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη από τις επιμέρους Σ.Α.Δ.

2.2.4.1 Καθορισμός Σ.Α.Δ για την ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος

Σύμφωνα με την Παράγραφο §3.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, η διερεύνηση του σκυροδέματος σκοπεί, κυρίως, στον προσδιορισμό της θλιπτικής του αντοχής για κάθε περιοχή του φέροντος οργανισμού. Για το σκοπό αυτό, θα γίνεται συνδυασμός εμμέσων, μη καταστροφικών, μεθόδων και πυρηνοληψίας, ώστε να δίνεται η δυνατότητα ελέγχου σε περισσότερες θέσεις, με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Ως έμμεση μέθοδος θα εφαρμόζεται τουλάχιστον μία από τις μεθόδους με υπερήχους ή κρουσίμετρο (ή με εξόλκευση ήλου, όταν f_c< 15 MPa), ενώ συνίσταται ο συνδυασμός τους. Για τον καθορισμό της σχετικής Σ.Α.Δ. ισχύουν τα ακόλουθα (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 - §3.7.1.3):

i. Για μικρά κτίρια (μέχρι διώροφα), το ελάχιστα απαιτούμενο πλήθος πυρήνων, είναι n=3, από ομοειδή δομικά στοιχεία. Για μεγαλύτερα κτίρια, απαιτούνται τουλάχιστον 3 πυρήνες ανά δύο ορόφους, οπωσδήποτε όμως 3 πυρήνες στον «κρισιμο» όροφο, δηλαδή, σε εκείνον τον όροφο στον οποίο αναμένεται η δυσμενέστερη καταπόνηση λόγω σεισμού. Στις συνήθεις περιπτώσεις, κρίσιμος όροφος είναι ο κατώτατος (ισόγειο), ιδίως σε περιπτώσεις pilotis. Οι αντοχές των πυρήνων χρησιμοποιούνται για τη βαθμονόμηση των εμμέσων πυρήνων.

ii. Για να μπορεί η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του σκυροδέματος να θεωρείται υψιλή πρέπει οι θέσεις εφαρμογής των έμμεσων μεθόδων να καλύπτουν σε κάθε όροφο επαρκές ποσοστό για κάθε είδος δομικού στοιχείου και ειδικότερα:

- Το 45% των κατακόρυφων στοιχείων

Το 15% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).

iii. Για να μπορεί η Σ.Α.Δ να θεωρείται "ικανοποιητική, αρκεί οι θέσεις εφαρμογής των έμμεσων μεθόδων να καλύπτουν ένα μικρότερο , αλλά επαρκές ποσοστόγια κάθε είδος δομικού στοιχείου. Ειδικότερα,

- Το 30% των κατακόρυφων στοιχείων
- Το 15% των οριζοντίων στοιχείων (δοκοί ή πλάκες).

iv. Με εφαρμογή της μεθόδου στο μισό των παραπάνω ποσοστών του εδαφίου (iii), η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «ανεκτή», εκτός αν τα αποτελέσματα των μετρήσεων παρουσιάζουν ικανοποιητική σύγκλιση (τυπική απόκλιση:), οπότε η Σ.Α.Δ. μπορεί να θεωρείται «ικανοποιητική». $\boldsymbol{s \leq 0.20\bar{x}}$

v. Σε ειδικές περιπτώσεις κτιρίων για τα οποία διατίθενται υπεύθυνες και αξιόπιστες πληροφορίες για τον τρόπο κατασκευής τους, οι δοκιμές για την επαλήθευση των διατιθέμενων πληροφοριών μπορούν να περιορίζονται στην ελάχιστη πυρηνοληψία, όπως προβλέπεται στο πιο πάνω εδάφιο (i), από ομοειδή δομικά στοιχεία κάθε ορόφου. Απαραίτητη προϋπόθεση είναι η επαρκής σύγκλιση των αποτελεσμάτων (η απόκλιση αντοχής κάθε πυρήνα να είναι μικρότερη από το 15% της μέσης τιμής). Στις περιπτώσεις αυτές η Σ.Α.Δ. θεωρείται «ικανοποιητική». Είναι όμως δυνατόν, εάν εκτελεστούν οι δοκιμές του εδαφίου (iii), η Σ.Α.Δ. να θεωρείται «υψηλή». Εάν η σύγκλιση των αποτελεσμάτων της πυρηνοληψίας δεν είναι ικανοποιητική, τότε επιβάλλεται η εφαρμογή των εδαφίων (ii), (iii), (iv).

2.2.4.2 Καθορισμός Σ.Α.Δ. για την ποιότητα του υφιστάμενου χάλυβα οπλισμών

Σύμφωνα με την Παράγραφο §3.7.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, για τη Σ.Α.Δ. του υφισταμένου χάλυβα οπλισμών ισχύουν τα ακόλουθα:

i. ο προσδιορισμός της κατηγορίας του χάλυβα οπλισμού υφισταμένου κτιρίου μπορεί να γίνει με οπτική αναγνώριση (επιφάνεια λεία ή με νευρώσεις, τυχόν αναγνώσιμες σημάνσεις στην επιφάνεια των ράβδων), σε συνδυασμό και με την εποχή κατασκευής του κτιρίου. Στην περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχή του χάλυβα θεωρείται «ικανοποιητική».

ii. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα που θα χρησιμοποιούνται κατά τον έλεγχο της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων, επιτρέπεται να λαμβάνονται από

τα προβλεπόμενα στους αντίστοιχους Κανονισμούς για την κατηγορία του χάλυβα που προσδιορίστηκε κατά το εδάφιο (i) παραπάνω. Στην περίπτωση που υπάρχουν αμφιβολίες για την αξιοπιστία της κατάταξης του χάλυβα με οπτική αναγνώριση, θα χρησιμοποιούνται τα χαρακτηριστικά που προκύπτουν από κατάλληλη διερεύνηση, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο εδάφιο (iii) ακολούθως.

iii. Η διερεύνηση για τον προσδιορισμό των «πραγματικών» χαρακτηριστικών του χάλυβα (όριο διαρροής, αντοχή, ολκιμότητα) πρέπει να περιλαμβάνει τη δοκιμή σε τρία τουλάχιστον δείγματα, περίπου ίδιας διαμέτρου, από δομικά στοιχεία του κρίσιμου ορόφου. Αν από τα δείγματα αυτά, διαπιστωθεί η παρουσία χαλύβων που κατατάσσονται σε διαφορετικές κατηγορίες, τότε η έρευνα πρέπει να επεκταθεί, ώστε να προσδιοριστούν τα δομικά στοιχεία στα οποία έχει εφαρμοσθεί κάθε κατηγορία. Μόνο στη περίπτωση αυτή η Σ.Α.Δ. για την αντοχη του χάλυβα θα θεωρείται «υψηλή».

iv. Όταν από τον ανασχεδιασμό προβλέπεται συγκόλληση νέων με παλιούς οπλισμούς, πρέπει να γίνεται έρευνα για τη «συγκολλησιμότητά» τους.

2.2.4.3 Καθορισμός Σ.Α.Δ. γεωμετρικών δεδομένων

Σε ο.τι αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 - §3.7.4). Ως γεωματρικά δεδομένα θεωρούνται:

- Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της θεμελίωσης
- Το είδος και η γεωμετρία του φορέα της ανωδομής
- Το είδος και η γεωμετρία των τοιχοπληρώσεων

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ		ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ								
					ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ				Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓			✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓	
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓			✓			✓		
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓			✓			✓	
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓			✓			✓		
	✓	6	Δεδομένο που έχει ευλόγως θεωρηθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓		✓	✓		✓	✓	

2.2.5 Γενική ανίσωση ασφαλείας

Η λογική των ελέγχων ασφαλείας που επιβάλλει ο ΚΑ.ΝΕ.ΠΕ κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφισταμένων δομημάτων συνοψίζεται με την θεώρηση της ανίσωσης ασφαλείας (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 - §4.1), η οποία έχει την ίδια γενική μορφή που προβλέπεται στους Ευρωκώδικες (ΕC):

$S_d < R_d$, με

$S_d = \gamma_{sd} \cdot S(S_k \cdot \gamma_f)$ και

$R_d = (1/\gamma_{rd}) \cdot R(R_k/\gamma_m)$

Όπου:

S_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις.

R_d : Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών).

S_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των βασικών και τυχηματικών δράσεων για τις οποίες υπάρχει ορισμένη πιθανότητα υπερβάσεως σε 50 έτη.

R_k : Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών που υπεισέρχονται στις αντιστάσεις και προσδιορίζονται με ορισμένη πιθανότητα υποσκελίσεως.

γ_f, γ_m: Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών, με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές.

γ_{sd}, γr_d : Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες (σε σχέση με τον σχεδιασμό νέων κτιρίων) αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων και οι κάθε είδους αντιστάσεις, αντιστοίχως.

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω, η ανίσωση ασφαλείας είναι γενική, αφορά δε εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη. Έτσι, μπορεί να αναφέρεται στον γενικό έλεγχο ισορροπίας ενός δομήματος ως συνόλου (ανατροπή και ολίσθηση), ή στον έλεγχο μετατροπής του σε μηχανισμό, ή στον έλεγχο του εύρους μίας ρωγμής, ή του μεγέθους ενός βέλους κάμψης ή, ακόμη, στην επαλήθευση ότι η επιβαλλόμενη μετακίνηση της κορυφής του δομήματος είναι μικρότερη από την αντίστοιχη διαθέσιμη μετακίνηση πριν από την αστοχία. Τελικά, δηλαδή, ο έλεγχος ασφαλείας, εκτελούμενος σε κατάλληλο κατά περίπτωση μέλος ή τμήμα ή στο σύνολο του δομήματος, οφείλει να αποδείξει ότι το επιβαλλόμενο κρίσιμο μέγεθος (εντατικό ή και παραμορφωσιακό) είναι αξιόπιστα μικρότερο από την αντίστοιχη διαθέσιμη ικανότητα. Η επιδιωκόμενη αξιοπιστία διασφαλίζεται με την τήρηση των διατάξεων και προβλέψεων που ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3

Αντισεισμικός Σχεδιασμός

3.1 Γενικα

Ο Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών που εφαρμόζεται διεθνώς και περιγράφεται στους σύγχρονους Αντισεισμικούς Κανονισμούς (π.χ. Ευρωκώδικας 8, ΕΑΚ) βασίζεται στη μέθοδο των δυνάμεων (force-based design), η οποία, όπως προκύπτει και από την ονομασία της, βασίζεται στις δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Ο σεισμός είναι μία δυναμική φόρτιση των κατασκευών, η οποία όμως συμβαίνει σπάνια και διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα. Ειδικότερα ο σεισμός σχεδιασμού, για τον οποίο σχεδιάζονται οι κατασκευές, είναι ένα φαινόμενο που συμβαίνει κατά μέσον όρο κάθε 500 περίπου χρόνια για συνήθεις κατασκευές (κτίρια κατοικιών και γραφείων) και ακόμη πιο σπάνια (έως και 2000 χρόνια) για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας. Αυτό σημαίνει ότι η πιθανότητα να συμβεί αυτός ο σεισμός στη διάρκεια ζωής της κατασκευής είναι μικρή. Συγκεκριμένα, για συνήθεις κατασκευές με διάρκεια ζωής 50 έτη η πιθανότητα να συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού είναι μόλις 10%, ενώ για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας ο αντίστοιχος σεισμός σχεδιασμού έχει ακόμη μικρότερη πιθανότητα να συμβεί.

Οι συνήθεις κατασκευές πολιτικού μηχανικού, και ιδιαίτερα αυτές από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα, έχουν την ικανότητα να διατηρούν την αντοχή τους για σημαντικά μεγάλες οριζόντιες παραμορφώσεις, όπως αυτές που προκαλούνται κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών, που αντιστοιχούν σε μετακινήσεις αρκετά μετά τη διαρροή τους. Επίσης, παρότι η δυσκαμψία τους μειώνεται σημαντικά (σχεδόν μηδενίζεται) κατά τη διάρκεια που οι κατασκευές αποκρίνονται στην πλαστική περιοχή, κατά την αποφόρτιση το σύστημα ανακτά τη δυσκαμψία του. Η σεισμική φόρτιση διαρκεί λίγα μόνο δευτερόλεπτα, κατά τη διάρκεια των οποίων συμβαίνουν πολλές εναλλαγές πρόσημου των σεισμικών φορτίων, δηλαδή συνεχείς φορτίσεις – αποφορτίσεις με εναλλασσόμενο πρόσημο.

Εφόσον, η σεισμική δόνηση για την οποία γίνεται η μελέτη μιας κατασκευής έχει μικρή πιθανότητα να συμβεί κατά τη διάρκεια της ζωής της, θα ήταν αντιοικονομικό να σχεδιαστεί έτσι ώστε να μην πάθει καμία ζημιά (δηλαδή να συμπεριφερθεί ελαστικά) όταν συμβεί αυτός ο σεισμός και να μην εκμεταλλευτεί η ικανότητά της να μπορεί να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή χωρίς να χάνει την αντοχή και την δυσκαμψία της. Με άλλα λόγια, είναι περισσότερο οικονομικό η κατασκευή να πάθει κάποιες μικρές ζημιές εάν συμβεί ο σεισμός σχεδιασμού, οι οποίες θα επισκευαστούν μετά το σεισμό, παρά να κατασκευαστεί εξ αρχής τόσο ισχυρή ώστε να μπορεί να ανταπεξέλθει σε αυτό το σεισμό χωρίς καθόλου ζημιές. Φυσικά, πρέπει να ληφθούν κατάλληλα μέτρα ώστε οι ζημιές να είναι ελεγχόμενες και επισκευάσιμες.

Αυτή η φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού, η οποία έχει υιοθετηθεί από όλους τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, διέπεται από τις παρακάτω βασικές αρχές:

- Σε μικρούς σεισμούς, η κατασκευή πρέπει να μην υποστεί ζημιές (ελαστική συμπεριφορά).
- Σε μεγάλους σεισμούς με μικρή πιθανότητα να συμβούν στη χρήσιμη ζωή του έργου, η κατασκευή επιτρέπεται να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή και επομένως να υποστεί ζημιές. Οι ζημιές αυτές πρέπει να είναι περιορισμένης έκτασης και επιδιορθώσιμες.
- Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα υπάρξει κανένας κίνδυνος κατάρρευσης. Για το λόγο αυτό πρέπει να αποκλειστούν μορφές αστοχίας που εγκυμονούν κίνδυνο κατάρρευσης, όπως ο σχηματισμός μαλακού ορόφου (μηχανισμός κατάρρευσης) και ψαθυρές μορφές αστοχίας (π.χ. διατμητική αστοχία).

3.2 Εδαφικές συνθήκες και σεισμική δράση

Η σεισμική δράση σχεδιασμού εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους στο οποίο θεμελιώνεται η κατασκευή και τη σεισμικότητα της περιοχής. Για τον καθορισμό της πρέπει να εκτελούνται εδαφικές έρευνες ή/και γεωλογικές μελέτες, ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του φορέα και τις ειδικές συνθήκες του έργου.

3.2.1 Κατηγορίες εδάφους

Στον Ευρωκώδικα 8-Μέρος 1 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E, οι οποίες καθορίζονται ανάλογα με τη στρωματογραφία και τις παραμέτρους που περιγράφουν τις ιδιότητες των εδαφικών στρώσεων. Υπάρχουν δύο ειδικές κατηγορίες εδαφών, οι S_1 και S_2, για τις οποίες απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων. Οι παραπάνω κατηγορίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

Γενικά, απαιτείται έλεγχος του εδάφους για τον καθορισμό της κατηγορίας του. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8-1, η έκταση της απαιτούμενης εδαφοτεχνικής έρευνας – μελέτης εξαρτάται από την Κατηγορία Εδάφους, τη Σεισμικότητα και τη Σπουδαιότητα του κτιρίου. Ειδικότερα, στις παρακάτω περιπτώσεις δεν απαιτείται εδαφοτεχνική έρευνα αλλά επιτρέπεται η εκτίμηση της κατηγορίας και της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με βάση υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς (οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις):

- σε κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας I επί εδάφους κατηγορίας A, B ή C
- σε κτίρια σπουδαιότητας II επί εδάφους κατηγορίας A ή B
- σε μονώροφα κτίρια σπουδαιότητας III επί εδάφους κατηγορίας A ή B.

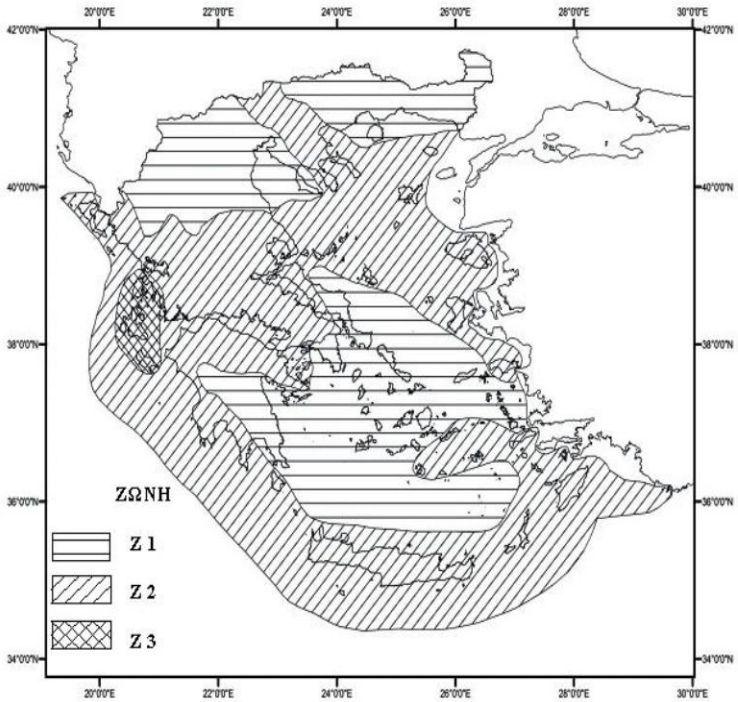
Πίνακας 3.1 Κατάταξη εδαφών κατά EC8

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με v_s > 800 m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI > 40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	<100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

3.2.2 Σεισμικές ζώνες

Οι αναμενόμενες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης προκύπτουν από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας, μετά από στατιστική επεξεργασία των σεισμικών γεγονότων που έχουν συμβεί στην ευρύτερη περιοχή του έργου. Τέτοιες μελέτες εκπονούνται για μεγάλα και σημαντικά έργα, ενώ για συνήθεις κατασκευές εφαρμόζονται οι τιμές που δίνονται στους κανονισμούς, ανάλογα με την περιοχή στην οποία πρόκειται να γίνει η κατασκευή.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1, οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες (Ζ1, Ζ2 και Ζ3) ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή και περιγράφεται από μία μοναδική παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς α_{gR}, η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α και χαρακτηρίζει τη σεισμική δράση σε κάθε ζώνη.



Σχήμα 3.1: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Πίνακας 3.2 Τιμές a_{gr}

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς α_{gR} (g)
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

3.2.3 Συντελεστής σπουδαιότητας κατά EC8

Η τιμή αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης κάθε σεισμικής ζώνης για έδαφος κατηγορίας Α, έχει προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR}=475 έτη, δηλαδή συμβαίνει κατά μέσο όρο μία φορά κάθε 475 χρόνια. T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης που ικανοποιεί το κριτήριο της μη-κατάρρευσης. Θεωρώντας ότι οι σεισμοί που συμβαίνουν σε κάθε περιοχή ακολουθούν την κατανομή Poisson, περίοδος επανάληψης 475 χρόνια σημαίνει ότι υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί σεισμός στα επόμενα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής των κατασκευών), ο οποίος θα προκαλέσει εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από a_{gR}. Η πιθανότητα αυτή είναι αποδεκτή για συνήθεις κατασκευές. Για την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ίσος με 1,0 (κατασκευές συνήθους σπουδαιότητας). Για διαφορετικές περιόδους επανάληψης ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνει τιμές 0,8 για κατασκευές μικρής σημασίας και 1,2 ή 1,4 για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας.

Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, a_g, για έδαφος Α ισούται με την τιμή a_{gR} επί το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I, δηλαδή:

$a_g=\gamma_I \cdot a_{gR}$

Με αυτό τον τρόπο ο αντισεισμικός σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει σπανιότερα, δηλαδή για σεισμό με μεγαλύτερη περίοδο επαναφοράς (T_R= 1000 ή 2000 χρόνια), η οποία αντιστοιχεί σε μικρότερη πιθανότητα υπέρβασης της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ή/και σε μεγαλύτερη διάρκεια ζωής της κατασκευής.

Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινές ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια

και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.

Πίνακας 3.3 Κατηγορία Σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_I	Περιγραφή
I	0,80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1,00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν σε άλλες κατηγορίες
III	1,20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1,40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

3.2.4 Ελαστικό φάσμα απόκρισης ΕΚ8

Στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 8 η σεισμική δράση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες είναι επιθυμητό να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού.

Τα φάσματα απόκρισης καταγεγραμμένων σεισμών παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση μεταξύ τους ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης και των εδαφικών συνθηκών. Γι΄ αυτό, στον σχεδιασμό των κατασκευών χρησιμοποιείται ένα εξομαλυμένο φάσμα που καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορούν να πλήξουν την περιοχή του έργου.

3.2.4.1 Επιρροή κατηγορίας εδάφους στο φάσμα σχεδιασμού

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς, a_{gR}, αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας Α (βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος). Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με το συντελεστή εδάφους S, ο οποίος κυμαίνεται από 1,00 έως 1,40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.

Εκτός από την τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης που επηρεάζεται από την κατηγορία του εδάφους, η ποιότητα του εδάφους πάνω στο οποίο θα θεμελιωθεί η κατασκευή επηρεάζει σημαντικά και τη μορφή του φάσματος σχεδιασμού. Η εξάρτηση του φάσματος σχεδιασμού από τις ιδιότητες του εδάφους είναι αναμενόμενη, αφού η κατασκευή θα διεγερθεί με την κίνηση του εδάφους στη στάθμη θεμελίωσης, η οποία είναι αποτέλεσμα της απόκρισης του εδάφους στη σεισμική δόνηση.

Ο ΕΚ8 λαμβάνει υπόψη του την επιρροή των ιδιοτήτων του εδάφους στη μορφή του φάσματος τροποποιώντας τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B και T_C που καθορίζουν την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και σταθερής φασματικής ταχύτητας, αντίστοιχα. Η χαρακτηριστική περίοδος T_D που ορίζει την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης δεν εξαρτάται από το έδαφος. Παράλληλα, προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B, T_C και T_D και το συντελεστή εδάφους S. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1 με τις τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων και του συντελεστή εδάφους S που δίνονται στον παρακάτω Πίνακα.

Πίνακας 3.4 Εδαφικός Τύπος

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Οριζόντια συνιστώσα σεισμικής φόρτισης

Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, η ελαστική φασματική επιτάχυνση $S_e(T)$ σε κάθε περιοχή υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right] \qquad \text{για} \quad 0 \le T \le T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \qquad \text{για} \quad T_B \le T \le T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T_C}{T} \qquad \text{για} \quad T_C \le T \le T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \qquad \text{για} \quad T_D \le T \le 4sec$$

όπου:

Τ είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α (a_g=$\gamma_I \cdot a_{gR}$)

T_B είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

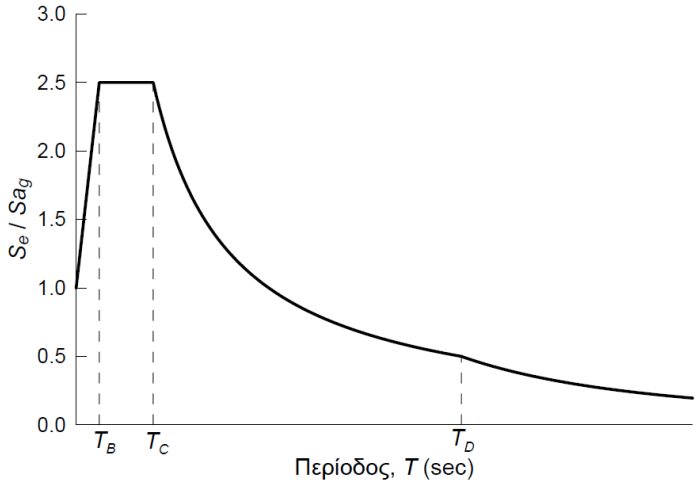
T_C είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής ταχύτητας

T_D είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής ταχύτητας και την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης. Για ιξώδη απόσβεση ζ=5% τίθεται η=1, δηλαδή οι παραπάνω σχέσεις αντιστοιχούν σε απόσβεση ζ=5%. Για κατασκευές με διαφορετικές τιμές απόσβεσης, η τιμή του η υπολογίζεται από τη σχέση:

$$n = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \ge 0{,}55$$



Σχήμα 3.2 Φάσμα απόκρισης κατά EC8

3.3 Συντελεστής συμπεριφοράς (q)

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη-γραμμική περιοχή επιτρέπει τον έλεγχό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Όταν μία κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση. Η ικανότητά της για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων της, μπορεί να λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης, η οποία βασίζεται σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό (φάσμα σχεδιασμού). Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι ο λόγος των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, δηλαδή:

$$F_d = F_e / q$$

όπου:

F_e η μέγιστη δύναμη που θα αναπτυσσόταν στην κατασκευή για ελαστική συμπεριφορά (εάν είχε ικανοποιητική αντοχή ώστε να μη διαρρέει στον εξεταζόμενο σεισμό)

F_d το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί ορίζουν τη μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q, με την οποία επιτρέπεται να υπολογιστεί η σεισμική δράση για την ελαστική ανάλυση, βάσει του υλικού κατασκευής και του στατικού συστήματος (κανονικότητα, υπερστατικότητα). Για την εκτίμηση του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς λαμβάνεται υπόψη το αν η υφιστάμενη κατασκευή παρουσιάζει βλάβες ή όχι, καθώς και το αν έχει σχεδιασθεί με τους σύγχρονους κανονισμούς και τη λογική του συντελεστή συμπεριφοράς.

Φάσμα σχεδιασμού ΕΚ8 για ανελαστική συμπεριφορά

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού $Sd(T)$ σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2{,}5 - 1)\right] \qquad \text{για} \quad 0 \le T \le T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \qquad \text{για} \quad T_B \le T \le T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T_C}{T} \qquad \text{για} \quad T_C \le T \le T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2{,}5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \qquad \text{για} \quad T_D \le T \le 4sec$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή β ορίζεται σε **β=0,2**.

Στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q εμπεριέχεται και η επιρροή του συντελεστή απόσβεσης που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο υλικό και στατικό σύστημα, σε περίπτωση που αυτός είναι διάφορος του 5%. Γι' αυτό στις εξισώσεις που περιγράφουν το φάσμα σχεδιασμού, παρακάτω, δεν περιλαμβάνεται ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η, όπως στο ελαστικό φάσμα απόκρισης, αφού αυτός έχει συμπεριληφθεί στην προτεινόμενη τιμή του q.

3.4 Διαφραγματική λειτουργία

Στα οικοδομικά έργα γίνεται η παραδοχή ότι οι πλάκες των ορόφων λειτουργούν ως διαφράγματα, δηλαδή ότι είναι απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους και μπορούν να κινούνται στο χώρο ως απαραμόρφωτοι δίσκοι. Η ιδιότητα αυτή ονομάζεται διαφραγματική λειτουργία και παίζει σημαντικό ρόλο στη σεισμική απόκριση του φορέα, επειδή επιβάλλει συγκεκριμένους κινηματικούς περιορισμούς στην

παραμόρφωση της κατασκευής. Τα διαφράγματα μεταφέρουν τις αδρανειακές δυνάμεις στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα και εξασφαλίζουν ότι τα συστήματα αυτά συνεργάζονται αποτελεσματικά στην ανάληψη της οριζόντιας σεισμικής δράσης.

Τα διαφράγματα πρέπει να έχουν επαρκή δυσκαμψία στο επίπεδό τους για να επιτυγχάνεται κατανομή των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων στα κατακόρυφα φέροντα συστήματα σύμφωνα με τις υποθέσεις της ανάλυσης.

Στις περισσότερες περιπτώσεις πλακών από Ο.Σ. (εκτός από πλάκες, οι οποίες λόγω σχήματος δεν εξασφαλίζουν το απαραμόρφωτο στο επίπεδό τους, όπως πολύ επιμήκεις στη μία διεύθυνση και πλάκες σχήματος Η ή L) μπορεί να θεωρηθεί ότι κάθε πλάκα αποτελεί ένα διαφραγματικό δίσκο που δεν παραμορφώνεται στο επίπεδό του, δηλαδή ότι σε κάθε όροφο υπάρχει διαφραγματική λειτουργία.

Εάν οι πλάκες των ορόφων λειτουργούν ως διαφράγματα, υπάρχει συσχέτιση των μετακινήσεων όλων των σημείων του διαφράγματος, οι οποίες πρέπει να είναι συμβατές με την κίνηση του διαφράγματος ως απαραμόρφωτο σώμα. Επομένως, εάν είναι γνωστό το διάνυσμα των μετακινήσεων οποιουδήποτε σημείου αναφοράς Ο, μπορεί να υπολογιστεί το αντίστοιχο διάνυσμα μετακινήσεων και οποιουδήποτε άλλου σημείου Σ πάνω στο διάφραγμα.

3.5 Μέθοδος φάσματος απόκρισης

3.5.1 Γενικά

Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης είναι μία μέθοδος δυναμικής ανάλυσης, η οποία όμως καταλήγει σε μία σειρά στατικών αναλύσεων. Για κάθε ιδιομορφή, η στατική ανάλυση της κατασκευής, η οποία υπόκειται σε σεισμικές δυνάμεις, παρέχει την ιδιομορφική στατική απόκριση. Πολλαπλασιάζοντας την ιδιομορφική στατική απόκριση με τη φασματική τεταγμένη της επιτάχυνσης, υπολογίζεται η μέγιστη ιδιομορφική απόκριση της κατασκευής. Επομένως, παρόλο που δεν γίνεται δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων (η οποία είναι απαραίτητη για την ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης), η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης εξακολουθεί να είναι μία δυναμική μέθοδος ανάλυσης, εφόσον

χρησιμοποιεί τις ιδιότητες της ταλάντωσης της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, μέσω του φάσματος απόκρισης.

Το πλεονέκτημα της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης έγκειται στη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάσει της θεωρίας των φασμάτων απόκρισης, ακόμη και στην ανελαστική περιοχή, με τη βοήθεια του συντελεστή συμπεριφοράς q. Σημειώνεται ότι, τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης δεν συμπίπτουν ακριβώς με τα αποτελέσματα της ανάλυσης χρονοϊστορίας, όμως η προσέγγιση που παρέχεται είναι επαρκώς ακριβής για εφαρμογές σχεδιασμού κατασκευών. Το σημαντικότερο, ωστόσο, μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι θα πρέπει να εισαχθούν προσεγγίσεις στο συνδυασμό των μέγιστων τιμών των ιδιομορφικών αποκρίσεων, καθώς οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα η φασματική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση όπως η χρονική.

Η μέθοδος γενικά περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- Υπολογισμό της ιδιομορφικής απόκρισης, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).
- Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
- Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

3.5.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Με την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά της ταλάντωσης, δηλαδή οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιομορφές της κατασκευής, το πλήθος των οποίων ισούται με τον αριθμό των βαθμών ελευθερίας της κατασκευής. Ο μαθηματικός

υπολογισμός των ιδιοσυχνοτήτων μιας κατασκευής γίνεται μέσω της χαρακτηριστικής εξίσωσης:

$$\left|\boldsymbol{K} - \boldsymbol{\omega}^2 \boldsymbol{M}\right| = \mathbf{0}$$

Για κάθε ιδιοσυχνότητα υπολογίζεται η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος από τη σχέση:

$$\boldsymbol{Ti} = \mathbf{2}\boldsymbol{\pi}/\boldsymbol{\omega i}$$

Ιδιομορφή, ονομάζεται η συγκεκριμένη μορφή ταλάντωσης με την οποία θα αποκριθεί μία κατασκευή, εάν διεγερθεί με αρμονική φόρτιση που έχει συχνότητα ίση με μία από τις ιδιοσυχνότητές της. Ταλάντωση της κατασκευής σε μία από τις ιδιομορφές της σημαίνει ότι το σχήμα της παραμορφωμένης κατασκευής παραμένει σταθερό στο χρόνο και μόνον το εύρος των μετακινήσεων αλλάζει κάθε χρονική στιγμή. Η κίνηση της κατασκευής οποιαδήποτε χρονική στιγμή μπορεί να γραφεί ως άθροισμα των ιδιομορφικών αποκρίσεών της.

Η κίνηση κάθε ιδιομορφής ενεργοποιεί ένα ποσοστό της συνολικής μάζας, την ενεργό ιδιομορφική μάζα m_i*, η οποία δηλώνει πόσο πολύ ή πόσο λίγο συμμετέχει η ιδιομορφή στη συνολική κίνηση. Η ενεργός ιδιομορφική μάζα εξαρτάται από τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Έτσι, κάποια ιδιομορφή μπορεί να έχει μεγάλη ιδιομορφική μάζα για μία διεύθυνση σεισμικής δράσης, δηλαδή μεγάλη συμμετοχή στην απόκριση της κατασκευής, και πολύ μικρή ή ακόμη και μηδενική ιδιομορφική μάζα για κάποια άλλη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, δηλαδή ασήμαντη συμμετοχή. Το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών όλων των ιδιομορφών ισούται με τη συνολική μάζα της κατασκευής που ενεργοποιείται σε μία δεδομένη διεύθυνση σεισμού.

3.5.3 Ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος ιδιομορφών

Η συμμετοχή των ιδιομορφών στη συνολική απόκριση της κατασκευής δεν είναι εξίσου σημαντική. Συνήθως, η συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών είναι μικρή και μπορεί να αμεληθεί. Γι΄ αυτό ο αντισεισμικός σχεδιασμός γίνεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο ορισμένες πρώτες ιδιομορφές.

Το κριτήριο που καθορίζει το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη βασίζεται στο ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται από την κίνηση της κατασκευής σε αυτές τις ιδιομορφές. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 (§4.3.3.3.1),

το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών που λαμβάνονται υπόψη στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης, δηλαδή, εάν λαμβάνονται υπόψη οι k πρώτες ιδιομορφές πρέπει να ισχύει:

$$\sum_{i=1}^{k} \boldsymbol{mi}^{*} > 0.90 \cdot \boldsymbol{m_{tot}}$$

όπου m_{tot} είναι η συνολική μάζα που ενεργοποιείται στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού. Επιπρόσθετα της παραπάνω ανίσωσης, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και όλες οι ιδιομορφές με ενεργό ιδιομορφική μάζα $m_{i*} > 0.05 \cdot m_{tot}$.

Σημειώνεται ότι, στον υπολογισμό της m_{tot} δεν πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μάζες οι οποίες δεν συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής, όπως π.χ. η μάζα θεμελίωσης ή η μάζα οροφής υπογείου με περιμετρικά τοιχώματα που θεωρείται πρακτικά απαραμόρφωτο.

Επειδή στην πράξη δεν είναι πάντα εύκολο να καθοριστεί ποιες μάζες συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής και ποιες όχι, είναι πιθανόν να μην μπορεί να ικανοποιηθεί η παραπάνω ανίσωση ακόμη και εάν ληφθεί υπόψη ένα σημαντικό πλήθος κανονικών μορφών (π.χ. σε κτίρια με σημαντική συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών). Σε τέτοιες περιπτώσεις, το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών k που πρέπει να ληφθούν υπόψη πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο παρακάτω συνθήκες:

$$\boldsymbol{k \geq 3 \cdot \sqrt{n}}$$

$$\boldsymbol{T_k \leq 0.20\ sec}$$

όπου n είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή την οροφή υπογείου σε περίπτωση που το υπόγειο είναι άκαμπτο και T_k η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k.

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα, οι παραπάνω συνθήκες πρέπει να ελέγχονται σε κάθε απαιτούμενη διεύθυνση.

3.5.4 Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

Με τη διαδικασία της §4.3 υπολογίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης και για κάθε ιδιομορφή χωριστά. Όμως,

οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα. Επιπρόσθετα, με τη χρήση των φασμάτων σχεδιασμού έχει χαθεί και το πρόσημο κάθε μεγέθους. Για τους λόγους αυτούς, για να υπολογιστούν τα συνολικά εντατικά μεγέθη για τις k ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, συνδυάζονται τα μεγέθη των επιμέρους κανονικών μορφών στατιστικά αντί να προστεθούν αλγεβρικά.

Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) και η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (CQC). Η μέθοδος SRSS παρέχει καλές εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών.

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι κανόνες συνδυασμού των ιδιομορφών SRSS και CQC βασίζονται στην θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων, η τελική μέγιστη τιμή της απόκρισης μπορεί να ερμηνευθεί ως ο μέσος όρος των μέγιστων τιμών της απόκρισης σε ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως, οι παραπάνω κανόνες προορίζονται για χρήση όταν η διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα απόκρισης, που προέρχεται από τα φάσματα πολλών σεισμικών διεγέρσεων. Το ομαλό φάσμα μπορεί να είναι ο μέσος όρος ή ο στατιστικός μέσος των ανεξάρτητων φασμάτων απόκρισης ή μπορεί να είναι ένα περισσότερο συντηρητικό φάσμα.

3.6 Μοντέλα πρόβλεψης εδαφικής κίνησης

3.6.1 Γενικά

Η τεράστια σημασία της πρόβλεψης και της εκτίμησης της εδαφικής κίνησης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού συμβάντος, που απαιτείται για το σχεδιασμό των κατασκευών, οδήγησε στην ανάπτυξη μοντέλων, τα οποία μπορούν να εκτιμήσουν την απόκριση του εδάφους ή της κατασκευής. Με τον όρο "απόκριση" αναφερόμαστε σε μεγέθη όπως η αναπτυσσόμενη εδαφική μετακίνηση, ταχύτητα, επιτάχυνση, αλλά και μεγέθη που αφορούν την κατασκευή, όπως η φασματική επιτάχυνση για παράδειγμα. Τα μεγέθη αυτά υπολογίζονται συναρτήσει κάποιων παραμέτρων, οι οποίες απεικονίζουν τη γεωλογική και σεισμοτεκτονική κατάσταση της υπό εξέταση περιοχής και συνήθως είναι:

- Το μέγεθος σεισμού, το οποίο αναμένεται να αναπτυχθεί.

- Η ελάχιστη απόσταση της κατασκευής από την προβολή της επιφάνειας του ρήγματος στην επιφάνεια.
- Κάποιο μέγεθος που περιγράφει το είδος και την κατάσταση του εδάφους, επί του οποίου θεμελιώνεται η κατασκευή.

3.6.2 Προσομοίωμα πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης των Boore – Atkinson

Το προσομοίωμα των Boore – Atkinson (2008) χρησιμοποιείται για την πρόβλεψη μεγεθών που σχετίζονται με την οριζόντια συνιστώσα της εδαφικής κίνησης, συναρτήσει του μεγέθους σεισμού, της απόστασης σεισμικής πηγής-κατασκευής, τη μέση ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων και τον τύπο του ρήγματος. Συγκεκριμένα, το εν λόγω μοντέλο χρησιμοποιείται για την πρόβλεψη της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA), της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας (PGV) και της ψευδοφασματικής επιτάχυνσης (PSA) μεταξύ των περιόδων 0.01sec και 10sec, για ιξώδη απόσβεση 5%. Οι εξισώσεις που παρουσιάζονται παρακάτω είναι το αποτέλεσμα της ανάδρομης ανάλυσης μιας εκτεταμένης βάσης δεδομένων από καταγεγραμμένες ισχυρές διεγέρσεις. Οι κύριες παράμετροι που υπεισέρχονται σε αυτές τις εξισώσεις είναι: το σεισμικό μέγεθος ροπής M, η ελάχιστη οριζόντια απόσταση R_{JB} της κατασκευής από την προβολή της επιφάνειας του ρήγματος στην επιφάνεια και η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων V_{s30} στα πρώτα 30m από την επιφάνεια του εδάφους. Η εφαρμογή των εξισώσεων είναι δυνατή για τιμές των παραμέτρων: M=5-8, R_{JB}<200km, V_{s30}=180-1300 m/sec.

Παρακάτω παρατίθενται οι εξισώσεις που υπεισέρχονται στο μοντέλο μαζί με τους αντίστοιχους συνοδευτικούς πίνακες. Η βασική εξίσωση για την πρόβλεψη ενός μεγέθους Y είναι:

$lnY = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon\sigma_T,$

ε = πραγματικός αριθμός, που δείχνει πόσες τυπικές αποκλίσεις απέχει η τιμή του υπολογιζόμενου lnY από την αντίστοιχη μέση τιμή του,

σ_T = τυπική απόκλιση και ισχύει: $\sigma\tau = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$

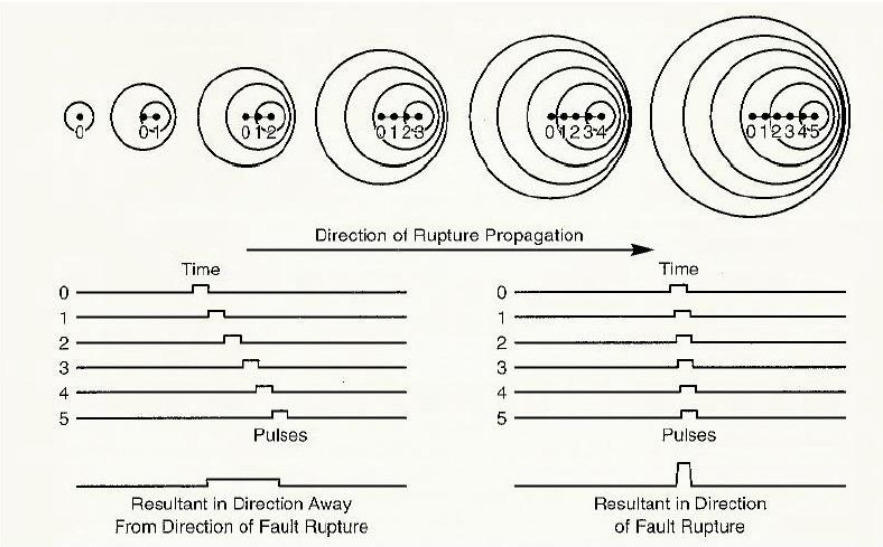
F_M, F_D, F_S = όροι που εκφράζουν την επιρροή του μεγέθους, της απόστασης και του εδάφους, αντίστοιχα.

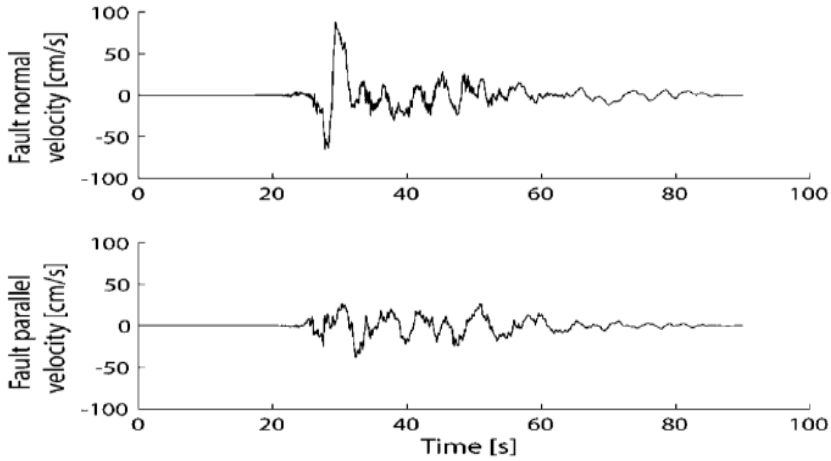
3.6.3 Κοντινό πεδίο

Τα τελευταία χρόνια με την πύκνωση των δικτύων επιταχυνσιογράφων γύρω από τα ενεργά ρήγματα έγινε δυνατή η παρατήρηση των ιδιαίτερων χαρακτηριστικών της εδαφικής κίνησης σε κοντινό ως προς τα ρήγματα πεδίο. Οι λεγόμενες καταγραφές κοντινού πεδίου έδειξαν σημαντικές διαφοροποιήσεις στα ελαστικά και ανελαστικά φάσματα απόκρισης και κατ΄επέκταση στις σεισμικές φορτίσεις.

Οι εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου έχουν σημαντικά διαφορετική μορφή από τις κινήσεις που καταγράφονται σε μεγαλύτερες αποστάσεις. Η ζώνη κοντινού πεδίου βρίσκεται μέσα σε μία ακτίνα 20-60 χιλιομέτρων από την σεισμογενή διάρρηξη, ανάλογα με το μέγεθος του σεισμικού γεγονότος, και η επιφανειά της είναι εξαρτημένη από την επιφάνεια ρηγμάτωσης στο επίπεδο του ρήγματος. Μέσα σε αυτό το πεδίο η εδαφική κίνηση είναι άμεσα συνδεδεμένη με τον μηχανισμό γένεσης του σεισμού, την διεύθυνση διάδοσης της διάρρηξης σε σχέση με την θέση καταγραφής και τις παραμένουσες μετακινήσεις του εδάφους που προκαλεί η ολίσθηση του ρήγματος. Αυτές οι παράμετροι καθορίζουν τα φαινόμενα κατευθυντικότητας της διάρρηξης.

Το φαινόμενο της πρόσω κατευθυντικότητας (*forward directivity*) εμφανίζεται στην εδαφική κίνηση όταν η διάρρηξη κατευθύνεται προς την θέση καταγραφής, λόγω της εγγύτητας της τιμής της ταχύτητας διάρρηξης με την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων. Φαινόμενα κατευθυντικότητας παρατηρούνται σε ρήγματα κάθε είδους, είτε είναι οριζόντια είτε κανονικά ή ανάστροφα. Στην περίπτωση των οριζοντίων ρηγμάτων, η εδαφική κίνηση κάθετα στο ίχνος του ρήγματος , λόγω πόλωσης, εμφανίζει ισχυρούς παλμούς κατεθυντικότητας, ενώ στην παράλληλη προς το ρήγμα διεύθυνση υπάρχει μία παραμένουσα μετακίνηση που οφείλεται στην ολίσθηση του ρήγματος. Στην περίπτωση των κανονικών ή αναστρόφων ρηγμάτων, κάθετα στην διεύθυνση του ρήγματος, καταγράφεται μία εδαφική κίνηση που αποτελεί σύνθεση του παλμού κατευθυντικότητας και της ολίσθησης του ρήγματος. Στα σχήματα της επόμενης σελίδας φαίνονται ο τρόπος γένεσης του παλμού κοντινού πεδίου καθώς επίσης και οι χρονοϊστορίες ταχυτήτων, και επιταχύνσεων υπό την επίδραση αυτού του φαινομένου.





Σχήμα 3.3 Φυσική ερμηνεία φαινομένου κοντινού πεδίου

3.6.4 Επίδραση των φαινομένων κοντινού πεδίου στην πρόβλεψη της εδαφικής κίνησης κατά Shahi-Baker

Όπως είπαμε σε προηγούμενο κεφάλαιο, όταν η κατασκευή βρίσκεται κοντά στη σεισμική πηγή, τότε παρουσιάζονται φαινόμενα κοντινού πεδίου. Οι περισσότερες μέθοδοι πρόβλεψης της εδαφικής κίνησης, όπως για παράδειγμα των Boore-Atkinson, δεν μπορούν να δώσουν αξιόπιστα αποτελέσματα σε αυτές τις περιπτώσεις, καθώς υπεισέρχονται φαινόμενα που δεν έχουν ληφθεί υπόψη κατά την ανάπτυξη του μοντέλου. Σε αυτό το εδάφιο θα παρουσιαστεί η μέθοδος που προτείνεται από τους Shahi-Baker (Baker, Shrey, & Jack, 2011), ώστε να είναι δυνατή η έγκυρη

πρόβλεψη της εδαφικής κίνησης, ακόμα και παρουσία φαινομένων κατευθυντικότητας. Η βασική εξίσωση της μεθόδου είναι:

$lnS_{a,pulse} = ln(S_{a,pulse}/S_a^r * S_a^r) = ln(Af*S_a^r) = lnAf + lnS_a^r$

$S_{a,pulse}$ = φασματική επιτάχυνση παρουσία κατευθυντικού παλμού

S_a^r = φασματική επιτάχυνση μετά την αφαίρεση του κατευθυντικού παλμού

Af = συντελεστής ενίσχυσης(amplification factor) της φασματικής επιτάχυνσης λόγω της παρουσίας του παλμού

Έχει αποδειχθεί από τους Chioccarelli-Iervolino ότι τα αποτελέσματα μιας ανάλυσης σχετικά με την εδαφική κίνηση, όταν αφαιρεθεί ο παλμός που εμφανίζεται, μπορούν να προσεγγιστούν με πολύ καλή ακρίβεια από τη χρήση του μοντέλου των Boore-Atkinson. Με βάση αυτό, η πιο πάνω εξίσωση μπορεί να ξαναγραφεί ως:

$lnS_{a,pulse} = lnAf + lnS_{a,gmm}$

$S_{a,gmm}$ = φασματική επιτάχυνση υπολογιζόμενη από μοντέλο πρόβλεψης εδαφικής κίνησης(ground motion model)

Σε όρους μέσης τιμής, η παραπάνω εξίσωση γράφεται ως:

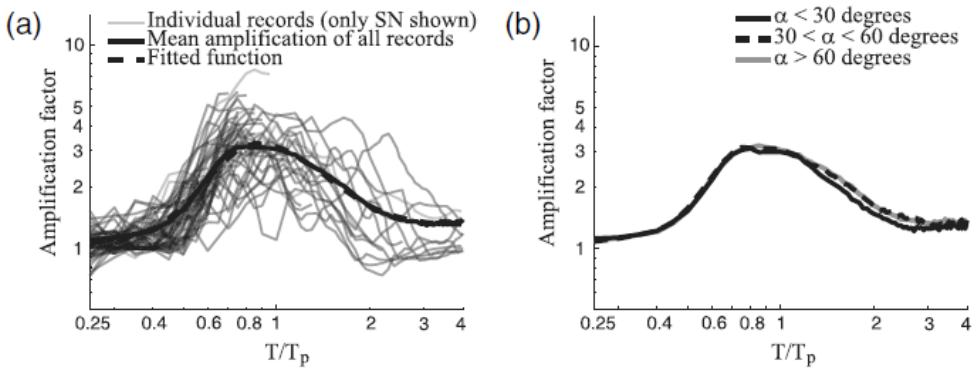
$\mu l_{nSa,pulse} = \mu_{lnAf} + \mu_{lnSa,gmm}$

Ο συντελεστής ενίσχυσης, οι τιμές του οποίου απεικονίζονται γραφικά στις εικόνες (a) και (b), εξαρτάται από το λόγο της περιόδου της κατασκευής (T) προς την περίοδο του παλμού (T_p), ενώ δεν εξαρτάται από το μέγεθος του σεισμού και τον τύπο του ρήγματος. Η μορφή της καμπύλης συναρτήσει του λόγου T/T_p είναι κωδωνοειδής με κορυφή στη θέση όπου:

$T/T_p \approx 1$ και μέγιστη τιμή Af,max≈3. Η εξίσωση που δίνει την τιμή του είναι:

Για $T \leq 0.88*T_p$: $\mu_{lnAf} = 1.131*exp(-3.11*(ln(T/T_p)+0.127)^2)+0.058$

Για $T > 0.88*T_p$: $\mu_{lnAf} = 0.896*exp(-2.11*(ln(T/T_p)+0.127)^2)+0.255$



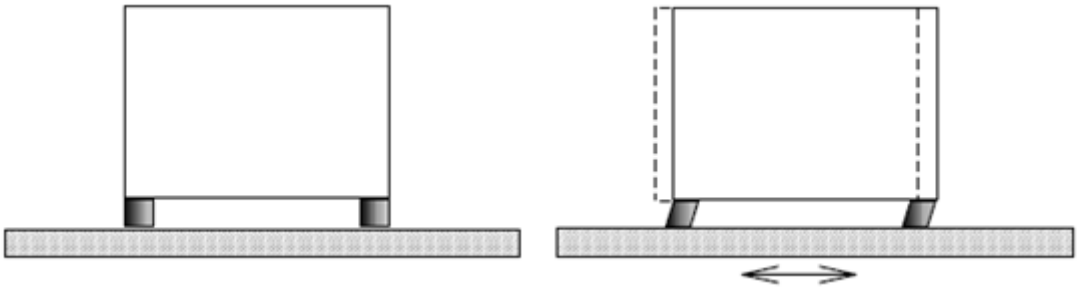
Σχήμα 3.4 Συντελεστής ενίσχυσης εδαφικής κίνησης κατά Shahi-Baker

4

Σεισμική Μόνωση

4.1 Γενικά

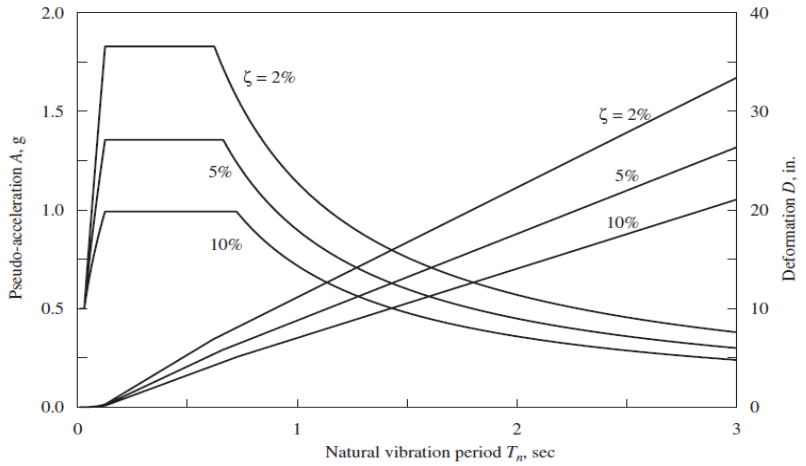
Ο όρος *Σεισμική Μόνωση* αναφέρεται στην στρατηγική σχεδιασμού κατά την οποία η κατασκευή απομονώνεται από την σεισμική εδαφική κίνηση. Κατά τη σεισμική δράση, η κίνηση του εδάφους διεγείρει την κατασκευή η οποία εκδηλώνει σχετικές μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στις κατασκευές. Η σεισμική μόνωση στοχεύει στη μείωση της σεισμικής απαίτησης και όχι τόσο στην αύξηση της σεισμικής αντοχής μιας κατασκευής. Επιτυγχάνεται με ειδικές συσκευές μικρής δυσκαμψίας, τους μονωτήρες. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1, η καταλληλότερη θέση για να τοποθετηθούν οι μονωτήρες, είναι η διεπιφάνεια μεταξύ των υποστυλωμάτων και των θεμελίων του κτιρίου, καθώς τα υποστυλώματα είναι τμήμα της ανωδομής, ενώ τα θεμέλια ουσιαστικά μετακινούνται μαζί με το έδαφος. Με αυτό τον τρόπο η ανωδομή συμπεριφέρεται ουσιαστικά 'ελαστικά' σε ισχυρό σεισμό.



Σχήμα 4.1 Αρχή λειτουργίας της σεισμικής μόνωσης

Η σύγχρονη τεχνολογία της σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνει πενταπλάσια έως και δεκαπλάσια μείωση του μεγέθους των σεισμικών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή σε ισχυρή σεισμική δόνηση. Μία τέτοια μείωση όχι μόνο αποτρέπει την

κατάρρευση της κατασκευής σε ισχυρό σεισμό, αλλά επίσης συμβάλλει και στον περιορισμό των βλαβών που μπορούν να προκαλέσουν σεισμοί με μέτρια ένταση. Αρκετές από τις κατασκευές που έχουν σεισμικά μονωθεί έχουν δοκιμαστεί σε πραγματικούς σεισμούς και για δύο τουλάχιστον δεκαετίες η μέθοδος έχει εφαρμοστεί επιτυχώς στην πράξη.



Σχήμα 4.2 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού επιταχύνσεων και μετακινήσεων

Παρά την ποικιλία στη λεπτομέρεια, οι τεχνικές της σεισμικής μόνωσης ακολουθούν δύο βασικές προσεγγίσεις, με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά:

Στην πρώτη, το σύστημα μόνωσης εισάγει ένα στρώμα μικρής πλευρικής δυσκαμψίας μεταξύ ανωδομής και θεμελίωσης. Με αυτό το στρώμα η κατασκευή έχει φυσική περίοδο πολύ μεγαλύτερη από ότι είναι η ιδιοπερίοδος της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Όπως φαίνεται από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, αυτή η επιμήκυνση της περιόδου μπορεί να μειώσει την ψευδοεπιτάχυνση και ακολούθως τις δυνάμεις που υπεισέρχονται στην κατασκευή, λόγω της σεισμικής διέγερσης.

Παρ' όλα αυτά, η παραμόρφωση αυξάνεται. Αυτή η παραμόρφωση συγκεντρώνεται στο σύστημα μόνωσης, συνοδευόμενη από μικρότερης κλίμακας παραμορφώσεις στην ανωδομή. Αυτός ο τύπος μόνωσης είναι ιδιαίτερα αποδοτικός, ακόμα και αν το σύστημα είναι γραμμικό και χωρίς απόσβεση. Η απόσβεση, ωστόσο είναι επωφελής στην περαιτέρω μείωση των δυνάμεων στην κατασκευή και των παραμορφώσεων στο σύστημα μόνωσης.

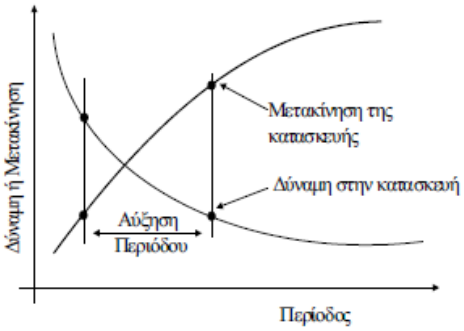
Το δεύτερο πιο κοινό είδος μόνωσης χρησιμοποιεί ολισθαίνοντα στοιχεία μεταξύ θεμελίωσης και βάσης της ανωδομής. Η διατμητική δύναμη που μεταφέρεται στην

ανωδομή κατά μήκος της επιφάνειας μόνωσης περιορίζεται διατηρώντας τον συντελεστή τριβής, σε όσο πιο χαμηλά επίπεδα είναι δυνατό. Ωστόσο η τριβή πρέπει να είναι επαρκής, ώστε η κατασκευή να είναι ανθεκτική σε ισχυρούς ανέμους και μικροσεισμούς, χωρίς ολίσθηση των εφεδράνων. Σε αυτό το είδος μόνωσης, οι ολισθαίνοντες παραμορφώσεις ελέγχονται από υψηλής τάσης ελατήρια ή πολυστρωματικά εφέδρανα από καουτσούκ ή κάνοντας την επιφάνεια ολίσθησης καμπυλωμένη. Αυτοί οι μηχανισμοί επιτρέπουν την επαναφορά της κατασκευής στην αρχική της θέση, αλλιώς σε αυτού του είδους την μόνωση είναι αδύνατη η επαναφορά της κατασκευής.

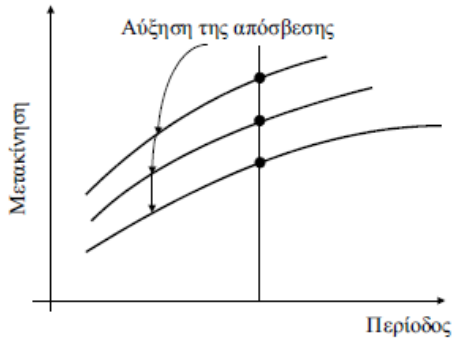
4.2 Πεδίο εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης

Ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης πρέπει να παρέχει πλευρική ευκαμψία στην κατασκευή για ισχυρή σεισμική δόνηση αλλά και να παραμένει πρακτικά άκαμπτο για συνήθη πλευρικά φορτία, όπως ανεμοπιέσεις. Επίσης η πλευρική μετακίνηση του κτιρίου πρέπει να παραμένει μέσα σε ανεκτά όρια για όλες τις φορτίσεις. Η πρόκληση για την εφαρμογή ενός λειτουργικού συστήματος σεισμικής μόνωσης οφείλεται στην ταυτόχρονη ικανοποίηση αυτών των κριτηρίων. Σε κάθε περίπτωση είναι σχετικά εύκολη, τουλάχιστον εννοιολογικά, η τοποθέτηση ενός κτιρίου πάνω σε κυλίσεις ή σφαιρικά εφέδρανα που πρακτικά δεν μεταδίδουν σεισμικές δυνάμεις στην κατασκευή. Η πρόκληση είναι η ικανότητα αυτοδύναμης οριζόντιας επαναφοράς της κατασκευής και ο περιορισμός της μετακίνησης εντός πρακτικά επιτρεπομένων ορίων. Στην πράξη για το σχεδιασμό του πλέον διαδεδομένου τύπου μονωτήρων χρησιμοποιούνται ελαστομερή υλικά που μπορούν να επαναφέρουν την κατασκευή στην αρχική της θέση, ενώ ταυτόχρονα εξακολουθούν να επιτρέπουν μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις. Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης στοχεύουν στην αύξηση της ιδιοπεριόδου των κατασκευών. Όπως διατυπώθηκε παραπάνω, καθώς η περίοδος αυξάνει, η μεταδιδόμενη σεισμική δύναμη μειώνεται (Σχήμα 4.3) με ταυτόχρονη αύξηση της πλευρικής μετακίνησης. Ο περιορισμός αυτών των δυνητικά μεγάλων κινήσεων της κατασκευής, επιτυγχάνεται συνήθως με αύξηση της απόσβεσης (Σχήμα 4.4). Με την παρουσία των μονωτήρων το κτίριο κινείται πολύ πιο αργά σε σύγκριση με τα διαδιδόμενα στο έδαφος σεισμικά κύματα και μειώνεται

η πιθανότητα συντονισμού που μπορεί να οδηγήσει σε μεγάλες μετακινήσεις στο κτίριο και πιθανή κατάρρευση.



Σχήμα 4.3: Διάγραμματα δύναμης-περιόδου και μετακίνησης-περιόδου



Σχήμα 4.4: Διαγράμματα μετακίνησης-περιόδου με επίδραση απόσβεσης

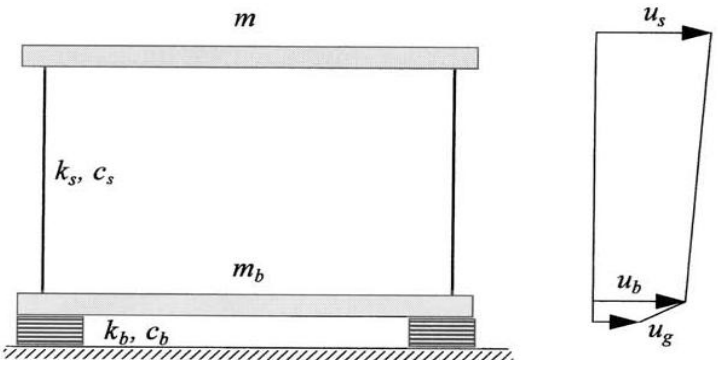
Επίσης, τα κτίρια πρέπει να παραμένουν αμετακίνητα για τα συνήθη κατακόρυφα φορτία και πρακτικά άκαμπτα για ανεμοφορτία. Η κατασκευή πρέπει να είναι σχετικά δύσκαμπτη για να εμποδίσει τη διασπορά ενέργειας στην ανωδομή και να την περιορίσει στο σύστημα σεισμικής μόνωσης που βρίσκεται στη βάση. Και οι δύο αυτοί στόχοι – η αύξηση της απόσβεσης και η εξασφάλιση της ακαμψίας για ανεμοφορτία – μπορούν επίσης να επιτευχθούν με τη χρήση αποσβεστήρων. Γενικά για την επιλογή ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι επιθυμητό να πληρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Το έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής να μην ευνοεί εδαφικές δονήσεις με προεξέχουσες τις μεγάλες περιόδους, γεγονός που χαρακτηρίζει "μαλακά" εδάφη.

- Το κτίριο να είναι σχετικά δύσκαμπτο, δηλαδή να έχει ιδιοπερίοδο μικρότερη από 1.5 έως 2 sec, γεγονός που χαρακτηρίζει οπωσδήποτε τις δύσκαμπτες κατασκευές, αλλά και ένα ευρύ φάσμα σχετικά εύκαμπτων κατασκευών.
- Το μέγεθος των ανεμοφορτίων σχεδιασμού καθώς και των υπολοίπων μη σεισμικών πλευρικών φορτίων να μην ξεπερνά το 10% του βάρους του κτιρίου. Πρέπει να τονιστεί ότι εφαρμογές της σεισμικής μόνωσης καθώς και η συνεχής ανάπτυξη της μεθόδου δεν καθιστούν τις παραπάνω προϋποθέσεις περιοριστικές.

4.3 Θεωρητικό υπόβαθρο

Η γραμμική θεωρία σεισμικής μόνωσης έχει εξετασθεί λεπτομερώς από τους Naeim and Kelly (Naeim and Kelly, 1960). Η θεωρία βασίζεται σε διβάθμιο δομικό μοντέλο, όπως φαίνεται στην εικόνα:



Σχήμα 4.5: Μοντέλο Γραμμικής Θεωρίας

Η μάζα m, αντιπροσωπεύει την ανωδομή της κατασκευής και η m_b τη μάζα του ορόφου πάνω από τη σεισμική μόνωση. Η δυσκαμψία και η απόσβεση της κατασκευής παρουσιάζονται σαν k_s και c_s και η δυσκαμψία και η απόσβεση της κατασκευής k_b και c_b

Οι απόλυτες μετακινήσεις αυτών των δύο μαζών σημειώνονται σαν u_s και u_b αλλά είναι βολικό να χρησιμοποιηθούν σχετικές μετακινήσεις που ορίζονται ως:

$$u_b = u_b - u_g \qquad u_s = u_s - u_b$$

Όπου u_g είναι η μετακίνηση του εδάφους. Αυτή η επιλογή των σχετικών μετακινήσεων είναι βολική για την ανάλυση επειδή τα δύο σημαντικά αποτελέσματα θα είναι η μετακίνηση του συστήματος μόνωσης, u_b και u_s

Σε όρους ποσοτήτων, οι βασικές εξισώσεις κίνησης του διβάθμιου μοντέλου είναι:

$$(m+m_b)\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c_b\dot{u}_b + k_b u_b = -(m+m_b)\ddot{u}_g$$
$$m\ddot{u}_b + m\dot{u}_s + c_s\dot{u}_s + k_s u_b = -m\ddot{u}_g$$

Το οποίο μπορεί να γραφτεί σε μητρωική μορφή ως εξής:

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix}\begin{pmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_s \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}\begin{pmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_s \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}\begin{pmatrix} u_b \\ u_s \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix}\begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix}\ddot{u}_g$$

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -Mr\ddot{u}_g$$

Ορίζουμε τον λόγο μάζας γ σαν:

$$\gamma = \frac{m}{m+m_b} = \frac{m}{M}$$

Και ονομαστικές συχνότητες ω_b και ω_s δίνονται ως:

$$\omega_b{}^2 = \frac{kb}{m+mb} \qquad \omega_s{}^2 = \frac{k_s}{m}$$

Και υποθέτουμε ότι

$\omega_b{}^2 / \omega_s{}^2 = \varepsilon$ και $\varepsilon = O(10^{-2})$

Οι συντελεστές απόσβεσης β_b *και* β_s δίνονται από:

$$2\omega_b\beta_b = \frac{c_b}{m+m_b} \qquad 2\omega_s\beta_s = \frac{c_s}{m}$$

Σε όρους ποσοτήτων οι εξισώσεις της κίνησης είναι:

$$\gamma\ddot{u}_s + \ddot{u}_b + 2\omega_b\beta_b\dot{u}_b + \omega_b{}^2 u_b = -\ddot{u}_g$$
$$\ddot{u}_s + \ddot{u}_b + 2\omega_s\beta_s\dot{u}_s + \omega_s{}^2 u_s = -\ddot{u}_g$$

Οι κλασσικές μορφές του συνδυασμένου συστήματος θα σημειώνονται σαν

$$\varphi^1 \; \kappa\alpha\iota \; \varphi^2 \; ,$$

όπουQ

$$\varphi^{i^T} = (\varphi_b^i, \varphi_s^i), \mathrm{i} = 1,2$$

Με συχνότητες ω_1 *και* ω_2. Η χαρακτηριστική εξίσωση για τις συχνότητες είναι:

$$(1-\gamma)\omega^4 - (\omega_s{}^2 + \omega_b{}^2)\omega^2 + \omega_b{}^2\omega_s{}^2 = 0$$

Οι λύσεις των οποίων είναι:

$$\omega_1{}^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)}\{\omega_b{}^2 + \omega_s{}^2 - [(\omega_b{}^2 - \omega_s{}^2)^2 + 4\gamma\omega_b{}^2\omega_s{}^2]^{1/2}\}$$

$$\omega_2{}^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)}\{\omega_b{}^2 + \omega_s{}^2 - [(\omega_b{}^2 - \omega_s{}^2)^2 + 4\gamma\omega_b{}^2\omega_s{}^2]^{1/2}\}$$

Και στην πρώτη

$$\omega_1{}^2 = \omega_b{}^2(1-\gamma\varepsilon)$$

$$\omega_2{}^2 = \frac{\omega_s{}^2}{1-\gamma}(1+\gamma\varepsilon)$$

Και τα σχήματα των μορφών με $(\varphi_b^i = 1), i = 1,2,$είναι:

$$\varphi^{1^T} = (1,\varepsilon) \qquad \varphi^{2^T} = \left\{1, -\frac{1}{\gamma}[1-(1-\gamma)\varepsilon]\right\}$$

Για να εκφραστούν οι αυθεντικές μετακινήσεις σε ιδιομορφικές συντεταγμένες, γράφουμε:

$$u_b = q_1\varphi_b^1 + \varphi_b^2 \quad u_s = q_1\varphi_s^1 + q_2\varphi_s^2$$

Όπου q_1, q_2 είναι χρονικά εξαρτημένες ιδιομορφικοί συντελεστές παρατηρούμε ότι οι ιδιομορφικές ποσότητες Mi, Li δίνονται από

$$M_i = \varphi^{i^T} M\varphi^i \quad M_i L_i = \varphi^{i^T} Mr$$

Σε πρώτη ε των οποίων είναι:

$$M_1 = M(1+2\gamma\varepsilon) \quad M_2 = M\frac{(1-\gamma)[1-2(1-\gamma)\varepsilon]}{\gamma}$$

Και

$$L_1 = 1-\gamma\varepsilon \quad L_2 = \gamma\varepsilon$$

Όταν (u_b,u_s) στις εξισώσεις είναι εκφρασμένες σε όρους φ^1 και φ^2, έχουμε δύο εξισώσεις στους ιδιομορφικούς συντελεστές (q_1,q_2) του τύπου:

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \lambda_1\dot{q}_2 + \omega_1{}^2 q_1 = -L_1\ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + \lambda_2\dot{q}_1 + 2\omega_2\beta_2 + \omega_2{}^2 q_2 = -L_2\ddot{u}_g$$

Οι όροι $2\omega_1\beta_1$ και $2\omega_2\beta_2$ υπολογίζονται από τον τύπο:

$$M_i 2\omega_i\beta_i = \varphi^{i^T}\begin{bmatrix} c_h & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}\varphi^i$$

Από τον οποίο παίρνουμε:

$$2\omega_1\beta_1 = 2\omega_b\beta_b(1-2\gamma\varepsilon)$$

$$2\omega_2\beta_2 = \frac{1}{1-\gamma}(2\omega_s\beta_s + 2\gamma\omega_b\beta_b)$$

Οδηγώντας σε:

$$\beta_1 = \beta_b(1 - \frac{3}{2}\gamma\varepsilon)$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_s + \gamma\beta_2\varepsilon^{1/2}}{(1-\gamma)^{1/2}}(1 - \frac{\gamma\varepsilon}{2})$$

Οι συντελεστές λ_1 και λ_2 υπολογίζονται από:

$$\lambda_1 M_1 = \varphi^{i^T}\begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}\varphi^2$$

$$\lambda_2 M_2 = \varphi^{2^T}\begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}\varphi^1 = \lambda_1 M_1$$

Έτσι:

$$\lambda_1 M_1 = (1,\varepsilon)\begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}\begin{pmatrix} 1 \\ -\alpha \end{pmatrix} = c_b - \varepsilon\alpha c_s \qquad a = \frac{1}{\gamma}[1-(1-\gamma)\varepsilon]$$

Χρησιμοποιώντας (M_1,M_2) από την εξίσωση, έχουμε:

$$\lambda_1 = \frac{2\omega_b\beta_b M - \varepsilon\{(1/\gamma)[1-(1-\gamma)\varepsilon]\}2\omega_s\beta_s m}{M(1+2\gamma\varepsilon)}$$

$$= 2\omega_b\beta_b(1-2\gamma\varepsilon) - \varepsilon 2\omega_s\beta_s(1-2\gamma\varepsilon)$$

$$= 2\omega_b\left[\beta_b(1-2\gamma\varepsilon) - \varepsilon^{1/2}\beta_s\right]$$

Και

$$\lambda_2 = \frac{2\omega_b\beta_b M - \varepsilon\{(1/\gamma)[1-(1-\gamma)\varepsilon]\}2\omega_s\beta_s m}{\left[\frac{M(1-\gamma)}{\gamma}\right][1-2(1-\gamma)\varepsilon]}$$

$$= (2\omega_b\beta_b - \varepsilon 2\omega_s\beta_s[1+2(1-\gamma)\varepsilon]\frac{\gamma}{1-\gamma}$$

$$= 2\omega_b\left\{\beta_b[1+2(1-\gamma)\varepsilon] - \varepsilon^{1/2}\beta_s\right\}\frac{\gamma}{1-\gamma}$$

Στις περισσότερες δομικές κατασκευές γίνεται η υπόθεση ότι η απόσβεση είναι αρκετά μικρή, έτσι ώστε τα στοιχεία λ_1 και λ_2 είναι αμελητέα και έτσι η απαιτούμενη λύση μπορεί να παρθεί από τις ασύζευκτες ιδιομορφικές εξισώσεις κίνησης, ως:

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \omega_1{}^2 q_1 = -L_1\ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + 2\omega_2\beta_2\dot{q}_2 + {\omega_2}^2 q_2 = -L_2\ddot{u}_g$$

Αν η χρονοϊστορία της κίνησης του εδάφους, $\ddot{u}_g(t)$, είναι γνωστή, τότε τα ιδιομορφικά στοιχεία $q_1(t)$, $q_2(t)$ μπορούν να υπολογιστούν από:

$$q_1 = \frac{L_1}{\omega_1}\int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau)e^{-\omega_1\beta_1\tau}sin\omega_1\tau d\tau$$

$$q_2 = \frac{L_2}{\omega_2}\int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau)e^{-\omega_2\beta_2\tau}sin\omega_2\tau d\tau$$

Και οι εκτιμήσεις από τις μέγιστες q_1 q_2 μπορεί να δοθεί από:

$$|q_1|_{max} = L_1 S_D(\omega_1, \beta_1)$$

$$|q_2|_{max} = L_2 S_D(\omega_2, \beta_2)$$

Όπου

$S_D(\omega, \beta)$ είναι η μετατόπιση απόκρισης για τη σεισμική κίνηση,$\ddot{u}_g(t)$, με συχνότητα ω και συντελεστή απόσβεσης β.

Για να εκτιμηθεί οι διάφορες ποσότητες απόκρισης από τις μέγιστες φασματικές τιμές, είναι σημαντικό να χρησιμοποιηθεί η μέθοδος SRSS. Οι τιμές της μέγιστης μετατόπισης της μόνωσης και της δομικής μετατόπισης δίνονται από:

$$|u_s|_{max} = [(\varphi_2^1|q_1|_{max})^2 + (\varphi_2^2|q_2|_{max})^2]^{1/2}$$
$$|u_b|_{max} = [(\varphi_1^1|q_1|_{max})^2 + (\varphi_1^2|q_2|_{max})^2]^{1/2}$$

Εισάγοντας τα αποτελέσματα από τις εξισώσεις παίρνουμε:

$$|u_b|_{max} = \{[L_1 S_D(\omega_1, \beta_1]^2 + [L_2 S_D(\omega_2, \beta_2]^2\}^{1/2}$$
$$= \{(1-\gamma\varepsilon)^2[S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + \gamma^2\varepsilon^2[S_D(\omega_2, \beta_2)]^2\}^{1/2}$$

Και

$$|u_s|_{max} = \left\{\varepsilon^2(1-\gamma\varepsilon)^2[S_D(\omega_1,\beta_1)]^2 + \gamma^2\varepsilon^2\frac{1}{\gamma^2}[1-(1-\gamma)\varepsilon]^2[S_D(\omega_2,\beta_2)]^2\right\}^{1/2}$$
$$= \{\varepsilon(1-2\gamma\varepsilon)^2[S_D(\omega_1,\beta_1)]^2 + [1-2(1-\gamma)\varepsilon]^2[S_D(\omega_2,\beta_2]^2\}^{1/2}$$

Γενικά, ο όρος $\varepsilon^2 S_D(\omega_1,\beta_2)$ μπορεί να αγνοηθεί με σεισμικό φάσμα όπου οι μετατοπίσεις στις ανώτερες συχνότητες (π.χ ω_2) είναι πολύ μικρότερες απ' ότι οι χαμηλότερες συχνότητες (π.χ ω_1). Αυτό δίνει:

$$|u_b|_{max} = (1-\gamma\varepsilon)\, S_D(\omega_1,\beta_1)$$

Αν θεωρήσουμε αμελητέους τους όρους που είναι μεγαλύτεροι από ε^2, τότε εκτιμάται ότι η δομική μετατόπιση του ορόφου u_s δίνεται:

$$|u_s|_{max} = \varepsilon[S_D(\omega_1\beta_1)^2 + S_D(\omega_2\beta_2)^2]^{1/2}$$

Ομοίως ο συντελεστής διάτμησης της βάσης C_s δίνεται από:

$$C_s = \left|\frac{k_s u_s}{m}\right|_{max} = \omega_s^2|u_s|_{max}$$

Γίνεται:

$$C_s = \omega_s^2\varepsilon[S_D(\omega_1,\beta_1)^2 + S_D(\omega_2,\beta_2)^2]^{\frac{1}{2}} = [\omega_b^4 S_D(\omega_1,\beta_1)^2 + \varepsilon^2\omega_s^4 S_D(\omega_2,\beta_2)^2]^{\frac{1}{2}}$$
$$= [S_A(\omega_1,\beta_1)^2 + \varepsilon^2 S_A(\omega_2,\beta_2)^2]^{1/2}$$

Έτσι αν κρατήσουμε μόνο τους πρώτους όρους, έχουμε:

$$|u_s|_{max} = \frac{\varepsilon S_v}{\omega_b} = \varepsilon S_D(\omega_b,\beta_b)$$
$$|u_b|_{max} = \frac{S_v}{\omega_b} = S_D(\omega_b,\beta_b)$$

Και ο συντελεστής διατμητικής C_s ορίζεται από:

$$C_s = \frac{k_s u_s}{m} = \omega_s^2 u_s$$

Γίνεται

$$C_S = \omega_b S_V\left[1+\varepsilon^2\frac{\omega_2^2}{\omega_1^2}\right]^{1/2} = S_A(\omega_b,\beta_b)\left(1+\frac{\varepsilon}{1-\gamma}\right)^{\frac{1}{2}} = S_A(\omega_b,\beta_b)$$

Αυτό το αποτέλεσμα έχει ιδιαίτερη σημασία για την ερμηνεία της συμπεριφοράς των μονωμένων κτηρίων και τον προκαταρκτικό σχεδιασμό τους: για μικρές τιμές του ε και για φάσματα με συνήθη σχήματα το σύστημα μόνωσης μπορεί να σχεδιαστεί για μια μέγιστη μετατόπιση ίση με $S_d(\omega_b,\xi_b)$ και η ανωδομή για ένα συντελεστή τέμνουσας ίσο με $S_a(\omega_b,\xi_b)$. Η σχετική μετακίνηση ορόφων v_{smax} από την οποία

εξαρτώνται οι προκαλούμενες από το σεισμό βλάβες είναι ανάλογη με το λόγο των συχνοτήτων ε και της μέγιστης μετατόπισης S_D.

Το παραπάνω σκεπτικό μπορεί να γενικευθεί και για πολυώροφα κτήρια, η ανάλυση ωστόσο δε θα γίνει στην παρούσα διπλωματική καθώς στόχος της ήταν να μας εισάγει σε αυτή τη φιλοσοφία.

4.4 Είδη συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται εφέδρανα, τα οποία χρησιμοποιούνται για την ανάληψη των κατακορύφων φορτίων με την ταυτόχρονη εισαγωγή οριζοντίων δυνάμεων επαναφοράς κατά τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης. Τρεις είναι οι βασικοί τύποι ελαστομεταλλικών εφεδράνων:

- Απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα
- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (LRB)
- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB)

Τα απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούν τον απλούστερο και πιο εύχρηστο τύπο εφεδράνων που χρησιμοποιούνται για σεισμική μόνωση. Έχουν κυλινδρικό ή παραλληλεπίπεδο σχήμα και αποτελούνται από ελαστομερές υλικό στο οποίο έχουν προστεθεί μεταλλικά φύλλα. Η προσθήκη αυτών των φύλλων προσδίδει στα εφέδρανα αυξημένη κατακόρυφη δυσκαμψία και μειώνει τον κίνδυνο ανατροπής τους λόγω άσκησης οριζόντιων φορτίων. Επιδεικνύουν γραμμική συμπεριφορά που καθορίζεται κυρίως από τις ιδιότητες του ελαστομερούς υλικού. Το ισοδύναμο ποσοστό ιξώδους απόσβεσής τους είναι της τάξης του 5% ή και μικρότερο.

Σχήμα 4.6: Κυλινδρικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearing ή LRB) αποτελούνται από ένα κεντρικό πυρήνα μολύβδου ο οποίος εισάγεται με πίεση στην προανοιγμένη οπή ενός ελαστομεταλλικού εφεδράνου κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής. Όλο το εφέδρανο περιβάλλεται από επικάλυψη ελαστικού (σύνηθες πάχος από 5mm έως 10mm) για λόγους περιβαλλοντικής προστασίας. Στις άνω και κάτω επιφάνειες καταλήγει σε παχιές μεταλλικές πλάκες (πάχος από 2 έως 3cm) οι οποίες ισοκατανέμουν την κατακόρυφη παραμόρφωση και προσφέρουν την σύνδεση με την ανωδομή και την θεμελίωση.

Σχήμα 4.7: Ελαστομεταλλικό εφέφδρανο με πυρήνα μολύβδου

Το κύριο πλεονέκτημα του εφεδράνου LRB είναι ότι παρέχει ευκαμψία για τις σεισμικές ανακυκλικές μετακινήσεις, ακαμψία για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις, υψηλό βαθμό υστερητικής απόσβεσης και επάρκεια στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων με την μορφή ενός εφεδράνου σεισμικής μόνωσης. Τα χαρακτηριστικά αυτά επιτυγχάνονται με τον συνδυασμό του ελαστομεταλλικού μέρους και του πυρήνα μολύβδου και κάνουν τα εφέδρανα LRB ένα ανταγωνιστικό σύστημα σεισμικής μόνωσης για εφαρμογή σε κτήρια και γέφυρες. Ο ισοδύναμος

βαθμός ιξώδους απόσβεσης ο οποίος επιτυγχάνεται είναι αρκετά υψηλός, της τάξης του 15% έως 30%.

Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα Ελαστικού Υψηλής Απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings – HDRB)

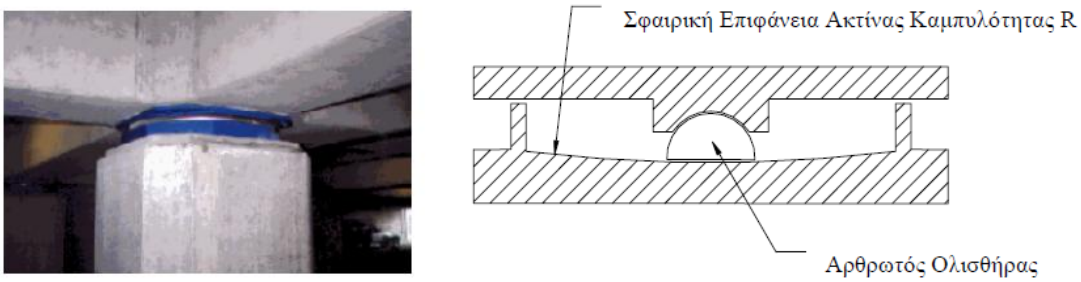
Η αύξηση του βαθμού απόσβεσης επιτυγχάνεται με την προσθήκη κατάλληλων συμπληρωματικών ουσιών όπως άνθρακα και ρητινών. Η απόσβεση αυτή είναι κάτι ενδιάμεσο μεταξύ της υστερητικής απόσβεσης και της ιξώδους απόσβεσης με το κυρίαρχο κομμάτι της να είναι το υστερητικό. Με βάση αυτά τα βελτιωμένα μείγματα ελαστικού κατασκευάζονται τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα ελαστικού υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearing ή HDRB). Η μέθοδος κατασκευής των HDRB είναι ίδια με αυτή των ελαστομεταλλικών εφεδράνων φυσικού ελαστικού.

Το ελαστικό των εφεδράνων HDRB παρουσιάζει μη γραμμική συμπεριφορά για διατμητικές παραμορφώσεις μικρότερες του 20%. Η συμπεριφορά αυτή χαρακτηρίζεται από υψηλό μέτρο διάτμησης (της τάξης των 2MPa) και υψηλό βαθμό απόσβεσης, τα οποία μειώνουν την απόκριση για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις όπως ο άνεμος. Για διατμητικές παραμορφώσεις στο διάστημα 20% έως 120% το μέτρο διάτμησης είναι μικρό και σταθερό (της τάξης του 0.5MPa) ενώ ο βαθμός απόσβεσης κυμαίνεται από 10% έως 20%.

Εφέδρανα ολίσθησης

Το σύστημα εκκρεμούς τριβής (Friction Pendulum System ή FPS) συνδυάζει την ολίσθηση σε επιφάνεια τριβής με μια δύναμη επαναφοράς η οποία προκύπτει από την γεωμετρία της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης. Αποτελείται από ένα αρθρωτό ολισθήρα ο οποίος ολισθαίνει πάνω σε σφαιρική επιφάνεια τριβής από χάβυβα ακτίνας καμπυλότητας R. Η επιφάνεια του ολισθήρα η οποία έρχεται σε επαφή με την σφαιρική επιφάνεια έχει επικάλυψη από συνθετικό υλικό συνήθως Teflon. Καθώς ο ολισθήρας ολισθαίνει στην σφαιρική επιφάνεια η υποστηριζόμενη μάζα της ανωδομής ανυψώνεται και έτσι εμφανίζεται δύναμη επαναφοράς η οποία τείνει να επαναφέρει το εφέδρανο στην θέση ισορροπίας. Αυτή η δύναμη επαναφοράς είναι ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα και αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας R. Επιπλέον η τριβή μεταξύ του αρθρωτού ολισθήρα και της

σφαιρικής επιφάνειας παράγει την απόσβεση των μονωτήρων. Η ενεργός ακαμψία και ο βαθμός απόσβεσης του μονωτήρα εξαρτώνται από την ακτίνα καμπυλότητας R της σφαιρικής επιφάνειας.



Σχήμα 4.8: Εφέδρανο ολίσθησης

4.5 Εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Η σεισμική μόνωση έχει εφαρμοστεί σε διάφορες χώρες του κόσμου, κυρίως για την προστασία κτιρίων των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά το σεισμό, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία,

πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών κλπ., καθώς και κτιρίων που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία) ή έχουν μεγάλη ιστορική σημασία (π.χ. μνημεία). Οι περισσότερες εφαρμογές συστημάτων σεισμικής μόνωσης έχουν πραγματοποιηθεί σε χώρες όπως οι ΗΠΑ, η Ιαπωνία, η Ιταλία και η Νέα Ζηλανδία. Αντιπροσωπευτικά παραδείγματα κτιρίων που ενισχύθηκαν με συστήματα σεισμικής μόνωσης αναφέρονται στον Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1 Παραδείγματα εφαρμογών συστημάτων σεισμικής μόνωσης

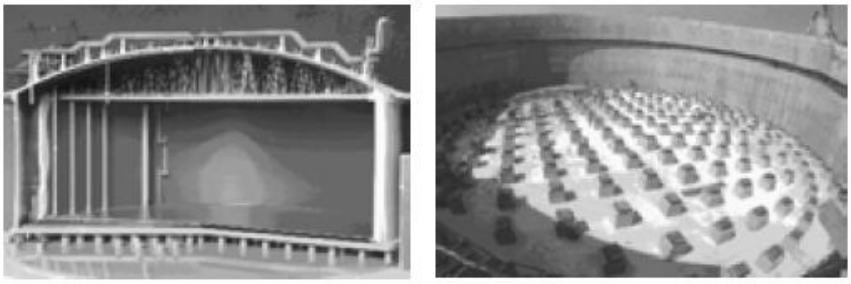
Όνομα κτιρίου	Σύστημα σεισμικής μόνωσης
(α) Φέρων οργανισμός: πλαισιακός φορέας οπλισμένου σκυροδέματος	
Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC), Rancho Cucamonga, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Κέντρο Πυροσβεστικού Ελέγχου (FCCF), Los Angeles, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Νοσοκομείο M.L. King/C.R. Drew Diagnostics Trauma Center, Willowbrook, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης και εφέδρανα ολίσθησης
Εθνικό Μουσείο Νέας Ζηλανδίας, Wellington, Νέα Ζηλανδία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου και εφέδρανα ολίσθησης
Union House, Auckland, Νέα Ζηλανδία	Σύστημα σεισμικής μόνωσης με παισσάλους
Ταχυδρομικό Κέντρο Δυτικής Ιαπωνίας, Sanda, Ιαπωνία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα
Κτίριο της Telecom Italia, Ancona, Ιταλία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
(β) Φέρων οργανισμός: μεταλλικός πλαισιακός φορέας	
Κέντρο Συγκοινωνιακού Ελέγχου, San Diego, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Κέντρο Άμεσων Ενεργειών (EOC), Los Angeles, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Κέντρο Κατασκευής Προσομοιωτών Πτήσης, Salt Lake City, Γιούτα, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου και κοινά ελαστομεταλλικά εφέδρανα
Δημαρχιακό Μέγαρο του San Francisco, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου
Δημαρχιακό Μέγαρο του Los Angeles, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης και εφέδρανα ολίσθησης
Εφετείο του San Francisco, Καλιφόρνια, ΗΠΑ	Εφέδρανα ολίσθησης που βασίζονται στην αρχή του εκκρεμούς
(γ) Φέρων οργανισμός: φέρουσα τοιχοποιία	
Εκκλησία Αγίου Πέτρου, Frigento, Ιταλία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης
Κοινοβούλιο Νέας Ζηλανδίας, Wellington, Νέα Ζηλανδία	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου

Χαρακτηριστικό παράδειγμα μείζονος σεισμικής ενίσχυσης με χρήση συστήματος σεισμικής μόνωσης αποτελεί το Δημαρχιακό Μέγαρο του San Francisco στην Καλιφόρνια (Σχήμα 7.11). Το κτίριο, που μελετήθηκε το 1912 για να αντικαταστήσει προηγούμενη κατασκευή που είχε καταστραφεί από το σεισμό του 1906, καταλαμβάνει δύο οικοδομικά τετράγωνα και βρίσκεται στην παναμερικανική λίστα των κτιρίων μοναδικής ιστορικής σημασίας. Το πενταόροφο κτίριο έχει τρούλο ύψους 91 m και εξωτερική πρόσοψη με επένδυση από γρανίτη. Ο φέρων οργανισμός είναι μεταλλικό πλαίσιο και μέσα από την επένδυση γρανίτη φέρει άοπλη τοιχοποιία από οπτόπλινθους. Οι τοίχοι πλήρωσης έχουν κατασκευαστεί από πήλινα πλακάκια, ενώ στο εσωτερικό υπάρχει επίσης πάνελ από ασβεστόλιθο και μάρμαρο. Ενδιαφέρον χαρακτηριστικό του αρχικού φέροντος οργανισμού είναι ότι ο πρώτος όροφος είναι εξαιρετικά εύκαμπτος με σκοπό να συγκεντρώσει το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής μετακίνησης. Αξίζει να σημειωθεί ότι η μέθοδος του εύκαμπτου πρώτου ορόφου

χρησιμοποιήθηκε ευρέως στις Ηνωμένες Πολιτείες τις δεκαετίες του 1930 και του 1960 και αποτελεί πρόδρομο της σεισμικής μόνωσης. Το κτίριο υπέστη σημαντικές βλάβες κατά τη διάρκεια του σεισμού της Loma Prieta το 1989 και χρειαζόταν εκτεταμένες επισκευές και σεισμική ενίσχυση. Η κύρια πρόθεση της στρατηγικής ενίσχυσης ήταν η διατήρηση της ιστορικής ταυτότητας του κτιρίου. Μετά από διάφορες προτάσεις επιλέχθηκε η μέθοδος της σεισμικής μόνωσης με ταυτόχρονη ενίσχυση της ανωδομής με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Το επίπεδο που τοποθετήθηκε το σύστημα της σεισμικής μόνωσης βρίσκεται ακριβώς πάνω από το επίπεδο της θεμελίωσης. Χρησιμοποιήθηκαν 530 ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Σχήμα 7.12). Πολλά από τα υποστυλώματα στηρίζονται σε τέσσερεις μονωτήρες κάτω από μία μεταλλική σταυροειδή κατασκευή.

Παραδείγματα σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα

Οι δύο δεξαμενές φυσικού αερίου που έχουν κατασκευαστεί για λογαριασμό της ΔΕΗ στη νήσο **Ρεβιθούσα**, κοντά στην Αθήνα, για τη σεισμική μόνωση των οποίων χρησιμοποιήθηκαν 212 εφέδρανα ολίσθησης που βασίζονται στην αρχή του εκκρεμούς. Ο αριθμός καθώς και η διάταξη των εφεδράνων φαίνονται στις εικόνες του επόμενου σχήματος.



Σχήμα 4.9: Σεισμική μόνωση σε δεξαμενή στη νήσο Ρεβιθούσα

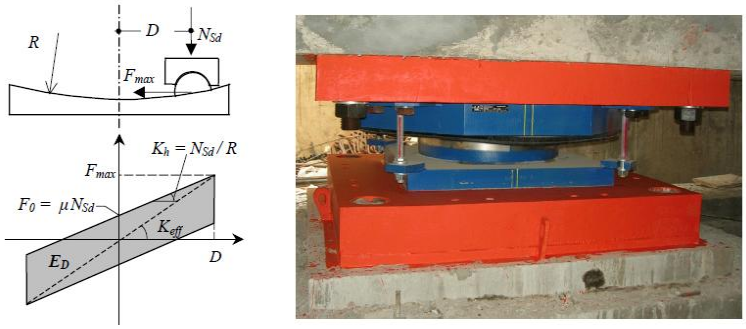
Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος

Τα κτίρια της Εθνικής Λυρικής Σκηνής (ΕΛΣ) και της Εθνικής Βιβλιοθήκης της Ελλάδας (ΕΒΕ) εδράζονται πάνω σε 172 και 151 σεισμικούς μονωτήρες αντίστοιχα. Οι σεισμικοί μονωτές που τοποθετήθηκαν είναι εφέδρανα τριβής και είναι 11 διαφορετικών μεγεθών ανάλογα με τα φορτία που θα αναλάβουν από τον Ε1 που τοποθετήθηκε πάνω σε βάθρο διαστάσεων 1.3 x 1.3 μέτρα και έχει δυνατότητα ανάληψης φορτίου 3.500 KN έως τον Ε11 που τοποθετήθηκε πάνω σε βάθρο διαστάσεων 2.3 x 2.3 μέτρων και έχει δυνατότητα ανάληψης φορτίου 70.000 KN.

Σχήμα 4.10: Λεπτομέρεια συστήματος σεισμικής μόνωσης Ιδρύματος Σταύρος Νιάρχος

Ίδρυμα Ωνάση

Για τη σεισμική μόνωση του συγκεκριμένου κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν 46 αποσβεστήρες τριβής τύπου SIP, Maurer, που τοποθετήθηκαν ακριβώς πάνω από την κοιτόστρωση θεμελίωσης πάχους 1.5 m



Σχήμα 4.11: Λεπτομέρεια συστήματος σεισμικής μόνωσης Ιδρύματος Ωνάση

Το 1972 στο Παγκόσμιο Συμπόσιο Αντισεισμικών Κατασκευών της FIP στην Τιφλίδα, της πρώην Σοβιετικής Ένωσης 1, ανακοινώθηκε το *"Αλεξισείσμιο Σύστημα"* από τον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και μετέπειτα καθηγητή της Στατικής των Κατασκευών του Πανεπιστημίου Πατρών, Αρίσταρχο Οικονόμου.

Το Alexisismon κατοχυρώθηκε με δίπλωμα ευρεσιτεχνίας στην Ελλάδα το 1972 και στις Ηνωμένες Πολιτείες το 1979 [20], το 1981 [21] και το 1985 [22] ενώ είχε ήδη εφαρμοστεί σε πολυόροφα κτίρια, όπως το Δικαστικό Μέγαρο Αθηνών (Άρειος Πάγος), το Εμπορικό Κέντρο Πειραιά (Πύργος Πειραιά) και σε κτίρια κατοικιών, από το 1972. Είναι το πρώτο σύστημα που πέτυχε τη σεισμική μόνωση με χρήση αποκλειστικά ελαστικών στοιχείων δια του διαχωρισμού του δρόμου μεταφοράς κατακορύφων και οριζοντίων δυνάμεων στη θεμελίωση.

Σχήμα 4.12: Δικαστικό Μέγαρο Αθηνών

Σχήμα 4.13: Εμπορικό κέντρο Πειραιά (Πύργος Πειραιά)

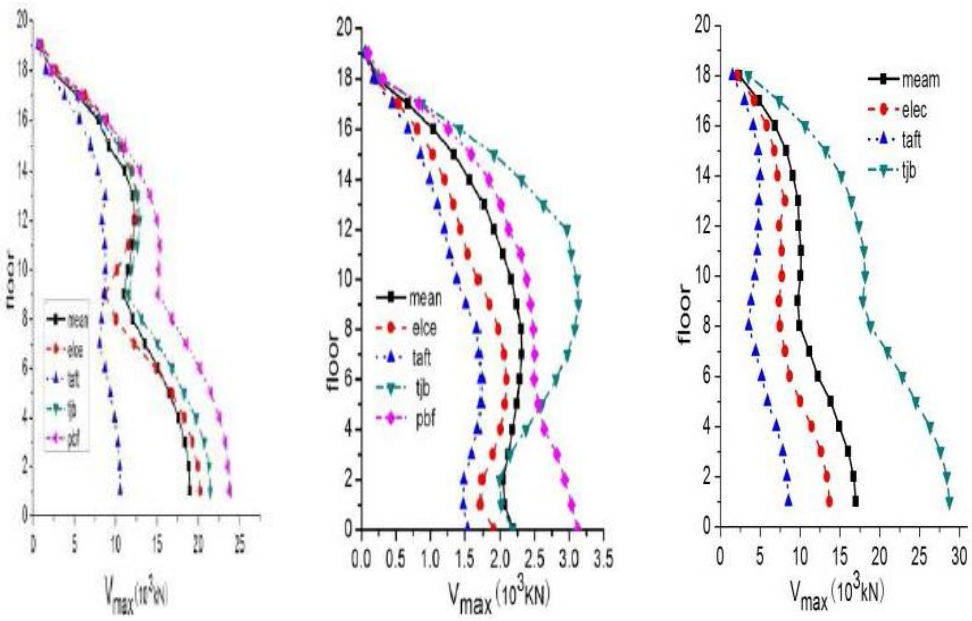
4.6 Επίδραση της Σεισμικής Μόνωσης στα Ψηλά Κτίρια

Παρόλο που όπως διατυπώθηκε παραπάνω μια συνθήκη για την εγκατάσταση της σεισμικής μόνωσης είναι να είναι το κτήριο σχετικά δύσκαμπτο, δηλαδή να έχει ιδιοπερίοδο μικρότερη από 1.5 έως 2 sec, μελέτες έρχονται να δείξουν την ευεργετική επίδραση της σεισμικής μόνωσης και στα ψηλά κτήρια (πιο εύκαμπτα), όπως για παράδειγμα είναι και ο Πύργος του Πειραιά που θα μελετηθεί παρακάτω στα επόμενα κεφάλαια.

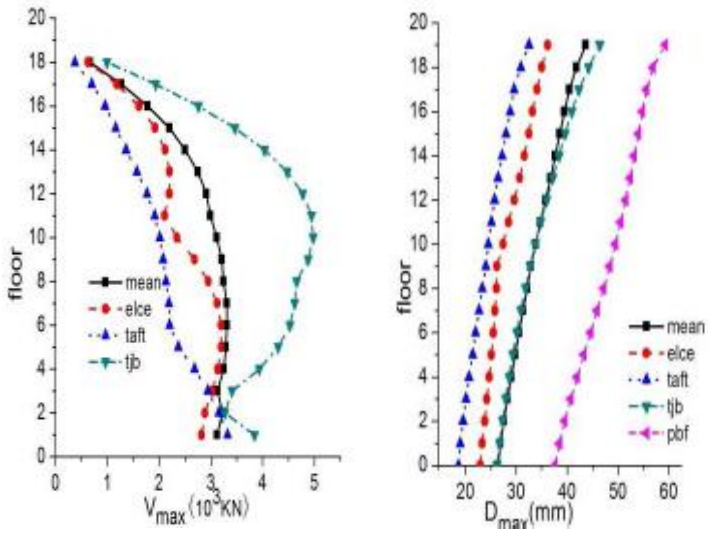
Οι Jinxia Kang και Longmao Zhao [2011] μελέτησαν δύο περιπτώσεις κατασκευών τα στοιχεία των οποίων άντλησαν από τη διαθέσιμη βιβλιογραφία. Η πρώτη είναι ένα κτήριο στο οποίο η κύρια κατασκευή είναι ένα 17-όροφο καμπτοδιατμητικό σύστημα με δύο ορόφους προεξέχοντες που εξετάζεται ως μονωμένη: I-F-S-W (Isolated-Frame-

Shear-Wall και ως πακτωμένη: N-I-F-S-W (Non-Isolated-Frame-Shear-Wall)) και η δεύτερη είναι ένα 18-όροφο κτήριο με κύριο σύστημα ένα 18-όροφο διατμητικό τοίχωμα που εξετάζεται ως μονωμένη: I-S-W(Isolated-Shear-Wall) και ως πακτωμένη: N-I-S-W (Non-Isolated-Shear-Wall). Για λόγους σύγκρισης, αναλύθηκαν οι δύο αυτές κατασκευές με και χωρίς σεισμική μόνωση. Για τη μόνωση επιλέχθηκαν πολυστρωματικά εφέδρανα από ελαστομερές υλικό. Εισήγαγαν τέσσερα σεισμικά κύματα: EL-Centro (elce), TAFT (taft), Tianjing recording wave (tjb) και τεχνητά κύματα (pbf).

Για ίδια δομικά συστήματα οι διατμητικές τάσεις τις μονωμένης κατασκευής είναι μία τάξης μεγέθους μικρότερες από αυτές της μη μονωμένης υπό την επίδραση σεισμικών κυμάτων. Επίσης, οι μετακινήσεις των ορόφων της μονωμένης ψηλής καμπτοδιατμητικής κατασκευής είναι διαφορετικές από αυτές της μονωμένης διατμητικής κατασκευής κάτω από την επίδραση ίδιων σεισμικών κυμάτων. Επιπλέον, στο παρόν άρθρο προτείνεται οι αγνόηση τω δράσεων P-δ στα ψηλά μονωμένα κτήρια, γιατί οι μετακινήσεις των ορόφων και οι πλευρικές μετατοπίσεις της μονωμένης κατασκευής είναι μικρότερες από αυτές της μη μονωμένης. Ακόμη το ποιοτικό διάγραμμα επιταχύνσεων των ορόφων καθ' ύψος είναι διαφορετικό στη μονωμένη και στη μη μονωμένη κατασκευή. Επισημαίνεται ότι υπό την επίδραση ίδιων σεισμικών κυμάτων οι επιταχύνσεις των ορόφων της μονωμένης κατασκευής είναι πιο χαμηλές από αυτές της πακτωμένης, ιδίως στους ψηλούς ορόφους. Κύριο συμπέρασμα λοιπόν των συγγραφέων είναι ότι η σεισμική μόνωση ακόμα και στα ψηλά κτήρια είναι ευεργετική, πρέπει όμως να δοθεί προσοχή στους σεισμούς κοντινού πεδίου, γιατί μπορεί να οδηγηθεί το μονωμένο δόμημα σε "συντονισμό" με την περίοδο του παλμού T_p, κάτι που θα οδηγήσει σε αύξηση των δράσεων στην κατασκευή.



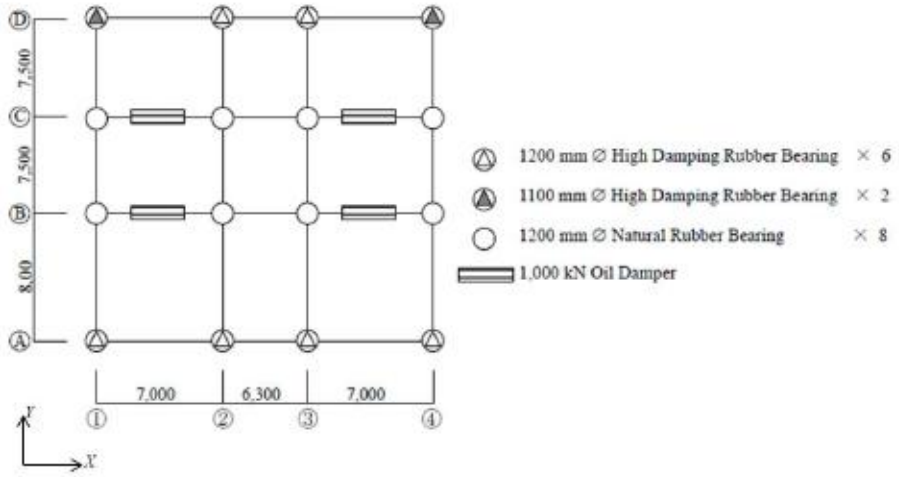
Σχήμα 4.14 Διαγράμματα μέγιστων διατμητικών δυνάμεων ορόφων N-I-F-S-W, I-F-S-W, N-I-S-W



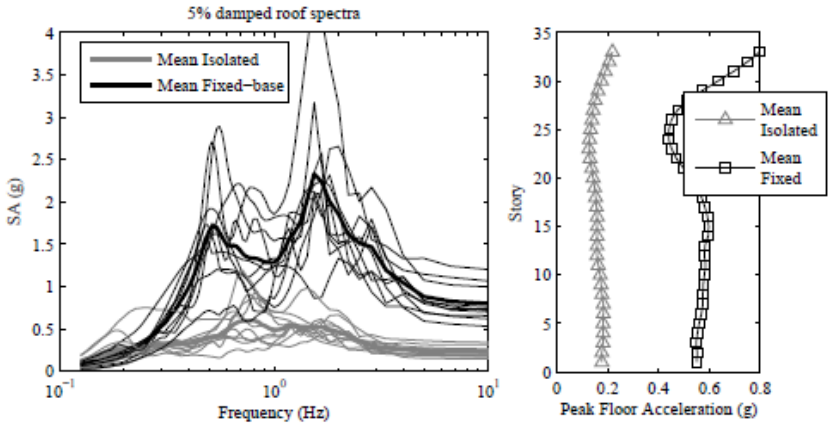
Σχήμα 4.15 Διαγράμματα μέγιστων τεμνουσων δυνάμεων ορόφων I-S-W, I-F-S-W και μετατοπίσεων του I-F-S-W υπό τη δράση συχνού σεισμού

Οι Becker et al. [2015] μελέτησαν ένα 32-όροφο κτήριο στην Ιαπωνία με πλαισιακό φορέα από Ω/Σ, το οποίο είναι μονωμένο με συνδυασμό απλών ελαστομεταλλικών εφεδράνων, εφεδράνων υψηλής απόσβεσης και με σύστημα απόσβεσης στο επίπεδο μόνωσης. Για την ανάλυσή τους χρησιμοποιήθηκαν οι Αμερικάνικοι και οι Ιαπωνικοί κανονισμοί. Κατέληξαν ότι η μονωμένη κατασκευή παρουσιάζει, σε σχέση

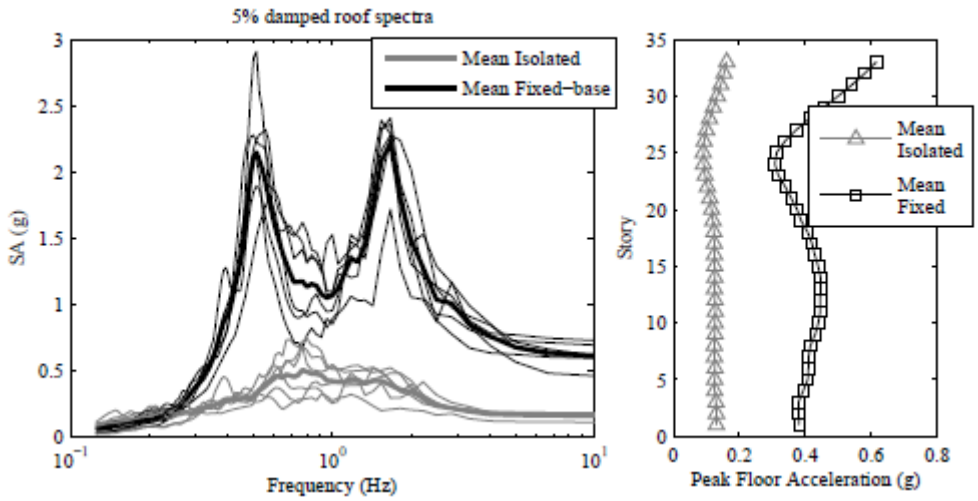
με τη πακτωμένη, μείωση 30-50% της μέγιστης σχετικής μετατόπισης ορόφων και μείωση της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης κατά 75%.



Σχήμα 4.15 Διάταξη συστήματος μόνωσης

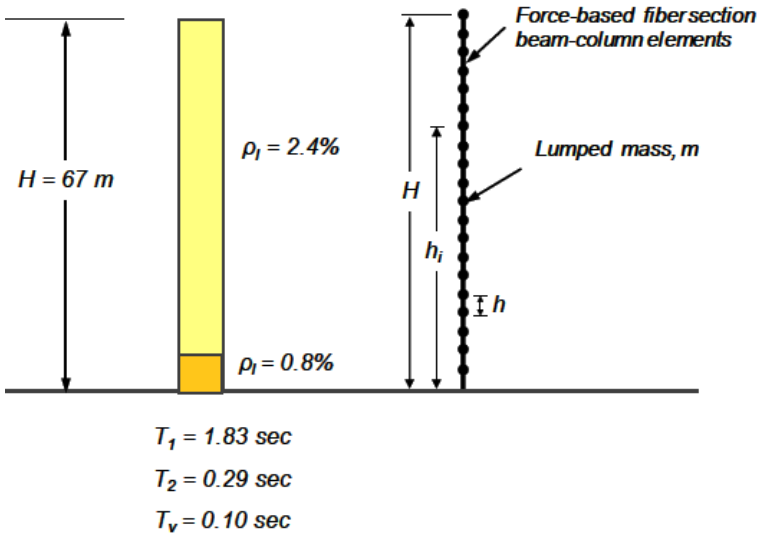


Σχήμα 4.16 Φάσμα απόκρισης τελευταίου ορόφου και μέσες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων καθ' ύψος για πακτωμένο και σεισμικά μονωμένο κτίριο για σεισμό σχεδιασμού επιπέδου 2 με βάση τον Ιαπωνικό Κανονισμό

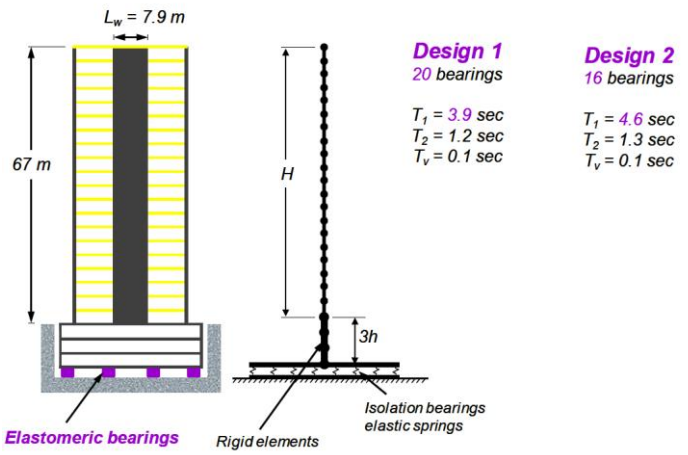


Σχήμα 4.17 Φάσμα απόκρισης τελευταίου ορόφου και μέσες μέγιστες επιταχύνσεις ορόφων καθ' ύψος για πακτωμένο και σεισμικά μονωμένο κτίριο για σεισμό σχεδιασμού με βάση τον Αμερικάνικο κανονισμό

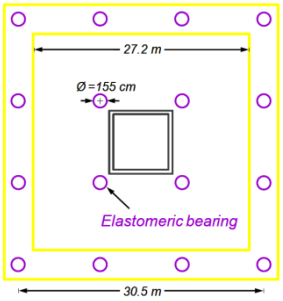
Οι *Calugaru* και *Panagiotou [2013]*έτησαν τρία 20-όροφα προσομοιώματα κτηρίων. Τα δύο ήταν σεισμικά μονωμένα στη βάση τους, με 16 και 20 ελαστομεταλλικά εφέδρανα αντίστοιχα και το τρίτο ήταν πακτωμένο στη βάση του.



Σχήμα 4.18 Μοντέλο πλαστικής άρθρωσης (αριστερά) και αριθμητικό μοντέλο στο OPENSEES (δεξιά) με τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά πακτωμένης κατασκευής

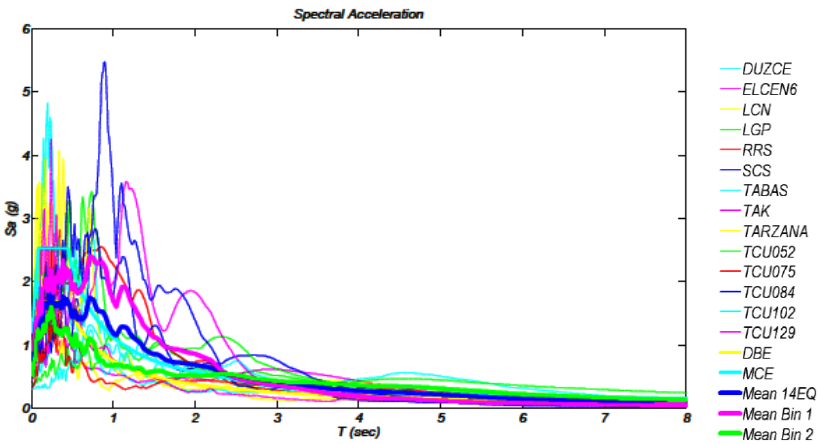


Σχήμα 4.19 Τομή 20-όροφου μονωμένου κτηρίου και ιδιομορφικά χαρακτηριστικά



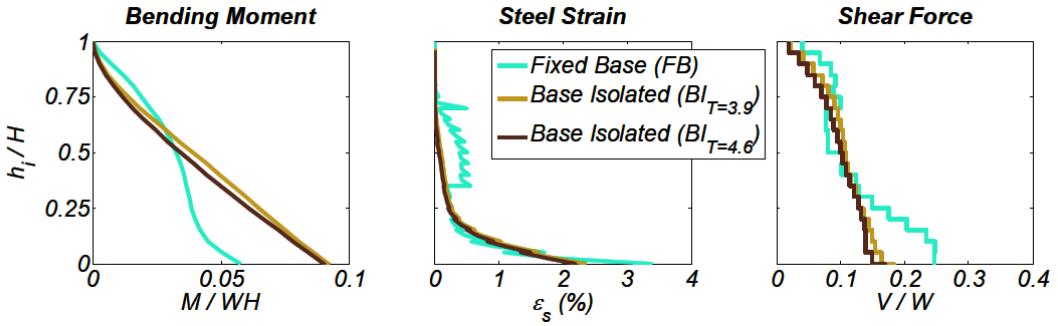
Σχήμα 4.20 Διάταξη εφεδράνων στην περίπτωση που τοποθετούνται 16

Χρησιμοποίησαν για την ανάλυσή τους 14 εδαφικές διεγέρσεις ισχυρού κοντινού πεδίου από τους παρακάτω σεισμούς: Tabas (1978), Imperial Valley (1979), Loma Prieta (1989), Landers (1992), Northridge (1994), Kobe (1995), Chi-Chi (1999), and Duzce (1999).

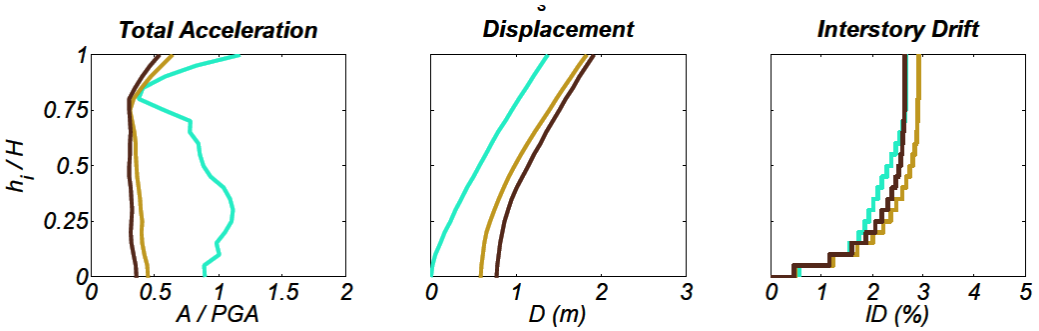


Σχήμα 4.21 Εδαφικές διεγέρσεις

Καταλήγουν στα παρακάτω αποτελέσματα:



Σχήμα 4.22 Ροπές, Παραμόρφωση χάλυβα οπλισμού και Τέμνουσες καθ' ύψος



Σχήμα 4.23 Συνολικές Επιταχύνσεις, Μετατοπίσεις και Σχετικές Μετακινήσεις ορόφων

Συμπεραίνουν λοιπόν οι συγγραφείς ότι η σεισμική μόνωση μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων, σε ένα κτήριο σαν αυτό μπορεί να μειώσει τις επιταχύνσεις των ορόφων και την τέμνουσα βάσης περίπου δύο φορές, σε σχέση με την πακτωμένη κατασκευή. Παρατηρούν παράλληλα ωστόσο ότι από τη βάση του κτιρίου έως και το μέσο του ύψους του περίπου οι ασκούμενες ροπές στους ορόφους είναι δυσμενέστερες για το σεισμικά μονωμένο κτίριο.

Οι ***Jain*** και ***Thakkar [2004]*** διερεύνησαν την αποτελεσματικότητα της σεισμικής μόνωσης με την αύξηση του ύψους της κατασκευής και συνεπώς της ευκαμψίας της. Παρά λοιπόν την κοινή παραδοχή, ότι για τη βέλτιστη αξιοποίηση της μόνωσης πρέπει η ιδιοπερίοδος της κατασκευής να είναι μικρότερη του 1sec ή τυπικά 2sec εξετάζουν αν η σεισμική μόνωση μπορεί να φανεί αποτελεσματική και σε ψηλότερα κτήρια, δηλαδή να αυξηθούν οι θετικές επιδράσεις της, μεταβάλλοντας παραμέτρους όπως τη δυσκαμψία και την απόσβεση της ανωδομής καθώς και την δυσκαμψία του συστήματος μόνωσης.

Για το σκοπό αυτό μελετώνται με δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας τα παρακάτω κτήρια:

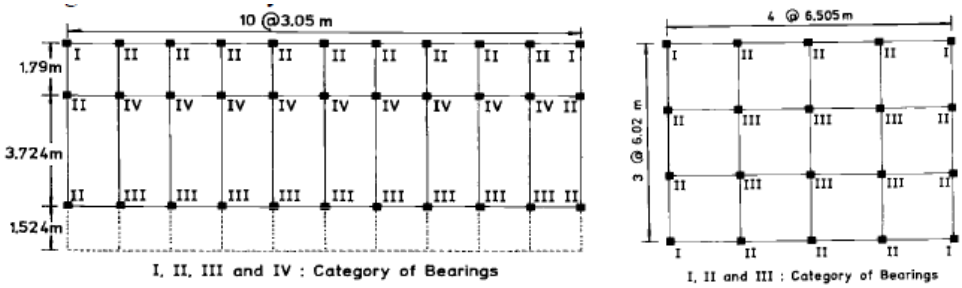
- Ένα 10-όροφο
- Ένα 14-όροφο
- Ένα 20-όροφο

Τα παραπάνω κτίρια εξετάζονται ως πακτωμένα και ως μονωμένα. Πρόκειται για αμιγώς πλαισιακά συστήματα, ενώ η τοιχοποιία λαμβάνεται υπόψη μόνο στη μάζα των κατασκευών και όχι στη δυσκαμψία της. Για να συγκριθούν κατασκευές αυξημένης και μειωμένης δυσκαμψίας αναλύονται προσομοιώματα με φέροντα οργανισμό μόνο τον πλαισιακό και προσομοιώματα με φορέα τον πλαισιακό ενισχυμένο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Η απόσβεση στα πακτωμένα θωρήθηκε 5% της κρίσιμης, ενώ στα μονωμένα επιλέχθηκε διακύμανση μεταξύ 2%-20%.

Πίνακας 4.2 Ιδιοπερίοδοι προσομοιωμάτων

Mode No.	Time periods of the buildings (*sec*)					
	10 storey		14 storey		20 storey	
	Unstiffened	*Stiffened*	*Unstiffened*	*Stiffened*	*Unstiffened*	*Stiffened*
1	1.14	0.88	2.15	0.65	3.08	1.03
2	0.99	0.78	2.15	0.52	3.06	0.82
3	0.87	0.57	1.77	0.29	2.47	0.43
4	0.35	0.28	0.68	0.19	0.98	0.28
5	0.31	0.22	0.68	0.16	0.98	0.24
6	0.28	0.16	0.57	0.10	0.80	0.14

Το σύστημα μόνωσης που θεωρείται σε αυτή τη μελέτη αποτελείται από χαμηλής απόσβεσης ελαστομερή εφέδρανα με εξωτερικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Κάθε κολώνα της μονωμένης κατασκευής θεωρείται ότι εδράζεται σε ελαστομεταλλικά εφέδρανα και ιξώδεις αποσβεστήρες. Τα εφέδρανα κατατάσσονται σε διάφορες κατηγορίες, ανάλογα με το μέγεθος του κατακόρυφου φορτίου που μεταφέρεται από τις κολώνες. Για την μελέτη της επίδρασης της δυσκαμψίας του συστήματος μόνωσης επιλέχθηκαν θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι 2 και 3s, ενώ η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση του συστήματος μόνωσης λαμβάνεται στο 10% της κρίσιμης σε όλες τις περιπτώσεις.



Σχήμα 4.24 Κάτοψη 10-όροφου κτηρίου (αριστερά) και 14-όροφου και 20-όροφου κτηρίου (αριστερά)

Πίνακας 4.3 Παράμετροι σχεδιασμού συστημάτων μόνωσης

Parameter	Horizontal Stiffness of Bearing, K_h (*kN/m*)								Isolation Damping (%)
Bearing Category	I		II		III		IV		
Isolation period	*2 sec*	*3 sec*	*2 sec*	*3 sec*	*2 sec*	*3 sec*	*2 sec*	*3 sec*	
10 storey building	453	201	750	335	1100	492	1250	559	10.0
14 storey building	2088	928	3572	1587	5911	2627	--	--	10.0
20 storey building	2986	1327	5114	2273	8427	3745	--	--	10.0

Οι σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη κατηγοριοποιήθηκαν ως εξής:

- Διεγέρσεις με συχνότητες πάνω από 1,5 Hz, όπως οι σεισμοί NE India (Berlongfer station), Uttarkashi και Koyna
- Διεγέρσεις με συχνότητες από 0,5 Hz έως 5 Hz όπως οι σεισμοί El Centro, NE India (Silchar station), Taft και Parkfield.

Η χρονοϊστορία της σεισμικής διέγερσης της Koyna καταγράφηκε κοντά στο επίκεντρο και είχε σαν αποτέλεσμα υψηλών επιταχύνσεων και συχνοτήτων παλμούς.

Πίνακας 4.3 Χαρακτηριστικά σεισμικών διεγέρσεων

Earthquake Date	M	Station	Components	PGA (m/s^2)	Underlying Strata	Dominant frequencies
NE (India) Aug. 6, 1988	6.8	Berlongfer	S76W	2.95	Sandy soil	1.5 - 3.0 Hz
			N14W	3.37		
Uttarkashi Oct. 20, 1991	6.5	Uttarkashi	N15W	2.37	Rock	2.5 - 6.5 Hz
			N75E	3.04		
Imperial Valley May 18, 1940	6.3	El Centro	S00E	3.35	Alluvium	0.1-10.0 Hz
			S90W	2.10		
NE(India) Aug. 6, 1988	6.8	Silchar	N60E	0.63	Alluvium	0.5 – 2.5 Hz
			S30E	0.89		
Koyna Dec.12, 1967	6.5	Koyna dam	Longitudinal	6.19	Rock	2.5 – 8.5 Hz
			Transverse	4.22		
Taft July 21, 1952	7.7	Kern County	N21E	1.53	12m alluvium over sandstone	0.5-5.0 Hz
			S69E	1.76		
Parkfield June 27, 1966	5.6	Cholame Shandon	N85E	4.26	Alluvium	1.0-4.0 Hz
			N05W	3.48		

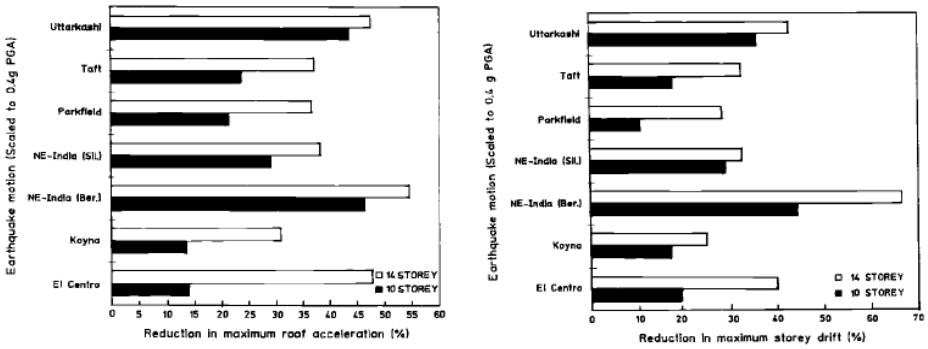
M = Magnitude of earthquake; PGA = Peak ground acceleration

Τα συμπεράσματα που απορρέουν από το παραπάνω άρθρο είναι τα εξής:

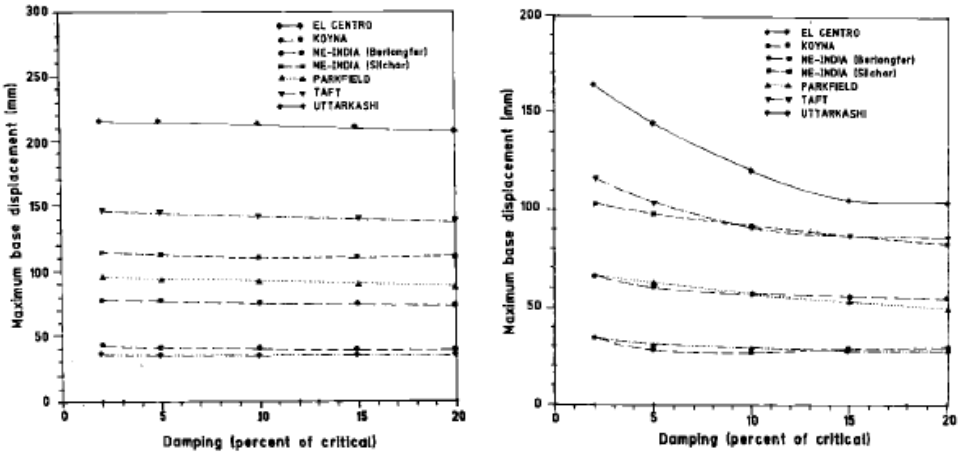
i) Η ***μεταβολή στη δυσκαμψία*** της ανωδομής επηρεάζει άμεσα την απόκριση των μονωμένων κατασκευών. Η σεισμική μόνωση έχει σαν αποτέλεσμα σημαντική μείωση στην απόκριση εκείνων των κατασκευών με αυξημένη δυσκαμψία λόγω προσθήκης χιαστί συνδέσμων συγκριτικά με αυτές που διαθέτουν την αρχική τους δυσκαμψία. Η επιρροή της αύξησης δυσκαμψίας της ανωδομής γίνεται πιο έντονη όσο ψηλότερο είναι το εξεταζόμενο κτίριο. Η αυξημένη δυσκαμψία στις μονωμένες κατασκευές οδηγεί σε μείωση της μέγιστης επιτάχυνσης της στέγης και της μέγιστης σχετικής μετατόπισης των ορόφων, ενώ αυξάνει παράλληλα τη μέγιστη διατμητική δύναμη ορόφων και τη μέγιστη μετατόπισης της βάσης.

ii) Για τα πακτωμένα κτίρια παρατηρείται ότι η ***αύξηση της απόσβεσης*** οδηγεί σε μείωση της σεισμικής απόκρισης κυρίως σε εκείνα τα κτίρια τα οποία δεν έχουν ενισχυθεί με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό συμβαίνει διότι η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών, κυρίως στα κτίρια με το μεγαλύτερο ύψος, είναι αρκετά σημαντική στη συνολική απόκριση της κατασκευής. Από την άλλη μεριά η αύξηση της απόσβεσης από 2% σε 20% της ανωδομής έχει σχεδόν αμελητέα επίδραση στη σεισμική απόκριση των μονωμένων κατασκευών, λόγω της μικρής συνεισφοράς στη συνολική απόκριση των ανώτερων ιδιομορφών. Ωστόσο η επίδραση αυτή είναι προφανές ότι είναι άμεσα εξαρτώμενη και από το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης.

iii) Η ***αύξηση της ευκαμψίας*** του συστήματος μόνωσης είναι πολύ αποτελεσματική στη μείωση της απόκρισης του κτηρίου, σε όρους τέμνουσας και επιταχύνσεων ορόφων. Ωστόσο υπάρχει μικρή αύξηση στη μέγιστη μετατόπιση βάσης, η οποία συγκριτικά με την ευεργετική επίδραση στην ίδια την κατασκευή δεν είναι μεγάλης σημασίας.



Σχήμα 4.25 Μείωσης της μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου και της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με άυξηση απόσβεσης της ανωδομής από 2% έως 20%



Σχήμα 4.26 Διακύμανση μέγιστης μετατόπισης βάσης με απόσβεση ανωδομής για το 10-όροφο κτήριο και το 14-όροφο κτήριο

4.7 Κανονισμοί σεισμικής μόνωσης και μέθοδοι ανάλυσης

Το αντίστοιχο κεφάλαιο του Ευρωκώδικα που αναφέρεται στο σχεδιασμό κτιρίων με σεισμική μόνωση το οποίο βρίσκεται κάτω από την κυρίως σεισμική μάζα του φορέα είναι το κεφάλαιο 10.

Οι μέθοδοι οι οποίες συνιστώνται από τους διάφορους κανονισμούς όπως ο ΚΑΝ.ΕΠ.Ε και ο Ευρωκώδικας και οδηγίες για την ανάλυση σεισμικά μονωμένων κατασκευών είναι κατά αύξουσα σειρά ακρίβειας και πολυπλοκότητας οι εξής :

a. Η ισοδύναμη στατική ανάλυση

b. Η δυναμική φασματική ανάλυση

c. Η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

4.7.1 Ισοδύναμη Γραμμική Ανάλυση

Η ισοδύναμη στατική μέθοδος είναι μια απλοποιημένη διαδικασία ανάλυσης η οποία βασίζεται στην παραδοχή τελείως άκαμπτης ανωδομής πάνω από τους σεισμικούς μονωτήρες. Αν και όλες οι κατασκευές έχουν κάποια ευκαμψία η οποία τροποποιεί την δυναμική απόκριση του συνδυασμένου συστήματος, η παραδοχή της άκαμπτης ανωδομής εκμεταλλεύεται το γεγονός ότι για τα συνήθη συστήματα σεισμικής μόνωσης οι μετατοπίσεις συγκεντρώνονται στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Σύμφωνα με το φάσμα απόκρισης των επιταχύνσεων του κανονισμού, η μετατόπιση σχεδιασμού του μονοβάθμιου ελαστικού συστήματος το οποίο προσομοιώνει την μονωμένη κατασκευή κατά την ισοδύναμη στατική μέθοδο δίνεται από την ακόλουθη γενική σχέση:

$$d_{dc} = \frac{M\, S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min}}$$

όπου $S_e(T_{eff},\xi_{eff})$ είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση του κανονισμού για την ιδιοπερίοδο T και τον ισοδύναμο βαθμό απόσβεσης ξ του συστήματος σεισμικής μόνωσης.

Η ιδιοπερίοδος του απλοποιημένου μονοβάθμιου προσομοιώματος της μονωμένης κατασκευής δίνεται από την σχέση :

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}$$

όπου **M** είναι η συνολική μάζα της μονωμένης κατασκευής και ***Keff*** είναι η ενεργός δυσκαμψία του συστήματος σεισμικής μόνωσης για εύρος ανακυκλικής μετατόπισης **D**, η οποία ισούται με το άθροισμα των ενεργών ακαμψιών των μονωτήρων. Τόσο η ιδιοπερίοδος **T** όσο και ο βαθμός απόσβεσης **β** είναι συναρτήσεις της μετατόπισης **D** και κατά συνέπεια απαιτείται επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό της μετατόπισης D στο κέντρο ακαμψίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης.

4.7.2 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης ακολουθεί την συνηθισμένη διαδικασία για κτιριακά έργα με δύο τροποποιήσεις. Οι σεισμικοί μονωτήρες προσομοιώνονται με γραμμικά ελατήρια τα οποία έχουν την ενεργό δυσκαμψία των μονωτήρων για τον σεισμό σχεδιασμού και το φάσμα σχεδιασμού τροποποιείται για να λάβει υπόψη την αυξημένη απόσβεση του συστήματος σεισμικής μόνωσης.

Η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης συνήθως οδηγεί σε υποεκτίμηση των επιταχύνσεων ορόφων και των ροπών ανατροπής στην βάση.

4.7.3 Ανάλυση χρονοϊστορίας

Στη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση γίνεται βήμα-βήμα ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης που διέπουν την απόκριση της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη τις μη-γραμμικότητες των μονωτήρων. Σε μία τέτοια ανάλυση χρησιμοποιούνται συγκεκριμένες χρονοϊστορίες για τη σεισμική διέγερση και όχι φάσμα σχεδιασμού. Για την επιλογή κατάλληλων χρονοϊστοριών εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΕΚ8-1 (παρ. 3.2.3.1). Για να επιτευχθεί η συμβατότητα των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8, κάθε συνιστώσα πολλαπλασιάζεται με κατάλληλο συντελεστή κλίμακας, ο οποίος υπολογίζεται έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

a. Η μέση τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (τιμή φάσματος απόκρισης για $T = 0$) των καταγραφών πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση από την τιμή Sa_g.

b. Στην περιοχή περιόδων μεταξύ $0.2T_1$ και $2T_1$, όπου T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής, δεν επιτρέπεται η τιμή του μέσου φάσματος απόκρισης των διεγέρσεων για απόσβεση 5% να είναι μικρότερη από το 90% της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης του EC8.

Γενικώς, πρέπει να χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστοριών της εδαφικής διέγερσης (ταυτόχρονη διέγερση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις). Εάν γίνουν λιγότερες από 7 μη-γραμμικές αναλύσεις, τότε θα χρησιμοποιείται η μέγιστη τιμή κάθε μεγέθους, όπως προέκυψε από τις αναλύσεις. Εάν όμως γίνει μη-γραμμική ανάλυση για επτά (7) ή περισσότερα ζεύγη ή τριάδες χρονοϊστοριών, οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων επιτρέπεται να λαμβάνονται ίσες με το μέσο όρο των αποτελεσμάτων των επιμέρους αναλύσεων.

Η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης αν δεν αμεληθεί, μπορεί να λαμβάνεται υπόψη είτε με τρίτη χρονοϊστορία στην κατακόρυφη διεύθυνση, που θα εφαρμόζεται ταυτόχρονα με τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού, είτε με γραμμική φασματική ανάλυση.

4.7.4 Συντελεστής συμπεριφοράς σε σεισμικά μονωμένα συστήματα

Με βάση την παράγραφο 10.10 (5) του EK8, η συνθήκη αντοχής για τα δομικά στοιχεία της ανωδομής μπορεί να ικανοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού διαιρεμένα με έναν συντελεστή συμπεριφοράς όχι μεγαλύτερο από 1,5. Αντίστοιχα ο αμερικάνικος κανονισμός IBC 2000 ορίζει τον επιτρεπόμενο συντελεστή συμπεριφοράς R_I των μονωμένων κατασκευών ως τα ⅜ του αντίστοιχου συντελεστή συμπεριφοράς R της συμβατικά θεμελιωμένης κατασκευής. Ο R_1 ωστόσο πρέπει να είναι μεγαλύτερος της μονάδας και μικρότερος του 2. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι στα πλαίσια των δυναμικών φασματικών αναλύσεων με το φάσμα του Ευρωκώδικα χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με 1,5. με βάση τον Ευρωκώδικα 8.

5

Προσομοίωση Κατασκευής

5.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής

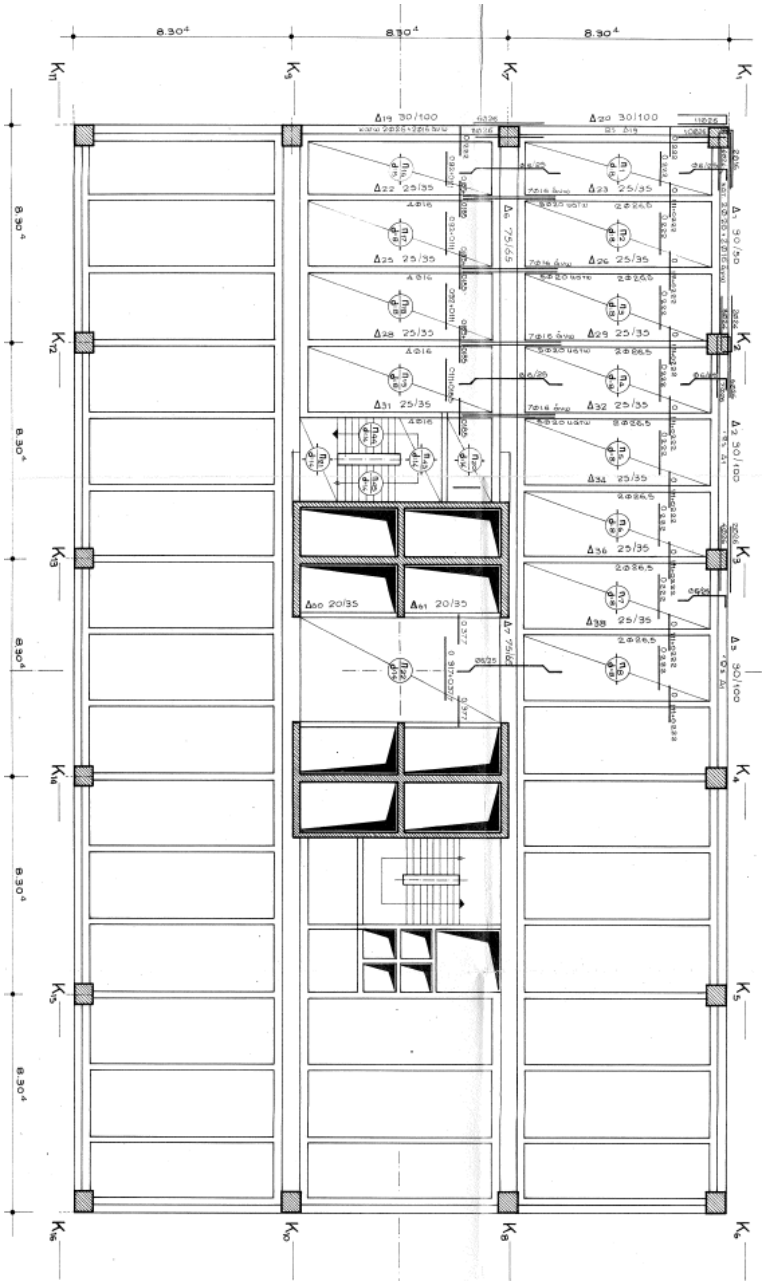
Η κάτοψη του τυπικού ορόφου του εμπορικού κέντρου Πειραιά είναι διαστάσεων 24.9 x 41.5 μέτρων ενώ το ύψος του είναι ίσο με 3.26 μέτρα. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 80.2 m πάνω από τη στάθμη του εδάφους ενώ τα δύο υπόγεια θεμελιώνονται σε βάθος 12.8 μέτρων. Λόγω της ύπαρξης αρμών 10 εκατοστών περιμετρικά του υψηλού όγκου του κτιρίου προσομοιώθηκε μόνο εκείνο το μέρος που ταυτίζεται με τις διαστάσεις κάτοψης του τυπικού ορόφου. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελείται από πλάκες, δοκούς, υποστυλώματα και τοιχώματα ενώ το υπόγειο διαθέτει τοιχώματα και κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του κτιρίου τα οποία ωστόσο δεν συνδέονται μονολιθικά με την κατασκευή και γι αυτό το λόγο δεν συμπεριλήφθηκαν στην προσομοίωση. Επιγραμματικά και για λόγους σαφήνειας το υπό εξέταση κτίριο αποτελείται από:

- Δύο υπόγειους ορόφους
- Τον χαμηλό όγκο - ισόγεια καταστήματα, Α' και Β' όροφος.
- Τον υψηλό όγκο - 3ος έως 22ος όροφος και
- Το δώμα

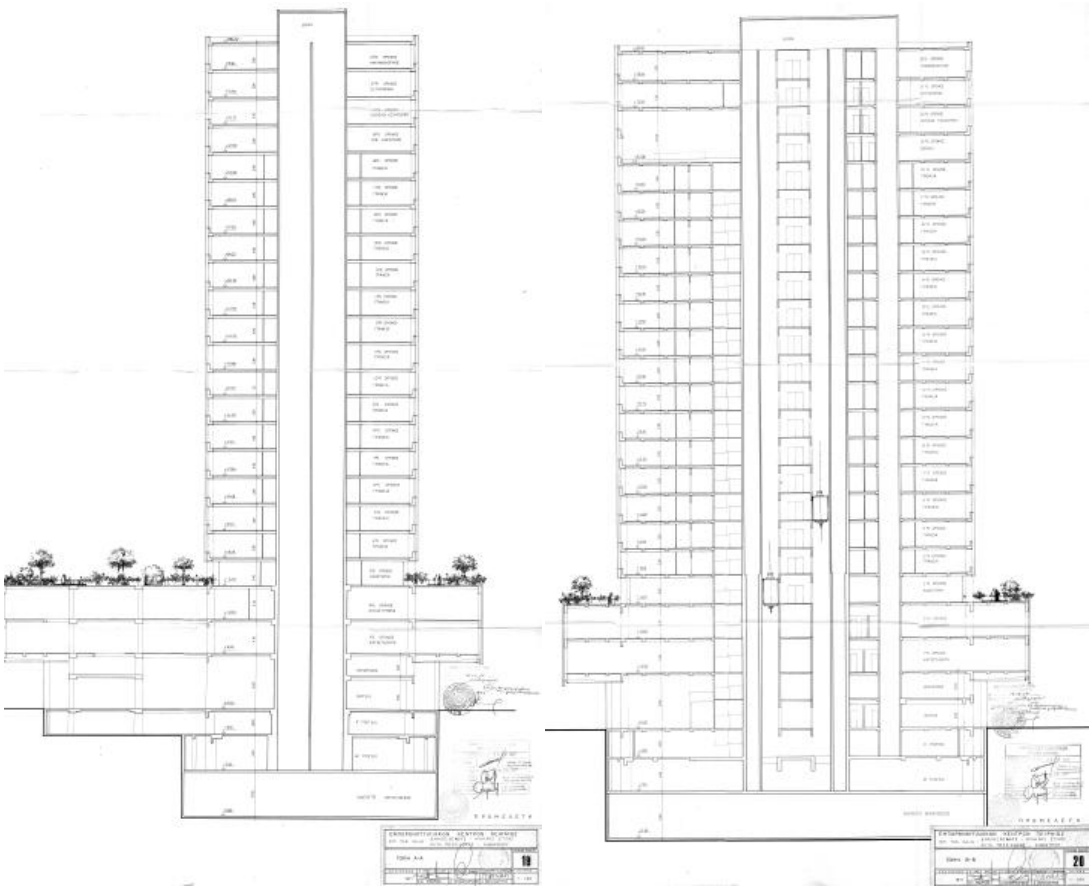
Το εν λόγω κτίριο μελετήθηκε το 1972 ενώ ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης που χρησιμοποιήθηκε ήταν ε=0,06. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα που αναφέρονται ως προς τον αριθμό το είδος και το μέγεθός τους στον ξυλότυπο θεμελίωσης του δεύτερου υπογείου τοποθετήθηκαν, λόγω της έλλειψης στοιχείων που θα προσδιόριζαν την ακριβή τους θέση, σε τρείς διαφορετικές στάθμες όπως θα δούμε και στα κεφάλαια που αφορούν τις αναλύσεις. Το "μπλοκ" θεμελίωσης αποτελείται

από μία άνω πλάκα πάχους 0.50 μέτρων και μία κάτω πλάκα πάχους 1 μέτρου. Οι δύο αυτές πλάκες συνδέονται μεταξύ τους με εγκάρσιες και διαμήκεις δοκούς με ύψος 5.5 μέτρα και πάχους 1.5 μέτρο. Οι δύο πυρήνες οι οποίοι έχουν την γεωμετρία κάτοψης που φαίνεται στον ξυλότυπο τυπικού ορόφου έχουν μήκος και πλάτος 8.30 και 4.50 μέτρα αντίστοιχα ενώ το πάχος τους είναι κλιμακούμενο καθ' ύψος.

Το υπό εξέταση κτίριο δεν έχει υποστεί καμία επέμβαση, προσθήκη ή κάποια αλλαγή μετά την αρχική κατασκευή του, πέρα από την προσθήκη των εξωτερικών υαλοπετασμάτων. Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται ο ξυλότυπος τυπικού ορόφου του κτιρίου και οι τομές κατά τις δύο κύριες και κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.



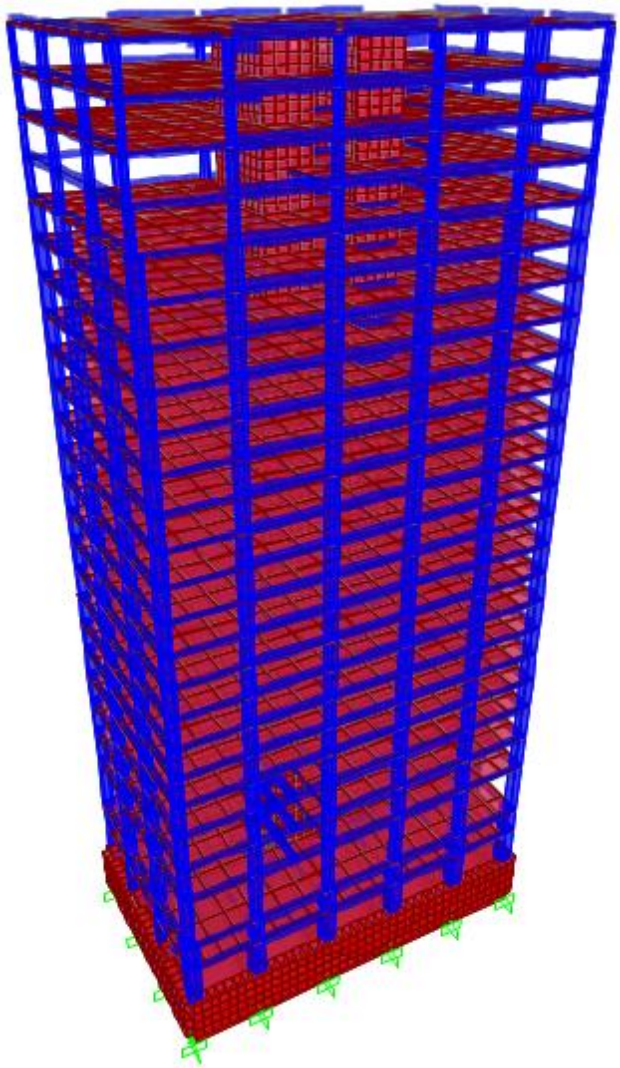
Σχήμα 5.1 ξυλότυπος τυπικού ορόφου



Σχήμα 5.2 Κατακόρυφες τομές Πύργου Πειραιά

5.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής

Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε με το λογισμικό SAP2000. Επιλέγεται η μόρφωση ενός χωρικού προσομοιώματος, το οποίο αποτελείται από γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώνονται με γραμμικά – ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας (frame elements), ενώ οι πλάκες με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους, συγκεκριμένα με τετρακομβικά στοιχεία κελύφους με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο (shell thin), έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος τους και να κατανέμουν τα επιφανειακά φορτία στις δοκούς. Για τα στοιχεία του πυρήνα χρησιμοποιήθηκε επίσης στοιχείο κελύφους (shell thick) έτσι ώστε να προσομοιώνεται καλύτερα η διατμητική παραμόρφωση λόγω των σεισμικών φορτίων.



Σχήμα 5.3 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος

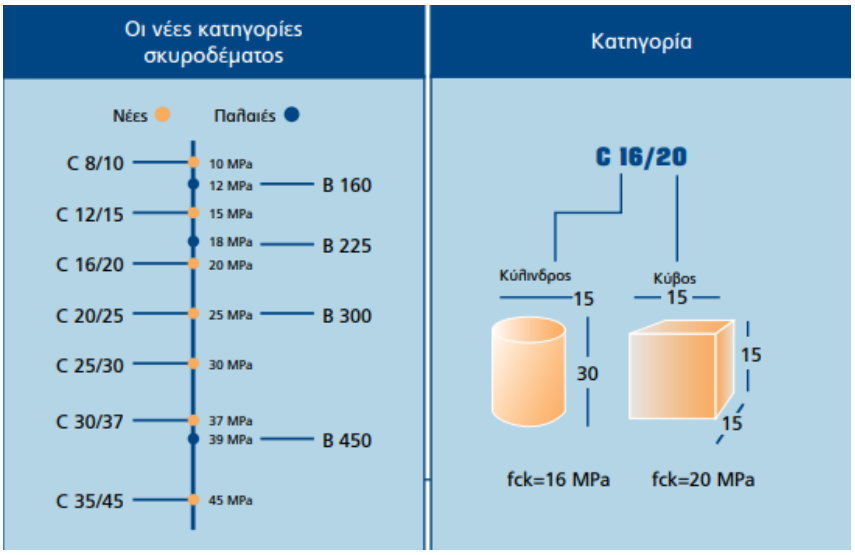
5.2.1 Υλικά

Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών παρόλο που χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές αντοχής των υλικών, εδώ λόγω αβεβαιότητας και ως προς το δυσμενέστερο χρησιμοποιήθηκαν οι χαρακτηριστικές τιμές, ως μία εκτίμηση της πραγματικής αντοχής των υλικών.

Στον υπό μελέτη φορέα δεν έχει επιτελεστεί κάποια επί τόπου επιθεώρηση, διατίθενται όμως τα αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια από τα οποία προσδιορίζονται οι γεωμετρικές ιδιότητες του δομικού φορέα, η ποσότητα και η διαμόρφωση λεπτομερειών οπλισμού, με κάποιες εξαιρέσεις, και οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών. Επομένως θεωρούμε στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων "ανεκτή".

Σκυρόδεμα

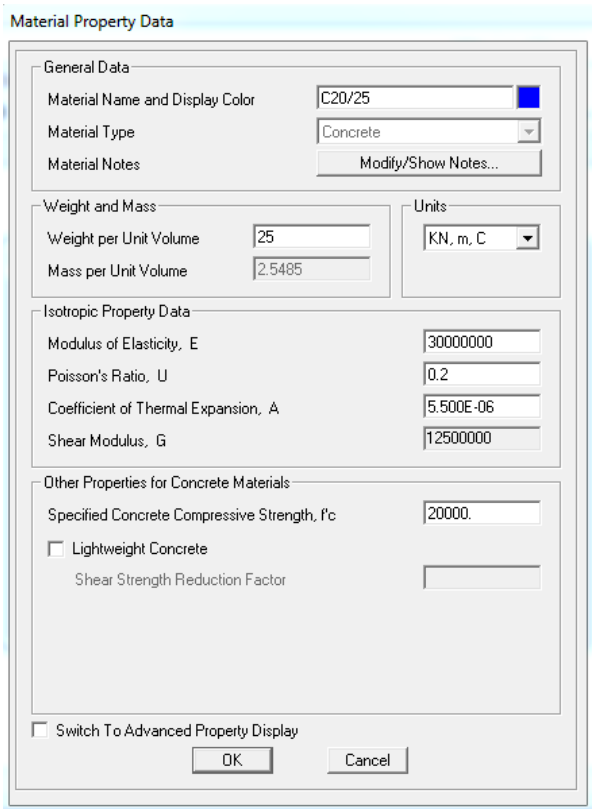
Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή του εμπορικού κέντρου Πειραιά είναι κατηγορίας B300 το οποίο σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα της ***interbeton*** αντιστοιχεί σε σημερινή κατηγορία C20/25.



Σχήμα 5.4 Κατηγορία σκυροδέματος

Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών των υλικών στο λογισμικό γίνεται με την παρακάτω σειρά εντολών:

Define → Materials → Add New Material



Σχήμα 5.5 Εισαγωγή χαρακτηριστικών σκυροδέματος στο SAP2000

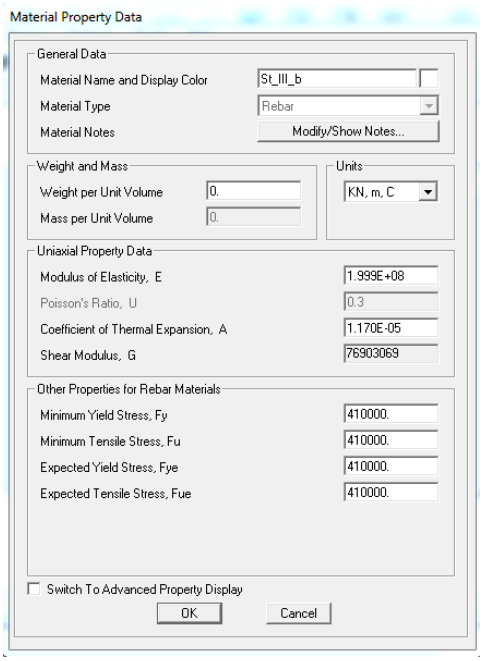
Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι ενώ ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην παράγραφο 4.4.3 επιτρέπει τη χρησιμοποίηση της μέσης τιμής της αντοχής σκυροδέματος f_{cm} προτιμάται υπέρ της ασφαλείας να γίνει χρησιμοποίηση της χαρακτηριστικής αντοχής f_{ck} .

Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε είναι με βάση και πάλι τα διατιθέμενα σχέδια κατηγορίας *Stahl III* με χαρακτηριστική αντοχή 410 Mpa με βάση τον παρακάτω πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πίνακας 2 Παράρτημα 3.1

S220 & Stahl I	280	240
S400 & Stahl III	450	410
S500 & Stahl IV	520	500

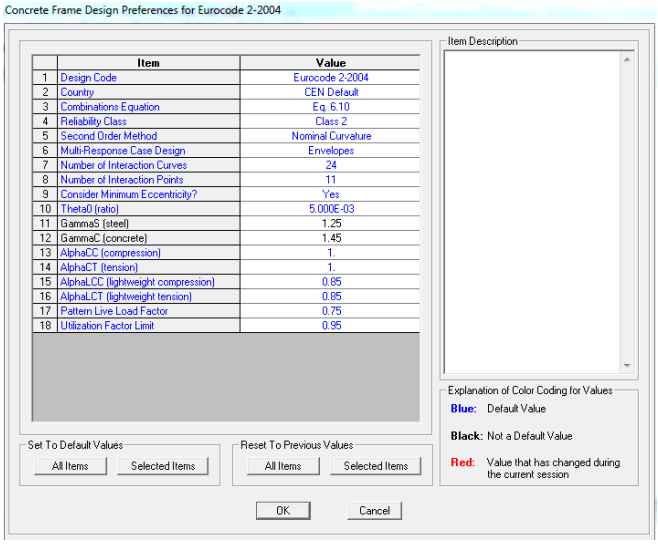


Σχήμα 5.6 Εισαγωγή χαρακτηριστικών χάλυβα οπλισμού στο SAP2000

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι ο χάλυβας οπλισμού προσομοιώθηκε με μηδενικό βάρος καθώς το σκυρόδεμα μας έχει ειδικό βάρος 25kN/m^3 που αντιστοιχεί σε αυτό του οπλισμένου σκυροδέματος.

Τέλος οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών μας για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, με βάση το κεφάλαιο 4.5.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θεωρώντας την στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων μας ως ανεκτή (ελλείψει στοιχείων θεωρήθηκε η δυσμενέστερη στάθμη) έχουμε ότι:

γs=1,25 και γc=1,45 για τον χάλυβα και το σκυρόδεμα αντίστοιχα.



Σχήμα 5.7 Εισαγωγή συντελεστών ασφαλείας υλικών

5.2.2 Διατομές φερόντων στοιχείων

Η εισαγωγή των διατομών των γραμμικών στοιχείων (υποστυλώματα, δοκοί) στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property → Concrete

Εναλλακτικά, οι διατομές των γραμμικών στοιχείων μπορούν να σχεδιαστούν στο *Section Designer* με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer

ώστε να είναι δυνατός ο άμεσος υπολογισμός του διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων και των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης εντατικών μεγεθών κάθε διατομής, από το λογισμικό.

Η εισαγωγή των διατομών των επιφανειακών στοιχείων (πλάκες) στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Section Properties → Area Sections → Shell → Add New Section

Υποστυλώματα

Οι διατομές των υποστυλωμάτων της κατασκευής έχουν ομαδοποιηθεί ανά ορόφους ως εξής:

- Υποστυλώματα στη μεγάλη πλευρά του κτιρίου μήκους 41.5 μέτρα

- Υποστυλώματα στη μικρή πλευρά του κτιρίου μήκους 24.9 μέτρα
- Υποστυλώματα στις 4 γωνίες του κτιρίου

d. Υποστυλώματα Α' και Β' υπογείου:

- Μεγάλη πλευρά --> 1.30 x 1.30 m
- Μικρή πλευρά --> 2.40 x 0.90 m
- Γωνίες --> 1.30 x 1.30 m

e. Υποστυλώματα ισογείου 1ου και 2ου ορόφου:

- Μεγάλη πλευρά --> 0.95 x 0.90 m
- Μικρή πλευρά --> 2.00 x 0.70 m
- Γωνίες --> 0.95 x 0.95 m

f. Υποστυλώματα 3ου έως 18ου ορόφου (τυπικός όροφος):

- Μεγάλη πλευρά --> 0.95 x 0.90 m
- Μικρή πλευρά --> 1.80 x 0.70 m
- Γωνίες --> 0.95 x 0.95 m

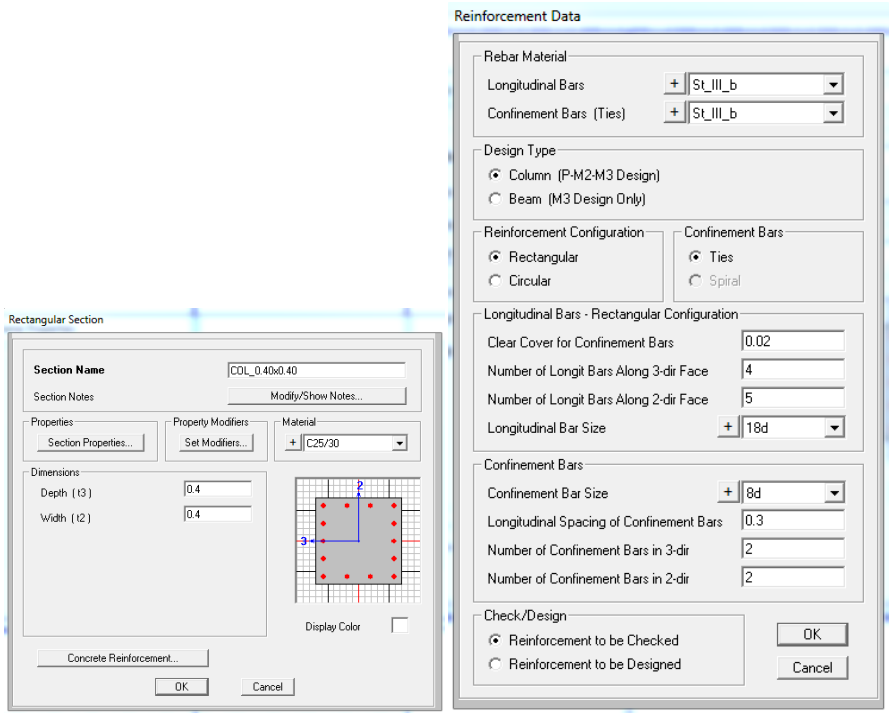
g. Υποστυλώματα 19ου και 20ου ορόφου:

- Μεγάλη πλευρά --> 0.65 x 0.50 m
- Μικρή πλευρά --> 0.95 x 0.50 m
- Γωνίες --> 0.50 x 0.50 m

h. Υποστυλώματα 21ου και 22ου ορόφου:

- Μεγάλη πλευρά --> 0.55 x 0.45 m
- Μικρή πλευρά --> 0.85 x 0.50 m
- Γωνίες --> 0.40 x 0.40 m

Ενδεικτικά στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζεται ο ορισμός του υποστυλώματος 0.40 x 0.40 στο προσομοίωμα το οποίο έχει οπλισθεί με 14 Φ18.

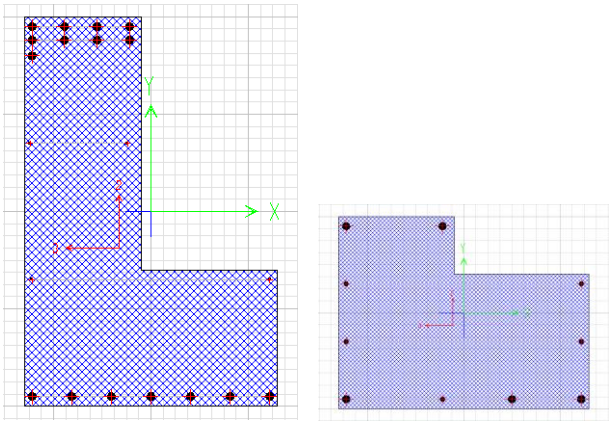


Σχήμα 5.8 Εισαγωγή διατομής στο SAP2000

Δοκοί

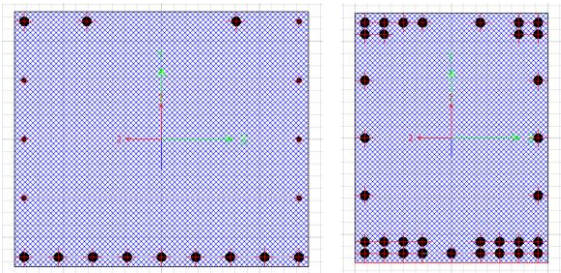
Λόγω της ιδιαίτερης μορφής των περιμετρικών δοκών του κτιρίου αλλά και της ανομοιόμορφης κατανομής του οπλισμού σε αυτές οι διατομές δοκού σχεδιάστηκαν με το εργαλείο section designer. Οι δοκοί μπορούν να χωριστούν σε τρεις κατηγορίες, τις μεγάλες περιμετρικές δοκούς, τις ενδιάμεσες δοκούς που συνδέουν τους πυρήνες του κτιρίου με τα εξωτερικά υποστυλώματα και τις εγκάρσιες δοκούς που σχηματίζουν την δοκιδωτή πλάκα.

-Οι περιμετρικές δοκοί της μικρής πλευράς του τυπικού ορόφου του κτιρίου είναι σχήματος L με ύψος 1m, πλάτος κάτω πέλματος 0.65m και πλάτος άνω πέλματος ίσο με 0.30m. Το ύψος του κάτω πέλματος είναι 0.35m. Τα ίδια ισχύουν και για την μεγάλη πλευρά του κτιρίου για τις τρεις δοκούς των μεσαίων ανοιγμάτων ενώ οι δοκοί στα δύο ακραία ανοίγματα είναι ίδιες με τις προηγούμενες σε όλα τα χαρακτηριστικά εκτός από το ύψος τους που γίνεται 0.50 μέτρα.



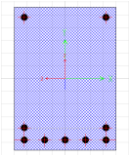
Σχήμα 5.9 ενδεικτικές διατομές περιμετρικών δοκών

-Οι ενδιάμεσες δοκοί έχουν διαστάσεις 0.65m ύψος και 0.75m πλάτος για το μήκος που εκτείνεται από τα υποστυλώματα μέχρι τον πυρήνα, ενώ οι δοκοί μεταξύ των πυρήνων έχουν διαστάσεις 0.65m ύψος και 0.50m πλάτος.



Σχήμα 5.10 ενδεικτικές διατομές ενδιάμεσων δοκών

-Οι *εγκάρσιες δοκοί* έχουν διαστάσεις 0.35m ύψος και 0.25m πλάτος.



Σχήμα 5.11 Ενδεικτική διατομή εγκάρσιας δοκού τυπικού ορόφου

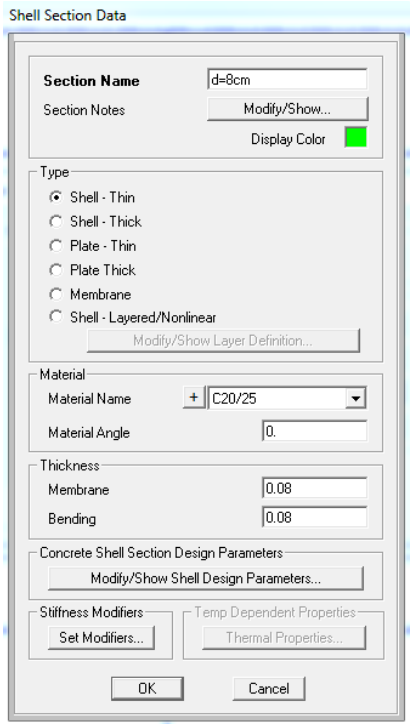
Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι με βάση τα διαθέσιμα σχέδια με τα αναπτύγματα οπλισμών, τα οποία δίνονται στο παράρτημα, του τυπικού ορόφου για κάθε δοκό θεωρήθηκαν τρεις διατομές, δύο στα άκρα και μία στη μέση, κάνοντας τη δυσμενή παραδοχή ότι το ακραίο τμήμα έχει μήκος όσο το 1/6 του συνόλου του μήκους της δοκού.

Πλάκες

Τα πάχη των πλακών του κτιρίου είναι:

- κάτω πλάκα "μπλοκ" θεμελιώσεως: h=100 cm
- άνω πλάκα "μπλοκ" θεμελιώσεως: h=50 cm
- πλάκα οροφής Β' υπογείου: h=30 cm
- δοκιδωτές πλάκες ορόφων: h=8 cm

Οι σκάλες δεν προσομοιώθηκαν συνεπώς τα αντίστοιχα φορτία τους κατανεμήθηκαν στους πυρήνες ως σημειακές φορτίσεις και στις στηρίζουσες δοκούς ως κατανεμημένες φορτίσεις ανάλογα με το εμβαδό επιρροής που αναλαμβάνει το κάθε στοιχείο. Οι πλάκες προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, ορίζοντας για κάθε διαφορετικό πάχος πλάκας μία διαφορετική διατομή (Area Section). Στις διατομές των πλακών δεν εισήχθησαν οι οπλισμοί καθώς δεν έγινε έλεγχος της επάρκειας σε στατικά φορτία. Η διαδικασία ορισμού των πλακών δίνεται ενδεικτικά για της πλάκες τυπικού ορόφου στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 5.12 Εισαγωγή πλακών στο sap2000

5.2.3 Διαφραγματική λειτουργία

Σε κάθε όροφο, παρά την προσομοίωση των πλακών με στοιχεία κελύφους, θεωρήθηκε ότι οι επιμέρους κόμβοι ανήκουν σε άκαμπτα διαφράγματα για την εντός

επιπέδου παραμόρφωση με την επιβολή της δέσμευσης *diaphragm* που δίνει τη δυνατότητα το sap2000. Συνεπώς κατά την επιβολή της οριζόντιας σεισμικής δράσης θεωρούνται τρεις βαθμοί ελευθερίας, ανά όροφο, δύο μετακινήσεις και μία στροφή.

Σημειώνεται ότι, στην περίπτωση έλλειψης διαφράγματος μειώνεται η υπερστατικότητα, η αντοχή και η δυσκαμψία της κατασκευής και ενδέχεται συγκέντρωση μεγάλων μετακινήσεων σε ορισμένα μόνο σημεία.

5.2.4 Απομείωση δυσκαμψιών

Σε φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι μέρος της διατομής τους ρηγματώνεται και δεν λειτουργεί, καθώς και ότι συνυπάρχουν φαινόμενα διάτμησης και εξόλκευσης οπλισμών. Για το λόγο αυτό, οι κανονισμοί προτείνουν την απομείωση των δυσκαμψιών των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η δυσκαμψία των δοκών θα ισούται με το 40% της δυσκαμψίας της αρηγμάτωτης διατομής, και των υποστυλωμάτων με το 60%, αντίστοιχα (όλα τα υποστυλώματα του υπό μελέτη κτιρίου είναι περιμετρικά). Η δυστένεια ΕΑ δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες (διαφραγματική λειτουργία).

Η απομείωση αυτή της δυσκαμψίας εισάγεται στο προσομοίωμα ως ένας μειωτικός συντελεστής I_{eff}/I_{el} για κάθε μέλος, μέσω των Property Modifiers. Ο λόγος αυτός προκύπτει ως το πηλίκο της ενεργού δυσκαμψίας προς την ελαστική δυσκαμψία της αρηγμάτωτης διατομής $(EI)_{eff}/(EI)_{el}$. Στις δοκούς ο μειωτικός συντελεστής εισάγεται στη ροπή αδράνειας I_{33}, καθώς οι δοκοί κάμπτονται περί τον τοπικό άξονα 3, ενώ στα υποστυλώματα, τα οποία υπόκεινται σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη, εισάγονται μειωτικοί συντελεστές στις ροπές αδράνειας I_{22} και I_{33}.

Πίνακας 4.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Α/α	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_cI_g)$
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_cI_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_cI_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_cI_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_cI_g)$

5.2.5 Εκκεντρότητες δομικών μελών

Η σύνδεση των δομικών μελών της κατασκευής, γενικώς, δεν πραγματοποιείται κεντρικά. Ο κεντροβαρικός άξονας των περιμετρικών δοκών δεν τέμνει τον κεντροβαρικό άξονα των υποστυλωμάτων, στα οποία στηρίζονται και το επίπεδο των πλακών συμπίπτει με την άνω ίνα και όχι το κέντρο βάρους της διατομής των δοκών. Το λογισμικό δίνει τη δυνατότητα εισαγωγής αυτών των εκκεντροτήτων στο προσομοίωμα με την εκτέλεση της σειράς εντολών:

Επιλογή μέλους → Assign → Frame → Insertion Point

Αρχικά τα μέλη σχεδιάζονται κεντρικά και στην συνέχεια με τις παραπάνω εντολές τα άκρα τους μεταφέρονται στην επιθυμητή διεύθυνση και απόσταση ώστε να επιτευχθεί η έκκεντρη σύνδεση. Για να ληφθεί υπόψη η εκκεντρότητα κάθε μέλους στον υπολογισμό του μητρώου δυσκαμψίας του θα πρέπει η εντολή *Do not transform frame stiffness for offsets from centroid* να μην είναι επιλεγμένη, διαφορετικά οι εκκεντρότητες αποτυπώνονται μόνο στη γραφική απεικόνιση του προσομοιώματος.

Όσον αφορά στο προσομοίωμα μας, τα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν στο εσωτερικό του εξωτερικού καννάβου μας, ενώ οι περιμετρικές δοκοί πέρα από την οριζόντια μετατόπιση, που είναι ίδια με αυτή των υποστυλωμάτων χρειάστηκε να μετατοπιστούν και καθ' ύψος καθώς με βάση τα σχέδια πρέπει να ταυτίζεται το υψόμετρο της βάσης των δοκών ύψους 0.50 και 1.00m αντίστοιχα. Τέλος οι εγκάρσιες δοκοί που μαζί με τις πλάκες 8cm αποτελούν ουσιαστικά τη δοκιδωτή πλάκα τοποθετήθηκαν ώστε η γραμμή του προσομοιώματος να περνάει από το άνω πέλμα τους.

5.2.6 Κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων

Στις περιοχές των κόμβων των πλαισίων, όπου συνδέονται οι δοκοί με τα υποστυλώματα υπάρχει ένα τμήμα σε κάθε στοιχείο το οποίο υπερκαλύπτεται από τη

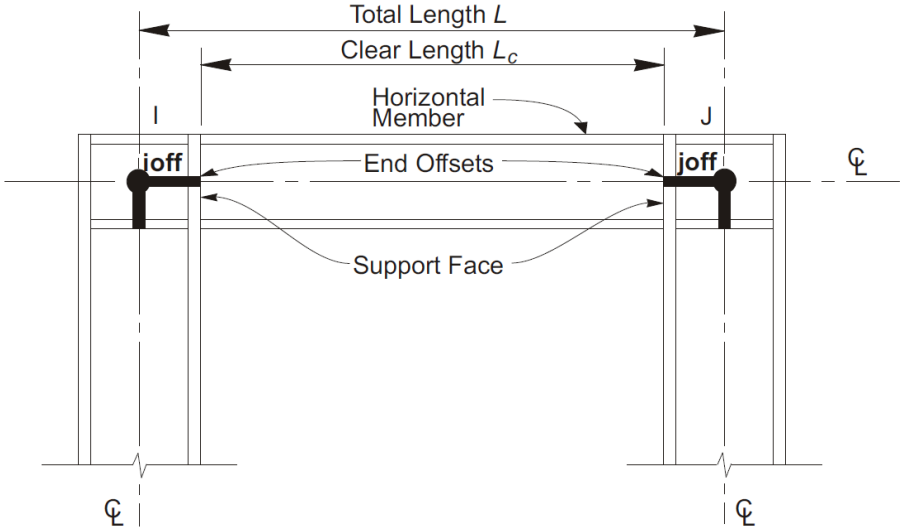
διατομή του άλλου. Αυτή η υπερκάλυψη συνεπάγεται τη μείωση του ελαστικού μήκους των στοιχείων, βάσει του οποίου υπολογίζεται η δυσκαμψία τους.

Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα καθορισμού του μήκους των τμημάτων στην αρχή (*End-I*) και στο τέλος (*End-J*) κάθε στοιχείου που υπερκαλύπτονται, με την ακόλουθη σειρά εντολών:

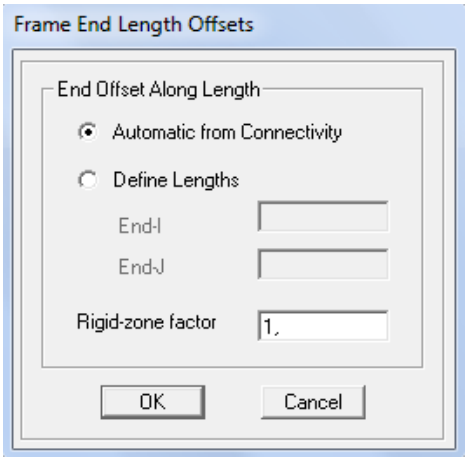
Επιλογή του στοιχείου → Assign → Frame → End (Length) Offsets → Define Lengths

Ακόμη, μπορεί να καθοριστεί το πόσο άκαμπτα θα είναι αυτά τα τμήματα, μέσω του συντελεστή Rigid – zone factor, ο οποίος παίρνει τιμές από 0 έως 1, με την τιμή 1 να δηλώνει πλήρως άκαμπτο τμήμα και την τιμή 0 πλήρως εύκαμπτο. Η πραγματικότητα βρίσκεται κάπου στο ενδιάμεσο. Ωστόσο, δεδομένου ότι ο υπό μελέτη φορέας είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, θεωρούνται στους κόμβους απολύτως στερεά τμήματα (άκαμπτοι κόμβοι) και στον συντελεστή Rigid – zone factor δίνεται η τιμή 1. Διευκρινίζεται ότι, άκαμπτα τμήματα (End Length Offsets) ορίζονται μόνο στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, καθώς γίνεται η παραδοχή ότι τα άκρα των δοκών παγιώνονται από τα υποστυλώματα, αλλά τα άκρα των υποστυλωμάτων δεν παγιώνονται από τις δοκούς.

Με τον ορισμό άκαμπτων τμημάτων στις περιοχές των κόμβων τα εντατικά μεγέθη που εξάγονται από το λογισμικό εμφανίζονται από τις παρειές, αφορούν δηλαδή μόνο το καθαρό μήκος των στοιχείων



Σχήμα 5.13 Κόμβοι Δοκών-Υποστυλωμάτων



Σχήμα 5.14 Εισαγωγή ακαμψίας κόμβου

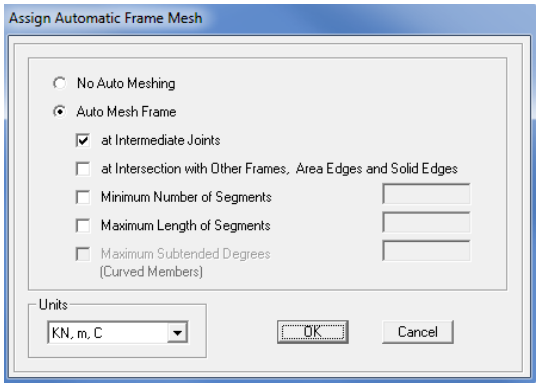
Με την επιλογή ***Automatic from Connectivity*** το λογισμικό λαμβάνει αυτόματα υπόψη τις υπερκαλύψεις των στοιχείων στις περιοχές των κόμβων, βάσει των διαστάσεων των διατομών και της σύνδεσης των στοιχείων. Η επιλογή, όμως, αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο όταν τα στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους κεντροβαρικά, καθώς στην περίπτωση που εισαχθούν εκκεντρότητες στα δομικά μέλη, η μετάθεση της παρειάς δεν υπολογίζεται αυτόματα και θα πρέπει να εισαχθεί από το χρήστη.

5.2.7 Διακριτοποίηση

Για την επίτευξη μεγαλύτερης υπολογιστικής ακρίβειας πραγματοποιείται πύκνωση της διακριτοποίησης τόσο για τα γραμμικά όσο και για τα επιφανειακά στοιχεία.

Στο SAP2000 η διακριτοποίηση των γραμμικών στοιχείων επιτυγχάνεται με τη σειρά εντολών:

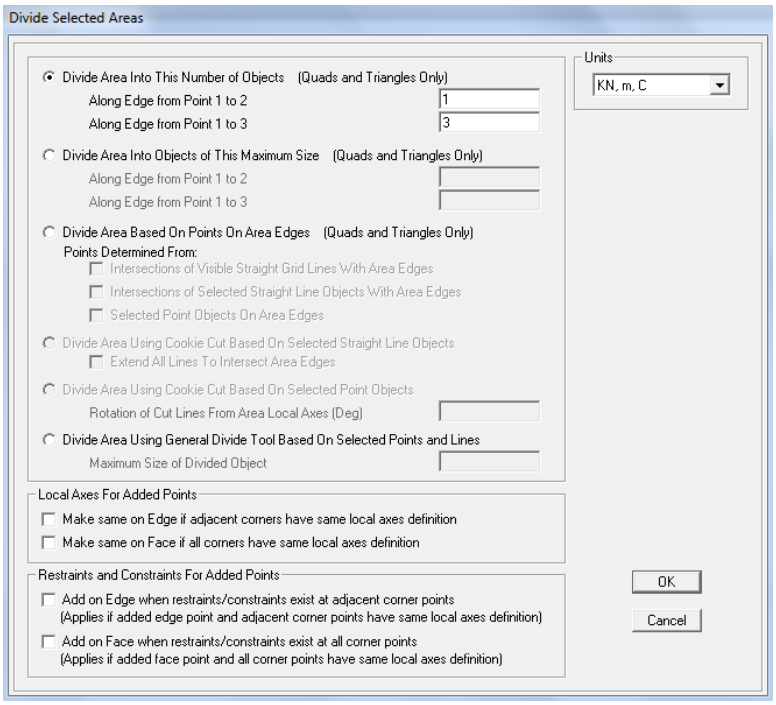
Επιλογή των γραμμικών στοιχείων → Assign → Frame → Automatic Frame Mesh



Σχήμα 5.15 Διακριτοποίηση γραμμικών στοιχείων

και των επιφανειακών, αντίστοιχα:

Επιλογή των επιφανειακών στοιχείων → Edit → Edit Areas→ Divide Areas



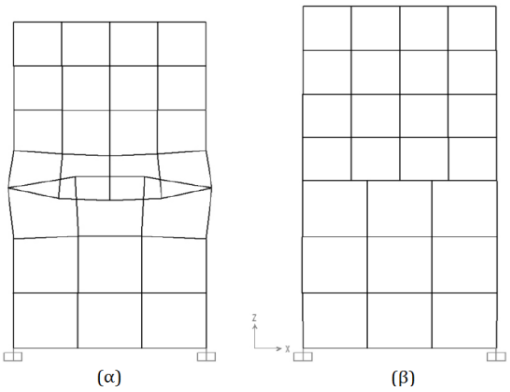
Σχήμα 5.16 Διακριτοποίηση επιφανειακών στοιχείων

(Σημειώνεται ότι, η διακριτοποίηση των δοκών και των πλακών πρέπει να είναι ακριβώς η ίδια, έτσι ώστε να δημιουργούνται κοινοί κόμβοι μεταξύ γραμμικών και επιφανειακών στοιχείων και να εξασφαλίζεται η σωστή μεταβίβαση των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς.)

(Στην περίπτωση που οι κόμβοι (αυτοί που δημιουργούνται από τη διακριτοποίηση) των γειτονικών στοιχείων δεν συντρέχουν σε κοινό σημείο (π.χ. λόγω διαφορετικών διαστάσεων των στοιχείων), το πρόγραμμα παρέχει τη δυνατότητα αυτόματης σύνδεσης των στοιχείων αυτών, εξασφαλίζοντας κοινές μετατοπίσεις στα σημεία που

τα στοιχεία εφάπτονται, μέσω της εντολής Edge Constraints (βλ. Σχήμα 6.35). Η εντολή μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να συνδέσει μεταξύ τους επιφανειακά στοιχεία με διαφορετικό "mesh" (π.χ. γειτονικές πλάκες), αλλά και για να συνδέσει σε ένα επιφανειακό στοιχείο ένα οποιοδήποτε στοιχείο έχει κόμβους κατά μήκος οποιασδήποτε πλευράς του (π.χ. σύνδεση πλάκας – δοκού). Η διαδρομή που ακολουθείται είναι η εξής:

Επιλογή των επιφανειακών στοιχείων → *Assign* → *Area* → *Generate Edge Constraints* → *Create Constraints around Object Edges)*

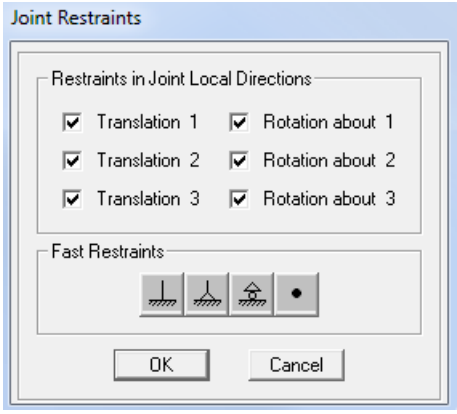


Σχήμα 5.17 Επιβολή περιορισμών μεταξύ επιφανειακών στοιχείων

Στηρίξεις

Οι στηρίξεις του κτιρίου επί του εδάφους, θεωρούνται πακτώσεις. Η εισαγωγή τους στο λογισμικό γίνεται δεσμεύοντας όλους τους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων που βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Επιλογή των κόμβων στη βάση του δομήματος → Assign → Joint → Restraints

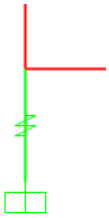


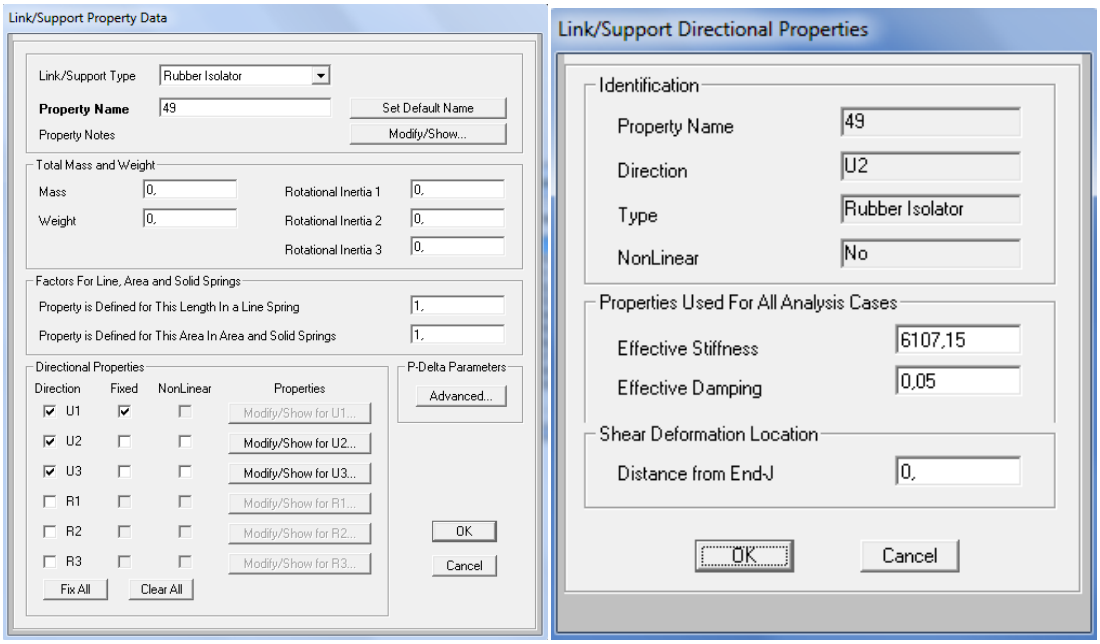
Σχήμα 5.18 Στηρίξεις επί του εδάφους

5.2.8 Σεισμική μόνωση

Η σεισμική μόνωση εισάγεται μέσω της εντολής *link element* μεταξύ δύο κόμβων. Πιο συγκεκριμένα:

Γίνεται επιλογή των κόμβων στη βάση του δομήματος → *Draw* → *Draw 2 Joint Link* → *Σχεδίαση Link Element μεταξύ δύο κόμβων.*





Σχήμα 5.19 Επιλογή δυσκαμψιών εφεδράνων

Στα υπάρχοντα σχέδια ήταν διαθέσιμος, μόνο ο συνολικός αριθμός των εφεδράνων ανά είδος (εικόνα), ωστόσο δεν ήταν διαθέσιμος ο αριθμός και το είδος των εφεδράνων ανά θέση. Έτσι, λοιπόν ακολουθήθηκε η παρακάτω διαδικασία:

- Εξαγωγή κατακόρυφης δύναμης στις θέσεις τοποθέτησης των εφεδράνων οι οποίες έγινε υπόθεση ότι βρίσκονται κάτω από τα υποστυλώματα και κάτω από τους δύο πυρήνες του κτιρίου μας.
- Με βάση αυτή την αξονική δύναμη και κάνοντας χρήση του *excel solver*, υπολογίστηκε ο αριθμός εφεδράνων ανά θέση έτσι ώστε η διαφορά των ποσοστών της αξονικής δύναμης και της δυσκαμψίας ανά θέση να είναι ελάχιστη.

Με αυτό τον τρόπο επιλέχθηκε η πλευρική δυσκαμψία των εφεδράνων (ίδια και για τις δύο διευθύνσεις), ενώ η τιμή της απόσβεσης επιλέχθηκε ίση με ζ=5%

Απαιτούμενα έφέδρανα HERCULES HCa

Τεμ.	Τύπος
16	450×600 × 84
16	500 ×600 ×84
72	400 ×500 ×84

Σχήμα 5.20 Μέγεθος και αριθμός απαιτούμενων εφεδράνων

Πίνακας 5.1 Χαρακτηριστικά εφεδράνων

Αριθμός	Τύπος (mm)	Μέτρο διάτμησης (Mpa)
16	450 x600 x 84	900
16	500 x600 x 84	900
72	400 x 500 x 84	900

5.3 Δράσεις επί της κατασκευής

Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο διακρίνονται σε:

- Μόνιμα (G): ίδιο βάρος φορέα, επικαλύψεις, τοίχοι πληρώσεως
- Κινητά (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα), φορτία χιονιού.

Επειδή τα φορτία λαμβάνουν διαφορετικούς συντελεστές στους συνδυασμούς φόρτισης, ανάλογα με το είδος τους, ομαδοποιούνται στο λογισμικό σε Load Patterns. Τα Load Patterns που ορίζονται είναι:

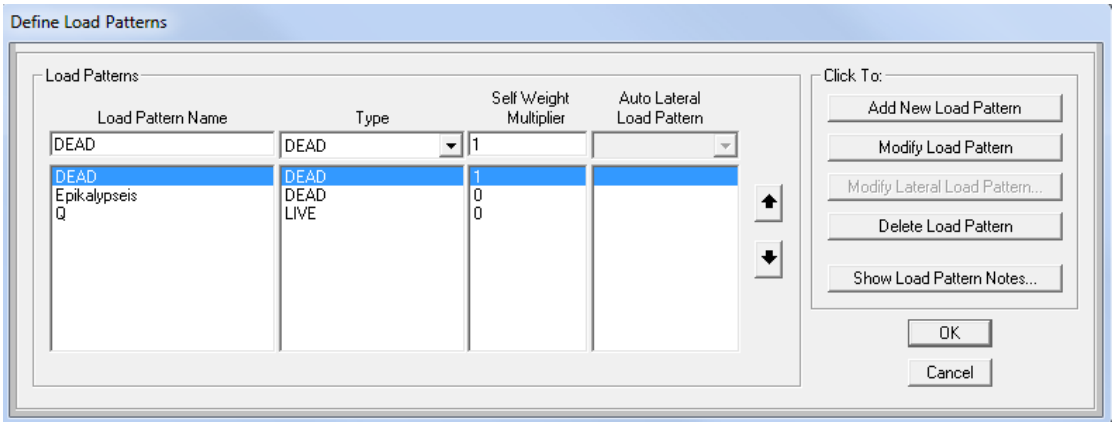
DEAD: Μόνιμα φορτία λόγω του ιδίου βάρους του φορέα.

Epikalypseis: Μόνιμα φορτία λόγω επικαλύψεων και τοιχοπληρώσεων.

Q: Κινητά φορτία των δαπέδων

Ο καθορισμός ενός Load Pattern γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Load Patterns → Add New Load Pattern



Σχήμα 5.21 Ομαδοποίηση φορτίων σε Load Patterns στο SAP2000

Στο προσομοίωμα του κτιρίου τα κατακόρυφα φορτία επιβάλλονται ως επιφανειακά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία επί των πλακών. Η εισαγωγή τους στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Επιλογή επιφανειακών στοιχείων πλακών → Assign → Area Loads → Uniform (Shell)

Μόνιμα φορτία (G)

Με βάση τις παραδοχές της μελέτης τα μόνιμα φορτία που ελήφθησαν υπόψη είναι:

Ίδιο βάρος φέροντα οργανισμού: Υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, με βάση τις διατομές των στοιχείων και το ειδικό βάρος του σκυροδέματος.

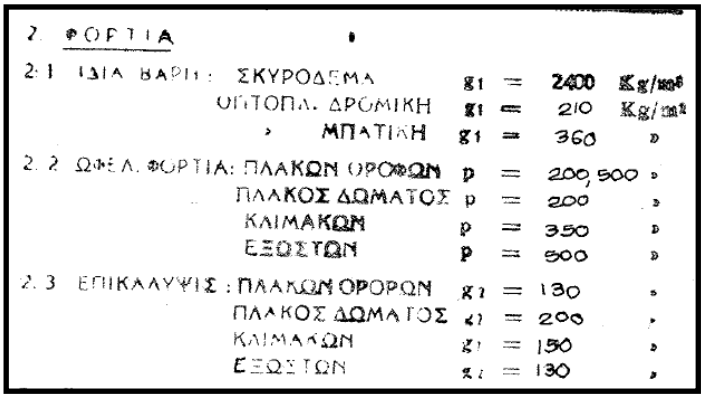
Επικάλυψη δαπέδων: g'=1,3 kN/m^2

Κινητά φορτία (Q)

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των κινητών φορτίων, οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους, σύμφωνα με τον Πίνακα των ξυλοτύπων.

πλάκες: q_k=2,0 kN/m^2

κλίμακες: q_k=3,5 kN/m^2



2. ΦΟΡΤΙΑ				
2.1 ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ:	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	g1	= 2400	Kg/m²
	ΟΠΤΟΠΛ. ΔΡΟΜΙΚΗ	g1	= 210	Kg/m²
	» ΜΠΑΤΙΧΗ	g1	= 360	»
2.2 ΩΦΕΛ. ΦΟΡΤΙΑ:	ΠΛΑΚΩΝ ΟΡΟΦΩΝ	p	= 200, 500	»
	ΠΛΑΚΟΣ ΔΩΜΑΤΟΣ	p	= 200	»
	ΚΛΙΜΑΚΩΝ	p	= 350	»
	ΕΞΩΣΤΩΝ	p	= 500	»
2.3 ΕΠΙΚΑΛΥΨΙΣ:	ΠΛΑΚΩΝ ΟΡΟΡΩΝ	g1	= 130	»
	ΠΛΑΚΟΣ ΔΩΜΑΤΟΣ	g1	= 200	»
	ΚΛΙΜΑΚΩΝ	g1	= 150	»
	ΕΞΩΣΤΩΝ	g1	= 130	»

Σχήμα 5.22 Επιβαλλόμενες φορτίσεις κατασκευής

Σεισμικές δράσεις (Ε)

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Α) Φάσμα απόκρισης

Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, και εκφράζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η έντασή τους καθορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο.

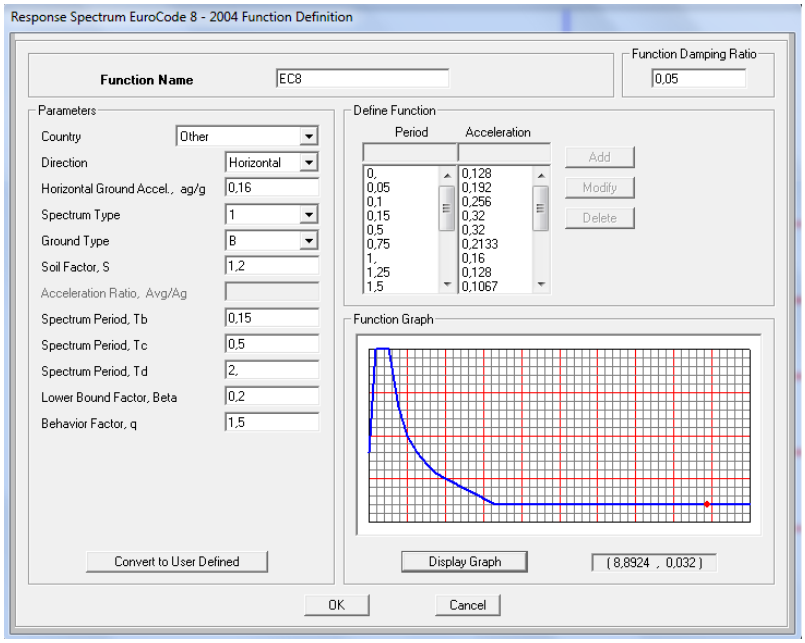
Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ζ1 (Πειραιάς), θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας Β και ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ (συνήθης κτήριο). Επομένως το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 (τύπου 1) για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης ορίζεται για τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς: a_{gR}=0,16 g
- Συντελεστής σπουδαιότητας: γ_I=1,00
- Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης (οπλισμένο σκυρόδεμα): ζ=5%
- Συντελεστής εδάφους: S=1,2
- Περίοδος στην αρχή περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης: T_B=0,15 s
- Περίοδος στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης: T_C=0,5 s
- Περίοδος στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης: T_D=2 s

Συντελεστής συμπεριφοράς: q=1,5

Η εισαγωγή των χαρακτηριστικών του φάσματος σχεδιασμού στο λογισμικό γίνεται με την παρακάτω σειρά εντολών:

Define → Functions → Response Spectrum → Choose Function Type to Add: Eurocode8 2004 → Add New Function



Σχήμα 5.23 Εισαγωγή φάσματος EC8

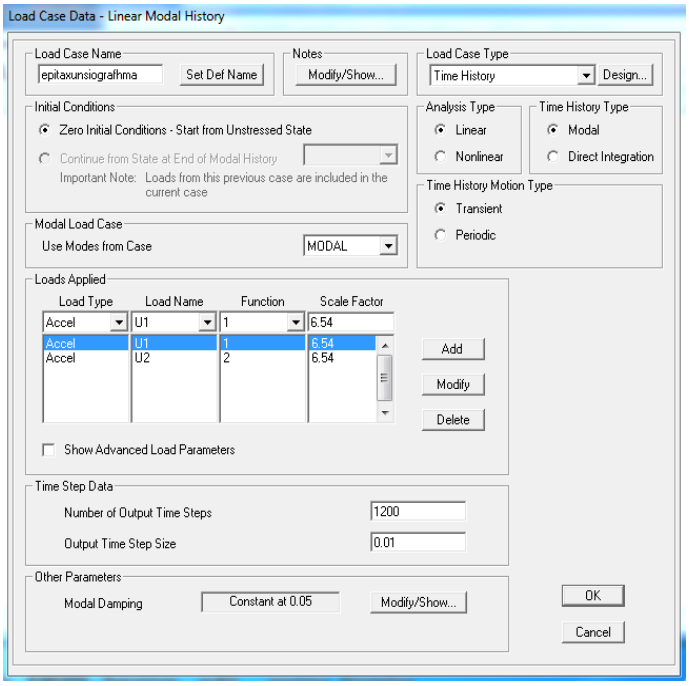
Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης μπορεί να αγνοηθεί εφόσον ισχύουν όσα αναφέρονται στην §3.8.4 και επιπλέον:

a_{vg}=0,9·$a_g$$a_g$=$\gamma_I$·$a_{gR}$}⇒$a_{vg}$=0,9·0,16g$a_g$=1,0·0,16g}⇒$a_{vg}$=0,144g<0,25g

Β) Χρονοϊστορία απόκρισης

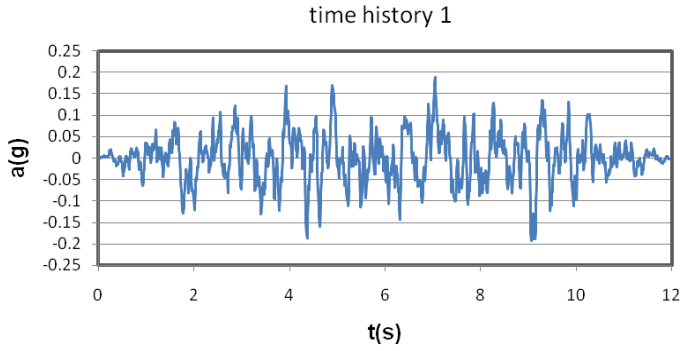
Για τη δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της επαλληλίας των ιδιομορφών (modal superposition method). Πρόκειται για προσέγγιση που χρησιμοποιεί τη δυνατότητα απεικόνισης. Με τον τρόπο αυτόν, η απόκριση του φορέα υπολογίζεται σε κάθε ιδιοπερίοδο και με τη σύνθεση των επιμέρους αποκρίσεων μπορεί να υπολογιστεί η συνολική απόκριση του φορέα. Η μέθοδος αυτή προϋποθέτει τον προσδιορισμό των ιδιομορφών του φορέα με τον ορισμό μιας ιδιομορφικής ανάλυσης. Η συγκεκριμένη φορτισιακή κατάσταση ορίζεται από την εντολή *Define → Load Cases* και τύπο ανάλυσης *Time History*. Η επιβαλλόμενη φόρτιση είναι τύπου *Accel* (επιτάχυνση) ενώ ο συντελεστής μεγέθυνσης είναι ίσος με 6.54, καθώς η χρονοϊστορία δίνεται σε g(m/s^2) ενώ χρησιμοποιείται παράλληλα και ο συντελεστής συμπεριφοράς ίσως με 1.50 για να μπορέσει να γίνει άμεση σύγκριση με τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης.

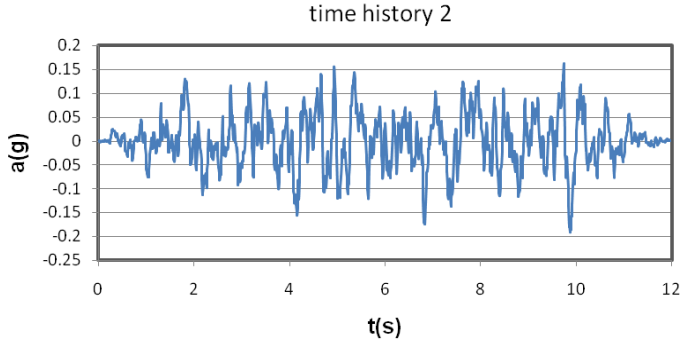
Ο τύπος της ανάλυσης που ορίζεται αντιστοιχεί σε γραμμική ελαστική ανάλυση (Linear), ενώ δίνεται σταθερή απόσβεση ίση με 5% από το *Modal Constant Damping at 0,05*. Η διάρκεια των 6 χρονοϊστοριών που θα χρησιμοποιηθούν είναι 12s όπως προκύπτει από τα 1200 σημεία ανά 0,01 sec. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι για τη μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών η ακρίβεια των αποτελεσμάτων δεν σχετίζεται άμεσα με το χρονικό βήμα της ανάλυσης.

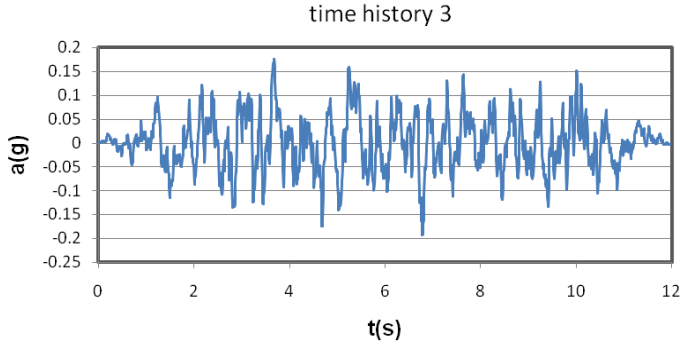


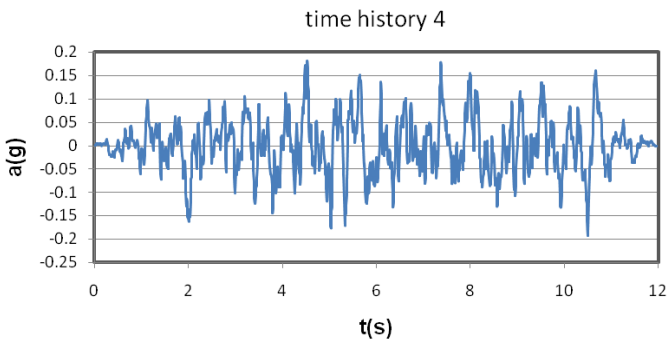
Σχήμα 5.24 Εισαγωγή φορτισιακής κατάστασης χρονοϊστορίας

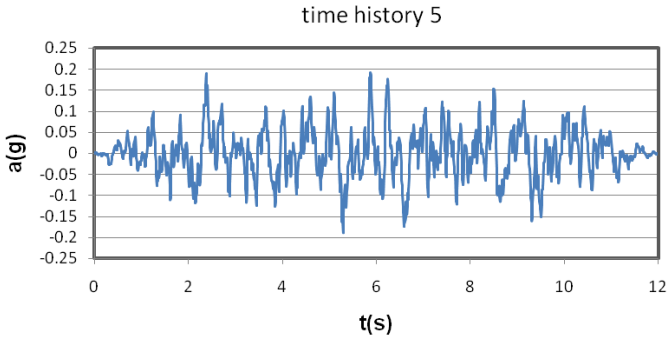
Με βάση την παράγραφο *5.6.3.3* του ΚΑΝ.ΕΠΕ. επειδή επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν 3 ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών (επιταχυνσιογραφημάτων) με ταυτόχρονη δράση του κάθε ζεύγους στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, ο έλεγχος θα γίνεται για τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που θα προκύψει από τις τρεις παραπάνω αναλύσεις για τα προσομοιώματα μας. Στις επόμενες σελίδες παρουσιάζονται τα 6 συνθετικά επιταχυσνιογραφήματα διάρκειας 12 δευτερολέπτων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι οι τελικές επιταχύνσεις λήφθηκαν μειωμένες κατά το συντελεστή συμπεριφοράς 1.5 έτσι ώστε να είναι τα αποτελέσματα συγκρίσιμα με τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης με το φάσμα του EC8 για a_{gr}=0.16g. Τα ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων επιλέχθηκαν ως εξής: (1-2), (3-4) και (5-6) και παρουσιάζονται στις δύο επόμενες σελίδες.

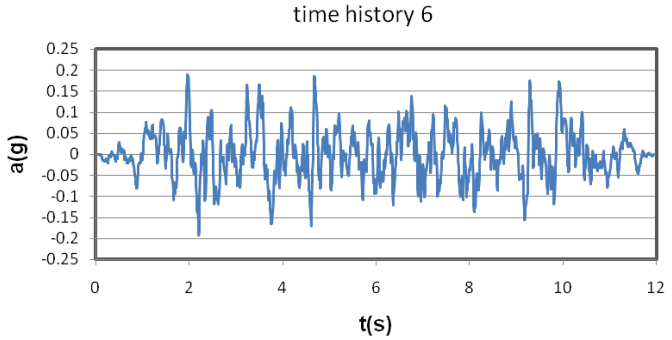




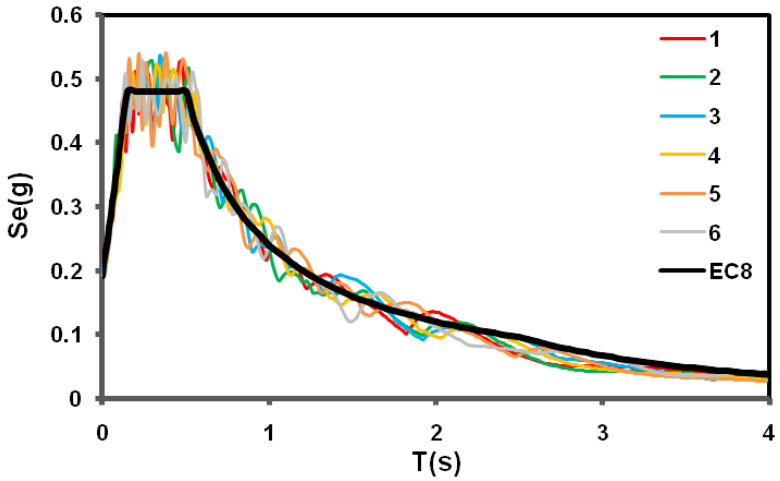








Τα φάσματα απόκρισης των 6 επιταχυνσιογραφημάτων καθώς και το αντίστοιχο του EC8 για a_{gr}=0.16g φαίνονται στο παρακάτω διάγραμμα.



Συνδυασμοί δράσεων

Οι οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων μία κατασκευή ή τμήμα αυτής δεν ικανοποιεί πλέον τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέρος αυτού.

Ο έλεγχος επάρκειας των κατασκευών σε σχέση με τις οριακές καταστάσεις αστοχίας ή λειτουργικότητας γίνεται για τις παρακάτω καταστάσεις σχεδιασμού:

Καταστάσεις διάρκειας, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.

- Παροδικές καταστάσεις, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια εκτέλεσης ή επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί των δράσεων, όπως ορίζει ο ΕΚ1 – 1, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού και περιέχουν δράσεις που μπορεί να επενεργούν και να εκδηλώνονται ταυτόχρονα μόνο. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

Οριακή κατάσταση αστοχίας

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας εξετάζονται οι παρακάτω συνδυασμοί:

α. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$\Sigma\gamma_{G,}G_{k,jj\geq 1}$ "+" $\gamma_p P$ "+" $\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$ "+" $\Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

$\Sigma G_{k,\geq 1}$ "+" P "+" A_d "+" $\psi_{1,1}$(ή $\psi_{2,1}$)$Q_{k,1}$ "+" $\Sigma\psi_{2,i}Q_{k,ii>1}$

γ. Για καταστάσεις σεισμού

$\Sigma G_{k,\geq 1}$ "+" P "+" A_{Ed} "+" $\Sigma\psi_{2,i}Q_{k,ii>1}$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς είναι τα εξής:

"+" σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$ χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,1}$ χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν

A_d τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για μόνιμη δράση j

γ_p επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας δίνονται στον παρακάτω Πίνακα.

Πίνακας 5.1: Συντελεστές Ασφαλείας

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,50	0,0	1,0	0,0

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Επειδή η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μεγίστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή, κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ. Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μίας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με τις άλλες δράσεις. Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού δίνονται στο Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ0 και συνοψίζονται στον παρακάτω Πίνακα.

Πίνακας 5.2: Συντελεστές Συνδυασμού ψ

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	1,0	0,9	0,7
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30 kN ≤ βάρος οχημάτων ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H > 1000 m	0,7	0,5	0,2
Τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη – πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

Εάν εφαρμόζεται γραμμική ανάλυση για την επίλυση του εξεταζόμενου φορέα, οι παραπάνω συνδυασμοί μπορεί να εφαρμόζονται είτε στις δράσεις είτε στα αποτελέσματα των δράσεων.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (§ 4.4.2) κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λόγω σεισμού, δεν ελέγχονται θέματα λειτουργικότητας για τα δομικά στοιχεία τα οποία δεν παρουσιάζουν σχετικά προβλήματα.

Βασικός στατικός συνδυασμός (ΟΚΑ)

Για δυσμενή επίδραση των μόνιμων και των κινητών φορτίων οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας παίρνουν τις τιμές:

γ_G=1,35

γ_Q=1,50

Επομένως ο βασικός στατικός συνδυασμός, εφόσον στα δάπεδα και τους εξώστες δεν επιβάλλονται άλλα φορτία πέραν των ωφέλιμων και στη στέγη τα ωφέλιμα φορτία δεν επιβάλλονται ταυτόχρονα με το φορτίο χιονιού, είναι: 1,35 Dead+1,50 Q

Ο συνδυασμός των αντίστοιχων Load Patterns στο λογισμικό είναι: 1,35G+1,35Epikalypseis+1,50Q

Σεισμικός Συνδυασμός (ΟΚΑ)

Α) Φάσμα Απόκρισης

Η τιμή του συντελεστή συνδυασμού ψ_2 για τα κινητά φορτία δαπέδων και εξωστών είναι ψ_2=0,3 εφόσον πρόκειται για κτίριο γραφείων. Επομένως ο σεισμικός συνδυασμός γράφεται:

G''+''0,30 Q''+''E_{Ed}

Με βάση το 4.3.3.5.1 του EC8 επιτρέπεται ο συνδυασμός των δύο οριζόντιων σεισμικών δράσεων ως εξής:

c. E_{Edx}''+''0,30 E_{Edy}

d. 0,30 E_{Edx}''+''E_{Edy}

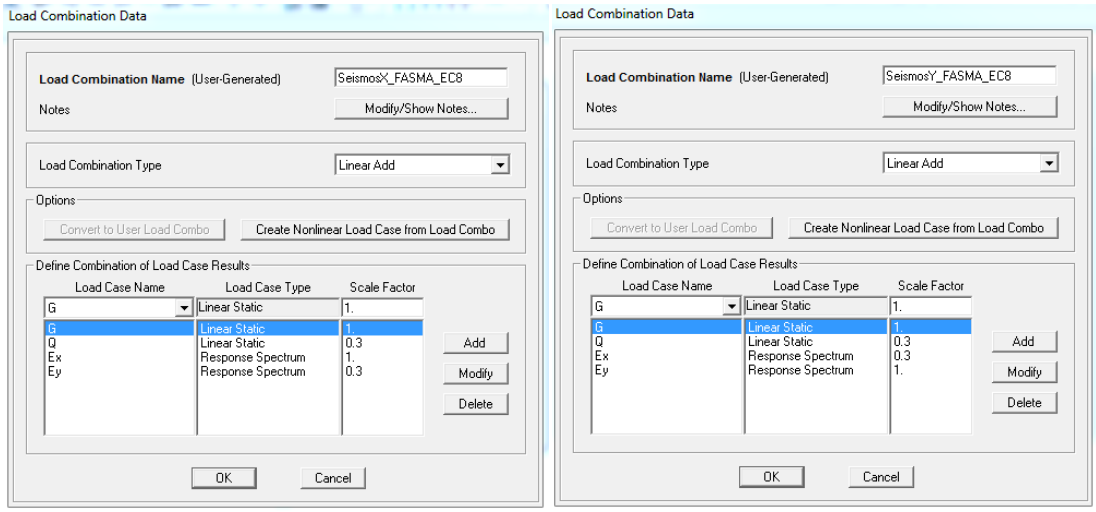
όπου "+" σημαίνει "να συνδυαστεί με.

Οι σεισμικοί συνδυασμοί για τους οποίους θα γίνει η ανάλυση του κτιρίου και θα ελεγχθεί η επάρκειά του, λαμβάνοντας υπόψη τη χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων, όπως ορίζει ο ΕΚ8, είναι οι εξής:

- G+0,3 Q+E_x+0,3 E_y
- G+0,3 Q+E_x−0,3 E_y
- G+0,3 Q−E_x+0,3 E_y

- G+0,3 Q−Ex−0,3 Ey
- G+0,3 Q+ Ey+0,3 Ex
- G+0,3 Q+ Ey−0,3 Ex
- G+0,3 Q− Ey+0,3 Ex
- G+0,3 Q− Ey−0,3 Ex

Για τις δυναμικές φορτίσεις (Ex, Ey) η εναλλαγή των προσήμων γίνεται αυτόματα από το λογισμικό. Έτσι, δεν χρειάζεται να εισαχθούν όλοι οι παραπάνω συνδυασμοί, αλλά αρκούν μόνο δυο, ένας με κυρίαρχη τη σεισμική δράση κατά Χ και ένας με κυρίαρχη τη σεισμική δράση κατά Υ, με όλες τις επιμέρους φορτίσεις να έχουν θετικό πρόσημο. Το λογισμικό εναλλάσσει διαδοχικά τα πρόσημα για όλες τις δυνατές περιπτώσεις και παρουσιάζει στα αποτελέσματα τις περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών για όλους τους πιθανούς συνδυασμούς.



Σχήμα 5.26 Συνδυασμοί σεισμικών δράσεων

Β) Χρονοϊστορία απόκρισης

Ομοίως με φάσμα απόκρισης ο συνδυασμός βαρυτικών φορτίων, μόνο που σε αυτή την περίπτωση οι συνδυασμοί οριζοντίων δράσεων έχουν ως εξής:

- G+0,3 Q+E

Δεν έχουμε περισσότερους συνδυασμούς φόρτισης διότι τα δύο επιταχυνσιογραφήματα μπαίνουν ταυτόχρονα στο ίδιο Load Case χωρίς τον συντελεστή 0.30 στη μία συνιστώσα που χρησιμοποιήθηκε στην φασματική μέθοδο.

6

Αποτίμηση Κατασκευής

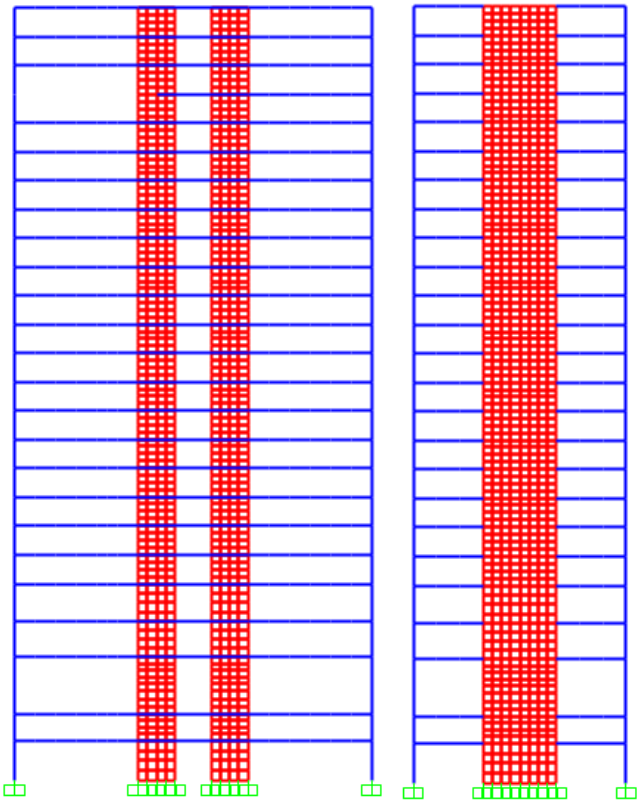
6.1 Επιμέρους Προσομοιώματα

Η τελική αποτίμηση της κατασκευής μας επιλέχθηκε να γίνει για τέσσερα επιμέρους προσομοιώματα. Αυτό έγινε για δύο κυρίως λόγους. Ο πρώτος είναι η έλλειψη πληροφοριών σχετικά με τη στάθμη τοποθέτησης των εφεδράνων, καθώς στα διαθέσιμα σχέδια δεν υπάρχει σχετική πληροφορία και ο δεύτερος για να διερευνηθούν οι όποιες διαφορές παρουσιάζοται στα προσομοιώματα, με την αλλαγή της στάθμης εγκατάστασης των εφεδράνων, αλλά και της απουσίας σεισμικής μονώσεως (πακτωμένο προσομοίωμα). Τα τέσσερα επιμέρους προσομοιώματα που επιλέχθηκαν να μελετηθούν είναι τα εξής:

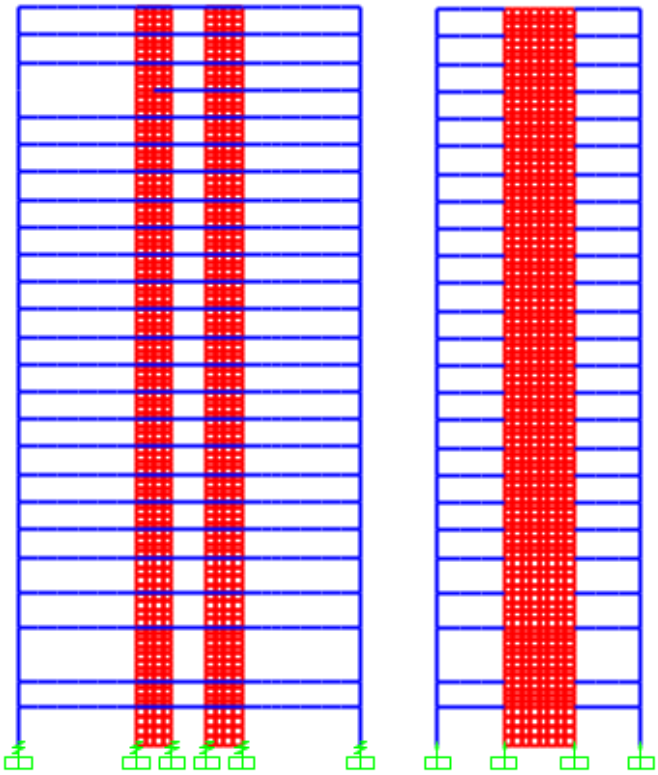
- **Προσομοίωμα 1:** Προσομοίωμα με θεώρηση πάκτωσης των υποστυλωμάτων και του πυρήνα στην στάθμη του δαπέδου του δεύτερου υπογείου
- **Προσομοίωμα 2:** Προσομοίωμα με τα εφέδρανα στη βάση του δεύτερου υπογείου
- **Προσομοίωμα 3:** Προσομοίωμα με τα εφέδρανα στην κορυφή του δεύτερου υπογείου
- **Προσομοίωμα 4:** Προσομοίωμα με τα εφέδρανα κάτω από το μπλόκ θεμελίωσης

Εδώ πρέπει να αναφερθεί ότι θεωρήθηκε στο πακτωμένο προσομοίωμα συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με 1.5 έτσι ώστε να μπορέσει να γίνει άμεση σύγκριση αυτού με τα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα.

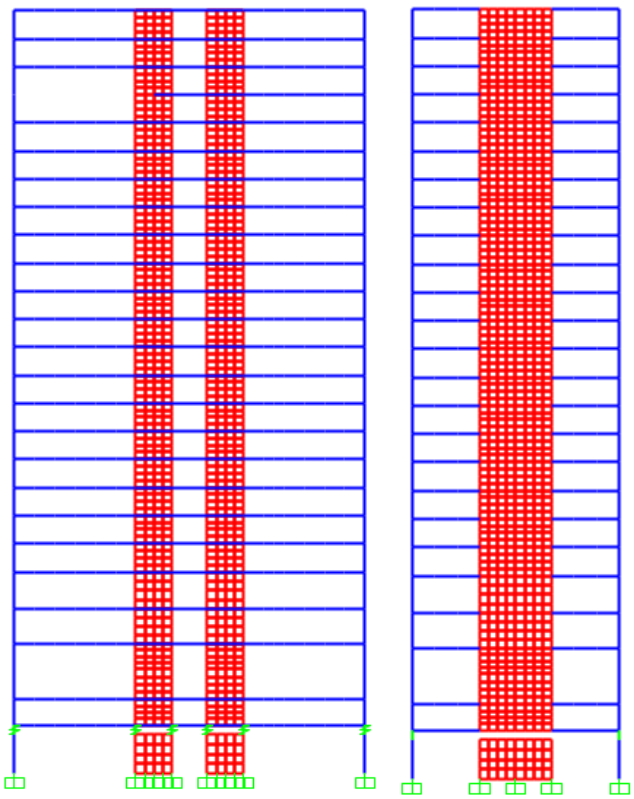
Στις επόμενες σελίδες φαίνονται οι δύο τομές των τεσσάρων προσομοιωμάτων και γίνεται πιο κατανοητή η στάθμη τοποθέτησης των εφεδράνων του κτιρίου.



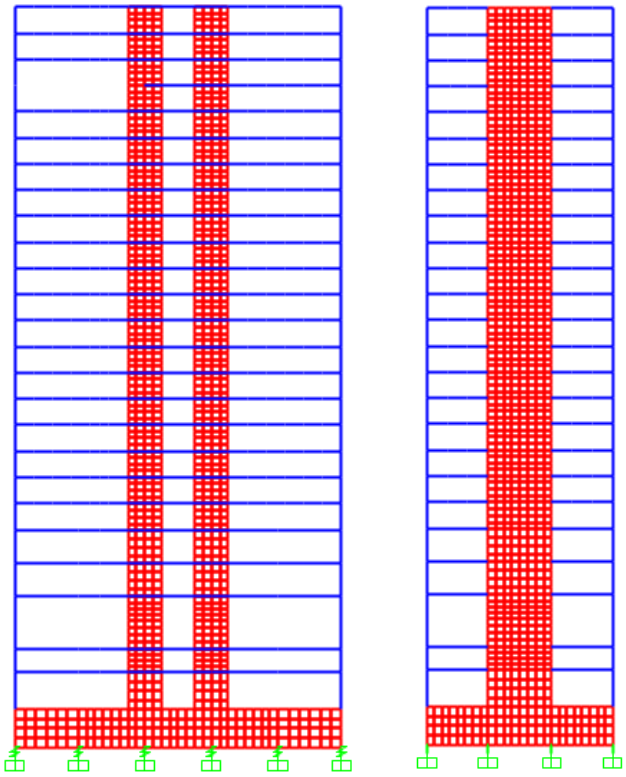
Σχήμα 6.1 Εμπρόσθια και πλευρική τομή του Προσομοιώματος 1



Σχήμα 6.2 Εμπρόσθια και πλευρική τομή του Προσομοιώματος 2



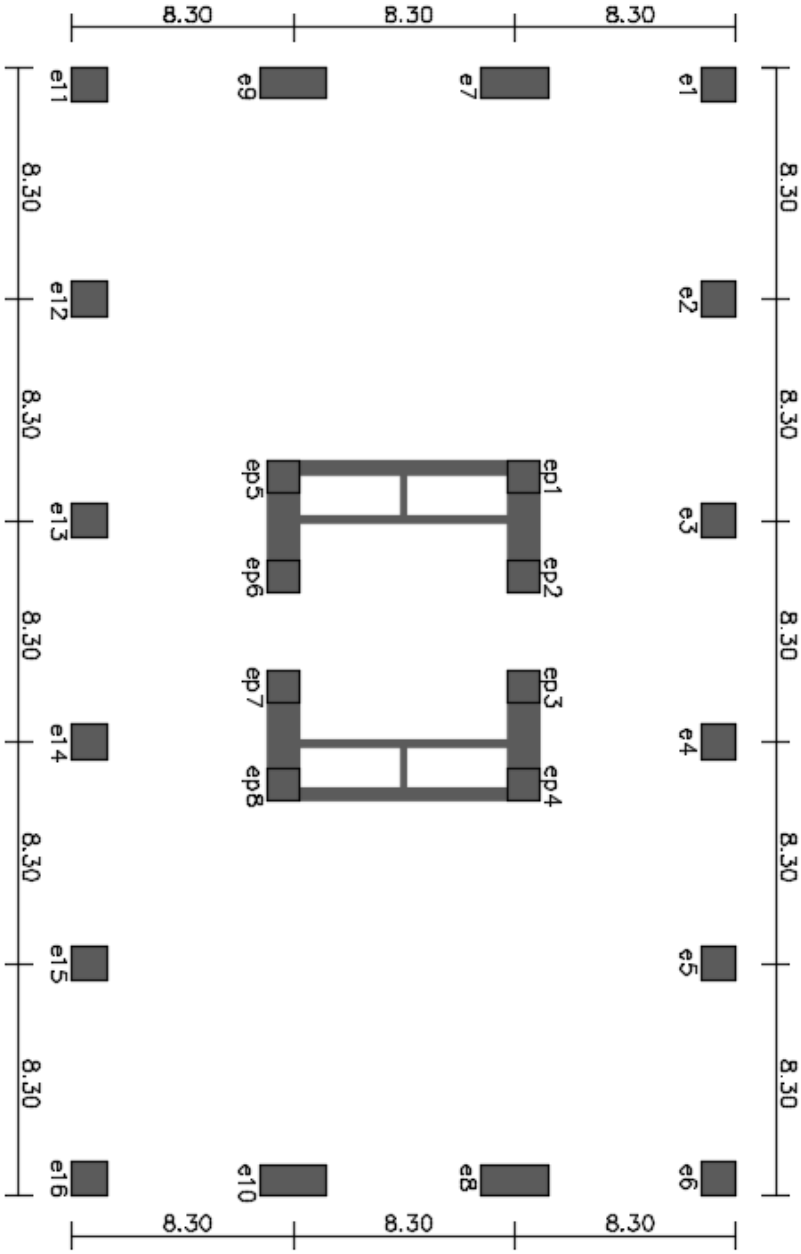
Σχήμα 6.3 Εμπρόσθια και πλευρική τομή του προσομοίωματος 3



Σχήμα 6.4 Εμπρόσθια και πλευρική τομή του προσομοίωματος 4

6.2 Κατανομή δυσκαμψίας εφεδράνων στα προσομοιώματα

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η κατανομή των εφεδράνων σε κάτοψη, η οποία έγινε με βάση τη λογική που αναπτύχθηκε στο υποκεφάλαιο **5.2.8** για τα τρία προσομοιώματα που είναι σεισμικά μονωμένα.



Σχήμα 6.5 Διάταξη εφεδράνων υποστυλωμάτων και πυρήνα

Στον παρακάτω πίνακα γίνεται αντιστοίχιση των εφεδράνων με τις αντίστοιχες δυσκαμψίες τους ανά προσομοίωμα. Είναι προφανές ότι για την περίπτωση των προσομοιωμάτων με τα εφέδρανα στη στάθμη του δεύτερου υπογείου η κατανομή των δυσκαμψιών είναι η ίδια.

	$kF_x=kF_y$ (kN/m)	
Όνομα εφεδράνου	Προσομοιώματα 2&3	Προσομοίωμα 4
e1	6428.58	6428.58
e2	8571.44	8571.44
e3	9321.44	9321.44
e4	9321.44	9321.44
e5	8571.44	8571.44
e6	6428.58	6428.58
e7	12214.30	9321.44
e8	13285.73	10071.44
e9	12214.30	9321.44
e10	13285.73	10071.44
e11	7500.01	6107.15
e12	7500.01	8571.44
e13	9321.44	9321.44
e14	9321.44	9321.44
e15	7500.01	8571.44
e16	7500.01	6107.15
ep1	16821.45	18964.31
ep2	8571.44	8571.44
ep3	8571.44	8571.44
ep4	17892.88	21107.17
ep5	17892.88	18964.31
ep6	8571.44	9642.87
ep7	16821.45	9642.87
ep8	8571.44	21107.17

Σχήμα 6.6 Κατανομή δυσκαμψίας ανά θέση

6.3 Ιδιομορφική ανάλυση

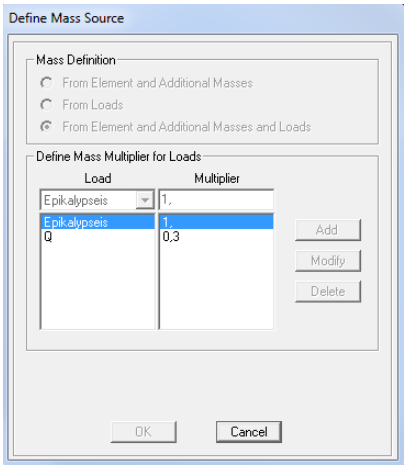
Εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής, από την οποία υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές της, καθώς και το ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε ιδιομορφή. Έτσι, γίνεται μία εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής (μεταφορική / στρεπτική) και της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών σε αυτήν και προσδιορίζεται ο αριθμός των σημαντικών ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (δυναμική φασματική ανάλυση).

Για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης πρέπει να καθοριστεί η μάζα, την οποία θα λάβει υπόψη του το λογισμικό, ώστε να κατασκευαστεί το μητρώο μάζας της κατασκευής. Η συνολική μάζα ταλάντωσης προκύπτει, από τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων $G+\psi_2 Q$, σύμφωνα με το πρότυπο EN 1990. Για το ψ_2 που είναι ίσο με 0.3 έχει γίνει ανάλυση σε προηγούμενο κεφάλαιο.

Ο καθορισμός της συνολικής μάζας ταλάντωσης στο λογισμικό γίνεται με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Mass Source

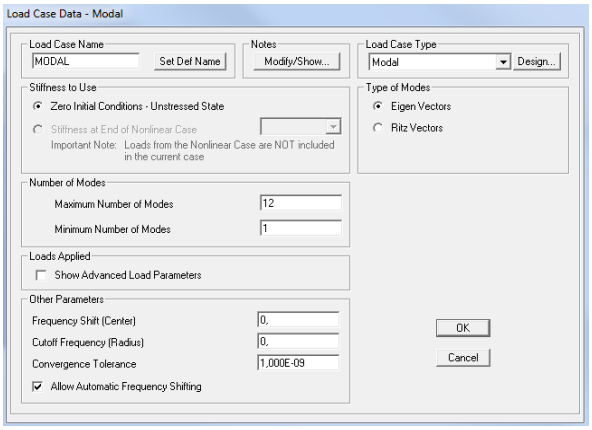
Το λογισμικό υπολογίζει τις ιδιομορφές του κτιρίου με φθίνουσα τιμή ιδιοπεριόδου.



Σχήμα 6.7 Καθορισμός μάζας στο λογισμικό

Οι παράμετροι της ιδιομορφικής ανάλυσης ορίζονται στο λογισμικό με την ακόλουθη σειρά εντολών:

Define → Load Cases → MODAL → Modify / Show Load Case



Σχήμα 6.8 Καθορισμός παραμέτρων ιδιομορφικής ανάλυσης

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης δίνονται στους παρακάτω πίνακες. Τα κριτήρια του ΕΚ8 ως προς τον απαιτούμενο αριθμό των ιδιομορφών, που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης ικανοποιούνται αν επιλεγούν οι δώδεκα πρώτες ιδιομορφές για τα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα. Συγκεκριμένα, στη διεύθυνση Χ το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ξεπερνά το 90% στην 5η ιδιομορφή, ενώ στη διεύθυνση Υ στην 4η ιδιομορφή. Για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας, όμως επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν και οι δώδεκα πρώτες ιδιομορφές. Για το πακτωμένο προσομοίωμα χρειάστηκε να ληφθεί μεγαλύτερο πλήθως ιδιομορφών.

Πίνακας 6.1: Ιδιομορφές Προσομοιώματος 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	2.27	0.00	0.64	0.00	0.35	0.00	0.64	0.00	0.35
Mode	2	2.26	0.73	0.00	0.00	0.20	0.74	0.65	0.00	0.55
Mode	3	1.85	0.00	0.00	0.00	0.14	0.74	0.65	0.00	0.68
Mode	4	0.70	0.10	0.00	0.00	0.02	0.84	0.65	0.00	0.71
Mode	5	0.60	0.00	0.00	0.00	0.02	0.84	0.65	0.00	0.73

....

Mode	95	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.92	0.87	0.72	0.89
Mode	96	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.92	0.87	0.72	0.89
Mode	97	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.92	0.87	0.72	0.89
Mode	98	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.92	0.87	0.72	0.89
Mode	99	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.92	0.87	0.72	0.89
Mode	100	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.92	0.87	0.72	0.89

Πίνακας 6.2: Ιδιομορφές Προσομοιώματος 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	2.96	0.00	0.86	0.00	0.47	0.00	0.86	0.00	0.47
Mode	2	2.94	0.90	0.00	0.00	0.24	0.90	0.86	0.00	0.70
Mode	3	2.55	0.00	0.00	0.00	0.18	0.90	0.86	0.00	0.88
Mode	4	1.00	0.00	0.13	0.00	0.08	0.90	0.99	0.00	0.96
Mode	5	0.95	0.08	0.00	0.00	0.02	0.99	0.99	0.00	0.98
Mode	6	0.84	0.00	0.00	0.00	0.01	0.99	0.99	0.00	0.99
Mode	7	0.51	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.99	0.00	0.99
Mode	8	0.46	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.99	0.00	1.00
Mode	9	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Mode	10	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Mode	11	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00
Mode	12	0.23	0.00	0.00	0.72	0.00	1.00	1.00	0.72	1.00

Πίνακας 6.3: Ιδιομορφές Προσομοιώματος 3

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	2.97	0.00	0.75	0.00	0.43	0.00	0.75	0.00	0.43
2	2.89	0.78	0.00	0.00	0.21	0.78	0.75	0.00	0.64
3	2.56	0.00	0.00	0.00	0.14	0.78	0.75	0.00	0.78
4	1.09	0.00	0.13	0.00	0.07	0.78	0.88	0.00	0.85
5	1.01	0.09	0.00	0.00	0.02	0.88	0.88	0.00	0.87
6	0.89	0.00	0.00	0.00	0.01	0.88	0.88	0.00	0.88
7	0.55	0.01	0.00	0.00	0.00	0.88	0.88	0.00	0.88
8	0.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.88	0.88	0.00	0.88
9	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.88	0.88	0.00	0.89
10	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.88	0.88	0.00	0.89
11	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.88	0.88	0.00	0.89
12	0.23	0.00	0.00	0.62	0.00	0.88	0.88	0.62	0.89

Πίνακας 6.4: Ιδιομορφές Προσομοιώματος 4

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	3.00	0.86	0.00	0.00	0.19	0.86	0.00	0.00	0.19
2	2.99	0.00	0.84	0.00	0.49	0.86	0.84	0.00	0.68
3	2.73	0.00	0.00	0.00	0.18	0.86	0.84	0.00	0.86
4	1.36	0.00	0.16	0.00	0.09	0.86	1.00	0.00	0.95
5	1.27	0.13	0.00	0.00	0.03	1.00	1.00	0.00	0.98
6	1.12	0.00	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	0.00	1.00
7	0.64	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00
8	0.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00
9	0.49	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00
10	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00
11	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00
12	0.23	0.00	0.00	0.32	0.00	1.00	1.00	0.32	1.00

Σε όλα τα προσομοιώματα παρατηρείται ότι οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές, ενώ η τρίτη ιδιομορφή είναι στρεπτική. Παρατηρούμε ακόμη ότι όπως ήταν αναμενόμενο οι ιδιοπερίοδοι στο πακτωμένο (*προσομοίωμα 1*) είναι αρκετά μικρότεροι από τις ιδιοπεριόδους των τριών υπόλοιπων προσομοιωμάτων με τη σεισμική μόνωση, λόγω της πρόσθετης ευκαμψίας που προσφέρει το σύστημα μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Τέλος την μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο από τα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα την παρουσιάζει το *προσομοίωμα 4* καθώς περιλαμβάνει στην ταλαντούμενη μάζα του και το μπλοκ θεμελίωσης με αποτέλεσμα η δρώσα ιδιομορφική του μάζα να είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με τα υπόλοιπα προσομοιώματα ενώ η συνολική τους δυσκαμψία κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις παραμένει η ίδια.

6.4 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, ως προς το έδαφος έγινε θεώρηση κατηγορίας Β, ενώ ως προς τη σπουδαιότητα έγινε θεώρηση κατηγορίας ΙΙ, καθώς το συγκεκριμένο κτίριο προοριζόταν για συστέγαση γραφείων. Η σπουδαιότητα με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. επηρεάζει άμεσα τον στόχο αποτίμησης. Στο Παράρτημα 2.1. αναφέρει ότι για σπουδαιότητα ΙΙ, ο ελάχιστος στόχος αποτίμησης είναι ο Γ1, ο οποίος σύμφωνα με τον πίνακα 2.1 αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας "οιωνεί κατάρρευση" και πιθανότητα υπέρβασης 10%. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι με βάση τον πίνακα Π4.2 η σεισμική επιτάχυνση που θα χρησιμοποιηθεί πρέπει να πολλαπλασιαστεί με τον συντελεστή 0.70, δηλαδή πλέον αντί για 0.16g η εδαφική επιτάχυνση θα είναι: 0.7x0.16g=0.112g

Η επάρκεια του φορέα ελέγχεται από το λογισμικό, σύμφωνα με τον ΕΚ2 και τον ΕΚ8, με βάση τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς που ορίσθηκαν στην §8.3.2. Οι δείκτες ανεπάρκειας (***PMMRatio***) των μελών βάσει της αντοχής τους σε κάμψη, όπως προέκυψαν από τον έλεγχο με το λογισμικό δίνονται στους πίνακες που ακολουθούν.

6.4.1 Εδαφική επιτάχυνση a=0.112g

Πίνακας 6.5: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 1

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.64
78	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.64
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.70
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.76
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
1312	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.78
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.70
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.73

Τα υποστυλώματα με τους μεγαλύτερους συντελεστές εκμετάλλευσης εντοπίζονται στο ύψος του τελευταίου ορόφου καθώς και στην περιοχή του ισογείου στην μικρή πλευρά και στις γωνίες του κτιρίου μας.

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
269	BEAM_11	SeismosY_FASMA_EC8	0.88
1733	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.86
1859	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
1990	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
2118	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
2246	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
2383	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
2507	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
3121	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
430	BEAM_9'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.91

Οι δύο δυσμενέστερες δοκοί εντοπίζονται στη μικρή πλευρά του 3ου και 16ου ορόφου του κτιρίου και οι δύο σε ακραία ανοίγματα. Ακόμη παρατηρείται ότι υπάρχει μια διαφορά της τάξης του 0.15 ανάμεσα στους δυσμενέστερους συντελεστές εκμετάλλευσης δοκών και υποστυλωμάτων με τις δοκούς να είναι δυσμενέστερες.

Πίνακας 6.6: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 2

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.63
78	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.62
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.62
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.64
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.68
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.70
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.68
1312	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.73
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.62
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.65

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
269	BEAM_11	SeismosX_FASMA_EC8	0.71
366	BEAM_11'	SeismosX_FASMA_EC8	0.70
1607	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
1733	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
1859	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
1990	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
2118	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
2246	BEAM_12'_UP	SeismosX_FASMA_EC8	0.68
4801	BEAM_0.65x0.75_mid	SeismosY_FASMA_EC8	0.73
4853	BEAM_11	SeismosY_FASMA_EC8	0.68

Πίνακας 6.7: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 3

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
1312	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.77
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.73
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.73
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.67
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.66
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.64
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.63
77	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.62
78	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.62

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
269	BEAM_11	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
247	BEAM_0.65x0.75_mid*	SeismosY_FASMA_EC8	0.84
1611	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
1737	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
1863	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
1994	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
4925	BEAM_0.65x0.75_mid	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
5066	BEAM_0.65x0.75_mid*	SeismosY_FASMA_EC8	0.81
5190	BEAM_0.65x0.75_mid*	SeismosY_FASMA_EC8	0.78
5745	BEAM_11'	SeismosY_FASMA_EC8	0.74

Πίνακας 6.8: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 4

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.62
78	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.62
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.62
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.64
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.63
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.66
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.64
1312	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.68
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.62
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.65

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
4188	BEAM_0.65x0.75_mid	SeismosX_FASMA_EC8	0.75
1483	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
1611	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.75
1719	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.73
1737	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.75
1845	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
1863	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.75
1994	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.75
2122	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.75
2250	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.74

Για τα τρία υπόλοιπα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα παρατηρούμε ότι η κατανομή των δυσμενέστερων συντελεστών εκμετάλλευσης για τα υποστυλώματα είναι παρόμοια με αυτή στο πακτωμένο προσομοίωμα 1 αλλά σαφώς οι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι ελαφρώς μικρότεροι όπως άλλωστε αναμέναμε . Για τις δοκούς παρατηρούμε ότι στις δυσμενέστερες συμπεριλαμβάνονται και οι κεντρικές δοκοί οι οποίες ενώνουν τα υποστυλώματα της μικρής πλευράς με τον πυρήνα πράγμα που δεν συνέβαινε στο πακτωμένο προσομοίωμα.

Ως γενικό συμπέρασμα για την αποτίμηση με βάση τον στόχο της επιτελεστικότητας "οιωνεί κατάρρευση" του ΚΑΝ.ΕΠΕ μπορούμε να πούμε ότι το εξεταζόμενο κτίριο δεν διατρέχει κίνδυνο κατάρρευσης καθώς οι συντελεστές εκμετάλλευσης κυρίως των υποστυλωμάτων αλλά και των δοκών δεν ξεπερνούν την μονάδα ακόμη και για το προσομοίωμα με θεώρηση μονολιθικά συνδεδεμένης κατασκευής με το έδαφος.

6.4.2 Εδαφική επιτάχυνση a=0.16g

Πίνακας 6.9: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 1

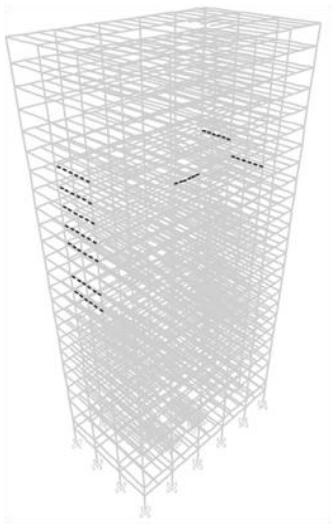
Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
3454	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.77
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.85
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.88
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.95
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.97
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.95
1312	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.96
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.85
1317	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.77
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.88

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
1715	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.19
1841	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.20
1972	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.21
2100	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.22
2228	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.23
2246	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.18
2365	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.23
2489	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.23
3103	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.23
430	BEAM_9'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.23

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται, σε τρισδιάστατη και δισδιάστατη απεικόνιση, και τα 10 οριζόντια μέλη που αστοχούν έτσι ώστε τα παραπάνω αποτελέσματα να γίνουν περισσότερο κατανοητά.



Σχήμα 6.9 Οριζόντια μέλη που αστοχούν σε κάμψη

Πίνακας 6.10: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 2

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.67
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.73
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.76
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.83
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.85
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.83
1312	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.73
1317	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.67
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.76

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
269	BEAM_11	SeismosX_FASMA_EC8	1.01
366	BEAM_11'	SeismosY_FASMA_EC8	0.99
1479	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.00
1607	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.01
1733	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.01
1859	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.02
1990	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.01
2118	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.01
2246	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.00
2383	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.99

Πίνακας 6.11: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 3

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
1312	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.95
1310	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.92
1311	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.91
1309	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.91
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.79
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.79
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.76
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.75
1317	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
1307	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.71

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	DesignSect	PMMCombo	PMMRatio
1195	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.01
1355	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.03
1483	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.04
1845	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.99
2375	BEAM_9'_UP	SeismosX_FASMA_EC8	1.03
2387	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.02
2511	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.01
4304	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.99
4977	BEAM_11	SeismosY_FASMA_EC8	1.00
5066	BEAM_0.65x0.75_mid*	SeismosX_FASMA_EC8	1.01

Πίνακας 6.12: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 4

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	DesignSect	PMMCombo	PMMRatio
77	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.67
78	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.66
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.77
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.79
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.81
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.79
1312	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.83
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.74
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.77

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	DesignSect	PMMCombo	PMMRatio
1326	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.04
1465	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.06
1593	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.07
1719	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.08
1845	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.08
1976	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.08
2104	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.07
2232	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.06
2369	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.05
2493	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.03

Για την σεισμική φόρτιση με την εδαφική επιτάχυνση της περιοχής του Πειραιά 0.16g προφανώς τα αποτελέσματα που παίρνουμε είναι περίπου αναλογικά αυτών της επιτάχυνσης 0.112g και συνεπώς για την κατανομή των δυσμενέστερων συντελεστών

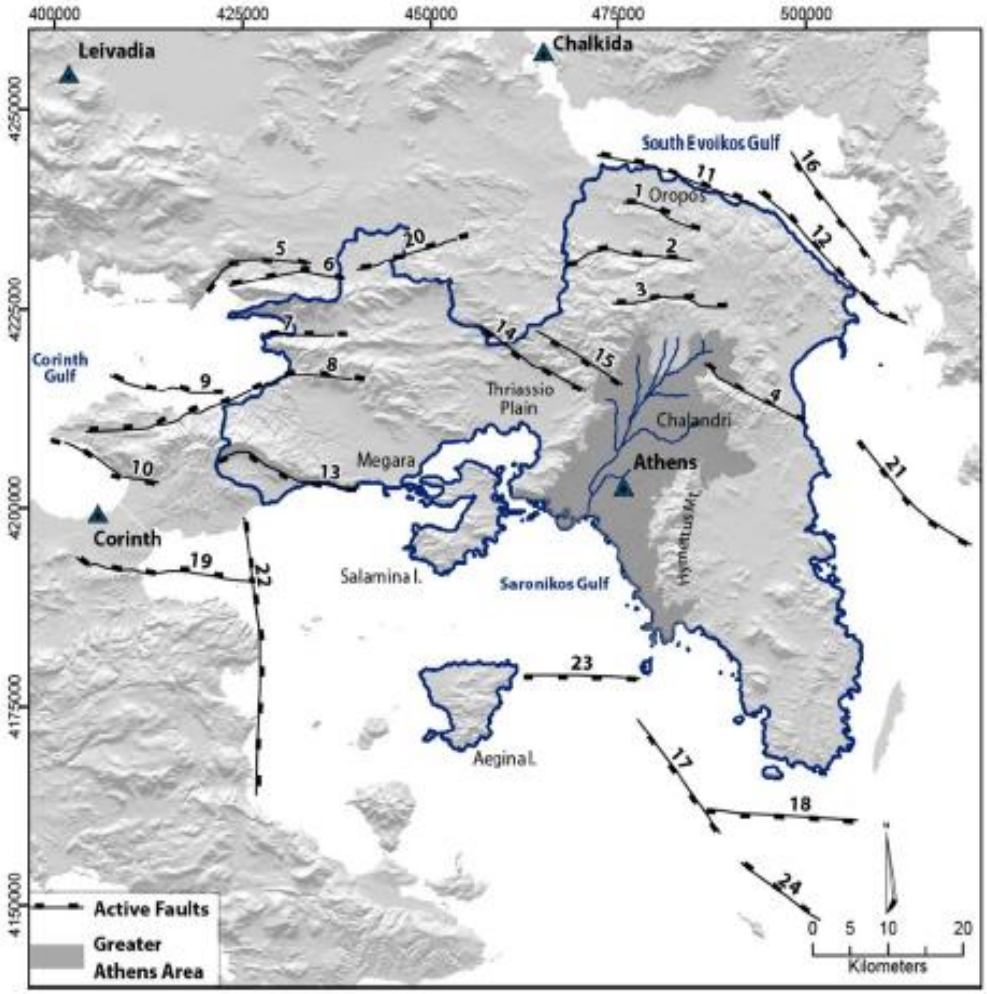
ανεπάρκειας ισχύουν τα ίδια τα οποία αναφέρθηκαν στην παράγραφο 6.4.1. Παρατηρούμε επίσης ότι με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων ακόμη και για το πακτωμένο προσομοίωμα δεν υπάρχουν υποστυλώματα των οποίων οι συντελεστές εκμετάλλευσης ξεπερνούν την μονάδα.

Για τις δοκούς ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης στο πακτωμένο προσομοίωμα είναι ίσος με 1.23. Στα υπόλοιπα 3 προσομοιώματα οι δυσμενέστεροι συντελεστές εκμετάλλευσης είναι οριακά μεγαλύτεροι της μονάδας με μέγιστες τιμές 1.02, 1.04, 1.08 για τα προσομοιώματα 2, 3 και 4 αντίστοιχα. Τα ποσοστά αστοχίας των δοκών ως προς τον συνολικό τους αριθμό είναι 12.5, 1.3, 1.4, 3.6% για τα προσομοιώματα 1, 2, 3 και 4 αντίστοιχα.

6.4.3 Σεισμός Κοντινού Πεδίου

Με βάση την εργασία των Δεληγιαννάκη, Παπανικολάου [2016] και Roberts, στην περιοχή της Αττικής υπάρχουν συνολικά 23 ενεργά ρήγματα. Η περιοχή του Πειραιά απειλείται από το ρήγμα Σαρωνικού (**v_o 23**). Η απόσταση **R_{jb}** του ρήγματος από την περιοχή που βρίσκεται το κτίριο μας μετρήθηκε ίση με 18,4 km. Το συγκεκριμένο ρήγμα είναι ικανό να δώσει σεισμούς μεγέθους μέχρι και M_w=6,4. Στην επόμενη σελίδα παρουσιάζονται ένας γεωλογικός χάρτης της περιοχής, ένας πίνακας με τα χαρακτηριστικά του κάθε ρήγματος που φαίνεται στο χάρτη καθώς και το φάσμα απόκρισης που παράχθηκε από το συγκεκριμένο ρήγμα.

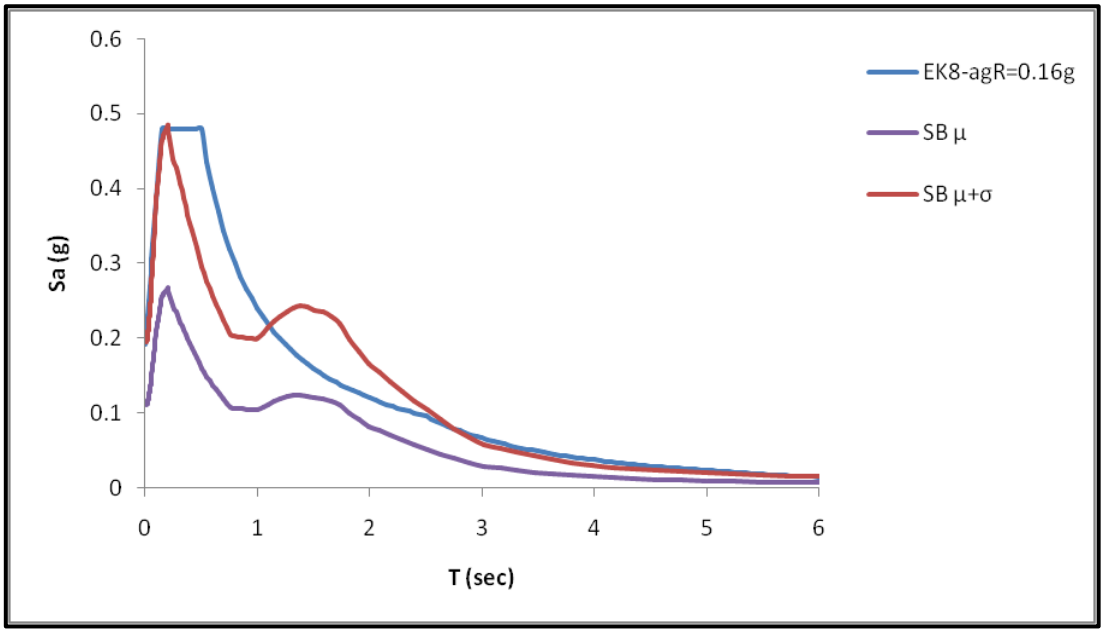
Εδώ πρέπει να αναφέρουμε ότι με βάση τη θεωρία που αναπτύχθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο λήφθηκε υπόψη το αρχικό φάσμα επαυξημένο με μία τυπική απόκλιση, καθώς το αρχικό ήταν ευμενέστερο του φάσματος του Ευρωκώδικα 8 για εδαφική επιτάχυνση a_g=0,16g.



Σχήμα 6.10 Καταγραφή ενεργών ρηγμάτων στην περιοχή της Αττικής

id	Length (km)	Postglacial Throw (m)	Expected Magnitude	Slip Rate (mm/y)	Maximum Displacement per Event (m)	Source
1	9.7	4.5	6.2	0.30	0.32	10, 16, 23
2	17.7	6.0	6.5	0.40	0.80	10, 12, 14, 16
3	14.2	4.5	6.4	0.30	0.58	16
4	14.8	1.5	6.4	0.10	0.61	16
5	14.5	3.0	6.4	0.20	0.59	11, 13, 15, 19, 20
6	15.7	4.5	6.4	0.30	0.67	f
7	9.2	7.5	6.1	0.50	0.30	f
8	32.8	34.5	6.7	2.30	2.04	5, 6, 7, 8, 20, 21
9	15.1	4.5	6.4	0.30	0.63	17
10	13.9	7.5	6.4	0.50	0.56	21
11	21.8	4.5	6.6	0.30	1.10	16
12	26.2	1.5	6.7	0.10	1.45	3, 4
13	19.6	4.5	6.6	0.30	0.94	14, 18
14	16.5	4.1	6.5	0.27	0.72	9, 14
15	13.3	2.6	6.3	0.17	0.52	9, 14
16	17.0	2.4	6.5	0.16	0.76	3, 4
17	18.1	4.4	6.5	0.29	0.83	1, 2, 22
18	19.3	3.7	6.6	0.25	0.92	1, 2,2 2
19	23.7	4.4	6.7	0.20	1.25	21
20	13.9	7.0	6.4	0.47	0.56	f
21	19.6	4.4	6.6	0.29	0.93	3, 4
22	35.0	3.3	6.7	0.22	2.25	1, 2, 22
23	15.5	1.0	6.4	0.06	0.66	1, 2, 22
24	12.8	1.5	6.3	0.10	0.49	1, 2, 22

Σχήμα 6.11 Χαρακτηριστικά ρηγμάτων



Σχήμα 6.12 Φάσμα Απόκρισης παλμικής διέγερσης

Για τους υπολογισμούς τα απαραίτητα μεγέθη που έπρεπε να είναι γνωστά είναι το μέγεθος του σεισμού M_w, η απόσταση R_{jb}, η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων $V_{s,30}$ (=580m/s) και η περίοδος του παλμού που υπολογίστηκε σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

$$\log T_p = -2.9 + 0.5M_w$$

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις παρουσιάζονται στις σελίδες που ακολουθούν.

Σεισμός κοντινού πεδίου

Πίνακας 6.13: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 1

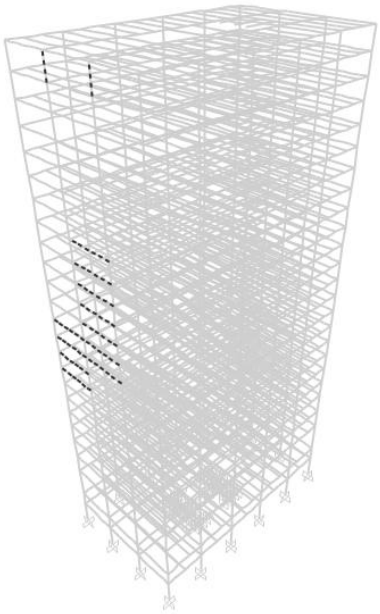
Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.91
1307	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.83
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.94
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	1.03
1310	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.96
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	1.03
1312	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.98
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.91
1317	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.84
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.94

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
1289	BEAM_9_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.42
1449	BEAM_9_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.43
1577	BEAM_9_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.43
1589	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.43
1705	BEAM_9_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.43
1715	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.44
1841	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.45
1972	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.45
2100	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.44
2228	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.43

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται, σε τρισδιάστατη και δισδιάστατη απεικόνιση, και τα 9 οριζόντια μέλη που αστοχούν έτσι ώστε τα παραπάνω αποτελέσματα να γίνουν περισσότερο κατανοητά.



Σχήμα 6.13 Οριζόντια μέλη που αστοχούν σε κάμψη

Πίνακας 6.14: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 2

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.66
78	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.65
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.77
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.79
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.77
1312	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.81
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.72

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	DesignSect	PMMCombo	PMMRatio
269	BEAM_11	SeismosY_FASMA_EC8	0.90
366	BEAM_11'	SeismosY_FASMA_EC8	0.88
1479	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.88
1607	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.89
1733	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.89
1859	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.89
1990	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.89
2118	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.89
2246	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.88
2383	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.87

Πίνακας 6.15: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 3

Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	DesignSect	PMMCombo	PMMRatio
77	COL_2.00x0.70	SeismosX_FASMA_EC8	0.67
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.75
1309	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.84
1310	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.86
1311	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.85
1312	COL_0.85x0.50	SeismosX_FASMA_EC8	0.89
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.72
1317	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.67
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.75

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	DesignSect	PMMCombo	PMMRatio
269	BEAM_11	SeismosY_FASMA_EC8	0.94
247	BEAM_0.65x0.75_mid*	SeismosX_FASMA_EC8	0.97
1483	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.94
1611	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.95
1737	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.95
1863	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.96
1994	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.95
2122	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.95
2250	BEAM_12'_UP	SeismosY_FASMA_EC8	0.94
5066	BEAM_0.65x0.75_mid*	SeismosX_FASMA_EC8	0.94

Πίνακας 6.16: Συντελεστές εκμετάλλευσης Προσομοιώματος 4

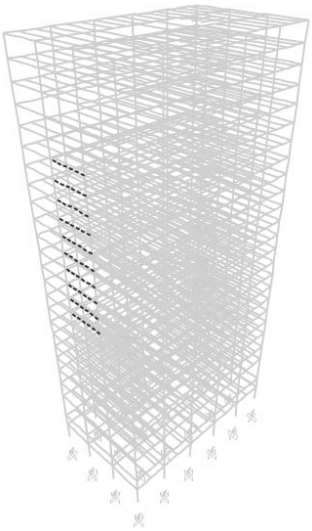
Υποστυλώματα

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
381	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.77
1307	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
1308	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.79
1309	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.83
1310	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.85
1311	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.83
1312	COL_0.85x0.50	SeismosY_FASMA_EC8	0.87
1313	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.77
1317	COL_0.55x0.45	SeismosY_FASMA_EC8	0.69
1318	COL_0.40x0.40	SeismosY_FASMA_EC8	0.80

Δοκοί

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
1465	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.10
1593	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.12
1719	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.14
1845	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.15
1976	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.15
2104	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.15
2232	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.14
2369	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.13
2493	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.11
3106	BEAM_12_UP	SeismosY_FASMA_EC8	1.10

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται, σε τρισδιάστατη και δισδιάστατη απεικόνιση, και τα 8 οριζόντια μέλη που αστοχούν έτσι ώστε τα παραπάνω αποτελέσματα να γίνουν περισσότερο κατανοητά.



Σχήμα 6.14 Οριζόντια μέλη που αστοχούν σε κάμψη

Τα ποσοστά αστοχίας των δοκών ως προς τον συνολικό τους αριθμό είναι 28.2 και 6.9% για τα προσομοιώματα 1 και 4 αντίστοιχα.

Παρατηρώντας συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα και για τα 4 προσομοιώματά μας για το φάσμα απόκρισης κοντινού πεδίου μπορούμε να συμπεράνουμε τα εξής:

i. Το πακτωμένο προσομοίωμά μας όσον αφορά στα υποστυλώματα δεν παρουσιάζει μεγάλες διαφορές συγκρινόμενο με την απόκριση της κατασκευής για το φάσμα του Ευρωκώδικα με επιτάχυνση 0.16g. Αυτό συμβαίνει διότι για τις δεσπόζουσες μεταφορικές ιδιομορφές τα δύο φάσματα έχουν τιμές που είναι αρκετά κοντά μεταξύ τους. Αξίζει να σημειωθεί ότι μόνο 2 από τα υποστυλώματα αστοχούν, δηλαδή έχουν συντελεστή εκμετάλλευσης μεγαλύτερο της μονάδας.

ii. Τα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα 2 και 3 παρουσιάζονται να είναι οριακά ευμενέστερα στην περίπτωση του φάσματος κοντινού πεδίου συγκριτικά με τα φάσμα του Ευρωκώδικα καθώς παρατηρώντας και πάλι τα δύο φάσματα βλέπουμε ότι, οι δύο πρώτες μεταφορικές ιδιομορφές με $T \approx 3\ sec$ έχουν πρακτικά την ίδια τιμή (ίσως και ελαφρός ευμενέστερη), ενώ για τις επόμενες δύο μεταφορικές ιδιομορφές, την 4η και την 5η με $T \approx 1\ sec$ που συμμετέχουν στη σεισμική κίνηση σε ποσοστό κοντά στο 10% το φάσμα της διέγερσης κοντινού πεδίου παρουσιάζει μικρότερες τιμές από αυτό του Ευρωκώδικα.

iii. Τέλος για το προσομοίωμα 4 παρατηρούνται οριακά δυσμενέστερα αποτελέσματα για την καταγραφή κοντινού πεδίου καθώς παρατηρώντας και πάλι τα δύο φάσματα απόκρισης βλέπουμε ότι ενώ στην περιοχή $T \approx 3\ sec$ ισχύουν όσα προαναφέρθηκαν, για την περιοχή των ιδιοπεριόδων 4 και 5 με $T \approx 1.3\ sec$ το φάσμα του κοντινού πεδίου παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερες επιταχύνσεις συγκριτικά με αυτές του φάσματος του Ευρωκώδικα.

Τέμνουσα Βάσης

Ενας χρήσιμος δείκτης για την αξιολόγηση της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης είναι ο υπολογισμός της ***μείωσης της τέμνουσας βάσης*** στα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα συγκριτικά με την τέμνουσα βάσης του πακτωμένου προσομοίωματος. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι έγινε κανονικοποίηση του παραπάνω μεγέθους ως προς το συνολικό βάρος της ανωδομής καθώς αυτό διαφέρει για το προσομοίωμα 4 σε σχέση με τα υπόλοιπα 3 προσομοιώματα το οποίο εμπεριέχει και

το μπλοκ θεμελίωσης, η μάζα του οποίου είναι αρκετά μεγάλη. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα:

Vx	Λόγος *V/W*		Ποσοστό Μείωσης Λόγου *V/W* %	
Προσομοίωμα	**a=0.16g**	**Κοντινό Πεδίο**	**a=0.16g**	**Κοντινό Πεδίο**
1	0.058	0.067	-	-
2	0.044	0.039	24.83	40.89
4	0.038	0.037	34.00	44.56

Vy	Λόγος *V/W*		Ποσοστό Μείωσης Λόγου *V/W* %	
Προσομοίωμα	**a=0.16g**	**Κοντινό Πεδίο**	**a=0.16g**	**Κοντινό Πεδίο**
1	0.068	0.065	-	-
2	0.044	0.039	35.48	39.43
4	0.039	0.040	43.02	39.24

6.5 Έλεγχος υποστυλωμάτων σε διάτμηση για το φάσμα του EC8

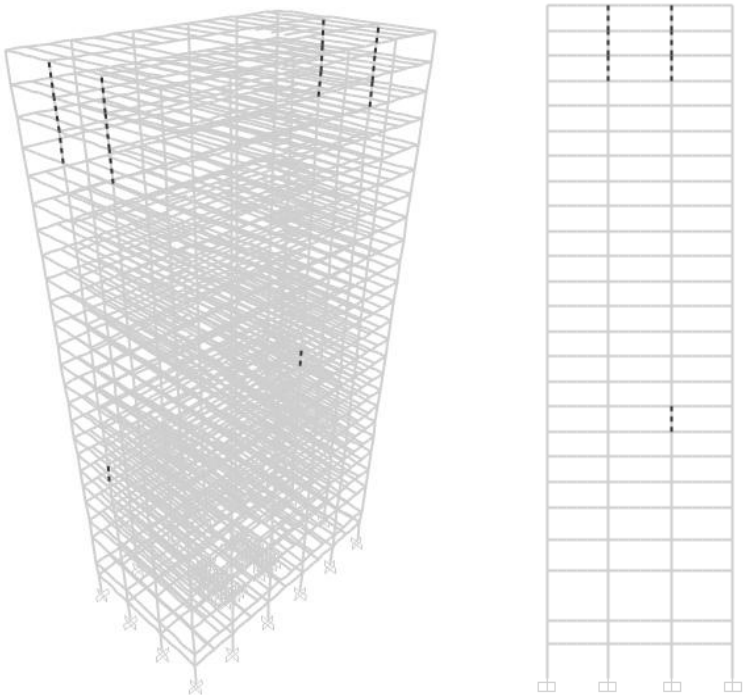
Ο έλεγχος σε διάτμηση των υποστυλωμάτων του κτιρίου μας θα γίνει για το φάσμα του EC8 με a_g=0,16g για το πακτωμένο προσομοίωμα (προσομοίωμα 1) και για το προσομοίωμα με τα εφέδρανα τοποθετημένα στη βάση του δεύτερου υπογείου του κτιρίου μας (προσομοίωμα 2). Η αντοχή των υποστυλωμάτων σε διάτμηση υπολογίστηκε με βάση τον ΕΚΩΣ2000 για στοιχεία χωρίς οπλισμό διάτμησης (**V_{Rd1}**) καθώς για το κτίριο μας από τα διαθέσιμα σχέδια δεν ήταν γνωστή η κατανομή του οπλισμού διάτμησης καθ' ύψος. Ως φορτίσεις Vx και Vy λήφθηκαν αντίστοιχα οι μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή από το σύνολο των συνδυασμών, ενώ ως αξονική λήφθηκε η ελάχιστη κατ' απόλυτη τιμή ως προς το δυσμενέστερο.

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι για τον υπολογισμό της αντοχής σε διάτμηση δεν έγινε η απομείωση της Vcd για στοιχεία με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, καθώς με βάση τα εδάφια **10.10(4)** και **10.10(5)** για σεισμικά μονωμένους φορείς του EC8 "η συνθήκη αντοχής των δομικών στοιχείων μπορεί να ικανοποιείται αν ληφθούν υπόψη τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού διαιρεμένα με ένα συντελεστή συμπεριφοράς όχι μεγαλύτερο από 1,5" και " τα δομικά στοιχεία της ανωδομής μπορούν να σχεδιάζονται ως μη πλάστιμα". Στους πίνακες της επόμενης σελίδας φαίνονται οι δείκτες ανεπάρκειας σε διάτμηση των 10 δυσμενέστερων υποστυλωμάτων κατά X και Y για τα προσομοιώματα που προαναφέρθηκαν.

Πίνακας 6.18: Δείκτες ανεπάρκειας σε διάτμηση προσομοιώματος 1

0.30Ex+Ey	Frame	τrd	d	k	Asl	b	ρi	Nsd (kN)	A_C (m^2)	σcp	VRd1	V3	λαπ.
COL_0.85*0.50	1310	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	274.93	0.42	662.48	186.59	314.08	1.68
COL_0.85*0.50	1311	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	273.89	0.42	659.97	186.43	312.21	1.67
COL_0.85*0.50	1312	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	282.89	0.42	681.66	187.78	314.16	1.67
COL_0.85*0.50	1309	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	274.59	0.42	661.66	186.54	309.98	1.66
COL_0.95*0.50	3371	260	0.93	1	0.0015	0.50	0.0033	886.86	0.47	1907.22	293.98	333.67	1.26
COL_0.95*0.50	3412	260	0.93	1	0.0015	0.50	0.0033	896.04	0.47	1926.98	295.36	332.34	1.25
COL_1.80*0.70	3384	260	1.78	1	0.0053	0.70	0.0043	1290.03	1.25	1035.34	637.80	792.83	1.24
COL_1.80*0.70	3385	260	1.78	1	0.0053	0.70	0.0043	1453.33	1.25	1166.40	662.30	810.91	1.22
COL_0.95*0.50	3413	260	0.93	1	0.0015	0.50	0.0033	895.72	0.47	1926.28	295.31	320.76	1.21
COL_0.95*0.50	3370	260	0.93	1	0.0015	0.50	0.0033	896.92	0.47	1928.86	295.49	314.72	1.18

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται, σε τρισδιάστατη και δισδιάστατη απεικόνιση, και τα 14 κατακόρυφα μέλη που αστοχούν έτσι ώστε τα παραπάνω αποτελέσματα να γίνουν περισσότερο κατανοητά.



Σχήμα 6.15 Κατακόρυφα μέλη που αστοχούν σε διάτμηση

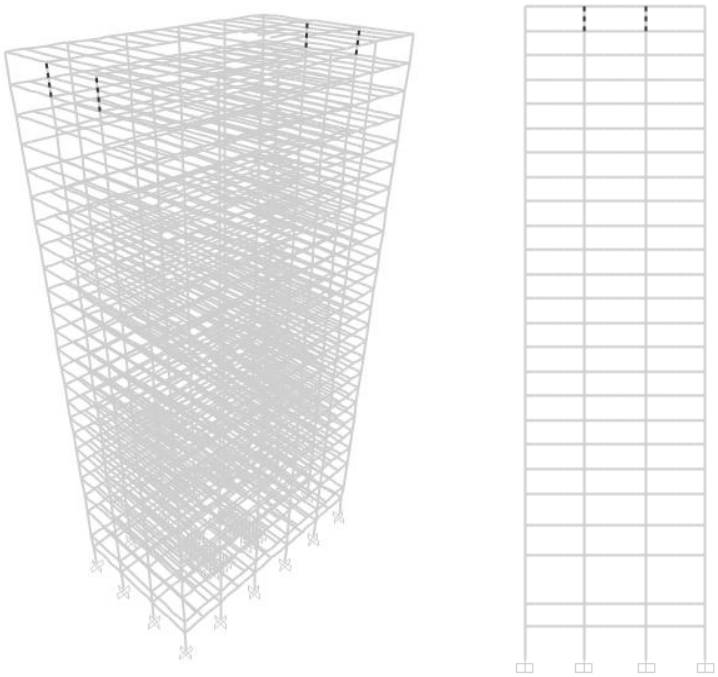
Πίνακας 6.19: Δείκτες ανεπάρκειας σε διάτμηση προσομοιώματος 1

0.30Ex+Ey	Frame	τrd	d	k	Asl	b	ρi	Nsd (kN)	AC (m^2)	σcp
COL_0.85*0.50	1310	260	0.83	1	0.0023	0.50	0.0037	305.759	0.415	736.77
COL_0.85*0.50	1312	260	0.83	1	0.0023	0.50	0.0037	306.699	0.415	739.03
COL_0.85*0.50	1311	260	0.83	1	0.0023	0.50	0.0037	305.008	0.415	734.96
COL_0.85*0.50	1309	260	0.83	1	0.0023	0.50	0.0037	316.473	0.415	762.59
COL_1.80*0.70	3409	260	1.78	1	0.0053	0.70	0.0044	1407.303	1.2104	1162.68
COL_1.80*0.70	3366	260	1.78	1	0.0053	0.70	0.0044	1440.002	1.2104	1189.69
COL_1.80*0.70	3408	260	1.78	1	0.0053	0.70	0.0044	1675.713	1.2104	1384.43
COL_1.80*0.70	3367	260	1.78	1	0.0053	0.70	0.0044	1663.908	1.2104	1374.68
COL_0.95*0.50	3371	260	0.48	1.1	0.0015	0.50	0.0064	1000.253	0.24	4167.72
COL_0.95*0.50	3412	260	0.48	1.1	0.0015	0.50	0.0064	1011.097	0.24	4212.90

....

VRd1	V3	λαπ.
199.15	241.38	1.21
199.29	246.95	1.24
199.04	243.54	1.22
200.76	247.23	1.23
644.29	624.04	0.97
649.19	623.31	0.96
684.55	641.80	0.94
682.78	639.82	0.94
251.68	235.84	0.94
253.31	236.85	0.94

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται, σε τρισδιάστατη και δισδιάστατη απεικόνιση, και τα 4 κατακόρυφα μέλη που αστοχούν έτσι ώστε τα παραπάνω αποτελέσματα να γίνουν περισσότερο κατανοητά.



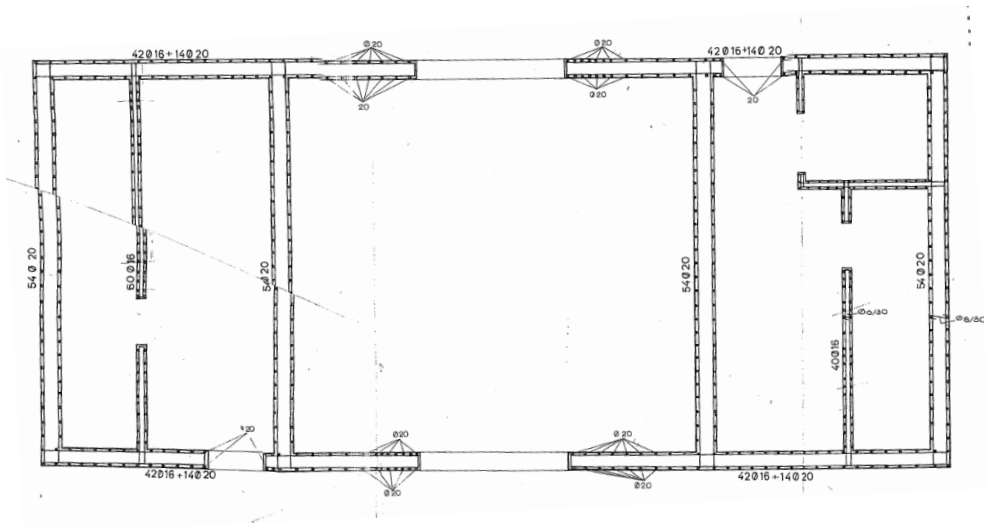
Σχήμα 6.16 Κατακόρυφα μέλη που αστοχούν σε διάτμηση

Παρατηρούμε ότι, ακόμα και αγνοώντας την ύπαρξη διατμητικού οπλισμού, τα υποστυλώματα του μονωμένου προσομοιώματος δεν εμφανίζουν σοβαρό πρόβλημα σε αντοχή σε διάτμηση. Τα μόνα υποστυλώματα που εμφανίζουν ανεπάρκεια είναι τα υποστυλώματα του τελευταίου ορόφου με διαστάσεις 0,85*0,50 που βρίσκονται στην μικρών διαστάσεων πλευρά του κτηρίου.

6.6 Έλεγχος Τοιχωμάτων

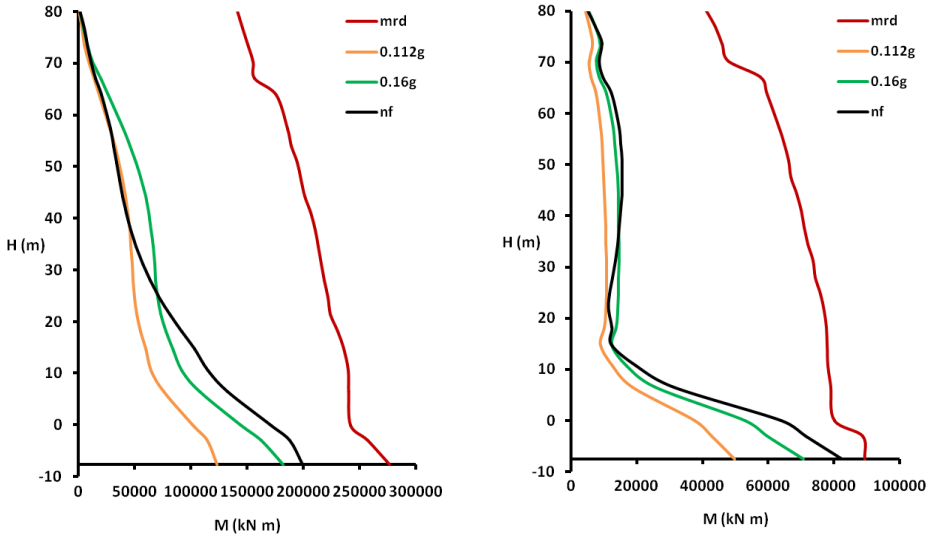
6.6.1 Έλεγχος τοιχωμάτων σε κάμψη

Για τον έλεγχο των τοιχωμάτων δημιουργήθηκαν ομάδες στοιχείων στο προσομοίωμα (***groups***) από τα οποία χρησιμοποιώντας την εντολή ***section cut*** έγινε εξαγωγή των ασκούμενων ροπών καθ' ύψος του τοιχώματος. Οι ομάδες αυτές περιλάμβαναν όλα τα στοιχεία του τοιχώματος άνω και κάτω από τη στάθμη των ορόφων καθώς και τους κόμβους των στοιχείων στη στάθμη των ορόφων. Οι εξαγόμενες ροπές είναι οι ***M1*** και ***M2*** κατά τη διεύθυνση ***X*** και ***Y*** του προσομοιώματος αντίστοιχα. Η ροπή αντοχής ***Mrd*** προκύπτει από τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης των διατομών του τοιχώματος καθ' ύψος. Για να προκύψουν τα συγκεκριμένα διαγράμματα σχεδιάστηκαν οι διατομές του τοιχώματος οι οποίες μεταβάλλονται καθ'ύψος, 4 στο σύνολο, χρησιμοποιώντας το εργαλείο ***section designer*** του ***Sap2000.*** Λόγω του ότι δεν είχαμε διαθέσιμο σχέδιο με τον οπλισμό των τοιχωμάτων καθ' ύψος , παρά μόνο τις διαστάσεις τους, κάναμε την παραδοχή ότι ο υπάρχον οπλισμός στα δύο τοιχώματα θα είναι παρόμοιος με αυτόν αντίστοιχου τοιχώματος του Πύργου Αθηνών που φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί.

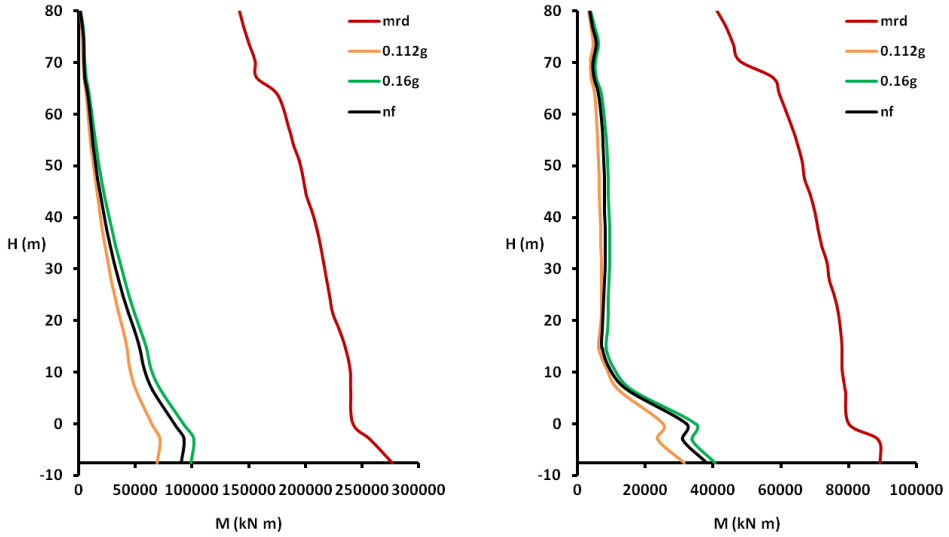


Σχήμα 6.17 Οπλισμός τοιχώματος Πύργου Αθηνών

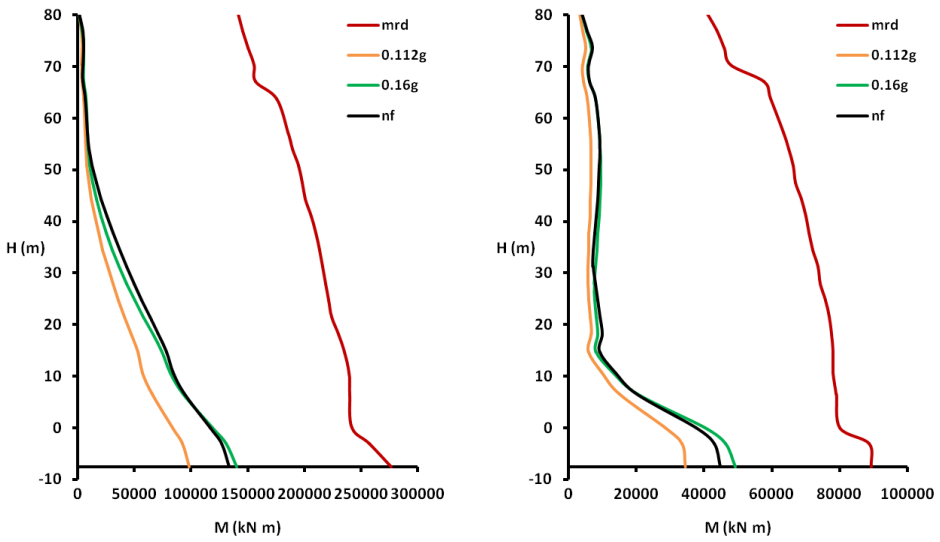
Ο τυπικός οπλισμός που τοποθετήθηκε είναι Φ20/25 χωρίς να γίνει πύκνωσή του στα άκρα των τοιχωμάτων. Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των φασματικών αναλύσεων είναι εμφανές ότι το τοίχωμα, όπως αναμενόταν άλλωστε, "λειτουργεί" στη μεγάλη διεύθυνση. Για το συνδυασμό $G+0.30Q+E_x+0.30E_y$ οι ροπές που αναπτύσσονται είναι αρκετά μικρότερες, ωστόσο γίνεται αντίστοιχος έλεγχος επάρκειας καθώς και αντοχή σε ροπή της διατομής κατ' αυτή την διεύθυνση είναι επίσης αρκετά μικρότερη. Στα διαγράμματα που ακολουθούν φαίνεται η κατανομή των ροπών ***Mx*** και ***My*** καθ' ύψος του τοιχώματος καθώς και η ροπή αντοχής για τα επιμέρους προσομοιώματα και για τις 3 φορτισιακές καταστάσεις σεισμού ***mrd***.



Σχήμα 6.18 Κατανομή ροπών τοιχώματος καθ' ύψος κατά Χ και κατά Υ αντίστοιχα (*προσομοίωμα 1*)



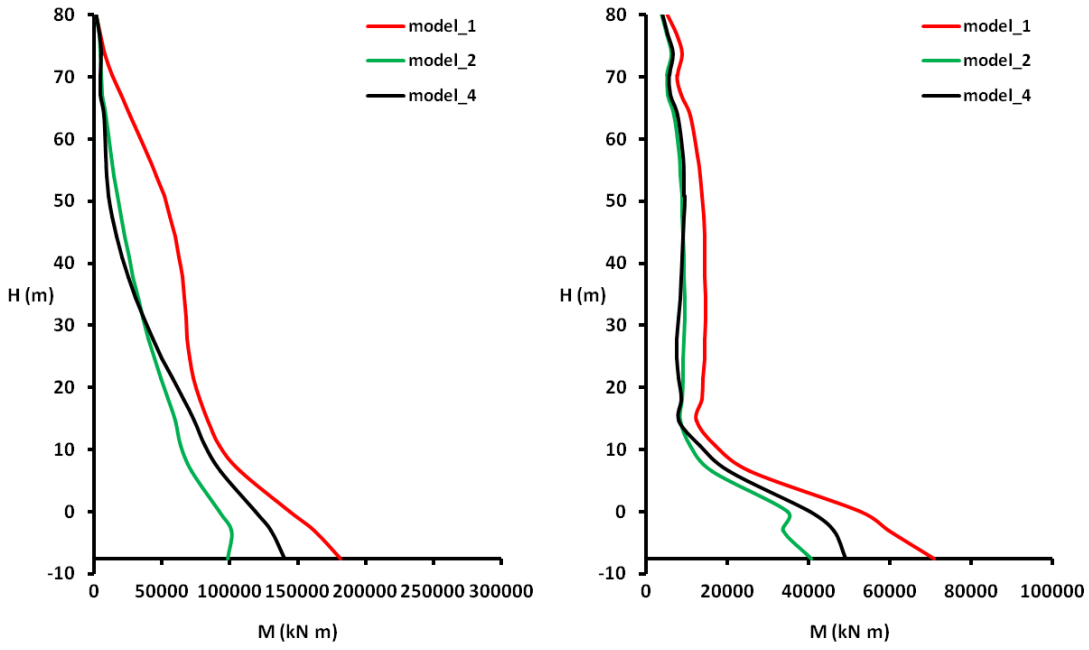
Σχήμα 6.19 Κατανομή ροπών τοιχώματος καθ' ύψος κατά Χ και κατά Υ αντίστοιχα (*προσομοίωμα 2*)



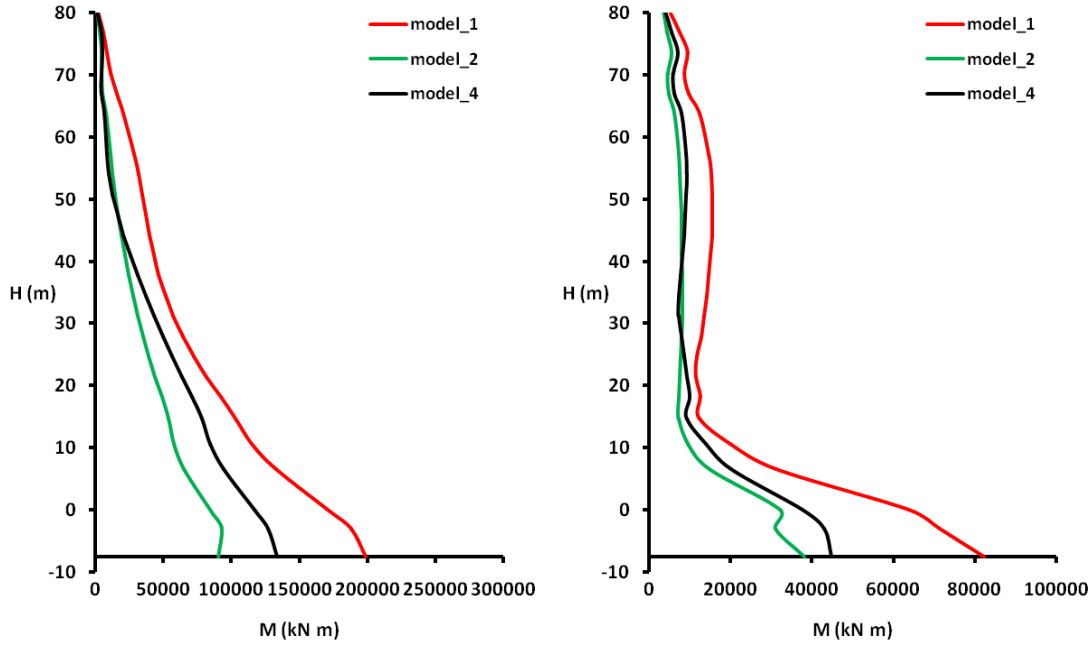
Σχήμα 6.20 Κατανομή ροπών τοιχώματος καθ' ύψος κατά Χ και κατά Υ αντίστοιχα (*προσομοίωμα 4*)

Από τα παραπάνω διαγράμματα είναι προφανές ότι το τοίχωμά μας για τα 3 προσομοιώματά μας και για τις 3 φορτισιακές καταστάσεις επαρκεί σε έλεγχο ροπών. Παρατηρούμε ακόμη ότι για το πακτωμένο προσομοίωμα και για τη σεισμική διέγερση κοντινού πεδίου οι ασκούμενες ροπές από το μέσο ύψος του τοιχώματος και κάτω είναι μεγαλύτερες συγκριτικά με τις άλλες δύο διεγέρσεις, όπως αναμέναμε άλλωστε, εφόσον για τις δύο πρώτες μεταφορικές ιδιομορφές ($T \approx 2.25\ sec$) το φάσμα απόκρισης για τη διέγερση κοντινού πεδίου είναι δυσμενέστερο αυτού του Ευρωκώδικα. Αντίθετα για τα υπόλοιπα 3 σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα, το φάσμα του Ευρωκώδικα εδαφικής επιτάχυνσης 0.16g είναι περίπου ισοδύναμο (οριακά δυσμενέστερο για τα 2 και 3) με το σεισμό κοντινού πεδίου, διότι τα δύο φάσματα απόκρισης για τις δυο πρώτες μεταφορικές ιδιομορφές ($T \approx 3$ sec) με ποσοστό ιδιομορφικής συμμετοχής κοντά στο 90%, καθώς και για τις επόμενες μεταφορικές ιδιομορφές, την 4η και την 5η με ιδιοπερίοδο κοντά στην περιοχή του 1 sec με ποσοστό συμμετοχής περίπου στο 10%, παρουσιάζουν τιμές επιταχύνσεων που είναι παραπλήσιες σε αυτό το εύρος ιδιοπεριόδων.

Ιδιαίτερη αξία έχει η διερεύνηση της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης στις ροπές των τοιχωμάτων του υπό εξέταση κτιρίου. Στα δύο παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται οι ροπές καθ' ύψος των τοιχωμάτων για τους σεισμούς ***0.16g*** και ***κοντινού πεδίου*** για τα προσομοιώματα 1,2 και 4.



Σχήμα 6.21: Κατανομή ροπών των τριών τοιχωμάτων καθ' ύψος κατά Χ και κατά Υ αντίστοιχα για a_g=0,16g



Σχήμα 6.22: Κατανομή ροπών των τριών τοιχωμάτων καθ' ύψος κατά Χ και κατά Υ αντίστοιχα για φάσμα σεισμού κοντινού πεδίου

Όπως αναμέναμε η σεισμική μόνωση έχει σαν αποτέλεσμα μειωμένες ροπές καθ' ύψος του τοιχώματος, σε σχέση με το πακτωμένο προσομοίωμα. Επιπλέον,

παρατηρούμε ότι τα προσομοιώματα 2 και 4 στα οποία έχουμε επιλέξει διαφορετικό τρόπο σύνδεσης των εφεδράνων με την ανωδομή παρουσιάζουν σε ορισμένες στάθμες σημαντικές διαφορές στις αναπτυσσόμενες ροπές. Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η επιλογή τρόπου σύνδεσης του συστήματος μόνωσης (εδώ π.χ στη μία περίπτωση τα εφέδρανα συνδέονται με ένα μπλοκ θεμελίωσης και όχι άμεσα με τα δομικά στοιχεία, ενώ στην άλλη συνδέονται άμεσα) παίζει σημαντικό ρόλο στο μέγεθος των αναπτυσσόμενων ροπών καθ' ύψος. Παρατηρώντας επίσης τα δύο παραπάνω διαγράμματα μπορούμε να δούμε ότι για το σεισμό με το φάσμα του EC8 παίρνουμε ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα για τα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματά μας σε σχέση με το φάσμα κοντινού πεδίου. Αντίθετα για το πακτωμένο προσομοίωμα το φάσμα του EC8 εμφανίζεται ευμενέστερο σε σχέση με το φάσμα κοντινού πεδίου. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η επίδραση της μόνωσης εξαρτάται και από το φάσμα απόκρισης που θα χρησιμοποιηθεί στις αναλύσεις. Τα παραπάνω γίνονται περισσότερο κατανοητά από τον πίνακα που ακολουθεί στον οποίο παρουσιάζονται τα % ποσοστά μείωσης των ροπών στη βάση των τοιχωμάτων των σεισμικά μονωμένων προσομοιωμάτων 2, 3 και 4 σε σχέση με τη ροπή βάσης του πακτωμένου προσομοίωματος.

Πίνακας 6.20 Ποσοστά μείωσης ροπών

Προσομοίωμα	% Ποσοστά μείωσης ροπών			
	EC8		Κοντινό πεδίο	
	Κατά X	Κατά Y	Κατά X	Κατά Y
2	46.1	42.5	54.6	53.6
4	22.9	30.5	32.9	45.6

Φαίνεται λοιπόν ότι η σεισμική μόνωση είναι ιδιαίτερα ευεργετική, ιδίως για το σεισμό κοντινού πεδίου που επιλέξαμε. Αξίζει να σημειωθεί ότι στο προσομοίωμα 2 η ροπή βάσης είναι μειωμένη κατά το ήμισυ και στις δύο διευθύνσεις σε σχέση με το πακτωμένο προσομοίωμα. Το παραπάνω είναι ενδιαφέρον αν σκεφτεί κανείς ότι η βάση του τοιχώματος αποτελεί μια κρίσιμη περιοχή που αναπτύσσονται μεγάλες ροπές και και μπορεί να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση.

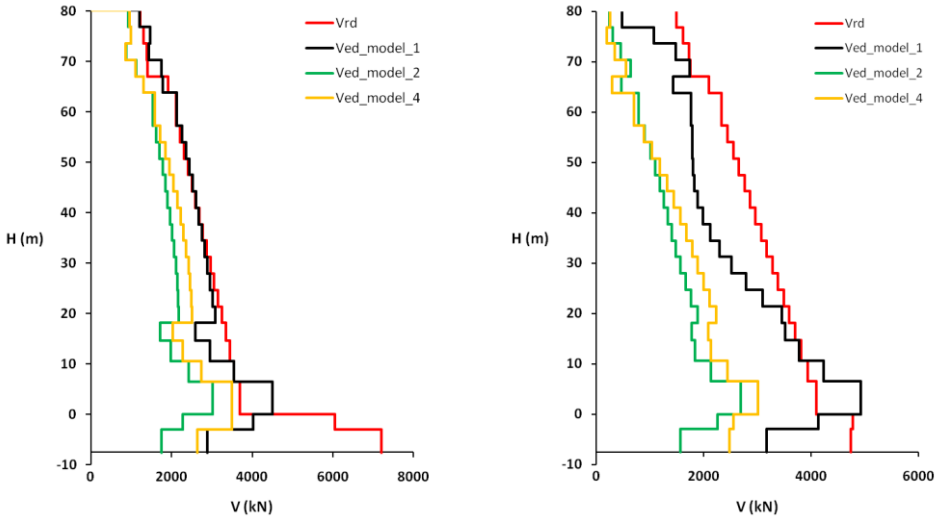
6.6.2 Έλεγχος τοιχωμάτων σε διάτμηση

Ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής θα γίνει και πάλι με βάσει τον ΕΚΩΣ2000. Για την περίπτωση της τέμνουσας θα γίνει παρουσίαση των τιμών και για την μικρή και

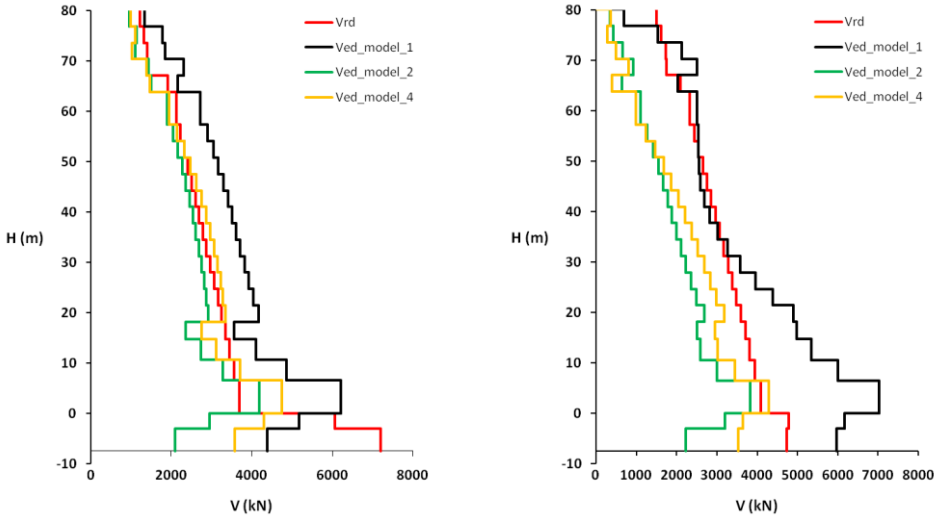
για την μεγάλη πλευρά καθώς και για τις δύο διευθύνσεις παρατηρούνται μεγάλες τιμές δράσεις. Ακόμη λόγω της μικρής διαφοράς των τιμών των προσομοιωμάτων 2 και 3 θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων μόνο του προσομοιώματος 2.

Για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής των τοιχωμάτων έγινε η συντηρητική παραδοχή ότι ανάλογα με την εκάστοτε διεύθυνση της διατμητικής δύναμης συμμετέχουν στην αντοχή μόνον οι "κορμοί" του τοιχώματος των οποίων η μεγάλη πλευρά είναι παράλληλη σε αυτή την διεύθυνση.

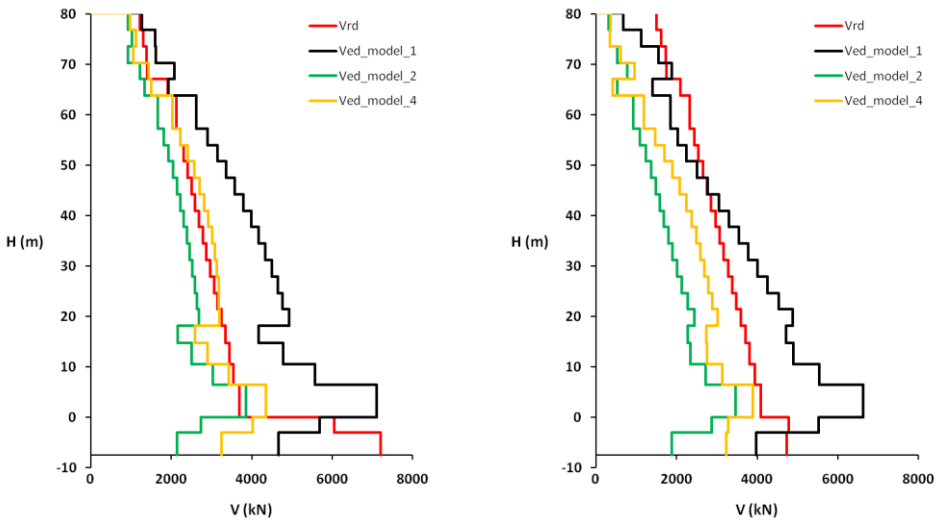
Οι καθ' ύψος τιμές και για τους τρεις σεισμικούς συνδυασμούς παρουσιάζονται στην επόμενη σελίδα.



Σχήμα 6.23: Έλεγχος τοιχώματος σε διάτμηση κατά Χ και Υ αντίστοιχα για a_g=0.112g



Σχήμα 6.24 Έλεγχος τοιχώματος σε διάτμηση κατά Χ και Υ αντίστοιχα για a_g=0.16g



Σχήμα 6.25 Έλεγχος τοιχώματος σε διάτμηση κατά Χ και Υ αντίστοιχα για κοντινό Πεδίο

Και σε αυτά τα σχήματα είναι προφανής η ευεργετική παρουσία της σεισμικής μόνωσης. Ειδικότερα, για τη φασματική ανάλυση με a_g=0,112g τα μονωμένα προσομοιώματα φαίνεται να επαρκούν, ενώ το πακτωμένο φαίνεται να εμφανίζει ανεπάρκεια στην περιοχή της βάσης του. Για τη φασματική ανάλυση με a_g=0,16g το πακτωμένο προσομοίωμα φαίνεται να μην επαρκεί σχεδόν για καμία στάθμη ορόφου, ενώ και το προσομοίωμα 4 περίπου ως τη στάθμη των 50m φαίνεται να είναι οριακά ανεπαρκές. Το μόνο προσομοίωμα που φαίνεται να επαρκεί με εξαίρεση μια περιοχή στη στάθμη του εδάφους είναι το προσομοίωμα 2.

Κρίνεται λοιπόν απαραίτητη η περεταίρω ανάλυση του κτηρίου, δηλαδή να διερευνηθεί λεπτομερέστερα ο οπλισμός του τοιχώματος, ιδίως σε αυτή την περιοχή, ώστε να διασαφηνιστεί αν όντως εκεί είναι μια περιοχή που εμφανίζει ανεπάρκεια σε διάτμηση.

Είναι επιπλέον εμφανές, ότι ο τρόπος που συνδέονται τα εφέδρανα με την ανωδομή, παίζει σημαντικό ρόλο καθώς τα αποτελέσματα μεταξύ των σεισμικά μονωμένων προσομοιωμάτων 2 και 4 παρουσιάζουν διαφοροποίηση με το προσομοίωμα 4 να είναι σαφώς δυσμενέστερο.

6.7 Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Η παράγραφος του EC8 που αναφέρεται στον περιορισμό των βλαβών των κτιρίων είναι η 4.3.3. Με βάση την παράγραφο αυτή η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση που αντιστοιχεί στη "απαίτηση μη-κατάρρευσης" οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή ***για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία***:

$$\boldsymbol{d_r \nu \leq 0,010h}$$

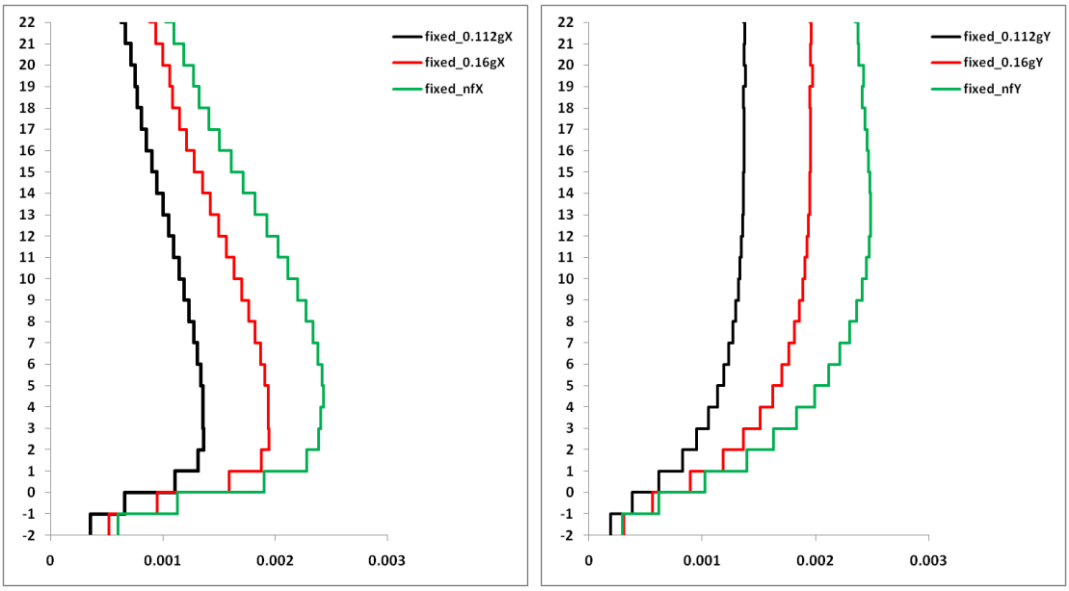
όπου:

- **dr** είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου
- **h** είναι το ύψος του ορόφου
- **ν** είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών

Η συνιστώμενη τιμή του ν είναι 0.5 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II. Με βάση τα παραπάνω ο λόγος $\frac{d_r}{h}$ πρέπει να είναι μικρότερος του 0,02 για όλες τις σεισμικές δράσεις και για όλα τα προσομοιώματά μας. Στα διαγράμματα των επόμενων σελίδων παρουσιάζονται οι καθ' ύψος σχετικές παραμορφώσεις ορόφων και γίνεται έλεγχος της ικανοποίησης του παραπάνω περιορισμού. Για κάθε προσομοίωμα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και για τους τρεις σεισμούς που έχουν εξεταστεί (EC8 με **ag=0.112g** και **0.16g** και **κοντινό πεδίο**).

Στα διαγράμματα που παρουσιάζονται στις επόμενες σελίδες τα γράμματα "**nf**" σημαίνουν **near field** και αναφέρονται στα αποτελέσματα των αναλύσεων με τα φάσμα κοντινού πεδίου.

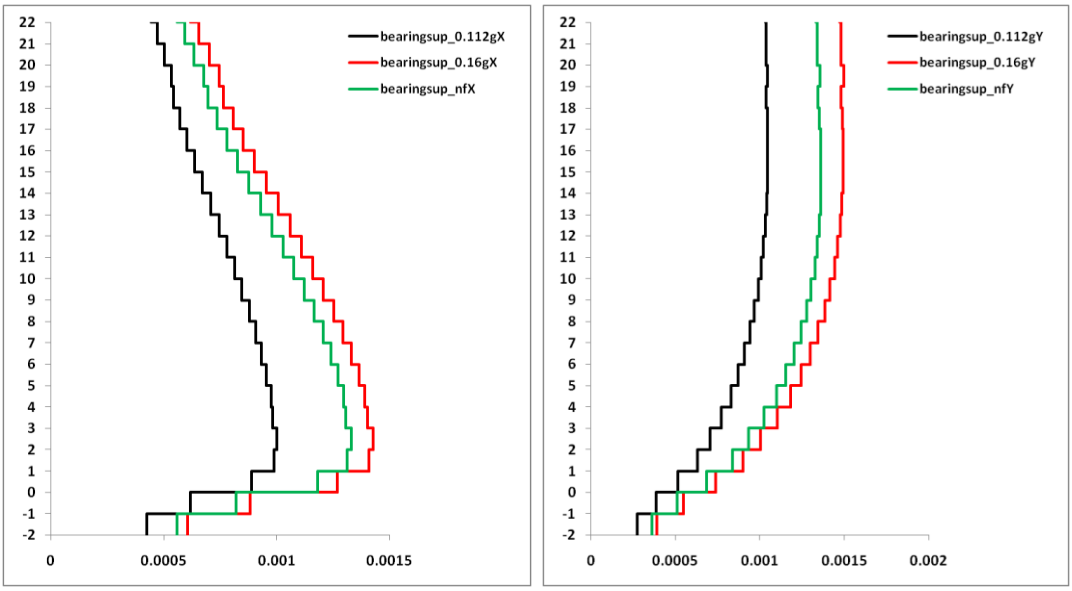
Προσομοίωμα 1



Σχήμα 6.26 Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων κατά Χ και Υ

Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου κατά Χ είναι **0,0024**, ενώ η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου κατά Υ είναι **0,0025.**

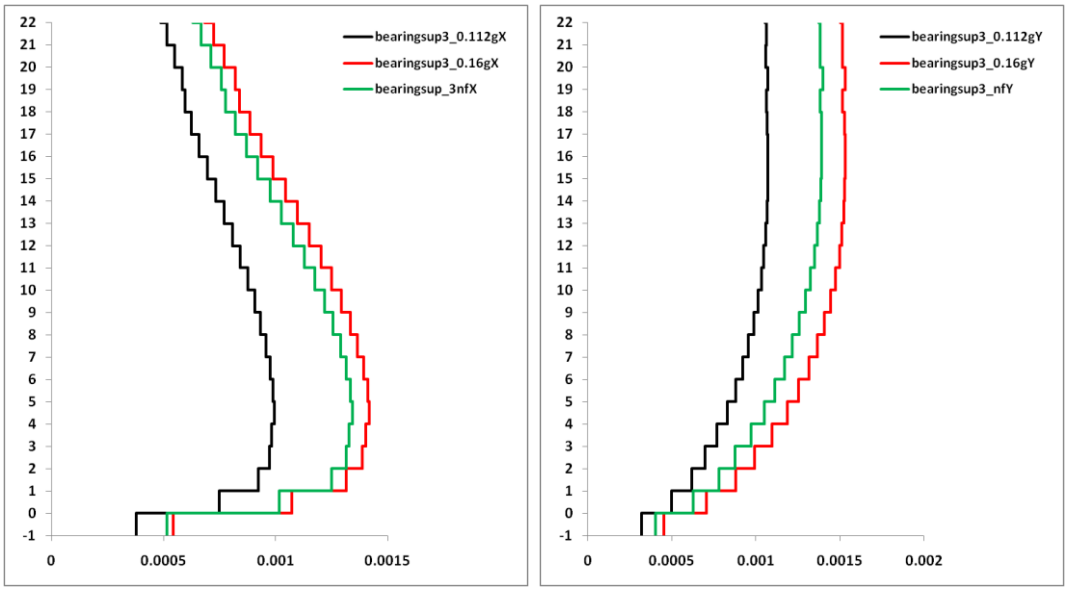
Προσομοίωμα 2



Σχήμα 6.28 Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων κατά Χ και Υ

Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου κατά Χ είναι **0,0014**, ενώ η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου κατά Υ είναι **0,0015.**

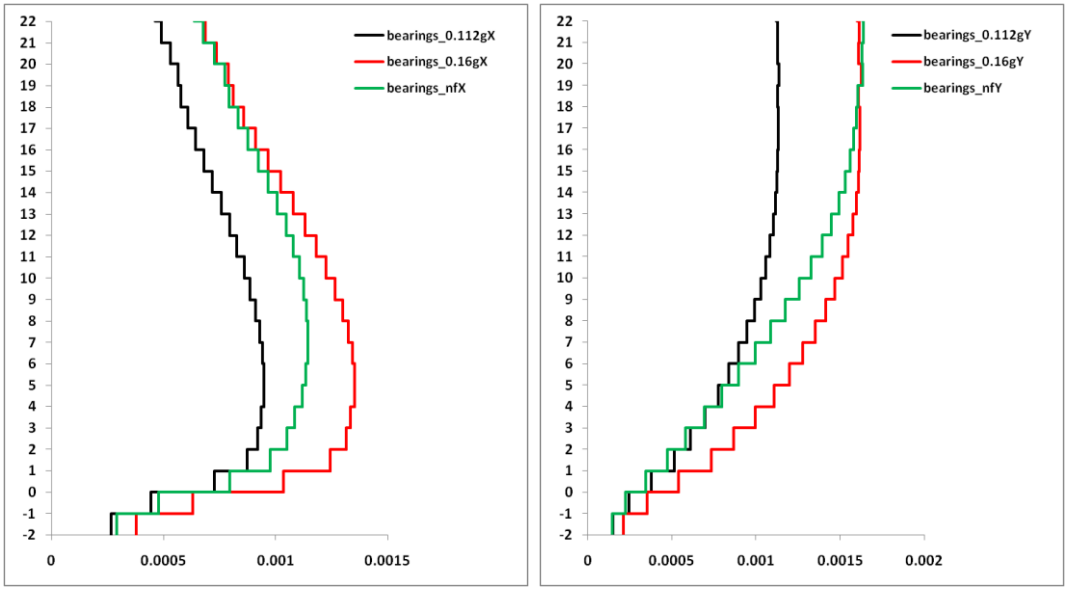
Προσομοίωμα 3



Σχήμα 6.23 Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων κατά X και Y

Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου κατά X είναι **0,0014**, ενώ η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου κατά Y είναι **0,0015.**

Προσομοίωμα 4

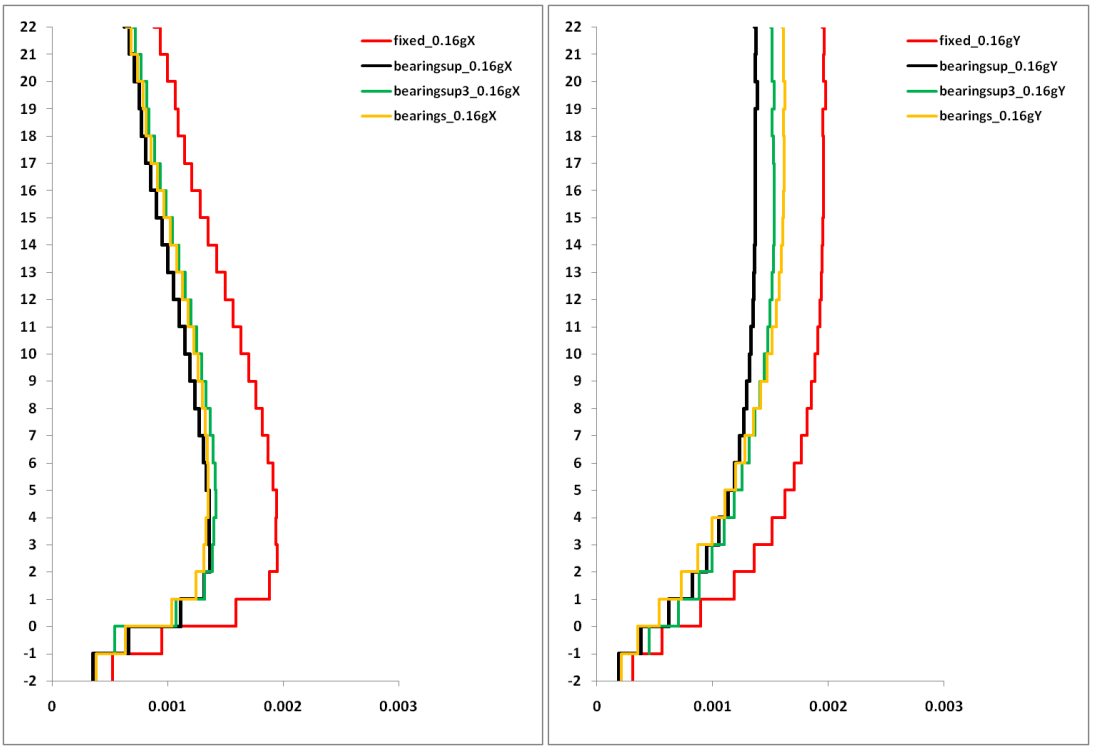


Σχήμα 6.25 Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων κατά X και Y

Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου κατά X είναι **0,0014**, ενώ η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφου κατά Y είναι **0,0016.**

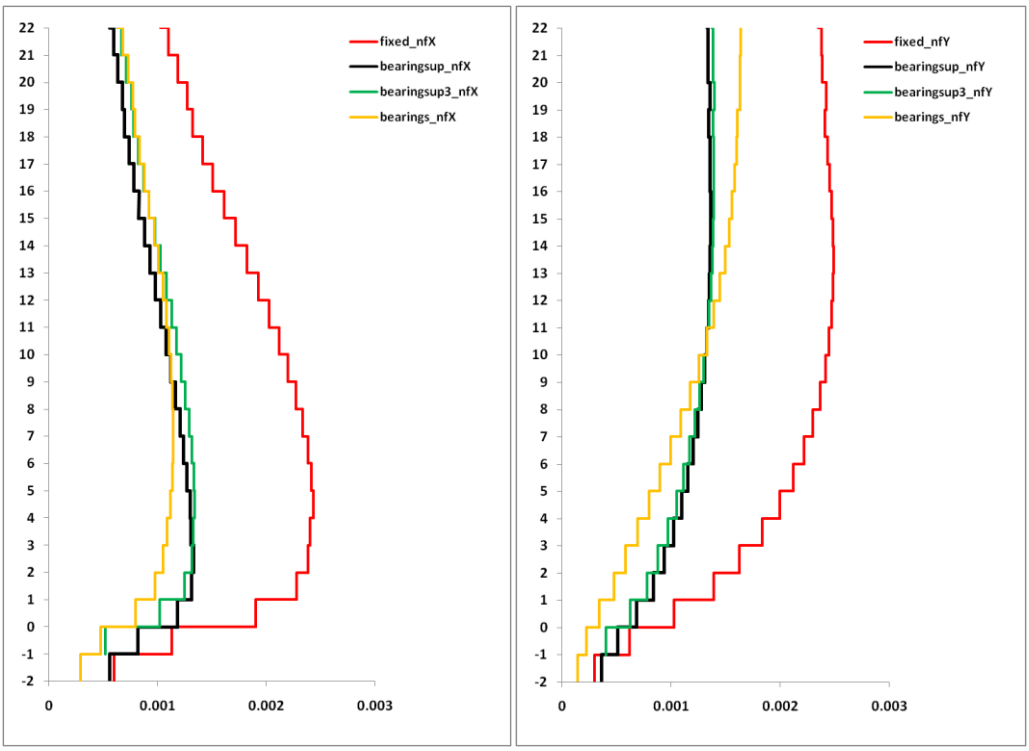
Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα είναι προφανές ότι για κανένα προσομοίωμα και καμία φορτισιακή κατάσταση, ακόμα και γι' αυτές που δεν αναφέρονται σε στάθμη επιτελεστικότητας "μη κατάρρευση", δεν έχουμε υπέρβαση του ορίου του Ευρωκώδικα, το οποίο είναι 0.020 όπως έχει προαναφερθεί. Μία ακόμη σημαντική παρατήρηση είναι επίσης ότι ενώ για το πακτωμένο προσομοίωμα δυσμενέστερο φάσμα είναι αυτό του Κοντινού Πεδίου, για τα 3 υπόλοιπα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα, το φάσμα του EC8 με εδαφική επιτάχυνση 0.16g προκύπτει ότι είναι το πλέον δυσμενές.

Για να γίνει αξιολόγηση της επίδρασης της σεισμικής μόνωσης στο μέγεθος της σχετικής μετακίνησης ορόφων παρουσιάζονται τα παρακάτω διαγράμματα για τα φάσματα απόκρισης του Ευρωκώδικα και του κοντινού πεδίου, για τις διευθύνσεις X και Y που περιλαμβάνουν και τα 4 προσομοιώματα.



Σχήμα 6.27 Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων κατά X και Y για το φάσμα του EC8

Για το φάσμα του Ευρωκώδικα παρατηρείται σημαντικός περιορισμός των σχετικών μετακινήσεων ορόφων στα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται % ποσοστό μείωσης της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου ίσο με 26.7, 27.1, 30.5 % κατά X και 24.3, 22.6, 17.8 % κατά Y για τα προσομοιώματα 2, 3, 4 αντίστοιχα.



Σχήμα 6.28 Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων κατά Χ και Υ για το φάσμα Κοντινού Πεδίου

Ομοίως για το φάσμα κοντινού πεδίου παρατηρείται επίσης σημαντικός περιορισμός των σχετικών μετακινήσεων ορόφων στα σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται % ποσοστό μείωσης της μέγιστης σχετικής μετακίνησης ορόφου ίσο με 45.3, 44.8, 52.9 % κατά Χ και 45.2, 43.8, 34.1 % κατά Υ για τα προσομοιώματα 2, 3, 4 αντίστοιχα.

Και για αυτό το μέγεθος φαίνεται ότι τα αποτελέσματα των προσομοιωμάτων 2 και 3 πρακτικά ταυτίζονται μεταξύ τους, ενώ το προσομοίωμα 4 παρουσιάζεται ευμενέστερο κατά τη διεύθυνση Χ και δυσμενέστερο κατά τη διεύθυνση Υ. Τέλος για το φάσμα κοντινού πεδίου η σεισμική μόνωση είναι πιο αποτελεσματική, καθώς τα ποσοστά μείωσης των σχετικών μετακινήσεων είναι μεγαλύτερα από τα αντίστοιχα για το φάσμα του Ευρωκώδικα.

6.8 Μετακινήσεις εφεδράνων

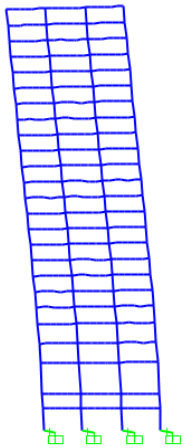
Ο έλεγχος των ελαστομεταλλικών εφεδράνων γίνεται ως προς τη διατμητική τους παραμόρφωση γ, η οποία ορίζεται ως ο λόγος της οριζόντιας μετακίνησης προς το συνολικό πάχος του ελαστομερούς $T = \Sigma t_i$.

Η ανηγμένη σεισμική διατμητική παραμόρφωση γ_s πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο $\gamma_s < 2.0$. Υπολογίζεται με βάση τη συνολική σεισμική μετακίνηση d_{bd} από τη σχέση:

$$\gamma s = \frac{d_{db}}{\Sigma ti} \rightarrow d_{db} = \gamma s \cdot \Sigma ti = 16.8cm$$

Σε αυτή τη σχέση, η σεισμική μετακίνηση υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο κύριες διευθύνσεις της σεισμικής διέγερσης, δηλαδή:

$$d_{db} = \sqrt{d_{db,x}^2 + d_{db,y}^2}$$



Σχήμα 6.27 Παραμορφωμένη κατάσταση του προσομοιώματος

	Μετακινήσεις σε cm	
	Προσομοίωμα	
Φάσμα	2	4
0.112g	4.53	6.18
0.16g	6.48	8.83
Κοντινό Πεδίο	5.81	8.93

Από τις εξαγώμενες μετακινήσεις παρατηρούμε ότι τι συνόλο των σεισμικών μετακινήσεων των εφεδράνων μας βρίσκονται εντός του παραπάνω ορίου το οποίο ωστόσο αναφέρεται στην περίπτωση των γεφυρών. Για τον υπολογισμό των σεισμικών μετακινήσεων οι υπολογιζόμενες μετακινήσεις επαυξήθηκαν με το συντελεστή 1,5. Ακόμη ο αρμός περιμετρικά του κτιρίου μας είναι 10cm, επομένως και σε αυτή την περίπτωση οι μετακινήσεις μας είναι εντός των επιθυμητών ορίων.

6.9 Ανάλυση Χρονοϊστορίας Απόκρισης

6.9.1 Έλεγχος επάρκειας υποστυλωμάτων

Στις επόμενες σελίδες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα δυσμενέστερων συντελεστών εκμετάλλευσης ***υποστυλωμάτων*** που προέκυψαν από την ανάλυση χρονοϊστορίας με τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 5.

Προσομοίωμα 1

Πίνακας 6.17: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **1-2**

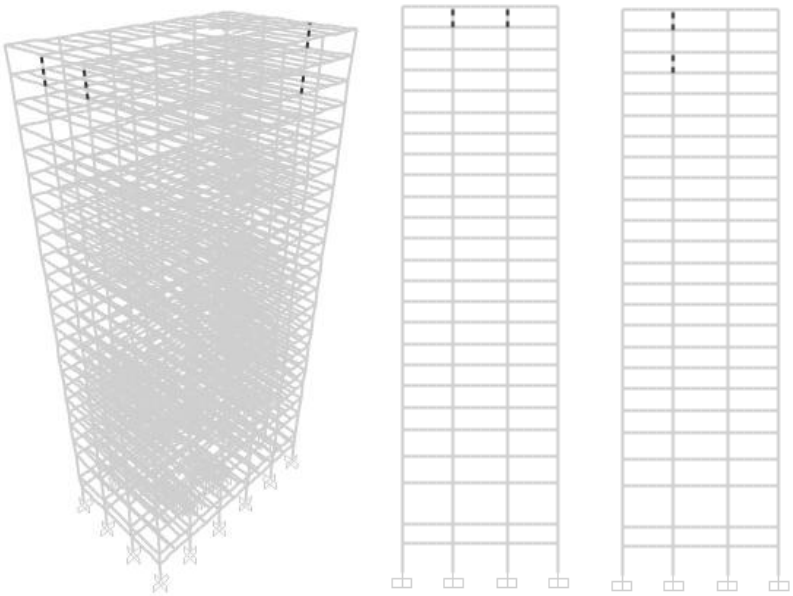
TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
3371	COL_0.95x0.50	epitaxynsiografhma	1.07
3373	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.97
3415	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.97
381	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.95
1307	COL_0.55x0.45	epitaxynsiografhma	0.93
1308	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.96
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	1.07
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	1.20
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	1.27
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.94

Πίνακας 6.18: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **3-4**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
3372	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.94
3412	COL_0.95x0.50	epitaxynsiografhma	0.92
381	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.88
1308	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.97
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	1.11
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.99
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.96
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.98
1313	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.96
1318	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.96

Πίνακας 6.19: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **5-6**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
3371	COL_0.95x0.50	epitaxynsiografhma	0.88
3415	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.90
381	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.89
1308	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.88
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	1.01
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	1.01
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	1.08
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.96
1313	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.90
1318	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.87



Σχήμα 6.29 Κατακόρυφα μέλη που αστοχούν σε κάμψη

Προσομοίωμα 2

Πίνακας 6.20: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **1-2**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
89	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.65
3415	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.67
381	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.69
1308	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.67
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.78
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.77
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.86
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.75
1313	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.66
1318	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.65

Πίνακας 6.21: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **3-4**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.65
3371	COL_0.95x0.50	epitaxynsiografhma	0.64
381	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.68
1308	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.69
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.77
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.87
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.82
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.82
1313	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.66
1318	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.70

Πίνακας 6.22: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **5-6**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
3371	COL_0.95x0.50	epitaxynsiografhma	0.74
3415	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.76
381	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.73
1308	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.72
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.82
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.97
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.97
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.89
1313	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.75
1318	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.80

Προσομοίωμα 3

Πίνακας 6.23: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **1-2**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
284	COL_2.40x0.90	epitaxynsiografhma	0.60
296	COL_2.40x0.90	epitaxynsiografhma	0.61
297	COL_2.40x0.90	epitaxynsiografhma	0.61
77	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.62
78	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.62
89	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.61
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.75
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.70
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.75
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.73

Πίνακας 6.24: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **3-4**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.68
3371	COL_0.95x0.50	epitaxynsiografhma	0.74
3372	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.73
3373	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.68
3412	COL_0.95x0.50	epitaxynsiografhma	0.74
3415	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.74
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.93
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.99
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.94
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	1.01

Πίνακας 6.25: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **5-6**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
283	COL_2.40x0.90	epitaxynsiografhma	0.67
284	COL_2.40x0.90	epitaxynsiografhma	0.67
88	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.67
89	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.69
3372	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.70
3415	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.71
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.92
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.72
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.92
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.75

Προσομοίωμα 4

Πίνακας 6.26: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **1-2**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.64
124	COL_0.90x0.95	epitaxynsiografhma	0.62
381	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.63
1308	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.66
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.66
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.75
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.73
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.71
1313	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.63
1318	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.66

Πίνακας 6.27: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **3-4**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
77	COL_2.00x0.70	epitaxynsiografhma	0.65
1308	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.65
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.69
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.80
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.84
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.82
1313	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.73
1314	COL_0.55x0.45	epitaxynsiografhma	0.64
1317	COL_0.55x0.45	epitaxynsiografhma	0.65
1318	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.77

Πίνακας 6.28: Συντελεστές εκμετάλλευσης συνδυασμού **5-6**

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004			
Frame	**DesignSect**	**PMMCombo**	**PMMRatio**
3454	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.75
3455	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.75
381	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.77
1309	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.90
1310	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.90
1311	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.94
1312	COL_0.85x0.50	epitaxynsiografhma	0.95
1313	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.86
1317	COL_0.55x0.45	epitaxynsiografhma	0.76
1318	COL_0.40x0.40	epitaxynsiografhma	0.87

Οι παραπάνω αναλύσεις εκτελέστηκαν έτσι ώστε να γίνει μια σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης αυτής με αυτά των φασματικών αναλύσεων. Τα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας είναι άμεσα συγκρίσιμα με τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης για a=0.16g. Από τη σύγκριση προκύπτει ότι τα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας είναι δυσμενέστερα αυτών της φασματικής ανάλυσης για κάποια ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων.

Ως προς τα αποτελέσματα παρατηρούνται αστοχίες μόνο για το πακτωμένο προσομοίωμα και για μικρό αριθμό υποστυλωμάτων. Ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης έχει τιμή 1.27 για τον συνδυασμό των επιταχυνσιογραφημάτων 1 και 2, ενώ οι υπόλοιποι είναι κοντά στη μονάδα με μόλις 4 υποστυλώματα να είναι πρακτικά πάνω της μονάδας. Για να γίνουν καλύτερα αντιληπτές οι διαφορές των δύο μεθόδων παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα οι διαφορές σε ποσοστά των δυσμενέστερων συντελεστών εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων των επιμέρους προσομοιωμάτων 1 έως 4:

Προσομοίωμα	Φασματική Ανάλυση	Χρονοϊστορία	Διαφορά (%)
1	0.97	1.27	23.62
2	0.87	0.97	10.31
3	0.95	1.01	5.94
4	0.83	0.95	12.63

Ένα πιο αξιόπιστο μέτρο σύγκρισης των δύο μεθόδων είναι ενδεχομένως ο υπολογισμός του μέσου όρου των % διαφορών των συντελεστών εκμετάλλευσης όλων των υποστυλωμάτων για τις δύο μεθόδους. Τα ποσοστά αυτά φαίνονται στον πίνακα της επόμενης σελίδας.

Προσομοίωμα	Διαφορά (%)
1	10.60
2	5.19
3	12.23
4	6.26

Όπως έχει προαναφερθεί συγκρίναμε τις δυσμενέστερες τιμές των συντελεστών εκμετάλλευσης που προέκυψαν από την ανάλυση χρονοϊστορίας όπως προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. όταν γίνεται χρησιμοποίηση 3 ζευγών επιταχυνσιογραφημάτων. Η πρώτη αίσθηση θα ήταν ότι η φασματική ανάλυση θα έπρεπε να δώσει δυσμενέστερα αποτελέσματα από την χρονοϊστορία λόγω του ότι λαμβάνει τα μέγιστα εντατικά μεγέθη για κάθε ιδιοπερίοδο ταλάντωσης και το τελικό αποτέλεσμα προκύπτει από συνδυασμό αυτών με τη μέθοδο CQC. Ωστόσο ο χωρικός συνδυασμός διαφέρει στις δύο μεθόδους καθώς στη φασματική ανάλυση η δεύτερη συνιστώσα λαμβάνεται με συντελεστή 0.30, ενώ στη χρονοϊστορία και οι δύο συνιστώσες λαμβάνονται με συντελεστή μονάδα, παράγοντας που ίσως οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας έναντι της φασματικής για κάποιους συνδυασμούς επιταχυσνιογραφημάτων.

6.9.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων σε διάτμηση για τα προσομοιώματα 1 και 2

Στους πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται οι δείκτες ανεπάρκειας σε διάτμηση των 10 δυσμενέστερων υποστυλωμάτων κατά Χ και Υ για το πακτωμένο προσομοίωμα και το προσομοίωμα με τη σεισμική μόνωση στο ύψος της βάσης του δεύτερου υπογείου.

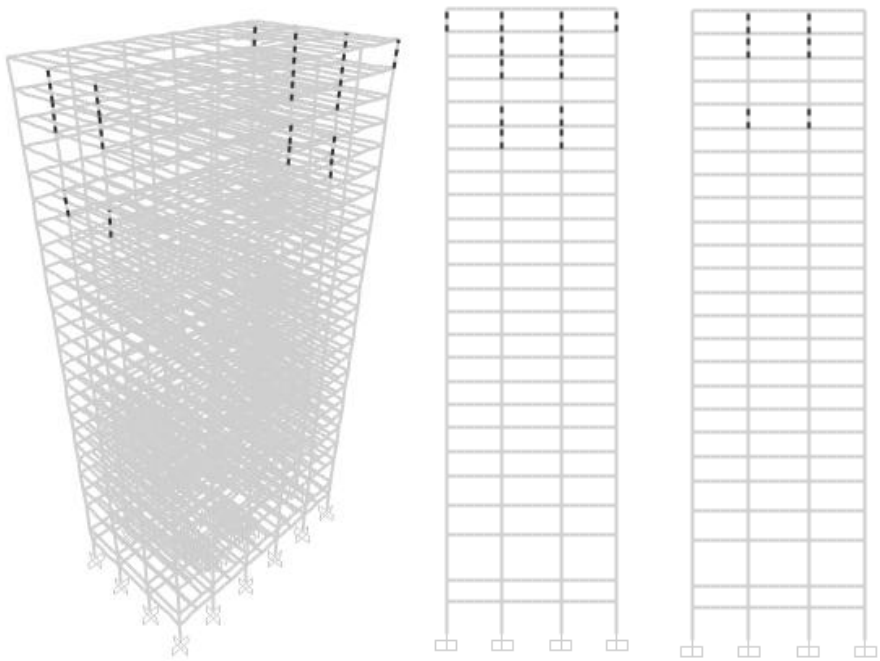
Δείκτες ανεπάρκειας σε διάτμηση προσομοιώματος 1

	A/A	τrd	d	k	Asl	b	ρi	Nsd	AC	σcp
COL_0.85*0.50	1312	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	257.912	0.415	621.47
COL_0.85*0.50	1310	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	245.506	0.415	591.58
COL_0.85*0.50	1311	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	268.024	0.415	645.84
COL_0.85*0.50	1309	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	286.884	0.415	691.29
COL_0.95*0.50	3371	260	0.48	1.12	0.0023	0.50	0.0095	766.939	0.24	3195.58
COL_1.80*0.70	3408	260	1.78	1	0.0053	0.70	0.0043	1300.712	1.246	1043.91
COL_1.80*0.70	3367	260	1.78	1	0.0053	0.70	0.0043	1232.264	1.246	988.98
COL_0.85*0.50	3414	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	534.463	0.415	1287.86
COL_0.85*0.50	3415	260	0.46	1.14	0.0023	0.85	0.0059	471.848	0.391	1206.77
COL_0.85*0.50	3373	260	0.83	1	0.0015	0.50	0.0037	512.963	0.415	1236.06

....

VRd1	V	λ
184.04	343.29	1.87
182.18	332.47	1.82
185.55	334.31	1.80
188.38	307.25	1.63
225.57	314.91	1.40
639.41	886.47	1.39
629.14	852.00	1.35
225.52	281.86	1.25
236.99	292.33	1.23
222.30	272.11	1.22

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται, σε τρισδιάστατη και δισδιάστατη απεικόνιση, και τα 18 κατακόρυφα μέλη που αστοχούν έτσι ώστε τα παραπάνω αποτελέσματα να γίνουν περισσότερο κατανοητά.



Σχήμα 6.30 Κατακόρυφα μέλη που αστοχούν σε διάτμηση

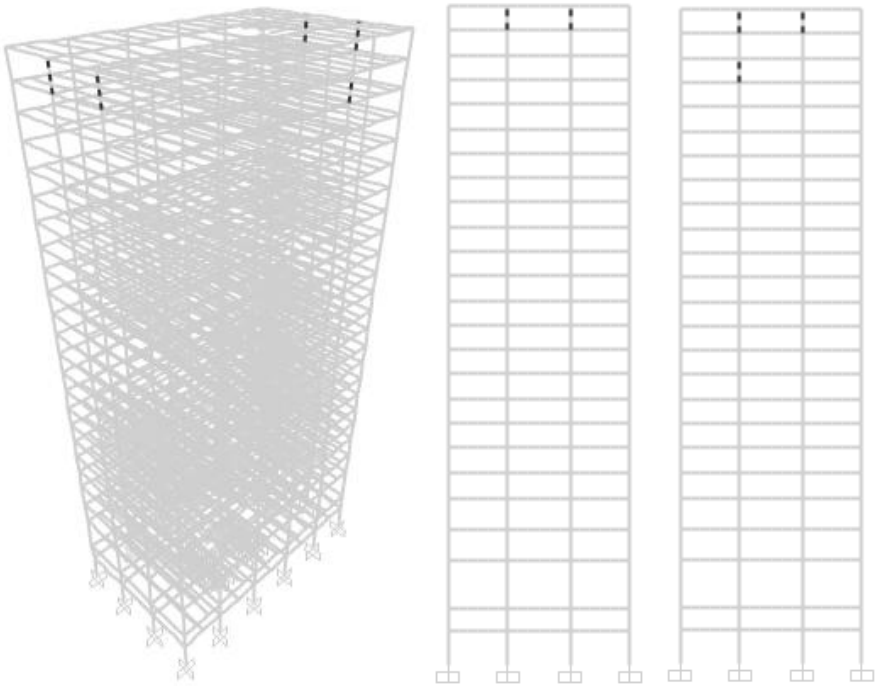
Δείκτες ανεπάρκειας σε διάτμηση προσομοιώματος 2

	Frame	τrd	d	k	Asl	b	ρi	Nsd (kN)	Ac (m^2)	σcp
COL_0.85*0.50	1311	260	0,83	1	0,0015	0,50	0,0037	289,672	0,415	698,00
COL_0.85*0.50	1312	260	0,83	1	0,0015	0,50	0,0037	312,85	0,415	753,86
COL_0.85*0.50	1310	260	0,46	1,14	0,0023	0,85	0,0059	292,404	0,391	747,84
COL_1.80*0.70	1309	260	0,83	1	0,0015	0,50	0,0037	326,343	0,415	786,37
COL_0.95*0.50	3371	260	0,48	1,12	0,0023	0,50	0,0095	942,856	0,24	3928,57
COL_1.80*0.70	3409	260	1,78	1	0,0053	0,70	0,0043	1323,185	1,246	1061,95
COL_0.85*0.50	3415	260	0,46	1,14	0,0023	0,85	0,0059	622,454	0,391	1591,95
COL_1.80*0.70	3408	260	1,78	1	0,0053	0,70	0,0043	1650,355	1,246	1324,52
COL_0.85*0.50	3373	260	0,46	1,14	0,0023	0,85	0,0059	621,887	0,391	1590,50
COL_1.80*0.70	3367	260	1,78	1	0,0053	0,70	0,0043	1553,05	1,246	1246,43

....

VRd1	V	λαπ.
188.80	234.07	1.24
192.28	230.55	1.20
210.07	241.64	1.15
194.30	201.76	1.04
251.96	253.18	1.00
642.78	601.57	0.94
259.58	224.85	0.87
691.85	601.23	0.87
259.49	214.49	0.83
677.26	541.45	0.80

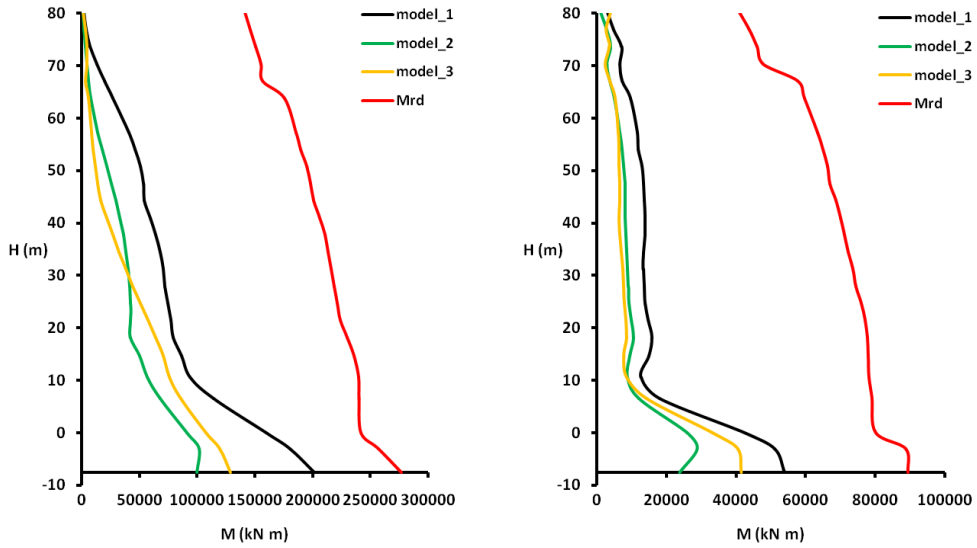
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται, σε τρισδιάστατη και δισδιάστατη απεικόνιση, και τα 5 κατακόρυφα μέλη που αστοχούν έτσι ώστε τα παραπάνω αποτελέσματα να γίνουν περισσότερο κατανοητά.



Σχήμα 6.31 Κατακόρυφα μέλη που αστοχούν σε διάτμηση

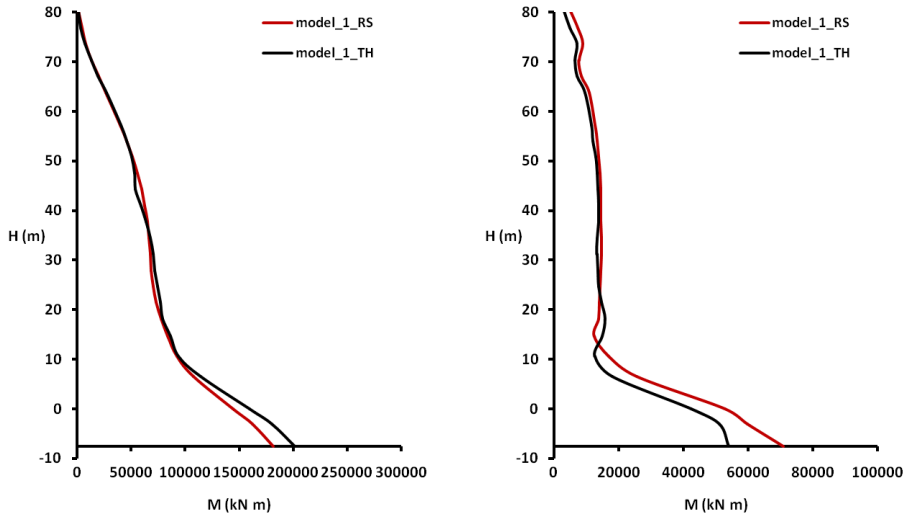
6.9.3 Έλεγχος τοιχώματος σε κάμψη με ανάλυση χρονοϊστορίας

Με βάση τα διαγράμματα των καθ' ύψος ροπών του τοιχώματος σε κάμψη παρατηρούμε ότι για τα μέγιστα μεγέθη ροπής (περιβάλλουσα εντατικών μεγεθών) δεν υπάρχουν υπερβάσεις στη ροπή αντοχής του τοιχώματος κατά τη διεύθυνση Χ και Υ αντίστοιχα.

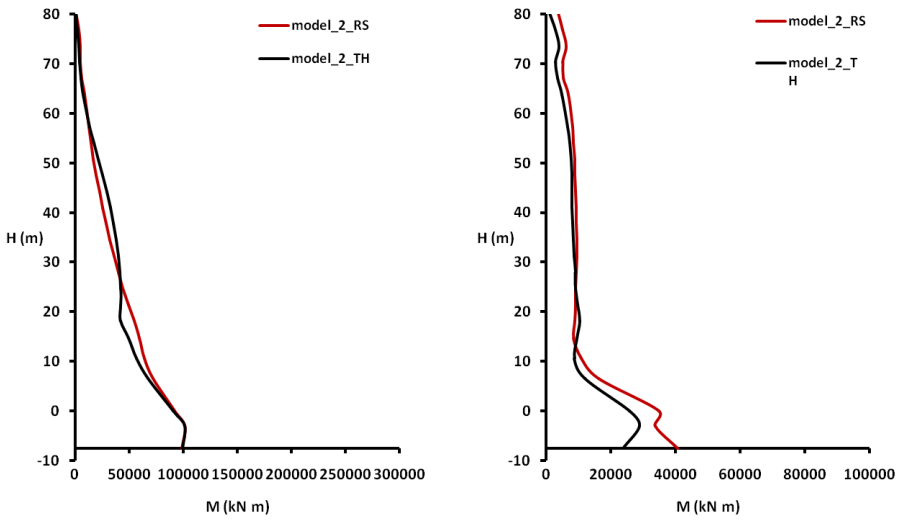


Σχήμα 6.32 Κατανομή ροπών καθ ύψος των τοιχωμάτων κατά Υ και Χ αντίστοιχα

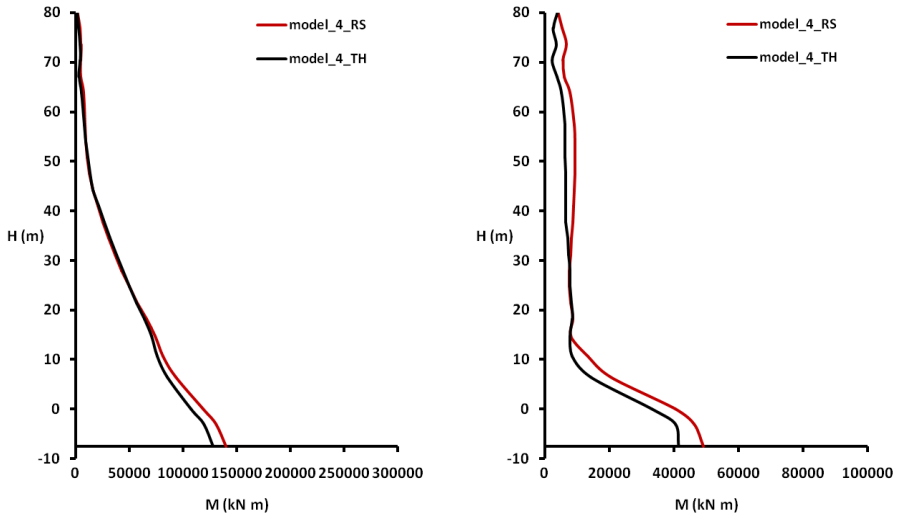
Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης χρονοϊστορίας μαζί με τα αντίστοιχα της φασματικής μεθόδου έτσι ώστε να γίνει σύγκριση των δύο μεθόδων για το μέγεθος της ροπής του τοιχώματος καθ' ύψος.



Σχήμα 6.32 Σύγκριση ροπών φασματικής ανάλυσης-ανάλυσης χρονοϊστορίας καθ' ύψος του τοιχώματος κατά Υ και Χ για το προσομοίωμα 1



Σχήμα 6.33: Σύγκριση ροπών φασματικής ανάλυσης-ανάλυσης χρονοϊστορίας καθ' ύψος του τοιχώματος κατά Y και X για το προσομοίωμα 2

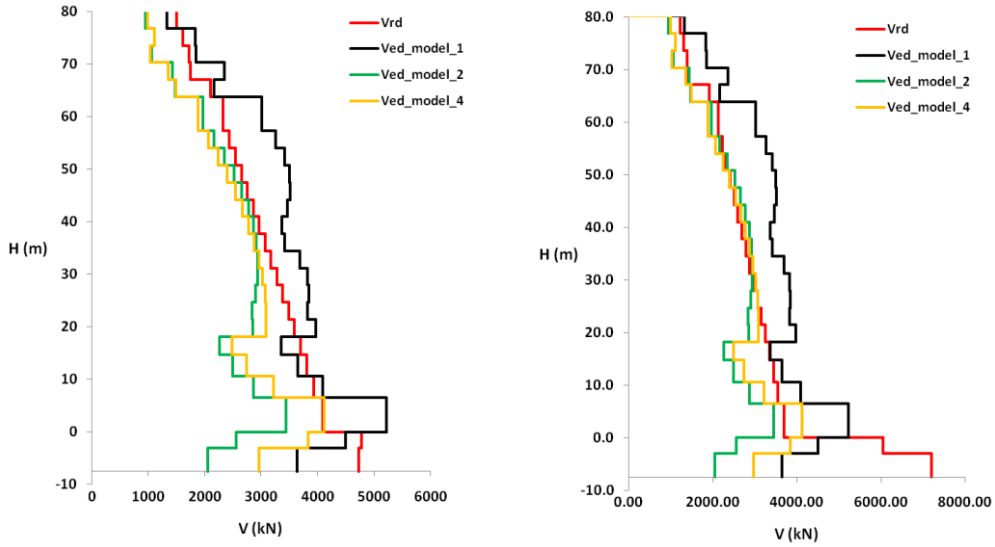


Σχήμα 6.34: Σύγκριση ροπών φασματικής ανάλυσης-ανάλυσης χρονοϊστορίας καθ' ύψος του τοιχώματος κατά Y και X για το προσομοίωμα 4

Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα συγκρίνοντας τη φασματική ανάλυση με την ανάλυση χρονοϊστορίας για τη ροπή καθ΄ ύψος του τοιχώματος προκύπτει ότι και οι δύο αυτές μέθοδοι καταλήγουν σε παραπλήσια αποτελέσματα, ωστόσο σε όλα τα μοντέλα στη βάση του τοιχώματος η φασματική ανάλυση είναι δυσμενέστερη, με εξαίρεση το πακτωμένο προσομοιώμα για ροπή κατά X, όπου η ανάλυση χρονοϊστορίας εμφανίζεται δυσμενέστερη. Συνεπώς και λαμβάνοντας υπόψιν και τα προηγούμενα αποτελέσματα δεν μπορούμε να αποφανθούμε ότι κάποια από τις δύο μεθόδους είναι δυσμενέστερη από την άλλη.

6.9.4 Έλεγχος τοιχώματος σε τέμνουσα με ανάλυση χρονοϊστορίας

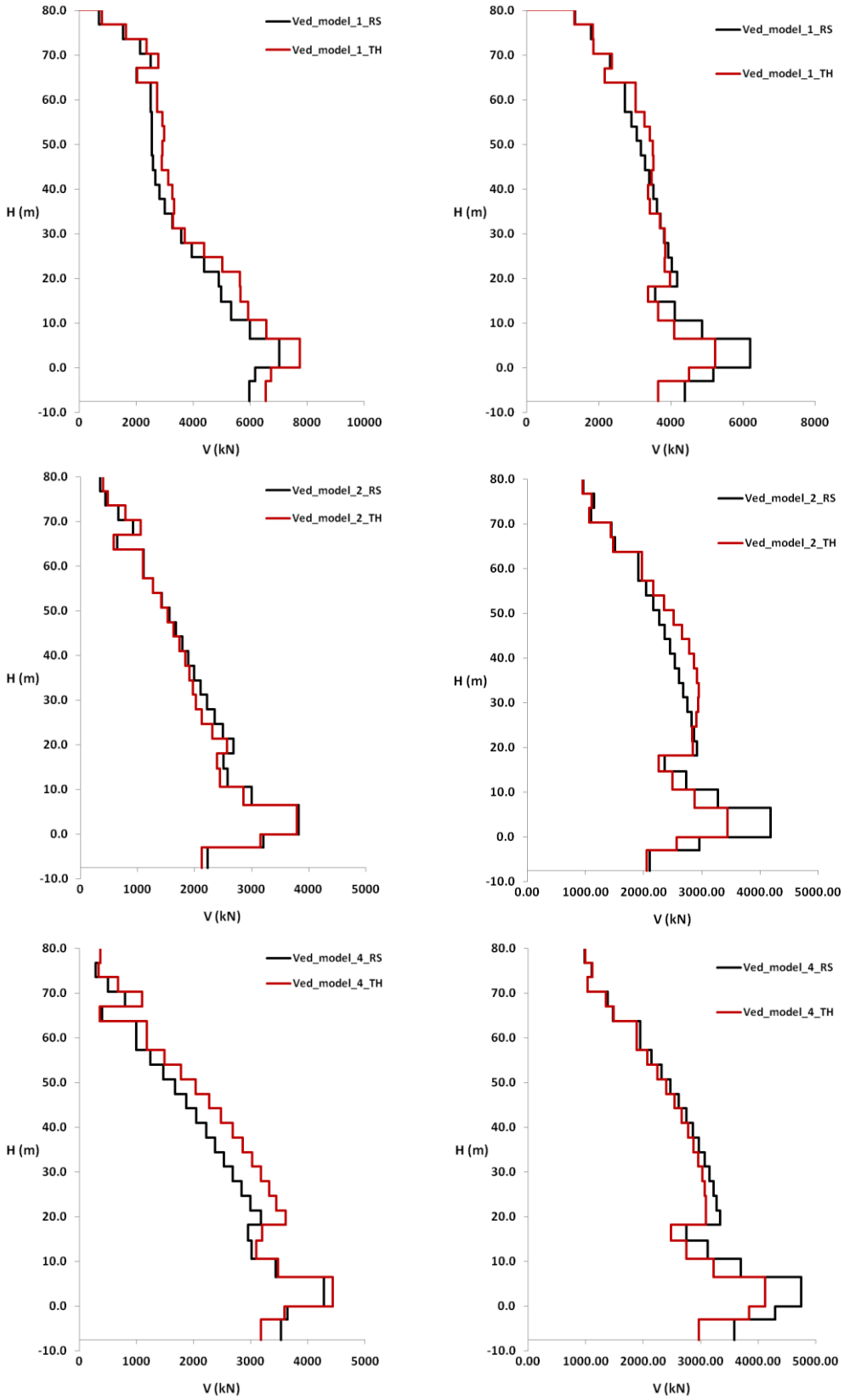
Στα δύο διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζεται η καθ' ύψος κατανομή των τεμνουσών δυνάμεων Fy και Fx αντίστοιχα. Για το πακτωμένο προσομοίωμα παρατηρούνται σημαντικές ανεπάρκειες σχεδόν για το σύνολο των ορόφων, ενώ για τα σεισμικά μονωμένα προσομοίωματα παρατηρούνται μόνο "τοπικές" υπερβάσεις της τέμνουσας αντοχής οι οποίες είναι και οριακές.



Σχήμα 6.35: Έλεγχος επάρκειας τοιχώματος σε τέμνουσα καθ' ύψος κατά Y και κατά X αντίστοιχα

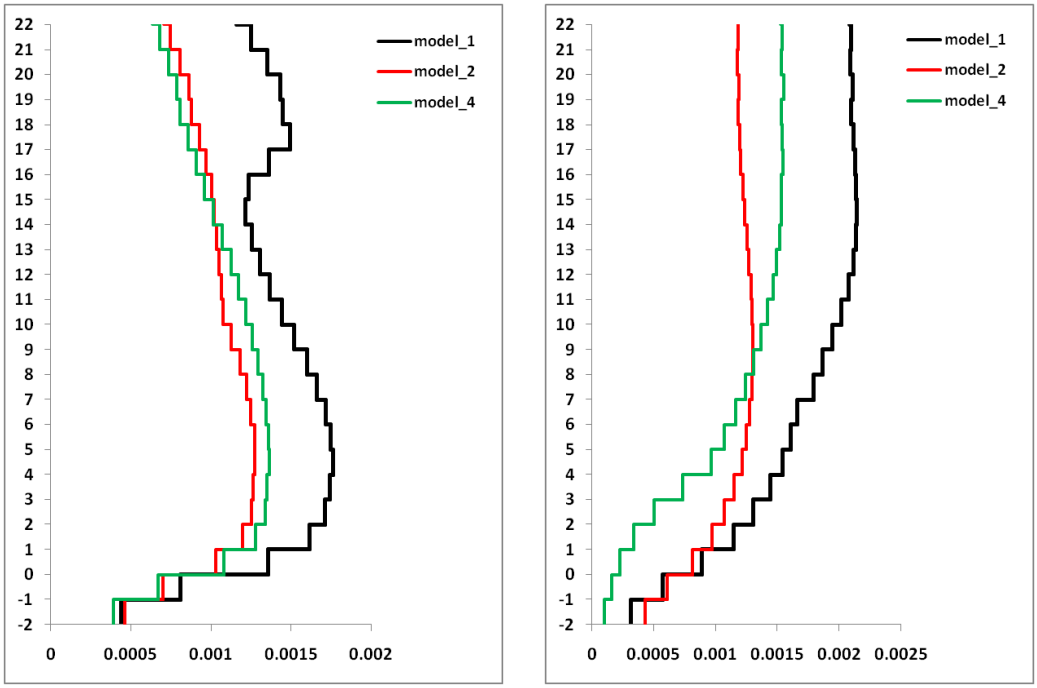
Από τα παραπάνω σχήματα προκύπτει ότι η αντοχή του τοιχώματος σε τέμνουσα υστερεί τόσο για το πακτωμένο προσομοίωμα, όσο και για τα μονωμένα σε κάποιες θέσεις. Το προσομοίωμα 4 υστερεί σε αντοχή σε τέμνουσα στη βάση στη στάθμη 0, και οριακά στη θέση 40m, περίπου, ενώ το προσομοίωμα 2 σε αντίθεση με τη φασματική ανάλυση που είδαμε πριν, επαρκεί στην περιοχή της βάσης του τοιχώματος, ωστόσο φαίνεται οριακά να μην επαρκεί στην περιοχή γύρω από τη στάθμη 40m.

Συγκρίσεις Φασματικής Ανάλυσης και Ανάλυσης Χρονοϊστορίας



Σχήμα 6.36: Συγκρίσεις τεμνουσών φασματικών αναλύσεων- ιδιομορφικής ανάλυσης χρονοϊστορίας καθ'ύψος του τοιχώματος κατά Y και κατά X αντίστοιχα

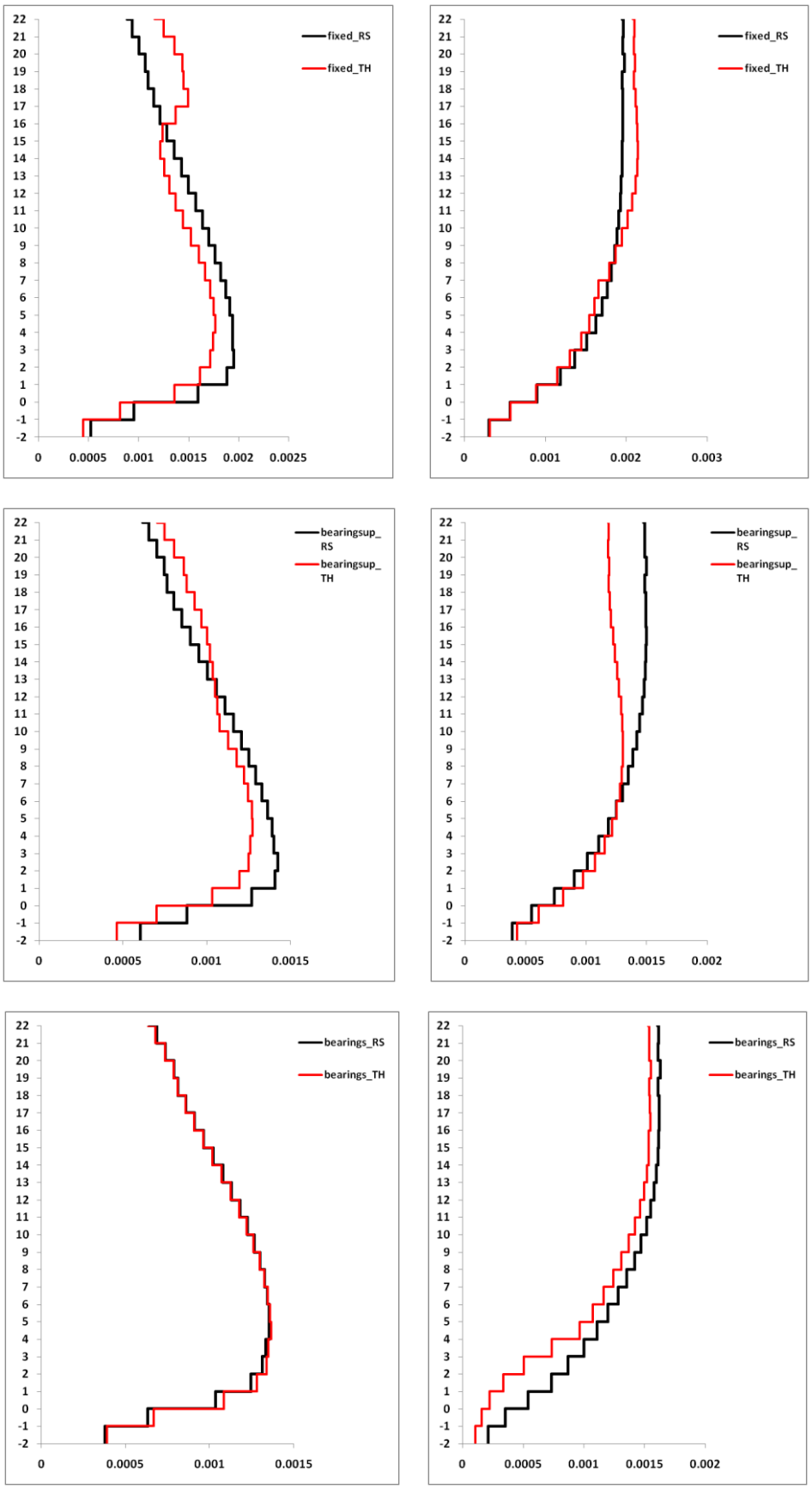
Μπορεί κανείς εύκολα να παρατηρήσει αυτό που επισημάνθηκε και στην περίπτωση των ροπών. Η ανάλυση χρονοιστορίας, με εξαίρεση το πακτωμένο προσομοίωμα για τη μία κατεύθυνση φαίνεται να είναι ευμενέστερη από τη φασματική ανάλυση. Έτσι μπορεί να δικαιολογηθεί ότι το προσομοίωμα 2 δεν αστοχεί σε αυτή την περίπτωση, όπως αστοχούσε στη φασματική ανάλυση. Ωστόσο, μπορεί κάποιος να δει ότι για κάποιες ανώτερες στάθμες η χρονοϊστορία είναι δυσμενέστερη, γι' αυτό και παρατηρείται μια οριακή αστοχία στη στάθμη περίπου 40m ακόμα και στο προσομοίωμα 2 που με τη φασματική ανάλυση δεν εμφάνιζε προβλήματα επάρκειας σε αυτή την στάθμη.



Σχήμα 6.37: Σχετικές μετακινήσεις ορόφων κατά Χ και κατά Υ αντίστοιχα για ανάλυση χρονοϊστορίας

Παρατηρούμε ότι και για την περίπτωση της χρονοϊστορίας απόκρισης δεν έχουμε υπέρβαση του ορίου που θέτει ο Ευρωκώδικας το οποίο υπολογίστικε σε προηγούμενο κεφάλαιο ίσο με 0,02.

Στα επόμενα διαγράμματα ακολουθεί η σύγκριση χρονοϊστορίας και φασματικής ανάλυσης για το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης των ορόφων.



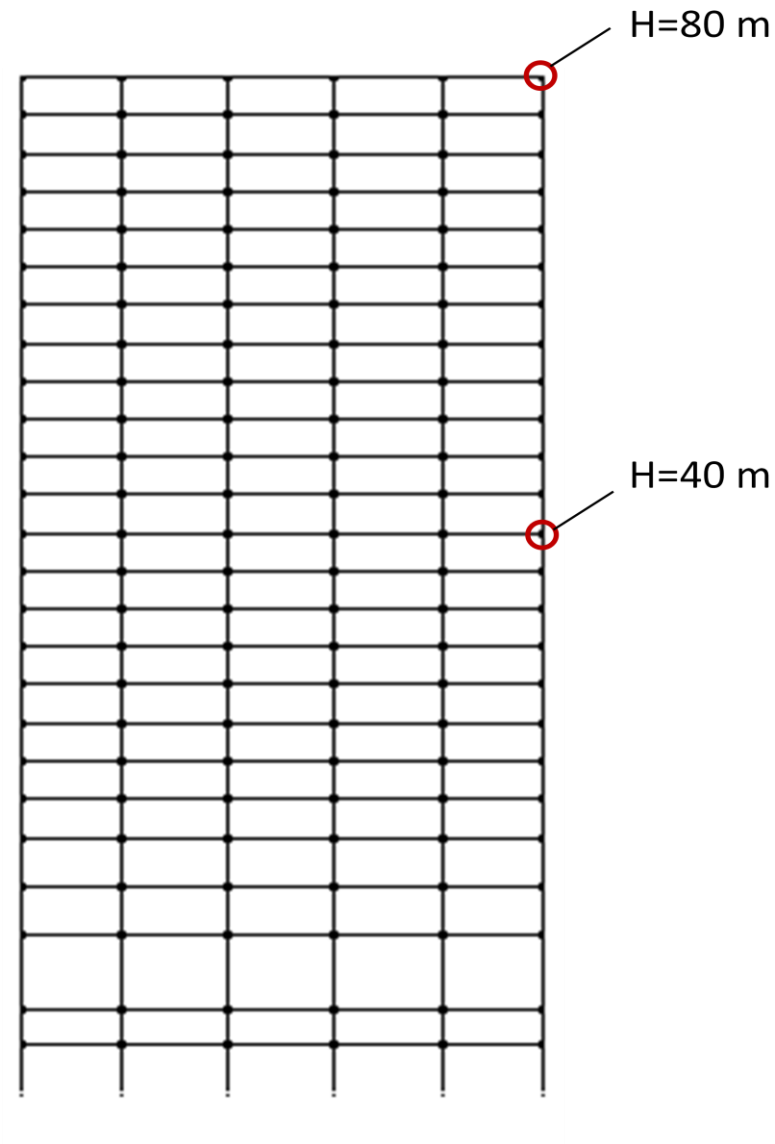
Σχήμα 6.36: Συγκρίσεις τεμνουσών φασματικών αναλύσεων- ιδιομορφικής ανάλυσης χρονοϊστορίας καθ΄ύψος του τοιχώματος κατά Y και κατά X αντίστοιχα

Παρατηρείται ότι και για τις δύο αναλύσεις (φασματική-χρονοϊστορία) και για αυτό το μέγεθος (σχετικές μετακινήσεις ορόφων) τα αποτελέσματα είναι παραπλήσια με μικρές διαφορές σχετικά με το ποια μέθοδος είναι δυσμενέστερη ανάλογα με τη στάθμη και το προσομοίωμα.

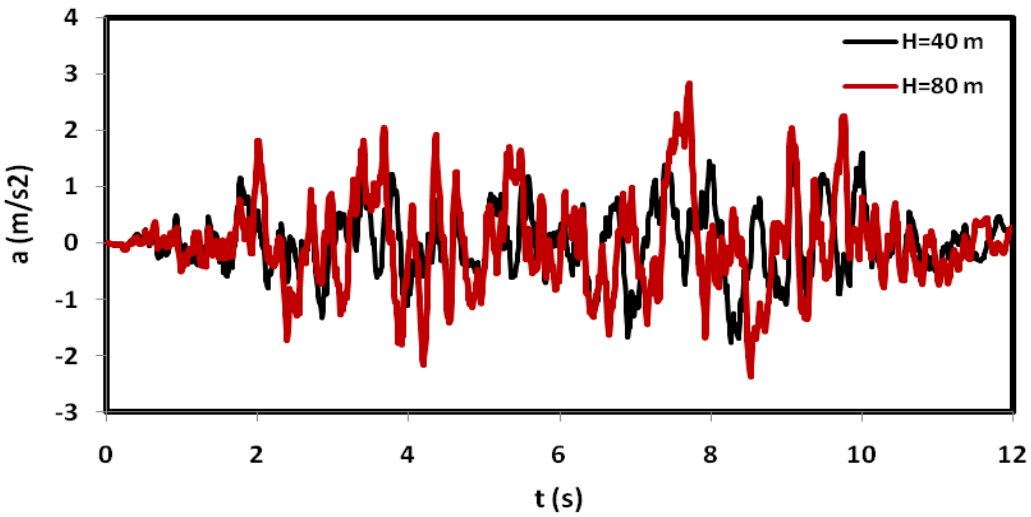
Αξίζει να τονιστεί ξανά όμως σε αυτό το σημείο ο τρόπος που έγινε η επαλληλία των σεισμικών δράσεων. Στη φασματική ανάλυση όταν στη μία οριζόντια διεύθυνση επιβαλόταν η σεισμική επιτάχυνση στην άλλη επιβαλλόταν η επιτάχυνση πολλαπλασιασμένη με μειωτικό συντελεστή 0.30. Για την ανάλυση χρονοϊστορίας έγινε αναδρομή στο κεφάλαιο 5.6.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠ.Ε όπου στο σημείο δ. αναφέρει: «Η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων γίνεται σύμφωνα με την παρ.5.4.9. Εναλλακτικά, επιτρέπεται η ανάλυση προσομοιώματος στον χώρο για ταυτόχρονη δράση ζευγών οριζόντιων συνιστωσών(επιταχυνσιογραφημάτων), μίας σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτηρίου.»Στην παρούσα ανα΄λυση με χρονοϊστορία χρησιμοποιήθηκε η δεύτερη επιλογή (ταυτόχρονη δράση συνιστωσών). Αν είχε επιλεγεί διαφορετική χωρική επαλληλία αναμενόταν η φασματική ανάλυση να ήταν καθολικά δυσμενέστερη.Αυτό τονίζεται για να το πάρει κάποιος υπόψιν του στην προσπάθεια σύγκρισης των δύο μεθόδων για τα παρόντα προσομοιώματα και τα μεγέθη που μελετώνται.

6.9.5 Απόλυτες επιταχύνσεις για σημεία στο μέσο και στην κορυφή της κατασκευής

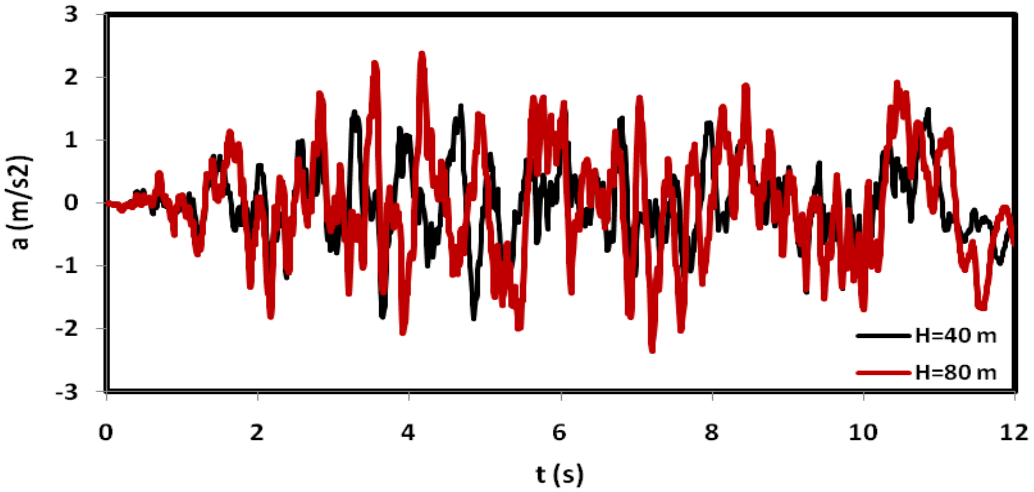
Στα διαγράμματα που ακολουθούν παρουσιάζεται η απόλυτη επιτάχυνση για κάθε προσομοίωμα για το μέσο και για την κορυφή της κατασκευής (βλέπε **Σχήμα 6.29**). Οι μέγιστες επιταχύνσεις για την κάθε περίπτωση παρουσιάζονται στον συγκεντρωτικό πίνακα στο τέλος της παραγράφου. Επειδή όπως είδαμε και από τις αναλύσεις των προηγούμενων παραγράφων τα αποτελέσματα των προσομοιωμάτων 2 και 3 πρακτικά ταυτίζονται μεταξύ τους επιλέγεται να μην παρουσιαστούν οι απόλυτες επιταχύνσεις για το προσομοίωμα 3.



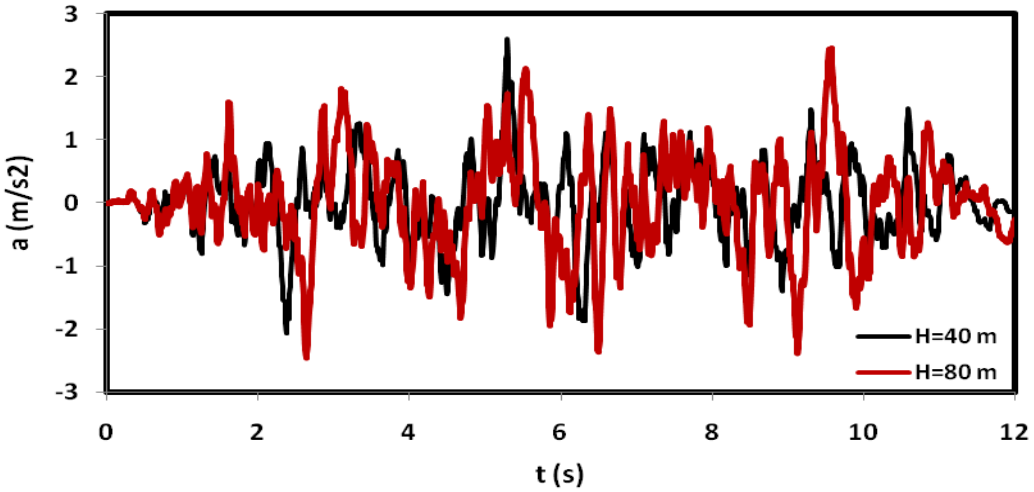
Σχήμα 6.41: Στάθμες καταγραφής επιταχύνσεων



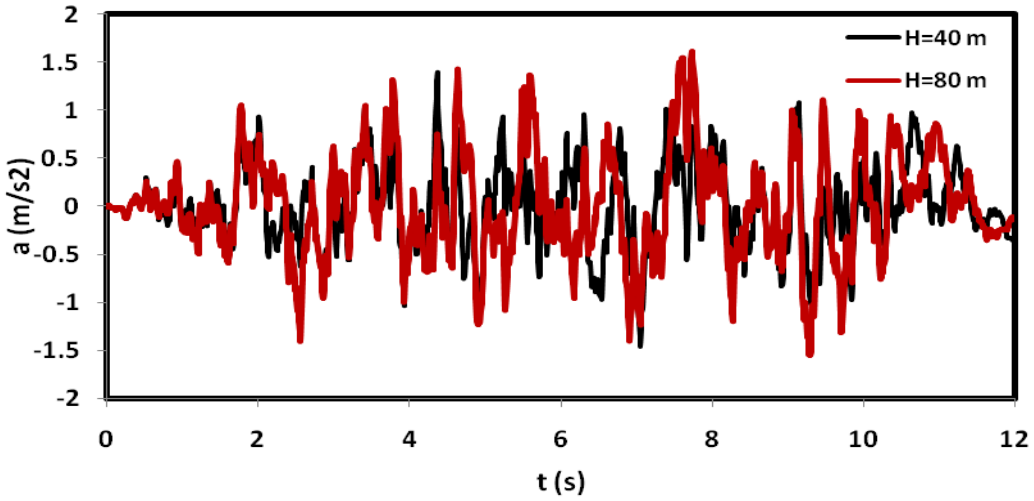
Σχήμα 6.39 Προσομοίωμα 1 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 12



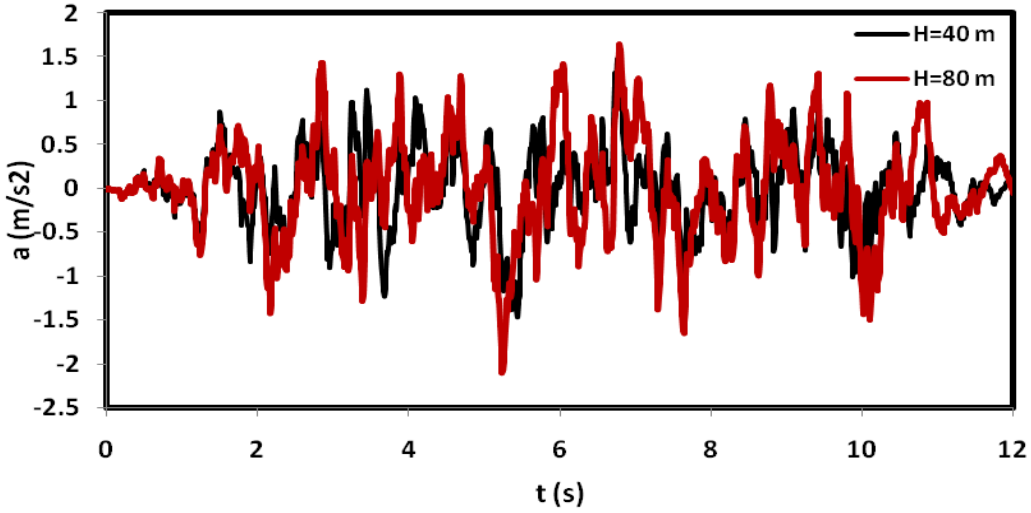
Σχήμα 6.42: Προσομοίωμα 1 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 34



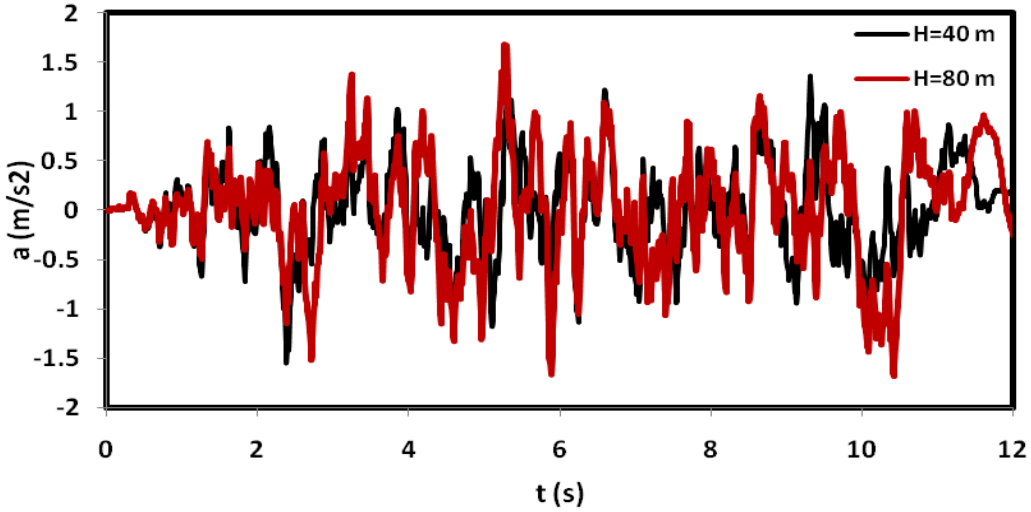
Σχήμα 6.43: Προσομοίωμα 1 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 56



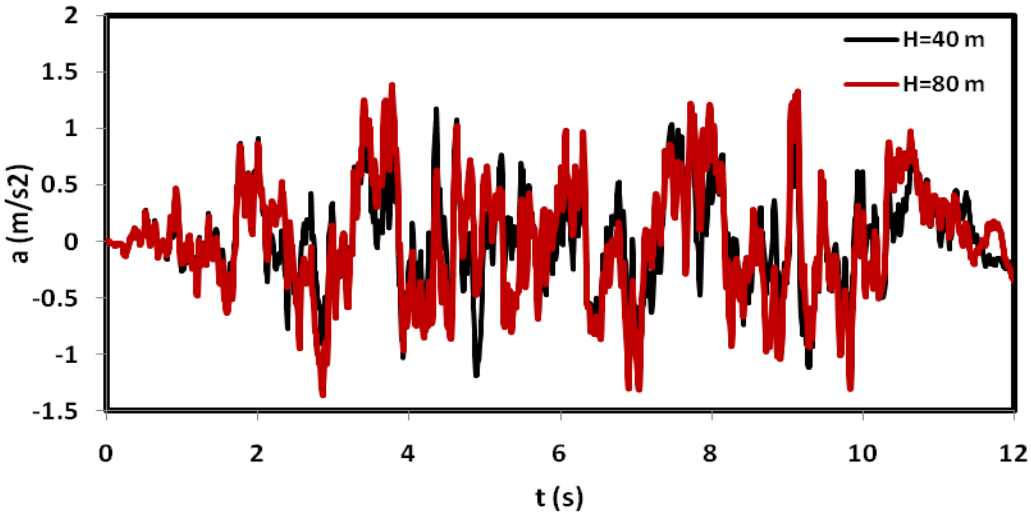
Σχήμα 6.44: Προσομοίωμα 2 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 12



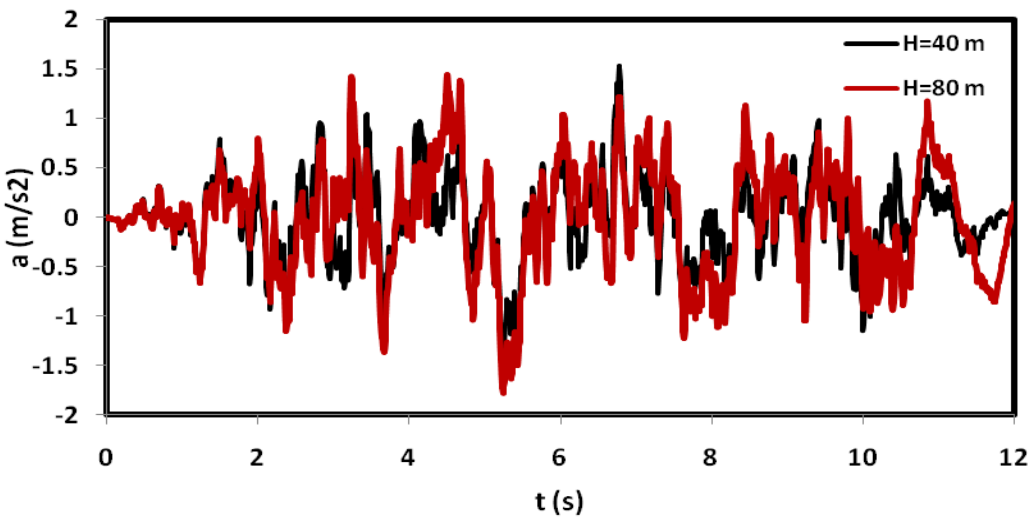
Σχήμα 6.45: Προσομοίωμα 2 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 34



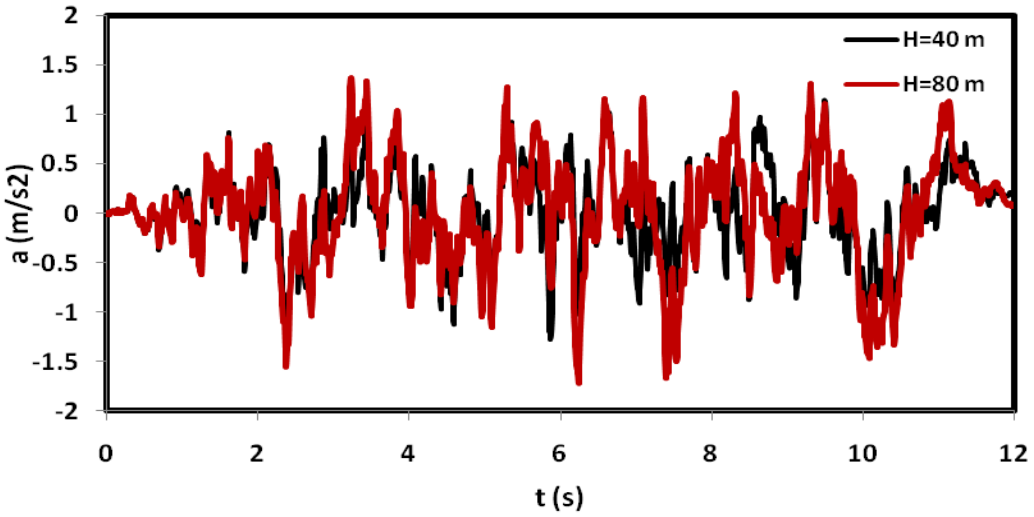
Σχήμα 6.46: Προσομοίωμα 2 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 56



Σχήμα 6.47: Προσομοίωμα 4 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 12



Σχήμα 6.48: Προσομοίωμα 4 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 34



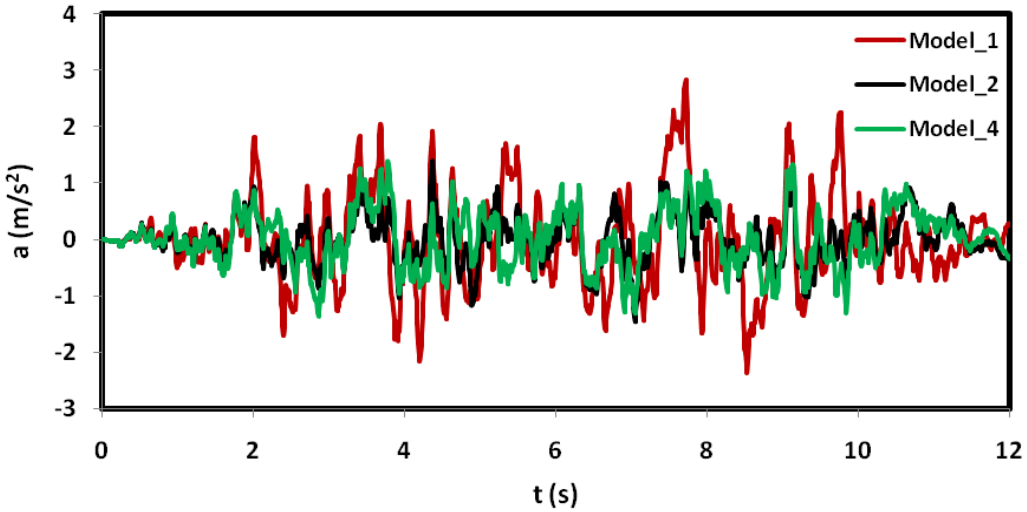
Σχήμα 6.49: Προσομοίωμα 4 συνδυασμός επιταχυνσιογραφημάτων 56

Στον παρακάτω πίνακα περιλαμβάνονται οι μέγιστες επιταχύνσεις $\mathbf{a_{max}}$ σε $\mathbf{m/s^2}$ για τα προσομοιώματα 1, 2 και 4 για τις στάθμες H=40 και H=80 (κορυφή), όπως προέκυψαν από τα παραπάνω διαγράμματα.

	Συνδυασμός Χρονοϊστοριών					
	12		**34**		**56**	
Προσομοίωμα	**H=40**	**H=80**	**H=40**	**H=80**	**H=40**	**H=80**
1	1.6	2.8	1.6	2.4	2.6	2.4
2	1.4	1.6	1.6	1.6	1.4	1.7
4	1.2	1.4	1.5	1.4	1.2	1.4

Με βάση τον παραπάνω πίνακα είναι προφανές ότι η ύπαρξη σεισμικής μόνωσης στο κτίριο μας συμβάλλει στη μείωση των επιταχύνσεων στο μέσο του ύψους και στην

κορυφή του. Πιο συγκεκριμένα ο μέσος όρος της μείωσης των επιταχύνσεων είναι **35.17**% για το προσομοίωμα 2 στην κορυφή του κτιρίου και **20.32** % στο μέσο του, ενώ για το προσομοίωμα 4 είναι **44.72** % στην κορυφή και **27.79** % στο μέσο του ύψους του. Τέλος στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζονται ενδεικτικά σε κοινό διάγραμμα για το ζεύγος χρονοϊστορίων 12 οι επιταχύνσεις κορυφής των προσομοιωμάτων 1, 2 και 4 για να γίνουν περισσότερο εποπτικά τα παραπάνω ποσοστά απομείωσης των επιταχύνσεων κορυφής.



Σχήμα 6.50: Επιταχύνσεις κορυφής προσομοιωμάτων 1, 2 και 4 για το ζεύγος επιταχυνσιογραφημάτων 1-2

7

Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος της σεισμικής επάρκειας του Εμπορικού Κέντρου Πειραιά γνωστό και ως Πύργος Πειραιά. Για το σύνολο των αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000. Ο έλεγχος της επάρκειας του συγκεκριμένου κτιρίου έγινε με ανάλυση φάσματος απόκρισης, ενώ η προσομοίωση του έγινε σύμφωνα με τους κανονισμούς ***Ευρωκώδικα 8*** και ***ΚΑΝ.ΕΠΕ***. Από τα φάσματα απόκρισης που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις τα δύο κατασκευάστηκαν με βάση το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 και το τρίτο προέκυψε για σεισμική διέγερση Κοντινού Πεδίου. Για τα φάσματα του Ευρωκώδικα 8 θεωρήθηκε εδαφική επιτάχυνση ίση με 0.16g καθώς ο Πειραιάς βρίσκεται σε σεισμική ζώνη Ι και εδαφική επιτάχυνση ίση με 0.112g που αναφέρεται στον στόχο αποτίμησης Γ1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας "οιωνεί κατάρρευση" και πιθανότητα υπέρβασης 10%. Το φάσμα κοντινού πεδίου από την άλλη υπολογίστηκε με βάση το ρήγμα του Σαρωνικού από το οποίο απειλείται η περιοχή του Πειραιά. Τέλος πραγματοποιήθηκε και μια ιδιομορφική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας με 3 ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων τα οποία παράχθηκαν με βάση το φάσμα του Ευρωκώδικα για a_g=0.16g έτσι ώστε να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων της χρονοϊστορίας με αυτών της φασματικής δυναμικής ανάλυσης. Τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων μας οδήγησαν στα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Κατά τον έλεγχο επάρκειας του Εμπορικού Κέντρου Πειραιά προέκυψε ότι πρόκειται για ένα κτίριο που δεν εμφανίζει σοβαρές ανεπάρκειες για όλες τις φορτίσεις που το εξετάσαμε.

2. Μέσω των ελαστικών αναλύσεων προέκυψε ότι με το φάσμα απόκρισης για στόχο αποτίμησης Γ1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (a=0.112g) δεν έχουμε υπερβάσεις αντοχής σε κάμψη σε δοκούς και υποστυλώματα. Για το φάσμα του

Ευρωκώδικα με a_g=0.16g δεν παρατηρούνται υπερβάσεις αντοχής σε κάμψη στα υποστυλώματα, ενώ για τις δοκούς έχουμε ένα 10% που αστοχεί στο πακτωμένο προσομοίωμα. Τέλος για το φάσμα κοντινού πεδίου το παραπάνω ποσοστό γίνεται 30% για τις δοκούς στο πακτωμένο προσομοίωμα.

3. Ως προς την διατμητική επάρκεια των υποστυλωμάτων για εδαφική επιτάχυνση 0.16g για το προσομοίωμα 1 έχουμε αστοχία 14 στοιχείων, ενώ για το σεισμικά μονωμένο προσομοίωμα 2 έχουμε αστοχία μόλις 4 στοιχείων χωρίς αυτά να ξεπερνούν κατά πολύ την μονάδα.

4. Παρατηρήθηκε μείωση των σχετικών μετακινήσεων ορόφων των σεισμικά μονωμένων προσομοιωμάτων 20~55% σε σχέση με το πακτωμένο που έρχεται σε συμφωνία με το άρθρο των Becker et.al. καθώς και της τέμνουσας βάσης κατά 50~60%, κάτι που έρχεται σε συμφωνία με το άρθρο των Calugaru και Panagiotou [2013].

5. Η σεισμική μόνωση δρα ευεργετικά και για το τοίχωμα καθώς η ροπή για τα μονωμένα προσομοιώματα στη βάση του μειώνεται κατά ένα εύρος ποσοστού από 20 έως 50% σε σχέση με το πακτωμένο.

6. Από τις φασματικές αναλύσεις (0.112g, 0.16g, κοντινό πεδίο) για τα τρία μονωμένα προσομοιώματα που εξετάστηκαν το κοντινό πεδίο είναι το πλέον δυσμενές για το προσομοίωμα 4 και το φάσμα του ευρωκώδικα για τα 2, 3. Αυτό αποτυπώνεται από το γεγονός ότι για το προσομοίωμα 4 οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγαλύτερες από τον 19ο όροφο και πάνω για το φάσμα κοντινού πεδίου απ' ότι για το φάσμα (a=0.16g) του Ευρωκώδικα.

7. Η ευεργετική επίδραση την σεισμικής μόνωσης εξαρτάται άμεσα από το φάσμα απόκρισης που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση και μάλιστα με βάση τα ποσοστά μείωσης των σχετικών μετακινήσεων ορόφων, της ροπής στη βάση του τοιχώματος, αλλά και της τέμνουσας βάσης που προέκυψαν από τις αναλύσεις, η ευμενής επίδραση της μόνωσης είναι μεγαλύτερη για το φάσμα κοντινού πεδίου συγκριτικά με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8.

8. Δυσμενέστερη μέθοδος μεταξύ της φασματικής και της ελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας για την αποτίμηση των υποστυλωμάτων σε κάμψη κρίνεται η ανάλυση χρονοϊστορίας για κάποια ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων με τις μέσες αποκλίσεις να κυμαίνονται από 5 έως 12% στα 4 προσομοιώματά μας.

Για τη σύγκριση, ωστόσο των δύο μεθόδων πρέπει να λάβει κανείς υπόψιν του την επαλληλία των σεισμικών δράσεων που πραγματοποιήθηκε στις μεθόδους αυτές.

9. Συγκεντρωτικά κρίνεται ευεργετική η σεισμική μόνωση στο συγκεκριμένο κτίριο, καθώς δρα ευεργετικά για την κατασκευή τόσο από άποψη σχετικών μετατοπίσεων, όσο και από άποψη σεισμικών δράσεων στα διάφορα μέλη της κατασκευής. Επίσης, συνδράμει στο να μην δημιουργούνται εκτεταμένες πλαστικότητες στην κατασκευή μας.

10. Το τοίχωμα εμφανίζει κάποιες ανεπάρκειες ακόμα και στο ευμενέστερο προσομοίωμα, στη βάση με φασματική ανάλυση και στο μέσο του ύψους του περίπου με ανάλυση χρονοϊστορίας γι' αυτό το λόγο κρίνεται απαραίτητη η λεπτομερέστερη διερεύνηση του οπλισμού του, ίσως και η εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης.

11. Στην παρούσα εργασία, για διαφορά στάθμης των εφεδράνων κατά έναν όροφο τα προμοιώματα κατέληξαν σε παραπλήσια συμπεριφορά. Ωστόσο ο τρόπος σύνδεσής τους με την ανωδομή και κατ' επέκταση ο τρόπος που προσομοιώνεται αυτό έδειξε ότι μπορεί να επιφέρει διαφορετικά αποτελέσματα.

Αν χρειάζεται μια λεπτομερέστερη μελέτη επάρκειας του παρόντος κτηρίου κρίνεται απαραίτητο να διερευνηθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια το σύστημα μόνωσης. Αυτό γιατί, κατά τις αναλύσεις έγινε η υπόθεση ότι τα εφέδρανα είναι πλήρως λειτουργικά παρά την παρέλευση πάνω από σαράντα ετών από την τοποθέτησή τους. Αυτή η παραδοχή είναι κρίσιμη καθώς σύμφωνα με τη διεθνή πρακτική η αξιοπιστία και λειτουργικότητα των εφεδράνων οφείλει να ελέγχεται, καθώς σειρά παραγόντων επιβάλει σε πολλές περιπτώσεις την αντικατάστασή τους μετά την πάροδο ορισμένων ετών. Η ενδεχόμενη άρση της λειτουργικότητας κάποιων εφεδράνων αναμένεται να τροποποιήσει σημαντικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Βιβλιογραφία

Becker, & Tracy, C. Application of isolation to high-rise buildings:. *EARTHQUAKE SPECTRA* .

Chopra, A. K. *DYNAMICS OF STRUCTURES* (Fourth Edition εκδ.). Prentice Hall.

Deligiannakis, G., & al., e. (2016). Fault specific GIS based seismic hazard maps for the Attica region, Greece. *Geomorphology* .

Kang, J., & Longmao, Z. (2011). Theoretical Analysis for Effects on a Base-Isolated High-Rise Building. *Advanced Materials Research* , σσ. 2835-2842.

Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *DESIGN OF SEISMIC ISOLATED STRUCTURES From Theory to Practice.* JOHN WILEY & SONS, INC.

Panagiotou, M., & Calugaru, V. (2013). Seismic response of 20-story base-isolated and fixed-base reinforced. *EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS* , σσ. 927-948.

Shahi, S. K., and Baker, J. W. (2011, April). An Empirically Calibrated Framework for Including the Effects of near-fault directivity in Probabilistic Seismic Hazard Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America* , σσ. 742-755.

Thakkar, Sarvesh, J. K., & Shashi, K. (2004, August). APPLICATION OF BASE ISOLATION FOR FLEXIBLE BUILDINGS. *13th World Conference on Earthquake Engineering* .

Β.ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ. *Σχεδιασμός Σεισμικής Μόνωσης Κτιρίων και Γεφυρών.*

Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια.

Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια.

Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2η αναθεώρηση Ιούλιος 201.

Κίρτας, Ε., & Παναγόπουλος, Γ. (2016). Δυναμική ελαστική ανάλυση με χρονοϊστορία επιταχύνσεων. *Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Η/Υ: Εφαρμογές με το Πρόγραμμα Πεπερασμένων Στοιχείων SAP2000.* ΣΕΑΒ, ΚΑΛΛΙΠΟΣ.

ΚΟΚΚΙΝΑΚΟΣ, Δ. Χ. (2011). ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ. ΑΘΗΝΑ.

Σπυράκος, Κ. (2004). *ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.* Αθήνα: ΤΕΧΝΙΚΟ ΕΠΙΜΕΛΗΤΗΡΙΟ ΕΛΛΑΔΑΣ.

Φαρδής, Μ. Ν. (2011). ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 Αντισεισμικός σχεδιασμός με μόνωση βάσης. *Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών* (σσ. 313-338). Κλειδάριθμος

Spyrakos, C., Koutromanos, I. A. and Maniatakis, Ch. A., Seismic Response of Base-Isolated Buildings Including Soil-Structure Interaction, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.29, pp. 658-668, (2009).

Spyrakos, C., Maniatakis, Ch. A. and Koutromanos, I. A., Soil-Structure Interaction Effects on Base-Isolated Buildings Founded on Soil Stratum, Engineering Structures Journal, Vol.31, pp.729-737, (2009).

Spyrakos, C. C., Maniatakis, Ch. A. and Taflambas, J., Evaluation of Near-Source Seismic Records Based on Damage Potential Parameters. Case Study: Greece,, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 28 ,pp. 738-753, (2008).

Maniatakis ChA, Spyrakos CC., A new methodology to determine elastic displacement spectra in the near-fault region, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012:35;41-58.

C.A. Maniatakis, I.N. Psycharis, C.C. Spyrakos Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures, Engineering Structures 56 (2013),417-430.